

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Matériaux et Structures

Par

**Assia NOURI**

Thème :

---

### **PRÉDICTION ET MODÉLISATION DU COMPORTEMENT A L'EFFORT TRANCHANT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ**

---

Soutenue le 11/04/2021 , devant le jury composé de :

BRANCI Taieb	Professeur	Université de Chlef	Président
AIT ATMANE Hassen	Professeur	Université de Chlef	Examinateur
ZIDOUR Mohamed	Professeur	Université de Tiaret	Examinateur
HASSAINE DAOUADJI Tahar	Professeur	Université de Tiaret	Examinateur
HAMRAT Mostefa	Professeur	Université de Chlef	Rapporteur

# Remerciement

A l'issue du cycle de formation doctorale je tiens à remercier le dieu le tout puissant de m'avoir donné l'audace pour dépasser toutes les difficultés de mener à bien ce travail.

Je ne trouve pas les mots pour exprimer ma gratitude envers **Pr. HAMRAT Mustapha** mon directeur de thèse, ses conseils et ses encouragements ont permis à ce travail d'aboutir. Ses capacités scientifiques et ses compétences étaient mon grand support, faire ma thèse sous sa direction était pour moi un grand honneur et un immense bonheur.

Mes sincères remerciements au président du jury **Pr. BRANCI Taieb** de l'université Hassiba Benbouali qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

Je tiens aussi à remercier l'examineur **Pr. AIT ATMANE Hassen** pour sa présence, pour sa lecture attentive de ma thèse ainsi que pour les remarques qu'il m'adressera lors de cette soutenance afin d'améliorer mon travail.

Mes remerciements vont aussi à l'examineur **Pr. ZIDOUR Mohamed** et qui, en dépit de sa responsabilité, a bien voulu donner de son temps et m'honorer de sa participation afin de parfaire ce travail.

Je remercie ensuite l'examineur **Pr. HASSAINE DAOUADJI Tahar**, qui m'a fait l'honneur de bien vouloir étudier avec attention mon travail et pour avoir accepté d'examiner cette thèse

Je voudrais également remercier **Dr. NOURI Saïd** pour ses nombreuses remarques très pertinentes, pour son énorme soutien et sa précieuse collaboration, qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long mes études.

Je dois aussi remercier **Dr. BOUZIADI Farid**, ses conseils m'ont aidé à surmonter beaucoup de difficulté. Je le remercie pour sa pédagogie, sa patience et sa disponibilité

Je tiens aussi à remercier **Pr. BOULEKBACHE Bensaid** et tous les chercheurs pour leur disponibilité, leur sympathie et pour l'ambiance qui règne au sein de l'élaboration de ma thèse.

Enfin j'adresse mes remerciements à mes parents, mes sœurs et frères, mon mari, mes tantes, mes oncles et mes amies qui n'ont jamais cessé de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

## ملخص

يمثل القص الكثير من المشاكل للعناصر الهيكلية ويجب التحكم فيه كأولوية على أنواع الإجهاد الأخرى مثل الانحناء. في الواقع، القوانين العالمية، والتنبؤ بقوة القص لهذه العناصر تستند بشكل أساسي إلى نماذج نظرية، باستخدام خرسانة لا تتجاوز 40MPa، وبالتالي فإن هذه القواعد التنظيمية لا تحدد آلية القص الفعلية، وهي في كثير من الأحيان متحفظة للغاية.

هذه الأطروحة، القائمة على النتائج التجريبية (مقطعات من الأدبيات) والنمذجة الرقمية تهدف إلى فهم أفضل لسلوك الروافد ذات الخرسانة المسلحة بدون تسليح عرضي، تحت ضغط القص. إن تحديد مساهمات كل آلية نقل والتنبؤ والنمذجة الرقمية للسلوك الجزئي والكلية لقوة القص هي أهداف هذه الأطروحة.

تمت مقارنة نتائج مقاومة القص التي تم الحصول عليها من خلال تطبيق النماذج المقترحة والقوانين العالمية (EC2 و ACI318 و BS8110 و FIB2010) بقاعدة بيانات تجريبية تحتوي على 1000 رافده. بالإضافة إلى ذلك، تم استخدام نتائج الأدبيات لتقييم مساهمة كل آلية نقل قص التي تم الحصول عليها من النماذج النظرية (Chen و Cavagnis و Fernandez و Ruiz). تم أيضا قياس مساهمة آليات نقل القص المختلفة بشكل تجريبي، بناءً على استخدام التقنية التجريبية (نظام Gom Aramis).

تم تقدير المساهمات المقاسة لتأثير الوتد ( $V_d$ )، تراكم الحصى ( $V_a$ ) ومنطقة الضغط ( $V_{cz}$ ) بما يتراوح بين 45-50% و 20-35% و 17-31% على التوالي من أجل الروافد ذات خرسانة عالية الأداء ( $f_c=85.5 \text{ MPa}$ ). وبالتالي، فإن مساهمات كل آلية نقل هي:  $V_d = 25-30\%$ ،  $V_a = 23-39\%$  و  $V_{cz}=43-47\%$ ، وفقاً لنموذج Chen.

تعطي الصيغ المقترحة تنبؤاً منطقياً لروافد ذات حزم قص قصير ( $a/d < 2.5$ )، بمتوسط ممتاز ( $V_{exp}/V_{pred}$ ) يبلغ 1.08 ومعامل تباين (CV) يبلغ 24%. ومع ذلك، فإن النماذج المقترحة من قبل القوانين العالمية الأربعة تقدم نتائج متحفظة للغاية، مع  $V_{exp}/V_{pred} = 1.27$  إلى 2.81 و CV يختلف من 27 إلى 43%.

يظهر النموذج الرقمي باستخدام برنامج ANSYS® توافقاً مقبولاً مع النتائج التجريبية التي تم الحصول عليها للاستجابة حمل-انحراف ونمط فشل الروافد المسلحة.

**الكلمات المفتاحية:** قوة القص، آليات النقل، تراكم الحصى، القوانين، البرمجة.

## Résumé

Le cisaillement présente bien des désagréments aux éléments structuraux et doit être contrôlé en priorité par rapport à d'autres types de sollicitations comme la flexion. En effet, les règlements actuels, prédisant la résistance au cisaillement de ces éléments sont principalement fondés sur des modèles théoriques, utilisant un béton ne dépassant pas les 40 MPa, et donc ces codes réglementaires ne quantifient pas le mécanisme de cisaillement réel, et ils sont souvent très conservatifs.

Cette thèse, en s'appuyant sur les résultats expérimentaux (extraits de la littérature) et la modélisation numérique vise à une meilleure compréhension du comportement des poutres en béton armé sans armatures transversales, sous sollicitation de cisaillement. La quantification des contributions de chaque mécanisme de transfert, la prédiction et la modélisation numérique du comportement global et local de la résistance au cisaillement sont les objectifs de cette thèse.

Les résultats de résistance au cisaillement obtenus par l'application des modèles proposées et des règlements en vigueur (EC2, ACI318, BS8110 et FIB2010) sont comparés à une base de données expérimentale contenant 1000 poutres. De plus, les résultats issus de la littérature ont été utilisés pour évaluer la contribution de chaque mécanisme de transfert de cisaillement, obtenu à partir des modèles théoriques (Chen, Cavagnis et Fernandez Ruiz). La contribution de ces différentes actions de transfert est également quantifiée expérimentalement, en se basant sur l'utilisation de la technique expérimentale (système Gom Aramis).

Les contributions mesurées de l'effet de goujon ( $V_d$ ), l'engrènement des granulats ( $V_a$ ) et la zone de compression ( $V_{cz}$ ) ont été estimées à 45-50%, 20-35% et 17-31%, respectivement, pour les poutres en béton à hautes performances ( $f_c=85.5$  MPa). Ainsi, les contributions de chaque mode de transmission sont :  $V_d= 25-30%$ ,  $V_a= 23-39%$  et  $V_{cz}= 43-47%$ , selon le modèle de Chen.

Les formules proposées donnent une prédiction rationnelle pour les poutres courtes ( $a/d<2.5$ ), avec une excellente moyenne ( $V_{exp}/V_{pred}$ ) de 1.08 et un coefficient de variation (CV) de 24%. Cependant, les modèles proposés par les quatre règlements présentent des résultats très conservatif, avec  $V_{exp}/V_{pred}= 1.27$  à 2.81 et un CV variant de 27 à 43%.

L'approche numérique utilisant le logiciel ANSYS<sup>®</sup> montre un accord satisfaisant avec les résultats expérimentaux pour la réponse charge-flèche et le mode de rupture des poutres en béton armé.

**Mots clés :** Effort tranchant, Mécanismes de transfert, Engrènement des granulats, Règlements, Modélisation.

## Abstract

Shearing presents inconveniences to structural elements and must be controlled as a priority over other types of solicitations such as bending. Indeed, the current codes, predicting the shear strength of these elements are mainly based on theoretical models, using a concrete not exceeding 40 MPa, therefore these codes do not quantify the actual shear mechanism, and they are often very conservative.

This thesis, based on experimental results (extracts from the literature) and numerical modeling aims at a better understanding of the behavior of reinforced concrete beams without transverse reinforcement, under shear. The quantification of the contributions of each transfer mechanism, the prediction and the numerical modeling of the global and local behavior of the shear strength are the objectives of this thesis.

The shear strength results obtained by applying the proposed models and current codes (EC2, ACI318, BS8110, FIB2010) are compared to an experimental database containing 1000 beams. In addition, the results from the literature were used to assess the contribution of each shear transfer mechanism, obtained from theoretical models (Chen, Cavagnis and Fernandez Ruiz). The contribution of these different transfer actions is also quantified experimentally, based on the use of the experimental technique (Gom Aramis system).

The measured contributions of the dowel action ( $V_d$ ), aggregate interlocking ( $V_a$ ) and compression zone ( $V_{cz}$ ) were estimated to be 45-50%, 20-35% and 17-31%, respectively, for beams made with high performance concrete ( $f_c=85.5$  MPa). Thus, the contributions of each mode of transmission are:  $V_d= 25-30\%$ ,  $V_a= 23-39\%$  and  $V_{cz}= 43-47\%$ , according to the model of Chen.).

The proposed formulas give a rational prediction for short beams ( $a/d < 2,5$ ), with an excellent mean ( $V_{exp}/V_{pred}$ ) of 1,08 and a coefficient of variation (COV) of 24%. However, the models proposed by the four codes present very conservative results, with  $V_{exp}/V_{pred}=1, 27$  to  $2, 81$  and a COV varying from 27 to 43%.

The numerical approach using the ANSYS<sup>®</sup> software shows a satisfactory agreement with the experimental results obtained for load-deflection response and the crack patterns of the reinforced concrete beams.

**Keywords:** Shear strength, Transfer mechanisms, Aggregate interlocking, Codes, Modeling.

## TABLE DES MATIÈRES

ملخص .....	I
Résumé .....	II
Abstract.....	III
Table des matières .....	IV
Liste des figures.....	VIII
Liste des tableaux .....	XII
Liste des notations.....	XIII
Introduction générale.....	1

### Partie I : Analyse Bibliographique

## Chapitre 1 : Mécanismes de Transfert d'Effort tranchant dans les Poutres en Béton Armé

1.1	Introduction .....	10
1.2	Contribution de différentes actions de cisaillement .....	10
1.2.1	Effet Goujon.....	12
1.2.2	Engrènement des granulats.....	15
1.2.3	Contraintes résiduelles de traction du béton .....	22
1.2.4	Zone comprimée.....	25
1.3	Modèles théoriques estimant les contributions des modes de transmission..	28
1.3.1	Modèle de Walraven .....	28
1.3.2	Modèle de Gambarova .....	29
1.3.3	Modèles de Cavagnis .....	30
1.3.4	Modèles de Fernandez Ruiz .....	32
1.3.5	Modèle de Baumann et Rüschi.....	35
1.3.6	Modèle de Reinhardt .....	35
1.3.7	Modèle de Hordijk .....	36

1.3.8	Modèle de Taylor .....	36
1.3.9	Modèles de Chen.....	37
1.4	Conclusion.....	39

## **Chapitre 2 : Comportement des Éléments Structuraux en B.A sans Armatures Transversales soumis à l'Effort Tranchant**

2.1	Introduction .....	42
2.2	Mécanismes de rupture des poutres en béton armé.....	43
2.2.1	Rupture par flexion.....	44
2.2.2	Rupture par traction diagonale .....	45
2.2.3	Rupture par compression diagonale .....	46
2.3	Paramètres influençant la résistance au cisaillement.....	47
2.3.1	Influence de la résistance à la compression de béton.....	48
2.3.2	Influence de la portée de cisaillement (a/d) .....	51
2.3.3	Influence du taux d'armatures longitudinales .....	53
2.3.4	Effet d'échelle .....	57
2.4	Modèles de calcul de la résistance au cisaillement.....	61
2.4.1	Code réglementaire ACI 318-14 .....	61
2.4.2	Code réglementaire BS 8110.....	62
2.4.3	Code réglementaire Eurocode 2-2004.....	62
2.3.4	Code réglementaire FIB Model Code 2010 .....	63
2.3.5	Modèle de Bazant et Kim.....	63
2.3.6	Modèle de Kim et al.....	64
2.3.7	Modèle de Zsutty.....	65
2.5	Conclusion.....	65

## Partie II : Etudes analytique et numérique

### Chapitre 3 : Quantification des Mécanismes de Transfert d'Effort Tranchant

3.1	Introduction .....	68
3.2	Analyse de la fissuration des poutres par la méthode de la corrélation d'images .....	69
3.2.1	Contribution d'effet Goujon de l'armature flexionnelle.....	72
3.2.2	Contribution d'engrènement des granulats .....	73
3.2.3	Contribution des contraintes résiduelles de traction .....	75
3.2.4	Contribution de la zone de compression du béton .....	76
3.3	Comparaison entre les contributions mesurés et prédites des mécanismes de transfert .....	77
3.4	Conclusions .....	84

### Chapitre 4 : Développement et Évaluation des Modèles de Calcul de la Résistance au Cisaillement

4.1	Introduction .....	87
4.2	Collection d'une base de données expérimentales .....	88
4.3	Procédure de développement des modèles proposés.....	89
4.4	Analyse statistique des modèles proposés.....	92
4.5	Validation des modèles de calcul : Etude paramétrique.....	95
4.5.1	Influence de la portée de cisaillement relative .....	96
4.5.2	Influence de la résistance à la compression du béton.....	99
4.5.3	Influence du taux d'armatures longitudinales .....	101
4.5.4	Effet d'échelle .....	102
4.6	Conclusions .....	103

## **Chapitre 5 : Modélisation des Poutres en Béton Armé Endommagées par l’Effort Tranchant**

5.1	Introduction .....	107
5.2	Géométrie et propriétés des poutres testées.....	108
5.3	Modélisation par éléments finis non-linéaire .....	110
5.3.1	Types d’éléments .....	111
5.3.2	Propriétés des matériaux et les constantes réelles.....	113
5.3.3	Simulation par éléments finis.....	120
5.4	Résultats et discussion .....	121
5.4.1	Courbe charge-flèche .....	121
5.4.2	Faciès de fissures et modes de rupture.....	126
5.5	Conclusions .....	131
<b>Conclusions et perspectives .....</b>		<b>133</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>		<b>138</b>
<b>Annexe 1.....</b>		<b>158</b>

## Liste des figures

Figure 1.1. Forces internes dans une poutre sans armature transversales. ....	11
Figure 1.2. Effet de Goujon ou interaction acier-béton [40]. ....	12
Figure 1.3. Activation du mécanisme de transfert de l'effet Goujon [19]. ....	12
Figure 1.4. Relation entre la force d'effet Goujon et la distance entre l'appui et le point de croisement de la branche inclinée de la fissure critique avec l'armature flexionnelle [19].	13
Figure 1.5. Variation de l'effet Goujon avec du taux d'armature flexionnelle [1]. ....	14
Figure 1.6. Bases du modèle d'engrènement des granulats proposé par Walraven [50]. ....	15
Figure 1.7. Modes de développement de la cinématique : modèles proposés par Walraven [50], Ulaga [53] et Guidotti [54]. ....	16
Figure 1.8. Contraintes d'engrènement ( $\sigma_{ag}$ ) et $\tau_{ag}$ ) en fonction de l'ouverture et du glissement selon les trois modes de développement de la cinématique proposés par Walraven [50], Ulaga [53] et Guidotti [54]. ....	17
Figure 1.9. Surfaces de la fissure: (a) Béton ordinaire (surface rugueuse) ; (b) Béton à hautes performances (surface lisse) [33]. ....	17
Figure 1.10. Observation visuelle de la surface de fissuration de la fissure de cisaillement [57]. ....	18
Figure 1.11. Actions de transfert de cisaillement [8]. ....	19
Figure 1.12. Contribution des différents mécanismes de transfert de cisaillement aux différents emplacements de la fissure diagonale [8]. ....	19
Figure 1.13. Variation de la résistance au cisaillement en fonction : (a) de la portée de cisaillement $a/d$ ; (b) et du taux d'armature longitudinale( $\rho$ ) [1]. ....	20
Figure 1.14. Activation du mécanisme d'engrènement des granulats [14]. ....	21
Figure 1.15. Relation entre la résistance résiduelle à la traction et l'ouverture de la fissure [20]. ....	22
Figure 1.16. Cinématique de la zone de propagation des fissures critique (FPZ) [15]. ....	23
Figure 1.17. Contraintes résiduelles au niveau de la pointe de la fissure: (a) la composante verticale $V_{res}$ ;(b) état de contrainte de traction dans la zone FPZ[11]. ....	23
Figure 1.18. Actions de transfert de cisaillement [11]. ....	24
Figure 1.19. Corde de compression dans les poutres élancées[16]. ....	26
Figure 1.20. Profondeur de la zone comprimée [33]. ....	26

Figure 1.21. Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la résistance à la compression du béton [1].	27
Figure 1.22. Taux de contribution de chaque mécanisme de transfert de cisaillement [21].	27
Figure 1.23. Modèle de deux-phases proposé par Walraven [7, 50].	29
Figure 1.24. Hypothèse du champ de contraintes pour déterminer la contribution de la zone de compression [8].	32
Figure 1.25. Analyse de la corde de compression pour les poutres élancées[16].	35
Figure 1.26. Distribution des contraintes dans la zone de compression.	37
Figure 1.27. Configuration de la bielle et des fissures des poutres profondes dans CSTM[1].	39
Figure 2.1. Action poutre et action d'arc dans une poutre armée sans armatures transversales [83].	43
Figure 2.2. Lignes courantes des contraintes principales [82]: rouges pour la traction et vert pour la compression.	44
Figure 2.3. Rupture ductile par flexion [16].	45
Figure 2.4. Rupture fragile par flexion [85].	45
Figure 2.5. Rupture par traction diagonale[33].	46
Figure 2.6. Rupture par compression diagonale de la poutre[33].	46
Figure 2.7. Rupture due à une compression excessive des bielles [90].	47
Figure 2.8. Arcs internes dans une poutre armée [82].	47
Figure 2.9. Effet de résistance à la compression du béton $f_c$ sur la résistance au cisaillement [91].	48
Figure 2.10. Effet de la résistance a la compression du béton $f_c$ sur la reponse charge-flèche[92].	49
Figure 2.11. Courbes charge-flèche de poutres avec différentes résistances en compression du béton ( $a/d=2.75$ ) [93].	50
Figure 2.12. Variation de résistance à l'effort en fonction de la résistance en compression du béton [90].	50
Figure 2.13. Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction du rapport $a/d$ ( $1MPa \cong 145 psi$ )[89].	52

Figure 2.14. Effet du rapport $a/d$ sur la courbe charge-flèche [98].	52
Figure 2.15. Faciès de fissures en fonction du taux d'armatures longitudinales [105].	54
Figure 2.16. Courbes charge-flèche des différentes poutres testées en cisaillement [105].	55
Figure 2.17. Variation de la résistance au cisaillement en fonction du pourcentage des aciers longitudinaux [88].	56
Figure 2.18. Effet $\rho/\rho_b$ sur la réponse charge-flèche [92].	56
Figure 2.19. Effet d'échelle sur la résistance au cisaillement des éléments en béton armé sans armatures transversales [108].	57
Figure 2.20. Influence de l'effet d'échelle sur la résistance de cisaillement [56, 112, 113].	58
Figure 2.21. Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective $d$ [114].	59
Figure 2.22. Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective $d$ ( $1 \text{ in} = 25.4 \text{ mm}$ ) [114].	60
Figure 2.23. Ouverture de fissure diagonale maximale pour les poutres ayant $a/d=1.85$ [114].	60
Figure 3.1. Différents mécanismes de résistance au cisaillement dans une poutre en béton armé sans armatures transversales [33].	68
Figure 3.2. Développement et cinématique des fissures à différents niveaux de chargement [33].	70
Figure 3.3. Actions de transfert de cisaillement utilisant l'évolution de la fissuration sous charge croissante jusqu'à la rupture : (a) action de Goujon (b) engrenage des agrégats et (c) zone de compression du béton.	71
Figure 3.4. Localisation et géométrie de la fissure diagonale :	79
Figure 4.1. Répartition des principaux paramètres d'essai des poutres testées.	89
Figure 4.2. Inclinaison de la fissure diagonale.	91
Figure 4.3. Comparaison entre les résultats expérimentaux de la résistance au cisaillement et les valeurs prédites par des modèles proposés.	95
Figure 4.4. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet de la portée de cisaillement ( $a/d$ ).	99

Figure 4.5. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet de la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ). .....	100
Figure 4.6. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet du taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ). .....	101
Figure 4.7. Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet de la hauteur utile ( $d$ ). .....	103
Figure 5.1. Dimensions et armatures des poutres testées [33]. .....	108
Figure 5.2. Dimensions géométriques et armatures des poutres testées [175]. .....	109
Figure 5.3. Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres testées [155]. .....	109
Figure 5.4. Type d'élément SOLID65 [254]. .....	111
Figure 5.5. Type d'élément SOLID185 [254]. .....	112
Figure 5.6. Type d'élément LINK180 [254]. .....	113
Figure 5.7. Courbe contrainte-déformation des bétons ordinaires. ....	114
Figure 5.8. Courbe contrainte-déformation du béton à haute performance. ....	115
Figure 5.9. Modèle éléments finis 3D de la poutre en BA: (a) la poutre H-1-1 [33] ; (b) la poutre R02 [155] ;(c) la poutre S1D36a108 [175]. ....	120
Figure 5.10. Courbes charge-flèche obtenues expérimentalement [33] et numériquement. .....	123
Figure 5.11. Courbes charge-flèche issues des tests expérimentaux [175] et des modélisations. ....	124
Figure 5.12. Courbes charge-flèche obtenues expérimentalement [155] et numériquement. .....	125
Figure 5.13. Profils de fissuration issus numériquement (ANSYS 16.2). ....	127
Figure 5.14. Faciès de fissuration des poutres [33]. .....	128
Figure 5.15. Profils de fissuration des poutres [175]. .....	129
Figure 5.16. mode de rupture des poutres [155]. .....	130

## Liste des tableaux

Tableau 3.1. Contribution de l'effet de Goujon.....	73
Tableau 3.2. Contribution de l'engrènement des granulats. ....	75
Tableau 3.3. Contribution de la zone comprimée non-fissuré.....	77
Tableau 3.4. Formules théoriques des mécanismes de transfert de cisaillement. ....	78
Tableau 3.5. Caractéristiques géométriques de la fissure diagonale. ....	80
Tableau 3.6. Angles de la fissure diagonale. ....	80
Tableau 3.7. Contribution de l'action de Goujon. ....	81
Tableau 3.8. Contribution de l'engrènement des granulats. ....	82
Tableau 3.9. Contribution de la zone de compression du béton.....	83
Tableau 3.10. Quantification de chaque mécanisme de transfert et comparaison globale. 84	
Tableau 4.1. Prédiction théorique de l'effort tranchant des poutres sans armatures transversales.....	92
Tableau 4.2. Résultats de l'analyse de régression .....	94
Tableau 4.3. Validation des codes réglementaires et modèles et de calcul. ....	97
Tableau 5.1. Propriétés des spécimens testés [33, 175,155].....	110
Tableau 5.2. Propriétés du béton ordinaire, $f_{c28}=44.2$ MPa.....	116
Tableau 5.3. Propriétés du béton ordinaire, $f_{c28}=47$ MPa.....	116
Tableau 5.4. Propriétés du béton ordinaire, $f_{c28}=51$ MPa.....	117
Tableau 5.5. Propriétés du béton à haute performance (BHP), $f_{c28}=70$ MPa. ....	117
Tableau 5.6. Propriétés du béton à haute performance, $f_{c91}=85.5$ MPa.....	118
Tableau 5.7. Propriétés des armatures longitudinales utilisées pour éléments finis.....	118
Tableau 5.8. Propriétés des plaques en acier. ....	119
Tableau 5.9. Constantes réelles pour le type d'élément SOLID65. ....	119
Tableau 5.10. Constantes réelles pour le type d'élément LINK180 (armature longitudinale). .....	119
Tableau 5.11. Résultats expérimentaux en comparaison avec les résultats numériques. .	126

## Liste des notations

### Majuscules latines

$A_{cz}$	section transversale de la zone du béton comprimé non-fissurée.
$A_c$	surface de la section transversale de béton.
$A_n$	surface de contact entre les granulats et la matrice cimentaire dans la direction normale de la fissure.
$A_s$	surface de la section d'armatures longitudinales.
$A_t$	surface de contact entre les granulats et la matrice cimentaire dans la direction tangentielle de la fissure.
$C_f$	facteur d'effectivité d'agrégat.
$E_c$	module d'élasticité du béton.
$E_s$	module d'élasticité de l'acier.
$G_F$	énergie de fissuration.
$M$	moment fléchissant de la poutre en béton armé.
$V$	résistance à l'effort tranchant.
$V_a$	effort tranchant repris par l'engrenage des granulats.
$V_d$	effort tranchant repris par l'effet goujon des armatures longitudinales.
$V_{cz}$	effort tranchant repris par le béton comprimé.
$V_{CSC}$	contributions d'engrenage des granulats et des contraintes résiduelles de traction.
$V_{Rd,c}$	contribution du béton.
$V_{res}$	effort tranchant repris par les contraintes résiduelles de traction de béton.
$V_T$	effort tranchant actif à l'extrémité de la fissure.

### Minuscules latines

$a$	portée de cisaillement.
$a_T$	distance entre le support et la pointe de la fissure.
$b$	largeur de la section droite transversale de la poutre.
$b_{ef}$	largeur effective du béton.
$c$	profondeur de la zone comprimée de la poutre.
$c_b$	enrobage du béton.
$c_m$	distance entre la fibre de compression supérieure et le centre de la bielle de compression inclinée au bord de la plaque de chargement.
$c_n$	distance entre la fibre de compression supérieure et l'axe où agit la force inclinée de la zone de compression.
$d$	hauteur utile de la poutre.
$d_{dg}$	rugosité moyenne.
$d_g$	taille maximale de l'agrégat.
$d_{g0}$	taille de référence de l'agrégat.
$d_T$	position verticale de la pointe de la fissure.
$f_c$	résistance à la compression du béton, mesurée sur cylindre.
$f_{ct}$	résistance à la traction du béton.
$f_{ct,eff}$	résistance effective à la traction du béton.
$f_{cu}$	résistance à la compression du béton, mesurée sur cube.
$f_y$	limite d'élasticité des armatures longitudinales.
$h$	hauteur de la section droite transversale de la poutre.

$h_F$	distance entre la fibre de compression supérieure et la pointe de la fissure diagonale.
$k_b$	facteur de réduction de la résistance.
$l_1, l_2$	limites d'intégration.
$l_A$	longueur de la fissure diagonale dans le segment quasi-vertical.
$l_B$	longueur de la fissure diagonale dans le segment quasi-horizontale.
$l_{bs}$	longueur de la plaque de support.
$l_{bt}$	longueur de la plaque de chargement.
$l_{de}$	longueur de la fissure de délaminage.
$l_{ef}$	longueur effective du béton en traction.
$n$	rapport de la limite élastique de l'acier sur le béton.
$n_s$	nombre des armatures longitudinales.
$r$	rapport de glissement et d'ouverture des surfaces de fissure.
$r_{F,edge}$	distance entre la pointe de la fissure diagonale et le bord de la plaque de chargement
$s_b$	espacement entre les armatures.
$u$	ouverture horizontale de la fissure diagonale au niveau d'armature.
$\bar{w}$	ouverture normalisée de la fissure diagonale.
$w$	ouverture de la fissure critique de cisaillement.
$w_{cr}$	ouverture maximale de fissure pour le transfert des contraintes résiduelles de traction.
$w_{li}$	ouverture maximale de la fissure pour laquelle les contraintes d'engrenage des granulats. sont transférées après la fissuration du béton.
$w_{sc}$	largeur de la bielle de l'interface fissurée.
$w_{si}$	largeur de la bielle de la surface non-fissurée.

### Minuscules grecques

$\alpha$	angle entre la fissure diagonale et les armatures longitudinales dans les poutres courtes.
$\alpha_{cr}$	angle d'inclinaison de la fissure diagonale dans la zone FPZ.
$\beta$	Constante
$\beta_{AA}$	taux d'élancement ( $a/z$ ).
$\beta_{CZ}$	constante déterminée par l'emplacement du point a.
$\beta_{CSC}$	représente la distribution des contraintes de cisaillement.
$\beta_{si}$	coefficient d'efficacité de la bielle de l'interface non-fissurée.
$\delta$	glissement de la fissure diagonale.
$\bar{\delta}$	glissement normalisé de la fissure.
$\delta_{num}$	déformation de l'élément numérique.
$\varepsilon$	déformation longitudinale des armatures.
$\varepsilon_{sm}$	déformation des armatures longitudinales à mi-portée.
$\varepsilon_x$	déformation longitudinale à mi-hauteur des éléments.
$\varnothing_s$	diamètre des armatures longitudinales.
$\gamma$	Constante
$\gamma_c$	coefficient de sécurité
$\eta$	variable d'intégration
$\varphi$	angle entre les directions de la contrainte de compression principale et de la fissure diagonale.
$\kappa_c$	coefficient tenant compte de la répartition non-uniforme des contraintes et de la fragilité de la bielle non fissurée.
$\lambda$	facteur de réduction de la déformation.
$\mu$	facteur de frottement entre les granulats et la matrice cimentaire

$\theta$	angle entre l'axe de la bielle et les armatures longitudinales dans les poutres courtes.
$\theta_A$	angle du segment quasi-vertical de la fissure diagonale dans les poutres minces.
$\theta_B$	angle du segment quasi-horizontal de la fissure diagonale dans les poutres minces.
$\rho$	taux d'armatures longitudinales.
$\sigma$	contrainte normale.
$\sigma_0$	contrainte normale maximale.
$\sigma_{ci}$	résistance effective à la compression de la partie non-fissurées de la bielle.
$\sigma_{pu}$	résistance plastique à la compression de la matrice cimentaire.
$\sigma_{res}$	contrainte de traction résiduelle.
$\sigma_{sc}$	contrainte de traction des armatures longitudinales au niveau de la fissure diagonale.
$\tau$	contrainte tangentielle.
$\tau_0$	contrainte tangentielle maximale.
$\tau_{xy}$	contrainte de cisaillement sur la hauteur de la zone de compression.
$\xi$	variable d'intégration.

### **Majuscules grecques**

$\Delta_{Exp}$	déplacement expérimental
$\Delta_{num}$	déplacement numérique

# **Introduction Générale**

## Introduction Générale

Des recherches expérimentales et analytiques approfondies ont été menées pour comprendre le mécanisme de la résistance au cisaillement des poutres avec et sans armatures transversales. Même après près de 80 ans de recherche, cet aspect le plus complexe n'a pas été entièrement maîtrisé. En ce qui concerne, le mécanisme de rupture des poutres sans armatures transversales, il y a une grande divergence entre les modèles proposés par les différents règlements en vigueur et les chercheurs.

Le mécanisme de rupture par cisaillement des poutres sans armatures transversales peut pratiquement engendrer diverses forces internes contribuant à cette sollicitation, à savoir : la contribution de la zone de compression du béton ( $V_{cz}$ ), la contribution due à l'engrènement des granulats ( $V_a$ ), la contribution due à l'action de l'armature longitudinale ( $V_d$ ) et éventuellement la contribution de la contrainte résiduelle de traction ( $V_{res}$ ).

Certes, ces différents composants contribuant à la résistance au cisaillement des poutres en béton armé, et ils sont difficile de définir entièrement la contribution de chaque mode de transmission, en raison de redistributions complexes des contraintes qui interviennent après fissuration.

En général, les contributions du  $V_{cz}$  et du  $V_a$  à la résistance au cisaillement étaient toujours significatives, tandis que la contribution  $V_d$  était plus limitée. D'autre part, Chen et al. [1] ont constaté que ces différents composants diminuaient avec l'augmentation de la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ).

La contribution de la zone comprimée du béton au transfert de l'effort tranchant devient insignifiante au fur et à mesure que la profondeur de la zone de compression diminue, comme dans le cas des poutres élancées ( $a/d > 2.5$ ). De plus, la contribution de la zone de compression est quantifiée par la géométrie et la localisation de la fissure diagonale (c'est-à-dire l'épaisseur de la zone de compression au-dessus du sommet de la fissure) [2]. En effet, les fissures en flexion verticale étaient relativement plus longues et réduisaient ainsi la profondeur de la zone comprimée pour les poutres en Béton à Hautes Performances (BHP) [3]. Les résultats des essais ont indiqué que l'effort tranchant porté par  $V_{cz}$  a une tendance à augmenter avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton [1, 4]. Taylor [5]

suggère que la contribution du  $V_{cz}$  varie de 20% à 40%, lorsque la résistance à la compression du béton est comprise entre 26 à 49 MPa. Mphonde [4] a rapporté que  $V_{cz}$  supporte jusqu'à 26% de l'effort tranchant appliqué ( $V$ ), pour des poutres ayant des résistances comprises entre 21 et 90 MPa. Ainsi, le taux de contribution de la force de cisaillement portée par la zone comprimée est de 13 à 17%, lorsque la résistance à la compression passe de 40 à 110 MPa [6].

Selon la littérature, la contribution portée par l'engrènement des granulats ( $V_a$ ) dépend de la résistance à la compression du béton [6], du diamètre maximal des granulats [7] et de l'ouverture de la fissure diagonale [1, 8]. En effet, le taux de contribution du  $V_a$  augmente significativement avec l'augmentation du taux d'armatures longitudinales [1], au fur et à mesure que le diamètre des granulats augmente [7] et ainsi qu'une ouverture réduite de la fissure diagonale [8, 9]. Cependant, le mécanisme "d'engrènement des granulats" ne contribue pas de manière significative à la capacité de résistance d'une poutre avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton, en raison de la réduction de la profondeur de la zone de compression et les surfaces des deux lèvres de la fissure diagonale qui sont relativement lisses [3, 10, 11]. Dans le cas des deux types de béton (béton ordinaire (BO) et béton à hautes performances (BHP)), le mode de rupture diffère. Pour les poutres en BHP, les fissures traversent le squelette granulaire au lieu de le contourner, conduisant à des surfaces de fissure plus lisses et donc, le mécanisme d'engrènement des granulats est fortement réduit [10-13]. Les auteurs ont rapporté que la composante verticale de la force transmise par l'engrènement des granulats peut résister à environ 33 à 50% de la force de cisaillement totale dans les poutres ayant une résistance du béton variant de 26 à 49 MPa [5].

Cependant, Sarkar et al. [6] ont trouvé que la force cisaillement portée par engrènement des granulats peut contribuer à environ 40% de la force totale de cisaillement appliquée d'une poutre ayant une résistance du béton de 110 MPa. Classen [14] a rapporté que l'engrènement des granulats contribue à environ 50% de la capacité de résistance au cisaillement d'une poutre faite avec un béton ordinaire de 33 MPa.

Tout comme l'engrènement des granulats, l'effet de goujon est un mécanisme de transfert du cisaillement à travers les fissures dans le béton. En effet, l'intensité de l'effort qui peut être transmis par ce mode de transmission dépend évidemment de la rigidité au cisaillement de l'armature (taux d'armatures longitudinales), qui est à son tour influencée par

son diamètre, mais également par la rigidité (épaisseur) du béton d'enrobage ainsi que par sa résistance à la traction et de la position de la branche inclinée de la fissure critique (qui indique le point où les armatures flexionnelles sont sollicitées à l'effort tranchant) par rapport à l'appui [9, 15]. Ainsi, l'effet goujon de l'armature longitudinale présente une contribution plus limitée pour les poutres sans armatures transversales, mais pas nécessairement négligeable [16]. De plus, lorsque la résistance à la compression du béton augmente, l'action de goujon devient très efficace, puisque l'adhérence entre armature et béton est de meilleure qualité [3, 4, 17, 18]

Selon les résultats d'essais existants, l'effet goujon ( $V_d$ ) supporte jusqu'à 25% de la force de cisaillement totale pour les poutres ayant résistance à la compression du béton de 49 MPa [5] et environ 74% de la résistance à l'effort tranchant ( $V$ ) pour des poutres faites avec un béton de 90 MPa [4]. De plus, la contribution de l'effet de goujon est de 43% de la résistance au cisaillement pour des poutres ayant une résistance à la compression du béton plus élevée ( $f_{cu} = 110\text{MPa}$ ) et atteint près de 53% du cisaillement total pour des poutres fabriquées avec un béton de  $f_{cu} = 40\text{MPa}$  [6]. Cependant, la quantité de cisaillement transférée par la force transmise par effet goujon s'est avérée relativement faible (10 à 18% de la force de cisaillement maximale), selon Huber et al.[11]

Dans la littérature, peu de recherches prennent en compte l'apport de la résistance résiduelle du béton à la traction. Toutefois, si l'ouverture des fissures diagonales reste limitée, une certaine capacité de transmission des efforts de traction à travers ces fissures est assurée par la résistance résiduelle à la traction du béton [19]. Ce mécanisme de transfert de cisaillement est activé après le développement d'une fissure diagonale, qui dépend principalement de la forme (longueur et inclinaison) et de l'ouverture de la fissure diagonale critique [8]. Au sommet de la fissure diagonale, le béton peut ainsi transférer d'une certaine partie de l'effort tranchant ( $V_{res}$ ) de part et d'autre de la fissure diagonale, notamment au sommet des fissures diagonales, où leur ouverture reste limitée [14]. En fait, le béton n'a aucune capacité à supporter des contraintes pour une largeur de fissure plus grande, d'environ 0.2 mm [20]. D'autres recherches ont rapporté que la contrainte de traction peut être transmise à travers les fissures lorsque leurs ouvertures sont inférieures à 0.15 mm, ainsi la contribution des contraintes résiduelles au niveau d'une fissure devient presque négligeable, une fois leur ouverture dépasse 0.15 mm [10]. Dans ce contexte, le mécanisme des tractions résiduelles dans la zone de propagation d'une fissure (connue sous le nom de Fracture

Process Zone, FPZ) joue un rôle mineur d'environ 0 à 11% de la charge de rupture par cisaillement pour les poutres renforcées avec un minimum d'armatures transversales [11]. Selon Classen [14], la zone de propagation d'une fissure contribue à environ 15% de la force de cisaillement totale.

Ces mécanismes de résistance au cisaillement et la capacité de cisaillement ultime sont principalement affectés par les principaux paramètres, à savoir la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ), la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ) et le taux d'armature longitudinale ( $\rho$ ).

En effet, de nombreuses études expérimentales [3, 21-23] et analytiques [24-26] suggèrent que la résistance au cisaillement des poutres en béton armé diminue lorsque le rapport  $a/d$  augmente de 1,5 à 7, l'augmentation du rapport  $a/d$  au-delà de 7 n'affecte pas la résistance au cisaillement. Dans de nombreuses formules empiriques, la résistance au cisaillement d'une poutre est généralement prise comme directement proportionnelle à  $(d/a)^{0.33-1.0}$ , ce qui indique que  $a/d$  est utilisé comme paramètre capitale et classant également les poutres en deux catégories : poutres minces (élancées) ( $a/d \geq 2.5$ ) et des poutres courtes (profondes) ( $a/d < 2.5$ ).

Dans les poutres ayant un  $a/d < 2.5$ , l'action d'Arc est un mécanisme principal de transfert de cisaillement, les efforts sont transférés aux appuis à travers une bielle de compression [27]. Ce phénomène est assez significatif dans ces poutres courtes, qui est ignoré dans les codes réglementaires actuels tels que ACI 318, Eurocode 2, BS 8110, FIB Model Code 2010 et les modèles de cisaillement proposés [28-30]. Et par conséquent dans certains cas, une dispersion importante est observée entre ces prédictions théoriques et résultats expérimentaux [1, 8, 24, 30]. D'autre part, la résistance au cisaillement augmente au fur et à mesure que la résistance du béton augmente. Ainsi, la plupart des équations prédisant la résistance au cisaillement sont prises comme directement proportionnelle à  $f_c^{0.33-0.5}$ , ce qui indique que la résistance à la compression est un paramètre influençant le plus sur la capacité au cisaillement des poutres en béton armé. Mais l'augmentation de la résistance à la compression du béton pour les éléments sans armatures transversales n'augmente pas de manière significative la résistance au cisaillement des poutres faites avec un BHP [3, 12, 31], en raison du mécanisme d'engrènement des granulats qui est fortement réduit à cause des fissures lisses, comme expliqué précédemment. De plus, certains codes de calcul et des modèles proposés tiennent compte du taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ), qui est quantifié

comme  $\rho^{0.33-1}$ . Cependant, la forme de la section transversale a un effet important sur la capacité de cisaillement, qui n'est actuellement pas prise en compte par les modèles des règlements en vigueur [32].

Dans le même contexte, les règlements actuels, prédisant la résistance à l'effort tranchant des poutres sans armatures transversales sont principalement fondés sur des modèles théoriques, et donc ces codes réglementaires ne quantifient pas le mécanisme de cisaillement réel, et ils sont souvent trop conservateurs. De plus, ils ne peuvent pas être directement applicables pour le calcul d'éléments en BHP, où les BHP sont actuellement utilisés dans tous les domaines de la construction. Pour ces raisons, le comportement structurel du BHP sous cisaillement est un domaine de recherche important et n'a pas encore été entièrement appréhendé.

Par conséquent, il est nécessaire d'étudier ce comportement complexe jusqu'à la rupture, en utilisant des images obtenues par numérisation vidéo (système Gom-Aramis) pendant le chargement. En effet, cette technique de mesure 'Gom-Aramis' donne un champ de déformation jusqu'au point de rupture de l'élément structurel et sur une grande surface de celui-ci, détectant et surveillant en continu l'évolution des fissures et mesurant également leurs ouvertures. En fait, la technique de mesure (Gom-Aramis) a été calibrée dans une étude précédente rapportée par Hamrat et al.[3]. Dans cette étude, une comparaison entre les techniques de mesure classiques (jauges de déformation) et la technique 'Gom-Aramis' a été réalisée. Un bon accord entre les deux méthodes de mesure a été trouvé, ce qui indique que la technique 'Gom-Aramis' est un outil de mesure efficace pour obtenir le déplacement et le champ de déformation pendant tout le processus de chargement (du début à la rupture). Les mesures des déplacements et les déformations durant l'historique du chargement (au moment et après rupture) ne sont généralement pas possibles avec la méthode classique, en raison de l'endommagement des jauges.

## Objectifs de la thèse

Dans le contexte de la problématique décrite à la section précédente, il est d'abord impératif de mieux comprendre et mieux quantifier la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales. L'objectif fondamental de cette étude est de quantifier d'une part la contribution des différents mécanismes de transfert de l'effort tranchant et d'autre part, estimer la contribution du béton à la résistance au cisaillement, en

proposant des formules donnant une prédiction rationnelle de cette résistance pour les poutres courtes et élancées sans armatures transversales. Plus explicitement, les sous objectifs sont :

- Quantifier des contributions de chaque mode de transmission de l'effort tranchant, en utilisant les résultats de la technique de corrélation d'images (système Gom-Aramis) (travaux de recherche 'Hamrat, 2010 [33]).

- Comparer les contributions mesurées des différents mécanismes du transfert de cisaillement à celles prédites par les modèles théoriques.

- Proposer un modèle pour prédire fidèlement la résistance au cisaillement des poutres courtes et élancées sans armatures transversales.

- Etudier la validité et la pertinence des modèles proposés et des règlements universels par un travail comparatif entre les résultats expérimentaux extraits de la littérature et les prédictions obtenues par ces modèles.

- Prédire numériquement le comportement charge-flèche et ainsi les modes de rupture des poutres en béton armé testées.

## **Structuration de la thèse**

La thèse est constituée de cinq chapitres précédés d'une introduction générale. Cette dernière présente la problématique qui a fait naître cette étude ainsi qu'un survol sur les études précédentes et les principaux objectifs.

Le premier chapitre présente les mécanismes de transfert de cisaillement et les modèles théoriques permettant d'estimer la contribution de ces différents modes de transmission, dans le cas des poutres sans d'armatures transversales.

Le second chapitre concerne les bases (fondements) théoriques, qui ont pour but de mettre en évidence l'état de l'art concernant le comportement en effort tranchant des éléments en béton armé. Il met en revue les divers paramètres influençant le comportement de ces éléments sollicités en cisaillement. Il présente également des différents modes de rupture qui s'observent dans ces éléments structuraux. Les approches et les modèles réglementaires permettant d'estimer la capacité de cisaillement sont exposés.

Dans l'optique de mieux comprendre la quantification détaillée des contributions de chaque mode de transmission de l'effort tranchant, le troisième chapitre traite les résultats obtenus par la technique expérimentale de corrélation d'images (système Gom-Aramis), cette dernière représente un outil approprié pour la quantification et le suivi de la cinématique de la fissure (ouverture et glissement). Certes, cette technique aide à quantifier et estimer le taux de contribution de chaque mécanisme de transfert. En revanche, des modèles proposés par Cavagnis et al., Fernández Ruiz et al. et Chen et al., qui ont été adoptés pour calculer la contribution de chaque action de transfert de cisaillement des poutres courtes et élancées. Ainsi, une comparaison entre les valeurs mesurées et calculées de différents mécanismes de transfert de cisaillement est également effectuée.

Le quatrième chapitre décrit brièvement le développement de modèles permettant d'estimer la capacité de cisaillement des poutres courtes et élancées. Ainsi, des modèles proposés (auteurs, Bazant, Zsutty, Kim ...) et les codes réglementaires (ACI 318, Eurocode 2, BS 8110 et FIB model code) ont été validés, en se basant sur une base de données de résultats expérimentaux contenant 1000 poutres en béton armé sans armatures transversales fabriquées en béton ordinaire et béton à hautes performances.

Le cinquième chapitre comporte une étude numérique basée sur l'utilisation de logiciel d'analyse par éléments finis (ANSYS®). Cette modélisation offre l'avantage de comparer non seulement les courbes charges-flèches mais également les modes de rupture numériques aux profils de fissuration des poutres réellement endommagées par effort tranchant.

Des conclusions clés permettant la compréhension du phénomène de cisaillement dans les poutres en béton armé sans armatures transversales sont présentées et qui viennent terminer cette thèse et des perspectives sont suggérées également pour la suite de cette recherche.

# **CHAPITRE 1**

## **Mécanismes de Transfert d'Effort tranchant dans les Poutres en Béton Armé**

# CHAPITRE 1 : Mécanismes de Transfert d'Effort tranchant dans les Poutres en Béton Armé

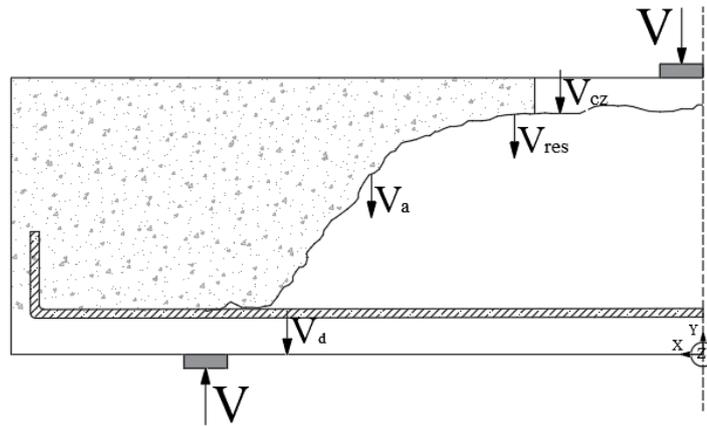
## 1.1 Introduction

Suite à la fissuration d'une poutre, plusieurs mécanismes de transfert de l'effort tranchant doivent s'activer afin de garantir la transmission des charges aux appuis [34]. Le mécanisme de rupture par cisaillement des poutres sans armatures transversales peut pratiquement engendrer diverses forces internes contribuant à cette sollicitation, à savoir : la contribution de la zone de compression du béton ( $V_{cz}$ ), la contribution due à l'engrenage des granulats ( $V_a$ ), la contribution due à l'action de l'armature longitudinale ( $V_d$ ) et éventuellement la contribution de la contrainte résiduelle de traction ( $V_{res}$ ). Certes, ces différents composants contribuent à la résistance au cisaillement des poutres en béton armé, et il est difficile de définir entièrement la contribution de chaque mode de transmission, en raison de redistributions complexes des contraintes qui interviennent après la fissuration. Ainsi, plusieurs chercheurs ont constaté que ces différents composants sont fortement influencés par les paramètres de cisaillement [1], notamment la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ).

L'activation de ces mécanismes dépend en grande partie de la forme et de la cinématique de la fissure diagonale de cisaillement à la rupture [15, 35]. En effet, de nombreux chercheurs ont utilisé des modèles pour quantifier ces différents mécanismes de transfert [8, 11, 15, 16, 24, 36].

## 1.2 Contribution de différentes actions de transfert de cisaillement

La figure 1.1 décrit les mécanismes de base de transfert de l'effort tranchant conformément aux conclusions des rapports du comité ASCE-ACI 426 [37] et celui du comité ASCE-ACI 445[38]. Comme montré à la figure 1.1, plusieurs modes de transmission peuvent participer au transfert de l'effort tranchant d'une part et d'autre de la fissure diagonale.



**Figure 1.1.** Forces internes dans une poutre sans armature transversales.

Les taux de contribution de chaque mécanisme à la résistance au cisaillement sont les suivants: de 20 à 40% par le béton non fissuré de la zone comprimée, de 33 à 50% par l'engrènement des granulats, et de 15 à 25% par l'effet Goujon [5].

Selon l'étude de Mphonde [4], pour le béton à haute résistance, l'engrènement des granulats ne contribue pas fortement au cisaillement pour le cas du béton à haute résistance, en raison des surfaces formant les lèvres de la fissure diagonale qui sont relativement lisses.

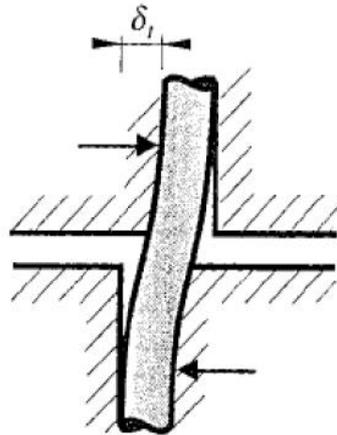
Pour sa part, Sarkar et al.[6] ont évalué la contribution au cisaillement de divers mécanismes à l'état ultime pour les poutres ayant une résistance du béton dans la plage de  $40 < f_{cu} < 110$  MPa avec  $a/d=2.0$ . Ils ont trouvé que :  $V_a$  contribue de 34 à 40%,  $V_{cz}$  contribue de 13 à 17% et  $V_d$  contribue de 53 à 43% de la charge maximale.

D'autre part, kim et al.[21] suggèrent que la contribution de  $V_{cz}$  varie de 42.7% à 50.6%,  $V_d$  varie de 25.0% à 29.4% de l'effort tranchant totale et que la contribution de  $V_a$  ne représente que 18.6% à 32.5%, pour des poutres faites avec un béton ne dépasse pas les 35 MPa, pour une plage de portée de cisaillement variant de 2.0 à 4.0.

Récemment, Classen [14] a rapporté que  $V_{cz}$  supporte 40-50% de l'effort tranchant appliqué,  $V_a$  peut résister à environ 50% de la force de cisaillement totale et  $V_{res}$  contribue environ 15% de la charge totale de cisaillement pendant tout le processus de chargement.

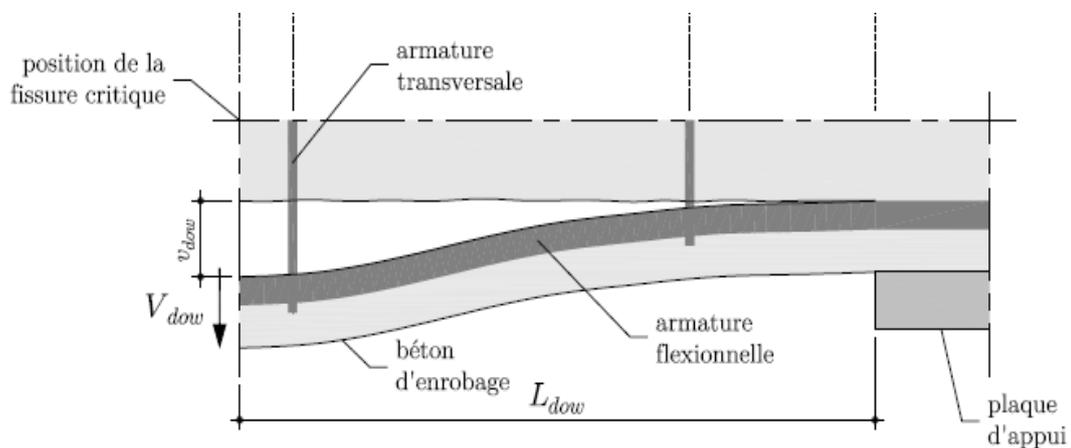
### 1.2.1 Effet Goujon

L'effet Goujon intervient lorsqu'une fissure est traversée par les armatures longitudinales qui travaillent en flexion et en traction. En effet, le glissement des lèvres de la fissure est gêné par l'armature flexionnelle qui travaille en flexion et en tension. Ainsi, ce glissement exerce sur le béton avoisinant des efforts très élevés qui l'écrasent (Fig.1.2). Selon Taylor [39], quand la force de cisaillement augmente, c'est l'effet Goujon ( $V_d$ ) qui atteint sa capacité en premier.



