

# REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



**THÈSE DE DOCTORAT**

**Spécialité : Génie Civil**

Présentée par :

**BOUCHENEB Yassine**

Sujet :

**Caractérisation des propriétés mécaniques instantanées et différées du béton à base du ciment et de poudre de verre.**

Devant le jury composé de :

Mr. KACHI Mohand Said	Professeur	UMMTO	Président
Mr. MEHADDENE Rachid	Professeur	UMMTO	Directeur de thèse
Mr. GHOUILEM Kamal	M.C.A	UMMTO	Examineur
Mr. KADRI Mohammed	Professeur	U/Boumerdes	Examineur
Mr. HAMADOUCHE Mohand Ameziane	Professeur	U/Boumerdes	Examineur
Mr. TAHAKOURT Abdelkader	Professeur	U/Béjaia	Examineur

**Soutenue, le : 20/12/2023.**

***Dédicaces***

***A ma mère***

***A mon père***

***A ma femme et mes filles***

***A mes frères et sœurs***

***A tous mes amis***

## **Remerciements**

*Toute ma gratitude, grâce et remerciements vont en premier lieu au **Dieu**, le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail dans les meilleures conditions.*

*Mes remerciements vont en deuxième lieu à mon directeur de thèse le Professeur MEHADDENE Rachid, de m'avoir guidé dans ce travail et m'a aidé à trouver des solutions pour avancer et à aboutir le programme projeté, ainsi que pour son soutien et ces encouragements.*

*Je tiens à remercier le Professeur KACHI Mohand Said d'avoir accepté de présider le jury, ainsi que : les Professeurs KADRI Mohammed, HAMADOUCHE Mohand Ameziane et TAHAKOURT Abdelkader et le Docteur GHOUILEM Kamal, d'avoir bien voulu examiner cette thèse.*

*Enfin, et surtout, je tiens à remercier ma famille : ma mère, mon père, Madiha ma femme, mes filles Cylia et Razane, mes frères, mes sœurs, qui m'ont patiemment encouragé et soutenue spirituellement tout au long de mes études de Doctorat et de ma vie en général.*

## RÉSUMÉ

Chaque année, une énorme quantité de déchets de verre est créée dans le monde, mais seule une petite partie de ce matériau est recyclée. La valorisation des déchets de verre dans le béton démontre d'excellents progrès dans la réduction de cette quantité de verre. Les chercheurs ont découvert que l'ajout de déchets de verre au béton améliore ses qualités ; les déchets de verre peuvent être utilisés sous forme de poudre, de granulat fin ou grossier. Mais la question qui se pose, est comment cette poudre ajoutée au béton améliore, ou du moins, maintient les propriétés mécaniques du béton malgré la réduction de la quantité du ciment ? Justement, le but du présent travail est de déterminer le comportement du béton en ajoutant la poudre de verre. Pour cela, on a préparé un béton témoin et des bétons avec des pourcentages de la poudre de verre de 10%, 15% et 20% de la quantité du ciment en se basant toujours sur la même formulation du béton et en variant le rapport E/C (E : eau, C : ciment). À l'état durci, l'ajout de la poudre de verre jusqu'à 20% de la quantité de ciment, a généré une augmentation de la résistance à la compression à 28 Jours ; cette augmentation est due à la réaction entre la poudre de verre et la chaux libérée lors de l'hydratation du ciment Portland et crée un liant qui s'appelle le silicate de calcium hydraté (S-C-H) (réaction pouzzolanique). Ce dernier joue un rôle important dans l'augmentation de la résistance du béton, et puisque la finesse de la poudre de verre est similaire à celle du ciment, donc elle a un rôle de remplissage, et accélère la réaction pouzzolanique. Pour un ajout de 20% à 30% de pouzzolane, théoriquement on pourrait faire réagir toute la chaux produite par l'hydratation du ciment Portland. Donc au delà de 25% ou 30% de la poudre de verre, la résistance est affectée, chose qui a été confirmée par beaucoup de chercheurs. En fin, on peut conclure que l'utilisation de la poudre de verre dans le béton, améliore son comportement mécanique comparativement à l'ordinaire, mais avec un pourcentage limité à 20% de la quantité du ciment.

Dans une autre partie de ce travail, et afin de présenter le phénomène de fluage dans le béton avec poudre de verre, on s'est intéressé à modéliser avec le logiciel ANSYS, le fluage propre en compression dans une éprouvette cylindrique normalisée 16-32 cm constituée d'un béton formulé avec la substitution de 20% du ciment par la poudre de verre et un rapport E/L=0,5 (E : eau, L : ciment + poudre de verre) et soumise à un chargement statique surfacique constant suivant l'axe Z. Les caractéristiques mécaniques sont déterminées expérimentalement (résistance à la rupture, module de Young et le coefficient de poisson) ; cette étape est considérée comme un passage de la partie expérimentale vers la partie numérique. Les résultats obtenus montrent que le taux de déformation de fluage dans le sens X atteint pratiquement 48 % au bout de 5 mois et 64 % à la fin de la durée du chargement.

**Mots-clés:** Béton, ciment, poudre de verre, résistance, compression, traction, flexion.

## ملخص

في كل عام، يتم إنتاج كمية هائلة من نفايات الزجاج حول العالم، ولكن يتم إعادة تدوير جزء صغير فقط من هذه المواد. يُظهر استرجاع مخلفات الزجاج في الخرسانة تقدمًا ممتازًا في تقليل كمية الزجاج. وجد الباحثون أن إضافة نفايات الزجاج إلى الخرسانة يحسن خصائصها ; يمكن استخدام نفايات الزجاج على شكل مسحوق، حبيبات ناعمة أو خشنة. لكن السؤال المطروح، هو كيف يحسن هذا المسحوق المضاف إلى الخرسانة، أو على الأقل، يحافظ على الخصائص الميكانيكية للخرسانة على الرغم من انخفاض كمية الإسمنت؟ على هذا الأساس، الهدف من هذا العمل هو تحديد سلوك الخرسانة بإضافة مسحوق الزجاج. لهذا الغرض، تم تحضير خرسانة عادية وخرسانات بنسب من مسحوق زجاج تبلغ 10%، 15% و20% من كمية الإسمنت، وهذا بالإعتماد دوماً على نفس تشكيل الخرسانة ومع تغيير النسبة م/إ (م : ماء، إ : إسمنت). في الحالة الصلبة، أدت إضافة مسحوق الزجاج حتى 20% من كمية الإسمنت إلى زيادة مقاومة الضغط في خلال 28 يوماً ; هذه الزيادة ناتجة عن التفاعل بين مسحوق الزجاج والجير المحرر أثناء إماهة الإسمنت البورتلاندي وينتج مادة رابطة تسمى سيليكات الكالسيوم المميّهة (S-C-H) (تفاعل بوزولاني). هذا الأخير يلعب دورًا مهمًا في زيادة مقاومة الخرسانة، وبما أن نعومة مسحوق الزجاج مشابهة لتلك الموجودة في الإسمنت، فإن له دور ملء الفراغات، ويسرع من التفاعل البوزولاني. بإضافة 20% إلى 30% من البوزولان، نظريًا يمكن التفاعل مع كل الجير الناتج عن إماهة الإسمنت البورتلاندي. لهذا فإن ما يزيد عن 25% أو 30% من مسحوق الزجاج، المقاومة تتأثر، الأمر الذي أكده العديد من الباحثين. وفي النهاية، يمكننا أن نستنتج أن استخدام مسحوق الزجاج في الخرسانة، يحسن من سلوكها الميكانيكي مقارنة بالخرسانة العادية ولكن بنسبة محددة بـ 20% من كمية الإسمنت.

في جزء آخر من هذا العمل، ومن أجل تقديم ظاهرة الزحف في الخرسانة بمسحوق الزجاج، فقد اهتمنا بالتصميم بواسطة برنامج ANSYS، الزحف الخاص بالضغط في عينة أسطوانية قياسية 16-32 سم مكونة من خرسانة تمت صياغتها باستبدال 20% من الإسمنت بالمسحوق الزجاجي ونسبة  $r=0.5$  م/ر (م : ماء، ر : إسمنت + مسحوق الزجاج) وخاضعة لتحميل ساكن سطحي ثابت وفق المحور Z. الخصائص الميكانيكية تم تحديدها تجريبيًا (المقاومة عند الإنهيار، وحدة Young ومعامل Poisson)، تعتبر هذه الخطوة بمثابة انتقال من الجزء التجريبي إلى الجزء الرقمي. أظهرت النتائج المتحصل عليها أن معدل تشوه الزحف في الاتجاه X يصل إلى 48% تقريبًا بعد 5 أشهر و64% في نهاية فترة التحميل.

**كلمات مفتاحية:** خرسانة، إسمنت، مسحوق الزجاج، مقاومة، ضغط، جذب، انثناء.

## ABSTRACT

Annually, there is an enormous amount of glass waste created worldwide, yet only a small portion of that material is recycled. Recovering waste glass (WG) in concrete demonstrates excellent progress in lowering the amount of glass. Researchers have found that adding waste glass to concrete improves its qualities; WG can be utilized as powder, fine as well as coarse aggregate. However, the question that arises is how this powder added to concrete improves, or at least maintains, the mechanical properties of the concrete despite the reduction in the cement quantity. The aim of the present paper is to investigate the behavior of concrete with the addition of glass powder. For this purpose, a control concrete and concretes were prepared with 10%, 15% and 20% of the cement content of the glass powder, based on the same concrete formulation and by varying the W/C ratio (W : water, C : cement). In the hardened state, the addition of glass powder up to 20% of the cement content, generated an increase in compressive strength at 28 days; this increase is caused by the reaction between the glass powder and the lime released during the hydration of Portland cement and creates a binder called hydrated calcium silicate (S-C-H) (pozzolanic reaction). The latter plays an important role in increasing the strength of concrete, and since the fineness of the glass powder is similar to that of cement, it has a role of filling, and accelerates the pozzolanic reaction. For an addition of 20% to 30% of pozzolan, theoretically we could react all the lime produced by the hydration of Portland cement. Therefore, beyond 25% or 30% of the glass powder, the strength is affected, which has been confirmed by many researchers. Finally, it can be concluded that the use of glass powder in concrete improves its mechanical behavior compared to ordinary condition, but with a limited percentage of 20% of the cement content.

In another aspect of this study, we conducted modeling using the ANSYS program to examine the phenomenon of creep in concrete containing glass powder. Specifically, we focused on modeling the creep behavior under compression in a standardized cylindrical specimen measuring 16-32 cm. This specimen consisted of concrete formulated with a substitution of 20% of the cement by glass powder, and an W/B ratio of 0.5 (W : water, B : cement + glass powder). The specimen was subjected to a constant static surface loading along the Z-axis. The mechanical properties were determined experimentally, including the breaking strength, Young's modulus, and Poisson's ratio. This step served as a transition from the experimental phase to the numerical analysis. The results obtained revealed that the creep strain rate in the X-direction reached approximately 48% after 5 months and 64% by the end of the loading period.

**Key words:** Concrete, cement, glass powder, strength, compression, traction, flexion.

# SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

RÉSUMÉ

ABSTRACT

LISTE DES FIGURES.....	8
LISTE DES TABLEAUX.....	12
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	13
PRÉFACE.....	14
CHAPITRE 1 : RECHERCHE BOBLIOGRAPHIQUE.....	16
1.1. HISTOIRE DU BÉTON.....	17
1.2. DEFINITION DU BÉTON.....	18
1.3. IDENTIFICATION DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU BÉTON.....	19
1.3.1. Le ciment.....	19
1.3.2. Ajouts cimentaires.....	20
1.3.3. Granulats et eau.....	21
1.3.4. Adjuvants chimiques.....	22
1.3.5. Malaxage des constituants.....	22
1.4. FORMULATION DU BÉTON.....	23
1.5. CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON.....	23
1.5.1. Caractéristiques du béton frais.....	23
1.5.2. Caractéristiques du béton durci.....	24
1.6. TYPES DU BÉTON.....	24
1.6.1. Béton à haute performance (BHP).....	24
1.6.2. Béton autoplaçant (BAP).....	25
1.6.3. Béton à poudre réactive.....	25
1.7. PRINCIPAUX AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DU BÉTON.....	25
1.7.1. Principaux avantages du béton.....	25
1.7.2. Principaux inconvénients du béton.....	26
1.8. ANALYSE DES INCONVÉNIENTS DU BÉTON.....	26

<b>1.9. RÉDUCTION DES GAZ À EFFET DE SERRE.....</b>	<b>27</b>
1.9.1. Les solutions de l'industrie cimentière.....	27
1.9.2. Les solutions de la construction.....	28
<b>1.10. LE BÉTON À BASE DU CIMENT ET DE POUDRE DE VERRE.....</b>	<b>28</b>
1.10.1. Objectifs généraux.....	29
1.10.2. Objectifs spécifiques.....	29
1.10.3. Caractérisation de la poudre de verre.....	29
1.10.4. Optimisation de la poudre de verre dans les bétons.....	30
1.10.5. Essais sur bétons.....	30
<b>1.11. INTRODUCTION SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BÉTON.....</b>	<b>31</b>
<b>1.12. COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BÉTON.....</b>	<b>32</b>
1.12.1. Compression uniaxiale.....	32
1.12.2. Traction directe.....	34
1.12.3. Traction par fendage.....	35
1.12.4. Traction par flexion.....	35
1.12.5. Comportement multiaxial.....	37
<b>1.13. LES MODÈLES DE COMPORTEMENT DU BÉTON.....</b>	<b>39</b>
1.13.1. Comportement du béton selon la loi élastique.....	39
1.13.2. Comportement du béton selon la loi de rupture.....	40
1.13.3. Comportement du béton selon la loi élasto-plastique.....	43
1.13.4. Comportement du béton selon la loi élasto-endommageable.....	45
1.13.5. Comportement du béton selon la loi de couplage endommagement plasticité....	46
1.13.6. Quelques modèles spéciaux.....	48
<b>1.14. RUPTURE ET ENDOMMAGEMENT DU BÉTON.....</b>	<b>49</b>
1.14.1. Rupture du béton, aspects théoriques et expérimentaux.....	49
1.14.1.1. <i>Rappel de la théorie de la rupture</i> .....	49
1.14.1.2. <i>Modélisation du béton selon la théorie de la mécanique de la rupture</i> .....	51
1.14.1.2.1. <i>Modèles linéaires</i> .....	51
1.14.1.2.2. <i>Modèles non linéaires</i> .....	53
1.14.1.2.3. <i>Modèles "approximatifs" ou les modèles de fissuration équivalente</i> .....	55

<b>1.14.1.3. Effet d'échelle et modèle SEM.....</b>	<b>56</b>
1.14.1.3.1. <u>Effet d'échelle.....</u>	56
1.14.1.3.2. <u>Distribution de la contrainte selon la théorie de Bazant.....</u>	57
1.14.1.3.3. <u>Modèle SEM (Size Effect Model).....</u>	58
<b>1.14.1.4. Travail expérimental pour déterminer les paramètres de rupture du béton.....</b>	<b>59</b>
1.14.1.4.1. <u>Détermination des paramètres de rupture des modèles linéaires.....</u>	59
1.14.1.4.2. <u>Détermination des paramètres de rupture des modèles non linéaires.....</u>	61
<b>1.14.2. Modèles d'endommagement du béton.....</b>	<b>61</b>
<b>1.14.2.1. Rappel de la théorie de l'endommagement du béton.....</b>	<b>61</b>
<b>1.14.2.2. Modèles typiques de l'endommagement du béton.....</b>	<b>64</b>
1.14.2.2.1. <u>Modèle de Mazars (1984).....</u>	64
1.14.2.2.2. <u>Modèle Bazant &amp; Pijaudier-Cabot (1987-1989).....</u>	66
1.14.2.2.3. <u>Modèle de Jirasek (2004).....</u>	67
1.14.2.2.4. <u>Modèle de la Borderie (1991, 2003).....</u>	69
1.14.2.2.5. <u>Discussions sur les modèles d'endommagement.....</u>	71
<b>1.14.3. Localisation de la déformation et techniques de régularisation.....</b>	<b>72</b>
<b>1.14.3.1. La localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton.....</b>	<b>72</b>
<b>1.14.3.2. Les techniques de régularisation.....</b>	<b>74</b>
1.14.3.2.1. <u>Approche non locale.....</u>	74
1.14.3.2.2. <u>Approche de gradient non local.....</u>	76
<b>1.15. CONCLUSION.....</b>	<b>77</b>
<b>CHAPITRE 2 : PRÉSENTATION DU MATÉRIAU BÉTON ET DE POUDRE DE VERRE.....</b>	<b>80</b>
<b>2.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>81</b>
<b>2.2. PRÉSENTATION DU MATÉRIAU BÉTON.....</b>	<b>81</b>
<b>2.2.1. Introduction.....</b>	<b>81</b>
<b>2.2.2. Les composants d'un béton.....</b>	<b>82</b>
<b>2.2.2.1. Pâte de ciment.....</b>	<b>83</b>
2.2.2.1.1. <u>Le ciment.....</u>	83
2.2.2.1.1.2. <u>Temps de prise.....</u>	85
2.2.2.1.1.3. <u>Finesse de mouture (broyage).....</u>	85

2.2.2.1.1.4. Hydratation du ciment.....	85
2.2.2.1.1.5. Catégories du ciment.....	87
2.2.2.1.2. Additions minérales.....	88
2.2.2.1.3. Eau de gâchage.....	88
2.2.2.1.4. Les adjuvants.....	89
<b>2.2.2.2. Les granulats.....</b>	<b>89</b>
2.2.2.2.1. <u>Différents types de granulats</u> .....	90
2.2.2.2.2. <u>Caractéristiques des granulats</u> .....	90
<b>2.2.3. Propriétés du béton.....</b>	<b>92</b>
<b>2.2.3.1. Propriétés du béton à l'état frais.....</b>	<b>92</b>
2.2.3.1.1. <u>Affaissement au cône d'Abrams du béton (CSA A23.2-5c ASTM C143)</u> .....	92
2.2.3.1.2. <u>Étalement des bétons autoplaçants</u> .....	92
2.2.3.1.3. <u>Temps Vébé Béton Compacté au Rouleau (BCR)</u> .....	93
2.2.3.1.4. <u>Masse Volumique et teneur en air (CSA A23.2-4C ASTM C231)</u> .....	94
<b>2.2.3.2. Propriétés du béton à l'état durci.....</b>	<b>95</b>
2.2.3.2.1. <u>Résistance à la compression</u> .....	95
2.2.3.2.1.1. Essai de compression.....	95
2.2.3.2.1.2. Influence des paramètres de composition du béton sur la résistance à la compression.....	97
2.2.3.2.2. <u>Résistance à la traction</u> .....	97
<b>2.2.3.3. Durabilité.....</b>	<b>98</b>
<b>2.2.4. Formulation du béton.....</b>	<b>99</b>
<b>2.2.4.1. Méthodes de formulation [76].....</b>	<b>99</b>
2.2.4.1.1. <u>Méthode de Bolomey</u> .....	100
2.2.4.1.2. <u>Méthode d'Abrams</u> .....	100
2.2.4.1.3. <u>Méthode de Faury</u> .....	101
2.2.4.1.4. <u>Méthode de Valette</u> .....	102
2.2.4.1.5. <u>Méthode Dreux-Gorisse</u> .....	103
<b>2.2.5. Types des bétons.....</b>	<b>103</b>
<b>2.2.5.1. Leur destination (tableau 3.3).....</b>	<b>103</b>

<b>2.2.5.2. Leur masse volumique.....</b>	<b>104</b>
<b>2.2.5.3. Leur granularité.....</b>	<b>104</b>
<b>2.2.5.4. Leur consistance (cône d'Abrams).....</b>	<b>104</b>
<b>2.2.5.5. Leur résistance à la compression sur cylindre fck.....</b>	<b>105</b>
<b>2.3. PRÉSENTATION DE LA POUDRE DE VERRE.....</b>	<b>105</b>
<b>2.3.1. Introduction sur le verre.....</b>	<b>105</b>
<b>2.3.2. Définition de verre.....</b>	<b>106</b>
<b>2.3.3. Définition de la poudre verre.....</b>	<b>109</b>
<b>2.3.4. Les pouzzolanes.....</b>	<b>109</b>
<b>2.3.4.1. Pouzzolane naturelle.....</b>	<b>110</b>
<b>2.3.4.2. Pouzzolane artificielle.....</b>	<b>110</b>
<b>2.3.5. La réaction pouzzolanique.....</b>	<b>110</b>
<b>2.3.6. La réaction alcali-silice.....</b>	<b>111</b>
<b>2.3.7. Comportement de verre dans un milieu cimentaire.....</b>	<b>113</b>
<b>2.3.7.1. Réaction pouzzolanique de verre.....</b>	<b>113</b>
<b>2.3.7.2. Réaction alcali-silice de verre.....</b>	<b>114</b>
<b>2.8. CONCLUSION.....</b>	<b>115</b>
<b>CHAPITRE 3 : PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES ET ÉLABORATION DES ESSAIS EXPÉRIMENTAUX.....</b>	<b>116</b>
<b>3.1. INTRODUCTION SUR LA MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE.....</b>	<b>117</b>
<b>3.2. CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS.....</b>	<b>117</b>
<b>3.2.1. Le ciment.....</b>	<b>117</b>
<b>3.2.2. Les granulats.....</b>	<b>118</b>
<b>3.2.3. L'eau de gâchage.....</b>	<b>120</b>
<b>3.2.4. La poudre de verre.....</b>	<b>120</b>
<b>3.3. FORMULATION DES BÉTONS TESTÉS.....</b>	<b>122</b>
<b>3.3.1. Formulation du béton témoin.....</b>	<b>122</b>
<b>3.3.2. Formulation des bétons incorporés de poudre de verre.....</b>	<b>123</b>
<b>3.4. BÉTONS FRAIS.....</b>	<b>124</b>
<b>3.4.1. Préparation des gâchées.....</b>	<b>124</b>

<b>3.4.2. Essai sur le béton frais.....</b>	<b>126</b>
<b>3.4.2.1. Essai d'affaissement au cône d'Abrams.....</b>	<b>126</b>
3.4.2.1.1. <u>Principe de l'essai.....</u>	126
3.4.2.1.2. <u>Appareillage.....</u>	126
3.4.2.1.3. <u>Mode opératoire.....</u>	127
<b>3.4.3. Conservation des éprouvettes cylindriques et prismatiques.....</b>	<b>130</b>
<b>3.5. BÉTON DURCI.....</b>	<b>132</b>
<b>3.5.1. Essais sur le béton durci.....</b>	<b>132</b>
3.5.1.1. <i>Essai de compression uniaxiale.....</i>	132
3.5.1.2. <i>Essai de traction par flexion à trois points [BEINISH, 2000] [AFNOR, 2001f].....</i>	133
<b>3.6. CONCLUSION.....</b>	<b>135</b>
<b>CHAPITRE 4 : PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.....</b>	<b>136</b>
<b>4.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>137</b>
<b>4.2. PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.....</b>	<b>137</b>
<b>4.2.1. Présentation et interprétation des résultats des essais sur le béton frais.....</b>	<b>137</b>
4.2.1.1. <i>Présentation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams.....</i>	137
4.2.1.2. <i>Interprétation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams.....</i>	138
4.2.1.2.1. <u>Interprétation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams dans le cas où <math>E/L=0,5</math>.....</u>	139
4.2.1.2.2. <u>Interprétation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams dans le cas où <math>E/C=0,5</math>.....</u>	141
<b>4.2.2. Présentation et interprétation des résultats des essais sur le béton durci.....</b>	<b>142</b>
4.2.2.1. <i>Présentation des résultats des essais de compression uniaxiale.....</i>	143
4.2.2.2. <i>Interprétation des résultats des essais de compression uniaxiale.....</i>	143
4.2.2.2.1. <u>Interprétation des résultats des essais de la compression uniaxiale dans le cas où <math>E/L=0,5</math>.....</u>	143
4.2.2.2.2. <u>Interprétation des résultats des essais de la compression uniaxiale dans le cas où <math>E/C=0,5</math>.....</u>	146
4.2.2.3. <i>Présentation des résultats des essais de traction par flexion à trois points.....</i>	147
4.2.2.4. <i>Interprétation des résultats des essais de traction par flexion à trois points.....</i>	147
<b>4.3. CONCLUSION.....</b>	<b>149</b>

<b>CHAPITRE 5 : MODÉLISATION DU FLUAGE.....</b>	<b>150</b>
<b>5.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>151</b>
<b>5.2. MODÉLISATION DU FLUAGE DANS UNE STRUCTURE.....</b>	<b>151</b>
<b>5.3. MODÉLISATION DU FLUAGE PROPRE EN COMPRESSION DANS UNE STRUCTURE RÉALISÉE À BASE D'UN BÉTON AVEC POUDRE DE VERRE.....</b>	<b>152</b>
<b>5.3.1. Identification des caractéristiques mécaniques du béton à 20 % de poudre de verre.....</b>	<b>153</b>
<b>5.3.2. Modélisation par ANSYS.....</b>	<b>154</b>
<b>5.3.2.1. Procédure du fluage Implicite (Implicit Creep Procédure).....</b>	<b>154</b>
<b>5.4. RÉSULTATS.....</b>	<b>156</b>
<b>5.4.1. Déformation de fluage dans le sens X.....</b>	<b>156</b>
<b>5.4.2. Déformation de fluage dans le sens Z.....</b>	<b>157</b>
<b>5.5. DISCUSSION.....</b>	<b>158</b>
<b>5.5.1. Déformation de fluage dans le sens X.....</b>	<b>158</b>
<b>5.5.2. Déformation de fluage dans le sens Z.....</b>	<b>160</b>
<b>5.6. CONCLUSION.....</b>	<b>160</b>
<b>CHAPITRE 6 : CONCLUSION ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>162</b>
<b>6.1. CONCLUSION.....</b>	<b>163</b>
<b>6.2. PERSPECTIVES.....</b>	<b>166</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>167</b>

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1</b> : La barque de Joseph Lambot, réalisée en 1849.....	<b>18</b>
<b>Figure 1.2</b> : Constituants et ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton ordinaire.....	<b>19</b>
<b>Figure 1.3</b> : Cycle de malaxage [26].....	<b>23</b>
<b>Figure 1.4</b> : Aspect d'un béton autoplaçant à l'état frais.....	<b>25</b>
<b>Figure 1.5</b> : Nombreuses bouteilles de verre jetées à la nature.....	<b>28</b>
<b>Figure 1.6</b> : Phases du comportement en compression du béton.....	<b>32</b>
<b>Figure 1.7</b> : Boucles d'hystérésis sous charge cyclique en compression [Karsan. 1969].....	<b>34</b>
<b>Figure 1.8</b> : Comportement en traction directe du béton [35].....	<b>34</b>
<b>Figure 1.9</b> : Comportement en traction indirecte par fendage [36].....	<b>35</b>
<b>Figure 1.10</b> : Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b).....	<b>36</b>
<b>Figure 1.11</b> : Comportement en traction par flexion sous charge cyclique [Reinhardt. 1996].....	<b>37</b>
<b>Figure 1.12</b> : Comportement multiaxial du béton : (a) traction bi axiale [Hus. 2000], (b) compression sous confinement isotrope [Reinhardt. 1996].....	<b>38</b>
<b>Figure 1.13</b> : Comportement en compression triaxiale axisymétrique du béton [Reynouard. 2005].....	<b>38</b>
<b>Figure 1.14</b> : La transition du comportement du béton : d'un comportement fragile à la ductilité en fonction de la pression de confinement [Reynouard. 2005].....	<b>39</b>
<b>Figure 1.15</b> : Loi élastique du béton : (a) Linéaire et (b) Non linéaire pré-pic.....	<b>40</b>
<b>Figure 1.16</b> : Champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure.....	<b>41</b>
<b>Figure 1.17</b> : Les modèles non linéaires de fissuration : FCM (a) et CBM (b).....	<b>42</b>
<b>Figure 1.18</b> : Les techniques de régularisation pour les modèles : FCM (a) et CBM (b) [37]	<b>43</b>
<b>Figure 1.19</b> : Loi plastique de Drucker-Prager (A), loi de rupture de Rankine (B).....	<b>44</b>
<b>Figure 1.20</b> : Loi élasto-plastique composite de Feentra & de Borst (1995).....	<b>44</b>
<b>Figure 1.21</b> : Représentation de la loi de couplage du béton.....	<b>47</b>
<b>Figure 1.22</b> : Modèle Microplane [Bazant & Os. 1985].....	<b>48</b>
<b>Figure 1.23</b> : Modèle de fissuration intégrée ECEM [38].....	<b>49</b>

<b>Figure 1.24</b> : Représentation des modes de rupture du béton.....	<b>49</b>
<b>Figure 1.25</b> : Représentation dans les coordonnées polaires de la distribution du champ de contrainte au fond de la fissure.....	<b>50</b>
<b>Figure 1.26</b> : Représentation de la zone de rupture au fond de la fissure.....	<b>53</b>
<b>Figure 1.27</b> : Variation de la résistance à la flexion et à la compression du béton selon la taille des éprouvettes [Hermite. 1973].....	<b>56</b>
<b>Figure 1.28</b> : Redistribution du champ de contraintes dans la zone FPZ autour de la fissure selon Bazant (1984).....	<b>57</b>
<b>Figure 1.29</b> : Loi d'effet d'échelle de Bazant (1984).....	<b>59</b>
<b>Figure 1.30</b> : Endommagement du béton en compression, en traction (a) et la modélisation uniaxiale selon la mécanique de l'endommagement (b).....	<b>62</b>
<b>Figure 1.31</b> : Surface d'endommagement de Mazars dans : (a). L'espace de contrainte, (b). L'espace de déformation.....	<b>65</b>
<b>Figure 1.32</b> : Relation contrainte-déformation post-pic linéaire (a) ou exponentielle (b) [37].....	<b>67</b>
<b>Figure 1.33</b> : Fonctions prépondérantes [37].....	<b>68</b>
<b>Figure 1.34</b> : Endommagement du béton avec l'effet unilatéral [40].....	<b>70</b>
<b>Figure 1.35</b> : Courbe charge-déplacement du béton en traction directe (a) et en flexion (b) [41].....	<b>73</b>
<b>Figure 1.36</b> : Régularisation du champ de déplacement et de déformation [37] : (a) Régularisation avec un saut de déplacement - discontinue. (b) Régularisation avec un saut de déformation - faiblement continue. (c) Régularisation totale – continue.....	<b>76</b>
<b>Figure 2.1</b> : Constituants d'un béton ordinaire.....	<b>82</b>
<b>Figure 2.2</b> : Schéma illustratif de fabrication du ciment.....	<b>84</b>
<b>Figure 2.3</b> : Effets de la résistance spécifiée sur divers paramètres [53].....	<b>91</b>
<b>Figure 2.4</b> : Essai d'étalement d'un béton autoplaçant.....	<b>93</b>
<b>Figure 2.5</b> : Essai de mesure du temps Vébé d'un Béton Compacté au Rouleau (BCR).....	<b>94</b>
<b>Figure 2.6</b> : Appareillage air mètre.....	<b>94</b>
<b>Figure 2.7</b> : Machine hydraulique HP 3000 KN.....	<b>96</b>
<b>Figure 2.8</b> : a) Structure en anneau de la Cristobalite ; b) Modèle proposé par Zachariassen : les tétraèdres continuent d'exister en formant un réseau continu irrégulier et sont désorientés dans les trois dimensions [89].....	<b>107</b>
<b>Figure 2.9</b> : (a) l'empilement des atomes de la silice amorphe. (b) l'adjonction de Na <sub>2</sub> O et CaO brise des liaisons dans la silice amorphe et donne naissance au verre sodo-calcique [Ashby et coll. 1996].....	<b>108</b>

<b>Figure 2.10</b> : Rupture d'un pont Si-O-Si par adjonction d'une molécule de modificateur Na <sub>2</sub> O [90].....	<b>108</b>
<b>Figure 2.11</b> : Broyage des débris de verre.....	<b>109</b>
<b>Figure 2.12</b> : Représentation schématique d'un mécanisme possible entraînant des dégâts lors de la réaction alcali-silice [Sprung et coll. 1998].....	<b>112</b>
<b>Figure 2.13</b> : Indices d'activité pouzzolanique du verre utilisé dans des conditions différentes.....	<b>113</b>
<b>Figure 3.1</b> : Analyse granulométrique des granulats par voie sèche NF EN 932-2.....	<b>120</b>
<b>Figure 3.2</b> : Broyage des déchets de verre plat.....	<b>121</b>
<b>Figure 3.3</b> : Analyse granulométrique de la poudre de verre.....	<b>122</b>
<b>Figure 3.4</b> : Radiogramme DRX de la poudre de verre.....	<b>122</b>
<b>Figure 3.5</b> : Malaxeur à mouvement planétaire.....	<b>124</b>
<b>Figure 3.6</b> : Éprouvettes cylindriques et prismatiques graissés à l'aide d'huile.....	<b>125</b>
<b>Figure 3.7</b> : Cône d'Abrams.....	<b>126</b>
<b>Figure 3.8</b> : Piquage des couches du béton dans le cône d'Abrams.....	<b>128</b>
<b>Figure 3.9</b> : Mesure d'affaissement du béton au cône d'Abrams.....	<b>129</b>
<b>Figure 3.10</b> : Éprouvettes avant le démoulage.....	<b>131</b>
<b>Figure 3.11</b> : Éprouvettes conservées dans un bain à 20°C durant 28 jours.....	<b>131</b>
<b>Figure 3.12</b> : Surfaçage de l'éprouvette par le soufre et le sable.....	<b>132</b>
<b>Figure 3.13</b> : Essai de compression.....	<b>133</b>
<b>Figure 3.14</b> : Essai de traction par flexion à 3 points.....	<b>134</b>
<b>Figure 3.15</b> : Éprouvette prismatique rompue suite l'essai de traction par flexion à 3 points.....	<b>134</b>
<b>Figure 4.1</b> : Variation de l'affaissement des bétons en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée et selon les rapports E/L et E/C fixés.....	<b>138</b>
<b>Figure 4.2</b> : L'influence du rapport E/C sur la maniabilité [101].....	<b>140</b>
<b>Figure 4.3</b> : Variation de la résistance à la compression des bétons à 28 jours en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée et selon les rapports E/L et E/C fixés.....	<b>143</b>
<b>Figure 4.4</b> : Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton [27].....	<b>145</b>
<b>Figure 4.5</b> : Variation de la résistance à la traction des bétons à 28 jours en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée.....	<b>148</b>

<b>Figure 5.1</b> : Chargement statique surfacique constant sur l'éprouvette suivant l'axe Z.....	<b>152</b>
<b>Figure 5.2</b> : Courbe contrainte-déformation du béton de 20 % de poudre de verre.....	<b>153</b>
<b>Figure 5.3</b> : Procédure d'introduction de la loi de fluage dans une structure.....	<b>155</b>
<b>Figure 5.4</b> : Procédure d'introduction de la température et les paramètres de fluage.....	<b>156</b>
<b>Figure 5.5</b> : Illustration de la déformation de fluage dans le sens X en fonction du temps	<b>156</b>
<b>Figure 5.6</b> : Illustration de la déformation de fluage dans le sens X à la fin de la durée du chargement.....	<b>157</b>
<b>Figure 5.7</b> : Illustration de la déformation de fluage dans le sens Z en fonction du temps	<b>157</b>
<b>Figure 5.8</b> : Illustration de la déformation de fluage dans le sens Z à la fin de la durée du chargement.....	<b>158</b>
<b>Figure 5.9</b> : Décomposition de la déformation totale des bétons d'E/L=0,55.....	<b>159</b>
<b>Figure 5.10</b> : Décomposition de la déformation totale des bétons d'E/L=0,40.....	<b>159</b>

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1</b> : Les types d'éprouvettes en vue de la détermination des paramètres linéaires de rupture.....	<b>60</b>
<b>Tableau 2.1</b> : Classes des ciments en fonction de la résistance à la compression.....	<b>88</b>
<b>Tableau 2.2</b> : Valeurs optimales d'après Abrams du module de finesse des compositions	<b>101</b>
<b>Tableau 2.3</b> : Types des bétons en fonction de leur destination [77].....	<b>103</b>
<b>Tableau 2.4</b> : Types des bétons en fonction de leur masse volumique [78].....	<b>104</b>
<b>Tableau 2.5</b> : Types des bétons en fonction de Dmax [79].....	<b>104</b>
<b>Tableau 2.6</b> : Types des bétons en fonction de leur consistance [80].....	<b>104</b>
<b>Tableau 2.7</b> : Types des bétons en fonction de leur classe de résistance à la compression [81].....	<b>105</b>
<b>Tableau 3.1</b> : Composition minéralogique du ciment.....	<b>117</b>
<b>Tableau 3.2</b> : Composition chimique et caractéristique physico-mécanique du ciment.....	<b>118</b>
<b>Tableau 3.3</b> : Caractéristiques physiques du sable.....	<b>118</b>
<b>Tableau 3.4</b> : Caractéristiques physiques des graviers. ....	<b>119</b>
<b>Tableau 3.5</b> : Composition chimique de la poudre de verre.....	<b>121</b>
<b>Tableau 3.6</b> : Caractéristiques physiques de la poudre de verre.....	<b>121</b>
<b>Tableau 3.7</b> : Composition du béton témoin.....	<b>123</b>
<b>Tableau 3.8</b> : Composition des bétons incorporés de poudre de verre (E/L=0,5).....	<b>123</b>
<b>Tableau 3.9</b> : Composition des bétons incorporés de poudre de verre (E/C=0,5).....	<b>124</b>
<b>Tableau 3.10</b> : Consistance du béton en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams.....	<b>129</b>
<b>Tableau 4.1</b> : Affaissement au cône d'Abrams des bétons testés selon le rapport E/L=0,5	<b>137</b>
<b>Tableau 4.2</b> : Affaissement au cône d'Abrams des bétons testés selon le rapport E/C=0,5	<b>138</b>
<b>Tableau 4.3</b> : Valeurs du rapport E/C des différents bétons testés.....	<b>141</b>
<b>Tableau 4.4</b> : Valeurs de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours selon le rapport E/L=0,5.....	<b>142</b>
<b>Tableau 4.5</b> : Valeurs de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours selon le rapport E/C=0,5.....	<b>142</b>
<b>Tableau 4.6</b> : Valeurs de la résistance à la traction des bétons testés à 28 jours.....	<b>147</b>

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

## **PRÉFACE :**

Le béton qui est de loin et pour longtemps encore le matériau de construction le plus utilisé présente encore quelques insuffisances et imperfections qui doivent être toujours améliorées. L'amélioration des propriétés physico-mécaniques reste toujours l'un des soucis majeurs des chercheurs.

