



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

Etude du Comportement Flexionnel des Poteaux en Béton Armé à Haute Résistance sous Action Sismique

Présentée par : **Abdesselam BOUROUZ**

Dirigée par : **Pr. Nasr-Eddine CHIKH**

Soutenue le **29 novembre 2018**

Devant le Jury :

Pr Nabil DJEBBAR	Université Frères Mentouri Constantine	Président
Pr Nasr-Eddine CHIKH	Université Frères Mentouri Constantine	Rapporteur
Dr Riad BENZAID	Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel	Examinateur
Dr Abdelghani MERDAS	Université Ferhat Abbas Setif	Examinateur

A ma femme

A mes enfants

A mon petit-fils

Remerciements

*M*es remerciements vont à Monsieur Nasr-Eddine CHIKH, Professeur à l'Université Frères Mentouri Constantine, d'avoir dirigé ma thèse, de m'avoir fait profiter de ses conseils et de ses compétences scientifiques, ainsi que d'avoir eu confiance en moi.

*J'*exprime ma sincère gratitude à Monsieur Nabil DJEBBAR, Professeur à l'Université Frères Mentouri Constantine, de m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de la présente thèse.

Je remercie vivement Messieurs Riad BENZAID, Maître de Conférence à l'Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel, et Abdelghani MERDAS, Maître de Conférence à l'Université Farhat Abbas Sétif de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

Comme je tiens à remercier mes amis et collègues Messieurs K. Belaloui, A. Chair, A. Djebbar, M. Gahmous, B. Bousalem, R. Benmerlaoui et S. E. Bensebti, qui m'ont soutenu et encouragé, malgré les conditions difficiles et l'adversité.

Enfin et pas des moindres, que toute ma famille trouve ici ma reconnaissance d'avoir accepté mes choix et d'avoir été à mes côtés durant toutes ces années.

*U*ne pieuse pensée à mes parents qui ont toujours cru en moi.

Résumé

Lors des récents séismes des lacunes relatives à la résistance et la ductilité sont apparues au niveau des éléments structuraux verticaux, en particulier les poteaux, et ce malgré l'existence d'une réglementation stricte. Parmi ces lacunes figurent la perte de stabilité, le flambement des armatures longitudinales, l'apparition de grandes contraintes et enfin une ductilité dépassée.

Les résultats des enquêtes réalisées recensent un grand nombre de cas de confinement inadéquat, inapproprié ou mal réalisé des poteaux.

La présente recherche se base sur ces constatations pour étudier la réponse des colonnes en béton armé sous différents types de confinement sous chargement axial.

Après une synthèse des travaux antérieurs, une étude analytique prenant en compte divers modèles de comportement des poteaux en béton à haute résistance, un programme expérimental a été élaboré et réalisé au niveau du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions du Département de Génie Civil de l'Université Frères Mentouri.

L'étude analytique du comportement du béton à haute résistance confiné intérieurement a été effectuée en faisant varier différents paramètres, tels Les facteurs considérés étant : résistance du béton, limite élastique des aciers, densité de ferrailage transversal/noyau confiné, forme de la section... Des résultats expérimentaux obtenus par plusieurs chercheurs ont été collectés et utilisés dans cette analyse. Les objectifs recherchés par cette étude résident principalement dans l'évaluation de leur influence sur les gains en résistance et en ductilité.

La capacité flexionnelle des sections de béton à haute résistance, conventionnellement confinées a été abordée. Après que les expressions d'équilibre et de compatibilité de déformation de la section étudiée soient établies, un programme informatique en visuel basic a été élaboré pour mener une analyse paramétrique qui prend en compte les mêmes facteurs précédents.

Une campagne d'essais expérimentaux a été menée sur plusieurs spécimens de colonnes courtes en béton autoplaçant sollicités en compression uniaxiale. En premier lieu ces essais ont été effectués sur des spécimens de section circulaire conventionnellement confinés avec comme variables la résistance du béton et le taux d'armatures transversales. La deuxième partie a concerné des spécimens confinés extérieurement par collage de tissus composite de type CFRP. Enfin, comme contribution intéressante et pas des moindres, un troisième type de confinement a été abordé, celui obtenu par l'utilisation de tubes en PVC, qui ont servi également de coffrage. Le but principal de cette campagne expérimentale est d'évaluer l'effet du confinement sur le comportement des colonnes courtes sous chargement axial.

Mots clés : confinement, ductilité, résistance, béton à haute résistance, CFRP

Abstract

During recent earthquakes, weaknesses in strength and ductility were encountered in vertical structural elements, particularly columns, despite the existence of strict regulations. Among these deficiencies are loss of stability, buckling, occurrence of major constraints and finally less ductility.

The results of the surveys reveal many cases of inadequate, inappropriate or poorly constructed columns confinement.

The present research is based on these findings by studying the response of reinforced concrete columns under different types of confinement under axial loading.

After a synthesis of previous works and an analytical study, an experimental program was realized at the level of the Materials and Durability Laboratory of the

After a synthesis of previous works, an analytical study taking into account various models of the behavior of high strength concrete columns, an experimental program was elaborated and realized at the Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions of the Department of Civil Engineering, Université Frères Mentouri Constantine.

The analytical study of the behavior of internally confined high-strength concrete was carried out by varying different parameters, such as: concrete strength, steel yielding strength, transverse reinforcement density / confined core, section shape, etc. Experimental results obtained by several researchers were collected and used in this analysis. The objectives sought by this study lie mainly in the evaluation of their influence on resistance and ductility gains.

The flexural capacity of conventionally confined, high-strength concrete sections was discussed. After the equilibrium and deformation compatibility expressions of the studied section were established, a computer program in visual basic has been developed to carry out a parametric analysis which takes into account the same preceding factors.

An experimental test campaign was carried out on several short columns specimens of self-compacting concrete subjected to uniaxial compression. In the first place tests were carried out on specimens of circular section conventionally confined with variables such as concrete strength and rate of transverse reinforcement. The second part concerned specimens confined externally by bonding CFRP-type composite fabrics. Finally, as an interesting contribution, not least, a third type of containment was discussed, that obtained by the use of PVC tubes, which were also used as formwork. The main goal of this experimental campaign is to evaluate the effect of confinement on the behavior of short columns under axial loading.

Key words: containment, ductility, strength, high strength concrete, CFRP

ملخص

خلال الزلازل الأخيرة، حدثت نقاط الضعف في القوة والليونة على مستوى العناصر الهيكلية العمودية، خاصة الأعمدة، على الرغم من وجود قوانين صارمة للبناء. من بين أوجه القصور هذه فقدان الاستقرار، انبعاج التعزيز الطولي، ظهور اجهادات كبيرة القيم، وأخيرا نقصان فب الليونة.

كشفت نتائج الدراسات العديدة عن وجود عدد كبير من حالات الاحتواء الغير الكافي أو الغير المناسب أو تشييدها بشكل سيئ.

يعتمد البحث الحالي على هذه النتائج من خلال دراسة استجابة الأعمدة الخرسانية المسلحة تحت أنواع الاحتواء مختلفة و تحت تحميل محوري.

بعد توليفة من الأعمال السابقة، دراسة تحليلية مع الأخذ بعين الاعتبار نماذج مختلفة من سلوك الأعمدة من الخرسانة عالية المقاومة، تم وضع برنامج تجريبي انجز على مستوى المختبر المواد وماتنة البناءات لقسم الهندسة المدنية في جامعة الإخوة منتوري.

تم إجراء دراسة تحليلية لسلوك الخرسانة عالية القوة الداخلية من خلال تباين عوامل مختلفة، مثل: مقاومة الخرسانة، مقاومة حديد التسليح، كثافة التعزيز المستعرض / النواة المحصورة، شكل المقطع العرضي... النتائج التجريبية التي تم الحصول عليها من قبل العديد من الباحثين تم جمعها واستخدامها في هذا التحليل. الأهداف التي تسعى إليها هذه الدراسة تكمن في تقييم تأثيرها على كسب في المقاومة والليونة.

تمت مناقشة القدرة الانحنائية للمقاطع الخرسانية عالية المقاومة و المحصورة تقليديا. بعد إنشاء عبارات التوافق والتشوه في المقطع المدروس، تم تطوير برنامج حاسوبي بـ VB لإجراء تحليل يأخذ بعين الاعتبار نفس العوامل السابقة.

تم إجراء اختبار تجريبي على عدة عينات من الأعمدة القصيرة من الخرسانة ذاتية الانضغاط الخاضعة للضغط المحوري. في المقام الأول أجريت هذه الاختبارات على عينات ذات مقطع دائري تم حصره تقليدياً، بعدة متغيرات مثل مقاومة الخرسانة ومعدل التعزيز المستعرض. الجزء الثاني يتعلق بالعينات المحصورة خارجياً عن طريق ربط بالأقمشة المركبة من نوع CFRP، وأخيراً ومساهمة مثيرة للاهتمام، ليس أقلها، تمت مناقشة نوع ثالث من الاحتواء، تم الحصول عليه باستخدام أنابيب PVC، والتي تم استخدامها أيضاً كقوالب صب. الهدف الرئيسي لهذه الحملة التجريبية هو تقييم تأثير الحبس على سلوك الأعمدة القصيرة تحت التحميل المحوري.

لكلمات المفتاحية: الاحتواء، الليونة، القوة، الخرسانة عالية القوة، CFRP

TABLE DES MATIERES

1. INTRODUCTION.....	1
1.1 INTRODUCTION GENERALE	2
1.2 PROBLEMATIQUE	2
1.3 ROLE DU CONFINEMENT.....	3
1.4 OBJECTIFS	7
1.5 ORGANISATION DE LA THESE	7
2. ETAT DES CONNAISSANCES.....	9
2.1 LE BETON CONFINE.....	10
2.2 BETON SOUS CHARGEMENT TRIAXIAL	10
2.3 EVOLUTION HISTORIQUE.....	11
2.4 MECANISME DU CONFINEMENT.....	13
2.5 MODELES ANALYTIQUES DU BETON CONFINE.....	14
2.5.1 Kent et Park [11]	14
2.5.2 Kent et Park Modifié [14]	15
2.5.3 Sheikh & Uzumeri [16]	16
2.5.3.1 <i>Elaboration du modèle</i>	16
2.5.3.2 <i>Détermination des paramètres définissant la relation contrainte-déformation.</i>	17
2.5.4 Shah et al. [19].....	20
2.5.4.1 <i>Expression analytique de la courbe contrainte déformation.....</i>	20
2.5.4.2 <i>Evaluation des constantes</i>	21
2.5.5 Mander et al. [23]	22
2.5.6 Saatcioglu et Razvi [25]	24
2.5.6.1 <i>Relation contrainte déformation du béton confiné</i>	24
2.5.6.2 <i>Evaluation et étude des paramètres de confinement</i>	25
2.5.7 Bousalem [31]	27
3. ETUDE PARAMETRIQUE.....	29
3.1 ETUDE DE L'INFLUENCE DE DIVERS PARAMETRES SUR LE CONFINEMENT DU BETON A HAUTE RESISTANCE.....	30

3.1.1	Introduction	30
3.1.2	Modèles	31
3.1.2.1	<i>Modèle de Yong et al. [38]</i>	32
3.1.2.2	<i>Modèle de Shah. [32]</i>	33
3.1.2.3	<i>Modèle de Cusson et al. [39] [40]</i>	33
3.1.2.4	<i>Modèle de Razvi et al. [34]</i>	34
3.1.2.5	<i>Modèle de Bing et al. [37]</i>	34
3.1.3	Observations expérimentales.....	35
3.1.3.1	<i>Gains en résistance et en déformations</i>	35
3.1.4	Relations contraintes déformations	36
3.1.4.1	<i>Effet de la résistance du béton, f_{co}</i>	36
3.1.4.2	<i>Effet de la limite élastique de l'acier transversal, f_{yh}</i>	36
3.1.4.3	<i>Effet de l'espacement, s</i>	39
3.1.4.4	<i>Effet du taux d'armature longitudinal, ρ_l</i>	40
3.1.4.5	<i>Effet du rapport volumétrique de l'acier transversal, ρ_{sh}</i>	40
3.1.4.6	<i>Effet de la configuration de l'armature transversale</i>	41
3.1.5	Etude comparative.....	41
3.1.6	Conclusions	44
4.	CAPACITE FLEXIONNELLE	45
4.1	CAPACITE FLEXIONNELLE.....	46
4.1.1	Introduction	46
4.1.2	Modèles analytiques	46
4.1.2.1	Modèle de Razvi et Saatcioglu	46
4.1.3	Moment courbure	47
4.1.4	Étude paramétrique.....	49
4.1.4.1	<i>Effet de la résistance du béton</i>	50
4.1.4.2	<i>Effet de la limite élastique des aciers transversaux</i>	50
4.1.4.3	<i>Effet de la charge axiale équivalente</i>	51
4.1.4.4	<i>Effet du rapport de renforcement latéral</i>	52
4.1.4.5	<i>Effet du rapport longitudinal des aciers longitudinaux</i>	53
4.1.5	Conclusions	53

5. ETUDE EXPERIMENTALE.....	55
5.1 PROGRAMME EXPERIMENTAL	56
5.2 MATERIAUX DE BASE.....	57
5.2.1 Granulats	57
5.2.1.1 <i>Caractéristique géométrique</i>	57
5.2.2 Ciment	59
5.2.3 Filler calcaire	60
5.2.4 L’adjuvant super plastifiant (Sikaplast® BV 40+)	61
5.2.5 Eau de gâchage.....	61
5.2.5.1 Les armatures.....	62
5.3 PLANNING EXPERIMENTAL.....	63
5.3.1 Bétons.....	63
5.3.1.1 <i>Caractéristiques des bétons</i>	63
5.3.2 Spécimens.....	65
5.3.2.1 <i>Caractéristiques</i>	65
5.3.2.2 <i>Formulation des bétons</i>	67
5.3.2.3 <i>Cure</i>	68
5.3.2.4 <i>Spécimens confinés avec PRFC</i>	68
5.3.2.5 <i>Lissage des éprouvettes</i>	69
5.4 RUPTURE DES SPECIMENS	70
5.5 RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	73
6. CONCLUSIONS	90
6.1. CONCLUSIONS.....	91
6.1.1. L’influence de divers paramètres sur le confinement du béton a haute résistance ..	91
6.1.2. L’influence du confinement sur la capacité flexionnelle des colonnes de béton à haute résistance	92
6.1.3. Expérimentation	92
6.2. PERSPECTIVES	92
REFERENCES.....	94

LISTE DES FIGURES

Fig 1.1 : Principaux types de sollicitations et leurs endommagements respectifs.....	4
Fig 1.2 : Endommagement de type cisaillement	5
Fig 1.3 : Endommagement de type flambement	6
Fig 1.4 : Endommagement de type compression	6
Fig 2.1: Relations contraintes-déformations des essais sur cylindres soumis à des compressions triaxiales	11
Fig 2.2: Mécanisme du confinement.....	13
Fig 2.3: Courbe contrainte déformation du béton confiné, Kent et Park [11].....	15
Fig 2.4: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Kent et al. [14].....	16
Fig 2.5: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri [16]	17
Fig 2.6: Béton non confiné entre deux plans d'aciers transversaux	18
Fig 2.7: Détermination de la section critique.	18
Fig 2.8: Courbe contrainte déformation du béton confiné et non confiné, Shah et al. [19].	20
Fig 2.9: Courbe contrainte déformation, Mander et al. [23]	22
Fig 2.10: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Saatcioglu et al. [25].....	24
Fig 2.11: Calcul de la pression latérale due à la traction des aciers	25
Fig 2.12: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Bousalem. [2.26]	28
Fig 3.1: Effet de f_{yh} sur K_s et K_d	35
Fig 3.2: Effet de ρ_{sh} sur K_s et K_d	35
Fig 3.3: Effet de ρ_l sur K_s et K_d	35
Fig 3.4: Effet de f_{co} sur K_s et K_d	36
Fig 3.5: Effet de f_{co} : section carrée	37
Fig 3.6: Effet de f_{co} : section circulaire	37
Fig 3.7: Effet de f_{yh} : section circulaire	38
Fig 3.8: Effet de f_{yh} : section carrée	38
Fig 3.9: Effet de s	39
Fig 3.10: Effet de ρ_l	39
Fig 3.11: Effet de ρ_{sh}	40
Fig 3.12: Effet de la configuration	41
Fig 4.1: Section adoptée pour l'analyse.....	47
Fig 4.2: Méthode des éléments fibres.	48
Fig 4.3: Effet de la résistance du béton.....	50
Fig 4.4: Effet de la limite élastique des armatures transversales	51
Fig 4.5: Effet de la charge axiale équivalente.....	51
Fig 4.6: Effet du rapport du renforcement latéral.....	52
Fig 4.7: Effet du ratio des aciers longitudinales.....	53
Fig 5.1: Courbe granulométrique du gravion 8/15.....	58
Fig 5.2: Courbe granulométrique du sable 0/4.....	59
Fig 5.3: Relation contrainte-déformation (B_1).....	73

Fig 5.4: Relation contrainte-déformation (B_1A_2).....	73
Fig 5.5: Relation contrainte-déformation (B_1A_4).....	74
Fig 5.6: Relation contrainte-déformation (B_1A_6).....	74
Fig 5.7: Relation contrainte-déformation (B_1A_8).....	75
Fig 5.8: Relation contrainte-déformation (B_1P).....	76
Fig 5.9: Relation contrainte-déformation (B_1A_4P).....	76
Fig 5.10: Relation contrainte-déformation (B_1A_8P).....	77
Fig 5.11: Relation contrainte-déformation (B_1F).....	77
Fig 5.12 : Relation contrainte-déformation (B_2).....	78
Fig 5.13: Relation contrainte-déformation (B_2A_2).....	78
Fig 5.14 : Relation contrainte-déformation (B_2A_4).....	79
Fig 5.15 : Relation contrainte-déformation (B_2A_6).....	79
Fig 5.16 : Relation contrainte-déformation (B_2A_8).....	80
Fig 5.17: Relation contrainte-déformation (B_2P).....	80
Fig 5.18: Relation contrainte-déformation (B_2A_4P).....	81
Fig 5.19: Relation contrainte-déformation (B_2A_8P).....	81
Fig 5.20: Relation contrainte-déformation (B_2F_1).....	82
Fig 5.21: Relation contrainte-déformation (B_1, B_2, B_3).....	82
Fig 5.22: Relation contrainte-déformation ($B_1A_2, B_1A_4, B_1A_6, B_1A_8$).....	83
Fig 5.23: Relation contrainte-déformation (B_1, B_1P, B_1F).....	84
Fig 5.24: Relation contrainte-déformation ($B_1 (A_4 A_8 A_4P A_8P)$).....	85
Fig 5.25: Relation contrainte-déformation ($B_2(A_2 A_4 A_6 A_8)$).....	86
Fig 5.26: Relation contrainte-déformation (B_2, B_2P, B_2F).....	87
Fig 5.27: Relation contrainte déformation ($B_2 (A_4 A_8 A_4P A_8P)$).....	88

LISTE DES PHOTOS

Photo 5. 1 : Barres longitudinales Ø8mm.	62
Photo 5. 2 : Armatures transversales.....	62
Photo 5. 3 : Essai au cône d’Abrams.....	63
Photo 5. 4 : Presse d’essai (CONTROLS).	64
Photo 5. 5 : Types de cages de confinement.	66
Photo 5. 6 : Tubes en PVC pour coffrage et/ou confinement.	66
Photo 5. 7 : Confection des spécimens : ferrailage, coffrage et coulage des spécimens.....	67
Photo 5. 8 : Conservation à l’air ambiant du laboratoire.	68
Photo 5. 9 : Tissus PFCR et résine époxy de collage.....	68
Photo 5. 10 : Spécimens confinés avec PRFC	69
Photo 5. 11 : Spécimen B ₁₁	70
Photo 5. 12 : Spécimen B _{1A2}	70
Photo 5. 13 : Spécimen B _{2A6} ₁	70
Photo 5. 14 : Spécimen B _{1A4} ₁	70
Photo 5. 15 : Spécimen B _{1A8} ₁	70
Photo 5. 16 : Spécimen B _{1A4} _P	70
Photo 5. 17 : Spécimen B _{1A8} _{P2}	71
Photo 5. 18 : Spécimen B _{1P} ₁	71
Photo 5. 19 : Spécimen B _{2P} ₁	71
Photo 5. 20 : Spécimen B ₂₁	71
Photo 5. 21 : Spécimen B _{2A4} ₁	71
Photo 5. 22 : Spécimen B _{2A2} ₁	71
Photo 5. 23 : Spécimen B _{2A6} ₁	71
Photo 5. 24 : Spécimen B _{2A8} ₂	71
Photo 5. 25 : Spécimen B _{2A8} _{P1}	72
Photo 5. 26 : Spécimen B _{2A4} _{P1}	72
Photo 5. 27 : Spécimen B _{2F} ₁	72
Photo 5. 28 : Spécimen B _{1F} ₂	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Résumé des modèles contraintes – déformation du béton confiné à haute résistance.....	32
Tableau 3.2 : Gains en résistance et en ductilité	33
Tableau 4. 1 : Paramètres d’investigation	47
Tableau 4.2 : Valeurs du moment résistant et de la ductilité.	49
Tableau 5.1 : Programme expérimental	57
Tableau 5.2 : Résultats de l’analyse granulométrique des gravions 8/15mm.	58
Tableau 5.3 : Diagramme d’analyse granulométrique sable 0/4.....	58
Tableau 5.4 : Composition chimique du clinker.	59
Tableau 5.5 : Composition minéralogique du clinker.	60
Tableau 5.6 : Propriétés physiques du ciment.....	60
Tableau 5.7 : Résistance mécanique du ciment.	60
Tableau 5.8 : Composition chimique des fillers calcaires.....	60
Tableau 5.9 : Caractéristiques physiques des fillers.	60
Tableau 5.10 : Propriétés de super plastifiant	61
Tableau 5.11 : Résultats de l’analyse chimique effectuée sur l’eau utilisée.	61
Tableau 5.12 : Formulation.....	63
Tableau 5.13 : Résultats de l’essai d’étalement	63
Tableau 5.14 : Résultats de l’essai de compression à 7jours.....	65
Tableau 5.15 : Résultats de l’essai de compression à 28jours.....	65
Tableau 5.16 : Formulations	67
Tableau 5.17 : Résultats	88

1. INTRODUCTION

1.1 INTRODUCTION GENERALE

Bien concevoir une structure c'est assurer sa durabilité, et avec, assurer aussi le côté sécurité pour ses utilisateurs, ainsi que celui économique. De ce fait une corrélation entre demande et capacité est essentielle pour une conception rationnelle. Un grand nombre de codes de construction en béton armé à travers le monde utilisent cette approche pour la conception parasismique en se basant sur la performance désirée.

Cette performance repose sur une conception en capacité ou dimensionnement capacitif. Pour cela les éléments structuraux sont dimensionnés afin de limiter leurs déformations absolues ainsi que celles d'ensemble. Prévoir le comportement de ces éléments ou de leur ensemble est plus que nécessaire pour palier à toute éventualité d'accident pouvant entraîner la ruine de partielle ou totale de la structure. Avoir des déformations remarquables tout en préservant la résistance de la structure est le but de cette conception. Pour y arriver, il est primordial de cerner la capacité de résistance et de déformation des éléments structuraux. La quantité des aciers de renforcement ainsi que la disposition de ces derniers doivent être établies pour atteindre le but recherché.

A cet effet, l'armature transversale occupe une place essentielle pour cette fonction, en particulier pour les éléments verticaux tels que les poteaux. Bien quantifiée et bien disposée, elle assure une grande part dans la résistance et la ductilité de ces éléments.

Des recherches menées durant les deux dernières décennies ont montré que confiner convenablement le noyau des éléments structuraux assurait leur durabilité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité. Ceci a été corroboré par des constats faits après des séismes, en particulier celui de Boumerdes de 2003.

Suite à cette catastrophe, le RPA [1] dans sa nouvelle version a apporté des changements restrictifs quant à la quantification du ferrailage vis-à-vis de la résistance, mais n'aborde pas la quantification de ce même ferrailage pour assurer une ductilité donnée.

1.2 PROBLEMATIQUE

Il est unanimement admis que la résistance et la ductilité des poteaux sont obtenues avec une quantité suffisante d'armature de confinement avec pour but de confiner le noyau de béton du poteau, d'empêcher le flambement de ses armatures longitudinales et de lui fournir la résistance adéquate à l'effort tranchant. Pour cela la détermination de la quantité et la répartition des aciers de confinement nécessaires pour réaliser ces objectifs exigent en premier

la connaissance des lois de comportement des matériaux constitutifs, considérés séparément ou en association.

Si pour le béton à résistance ordinaire (BRO) un grand nombre de travaux de recherches tant analytiques qu'expérimentales, a été mené et dument établi, il reste néanmoins beaucoup à faire pour le béton à haute résistance (BHR). Avec la conception de nouvelles structures de plus en plus complexes, l'utilisation de ce dernier est devenue plus que nécessaire. Des études ont abordé le confinement dans le cas des BHR et des codes parasismiques utilisent leurs résultats pour la quantification des aciers ainsi que leur disposition. Ce qui n'est pas le cas pour le RPA, vu qu'il n'aborde nullement ce béton, ni les différents types de confinements largement utilisés, en particulier celui à base de polymère renforcé de fibres de carbone (Carbon Fiber Reinforced Polymer ou CFRP).

Si le confinement du béton est un moyen essentiel dans la réalisation d'une structure résistante, il représente également un facteur tout aussi essentiel dans la réparation et la réhabilitation des constructions endommagées suite à une catastrophe naturelle ou à tout autre aléa dû à des erreurs de conception, de calcul ou de réalisation.

Suite au séisme de Boumerdes, en plus de la révision du RPA, un document technique a été publié pour palier au plus pressé, touchant à la réparation et à la réhabilitation des structures en béton armé endommagées, en reprenant les techniques et les recommandations présentées dans certains documents étrangers. Rapporter ces recommandations au contexte algérien est nécessaire car les conditions de réalisation diffèrent d'un pays à un autre.

1.3 ROLE DU CONFINEMENT

En plus de résister aux efforts de compression et de traction, l'acier sert aussi pour le confinement du béton. Le confinement améliore remarquablement la résistance et la ductilité des éléments structuraux qu'ils soient horizontaux ou verticaux. Pour ces derniers éléments l'apport du confinement, en particulier au niveau des zones fortement comprimées et/ou sollicitées à des efforts tranchants importants, est appréciable. Un autre rôle est attribué au confinement : il réduit considérablement le flambement des aciers longitudinaux, et par là, de l'élément lui-même. De ce fait les principaux types d'endommagement sont au nombre de trois, résumés sur la Fig.1.1.

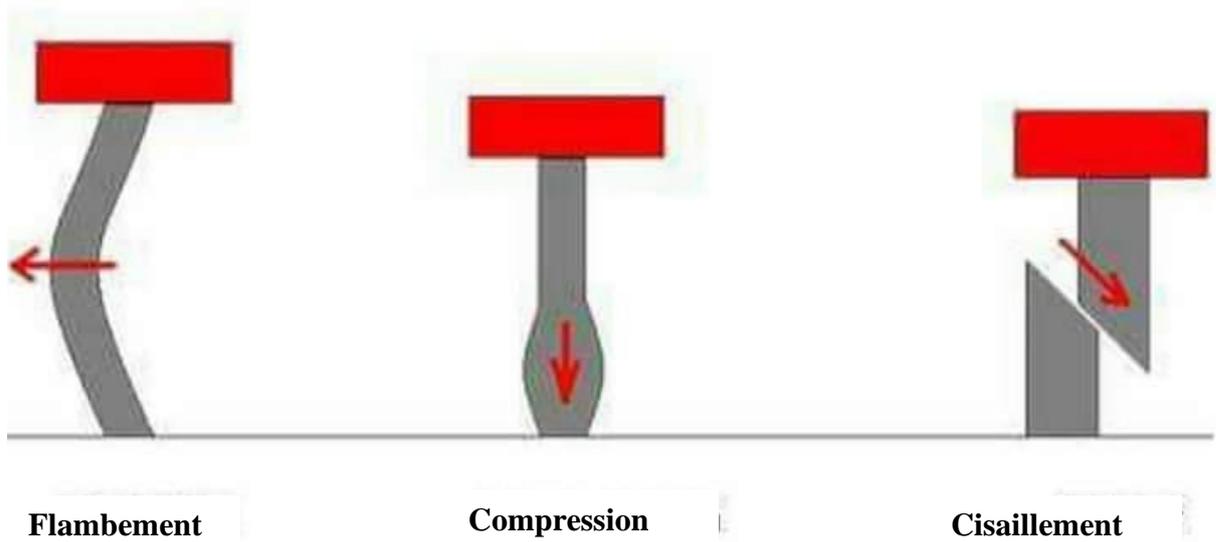


Fig 1. 1 : Principaux types de sollicitations et leurs endommagements respectifs

Pour les zones de recouvrement des aciers longitudinaux, le confinement participe à la transmission des efforts d'une barre à une autre. Au niveau de ces recouvrements, les barres échangent leurs contraintes. Sous l'action de grandes déformations, elles ont tendance à se détacher et glisser l'une par rapport à l'autre dans deux directions opposées. L'effet de Poisson engendre une expansion latérale du béton environnant suivi d'une naissance d'un mouvement relatif entre le béton et les aciers. Le confinement étroit ce glissement et cette expansion, et permet au recouvrement de développer effectivement la résistance à la traction des barres.

Pour les jonctions poteaux-poutres le confinement est d'une importance capitale. Ces zones présentent généralement des déplacements relatifs de niveau et des rotations des nœuds assez élevés. La présence d'un confinement adéquat réduit considérablement l'éventualité de l'éclatement du béton et assure la transmission des efforts engendrés.

Des études expérimentales ont montré qu'un bon confinement dépendait en premier lieu de la quantité des aciers de confinement ainsi que de leur disposition.

Le poteau sur la Fig.1.2 présente un endommagement de type cisaillement et flambement. En effet on remarque que la quantité des aciers de confinement n'est pas en relation avec les dimensions transversales de l'élément. Ceci a conduit à une dégradation dommageable du noyau de béton.



Fig 1. 2: Endommagement de type cisaillement

De même pour le poteau de la Fig.1.3, l'insuffisance des armatures de confinement a entraîné une déformation de type flambement.



Fig 1. 3: Endommagement de type flambement

Enfin la Fig.1.4 montre un endommagement de type éclatement du noyau dû à des contraintes de compression importantes non reprises par un confinement approprié.



Fig 1. 4: Endommagement de type compression

1.4 OBJECTIFS

La connaissance des lois contraintes-déformations représente un outil essentiel dans la conception d'une structure quel que soit le matériau utilisé. Elle permet de prédire le comportement des éléments constituant cette structure. Pour le béton armé, le comportement de l'élément est intimement lié au comportement du noyau confiné de béton. Pour cela l'étude du noyau représente une étape essentielle dans la compréhension du comportement flexionnel des poteaux, et par là leur dimensionnement adéquat à partir de modèle de confinement idoine. Dans leurs prescriptions actuelles les Règles Parasismiques Algériennes (RPA) présente un déficit réglementaire, notamment l'absence d'un modèle de confinement de référence.

La présente thèse a pour but principal d'analyser analytiquement et expérimentalement l'effet du confinement sous différents types, sur la relation contrainte-déformation de colonnes courtes en béton armé, en prenant en considération divers facteurs influents.

1.5 ORGANISATION DE LA THESE

La présente thèse s'articule autour de chapitres liés les uns aux autres, mais chacun présentant en même temps un aspect bien déterminé de l'influence du confinement sur la résistance des colonnes structurales en béton armé.

La thèse comporte six chapitres :

Chapitre 1 constitue l'introduction où y sont définis la problématique et les objectifs recherchés.

Chapitre 2 présente l'état de l'art du confinement en général ainsi que les différents modèles universellement établis. L'étude prend en compte et recense les différents facteurs pris en considération et examine les hypothèses ainsi que les procédures utilisées dans l'établissement des modèles. Le chapitre est clos par l'énumération des principaux paramètres influents sur le confinement aborde les différentes recherches relatives au confinement, en particulier les modèles de comportement

Chapitre 3 aborde l'étude paramétrique sur le confinement du béton à haute résistance sous charge axiale, à partir de résultats expérimentaux de divers auteurs. Plusieurs paramètres variables sont pris en considération.