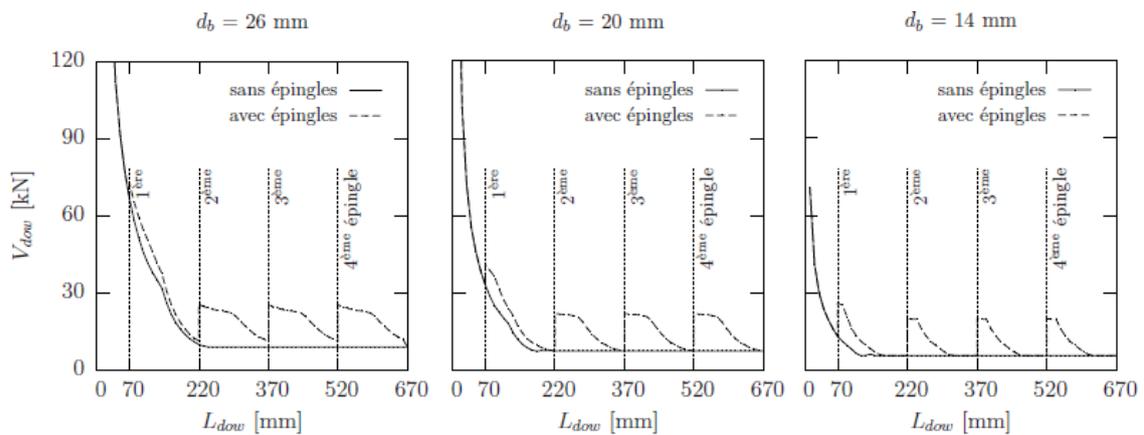
**Figure 1.2.** Effet de Goujon ou interaction acier-béton [40].

Ainsi, l'intensité de l'effet Goujon dépend essentiellement du diamètre des armatures, de la résistance à la traction du béton d'enrobage, la position de la branche inclinée de la fissure critique (qui indique le point où les armatures flexionnelles sont sollicitées à l'effort tranchant) par rapport à l'appui (Fig.1.3) et du taux d'armatures longitudinales [8].



**Figure 1.3.** Activation du mécanisme de transfert de l'effet Goujon [19].

En effet, le diamètre des armatures flexionnelles ( $d_b$ ) montre aussi une nette influence, avec le développement de forces  $V_d$  plus élevées pour les diamètres plus grands (Fig.1.4). Par contre, cet effet se réduit rapidement avec l'augmentation de la distance entre l'appui et la position de la fissure critique ( $L_{dow}$ ), jusqu'à ce que seulement une force minimale puisse encore être transmise par effet Goujon [19]. Il a été constaté que plus le croisement de la branche inclinée de la fissure critique avec l'armature flexionnelle se fait loin de l'appui et de la première épingle intersectée par la fissure de délamination, plus la contribution de l'effet Goujon est très faible (voire négligeable). Au contraire, lorsque la longueur  $L_{dow}$  est beaucoup plus réduite, la contribution de l'effet Goujon est plus conséquente [19].



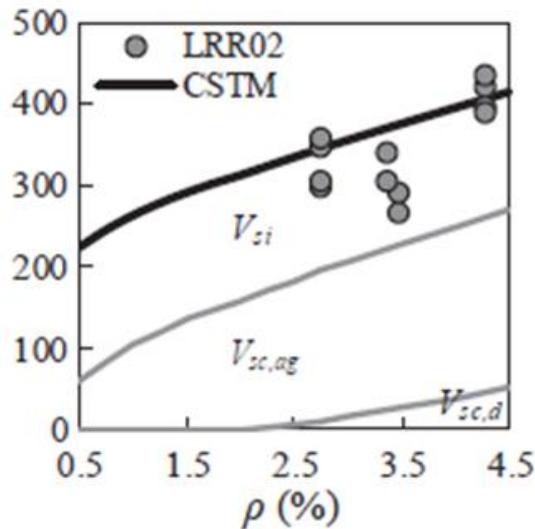
**Figure 1.4.** Relation entre la force d'effet Goujon et la distance entre l'appui et le point de croisement de la branche inclinée de la fissure critique avec l'armature flexionnelle [19].

En fait, le déplacement de cisaillement à travers la fissure est résisté par la rigidité à la flexion des armatures qui traverse cette fissure. Cet effet est généralement limité par la résistance à la traction du béton supporté par les armatures flexionnelles. En effet, l'effet Goujon ne soit pas considéré comme une composante significative de la résistance à l'effort tranchant sauf si l'élément contient une très grande quantité d'armatures longitudinales [41].

Dans les éléments sans armatures transversales, l'effet Goujon est relativement faible, car les armatures longitudinales ne sont pas supportées par des armatures transversales, produisant ainsi un éclatement du béton d'enrobage [35, 42-44]. Cependant, l'effet Goujon apporte une contribution significative pour éléments structuraux avec des

armatures transversales ou les armatures longitudinales sont réparties sur plusieurs nappes [11, 45, 46].

Pour sa part, Chen [1] a rapporté que l'effet Goujon augmente avec l'augmentation du taux d'armature longitudinale ( $\rho$ ) (Fig. 1.5).



**Figure 1.5.** Variation de l'effet Goujon avec du taux d'armature flexionnelle [1].

Huber et al. [11] a trouvé que pour les poutres longues sans armatures transversales, la contribution d'effet Goujon des armatures longitudinales est plutôt faible (10 à 18% de la charge de cisaillement).

Kim et al. [21] ont constaté que l'action de Goujon augmente légèrement lorsque la portée de cisaillement ( $a/d$ ) augmente de 2.0 à 4.0, d'environ 25-29.4%.

Fiset et al.[47] ont montré que l'action de Goujon ne représente que 3.3% à 4.2% de la charge maximal de cisaillement.

Fenwick [48] et Taylor [5] ont remarqué que la contribution d'effet Goujon ne dépasse pas 25% de la charge de cisaillement, ce qui n'est pas le cas dans les éléments avec armatures transversales où une contribution significative de ce mécanisme est observée.

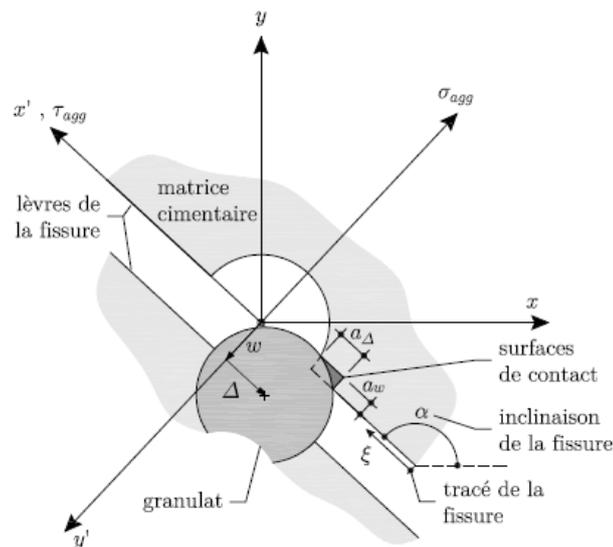
Selon Swamy et Andriopoulos [49] la contribution combinée de l'effet Goujon et des granulats atteint près de 90% de la résistance au cisaillement avec et sans armatures d'effort

tranchant lorsque  $a/d=2$ , elle décroît pour des valeurs  $a/d$  plus élevées atteignant 50% pour  $a/d=6$ .

D'autre part, Campana [34] a constaté que l'effet Goujon est particulièrement important pour la poutre (SC16b, 45%). Ceci est dû à la distance relativement faible observée entre l'appui du spécimen et le point de croisement de la branche inclinée de la fissure critique avec l'armature flexionnelle (longueur  $L_{\text{dow}} = 70$  mm). Par contre, pour les essais dans lesquels l'engrènement des granulats a été plus important (à cause d'une branche inclinée de la fissure critique plus courte, plus raide et se développant plus loin de l'appui ainsi qu'une ouverture réduite de cette fissure), la contribution de l'effet Goujon devient presque négligeable (5% pour la poutre SC12b et 10% pour la poutre SC13b).

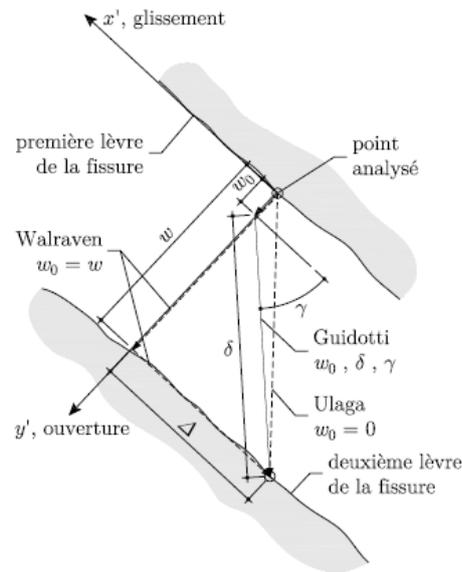
### 1.2.2 Engrènement des granulats

Plusieurs modèles ont été utilisés pour le calcul des contraintes d'engrènement basé sur les déplacements relatifs entre les deux lèvres d'une fissure [5, 50-52]. Le modèle Walraven [50] permet en effet de lier de manière directe les déplacements relatifs des deux lèvres d'une fissure (ouverture  $w$  et glissement  $\Delta$ ) aux contraintes normales ( $\sigma_{ag}$ ) et tangentielles ( $\tau_{ag}$ ) transmises à travers cette dernière (Fig.1.6).



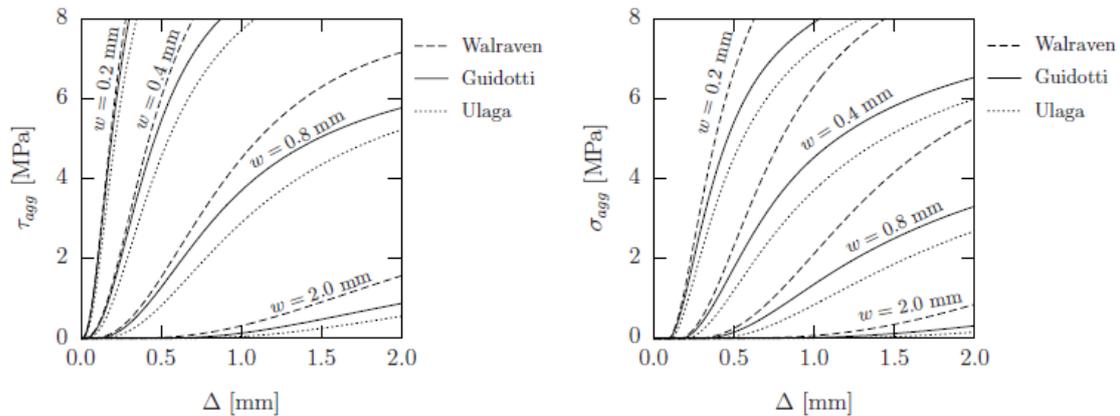
**Figure 1.6.** Bases du modèle d'engrènement des granulats proposé par Walraven [50].

La cinématique prise en compte dans le modèle de Walraven [50] considère que l'ouverture ( $w$ ) de la fissure se produit entièrement avant le glissement ( $\Delta$ ) (Fig.1.7). Ulaga [53] considère que le glissement se produit dès le début, de façon combinée avec l'ouverture. Toutefois, les propositions de Ulaga [53] et de Walraven [50] peuvent être considérées comme des cas particuliers du mode de développement de la cinématique proposé par Guidotti [54].



**Figure 1.7.** Modes de développement de la cinématique : modèles proposés par Walraven [50], Ulaga [53] et Guidotti [54].

En effet, la figure 1.8 montre une comparaison entre des contraintes d'engrènement ( $\sigma_{ag}$  et  $\tau_{ag}$ ) calculées en fonction de l'amplitude du glissement ( $\Delta$ ) pour différentes valeurs de l'ouverture  $w$  en considérant les trois modes de développement de la cinématique précédemment décrits. A l'issue de cette figure, le mode de développement proposé par Walraven [50] représente une borne supérieure des contraintes d'engrènement, alors que celui propose par Ulaga [53] représente une borne inférieure. Les courbes continues de la figure 1.8 représentent des valeurs intermédiaires des contraintes d'engrènement proposées par Guidotti [54]. La figure 1.8 montre également que les contraintes d'engrènement augmentent avec l'accroissement du glissement ( $\Delta$ ). Pour des ouvertures de fissure modérées ( $w = 0.2\text{mm}$  et  $0.4\text{ mm}$ ), cette augmentation est très influencée à celle du glissement, ce qui n'est plus le cas pour des fissures les plus ouvertes ( $w = 0.8\text{mm}$  et  $2.0\text{ mm}$ ).



**Figure 1.8.** Contraintes d'engrènement ( $\sigma_{ag}$ ) et  $\tau_{ag}$ ) en fonction de l'ouverture et du glissement selon les trois modes de développement de la cinématique proposés par Walraven [50], Ulaga [53] et Guidotti [54].

Le transfert de l'effort tranchant par l'engrènement des granulats est défini par la capacité des granulats se trouvant sur la surface de la fissure qui fournissent une résistance contre le glissement [36]. Ce mécanisme est connu par une autre appellation "le transfert de cisaillement par interface" [23, 55].

Ainsi, la contribution de l'engrènement des granulats à la transmission de l'effort tranchant (intensité de la force  $V_{ag}$ ), varie sensiblement selon la forme et la cinématique de la fissure critique de cisaillement (ouverture et glissement) (Fig.1.9).



**Figure 1.9.** Surfaces de la fissure: (a) Béton ordinaire (surface rugueuse) ; (b) Béton à hautes performances (surface lisse) [33].

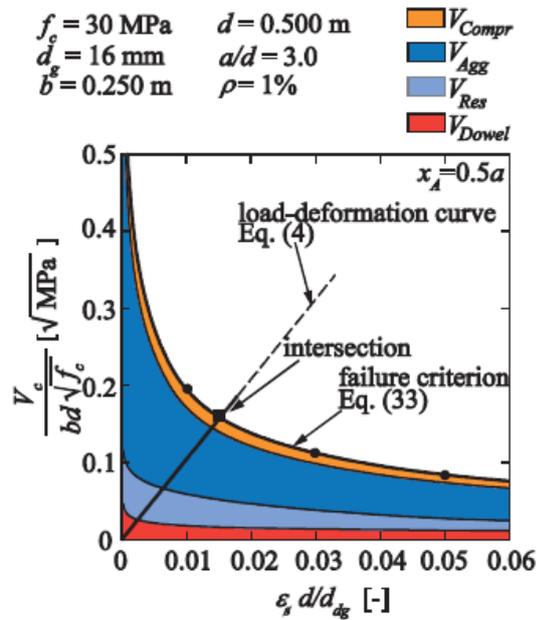
Dans le cas du béton ordinaire, la fissure contourne les granulats car la résistance de la matrice cimentaire est largement inférieure à la résistance des granulats, et donc une fois la fissure se développe, contourne les granulats (Fig 1.9a). Cependant, la résistance de la matrice cimentaire avoisine celles des granulats, et par conséquent, la fissure traverse complètement les granulats [13, 33], occasionnant une surface relativement lisse pour le cas des bétons à hautes performances (Fig 1.9b). En effet, l'effort tranchant porté par l'engrènement des granulats diminue avec l'augmentation de la résistance à la compression de béton [5, 23, 56].

Deng et al [57] ont constaté qu'avec l'augmentation de la taille maximale des granulats, la charge ultime augmente également. Sur la base de l'observation visuelle de la surface de fissure (Fig 1.10), l'augmentation de la taille des granulats améliore l'action d'engrènement des granulats, en raison d'une surface de fissure plus rugueuse. De plus, ils ont conclu qu'une fois que la fissuration par effort tranchant a été initiée, les déplacements normaux et tangentiels se sont produits à l'interface des fissures. La présence d'une surface de fissure rugueuse et d'un déplacement tangentiel joue un rôle essentiel au développement d'engrènement des granulats. Par conséquent, la contribution du mécanisme d'engrènement augmente lorsque la taille du granulat augmente et que l'ouverture de la fissure diminue [9, 55].



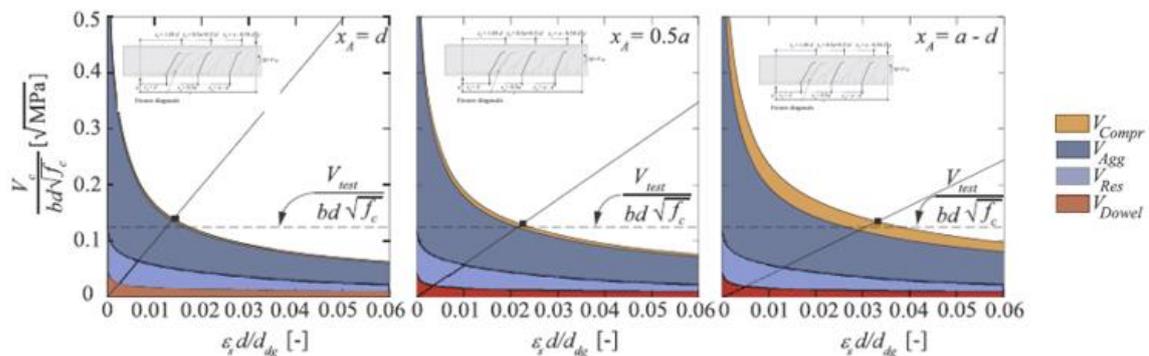
**Figure 1.10.** Observation visuelle de la surface de fissuration de la fissure de cisaillement [57].

D'autre part, Cavagnis et al. [8] ont constaté que la contribution de chaque mécanisme de transfert de cisaillement diminue lorsque l'ouverture de la fissure diagonale augmente (Fig 1.11). En outre, l'engrènement des granulats est le mode le plus contribuant à la résistance à l'effort tranchant.



**Figure 1.11.** Actions de transfert de cisaillement [8].

Par ailleurs, la contribution d'engrènement des granulats est significative pour tous les emplacements de la fissure de cisaillement dans une poutre élancée (Fig 1.12).

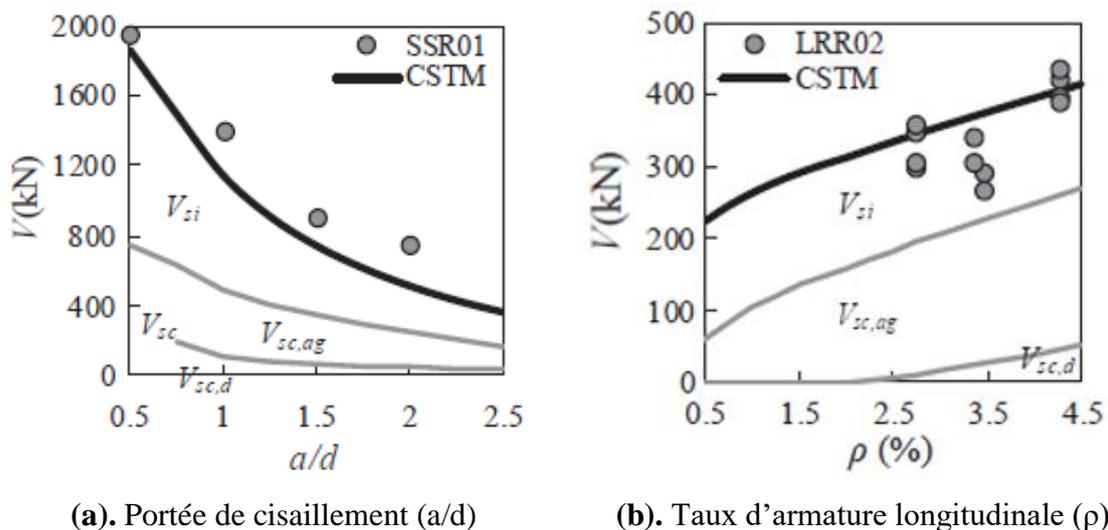


**Figure 1.12.** Contribution des différents mécanismes de transfert de cisaillement aux différents emplacements de la fissure diagonale [8].

Certes, ce mode de transfert dépend essentiellement de l'effet d'échelle qui lié directement au rapport  $a/d$ . En effet, la contribution de ce mode de transmission est en effet très importante pour les poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ), présentant une fissure critique avec une branche inclinée légèrement plus raide et dont l'ouverture est plus petite et devient moindre pour les poutres élancées ( $a/d > 2.5$ ), montrant des fissures critiques avec des branches inclinées plus allongées et dont l'ouverture est plus importante [34].

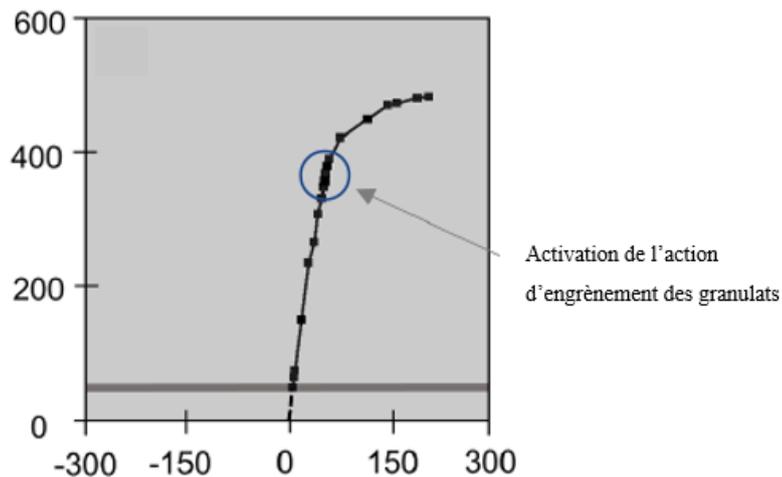
Kim et al.[21] ont trouvé que le mécanisme d'engrènement des granulats contribue approximativement de 18.6 à 32.5%, et tend à diminuer avec l'augmentation de la portée de cisaillement ( $a/d$ ) de 2.0 à 4.0.

Chen et al.[1] ont constaté que le mécanisme d'engrènement des granulats des poutres profondes sans armatures transversales augmente significativement avec la diminution de la portée de cisaillement  $a/d$  (Fig. 1.13a) et l'augmentation du taux d'armature longitudinale  $\rho$  (Fig 1.13b). Cette augmentation est due à la réduction de l'ouverture de la fissure de cisaillement (Fig. 1.13).

(a). Portée de cisaillement ( $a/d$ )(b). Taux d'armature longitudinale ( $\rho$ )

**Figure 1.13.** Variation de l'actions d'engrènement des granulats en fonction : (a) de la portée de cisaillement  $a/d$  ; (b) et du taux d'armature longitudinale ( $\rho$ ) [1].

Pour sa part, Classen [14] a remarqué que le mécanisme de transfert de cisaillement dû à l'engrènement des granulats est activé avec l'apparition de la fissure de cisaillement, provenant d'une fissure de flexion et qui s'incurve vers le point de chargement (Fig 1.14). Il a trouvé que ce mécanisme de transfert de cisaillement contribue approximativement 50% de la résistance au cisaillement transférée.



**Figure 1.14.** Activation du mécanisme d'engrènement des granulats [14].

D'autre part, Huber et al [11] ont constaté que le mécanisme d'engrènement des granulats contribue d'une façon significative avec un pourcentage variant de 0 à 96% de la charge de cisaillement ultime. En fait, l'effet d'engrènement des granulats est prédominant dans les spécimens présentant un angle de fissure important. Ainsi, lorsque l'ouverture de la fissure diagonale est considérable, la probabilité d'engrènement des agrégats diminue. Cela est dû à la diminution de la surface de contact entre les lèvres de la fissure [11, 58].

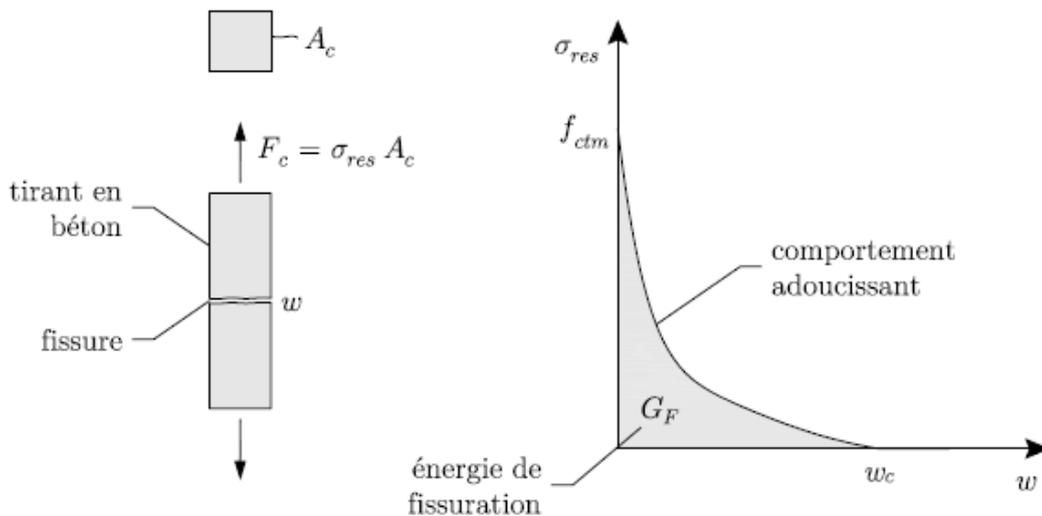
Fenwick et Paulay [48] ont remarqué qu'environ 70% de l'effort tranchant vertical est transféré par l'engrènement des granulats à travers les fissures de flexion, la partie restante étant transférée dans la zone de compression et par l'effet Goujon des armatures longitudinales.

Nilson et al. [59] ont rapporté que les forces d'engrènement des granulats se développent à l'interface et peuvent résister à environ un tiers de la force de cisaillement totale dans la poutre.

Selon Campana [34], l'engrènement des granulats est dominant pour la poutre (SC12b, 72%) ayant une fissure critique avec une branche inclinée légèrement plus raide et dont l'ouverture est plus petite et également important pour la poutre (SC13b, 44%). Par contre, en raison de la grande ouverture de la fissure critique et de la forme de sa branche inclinée plus allongée, cette contribution est limitée pour la poutre (SC16b, 20%).

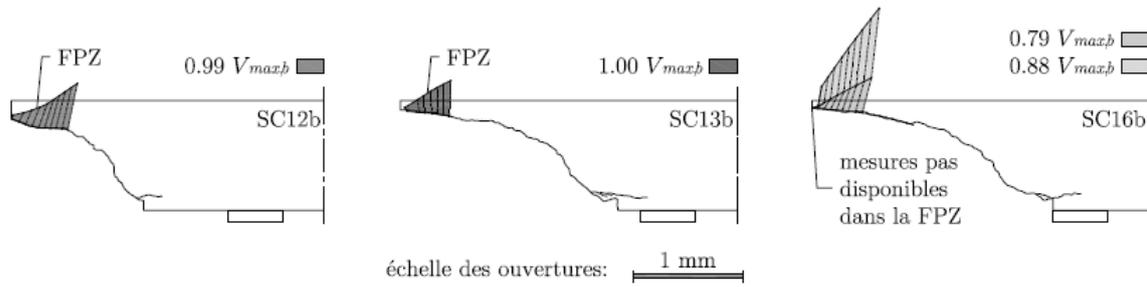
### 1.2.3 Contraintes résiduelles de traction du béton

La figure 1.15 montre le résultat typique d'un essai de traction sur un élément en béton non armé, et donnant l'allure la résistance résiduelle à la traction ( $V_{res}$ ) en fonction de l'ouverture de la fissure ( $w$ ). Le comportement en traction du béton peut être caractérisé par une relation adoucissante entre la résistance résiduelle à la traction ( $V_{res}$ ) et l'ouverture de la fissure ( $w$ ). En effet, au-delà d'une certaine ouverture ( $w_c$ ), aucune résistance à la traction n'est plus offerte par le béton. A ce moment, les deux parties du tirant en béton non armé sont alors complètement désolidarisées [20, 34]. Certes, les déformations sont localisées dans une petite région appelée la zone de processus de fissuration (Fracture Process Zone :FPZ) [38].



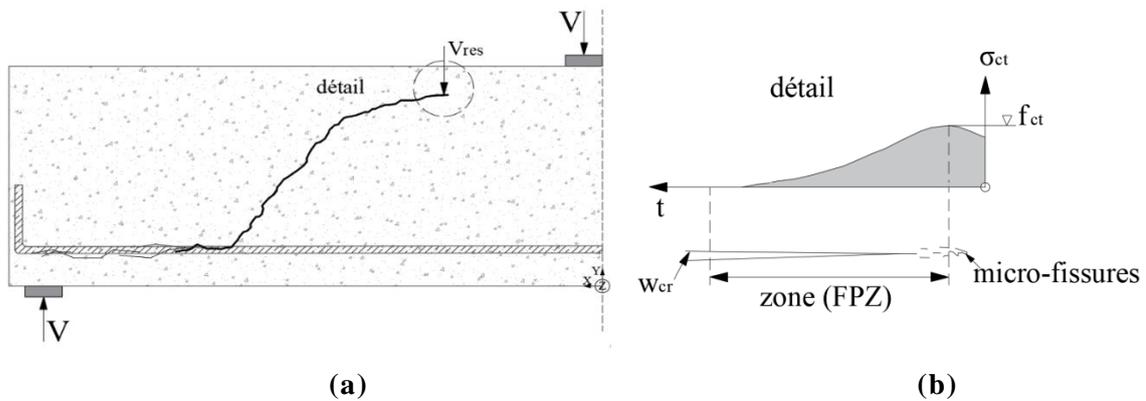
**Figure 1.15.** Relation entre la résistance résiduelle à la traction et l'ouverture de la fissure [20].

Ce phénomène peut garantir la transmission d'une certaine partie de l'effort tranchant ( $V_{res}$ ) de part et d'autre de la fissure critique, notamment au sommet des fissures critiques, où leur ouverture reste limitée. Ce mode de transmission a une influence très limitée sur la transmission de l'effort tranchant total notamment en raison de la taille des spécimens et à l'ouverture importante des fissures (Fig.1.16). Toutefois, dans le cas de spécimens avec des fissures moins ouvertes, sa contribution pourrait s'accroître [34].



**Figure 1.16.** Cinématique de la zone de propagation des fissures critique (FPZ) [15].

Huber et al.[11] ont montré que l'effort tranchant peut être transféré dans les poutres par des contraintes résiduelles de traction au niveau de la pointe de la fissure de cisaillement critique (Fig 1.17a). Dans le béton, une zone de processus de fissuration (FPZ) se forme dans laquelle des contraintes sont transférées à travers la fissure où leur ouverture reste limitée (Fig 1.17b).



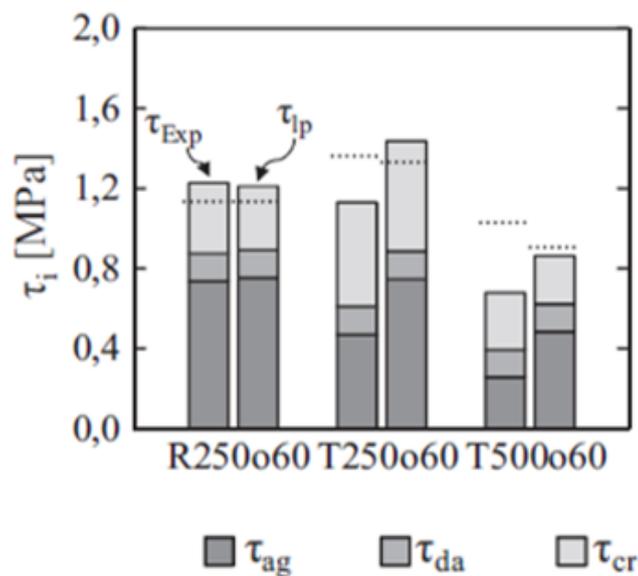
**Figure 1.17.** Contraintes résiduelles au niveau de la pointe de la fissure: (a) la composante verticale  $V_{res}$ ; (b) état de contrainte de traction dans la zone FPZ[11].

Lorsque la fissure se développe, les deux surfaces de la fissure ne se séparent pas d'une façon complète. En effet, les contraintes résiduelles de traction à travers les fissures étaient significatives pour les ouvertures de fissures varient entre 0.05 et 0.15 mm. Une partie de l'effort tranchant dans les poutres élancées ( $d < 100$  mm) peut être transféré à travers les plus fines fissures. Cependant, les contraintes résiduelles de traction ne contribuent pas d'une façon considérable à la résistance des poutres larges où les fissures diagonales sont plus ouvertes [41].

Hillerborg [19] a observé que le béton a toujours la capacité de transférer un certain niveau de contraintes de traction, permettant aux tirants de traction de se développer à travers les fissures. Ces contraintes se développent au niveau de la zone FPZ (près de la pointe de fissure) et se diminuent lorsque les ouvertures de la fissure augmentent. Le béton n'a pas la capacité de supporter des contraintes pour des poutres présentant des fissures critiques plus ouvertes ( $\geq 0.2$  mm) [20].

Shah et al.[60] ont confirmé que lorsque le béton est fissuré et chargé en traction uniaxiale et peut transmettre des contraintes de traction, une fois leur ouverture atteint 0.06 mm à 0.16 mm et donc la résistance apportée par les contraintes de traction résiduelles est importante [8]. Cependant, la contribution des contraintes de traction est moins importante pour des poutres larges où leurs l'ouverture de la fissure diagonale ( $w$ ) est plus ouverte [15, 61].

La contribution des contraintes résiduelles de traction dans la zone FPZ est de l'ordre de 18% à 38% de la charge de cisaillement. Les contraintes transmises au niveau de la pointe de la fissure contribuent à la résistance à l'effort tranchant dans les poutres sans armatures transversales [11] (Fig. 1.18).



**Figure 1.18.** Actions de transfert de cisaillement dans les poutres sans armatures transversales [11].

Selon Classen [14], la contribution des contraintes résiduelles de traction est d'environ 15% de l'effort tranchant maximal durant tout le chargement. En effet, les

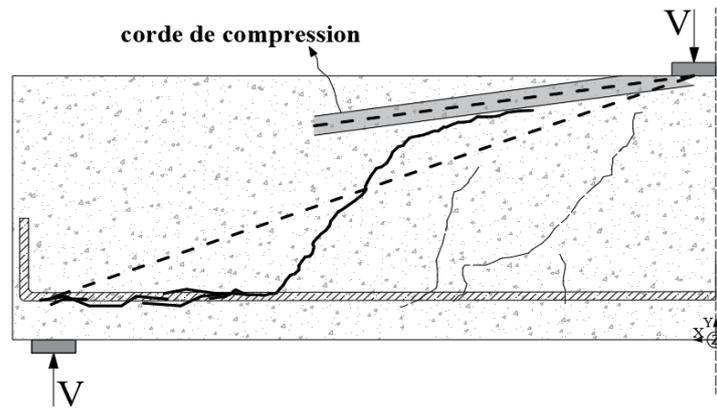
contraintes résiduelles de traction transférées perpendiculairement à la fissure restent approximativement constantes ou elles diminuent légèrement durant le chargement de cisaillement. Cependant, les contraintes résiduelles de traction augmentent avec la diminution de l'inclinaison de la fissure diagonale.

#### **1.2.4 Zone comprimée**

Le béton non fissuré ne reprend que de manière limitée les contraintes de cisaillement. Dans les régions non fissurées d'un membre, la contrainte de cisaillement est transférée par les lignes de contraintes principales du béton. L'intégration des contraintes de cisaillement sur la profondeur de la zone de compression permettent de calculer la valeur de cette composante [62, 63].

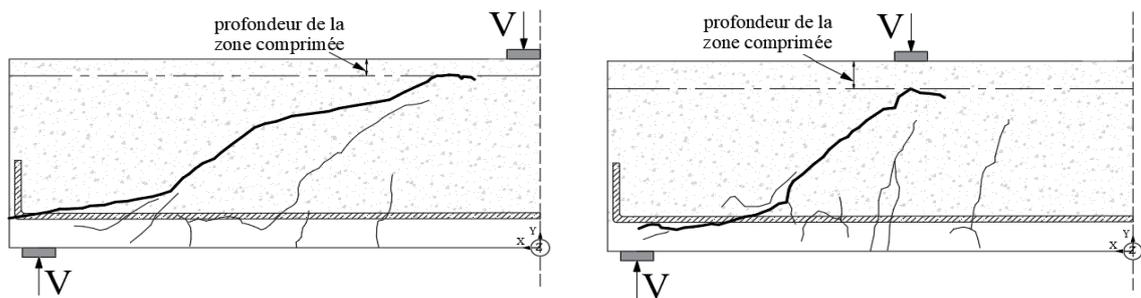
Après le développement des fissures diagonales dans chaque portée de cisaillement dans une poutre en béton armé sans armatures transversales, une certaine quantité de l'effort tranchant est transmise par le béton comprimé. Il est à noter que la rupture par l'effort tranchant dans le béton non fissuré se produit par interaction effort tranchant-compression, pour le cas d'une poutre courte [64]

L'effort tranchant peut être transférée au moyen de l'inclinaison de la corde de compression (Fig 1.19). Cette action est dominante pour les poutres courtes, tandis que, son influence soit plus limitée pour les poutres élancées [65]. Pour les éléments élancés, l'inclinaison de la corde de compression est donc plus plate que celle correspondant à l'action d'arc (Fig 1.19). Les actions de transfert de cisaillement de la poutre dans la région entre la fissure diagonale et la charge appliquée sont négligeables (alors sont toujours activés dans la région entre le support et la fissure diagonale pour dévier la bielle inclinée de la corde de compression) [16].



**Figure 1.19.** Corde de compression dans les poutres élancées [16].

Certes, la contribution de la zone comprimée non fissurée est fortement influencée par la hauteur de la zone comprimée qui est limitée par la forme de la fissure diagonale de cisaillement. En effet, dans une poutre élancée sans compression axiale, ce mécanisme ne contribue pas de manière significative à la capacité de l'élément à résister car la zone de compression est relativement petite (Fig.1.20a) et la fissure diagonale réduit l'inclinaison de la corde de compression [11, 16, 60, 66]. Cependant, pour les poutres à courte portée de cisaillement [16, 34, 58], l'épaisseur de la zone comprimée au sommet de la fissure diagonale est relativement importante et l'action d'arc est potentiellement importante (Fig.1.20b).

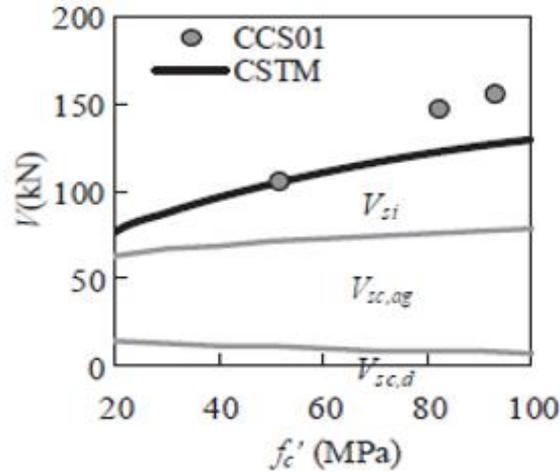


(a). poutre élancée

(b). poutre courte

**Figure 1.20.** Profondeur de la zone comprimée [33].

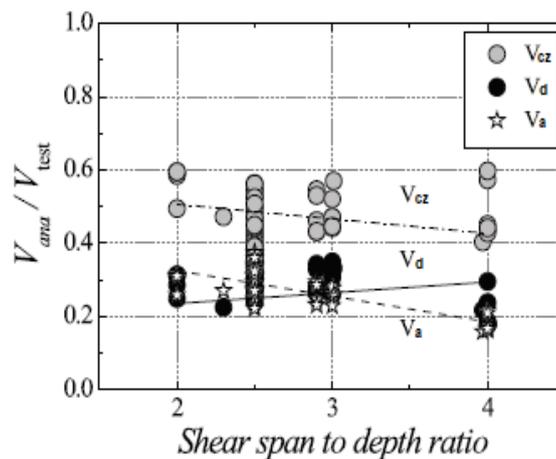
Chen et al. [1] ont constaté que la contribution de la zone de compression augmente lorsque la résistance à la compression du béton augmente. En effet, la résistance à la compression du béton a une influence importante sur la résistance au cisaillement, pour le cas des poutres ayant  $a/d=1.0$ , comme le montre la figure 1.21.



**Figure 1.21.** Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la résistance à la compression du béton [1].

Selon Cavagnis et al. [8, 67], La contribution de la corde de compression dépend de manière significative de l'emplacement de la fissure diagonale. En effet, la contribution de la zone comprimée est très limitée (30%) et la résistance à la traction du béton joue un rôle important, pour le cas des poutres élancées ( $a/d > 2,5$ ) où la fissure diagonale se développe près du support. Dans ce contexte, la contribution de la zone comprimée est significative lorsque la hauteur de la poutre est considérable [61].

Kim et al. [21] ont constaté que la contribution de la zone comprimée peut être estimée à 42.7%-50.6% de la résistance de cisaillement ultime. En fait, le taux d'augmentation diminue lorsque la portée de cisaillement relative  $a/d$  s'approche de 4.0 (Fig.1.22).



**Figure 1.22.** Taux de contribution de chaque mécanisme de transfert de cisaillement [21].

Pour sa part, Fiset et al. [47] ont trouvé la contribution de la zone comprimée  $V_{cz}$  représente 24% et 36% du cisaillement total. D'autre part, Fenwick [48] estime cette participation à 25% et ce taux varie certainement en fonction de la hauteur des poutres.

### 1.3 Modèles théoriques estimant les contributions des modes de transmission

Sur la base des essais expérimentales, différentes approches ont été proposées pour évaluer la quantité de force portée par chaque action de transfert de cisaillement et qui peut être transférée sous une action de transfert de cisaillement spécifique (ou une combinaison entre eux) [16, 43, 68, 69]. En effet, les chercheurs ont montré que les actions qui gouvernent le transfert de cisaillement dépendent principalement de la fissure diagonale de cisaillement caractérisée par sa forme et sa cinématique (ouverture et glissement de fissure). Les actions qui dominent la résistance au cisaillement pendant la rupture sont encore limitées [67].

#### 1.3.1 Modèle de Walraven

Les recherches expérimentales et théoriques les plus notables sur l'action d'engrènement des granulats ont été effectués par Walraven [7, 50]. Le modèle proposé était basé sur une description physique (Fig. 1.23), en considérant le béton comme un système à deux phases, où les granulats sont simplifiés par des sphères rigides avec des diamètres et des emplacements aléatoires. La matrice de ciment présente un comportement de contrainte-déformation plastique rigide. La surface de contact entre les granulats et la matrice cimentaire dépend de l'ouverture  $w$ , du glissement  $\delta$  et du facteur  $p_k$ , qui est le rapport entre le volume du granulat et le volume de béton (en général  $p_k=0,75$ ). Les contraintes tangentielles et normales des granulats ont été estimées par les deux équations suivantes :

$$\sigma_a = \sigma_{pu} \cdot (A_t - \mu \cdot A_n) \quad 1.1$$

$$\tau_a = \sigma_{pu} \cdot (A_n + \mu \cdot A_t) \quad 1.2$$

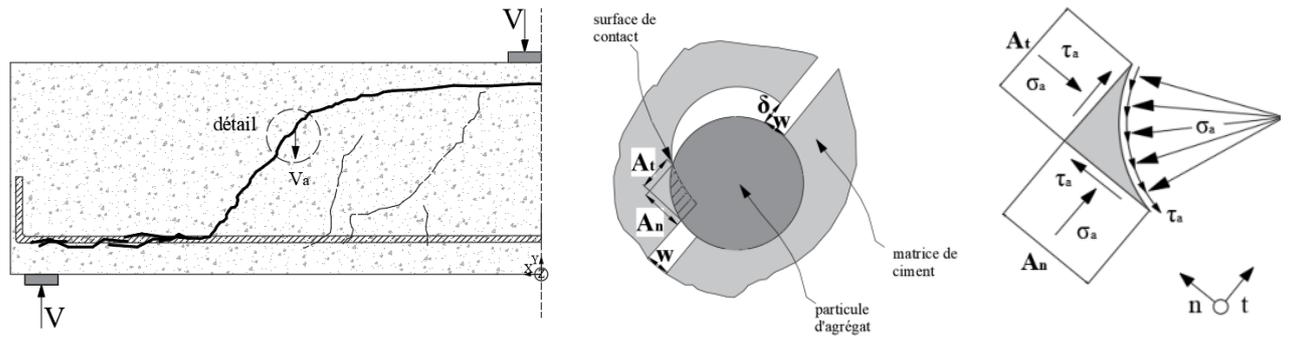
Où :

$\sigma_{pu}$  : résistance plastique à la compression de la matrice cimentaire,  $\sigma_{pu} = 6.39 f_{cu}^{0.56}$ .

$f_{cu}$  : résistance à la compression du béton à base d'éprouvette cubique.

$\mu$ : facteur de frottement entre les granulats et la matrice cimentaire,  $\mu = 0.4$ .

$A_n, A_t$ : surfaces de contact entre les granulats et la matrice cimentaire dans les directions normales et tangentielles de la fissure, respectivement.



**Figure 1.23.** Modèle de deux-phases proposé par Walraven [7, 50].

Walraven [50] a également proposé un modèle empirique basé sur des essais de push-off avec des barres de retenue externes. Cette approche est implémentée dans le code FIB2010 [70]; prendre en compte le facteur d'effectivité de granulat  $C_f = 1.0$  et  $C_f = 0.35$  pour le béton avec des granulats faibles ou le béton à haute résistance (avec une pâte de ciment solide).

Les relations contrainte-déplacement peuvent être exprimées comme suit :

$$\sigma_a = C_f \{-0.06f_c + [1.35w^{-0.63} + (0.242w^{-0.55} - 0.19)f_c] \delta\} \quad 1.3$$

$$\tau_a = C_f \{-0.04f_c + [1.8w^{-0.8} + (0.292w^{-0.7} - 0.25)f_c] \delta\} \quad 1.4$$

Où :

$f_c$  : résistance à la compression du béton.

$\delta$  : glissement de la fissure diagonale.

$w$  : ouverture de la fissure diagonale.

### 1.3.2 Modèle de Gambarova

Un modèle a été proposé par Bazant et al. [71] nommé ‘‘Rough crack model’’. Par la suite, ce modèle a été raffiné par Gambarova et al.[72], pour obtenir l'expression des contraintes normales et tangentielles de granulats en fonction des cinématiques de la fissure. Ces contraintes normales et tangentielles peuvent être calculées selon les équations suivantes :

$$\sigma_a = -0.62 \cdot \sqrt{w} \cdot \frac{r}{(1 + r^2)^{0.25}} \cdot \tau_a \quad 1.5$$

$$\tau_a = \tau_0 \left( 1 - \sqrt{\frac{2w}{d_g}} \right) \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 |r|^3}{1 + a_4 r^4} \quad 1.6$$

Où :

$$r = \delta/w ; \tau_0 = 0.25f_c ; a_3 = 2.45/\tau_0 ; a_4 = 2.44(1 - 4/\tau_0).$$

### 1.3.3 Modèles de Cavagnis

Cavagnis et al.[8] ont développé une approche cohérente à la base du modèle de deux-phases de Walraven [7] pour quantifier l'action d'engrènement des granulats dans les poutres élancées , en considérant la cinématique de Guidotti [54] qui est plus représentative du cas réel. Ces hypothèses peuvent être utilisées pour calculer les contraintes normales et tangentielles transférées :

$$\sigma_a = \sigma_{res} - \sigma_{a,0} = \sigma_{res} - \sqrt{f_c} \cdot \frac{c_4 \cdot \bar{\delta}^{7/3}}{(c_2 \bar{w})^{3+c_2 \bar{\delta}}} \quad 1.7$$

$$\tau_a = \tau_{a,0} = \sqrt{f_c} \cdot \frac{c_3 \cdot \bar{\delta}^{4/3}}{(c_2 \bar{w})^{1.8+c_2 \bar{\delta}}} \quad 1.8$$

Où:

$\sigma_{res}$  : Contrainte résiduelle de traction est définie dans l'équation 1.22.

$c_2 = 40, c_3 = 35$  and  $c_4 = 400$  : des constantes.

$\bar{\delta}$  : glissement normalisé de la fissure,  $\bar{\delta} = \delta/d_{dg}$

$\bar{w}$  : ouverture normalisée de la fissure,  $\bar{w} = w/d_{dg}$

$d_{dg}$ : rugosité moyenne, qui peut être déterminée comme suit:

$$d_{dg} = \min(40 \text{ mm}, 16+d_g) \quad \text{pour } f_c \leq 60 \text{ MPa} \quad 1.9$$

$$d_{dg} = \min(40 \text{ mm}, 16+d_g \cdot (60/f_c)^2) \quad \text{pour } f_c > 60 \text{ MPa}$$

Avec :

$d_g$  : taille maximale de l'agrégat.

Afin d'évaluer la contribution d'engrènement des granulats à la résistance au cisaillement, la composante de l'effort tranchant d'engrènement du granulat  $V_a$  peut être

déterminée par l'intégration des contraintes tangentielles et normales du granulat (cinématique de la fissure) sur la longueur de la fissure critique de cisaillement, en tenant compte l'inclinaison de la fissure diagonale  $\alpha$  :

$$V_a = b \cdot \left( \int_{l_1}^{l_2} \tau_a \cdot \sin \alpha(\xi) \cdot d\xi - \int_{l_1}^{l_2} \sigma_a \cdot \cos \alpha(\xi) \cdot d\xi \right) + b \int_{l_1}^{l_3} \sigma_{res} \cdot \cos \alpha(\xi) \cdot d\xi \quad \mathbf{1.10}$$

Avec :

$\xi$  représente la longueur de la fissure diagonale où l'engrènement du granulat est actif.

$l_1, l_2,$  et  $l_3$  : limites d'intégration

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la fissure critique de cisaillement dans le segment quasi-vertical.

L'effort tranchant des poutres en béton armé peut être transférée également en activant les forces de Goujon au niveau de l'armature longitudinale due au déplacement vertical relatif entre les surfaces de fissure [15].

Cavagnis et al. Ont estimé l'action de l'effet Goujon selon la formule suivante :

$$V_d = n_s \cdot f_{ct,eff} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad \mathbf{1.11}$$

Où :

$f_{ct,eff}$  : résistance effective à la traction du béton,  $f_{ct,eff} = 0.063 \cdot \varepsilon_s^{-1/4} f_{ct} \leq 1$ .

$f_{ct}$  : résistance à la traction du béton.

$\varepsilon$  : déformation de l'armature.

$n_s$  : nombre des armatures longitudinales.

$b_{ef}$ : largeur effective du béton,  $b_{ef} = \min[b/n_s - \emptyset_s; 4c_b]$ .

$l_{ef}$  : longueur effective du béton en traction,  $l_{ef} = 2\emptyset_s$

$s_b$  : espacement entre les armatures.

$\emptyset_s$ : diamètre des armatures longitudinales.

$c_b$  : enrobage du béton.

D'autre part, Cavagnis et al. [8] ont proposé une approche simple pour déterminer l'effort tranchant transféré par la zone de compression du béton non-fissuré ( $V_{cz}$ ) dans les poutres élancées. La contribution de  $V_{cz}$  peut être calculée à partir de l'équation suivante :

$$V_{CZ} = f_c \cdot b \cdot 2 \cdot c_m \cdot \frac{c_n - c_m}{r_{F,edge}} \quad 1.12$$

Où :

$f_c$ : résistance à la compression du béton.

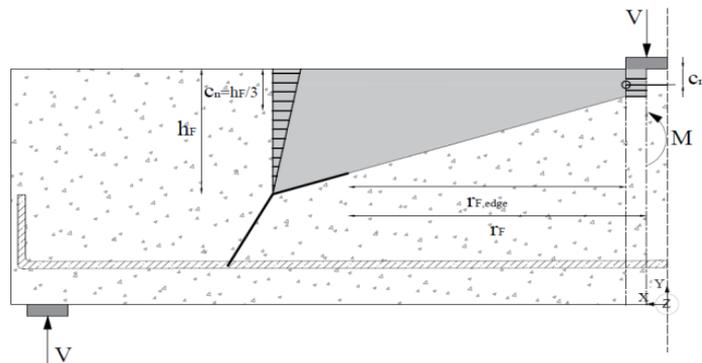
$b$  : largeur de l'élément.