Chaque année, une énorme quantité de déchets de verre est créée dans le monde, mais seule une petite partie de ce matériau est recyclée. La valorisation des déchets de verre dans le béton démontre d'excellents progrès dans la réduction de la quantité de verre. Les chercheurs ont découvert que l'ajout de déchets de verre au béton améliore ses qualités ; les déchets de verre peuvent être utilisés sous forme de poudre, de granulats fin ou grossier.

Le béton est de plus en plus fabriqué avec des déchets recyclés et solides pour résoudre les problèmes environnementaux et conserver l'énergie [1] [2] [3] [4]. Les ingénieurs se préoccupent désormais de la durabilité du béton en tant que matériau de construction afin de mieux comprendre l'importance de la protection de l'environnement et de la conservation des ressources. Des recherches supplémentaires sur la technologie du béton vert sont suscitées par l'amélioration des propriétés du béton ainsi que par les avantages environnementaux de l'utilisation de déchets [5]. Une variété de déchets solides, y compris les déchets de construction et de démolition [6] [7], les déchets de marbre [8], les cendres volantes [9], la fumée de silice [10], le métakaolin [11], les déchets de roche [12] [13], les déchets plastiques [14] et les déchets de pierre ornementale [15] sont disponibles comme alternatives et ont été incorporés dans le béton et le mortier pour développer leurs caractéristiques, stocker de l'énergie et réduire les émissions de gaz à effet de serre [16].

L'élimination des déchets de verre est considérée comme un problème environnemental majeur à l'échelle mondiale. Plus d'un million de tonnes de déchets de verre sont créés chaque année dans le monde. En raison du long processus de dégradation de ces déchets, l'environnement est gravement menacé. Par conséquent, il est avantageux de recycler les déchets de verre pour les utiliser comme granulats ou tout autre matériau de construction complémentaire. L'utilisation des déchets de verre favoriserait une gestion durable des déchets, préserverait les granulats naturels et les matériaux cimentaires similaires et

contribuerait à la protection de l'environnement. De nombreuses études ont porté sur l'utilisation du verre usagé comme substitut de ciment ou d'agrégat [17].

La technologie du béton incorporant les débris de verre broyés s'inscrit dans une approche du développement durable. En effet, cette technologie permet de participer à la protection de l'environnement par la récupération des bouteilles jetées à la nature, qui seront broyées et utilisées comme un ajout pour la confection du béton. Valoriser l'ajout de la poudre de verre dans la composition du béton et développer son utilisation dans le béton comme ajout cimentaire alternatif est l'objectif essentiel assigné à ce travail à travers la caractérisation des propriétés mécaniques instantanées et différées du béton avec ajout des proportions différentes de la poudre de verre.

Ce travail de thèse s'organise en six chapitres :

- Dans le premier chapitre, nous exposons une étude bibliographique du béton, son histoire, sa définition, ces avantages, ces inconvénients et une vision à la technologie du béton incorporant les débris de verres broyés, ainsi que le comportement mécanique du béton, notamment, vis-à-vis de la compression uniaxiale, traction directe, traction par fendage, traction par flexion et les essais multiaxiales, puis, nous présentons les modèles du comportement du béton selon les différentes lois adoptés, en fin, une étude résumée sur la rupture et endommagement du béton.
- Le deuxième chapitre donne une présentation du matériau béton et de la poudre de verre, afin de mieux connaître leurs caractéristiques et bien interpréter expérimentalement les propriétés mécaniques instantanées et différées des bétons à base de ciment et de poudre de verre.
- Le troisième chapitre porte sur la préparation des éprouvettes et réalisation des essais expérimentaux.
- Le quatrième chapitre est réservé à la présentation des résultats expérimentaux et leurs interprétations.
- Dans le cinquième chapitre, on présente la modélisation avec le logiciel ANSYS, du fluage propre en compression dans une éprouvette cylindrique normalisée 16-32 cm constituée d'un béton formulé avec la substitution de 20 % du ciment par la poudre verre et un rapport  $E/L=0,5$  (E : eau, L : ciment + poudre de verre) et soumise à un chargement statique surfacique constant suivant l'axe Z.
- Dans le sixième chapitre, on présente une conclusion et perspectives.

# **CHAPITRE 1**

## **RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

## 1.1. HISTOIRE DU BÉTON :

Le béton est de nos jours l'un des matériaux de construction les plus utilisés dans le monde. Il est vu comme un matériau moderne, comme c'est le cas du béton armé. Le principe du béton est pourtant connu depuis l'Antiquité.

Dans le langage courant, le terme « béton » fait référence au « béton du ciment » car il s'agit du béton le plus courant, composé du ciment et d'un agrégat de sable et de gravier. Mais en réalité, le terme « béton » désigne tout mélange utilisé pour réaliser des structures porteuses. Le béton peut donc aussi bien être de terre, de chaux ou bitumineux par exemple.

Les Romains ont maîtrisé l'usage dès le 2<sup>ème</sup> siècle faisant cuire le calcaire et le transformer en chaux vive. En mélangeant la matière obtenue à des minéraux siliceux comme la brique pilée ou la poudre de roche volcanique appelée pouzzolane. Voilà pourquoi, il reste de nombreux vestiges antiques en ciment ! **[18]**.

L'ingénieur Bélidor, auteur de l'architecture hydraulique (1737) étudia la composition du béton et introduisit le mot béton dans son sens actuel **[19]**.

L'invention de la chaux hydraulique par Louis Vicat en 1817, celle du ciment Portland par Aspdin en Ecosse en 1824 et l'installation des premiers fours par Pavin de Lafarge au Teil en France en 1830 préparent l'avènement du béton **[20]**.

Les performances sont ensuite améliorées grâce à Louis Vicat qui permit de donner au béton sa résistance que l'on connaît aujourd'hui. La barque de Joseph Lambot, réalisée en 1849, est quant à elle considérée comme la première structure en béton armé de l'histoire.

La réalisation est basée sur un mélange de mortier coulé sur un grillage en armature de fer (figure 1.1).



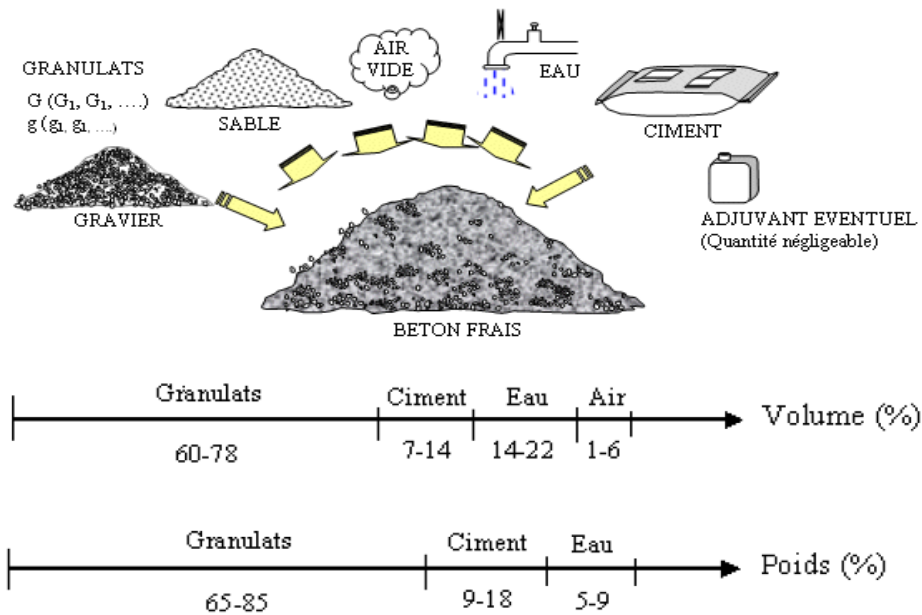
**Figure 1.1** : La barque de Joseph Lambot, réalisée en 1849.

Au 20<sup>ième</sup> siècle, le béton se développera considérablement avec l'évolution de ses techniques : usage croissant des adjuvants, béton prêt à l'emploi, matériel de mise en œuvre, mise au point du béton précontraint en 1928 par Eugène Freyssinet, ouvrant ainsi la voie à une envolée de l'audace architecturale (ouvrages d'art, bâtiments, etc.) [19].

La fin des années 1980 voit l'arrivée du béton à hautes performances (BHP), d'une résistance à la compression supérieure à 50 MPa. Allié à la précontrainte, ce matériau révolutionne la construction des ouvrages d'art qui deviennent plus fin, plus élancés et plus durables. Au début des années 1990, Bouygues, Lafarge et Rhodia explorent le domaine de l'ultra-haute résistance, bien au-delà des 150 MPa. En 1997, ils déposent des brevets pour le béton fibré à ultra-hautes performances (BEFUP). Derniers progrès en date, les bétons autoplaçants et autonivelants (BAP et BAN) : mis en œuvre sans vibration, ils s'imposent progressivement sur plusieurs chantiers et trouvent leurs applications aussi bien dans les fondations et dalles de maisons individuelles que dans les voiles d'ouvrages ou de bâtiments.

## **1.2. DÉFINITION DU BÉTON :**

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, sable, gravier et, le plus souvent, adjuvants (figure 1.2) qui constituent un ensemble homogène. Les composants sont très différents : leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants, de 1 (eau) à 3 (ciment) t/m<sup>3</sup> ; les dimensions de leurs grains s'échelonnent de 0.5  $\mu$ m (grains les plus fins du ciment) à 25 mm (gravillons). Mais cette liste s'allonge très vite dès que des propriétés particulières sont visées, on utilise alors des fines complémentaires ou additions minérales [21].



**Figure 1.2 :** Constituants et ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton ordinaire.

### 1.3. IDENTIFICATION DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU BÉTON :

#### 1.3.1. Le ciment :

Les Romains connaissaient déjà le secret de la production d'un matériau hydraulique dense et durable en mélangeant de la chaux avec des matériaux d'origine volcanique pour former un liant qui a des propriétés, très semblable à celles qu'on retrouve dans la pâte du ciment hydraté. Toutefois, les connaissances des Romains furent perdues après les invasions des barbares et ne furent retrouvées qu'à la fin de 18<sup>ième</sup> siècle. L'invention du ciment est attribuée à un maçon Anglais du nom de Joseph Aspdin et date de 1824. Le nom de portland est dû au fait que la couleur du béton obtenu ressemble à une roche d'excellente qualité extraite de la presqu'île calcaire de Portland, situé à l'ouest de l'île de Wight. Son importation au Canada remonte à 1889 dans des barils en bois. Le ciment Portland :

- Est une poudre sèche ayant des particules très fines,
- forme une pâte au contact de l'eau (liant hydraulique),
- réagit pour former des produits d'hydratation,
- colle,
- enrobe tous les granulats ensemble,
- durci pour former une masse solide [22].

Le ciment est l'ingrédient essentiel pour la formation d'un béton. C'est par définition un matériau dont les propriétés de liaison et de cohésion permettent de lier en un ensemble compact des fragments de matériaux. C'est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile, qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine, s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. Dès que le ciment et l'eau sont mis en contact, plusieurs réactions chimiques ont lieu [23].

Il existe différents types de ciments sur le marché, qui se distinguent par leurs relations avec les propriétés du béton. De ce fait, le choix du type de ciment et son dosage dépendent à la fois des performances recherchées (résistance mécanique, résistance aux agents agressifs) et de la nature des autres composants. Pour un béton courant, les ciments les plus utilisés sont les CEM II de classe 32,5 - 32,5 R - 42,5 - 42,5 R. Ce sont des ciments bien adaptés aux usages les plus courants du bâtiment, dans les environnements 1 et 2 au sens de la norme P 18-305 [24].

El Barak et col. (2008) ont montré que le dosage en ciment a un effet sur la viscosité du béton pour un gradient de vitesse petit.

### 1.3.2. Ajouts cimentaires :

Ils peuvent être utilisés dans le béton en remplacement partiel ou en complément du ciment portland. Les plus connus et les plus utilisés dans le béton sont :

- Les cendres volantes générées par la combustion du charbon dans les centrales thermiques,
- la fumée de silice émanant de certains procédés métallurgiques,
- le laitier de haut fourneau,
- pouzzolanes naturelles (Métakaolin).

D'autres ajouts cimentaires alternatifs moins connus peuvent aussi être utilisés :

- Des cendres de balles de riz,
- du verre broyé.

On distingue deux types d'ajouts :

➤ **Ajout cimentaire hydraulique** : Peut s'hydrater même en l'absence du ciment.

Exemple le laitier, les cendres volantes de classe C etc....

➤ **Ajout cimentaire pouzzolanique** : Ne réagit qu'avec la présence du ciment Portland [22].

### 1.3.3. Granulats et eau :

Le rôle des granulats dans un mélange de béton est de permettre de produire un matériau ayant une résistance et une durabilité appropriée avec le moindre coût possible. La maniabilité (l'ouvrabilité) des bétons dépend grandement des caractéristiques des granulats dont les principales sont :

- La granulométrie, la texture de surface des granulats et la forme des particules,
- la résistance mécanique (compression et traction),
- la densité relative, la masse volumique,
- l'absorption, la porosité et la teneur en humidité,
- la présence de matières nuisibles,
- la résistance aux cycles de gel et dégel,
- la résistance à l'abrasion et aux chocs [22].

Comme les trois quart du volume d'un béton sont occupés par les granulats, il n'est pas étonnant que la qualité de ces derniers revêtent une grande importance. Non seulement les granulats peuvent limiter la résistance du béton, mais, selon leurs propriétés, ils affecteront la durabilité et la performance structurale du béton [25].

L'eau introduite dans le béton lors de sa fabrication va effectuer deux fonctions essentielles : une fonction physique qui confère au béton frais des propriétés rhéologiques permettant son écoulement et son coulage et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation. L'aspect fondamental du dosage en eau reste celui de la recherche d'un optimum sur un objectif contradictoire : une meilleure résistance obtenue en réduisant la quantité d'eau et une amélioration de l'ouvrabilité en augmentant la teneur en eau. C'est lors de la recherche de cet optimum que les adjuvants peuvent jouer un rôle.

Le rapport E/C est un critère important des études de béton ; c'est un paramètre essentiel de l'ouvrabilité du béton et de ces performances : résistance à la compression, durabilité.

Toutes les eaux ne peuvent pas être utilisées pour gâcher le béton. Certes, l'eau potable distribuée par le réseau du service public est toujours utilisable mais, de plus en plus souvent, nous sommes placés devant la nécessité d'utiliser une eau non potable.

La norme XP P 18-303 [Afnor, 2002], a permis de préciser à quelles conditions une eau est utilisable [19].

#### **1.3.4. Adjuvants chimiques :**

Pour améliorer certaines propriétés des bétons on a recours à des adjuvants chimiques. Les adjuvants sont des produits organiques et inorganiques qui, quand ils sont ajoutés en petite quantité, modifient certaines propriétés des bétons. Les plus connus sont : Entraîneur d'air, réducteur d'eau à moyen ou à forte action, accélérateur ou retardateur de prise etc....

L'addition de ces produits dans le béton engendre des phénomènes physico-chimiques très complexes.

On utilise les adjuvants surtout pour :

- Diminuer le coût des constructions en béton,
- donner au béton certaines caractéristiques plus efficacement que par d'autres moyens,
- assurer la qualité du béton durant le malaxage, le transport, la mise en place et la cure dans des conditions météorologiques défavorables,
- obéir à certaines urgences durant le bétonnage [22].

#### **1.3.5. Malaxage des constituants :**

Après le dosage, les constituants sont versés dans un malaxeur et mélangés à l'aide d'un système de pales de brassage. Les granulats sont d'abord introduits, suivis par les pulvérulents (ciment et/ou addition) et en dernier l'eau et l'adjuvant. L'objectif du malaxage est de répartir des constituants de nature et de tailles différentes en vue d'obtenir un mélange le plus homogène possible. La répartition homogène s'accompagne d'une structure optimale, attendue pour un mélange poly-phasique comme le béton : le ciment entre en contact avec l'eau, les petits grains s'empilent dans les vides des plus gros grains et la pâte enrobe les granulats. L'homogénéité du béton est un objectif primordial du malaxage.

La durée totale du cycle de malaxage (figure 1.3) couvre l'ensemble des opérations s'écoulant entre le début du remplissage de la cuve et la fin de vidange [22].

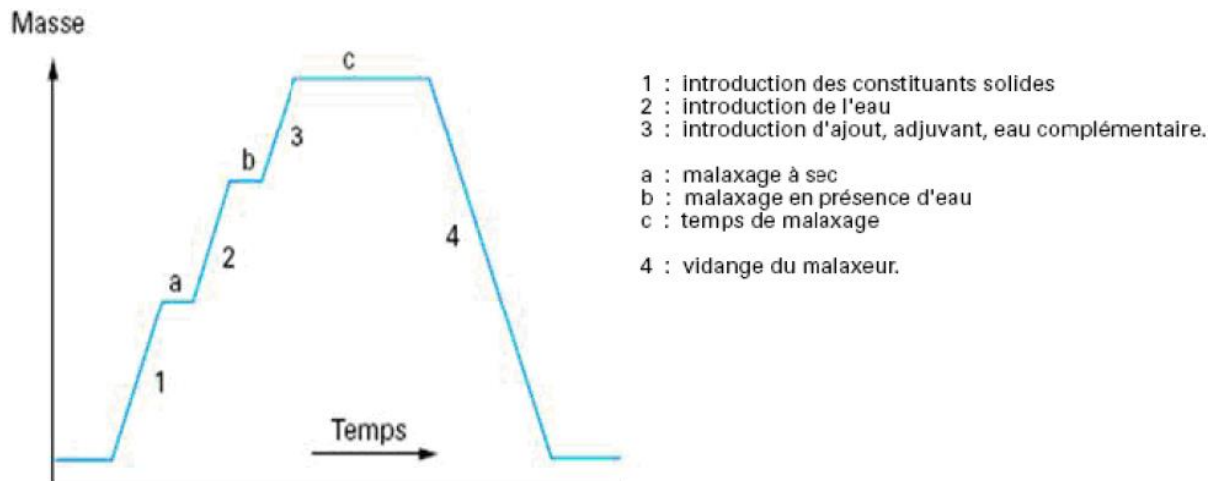


Figure 1.3 : Cycle de malaxage [26].

#### 1.4. FORMULATION DU BÉTON :

Formuler un béton, c'est trouver un arrangement des divers constituants répondant à un cahier des charges donné. Dans les cas courants, le cahier des charges concerne la résistance à la compression à 28 jours et la consistance, c'est-à-dire l'affaissement au cône d'Abrams. Pour des chantiers plus spécifiques, d'autres propriétés peuvent être demandées, comme, par exemple, une prise retardée, une résistance élevée à jeune âge, ou un dégagement de chaleur minimal.

Pour formuler les bétons ordinaires, la méthode la plus utilisée dans l'industrie est celle de DREUX Gorisse. Elle propose différents abaques pour estimer les dosages en eau et en ciment permettant d'obtenir la résistance et l'affaissement souhaité. Elle se distingue également par une méthode originale pour proportionner les granulats, qui consiste à caler la courbe granulométrique du mélange sables/gravillons sur une courbe de référence.

#### 1.5. CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON :

##### 1.5.1. Caractéristiques du béton frais :

Lors du malaxage, l'eau est l'élément qui va donner la capacité d'écoulement au squelette compact formé par l'empilement des grains solides. Ceci signifie que l'eau va venir desserrer le squelette compact afin de donner une mobilité suffisante aux grains pour permettre la mise en œuvre souhaitée [27].

La caractéristique essentielle du béton frais est l'ouvrabilité (maniabilité), qui conditionne non seulement sa mise en place pour le remplissage parfait du coffrage et du ferrailage, mais également ses performances à l'état durci. Un béton frais doit être facilement maniable et facile à mettre en place. Il doit être aussi homogène et cohésif. Pour remplir toutes ses qualités, les constituants du béton doivent être soigneusement mélangés.

Les caractéristiques du béton frais sont :

- affaissement au cône d'Abrams : béton ordinaire et béton haute performance,
- étalement des bétons autoplaçants,
- temps Vexé béton compacté au Rouleau (BCR),
- masse volumique et teneur en air [22].

### **1.5.2. Caractéristiques du béton durci :**

Le béton est un matériau travaillant bien en compression, dont la connaissance de ses propriétés mécaniques est indispensable pour le dimensionnement des ouvrages. Assez souvent, beaucoup de professionnels du béton considèrent que la caractéristique essentielle du béton durci est sa résistance mécanique en compression à un âge donné (28 jours). Sa résistance à la traction ainsi que celle à la flexion sont beaucoup plus faibles. De nos jours, il est aussi important de se soucier des autres caractéristiques telles que la perméabilité, la porosité etc... Pour maximiser les performances du béton, on doit lui assurer un murissement adéquat.

D'une façon générale, les caractéristiques du béton durci sont :

- cure humide,
- résistance,
- masse volumique.

### **1.6. TYPES DU BÉTON :**

#### **1.6.1. Béton à haute performance (BHP) :**

Les bétons à haute performance sont des bétons plus écologiques que les bétons conventionnels. Dans les bétons à haute performance les matériaux travaillent au maximum de leurs possibilités. Ils sont des bétons plus durables que ceux produits usuellement. C'est essentiellement des bétons à faible rapport E/C tel que :  $0,30 < E/C < 0,40$ .

### 1.6.2. Béton autoplaçant (BAP) :

Un béton autoplaçant est un béton très fluide, homogène et stable, mis en œuvre sans vibration (la compaction du béton s'effectuant par le seul effet gravitaire) et conférant à la structure une qualité au moins équivalente à celle correspondante au béton ordinaire mis en œuvre par vibration (figure 1.4).



Figure 1.4 : Aspect d'un béton autoplaçant à l'état frais.

### 1.6.3. Béton à poudre réactive :

Les bétons à poudre réactive (BPR) sont constitués de poudre dont la grosseur des particules varie de 0.02 à 300  $\mu\text{m}$  :

- des poudres cimentaires (ciment portland, fumée de silice et autres ajouts),
- du quartz broyé,
- un faible dosage en eau,
- des superplastifiants,
- des fibres.

## 1.7. PRINCIPAUX AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DU BÉTON :

### 1.7.1. Principaux avantages du béton :

- Il est peu coûteux, facile à fabriquer et nécessite peu d'entretien,
- il épouse toutes les formes qui lui sont données. Des modifications et adaptations du projet sur le chantier sont faciles à effectuer,
- il devient solide comme de la pierre. Correctement utilisé, il dure des millénaires, il résiste bien au feu et aux actions mécaniques usuelles,

- associé à des armatures en acier, il acquiert des propriétés nouvelles qui en font un matériau de construction aux possibilités immenses (béton armé, béton précontraint),
- il convient aux constructions monolithiques. Les assemblages sont faciles à réaliser dans le cas de béton coulé sur place. Dans la plupart des cas, les dimensions des ouvrages et éléments d'ouvrage en béton sont suffisantes pour ne pas poser de problème délicat de stabilité,
- les ressources nécessaires pour sa fabrication existent dans de nombreux pays en quantités presque illimitées,
- il exige peu d'énergie pour sa fabrication.

### **1.7.2. Principaux inconvénients du béton :**

Le principal inconvénient du béton (une faible résistance à la traction) a pu être éliminé grâce à son association à des armatures en acier ou à l'utilisation de la précontrainte. De toutes façons, il reste les quelques inconvénients suivants :

- Son poids propre élevé (densité de 2,4 environ qui peut être réduite à 1,8 dans le cas des bétons légers de structure et à moins de 1,0 dans le cas de béton légers d'isolation),
- sa faible isolation thermique (elle peut être facilement améliorée en ajoutant une couche de produit isolant ou en utilisant des bétons légers spéciaux),
- le coût élevé de production du ciment,
- le coût élevé entraîné par la destruction du béton en cas de modification d'un ouvrage,
- augmenter la proportion d'émissions du gaz à effet de serre (GES) lors de la fabrication du ciment afin de répondre à tous les besoins de la construction.

### **1.8. ANALYSE DES INCONVÉNIENTS DU BÉTON :**

D'après les inconvénients cités précédemment, il est clair que celui qui concerne l'environnement reste le plus soucieux puisqu'il dépend de la continuité de la vie à long terme, la fabrication du ciment, outre des poussières produites, engendre des émissions du gaz à effet de serre (GES) et principalement le CO<sub>2</sub>, ce qui conduit à la pollution de l'environnement.

Le CO<sub>2</sub> provient de deux sources complémentaires :

- La dépense d'énergie liée à la nécessité de produire de très hautes températures pour réaliser le processus physicochimique.
- le phénomène de transformation du calcaire ( $\text{CaO}_3$ ) sous l'effet de la chaleur en chaux ( $\text{CaO}$ ) et en gaz carbonique ( $\text{CO}_2$ ). Plus de 60 % des émissions de ( $\text{CO}_2$ ) lors de la fabrication du ciment proviennent de cette « décarbonation » [28].

Autre ennui du béton, ce qu'il présente encore quelques insuffisances et imperfections dans les propriétés physicomécaniques. L'amélioration de ses dernières reste toujours l'un des soucis majeurs des chercheurs.

### 1.9. RÉDUCTION DES GAZ À EFFET DE SERRE :

La réduction des émissions de gaz à effet de serre et principalement du  $\text{CO}_2$ , est aujourd'hui un enjeu planétaire. Face à ce constat et depuis nombreuses années maintenant, les cimenteries ont réagi et ont pris des mesures efficaces.

#### 1.9.1. Les solutions de l'industrie cimentière :

Depuis nombreuses années, l'industrie cimentière a mis en place des mesures pour réduire ses émissions et en particulier les actions suivantes :

- Incorporer dans les matières premières avant cuisson certains matériaux sélectionnés déjà décarbonatés ou exempts de calcaire,
- incorporer dans les ciments des constituants (cendres volantes, laitiers de haut-fourneau) réduisant d'autant la quantité de clinker, matière issue de la cuisson et constituant de base du ciment,
- valoriser des déchets comme combustibles. S'ils n'étaient pas brûlés en cimenterie, ces déchets seraient éliminés par la voie de l'incinération traditionnelle. Les émissions du ( $\text{CO}_2$ ) correspondantes viendraient alors s'ajouter à celles qui sont dues à la fabrication des ciments et des déchets ultimes seraient placés en décharge sans aucune valorisation en produisant parfois même du méthane, autre gaz à effet de serre...

En définitive, toute utilisation de déchet comme combustible pour la fabrication des ciments est une «valorisation» souvent préférable d'un point de vue écologique à l'élimination car elle permet d'économiser l'énergie et de diminuer les émissions du ( $\text{CO}_2$ ) [28].

### 1.9.2. Les solutions de la construction :

En sortant de l'industrie cimentière, les chercheurs font recours à certaines solutions, exemple :

- Utilisation des matériaux écologiques, on cite ; le bois, la pierre, le verre...etc,
- diminuer la quantité du ciment dans le béton par le rajout de substitution comme la poudre de verre.

### 1.10. LE BÉTON À BASE DU CIMENT ET DE POUDRE DE VERRE :

Dans le but d'améliorer les propriétés physico-mécanique du béton et de réduire les gaz à effet de serre (GES) (réduire la pollution d'air), et donc protéger l'environnement, une technologie s'inscrit dans une approche du développement durable marche dans ce sens, il s'agit du béton incorporant des débris de verre broyés, et outre qu'elle participe dans la réduction des gaz à effet de serre (GES) par le rabais des quantités du ciment et progresse les propriétés physico-mécaniques du béton, améliore l'aspect de l'environnement par la récupération des bouteilles de verre jetées dans la nature (figure 1.5), qui seront broyées et utilisées comme un ajout pour la confection du béton.



**Figure 1.5 :** Nombreuses bouteilles de verre jetées à la nature.

En 2000, 90 000 tonnes de verre en moyenne ont été récupérées à travers divers systèmes au Québec. Actuellement, si le verre incolore se recycle facilement et possède une bonne valeur ajoutée, ce n'est pas le cas des autres verres, que l'on appelle «verre mixte». La chaire a pour objectif de développer la valorisation du verre mixte dans le béton, une avenue très

prometteuse. En effet, le verre peut remplacer une fraction du ciment qui entre dans la composition du béton. Le recyclage du verre dans le béton permet en plus de contribuer au développement durable de ce matériau de construction indispensable, et d'atteindre un équilibre entre les contraintes de protection de l'environnement et les considérations économiques et sociales [29].

En transformant le verre brut en ajout cimentaire pour béton, c'est à dire donner une seconde vie au matériau et favoriser le développement durable, tout en innovant au niveau de la durabilité et de l'imperméabilité.

#### **1.10.1. Objectifs généraux :**

- Donner une valeur ajoutée au verre en explorant toutes les voies possibles à son utilisation dans le béton.
- participer à la normalisation de l'utilisation du verre dans le béton,
- transférer la technologie développée à l'industrie cimentaire.

#### **1.10.2. Objectifs spécifiques :**

- Développer l'utilisation de la poudre de verre dans le béton comme ajout cimentaire alternatif,
- développer une méthodologie pour une optimisation bénéfique de l'utilisation du verre dans le béton en combinant la poudre de verre et le ciment,
- conduire des essais sur des structures réelles pour étudier les propriétés in situ des matériaux renfermant du verre.

#### **1.10.3. Caractérisation de la poudre de verre :**

La caractérisation de la poudre comprendra la broyabilité du verre, sa composition minéralogique et chimique, sa granulométrie et sa finesse. À ce stade, aucune finesse n'est privilégiée, d'où la nécessité de la faire varier en tenant compte du rapport entre l'énergie de broyage nécessaire et les performances de la poudre obtenues. En d'autres termes, le coût du broyage devra être compensé par le coût du produit fini [29].

La poudre de verre permet d'augmenter ce qu'on appelle « la colle du béton » pour ainsi en réduire la porosité. Le béton devient alors un matériau très peu perméable. Nous copions un peu ce que les Romains ont fait avec les cendres volcaniques. Cela apporte une durabilité au matériau, dont une résistance à la corrosion et à la pénétration de tout fluide pouvant créer des fissures [30].

#### **1.10.4. Optimisation de la poudre de verre dans les bétons :**

Les essais sur béton seront réalisés sur des bétons ordinaires. Un programme expérimental détaillé sur les propriétés rhéologique et mécanique. Une évaluation réelle de la réactivité (pouzzolanité) de la poudre de verre dans le béton sera étudiée dans ce travail.