Chapitre 4 traite de la capacité flexionnelle des sections de béton armé à haute résistance confinées. Des courbes M- Φ obtenues à partir d'un programme automatique développé sont présentées.

Chapitre 5 est consacré à l'étude expérimentale sur le comportement de colonnes courtes en béton autoplaçant armé ainsi que sur la relation contrainte-déformation. Trois types de confinement sont présentés : confinement par cerces en acier, par tube en PVC et par tissu FRP. Les résultats expérimentaux obtenus y sont exposés et discutés.

Chapitre 6 conclut le travail en présentant les conclusions générales et les perspectives pour des études ultérieures dans le domaine.

2. ETAT DES CONNAISSANCES

2.1 LE BETON CONFINE

Dans tout élément structurel en béton armé, en particulier les poteaux, il y a les armatures principales à savoir les armatures longitudinales, et les armatures transversales. Si au début on considérait que ces dernières servaient à contrer l'effet des efforts tranchants, une question s'est posée quant à leur efficacité à contrer l'éclatement latéral du noyau de béton des colonnes, ainsi qu'à l'amélioration de sa résistance [2], [3]. Des études expérimentales ont prouvé effectivement que les étriers retardaient la rupture du noyau par gonflement tout en donnant un plus à la résistance de l'élément, ainsi qu'à sa ductilité. Cette résistance s'accroît avec l'accroissement de la densité des aciers transversaux. Depuis l'idée d'utiliser ces aciers transversaux autre que pour l'effort de cisaillement a fait son chemin et donné un grand rôle au confinement.

Si au départ on pensait au confinement intérieur par étriers, d'autres techniques de confinement du béton ont fait leur apparition. Elles se résument par le confinement extérieur par chemisage en béton, par chemisage à l'aide de profilés en acier ou tubes en acier, et par l'application de tissus de polymère de carbone de divers types.

2.2 BETON SOUS CHARGEMENT TRIAXIAL

Les premières expériences sur des cylindres en béton à résistance ordinaire soumis à un chargement triaxial, ont été réalisées au début du siècle dernier par Considère [2], [3], puis suivies par celles de Richart [4], Caquot et Brice en 1934, et enfin par Goguel en 1940. Les résultats ont montré l'efficacité du confinement de par l'augmentation de la charge de rupture proportionnellement à la pression latérale exercée par les étriers. Une loi expérimentale a été établie et donnée par :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + k \frac{f_l}{f'_c} \quad 2.1$$

Avec :

f'_{co} : contrainte de rupture en compression du béton sous sollicitation simple

f'_{cc} : charge de rupture à l'état triple

f_l : pression latérale de confinement

k : coefficient variant entre 3 et 5.

La figure 2.1, présente le résultat des courbes contraintes-déformations obtenues par Richart *et al.* [5] suite à des essais menés sur des cylindres soumis simultanément à une charge longitudinale croissante et une étreinte latérale constante.

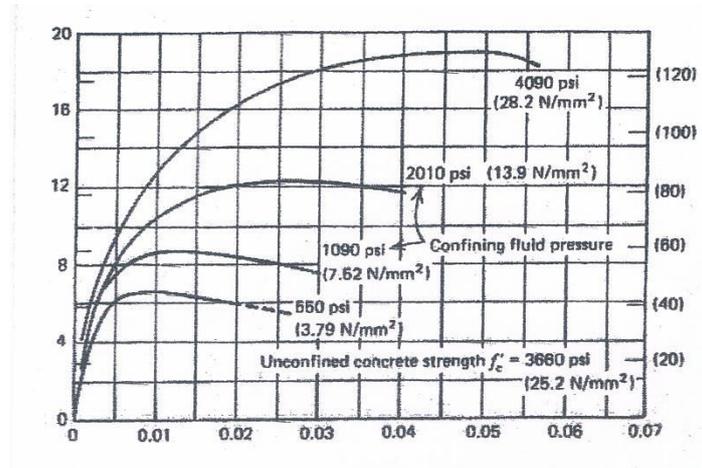


Fig 2. 1: Relations contraintes-déformations des essais sur cylindres soumis à des compressions triaxiales

Ces courbes montrent que le comportement des cylindres dépend de l'intensité de l'étreinte latérale qui permet de grandes déformations plastiques et un gain important en résistance. Cet effet est essentiellement dû à la pression latérale qui confine le béton en réduisant la tendance de la microfissuration et l'augmentation du volume juste avant la rupture.

A partir des résultats de ces essais Richart *et al.*, ont proposé la loi :

$$f'_{cc} = f'_{co} + 4.1f_l \quad 2.2$$

2.3 EVOLUTION HISTORIQUE

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

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l \quad 2.3$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad 2.4$$

Où :

f'_{cc} et ε_{cc} : respectivement la résistance maximale et la déformation correspondante sous l'action d'une pression hydrostatique latérale ;

f'_{co} et ε_{co} : respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante ;

k_1 et k_2 sont les coefficients fonction de de la composition du béton et de l'étreinte latérale.

De par leurs essais, Richart *et al.* sont arrivés à estimer les valeurs des coefficients k_1 et k_2 , égales respectivement à 4.1 et $5k_1$. Ils ont 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'armatures en spires étroitement espacées.

Par conséquent, la pression passive latérale de confinement 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. Les coefficients matérialisant respectivement le gain en résistance et en déformation ont pour expressions :

$$K_s = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + k_1 \frac{f_l}{f'_{co}} \quad 2.5$$

et

$$K_d = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \quad 2.6$$

L'influence des armatures transversales sur le comportement des sections en béton armé a fait l'objet d'une étude précoce menée par King [6]. Une formulation exprimant la résistance ultime des sections de poteaux en béton armé a été établie, par contre la ductilité n'a bénéficié d'aucune attention particulière.

Dans une étude destinée à vérifier la validité de la théorie des rotules plastiques dans les portiques en béton armé, Chan [7] a montré l'importance du mode de rupture du noyau de béton confiné par un ferrailage rectilinéaire.

En plus des effets bénéfiques dus à la capacité de rotation des rotules plastiques confinées dans le calcul des structures hyperstatiques, Blume *et al.* [8] ont montré l'avantage de l'utilisation du béton confiné dans la conception sismique. Dans ce contexte, ils ont proposé des méthodes d'estimation des moments et courbures ultimes, sans tenir compte de l'incidence de l'armature de confinement.

2.4 MECANISME DU CONFINEMENT

Pour comprendre le comportement mécanique du confinement assuré par des armatures transversales, on peut le schématiser par une un fût en acier rempli de sable, Fig.2.2. Si le sable est soumis à une force P , il engendre une pression latérale qui s'exerce sur le fût, générant ainsi une traction sur la paroi en acier. La force sur le fût peut prendre des valeurs encore plus grandes jusqu'à ce que la traction dans l'acier devienne assez grande pour rompre le fût. A lui seul, sans être confiné dans le fût, le sable n'aurait supporté aucun chargement.

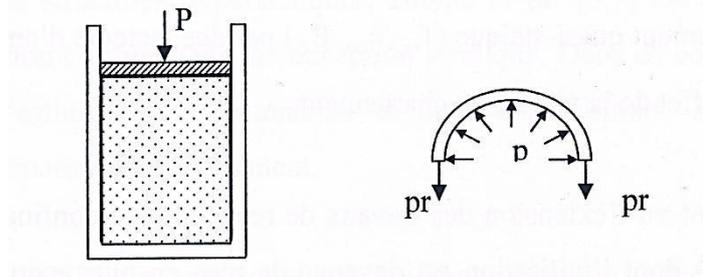


Fig 2. 2: Mécanisme du confinement

Un poteau cylindrique en béton possède toujours une résistance intrinsèque sans confinement latéral. Chargé axialement, il subit en même temps, un raccourcissement longitudinalement et une dilatation radiale dépendant de son coefficient de Poisson. Si des armatures transversales sont disposées sur toute sa hauteur, celles-ci confinent le noyau de béton, s'opposant ainsi à l'expansion radiale, tout en générant une traction dans l'acier transversal, au moment où la capacité portante du béton confiné dans le noyau augmente. La rupture n'aura lieu qu'après plastification totale de l'acier transversal, réduisant substantiellement l'effet de confinement.

Plusieurs études ont montré que les éléments en béton fortement comprimés munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, exhibent une rupture brutale [9], [10]. En effet, le béton inscrit entre deux lits successifs d'armature transversale se 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 par déformations inélastiques et ce n'est que le béton d'enrobage qui éclate. Ceci illustre bien le comportement ductile des sections de béton confiné ou 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 disruptif du noyau de béton sous une action cyclique de grandes amplitudes

La relation contrainte-déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs. Pour le développement d'un modèle analytique de la courbe contrainte-déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés [10] pour évaluer les effets d'un champ de variables citées ci-dessous :

- 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
- armatures transversale supplémentaire
- chargement cyclique
- caractéristiques des aciers
- intensité de l'effort normal
- gradient de déformation.

Parmi l'ensemble de ces paramètres considérés dans les modèles de confinement, le rapport volumétrique de l'acier transversal est celui qui a reçu le plus d'attention.

2.5 MODELES ANALYTIQUES DU BETON CONFINE

Plusieurs modèles mathématiques pour la prédiction du comportement contrainte-déformation ont été proposés. Quelques modèles parmi les plus remarquables sont présentés.

2.5.1 Kent et Park [11]

Le modèle Kent et Park [11] est valable pour un béton confiné et non confiné. Il est établi à partir de données expérimentales, et prend en considération d'autres modèles antérieurs [6] [9] [12] [13].

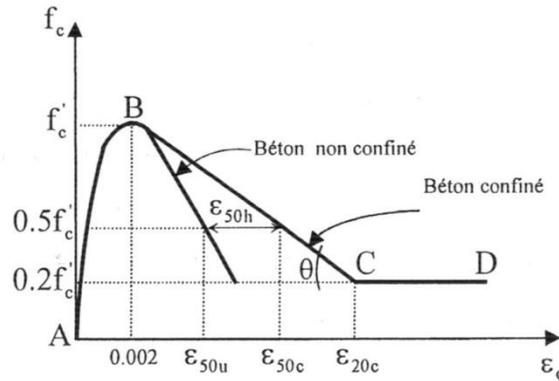


Fig 2. 3: Courbe contrainte déformation du béton confiné, Kent et Park [11]

Le modèle proposé se
 décompose en trois parties, Fig.2.3 :

- Branche AB : pour $\varepsilon_c \leq 0.002$

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad 2.7$$

- Branche BC : $0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$

$$f_c = f'_c [1 - z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad 2.8$$

avec

$$z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - 0.002} \quad 2.9$$

- Branche CD : pour $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$

$$f_c = 0.2f'_c \quad 2.10$$

L'équation 2.10 montre qu'au-delà de la déformation ε_{20c} , le béton est apte à supporter une contrainte de $0.2f'_c$.

2.5.2 Kent et Park Modifié [14]

En introduisant un coefficient correcteur K pour tenir compte de l'amélioration de la résistance et la déformation correspondante du béton, Park *et al.* [14] et Scott *et al.* [15] ont affiné le modèle original de Kent et Park [11]. La forme de la courbe contrainte-déformation du modèle modifié est représentée sur la figure 2.4.

Le gain en résistance et en déformation est exprimé par le coefficient K qui est pris égal à :

$$K = 1 + \rho_{sh} \frac{f_{yh}}{f'_c} \quad 2.11$$

où :

ρ_{sh} : rapport volumétrique de l'armature transversale,

f_{yh} : limite élastique de l'armature transversale,

f'_c : résistance caractéristique du béton.

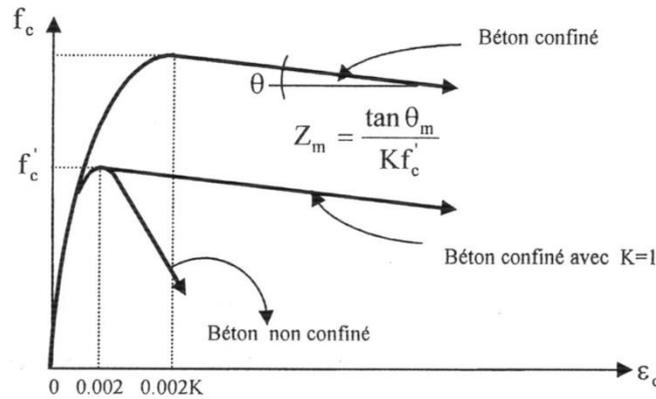


Fig 2. 4: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Kent et al. [14]

La pente de la partie descendante de la courbe a été maintenue semblable au modèle original jusqu'à une valeur de la contrainte égale à 20% de la résistance pic. Au-delà de ce point une ligne horizontale représente la courbe.

Les équations régissant le modèle de Park *et al.* sont données par les expressions suivantes :

$$- \quad \varepsilon_c \leq 0.002K \quad f_c = K f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad 2.12$$

$$- \quad \varepsilon_c \geq 0.002K \quad f_c = K f'_c [1 - Z_m (\varepsilon_c - .002K)] \geq 0.2K f'_c \quad 2.13$$

$$\text{avec} \quad Z_m = \frac{0.5}{\left(\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} \right) + \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{b_c}{s}} - 0.002K} \quad 2.14$$

La détermination des différents paramètres est restée inchangée.

On remarque que si la valeur de K est supposée égale à 1, les équations 2.12, 2.13 et 3.14 se réduisent à celles relatives au modèle original contrainte-déformation proposé antérieurement par Kent et Park.

2.5.3 Sheikh & Uzumeri [16]

2.5.3.1 Elaboration du modèle

La relation contrainte-déformation proposée par Sheikh & Uzumeri [16] est représentée sur la figure 2.5. La courbe comporte trois régions.

La région OA est une parabole du second degré avec le point au sommet de coordonnées f'_{cc} , ϵ_{c1} . Le terme f'_{cc} représente la résistance à la compression du béton confiné dans l'élément et pris égal à :

$$f'_{cc} = K_s f_{cp} \quad 2.15$$

où :

f_{cp} : la résistance du béton non confiné dans le spécimen

K_s : le gain en résistance dû au confinement

ϵ_{c1} et ϵ_{c2} : Respectivement la valeur minimale et maximale de la déformation correspondante à la valeur pic de la contrainte

ϵ_{c85} : déformation correspondante à 0.85 la contrainte pic

Les régions AB et BD de la courbe sont représentées par des lignes droites. Le point D correspond à une chute de la contrainte de 0.70 de la contrainte pic. Au-delà du point D une ligne horizontale est supposée représenter le comportement du béton.

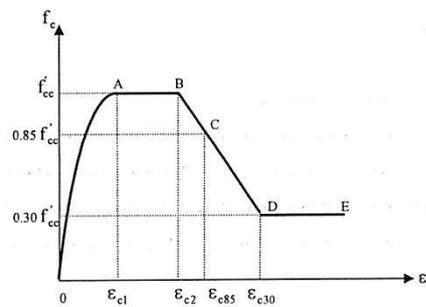


Fig 2. 5: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Sheikh et Uzumeri [16]

2.5.3.2 Détermination des paramètres définissant la relation contrainte-déformation

a. Gain en résistance du béton confiné K_s

La relation entre la résistance et la contrainte latérale de confinement causée par les aciers transversaux dans l'élément est exprimée par :

$$f_{cc} = f_{cp} + f(\rho_s, s, f'_s, \lambda, \eta) \quad 2.16$$

dans laquelle :

ρ_s : rapport volumétrique de l'acier transversal à celui du noyau de béton

s : espacement de l'acier transversal

f'_s : contrainte dans l'acier transversal

λ : coefficient tenant compte de la configuration des aciers transversaux et la distribution des aciers longitudinaux au tour du périmètre du noyau

η : Représente l'effet de la dimension de la section

L'accroissement dans la résistance du béton confiné est calculé sur la base de l'aire du béton véritablement confiné. Cette aire est inférieure à celle du noyau délimité par la ligne moyenne du périmètre des cadres et évaluée en fonction de l'espacement et l'agencement des aciers transversaux.

b. Effet de l'espacement de l'acier transversal

Sur la hauteur d'un poteau se développent des zones de béton tendu où les forces de compression dans la direction de la force de confinement sont absentes. L'aire du béton effectivement confiné décroît en s'éloignant du cours d'armature transversale. L'aire hachurée représente le béton non effectivement confiné.

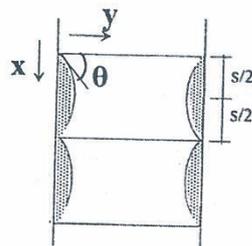


Fig 2. 6: Béton non confiné entre deux plans d'aciers transversaux

La courbe séparant les deux bétons, confiné et non confiné, est supposée suivre une parabole du second degré. La résistance du poteau est définie par l'aire de la section la plus faible qui est située à mi-chemin de deux cours d'aciers transversaux. On en déduit que l'aire du béton confiné s'affaiblit avec l'accroissement de l'espacement et vice versa.

Il s'ensuit donc que l'effet d'arc dans le béton confiné se développe dans les trois dimensions comme illustré sur la figure 2.6.

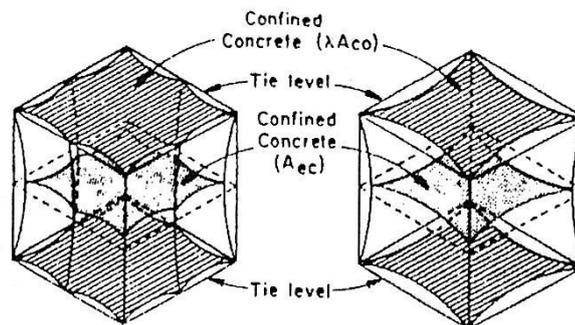


Fig 2. 7: Détermination de la section critique.

c. Effet de la contrainte de confinement

Des études ont montré que l'influence de l'armature rectilinéaire est proportionnelle à la racine carrée du rapport volumétrique de l'acier ($\sqrt{\rho_{sh}}$) [11] [16]. Richart *et al.* [15] ainsi que d'autres chercheurs [17] ont également remarqué que l'augmentation de la résistance du béton confiné par une pression hydrostatique ou par des aciers en spires était proportionnelle à $(\rho_{sh}f'_s)^\gamma$ où f'_s la contrainte dans l'acier transversal correspondant à la résistance maximale du béton confiné (dont la valeur est inférieure à l'unité).

d. Mise en équation du paramètre K

Le gain de la résistance du béton dû à l'acier transversal rectilinéaire est donné par :

$$K_s = 1 + \frac{1}{P_{occ}} \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n C_i^2}{\alpha A_{co}}\right) \left(1 - \frac{0.5s}{b_c} \tan \theta\right) \left(1 - \frac{0.5s}{h_c} \tan \theta\right) b_c h_c \beta (\rho_{sh} f'_s)^\gamma \quad 2.17$$

Pour les sections carrées armées de barres uniformément distribuées l'équation précédente est simplifiée en :

$$K_s = 1 + \frac{1}{P_{occ}} \left(1 - \frac{nC^2}{\alpha b_c^2}\right) \left(1 - \frac{0.5s}{b_c} \tan \theta\right) b_c h_c \beta (\rho_{sh} f'_s)^\gamma \quad 2.18$$

Les constantes α , θ , β et γ sont déterminées à partir des résultats d'essais menés par les auteurs avec la prise en considération de l'effet de plusieurs variables. Enfin, suite à une analyse de régression ces constantes avaient respectivement les valeurs : 5.5, 45°, 0.5 et 2.73

L'équation finale concrétisant le gain en résistance s'écrit :

$$K_s = 1 + \frac{b_c^2}{140P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5b_c^2}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c} \tan \theta\right)^2 \right] \sqrt{\rho_{sh} f'_c} \quad 2.19$$

avec $P_{occ} = f_{cp} A_{cp} = K_p f'_c (A_{co} - A_s)$, exprimant la résistance du noyau de béton non confiné dans laquelle :

$f_{cp} = K_p f'_c$: résistance du béton non confiné dans le poteau

K_p : rapport entre la résistance du béton non confiné dans le poteau et f'_c

Sheikh *et al.* [18] ont proposé dans ce sens un coefficient η qui a été introduit ultérieurement dans le modèle, afin de tenir compte de l'intensité de l'effort normal appliqué sur la section. L'expression régissant la résistance du béton confiné devient :

$$f'_c = \eta K_s f'_{co} \quad 2.20$$

avec $\eta = 1 - .575 \frac{P - P_B}{f'_c A_g} \leq 1$

où : P : effort axial sur le poteau

P_B : effort axial résistant dans une section équilibrée

A_g : section brute du béton

De ce fait le gain en déformation est exprimé par la formule :

$$K_d = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{co}} = 1 + \frac{248}{C} \left[1 - 5.0 \left(\frac{s}{b_c} \right)^2 \right] \frac{\rho_{sh} f'_s}{\sqrt{f'_c}} \quad 2.21$$

La courbe complète contrainte-déformation est enfin régie par les équations :

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1} \quad f_c = f_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] \quad 2.22$$

$$\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad f_c = f_{cc} \quad 2.23$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c3} \quad f_c = \left[\frac{0.7f_{cc}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c3}} \right] (\varepsilon_c - \varepsilon_{c2}) + f_{cc} \quad 2.24$$

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1} \quad f_c = 0.3f_{cc} \quad 2.25$$

2.5.4 Shah *et al.* [19]

Le modèle analytique proposé par Shah *et al.*[19] (Fig.2.8) est basé sur des résultats expérimentaux issus d'essais sur cylindres chargés excentriquement dépourvus d'armatures longitudinales.

Ce modèle théorique proposé se base sur deux paramètres découplés Q et k qui contrôlent, respectivement, le chemin ascendant et descendant de la courbe contrainte déformation. Ces deux paramètres ainsi que la contrainte maximale et la déformation correspondantes sont exprimées en fonction de la résistance f'_c et de l'indice de confinement f_r .

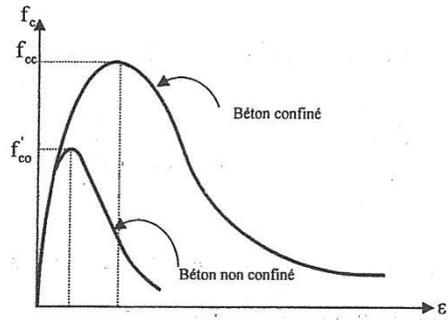


Fig 2. 8: Courbe contrainte déformation du béton confiné et non confiné, Shah et al. [19].

2.5.4.1 Expression analytique de la courbe contrainte déformation

La partie ascendante et la partie descendante sont respectivement exprimées par les relations :

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad f_c = f_{cc} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^A \right] \quad 2.26$$

$$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad f_c = f_{cc} \exp[-k(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{1.15}] \quad 2.27$$

2.5.4.2 Evaluation des constantes

a. Indice de confinement, f_r

L'indice de confinement a été introduit afin d'évaluer le gain en résistance ainsi que celui de la déformation et est utilisé pour déterminer la forme entière de la courbe contrainte déformation sur la seule croissance de la résistance du béton non confiné f'_c et l'indice de confinement f_r . Ce dernier a été défini sur la supposition que l'armature en spire est uniformément distribuée le long de l'élément et que la contrainte dans les spires aurait atteint la limite élastique f_{yh} quand le béton comprimé sous l'effort axial a développé la contrainte pic f_{cc} . Ainsi la pression moyenne de confinement f_r peut être exprimée par la relation :

$$f_r = \frac{2A_{sh}f_{yh}}{sd} \quad 2.28$$

Dans laquelle A_{sh} = aire de la section droite d'une spire ; s = espacement et d = diamètre du noyau confiné.

Il a été constaté que lorsque l'espacement dépassait la valeur de $1.25d$, l'influence du confinement devient négligeable. Ceci a été pris en considération en modifiant l'équation 3.28 comme suit :

$$f_r = \frac{2A_{sh}f_{yh}}{sd} \left(\frac{1}{s} - \frac{s}{1.25d} \right) \quad 0 < s \leq 1.25d \quad 2.29$$

- Des essais [20] [21] ont montré que l'effet bénéfique du confinement devient négligeable lorsque l'espacement dépasse la plus petite dimension de l'élément. En pratique, l'espacement des armatures en spires est inférieur au diamètre du poteau. Le code ACI [22] préconise une valeur maximale de l'espacement pour les armatures en spires de 3 inches (≈ 76.2 mm). Par conséquent les équations 2.28 et 2.29 ne donnent pas de grande différence et ce pour toutes les valeurs inférieures à cette limite.

Pour pouvoir déterminer les constantes utilisées dans les équations 2.26 et 2.27, notamment les valeurs de A , f_{cc} , ϵ_{cc} et k , Shah *et al* ont eu recours à une analyse statistique sur un grand nombre de résultats. Les quatre paramètres sont statistiquement exprimés en fonction de f'_c et f_r .

b. Contrainte pic

Sur la base des résultats expérimentaux et suite à une analyse statistique, la contrainte pic des éléments confinés a pour expression :

$$f_{cc} = f'_c + \left(1.15 + \frac{214.27}{f'_c} \right) f_r \quad 2.30$$

Le gain en résistance est obtenu en réduisant la contrainte pic par rapport à la résistance du béton non confiné et est exprimée comme suit :

$$K_s = 1 + \left(1.15 + \frac{214.27}{f'_c}\right) \frac{f'_c}{f_r} \quad 2.31$$

c. Déformation pic

L'analyse des résultats d'essais a permis d'établir la relation suivante :

$$\varepsilon_{cc} = 14.61 \times 10^{-7} f'_c + 0.0296 \frac{f_r}{f'_c} + 0.00195 \quad 2.32$$

De la même manière, le gain en déformation est calculé en réduisant la déformation pic par rapport à la déformation pic du béton non confiné.

$$K_d = \left(14.61 \times 10^{-7} f'_c + 0.0296 \frac{f_r}{f'_c} + 0.00195\right) \frac{1}{\varepsilon_{co}} \quad 2.33$$

d. Paramètre A

La valeur de ce paramètre dépend des valeurs de la contrainte pic et la déformation correspondante ainsi que du module élastique sécant E_c et a pour expression :

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad 2.34$$

e. Paramètre k

Le paramètre k n'a aucune influence sur la partie ascendante de la courbe puisque les deux paramètres A et k gouvernent tous l'allure de la courbe contrainte déformation. Ils sont considérés comme découplés. La valeur de k a été déterminée pour chaque partie descendante des courbes expérimentales et l'analyse statistique a permis d'établir la relation :

$$k = 2.42 f'_c \exp(-0.14 f_r) \quad 2.35$$

2.5.5 Mander et al. [23]

L'approche utilisée par Mander et al [23] était d'établir un modèle contrainte-déformation applicable pour toutes les formes de section et pour toute intensité de confinement (Fig.2.9).

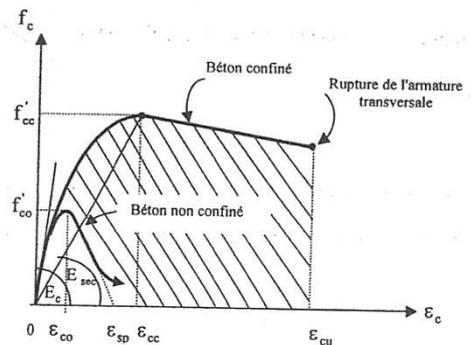


Fig 2. 9: Courbe contrainte déformation, Mander et al. [23]

L'aire hachurée sur la figure 2.9 caractérise l'énergie additionnelle qui peut être absorbée dans la section confinée. Il est reconnu que le rapport entre la déformation maximale du béton confinée à celle du béton non confinée est de l'ordre de 4 et 15, ce qui explique l'effet bénéfique du confinement du béton dans les zones de structure en béton qui potentiellement vont dissiper l'énergie en cas d'événement sismique.

Les parties ascendantes et descendantes sont représentées par une expression continue sous forme fractionnelle.

La courbe contrainte déformation se réfère à l'équation de Popovics [24] dans laquelle l'allure de la partie ascendante de la courbe dépend du module sécant correspondant au pic de la courbe. La contrainte de confinement latérale effective, égale dans chaque direction, a été notée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confinée f_{cc} et non confinée f_{co} . Cette contrainte latérale de confinement déployée par l'armature transversale sur le noyau du béton, résultant d'un état de compression triaxial, améliore nettement la déformation longitudinale ultime de compression du béton confinée ne sera atteinte que par rupture de l'armature transversale. Le paramètre k_e , défini ci-dessous, représente le coefficient d'efficacité du confinement tenant compte de l'effet d'arc sur le béton inscrit entre l'armature transversale et l'armature longitudinale.

Les équations décrivent la courbe contrainte déformation du béton confinée sont données par les expressions :

$$f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m r} \quad 2.36$$

où f'_{cc} représente la contrainte de compression du béton confinée.

$$m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad 2.37$$

avec ε_c , le raccourcissement du béton comprimé.

et

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad 2.38$$

ε_{co} , la déformation correspondante à la contrainte pic du béton non confinée est prise généralement égale à 0.002.

et

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad 2.39$$

où

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (\text{MPa}) \quad 2.40$$

étant le module d'élasticité longitudinale du béton.

Le module sécant est donné par l'équation :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad 2.41$$

2.5.6 Saatcioglu et Razvi [25]

Le modèle analytique proposé (Fig.2.10) est constitué d'une branche parabolique ascendante suivie par un segment linéaire ascendant. Il est basé d'une part sur le calcul de la pression latérale de confinement générée par l'armature transversale en forme de spires ou d'armature rectilinéaire et d'autre part sur l'amélioration résultante de la résistance et la ductilité du béton. La résistance du béton confiné ainsi que la déformation correspondante sont exprimées en fonction de la pression latérale équivalente de confinement fournie par la cage d'armature. La déformation correspondante à la contrainte égale à 85% de la contrainte pic a permis de déterminer la pente de la branche descendante. L'intensité de la déformation est exprimée par les paramètres de confinement. Une contrainte résiduelle a été supposée constante au-delà d'une chute de 80% de la contrainte pic.

2.5.6.1 Relation contrainte déformation du béton confiné

La relation contrainte déformation proposée pour le béton confiné est représentée dans la figure 2.10. Elle est composée de trois parties. La partie ascendante consiste en une parabole du second degré suivie par une droite linéaire concrétisant la partie descendante. La courbe est complétée par une droite dont l'intensité de la contrainte est de 20% la contrainte pic. L'expression suivante est proposée pour la partie ascendante :

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_l \quad f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_l} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_l} \right)^2 \right]^{\frac{1}{(1+2K)}} \quad 2.42$$

Où K est un paramètre destiné à prendre en compte l'effet du confinement.

$$\varepsilon_l \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad f_c = f'_{cc} - \frac{0.15 f'_{cc}}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_l} (\varepsilon_c - \varepsilon_l) \quad 2.43$$

$$\geq \varepsilon_l \quad f_c = 0.2 f'_{cc} \quad 2.44$$

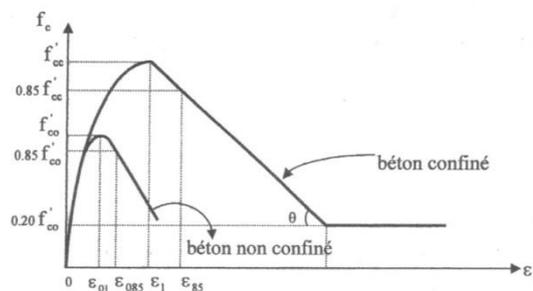


Fig 2. 10: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Saatcioglu et al. [25]

La relation contrainte déformation devient identique à celle proposée par Hognestad *et al.* [26] pour le béton non confiné, où les effets du confinement sont négligeables et la pression latérale de confinement est nulle.

