

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

«HOUARI BOUMEDIENE»

FACULTÉ DE GÉNIE CIVIL



MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MAGISTER

EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Construction

Par : Mr. Touhami TAHENNI

Sujet

FISSURATION EN BÉTON AVEC RÉFÉRENCE  
PARTICULIÈRE AU BÉTON À HAUTE PERFORMANCE

Soutenu le : 19 Décembre 2006, devant le jury suivant :

Mr.A.BALI	Professeur, ENP	Président
Mr.M.CHEMROUK	Professeur, USTHB	Directeur de thèse
Mr.S.KENNAI	Professeur, U.Blida	Examineur
Mr.A.BENYAHIA	Professeur, USTHB	Examineur
Mr.A.BOUKHALED	Maître de conférence, USTHB	Examineur
Mr.A.ZERZOUR	Maître de conférence, USTHB	Examineur

## **REMERCIEMENTS**

**Au terme de ce travail, je remercie le BON DIEU tout puissant qui m'a donné la force et la volonté d'achever cette réalisation et nous lui rendons grâce.**

**J'adresse mes sincères remerciements à mon enseignant et directeur de thèse Monsieur M.CHEMROUK, Professeur à l'USTHB, pour ses nombreux conseils, son aide précieuse et sa compréhension durant l'élaboration de cette recherche.**

**Je tiens à remercier Monsieur A.BALI, Professeur à l'ENP, qui m'a fait le grand honneur d'accepter la présidence du jury, qu'il trouve ici l'expression de mon profond respect.**

**Mes vifs remerciements s'adressent également à Monsieur S.KENNAI, Professeur à L'Université de Blida, Monsieur A.BENYAHIA, Professeur à l'USTHB, Monsieur A.BOUKHALED, Maître de conférence à l'USTHB et Monsieur A.ZERZOUR Maître de conférence à l'USTHB, qui ont bien voulu faire partie du jury et d'apporter leurs vives contributions à l'enrichissement de ce travail.**

**Il m'est très agréable de pouvoir présenter ici mon plus profond remerciement à Monsieur B.BOULEKBACHE, Maître assistant chargé de cours à l'Université de Chlef et Monsieur M.FELLAGUE Ingénieur au CTC de Chlef, qui ont apporté leur aide à la réalisation de ce modeste travail.**

**Ma gratitude va également au chef de département de Génie Civil à l'Université de Chlef, Monsieur A.ITIM, qui m'a autorisé à faire la partie expérimentale de cette recherche au laboratoire des Matériaux de Construction (MDC).**

**Je n'oublie pas de remercier tous les enseignants de la PG de la Faculté de Génie Civil à l'USTHB pour leurs patience et servitude. Ils ont contribué à nous transmettre leur savoir pour assurer notre formation.**

**Enfin, je remercie toutes les personnes, qui de près ou de loin, m'ont aidé à la réalisation de ce travail.**

## ملخص

رغم وجود التسليح من أجل تحمل اجهادات الشد داخل العناصر ذات الخرسانة المسلحة، إلا أن التشققات تبقى ظاهرة. لأجل هذا، الهدف من الموضوع المعالج في هذه المذكرة هو دراسة ظاهرة تشقق الخرسانة، مع اختبار الحالة الخاصة للخرسانة ذات المواصفات العالية. أنجزت تجارب الإنحناء ذو ثلاث نقاط على روافد ذات خرسانة عادية؛ خرسانة عادية مدعمة بالألياف؛ خرسانة ذات مواصفات عالية و خرسانة ذات مواصفات عالية مدعمة بألياف فولاذية. بينت نتائج هذه التجارب أن كمية الألياف المضافة إلى كتلة الخرسانة تسمح بإيقاف تطور التشققات و بالتالي تكون لدينا مراقبة جيدة لفتحاتها وتحسين في مقاومة الخرسانة لقوى الشد. الروافد ذات الخرسانة العادية تظهر فيها تشققات قليلة مع فتحات عريضة، بينما الروافد ذات الخرسانة المدعمة بالألياف تظهر فيها تشققات كثيرة و لكن فتحاتها دقيقة جدا.

## Résumé

Malgré la présence des aciers de renforcement pour reprendre les contraintes de traction dans les éléments en béton armé, les fissures ne sont pas éliminées. Ainsi l'objectif du thème traité dans ce mémoire vise à étudier le phénomène de la fissuration en béton et ses effets sur la capacité portante, sur la servicibilité et la durabilité et enfin sur la fonctionnalité des structures en béton armé, tout en examinant le cas particulier du Béton à Haute Performance.

Des essais de flexion à trois points ont été effectués sur des poutres en Béton Ordinaire, en Béton Ordinaire renforcé de fibres d'acier, en Béton à Haute Performance et enfin en Béton à Haute Performance renforcés en fibres d'aciers.

Les résultats de cette expérimentation montrent que la quantité de fibres introduite dans le mélange du béton permet d'arrêter le développement des fissures et par conséquent de mieux contrôler l'ouverture des fissures et permettent aussi une amélioration relative de la résistance du béton vis-à-vis de la traction.

Une poutre en Béton témoin développe peu de fissures mais avec des ouvertures assez larges, pendant qu'une poutre en Béton contenant des fibres développera plus de fissures avec des ouvertures très fines.

## Summary

In spite of the presence of the reinforcing steel to take-up tensile stresses in reinforced concrete members, cracks are not eliminated. For this reason the objectives of the subject covered in this work is the study of the cracking phenomenon exhibited by concrete material with particular reference to high performance concrete. Three-point flexural tests are carried in the present work on beam specimens made of ordinary concrete, ordinary concrete with steel fibres, high performance concrete and high performance concrete with steel fibres. The results of this experimental work show that the quantity of fibres introduced into the concrete mix makes it possible to stop the development of the cracks and hence to control their openings as well as to relatively improve the tensile strength of the concrete material. The

Pilot concrete beam specimens develop few cracks but with wider openings, while a concrete beam specimens containing steel fibres develop more cracks with very fine openings.

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1 :</b> Essai de traction sur un tirant en béton armé.....	<b>8</b>
<b>Figure 1.2 :</b> Essai de flexion quatre points.....	<b>8</b>
<b>Figure 1.3 :</b> Essai de fendage.....	<b>11</b>
<b>Figure 2.1 :</b> Réseau de fissures de surface.....	<b>25</b>
<b>Figure 2.2 :</b> Réduction de la zone de compression et redistribution des contraintes de béton aux aciers.....	<b>25</b>
<b>Figure 2.3 :</b> Fissuration caractéristique en faïençage causée par la réaction alcalis silice dans un mur de soutènement à Ottawa (Ontario).....	<b>27</b>
<b>Figure 2.4 :</b> Causes de fissuration du béton frais et du béton durci.....	<b>31</b>
<b>Figure 2.5 :</b> Les quatre principales sortes de fissures précoces susceptibles d'affecter un ouvrage en béton.....	<b>34</b>
<b>Figure 3.1 :</b> Distinction entre fissures traversantes et non traversantes.....	<b>45</b>
<b>Figure 3.2 :</b> Représentation schématique de la corrosion électrochimique en présence de chlorures.....	<b>48</b>
<b>Figure 3.3 :</b> Eclatement du béton due à la corrosion des armatures.....	<b>51</b>
<b>Figure 3.4 :</b> Corrosion des aciers après pénétration d'un agent gressif.....	<b>53</b>
<b>Figure 4.1 :</b> Définitions de l'aire déterminante $A_{ct}$ et du facteur $\beta$ selon la norme SIA 62.....	<b>56</b>
<b>Figure 4.2 :</b> Distance maximale entre les barres de traction prise du règlement BS 8110.....	<b>62</b>
<b>Figure 5.1 :</b> Géométrie des facteurs de la formule de Gergely-Lutz.....	<b>70</b>
<b>Figure 5.2 :</b> Comparaison entre les valeurs moyennes calculées selon éq. (5.11) et mesurées de l'ouverture des fissures, pour des tirants de béton armé sollicités par une déformation imposée de courte durée.....	<b>74</b>
<b>Figure 5.3 :</b> Influences du pourcentage d'armature et de la résistance du béton sur l'ouverture des fissures : (a) selon la méthode de Jaccoud ; (b) selon la méthode européenne du Code Modèle.....	<b>77</b>
<b>Figure 5.4 :</b> Influence de la répartition des barres d'armature sur l'ouverture des fissures.....	<b>77</b>
<b>Figure 5.5 :</b> Influence des conditions d'adhérence béton-armature sur l'ouverture des fissures.....	<b>78</b>
<b>Figure 5.6 :</b> Influence de la résistance du béton et de la contrainte dans l'armature sur l'ouverture des fissures.....	<b>79</b>

<b>Figure 6.1 :</b> Exemples d'applications du BHP.....	<b>82</b>
<b>Figure 6.2 :</b> Echelle de classification des bétons en fonction de la résistance $f_{c28}$ .....	<b>83</b>
<b>Figure 6.3:</b> Fissuration en BHP sans fibres.....	<b>85</b>
<b>Figure 6.4 :</b> Fissuration en BHP avec ajout des fibres d'aciers (couture d'une fissure).....	<b>85</b>
<b>Figure 6.5 :</b> Différents types de fibres.....	<b>86</b>
<b>Figure 6.6 :</b> La fibre à crochets.....	<b>86</b>
<b>Figure 6.7 :</b> Les fibres d'aciers utilisées dans nos essais.....	<b>87</b>
<b>Figure 6.8 :</b> Fissuromètre.....	<b>89</b>
<b>Figure 6.9 :</b> Ferrailage de la poutre.....	<b>90</b>
<b>Figure 6.10 :</b> Section balancée.....	<b>91</b>
<b>Figure 6.11 :</b> Analyse granulométrique.....	<b>93</b>
<b>Figure 6.12 :</b> Malaxeur à béton.....	<b>97</b>
<b>Figure 6.13 :</b> Mesure de l'affaissement du béton.....	<b>97</b>
<b>Figure 6.14 :</b> Aiguille vibrante.....	<b>97</b>
<b>Figure 6.15 :</b> Serrage des éprouvettes cubiques.....	<b>97</b>
<b>Figure 6.16 :</b> Coulage des poutres.....	<b>97</b>
<b>Figure 6.17 :</b> La cure du béton durant les 24 heures du coulage.....	<b>99</b>
<b>Figure 6.18 :</b> Conservation des poutres dans un bassin d'eau.....	<b>99</b>
<b>Figure 7.1 :</b> Dispositif de chargement des poutres (flexion à trois points).....	<b>102</b>
<b>Figure 7.2 :</b> Courbe Effort – Flèche des poutres BO et BOF.....	<b>104</b>
<b>Figure 7.3 :</b> Courbe Effort – Flèche des poutres BO et BHP.....	<b>104</b>
<b>Figure 7.4 :</b> Courbe Effort – Flèche des poutres BHP et BHPF.....	<b>105</b>
<b>Figure7.5 (a) :</b> poutres en Béton Ordinaire BO).....	<b>110</b>
<b>Figure7.5 (b) :</b> poutres en Béton Ordinaire Fibré (BOF).....	<b>110</b>
<b>Figure7.5 (c) :</b> poutres en Béton à Haute Performance (BHP).....	<b>110</b>
<b>Figure7.5 (d) :</b> poutres en Béton à Haute Performance Fibré (BHPF).....	<b>111</b>
<b>Figure 7.6 :</b> Courbe Effort – Ouverture des fissures des poutres en BO et BOF.....	<b>111</b>
<b>Figure 7.7 :</b> Courbe Effort –Ouverture des fissures des poutres en BO et BHP.....	<b>112</b>
<b>Figure 7.8 :</b> Courbe Effort –Ouverture des fissures des poutres en BHP et BHPF.....	<b>112</b>
<b>Figure 7.9 :</b> Courbe Flèche – Ouverture des fissures des poutres en BO.....	<b>113</b>
<b>Figure 7.10 :</b> Courbe Flèche- Ouverture des fissures des poutres en BOF.....	<b>113</b>
<b>Figure 7.11 :</b> Courbe Flèche – Ouverture des fissures des poutres en BHP.....	<b>114</b>

<b>Figure 7.12 : Courbe Flèche – Ouverture des fissures des poutres en BHPF</b> .....	<b>114</b>
---	------------

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.1 : Résistance conventionnelle à la traction du béton à l'âge de 28 jours</b> en fonction de la classe de résistance à la compression, valeurs en N/mm <sup>2</sup> .....	<b>14</b>
<b>Tableau 1.2 : Résistances à la traction en fonction de différentes classes de béton</b> .....	<b>19</b>
<b>Tableau 2.1 : Tableau résumant les différentes causes et périodes d'apparition des fissures</b> et indiquant l'utilité de l'armature passive pour en limiter les conséquences.....	<b>33</b>
<b>Tableau 2.2: Les causes générales de fissuration précoce, mécanismes, physiques</b> et paramètres impliqués pour les bétons courants.....	<b>36</b>
<b>Tableau 3.1: Valeur limites recommandées pour assurer la durabilité des structures</b> en béton armé.....	<b>50</b>
<b>Tableau 4.1 : Valeurs maximales des contraintes en fonction du diamètre des barres</b> d'armature à haute adhérence, permettant d'assurer une limitation satisfaisante des fissures selon le Code Modèle CEB-FIP 90.....	<b>61</b>
<b>Tableau 4.2 : Valeurs maximales des contraintes en fonction de l'espacement des barres</b> d'armature à haute adhérence, permettant d'assurer une limitation satisfaisante des fissures selon le Code Modèle CEB-FTP 90.....	<b>62</b>
<b>Tableau 6.1 : Les différentes classes de BHP</b> .....	<b>84</b>
<b>Tableau 6.2 : Propriétés physiques et mécaniques de certaines fibres</b> .....	<b>88</b>
<b>Tableau 6.3 : Application de divers renforcements de fibres</b> .....	<b>89</b>
<b>Tableau 6.4 : Composition chimique et minéralogique du ciment</b> d'après le fabriquant.....	<b>94</b>
<b>Tableau 6.5 : Composition chimique du Laitier</b> .....	<b>94</b>
<b>Tableau 6.6 : Composition massique en kg/m<sup>3</sup> du mélange béton</b> .....	<b>96</b>
<b>Tableau 6.7 : Résultats des essais sur bétons frais et durcis</b> .....	<b>98</b>
<b>Tableau 7.1 : Contrôle de la résistance à la compression du béton</b> .....	<b>101</b>
<b>Tableau 7.2 : Flèches maximales expérimentales des poutres en fonction des charges</b> .....	<b>103</b>
<b>Tableau 7.3 (a) : Processus d'apparition et propagation des fissures</b> des poutres en BO.....	<b>106</b>
<b>Tableau 7.3 (b) : Processus d'apparition et propagation des fissures</b>	

des poutres en BOF.....	106
<b>Tableau 7.3(c) : Processus d'apparition et propagation des fissures</b>	
des poutres en BHP.....	107
<b>Tableau 7.3 (d) : Processus d'apparition et propagation des fissures</b>	
des poutres en BHPF.....	107
<b>Tableau 7.4 : Position de l'axe neutre pour tous les spécimens</b>	
à la charge de 40 KN.....	108
<b>Tableau 7.5 : Charge de fissuration et de rupture des poutres.....</b>	<b>109</b>

# Sommaire

---

<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE</b>	<b>1</b>
------------------------------	----------

---

## **PARTIE 1 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE**

---

### **CHAPITRE 1 : LA TRACTION DU BÉTON**

---

1.1. Introduction.....	4
1.2. Dépassement de la résistance du béton à la traction.....	4
1.3. Facteurs influençant la résistance à la traction du béton.....	5
1.3.1. Influence des propriétés des gros granulats.....	5
1.3.2. Influence du rapport Granulat/Ciment (G/C).....	6
1.3.3. Forme du granulat.....	7
1.4. Essais de résistance à la traction.....	7
1.4.1. Essai de traction directe.....	7
1.4.2. Essai de flexion.....	8
1.4.3. Essai de fendage (essai Brésilien).....	10
1.5. Relation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction.....	11
1.5.1. Résistance conventionnelle.....	13
1.5.2. Résistance effective.....	15
1.5.3. Cas du Béton à Haute Performance (BHP).....	16
1.5.3.1. Résistance à la traction par fendage ( $f_t$ ).....	16
1.5.3.2. Résistance à la traction par flexion ( $f_r$ ).....	19
1.6. Adhérence entre le béton et les armatures.....	20

### **CHAPITRE 2 : NATURE ET TYPE DE FISSURATION DES STRUCTURES EN BÉTON**

---

2.1. Introduction.....	21
2.2. Nature de fissuration en béton armé.....	21
2.3. Différents types de fissuration.....	23
2.3.1. Fissures induites par les charges externes.....	23
2.3.2. Fissures induites par le retrait et le changement de température.....	26
2.3.2.1. Fissures de retrait plastique.....	28
2.4. Distinction entre fissuration sous charges et fissuration sous déformation imposées.....	30
2.5. Diverses causes et périodes d'apparition des fissures.....	31
2.5.1. Les quatre causes générales de fissuration précoce.....	33
2.5.1.1. Le ressuage.....	34
2.5.1.2. Le retrait plastique.....	35
2.5.1.3. La contraction thermique après prise.....	35
2.5.1.4. Le retrait par auto dessiccation de béton à haute performance.....	36
2.6. Moyens pour réduire la fissuration.....	37

2.6.1. Système statique et joints.....	37
2.6.2. Armature passive.....	37
2.6.3. Composition et cure du béton.....	38
2.6.4. Étapes de construction et phases de bétonnage.....	39
2.6.5. Fabrication d'un béton renforcé de fibres.....	39

### **CHAPITRE 3 : EFFETS DE LA FISSURATION SUR LA DURABILITE DU BETON**

---

3.1. Introduction.....	40
3.2. La clé d'une bonne conception : Durabilité .....	40
3.3. Causes d'une mauvaise durabilité.....	41
3.4. Écoulement des fluides dans le béton.....	43
3.5. Facteurs affectant la durabilité.....	43
3.5.1. Pénétration d'eau.....	44
3.5.2. Étanchéité à l'eau.....	44
3.5.3. Pénétration des ions chlore.....	47
3.6. Corrosion des armatures.....	48

### **CHAPITRE 4 : METHODES REGLEMENTAIRES DE CONTRÔLE DE LA FISSURATION**

---

4.1. Principes généraux.....	54
4.2. Contrôle selon la norme Suisse SIA 162.....	54
4.2.1. Principe de l'armature minimale.....	54
4.2.2. Limitation des contraintes dans l'armature.....	56
4.2.2.1. Cas où la fissuration est peut nuisible.....	56
4.2.2.2. Cas où la fissuration est préjudiciable.....	57
4.2.2.3. Cas où la fissuration est très préjudiciable.....	57
4.3. Contrôle selon les normes européennes.....	58
4.3.1. Exigences requises et mesures préconisées.....	58
4.3.1.1. Structures en béton armé.....	58
4.3.1.2. Structures en béton précontraint.....	58
4.3.2. Armature minimale.....	59
4.3.3. Limitation des contraintes dans l'armature.....	60
4.3.3.1. Fissuration sous déformations imposées.....	60
4.3.3.2. Fissuration sous charges imposées.....	61
4.4. Contrôle de la fissuration dans les calculs courants.....	62
4.4.1. Contraintes de traction imposées par les conditions de fissuration du béton.....	63
4.4.2. Allongement de l'acier selon le BAEL.....	64
4.4.3. La fissuration critique.....	64

### **CHAPITRE 5 : ESTIMATION DES OUVERTURES DE FISSURES**

---

5.1. Introduction.....	66
5.2. Estimation des ouvertures de fissures.....	66
5.2.1. Constatation expérimentales.....	66
5.2.2. Etat limite d'ouverture des fissures.....	67
5.3. Théorie de la fissuration.....	67
5.3.1. Apparitions successives des fissures.....	67

5.3.2. Formules d'estimation des ouvertures et de l'espacement de fissures.....	68
5.3.2.1. Méthode de Beeby.....	68
5.3.2.2. Méthode de Gegely-Lutz.....	70
5.3.2.3. Méthode de Jaccoud.....	71
5.3.2.4. Méthode de Ferry-Borges.....	71
5.3.2.5. Méthode européenne du code modèle.....	73
5.3.2.6. Méthode de Loo-Chowdhury.....	75
5.3.2.7. Ouverture maximale des fissures.....	75
5.4. Facteurs d'influence prépondérants.....	76
5.4.1. Cas de déformations imposées en phase de formation des fissures.....	76
5.4.2. Cas de charges imposées en phase de fissuration stabilisée.....	78

---

## **PARTIE 2 : ANALYSE EXPÉRIMENTALE**

---

### **CHAPITRE 6 : PROGRAMME EXPÉRIMENTAL**

---

6.1. Introduction.....	80
6.2. Classifications des bétons.....	83
6.2.1. Différentes classes de BHP.....	83
6.3. BHP renforcé de fibres.....	84
6.3.1. Rôle des fibres.....	85
6.3.2. Avantages des fibres.....	87
6.3.3. Diverses applications.....	88
6.4. Programme expérimental.....	89
6.4.1. Caractérisation des matériaux utilisés.....	92
6.4.1.1. Sable (0/4).....	92
6.4.1.2. Gravier.....	92
6.4.1.3. Ciment.....	93
6.4.1.4. Ajout minéral.....	94
6.4.1.5. Adjuvant.....	94
6.4.1.6. Eau de gâchage.....	95
6.4.1.7. Fibres d'aciers.....	95
6.4.2. Composition des bétons.....	95
6.4.3. Procédure de fabrication des spécimens.....	96

---

### **CHAPITRE 7 : CONSTATATIONS ET ANALYSE DES RESULTATS**

---

7.1. Caractérisation des bétons utilisés.....	100
7.2. Résultats expérimentaux.....	101
7.2.1. Courbes efforts-flèches.....	102
7.2.2. Processus d'apparition des fissures.....	105
7.3. Observation qualitative de la fissuration des poutres.....	115

<b>CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>117</b>
---	------------

<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>120</b>
---	------------





# INTRODUCTION GÉNÉRALE

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

### INTRODUCTION

Le béton est un matériau poreux et fragile, doté d'une faible résistance à la traction donc sujet à la fissuration. Cette tendance à se fissurer réduit évidemment sa durabilité et provoque souvent la détérioration des infrastructures de béton exposées à un environnement agressif.

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction par excellence.

Si ce matériau a été adopté si universellement, c'est grâce aux différents critères, entre autres :

- Il est formé de matériaux naturels primaires largement distribués à la surface de la terre
- Sa capacité de résistances dépassent celles de certaines roches naturelles
- Sa durabilité peut être séculaire, et il résiste à des environnements corrosifs (comme l'eau de mer), au feu, ...
- Sa mise en œuvre est assez simple
- Il est moulable

C'est pour des raisons économiques et techniques que le béton est devenu irremplaçable dans le domaine de la construction.

### PROBLÉMATIQUE

Le béton est en général un matériau qui résiste très bien à la compression mais sa résistance à la traction est faible. Pour combler ce manque de résistance à la traction on lui associe l'acier pour obtenir le matériau composé qui est le béton armé.

Cependant, avant que le travail de l'acier ne soit mis en évidence, le matériau béton se fissure ou plutôt doit se fissurer pour transférer les efforts de traction aux aciers.

Cette fissuration ne doit en tout état de cause pas dépasser certaines limites en ouvertures, faute de quoi l'ouvrage en béton armé devient inservicible. Toutefois, la taille de ces fissures est réglementée et est limitée à environ 0.10 mm pour les ouvrages très exposés aux milieux agressifs, et à 0.30 mm pour les ouvrages protégés. Dans certains cas, l'exagération d'une fissuration conduit à la rupture d'éléments et donc l'effondrement de l'ouvrage en béton armé.

Le travail proposé cherche à investiguer le domaine de la fissuration en béton tout en examinant le cas particulier du Béton à Haut Performance et son comportement vis-à-vis des efforts de traction.

Ce comportement, et donc sa résistance à la traction est –elle- améliorée en relation avec sa résistance à la compression? Ce matériau peut-il constituer une solution de rechange au Béton Ordinaire, particulièrement après la catastrophe sismique de Boumerdès et les dégâts enregistrés par les ouvrages en Béton Ordinaire, notamment ceux de faible qualité vis-à-vis des efforts qui tendent à le déchirer (effort de traction- effort tranchant)

### **OBJECTIFS DU TRAVAIL**

Cette recherche vise ainsi à étudier le problème de la fissuration du béton depuis sa mise en place dans les moules ou coffrage, aussi bien sous les phénomènes physiques, tels que les retraits et les variations de température, que sous les charges d'exploitation. L'évolution des fissures sera enregistrée avec le temps pour étudier l'évolution de la section utile sous l'effet des charges maintenues. Le contrôle des fissures se fera en mesurant leur ouverture maximale, leur longueur et leur espacement. Ainsi les paramètres qui ont le plus d'influence sur les fissures seront étudiés et les modèles mathématiques permettant d'estimer les ouvertures maximales des fissures au stade de la conception seront examinés. Ceci permettra de prendre les dispositions nécessaires au préalable pour parer à toute fissuration éventuellement exagérée et nuisible au matériau béton armé et donc aux constructions. Des recommandations concrètes seront données concernant la limitation des fissures aussi bien en ouverture qu'en longueur afin de garantir une meilleure durabilité de nos constructions et donc aspirer à un développement durable de notre patrimoine bâti.

Les objectifs de cette recherche sont d'ordre:

#### **a)- SCIENTIFIQUE:**

Du fait que la fissuration du matériau béton est un phénomène lié aux efforts de traction, que le matériau en question ne peut pas supporter. On ne sait à nos jours toujours pas calculer l'ouverture des ces fissures malgré l'avancée scientifique et technologique dans la science des matériaux. Des formules empiriques ont été toutefois proposées ça et là pour estimer ces fissures. On n'a toujours pas démontré pourquoi la fissuration va en se refermant de l'extérieur vers l'intérieur, hypothèse basée sur des constatations expérimentales est admise à nos jours.

#### **b)- TECHNOLOGIQUE**

Parce que ce travail abouti à des recommandations concrètes en vu d'améliorer le comportement du matériau béton durci et donc améliorer en partie la durabilité des constructions.

Ces recommandations permettent d'éviter tout risque de fissuration pouvant aboutir à des effondrements prématurés tels qu'a vécu l'industrie de la construction lors du séisme du 21 Mai 2003.

**c)- PÉDAGOGIQUE**

Ce travail permettra l'acquisition des connaissances sur la technologie et le comportement en service du matériau béton, matériau de construction principal en Algérie, mais qui reste insuffisamment connu sur le plan comportement structurel

**PLAN DU MÉMOIRE**

Le présent travail est composé de deux parties

- Une partie théorique qui consiste en une synthèse bibliographique sur le thème de la fissuration et de la traction en béton.
- Une partie expérimentale sur le Béton à Haute Performance, où des spécimens poutres seront soumis à des efforts de flexion, et donc à de la fissuration dans sa partie tendue.

Enfin, nous finirons notre travail par une conclusion générale et des recommandations futures.



# **Première Partie**

## **SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE**



# CHAPITRE 1

## LA TRACTION DU BÉTON

## 1.1. INTRODUCTION

Le béton, le matériau le plus utilisé dans la construction, il résiste très bien à la compression mais sa résistance à la traction est très faible (10 à 15 fois moins). C'est pourquoi on lui associe l'acier pour absorber les efforts de traction. Seulement, ces efforts sont transmis à l'acier noyé à l'intérieur du béton par le biais de l'adhérence entre les deux matériaux. Dans la pratique, le béton subit les efforts de traction avant leur transmission à l'acier et donc se fissure.

La résistance à la compression est la propriété du béton la plus communément considérée pour qualifier un béton structurel. Cependant la résistance en traction est aussi un critère de qualité, particulièrement pour les bétons d'autoroute, les dalles flottantes, et d'une manière générale lorsqu'il s'agit d'efforts de cisaillement et de résistance à la fissuration.

## 1.2. DÉPASSEMENT DE LA RÉSISTANCE DU BÉTON À LA TRACTION

Bien que le béton ne soit pas normalement conçu pour résister à des efforts de traction directe, la connaissance de cette dernière permet d'estimer la charge qui entraînera la fissuration. L'absence de fissuration est extrêmement importante pour assurer la durabilité d'une structure en béton et, dans de nombreux cas, pour éviter la corrosion des armatures.

Des problèmes de fissuration apparaissent à la suite d'un effort de traction dû à des charges appliquées, mais aussi causé par le retrait gêné et par les gradients thermiques. Une évaluation de la résistance à la traction du béton aide à appréhender le comportement du béton armé subissant des variations dimensionnelles.

Il est également intéressant de connaître la résistance à la traction du béton dans les structures de masse, telles que les barrages, les chaussées d'autoroute ou les pistes d'aéroport, car souvent soumises à des retraits et à des effets de températures élevés.

La résistance à la compression d'un matériau fragile est plus grande que sa résistance à la traction, parce que, en traction, un matériau se rompt par la propagation rapide d'une simple fissure alors qu'il faut qu'un certain nombre de fissures de traction se réunissent et se propagent profondément dans la zone de compression pour induire la rupture par compression.

La résistance à la compression du béton est généralement considérée comme sa plus importante propriété bien que, dans de nombreux cas pratiques, d'autres caractéristiques telles la durabilité et la perméabilité peuvent en fait être aussi importantes. Néanmoins, la résistance à la compression projette généralement une image globale de la qualité d'un béton puisqu'elle est directement reliée à la structure de la pâte de ciment hydraté.

De plus, la résistance du béton est presque invariablement l'élément clé lors de la conception des structures en béton et lors de l'établissement des spécifications de conformité.

Dans la pratique, le béton subit les efforts de traction avant leur transmission à l'acier et donc se fissure. Les phénomènes physiques qui induisent des efforts de traction ne sont jamais entièrement prédictibles. Pour parer à ces insuffisances, une conception adéquate est nécessaire au préalable. Ensuite, cette conception doit être respectée dans la phase de l'exécution. La maturation du matériau de structure pendant au moins les 7 premiers jours après le coulage doit être scrupuleusement entreprise afin d'éliminer toute fissuration prématurée, et permettre ainsi au matériau béton de gagner sa résistance aussi bien en compression qu'en traction.

La fissuration des structures en béton à l'état durci, sous les sollicitations mécaniques qu'elles ont à subir durant leur réalisation et leur utilisation, est un phénomène normal et difficilement évitable sans mise en oeuvre d'une précontrainte. Elle résulte essentiellement des faibles valeurs de la résistance et de la déformabilité des bétons à la traction par comparaison à celles à la compression.

### **1.3. FACTEURS INFLUENÇANT LA RÉSISTANCE À LA TRACTION DU BÉTON**

La résistance à la traction du béton est gouvernée par les trois paramètres suivants :

- La résistance des gros granulats, c'est-à-dire la capacité des granulats à résister aux contraintes de traction qui lui sont appliquées.
- L'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment durcie.
- La forme des granulats ; les formes allongées et plate, ne résistent pas à la fissuration.

#### **1.3.1. INFLUENCE DES PROPRIÉTÉS DES GROS GRANULATS**

Comme les trois quarts du volume d'un béton sont occupés par les granulats, il n'est pas étonnant que la qualité de ces derniers revête une grande importance. Non seulement les granulats peuvent limiter la résistance du béton, mais selon leurs propriétés, ils affectent la durabilité et les performances structurelles du béton.

La contrainte à partir de laquelle se développent les fissures dépend en grande partie des propriétés des gros granulats : elle est plus faible lorsque les granulats présentent une surface lisse contrairement à ce que l'on obtient avec des granulats concassés de surface rugueuse, sans doute parce que l'adhérence est influencée par les propriétés de surface, et par la forme des granulats [1].

Les propriétés des granulats influencent aussi la charge de fissuration et la charge de rupture lorsque le béton est sollicité en flexion et en compression. Dans le cas des bétons à haute performance, la forme et la texture du granulat influencent relativement moins la résistance de rupture à la compression que la résistance à la traction [2], la première étant beaucoup plus dépendante de la résistance à la compression des granulats. Pour des bétons de laboratoire, l'utilisation de granulats dont la surface est lisse conduit à des résistances à la compression d'environ 10 % inférieures à celles obtenues avec des granulats de surface rugueuse [3]. L'influence du type de gros granulats sur la résistance du béton est fonction du rapport E/C.

Pour des rapports E/C inférieurs à 0,40, les résistances obtenues peuvent être majorées de près de 40 % lorsque des granulats concassés sont utilisés plutôt que des gravier roulés.

La forme et la surface du gros granulat influencent également la résistance aux chocs du béton de la même façon que la résistance à la flexion [4].

### 1.3.2. INFLUENCE DU RAPPORT GRANULAT/CIMENT (G/C)

Il n'y a aucun doute que le rapport G/C est un facteur de deuxième importance quant à la résistance, mais, pour un rapport E/C constant. Dans certain cas, une partie de l'eau peut être absorbée par le granulat : plus il y a de granulats, plus la quantité d'eau absorbée par ces derniers est importante, ce qui contribue à réduire le rapport E/C réel du béton. Dans d'autres cas, une plus forte teneur en granulats contribue à diminuer le retrait et le ressuage, ce qui diminue les désordres dans les liaisons granulats et pâte de ciment. L'explication la plus probable provient toutefois du fait que la teneur totale en eau par mètre cube de béton est plus faible dans un béton faiblement dosé en ciment que dans un béton fortement dosé.

Les études portant sur l'influence de la teneur en granulats sur la résistance des bétons, pour une qualité de pâte de ciment donnée, indiquent que, lorsque le volume des granulats (exprimé en pourcentage du volume total) augmente de 0 à 20 %, il y a une diminution graduelle de la résistance à la compression alors que, entre 40 et 80 %, on constate une augmentation. L'influence du volume des granulats sur la résistance à la traction est pratiquement identique à celle observée sur la résistance à la compression [5].

La liaison entre les granulats et la pâte de ciment est un facteur important pour la résistance des bétons, spécialement celle à la traction. La liaison est engendrée en partie par l'imbrication des granulats et de la pâte de ciment hydraté due à la rugosité de la surface des granulats. Une surface

plus rugueuse, comme les granulats concassés, génère une meilleure liaison en raison de l'imbrication mécanique.

### 1.3.3. FORME DU GRANULAT

Les granulats concassés ont une rugosité supérieure à celle des granulats roulés, ce qui favorise l'adhérence entre la pâte de ciment et le granulats et ainsi donne une meilleure résistance ; le gain en compacité des formes arrondies étant contrecarré par la mauvaise adhérence des granulats roulés (sphérique). Cependant les formes très anguleuses chez les granulats concassés « poinçonnent » la pâte de ciment en présence de chargement externe et les granulats roulés sont préférables de ce point de vue. Une angularité accentuée demande aussi beaucoup d'eau pour être maniable. Ainsi pour le BHP le granulats idéal doit être concassé, propre, de forme cubique, à angularité réduite et contenant le moins possible de particules plates ou allongées du fait de la faible résistance au plan de fissuration de ces dernières [6] et [7].

## 1.4. ESSAIS DE RÉSISTANCE À LA TRACTION

Trois types d'essai permettent de mesurer la résistance à la traction d'un béton : l'essai de traction directe, l'essai de flexion et l'essai de fendage.

### 1.4.1. ESSAI DE TRACTION DIRECTE

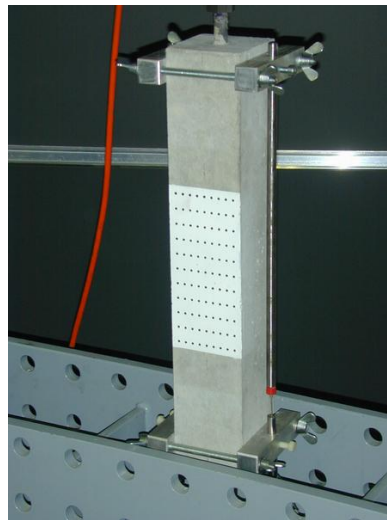
L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite. Cette essai, satisfaisant sur le plan théorique, a deux défauts principaux :

- Il est assez dispersé dans ces résultats, ceci en raison du sciage des extrémités qui crée un affaiblissement dans ces zones, les ruptures se produisent assez souvent dans la zone du collage.
- En dépit du succès de l'emploi de fixations spéciales, il est difficile d'éviter des contraintes secondaires telles que celles induites par les mâchoires ou par des ancrages noyés. La rupture se fait toujours au niveau des extrémités de l'éprouvette cylindrique [8].

Selon [2], ROSSI et al ont procédé à des essais de traction directe sur des cylindres de béton de résistance à la compression comprise entre 35 et 128 MPa. Ils ont confirmé la diminution de la résistance à la traction et de la variabilité des résultats avec l'augmentation de la dimension des éprouvettes. ROSSI et al expliquent cette différence de résistance par l'hétérogénéité des composants du béton. Plus spécifiquement, l'effet de dimensions est fonction du diamètre maximal du granulats ainsi que la différence entre les granulats et le mortier qui les entoure en

tenue de granulométrie. Cette différence étant faible dans le cas du BHP du fait que les dimensions maximales des granulats sont faibles pour celui-ci.