#### **1.10.5. Essais sur bétons :**

Une étude d'optimisation du taux de remplacement de la quantité du ciment par la poudre de verre sera réalisée selon un plan d'expériences qui permet de rationaliser et d'optimiser le nombre d'essais à réaliser, tout en nous donnant une vue d'ensemble très fiable en fonction de la variation des paramètres choisis et de leur niveau d'influence. Cette optimisation se basera sur le comportement à l'état durci du béton. Le béton produit sera comparé à un béton ordinaire de même classe. Un béton contenant uniquement du ciment Portland servira toujours de référence.

### 1.11. INTRODUCTION SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BÉTON :

Le béton est un matériau composite complexe, fortement hétérogène puisque constitué de granulats dont les dimensions varient de 0,1 à 25 mm ou plus, de ciment dont la dimension caractéristique des grains est de l'ordre de 30 à 100  $\mu\text{m}$ , de cristaux d'hydrates de l'ordre de 0,1  $\mu\text{m}$ , éventuellement d'ultrafines de 0,1 nm à 0,5  $\mu\text{m}$  et de vides de quelques nanomètres.

On distingue, un peu arbitrairement, les propriétés physiques des propriétés mécaniques des bétons.

- Poids volumique : il varie entre 23 et 24  $\text{KN/m}^3$  pour les bétons ordinaires ; il atteint 25  $\text{KN/m}^3$  pour les BHP. La présence d'armatures dans le béton armé ou précontraint conduit à prendre en compte dans les calculs un poids volumique de 25  $\text{KN/m}^3$  (2 500  $\text{kg/m}^3$ ) pour les bétons courants.

- Imperméabilité : le béton est d'autant plus imperméable que la porosité est plus faible. Les bétons dont le rapport E/C est inférieur à 0,40 sont pratiquement imperméables à l'eau : leur perméabilité ne peut plus être mesurée.

- Résistance aux agents agressifs : les bétons compacts et à porosité réduite offrent une grande résistance aux effets corrosifs de divers agents agressifs. Ils présentent, en particulier, une excellente tenue vis-à-vis des effets corrosifs de l'eau de mer.

- Tenue au feu : la résistance du béton aux incendies est excellente.

- Durabilité : les diverses propriétés physiques des bétons lui confèrent une grande durabilité. Réalisées correctement, selon les règles de l'art, les structures en béton conservent donc leur aptitude au service pendant toute leur durée de vie prévue, sans nécessiter de coûteuses réparations [31].

Vu sa nature hétérogène, le béton présente un comportement mécanique très complexe englobant un comportement fortement non linéaire sous un état de contrainte multiaxial, une fissuration progressive induite par des contraintes ou des déformations de tension conjuguée à un adoucissement en déformation, et un comportement dépendant du temps tel que le fluage et le retrait.

Les bétons couramment utilisés dans la construction des ouvrages de génie civil tels que les ponts, les murs de soutènement, le soutènement des tunnels... présentent des résistances à la compression  $f'_c$  variant de 20 à 50 MPa. Ces structures, qui doivent supporter des charges extérieures importantes, doivent être fabriquées avec des bétons de grande résistance. Par contre, pour des structures secondaires, des bétons avec des résistances à la compression simple  $f'_c$  de l'ordre de 25 MPa sont suffisants [32].

Cette recherche bibliographique porte sur la caractérisation mécanique du béton, basé sur des résultats publiés par différents auteurs dans la littérature.

## 1.12. COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BÉTON :

### 1.12.1. Compression uniaxiale :

En raison de sa facilité de réalisation, l'essai de résistance en compression uniaxiale sur des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour estimer les caractéristiques générales de résistance du béton.

Plusieurs études dans la littérature comme celles de Hsu (1963) et Benouniche (1978) ont mis en évidence différentes phases de comportement du béton en compression uniaxiale en fonction du niveau de la contrainte appliquée (figure 1.6).

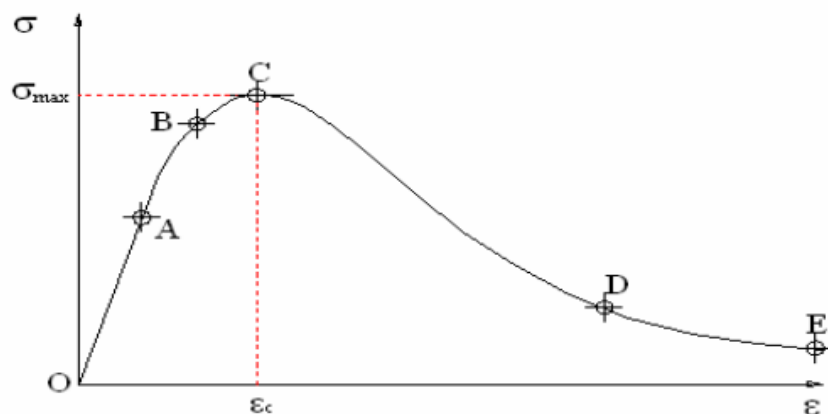


Figure 1.6 : Phases du comportement en compression du béton.

Sur la figure 1.6, l'on représente généralement les phases de comportement :

- Comportement linéaire ou quasi-linéaire (OA), jusqu'à ce que  $\bar{\sigma} = (0.4-0.5)\bar{\sigma}_{\max}$ . Cette phase est caractérisée par les valeurs du module d'élasticité  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  du béton.
- Apparition de microfissures (AB). On considère que cette phase correspond à  $\bar{\sigma} = (0.5-0.8)\bar{\sigma}_{\max}$ . Le coefficient de Poisson reste constant, tandis que le module d'élasticité diminue légèrement. La déformation résiduelle longitudinale augmente. L'endommagement débute par des dégradations diffuses du béton.
- Développement rapide des microfissures (BC), pour  $\bar{\sigma} = (0.8-1.0)\bar{\sigma}_{\max}$ . Le coefficient de Poisson et les déformations résiduelles augmentent rapidement, alors que l'on constate une forte diminution du module d'élasticité.
- Apparition et propagation de macrofissures due à la localisation de la déformation (CD). La déformation augmente fortement, tandis que le module d'élasticité diminue.
- Augmentation très rapide de la déformation tandis que la contrainte diminue lentement (DE).

Les essais de compression du béton sous charge cyclique ont montré la présence de boucles d'hystérésis assez importantes durant le processus de chargement - déchargement (figure 1.7). L'amplitude de ces hystérésis influence considérablement le comportement à la rupture du béton. Cette hystérésis peut être expliquée par l'importante friction existant entre les fissures lors de leurs ouvertures - fermetures. Cette friction produit des effets viscoplastiques [32].

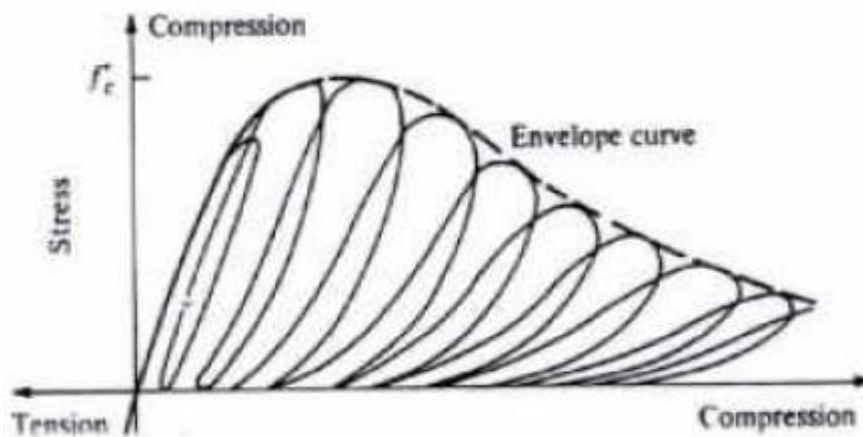


Figure 1.7 : Boucles d'hystérésis sous charge cyclique en compression [Karsan. 1969].

Le module d'élasticité a été fixé par les règles du B.A.E.L (1983) et il est évalué par la formule suivante :

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_c}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  du béton varie entre 0.15 et 0.22. Sous chargement uniaxial, le coefficient de Poisson reste constant jusqu'à 80% de  $f_c$ . Au-delà de cette valeur, le coefficient de Poisson augmente [33] [34].

### 1.12.2. Traction directe :

Les essais de traction directe du béton sont difficiles à réaliser vu la faible résistance en traction de ce matériau. Les résultats d'essais réalisés par Berthaud (1988), Terrien (1980) ou Gerard (1996) ont démontré qu'un comportement presque élastique linéaire du béton dans la phase pré-pic peut être considéré, avant une rupture brusque dans la phase post-pic (figure 1.8). Le module d'élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic [32].

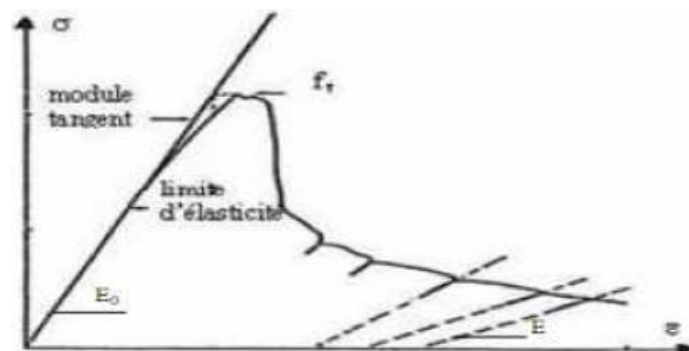


Figure 1.8 : Comportement en traction directe du béton [35].

### 1.12.3. Traction par fendage :

La résistance à la traction du béton peut être évaluée par fendage d'éprouvettes cylindriques.

La résistance du béton est normalement évaluée à partir de la déformation latérale de l'échantillon. L'hétérogénéité du champ de contrainte le long du diamètre de rupture et la rupture de traction non typique ont limité l'utilisation des résultats de ces essais dans les calculs d'application. Les résultats de Picandet (2001) (figure 1.9) ont montré que la déformation résiduelle latérale d'un cylindre en traction par fendage est approximativement égale à la moitié de la déformation latérale sous chargement [32].

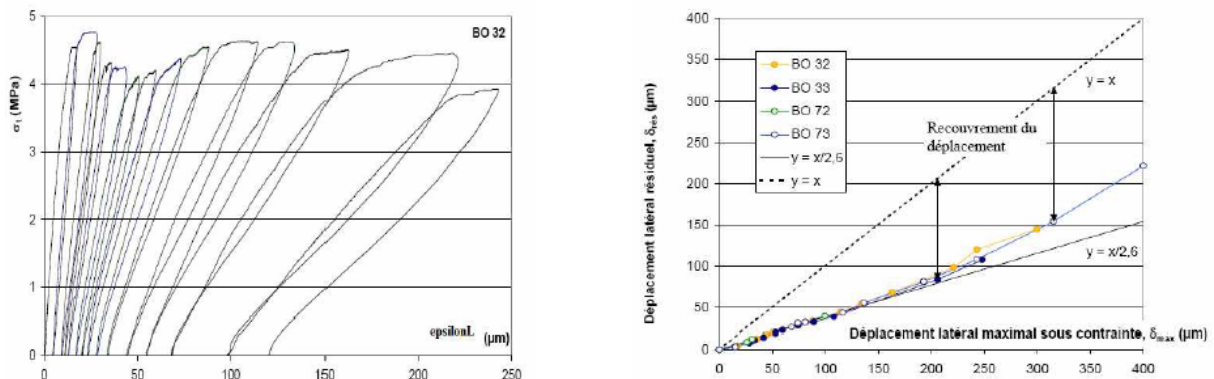
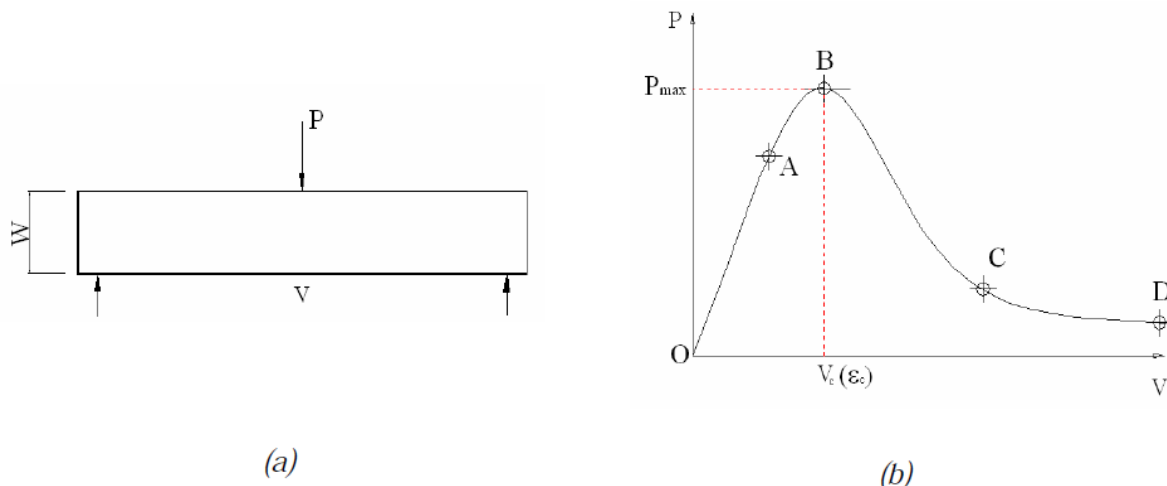


Figure 1.9 : Comportement en traction indirecte par fendage [36].

### 1.12.4. Traction par flexion :

Les essais de traction par flexion sont utilisés très couramment au laboratoire pour déterminer la résistance en traction du béton, en raison de la simplicité de ces essais et de leur capacité à représenter presque exactement le comportement réel du béton dans des structures de génie civil. Les éprouvettes peuvent être fléchies sur trois ou quatre points.

Sur la figure 1.10, les résultats d'un essai de traction par flexion sur 3 points sont présentés sous la forme charge  $P$  en fonction de la flèche de l'éprouvette  $V$ .

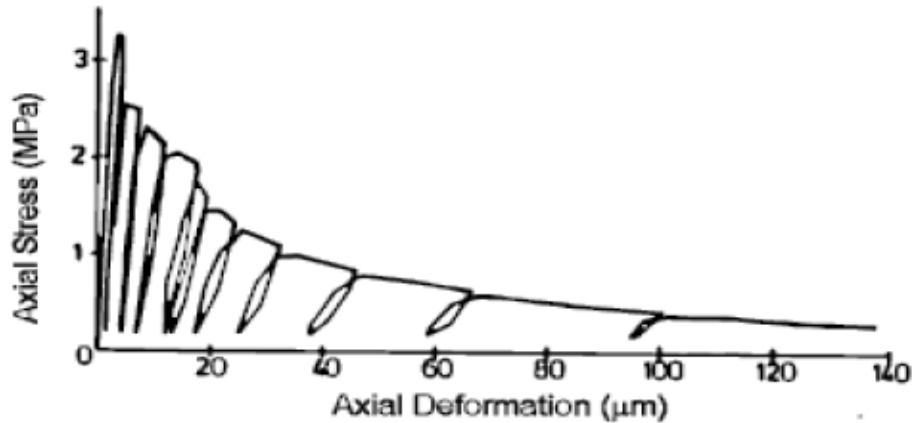


**Figure 1.10** : Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b).

Le comportement du béton en flexion peut être décomposé en plusieurs phases (figure 1.10) (Karihaloo (1995), Bernard (2000)) comme suit :

- Comportement linéaire (OA), tant que quand  $P < (0.7-0.8)P_{max}$ . Présence de microfissures superficielles sur l'éprouvette, mais le module d'élasticité E reste constant.
- Apparition de microfissures à l'intérieur de l'éprouvette, caractérisé par un comportement non linéaire pré-pic (AB). On considère que cette phase s'étend pour  $P = (0.75-1)P_{max}$ . La propagation des microfissures engendre un endommagement diffus du béton. Le module d'élasticité diminue légèrement et des déformations résiduelles apparaissent.
- Accumulation de microfissures (autour du point B). Ces microfissures tendent vers des fissures concentrées. La localisation de la déformation provoquant un endommagement important apparaît.
- Déformation d'adoucissement (BC). Les zones de localisation de la déformation apparaissent clairement avec plusieurs microfissures concentrées. Le module d'élasticité diminue fortement. Des macrofissures sont créées par l'accumulation des microfissures, tandis que les granulats empêchent la propagation des macrofissures.
- Augmentation très rapide de la déformation d'adoucissement, tandis que la charge diminue lentement (CD).

Les essais de traction par flexion sous charge cyclique de Reinhardt (1996) (figure 1.11) ont montré une augmentation considérable de la déformation résiduelle, tandis que les boucles d'hystérésis observées sont plus petites que celles obtenues lors de l'essai en compression.



**Figure 1.11** : Comportement en traction par flexion sous charge cyclique [Reinhardt. 1996].

On trouve que le rapport entre la résistance directe  $f_t$  et la résistance en compression  $f'_c$  du béton varie de 0.05 à 0.1 et selon ACI (American Concrete Institute), la résistance en traction par fendage  $f_{t-f} \approx 0.3(f'_c)^{3/2}$  [32].

#### 1.12.5. Comportement multiaxial :

Le comportement multiaxial du béton est assez complexe. Plusieurs essais ont été réalisés, mettant en évidence le comportement biaxial (Hus (2000)) ou comportement triaxial (Burlion (2000)) du béton.

Les résultats de l'essai biaxial de traction réalisé par Hus (2000) (figure 1.12a) ont montré une faible différence entre les résistances obtenues dans chacune des directions. Cependant, une différence considérable entre les déformations dans ces deux directions a été observée.

Les essais multiaxiaux ont permis de montrer l'entrée en plasticité du béton sous pression hydrostatique (Reinhardt (1996)) (figure 1.12b). Cette observation est intéressante et permet de différencier le comportement du béton de celui d'autres matériaux comme l'acier qui maintient un comportement élastique sous un confinement isotrope. Cette démonstration est la base pour tenir compte du premier invariant du tenseur de contrainte dans la formule représentant la surface de plasticité du béton.

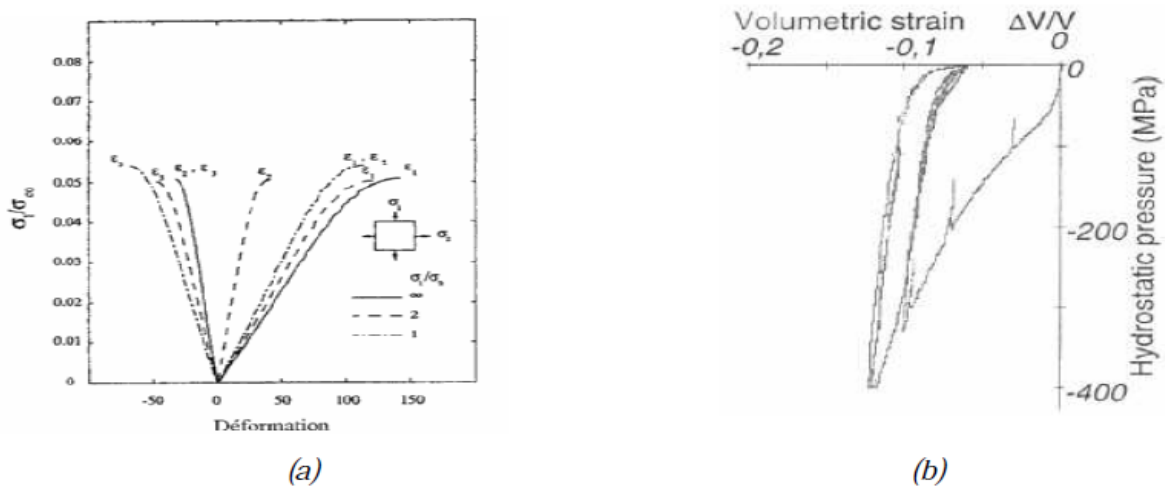


Figure 1.12 : Comportement multiaxial du béton : (a) traction bi axiale [Hus. 2000],  
 (b) compression sous confinement isotrope [Reinhardt.1996].

Les essais de compression triaxiale axisymétrique de Reynouard (2005) (figure 1.13) montrent des résultats similaires à ceux obtenus sur des roches :

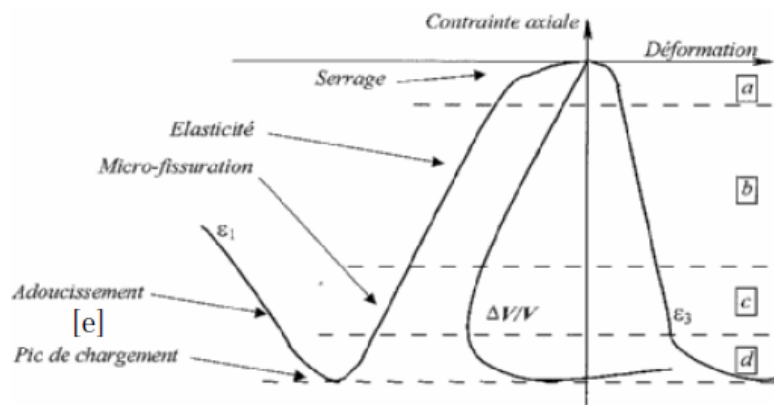
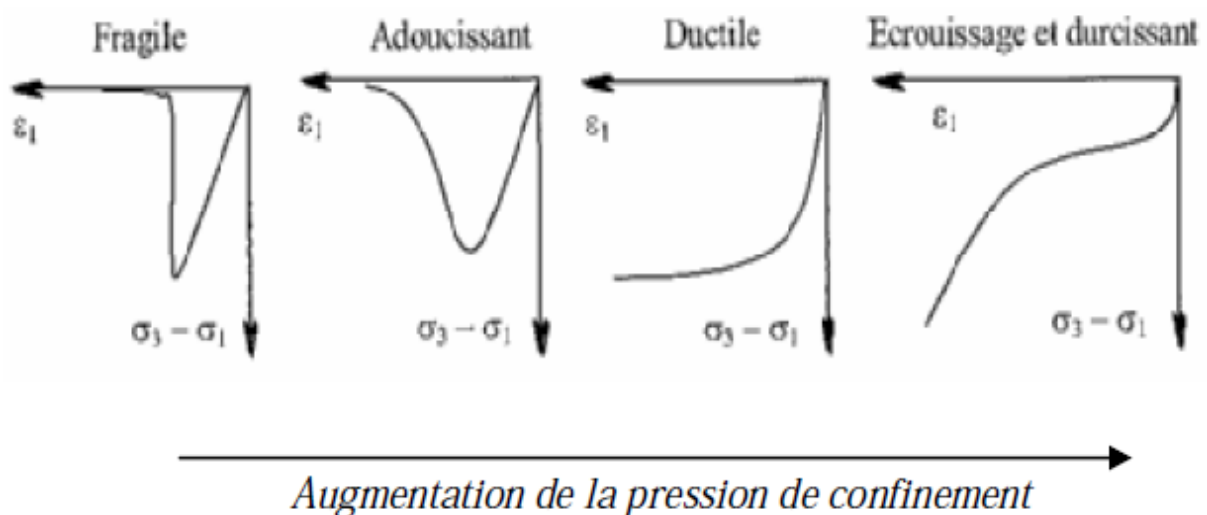


Figure 1.13 : Comportement en compression triaxiale axisymétrique du béton [Reynouard. 2005].

- Phase de serrage (a) correspondant à la fermeture des fissures grossières.
- Phase de comportement élastique linéaire (b).
- Phase de fissuration stable (c) avec l'apparition et l'évolution des microfissures dispersées.
- Phase de dilatance (d) lors de laquelle les déformations latérales deviennent importantes. La fissuration devient instable.

- Phase post-pic (e) avec un adoucissement du comportement du béton. Cette phase dépend de la pression de confinement. Plus le confinement est important, plus le béton est ductile (figure 1.14).



**Figure 1.14** : La transition du comportement du béton : d'un comportement fragile à la ductilité en fonction de la pression de confinement [Reynouard. 2005].

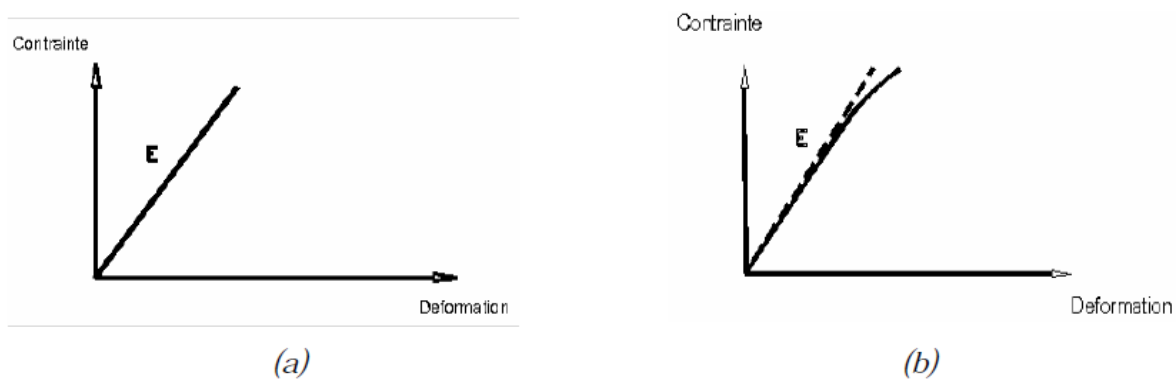
### 1.13. LES MODÈLES DE COMPORTEMENT DU BÉTON :

De nombreux modèles de comportement du béton ont été proposés par différents auteurs dans la littérature. Les lois élastiques sont les plus simples. D'autres lois de comportement plus complexes prenant en compte des phénomènes comme la plasticité, la rupture, l'endommagement ont ensuite été successivement proposées. Aujourd'hui, l'étude des couplages entre l'endommagement et le comportement plastique des bétons fait l'objet de nombreuses recherches. Chacun de ces modèles présente des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents pour le calcul des structures en béton.

#### 1.13.1. Comportement du béton selon la loi élastique :

Avec une loi de comportement élastique, le béton est considéré comme totalement élastique. Les non linéarités apparaissant dans les zones pré-pic et post-pic sont négligées (figure 1.15a). La loi de comportement est formulée à partir de la loi de Hooke.

Quelques auteurs considèrent néanmoins les non-linéarités dans la partie pré-pic, comme Ahmed & Shah (1982) ou bien utilisent la relation entre les incréments de la contrainte et la déformation Gerstle (1981) (figure 1.15b).



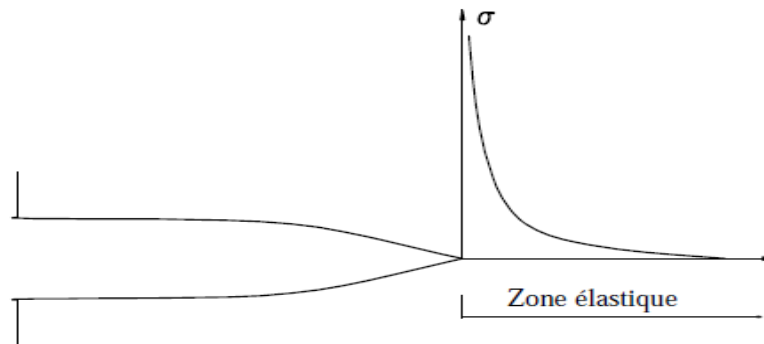
**Figure 1.15** : Loi élastique du béton : (a) Linéaire et (b) Non linéaire pré-pic.

L'avantage de cette loi de comportement est sa simplicité, en particulier pour les modèles élastiques linéaires. Cependant, les résultats numériques obtenus en considérant de telles lois de comportement ne permettent pas de répondre de manière satisfaisante aux exigences d'analyse des structures en béton, notamment dans le cas de charges importantes ou dans des analyses plus fines du comportement local d'une structure. Ainsi, dans la modélisation numérique, on peut obtenir des résultats même lorsque la charge dépasse la valeur critique. Les lois de comportement élastique ne s'adaptent donc pas au comportement réel du béton. Cependant, au niveau macroscopique ou bien pour des chargements modestes, les lois élastiques conviennent pour le calcul des valeurs de sollicitation, comme le moment ou l'effort tranchant au sein des structures. La connaissance de ces efforts internes est alors utilisée lors des vérifications de la résistance des structures en béton, en fonction des normes en vigueur.

### 1.13.2. Comportement du béton selon la loi de rupture :

Les approches d'élasticité linéaire de la rupture (LEFM-Linear Elastic Fracture Mechanics) s'adaptent bien à l'hypothèse du comportement parfaitement fragile du béton. Les paramètres de rupture et la condition critique de propagation des fissures sont alors décrits selon les principes de la mécanique de la rupture en tenant compte des fonctions géométriques obtenues à partir des essais dans le laboratoire. Kaplan (1961) et Glücklich

(1963) ont introduit les formules analytiques de LEFM dans la modélisation du béton avec les facteurs d'intensité de contrainte  $K_i$  et les énergies de rupture  $G_f$ . Le béton est toujours considéré comme élastique et isotrope dans les zones hors des fissures (figure 1.16).



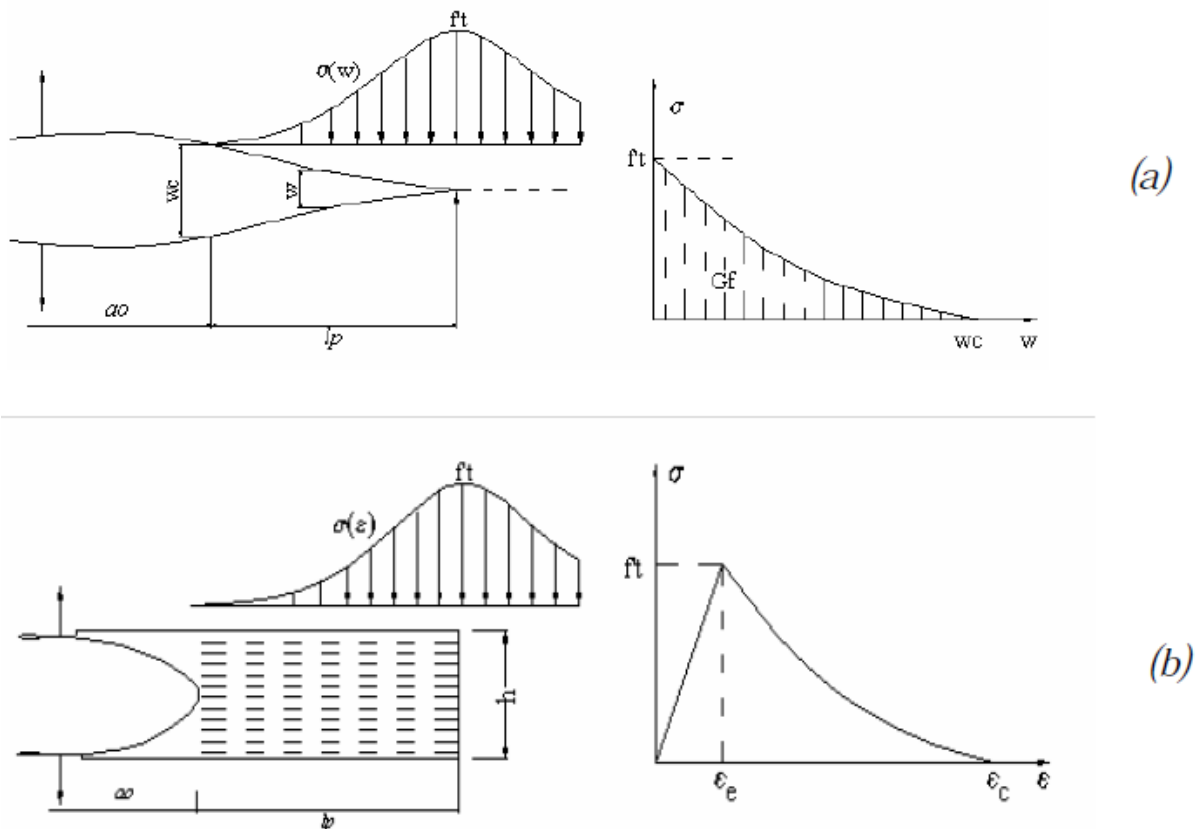
**Figure 1.16** : Champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure).

Les approches non linéaires de la propagation des fissures (NFM - Nonlinear Fracture Mechanics) tiennent compte du développement d'une zone non linéaire au fond de la fissure. L'évolution et la propagation des micro-fissures dans cette zone peut être représenté soit par un comportement d'endommagement du béton, avec la présence de FPZ (Fracture Process Zone) (Hiller Borg (1976, 1978), Bazant (1983, 1984)), soit par un comportement plastique (Dugdale & Barenblatt (1960-1962)). Ces approches non-linéaires permettent une description plus précise de la propagation de la fissure et de la localisation de la déformation. Les résultats obtenus avec de telles approches sont donc meilleurs que ceux obtenus avec des approches linéaires.

Les deux modèles non linéaires les plus connus sont :

- Modèle de fissure fictive (FCM- Fictitious Crack Model (Hiller Borg (1976)) appartenant au groupe des modèles de fissuration discrète avec le champ de déplacement discontinu (modèles discontinus) (figure 1.17a) ;
- Modèle de bande de fissures (CBM - Crack Band Model (Bazant (1984)) appartenant au groupe des modèles de fissuration répartie avec le champ de déformation discontinu (modèles faiblement continus) (figure 1.17b).

À partir de ces modèles, les problèmes de propagation des fissures dans le béton sont résolus d'une façon relativement complète, notamment dans le cas de structures de dimensions suffisamment grandes.



**Figure 1.17** : Les modèles non linéaires de fissuration : FCM (a) et CBM (b).

L'inconvénient des modèles de rupture du béton est leur difficulté à les implémenter et à les utiliser dans un code aux éléments finis : il faut utiliser des éléments finis complexes, l'apparition des fissures va dépendre de la distribution géométrique des éléments. Ces différentes difficultés numériques empêchent le développement et l'utilisation de ces lois de comportement dans le calcul de réelles structures du génie civil.

Quelques auteurs ont proposé des modèles approximatifs comme TPM (Two-Parameters Model (Hiller Borg)), SEM (Side Effect Model (Bazant)), ECM (Effective crack model (Karihaloo)). D'autres auteurs ont également proposé des modèles modifiés afin de surmonter les inconvénients décrits ci-dessus, comme MRCM (Modified Rotating Crack Model (Jirasek)) ou ECEM (Embedded Crack Elements Model (Jirasek & T.Zimmermann)). La simplicité et l'efficacité dans l'analyse de la propagation des fissures dans le béton sont

l'objectif principal de ces derniers auteurs. Actuellement, plusieurs chercheurs tentent de développer de tels modèles en ayant recours aux techniques de régularisation décrivant la localisation des déformations dans les zones de rupture du béton avec l'objectif de relier les approches continues aux approches discontinues. Ces modèles portent donc le nom de «modèles de rupture non locale». Jirasek (2004) a proposé les techniques de régularisation pour les modèles FCM et CBM (figure 1.18) :

- La régularisation partielle pour le modèle FCM avec la discontinuité du champ de déplacement (figure 1.18a).
- La régularisation partielle pour le modèle CBM avec la discontinuité du champ de déformation (figure 1.18b).