$c_m$  : distance entre la fibre de compression supérieure et le centre de la bielle de compression inclinée au bord de la plaque de chargement (Fig 1.24).

$c_n$  : distance entre la fibre de compression supérieure et l'axe où agit la force inclinée de la zone de compression,  $c_n = 1/3 \cdot h_F$

$h_F$  : distance entre la fibre de compression supérieure et la pointe de la fissure diagonale.

$r_{F,edge}$  : distance entre la pointe de la fissure diagonale et le bord de la plaque de chargement (Fig.1.24).



**Figure 1.24.** Hypothèse du champ de contraintes pour déterminer la contribution de la zone de compression [8].

### 1.3.4 Modèles de Fernandez Ruiz

Selon Fernandez Ruiz et al.[16], les équations empiriques suivantes ont été utilisées pour évaluer des contraintes tangentielles et normales des granulats qui peuvent être transférée par engrenement des granulats dans les poutres élancées :

$$\tau_a = \begin{cases} \tau_0 \left(1 - \frac{w}{w_{li}}\right) & 0 \leq w \leq w_{li} \\ 0 & w > w_{li} \end{cases} \quad 1.13$$

$$\sigma_a = \begin{cases} \sigma_0 \left(1 - \frac{w}{w_{li}}\right) & 0 \leq w \leq w_{li} \\ 0 & w > w_{li} \end{cases} \quad 1.14$$

Où :

$\tau_0$ : contrainte de cisaillement maximale transférée par engrenement des agrégats,  $\tau_0 \propto f_c^{0.56}$ .

$\sigma_0$ : contrainte normale maximale transférée par l'engrenement des granulats.

$w_{li}$ : ouverture maximale de la fissure pour laquelle les contraintes d'engrenement des granulats sont transférées après la fissuration du béton,  $w_{li} \propto (d_g + d_{d0})$ .

Sur la base de la cinématique et des lois d'engrenement des granulats, la relation entre les contraintes tangentielle et normale au niveau de la fissure critique de cisaillement peut être exprimée comme suit :

$$V_a = b. \left( \int_{\xi=l_1}^{l_2} \tau_a. \sin \alpha(\xi). d\xi - \int_{\xi=l_1}^{l_2} \sigma_a. \cos \alpha(\xi). d\xi \right) \quad 1.15$$

Avec :

$\xi$  représente la longueur de la fissure diagonale où l'engrenement d'agrégats est actif.

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la fissure critique de cisaillement dans le segment quasi-vertical.

$l_1$  et  $l_2$  : limites d'intégration.

Selon Fernandez Ruiz et al.[16], l'effort tranchant qui peut être transféré à travers la fissure par des contraintes résiduelles de traction peut être calculée en basant sur une décroissance constante simplifiée de la résistance à la traction par rapport à l'ouverture de la fissure (loi linéaire) :

$$\sigma_{res} = \begin{cases} f_{ct} \left( 1 - \frac{w}{w_{cr}} \right) & 0 \leq w \leq w_{cr} \\ 0 & w > w_{cr} \end{cases} \quad 1.16$$

Où :

$w_{cr}$ : ouverture maximale de fissure pour le transfert des contraintes résiduelles de traction,

$$w_{cr} = 2. G_F / f_{ct} .$$

$G_F$  : énergie de fissuration,  $G_F = 0.002 \left( \frac{d_g + d_{g0}}{d_{g0}} \right) f_c^{0.7}$ .

$d_{g0}$  : taille de référence de l'agrégat.

Sur la base de la cinématique et les contraintes normales de la fissure diagonale, une composante verticale de l'effort tranchant s'est produite, nommée  $V_{res}$ , qui est calculée par intégration des contraintes résiduelles de traction  $\sigma_{res}$  le long de la zone (FPZ) :

$$V_{res} = \int_{\eta=0}^{\eta} \sigma_{res} \cdot b \cdot \cos \alpha_{cr}(\eta) \cdot d\eta \quad 1.17$$

Où :

$\eta$ : représente la longueur de la zone FPZ.

$\alpha_{cr}$  : angle d'inclinaison de la fissure dans la zone FPZ.

$b$  : largeur de l'élément.

Pour sa part, Fernández Ruiz et al. [16] ont proposé une formule d'estimation de l'action de Goujon  $V_d$  pour les éléments élancés :

$$V_d = n_s \cdot f_{ct,eff} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad 1.18$$

Où :

$f_{ct,eff}$  : résistance effective à la traction du béton.  $f_{ct,eff} = k_b(\varepsilon) \cdot f_{ct}$ .

$f_{ct}$  : résistance à la traction du béton.

$\varepsilon$  : déformation de l'armature.

$n_s$  : nombre des armatures longitudinales.

$b_{ef}$  : largeur effective du béton,  $b_{ef} = \min[s_b - \phi_s; 6\phi_s; 4c_b]$ .

$l_{ef}$  : longueur effective du béton en traction,  $l_{ef} = 2\phi_s$

$s_b$  : espacement entre les armatures.

$\phi_s$ : diamètre des armatures longitudinales.

$c_b$  : enrobage du béton.

D'autre part, Fernandez Ruiz et al.[16] ont proposé l'équation suivante, donnant les contributions de cisaillement ( $V_{cz}$ ,  $V_{CSC}$ ) :

$$V_{cz} = V_{CSC} \cdot \frac{\cot\beta_{AA} - \cot\beta_{CSC}}{\cot\beta_{cz} - \cot\beta_{AA}} \quad 1.19$$

Où :

$V_{CSC}$  : contributions d'engrènement des granulats et des contraintes résiduelles de traction.

$\beta_{AA}$ : constante ( $\cot\beta_{AA}$  représente le rapport d'élancement  $a/z$ ).

$\beta_{cz}$ : constante qui dépend de l'emplacement du point A de la fissure.

$\beta_{CSC}$ : constante qui représente la résultante des contraintes d'engrènement des granulats qui est située près du point A de la fissure (Fig 1.25).

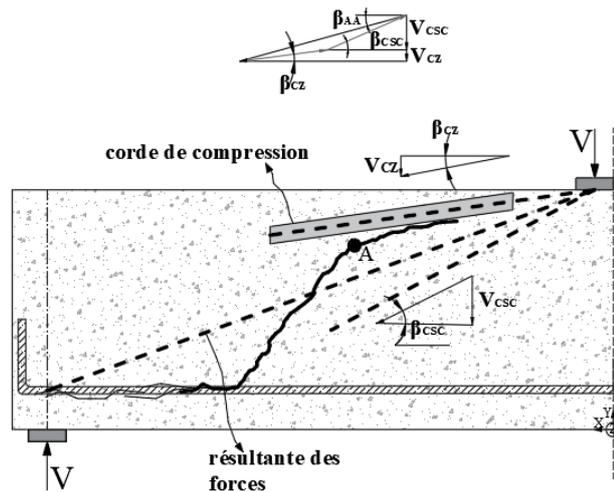


Figure 1.25. Analyse de la corde de compression pour les poutres élancées[16].

### 1.3.5 Modèle de Baumann et Rüsch

Baumann et Rüsch [73] proposent l'équation suivante pour estimer l'action d'effet Goujon  $V_d$ :

$$V_d = f_{ct} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} \quad 1.20$$

Où :

$b_{ef}$  : largeur effective du béton,  $b_{ef} = b - \sum \phi_s$

$f_{ct}$  : résistance à la traction du béton.

$\phi_s$  : diamètre des armatures longitudinales.

$b$  : largeur de l'élément

$l_{ef}$  : longueur effective du béton en traction.

La longueur effective  $l_{ef}$  a été déterminée de manière empirique, ce qui conduit à la formule de l'action de Goujon  $V_d$  suivante :

$$V_d = 1.72 \cdot b_{ef} \cdot \phi_s \cdot \sqrt[3]{f_c} \quad 1.21$$

### 1.3.6 Modèle de Reinhardt

Reinhardt [74] a proposé une approche simple relie entre la contrainte résiduelle à la traction  $\sigma_{res}$  et l'ouverture de la fissure critique de cisaillement  $w$ , et qui est définie par:

$$\sigma_{\text{res}} = f_{\text{ct}} \cdot \left( 1 - \left( \frac{w}{w_{\text{cr}}} \right)^{c_1} \right) \geq 0 \quad 1.22$$

Où :

$c_1$  : constante,  $c_1 = 0,31$ .

$w_{\text{cr}}$  : ouverture maximale de fissure pour le transfert des contraintes résiduelles de traction,  $w_{\text{cr}} = G_{\text{F}}/f_{\text{ct}} \cdot (1 + c_1)/c_1$

$G_{\text{F}}$  : énergie de fissuration,  $G_{\text{F}} = 0.073 \cdot f_c^{0.18}$  (MPa) selon FIB2010 [70].

$f_{\text{ct}}$ : résistance à la traction du béton.

### 1.3.7 Modèle de Hordijk

Une approche largement utilisée pour caractériser la relation entre les contraintes résiduelles de traction  $\sigma_{\text{res}}$  et l'ouverture de la fissure  $w$  (comportement d'adoucissement en traction) a été proposée par Hordijk [20] :

$$\sigma_{\text{res}} = f_{\text{ct}} \left\{ \left[ 1 + \left( 3 \cdot \frac{w}{w_{\text{cr}}} \right)^3 \right] e^{-6.93(w/w_{\text{cr}})} - 0.0274 \cdot \frac{w}{w_{\text{cr}}} \right\} \quad 1.23$$

### 1.3.8 Modèle de Taylor

Sur la base de la théorie classique des poutres [75], la contribution de cette zone ( $V_{\text{cz}}$ ) peut être exprimée par l'équation suivante:

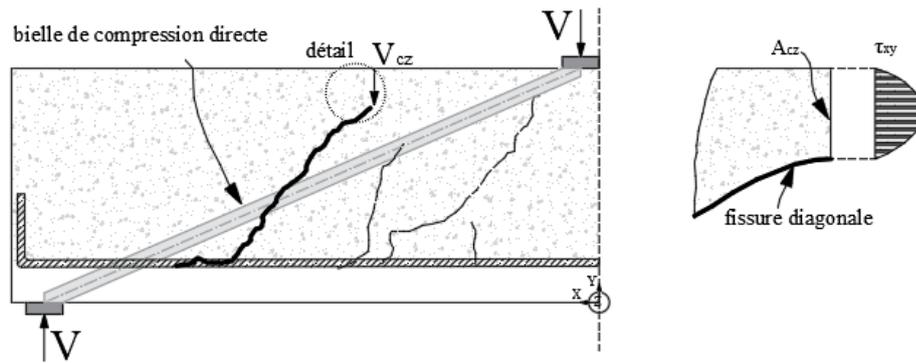
$$V_{\text{cz}} = \int_{A_{\text{cz}}} \tau_{\text{xz}} \cdot dA_{\text{bc}} \quad 1.24$$

Où :

$\tau_{\text{xy}}$  : contrainte de cisaillement sur la hauteur de la zone de compression.

$A_{\text{cz}}$  : section transversale de la zone du béton comprimé non-fissurée (Fig.1.26),  $dA_{\text{cz}} = b \int dc$

$c$  : profondeur de la zone de compression.



**Figure 1.26.** Distribution des contraintes dans la zone de compression du béton non fissuré [11].

### 1.3.9 Modèles de Chen

Les contributions de mécanismes de transfert de cisaillement dans les poutres courtes/profondes sont très différentes de celles dans les poutres longues/ élancées sans armatures transversales. Dans ce contexte, Chen [1] a développé un modèle de fissuration bielle-tirant (cracking strut-and-tie model CSTM) pour prédire la résistance au cisaillement des poutres profondes avec et sans armatures transversales.

L'équation suivante a été établie pour évaluer la contribution de l'action d'engrènement des granulats ( $V_a$ ) :

$$V_a = \left( \frac{8.45}{\varphi - 0.15} + 0.67 \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{0.31 + 24w/(d_g + 16)} \cdot b \cdot w_{sc} \cdot \sin \theta \quad 1.25$$

Où :

$\varphi$  : angle entre les directions de la contrainte de compression principale et de la fissure diagonale.

$\theta$  : angle entre l'axe de la bielle et les armatures longitudinales (Fig 1.27).

La largeur de la bielle de l'interface fissurée  $w_{sc}$  peut être déterminée comme suit :

$$w_{sc} = \left[ c - \frac{c \cdot (\tan \alpha - \tan \theta)}{\tan \alpha + \frac{c}{l_{bt}}} \right] \cdot \cos \theta \quad 1.26$$

Où :

$c$  : profondeur de la zone de compression.

$l_{bt}$  : longueur de la plaque de chargement.

$\alpha$  : inclinaison de la fissure diagonale ou l'action d'engrènement des granulats s'est produite:

L'effort tranchant transférée par l'action de l'effet de Goujon des armatures longitudinales est peut être calculée selon l'équation suivante :

$$V_d = \left(1 - \frac{\sigma_{sc}}{f_y}\right) \frac{n_s \emptyset_s^3 f_y}{3l_{de}} \quad 1.27$$

Où :

$\sigma_{sc}$  : contrainte de traction des armatures longitudinales au niveau de la fissure diagonale.

$f_y$  : limite élastique des armatures longitudinales.

$l_{de}$  : longueur de la fissure de délaminage,  $l_{de} = a - d \cdot \cot \alpha + l_{bt}/2 - l_{bs}/2$

$a$  : portée de cisaillement.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$l_{bt}, l_{bs}$  : longueur des plaques du chargement et du support, respectivement.

$n_s$  : nombre des armatures longitudinales.

$\emptyset_s$  : diamètre des armatures longitudinales.

De plus, la résistance au cisaillement peut être portée par la partie non-fissurée de la bielle. Sur la base du modèle CSTM proposé par Chen [1], cette contribution ( $V_{cz}$ ) est définie comme suit :

$$V_{cz} = \sigma_{ci} b w_{si} \sin \theta = (\kappa_c \beta_{si} f_c) w_{si} \cdot b \cdot \sin \theta \quad 1.28$$

Où :

$\sigma_{ci}$  : résistance effective à la compression de la partie non-fissurées de la bielle.

$\kappa_c$  : coefficient tenant compte de la distribution non uniforme des contraintes et de la fragilité de la bielle non-fissurée,  $\kappa_c = 1 - f_c/250$

$\beta_{si}$  : coefficient d'efficacité de la bielle,  $\beta_{si} = 0.85$ .

$b$  : largeur de l'élément.

La largeur de la bielle de la surface non-fissurée  $w_{si}$  est la suivante :

$$w_{si} = \left[ \tan \theta \cdot l_{bt} + \frac{c \cdot (\tan \alpha - \tan \theta)}{\tan \alpha + c/l_{bt}} \right] \cos \theta \quad 1.29$$

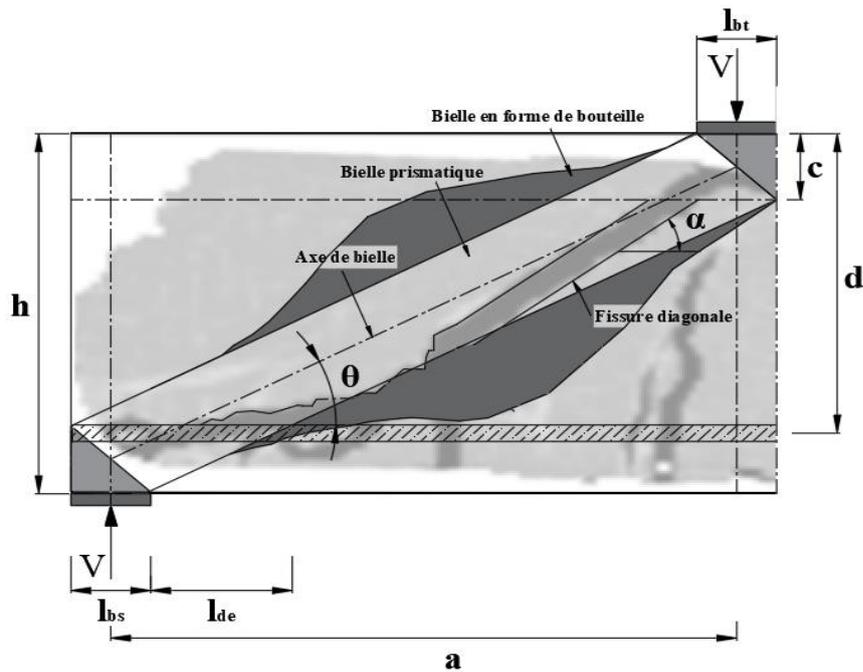
Où :

$c$  : profondeur de la zone comprimée ,  $c = (\sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho)d$ .

$\rho$  : taux d'armatures longitudinales.

$n$  : rapport de la limite élastique de l'acier sur le béton,  $n = E_s/E_c$

$\theta$  : angle entre l'axe de la bielle et les armatures longitudinales ,  $\tan \theta = \frac{d-c/2}{a}$ .



**Figure 1.27.** Configuration de la bielle et des fissures des poutres profondes dans CSTM[1].

#### 1.4 Conclusion

Dans ce chapitre, la problématique de la quantification des différents mécanismes de transfert est posée et les avancées scientifiques, en matière d'études et de travaux expérimentaux, présentées sous forme d'une synthèse bibliographique.

Les mécanismes qui rentrent en jeu dans la résistance au cisaillement sont les suivantes :

- La résistance générée par les armatures longitudinales à travers l'effet Goujon :  $V_d$
- La résistance du béton non fissuré au cisaillement appelée :  $V_{cz}$ .
- L'engrènement ou imbrication des granulats :  $V_a$
- et éventuellement, la résistance résiduelle du béton à la traction  $V_{res}$ .

Des travaux de recherches ont constaté que la quantité d'effort tranchant transmise par chaque mode de transmission est fortement influencée par l'allure de la fissure diagonale et par sa cinématique.

L'engrènement des granulats joue un rôle primordial dans la transmission de l'effort tranchant au travers des fissures critiques formées par une branche inclinée particulièrement raide et qui se développe sur une longueur renduite. Cependant, la zone de béton non fissurée et de l'effet Goujon de l'armature flexionnelle devient déterminante pour des fissures critiques dont la branche inclinée est plus allongée.

En général, les contributions du  $V_{cz}$  et du  $V_a$  à la résistance au cisaillement étaient toujours significatives, tandis que la contribution  $V_d$  n'était pas négligeable

A travers les résultats des travaux de recherches largement commentés dans ce chapitre, les paramètres influençant sur ces modes de transmission de cisaillement sont :

- La résistance caractéristique du béton en compression,
- La portée de cisaillement relative ( $a/d$ ),
- Le taux d'armatures longitudinales,
- L'effet d'échelle

Enfin, l'intensité de l'effort transmis par chaque mode de transmission peut être estimée, en se basant sur une analyse expérimentale/théorique (Chapitre 03), utilisant une technique de mesure 'Gom-Aramis' qui donne un champ de déformation jusqu'au point de rupture de l'élément structurel et sur une grande surface de celui-ci, détectant l'évolution des fissures et mesurant également leurs ouvertures.

## **CHAPITRE 2**

**Comportement des Éléments Structuraux en B.A sans  
Armatures Transversales soumis à l'Effort Tranchant**

## **CHAPITRE 2 : Comportement des Éléments Structuraux en B.A sans Armatures Transversales soumis à l'Effort Tranchant**

### **2.1 Introduction**

Le phénomène de cisaillement est plus complexe et la ruine par cisaillement est brutale, fragile et plus dangereuse que celle due à la flexion. Celle-ci a lieu sans signe avant-coureur ce qui peut entraîner de lourds dégâts. Une poutre soumise à la flexion implique généralement une interaction avec des efforts de cisaillement qui tend à modifier son comportement en service et à l'ultime. En effet, les éléments structuraux fléchis sont également soumis à des contraintes de cisaillement qui tendent à augmenter les contraintes de traction dans les armatures longitudinales et peuvent engendrer une fissuration inclinée, voire une rupture prématurée.

L'évaluation du comportement des éléments structuraux en cisaillement est très complexe puisqu'elle utilise divers paramètres de cisaillement [30, 76, 77]. En outre, la résistance au cisaillement des éléments dalles et poutres est régie par divers mécanismes qui jouent un rôle dans la reprise de contraintes et leur transmission vers les appuis [36]. En fait, ces mécanismes de rupture et les modes de transmission de l'effort tranchant sont fortement influencés par les paramètres de cisaillement qui sont: la portée relative de cisaillement ( $a/d$ ), la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ), le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ), et l'effet d'échelle [78].

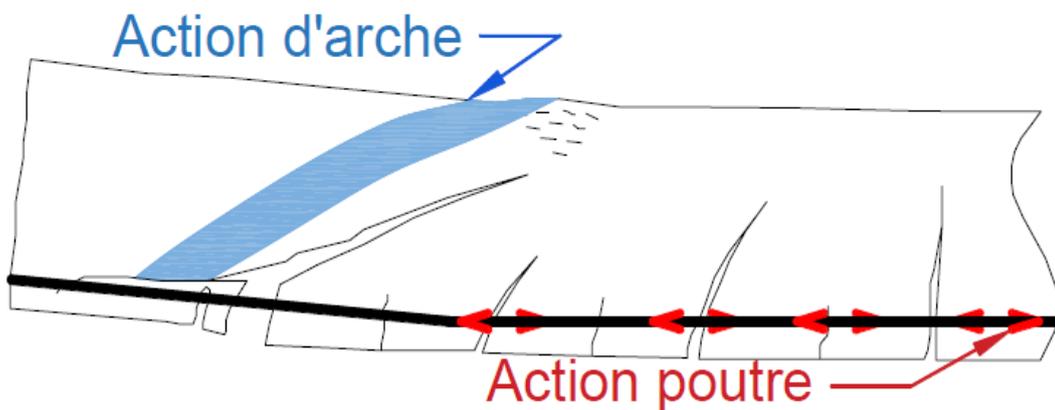
Certes, le principe de l'effort tranchant en béton armé n'est toujours pas suffisamment explicité avec rationalité et l'on continue à utiliser des méthodes empiriques basées essentiellement sur travaux expérimentaux, utilisant des bétons ne dépassant pas les 40 MPa. Ce manque de compréhension est illustré par des approches de calcul différentes et même quelque peu divergentes utilisées dans les règlements universels majeurs de calcul en béton armé. L'applicabilité de ces approches de calcul réglementaires aux bétons à hautes performances nécessite une évaluation profonde. En effet, les règlements actuels (ACI318 [79], BS8110 [80], Eurocode 2 [81] et FIB 2010 [70]) tiennent en compte les contributions

individuelles du béton ( $V_b$ ) et des armatures transversales ( $V_s$ ) à la résistance au cisaillement, de différentes manières.

## 2.2 Mécanismes de rupture des poutres en béton armé

Une structure bien dimensionnée doit connaître une rupture ductile en flexion. Ce genre de structures donne des signaux d'alarme (fissures, flèche). Cependant, des éléments structuraux sous-dimensionnés en cisaillement peuvent avoir des ruptures inattendues, brutales, soudaines et catastrophiques, avec des dommages majeures.

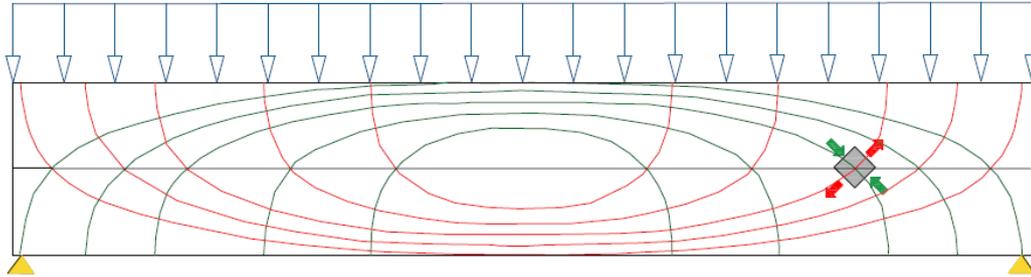
Le moment fléchissant des aciers peut changer soit en raison de la traction qui varie le long des aciers longitudinaux, nommé l'action poutre, soit par l'effet du bras de levier interne qui change le long de la longueur de la poutre à cause des fissures de flexion [48, 69]. Le mécanisme issu de ce bras de levier est dénommé l'action d'arc (Fig.2.1). Le mécanisme d'Arc se résume à un transfert de charge vers la zone d'appui au moyen d'une résultante inclinée comprimée (béton formé par des bielles) qui décrit un itinéraire d'arc dans une poutre [82]. Après la rupture du mécanisme d'action de poutre (destruction de l'adhérence entre le béton et l'armature), les contraintes de cisaillement seront reprises par le mécanisme d'arc qui peut porter des contraintes encore plus élevés [48, 69, 82].



**Figure 2.1.** Action poutre et action d'arc dans une poutre armée sans armatures transversales [83].

Le cisaillement est une contrainte engendrée par l'effort tranchant qui s'applique parallèlement à la section considérée contrairement aux contraintes de type compression ou traction qui sont perpendiculaires [82]. Le cisaillement est représenté par des contraintes normales maximales (traction) et minimales (compression) dites les contraintes principales

dont la distribution se fait selon un réseau de courbes orthogonales appelées lignes courantes de contraintes (Fig. 2.2).



**Figure 2.2.** Lignes courantes des contraintes principales [82]: rouges pour la traction et vertes pour la compression.

La première fissure de flexion s'amorce lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance à la traction du béton. En fait, les fissures nuisent au transfert des efforts de cisaillement, augmentant les efforts de compressions afin de maintenir l'équilibre. La contrainte principale de compression dans le béton après la fissuration (dans l'axe parallèle aux fissures) décroît avec l'augmentation des déformations principales en traction. La contrainte principale en compression est par conséquent limitée [84].

Par ailleurs, les poutres en béton armé sans armatures transversales sont soumises à des contraintes de cisaillement qui tendent à augmenter les contraintes de traction dans les armatures longitudinales et peuvent engendrer une fissuration inclinée. En fait, les fissures diagonales d'effort tranchant sont perpendiculaires aux contraintes de traction principales dans le béton et engendrées par celui-ci [48, 82]. Leurs trajectoires dépendent de la portée de cisaillement ( $a/d$ ).

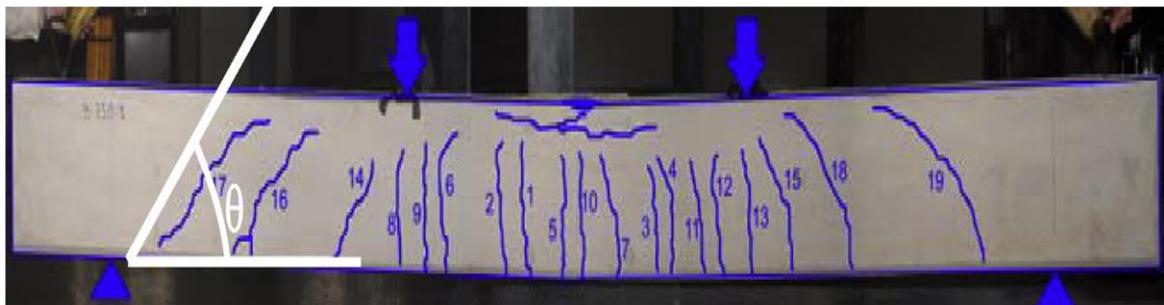
La rupture par cisaillement des éléments structuraux en béton armé est considérée comme une défaillance très dangereuse. En effet, les poutres en béton armé soumises au cisaillement peuvent subir les différents modes de ruptures. Ces différents modes de ruptures ont été classés en trois catégories en fonction du rapport  $a/d$  : rupture par compression diagonale, rupture par traction diagonale et rupture par flexion.

### 2.2.1 Rupture par flexion

Pour ce type de rupture, le seul mécanisme gouvernant est un mécanisme de poutre ( $a/d > 6.0$ ). En fait, les fissures verticales de flexion sont concentrées dans la zone centrale

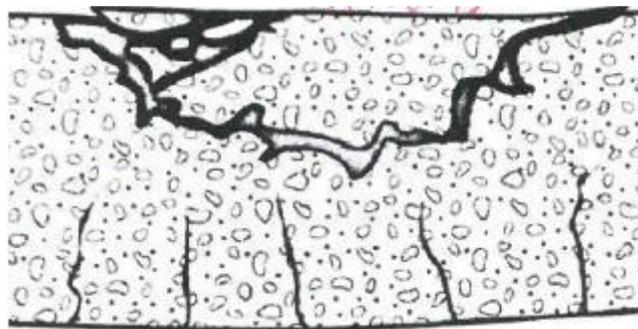
et au voisinage des appuis. Au fur et à mesure que la charge augmente, les fissures verticales de flexion progressent en se dirigeant de la zone tendue vers la zone comprimée (Fig. 2.3). À la rupture, les fissures de traction ont atteint la zone comprimée qui s'écrase [23].

Dans la majorité des éléments structuraux, la flexion est couplée au cisaillement. Lorsque la flexion est prépondérante, la ruine de l'élément est décrite comme ductile, c'est-à-dire qu'au voisinage de la charge maximale (Fig.2.3), de grandes déformations ont lieu avec une absorption significative d'énergie et une faible augmentation de charge.



**Figure 2.3.** Rupture ductile par flexion [16].

Cependant, une rupture fragile en flexion peut avoir lieu lorsque les armatures longitudinales sont surdimensionnées. En effet, la résistance en compression de la membrane supérieure de l'élément est insuffisante. Elle entraîne ainsi une ruine en compression du béton ; où un détachement du bloc de béton au niveau de la fibre supérieure est observé (Fig. 2.4).



**Figure 2.4.** Rupture fragile par flexion [85].

### 2.2.2 Rupture par traction diagonale

Les fissures de flexion près des appuis de la poutre se propagent verticalement. Dans la portée de cisaillement, une des fissures s'incurve diagonalement vers le point de chargement

(Fig.2.5). Simultanément, une fissure s'étend également en direction de l'appui le long des armatures longitudinales, détruisant ainsi l'adhérence aciers-béton des armatures longitudinales inférieures. Ce mode de rupture est nommé « rupture par traction diagonale » qui valable pour les poutres ayant  $2.5 < a/d < 6.0$  [33,48].



**Figure 2.5.** Rupture par traction diagonale [33].

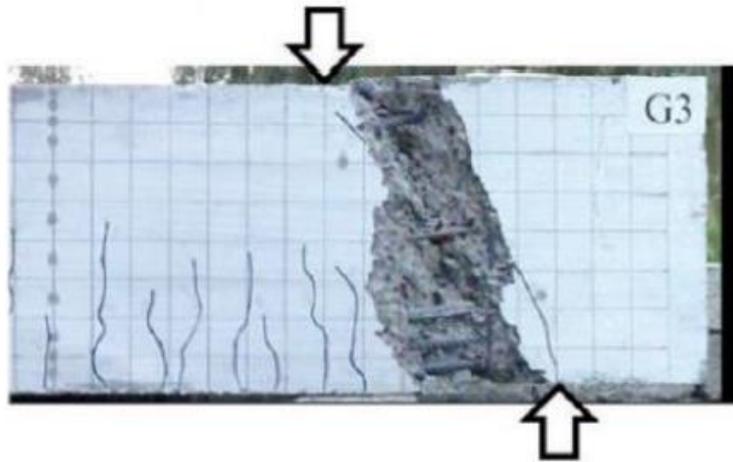
### 2.2.3 Rupture par compression diagonale

Un mécanisme transitoire entre l'effet d'arc et l'effet poutre a lieu en particulier pour les poutres courtes ( $1.0 < a/d < 2.5$ ) [85]. En fait, les fissures de flexion s'amorcent et se développent jusqu'à une certaine profondeur de la poutre. Une fissure diagonale se forme indépendamment des fissures de flexion et se propage diagonalement en direction de point d'application de charge. Quand la fissure diagonale atteint la zone comprimée, le béton s'écrase de façon brutale (Fig.2.6) [33]. Ainsi, la rupture suit l'effet d'arc et la ruine est une rupture en cisaillement-compression. Un effet d'arc dominant la rupture avec des fissures diagonales caractérisant le fendage du béton le long de la fissure prédominante [85].

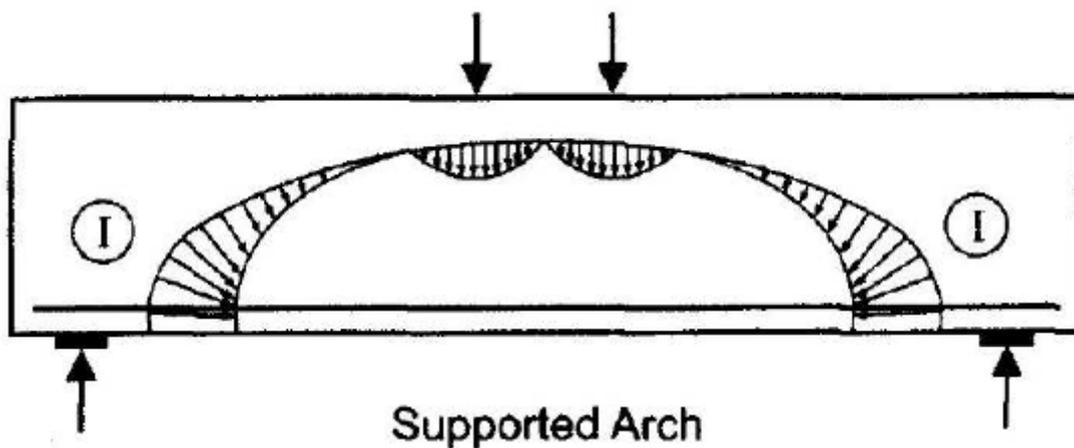


**Figure 2.6.** Rupture par compression diagonale de la poutre[33].

Par ailleurs, pour une poutre ayant  $a/d < 1.0$ , la distance de la charge à l'appui ( $a$ ) est faible où l'élément est considéré comme profond. La force de cisaillement est transférée à l'appui au moyen d'une bielle inclinée de compression (Fig.2.7). Plus la pente de la bielle de compression est abrupte plus le transfert de charge est important [86]. En effet, le transfert des charges directement en direction de l'appui décrit un itinéraire d'arc dans une poutre [82, 87-89] comme l'indique la figure 2.8.



**Figure 2.7.** Rupture due à une compression excessive des bielles [90].



**Figure 2.8.** Arcs internes dans une poutre armée [82].

### 2.3 Paramètres influençant la résistance au cisaillement

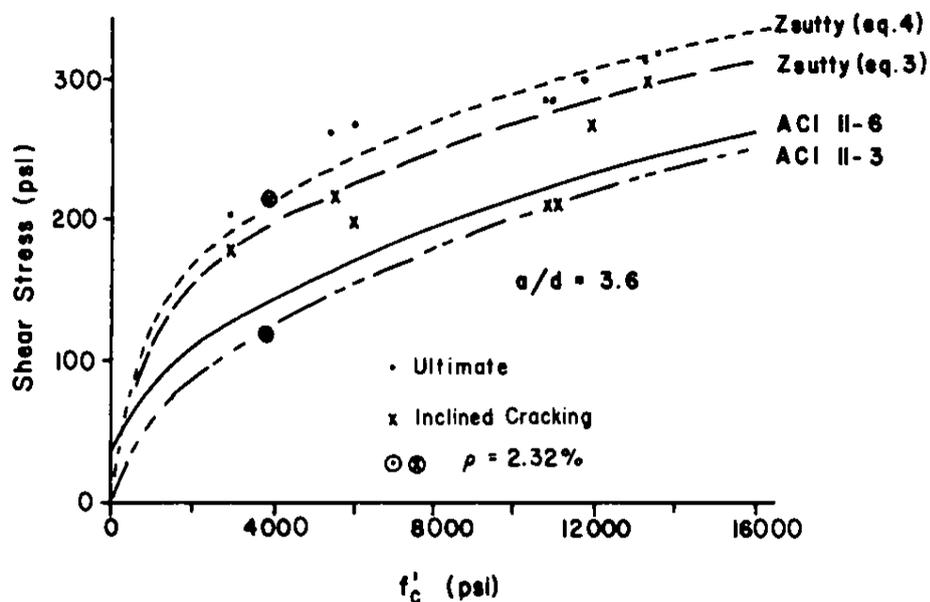
Il existe plusieurs paramètres quantifiables dont la variation entraîne l'augmentation ou la diminution de la résistance au cisaillement, et ils permettent également de quantifier le

taux de contribution de chaque mécanisme à la résistance à l'effort tranchant. Les plus importants paramètres géométriques et matériels couramment admis contribuant à la résistance à l'effort tranchant d'un élément en béton armé sans armatures transversales sont les suivants :

- La résistance à la compression de béton,
- La portée de cisaillement relative ( $a/d$ ),
- Le taux d'armatures longitudinales,
- L'effet d'échelle.

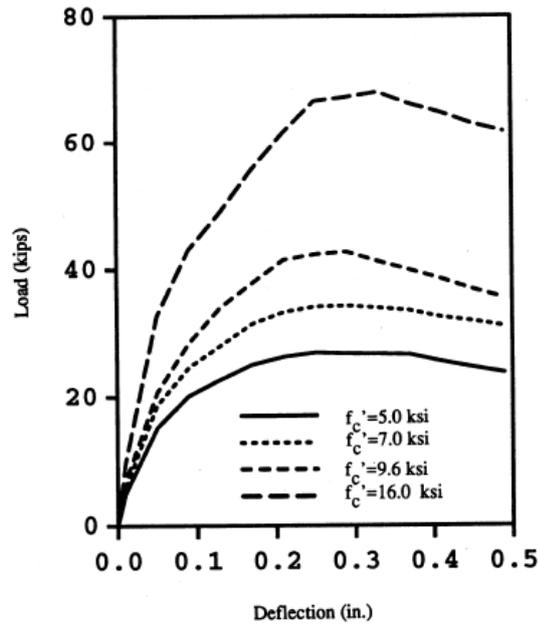
### 2.3.1 Influence de la résistance à la compression de béton

Il a été constaté que la résistance au cisaillement des poutres augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton [23, 91], comme le montre la figure 2.9.



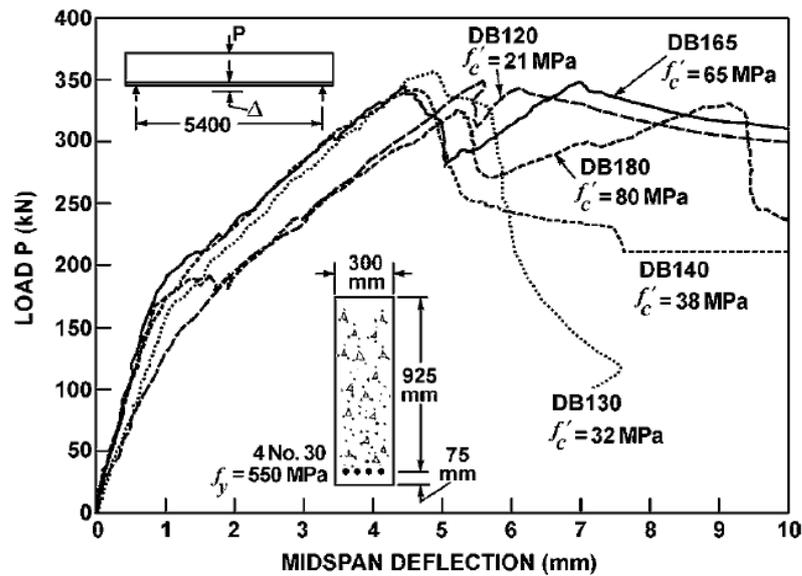
**Figure 2.9.** Effet de résistance à la compression du béton  $f'_c$  sur la résistance au cisaillement [91].

En outre, la rigidité initiale, la rigidité post-fissuration en traction diagonale et la charge ultime augmentent avec l'augmentation de la résistance du béton [92]. Ainsi que, lorsque la résistance du béton augmente, post-pic d'adoucissement de la courbe de déformation devient relativement plus raide (Fig 2.10).



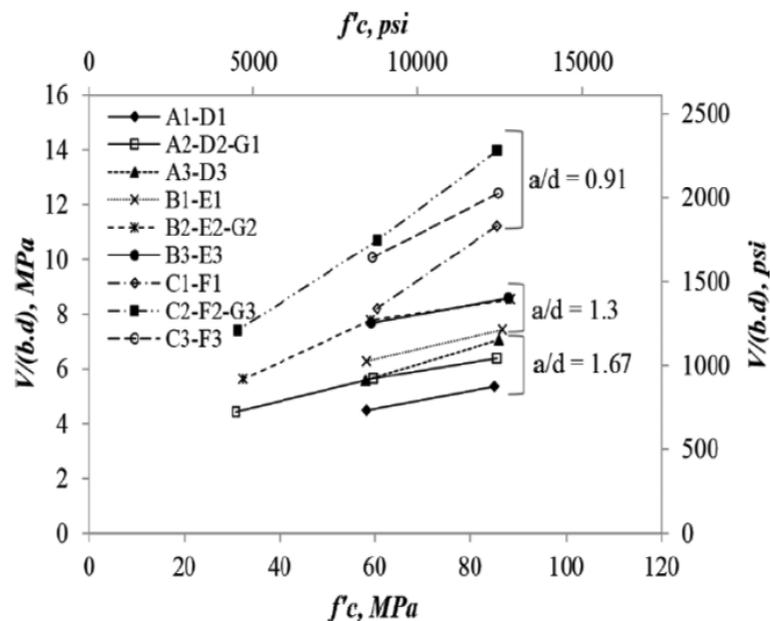
**Figure 2.10.** Effet de la résistance à la compression du béton  $f_c$  sur la réponse charge-flèche[92].

Plusieurs chercheurs ont constaté que l'augmentation de la résistance au cisaillement des poutres avec un rapport  $a/d \geq 2.5$  est faible suite à l'utilisation d'un béton de résistance caractéristique variant entre 40 MPa et 85 MPa puisqu'elle varie entre 7 et 14 % [33, 93, 94] (Fig.2.11). Ceci est dû principalement au mécanisme de l'effet d'engrènement qui est diminué dans les bétons à hautes performances, puisque la fissure traverse complètement les granulats, produisant ainsi une surface relativement lisse. En outre, le béton à hautes performances augmente la résistance à la traction, mais réduit la profondeur de la zone comprimée, ceci représente la deuxième raison de cette faible augmentation [33, 88].



**Figure 2.11.** Courbes charge-flèche de poutres avec différentes résistances en compression du béton ( $a/d=2.75$ ) [93].

Par ailleurs, les travaux d'Ismail [90] montrent une réelle influence de la résistance en compression du béton sur la résistance en cisaillement. Il a été constaté que plus le rapport  $a/d$  est faible plus l'influence de la résistance en compression est importante (Fig.2.12)



**Figure 2.12.** Variation de résistance à l'effort en fonction de la résistance en compression du béton [90].

D'autre part, la plupart des codes réglementaires s'appuient sur la résistance en compression du béton pour calculer la résistance au cisaillement qui prise comme directement

proportionnelle à  $\sqrt[3]{f'_c}$  ou  $\sqrt{f'_c}$ . Cependant, la résistance au cisaillement n'est pas proportionnelle à  $\sqrt{f'_c}$  pour toute les classes de béton, comme le cas des bétons à hautes performances [95].

En résumé, les différents travaux analysés tendent en général à minimiser l'influence de la résistance en compression du béton sur la résistance au cisaillement, ceci est vrai lorsque le rapport  $a/d$  est suffisamment élevé. Lorsque le rapport  $a/d$  devient très inférieur à 2, la résistance en compression du béton a une réelle influence sur la résistance au cisaillement de l'élément structural.

### 2.3.2 Influence de la portée de cisaillement ( $a/d$ )

De nombreuses études [89, 96, 97] se sont focalisées sur ce paramètre indispensable du cisaillement en particulier à cause de son impact sur les différents mécanismes de transfert des poutres en béton armé sans armatures transversales, comme cela a été mentionné au chapitre 01. Au début des années 50, les chercheurs ont exprimé ce rapport sous la forme de  $M/Vd$  et qui est un précurseur de la formule actuelle du code réglementaire ACI 318-14.

Kani [89] a effectué des essais sur des poutres sans armatures pour enquêter sur la plage d'influence du rapport  $a/d$ . Les résultats de la figure 2.13 montrent clairement que l'influence du rapport  $a/d$  est incontournable lorsque  $a/d < 2.5$ , tandis que  $a/d > 2.5$  n'a pas ou peu d'impact sur la résistance à l'effort tranchant [23]. En effet, une poutre avec un rapport  $a/d = 5$  perd 16% de résistance au cisaillement par rapport à une poutre ayant un rapport  $a/d = 3.0$ . En revanche, une poutre ayant un rapport  $a/d = 1.0$  a une résistance au cisaillement 128% supérieure à une poutre avec  $a/d = 2.0$ . Ceci est bien sûr lié à l'activation de l'effet d'arc avec transmission des contraintes aux appuis à travers les bielles de compression [23, 38, 89].

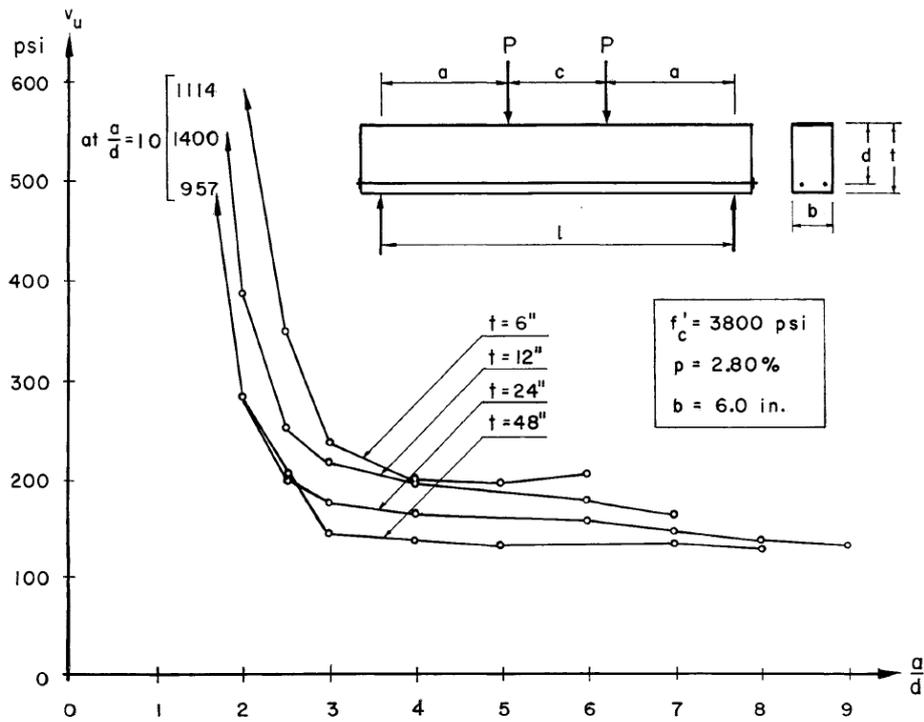


Figure 2.13. Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction du rapport  $a/d$  ( $1MPa \approx 145 \text{ psi}$ )[89].

Yuliang Xie et al. [98] ont constaté que la rigidité élastique augmentait lorsque le rapport  $a/d$  diminue. En revanche, le déplacement relevé lors de l'atteinte de la charge de résistance maximale au cisaillement est identique quel que soit la valeur du rapport  $a/d$  (Fig.2.14).

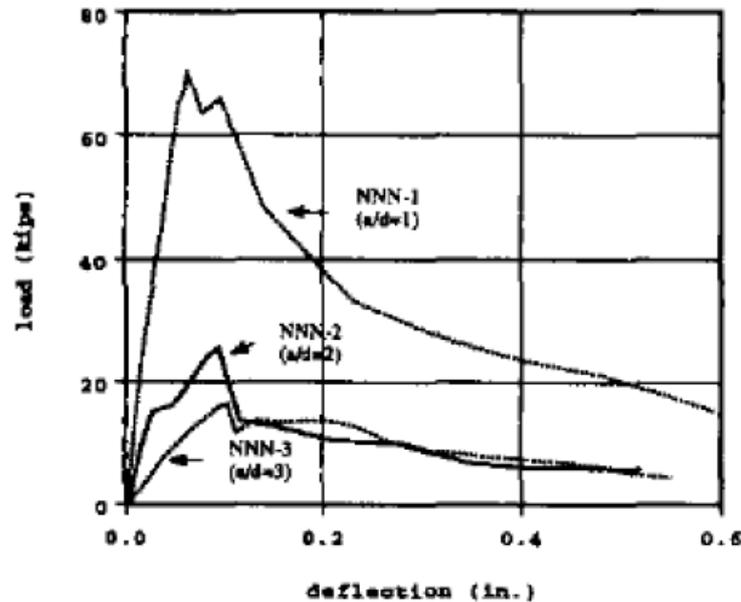


Figure 2.14. Effet du rapport  $a/d$  sur la courbe charge-flèche [98].

Plusieurs chercheurs ont confirmé que la charge ultime est supérieure à la charge de fissuration diagonale pour les poutres avec  $a/d < 2.5$  [23, 36]. Ceci est dû principalement à l'action d'arc, puisque, les charges appliquées sont transférées directement aux appuis par l'action d'arc [28, 30]. Cependant, lorsque la portée de cisaillement est assez grande ( $a/d = 3.6$ ), il y a juste la sécurité souhaitée. En effet, il en résulte que les poutres ont tendance à perdre leur résistance avec l'augmentation de leurs dimensions [99, 100]. En fait, Zhang [101] et Karayiannis et al. [102] ont observé que la rupture au cisaillement des poutres sans armatures transversales avec  $a/d > 2.5$  est caractérisée par la formation d'une fissure diagonale critique [76].

Par ailleurs, l'influence de l'augmentation de la portée relative de cisaillement  $a/d$  sur la résistance au cisaillement dépend du taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ). Pour un taux élevée de 2.5% avec  $a/d$  varie de 4.0 à 6.0 entraîne une réduction de la résistance au cisaillement de 9%. Cependant, pour un taux faible de 1.2% avec  $a/d$  varie de 4.0 à 6.0 la résistance au cisaillement est réduit de 35 %. Cette réduction significative due à la limite élastique d'armature longitudinales près de la rupture, ceci engendre une fois la fissure à augmenter sa longueur et sa largeur et affecte négativement l'effet de goujon [23].

### 2.3.3 Influence du taux d'armatures longitudinales

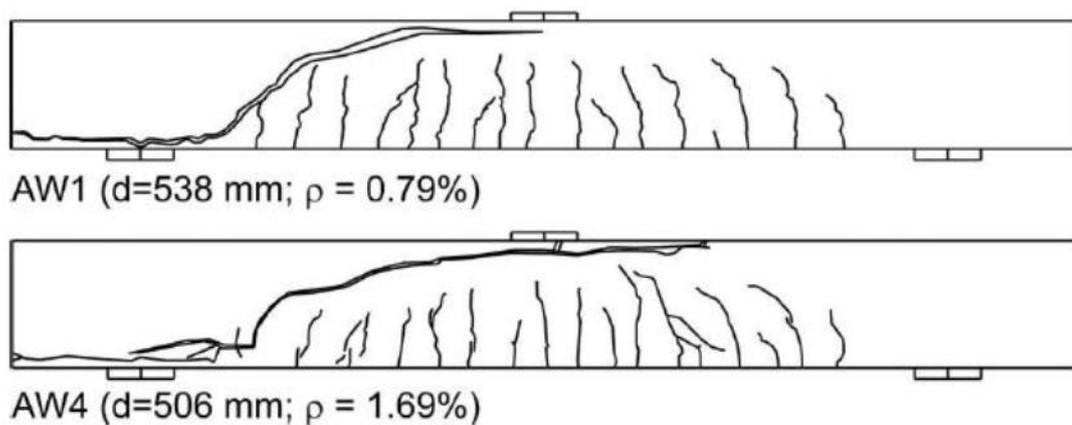
Le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ) participe aux mécanismes de transfert d'effort tranchant à travers l'effet de goujon, de l'engrenage des agrégats et la zone comprimée du béton non-fissuré. En effet, l'augmentation de  $\rho$  augmente, la profondeur effective de la zone comprimée, la capacité de l'engrènement des granulats et également la capacité de l'effet goujon de l'élément par l'augmentation de la surface du goujon, en diminuent les efforts de tension induits dans le béton [23, 103].

L'influence du taux d'armatures longitudinales sur le comportement à l'effort tranchant des poutres sans armatures transversales a fait l'objet de divers travaux.