La figure 1.1 montre un tirant en béton armé soumis à des efforts de traction.



**Figure 1.1 : Essai de traction sur un tirant en béton armé [50].**

#### 1.4.2. ESSAI DE FLEXION

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4, reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion ; soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « flexion à trois points ». (figure 7.1)
- De deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « flexion quatre points » (figure 1.2)



**Figure 1.2 : Essai de flexion quatre points [50].**

La contrainte théorique maximale de traction atteinte sur la fibre inférieure du prisme correspond au module de rupture.

Selon [2], la norme britannique BS 1881 : partie 118 :1983 [2] prescrit cet essai sur des prismes de 150x150x750 mm dont la portée est de 450 mm. Des prismes de 100x100 mm peuvent être utilisés, à condition que leur coté soit au moins égal à trois fois la dimension maximale du plus gros granulats.

Les spécifications de la norme ASTM C 78-94 sont semblables à celles de la norme BS 1881 : partie 118 : 1983. Si la rupture se produit dans le tiers central de la poutre, le module de rupture est calculé suivant la théorie de l'élasticité et est donc égal à :

$$f_r = \frac{pL}{b.d^2} \quad (1)$$

Où :

- P : charge totale maximale appliquée sur le prisme.
- L : portée
- b : largeur du prisme
- d : hauteur du prisme

En France, la norme NF.P 18-407 de 1981 spécifie les dispositions à respecter. L'essai étant réalisé par application de deux charges symétriques aux tiers de la portée.

Dans l'essai de résistance à la flexion sous chargement à mi-portée (flexion à trois points), la rupture se produit lorsque la capacité de résistance à la traction du béton dans la fibre inférieure, immédiatement sous le point de chargement, est atteinte. Dans le cas des essais de chargement aux tiers (flexion quatre points), la contrainte maximale se développe tout au long de la fibre inférieure dans le tiers central du prisme en sorte que la fissure critique peut se produire dans n'importe quelle section de ce tiers central.

L'équation donnée précédemment (Eq.1.) pour calculer le module de rupture est qualifiée de « théorique » parce qu'elle est basée sur la théorie de l'élasticité, dans laquelle la relation contrainte/déformation est supposée linéaire, de telle sorte que la contrainte de traction dans le prisme est supposée proportionnelle à la distance de son axe neutre.

Adam NEVILLE [2] a montré que la valeur de la résistance à la traction est en fait environ égale aux 3/4 de la valeur du module de rupture théorique

D'autres travaux [9] ont montré que  $f_{ij} \approx 0.8 f_{rj}$

### 1.4.3. ESSAI DE FENDAGE (ESSAI BRÉSILIEN)

Lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre.

Si la charge est appliquée le long d'une génératrice, un élément sur le diamètre vertical du cylindre (figure 1.3) est soumis à une contrainte de compression égale à :

$$\frac{2P}{\pi.L.D} \left[ \frac{D^2}{r.(D-r)} - 1 \right].$$

Et une contrainte horizontale à la traction égale à  $\frac{2.P}{\pi.L.D}$

Où :

$P$  : effort de compression appliqué.

$L$  : longueur du cylindre.

$D$  : diamètre du cylindre.

$r$  et  $(D - r)$  : distances de l'élément par rapport aux deux points d'application de la charge.

Cependant, une contrainte de compression élevée serait induite immédiatement sous la charge et tenterait de causer l'écrasement du béton localement.

En pratique pour y remédier, des lamelles fines d'un matériau de répartition comme du contre-plaqué sont insérées entre les cylindres et les plateaux de la presse. Sans les lamelles, la résistance mesurée est habituellement plus faible de 8 % en moyenne.

La norme ASTM C 490-90 spécifie des lamelles de contre-plaqué de 3mm d'épaisseur et de 25mm de largeur. La norme britannique BS 1881 : partie 117 : 1983 spécifie des lamelles de bois dur de 4mm d'épaisseur et de 15mm de largeur. La norme française NF.P 18-408 :1981 spécifie des bandes de 1cm de largeur et de 4mm d'épaisseur en contre-plaqué d'Okoumé.

Un des avantages de l'essai de fendage vient de ce que le même type d'éprouvette peut être utilisé à la fois pour les essais de compression et de traction.

L'essai de fendage est facile à effectuer et donne des résultats plus homogènes que les autres essais en traction [10]. La résistance mesurée lors de l'essai de fendage semble assez voisine (5 à 12% près) de la résistance du béton déterminée par traction directe.

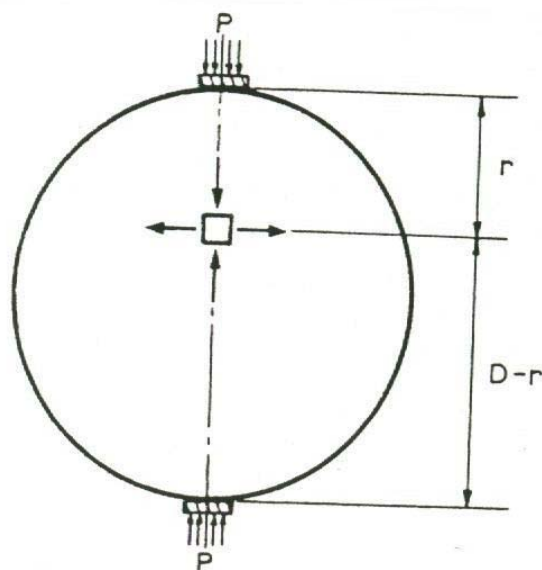


Figure 1.3 : Essai de fendage [2].

### 1.5. RELATION ENTRE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION ET LA RÉSISTANCE À LA TRACTION

La résistance mécanique du béton est généralement considérée comme sa plus importante propriété bien que, dans de nombreux cas pratiques, d'autres caractéristiques telles la durabilité et la perméabilité peuvent être plus importantes. Néanmoins, la résistance mécanique projette une image globale de la qualité d'un béton et elle présente un paramètre majeur et indispensable pour le dimensionnement et la conception des ouvrages.

De ce fait, les propriétés mécaniques du béton ont toujours fait l'objet de multiples études en vue de comprendre la réponse du béton aux actions mécaniques qui lui sont appliquées.

La résistance à la compression est la propriété du béton la plus communément considérée dans le calcul des structures ; cependant pour certaines applications, la résistance à la traction est intéressante comme c'est le cas des bétons d'autoroutes, de dalles flottantes, des efforts de cisaillement et de résistance à la fissuration. Ces deux types de résistance mécaniques (compression-traction) sont intimement liés. Le rapport de ces deux résistances dépend du niveau de résistance global du béton. En d'autres termes, la résistance à la traction  $f_t$ , augmente avec la résistance à la compression  $f_c$ , mais à un taux allant en diminuant avec la maturation du béton.

La résistance à la traction du béton pouvant être mesurée par des essais très différents les uns des autres, tels l'essai de flexion, l'essai de traction directe ou l'essai de fendage, il en résulte que les

valeurs numériques du rapport de la résistance à la traction à celle à la compression sont différentes. De la même façon, la valeur de la résistance à la compression n'est pas unique, mais varie avec la forme de l'éprouvette mise à l'essai. Pour ces raisons, il est nécessaire de spécifier la méthode d'essai utilisée lors de la détermination du rapport de la résistance à la traction à celle de la résistance à la compression.

La résistance à la traction du béton est plus sensible à un mûrissement inadéquat que la résistance à la compression [2], vraisemblablement parce que les effets du retrait non uniforme sur les poutres soumises à la flexion sont très importants du fait de l'existence d'une micro fissuration. Ainsi le béton mûri à l'air a un rapport  $f_t/f_c$  plus faible que le béton mûri à l'eau. L'entraînement de l'air influence également le rapport  $f_t/f_c$  puisque la présence des bulles d'air tend à diminuer la résistance à la compression du béton plus que sa résistance à la traction, particulièrement dans les bétons légers présentant à peu près la même relation entre  $f_t$  et  $f_c$  que les bétons ordinaires.

Le rapport  $f_t/f_c$  diminue quant la résistance du béton en compression augmente. Ce rapport varie entre  $\frac{1}{10}$  et  $\frac{1}{15}$  pour le béton ordinaire ( $f_{cj} \leq 30$  MPa). Pour le béton à haute performance ( $f_{cj} \geq 40$  MPa) ce rapport varie entre  $\frac{1}{15}$  et  $\frac{1}{20}$ .

Un certain nombre de formules empiriques reliant  $f_t$  et  $f_c$  ont été proposées, la plupart ayant la forme suivante:

$$f_t = K \cdot f_c^n$$

Où k et n sont des coefficients. Des valeurs de n variant entre  $\frac{1}{2}$  et  $\frac{3}{4}$  ont été proposées.

La première valeur est utilisée par l'American Concrete Institute alors que Gardner et Poon [11] ont trouvé une valeur plus proche de  $\frac{3}{4}$ , des formes cylindriques ayant été utilisés dans les deux cas pour tester les spécimens. L'expression suivante semble donner la meilleure relation entre  $f_t$  et  $f_c$ :

$$f_t = 0,3 \cdot (f_c)^{\frac{2}{3}}$$

Où  $f_t$  est la résistance au fendage et  $f_c$  la résistance à la compression, toutes deux en MPa mesurées sur des cylindres. Cette expression a été modifiée par [12] comme suit

$$f_t = 0,2 \cdot f_c^{0,7}$$

L'expression suivante, similaire à celles représentées précédemment, est utilisée par le British Code of Practice BS 8007 : 1987 :

$$f_t = 0,12 \cdot f_c^{0,7}$$

Où  $f_c$  la résistance à la compression (MPa) est déterminée sur cube et  $f_t$  représente la résistance à la traction directe.

L'écart entre les différentes expressions n'est pas très important. Ce qui importe toutefois est que l'exposant utilisé dans le code de construction de l'ACI (ACI Building Code 318-89, révisé en 1992) [13] est trop faible, ce qui surestime la résistance au fendage pour les faibles résistances à la compression et la sous-estime pour les fortes résistances [2].

### 1.5.1. RÉSISTANCE CONVENTIONNELLE

La valeur moyenne de la résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours peut être définie conventionnellement en fonction de sa résistance moyenne à la compression sur cylindre grâce à la relation suivante [14]:

$$f_{ctm} = 0,315 f_{cm}^{0,6} \quad (2)$$

dans laquelle

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$  est la valeur moyenne de la résistance à la compression sur cylindre

$f_{ck}$  : est la valeur caractéristique de la résistance à la compression sur éprouvette cylindrique 150x300 mm, conformément à la normalisation européenne [15], [16].

Cette relation diffère quelque peu de celle usuellement admise dans les normes en vigueur, par exemple dans le Code Modèle CEB/FIP 1990 [15] et dans l'Eurocode 2 [16], qui résulte d'essais sur des bétons de résistance faible à moyenne :

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (3)$$

Une récente étude statistique réalisée sur le plan international a en effet montré que l'équation (3) avait en général tendance à surestimer la résistance du béton à la traction pour des bétons de résistance en compression supérieure à 50 N/mm<sup>2</sup> et que la relation (2) semblait mieux adaptée jusqu'à la classe de résistance C100, en l'état actuel des connaissances. Cette relation indique une tendance moyenne quelle que soit la composition du béton, en particulier quels que soient le type et le dosage en ciment, l'usage ou non d'adjuvants et d'ajouts divers (fumée de silice par exemple). Il faut toutefois être conscient que les caractéristiques d'un béton particulier

peuvent s'écarter sensiblement des valeurs moyennes dans certains cas, en fonction surtout de la nature et de la forme des granulats utilisés. Au tableau 1.1, on indique les valeurs moyennes ainsi que minimales et maximales de la résistance conventionnelle du béton à la traction, en fonction des classes de résistance à la compression conformément au Code Modèle CEB/FIP 1990 [15] et à sa proposition d'extension jusqu'aux bétons de classe de résistance C 100 [14]. Sur ce tableau, on indique également la correspondance avec les classes de résistance selon l'Eurocode 2 [16], définies actuellement jusqu'à la classe C 50/60, et celle approximative avec les types de béton selon la norme suisse SIA 162 [17].

**Tableau 1.1 : Résistance conventionnelle à la traction du béton à l'âge de 28 jours en fonction de la classe de résistance à la compression, valeurs en N/mm<sup>2</sup>.**

Classes de béton									
CEB	C 16	C 20	C 25	C 30	C 40	C 50	C 60	C 80	C 100
EC 2	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 40/50	C 50/60	C 60/70	C 80/90	C 100/110
SIA	B 30/20	B 35/25	B 40/30	B 45/35	B 55/45	B 70/60	B 80/70	B 105/95	B 125/115
$k f_{cK}$	16	20	25	30	40	50	60	80	100
$f_{c\ tk\ m}$	2,1	2,3	2,6	2,8	3,2	3,6	4,0	4,7	5,3
$f_{ct\ K\ min}$	1,5	1,6	1,8	1,9	2,2	2,5	2,7	3,2	3,6
$f_{ct\ K,max}$	2,8	3,1	3,3	3,7	4,3	4,8	5,3	6,2	7,0

Concernant la correspondance entre les classes de résistance à la compression du béton selon les différentes normes, rappelons que:

Selon SIA 162 (SIA dans le tableau 1.1), la résistance à la compression est mesurée sur des cubes de 200 mm d'arête; une classe de résistance est désignée par deux chiffres, par exemple B 35/25, où le premier correspond à la valeur moyenne ( $f_{cwm}$ ) et le second à la valeur minimale.

Selon les normes européennes, la classe de résistance d'un béton est définie par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, associée à un fractile de 5%;

Selon le Code Modèle CEB/FIP (CEB dans le tableau), une classe de résistance est définie par un seul chiffre, par exemple C 20, correspondant à la valeur caractéristique de la résistance mesurée sur cylindres 150 x 300 mm ( $f_{ck}$ );

Selon l'Eurocode 2 (EC 2 dans le tableau 1.1), une classe de résistance est définie par deux chiffres, par exemple C20/25, correspondant tous deux à la valeur caractéristique, mesurée sur cylindres 150 x 300 mm, pour le premier chiffre ( $f_{ck}$ ) ou sur cubes d'arête 150 mm pour le second; la correspondance entre les classes de béton selon la norme SIA 162 et les normes

européennes telle qu'elle ressort du tableau 1.1 a été établie sur la base de la relation approximative suivante, définie dans le DAN (Document d'Application Nationale) relatif à l'Eurocode 2 [18]

$$f_{cK} \cong 0,85 f_{cw m} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (3)$$

### 1.5.2. RÉSISTANCE EFFECTIVE

Le béton se fissure notamment en tout endroit d'un ouvrage où les contraintes de traction résultant des sollicitations atteignent ou dépassent sa résistance à la traction. Notons que la valeur effective ou apparente de la résistance à la traction du béton dans un ouvrage  $f_{ct,ef}$  peut différer sensiblement de la valeur conventionnelle  $f_{ct m}$  telle que définie ci-dessus, qui est strictement valable pour de petites éprouvettes de béton conservées dans des conditions bien définies plutôt favorables et essayées à l'âge de 28 jours. Dans un élément de structure réel, les gradients hydriques, les gradients thermiques et la présence de la cage d'armatures - cette dernière s'opposant au retrait du béton - génèrent le développement d'états de contraintes auto-équilibrées et de contraintes de traction qui peuvent localement dépasser la résistance du béton à la traction. Il en résulte une microfissuration ou des amorces de fissures qui diminuent la rigidité de l'élément considéré et sa résistance effective ou apparente à la traction .

En l'état actuel des connaissances, la diminution de la résistance effective à la traction du béton dans un ouvrage peut être définie comme suit

$$f_{ct, ef} = k(t).k(h).f_{ct m} \quad (4)$$

Dans cette relation :

**k(h)** : est un coefficient de minoration fonction principalement de l'épaisseur  $h$  de l'élément d'ouvrage considéré. Un élément de structure de forte épaisseur développe plus de fissures ouvertes.

**k(t)** : est un coefficient de correction permettant de tenir compte, le cas échéant, de l'âge du béton au moment où des fissures sont supposées se produire

On observe fréquemment l'apparition de fissures dans des ouvrages en béton durant leur construction, souvent quelques jours seulement après le bétonnage. Dans la plupart des cas il s'agit de fissures dues au retrait thermique. L'hydratation du ciment, cause du durcissement du béton, est une réaction fortement exothermique qui provoque durant les premières heures une élévation de la température au sein de l'élément bétonné, plus ou moins importante et plus ou moins homogène selon le type et le dosage du ciment utilisé et des ajouts éventuels, selon le type d'élément et ses dimensions, ainsi que selon

la nature du coffrage. Cette phase d'échauffement sur un béton jeune encore relativement mou est suivie dès le décoffrage d'une phase de refroidissement se produisant sur le béton déjà passablement durci, donc beaucoup plus fragile et susceptible de se fissurer si aucune précaution n'est prise. Ces phénomènes sont très complexes et dépendent de nombreux paramètres. Il convient en outre de distinguer entre fissures traversantes résultant des variations de températures moyennes entre étapes successives de bétonnage et fissures superficielles résultant des gradients de température au sein d'une même étape. Il n'est guère possible d'estimer le risque d'apparition de fissures dues au retrait thermique et, cas échéant, d'évaluer l'efficacité de mesures préconisées pour les empêcher, sans recourir à des essais ou à des simulations numériques relativement complexes [19].

### 1.5.3. CAS DU BÉTON À HAUTE PERFORMANCE (BHP)

La résistance à la compression des BHP est plus élevée que celle des bétons usuels. Dans certaines régions du monde, un béton est considéré comme de haute performance quand sa résistance dépassent 60 MPa . En Algérie, il est admis que dès que la résistance dépasse 40 MPa le béton peut être considéré comme de haute performance [20].

La résistance à la compression du béton augmente quand le rapport eau / liant diminue, cette tendance à l'augmentation reste valable tant que la résistance à l'écrasement du gros granulat est suffisante. Quand les gros granulats ne sont plus suffisamment résistant par rapport à la résistance de la pâte de ciment hydraté, la résistance à la compression du BHP n'augmente plus de façon significative.

La seule façon d'augmenter alors cette résistance et donc d'utiliser un type de gros granulats plus résistants, de texture rugueuse et de forme plus ou moins régulière.

Même lorsque le gros granulat est suffisamment fort pour ne pas être le facteur principal qui limite la résistance à la compression d'un BHP, il peut être encore très difficile de dégager une relation générale entre le rapport eau / liant et la résistance à la compression qui peut être atteinte puisque d'autres facteurs que le rapport eau/liant influencent la résistance à la compression. Cependant, en se basant sur des résultats de laboratoire et de chantier, on peut établir des lignes générales pour prédire la résistance maximale à la compression que pourra atteindre un BHP pour différents rapport eau/liant .

#### 1.5.3.1. RÉSISTANCE À LA TRACTION PAR FONDAGE ( $f_t$ )

La mesure directe de la résistance à la traction d'un béton usuel n'est pas facile parce qu'elle exige l'utilisation d'un montage complexe. Cette résistance est donc

généralement calculée en utilisant des mesure indirecte telles que la mesure de la résistance en flexion selon la norme NFP 18-407 : 1981 (Bétons-Essais de flexion) par exemple ou la résistance au fendage selon la norme NFP 18-408 : 1981 (Bétons Essais de fendage). Les mesures du module de rupture et de la résistance au fendage ne présentent pas de difficulté spéciale dans le cas des BHP et l'on peut utiliser les mêmes montages et les mêmes procédures que dans le cas des bétons usuels.

La résistance à la traction par fendage ( $f_{tj}$ ) du béton croît avec celle à la compression, mais elle ne s'améliore pas dans les mêmes proportions que celle à la compression pour des bétons à hautes performance. En effet la résistance du béton en traction croit sensiblement par rapport au Béton Ordinaire. Cependant, elle croit moins rapidement que la résistance en compression. Pour les bétons les plus résistant, le rapport  $f_{tj}/f_c$  peut atteindre  $\frac{1}{20}$  par comparaison à  $\frac{1}{10}$  jusqu'à  $\frac{1}{12}$  pour le Béton Ordinaire.

La formule empirique de BAEL/BPEL 91  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  semble surestimer la résistance à la traction au-delà de 40 MPa [24] [30].

Les BHP peuvent être fabriqués avec des liants ayant des compositions très différentes si bien que le module de rupture et la résistance au fendage peuvent largement varier pour une résistance à la compression donnée.

D'autres relations entre la résistance au fendage et la résistance en compression sont présentées ci-après :

- Comité Euro-International du béton CEB-FIP (1978) [21]

$$f_{tj} = 0,273 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \text{ (MPa)}$$

Où  $f_{tj}$  représente la résistance au fendage et  $f_{cj}$  la résistance en compression.

- Carrasquillo et al [22] suggèrent la relation suivante pour des bétons ayant des résistances en compression comprises entre 21 et 83 MPa

$$f_{tj} = 0,54 (f_{cj})^{0,5} \text{ (MPa)}$$

- Raphael (1984) suggère la relation suivante pour des bétons ayant une résistance en compression inférieure à 57 MPa [21]

$$f_{tj} = 0,313 (f_{cj})^{0,5} \text{ (MPa)}$$

■ Le comité ACI 363 sur le béton à haute résistance (1984) suggère d'utiliser l'équation suivante pour des bétons ayant des valeurs de  $f_c$  comprise entre 21 et 83 MPa [21] :

$$f_{tj} = 0,59 (f_{cj})^{0.55}$$

Cette expression a été modifiée plus tard par le règlement Américain ACI (318-99) [26] pour la présenter sous la forme suivante :

$$f_{tj} = 0,56\sqrt{f_{cj}}$$

■ Ahmad et Shah (1985) suggèrent la relation suivante pour des bétons ayant un  $f_c$  inférieur à 84 MPa [21]:

$$f_{tj} = 0,462 (f_{cj})^{0.55} \text{ (MPa).}$$

Cette expression est similaire à celle développée par le Comité ACI 363 et adoptée plus tard avec quelques modifications par le règlement Américain ACI318-99.

■ Burg et Ost (1992) suggèrent l'équation suivante pour des bétons mûris à l'eau dont le  $f_c$  varie entre 85 et 130 MPa [21]

$$f_{tj} = 0,61 (f_{cj})^{0.5} \text{ (MPa)}$$

■ Le règlement BAEL99 [23] recommande les deux formules suivantes :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \cdot (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \quad \text{pour } 60 < f_{cj} < 80 \text{ Mpa}$$

■ Chemrouk et al [24] ont proposé la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,8 + 0,05 f_{cj} \quad \text{pour } 40 < f_{cj} < 70 \text{ Mpa}$$

■ Zain et al [25] proposent la formule suivante :

$$f_{tj} = \frac{f_c}{0,10 f_{cj} + 7,11} \quad \text{pour } 41 < f_{cj} < 118 \text{ MPa.}$$

■ Pour des âges  $j \leq 28j$ , Zain et al ont proposé les relations suivantes entre la résistance en compression à la résistance en traction par fendage du béton et du rapport E / C.

Les formules proposées sont [21] :

$$f_{tj} = 0,54\sqrt{f_c} (E / C)^{-0,07}$$

$$f_{tj} = 0,59\sqrt{f_c} \left( \frac{t}{t_{28}} \right)^{0,04}$$

- Plus tard le comité CEB - FIP-93, a modifié la relation  $f_{ij} = f(f_{cj})$  comme suit :

$$f_{ij} = 1,56 \left( \frac{f_{cj} - 8}{10} \right)^{\frac{2}{3}}$$

- Shuaib [27] propose la formule suivante :

$$f_{ij} = 0,462(f_{cj})^{0,55}$$

Le règlement Norvégien (NS 3473-92) [28] stipule les valeurs des résistances caractéristiques à la traction en fonction de différentes classes de béton, et qui sont présentées au tableau 1.2 :

**Tableau 1.2 : Résistances à la traction en fonction de différentes classes de béton**

Classe de béton	C25	C35	C45	C55	C65	C75	C85
Résistance à la traction $f_{ij}$	2,10	2,55	2,95	3,30	3,65	4,00	4,30

### 1.5.3.2. RÉSISTANCE À LA TRACTION PAR FLEXION ( $f_r$ )

Le module de rupture s'en déduit de la formule suivante:

$$f_r = \frac{M}{I} V$$

Pour Diatta [29]  $f_r = 2,3\sqrt{f_c} - 10,7$

Pour :  $42,6MPa \leq f_c \leq 103,1MPa$

L'intervalle de variation de ce module pour les BHP est de  $[7,5\sqrt{f_c}, 12\sqrt{f_c}]$  [30]

L'expression suivante est proposée pour des différents  $f_c$  [31]

$$f_r = 0,94\sqrt{f_c} \quad \text{Si : } 21MPa \leq f_c \leq 83MPa$$

Différentes relations liant la résistance à la compression et le module de rupture ont été proposées dans la littérature :

- Carrasquillo et al (1981) suggèrent la corrélation suivante [22] :

$$f_r = 0,94f_c^{1/2} (MPa)$$

- Burg et Ost (1992) suggèrent la relation suivante :

$$f_r = 1,03 f_c^{1/2} (MPa) \quad [21]$$

- Khayat et al (1995) suggèrent relation suivante :

$$f_r = 0,23 + 0,12 f_c - 2,18 \times 10^{-4} (f_c)^2 (MPa) \quad [21]$$

D'après Aitcin [21], la meilleure façon de connaître le module de rupture ou la résistance au fendage de n'importe quel BHP c'est encore de mesurer directement ces valeurs.

## 1.6. ADHÉRENCE ENTRE LE BÉTON ET LES ARMATURES

Étant donné que le béton de structure est utilisé dans la majorité des cas avec des armatures, la résistance de liaison entre les deux matériaux est d'une importance considérable du point de vue du comportement structurel, ce qui inclut également la fissuration causée par le retrait et les effets thermiques au jeune âge. La liaison provient essentiellement de la friction et de l'adhérence entre béton et acier et de l'effet mécanique dans le cas de barres d'acier crénelées.

Dans une structure, l'adhérence dépend, non seulement des propriétés du béton, mais également d'autres facteurs. Ces facteurs incluent la géométrie des armatures et celle de la structure telle l'épaisseur de béton recouvrant les armatures.

La propriété critique du béton pour une bonne adhérence est sa résistance à la traction. Pour cette raison, les formules actuelles pour déterminer la valeur de l'adhérence sont également exprimées en fonction de la racine carrée de la résistance à la compression. La résistance à la traction du béton est en quelque sorte proportionnelle à la racine carrée de la résistance à la compression. Les expressions utilisées dans les différents codes ne représentent donc pas de façon adéquate la dépendance indirecte de l'adhérence sur la résistance du béton. L'adhérence béton-acier semble augmenter avec une augmentation de la résistance à la compression.



# **CHAPITRE 2**

## **NATURE ET TYPES DE FISSURATION DES STRUCTURES EN BÉTON**

## 2.1. INTRODUCTION

La fissuration des ouvrages en béton et en béton armé correspond généralement à une altération des propriétés mécaniques, ou physiques du matériau. La connaissance exacte de ce type de désordre doit permettre en outre d'en comprendre la cause et de définir le type de réparation à envisager. Les fissures peuvent survenir dans le béton non durci, le béton en phase de durcissement ou le béton durci. Dans le cas du béton durci, les fissures se forment lorsque les forces de traction dépassent la résistance à la traction du béton.

Une fissuration non prise en considération lors de la conception de la structure et donc non contrôlée peut provoquer des effondrements et donc provoquer des pertes humaines et des dégâts matériels.

## 2.2. NATURE DE FISSURATION EN BÉTON ARMÉ

Le séisme de Boumerdes a révélé que ce matériau, bien que le plus utilisé dans l'industrie de la construction en Algérie, reste en grande partie inconnu du point de vue comportement structural et nécessite une attention particulière de la part des chercheurs afin de vulgariser sa connaissance aux utilisateurs et mettre fin à l'archaïsme et à l'empirisme qui lui portent préjudice. En effet, ce séisme a montré que dans beaucoup de cas, les effondrements ont été précipités par des fissures préexistantes non traitées.

La fissuration est nuisible au béton armé, matériau de construction le plus largement utilisé à travers le monde en raison de sa souplesse d'utilisation et de son adaptation. En service, ce matériau se fissure à cause des charges qu'il supporte ou des phénomènes physiques qu'il subit, tels que le retrait et les effets de températures.

La présence de fissures sur une structure en béton armé témoigne généralement d'un endommagement de cet élément, les causes peuvent être de différentes natures : mécaniques (application de contraintes non prévues lors du dimensionnement, choc, etc.), physiques (variations de température) ou chimiques (réaction des composants du béton avec des agents extérieurs créant un gonflement du matériau, par exemple les attaques sulfatiques), ou bien encore le processus de retrait du béton.

Différentes études ont été menées afin de préciser les différents paramètres décrivant les fissures et leur processus de formation (Gérard et al; 1997). Les fissures primaires sont créées lors d'un chargement inhabituel du matériau, et les fissures secondaires (moins importantes) apparaissent

dans un second temps et contribuent à la fermeture partielle de certaines fissures primaires. On peut distinguer les fissures actives et les fissures passives. Gérard et al appellent fissures actives celles qui affectent les propriétés mécaniques et de transfert des efforts du matériau .

Les fissures passives, perturbent essentiellement les propriétés mécaniques du matériau et ne sont activées que lorsque la structure est mise en charge. Selon la norme NFP95-103 (AFNOR, 1993), une fissure est dite active quand son ouverture évolue en fonction des sollicitations de différentes natures (thermique, hydrique, mécanique). Une fissure est dite passive quand son ouverture ne varie plus de façon sensible même quand elle est soumise aux diverses sollicitations.

Pour le béton armé, les facteurs « efficacité » et « économie » sont étroitement liés à toutes les phases de la conception. Ceci implique l'utilisation de ce matériau à des niveaux de contraintes élevées et par conséquent soumet l'élément de structure à des risques de fissuration pouvant affecter son esthétique et sa performance. Cette fissuration étant due au fait que le matériau béton est faible en traction donc susceptible de se fissurer sous des contraintes élevées ou des conditions hostiles de l'environnement.

Il est à noter que malgré la présence de l'acier pour reprendre les contraintes de traction dans les éléments en béton armé, les fissures ne sont pas éliminées. Dans ce sens, les fissures créées par les charges de flexion sont non seulement inévitables mais réellement nécessaires pour que les armatures puissent être utilisées efficacement. Par exemple, avant la formation des fissures de flexion, les contraintes des aciers ne dépassent pas  $n$  fois la contrainte dans le béton adjacent, avec  $n$  : coefficient d'équivalent.  $n = \frac{E_s}{E_c}$  ; pour le béton courant et les aciers

utilisées dans la pratique  $n$  avoisine huit

Ainsi, quand le béton est proche de sa résistance à la traction ou de son module de rupture qui est de l'ordre de 3,5 Mpa, la contrainte dans les aciers sera  $8 \times 3,5 = 28$  Mpa .

Ce qui est très faible comme contrainte pour que les armatures soient effectives et donc la conception est économique. Sous les charges de service normales, les contraintes des aciers sont de l'ordre de 8 à 9 fois cette valeur (pour un acier de haute adhérence) après fissuration. La plupart des fissures résultent des actions suivantes agissant sur l'élément en béton:

- a-** Variation de volume dû au retrait et à la variation de la température.
- b-** Des contraintes directes dues aux charges appliquées, aux réactions ou aux effets de continuité; de même que celles dues aux effets de la fatigue créés surtout par les charges

réversibles ainsi que les contraintes créées par les mouvements différentiels dans les structures.

c-Les contraintes de flexion causées par les moments.

## 2.3. DIFFÉRENTS TYPES DE FISSURATION

Puisque la fissuration peut compromettre la durabilité du béton en permettant aux agents agressifs d'y pénétrer, il est pertinent de passer brièvement en revue les différents types de fissuration.

On peut classer la fissuration du béton en deux catégories [32] :

► **1<sup>ère</sup> catégorie** : les fissures causées par les charges externes appliquées à la structure (action (b) et (c)).

Exemple : fissures dues à la flexion, fissures inclinées dues à l'effort tranchant.

► **2<sup>ème</sup> catégorie** : les fissures causées par le retrait et celles causées par les effets thermiques.

### 2.3.1. FISSURES INDUITES PAR LES CHARGES EXTERNES

La fissuration peut être provoquée par l'application d'une charge excessive compte tenu de la résistance du béton, mais, dans ce cas la fissuration est la conséquence soit d'une erreur de conception, soit d'une réalisation non conforme aux spécifications du projet. Il est important de se rappeler que, dans les conditions normales d'utilisation du béton armé, les armatures ainsi que le béton d'enrobage subissent des efforts de traction. La fissuration de surface est par conséquent, inévitable, mais, avec une conception structurale et des détails de construction adéquats, les fissures demeurent très fines et sont à peine perceptible. Les fissures causées par les contraintes présentent une ouverture maximale à la surface du béton et une ouverture effilée presque nulle près des armatures, mais la différence de largeur peut diminuer avec le temps. La largeur des fissures en surface augmente avec l'épaisseur de l'enrobage de béton.

Nous noterons que, sur le plan des efforts, il est plus facile d'ouvrir une fissure existante que d'en créer une nouvelle. Ceci explique pourquoi, sous l'action d'une charge, chaque nouvelle fissure apparaît à une charge plus élevée que la fissure précédente. Le nombre total de fissures apparues est déterminé par la dimension de l'élément en béton et l'espacement entre fissures dépend de la dimension maximale des granulats utilisés. Puisque, pour des conditions physiques données, la largeur totale des fissures par unité de longueur de béton demeure constante et que l'on souhaite que les fissures soient aussi fines que possible, il est souhaitable d'avoir un nombre élevé de fissures. Pour cette raison, toute entrave à la fissuration devrait

être uniformément répartie sur toute la longueur de l'élément de béton. La disposition des armatures permet de contrôler la fissuration de retrait, notamment en réduisant la largeur des fissures individuelles, mais non pas la largeur totale de l'ensemble des fissures.

Les charges externes conduisent à des fissures de flexion, des fissures de traction diagonales ou des fissures d'adhérence.

Quand la contrainte de traction dans le béton atteint sa résistance à la traction, des microfissures ou fissures d'interface se forment à l'intérieure de l'élément. Ce sont des fissures courtes très fines, réparties entre la pâte de ciment et le long des granulats.

Plusieurs études ont montré qu'il existe, même avant l'application de toute charge, de très petites fissures à l'interface pâte de ciment-granulat. Ces fissures sont probablement attribuables aux différences inévitables entre les propriétés mécaniques existant entre les gros granulats et la pâte de ciment hydraté, couplées au retrait ou aux déformations d'origine thermique. La microfissuration a été observée, non seulement pour les bétons de résistance normale, mais également des bétons mûris à l'eau ayant un rapport eau / ciment aussi faible que 0.25, et ce, avant tout chargement. Les fissures présentes dans le béton avant le chargement sont en grande partie responsables de la faible résistance à la traction du béton.

Il n'existe pas, à l'heure actuelle, de définition universelle au sujet de l'ouverture des microfissures, mais une limite supérieure de 0,1mm a été suggérée, ce qui correspond en fait à la dimension minimale pouvant être détectée à l'œil nu.

Avec l'augmentation de la charge, ces microfissures demeurent stable jusqu'à environ 30 % de la charge maximale, après quoi elles commencent à s'allonger, à s'élargir et à se multiplier. La contrainte totale sous laquelle ces microfissures se développent est sensible au rapport eau/ciment de la pâte. Ceci correspond au stade de la propagation des fissures.

Avec l'augmentation de la charge, entre 70 et 90 % de la résistance maximale, les fissures s'ouvrent à travers le mortier (pâte de ciment et granulat fin) et s'interconnectent de manière à former un réseau continu de fissurations. Ceci correspond au stade de la propagation rapide de la fissuration, le niveau de contrainte à partir duquel la fissuration se propage rapidement est plus élevé pour les béton à haute résistance que pour les bétons usuels. Cependant, les bétons à haute résistance présentent une longueur cumulative de microfissures plus petite que les bétons de résistance normale du fait que les Bétons à Haute Performance sont moins déformables que les Bétons Ordinaires. Les microfissures peuvent s'orienter dans n'importe quelle direction, être disposées en forme de réseau ou avoir une orientation précise (fig.2.1).

Il ressort de ce qui précède que la microfissuration est une particularité du béton. Rapidement, ces microfissures se développent en macro fissures qui se propagent vers l'extérieur et peuvent être classifiées de manière simplifiée en fissures d'effort tranchant et fissures de flexion.



Figure 2.1 : Réseau de fissures de surface [54].

Après développement complet de la première fissure dans un élément en béton armé, la contrainte dans le béton de la zone fissurée est réduite à zéro et est redistribuée aux aciers. La formation de la fissure repousse l'axe neutre vers le haut, réduisant ainsi la zone de compression (figure 2.2).