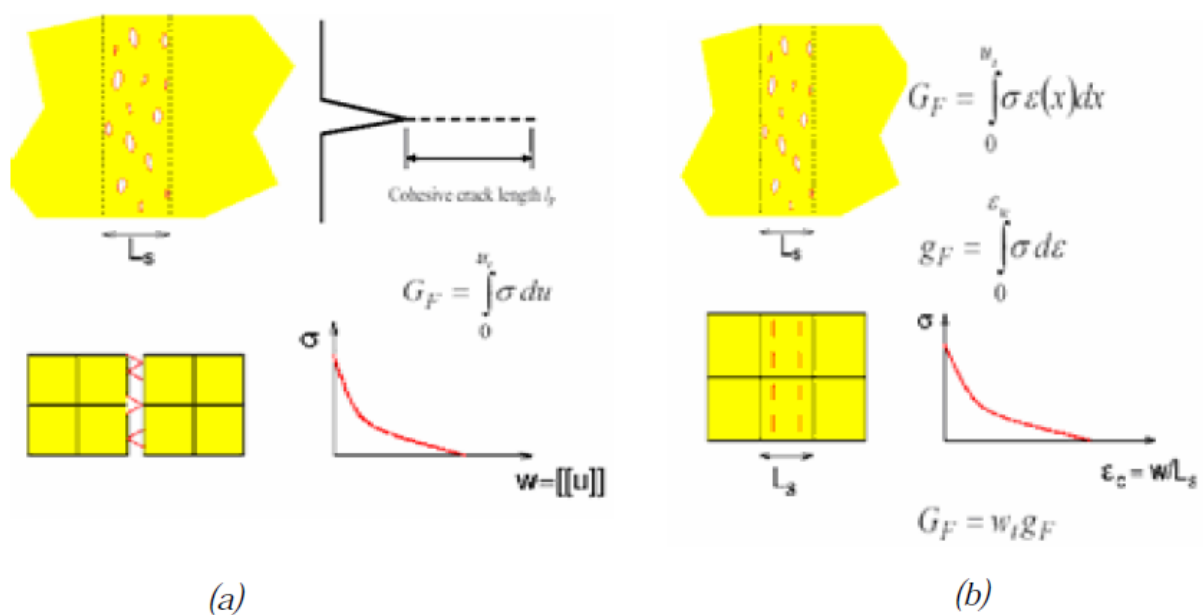


Figure 1.18 : Les techniques de régularisation pour les modèles : FCM (a) et CBM (b) [37].

### 1.13.3. Comportement du béton selon la loi élasto-plastique :

La programmation par la méthode des éléments finis selon cette loi est relativement simple car le milieu de calcul est toujours continu. Le comportement en compression est bien décrit par les lois fondamentales ou modifiées à partir des modèles Mohr-Coulomb et Drucker-Prager (figure 1.19A), tandis que le comportement en traction peut être modélisé avec une précision suffisante par une loi de rupture simple comme celle de Rankine (figure 1.19B).

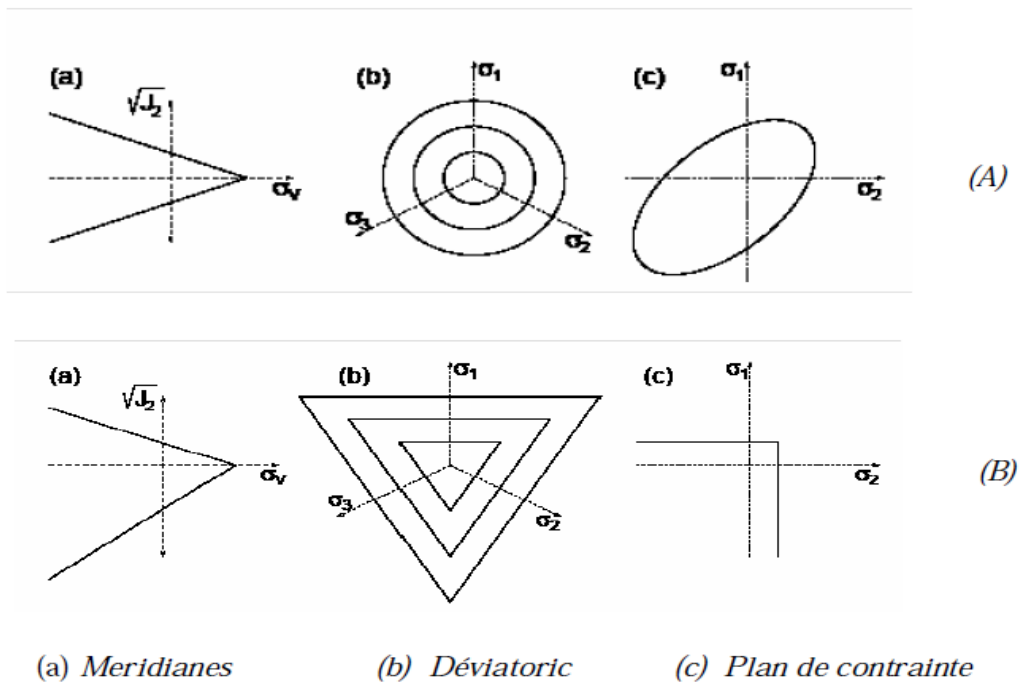


Figure 1.19 : Loi plastique de Drucker-Prager (A), loi de rupture de Rankine (B).

Feentra & de Borst (1995) ont proposé une loi élasto-plastique composite, en combinant une loi de Drucker-Prager pour la partie en compression et une loi de Rankine pour la partie en traction, comme illustré sur la figure 1.20.

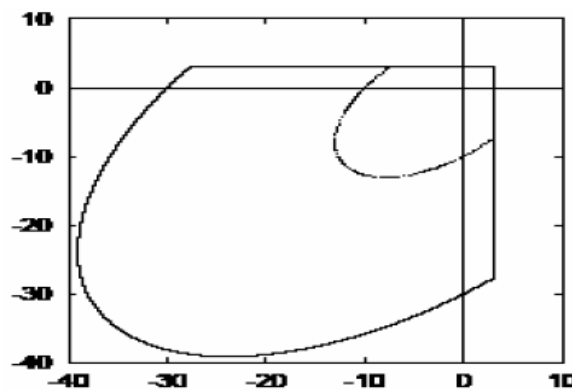


Figure 1.20 : Loi élasto-plastique composite de Feentra & de Borst (1995).

Plusieurs modèles élasto-plastiques pour le béton ont également été proposés dans les années récentes comme Raynourd (1974), Franzetkakit (1987), Chen & Han (1988), Lubnier & Olivier (1989), Kang & al (2009), Nedjar (2002), Ulm & Coussy (2003)... Ces modèles s'intéressent bien au comportement en compression du béton et établissent la surface de plasticité selon les différentes hypothèses. L'inconvénient du plus grand de ces modèles plastiques est la non-considération de la diminution de la rigidité du béton dans les zones de

rupture et dans le cas des bétons à haute résistance, le comportement du béton est plutôt fragile que plastique. En réalité cependant, les modèles plastiques sont déjà appliqués avec efficacité dans les calculs des structures en béton. Dans plusieurs normes de béton, les formules se basant sur la théorie de la plasticité ont introduites avec beaucoup de succès. Dans la modélisation numérique par la méthode des éléments finis, les modèles élasto-plastiques tenant compte la localisation de la déformation en couplant les approches de gradient sont les tendances de recherche actuelle où l'endommagement du béton peut être considéré pour tenir compte de la diminution de la rigidité dans les zones plastiques.

#### **1.13.4. Comportement du béton selon la loi élasto-endommageable :**

Les modèles de comportement du béton selon la loi élasto-endommageable se basent sur les principes fondamentaux de la mécanique de l'endommagement du milieu continu. L'endommagement est caractérisé par la variable d'endommagement  $D$  (variant de 0 à 1) quand le matériau évolue de l'état sain à l'état totalement endommagé. La notion de contrainte effective est introduite pour tenir compte de la diminution du module d'élasticité  $E$  dans les zones de rupture du béton.

Le premier modèle d'endommagement proposé par Kachanov (1958) était un modèle isotrope classique où la variable d'endommagement  $D$  est contrôlée par la déformation. Ensuite, plusieurs auteurs ont proposé des modèles appelés locaux comme Mazars (1984), Simo & Ju (1987a, 1987b) ; ces modèles ont fait apparaître plusieurs inconvénients dans la modélisation numérique comme la dépendance du résultat de calcul au maillage des éléments finis, le phénomène «snap-back»... Par la suite, pour surmonter ces problèmes, des approches appelées non-locales et gradient, comme celles de Pijaudier-abot & Bazant (1988-1989), Frémont et Nedjar (1993), Jirasek (1996, 2004), etc, sont introduites pour tenir compte la localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton en utilisant la déformation équivalente comme paramètre de contrôle. Les modèles utilisant la variable d'endommagement de type tenseur peuvent décrire l'anisotropie, l'effet unilatéral (se produit lors de chargements cycliques : le matériau restaure sa raideur due à la fermeture des fissures en compression après l'endommagement par des extensions) ainsi que l'inélasticité du béton mais complexifient les calculs. On utilise plutôt en réalité des variables

scalaires avec lesquelles les calculs deviennent plus simples avec toutefois une tolérance acceptable. Les modèles élasto-endommageables donnent de bons résultats qui sont indépendants du maillage éléments finis et la localisation de la déformation est totalement considérée. Parmi les modèles d'endommagement cités dans la littérature, le modèle Mazars pouvant tenir compte de la dissymétrie du comportement du béton en compression et en traction est largement implanté dans les codes éléments finis et pris couramment comme la base générale pour développer les modèles plus compliqués, notamment les modèles de couplage multi-physiques. Le modèle Mazars a pourtant des inconvénients comme ne pas considérer l'effet unilatéral, celui-ci étant observé sous charge cyclique et la déformation résiduelle du béton lors du déchargement.

Heureusement, ces effets ne sont importants que pour le chargement cyclique, autrement dit, lorsque le chargement est radial, ce modèle peut modéliser correctement le comportement du béton. La programmation par la méthode des éléments finis des modèles élasto-endommageables est aussi aisée que celle des modèles élasto-plastiques, le milieu de calcul restant toujours continu.

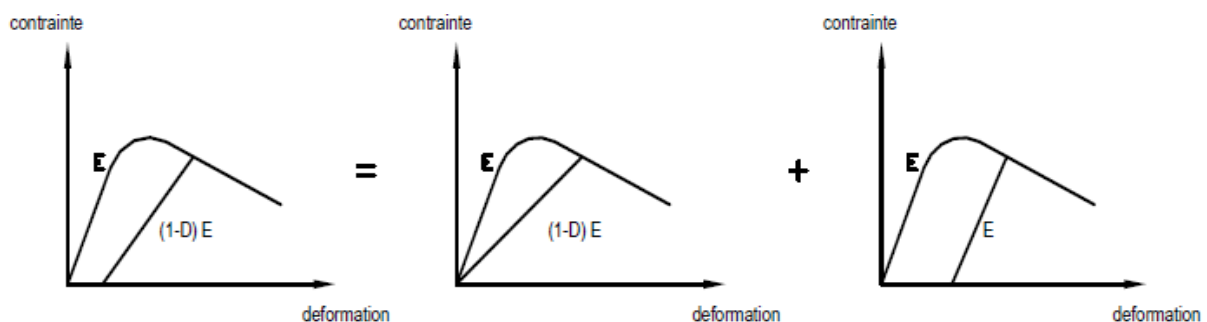
En se basant sur des modèles d'endommagement typiques on peut alors développer des modèles plus compliqués pouvant tenir compte du comportement multi-physique du béton sous l'action à la fois du chargement et des différents effets environnementaux.

Les analyses en détail des modèles d'endommagement typiques seront présentées dans la partie 1.14.2.

#### **1.13.5. Comportement du béton selon la loi de couplage endommagement-plasticité :**

Les lois de comportement mixte (couplage) élasto-plastique-endommageable du béton ont fait récemment l'objet de plusieurs recherches dans le but de trouver une loi globale qui pourrait décrire d'une façon complète tous les aspects comportementaux réels du béton (figure 1.21). Un tel modèle devrait ainsi pouvoir reproduire la dissymétrie, la fragilité, l'anisotropie, l'effet unilatéral du béton... Le comportement quasi-fragile du béton devrait ainsi être associé à la plasticité dans un modèle de comportement mixte avec deux parties de couplage comprenant un couplage d'état élasto-plastique et un couplage cinématique

endommagement-plastique. Plusieurs modèles de couplage ont déjà proposés comme ceux de Lemaitre (1992), Salari (2004), Faria (1998), Jirasek & al (2006)... où le couplage endommagement-plastique peut être représenté sous forme implicite entre les variables internes (variable de plasticité et variable d'endommagement) en utilisant simultanément la surface plastique et la surface d'endommagement. La difficulté de cette méthode est le grand nombre de paramètres à déterminer (jusqu'à 20, comprenant ceux de la partie plastique et ceux de la partie d'endommagement). La deuxième méthode utilise uniquement une fonction de charge comme celle de Lemaitre (1992), Lee & Fenves (1998), Faria & al (1998), Lemaitre (2000)... pour contrôler le processus de dissipation de l'énergie. Cette fonction peut être le seuil d'endommagement ou bien le seuil de plasticité dépendant du chargement. Cette méthode ne décrit pas bien le comportement réel du béton mais est plus simple que les modèles présentés plus haut.



**Figure 1.21** : Représentation de la loi de couplage du béton.

Pour illustrer phénoménologiquement le comportement mixte du béton, quelques auteurs ont utilisé des modèles purement théoriques (Simo & Ju (1987), Yazdani & Schreyer (1990), Luccioni (1996), Jefferson (2003)...) où la théorie de la mécanique de l'endommagement est utilisée pour modéliser le processus d'endommagement et la théorie de plasticité est utilisée pour considérer la déformation résiduelle et la dilatation du volume. Cette méthode est assez compliquée, car plusieurs paramètres comme les paramètres plastiques et les paramètres d'endommagement doivent être déterminés.

Les modèles mixtes sont l'objectif à atteindre dans le but de modéliser précisément le comportement réel du béton. Mais leur utilisation pratique est encore délicate compte tenu de leur grand nombre de paramètres et les difficultés qui existent à leur implémenter numériquement.

Les modèles mixtes doivent donc encore être améliorés pour pouvoir s'appliquer largement dans la réalité, et dans plusieurs cas on préfère actuellement des modèles de comportement classique avec une surface de charge unique qui contrôle la dissipation de l'énergie.

#### 1.13.6. Quelques modèles spéciaux :

Hors des groupes de modèles de comportement mécanique de béton mentionnés ci-dessus, quelques auteurs ont également proposé des modèles pouvant être considéré comme spéciaux comme le modèle "Microplane" (Bazant & Os (1985)), le modèle de fissuration intégrée (M.Jirasek & T.Zimmermann (2001)).

Le modèle "Microplane" (figure 1.22) établit la relation microscopique entre la contrainte et la déformation pour chaque plan dans les zones de rupture, puis rassemble les différentes contributions pour avoir une relation macroscopique entre celles-ci sous forme de tenseur général. Par rapport aux autres modèles macroscopiques, ce modèle est assez compliqué et est seulement applicable pour la détermination des paramètres internes du béton comme  $l_c$  (longueur interne) ou  $w$  (largeur de la bande des fissures) (Ung (2000)).

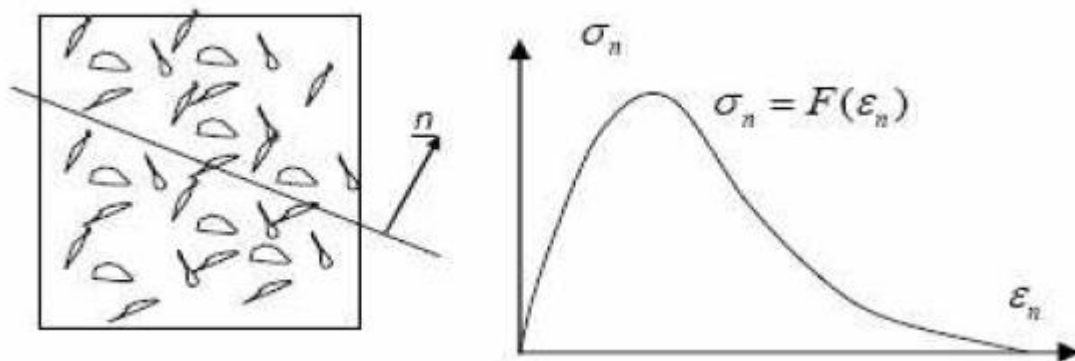


Figure 1.22 : Modèle Microplane [Bazant & Os. 1985].

Le modèle de fissuration intégrée ECEM (Embedded Cracks Element Model) (figure 1.23) utilise en même temps la théorie de la mécanique de la rupture et la théorie de la mécanique de l'endommagement ; la fissuration est représentée par la loi de comportement local et l'endommagement est représenté par le paramètre d'adoucissement  $\gamma$  (variant de 1 à  $\infty$ ) permettant de résoudre le phénomène «tress locking».

Un type d'élément fini spécial est utilisé dans ce modèle appelé «élément fissuré» acceptant un saut de déplacement au sein de l'élément, la zone d'évolution de la rupture FPZ (Fracture

Process Zone) est totalement encadrée par l'élément et ce dernier doit avoir donc une taille plus grande que celle de FPZ. Les résultats obtenus sont indépendants de la direction de FPZ et de l'élément. Les inconvénients de ce modèle sont similaires à ceux obtenus avec d'autres modèles discontinus ou faiblement continus. En outre, la restriction de diviser plus finement les éléments finis empêche la bonne convergence du calcul numérique, ce qui est aussi un point faible du modèle ECEM.

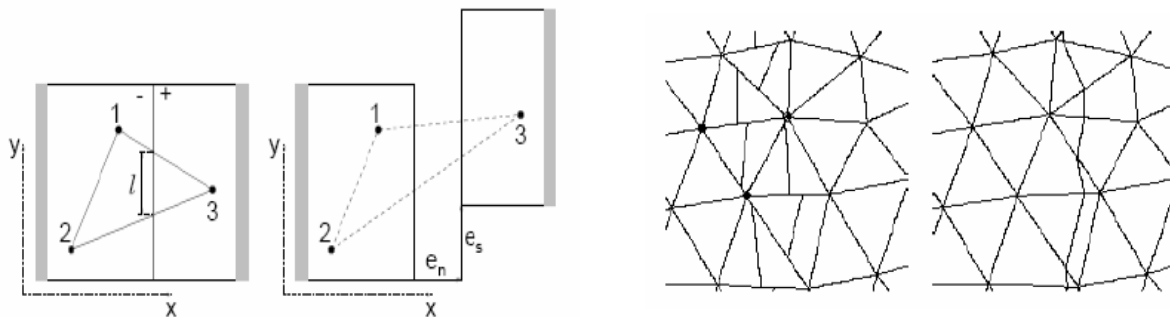


Figure 1.23 : Modèle de fissuration intégrée ECEM [38].

## 1.14. RUPTURE ET ENDOMMAGEMENT DU BÉTON :

### 1.14.1. Rupture du béton, aspects théoriques et expérimentaux :

#### 1.14.1.1. Rappel de la théorie de la rupture :

La rupture ou le mécanisme de propagation des fissures dans les matériaux sous chargement est divisée en trois modes qui peuvent être combinés entre eux : Mode I, Mode II et Mode III. Ces modes sont représentés sur la figure 1.24 :

- Le Mode I est le mode d'ouverture de la fissure due aux effets normaux.
- Le Mode II est le mode de cisaillement plan dû aux effets de cisaillement.
- Le Mode III est le mode de cisaillement hors plan dû aux effets de torsion.

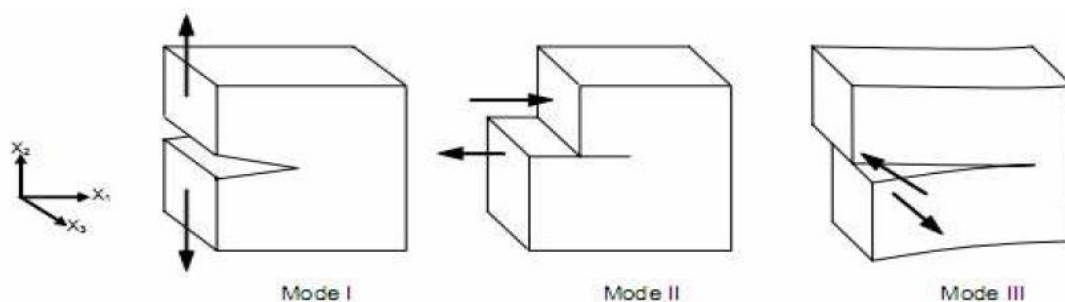
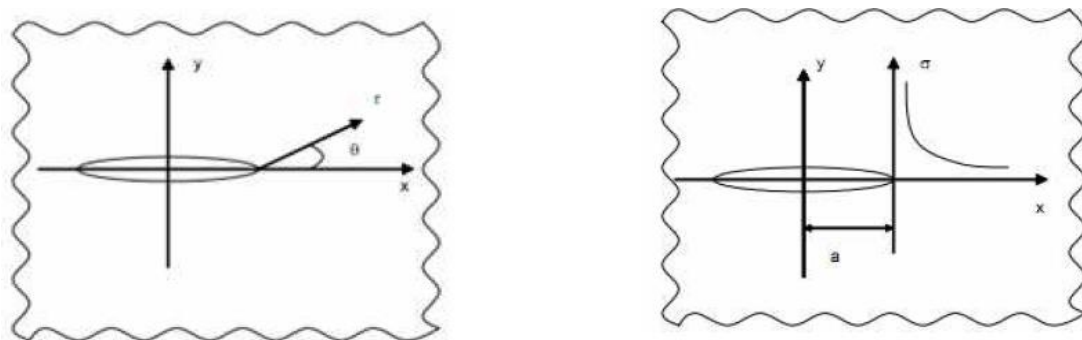


Figure 1.24 : Représentation des modes de rupture du béton.

En réalité, on rencontre souvent un mode mixte qui combine deux ou trois de ces modes. Par exemple dans la rupture par cisaillement des poutres en béton armé, on constate le mode mixte qui est la somme du Mode I et du Mode II. Des applications de ce mode mixte dans l'analyse de la rupture des poutres en béton ont déjà été développées par plusieurs auteurs dans la littérature comme Karihaloo & al (1995).

Pour les approches élastiques linéaires, la solution du problème asymptotique au voisinage du fond de la fissure où le champ de contrainte est singulier est proposée comme suit (Westegaard (1939), Irwin (1959)) (figure 1.25) :



**Figure 1.25 :** Représentation dans les coordonnées polaires de la distribution du champ de contrainte au fond de la fissure.

➤ Pour le Mode I :

$$\sigma_{22} = K_I(a, \sigma_{22}^{\infty}) \cdot f_1(r, \theta) \quad (1.1)$$

➤ Pour le Mode II :

$$\sigma_{12} = K_{II}(a, \sigma_{12}^{\infty}) \cdot f_2(r, \theta) \quad (1.2)$$

➤ Pour le Mode III :

$$\sigma_{13} = K_{III}(a, \sigma_{13}^{\infty}) \cdot f_3(r, \theta) \quad (1.3)$$

Dans ces formules :

2a est la longueur de la fissure initiale.

$K_i$  ( $i = I, II, III$ ) sont les facteurs d'intensité de contrainte.

$f_j$  ( $j=1, 2, 3$ ) sont les fonctions géométriques.

$\sigma^{\infty}$  est la contrainte normale appliquée à l'infini.

La formule générale du facteur d'intensité de contrainte est donnée par (Muskhelishvili (1953)) :

$$K = \sigma^\infty \sqrt{\pi a} \cdot f \quad (1.4)$$

Quand le facteur d'intensité de contrainte  $K$  atteint sa valeur critique  $K_c$ , un paramètre matériel, la fissure commence à propager.

Au plan énergétique, lorsque la fissure se propage ou bien lorsque la rupture est atteinte, il y a une dissipation de l'énergie potentielle. L'énergie de rupture, nommée  $G$ , représente le taux de restitution d'énergie nécessaire pour créer la séparation des lèvres des fissures. Sa valeur critique est appelée  $G_c$ . La relation entre  $K$  et  $G$  est comme suit :

➤ Pour l'état plan de contrainte :

$$K = \sqrt{EG} \quad (1.5)$$

➤ Pour l'état plan de déformation :

$$K = \sqrt{EG(1-\nu^2)} \quad (1.6)$$

#### **1.14.1.2. Modélisation du béton selon la théorie de la mécanique de la rupture :**

Les modèles de rupture du béton se basant principalement sur la théorie de la mécanique de la rupture, sont utilisés quand des microfissures dans le béton se localisent et causent la perte de la continuité du milieu de calcul. Les principaux paramètres qui contrôlent la rupture, comme le facteur d'intensité de contrainte  $K_I$ , l'énergie de rupture  $G_f$  (ou  $G_c$  dans les modèles linéaires) sont ceux que l'on doit introduire dans les modèles de rupture.

Dans cette partie, on va analyser les modèles typiques de la mécanique de la rupture du béton sur le plan théorique et expérimental.

##### **1.14.1.2.1. Modèles linéaires :**

Les modèles linéaires de la rupture du béton sont développés à partir des principes fondamentaux de la théorie de la mécanique de la rupture linéaire (LEFM). Ces modèles ont déjà eu beaucoup de succès pour idéaliser le comportement des matériaux fragiles comme la céramique, la fonte ou le verre. Kaplan (1961) puis Glücklich (1963) sont les premiers

auteurs utilisant les paramètres de rupture comme le facteur d'intensité de contrainte  $K$  et l'énergie de rupture  $G$  pour contrôler la propagation des fissures dans le béton. En supposant que ce matériau soit homogène et isotrope, les paramètres fondamentaux sont :

- Module d'élasticité :  $E$ .
- Coefficient Poisson :  $\nu$ .
- Paramètres de rupture critiques :  $K_c$  ou  $G_c$ .
- Résistance en compression et en traction :  $f'_c$  et  $f'_t$ .

Le facteur d'intensité de contrainte  $K_i$  dans le béton est calculée selon la formule :

$$K_i = \sigma \sqrt{\pi a_0} \cdot Y(a_0, W) \quad (1.7)$$

Où :

$a_0$  est la longueur de la fissure initiale.

$W$  est la dimension caractéristique de la structure.

$Y(a, W)$  est la fonction géométrique dépendant du ratio  $\alpha = a/W$ .

$i = (I, II, III)$  sont les 3 modes de rupture du béton.

$\sigma$  est la contrainte de traction en place.

Le champ de contrainte au voisinage du fond de la fissure est représenté comme sur la figure 1.25. La zone juste après le fond de la fissure est supposée élastique linéaire (figure 1.16).

L'énergie de rupture  $G_i$  peut être calculée à partir du facteur d'intensité de contrainte  $K_i$  comme dans la partie précédente pour l'état plan de contrainte (1.8) et l'état plan de déformation (1.9) :

$$K_i^2 = E \cdot G_i \quad (1.8)$$

$$K_i^2 = E \cdot G_i (1-\nu^2) \quad (1.9)$$

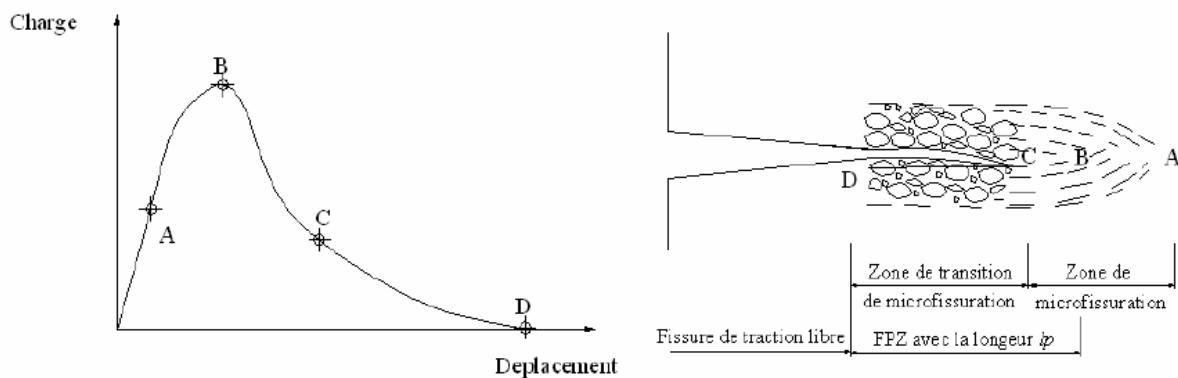
Quand  $K_i$  ou  $G_i$  atteint leur valeur critique  $K_c$  ou  $G_c$ , la propagation des fissures dans le béton commence. Les paramètres critiques de la rupture  $K_c$  et  $G_c$  sont déterminés à partir des essais de laboratoire.

1.14.1.2.2. Modèles non linéaires :

Les résultats de l'analyse linéaire élastique de la rupture du béton sont acceptables quand la taille de la structure considérée est suffisamment grande par rapport à la dimension de la fissure et des granulats ( $W \geq 2m$  par exemple selon Karihaloo (1995)). Dans plusieurs cas, cette condition n'est pas satisfaite, il faut alors avoir recours à une analyse non linéaire de la rupture du béton. L'introduction de la notion de la zone d'évolution de la rupture FPZ est une approche différente de l'approche non linéaire de la mécanique de la rupture générale qui considère une zone de plasticité au fond de la fissure initiale. Les non-linéarités selon ces approches sont de nature physique et est intrinsèque du matériau. On ne considère pas les non-linéarités géométriques dans les calculs de la rupture du béton.

La zone FPZ est considérée comme une zone d'endommagement devant une fissure de traction libre (traction-free crack), celle-ci peut être créée sur l'échantillon dans les essais de rupture. Le béton dans cette zone est affaibli à cause de la présence des microfissures. La contrainte cohésive transférée à l'intérieur de FPZ peut être mesurée par l'expérience. L'existence de cette contrainte et de FPZ est la raison pour laquelle la théorie de la mécanique de la rupture linéaire LEFM ne donne pas des résultats précis dans l'analyse de la rupture du béton.

Sur la figure 1.26, on illustre la zone d'évolution de rupture FPZ et la relation entre la charge et le déplacement caractéristique (par exemple, le CMOD (Crack Mouth Opening Displacement) d'un échantillon en béton pré-fissuré :



**Figure 1.26** : Représentation de la zone de rupture au fond de la fissure.

La partie OA représente le comportement élastique du béton correspondant à la supposition linéaire élastique de la zone du matériau non-fissurée.

- La partie AB représente le comportement non-linéaire pré-pic du béton avant que la rupture se produise. Les microfissures sont déjà apparues et l'endommagement du béton commence.
- La partie BC correspond au comportement non-linéaire post-pic du béton après que la charge ait atteint sa valeur critique  $P_{\max}$  et commence à diminuer fortement. Le déplacement correspondant est encore modéré pour pouvoir supposer que le milieu reste continu.
- La partie CD représente une augmentation rapide du déplacement avec une lente diminution de la charge due à l'influence des effets de friction entre les granulats du béton. Le milieu est maintenant discontinu, la fissure dans cette zone de transition a séparé celui-ci en deux parties ; celles-ci se connectent directement avec les lèvres de la fissure initiale (fissure de traction libre ou traction-free crack).

La zone FPZ est représenté sur la figure 1.26 comme une zone localisée entre les points B et D et dont la longueur est calculée en fonction du module d'élasticité  $E$ , de l'énergie de rupture  $G_F$  et de la résistance en traction  $f'_t$  selon Hiller Borg (1978) comme suit :

$$l_p = E \cdot G_F / f'_t{}^2 \quad (1.10)$$

La présence de FPZ a démontré que le béton se comporte comme un matériau quasi-fragile. Les non-linéarités du béton peuvent être également prises en compte dans les modèles non linéaires de rupture par la considération d'une zone de plasticité au fond de la fissure comme dans les approches non-linéaires de la mécanique de la rupture générale. Le champ de contrainte est remanié selon cette zone, le facteur d'intensité de contrainte est alors comme suit :

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi(a + \rho)} \cdot Y(a, W) \quad (1.11)$$

Selon Dugdale-Barenblatt (1967) :

$$\rho = \frac{\pi K_I^2}{16\sigma_Y^2} \quad (1.12)$$

Où  $\sigma_Y$  est la limite d'élasticité de Tresca.  $K_I$  est le facteur d'intensité de contrainte du mode I.

La différence entre les dimensions de la zone d'évolution de la rupture FPZ et de la zone de la plasticité au fond de la fissure considérée a montré les différents comportements de matériaux [39] :

- Pour le métal, la zone FPZ  $\ll$  la zone de plasticité. Une application de la mécanique de la rupture non linéaire en considérant une zone de plasticité au fond de la fissure est alors raisonnable.
- Pour le béton en traction, la zone FPZ est plus grande que la zone de plasticité, la considération de FPZ dans les modèles non linéaires est alors raisonnable. Cependant, dans les parties compressives du béton, la zone de plasticité est approximativement égale ou plus grande que la zone FPZ, le choix de considérer la zone FPZ ou la zone de plasticité dans les modèles non linéaires de la mécanique de la rupture dépend donc de l'utilisateur.
- Pour le matériau fragile comme la fonte ou la céramique, la zone FPZ et la zone de plasticité sont très petites et l'hypothèse du comportement linéaire de ce matériau est évidemment raisonnable. Une application de la mécanique de la rupture linéaire LEFM pour ces matériaux est donc suffisante.