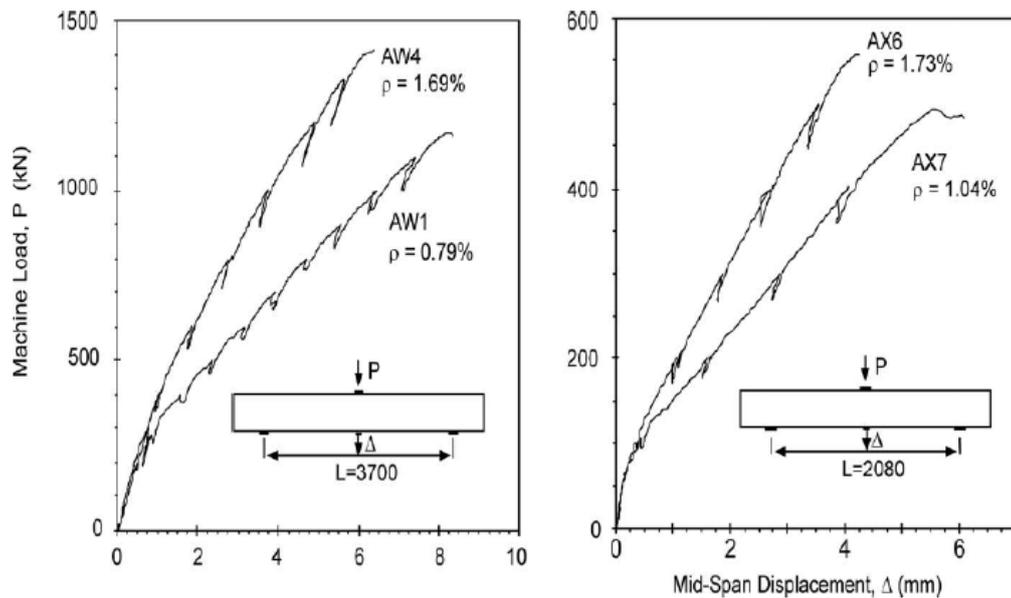
Les essais de Stuttgart [104] réalisés sur les 14 bandes de dalles testées sans armatures d'effort tranchant ont montré que la distribution des aciers longitudinaux sous forme de barres plus fines et moins espacées est plus favorable que le cas d'aciers aux diamètres plus conséquents mais plus espacés parce que cela permet de réduire l'ouverture de fissure mais également d'augmenter la résistance au cisaillement. Dans ce contexte, les

poutres avec  $\rho$  faible auront des fissures larges et longues, contrairement aux fissures plus courtes et étroites trouvées dans les poutres avec  $\rho$  élevé [23, 93]. Ainsi, le mécanisme de l'engrènement des granulats dépend de l'ouverture de la fissure, une augmentation de la contribution de l'engrènement des granulats à la capacité portante en cisaillement doit être prévue avec une augmentation de  $\rho$ , du fait que les fissures restent limitées [23].

Les travaux de Lubell [105] ont montré que plus le taux d'armatures longitudinales est faible plus les fissures de flexion apparaissent rapidement, ces poutres ont un comportement moins rigide et une flèche plus importante à la rupture. Ceci est dû à la propagation des fissures de flexion qui est nécessaire pour atteindre l'équilibre de résistance entre le bloc de compression et la traction dans les aciers longitudinaux (Fig.2.15). En outre, un taux d'armatures longitudinales plus élevé conduit effectivement à une résistance au cisaillement plus élevée et diminution de la flèche (Fig.2.16), une augmentation de 19 % a été enregistrée entre la poutre C80A-2-1 ( $\rho = 1.2\%$ ) et la poutre C80A-2-2 ( $\rho = 2.4\%$ ) [33].

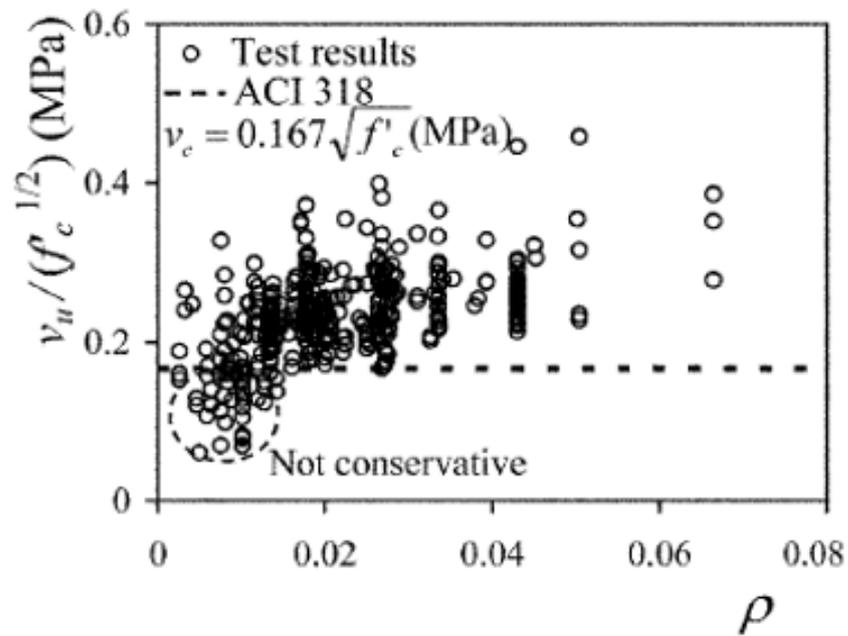


**Figure 2.15.** Faciès de fissures en fonction du taux d'armatures longitudinales [105].

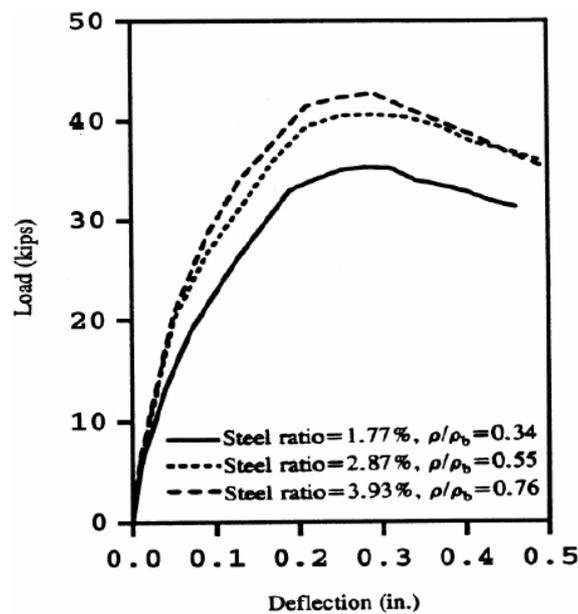


**Figure 2.16.** Courbes charge-flèche des différentes poutres testées en cisaillement [105].

Ainsi, l'influence du pourcentage d'armature longitudinale devient constante à partir d'un certain pourcentage d'armature longitudinale. Il y a donc une limite à  $\rho$  au-delà de laquelle la capacité portante d'une poutre n'est pas améliorée (Fig.2.17). Dans ce sens, les résultats des travaux de Chung et Ahmad [92] ont montré que la charge maximale augmente de manière significative quand  $\rho/\rho_b$  (taux d'armature/taux d'armature de balancement) est augmenté de 0.34 à 0.55 (Fig. 2.18). Cependant, la capacité portante est très peu influencée pour  $\rho/\rho_b = 0.76$ . En outre, il a été constaté qu'une importante réduction de la résistance au cisaillement dès l'instant, où le taux d'armatures passe en dessous de la barre d'environ 1.0% [106]. D'autre part, différents règlements ont proposés des équations basées sur le taux d'armature longitudinale (voir §2.4).



**Figure 2.17.** Variation de la résistance au cisaillement en fonction du pourcentage des aciers longitudinaux [88].



**Figure 2.18.** Effet  $\rho/\rho_b$  sur la réponse charge-flèche [92].

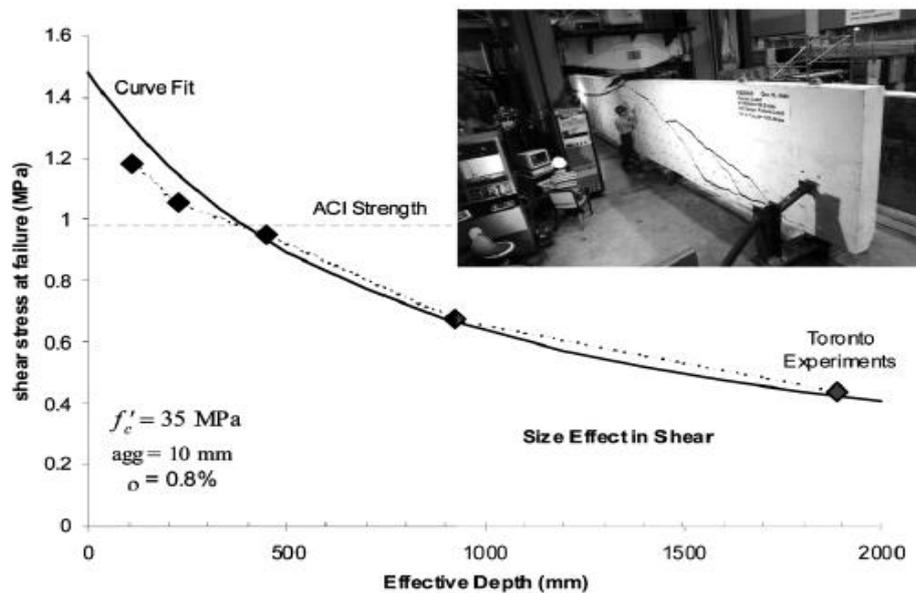
A l'issu de ces travaux précédemment cités, l'augmentation du taux d'armatures longitudinales permet en effet d'observer une amélioration de la résistance au cisaillement et des fissures plus courtes et étroites notamment grâce à l'effet de goujon. En plus, le taux d'armatures longitudinal et la disposition de ces armatures participent à l'allure du profil de

fissuration. Une répartition dense des armatures permettrait d'obtenir des fissures de flexion plus nombreuses et plus fines.

### 2.3.4 Effet d'échelle

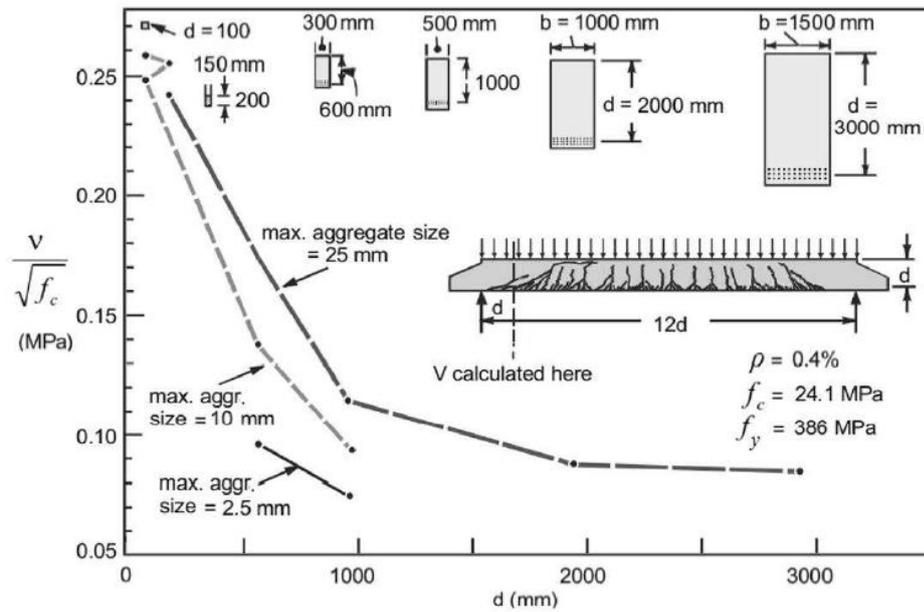
L'effet d'échelle et celui du rapport d'élanement à la hauteur utile sont liés par l'étude de la variation de la hauteur efficace  $d$ . L'effet d'échelle maintient le rapport  $a/d$  tout en variant la hauteur utile  $d$ .

Il est bien connu que la résistance au cisaillement des éléments en béton armé sans armatures transversales tient compte également de l'effet d'échelle [24, 107]. Certes, lorsque la hauteur absolue de l'élément augmente, la contrainte de cisaillement à la rupture diminue (Fig 2.19). Cependant, l'effet d'échelle est négligeable pour les éléments en béton armé avec armatures transversales, comme le confirme le règlement britannique (BS8110) [80].



**Figure 2.19.** Effet d'échelle sur la résistance au cisaillement des éléments en béton armé sans armatures transversales [108].

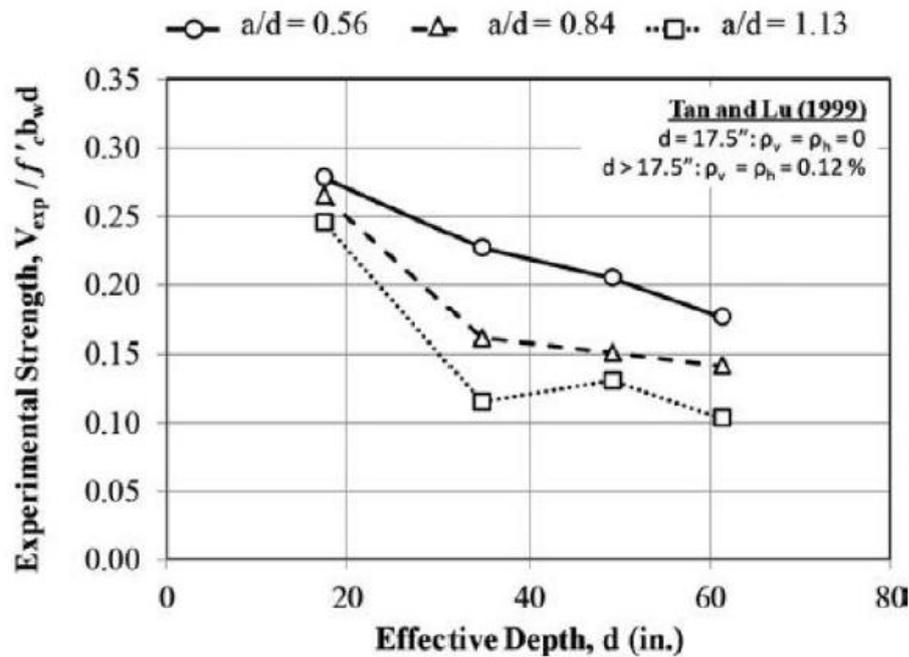
D'autres études sur ce paramètre sont celles présentées par Taylor [109], Kani [89], Tan et Lu[110] et Sneed et Ramirez [111] qui montrent que la capacité de cisaillement diminue avec l'augmentation de la profondeur de poutre (Fig. 2.20).



**Figure 2.20.** Influence de l'effet d'échelle sur la résistance de cisaillement [56, 112, 113].

Les Travaux de Walraven et Lehwalter [100] affirment que le mécanisme à la croissance des ouvertures de fissures augmente avec l'augmentation de la hauteur utile. En effet, des fissures plus ouvertes diminuent le transfert des contraintes de traction à travers les fissures diagonales. Par conséquent, les mécanismes de résistance comme l'engrènement des granulats sont significativement diminués

D'autres auteurs ont constaté que la réduction de la résistance au cisaillement en augmentant la profondeur était considérablement amortie quand la profondeur de poutre dépasse 884mm (24.8 in) (Fig. 2.21), à l'exception pour le cas où  $a/d \leq 0.56$  car il semble que l'effet d'échelle continue de manière linéaire [110].



**Figure 2.21.** Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective d [114]

Les résultats des travaux de Shioya [112] montrent que la résistance nominale des grandes poutres est significativement plus faible à celle des petites poutres (Fig.2.20). En effet, la grande ouverture de la fissure diagonale qui se produit dans les grandes poutres est à l'origine de ce phénomène. D'autre part, des essais effectués sur des poutres sans armatures transversales, mais contenant une distribution uniforme des armatures sur la hauteur ont abouti à la désactivation de l'effet d'échelle [106, 115, 116].

Birrcer [114] a conclu que la résistance au cisaillement des poutres profondes ayant  $a/d < 2$  n'a pas augmenté proportionnellement avec la profondeur (Fig.2.22). En outre, l'effet d'échelle par rapport à la largeur de fissure diagonale est abaissé une fois que la profondeur de la section atteint 1067mm (42''). L'ouverture maximale de la fissure diagonale à un pourcentage donné de la charge maximale appliquée a tendance à augmenter au fur et à mesure que la profondeur du spécimen passe de 584mm (23'') à 1067mm (Fig.2.23).

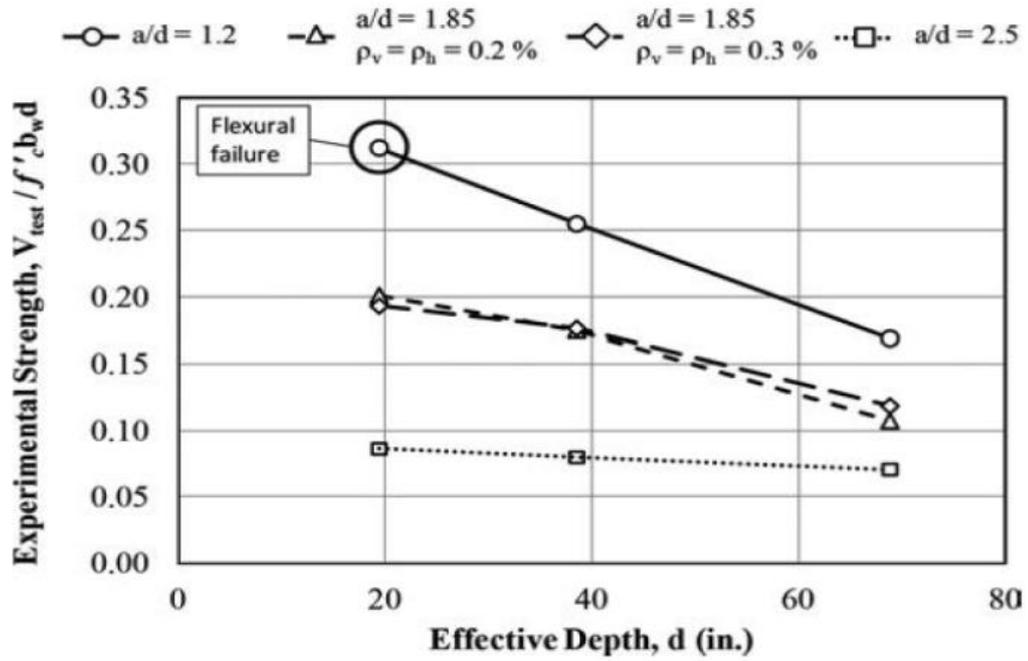


Figure 2.22. Variation de la contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la profondeur effective d (1in =25.4mm) [114].

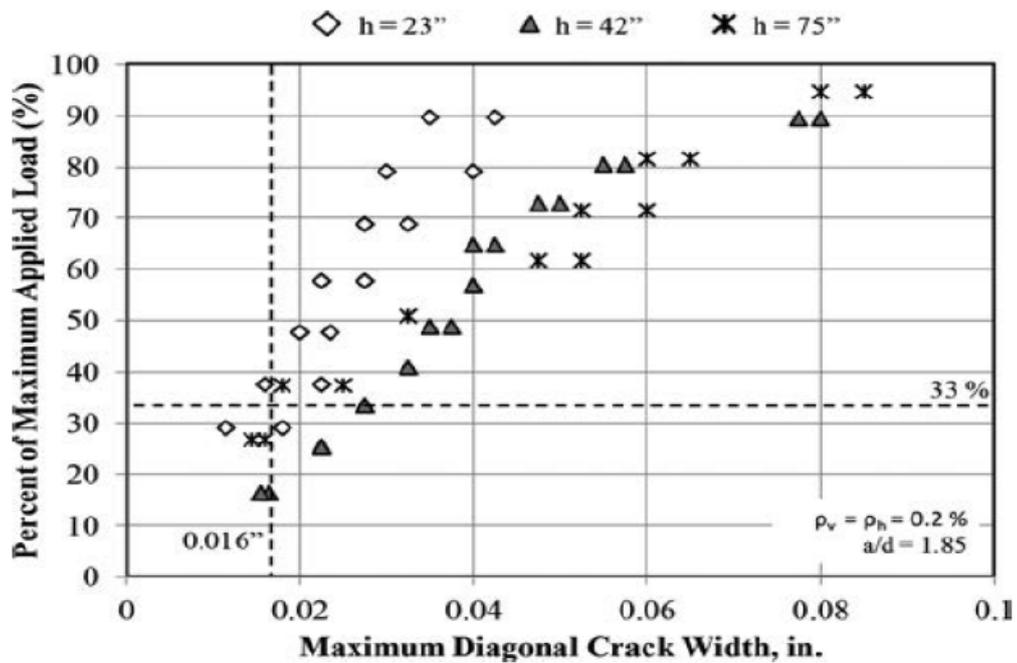


Figure 2.23. Ouverture de fissure diagonale maximale pour les poutres ayant a/d=1.85 [114].

En résumé, l'effet d'échelle est un paramètre primordial influant la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales. Il dépend de la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ) et est lié également avec le mécanisme d'engrènement des granulats puisqu'il est responsable de l'augmentation de l'ouverture des fissures lorsque la profondeur effective de la poutre ( $d$ ) est plus importante. L'allure de la contrainte de cisaillement ultime en fonction la hauteur efficace n'est pas linéaire.

## 2.4 Modèles de calcul de la résistance au cisaillement

Le comportement des éléments structuraux en béton armé soumis au cisaillement a été évalué par différents codes réglementaires et modèles proposés, en se basant sur l'influence des divers paramètres géométriques et matériels étudiés dans la section 2.3 qui sont la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ), le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ), la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ) et l'effet d'échelle ( $d$ ).

### 2.4.1 Code réglementaire ACI 318-14

Le règlement ACI 318-14 [79] adopte une équation empirique pour calculer la résistance au cisaillement du béton seul ( $V_b$ ) des éléments en béton armé sans armatures transversales. Il considère les paramètres que sont : la résistance en compression du béton ( $f_c$ ), le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ) et la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ), ce dernier paramètre est considéré par à travers le moment coexistant ( $M_u/V_u.d$ ). Cependant, le modèle adopté le règlement ACI318-14 ne tient pas compte de l'effet d'échelle.

De ce fait, l'équation fondamentale de ce code réglementaire est donnée par :

$$V_u = \left( 0.16\sqrt{f_c} + 17\rho \frac{M_u}{V_u.d} \right) bd \quad 2.1$$

Où :

$f_c$  : résistance à la compression du béton.

$\rho$  : taux des armatures longitudinales.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$a$  : portée de cisaillement.

$b$  : largeur de la poutre.

## 2.4.2 Code réglementaire BS 8110

Le règlement britannique BS 8110 [80] propose deux formules pour estimer la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales prend en considération l'effet d'échelle par le terme  $(400/d)^{1/4}$  pour les poutres courtes ( $a/d < 2.0$ ). Les deux équations adoptées sont les suivantes :

$$V_u = \frac{0.79}{\gamma_c} (100\rho)^{1/3} \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} bd \quad \text{avec } f_{cu} > 25 \text{ N/mm}^2 \quad a/d \geq 2 \quad 2.2$$

$$V_u = \left(2\frac{d}{a}\right)^{0.79} \frac{0.79}{\gamma_c} (100\rho)^{1/3} \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} bd \quad \text{avec } f_{cu} > 25 \text{ N/mm}^2 \quad a/d < 2 \quad 2.3$$

Où :

$f_{cu}$  : résistance en compression du béton, mesurée sur cube,  $f_c = 0.8f_{cu}$ .

$\gamma_c$  : facteur de sécurité,  $\gamma_c = 1$ .

$\rho$  : taux des armatures longitudinales.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$a$  : portée de cisaillement.

$b$  : largeur de la poutre.

## 2.4.3 Code réglementaire Eurocode 2-2004

La norme Européenne (Eurocode 2, 2004) est un modèle de calcul analytique empirique [81]. La formule de l'Eurocode se traduit comme suit pour les éléments structuraux en cisaillement sans armatures transversales en prenant en considération de l'effet d'échelle :

$$V_u = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k(100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot bd \geq 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_c^{1/2} \cdot bd \quad 2.4$$

Où :

$k$  : coefficient peut être déterminé comme suit :  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$  avec  $d$  en mm.

$\gamma_c$  : coefficient de sécurité.

$\rho$  : taux des armatures longitudinales,  $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0.02$ .

$A_s$  : aire de la section des armatures tendues.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

### 2.3.4 Code réglementaire FIB Model Code 2010

La contribution du béton des poutres sans armatures transversales donné par le code FIB 2010 [70] peut être calculée selon l'équation (2.5) :

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b d \quad 2.5$$

Avec:

$$z = 0.9d$$

Le premier niveau d'approximation (Level I) est basé sur la formule proposée par la théorie du champ de compression modifiée [117]. Ce niveau peut être utilisé seulement dans le cas des éléments avec une résistance de compression  $f_c < 64$  MPA, avec une limite d'élasticité d'acier  $f_y < 500$  MPa et une taille maximale des agrégats  $d_a > 10$ mm.

$$\theta = 45^\circ \quad 2.6$$

$$k_v = \begin{cases} \frac{200}{(1000 + 1.3z)} < 0.15 \\ 0.15 \end{cases} \quad \text{si} \quad \begin{cases} \rho_w = 0 \\ \rho_w \geq 0.08\sqrt{f_c}/f_y \end{cases} \quad 2.7$$

Où :

$\theta$  : angle d'inclinaison l'angle d'inclinaison du champ de contrainte.

$f_y$  : limite élastique de l'acier.

$\gamma_c$  : coefficient de sécurité.

$\rho$  : taux des armatures longitudinales.

$f_c$  : résistance à la compression du béton.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

### 2.3.5 Modèle de Bazant et Kim

Bazant et Kim [77] ont proposé une formule rationnelle tenir compte de l'effet de la résistance à la compression du béton, du taux d'armature longitudinale, de la portée de

cisaillement et la taille maximale du granulat. Le modèle proposé est donnée par l'équation suivante :

$$V_u = 0.54\sqrt[3]{\rho} \left( \sqrt{f_c} + 249 \sqrt{\frac{\rho}{a/d^5}} \right) \left( \frac{1 + \sqrt{5.08/d_g}}{\sqrt{1 + d/(25d_g)}} \right) bd \quad 2.8$$

Où :

$\rho$  : taux des armatures longitudinales.

$f_c$  : résistance à la compression du béton.

$a/d$  : portée de cisaillement relative.

$d_g$  : taille maximale du granulat.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

### 2.3.6 Modèle de Kim et al.

Kim et al [28] ont développé une équation pour prédire la résistance au cisaillement ultime des poutres en béton armé. L'expression de la résistance au cisaillement se traduit comme suit :

$$V_u = \left[ 0.2(1 - \sqrt{\rho}) \left( \frac{d}{a} \right)^r \left( f_c^{0.5} + 1020\rho^{0.9} \left( \frac{d}{a} \right)^{0.6} \right) \right] bd \quad 2.9$$

$$\text{Avec : } r = \left( \frac{d}{a} \right)^{0.6} (\rho^{-0.1}) \quad 2.10$$

Où :

$\rho$  : taux des armatures longitudinales.

$f_c$  : résistance à la compression du béton.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

### 2.3.7 Modèle de Zsutty

Zsutty a proposé deux équations empiriques pour prédire la résistance au cisaillement des poutres élancées et courtes en béton armé sans armatures transversales qui ne prennent pas en considération l'effet d'échelle. Les deux équations proposées sont les suivantes :

$$V_u = 2.2 \left[ \left( f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \right] b d \quad a/d \geq 2.5 \quad 2.11$$

$$V_u = 2.2 \left[ \left( 2.5 \frac{d}{a} \right) \left( f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \right] b d \quad a/d < 2.5 \quad 2.12$$

Où :

$\rho$  : taux des armatures longitudinales.

$f_c$  : résistance à la compression du béton.

$d$  : hauteur utile de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

En résumé, les différents codes réglementaires et modèles proposés tiennent compte des trois principaux paramètres ( $\rho$ ,  $f_c$ ,  $a/d$ ). Cependant, certains modèles ne prennent pas en considération l'effet d'échelle, comme le cas pour le code réglementaire ACI318-14 et les modèles proposés par Kim, Zsutty et Bazant.

## 2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, les différents modes de rupture dans les poutres en béton armé sans armatures transversales ont été identifiés en fonction du rapport  $a/d$ .

A l'issue des résultats expérimentaux extraits de la synthèse bibliographique, les poutres en béton armé sans armatures transversales soumises à des sollicitations de cisaillement peuvent subir trois modes de rupture : rupture par compression-diagonale ( $1 < a/d < 2.5$ ), rupture par traction diagonale  $2.5 < a/d \leq 6.0$  et rupture par flexion  $a/d > 6.0$ .

La contribution du béton dans la résistance à l'effort tranchant mérite d'être mieux compris pour être mieux exploités par les règlements ou par des modèles de simulation. En effet, plusieurs modèles et codes réglementaires de calculs (EC2, ACI 318-14, BS8110, FIB2010) ont été utilisés pour prédire la contribution de béton seul à la résistance au

cisaillement. Ces différents codes de calcul analytique tiennent compte de l'influence des divers paramètres de cisaillement qui sont la résistance caractéristique du béton en compression ( $f_c$ ), le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ), et la portée de cisaillement ( $a/d$ ). Certes, les estimations proposées par ces différents codes ne tiennent pas compte d'une manière rationnelle les principaux paramètres ( $a/d$ ,  $f_c$ ,  $\rho$ ), et de l'action de bielles-tirant (effet d'arc) et par conséquent dans certains cas, une dispersion importante est observée entre ces prédictions théoriques et les résultats expérimentaux.

Suite à ces diverses remarques, il est donc primordial d'orienter la présente recherche vers l'élaboration d'un modèle fiable permettant de prédire fidèlement la contribution du béton à la résistance au cisaillement. En outre, il est nécessaire également de simuler le comportement des poutres en béton armé sans armatures transversales soumises au cisaillement, permettant de prédire le comportement global et local de ces poutres ainsi que les différents points de vue sur les mécanismes en œuvre.

# **CHAPITRE 3**

## **Quantification des Mécanismes de Transfert d'Effort Tranchant**

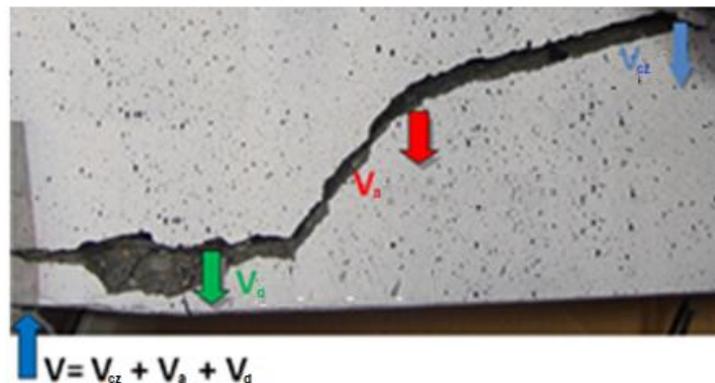
## CHAPITRE 3 : Quantification des Mécanismes de Transfert d'Effort Tranchant

### 3.1 Introduction

La résistance au cisaillement des éléments dalles et poutres est régie par divers mécanismes qui jouent un rôle dans la reprise de contraintes et leur transmission vers les appuis.

Les mécanismes qui rentrent en jeu dans la résistance au cisaillement [48] sont les suivantes (Fig. 3.1):

- La résistance générée par les armatures longitudinales à travers l'effet de Goujon :  $V_d$
- La résistance du béton non fissuré :  $V_{cz}$ .
- L'engrènement ou imbrication des granulats :  $V_a$
- et éventuellement, la résistance résiduelle du béton à la traction :  $V_{res}$ .



**Figure 3.1.** Différents mécanismes de résistance au cisaillement dans une poutre en béton armé sans armatures transversales [33].

Certes, la résistance au cisaillement ultime pour les poutres sans armatures transversales égale :

$$\mathbf{V}_u = \mathbf{V}_{cz} + \mathbf{V}_a + \mathbf{V}_d \quad \mathbf{3.1}$$

Ces mécanismes de transfert travaillent en général dans la matrice complexe qu'est le béton armé. Il est important pour la suite de rappeler que le béton est physiquement composé d'un squelette granulaire et d'une matrice cimentaire servant de liant. D'un point de vue mécanique, le béton présente une résistance caractéristique en compression ( $f_c$ ) qui peut varier de 20 MPa à plus de 90 MPa pour des bétons à hautes performances. En revanche, sa résistance en traction ( $f_t$ ) est nettement inférieure puisqu'elle présente un rapport  $f_c/f_t \geq 10$ . En fait, la résistance de traction affecte explicitement le mécanisme de transfert via les contraintes résiduelles. Certes, l'ouverture de la fissure diagonale est liée directement à la contrainte de traction du béton [33].

Plusieurs travaux ont été effectués pour quantifier ces mécanismes de transfert. En fait, le travail de quantification effectué a toutefois mis en avant une grande variabilité de leur importance relative, qui est principalement influencée par les caractéristiques de la fissure critique, notamment sa forme et sa cinématique.

Certes, la technique de mesure de champs de déformation (DIC) reste un outil approprié pour la quantification et le suivi de la cinématique de la fissure. En revanche, des modèles proposés par Cavagnis et al. [8], Fernández Ruiz et al. [16] et Chen et al. [1], qui ont été adoptés pour calculer la contribution de chaque action de transfert de cisaillement des poutres courtes et élancées.

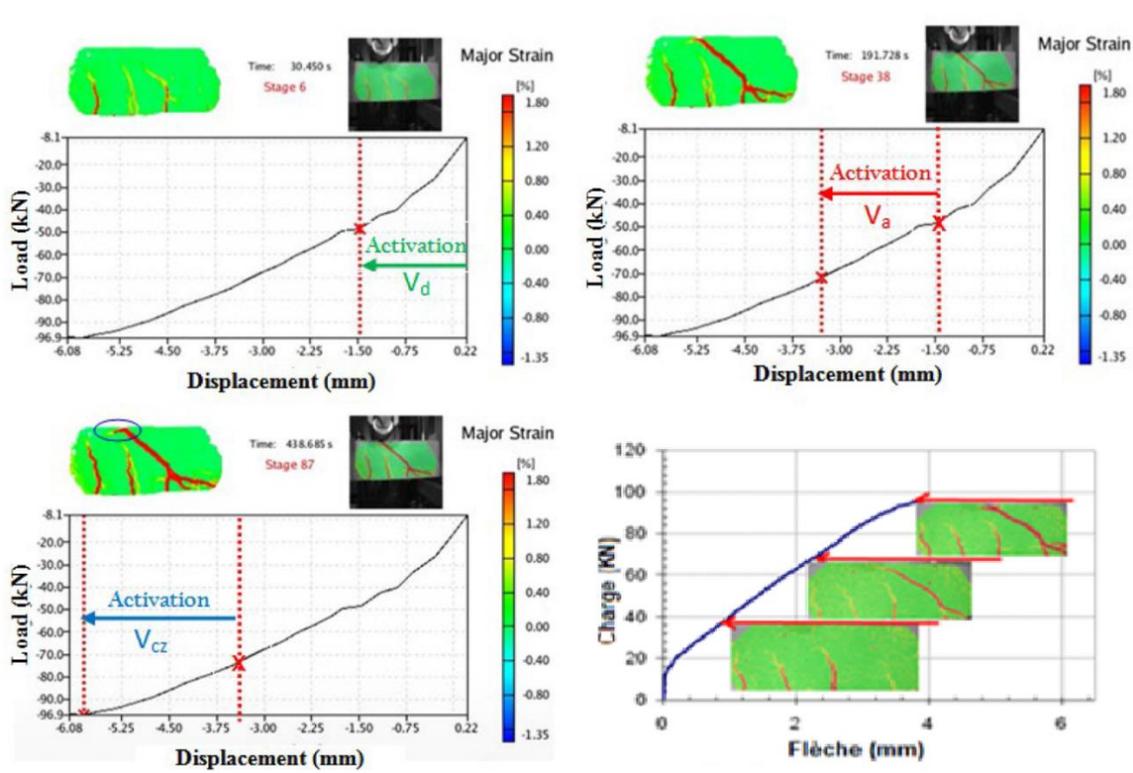
### 3.2 Analyse de la fissuration des poutres par la méthode de la corrélation d'images

L'objectif de cette section est d'identifier le moment de déclenchement de ces mécanismes de transfert pendant le processus de fissuration dans les poutres testées et d'obtenir une estimation de la contribution de ces modes de transmission.

Pour quantifier les actions de transfert de cisaillement dans des poutres en béton armé, on a pris une campagne d'essai comportant 12 poutres. Cette dernière représente une partie des travaux de recherche de Hamrat [33]. Il s'agit d'une étude expérimentale qui a été réalisée sur des poutres de section 10cm x 16cm. Ces poutres ont été divisées en deux séries.

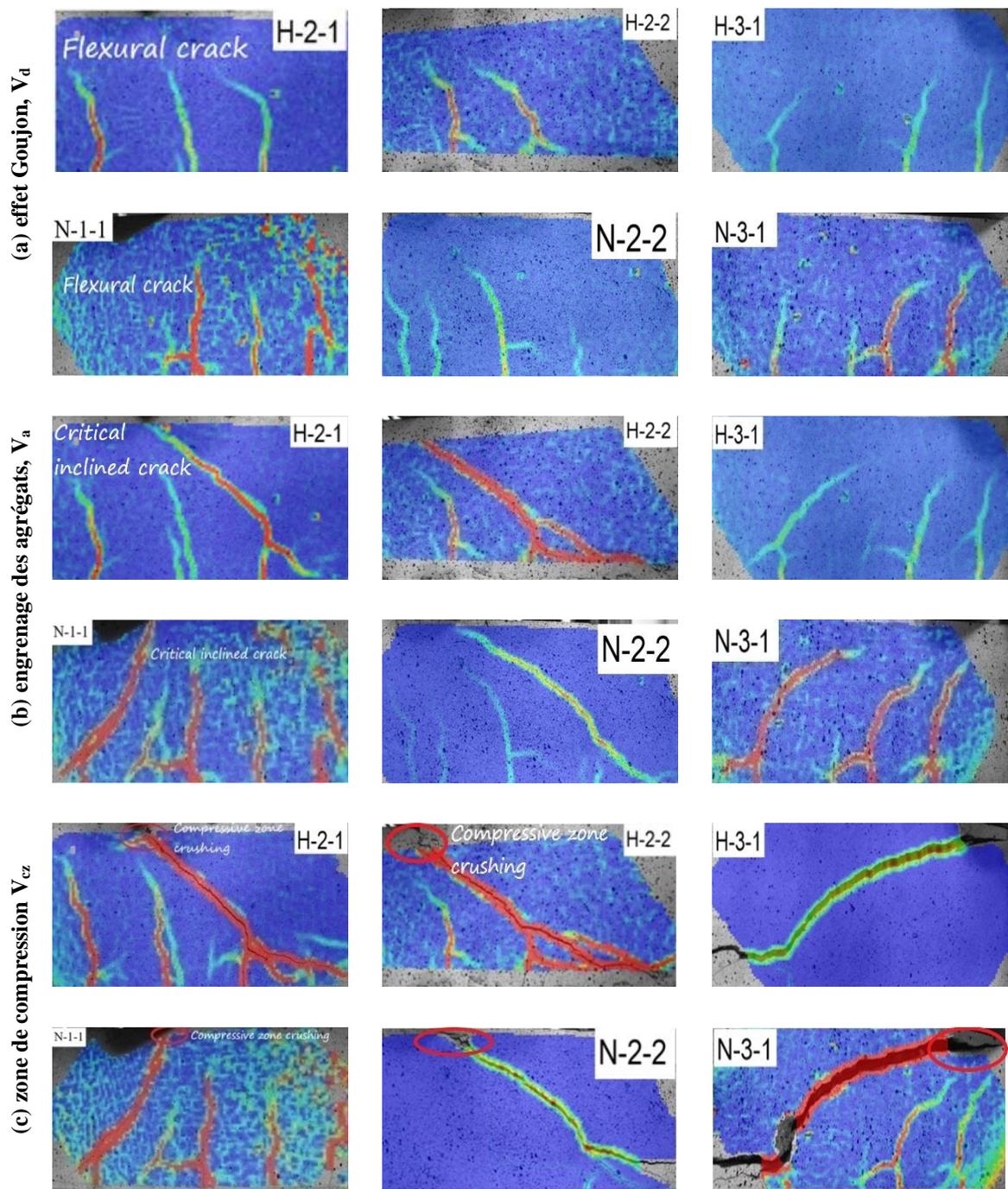
La première série est fabriquée avec un béton armé ordinaire (BO) ( $f_c = 44.2$  MPa) ( $N$ - $a/d$ - $\rho$ ,  $a/d=1, 2, 3$  et  $\rho = 1, 2$ ). La seconde série est fabriquée avec un béton armé à hautes performances (BHP) ( $f_c = 85.5$  MPa) ( $H$ - $a/d$ - $\rho$ ,  $a/d=1, 2, 3$  et  $\rho = 1, 2$ ) ayant  $b=100$  mm et  $b=160$  mm et  $d= 133$  et  $135$  mm. Il est à noter que le taux d'armature :  $\rho = 1$  ou  $2$  correspond au pourcentage arrondi du taux d'armatures longitudinales ( $\rho = A_s/bd = 1.20\%$  et  $2.31\%$ .)

La quantification de ces différents mécanismes de transfert a été réalisée en se basant sur l'utilisation de la technique de corrélation d'images DIC qui a été utilisée dans les travaux de recherche de Hamrat [33]. La figure 3.2 montre le processus de fissuration (fissure diagonale et fissures de flexion) correspondant à différents niveaux de chargement pour une poutre ayant  $a/d = 2.0$ . Ainsi, la propagation et les profils des fissures sont également observés pour les autres poutres.



**Figure 3.2.** Développement et cinématique des fissures à différents niveaux de chargement [33].

Le travail de quantification des différentes actions de transfert de cisaillement est basé sur la morphologie et la séquence d'apparition des fissures à différents stades de chargement (Figs. 3.2 et 3.3). Dans ce qui suit, nous proposons une identification de chaque mécanisme afin de pouvoir estimer sa contribution à la résistance à l'effort tranchant.



**Figure 3.3.** Actions de transfert de cisaillement utilisant l'évolution de la fissuration sous charge croissante jusqu'à la rupture : (a) action de Goujon (b) engrenage des granulats et (c) zone de compression du béton [33].

### 3.2.1 Contribution d'effet Goujon de l'armature flexionnelle

La contribution de l'action de Goujon est difficile à déterminer expérimentalement, en particulier pour les poutres ayant  $a/d \geq 3.0$ , car elle est toujours combinée avec d'autres actions de transfert de cisaillement.

Pour les poutres courtes ( $a/d = 1.0$  et  $2.0$ ), l'action de Goujon est activée expérimentalement par les intersections entre les fissures verticales de flexion et les armatures longitudinales où ces dernières reprennent une partie de la résistance au cisaillement, et de ce fait des déformations qui arrivent plus tôt et de manière plus notable. En se référant aux figures 3.2 et 3.3 (a), des fissures de flexion apparaissent initialement d'abord à la zone tendue de la poutre, en son centre, remontent progressivement selon la ligne d'application de la charge, de part et d'autre de la section centrale et se propagent jusqu'à mi-hauteur de la poutre avant l'apparition de la fissure diagonale. En outre, ces poutres courtes présentent quelques fissures de flexion, ce qui augmente le processus de chargement, conduisant à une contribution modérée de l'effet Goujon de l'armature flexionnelle.

D'après le rapport Gom Aramis (Fig.3.2), la contribution mesurée de l'effet Goujon est de l'ordre de 45% à 50% de l'effort tranchant appliqué, dans le cas des poutres courtes fabriquées avec du béton à hautes performances (BHP). De même, la contribution de l'action de Goujon est d'environ 35% à 40% de l'effort tranchant totale, pour les poutres en béton ordinaire (BO). Cette différence est due à la meilleure adhérence entre le béton et les armatures, dans le cas des poutres en BHP [3].

Dans le cas des poutres élancées ( $a/d=3.0$ ), la capacité de cisaillement reprise par l'effet de Goujon commence à prendre effet durant les instant correspondant entre le début des intersections (armature de flexion et fissure de flexion) et la fin de la propagation d'une fissure de flexion de profondeur, avoisinant  $0.4d$ . Ensuite, à une distance plus proche aux appuis, une des fissures se forme très rapidement, et se propage le long des armatures provoquant également l'activation de l'action de Goujon, et conduisant ainsi à une perte locale d'adhérence entre l'armature longitudinale et le béton d'enrobage (Fig.3.3a) et éventuellement un déplacement transversal de ces armatures longitudinales.

Par ailleurs, la valeur de l'effort tranchant transférée par l'action de Goujon est faible car elle est limitée par la résistance à la traction du béton d'enrobage, en particulier pour les poutres en BO. Le Tableau 3.1 fournit les valeurs des efforts de Goujon de chaque poutre. Les résultats montrent que la résistance à la compression de béton a un effet significatif sur la participation de l'effet de Goujon. En effet, la contribution de l'effet Goujon dans les poutres en BHP est 70-75% plus élevée à celle des poutres en BO. Cette contribution est de l'ordre de 25-30% de l'effort tranchant appliqué pour les poutres en BHP et de 15-20% pour les poutres en BO (Tableau 3.1).

**Tableau 3.1.** Contribution de l'effet de Goujon.

Poutres en béton ordinaire						
$V_d$ (kN)	<b>N-1-1</b>	<b>N-1-2</b>	<b>N-2-1</b>	<b>N-2-2</b>	<b>N-3-1</b>	<b>N-3-2</b>
	36.5	38.2	16.2	19.6	9.0	10.7
Poutres en béton à hautes performances						
$V_d$ (kN)	<b>H-1-1</b>	<b>H-1-2</b>	<b>H-2-1</b>	<b>H-2-2</b>	<b>H-3-1</b>	<b>H-3-2</b>
	47.5	51.4	22.0	26.7	12.7	14.2

### 3.2.2 Contribution d'engrènement des granulats

L'évaluation de la contribution de l'engrènement des granulats est une information indispensable pour l'appréhension du phénomène de cisaillement. Cependant, une autre question problématique liée au déclenchement du phénomène est d'une importance particulière. Certes, la forme de la fissure diagonale joue un rôle important dans l'activation du phénomène de transfert par engrènement des granulats. Ainsi, sa contribution dépend essentiellement des variables cinématiques (ouverture de fissure et glissement) et l'angle d'inclinaison de la fissure. En outre, la rugosité de la fissure critique de cisaillement garantit un mécanisme de transfert de cisaillement plus efficace par engrènement des granulats [34, 85, 118].

Ainsi, la contrainte de cisaillement due à l'engrènement des granulats est transférée à travers les lèvres de la fissure diagonale par effet d'engrènement. En effet, dans les poutres courtes, on note la présence d'une fissure diagonale raide et rectiligne, qui est soumise à des forces de traction plus grandes, ceci génère des contraintes de glissement plus faibles [118].

Quant aux fissures courbées dans les poutres élancées, elles sont composées d'une branche primaire quasi-verticale et d'une branche secondaire quasi-horizontale. Ces fissures plus allongées maximisent davantage le glissement à cause de l'activation du frottement entre les lèvres de ces fissures [33, 34, 85, 118].

La contribution de ce mode de transmission est en effet très importante par rapport aux autres mécanismes.

- Pour les poutres courtes ( $a/d = 1.0$  et  $2.0$ ), une partie de l'effort tranchant est transférée à travers les fissures par l'engrènement des granulats. En effet, le mode de transmission est activé par l'apparition brusque de la fissure diagonale, qui se forme alors indépendamment des fissures de flexion, prenant naissance près de l'appui et s'étend vers la zone de compression (Fig. 3.3b).
- Pour les poutres élancées ( $a/d = 3.0$ ), le transfert direct de l'effort tranchant par effet d'engrènement est activé après la formation de toutes les fissures de flexion dans la portée de cisaillement. Ainsi, ce mécanisme de transfert débute avec l'apparition de la fissure diagonale, qui s'étend du sommet de la fissure de flexion et s'incurve vers le point de chargement (Fig. 3.3b).

La contribution d'engrènement des granulats peut être déduite expérimentalement de la courbe charge-déplacement, qui est corrélée à la propagation et les profils des fissures durant le chargement (Figs.3.2 et 3.3b).

La contribution mesurée du mécanisme d'engrènement des granulats est variable et plus significative pour les poutres en BO par rapport aux poutres en BHP. Dans ce contexte, la différence de la contribution de ce mécanisme entre les poutres en BO et celles en BHP est plus significative, allant jusqu'à 50%. En effet, la contribution d'effet d'engrènement des granulats est de 40-46 % de la charge de cisaillement pour les poutres en BO ayant  $a/d = 1.0$ ,  $2.0$  et  $3.0$ , ce qui n'est pas le cas pour les poutres en BHP où une faible contribution de ce mécanisme est observée (20-35% de l'effort tranchant appliqué) (Tableau 3.2). Ces résultats montrent que le mécanisme d'engrènement des granulats est fortement réduit à cause des fissures lisses qui traversent le squelette granuleux au lieu de le contourner, dans le cas des poutres en BHP [33].

À partir du Tableau 3.2, on peut noter que, la contribution d'engrènement des granulats est en effet très importante pour les poutres en BO et devient moindre pour les

poutres en BHP. Les résultats montrent également que le taux d'armature longitudinale a un effet significatif sur la contribution du mécanisme de l'engrènement des granulats. Il est à noter que dans le cas d'une poutre avec un taux d'armature élevé, l'ouverture de fissure diagonale est plus fine, ce qui contribue à accroître l'effet d'engrènement des granulats. En effet, le gain de contribution observé, est de l'ordre de 10-15%, lorsque le taux d'armatures longitudinal est augmenté de 1.2.% à 2.4 % (Tableau 3.2).

**Tableau 3.2.** Contribution de l'engrènement des granulats.

Poutres en béton ordinaire						
$V_a$ (kN)	N-1-1	N-1-2	N-2-1	N-2-2	N-3-1	N-3-2
	43.1	42.1	18.7	22.1	10.3	11.8
Poutres en béton à hautes performances						
$V_a$ (kN)	H-1-1	H-1-2	H-2-1	H-2-2	H-3-1	H-3-2
	40.1	41.3	12.4	13.6	5.1	6.3

### 3.2.3 Contribution des contraintes résiduelles de traction

Ce phénomène peut garantir la transmission d'une certaine partie de l'effort tranchant de part et d'autre de la fissure diagonale, notamment au sommet de cette fissure, où son ouverture reste limitée. En fait, dans une fissure diagonale générée par sollicitation de traction, les surfaces entre les deux lèvres de cette fissure permettent le transfert des contraintes résiduelles de traction ( $V_{res}$ ) jusqu'à ce que la fissure atteigne une certaine ouverture critique. Au-delà de cette ouverture, aucune contrainte de traction n'est transférée par le béton [20].

En se basant sur les mesures de corrélation d'images DIC [33], des mesures suffisamment précises étaient toutefois disponibles pour l'essai des poutres au sommet de la fissure diagonale. En effet, les poutres sans armatures transversales sont généralement caractérisées par la présence de grande ouverture de la fissure diagonale. Ainsi, les ouvertures de fissures mesurées de toutes les poutres testées varient de 0.22 mm à 1.5 mm [33]. L'ouverture de la fissure au sommet de la fissure diagonale étant supérieure à 0.20 mm, dans ce cas, la quantification de l'effet de la résistance résiduelle à la traction est négligeable, comme le confirme les travaux de [10, 20].

### 3.2.4 Contribution de la zone de compression du béton

Le transfert de cisaillement dans la zone de compression est moins important par rapport aux autres mécanismes de transfert de cisaillement. Lorsque la fissure diagonale se propage rapidement vers la zone comprimée, le béton comprimé est soumis à des contraintes de compression importantes, et donc la rupture est initiée par écrasement de la zone comprimée de manière brutale.

Certes, durant les essais [33], les fissures s'arrêtent de se propager à certaines hauteurs de la poutre à de niveaux différents d'une poutre à l'autre. En fait, la hauteur de la zone de compression varie d'une poutre à l'autre. En outre, une propagation lente de la fissure diagonale permet à la zone de compression de contribuer de manière efficace à la résistance à l'effort tranchant.

Pour les poutres courtes, l'effort tranchant qui peut être transmis par le béton non-fissuré dans la zone de compression est activé immédiatement après la formation de la fissure diagonale (Fig 3.4c). Ainsi, la charge peut encore augmenter à des niveaux de charge plus élevés, ceci est dû principalement à l'action d'arc (bielles-tirants) qui devient grand lorsque  $a/d$  devient plus petit. La contribution de la zone de compression est liée à la hauteur de la zone comprimée, qui est dominante dans les poutres courtes ( $a/d = 1.0$  et  $2.0$ ).

D'autre part, pour les poutres élancées ( $a/d=3.0$ ), après la formation de la fissure diagonale, qui se développe sur une large zone de la portée de cisaillement, une partie de l'effort de cisaillement est portée par la zone de compression. La fissure diagonale est la continuité de la propagation d'une fissure de flexion avance vers la zone de compression qui se rompt de manière moins explosive, en raison de nombreuses fissures qui libèrent l'énergie stockée graduellement [33]. Pour ce type de poutres, la contribution de la zone de compression est très limitée et cela dû à la profondeur de la zone comprimée relativement faible [33].

La contribution de la zone de compression peut être estimée expérimentalement à partir de la figure 3.2, qui stipule le processus de propagation des fissures et le chargement correspondant. D'après les résultats présentés dans le tableau 3.3, on remarque que l'augmentation de la résistance à la compression du béton contribue de manière significative à la résistance à l'effort tranchant des poutres courtes et élancées. Une augmentation

d'environ 25% à 50% de la contribution de la zone de compression a été observée, lorsque la résistance à la compression du béton est augmentée de 44.2 à 85.5 MPa (Tableau 3.3). En effet, la zone comprimée peut résister à environ 17- 31% de l'effort tranchant appliqué pour les poutres en BHP ( $f_c=85.5$  MPa) et de 15-18% pour les poutres en BO ( $f_c=44.2$  MPa).