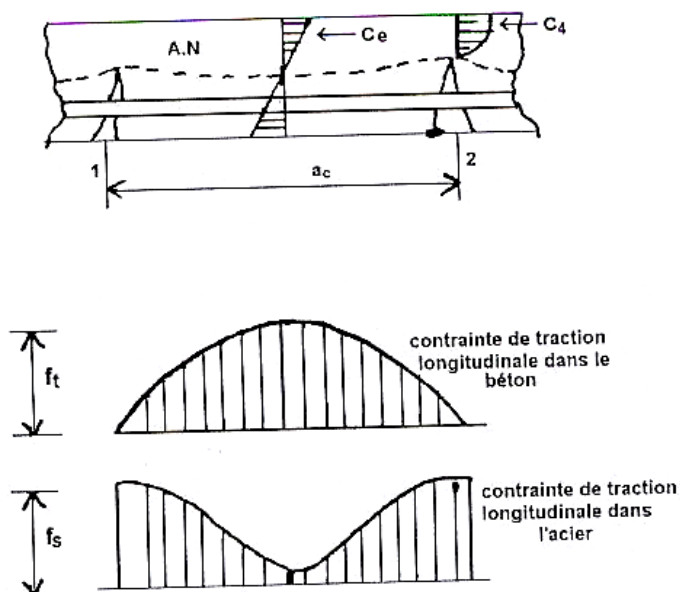


Figure 2.2 : Réduction de la zone de compression et redistribution des contraintes de bétons aux aciers [32]

### 2.3.2. FISSURES INDUITES PAR LE RETRAIT ET LE CHANGEMENT DE TEMPÉRATURE

L'importance du retrait dans les structures est liée à la fissuration qui peut s'y produire.

La fissuration se produit parce que le retrait est empêché et que la résistance à la traction du matériau fissurable est plus petite que l'effort produit par le retrait. Ces efforts sont dus au fait que l'évaporation de l'eau ne se produit pas uniformément dans toute la masse du matériau, mais progressivement, par couches successives, de la surface vers l'intérieur.

Strictement parlant, le point le plus important est la tendance à la fissuration parce que l'apparition ou l'absence de fissuration dépend, non seulement de la contraction potentielle, mais aussi de l'extensibilité du béton, de sa résistance ainsi que du degré de restriction opposé à la déformation qui peut conduire à la fissuration. Une diminution de la section des armatures ou un gradient de contrainte augmente l'extensibilité du béton en ce sens qu'ils permettent de supporter une déformation bien au-delà de la contrainte maximale correspondante. Une forte extensibilité du béton est généralement souhaitable puisqu'elle permet au béton de supporter des variations volumétriques plus importantes.

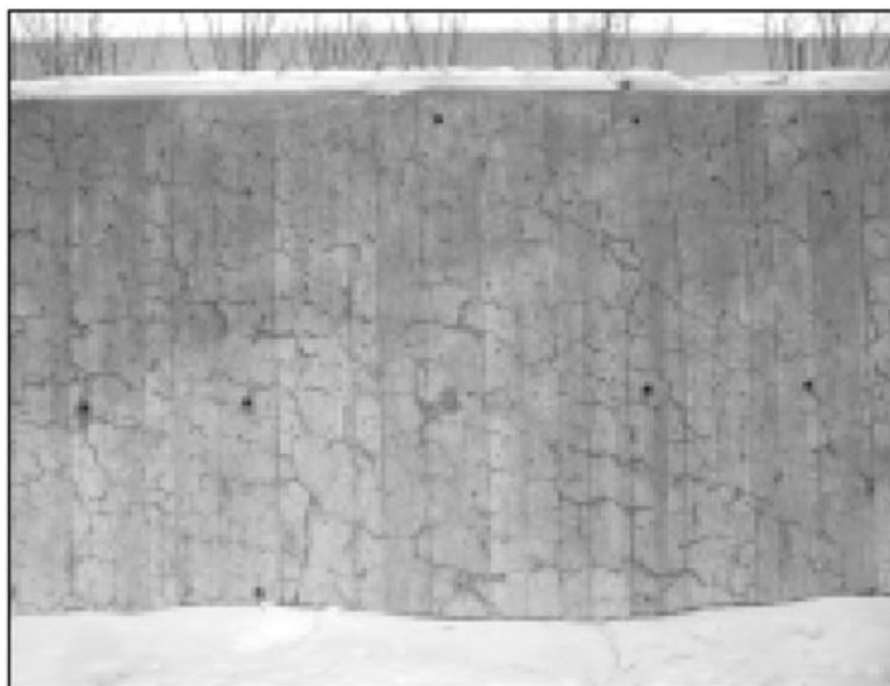
Un des paramètres les plus importants qui conditionnent la fissuration est le rapport eau /ciment du béton, car son augmentation tend à augmenter le retrait et dans le même temps à diminuer la résistance du béton. Une augmentation du dosage en ciment augmente aussi le retrait, et donc la tendance à la fissuration, mais l'effet sur la résistance est positif. Ceci s'applique au retrait de séchage. Par contre, la présence d'argile dans les granulats conduit à la fois à une augmentation du retrait et à une fissuration plus importante. L'utilisation d'adjuvants peut influencer la tendance à la fissuration par le jeu combiné des effets sur le durcissement, le retrait et le fluage. De façon plus spécifique, les retardateurs de prise peuvent entraîner plus de retrait sous forme de retrait plastique, et augmentent probablement, l'extensibilité du béton, ce qui permet de réduire la fissuration. A l'opposé, si le béton atteint un état rigide trop rapidement, il ne peut encaisser ce qui aurait été le retrait plastique et, du fait qu'il a une résistance faible, il se fissure. La température au moment de sa mise en place détermine les dimensions du béton au moment où il cesse de se déformer de façon plastique (c'est-à-dire sans perte de continuité). Une baisse ultérieure de la température produira une contraction potentielle. En conséquence, la mise en place d'un béton par temps chaud entraîne une forte tendance à la fissuration. De forts gradients de température ou d'humidité

provoquent de fortes contraintes internes et, de ce fait, entraînent une tendance élevée à la fissuration.

On doit noter, toutefois, que l'importance de la fissuration et l'ouverture minimale à partir de laquelle une fissure peut être considérée comme significative dépendent des conditions d'exposition du béton dans le milieu environnant.

L'utilisation d'armatures à section plus faible, réparties uniformément sur l'élément, permet d'augmenter l'extensibilité du béton donc son comportement à la traction et d'avoir une fissuration plus fine.

Un autre type de fissuration, connu sous le nom de faïençage (figure 2.3) qui correspond à l'apparition de nombreuses fissures très fines qui forment un réseau hexagonal ou octogonal. Ces fissures sont peut profondes et assez rapprochées. Mis à part l'aspect esthétique, ces fissures ont peut d'importance. Ce type de fissuration peut apparaître sur les dalles ou les murs lorsque la zone superficielle du béton présente une teneur en eau plus élevée qu'à l'intérieur, ainsi qu'une couche superficielle riche en ciment subira de plus grande contraintes qu'une autre couche moins riche en ciment et sera donc plus sujette à se faïencer.



**Figure 2.3 : Fissuration caractéristique en faïençage causée par la réaction alcalis silice dans un mur de soutènement à Ottawa (Ontario) [33].**

En plus, un type de détérioration quelque peu différent, se présentant comme des cloques, peut survenir lorsque de l'eau de ressuage ou de grosses bulles d'air sont emprisonnées sous

la surface du béton par une mince couche de laitance lors des opérations de finition et de surfacage. Ces cloques ont un diamètre compris entre 10 et 100 mm et une épaisseur de 2 à 10 mm [2].

Avec le temps, la mince couche de laitance se détache de la surface, laissant une empreinte peut profonde.

### **2.3.2.1. FISSURES DE RETRAIT PLASTIQUE**

L'importance du retrait dans les structures en béton armé est essentiellement rattachée à la fissuration. La contraction ou l'accourcissement d'une pièce provoque des tensions internes qui tendent à s'opposer au changement de dimension. Cette opposition au changement de dimension est due à des obstacles internes tels que les agrégats, les armatures et le retrait non uniforme dans l'élément de béton (plus important près des surfaces que vers l'intérieur où il peut être négatif, c'est à dire gonflement). Les contraintes de traction qui résultent de ces obstacles et de ces gradients de déformation peuvent atteindre la résistance du béton à la traction et donc causent la fissuration du béton.

Les fissures, chemins privilégiés de pénétration des agents agressifs, non seulement diminuent la capacité d'une structure à supporter la charge admissible, mais elles peuvent aussi affecter sa durabilité et nuire à sa bonne apparence. La conception d'ouvrage durable passe donc nécessairement par une maîtrise des déformations libres, et de leurs éventuels effets mécaniques.

La fissuration peut être évitée seulement si la contrainte induite par la déformation due au retrait libre, diminuée par le fluage, demeure à tout moment inférieure à la résistance en traction du béton. Ainsi, l'âge a un double effet d'une part, il conduit à augmenter la résistance du béton, ce qui a pour effet de réduire le risque de fissuration, mais, d'autre part, le module d'élasticité augmente aussi de sorte que la contrainte induite par un retrait donné devient plus importante. Un béton suffisamment mûri subit moins de retrait.

Les fissures de retrait plastique se produisent à la surface du béton peu de temps après sa mise en place ou lorsqu'il est encore plastique. Elles sont plutôt discontinues et ne s'étendent pas forcément d'un bord à l'autre de la surface exposée, parallèles les unes aux autres et perpendiculaires à la direction du vent [34].

Des fissures de ce type conservent leur forme originale une fois que le béton durci.

On peut voir apparaître ce phénomène chaque fois que :

- Le béton est trop chaud.
- La température extérieure est trop chaude.
- La surface du béton est exposée à un vent sec et au soleil chaud.

Si la vitesse d'évaporation de l'eau présente dans le béton est trop grande avant que l'on ne commence à mûrir le béton normalement, la surface de béton peut se dessécher suffisamment pour faire apparaître des fissures de retrait.

Donc, plus on ajoute d'eau dans le béton lors de la mise en place, plus le volume d'évaporation de l'eau sera élevé, ce qui en résulte une augmentation des fissures de retrait.

Le retrait dû au séchage étant une propriété inévitable du béton, on se sert de joints de retrait pour éviter la formation de fissures inesthétiques [34].

Les joints de retrait n'empêchent pas la formation de fissures de retrait, mais ils les contrôlent. Ainsi l'utilisation d'armatures à section plus faible, réparties uniformément sur l'élément, permet d'augmenter l'extensibilité du béton donc son comportement à la traction et d'avoir une fissuration plus fine.

Les fissures causées par le retrait plastique apparaissent surtout sur les surfaces horizontales et peuvent être largement éliminées en prenant certaines précautions, elles peuvent apparaître en n'importe quel temps chaque fois que la surface du béton se dessèche très rapidement par évaporation. De telles fissures apparaissent lorsque l'eau de surface s'évapore plus rapidement que celle qui monte à la surface durant le processus naturel de ressuage. Ceci a pour effet de créer très vite un retrait dû au séchage et des contraintes de tension en surface qui entraînent l'apparition de petites fissures irrégulières.

La norme Suisse CSA A23.1 requiert l'érection de paravents autour des cotés des éléments de béton exposés à une évaporation de surface supérieure à  $1 \text{ kg} / \text{m}^2$  par heure. Certains types de bétons, comme par exemple ceux contenant des pouzzolanes, peuvent se fissurer lorsque l'évaporation dépasse  $0,5 \text{ kg} / \text{m}^2$  par heure. Les bétons contenant des fumées de silice, sont particulièrement enclins au retrait plastique car leur ressuage n'est généralement que de  $0,25 \text{ kg} / \text{m}^2$  par heure. Lorsque le ressuage est très faible, il est très important de prendre des mesures préventives pour éviter l'assèchement prématuré de la surface. Lors de la prise, le ressuage peut s'arrêter complètement et la surface peut commencer à s'assécher même lorsque que l'évaporation est bien inférieure à  $1 \text{ kg} / \text{m}^2$  par heure. Dans ce cas, des mesures préventives supplémentaires sont nécessaires, quel que soit le type de béton.

Les mesures préventives qui suivent peuvent diminuer les risques de fissuration plastique. Elles peuvent être envisagées lors de la planification d'un bétonnage par temps chaud ou lorsqu'on fait face au problème durant la mise en place du béton. Elles sont énumérées dans l'ordre avec lequel elles devraient être appliquées lors de la mise en place.

- Humidifier les granulats secs et absorbants.
- Diminuer la température du béton en refroidissant les granulats et l'eau de gâchage.
- Mouiller l'infrastructure.
- Eriger des abris pour diminuer la vitesse du vent au-dessus de la surface de béton.
- Eriger des pare-soleil pour diminuer la température du béton.
- Vaporiser de l'eau immédiatement après la mise en place et avant que la finition ne commence, en prenant soin d'éviter l'accumulation d'eau qui peut réduire la qualité de la pâte de ciment.
- Ajouter des fibres synthétiques dans le béton pour diminuer le risque de fissuration.

## **2.4. DISTINCTION ENTRE FISSURATION SOUS CHARGES ET FISSURATION SOUS DÉFORMATIONS IMPOSÉES**

Il est en effet logique que des fissures apparaissent dans toute partie de la structure où les contraintes résultant des charges atteignent ou dépassent la résistance à la traction du béton. A l'exception d'éléments de béton armé sollicités en traction pure, la fissuration des structures en béton armé est en général peu importante sous l'effet des charges. L'armature requise pour satisfaire aux exigences de sécurité est normalement suffisante pour limiter l'ouverture des fissures à des valeurs acceptables, pour autant que les règles constructives habituelles soient respectées (diamètre, espacement, enrobage et armature minimale dans les zones peu ou pas sollicitées) et pour autant que le mécanisme de ruine adopté pour le dimensionnement ne s'écarte pas trop de l'état réel des sollicitations en service. Ce qui est notamment le cas des structures fléchies pour lesquelles la théorie de plasticité est appliquée de manière raisonnable en limitant les redistributions de sollicitations de 10 à 20% au maximum.

Parmi les déformations imposées, il peut être utile de faire la distinction entre :

- Les déformations intrinsèques (retrait thermique, retrait hydrique, fluage), dues à un phénomène interne à l'élément considéré; dans un tel cas, le risque de fissuration peut être considérablement réduit - voire éliminé - grâce à une composition appropriée du béton.

- Les déformations extrinsèques (variations climatiques, tassements différentiels des appuis ou des fondations), dues à un phénomène externe à l'élément considéré; dans ce cas, le recours à des bétons améliorés (le béton à hautes performances) ne s'avère guère efficace pour réduire la fissuration, ces bétons ayant un comportement moins ductile (module plus élevé, fluage et par conséquent relaxation plus faibles).

## 2.5. DIVERSES CAUSES ET PÉRIODE D'APPARITION DES FISSURES

La fissuration qui est un phénomène hasardeux peut être causée par des facteurs physiques tels que le retrait ou les variations de température ou par des facteurs mécaniques directement liés au chargement. Une fissuration non prise en considération lors de la conception de la structure et donc non contrôlée peut provoquer des effondrements et donc provoquer des pertes humaines et des dégâts

La figure 2.4 donne une vue d'ensemble des causes de fissuration du béton frais et du béton durci

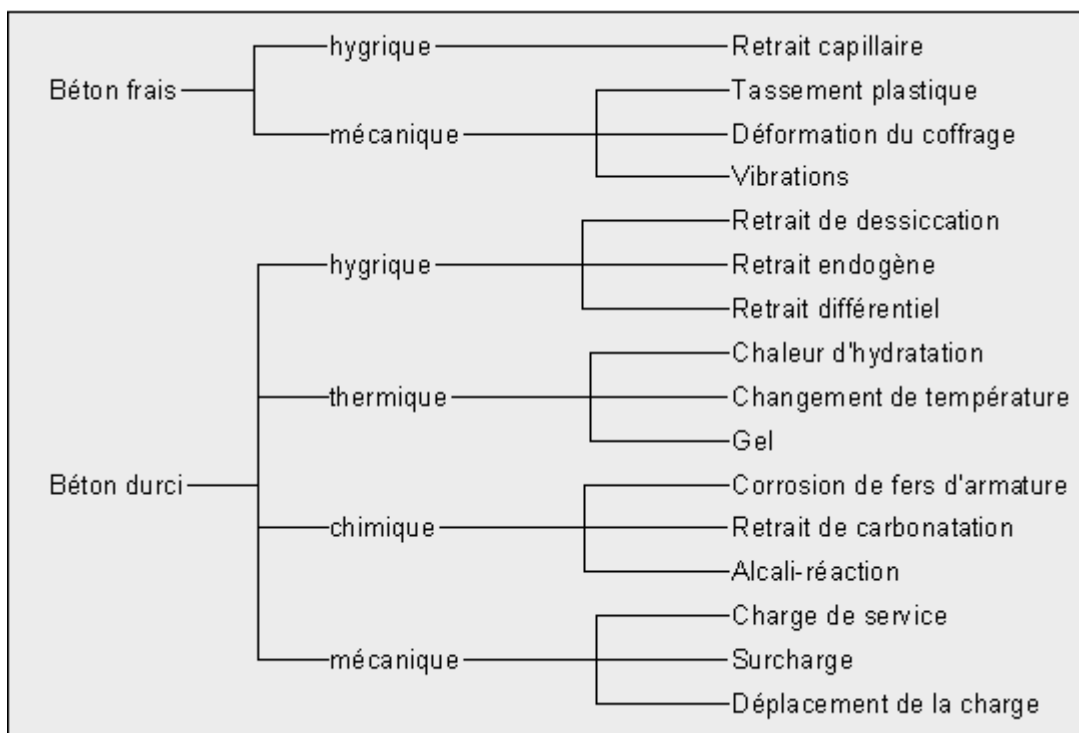


Figure 2.4 : Causes de fissuration du béton frais et du béton durci [35].

L'apparition de fissures dans les structures en béton est un phénomène courant et difficilement évitable, les causes d'apparition des fissures sont nombreuses et fort diverses comme indiqué au tableau 2.1. Cependant il est parfois difficile de discerner la vraie raison à l'origine de certaines fissures. Il est utile de faire la distinction entre les fissures suivantes :

► **Les fissures précoces:** apparaissant sur le béton frais, immédiatement ou quelques heures seulement après le bétonnage ; cas (a) et (b) du tableau 2.1.

Ces fissures ont des causes générales liées aux variations dimensionnelles du béton:

- Avant la prise c'est le ressuage
- Pendant la prise c'est le retrait plastique
- Après la prise c'est la contraction thermique
- Et l'auto-dessiccation (phénomène important seulement à faible rapport E/C).

Ces causes correspondent à des conditions particulières liées aux conditions de fabrication et de mise en œuvre qui codéterminent la fissuration. Les principales sont :

- Pour le ressuage, les obstacles au tassement
- Pour le retrait plastique, c'est plutôt le vent et les températures élevées.
- Et pour la contraction thermique, l'épaisseur des pièces.

Ces fissures sont d'autant plus préjudiciables à la durabilité qu'elles sont précoces car, se produisant avant que l'armature ne joue pleinement son rôle. Elles sont alors souvent ouvertes.

► **Les fissures d'origine mécanique :** apparaissant sur le béton en voie de durcissement (quelques jours ou semaines après le bétonnage) ou déjà durci (quelques mois ou années après la construction) ; ces fissures sont la conséquence de l'apparition de sollicitations excédant la contrainte de déformation du béton ou sa résistance à la traction ; cas (c) et (d) du tableau 2.1.

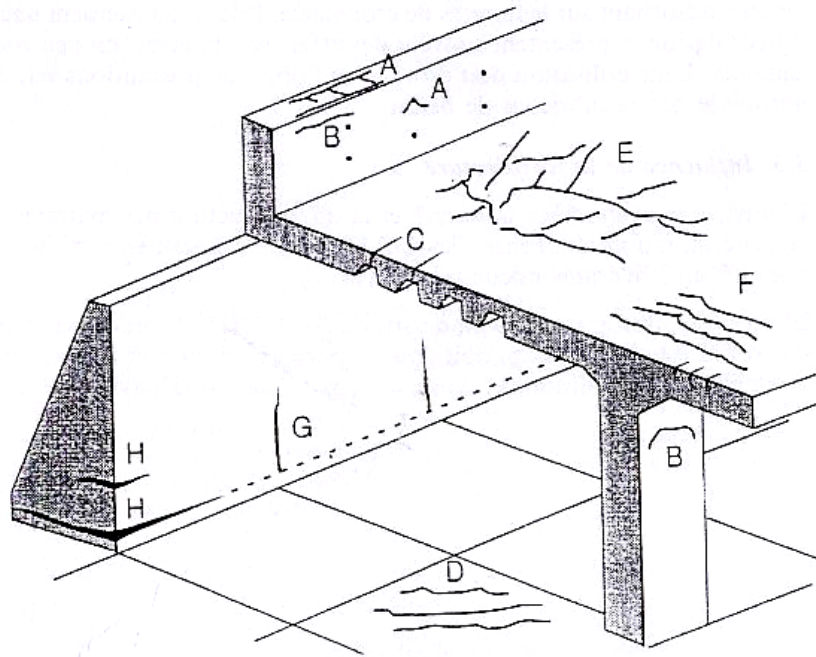
► **Les fissures d'origine physico-chimique :** apparaissant quelques années après la construction, elles sont la conséquence de phénomènes de gonflement dus à des réactions chimiques (corrosion des armatures, réaction alcali-granulats) ou à des effets physiques (gel de l'eau dans les pores du béton) qui peuvent entraîner une fissuration et un éclatement superficiel du béton d'enrobage ; cas (e), (f) et (g) du tableau 2.1.

**Tableau 2.1 : Tableau résumant les différentes causes et périodes d'apparition des fissures et indiquant l'utilité de l'armature passive pour en limiter les conséquences.**

Causes		Période d'apparition	Utilité d'une armature passive		
a	Tassement du béton frais	quelques heures	aucune		
b	Retrait plastique	après le bétonnage	aucune		
c	Déformations imposées	Retrait thermique	quelques jours après le bétonnage	oui	
		Retrait hydrique	endogène	quelques jours après le bétonnage	oui
			de dessiccation	quelques mois ou années	oui
		Tassement des fondations	selon nature du sol	oui	
		Température, variations climatiques	durant l'utilisation	oui	
d	Charges (poids propre, permanentes, variables)	durant l'utilisation	oui		
e	Corrosion de l'armature	quelques années	aucune		
f	Réactions chimiques (alcali-granulats)	après la construction	aucune		
g	Gel	-	aucune		

### 2.5.1. Les quatre causes générales de fissuration précoce

Le schéma de la figure 2.5 montre quatre sortes de fissures précoces qui peuvent affecter un ouvrage en béton.



**Figure 2.6 : Les quatre principales sortes de fissures précoces susceptibles d'affecter un ouvrage en béton [52].**

A, B, C : fissures par ressuage ou par tassement du béton frais.

D, E, F : fissures par retrait plastique.

G, H : fissures par retrait thermique après prise ou par auto-dessiccation.

#### 2.5.1.1. LE RESSUAGE

C'est l'exsudation superficielle d'une partie de l'eau de gâchage à la face supérieure du béton frais. Il se manifeste par l'apparition d'une pellicule d'eau claire à la surface libre horizontale du béton frais, en relation avec un tassement progressif du squelette sous l'effet de la pesanteur. Cette déformation verticale de tassement peut être importante (quelques pour cent) et s'accompagner dans les cas extrêmes de la création de fissures ouvertes (parfois plusieurs millimètres) au droit des obstacles qui s'oppose au mouvement de tassement du béton (armatures, variations locales d'épaisseur de la pièce,....).

Le mécanisme du tassement s'apparente à une percolation de l'eau à travers la suspension faiblement floculée des grains de ciment. Il s'agit, en fait, d'un tassement d'ensemble de la phase solide au cours duquel les grains de toutes tailles ne sédimentent pas individuellement, mais "descendent" à la même vitesse [36]. Dans le même temps, l'eau interstitielle s'écoule

dans le réseau poreux entre les grains pour venir en surface.

Le flux d'eau de ressuage est stationnaire avant la prise et décroît brusquement au moment du début de prise. Ceci signifie que le tassement est d'autant plus fort que le début est plus tardif. C'est, par exemple, le cas si la température ambiante est basse ou si un effet retardateur (action principale ou secondaire d'un adjuvant) se manifeste.

### **2.5.1.2. LE RETRAIT PLASTIQUE**

Il s'agit d'un retrait d'origine exogène par dessiccation qui se manifeste avant et pendant la prise. L'hypothèse générale admise [37] est que le retrait plastique est engendré par la dépression capillaire qui se développe lorsque des ménisques se forment dans les capillaires des bétons frais.

Un point caractéristique de ce retrait particulier de dessiccation est qu'il se produit pendant un temps limité. La déformation apparaît dès que la surface exposée est exempte d'eau de ressuage. En atmosphère calme (vent faible), le début de la période de retrait plastique coïncide avec le début de prise qui est aussi la fin du ressuage. En revanche, par vent fort, le flux d'eau évaporée peut être largement supérieure au flux stationnaire d'eau de ressuage et, dans ces conditions, la déformation peut commencer à se manifester quelques minutes après la mise en place. Le retrait plastique est donc piloté, dans une large mesure, par la vitesse de dessiccation.

La fin de la période de retrait plastique coïncide à peu près avec la fin de prise, lorsque la déformabilité du béton décroît fortement. L'influence de certains adjuvants agissant directement sur la vitesse de prise (accélérateurs, retardateurs) ou indirectement (plastifiants, fluidifiants), ainsi que celle de la température, a pour conséquence une variation de la valeur du retrait total.

### **2.5.1.3. LA CONTRACTION THERMIQUE APRÈS PRISE**

Cette contraction se manifeste, suivant les éléments de structure considérés, dans un laps de temps variant de quelques dizaines d'heures à quelques semaines après la mise en œuvre du béton, la durée augmentant avec la taille de la pièce. On conçoit que, s'agissant d'un matériau en phase de durcissement, les contraintes mises en jeu seront beaucoup plus élevées pour le retrait plastique.

### 2.5.1.4. LE RETRAIT PAR AUTO DESSICCATION DE BÉTON À HAUTE PERFORMANCE

Le retrait d'auto dessiccation désigne la contraction, isotherme, observée sur une éprouvette de béton en cours d'hydratation et protégée de tout échange d'eau avec le milieu extérieur. Ce retrait augmente lorsque le rapport E/C diminue ; il dépasse  $10^{-4}$  en déformation linéaire après quelques jours de conservation. Ce retrait provient d'un phénomène "d'auto-dessiccation" de la pâte de ciment au cours de son hydratation. Cette auto-dessiccation peut être mise en évidence expérimentalement de façon directe et l'on constate qu'elle augmente fortement lorsque le rapport E/C diminue. Une conséquence importante est que, si le retrait par auto-dessiccation est négligeable quand les rapports E/C sont de l'ordre de 0,6 (c'est le cas d'un béton courant dosé à 350 kg de ciment par mètre cube pour un affaissement de 8 cm mesuré au cône d'Abrams), ce phénomène prend de l'importance avec les bétons à hautes et très hautes performances quand les rapports E/C sont de l'ordre de 0,3.

**Tableau 2.2: Les causes générales de fissuration précoce, mécanismes, physiques et Paramètres impliqués pour les bétons courants**

LA PRISE			
Quelques heures		Quelques jours	
AXE DES TEMPS			
Causes	Ressuage	Retrait Plastique	Retrait thermique après prise
Mécanismes			
Force de van der Waals entre les grains fins	<ul style="list-style-type: none"> <li>. dosage en eau</li> <li>. nature minéralogique des éléments fins (sable, ciment)</li> <li>. ions dans la solution interstitielle du béton frais</li> </ul>		
Dessiccation par évaporation		<ul style="list-style-type: none"> <li>. dosage en eau</li> <li>. durée de prise</li> <li>. rapport surface / épaisseur</li> <li>. distance à la face exposée.</li> </ul>	
Contraction par refroidissement			Isolation du coffrage

## 2.6. MOYENS POUR RÉDUIRE LA FISSURATION

Divers moyens permettent de réduire la fissuration - voire de l'empêcher dans certains cas dont l'efficacité dépend dans une large mesure de la cause et de la période d'apparition des fissures (tab 2.1). Ces moyens consistent principalement à effectuer des choix judicieux lors du projet et à en contrôler la bonne exécution lors de la construction de l'ouvrage, concernant :

- Le système statique, les liaisons et les joints entre les différentes parties;
- Les armatures passives.
- La composition et la cure du béton.
- Les étapes de construction et les phases de bétonnage.
- La fabrication d'un béton renforcé de fibres.

### 2.6.1. SYSTÈME STATIQUE ET JOINTS

Le risque de fissuration d'origine mécanique (cas (c) et (d) du tableau 2.1) est beaucoup plus faible - voire même réduit à zéro dans un système isostatique ou avec des joints rapprochés, permettant aux déformations imposées de se produire librement ; cela, quand bien même un système hyperstatique et avec le moins de joints possibles s'impose dans de nombreux cas pour des raisons de sécurité (réserves de capacité et comportement ductile à l'approche de la ruine), d'économie sur les coûts de construction et/ou d'exploitation (joints souvent difficiles à réaliser, coûteux et source de nombreux ennuis).

### 2.6.2. ARMATURE PASSIVE

La mise en oeuvre d'une armature passive permet de contrôler la fissuration d'origine mécanique, c'est-à-dire résultant de déformations imposées (cas (c) du tableau 2.1) ou de l'effet des charges (cas (d)).

Aussi trivial que cela puisse paraître, il est néanmoins utile de mentionner ou de rappeler que la mise en oeuvre d'une armature passive - aussi importante soit-elle - ne constitue pas une mesure permettant d'éviter la fissuration. Elle ne permet que de limiter l'ouverture des fissures mais n'empêche nullement leur apparition (au contraire, elle peut même en être l'une des causes lorsque la quantité d'armature est très élevée!).

L'ouverture des fissures risquant d'apparaître dans une structure en béton est d'autant plus faible que la quantité d'armature passive est plus importante et que sa répartition est plus fine. La quantité et la répartition des barres d'armature (espacement minimal) seront

limités en pratique à des valeurs adaptées à la composition ainsi qu'aux procédés de mise en place et de vibration du béton, de manière à garantir l'obtention d'un béton durable et d'excellente qualité; en cas de doute, il est vivement recommandé de procéder à des essais préalables aussi réalistes que possible.

### 2.6.3. COMPOSITION ET CURE DU BÉTON

La mise en oeuvre d'armatures passive ne s'avère pratiquement d'aucune utilité pour limiter la fissuration précoce (cas (a) et (b) du tableau 2.1) ou celle d'origine physico-chimique (cas (e), (f) et (g)). Outre certaines mesures constructives (tel un enrobage suffisant), les mesures les plus efficaces dans ces cas-là s'avèrent celles concernant la composition et la cure du béton. De telles mesures peuvent également contribuer favorablement à diminuer - voire à éliminer- la fissuration résultant de déformations imposées intrinsèques en réduisant l'intensité des divers retraits (cas (c)). Ces mesures comprennent les éléments suivants :

- La réalisation d'un béton peu perméable et résistant aux agressions chimiques éventuelles grâce à une composition appropriée (choix du type de ciment, dosage en ciment suffisant, rapport eau/ciment aussi faible que possible par l'emploi d'adjuvants plastifiant ou réducteur d'eau, composition granulométrique et consistance adaptées aux moyens de mise en place, ajout de fines ou fillers en sorte que la quantité de fines dont le diamètre des grains est inférieur à 0,125 mm, ciment compris, soit au moins égale à 350 kg/m<sup>3</sup>, ajout éventuel de fumée de silice, ajout éventuel de fibres, etc.).
- La compacité et la qualité du béton d'enrobage sont finalement fortement tributaires des conditions de cure. Des mesures de cure insuffisantes ou mises en oeuvre trop tardive peuvent être à l'origine de fissures précoces et avoir un effet désastreux sur la qualité du béton d'enrobage et la durabilité de la structure; et cela, en dépit de tous les efforts éventuellement entrepris pour améliorer la composition du béton.
- Le maintien du coffrage ou, à défaut, la mise en oeuvre de mesures de cure des surfaces bétonnées exposées au milieu environnant sont indispensables jusqu'à ce que le béton d'enrobage offre une imperméabilité et une résistance suffisantes.

Pour être complètement efficaces, les mesures de cure doivent être appliquées immédiatement après la vibration et le réglage des surfaces bétonnées et doivent être maintenues durant plusieurs jours. Les durées de cure nécessaires sont fonction de nombreux paramètres tels que la composition du béton (type et dosage en ciment, rapport

eau sur ciment, ajouts) et les conditions climatiques pendant et après le bétonnage (température et humidité relative de l'air ambiant) qui conditionnent le développement de l'hydratation du ciment. Elles sont également fonction de l'agressivité du milieu environnant auquel sera soumis l'ouvrage une fois mis en service. Dans ce sens, des recommandations beaucoup plus complètes et détaillées sont fournies à l'annexe d.12 du Code Modèle [15].

Notons que si la confection de bétons améliorés ou de bétons à hautes performances, grâce à l'utilisation de ciment à plus haute résistance (à long terme et/ou initiale), à la réduction du rapport eau/ciment et à divers ajouts (en particulier de fumée de silice), peut s'avérer favorable et permettre ainsi une réduction de la durée de cure nécessaire, il n'en est pas de même en ce qui concerne la rapidité avec laquelle les mesures de cure doivent être mises en oeuvre. Les bétons courants avec un rapport eau/ciment supérieur à 0,5 sont protégés d'une dessiccation rapide grâce à l'eau de ressuage. Les bétons améliorés ou à hautes performances dans lesquels on a réduit le rapport eau/liant à des valeurs inférieures à 0,5 ne présentent souvent plus de ressuage et deviennent par conséquent beaucoup plus sensibles à tout retard ou manquement dans l'application des mesures de cure.

#### **2.6.4. ÉTAPES DE CONSTRUCTION ET PHASES DE BÉTONNAGE**

Une planification judicieuse des étapes de construction et des phases successives de bétonnage peut également avoir un effet favorable permettant de réduire sensiblement la fissuration, voire de l'éviter complètement dans certains cas. Chaque nouvelle étape bétonnée contre une étape précédente, qui a déjà effectué une partie de son retrait, voudrait se raccourcir par rapport à celle-ci, par suite du retrait thermique puis de la différence de retrait hydrique entre les deux étapes. Ces raccourcissements entravés, ainsi que les contraintes de traction dans le béton jeune et le risque d'apparition de fissures qui en résultent, sont d'autant plus élevés que le béton présente un fort dégagement de chaleur d'hydratation, que l'intervalle de temps entre les différentes étapes est important, ou que les liaisons rigides avec des étapes déjà durcies sont nombreuses

#### **2.6.5. FABRICATION D'UN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRE**

Lorsque les charges appliquées au béton s'approche de la charge de rupture, les fissures se propagent parfois rapidement. Les fibres noyées dans le béton permettent d'arrêter le développement de la fissuration. Les barres d'armature en acier jouent un rôle analogue, car elles agissent comme des fibres de grande longueur. Les fibres courtes et discontinues ont cependant l'avantage de se mélanger et de se disperser dans le béton de façon uniforme.



# **CHAPITRE 3**

## **EFFETS DE LA FISSURATION SUR LA DURABILITÉ DU BÉTON**

### 3.1. INTRODUCTION

La durabilité d'un matériau traduit la capacité de ce matériau à pouvoir supporter les conditions auxquelles il est exposé dans le temps et dans l'espace. Dans ce sens, le matériau béton présente quelques avantages par comparaison aux autres matériaux usuels tels que l'acier ou le bois.

Cependant, les dégradations de ce matériau dans différents types de structures et sous des environnements variés montrent clairement que le béton armé n'est pas synonyme de permanence dans la durée. Les problèmes de détérioration de ce matériau dans les structures sont liés à des facteurs tels que la fissuration, la mauvaise qualité du matériau béton ou encore la mauvaise qualité d'exécution, même si les deux derniers facteurs induisent forcément le premier. La fissuration apparaît donc comme un inconvénient majeur du matériau béton dans le sens où elle représente des voies de passage à tous les corps étrangers nuisibles, liquides ou gazeux, vers l'intérieur du béton. Suit par la suite le processus de détérioration du béton lui-même ou des aciers noyés à l'intérieur qui corrodent. Le dépôt de corrosion, à son tour, fait éclater le béton qui enveloppe les aciers et l'on assiste à un processus continu de dégradation du matériau béton armé et donc de la structure.

### 3.2. LA CLÉ D'UNE BONNE CONCEPTION : DURABILITÉ

L'objectif visé à travers une construction durable est que chaque structure en béton puisse conserver sa résistance et continuer de remplir sa fonction tout au long de sa durée de vie utile. Il en résulte que le béton doit être en mesure de résister aux mécanismes de détérioration auxquels il peut être exposé. On dit d'un tel béton qu'il a une bonne durabilité.

Il est utile d'ajouter que le concept de durabilité ne signifie pas une durée de vie infinie, pas plus qu'il ne signifie que le béton doit résister à n'importe quelle agression. De plus, on constate, ce qui n'était pas toujours le cas auparavant, que, dans bien des cas, un entretien régulier du béton est nécessaire.

La durabilité du béton est, dans bien des cas, d'une très grande importance. Il n'en demeure pas moins que, jusqu'à récemment, la technologie du béton a eu comme principal objectif de parvenir à des résistances mécaniques de plus en plus élevées. On avait posé comme hypothèse "qu'un béton résistant est un béton durable", dans de nombreuses conditions d'exposition des structures en béton, la résistance mécanique et la durabilité doivent ensemble être prises en considération dès l'étape de conception.

