



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Frères Mentouri Constantine



N° d'ordre :  
Série :

Faculté des Sciences de la Technologie  
Département de Génie Civil  
Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC)

# THESE

Pour l'obtention du Diplôme de Doctorat en Sciences en Génie Civil

---

---

## Performance Parasismique des Poteaux en Tube d'acier Remplis De Béton

---

---

Présentée par : **Abdesselem CHAIR**

Dirigée par : **Pr. Nabil DJEBBAR**

Soutenue le **29 novembre 2018**

**Devant le Jury :**

Pr Rachid LASSOUED  
Pr Nabil DJEBBAR  
Pr Halim BENOUIS  
Dr Riad BENZAID

Université Frères Mentouri Constantine  
Université Frères Mentouri Constantine  
Université Ferhat 08 Mai 1945 Guelma  
Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel

Président  
Rapporteur  
Examineur  
Examineur

## **Remerciements**

*M*es remerciements vont à Monsieur Nabil DJEBBAR, Professeur à l'Université Frères Mentouri Constantine, d'avoir dirigé ma thèse, de m'avoir fait profiter de ses conseils de ses compétences scientifiques, de son encouragement et soutien moral durant ce parcours

*J*e remercie vivement Monsieur Rachid LESSOUED, Professeur à l'Université Frères Mentouri Constantine, de m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de la présente thèse.

*J*e tiens à remercier Messieurs Riad BENZAID, Maître de Conférence à l'Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel, et Halim BENOUIS, Professeur à l'Université Ferhat 08 mai 1945 Guelma de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

*C*omme j'adresse mes remerciements à mes amis et collègues Messieurs N. CHIKH. K.Belaloui, A. Bourouz, A. Djebbar, M. Gahmous, B. Bousalem, et S. E. Bensebti, qui m'ont soutenu et encouragé durant les moments les plus difficiles.

*E*nfin ma reconnaissance à ma famille de m'avoir soutenu durant toutes ces années.

*U*ne pieuse pensée à mes grands –parents et à mon père qui ont toujours cru en moi.

## ملخص

تعتبر الأعمدة المركبة من غلاف فولادي رقيق على شكل انبوب مملوء بالخرسانة ذات استعمال متزايد في تصميم المنشآت الحديثة منها البنايات العالية ( الابراج). ان تطور الابحاث خلال العشريات الأخيرة تثبت استعمالها المرموق لعناصر تركيبية في نظام الإنشاءات بسبب قدرتها الكبيرة في امتصاص وتبديد الطاقة او لتدعيم الإنجازات المتضررة من الخرسانة المسلحة مثل الاعمدة دعائم الجسور، لإعادة الهيكلة الإنشائية بغلاف فولادي.

عملية حصر الخرسانة بغلاف فولادي لها امتيازات لا نستغني عنها سواء من الناحية التقنية و الاقتصادية في مجال البناء والأشغال العمومية.

اغلب القوانين المعمول بها عالميا ادمجت في الطرق التحليلية والتصاميم كيفية حساب الاعمدة المركبة في دساتيرها ، بدون دليل لعمليات الترميم ، القانون الجزائري السائر المفعول يعاني من هذا النقص.

هذا الامر استقطب الباحثين للتركيز على هذا المحور ،مع الامتيازات الخاصة عند استعمال الأعمدة المركبة كعناصر إنشائية ، زيادة في المقاومة ، زيادة في الجساءة و زيادة في المطيلة و الريح الملحوظ في المواد المستعملة للتنفيذ.

إضافة إلى كل هذه الامتيازات ، الأغلفة الفولاذية تستعمل كقوالب لصب الخرسانة ، هذه العملية تنعكس إيجابيا في قيمة التكلفة ومدة الإنجاز.

الفلسفة المتداولة انه تحت تأثير تحميل ديناميكي ، المفاصل لللدنة ستظهر في بعض المقاطع الحرجة التي يجب تحديدها مسبقا ، وانه من الضروري معرفة قدرة المقاومة والتشوه لكل عنصر إنشائي لنكون على علم ان ميكانيك الانهيار سيظهر حسب الطريقة التي نريدها.

في هذا الإطار يتم تحديد ابعاد العناصر الإنشائية على اساس قدرة تحمل الإزاحات الافقية دون إحداث خلل في التوازن الشامل للإنشاء .

نقدم في هذه الرسالة

- دراسة بيبلوغرافية مع حوصلة شاملة لاهم نماذج الحصر الموجودة ، نظريا وتحليليا ، تحديد البارامترات الرئيسية المؤثرة في تقييم الريح في المقاومة والتشوهات . تقدير القدرة الحاملة للأعمدة المركبة.
- إعداد برنامج تجريبي على مستوى مخبر الهندسة المدنية. قمنا بتحضير ثمانية عشر عينة مصنوعة من غلاف فولادي رقيق على شكل اسطواني مفرغ و مألها بالخرسانة ذاتية التشكيل. بعدها تمت عملية التجربة تحت تأثير متزايد لقوى انضغاط محورية ، مع تغيير بعض البارامترات ، و تسجيل مسار قوة – انضغاط لكل جزء من التحميل حتى الانهيار.

اربعة عينات من الخرسانة الغير محصورة تمت عليها عملية التجربة العادية ، تحت تأثير قوى انضغاط.

تحليل ومناقشة النتائج المتحصل عليها سمحت لنا :

- بوضع قانون سلوك المواد المركبة
- تحسين المقاربة ما بين النموذج النظري والتجريبي

• تم تطبيق هذه الدراسة على حالة حقيقية تتمثل في جسر لتقييم مستويات تحسين الامتيازات ( قدرة المقاومة والتشوه) بعد تدعيم احد دعائم هذا الإنشاء بتقنية التغليف الخارجي وإبراز بذلك الربح المتحصل عليه في المقاومة والتشوه.

**الكلمات المفتاحية** : التحسينات المضادة للزلازل ، مقاومة ، الخرسانة، الحصر، غلاف فولاذي.

## Résumé

Les poteaux mixtes en tube d'acier remplis de béton sont de plus en plus utilisés dans la conception de structures modernes multi-étages (tours). Les investigations développées ces dernières décennies confirment leur emploi bénéfique ils sont utilisés comme élément composant un système structurel vu leur excellente capacité d'absorption et de dissipation d'énergie ou comme procédé de renforcement des ouvrages endommagés en béton armé tel que poteau ou pile de pont, par confinement par chemisage en acier.

Le confinement du béton par tube d'acier présente des avantages inéluctables tant du point de vue technique qu'économique dans le secteur du bâtiment et travaux publics.

La majorité des codes universellement établis ACI, AISC, EC4 ont intégré les méthodes d'analyses et de conception pour le calcul des poteaux mixtes dans la réglementation, sans guide de réparation. Le règlement algérien en vigueur RPA 99 souffre de ce manque.

Ce qui a focalisé les recherches dans cet axe, de plus les poteaux mixtes contribuent à afférer aux éléments structuraux une haute résistance une grande ductilité et une rigidité élevée, avec une optimisation remarquable des matériaux mis en œuvre

En plus de ces avantages, les tubes d'acier servent aussi de coffrage réduisant ainsi le coût et la durée de réalisation.

La philosophie courante est que sous charge dynamique les rotules plastiques se développent dans certaines sections critiques qu'il faut sélectionner au préalable, et il est primordial de connaître la capacité de résistance et de déformation de chaque élément structurel pour être sûr que le mécanisme de ruine se développe de la manière désirée

Dans ce contexte les éléments structuraux sont dimensionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux sans compromettre l'équilibre global de la structure.

On présente dans cette thèse :

- une étude bibliographique avec une synthèse des principaux modèles de confinement existants, analytiques et théoriques. l'influence des principaux paramètres déterminants dans l'évaluation du gain en résistance et déformation. Estimation de la capacité portante des poteaux mixtes

- un programme expérimental réalisé au niveau du laboratoire de génie civil.  
Dix-huit (18) éprouvettes en tube d'acier remplis de béton auto plaçant ont été testées à la compression uni axiale, pour des différents paramètres, avec acquisition incrément effort- déplacement jusqu'à la rupture.  
Quatre (04) éprouvettes en béton non confines ont été soumises à un essai standard, de compression  
L'analyse et la discussion des résultats nous a permis :
  - d'établir une loi de comportement du matériau composite
  - d'affiner la corrélation entre modèle théorique et expérimental
- une étude sur un cas réel de pont a été appliquée pour estimer les niveaux de performance (capacité de résistance et de déformation) après renforcement de la pile de cet ouvrage par la technique de chemisage et valoriser ainsi le gain en résistance et déformation.

**Mots clés** : performance parasismique, résistance, béton, confinement, chemisage en acier

## Abstract

Mixed steel tube poles filled with concrete are increasingly used in the design of modern multi-stage structures (lathes). The investigations developed in recent decades confirm their beneficial use, they are used as a component of a structural system given excellent ability to absorb and dissipate energy or as a method of reinforcing damaged structures in reinforced concrete such as post or bridge stack , by reinforcement by steel lining.

The confinement of concrete by steel pipe has unavoidable technical and economic advantages in the building and public works sector.

The majority of the universally established codes ACI, AISC, EO4 have incorporated the methods of analysis and design for the calculation of mixed poles in the regulation, without a repair guide. The current Algerian regulation RPA 99 suffers from this lack.

The research focuses in this axis. Moreover, the mixed poles contribute to provide the structural elements with a high resistance, a high ductility and a high rigidity, with a remarkable optimization of the materials implemented

In addition to these advantages, the steel tubes also serve as formwork thus reducing the cost and the duration of realization.

The current philosophy is that under dynamic load plastic hinges develop in certain critical sections which must be selected beforehand; and it is essential to know the resistance and the deformation capacity of each structural element to ensure that the mechanism of ruin develops in the desired way.

In this context, the structural elements are dimensioned so as to be able to withstand lateral displacements without compromising the overall balance of the structure.

We present in this thesis:

- A bibliographic study with a synthesis of the main existing confinement models, analytical and theoretical. The influence of the main determining parameters in the evaluation of the gain in resistance and deformation. Estimation of the bearing capacity of mixed columns.

- An experimental program carried out at the level of the civil engineering laboratory.

Eighteen (18) steel tube specimens filled with self-placing concrete were tested for uni-axial compression, for different parameters, with incremental force-displacement acquisition to failure.

Four (04) non-confined concrete specimens were subjected to a standard compression test.

The analysis and discussion of the results allowed us:

- to establish a law of behavior of the composite material.
- To refine the correlation between theoretical and experimental model.
  
- A study on a real case of bridge was applied to estimate the levels of performance (capacity of resistance and deformation) after reinforcement of the stack of this structure by the technique of lining and thus to value the gain in resistance and deformation.

**Keys words**: seismic performance, strength, concrete, confinement, steel lining

|   |           |
|---|-----------|
| <b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>  | <b>1</b>  |
| <b>CHAPITRE 1 . NOTIONS SUR LE DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE EN PERFORMANCE.....</b> | <b>5</b>  |
| 1. CONCEPTION PHILOSOPHIQUE DE BASE .....   | 5         |
| 2. NIVEAUX DE PERFORMANCE .....   | 6         |
| 3. OBJECTIFS DE PERFORMANCE.....  | 7         |
| 4. CONCEPTION A NIVEAUX DE PERFORMANCE MULTIPLES .....                              | 7         |
| 5. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT POUR 3 NIVEAUX DE PERFORMANCE .....                  | 9         |
| 5.1. Critère de rigidité .....  | 11        |
| 5.2. Critère de résistance .....  | 11        |
| 5.3. Critère de ductilité .....   | 13        |
| 6. COHERENCE DANS LA CONCEPTION PARASISMIQUE .....                                  | 13        |
| 7. METHODES D'ANALYSE .....   | 15        |
| 7.1 Méthodes d'analyse .....  | 15        |
| 7.1.1 Elastiques linéaires.....   | 15        |
| 7.1.2 Non linéaires et inélastiques non linéaires .....                             | 17        |
| 8. METHODES DE DIMENSIONNEMENT .....  | 19        |
| 7.1 Dimensionnement en déformation contrôlée .....                                  | 22        |
| 7.1 Critères de dimensionnement pour 2 niveaux de performance .....                 | 22        |
| 9. APERÇU HISTORIQUE SUR LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE POUR PONTS .....            | 23        |
| <b>CHAPITRE 2 . NOTIONS SUR LA CONSTRUCTION MIXTE.....</b>                          | <b>28</b> |
| 1. INTRODUCTION .....   | 28        |
| 2. MATERIAUX MIS EN ŒUVRE.....  | 29        |
| 3. COEFFICIENTS DE SECURITE APPLICABLES AUX MATERIAUX.....                          | 30        |
| 4. LES COLONNES MIXTES.....   | 31        |
| 5. TRAVAUX DE RECHERCHE.....  | 32        |
| 5.1. Travail expérimental .....   | 32        |
| 5.1. Travail théorique .....  | 35        |
| 6. DIMENSIONNEMENT DES COLONNES MIXTES .....  | 39        |
| a. Méthode Générale .....   | 39        |
| b. Méthode Simplifiée .....   | 39        |
| <b>CHAPITRE 3 . BETON CONFINE ET MODELES DE CONFINEMENT .....</b>                   | <b>43</b> |
| 1. CONFINEMENT DU BETON - ARMATURE DE CONFINEMENT .....                             | 43        |
| 1.1. Principe .....   | 43        |
| 1.2. Aspect mécanique .....   | 43        |
| 1.3. Aperçu historique .....  | 45        |
| 1.4. Modèles représentatifs .....   | 46        |

|   |   |           |
|---|---|-----------|
| 1.5.  | Pression latérale effective de confinement .....                        | 50        |
| 2.  | Confinement Par Chemise En Acier.....                                   | 53        |
| 2.1   | INTRODUCTION.....   | 53        |
| 2.2   | MODELES DE CONFINEMENT DU BETON PAR TUBE D'ACIER.....                   | 53        |
| 2.2.1   | Y. Sun (2008) [7].....  | 53        |
| 2.1.2.  | Ehabet al. 2006 [8].....  | 54        |
| 2.1.3.  | Han et al. 2004 [11].....   | 55        |
| 2.1.4.  | Susantha et al 2001 [12].....   | 56        |
| <b>CHAPITRE 4 . COMPORTEMENT DES SPECIMENS SOUS CHARGE CONCENTRIQUE .....</b> |   | <b>60</b> |
| <b>PARTIE THEORIQUE .....</b>   |   | <b>60</b> |
| 1.  | DETERMINATION DE LA CAPACITE UNI AXIALE.....                            | 60        |
| 2.  | ETUDE PARAMETRIQUE SELON LE MODELE DE SUSANTHA ET AL .....              | 61        |
| 3.  | EVALUATION DES PARAMETRES DE CONFINEMENT .....                          | 62        |
| 3.1   | EVALUATION DES PARAMETRES DE CONFINEMENT .....                          | 63        |
| 3.2   | ANALYSE DES RESULTATS ET DISCUSSION.....                                | 64        |
| 3.2.1.  | Effet de D/t.....   | 64        |
| 3.2.2.  | Effet de la Résistance du Béton, $f_{co}$ .....                         | 65        |
| 3.2.3.  | Effet de la limite élastique de l'acier, $f_{yh}$ .....                 | 66        |
| <b>PROGRAMME EXPERIMENTAL.....</b>  |   | <b>67</b> |
| 1.  | DISPOSITIF EXPERIMENTAL .....   | 67        |
| 2.  | CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES ET METHODOLOGIE DES ESSAIS..... | 69        |
| 3.  | <b>FORMULATION DE BETON AUTO-PLAÇANT .....</b>                          | <b>69</b> |
| 4.  | PREPARATION DES EPROUVETTES.....  | 70        |
| 5.  | ESSAIS DE COMPRESSION.....  | 71        |
| <b>CHAPITRE 5 . COMPORTEMENT STRUCTUREL NL.....</b>                           |   | <b>80</b> |
| 1.  | COMPORTEMENT SECTIONNEL.....  | 80        |
| 2.  | PARAMETRES INFLUANT LA PERFORMANCE DES SECTIONS EN BETON CONFINE.....   | 82        |
| 3.  | CAPACITE DES SECTIONS MIXTES .....                                      | 84        |
| 3.1   | COMPORTEMENT MOMENT-COURBURE.....                                       | 84        |
| 3.2   | PARAMETRES INFLUENTS .....  | 85        |
| 3.3   | CONCLUSIONS .....   | 88        |
| 4.  | COMPORTEMENT DE L'ELEMENT.....  | 88        |
| 4.1   | INTRODUCTION.....   | 88        |
| 4.2   | CONCEPT DE BASE.....  | 89        |
| 4.3   | NOTIONS DE ROTULE PLASTIQUE.....  | 90        |
| 4.3.1.  | Longueur de la rotule plastique.....                                    | 90        |
| 4.3.2   | Longueur de confinement.....  | 91        |
| 4.4   | CATEGORISATION DU COMPORTEMENT DES COLONNES .....                       | 92        |

|   |            |
|---|------------|
| <b>CHAPITRE 6 . ETUDE DE CAS THEORIQUE.....</b>                   | <b>95</b>  |
| 1. INTRODUCTION .....   | 95         |
| 1. REPOSE DUCTILE DES PILES DE PONT .....                         | 95         |
| 1. CAS D'ETUDE .....  | 97         |
| 4.1 DESCRIPTION GENERALE.....                                     | 97         |
| 4.1 PROCEDURE D'EVALUATION.....                                   | 97         |
| 4.1 RENFORCEMENT PARASISMIQUE.....                                | 98         |
| 4.3.1. <i>Renforcement par bandage externe en CFRP</i> .....      | 98         |
| 4.3.1. <i>RenforScement par chemisage en acier</i> .....          | 99         |
| 4.3.1. <i>Capacité sectionnelle des colonnes renforcées</i> ..... | 99         |
| 4.1 ANALYSE PUSHOVER .....  | 101        |
| 4.1 CONCLUSIONS.....  | 104        |
| <b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....</b>                           | <b>106</b> |

## LISTE DES TABLEAUX

|   |  |
|---|--|
| Tableau 1. 1: niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites ..6                            |  |
| Tableau 1. 2: Approches de dimensionnement parasismiques. ....14  |  |
| Tableau 1. 3: Niveaux d'aléas sismiques proposés.....15   |  |
| Tableau 2. 1: Valeurs des coefficients partiels de sécurité applicables aux matériaux utilisés dans la construction mixte .....30 |  |
| Tableau 3. 1 : paramètres considérés dans les différents modèles .....44  |  |
| Tableau 4. 1: Dimensions et propriétés des spécimens .....63  |  |
| Tableau 4. 2: capacité des spécimens selon différentes approches .....64  |  |
| Tableau 4. 3: caractéristique des tubes en acier. ....69  |  |
| Tableau 4. 4: Quantité des matériaux pour 40 L. ....70  |  |
| Tableau 4. 5: les résultats d'écrasement sur les éprouvettes. ....71  |  |
| Tableau 4. 6: Les caractéristiques des TARB de formulation B1.....72  |  |
| Tableau 4. 7: Les caractéristiques des spécimens utilisés pour formulation B <sub>2</sub> . ....73                                |  |
| Tableau 4. 8: Les caractéristiques des TARB de formulation B <sub>3</sub> . ....75  |  |
| Tableau 4. 9: variation .du confinement en fonction de $\sigma_{28}$ et t .....76   |  |
| Tableau 6. 1: Description générale des ponts étudiés.....97   |  |
| Tableau 6. 2: Demande et capacité de résistance des fûts de piles étudiées.....98   |  |
| Tableau 6. 3: Capacité de résistance .....102   |  |
| Tableau 6. 4: Capacité de déformation .....103  |  |

## LISTE DES PHOTOS

|   |    |
|---|----|
| Photo 4. 1: Machine (CONTROLS) de compression.....                            | 68 |
| Photo 4. 2: Dispositif d'essai .....  | 68 |
| Photo 4. 3: Préparation des éprouvettes. ....                                 | 70 |
| Photo 4. 4: Préparation des spécimens en TARB.....                            | 71 |
| Photo 4. 5: mode de rupture des TARB de formulation $B_1$ .....               | 72 |
| Photo 4. 6: Mode de rupture des TARB de formulation $B_2$ .....               | 74 |
| Photo 4. 7: Les spécimens pour formulation B3 après l'essai d'écrasement..... | 75 |

## LISTE DES FIGURES

|  |    |
|--|----|
| Figure 1. 1: Niveaux de performance.....   | 7  |
| Figure 1. 2: Caractéristiques pour 3 niveaux de performance.....   | 10 |
| Figure 1. 3: Réponse structurale pour différents niveaux de chargement.....  | 14 |
| Figure 1. 4: Méthodes d'analyse élastique linéaire.....  | 16 |
| Figure 1. 5: Méthodes d'analyse Inélastique: (a) Plastic; (b) Pushover; (c) Temporelle.....  | 18 |
| Figure 2. 1: Effet des liaisons.....   | 28 |
| Figure 2. 2: Comparaison de différentes colonnes dimensionnées pour résister à la même charge ultime de 3000 kN pour une longueur de flambement de 4 mètres..... | 29 |
| Figure 2. 4: Exemples de colonnes partiellement enrobées de béton.....   | 31 |
| Figure 2. 3: Exemples de colonnes totalement enrobées de béton.....  | 31 |
| Figure 2. 5: Exemples de colonnes mixtes remplis de béton.....   | 31 |
| <br>   |    |
| Figure 3. 1: Influence du modèle de Confinement.....   | 49 |
| Figure 3. 2: Type de confinement dans une section rectangulaire.....   | 49 |
| Figure 3. 3: Vue tridimensionnelle du béton confiné et non confiné.....  | 51 |
| Figure 3. 4: confinement fournie par différents arrangements de l'armature transversale.....   | 51 |
| Figure 3. 5: Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Kent et Park modifié (1982).....   | 53 |
| Figure 3. 6: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri (1982).....   | 53 |
| Figure 3. 7: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Kent et Park(1971).....   | 53 |
| Figure 3. 8: : Courbe contrainte-déformation du béton à haute résistance confiné et non confiné, Cusson et al. (1992).....                                       | 53 |
| Figure 3. 9: Courbe contrainte-déformation béton confiné et non confiné, Murat et al.(1992).....   | 53 |
| Figure 3. 7: : Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Mander et al (1988).....   | 53 |
| Figure 3. 11: Effet du rapport D/t.....  | 57 |
| Figure 3. 1.(a) : Effet de $f_c/f_{co}$ .....  | 58 |
| Figure 3. 1.(b) : Effet de $f_c/f_{co}$ .....  | 58 |
| <br>   |    |
| Figure 4. 1: Élément soumis à une force de compression P.....  | 60 |
| Figure 4. 2: Effet de D/t.....   | 61 |
| Figure 4. 3: Effet de $f_{yt}$ .....   | 62 |
| Figure 4. 4: Effet de $f_{co}$ .....   | 62 |
| Figure 4. 5: Effet de D/t.....   | 65 |
| Figure 4. 6: Effet de la résistance du béton, $f_{co}$ .....   | 66 |
| Figure 4. 7: Effet de la limite élastique de l'acier $f_{yt}$ .....  | 67 |
| Figure 4. 8: Courbe (contrainte - déformation) pour formulation B <sub>1</sub> .....   | 73 |
| Figure 4. 9: Courbe (contrainte - déformation) pour formulation B <sub>2</sub> .....   | 74 |
| Figure 4. 10: Courbe (contrainte - déformation) pour formulation B <sub>3</sub> .....  | 76 |
| Figure 4. 10 (a):Effet de $f_{co}$ .....   | 77 |
| Figure 4. 10 (b):Effet de $f_{co}$ .....   | 77 |
| Figure 4. 10 (c):Effet de $f_{co}$ .....   | 78 |
| Figure 4. 11: Effet de rapport D/t (a).....  | 78 |
| Figure 4. 11: Effet de rapport D/t (b).....  | 79 |
| Figure 5. 1: Déformations dans un élément fléchi de longueur dx.....   | 81 |
| Figure 5. 2: Analyse moment courbure d'une section comprimée fléchiée en béton armé.....   | 82 |
| Figure 5. 3: Performances flexionnelles des sections en béton confiné.....   | 83 |
| Figure 5. 4: Diagramme moment-courbure.....  | 84 |
| Figure 5. 5: modèle du béton non confiné.....  | 85 |
| Figure 5. 6: modèle du béton confiné.....  | 85 |
| Figure 5. 7: modèle contrainte déformation du l'acier longitudinale tendue Fe E40A.....  | 85 |
| Figure 5. 8: Effet de la résistance du béton, $f_{co}$ .....   | 86 |
| Figure 5. 9: Effet de la limite élastique de l'acier, $f_{yt}$ .....   | 86 |
| Figure 5. 10: Effet de l'intensité de la charge.....   | 87 |
| Figure 5. 11: Effet du rapport D/t.....  | 87 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure 5. 12: Rotules plastiques des piles des ponts. [7].....                   | 90  |
| Figure 5. 13: Diffusion de la plastification sur une longueur $l_p$ .....        | 91  |
| Figure 5. 14: répartition de moment et de courbure sur la hauteur d'un pont..... | 92  |
| Figure 5. 15: Colonne cantilever avec une force latérale au moment ultime.....   | 94  |
| Figure 6. 1a: Courbe d'Interaction M-N Constantine.....                          | 100 |
| Figure 6. 1b: Courbe d'Interaction M-N Skikda .....                              | 100 |
| Figure 6. 2a: Moment-courbure (CN1) .....  | 101 |
| Figure 6. 2b: Moment-courbure (CN3).....   | 101 |
| Figure 6. 2c: Moment-courbure (SKd).....   | 101 |
| Figure 6. 3a: Pushover curves (CN1).....   | 102 |
| Figure 6. 3b: Pushover curves (CN3) .....  | 102 |
| Figure 6. 3c: Pushover curves (Skikda) .....                                     | 102 |

## Notation

|                   |  |
|-------------------|--|
| $A$               | : coefficient d'accélération   |
| $A_c$             | : Aire du noyau confiné  |
| $A_s$             | : section d'armature longitudinale   |
| $A_{sh}$          | : aire de la section de l'armature transversale                                  |
| $D$               | : Diamètre du tube d'acier   |
| $d$               | : hauteur utile  |
| $E$               | module d'élasticité longitudinal   |
| $E_c$             | : module d'élasticité longitudinale du béton                                     |
| $E_s$             | : module d'élasticité longitudinal de l'acier                                    |
| $f'_{cc}$         | : résistance pic en compression du béton confiné                                 |
| $f_{cmax}$        | : résistance maximale de béton   |
| $f_{co}$          | : résistances du béton non confiné   |
| $f'_{co}$         |  |
| $f_l$             | : pression latérale due à l'armature de confinement                              |
| $f_s$             | : contrainte dans les aciers   |
| $f_{yh}, f_y$     | : respectivement limite élastique de l'acier transversal et longitudinal         |
| $H$               | : force latérale   |
| $I$               | : moment d'inertie de la section non fissurée                                    |
| $k$               | : position relative de l'axe neutre  |
| $k_e$             | : coefficient efficace de confinement  |
| $K_s$             | : respectivement le gain en résistance et en déformation                         |
| $K_d$             |  |
| $k_1$             | : coefficient tenant compte de la composition du béton et de l'étreinte latérale |
| $k_2$             |  |
| $l_c$             | : longueur du poteau   |
| $L_p$             | : longueur de la rotule plastique  |
| $l_{pb}$          | : longueur de la rotule plastique de la poutre                                   |
| $l_{pc}, l'_{pc}$ | : longueur de la rotule plastique au niveau inférieur et supérieur du poteau     |
| $M$               | : moment fléchissant dans la section   |
| $M_p$             | : moment plastique   |
| $M_y$             | : moment élastique   |
| $N$               | : effort normal sur la section   |
| $P$               | : effort axial résistant   |
| $R$               | : coefficient de comportement  |
| $r$               | : niveau d'étage   |
| $s$               | : espacement   |
| $t$               | : Epaisseur du tube d'acier  |
| $T$               | effort tranchant   |
| $W$               | : poids de la structure  |

|                    |   |
|--------------------|---|
| $\Delta_y$         | : déplacement élastique   |
| $\Delta_u$         | : déplacement horizontal ultime   |
| $\Delta_{vy}$      | : déplacement élastique dû au cisaillement                                |
| $\varepsilon_c$    | : raccourcissement du béton comprimé                                      |
| $\varepsilon_{cc}$ | : déformation correspondante à la contrainte pic du béton confiné         |
| $\varepsilon_{co}$ | : déformation correspondante à la contrainte pic du béton non confiné     |
| $\varepsilon_{cu}$ | : déformation ultime du béton confiné                                     |
| $\varepsilon_s$    | : déformation dans l'acier tendu  |
| $\varepsilon_{su}$ | : déformation ultime dans l'acier transversal                             |
| $\varepsilon_y$    | : déformation élastique de l'acier longitudinal                           |
| $\theta_u$         | : rotation ultime de la rotule plastique                                  |
| $\theta_y$         | : rotation élastique  |
| $\mu_\Delta$       | : facteur de ductilité de déplacement                                     |
| $\mu_\theta$       | : facteur de ductilité de rotation :                                      |
| $\mu_\phi$         | : facteur de ductilité de courbure:                                       |
| $\nu$              | : intensité de l'effort axial réduit                                      |
| $\rho_{cc}$        | : rapport entre l'armature longitudinale et l'aire du noyau de la section |
| $\rho_l$           | : taux d'armature longitudinale   |
| $\rho_{sh}$        | : rapport volumétrique de l'armature transversale                         |
| $\phi_t$           | : diamètre de l'armature transversale                                     |
| $\phi_u$           | : courbure ultime de la section   |
| $\phi_y$           | : courbure élastique  |

## INTRODUCTION GENERALE

L'information recueillie après chaque évènement sismique confirme les avantages relatifs au potentiel économique des poteaux mixtes ou en béton armé renforcés par chemise externe en acier dans la conception des structures multi étagées et dans les ouvrages d'art, comparativement avec les systèmes de contreventement en charpente ou en béton armé. Ces éléments structurels utilisent d'une manière avantageuse les caractéristiques des matériaux acier et béton.

Les tubes d'acier sont considérés à leur état limite comme des cerces traditionnelles avec un espacement nul développant ainsi de bonne performance du point de vue résistance (effet de confinement), ductilité et rigidité. Ces propriétés ont été bénéfiques pour la bonne tenue de ces structures dans les régions sismiques en enregistrant un taux d'endommagement acceptable, tout en conférant une capacité d'absorption et de dissipation de l'énergie sismique par déformation post élastique. En outre, ces poteaux présentent plusieurs avantages comparativement aux systèmes traditionnels, à savoir:

- le flambage local de la chemise d'acier est différé
- l'efficacité de la construction; pas de montage de coffrage, réduisant ainsi le coût global et la durée de réalisation
- la résistance vis-à-vis de l'incendie peut être fortement augmentée.
- impératif de construire rapidement et simplement

L'état de déformation d'une structure dépend intimement des lois de comportement des matériaux constitutifs. Le travail de recherche sur le béton confiné initié par Richard *et al* en 1928, a conduit ces quatre dernières décennies à une recherche intensive, expérimentale et analytique, qui a permis l'identification des principaux paramètres ainsi que l'évaluation de leur influence. Ces travaux ont été couronnés par l'élaboration de plusieurs modèles de béton ordinaire ou à haute résistance confiné par armature traditionnelle. Le champ d'investigation s'est étendu au béton confiné par chemise d'acier (Tomi 1991 ; Liang et Uy 2000; Susantha et al 2001; Bradford, Loh, et Uy 2002, Huang et al 2002, Morino et Tsuda 2002; Hu et al 2003; Han 2004; Ehab et Young 2006 ; Y. Sun 2008 ; Gajalakshy et al 2011).

Les résultats d'essais expérimentaux existants ont permis de dégager les paramètres influents sur la caractérisation des lois de comportement du matériau: diamètre du poteau, épaisseur du tube d'acier, résistance caractéristique du béton et limite élastique de l'acier.

Un travail expérimental a été mené sur des éprouvettes en tube d'acier remplis béton, de forme cylindrique, en procédant à la variation de quelques paramètres influents. L'analyse et la discussion des résultats obtenus a permis la confrontation de la capacité ultime théorique normative et la capacité ultime expérimentale.

Une méthode théorique basée sur la méthode des tranches successives M.E.F est développée pour analyser la capacité sectionnelle des poteaux mixtes sous sollicitation combinée flexion-effort normal de compression

Le comportement global de l'élément est articulé sur la méthode pushover statique non linéaire.

Enfin, une étude d'évaluation des performances (capacité de résistance et de déformation) de piles de pont renforcées par chemisage en acier ; ayant pour but de valoriser l'information acquise pour des cas pratiques a été conduite. Ce travail touche aux éléments fléchis comprimés et a trait directement à la réhabilitation structurelle afin de répondre aux exigences parasismiques normatives localement admises. Ce travail a été mené dans l'esprit de palier au non codification de la pratique de la réhabilitation parasismique dans notre pays.

## **Objectif**

En Algérie comme ailleurs dans le monde, une grande partie du patrimoine national et des infrastructures de transports ont atteint la fin de leur durée de vie utile. Des études et expertises ont montré l'urgence de développer des techniques de réhabilitation permettant de redonner aux structures telles que les anciens édifices et les ponts, les capacités structurales nécessaires pour résister aux sollicitations auxquelles elles sont soumises. Les procédés de renforcement sont très variés et peuvent être mis en œuvre compte tenu des exigences architecturales et éventuellement les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage lors des travaux. Ces techniques ont une incidence directe sur rigidité structurelle qui changera si le gainage en béton ou le chemisage en acier est envisagé ; et sera conservée si le confortement est concrétisé par bandages en FRP.

Le chemisage en acier est une technique prometteuse présentant des avantages considérables dans le domaine du bâtiment et des travaux publics lorsqu'il s'agit d'assurer la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrages en béton armé ou d'éléments tels que poutre, poteau, pile de pont.

Le mémoire de thèse est structuré en six chapitres en plus d'une introduction et conclusions générales

Les **deux premiers chapitres** sont de caractères bibliographiques, où des notions générales sont données ; sur les colonnes composées acier-béton, leur utilisation et leur évolution incluant l'aspect normatif (EC4, ACI,...) et guides de réhabilitation en faisant allusion aux différentes procédures de dimensionnement parasismique à savoir ; dimensionnement en force (FBD), en capacité (CBD) et en performances (PBD).

Le **troisième chapitre** a été consacré à la présentation de la modélisation des matériaux ; béton ordinaire, acier et béton confiné par armatures traditionnelles et par chemisage en acier où un aperçu sur le principe du confinement latéral passif a été exposé. Une revue sur différents modèles de béton confiné soit par armature traditionnelle ou par chemisage externe a été présentée avec une synthèse sur ces derniers modèles.

Le **quatrième chapitre** a été consacré à l'étude des éléments comprimés où l'expérimentale réalisé est présenté et les résultats obtenus ont été confrontés aux résultats théoriques prenant en considération l'influence du confinement latéral et ceux obtenus selon les règles normatives sélectionnées (ACI, EC4).

Le **cinquième chapitre** a été consacré à l'étude de la capacité sectionnelle des éléments en BA renforcés par chemise externe en acier ou différents paramètres jugés influents ont été étudiés ( $D/t$  -  $f_{c28}$ ,  $f_{ys}$ ,  $A_l$ ,  $A_t$ ). La notion de niveaux de performance et les états limites qui leur sont inhérents caractérisant l'évolution de la plastification des zones dissipatives d'énergie aboutissant à la fin à la notion de rotule plastique idéalisée.

Le **sixième chapitre** a porté sur la modélisation de structures à étudier en spécifiant les différentes sections des éléments de colonnes qui consistaient en de fûts de piles type marteau servant d'appui à des travées indépendantes de pont conçus dans les années quatre vingt du siècle passé. Les modèles des rotules plastiques ont été introduites selon les états limites prédéfinis ainsi que les longueurs plastiques à assigner aux zones nodales des différents fûts considérés. Après cela une étude du comportement nonlinéaire a été menée usant de l'analyse Pushover, ce qui a permis de faire ressortir les carences enregistrées sur la performance structurelle. Ceci a été complété par l'analyse et la synthèse des résultats des cas d'études envisagés renforcés par deux techniques ; chemisage en acier et bandage en TFC (techniques largement utilisées de part le monde pour ce genre de cas). L'évaluation de la performance structurelle des structures renforcées menée en considérant différents critères de performance a permis a permis afin de situer la sécurité obtenue par chacune des solutions de confortement envisagées par rapport aux structures initiales et d'établir les différentes conclusions et les étendus de ce travail.

# Chapitre 1. Notions sur le Dimensionnement Parasismique en Performance

## 1. Conception philosophique de base

La procédure de dimensionnement structurel basé sur plusieurs niveaux de performance n'est pas un concept nouveau. Sous chargement gravitaire, surcharge d'exploitation, neige, vent, les états limites considèrent le service et le niveau ultime. Les niveaux de performance visés par les codes sont :

- sécurité sur les vies humaines
- contrôle de l'endommagement
  - séisme de faible intensité (endommagement négligeable)
  - séisme modéré (endommagement réparable)
- éviter l'effondrement lors d'un séisme majeur

Plusieurs interprétations ont été faites sur l'approche en performance, la définition la plus appropriée est que cette approche se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en objectifs de performance à atteindre. Ces objectifs peuvent être un niveau de contrainte à ne pas dépasser, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement. Cependant la majorité des codes prennent comme règle un seul objectif de performance garantissant la protection des vies humaines dans le cas d'un séisme majeur. En 1997 Bertero [1] a recensé 38 sur 41 codes parasismiques universellement établis basés sur un seul critère de performance. Le constat établi après les séismes survenus récemment a montré que les structures érigées conformément aux codes parasismiques modernes se sont comportées comme prévu en enregistrant une perte de vies minimale. Cependant, la perte économique conséquente de l'endommagement permanent est faramineuse (100 milliards en 1995 pour le Japon seul). Pour ce, le contrôle de l'endommagement doit être plus explicite dans la conception parasismique spécialement en sites urbains afin d'éviter le préjudice résultant.