**Tableau 3.3.** Contribution de la zone comprimée non-fissuré.

Poutres en béton ordinaire						
$V_{cz}$ (kN)	N-1-1	N-1-2	N-2-1	N-2-2	N-3-1	N-3-2
	14.1	15.3	7.7	8.6	4.1	5.0
Poutres en béton à hautes performances						
$V_{cz}$ (kN)	H-1-1	H-1-2	H-2-1	H-2-2	H-3-1	H-3-2
	17.9	19.3	13.4	16.5	7.6	9.2

### 3.3 Comparaison entre les contributions mesurés et prédites des mécanismes de transfert

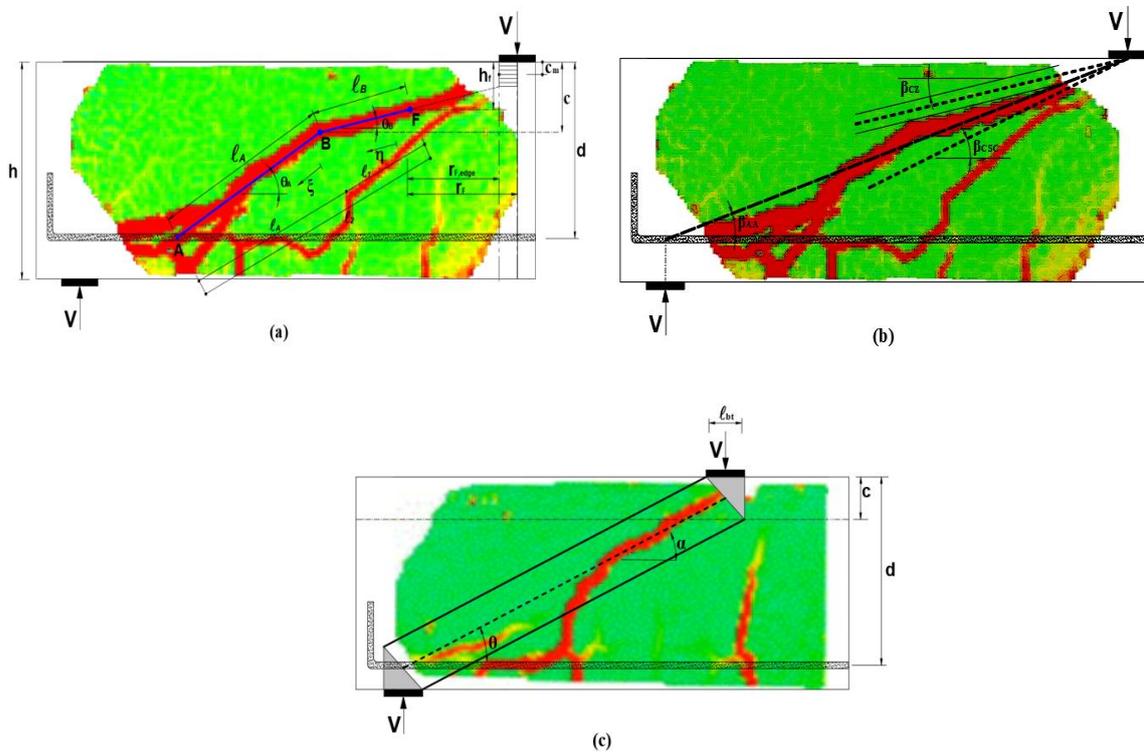
Le comportement réel d'un élément structurel fissuré résultera de l'action combinée de tous ces modes de transmission de l'effort tranchant. Ces modes de transmission précédemment quantifiés expérimentalement (section 3.2) sont calculés également par les modèles proposés par Cavagnis et al.[8], Fernandez Ruiz et al. [16] et Chen et al. [1], qui ont été sélectionnés de la littérature. Le tableau 3.4 présente les formules théoriques des mécanismes de transfert de cisaillement. Il est à noter que les modèles théoriques (Cavagnis et al. et Fernandez Ruiz et al) utilisent la même formule pour quantifier la contribution de l'effet Goujon des armatures flexionnelles.

**Tableau 3.4.** Formules théoriques des mécanismes de transfert de cisaillement.

Auteurs	Formules	Variables
	$V_{res} = \int_{\eta=0}^{l_B} \sigma_{res} \cdot b \cdot \cos \theta_B \cdot d\eta$	$\sigma_{res}, w_{cr}, l_B, f_{ct}, w, b, \theta_B, \eta.$
	$\sigma_{res} = \begin{cases} f_{ct} \left(1 - \frac{w}{w_{cr}}\right) & 0 \leq w \leq w_{cr} \\ 0 & w > w_{cr} \end{cases}$	
<b>Fernandez Ruiz et al.[16]</b>	$V_a = \int_{\xi=l_1}^{l_2} \tau \cdot b \cdot \sin \theta_A \cdot d\xi - \int_{\xi=l_1}^{l_2} \sigma \cdot b \cdot \cos \theta_A \cdot d\xi$ $\tau = \begin{cases} \tau_0 \left(1 - \frac{w}{w_{li}}\right) & 0 \leq w \leq w_{li} \\ 0 & w > w_{li} \end{cases}$ $\sigma = \begin{cases} \sigma_0 \left(1 - \frac{w}{w_{li}}\right) & 0 \leq w \leq w_{li} \\ 0 & w > w_{li} \end{cases}$	$\tau_0, \sigma_0, w_{li}, \theta_A, l_1, l_2, \xi$
	$V_d = n_s \cdot f_{ct,eff} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef}$	$f_{ct,eff}, b_{ef}, l_{ef}, n_s$
	$V_{CZ} = V_{CSC} \cdot \frac{\cot \beta_{AA} - \cot \beta_{CSC}}{\cot \beta_{CZ} - \cot \beta_{AA}}$	$V_{CSC}, \beta_{AA}, \beta_{CZ}, \beta_{CSC}$
	$V_{res} = \int_{\eta=0}^{l_B} \sigma_{res} \cdot b \cdot \cos \theta_B(\eta) \cdot d\eta \quad (w \leq w_{cr})$ $V_{res} = \frac{G_F \cdot b \cdot \cos \theta_B \cdot d_T}{u} \quad (w > w_{cr})$ $\sigma_{res} = f_{ct} \cdot \left(1 - \left(\frac{w}{w_{cr}}\right)^{c_1}\right) \geq 0$ $u = \frac{V_T \cdot a_T}{A_s \cdot E_s} \cdot \frac{d - c}{d - c/3}$	$\sigma_{res}, l_B, \theta_B, w_{cr}, d, d_T, u, c, V_T, a_T, A_s, E_s, \eta$
<b>Cavagnis et al.[8]</b>	$V_a = \int_{\xi=l_1}^{l_2} \tau_{a,0} \cdot b \cdot \sin \theta_A \cdot d\xi - \int_{\xi=l_1}^{l_2} \sigma_{a,0} \cdot b \cdot \cos \theta_A \cdot d\xi$ $+ \int_{\xi=l_1}^{l_3} \sigma_{res} \cdot b \cdot \cos \theta_A(\xi) \cdot d\xi$ $\tau_a = \tau_{a,0} = \sqrt{f_c} \cdot \frac{c_3 \bar{\delta}^{4/3}}{(c_2 \bar{w})^{1.8} + c_2 \bar{\delta}}$ $\sigma_a = \sigma_{res} - \sigma_{a,0} = \sigma_{res} - \sqrt{f_c} \cdot \frac{c_4 \bar{\delta}^{7/3}}{(c_2 \bar{w})^3 + c_2 \bar{\delta}}$	$\bar{\delta}, \bar{w}, l_1, l_2, \theta_A$
	$V_d = n_s \cdot f_{ct,eff} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef}$	$f_{ct,eff}, b_{ef}, l_{ef}, n_s$
	$V_{CZ} = f_c \cdot b \cdot 2 \cdot c_m \cdot \frac{c_n - c_m}{\Gamma_{F,edge}}$	$\Gamma_{F,edge}, c_m, c_n$
	$V_a = \sigma_{cc,a} \cdot b \cdot w_{sc} \cdot \sin \theta$ $\sigma_{cc,a} = \left(\frac{8,45}{\varphi - 0,15} + 0,67\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{0,31 + 24w/(d_g + 16)}$	$w, d_g, \varphi, w_{sc}, \theta.$
<b>Chen et al. [1]</b>	$V_d = \left(1 - \frac{\sigma_{sc}}{f_y}\right) \frac{n_s \theta_s^3 f_y}{3l_{de}}$	$\sigma_{sc}, f_y, l_{de}, n_s, \theta_s.$
	$V_{CZ} = \sigma_{ci} b w_{si} \sin \theta = (\kappa_c \beta_{si} f'_c) w_{si} \cdot b \cdot \sin \theta$	$\kappa_c, \beta_{si}, w_{si}, \theta.$

Localisation des fissures de cisaillement

La figure 3.4 illustre la localisation et les paramètres géométriques de la fissure diagonale selon les trois modèles théoriques (Cavagnis et al., Fernandez Ruiz et al. et Chen et al.) adoptés dans cette étude.



**Figure 3.4.** Localisation et géométrie de la fissure diagonale :

- (a) Paramètres géométriques des modèles de Cavagnis et al. et Fernandez Ruiz et al. ;
- (b) Angles de la fissure diagonale selon Fernández Ruiz et al. [16] ;
- (c) Paramètres géométriques ( modèle de Chen et al.) [1]

Les tableaux 3.5 et 3.6 présentent les caractéristiques géométriques ainsi que les angles de la fissure diagonale selon les trois modèles théoriques (Cavagnis et al. ,Fernandez Ruiz et al. et Chen et al.).

**Tableau 3.5.** Caractéristiques géométriques de la fissure diagonale.

Spécimens	d(mm)	a(mm)	w(mm)	$\delta$ (mm)	$l_A$ (mm)	$l_B$ (mm)	$h_F$ (mm)	$r_{F,edge}$ (mm)	$c_m$ (mm)	c (mm)
<b>N-1-1</b>	135	135	0.40	0.86	116	/	/	/	/	40.5
<b>N-1-2</b>	133	135	0.34	0.59	114	/	/	/	/	45
<b>N-2-1</b>	135	270	0.81	0.60	136	/	/	/	/	38
<b>N-2-2</b>	133	270	0.63	0.49	135	/	/	/	/	42
<b>N-3-1</b>	135	405	1.10	0.53	153	77	21.38	105	10	32
<b>N-3-2</b>	133	405	0.76	0.35	141	65	30.4	82	11	41.5
<b>H-1-1</b>	135	135	0.51	0.70	97	/	/	/	/	49.5
<b>H-1-2</b>	133	135	0.22	0.26	134	/	/	/	/	52
<b>H-2-1</b>	135	270	1.50	0.97	143	/	/	/	/	42
<b>H-2-2</b>	133	270	0.74	0.57	145	/	/	/	/	51
<b>H-3-1</b>	135	405	1.20	1.10	168	62	30	86	16	38
<b>H-3-2</b>	133	405	0.84	0.41	156	87	32	98	12	48

**Tableau 3.6.** Angles de la fissure diagonale.

Spécimens	$\theta_A$	$\theta_B$	$\beta_{AA}$	$\beta_{CZ}$	$\beta_{CSC}$	$\theta$
<b>N-1-1</b>	49	/	/	/	/	41
<b>N-1-2</b>	47	/	/	/	/	40
<b>N-2-1</b>	39	/	/	/	/	21
<b>N-2-2</b>	35	/	/	/	/	22
<b>N-3-1</b>	36	15	18	14.8	22	/
<b>N-3-2</b>	34	16	18	11.9	26	/
<b>H-1-1</b>	49	/	/	/	/	39
<b>H-1-2</b>	46	/	/	/	/	38
<b>H-2-1</b>	38	/	/	/	/	22
<b>H-2-2</b>	34	/	/	/	/	21.7
<b>H-3-1</b>	35	13	18	16	23	/
<b>H-3-2</b>	33	12	18	13.9	26	/

Une comparaison entre les différents mécanismes de transfert mesurés et ceux obtenus par l'application des trois modèles théoriques (Cavagnis et al., Fernandez Ruiz et al. et Chen et al.) est également faite dans les tableaux 3.7, 3.8, 3.9 et 3.10.

Comme le montre les résultats du tableau 3.7, le modèle de Chen sous-estime la contribution de l'effet Goujon pour les poutres courtes ( $a/d=1.0$  et  $2.0$ ). Cette contribution est d'environ de 20-23% pour les poutres en BO et de 25-30% pour les poutres en BHP.

Cependant, les modèles de Fernandez Ruiz et al. et Cavagnis et al. sous-estiment largement la contribution de l'action de Goujon. La faible contribution de ce mécanisme est de l'ordre de 6-8 % et de 10% de l'effort tranchant appliqué pour les poutres en BO, 14% et 23% pour les poutres en BHP, respectivement. Le tableau 3.7 montre également que la contribution obtenue expérimentalement de ce mécanisme est supérieure à celle prédite par les deux modèles théoriques, environ 50% pour les poutres faites avec les deux types de béton (BO et BHP).

**Tableau 3.7.** Contribution de l'action de Goujon.

<b>Action de Goujon <math>V_d</math> (kN)</b>				
<b>Spécimens</b>	<b>Fernandez Ruiz et al.(2015)</b>	<b>Chen et al. (2018)</b>	<b>Cavagnis et al. (2018)</b>	<b><math>V_{exp}</math></b>
<b>N-1-1</b>	--	18.9	--	36.5
<b>N-1-2</b>	--	20	--	38.2
<b>N-2-1</b>	--	9.6	--	16.2
<b>N-2-2</b>	--	11.4	--	19.6
<b>N-3-1</b>	1.5	--	1.5	9.0
<b>N-3-2</b>	2.2	--	2.2	10.7
<b>H-1-1</b>	--	23.5	--	47.5
<b>H-1-2</b>	--	26.2	--	51.4
<b>H-2-1</b>	--	10.5	--	22.0
<b>H-2-2</b>	--	12.6	--	26.7
<b>H-3-1</b>	3.5	--	3.5	12.7
<b>H-3-2</b>	4.3	--	4.3	14.2

En ce qui concerne le mécanisme de l'engrènement des granulats, les trois modèles théoriques fournissent des résultats différents. Les résultats du tableau 3.8 montrent que globalement le modèle de Chen donne des résultats proches des valeurs expérimentales pour les poutres courtes ( $a/d= 1.0$  et  $2.0$ ) faites en BHP. Ainsi, il est observé par l'application de modèle de Cavagnis pour les poutres élancées ( $a/d=3.0$ ) que la contribution de ce mécanisme ( $V_a$ ) est légèrement inférieure à la valeur expérimentale ( $V_{a,exp}$ ) (Tableau 3.8). Cependant, le modèle de Fernandez présente des valeurs légèrement supérieures des valeurs obtenues expérimentalement, pour les poutres courtes fabriquées par les deux types de béton (BO et BHP). La contribution de ce mécanisme évaluée par le modèle de Chen est de l'ordre de 33-43% de l'effort tranchant appliqué pour les poutres en BO, et de 23-39% pour les poutres en BHP. Selon le modèle de Cavagnis, le taux de contribution de la force de cisaillement portée par l'engrènement des granulats varie de 45% à 50% de la force de cisaillement totale pour

les poutres en BO et environ 30% pour les poutres en BHP. Ainsi, le modèle de Fernandez prédit une importante contribution variant de 50-55 %, pour les poutres en BO et de 30-35 %, pour les poutres en BHP.

**Tableau 3.8.** Contribution de l'engrènement des granulats.

<b>Engrènement des granulats <math>V_a</math>(kN)</b>				
<b>Specimens</b>	<b>Fernandez Ruiz et al.(2015)</b>	<b>Chen et al. (2018)</b>	<b>Cavagnis et al. (2018)</b>	<b><math>V_{exp}</math></b>
<b>N-1-1</b>	--	36.2	--	43.1
<b>N-1-2</b>	--	39.5	--	42.1
<b>N-2-1</b>	--	14.3	--	18.7
<b>N-2-2</b>	--	16.7	--	22.1
<b>N-3-1</b>	11.7	--	8.3	10.3
<b>N-3-2</b>	14.7	--	11.4	11.8
<b>H-1-1</b>	--	38.2	--	40.1
<b>H-1-2</b>	--	43.2	--	41.3
<b>H-2-1</b>	--	11.6	--	12.4
<b>H-2-2</b>	--	13.1	--	13.6
<b>H-3-1</b>	7.9	--	4.7	5.1
<b>H-3-2</b>	10.5	--	5.2	6.3

Par ailleurs, la contribution de la zone de compression est plus élevée par rapport aux autres mécanismes de transfert où une contribution significative de ce mécanisme est observée. Dans ce contexte, les valeurs obtenues par l'application des trois modèles théoriques sont nettement supérieures à celles fournies expérimentalement (Tableau 3.9).

Selon le modèle de Chen, la zone de compression supporte jusqu'à 43% à 47 % de l'effort tranchant appliqué ( $V$ ), pour des poutres courtes en BHP. En outre, les modèles de Fernandez et Cavagnis prédisent une participation à environ 50% et 46%, respectivement, pour les poutres élancées en BHP.

**Tableau 3.9.** Contribution de la zone de compression du béton.

Specimens	Zone de compression $V_{cz}$ (kN)			$V_{exp}$
	Fernandez Ruiz et al.(2015)	Chen et al. (2018)	Cavagnis et al. (2018)	
<b>N-1-1</b>	--	31.5	--	14.1
<b>N-1-2</b>	--	32	--	15.3
<b>N-2-1</b>	--	13.7	--	7.7
<b>N-2-2</b>	--	13.4	--	8.6
<b>N-3-1</b>	9.97	--	4.5	4.1
<b>N-3-2</b>	9.04	--	7.7	5.0
<b>H-1-1</b>	--	49.1	--	17.9
<b>H-1-2</b>	--	48.7	--	19.3
<b>H-2-1</b>	--	21.0	--	13.4
<b>H-2-2</b>	--	24.8	--	16.5
<b>H-3-1</b>	13.0	--	7.1	7.6
<b>H-3-2</b>	14.1	--	8.6	9.2

Une comparaison entre la somme des trois contributions des mécanismes de transfert évaluées précédemment et les taux de contribution de ces mécanismes obtenus expérimentalement est également présentée dans le Tableau 3.10.

Les résultats de tableau 3.10 montrent globalement que tous les trois modèles théoriques sous-estiment la contribution de ces trois mécanismes de transfert. Le modèle de Chen donne des résultats très proches des valeurs expérimentales, avec un rapport moyen ( $V_{exp}/V_{pred.}$ ) de 1.07 et écart-type de 0.09, pour les poutres courtes faites en BO et BHP. Le modèle de Fernandez a été jugé adéquat pour l'estimation des trois modes de transmission de l'effort tranchant, avec un rapport moyen de 1.03 et écart-type de 0.02, pour les poutres élancés faites en BO et BHP, tandis que le modèle Cavagnis sous-estime largement la somme de ces trois contributions de ces mécanismes de transfert pour les poutres élancées, avec une moyenne de 1.55 et un écart type de 0.17.

**Tableau 3.10.** Quantification de chaque mécanisme de transfert et comparaison globale.

Specimens	Action de Goujon $V_d$ (kN)				Engrenage des agrégats $V_a$ (kN)				Zone de compression $V_{cz}$ (kN)				$V_{exp}/V_{pred}$		
	Fernandez Ruiz et al.(2015)	Chen et al. (2018)	Cavagnis et al. (2018)	$V_{exp}$	Fernandez Ruiz et al.(2015)	Chen et al. (2018)	Cavagnis et al. (2018)	$V_{exp}$	Fernandez Ruiz et al.(2015)	Chen et al. (2018)	Cavagnis et al. (2018)	$V_{exp}$	Fernandez Ruiz et al.(2015)	Chen et al. (2018)	Cavagnis et al. (2018)
N-1-1	--	18.9	--	36.5	--	36.2	--	43.1	--	31.5	--	14.1	--	1.08	--
N-1-2	--	20	--	38.2	--	39.5	--	42.1	--	32	--	15.3	--	1.05	--
N-2-1	--	9.6	--	16.2	--	14.3	--	18.7	--	13.7	--	7.7	--	1.13	--
N-2-2	--	11.4	--	19.6	--	16.7	--	22.1	--	13.4	--	8.6	--	1.21	--
N-3-1	1.5	--	1.5	9.0	11.7	--	8.3	10.3	9.97	--	4.5	4.1	1.02	--	1.65
N-3-2	2.2	--	2.2	10.7	14.7	--	11.4	11.8	9.04	--	7.7	5.0	1.06	--	1.13
H-1-1	--	23.5	--	47.5	--	38.2	--	40.1	--	49.1	--	17.9	--	0.95	--
H-1-2	--	26.2	--	51.4	--	43.2	--	41.3	--	48.7	--	19.3	--	0.95	--
H-2-1	--	10.5	--	22.0	--	11.6	--	12.4	--	21.0	--	13.4	--	1.11	--
H-2-2	--	12.6	--	26.7	--	13.1	--	13.6	--	24.8	--	16.5	--	0.97	--
H-3-1	3.5	--	3.5	12.7	7.9	--	4.7	5.1	13.0	--	7.1	7.6	1.04	--	1.66
H-3-2	4.3	--	4.3	14.2	10.5	--	5.2	6.3	14.1	--	8.6	9.2	1.03	--	1.64
<b>Moyenne</b>												1.03	1.07	1.55	
<b>Ecart type</b>												0.02	0.09	0.17	
<b>Coefficient de variation (%)</b>												2.04	8.45	11.40	

### 3.4 Conclusions

Ce chapitre a permis de quantifier chacune des trois contributions, à savoir : Effet de Goujon ( $V_d$ ), Engrenement des granulats ( $V_a$ ) et la zone de compression ( $V_{cz}$ ), en se basant sur les résultats expérimentaux des travaux de recherche de Hamrat [33], utilisant les mesures de champs de déformations obtenus par la technique de la corrélation d'images DIC. En effet cette technique de mesure a montré un grand potentiel de devenir un outil efficace et fiable pour l'évaluation et le contrôle des éléments structuraux en béton armé. Ces modes de transmission quantifiés expérimentalement (section 3.2) sont calculés également par les modèles théoriques proposés par Cavagnis et al.[8], Fernandez Ruiz et al. [16] et Chen et al. [1], qui ont été sélectionnés de la littérature. Une comparaison entre la somme des trois contributions des mécanismes de transfert évaluées par ces modèles théoriques et les taux de contribution de ces mécanismes obtenus expérimentalement est également présentée. En considérant les analyses mentionnées précédemment, on peut établir les conclusions suivantes :

- Les contributions mesurées de l'effet Goujon ( $V_d$ ), l'engrenement des granulats ( $V_a$ ) et de la zone de compression ( $V_{cz}$ ) ont été estimées à 35% - 40%, 40% - 46% et 15%

- 18% de l'effort tranchant appliqué, respectivement, pour les poutres en BO. Cependant, les contributions correspondantes de chaque mécanisme sont : 45% - 50%, 20% - 35% et 17% - 31%, respectivement, pour les poutres en BHP.
- Pour les poutres courtes ( $a/d = 1.0$  et  $2.0$ ) faites en BHP, les contributions prédites de chaque mécanisme sont :  $V_d = 25\% - 30\%$ ,  $V_a = 23\% - 39\%$  et  $V_{cz} = 43\% - 47\%$ , selon le modèle de Chen.
  - Pour les poutres élancées ( $a/d = 3.0$ ), le modèle de Fernandez prédit les contributions de  $V_d = 14\%$ ,  $V_a = 30\% - 35\%$  et  $V_{cz} = 50\%$ , tandis que le modèle de Cavagnis prédisant  $V_d = 23\%$ ,  $V_a = 30\%$  et  $V_{cz} = 46\%$ .
  - Les modèles de Chen, Fernandez Ruiz et Cavagnis ont largement surestimé la contribution de la zone de compression, tout en sous-estimant la contribution de l'effet Goujon. Cependant, ces modèles empiriques donnent une prédiction rationnelle de l'engrènement des granulats.
  - Les modèles de Chen et Fernandez Ruiz donnent des résultats précis et cohérents pour la somme des trois contributions des mécanismes de transfert, avec une contribution moyenne des rapports  $V_{exp}/V_{pred}$  de 1.07 et 1.03, respectivement. Les contributions prédites selon le modèle de Cavagnis sont par contre très conservatifs par rapport aux précédents modèles, avec une valeur moyenne des rapports  $V_{exp}/V_{pred}$  égale à 1.55.

# **CHAPITRE 4**

## **Développement et Évaluation des Modèles de Calcul de la Résistance au Cisaillement**

## CHAPITRE 4 : Développement et Évaluation des Modèles de Calcul de la Résistance au Cisaillement

### 4.1 Introduction

Durant 80 ans de recherche, de nombreuses études (expérimentales, analytiques et numériques) ont été menées pour bien comprendre le mécanisme de résistance au cisaillement des poutres en béton armé avec ou sans armatures transversales.

Le comportement en effort tranchant des éléments en béton armé est relativement complexe en raison de différents mécanismes de transfert de cisaillement, ces derniers sont principalement affectés par les principaux paramètres de cisaillement, à savoir la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ), la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ) et le taux d'armature longitudinale ( $\rho$ ).

Les paramètres de cisaillement sont pris en considération de différentes manières en fonction de la méthode adaptée pour le modèle de calcul. Ainsi, les modèles de calcul empiriques ou semi-empiriques s'inspirent essentiellement des résultats des campagnes expérimentales faites sur des bétons ne dépassant pas les 40 MPa. Par conséquent, il est raisonnable de vérifier la validité de ces équations pour des bétons dépassant largement les 40 MPa tels que les bétons à hautes performances (BHP) d'aujourd'hui. Cet aspect fait partie des objectifs ciblés par cette étude.

Les règlements et des modèles sont généralement utilisés et qui tendent à sous-estimer les capacités des éléments structuraux, menant ces approches très conservatrices, pour le cas des poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ), qui rendent difficile la quantification de la résistance au cisaillement réelle des structures. Certes, ces modèles ne semblent pas prendre en compte de manière fiable les paramètres quantifiables, notamment le rapport  $a/d$ ; puisque dans le cas où  $1 \leq a/d < 2.5$ , les résultats sont trop conservatifs contrairement à ceux où  $a/d \geq 2.5$ .

Une méthode de régression non linéaire a été établie dans ce chapitre pour prédire analytiquement la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sur la base des

données expérimentales existantes dans la littérature. Par conséquent, cette méthode est utile pour développer des modèles fiables et précis et qu'ils soient également comparés aux règlements de conception et à certains autres modèles proposés par des auteurs à partir des études réalisées antérieurement.

## 4.2 Collection d'une base de données expérimentales

Après une recherche documentaire approfondie dans des plusieurs revues et journaux, une base de données de résultats expérimentaux a été collectée à partir de nombreux chercheurs ayant réalisé des travaux de recherches sur la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales. Cette base de données est constituée de 160 études expérimentales détaillées [119-251]. Chaque chercheur s'est concentré dans son travail sur un certain paramètre et a suivi une certaine procédure pour mener un travail expérimental.

Les poutres prises en compte dans cette étude sont des poutres rectangulaires simplement appuyées testées en flexion (trois et quatre points). Les poutres ont été soumises à des charges concentrées et symétriquement appliquées à mi-travée. En effet, on a adopté 1000 poutres pour prédire la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales, dont 250 poutres courtes ayant  $a/d < 2.5$  et 750 poutres élancées avec  $a/d \geq 2.5$ . La base de données comprend à la fois le béton ordinaire (BO) et le béton à hautes performances (BHP) où  $f_c$  varie de 30 à 183 MPa, le rapport  $a/d$  de ces poutres varie de 1.0 à 8.0. De plus, les poutres choisies dans cette étude ayant des différentes hauteurs utiles ( $d$ ) variant entre 20 et 500 mm avec un taux d'armatures situé entre 0.33% et 8.84 %. Afin d'afficher la distribution des paramètres d'essai de ces poutres, toutes les données collectées sont représentées sur la figure 4.1. Les dimensions géométriques et propriétés des 1000 poutres testées sont données en **Annexe1**.

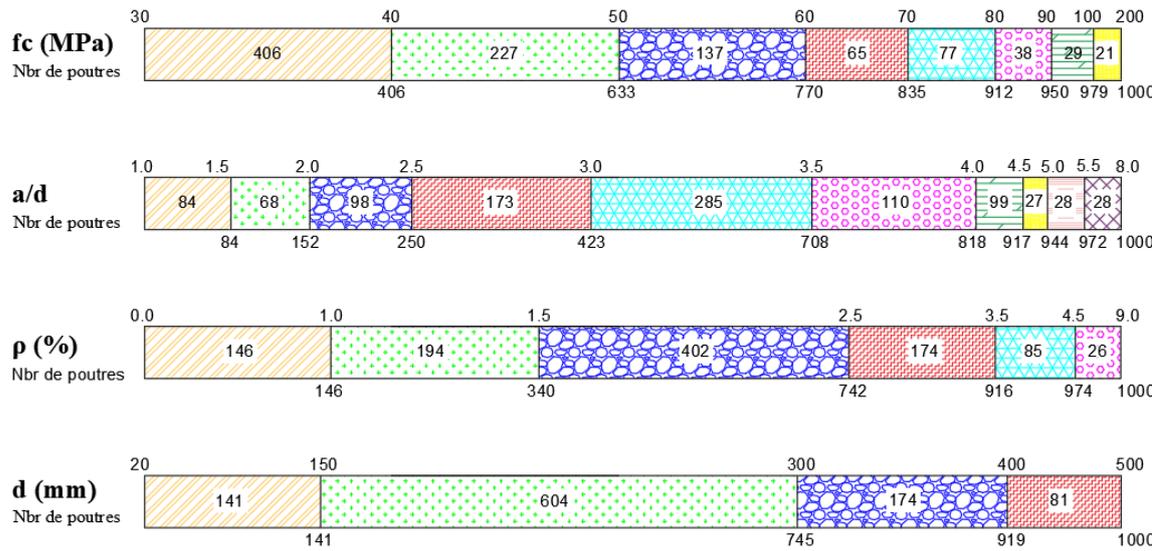


Figure 4.1. Répartition des principaux paramètres d'essai des poutres testées.

### 4.3 Procédure de développement des modèles proposés

Pour développer les modèles mathématiques de prédiction de la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales, la méthode de régression non linéaire est adoptée en conjonction avec les observations expérimentales.

La résistance au cisaillement ( $v_u$ ) des poutres sans armatures transversales dépend principalement de quatre paramètres quantifiables dont la variation entraîne l'augmentation ou la diminution de la capacité de cisaillement: le taux des armatures longitudinales ( $\rho$ ), la portée de cisaillement relative ( $a/d$ ) et la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ) [30].

L'ensemble de ces paramètres de cisaillement entrant en jeu dans le calcul de la résistance au cisaillement peut être exprimé dans le modèle comme suit :

$$\text{Reponces } (v_u) = \text{Variables de fonction } \left( \rho, \frac{a}{d}, f_c, d \right) \quad 4.1$$

La méthode utilisée est basée sur la combinaison de la répétition de l'effort ( $v_u$ ) en variant chaque fois un paramètre des trois variables ( $f_c$ ,  $a/d$ ,  $\rho$ ). Ainsi, l'effort final ( $v_u$ ) est considéré comme un groupe des contributions de la résistance au cisaillement ( $v_i$ ) présenté sous la forme suivante :

$$v_u = \{v_i\} = \{v_1, v_2, v_3\} \quad 4.2$$

Les contributions de chaque paramètre de cisaillement sont calculées à l'aide des équations suivantes :

$$v_1 = K_1(f_c)^\alpha \quad 4.3$$

$$v_2 = K_2 \left(\frac{a}{d}\right)^\beta \quad 4.4$$

$$v_3 = K_3(\rho)^\gamma \quad 4.5$$

Les équations de (4.3) à (4.5) sont calculées, en utilisant le logiciel Matlab. Le couplage des trois vi-groupes est effectué, en utilisant une relation de produit de puissance. Les formules suivantes de la contribution du béton à la résistance au cisaillement peuvent être obtenues, comme suit :

$$v_u = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \quad 4.6$$

$$v_u = K_1(f_c)^\alpha K_2 \left(\frac{a}{d}\right)^\beta K_3(\rho)^\gamma \quad 4.7$$

Où  $K_1$ ,  $K_2$  et  $K_3$  sont des constantes et les coefficients  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  sont déterminés par une analyse de régression non linéaire à la rupture de la poutre.

La boucle se poursuit jusqu'à obtenir un bon ajustement des modèles analytiques. L'équation (4.7) devient l'équation principale, qui peut être exprimée sous la forme suivante :

$$v_u = K(f_c)^\alpha \left(\frac{a}{d}\right)^\beta (\rho)^\gamma \quad 4.8$$

Où :  $K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3$ .

Certes, l'effet de taille joue un rôle majeur pour les poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ), il est donc important de le considérer, comme dans l'équation suivante :

$$v_u = K(f_c)^\alpha \left(\frac{a}{d}\right)^\beta (\rho)^\gamma \left(\frac{d}{K_4}\right)^\delta \quad 4.9$$

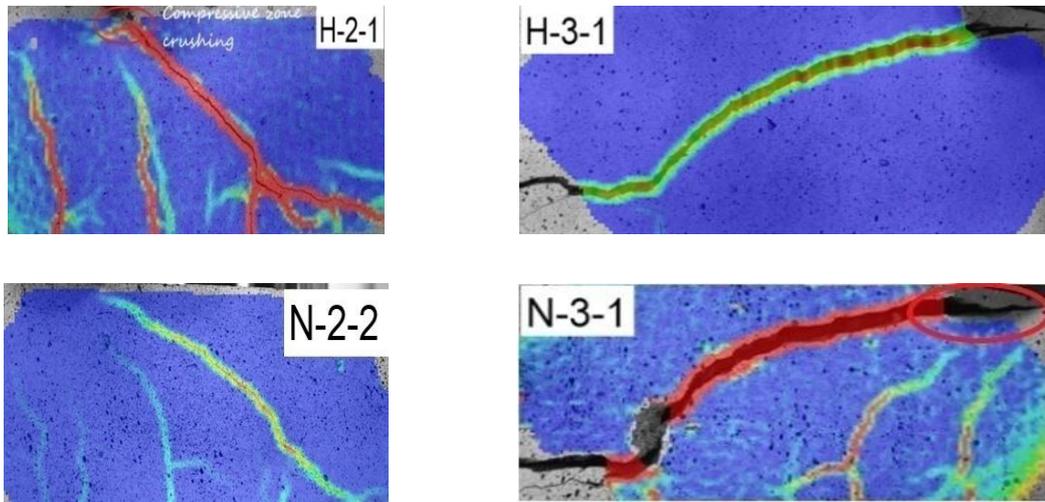
Où : les coefficients  $K_4$  et  $\delta$  sont déterminés par une analyse de régression non linéaire jusqu'à l'obtention des résultats plus précise.

Enfin, les équations suivantes sont proposées pour prédire la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales.

$$v_u = 3.02(f_c)^{0.5} \left(\frac{d}{a}\right)^{1.2} (\rho)^{0.33} \left(\frac{d}{150}\right)^{0.1} \quad \frac{a}{d} < 2.5 \quad 4.10$$

$$v_u = 5.28(f_c)^{0.33} \left(\frac{d}{a}\right)^{0.8} (\rho)^{0.4} \quad \frac{a}{d} \geq 2.5 \quad 4.11$$

Il est bien connu qu'une poutre profonde/courte fissurée diagonalement se comporte comme un arc (bielles-tirants) ( $a/d < 2,5$ ). En effet, l'effet d'action de l'arc devient plus grand à mesure que le rapport  $a/d$  diminue. Ainsi, le phénomène d'effet d'échelle est dû à l'efficacité de l'action d'arc, qui est liée à la géométrie de la bielle. En outre, la "bielle de compression inclinée" dans les poutres minces n'est pas aussi utile que dans les poutres courtes en raison d'un angle de la "bielle diagonale " plus petit (Fig. 4.2).



(a).  $a/d = 2.0$

(b).  $a/d = 3.0$

**Figure 4.2.** Inclinaison de la fissure diagonale.

#### 4.4 Analyse statistique des modèles proposés

Il existe plusieurs paramètres statistiques pour valider ces modèles. On a utilisé le coefficient de détermination  $R^2$  appelé aussi coefficient de détermination multiple pour la régression multiple, est similaire au coefficient de corrélation  $R$ . Le coefficient de corrélation  $R$  est utilisé pour évaluer la proportionnalité de la variation totale de la variable de réponse représentant un groupe de variables indépendantes. Le coefficient de détermination  $R^2$  (R square) est le carré du coefficient de corrélation  $R$ , il est exprimé par la formule suivante :

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (V_i(\text{analytique}) - \bar{V})^2}{\sum_{i=1}^n (V_i(\text{expérimentale}) - \bar{V})^2} \quad 4.12$$

Où :  $\bar{V}$  représente la moyenne de la résistance au cisaillement expérimentale.

Le tableau 4.1 présente les équations proposées par les codes réglementaires (EC2, ACI-318, BS8110 et FIB 2010) ainsi que les modèles proposés par Zsutty, Kim et al., et Bazant et Kim.

**Tableau 4.1.** Prédictions théoriques de l'effort tranchant des poutres sans armatures transversales.

Modèles	Equations	Variables
ACI 318 (2014) [79]	$V_u = \left(0.16\sqrt{f_c} + 17\rho\frac{d}{a}\right) bd$	$f_c, \rho, a/d$
BS 8110 (1997) [80]	$V_u = \begin{cases} \frac{0.79}{\gamma_c} (100\rho)^{1/3} \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} bd & \left(\frac{a}{d} \geq 2\right) \\ \left(2\frac{d}{a}\right) \frac{0.79}{\gamma_c} (100\rho)^{1/3} \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} bd & \left(\frac{a}{d} < 2\right) \end{cases}$	$f_{cu}, \rho, a/d, d$
Eurocode 2 (2004) [81]	$V_u = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k(100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot bd$	$f_c, \rho, a/d, d$
FIB code (2010) [70]	$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot bd$ $k_v = \frac{200}{(1000 + 1,3z)}$	$f_c, \rho, a/d$
Zsutty (1968) [30]	$V_u = \begin{cases} 2.2 \left(f_c \rho \frac{d}{a}\right) \cdot bd & \left(a/d \geq 2.5\right) \\ 2.2 \left(2.5 \frac{d}{a}\right) \left(f_c \rho \frac{d}{a}\right) \cdot bd & \left(a/d < 2.5\right) \end{cases}$	$f_c, \rho, a/d$
Kim et al (1999) [28]	$V_u = 0.2(1 - \sqrt{\rho}) \left(\frac{d}{a}\right)^{(\rho^{-0.1})\left(\frac{d}{a}\right)^{0.6}} \left(f_c^{0.5} + 1020\rho^{0.9} \left(\frac{d}{a}\right)^{0.6}\right) bd$	$f_c, \rho, a/d$
Bazant et Kim (1984) [77]	$V_u = 0.54\sqrt[3]{\rho} \left(\sqrt{f_c} + 249 \sqrt{\frac{\rho}{a/d}}\right) \left(\frac{1 + \sqrt{5.08/d_g}}{\sqrt{1+d/(25d_g)}}\right) bd$	$f_c, \rho, a/d, d_g$

L'analyse de régression des différents règlements et modèles est résumé dans le tableau 4.2. Les valeurs du coefficient de détermination  $R^2$  des modèles cités dans l'analyse varie de 0.37 à 0.81 pour  $a/d < 2.5$  et de 0.40 à 0.82 pour  $a/d \geq 2.5$ . Le règlement ACI 318 sous-estime largement la résistance au cisaillement des poutres courtes et élancées avec  $R^2=0.39$  et  $R^2=0.40$ , respectivement. En effet, le modèle du code ACI318 ne tient pas compte de l'effet d'échelle, notamment pour les poutres ayant de courtes portées de cisaillement. Cependant, les règlements BS8110 et Eurocode 2, prennent en compte de l'effet d'échelle mais ils sont moins conservatifs, en particulier pour les poutres courtes avec  $R^2=0.37$  et 0.64, respectivement, et  $R^2= 0.67$  et 0.62 pour  $a/d \geq 2.5$ , respectivement (tableau 4.1). En fait, ces résultats démontrent bien que les règlements (ACI318, Eurocode 2, BS8110 et code FIB Model 2010) ne tiennent pas compte d'une manière rationnelle l'effet d'arc dans les poutres courtes.

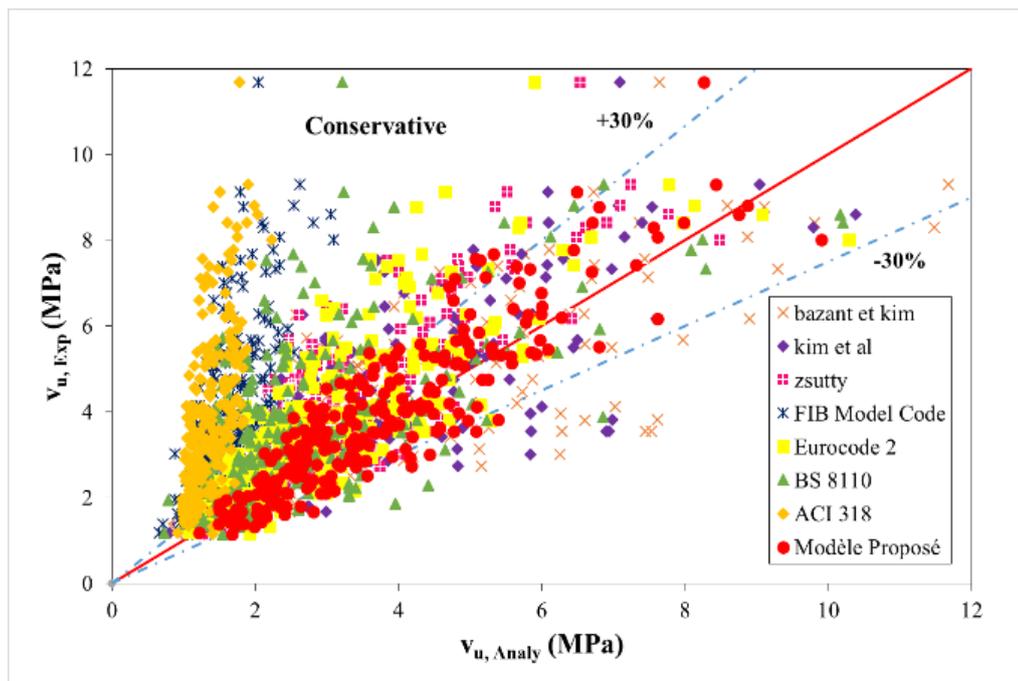
En outre, les formules de Bazant et Kim, Kim et al. et Zsutty semblent également convenir pour prédire la résistance au cisaillement des poutres courtes et élancées, avec  $R^2= 0.60$ , 0.61 et 0.72, respectivement, pour les poutres courtes.

Certes, les formules proposées par les auteurs présentent les résultats les plus appropriés pour les poutres courtes et élancés avec des marges de sécurité raisonnable ( $R^2= 0.81$  et 0.82 pour  $a/d < 2.5$  et  $a/d \geq 2.5$ , respectivement).

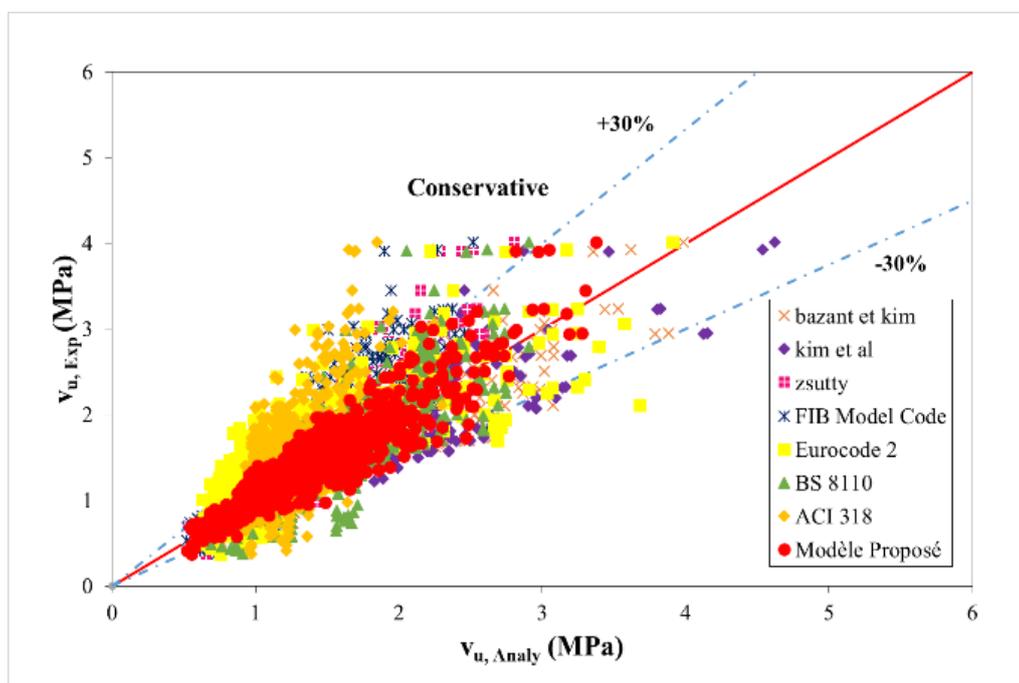
**Tableau 4.2.** Résultats de l'analyse de régression

Règlements et Modèles	Coefficient de détermination “R <sup>2</sup> ”	
	a/d <2.5	a/d ≥ 2.5
ACI 318 (2014) [79]	0.39	0.40
BS 8110 (1997) [80]	0.37	0.67
Eurocode 2 (2004) [81]	0.64	0.62
FIB code (2010) [70]	0.44	0.73
Zsutty (1968) [30]	0.72	0.76
Kim et al (1999)[28]	0.61	0.74
Bazant et Kim (1984) [77]	0.60	0.80
Modèle Proposé	0.81	0.82

La figure 4.3 représente la comparaison entre les résultats expérimentaux de la résistance au cisaillement et les valeurs prédites par l'application des modèles proposés pour les poutres courtes  $a/d < 2.5$  et les poutres élancés  $a/d \geq 2.5$ . A l'issue de la figure 4.3, les formules proposées donnent une prédiction rationnelle pour les poutres courtes et élancés et donnent des résultats précis et cohérents par rapport aux autres modèles utilisés dans cette étude. En effet, les résistances au cisaillement prédites par le modèle proposé se situent dans l'intervalle approprié à moins de 30% en dessus et en dessous des valeurs moyennes réelles.



(a).  $a/d < 2.5$



(b).  $a/d \geq 2.5$

**Figure 4.3.** Comparaison entre les résultats expérimentaux de la résistance au cisaillement et les valeurs prédites par des modèles proposés.

#### 4.5 Validation des modèles de calcul : Etude paramétrique

Les résultats générés par les différents modèles proposés ainsi que les codes réglementaires (ACI 318, Eurocode 2, BS 8110 et FIB code model) sont confrontés à des résultats expérimentaux afin d'évaluer la pertinence de ces approches proposées. La validation de ces modèles proposés est fondée sur une base de données de résultats expérimentaux contenant 1000 poutres en béton armé faites en béton ordinaire et béton à hautes performances. Cette étude paramétrique tient en compte de l'effet des principaux paramètres de conception.

De plus de la moyenne (AVG) et le coefficient de variation (CV), l'erreur absolue moyenne en pourcentage (MAPE), est utilisée pour évaluer la fiabilité et la sécurité des modèles proposés.

L'erreur absolue moyenne en pourcentage (MAPE) est généralement exprimée en pourcentage et définie par la formule suivante :

$$\text{MAPE} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{V_i (\text{expérimental}) - V_i (\text{analytique})}{V_i (\text{expérimental})} \right| \times 100 \quad 4.13$$

##### 4.5.1 Influence de la portée de cisaillement relative

La portée de cisaillement (rapport  $a/d$ ) est généralement utilisé pour distinguer les différents types de poutres en béton armé, où 'a' est la distance entre l'appui et le point d'application de la charge et 'd' la hauteur utile de la section de la poutre. Certes, le mode de rupture d'une poutre dépend également de la valeur du rapport  $a/d$ .

Les poutres avec de courtes portées de ( $1 < a/d \leq 2.5$ ) atteignent une capacité de résistance au cisaillement plus élevée. Ainsi, la résistance au cisaillement ultime ( $V_u$ ) est presque deux fois la charge causant la fissure diagonale ( $V_{\text{diag.}}$ ) [33, 252]

Le rapport  $V_u/V_{\text{diag}}$  représente une réserve de résistance au-delà de la fissure diagonale. Cette réserve de résistance est liée au comportement d'action bielles-tirants (effet d'arc) suivant le développement de la fissure diagonale. Cependant, la réserve de résistance est très faible, voir nulle ( $V_u \cong V_{\text{diag}}$ ) pour les poutres avec  $2.5 < a/d \leq 6.0$  [33, 252].

Le tableau 4.3 illustre les différents paramètres statistiques, analysant la validation des codes réglementaires et modèles et de calcul. La figure 4.4 présente également une comparaison entre les résistances mesurées et celles calculées par l'application des modèles proposées par les différents codes ainsi que les modèles proposés par les auteurs. Il est à rappeler que tous les coefficients partiels de sécurité sont égaux à 1.

**Tableau 4.3.** Validation des codes réglementaires et modèles et de calcul.

Modèles	Moyenne (AVG)		Ecart-type		CV (%)		MAPE (%)	
	a/d < 2.5 (BHP-BO)	a/d ≥ 2.5	a/d < 2.5 (BHP-BO)	a/d ≥ 2.5	a/d < 2.5	a/d ≥ 2.5	a/d < 2.5	a/d ≥ 2.5
ACI 318 (2014)	2.81 (2.90-2.73)	1.24	1.10 (1.08-1.11)	0.32	39.24	25.71	59	25
BS 8110 (1997)	1.51 (1.54-1.50)	1.01	0.66 (0.76-0.57)	0.19	43.32	18.67	33	15
Eurocode 2 (2004)	1.27 (1.19-1.33)	1.24	0.35 (0.33-0.34)	0.28	27.44	22.96	24	24
FIB code (2010)	2.38 (2.47-2.31)	1.20	0.87 (0.90-0.83)	0.19	36.44	16.17	53	18
Zsutty (1968)	1.30 (1.41-1.22)	1.07	0.33 (0.35-0.28)	0.18	25.15	16.84	23	13
Kim et al (1999)	1.22 (1.36-1.11)	1.00	0.35 (0.36-0.31)	0.17	29.13	16.85	25	14
Bazant et Kim (1984)	1.16 (1.27-1.08)	0.98	0.34 (0.38-0.30)	0.14	30.02	15.21	24	13
Modèle proposé	1.08 (1.12-1.06)	1.04	0.25 (0.25-0.26)	0.17	23.72	15.84	19	13

Les résultats de la figure 4.4 montrent clairement que toutes les modèles de prédiction sous-estiment la résistance au cisaillement des poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ). Parmi les codes réglementaires, ACI318 et FIB code ont été jugé inadéquat pour l'estimation de la capacité de cisaillement des poutres courtes, avec des marges de sécurité non raisonnable ( $V_{exp}/V_{pred} = 2.81$  et  $2.38$ , Ecart-type =  $1.10$  et  $0.87$ ) (tableau 4.3), quelle que soit les deux types de béton (BO et BHP). L'EC2 présente des résultats acceptables ( $V_{exp}/V_{pred} = 1.27$ , Ecart-type =  $0.35$ ), tandis que ceux de BS8110 sont plus conservatifs ( $V_{exp}/V_{pred} = 1.51$ , Ecart-type =  $0.66$ ) (tableau 4.3).

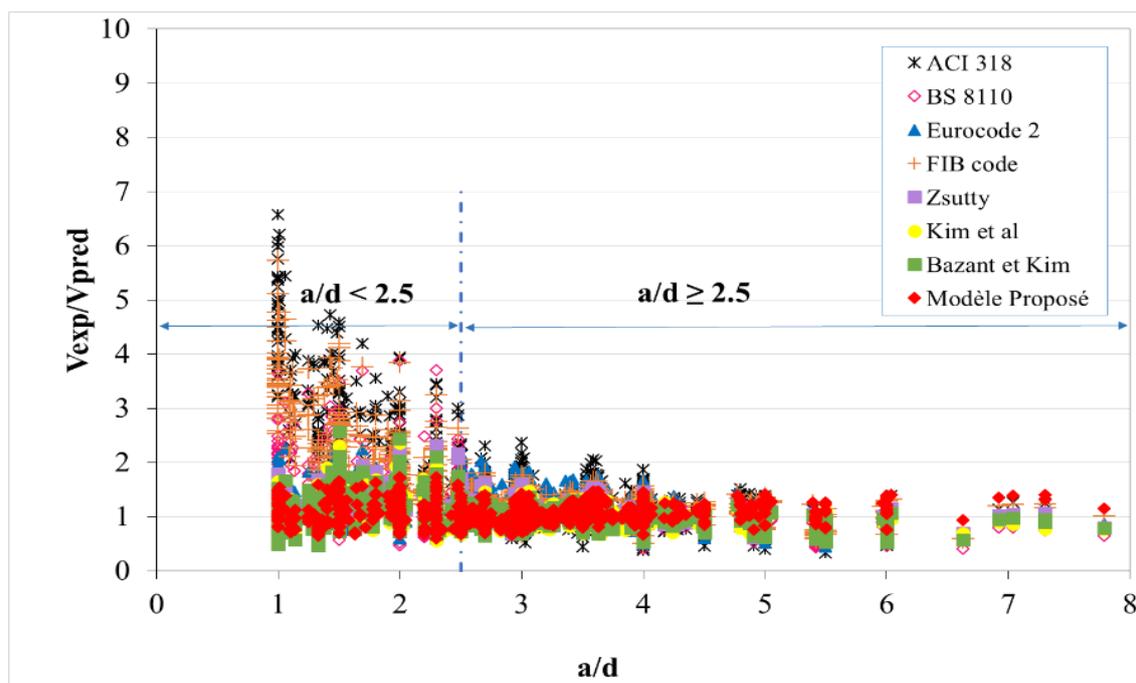
Les modèles de Bazant (1984) et Kim(1999) donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales, avec un rapport moyen de  $1.16$  et  $1.22$  et un écart-type de  $0.34$  et  $0.35$ , respectivement. Le modèle proposé par Zsutty donne également une prédiction acceptable de la résistance à l'effort tranchant, avec  $V_{exp}/V_{pred} = 1.30$  et écart-type de  $0.33$ .