2.5.6.2 Evaluation et étude des paramètres de confinement

a. Résistance du béton

Des études menées par Richart *et al.* [27] ont montré que la résistance du béton soumis à un état triaxial de contraintes peut se substituer à un état uniaxial de contrainte et une pression latérale de confinement. La résistance du béton dans ce cas est exprimée par la relation :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l \quad 2.45$$

avec :

$$k_1 = 6.7(f_l)^{-0.17} \quad 2.46$$

où f_l représente la pression uniforme de confinement.

b. Sections circulaires

Dans le cas d'une pression latérale uniforme, la relation entre la résistance et la pression latérale de confinement donnée par l'équation 2.45 est valable. La pression due aux aciers transversaux en forme de spires étroitement espacées et aux aciers longitudinaux est supposée être uniformément distribuée autour du périmètre du noyau. La figure 2.11 illustre le calcul statique de la pression latérale.

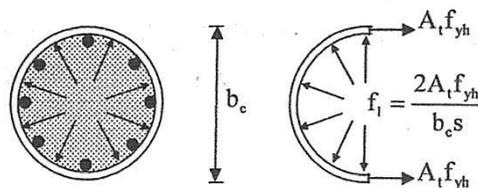


Fig 2. 11: Calcul de la pression latérale due à la traction des aciers

La pression latérale correspond dans le cas utile à la limite de l'acier transversal et prise égale à la pression uniforme f_l exprimée dans l'équation 2.45. Le coefficient k_1 est obtenu de l'équation 2.46. La résistance du béton confiné peut être établie pour le cas des poteaux circulaires pourvus d'armatures en spires.

c. Section carrées

Le cas des sections carrées diffère de celui des sections circulaires du fait que la distribution de la contrainte latérale de confinement pour les premiers n'est pas uniforme. Cependant une approche analogue à celle adoptée pour les poteaux circulaires peut être

employée basée sur la pression latérale équivalente dépendant des propriétés des matériaux et de la géométrie

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.

La pression équivalente f_{le} est obtenue en réduisant la pression moyenne par un coefficient approprié tenant compte des considérations précitées. D'où l'introduction du coefficient k_2 ayant pour effet la réduction de la pression moyenne. L'équation 2.45 devient alors :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le} \quad 2.47$$

où

$$f_{le} = k_2 f_1 \quad 2.48$$

$$f_1 = \frac{\sum A_t f_{yh} \sin \alpha}{s b_c} \quad 2.49$$

Cette expression a été ultérieurement modifiée en :

$$f_1 = \frac{\sum A_t f_s}{s b_c} \quad 2.50$$

avec

$$f_s = E_s \left[0.0025 + 0.04 \left(\frac{k_2 \rho_{sh}}{f'_{co}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \quad 2.51$$

$$k_1 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad 2.52$$

La pression équivalente dans l'équation 2.52 est en MPa ; $k_2 = 1$ pour les poteaux circulaires pourvus d'armatures transversales en spires ainsi que les poteaux carrés munis d'aciers transversaux étroitement espacés et longitudinaux latéralement appuyée et α est l'angle entre l'armature transversale et b_c . Saatcioglu *et al.* [28] ont eu recours à l'examen des résultats expérimentaux précédemment établis. Une analyse de régression a été menée et l'expression suivante en a été déduite :

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{s_1} \right) \left(\frac{1}{f_l} \right)} \leq 1.0 \quad 2.53$$

où f_l est en MPa et s_1 désigne l'espacement des barres longitudinales latéralement maintenues. Une expression simplifiée du coefficient k_2 a été récemment suggérée par Razvi et Saatcioglu [29] dans laquelle la contrainte f_l a été remplacée par une valeur moyenne de 3.0 MPa. Elle a été depuis adoptée dans un logiciel développé par Yalcin et Saatcioglu [30] pour l'analyse inélastique des poteaux en béton armé. Elle s'écrit sous la forme :

$$k_2 = 0.15 \sqrt{\frac{b_c^2}{s s_1}} \leq 1.0 \quad 2.54$$

d. Ductilité du béton confiné

En compression uniaxiale, le béton a un comportement fragile. La déformabilité du béton s'améliore avec le confinement. Le béton confiné peut assurer de grandes déformations sous un chargement maximal et une légère réduction de résistance dans le post-pic.

La déformation correspondante à la contrainte pic dépendant de l'efficacité du confinement. L'expression suivante est jugée donner des prédictions satisfaisantes sur les valeurs expérimentales des déformations (ε_1) correspondant aux contraintes pics :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5K) \quad 2.55$$

où

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \quad 2.56$$

et ε_{01} est la déformation correspondante à la contrainte pic du béton non confiné et peut être prise égale à 0.002 en l'absence de donnée expérimentale.

La contrainte pic dépassée, la déformabilité du béton est influencée beaucoup plus par le comportement des aciers longitudinaux. Si le taux d'armature transversale est suffisamment grand par rapport à la longueur non maintenue des barres longitudinales alors la stabilité des armatures longitudinales entre les cadres est assurée.

Une cage d'armature stable est essentielle pour continuer à fournir un confinement effectif contre l'expansion latérale du béton. Par conséquent, la quantité d'armature transversale, exprimée en terme de rapport volumétrique (ρ_{sh}), joue un rôle majeur sur la pente descendante de la courbe contrainte déformation.

Le gain en déformation est obtenu en réduisant la déformation correspondante à la contrainte pic par rapport à la déformation analogue du béton non confiné, soit :

$$K_d = 1 + 5 \frac{k_1 f_l}{f'_{co}} \quad \text{pour les sections circulaires} \quad 2.57$$

$$K_d = 1 + 5 \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \quad \text{pour les sections carrées} \quad 2.58$$

2.5.7 Bousalem [31]

Ce modèle a été établi sur une base d'observations et de résultats expérimentaux considérables, incluant le travail de plusieurs chercheurs. Il est basé sur les facteurs nécessaires à l'identification des paramètres de confinement, notamment le gain en résistance et en déformation et la pente de la branche descendante définie par le taux d'adoucissement

La partie ascendante est gouvernée par l'expression

$$f_c = \frac{f_{cc} x^n}{n-1+x^n} \quad 2.59$$

$$f_c = \frac{f_{cc} x n}{n-1+x^n} \quad 2.60$$

où

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}} \quad 2.61$$

avec $E_c = 11000 \sqrt[3]{f_{co}}$

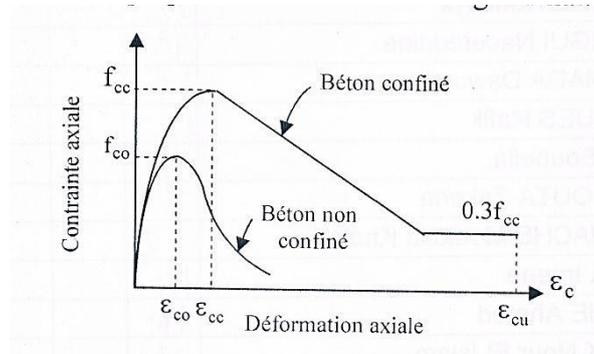


Fig 2. 12: Courbe contrainte-déformation du béton confiné, Bousalem. [2.26]

La partie descendante est gouvernée par l'expression

$$f_c = f_{cc} - E_{soft}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \geq 0.3f_{cc} \quad 2.62$$

3. ETUDE PARAMETRIQUE

3.1 ETUDE DE L'INFLUENCE DE DIVERS PARAMETRES SUR LE CONFINEMENT DU BETON A HAUTE RESISTANCE

3.1.1 Introduction

Durant les deux dernières décennies la recherche sur le confinement du béton à haute résistance (BHR) a pris le dessus sur celle du béton à résistance ordinaire (BRO). L'utilisation des BHR est devenue de plus en plus adoptée, en particulier pour les grands projets. Ahmed *et al.* [32] et Sargin [33] ont été parmi les premiers à aborder l'étude du confinement du béton à haute résistance. Quant à Saatcioglu et Razvi [34] ils étaient les précurseurs dans la proposition d'un modèle analytique, en se basant sur travaux antérieurs [25] et sur leur modèle pour le béton à résistance ordinaire à la suite d'une série importante de résultats expérimentaux. D'autres auteurs [35] [36] [37] ont pris le relais en complétant les informations nécessaires quant la compréhension du comportement du béton à haute résistance

Il s'est avéré que les modèles pour le béton à résistance ordinaire étaient inadéquats pour le béton à haute résistance, vu que celui-ci renferme un comportement intrinsèque moins ductile. Cependant, les résultats expérimentaux obtenus ont montré qu'un BHR conventionnellement confiné exhibe un comportement ductile satisfaisant avec un gain significatif sur la résistance et la ductilité, si une quantité d'armature transversale appropriée est fourni.

Dans ce chapitre nous abordons une étude paramétrique du confinement du béton à haute résistance. Une collecte de données expérimentales fournies par plusieurs chercheurs est utilisée pour déterminer quel sont les facteurs influents sur le comportement du béton à haute résistance confiné intérieurement par des armatures d'acier.

De par sa nature à résister aux efforts de compression et de traction, l'acier en tant qu'armature transversale est aussi utilisé pour confiner le béton. Le confinement améliore nettement la ductilité et la résistance à bien des égards, notamment dans les zones fortement comprimées et hautement sollicitées à l'effort tranchant, surtout dû aux effets du séisme. Le confinement est important aussi au niveau des zones d'armature longitudinale présentant des jonctions par recouvrement. En effet, au niveau des jonctions, les barres doivent échanger leurs contraintes, toutefois sous l'action de grandes déformations celles-ci sont étirées dans deux directions opposées. L'effet de Poisson engendre une expansion latérale du béton environnant suivie d'une naissance d'un mouvement relatif entre les deux matériaux. Le

confinement étroit ce glissement et cette expansion, tout en permettant au recouvrement de développer effectivement la résistance à la traction des barres.

L'apport d'un confinement adéquat au niveau des jonctions poteau poutre est critique. Dans ces zones, les déplacements relatifs de niveau et les rotations des nœuds sont élevés, la transition d'efforts de traction de la poutre de part et d'autre du nœud doit avoir lieu. En même temps, la transmission des efforts de traction dans les poteaux situés de part et d'autre se fait à travers la même zone nodale. De ce fait, la présence d'une armature de confinement va sans doute réduire l'effet disruptif du noyau de béton sous l'action d'efforts tranchant importants.

Les essais ont montré que l'efficacité du confinement dépend essentiellement de la quantité et la configuration du rapport volumétrique des aciers transversaux. Seulement, il s'avère que l'utilisation du béton à résistance ordinaire est limitée à des structures non élancées et dont les sections sont soumises à des efforts de compressions modérés. Des études récentes ont démontré l'utilisation économique du béton à haute résistance (BHR) dans les poteaux des structures élancées et semi élancées. En plus de la réduction des dimensions des sections de poteaux et la durabilité offerte par ce matériau, l'utilisation du BHR a été bénéfique et avantageuse à l'égard de la rigidité latérale ainsi qu'au raccourcissement longitudinal. Un autre avantage du BHR par rapport au BRO est l'utilisation d'un coffrage uniforme des poteaux le long de la structure. Cela est rendu possible par utilisation du BHR dans les poteaux des niveaux inférieurs et réduire par la suite la résistance du béton le long de la hauteur du bâtiment tout en conservant les mêmes dimensions des poteaux sur toute la hauteur de la structure.

L'objectif de cette étude est de mettre en évidence l'influence du confinement sur le comportement des poteaux en BHR à travers une analyse rigoureuse de quelques modèles analytiques existants et une exploitation de données expérimentales réalisées durant la dernière décennie. L'étude a pris en considération l'influence des différents paramètres.

3.1.2 Modèles

Plusieurs modèles théoriques pour prédire le comportement contrainte – déformation du béton confiné ont été proposés. La plupart des modèles ont été développés sur la base d'observations expérimentales. Un résumé d'expressions mathématiques de quelques modèles dument établis ainsi que les gains en résistance et en déformations sont indiquées dans les tableaux 3.1 et 3.2 et brièvement analysés ci-dessous.

3.1.2.1 Modèle de Yong *et al.* [38]

Le modèle de Yong *et al.* [38] s'appuie sur des résultats expérimentaux et s'inspire de quelques équations antérieurement établies, notamment celles de Sargin *et al.* [33]. Il est applicable pour la section carrée. Les trois principaux paramètres pris en considération sont la résistance pic et la déformation correspondante, le point d'inflexion sur la branche descendante et la résistance et la déformation d'un point arbitraire choisi sur la courbe descendante.

Tableau 3.1 : Résumé des modèles contraintes – déformation du béton confiné à haute résistance

Auteurs	Expression de f_c		Forme de la section étudiée
	Région ascendante	Région descendante	
Shah <i>et al.</i> [32]	$f_c = f_{cc} [1 - (1 - x)^A]$	$f_c = f_{cc} \exp[-k(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{1.15}]$	Cercle
Yong <i>et al.</i> [38]	$f_c = f_{cc} \left[\frac{Ax + Bx^2}{1 + (A-2)x + (B+1)x^2} \right]$	$f_c = f_{cc} \left[\frac{Cx + Dx^2}{1 + (C-2)x + (D+1)x^2} \right]$	Carrée
Razvi <i>et al.</i> [34]	$f_c = f_{cc} \left[\frac{rx}{r - 1 + x^k} \right]$	$f_c = f_{cc} - \frac{0.15f_{cc}}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_{cc}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})$	Cercle Carrée
Tanaka <i>et al.</i> [37]	$f_c = E_c \varepsilon_c + \frac{(f_{co} - E_c \varepsilon_{co})}{\varepsilon_{co}^2} \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co}$ $f_c = f_{cc} - \frac{(f_{cc} - f_{co})}{(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co})^2} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^2 \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co}$	$f_c = f_{cc} - \beta \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \geq 0.4f'_{cc}$	Cercle Carrée
Cusson <i>et al.</i> [39] [40]	$f_c = f_{cc} \left[\frac{kx}{k - 1 + x^k} \right]$	$f_c = f_{cc} \cdot \exp[k_1 (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2}]$	Cercle Carrée

A noter que $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$

Tableau 3.2 : Gains en résistance et en ductilité

Auteurs	Equation proposée pour $K_s = \frac{f_{cc}}{f_{co}}$		Equation proposée pour $K_d = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}}$	
	Section rectangulaire	Section circulaire	Section rectangulaire	Section circulaire
Shah <i>et al.</i> [32]	$1 + \left(1.15 + \frac{21}{f_{co}}\right) \frac{f_{co}}{f_r}$		$\left[14.61 \times 10^{-7} f_{co} + 0.0296 \frac{f_r}{f_{co}} + 0.00195\right] \frac{1}{\varepsilon_{co}}$	
Yong <i>et al.</i> [38]	$1 + 0.009 \left(1 - \frac{0.245s}{h''}\right) \left(\rho_{sh} + \frac{n\phi_t}{8s\phi_1} \rho_1\right) \frac{f_{yh}}{\sqrt{f_{co}}}$		$\frac{0.00265}{\varepsilon_{co}} + \frac{0.0035 \left(1 - \frac{0.734s}{h''}\right) (\rho_{sh} f_{yh})^2}{\varepsilon_{co} \sqrt{f_{co}}}$	
Razvi <i>et al.</i> [34]	$1 + \frac{f_{le}}{f_{co}} (6.7 f_{le})^{-0.17}$		$1 + 5 \frac{40 f_{le}}{f_{co} f_{co}} (6.7 f_{le})^{-0.17}$	
Tanaka <i>et al.</i> [37]	$-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \alpha_s \frac{f_1'}{f_{co}} - 2 \alpha_s \frac{f_1'}{f_{co}}}$		$1 + 11.3 \left[\frac{f_1'}{f_{co}}\right]^{0.7}$	$1 + 384 \left[\frac{f_1'}{f_{co}}\right]^2$
Cusson <i>et al.</i> [39][40]	$1 + 2.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}}\right)^{0.7}$		$1 + \frac{0.21 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}}\right)^{1.7}}{\varepsilon_{co}}$	

$$f_c = f_{cc} \left[\frac{Ax + Bx^2}{1 + (A-2)x + (B+1)x^2} \right] \quad \text{branche ascendante} \quad 3.1$$

$$f_c = f_{cc} \left[\frac{Cx + Dx^2}{1 + (C-2)x + (B+1)x^2} \right] \quad \text{branche descendante} \quad 3.2$$

3.1.2.2 Modèle de Shah. [32]

Le modèle de Shah [32], s'articule principalement sur deux paramètres contrôlant les chemins ascendant et descendant de la courbe. Il est applicable pour la section circulaire. Les deux paramètres, ainsi que la contrainte pic et la déformation correspondante sont exprimés en fonction de la résistance du béton non confiné et de l'indice de confinement tenant compte de la limite élastique de l'acier transversal, l'espacement des spires et le diamètre de l'élément.

$$f_c = f_{cc} [1 - (1 - x)^A] \quad \text{branche ascendante} \quad 3.3$$

$$f_c = f_{cc} \exp[-k(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{1.15}] \quad \text{branche descendante} \quad 3.4$$

3.1.2.3 Modèle de Cusson *et al.* [39] [40]

Cusson *et al.* [39] [40] ont proposé un modèle basé sur le concept de l'indice effectif

de confinement, fonction de la pression effective de confinement qui dépend de la contrainte de l'acier transversale correspondante à la résistance maximale du béton confiné. Leur modèle est valable pour les sections carrée et circulaire. Pour déterminer cette contrainte une méthode analytique utilisant une procédure itérative a été proposée. L'indice de confinement introduit à permis de classifier les poteaux en BHR en trois catégories: faiblement, moyennement et fortement confinés.

$$f_c = f_{cc} \left[\frac{kx}{k-1+x^k} \right] \quad \text{branche ascendante} \quad 3.5$$

$$f_c = f_{cc} \exp[-k_1(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2}] \quad \text{branche descendante} \quad 3.6$$

3.1.2.4 Modèle de Razvi *et al.* [34]

Razvi *et al.* [34] ont développé un modèle pour les sections circulaire et carrée, basé sur les résultats expérimentaux fournis, mettant en exergue une relation entre la résistance et la déformabilité à la pression latérale de confinement. Ce modèle repose sur l'évaluation de la pression équivalente uniforme engendrée par les différentes configurations de l'armature transversale, approche déjà utilisée dans l'élaboration du modèle contrainte déformation du BRO ordinaire proposé par Saatcioglu *et al.* Le modèle est valable pour diverses formes de sections soumises aux deux cas de chargement concentrique et excentrique.

$$f_c = E_c \varepsilon_c + \frac{(f_{c0} - E_c \varepsilon_{c0})}{\varepsilon_{c0}^2} \quad \text{branche ascendante} \quad 3.7$$

$$f_c = f_{cc} - \frac{(f_{cc} - f_{c0})}{(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{c0})^2} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^2 \quad \text{branche descendante} \quad 3.8$$

3.1.2.5 Modèle de Bing *et al.* [37]

Bing *et al.* [37] ont développé un modèle basé sur les formulations mathématiques proposées par Mugurama *et al.* [41]. L'expression analytique du modèle introduit une série de paramètres en particulier type et résistance du béton ainsi que les caractéristiques mécaniques des aciers longitudinaux et transversaux. Pour prendre en compte l'effet tardif du confinement, le modèle est régi par deux équations pour la partie ascendante. Dans la première expression, l'effet du confinement a été négligé dû à l'action passive du confinement de l'armature transversale et aux faibles déformations correspondantes. La deuxième équation de la branche ascendante renferme l'effet du confinement qui devient dans cette région significatif. La courbe prend fin pour une déformation ε_{cu} correspondante à l'écrasement du premier cadre du au flambement de l'armature longitudinal.

3.1.3 Observations expérimentales

3.1.3.1 Gains en résistance et en déformations

Les figures 1, 2, 3 et 4 montrent la variation des facteurs d'accroissement de la résistance (K_s) et de la ductilité (K_d) des poteaux confinés en fonction de l'intensité de la limite élastique f_{yh} , le rapport volumétrique de l'acier transversal ρ_{sh} , le taux d'armature longitudinale ρ_l et la résistance du béton en compression f_{co} .

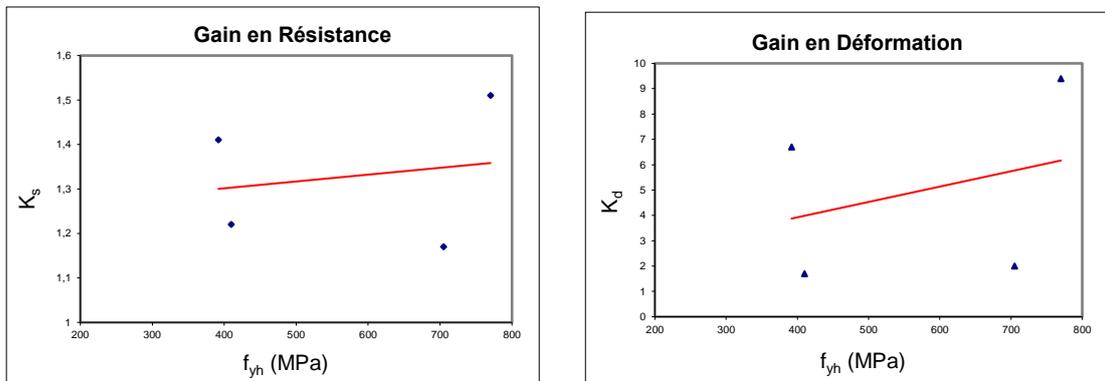


Fig 3. 1: Effet de f_{yh} sur K_s et K_d

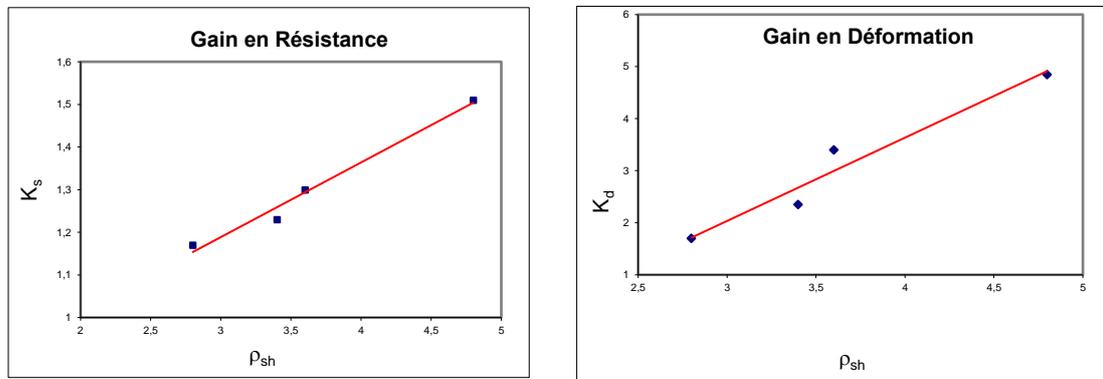
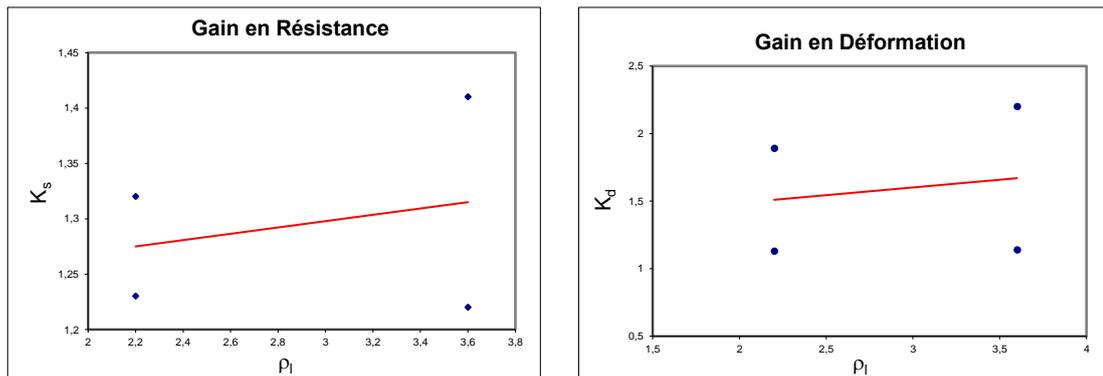


Fig 3. 2: Effet de ρ_{sh} sur K_s et K_d



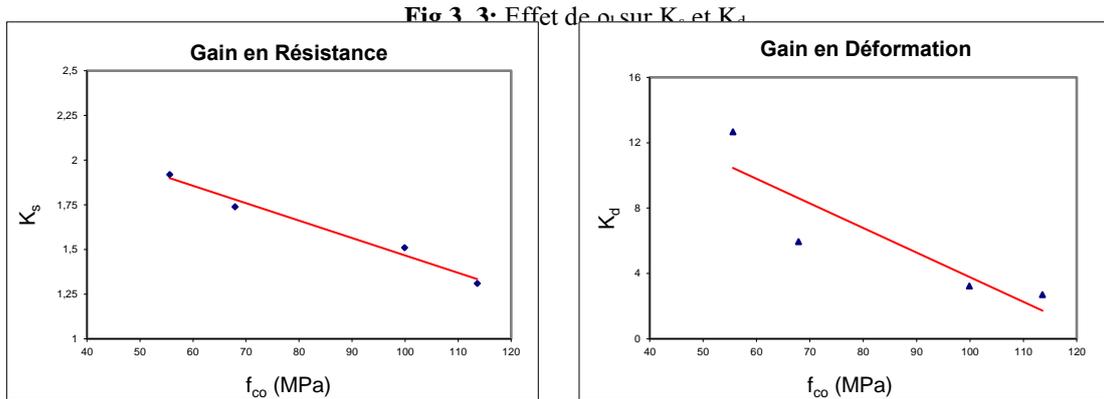


Fig 3. 4: Effet de f_{co} sur K_s et K_d

3.1.4 Relations contraintes déformations

3.1.4.1 Effet de la résistance du béton, f_{co}

Le béton à haute résistance est caractérisé par une moindre expansion latérale par rapport au béton à résistance ordinaire étant donné son module élastique plus élevé et son faible phénomène de microfissuration interne. Conséquemment, l'effet de l'armature de confinement est tardif ce qui réduit l'efficacité du confinement passif. Les figures 5 et 6 indiquent des gains importants en résistance et en ductilité dus au confinement. Cependant ces gains diminuent avec l'augmentation de la résistance du béton.

3.1.4.2 Effet de la limite élastique de l'acier transversal, f_{yh}

Les figures 9a et 9b représentent l'influence de f_{yh} sur les courbes contrainte déformation du béton respectivement pour le cas des sections circulaires et carrées. On remarque que la contrainte pic n'est pas affectée par f_{yh} et ce pour un ρ_{sh} de 1.48 %. Cependant l'augmentation de cette limite paraît influencer la pente de la branche descendante. Pour le cas des sections carrées, la figure 9b révèle que les spécimens 4D et 5D fortement confinés ($\rho_{sh} = 4.8\%$) développent des gains en résistance et en ductilité plus élevés que ceux enregistrés dans les spécimens 4A et 5A ($\rho_{sh} = 2.8\%$).

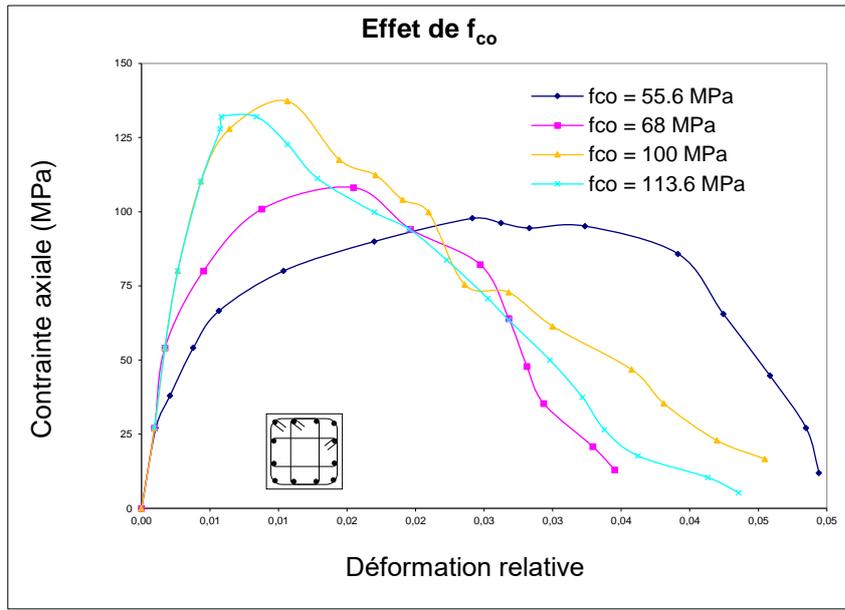


Fig 3. 5: Effet de f_{co} : section carrée

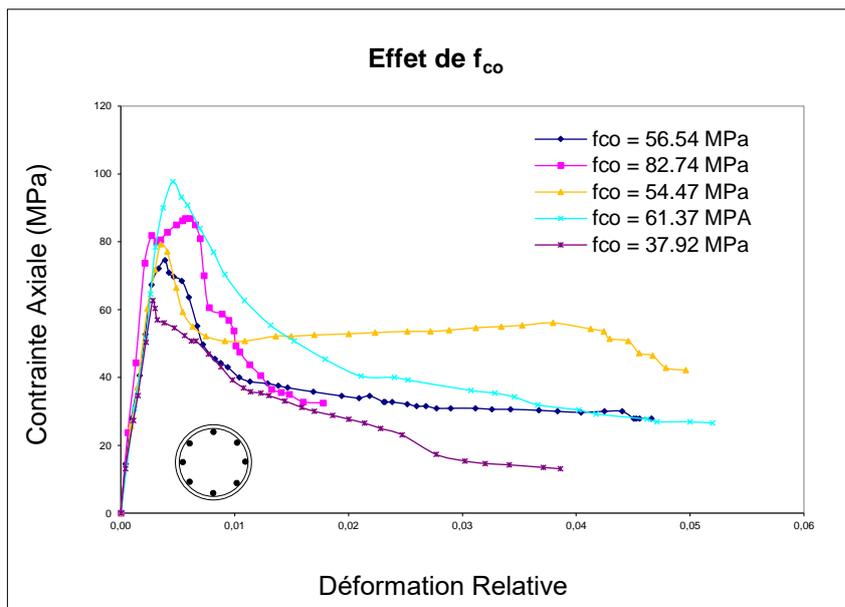


Fig 3. 6: Effet de f_{co} : section circulaire

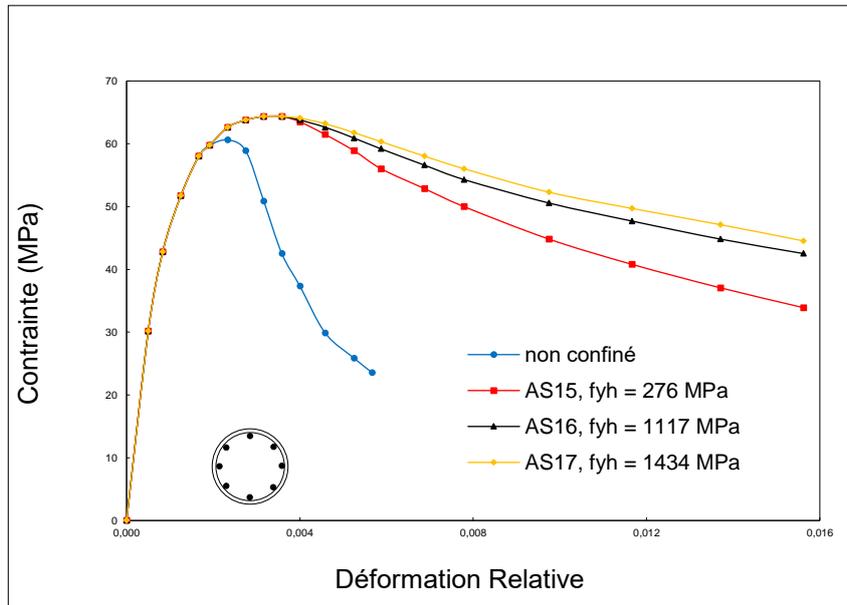


Fig 3. 7: Effet de f_{yh} : section circulaire

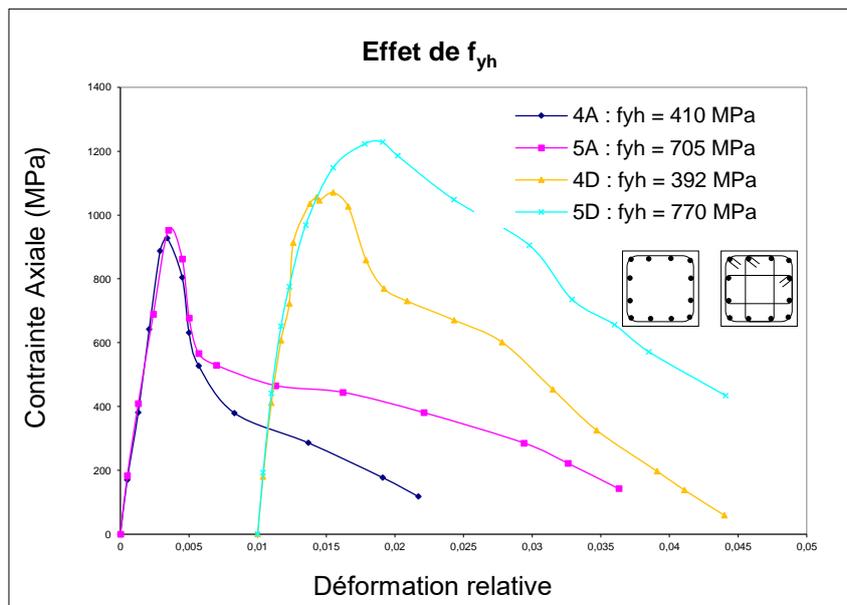


Fig 3. 8: Effet de f_{yh} : section carrée

3.1.4.3 Effet de l'espacement, s

L'effet de l'espacement sur la courbe contrainte déformation est illustré dans la figure 8. On remarque que le comportement pré pic est indépendant de la variation de l'espacement. Les branches post-pic montrent que la ductilité croit avec la diminution de l'espacement. La diminution de l'espacement entre deux cadres successifs augmente le volume de béton confiné, et assure une meilleure efficacité de confinement, tout en contrôlant le flambement des barres longitudinales.