L'expression durabilité du béton est souvent utilisée pour caractériser de façon très générale la résistance d'un béton face à l'attaque d'un agent agressif, physique ou chimique .

Les agents agressifs qui attaquent le béton peuvent être classés schématiquement en deux grandes catégories :

- Les agents externes
- Les agents internes.

Parmi les agents externes, on peut citer les ions chlore, le gaz carbonique, les sulfates, les cycles de gel dégel, et les abrasifs.

Parmi les agents internes, on retrouve les ions chlore incorporés dans certains accélérateurs, les alcalis du ciment avec des granulats contenant des silices et donc potentiellement réactifs.

### **3.3. CAUSES D'UNE MAUVAISE DURABILITÉ**

Une mauvaise durabilité se manifeste par une détérioration qui peut résulter de facteurs externes ou de phénomènes internes au béton. Les différentes actions peuvent être physiques, chimiques ou mécaniques. Les dommages d'origine mécanique sont causés par les chocs, l'abrasion, l'érosion ou la cavitation. Les causes de dégradation chimique comprennent les réactions alcali-silice et alcali-carbonate. Les attaques chimiques externes sont principalement causées par la présence d'ions agressifs tels que les chlorures, les sulfates ou le gaz carbonique ainsi que par de nombreux liquides et gaz d'origine naturelle ou industrielle. Les causes physiques de détérioration comprennent les effets d'une température élevée ou des différences de dilatation thermique des granulats et de la pâte de ciment durci.

Il convient de noter avant toute chose que la détérioration du béton est rarement attribuable à une seule cause : le béton peut souvent se comporter de façon satisfaisante en dépit de certaines déficiences, mais lorsqu'un facteur défavorable s'ajoute, les désordres apparaîtront.

Pour cette raison, il est quelquefois difficile d'attribuer la détérioration à une cause particulière mais la qualité du béton au sens le plus large du terme, doit presque toujours être prise en considération. En effet, à l'exception des sollicitations mécaniques, tous les effets néfastes associés à la durabilité font intervenir l'écoulement de fluides (liquide ou gaz) à travers le béton. Il est donc nécessaire de bien comprendre ce phénomène lorsque la durabilité du béton est en cause.

Une des principales causes de la détérioration de plusieurs structures provient de l'importance accordée à la résistance à la compression du béton durant la conception des structures et au peu d'attention accordée aux facteurs environnementaux auxquels la structure devra faire face tout en remplissant son rôle structurel. Lorsqu'une structure en béton peut être sujette à une attaque chimique, une façon simple permet de réduire l'intensité de cette agression externe : diminuer la porosité et la perméabilité du béton que l'on se propose d'utiliser de façon à réduire ou ralentir, autant que faire se peut, la pénétration de l'agent agressif à l'intérieur du béton. Pour offrir la meilleure résistance à des attaques chimiques externes et même à des attaques physiques, il est essentiel que le béton soit aussi compact et imperméable que possible. Pour obtenir un tel résultat, le béton doit avoir un faible rapport E/C ou, comme c'est de plus en plus le cas, un faible rapport eau /liant. Dans le futur, les BHP seront essentiellement utilisés, non pas pour leur résistance à la compression, mais plutôt pour leur meilleure durabilité, puisque le matériau est dense et donc moins poreux. La diminution du rapport E / C est une condition nécessaire pour obtenir un béton durable, parce qu'un des paramètres les plus importants qui conditionnent la fissuration est le rapport eau / ciment du béton, car son augmentation tend à augmenter le retrait et donc la tendance à la fissuration et par conséquent la pénétration des agents agressifs qui affectent la durabilité du béton.

D'autres facteurs affectent la durabilité d'un béton, en particulier les détails de construction. Dans plusieurs structures, des poutres en béton se sont détériorées par suite de détails de construction qui ont entraîné la concentration d'agents agressifs en des points spécifiques de la structure. Si la même quantité d'agents agressifs avait été distribuée uniformément sur toute la structure, elle n'aurait pas alors affecté la durabilité du béton et de la structure de façon aussi rapide.

Lorsque l'on conçoit une structure en béton, il faut d'abord définir de la façon la plus précise les conditions environnementales dans lesquelles le béton assurera sa fonction structurale. Les spécialistes en matériaux pourront alors ajuster la formulation du béton et sélectionner les bons matériaux de telle sorte que le béton choisi puisse répondre le mieux possible à ces conditions environnementales.

### 3.4. ÉCOULEMENT DES FLUIDES DANS LE BÉTON

La pénétration des corps liquides ou gazeux entraîne des réactions chimiques entre ces corps tels que les sulfates ou les chlorures et certains composés du ciment hydraté; le produit formé absorbe de l'eau et gonfle en faisant éclater le béton.

Les trois principaux fluides qui peuvent pénétrer dans le béton et mettre en cause sa durabilité sont : l'eau pure ou contenant des ions agressifs, le gaz carbonique et l'oxygène. Ils peuvent se déplacer au travers du béton de différentes façons, mais tous les mouvements dépendent principalement de la structure de la pâte de ciment hydraté. Comme nous l'avons vu précédemment, la durabilité du béton dépend largement de la facilité avec laquelle les fluides, à la fois liquides et gaz, peuvent pénétrer et se déplacer à l'intérieur du béton ; c'est ce que l'on appelle communément la perméabilité du béton. À proprement parler, la perméabilité concerne l'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux. Cependant, le mouvement des différents fluides dans le béton ne se fait pas seulement par écoulement à travers le réseau poreux, mais aussi par des mécanismes de diffusion et d'absorption, de telle sorte que, en réalité, nous sommes plutôt concernés par ce que l'on pourrait appeler la pénétrabilité du béton. Quoi qu'il en soit, nous utiliserons l'expression couramment acceptée de perméabilité pour décrire globalement tout mouvement des fluides dans et au travers du béton, exception faite où, pour des raisons de clarté, il sera nécessaire d'établir des distinctions entre les différents mécanismes d'écoulement.

### 3.5. FACTEURS AFFECTANT LA DURABILITÉ

Les principaux facteurs pouvant affecter la durabilité d'un béton sont la fissuration et la perméabilité car ils permettent aux agents agressifs présents dans l'eau et l'atmosphère d'attaquer la structure et notamment les armatures. La fissuration affecte sérieusement la durabilité du béton et donc de la structure, et dans ce sens, les fissures constituent des points de faiblesse potentiels qui affectent négativement la durabilité des constructions. Depuis quelques décennies, la nécessité s'est faite sentir de formuler des bétons adaptés à leur utilisation, et l'on peut formuler des bétons durables en utilisant des granulats adéquats, en réduisant la quantité d'eau, en utilisant des adjuvants adéquats et en effectuant une mise en place, une vibration et une cure soignées. Ceci garantira au béton un retrait faible, une certaine compacité, et une bonne ouvrabilité. De plus, la durabilité peut être améliorée par une bonne conception structurale, en utilisant la technologie de la précontrainte qui diminuerait le risque

de fissuration, source de pénétration des agents extérieures, en disposant correctement une quantité suffisante d'armatures passives, en prévoyant un enrobage suffisant afin de protéger les armatures, et enfin en planifiant judicieusement les étapes de construction. Ceci permet de limiter l'ouverture d'éventuelles fissures.

### 3.5.1. PÉNÉTRATION D'EAU

Il existe un autre problème associé à la mesure de la perméabilité à savoir que, pour un béton de bonne qualité, l'eau ne s'écoule pas à travers le béton. L'eau pénètre à l'intérieur du béton jusqu'à une certaine profondeur et une relation a été obtenue par Valenta pour convertir la profondeur de pénétration en coefficient de perméabilité,  $K$  (en mètre par seconde), équivalent à celui obtenu par la loi de Darcy :

$$K = \frac{e^2 v}{2ht} \quad (1)$$

Où :

- $e$  : profondeur de pénétration de l'eau dans le béton en mètre.
- $h$  : charge hydraulique en mètre.
- $t$  : durée d'application de la pression hydraulique en seconde.
- $v$  : pourcentage du volume de béton occupé par les pores.

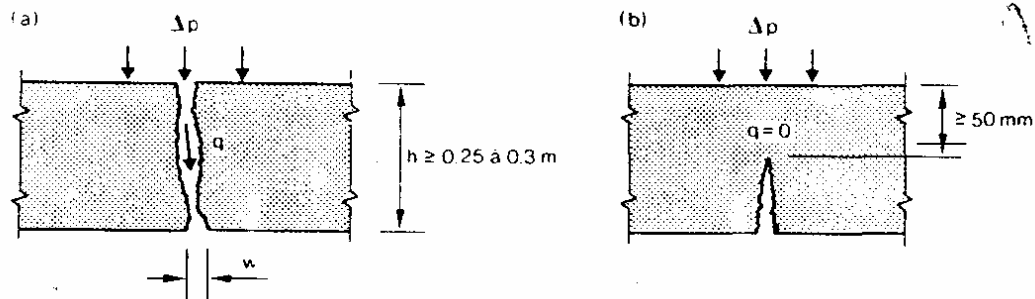
La profondeur de pénétration est obtenue, après un laps de temps donné, en fendant en deux l'éprouvette de béton et en observant la surface de rupture (le béton humide étant plus foncé). On obtient ainsi la valeur de  $e$  dans l'équation de Valenta indiquée ci-dessus.

Il est aussi possible d'utiliser la profondeur de pénétration de l'eau comme jugement qualitatif du béton: un béton «imperméable» présentera une profondeur de moins de 50 mm. Avec moins de 30 mm, le béton pourra être classé comme «imperméable» sous des conditions agressives.

### 3.5.2. ÉTANCHÉITÉ À L'EAU

L'étanchéité d'une structure en béton non munie d'un revêtement étanche dépend de la qualité du béton et dans une très large mesure de la fissuration. Il est relativement aisé d'obtenir un béton de bonne qualité, suffisamment compact et étanche (en l'absence de toute fissure), moyennant certaines dispositions adéquates concernant la composition, la mise en oeuvre et la cure. L'expérience a montré que l'épaisseur d'éléments plans en béton armé (dalles, murs, radiers), pour lesquels une étanchéité élevée à l'eau est requise, ne devrait pas être inférieure à 0,25 à 0,30 m

Par ailleurs, on sait que la fissuration est difficilement évitable dans une structure en béton. Parmi les fissures possibles, il convient de faire la distinction entre fissures traversantes et fissures non traversantes (fig.3.1).



**Figure 3.1 : Distinction entre fissures traversantes (a) et non traversantes (b).**

Les fissures non traversantes résultent par exemple de l'effet de gradients sur l'épaisseur de la section transversale (retrait ou variation de température non homogène) ou de sollicitations de flexion. Leur profondeur et leur ouverture sont en général limitées. Ces fissures n'affectent en principe pas l'étanchéité de l'élément de structure considéré tant qu'il subsiste une zone de béton non fissurée et souvent comprimée, d'une épaisseur égale ou supérieure à 50 mm ou au double du diamètre maximum des granulats. Sous réserve d'un béton de qualité suffisante, ce qui est en général le cas, l'étanchéité d'une structure en béton ou de l'un de ses éléments est principalement affectée par la présence éventuelle de fissures traversantes.

Le débit d'infiltration  $q$  par mètre linéaire de fissure est donné par la relation suivante[39] :

$$q = \frac{\zeta \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12\eta \cdot h} \quad (2)$$

Dans laquelle :

$\zeta$  : le coefficient de frottement indépendant de la nature du fluide et permettant de tenir compte de la rugosité réelle des faces d'une fissure.

$W$  : l'ouverture de fissure mesurable à la surface de l'élément.

$\Delta p$  : la différence de pression hydrostatique.

$\eta$  : la viscosité dynamique du fluide

$h$  : l'épaisseur de l'élément considéré

Des recherches récentes [39] montrent qu'il semblerait plus approprié d'introduire dans les relations de prédiction du débit d'infiltration du type de l'équation (2) une valeur du coefficient de frottement  $\xi$  croissant de manière monotone avec l'ouverture des fissures  $w$  ( $\xi = 0$  pour  $w = 0,05$  mm et  $\xi = 0,2$  pour  $w = 0,3$  mm).

Eu égard aux problèmes d'étanchéité, la qualité d'une structure en béton est donc grandement tributaire de la valeur limite fixée pour l'ouverture des fissures risquant d'apparaître et, par conséquent, des quantités d'armature mise en oeuvre. Dans l'hypothèse où le coefficient  $\xi$  est admis constant, la relation (2) indique en effet que les débits d'infiltration ou de fuite au travers des fissures augmentent proportionnellement au cube de leur ouverture.

Dans le cas d'ouvrages ou d'éléments soumis de manière permanente à une pression d'eau ou à un environnement humide, on peut compter sur un autocolmatage des fissures si leur ouverture est faible, c'est-à-dire n'excède pas environ 0,1 à 0,2 mm [40]. Cet autocolmatage est la conséquence de plusieurs phénomènes (gonflement du béton en milieu humide, accumulation d'éléments fins inertes, dépôts de chaux et autres sels minéraux) qui progressivement bouchent les fissures et après quelques jours à quelques semaines rendent la structure pratiquement étanche.

Il y a lieu d'être beaucoup plus prudent vis-à-vis du risque d'infiltration d'eau à travers une structure placée dans un environnement généralement sec et soumise occasionnellement à des venues d'eau. C'est en particulier le cas des dalles de parking non munies d'une étanchéité ni d'aucun revêtement. Des essais en laboratoire [39] et des mesures in situ [41] ont montré que dans de telles conditions des fissures traversantes de seulement 0,1 mm d'ouverture pouvaient laisser de l'eau s'infiltrer durant quelques heures, ce qui peut être suffisant pour causer des dommages. Dans ces cas là, il y aurait donc lieu soit de limiter plus sévèrement encore l'ouverture des fissures (0,05 à 0,1 mm, solution vraisemblablement très coûteuse, à moins de pouvoir mettre en oeuvre une précontrainte en désolidarisant par exemple les dalles des murs s'opposant à tout raccourcissement) soit de recourir à d'autres solutions (modification du système statique, création de joints, revêtement étanche pontant les fissures éventuelles).

### 3.5.3. PÉNÉTRATION DES IONS CHLORE

La fissuration du béton facilite la pénétration des chlorures et favorise donc la corrosion. Même si tous les bétons armés présentent en service quelques fissures, celles-ci peuvent être réduites lors du dimensionnement de la structure grâce au souci du détail et au respect des règles de l'art. Les fissures dont la largeur dépasse 0,2 à 0,4 mm sont nuisibles. Il est important de mentionner que, même si le béton précontraint est exempt de fissures, l'acier de précontrainte est plus vulnérable à la corrosion en raison de sa nature.

Le problème de l'attaque du béton par les chlorures survient habituellement lorsque des ions chlorures pénètrent de l'extérieur.

La pénétration des ions chlorure est probablement le phénomène le plus dévastateur pour les structures en béton armé. Lorsque les ions chlorure pénètrent dans la solution interstitielle, ils réagissent dans un premier temps avec le  $C_3A$  non hydraté pour former des monochloroaluminates ( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ ), ce qui représente une modification positive de la microstructure du béton. Toutefois, si la pénétration des ions chlorure se poursuit, ils exercent surtout une action dévastatrice au sein du béton lorsqu'ils atteignent les armatures d'acier en les corrodant très rapidement et en exerçant une pression sur le béton agaçant à travers le dépôt de rouille, ce qui fait gonfler le béton jusqu'à le faire éclater.

En général, cette corrosion développe d'abord un réseau de microfissures autour de la barre d'armature, réseau qui facilite la pénétration ultérieure d'ions chlorure additionnels et finit par écailler le béton de recouvrement lorsque la poussée due au gonflement devient excessive (figure 3.2). Cet écaillage du béton de recouvrement expose une nouvelle surface de béton à l'action des ions chlorure et ainsi de suite.

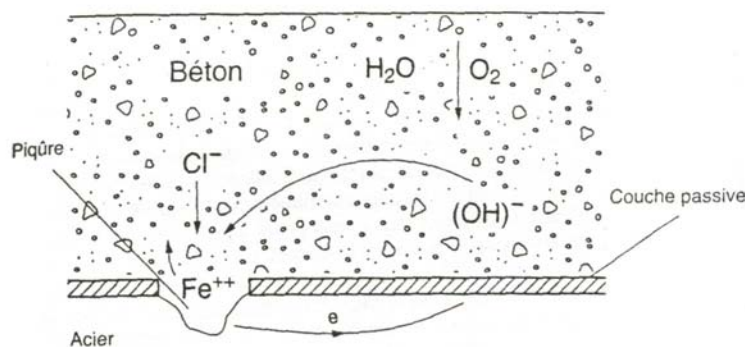
Les chlorures présents dans le béton peuvent provenir de granulats contaminés, d'eau de mer, d'eau saumâtre ou d'adjuvants contenant des chlorures ou apportés par les vents marins à proximité de la mer. Aucun de ces matériaux ne devrait être autorisé dans la fonction de béton armé et les normes limitent généralement de manière très sévère la teneur en chlorures du béton. Par exemple, la norme britannique BS 8110 : partie 1, 1985 limite la teneur totale en chlorure d'un béton armé à 0,40 % de la masse du ciment. La même limite est recommandée par la norme européenne ENV 206: 1992. La norme ACI 318-89 (révisée en 1992) ne considère quant à elle que les ions chlorures solubles. Sur cette base, la teneur en ions chlorure du béton armé est limitée à 0,15 % de la masse du ciment

La norme Afnor P18-325 limite la teneur en chlorures à:

- 1 % pour les bétons non armés;
- 0,4 % pour les bétons armés;
- 0,2 % pour les bétons précontraints.

Dans le fascicule 65A relatif à l'exécution des ouvrages en béton armé et en béton précontraint :

- 1% pour les bétons non armés;
- 0,65 % pour les bétons armés;
- 0,156 % pour les bétons précontraints par post-traction;
- 0,10 % pour les bétons précontraints par pré traction.



**Figure 3.2: Représentation schématique de la corrosion électrochimique en présence de chlorures**

### 3.6. CORROSION DES ARMATURES

La fissuration excessive du béton, qu'elle soit naturelle ou accidentelle, facilite la pénétration des agents agressifs, facteurs de corrosion des armatures de béton armé et précontraint.

De nombreuses recherches effectuées en laboratoire et sur des ouvrages ont montré que les problèmes de durabilité et en particulier le risque de corrosion des barres d'armature passive n'étaient pas influencés de manière significative par la valeur de l'ouverture des fissures tant que celle-ci demeure inférieure à une valeur de l'ordre de 0,3 et cela, dans un environnement sec à l'intérieur des bâtiments. Pour les éléments d'ouvrage exposés aux intempéries ou à un environnement agressif la limite d'ouverture de fissure qui résulterait en un problème de corrosion est de 0,15 mm selon ACI code (règlement Américain).

---

Le processus de corrosion dépend principalement de l'épaisseur et de la qualité du béton d'enrobage mais ne dépend guère de la fissuration.

L'ouverture des fissures n'influence que la longueur de la phase d'initiation, c'est-à-dire la durée à partir de laquelle le processus de corrosion démarre. Mais étant donné que la durée de cette phase n'est que de 2 à 6 années, elle ne joue pratiquement aucun rôle en ce qui concerne la durabilité eu égard à la durée de vie de l'ordre de 30 à 80 ans normalement attendue pour l'ouvrage, voire davantage dans certains cas.

Une conséquence pratique très importante de ces observations est donc qu'une limitation très sévère des ouvertures de fissures réalisable en particulier au moyen d'une augmentation des quantités d'armature ne s'avère pas comme un moyen efficace pour accroître la durabilité des structures en béton armé; et cela, même en cas d'environnement particulièrement agressif. En cas d'exigences élevées concernant la durabilité, ce sont d'autres mesures auxquelles on devra recourir, telles que:

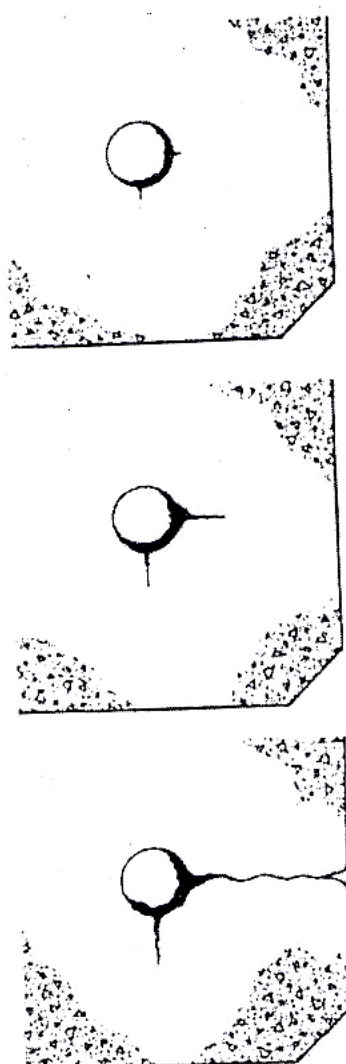
- La réalisation d'un enrobage suffisant.
- La confection d'un béton particulièrement dense et peu perméable et surtout résistant aux éventuelles attaques chimiques, grâce à un type de ciment approprié, à un dosage suffisant, à un rapport eau / liant aussi faible que possible, à une quantité minimale de fines, au recours éventuel à un béton avec ajout de fumée de silice ( bétons à hautes performance),etc..
- Une cure soignée et de durée suffisante.
- Et au besoin, en cas d'agression par des substances chimiques très agressives, la mise en œuvre d'une couche étanche à la surface du béton et/ou l'utilisation de barres d'armature revêtues d'une couche de résine époxy.

C'est en effet l'épaisseur et la qualité du béton d'enrobage protégeant la cage d'armatures qui constituent les facteurs déterminants pour la durabilité. Les exigences relatives peuvent être graduées en fonction du type d'ouvrage et de l'agressivité de son milieu environnant comme indiqué au tableau 3.1

**Tableau 3.1: Valeur limites recommandées pour assurer la durabilité des structures en béton armé.**

Environnement		Sec	Humide sans gel	Humide avec gel	Agressif Sels (+gel)
Enrobage minimum (cm)		1,5	2	2,5	4
Classe minimale de résistance	CEB	C16	C 20	C 25	C 30
	SIA	30/20 B	35/25 B	B35/25 à B40/30	B 45/35
Rapport max E/C		0,65	0,6	0,55	0,50 à 0,40
Dosage minimal en ciment [ $kg/m^3$ ]		270	300	300	300 à 350

La corrosion commence sur la surface proche de l'extérieur du fait que le béton contacte perd son alcalinité en premier et que les sources extérieure de chlorures, d'humidité et d'oxygène sont proches. Les produits de la corrosion s'entassent et exercent graduellement une pression sur le béton jusqu'à le faire éclater comme montré en figure 3.3



**Figure 3.3 : Eclatement du béton dû à la corrosion des armatures.**

La corrosion des armatures d'acier a été et sera toujours une des causes majeures de détérioration des structures en béton armé. Les armatures d'acier se corrodent chaque fois que le béton de recouvrement ne les protège pas suffisamment contre la rouille. Ce manque de protection peut avoir plusieurs causes, une trop forte valeur du rapport eau / liant, un mauvais mûrissement ou l'absence totale de mûrissement, un mauvais positionnement des armatures trop près des coffrages, la progression des ions chlorures, une très forte carbonatation.

Le mécanisme de corrosion de l'acier dans le béton est bien connu: la perte de passivation de l'acier lorsque décroît le PH de l'eau interstitielle du béton conduit celui-ci à s'oxyder et à rouiller. L'oxydation de l'acier ou sa rouille s'accompagne d'une augmentation de volume qui commence par générer des microfissures dont le nombre va en augmentant. Ces premières microfissures rendent la pénétration des agents agressifs encore plus facile de sorte que

la corrosion s'accélère jusqu'à provoquer finalement l'éclatement de l'enrobage de béton. Lorsque l'on atteint une telle dégradation, non seulement les armatures d'acier sont exposées directement à la corrosion, mais une nouvelle surface de béton, qui était initialement située en profondeur, est exposée directement à l'action des chlorures.

Encore maintenant, plusieurs auteurs pensent que la corrosion des aciers d'armatures est un phénomène inévitable, inhérent au béton armé. Pour réduire la corrosion des armatures d'acier, différentes solutions et agents anticorrosion sont régulièrement proposés sur le marché et certaines compagnies font la promotion de la protection intégrale d'une structure en utilisant une protection cathodique très coûteuse.

En fait, pour résoudre le problème de la corrosion des armatures d'acier, on peut suivre deux approches [21] :

- On continue d'utiliser un béton très poreux, et il faut alors absolument spécifier des armatures qui résistent à la corrosion ou un système de protection cathodique pour protéger toute la structure. Pour l'auteur [21], un béton qui a une résistance à la compression inférieure à 30 MPa est un béton qui ne protège pas bien les armatures d'acier, quel que soit l'environnement dans lequel il est utilisé, si l'on continue à maintenir les épaisseurs de recouvrement actuelles. En outre, on sait très bien qu'un tel béton n'offre pas une protection adéquate face à la carbonatation. En adoptant une telle solution facile, mais coûteuse à long terme, on oublie les deux causes majeures de la corrosion des armatures d'acier: une trop forte valeur du rapport eau/liant et de mauvaises pratiques de mûrissement. Tout béton qui a un rapport eau/liant supérieur à 50 présente une microstructure très ouverte qui offre de larges avenues à la pénétration d'agents agressifs quels qu'ils soient;

-La deuxième approche consiste à spécifier un béton imperméable et à bien le mûrir. Il n'est alors plus nécessaire de faire recours à des armatures résistants à la corrosion et donc l'acier ordinaire suffit. Des BHP qui ont un rapport eau/liant compris entre 0,30 et 0,35 sont suffisamment imperméable pour procurer une bonne protection aux armatures d'acier si l'épaisseur de recouvrement de ces armatures est suffisante et si la peau du béton a été mûrie de façon adéquate. L'épaisseur de recouvrement doit être ajustée selon la sévérité de l'environnement, et peut atteindre jusqu'à 7,5 cm [21], pour s'assurer une durée de vie suffisamment longue à l'ouvrage.

Évidemment, le choix d'un faible rapport eau/liant ne constitue qu'une première étape pour résoudre le problème de la corrosion de l'acier. Il faut aussi que ce béton imperméable soit

bien mis en place et bien mûri de façon à protéger efficacement les armatures d'acier contre la corrosion. Quand la mise en place et le mûrissement sont faits correctement, il n'est pas nécessaire d'utiliser des armatures à l'épreuve de la rouille, d'utiliser un adjuvant anticorrosion ni d'envisager une protection cathodique. Un BHP de faible rapport eau/liant, une mise en place et un mûrissement adéquats garantissent la protection des armatures contre la corrosion. La formulation du béton classique, en particulier son dosage en ciment et son rapport des teneurs eau-ciment, dépend de l'environnement auquel ce matériau est exposé

La corrosion des armatures a deux conséquences sur le comportement de l'ouvrage. Dans un premier temps, les produits de corrosion occupent un volume plusieurs fois supérieur au volume initial de l'acier, leur formation fissure le béton (de façon caractéristique, parallèlement à la direction du lit d'armatures), entraîne son éclatement ou son feuilletage.

La pénétration des agents agressifs en direction de l'acier est donc facilitée, ce qui se traduit par une augmentation de la vitesse de corrosion. Ensuite, la progression de la corrosion à l'anode réduit la section effective de l'acier, ce qui réduit par conséquent sa capacité de résistance.



## **CHAPITRE 4**

# **MÉTHODES RÉGLEMENTAIRES DE CONTRÔLE DE LA FISSURATION**

## 4.1. PRINCIPES GÉNÉRAUX

Il n'est généralement pas exigé de calculer explicitement les ouvertures de fissures afin de s'assurer qu'elles n'excèdent pas des valeurs limites spécifiées. Un tel contrôle dont la fiabilité est d'ailleurs problématique, étant donnée l'importante dispersion des résultats due au grand nombre de facteurs d'influence, dont certains sont difficilement maîtrisables n'est exigé qu'exceptionnellement. A cet égard, rappelons que l'objectif primordial du contrôle de la fissuration est d'éviter l'apparition de fissures isolées, d'ouverture importante et non contrôlée, telles des fentes ou lézardes. La fissuration est généralement non préjudiciable, par conséquent acceptable, si elle est répartie, c'est-à-dire s'il apparaît des fissures plus nombreuses, d'ouvertures contrôlées et n'excédant pas quelques dixièmes de millimètre.

Pour atteindre cet objectif, les normes contiennent une série de mesures permettant d'assurer un contrôle indirect ou implicite de la fissuration des structures en béton. Ces mesures comprennent généralement :

- **Des mesures d'ordre constructif et technologique** destinées à réduire, voire supprimer, le risque de fissuration quelle qu'en soit la cause. Comme exemples de telles mesures citons la composition et une cure appropriées du béton, la réalisation de joints afin de supprimer l'entrave aux déformations imposées telles le retrait, la mise en oeuvre d'une précontrainte adéquate, etc.

- **La mise en place d'une quantité d'armatures minimale** dans toutes les parties de structures en béton armé ou précontraint susceptibles de se fissurer et dans lesquelles on cherche à éviter l'apparition de fissures isolées et largement ouvertes, en général préjudiciables au bon comportement de l'ouvrage en service et à sa durabilité à long terme.

- **La limitation des contraintes dans l'acier d'armature**, calculées en stade fissuré sous le cumul des sollicitations déterminantes, ainsi qu'une répartition appropriée des barres d'armatures (limitation de leur espacement et/ou de leur diamètre).

## 4.2. CONTRÔLE SELON LA NORME SUISSE SIA 162

### 4.2.1. PRINCIPE DE L'ARMATURE MINIMALE

En cas des éléments de structures situés à l'extérieur, exposés aux intempéries et aux effets du gel ou en contact avec le sol. Comme exemples, citons les façades de bâtiments, les murs de soutènement, les parois de tunnels, les tabliers et piles de ponts, les fondations, la norme SIA 162 requiert la mise en place d'une quantité d'armature minimale dans toute partie de structure en béton armé ou précontraint dans laquelle les contraintes de traction (en

service, sous le cumul des sollicitations dues aux charges et aux déformations imposées, ou durant les différentes phases de construction) peuvent être proches ou supérieures à la résistance à la traction du béton. Cette armature minimale doit être dimensionnée de manière à pouvoir reprendre sans écouler les sollicitations internes correspondant à la fissuration du béton et de manière à limiter l'ouverture des fissures.

Dans le cas des dalles et murs pleins dans celui d'éléments à section en T ou en caisson, l'aire de la section d'armature minimale est définie comme suit :

$$A_{s, \min} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_{ct} \cdot A_{ct}}{f_y} \quad (4.1)$$

relation dans laquelle

■  $f_{ct}$  est la valeur conventionnelle ou de calcul de la résistance à la traction du béton, définie comme suit dans la norme SIA 162 :

\*  $f_{ct} = 2 \text{ N/mm}^2$  pour un béton de résistance inférieure à celle correspondant au type B 35/25.

\*  $f_{ct} = 2,5 \text{ N/mm}^2$  pour un béton de type B 35/25 (= classe C 20) ou de résistance supérieure.

■  $f_y$  est la valeur conventionnelle ou de calcul de la limite élastique limitée à  $460 \text{ N/mm}^2$  au maximum.

■  $A_{ct}$  est l'aire déterminante de la partie tendue de la section de béton en stade homogène, définie à la figure 4.1.

■  $\alpha$  est un facteur de majoration tenant compte de l'influence de l'espacement des barres d'armature  $s$  sur la fissuration

s [mm]	≤ 100	150	200	250	300
$\alpha$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4

■  $\beta$  est un facteur de réduction tenant compte des effets de la répartition des contraintes selon le type de sollicitations et de la présence d'états de contraintes auto-équilibrées sur la force interne de traction correspondant à la fissuration ; ce facteur est défini à la figure 4.1.

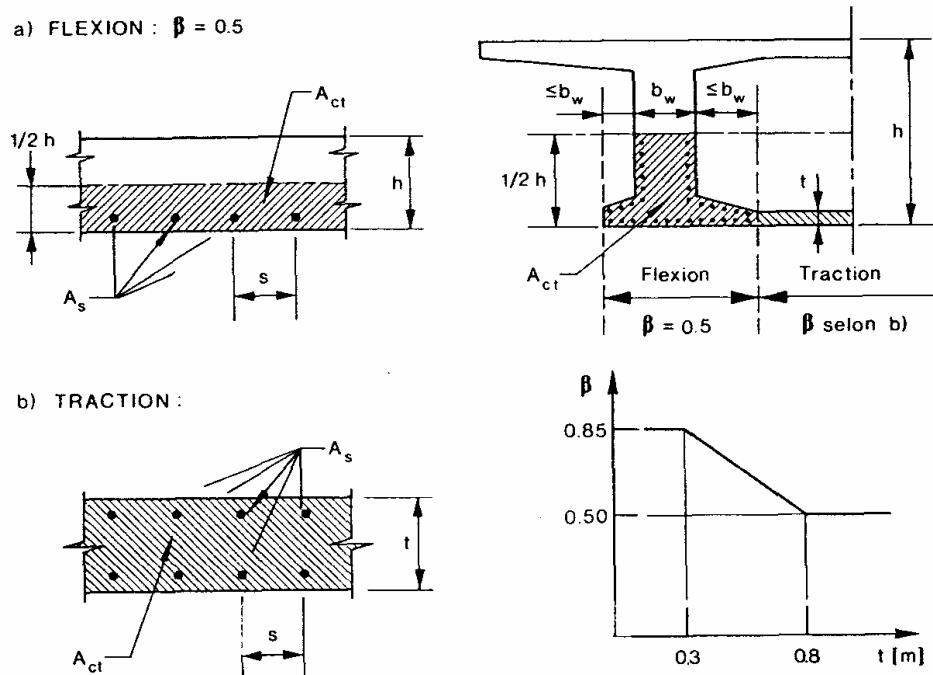


Fig. 4.1 : Définitions de l'aire déterminante  $A_{ct}$  et du facteur  $\beta$  selon la norme SIA 162.

#### 4.2.2. LIMITATION DES CONTRAINTES DANS L'ARMATURE

La norme SIA 162 requiert une limitation des contraintes dans l'acier calculées en stade fissuré, ce qui constitue un excellent moyen de limiter indirectement l'ouverture des fissures . Dans les deux cas, la norme exige de s'assurer que les contraintes effectives dans l'armature ne dépassent pas les valeurs maximales indiquées ci-dessous, sous une combinaison rare d'actions (cumul du poids propre, des effets de la précontrainte, des autres charges permanentes et d'une charge variable de courte durée).

Pour les aciers passifs

$$\sigma_{s,\max} = 0,95 f_y - 100 \text{ N/mm}^2 \quad (4.2.a)$$

Pour les aciers de précontrainte:

$$\sigma_{p,\max} = 0,90 f_{py} \quad (4.2.b)$$

##### 4.2.2.1. CAS OÙ LA FISSURATION EST PEUT PRÉJUDICIABLE

Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible :

- De n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses,
- D'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries,
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte et avec la règle ci-dessus relative aux petits diamètres.

#### 4.2.2.2. CAS OÙ LA FISSURATION EST PRÉJUDICIALE

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments étudiés sont exposés aux intempéries ou à des condensation, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

On observe les règles suivantes [23] :

► La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus basse des deux valeurs  $\frac{2}{3} f_e$  et

$110 (\eta f_{tj})^{1/2}$  MPa ( ou N / mm<sup>2</sup> ), expressions dans lesquelles :

\*  $f_e$  : désigne la limite élastique des aciers utilisés.

\*  $f_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa .

\*  $\eta$  : coefficient de fissuration qui vaut :

- 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

- 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur.

à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

► Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égale à 6 mm ;

► Dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et 2h (h désignant l'épaisseur totale de l'élément).

#### 4.2.2.3. CAS OÙ LA FISSURATION EST TRÈS PRÉJUDICIALE

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments étudiés sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas on observe les règles suivantes [23] :

► La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus basse des deux valeurs  $0,5 f_e$  et  $90 (\eta f_{tj})^{1/2}$  MPa

► Le diamètre des armatures est au moins égales à 8 mm

► Des armatures de peau pour les poutres de grande hauteur, ont une section au moins égale à 5 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de parement.

► Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 3 fois leur diamètre

► Dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 20 cm et 1,5h (h épaisseur totale de l'élément).

### 4.3. CONTRÔLE SELON LES NORMES EUROPÉENNES

L'Eurocode 2 [16], le Code Modèle CEB-FIP 1990 [15] ou son extension récente aux bétons à hautes performances [14] ne se différencient, concernant le contrôle de l'état-limite de fissuration, que sur des points de détail d'ordre rédactionnel et de certaines règles d'application. Ces différences ou améliorations résultent principalement du progrès des connaissances et de l'évolution des avis des commissions concernées, inhérents à la chronologie de ces divers documents et à leur durée d'élaboration.