Ainsi, il s'avère que le modèle proposé donne une meilleure prédiction de la résistance au cisaillement, avec une excellente moyenne ( $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}}$ ) de 1.08 et un écart-type de 0.25 (tableau 4.3).

En effet, les valeurs obtenues par l'application des modèles proposés par les règlements (ACI318 et FIB) démontrent que ces codes ne tiennent pas compte d'une manière rationnelle les principaux paramètres ( $a/d$ ,  $f_c$ ,  $\rho$ ), et de l'action de bielles-tirant (effet d'arc). A titre d'exemple, dans le modèle d'ACI318, le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ) et la portée de cisaillement ( $a/d$ ) ont été considéré à travers le moment coexistant ( $\rho.V.d$ )/M. Certes, pour le règlement l'ACI 318-14 que ce soit dans sa forme complexe ou dans sa forme simplifiée présente les résultats les moins probants, tandis que les modèles des règlements EC2 et le BS8110 donnent également des résultats acceptables, bien qu'ils présentent les résultats les moins conservatifs. Par conséquent, ces règlements nécessitent des raffinements.

Pour les poutres minces ( $a/d \geq 2.5$ ), la prédiction des valeurs de la résistance au cisaillement est meilleure par rapport aux valeurs prédites pour les poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ), comme l'indique MAPE, qui varie de 13 à 25 % (tableau 4.3).

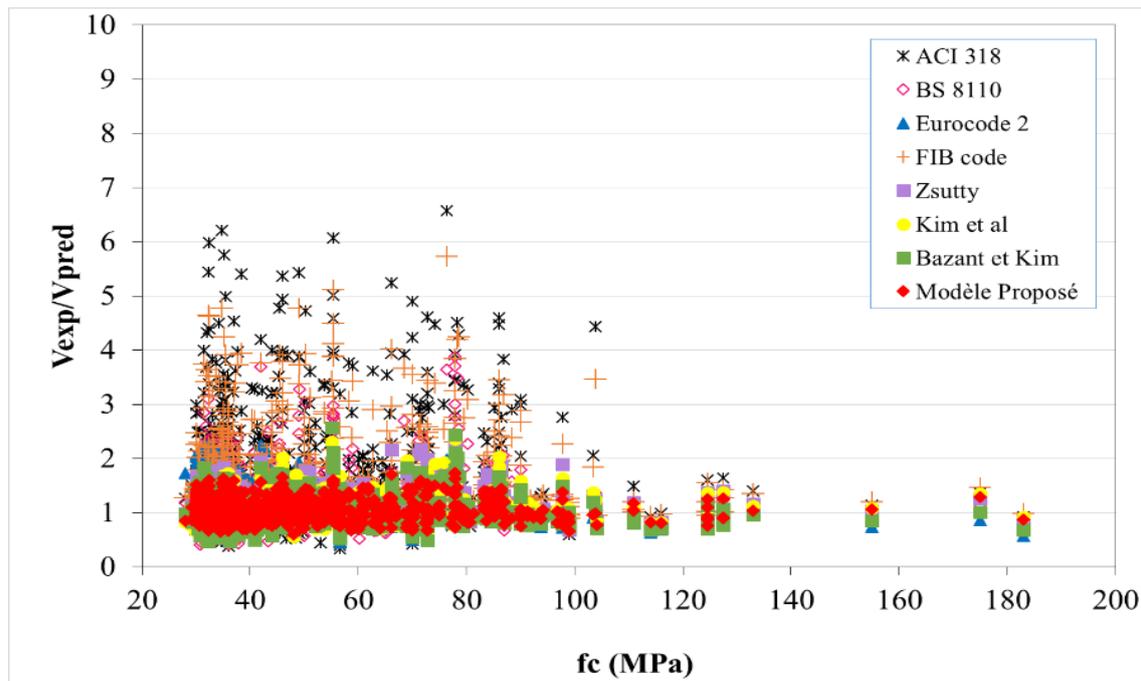
Ceci est probablement dû à l'influence du comportement de l'action de la bielle, qui diminue lorsque le rapport  $a/d$  augmente, conduisant à une action de poutre plus prononcée. En effet, les prédictions obtenues par les quatre modèles proposés et les quatre codes réglementaires adoptés dans le cadre de cette étude donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales (Fig.4.4), avec une valeur moyenne variant de 0.98 à 1.24 et un CV variant de 15% à 26% (tableau 4.3). Ces résultats les plus appropriés laissent à penser que ces huit modèles parviennent à prédire avec justesse la capacité de cisaillement des poutres élancées (minces).



**Figure 4.4.** Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet de la portée de cisaillement ( $a/d$ ).

#### 4.5.2 Influence de la résistance à la compression du béton

Pour mieux connaître l'influence de la résistance à la compression du béton sur la résistance au cisaillement des poutres en béton armé, il est donc nécessaire de positionner les valeurs du rapport entre l'effort tranchant mesuré ( $V_{exp}$ ) et l'effort tranchant prédit ( $V_{pred}$ ), ( $V_{exp}/V_{pred}$ ) en fonction de la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ) (Fig. 4.5).



**Figure 4.5.** Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet de la résistance à la compression du béton ( $f_c$ ).

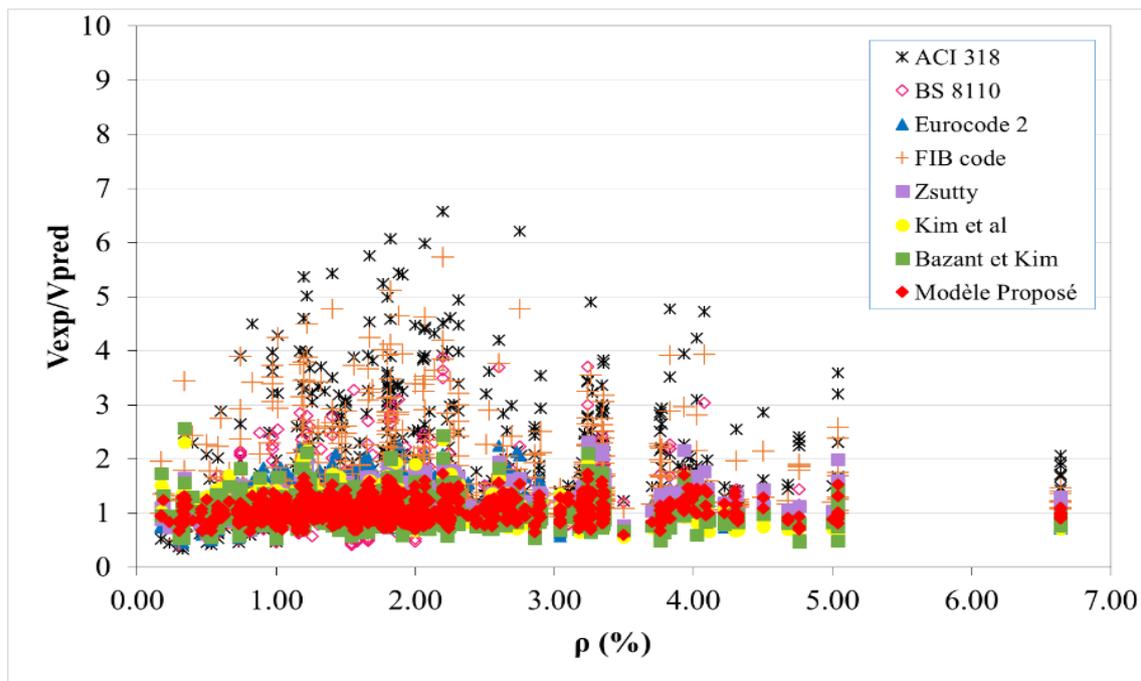
A l'issue de la figure 4.5, on constate que la résistance au cisaillement n'augmente pas de manière significative, ne dépassant pas 20%, pendant que la résistance à la compression du béton passe de 30 à 60 MPa à plus de 90MPa. Cette légère augmentation de la résistance au cisaillement est due au mécanisme d'engrènement des granulats, qui ne contribue pas de manière significative à la résistance au cisaillement d'une poutre avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton [253]. De plus, la profondeur de la zone de compression est relativement faible pendant que la résistance à compression augmente, ce qui peut être la deuxième raison de cette faible augmentation [3].

Pour les poutres courtes, il a été observé que le modèle proposé présente des résultats cohérents et précis avec un rapport  $V_{exp}/V_{pred}$  de 1.12 et un écart-type (SD) de 0.25 pour BHP, et de 1.06 et de 0.26 pour BO. En outre, les modèles de Zsutty et Kim sous-estiment légèrement la résistance au cisaillement, notamment pour les poutres en BHP, avec une moyenne de 1.41 et 1.36 avec un écart-type de 0.35 et 0.36, respectivement. Dans le même contexte, le modèle Eurocode 2 a donné une meilleure prédiction, dans le cas des poutres en BHP, avec une moyenne de 1.19 et un écart-type de 0.33 pour. Cependant, les modèles ACI 318 et FIB code semblent sous-estimer largement la résistance au cisaillement des poutres en BHP (AVG=2.90 et 2.47 et Ecart type=1.08 et 0.90).

### 4.5.3 Influence du taux d'armatures longitudinales

La variation du rapport  $V_{exp}/V_{pred}$  des modèles proposés et les codes réglementaires en fonction des différents taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ) est illustrée à la figure 4.6. Il est à noter que l'augmentation du  $\rho$  conduit à augmenter la résistance au cisaillement de la poutre. En effet, lorsque  $\rho$  augmente de 0.47% à 6.64%, la résistance au cisaillement augmentait d'environ 0.58 à 9.30MPa. Pour des taux d'armatures longitudinales  $\rho$  plus importants ( $\rho > 4\%$ ), la résistance au cisaillement est presque constante.

Tous les modèles tiennent compte de l'influence de  $\rho$  et fournissent des estimations très conservatives pour les poutres légèrement renforcées. Cependant, ils ont tendance à donner des bonnes prédictions de la résistance au cisaillement pour les poutres fortement renforcées, comme le montre la figure 4.6. Certes, l'augmentation du rapport  $V_{exp}/V_{pred}$  obtenu du règlement Eurocode 2 est inversement conditionné par l'augmentation du taux d'armatures longitudinales  $\rho$ , puisque ce rapport passe de 2.25 pour les poutres légèrement renforcées ( $\rho=1.2\%$ ) à 0.71 pour les poutres fortement renforcées ( $\rho=6.64\%$ ).



**Figure 4.6.** Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet du taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ).

Le modèle BS 8110 donne approximativement le même comportement que celui du modèle Eurocode 2, indiquant la valeur moyenne de  $V_{exp}/V_{pred} = 3.49$  et  $2.09$  pour  $\rho = 2.2\%$

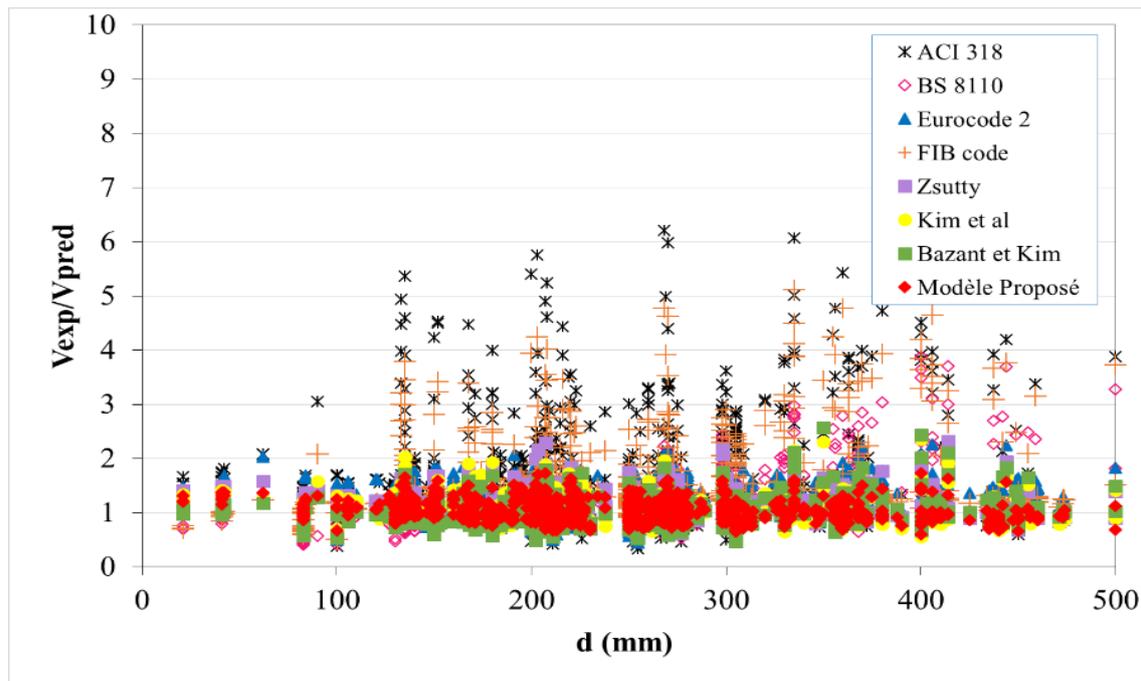
et une moyenne de 0.84 et 0.71 pour les poutres fortement renforcées ( $\rho = 6.64\%$ ). Cependant, le modèle ACI 318 donne la valeur moyenne la plus élevée de  $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}}$  à 6.57 pour les éléments ayant  $\rho = 2.2\%$ , tandis que le rapport  $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}}$  diminue à 1.42 pour des taux de renforcement élevés, indiquant que  $\rho$  a un effet très limité sur la résistance au cisaillement prédite par le modèle ACI 318. Il est à noter également que le modèle de FIB donne presque le même comportement que celui du modèle ACI 318, mais le modèle FIB présente une moyenne du rapport  $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}}$  légèrement meilleure 3.85 en comparaison au modèle ACI 318. En outre, le modèle proposé a fourni des résultats cohérents et fiables quel que soit le taux d'armatures longitudinales. En plus, les modèles de Zsutty, Kim et Bazant ont montré un comportement presque similaire à celui du modèle proposé.

#### 4.5.4 Effet d'échelle

La variation du rapport  $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}}$  en fonction de la hauteur utile est illustrée dans la figure 4.7. Il est observé que l'augmentation de la résistance au cisaillement prédite est inversement proportionnelle à l'augmentation de la hauteur utile ( $d$ ) de la section transversale.

La magnitude des valeurs de la résistance au cisaillement prédite diffère d'un modèle à l'autre. En effet, le modèle ACI 318 donne clairement la plus faible résistance au cisaillement des poutres ayant des faibles profondeurs effectives, ceci est plus évident, puisque le code ACI 318 est le seul qui ne tient pas compte l'effet d'échelle de la poutre. Il donne également des résultats très conservatifs de la résistance au cisaillement des poutres ayant une profondeur considérable.

Les modèles Eurocode 2, BS 8110 et FIB code donnent des résultats fiables par rapport que le modèle ACI 318, car ils prennent en considération la relation non linéaire entre la profondeur effective ( $d$ ) et la résistance au cisaillement. Le modèle proposé a montré que la profondeur effective a une très faible influence sur la résistance au cisaillement pour les poutres de grandes profondeurs ( $d \geq 500$  mm).



**Figure 4.7.** Comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des modèles proposés : effet de la hauteur utile ( $d$ ).

En conclusion on peut argumenter que les quatre prédictions théoriques pour la contribution du béton à l'effort tranchant discutées dans ce chapitre semblent conduire à une conception sécuritaire contre la résistance au cisaillement quelque soit le type de béton (BO et BHP). Seul le modèle ACI 318 qui ne tient pas compte de l'effet d'échelle, ce qui donne des résultats les moins probants, notamment pour les poutres de courtes portées de cisaillement. Les formules développées par Zsutty, Kim, Bazant et les formules adoptées dans le cadre de cette étude donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales.

#### 4.6 Conclusions

Dans ce chapitre, une étude explicite a été établie afin de développer deux modèles analytiques pour prédire la résistance au cisaillement des poutres courtes et élancées en béton armé sans armatures transversales. Ensuite, les modèles proposés ainsi que les codes réglementaires (ACI 318, Eurocode 2, BS 8110 et FIB2010) ont été validés, en se basant sur une base de données de résultats expérimentaux contenant 1000 poutres et en tenant compte de la contribution des principaux paramètres ( $f_c$ ,  $\rho$ ,  $a/d$ ). Suite à ce travail, les conclusions principales sont les suivantes :

- Les codes réglementaires (ACI318 et FIB2010) ont été jugé inadéquat pour l'estimation de la capacité de cisaillement des poutres courtes, avec des marges de sécurité non raisonnable ( $V_{exp}/V_{pred} = 2.81$  et  $2.38$ , Ecart-type =  $1.10$  et  $0.87$ ), quelle que soit le type de béton (BO et BHP). Cependant, l'EC2 présente des résultats acceptables avec  $V_{exp}/V_{pred} = 1.27$ , et un Ecart-type =  $0.35$ ), tandis que ceux de BS8110 sont plus conservatifs ( $V_{exp}/V_{pred} = 1.51$ , Ecart-type =  $0.66$ ).
- Les règlements ne tiennent pas compte d'une manière rationnelle les principaux paramètres ( $a/d$ ,  $f_c$ ,  $\rho$ ), et de l'action de bielles-tirant (effet d'arc). A titre d'exemple, dans le modèle d'ACI318, le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ) et la portée de cisaillement ( $a/d$ ) ont été considéré à travers le moment coexistant  $(\rho.V.d)/M$ , par conséquent, ce code réglementaire présente les résultats les moins probants.
- Les modèles de Bazant et Kim donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales, avec un rapport moyen de  $1.16$  et  $1.22$  et un écart-type de  $0.34$  et  $0.35$ , respectivement. Le modèle proposé par Zsutty donne également une prédiction acceptable de la résistance à l'effort tranchant des poutres de courtes portées de cisaillement, avec  $V_{exp}/V_{pred} = 1.30$  et écart-type de  $0.33$ .
- Le modèle proposé présente les résultats les plus appropriés et cerne le comportement des poutres courtes avec la meilleure précision. En effet une meilleure moyenne des rapports  $V_{exp}/V_{pred} = 1.08$ , un meilleur coefficient de variation ( $CV = 24\%$ ) et une erreur absolue moyenne en pourcentage ( $MAPE=19\%$ ) sont obtenus avec ce modèle.
- Pour les poutres élancés ( $a/d \geq 2.5$ ), la prédiction des valeurs de la résistance au cisaillement est meilleure par rapport aux valeurs prédites pour les poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ). En effet, les prédictions obtenues par les quatre codes réglementaires et les quatre modèles proposés donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales avec une très bonne moyenne des rapports ( $V_{exp}/V_{pred} = 0.98 - 1.24$ ) et un écart-type faible ( $0.14-0.32$ ). En effet, ces résultats les plus appropriés laissent à penser que ces huit modèles parviennent à prédire avec justesse la capacité de cisaillement des poutres élancées.

- L'accroissement de la résistance à la compression du béton ne contribue pas de manière significative à l'augmentation de la résistance au cisaillement (20 %), notamment pour les bétons dépassant les 85 MPa, en raison du mécanisme d'engrènement des granulats qui est fortement réduit à cause des fissures lisses. Pour des taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ) plus importants ( $\rho > 4\%$ ), la résistance au cisaillement est presque constante. En outre, l'augmentation de la hauteur de la poutre ( $d \geq 500$  mm) n'affecte pas considérablement la résistance à l'effort tranchant.

# **CHAPITRE 5**

## **Modélisation des Poutres en Béton Armé Endommagées par l'Effort Tranchant**

## **CHAPITRE 5 : Modélisation des Poutres en Béton Armé Endommagées par l'Effort Tranchant**

### **5.1 Introduction**

Les essais en laboratoire et sur site fournissent de l'information pertinente, mais ils prennent beaucoup de temps et sont généralement très coûteux (matériaux, instrumentation, machinerie, main d'œuvre, etc.) et très dangereux. Comme la puissance de calcul informatique a considérablement augmenté, les méthodes numériques et en particulier la méthode des éléments finis MEF (Finite Elements Method ou FEM), a également été utilisée pour analyser de nombreux problèmes pratiques d'ingénierie. Certes, le développement d'un outil de modélisation constitue une approche plus économique, particulièrement à long terme.

Cet outil permet de représenter le comportement structural d'un ouvrage existant. Cet outil de modélisation devrait représenter fidèlement le comportement en service et à l'ultime d'éléments en béton armé et de structures existantes soumis à divers sollicitations (flexion, effort tranchant, etc).

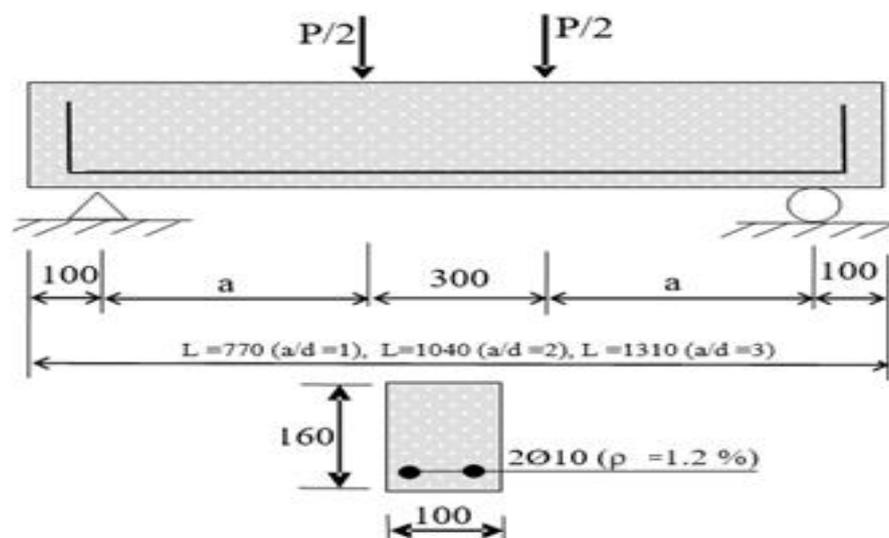
Une analyse numérique utilisant le logiciel ANSYS<sup>®</sup> a été utilisée pour simuler d'une part le comportement global et d'autre part, le comportement local, notamment facies des fissures ainsi que les modes de rupture des poutres en béton endommagée par l'effort tranchant.

Cette analyse par éléments finis non linéaires 3D s'inspire des travaux de recherche réalisés par Hamrat. [33], Suchorzewski et al. [175] et Sudheer et al. [155] sur le comportement au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales.

## 5.2 Géométrie et propriétés des poutres testées

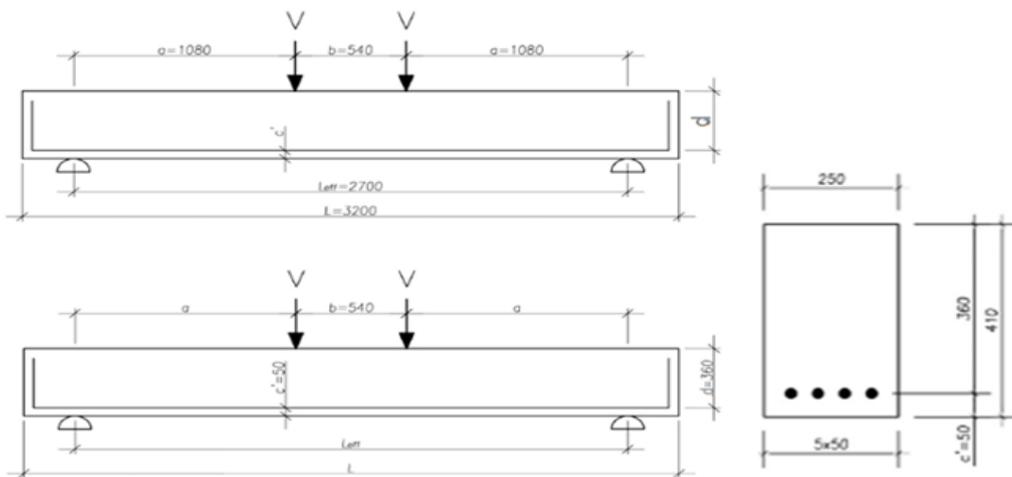
D'après l'étude menée par Hamrat [33], un programme expérimental a été réalisé pour étudier le comportement à l'effort tranchant des poutres en BA sans armatures transversales sollicitées en flexion quatre points.

Toutes les poutres ont une section transversale rectangulaire identique de 100mm par 160mm et  $a/d = 1.0, 2.0$  et  $3.0$ , comme le montre la figure 5.1. Toutes les poutres testées ont été classées en deux groupes (A et B) selon les qualités de béton utilisées (tableau 5.1). Le groupe A comprend trois poutres en béton armé faites avec du béton ordinaire (BO) ( $f_{c28} = 44.2\text{MPa}$ ) et le groupe B est composé de trois poutres en BA fabriquées avec un béton à haute performance (BHP) ( $f_{c91} = 85.5\text{MPa}$ ). Chaque groupe comporte des poutres en béton armé (BA) ayant une portée de cisaillement  $a/d = 1.0, 2.0$  et  $3.0$ . Les détails des caractéristiques des spécimens testés sont représentés dans le tableau 5.1, et la figure 5.1 montre les détails de la géométrie et armatures des poutres testées. Chaque spécimen a été identifié par une lettre (N ou H) suivie de deux chiffres. La lettre indique le type de béton, N pour les poutres en béton ordinaire et H pour le béton à haute performance. Le nombre après le premier tiret indique la valeur du rapport  $a/d$ . Le nombre après le deuxième tiret est le taux d'armature longitudinale ( $\rho$ ). Par exemple, N-1-1 signifie une poutre en béton ordinaire (N), avec une valeur de  $a/d$  égale 1 et une valeur de taux d'armature longitudinal  $\rho$  de 1.2%.



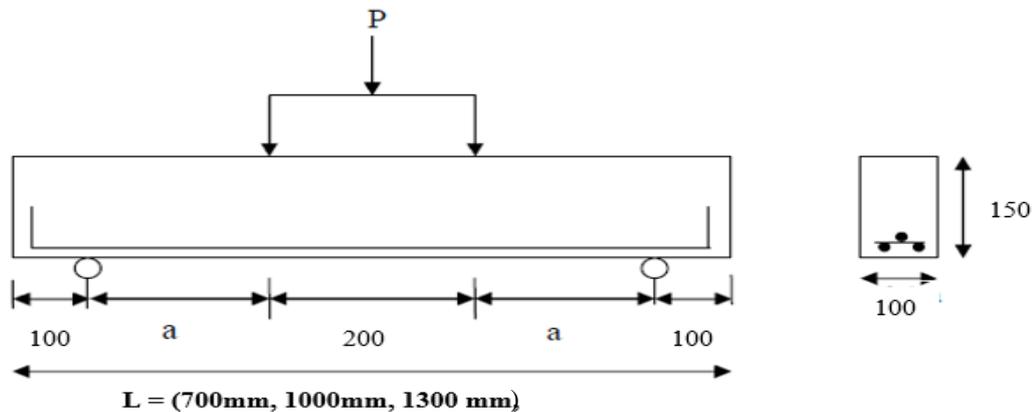
**Figure 5.1.** Dimensions et armatures des poutres testées [33].

Pour sa part, Suchorzewski [175] a réalisé un programme expérimental pour étudier l'effet d'échelle sur la résistance ultime des poutres en béton armé sans armatures transversales soumises à la flexion 'quatre points'. Les poutres ont une hauteur utile de la section transversales des poutres constante  $D = 360$  mm et en variant la longueur de portée effective  $l_{eff} = 2700$  mm,  $1980$  mm et  $1260$  mm. Les poutres étaient désignées par S1D36a108, S2D36a36 et S2D36a72, le symbole S1, S2 signifie la série «1» et la série «2», respectivement. 'D' est la hauteur utile de la poutre en (cm) et 'a' représente la portée de cisaillement en (cm) (Fig. 5.2 et tableau 5.1).



**Figure 5.2.** Dimensions géométriques et armatures des poutres testées [175].

D'autre part, Sudheer [155] a adopté un programme expérimental dont les spécimens sont faites avec un béton de résistance de 70 MPa et ayant différentes portées de cisaillement relative ( $a/d=1.0$ ,  $2.0$  et  $3.0$ ) (Tableau 5.1). Les spécimens ont une section transversale de  $100$  mm x  $150$  mm, comme le montre la figure 5.3.



**Figure 5.3.** Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres testées [155].

**Tableau 5.1.** Propriétés des spécimens testées [33, 175,155].

Spécimens	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$d$ (mm)	$a/d$	Armatures longitudinales	
					$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho$ (%)
<b>Hamrat [33]</b>						
N-1-1			135	1.0	157	1.2
N-2-1	44.2	3.4	135	2.0	157	1.2
N-3-1			135	3.0	157	1.2
H-1-1			135	1.0	157	1.2
H-2-1	85.5	4.5	135	2.0	157	1.2
H-3-1			135	3.0	157	1.2
<b>Suchorzewski [175]</b>						
S2D36a36	51	3.61	360	1.0	1256.6	1.4
S2D36a72			360	2.0	1256.6	1.4
S1D36a108	47	2.81	360	3.0	1256.6	1.4
<b>Sudheer [155]</b>						
R01			125	1.0	602.88	4.63
R02	70	4.41	125	2.0	602.88	4.63
R03			125	3.0	602.88	4.63

### 5.3 Modélisation par éléments finis non-linéaire

La méthode des éléments finis non-linéaire est une technique numérique permettant d'obtenir des solutions discrètes et approches à des problèmes d'ingénierie. ANSYS est un logiciel de modélisation des éléments finis utilisé pour résoudre une grande variété de problèmes, y compris l'analyse structurelle (linéaire ou non-linéaire). Le logiciel ANSYS 16.2, 2015 a été développé pour fournir un modèle FE de travaux expérimentaux.

Pour étudier le comportement mécanique des poutres en BA, une analyse par éléments finis non-linéaires a été utilisée. L'analyse a été faite par le logiciel de modélisation par éléments finis non-linéaires ANSYS. Ce dernier est utilisé pour modéliser des poutres en BA sans armatures transversales soumises à la flexion 'quatre points' [33, 155, 175].

### 5.3.1 Types d'éléments

Les éléments utilisés dans cette présente étude sont suivants : L'élément SOLID65 est utilisé pour modéliser le béton. L'élément SOLID185 est utilisé pour modéliser les plaques de chargement et les appuis en acier. En outre, les armatures longitudinales sont modélisées avec un type d'élément LINK180.

#### 5.3.1.1 Type d'élément SOLID65

Type d'élément SOLID65 a été utilisé pour modéliser le béton (Fig. 5.4). L'élément SOLID65 a huit nœuds avec trois degrés de liberté pour chaque nœud, qui sont les translations dans les nœuds de direction X, Y et Z. Cet élément a la capacité de simuler le comportement du béton non linéaire, la déformation plastique, la fissuration dans trois directions orthogonales en traction et l'écrasement en compression (ANSYS 2015). L'aspect important de cet élément est le traitement des propriétés des matériaux non linéaires.

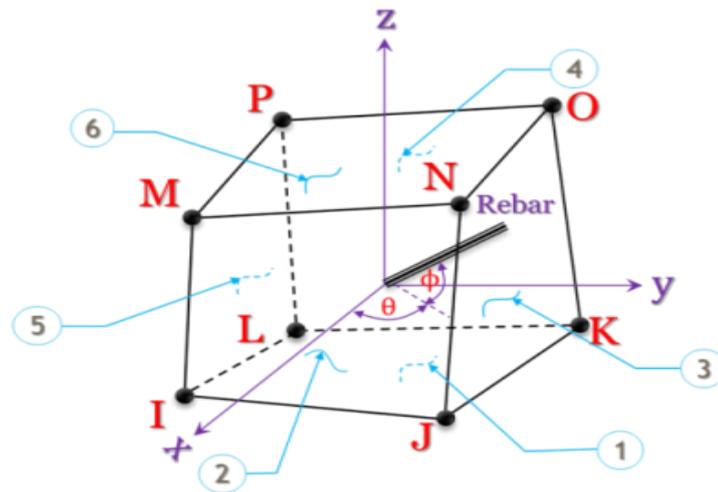


Figure 5.4. Type d'élément SOLID65 [254].

#### 5.3.1.2 Type d'élément SOLID185

L'élément SOLID185 a été utilisé pour modéliser les supports (appuis) et les plaques de chargement. Il est défini par huit nœuds avec trois degrés de liberté pour chaque nœud ; translation dans les directions nodale X, Y et Z (Fig.5.5). Cet élément a une plasticité, une hyper-élasticité, une rigidité sous contrainte, un fluage, une grande déformation et de grandes capacités de déformation. Il a une capacité de formulation mixte pour simuler les

déformations de matériaux élasto-plastiques partiellement incompressibles et de matériaux hyper-élastiques entièrement incompressibles.

Le contact entre l'élément SOLID185 (plaques d'acier aux appuis et au point de chargement) et l'élément SOLID65 (béton) est créée à l'aide des éléments CONTA174 et TARGET170. Le contact surface-surface a été créé en tenant compte la charge appliquée et le support comme des éléments rigides.

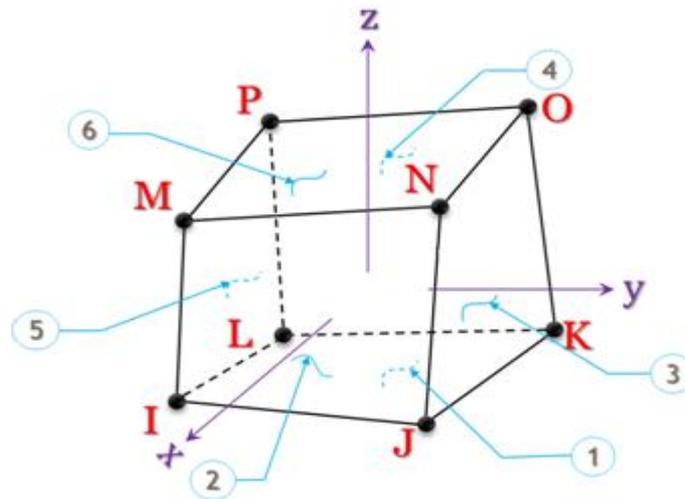


Figure 5.5. Type d'élément SOLID185 [254].

### 5.3.1.3 Type d'éléments LINK180

L'élément LINK180 est utilisé pour modéliser les armatures longitudinales. LINK180 qui est un élément uni-axial de traction-compression avec trois degrés de liberté à chaque nœud : des translations dans les directions nodales X, Y et Z. Cet élément comprend La plasticité, le fluage, la rotation, la grande déflexion et les grandes capacités de déformation. L'armature d'acier est considérée comme une matière plastique élastique avec un comportement de traction et de compression identique. La figure 5.6 illustre l'élément type LINK180 en détails.

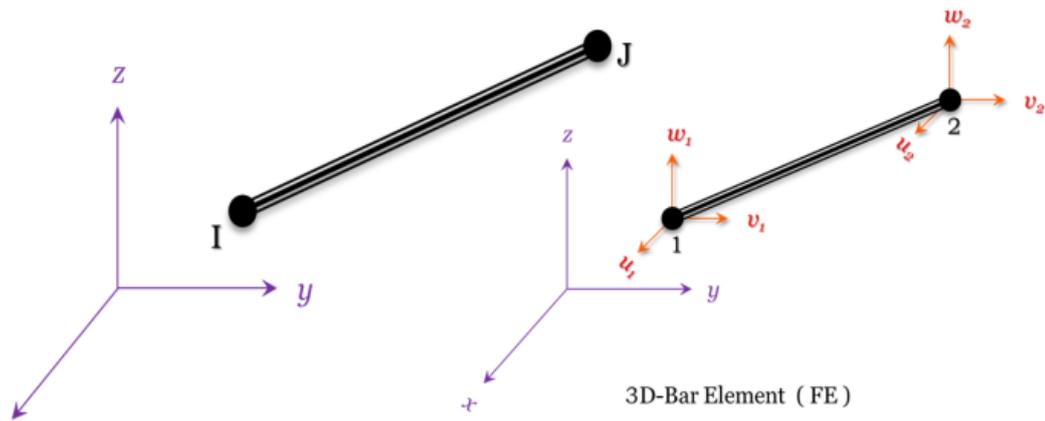


Figure 5.6. Type d'élément LINK180 [254].

### 5.3.2 Propriétés des matériaux et les constantes réelles

La courbe contrainte-déformation du béton a une influence considérable sur la réponse au cisaillement des éléments structuraux. Les propriétés du béton ordinaire (BO) et du béton à haute performance (BHP) sont définies selon la norme EN-1992-1-1 [81] et selon lee [255], respectivement.

La modélisation numérique du comportement au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales est réalisée à l'aide du logiciel ANSYS<sup>®</sup>. Dans la présente étude, le béton est considéré comme un matériau homogène et initialement isotrope.

La relation contrainte-déformation selon EN-1992-1-1 [81] pour le béton ordinaire est exprimée par l'équation suivante:

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta}{1 + (k - 2)\eta} \cdot f_{cm} \quad 5.1$$

Avec:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

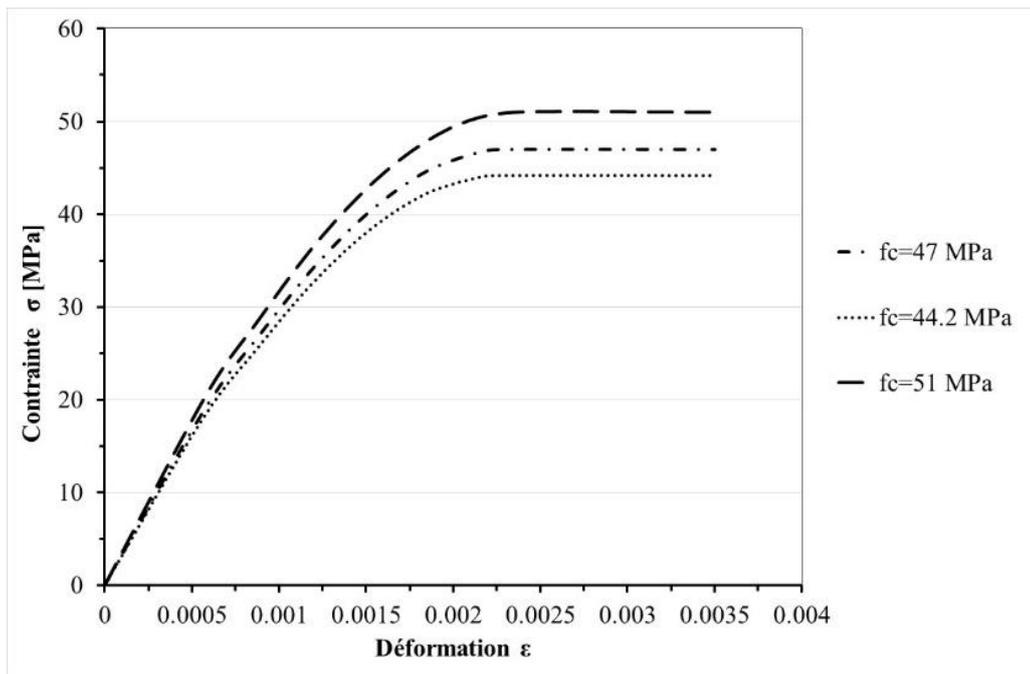
$\varepsilon_{c1}$  : déformation au pic de contrainte,  $\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = 0.7f_{cm}^{0.31} < 2.8$ .

$$k = 1.05E_{cm} \times \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$f_{cm}$  : résistance moyenne en compression du béton à 28 jours.

$E_{cm}$  : module d'élasticité du béton,  $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ .

En compression, la courbe de contrainte-déformation pour le béton est élastique linéaire jusqu'à environ 40 % de la résistance à la compression ultime. Au-dessus de ce point, la contrainte augmente progressivement jusqu'à la résistance à la compression maximale. Après avoir atteint la résistance à la compression ultime  $f_c$ , la courbe descend dans une région de ramollissement (rupture), qui se produit à une déformation ultime [79]. La variation non linéaire de la contrainte-déformation pour les différents types de béton ordinaire utilisé dans la simulation numérique à l'aide du logiciel ANSYS<sup>®</sup> est illustrée à la figure 5.7.



**Figure 5.7.** Courbe contrainte-déformation des bétons ordinaires.

D'autre part, le béton à haute performance (BHP) a une rigidité plus élevée et une pente initiale plus élevée par rapport au béton ordinaire [255]. Cependant, le matériau BO présente une ductilité relativement plus élevée que le BHP. Le béton de faible et moyenne résistance est plutôt plus facile que le béton de haute résistance pour obtenir une courbe de contrainte-déformation complète. En raison de la fragilité du béton à haute résistance, plusieurs courbes empiriques contrainte-déformation ont été proposées par des différents chercheurs [256-259].

La formule suivante proposée par Lee [255] a été utilisée dans cette étude pour analyser le comportement contrainte-déformation du béton à haute résistance :

$$\sigma_c = \frac{0.91f'_c - 5.69}{(0.91f'_c - 5.69) - 1 + \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \cdot \frac{0.91f'_c - 5.69}{\varepsilon_0}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \cdot f_c \quad 5.2$$

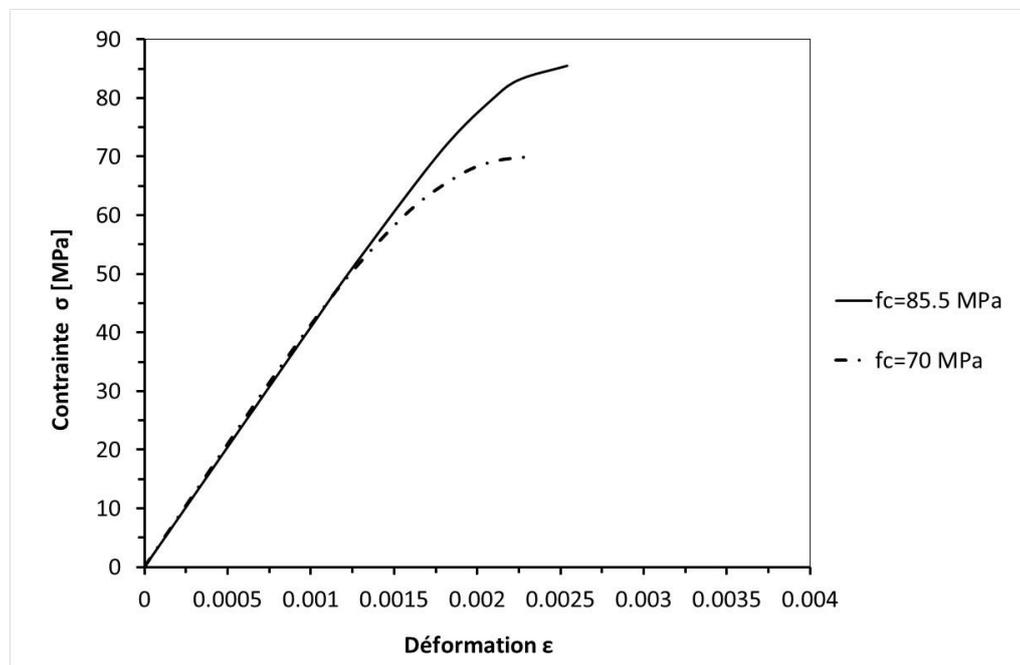
Où:

$f_c$ : résistance à la compression du béton (Ksi) (1Ksi = 6.89MPa).

La déformation à la contrainte ultime augmente lorsque la résistance à la compression du béton augmente. Selon Lee [255], la déformation  $\varepsilon_0$  est exprimée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_0 = 10^{-7}f_c + 0.0013 \quad 5.3$$

La figure 5.8 montre la courbe de la contrainte de compression uniaxiale-déformation pour le béton à haute performance utilisé dans la simulation numérique à l'aide du logiciel ANSYS®.



**Figure 5.8.** Courbe contrainte-déformation du béton à haute performance.

Les propriétés des matériaux : béton ordinaire ( $f_{c28}=44.2, 47, \text{ et } 51\text{MPa}$ ) et du béton à haute performance ( $f_{c28}= 70 \text{ et } f_{c91}=85.5 \text{ MPa}$ ) utilisés dans le modèle numérique et exécuté dans l'analyse par éléments finis (logiciel ANSYS 16.2) sont données dans les tableaux 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 et 5.6.

**Tableau 5.2.** Propriétés du béton ordinaire,  $f_{c28}=44.2$  MPa.

Numéro de modèle du matériau	Type d'élément	Propriétés du béton		
		Linéaire isotrope		
		Module d'élasticité (EX)	32000 MPa	
		Coefficient de poisson (PRXY)	0.2	
		Multilinéaire isotrope		
		Point	Déformation	Contrainte (MPa)
1	SOLID65	1	0	0
		2	0.0005525	17.68
		3	0.00087564	25.57
		4	0.00119879	32.73
		5	0.00152193	38.37
		6	0.00184507	42.25
		7	0.00216821	44.10
		8	0.002262	44.20
		9	0.0035	44.20
		Cisaillement ouvert	0.5	
		Cisaillement fermé	0.9	
		Résistance à la traction (MPa)	3.37	
		Résistance en compression (MPa)	44.2	

**Tableau 5.3.** Propriétés du béton ordinaire,  $f_{c28}=47$  MPa.

Numéro de modèle du matériau	Type d'élément	Propriétés du béton		
		Linéaire isotrope		
		Module d'élasticité (EX)	33100 MPa	
		Coefficient de poisson (PRXY)	0.2	
		Multilinéaire isotrope		
		Point	Déformation	Contrainte (MPa)
1	SOLID65	1	0	0
		2	0.000567	18.8
		3	0.000887	26.98
		4	0.001207	34.46
		5	0.001527	40.44
		6	0.001847	44.66
		7	0.002167	46.81
		8	0.00229	47.00
		9	0.0035	47.00
		Cisaillement ouvert	0.5	
		Cisaillement fermé	0.9	
		Résistance à la traction (MPa)	2.81	
		Résistance en compression (MPa)	47	

**Tableau 5.4.** Propriétés du béton ordinaire,  $f_{c28}=51$  MPa.

Numéro de modèle du matériau	Type d'élément	Propriétés du béton			
		Linéaire isotrope			
1	SOLID65	Module d'élasticité (EX)	35300 MPa		
		Coefficient de poisson (PRXY)	0.2		
		Multilinéaire isotrope			
		Point	déformation	Contrainte (MPa)	
		1	0	0	
		2	0.000577	20.4	
		3	0.000872	28.37	
		4	0.001167	35.85	
		5	0.001462	42.05	
		6	0.001757	46.79	
		7	0.002052	49.85	
		8	0.002360	51.00	
		9	0.003500	51.00	
		Cisaillement ouvert			0.5
Cisaillement fermé			0.9		
Résistance à la traction (MPa)			3.61		
Résistance en compression (MPa)			51		

**Tableau 5.5.** Propriétés du béton à haute performance (BHP),  $f_{c28}=70$  MPa.

Numéro de modèle du matériau	Type d'élément	Propriétés du béton			
		Linéaire isotrope			
1	SOLID65	Module d'élasticité (EX)	41935.77 MPa		
		Coefficient de poisson (PRXY)	0.2		
		Multilinéaire isotrope			
		Point	déformation	Contrainte (MPa)	
		1	0	0	
		2	0.000671	28.1535816	
		3	0.000833	34.7535743	
		4	0.001018	42.0213791	
		5	0.001250	50.439995	
		6	0.001597	60.8723879	
		7	0.001898	66.9434661	
		8	0.002106	69.2528633	
		9	0.002315	70	
		Cisaillement ouvert			0.5
Cisaillement fermé			0.9		
Résistance à la traction (MPa)			4.41		
Résistance en compression (MPa)			70		

**Tableau 5.6.** Propriétés du béton à haute performance,  $f_{c91}=85.5$  MPa.

Numéro de modèle du matériau	Type d'élément	Propriétés du béton			
		Linéaire isotrope			
1	SOLID65	Module d'élasticité (EX)	37000 MPa		
		Coefficient de poisson (PRXY)	0.2		
		Multilinéaire isotrope			
		Point	déformation	Contrainte (MPa)	
		1	0	0	
		2	0.0008382	34.3468335	
		3	0.0010414	42.6286705	
		4	0.0011684	47.7630786	
		5	0.0012446	50.8171487	
		6	0.001778	70.7890599	
		7	0.0021082	80.2554541	
		8	0.0022606	83.2216479	
		9	0.00254	85.5	
	Cisaillement ouvert	0.5			
	Cisaillement fermé	0.9			
	Résistance à la traction (MPa)	4.5			
	Résistance en compression (MPa)	85.5			

Deux coefficients de transfert de cisaillement doivent être introduits pour une fissure ouverte  $\beta_t$  et pour une fissure fermée  $\beta_c$ . La valeur de ces coefficients varie de 0 à 1, le numéro 1 représentant une surface de fissure rugueuse et le numéro 0 représentant une surface de fissure lisse [254, 260, 261]. Les valeurs utilisées pour  $\beta_t$  et  $\beta_c$  dans cette étude sont 0.5 et 0.9, respectivement.

Tableau 5.7 résume les propriétés des armatures longitudinales utilisées dans les travaux expérimentaux [33, 155, 175] entrepris dans cette étude.

**Tableau 5.7.** Propriétés des armatures longitudinales utilisées pour éléments finis.

Numéro de modèle du matériau	Type d'élément	Propriétés des armatures	
		Linéaire isotrope	
2	LINK180	Module d'élasticité (EX)	200 000 MPa
		Coefficient de poisson (PRXY)	0.3
		Bi-linéaire isotrope	
		Limite élastique pour $\phi 10$	520 MPa
		Limite élastique pour $\phi 16$	475 MPa
		Limite élastique pour $\phi 20$	560 MPa

L'élément SOLID185 nécessite un matériau isotrope linéaire élastique. Le tableau 5.8 présente les propriétés des matériaux des plaques de chargement et de support en acier [260].

**Tableau 5.8.** Propriétés des plaques en acier.

Numéro de modèle du matériau	Type d'élément	Propriété des matériaux	
3	SOLID185	Linéaire isotrope	
		EX	200000 MPa
		PRXY	0.3

En outre, les constantes réelles pour les types d'élément SOLID65 et LINK180 sont présentées dans le tableau 5.9 et le tableau 5.10, respectivement. La valeur zéro est requise pour toutes les constantes réelles de l'élément SOLID65, parce que, dans la présente étude, le béton utilisé est un béton non-fibré.