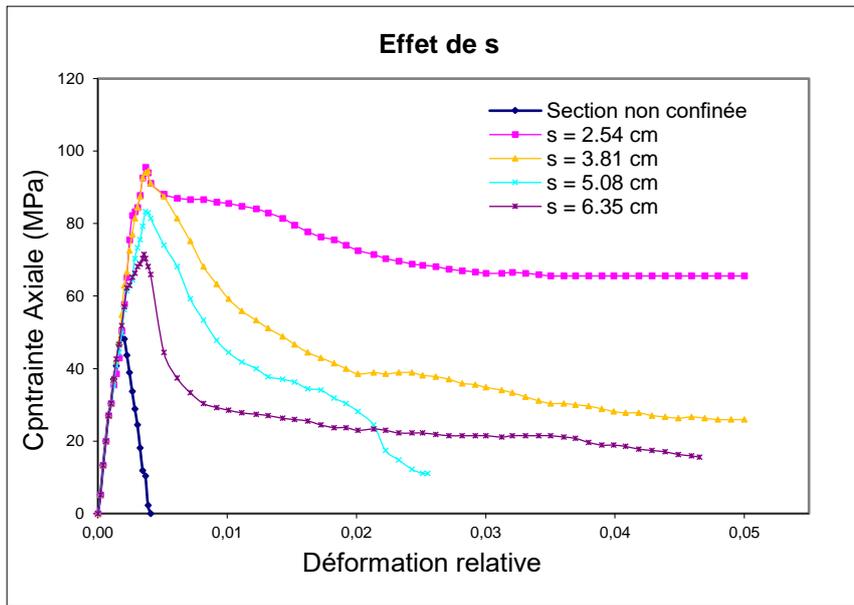


Fig 3. 9: Effet de s

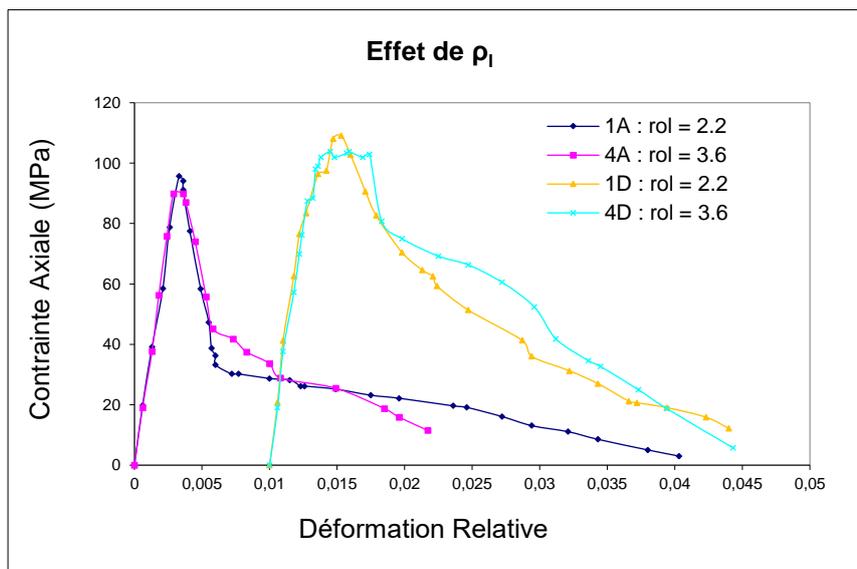


Fig 3. 10: Effet de rho_1

3.1.4.4 Effet du taux d'armature longitudinal, ρ_l

La figure 10 montre l'effet du taux d'armature longitudinale ρ_l . Une plus grande section d'acier longitudinal (pour un même nombre d'armature mais avec des diamètres différents) empêche le flambement prématuré des barres longitudinales, tout en accentuant le gain en ductilité avec l'augmentation du taux d'armature transversale.

3.1.4.5 Effet du rapport volumétrique de l'acier transversal, ρ_{sh}

La figure 7 montre que la pression latérale de confinement sollicitant le noyau du béton est directement liée au taux d'armature transversale. Par conséquent, l'efficacité du confinement augmente avec l'accroissement de la pression latérale. Cependant, la rigidité initiale semble non affectée par la variation de ρ_{sh} étant donné l'intervention tardive du phénomène de confinement.

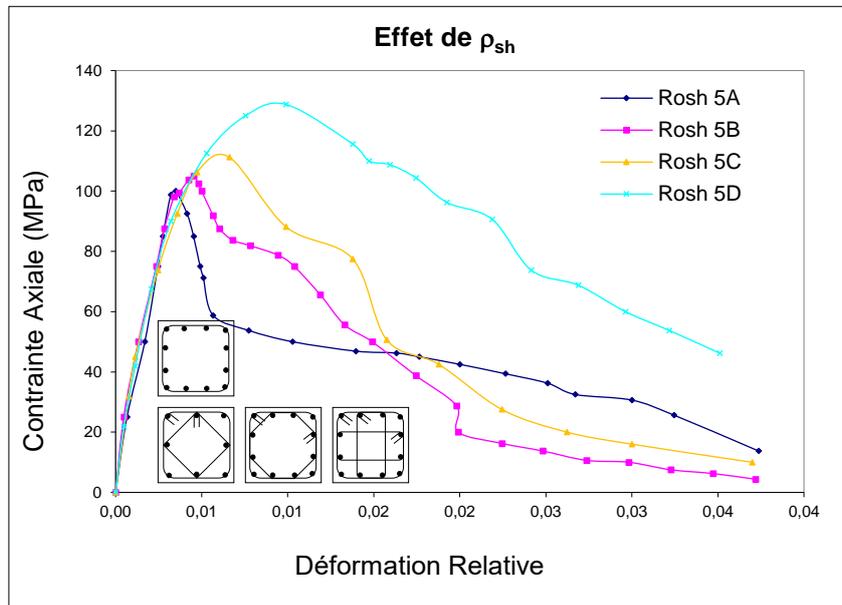


Fig 3. 11: Effet de ρ_{sh}

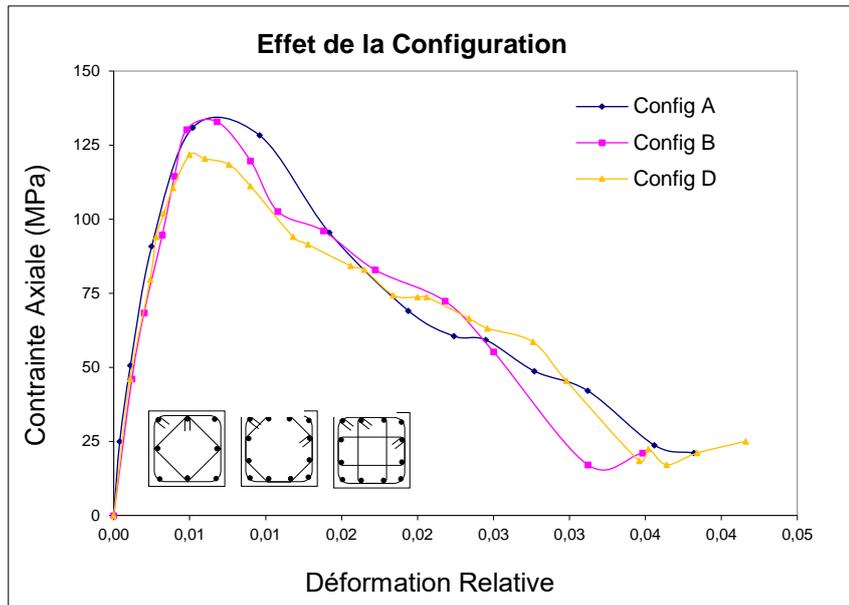


Fig 3. 12: Effet de la configuration

3.1.4.6 Effet de la configuration de l'armature transversale

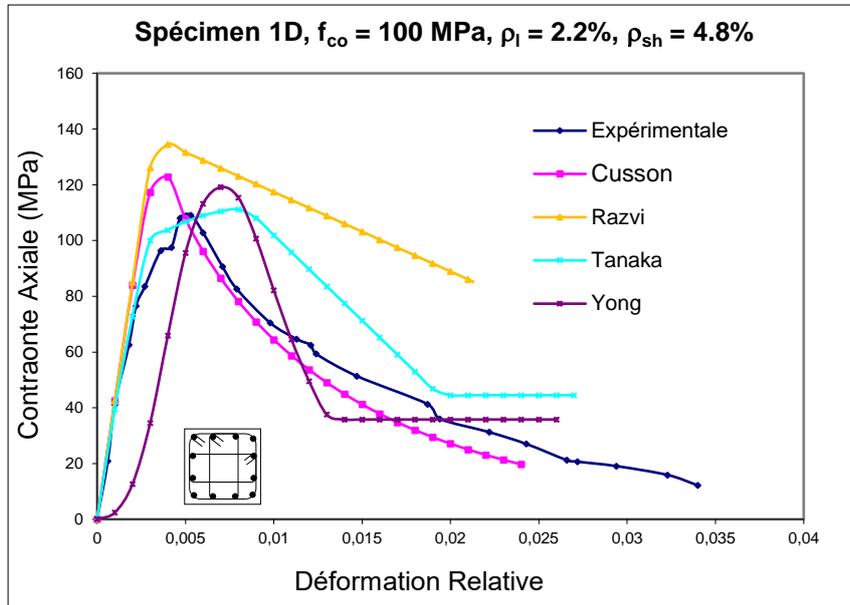
La configuration des aciers transversaux détermine l'aire du noyau effectivement confiné, qui augmente avec l'agencement adéquat des barres longitudinales autour du noyau. On constate que les résistances pics relatives aux configurations A et B sont sensiblement égales, (Fig.11). Cependant, on enregistre relativement une légère diminution dans la résistance pic pour la configuration D. Les comportements post-pic des différentes configurations se rejoignent.

3.1.5 Etude comparative

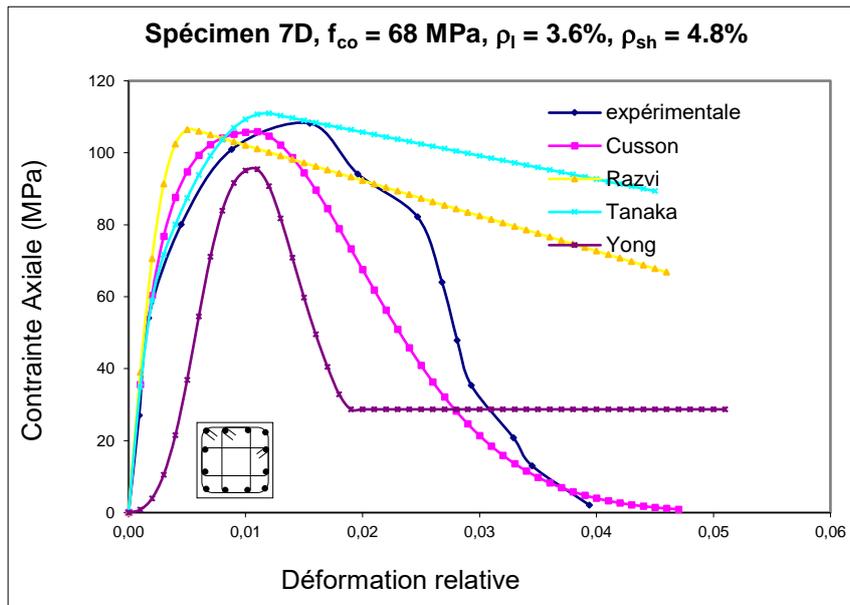
Les figures 12a –12d représentent respectivement les courbes analytiques contrainte-déformation telles qu'elles sont prédites par les différents modèles pour les sections carrées. A l'exception du modèle de Yong, l'ensemble des comportements analytiques dans la région ascendante, sont satisfaisants.

Concernant la résistance pic, la figure 12 montre qu'elle est respectivement sous-estimée par le modèle de Yong pour le spécimen 7D, surestimée par les modèles de Razvi et Cusson pour le spécimen 4D, surestimée par tous les modèles pour le spécimen 5B, et seul Tanaka prédit une valeur acceptable pour le spécimen 1D. Quant à la branche descendante, la

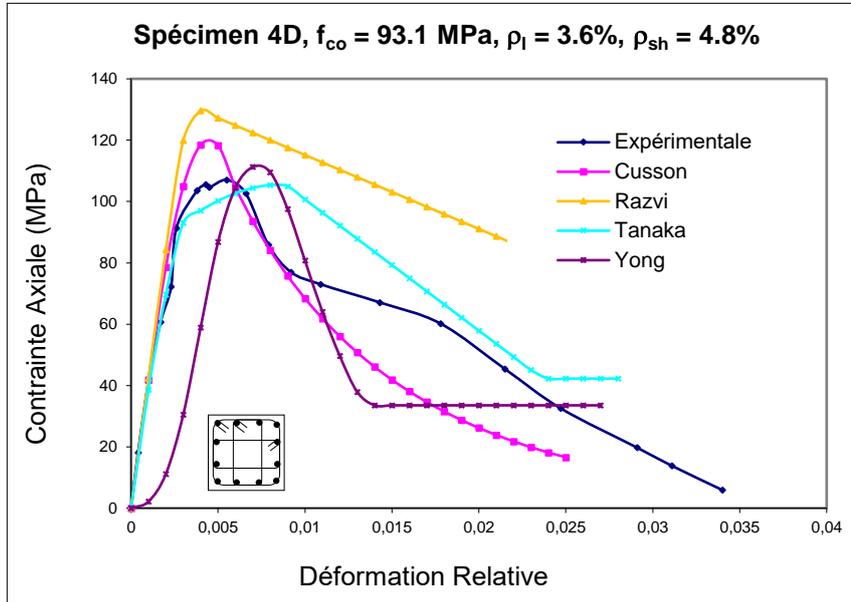
majorité des modèles prédisent des comportements plus ductiles, à un degré moindre pour le modèle de Cusson.



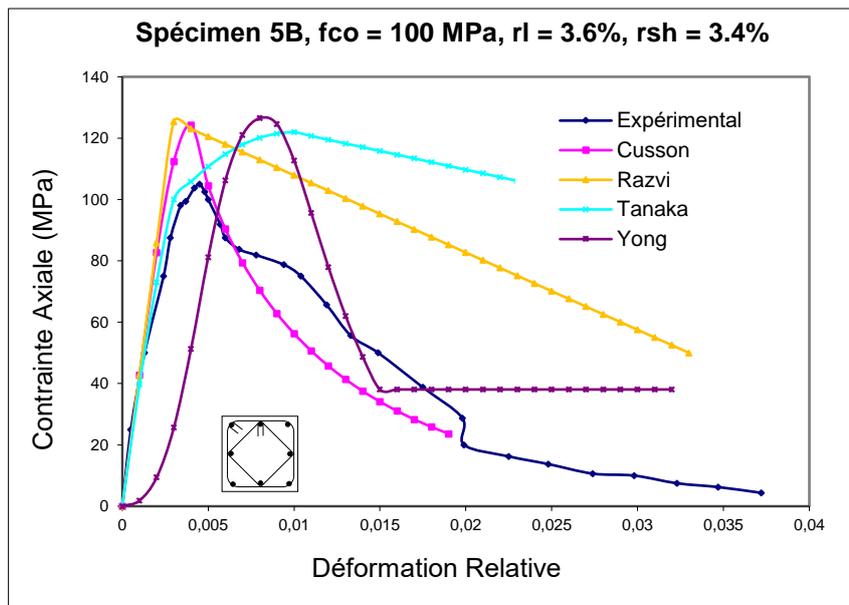
a. Spécimen 7D, $f_{co}=68\text{MPa}$, $\rho_l=3.6\%$, $\rho_{sh}=4.8\%$



b. Spécimen 4D, $f_{co}=93.1\text{MPa}$, $\rho_l=3.6\%$, $\rho_{sh}=4.8\%$



c. Spécimen 5B, $f_{co}=100$ MPa, $\rho_l=3.6\%$, $\rho_{sh}=3.48\%$



d. Spécimen 1D, $f_{co}=100$ MPa, $\rho_l=2.2\%$, $\rho_{sh}=4.8\%$

Fig.3.1 : Comparaison des courbes analytiques et expérimentales

3.1.6 Conclusions

- Le béton à haute résistance est caractérisé par une désintégration brutale du béton d'enrobage conduisant à une perte de la capacité ultime de l'élément. Cependant, des gains en résistance et en ductilité ont été enregistrés pour le cas des poteaux dont les noyaux de béton étaient soigneusement confinés. Ce résultat indique que seule l'aire du noyau doit être prise en considération dans l'évaluation de l'effort capable des poteaux en BHR. Il a été observé aussi que malgré la faible efficacité du confinement des BHR comparativement aux BRO, une disposition judicieuse des armatures longitudinales et transversales améliore nettement la résistance et la ductilité du béton. Des gains de 50 et 100% en résistance et de 10 et 20% en ductilité ont été signalés pour des bétons ayant respectivement des résistances de 100 MPa et 52.6 MPa.
- La résistance du béton s'est avérée le paramètre ayant l'influence la plus défavorable. En effet les résultats expérimentaux ont montré qu'il y a diminution des gains en résistance et en déformation avec l'augmentation de la résistance. Néanmoins ce décroissement de résistance et de ductilité diminue dans le cas des poteaux fortement confinés. Le rapport volumétrique de l'acier transversal est le paramètre dont l'effet est le plus bénéfique sur le comportement de la courbe contrainte déformation du béton.
- Les effets de la limite élastique de l'acier transversal et celui du taux d'armature longitudinale ne se manifestent que dans le cas des poteaux fortement confinés par un taux d'armature transversal important. Les résultats expérimentaux ont montré que les configurations B, C et D confinent efficacement le noyau du béton. Un espacement suffisamment réduit améliore considérablement la ductilité des BHR, évite le risque de flambement des barres longitudinales et atténue l'action profonde des arceaux de béton potentiellement détachés du noyau de béton confiné localisés entre les aciers transversaux.

4. CAPACITE FLEXIONNELLE

4.1 CAPACITE FLEXIONNELLE

4.1.1 Introduction

Le tremblement de terre Boumerdes-Alger du 21 mai 2003 a entraîné un grand nombre d'effondrements de bâtiments fragiles. Cela signifie qu'il n'y avait pas de comportement ductile dans la plupart des structures endommagées, en particulier au niveau des poteaux.

Pour obtenir un comportement de colonne ductile, les régions de charnière en plastique doivent être soigneusement détaillées. La présence de renforcement transversal pour augmenter la résistance et la ductilité dans ces régions des colonnes est une considération majeure. Par conséquent, une quantité importante de renforcement latéral, qui a une double fonction, dans la résistance aux forces de cisaillement ainsi que dans le confinement du noyau de béton, doit être fournie. Des essais ont montré que le confinement du béton par une disposition adéquate des armatures latérales fournissait une amélioration significative de la résistance à la flexion de la colonne en béton armé.

Le but de la présente étude est d'évaluer la capacité de flexion grâce à une étude paramétrique sur la résistance et la ductilité de la section de béton à haute résistance correspondant aux différents taux de renforcement de confinement, à travers le comportement de la courbe de moment. L'étude comprend l'effet de différentes variables, à savoir la résistance du béton, la résistance au fléchissement de l'acier transversal, le niveau de la charge axiale, le taux d'acier latéral et le rapport longitudinal de l'acier. Ces variables ont déjà été utilisées pour une étude contrainte-déformation [Bourouz *et al.*, 2007].

4.1.2 Modèles analytiques

Divers modèles de contrainte-déformation pour la prédiction du comportement du béton confiné ont été proposés par de nombreux auteurs. La plupart de ces modèles sont basés sur des résultats expérimentaux. Le tableau 1 résume leurs expressions mathématiques.

4.1.2.1 Modèle de Razvi et Saatcioglu

Après plusieurs recherches expérimentales, Razvi et Saatcioglu [1992, 1999] ont développé un modèle reliant la force et la déformation à la pression latérale de confinement. Le modèle est basé sur l'évaluation d'une pression équivalente uniforme donnée par différents types de configurations d'acier de renfort latéral. Le modèle peut être utilisé pour différentes sections transversales sous chargement concentrique et excentrique. Ce modèle est injecté dans le programme de la présente investigation. La forme mathématique du modèle contient

deux équations, une pour la branche ascendante et une autre pour la branche descendante [Fig.1]. Ce modèle a été injecté dans le programme avec la méthode des éléments fibres pour effectuer l'analyse de la courbure du moment.

$$\text{Branche ascendante} \quad f_c = f_{cc} \left[\frac{rx}{r-1+xk} \right] \quad 4.1$$

$$\text{Branche descendante} \quad f_c = f_{cc} - \frac{0.15f_{cc}}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_{cc}} (\varepsilon - \varepsilon_{cc}) \quad 4.2$$

4.1.3 Moment courbure

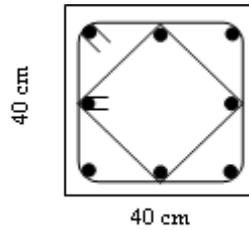


Fig 4. 1: Section adoptée pour l'analyse

Pour réaliser l'analyse de la courbure du moment une section de béton armé carrée de 40cm x 40cm [Fig.2] a été utilisée, avec un enrobage de 2.5cm tout autour de la section. Le tableau 2 montre les valeurs des différents paramètres considérés dans cette étude. En générant une analyse de courbure de moment pour divers ensembles de combinaisons associés aux valeurs de f_{co} , f_{yh} , et, les facteurs de ductilité correspondants et les courbes de courbure Moment ont été obtenus.

Tableau 4.1 : Paramètres d'investigation

f_{co} (MPa)	ν	Transverse steel		Longitudinal steel
		ρ_{sh} (%)	f_{yh} (MPa)	ρ_l (%)
30	0.2	1.004	400	0.627 (8T12)
40	0.3	0.836	800	0.855 (8T14)
50	0.4	1.577	1000	1.054 (2T14+6T16)
60	0.5	1.315	1200	1.120 (8T16)

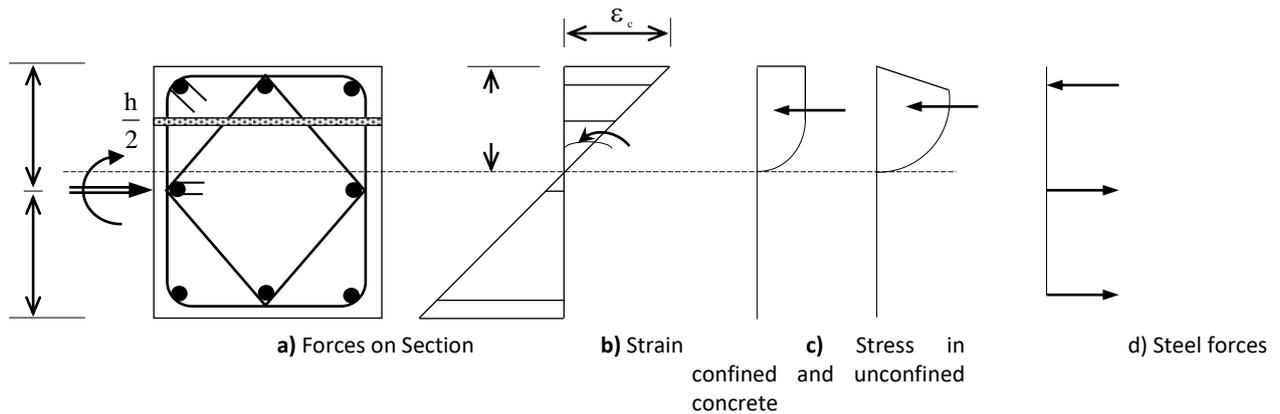


Fig 4. 2: Méthode des éléments fibres.

Le programme automatique utilisé est basé sur la méthode des éléments fibres (FEM) intégrant le modèle Razvi. La section est divisée en un certain nombre de fibres ayant l'orientation de la profondeur de l'axe neutre [Fig.3]. Chaque fibre est formée de deux types de béton : le noyau et l'enrobage. En estimant la déformation axiale pour une profondeur donnée de l'axe neutre, les déformations et les contraintes correspondantes dans l'acier et le béton, qui satisfont les conditions d'équilibre, sont prédites par une procédure itérative. Les moments résistants correspondants et les courbures associées pour chaque niveau de déformation du béton sont calculés.

L'analyse est basée sur les hypothèses suivantes:

- Les sections planes restent planes après déformation.
- La résistance à la tension du béton est ignorée.
- Les contraintes dans le béton sont dérivées des courbes de contrainte de contrainte appropriées respectivement pour le béton confiné (modèle de Razvi et Saatcioglu) et le béton non confiné (CBA 93).
- Les contraintes dans l'acier longitudinal sont dérivées de la courbe de contrainte de contrainte en utilisant Mander et al. modèle, (1984).
- L'état limite ultime est atteint lorsque l'une des conditions suivantes est remplie:
 - la déformation dans la fibre de béton extrême comprimé atteint la valeur ultime;
 - la déformation dans l'acier atteint la valeur ultime;
 - le moment de flexion est limité à une valeur post-pic de $0,8 M_{max}$;
 - la déformation dans la fibre de béton extrême comprimée atteint la contrainte pic en cas de charge axiale pure.

4.1.4 Étude paramétrique

Les résultats donnés par l'analyse en utilisant la méthode des éléments fibres sont illustrés dans le tableau 3 et les figures 4 jusqu'à 8. Le tableau 3 résume l'influence de la variation des différents paramètres sur les valeurs de résistance à la flexion et de ductilité. Les figures 4 à 8 montrent l'effet de ces paramètres sur le comportement moment courbure de la section transversale.

Tableau 4.2 : Valeurs du moment résistant et de la ductilité.

		M_y [kNm]	M_u [kNm]	M_{max} [kNm]	Φ_y	Φ_u	$\mu\phi$
f_{co} [MPa]	30	246,83	225,30	256,72	10,52	135,30	15,72
	40	327,21	293,21	337,88	10,75	137,56	12,79
	50	407,39	358,03	420,57	10,99	118,48	10,78
	60	487,38	423,31	503,08	11,20	104,11	9,30
f_{yh} [MPa]	400	327,02	294,05	337,82	10,77	114,13	10,60
	800	327,21	293,21	337,88	10,75	137,56	12,79
	1000	327,29	292,65	337,95	10,72	159,67	14,90
	1200	327,31	292,21	337,97	10,68	182,67	17,10
ν [kN]	02	232,67	226,48	241,18	9,38	212,77	22,69
	0.3	327,21	293,21	337,88	10,75	137,56	12,79
	0.4	402,16	329,62	410,21	12,47	101,99	8,18
	0.5	383,42	361,40	452,12	17,50	30,37	1,74
ρ_s [%]	0.836	327,14	290,94	337,85	10,84	123,18	11,36
	1.004	327,21	293,21	337,88	10,75	137,56	12,79
	1.315	328,88	294,30	339,03	10,80	168,64	15,62
	1.577	329,14	293,44	339,11	10,79	189,64	17,58
ρ_l [%]	0.627	326,10	284,60	35,59	10,92	131,54	12,05
	0.855	326,51	288,37	36,68	10,79	13,21	12,34
	1.054	327,23	293,39	37,88	10,75	137,20	12,76
	1.120	327,21	293,23	37,88	10,75	137,56	12,79

4.1.4.1 Effet de la résistance du béton

L'effet de la résistance du béton sur le comportement de courbure du moment de la section est montré dans la figure 4.3. On remarque que la ductilité de la courbure diminue avec l'augmentation de la résistance du béton. Cependant, l'augmentation de la résistance à la flexion de la section avec l'augmentation de la résistance du béton est notable. La rigidité initiale semble être légèrement affectée par la variation de la résistance du béton. On peut voir que dans le comportement post-pic, le taux de ramollissement augmente avec l'augmentation de la résistance du béton.

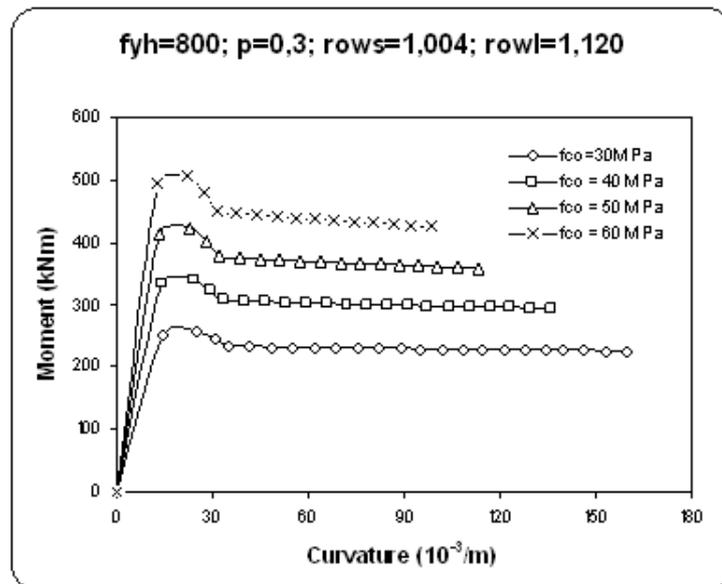


Fig 4. 3: Effet de la résistance du béton

4.1.4.2 Effet de la limite élastique des aciers transversaux

Sur la figure 4.4, on peut noter que le comportement général des courbes de courbure des moments n'est pas remarquablement affecté par la résistance transversale à l'acier. Mais une légère diminution de la ductilité est perceptible.