La conception basée sur la performance (PBD) consiste en la sélection de critères de dimensionnement pour un système structurel de façon que pour un niveau d'excitation tellurique, ce système ne sera pas endommagé au delà des états limites considérés. Plusieurs étapes sont introduites pour que cette conception soit cohérente :

- sélection des objectifs de performance
- définition des critères de dimensionnement à plusieurs niveaux

- spécifier les niveaux d'attaque correspondant aux différents critères de dimensionnement
- considération de la conception parasismique globale
- options pour les méthodes d'analyse structurelles appropriées
- vérification numérique claire (compréhensible)

## 2. Niveaux de performance:

Le principe philosophique de base établi dans la conception parasismique est qu'il est économiquement non justifiable que dans une zone sismique toutes les structures doivent être conçues pour survivre au tremblement de terre le plus violent possible sans jamais enregistrer d'endommagement. Il est donc plus raisonnable pour un séisme sévère de tolérer un certain niveau d'endommagement tant que la ruine est évitée. Pour ce, les recommandations prescrites par les codes parasismiques ne peuvent pas garantir de structure saine sans endommagement lors d'un séisme sévère. Cependant il n'existe pas un commun accord sur la définition du niveau d'endommagement acceptable suite à un séisme spécifique mais des critères d'acceptance pour caractériser ces performances:

a- Sécurité des vies (Life safety): exigence fondamentale

b- Réparation de l'endommagement (Reparable damage): une distinction est faite entre endommagement structurel réparable et endommagement structurel non réparable

c- Effondrement évité (Collapse prevention): afin d'éviter les blessures et les pertes en vies humaines, la structure doit rester debout après un tremblement de terre.

| Niveau de performance  | Etat d'endommagement | Déplacement relatif |
|--|----------------------|---------------------|
| *Totalemment opérationnel<br>Occupation immédiate              | Négligeable          | <0.2%               |
| *Opérationnel, endommagement<br>Contrôlé, endommagement modéré | Réparable            | <0.5%               |
| *Sécurité sur les vies   | Irréparable          | <1.5%               |
| *Pré ruine, sécurité limitée                                   | Sévère               | <2.5%               |
| *Ruine   |                      | >2.5%               |

**Tableau1. 1:** niveaux de performance, états d'endommagement correspondants et déplacements limites.

Pour une performance structurelle définie en termes d'un état d'endommagement, la **déformation reste le meilleur indicateur**. Il est communément admis d'exprimer les objectifs de performance en faisant appel à un état d'endommagement spécifique ou une probabilité de ruine par rapport à un niveau prescrit de demande probable. En terme de

déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement le tableau 1.1 regroupe quelques niveaux de performance recommandés exprimés en états d'endommagement et déplacements relatifs correspondants.

### 3. Objectifs de performance :

Les objectifs de performance sont des états d'acceptance de la performance de la structure. La performance "cible" peut être caractérisée par des limites exprimées en termes de contraintes, déformations, déplacements, accélérations etc... Pour ce, les objectifs de performance sont exprimés en terme d'un état spécifique d'endommagement ou en probabilité de "ruine" contre une probabilité prescrite d'un niveau "demande". Bien que les documents basés sur la philosophie en performance avancent les mêmes concepts, cependant au niveau du détail ils spécifient différents niveaux de performance [2]. Plus de recherche est nécessaire afin d'arrêter des estimations qualitatives réalistes reliant déformation relative – état d'endommagement. Il s'avère donc nécessaire d'apporter un consensus sur le nombre et la définition de ces niveaux de performance associés aux états d'endommagement ainsi que les critères de dimensionnement qui leur sont concordants afin d'implanter la conception en performance.

### 4. Conception à niveaux de performance multiples :

Trois points importants sont à relever sur la courbe effort sismique – déplacement global de la structure (fig.1.1), peuvent caractériser différents états limites:

- limite du comportement élastique (aucun endommagement)
- limite d'endommagement (endommagement majeur)
- limite de ruine

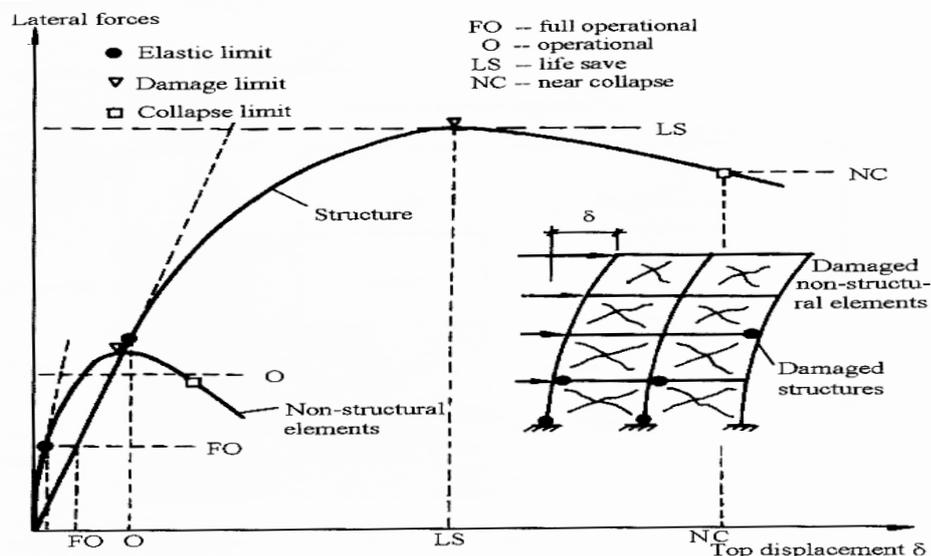


Figure 1. 1: Niveaux de performance

Plusieurs approches de conception à niveaux multiples tenant compte de différents états limites deviennent donc possibles:

(i) Conception à 4 niveaux: principalement élaborée par les codes américains SEAOC (1995) et ATC (1995), ou 4 niveaux de performance sont définis en combinant l'endommagement structurel et non structurel, fonctionnalité (services) et nature de la réparation

(ii) Conception à 3 niveaux suggérée par plusieurs chercheurs [1]:

- Etat limite de **service** (SLS: serviceability limit state) : pour un **séisme fréquent** appelé aussi séisme de service. Cet état limite exige que l'endommagement des éléments structuraux doive rester très faible. La structure demeure dans le domaine élastique ou enregistrant de faibles déformations plastiques.

- Etat limite d'**endommagement** (DLS: damageability limit state) : pour un **séisme occasionnel**. Cet état limite considère une intensité sismique produisant un endommagement modéré dans des éléments structuraux, réparable sans difficultés techniques.

- Etat limite **ultime** (ULS: survivability-ultimate limit state) : pour un séisme **d'occurrence rare**, résultant du plus fort tremblement de terre possible. L'endommagement des éléments structuraux est prévisible; dans la majorité des cas non réparable, cependant les vies sont préservées.

(iii) Conception à 2 niveaux : malgré qu'il est reconnu que la méthodologie idéale est d'adopter 3 ou 4 niveaux de dimensionnement les codes en vigueur à l'instar de l'EC8 se basent uniquement sur 2 niveaux [1]:

- Etat limite de **service** (SLS: serviceability limit state) : Structure conçue afin de demeurer élastique ou enregistrant de faibles déformations plastiques.

- Etat limite **ultime** (ULS: survivability-ultimate limit state) : Pour lequel la structure exploite son aptitude à se déformer dans le domaine post-élastique

Deux états limites sont considérés afin de garantir la sécurité minimale :

a- pour la protection de la vie humaine, aucun niveau ne doit être ruiné sous des conditions d'action sismique ayant une période de retour de plusieurs centaines d'années (séisme rare ou très rare).

b- l'endommagement doit être évité dans les portiques, éléments pour des événements sismiques pouvant survenir plus d'une fois dans la vie de l'ouvrage avec une période de retour variant entre 30 et 50 ans (séisme fréquent).

Le spectre de calcul relatif au début de l'état limite d'endommagement (IO : immediate occupancy) est réduit au 1/5 du spectre relatif à l'état limite garantissant la vie humaine (LS : Life Safety). Ce dernier état est supposé être atteint lorsque :

- les limites des matériaux sont atteintes au niveau de n'importe quel élément
- ou le déplacement de niveau atteint 0.5% de sa hauteur pour n'importe quel niveau.

L'état limite garantissant la vie humaine est atteint lorsque la structure n'est plus en mesure de supporter les charges verticales de calcul sous des déformations horizontales additionnelles; en d'autres termes si l'un des éléments structurels a atteint sa capacité ultime de déformation. La déformation ultime doit être évaluée comme la somme des déformations de flexion, de cisaillement et la distorsion du nœud.

## **5. Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance :**

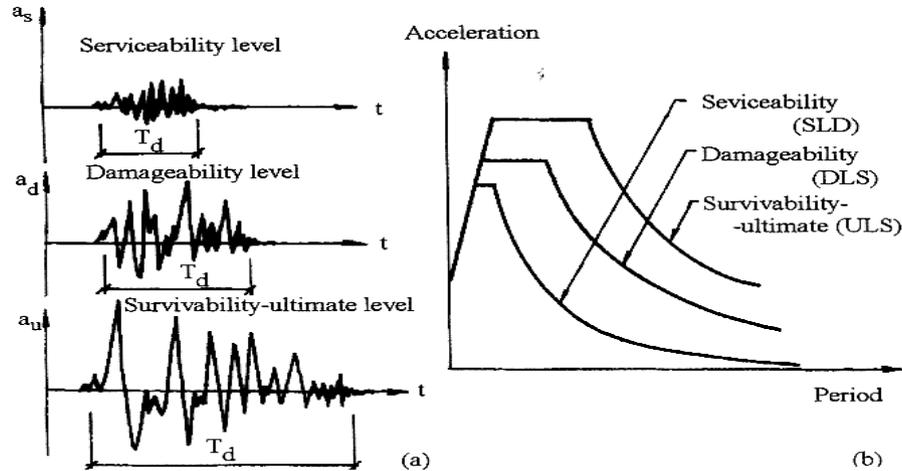
### **Rigidité, résistance et ductilité :**

Dans la pratique courante pour les charges conventionnelles, les structures sont dimensionnées pour 2 demandes, résistance et rigidité résultant en une bonne performance structurelle. La vérification de la résistance incluant la stabilité appartient à l'ELU garantissant que la force développée au sein de la structure reste dans le domaine élastique ou quelques déformations plastiques peuvent survenir en connivence avec les hypothèses établies. La vérification de la rigidité est reliée à l'ELS pour lequel les déplacements de la structure doivent rester dans certaines limites afin que l'endommagement des éléments non structuraux soit évité. Malgré qu'il est reconnu que l'endommagement est aussi dû aux déformations, le contrôle de la résistance joue le rôle déterminant dans le dimensionnement pour charges conventionnelles. Contrairement à ça, la ductilité est recherchée dans le dimensionnement parasismique, et additionnée aux demandes précitées. Car la survie de la structure sous une action sismique est tributaire de la capacité de déformation au delà du domaine élastique, afin de dissiper l'énergie à travers des déformations plastiques.

La nouvelle approche dans le dimensionnement structurel sous action sismique connue sous l'appellation "approche en capacité" exige la vérification des 3 demandes: rigidité, résistance et ductilité.

Le contrôle de ces 3 qualités se fait respectivement pour les états limites suivants:

- état limite de service (Serviceability Limit State)
- état limite d'endommagement (Damageability Limit State)
- état limite ultime (Survivability Limit State)



**Figure 1. 2:** Caractéristiques pour 3 niveaux de performance  
 (a) Accélérogrammes (b) Spectre élastique

Il est cependant très important de remarquer que chaque état limite lui correspond un accélogramme ou spectre de réponse spécifique, du fait de la différence enregistrée en magnitude. Ceci est principalement du à l'interaction sol-onde sismique. Les principales caractéristiques de ces séismes sont (Fig.1.2) :

- pour l'ELS : séismes de faible magnitude sont de courte durée avec une courte période, mais l'amplification pour des périodes courtes est différente comparée avec des séismes de grande magnitude.
- pour l'ELE : séismes de magnitude sévère ayant des durées et périodes plus longues que celles des séismes de faible magnitude.
- pour l'ELU : séismes de magnitude très sévère présentant des périodes caractéristiques et durée plus longues, suite à l'interaction avec la nature du site.

Le rapport entre les intensités correspondantes aux niveaux de performance dépend des périodes naturelles des structures. Utilisant la même allure du spectre pour toutes ces limites en changeant uniquement les accélérations maximales comme il est suggéré par les recommandations de certains codes établis (EC8, code japonais par exemple) est une erreur dans la méthodologie de dimensionnement.

### **5.1. Critère de rigidité :**

La vérification de la résistance est traditionnellement considérée par les concepteurs comme le premier critère à satisfaire dans le processus de dimensionnement. Suite à l'impact économique et la perte de fonctionnalité des ouvrages, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenu un critère incontournable. Pour l'endommagement structurel le déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication. Cette vérification est généralement concrétisée à travers la relation :

$$\text{Rigidité requise} \leq \text{Rigidité disponible}$$

$$\text{ou Déplacement relatif résultant} \leq \text{Déplacement relatif limite}$$

Le déplacement relatif résultant est déterminé :

- à travers une analyse élastique temporelle THA (accélérogramme ou enregistrement) ou utilisant un spectre élastique, et ce si l'ELS qui est considéré.
- cependant pour le spectre correspondant à l'ELU, la détermination de ce déplacement est indirecte en utilisant le facteur réducteur de force. Cette méthodologie est généralement utilisée par les codes, mais présente les insuffisances citées auparavant.

La rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-field et near-field regions) et du type de structure, si les limites inhérentes aux éléments non structuraux ne seront pas mandataires dans l'établissement du critère de rigidité structurelle, le déplacement relatif d'étage limite sera déterminant dans ce cas.

- un endommagement mineur où les fissures 0.2-1mm n'affecte significativement pas le service et la réparation est facilement exécutable.
- un endommagement important où les fissures 1-2mm, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.
- un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2mm, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.

### **5.2. Critère de résistance**

La conception parasismique courante autorise l'endommagement structurel lors d'un séisme sévère ou les structures sont appelées à enregistrer d'importantes déformations inélastiques. La force de dimensionnement est nettement inférieure à la force nécessaire pour que la structure reste dans le domaine élastique. Le critère de résistance est

traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante :

$$\text{Demande de Résistance} \leq \text{Capacité de Résistance}$$

Les 2 termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle. La demande de résistance dépend du :

- type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc. La différence entre séisme proche et séisme éloigné (near-field et far-field) doit être considérée.
- type de structure
- spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R (selon le code RPA, facteur de comportement) qui est déterminé fonction du type de structure, sa période naturelle et la surrésistance.

La capacité de résistance dépend des caractéristiques des zones dissipatives d'énergie, où une résistance adéquate est fournie tout en évitant la rupture brutale ou autres modes de rupture. La résistance de ces zones dépend des facteurs suivants:

- la sécurité prise sur les matériaux en considérant les limites inférieures, conduisant ainsi à une augmentation de la résistance des sections.
- l'utilisation des sections plus importantes que celles résultantes de l'analyse.
- l'effet d'écroûissage produisant une augmentation des moments plastiques
- redistribution des moments suite à la formation des rotules plastiques, le moment de calcul peut diminuer ou augmenter.
- l'accumulation des déformations plastiques: la capacité de résistance de la structure dépend du nombre de cycles inélastiques, les séquences et leurs amplitudes relatives.

La combinaison de ces effets peut conduire à une augmentation possible de résistance variant entre 50 et 150%. Pour ce, la vérification de la résistance de la rotule plastique doit prendre en considération l'existence d'une importante surrésistance.

Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit:

- établir un mécanisme favorisant la rotulation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant en respectant l'approche poteau fort - poutre faible.
- identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise.

- dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques.

### **5.3. Critère de ductilité :**

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. Pour les portiques autostables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. Les régions critiques du système structurel résistant aux forces sismiques peuvent être ainsi préalablement choisies, convenablement conçues et soigneusement ferrillées afin de fournir une capacité de résistance et de ductilité adéquates. Une méthodologie claire et cohérente exige le contrôle direct de ductilité. Cet objectif est atteint si le critère de ductilité est satisfait :

$$\text{Demande de Ductilité} \leq \text{Capacité de Ductilité}$$

où la demande de ductilité est déterminée du comportement global de la structure, et la capacité de ductilité à partir des déformations locales. Le critère de ductilité dans le processus de dimensionnement sera donc:

$$\text{Demande de Ductilité Locale (résultante de l'analyse globale)} \leq \text{Capacité de Ductilité Locale}$$

L'évaluation de la demande de ductilité requise est fonction du déplacement en tête de la structure. Une estimation approximative est donnée par les relations entre le coefficient de ductilité globale et le facteur de comportement.

### **6. Cohérence dans la conception parasismique:**

Dans ce contexte de conception de performance (PBD), pour un niveau déterminé d'excitation sismique la structure est conçue de façon que sa performance reste entre les limites prescrites. Pour atteindre ce niveau de vérification, le dimensionnement est conduit à travers la formulation "requis - disponible" ou "demande - capacité" : Capacité requise  $\leq$  Capacité disponible. Trois paires de caractéristiques mécaniques sont couramment considérées dans le dimensionnement : rigidité, résistance et ductilité.

$$\text{Rigidité requise} \leq \text{Rigidité disponible}$$

$$\text{Résistance requise} \leq \text{Résistance disponible}$$

$$\text{Ductilité requise} \leq \text{Ductilité disponible}$$

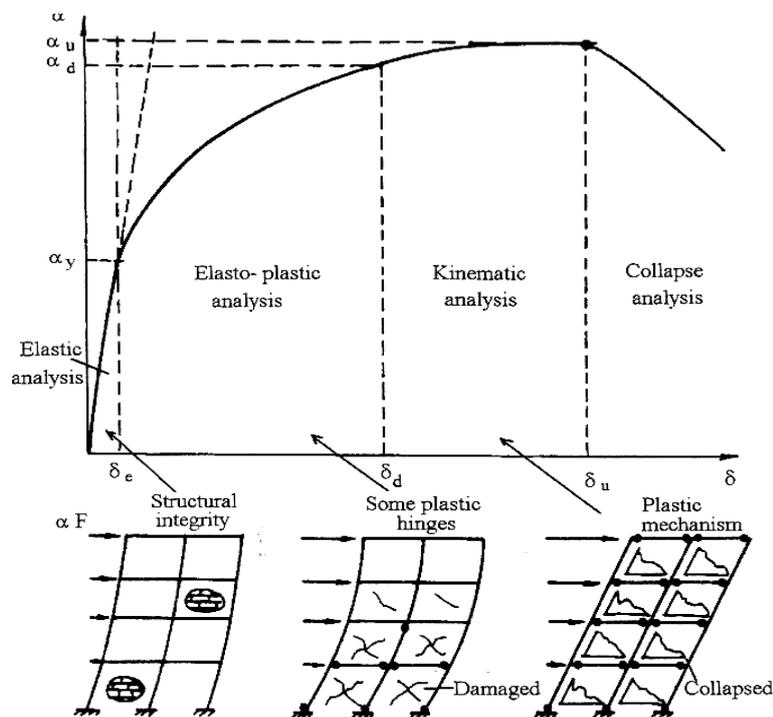
L'utilisation de 2 niveaux de performance représente l'option **minimale acceptable**. Cependant il est recommandable de prendre en considération 3 niveaux d'états limites, à savoir: le service, l'endommagement et l'ultime ou la survie. Afin d'établir la cohérence réglementaire, la structure doit être vérifiée pour les 3 états limites précités pour les critères de performance suivants:

- service
- contrôle de l'endommagement
- ultime
- rigidité
- résistance
- capacité de déformation ou ductilité

**Tableau1. 2:** Approches de dimensionnement parasismiques.

| Performance   | Intensité sismique | Rupture à éviter       | Vérification | Méthode d'analyse | Objectif de performance |
|---------------|--------------------|------------------------|--------------|-------------------|-------------------------|
| Service       | Faible             | Elément non structurel | Rigidité     | Elastique         | déplacement de niveau   |
| Endommagement | Modéré             | Ruine locale           | Résistance   | Elasto-plastique  | Capacité de la section  |
| Ultime        | Sévère             | Ruine globale          | Ductilité    | Mécanisme         | Capacité de rotation    |

Le tableau 1.2 et la figure 13 montrent la relation entre les niveaux de performance et les autres paramètres de la conception parasismique. Les niveaux de performance sont reliés à l'aléa sismique ainsi qu'aux niveaux de conception ou états limite [2]. Le tableau 1.3 regroupe quelques niveaux d'aléas sismiques proposés dans la littérature. Les intensités des séismes de dimensionnement sont déterminées fonction d'une probabilité de dépassement dans 50 ans; considérée comme la période pour laquelle l'ouvrage est entretenu sans aucune intervention structurelle.



**Figure 1. 3:** Réponse structurelle pour différents niveaux de chargement

**Tableau1. 3:** Niveaux d'aléas sismiques proposés.

| Fréquence sismique | Période de retour (années) | Probabilité de dépassement |
|--------------------|----------------------------|----------------------------|
| Fréquent           | 43                         | 50% dans 30 ans            |
| Occasionnel        | 72                         | 50% dans 50 ans            |
| Rare               | 475                        | 10% dans 50 ans            |
| Très rare          | 970                        | 5% dans 50 ans             |
| Extrêmement rare   | 2475                       | 2% dans 50 ans             |

Il faut cependant signaler que si pour un séisme rare ou très rare les périodes de retour proposées dans la littérature sont satisfaisantes, pour les séismes fréquent et occasionnel ces périodes sont très divergentes [1]. Pour une évaluation approximative et en guise de simplification, des accélérations correspondantes aux différents niveaux de performance sont proposées :

- service 0.4A
- endommagement A
- ultime ou survie 1.6A

A : accélération déterminée avec une période de récurrence de 50 ans

## 7 Méthodes d'Analyse

### 7.1. Méthodes d'analyse :

Les méthodes classiques pour le calcul sismique utilisent des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires fonction du niveau de la réponse structurelle.

#### 7.1.1. Élastiques linéaires: (fig.1.4)

a- Statique équivalente: (Equivalent lateral force analysis) (fig. 1.4a)

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé par un coefficient réducteur R appelé aussi coefficient de comportement.

b- Superposition modale spectrale: (Mode superposition méthode) (fig.1. 4b)

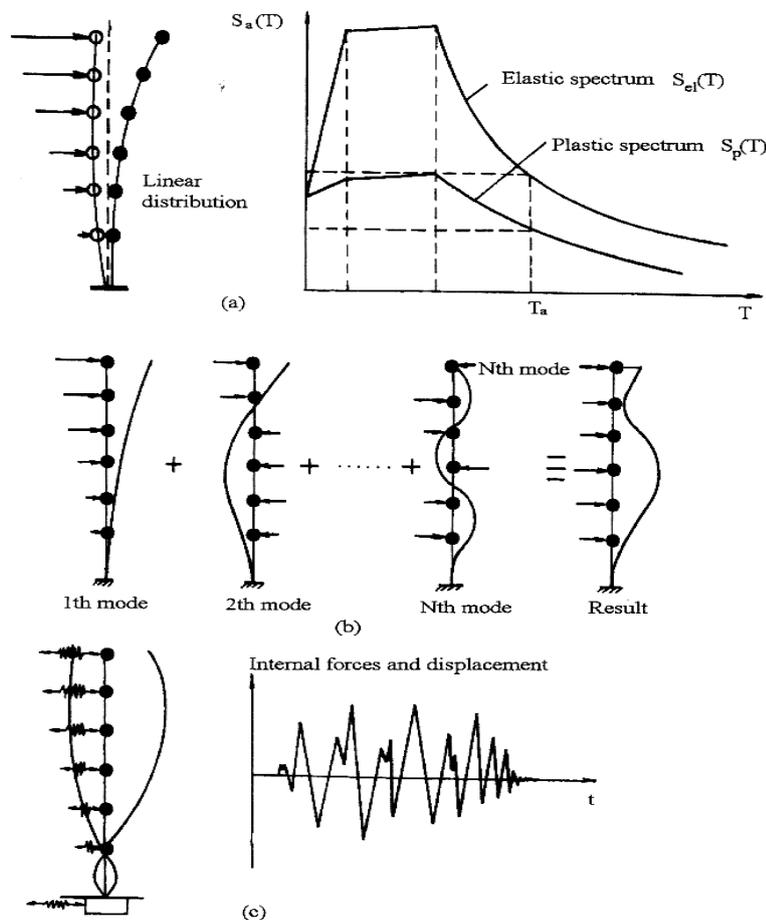
Cette méthode est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale, chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de Liberté (SDOF). L'analyse modale consiste à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale afin

d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale. Cependant cette méthode présente 2 principaux inconvénients à savoir:

- le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'évènement sismique à cause du changement de rigidité (formation des rotules plastiques, l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux) et la rigidité du sol d'assise (adoucissement du sol pour de larges déformations, interaction sol - structure).
- l'utilisation d'un facteur de comportement constant pour un niveau de ductilité donné, car le facteur de comportement est fonction de la période de vibration

c- Analyse temporelle élastique: (Elastic time-history analysis, ETHA)

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire (fig. 1.4c) faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.



**Figure 1. 4:** Méthodes d'analyse élastique linéaire  
 (a) Statique équivalente    (b) Superposition modale    (c)

### 7.1.2- Non linéaires et inélastiques non linéaires: (fig.15)

#### a- Analyse plastique: (Plastic analysis)

Cette procédure (fig. 1.5a) a été initialement développée pour les portiques métalliques afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

#### b- Analyse Pushover (Push-over analysis)

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (fig. 1.5b). La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes (la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs), cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées [3].

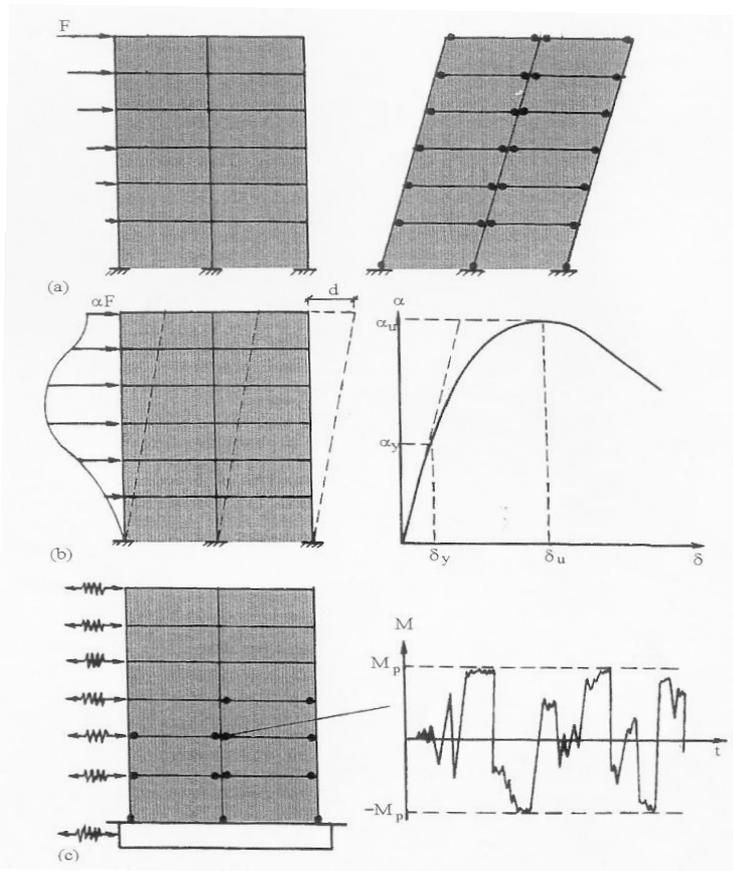
#### c- Analyse temporelle inélastique (Inelastic time-history analysis, **ITHA** or Nonlinear response history analysis **RHA**)

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement où des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure sont adoptés. Cette analyse est conduite en utilisant les enregistrements réels ou simulés. Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques du séisme.

#### d- Analyse modale pushover (Multimodal Pushover Analysis, MPA)

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique Pushover couramment utilisée (POA), en prenant en compte la contribution des modes supérieures à la réponse ou la distribution des forces

d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale Pushover (MPA) est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique (RHA) [4].



**Figure 1. 5:** Méthodes d'analyse Inélastique: (a) Plastic; (b) Pushover; (c) Temporelle

Il a été par ailleurs constaté [5] que cette méthode comparativement avec la méthode RHA:

- produise de très bons résultats pour des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages ainsi que pour les rotations des rotules plastiques.
- surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux); même constatation que pour la méthode statique pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA).
- prédit les déplacements d'étage d'une manière excellente des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques.

## **8. Méthodes de dimensionnement :**

Il est d'un commun accord que les futurs codes parasismiques doivent être basés sur des objectifs de performance multiples associés à différents niveaux d'aléa sismique. L'avantage du dimensionnement en performance est la possibilité d'atteindre la performance parasismique avec un risque uniforme. Cependant la fiabilité de cette approche repose sur le développement de critères de performance explicites et quantifiables pouvant être reliés aux paramètres de réponse pouvant être calculés tels que: contraintes, déformations, déplacements, accélérations et leurs dérivés. Malheureusement les procédures de calcul établies par les codes en vigueur comportent des incertitudes concernant la demande et la capacité sismique de la structure. Une méthodologie de dimensionnement cohérente [1] doit tenir compte simultanément de la rigidité, résistance et ductilité dès les premières étapes de la procédure de dimensionnement.

Cette procédure consiste en 2 phases distinctes :

- 1- la première; préliminaire établissant les principales caractéristiques de la structure, couvrant l'acquisition et le traitement des données nécessaires pour le dimensionnement : nature du sol et sa topographie, information concernant les sources sismiques possibles ou potentielles, périodes de retour pour différents niveaux sismiques, périodes caractéristiques, durées... Un prédimensionnement préliminaire des éléments structuraux est enfin introduit.
- 2- la deuxième; finale donnant les détails pour la phase de construction.

L'analyse de l'ouvrage conduite révèle que la conception préliminaire est satisfaisante et quelques changements mineurs seulement seront nécessaires pour le dimensionnement final. Les procédures les plus utilisées pour cette phase sont énumérés comme suit:

- Dimensionnement en force: (Force Based Design; FBD)

Approche communément utilisée de nos jours se basant sur le fait de doter la structure d'une résistance latérale minimale pour résister aux charges sismiques, en supposant qu'elle se comporte dans le domaine non linéaire d'une façon adéquate. C'est pour cette raison qu'uniquement quelques détails et dispositions constructives sont recommandés afin qu'elles soient satisfaites. Le règlement parasismique algérien RPA 99 [6] appartient à cette catégorie de codes.

- Dimensionnement en déplacement: (Displacement Based Design; DBD)

Comme l'endommagement des structures soumises aux séismes est résultant des déformations excessives; cette méthode s'articule directement sur la déformation plutôt que de fournir simplement une résistance latérale comme requis par le dimensionnement en force, donnant ainsi une meilleure perception des performances attendues.

- Dimensionnement en capacité: (Capacity Based Design; CBD)

Basée sur les principes des codes parasismiques courants qui autorisent l'incursion dans le domaine post élastique; cette méthode fournit une capacité de ductilité adéquate pour les zones dissipatives d'énergie afin d'éviter la ruine des structures résistantes. Pour ce, un mécanisme de rotation plastique est choisi avec un type de distribution de la force latérale recommandée par les codes, pour s'assurer que les déformations plastiques surviennent uniquement dans les zones préalablement sélectionnées. Ces dernières seront conçues dans le détail de façon à satisfaire leur demande de ductilité, tout en conférant une sur résistance (réserve de résistance) pour les autres parties de la structure de façon qu'elles puissent exhiber un comportement élastique. Afin de réduire les coûts élevés dus à la mise hors service ou à la réparation des structures gravement détériorées, les déformations d'ELS sont considérées.

Le dimensionnement basé sur la performance parasismique (PBD) est une nouvelle approche qui associe les méthodes traditionnelles de dimensionnement parasismique avec de significatives améliorations. Il a été interchangeablement utilisé avec le dimensionnement en Déplacement (DBD) et il associe les méthodes traditionnelles de dimensionnement parasismique avec de significatives améliorations. Il est basé sur l'idée que les objectifs de performance (critères) sont reliés au niveau d'endommagement structurel, qui à son tour est relié au déplacement en tête ou déplacement relatif de niveau (drift).

Cependant cette hypothèse est trop simplifiée du moment que le niveau d'endommagement est influencé par d'autres paramètres tels que:

- accumulation et distribution de l'endommagement structurel
- modes de rupture des éléments
- le nombre de cycles et la durée du séisme

Les procédures développées pour l'analyse et le dimensionnement parasismique en performance appartiennent à différentes catégories notamment : approches en déplacement, en performance et spectre de capacité.

Les deux dernières méthodes ont commencé à être intégrées dans la génération des nouveaux codes ; une forme simplifiée du dimensionnement en performance est déjà implantée au sein du code New Zélandais [7]. Chacune de ces procédures essaye de modéliser le comportement des systèmes structurels retraçant aussi bien la réponse élastique et dans la majorité des cas la réponse inélastique. La représentation de la réponse inélastique spectrale est introduite à l'aide de la technique du spectre de capacité reliant la capacité sismique (comme relation inélastique force – déplacement, la force étant équivalente à l'accélération sismique) à la demande représentée simultanément en accélération sismique et déplacement de la réponse spectrale. Une telle représentation permettra une relative évaluation entre demande et capacité. L'influence du changement de période sur la demande sismique enregistrée par la structure durant la réponse sismique est aussi tracée par le spectre de capacité, pendant que les valeurs fixées des périodes sont représentées par des lignes radiales. La méthodologie générale pour le calcul basé sur la performance parasismique peut inclure différentes procédures.

a- conduire le calcul selon l'approche traditionnelle basée sur la force (FBD), une fois le dimensionnement terminé les déformations et les dommages peuvent être déterminés et comparés aux limites prescrites.

b- commencer par proportionner la structure sur la base du déplacement en tête à un certain niveau (ou critères) de performance et mener ensuite l'analyse de la réponse sismique.

L'analyse non linéaire simplifiée basée sur l'analyse pushover et l'analyse temporelle inélastique pour déterminer la capacité et sur le spectre de calcul pour déterminer la demande. Pour chaque étape de calcul les paramètres de réponse tels que contraintes, déformations, accélération structurelle, rapport de ductilité demande et énergie dissipée sont évaluées en termes de demande contre capacité. L'analyse Pushover statique non linéaire peut fournir la majorité de l'information nécessaire. Dans cette analyse la structure sollicitée horizontalement par un chargement ayant une allure prédéterminée ou ajustable, est poussée statiquement jusqu'au déplacement "cible" pour lequel la structure est évaluée.

### **8.1. Dimensionnement en déformation contrôlée :**

Elle paraît être l'approche la plus appropriée satisfaisant les objectifs du dimensionnement parasismique en performance. Elle est de ce fait sélectionnée pour être introduite dans les codes futurs, en améliorant la conception en force (FDB) et en développant encore l'approche en capacité à travers la vérification de déformation 'objectif' (dimensionnement direct où le point de départ sera les déformations cibles).

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse dynamique inélastique non linéaire peut donner une prédiction de la performance d'une façon plus fiable. La majorité des méthodes de dimensionnement en déplacement ou dimensionnement en déformation contrôlée utilisent des systèmes linéairement équivalents caractérisés par un amortissement effectif élevé et une rigidité sécante correspondant à la réponse max. Cette alternative figure parmi les approches possibles pour la détermination de la demande sismique, car le spectre inélastique peut être aussi utilisé comme il a été indiqué par Fajfar [8,9] et démontré par Chopra et Goel [10].

### **8.2. Critères de dimensionnement pour 2 niveaux de performance :**

Bien que la procédure rationnelle de dimensionnement soit celle qui considère 3 niveaux de performance, la plupart des codes modernes ne prescrivent que 2 niveaux; l'ELS et l'ELU s'accordant avec la méthodologie traditionnelle établie pour les autres types d'action. Les principales vérifications dans le processus de dimensionnement relatives à chaque niveau peuvent être résumées comme suit :

a- ELS : ce niveau doit être analysé à travers les étapes suivantes :

- détermination des caractéristiques de l'action sismique correspondante à cet état limite
- s'assurer que la structure travaille dans le domaine élastique exception faite pour quelques zones pouvant enregistrer des déformations plastiques réduites.
- évaluation de la performance des éléments non structuraux en considérant leur interaction dynamique
- contrôler le déplacement relatif résultant de l'analyse élastique avec la limite prescrite.

Afin de satisfaire ces demandes, les 2 critères suivants doivent être vérifiés simultanément :

Déplacement relatif résultant  $\leq$  Déplacement relatif limite

Résistance requise  $\leq$  Résistance Élastique Limite

b- ELU : ce niveau doit être analysé à travers les étapes suivantes:

- détermination des caractéristiques de l'action sismique correspondante à l'état limite ultime
- configurer la structure conditionnant la rotulation désirée
- analyse de la structure dans le domaine post élastique, en utilisant les méthodes appropriées en se référant à la résistance et à la ductilité.
- identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise.
- dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques.