**Tableau 5.9.** Constantes réelles pour le type d'élément SOLID65.

Constantes réelles	Type d'élément	Constantes réelles	
1	SOLID65	Constantes réelles pour armature 1	
		Numéro de matériau	0
		Volume des fibres	0
		Angle d'orientation ( $\theta$ )	0
		Angle d'orientation ( $\varphi$ )	0

**Tableau 5.10.** Constantes réelles pour le type d'élément LINK180 (armature longitudinale).

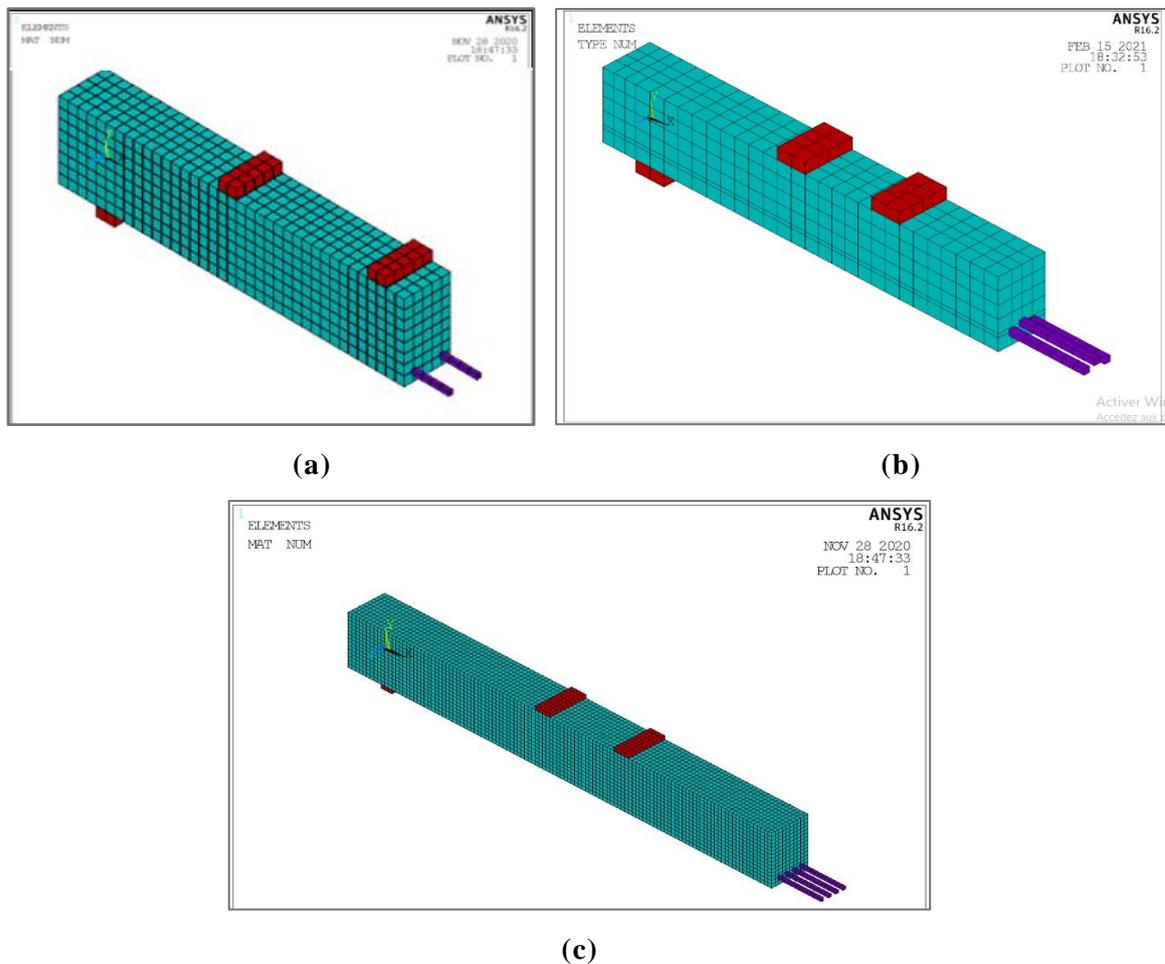
Constantes réelles	Type d'élément	Constantes réelles	
2	LINK180	Aire de la section transversale $\phi 10$ (mm <sup>2</sup> )	78.53
		Aire de la section transversale $\phi 16$ (mm <sup>2</sup> )	200.96
		Aire de la section transversale $\phi 20$ (mm <sup>2</sup> )	314.16

### 5.3.3 Simulation par éléments finis

#### 5.3.3.1 Conditions aux limites

Le modèle d'éléments finis de la poutre en béton armé est réalisé par le logiciel ANSYS® avec les conditions aux limites et la position de chargement, comme le montre la figure 5.9 (a, b et c). La modélisation des armatures longitudinales dans le béton est réalisée à l'aide d'une modélisation discrète [262].

L'élément d'armature (LINK180) est connecté aux nœuds adjacents de l'élément en béton (SOLID65), de sorte que les deux matériaux peuvent partager les mêmes nœuds. En outre, Le maillage affecte les résultats numériques [263]. Par conséquent, le maillage de 25 mm a été choisi pour minimiser le temps de calcul en maintenant la précision des résultats [260, 262].



**Figure 5.9.** Modèle éléments finis 3D de la poutre en BA: (a) la poutre H-1-1 [33] ; (b) la poutre R02 [155] ;(c) la poutre S1D36a108 [175].

### 5.3.3.2 Méthode Newton-Raphson

Les itérations d'équilibre de la méthode de Newton-Raphson [262] fournissent une convergence avec des limites de tolérance à la fin de chaque incrément de charge. Généralement, le processus de discrétisation des éléments finis donne un ensemble d'équations simultanées.

$$[K]\{u\} = \{F^a\} \quad 5.4$$

Si la matrice de rigidité  $[K]$  est elle-même en fonction des degrés de liberté (DOF) inconnues, alors Equation (5.4) est une équation non linéaire.  $\{u\}$  est le vecteur de DOF inconnu. La méthode de Newton-Raphson est un processus itératif pour résoudre les équations non linéaires et peut s'exprimer comme suit :

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad 5.5$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad 5.6$$

$[K_i^T]$  et  $\{F_i^{nr}\}$  sont évalués sur la base des valeurs données par le vecteur de déplacement,  $\{u_i\}$ .  $[K_i^T]\{\Delta u_i\}$  est le vecteur de charge résiduelle.  $\{F^a\}$  est le vecteur de charge appliqué et  $\{F_i^{nr}\}$  est le vecteur de force calculé à partir des contraintes de l'élément.

Pour prédire le comportement non-linéaire et les critères de rupture des poutres en BA, la charge totale est appliquée par étapes ou par incréments comme l'exige l'approche de Newton-Raphson. Les itérations d'équilibre de Newton-Raphson fournissent une convergence à la fin de chaque incrément de charge dans les limites de tolérance de 0.05. Le pas de temps dans le logiciel ANSYS<sup>®</sup> prédit et contrôle les tailles de pas de charge pour lesquelles les tailles de pas de charge maximale et minimale sont requises. Cette procédure itérative se poursuit jusqu'à ce que le modèle cesse de converger.

## 5.4 Résultats et discussion

### 5.4.1 Courbe charge-flèche

Une analyse des éléments finis non-linéaire est effectuée pour simuler numériquement le comportement des poutres en BA sans armatures transversale faites en béton ordinaire ( $f_{c28} = 44.2, 47$  et  $51$  MPa) et en béton à haute performance ( $f_{c28} = 70$  et  $f_{c91} = 85.5$  MPa).

La présente modélisation compare les courbes charges-flèches numériques aux courbes charge-flèche des poutres réellement endommagées par effort tranchant.

Les Figures 5.10, 5.11 et 5.12 illustrent les courbes charge-flèche des poutres modélisées. A l'issue de ces courbes, les coefficients de corrélation  $R^2$  varient de 0.85 à 0.96, 0.92 à 0.98 et de 0.96 à 0.99 pour les poutres testées par Hamrat [33], Suchorzewski [175] et Sudheer [155], respectivement. Ainsi, il apparaît clairement que la plupart des poutres testées [33, 155] ont une rigidité initiale identique à celle obtenue numériquement, à l'exception pour les poutres testées par Suchorzewski [175] où la rigidité initiale inférieure à celle obtenue numériquement. Il s'avère que l'écart de rigidité est sensible au choix du maillage. En effet, le choix de la taille de maillage convenable présente la solution la plus proche du résultat expérimental. En outre il est possible également que cette différence de rigidité soit causé par le tassement des appuis lors des essais. En fait, les appuis dans le modèle aux EF sont considérés infiniment rigides.

Au-delà de la rigidité initiale (phase élastique), les changements de pente des courbes signalent des chutes de rigidités liés à l'apparition des fissures dans le béton où les déformations augmentent de manière non linéaire. Durant cette phase, la plupart des courbes charge-flèche expérimentales sont légèrement différentes des courbes issues numériquement, ceci pourrait être dû à une surestimation du paramètre d'entrée ou un maillage grossier a été utilisé. Une fois les pics de charge atteints, la plupart des courbes expérimentales ont montré des baisses de charge.

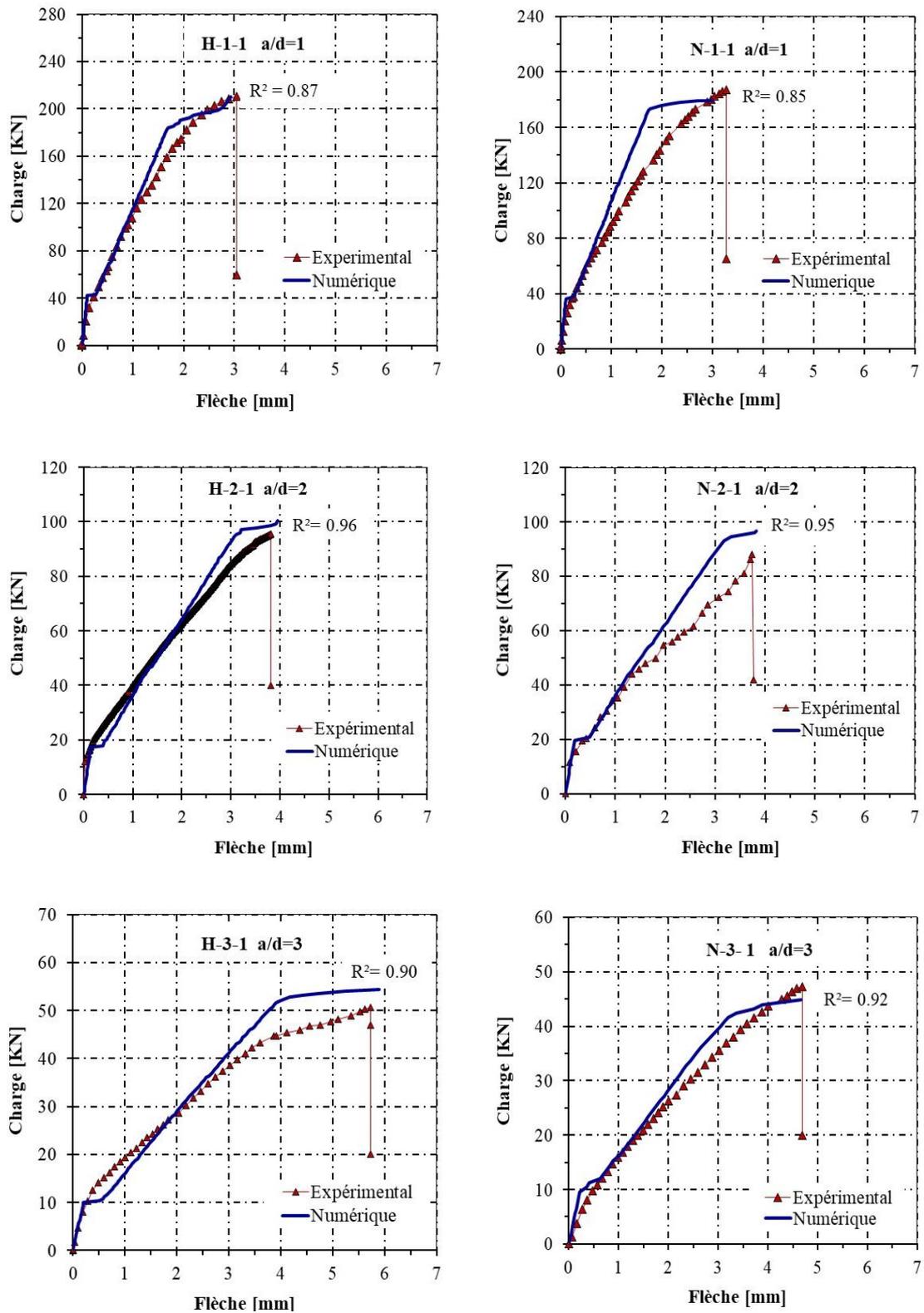
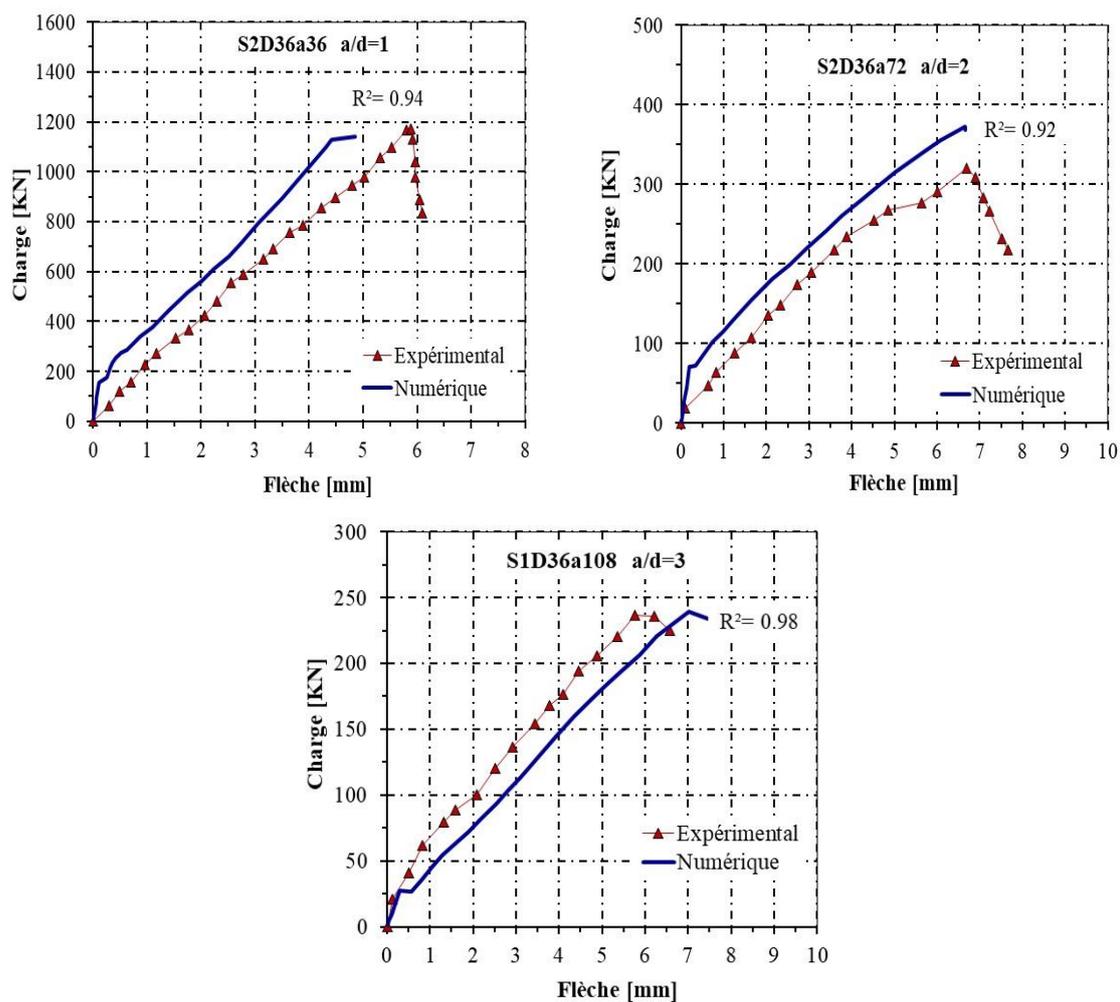
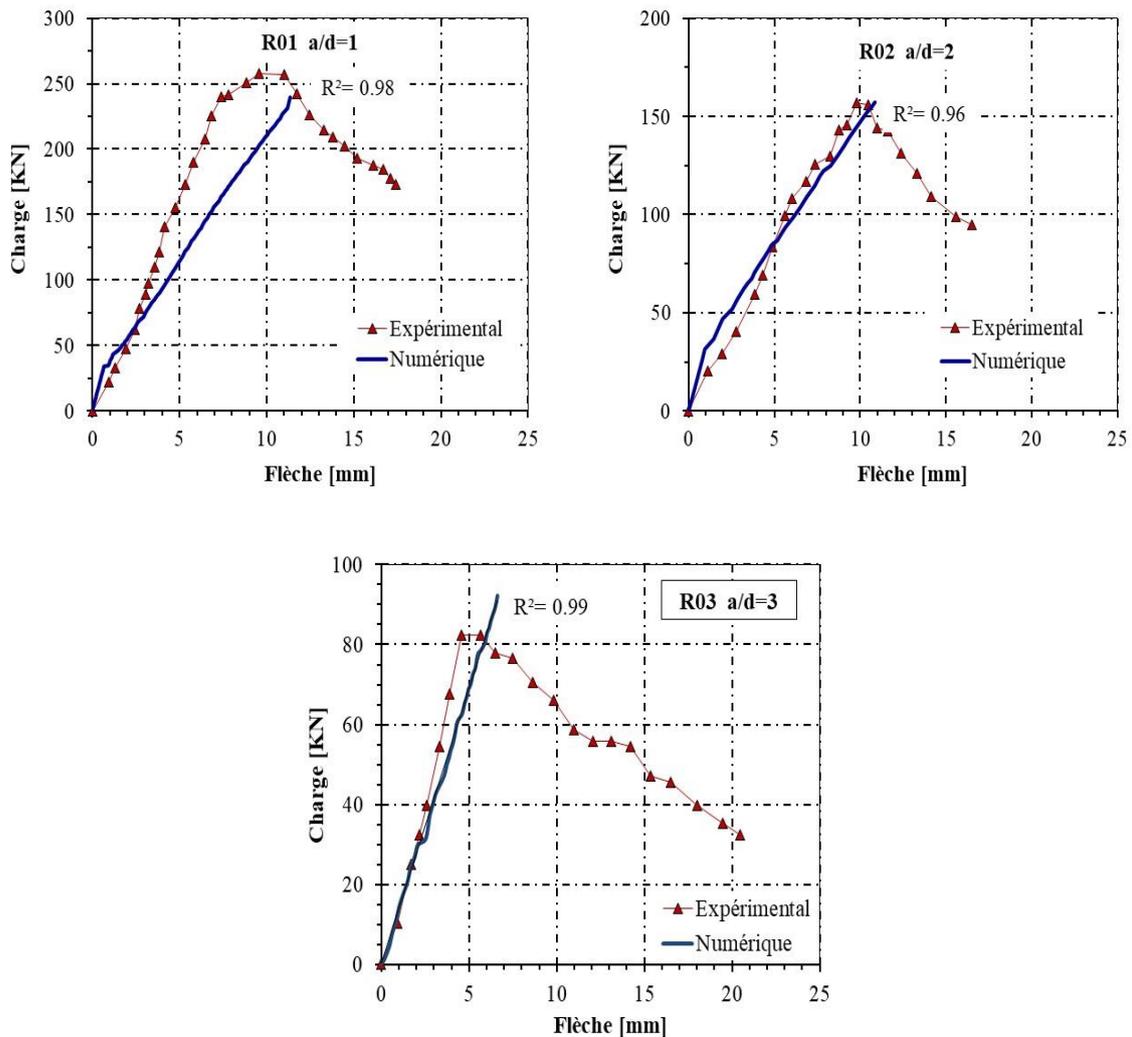


Figure 5.10. Courbes charge-flèche obtenues expérimentalement [33] et numériquement.



**Figure 5.11.** Courbes charge-flèche issues des tests expérimentaux [175] et des modélisations.



**Figure 5.12.** Courbes charge-flèche obtenues expérimentalement [155] et numériquement.

La comparaison des résultats expérimentaux et des simulations de la charge ultime donne des différences faibles. En effet, les résultats numériques sont clairement similaires des résultats expérimentaux avec une excellente moyenne de 0.99, 0.98 et 0.96, respectivement pour les poutres testées par Sudheer [155], Hamrat [33] et Suchorzewski [175]. Le tableau 5.11 montre également que pour tous les spécimens, les flèches déterminées numériquement sont en très bonne corrélation avec celles obtenues lors des essais, avec une très bonne moyenne des rapports ( $\Delta_{Exp}/\Delta_{Num} = 0.87, 1.03$  et  $1.04$ , respectivement pour les spécimens testés par Sudheer [155], Hamrat [33] et Suchorzewski [175]).

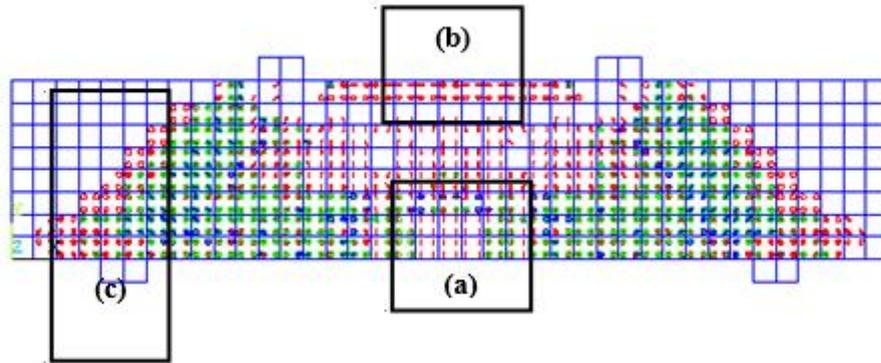
**Tableau 5.11.** Résultats expérimentaux en comparaison avec les résultats numériques.

	Charge de rupture $P_{Exp}$ (KN)	Flèche admissible $\Delta_{Exp}$ (mm)	Charge de rupture $P_{Num}$ (KN)	Flèche admissible $\Delta_{Num}$ (mm)	$P_{Exp}/P_{Num}$	$\Delta_{Exp}/\Delta_{Num}$
<b>Hamrat [33]</b>						
N-1-1	187.30	3.280	179.40	2.711	1.04	1.21
N-2-1	85.09	3.772	96.75	3.830	0.88	0.98
N-3-1	47.25	4.694	44.80	4.670	1.05	1.01
H-1-1	210.86	3.042	210.00	2.930	1.00	1.04
H-2-1	95.50	3.820	100.50	3.950	0.95	0.97
H-3-1	50.72	5.722	54.40	5.887	0.93	0.97
				<b>Moyenne</b>	<b>0.98</b>	<b>1.03</b>
				<b>Ecart type</b>	<b>0.07</b>	<b>0.09</b>
<b>Suchorzewski [175]</b>						
S2D36a36	1170.12	5.89	1139.740	4.860	1.03	1.21
S2D36a72	320.23	6.700	368.80	6.510	0.87	1.03
S1D36a108	235.70	6.210	239.48	7.010	0.98	0.89
				<b>Moyenne</b>	<b>0.96</b>	<b>1.04</b>
				<b>Ecart type</b>	<b>0.08</b>	<b>0.16</b>
<b>Sudheer [155]</b>						
R01	258.127	9.53947	240	11.3382	1.08	0.84
R02	157	9.80841	157.3	10.86397	1.00	0.90
R03	82.353	5.692	92.25	6.620608	0.89	0.86
				<b>Moyenne</b>	<b>0.99</b>	<b>0.87</b>
				<b>Ecart type</b>	<b>0.10</b>	<b>0.03</b>

#### 5.4.2 Faciès de fissures et modes de rupture

Le logiciel des éléments finis ANSYS® présente le mode de fissuration à chaque incrément de chargement. Les profils de fissuration sont représentés par un cercle qui apparaît lorsque la contrainte de traction principale dépasse la résistance à la traction du béton. La fissuration est enregistrée avec un contour circulaire dans le plan de la fissure. Tandis que, l'écrasement est représenté avec un contour octaèdre. La première fissure est illustrée par un cercle rouge, la deuxième fissure avec un contour vert et la troisième fissure avec un contour bleu. En outre, les modes de fissuration dans les poutres testées en béton armé sont obtenus à l'aide de l'option *Crack/Crushing* plot du logiciel ANSYS® (ANSYS 16.2, 2015). La figure 5.13 illustre faciès de fissure représentés dans l'analyse par méthode

des éléments finis pour la poutre H-1-1: (a) des fissures de flexion; (b) écrasement de la zone comprimée, (c) fissures diagonales de cisaillement



**Figure 5.13.** Profils de fissuration issus numériquement (ANSYS 16.2).

Dans les figures 5.14, 5.15 et 5.16, les profils de fissuration des poutres modélisées sont tracés. A partir de ces figures, on observe une bonne concordance avec le comportement expérimental des fissures. En effet, les fissures verticales résultant de la flexion sont observées sur la face inférieure. Après avoir atteint la charge maximale, une fissure 3D diagonale localisée claire, liant la zone de charge aux appuis est apparu (Figs. 5.12, 5.13 et 5.14). De plus, l'emplacement et la forme de la fissure diagonale sont en assez bon accord avec les résultats des poutres testées [33, 155, 175]. D'autre part, l'angle d'inclinaison de la fissure diagonale expérimental demeure similaire à celle de la version numérique, ce qui signifie que le modèle numérique retranscrit fidèlement les profils de fissuration et les modes de rupture des poutres modélisées.

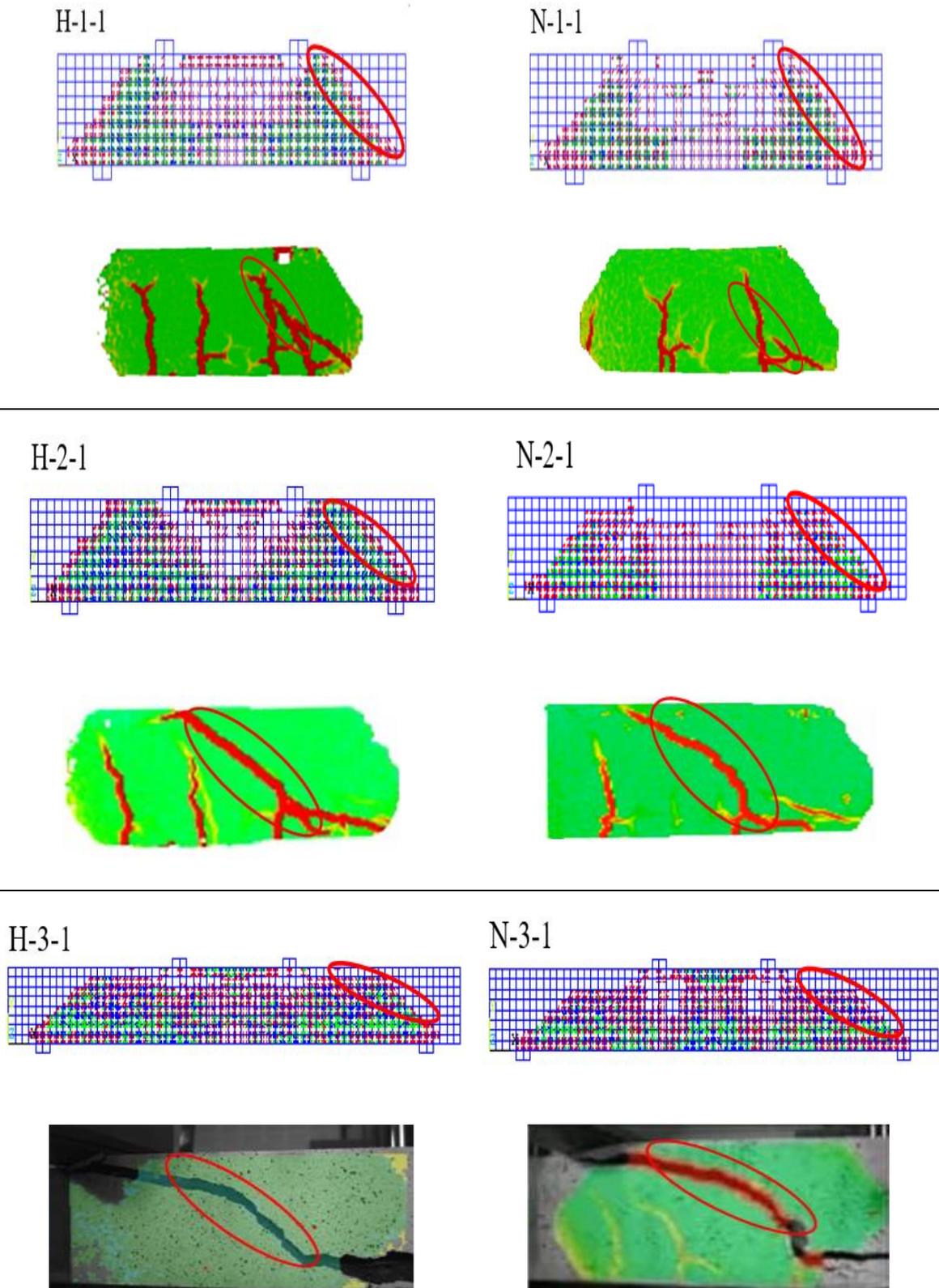
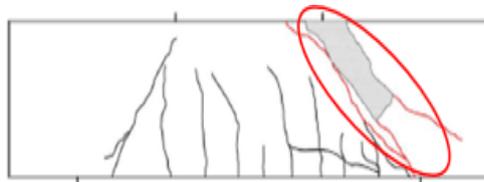
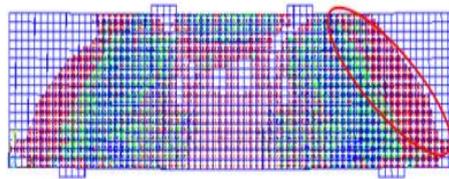
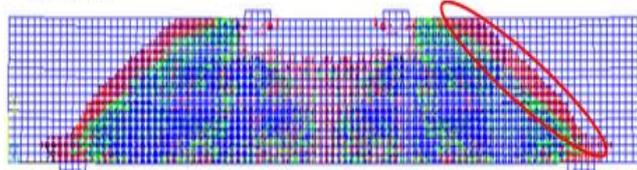


Figure 5.14. Faciès de fissuration des poutres [33].

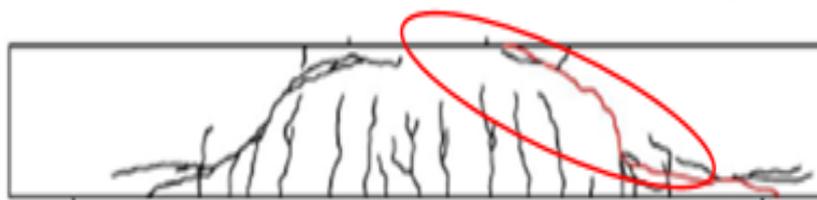
S2D36a36



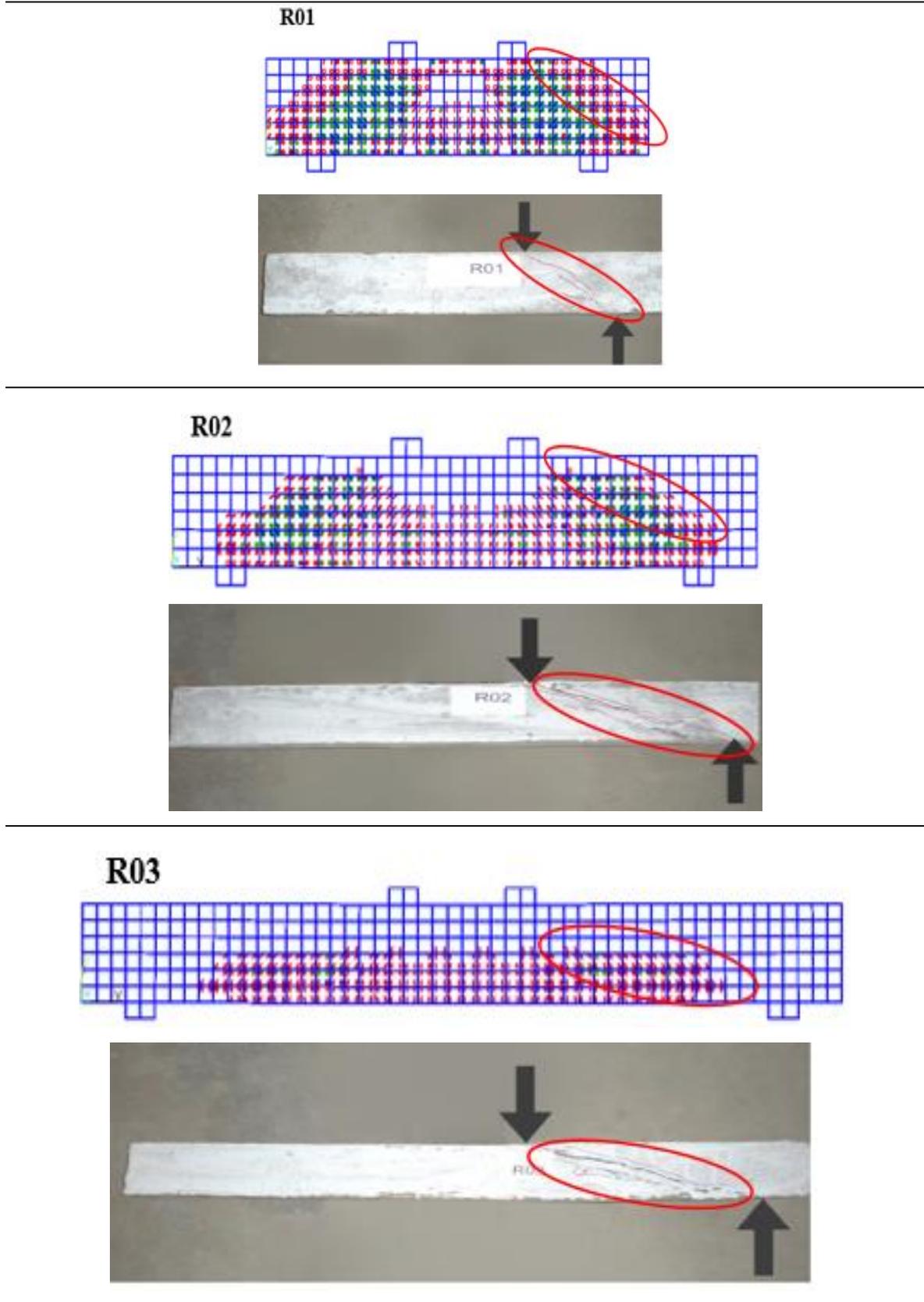
S2D36a72



S1D36a108



**Figure 5.15.** Profils de fissuration des poutres [175].



**Figure 5.16.** mode de rupture des poutres [155].

## 5.5 Conclusions

L'analyse des éléments finis (ANSYS<sup>®</sup>) a été effectuée pour évaluer numériquement la réponse structurelle notamment, le comportement à l'effort tranchant des poutres en BA sans armatures transversales. De plus, les résultats du modèle numérique ont été validés en utilisant des résultats expérimentaux extraits de la littérature. Les conclusions tirées de cette étude sont les suivantes :

- La comparaison des résultats expérimentaux et des simulations de la charge ultime donne des différences relativement faibles. En effet, les résultats numériques sont clairement similaires des résultats expérimentaux avec une excellente moyenne ( $P_{Exp}/P_{Num}$ ) variant de 0.96 à 0.99. En outre, les flèches déterminées numériquement sont en très bonne corrélation avec celles obtenues lors des essais, avec une très bonne moyenne des rapports ( $\Delta_{Exp}/\Delta_{Num} = 0.87$  à  $1.04$ ).
- Les profils de fissuration des poutres modélisées montrent une bonne concordance avec le comportement expérimental des fissures. En effet, l'emplacement et la forme de la fissure diagonale ainsi que le mode de rupture sont en assez bon accord avec les résultats des poutres testées.

## **Conclusions et Perspectives**

## Conclusions et perspectives

### 1. Conclusions

Une étude est décrite dans ce travail pour des poutres en béton armé sans armatures transversales, pour estimer les composantes de la résistance au cisaillement ( $V_a$ ,  $V_d$  et  $V_{cz}$ ), en utilisant des images obtenues par numérisation vidéo (système Gom-Aramis). Ces mécanismes de transfert des forces de cisaillement sont également calculés par les modèles théoriques de Cavagnis, Chen et Fernandez Ruiz. Les modèles proposés ainsi que les codes réglementaires (ACI 318, Eurocode 2 et BS 8110) ont été validés, en se basant sur une base de données de résultats expérimentaux contenant 1000 poutres sans armatures transversales. L'utilisation du logiciel ANSYS<sup>®</sup> permettant de simuler le comportement global et local des poutres testées est également effectué. Sur la base de ces différentes études présentées dans cette thèse, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

1. Les contributions mesurées de l'effet de Goujon ( $V_d$ ), l'engrènement des granulats ( $V_a$ ) et la zone de compression ( $V_{cz}$ ) ont été estimées à 35-40%, 40-46% et 15-18% de l'effort tranchant appliqué, respectivement pour les poutres en béton ordinaire (BO) ( $f_c=44$  MPa). Cependant, les contributions de chaque mécanisme de transfert ( $V_d$ ,  $V_a$  et  $V_{cz}$ ) sont évalués à 45 à 50%, 20 à 35% et 17 à 31%, respectivement, pour les poutres en béton à hautes performances (BHP) ( $f_c=85$  MPa).
2. Selon le modèle de Chen, pour les poutres en BHP ( $a/d= 1.0$  et  $2.0$ ), les contributions prédites de chaque mode de transmission sont :  $V_d= 25-30\%$ ,  $V_a= 23-39\%$  et  $V_{cz}= 43-47\%$ . Les modèles de Fernandez Ruiz et Cavagnis fournissent les pourcentages de contribution de chaque mécanisme de :  $V_d =15\%$ ,  $V_a =34\%$ ,  $V_{cz} =51\%$  et  $V_d =24\%$ ,  $V_a =30\%$ ,  $V_{cz} =46\%$ , respectivement, pour les poutres en BHP ( $a/d = 3.0$ ).
3. Les modèles de Chen, Fernandez Ruiz et Cavagnis ont considérablement surestimé la contribution de la zone de compression, tout en sous-estimant la contribution de l'effet de Goujon. Cependant, ces modèles empiriques donnent une prédiction rationnelle de l'engrènement des granulats.
4. Les résultats analytiques issus des modèles de Fernandez Ruiz et Chen sont en très bon adéquation avec les résultats expérimentaux, vis-à-vis des taux de contribution des

mécanismes de transfert, avec un rapport moyen ( $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}}$ ) de 1.03 et 1.07, respectivement. Cependant, le modèle de Cavagnis devient très conservatif avec un rapport moyen de 1.55.

**5.** Pour le cas des poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ), il s'avère que le modèle proposé donne une meilleure prédiction de la résistance au cisaillement, avec une excellente moyenne des rapports ( $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}}$ ) de 1.08 et un écart-type de 0.25. Les modèles de Bazant, Kim et Zsutty donnent également des résultats proches des valeurs expérimentales, avec un rapport moyen de 1.16, 1.22 et 1.30 et un écart-type de 0.34, 0.35 et 0.33, respectivement.

**6.** Le règlement EC2 présente les résultats les moins conservatifs, avec une moyenne de 1.27 et un écart-type de 0.35. Le règlement BS8110 devient très conservatif avec une moyenne de 1.51 et un écart-type de 0.66. Seuls les codes réglementaires (ACI318 et FIB 2010) ont été jugé inadéquat pour l'estimation de la capacité de cisaillement des poutres courtes, avec des marges de sécurité non raisonnable ( $V_{\text{test}}/V_{\text{pred}} = 2.81$  et  $2.38$ , Ecart-type = 1.10 et 0.87).

**7.** Les valeurs obtenues par l'application des modèles proposés par les règlements (ACI318 et FIB 2010) démontrent que ces codes ne tiennent pas compte d'une manière rationnelle les principaux paramètres ( $a/d$ ,  $f_c$ ,  $\rho$ ), et de l'action de bielles-tirant (effet d'arc). A titre d'exemple, dans le modèle d'ACI318, le taux d'armatures longitudinales ( $\rho$ ) et la portée de cisaillement ( $a/d$ ) ont été considéré à travers le moment coexistant ( $\rho.V.d$ )/M. Par conséquent, les trois règlements (BS8110, ACI318 et FIB 2010) nécessitent des raffinements.

**8.** Pour les poutres minces ( $a/d \geq 2.5$ ), la prédiction des valeurs de la résistance au cisaillement est meilleure par rapport aux valeurs prédites pour les poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ). En effet, les prédictions obtenues par les quatre codes réglementaires et les quatre modèles proposés donnent des résultats très proches des valeurs expérimentales avec une très bonne moyenne des rapports ( $V_{\text{exp}}/V_{\text{pred}} = 0.98 - 1.24$ ) et un écart-type faible (0.14-0.32). En effet, ces résultats les plus appropriés laissent à penser que ces huit modèles parviennent à prédire fidèlement la capacité de cisaillement des poutres élancées.

**9.** L'approche numérique utilisant le logiciel ANSYS<sup>®</sup> montre un accord satisfaisant avec les résultats expérimentaux obtenus pour la réponse charge-flèche des poutres en béton armé sans armatures transversales, avec des coefficients de corrélation  $R^2$  variant de 0.85 à 0.99. Ainsi, il apparaît clairement que la plupart des poutres testées ont une rigidité initiale presque

identique à celle obtenue numériquement. En outre, les charges ultimes des poutres déterminées numériquement sont en très bonne corrélation avec celles obtenues lors des essais, avec une très bonne moyenne des rapports ( $P_{Exp}/P_{Num}$ ) variant de 0.96 à 0.99.

**10.** Le modèle numérique retranscrit fidèlement les profils de fissuration et les modes de rupture des poutres modélisées. En effet, l'emplacement et la forme de la fissure diagonale sont en assez bon accord avec les résultats des poutres testées.

Ces différentes études présentées ouvrent la voie à d'autres investigations et de nouveaux développements. Néanmoins, il est essentiel de reconnaître les points de perspective et de développement de la thèse.

## **2. Perspectives**

**A l'échelle de la structure**, la comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenues par l'application des modèles proposés et des règlements en vigueur (EC2, ACI-318, BS8110, FIB2010) montre une sous-estimation de la résistance de cisaillement des poutres sans armatures transversales, menant ces approches très conservatrices, dans le cas des poutres courtes ( $a/d < 2.5$ ). Mais, ces approches sont bien valides pour les poutres élancées ( $a/d \geq 2.5$ ), avec la résistance au cisaillement prédite se situe à moins de 25 % des valeurs expérimentales. Cependant, ces prévisions ne reflètent pas correctement le comportement d'action de bielles-tirant (effet d'arc) qui se manifeste pour les poutres de courte portée de cisaillement, ce qui rendent difficile la quantification de chaque mode de transmission de la résistance au cisaillement réelle des éléments structuraux. Certes, les estimations proposées par les différents codes semblent être d'essence empirique et donneraient des résultats très conservateurs.

**1.** Il est primordial de développer un modèle permettant de calculer la résistance des éléments structuraux courts ( $a/d < 2.5$ ), en tenant compte de la contribution des principaux paramètres ( $f_c$ ,  $\rho$ ,  $a/d$ ), l'effet d'arc et de la cinématique d'une fissure critique idéalisée. Une étude de ce type doit tenir compte de la technique expérimentale (système Gom Aramis) qui est prometteuse. De plus, un travail de quantification des taux de contribution de chaque mécanisme de transfert devient obligatoire, afin d'assurer une maîtrise parfaite du comportement global et local des éléments en béton armé sous sollicitation de cisaillement ainsi que les différents points de vue sur les mécanismes en œuvre.

2. Le remplacement des granulats naturels par les granulats recyclés (GR) permet d'une part, de diminuer l'exploitation des ressources naturelles, d'autre part, de protéger l'environnement en diminuant les volumes de déchets. Certes, une meilleure compréhension sur ce type de matériau à l'échelle de structure est indispensable pour approuver leur utilisation dans la construction des ouvrages de génie civil. De plus, des travaux expérimental et numérique de quantification des différents modes de transmission (notamment contribution de l'engrènement des granulats) seront également intéressants pour des éléments à base de granulats recyclés sous sollicitation de cisaillement.

**Au plan pratique**, l'ingénieur doit disposer d'un moyen pour quantifier le dommage par rapport à un niveau ultime, correspondant à la rupture des éléments en béton armé sans armature transversale, selon la structure considérée et le scénario sismique envisagé. Le dommage engendré par cisaillement qui est nettement moins appréhendé à ce jour. L'idéal serait alors d'établir un indicateur d'endommagement pour l'analyse du comportement d'un élément de structure soumis à une sollicitation de cisaillement. Enfin, l'ingénieur chargé de l'actualisation doit donc être bien conscient de ce qu'il fait et nécessite des connaissances approfondies du comportement global et local des éléments structuraux en béton armé où la rupture est causée par une défaillance de résistance au cisaillement.

# **Références Bibliographiques**

## Références Bibliographiques

- [1] H. Chen, W.-J. Yi, H.-J. Hwang, Cracking strut-and-tie model for shear strength evaluation of reinforced concrete deep beams, *Engineering Structures* 163 (2018) 396-408.
- [2] K.-H. Reineck, E.C. Bentz, B. Fitik, D.A. Kuchma, O. Bayrak, ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups, *ACI Structural Journal* 110(5) (2013).
- [3] M. Hamrat, B. Boulekbache, M. Chemrouk, S. Amziane, Shear behaviour of RC beams without stirrups made of normal strength and high strength concretes, *Advances in Structural Engineering* 13(1) (2010) 29-41.
- [4] A. Mphonde, Aggregate interlock in high strength reinforced concrete beams, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 85(3) (1988) 397-413.
- [5] H.P.J. Taylor, Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate, *Cement and Concrete Association* (1970).
- [6] S. Sarkar, O. Adwan, B. Bose, Shear stress contributions and failure mechanisms of high strength reinforced concrete beams, *Materials and structures* 32(2) (1999) 112-116.
- [7] J.C. Walraven, Fundamental analysis of aggregate interlock, *Journal of the Structural Division* 107(11) (1981) 2245-2270.
- [8] F. Cavagnis, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack, *Engineering Structures* 157 (2018) 300-315.
- [9] D.A. Kuchma, K.S. Kim, S.H. Kim, S. Sun, A. Akamat, N.M. Hawkins, Simplified shear design of structural concrete members, *The 2004 Concrete Bridge Conference Federal Highway Administration National Concrete Bridge Council, American Concrete Institute (ACI), 2004.*
- [10] Y. Yang, Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement, a new look at an old problem. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 2014, p. 344.
- [11] P. Huber, T. Huber, J. Kollegger, Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics, *Engineering Structures* 113 (2016) 41-58.
- [12] A. Cladera, A. Mari, Experimental study on high-strength concrete beams failing in shear, *Engineering Structures* 27(10) (2005) 1519-1527.
- [13] J. Moe, Discussion of "Shear and Diagonal Tension" by Joint ACI-ASCI Committee 326, *ACI Journal Proceedings*, 1962, pp. 1334-1339.

- [14] M. Classen, Shear Crack Propagation Theory (SCPT)–The mechanical solution to the riddle of shear in RC members without shear reinforcement, *Engineering Structures* 210 (2020) 110207.
- [15] S. Campana, M. Fernández Ruiz, A. Anastasi, A. Muttoni, Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics, *Magazine of concrete research* 65(6) (2013) 386-404.
- [16] M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Sagaseta, Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects, *Engineering Structures* 99 (2015) 360-372.
- [17] M. LORRAIN, extension du domaine d'application des reglements de calcul bael/bpel aux betons a 80 mpa-justifications scientifiques des propositions avancees-adherence et fissuration des betons a hautes performances, bulletin des laboratoires des ponts et chaussees (SPEC XIX) (1996).
- [18] H. Abdelmadjid, L. Michel, Pull-out strength of bars embedded in high-strength concrete, *Materials and Structures* 28(10) (1995) 569-574.
- [19] A. Hillerborg, Analysis of one single crack, In: Wittmann FH, editor. *Fracture mechanics of concrete*. Amsterdam, Netherlands: Elsevier (1983) 223-249.
- [20] D.A. Hordijk, Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses, *Heron* 37(1) (1992).
- [21] H.-G. Kim, C.-Y. Jeong, M.-J. Kim, Y.-J. Lee, J.-H. Park, K.-H. Kim, Prediction of shear strength of reinforced concrete beams without shear reinforcement considering bond action of longitudinal reinforcements, *Advances in Structural Engineering* 21(1) (2017) 30-45.
- [22] G. Kani, The riddle of shear failure and its solution, *ACI Journal Proceedings*, 1964, pp. 441-468.
- [23] A.H. Elzanaty, A.H. Nilson, F.O. Slate, Shear capacity of reinforced concrete beams using high-strength concrete, *ACI Journal Proceedings*, 1986, pp. 290-296.
- [24] S. Jung, K.S. Kim, Knowledge-based prediction of shear strength of concrete beams without shear reinforcement, *Engineering Structures* 30(6) (2008) 1515-1525.
- [25] M. Shafieifar, M. Farzad, A. Azizinamini, A comparison of existing analytical methods to predict the flexural capacity of Ultra High Performance Concrete (UHPC) beams, *Construction and Building Materials* 172 (2018) 10-18.
- [26] J.-K. Kim, Y.-D. Park, Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams without Web Reinforcement, *Magazine of Concrete Research* 46(166) (1994) 7-16.

- [27] O.B. Olalusi, Present State of Eurocode 2 Variable Strut Inclination Method for Shear Design and Possible Improvement, *Structures* 19 (2019) 48-57.
- [28] D. Kim, W. Kim, R.N. White, Arch action in reinforced concrete beams-A rational prediction of shear strength, *Structural Journal* 96(4) (1999) 586-593.
- [29] Z.P. Bazant, M.T. Kazemi, Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups, *ACI Structural journal* 88(3) (1991) 268-276.
- [30] T.C. Zsutty, Beam shear strength prediction by analysis of existing data, *ACI Journal Proceedings* 65(11) (1968) 943-951.
- [31] W. Nadir, M.K. Dhahir, F.H. Naser, A compression field based model to assess the shear strength of concrete slender beams without web reinforcement, *Case Studies in Construction Materials* 9 (2018).
- [32] M. Herbrand, M. Classen, V. Adam, Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck-und I-Querschnitt, *Bauingenieur* 92(11) (2017).
- [33] M. Hamrat, Comportement structurel du béton à hautes performances (flexion et effort tranchant), Doctoral thesis, University of Sciences and Technology Houari Boumediene, Algeria, 2010, p. 159.
- [34] S. Campana, Éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion, effort tranchant et forces de déviation, EPFL, 2013.
- [35] A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width, *ACI Structural Journal* 105(2) (2008) 163-172.
- [36] J.-K. Kim, Y.-D. Park, Prediction of shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, *ACI Materials Journal* 93(3) (1996) 213-222.
- [37] ASCE-ACI Committee 426, The shear strength of reinforced concrete members, *Journal of Structural Division*, ASCE 1973, pp. 1091–1187.
- [38] ASCE-ACI Committee 445, On Shear and Torsion. Recent approaches to shear design of structural concrete, *Journal of structural engineering*, 1998, pp. 1375-1417.
- [39] H.P. Taylor, The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear, *Special Publication* 42 (1974) 43-78.
- [40] P. M., calcul des ouvrages généraux de construction, Paris, 1997.
- [41] D.A. Kuchma, M.P. Collins, Advances in understanding shear performance of concrete structures, *Progress in Structural Engineering and Materials* 1(4) (1998) 360-369.

- [42] I. Jeli, M. Pavlović, M. Kotsovos, A study of dowel action in reinforced concrete beams, Magazine of Concrete Research 51(2) (1999) 131-141.
- [43] P.D. Zararis, Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams, Structural Journal 100(2) (2003) 203-214.
- [44] P. Chana, Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams, Magazine of Concrete Research 39(141) (1987) 196-204.
- [45] Joint ACI-ASCE Committee 445, Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete, Technical Report American Concrete Institute, USA, 1999.
- [46] E. Vintzēleou, T. Tassios, Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions, Magazine of concrete research 38(134) (1986) 13-22.
- [47] M. Fiset, J. Bastien, D. Mitchell, Shear strengthening of concrete members with unbonded transverse reinforcement, Engineering Structures 180 (2019) 40-49.
- [48] R. Fenwick, T. Pauley, Mechanism of shear resistance of concrete beams, Journal of the Structural Division 94(10) (1968) 2325-2350.
- [49] R. Swamy, A. Andriopoulos, Contribution of aggregate interlock and dowel forces to the shear resistance of reinforced beams with web reinforcement, Special Publication 42 (1974) 129-168.
- [50] J.C. Walraven, Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis, (1980).
- [51] P.D. Zararis, Aggregate interlock and steel shear forces in the analysis of RC membrane elements, Structural Journal 94(2) (1997) 159-170.
- [52] J. Sagaseta, R. Vollum, Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete, Magazine of Concrete Research 63(2) (2011) 119-137.
- [53] T. Ulaga, Betonbauteile mit stab- und lamellenbewehrung: verbund- und zuggliedmodellierung, vdf Hochschulverlag AG, Suisse, 2003, p. 160.
- [54] R. Guidotti, Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées, PhD Thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne Lausanne, Switzerland, 2010, p. 416.
- [55] L. Moreillon, Shear strength of structural elements in high performance fibre reinforced concrete (HPFRC), Université Paris-Est, 2013.
- [56] M.P. Collins, D. Kuchma, How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?, Structural Journal 96(4) (1999) 482-490.
- [57] Q. Deng, W.-J. Yi, F.-J. Tang, Effect of Coarse Aggregate Size on Shear Behavior of Beams without Shear Reinforcement, ACI Structural Journal 114(5) (2017).