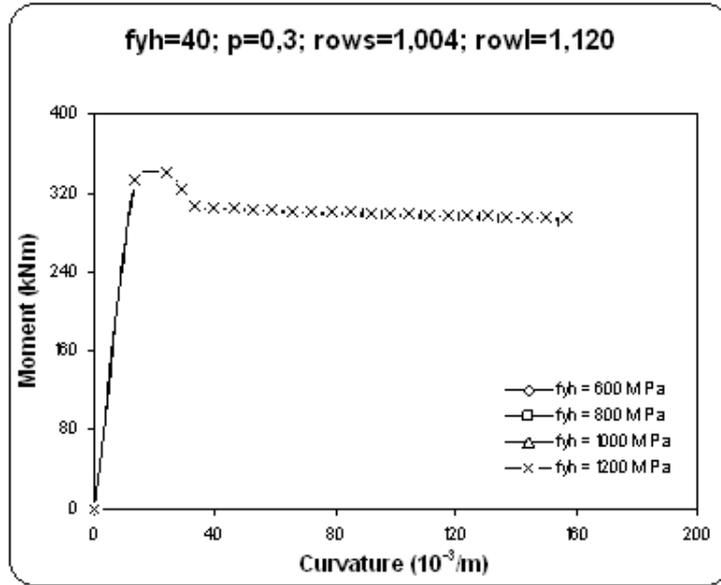


Fig 4. 4: Effet de la limite élastique des armatures transversales

4.1.4.3 Effet de la charge axiale équivalente

La figure 4.5 illustre l'effet de la charge axiale sur la relation de courbure du moment. Le niveau de charge axiale simule la charge axiale de la colonne d'étages moyens à élevés. Ce niveau est défini comme étant égal à où P est la charge axiale de compression sur les colonnes.

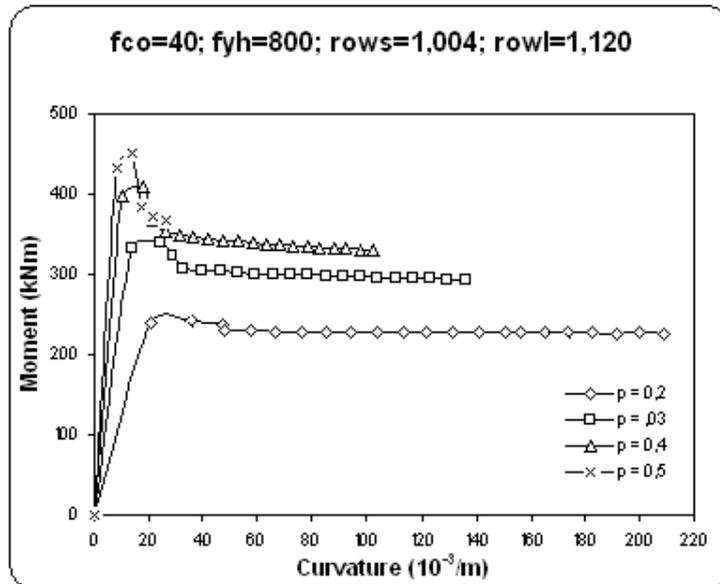


Fig 4. 5: Effet de la charge axiale équivalente.

La configuration choisie dans cette étude a été maintenue constante, ce qui est couramment utilisé dans les détails algériens. L'augmentation de la résistance à la flexion de la section avec l'augmentation de la résistance du béton est évidente. On observe également que la ductilité diminue du fait de niveaux de charge axiale plus élevés, et que le moment au-delà du point maximum se dégrade plus rapidement lorsque le niveau de charge axiale augmente.

4.1.4.4 Effet du rapport de renforcement latéral

L'effet du rapport d'acier latéral est évalué en comparant le comportement des courbes représentées sur la figure 4.6. Les parties ascendantes identiques des courbes indiquent que la quantité d'acier transversal n'influence pas le comportement de la section avant la première fissuration du béton non confiné. On peut remarquer que la ductilité augmente avec l'augmentation du taux d'acier latéral. Cependant, il est évident qu'avec des rapports volumétriques latéraux inférieurs, la pression de confinement n'est pas suffisante pour maintenir la capacité de moment de la section.

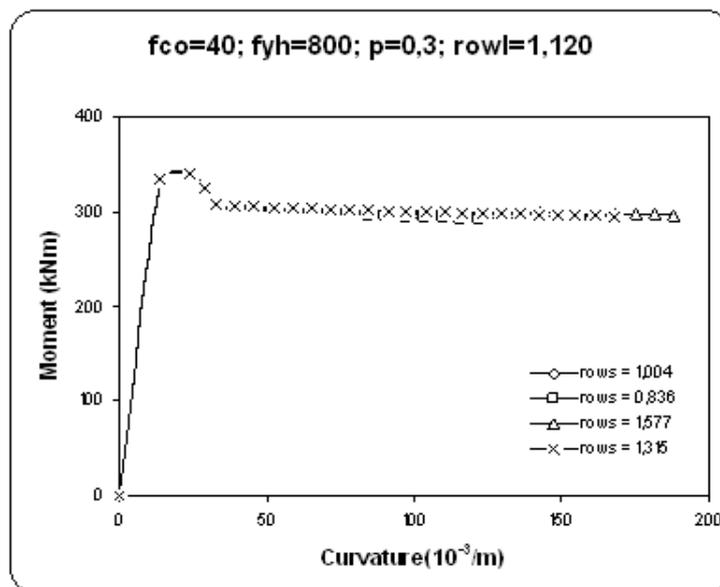


Fig 4. 6: Effet du rapport du renforcement latéral.

4.1.4.5 Effet du rapport longitudinal des aciers longitudinaux

L'augmentation de la quantité d'acier longitudinal au moment de la capacité de la section est faible, [Fig.4.7]. Cependant, une grande teneur en acier longitudinal signifie que l'on se fie moins à la capacité du béton et, par conséquent, qu'au moment où la capacité peut être mieux maintenue à des courbures élevées.

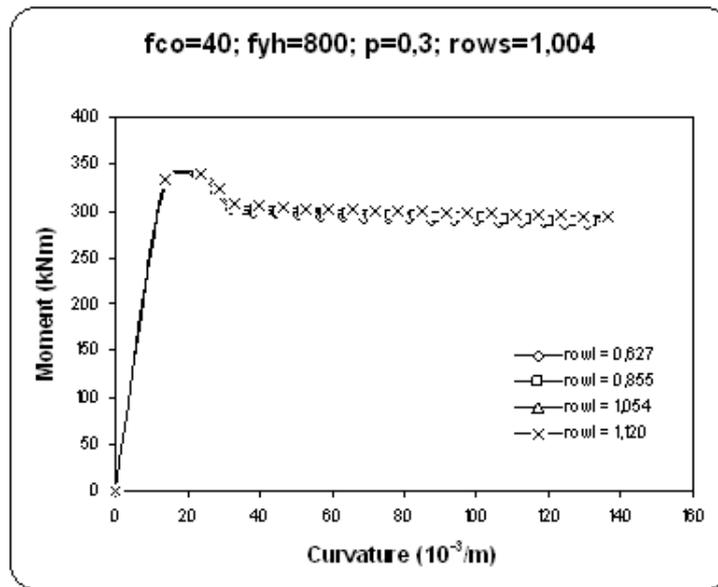


Fig 4. 7: Effet du ratio des aciers longitudinales.

4.1.5 Conclusions

Les conclusions tirées de cette analyse pour les différentes variables considérées dans l'étude sont les suivantes.

- L'effet de la résistance du béton est très perceptible. On peut noter que la ductilité est renforcée avec une plus grande résistance du béton, tandis que l'écrasement du béton apparaît plus rapidement après le moment de courbure après le pic.
- La résistance au fléchissement transversal n'a pas d'effet notable sur les courbes de courbure des moments. Seule une légère diminution de la ductilité est remarquée.
- Le niveau de charge axiale réduit la ductilité et le moment au-delà du point maximum se dégrade plus rapidement, à mesure que le niveau de charge axiale augmente.

- Le grand rapport transversal de l'acier augmente la ductilité, même si les branches ascendantes sont probablement les mêmes.
- L'augmentation du rapport longitudinal de l'acier sur le moment de la capacité de la section est faible. Cependant le moment où la capacité peut être mieux maintenue à des courbures élevées à mesure que la quantité d'acier longitudinal devient plus grande.

5. ETUDE EXPERIMENTALE

5.1 PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimental a été mené au sein du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions du Département de Génie Civil de l'Université Frères Mentouri.

Le béton autoplaçant a été choisi comme matériau de base pour tous les spécimens. Ces derniers ont pour section exclusivement circulaire avec les dimensions \varnothing 160mm x h 300mm.

87 spécimens ont été confectionnés, divisés en plusieurs groupes, en fonction de la résistance du béton, du type de confinement ainsi que de sa configuration.

Quatre types de confinement ont été étudiés :

- confinement avec cage d'armatures en acier
- confinement avec tube en PVC
- confinement avec cage d'armatures en acier et tube en PVC
- confinement avec CFRP

Les différents spécimens sont désignés en fonction de la catégorie de béton, le type de confinement et enfin du numéro du spécimen dans sa série. Par exemple le spécimen B_{1i}A₄ représente le spécimen de la catégorie de béton 1, i-ème spécimen, confiné avec une cage d'acier composée de 4 cadres. Le spécimen B_{3i}A_{8P} représente le spécimen de la catégorie de béton 3, i-ème spécimen, confiné avec un tube en PVC ainsi qu'une cage d'acier composée de 8 cadres.

La composition du béton a été réalisée avec des matériaux locaux :

- ciment CEM II/42.5, GICA Hama Bouziane,
- fillers calcaires UF20, carrière géante ENG El Haria,
- granulats (sable et gravillon) de la carrière d'Ain Smara

Un adjuvant de type super-plastifiant de la gamme SIKA (Sikaplast® BV 40⁺) a été injecté dans les différentes gâchées confectionnées selon la résistance recherchée.

Des spécimens ont été confinés avec un polymère renforcé de fibre de carbone CFRP selon deux directions.

Les spécimens ont été testés en compression axiale sur une machine de compression de marque CONTROLS (NF-EN 12390-1), sur laquelle un dispositif de collecte des déformations a été ajouté, avec pour but d'obtenir les courbes Contraintes – Déformations.

Tableau 5.1 : Programme expérimental

CAMPAGNE EXPERIMENTALE					
Béton	Hauteur	Diamètre	Confinement	Symbole	Quantité
B ₁	300mm	Ø160	Béton	B _{1i}	3
			Acier	B _{1i} A ₂	3
				B _{1i} A ₄	3
				B _{1i} A ₆	3
				B _{1i} A ₈	3
			PVC	B _{1i} P	3
			Acier+PVC	B _{1i} A ₄ P	3
				B _{1i} A ₈ P	3
			FRP	B _{1i} FRP	3
			B ₂	300mm	Ø160
Acier	B _{2i} A ₂	3			
	B _{2i} A ₄	3			
	B _{2i} A ₆	3			
	B _{2i} A ₈	3			
PVC	B _{2i} P	3			
Acier+PVC	B _{2i} A ₄ P	3			
	B _{2i} A ₈ P	3			
FRP	B _{2i} FRP	3			
B ₃	300mm	Ø160			
			Acier	B _{3i} A ₂	3
				B _{3i} A ₄	3
				B _{3i} A ₆	3
				B _{3i} A ₈	3
			PVC	B _{3i} P	3
			Acier+PVC	B _{3i} A ₄ P	3
				B _{3i} A ₈ P	3
			FRP	B _{3i} FRP	3

5.2 MATERIAUX DE BASE

5.2.1 Granulats

Les normes NF P18-101 et NF P18-541 définissent les caractéristiques des granulats, pouvant être utilisés pour la confection des bétons. Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiments et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage, il est nécessaire d'en établir les caractéristiques par différents essais fournis par le laboratoire.

5.2.1.1 Caractéristique géométrique

a. Analyses granulométrique

A partir de l'analyse réalisée et des résultats des passants cumulés obtenus, les courbes granulométriques correspondantes sont tracées.

Tableau 5.2 : Résultats de l'analyse granulométrique des gravions 8/15mm.

Ouverture de tamis [mm]	Masse de refus cumulé [g]	Masse de refus cumulé [%]	Masse de tamisât cumulé [%]
16	35	1.75	98.25
12.5	214	10.7	89.25
10	823	41.5	58.85
8	1306	65.3	34.7
6.3	1790	89.5	10.5
5	1898	94.9	5.1

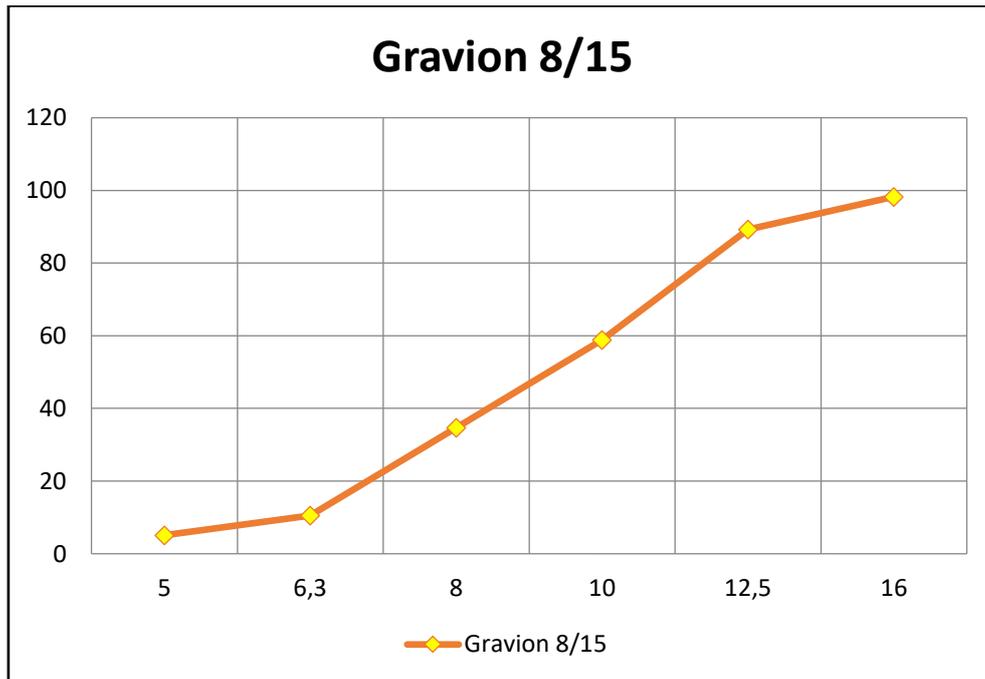


Fig 5. 1: Courbe granulométrique du gravion 8/15.

Tableau 5.3 : Diagramme d'analyse granulométrique sable 0/4.

Ouvertures des tamis [mm]	Masse de tamisât cumulé [%]
0.08	0.33
0.16	3.83
0.25	8
0.315	10.53
0.4	17.63
0.63	21.80
1	24.42
1.25	49.63
2.5	77.464
4	91.775
5	100

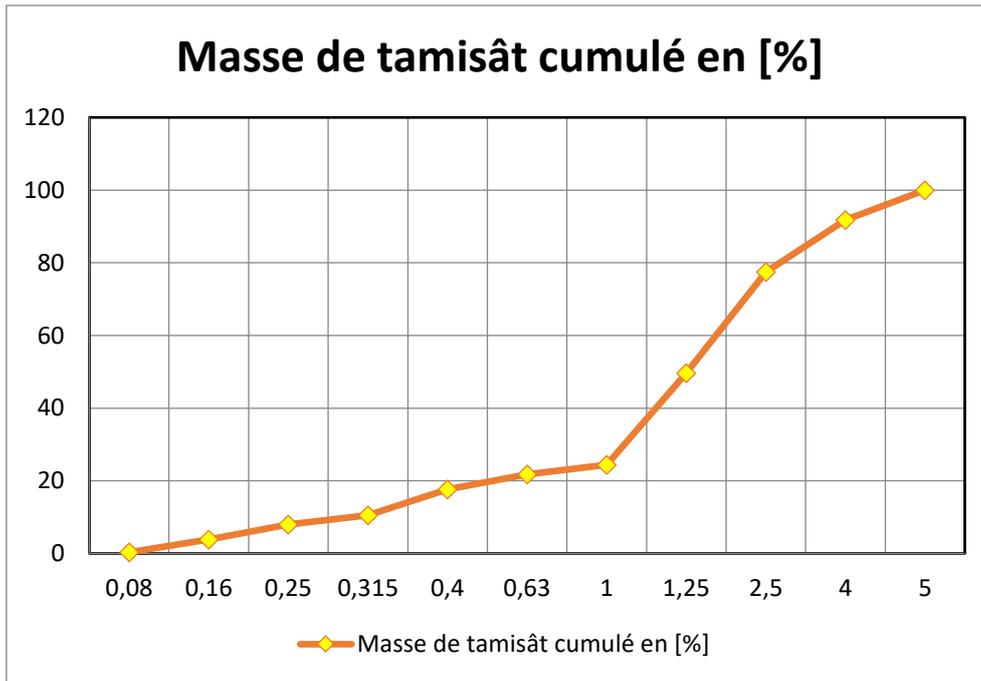


Fig 5. 2: Courbe granulométrique du sable 0/4.

5.2.2 Ciment

Le ciment CPJ-CEM II/A 42,5 est un ciment Portland composé obtenu par le mélange finement broyé de clinker et d'ajouts.

Du sulfate de calcium est ajouté sous forme de gypse en tant que régulateur de prise. Ce ciment est constitué au moins de 80 % de clinker, plus 15 % d'ajouts normalisés et plus 5 % de gypse.

Ce ciment qui répond aux exigences de la norme NA 442- 2000, est utilisé pour les travaux en béton, armé ou non armé, préfabriqué ou précontraint, les bétons prêts à l'emploi, les produits dérivés du ciment et les mortiers pour chapes et crépis. Ce ciment provient de la cimenterie de Hama Bouziane, Constantine.

La masse volumique absolue est de 3100 kg/m³ et sa surface spécifique de 3891 cm²/g. Les principales caractéristiques physiques et mécaniques, la composition chimique et la composition minéralogique du ciment sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau 5.4 : Composition chimique du clinker.

SiO2	Al2O3	Fe2O3	CaO	MgO	SO3	Na2O	K2O	Chlorures	CaO libre	Résidus insoluble	PAF
27,83	6,21	3,12	57,22	0,94	2,02	/	/	00,00	0,88	2,28	2,41

Tableau 5.5 : Composition minéralogique du clinker.

Elément	Abréviation	Teneur	Les fourchettes de spécification
Silicate tricalcique	C3S	56.60	45<C3S<79.7
Silicate bicalcique	C2S	22.98	5.7<C2S<29.8
Aluminate tricalcique	C3A	9.87	1.1C3A<14.9
Aluminoferrite tétracalcique	C4AF	8.25	2.0<C4AF<16.5

Tableau 5.6 : Propriétés physiques du ciment.

Temps de prise		Expansion le Chatelier		Surface spécifique (Blaine)	Consistance normale
Début	Fin	A chaud	A froid		
2h 50min	4h 06min	2.9	1.65	3891	26.91

Tableau 5.7 : Résistance mécanique du ciment.

Essai	Age		
	2jours	7jours	28jours
Compression [bars]	143.2	266.4	433.1
Flexion [bars]	35.7	58.3	77.9

5.2.3 Filler calcaire

On a utilisé des fillers calcaires, provenant de l'ENG d'El Khroub, commercialisés UF10, dont les principales caractéristiques sont tirées des fiches techniques élaborées au niveau de l'Entreprise Nationale des Granulats (ENG). Les différentes caractéristiques sont présentées dans les tableaux suivants.

Tableau 5.8 : Composition chimique des fillers calcaires.

Composant	CaO	Fe ₂ O ₃	MgO	AL ₂ O ₃	CaCO ₃	S ₄ O ₃	Na ₂ O	K ₂ O	PAF
Teneur en [%]	55,88	0,01	0,14	0,01	99	0,01	0,01	0,01	43,9

Tableau 5.9 : Caractéristiques physiques des fillers.

Filler	Poids spécifique	Densité apparente	Blancheur	Prise d'huile	Humidité
UF 10	2,7kg/l	1,23	92	18	0,1

Pour la morphologie des fillers calcaires utilisés, 98% des grains présentent un diamètre inférieur à 19 μ , et 26% un diamètre inférieur à 10 μ .

5.2.4 L'adjuvant super plastifiant (Sikaplast® BV 40⁺)

a. Présentation

Sikaplast® BV 40⁺ est un plastifiant réducteur d'eau pour haute résistance mécanique non chloré et prêt à l'emploi, à base de poly-carboxylates modifiés.

b. Caractéristiques générales

- Haute réduction d'eau.
- Maintien prolongée de la rhéologie.
- Robustesse vis-à-vis de la ségrégation.

Bel aspect de parement au décoffrage.

Tableau 5.10 : Propriétés de super plastifiant

Caractéristiques	Couleur	Forme	Densité	PH	Teneur en chlore	Dosage
Résultats	Marron	Liquide	1.04 ± 0.015	4.7 ± 1	-	0.3% à 1%

5.2.5 Eau de gâchage

L'eau utilisée pour le gâchage est celle du robinet.

On a soumis un échantillon de cette eau à une analyse chimique [Tableau 5.11]. Les résultats obtenus répondent aux prescriptions de la norme NF P 18-303 relative à la concentration en matières en suspension et sels dissous.

Tableau 5.11 : Résultats de l'analyse chimique effectuée sur l'eau utilisée.

Concentration en matières et sel dissout dans l'eau (mg/l)		
Echantillons	Concentrations	Norme de spécification NFP 18-303
Matière de suspension	Trace	/
Sels dissous	1470	/
Sulfates (SO ₄ -2)	413,56	L _s = 2000
Chlorures (Cl -)	298,2	/
Calcium (Ca)+2	36	/
PH	7.9	L _i = 4
Magnésium (Mg+2)	60	/
Bicarbonates (HCO ₃ -)	27	/
Carbonates	3,5	/

5.2.5.1 Les armatures

a. Armatures longitudinales

De l'acier à haute adhérence de diamètre $\text{Ø}8\text{mm}$ a été utilisé comme armatures longitudinales, avec pour limite élastique $2400\text{kg}/\text{cm}^2$.



Photo 5. 1 : Barres longitudinales $\text{Ø}8\text{mm}$.

b. Armatures transversales

Pour les armatures transversales, des cadres en acier lisse de diamètre $\text{Ø}3\text{mm}$ ayant la même limite élastique que celle des aciers longitudinaux.

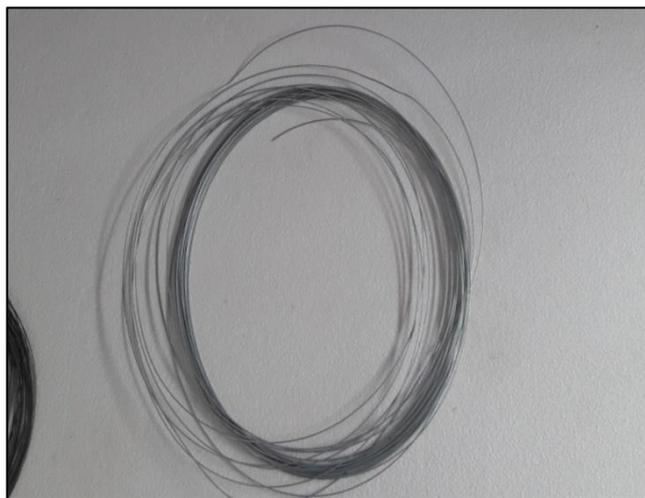


Photo 5. 2 : Armatures transversales

5.3 PLANNING EXPERIMENTAL

5.3.1 Bétons

Trois types de béton autoplaçant ont été utilisés (B₁, B₂ et B₃), chacun avec sa propre formulation, mais avec la même quantité d'eau, de granulats et super-plastifiant. Les variables sont la quantité de filler et de ciment.

Les trois bétons autoplaçants ont été formulés par l'approche japonaise.

Tableau 5.12 : Formulation

Pour 1 m ³ de BAP	Ciment [kg]	Filler [kg]	Super plastifiant [kg]	Eau [kg]	Sable [kg]	Gravions [kg]
Béton 1	450	80	7.2	206	738	738
Béton 2	350	150	7.2	206	738	738
Béton 3	250	250	7.2	206	738	738

5.3.1.1 Caractéristiques des bétons

a. Essai sur béton frais

Le béton frais a été testé pour son étalement à l'aide du cône d'Abrams.



Photo 5.3 : Essai au cône d'Abrams.

Tableau 5.13 : Résultats de l'essai d'étalement

Béton	Diamètre de l'étalement [mm]
B ₁	750
B ₂	760
B ₃	765

b. Essai sur béton durci

La caractérisation du béton se fait par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques 16x32cm pour avoir la résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours.

Cet essai a été réalisé sur la presse CONTROLS avec un asservissement constant croissant à la vitesse de 0.5 KN/s \pm 10% jusqu'à la rupture.



Photo 5. 4 : Presse d'essai (CONTROLS).

Les faces d'appui des éprouvettes sont rectifiées au lapidaire, afin d'obtenir une planéité de la surface et éviter la dissymétrie lors de l'essai de compression. Les éprouvettes sont placées verticalement et leurs faces sont en contact direct avec les plateaux de la presse. La résistance à la compression est exprimée à 0,5N/mm² d'intervalle de chargement, par la relation suivante :

$$F_c = \frac{f_{max}}{A_c}$$

avec :

f_{max} : charge maximale appliquée.

A_c : section de l'éprouvette en [mm²].

F_c : force de compression.

Tableau 5.14 : Résultats de l'essai de compression à 7jours.

Type de béton	Eprouvette	Résistance [MPa]	Masse [kg]	Charge [kN]	Photos
Béton 1	1	26.43	14.64	531.41	
	2	28.42	14.58	580.45	
Béton 2	1	28.73	14.72	627.90	
	2	27.77	14.85	601.30	
Béton 3	1	19.20	14.61	386.20	
	2	15.88	14.84	319.37	

Tableau 5.15 : Résultats de l'essai de compression à 28jours.

Type de béton	Eprouvette	Résistance	Charge [kN]
Béton 1	1	36.20	743.20
	2	29.98	596.70
Béton 2	1	29.97	601.10
	2	30.29	599.50
Béton 3	1	28.75	607.30
	2	30.92	617.90

5.3.2 Spécimens

5.3.2.1 Caractéristiques

Plusieurs spécimens ont été confectionnés.

- Spécimens sans aucun confinement
- Spécimens avec confinement en acier composé de :
 - o 2 cerces
 - o 4 cerces
 - o 6 cerces
 - o 8 cerces

- Spécimens avec confinement extérieur en tube en PVC
- Spécimens avec confinement extérieur en tube en PVC et confinement intérieur en acier composé de :
 - 4 cerces
 - 8 cerces
- Spécimens avec confinement en PRFC.

Le coffrage de tous les spécimens a été réalisé à l'aide de tubes en PVC.

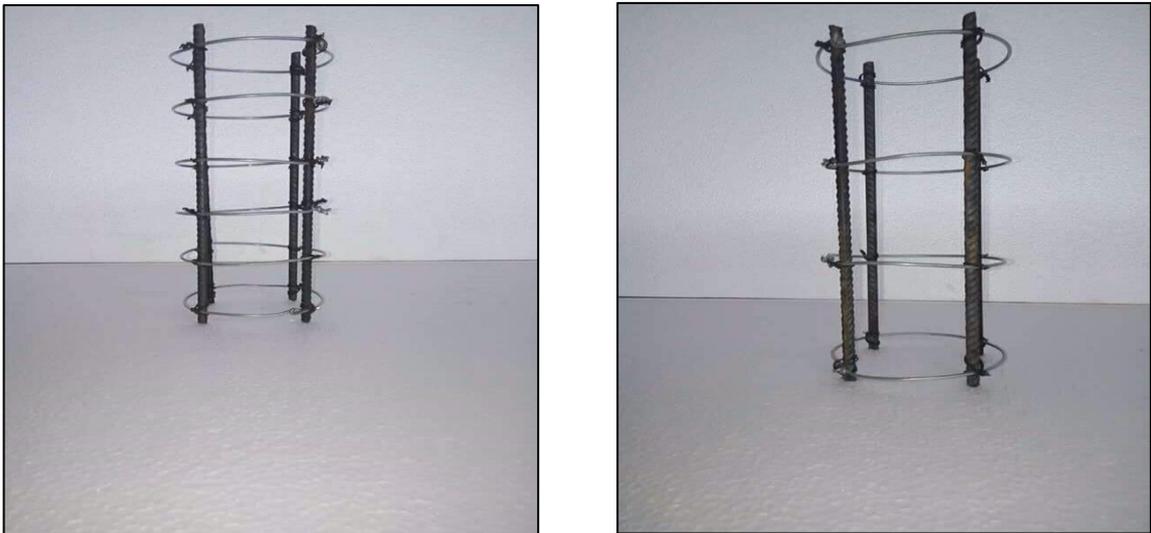


Photo 5. 5 : Types de cages de confinement.



Photo 5. 6 : Tubes en PVC pour coffrage et/ou confinement.

5.3.2.2 Formulation des bétons

La formulation des bétons pour les quantités de matériaux nécessaires pour une gâchée de 60 litres est reportée sur le tableau 5.16.

Tableau 5.16 : Formulations

Pour gâché de 60L de BAP	Ciment [kg]	Filler [kg]	Super plastifiant [kg]	Eau [kg]	Sable [kg]	Gravions [kg]
Béton 1	27	4.8	0.432	12.36	44.28	44.28
Béton 2	21	9	0.432	12.36	44.28	44.28
Béton 3	15	15	0.432	12.36	44.28	44.28



Photo 5.7 : Confection des spécimens : ferrailage, coffrage et coulage des spécimens

5.3.2.3 Cure

Le décoffrage des éprouvettes témoins ainsi que des spécimens a été effectué 24 heures après leur confection. Leur cure a duré 24 autres heures sous tissu en plastique puis à l'air libre ambiant jusqu'à l'essai, i.e. à 7 et à 28 jours.



Photo 5. 8 : Conservation à l'air ambiant du laboratoire.

5.3.2.4 Spécimens confinés avec PRFC

a. Tissu de fibre

Un tissu de polymère renforcé avec des fibres de carbone unidirectionnelles de type PRFC a été utilisé pour ce type de confinement.



Photo 5. 9 : Tissus PFCR et résine époxy de collage

b. Résine époxy

La résine d'imprégnation utilisée est la Sikadur®-31_{CF}. C'est une résine époxy sans solvant à deux composants : résine et durcisseur. Les proportions en poids du mélange fournies par le fabricant sont 4 et 1 respectivement pour la résine et le durcisseur. Ses caractéristiques sont :

- Résistance à la compression : 50-70 MPa (à 2 jours + 20°C)
- Résistance à la traction : 15-20 MPa (à 7 jours + 23°C)
- Poids moléculaire moyen ≤ 700 .
- Température ambiante du produit et du support : min. +5 °C.
- Température d'emploi.
- Épaisseur : 3cm max. par passe.
- Durée pratique d'utilisation : 40 min +20°C

La face intérieure du tissu PRFC a été enduite de résine puis collé à la face latérale de chaque spécimen par roulage en deux couches. Les spécimens ont été conservés 72 heures pour séchage en milieu ambiant du laboratoire.



Photo 5. 10 : Spécimens confinés avec PRFC

5.3.2.5 Lissage des éprouvettes

L'opération de lissage a été faite pour maintenir la charge répartie sur toute la section et éviter un chargement excentré pendant l'essai.

5.4 RUPTURE DES SPECIMENS

Tous les spécimens ont été testés à la compression uniaxiale, avec un chargement statique progressif à une vitesse de 0.5MPa/s jusqu'à la rupture.



Photo 5. 11 : Spécimen B₁₁



Photo 5. 12 : Spécimen B_{1A22}



Photo 5. 14 : Spécimen B_{1A41}.



Photo 5. 13 : Spécimen B_{2A61}.



Photo 5. 16 : Spécimen B_{1A4P}



Photo 5. 15 : Spécimen B_{1A81}



Photo 5. 18 : Spécimen B₁P₁

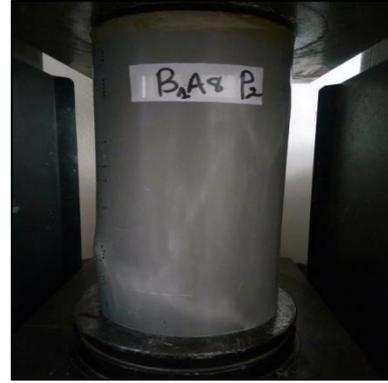


Photo 5. 17 : Spécimen B₁A₈P₂.