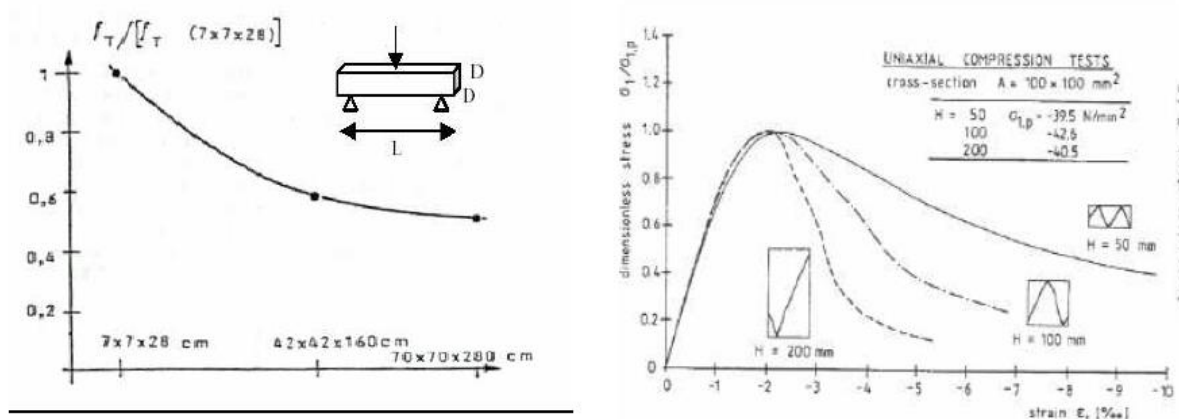
#### 1.14.1.2.3. Modèles "approximatifs" ou les modèles de fissuration équivalente :

Les modèles approximatifs ont été proposés dans le but d'éviter les difficultés rencontrées dans les calculs avec des méthodes numériques continues, comme la méthode des éléments finis présentée précédemment. En particulier, ils sont utilisés dans les calculs analytiques aux côtés des principes fondamentaux de la théorie du béton armé [39]. Dans ces modèles, on tient compte des caractéristiques fondamentales de la mécanique de la rupture linéaire LEFM et l'on approxime les non linéarités. Ces modèles sont appelés "Modèles de LEFM effectifs" ou simplement "Modèles de fissure effective". Dans ces modèles, la fissure réelle de longueur  $a_0$  dans la structure considérée est remplacée par une fissure effective  $a_e$  dans la structure équivalente de comportement élastique linéaire selon LEFM.

### 1.14.1.3. Effet d'échelle et modèle SEM :

#### 1.14.1.3.1. Effet d'échelle :

L'effet d'échelle ou l'influence de la taille de la structure sur les caractéristiques mécaniques du béton est connu depuis longtemps. Il faut en tenir compte lorsque l'on mesure ces caractéristiques sur des éprouvettes au laboratoire. En général, la valeur de ces caractéristiques diminue quand la taille des éprouvettes augmente (Hermite (1973)) (figure 1.27). Un groupe d'éprouvettes "standard" est ainsi défini dans toutes les normes de béton. Les résultats d'essais obtenus sur des éprouvettes de dimensions plus grandes ou plus petites que les dimensions standards doivent donc être adaptés. On considère ainsi que la valeur de la résistance réelle du béton dans les structures du génie civil est inférieure de 20 à 50 % à celle obtenue sur un même béton au laboratoire (Bazant & al (2002, 2003)).

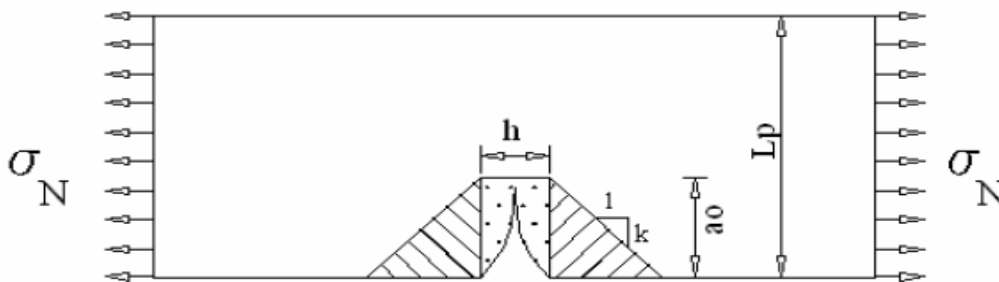


**Figure 1.27 :** Variation de la résistance à la flexion et à la compression du béton selon la taille des éprouvettes [Hermite. 1973].

Plusieurs théories ont été proposées pour tenir compte de cet effet d'échelle : la théorie statistique de la distribution aléatoire des résistances locales de Weibull (1939), la théorie de Carpinterie (1989) qui concerne le caractère fractal des surfaces de rupture et la théorie de Bazant (1984) qui suppose que l'effet d'échelle est dû à la propagation stable des fissures, conjuguée à une redistribution des contraintes et un relâchement de l'énergie emmagasinée engendrée par les fissures. Parmi ces trois théories, la proposition de Bazant est la plus appréciée et largement utilisée en réalité.

### 1.14.1.3.2. Distribution de la contrainte selon la théorie de Bazant :

Considérons une plaque rectangulaire de largeur  $L_p$  (figure 1.28) soumise à la contrainte de traction  $\sigma_N$ . La fissure créée est initialement de longueur  $a_0$  et est entourée par une zone de rupture FPZ de largeur  $h$ . Le développement de cette zone de rupture FPZ va faire diminuer l'énergie de déformation  $\sigma_N^2/2E$  sur la partie hachurée (zone d'adoucissement de contraintes), jusqu'à l'annuler.



**Figure 1.28 :** Redistribution du champ de contraintes dans la zone FPZ autour de la fissure selon Bazant (1984).

La zone FPZ et la pente  $k$  (figure 1.28) sont indépendantes de la taille de la plaque. On peut donc supposer que la fissure critique est approximativement proportionnelle à la taille structurelle  $L_p$ . L'extension de la zone de rupture FPZ nécessite une énergie de rupture  $G_f$ . Celle-ci est proportionnelle à la taille structurelle  $L_p$ . La condition de conservation de l'énergie nécessite d'égaliser l'énergie emmagasinée structurelle à l'énergie de rupture nécessaire à la propagation de la fissure :

- Pour les structures de grande taille, la largeur de FPZ peut être négligée par rapport à la taille structurelle. On suppose que l'énergie est dissipée seulement dans la partie hachurée, celle-ci étant proportionnelle à  $L_p^2$ . L'énergie dissipée est donc proportionnelle à  $L_p^2 \sigma_N^2/E$ . La condition de conservation d'énergie consiste à écrire  $L_p^2 \sigma_N^2/E \approx L_p G_f$  et puis  $\sigma_N \approx L_p$ . Cette condition exprime la loi d'effet d'échelle de la mécanique de la rupture linéaire (LEFM).
- Pour les structures de petite taille, la zone d'adoucissement des contraintes peut être négligée par rapport à la zone de rupture FPZ. On suppose que l'énergie est dissipée uniquement sur FPZ et est proportionnelle avec  $L_p \sigma_N^2/E$ . La condition de conservation de

l'énergie consiste à écrire  $L_p \bar{\sigma}_N/E \approx L_p G_f$ . La contrainte  $\bar{\sigma}_N$  est donc indépendante de la taille structurelle  $L_p$ . L'effet d'échelle peut être négligé dans ce cas.

- Pour les structures de dimensions moyennes, c'est-à-dire celles rencontrées généralement en réalité, l'effet d'échelle du béton ne suit pas la loi de la mécanique de la rupture linéaire et ne peut pas non plus être négligé. Il est donc nécessaire d'établir une loi d'échelle, tel que celle proposée par Bazant (1984) dans le modèle SEM.

#### 1.14.1.3.3. Modèle SEM (Size Effect Model) :

Bazant (1984) a proposé la loi d'effet d'échelle suivante :

$$\sigma_N = \frac{B_o \cdot f'_t}{\sqrt{1 + W/d_o}} \quad (1.13)$$

Où :

$\bar{\sigma}_N$  est la contrainte nominale correspondant à la charge ultime  $P_u$ .

$B_o$  et  $d_o$  sont les paramètres du matériau ne dépendant pas de la taille structurelle.

$W$  est la dimension caractéristique de la structure.

$f'_t$  est la résistance en traction du béton.

En définissant le nombre de fragilité  $\beta = W/d_o$ , la formule (1.14) peut être réécrite comme suit (Bazant & Pfeiffer (1987)) :

$$\sigma_N = \frac{B_o \cdot f'_t}{\sqrt{1 + \beta}} \quad (1.14)$$

- $\beta \leq 0.1$  → Analyse limite de plasticité est utilisée pour le béton.
- $\beta \geq 10$  → linéaire de rupture est utilisée pour le béton.
- $0.1 \leq \beta \leq 10$  → Analyse non linéaire de rupture est utilisée pour le béton.

Selon cette loi, la contrainte relative diminue d'environ 50 % lorsque la taille de la structure augmente 5 fois, et elle augmente d'environ 30 % quand la taille de la structure diminue 5 fois. Sur la figure 1.29, la loi d'effet d'échelle de Bazant est une courbe asymptotique de la loi d'effet d'échelle de la mécanique de la rupture pour les structures de grande taille ( $\beta \gg 1$ ) et une ligne horizontale (sans effet d'échelle) pour les structures de petite taille ( $\beta \ll 1$ ).

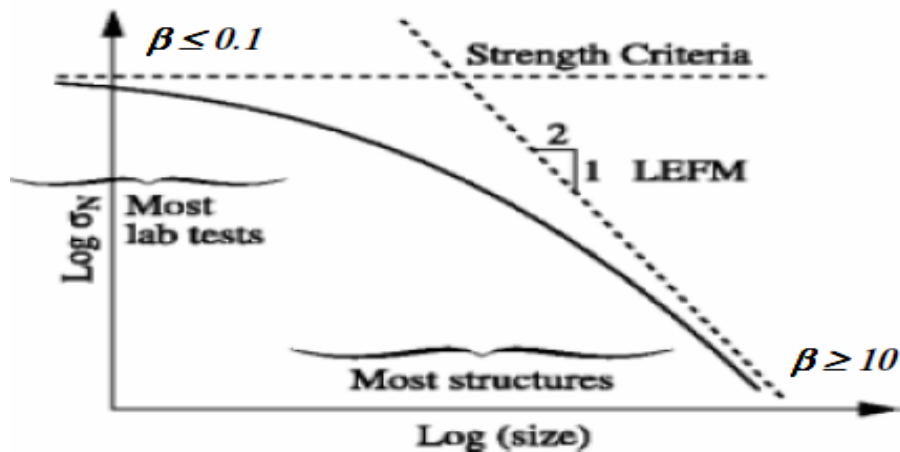


Figure 1.29 : Loi d'effet d'échelle de Bazant (1984).

#### 1.14.1.4. Travail expérimental pour déterminer les paramètres de rupture du béton :

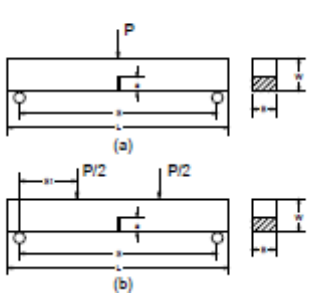
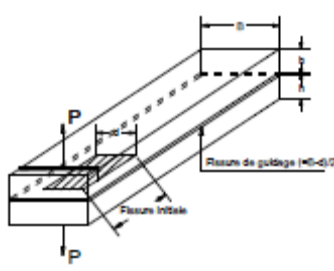
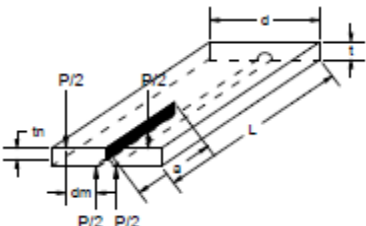
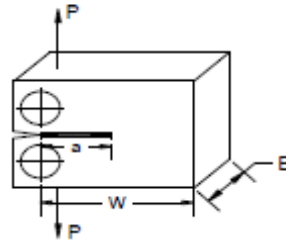
##### 1.14.1.4.1. Détermination des paramètres de rupture des modèles linéaires :

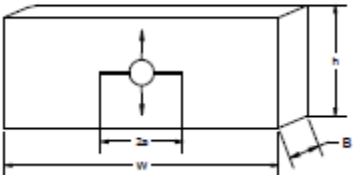
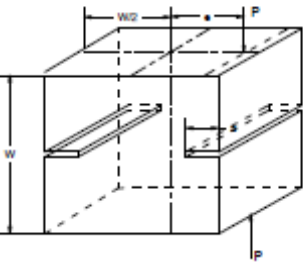
En dehors du module d'élasticité  $E$  et du coefficient Poisson  $\nu$ , les autres paramètres nécessaires aux modèles de rupture linéaire sont  $K_C$  et  $G_C$ . Il y a plusieurs méthodes d'essai pour déterminer ces deux derniers paramètres. On peut les classer selon le type d'éprouvettes utilisées :

- Poutre entaillée en flexion.
- Double console.
- Poutre bi-torsion.
- Eprouvette de traction compacte.
- Eprouvette de type plaque.
- Cube entaillé symétriquement à deux côtés.

Le facteur d'intensité de contraintes est normalement calculé à partir des résultats des essais. Les valeurs de  $G_C$  sont ensuite déduites de  $K_C$  selon la formule (1.8) ou (1.9) dépendant à l'état de calcul appliqué pour les éprouvettes d'essai. Cependant, dans la plupart des cas, les éprouvettes d'essais sont suffisamment minces pour qu'une considération de l'état plan de contraintes soit raisonnable. La formule (1.8) est donc la plus utilisée, notamment dans le cas de poutres entaillées sur trois points. Les méthodes d'essais comprenant le type des éprouvettes, la sollicitation, la formule de calcul de  $K_C$  sont représentées sur le tableau 1.

**Tableau 1 :** Les types d'éprouvettes en vue de la détermination des paramètres linéaires de rupture.

Type d'éprouvettes	Sollicitation	Formules de calcul
<p>Poutre entaillée sur trois points ou quatre points</p> 	<p>Traction par flexion</p>	$K_C = \frac{6Y M_{\max} \sqrt{a_0}}{B W^2}$ <p><math>M_{\max}</math> - Moment maximal  <math>Y</math> - Fonction géométrique  <math>B</math> - Largeur de la section  <math>W</math> - Hauteur de la section  <math>a_0</math> - Fissure initiale</p>
<p>Double console</p> 	<p>Flexion</p>	$K_C = \frac{2\sqrt{3} P_{\max} a_0}{(Bd)^{1/2} * h^{3/2}} [1 + 0.7(h/a_0)]$ <p><math>P_{\max}</math> - Charge maximale.  <math>a_0</math> - Fissure initiale.  <math>B</math> - Largeur de la poutre.  <math>D</math> - Largeur de la fissure initiale  <math>h</math> - Hauteur de la poutre</p>
<p>Poutre bi-torsion</p> 	<p>Torsion</p>	$K_C = P_{\max} d_m [3(1+\nu)/(d_i^3 t_n)]^{1/2}$ <p><math>P_{\max}</math> - Charge critique.  <math>d_m</math> - Largeur de chargement  <math>\nu</math> - Coefficient de Poisson  <math>t</math> - Epaisseur de la poutre  <math>t_n</math> - Epaisseur de la fissure</p>
<p>Spécimen "compact"</p> 	<p>Traction par déchirement</p>	$K_C = \frac{Y P_{\max} \sqrt{a_0}}{B W}$ <p><math>P_{\max}</math> - Charge critique  <math>Y</math> - Fonction géométrique  <math>a_0</math> - Fissure initiale  <math>B</math> - Largeur de l'éprouvette  <math>W</math> - Longueur de l'éprouvette</p>

<p style="text-align: center;">Spécimen « plaque »</p> 	<p style="text-align: center;">Traction par déchirement</p>	$K_c = \frac{P_{max}}{\left[ B^2 \pi a_0 \left( \frac{W}{2\pi\pi} \right) \sin \left( \frac{2\pi\pi}{W} \right) \right]^{1/2}}$ <p> <math>P_{max}</math> - Charge critique  <math>B</math> - Epaisseur de l'éprouvette  <math>W</math> - Longueur de l'éprouvette  <math>a_0</math> - Fissure initiale         </p>
<p style="text-align: center;">Cube entaillé symétriquement à deux côtés</p> 	<p style="text-align: center;">Traction par déchirement</p>	$K_c = \frac{P_{max}}{W^{3/2}} [18.3\alpha^{1/2} - 430\alpha^{3/2} + 3445\alpha^{5/2} - 11076\alpha^{7/2} + 12967\alpha^{9/2}]$ <p> <math>P_{max}</math> - Charge critique  <math>W</math> - Hauteur de l'éprouvette  <math>a_0</math> - Fissure initiale  <math>\alpha = a_0 / W</math> </p>

**1.14.1.4.2. Détermination des paramètres de rupture des modèles non linéaires :**

Dans les modèles non linéaires, les paramètres à déterminer sont l'énergie de rupture totale  $G_F$ , l'énergie de rupture partielle  $G_f$  et la longueur caractéristique (longueur de zone d'évolution de la rupture FPZ)  $l_{ch}$ . Les essais de flexion de poutres entaillées sur trois points sont utilisés pour la détermination de ces paramètres.

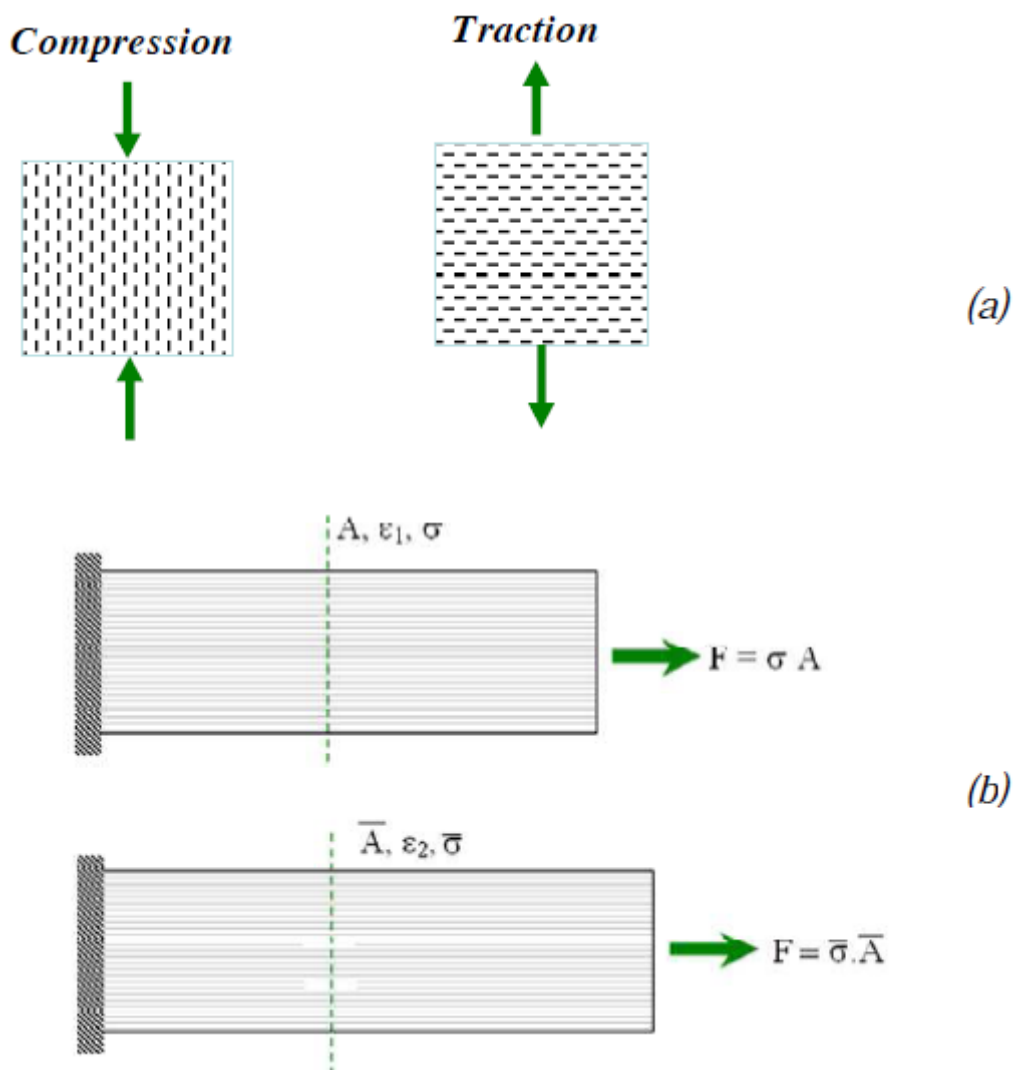
**1.14.2. Modèles d'endommagement du béton :**

**1.14.2.1. Rappel de la théorie de l'endommagement du béton :**

La mécanique de l'endommagement est développée en se basant sur les principes fondamentaux des milieux continus (Lemaitre & Chaboche (1984)), avec l'objectif de représenter la perte de rigidité du matériau due à l'accumulation et à la propagation des microfissures sous l'action extérieure. L'endommagement du matériau est pris en compte via des lois de développement des variables d'état de l'état initial à l'état totalement endommagé. En général, le développement d'une loi d'endommagement selon l'approche thermodynamique se décompose en trois phases :

- Définition des variables d'état caractérisant l'état d'endommagement du matériau.
- Choix de la fonction de l'énergie libre (Gibbs ou Helmholtz) et en déduire la loi d'état.
- Détermination du potentiel dissipé pour établir la loi de développement des variables choisies.

L'endommagement du béton est situé dans les zones qui subissent les contraintes les plus importantes (zone de rupture FPZ), avant l'apparition et la propagation de macrofissures (figure 1.30).



**Figure 1.30** : Endommagement du béton en compression, en traction (a) et la modélisation uniaxiale selon la mécanique de l'endommagement (b).

Le module d'élasticité du béton dans ces zones diminue fortement et tend à s'annuler lors de la rupture totale du matériau. Pour modéliser l'endommagement du béton, Mazars (1984) a introduit la variable d'endommagement  $D$  ( $0 - 1$ ) représentant l'endommagement du béton de l'état intact à l'état totalement endommagé. Il y a plusieurs approches pour établir la loi d'endommagement comme l'approche thermodynamique, l'approche en contrainte effective, l'approche de déformation effective... L'approche en contrainte effective est largement utilisée par de nombreux chercheurs dans leurs modèles, comme Mazars (1984), Mazars & Pijaudier-cabot (1989), Simo & Ju (1987), La Borderie (1991), Lemaitre & Chaboche (1992), Faria & al (1998) ou Jirasek (2004).

La contrainte effective et la contrainte nominale sont introduites comme les variables de la théorie de l'endommagement :

➤ Contrainte effective :  $\bar{\sigma} = E \varepsilon$ .

➤ Contrainte nominale :  $\sigma = E_D \varepsilon = \beta E \varepsilon = (1-D) E \varepsilon = (1-D) \bar{\sigma}$

Avec  $\beta$  la variable entière et  $D$  la variable d'endommagement variant de 0 à 1.

La variable d'endommagement  $D$  peut être un scalaire pour les calculs simples (isotrope) ou du type tenseur (ordre 2, 4, 8...) pour les structures compliquées (anisotrope). La variable d'endommagement  $D$  peut être déterminée à partir d'essais mécaniques ou par des essais ultrasoniques au laboratoire :

➤ À partir des essais mécaniques, l'endommagement est déterminé à partir de la courbe contrainte-déformation :

$$D = \frac{E_0 - E_D}{E_0} \quad (1.15)$$

Où :

$E_0$  est le module d'élasticité initiale ;

$E_D$  est le module d'élasticité du matériau endommagé.

➤ À partir de mesures au niveau microscopiques (ultrasonique, X-ray...), l'endommagement est calculé comme le rapport entre l'aire de la zone du matériau endommagé  $S_D$  sur l'aire totale  $S_T$ .

$$D = \frac{S_D}{S_T} \quad (1.16)$$

Un résumé des modèles typiques d'endommagement du béton est présenté ci-dessous.

### 1.14.2.2. Modèles typiques de l'endommagement du béton :

#### 1.14.2.2.1. Modèle de Mazars (1984) :

Le champ de contrainte dans le béton endommagé est réécrit en tenant compte de la variable d'endommagement D :

$$\sigma_{ij} = (1 - D) C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (1.17)$$

Avec :

$\sigma_{ij}$  : Tenseur de contraintes.

$C_{ijkl}$  : Tenseur d'élasticité initial d'ordre 4.

$\varepsilon_{kl}$  : Tenseur de déformations.

L'intensité de la déformation locale est représentée par la déformation équivalente :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum \langle \varepsilon_i \rangle^2} \quad (1.18)$$

Avec :

$\varepsilon_i$  : Les déformations principales :

$$\begin{aligned} \langle \varepsilon_i \rangle &= 0 \quad \text{si } \varepsilon_i < 0 \\ \langle \varepsilon_i \rangle &= \varepsilon_i \quad \text{si } \varepsilon_i \geq 0 \end{aligned} \quad (1.19)$$

L'augmentation de l'endommagement est caractérisée par la fonction seuil :

$$f(\tilde{\varepsilon}, D) = \tilde{\varepsilon} - K(D) \quad (1.20)$$

$K(D=0) = \varepsilon_{D_0}$  est le seuil d'endommagement initial.

L'endommagement total (D) est la somme de l'endommagement en traction ( $D_T$ ) et en compression ( $D_C$ ) :

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad (1.21)$$

Si  $\varepsilon \geq \varepsilon_{D_0}$  :

$$D = \alpha_T \cdot D_T + \alpha_C \cdot D_C = \alpha_T \cdot D_T + (1 - \alpha_T) \cdot D_C \quad (1.22)$$

$$D_{T,C} = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_{T,C})}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_{T,C}}{\exp[B_{T,C}(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D0})]} \quad (1.23)$$

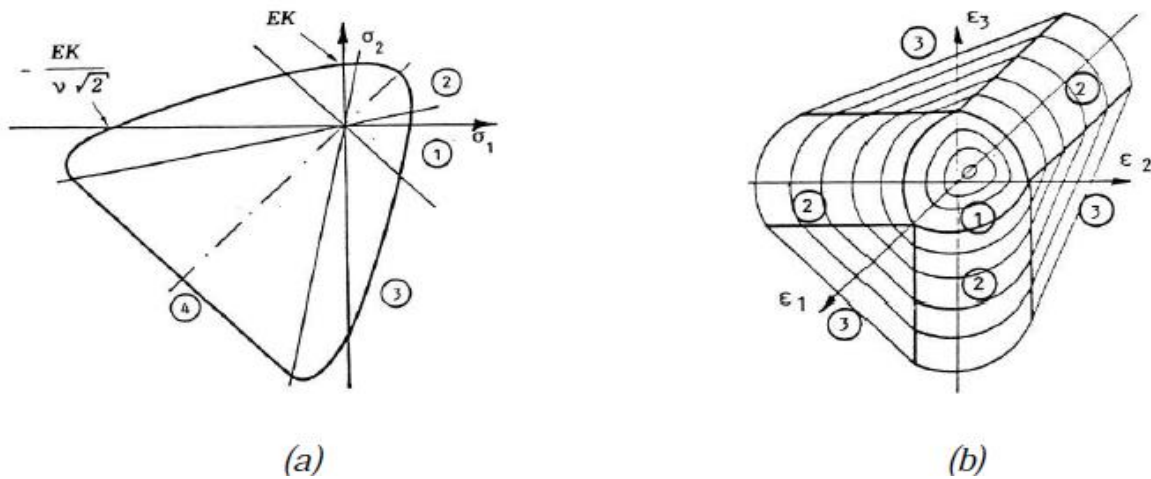
$$\alpha_{T,C} = \left( \sum_1^3 \frac{\langle \varepsilon_1^{T,C} \rangle \langle \varepsilon_1 \rangle}{\tilde{\varepsilon}^2} \right)^\beta \quad (1.24)$$

Si  $\varepsilon \leq \varepsilon_{D0}$  :

$$D = 0 \quad (1.25)$$

La fonction de développement de l'endommagement selon la condition Khun-Tucker est écrite comme suit :

$$f \leq 0; D' = 0; f_D' = 0$$



**Figure 1.31** : Surface d'endommagement de Mazars dans : (a). L'espace de contrainte, (b). L'espace de déformation.

Le modèle de Mazars décrit avec succès le processus d'endommagement du béton en compression et en traction et il permet de bien modéliser le comportement non linéaire des structures en béton. Toutefois, le modèle isotrope (avec la variable d'endommagement scalaire) n'est convenable que pour modéliser des problèmes sous chargement monotone. De plus, le développement de la localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton a tendance à empêcher la convergence numérique des simulations. Il est donc nécessaire d'avoir recours à des techniques de régularisation.

1.14.2.2.2. Modèle Bazant & Pijaudier-Cabot (1987-1989) :

Bazant & Pijaudier-Cabot (1987) ont proposé une approche non locale du modèle de Mazars via l'introduction du concept de la moyenne pondérée de la déformation équivalente locale. Cette dernière devient non locale selon la relation suivante :

$$\bar{\epsilon}(x) = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \Psi(x-s) \tilde{\epsilon}(s) ds \quad (1.26)$$

$$V_r(x) = \int_{\Omega} \Psi(x-s) ds \quad (1.27)$$

Où :

$\Omega$  : Volume de la structure.

$V_r$  : Volume représentatif au point  $x$  (supposé fixe et isotrope).

$\Psi(x-s)$  : Fonction prépondérante, qui peut être une distribution Gaussienne :

$$\Psi(x-s) = \exp\left(-\frac{4(x-s)^2}{l_c^2}\right) \quad (1.28)$$

$l_c$  : Longueur interne tenant compte de la localisation des fissures.

La fonction seuil est alors réécrite :

$$F(\bar{\epsilon}) = \bar{\epsilon} - K(D) \quad (1.29)$$

Si :

$$F(\bar{\epsilon}) = 0 \quad \text{et} \quad \dot{F}(\bar{\epsilon}) = 0 \quad (1.30)$$

Alors :

$$D = h(k) \quad \text{avec condition} \quad \dot{d} \geq 0 \\ K = \bar{\epsilon} \quad (1.31)$$

Sinon :

$$\dot{D} = 0; \dot{k} = 0 \quad (1.32)$$

Les paramètres principaux du modèle non local sont :

$A_T, B_T, A_C, B_C, \beta, \epsilon_{D0}$  et  $l_c$ .

Le modèle de Bazant & Pijaudier-Cabot, encore appelé modèle de Mazars non local, a permis de surmonter les difficultés rencontrées initialement par celui de Mazars.

1.14.2.2.3. Modèle de Jirasek (2004) :

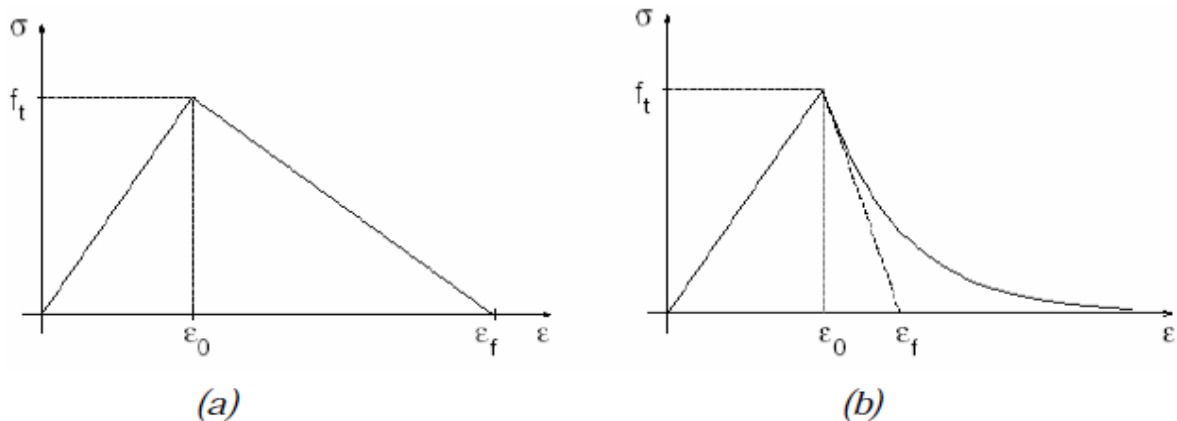
Jirasek a représenté plus clairement la dépendance de la variable d'endommagement  $D$  à la déformation :

$$D = g(\epsilon) = g(k) \tag{1.33}$$

$k$  est la déformation maximale atteinte dans l'histoire du chargement :

$$k(t) = \max \epsilon(\tau), \tau \leq t \tag{1.34}$$

La courbe d'adoucissement peut être de type linéaire ou du type exponentiel, ce qui traduit la fonction d'endommagement (figure 1.32).



**Figure 1.32 :** Relation contrainte-déformation post-pic linéaire (a) ou exponentielle (b) [37].

La variable qui contrôle l'endommagement du béton en cours de chargement peut être la déformation équivalente, la contrainte équivalente ou bien l'énergie équivalente. Le champ non local  $f(x)$  est aussi déduit à partir du champ local  $f(x)$  dans le volume représentatif  $V$  comme la méthode de Pijaudier - Cabot & Bazant ci-dessus où la fonction pondérante non locale est représentée par la formule :

$$\alpha(x, \xi) = \frac{\alpha_o(\|x - \xi\|)}{\int_V \alpha_o(\|x - \xi\|) d\xi} \tag{1.35}$$

Où,  $\alpha_o(\|x - \xi\|) = \alpha_o(r)$  est une fonction non-négative de la distance  $r = \|x - \xi\|$  et peut être prise selon une distribution gaussienne ou un polynôme réduit (figure 1.33).

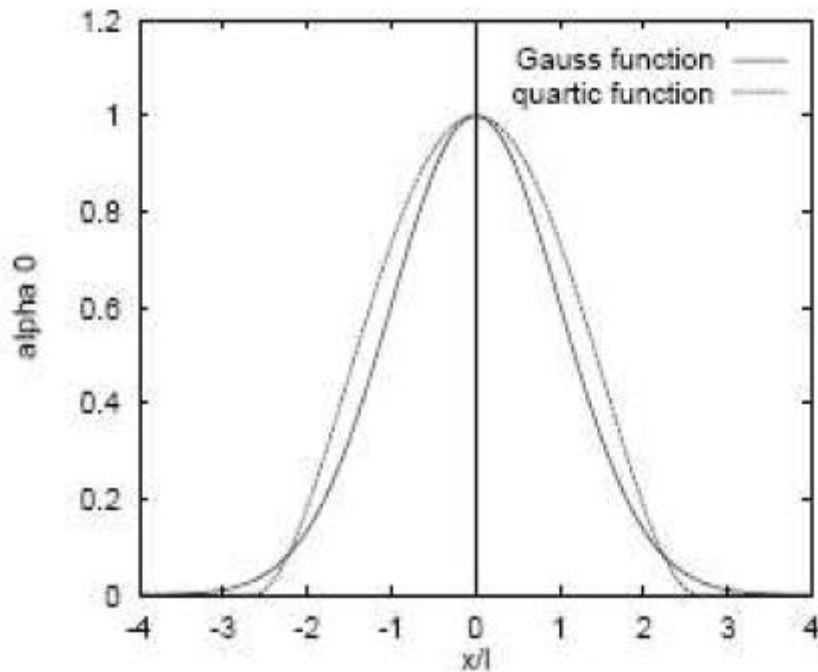


Figure 1.33 : Fonctions pondérantes [37].