- [58] A. Slobbe, M. Hendriks, J. Rots, Sequentially linear analysis of shear critical reinforced concrete beams without shear reinforcement, *Finite Elements in Analysis and Design* 50 (2012) 108-124.
- [59] A. Nilson, H. Winter, *Design of concrete structures*, McGraw-Hill, 1991.
- [60] A. Shah, *Evaluation of shear strength of high strength concrete beams*, University of Engineering & Technology Taxila, Pakistan, 2009, p. 265.
- [61] A. Belbachir, S.-Y. Alam, M. Matallah, A. Loukili, Size effect on the contribution of the aggregate interlock mechanism in reinforced concrete beams without shear reinforcement, *European Journal of Environmental and Civil Engineering* (2018) 1-18.
- [62] A.N. Talbot, *Tests of Concrete: I. Shear; II. Bond*, University of Illinois 1906.
- [63] B. Bresler, A.C. Scordelis, Shear strength of reinforced concrete beams, *Journal Proceedings*, 1963, pp. 51-74.
- [64] S. Guralnick, Shear strength of reinforced concrete beams, *Journal of the Structural Division* 85(1) (1959) 1-42.
- [65] J. Sagaseta, R. Vollum, Shear design of short-span beams, *Magazine of Concrete Research* 62(4) (2010) 267-282.
- [66] K.-H. Reineck, Ultimate shear force of structural concrete members without transverse reinforcement derived from a mechanical model *ACI Structural Journal* 88(5) (1991) 592-602.
- [67] F. Cavagnis, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements, *Structural concrete* 19(1) (2018) 49-64.
- [68] K.-K. Choi, J.-C. Kim, H.-G. Park, Shear strength model of concrete beams based on compression zone failure mechanism, *ACI Structural Journal* 113(5) (2016) 1095.
- [69] M.P. Collins, D. Mitchell, P. Adebar, F.J. Vecchio, A general shear design method, *ACI Structural Journal* 93(1) (1996) 36-45.
- [70] FIB.2010, *Shear and punching shear in RC and FRC elements*, Fib Model Code 2010 Final Draft, lausanne, Suisse, 2010.
- [71] Z.P. Bazant, P. Gambarova, Rough cracks in reinforced concrete, *ASCE J Struct Div* 106(4) (1980) 819-842.
- [72] P. Gambarova, C. Karakoç, A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracked concrete elements, *Transactions of the 7th international conference on structural mechanics in reactor technology*, 1983, pp. 251-261.

- [73] T. Baumann, H. Rüsç, Tests for the analysis of dowel action of flexural reinforcement of reinforced concrete beams (in German: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn Berlin, Germany 1970, pp. 43-83.
- [74] H.W. Reinhardt, Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete, *HERON* 29(2) (1984).
- [75] Taylor H. P. J, Shear stresses in reinforced concrete beams without shear reinforcement, Cement and Concrete Association, London, 1968, pp. 42-407.
- [76] P.D. Zararis, G.C. Papadakis, Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement, *Journal of structural engineering* 127(7) (2001) 733-742.
- [77] Z.P. Bazant, J.-K. Kim, Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams, *ACI JOURNAL* (1984) 456-468.
- [78] K.-K. Choi, P. Hong-Gun, J.K. Wight, Unified shear strength model for reinforced concrete beams-Part I: Development, *ACI Structural Journal* 104(2) (2007) 142.
- [79] ACI 318–14, Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2014.
- [80] BS8110, Structural Use of Concrete, Part1: Code of Practice for Design and Construction. British Standards Institution, London, 1997, p. 173.
- [81] Eurocode 2, Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, 2004, p. 250.
- [82] G. Kani, A rational theory for the function of web reinforcement, *ACI Journal Proceedings*, 1969, pp. 185-197.
- [83] F. Abed, A. El Refai, S. Abdalla, Experimental and finite element investigation of the shear performance of BFRP-RC short beams, *Structures*, Elsevier, 2019, pp. 689-701.
- [84] F.J. Vecchio, M.P. Collins, The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI J.* 83(2) (1986) 219-231.
- [85] S. Limam, Etudes expérimentales et numériques du comportement des dalles épaisses en béton armé avec épingles sous cisaillement: Application aux bâtiments nucléaires, Université de Lyon, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2019, p. 328.
- [86] E.O. Lantsoght, C. van der Veen, J.C. Walraven, Shear capacity of slabs and slab strips loaded close to the support, *Special Publication* 287 (2012) 1-18.
- [87] R. Park, T. Paulay, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons. New York (1975) 769.

- [88] H.-G. Park, K.-K. Choi, J.K. Wight, Strain-based shear strength model for slender beams without web reinforcement, *ACI Structural Journal* 103(6) (2006) 783.
- [89] G.N.J. Kani, How safe are our large reinforced concrete beams?, *ACI Journal Proceedings*, 1966, pp. 128-141.
- [90] K.S. Ismail, M. Guadagnini, K. Pilakoutas, Shear Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams, *ACI Structural Journal* 114(1) (2017) 87.
- [91] A.G. Mphonde, G.C. Frantz, Shear tests of high-and low-strength concrete beams without stirrups, *ACI Journal Proceedings*, 1984, pp. 350-357.
- [92] W. Chung, S. Ahmad, Model for shear critical high-strength concrete beams, *Structural Journal* 91(1) (1994) 31-41.
- [93] D. Angelakos, E.C. Bentz, M.P. Collins, Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members, *Structural Journal* 98(3) (2001) 291-300.
- [94] K.F. Sarsam, J.M. Al-Musawi, Shear design of high-and normal strength concrete beams with web reinforcement, *Structural Journal* 89(6) (1992) 658-664.
- [95] K.S. Rebeiz, Shear strength prediction for concrete members, *Journal of structural engineering* 125(3) (1999) 301-308.
- [96] F. Leonhardt, *Wandartige Trager*, Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton, *Reinforced Concrete Structures* 178 (1966) 2325-2350.
- [97] G. Kani, Kani on shear in reinforced concrete, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto 1979.
- [98] Y. Xie, S.H. Ahmad, T. Yu, S. Hino, W. Chung, Shear ductility of reinforced concrete beams of normal and high-strength concrete, *Structural Journal* 91(2) (1994) 140-149.
- [99] R. Manaa, *Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams by Finite Element Method*, ProQuest Dissertations & Theses, 1989.
- [100] J. Walraven, N. Lehwalter, Size effects in short beams loaded in shear, *Structural Journal* 91(5) (1994) 585-593.
- [101] J.-P. Zhang, Diagonal cracking and shear strength of reinforced concrete beams, *Magazine of Concrete Research* 49(178) (1997) 55-65.
- [102] C. Karayiannis, C. Chalioris, Experimental investigation of the influence of stirrups on the shear failure mechanism of reinforced concrete beams, *Proceedings of the 13th Hellenic Conference on Concrete*, Greece Rethymnon, 1999, pp. 133-141.
- [103] W.M. Ghannoum, *Size effect on shear strength of reinforced concrete beams*, McGill University Montreal, QC, Canada, 1998.

- [104] F. Leonhardt, R. Walther, The Stuttgart shear tests, Cement & Concrete Association Library (111) (1961) 49-54.
- [105] A.S. Lubell, E.C. Bentz, M.P. Collins, Shear Reinforcement Spacing in Wide Members, ACI Structural Journal 106(2) (2009).
- [106] R.J. Frosch, Behavior of large-scale reinforced concrete beams with minimum shear reinforcement, Structural Journal 97(6) (2000) 814-820.
- [107] E.C. Bentz, Empirical modeling of reinforced concrete shear strength size effect for members without stirrups, ACI structural journal 102(2) (2005) 232.
- [108] A. Lubell, T. Sherwood, E. Bentz, M. Collins, Safe shear design of large wide beams, Concrete International 26(1) (2004) 66-78.
- [109] H.P. Taylor, Shear strength of large beams, Journal of the Structural Division 98(Proc Paper 9329) (1972).
- [110] K. Tan, H. Lu, Shear behavior of large reinforced concrete deep beams and code comparisons, Structural Journal 96(5) (1999) 836-846.
- [111] L.H. Sneed, J.A. Ramirez, Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams--Experimental Study, ACI Structural Journal 107(5) (2010).
- [112] T. Shioya, M. Iguro, Y. Nojiri, H. Akiyama, T. Okada, Shear strength of large reinforced concrete beams, Special Publication 118 (1990) 259-280.
- [113] N.M. Hawkins, D.A. Kuchma, R.F. Mast, M.L. Marsh, K.-H. Reineck, Simplified Shear Design of Structural Concrete Members: Appendixes, 2005.
- [114] D.B. Birrcher, R.G. Tuchscherer, M. Huizinga, O. Bayrak, Depth Effect in Deep Beams, ACI Structural Journal 111(4) (2014).
- [115] M.P. Collins, D. Mitchell, J.G. Macgregor, Structural design considerations for high-strength concrete, Concrete international 15(5) (1993) 27-34.
- [116] A.K. Tureyen, R.J. Frosch, Concrete shear strength: Another perspective, Structural Journal 100(5) (2003) 609-615.
- [117] E.C. Bentz, MC2010: Shear strength of beams and implications of the new approaches, Workshop "Recent Developments on Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements", 2010, pp. 15-30.
- [118] A. Belbachir, Etude Expérimentale et Numérique de l'effet d'échelle dans les structures en béton armé soumises au cisaillement, École centrale de Nantes; Université Abou Bekr Belkaid (Tlemcen, Algérie), 2018.

- [119] A. Laupa, C.P. Siess, N.M. Newmark, The shear strength of simple-span reinforced concrete beams without web reinforcement, University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering, 1953.
- [120] K. Moody, I. Viest, R. Elstner, E. Hognestad, Shear strength of reinforced concrete beams Part 1-Tests of simple beams, ACI Journal Proceedings, 1954, pp. 317-332.
- [121] P.M. Ferguson, Some implications of recent diagonal tension tests, Journal Proceedings, 1956, pp. 157-172.
- [122] J. Morrow, I.M. Viest, Shear strength of reinforced concrete frame members without web reinforcement, ACI Journal Proceedings, 1957, pp. 833-869.
- [123] T.S. Chang, C.E. Kesler, Static and fatigue strength in shear of beams with tensile reinforcement, Journal Proceedings, 1958, pp. 1033-1057.
- [124] M.A. Sozen, E.M. Zwoyer, C.P. Siess, Investigation of prestressed concrete for highway bridges: Part I strength in shear of beams without web reinforcement, University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering ..., 1959.
- [125] R.D. De Cossio, C.P. Siess, Behavior and strength in shear of beams and frames without web reinforcement, ACI Journal Proceedings, 1960, pp. 695-736.
- [126] J. Hanson, Tensile strength and diagonal tension resistance of structural lightweight concrete, Journal Proceedings, 1961, pp. 1-40.
- [127] R. Diaz de Cossio, Discussion to 326 Report, ACI Journal Proceedings, 1962, pp. 1323-1349.
- [128] W.J. Krefeld, C.W. Thurston, Studies of the shear and diagonal tension strength of simply supported reinforced concrete beams, ACI Journal Proceedings, 1966, pp. 451-476.
- [129] G. Batson, E. Jenkins, R. Spatney, Steel fibers as shear reinforcement in beams, Journal Proceedings, 1972, pp. 640-644.
- [130] K. Cederwall, O. Hedman, A. Loeberg, Shear strength of partially prestressed beams with pretensioned reinforcement of high grade deformed bars, Special Publication 42 (1974) 215-230.
- [131] Y. Hamadi, P. Regan, Behaviour in shear of beams with flexural cracks, Magazine of Concrete Research 32(111) (1980) 67-78.
- [132] T. Nakazawa, The behavior of reinforced concrete beams subjected to bending and shear, Transactions of the Japan Concrete Institute 2 (1980) 211-216.
- [133] B.d. Batchelor, M. Kwun, Shear in RC Beams without web reinforcement, Journal of the Structural Division 107(5) (1981) 907-921.

- [134] F.J. Heger, T.J. McGrath, Design method for reinforced concrete pipe and box sections, (1982).
- [135] Y. Murayama, A. Iwabuchi, Flexural and shear strength of reinforced high-strength lightweight concrete beams, Transactions of the Japan Concrete Institute 8 (1986) 267-274
- [136] P. Regan, H. Rezai-Jorabi, Shear resistance of one-way slabs under concentrated loads, Structural Journal 85(2) (1988) 150-157.
- [137] G. Rimmel, Influence of the tensile behavior on the shear strength of longitudinally reinforced concrete members Darmstadt Concrete Annual 7 (1991).
- [138] M. Hallgren, Flexural and shear capacity of reinforced high strength concrete beams without stirrups, 1994.
- [139] H. Scholz, Ein Querkrafttragmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung im Bruchzustand aus normalfestem und hochfestem Beton, TU Berlin, Univ. bibliothek, Abt. Publikationen 1994.
- [140] Y. Matsui, N. Kurihara, Y. Uchida, K. Rokugo, W. Koyanagi, Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams Without Shear Reinforcement, Transactions of the Japan Concrete Institute 17 (1995) 319-326.
- [141] M. Hallgren, Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs,oyal Institute of Technology (KTH) Stockholm, Sweden., 1996.
- [142] G. König, R. Grimm, G. Rimmel, Shear Behaviour of Longitudinally Reinforced Concrete Members of HSC, Darmstadt Concrete 8 (1993) 27-42.
- [143] S.M. Kulkarni, S.P. Shah, Response of reinforced concrete beams at high strain rates, Structural Journal 95(6) (1998) 705-715.
- [144] R.S. Pendyala, P. Mendis, Experimental study on shear strength of high-strength concrete beams, Structural Journal 97(4) (2000) 564-571.
- [145] E.G. Sherwood, E.C. Bentz, M.P. Collins, Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs, ACI Materials Journal 104(2) (2007) 180-190.
- [146] M. Guadagnini, K. Pilakoutas, P. Waldron, Shear resistance of FRP RC beams: Experimental study, Journal of composites for construction 10(6) (2006) 464-473.
- [147] A. Lubell, Shear in wide reinforced concrete beams, doctoral thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto ..., 2006.
- [148] A. El-Sayed, E. El-Salakawy, B. Benmokrane, Analytical Modeling of FRP-Reinforced Concrete Beams Failed in Shear, 1st CSCE Specialty Conference on Infrastructure Technologies, Management and Policy, Toronto, Canada, FR-127-1-FR-127-10, 2005.

- [149] E.G. Sherwood, A.S. Lubell, E.C. Bentz, M.P. Collins, One-way shear strength of thick slabs and wide beams, *ACI Structural Journal* 103(6) (2006) 794.
- [150] K.N. Rahal, K.S. Al-Shaleh, Minimum transverse reinforcement in 65 MPa concrete beams, *Structural Journal* 101(6) (2004) 872-878.
- [151] M. Tariq, J. Newhook, Shear testing of FRP reinforced concrete without transverse reinforcement, *Proceedings, Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, 2003, pp. 1330-1339.
- [152] M. Islam, H. Pam, A. Kwan, Aoyagi, Shear capacity of high-strength concrete beams with their point of inflection within the shear span, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings* 128(1) (1998) 91-99.
- [153] J.R. Yost, S.P. Gross, D.W. Dinehart, Shear strength of normal strength concrete beams reinforced with deformed GFRP bars, *Journal of composites for construction* 5(4) (2001) 268-275.
- [154] R.S. Grebović, Ž. Radovanović, Shear strength of high strength concrete beams loaded close to the support, *Procedia engineering* 117 (2015) 487-494.
- [155] L.S. Reddy, N.V. Rao , T. Rao, Shear resistance of high strength concrete beams without shear reinforcement, *International Journal of Civil & Structural Engineering* 1(1) (2010) 101-113.
- [156] A.S. Desalegne, A.S. Lubell, Shear Behavior of Concrete Slabs Longitudinally Reinforced with High-Performance Steel, *ACI Structural Journal* 107(2) (2010) 228.
- [157] M.K. Kayani, W. Khaliq, M.K. Shehzad, Shear behavior of reinforced concrete slender beams, (2016).
- [158] Y. Yoshida, Shear reinforcement for large lightly reinforced concrete members, *MASc Thesis* (2000).
- [159] F. Minelli, G.A. Plizzari, On the Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal* 110(3) (2013).
- [160] J.-Y. Lee, U.-Y. Kim, Effect of longitudinal tensile reinforcement ratio and shear span-depth ratio on minimum shear reinforcement in beams, *ACI Structural Journal* 105(2) (2008) 134.
- [161] S.H. Ahmad, D. Lue, Flexure-shear interaction of reinforced high strength concrete beams, *Structural Journal* 84(4) (1987) 330-341.
- [162] A.S. Lubell, E.C. Bentz, M.P. Collins, Influence of longitudinal reinforcement on one-way shear in slabs and wide beams, *Journal of Structural Engineering* 135(1) (2009) 78-87.

- [163] A. Hassan, K. Hossain, M. Lachemi, Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear, *Cement and Concrete Composites* 30(7) (2008) 588-596.
- [164] E.C. Bentz, S. Buckley, Repeating a classic set of experiments on size effect in shear of members without stirrups, *ACI structural journal* 102(6) (2005) 832.
- [165] K.N. Rahal, M.M. El-Hawary, Experimental investigation of shear strength of epoxy-modified longitudinally reinforced concrete beams, *Structural Journal* 99(1) (2002) 90-97.
- [166] A. Placas, P. Regan, Shear failure of reinforced concrete beams, *ACI journal* (1971) 763-773.
- [167] E.J. Tompos, R.J. Frosch, Influence of beam size, longitudinal reinforcement, and stirrup effectiveness on concrete shear strength, *Structural Journal* 99(5) (2002) 559-567.
- [168] A. Shah, S. Ahmad, An experimental investigation into shear capacity of high strength concrete beams, (2007).
- [169] S.-H. Cho, Shear strength prediction by modified plasticity theory for short beams, *Structural Journal* 100(1) (2003) 105-112.
- [170] R.G. Mathey, D. Watstein, Shear strength of beams without web reinforcement containing deformed bars of different yield strengths, *Journal Proceedings*, 1963, pp. 183-208.
- [171] R. Thamrin, J. Tanjung, R. Aryanti, O.F. Nur, A. Devinus, Shear strength of reinforced concrete T-beams without stirrups, *Journal of Engineering Science and technology* 11(4) (2016) 548-562.
- [172] A. Tinini, F. Minelli, B. Belletti, M. Scolari, Biaxial shear in RC square beams: Experimental, numerical and analytical program, *Engineering Structures* 126 (2016) 469-480.
- [173] T.M. Fayyad, J.M. Lees, Experimental investigation of crack propagation and crack branching in lightly reinforced concrete beams using digital image correlation, *Engineering Fracture Mechanics* 182 (2017) 487-505.
- [174] E. Syroka-Korol, J. Tejchman, Experimental investigations of size effect in reinforced concrete beams failing by shear, *Engineering Structures* 58 (2014) 63-78.
- [175] J. Suchorzewski, E. Korol, J. Tejchman, Z. Mróz, Experimental study of shear strength and failure mechanisms in RC beams scaled along height or length, *Engineering Structures* 157 (2018) 203-223.
- [176] A. Conforti, Il traliccio ad inclinazione variabile per il progetto a taglio di travi fibrorinforzate: studio sperimentale e analitico (in Italian), University of Brescia, Brescia, 2008.

- [177] A. Conforti, F. Minelli, G.A. Plizzari, Influence of Width-to-Effective Depth Ratio on Shear Strength of Reinforced Concrete Elements without Web Reinforcement, *ACI Structural Journal* 114(4) (2017).
- [178] F.O. Navas, J. Navarro-Gregori, G.L. Herdocia, P. Serna, E. Cuenca, An experimental study on the shear behaviour of reinforced concrete beams with macro-synthetic fibres, *Construction and Building Materials* 169 (2018) 888-899.
- [179] P. Adebar, M.P. Collins, Shear strength of members without transverse reinforcement, *Canadian Journal of Civil Engineering* 23(1) (1996) 30-41.
- [180] B. Hu, Y.-F. Wu, Effect of shear span-to-depth ratio on shear strength components of RC beams, *Engineering Structures* 168 (2018) 770-783.
- [181] K. Rahal, Y. Alrefaei, Shear strength of longitudinally reinforced recycled aggregate concrete beams, *Engineering Structures* 145 (2017) 273-282.
- [182] W. Nawaz, J. Abdalla, R. Hawileh, H. Alajmani, I. Abuzayed, H. Ataya, H. Mohamed, Experimental study on the shear strength of reinforced concrete beams cast with Lava lightweight aggregates, *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 19(4) (2019) 981-996.
- [183] L. Biolzi, S. Cattaneo, Response of steel fiber reinforced high strength concrete beams: Experiments and code predictions, *Cement and Concrete Composites* 77 (2017) 1-13.
- [184] Y. Ding, F. Zhang, F. Torgal, Y. Zhang, Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory, *Composite Structures* 94(8) (2012) 2440-2449.
- [185] T. Greenough, M. Nehdi, Shear behavior of fiber-reinforced self-consolidating concrete slender beams, *ACI materials Journal* 105(5) (2008) 468.
- [186] L. Hussein, L. Amleh, Structural behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete or high strength concrete composite members, *Construction and Building Materials* 93 (2015) 1105-1116.
- [187] S.H. Ahmad, A. Khaloo, A. Poveda, Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams, *Journal Proceedings*, 1986, pp. 297-305.
- [188] P. Chana, Some aspects of modelling the behaviour of reinforced concrete under shear loading, *Technical Report 43. Cement and Concrete Association* (1981) 22.
- [189] F. Van Den Berg, Shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, *Journal Proceedings*, 1962, pp. 1849-1862.
- [190] R. Taylor, R. Brewer, The effect of the type of aggregate on the diagonal cracking of reinforced concrete beams, *Magazine of concrete research* 15(44) (1963) 87-92.

- [191] G. Papadakis, Shear failure of reinforced concrete beams without stirrups, PhD diss., Department of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece (in Greek) (1996).
- [192] I.A. Bukhari, S. Ahmad, Evaluation of shear strength of high-strength concrete beams without stirrups, *Arabian Journal for Science and Engineering* 33(2) (2008) 321.
- [193] A. Hassan, K. Hossain, M. Lachemi, Strength, cracking and deflection performance of large-scale self-consolidating concrete beams subjected to shear failure, *Engineering Structures* 32(5) (2010) 1262-1271.
- [194] G. Fathifazl, A. Razaqpur, O.B. Isgor, A. Abbas, B. Fournier, S. Foo, Shear strength of reinforced recycled concrete beams with stirrups, *Magazine of Concrete Research* 62(10) (2010) 685-699.
- [195] V. Boel, P. Helincks, P. Desnerck, G. De Schutter, Bond behaviour and shear capacity of self-compacting concrete, *Design, production and placement of self-consolidating concrete*, Springer2010, pp. 343-353.
- [196] M.A. Safan, Shear strength of concrete beams cast with self-compacting concrete containing different fillers and coarse aggregates, *Canadian Journal of Civil Engineering* 39(7) (2012) 760-770.
- [197] P. Helincks, V. Boel, W. De Corte, G. De Schutter, P. Desnerck, Structural behaviour of powder-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity, *Engineering structures* 48 (2013) 121-132.
- [198] S. Perera, H. Mutsuyoshi, Shear Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Beams, *ACI Structural Journal* 110(1) (2013).
- [199] A.M. Knaack, Y.C. Kurama, Behavior of reinforced concrete beams with recycled concrete coarse aggregates, *Journal of Structural Engineering* 141(3) (2015) B4014009.
- [200] M. Arezoumandi, J. Drury, J.S. Volz, K.H. Khayat, Effect of recycled concrete aggregate replacement level on shear strength of reinforced concrete beams, *ACI Materials Journal* 112(4) (2015) 559.
- [201] H. Katkhuda, N. Shatarat, Shear behavior of reinforced concrete beams using treated recycled concrete aggregate, *Construction and Building Materials* 125 (2016) 63-71.
- [202] S. Pradhan, S. Kumar, S.V. Barai, Shear performance of recycled aggregate concrete beams: An insight for design aspects, *Construction and Building Materials* 178 (2018) 593-611.
- [203] K. Rajagopalan, P.M. Ferguson, Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal steel, *Journal Proceedings*, 1968, pp. 634-638.

- [204] S. Fareed, A.-u.-R. Khan, M.S. Khan, Shear Behavior of Recycled Aggregate Concrete Beams, 10th International Civil Engineering Conference (ICEC-2019), Pakistan, 2019.
- [205] J.R. Gaston, C. Siess, N. Newmark, An investigation of the load-deformation characteristics of reinforced concrete beams up to the point of failure, University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering, 1959.
- [206] T. Huber, P. Huber, J. Kollegger, Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups, *Engineering Structures* 186 (2019) 26-42.
- [207] A.H. Mattock, Diagonal tension cracking in concrete beams with axial forces, *Journal of the Structural Division* 95(9) (1969) 1887-1900.
- [208] L. Biolzi, S. Cattaneo, F. Mola, Bending-shear response of self-consolidating and high-performance reinforced concrete beams, *Engineering structures* 59 (2014) 399-410.
- [209] H.H. Alghazali, J.J. Myers, Shear behavior of full-scale high volume fly ash-self consolidating concrete (HVFA-SCC) beams, *Construction and Building Materials* 157 (2017) 161-171.
- [210] M.A. Salandra, S.H. Ahmad, Shear capacity of reinforced lightweight high-strength concrete beams, *Structural Journal* 86(6) (1989) 697-704.
- [211] R. Narayanan, I. Darwish, Use of steel fibers as shear reinforcement, *Structural Journal* 84(3) (1987) 216-227.
- [212] W. Kim, R.N. White, Shear-critical cracking in slender reinforced concrete beams, *Structural Journal* 96(5) (1999) 757-765.
- [213] S.-W. Shin, K.-S. Lee, J.-I. Moon, S.K. Ghosh, Shear strength of reinforced high-strength concrete beams with shear span-to-depth ratios between 1.5 and 2.5, *Structural Journal* 96(4) (1999) 549-556.
- [214] B. Hu, Y.-F. Wu, Quantification of shear cracking in reinforced concrete beams, *Engineering Structures* 147 (2017) 666-678.
- [215] M. Słowik, Shear failure mechanism in concrete beams, *Procedia materials science* 3 (2014) 1977-1982.
- [216] E. Thorenfeldt, G. Drangsholt, Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams, *Special Publication* 121 (1990) 129-154.
- [217] B. Hamad, S. Najjar, Evaluation of the role of transverse reinforcement in confining tension lap splices in high strength concrete, *Materials and Structures* 35(4) (2002) 219-228.
- [218] A.B. Shuraim, A.K. El-Sayed, Experimental verification of strut and tie model for HSC deep beams without shear reinforcement, *Engineering Structures* 117 (2016) 71-85.

- [219] J. Baldwin, I. Viest, Effect of Axial Compression on Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members, *Journal Proceedings*, 1958, pp. 635-654.
- [220] J.E. Bower, I.M. Viest, Shear strength of restrained concrete beams without web reinforcement, *Journal Proceedings*, 1960, pp. 73-98.
- [221] H. De Paiva, C.P. Siess, Strength and behavior of deep beams in shear, *Journal of the Structural Division* 91(5) (1965) 19-41.
- [222] D.M. Rogowsky, J.G. MacGregor, S.Y. Ong, Tests of reinforced concrete deep beams, University of Alberta Edmonton, Alberta, Canada, 1983.
- [223] T. Lertsrisakulrat, A. Yanagawa, M. Matsuo, J. Niwa, Concept of concrete compressive fracture energy in RC deep beams without transverse reinforcement, *Transactions of the Japan Concrete Institute* 23(3) (2001) 119-124.
- [224] R.F. Manuel, B.W. Slight, G.T. Suter, Deep beam behavior affected by length and shear span variations, *Am Concrete Inst Journal & Proceedings* 68(12) (1971).
- [225] R. Manuel, Failure of deep beams, *ACI Special Publication* 42 (1974) 425-440.
- [226] K. Tan, M. Mansur, Partial prestressing in concrete corbels and deep beams, *Structural Journal* 89(3) (1992) 251-262.
- [227] Y.-K. Kwak, M.O. Eberhard, W.-S. Kim, J. Kim, Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups, *ACI Structural Journal* 99(4) (2002) 530-538.
- [228] M.D. Kotsovos, Compressive force path concept: basis for reinforced concrete ultimate limit state design, *Structural Journal* 85(1) (1988) 68-75.
- [229] K.-H. Yang, H.-S. Chung, E.-T. Lee, H.-C. Eun, Shear characteristics of high-strength concrete deep beams without shear reinforcements, *Engineering structures* 25(10) (2003) 1343-1352.
- [230] S. Teng, F.-K. Kong, S.P. Poh, L.W. Guan, Performance of strengthened concrete deep beams predamaged in shear, *Structural Journal* 93(2) (1996) 159-170.
- [231] A. Arabzadeh, R. Aghayari, A.R. Rahai, Investigation of experimental and analytical shear strength of reinforced concrete deep beams, (2011).
- [232] M.N. Khaja, E.G. Sherwood, Does the shear strength of reinforced concrete beams and slabs depend upon the flexural reinforcement ratio or the reinforcement strain?, *Canadian Journal of Civil Engineering* 40(11) (2013) 1068-1081.
- [233] G. Wardeh, E. Ghorbel, H. Gomart, B. Fiorio, P. Pliya, Shear behavior of reinforced recycled aggregate concrete beams, *High tech concrete: Where technology and engineering meet*, Springer2018, pp. 508-515.

- [234] Y. Tanimura, T. Sato, Evaluation of shear strength of deep beams with stirrups, Quarterly Report of RTRI 46(1) (2005) 53-58.
- [235] S.-H. Cho, Y.-I. Kim, Effects of steel fibers on short beams loaded in shear, Structural journal 100(6) (2003) 765-774.
- [236] S. Gali, K.V. Subramaniam, Improvements in fracture behavior and shear capacity of fiber reinforced normal and self consolidating concrete: A comparative study, Construction and Building Materials 189 (2018) 205-217.
- [237] N. Zhang, K.-H. Tan, Size effect in RC deep beams: Experimental investigation and STM verification, Engineering Structures 29(12) (2007) 3241-3254.
- [238] M. Deng, J. Dai, X. Liang, M.-y. ZHANG, Experimental study on the shear behavior of high ductile fiber reinforced concrete beams without stirrups, Engineering Mechanics (10) (2016) 23.
- [239] C. Deng Experimental study on shear behavior of high ductile concrete deep beams. , Xi'an University Of Architecture And Technology, Xi'an (in Chinese), 2016.
- [240] D. Dupont, L. Vandewalle, Shear capacity of concrete beams containing longitudinal reinforcement and steel fibers, Special Publication 216 (2003) 79-94.
- [241] R.N. Swamy, R. Jones, A.T. Chiam, Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete I-beams, Structural Journal 90(1) (1993) 103-114.
- [242] J. Rosenbusch, M. Teutsch, Shear capacity of concrete beams containing longitudinal reinforcement and steel fibers. In: Banthia N, Criswell M, Tatnall P, Folliard K, editors. Innovations in Fiber Reinforced Concrete for Value, vol. SP-216. Farmington Hills (MI): American Concrete Institute 4 (2003) 79–94.
- [243] C.G. Quintero-Febres, G. Parra-Montesinos, J.K. Wight, Strength of struts in deep concrete members designed using strut-and-tie method, ACI Structural Journal 103(4) (2006) 577.
- [244] G. Appa Rao, K. Kunal, Shear strength of Reinforced Concrete deep beams, FraMOS-6, 17-22 ,Catania, Italy (2007) 671-675.
- [245] T. TAHENNI Etude de la capacité portante en effort tranchant des poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier avec référence particulière aux poutres en béton à hautes performances, thèse de doctorat, université Hassiba ben-bouali,Chlef, 2016, p. 208.
- [246] A. Placas, Shear strength of reinforced concrete beams, University of London, 1969.
- [247] I. Reys De Otiz, Strut-and-tie modelling of reinforced concrete: short beams and beam-column joints, University of Westminster, 1993.

- [248] G. Cheng, K. Tan, H. Cheong, Shear behaviour of large reinforced concrete deep beams, . Paper 1546 EASEC8, 8th East Asia–Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Singapore, 2001.
- [249] A. Yazdanbakhsh, S. Altoubat, K.-A. Rieder, Analytical study on shear strength of macro synthetic fiber reinforced concrete beams, *Engineering Structures* 100 (2015) 622-632.
- [250] R. Vollum, U. Tay, Strut and tie modelling of shear failure in short-span beams. Concrete Communication Conference, UMIST, Manchester, British Cement Association/Concrete Society (2001) 193-199.
- [251] J.-K. Oh, S.-W. Shin, Shear strength of reinforced high-strength concrete deep beams, *Structural Journal* 98(2) (2001) 164-173.
- [252] R. Taylor, Some shear tests on reinforced concrete beams without shear reinforcement, *Magazine of Concrete Research* 12(36) (1960) 145-154.
- [253] M.P. Collins, E.C. Bentz, E.G. Sherwood, L. Xie, An adequate theory for the shear strength of reinforced concrete structures, *Morley Symposium on Concrete Plasticity and its Applications*, University of Cambridge, Cambridge, UK, 2007, pp. 75–93.
- [254] ANSYS, Mechanical User's Guide, Inc., Release 16.2, 2015.
- [255] I. Lee, Complete stress-strain characteristics of high performance concrete, (2002).
- [256] G. Smith, L. Young, Ultimate flexural analysis based on stress-strain curves of cylinders, *Journal Proceedings*, 1956, pp. 597-609.
- [257] P. Desayi, S. Krishnan, Equation for the stress-strain curve of concrete, *Journal Proceedings*, 1964, pp. 345-350.
- [258] S. Popovics, A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, *Cement and concrete research* 3(5) (1973) 583-599.
- [259] M. Nataraja, N. Dhang, A. Gupta, Stress–strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression, *Cement and concrete composites* 21(5-6) (1999) 383-390.
- [260] S. Barour, A. Zergua, F. Bouziadi, W.A. Jasim, Finite element analysis of CFRP-externally strengthened reinforced concrete beams subjected to three-point bending, *World Journal of Engineering* (2019).
- [261] F. Jnaid, R.S. Aboutaha, Residual flexural strength of corroded reinforced concrete beams, *Engineering Structures* 119 (2016) 198-216.
- [262] N.K. Banjara, K. Ramanjaneyulu, Experimental and numerical investigations on the performance evaluation of shear deficient and GFRP strengthened reinforced concrete beams, *Construction and Building Materials* 137 (2017) 520-534.

[263] S. Kesteloot, A. Haddi, C. Djelal, Experimental and Numerical Investigations of Damage Behaviour at the Fibre Mortar Composite Interfaces, *International Journal of Civil Engineering* 16(11) (2018) 1523-1532.

# **Annexe**

# Annexe 1

Base de données expérimentales : Dimensions et propriétés des poutres testées

Auteurs	Nbr de poutres	fc (MPa)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	a/d	$\rho$ (%)	$\nu_{exp}=V/bd$ (MPa)
Laupa et al (1953) [119]	7	30-34	147-152	178-269	203-305	3.40-4.95	1.39-4.11	1.03-1.39
Moody et al (1954)[120]	31	30-42	152-178	262-305	381	1.33-3.41	0.95- 4.76	1.27-3.96
Ferguson (1956)[121]	4	30-36	101-113	189-230	201-250	1.09-3.23	1.15-2.10	1.16-2.96
Morrow an Viest (1957)[122]	14	31-47	305-308	356-375	406	1.00-7.79	0.58- 3.79	0.75–5.33
Chang and Kesler (1958)[123]	12	31-39	102	137	152	3.53	1.86- 2.89	1.51-1.97
Sozen et al (1959)[124]	1	34	152	229	305	3.99	0.32	0.72
De Cossio and Seiss (1960)[125]	6	30-37	152	252-254	305	3.00-7.00	0.98- 3.36	0.85-2.42
Hanson (1961)[126]	1	31	152	267	305	4.95	2.53	1.29
Leonhardt and Walther (1961)[96]	30	30-38	100-200	140-450	160-500	1.00-5.00	1.28- 2.07	1.13-7.57
De Cossio (1962)[127]	10	30-35	21-122	62-171	76-203	2.67	1.90- 2.00	1.33-2.08
Krefeld and Thurston (1966)[128]	26	31-39	152-254	238-456	305 - 508	1.79-7.30	1.99- 4.50	1.15-3.69
Kani (1966)[89]	38	32-36	150-156	264-280	305	1.01-7.00	0.50- 2.75	0.44 - 8.74
Taylor (1968)[75]	3	31-33	203	370	406	3.02	1.03- 1.55	1.01 - 1.34
Batson et al (1972)[129]	3	35	102	127	152	4.80	3.10	1.45 - 1.60
Cederwall et al (1974)[130]	1	32	135	234	260	3.42	1.07	1.31
Hamadi et regan (1980)[131]	1	30	100	370	400	3.39	1.70	1.20
Nnakazawa (1980)[132]	08	31-39	150	270	300	1.00-4.00	1.00- 1.91	1.15 – 4.12
Batchelor et Kwun (1981)[133]	03	37-46	152-154	226-255	248-305	1.58-3.03	0.17-0.19	0.58 -1.39
Heger et McGrath (1982)[134]	12	48-49	914	174-191	224-227	2.01-3.31	0.60 - 1.27	0.90 -1.94
Muruyama et Iwabuchi (1986)[135]	14	46-51	200	250	250	2.50-4.00	1.55-3.18	1.61-2.26

Auteurs	Nbr de poutres	fc (MPa)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	a/d	$\rho$ (%)	$v_{exp}=V/bd$ (MPa)
Regan et Rezai-Jorabi (1988)[136]	11	30-38	400-800	83	100	5.42-6.63	1.54-1.66	0.64-0.88
Rommel (1991)[137]	3	85-85	150	160-165	200	3.06-4.00	1.87-4.09	1.94-2.51
Hallgren (1994)[138]	17	31-86	150-158	191-196	232-249	3.57-3.66	2.20-4.10	1.64-2.96
Scholz (1994)[139]	3	81-94	200	362-372	400	3.00-4.00	0.81-1.94	1.12-1.67
Matsui et al (1995)[140]	20	32-128	100	150-360	180-360	3.00-4.00	2.55-2.65	1.83-3.21
Hallgren (1996)[141]	3	85-92	262-337	208-211	240	2.61-2.64	0.57-1.05	1.26-1.73
Konig et al (1993)[142]	9	90-111	300	146- 348	200 -400	3.53-3.90	0.94-4.22	1.18 - 2.79
Toronto(1998)[56]	5	37-99	300	110-450	125-500	2.92	0.81-0.91	0.97 - 1.26
Ghannoum (1998)[103]	11	34-59	400	190-440	220-485	2.50	1.20-2.00	1.06 -1.78
Kulkarni and Shah (1998)[143]	3	41-44	102	152	178	3.00-5.00	1.38	1.26 - 1.56
Pendyala and Mendis (2000)[144]	07	34-87	80	140	160	2.00-5.00	2.02	1.43 - 3.13
Sherwood et al (2007)[145]	9	38-77	122	280	330	2.89	0.83	1.07 - 1.19
Guadagnini et al (2006)[146]	3	42-43	150	223	250	1.12-3.36	1.35	1.35 - 4.05
Lubell (2006)[147]	6	39-41	249-1169	287-507	335-500	3.00-3.66	0.33-1.73	0.79 - 1.39
El-Sayed et al (2005)[148]	4	44-62	250	326	400	3.07	0.86-1.72	1.21 - 1.96
Sherwood et al (2006)[149]	9	37-41	250-3000	305-440	338-472	2.94-3.41	0.90-0.93	0.98-1.21
Rahal et Al-Shaleh (2004)[150]	4	61-62	200	305-330	370	2.70-2.95	2.16-4.0	1.89 - 2.79
Cladera et Mari (2005)[12]	4	50-87	200	359	400	3.01	2.24	1.39-1.64
Tariq et Newhook (2003)[151]	6	34-43	160	325-346	400	2.75-3.54	0.72-1.54	1.06-1.36
Tureyen et Frosch (2002)[116]	3	41-44	457	360	427	3.39	0.36-1.92	0.82-1.24
Islam et Pam (1998)[152]	12	34-83	150	203-207	250	1.93-4.00	2.00-3.22	1.47-4.31
Yost et al (2001)[153]	3	36	229	227	286	4.03	1.54	1.08-1.17
Grebovic et Radovanovic (2015)[154]	8	35-90	120	150-320	180-360	1.25-2.67	1.50-1.80	1.78-5.34

Auteurs	Nbr de poutres	fc (MPa)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	a/d	$\rho$ (%)	$v_{exp}=V/bd$ (MPa)
Reddy et al (2010)[155]	03	70	100	150	150	1.00-4.00	4.02	2.83-8.60
Desalegne et Lubell (2010)[156]	4	49-59	300-305	278-500	305-500	3.50	0.23-0.46	0.53-0.90
Kayani et al (2016)[157]	1	30	254	406	457	2.50	1.46	1.19
Collins et Kuchma (1999)[56]	12	37-99	300	110-450	125-500	3.00-3.07	0.81-1.31	0.98-1.66
Yoshida (2000)[158]	5	37	300	110-450	125-500	3.00-3.07	0.81-0.91	0.98-1.21
Minelli et al (2013)[159]	1	39	250	440	500	3.00	1.12	1.05
Hamrat (2010)[33]	16	46-86	100	133-135	160	1.00-3.00	1.20-2.31	1.75-8.42
Mphonde et Frantz (1984)[91]	18	38-94	152	298	337	1.50-3.60	3.36	1.81-6.09
Lee et Kim (2008)[160]	09	31-41	220-350	260-410	320-450	2.00-4.00	0.93-3.21	1.14-2.67
Ahmad et lue (1987)[161]	37	66-73	127	184-213	254	1.00-4.00	0.47-6.64	0.58-9.30
Lubell et al (2009)[162]	04	39-41	249-704	287-439	335-471	2.96-3.62	0.33-1.73	0.79-1.39
Hassan et al (2008) [163]	06	47	400	198-448	250-500	2.79-3.16	1.00-2.00	1.13-1.70
Bentz et Buckley (2005)[164]	08	30-34	101-106	84-333	103-378	2.95-2.97	1.55-1.63	1.21-1.73
Rahal et El-Hawary (2002)[165]	4	47-67	250	340	400	2.00-4.00	3.35	1.91-3.29
Placas et Regan (1971)[166]	01	30	152	254	305	3.36	1.46	1.36
Tompos et Frosch (2002)[167]	01	36	229	425	484	3.00	1.00	0.98
Shah et Ahmad (2007)[168]	33	57	230	250-255	300	3.00-6.00	0.33-2.00	0.41-1.86
Cho (2003)[169]	02	52-73	125	215	250	2.50	3.70-3.77	2.1-2.99
Mathey et Watstein (1963)[170]	01	30.54	203	403	457	2.84	0.84	1.01
Bazant et Kazemi (1991)[29]	21	46-47	38	21-165	25-203	3.00	1.62-1.65	1.31-2.08
Thamrin et al (2016)[171]	03	32	125	220	250	3.70	1.00-2.50	1.19-1.37
Tinini et al (2016)[172]	01	37	300.00	260	300	3.00	2.79	1.61
Huber et al (2016)[11]	02	36-38	75-150	230-460	250-500	3.04	1.20	0.93-1.05

Auteurs	Nbr de poutres	fc (MPa)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	a/d	$\rho$ (%)	$v_{exp}=V/bd$ (MPa)
Fayyad et lees (2017)[173]	04	36	100	100-300	120-320	4.00	0.30-0.50	0.37-0.86
Syroka-Korol et Tejchman (2014)[174]	06	35	200	160-360	200-400	3.00	1.00	1.11-1.49
Suchorzewski et al (2018)[175]	4	49	250	360	410	1.00-3.00	1.40	1.31-7.39
Minelli et Plizzari (2013)[159]	03	34-61	200	435	500	2.50	1.04	0.95-1.29
Conforti (2008)[176]	01	44	200	435	500	3.10	1.56	1.18
Conforti et al (2017)[177]	04	39-40	105-210	210	300	2.50	1.40-1.42	1.17-1.45
Navas et al (2018)[178]	04	41	229-305	471-474	500	3.90-4.80	1.70-2.20	1.04-1.25
Adebar et Collins (1996)[179]	05	49-59	290-360	178-278	310	2.88-4.49	0.99-3.04	1.11-1.45
Hu et Wu (2018)[180]	03	37-45	180	270	300	1.90-3.10	3.27	2.98-4.08
Campana et al (2013)[15]	04	41-57	302-304	346-354	402-405	3.50	1.07-1.53	1.10-1.38
Rahal et Alrefaei (2017)[181]	01	36	150	388	420	3.00	0.79	0.94
Nawaz et al (2019)[182]	09	30-50	150-200	260	300	3.26	0.77-1.03	0.87-1.19
Biolzi et Cattaneo (2017)[183]	07	40-90	150	260	300	1.50-3.50	1.00	1.06-1.60
Ding et al (2012)[184]	01	34	100	122	150	4.00	3.35	1.66
Greenough et Nehdi (2008)[185]	01	39	200	265	300	3.00	1.70	1.24
Hussein et Amleh (2015)[186]	2	51-70	150	213	300	3.00	8.84	3.92-4.01
Ahmad et al (1986)[187]	11	61-67	127	184-208	254	2.70-4.00	1.77-6.64	1.72-3.23
Chana (1987)[44]	05	40	200	360	254	3.00-3.50	1.80	1.22-1.35
Chana (1981)[188]	28	31-60	23-203	42-356	51-406	3.00-3.01	1.69-1.8	1.20-2.17
Van den Berg (1962)[189]	7	42-77	229	359	450	3.50-4.24	4.32	1.56-1.84
Taylor and Brewer (1963)[190]	3	30	190	215	250	4.25	1.20-2.00	1.04-1.29
Papadakis (1996)[191]	2	46-53	200	280	300	4.00	1.80	1.26-1.29

Auteurs	Nbr de poutres	fc (MPa)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	a/d	$\rho$ (%)	$v_{exp}=V/bd$ (MPa)
Bukhari and Ahmad (2008)[192]	15	45-53	152.4	267	300	2.50-6.00	0.58-1.07	0.60-1.73
Hassan (2010) [193]	08	45-47	400	100-311	150-363	2.50	1.00-2.00	1.23-2.1
Fathifazl et al (2010)[194]	02	37-38	200	309	350	2.59	1.00	1.15-1.47
Boel et al (2010)[195]	03	56-61	100	130	150	2.50-3.00	1.21	1.56-1.84
Safan (2012)[196]	19	30-47	100	134-135	150	2.59-2.61	1.16-1.68	1.35-1.88
Helincks et al (2013)[197]	06	48-55	100	130	150	2.50-3.00	1.00-2.00	1.63-1.87
Perera and Mutsuyoshi (2013)[198]	09	36-183	200	250	300	3.00-4.00	3.04	1.50-3.06
Knaack and Khurma (2014)[199]	04	36-44	150	200	230	3.88	1.34	1.20-1.30
Arezoumandi et al (2015)[200]	10	30-37	300	380-406	460	3.00-3.20	1.27-2.71	1.07-1.52
Katkhuda and Shatarat (2016)[201]	04	32-44	150	267	300	2.50	1.03	1.17-1.72
Pradhan et al (2018)[202]	01	43	200	265	300	2.60	1.31	1.74
Rajagopalan et Ferguson (1968)[203]	04	31-37	151-154	259-268	311	3.83-4.18	0.35-1.43	0.67-0.91
Taylor (1972)[109]	02	32	60	139	150	3.00	1.35	1.26-1.37
Khan et al (2019)[204]	01	30.22	150	165	200	3.06	0.91	1.40
Gaston et al (1959)[205]	03	30-31	152	267-269	300	3.40-3.42	1.40	0.94-1.31
Huber et al (2019)[206]	05	39-64	150	460	500	3.04	1.16	1.10-1.24
Mattock (1969)[207]	02	30-47	152	254	300	2.74-5.40	1.03-3.10	1.36-1.41
Biolzi et al (2014)[208]	05	40-90	150	260	300	2.50-4.50	1.03	0.77-1.22
Alghazali and Myers (2017)[209]	01	46	305	407	457	3.00	2.03	1.41
Salandra et Ahmad (1989)[210]	06	55-72	102	171	200-203	1.56-3.63	1.45	1.15-4.35
Narayanan et Darwish (1987)[211]	6	37-60	85	130	150	2.00-3.00	2.00	1.47-2.30
Kim et White (1999)[212]	4	30-38	127	191	229	2.00-4.00	0.33-1.65	0.95-2.89

Auteurs	Nbr de poutres	fc (MPa)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	a/d	$\rho$ (%)	$v_{exp}=V/bd$ (MPa)
Kim et Park (1994)[26]	20	54	170	142-272	170-300	1.50-6.00	1.01-5.00	1.21-4.69
Xie et al (1994)[98]	6	40-104	127	216	250	1.00-3.00	2.07	1.34-8.80
Shin et al (1999)[213]	6	52-73	125	250	215	1.50-2.50	3.77	2.10-5.29
Hu et Wu (2017)[214]	01	36	250	270	300	2.60	2.38	1.73
Slowik (2014)[215]	10	35	120	220	250	2.50-3.40	1.80	1.53-1.93
Kim et al (2017)[21]	04	34	200	300	350	2.00-4.00	1.43	1.04-1.78
Thorenfeldt and Drangsholt (1990)[216]	26	54-98	150-300	207-442	250-500	2.30-4.00	1.82-3.24	1.35-5.72
Elzanaty et al(1986)[23]	12	40-79	178	267-273	305	2.00-6.00	0.93-3.21	0.91-3.58
Hamad et Najjar (2002)[217]	1	64	240	258	305	2.32	3.18	2.10
Shuraim et El-Sayed (2016)[218]	09	55.30	250	335	400	1.00-2.00	0.74-1.82	2.48-9.13
Baldwin et Viest (1958)[219]	02	33-38	305	368	406	1.93	1.83	2.58-2.42
Bower and Viest (1960)[220]	01	30	152	314	356	2.42	1.59	1.61
De Pavia et Siess(1965)[221]	03	34-37	76-102	152-203	178-229	1.00-1.33	0.83-1.67	4.85-7.12
Rogowsky et MacGregor(1983)[222]	01	43	200	455	500	2.20	0.88	1.95
Lertsrisakulrat et al (2001)[223]	02	36-38	150	200-400	250-450	1.00	1.91-1.69	7.14-4.76
Manuel et al (1971)[224]	04	34-45	102	406	457	1.00	0.97	3.97-4.56
Manuel (1974)[225]	01	32	102	406	457	1.06	1.88	6.61
Tan et Mansur (1992)[226]	02	31-55	150	350	400	1.50-2.00	0.34	3.03- 1.18
Kwak et al (2002)[227]	01	63	125	212	250	2.00	1.50	3.02
Kotsovos (1988)[228]	01	50	50	90	100	1.50	1.26	3.89
Yang et al (2003)[229]	02	31-79	160	355	400	1.06-1.13	1.01	3.38-6.78
Teng et al (1996)[230]	01	37	150	500	600	1.71	1.93	2.38
Arabzadeh et al (2011)[231]	01	59	80	370	400	1.10	1.32	5.32

Auteurs	Nbr de poutres	fc (MPa)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	a/d	$\rho$ (%)	$v_{exp}=V/bd$ (MPa)
Sherwood et khadja (2013)[232]	03	51-52	400	250	280	2.00	0.57-2.28	1.68-4.03
Wardeh et al (2018)[233]	01	37	250	181	200	1.05	1.78	2.51
Abed et al (2019)[83]	03	50	140	209-309	260-360	1.10	0.40-0.60	2.51-3.53
Tanimura et Sato (2005)[234]	04	32-78	300	400	450	1.00-2.00	2.14-2.20	5.51-11.69
Cho et Kim (2003)[235]	05	34-85	120	168	200	1.40	1.30-2.90	3.23-7.26
Gali et Subramaniam (2018)[236]	01	30	125	222	250	1.80	1.50	3.04
Kamaran et al (2017)[90]	07	36-87	100-150	219-449	250-500	1.29-1.67	1.40-3.35	2.78-7.43
Zhang et Tan (2007)[237]	01	32	80	459	500	1.09	1.18	3.70
Deng et al(2016)[238]	01	76	120	180	180	1.97	1.86	4.67
Deng (2016)[239]	01	63	200	300	300	1.00	2.53	6.16
Dupont et Vandewalle (2003)[240]	01	40	200	260	300	1.50	1.81	4.04
Swamy et al (1993)[241]	03	35-37	55	265	300	2.00	4.31	3.37
Rosenbusch et Teutsch (2003)[242]	01	41	200	260	300	1.50	1.81	4.03
Quintero-febres (2006)[243]	01	50	100	380	400	1.43	4.08	7.68
Appa Rao et Eligehausen (2007)[244]	01	60	150	250	300	1.50	2.00	2.93
Touhami (2016)[245]	08	32-65	100	135	150	2.20	1.16	1.70-2.33
Sagaseta et vollum (2010)[65]	02	68-80	135	438	500	1.12	1.66	5.52-6.19
Placas (1969)[246]	01	34	152	272	305	2.24	1.46	2.04
Reyes and ortiz (1993)[247]	05	32-51	150	363	400	1.10	1.38	2.84-5.32
Cheng et al (2001)[248]	01	42	140	444	500	1.69	2.60	5.47
Yazdanbakhsh et al (2015)[249]	04	37-48	230-280	330-400	390-460	2.30	2.50-3.50	1.68-1.81

---

---

<b>Auteurs</b>	<b>Nbr de poutres</b>	<b>fc (MPa)</b>	<b>b (mm)</b>	<b>d (mm)</b>	<b>h (mm)</b>	<b>a/d</b>	<b>ρ (%)</b>	<b><math>v_{exp}=V/bd</math> (MPa)</b>
Vollum et Tay (2001)[250]	04	44	100	180	200	1.14-1.28	1.26-2.51	3.80-5.58
Oh et Shin (2001)[251]	02	49	130	500	500	1.25-2.00	1.56	1.80-5.19
Yi et Deng (2017)[57]	04	39-43	200	360	400	2.20	1.58	1.43-1.71