Photo 5. 19 : Spécimen B₂P₁.



Photo 5. 20 : Spécimen B₂₁.



Photo 5. 22 : Spécimen B₂A₂₁.



Photo 5. 21 : Spécimen B₂A₄₁.



Photo 5. 23 : Spécimen B₂A₆₁



Photo 5. 24 : Spécimen B₂A₈₂.



Photo 5. 26 : Spécimen B₂A₄P₁



Photo 5. 25 : Spécimen B₂A₈P₁



Photo 5. 28 : Spécimen B₂F₁.



Photo 5. 27 : Spécimen B₁F₂.

- ✓ Le mode de rupture du PVC remplis de béton se manifeste par l'apparition des déformations convexes, gonflement vers l'extérieur, et par l'écrasement du béton.

5.5 RESULTATS ET DISCUSSIONS

Les Figures 5.3 à 5.20 représentent l'ensemble des résultats des essais des spécimens à l'âge de 28 jours.

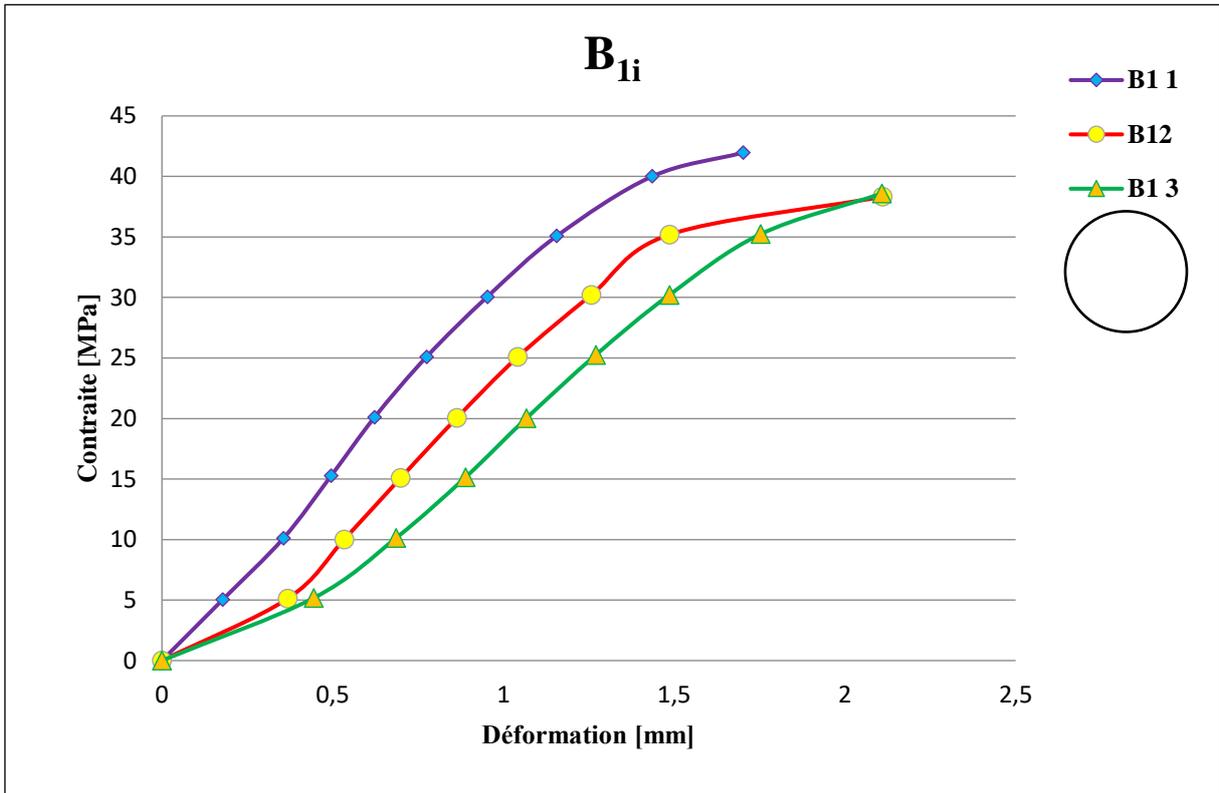


Fig 5. 3: Relation contrainte-déformation (B₁).

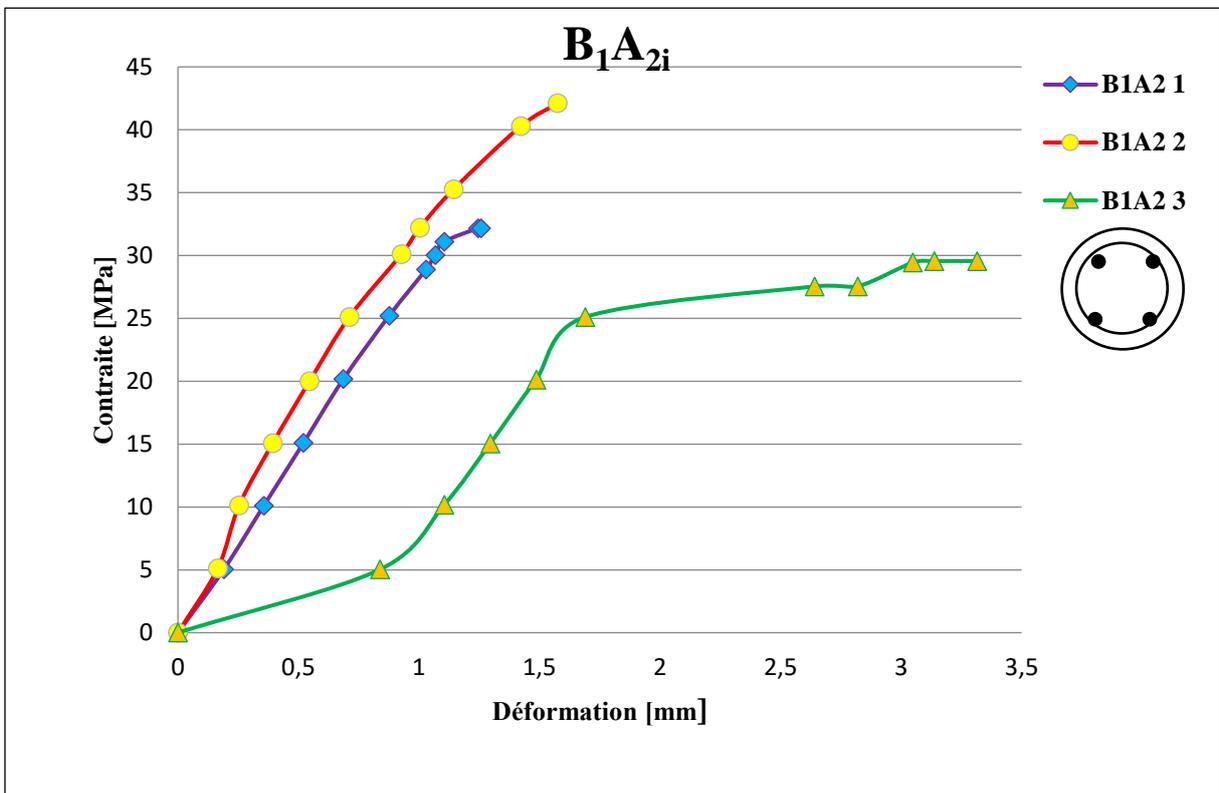


Fig 5. 4: Relation contrainte-déformation (B_{1A2}).

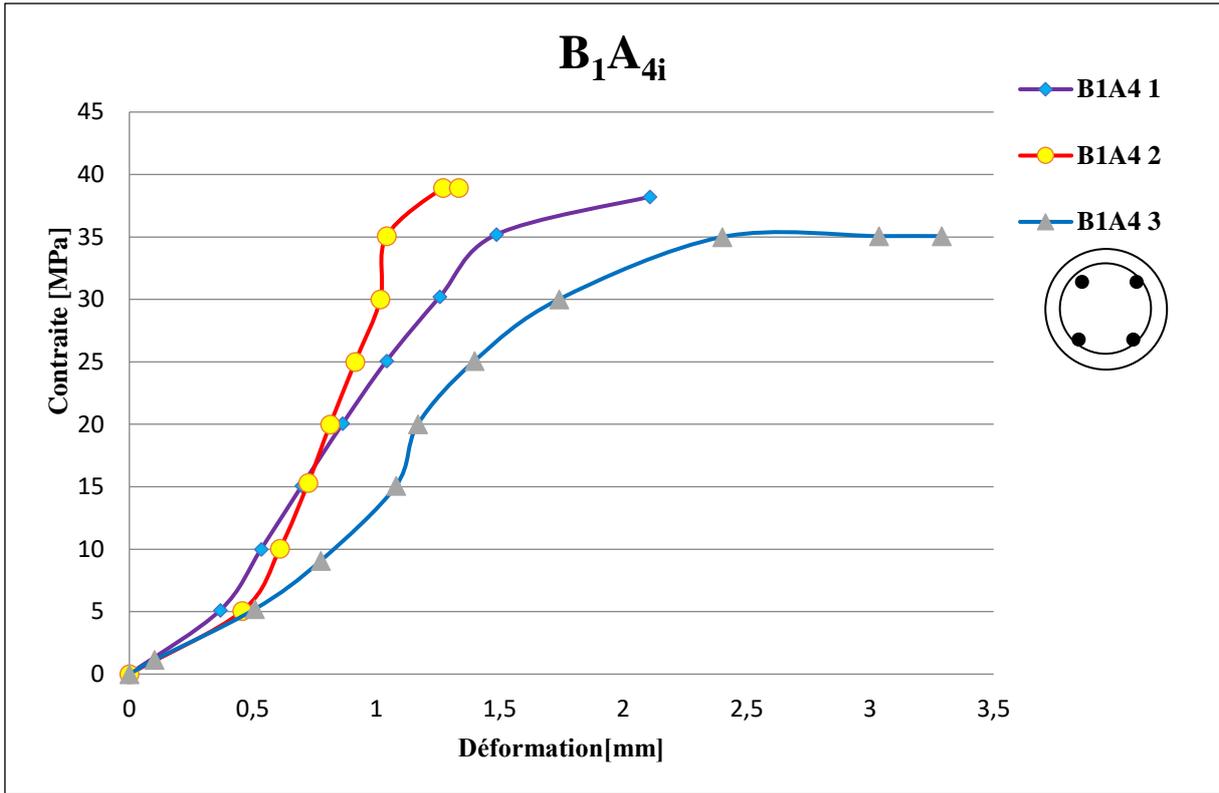


Fig 5. 5: Relation contrainte-déformation (B₁A₄).

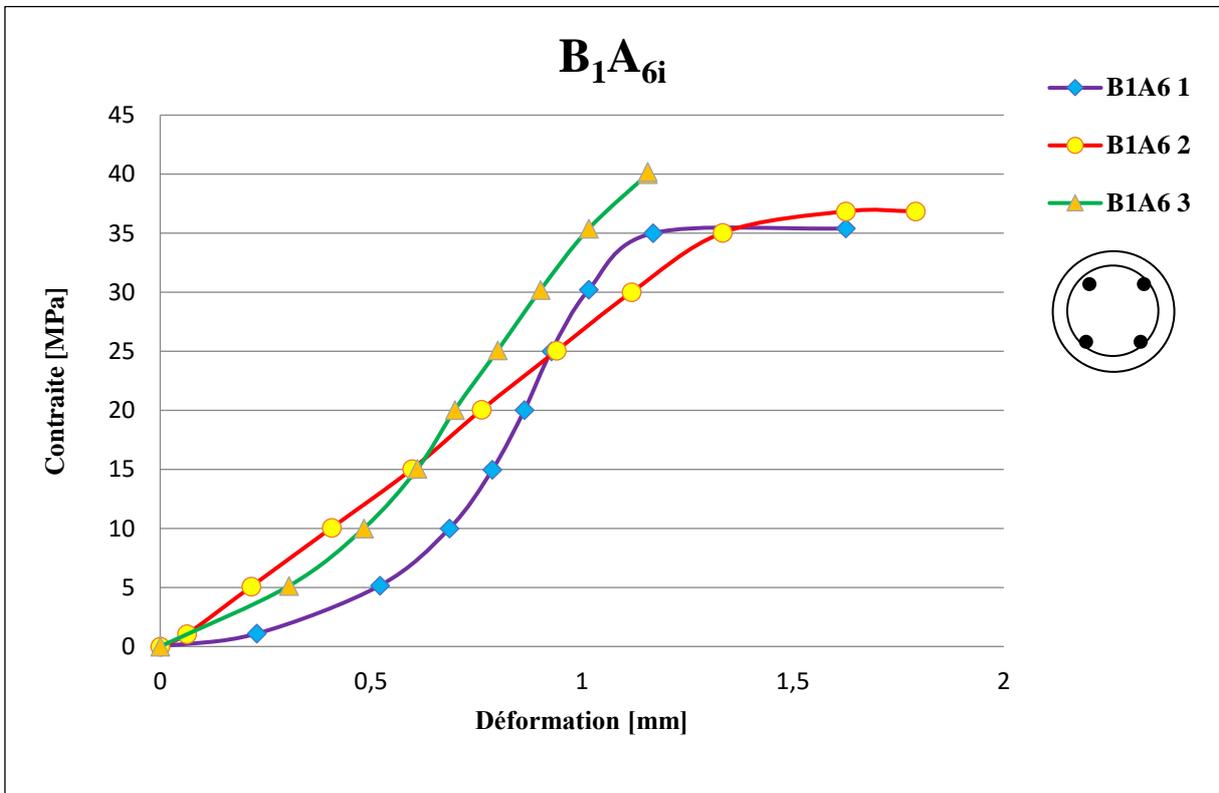


Fig 5. 6: Relation contrainte-déformation (B₁A₆).

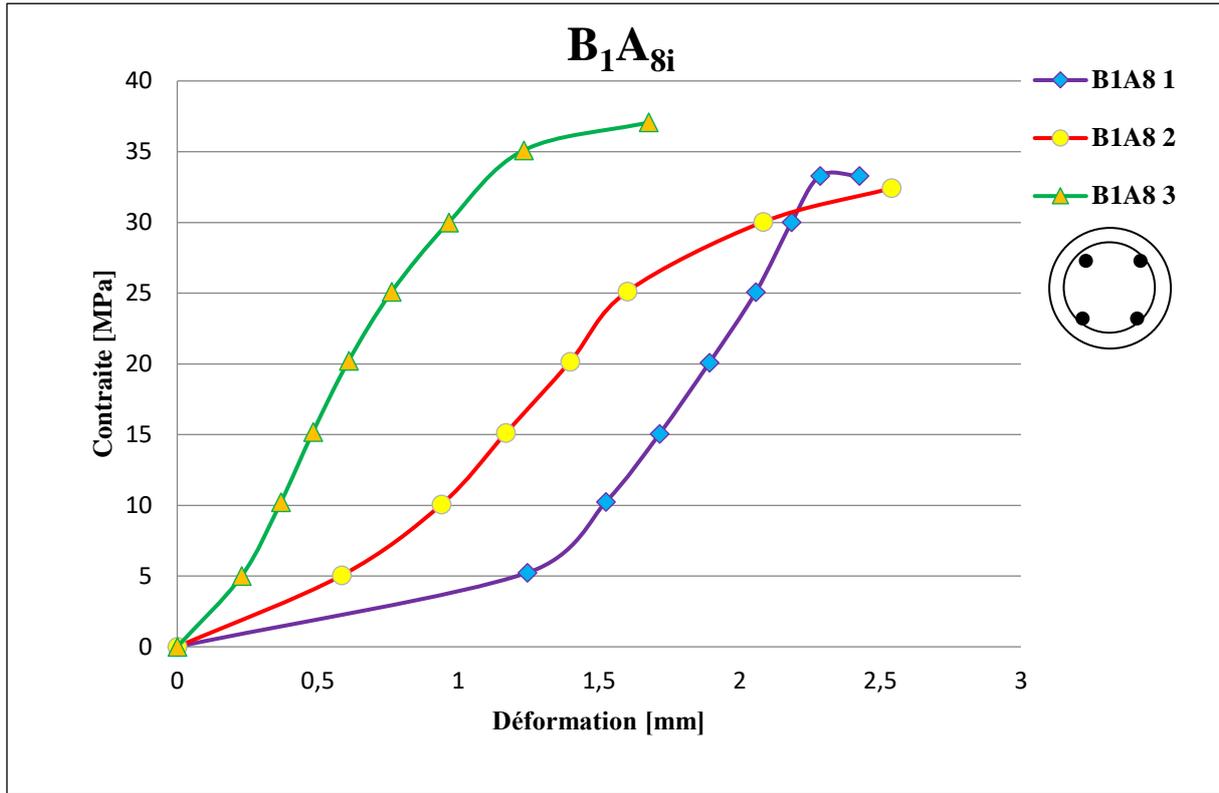


Fig 5. 7: Relation contrainte-déformation (B₁A₈).

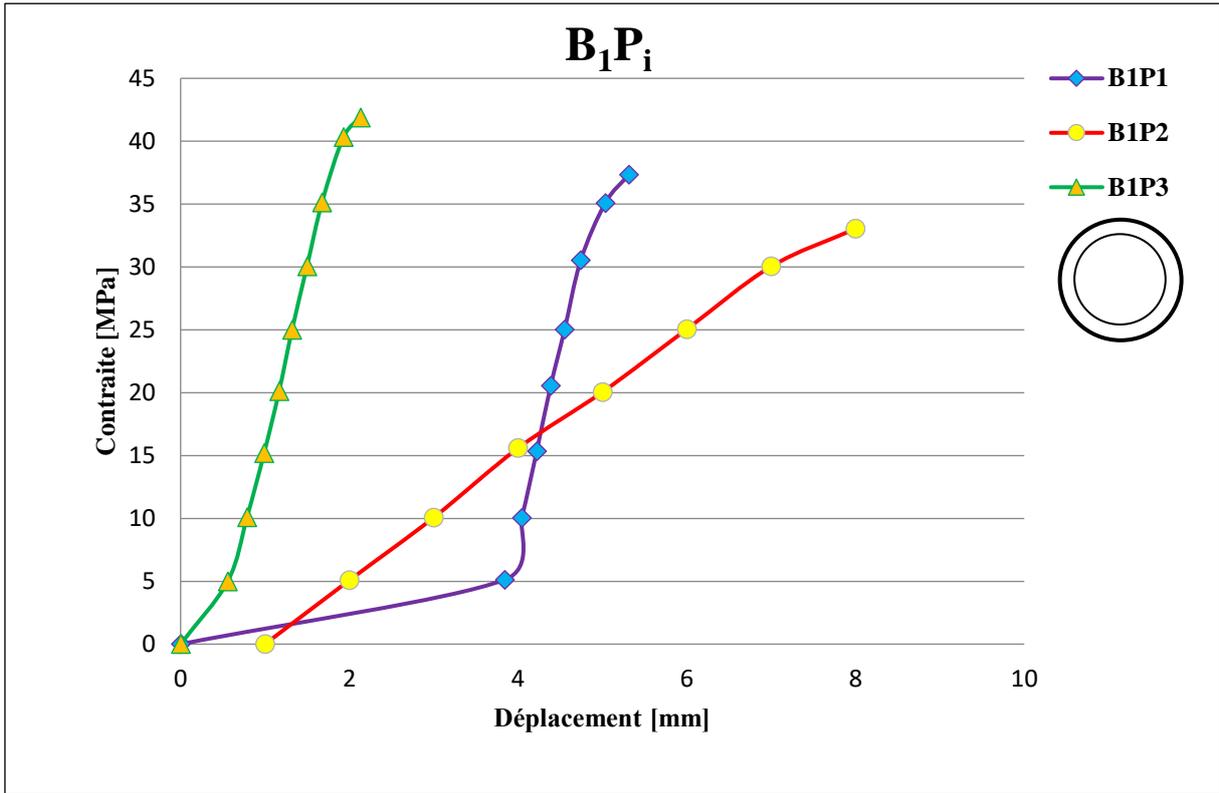


Fig 5. 8: Relation contrainte-déformation (B₁P).

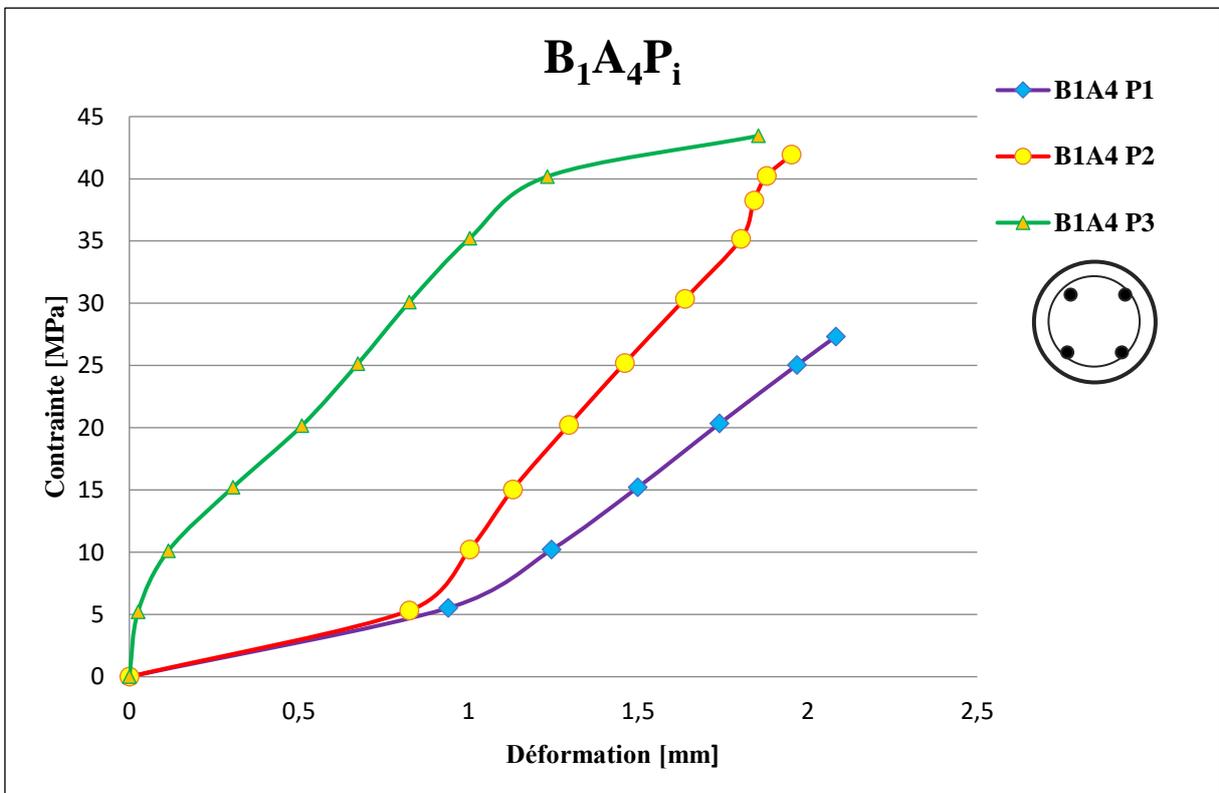


Fig 5. 9: Relation contrainte-déformation (B₁A₄P).

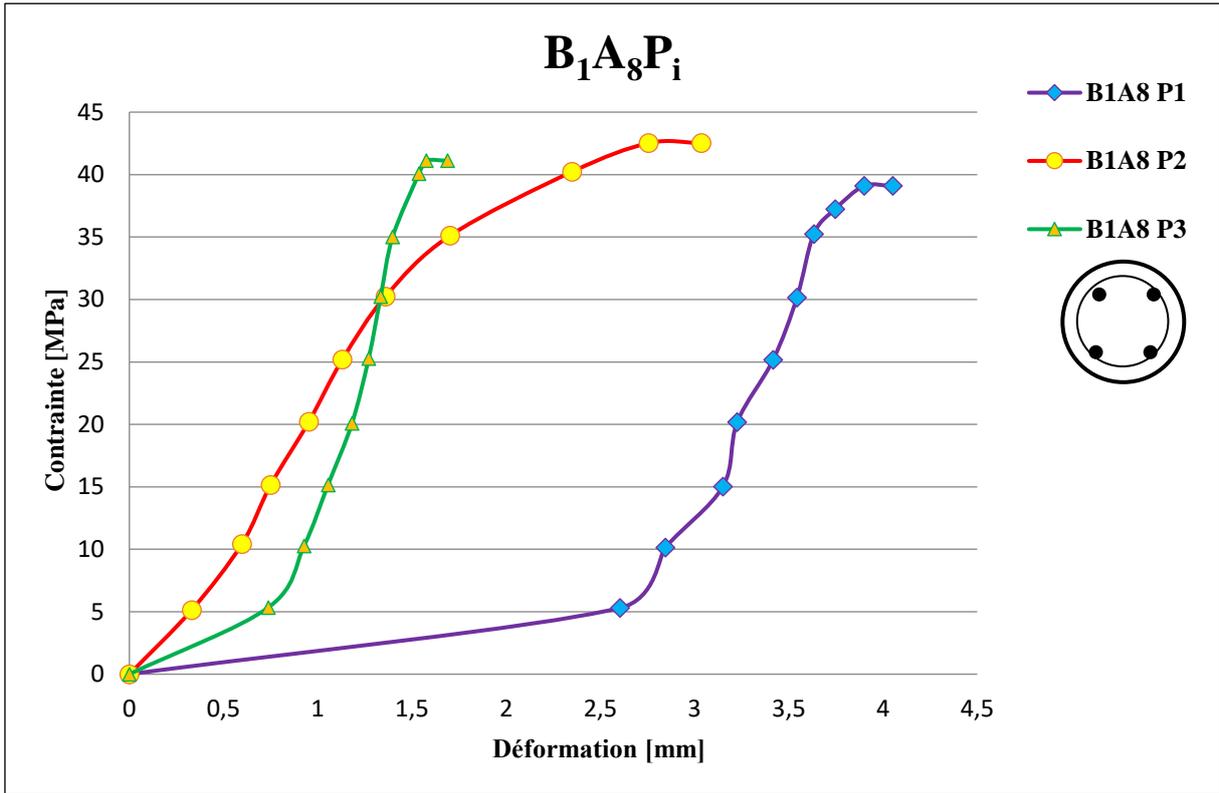


Fig 5. 10: Relation contrainte-déformation (B₁A₈P).

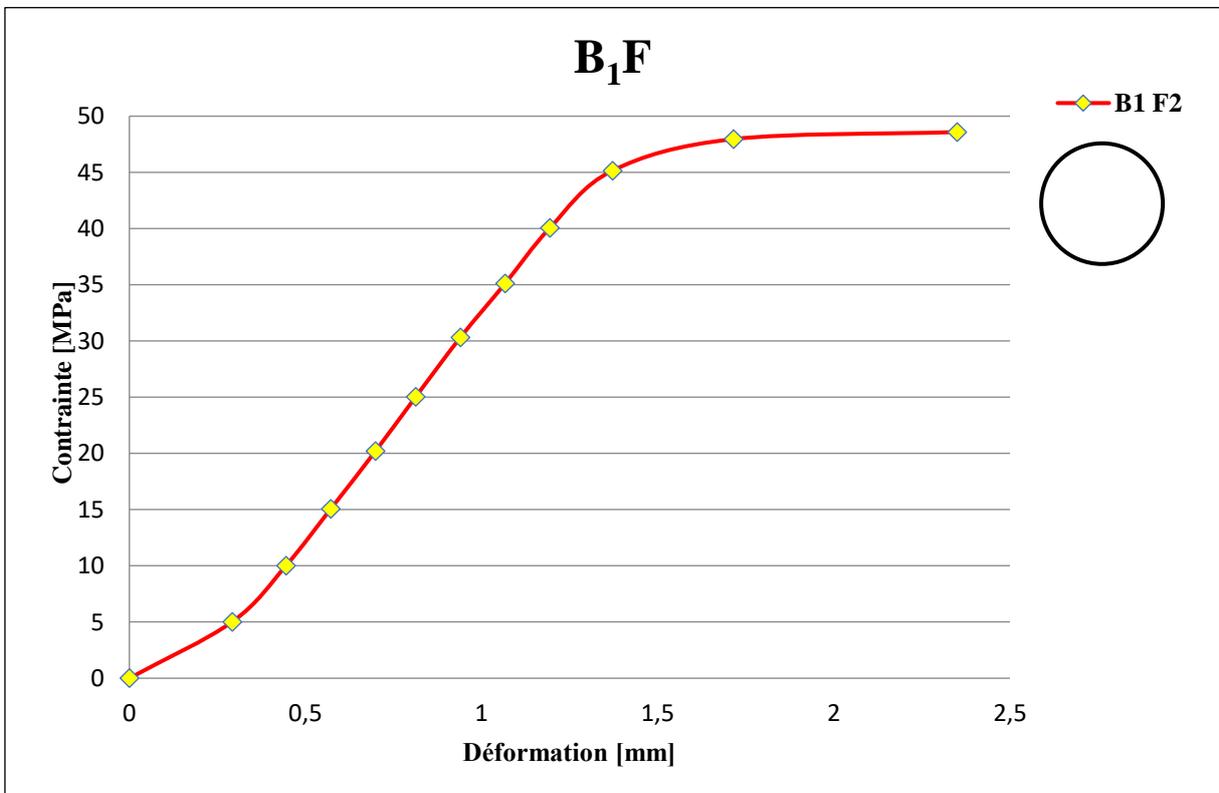


Fig 5. 11: Relation contrainte-déformation (B₁F).

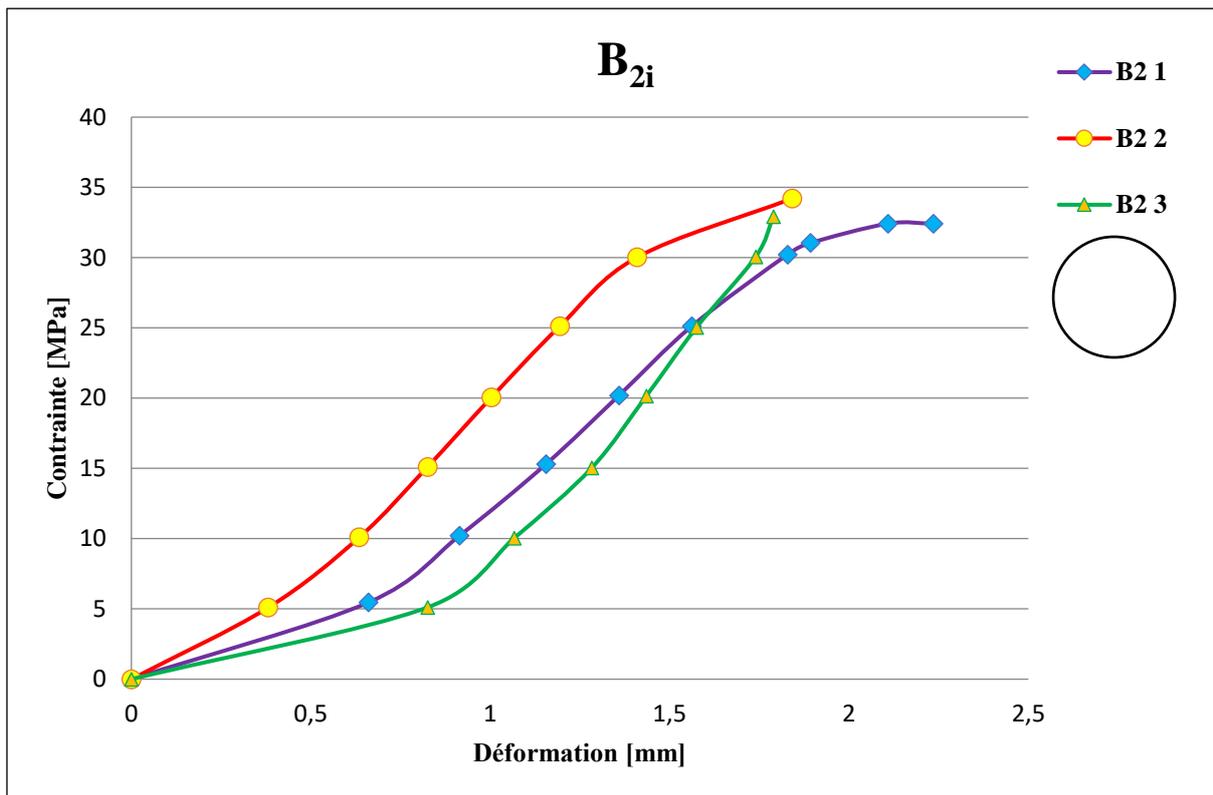


Fig 5. 12 : Relation contrainte-déformation (B₂).