Afin de satisfaire ces demandes, les 2 critères suivants doivent être simultanément vérifiés :

Résistance Requise  $\leq$  Capacité de Résistance

Demande de Ductilité  $\leq$  Capacité de Ductilité

## **9. Aperçu historique sur la réglementation parasismique pour ponts**

Les premières règles parasismiques pour ponts ont été introduites par le Japon en 1926, après le grand séisme de Kanto (1923). Elles ont été améliorées par suite (1939, 1956 et 1964). Ces règles recommandent l'application d'une force latérale égale à 20% du poids propre de la structure sans jamais faire allusion à l'intensité du séisme, la nature de la structure et les caractéristiques du sol d'assise. Pis encore ces dernières s'adressent aux structures en acier car très peu ont été construites en béton. Le premier code parasismique pour ponts présentant une procédure de dimensionnement claire a été issu en 1971. Basé sur la notion de force (FBD), ce dernier permet d'introduire des forces latérales de dimensionnement fonction de l'importance du pont, le zonage sismique et les conditions de site à travers la méthode du coefficient sismique. Ce code a été révisé en 1980 prenant en compte le phénomène de liquéfaction des sols et le dimensionnement des fondations sur sols liquéfiables. Une révision plus substantielle des guides de dimensionnement a été introduite en 1990 et consiste-en :

- l'unification des méthodes du coefficient sismique
- la vérification dynamique et la ductilité des piles
- fournit des spectres de réponse pour l'analyse dynamique

L'endommagement des structures de pont résultant du séisme Hyogo–Ken Nabu dépassait largement ce qui a été expecté. Une révision rapide des guides de dimensionnement a été faite et a principalement touché au côté de réparation. Les nouvelles exigences structurelles ont été aussi appliquées aux structures neuves pendant que le processus de révision du code de 1990 était en cours. Ce dernier a vu le jour en 1996 faisant explicitement référence à la notion de conception basée sur le déplacement (DBD) tout en maintenant l'ancienne méthode du coefficient sismique [11].

Aux USA et avant l'occurrence du séisme de San Fernando, le dimensionnement parasismique des ponts a été partiellement basé sur les exigences de la force sismique latérale pour bâtiments. Cette dernière était prise égale de 2% à 6% du poids propre de la structure. En 1973, Californian Department of Transportation (Caltrans) a développé de nouveaux critères de dimensionnement reliés à la zone sismique, à la réponse sismique des sols et caractéristiques des ponts. En 1981 l'Applied Technology Council (ATC) a développé les guides ATC-6 [12], spécifiques au dimensionnement parasismique des ponts. En 1983 l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) a adopté l'ATC-6 et l'a incorporé en 1991 comme partie intégrante au sein du code en question.

Avant l'avènement du séisme de Loma Prieta (1989), les ponts californiens étaient conçus pour répondre à un seul niveau de performance 'Non effondrement', basé sur la notion de force (FBD). Les charges sismiques étaient déterminées fonction les conditions des sols et un ensemble de 4 spectres de réponse d'accélération (ARS). Les structures étaient analysées en usant de la méthode élastique dynamique tridimensionnelle de la réponse multimodale spectrale. Les éléments structurels étaient dimensionnés pour résister à des forces issues de la réponse spectrale modifiée par le facteur Z.

Ce dernier était basé sur la ductilité individuelle des éléments structurels et du niveau du risque sismique considéré. Un minimum d'armature transversale était requis pour répondre au critère de confinement selon le niveau de ductilité adopté.

Depuis 1989 le code Caltrans n'a cessé d'être amélioré à la lumière des résultats de recherche et les constats établis des dommages résultants qui ont conduit à un effondrement partiel ou total des ponts. Des guides de renforcement et réparation ont été issus affichant une nouvelle procédure basée sur les principes de ductilité et de dimensionnement en capacité. Le lourd endommagement résultant suite au séisme de

Northridge en 1994 a incité à une nouvelle vision pour le développement de la procédure de dimensionnement et guides de renforcement du code Caltrans. Le code Caltrans a finalement adopté une approche de dimensionnement en déplacement articulée sur un dimensionnement structurel en capacité. Caltrans [13] publiait les critères de dimensionnement en performance et déplacement en 2004, qui intéressent les ponts en BA et le guide de spécifications pour un dimensionnement parasismique pour les ponts métalliques en 2001 [14].

En Europe et avant 1980, peu d'intérêt a été attribué à la conception parasismique des ponts; du fait que peu de ponts ont été endommagés par des séismes européens. On peut dire alors que la pratique du dimensionnement parasismique des ponts est récente. Les codes parasismiques nationaux englobaient des règles parasismiques présentant plutôt des exigences minimales formulées dont l'intention d'aider le consultant européen à l'étranger. C'est à travers l'élaboration de l'EC8 (CEN 1994) que les efforts conjugués ont été dédiés au développement de règles parasismiques pour ponts ; où la majeure partie a été faite entre 1997 et 1998. Les financements nationaux et de sources européennes ont donné naissance à une multitude de projets qui ont permis d'entreprendre un travail extensif dans plusieurs académies et institutions de recherche (Italie, Grèce, Portugal, France, Belgique, Allemagne et G.B). Les liens établis avec les chercheurs dans le domaine aux USA, NZ et Japon ont encouragé le développement de l'approche parasismique européenne pour les ponts. Les différentes versions des drafts de l'EC8 [15] incluant la partie 2; consacrée à la conception parasismique des ponts paraît être robuste, compréhensible, différente par rapport aux autres codes de notoriété internationale. Elle s'articule principalement sur la notion de ductilité afin de réduire les forces latérales de calcul ; détaillant les zones potentielles de rotules plastiques pour une haute ductilité de courbure tout en protégeant les autres parties de la structure en utilisant la notion du dimensionnement en capacité. Ces règles couvrent les ponts à tabliers continus ou discontinus en acier ou béton armé. Le code parasismique envisage plusieurs scénarios de combinaisons d'action afin de répondre à différents niveaux de performance correspondant à différents niveaux d'attaque sismique. Le code fournit aussi une routine claire pour la modélisation et l'analyse statique et dynamique des ponts.

Avant 2009, malgré l'intensification des ouvrages de franchissement; l'Algérie ne disposait pas encore d'un règlement parasismique spécifique aux ouvrages d'art. Pour le

dimensionnement des piles de ponts l'ingénieur de conception se voit de ce fait livré à lui-même, utilisant une méthode conventionnellement adoptée par nos bureaux d'étude où les charges latérales sismiques sont prises égales à 10% du poids propre et essayer d'adapter au niveau du détail (ferraillage) les règles du code RPA qui sont strictement destinées aux bâtiments. Le ministère de l'équipement algérien a publié en 2009 le code parasismique pour ouvrages d'art RPOA [16] où il a consacré sa première partie aux ponts. Ce dernier utilise les notions de dimensionnement en ductilité pour les zones dissipatives d'énergie et de capacité de résistance pour protéger les autres parties de la structure. Il propose différents spectre de réponse (horizontal et vertical) fonction du zonage sismique tout en prenant en considération les caractéristiques du site, l'importance de l'ouvrage, son schéma mécanique, la nature du matériau constitutif, les méthodes d'analyse et les considérations au niveau du détail. Les règles du code RPOA couvrent les ponts à tabliers continus ou discontinus en acier ou béton armé. A l'instar de l'EC 8 le code parasismique algérien envisage d'une manière non détaillée plusieurs scénarios de combinaisons d'action afin de répondre à différents niveaux de performance correspondant à différents niveaux d'attaque sismique tout en fournissant des indications pour la modélisation et l'analyse statique et dynamique des ponts.

Basé sur la philosophie en performances (PBD), le code RPOA propose une conception parasismique satisfaisant les deux exigences fondamentales suivantes:

**- Exigence de non effondrement à l'Etat Limite Ultime (ELU) :**

Après l'occurrence de l'événement sismique de calcul, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate, malgré le fait qu'en certaines parties du pont des dommages considérables peuvent se produire. Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, c'est-à-dire que les parties du pont susceptibles d'être endommagées par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement. Dans ce but, la plastification en flexion de certaines sections (c'est-à-dire la formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables. Le tablier doit cependant se

trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes,

- **Minimisation des dommages** à l'Etat Limite de Service (ELS) :

Il est à noter que, sous l'effet d'un séisme de calcul, (moins intense mais plus fréquent) la structure doit rester dans le domaine élastique (ELS) permettant la reprise des circulations après une courte inspection. Pour les ouvrages routiers, les critères ELS sont couverts par les critères ELU. Après les actions sismiques de haute probabilité d'occurrence pendant la durée de vie prise en compte pour le pont, les parties de ce dernier, destinées à contribuer à la dissipation de l'énergie durant l'événement sismique de calcul, doivent subir uniquement des dégâts mineurs. Ceux-ci ne doivent entraîner ni réduction du trafic, ni nécessité d'effectuer des réparations immédiates.

**REFERENCES**

- 1- V.Gioncu, F.M.Mazzolani, 'Ductility of Seismic Resistant Steel Structures' Spon Press , Guilford U.K 2002
- 2- A.Ghobarah, 'Performance based design (PBD) in earthquake engineering: state of development' Engineering Structures 23 (2001) 878-884
- 3- A.M.Mwafy, A.S.Elnashai, 'Static pushover versus dynamic'. Engineering Structures 23 (2001) 407-424
- 4- C.Chintanapakdee, A.K.Chopra, 'Evaluation of modal pushover analysis using generic frames' Earthquake Engineering and Structural Dynamics 32 (2003) 417-442
- 5- T.S.Jan, M.W.Liu, Y.C.Kao, 'An upper-bound analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings' Engineering Structures 26 (2004) 117-128
- 6- RPA 99 'Règles Parasismiques Algériennes' DTR-BC-2.48 CNRAGP
- 7- A.Chandler, N.Lam, J.Wilson, G.Hutchinson, 'Review of modern concepts in the engineering interpretation of earthquake response spectra' Structures & Buildings, 146 Feb.2001, 75-84.
- 8- P.Fajfar 'Structural analysis in earthquake engineering- A breakthrough of simplified NON-linear methods' 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering; 2002.paper ref.843.
- 9- P.Fajfar 'Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra' Earthquake Engineering and Structural Dynamics 28 (1999) 979-993.
- 10- A.K.Chopra, R.K.Goel 'Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra' Earthquake Spectra 17 (2001) 47-64.
- 11- JRA, Specifications of Highway Bridges, Japan Road Association, Tokyo, Japan, 1996
- 12- ATC, Seismic Design Guidelines for Highway Bridges, Report No. ATC-6, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1981.
- 13- Caltrans, Seismic Design Criteria, Version 1.3, California Depart. Transportation, Sacramento, 2004.
- 14- Caltrans, specifications for Seismic Design of steel bridges, California Department of Transportation, Sacramento, 2001.
- 15- Eurocode 8 - Part 2: *Seismic Design of Bridges buildings*, December 2002.
- 16- RPOA (2009) ,Algerian Earthquake Design Code for Bridges,Ministry of Public, Works ,Algiers

## Chapitre 2 : Notions sur la construction mixte

### 1. Introduction

La pratique actuelle Europe montre clairement que la construction mixte peut être tout à fait compétitive en termes de coût global vis-à-vis des constructions en acier comme des constructions en béton. Ceci est vrai pour les bâtiments à plusieurs étages, notamment lorsque sont exigées des portées entre poteaux de 12,15 voire 20 mètres (par exemple : exigences de circulation pour les parkings, facilités d'agencement des bureaux en l'absence de poteaux intermédiaires). Mais également pour les ouvrages d'art de moyennes portées (par exemple, bipoutre continues avec une travée centrale de 50 à 80 mètres et des travées de rive de 30 à 40 mètres) voire des ouvrages de grandes portées s'ils doivent avoir une dalle en béton pour d'autres et s'il y'a l'impératif de construire rapidement et simplement d'un point de vue structural le principe de fonctionnement est le même qu'un plancher de bâtiment à ossature métallique

### Présentation Générale des Constructions Mixtes Acier – Béton

La construction mixte acier-béton n'est pas récente; son utilisation dans les bâtiments, le plus souvent industriels, et dans les ponts repose sur des qualités complémentaires connues depuis de nombreuses années. Dans tous les cas, il s'agit d'une combinaison entre un profilé en acier et du béton armé (poutres et colonnes mixtes), voir entre un profilé en acier (ou une tôle profilée) et du béton armé-dalle mixte.

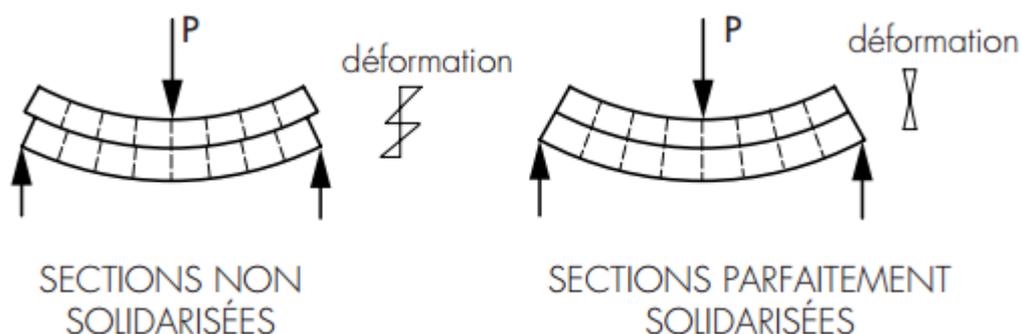
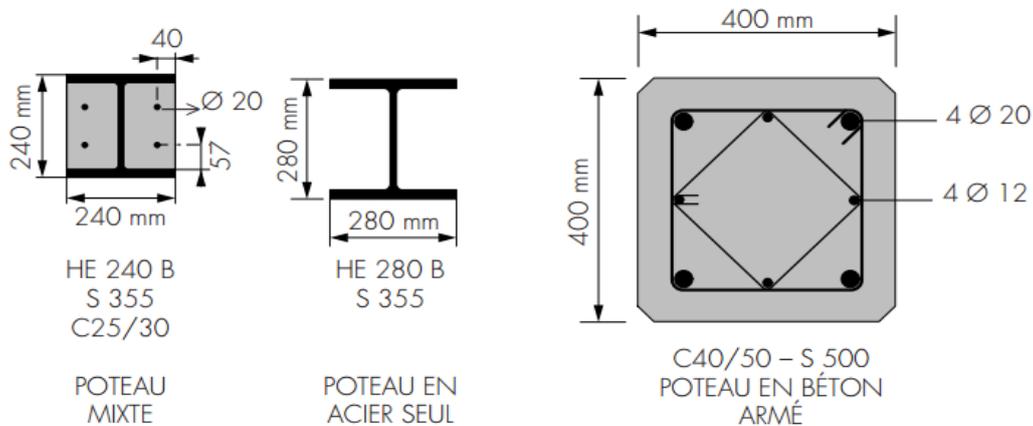


Figure 2. 1: Effet des liaisons

En ce qui concerne les colonnes, le béton enrobant le profilé a souvent été utilisé comme protection contre le feu, avant d'être réellement associé à la résistance de la colonne mixte,

grâce à une meilleure conception, la capacité portante de la colonne mixte peut atteindre jusqu'à deux fois celle du profilé agissant seul.



**Figure 2. 2:** Comparaison de différentes colonnes dimensionnées pour résister à la même charge ultime de 3000 kN pour une longueur de flambement de 4 mètres

De plus, la forme des profilés en H permet un remplissage de béton aisé et élimine par conséquent les frais de coffrage. Ce gain économique compense un certain surdimensionnement, requis dans certains cas pour obtenir une résistance au feu suffisante. Une comparaison de différentes colonnes pouvant supporter la même charge ultime est donnée, une fois encore à titre illustratif, à la figure 2.2

## 2. Matériaux mis en œuvre

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- l'acier de construction
- l'acier d'armature
- les tôles profilées en acier
- le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différentes normes européennes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des documents comme les Eurocodes sur le béton (EC2) et sur l'acier (EC3) ainsi ces documents normatifs mentionnent les caractéristiques des matériaux, telles que la limite d'élasticité de l'acier, la résistance caractéristique du béton à la compression, le module de Young, etc.. Dans le cas de l'acier de construction, certaines caractéristiques mécaniques dépendent de la géométrie de l'élément.

### 3. Coefficients de sécurité applicables aux matériaux

Afin de procéder au dimensionnement conformément à la philosophie générale des Eurocodes, on utilise la valeur de calcul  $X_d$  des propriétés des matériaux constitutifs des éléments structuraux. Chaque propriété est représentée par sa valeur caractéristique inférieure divisée par un coefficient de sécurité dépendant du type de matériau, soit :

$$X_d = \frac{X_{k,inf}}{\gamma_M}$$

Pour les structures mixtes, on doit utiliser la valeur de calcul de la résistance des matériaux ainsi que des données géométriques, afin de déterminer la résistance de calcul des éléments structuraux ou de leur section transversale, soit :

$$R_d = R (X_d, a_d, \dots).$$

Les facteurs de sécurité selon l'EC<sup>14</sup> sont donnés au tableau 2.1 en fonction du type de matériau et de la combinaison d'actions envisagée pour le dimensionnement aux états ultimes.

| TYPE DE MATÉRIAU       | COEFFICIENT DE SÉCURITÉ | COMBINAISON FONDAMENTALE | COMBINAISON ACCIDENTELLE |
|------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Acier de construction  | $\gamma_a$              | 1,1                      | 1                        |
| Acier d'armature       | $\gamma_s$              | 1,15                     | 1                        |
| Béton                  | $\gamma_c$              | 1,5                      | 1,3                      |
| Tôle profilée en acier | $\gamma_{ap}$           | 1,1                      | 1                        |
| Connecteurs            | $\gamma_V$              | 1,25                     | 1                        |

Tableau 2. 1: Valeurs des coefficients partiels de sécurité applicables aux matériaux utilisés dans la construction mixte

La pratique actuelle dans le monde montre clairement que la construction mixte peut être tout à fait compétitive en termes de coût global vis-à-vis des constructions en acier comme des constructions en béton. Ceci est vrai pour les bâtiments à plusieurs étages, notamment lorsque sont exigées des portées entre poteaux de 12,15 voire 20 mètres (par exemple : exigences de circulation pour les parkings, facilités d'agencement des bureaux en l'absence de poteaux intermédiaires). Mais également pour les ouvrages d'art de moyennes portées (par exemple, bipoutre continues avec une travée centrale de 50 à 80 mètres et des travées de rive de 30 à 40 mètres) voire des ouvrages de grandes portées s'ils doivent avoir une dalle en béton pour d'autres et s'il y'a l'impératif de construire rapidement et

simplement d'un point de vue structural le principe de fonctionnement est le même qu'un plancher de bâtiment à ossature métallique

#### 4. Les Colonnes Mixtes

Il existe principalement deux types de colonnes mixtes :

- les colonnes enrobées de béton, que ce soit totalement comme illustré à la fig.2.3 ou partiellement comme on peut le voir à la fig.2 4
- les colonnes remplies de béton (fig. 2. 5). On peut se baser sur le tableau 2.2 pour déterminer le type d'élément économiquement ou techniquement le plus adapté au projet

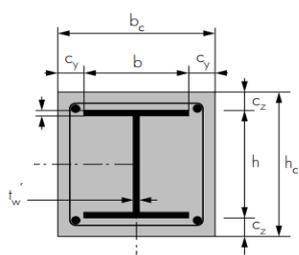


Figure 2. 4: Exemples de colonnes totalement enrobées de béton

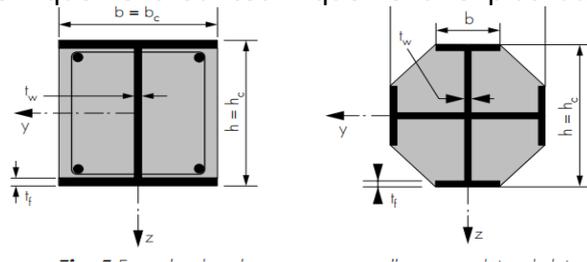


Figure 2. 4: Exemples de colonnes partiellement enrobées de béton

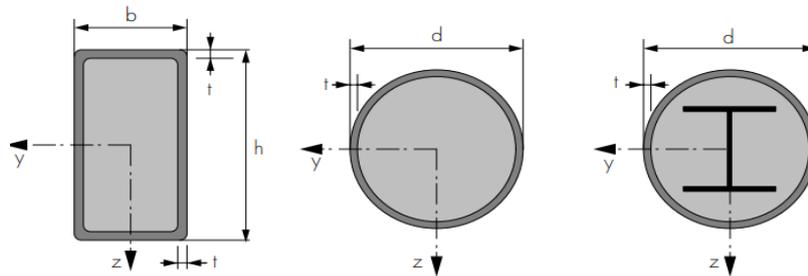


Figure 2. 5: Exemples de colonnes mixtes remplies de béton

| COLONNE ENTIÈREMENT ENROBÉE  | COLONNE PARTIELLEMENT ENROBÉE<br>(largeur > 240 mm)   |
|--|---|
| Nécessité de coffrer le périmètre.   | Pas de coffrage, sauf si difficultés de levage ou nécessité d'une surface très lisse ou structurée.   |
| Bétonnage le plus souvent avant montage.   | Bétonnage au sol, à plat, avant montage.  |
| Ferraillage placé autour de la pièce en position finale montée.  | Les armatures peuvent être préassemblées et posées rapidement.  |
| Taux de ferraillage assez faible. On évite si possible les armatures, sauf dans les coins.               | Pour une résistance au feu élevée, on a intérêt à ferrailler au taux maximum autorisé (6 %). Cependant, seuls 4 % seront pris en compte pour le calcul en service normal. |
| Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé.   | Une peinture, remplissant en général une fonction esthétique, est appliquée sur les ailes apparentes.   |
| Nombre de connecteurs réduit à la zone de transfert des charges entre le plancher et la colonne.         | Une connexion mécanique (goujons ou autres) est nécessaire sur toute la hauteur de la colonne, afin d'éviter une désolidarisation des constituants lors d'un incendie.    |
| Résistance au feu structurelle très élevée.  | La résistance au feu structurelle requiert éventuellement un certain surdimensionnement par rapport au service normal.  |
| Capacité de résistance limitée en phase de chantier; valeur finale atteinte après durcissement du béton. | Surcapacité importante en phase de chantier en raison du surdimensionnement nécessité par la résistance au feu.   |

Tableau 2. 2: Caractéristiques des colonnes mixtes partiellement ou entièrement enrobées de béton

## 5. Travaux de recherche

### 5.1 Travail expérimental

Pendant les deux dernières décennies du siècle passé, un large travail expérimental et théorique [1] a été mené de part le monde couvrant les sections mixtes enrobées et les sections mixtes remplies de béton dans le but de comprendre leur comportement et leur capacité ultime.

Si la section mixte enrobée est envisagée, les études expérimentales en question ont pris en considération plusieurs paramètres à savoir :

- résistance des matériaux acier, béton
- dimensions de la section transversale
- l'armature longitudinale et son influence sur la résistance de la section composite
- l'élancement des éléments
- l'excentricité de la charge axiale

Il a été trouvé que la résistance du béton, le taux d'armature longitudinale et l'excentricité affecte significativement la capacité de résistance des colonnes courtes. Pour les éléments élancés l'effet d'excentricité a été dégagé comme le paramètre le plus influent.

Pour le cas section mixtes remplies de béton les paramètres étudiés étaient :

- résistance des matériaux acier, béton
- rapport  $D/t$  (diamètre/épaisseur)
- l'élancement géométrique  $L/D$  des éléments
- section carrée et section circulaire
- nature du chargement ; axial, flexion uniaxiale et flexion biaxiale
- l'excentricité de la charge axiale

Il a été trouvé que la résistance du béton augmente considérablement la capacité de résistance des colonnes en évitant l'instabilité locale par voilement et la capacité de résistance des colonnes est favorablement affectée par la résistance du béton et le taux d'acier. Pour les éléments courts le comportement charge-flèche se termine par une chute brusque de résistance après avoir atteint le max due à principalement à l'écrasement du béton comprimé. Les colonnes mixtes exhibent un mode de ruine dicté simultanément par écrasement du béton et plastification de l'acier. Les colonnes plus élancées affichent un comportement inélastique et se ruinent suite à l'écrasement du béton en compression,

fissuration du béton tendu et une plastification partielle de l'acier. Les colonnes soumises à la flexion biaxiale l'axe neutre change de position d'une manière continue sous l'action combinée translation-rotation. La rigidité change le long de la hauteur de la colonne à cause de la fissuration du béton qui s'accroît plus en s'approche de la mi-hauteur. Les chemises comportant des raidisseurs internes contribuaient à éviter l'instabilité locale par voilement même si leur rigidité reste faible. L'utilisation du béton à haute résistance contribue à améliorer nettement la capacité de résistance des colonnes mais provoquant une ruine type fragile après que le max de résistance a été atteint.

La technique des colonnes chemisage externe en acier a été largement adoptée dans le domaine de réhabilitation parasismique (Japon, Taiwan, Californie), et elle a été trouvée très efficace du fait d'améliorer les performances structurelles des éléments (résistance et ductilité). Afin d'évaluer la capacité de résistance et de déformation des poteaux de section mixtes, la connaissance des matériaux constitutifs est primordial. Dans ce contexte, un travail expérimental intensif a été mené ces deux dernières, a permis afin d'établir de nouveaux modèles de confinement [2-6]. Plusieurs variables ont été pris en considération résistance des matériaux acier et béton, différentes configurations géométriques (carrées et circulaires, octogonales). Les derniers auteurs ont proposé un modèle de confinement qui tient compte de l'action simultanée armature transversale – chemise externe, et ils concluent que l'acier transversal augmente la résistance du béton confiné. Les principales conclusions dégagées sont les suivantes :

- le confinement par chemise en acier est une méthode efficace en amélioration la capacité de résistance et de ductilité du béton.
- l'augmentation de l'épaisseur de la chemise d'acier augmente la pression latérale de confinement d'où la résistance du béton.
- Le comportement  $\sigma$ - $\epsilon$  du béton confiné par chemise d'acier dépend de la résistance du béton non confiné. Pour les bétons de faible résistance en compression, après que la résistance maximale est atteinte le comportement affiche une réserve de résistance par écrouissage (strain hardening); cependant pour les bétons à haute résistance, le comportement exhibe une allure adoucissante (strain softening).

Un travail expérimental réduit a porté sur l'étude du comportement et la résistance des colonnes mixtes de section carré renforcées par chemise externe sous chargement axial [7]

et charge axiale normale et flexion biaxiale [8]. Il a été trouvé que sous chargement axial que :

- le profilé retarde effectivement l'apparition des fissures dans le béton à haute résistance
- l'effet du confinement externe ne se manifeste qu'aux alentours de 80% de la capacité de résistance ( $N_u$ ) des spécimens et la chemise d'acier ainsi que le profilé ne commence à se plastifier qu'aux alentours( $N_u$ )
- la chemise externe améliore la capacité de résistance du noyau de béton et le profilé influence le comportement post peak de ce dernier

Ce travail a permis aussi de proposer des relations pour prédire la capacité ultime des colonnes composites sous chargement axial.

La principale conclusion émise[11] suite aux résultats des tests menés sur 24 colonnes mixtes sous différents chargements (monotone et cyclique) et que l'augmentation des caractéristiques mécaniques de la section par rapport à l'axe de faible inertie augmente la dégradation de résistance, de ce fait il devient nécessaire d'ajuster adéquatement la capacité de résistance du profilé par rapport aux deux plans de flexion (axe faible et axe fort) afin d'atteindre une haute performance parasismique (résistance et dissipation d'énergie) ; dans ce contexte il recommande un rapport d'environ égal à 2.2.

Le travail expérimental alloué aux sections confinées par chemise externe en acier englobé le noyau de béton seul et noyau en béton armé [8,9,10]. Sachant que la ruine des tubes remplis de béton (CFT) sous chargement sismique est gouvernée par voilement local et effet de fatigue sous un cycle de faible amplitude. L'instabilité par voilement local diminue la ductilité des colonnes en tube rempli béton ayant un rapport  $D/t$  élevé. Dans l'idée de retarder ou éliminer l'instabilité locale par voilement, Xio et al [9,10] ont envisagé un confinement externe par armature additionnelle dans les zones dissipatives d'énergie de colonnes circulaires et carrés (CCFT). Les spécimens testés sous chargement axial constant et forces latérales cycliques ont montré que ce confinement additionnel a permis d'améliorer la performance parasismique d'une manière significative et les colonnes (CCFT) ont exhibé un comportement hautement ductile. Il a été constaté que la ruine des éléments (CCFT) a été causée par la rupture des soudures d'angle (section carré). Les auteurs ont aussi proposé et validé une méthode de dimensionnement spécifique à ce type de section. Pour ce, il

devient nécessaire de procéder à un control strict des spécimens en phase de fabrication. Dans le même contexte un travail expérimental a été entrepris [11]. Les résultats obtenus [11] ont montré que l'armature transversale externe a permis de réduire la dégradation de résistance d'où l'amélioration de ductilité tout en augmentant faiblement l'effort normal capacité. Le travail mené par Lieu et al [12] a touché aux colonnes circulaires en béton armé renforcées par chemise externe en acier. Les colonnes ont été testées sous l'action combiné chargement axial-charge latérale cyclique. Les spécimens confinés par chemise en acier ayant un noyau en béton armé affichent un effort normal capacité supérieur à ceux ayant un noyau en béton seul. Pour les mêmes dimensions, les spécimens en béton armé confinés par chemisage en acier exhibent une capacité flexionnelle et un niveau de ductilité plus grand que les éléments traditionnels en béton armé, avec des nœuds d'hystérésis plus stables. La capacité latérale et la ductilité des éléments confinés par chemisage sont favorablement affectées par l'augmentation de la charge axiale, cependant pour les éléments traditionnels en béton armé la ductilité diminue avec l'augmentation de la charge axiale. Pour les colonnes en tube d'acier remplis de béton où la chemise en acier participe à reprendre la charge verticale, un travail expérimental et numérique [13] a été conduit afin d'étudier l'influence du pré- chargement sur la capacité ultime des éléments. Ce cas de figure est à envisager car dans le processus de construction le béton est introduit après que plusieurs niveaux ont été déjà construits. La charge verticale induite sur les tubes vides peut anticiper le phénomène d'instabilité locale. L'analyse paramétrique a montré que l'effet du pré- chargement peut être négligé pour les colonnes courtes ou si l'effort réduit reste inférieur à 0.2. Cependant ce facteur peut avoir une influence non négligeable sur l'effort capacité des colonnes élancées. Il a été constaté que la réduction sur la capacité ultime peut atteindre 20% au-delà d'un effort réduit de 0.6.

## **5.2 Travail théorique**

Les travaux de recherche à caractère théorique menés durant la fin du siècle dernier a concerné les deux types de colonnes composées (enrobée et remplie de béton). Beaucoup d'expressions analytiques ont été proposées afin de prendre l'interaction uniaxiale ou biaxiale moment effort avec des recommandations sur l'épaisseur minimale des chemises d'acier afin de prémunir contre l'instabilité locale par voilement [1]. La résistance au cisaillement et l'amélioration de l'adhérence par l'utilisation des connecteurs ont été aussi

considérés [1]. Les études se sont étalées pour couvrir le comportement parasismique des colonnes mixtes, leur ductilité, l'instabilité locale (tube rempli de béton) sous chargement cyclique, l'effet du confinement du béton par chemise externe. Pour étudier le comportement nonlinéaire des éléments en tube d'acier rempli de béton soumis à la flexion composée uni ou biaxiale, Q.Liang [14,15] proposa une technique d'analyse en performances (PBA) basé sur l'élément fibre tenant compte de l'effet du voilement local. Cette technique permet au concepteur d'analyser ce type d'élément structurel incluant la nature de l'acier (compacte et non compacte) couvrant les bétons de résistance ordinaire et béton à haute résistance. Les différentes applications et vérifications nécessaires ont été adjointes ultérieurement [15]. Ce travail a été exploité par la suite [16,17] pour mener une étude paramétrique en observant les effets d'imperfection initiale, de contraintes résiduelles, d'écroutissement, du voilement local progressif, et du confinement du béton. Les paramètres examinés étaient :

le rapport  $h/t$ , les résistances des matériaux ( $f_{c28}$ ,  $f_y$ ), l'effet de l'effort axial  $N$  sur la rigidité, la résistance et la ductilité du composite à haute résistance sous l'action combinée effort axial et flexion biaxiale. Il a été trouvé que :

- l'augmentation de  $h/t$  réduit considérablement l'effort capacité, la ductilité, la rigidité flexionnelle et la capacité flexionnelle et la ductilité de courbure.
- l'augmentation de la résistance du béton améliore considérablement la rigidité, la capacité de résistance (axiale et flexionnelle) tout en réduisant la capacité de déformation (ductilité) des éléments.
- l'augmentation de la résistance de l'acier augmente la capacité sectionnelle (M-N) considérablement la rigidité, la capacité de résistance (axiale et flexionnelle) ; et réduit faiblement la ductilité.
- la performance flexionnelle (résistance – ductilité) est fortement réduite pour une charge axiale atteignant 40% de la charge ultime
- l'augmentation de la section de la chemise augmente la capacité de résistance axiale et flexionnelle
- l'utilisation du béton à haute résistance augmente significativement la capacité axiale et faiblement la capacité flexionnelle.

Zhanfei et al [18] ont conduit une étude sur des éléments courts soumis à la flexion composée uniaxiale en tube d'acier partiellement remplis de béton (technique utilisée

principalement pour les fûts de piles de pont). En considérant la déformation résiduelle et l'écroutissage de l'acier les auteurs ont étudié l'effet de l'élanement  $D/t$ , l'intensité de l'effort normal sur le comportement des éléments en question. Ce travail leur a permis de proposer des relations pour évaluer la capacité de résistance et de ductilité des éléments précités sous charment combiné N-M. Ils ont conclu que l'augmentation de N et M réduit la performance de résistance et de ductilité de ces éléments.

Gupta et al [19] ont conduit un travail de simulation numérique incluant l'effet du voilement local en usant du code ABAQUS sur des éléments courts en tube d'acier remplis de béton (CFST). Ils s'étaient principalement penchés sur la pression radiale de confinement en plan et en élévation des spécimens. Ils ont trouvé que :

- La pression radiale de confinement fournie par le tube d'acier est très élevée aux abouts des éléments causant la ruine locale par voilement dès les premiers stages de chargement.
- La pression latérale de confinement n'est pas constante le long de l'élément et elle est maximale près des abouts

Le phénomène du voilement local a bénéficié d'une attention particulière par Denavit et al [20] qui ont conduit une étude conjuguant l'expérimentation à échelle réelle et la simulation sur des éléments élancés en tube d'acier partiellement remplis de béton sous chargement cyclique. Utilisant la modélisation en plasticité distribuée à travers l'élément fibre où la loi de comportement  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'acier est introduite incluse l'influence du voilement local. Les auteurs ont conclu que la rotule plastique varie avec le rapport d'acier de la chemise, l'intensité de la charge axiale et la résistance du béton. Ce dernier paramètre a été trouvé le plus influent. Après confrontation des résultats numériques avec les résultats expérimentaux, les auteurs ont constaté que l'étendue de la rotule plastique  $L_p/L_i$  varie entre 0.2 et 0.3.

On peut constater que d'autres travaux ayant relevance avec la confrontation de quelques codes de notoriété spécifiques aux tubes d'acier remplis béton ont été conduits [21, 22, 23]. Il a été trouvé que le code AISC-LRDF est le plus conservatif. On peut noter à titre indicatif qu'une matière complémentaire enregistrée sur le comportement des tubes d'acier remplis de béton est exposée dans les références suivantes [24,25]. Malgré que les éléments en béton armé confinés par chemise externe aient exhibé une meilleure performance parasismique (résistance, haut niveau ductilité avec des boucles d'hystérésis stables, où le phénomène d'instabilité local par voilement est retardé et dans la majorité des cas éliminé

[9,10]); ces derniers n'ont pas reçu l'attention requise des chercheurs impliqués dans le domaine. Dans ce contexte A.Xiamuxi et A.Hasegawa [25] ont conduit une étude numérique accompagnée de résultats expérimentaux obtenus sur des spécimens en béton armé renforcés par chemise externe en acier, ont proposé une équation pour évaluer l'effort capacité  $N_u$ . Les résultats ont montré que la résistance et la ductilité du noyau ont augmenté suite au double confinement et que l'acier longitudinal a été totalement utilisé car aucune dégradation de la résistance n'a été observée. De ce fait, la capacité ultime en compression est la conjugaison des efforts donnés par le ferrailage longitudinal, l'acier de la chemise qui sont utilisés d'une manière totale et l'effort de la section du noyau de béton confiné conjointement par l'acier transversal et la chemise d'acier. La validité de cette équation a été établie par comparaison avec les résultats expérimentaux de 22 spécimens ; elle a été trouvée satisfaisante.

L'effort de recherche fourni a permis d'établir un large data expérimental, diffuser un savoir fondamental pour l'utilisation de la construction mixte et l'enrichissement des codes de notoriété :

- The building code requirements of RC (ACI 318-89)
- Load and resistance factor design method (AISC-LRFD)
- Architectural Institute of Japan (AIJ)
- British Standard (BS 5400 – part 5)
- Eurocode 4 (EC4)

par de nouvelles clauses d'accompagnement. Il a permis aussi de dégager une nouvelle voie de recherche plus large intéressant ; l'interaction acier-béton, l'effet du béton comme frein contre l'instabilité par voilement local des éléments plaques, l'effet de la section d'acier, le confinement du béton, etc...