➤ Distribution gaussienne :

$$\alpha_o(r) = \exp\left(-\frac{r^2}{2l_c^2}\right) \tag{1.36}$$

➤ Polynôme réduit :

$$\begin{aligned} \alpha_o(r) &= \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right)^2 && \text{Si } 0 \leq r \leq R \\ &= 0 && \text{Si } r > R \end{aligned} \tag{1.37}$$

R est le rayon d'interaction, un paramètre reliant avec la longueur interne  $l_c$ . Pour la distribution gaussienne (1.36),  $R = \infty$ .

Le modèle de Jirasek est proche de celui proposé par Mazars. Cependant, Jirasek a développé son modèle sur base d'autres variables équivalentes (outre la déformation équivalente) : la contrainte équivalente, l'énergie équivalente ou l'anisotropie du béton.

#### 1.14.2.2.4. Modèle de la Borderie (1991, 2003) :

Dans ce modèle, la déformation est divisée en deux parties: la déformation plastique ( $\epsilon^p$ ) et la déformation élastique ( $\epsilon^e$ ) :

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (1.38)$$

Avec :

$$\epsilon^e = \frac{\sigma^+}{(1-D_T)E_0} + \frac{\sigma^-}{(1-D_C)E_0} + \frac{\nu}{E_0}(\sigma - \text{Tr}^2(\sigma)) \quad (1.39)$$

$$\epsilon^p = \frac{\beta_T D_T}{(1-D_T)E_0} f(\text{Tr}(\sigma)) + \frac{\beta_C D_C}{(1-D_C)E_0} \text{Tr}(\sigma) \quad (1.40)$$

Dans ces formules :

$E_0$  est le module d'élasticité initiale.

$\nu$  est le coefficient Poisson.

$\beta_T(+)$ ,  $\beta_C(-)$  sont les coefficients d'inélasticité du béton (pour les bétons ordinaires, on peut prendre  $\beta_T = 1$  MPa,  $\beta_C = -40$  MPa).

$f(\text{Tr}(\sigma))$  est la fonction scalaire contrôlant le processus de fermeture et d'ouverture des fissures :

$$f(\text{Tr}(\sigma)) = 0 \quad \text{si } \text{Tr}(\sigma) \in [-\infty, -\sigma_f] \quad (1.41)$$

$$f(\text{Tr}(\sigma)) = \text{Tr}(\sigma)(1+\text{Tr}(\sigma)/(2\sigma_f)) \quad \text{si } \text{Tr}(\sigma) \in [-\sigma_f, 0] \quad (1.42)$$

$$f(\text{Tr}(\sigma)) = \text{Tr}(\sigma) \quad \text{si } \text{Tr}(\sigma) \in [0, +\infty] \quad (1.43)$$

$\sigma_f$  est la contrainte de fermeture des fissures.

Quand  $\text{Tr}(\sigma) < -\sigma_f$  les fissures se ferment totalement ( $\sigma_f = 3$  MPa pour les bétons ordinaires).

La surface d'endommagement dans l'espace des contraintes s'écrit :

Où : 
$$F_i = Y_i - Y_{oi} - Z_i \tag{1.44}$$

$Z_i = g_i(z_i)$  est la vitesse d'érouissage,  $z_i$  sont les variables d'érouissage en traction et en compression.

$$g_i(z_i) = \frac{\partial G_i}{\partial z_i} = \left[ Y_{oi} + \frac{1}{A_i} \left( \frac{-z_i}{1+z_i} \right)^{1/\beta_i} \right] \tag{1.45}$$

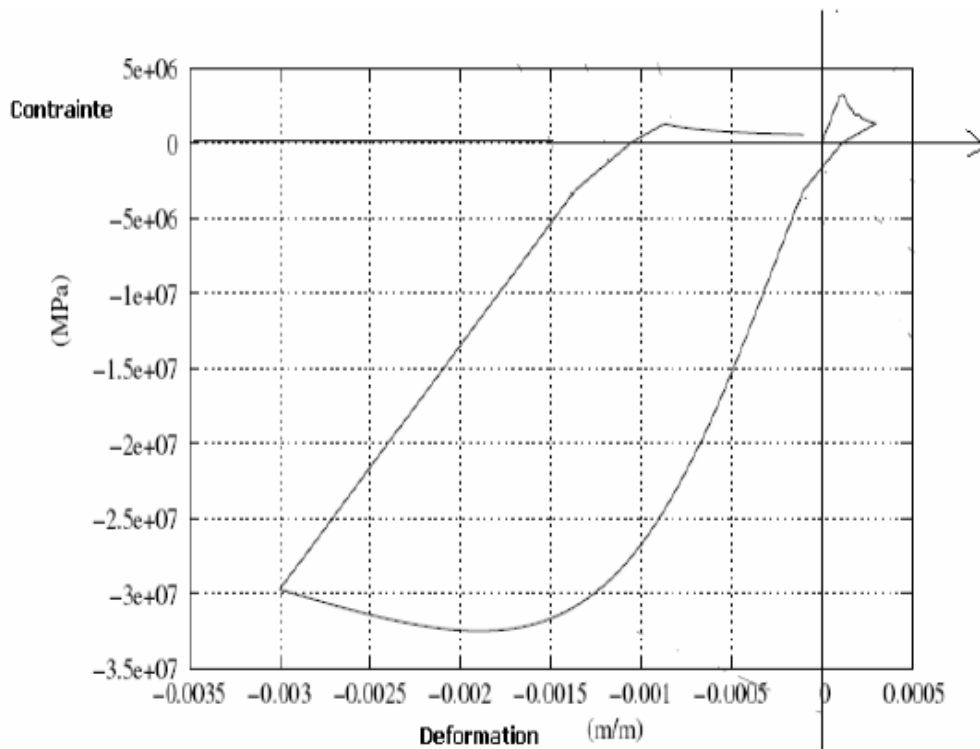
$Y_i$  est la variable l'endommagement.

$Y_{io}$  est le seuil initial d'endommagement.

$A_i, B_i$  sont les paramètres du matériau (comme dans le modèle Mazars).

La fonction de développement de l'endommagement est finalement écrite comme suit :

$$D_i = 1 - \frac{1}{1 + (A_i (Y_i - Y_{oi}))^{B_i}} \tag{1.46}$$



**Figure 1.34** : Endommagement du béton avec l'effet unilatéral [40].

Le modèle de La Borderie a pour ambition de reproduire le comportement du béton sous charge cyclique, en tenant compte de l'ouverture des fissures sous chargement et de la

fermeture des fissures en déchargement. Les variables d'endommagement en traction ( $D_T$ ) et en compression ( $D_C$ ) sont utilisées indépendamment en tenant compte d'une partie de déformation résiduelle  $\varepsilon_p$  au cours de la rupture du béton. La complexité dans la définition des paramètres peut être l'inconvénient de ce modèle.

Hors de ces quatre modèles typiques présentés ci-dessus, quelques modèles d'endommagement sont aussi développés par d'autres auteurs :

- Modèle d'Olivier & al (1989) : l'endommagement du béton est pris en compte grâce à l'introduction d'une fonction de la cohésion  $C$  issue des modèles de plasticité comme Mohr Coulomb ou Drucker-Prager. L'objectif est de tenir compte de la plasticité du béton en cours d'endommagement. La détermination des paramètres de ce modèle via des expérimentations est difficile.
- Modèle de Simo & al (1995) utilise en même temps plusieurs surfaces d'endommagement afin de pouvoir considérer différents types de rupture du béton, ainsi que ses influences sur l'endommagement total. Ce modèle ne considère pas la déformation résiduelle.
- Modèle de Ramtani (1990) utilise un tenseur du deuxième ordre pour représenter les endommagements en traction et en compression et une variable scalaire pour contrôler l'endommagement volumique. Cet auteur a proposé trois surfaces d'endommagement qui se développent indépendamment ou en même temps et sont contrôlées par la déformation. Ce modèle a considéré la dissymétrie, l'anisotropie, l'effet unilatéral du comportement du béton mais avec la matrice tangente dissymétrique, les calculs deviennent difficiles.
- Modèle J.WJU (1989) utilise une variable d'endommagement de type tenseur du quatrième ordre avec l'objectif de considérer toutes les caractéristiques du comportement du béton. Cependant, le contrôle d'une telle variable d'endommagement dans la programmation n'est pas facile.

#### 1.14.2.2.5. Discussions sur les modèles d'endommagement :

Le résumé des modèles d'endommagement du béton ci-dessus nous montre que les principales caractéristiques du comportement du béton comme la dissymétrie en

compression et en traction, l'anisotropie, la déformation résiduelle ou l'effet unilatéral sont tour à tour introduites dans chaque modèle pour chaque cas de travail des structures en béton. Le paramètre qui contrôle l'endommagement en cours de chargement peut être la déformation équivalente, la contrainte équivalente ou l'énergie équivalente. La variable d'endommagement peut être scalaire ou de type tenseur. La fonction de distribution de l'endommagement peut être de type gaussienne, polynomiale réduite ou d'un autre type. La surface d'endommagement peut être unique ou multiple. La plasticité contrôle l'endommagement, ou vice versa. Chaque modèle est donc particulier.

Cependant, d'un point de vue général, on voit que tous les modèles d'endommagement ont la même approche pour décrire la diminution de la rigidité du béton dans les zones de rupture et le modèle de Mazars peut être pris comme le modèle de base pour les autres, notamment pour les quatre modèles étant présenté en détail.

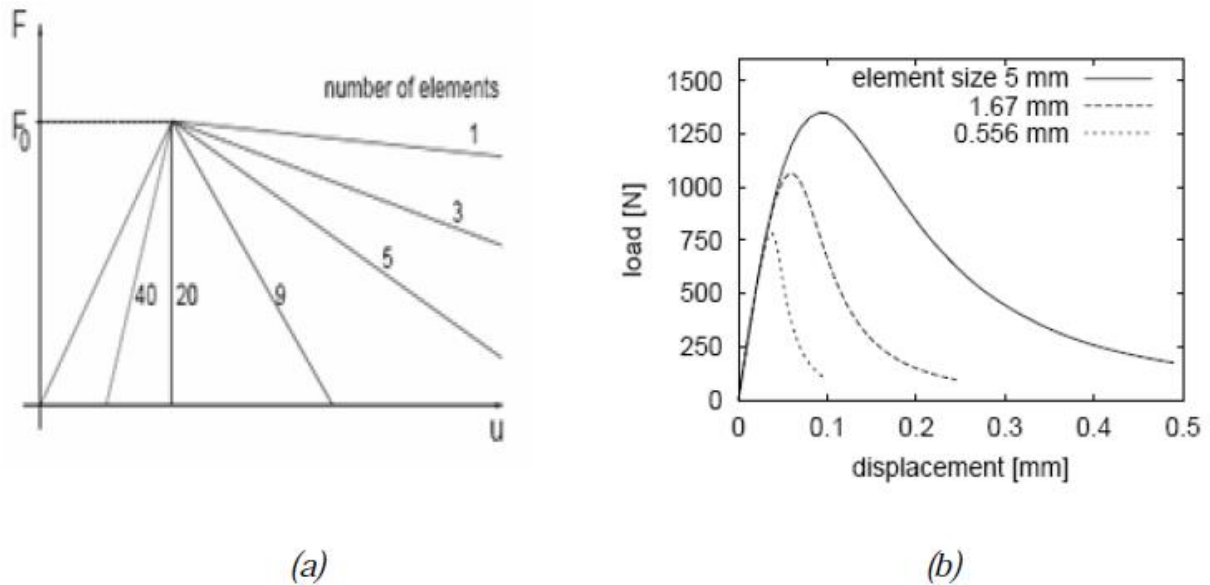
L'estimation d'un modèle appelé optimal à partir de ces modèles d'endommagement est assez difficile. Malgré cela, le choix d'un modèle qui soit simple où la détermination des paramètres d'endommagement n'est pas trop compliquée, mais suffisamment efficace dans la modélisation de l'endommagement du béton n'est pas trop difficile.

### **1.14.3. Localisation de la déformation et techniques de régularisation :**

#### ***1.14.3.1. La localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton :***

La localisation de la déformation est expliquée par la concentration de celle-ci dans une petite zone de dimensions finies quand des microfissures apparaissent et se propagent, tandis que sur les autres zones de la structure, la déformation reste faible. La géométrie de la structure et l'instabilité du matériau sont les causes de ce phénomène. Cette deuxième raison est plus importante et typique au plan mécanique.

Jirasek (2002) (figure 1.35) a montré la dépendance des résultats numériques selon les lois locales de l'endommagement. Plus le nombre d'éléments finis est important, plus la réponse d'adoucissement post-pic devient fragile.



**Figure 1.35** : Courbe charge-déplacement du béton en traction directe (a) et en flexion (b) [41].

La localisation de la déformation entraîne plusieurs inconvénients pour la simulation numérique selon des lois locales en se basant sur les principes de la mécanique des milieux continus :

- Perte de l'ellipticité dans l'équation représentative, cette dernière devient hyperbolique et ne peut pas être résolue par les conditions d'appui disponibles.
- Non convergence du résultat numérique et dépendance de celui-ci au maillage en éléments finis ; la bande de localisation de la déformation tend vers une épaisseur nulle quand le maillage devient de plus en plus fin.
- Phénomène "snap-back", l'énergie dissipée en cours d'endommagement du béton est nulle ou négative, ce qui n'est pas acceptable au plan physique.

Les essais en laboratoire ont montré que la bande de la localisation de la déformation est finie et n'est donc pas nulle, comme cela est pourtant obtenu lors de calculs avec les lois locales. La largeur de cette bande dépend de la longueur caractéristique de la zone d'évolution de la rupture FPZ.

Il est donc nécessaire d'introduire des techniques de régularisation dans le modèle d'endommagement local pour tenir compte de la localisation de la déformation.

### 1.14.3.2. Les techniques de régularisation :

Les techniques de régularisation sont introduites pour tenir compte de la localisation de la déformation du béton dans les zones de rupture (FPZ). Les interactions entre les points matériels de FPZ sont considérées. Les deux techniques les plus connues sont celle non locale et celle de gradient :

- La technique non locale est brièvement présentée comme dans les modèle Bazant & Pijadier-Cabot et Jirasek ci-dessus.
- Les techniques de gradient se composent de deux types : (i). Gradient non local (Peerling & al 1996, Peerling 2001...) : cette technique considère seulement les premiers termes jusqu'au gradient du deuxième ordre des déformations plastiques dans l'équation différentielle partielle, les deux types explicite ou implicite pouvant être utilisés. (ii). Gradient local (Pamin.J (1994), R.Chambon & al (2003), Collin & al (2006)... ) : L'équation représentative reste locale comme dans la théorie de la mécanique des milieux continus ; cette technique est développée à partir des modèles de gradient local bien connus dans la théorie de plasticité.

#### 1.14.3.2.1. Approche non locale :

La technique non locale est connue depuis longtemps pour expliquer de la singularité du champ de contrainte au fond de la fissure que l'on peut observer expérimentalement ; l'introduction de celle-ci pour considérer la localisation de la déformation dans les modèles d'endommagement local du béton ne commence qu'à partir des années 80. Bazant (1984), Pijaudier-Cabot (1987) puis Mazars (1989) l'ont introduite dans le modèle Mazars local et jusqu'à maintenant, cette technique est également présente dans les modèle de plasticité, de rupture [41]. Etant différente à l'approche locale qui considère que l'état physique d'un point matériel dans la zone de la rupture FPZ est indépendant du voisinage, l'approche non locale prend en compte les interactions entre les différents points matériels.

L'approche non locale peut être utilisée en deux échelles :

- L'échelle microscopique considère directement l'hétérogénéité du béton en se basant sur la théorie de la mécanique des milieux poreux (O. Coussy (1991)) puis la technique

d'homogénéisation est utilisée pour évaluer macroscopiquement les variables générales. La détermination difficile des paramètres et la simulation numérique complexe sont des inconvénients de cette échelle.

- L'échelle macroscopique considère les valeurs moyennes des variables internes qui représentent l'état des points matériels comme la contrainte et la déformation dans le volume représentatif  $V_r$  de la structure. Le calcul plus simple et la détermination aisée des différents paramètres ont validé les modèles macroscopiques dans les simulations des structures réelles. Nous ne considérons que les modèles macroscopiques dans nos études et l'approche non locale coïncident l'approche non locale macroscopique.

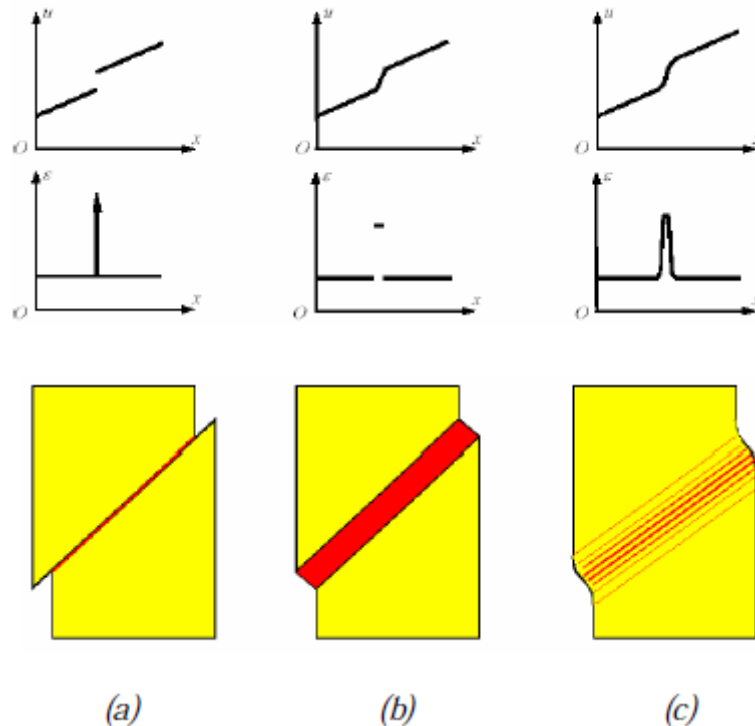
D'une façon générale, l'approche non locale remplace les variables locales courantes par les variables correspondantes non locales en prenant la valeur moyenne pondérée de ces premières dans un volume représentatif ( $V$ ) qui contient le point matériel considéré. Si  $f(x)$  est le champ local, la variable non locale est [41] :

$$\bar{f}(x) = \int_V \alpha(x, \xi) f(\xi) d\xi \quad (1.47)$$

Où  $\alpha(x, \xi)$  est la fonction de pondération non locale traduisant la distribution de  $f(x)$  dans le volume considéré  $V_r$ ,  $x$  est le point de source et  $\xi$  est le point de cible. Dans le voisinage du contour de  $V_r$ , la fonction non locale est normalisée pour ne pas violer la distribution régulière du milieu considéré et peut s'écrire comme suit :

$$\alpha(x, \xi) = \frac{\alpha_0(\|x - \xi\|)}{\int_V \alpha_0(\|x - \xi\|) d\xi} \quad (1.48)$$

$\alpha_0(x, \xi)$  est une distribution gaussienne ou une fonction polynomiale réduite [41].



**Figure 1.36** : Régularisation du champ de déplacement et de déformation [37] :

(a) Régularisation avec un saut de déplacement - discontinue.

(b) Régularisation avec un saut de déformation - faiblement continue.

(c) Régularisation totale - continue.

Dans la mécanique de l'endommagement du béton, la déformation équivalente est habituellement choisie pour contrôler l'endommagement ([42] [43] [40]) mais la contrainte ou l'énergie équivalente peuvent être également utilisée [41] [37].

#### 1.14.3.2.2. Approche de gradient non local :

La technique de régularisation gradient est déduite de la technique non locale. Au lieu de prendre l'intégration spatiale des points matériels dans la zone de rupture, l'approche gradient considère la microstructure du béton par l'introduction des influences des gradients de premier et de deuxième ordres (ou d'ordre supérieur) des variables internes (contrainte, déformation...) dans la relation traduisant l'état des points matériels. Cette technique a d'abord été développée pour considérer la localisation de la déformation avec les modèles de plasticité ; Aifantis (1984) suppose que la limite de plasticité dépend non seulement du coefficient d'écroutissage  $k$  mais aussi de son gradient de second ordre :

$$\sigma_y = \sigma_0 + H(\kappa + l^2 \nabla^2 \kappa) \quad (1.49)$$

Avec :

$\sigma_0$ , le seuil initial de plasticité,  $\sigma_y$ , le seuil de plasticité en cours,

H, le module de plasticité et l, la longueur caractéristique du matériau.

Le second gradient de  $\kappa$  va tenir compte de la localisation quand elle se produit.

Dans l'application de cette technique aux modèles d'endommagement pour tenir compte de la localisation de la déformation, la représentation du gradient peut être implicite ou explicite.

### 1.15. CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons présenté premièrement une introduction sur le matériau béton, de ces constituants, de ces propriétés à l'état frais et l'état durci, de ces avantages et de ces inconvénients. Dans la pratique, ce sont deux propriétés, l'ouvrabilité et la résistance mécanique, qui doivent être mises au point en premier lors de la formulation. En effet, l'ouvrabilité contrôle la mise en œuvre du béton tandis que la résistance mécanique conditionne sa capacité portante. Le béton est un matériau travaillant bien en compression, dont la connaissance de ses propriétés mécaniques est indispensable pour le calcul du dimensionnement des ouvrages. Sa résistance à la traction ainsi que celle à la flexion sont beaucoup plus faibles que sa résistance à la compression.

Deuxièmement nous avons procédé à l'identification de la technologie du béton incorporant des débris de verre broyés. Cette technique a été adaptée afin de prendre en considération les imperfections des propriétés physico-mécaniques du béton, elle s'inscrit dans une approche du développement durable. En effet, cette technologie permet de participer à la protection de l'environnement par la récupération des déchets de verre jetés à la nature, qui seront broyés et utilisés comme un ajout cimentaire alternatif au béton. En outre, l'introduction de la poudre de verre dans le béton réduit l'utilisation du ciment qui participe à la pollution de l'environnement par les émissions de gaz à effet de serre et principalement le CO<sub>2</sub> transmis lors de sa fabrication. Donc, cette technique a un aspect technologique, environnemental et économique.

Postérieurement, nous avons présenté une recherche bibliographique et les aspects théoriques du comportement mécanique du béton et ces modèles constitutifs.

Concernant le comportement mécanique du béton, nous avons mis en évidence des caractéristiques importantes et analysé le comportement du béton à différentes sollicitations.

Nous avons ensuite analysé les modèles constitutifs du béton, des plus simples (comme les modèles élastiques linéaires) jusqu'aux plus complexes (comme les modèles non linéaires de rupture). La combinaison de ces modèles et des modèles de rupture nous permet de comprendre le mécanisme de l'initiation et de la propagation des fissures dans le béton. Ces aspects n'étaient pas reproductibles avec les modèles élasto-plastiques ou les modèles basés uniquement sur la mécanique de la rupture, notamment dans la modélisation du comportement des bétons de grande résistance.

Les modèles d'endommagement locaux montrent des inconvénients comme la dépendance des résultats numériques au maillage des éléments finis ou encore le phénomène "snapback". La considération du phénomène de la localisation de la déformation dans les zones de rupture est alors nécessaire pour surmonter ces points faibles. Des techniques de régularisation sont introduites dans les modèles locaux pour tenir compte des interactions des microfissures dans les zones de rupture : l'approche non-locale, l'approche gradient implicite ou explicite. Parmi ces dernières techniques de régularisation, l'approche non locale de type intégral est la méthode la plus générale et la plus souvent utilisée en pratique.

La rupture du béton est caractérisée par des paramètres comme le facteur d'intensité de contrainte, l'énergie de rupture. Les valeurs critiques de ces paramètres sont déterminées expérimentalement. Dans ce chapitre, nous avons résumé des méthodes d'essais permettant de déterminer les paramètres de rupture du béton, en se basant sur les recommandations de RILEM et sur les normes de béton dans le monde. Il est ainsi conseillé d'utiliser l'essai de la poutre entaillée sur trois points pour la simplicité de la fabrication de l'éprouvette et de la facilité du processus de mesure. La méthode d'essai pour déterminer les trois paramètres critiques de rupture du béton comprenant le facteur d'intensité de contrainte  $K_C$ , l'énergie de rupture  $G_f$  et la longueur caractéristique  $l_{ch}$ .

L'effet d'échelle est une particularité importante des matériaux quasi-fragiles comme le béton. Dans ce chapitre, nous avons analysé la variation des résistances du béton en fonction de la taille structurelle des éprouvettes. Le modèle SEM de Bazant a été choisi pour déterminer la loi d'échelle des bétons.

# **CHAPITRE 2**

## **PRÉSENTATION DU MATÉRIAU BÉTON ET DE LA POUDRE DE VERRE**

## 2.1. INTRODUCTION :

L'idée d'introduire la poudre de verre dans la formulation du béton en remplacement d'une quantité du ciment suscite un grand intérêt, car cela constitue un grand avantage du point de vue économique et écologique. En effet, la production du ciment est principalement responsable du caractère polluant du béton. Chaque tonne de ciment produite équivaut à environ une tonne de gaz à effet de serre émise [44].

L'introduction de la poudre de verre dans le béton est plutôt nouvelle dans le domaine de la recherche, il y a eu peu d'essais effectués sur l'élément structural directement. Des essais de résistance en compression ont été réalisés sur des carottes d'une dalle en béton incorporant la poudre de verre par Shayan et al [45].

Pour mettre en évidence l'influence de la poudre de verre sur la caractérisation des propriétés mécaniques instantanées et différées du béton à base du ciment et de poudre de verre, il faut tout d'abord, connaître les caractéristiques des matériaux constitutifs ; pour cela le présent chapitre est consacré à donner une présentation du matériau béton et de la poudre de verre.

## 2.2. PRÉSENTATION DU MATÉRIAU BÉTON :

### 2.2.1. Introduction :

Le matériau béton, est irremplaçable dans le domaine de la construction, pour des raisons économiques et techniques. Le compromis trouvé entre résistance mécanique, économie, esthétique et facilité de mise en œuvre, offre à ce matériau la première place dans le domaine de la construction. Le béton est un matériau de construction utilisé par excellence au sein de tous les chantiers, aussi bien dans les secteurs du bâtiment que ceux des travaux publics ; il n'a pas de substitut économique et performant à condition qu'il présente les qualités requises.

La qualité et le potentiel du matériau béton dans la structure dépend bien sûr, des matériaux de base qui entrent dans la formulation mais également des opérations de : malaxage, mise en œuvre, vibration et cure (protection contre la dessiccation). Il s'agit de déterminer la meilleure qualité du béton qu'on puisse obtenir [19].

### 2.2.2. Les composants d'un béton :

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de granulats durs de diverses dimensions collés entre eux par un liant (figure 2.1). Les composants sont très différents : leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants de 1 pour l'eau à plus de 3 pour le ciment (en  $t/m^3$ ). Si le type de liant utilisé n'est pas un ciment, on parle alors, soit de liant composé binaire, ternaire ou quaternaire [22].

En bref le béton est un mélange d'agrégat (sable plus granulat) et de la pâte composée du ciment, d'eau et d'adjuvant :

➤ pâte 30 à 40% :

- Ciment Portland : 7% à 15% par volume.
- Eau : 14% à 21% par volume.

➤ Agrégats 60% à 80% :

- Gros granulats.
- Granulats fins.

➤ Adjuvants chimiques [22].



Figure 2.1 : Constituents d'un béton ordinaire.

La confection d'un béton approprié à sa destination consiste, à déterminer et à optimiser la composition granulaire et le dosage des divers constituants.

Dans les bétons les plus simples, le squelette granulaire est composé de deux coupures seulement, un sable et un gravier. Le ciment et l'eau de gâchage, dont les proportions relatives en masse sont fixées par le rapport E/C, vont former, avec les adjuvants éventuels, la pâte de ciment qui constituera le liant du béton. Ce rapport E/C joue un rôle primordial durant les étapes de vie du béton, l'eau en excès le rend plus fluide à l'état frais mais diminue les résistances du béton durci. Des additions minérales (cendres volantes, fumées de silice, laitiers, fillers,..) peuvent être rajoutées dans le but de modifier les propriétés du béton. L'utilisation de ces éléments fins est toujours combinée à l'emploi de superplastifiants pouvant réduire ainsi la quantité d'eau nécessaire à l'atteinte d'une fluidité suffisante. Le béton est donc un matériau hétérogène dont les constituants présentent des caractéristiques physico-chimiques et mécaniques différentes et dans lequel chacun de ces composants joue un rôle bien précis dans le mélange [19].

#### **2.2.2.1. Pâte de ciment :**

La pâte de ciment correspond à l'ensemble ciment + additions + eau efficace + air + adjuvants. La pâte présente à l'intérieur du béton, joue à la fois le rôle de liant et de remplissage. Elle contribue à l'écoulement suivant un processus rhéologique lié essentiellement à sa viscosité. Celle-ci peut être présentée schématiquement comme une suspension de particules colloïdales suspendues dans un liquide newtonien qui est l'eau. Les forces colloïdales et la force de la pesanteur régissent alors complètement ses propriétés macroscopiques [46].

##### **2.2.2.1.1. Le ciment :**

Pour fabriquer du ciment Portland, on fait cuire à température très élevée (1450°C), dans un four rotatif, un mélange de pierre calcaire broyée et d'argile (ou de matériaux similaires). La pierre calcaire fournit la chaux, et l'argile fournit principalement la silice et l'alumine. Le produit obtenu à la sortie du four s'appelle clinker. Le ciment Portland est ensuite fabriqué en ajoutant au clinker pulvérisé (grosseur des particules varie à peu près entre 1 et 80 µm) une faible quantité (5 %) de gypse. La description sommaire de la fabrication du ciment est illustrée dans la figure 2.2 :

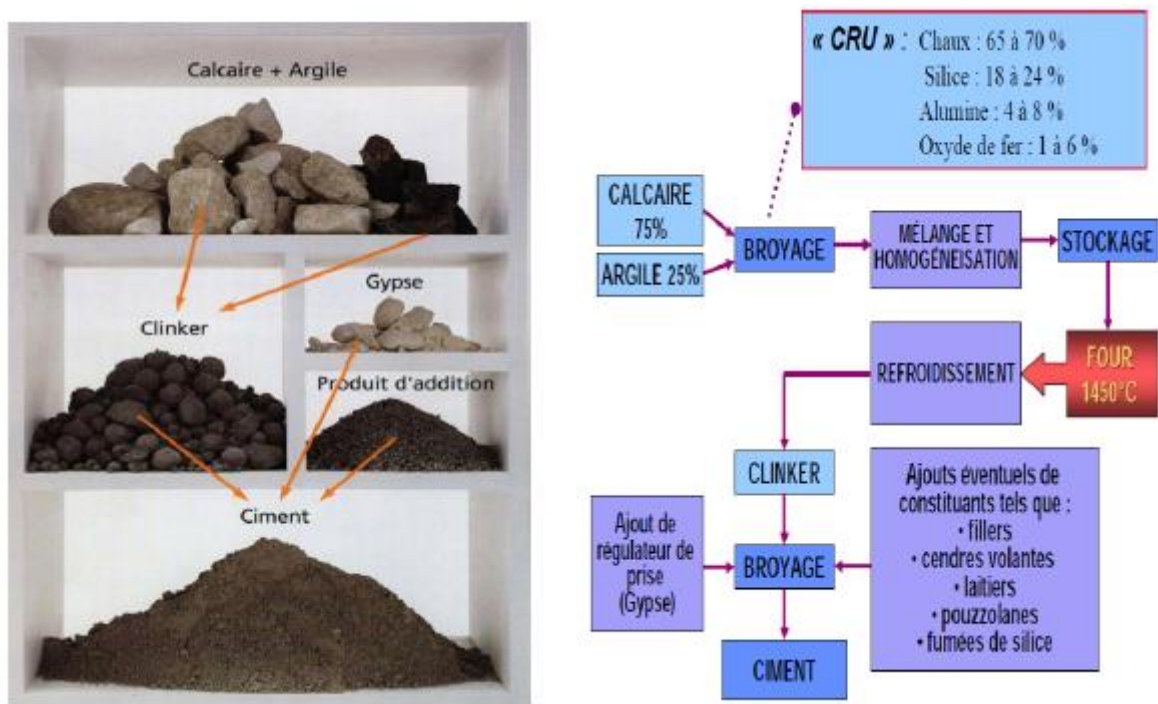


Figure 2.2 : Schéma illustratif de fabrication du ciment.

2.2.2.1.1.1. Composition chimique du ciment :

À l'issue de la cuisson, nous obtenons 4 phases cristallines :

- 45 à 65 % de silicate tricalcique (Alite)  $C_3S$ .
- 15 à 25 % de silicate bicalcique (Bélite)  $C_2S$ .
- 0 à 10 % d'alumino-ferrite tétracalcique  $C_4AF$ .
- 0 à 15 % d'aluminate tricalcique  $C_3A$ .

Résumé chimique et notation cimentière :

- Silice..... $SiO_2$ .....**S**.
- Chaux..... $CaO$ .....**C**.
- Alumine..... $Al_2O_3$ .....**A**.
- Oxyde de Fer..... $Fe_2O_3$ .....**F**.

#### 2.2.2.1.1.2. Temps de prise :

La prise du ciment peut être définie comme étant l'état de la pâte de ciment quand elle perd sa plasticité. Le début de prise correspond au moment où l'on observe une augmentation de la viscosité, ou raidissement de la pâte, ce qui, dans la pratique, se mesure au moyen de l'appareil de Vicat.

#### 2.2.2.1.1.3. Finesse de mouture (broyage) :

La finesse de mouture est caractérisée par la surface spécifique des grains de ciment, exprimée en (m<sup>2</sup>/kg). Plus la finesse de mouture est grande, plus la vitesse des réactions d'hydratation est élevée et plus ces résistances mécaniques au jeune un âge sont grandes.

#### 2.2.2.1.1.4. Hydratation du ciment :

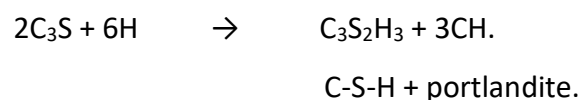
Le ciment portland possède des propriétés hydrauliques. Les réactions d'hydratation des 4 phases de ciment Portland se passent en même temps et contribuent avec une intensité différente au dégagement de chaleur du ciment.