#### 4.3.1. EXIGENCES REQUISES ET MESURES PRÉCONISÉES

Selon l'Eurocode 2 ou le Code Modèle CEB-FIP il convient d'établir, en accord avec le client ou maître de l'ouvrage, des limites appropriées tenant compte de la nature de la structure et de sa destination future. Outre les classes d'exposition (ou conditions d'environnement), ces normes font intervenir essentiellement la distinction entre structures en béton armé ou celles en béton précontraint pour graduer les exigences requises en matière de limitation de l'ouverture des fissures.

##### 4.3.1.1. STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

En règle générale et en l'absence d'exigences particulières concernant par exemple l'étanchéité, on peut admettre comme satisfaisant de limiter l'ouverture caractéristique des fissures à la valeur  $w_k = 0,30$  mm sous la combinaison d'actions quasi-permanentes ou fréquentes pour des éléments en béton armé. Une telle limite satisfait en principe aux exigences normales en matière d'aspect et de durabilité pour des éléments situés en environnement humide, chimiquement et physiquement agressif ou non.

Cette limite peut être relevée (valeur limite plus élevée, par exemple  $w_k = 0,4$  ou  $0,5$  mm) pour des éléments en béton armé situés en environnement sec et non agressif, si cela est acceptable pour d'autres raisons, par exemple l'aspect.

##### 4.3.1.2. STRUCTURES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

En raison du risque plus élevé de corrosion des aciers de précontrainte, des limites plus sévères s'imposent. En l'absence de données plus précises, il est recommandé de limiter l'ouverture caractéristique des fissures à  $w_k = 0,20$  mm pour les structures en béton précontraint situées en environnement sec et non agressif.

### 4.3.2. ARMATURE MINIMALE

Une quantité minimale d'armature est exigée afin d'assurer une fissuration contrôlée dans toute partie d'une structure ou de l'un de ses éléments soumis à des contraintes de traction dépassant la résistance à la traction du béton. Ces contraintes peuvent résulter de toutes combinaisons possibles de charges et de déformations imposées ou empêchées. A défaut de méthodes plus rigoureuses, la section d'armature minimale requise dans les zones tendues peut être estimée au moyen de la relation simplifiée suivante:

$$A_{s,\min} = \frac{\kappa_c \cdot \kappa \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_{s2}} \quad (4.3)$$

Dans laquelle :

- $f_{ct,ef}$  est la résistance à la traction du béton effective au moment où les fissures sont supposées se produire; à moins que les fissures n'apparaissent à un âge très jeune.
- $\sigma_{s2}$  est la contrainte maximale admissible dans l'acier d'armature, immédiatement après l'apparition des fissures ; cette contrainte, ainsi que l'armature minimale qui en découle, peut être graduée comme suit :

\*  $\sigma_{s2} = f_{yk}$  où  $f_{yk}$  est la valeur caractéristique de la limite élastique de l'acier, s'il s'agit d'éviter l'apparition de larges fissures isolées,

\*  $\sigma_{s2} < f_{yk}$  selon les valeurs indiquées au tableau 4.2, s'il s'agit de limiter l'ouverture des fissures à des valeurs spécifiées.

- $A_{cb}$  est l'aire de la partie tendue de la section de béton homogène calculée juste avant l'apparition des fissures.

- $\kappa_c$  est un facteur de réduction tenant compte de la forme de la distribution des contraintes, dont la valeur est généralement comprise entre 0,4 et 1,0 en fonction de la nature des sollicitations et de la forme de la section.

- Dans le cas de sections rectangulaires.

$\kappa_c = 1,0$  pour la traction pure.

$\kappa_c = 0,4$  pour la flexion simple.

- Dans le cas de sections en caisson.

$\kappa_c = 0,9$  pour les dalles / la membrure tendue.

$\kappa_c = 0,45$  pour les âmes.

■  $\kappa$  est un facteur de réduction permettant de tenir compte de l'effet favorable sur l'effort de fissuration, sa valeur dépend principalement de l'épaisseur  $h$  de l'élément de structure considéré

$\kappa = 0,8$  pour  $h \leq 0,3$  m;

$\kappa = 0,5$  pour  $h \geq 0,8$  m;

$\kappa = 0,98 - 0,6h$  pour  $0,3 < h < 0,8$  m.

#### 4.3.3. LIMITATION DES CONTRAINTES DANS L'ARMATURE

En tous les cas il est demandé de limiter, sous les conditions de service, les contraintes de traction dans les aciers d'armature aux valeurs maximales suivantes :

- Sous les combinaisons rares de charges:

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} \quad (4.4.a)$$

- Lorsqu'elles résultent essentiellement de l'entrave à des déformations imposées :

$$\sigma_{s,max} = f_{yk} \quad (4.4.b)$$

Afin de limiter plus sévèrement la largeur des fissures, conformément aux exigences requises au paragraphe 4.3.1, il est en principe suffisant de limiter la contrainte maximale autorisée dans les aciers, en fonction du diamètre et de l'espacement des barres selon les indications données dans les tableaux 4.1 et 4.2. Pour ce faire, il est nécessaire d'effectuer une distinction selon l'origine des sollicitations provoquant la fissuration.

##### 4.3.3.1. FISSURATION SOUS DÉFORMATIONS IMPOSÉES

Si la fissuration résulte principalement de l'entrave aux déformations imposées, seules les indications du tableau 4.1 doivent être respectées. Les valeurs indiquées dans ce tableau sont valables pour un béton de classe C 30 ou inférieure. En cas d'utilisation d'un béton de classe supérieure, il est possible de tenir compte de l'effet bénéfique dû à l'amélioration des propriétés d'adhérence en augmentant les valeurs des contraintes maximales dans l'armature, de la manière indiquée ci-après [14]

$$\sigma_{s2} = \sigma_{s2,0} \cdot \sqrt{f_{ctm} / f_{ctm,0}} \quad (4.5)$$

Où

\*  $\sigma_{s2,0}$  est la valeur indiquée dans le tableau 4.2 pour la contrainte maximale dans l'acier, établie pour un béton de classe C 30 ou inférieure.

\*  $f_{ctm,0} = 2,8 \text{ N/mm}^2$  est la valeur moyenne de la résistance à la traction pour un béton de classe C 30.

\*  $f_{ctm}$  est la valeur moyenne de la résistance à la traction pour un béton de classe supérieure à C 30.

**Tableau 4.1 : Valeurs maximales des contraintes en fonction du diamètre des barres d'armature à haute adhérence, permettant d'assurer une limitation satisfaisante des fissures selon le Code Modèle CEB-FIP 90 [15].**

Contrainte max. dans l'acier $\sigma_{s2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diamètre max. des barres d'armature 0 [mm] dans le cas de structures en	
	béton armé ( $w_k \leq 0,3$ mm)	béton précontraint ( $w_k \leq 0,2$ mm)
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	14	8
320	10	6
360	8	5
400	6	4
450	5	-

#### 4.3.3.2. FISSURATION SOUS CHARGES IMPOSÉES

Pour limiter à un niveau acceptable la fissuration des structures en béton soumises principalement à des charges imposées, il est suffisant de respecter les dispositions prévues dans l'un des tableaux 4.1 ou 4.2. Il s'agit donc de s'assurer que soit le diamètre des barres soit leur espacement ne dépassent pas certaines valeurs maximales indiquées dans ces tableaux en fonction de la contrainte  $\sigma_{s2}$  dans les aciers.

Lorsqu'elles sont utilisées pour contrôler la fissuration sous charges imposées, les valeurs indiquées dans le tableau 4.2 sont valables pour des structures où l'armature est disposée de manière usuelle, c'est-à-dire lorsque le rapport  $d/h$  ne diffère pas trop de la valeur courante 0,9. Dans le cas contraire, des facteurs correctifs sont définis en fonction du rapport  $d/h$  effectif dans l'Eurocode2 ou dans le Code Modèle.

**Tableau 4.2 : Valeurs maximales des contraintes en fonction de l'espacement des barres d'armature à haute adhérence, permettant d'assurer une limitation satisfaisante des fissures selon le Code Modèle CEB-FTP 90 [15].**

Contrainte max. dans l'acier $\sigma_{s,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Espacement max. des barres d'armature s [mm] dans le cas de structures en	
	béton armé ( $w_k \leq 0,3$ mm)	béton précontraint ( $w_k \leq 0,2$ mm)
160	300	200
200	250	150
240	200	100
280	150	50
320	100	-
360	60	-

#### 4.4. CONTRÔLE DE LA FISSURATION DANS LES CALCULS COURANTS

Les règlements britannique et Français recommandent à ce que l'ouverture maximale de fissures, en surface ne dépasse pas 0,3 mm. Des fissures excessivement ouvertes affectent l'apparence d'une structure et peuvent entraîner la corrosion des aciers surtout dans un environnement agressif.

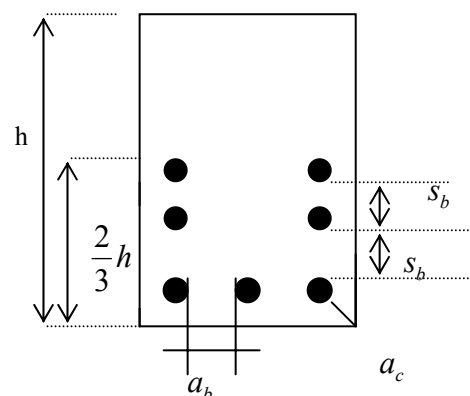
Cependant, il est à noter que le phénomène de la corrosion en béton armé dépend principalement de l'enrobage en béton et de sa porosité (porosité du béton). Dans la pratique, cette limite d'ouverture de fissures est respectée en procédant à la limitation de la distance maximale entre les barres tendues comme le montre la figure suivante, prise du règlement BS 8110

$$a_{b \max} = \frac{75000}{f_e} \left[ \frac{100 - \beta_{red} \%}{100} \right] \leq 300 \text{ mm}$$

Où  $\beta_{red} \%$  : taux de redistribution de moment en %

$$a_b \leq a_{b \max}$$

$$a_c \leq \frac{1}{2} a_b$$



► Si et seulement si  $h > 750$  mm, les barres distribuées sur les faces de côté (le long de la hauteur) sont nécessaires jusqu'à une profondeur de  $\frac{2}{3}h$  à partir de la face tendue ; leur espacement  $s_b$  ne doit pas dépasser 250mm. La limite maximale d'ouverture des fissures est cependant réduite à 0,1mm pour les ouvrages devant retenir un liquide.

#### 4.4.1. CONTRAINTES DE TRACTION IMPOSÉES PAR LES CONDITIONS DE FISSURATION DU BÉTON

La théorie de fissuration permet le calcul de la répartition et de l'ouverture de fissures de flexion et de traction, supposée normale à la direction de l'armature.

Cette théorie, dans son état actuel, ne concerne pas les fissures obliques d'effort tranchant, qui peuvent se développer sur la hauteur d'un élément fléchi.

Des formules ont été établies pour les éléments soumis à une traction simple (tirant) ou pour les armatures tendues  $A$ , d'une pièce fléchie associée à la section du béton tendu  $B_f$  ayant le même centre de gravité que ces armatures.

On définit le pourcentage de fissuration  $\tilde{\omega}_f$ , comme suit :

$$\tilde{\omega}_f / 100 = A / B_f$$

Suivant la valeur de  $\tilde{\omega}_f$  deux types de fissuration sont susceptibles de se produire :

- Fissuration systématique ; lors de la mise en traction des armatures, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture. Les contraintes de traction sont données par la relation :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \tilde{\omega}_f}$$

- Fissuration accidentelle ; due aux effets du retrait, de variation de température, etc. Les contraintes de traction admissible sont indépendantes de  $\tilde{\omega}_f$  et pour valeur :

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Où : -  $\phi$  est le diamètre nominal, exprimé en mm, de la plus grosse barre tendue.

-  $\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  Pour les barres lisses.

$\eta = 1,6$  Pour les barres à haute adhérence.

-  $\bar{\sigma}_b$  Contrainte de traction du béton en bars ( kgf/cm<sup>2</sup> )

-  $K$  est un coefficient qui a pour valeur :

$K = 1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible

$K = 1 \cdot 10^6$  si la fissuration est préjudiciable, parce que les éléments sont exposés aux intempéries, condensation, brouillards salins, etc. ou bien sont des ouvrages à la mer.

-  $K = 0,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est très préjudiciable parce que les éléments sont en contact avec l'eau ou exposés à un milieu agressif ou bien parce qu'ils doivent assurer une étanchéité.

Aux valeurs précédentes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  on doit ajouter le terme  $300\eta$  lorsque les ouvrages sont en milieu constamment humide, sauf lorsqu'il s'agit d'ouvrage à la mer.

#### 4.4.2. ALLONGEMENT DE L'ACIER SELON LE BAEL

Le BAEL admet que lorsque la fissuration systématique est atteinte, la diminution de l'allongement de l'acier peut être évaluée par la quantité :

$$\frac{f_{ij}}{2E_a \cdot \rho_f} \quad \text{à condition que} \quad \rho_f \geq \frac{f_{ij}}{\sigma_f}$$

$E_a$  : module d'élasticité de l'acier.

$\sigma_f$  : contrainte de l'armature au droit des fissures.

$f_{ij}$  : Contrainte de traction du béton à j jours

$\rho_f$  : est le rapport de la section d'armatures tendue à une aire de béton tendu

#### 4.4.3. LA FISSURATION CRITIQUE

La charge de fissuration qui vient d'être ainsi définie est celle qui, au stade des tractions moyennes, provoque les premières fissures superficielles visibles du béton tendu. Ces fissures ne sont pas forcément graves et préjudiciables à la tenue de l'ouvrage, comme le montre l'examen des pièces tendues en service qui, pour la plupart, sont fissurées superficiellement.

Lorsque la charge augmente au-delà de  $Q_f$  correspondant à la fissuration superficielle, les fissures s'agrandissent et ce propagent à l'intérieur de la pièce, vers les armatures.

Finalement, elles atteignent celles-ci en un ou plusieurs points, et même sur tout leur contour.

La charge  $Q_{cr}$  à partir de laquelle l'armature commence à se trouver en contact avec le milieu extérieur par le canal des fissures donne la valeur de la résistance de la pièce à la fissuration critique.

Cette fissuration sera critique si la pièce est exposée aux intempéries. On peut craindre en effet que les eaux de ruissellements pénètrent par capillarité dans les fissures. Les atmosphères corrosives (air marin ou sulfureux) sont également nocives et peuvent désorganiser rapidement l'ouvrage.

La charge de fissuration critique est donnée par la formule suivante :

$$Q_{cr} = (B-A) \sigma_b + A \times 100 \left( \frac{100}{1+c} - \frac{c^2}{300} \right)$$

\* B : section du béton tendu

\* A : section des armatures tendue

\*  $\sigma_b$  : contrainte dans le béton

\* c : étant l'écartement des armatures.

On voit que cette charge varie en sens inverse de l'écartement des aciers, ce qui est logique. L'allongement du béton étant d'autant plus régulier que l'acier est mieux divisé et réparti au sein de celui-ci. Donc la formule montre bien l'influence des nombres de barres de petit diamètre et de leur écartement qui est d'autant petit que le nombre des barres est élevé.



# **CHAPITRE 5**

## **ESTIMATION DES OUVERTURES DE FISSURES**

## 5.1. INTRODUCTION

L'importance de la fissuration ainsi que l'ouverture minimale à partir de laquelle une fissure est considérée comme importante dépendent de la fonction des éléments structuraux ainsi que des conditions d'exposition du béton. Selon [2] Reis et al ont proposé des valeurs de largeur de fissure pouvant être considérées comme acceptables. Ces valeurs, qui constituent un bon guide, sont les suivantes :

- Éléments intérieurs : 0,35mm.
- Éléments extérieurs utilisés dans des conditions normales d'exposition : 0,25mm.
- Éléments extérieurs exposés à un environnement particulièrement agressif : 0,15mm.

Bien que cela soit variable d'un observateur à l'autre, la largeur de fissure minimale visible à l'œil nu est d'environ 0,10 mm. La détermination de l'ouverture ou largeur des fissures peut se faire avec des appareils grossissants simple.

## 5.2. ESTIMATION DES OUVERTURES DE FISSURES

La fissuration du béton est un processus hasardeux, hautement aléatoire et influencé par plusieurs facteurs. A cause de la complexité du problème, les méthodes actuelles qui permettent de prédire l'ouverture maximale d'une fissure sont basées essentiellement sur des constatations expérimentales. Donc ces méthodes ne peuvent que prédire l'ouverture maximale la plus probable ; il restera toujours des possibilités de fissures isolées pouvant avoir des ouvertures bien au-delà de celles prédites.

### 5.2.1. CONSTATATION EXPÉRIMENTALES

Les observations ont montré qu'en général, les fissures prennent naissance en tant que microfissures puis se développent en fissures avec des ouvertures mesurables. Une fissure devient visible à l'œil nu à partir d'une ouverture de l'ordre de 0,1 mm

L'ouverture d'une fissure de flexion, par exemple, diminue d'un maximum à la face la plus tendue à zéro au niveau de l'axe neutre dans le cas des pièces fléchies.

L'enrobage est un paramètre important dans l'ouverture et l'espacement des fissures. Des essais faits par Broms ont montré qu'en général, une augmentation de l'enrobage augmente l'espacement des fissures et augmente aussi leur ouverture [32].

Une poutre armée avec des aciers rond-lisses développe peut de fissures mais avec des ouvertures assez larges, pendant qu'une poutre avec des aciers à haute adhérence développera plus de fissures avec des ouvertures très fines presque invisibles sous les charges de service. Ceci est surtout dû aux saillies (déformations à la surface des barres) qui augmentent la

résistance au glissement acier-béton et donc améliore l'adhérence acier-béton, éliminant ainsi les possibilités de fissures larges . Le deuxième paramètre lié aux aciers et qui a une influence importante sur l'ouverture des fissures est leur contrainte  $f_s$  . Des études faites par Gergly et Lutz [47] ont confirmé que l'ouverture d'une fissure est proportionnelle à la contrainte des aciers,  $f_s$  ; cette contrainte pouvant être calculée en se basant sur une analyse élastique d'une section fissurée. Dans ce sens, les travaux de Beeby [48] ont montré que l'ouverture d'une fissure est proportionnelle à la déformation moyenne au niveau où la fissuration est considérée. Une fissure est ouverte au maximum à la surface de l'élément et se retrait en profondeur jusqu'à un minimum au niveau de l'interface acier- béton, ceci justifie l'hypothèse de non glissement acier-béton et nous permet de déduire que l'ouverture d'une fissure est aussi fonction de la distance à la barre la plus proche.

### 5.2.2. ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

Les formes et dimensions de chaque élément de structure, ainsi que les dispositions des armatures, sont généralement conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage : aspect des parements, étanchéité des parois, corrosion.

Les principaux paramètres qui interviennent dans la limitation de l'ouverture des fissures sont:

- Le pourcentage des armatures tendues
- Les diamètres de celle-ci qu'il faut proportionner aux dimensions transversales des pièces
- Leur répartition et leur contrainte de traction
- L'espacement entre deux fissures.
- L'éclatement du béton au niveau de la fissure.
- L'adhérence acier-béton.
- La section d'enrobage de béton à travers laquelle est transmise la traction de l'acier vers le béton.

## 5.3. THÉORIE DE LA FISSURATION

### 5.3.1. APPARITIONS SUCCESSIVES DES FISSURES

Aussitôt après l'apparition de la première fissure, les tractions qui se répartissaient avant fissuration entre le béton et les armatures sont uniquement transmises par les barres à travers la fissure.

L'allongement de ces barres par rapport au béton met en jeu les efforts de liaison et la contrainte de traction du béton, nulle sur les lèvres de la fissure, croit lorsqu'on s'écarte de celle-ci. La distance à laquelle cette contrainte atteint la résistance à la traction du béton est la distance minimale à laquelle une nouvelle fissure peut se former au voisinage de la première.

Si deux fissures se sont formées à une distance inférieure au double de la distance minimale (voir méthodes d'estimation des ouvertures et de l'espacement de fissures), la contrainte du béton ne pourra pas atteindre, entre ces deux fissures, une valeur suffisante pour qu'une autre fissure intermédiaire se produise.

Si la résistance à la traction du béton et la contrainte de rupture d'adhérence étaient parfaitement définies, l'espacement entre les fissures varierait entre une et deux fois l'espacement minimal et l'espacement moyen (moyenne des espacements) serait égal à 1,5 fois ce dernier. L'irrégularité naturelle de ces divers facteurs augmente la possibilité de variation de l'espacement.

### 5.3.2. FORMULE D'ESTIMATION DES OUVERTURES ET DE L'ESPACEMENT DE FISSURES

#### 5.3.2.1. MÉTHODE DE BEEBY

Parmi les formules empiriques, on retrouve celle proposée par Beeby [48] (British Cément Association) et qui est adoptée actuellement dans les règlements Britannique et Australien, elle est basée sur l'hypothèse que l'ouverture des fissures, nulle au niveau de l'armature, n'existe que sur le parement du béton, et que la largeur des fissures ne dépend que des déformation du béton entourant l'armature :

$$W_{\max} = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1 + 2\left[\frac{a_{cr} - C_{\min}}{h - x}\right]} \quad (5.1)$$

Où :

$C_{\min}$  : enrobage minimum des aciers tendus

$h$  : hauteur totale de la section

$x$  : profondeur de l'axe neutre, calculée en se basant sur les hypothèses d'une section fissurée

$a_{cr}$  = distance à partir du point considéré à la surface de la barre la plus proche

$\varepsilon_m$  = déformation moyenne au niveau où la fissuration est considérée ; cette déformation est calculée en tenant compte des effets du fluage

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{b_1(h-x)(a'-x)}{3E_sA_s(d-x)} \quad (5.2)$$

Avec :

$\varepsilon_1$  : déformation au niveau considéré, calculée à partir des hypothèses d'une section fissurée et un module d'élasticité à long-terme (fluage).

$b_1$  : largeur de la section de béton au niveau des armatures

$a'$  : distance de la face de compression au point considéré pour la fissuration

$A_s$  : section d'acier.

Une valeur négative de  $\varepsilon_m$  indique que la section est non fissurée.

Il est intéressant de voir ci-dessous les cas particuliers d'application de cette formule :

► 1<sup>er</sup> cas : directement au dessous d'une barre

La distance  $a_{cr}$  devient égale à l'enrobage  $C_{min}$  et l'équation devient :

$$W_{max} = 3C_{min}\varepsilon_m \quad (5.3)$$

dans ce cas, on voit comment l'ouverture d'une fissure est directement proportionnelle à l'enrobage des aciers tendus.

► 2<sup>ème</sup> cas : quand  $a_{cr}$  est assez grand devant  $C_{min}$  ( $C_{min}$  est négligeable devant  $a_{cr}$ ).

L'équation devient :

$$W_{max} = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1 + 2\frac{a_{cr}}{h-x}} \approx \frac{3}{2}(h-x)\varepsilon_m \quad (5.4)$$

Pour un élément donné,  $\varepsilon_m$  est maximum à la face la plus tendue ; à cet endroit, si  $(h-x)$  est assez petit, les fissures ont moins de chance de dépasser les limites permises (0,3 mm pour le BAEL).  $(h-x)$  représente approximativement la longueur de la fissure.

Cette expression  $\left[ W_{max} = \frac{3}{2}(h-x)\varepsilon_m \right]$  explique pourquoi une fissuration excessive se produit très rarement dans les dalles sous les charges de services ; l'épaisseur des dalles n'excédant pas en général 200 mm, d'où la faible valeur  $(h-x)$  conduisant à une ouverture de fissure assez réduite.

On constate ainsi, que le cas où la fissure est assez loin d'une barre, son ouverture est proportionnelle à la longueur de cette fissure,  $(h-x)$ .

La distance moyenne retenue entre les fissures est :  $\Delta l_m = 1,33.h_0$  et  $h_0 = h - x$

### 5.3.2.2. MÉTHODE DE GERGELY-LUTZ

Cette méthode [47] est adoptée par le règlement Américain ACI, elle s'énonce comme suit :

$$W = 0,076 \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \quad (5.5).$$

Avec :

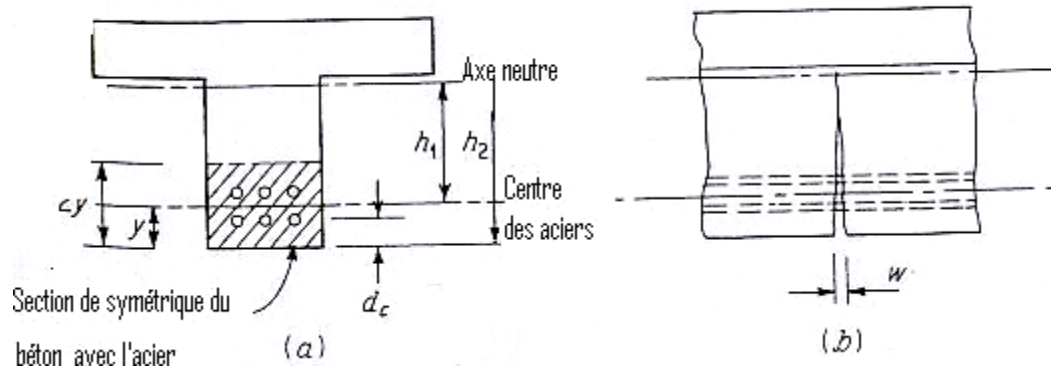
$\beta = \frac{h_2}{h_1}$  ; rapport de la distance entre l'axe neutre et la fibre tendue, et l'axe neutre et le

centre de gravité de l'acier (figure 5.1). En général  $\beta$  avoisine 1,2.

$f_s$  : contrainte dans l'acier dû à la charge appliquée.

$d_c$  : épaisseur de l'enrobage de la face de tension au centre de la barre la plus étroite (mm).

$A$  : section de symétrique de béton avec l'acier divisée par le nombre de barre.



**Figure 5.1 : géométrie des facteurs de la formule de Gergely-Lutz.**

Cette expression a été modifiée par le comité ACI 224, elle a présentée sous la forme suivante :

$$W = 2,2 \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \quad (5.6).$$

Les recommandations du règlement Américain concernant les ouvertures maximales des fissures sont résumées par le tableau ci-dessous :

Condition d'exposition	Ouverture de fissure tolérable
Air sec ou présence de membrane protectrice	0,41mm
Humidité, air humide, sol	0,3mm
Eau de mer, proximité d'eau de mer, cycle ; humide-sec	0,15mm
Structures retenant un liquide	0,1mm

### 5.3.2.3. MÉTHODE DE JACCOUD

Sur la base de nombreux essais sur tirants [42], il a été possible de déduire la relation suivante définissant la valeur probable moyenne de l'ouverture des fissures risquant d'apparaître en phase de formation des fissures :

$$W_m = 0,7l_r \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{cs}) \approx 0,7l_r \cdot \varepsilon_{s2} \quad (5.7)$$

Il s'agit d'une relation simplifiée, ne prenant pas en compte de manière rationnelle tous les paramètres, mais permettant néanmoins d'estimer l'ouverture probable des fissures avec une précision suffisante compte tenu de l'inévitable et grande dispersion du phénomène.

Les termes intervenant dans la relation (1) ont la signification suivante :

\*  $l_r$  est la longueur d'introduction, Jaccoud [42] a montré que la longueur de transmission  $l_r$  pouvait être estimée au moyen de la relation :

$$l_r = 50mm + 1,5.k.s \quad (5.8)$$

Avec:

s : espacement des barres en mm

k : coefficient valant respectivement 1 ou 0,5 dans les cas de la traction pure ou de la traction par flexion simple

\*  $\varepsilon_{cs}$  l'allongement relatif du béton supposé libre sur la longueur  $0,7 l_r$ .

\*  $\varepsilon_{s2} = \frac{\sigma_{s2}}{E_s}$  : l'allongement relatif de l'acier d'armature calculé en état fissuré (en négligeant toute contribution du béton tendu).

### 5.3.2. 4. MÉTHODE DE FERRY-BORGES

Une formulation plus réaliste fut proposée sur une base empirique en premier lieu par Ferry-Borges [43] et utilisée depuis lors jusqu'à la fin des années 80 par de nombreux chercheurs et dans de nombreuses normes ou manuel [44], [42] et [16].

L'espacement moyen des fissures  $S_{rm}$ , qui est proportionnel à la longueur de transmission  $l_r$ , peut être exprimé au moyen d'une relation du type :

$$S_{rm} = k_1.c + k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{ef}} \quad (5.9)$$

dans laquelle :

\*  $c$  : l'enrobage .

\*  $k_1$  et  $k_2$  sont des coefficients.

\*  $\phi$  : diamètre de la ou des barres d'armatures

\*  $\rho_{ef}$  : pourcentage effectif d'armature tendue.

La relation suivante valable uniquement dans le cas d'armature disposée en une seule nappe près des parements et quelle que soit la nature des sollicitations (de traction ou de flexion) :

$$w_m = 0,7\kappa' \cdot \sigma_c \cdot (50\text{mm} + 1,5\kappa \cdot s) \cdot \frac{1}{\rho} \cdot \frac{1}{E_s} \quad (5.10).$$

Dans laquelle :

\*  $\rho = A_s/A_c$  : le pourcentage d'armature tendu rapporté à l'aire de la section transversale totale de béton  $A_c$

\*  $s$  : l'espacement des barres d'armature tendue, en mm.

\*  $\sigma_c$  : la contrainte maximale (sur la fibre extrême) de traction du béton, calculée en état non fissuré;  $\sigma_c = f_{ct,ef}$  s'il s'agit de déformations imposées;

\*  $\kappa$  : coefficient valant respectivement 1,0 et 0,5 dans le cas de la traction pure et de la flexion simple;

\*  $\kappa'$  : coefficient valant respectivement 1,0 et 0,25 dans le cas de la traction pure et de la flexion simple (pour une section rectangulaire pleine).

L'équation (5.10) met clairement en évidence les principaux paramètres dont dépend l'ouverture des fissures. Outre le niveau de sollicitations, il s'agit :

\* De la quantité d'armature; en première approximation, l'ouverture des fissures est en effet inversement proportionnelle au pourcentage d'armature  $\rho$ .

\* De la répartition de l'armature; l'ouverture des fissures est d'autant plus faible que l'espacement des barres  $s$  est plus serré.

L'équation (5.10) ne tient compte des propriétés d'adhérence béton-armature et de la contribution du béton tendu entre les fissures que de manière imparfaite au moyen des coefficients admis égaux à 0,7 et 1,5, indépendamment des propriétés réelles du béton et des barres d'armatures à haute adhérence. En particulier sous déformations imposées, cette équation semble indiquer que l'ouverture des fissures est proportionnelle à la valeur effective de la résistance du béton à la traction  $\sigma_c = f_{ct,ef}$ . Des études et essais récents, en particulier de Farra [45], ont montré qu'il n'en était rien : lorsque la classe de résistance du béton augmente, l'accroissement de la résistance à la traction est pratiquement compensé par une diminution de la longueur de transmission due à l'amélioration des propriétés d'adhérence béton-armature .

### 5.3.2.5. MÉTHODE EUROPÉENNE DU CODE MODÈLE

Pour mettre en évidence l'effet des propriétés du béton et des propriétés d'adhérence béton-armature sur les ouvertures de fissures, il est indispensable de calculer celles-ci par une méthode analytique basée sur une relation contrainte d'adhérence-glisserment. En accord avec le Code Modèle [15], ce modèle d'adhérence peut être utilisé pour prédire le comportement mécanique d'un tirant de béton armé, en particulier sa déformation, la distribution des contraintes, la formation des fissures et l'ouverture probable des fissures.

La relation plus rigoureuse suivante définissant la valeur moyenne probable de l'ouverture des fissures  $W_m$  en phase de formation des fissures :

$$W_m = 2 \left[ \frac{(1+b) \cdot \phi \cdot (f_{ct,ef})^2 \cdot (1 + \alpha \rho_{ef})}{8a_1 \cdot (f_{cm})^{a_2} \cdot E_s \cdot (\rho_{ef})^2} \right]^{\frac{1}{1+b}} \quad (5.11)$$

Dans laquelle :

\*  $\alpha = E_s/E_c$  ;

\*  $a_1, a_2$  et  $b$  sont des coefficients dont les valeurs numériques sont encore très controversées. Dans le cas de sollicitations statiques de courte durée il a été notamment proposé :

- Par Farra [45] :  $a_1 = 0,4$  ;  $a_2 = 0,95$  ;  $b = 0,3$  ;

- Pour une extension du Code Modèle [14] :  $a_1 = 0,22$  ;  $a_2 = 1,0$  ;  $b = 0,21$  ;

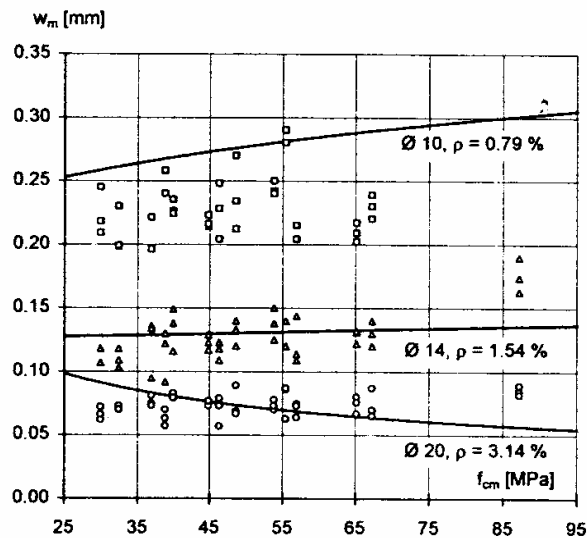
\*  $f_{cm}$  et  $f_{ct,ef}$  sont respectivement la résistance moyenne à la compression sur cylindre et la résistance effective à la traction du béton.

\*  $E_s$  est le module d'élasticité de l'acier d'armature.

\*  $\phi$  et  $\rho_{ef}$  sont respectivement le diamètre et pourcentage effectif des barres d'armature tendue.

Les solutions données par l'équation (5.11) sont comparées à de nombreux résultats mesurés sur 135 tirants par Farra [45], pour trois pourcentages d'armature (tirants à section transversale de faible dimension :  $A_{c,ef} = A_c$  et  $\rho_{ef} = \rho$ ) et diverses compositions de béton (avec ou sans ajout de fumée de silice) de résistances moyennes à la compression sur cylindre  $f_{cm}$  échelonnées entre 30 et 90 N/mm<sup>2</sup> (fig.5.2). Il ressort de cette étude que, sous déformations imposées usuelles ( $\varepsilon_{imp} \approx 0,3$  à 0,5%), l'ouverture des fissures ne dépend pratiquement pas de la classe de résistance du béton, contrairement à ce que semblent

indiquer les équations simplifiées (5.7) et (5.10), ou d'autres formulations empiriques équivalentes [44], [43] et [16].



**Fig.5.2 : Comparaison entre les valeurs moyennes calculées selon éq. (5.11) et mesurées de l'ouverture des fissures, pour des tirants de béton armé sollicités par une déformation imposée de courte durée [45].**

Par rapport à la relation de Jaccoud (5.7), la méthode du Code Modèle (5.11) présente donc l'avantage de tenir compte de manière explicite des propriétés déterminantes du béton pour la fissuration, à savoir la résistance à la traction et l'adhérence. Compte tenu de la grande dispersion inhérente au phénomène, les solutions livrées par les deux équations ne diffèrent toutefois pas trop, du moins pour les bétons de résistance usuelle (fig.5.4). Ce n'est que pour les bétons à haute résistance que la méthode de Jaccoud sous-estime de manière non négligeable l'effet bénéfique résultant de la nette amélioration des propriétés d'adhérence; le recours à la méthode plus exacte peut s'avérer avantageux dans ces cas-là.

Lors du passage de la phase de formation des fissures à celle de fissuration stabilisée, l'espacement entre les fissures se réduit progressivement au fur et à mesure de l'apparition de nouvelles fissures et finit par se stabiliser vers une valeur comprise entre une et deux fois la longueur de transmission  $l_r$ . On admet généralement la valeur moyenne suivante pour l'espacement des fissures  $S_{rm}$  en phase de fissuration stabilisée :

$$S_{rm} = \frac{4}{3} \cdot l_r \quad (5.12).$$

L'ouverture moyenne des fissures en phase de fissuration stabilisée est égale au produit de l'espacement moyen par l'allongement relatif moyen de l'armature  $\epsilon_{sm}$  :

$$W_m = S_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad (5.13).$$

### 5.3.2.6. MÉTHODE DE LOO-CHOWDHURY

Loo et Chowdhury [38] ont proposé la formule suivante :

$$W_{cr} = \left( \frac{f_s}{E_s} \right) \left[ 0,6(c - s) + 0,1 \left( \frac{\phi}{\rho} \right) \right] \quad (5.14)$$

Avec :

$W_{cr}$  : l'ouverture de fissure, en (mm)

$f_s$  : la contrainte des aciers.

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier.

$c$  : l'enrobage en mm

$s$  : l'espacement des barres d'armature tendue, en mm.

$\phi$  : le diamètre des barres d'armature tendue, en mm..

$\rho$  : le pourcentage des armatures principales.