On peut conclure que le travail extensif mené a montré que les colonnes en CFST exhibent une grande capacité de ductilité, de résistance et rigidité. Il a été constaté après le séisme de Kobe que se sont les structures contreventées par des éléments en béton armé confiné par chemisage externe en acier RCFST ont enregistré de faibles niveaux d'endommagement jugés réparables; ceci confirme leur qualités mécaniques indéniables.

## 6. Dimensionnement des Colonnes Mixtes

### **EC4** [26]

Bien que d'autres méthodes existent, notamment pour les colonnes composées d'un profilé creux rempli de béton, on se bornera à expliciter les méthodes préconisées par l'EC4<sup>3</sup>. Ce code est basé principalement sur la méthode d'analyse plastique rigide qui fait travailler les matériaux à leurs limites en d'autres termes l'acier est supposé être totalement plastifié et le béton écrasé. L'EC4 fait intervenir l'effet du confinement à travers l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$  et l'excentricité de la charge appliquée. Les recommandations de l'EC4 couvrent les colonnes enrobées ainsi que constituées de tube d'acier remplis de béton. Il permet l'évaluation de la charge ultime des sections circulaires ou carrées en introduisant des valeurs limites de l'élançement géométrique ( $b/t$ ,  $D/t$ ) afin de se prémunir contre le voilement local.

$$\frac{b}{t} \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{section rectangulaire}$$

$$\frac{D}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y} \quad \text{section circulaire}$$

Les colonnes mixtes sont définies comme des éléments structuraux soumis principalement à la compression et à la flexion. Deux méthodes de calcul sont proposées dans l'EC4 :

- ✓ une méthode générale destinée aux colonnes dont la section transversale est asymétrique ou non uniforme sur la totalité de sa hauteur
- ✓ une méthode simplifiée applicable aux colonnes dont la section transversale est uniforme et présente une double symétrie sur la totalité de sa hauteur

#### **a. Méthode Générale**

Une colonne mixte de section transversale quelconque, soumise à des valeurs normales de charges et de moments fléchissant, doit être vérifiée quant aux quatre points suivants :

- résistance de l'élément structural
- résistance au voilement
- transfert des charges
- résistance au cisaillement.

#### **b. Méthode Simplifiée**

La méthode simplifiée est une application de la méthode générale au cas des colonnes courantes dont la section transversale est uniforme et présente une double symétrie sur la

totalité de sa hauteur. Pour pouvoir appliquer cette méthode, il convient en outre de respecter les conditions énoncées ci-après :

- la contribution de l'acier du profilé à la résistance plastique totale de la section  $\delta$  doit être comprise entre 20 et 90 %
- l'élançement  $\bar{\lambda}$  réduit ne peut dépasser la valeur de 2
- pour les profilés totalement enrobés, les limites de l'épaisseur d'enrobage  $c$  sont les suivantes:
  - $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4 b$ , dans la direction  $y$  de l'axe fort
  - $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3 h$ , dans la direction  $z$  de l'axe faible
- l'aire de la section transversale des armatures longitudinales utilisable pour le calcul, ne peut dépasser 4 % de l'aire du béton (selon l'EC2, un minimum de 0,3 % est nécessaire)
- si l'on néglige l'armature longitudinale dans les calculs de résistance de la colonne et si l'exposition est de la classe 1 (environnement sec), on peut adopter les armatures suivantes :
  - barres longitudinales d'un diamètre minimal de 8 mm, espacées max de 250 mm
  - étriers d'un diamètre minimal de 6 mm, espacés de 200 mm au maximum
  - treillis soudés dont les fils ont un diamètre minimal de 4 mm.

D'une manière générale, les hypothèses suivantes sont sous-jacentes aux dispositions de l'Eurocode 4 :

- il existe une interaction totale entre l'acier et le béton jusqu'à la rupture
- les sections planes restent planes, quelles que soient les sollicitations
- le béton n'a pas de résistance à la traction
- les courbes de comportement du béton et de l'acier sont celles préconisées respectivement dans l'EC2 et l'EC3. Par mesure de facilité, on vérifiera le calcul d'une colonne mixte en respectant l'ordre suivant:

1. calcul de la charge élastique critique  $N_{cr}$ , de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}$  et des coefficients de sécurité des matériaux  $\gamma_{Ma}$
2. vérification des limites d'application de la méthode simplifiée
3. vérification du voilement
4. vérification de l'épaisseur d'enrobage et de l'armature
5. vérification de la résistance de la colonne :

- a. à la compression axiale centrée
  - b. en compression et flexion uniaxiale combinées
  - c. en compression et flexion biaxiale combinées
6. analyse éventuelle des effets du second ordre sur les moments fléchissant pour les calculs 5.b et 5.c
7. vérification du transfert des charges et de cisaillement longitudinal.

### **AISC-LRDF [27]**

A l'instar de l'EC4, ce code prend en compte l'effet du confinement du béton en augmentant le coefficient de réduction de 0.85 pour le cas des sections rectangulaires à 0.95 pour le cas des sections circulaires. Il propose un minimum de 4% requis pour l'acier de la chemise avec des limites sur l'élançement géométrique (b/t, D/t) afin d'éviter l'instabilité locale de la chemise :

$$\frac{b}{t} = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{section rectangulaire}$$

$$\frac{D}{t} = 0.15 \frac{E}{f_y} \quad \text{section circulaire}$$

### **REFERENCES**

1. N.E.Shanmugam, B.Lakshmi, "State of the art on steel-concrete composite columns" Journal of Constructional Steel Research 57 (2001) 1041-1080
2. Susantha K. A. S., Hanbin G., Usami T., "Uniaxial Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Various Shaped Steel Tubes", Engineering Structures, 23 (2001) 1331-1347
3. Giakoumelis G, Lam D. "Axial capacity of circular concrete-filled tube columns". Journal of Constructional Research (2004), 60(7): 1049-68.
4. Ehab E., Young B.," Behaviour of Normal Strength Concrete-Filled Compact Steel Tube Circular Stub Columns", Journal of Constructional Steel Research. 62(2006) 706-715.
5. Y. Sun. "Proposal and Application of Stress-Strain Model for Concrete Confined by Steel Tubes", the 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17 (2008), Beijing, China
6. Y-F-Li, Chen, K-C Chang et K-Y-Liu, "A constitutive model of concrete confined by steel reinforcements and steel jackets" (2005) Can. Journal Civil .Eng. Vol. 32 pp.279-288.
7. M.Zhu, J.Liu, Q.Wang, X.Feng, "Experimental research on square Steel Tubular Columns filled with steel-reinforced self-consolidating high-strength concrete under axial load" Engineering Structures 12 (2010) 2278-2286.
8. H.L.Hsu ,F.J.Jan, J.L.Juang, "Performance of Composite Members subjected to axial load and bi-axial bending" Journal of Constructional Steel Research (jcsr.2008.04.006), pp 10.
9. Y. Xiao, WH He, KK Choi. Confined concrete filled tubular (CCFT) columns. ASCE Journal of Structural Engineering (2005); 131(3) 488-497
10. X.Y. Mao, Y. Xiao, "Seismic Behavior of square CFT Columns" Eng. Structures 28 (2006) 1378-1386.
11. M.H.Lai, J.C.Ho, "Uni-axial Compression Test of CFST Columns Confined by Tie Bars" Procedia Engineering 57 (2013) 662-669.
12. J.Lieu, S.Zhang, X.Zhang, L.Guo "Behavior and strength of circular tube confined RC (CTRC)columns" Journal of Constructional Steel Research 65 (2009) 1447-1458.

13. J.Y. R. Liew, D.X. Xiong, "Effect of preload on the axial capacity of Concrete Filled Composite Columns" *Journal of Constructional Steel Research* (jcsr.2008.03.023), pp 14.
14. Qing Quan Liang, "Performance-based analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns Part I : Theory and algorithms", *Journal of constructional steel research*, March 2008.
15. Qing Quan Liang, "Performance-based analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns Part II : Verification and applications", *Journal of constructional steel research*, March 2008.
16. Qing Quan Liang, "Strength and ductility of high-strength concrete-filled steel tubular beam-columns", *Journal of Constructional Steel Research*, August 2008.
17. Qing Quan Liang, Muhammad N. S Hadi, "Nonlinear analysis and behavior of concrete-filled beam-columns" *Structural Engineering and Construction Conference (2008)* (pp. 777-782).
18. W. Zhanfei, S. Weining, y. Yang, P.Hui, T.Yamao. "Study on structural properties of steel tubular short columns with concrete filled" (2011) 150-16.
19. P.K. Gupta, H. Singh "Numerical study of confinement in short concrete filled steel tube columns", *Latin American Journal of Solids and Structures*, 11 (2014), pp 1145-1462.
20. M.D. Denavit; J.F. Hajjar; R.T. Leon; and T. Perea, "Advanced Analysis and Seismic Design of Concrete-Filled Steel Tube Structures", *ASCE Structures Congress 2015*.
21. M. Bruneau, J. Marson, "Seismic design of concrete-filled circular steel bridge piers", *Journal of Bridge Engineering*. January/February (2004), pp 24-34.
22. F.Hafiz, "Analytical and Numerical Study of Concrete Filled Tabular Columns" *International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE) – Volume 3 Issue 9 September 2016*.
23. A.L. Krishan, A.I. Sagadatov, M.M. Surovtsov "Proposals for Calculation of Bucking Coefficient for Concrete-Filled Steel Tube Columns" *IOP Conf. Series: Mat. Science and Eng.* 262 (2017), pp. 1-5.
24. M.M. Wagh, M.V. Mohod, "A Review on Concrete Filled Steel Tubes Column" *International Journal of Research in Engineering Science and Technology Vol.1 N°8 Dec (2015)* pp 216-221.
25. V.V. Gore, P.D. Kumbhar, "Performance of Concrete Filled Steel Tube (CFST)" *International Journal of Science and Research Volume 4 Issue 11, November 2015. ISSN (Online): 2319-7064, [www.ijsr.net](http://www.ijsr.net)*
26. Alifujiang Xiamuxi, Akira Hasegawa, "A study on axial compressive behavior of reinforced concrete filled tubular steel columns", *Journal of Const. Steel Research* 75 (2012), 144-154.
27. Eurocode 4. "Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1, General rules for buildings" ENV 1994-1-1. London (UK): British Standards Institution; 1994
28. American Institute for Steel Construction (AISC); Load and resistance for design specifications for structural steel buildings. AISC, Chicago, 1999.

## **Chapitre 3: Béton confiné et modèles de confinement**

Pour assurer le niveau de sécurité recherché caractérisé par une certaine demande de ductilité, le dimensionnement des zones dissipatives d'énergie nécessite une attention particulière afin d'éviter la ruine par cisaillement et favoriser le développement du mécanisme de ruine désiré. Ceci n'est possible qu'à travers un taux d'armature transversale adéquatement disposée sur une longueur potentiellement affectée par la rotulation plastique. Plusieurs facteurs ayant une incidence directe sur ce taux ont été recensés de part le monde, parmi lesquels le confinement du béton a été dégagé comme étant le paramètre déterminant.

### **1. Confinement du béton - armature de confinement**

#### **1.1 Principe**

Un poteau cylindrique en béton se raccourcit longitudinalement et se dilate transversalement en fonction de son coefficient de poisson. La présence d'armature transversale, judicieusement disposée, confine le poteau et contrebalance l'expansion, générant ainsi une traction dans l'acier transversal au moment où l'on affiche une forte augmentation de la capacité portante du béton confiné dans le noyau. La rupture n'aura lieu qu'après rupture par plastification totale de l'acier transversal.

#### **1.2 Aspect mécanique**

Plusieurs études ont montré que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, exhibent une rupture brutale. En effet, le béton inscrit entre deux lits successifs d'armature transversale gonfle et se désintègre et l'armature longitudinale flambe. L'élément est ainsi dans l'incapacité de fournir une résistance additionnelle pour pouvoir supporter une charge plus grande que la charge ultime. Par contre, la présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section. Soumise à la même charge ultime, la section dans ce cas se dérobe à l'effort par déformations inélastiques; ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate. Ceci illustre bien le comportement ductile des sections de béton confiné où le ferrailage transversal permet :

- d'agir comme armature de cisaillement ;
- d'augmenter la capacité de résistance et de déformation du béton confiné en compression ;
- d'empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées ;
- de réduire l'effet destructif du noyau de béton sous une action cyclique de grandes amplitudes.

La relation contrainte-déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs. Pour développer un modèle analytique de la courbe contrainte-déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés pour évaluer les effets d'un champ de variables telles que :

- nature et résistance du béton non confiné ;
- taux et distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre du noyau ;
- taux, espacement et configuration de l'armature transversale ;
- forme de la section du béton confiné ;
- rapport entre l'aire de la section confinée et celle de la section totale ;
- vitesse de déformation ;
- chargement cyclique ;
- caractéristiques des aciers ;
- intensité de l'effort normal ;
- gradient de déformation (qui fait toujours l'objet de controverse

| Modèles             | Paramètres considérés |          |               |             |          |   |       |                 |                   |          |       |   |               |               |                  |
|---------------------|-----------------------|----------|---------------|-------------|----------|---|-------|-----------------|-------------------|----------|-------|---|---------------|---------------|------------------|
|                     | $f'_c$                | $\rho_l$ | Dist de $A_l$ | $\rho_{sh}$ | $\phi_t$ | s | $A_t$ | Config de $A_t$ | $\frac{A_c}{A_g}$ | $f_{yh}$ | $f_s$ | v | Forme section | Facteur forme | Gradient déform. |
| Shamim-Uzumeri,1982 | *                     | *        | *             | *           |          | * |       | *               | *                 | *        |       | * |               |               | *                |
| Kent-Park, 1982     | *                     |          | *             | *           | *        | * | *     | *               |                   | *        |       |   |               |               |                  |
| Mander,1988         | *                     | *        | *             | *           |          | * | *     | *               |                   | *        | *     |   | *             | *             |                  |
| Murat-Ravzi,1992    | *                     | *        | *             | *           |          |   | *     | *               |                   | *        |       |   | *             | *             | *                |

**Tableau 3. 1 :** paramètres considérés dans les différents modèles

L'identification des principaux paramètres et l'évaluation de leur influence a permis l'élaboration de divers modèles.

### 1.3 Aperçu historique

Les premières recherches investies dans le comportement et la modélisation du béton confiné ont montré que la résistance et la déformation longitudinale correspondante à un béton confiné par une pression hydrostatique peut être exprimée par les relations suivantes :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l \quad ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left( 1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right)$$

où  $f'_{cc}$  et  $\varepsilon_{cc}$  désignent respectivement la résistance maximale et la déformation correspondante sous l'action d'une pression hydrostatique latérale ;  $f'_{co}$  et  $\varepsilon_{co}$  désignent respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante ;  $k_1$  et  $k_2$  sont des coefficients fonction de la composition du béton et de l'étreinte latérale. Suite aux résultats de leur essais expérimentaux, Richart et al ont évalué moyennement les coefficients  $k_1$  et  $k_2$  aux valeurs respectives 4.1 et  $5 k_1$ . Il a été également conclu que la résistance du béton confiné par une pression hydrostatique passive est sensiblement égale à celle d'un béton soumis à une pression passive latérale équivalente de confinement due à la présence d'armature en spires étroitement espacées.

L'influence des armatures transversales sur le comportement des sections en béton armé a fait l'objet d'une étude précoce menée par King. Une formulation exprimant la résistance ultime des sections de poteaux en béton armé a été établi, par contre la ductilité n'a bénéficié d'aucune attention particulière.

Durant les années 60-70, les recherches sur le comportement du béton armé confiné ont été essentiellement conduites sur des modèles réduits chargés de manière concentrique avec un taux de déformation quasi-statique. Des études menées par Bertero et al, concernant les zones comprimées (poteau - poutre) confinées par des armatures transversales ont permis de conclure que de grandes courbures ultimes peuvent être atteintes. Kent et Park[1] ont été les pionniers à formuler un tel modèle de comportement, en introduisant l'effet de confinement du béton par des armatures transversales, ce qui s'est traduit par le redressement de la branche plastique de la courbe et l'augmentation du raccourcissement ultime du béton, Figure 3.7. Ce modèle a été établi en se basant surtout sur les résultats expérimentaux de Roy et Sozen, cependant il a été omis de tenir compte de l'augmentation de la résistance due au confinement du béton.

Plus tard, durant la décennie 80, Scott et al et Park et al [2]. ont mené des tests sur des modèles à échelle réelle leur permettant de modifier et affiner le modèle Kent & Park en introduisant un coefficient correcteur K pour tenir compte de l'amélioration de la résistance et la ductilité due au confinement, et en incluant aussi l'influence de la vitesse de déformation. Les années 80 ont été marquées par un travail de recherche intensif sur le confinement, où sur la base d'un large data expérimental une variété de modèles contrainte-déformation du béton confiné ont été développés en fonction de la paramétrisation utilisée. Uzumeri et Sheikh ont proposé un modèle similaire à celui de Kent & Park modifié [2], défini par quatre régions, Figure 3.5. Ce modèle a introduit la distribution des armatures longitudinales et la configuration des armatures transversales, aboutissant ainsi à une meilleure prédiction que celle fournie par le modèle de Kent & Park modifié, où la résistance et la ductilité sont surestimées.

Les travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise ont été couronnés par l'établissement d'un modèle unifié, simple d'application et couvrant toutes les formes de section usuelles vu que les modèles précédents ne concernent que des configurations particulières (rectangulaire ou circulaire). En plus, la formulation de ce modèle contient la notion de contrainte latérale effective de confinement. En outre, Mander [3] a élargi le domaine d'applicabilité de ce modèle en modifiant les paramètres relatifs au chargement quasi-statique ( $f'_{cc}$ ,  $\epsilon_{cc}$ ,  $E_c$ ) par des facteurs d'amplification dynamique, afin d'inclure l'effet de la vitesse de chargement.

Les années 90 ont vu l'extension des travaux de recherche au confinement du béton à haute résistance (BHR) dont l'utilisation est devenue de plus en plus accrue. Les modèles relatifs au béton à résistance ordinaire restent dans ce cas inadéquats, du moment que le BHR a un comportement intrinsèque moins ductile. Cependant, les résultats expérimentaux obtenus ont montré qu'un BHR adéquatement confiné exhibe un comportement ductile satisfaisant un gain significatif sur la résistance et la ductilité si une quantité d'armature transversale appropriée est fournie. Se basant sur ces résultats, Cusson et Paultre [4] ont proposé un modèle introduisant un indice de confinement effectif pour la modélisation de la branche descendante.

#### **1.4 Modèles représentatifs**

Quelques modèles jugés représentatifs ont été sélectionnés d'une manière non restrictive pour le béton à résistance ordinaire (BRO).

##### **1- Kent et Park Modifié (1982)**

Ce modèle [2] a été originalement proposé par Kent et Park et modifié par la suite par Park et al, en introduisant un coefficient K tenant compte de l'effet du confinement sur l'amélioration de la

résistance et la déformation ultime du béton. Cette augmentation de la résistance est supposée égale à  $\rho_{sh} \cdot f_{yh}$ . La pente de la branche descendante de la courbe a été maintenue jusqu'à 20% de la résistance maximale, au delà de cette valeur la pente devient une ligne horizontale, comme l'illustre la figure 3.5. Ce modèle est régi par les équations suivantes:

$$- \varepsilon_c \leq 0.002K \quad f_c = K \cdot f'_{co} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$$

$$- \varepsilon_c \geq 0.002K \quad f_c = K f'_{co} [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2 K f'_{co}$$

$$\text{le terme} \quad Z_m = \frac{0.5}{\left( \frac{3 + 0.29 f'_{co}}{145 f'_{co} - 1000} \right) + \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{b_n}{s}} - 0.002K}$$

définit la pente de la branche descendante dans le modèle corrigé ; avec  $K = 1 + \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_{co}}$

## 2- Sheikh et Uzumeri (1982)

Le développement de ce modèle [5] est basé sur l'hypothèse stipulant que l'aire du béton effectivement confinée, déterminée selon la distribution de l'armature longitudinale, la configuration de l'armature transversale résultante et son espacement, est inférieure à l'aire du noyau de béton. Ce modèle, indiqué par la figure 3.6, a été ajusté par des résultats expérimentaux sur des spécimens à échelle réelle sous sollicitation concentrique. Les équations gouvernant le modèle établi pour des sections carrées et une distribution uniforme de l'armature longitudinale sont comme suit :

$$f_{cc} = 0.85 f'_{co} + f(\rho_{sh}, f_{sh}, \lambda, \eta)$$

Ce modèle a été ultérieurement modifié pour tenir compte, de l'effet bénéfique du gradient de déformation sur la ductilité, et de l'intensité de l'effort normal.

## 3- Mander et al (1988)

Le modèle unifié [3] découlant des travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise, est caractérisé par la simplicité de son application et par sa couverture de toutes les formes de section usuelles, figure 3.10. La contrainte de confinement latérale effective, égale dans chaque direction, a été trouvée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné  $f'_{cc}$  et non confiné  $f'_{co}$ . Ce modèle est défini comme suit:

$$f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m} \quad \text{où} \quad m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{et} \quad \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.25 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_1}{f'_{co}}} - 2.0 \frac{f'_1}{f'_{co}} - 1.25$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

La pression passive latérale de confinement ( $f'_1 = k_e f_1$ ) déployée par l'armature transversale sur le noyau du béton, résultant d'un état de compression triaxial, améliore nettement la résistance à la compression et éventuellement le comportement ductile. Partant de ce fait, la déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné ne sera atteinte que par rupture de l'armature transversale. Le paramètre  $k_e$  représente le coefficient de confinement efficace tenant compte de l'effet d'arc sur le béton inscrit entre l'armature transversale et l'armature longitudinale.

$$k_e = 0.95 \text{ sections circulaires } f_1 = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D's}$$

$$k_e = 0.75 \text{ sections rectangulaires avec } f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \text{ et } f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh}$$

$$k_e = 0.60 \text{ sections types voiles}$$

$$\text{La déformation ultime du béton confiné est : } \varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

#### 4- Murat et al (1992)

Le modèle [6] représenté par la figure 3.9, a été développé à partir d'une synthèse des modèles existants en introduisant l'influence du gradient de déformation. Ce modèle a été validé par un large data expérimental, et il a été trouvé satisfaisant d'utilisation pour les sections où le gradient de déformation est constant. Les relations le régissant sont les suivantes :

$$f_c = f'_{cc} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{1+2K} \leq f'_{cc}$$

$$\text{avec } f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le} ; \text{ où } K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \text{ représente l'indice de confinement effectif}$$

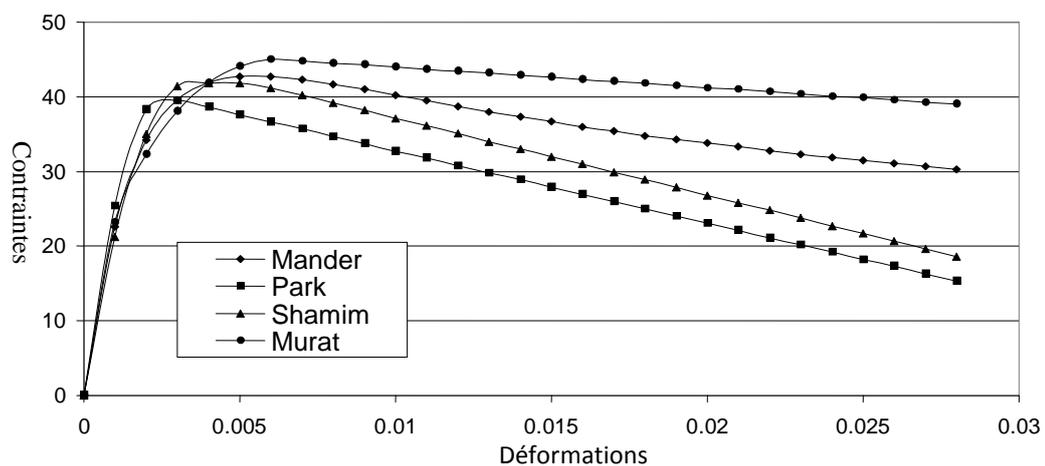
Les divers modèles analytiques présentés semblent adopter le même principe que celui du modèle de Kent & Park modifié sauf que chacun a incorporé ses propres variables affectant le comportement contrainte-déformation du béton confiné en adoptant les hypothèses suivantes :

- un état de **compression triaxial** généré par la pression passive latérale de confinement,
- la déformation longitudinale **ultime** de compression du béton confiné est dictée par **rupture** de l'armature transversale

Une étude comparative de certains modèles représentatifs, où l'influence de l'antécédent de déformation et la préfissuration initiale avec le concours du gradient de déformation ont été considérés; a abouti aux conclusions suivantes :

- les modèles de Kent et Park et Uzumeri & Sheikh apparaissent plus appropriés pour l'étude des éléments soumis au gradient de déformation bien qu'ils surestiment la capacité de résistance des éléments initialement fissurés.
- la capacité de résistance des éléments préfissurés sous chargement cyclique peut être convenablement prédite en utilisant le modèle de Thompson et Park, et une bonne convergence peut être obtenue à l'aide du modèle Kent & Park modifié si la courbe enveloppe est recherchée.

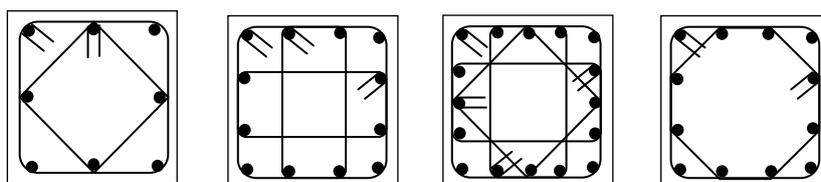
Cependant, le modèle de Mander et al apparaît être le modèle le plus approprié du moment qu'il présente une simplification par rapport aux modèles précédents en l'unifiant pour des sections circulaires et rectangulaires. En plus, ce modèle décrit une courbe contrainte déformation continue, en s'articulant sur une formulation mathématique simplifiée; ce qui lui a permis par ailleurs d'être communément repris et affiné dans plusieurs travaux ultérieurs. La figure 3.1 illustre l'allure des diagrammes contrainte-déformation obtenu à partir de modèles précités [16].



**Figure 3. 1:** Influence du modèle de Confinement

A la lumière des résultats produits par les diverses études indiquées précédemment, il a été conclu que les paramètres suivants affectent positivement le confinement, à savoir :

- la réduction de l'espacement de l'armature transversale ;
- l'augmentation du rapport volumétrique de l'acier transversal sur le noyau du béton ;
- la distribution adéquate de l'armature longitudinale autour du périmètre de la section ;
- l'augmentation de la contrainte élastique de l'acier transversal ;



**Figure 3. 2:** Type de confinement dans une section rectangulaire

### 1.5 Pression latérale effective de confinement

$F = A_s f_{yh}$   
 Faible rigidité flexionnelle  
 Grande rigidité axiale  
 a)

Distribution de la pression  
 b)

La pression latérale équivalente dépend

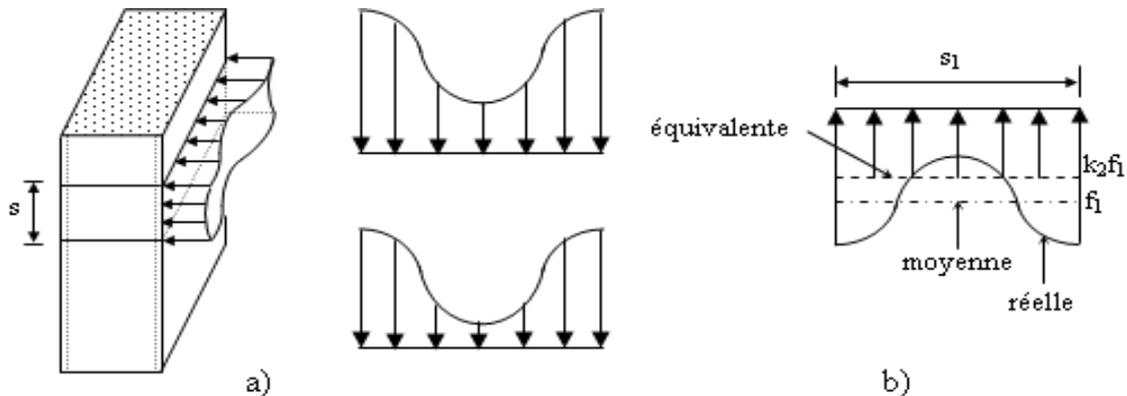
- des propriétés des matériaux
- la géométrie de la section
- et de l'agencement des aciers

Pression latérale dans les sections carrées:

a) Erection de la pression latérale;

b) Effet de l'agencement des aciers sur la distribution de la pression

Le confinement du béton est un phénomène tridimensionnel et ne peut être réduit à un plan surfacique. Donc la variation de la pression le long de l'élément doit être aussi prise en considération.



Distribution de la pression latérale:

- a) Distribution de la pression latérale le long de la profondeur de l'élément;
- b) Pression latérale réelle, moyenne et équivalente

| Section rectangulaire   | Section circulaire                                 |  |
|---|--|--|
|   | cerces   | spires   |
| $k_e = \frac{\left[ 1 - \sum_{i=1}^n \frac{C_i^2}{b_c h_c} \right] \times \left[ 1 - 0.5 \frac{s'}{b_c} \right] \times \left[ 1 - 0.5 \frac{s'}{h_c} \right]}{1 - \rho_{cc}}$ | $k_e = \frac{(1 - 0.5 s' / d_s)^2}{1 - \rho_{cc}}$ | $k_e = \frac{(1 - 0.5 s' / d_s)}{1 - \rho_{cc}}$ |

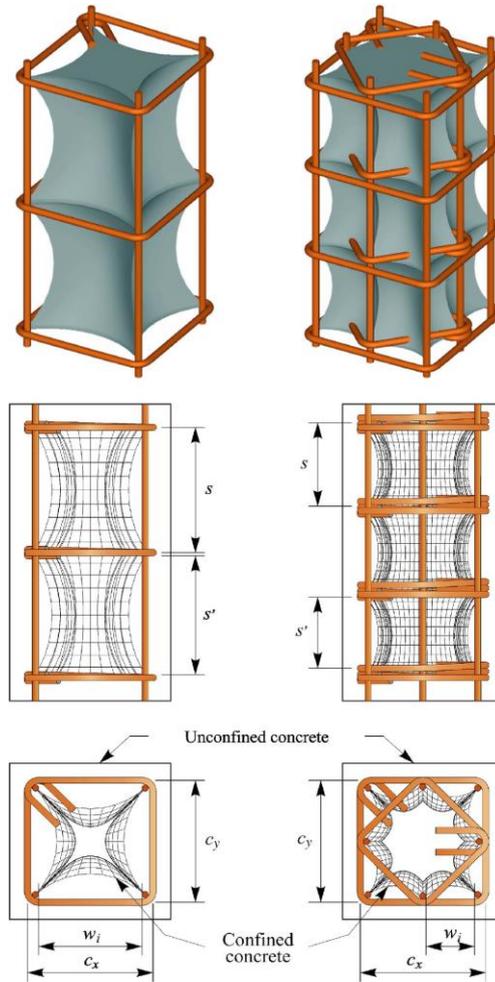


Figure 3. 3: Vue tridimensionnelle du béton confiné et non confiné

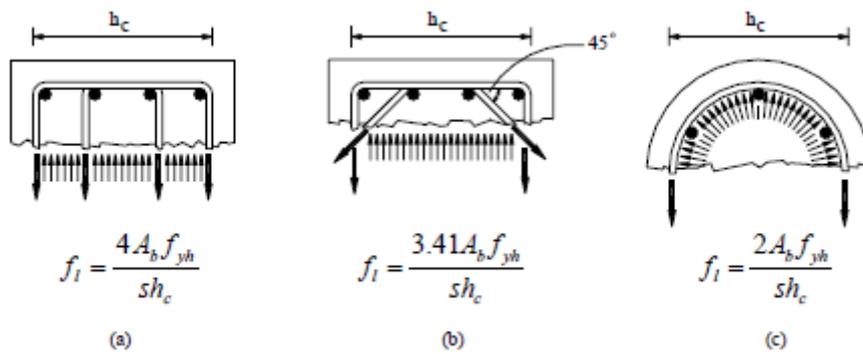
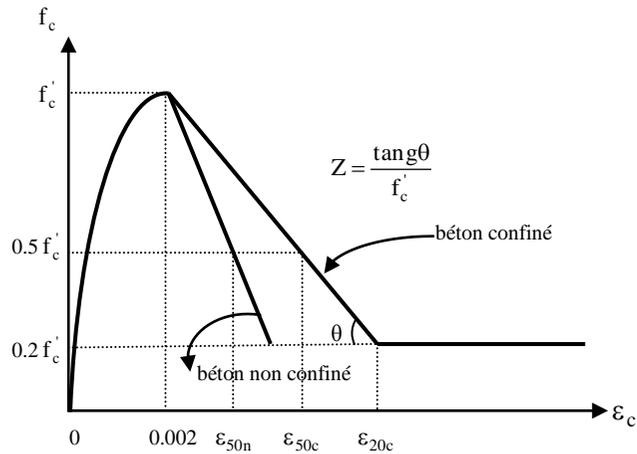
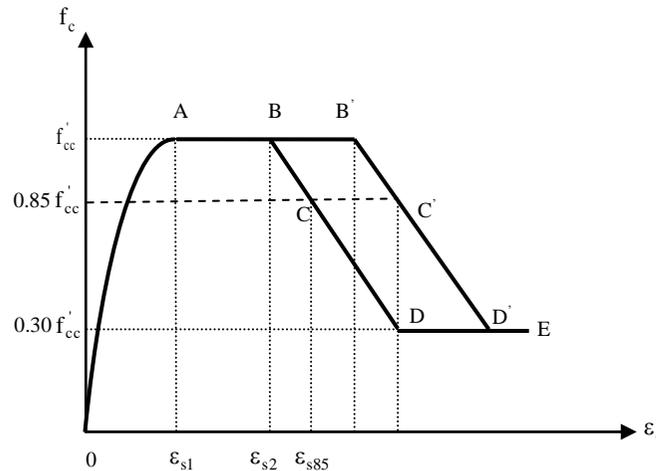


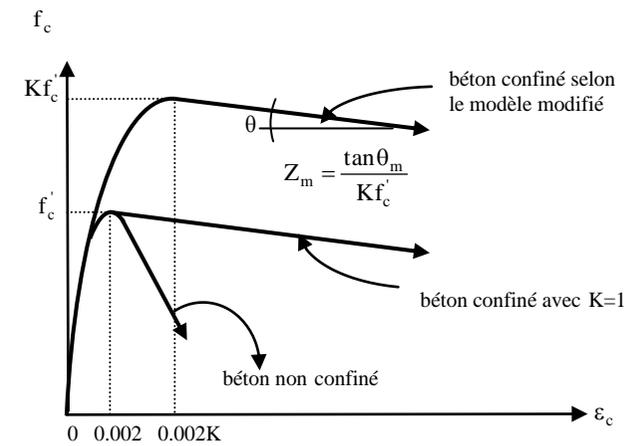
Figure 3. 4: confinement fournie par différents arrangements de l'armature transversale



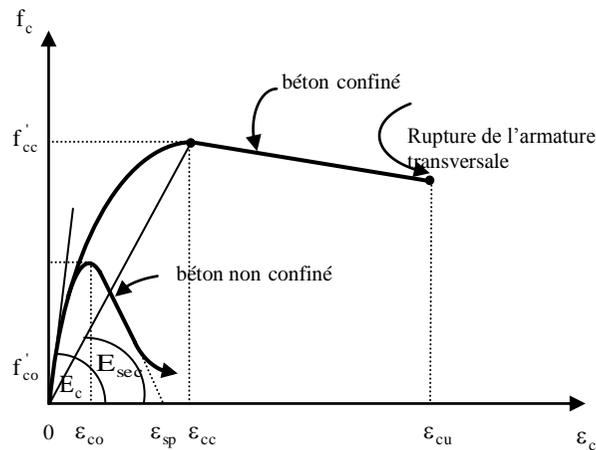
**Figure 3. 7:** Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Kent et Park (1971)



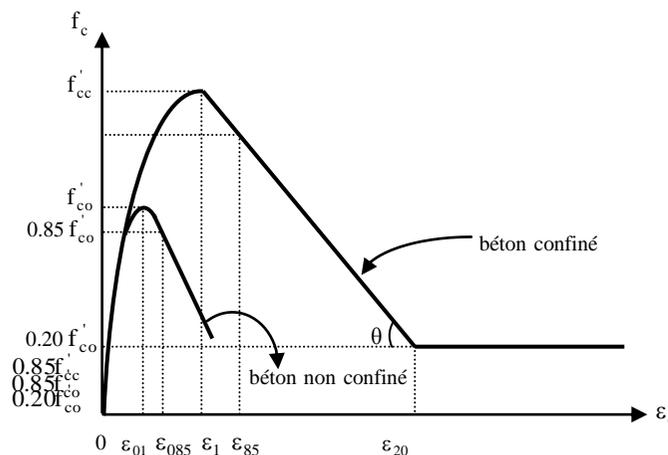
**Figure 3. 6:** Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri (1982)



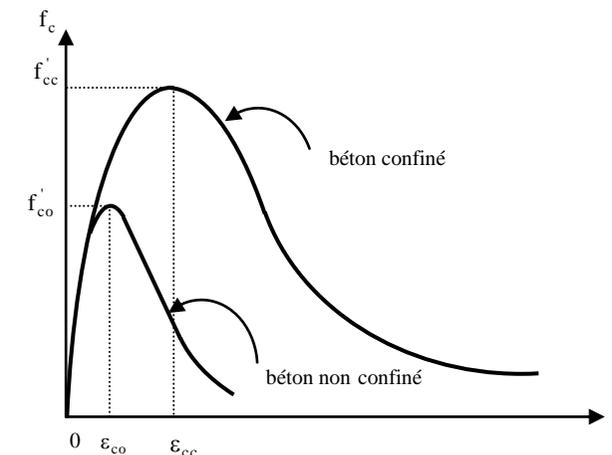
**Figure 3. 5:** Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Kent et Park modifié (1982)



**Figure 3. 10:** Courbe contrainte-déformation du béton confiné et non confiné, Mander et al. (1988)



**Figure 3. 9:** Courbe contrainte-déformation béton confiné et non confiné, Murat et al. (1992)



**Figure 3. 8:** Courbe contrainte-déformation du béton à haute résistance confiné et non confiné, Cusson et al. (1992)

## 2. Confinement par chemise en acier

### 2.1 Introduction

Durant ces dernières années, la réhabilitation a fait l'objet de recherche extensive en raison de l'augmentation du coût des dépenses pour les travaux de renforcement et de réparation du patrimoine ancien bâtis. Les poteaux de section mixtes (béton armé – chemise d'acier) utilisés dans les éléments structurels de bâtiments et ouvrages d'art ont développés de bonne performance comparativement avec les autres systèmes dans les régions sismiques (aptitude d'absorption et de dissipation de l'énergie accumulée par déformation post élastique sans rupture et dégradation de l'élément). L'issue fondamentale pour déterminer la capacité de déformation requise pour ces éléments composites et la connaissance des lois constitutionnelles des différents composants. Pendant plus de trois décennies des recherches ont été développées pour élaborer des modèles de confinement afin d'évaluer la capacité de résistance et de déformation des poteaux de section mixtes.