##### a. Hydratation de C<sub>3</sub>S :

Le C<sub>3</sub>S est la phase la plus importante du ciment. La chaleur dégagée par cette phase est l'une des plus élevée. La majeure partie de son hydratation se passe dans les 28 premiers jours. La réaction complète peut prendre jusqu'à 1 année.

La formule complète de C<sub>3</sub>S est : 3CaOSiO<sub>2</sub>.

Au contact avec l'eau :



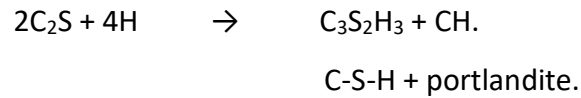
Les produits d'hydratation sont le silicate de calcium hydraté (C-S-H) et l'hydroxyde de calcium ou portlandite (CH).

##### b. Hydratation de C<sub>2</sub>S :

La vitesse d'hydratation de C<sub>2</sub>S est beaucoup plus faible que celle du C<sub>3</sub>S. Le C<sub>2</sub>S va surtout participer au développement des résistances après 28 jours et dégage une très faible chaleur.

La formule complète de  $C_2S$  est :  $2CaOSiO_2$ .

Au contact avec l'eau :



Les produits d'hydratation sont le silicate de calcium hydraté (C-S-H) et l'hydroxyde de calcium ou portlandite (CH).

La formule du C-S-H donnée dans l'équation ( $C_3S_2H_3$ ) est approximative. La quantité de CH produite dans ce cas est plus faible d'un tiers que dans le cas du  $C_3S$ . La faible quantité de CH va favoriser le développement de meilleures résistances que dans le cas du  $C_3S$ .

*c. Hydratation de  $C_3A$  et  $C_4AF$  :*

La réaction du  $C_3A$  avec l'eau est très violente et exothermique, et si rien ne l'empêche, elle causera une prise éclair. C'est pour cette raison que du gypse soit additionné au clinker broyé pour retarder cette réaction. Il réagit avec le  $C_3A$  et l'eau pour former des sulfoaluminates de calcium hydratés qui sont insolubles. Le  $C_3A$  a une influence sur la prise initiale de la pâte, mais passée cette étape, il influence peu le comportement de la pâte sauf en cas d'attaque par les sulfates. Il contribue peu à la résistance de la pâte.

La formule complète de  $C_3A$  est :  $3CaOAl_2O_3$ .



*d. Évolution de l'hydratation :*

Quand le ciment portland réagit avec l'eau, il y a dégagement de chaleur qui peut être mesurée par le calorimètre à conduction thermique (isotherme) qui permet ainsi de suivre l'évolution de l'hydratation dans le temps.

Pour bien décrire physiquement ce processus, on peut le diviser en quatre étapes comme le font Troxell, Davis et Kelly (1968) :

- 1<sup>ère</sup> étape dure quelques minutes seulement après le malaxage. À ce moment il y a une activité chimique intense et un grand dégagement de chaleur (réaction initiale entre l'eau et le ciment).

- 2<sup>ème</sup> étape peut durer d'une heure à 4 heures en fonction de la consistance des pâtes (et des bétons). L'activité chimique est faible appelée "Dormant Period".
- 3<sup>ème</sup> étape dure 8 à 12 heures. L'activité chimique reprend et l'hydratation s'accélère. Les produits de l'hydratation se mettent à former des ponts entre particules de ciment. La prise se fait.
- 4<sup>ème</sup> étape c'est le durcissement. Elle dure un an et même plus. Les produits de l'hydratation remplissent l'espace entre les grains du ciment. La pâte devient plus dense et plus résistante. Le rythme des réactions diminue.

#### 2.2.2.1.1.5. Catégories du ciment :

Les ciments peuvent être classés en fonction de leur composition et de leur résistance normale :

##### *a. En fonction de leur composition :*

Les ciments constitués de clinker et des constituants secondaires sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principaux par les normes NFP15-301 et ENV 197-1. Ils sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres romains dans leur notation européenne (la notation française est indiquée entre parenthèse) :

- CEM I : Ciment portland (CPA),
- CEM II : Ciment portland composé (CPJ),
- CEM III : Ciment de haut fourneau (CHF),
- CEM IV : Ciment pouzzolanique (CPZ),
- CEM V : Ciment au laitier et aux cendres (CLC).

##### *b. En fonction de leur résistance normale :*

Trois classes sont définies en fonction de la résistance normale à 28 jours ; des sous classes "R" sont associées à ces 3 classes principales pour désigner des ciments dont les résistances au jeune âge sont élevées (voir tableau 2.1) :

**Tableau 2.1** : Classes des ciments en fonction de la résistance à la compression.

Désignation de la classe	Sous classe éventuelle	Résistance à la compression (bars)		
		à 2 jours minimaux	à 28 jours	
			Minimales	maximales
350	-----	-----	250	450
450	-----	-----	350	550
	R (rapide)	150	350	550
550	-----	-----	450	650
	R (rapide)	225	450	650
THR Très hautes performances	-----	300	550	-----

#### 2.2.2.1.2. Additions minérales :

Différentes additions peuvent être mélangées au ciment pour modifier les propriétés du béton frais et durci [46]. Les principales sont les fillers calcaires, la fumée de silice, le laitier de haut fourneau et les cendres volantes. Ce sont des additions fines définies comme la fraction granulo-métrique d'un granulat qui passe au tamis de 0,063 mm (Norme NF EN 933 - 8). En remplissant les micro-vides de l'empilement des agrégats (sable, graviers), ces additions minérales confèrent aux bétons frais de meilleures qualités de maniabilité. Ces ajouts font augmenter la cohésion et entraînent donc une diminution du ressuage et de la ségrégation du béton. Ils entraînent également une réduction de la chaleur d'hydratation et, par conséquent, le risque de fissuration thermique [47]. D'un autre côté, les additions minérales améliorent aussi l'imperméabilité et la ténacité aux attaques chimiques [48].

#### 2.2.2.1.3. Eau de gâchage :

L'eau de gâchage est nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier.

**Attention** : un excès d'eau diminue les résistances et la durabilité du béton.

L'eau doit être propre et ne pas contenir d'impuretés nuisibles (matières organiques, alcalis). L'eau potable convient toujours. Le gâchage à l'eau de mer est à éviter, surtout pour le béton armé. Les caractéristiques des eaux requises pour la confection des mortiers et des bétons sont précisées dans la norme NF EN 1008 [49].

#### *2.2.2.1.4. Les adjuvants :*

Les adjuvants sont des produits solubles dans l'eau, qui incorporés aux bétons à des doses spécifiques permettant d'améliorer certaines de ses propriétés [50]. Ils fournissent au formulateur de béton une gamme étendue, variée et nuancée de possibilités pour faciliter la mise en œuvre des bétons, adapter leur fabrication par temps froid ou chaud, réduire les coûts de mise en œuvre, améliorer les propriétés des bétons durcis, voire même lui conférer des propriétés nouvelles. Il existe plusieurs types d'adjuvant qui sont régis par la norme NF EN 934-2, mais ceux qui conditionnent l'ouvrabilité du béton sont les superplastifiants. Ce sont des polymères organiques solubles dans l'eau dont la synthèse réalisée par une opération complexe de polymérisation produit de longues chaînes de molécules de masses moléculaires élevées. Ces molécules vont s'enrouler autour des grains de ciment et conduisent suivant leur nature à une répulsion électrostatique en neutralisant les charges électriques présentes à la surface des grains ou à une répulsion stérique en écartant les grains les uns des autres [46].

#### *2.2.2.2. Les granulats :*

Les granulats constituent le squelette du béton et ils représentent, environ 80 % du poids total du béton. Ils sont constitués de sables (gros et fin) et de gravier. Cependant, les granulats doivent satisfaire à certaines exigences de qualité pour qu'ils soient utilisés dans le béton.

Les granulats sont obtenus en exploitant des gisements de sables et de graviers d'origine alluvionnaire terrestre ou marine, en concassant des roches massives (calcaires ou éruptives) ou encore par le recyclage de produits tels que les matériaux de démolition. Leur nature, leur forme et leurs caractéristiques varient en fonction des gisements et des techniques de production. La nature minérale des granulats est un critère fondamental pour son emploi, chaque roche possédant des caractéristiques spécifiques en termes de résistance

mécanique, de tenue au gel et des propriétés physico-chimiques. Les granulats les plus usuels pour la fabrication des mortiers et des bétons sont élaborés à partir de roches d'origine alluvionnaire (granulats roulés ou semi-concassés) ou à partir de roches massives (granulats concassés). La taille d'un granulats répond à des critères granulométriques précis. Les granulats sont classés en fonction de leur granularité (distribution dimensionnelle des grains) déterminée par analyse granulométrique à l'aide de tamis.

#### 2.2.2.2.1. Différents types de granulats :

Un granulats, en fonction de sa nature et de son origine, peut être :

- Naturel : d'origine minérale, issus de roches meubles (alluvions) ou de roches massives, n'ayant subi aucune transformation autre que mécanique (tels que concassage, broyage, criblage, lavage).
- Artificiel : d'origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant des transformations thermiques ou autres.
- Recyclé : obtenu par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que des bétons de démolition de bâtiments.

#### 2.2.2.2.2. Caractéristiques des granulats :

Les granulats ne sont pas réellement inertes et leurs propriétés physiques, thermiques et, dans certains cas, chimiques influencent les performances du béton. Par ailleurs, les granulats présentent un certain nombre de propriétés intrinsèques qui ne sont pas reliées à la nature du massif rocheux d'origine, telles la forme et la dimension des grains, la texture de surface et l'absorption, or toutes ces propriétés peuvent avoir une influence considérable sur la qualité du béton, autant à l'état frais qu'à l'état durci. Il ne faut pas perdre de vue qu'un béton tire du granulats une bonne part de sa résistance et plus particulièrement du gros granulats. D'où la nécessité d'employer des granulats de qualité, et de dimension maximale, celle-ci devant rester compatible avec une bonne facilité de mise en œuvre. Pour pouvoir construire des ouvrages fiables, selon les normes et de haute efficacité technico-économique, il faut donc, déterminer les caractéristiques intrinsèques des granulats, puisque ces derniers influent fortement sur les caractéristiques du béton ; à savoir les propriétés dimensionnelles, physico-chimiques et mécaniques [19].

En général, la forme des granulats a un effet appréciable sur la maniabilité du béton. En effet, les granulats roulés avec leurs formes présentent l'avantage d'avoir un plus petit volume de vide intergranulaire, ce qui nécessite une faible quantité de pâte de ciment pour le remplir et réduisent généralement la demande en eau. Ils présentent aussi une bonne résistance intrinsèque mais développent une liaison médiocre avec la pâte de ciment. Par contre, les granulats concassés nécessitent une plus grande quantité d'eau à cause de leurs compacités et de leurs absorptions [51] [52], mais ils sont réputés avoir une excellente adhérence avec la matrice cimentaire, à cause de leurs natures chimiques, leurs porosités et leurs rugosités [53]. La figure 2.3 montre que la quantité d'eau est plus forte avec le granulat concassé, à cause de son absorption et de sa compacité. Mais dès que le mélange devient assez riche, il n'y a plus aucun effet de la forme du granulat sur le rapport optimal gravillon/sable (G/S). Enfin, la consommation en ciment est plus forte avec le granulat roulé, à cause de sa mauvaise adhérence à la pâte de ciment.

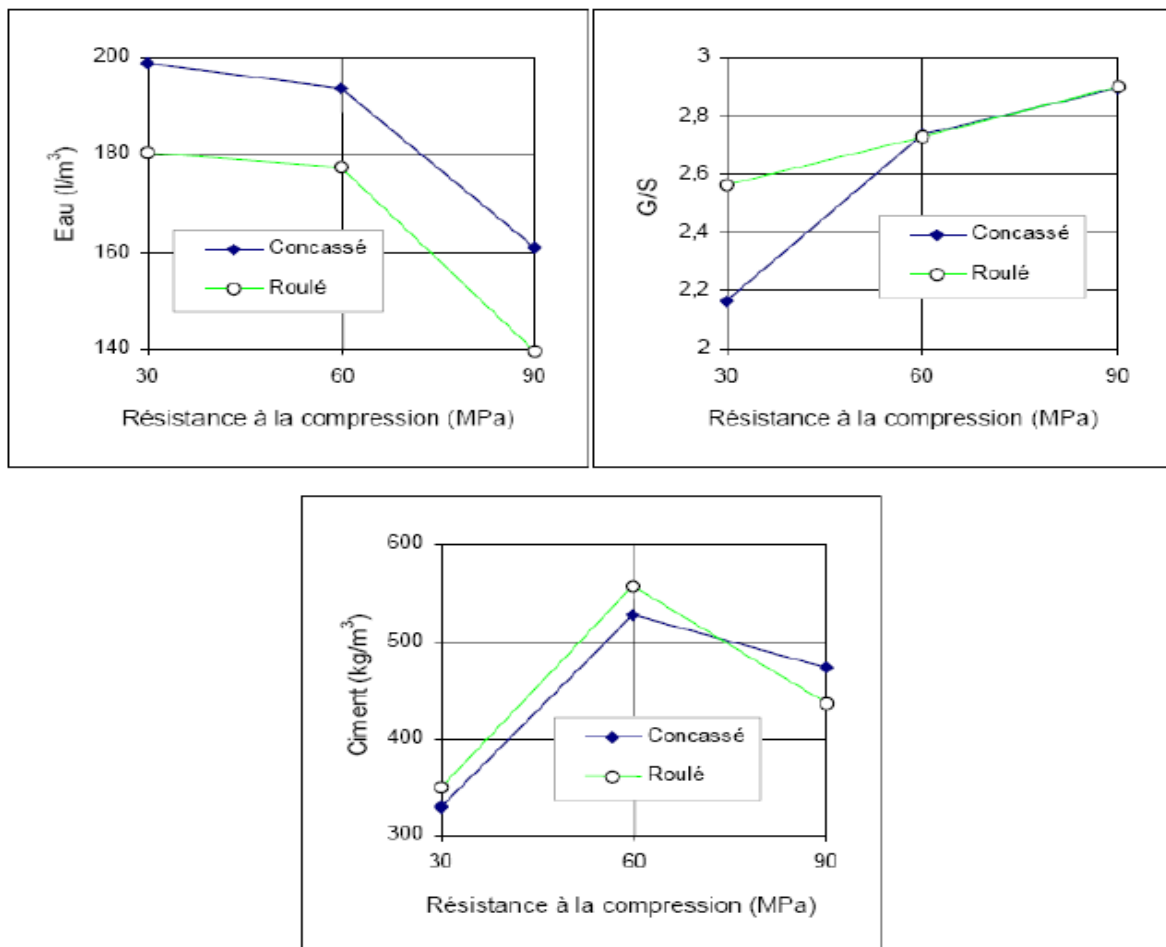


Figure 2.3 : Effets de la résistance spécifiée sur divers paramètres [53].

### 2.2.3. Propriétés du béton :

#### 2.2.3.1. Propriétés du béton à l'état frais :

La propriété essentielle du béton frais est la maniabilité qui caractérise son aptitude à remplir les coffrages et à enrober convenablement les armatures.

De nombreux facteurs influent sur la maniabilité : la nature et le dosage en ciment, la forme des granulats, la granulométrie, l'emploi d'adjuvants et, bien entendu, le dosage en eau.

La teneur en eau doit être strictement limitée au minimum compatible avec les exigences de maniabilité et d'hydratation du ciment.

La grandeur qui caractérise la maniabilité est la consistance ; sa mesure peut être effectuée facilement sur le chantier avec la méthode du cône d'Abrams ou « slump-test », qui est un essai d'affaissement d'un volume de béton de forme tronconique, mesure conformément à la norme NF EN 12350-2 [49].

##### 2.2.3.1.1. Affaissement au cône d'Abrams du béton (CSA A23.2-5C ASTM C143) :

Cet essai (slump-test) est incontestablement un des plus simples et des plus fréquemment utilisés, car il est très facile à mettre en œuvre. Il ne nécessite qu'un matériel peu coûteux et peut être effectué directement sur chantier par un personnel non hautement qualifié mais ayant reçu simplement les instructions nécessaires au cours de quelques séances de démonstration [22].

##### 2.2.3.1.2. Étalement des bétons autoplaçants :

Les bétons autoplaçants sont des bétons très fluides, qui se mettent en place sans vibration. Lors du coulage dans un coffrage, le serrage d'un BAP est assuré sous le simple effet de la gravité.

La fluidité des bétons autoplaçants peut être caractérisée par la mesure de l'étalement au cône d'Abrams (essai d'étalement ou slump flow) (figure 2.4). Des valeurs cibles de l'ordre de 600 à 750 mm correspondent à l'étalement moyen conseillé d'un béton autoplaçant. La valeur cible d'étalement doit être définie en fonction des caractéristiques de la

formulation et des conditions et méthodes de mise en œuvre. Cet essai caractérise la mobilité du béton autoplaçant en milieu non confiné. Il permet en particulier de vérifier la fluidité du béton lors de sa réception sur chantier.



**Figure 2.4 :** Essai d'étalement d'un béton autoplaçant.

#### 2.2.3.1.3. Temps Vébé Béton Compacté au Rouleau (BCR) :

Cet essai est particulièrement utile pour tester les bétons de faible ouvrabilité. La dimension maximale des granulats ne doit pas dépasser 40 mm. Le cône d'Abrams est fixé à l'intérieur du récipient cylindrique. Le béton est mis en place dans ce cône. Le cône d'Abrams est alors soulevé et, à ce stade de l'essai, il est donc possible de mesurer l'affaissement au cône comme indiqué précédemment. L'essai se poursuit ensuite par la mise en vibration de la table durant un temps  $t$  tel que la face supérieure du béton soit entièrement aplanie et au contact du disque transparent qui accompagne la descente du béton pendant le compactage. Le temps  $t$  exprimé en secondes définit la consistance Vébé (figure 2.5).

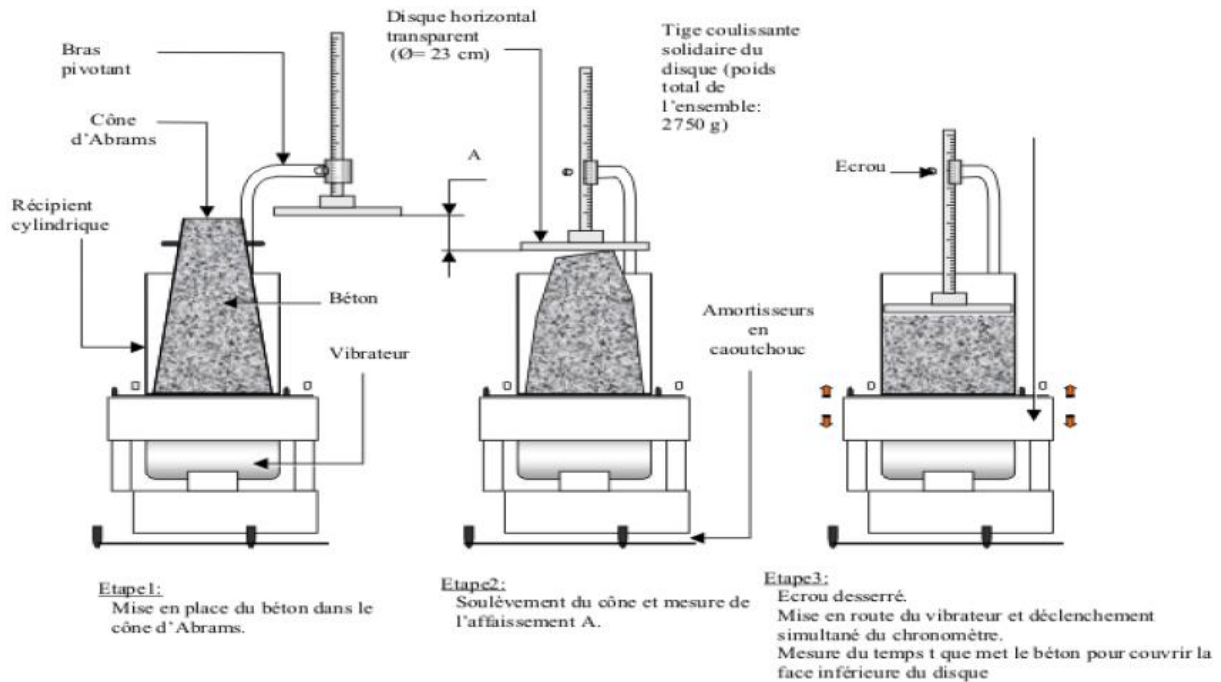


Figure 2.5 : Essai de mesure du temps Vébé d'un Béton Compacté au Rouleau (BCR).

2.2.3.1.4. Masse Volumique et teneur en air (CSA A23.2-4C ASTM C231) :

La masse volumique est la masse par unité de volume d'un béton. L'essai est effectué conformément à la norme CSA A23.2-4C ou ASTM C231. L'appareillage utilisé est un air mètre (figure 2.6). Le béton est placé en 3 couches consolidées avec 25 coups de pilon. La surface supérieure du béton est ensuite arasée à l'aide de la règle. La masse du contenant rempli de béton - la tare divisée par le volume du contenant donne la masse volumique du béton. À l'aide de l'air mètre, on mesure le volume d'air occlus ou entraîné du béton [22].



Figure 2.6 : Appareillage air mètre.

### **2.2.3.2. Propriétés du béton à l'état durci :**

#### **2.2.3.2.1. Résistance à la compression :**

La résistance à la compression du béton est la plus utilisée dans le dimensionnement et la conception des ouvrages en béton armé. Le béton est caractérisé par la résistance à la compression  $R_{c28}$  mesurée sur des éprouvettes écrasées à 28 jours selon la norme NF EN 12390-3 [54].

La résistance à la compression s'explique par la réaction d'hydratation du ciment Portland, mélange de clinker et de gypse finement broyés. Le clinker se compose principalement des quatre minéraux suivants dans des proportions variables : silicate tricalcique  $C_3S$ , silicate bicalcique  $C_2S$ , aluminat tricalcique  $C_3A$  et aluminoferrite tétracalcique  $C_4AF$ .

La réaction du  $C_2S$  et du  $C_3S$  avec l'eau conduit à la formation d'hydrates dont les principaux sont les cristaux de C-S-H ( $CaO-SiO_2-H_2O$ ), qui sont en majeure partie responsables du durcissement de la pâte de ciment, permettant à cette dernière de reprendre les charges extérieures et donc de participer à la résistance macroscopique du béton [55] [56].

La liaison entre la pâte durcie et les granulats qu'elle enrobe conditionne également la résistance mécanique du béton. On observe, autour des granulats dans le béton durci, une zone de pâte hydratée particulière : l'auréole de transition. Cette auréole a des propriétés différentes de la pâte dans sa masse, en fonction de la porosité des granulats. Dans le cas de granulats non poreux, l'auréole comporte une couche de cristaux de grandes dimensions, très poreuse et de cohésion faible, générant des zones de faiblesse pour les bétons soumis à des actions mécaniques [57].

La résistance à la compression du béton dépend de certains paramètres, en particulier le type et le dosage en ciment, la porosité du béton et le facteur E/C.

#### **2.2.3.2.1.1. Essai de compression :**

Le plus courant des essais sur béton durci est l'essai de compression directe, en partie parce que cet essai est facile à exécuter et aussi parce que de nombreuses caractéristiques du béton, mais pas toutes, peuvent être qualitativement reliées à sa résistance.

Toutefois, la raison principale de cet essai est l'importance intrinsèque de la résistance à la compression lors de la conception structurale. Même s'il est universellement utilisé dans le domaine de la construction, l'essai de résistance à la compression présente quelques inconvénients, mais il constitue, à parler franc, un élément du bagage culturel de l'ingénieur [58].

L'essai de résistance à la compression est un essai mécanique qui est encadré par des dispositions normalisées (NF EN 12390-3) (figure 2.7). L'essai consiste à appliquer une charge en compression sur des éprouvettes cylindriques de dimension 11\*22 cm ou 16\*32. L'essai peut survenir dans les 7 jours, 28 jours ou 90 jours suivant le coulage du béton. La conservation se fait dans un bain thermostaté.



**Figure 2.7 : Machine hydraulique HP 3000 KN.**

Préalablement l'éprouvette subit un surfaçage (mortier sable/souffre conformément à NF EN 12390-3). L'opération du surfaçage permet d'obtenir des surfaces planes parallèles entre elles et perpendiculaires aux génératrices des éprouvettes, ce qui génère une répartition uniforme de la force de compression sur toute la surface transversale de l'éprouvette cylindrique lors de l'essai. Elle peut être contrôlée à l'aide d'une presse béton avec centrale d'acquisition numérique. L'éprouvette doit rentrer dans les conformités visuelles (forme des fissures après avoir rompue) et de pression apportée jusqu'à rupture.

### 2.2.3.2.1.2. Influence des paramètres de composition du béton sur la résistance

#### à la compression :

Plusieurs recherches se sont intéressées à l'influence de ces constituants sur le comportement du béton. Tels que l'influence des dosages en ciments où la résistance à la compression du béton augmente avec l'augmentation du dosage [59]. Une augmentation de 10 % du ciment donnera une augmentation de 5 % de la résistance [60]. La classe de résistance du ciment, et l'une des qualités essentielles à rechercher pour un béton est sa résistance mécanique à la compression, plusieurs études qui montrent l'évolution de la résistance à la compression du béton en fonction de la classe du ciment [59] [61] [62].

Le rapport E/C exerce une très grande influence sur la résistance à la compression, plus E/C est faible plus la résistance augmente [63] [64], une réduction de 15 litres (par m<sup>3</sup>) de la quantité d'eau de gâchage conduit à une augmentation de 5 à 10% de la résistance à la compression [65].

Les caractéristiques des granulats ont une grande influence sur celles des bétons. Tels que le rapport gravier/sable (G/S) c'est un indicateur qui rentre directement dans la formulation du béton [66] [67].

L'influence de la taille maximale (D<sub>max</sub>) du granulat exerce une influence sur la résistance à la compression de béton. L'augmentation maximale du diamètre global à un impact négatif sur la résistance à la compression aussi le risque de blocage croit, la réduction de la taille des gros granulats contribue significativement à l'amélioration de la maniabilité [69] [69] [70].

Les impuretés des granulats peuvent perturber l'hydratation du ciment ou entraîner des défauts d'adhérence granulats/pâte ayant un impact sur la résistance du béton [71].

### 2.2.3.2.2. Résistance à la traction :

Le comportement mécanique du béton en traction est moins étudié que la compression car d'une part le béton est conçu essentiellement pour résister à la compression, et d'autre part, dû à son comportement quasi fragile, l'essai de traction directe est difficile à réaliser. Par conséquent, on fait appel à des essais indirects de type flexion trois points pour identifier le comportement en traction du béton [72].

### 2.2.3.3. Durabilité :

Elle est généralement utilisée pour caractériser de façon générale la résistance d'un béton face à l'attaque d'un agent agressif physique ou chimique (Moranville, Regourd, 1982), et aussi à des contraintes mécanique (fluage). La durabilité du béton dépend des facteurs qu'il n'est pas toujours aisé d'isoler : condition de mise en œuvre, compositions des différents constituants (ciment, granulats, eau, adjuvant). Age du béton, condition climatiques et le milieu dans lequel le béton est exploité.

Les facteurs influençant la durabilité peuvent être internes aux bétons comme la porosité, perméabilité et diffusivité, la fissuration, les ions chlore (présent dans certains accélérateurs et eau de gâchage), réactions alcalis granulats, les ions sulfates (oxydations des pyrites contenues dans certains granulats calcaires), ou externes les ambiances hivernales (la répétition des cycles de gel dégel, l'action des sels de déverglaçage, formation de sels gonflants), les ambiances chimiquement agressives notamment le dioxyde de carbone, les eaux de pluies de neiges, les eaux souterraines, l'eau de mer, les acides, les bases ainsi que toutes les solutions résultant de la dissolution de sels ou de gaz [73].

Le béton est caractérisé par une basicité accentuée dû à la nature de la pâte durcie qui est composé de :

- de 15 à 20 % de portlandite : base forte ;
- environ de 70 % de CSH : considérés comme des sels d'acide faible (silicique) et de base forte  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ;
- de 10 à 15 % d'aluminates et sulfoaluminates de calcium ;
- une solution interstitielle, dans les pores et capillaires enrichie en alcalins (NaOH et KOH) dont le pH varie entre 12,5 et 13,5.

Alors que le pH de l'environnement est en générale inférieur à ces valeurs, ce qui donne une réaction entre le milieu extérieur et le béton pour former des sels et de l'eau sous la forme suivante :



Cette réaction peut améliorer la durabilité du béton si le sel formé possède des propriétés liantes, on peut citer l'exemple de la carbonatation superficielle du béton de ciment Portland par le  $\text{CO}_2$  de l'air, mais le pH de la solution interstitielle du béton diminue jusqu'à environ une valeur de 9 ce qui entraîne la dépassivation des armatures. Dans le cas où le sel formé est soluble ce qui crée des risques de dégradation par dissolution et lessivage [74].

Par ailleurs les aluminates du ciment (anhydres ou hydratés) réagissent avec les ions sulfates pour former l'étringite secondaire potentiellement expansive ( $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{ CaSO}_4 \cdot 32 \text{ H}_2\text{O}$ ) [75].

Sous certaines conditions les C-S-H peuvent aussi réagir avec les sulfates et conduire à la formation de thaumasites ( $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{CaSiO}_2$ ,  $\text{CaSO}_4$ ,  $15 \text{ H}_2\text{O}$ ) entraînant des phénomènes expansifs et surtout une désagrégation de l'ensemble du liant) [75].

Il a été toujours dit qu'un béton mécaniquement résistant n'est pas nécessairement durable.

#### **2.2.4. Formulation du béton :**

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents composants du béton (granulat, eau, ciment) afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées (résistance, consistance).

On a recours, dans ce cas aux méthodes de détermination des proportions des différents composants ou, on trouve soit :

- Les méthodes semi-empiriques (Faury, Bolomey, Vallette).
- Les méthodes graphiques (Joisel, Dreux-gorisse).

##### **2.2.4.1. Méthodes de formulation [76] :**

Il existe plusieurs méthodes pour la composition du béton. Elles aboutissent à des dosages volumétriques ou de préférence pondéraux, mais le passage de l'une à l'autre peut toujours se faire, si nécessaire, par la connaissance de la densité apparente des granulats en vrac.

On distingue en fonction de la granularité du mélange constituant le béton deux types de méthodes de composition du béton :

- à **granularité continue** : lorsque l'analyse du mélange constituant le béton donne sur le graphique granulométrique une courbe s'élevant d'une façon continue du plus petit grain de ciment au plus gros grain des graviers, toutes les grosseurs intermédiaires sont représentées.
- à **granularité discontinue** : lorsque la courbe granulométrique correspondante présente un palier qui équivaut à un manque d'éléments intermédiaires.

#### 2.2.4.1.1. Méthode de Bolomey :

Par une formule appropriée on trace une courbe granulométrique de référence et l'on s'efforce de réaliser avec les granulats dont on dispose une composition granulaire totale (ciment compris) dont la courbe granulométrique soit aussi proche que possible de la courbe de référence théorique.

La formule de base est la suivante :  $P=A+(100-A)\sqrt{d}/D$

P : est le pourcentage de grains passant à la passoire de diamètre d.

D : est le diamètre du plus gros granulat.

A : coefficient varie entre 8 et 16 en fonction du dosage en ciment, sa valeur étant d'autant plus élevée que le dosage en ciment est plus fort.

Cette méthode aboutit, théoriquement tout au moins, à une granularité continue.

#### 2.2.4.1.2. Méthode d'Abrams :

C'est une règle de mélange basée sur l'obtention d'un certain module de finesse globale pour le mélange de granulats à partir de la connaissance des modules de finesse des granulats à employer. Le module de finesse du mélange est choisi de telle manière que les vides dans ce mélange soient, en principe, réduits au minimum. Les modules optimaux pour béton de granulats roulés sont déterminés expérimentalement par Abrams et sont indiqués dans des valeurs tabulées en fonction du dosage en ciment et de la dimension D du plus gros granulat (tableau 2.2).

**Tableau 2.2** : Valeurs optimales d'après Abrams du module de finesse des compositions.

Dosage en ciment kg/m <sup>3</sup>	Dimension maximale D des granulats						
	10	15	20	25	30	40	60
275	4.05	4.45	4.85	5.25	5.60	5.80	6.00
300	4.25	4.60	5.00	5.40	5.65	5.85	6.20
350	4.30	4.70	5.10	5.50	5.73	5.88	6.30
400	4.40	4.80	5.20	5.60	5.80	5.90	6.40

La règle du mélange d'Abrams permet de calculer les pourcentages relatifs de granulats de module de finesse MF<sub>S</sub> et MF<sub>G</sub> pour obtenir un module de finesse MF choisi pour le mélange.

$$S_s = MF_G - MF \quad \text{et} \quad S_g = MF - MF_s$$

La proportion de gravier est : % gravier = (S<sub>g</sub>/S)\*100.

La proportion de sable est : % sable = (S<sub>s</sub>/S)\*100.

Où S = S<sub>s</sub> + S<sub>g</sub>.

#### 2.2.4.1.3. Méthode de Faury :

Faury proposa une nouvelle loi de granulation de type continu, il s'est inspiré pour cela de la théorie de Caquot relative à la compacité d'un granulat de dimension uniforme correspondant à un serrage moyen.

La loi de granulation qui en découle est une loi fonction de  $\sqrt[5]{vd}$ . La courbe granulométrique idéale conduisant à la compacité maximale est alors théoriquement une droite ; cependant Faury a distingué les grains fins et moyens (<D/2), des gros grains (>D/2) et la pente de la droite n'est pas la même pour chacune de ces deux catégories. On trace pour l'ensemble du mélange, ciment compris une courbe granulométrique de référence qui est composée de deux droites si l'on opère sur un graphique gradué, en abscisse, en  $\sqrt[5]{vd}$ .

L'abscisse du point de rencontre de ces deux droites est fixé à  $D/2$  et son ordonnée  $Y$  est donnée par une formule tenant compte de la grosseur  $D$  du granulat et comportant certains paramètres dont la valeur est une valeur tabulée en fonction de types des granulats (roulés ou concassés) et de la puissance du serrage (simple piquage ou vibration plus ou moins intense).

$Y$ , se calcule par la formule suivante :

$$Y = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0.75}$$

$A$  : valeur tabulée.