### 5.3.2.7. OUVERTURE MAXIMALE DES FISSURES

Dans ce qui précède nous avons donné diverses formules permettant d'estimer l'ouverture probable moyenne des fissures. Aussi bien les observations sur ouvrages réels que les mesures effectuées lors d'essais en laboratoire mettent en évidence la difficulté à caractériser l'ouverture des fissures par une valeur objective et univoque, tant leur largeur peut varier le long d'une même fissure ou d'une fissure à l'autre. Ces variations étant dues principalement à la nature aléatoire du phénomène, les fissures étant plus ou moins continues et plus ou moins ramifiées, ainsi qu'à la variabilité de la résistance du béton à la traction et de ses propriétés d'adhérence.

Ainsi, l'ouverture maximale des fissures ou l'ouverture caractéristique associée à un fractile de 95% (si l'on s'exprime de manière plus rigoureuse) peut être déduite comme suit à partir de la valeur moyenne :

$$W_{max} = \beta \cdot W_m \quad (5.15)$$

Où le coefficient multiplicateur  $\beta$  est usuellement admis égal à 1,5 [15] et [38]. Certaines recherches et certaines publications indiquent que la valeur de  $\beta$  pourrait varier entre 1,3 et 1,7 selon la nature des sollicitations et les dimensions de l'élément se fissurant [16].

## **5.4. FACTEURS D'INFLUENCE PRÉPONDÉRANTS**

### **5.4.1. CAS DE DÉFORMATIONS IMPOSÉES EN PHASE DE FORMATION DES FISSURES**

L'analyse des figures 5.3 à 5.5 permet de tirer les conclusions suivantes concernant la fissuration résultant de déformations imposées :

- La fissuration est influencée de manière prépondérante par la quantité d'armatures (fig.5.3). En première approximation, l'ouverture des fissures est en moyenne inversement proportionnelle au pourcentage d'armature  $\rho$  ou au pourcentage effectif  $\rho_{ef}$  dans le cas d'éléments de forte épaisseur.
- L'ouverture des fissures est également influencée d'une manière importante par la répartition de l'armature, c'est-à-dire le choix du diamètre ou de l'espacement des barres (fig. 5.4).
- Des conditions d'adhérence adaptées à la position des barres et aux conditions de mise en oeuvre du béton, éventuellement différentes des valeurs moyennes admises en général, peuvent jouer un rôle important sur l'ouverture des fissures, bien qu'en réalité il est très difficile d'en tenir compte pour le dimensionnement (fig. 5.5).
- L'ouverture des fissures n'est influencée que dans une faible mesure, pratiquement négligeable, par la classe de résistance du béton et, par conséquent, par la valeur de sa résistance à la traction.

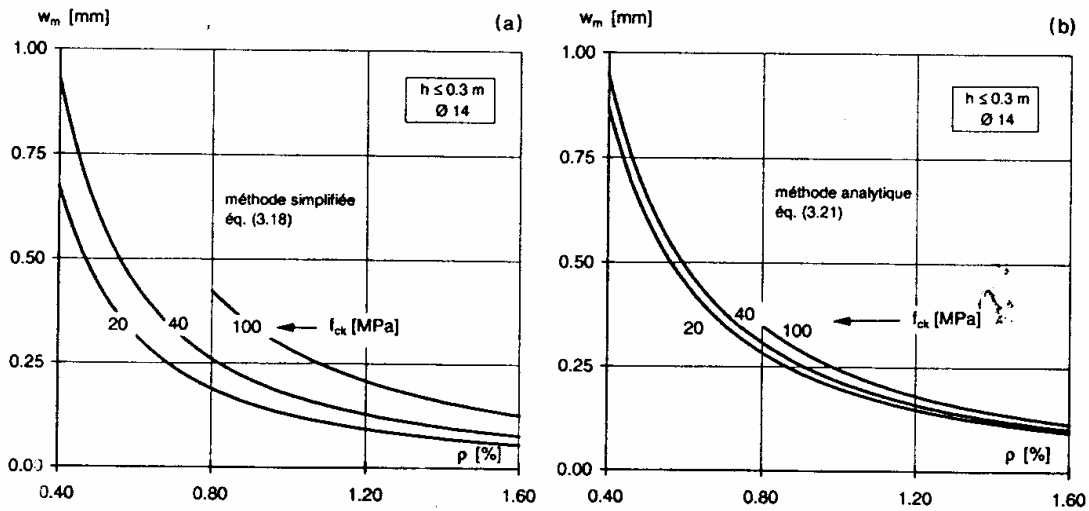


Fig.5.3 : Influences du pourcentage d'armature et de la résistance du béton sur l'ouverture des fissures : (a) selon la méthode de Jaccoud ; (b) selon la méthode européenne du Code Modèle[45].

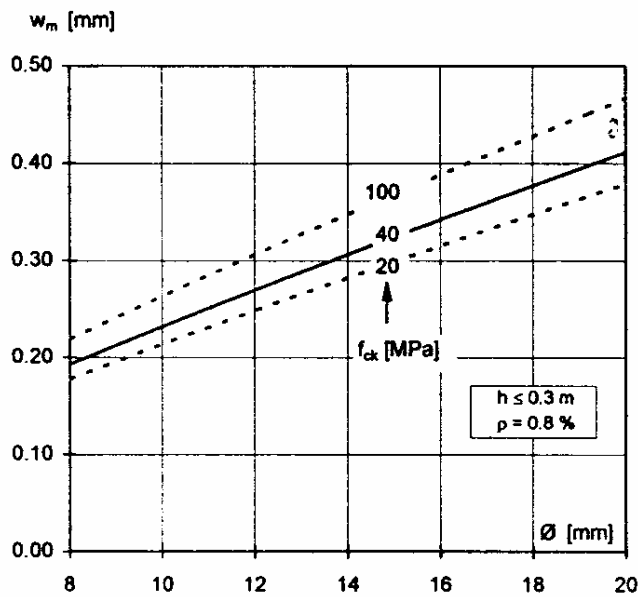
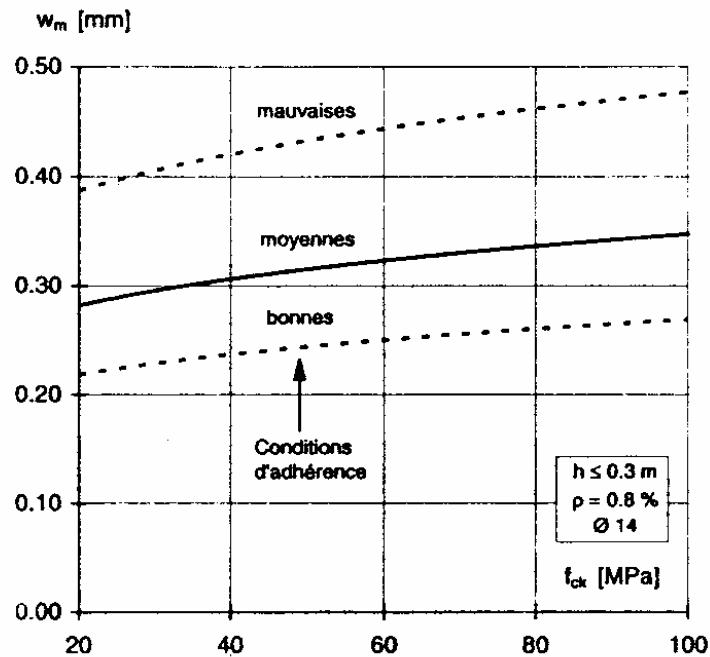


Fig.5.4 : Influence de diamètre des barres d'armatures sur l'ouverture des fissures. [45].

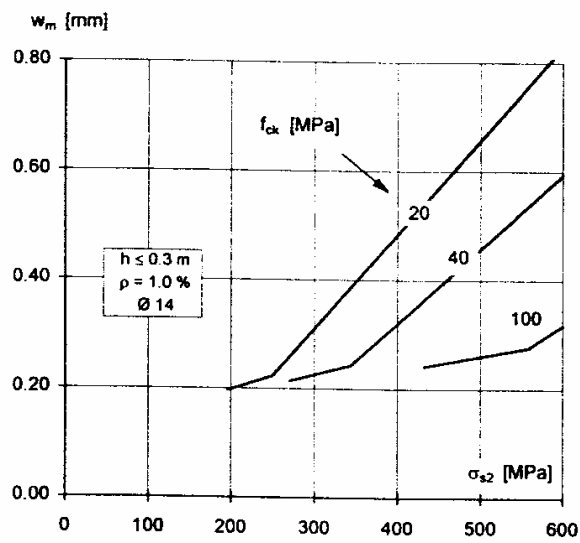


**Fig.5.5 : Influence des conditions d'adhérence béton-armature sur l'ouverture des fissures [45].**

#### 5.4.2. CAS DES CHARGES IMPOSÉES EN PHASE DE FISSURATION STABILISÉE

La figure 5.6 montre en particulier comment évolue l'ouverture moyenne des fissures pour différents bétons, lorsque la contrainte dans les aciers en état fissuré  $\sigma_{s2}$  augmente sous charge imposée. On peut constater à partir de cette fissure que l'évolution de son ouverture moyenne varie linéairement avec l'augmentation de la contrainte des aciers. Cependant, cette évolution est plus rapide pour des bétons de faible résistance.

Le premier segment de faible pente, correspondant à la phase de formation des fissures, et le second segment de pente plus forte correspondant à la phase de fissuration stabilisée.



**Fig.5.6 : Influence de la résistance du béton et de la contrainte dans l'armature sur l'ouverture des fissures [45].**



# Deuxième Partie

## ANALYSE EXPÉRIMENTALE



# CHAPITRE 6

## PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

## 6.1. INTRODUCTION

Nous présenterons dans ce chapitre une revue sur les bétons à hautes performances et la campagne expérimentale menée dans cette étude. Nous présenterons également le matériel ainsi que les compositions des bétons utilisés et les paramètres d'essais.

On appelle bétons à hautes performances les bétons « BHP » qui ont non seulement des résistances mécaniques plus élevées que celles des bétons ordinaires mais aussi une meilleure durabilité à long terme du fait qu'ils sont plus denses et compactes et donc imperméables.

Dans les années 1970, la résistance à la compression du béton utilisé dans des colonnes de quelques gratte-ciel était supérieure à celle des bétons ordinaires, il était donc tout à fait légitime d'employer l'expression « béton à haute résistance ». Ces nouveaux bétons n'étaient utilisés qu'à cause de leur résistance à la compression supérieure à celle des bétons ordinaires de cette époque. En fait, avec le recul et les progrès technologiques, on peut même considérer que ces premiers bétons à haute résistance étaient simplement des bétons ordinaires améliorés, fabriqués avec la même technologie, à l'aide des matériaux de qualité choisis avec beaucoup plus de soin et leur mise en œuvre bien contrôlés.

Les années 1980, ont vu la naissance des bétons à hautes performances produits industriellement avec des résistances en compression dépassant 60 MPa.

A l'heure actuelle, quatre pays développent particulièrement l'utilisation des BHP, la Norvège orienté essentiellement vers les structures Offshore, les Etats-Unis et le Canada intéressés par la construction des gratte-ciels, et la France orienté ses efforts vers les ouvrages d'art. A ces trois domaines principaux, il faut ajouter quelques applications plus particulières, comme les éléments préfabriqués pour le bâtiment, les chaussées, les assainissements, les tunnels et encore les centrales nucléaires.

Citons quelques exemples d'applications à travers le monde :

- **La Grande Arche de la Défense** construite à Paris (1988-1989) avec des mégapoutres de 9.50 m et d'une portée de 70 m et un BHP de  $f_{c28} = 66$  MPa (figure 6.1 (a)).
- **Le Scotia Plaza (gratte-ciel)** construit en 1987-1988 à Toronto au Canada avec un BHP ayant  $f_{c28} = 88$  MPa (figure 6.1 (b)).
- **Le Two Union Square Building** (1988-1989), un édifice de 58 étages, à Seattle aux Etats Unis, où la charge est supportée par quatre poteaux circulaires chemisés de 2.5 m

de diamètres et construite avec BHP ayant  $f_{c28} = 119$  MPa (la 1<sup>ère</sup> fois dans le monde que l'on utilise un béton ayant cette résistance) (figure 6.1 (c)).

- **Le Water Tower Place**, construit à Chicago (1975). La résistance du béton s'est élevée progressivement de 20, 30, 40, 50 à 60 MPa. Un des avantages des BHP puisque en faisant simplement varier la résistance du béton pour construire les poteaux de l'édifice, il leur a permis de leur conserver une section constante, ce qui a permis d'utiliser un seul coffrage pour tous les poteaux de l'édifice (économie de main-d'œuvre) (figure 6.1 (d)).

- **Le One Wacker Place (Chicago)**, la résistance du béton est  $f_{c28} = 80$  MPa pour les poteaux, celle des planchers constitués de dalles de béton de 1.15 m d'épaisseur est  $f_{c28} = 60$  MPa (figure 6.1 (e)).

- **Le pont sur le Rhin à Strasbourg**, qui a consommé 10.000 m<sup>3</sup> de BHP ayant  $f_{c28} = 100$  MPa. (figure 6.1 (f)), et le *pont de Normandie* (figure 6.1 (g)).

- **Les Tours Jumelles en Malaisie** : les Tours les plus élevées au monde avec 452m de hauteur construites d'un béton de 80 à 104 MPa entre 1993 et 1996 (figure 6.1 (h)).



(a) Arche de la Defense  
(France)



(b) Scotia Plaza  
(Toronto)



(c) Two Union Square  
(USA)



(d) Water Tower Place  
(Chicago)



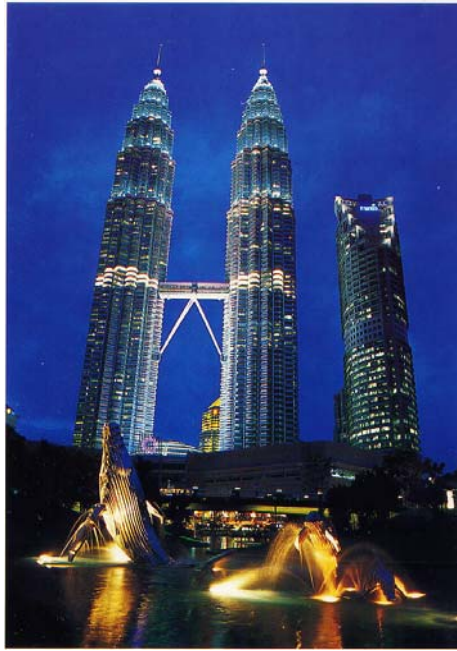
(e) : Le One Wacker Place  
(Chicago)



(f) : Le pont sur le Rhin à  
(Strasbourg)



(g) : le pont de Normandie  
(France)



(h) : Les Tours Jumelles  
(Malaisie)

### Figure 6.1 : Exemples d'applications du BHP

Durant les dernières décennies, les chercheurs ont élaboré plusieurs travaux scientifiques, dans la perspective d'améliorer les propriétés constructives des BHP frais et durci.

Les propriétés d'usage des bétons à hautes performances sont des sujets d'étude dans différents points du monde, et un certain nombre de travaux portant sur les caractéristiques physico-mécaniques de ces bétons ont été publiés.

Notons que pour obtenir un BHP, il faut :

- Une sélection de granulats résistants et une granularité permettant d'obtenir une compacité optimal du béton et une meilleure adhérence avec la pâte de ciment.
- Le choix d'un ciment portland avec moins de  $C_3A$ , composée à vide d'eau.
- L'utilisation des ajouts minéraux tels que la fumée de silice ou laitier de hauts fourneaux.
- L'utilisation d'un rapport E/C au dessous de 0,4 (quantité d'eau réduite au stricte minimum).
- L'utilisation des superplastifiants pour compenser la perte de maniabilité.

*« Le béton à haute performance a acquis ses lettres de noblesse en étant perçu comme un nouveau type de béton. Ce béton qui ne peut être produit n'importe comment ni par n'importe qui, est très surprenant tant ses performances et ses possibilités d'applications sont vastes. C'est un matériau de haute technologie. La résistance à la compression d'un tel béton peut*

atteindre des valeurs supérieures à 100 MPa et dans de rares cas 120 MPa à 150 MPa, selon la nature des granulats et son dosage en ciment, etc. » Pierre-Claude Aïtcin, janvier 2001

## 6.2. CLASSIFICATIONS DES BÉTONS

La classification actuelle des bétons est basée sur la résistance en compression à 28 jours (figure 6.2). Un Béton Ordinaire (BO) à une résistance comprise entre 20 et 40 MPa, un Béton à Hautes Performances (BHP) à une résistance située entre 40 et 80 MPa (BAEL 91), Pour des valeurs comprises entre 80 et 120 MPa, on parle de Bétons à Très Hautes Performances (BTHP) et au-delà, de Bétons à Ultra Hautes Performances (BUHP) tel que les Bétons de Poudres Réactives (BPR).

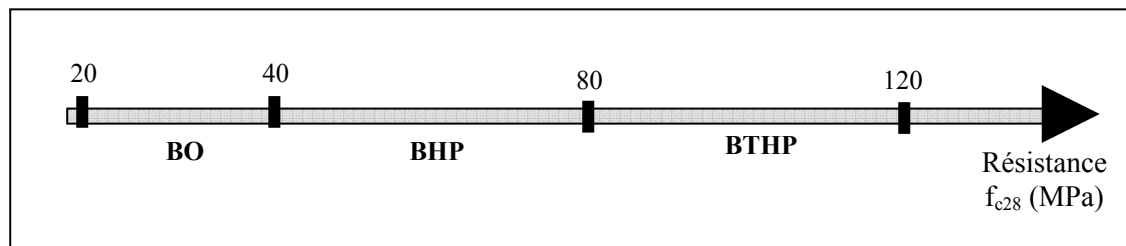


Figure 6.2 : Echelle de classification des bétons en fonction de la résistance  $f_{c28}$ .

La réglementation française pour le dimensionnement de structures en béton armé et précontraint (BAEL99 et BPEL99) est valable pour des bétons dont la résistance varie entre 20 et 60 MPa. L'utilisation de bétons de résistance supérieure à 40 MPa est donc appelée à être développée par les constructeurs dans un avenir proche.

### 6.2.1. DIFFÉRENTES CLASSES DE BHP

Les BHP sont divisés en cinq grandes catégories correspondant chacune à une plage de résistance de 25 MPa [21]. La classe I représente les BHP qui ont une résistance à la compression comprise entre 50 et 75 MPa, la classe II une résistance comprise entre 75 et 100 MPa, la classe III une résistance comprise entre 100 et 125 MPa, la classe IV une résistance comprise entre 125 et 150 MPa et la classe V une résistance supérieure à 150 MPa (tableau 6.1). Les deux dernières classes correspondent en France aux bétons à très haute performance (BTHP).

**Tableau 6.1 : Les différentes classes de BHP**

Résistance à la compression	50	75	100	125	150
Classe de BHP	I	II	III	IV	V

Ces résistances à la compression sont celles obtenues sur des cylindres de 100 x 200 mm mûris de façon normalisée comme pour les béton usuels et mis à l'essai à 28 jours.

### 6.3. BHP RENFORCÉS DE FIBRES

La tendance d'une résistance à traction faible par comparaison à celle de la compression est maintenue pour le BHP. Cette tendance est même mieux mise en évidence du fait que pendant que la résistance à la compression croit pour doubler ou tripler (de 20 à 60MPa), celle à la traction passe de 3 MPa à 4 jusqu'à 5 MPa. Le rapport  $f_{tj}/f_{cj}$  est d'avantage réduit pour atteindre  $\frac{1}{20}$ . Avec l'augmentation de la résistance à la compression le BHP devient peu

ductile, et donc ajouté au manque de ductilité des bétons en général tel que constaté lors des différents séisme qui se sont produit à travers le monde.

Cette fragilité entraîne des problèmes de conception et de dimensionnement pour certains types de structures particulièrement à l'ELU. Néanmoins, ce comportement fragile peut être évité par adjonction de fibres métalliques à la composition initiale du béton. Ces dernières jouent un rôle de renforcement qui compense la fragilité du béton par couture d'abord de la microfissuration et puis couture de la macrofissuration.

Certains projet et essais de chantier comportant l'utilisation de BHP renforcés de fibres ont été récemment conduits par des chercheurs de l'université de Sherbrooke : dans un projet particulier, le recouvrement en béton bitumineux d'un tablier de pont orthotrope en acier a été remplacé par une couche de 50 mm d'épaisseur de BHP renforcé de fibres. Ce projet a permis de voir qu'il était possible de concevoir, produire et livrer un BHP de chantier très résistant et très ductile en utilisant des fibres d'acier.

On peut incorporer des fibres d'acier dans les BHP chaque fois que la fragilité du béton représente une limitation à son utilisation. Par exemple, des fibres d'acier peuvent être utilisées dans des régions où les risques sismiques sont élevés, et dans des éléments où la résistance au cisaillement du béton doit être augmentée, et dans ce contexte, des chercheurs s'intéressent actuellement au remplacement des armatures transversales par les fibres

métalliques du fait que le coût de la mise en place d'un grand nombre de cadres peut devenir excessif et ou tout au moins plus coûteux que celui des fibres [21].

### 6.3.1. RÔLE DE FIBRES

Lorsque la charge appliquée au béton s'approche de la charge de rupture, les fissures se propagent parfois rapidement en ouverture et en longueur. Les fibres noyées dans le béton permettent de bloquer le développement de cette fissuration en la couturant (figures 6.3 et 6.4)

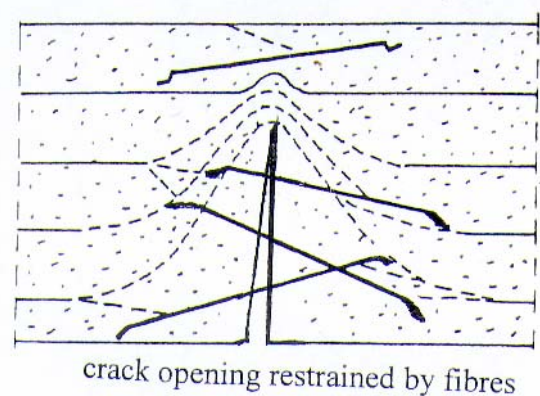
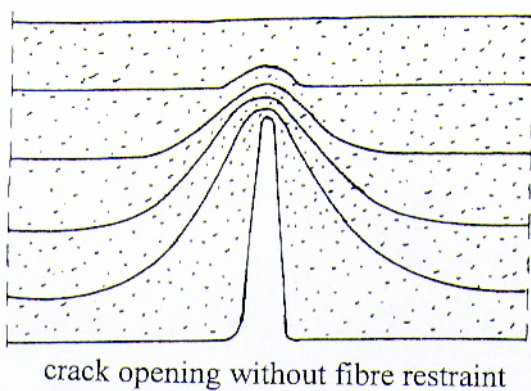


Figure 6.3: Fissuration en BHP sans fibres.

Figure 6.4 : Fissuration en BHP avec ajout des fibres d'acier (couture d'une fissure) [51].

Les barres d'armature en acier jouent un rôle analogue, car elles agissent comme des fibres de grande longueur. Les fibres courtes et discontinues ont cependant l'avantage de se mélanger et de se disperser dans le béton de façon uniforme.

Il existe de nombreuses variétés de fibres métalliques qui se différencient par leur diamètre, leur section (circulaire, carrée), leur limite élastique, leur longueur et leur mode d'élaboration. Elles peuvent être rectilignes, ondulées, tronquées ou présenter des élargissements aux extrémités figure (6.5).

Les fibres munies de crochets à chaque extrémité sont celles qui présentent le plus d'avantages à cause de leur bonne adhérence mécanique. Elles sont fabriquées en acier étiré à froid, ayant une résistance à la traction minimale de 1100 MPa. Elles se présentent sous forme

de petites plaquettes de fibres (30 à 40 fibres), accolées avec un produit soluble dans l'eau, ce qui facilite leur incorporation dans le béton et le malaxage. Au contact de l'eau de gâchage, les fibres se libèrent aléatoirement dans la masse du béton en reprenant leur élanement unitaire. On obtient ainsi une meilleure homogénéité du matériau.

Ces fibres travaillent par déformation des crochets qui se redressent lors du glissement de la fibre dans la matrice, figure (6.6). C'est ce type de fibres qui a été utilisé dans nos essais, figure (6.7).

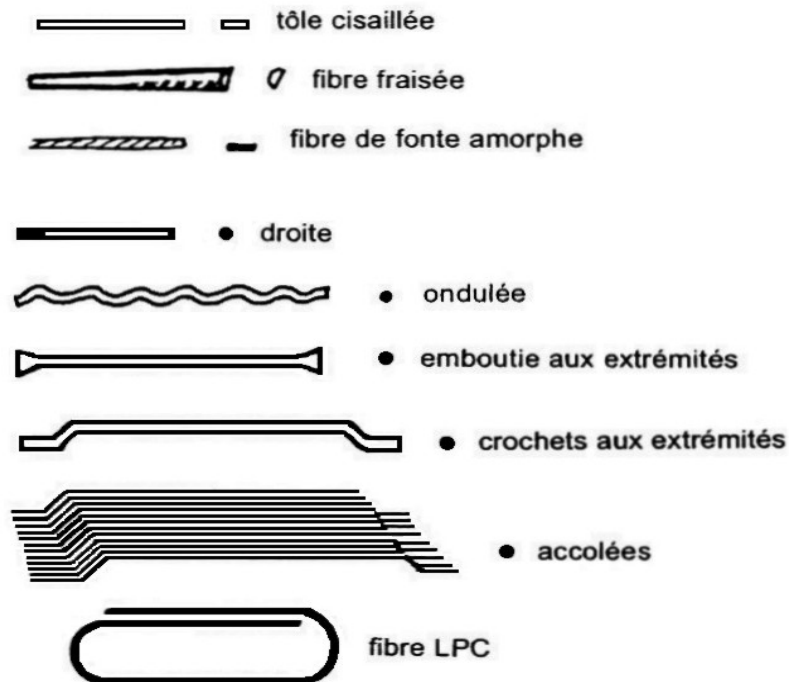


Figure 6.5 : Différents types de fibres

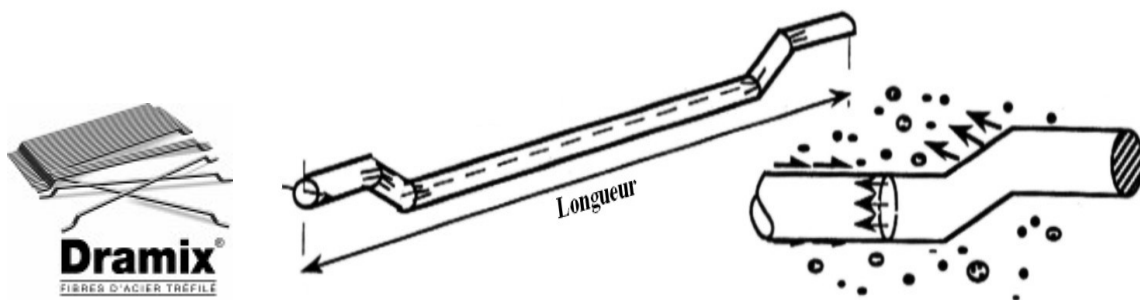


Figure 6.6 : La fibre à crochets

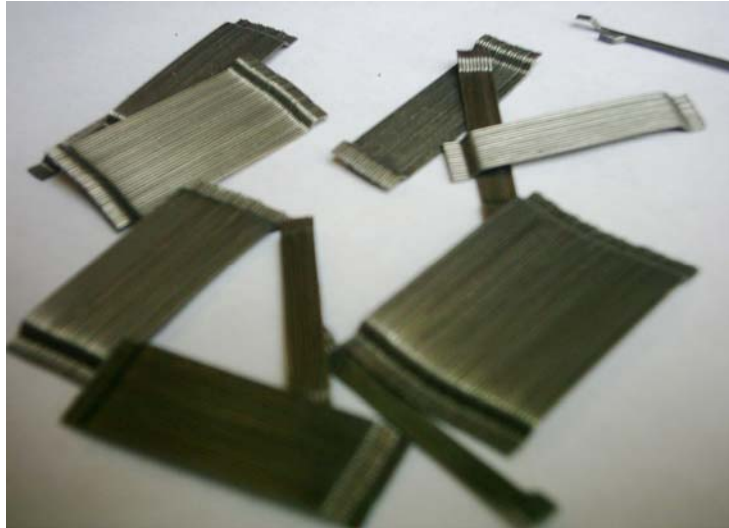


Figure 6.7 : Les fibres d'acier utilisées dans nos essais.

### 6.3.2. AVANTAGES DE FIBRES

- Les fibres peuvent remplacer le treillis soudé, afin de maîtriser la fissuration de retrait, parce que les treillis soudés sont souvent utilisés pour éviter le phénomène de retrait du béton,
- Les fibres retardent la microfissuration et améliorent le comportement post-fissuration en maintenant les différents blocs de béton. Elles empêchent le retrait au jeune âge et s'opposent au faïençage (le faïençage correspond à l'apparition de nombreuses fissures très fines qui forment un réseau hexagonal ou octogonal). Le retrait du béton peut être diminué de 35 % ou moins si l'on ajoute 1,5 % de fibres par volume.
- Les fibres améliorent la ductilité du béton durci et à un degré moindre la résistance à la traction.
- Les fibres augmentent la résistance au choc du béton.
- Les fibres réduisent le fluage, c'est-à-dire la déformation du béton avec le temps sous une contrainte constante. Par exemple, le fluage en traction d'un béton renforcé de fibres d'acier peut représenter seulement 50 à 60 % de celui d'un béton ordinaire et le fluage en compression, 10 à 20 %.

Parmi les fibres les plus utilisées, nous citons les fibres d'acier, de verre, d'amiante et de polypropylène (tableau 6.1).

**Tableau 6.2 : Propriétés physiques et mécaniques de certaines fibres.**

Fibre	Diamètre (µm)	Densité	Allongement de rupture (%)	Module d'élasticité (GPa)	Résistance en traction (GPa)
Acier	5-500	7,8	3-4	200	1-3
Verre	9-15	2,6	2-3,5	80	2-3
Polypropylène	7,5	0,9	20,0	5	0,5
Amiante	0,02-20	2,5-3,4	2,3	200	3

Si le module d'élasticité de la fibre est élevé par rapport au module d'élasticité du béton, les fibres reprennent une part des charges, augmentant ainsi la résistance à la traction du matériau. L'augmentation du rapport longueur/ diamètre des fibres accroît habituellement la résistance à la flexion et la ténacité du béton. Les valeurs de ces rapports sont généralement comprises entre 40 et 100, des fibres de trop grande longueur ont tendance à former des oursins dans le mélange, créant ainsi des problèmes d'ouvrabilité.

En règle générale, les fibres sont éparpillées au hasard dans le béton; toutefois, si on traite le béton pour que les fibres soient alignées dans la direction des contraintes en service, on obtient de meilleure résistance en traction et en flexion. Ce procédé est assez compliqué, néanmoins, il commence à se développer en utilisant les champs magnétiques.

### 6.3.3. DIVERSES APPLICATIONS

Les nombreuses innovations de la technologie des bétons renforcés de fibres ont permis d'étendre considérablement la gamme des applications. Nous nous intéressons dans ce travail uniquement aux applications pour limiter la fissuration, particulièrement dans les grandes surface de béton.

**Tableau 6.3 : Application de divers renforcements de fibres.**

Type de fibre	Applications
Verre	Panneaux préfabriqués, murs, rideaux, toiture en voile mince de béton, enduit pour blocs de béton
Acier	Éléments de toiture en béton cellulaire, revêtements de chaussée, tablier de pont, produits réfractaires, tuyaux en béton, pistes d'atterrissage, réservoirs sous pression, structures résistantes aux explosions, revêtement de tunnel, coques de bateaux, structures en BHP
Polypropylène	Pieux de fondation, pieux précontraints, panneaux de revêtement, matériaux nylon de réparation des routes, parois hydrofuge
Amiante	Voiles, tuyaux, panneaux, matériaux d'isolation thermique et de protection contre le feu, tuyaux d'égout, plaques de toiture plates et ondulées, revêtements de mur

#### 6.4. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

L'étude expérimentale porte principalement sur la mesure :

- Des ouvertures des fissures dans le béton à l'aide d'un « fissuromètre » (figure 6.8).
- De l'espacement et de longueurs des fissures.
- Des charges de première fissuration et de rupture.
- De la flèche à mi-travée et de son évolution au fur et à mesure que les fissures se développent et entraînant une perte de rigidité de la poutre.



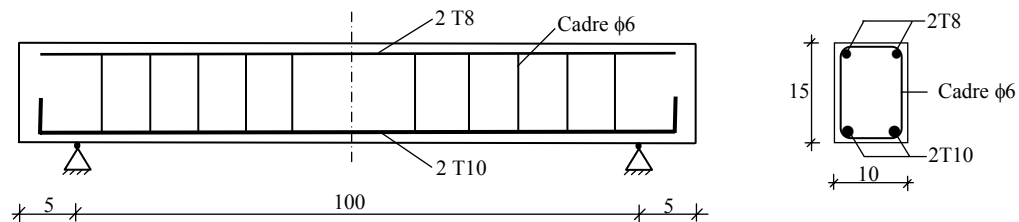
**Figure 6.8 : Fissuromètre**

Pour cette campagne d'essais, nous avons réalisé quatre séries de trois poutres chacune; (12 poutres), et des éprouvettes cubiques de (10x10x10) cm pour évaluer la résistance à la compression du béton à l'âge de l'essai.

- Trois poutres en Béton Ordinaire désigné par BO.
- Trois poutres en Béton Ordinaire avec ajout des Fibres d'aciers désigné par BOF.
- Trois poutres en Béton à Haute Performance désigné par BHP.
- Trois poutres en Béton à Haute Performance avec ajout des Fibres d'aciers désigné par BHPF.

Toutes les poutres sont des modèles réduits qui ont les mêmes dimensions 10 x 15 x 110 cm, chargées par une force concentrée appliquée au milieu (flexion à trois points).

Le ferrailage de chaque série de poutres est composé de 2T10 dans la zone tendue et 2T8 dans la zone comprimée et des cadres en Ø 6 espacés de 10 cm (figure 6.9). Le pourcentage d'armatures principales  $\rho = 1.05 \%$ .



**Figure 6.9 : Ferrailage de la poutre**

Les sections doivent être sous-armées pour nous permettre d'observer le développement et l'évolution des fissures sous chargement jusqu'à la rupture. Ceci nous permettra aussi d'observer l'évolution de la flèche. Pour cela, il est utile de définir une section sous-armée

### Section sous armée

Une section en béton armé est dite sous-armée lorsque la déformation des aciers  $\varepsilon_s$  atteint la limite élastique  $\varepsilon_e$  et éventuellement la dépasse avec l'augmentation du moment fléchissant pendant que la déformation du béton  $\varepsilon_b$  reste inférieure à la valeur de l'écrasement  $\varepsilon_{cu}$ .

Les aciers s'allongent ( $\varepsilon_s \geq \varepsilon_e$ ) et donc le béton se fissure pour une telle section. Une fois les aciers atteignant la limite élastique  $f_e$ , les efforts internes deviennent constant ( $F_s = F_b$ ) mais la capacité de résistance au moment continue à augmenter par le développement d'un axe neutre qui déplace vers le haut, d'avantage avec le développement de la hauteur des fissures.

La rupture aura lieu éventuellement par écrasement, quand les fissures auront suffisamment évoluées en longueur pour réduire la zone comprimée et donc  $\varepsilon_c$  atteint  $\varepsilon_{cu}$ .

La rupture d'une section sous armée est caractérisée par une déformation importante des aciers et donc par une fissuration excessive et importante du béton tendu et par une grande flèche. La ductilité d'une telle poutre, exprimé par les déformations importantes, sert de signal pour avertir une rupture imminente. Pour cette raison, il est préférable de considérer des sections sous armées.

Les règlements recommandent l'utilisation des sections sous-armées pour garantir un calcul économique et surtout pour éviter le cas de rupture soudaine et fragile donc de rupture dangereuse.

Se référant au schéma suivant, supposant que  $\varepsilon_s = \varepsilon_e$  simultanément avec  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

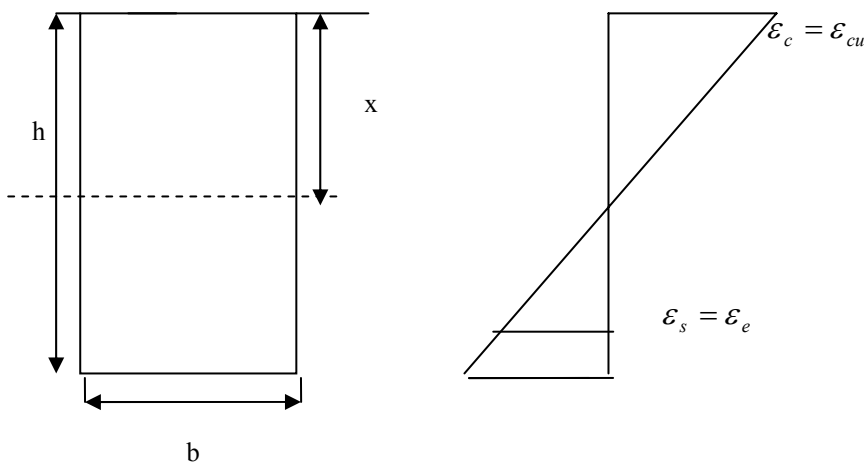


Figure 6.10 : Section balancée.