L'objectif de ce chapitre est de présenter une revue bibliographique sur les modèles analytique existants. Une investigation sur les résultats expérimentaux. Cette étude a pris en considération l'influence des principaux paramètres sur le comportement contrainte – déformation, notamment la résistance caractéristique du béton, le rapport largeur sur épaisseur (ou rayon sur épaisseur), la forme de la section, résistance de l'acier.

### 2.2 Modèles de Confinement du béton par tube d'acier

L'espacement des cadres influence sur le rapport volumétrique qui est un paramètre de base dans le confinement traditionnel. Le remplacement des cadres par une chemise d'acier externe continue (espacement nul) améliore le confinement et assure un gain appréciable en résistance et ductilité.

#### 2.2.1 Y. Sun (2008) [7]

L'auteur a proposé une équation simple qui décrit le comportement des poteaux en tube d'acier remplis de béton. Le modèle répond à une large gamme de conception : résistances variables des caractéristiques des matériaux acier et béton, et pour des configurations géométriques diverses (carrées et circulaires).

Résistance pic du béton confiné par tube d'acier carré

$$f'_{cc} = Kf_p = \left[ 1 + 46 \frac{(B/t - 1)}{(B/t - 2)^2} \left( \frac{t}{C} \right) \frac{f_{yt}}{f_p} \right] f_p$$

Résistance pic du béton confiné par tube d'acier circulaire

$$f'_{cc} = Kf_p = \left[ 1 + 8.2 \frac{\left(\frac{B}{t}-1\right) f_{yt}}{\left(\frac{B}{t}-2\right)^2 f_p} \right] f_p \quad (1)$$

La relation contrainte-déformation développée par Sun *et al* pour le béton conventionnellement confiné par cerces ou spirales, est directement appliquée pour prédire le comportement axial du béton confiné par tube d'acier. Elle s'écrit comme suit :

$$f_c = Kf_p \cdot \frac{aX+(b-1)X^2}{1+(a-2)X+bX^2} \quad (2)$$

K : rapport de gain de résistance du béton confiné

$f_p$  : résistance du béton non confiné

X : déformation axiale au pic

La relation (3) nécessite la détermination de trois paramètres :  $\varepsilon_{co}$ , a, b

$$\frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_0} = \begin{cases} 1 + 4.7(K - 1)K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K - 1.5)K > 1.5 \end{cases}$$

$$a = \frac{E_C}{E_{sec}} = \frac{E_C \varepsilon_0}{Kf_p} \quad ; \quad b = 1.5 - 0.017f_p + 2.4 \sqrt{\frac{(K-1)f_p}{23}}$$

$$\varepsilon_{co} = 0.94(f_p)^{1/4} 10^{-3} \quad ; \quad E_c = (0.69 + 0.332\sqrt{f_p}) \times 10^4 \text{ (inMPa)}$$

$f'_c = f_p$  béton confiné par tube d'acier carré

$f'_c = 0.85f_p$  béton confiné par tube d'acier circulaire

L'effet bénéfique de cette conception a été vérifié expérimentalement par l'auteur, en réalisant des poteaux composés dans les étages inférieurs d'une structure multi étagée sous chargement latéral. L'amélioration de la performance structurelle résultante a été mise en évidence.

### 2.1.1. Ehab *et al.* 2006 [8]

L'approche utilisée dans l'établissement du modèle est similaire à celle de Mander *et al.* La contrainte pic de confinement et la déformation correspondante sont données par les expressions suivantes :

$$f_{cc} = f_{co} + 4.1f_1 \text{ et } \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left( 1 + 20.5 \frac{f_1}{f_c} \right) \quad (3)$$

où  $f_1$  représente la pression latérale de confinement imposée par le tube circulaire en acier.

Les expressions formulant la courbe contrainte déformation du béton confiné par le tube circulaire sont données par :

- pour la partie ascendante qui est d'ailleurs basée sur l'équation de Saenz [9]:

$$f_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + (R + R_E - 2)x - (2R - 1)x^2 + Rx^3}, \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (4)$$

avec  $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$  et  $R_E$  et  $R$  sont respectivement données par les équations :

$$R_E = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \text{ et } R = \frac{R_E (R_\sigma - 1)}{(R_\varepsilon - 1)^2} - \frac{1}{R_\varepsilon} \quad (5)$$

Selon Hu *et al* [10], les constantes  $R_\sigma$  et  $R_\varepsilon$  sont pris égales à 4.

- pour la partie descendante, le modèle opte pour une variation linéaire dictée par l'expression suivante :

$$f_c = f_{cc} - \frac{(1 - rk_3) f_{cc}}{10 \varepsilon_{cc}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}), \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad (6)$$

Selon Hu *et al*, le coefficient  $k_3$  dépend du rapport  $D/t$  et la limite élastique de l'acier  $f_{yh}$ . Le coefficient  $r$  est pris égal à 1 pour une résistance à la compression du béton inférieure à 30MPa et 0.5 pour des contraintes supérieures à 100MPa. Les autres valeurs de contrainte sont déterminées par interpolation<sup>6</sup>.

### 2.1.2. Han et al. 2004 [11]

Le confinement du béton est régi par les équations suivantes :

- Partie ascendante  $\frac{f_c}{f_{cc}} = 2x - x^2, \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (7)$

- Partie descendante  $\frac{f_c}{f_{cc}} = \frac{x}{\beta(x-1)^n + x}, \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad (8)$

avec  $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$

La résistance pic est formulée comme suit :

$$f_{cc} = \left[ 1 + \left( -0.0135\xi^2 + 0.1\xi \left( \frac{24}{f_c} \right)^{0.45} \right) \right] f_c \text{ où } \xi = \frac{A_s f_{yh}}{A_c f_{co}} \quad (9)$$

avec :  $A_s$  : la section du tube d'acier,  $f_{co}$  : la résistance du béton,  $A_c$  : la section de béton confiné

La déformation correspondante à la résistance pic est exprimée par :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cl} + \left[ 1330 + 760 \left( \frac{f_c}{24} - 1 \right) \right] \xi^{0.2} \text{ avec } \begin{matrix} \varepsilon_{cl} = 1300 + 12.5f_c \\ \eta = 1.6 + 1.5/x \end{matrix} \quad (\mu\varepsilon) \quad (10)$$

et

$$\beta = \begin{cases} \frac{f_c^{0.1}}{1.35\sqrt{1. + \varepsilon_{co}}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{f_c^{0.1}}{1.35\sqrt{1. + \varepsilon_{co}} (\xi - 2)^2} & (\xi > 3.0) \end{cases} \quad (11)$$

### 2.1.3. Susantha et al 2001 [12]

Le modèle proposé par l'auteur est basé sur l'équation de Popovic [13] ultérieurement modifiée par Mander *et al*, peut intégrer les cas des sections composées (circulaires, caissons, octogonales). L'étreinte latérale développée peut être évaluée en concordance avec la résistance du béton à travers une bonne connaissance des formules empiriques.

Les équations régissant le modèle sont comme suit :

- branche ascendante :  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$

$$f_c = f_{cc} \left[ \frac{rx}{r-1+x^r} \right] \text{ avec } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{et} \quad r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (12)$$

$$\text{et } f_{cc} = f_c + 4f_{rp} \quad , \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (13)$$

$$\text{La contrainte latérale de confinement est prise égale à : } f_{rp} = \frac{2}{\frac{D_{eq}}{t} - 2} f_{yh} \quad (14)$$

$$D_{eq} = D \quad \text{Section circulaire}$$

$$D_{eq} = \frac{2b}{\sqrt{\pi}} \quad \text{Section carrée}$$

$$D_{eq} = 2 \sqrt{\frac{A_c}{\pi}} \quad \text{Section octogonale}$$

- branche descendante :  $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc}$

$$f_c = f_{cc} - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (15)$$

où  $Z$  est le taux d'adoucissement ; il est fonction des conditions suivantes :

$$Z = 0 \quad \text{pour } R_t(f_{co}/f_{yh}) \leq 0.006$$

$$Z = 1.0 \times 10^5 R_t \frac{f_{co}}{f_{yh}} - 600 \quad \text{pour } R_t(f_{co}/f_{yh}) \geq 0.006 \text{ et } f_{yh} \leq 283 \text{ MPa}$$

$$Z = 1.0 \times 10^5 R_t \frac{f_{co}}{f_{yh}} - 6000 \quad \text{pour } R_t(f_{co}/f_{yh}) \geq 0.006 \text{ et } f_{yh} \geq 336 \text{ MPa}$$

$$Z = \left( \frac{f_{yh}}{283} \right)^{13.4} \left[ 1.0 \times 10^5 R_t \frac{f_{co}}{f_{yh}} - 600 \right] \quad R_t(f_{co}/f_{yh}) \geq 0.006 \text{ et } 283 \text{ MPa} \leq f_{yh} \leq 336 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{f_{yh}}{E_s} \frac{D}{2t} \quad \varepsilon_{cu} = 0.025$$

L'analyse par la méthode des éléments fibres, a été conduite afin d'établir un critère de prédiction à l'état limite ultime des poteaux conçus en acier remplis de béton dans les structures résistantes aux séismes.

### Résultats Expérimentaux

La figure 3.11 représente la relation  $\sigma - \varepsilon$  découle des résultats expérimentaux de Sun, Giakoumelis [14] et Tomii [15] sur des spécimens en tubes d'acier circulaires et carrés remplis de béton sous chargement monotone axial, où les principaux paramètres sont mis en évidence.

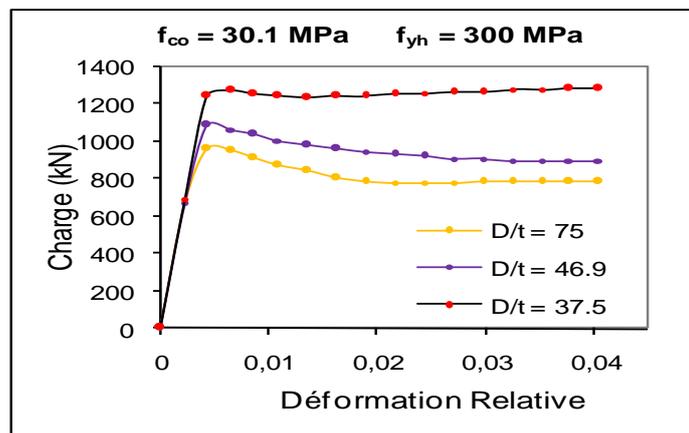


Figure 3. 11: Effet du rapport D/t

La figure 3.11 montre l'influence du rapport D/t (diamètre sur l'épaisseur du tube d'acier) selon la courbe : contrainte-déformation. La résistance de l'élément augmente avec la diminution du rapport D/t.

## Effet de $f_{co} - f_c/f_{co}$

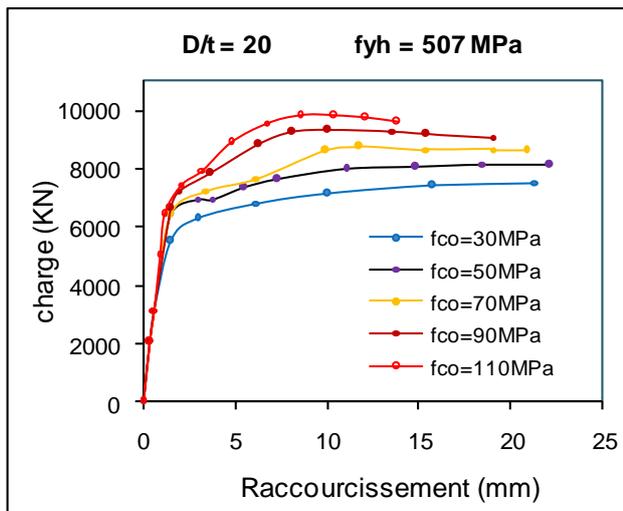


Figure 3. 12 (a) : Effet de  $f_c/f_{co}$

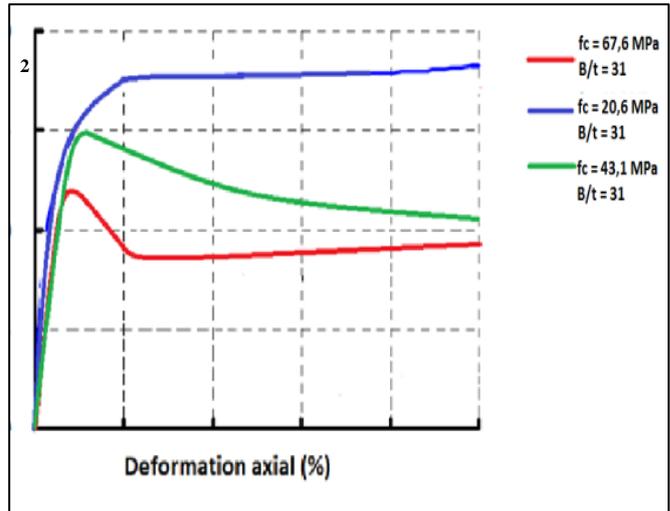


Figure 3. 12 (b) : Effet de  $f_c/f_{co}$

La figure 3.12(a) montre l'influence de la résistance du béton sur le comportement  $\sigma - \epsilon$  du spécimen circulaire. On constate que la rigidité initiale (pente des diagrammes) est non affectée par  $f_{co}$ , alors que la capacité de déformation s'en trouve réduite.

La figure 3.12(b) montre l'influence du rapport de résistance sur le comportement du spécimen carré ( $f_c/f_{c'} - \epsilon$ ). On constate que pour de faible résistance du béton la résistance du béton confinée est meilleure. La rigidité initiale (pente des diagrammes) est non affectée.

## REFERENCES

1. D.C. Kent, R. Park, 'Flexural Members with Confined Concrete', Journal of the Structural Division, July, 1971
2. R. Park, M.J.N. Priestley, W.D. Gill, 'Ductility of Square Confined Concrete Columns' Journal of Structural Engineering, Vol.108, N°4, April, 1982.
3. J.B. Mander, M.J.N. Priestley R. Park, 'Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete' Journal of Structural Engineering, Vol.114, N°8, August, 1988.
4. D. Cusson, P. Paultre, 'Stress-Strain Model for Confined High Strength Concrete', Journal of Structural Engineering, Vol.121, N°3, March, 1995.
5. S.A. Sheikh, S.M. Uzumeri, 'Strength and Ductility of Tied Concrete Columns',
6. M. Saatcioglu, S.R. Razvi 'Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Concrete' Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N° 6, June, 1992.
7. Y.Sun. Proposal and Application of Stress-Strain Model for Concrete Confined by Steel Tubes, the 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering October 12-17,2008 Beijing ,China
8. Ehab E., Young B., 2006 'Behaviour of Normal Strength Concrete-Filled Compact Steel Tube Circular Stub Columns', Journal of Constructional Steel Research. 62, 706–715.
9. Saenz LP, Discussion of Equation for Stress-Strain Curve of Concrete, by Desayi P. and Krishnan S. Journal of the American Institute, 1964, 1229 – 35.
10. Hu H, Huang CS, Wu M, 2003 'Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect', J. Struct. Eng., ASCE; 129; 1322–9
11. Han L H , 2004 'Concrete – Filled Tube Columns', Science Publishing Company.

12. Susantha K. A. S., Hanbin G., Usami T., 2001, 'Uniaxial Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Various Shaped Steel Tubes', *Engineering Structures*, 23, 1331–1347.
13. Popovics S., "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 3 1973, pp. 583-599.
14. Giakoumelis G, Lam D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Research* 2004, 60(7): 1049-68.
15. Tomii M., 'Ductile and Strong Columns Composed of Steel Tubes Infilled Concrete and Longitudinal Steel Bars', *Proc., 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Steel – Concrete Composite Structures*, Fukuoka, Japan, 1991 [Special Volume].
16. Boussalem B , *Contribution à l'Etude de l'Influence de la Résistance et la Ductilité sur la Performance et le Comportement des Poteaux Parasismiques en Béton* , Thèse de Doctorat d'état 2005, Université Mentouri Constantine- Algérie.

## Chapitre 4. Comportement des Spécimens Sous Charge Concentrique

### Partie Théorique

#### 1. Détermination de La Capacité Uni axiale

L'évaluation de la charge ultime  $P$  (figure. 4.1 ) s'articule sur les hypothèses suivantes :

- L'état limite ultime est dicté par la perte de résistance
- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton
- La loi du béton confiné est dictée par les équations proposées dans le modèle de Susantha.
- L'acier utilisé présente une loi élastique parfaitement plastique

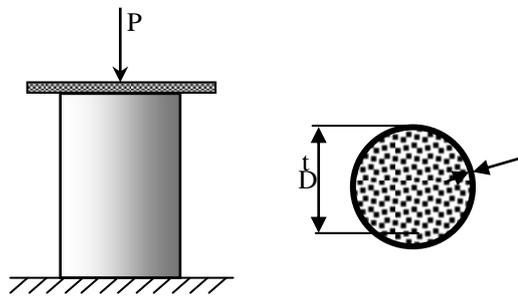


Figure 4. 1: Élément soumis à une force de compression  $P$

L'équation de base permettant de déterminer la charge ultime est de la forme:

$$P = P_c + P_s = A_c f_c + A_s f_s \quad (1)$$

Dans cette équation les termes  $A_c$  et  $A_s$  sont supposés connus, ils représentent respectivement l'aire du béton et celle de l'acier enveloppant. Les contraintes  $f_c$  et  $f_s$  respectivement du béton et de l'acier, sont à déterminer. Pour résoudre cette équation, un code en Visual Basic a été développé s'appuyant sur l'algorithme suivant :

1. Initialiser une valeur de  $P_{ext}$  (effort sollicitant l'élément).
2. Initialiser des valeurs de  $D/t$ ,  $D$ ,  $f_{yh}$ ,  $f_{co}$ .
3. Initialiser une valeur de la déformation dans le béton  $\varepsilon_c$ .
4. Déterminer les contraintes dans le béton et l'acier ( $f_c$  et  $f_s$ ) en utilisant les lois de comportement contraintes-déformations appropriées.
5. Calculer l'effort axial  $P$  par l'équation 1.
6. Comparer  $P_{ext}$  et  $P$ .
7. Si l'équilibre entre les deux efforts, sollicitant et résistant est satisfaisant, la combinaison la combinaison  $P$ ,  $D/t$ ,  $D$ ,  $f_{yh}$ ,  $f_{co}$  constitue une solution du problème et passer à l'étape 8, sinon revenir à l'étape 3 et incrémenter la valeur de  $\varepsilon_c$ .
8. Calculer la valeur de contrainte latérale de confinement  $f_{rp}$ .
9. Incrémenter  $P_{ext}$ .

## 2. Etude Paramétrique Selon le Modèle de Susantha *et Al*

Les figures 4.2, 4.3 et 4.4 montrent analytiquement l'effet des principaux paramètres influents selon le modèle de Susantha. On remarque que le modèle reflète raisonnablement les résultats expérimentaux, en l'occurrence l'influence de  $f_{co}$  et  $D/t$ . Concernant l'effet de la limite élastique sur la courbe contrainte-déformation, on constate qu'il est bénéfique sur le comportement de l'élément.

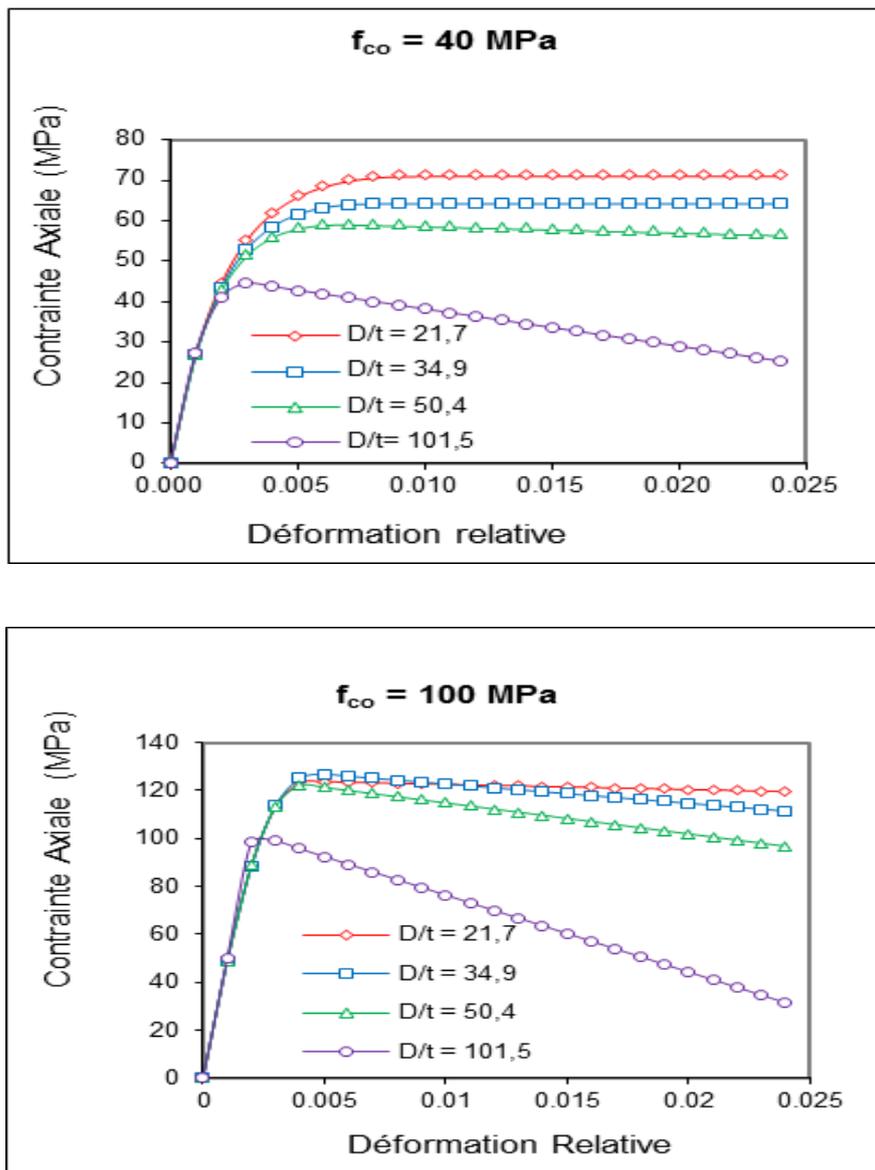


Figure 4. 2: Effet de  $D/t$

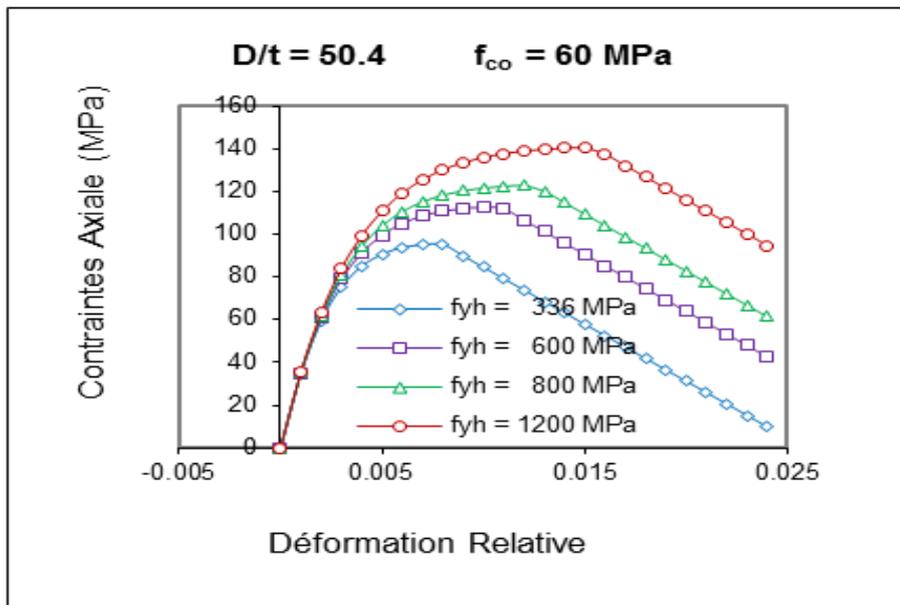


Figure 4. 3: Effet de  $f_{yh}$

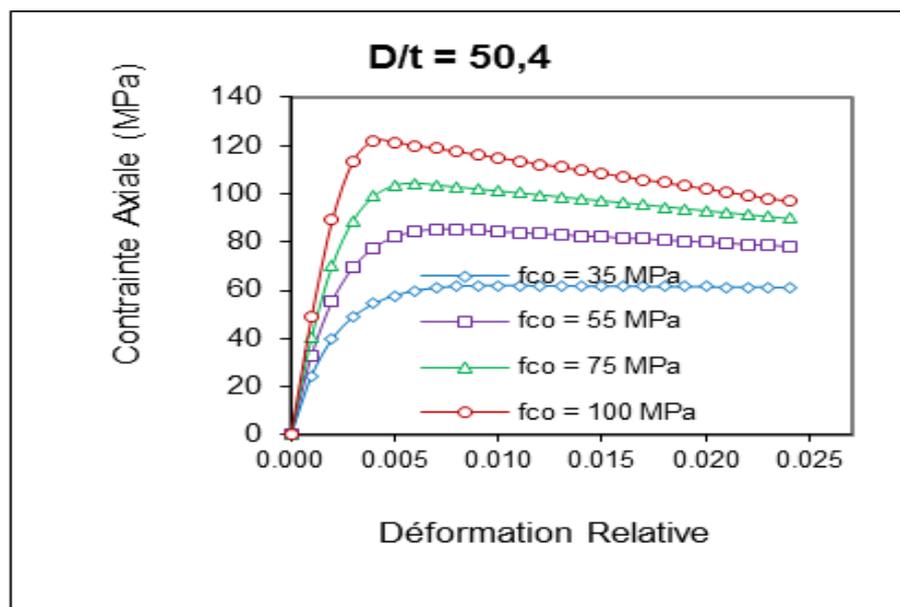


Figure 4. 4: Effet de  $f_{co}$

### 3. Evaluation des Paramètres de Confinement

De la relation contrainte-déformation, on définit les caractéristiques suivantes :

- Le gain en résistance, le paramètre  $K_s$  ( $K_s = f_{cc}/f_{co}$ ) exprimant le rapport des contraintes pics des bétons confinés et non confiné ;

- Le gain en déformation, le paramètre  $K_d$  ( $K_d = \epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$ ) exprimant le rapport des déformations correspondantes respectivement aux contraintes pics du béton confiné et non confiné ;

$$\text{Gain en résistance} \quad K_s = 1 + 4 (f_{rp}/f_c) = 1 + \frac{8}{\left(\frac{D}{t} - 2\right)} \frac{f_{yh}}{f_c} \quad (2)$$

Le coefficient  $K_s$  est directement proportionnel à  $f_{yh}$  et inversement proportionnel à  $f_{co}$  et  $D/t$

$$\text{Gain en déformation} \quad K_d = \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (3)$$

Le coefficient  $K_d$  est directement proportionnel à  $f_{cc}$  et inversement proportionnel à  $f_{co}$ .

### 3.1. Etude Comparative et Vérification des Résultats

Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent les dimensions et propriétés des différents spécimens [Ehab et Young 2006], ainsi que les résultats relatifs aux différentes équations, y compris celle qui a été proposée dans cette étude. Les résultats traités par MEF dans le tableau 4. 2 sont présentés par Ehab : l'élément fini est un solide tridimensionnel à 8 nœuds (C3D8), le programme d'analyse est ABAQUS. Les hypothèses utilisées : comportement à l'interface béton-tube modélisé ; courbes multi linéaires  $\sigma$ - $\epsilon$  de l'acier utilisées ; effets du béton et béton confiné pris en considération

**Tableau 4. 1:** Dimensions et propriétés des spécimens

| Spécimen | Dimensions  |             |             |       | Propriétés des matériaux |                   |
|----------|-------------|-------------|-------------|-------|--------------------------|-------------------|
|          | $L$<br>[mm] | $D$<br>[mm] | $t$<br>[mm] | $D/t$ | $f_{co}$<br>[MPa]        | $f_{yh}$<br>[MPa] |
| S1       | 300         | 114         | 7.6         | 15    | 30                       | 343               |
| S6       | 300         | 114         | 2.85        | 40    | 30                       | 343               |
| S11      | 300         | 114         | 2.07        | 55    | 30                       | 343               |
| S16      | 300         | 114         | 1.63        | 70    | 30                       | 343               |
| S21      | 714         | 238         | 11.90       | 20    | 30                       | 507               |
| S26      | 714         | 238         | 3.97        | 60    | 30                       | 507               |
| S31      | 1080        | 360         | 8.00        | 45    | 30                       | 525               |
| S36      | 1080        | 360         | 6.55        | 55    | 30                       | 525               |

Les expressions préconisées par l'Eurocode 4 et l'ACI, sont comme suit:

$$P_{EC4} = A_s f_{yh} \eta_2 + A_c f_c \left( 1 + \eta_1 \frac{t}{D} \frac{f_{yh}}{f_c} \right) \quad (4)$$

$A_c$  : aire de la section transversale du béton

$A_s$  : aire de la section transversale de l'acier de construction

$f_c$  et  $f_{yh}$  : résistances caractéristiques conformément à l'EC2 ou à l'EC3

$t$  : épaisseur de la paroi du tube en acier

$d$  : diamètre extérieur du poteau.

$$P_{ACI} = 0.85 A_c f_c + A_s f_{yh} \quad (5)$$

Le tableau 4.2 regroupe les résultats obtenus par différentes approches permettant la confrontation de ces dernières

**Tableau 4. 2:** capacité des spécimens selon différentes approches

| Spécimen | Capacité axiale ultime |        |           |           |                                  |
|----------|------------------------|--------|-----------|-----------|----------------------------------|
|          | Analyse                | MEF    | $P_{EC4}$ | $P_{ACI}$ | $\frac{\text{Analyse}}{P_{EC4}}$ |
| S1       | 1339.0                 | 1560.0 | 1554.2    | 1028.2    | 0,86                             |
| S6       | 812.5                  | 757.5  | 798.5     | 529.5     | 1,02                             |
| S11      | 683.4                  | 567.9  | 654.3     | 443.2     | 1,04                             |
| S16      | 594.2                  | 491.3  | 459.1     | 329.7     | 1,29                             |
| S21      | 6488.3                 | 7360.0 | 7782.3    | 5206.5    | 0,83                             |
| S26      | 3389.0                 | 2932.0 | 3694.8    | 2540.9    | 0,92                             |
| S31      | 9466.0                 | 8440.0 | 10391.5   | 7017.3    | 0,91                             |
| S36      | 8349.5                 | 7200.0 | 9127.1    | 6231.0    | 0,91                             |
|          |                        |        |           | Moyenne   | 0,97                             |

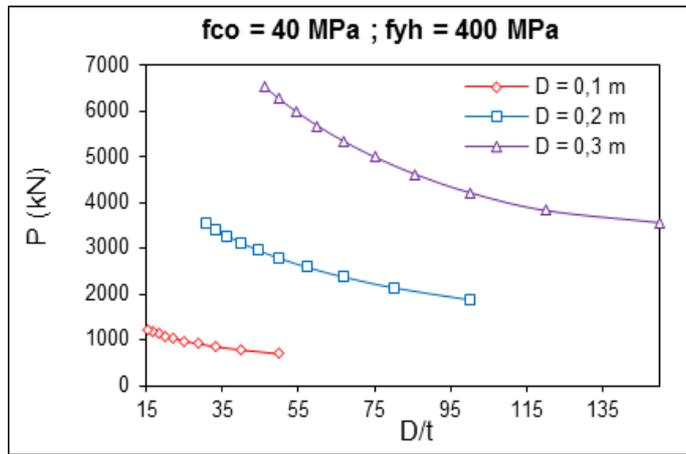
Les résultats obtenus par l'analyse basée sur le modèle de Susantha s'accordent avec l'Eurocode 4 en enregistrant une bonne convergence.

### 3.2 Analyse des Résultats et Discussion

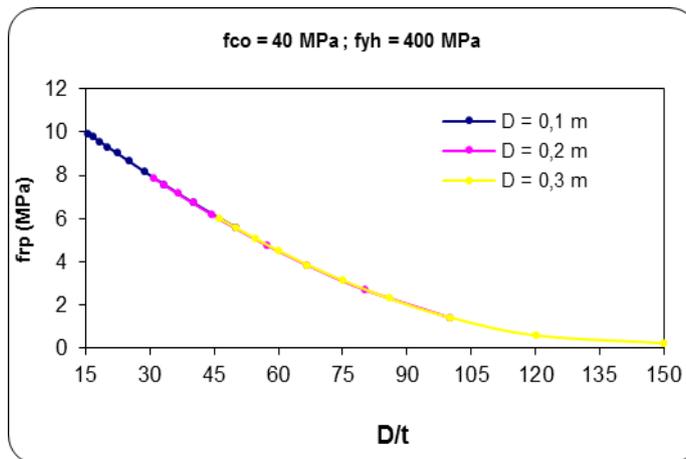
Les figures 4.5, 4.6 et 4.7 montrent analytiquement l'effet des principaux paramètres sur la variation de la capacité ultime des tubes d'acier remplis de béton.

#### 3.2.1 Effet de D/t

Les Figures 4.5a et 4.5 b montrent respectivement la variation du rapport D/t avec la charge portante  $P$  et la contrainte latérale de confinement  $f_{rp}$  pour différentes valeurs de D. Sur la Figure 4.5a, la charge portante  $P$  décroît avec l'augmentation de D/t pour une valeur de D constante. Cependant le taux de diminution de la charge avec D/t croît avec l'augmentation du diamètre D. Sur la Figure 4.5b, la contrainte latérale de confinement diminue avec l'augmentation de D/t et le diamètre D, et cette diminution suit une même loi.



(a)

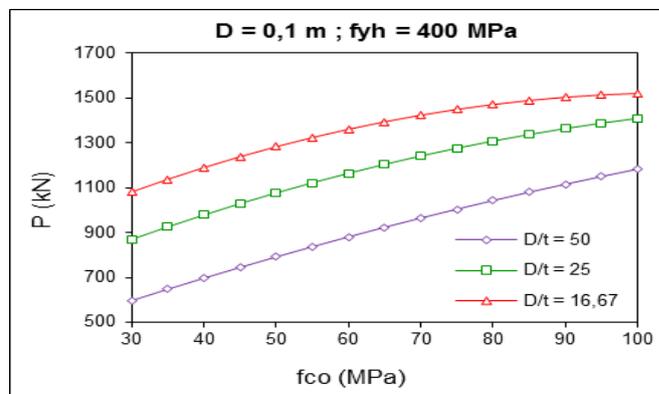


(b)

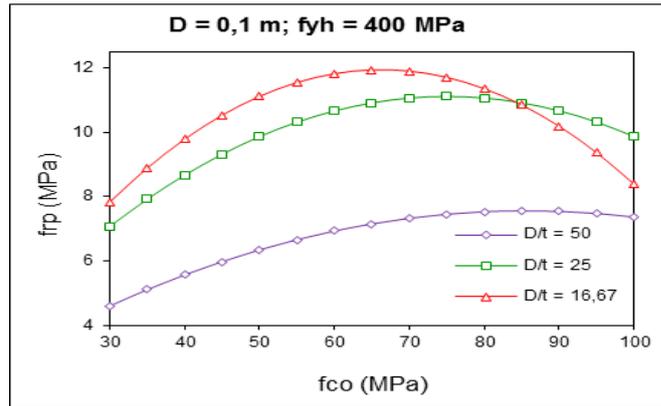
Figure 4. 5: Effet de D/t

### 3.2.2 Effet de la Résistance du Béton, $f_{co}$

Les Figures 4.6a et 4.6b montrent respectivement la variation de  $f_{co}$  avec la charge portante  $P$  et la contrainte latérale de confinement  $f_{rp}$  pour différentes valeurs de  $D/t$ .