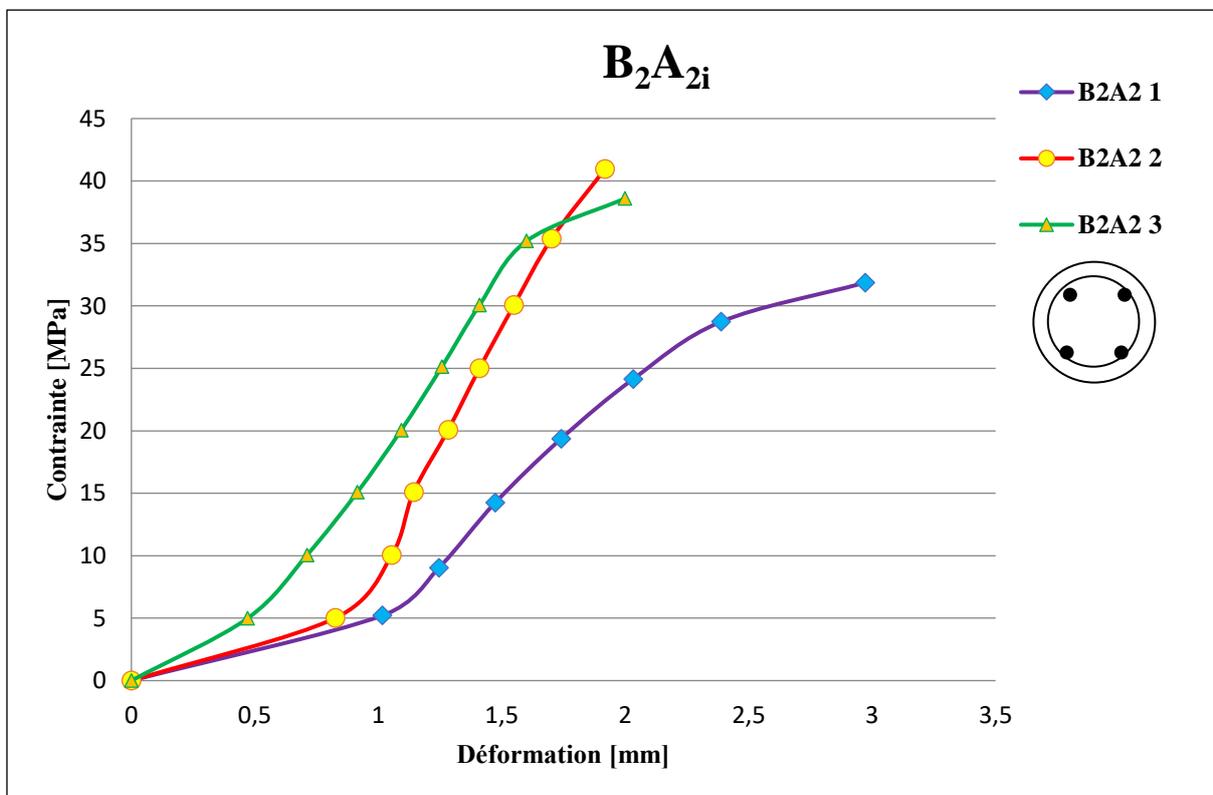


Fig 5. 13: Relation contrainte-déformation (B_{2A2}).

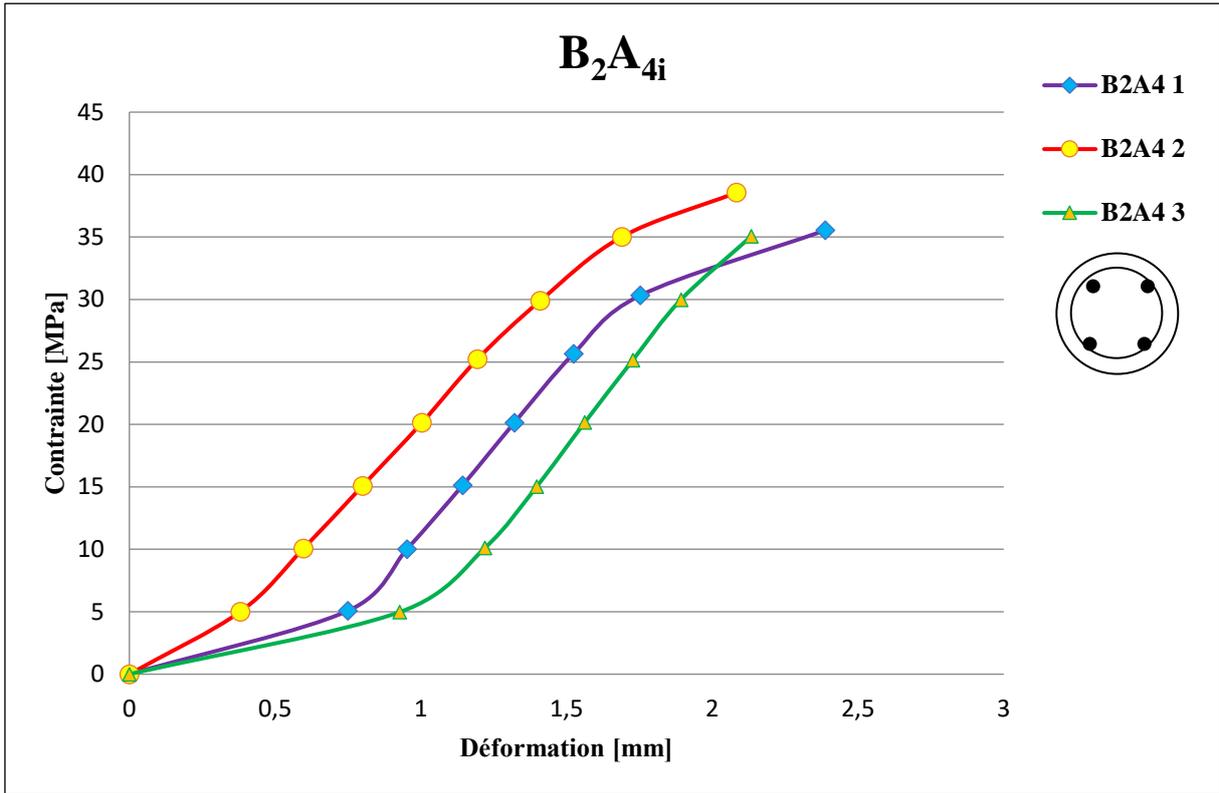


Fig 5. 14 : Relation contrainte-déformation (B₂A₄).

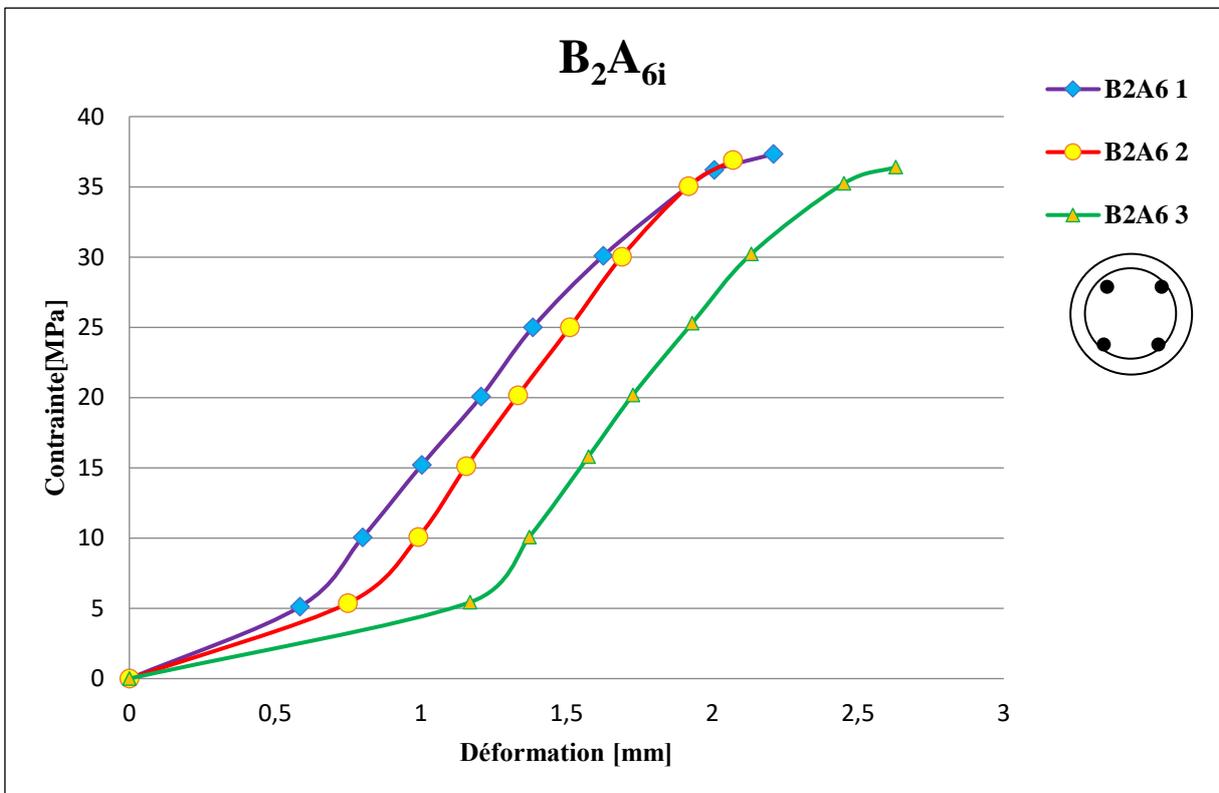


Fig 5. 15 : Relation contrainte-déformation (B₂A₆).

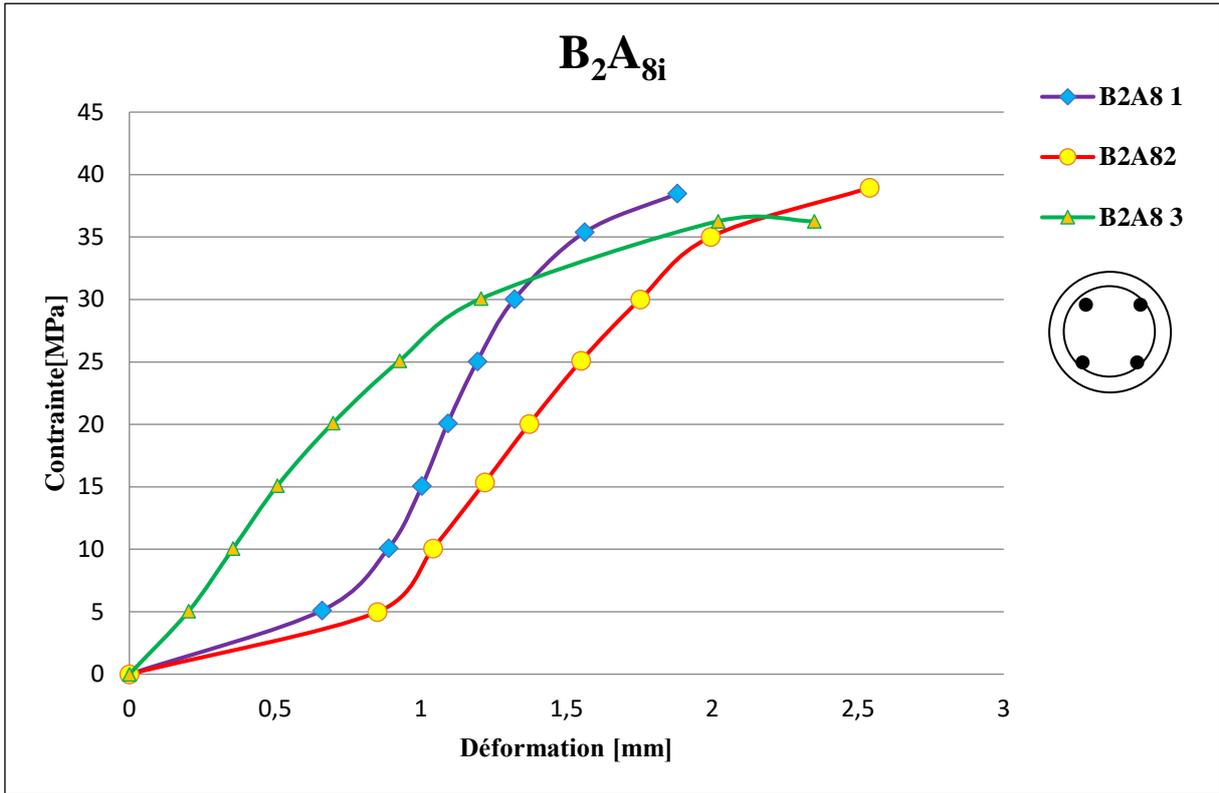


Fig 5. 16 : Relation contrainte-déformation (B₂A₈).

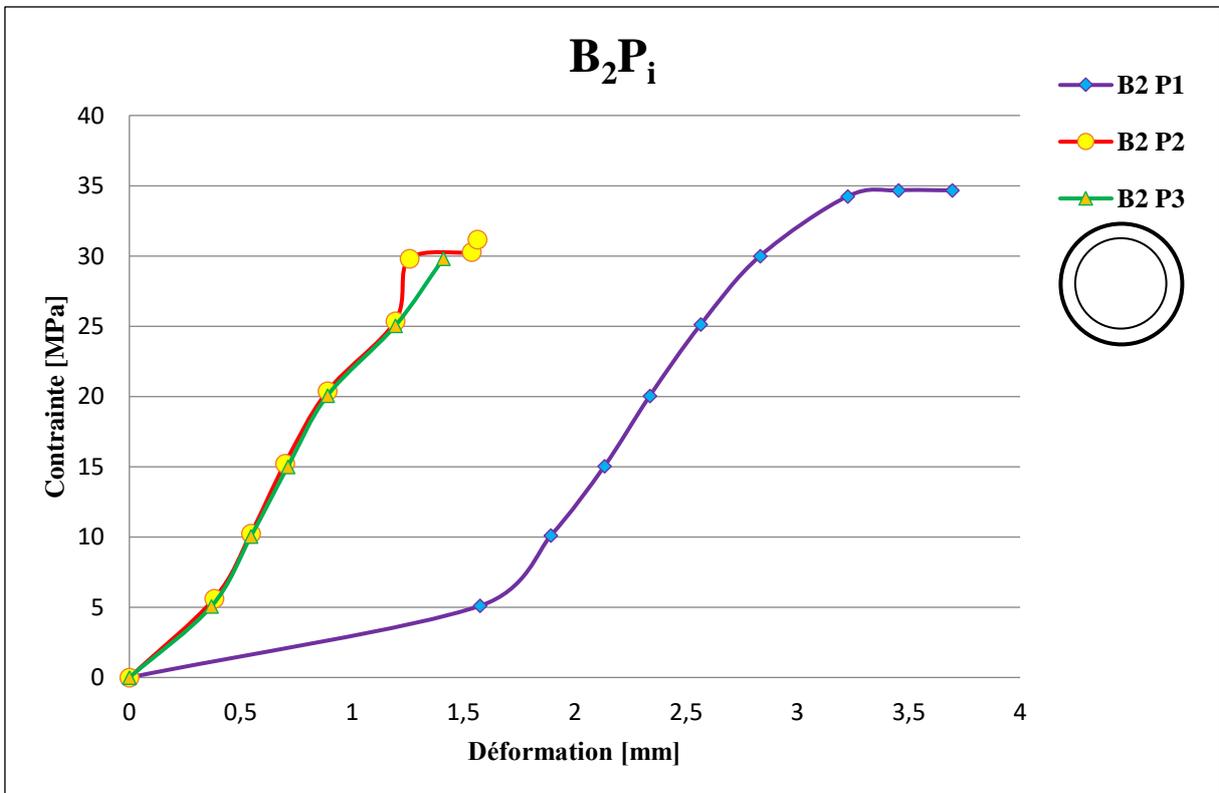


Fig 5. 17: Relation contrainte-déformation (B₂P).

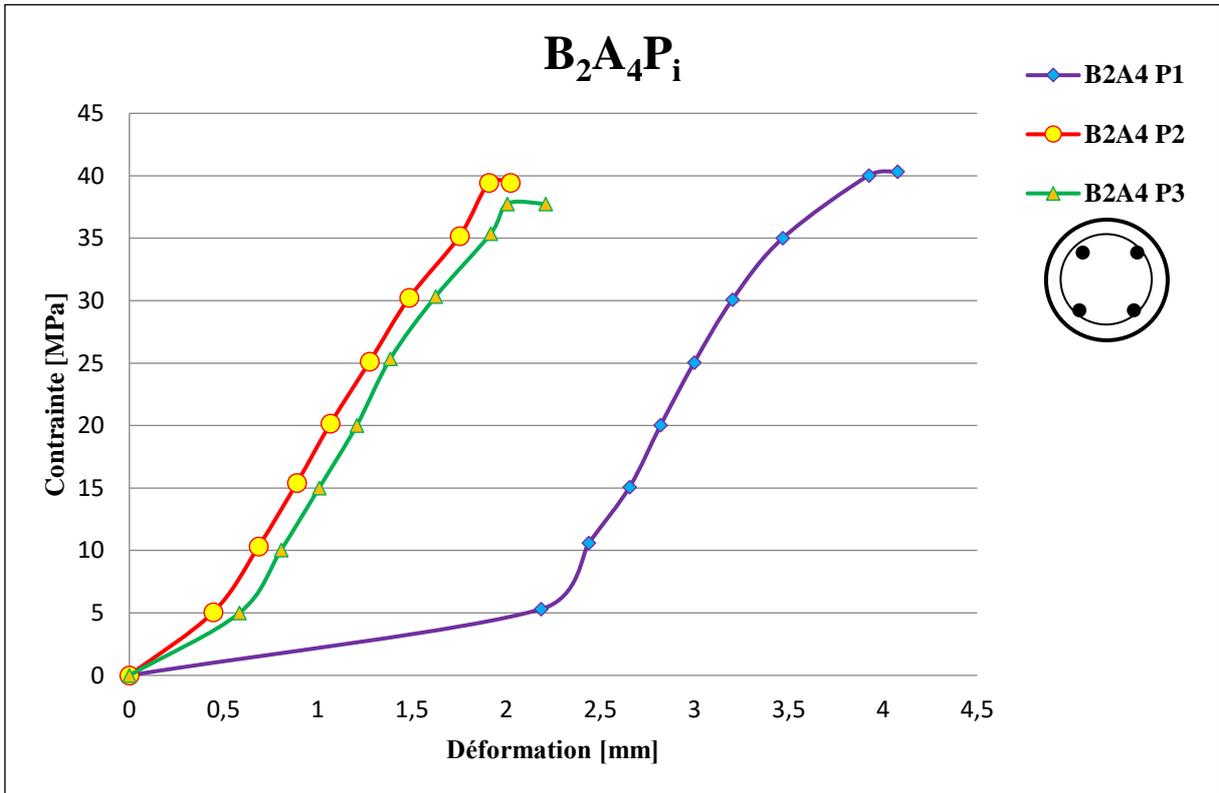


Fig 5. 18: Relation contrainte-déformation (B₂A₄P).

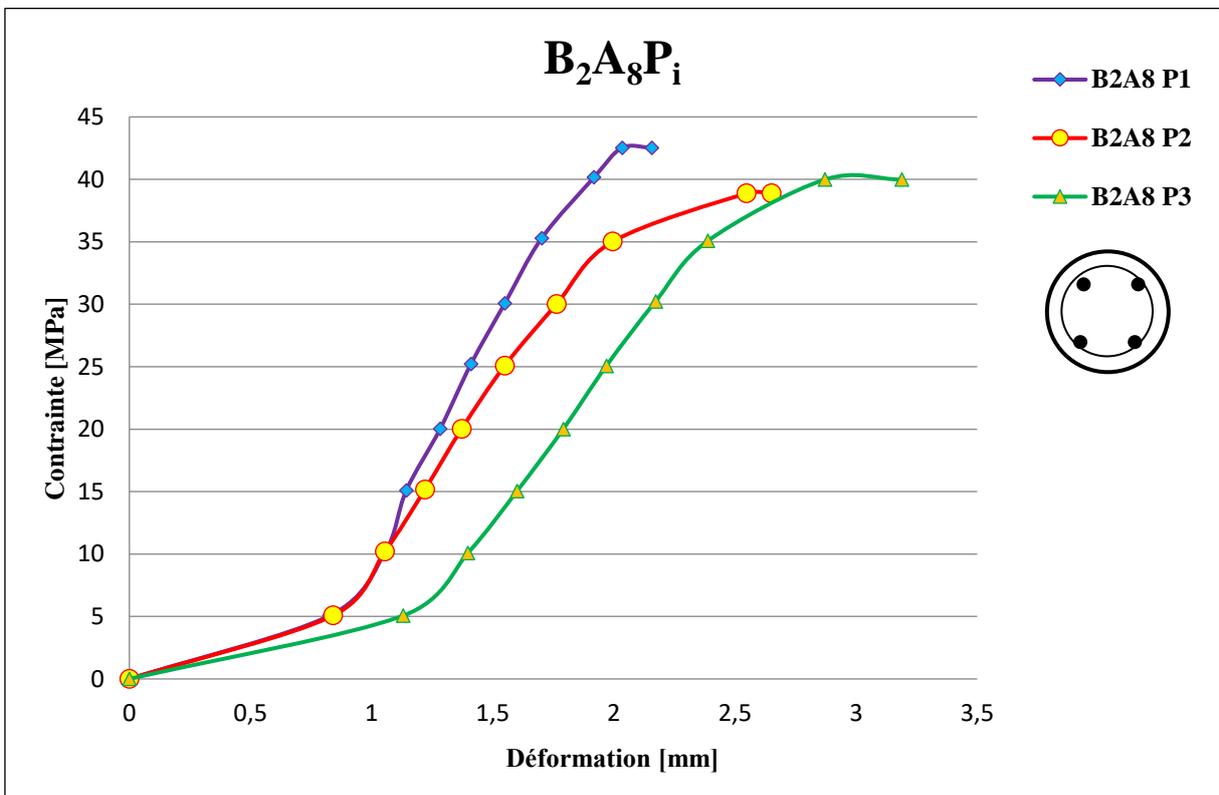


Fig 5. 19: Relation contrainte-déformation (B₂A₈P).

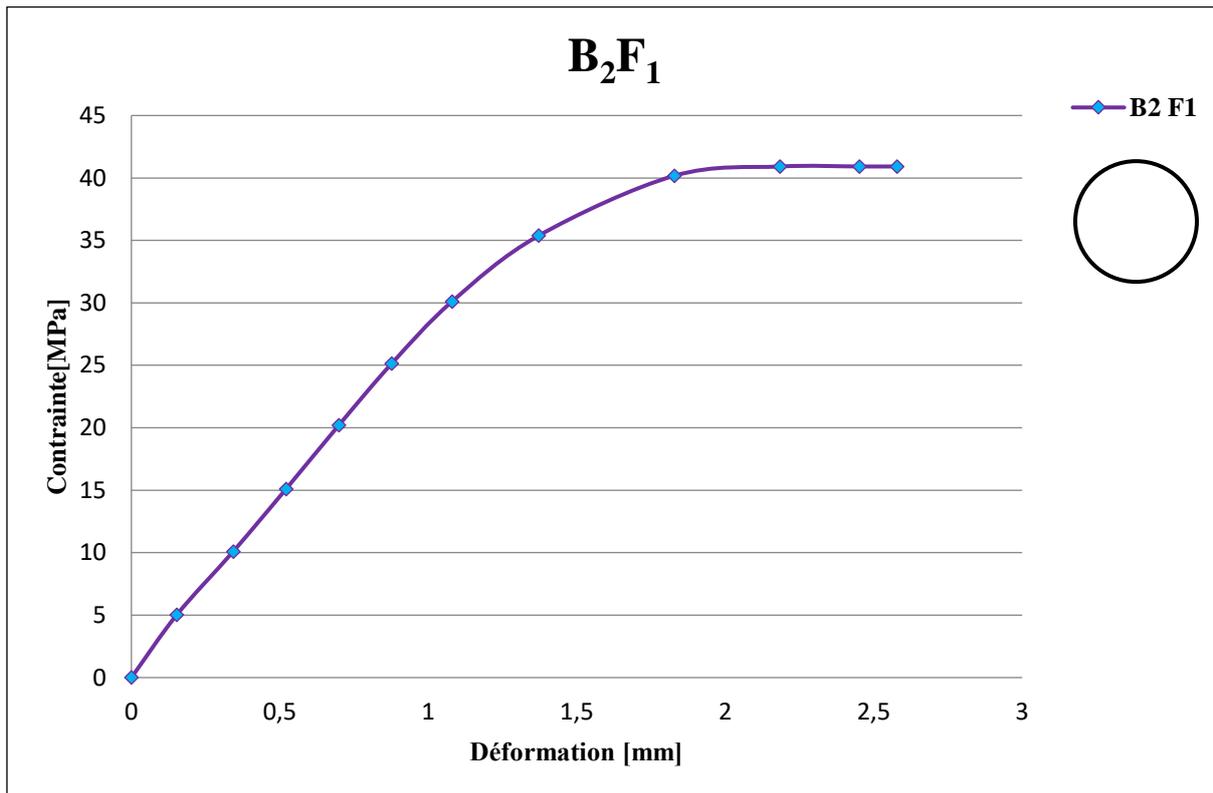


Fig 5. 20: Relation contrainte-déformation (B₂F₁).

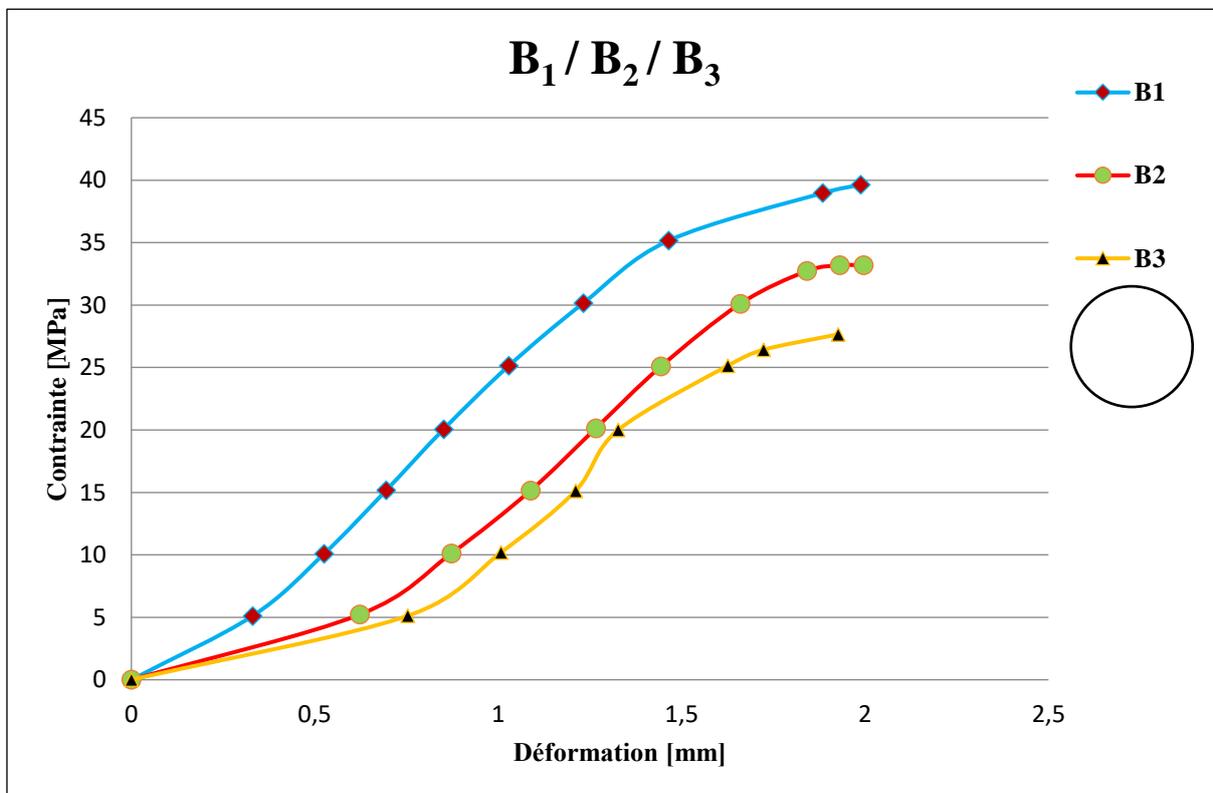


Fig 5. 21: Relation contrainte-déformation (B₁, B₂, B₃).

➤ **B₁ / B₂ / B₃**

La résistance et la capacité de déformation de B₁ sont respectivement supérieures à celles de B₂ et la résistance et la capacité de déformation de B₂ sont supérieures que la résistance et la ductilité de B₃, donc :

- Variation des courbes selon la qualité des bétons
- Plus le béton est résistant, moins il est ductile, et est donc plus fragile.

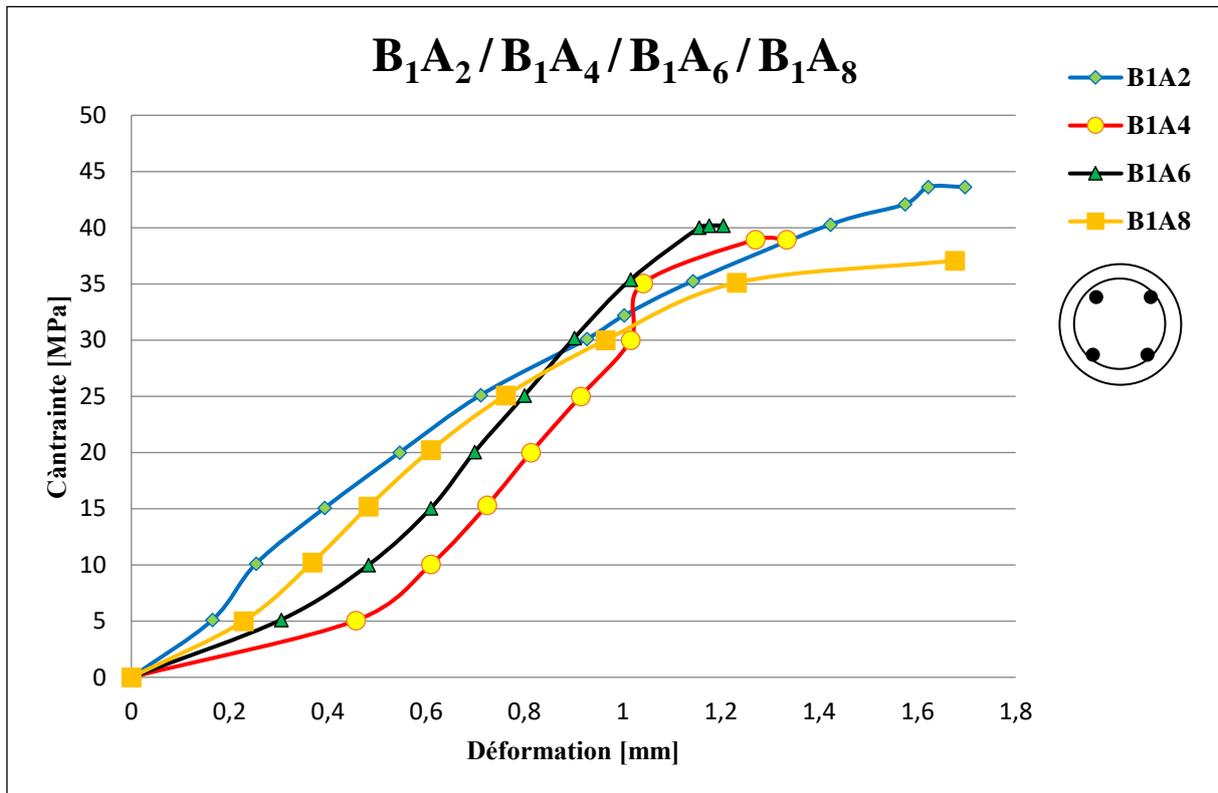


Fig 5. 22: Relation contrainte-déformation (B₁A₂, B₁A₄, B₁A₆, B₁A₈).