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d-x}{x} = \frac{d}{x} - \frac{x}{x}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{cu}} + 1 = \frac{d}{x} \Rightarrow \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d}{x}$$

$$\Rightarrow \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}} \Rightarrow x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}} d$$

En terme d'équation d'équilibre :

$$F_b = F_s \Rightarrow \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} . b x = A_s \sigma_s$$

$$\frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} . b . \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} . d = A_s \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} . \frac{b}{A_s} . \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} . d, \text{ avec } A_s = \rho . b . d$$

$$\sigma_s = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} . \frac{b . d}{\rho . b . d} . \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = \frac{0,85}{\gamma_b} . f_{c28} . \frac{1}{\rho} . \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s}$$

$$\text{Pour } \varepsilon_s = \varepsilon_e, \sigma_s = f_e \Rightarrow \rho = \frac{0,85}{\gamma_b} . \frac{f_{c28}}{f_e} . \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_e}$$

Pour une section de  $f_{c28} \cong 60 \text{MPa}$ , on obtient le % limité suivant :

$$\rho_b = \frac{0,85}{1,5} . \frac{60}{400} . \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002} = 0,054 = 5,4 \%$$

$A_s$  doit être inférieur à :  $0,054 \times 10 \times 12,5 = 6,75 \text{ cm}^2$ .

En prend :  $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2 < 6,75 \text{ cm}^2$ .

## 6.4.1. CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS

### 6.4.1.1. SABLE (0/4)

Le sable utilisé est un sable de rivière de oued Chlef, ayant les caractéristiques physiques suivantes :

- Equivalent de sable : ES = 90 %
- Module de finesse : MF = 2.90
- Densité absolue :  $\rho = 2,7$

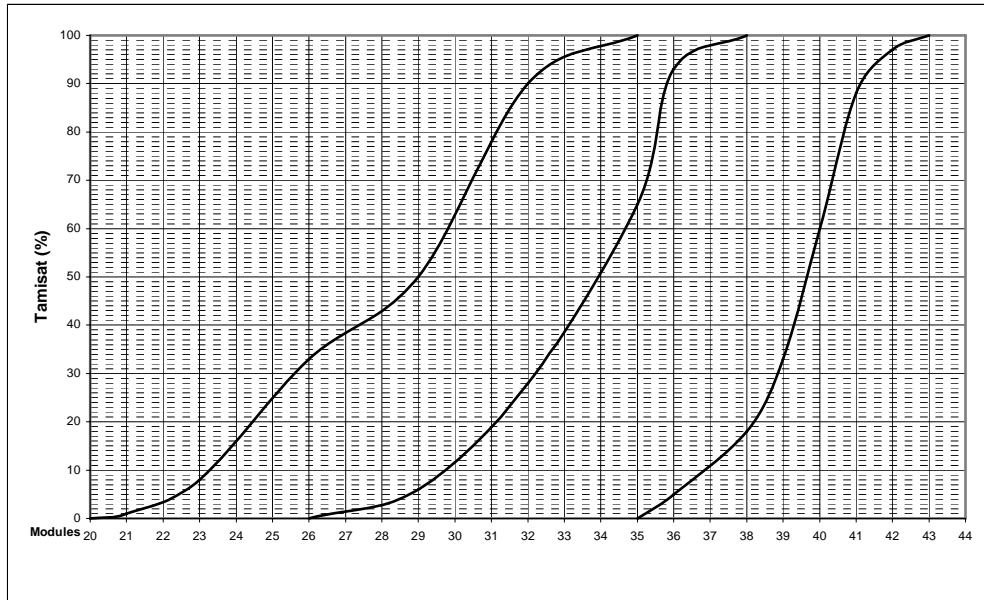
### 6.4.1.2. GRAVIER

Le gravier utilisé provient d'une Carrière de la société Algérienne des Granulats (ALGRAN) sise à Oued Fodda (Chlef), ayant les caractéristiques suivantes :

- Coefficient d'absorption :  $A_b = 2 \%$ .

- Coefficient Los Angeles :  $LA = 23 \%$ .
- Coefficient de forme  $C_v = 0.27$

Les courbes granulométriques des trois constituants sont représentées dans la figure 6.11.



**Figure 6.11 : Analyse granulométrique**

#### 6.4.1.3. CIMENT

Le ciment utilisé est un Ciment Portland Composé CPJ CEM II/A 42.5 produit de la cimenterie d'Oued Sly (Chlef), ses caractéristiques chimiques et minéralogiques sont présentées dans le tableau 6.4.

**Tableau 6.4 : Composition chimique et minéralogique du ciment d'après le fabricant**

<b>Composition chimique (poids)</b>			
Chaux (CaO)	Silice (SiO <sub>2</sub> )	Alumine (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	Oxyde ferrique (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )
65 à 70 %	18 à 24 %	4 à 8 %	1 à 6 %
<b>4 Phases cristallines principales</b>			
<b>Notation symbolique</b>	<b>Nom</b>	<b>Formule chimique</b>	<b>% en poids moyen</b>
C <sub>3</sub> S	silicate tricalcique ou alite	3CaO, SiO <sub>2</sub>	62
C <sub>2</sub> S	silicate bicalcique ou bélite	2CaO, SiO <sub>2</sub>	22
C <sub>3</sub> A	aluminat tricalcique	3CaO, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	8
C <sub>4</sub> AF	alumino-ferrite tétracalcique	4CaO, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	8

**6.4.1.4. AJOUT MINÉRAL**

Nous avons utilisé le « laitier de hauts fourneaux » d'El Hadjar (Annaba) comme ajout minéral, ayant la composition chimique suivante :

**Tableau 6.5 : Composition chimique du Laitier**

<b>SiO<sub>2</sub></b>	<b>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	<b>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	<b>CaO</b>	<b>MgO</b>	<b>SO<sub>3</sub></b>	<b>K<sub>2</sub>O</b>	<b>Na<sub>2</sub>O</b>
39,59	9,73	3,56	41,23	3,38	0,67	0,58	0,01

**6.4.1.5. ADJUVANT**

L'adjuvant utilisé est un superplastifiant haut réducteur d'eau commercialisé sous le nom de « MEDAFLOW 30 » produit par la société Granitex d'Oued Smar (Alger).

La plage de dosage est déterminée suivant l'essai d'écoulement au cône de Marsch, qui consiste à mesurer le temps d'écoulement en fonction du dosage et aussi la dose de saturation, on a trouvé un dosage optimum de 1,5 % du poids de ciment.

Ses caractéristiques sont :

- Forme.....liquide
- Couleur.....jaunâtre
- PH.....6-6,5
- Densité.....1,07 ± 0,01

- Teneur en chlore.....<1g/l

### Propriétés et effets

#### **Béton frais :**

- L'obtention d'un E/C très faible.
- L'amélioration considérable de la fluidité.
- Une très bonne maniabilité.
- Un long maintien de l'ouvrabilité.
- D'éviter la ségrégation.
- De faciliter la mise en œuvre du béton.

#### **Béton durci :**


- D'augmenter les résistances mécaniques à jeune âge et à long terme.
- De diminuer la porosité.
- D'augmenter la durabilité.
- De diminuer le retrait et le risque de fissuration.

#### **6.4.1.6. EAU DE GACHAGE**

Nous avons utilisé l'eau potable du robinet sans passer par l'analyse chimique.

#### **6.4.1.7. FIBRES D'ACIER**

Il s'agit de fibres à crochets de type DRAMIX fabriquées par BEKAERT (Belgique) .

Forme	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Elancement (l/d)	Résistance à la traction (MPa)
	35	0.55	65	1100

#### **6.4.2. COMPOSITION DES BÉTONS**

Pour la détermination des compositions massiques, nous avons utilisé la méthode de DREUX-GORISSE, tableau 6.6.

**Tableau 6.6 : Composition massique en kg/m<sup>3</sup> du mélange béton.**

Béton	Sable (0/4)	Gravier 3/8	Gravier 8/15	Ciment	Laitier 15 %	Eau	E/L	Adjuvant 1,5 %	Fibres 0,5 %
BO	865	231	827	350	0	175	0,55	0	0
BOF	961	231	730,5	350	0	175	0,55	0	40
BHP	826	220	789,5	450	67,5	191,5	0,37	6,75	0
BHPF	918	220	698	450	67,5	191,5	0,37	6,75	40

### 6.4.3. PROCÉDURE DE FABRICATION DES SPÉCIMENS

Les poutres ont été fabriquées et les tests effectués au laboratoire des Matériaux De Construction (MDC) du département de Génie Civil à l'université de Chlef. Le béton a été gâché dans un malaxeur à axe vertical de 50 ℓ de capacité (figure 6.12). Un mode opératoire strict et identique pour tous les spécimens a été suivi :

- Béton Ordinaire et Béton Ordinaire avec ajout de Fibres:

- Brassage à sec du mélange sable + gravier + ciment + laitier pendant 1 mn.
- Ajout de l'eau et brassage pendant 2 mn.
- Introduction des fibres pour les Bétons avec Fibre pendant 15 secondes et malaxage pendant 1mn.

- Béton à Haute Performance et Béton à Haute Performance avec ajout de Fibres:

- Brassage à sec du mélange sable + gravier + ciment + laitier pendant 1 mn.
- Ajout de l'eau + 1/3 du fluidifiant et brassage pendant 2 mn.
- Ajout de 2/3 de fluidifiant et malaxage pendant 2mn.
- Introduction des fibres pour les Bétons avec Fibres pendant 15 secondes et malaxage pendant 1mn.

Le remplissage des éprouvettes s'effectue progressivement sur table. On obtient ainsi un degré de compactage satisfaisant et une homogénéité régulière.

A la fin du malaxage, on mesure l'affaissement du béton à l'aide du cône d'Abrams (figure 6.13) ainsi que la masse volumique à l'état frais.

Pour les poutres le serrage du béton se fait à l'aide d'une aiguille vibrante de diamètre Ø=25mm (figure 6.14), et d'une table vibrante pour les éprouvettes cubiques (figure 6.15).

Les poutres ont été coulées dans des moules métalliques (figure 6.16).



Figure 6.12 : Malaxeur à béton



Figure 6.13 : Mesure de l'affaissement du béton



Figure 6.14 : aiguille vibrante



Figure 6.15 : Serrage des éprouvettes cubiques



Figure 6.16 : coulage des poutres

Les propriétés à l'état frais et durci des de bétons sont regroupées dans le tableau 6.7.

**Tableau 6.7 : Résultats des essais bétons frais et durcis**

Type de bétons	Etat frais		Etat durci	
	$M_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	Affaissement (cm)	$M_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (MPa)
BO	2300	11	2277	29,87
BOF	2320	11	2287	27,67
BHP	2400	13	2341	65,5
BHPF	2460	12	2254	53,1

$M_f$  : masse volumique à l'état frais ;  $M_d$  : masse volumique à l'état durci

$f_c$  : résistance à la compression au jour de l'essai.

D'après les résultats de l'écrasement des éprouvettes, nous avons remarqué qu'il y a une chute de résistance à la compression de 29,87 MPa pour le BO à 27,67 MPa pour le BOF, ainsi pour le BHP et le BHPF, de 65,5 MPa à 53,1 MPa (Tableau 6.7).

Cette baisse de résistance peut s'expliquer par le fait que la composition massique du mélange de chaque type de béton est différente. Ainsi pour le BOF on a augmenté la quantité de sable donc d'élément fin par rapport à celle du BO de 865 kg/m<sup>3</sup> à 961 kg/m<sup>3</sup>. Alors que la quantité de gravier (8/15) donc d'élément grossier a été réduite de 827 kg/m<sup>3</sup> pour le BO à 730,5 kg/m<sup>3</sup> pour le BOF.

Cette modification dans la quantité de sable (augmentée) et de gravier (diminue) a pour but de faciliter l'efficacité des fibres. En effet les gros obstacles ne permettent pas aux fibres d'être homogènes dans le mélange et donc efficace.

Cette observation s'applique pour le cas des BHP et BHPF.

Après le coulage des poutres et des éprouvettes, les spécimens sont stockées pendant 24 heures dans le laboratoire à la température ambiante (figure 6.17), et couvertes par des toiles humides, puis démoulées et immergées dans un bassin d'eau pendant 28 jours (figure 6.18).

Avant le début des essais, les faces des poutres étaient peintes en blanc pour mieux visualiser l'apparition et la propagation des fissures.



**Figure 6.17 : la cure du béton durant les 24 heures du coulage**



**Figure 6.18 : Conservation des poutres dans un bassin d'eau**



# CHAPITRE 7

## CONSTATATIONS ET ANALYSE DES RESULTATS

## 7.1. CARACTÉRISATION DES BÉTONS UTILISÉS

La caractérisation des bétons a été réalisée sur des éprouvettes cubiques (10x10x10) cm testées en compression. L'âge du béton au moment de l'essai des poutres a varié entre 57 et 62 jours. Les résistances du béton des poutres d'une même série mesurées au jours de l'essai n'ont pas varié dans de grandes proportions comme l'indiquent les faibles coefficients de variations.

En tenant compte de ces variations, on a utilisé la résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$ , exprimée par les deux relations suivantes données par le règlement BAEL 91 [46] :

$$f_{cj} = f_{cm} - 1,28.S \quad \text{Pour } f_{cm} < 30 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = f_{cm} - 1,64.S \quad \text{Pour } f_{cm} \geq 30 \text{ MPa.}$$

Dans laquelle :

- $f_{cm}$  : résistance moyenne.
- S : écart type calculé à partir de l'expression suivante :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n-1}}$$

Nous avons répertorié dans le tableau 7.1 les résistances à la compression des éprouvettes retenues pour le dépouillement expérimental.

**Tableau 7.1 : Contrôle de la résistance à la compression du béton**

Spécimens	Age (jours)	Résistance à la compression $f_{ci}$ (MPa)	Résistance moyenne $f_{cm}$ (MPa)	Ecart type	Résistance caractéristique $f_{cj}$ (MPa)	Coefficient de variation
BO 1	57	31 – 29 -	29,87	1,27	28,24	4 %
BO 2	58	29-29 – 31				
BO 3	59	- 32- 28-30				
BOF 1	59	28,5 - 26,5 -	27,67	0,87	26,55	3 %
BOF 2	62	-29 – 27 -				
BOF 3	62	28- 26,5 – 28 -27,5 - 28				
BHP 1	57	63 - 67-64,5	65,5	3,66	59,5	5 %
BHP 2	57	- 60 -72,5 -				
BHP 3	58	63- 69 - 65				
BHPF1	58	53 – 53 -	53,1	2,24	49,42	4 %
BHPF2	59	51-51,5 –				
BHPF3	62	51 -57 – 57 - 51,5				

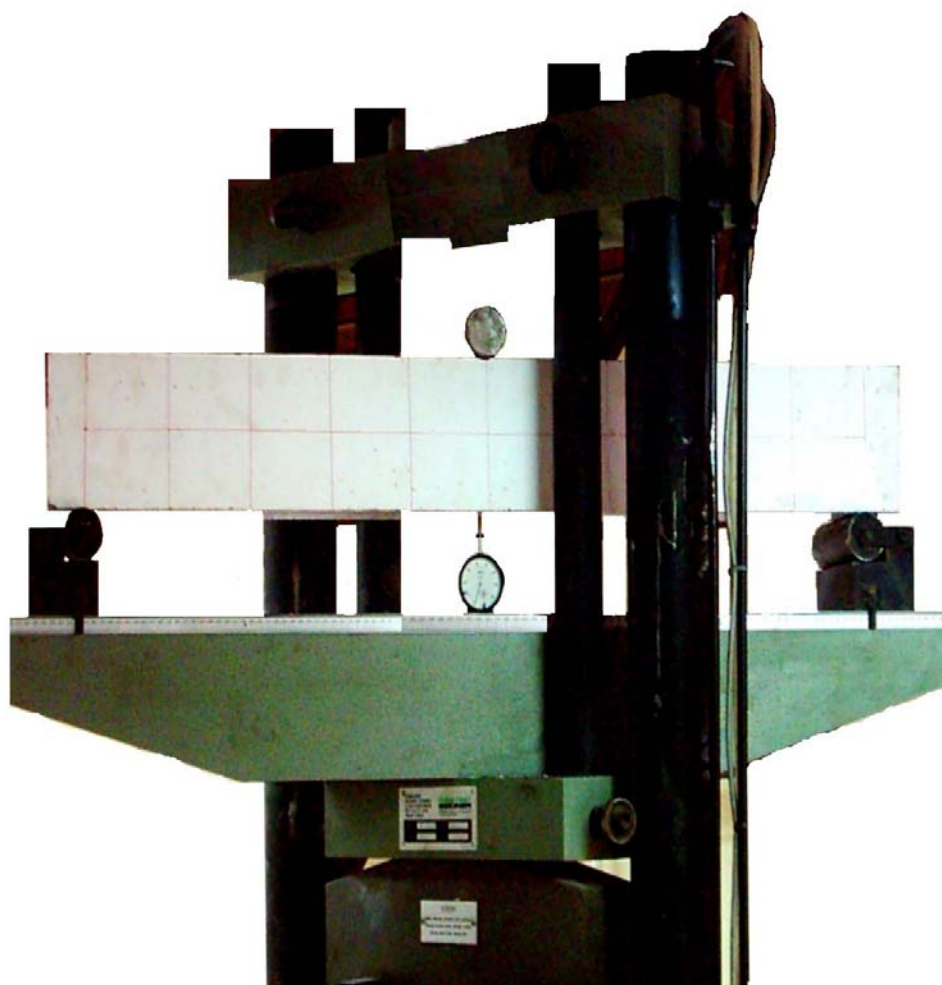
## 7.2. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Les charges étaient appliquées par un vérin hydraulique de 200 kN, transmettant les efforts à la poutre par l'intermédiaire de rotule (figure 7.1).

La montée en charge s'est faite de manière discontinue en respectant des paliers de 2 kN,

Pendant les paliers de charge, on a procédé aux mesures de :

- La charge de première fissuration.
- L'ouverture de fissure dans le béton après apparition de fissure.
- L'espacement et les longueurs des fissures.
- La flèche à mi-travée.



**Figure 7.1 : Dispositif de chargement des poutres (flexion à trois points).**

### **7.2.1. COURBES EFFORT-FLÈCHES**

Le tableau (7.2) présente les déplacements maximaux en fonction des charges mesurées à mi-travée pour les quatre types des poutres (BO-BOF-BHP et BHPF), et montrées dans les graphes (7.2), (7.3) et (7.4).

Tableau 7.2 : Flèches maximales expérimentales des poutres en fonction des charges.

Flèche (mm) Effort (kN)	BO			BOF			BHP			BHPF		
	BO <sub>1</sub>	BO <sub>2</sub>	BO <sub>3</sub>	BOF <sub>1</sub>	BOF <sub>2</sub>	BOF <sub>3</sub>	BHP <sub>1</sub>	BHP <sub>2</sub>	BHP <sub>3</sub>	BHPF <sub>1</sub>	BHPF <sub>2</sub>	BHPF <sub>3</sub>
4	0,12	0,13	0,16	0,15	0,18	0,16	0,1	0,14	0,15	0,1	0,12	0,12
6	0,2	0,23	0,24	0,25	0,28	0,22	0,17	0,19	0,23	0,16	0,18	0,21
8	0,3	0,34	0,35	0,37	0,43	0,35	0,24	0,25	0,32	0,23	0,25	0,3
10	0,45	0,49	0,56	0,53	0,59	0,5	0,34	0,36	0,45	0,32	0,38	0,4
12	0,61	0,74	0,75	0,72	0,78	0,67	0,45	0,47	0,59	0,46	0,5	0,48
14	0,79	0,93	0,98	0,9	0,98	0,89	0,64	0,6	0,82	0,61	0,65	0,58
16	0,95	1,05	1,16	1	1,18	1,1	0,82	0,82	0,98	0,78	0,84	0,72
18	1,14	1,4	1,35	1,29	1,4	1,26	1,05	1,05	1,18	0,95	1	0,8
20	1,3	1,62	1,55	1,5	1,54	1,42	1,15	1,34	1,4	1,17	1,2	1,09
22	1,6	1,82	1,74	1,68	1,8	1,58	1,3	1,4	1,51	1,32	1,4	1,2
24	1,68	2,05	1,9	1,87	1,95	1,78	1,5	1,55	1,72	1,47	1,53	1,4
26	1,95	2,23	2,1	2,06	2,24	2,05	1,65	1,75	1,9	1,68	1,7	1,55
28	2,09	2,42	2,32	2,25	2,5	2,22	1,8	1,9	2,2	1,8	1,85	1,7
30	2,3	2,68	2,6	2,47	2,75	2,5	2	2,1	2,6	2,05	2,06	2
32	2,65	2,91	2,78	2,7	3,1	2,78	2,2	2,28	2,8	2,2	2,27	2,15
34	2,8	3,2	3,05	3	3,32	3,1	2,48	2,45	3,1	2,38	2,47	2,4
36	3,08	3,44	3,53	3,28	3,6	3,35	2,72	2,78	3,23	2,67	2,65	2,65
38	3,5	3,68	3,64	3,7	3,95	3,75	2,9	3	3,35	3,05	2,88	2,9
40	3,8	5,2	5,43	6,45	9,5	4,2	3,15	3,14	3,5	3,05	3,2	3

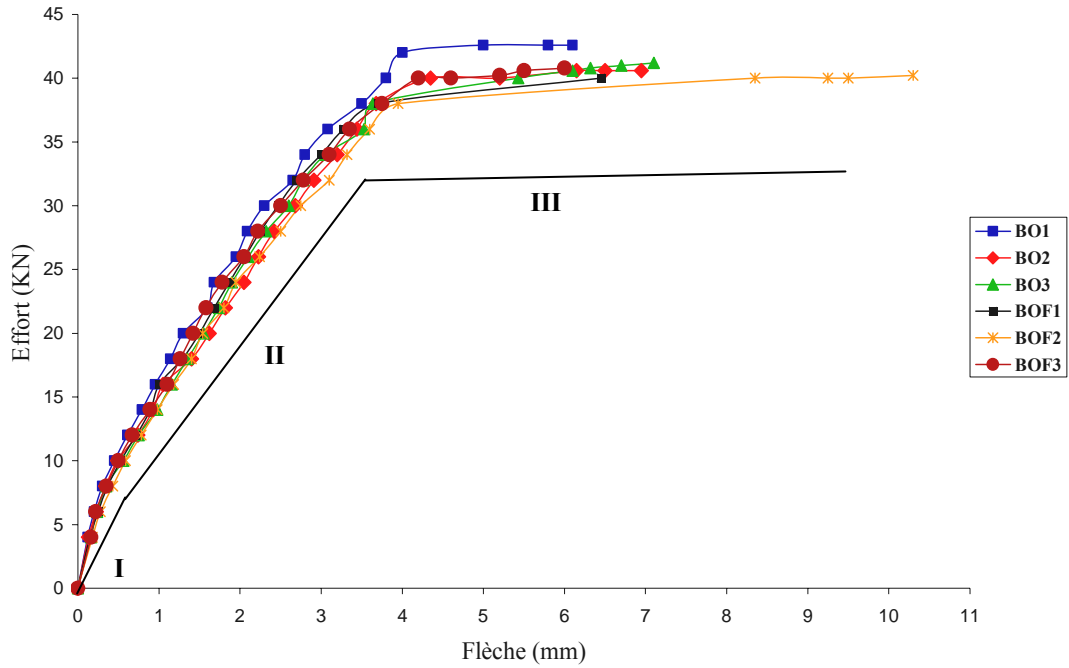


Figure 7.2 : Courbe Effort – Flèche des poutres BO et BOF.

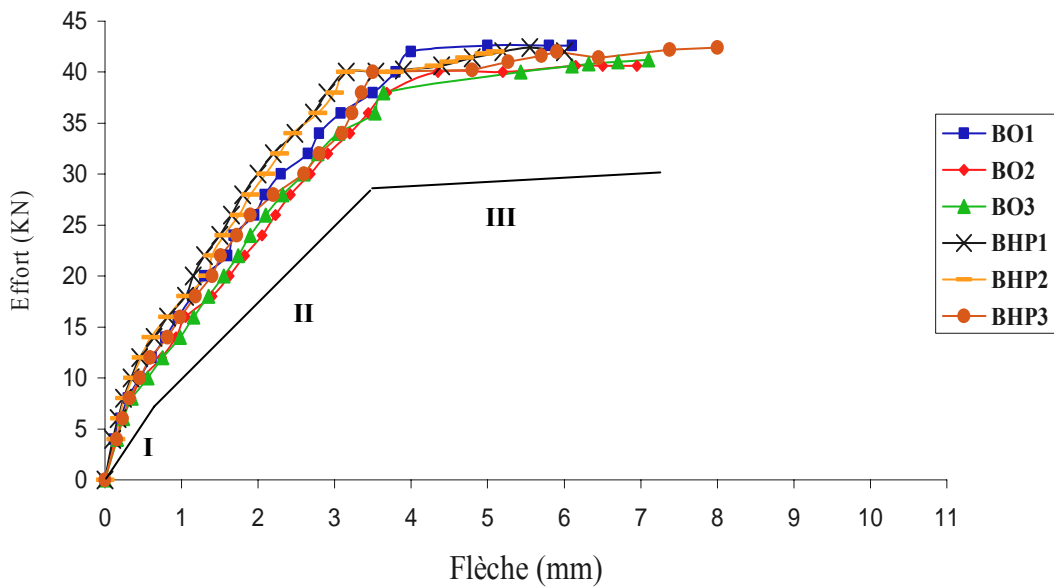
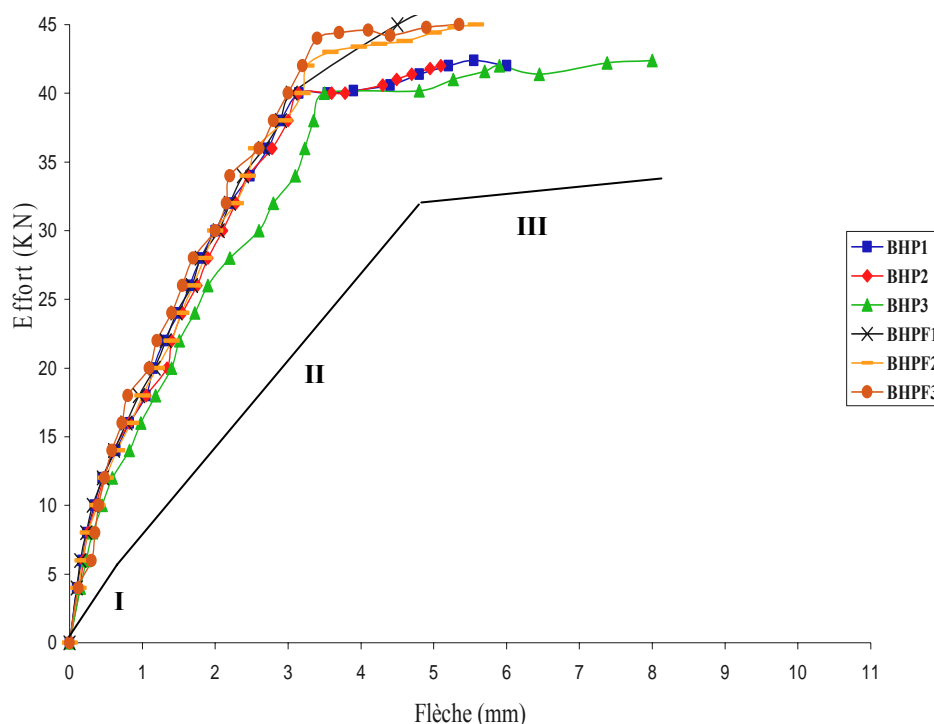


Figure 7.3 : Courbe Effort – Flèche des poutres BO et BHP.



**Figure 7.4 : Courbe Effort – Flèche des poutres BHP et BHPF.**

L'allure des courbes effort-flèche est identique pour toutes les poutres, elles montrent en général :

- a)- Une partie linéaire où les flèches sont proportionnelles aux efforts, ce qui traduit la phase élastique, avant apparition de la première fissure (phase I).
- b)- Une deuxième phase de linéarité avec rabattement de la courbe sous l'influence de la première fissure. Après l'apparition de la première fissure, la poutre perd largement de sa rigidité (phase II).
- c)- Une troisième phase plastique très apparente (phase III), caractérisée par l'augmentation des flèches à charge constante. Ce comportement traduit le comportement ductile des sections sous-armées telles que celles des spécimens testées.

On ne note pas de comportement fondamentalement différent, en ce qui concerne l'ordre de grandeur des flèches, malgré les différentes caractéristiques des poutres. Cependant les spécimens en BHP ont présenté moins de flèche à toutes les étapes de chargement.

### 7.2.2. PROCESSUS D'APPARITION DES FISSURES

Le processus d'apparition et de progression des fissures est quantifié dans les tableau (7.3) (a), (b), (c) et (d), et schématisé dans les figures 7.5 (a), (b), (c) et (d).

**Tableau 7.3 (a) : Processus d'apparition et propagation des fissures des poutres en BO.**

Spécimens	Caractéristique de la fissuration	Effort appliqué (KN)								
		19	20	24	28	32	34	36	38	40
BO <sub>1</sub>	Nombre de fissure		5	6		7	8	9		9
	Longueur moyenne (cm)		6	4		6,2	6,3	7,2	7,5	10,3
	Espacement moyen (cm)		9	10,2		10	8,5	9,3		1,4
	Largeur maximale (mm)		0,1	0,14	0,24	0,3	0,36	0,36	0,4	0,4
BO <sub>2</sub>	Nombre de fissure		4	5		7	8	9		9
	Longueur moyenne (cm)		3	2		3,5	4,7	6,5	7	12,5
	Espacement moyen (cm)		10	11,5		11	8	10		
	Largeur maximale (mm)		0,02	0,04	0,12	0,2	0,22	0,24	0,25	0,8
BO <sub>3</sub>	Nombre de fissure		6			7			8	
	Longueur moyenne (cm)		6	7		8			8	11
	Espacement moyen (cm)		9			10			7	
	Largeur maximale (mm)		0,1	0,12	0,2	0,28	0,3	0,3	0,38	1,2

**Tableau 7.3 (b) : Processus d'apparition et propagation des fissures des poutres en BOF.**

Spécimens	Caractéristique de la fissuration	Effort appliqué (KN)								
		19	20	24	28	32	34	36	38	40
BOF <sub>1</sub>	Nombre de fissure	2		3	6	7			8	8
	Longueur moyenne (cm)	1		4	5,8		6		7	11,4
	Espacement moyen (cm)	7		8	8	8			7	
	Largeur maximale (mm)	0,04	0,1	0,14	0,19	0,22	0,24	0,28	0,30	1
BOF <sub>2</sub>	Nombre de fissure	3		5	6	7				8
	Longueur moyenne (cm)	2	4,5		5	7				9
	Espacement moyen (cm)	8		10	10	10				8
	Largeur maximale (mm)			0,12	0,20	0,24	0,25	0,26	0,3	1,6
BOF <sub>3</sub>	Nombre de fissure	4			6	8		9		9
	Longueur moyenne (cm)			3,5	3,6	4		6		10
	Espacement moyen (cm)	9			10	7		7,5		
	Largeur maximale (mm)			0,04	0,04	0,18	0,2	0,2	0,24	0,4

**Tableau 7.3(c) : Processus d'apparition et propagation des fissures des poutres en BHP.**

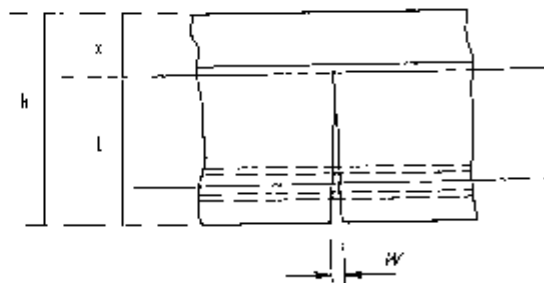
Spécimens	Caractéristique de la fissuration	Effort appliqué (KN)								
		19	20	24	28	32	34	36	38	40
BHP <sub>1</sub>	Nombre de fissure	3		5		6		7		7
	Longueur moyenne (cm)	1			4	6	8	9		10
	Espacement moyen (cm)	9		9		10		10		
	Largeur maximale (mm)		0,02	0,04	0,08	0,2	0,22	0,24	0,3	0,5
BHP <sub>2</sub>	Nombre de fissure	3	4	5			6			7
	Longueur moyenne (cm)		5	5			5	6		10
	Espacement moyen (cm)	4	7	7			6			5
	Largeur maximale (mm)			0,02	0,02	0,1	0,12	0,2	0,2	0,4
BHP <sub>3</sub>	Nombre de fissure	3	4	5	7					8
	Longueur moyenne (cm)	2	3	3	5					10
	Espacement moyen (cm)	10	10	11	11					9
	Largeur maximale (mm)	0,02	0,04	0,15	0,3	0,4				0,4

**Tableau 7.3 (d) : Processus d'apparition et propagation des fissures des poutres en BHPF.**

Spécimens	Caractéristique de la fissuration	Effort appliqué (KN)								
		19	20	24	28	32	34	36	38	40
BHPF <sub>1</sub>	Nombre de fissure	1		2	4	6				6
	Longueur moyenne (cm)	1		3	5	5				5
	Espacement moyen (cm)			10	8	6				
	Largeur maximale (mm)		0,02	0,06	0,14	0,2	0,22			0,22
BHPF <sub>2</sub>	Nombre de fissure	2		3	4				5	7
	Longueur moyenne (cm)	2		4	5				7	7
	Espacement moyen (cm)	8		9	10				8	8
	Largeur maximale (mm)	0,04	0,04	0,1	0,14	0,2		0,22		0,22
BHPF <sub>3</sub>	Nombre de fissure	3	4		5	6			8	8
	Longueur moyenne (cm)	4	4		5	5			5	5
	Espacement moyen (cm)	8	9		8	6			5	
	Largeur maximale (mm)	0,04	0,04	0,07	0,1	0,12		0,18	0,2	0,2

La localisation expérimentale de la position de l'axe neutre a partir de la fibre la plus comprimée est approximée par la hauteur de la section diminuée de la longueur de la fissure.

$$x = h - l$$



Pour le calcul théorique de la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$x = \frac{\gamma_b \cdot A_s \cdot f_e}{\gamma_s \cdot 0,85 \cdot f_{c28} \cdot b}$$

- $x$  : position de l'axe neutre en cm.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité du matériau béton, égal à 1,5.
- $A_s$  : section des armatures tendues en  $\text{cm}^2$ .
- $f_e$  : limite élastique des armatures tendues, égal à  $400 \text{ N/mm}^2$ .
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité du matériau acier, égal à 1,15.
- $f_{c28}$  : résistance à la compression à 28 jours en MPa, exprimée par les deux relations suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

- $b$  : largeur de la poutre en cm.

**Tableau 7.4 : Position de l'axe neutre pour tous les spécimens à la charge de 40 KN.**

Spécimens	L'axe neutre x (cm).	
	Théorique	Expérimental
BO	3,7	3,7
BOF	3,9	4,8
BHP	1,6	5
BHPF	2	9,3

D'après les résultats du tableau 7.4, nous avons remarqué que la position de l'axe neutre dans les poutres contenant des fibres est plus grande par rapport à celles du béton témoin, car dans ces dernières le développement des fissures verticales en longueur réduit la zone de compression en poussant l'axe neutre vers le haut. Alors que pour le béton de fibres, les fibres bloquent le développement des fissures.

Les charges de fissuration ( $P_f$ ) et de rupture ( $P_u$ ) des poutres sont regroupées dans le tableau (7.5). Il est à noter que la charge de fissuration est déterminée comme étant la charge causant la première fissure.

**Tableau 7.5 : Charge de fissuration et de rupture des poutres.**

Nature de la Poutre	$P_f$ (KN)	$P_{f\text{ moy}}$ (KN)	$P_u$ (KN)
BO -1-	15	15	42,6
BO -2-	16		38
BO -3-	14		41,8
BOF -1-	16	16	40
BOF -2-	16		40,4
BOF -3-	16		42,4
BHP -1-	17	17	44
BHP -2-	17		45,4
BHP -3-	17		43,2
BHPF -1-	19	18	48
BHPF -2-	18		46,4
BHPF -3-	16		46,6



Figure7.5 (a) : poutres en Béton Ordinaire (BO).



Figure7.5 (b) : poutres en Béton Ordinaire Fibré (BOF).



Figure7.5 (c) : poutres en Béton à Haute Performance (BHP).



Figure7.5 (d) : poutres en Béton à Haute Performance Fibré (BHPF).

Dans tous les spécimens testés, la rupture a eu lieu par traction, commençant par des grandes ouvertures des fissures verticales, dans la zone tendue, et suivie d'un écrasement de la partie comprimée du béton, qui avait été réduite par la progression des fissures. C'est un comportement typique d'une section sous-armée.