(a)



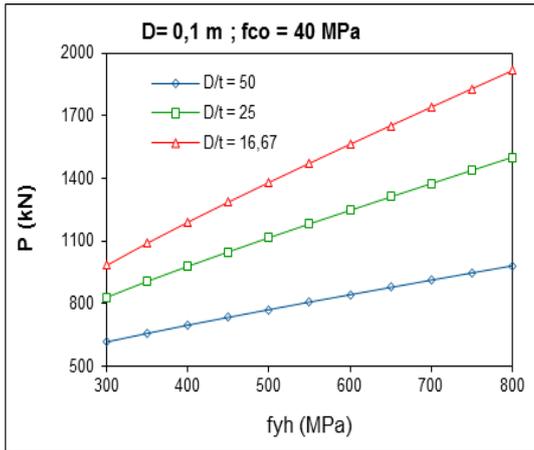
(b)

Figure 4. 6: Effet de la résistance du béton,  $f_{co}$

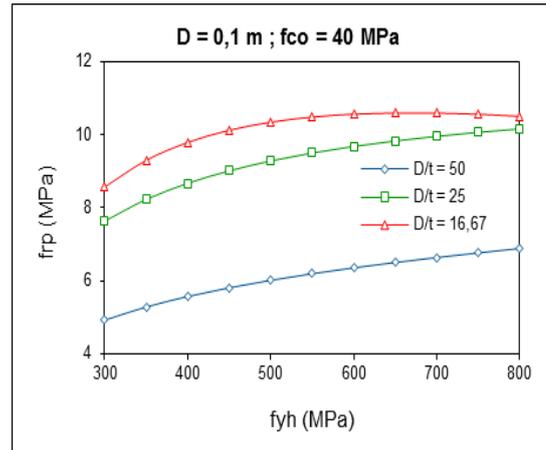
Sur la Figure 4.6a, la charge portante  $P$  croît avec la diminution de  $D/t$  pour une valeur de  $D$  constante. Cependant le taux d'accroissement de la charge diminue avec la diminution de  $D/t$ . Sur la Figure 4.6b, la variation de la contrainte latérale de confinement croît avec l'augmentation de  $f_{co}$  et le rapport  $D/t$  jusqu'à une certaine valeur de  $f_{co}$  ( $f_{co} \approx 70 \text{ MPa}$ ). Au-delà de cette valeur, la contrainte latérale de confinement diminue avec l'accroissement de  $f_{co}$ . Cette diminution devient de plus en plus significative avec le décroissement de  $D/t$ . Ces courbes mettent en évidence l'influence de l'interaction béton - tube d'acier : plus le béton est résistant, moindre est sa capacité de déformation transversale générant l'étreinte latérale.

### 3.2.3 Effet de la limite élastique de l'acier, $f_{yh}$

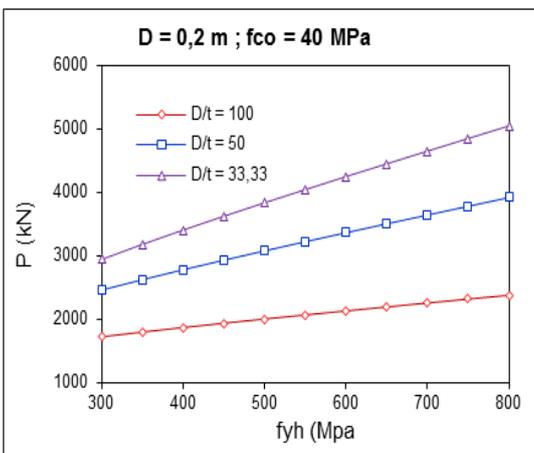
Les Figures 4.7a et 4.7b montrent l'influence de la limite élastique de l'acier sur la charge portante  $P$ . Comme l'illustrent les Figures 4.7a et 4.7c, la charge augmente avec la limite élastique de l'acier utilisé ; cette augmentation est moins importante pour les rapports  $D/t$  élevés. Elle devient insignifiante pour  $D/t = 100$  (Fig. 4.7c). L'effet de l'étreinte latérale est beaucoup plus prononcé dans le cas de  $D/t$  faible. L'examen des Figures 4.7b et 4.7d révèle que l'effet de la limite élastique de l'acier  $f_{yh}$  sur la variation de l'étreinte latérale de confinement est plus important pour les petits diamètres et devient négligeable pour des rapports  $D/t$  importants.



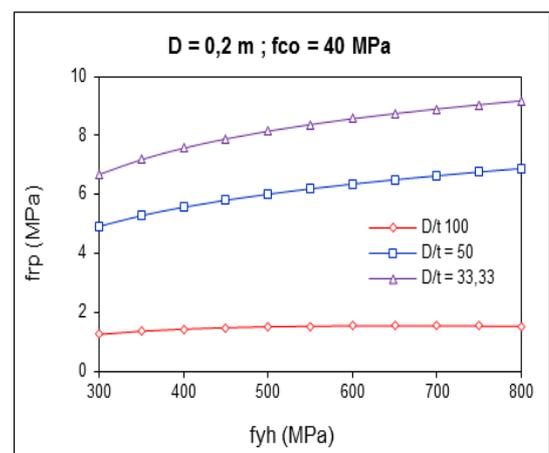
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 4. 7: Effet de la limite élastique de l'acier  $f_{yh}$ 

## Programme Expérimental

### 1 Dispositif Expérimental

Les essais expérimentaux ont été réalisés

- Pour les éprouvettes standard en béton, les tests d'écrasements ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique CONTROL (voir photo 4.1) de capacité 3000 kN, avec un asservissement en force réglé à la cadence de chargement de 0.5 KN/s  $\pm 10\%$  pour l'échelle la mieux appropriée (600 ou 1500kN) qui donne la charge maximale de rupture. Les faces d'appui des éprouvettes sont rectifiées au lapidaire, pour acquérir une planéité de la surface et éviter la dissymétrie lors de l'essai. Les éprouvettes sont placées verticalement et leurs faces sont en contact direct avec les plateaux de la presse. La résistance à la compression a été évaluée selon la norme NF P 18-406 est exprimée à 0,5N/mm<sup>2</sup> près.



**Photo 4. 1:** Machine (CONTROLS) de compression.

Pour les spécimens en tube d'acier remplis de béton, les tests de compression uniaxiale ont été réalisés à l'aide d'une machine universelle de capacité 3000 KN (voir la photo 4.2). Pour l'acquisition des données force-déplacements, un dispositif a été fabriqué au niveau de l'atelier mécanique du département, est a servi comme support à l'appareillage de mesure. La charge est appliquée par incrémentation, et à chaque pas une série de lecture est prise pour estimer la déformation longitudinale.



**Photo 4. 2:** Dispositif d'essai

## 2. Caractéristiques des Matériaux Utilisés et Méthodologie des Essais

Le béton proposé est du BAP (béton autoplaçant) fabriqué à partir des matériaux locaux, ses constituants

1/ les agrégats concassés d'une carrière de Ain Smara:

- le gravillon est de classe 3/8 d'après l'analyse granulométrique.
- le gravier est de classe 8/15 d'après l'analyse granulométrique
- le sable est de classe 0/5 d'après l'analyse granulométrique

2/ le ciment

Ciment: CEM II/42.5 de Hamma Bouziane est un ciment portland composé d'au moins 80 % de clinker, au plus 15 % d'ajouts normalisés et au plus 5 % de gypse.

3/ super plastifiant

Un super plastifiant UNICVM PC6

4/ fillers

Des fillers calcaires UF20 de la carrière ENG de Khroub (haut réducteur d'eau pour béton à faible E/C, hautes performances et long maintien d'ouvrabilité),

5/ l'eau.

Les tubes sont en acier

On a neuf tubes de 14 cm de diamètre et de 33 cm de hauteur, les caractéristiques des tubes sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau 4. 3:** caractéristique des tubes en acier.

| Tube | Diamètre<br>$\varnothing(mm)$ | Epaisseur<br>$t(mm)$ | D/t   | $\Omega$ | Longueur<br>mm | $\sigma_e$<br>Mpa | $N_f$<br>KN |
|------|-------------------------------|----------------------|-------|----------|----------------|-------------------|-------------|
| B    | 140                           | 3.01                 | 46.51 | 28.44871 | 330            | 240               | 1225.142    |
| A    | 140                           | 3.05                 | 45.90 | 29.20985 | 330            | 240               | 1291.575    |

## 3. Formulation de béton auto-plaçant

Trois types de béton ont été confectionnés

Les gammes de valeurs généralement employées sont issues des recommandations provisoires de l'AFGC et présentées ci-dessous :

- Une quantité de pâte élevée (de l'ordre de 40% du volume total).
- Une quantité de fines élevée (de l'ordre de 500 kg/m<sup>3</sup>).

- Utilisation d'un super-plastifiant (à un dosage proche du dosage à saturation).
- Un faible volume de gravillons (rapport G/S de l'ordre de 1).
- Un diamètre maximal réduit.
- Éventuellement utilisation d'un agent à viscosité.

Dans chaque mixture les paramètres variables sont le dosage en ciment, et le rapport E/C, le dosage en fillers.

**Tableau 4. 4:** Quantité des matériaux pour 40 L.

| <b>Béton</b><br><b>Masse(kg)</b> | <b>Ciment</b> | <b>Filler calcaire</b> | <b>Super-plastifiant</b> | <b>Eau</b> | <b>Sable</b> | <b>Gravier</b> |
|----------------------------------|---------------|------------------------|--------------------------|------------|--------------|----------------|
| <b>B1</b>                        | 16            | 3.2                    | 0.312                    | 8.24       | 29.52        | 29.52          |
| <b>B2</b>                        | 14            | 6                      | 0.312                    | 8.24       | 29.52        | 29.52          |
| <b>B3</b>                        | 10            | 10                     | 0.312                    | 8.24       | 29.52        | 29.52          |

#### 4. Préparation des Eprouvettes

##### Eprouvettes (16-32)

Ce sont des éprouvettes confectionnées pour caractériser le béton utilisé, trois pour chaque formulation



**Photo 4. 3:** Préparation des éprouvettes.

## Spécimens des tubes d'acier

du même gachis on a confectionné neuf éprouvettes : 06 pour les tubes, et trois pour les spécimens 16/32



**Photo 4. 4:** Préparation des spécimens en TARB

Les BAP sont capables de s'écouler par gravitation, absence de vibration, La finition de la surface est effectuée à l'aide d'une règle biseautée.

## 5. Essais de compression

Les essais de compression ont été réalisés après 7 et 28 jours de la date du coulage, sur les spécimens préparés et conservés

### Les résultats

**Tableau 4. 5:** les résultats d'écrasement sur les éprouvettes.

| <b>Béton</b> | <b>Résistance à la compression à 7 jours (Mpa)</b> | <b>Résistance à la compression à 28 jours (Mpa)</b> |
|--------------|--|---|
| <b>B1</b>    | 27   | 36.87   |
| <b>B2</b>    | 25   | 32.8  |
| <b>B3</b>    | 22.39  | 29.55   |

## Essais sur béton confiné

**Tableau 4. 6:** Les caractéristiques des TARB de formulation B1.

|            | Béton 1 |                    |       |        |       |       |       | D   | t    | D/t   | L   | $\sigma_e$ |
|------------|---------|--------------------|-------|--------|-------|-------|-------|-----|------|-------|-----|------------|
|            |         | C(Kg)              | F(Kg) | SP(Kg) | E(Kg) | S(Kg) | G(Kg) |     |      |       |     |            |
| Tube A     | 1       | 16                 | 3.2   | 0.312  | 8.24  | 29.52 | 29.52 | 140 | 3.05 | 45.90 | 330 | 240        |
|            | 2       |                    |       |        |       |       |       |     |      |       |     |            |
|            | 3       |                    |       |        |       |       |       |     |      |       |     |            |
| Eprouvette | 1       | Eprouvette (16*32) |       |        |       |       |       |     |      |       |     |            |
|            | 2       |                    |       |        |       |       |       |     |      |       |     |            |
|            | 3       |                    |       |        |       |       |       |     |      |       |     |            |



**Photo 4. 5:** mode de rupture des TARB de formulation B<sub>1</sub>

Le mode de rupture des tubes d'acier remplis de béton (TARB) se manifeste par l'apparition des déformations convexes, gonflement vers l'extérieur, au milieu et vers les abouts. Les résultats des essais de compression sur les TARB sont représentés graphiquement

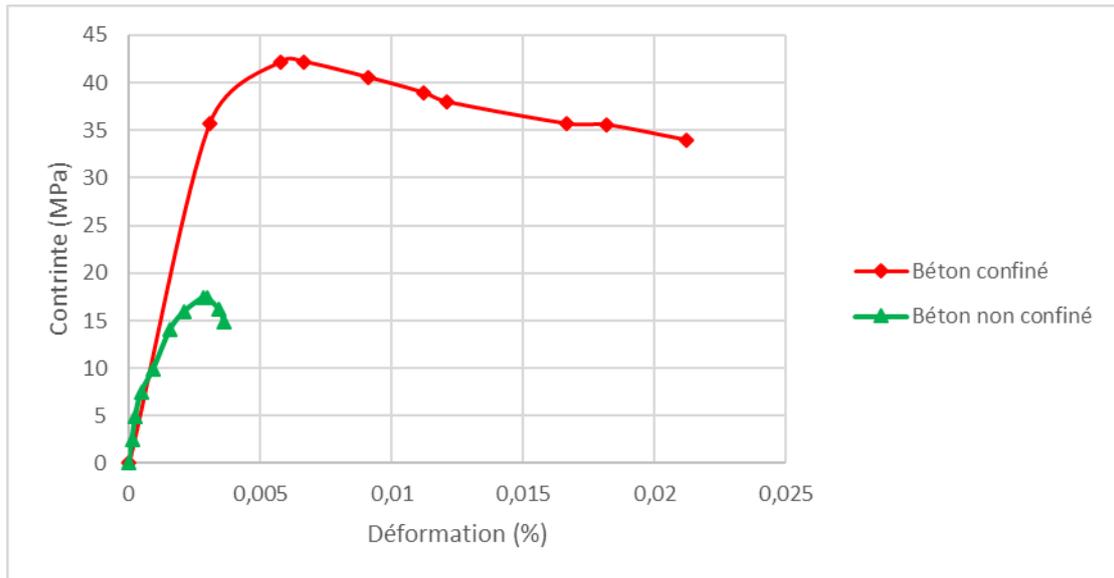


Figure 4. 8: Courbe (contrainte - déformation) pour formulation B<sub>1</sub>.

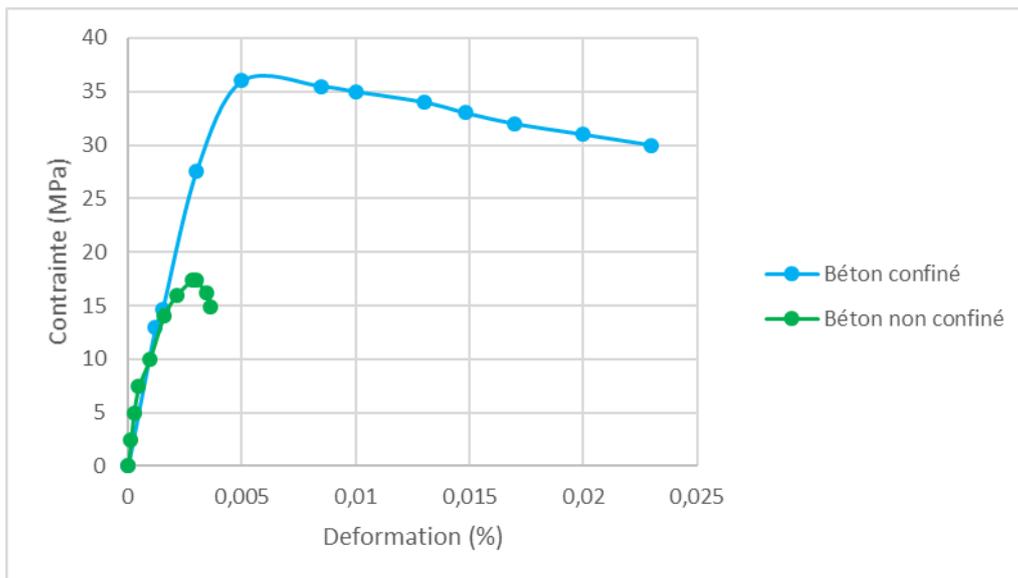
Le tableau suivant représente les caractéristiques des TARB de formulation B<sub>2</sub> :

Tableau 4. 7: Les caractéristiques des spécimens utilisés pour formulation B<sub>2</sub>.

|            | Béton 2 |                    |        |       |       |       |       | D   | T    | D/t   | L   | $\sigma_p$ |
|------------|---------|--------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-----|------|-------|-----|------------|
|            | C(Kg)   | F(Kg)              | SP(Kg) | E(Kg) | S(Kg) | G(Kg) |       |     |      |       |     |            |
| Tube A     | 1       | 14                 | 6      | 0.312 | 8.24  | 29.52 | 29.52 | 140 | 3.01 | 45.90 | 330 | 240        |
|            | 2       |                    |        |       |       |       |       |     |      |       |     |            |
|            | 3       |                    |        |       |       |       |       |     |      |       |     |            |
| Eprouvette | 1       | Eprouvette (16*32) |        |       |       |       |       |     |      |       |     |            |
|            | 2       |                    |        |       |       |       |       |     |      |       |     |            |
|            | 3       |                    |        |       |       |       |       |     |      |       |     |            |



**Photo 4. 6:** Mode de rupture des TARB de formulation B<sub>2</sub>.



**Figure 4. 9:** Courbe (contrainte - déformation) pour formulation B<sub>2</sub>.

Le tableau suivant représente les caractéristiques des TARB de formulation B<sub>3</sub> :

**Tableau 4. 8:** Les caractéristiques des TARB de formulation B<sub>3</sub>.

|                   | <b>Béton 3</b> |                           |               |              |              |              |       | <i>D</i> | <i>t</i> | <i>D/t</i> | <i>L</i> | $\sigma_p$ |
|-------------------|----------------|---------------------------|---------------|--------------|--------------|--------------|-------|----------|----------|------------|----------|------------|
|                   | <i>C(Kg)</i>   | <i>F(Kg)</i>              | <i>SP(Kg)</i> | <i>E(Kg)</i> | <i>S(Kg)</i> | <i>G(Kg)</i> |       |          |          |            |          |            |
| <b>Tube B</b>     | 1              | 10                        | 10            | 0.312        | 8.24         | 29.52        | 29.52 | 140      | 2.98     | 46.51      | 330      | 240        |
|                   | 2              |                           |               |              |              |              |       |          |          |            |          |            |
|                   | 3              |                           |               |              |              |              |       |          |          |            |          |            |
| <b>Eprouvette</b> | 1              | <b>Eprouvette (16*32)</b> |               |              |              |              |       |          |          |            |          |            |
|                   | 2              |                           |               |              |              |              |       |          |          |            |          |            |
|                   | 3              |                           |               |              |              |              |       |          |          |            |          |            |



**Photo 4. 7:** Les spécimens de formulation B3 après l'essai d'écrasement.

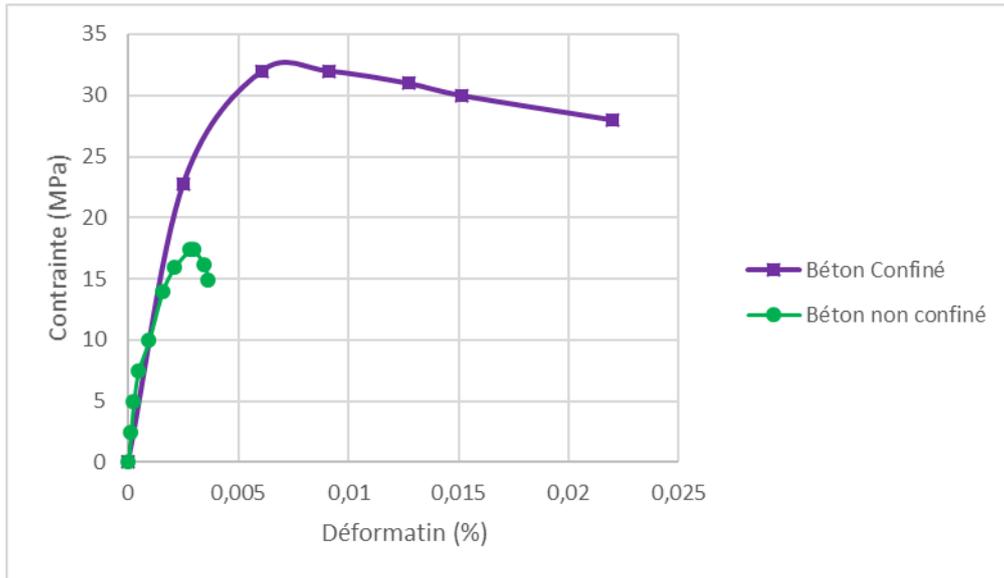


Figure 4. 10: Courbe (contrainte - déformation) pour formulation B<sub>3</sub>.

### Discussion des résultats expérimentaux

1/ Effet de la résistance du béton sur le confinement des TARB.

Tableau 4. 9: variation .du confinement en fonction de  $\sigma_{28}$  et t

| Type de remplissage | $\sigma_r$ du béton (MPa) | Ep. du tube en (mm) | Capacité des TARB en (KN)          |           | $\Phi = P_{exp} / P_{theo}$ |
|---------------------|---------------------------|---------------------|------------------------------------|-----------|-----------------------------|
|                     |                           |                     | $P_{theo} = P_{acier} + P_{béton}$ | $P_{exp}$ |                             |
| A                   | 36.87                     | 3.05                | 544.586                            | 625       | 1.14                        |
|                     | 32.8                      | 3.05                | 544.586                            | 600       | 1.24                        |
| B                   | 29.55                     | 3.01                | 484.900                            | 550       | 1.26                        |

On remarque que l'effet du confinement est inversement proportionnel avec la résistance du béton. Avec l'augmentation du chargement, le béton comprimé commence à s'épuiser. A ce stade, et plus tard, le noyau du béton est chargé tri-axialement et le tube en acier bi-axialement.

2/ Effet de la résistance du béton

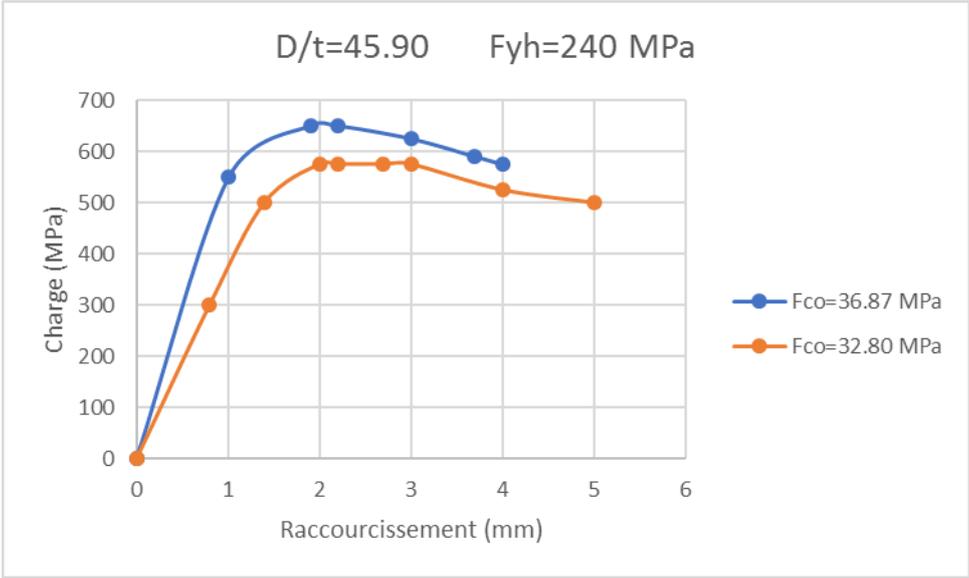


Figure 4. 11 (a):Effet de  $f_{co}$

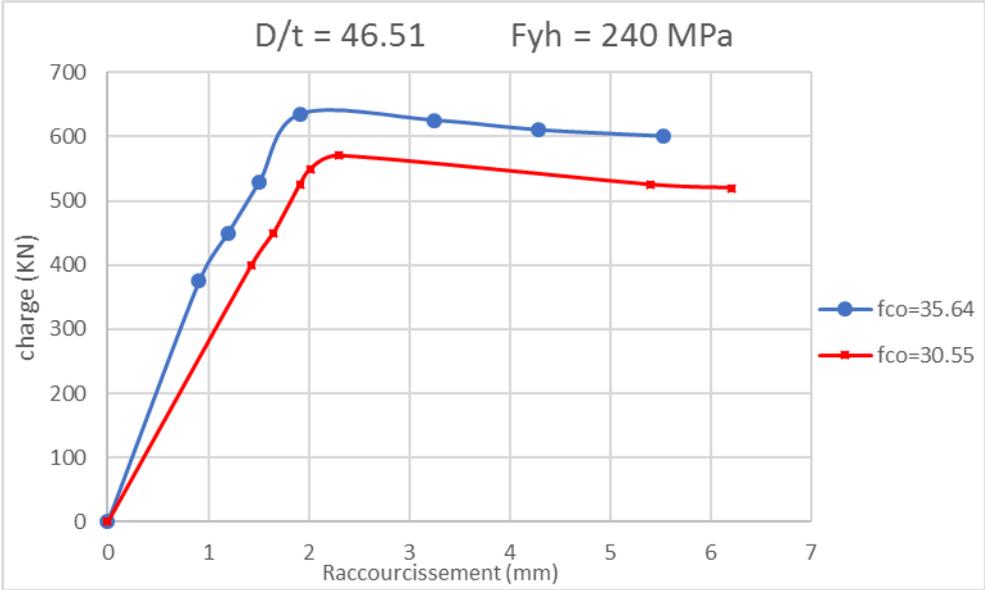


Figure 4. 12 (b):Effet de  $f_{co}$

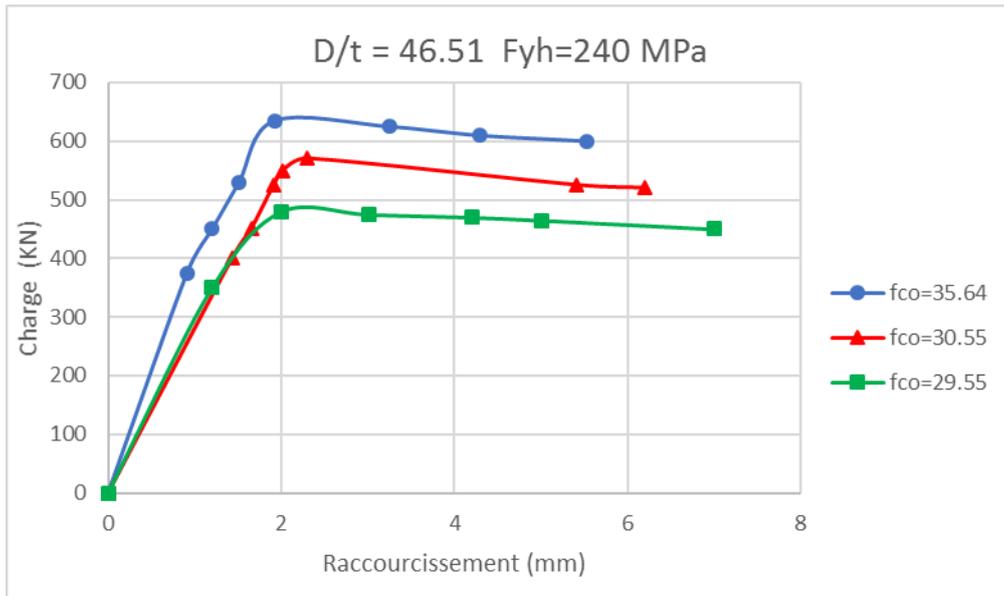


Figure 4. 13 (c):Effet de  $f_{co}$

La figure 4.10 (a) (b) et (c) montre l'influence de la résistance du béton sur le comportement du spécimen circulaire. On constate que la rigidité initiale reste non affectée par  $f_{co}$ , alors que la capacité de déformation s'en trouve réduite si la résistance augmente.

#### Effet du rapport D/t

La figure 4.11 (a) et (b) montrent l'influence du rapport D/t

(Diamètre sur l'épaisseur du tube d'acier) sur la performance du matériau composé et de l'élément structural.

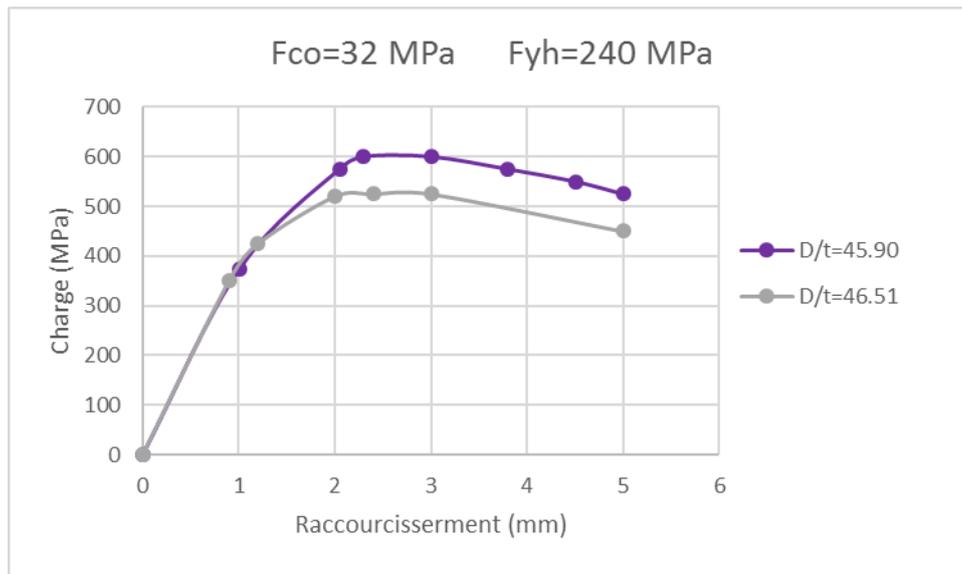
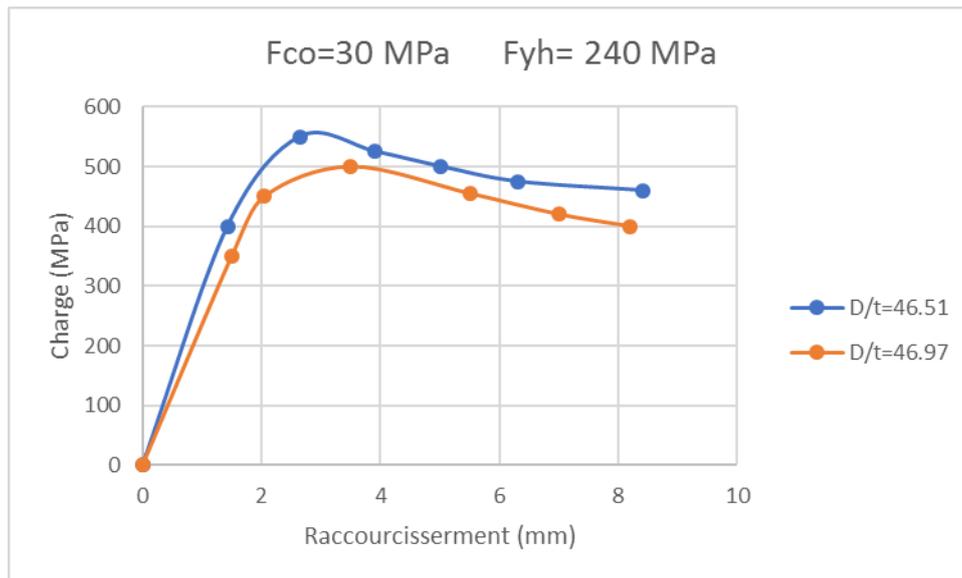


Figure 4. 14: Effet de rapport D/t (a)



**Figure 4. 15:** Effet de rapport D/t (b)

La résistance de l'élément augmente avec la diminution de l'élançement géométrique de la chemise ; plus la chemise est rigide moins est la chute de résistance après écoulement.

## Chapitre 5 : Comportement structurel NL

### 1. Comportement sectionnel

#### Capacité flexionnelle : Analyse Moment - Courbure

##### a. Courbure d'une section rectangulaire soumise à une flexion croissante

La ductilité de courbure est directement liée aux sections dont le mode de travail est par flexion. En effet, sous l'action d'un moment, ou d'un moment plus un effort axial, l'élément a tendance à fléchir ; l'élément prend la forme d'une ligne fléchie, qui fait partie d'un grand cercle.

Considérons un élément différentiel de longueur  $dx$  d'un élément en béton armé de section rectangulaire, comme représenté sur la figure 5.1 La rotation entre les extrémités est

donnée par :

$$\frac{dx}{R_c} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

où  $k$  est un facteur définissant la position relative de l'axe neutre. Dans l'équation ci-dessus,  $R_c$  définit le rayon du cercle dont l'élément fait partie, et la courbure par définition est l'inverse de  $R_c$ . Si nous divisons cette équation par la longueur de l'élément  $dx$ , on aura:

$$\frac{1}{R_c} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}$$

Par conséquent, la courbure d'un élément (ou la rotation par unité de longueur d'un élément) est défini comme:

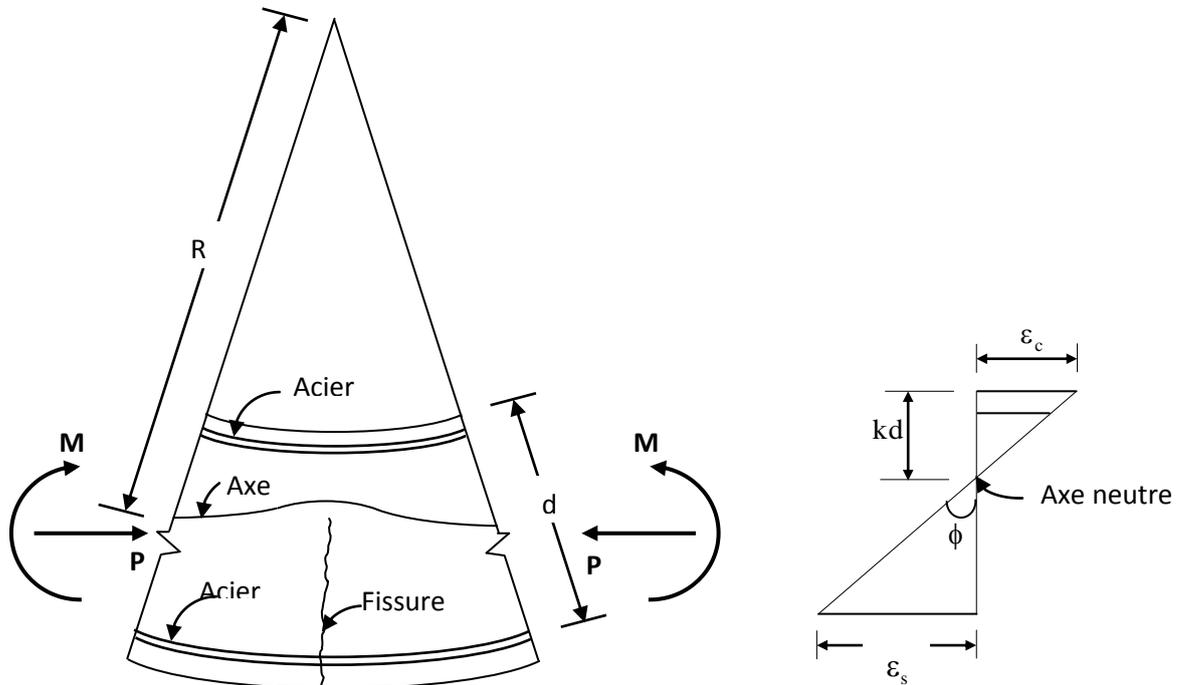
$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

En d'autres termes, la courbure d'une section est la pente de son diagramme de déformation, et elle peut être mesurée en utilisant la déformation du béton ou de l'acier. La relation entre le moment et la courbure est donnée par l'équation classique :

$$EI = M R = \frac{M}{\phi} \quad \text{d'où} \quad \phi = \frac{M}{EI}$$

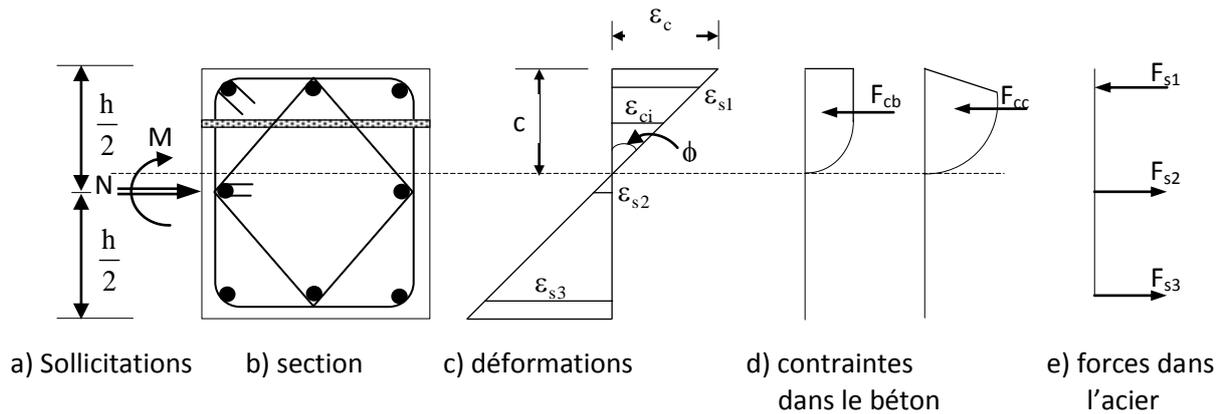
En réalité, quand nous avons un moment de flexion sollicitant une section en béton armé, l'élément fléchi n'a pas une courbure uniforme sur sa longueur, puisqu'il y a une fluctuation dans la position de l'axe neutre due à la formation aléatoire des fissures. Quant à la définition donnée ci-dessus concernant la courbure d'élément de longueur  $dx$ , et en supposant que cet élément est fissuré, la courbure est donc exprimée en fonction des taux de déformations dans le béton et l'acier. Comme la ductilité est définie comme étant le

rapport des courbures de deux états différents de l'élément fléchi, nous pouvons alors conclure que cette ductilité dépend de la déformation, donc plus la déformation est grande, plus la ductilité est grande.