➤ **B₁A₂ / B₁A₄ / B₁A₆ / B₁A₈**

La résistance et la capacité de déformation de B₁A₂ sont supérieures à celles de B₁A₆, B₁A₄ et B₁A₈. B₁A₈ devrait avoir les valeurs les plus grandes.

Interprétation :

- Le béton a perdu ses caractéristiques
- Un défaut dans les résultats affiché par la machine de compression

- Le comportement escompté des armatures longitudinales n'a pas eu lieu. De ce fait les armatures transversales n'ont pu jouer leur rôle de confinement. La section des armatures verticales est très faible devant la section totale du béton.

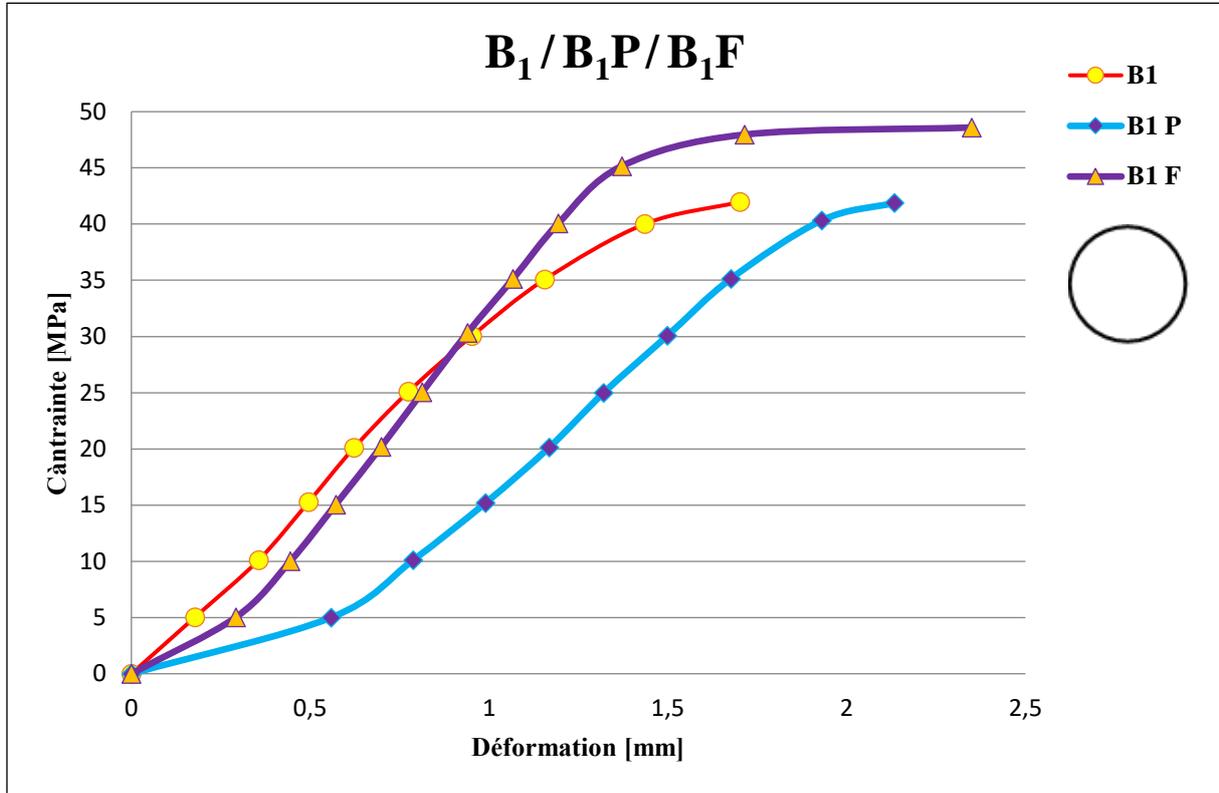


Fig 5. 23: Relation contrainte-déformation (B₁, B₁P, B₁F).

➤ **B₁ / B₁P / B₁F**

La résistance de B₁F est plus grande que celles de B₁ et B₁P respectivement. La résistance de B₁ est presque égale à la résistance de B₁P et la capacité de déformation de B₁F est supérieure à celle de B₁P et B₁ respectivement. Donc l'effet du PVC est proportionnel à la capacité de déformation du béton.

Le PVC a fonctionné en capacité de déformation et non pas en capacité résistance.

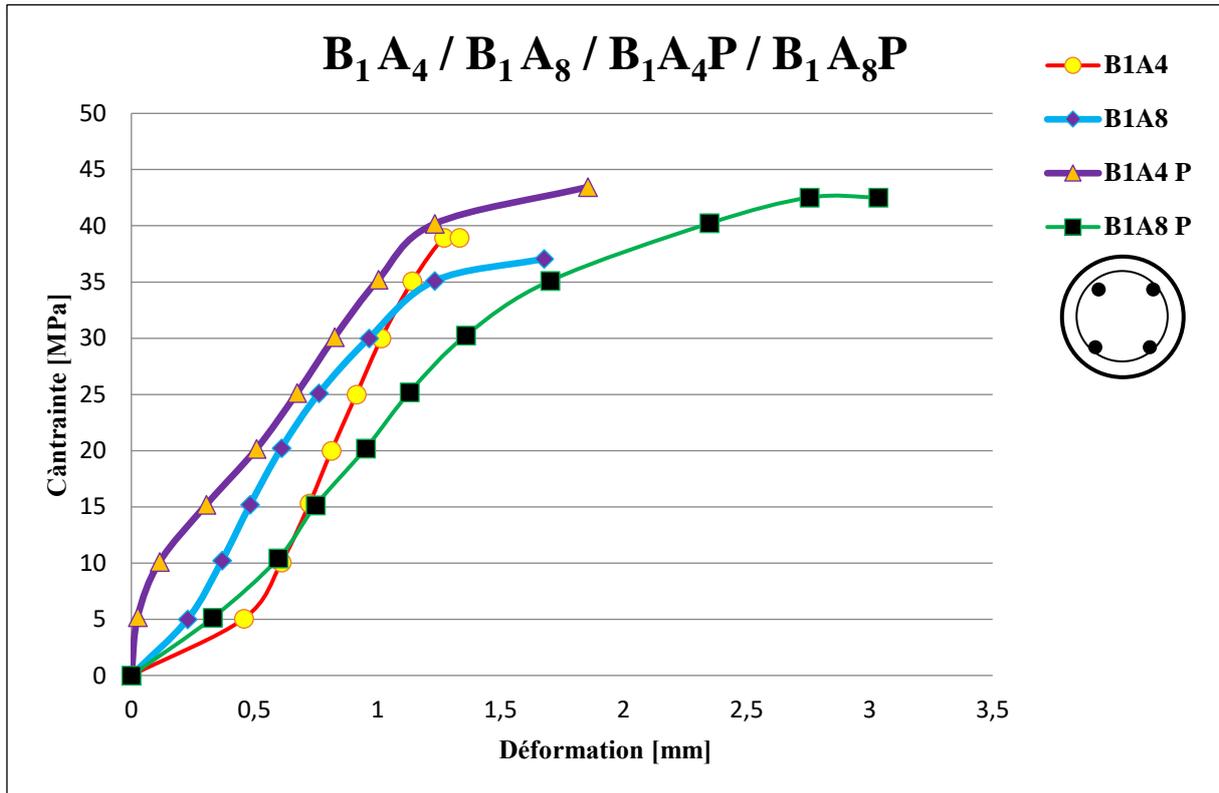


Fig 5. 24: Relation contrainte-déformation (B₁ (A₄ A₈ A₄P A₈P)).

➤ **B₁A₄ / B₁A₈ / B₁A₄P / B₁A₈P**

• **B₁A₄ / B₁A₄P**

La résistance et la capacité de déformation de B₁A₄P sont supérieures à celles de B₁A₄.
Donc l'effet du confinement est proportionnel avec la résistance et la capacité de déformation du béton.

• **B₁A₈ / B₁A₈P**

La résistance et la capacité de déformation de B₁A₈P sont supérieures à celles de B₁A₈.
Donc l'effet du confinement est proportionnel avec la résistance et la capacité de déformation du béton.

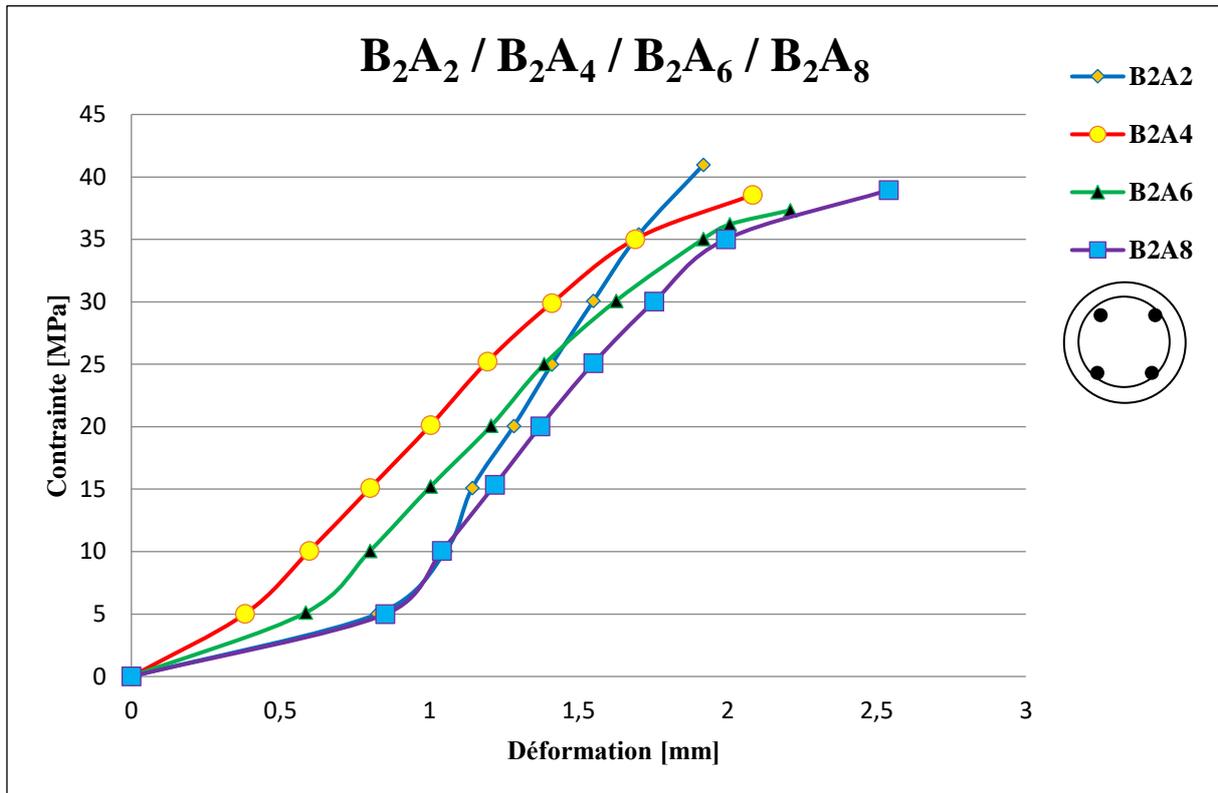


Fig 5. 25: Relation contrainte-déformation (B₂(A₂ A₄ A₆ A₈)).

➤ **B₂A₂ / B₂A₄ / B₂A₆ / B₂A₈**

La résistance de B₂A₂ est plus grande que celles de B₂A₄, B₂A₆ et B₂A₈ respectivement parce que :

- Le béton a perdu ses caractéristiques
- Un défaut dans les résultats affiché par la machine de compression
- Les armatures n'ont pas fonctionné les armatures transversales occupent certain volume dans le béton sans jouer aucun rôle car les armatures longitudinales n'ont pas fonction car la section des armatures est très faible devant la section total du béton.

La capacité de déformation de B₂A₈ est supérieure à B₂A₆ B₂A₄ B₂A₂ respectivement donc elle est très logique.

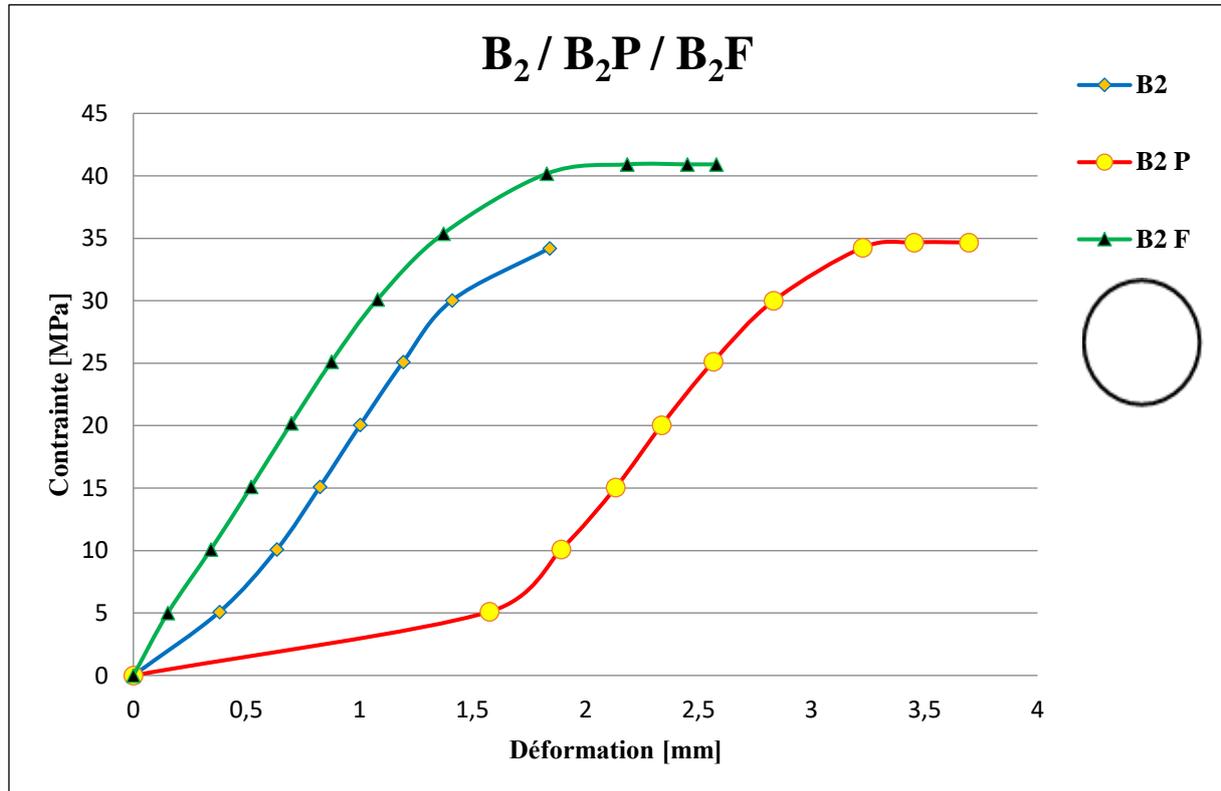


Fig 5. 26: Relation contrainte-déformation (B₂, B₂P, B₂F).

➤ **B₂ / B₂P / B₂F**

La résistance de B₂F est supérieure à celles de B₂P et B₂P respectivement. L'effet du confinement est proportionnel à la résistance et à la capacité de déformation du béton.

La capacité de déformation de B₂F est respectivement supérieure à celles de B₂ et B₂P.

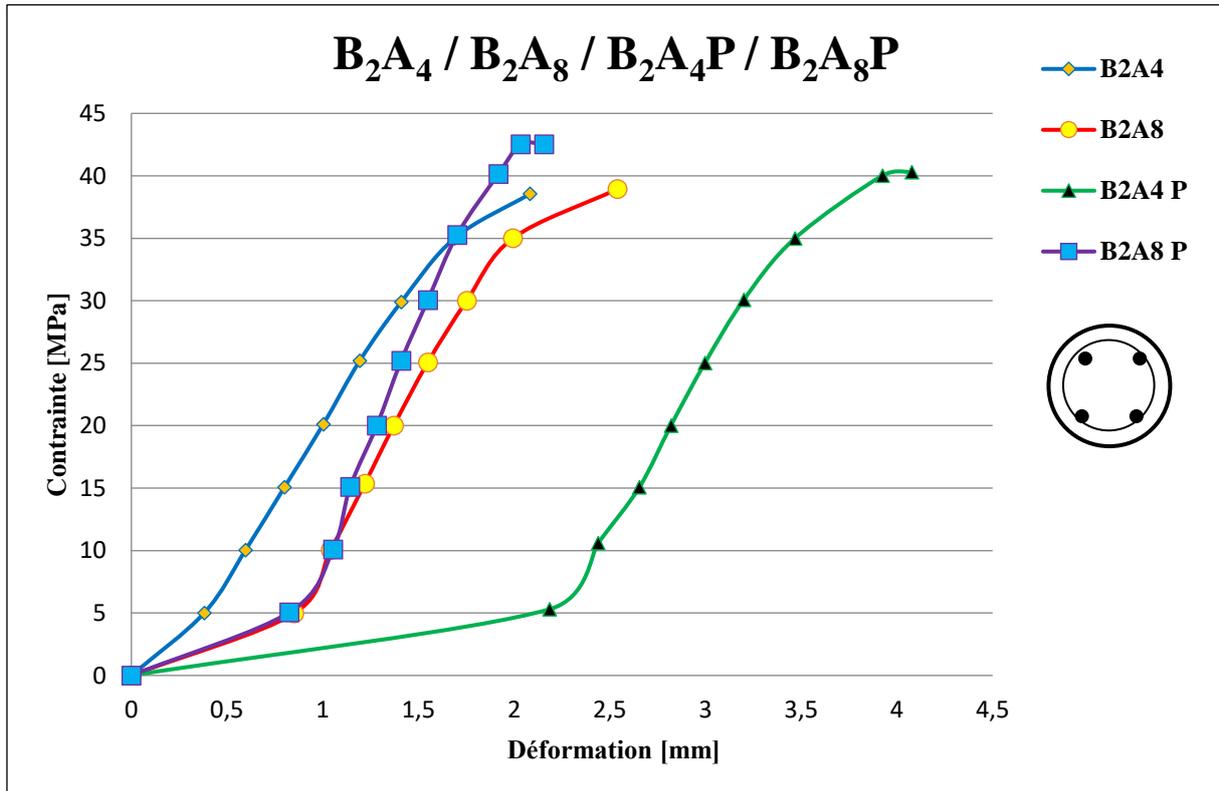


Fig 5. 27: Relation contrainte déformation (B₂ (A₄ A₈ A₄P A₈P)).

Tableau 5.17 : Résultats.

Béton	Eprouvette	Contrainte maximale [MPa]	Déformation [mm]
B1	B ₁	41,97	1,7018
	B ₁ A ₂	43,62	1,6621
	B ₁ A ₄	38,93	0,0381
	B ₁ A ₆	40,19	1,2049
	B ₁ A ₈	37,07	1,0795
	B ₁ P	41,89	2,1336
	B ₁ A ₄ P	43,45	1,8542
	B ₁ A ₈ P	41,11	1,6891
	B ₁ F	48,59	2,3495
B2	B ₂	34,21	1,8415
	B ₂ A ₂	40,95	1,9177
	B ₂ A ₄	38,56	2,0828
	B ₂ A ₆	37,33	2,2098
	B ₂ A ₈	38,95	2,5400
	B ₂ P	40,32	4,0767
	B ₂ A ₄ P	40,32	4,0767
	B ₂ A ₈ P	42,52	2,1568
	B ₂ F	40,92	2,5781

6. CONCLUSIONS
&
PERSPECTIVES

6.1. CONCLUSIONS

A partir des deux analyses abordées dans cette thèse, les conclusions suivantes ont été tirées :

6.1.1. L'influence de divers paramètres sur le confinement du béton a haute résistance

- Le béton à haute résistance est caractérisé par une désintégration brutale du béton d'enrobage conduisant à une perte de la capacité ultime de l'élément. Cependant, des gains en résistance et en ductilité ont été enregistrés pour le cas des poteaux dont les noyaux de béton étaient soigneusement confinés. Ce résultat indique que seule l'aire du noyau doit être prise en considération dans l'évaluation de l'effort capable des poteaux en BHR. Il a été observé aussi que malgré la faible efficacité du confinement des BHR comparativement aux BRO, une disposition judicieuse des armatures longitudinales et transversales améliore nettement la résistance et la ductilité du béton. Des gains de 50 et 100% en résistance et de 10 et 20% en ductilité ont été signalés pour des bétons ayant respectivement des résistances de 100 MPa et 52.6 MPa.
- La résistance du béton s'est avérée être le paramètre ayant l'influence la plus défavorable. En effet les résultats expérimentaux ont montré qu'il y a diminution des gains en résistance et en déformation avec l'augmentation de la résistance. Néanmoins ce décroissement de résistance et de ductilité diminue dans le cas des poteaux fortement confinés. Le rapport volumétrique de l'acier transversal est le paramètre dont l'effet est le plus bénéfique sur le comportement de la courbe contrainte déformation du béton.
- Les effets de la limite élastique de l'acier transversal et celui du taux d'armature longitudinale ne se manifestent que dans le cas des poteaux fortement confinés par un taux d'armature transversal important. Les résultats expérimentaux ont montré que les configurations B, C et D confinent efficacement le noyau du béton. Un espacement suffisamment réduit améliore considérablement la ductilité des BHR, évite le risque de flambement des barres longitudinales et atténue l'action profonde des arceaux de béton potentiellement détachés du noyau de béton confiné localisés entre les aciers transversaux.

6.1.2. L'influence du confinement sur la capacité flexionnelle des colonnes de béton à haute résistance

- L'effet de la résistance du béton est très perceptible. On peut noter que la ductilité est renforcée avec une plus grande résistance du béton, tandis que l'écrasement du béton apparaît plus rapidement après le moment de courbure après le pic.
- La résistance au fléchissement transversal n'a pas d'effet notable sur les courbes de courbure des moments. Seule une légère diminution de la ductilité est remarquée.
- Le niveau de charge axiale réduit la ductilité et le moment au-delà du point maximum se dégrade plus rapidement à mesure que le niveau de charge axiale augmente.
- Le grand rapport transversal de l'acier augmente la ductilité, même si les branches ascendantes sont probablement les mêmes.
- L'augmentation du rapport longitudinal de l'acier sur le moment de la capacité de la section est faible. Cependant la capacité peut être mieux maintenue à des courbures élevées à mesure que la quantité d'acier longitudinal devient plus grande.

6.1.3. Expérimentation

- Les spécimens confinés par le CFRP présentent la plus grande résistance et la plus grande ductilité.
- Comme il a été prévu, pour la majorité des cas, la résistance des spécimens confinés avec des cerces en aciers a augmenté avec le nombre de spires.
- Les spécimens confinés avec le PVC, montrent un apport de résistance par rapport aux spécimens non confiné.
- De même les spécimens confinés intérieurement avec des aciers et extérieurement avec du PVC, déclinent un apport substantiel en résistance et en ductilité par rapport à ceux ceinturés uniquement avec les aciers.

6.2. PERSPECTIVES

- Un plus grand nombre de spécimens doit être testé avec des paramètres variables, afin d'avoir le maximum de données, et arriver à proposer un modèle mathématique du comportement des colonnes courtes de béton armé.
- Travailler avec trois plages de résistances caractéristiques du béton
 - $f_{c28} \leq 20\text{MPa}$

- $20\text{MPa} \leq f_{c28} \leq 30\text{MPa}$
- $f_{c28} \geq 30\text{MPa}$
- Malgré l'absence de caractéristiques des tubes PVC, leur utilisation comme confinement extérieur semble donner un apport non négligeable pour le confinement, en particulier lorsqu'ils sont associés à un confinement intérieur en armatures d'acier. Des études plus approfondies seraient souhaitables, surtout s'ils sont minutieusement caractérisés.
- Etudier des spécimens non confinés et préalablement endommagés afin de proposer la meilleure solution pour la réhabilitation par confinement. Ceci est d'une actualité cruciale pour l'immense vieux parc immobilier de l'Algérie, dont la grande partie a été érigée sans code de construction.
- Malgré la cherté du tissu à base de fibres de carbone, il est impératif d'établir un protocole d'essais pour son utilisation, car il présente une facilité dans son utilisation, comme aussi un apport en résistance et en ductilité confirmés.

REFERENCES

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003, Edition CGS.
- [2] Considère A., “Compressive Resistance of Concrete Steel and Hooped Concrete, Part I”, Engineering Records, December 20, 1902, pp.581-586; Part II, December 1902, pp.605-606
- [3] Considère A., “Concrete Steel and Hooped Concrete, Reinforced Concrete, 1903, pp.119.
- [4] Richart F.E., Brandzaeg A. Brown R.L., “A study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses”, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin N°185, 1928, pp.104.
- [5] King J.W.H., “the Effect of Lateral Reinforcement in Reinforced Concrete Columns”, The Structural Engineer (London), V.24, N°7, 1946, pp.355-388.
- [6] Chan W.W.L., “The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks”, Magazine of Concrete Research (London), V.7, N°21, November 1995, pp.121-132.
- [7] Blum J.A., Newmark N.M., Corning L.H., “Design of Multistory Reinforced Concrete Building for earthquake Motions”, Portlans cement Association, Chicago, 1981, pp.318.
- [8] Park R., Paulary T., “Reinforced Concrete Structures”, J.Wiley, New-York, 1975.
- [9] Sakai K., Sheikh S.A., “What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns?” ACI Structural Journal, March-April 1989, pp 193-207.
- [10] Kent D.C., Park R., “Flexural Members with Confined Concrete“, Journal of the Structural Division, July, 1971.
- [11] Soliman M.T., Yu C. W., “The Flexural Stress Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement”, Magazine of Concrete Research, Vol.19, N°61, Dec. 1967, pp. 223-238.
- [12] Blanks R.F., McHenry D., “Plastic Flow of Concrete Relieves High Load Stress. Concentrations”, Civil Engineering, Vol.19, N°5, May 1949, pp. 320-322.

- [13] Kent D.C., Priestley M.J.N., Gill W.D., “Ductility of square Confined concrete Columns”, *Journal of Structural Engineering*, Vol.108, N°4, April, 1982.
- [14] Scott B.D., Park R., Priestley M.J.N. “Stress-Strain Behavior of Concrete Confined of Overlapping Hoops at Low and High Strain rates”, *ACI Journal* January-February, 1982.
- [15] Shiekh S.A., Uzumeri S.M., “Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns”, *Journal of Structural Division*, Vol.108, N°ST12, Dec. 1982, pp.15388-15415.
- [16] Balmer G.G., “Shearing Strength of Concrete under High Triaxial Stress Computation of Mohr’s Envelope as a Curve”, *Structural Research Laboratory Report n°.SP-23*, US Bureau of Reclamation, 1949, pp.13.
- [17] Shiekh S.A., Uzumeri S.M., “Strength and Ductility of Tied Concrete Columns”, *Journal of Structural Division*, Vol.106, N°ST5, May 1980, pp.1079-1102.
- [18] Shah S.P., Fafitis A., Arnold R., “Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol109, N°7, July, 1983, pp1695-1710.
- [19] Desayi P., Iyengar K.T.R.J., Reddy T.S., “Equation for Stress-Strain Curves of Concrete Confined in Circular Steel Spirals”, *Matériaux et Construction*, Vol.11, N°65, 1978, pp. 339-345.
- [20] Desayi P., Iyengar K.T.R.J., Reddy T.S., “Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Circular Steel Spirals under Repeated Loading”, *Matériaux et Construction*, Vol.12, N°71, 1979, pp. 375-383.
- [21] *Building Code Requirements for reinforced Concrete*, ACI 318-89.
- [22] Mander J.B., Priestley M.J., Park R., “Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, Vol.114.N°8, August, 1988.
- [23] Popovics S., “A numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve Concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vom.3, 1973, pp.583-599.
- [24] Saatcioglu M., Razvi S. R., “Strength and Ductility of Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, N° 6, June 1992.
- [25] Hognestad E., Hanson N., McHenry D., “Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design”, *ACI Journal*, Vol.52, N°4, Dec. 1955, pp.455-480.

- [26] Richart F.E., Brandzaeg A. Brown R.L., “The Failure of Plane and Spirally Reinforced Concrete in Compression”, Bulletin N°190, Engineering Experimental Station, University of Illinois, Urbana, 1929, pp.74.
- [27] Saatcioglu M., Razvi S. R., “Strength and Ductility of Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, Vol.118, No.6, June 1992.
- [28] Razvi S. R., Saatcioglu M., “Confinement Model for High-Strength Concrete”, Journal of Structural Engineering, March 1999.
- [29] Yalcin C., Saatcioglu M., “Inelastic Analysis of Concrete Columns”, Computers and Structures, 77 (2000), pp.539-555.
- [30] Bousalem B., “Contribution à l’étude de l’Influence de la Résistance et la Ductilité sur la Performance et le Comportement des Poteaux Parasismiques en Béton”, Thèse de Doctorat, Université Mentouri Constantine, 2005.
- [31] Ahmed S. H, Shah S. P, « Stress-Strain Behavior Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement”, ACI Journal, Nov. Dec. 1982, pp. 484-490.
- [32] Sargin M., “Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections”, Study No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1971, pp. 167.
- [33] Razvi S., Saatcioglu M., “Confinement Model for High-Strength Concrete”, Journal of Structural Engineering, March 1999.
- [34] Nagashima T., Sugano S., Kimura H., and Ichikawa A., “Monotonic Axial Compression Test on Ultra-High-Strength Concrete Tied Columns.”
- [35] Issa M.A., Tobaa H., “Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Fined Concrete”, Magazine of Concrete Research, 1994, 46, N°168, Sept., 177-189.
- [36] Bing L., Park R., Tanaka H., “Stress-Strain Behavior of High Strength Concrete Confined by Ultra-High and Normal-Strength Transverse Reinforcements”, ACI Structural Journal, May-June 2001.
- [37] Yong Y. K., Nour M. G., Nawy E. G., “Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads”, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 2, February, 1988.

- [38] Cusson D., Paultre P., “High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties”, Journal of Structural Engineering, Vol.120, N°3, March 1994.
- [39] Cusson D., Paultre P., “Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete”, Journal of Structural Engineering, Vol.121, N°3, March 1995.
- [40] Mugurama H., Watanabe S., Katsuta S., Tanaka S. A., 'A Stress-Strain Model of Confined Concrete', Proceeding, JCA Cement and Concrete, Vol. 34, [1980], Japan Cement Association, Tokyo.
- [41] Bourouz A., Belaloui K., Bousalem B., “Influence du confinement sur le comportement des poteaux en béton armé à haute résistance. Investigation expérimentale”, Séminaire National de Génie Civil, SNCG'07, Novembre 2007, Annaba, Algérie.
- [42] Bourouz A., Chikh N., “Behavior of high-strength concrete confined sections”, 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, ENSET Oran, Algérie October 2009.
- [43] Bourouz A., Bousalem B., Belaloui K., “Flexural Capacity of High-Strength Concrete Conventionally Confined Section”, ACE 2014, 11th International International Congress on Advances in Civil Engineering, October 2014, Istanbul, Turkey.
- [44] Benzaid R., “Contribution à l'étude des Matériaux Composite dans le Renforcement et la Réparation des Eléments Structuraux Linéaires en Béton ”, Thèse de Doctorat, Université Mentouri Constantine, 2010.