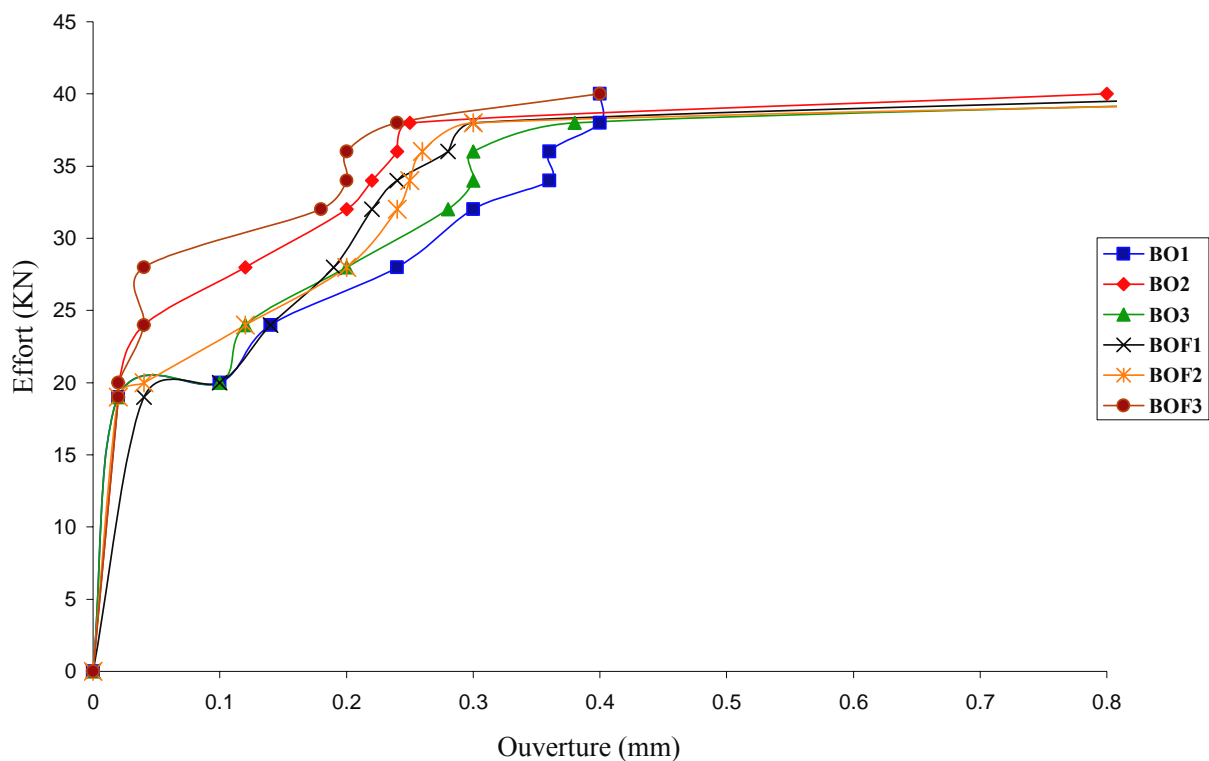


Figure 7.6 : Courbe Effort – Ouverture des fissures des poutres en BO et BOF.

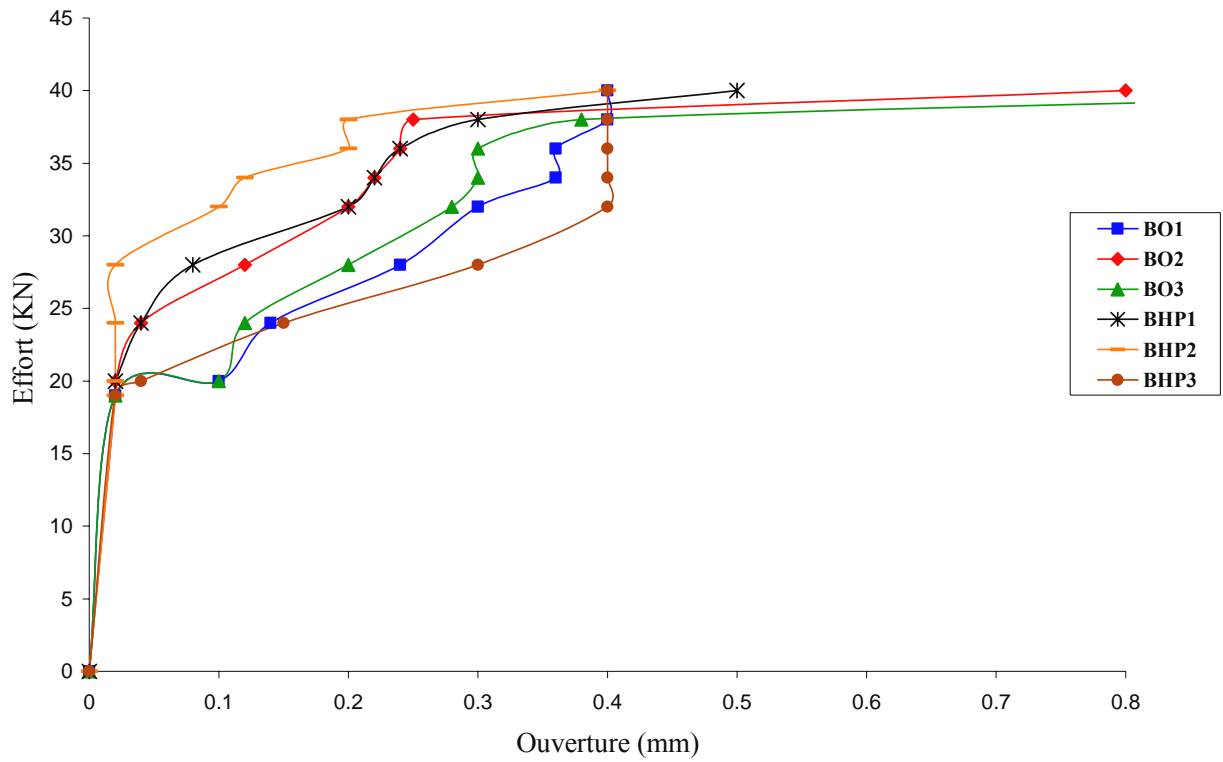


Figure 7.7 : Courbe Effort –Ouverture des fissures des poutres en BO et BHP.

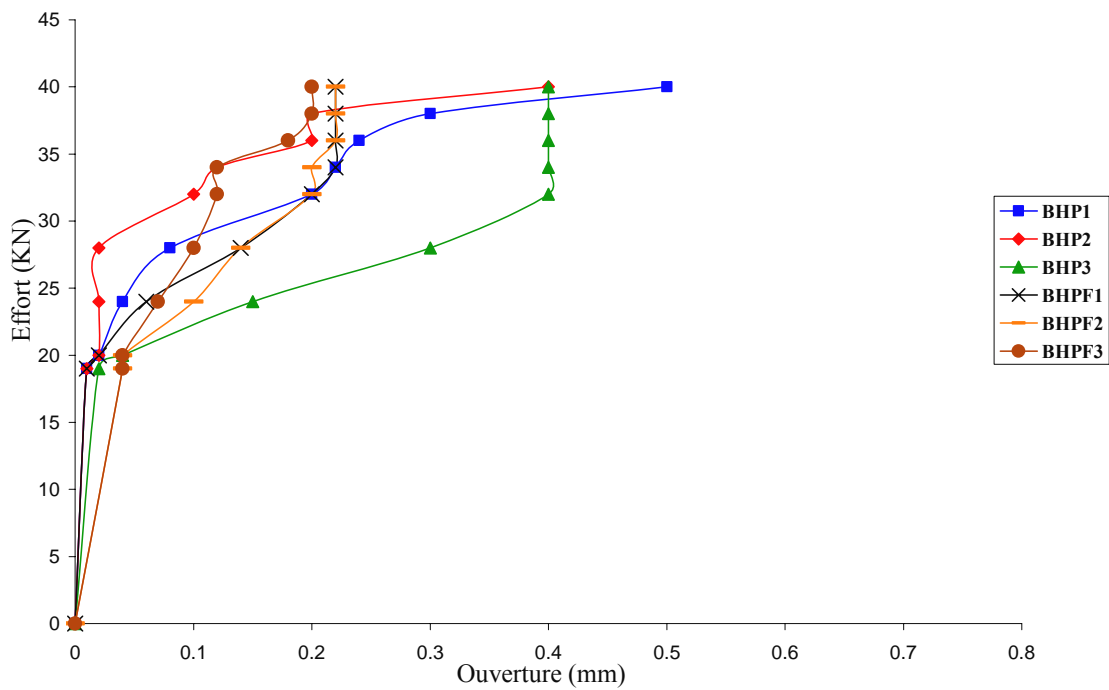


Figure 7.8 : Courbe Effort –Ouverture des fissures des poutres en BHP et BHPF.

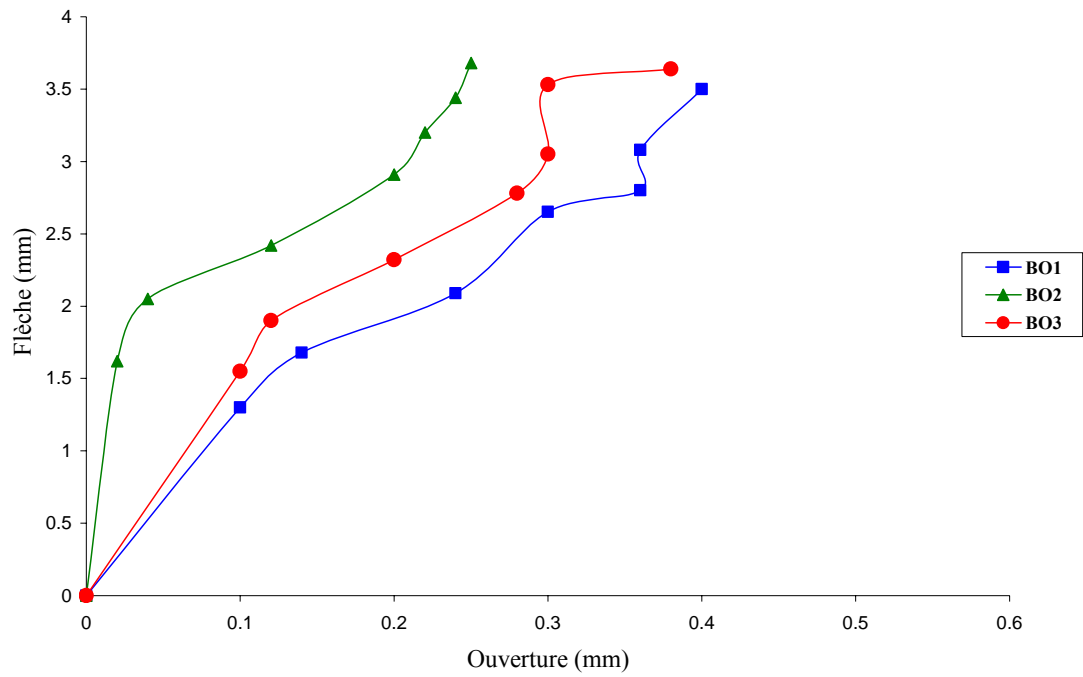


Figure 7.9 : Courbe Flèche – Ouverture des fissures des poutres en BO.

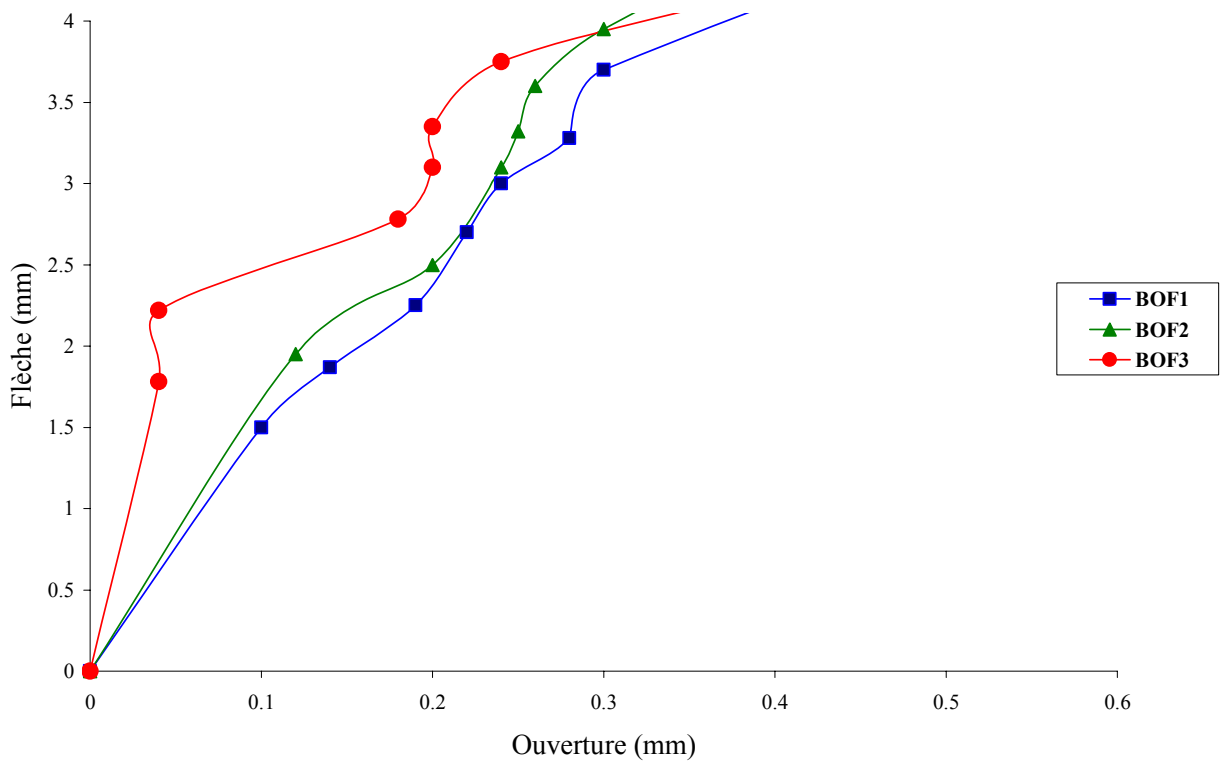


Figure 7.10 : Courbe Flèche- Ouverture des fissures des poutres en BOF .

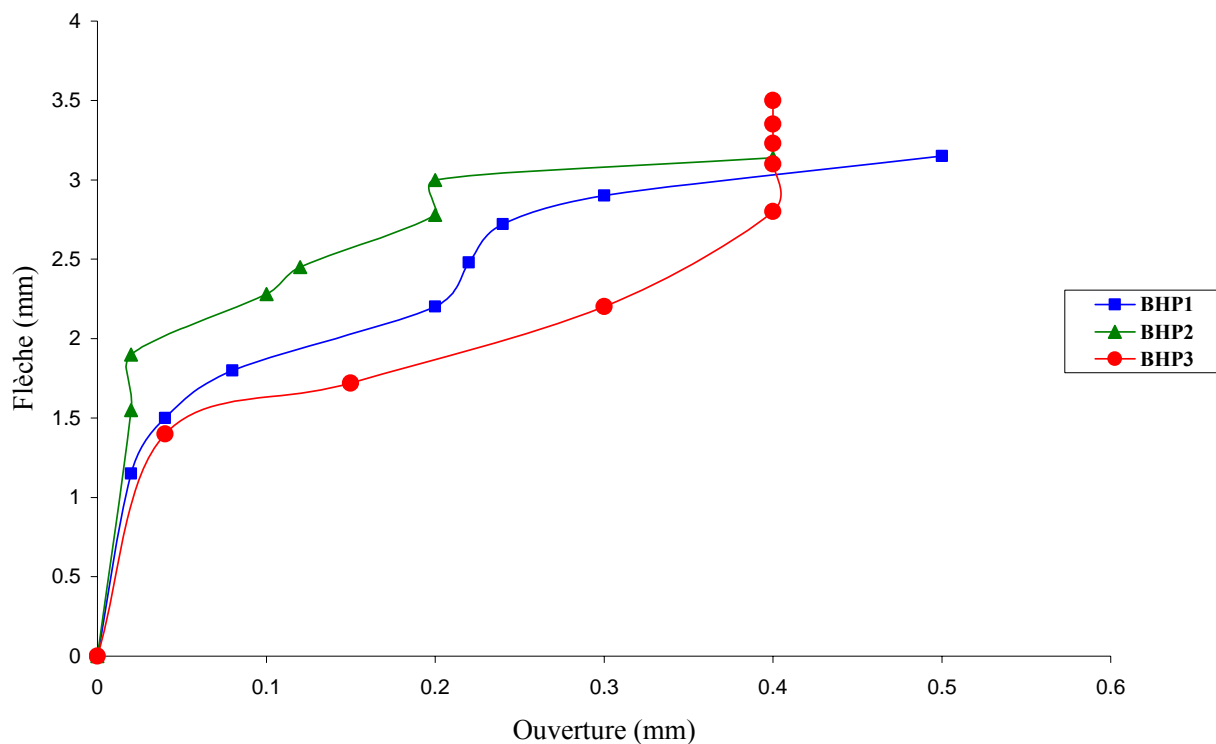


Figure 7.11 : Courbe Flèche – Ouverture des fissures des poutres en BHP.

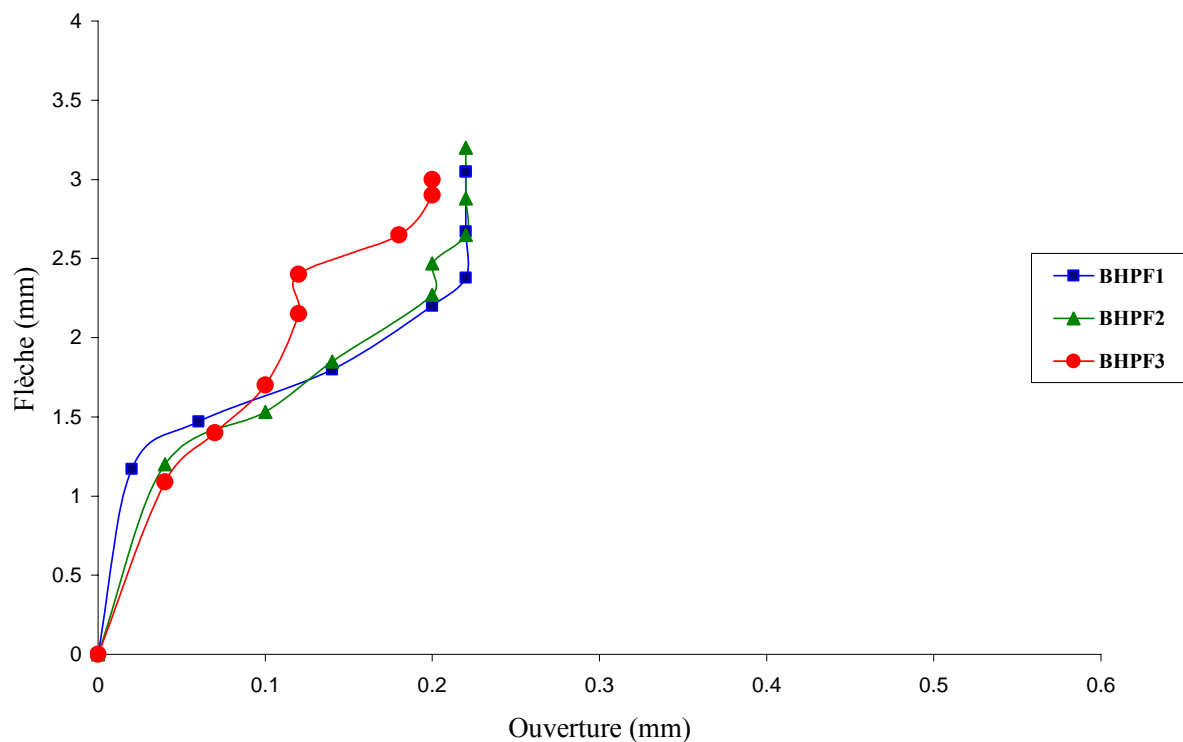


Figure 7.12 : Courbe Flèche – Ouverture des fissures des poutres en BHPF.

Les courbes Effort – Ouverture des fissures et Flèche- Ouverture des fissures présentent deux phases principales :

**a)-** Une phase linéaire où les ouvertures de fissure sont proportionnelles aux efforts .

Dans chaque courbe, l'apparition de la première fissure, présente un palier relativement horizontal, ce qui traduit une diminution de la rigidité de la poutre.

**b)-** Une phase non linéaire où les ouvertures des fissures deviennent plus importantes par comparaison aux efforts. Ceci traduit une phase d'endommagement du béton avant rupture, c'est la phase plastique

Il faut noter que les poutres étudiées (BOF, BHPF) présentent des avantages tels que :

- Un gain de résistance (endommagement ductile) observé au niveau de la phase avant rupture (partie ascendante de la courbe).
- Retardement de l'apparition de la première fissure et empêchement de la formation et de développement d'une seule fissure très ouvertes. En effet l'incorporation des fibres permet la formation d'une série de fissures fines non nuisibles à la poutre.

D'après les résultats, on peut dire que dans tous les cas, la rupture a eu lieu par traction dans la zone à fort moment de flexion, commençant par de grandes ouvertures des fissures verticales, dans la zone tendue, et suivie d'un écrasement de la partie comprimée du béton, qui avait été réduite par la progression des fissures.

### 7.3. OBSERVATION QUALITATIVE DE LA FISSURATION DES POUTRES

Sous l'effet du chargement successif d'une poutre, celle-ci passe par différents états de fissuration jusqu'à atteindre sa rupture.

**a)- Phase de stabilité :** c'est l'étape de la mise en charge de la poutre, avant l'apparition des premières fissures au niveau de la fibre la plus tendue du béton. Durant cette étape la poutre reste stable (non fissurée) grâce à la compatibilité de déformation acier-béton due à la bonne adhérence entre ces deux matériaux et la résistance à la traction du béton.

**b)- Phase de fissuration :** sous un chargement précis, le béton tendu présente des fissures verticales de faibles ouvertures. Ce sont des fissures de flexion.

**c)- Phase de développement des fissures :** les fissures de flexion formées se développent en largeur et en longueur avec la naissance des autres fissures secondaires.

**d)- Phase de rupture :** le développement des fissures verticales en longueur réduit la zone de compression en poussant l'axe neutre vers le haut.

Le tableau 7.3 présente les longueurs des fissures juste avant rupture (à 40 KN). On peut voir que cet axe neutre est au-delà de  $\frac{2}{3}h$  pour le BOF et au-delà de  $0,5h$  pour le BHPF. Pour ce dernier 40 KN représente 85% de la charge de rupture, alors que pour le BO elle représente 98% de la charge de rupture.

En remontant vers le haut, l'axe neutre réduit la zone de compression jusqu'à ce que la déformation du béton en compression  $\varepsilon_c$  atteigne sa valeur ultime  $\varepsilon_{cu}$  et l'écrasement du béton se produit. Cependant, avant rupture par écrasement du béton en compression, les fissures ont été très ouvertes et très longues comme le montre le tableau 7.3 et les Fig.7.5 (a), (b), (c) et (d) illustrant les spécimens à la rupture, et donc la rupture est considérée comme étant une rupture par traction avec beaucoup de ductilité pour les spécimens contenant des fibres.



# CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

## CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Le béton est un matériau qui se fissure sous l'effet des contraintes de traction. A des niveaux de contraintes dépassant à peine quelques méga-pascals ( $\sigma_t \geq 2\text{MPa}$ ), le matériau se déchire et donc se fissure en raison de sa faible résistance à la traction qui varie entre 1/10 et 1/15 de sa résistance à la compression.

La fissuration, qui est un phénomène hasardeux, peut être causée par des facteurs physiques tels que le retrait et les variations de température ou par des facteurs mécaniques directement liés au chargement.

La fissuration du matériau béton constitue une source de pénétration d'agents agressifs sous formes liquide ou gazeuse, nuisibles au matériau. Ces agents détériorent le béton et entraînent la corrosion des aciers de renforcement noyés à l'intérieur. Dans ce sens, la fissuration affecte sérieusement la durabilité du béton et donc de la structure faite de ce matériau. Donc les fissures constituent des points de faiblesse potentielle qui affectent négativement la durabilité des constructions à long terme et compromettent ainsi les chances d'un développement durable du cadre bâti.

En terme structurel, la fissuration diminue la rigidité des éléments en béton comme constaté expérimentalement dans le présent travail. Dans le cas extrême, elle peut précipiter des effondrements comme révélé par le séisme du 21 Mai 2003 où des fissures préexistantes non traitées et non contrôlées ont initié des ruptures catastrophiques d'un certain nombre de constructions. Du point de vue fonctionnalité, les fissures peuvent entraîner la déperdition des liquides dans le cas des structures hydrauliques et donc affectent la fonction étanchéité.

L'aspect esthétique, et donc la servicibilité d'une structure, peut sérieusement être affecté par une fissuration non contrôlée.

Le béton à haute performance présente une meilleure aptitude à la fissuration sous les charges de service. Ceci est dû à la résistance relativement améliorée de ce matériau, que ce soit en compression ou en traction où cette dernière dépasse le niveau de 4 MPa par comparaison à 2 MPa pour le béton ordinaire.

D'une manière générale, le comportement du matériau béton vis-à-vis de la fissuration, aussi bien le béton ordinaire que le béton à haute performance, est amélioré avec l'utilisation des

fibres d'acier dans le mélange. L'addition des fibres réduit la fragilité du matériau et améliore sa ductilité, qualité structurelle indispensable dans les régions à haut risque sismique.

Les essais entrepris dans ce travail sur des poutres en béton ordinaire et en BHP ont montré que l'ajout de fibres, même en faible quantité, améliore le comportement du matériau béton vis-à-vis de la traction et limite l'ouverture des fissures d'une manière appréciable. Dans ce sens, la formation des premières fissures est retardée et une fois formées, ces fissures restent relativement fines parce qu'elles sont couturées par des fibres d'aciers.

Cependant l'efficacité des fibres dépend de leur direction et de leur orientation au tour de la fissuration ainsi que de leur forme et de leur dimension.

Cette même distribution des fibres à l'intérieur du matériau dépend de la maniabilité du mélange à l'état frais. La dimension des fibres varie en sens inverse avec la maniabilité. Dans un mélange sec, les fibres ne peuvent pas être distribuées uniformément dans le matériau.

En Algérie, différents travaux de recherches sont entrepris ça et là pour améliorer la qualité du béton dans les constructions, particulièrement après la catastrophe sismique de Boumèrdes et les dégâts enregistrés au niveau des structures faites de ce matériau. Cette catastrophe a montré encore une fois que la science des matériaux, en particulier la technologie du matériau béton, reste dominée par l'empirisme en Algérie à un moment où sous d'autres cieux la barrière des 100 MPa a été franchie à une échelle industrielle. Le Béton à Haute Performance renforcé par l'ajout de fibres d'acier peut constituer une solution de rechange au Béton Ordinaire pour les constructions menacées par des actions sismiques imprévisibles.

Parmi les thèmes portant sur l'amélioration de la qualité du béton, il est recommandé de développer et d'approfondir ce qui suit :

- Utilisation des différents ajouts chimiques et minéraux dans la formulation du béton à haute performance pour améliorer son comportement aussi bien à court terme (résistances mécaniques) qu'à long terme (durabilité).
- Variation du rapport E/C et ses effets sur les résultats ciblés.
- Effet du type d'essai sur les résultats, particulièrement l'utilisation de l'essai de flexion à quatre points au lieu de trois points utilisé dans nos essais.
- Fabrication des poutres en béton ordinaire et béton à haute performance avec ajout des fibres d'acier en différents pourcentages (par exemple 0,75 %, 1%, 1,5%, 2%), pour étudier l'effet de ce paramètre sur l'ouverture et le développement des fissures.

Il s'agit d'étudier le % optimum de fibres afin d'enregistrer une amélioration au comportement structurel du matériau.

- Utilisation d'un autre type de fibres pour les comparer avec celles utilisées dans notre recherche (fibres d'acier).
- Modification de l'enrobage des armatures tendues ainsi que le pourcentage d'acier pour étudier l'effet de ces deux paramètres sur l'ouverture et l'espacement des fissures.



**RÉFÉRENCES  
BIBLIOGRAPHIQUES**

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] R.JONES and M.F.KAPLAN, The effects of coarse aggregate on the mode of failure of concrete in compression and flexure, *Mag.Concr.Res*,9,N°.26,pp.89-94,1957.
- [2] A.M.NEVILLE. « Propriétés des bétons ». Édition Eyrolles 2000.
- [3] C.PERRY and J.E.GILLOTT, The influence of mortar-aggregate bond strength on the behaviour of concrete in uniaxial compression, *Cement and Concrete Research*, 7, N°.5, pp.533-64, Sept.1977.
- [4] H.GREEN, Impact testing of concrete, *Mechanical Properties of Non-metallic Brittle Materials*, PP.300-13,London, Butterworth, 1985.
- [5] A.F.STOCK , D.J.HANNANT, and R.I.T.WILLIAMS, The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete, *Mag.Concr.Res.*,31,N°.109,PP.225-34, Dec.1979.
- [6] P.A.A Gutierrez, and M.F.Canovas, High Performance Concrete : Requirements for Constituents Materials and Mix Proportioning.*A.C.I Materials Journal*, 93(3),1996, 233-241.
- [7] M.HAMRAT, and M.CHEMROUK.,Béton à Haute Performance : Etude expérimentale sur la formulation ; National Seminar of Civil Engineering, Oran (Algeria), January 2003.
- [8] H.KAWAKAMI, Effect of gravel size on strength of concrete with particular reference to sand concrete, *Proc.Int.Conf.on Mechanical Behaviour of Materials*, Kyoto ,1971-Vol.IV, Concrete and Cement Paste Glass and Ceramics, PP.96-103 (Society of Materials Science, Japan , Kyoto,1972.
- [9] M.CHEMROUK, « Slender concrete deep beams : behaviour, serviceability and strength », PhD thesis, Newcastle, 1988.
- [10] D.P.O'CLEARY and J.G.BYRNE, Testing concrete and mortar in tension , *Engineering*, PP.384-5 , London, 18 March 1960.
- [11] N.J.GARDNER and S.M.Poon, Time and temperature effects on tensile , bond, and compressive strengths, *J.Amer.Concr.Inst.*,73, N°.7, PP.405-9,1976.

- [12] J.M.RAPHAEL, Tensile strength of concrete, ACI Materials Journal,81, N°.2, PP.158-65 1984.
- [13] ACI 318-95, Building code requirements for structural concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 3 : Use of Concrete in Building –Desing, Specifications, and Related Topics,345 PP.Detroit, Michigan, 1996.
- [14] CEB, "High Performance concrete : Recommended extensions to the Model Code 90- Research needs" . Bulletin d'information N° 228-July 1995.
- [15] CEB," CEB-FIP Model Code 1990", Bulletin d'information N°213/214, May 1993.
- [16] SIA, Eurocode2-Calcul des structures en béton-Partie 1: Règles générales et règles pour les bâtiments, Prénorme européenne ENV 1992-1-1,SIA V 162.001, 1992.
- [17] SIA, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Norme SIA 162 : Ouvrages en béton, Zurich, révision partielle 1993.
- [18] SIA,Document d'application nationale de l'Eurocode2, DAN de l'ENV 1992-1-1, SIA 460.021, 994.
- [19] RILEM, " Thermal Cracking in Concrete at Early Ages"m Proceedings of the International RILEM Symposium 25, E, FN Spon, 1995 .
- [20] M.CHEMROUK, "Etude des Ingrédients du Mélanges pour formuler un Béton Hautement Performant et Durable", 1<sup>er</sup> séminaire sur les technologies du béton : le Béton, Perfection et Incertitudes ; 18-19 Septembre 2004, Alger.
- [21] PIERRE CLAUDE AÏTCIN., "Bétons haute performance". Editions Eyrolles, 2001.
- [22] CARRASQUILLO R, L ; NILSON A, H ; and SLATE F, O. (1981), Properties of high strength concrete to short term load, ACI Journal, Proceedings, V.78, N°3, May –June, PP171-178.
- [23] BAEL 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites –BAEL91 révisé 1999.
- [24] M.CHEMROUK, M.HAMRAT et B.BOULEKBACHE, « Béton à haute performance, caractérisation mécanique ». Congrè International sur la durabilité et la technologie du Béton, U.S.T.H.B, Mai 2004.

- [25] M. F. M. ZAIN, H. B. MAHMUD.A.ILHAM. M.FAIZAL. « Prediction of spring tensile strength of high-performance concrete ». Cement and Concrete Research 32.PP1251-1258, Août 2002.
- [26] B. MARY, D ;PRAVEEN C ; DAVID T. Mechanical properties of high strength concrete for prestressed members, ACI Structural Journal, N°.01-S45,July-August 2004,457-466.
- [27] A,H. SHUAIB; S, P. SHAH., Structural properties of high strength concrete and its implications for precast prestressed concrete, PCI Journal, V.3, N°6, pp92-119, 1985.
- [28] AFREM, Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, Bulletin des laboratoires de ponts et chaussées,pp131-150 numéro spécial XIX- Mai 1996.
- [29] Y.DIATA: « corrélation entre lois le module d'élasticité, le module de rupture, le coefficient de poisson et la résistance en compression simple de BTHR (60-120 MPa) », Mémoire de maîtrise sciences appliquées spécialité : Génie Civil, Sherbrooke, Québec, Canada, 1987.
- [30] ACI comité : « State of the art report on high strength concrete », ACI 363-92.PP-53, 1992.
- [31] M. HAMRAT: « Les bétons à hautes performance », mémoire de Magister, Université de CHLEF, 1996.
- [32] M. CHEMROUK. « Notions avancées de béton structural ». Post-Graduation, USTHB, 2002
- [33] [http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/ctus/52\\_f.html](http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/ctus/52_f.html)
- [34] C.J Cheetham, and P.Maguire.Coating of glass fibers, U.S.Patent 4, 173, 486,1979.
- [35] CEB; Bulletin d'information,"Durable concrete structures "N°.183, 1992
- [36] POWERST.C., the properties of fresh concrete, John Wiley and Sons, New-York,1968
- [37] WITTMANN F.H., on the action of capillary pressure in fresh concrete, Cem.Concr.Res. 1976, 6, 1, 49-5

- [38] Y.C.LOO and S.H.CHOWDHURY, « Serviceability and strength analysis of normal and high strength concrete structures », Faculty of Engineering and Information Thechnology, Griffith University, Australia.
- [39] MIVELAZ P., JACCOUD J.P., Fissuration et étanchéité d'éléments en béton armé sous déformation imposée de traction- Rapport de essais, Publication EPFL-IBAP N°141, octobre 1995.
- [40] JACCOUD J.-P, "Une nouvelle approche du dimensionnement des structures en béton à la fissuration". Ingénieurs et architectes Suisses N°14, Juillet 1987
- [41] JACCOUD J.P., "Contrôle de la fissuration", Journée d'étude Nouveaux aspects du dimensionnement des structures en béton, Documentation SIA D 0700, 1994.
- [42] JACCOUD J.P., Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton . Thèse de doctorat EPFL N°666,1987.
- [43] FERRY-BORGES J., ARGAS LIMA J., Formation of cracks in beams with low percentage of reinforcement. Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete, RILEM, Stockholm,1957
- [44] CEB Manual, « Fissuration et déformation », Groupe de travail: R.Favre (rapporteur), A.W.Beeby. H.Falkner, M. Koprna, P.Schiessl,J.P.Jaccoud, Bulletin d'informatio N°158-F, EPF Lausanne, 1983.
- [45] FARRA B., influence de la résistance du béton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration, Thèse de doctorat EPFL N° 1359, 1995
- [46] BAEL91, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la règle des états limites », Paris, Mai 1991,151P
- [47] P.GERGELY and L.A. LUTZ, Maximum crack width in reinforced concrete members, cause, mechanism and control of cracking in concrete, American Concrete Institute, SP-20, 1968, PP.87-117.
- [48] A.W. BEEBY, The prediction of cracking in reinforced concrete members, PhD Thesis, University of London, 1971, 252 pp.

[49] ACI Committee 224, Control of cracking in concrete structures, J.Am.Concr.Inst., Proc., Dec.1972, pp.717-753.Updated report, Conc.Int.,Vol.2,No .10, Oct.1980, pp.35-76.

[50] [http://www.necs.fr/illu\\_fissuration.pfp](http://www.necs.fr/illu_fissuration.pfp). « fissuration en béton ».2006.

[51] M. CHEMROUK, B. BOULEKBACHE, M. HAMRAT and T. TAHENNI ; « High Performance Concrete using slags as mineral additives and steel fibres », article accepté pour présentation à la 10<sup>ème</sup> Arab Structural Engineering Conference (10 ASEC), 13-15 Novembre 2006, Kuwait.

[52] CEB, Draft CEB, guide to durable concrete structures, Bulletin d'information N° 166, Mai 1985.

[53] M.VENUAT. « La pratique des ciments et des bétons ». Édition du Moniteur des travaux publics et du bâtiment. Janvier 1976.