**Figure 5. 1:** Déformations dans un élément fléchi de longueur dx

La méthode utilisée consiste à diviser la section en un certain nombre de couches discrètes ayant l'orientation de la profondeur de l'axe neutre (figure.5 2); chacune est constituée par deux types de béton, confiné et non confiné. Pour une valeur donnée de la déformation de la fibre la plus comprimée la contrainte du béton peut être déduite à partir de la déformation moyenne dans la couche du béton et le modèle contrainte - déformation du béton. De la même façon, la contrainte au niveau des aciers peut être estimée à partir de la déformation moyenne à chaque niveau et le modèle contrainte- déformation de l'acier.



**Figure 5. 2:** Analyse moment courbure d'une section comprimée fléchie en béton armé

La division de la section en couches facilite le calcul des déformations et des contraintes correspondantes permettant l'évaluation de la force axiale et le moment fléchissant dans chaque couche selon les formules :

$$P = \sum_{i=1}^n f_{ci} A_{ci} + \sum f_{sj} A_{sj} \quad \text{et} \quad M = \sum_{i=1}^n f_{ci} A_{ci} d_i + \sum f_{sj} A_{sj} d_j$$

## 2. Paramètres influant la performance des sections en béton confiné

### Hypothèses de calcul

Les hypothèses sur lesquelles s'articule cette analyse sont les suivantes:

- Les sections planes restent planes après déformation,
- La résistance à la traction du béton est négligée,
- Les contraintes dans le béton sont dérivées des courbes appropriées contrainte - déformation respectivement pour le béton confiné et non confiné.
- Les contraintes dans les aciers longitudinaux sont dérivées de la courbe contrainte déformation en utilisant le modèle de Mander.

La dérivation des relations moment-courbure des sections confinées en béton armé a pris en considération les facteurs suivants :

1. Intensité de l'effort axial,  $\nu$
2. Taux d'acier transversal,  $\rho_{sh}$
3. Résistance du béton,  $f_{co}$
4. Taux d'acier longitudinal,  $\rho_1$
5. Limite élastique de l'acier transversal,  $f_{yh}$

Pour déterminer les moments résistants et les courbures correspondantes, une section type a été considérée en prenant comme modèle de confinement Kent et Park modifié; tout en

étudiant l'influence des paramètres: l'intensité de l'effort normal  $\nu$ , le taux d'armatures transversales  $\rho_{sh}$  et le taux d'armatures longitudinales  $\rho_l$ .

L'état limite ultime est considéré atteint quand l'une des trois limites est atteinte :

- la déformation du béton dans la fibre la plus comprimée atteint la valeur indiquée.
- la déformation dans l'acier atteint la valeur indiquée.
- le moment de flexion est limité à la valeur de  $0.8 M_{max}$ .

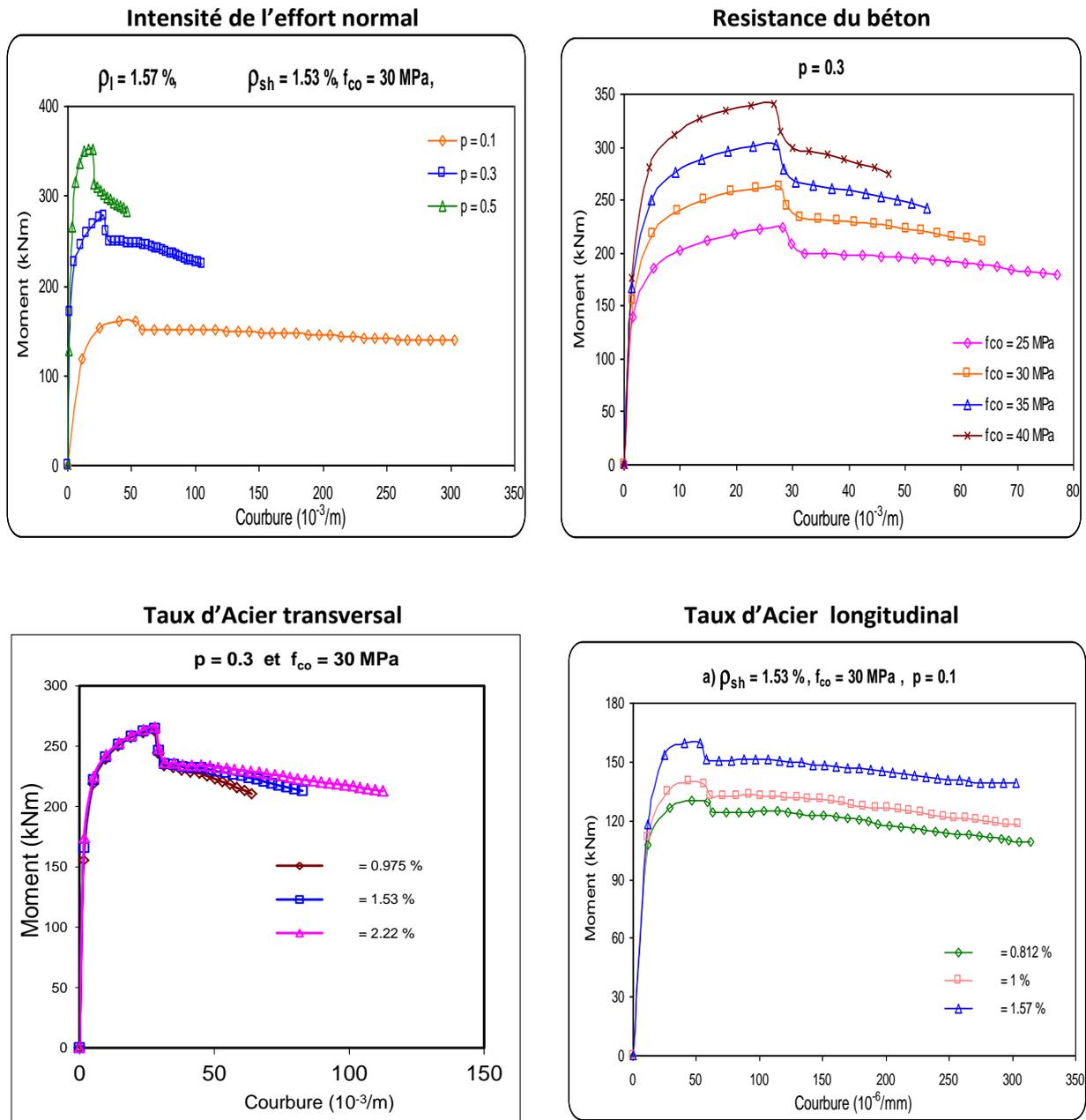


Figure 5. 3: Performances flexionnelles des sections en béton confiné

L'analyse des résultats obtenus, illustrés par la figure 5.3 permet d'établir les constatations suivantes :

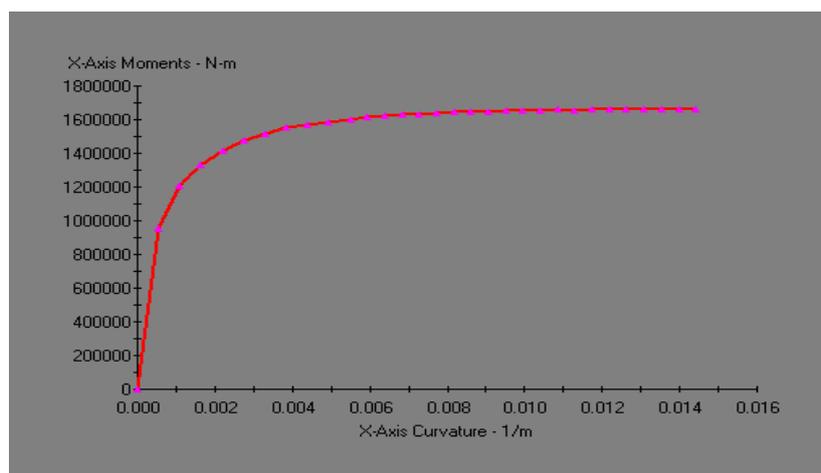
- la résistance flexionnelle croit proportionnellement avec l'intensité de l'effort normal  $v$ , la capacité de déformation ( $\mu_{\phi}$ ) est par contre défavorablement affectée;
- le rapport volumétrique de l'armature transversale  $\rho_{sh}$  influe positivement les capacités de résistance et de déformation, cependant son effet sur cette dernière est beaucoup plus prononcé ;
- le taux d'armature longitudinale  $\rho_l$  améliore nettement la capacité de résistance, tout en réduisant faiblement la capacité de déformation

### 3. Capacité des sections mixtes

- **3.1 Comportement Moment-courbure :**

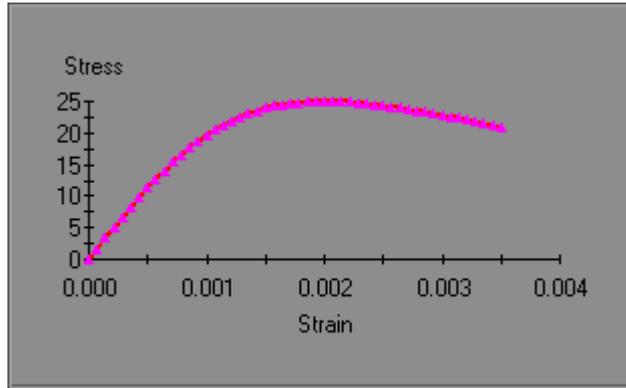
La loi moment-courbure établit la relation entre la courbure et le moment de flexion d'une section en béton armé « donnée » à effort normal constant fixé. Elle permet de décrire le comportement mécanique des sections d'un élément structural travaillant en flexion composée.

La loi moment-courbure d'une section dépend de ses caractéristiques géométriques, des caractéristiques mécaniques des matériaux qui la composent (béton, acier...), du taux de ferrailage longitudinal, transversal et de l'effort normal sollicitant. On considère l'hypothèse d'Euler-Bernoulli qui suppose que les sections planes restent planes après déformation.

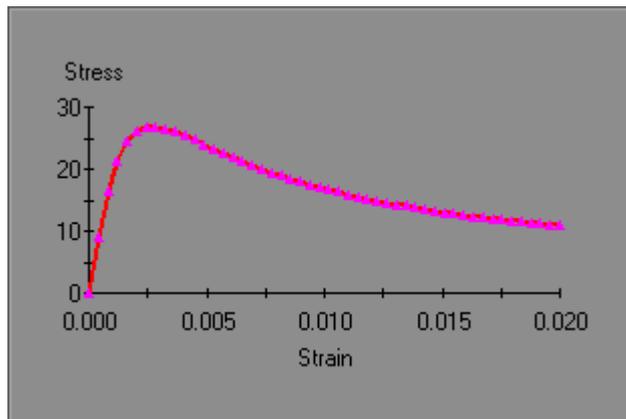


**Figure 5. 4:** Diagramme moment-courbure

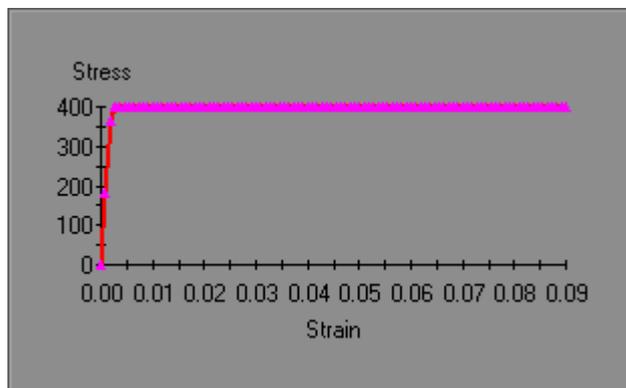
Dans une notre étude, la relation moment courbure théorique a été menée en adoptant pour le béton confiné le modèle de Mander et al.



**Figure 5. 5:** modèle du béton non confiné



**Figure 5. 6:** modèle du béton confiné



**Figure 5. 7:** modèle contrainte déformation de l'acier longitudinale tendue Fe E40A

### 3.2 Paramètres influents :

Pour étudier les paramètres influents sur la section nous avons utilisé un code de calcul en introduisant les caractéristiques de la section, les propriétés des matériaux utilisés et l'intensité de l'effort axial.

### Effet de la résistance du béton, $f_{co}$ :

La Figure 5.8 montre l'effet de la résistance du béton sur le comportement moment courbure. L'augmentation de la résistance du béton influe favorablement la capacité de résistance de l'élément tout en réduisant sa capacité de déformation.

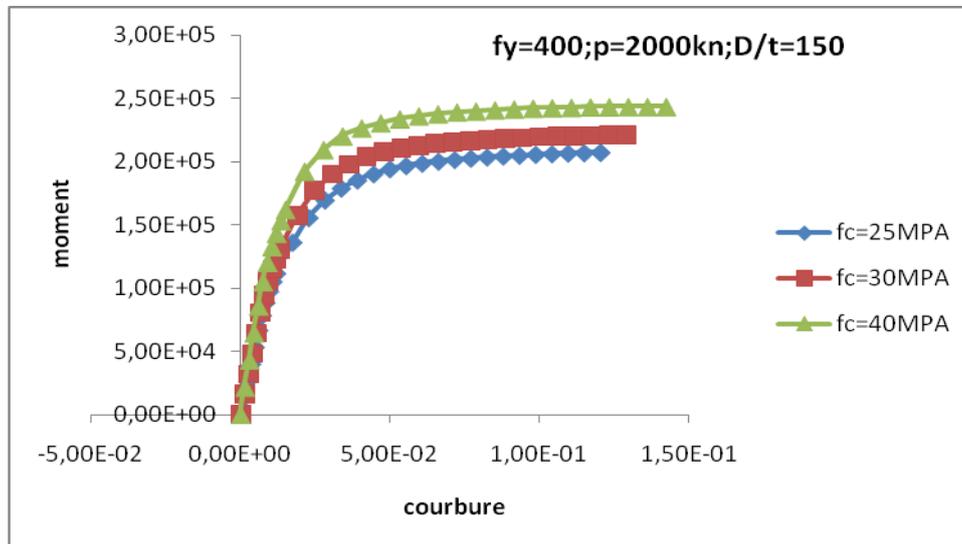


Figure 5. 8: Effet de la résistance du béton,  $f_{co}$

### Effet de la limite élastique de l'acier, $f_{yh}$ :

La figure 5.9 illustre l'effet de la limite élastique de l'acier sur la courbe moment courbure. On constate que l'augmentation de limite élastique de l'acier augmente considérablement la capacité de résistance de la section et faiblement sa capacité de ductilité.

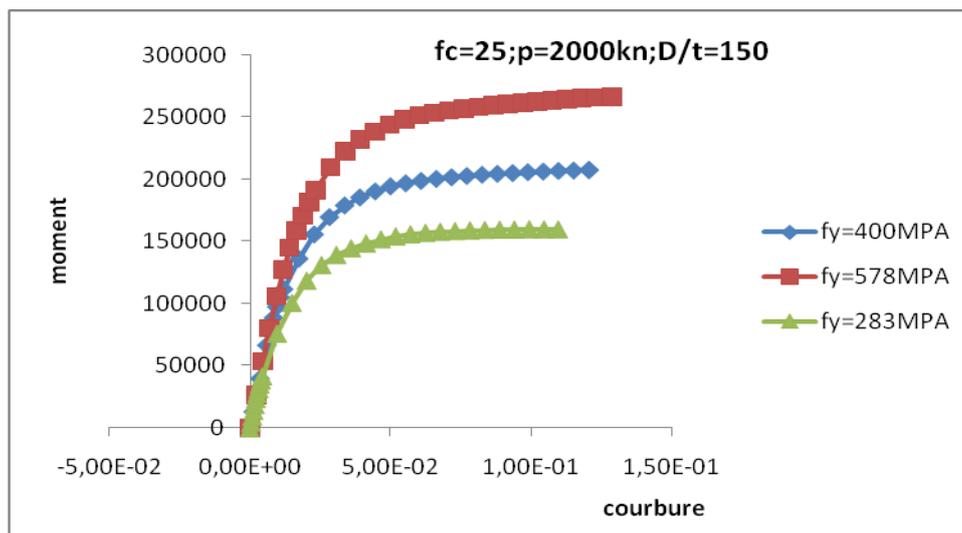


Figure 5. 9: Effet de la limite élastique de l'acier,  $f_{yh}$

### Effet de l'intensité de la charge :

La figure 5.10 montre l'effet de la charge axiale sur le comportement moment - courbure.  $\delta$  est l'effort réduit de compression sur le poteau. On constate que l'augmentation de  $\delta$  augmente la capacité de résistance tout en réduisant la capacité de ductilité.

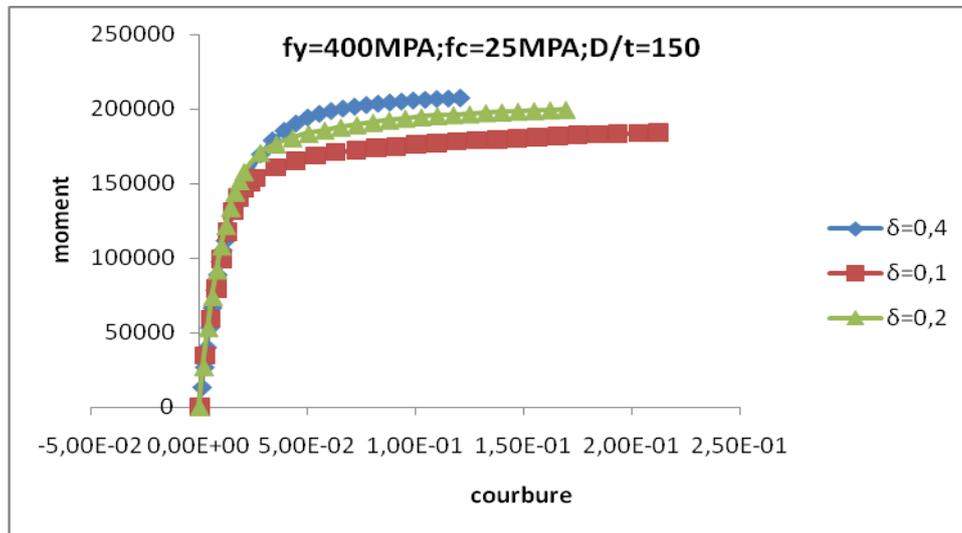


Figure 5. 10: Effet de l'intensité de la charge

### Effet du rapport D/t :

La figure 5.11 illustre l'effet du rapport (D/t) sur le comportement moment-courbure. (D/t) est le diamètre du poteau sur l'épaisseur de la chemise. On constate l'augmentation de (D/t) induit une grande réduction de la capacité de résistance et une faible réduction de la capacité de ductilité.

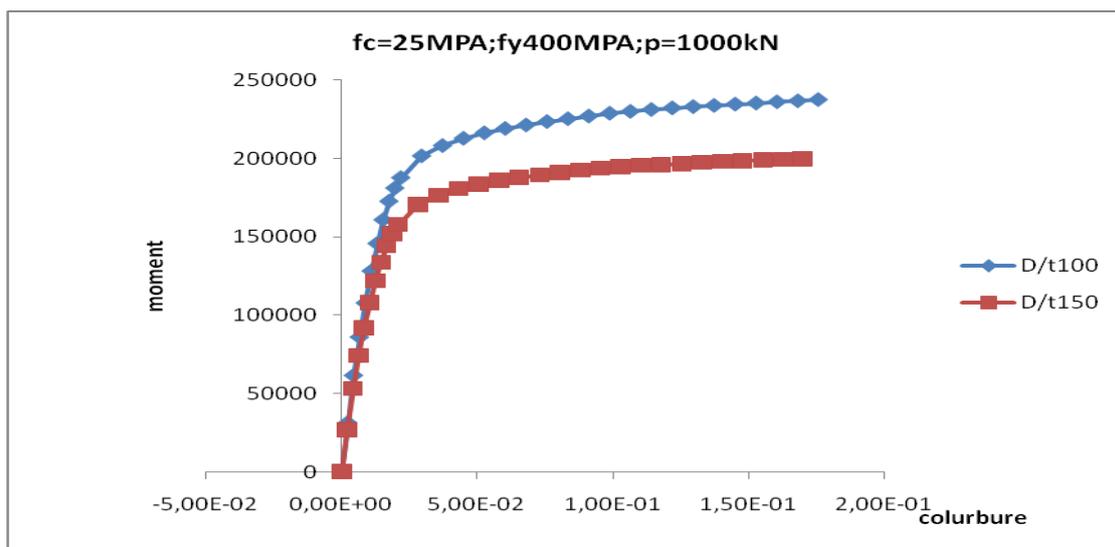


Figure 5. 11: Effet du rapport D/t

### 3.3 Conclusions :

Cette étude a permis d'émettre les points suivants :

- Les paramètres majeurs influençant le comportement du béton confiné par tube d'acier sont : la résistance du béton, la limite élastique du tube d'acier, l'intensité de la charge axiale, et l'élançement géométrique  $D/t$ .
- l'augmentation de la résistance du béton influe favorablement la capacité de résistance de l'élément tout en réduisant sa capacité de déformation.
- l'augmentation de limite élastique de l'acier augmente considérablement la capacité de résistance de la section et faiblement sa capacité de ductilité
- l'augmentation de l'intensité de la charge axiale  $\delta$  augmente la capacité de résistance tout en réduisant la capacité de ductilité.
- l'augmentation de  $(D/t)$  réduit fortement la capacité de résistance et diminue faiblement la capacité de ductilité.
- la capacité de résistance augmente avec l'augmentation de la résistance du béton, la limite élastique de l'acier et l'intensité de la charge axiale et diminue avec l'augmentation de l'élançement de la chemise.
- la capacité de ductilité augmente avec l'augmentation de limite élastique de l'acier et diminue avec l'augmentation de la résistance du béton, l'intensité de la charge axiale et l'élançement de la chemise.

## 4. Comportement de l'élément

### 4.1. Introduction

La conception et les implications économiques des structures situées dans les zones à haut risque sismique, exigent un niveau de sécurité particulièrement rigoureux, différent de celui adopté vis à vis d'autres actions. Ces structures doivent être conçues de façon que l'énergie induite soit absorbée et dissipée par de larges déformations inélastiques. Cependant, ces dernières doivent être limitées afin que l'ouvrage n'atteigne le degré d'endommagement pouvant compromettre la sécurité des ouvrages. L'analyse dynamique des structures répondant à des séismes a montré que les forces élastiques d'inertie sont beaucoup plus grandes que celles préconisées par les normes et que cette différence est trop grande pour qu'elle soit compensée par des coefficients de sécurité. L'approche largement acceptée est d'adopter une force de calcul moins importante obtenue à l'aide d'un spectre inélastique, et

façonner la structure pour qu'elle soit ductile afin de garantir le comportement post-élastique désiré sans jamais enregistrer une dégradation substantielle de résistance. L'utilisation d'un spectre de réponse inélastique permet d'apprécier aussi bien la demande que la capacité de ductilité de ces structures avec une tolérance satisfaisante.

La plastification préférée pour les piles de ponts, est celle causée par un comportement flexionnel que celle causée par l'action de l'effort tranchant qui est à éviter du fait qu'elle conduise à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. Les sections résistantes aux forces sismiques peuvent être ainsi préalablement choisies, convenablement conçues et soigneusement ferraillées, afin de fournir la capacité de résistance et de ductilité adéquates. La conception des structures parasismiques actuellement admise est basée sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes tels que : NZS, NBCC, EC-8, CALTRANS AASHTO et RPOA.

#### **4.2 Concept de base**

Sous action sismique, il est nécessaire de tenir compte du comportement global de la structure, cette exigence différencie fondamentalement ces types d'actions, des actions permanentes ou d'exploitation. On sait par ailleurs que le mécanisme de résistance des structures, à toute action dynamique, est basé sur la capacité d'absorber et de dissiper l'énergie induite par sa réponse. Ce fonctionnement est d'autant plus efficace que la structure a un comportement «ductile ». Une telle structure lorsque sa résistance mécanique est épuisée ou sur le point de l'être, prévient de son épuisement, à travers les grandes déformations qu'elle subit. Cet aspect visuel de la détérioration de la construction est en réalité un «avertissement » très appréciable en matière de sécurité grâce à la fissuration apparente et les déformations prononcées. Sollicitée à sa résistance maximale, la structure ne se rompt pas mais continue grâce à sa ductilité, à se déformer sous moment constant (son moment ultime), se comportant comme une rotule plastique, permettant ainsi une répartition de l'excès des moments.

La condition majeure à remplir devient alors la réalisation d'une sécurité globale et non pas la prévention des détériorations de chaque élément. L'évaluation du niveau de ductilité d'une structure repose sur la comparaison des déplacements de celle-ci dans le domaine élastique et au-delà du domaine élastique, elle est définie par le coefficient ductilité de déplacement  $\mu_{\Delta}$ .

### 4.3. Notions de rotule plastique

Ce sont les zones d'un élément de structure (fûts, poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. La figure 5.12 illustre les rotules plastiques au niveau des piles des ponts provoqués par le séisme de Northridge 1994.



Figure 5. 12: Rotules plastiques des piles des ponts. [7]

L'emplacement d'une rotule plastique dans un élément structural est défini par sa longueur ( $L_p$ ), pour mieux comprendre cette dernière a prend comme exemple un modèle simplifié de poteau console. La longueur de la zone plastifiée lorsque la courbure ultime est atteinte en pied de poteau, peut être calculée à l'aide d'une loi moment-courbure simplifiée tri linéaire : la rigidité fissurée est prise comme rigidité initiale et un écrouissage est considéré après la plastification.

Notons :

$E_p$  : pente de la relation moment-courbure après plastification.

$M_y$  : Moment plastification.

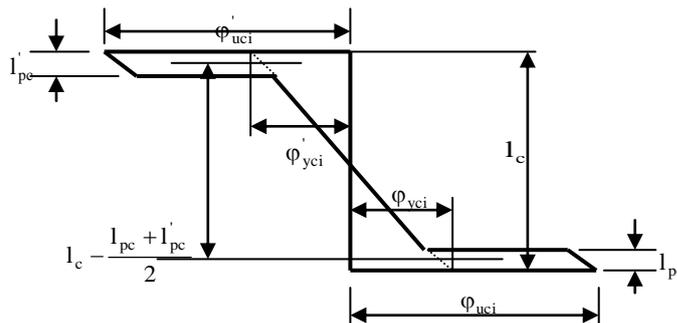
$\phi_y$  : Courbure de plastification.

$\phi_u$  : Courbure ultime.

#### 4.3.1 Longueur de la rotule plastique

La demande de ductilité est mieux appréciée à travers le coefficient de ductilité de courbure  $\mu_\phi$ , par conséquent le choix d'un modèle approprié est nécessaire afin de pouvoir prédire le comportement moment-courbure de la section. La rotation dans les zones dissipatives

d'énergie est atteinte suite à la diffusion de la plastification à travers une longueur potentielle dite longueur de rotule plastique. Celle-ci est définie comme étant la longueur équivalente de la rotule plastique au-delà de laquelle la courbure plastique sera considérée comme constante, Figure 5.13, et elle est principalement influencée par la demande de ductilité de courbure  $\mu_\phi$ . Un travail de recherche intensif effectué dans ce domaine et a été couronné par la formulation d'expressions semi empiriques conduisant à une multitude de résultats dispersés selon le modèle théorique sélectionné.



**Figure 5. 13:** Diffusion de la plastification sur une longueur  $L_p$

Selon les constatations, basées beaucoup plus sur des recherches expérimentales, il s'avère que:

- l'augmentation du taux d'armature longitudinale réduit l'étendue de la zone plastique;
- pour la même quantité d'armature, une distribution uniforme du ferrailage améliore l'étendue de la longueur de la zone plastique.

Priestley et al ont proposé l'équation empirique suivante, et qui a montré une bonne corrélation avec le data expérimental enregistré :

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \text{ (mm, Mpa)}$$

où  $d_b$  : diamètre des barres longitudinales

Le 1<sup>er</sup> terme de l'équation tient compte de la longueur d'inflexion du moment (**shear span**), quand au 2<sup>ème</sup> terme il caractérise la diffusion de la plastification au sein de la section d'encastrement

#### 4.3.2. Longueur de confinement:

- $P_e \leq 0.3f'_c.A_g$  la longueur de confinement sera la hauteur de la section comprise entre  $M_{max}$  et  $0.8M_{max}$
- $P_e > 0.3f'_c.A_g$  une extension de cette zone sera observée; en la majorant de 50%.

Cette augmentation pour des efforts axiaux est nécessaire, car la région plastique a tendance à se propager le long de la hauteur du fût, du moment que la résistance flexionnelle augmentera au niveau des sections critiques grâce au confinement. L'augmentation de la résistance flexionnelle est plus importante en présence d'efforts axiaux élevés. Il est cependant recommandé de considérer deux limites pratiques :

- la première sur la longueur plastique;  $0.3D \leq L_p \leq 1.5D$
- la deuxième sur la longueur de confinement;  $2L_p \leq L_c \leq 3L_p$

Le moment ultime  $M_u$  est relié aux caractéristiques précédentes à l'aide de la relation suivante :  $M_u = M_y + E_p(\phi_u - \phi_y)$

Pour un poteau encastré en pied et soumise a un effort horizontale en tête, la répartition de moment est linéaire en fonction de la hauteur figure 5.14b alors que la répartition de courbure est bilinéaire figure 5.14c. Lorsque que le moment ultime est atteint à la base du poteau, la hauteur de la zone plastifiée  $H_p$  vaut :

$$H_p = L \cdot \left( \frac{M_u - M_y}{M_u} \right) = \frac{L \cdot E_p (\phi_u - \phi_y)}{M_y + E_p (\phi_u - \phi_y)}$$

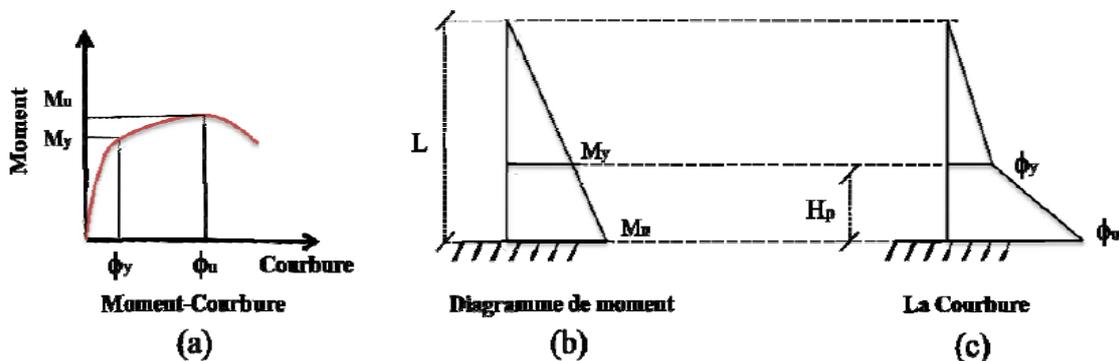


Figure 5. 14: répartition de moment et de courbure sur la hauteur d'un pont.

Cette relation montre très bien qu'en l'absence d'écroûissage après plastification ( $E_p=0$ ), la hauteur de la zone plastifiée (donc la rotation plastique de ruine) est nulle. Avec ce modèle simplifié, nous pouvons décomposer le déplacement (ou la rotation) en tête  $\delta_u$  en une partie provenant de la déformée élastique du poteau  $\delta_y$  et une partie provenant de la rotation plastique de la rotule  $\delta_p$  (Arede, 1997).

#### 4.4. Catégorisation du comportement des colonnes

La réponse parasismique des piles est fortement influencée par l'effet de l'effort tranchant. Une sommaire catégorisation du comportement parasismique est établie fonction de deux paramètres sélectionnés comme paramètres d'identification :

- l'élanement géométrique  $\lambda_g = h/d$  (dont h : la hauteur de l'élément et d : le diamètre )
- et le taux de ductilité  $\mu_\Delta$

4.4.1. Catégorisation orientée selon l'aspect géométrique global de l'élément conduit aux types de comportement suivants :

- pour  $\lambda_g > 5$  : comportement de type «flexion» l'effet de l'effort tranchant est négligeable.
- pour  $2.5 \leq \lambda_g \leq 5$  : comportement de type «flexion –effort tranchant » les deux sollicitations ont des effets comparables
- pour  $\lambda_g < 2.5$  : comportement déterminé par l'effort tranchant qui conduit à une rupture brutale, (explosive) ; élément cassant.

4.4.2. Catégorisation orientée selon le niveau de ductilité:

- Pour une haute ductilité  $\mu_\Delta \geq 6$  : l'effet de l'effort tranchant est négligeable, comportement purement flexionnel
- Pour une ductilité modérée  $4 < \mu_\Delta < 6$  : l'élément est peu influencé par l'effort tranchant comportement dicté par la flexion
- Pour une ductilité limitée  $2 < \mu_\Delta < 4$  les éléments achèvent le niveau de ductilité avant la production de la rupture par cisaillement
- Pour une faible ductilité  $\mu_\Delta \leq 2$  : rupture par cisaillement; éléments cassants.

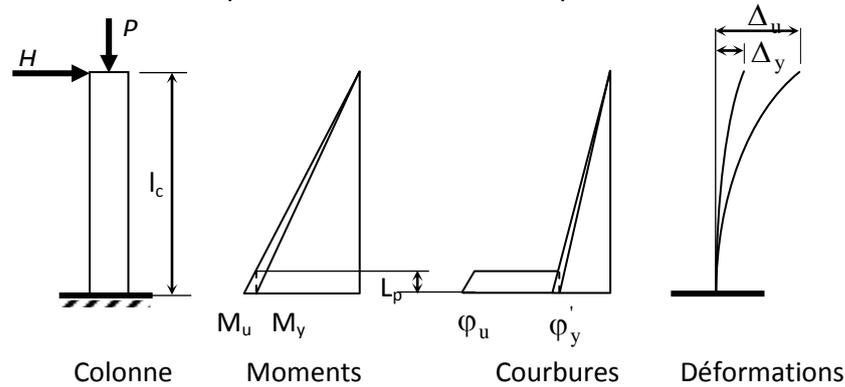
4.4.3. Corrélacion entre ductilité globale et ductilité locale

La ductilité des sections en béton armé peut être exprimée par le facteur de ductilité de courbure  $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$  où  $\phi_y$  : représente la courbure élastique et  $\phi_u$  : représente la courbure

inélastique maximale ou courbure ultime. Ces paramètres présument que les déformations flexionnelles sont prédominantes. L'utilisation du facteur de ductilité de courbure est assez large dans plusieurs cas, mais il est important de connaître la différence entre le facteur de ductilité de déplacement  $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$  et le facteur de ductilité de courbure  $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ .

La relation entre la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement peut être illustrée par le cas simple d'une colonne cantilever soumise à une force latérale concentrée en son extrémité supérieure. La déformation latérale en tête de la colonne peut être déterminée par la relation moment - courbure de la section d'encastrement. La courbure augmente d'abord linéairement dans le stade non fissuré, avec un changement de pente après le début de la

fissuration, puis de façon non linéaire lorsque la zone comprimée du béton se plastifie pour atteindre une certaine valeur correspondante au moment de plastification.



**Figure 5. 15:** Colonne cantilever avec une force latérale au moment ultime

Dans un calcul de résistance, il y a ruine lorsque ce moment, respectivement cette courbure, sont atteints, tandis que dans le cas de déformations imposées, il est possible d'exploiter la section au-delà de la courbure correspondant au moment plastique. Dès que la courbure dépasse cette valeur, le béton comprimé situé à l'extérieur des armatures éclate et le moment chute brusquement, par suite de la diminution de rigidité. Pour atteindre la résistance à la flexion de la section confinée, la colonne est en mesure de transmettre l'effort normal N tant que la courbure reste inférieure à la courbure correspondante au moment ultime. Cette grandeur, caractérisant l'épuisement de la capacité de rotation de la section, peut être considérable. Elle témoigne ainsi de la capacité d'une colonne en béton armé fretté à s'adapter à des déformations imposées en formant une zone de longueur  $L_p$  appelée rotule plastique, où de grandes courbures sont concentrées.

La déformation latérale correspondante au moment ultime à la tête de la colonne est :

$$\Delta_u = \left( \frac{\phi_y \cdot L}{2} \cdot \frac{2L}{3} \right) + (\phi_u - \phi_y) L_p (L - 0.5L_p)$$

$L$  : est la longueur de la colonne et  $L_p$  : la longueur de la rotule plastique

La déformation latérale maximale dans le domaine élastique est :  $\Delta_y = \frac{\phi_y \cdot L}{2} \cdot \frac{2L}{3}$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left( \frac{\phi_u - \phi_y}{\phi_y} \right) L_p \left( \frac{L - 0.5L_p}{\frac{L^2}{3}} \right) \quad \text{avec} \quad \mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{L^2(\mu - 1)}{3L_p(L - 0.5L_p)} + 1$$

$$\mu_\Delta = 1 + 3 \left( \frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right)$$

## **Chapitre 6 : Etude de cas théorique**

### **1. Introduction**

L'objectif principal de ce travail est d'évaluer la performance parasismique des piles de pont en béton armé en usant l'analyse statique NL Pushover. L'étude entreprise porte essentiellement sur la performance parasismique des piles marteaux de pont à travées multiples isostatiques érigés dans la partie nord est de l'Algérie ; classée par le code parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). Les ponts en question ont été construits dans les années quatre vingt et dimensionnés pour résister à un effort tranchant sismique égal à 10% du poids de la superstructure. Ce travail est conduit en premier lieu afin de situer leur sécurité vis-à-vis d'une attaque sismique réglementaire. Après avoir évalué la capacité parasismique de chaque fût de pile ainsi que l'endommagement résultant. Les résultats obtenus montrent que tous les fûts de piles considérés vont perdre leur stabilité structurelle du fait de manque de résistance enregistré comparativement avec ce qui est exigé par la réglementation en vigueur (RPOA). Ceci est principalement attribuable à un faible confinement latéral. Suite à cela, une solution de réhabilitation devient nécessaire afin d'améliorer la capacité de résistance et de ductilité des éléments en question. L'utilisation de chemise autour des colonnes déficientes induit des pressions latérales de confinement lorsque le béton comprimé se dilate sous l'effet de la charge axiale. Ce renforcement externe est introduit par chemisage en acier ou par bandage en fibre de carbone (CFRP), du fait que les techniques choisies sont rapides et universellement utilisées. Le niveau du confinement latéral dépend essentiellement de la résistance et de la rigidité de renforcement externe. L'évaluation de la performance parasismique des piles réhabilitées est conduite en observant les capacités de résistance et de ductilité ainsi que le niveau d'endommagement concordant avec les performances structurelles exigées par le code RPOA.

### **2. Réponse ductile des piles de pont**

Le concept philosophique de base et les critères de performance parasismique réglementaires de part le monde sont plus ou moins similaires. Les composants d'un pont doivent résister à un séisme faible ou modéré en enregistrant un endommagement mineur et survivre au tremblement de terre le plus violent possible. Pour ce, les recommandations prescrites par les codes parasismiques ne peuvent pas garantir de structure saine sans

endommagement lors d'un séisme sévère. Cependant il n'existe pas un commun accord sur la définition du niveau d'endommagement acceptable suite à un séisme spécifique mais des critères d'acceptance pour caractériser ces performances:

a- Sécurité des vies (Life safety): exigence fondamentale

b- Réparation de l'endommagement (Reparable damage): une distinction est faite entre endommagement structurel réparable et endommagement structurel non réparable

c- Effondrement évité (Collapse prevention): afin d'éviter les blessures et les pertes en vies humaines, la structure doit rester debout après un tremblement de terre.

Pour une performance structurelle définie en termes d'un état d'endommagement, la **déformation reste le meilleur indicateur**. Il est communément admis d'exprimer les objectifs de performance en faisant appel à un état d'endommagement spécifique ou une probabilité de ruine par rapport à un niveau prescrit de demande probable.

Pour garantir un comportement dissipatif des piles de ponts, Il est recommandable que les rotules plastiques se forment dans les fûts de piles mais jamais au sein du tablier ou au niveau des pieux des fondation profondes du fait qu'il est difficile d'évaluer le niveau d'endommagement résultant ou de pouvoir le réparer. La rotulation plastique dû à un comportement flexionnel est préférée à celle provoquée par cisaillement, qui mènera généralement à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. L'approche de dimensionnement est généralement basée sur la réponse inélastique pour différents niveaux de ductilité ou différentes valeurs du facteur de comportement. Il a été reconnu que pour les longues périodes l'approche d'égalité des déplacements a été trouvée conservative et la ductilité de déplacement de la structure et le facteur de réduction de la force élastique peuvent être considérés comme égaux ( $\mu_{\Delta} = R$ ). Pour les périodes courtes les analyses dynamiques entreprises par la communauté des chercheurs dans le domaine ont fait ressortir que les valeurs de la ductilité de déplacement de la structure sont plus grandes que les valeurs du facteur de réduction de la force élastique. De ce fait les valeurs de ce facteur sont approximativement évaluées par l'approche d'égalité des énergies. Alternativement le facteur de comportement ou le facteur réducteur de la force élastique peut être conservativement relié au facteur de ductilité de déplacement de la structure par la relation Priestley et al. 1996 [1]:

$$R = 1 + 0.67(\mu_{\Delta} - 1) \frac{T}{T_0} \leq \mu_{\Delta} \quad (1)$$

où  $T_0$  est la période d'angle du sol correspondante à la réponse élastique spectrale max et  $T$  la période de vibration élastique du mode fondamental. Le code parasismique algérien RPOA recommande pour les piles type marteau un facteur de comportement  $R = 1$ .

### 3. Cas d'étude

#### 3.1 Description générale

Les piles de pont considérées sont de type marteau faisant partie de ponts autoroutiers isostatique de 1<sup>ère</sup> classe érigés dans le nord est du pays (Constantine et Skikda). Une description générale est reportée sur le tableau 6.1. Les piles sont composées d'un chevêtre de 2.00m de hauteur reposant sur un fût de section circulaire constante de 2.00m de diamètre et de hauteur variable selon la position des appuis. Le ferrailage longitudinal consiste en 42T25 confiné latéralement par une barre T14 espacé de 15cm pour le pont de Constantine et 42T32 confiné latéralement par une barre T12 espacée de 20cm pour cas de Skikda. Ces piles sont ancrées dans des fondations reposant respectivement sur un rocher dont le taux de travail est fixé à 0.4Mpa pour Constantine et sur un sol meuble dont le taux de travail est fixé à 0.2Mpa pour Skikda.

**Tableau 6. 1:** Description générale des ponts étudiés

| Wilaya      | Travées | Portée<br>(m) | N <sup>bre</sup><br>piles | Sol<br>d'assise | Période<br>d'angle(s) | Ferr.Long.<br>$A_l$ | $\rho_l$<br>% | Ferr.Trsv.<br>$A_{sh}$ | $\rho_{sh}$<br>% |
|-------------|---------|---------------|---------------------------|-----------------|-----------------------|---------------------|---------------|------------------------|------------------|
| Constantine | 2x25.5m | 190           | 5                         | Rocher          | 0.3                   | 42T25               | 0.65          | T14<br>s=15cm          | 0.222            |
|             | 2x30.5m |               |                           |                 |                       |                     |               |                        |                  |
|             | 2x39.0m |               |                           |                 |                       |                     |               |                        |                  |
| Skikda      | 2x26    | 52            | 1                         | Ferme           | 0.4                   | 42T32               | 1.07          | T12<br>s=20cm          | 0.165            |

#### 3.2 Procédure d'évaluation

L'évaluation de la demande sismique des différentes piles est conduite selon les règles du RPOA [2]. Ce dernier classe les sites dans la zone de moyenne sismicité IIa ayant le coefficient d'accélération  $A = 0.25$  avec les spectres de réponse correspondants ; rocher ( $T_0 = 0.3s$ ) et sol ferme ( $T_0 = 0.4s$ ). Comme les travées sont indépendantes (isostatiques), l'action du séisme longitudinal ne sera pas prise en considération et le dimensionnement sera conduit sous la combinaison d'actions :  $E = E_x \pm 0.3E_z$

## Demande et capacité de résistance

L'analyse du comportement sectionnelle moment courbure est conduite en usant de la méthode des tranches successives en prenant en considération les propriétés de la section sous chargement axial tout en observant des états limites prédéfinis sur les matériaux constituants. Le modèle de béton confiné de Mander et al, 1988 [3] et le modèle contrainte – déformation typique de l'acier avec écrouissage ont été sélectionnés pour la suite de l'étude. Les valeurs des moments obtenus pour les différents fûts de pile sont regroupées dans le tableau 6.2.

**Tableau 6. 2:** Demande et capacité de résistance des fûts de piles étudiées

| Pier   | L(m) | Masse (t) | T (s) | N(kN) | F <sub>E</sub> (kN) | M <sub>E</sub> (kNm) | M <sub>Cap</sub> (kNm) | M <sub>Cap</sub> / M <sub>E</sub> |
|--------|------|-----------|-------|-------|---------------------|----------------------|------------------------|-----------------------------------|
| CN1    | 5.75 | 820.763   | 0.48  | 9637  | 2998                | 13915                | 13370                  | 0.96                              |
| CN2    | 7.40 | 629.056   | 0.50  | 7283  | 1829                | 12874                | 12035                  | 0.93                              |
| CN3    | 9.17 | 437.348   | 0.55  | 5848  | 1297                | 12494                | 11222                  | 0.89                              |
| CN4    | 8.54 | 489.528   | 0.53  | 6352  | 1457                | 12761                | 11041                  | 0.86                              |
| CN5    | 7.50 | 541.708   | 0.49  | 6822  | 1707                | 12382                | 11780                  | 0.95                              |
| Skikda | 10.1 | 810.0     | 0.81  | 9891  | 2345                | 25033                | 17012                  | 0.67                              |

On peut remarquer que le critère de résistance n'est pas satisfait car la capacité de résistance reste inférieure à la demande en résistance conduisant inévitablement à la ruine structurelle. Il devient donc nécessaire de réhabiliter les piles de pont considérées afin qu'elles puissent répondre aux exigences normatives.

### 3.3 Renforcement parasismique

Deux techniques de renforcement ; bandage par CFRP et chemisage en acier sont envisagées afin d'améliorer la performance structurelle des piles étudiées. La solution en chemisage en béton armé ne peut être considérée du moment qu'elle augmente considérablement la rigidité de la pile attirant donc plus de force que les piles renforcées par les techniques précitées. Les tests menés sur des poteaux circulaires renforcés par chemisage externe (matériau composite et chemise en acier) ont montré que le confinement induit par bandage en CFRP est plus efficace que celui conféré par la chemise d'acier.

#### 3.3.1 Renforcement par bandage externe en CFRP

Pour déterminer l'épaisseur nécessaire du tissu composite l'expression suivante est utilisée :

$$t_j = \frac{0.1(\varepsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj}\varepsilon_{uj}} \quad (2)$$

Où  $f'_{cc}$  représente la résistance du béton confiné  $f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c}} - \frac{2f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$

$f'_l = k_e \rho_{sh} f_{yh} = 0.95 \rho_{sh} f_{yh}$  représente la pression latérale effective de confinement

$f_{uj}$  et  $\epsilon_{uj}$  représentent respectivement la contrainte et la déformation ultime du matériau.

Le tissu CFRP utilisé dans l'opération de renforcement est du type Carbon fiber Sika wrap Hex-230C ayant 0.9mm d'épaisseur,  $E = 230\text{GPa}$ ,  $f_{uj} = 3650\text{Mpa}$  et une déformation de rupture  $\epsilon_{uj} = 1.8\%$ ,

$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$  est la déformation ultime du noyau du béton confiné;  $\epsilon_{cu} \leq 6\%$ ,

L'acier traditionnel a une contrainte d'écoulement  $f_{yh} = 400\text{Mpa}$ . Le bandage est composé de 2 plis pour toutes les piles exception faite pour la pile CN3 qui est sollicitée par la plus faible charge axiale ou le bandage ne comporte qu'un seul pli.

### 3.3.2 Renforcement par chemisage en acier

Le rapport volumétrique effectif de l'acier de la chemise circulaire de diamètre D est:

$$\rho_{shj} = \frac{4t_j}{D}$$

Pour déterminer l'épaisseur de la chemise en acier l'expression suivante est utilisée [1]:

$$t_j = \frac{0.18(\epsilon_{cu} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{sm}} \quad (3)$$

$f_{yj} = 275\text{Mpa}$ ,  $\epsilon_{sy} = 0.2\%$ ,  $f_{uj} = 275\text{Mpa}$ ,  $\epsilon_{sm} = 1\%$  ;

Une épaisseur la chemise de 3mm en acier S275 a été adoptée pour toutes les piles, exceptée par pile de Skikda où une épaisseur de 6mm a été utilisée car le confinement par armature transversale est très faible. Un espace de 50mm entre la chemise en acier et le fût de pile est prévu, et sera rempli par injection de coulis de ciment après nettoyage à l'eau.

### 3.3.3 Capacité sectionnelle des colonnes renforcées

L'analyse sectionnelle moment courbure est menée respectivement pour les sections de béton renforcées par bandage en CFRP et chemisage en acier prenant en considération les propriétés des sections et la charge axiale en supposant une adhérence totale entre le béton et la chemise externe.

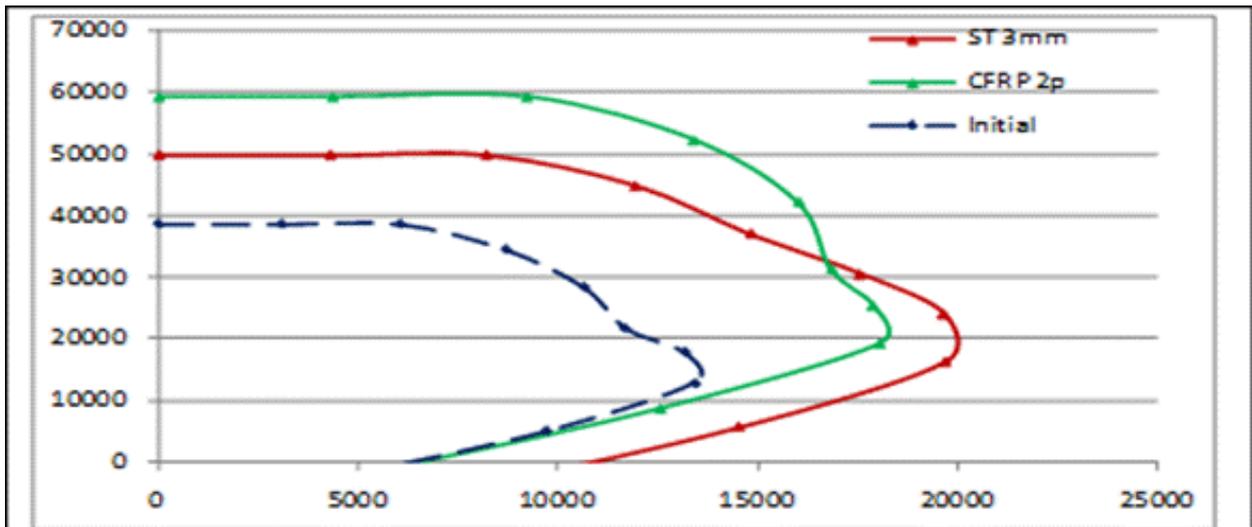


Figure 6.1a : Courbe d'Interaction M-N Constantine

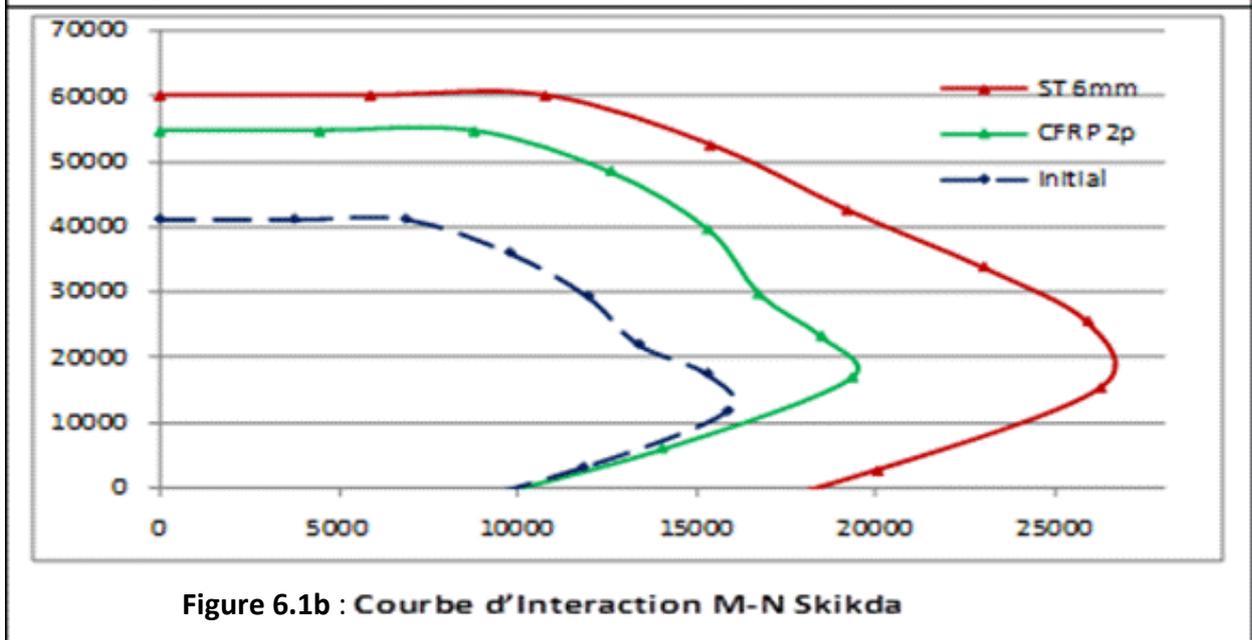
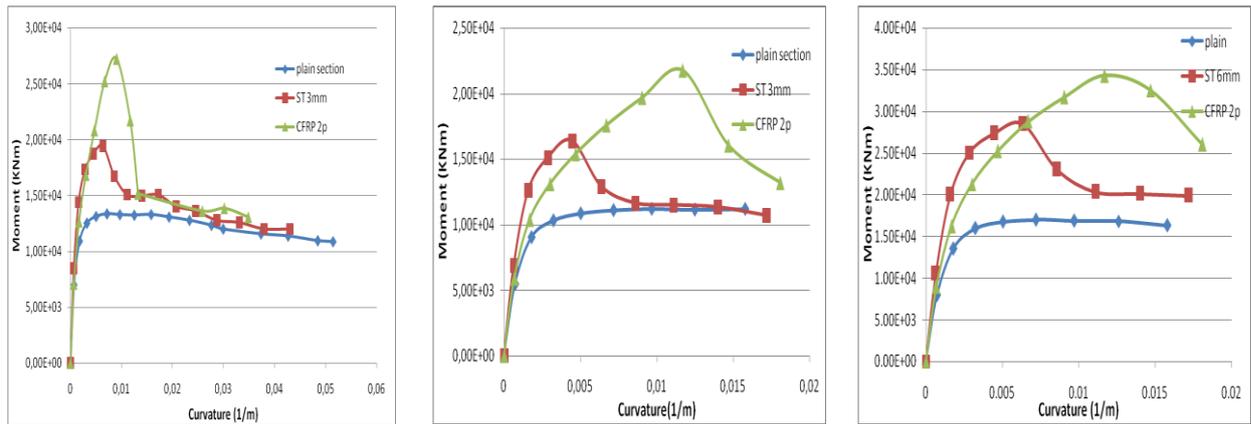


Figure 6.1b : Courbe d'Interaction M-N Skikda

La figure 6.1 regroupe les courbes d'interaction P-M pour les sections de fût de pile initiale, renforcée par bandage en CFRP et par chemisage en acier. Cependant la figure 6.2 montre le comportement moment courbure respectivement pour CN1 (la plus courte et reprenant la charge axiale la plus grande), CN2 (la plus élancée reprenant aussi la charge axiale la plus faible) ; le fût de pile de Skikda (la pile la plus élancée reprenant la plus forte charge axiale).

On peut constater sur les figures précédentes que les sections renforcées exhibent des capacités de résistance plus fournies que les sections initiales. Cependant le bandage en CFRP confère des moments capacité plus grands que ceux conférés par la chemise en acier.



**Fig 6.2a.** Moment-courbure (CN1)    **Fig 6.2b.** Moment-courbure (CN3)    **Fig 6.2c.** Moment-courbure (Skd.)

Etudiant l'utilisation du bandage en CFRP comme méthode de renforcement des poteaux carré non ductiles et présentant un béton faiblement résistant armé par des barres lisses O.Ozcan et al [4] constatèrent que les poteaux renforcés étaient capable de résister de larges demandes de déformation sans jamais enregistré une dégradation de la résistance ; comme clairement illustré par les fig 6.2b et 6.2c.

#### 4. Analyse Pushover

Comme le taux de participation de la masse modale du premier mode est d'environ 99%, il devient donc possible d'utiliser les méthodes statiques équivalentes telles que l'analyse inélastique pushover monomodale. Exploitant SAP2000 [5], (structural analysis program for statique and dynamique analysis of structures), une analyse pushover est conduite afin de contrôler le comportement structurel des piles des ponts.

Ces dernières sont modélisées comme des éléments linéaires où les terminaisons au niveau des zones nodales sont considérées comme rotules plastiques. Les rotules plastiques sont définies des rotules flexionnelles où les propriétés sont obtenues à partir de l'analyse moment courbure en prenant en considération les modèles de comportement des matériaux préalablement mentionnés.

La longueur de la rotule plastique sur laquelle la courbure est supposée être uniformément concentrée  $L_p$  est évaluée par la relation semi-empirique suivante;

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye} d_{bl} \geq 0.044f_{ye} d_{bl} \quad (\text{mm, Mpa}) \quad (4)$$

où :  $d_{bl}$  est le diamètre de l'armature longitudinale

$L$  est la longueur de cisaillement.

Trois niveaux d'endommagement (TSC-2007)[6] ont été introduits au sein de la rotule plastique idéalisée par l'utilisateur (user defined plastic hinge)

- Minimum damage limits (MN):  $\epsilon_c = 0.0035$   $\epsilon_s = 0.01$
- Safety limits (SL):  $\epsilon_c \leq 0.0135$   $\epsilon_s = 0.04$
- Failure limits (FL)  $\epsilon_{cu} \leq 0.0180$   $\epsilon_s = 0.06$

La Figure 6.3 montre le comportement global des piles de ponts en question (CN1, CN2 et Skikda). Les deux solutions ont fourni une amélioration considérable au comportement structural. Cependant la chemise en acier confère beaucoup plus de rigidité que le bandage en CFRP. Le tableau 6.3 montre qu'un très important gain sur la performance structurelle est obtenu par les techniques de renforcement

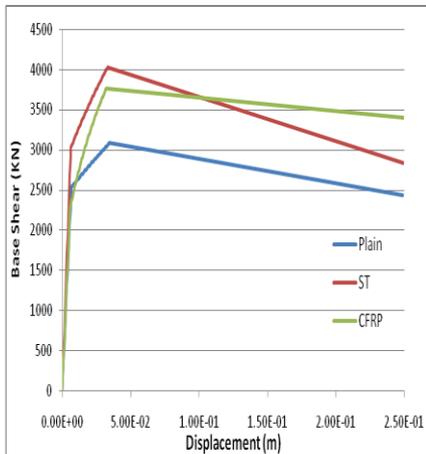


Fig 6.3a. Pushover curves (CN1)

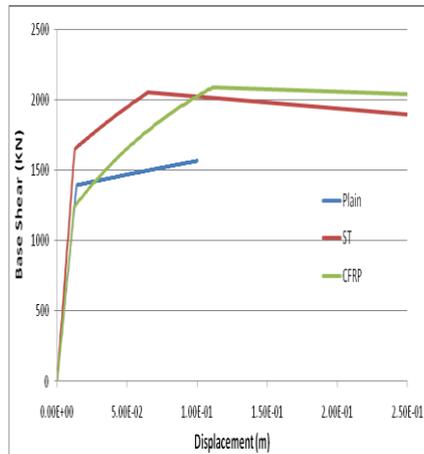


Fig 6.3b. Pushover curves (CN3)

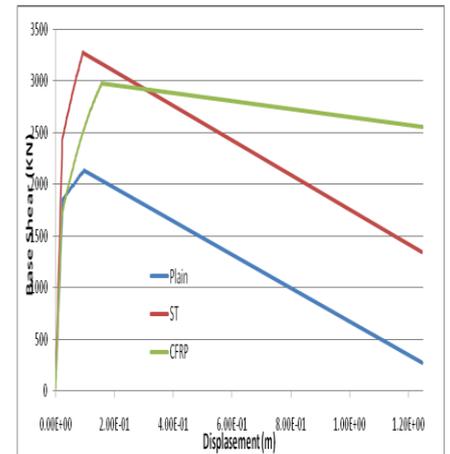


Fig 6.3c. Pushover curves (Skikda)

Tableau 6. 3: Capacité de résistance

| Pile  | Tech | T(s)  | N(KN) | $F_E^D$ (KN) | $F_{cap}$ (KN) | $F_{Cap}/F_E$ | $M_E$ (kNm) | $M_{Cap}$ (kNm) | $M_{Cap}/M_E$ |
|-------|------|-------|-------|--------------|----------------|---------------|-------------|-----------------|---------------|
| CN1   | CFRP | 048   | 9637  | 2998         | 3763           | 1.255         | 13915       | 27252           | 1.958         |
|       | ST   | 0.43  | 9689  | 3160         | 4029           | 1.275         | 14756       | 19430           | 1.317         |
| CN2   | CFRP | 0.50  | 7283  | 1829         | 2854           | 1.560         | 12874       | 31676           | 2.460         |
|       | ST   | 0.447 | 7333  | 1934         | 2732           | 1.412         | 13594       | 17301           | 1.273         |
| CN3   | CFRP | 0.552 | 5848  | 1297         | 2087           | 1.609         | 12494       | 21776           | 1.743         |
|       | ST   | 0.489 | 5935  | 1383         | 2050           | 1.482         | 13457       | 16410           | 1.219         |
| CN4   | CFRP | 0.530 | 6352  | 1457         | 2279           | 1.564         | 12761       | 31054           | 2.433         |
|       | ST   | 0.475 | 6433  | 1545         | 2219           | 1.436         | 13627       | 16269           | 1.194         |
| CN5   | CFRP | 0.490 | 6822  | 1707         | 2740           | 1.605         | 12382       | 31712           | 2.560         |
|       | ST   | 0.437 | 6893  | 1804         | 2617           | 1.450         | 13085       | 17023           | 1.300         |
| Skik. | CFRP | 0.81  | 9891  | 2345         | 2974           | 1.268         | 25033       | 34281           | 1.369         |
|       | ST   | 0.697 | 10000 | 2544         | 3275           | 1.287         | 27494       | 28490           | 1.036         |

Les allures déformées des piles renforcées par les techniques précitées sous action sismique normative montre que ces dernières sont encore dans le domaine élastique. Les deux techniques utilisées pour ce cas d'étude sont efficaces, car une grande réserve de capacité de résistance et de déformation est emmagasinée au sein des piles renforcées. Les résultats obtenus, rassemblés dans les tableaux 6.3 et 6.4 confirment cette constatation car  $\delta_E < \delta_y$

Dans le souci de situer la marge de sécurité vis-à-vis d'une attaque sismique d'intensité plus forte l'analyse pushover a été conduite jusqu'à ce que le niveau garantissant les vies sauvées soit atteint. Le niveau de ductilité correspondant à ce niveau de performance est calculé; le facteur de comportement concordant est évalué en utilisant la relation (1) et l'amortissement équivalent est évalué par la relation proposée par Miranda et Lin [7]

obtenue par une analyse de régression: 
$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + (R-1) \left( 0.02 + \frac{0.002}{T^{2.4}} \right) \quad (5)$$

**Tableau 6. 4:** Capacité de déformation

| pile  | Tech | Lp (m) | T(s)  | $\delta_y$ | $\delta_E$ | $\delta_{LS}$ | $\mu_{\phi LS}$ | $\mu_{\Delta LS}$ | R    | $\zeta_{eq}$ |
|-------|------|--------|-------|------------|------------|---------------|-----------------|-------------------|------|--------------|
|       |      |        |       | (mm)       | (mm)       | (mm)          |                 |                   |      |              |
| CN1   | CFRP | 0.68   | 0.48  | 17.3       | 17.4       | 32.7          | 7               | 1,89              | 1,89 | <b>0,078</b> |
|       | ST   |        | 0.43  | 16         | 12.2       | 31.7          | 15.4            | 1,98              | 1,94 | 0,083        |
| CN2   | CFRP | 0.812  | 0.50  | 27         | 25.2       | 75.5          | 7               | 2,80              | 2,80 | 0,105        |
|       | ST   |        | 0.447 | 26.1       | 8.4        | 45.5          | 15.4            | 1,74              | 1,74 | 0,075        |
| CN3   | CFRP | 0.954  | 0.552 | 35.5       | 25.4       | 110           | 7               | 3,10              | 2,78 | 0,100        |
|       | ST   |        | 0.489 | 35         | 11.2       | 64            | 15.4            | 1,83              | 1,83 | 0,076        |
| CN4   | CFRP | 0.903  | 0.530 | 32.6       | 27.5       | 98            | 7               | 3,01              | 2,80 | 0,103        |
|       | ST   |        | 0.475 | 31.9       | 10.2       | 43.7          | 15.4            | 1,37              | 1,37 | <b>0,062</b> |
| CN5   | CFRP | 0.82   | 0.490 | 28.3       | 23         | 77.4          | 7               | 2,73              | 2,73 | 0,104        |
|       | ST   |        | 0.437 | 27         | 8.1        | 45.5          | 15.4            | 1,69              | 1,69 | 0,074        |
| Skik. | CFRP | 1.089  | 0.810 | 28.1       | 85.9       | 154           | 7               | 5,48              | 5,48 | <b>0,154</b> |
|       | ST   |        | 0.697 | 27.7       | 42.9       | 91            | 18              | 3,29              | 3,29 | <b>0,107</b> |

Le tableau 6.4 regroupe différentes valeurs de niveau de ductilité, le facteur de comportement concordant et l'amortissement équivalent.

On remarque que les éléments renforcés par les 2 techniques exhibent une capacité de résistance assez conséquente mais un niveau de dissipation d'énergie faible à moyen (l'amortissement équivalent moyen est aux alentours de 10%).

Il faut souligner que la technique par bandage en CFRP est plus généreuse si ce dernier est considéré :

- Chemisage en acier :  $6.2\% \leq \zeta_{eq} \leq 10.7\%$
- Bandage en CFRP :  $7.8\% \leq \zeta_{eq} \leq 15.4\%$

Sous chargement cyclique, des déformations résiduelles plastiques seront enregistrées dans le chemisage en acier lors de la phase de déchargement qui inévitablement va réduire son efficacité lors du prochain cycle de la réponse, et nécessitant une augmentation de la déformation latérale pour chaque cycle qui suit conduisant à une accumulation de l'endommagement. Cet aspect n'est pas à craindre si le bandage en CFRP est adopté car cette alternative présente l'avantage d'avoir un comportement essentiellement linéaire jusqu'à la ruine, de ce fait un même déplacement va en résulter sous cycles successifs avec une déformation latérale constante plutôt qu'une augmentation de cette dernière [1]. De ce fait, on peut considérer que les éléments renforcés par bandage externe en CFRP restent totalement effectifs.

## 5. Conclusions

Les piles étudiées étaient initialement conçues comme des éléments flexionnels hautement ductiles. Cependant l'armature transversale disposée n'arrive pas à leur conférer le comportement escompté afin qu'elles puissent répondre au critère de ductilité. Le faible confinement lateral a dangereusement augmenté la vulnérabilité sismique de ces piles de pont car les résultats obtenus par l'analyse pushover ont montré que toutes les colonnes perdront leur stabilité structurelle sous l'action forces sismiques de calcul établies selon le code RPOA. Il faut souligner aussi que la capacité de résistance ne sera point garantie si l'armature longitudinale est évaluée à partir de l'action d'une force sismique latérale prise égale à 10% du poids de la structure. La sous estimation de la demande de résistance et de déformation atteste de la nature hasardeuse de la procédure adoptée.

Les fûts de piles déficients ont été réhabilités en utilisant deux techniques rapides et universellement reconnues à savoir le chemisage en acier et le bandage en matériaux composites (CFRP). Les techniques sont habilitées à améliorer les performances parasismiques de piles considérées en augmentant le confinement lateral des fûts. L'amélioration de la rigidité effective a permis de réduire le déplacement structurel résultant

de la réponse sismique, rendant les fûts renforcés travaillant principalement dans le domaine élastique.

L'étude théorique a permis de faire ressortir l'effet favorable du confinement induit par la pression latérale de la chemise en acier sur le comportement du béton, de la section et des éléments colonnes, moyennant les critères de rigidité, résistance et ductilité ou dissipation d'énergie. Comme l'étude d'évaluation de la performance parasismique des piles de pont considérées, a directement un lien avec la réhabilitation structurelle afin de répondre aux exigences parasismiques normatives localement admises ; ce travail est un cas d'exemple qui pourra s'inscrire dans l'esprit de palier au non codification de la pratique de la réhabilitation parasismique dans notre pays

## REFERENCES

1. M.J.N. Priestley, E. Seible, G.M.Calvi, (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridge, J.Wiley & sons Inc
2. RPOA, (2009), Algerian Earthquake Design Code for Bridges, Ministry of Public works, Algiers.
3. J.B.Mander, M.J.N.Priestley, R.Park, (1988), Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Division (ASCE), 114(8), 14804-1826.
4. O.Ozcan, B.Binici and G.Ozcebe, (2008), Improving Seismic Performance of Deficient RC Columns using Carbon Fiber Reinforced Polymers, Engineering Structures 30 (6), pp.1632-1646.
5. SAP 2000, Integrated Software Structural Analysis and Design, Computers and Structures Inc. Berkeley, California
6. TSC-2007, Turkish Earthquake Resistant Design Code. Ministry of Public Works. Ankara, Turkey, 2007.
7. E. Miranda, Y. Lin, (2004), Non-Iterative Equivalent Linear Method for Displacement Based-Design, 13WCEE, paper N°34222, Vancouver, Canada.

## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cette étude a permis d'émettre les points suivants :

- les paramètres influant le comportement du béton confiné par tube d'acier sont : la résistance du béton, la limite élastique du tube d'acier et le rapport géométrique  $D/t$ .
- le gain en résistance croît proportionnellement avec la limite élastique de l'acier, diminue avec l'accroissement du rapport  $D/t$  et la résistance du béton.
- le gain en déformation croît proportionnellement avec l'augmentation de la résistance du béton et il reste in affecté par la variation du rapport  $D/t$ .

L'équation proposée pour l'évaluation de la capacité portante des tubes d'acier remplis de béton où le modèle de confinement a été introduit permet d'obtenir des résultats fiables en affichant une bonne concordance avec ceux de l'EC4 et ceux donnés par la méthode des éléments finis.

L'étude paramétrique menée a permis de mettre en évidence l'influence des principaux paramètres, notamment le rapport  $D/t$ , la résistance du béton  $f_{co}$  et la limite élastique de l'acier transversal  $f_{yh}$ . Les résultats analytiques ont montré l'effet favorable du confinement sur la capacité portante des éléments en TARB.

Le cas d'étude du comportement non linéaire mené sur les piles étudiées qui étaient initialement conçues comme des éléments flexionnels hautement ductiles. Cependant l'armature transversale disposée n'arrive pas à leur conférer le comportement escompté afin qu'elles puissent répondre au critère de ductilité. Le faible confinement lateral a dangereusement augmenté la vulnérabilité sismique de ces piles de pont car les résultats obtenus par l'analyse pushover ont montré que toutes les colonnes perdront leur stabilité structurelle sous l'action forces sismiques de calcul établies selon le code RPOA. Il faut souligner aussi que la capacité de résistance ne sera point garantie si l'armature longitudinale est évaluée à partir de l'action d'une force sismique latérale prise égale à 10% du poids de la structure. La sous estimation de la demande de résistance et de déformation atteste de la nature hasardeuse de la procédure adoptée.

Les fûts de piles déficients ont été réhabilités en utilisant deux techniques rapides et universellement reconnues à savoir le chemisage en acier et le bandage en matériaux composites (CFRP). Les techniques sont habilitées à améliorer les performances parasismiques de piles considérées en augmentant le confinement lateral des fûts. L'amélioration de la rigidité effective a permis de réduire le déplacement structurel résultant de la réponse sismique, rendant les fûts renforcés travaillant principalement dans le domaine élastique.

L'étude théorique a permis de faire ressortir l'effet favorable du confinement induit par la pression latérale de la chemise en acier sur le comportement du béton, de la section et des éléments colonnes, moyennant les critères de rigidité, résistance et ductilité ou dissipation d'énergie. Comme l'étude d'évaluation de la performance parasismique des piles de pont considérées, a directement un lien avec la réhabilitation structurelle afin de répondre aux exigences parasismiques normatives localement admises ; ce travail est un cas d'exemple qui pourra s'inscrire dans l'esprit de palier au non codification de la pratique de la réhabilitation parasismique dans notre pays.

### **Perspectives**

Le travail présenté dans cette recherche nécessite comme tous projet des raffinements afin de pouvoir obtenir des résultats plus plausibles et de tirer des conclusions encore plus précis.

Sur le plan expérimental

- il est nécessaire de développer un programme expérimental dans le but d'introduire plus de variables dans l'étude paramétrique, et raffiner le modèle théorique proposé
- l'extension du modèle au comportement dynamique
- montage d'un portique d'essai pour déterminer expérimentalement les réponses les réponses moment-courbure et force-déplacement (monotone ou cyclique) des poteaux et pouvoir simuler les effets sismiques en introduisant les différents paramètres influents.

Sur le plan numérique

Développé le programme appliqué en considérant les aspects suivants

- comportement cyclique du courbe moment –courbure
- comportement hystérétique de la courbe force-déplacement

sur le plan pratique

- évaluer la performance parasismique d'autre pile de ponts, en élargissant le champ d'investigation pour des cas réels.
- Intervenir dans l'expertise du patrimoine ancien, mise à niveau des ouvrages existants.