$B$  : varie de 1 à 2 selon que le béton ferme ou mou.

$D$  : est exprimé en dimension de passoire.

$R$  : est le rayon moyen du moule.

#### 2.2.4.1.4. Méthode de Valette :

R. Valette a mis au point une méthode essentiellement expérimentale mais qui nécessite cependant un certain nombre de calculs préparatoires. Cette méthode est souvent désignée par «dosage des bétons à compacité maximale» ou «dosage des bétons à minimum de sable» ou «dosage des bétons à granularité discontinue ».

La méthode Valette proprement dite est quelquefois utilisée avec certaines variantes. Dans les cas les plus courants on parlera en général d'un béton binaire : un sable et un gravier présentant le plus souvent une certaine discontinuité (par exemple : sable 0/5 et gravier 16/25).

On calcule d'abord le dosage de sable et du ciment devant donner en principe le mortier plein avec un minimum de ciment ; ce dosage s'obtient en mesurant les vides du sable mouillé et en calculant le dosage en ciment permettant de remplir le volume des vides du sable par un volume égal de pâte pure de ciment.

On ajoute en suite le maximum de gravier mouillé compatible avec une ouvrabilité permettant un moulage correct et une mise en œuvre facile dans les conditions du chantier.

On obtient alors le béton plein à minimum de sable et le moins dosé en ciment.

#### 2.2.4.1.5. Méthode de Dreux-Gorisse :

C'est une méthode pratique qui simplifie et rend la formulation du béton plus pragmatique. Elle consiste à rechercher conjointement la résistance à la compression et l'ouvrabilité désirée à partir des données de base essentielles pour la formulation du béton telles que la dimension des granulats (D). La méthode de formulation de Dreux-Gorisse permet de déterminer les quantités optimales des matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges. Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique du béton. Il faut déterminer au préalable le rapport C/E, C et E, le mélange optimal à minimum des vides, la compacité du béton et les masses des granulats.

#### 2.2.5. Types des bétons :

La classification des bétons se fait suivant différents critères, comme :

##### 2.2.5.1. Leur destination (tableau 2.3) :

**Tableau 2.3** : Types des bétons en fonction de leur destination [77].

Types de béton	Destination
Bétons compactés au rouleau	bétons spéciaux pour réaliser certain type de barrage (barrages poids).
Bétons projetés	Pour réaliser les travaux miniers et souterrains, pour la réparation des ouvrages détériorés
Bétons de construction	destinés à la construction courante des bâtiments ou des ouvrages de faible importance
Bétons autonivelants (autoplaçants)	Pour les ouvrages présentant un ferrailage vraiment dense ou d'une forme variable difficile à mouler (courbures multiples).
Bétons coulables sous l'eau	Pour la construction ou la réparation des barrages, les structures portuaires, les tunnels
Bétons fibrés	Pour les dallages (fibres métalliques), piste d'aéroport ou des pièces techniques telles que les tuyaux, gaines (fibres de verre).

**2.2.5.2. Leur masse volumique :**

Selon la classification Européenne, il y a trois classes des bétons qui sont représentées ci-dessous dans le tableau suivant (tableau 2.4) :

**Tableau 2.4 :** Types des bétons en fonction de leur masse volumique [78].

Types de béton	Béton léger	Béton normal	Béton lourd
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	De 800 à 2000	De 2000 à 2600.	Supérieure à 2600

**2.2.5.3. Leur granularité :**

La classification se fait en fonction de la dimension maximale des granulats  $D_{max}$  (tableau 2.5) :

**Tableau 2.5 :** Types des bétons en fonction de  $D_{max}$  [79].

Classes du béton	Béton fin	Béton moyen	Béton gros
Dimension maximale des granulats $D_{max}$	$8 \leq D_{max} < 16\text{mm}$	$16 \leq D_{max} < 31.5 \text{ mm.}$	$31.5 \leq D_{max} < 63$

**2.2.5.4. Leur consistance (cône d'Abrams) :**

Elle est définie en utilisant le cône d'Abrams, et on obtient les cinq classes suivantes (tableau 2.6) :

**Tableau 2.6 :** Types des bétons en fonction de leur consistance [80].

Affaissement (Aff.) en cm	Classe des bétons
0 à 2	Très ferme
3 à 5	ferme
6 à 9	plastique
10 à 13	mou
>14	Très mou

### 2.2.5.5. Leur résistance à la compression sur cylindre $f_{ck}$ :

La norme EN-206 classe les bétons en fonction de leur résistance caractéristique à la compression conformément au tableau 2.7. Dans ce tableau  $f_{ck-cyl}$  est la résistance caractéristique mesurée sur cylindres (c'est cette résistance qui correspond à la résistance caractéristique à laquelle il est fait référence dans l'Eurocode 2) ;  $f_{ck-cube}$  est la résistance caractéristique mesurée sur cubes.

**Tableau 2.7** : Types des bétons en fonction de leur classe de résistance à la compression [81].

Classes	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 45/55
$f_{ck-cyl}$ (N/mm <sup>2</sup> )	8	12	16	20	25	30	35	45
$f_{ck-cube}$ (N/mm <sup>2</sup> )	10	15	20	25	30	37	45	55

## 2.3. PRÉSENTATION DE LA POUDRE DE VERRE :

### 2.3.1. Introduction sur le verre :

Le verre est un corps solide, non cristallin, homogène, provenant de la trempe de la silice après fusion. Il est fabriqué à l'aide des matières premières telles que le sable, la soude, la dolomie et le calcaire auxquelles on ajoute parfois le calcin pour abaisser la température de fusion.

Le verre représente une part importante des déchets solides totaux disponibles chaque année. Le recyclage des déchets de verre est problématique dans les zones urbaines des pays développés, ce qui a suscité beaucoup d'intérêt pour son utilisation dans le béton ces dernières années [82]. Le déchet de verre étant un sous-produit, son utilisation comme matériau source pour la production de géopolymères n'entraîne pas une consommation importante d'énergie, à l'exception du broyage. Ce qui représente une alternative intéressante pour valoriser plus la poudre de verre dans les matériaux de construction.

Le verre est un matériau qui est déjà utilisé dans les matériaux de construction. En effet, le verre pilé s'utilise comme agrégat dans le béton, comme matériau de déchets siliceux dans la production de ciment Portland [83] et comme remplissage pour améliorer l'hydratation.

Plusieurs travaux ont été conduits dans les années soixante sur l'utilisation du verre comme granulats dans les bétons. Cependant ces travaux ont montré que tous les bétons se gonflent et se fissurent [84] [85].

Depuis, l'idée a été en partie abandonnée. Ce n'est que depuis une vingtaine d'année que le sujet est redevenu d'actualité. En effet, pour des raisons économiques et environnementales, l'utilisation du verre recyclé dans les ciments et bétons a suscité l'intérêt d'innombrables municipalités et celles-ci ont encouragé de nouvelles études [86] [87].

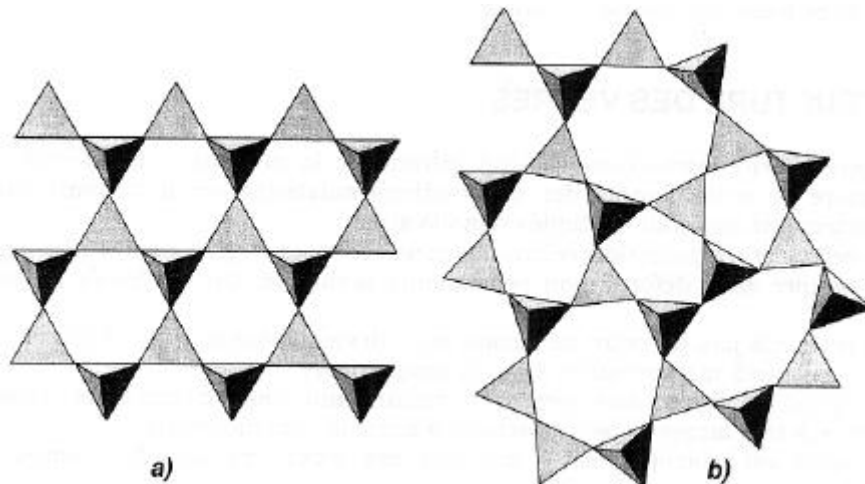
### 2.3.2. Définition de verre :

Dans un gaz, les atomes sont en agitation permanente et occupent tout le volume disponible : il est impossible de prévoir la position des atomes à un instant donné. En dehors des chocs, ces atomes ne sont pas en contact entre eux. L'état gazeux est un état totalement désordonné.

Un liquide occupe un volume constant, indépendant de la pression ; les atomes sont en contact entre eux. Même si les atomes ou les molécules sont très mobiles on peut définir leur proche environnement : on dit que les liquides possèdent un ordre à courte distance.

L'état solide est plus ordonné que l'état gazeux ou que l'état liquide : les cristaux en sont une bonne illustration. Il existe des solides apparemment moins ordonnés : verre, polymères vitreux et des solides partiellement ordonnés comme les polymères semi-cristallins. Pour tous ces matériaux non-cristallins, il existe fréquemment une certaine forme d'ordre à courte distance, même si ce n'est pas l'ordre cristallin. Si l'on fond des cristaux de quartz naturel, on constate après refroidissement brutal que le matériau manifeste des propriétés différentes de celles du matériau initial. On obtient un verre : silice vitreuse.

L'étude approfondie de la silice vitreuse, en particulier par diffraction des rayons X, montre que les distances interatomiques imposées par les liaisons covalentes sont toujours respectées. Les tétraèdres continuent à exister dans la silice vitreuse, comme dans la cristobalite, mais il n'y a pas de motif qui se répète périodiquement (figure 2.8) [88].



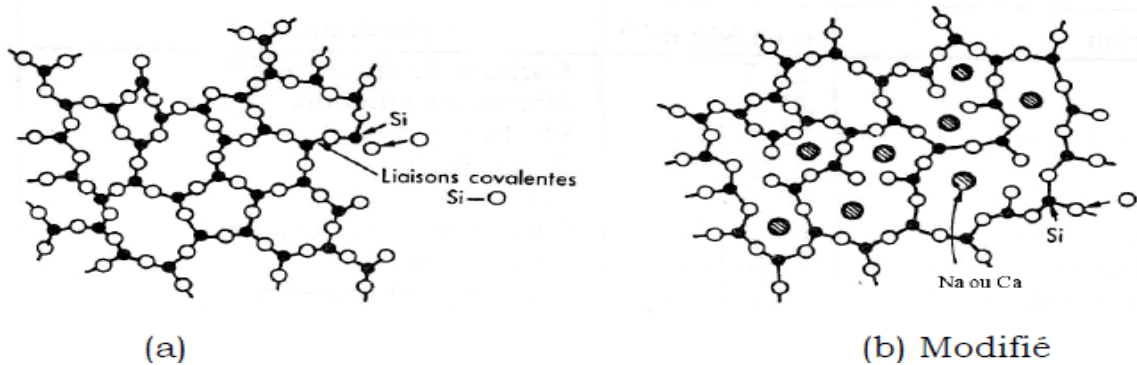
**Figure 2.8 :** a) Structure en anneau de la Cristobalite ; b) Modèle proposé par Zachariasen : les tétraèdres continuent d'exister en formant un réseau continu irrégulier et sont désorientés dans les trois dimensions [89].

En 1921, LEBEDV avait proposé un modèle pour le verre prévoyant l'existence de très petits domaines ordonnés appelés cristallites et reliés les uns aux autres par des domaines désordonnés. La théorie de ZACHARIASEN [1932] décrit la silice vitreuse comme un réseau désordonné conservant les assemblages  $\text{SiO}_4$  de la cristobalite. Le passage de la cristobalite à l'état vitreux s'explique par une trop grande viscosité du liquide qui empêche les tétraèdres désordonnés de reformer la cristobalite. Le matériau n'est ni totalement désordonné (conservation des tétraèdres), ni dans un état métastable au sens de la thermodynamique mais il évolue simplement vers l'état cristallin avec une cinétique très lente.

ZACHARIASEN [1932] a formulé les quatre conditions suivantes pour la formation des verres d'oxydes :

- La coordinance du cation doit être petite ;
- un ion oxygène ne doit pas être lié à plus de deux cations ;
- les polyèdres construits par les oxygènes ne peuvent avoir en commun que leurs sommets et non leurs arêtes ou leurs faces ;
- trois sommets au moins de chaque polyèdre doivent appartenir en même temps à d'autres polyèdres.

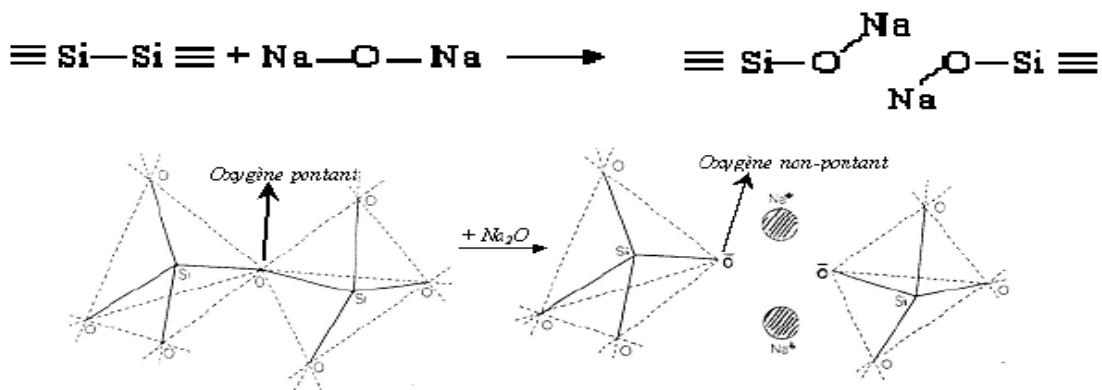
L'état vitreux est donc caractérisé par un désordre (figure 2.9), proche de celui d'un liquide qui tend à cristalliser. La cinétique de cristallisation est, en général, suffisamment lente pour que le matériau apparaisse comme stable à l'échelle de la vie humaine.



**Figure 2.9 :** (a) l'empilement des atomes de la silice amorphe. (b) l'adjonction de Na<sub>2</sub>O et CaO brise des liaisons dans la silice amorphe et donne naissance au verre sodo-calci [Ashby et coll. 1996].

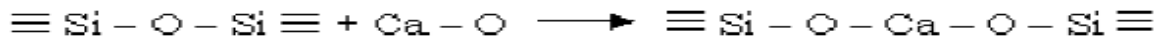
La silice et tous les oxydes qui permettent de telles constructions sont appelés formateurs de réseau. Chaque liaison entre deux polyèdres est effectuée par un atome d'oxygène bivalent : un tel atome est appelé oxygène pontant. On peut modifier la structure d'un verre en y introduisant des modificateurs de réseau. Ce sont des oxydes alcalins de formule M<sub>2</sub>O, comme Na<sub>2</sub>O et K<sub>2</sub>O ou des alcalino-terreux de formule MO, comme CaO et BaO. En ajoutant les fondants (oxydes alcalins), la température de fusion passe de 1730°C à 1400°C (économie d'énergie) et les possibilités de travail sont facilitées.

Avec Na<sub>2</sub>O nous avons (figure 2.10) :



**Figure 2.10 :** Rupture d'un pont Si-O-Si par adjonction d'une molécule de modificateur Na<sub>2</sub>O [90].

La présence de  $\text{Na}_2\text{O}$  provoque l'interruption des liaisons du réseau continu non cristallin, rendant le verre plus fluide à haute température. La formation de ces discontinuités entraîne un affaiblissement de la structure vitreuse dont la solidité augmente avec le nombre de ponts  $\text{Si}-\text{O}-\text{Si}$ .



L'introduction de  $\text{CaO}$  entraîne l'existence d'ions  $\text{O}^{2-}$  liés au silicium d'un seul côté et apporte ainsi une certaine discontinuité au réseau. Mais la liaison  $\text{Ca} - \text{O}$  est considérablement plus forte que la liaison  $\text{Na} - \text{O}$ , à cause de la bivalence de l'ion  $\text{Ca}^{2+}$ , de sorte que les deux oxygènes non pontants se trouvent en quelque sorte liés à travers l'ion  $\text{Ca}^{2+}$  [91].

### 2.3.3. Définition de la poudre verre :

Provenant essentiellement de verre sodocalcique, la poudre de verre est obtenue après le broyage de débris de verre ramassés (figure 2.11) ; la finesse de la poudre de verre est relative à la durée du broyage, une longue durée du broyage donne une finesse élevée.



Figure 2.11 : Broyage des débris de verre.

Du fait de sa nature amorphe et qu'il contienne des quantités relativement appréciables de silice, le verre est en général considéré comme étant pouzzolanique s'il est broyé finement. Ainsi il pourrait être utilisé en remplacement du ciment Portland dans les bétons [88].

### 2.3.4. Les pouzzolanes :

Les pouzzolanes sont des matériaux, naturels ou artificiels, capables de réagir en présence d'eau avec l'hydroxyde de chaux pour donner naissance à des composés nouveaux, stables, peu solubles dans l'eau et possédant des propriétés liantes [92].

Les normes françaises donnent les définitions suivantes des pouzzolanes entrant dans la fabrication des ciments :

#### **2.3.4.1. Pouzzolane naturelle :**

Est un produit d'origine volcanique essentiellement composé de silice, d'alumine et d'oxyde de fer ayant naturellement des propriétés pouzzolaniques. Elle peut être d'origine volcanique : verre volcanique, ponce, rhyolite, tufs, zéolite ou d'origine sédimentaire : terre à diatomées, diatomites.

#### **2.3.4.2. Pouzzolane artificielle :**

C'est une matière essentiellement composée de silice, d'alumine et d'oxyde de fer ayant subi un traitement thermique pour lui assurer des propriétés pouzzolaniques. Les roches traitées thermiquement : argiles, schistes, latérite, bauxite et moler. Le professeur Massaza classe les pouzzolanes en trois catégories [92] :

- Les constituants actifs : phase vitreuse plus au moins altérée, opale, terre de diatomées, zéolites cristallisées.
- Les constituants inertes : phase cristallisée autre que les zéolites.
- Les constituants nocifs : substances organiques et argiles gonflantes.

#### **2.3.5. La réaction pouzzolanique :**

À l'origine, l'appellation d'une pouzzolane se limitait aux cendres volcaniques qui se forment naturellement ainsi qu'aux argiles calcinées qui peuvent réagir avec la chaux, en présence d'eau et à température ambiante. Ce terme a ensuite été élargi pour couvrir d'autres matériaux artificiels ou naturels, silico-alumineux ou siliceux, qui en présence d'eau réagissent avec l'hydroxyde de calcium pour former des composés qui possèdent des propriétés liantes.

La réaction pouzzolanique peut se résumer comme suit :

Pouzzolane +  $\text{Ca(OH)}_2$  + Eau  $\Rightarrow$  silicates de calcium hydratés, silico-aluminates de calcium hydratés.

La propriété pouzzolanique se constate à des degrés variables dans les matériaux riches en silice amorphe ou dont le réseau cristallin est fortement défectueux. L'action pouzzolanique se caractérise par deux aspects distincts : [Barret et coll. 1977 ; Majumdar et coll. 1977]

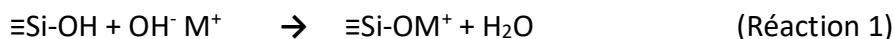
➤ La quantité totale d'hydroxyde de calcium qu'une pouzzolane est capable de fixer. (Thermodynamique).

➤ La rapidité de fixation d'hydroxyde de calcium par la pouzzolane. (Cinétique).

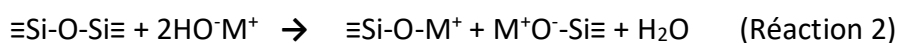
Les produits de la réaction pouzzolanique sont des gels amorphes de type C-S-H, avec des rapports Ca/Si généralement bien inférieurs à ceux des C-S-H du ciment [88].

### 2.3.6. La réaction alcali-silice :

La réaction alcali-silice se produit en général dans un délai de l'ordre de plusieurs dizaines d'années après la fabrication du béton. Les minéraux composant les bétons peuvent présenter différentes formes de silices diversement réactives. Les premiers points d'attaque sont les groupes silanol (Si-OH), qui réagissent avec les hydroxydes alcalins de la solution interstitielle [60] :



L'attaque sur les ponts siloxane (Si-O-Si) situés plus profondément a lieu ensuite :



Avec (M = Na ou K)

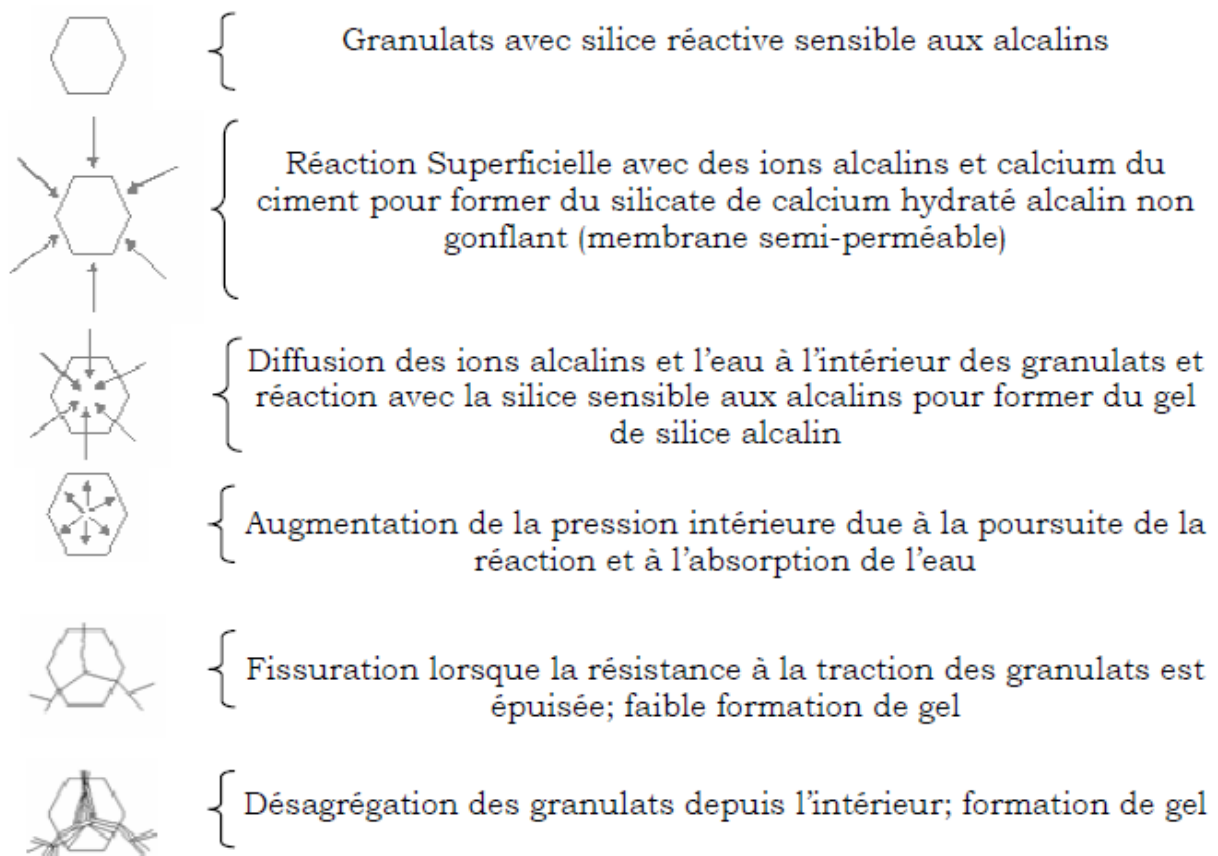
De façon simplifiée, l'évolution de la réaction peut être détaillée comme suit [93] (figure 2.12) :

➤ Concentration des alcalins dans la solution interstitielle lors de la progression de l'hydratation.

➤ Migration des ions  $\text{OH}^-$ ,  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$  de la solution interstitielle vers la silice réactive des granulats.

➤ Réaction des hydroxydes alcalins avec l'acide silicique réactif.

- Formation d'un gel de silice alcalin susceptible de gonfler.
- Dans quelques cas, transformation du gel en silicate de calcium hydraté alcalin non gonflant, qui, sous forme de membrane ou couche semi-perméable sur la surface, laisse passer de préférence les ions  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$  ainsi que l'eau.
- Formation à l'intérieur des granulats de gel de silice alcalin susceptible de gonfler.
- Poursuite de la réaction et absorption d'eau augmentant la pression intérieure.
- Fissuration et écoulement du gel lorsque la pression intérieure est supérieure à la résistance à la traction des granulats et de la pâte de ciment durcie.



**Figure 2.12** : Représentation schématique d'un mécanisme possible entraînant des dégâts lors de la réaction alcali-silice [Sprung et coll. 1998].

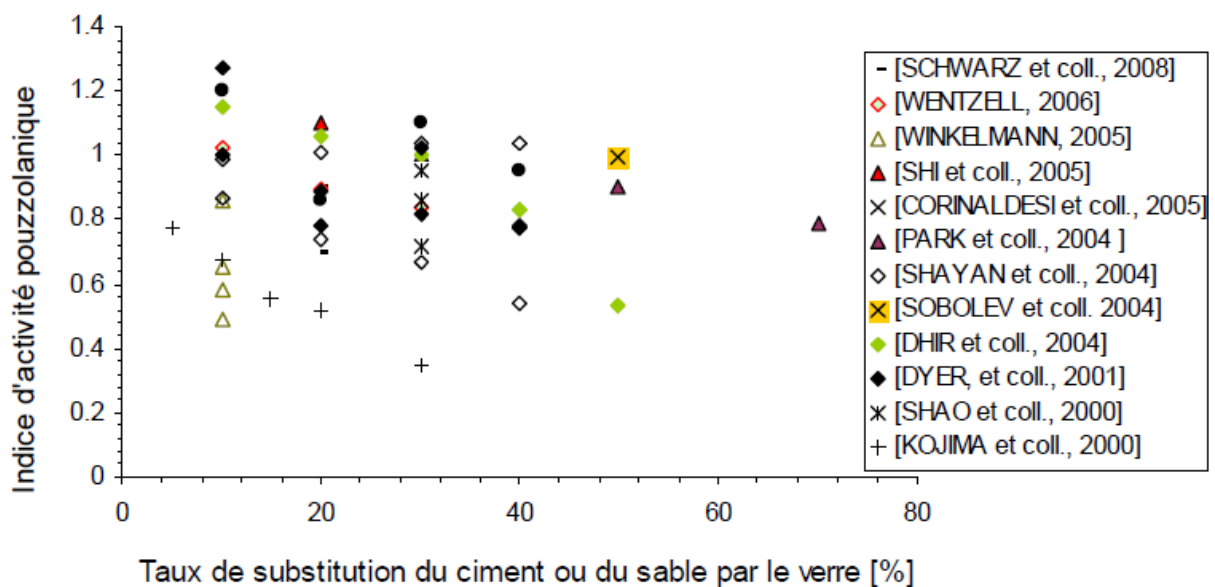
### 2.3.7. Comportement de verre dans un milieu cimentaire :

Le verre incorporé dans les bétons peut manifester plusieurs types de comportement. Essentiellement en fonction de sa granularité : une granularité grossière tend à provoquer un phénomène d'alcali-réaction générateur de désordres, alors qu'un verre fin développe une action bénéfique identifiable à une réaction pouzzolanique [91].

#### 2.3.7.1. Réaction pouzzolanique de verre :

L'activité pouzzolanique du verre a été évaluée par diverses méthodes : les tests mécaniques sur éprouvettes de mortier et béton à base de ciment ou sur des mortiers à base de chaux, ou encore tests chimiques de consommation de chaux notamment par ; l'essai Chapelle, ATG, DRX.

La figure 2.13 rassemble les résultats de quelques travaux effectués entre les années 2000 et 2008 qui traitent de l'activité pouzzolanique du verre. L'indice d'activité est défini comme étant le rapport de la résistance du mélange avec verre à la résistance du mélange témoin.



**Figure 2.13 :** Indices d'activité pouzzolanique du verre utilisé dans des conditions différentes.

Il a été difficile, voire impossible, de rassembler des travaux tous faits dans des mêmes conditions. Toutefois les conclusions suivantes se dégagent nettement :

1. La taille des grains de verre joue un rôle prépondérant sur l'activité pouzzolanique du verre : plus les grains de verre sont fins, meilleure et son activité pouzzolanique ;
2. La résistance des mortiers et bétons diminue à mesure que leur teneur en verre augmente ;
3. Le verre de couleur brune est le verre qui possède la plus faible activité pouzzolanique derrière le verre vert puis le verre blanc ;
4. Pour des résistances optimales, il est plus intéressant de substituer le sable que le ciment par le verre ;
5. Une température élevée joue un rôle important dans l'activation du verre ;
6. Le verre, comparé à d'autres pouzzolanes notamment la cendre volante, développe rapidement son activité pouzzolanique ;
7. L'utilisation simultanée d'un verre et d'une pouzzolane en remplacement partiel du ciment pourrait conduire à des synergies intéressantes [88].

#### **2.3.7.2. Réaction alcali-silice de verre :**

Le remplacement partiel du granulat naturel ou du ciment par le verre dans les bétons, améliore ses propriétés mécaniques notamment les résistances en compression. Toutefois, certains travaux conseillent l'utilisation de ce matériau, en prenant certaines précautions. Effectivement, les bétons à base de verre sont confrontés à un problème lié à leur durabilité. La silice du verre en combinaison avec les alcalins du ciment donne naissance à des produits gonflants qui entraînent l'endommagement des bétons :

De même que la pouzzolanité, la réaction alcali-silice du verre dépend de différents paramètres. La bibliographie a montré que le processus de la réaction alcali-silice en général et des granulats de verre est un phénomène complexe influencé par plusieurs facteurs [88].

**2.8. CONCLUSION :**

Nous avons exposé, en première partie, une présentation générale du matériau béton, ses constituants, ses propriétés à l'état frais jusqu'à l'état durci, sa formulation et ces différents types. Dans la pratique, ce sont deux propriétés, l'ouvrabilité et la résistance mécanique qui doivent être mises au point en premier lors de la formulation. En effet, l'ouvrabilité contrôle la mise en œuvre, tandis que la résistance mécanique conditionne la capacité portante de l'ouvrage.

En deuxième partie, nous avons procédé à l'identification de la poudre de verre, son origine, son comportement dans un milieu cimentaire et sa réaction pouzzolanique. Toutes ces caractéristiques sont indispensables pour l'interprétation des différents comportements des bétons à base de ciment et de poudre de verre à l'état frais et durci.

# **CHAPITRE 3**

## **PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES ET ÉLABORATION DES ESSAIS EXPÉRIMENTAUX**

### 3.1. INTRODUCTION SUR LA MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE :

L'utilisation de la poudre de verre broyé en remplacement d'une proportion convenable du ciment présente une voie prometteuse pour valoriser et recycler les déchets de verre.

Nous avons traité dans cette partie d'étude, l'influence de la valorisation de la poudre de verre dans la composition du béton à travers la caractérisation expérimentale des propriétés mécaniques des différents bétons avec incorporation de la poudre de verre.

Pour réaliser ce travail expérimental, nous avons présenté, dans la première phase, les matériaux constitutifs du béton à travers l'identification de leurs caractérisations, ensuite, nous avons opté pour la formulation convenable des différents bétons à élaborer (béton témoin, béton de 10%, 15% et 20% de poudre de verre) en variant le rapport E/C. Dans la deuxième phase, nous avons procédé à la fabrication des différents bétons et caractériser leur comportement à l'état frais ; cette phase a été finalisée par la conservation des éprouvettes cylindriques et prismatiques après démoulage dans un bain thermostatique à 20°C durant 28 jours. La troisième et la dernière phase a porté sur les essais de compression et de traction par flexion sur le béton durci.

### 3.2. CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS :

#### 3.2.1. Le ciment :

Le ciment utilisé est de type portland CEM II/B 42,5 provenant de l'usine ACC de LAFARGE-ALGÉRIE dont la composition minéralogique ainsi que la composition chimique et les caractéristiques physico-mécaniques sont présentées respectivement dans les tableaux 3.1 et 3.2.

**Tableau 3.1 :** Composition minéralogique du ciment.

Constituent	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	CaO .L	Gypse	Calcaire
Teneur (%)	57	19	05	13	01	05	18

**Tableau 3.2 :** Composition chimique et caractéristique physico-mécanique du ciment.

Composants chimiques	Pourcentage (%)	Caractéristiques physiques
SiO <sub>2</sub>	18,13	Début de prise : 150 – 180 min
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,42	Fin de prise : 3 h 30 – 4 h 30
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,03	Masse spécifique : 3,1 g/cm <sup>3</sup>
CaO	60,78	SSB : 3555 cm <sup>2</sup> /g
MgO	1,84	Chaleur d'hydratation : 456,60 (j/g)
SO <sub>3</sub>	2,34	<b>Résistance à la compression (MPa)</b>
K <sub>2</sub> O	0,64	7 j : 36,74 14 j : 41,07 28 j : 45,07
Na <sub>2</sub> O	0,13	
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,10	
TiO <sub>2</sub>	0,23	
Perte au feu	8,36	

### 3.2.2. Les granulats :

#### a. Le sable :

Pour la confection des différents bétons, nous avons utilisé le sable roulé 0/5 d'Oued Khemis Meliana d'un module de finesse (Mf = 2,72). Le tableau 3.3, résume les caractéristiques physiques du sable à utiliser.

**Tableau 3.3 :** Caractéristiques physiques du sable.

Type du sable	Masse volumique absolue (t/m <sup>3</sup> )	Masse volumique apparente (t/m <sup>3</sup> )	ESP (%)	MF
Sable roulé 0/5 d'Oued Khemis Meliana	2,63	1,55	70	2,72

*b. Les graviers :*

Les graviers utilisés dans la composition des différents bétons sont des graviers concassés 3/8, 8/15 et 15/25 provenant de la carrière Azrou Keddara. Les caractéristiques physiques de ces graviers sont présentées dans le tableau 3.4.

**Tableau 3.4 :** Caractéristiques physiques des graviers.

Type des graviers	Masse volumique absolue (t/m <sup>3</sup> )	Masse volumique apparente (t/m <sup>3</sup> )	Los Angeles pour la classe granulaire 10/14
Gravier concassé 3/8 de la carrière Azrou Keddara	2,62	1,37	28
Gravier concassé 8/15 de la carrière Azrou Keddara	2,63	1,41	
Gravier concassé 15/25 de la carrière Azrou Keddara	2,64	1,43	

Les résultats de l'analyse granulométrique des granulats par voie sèche selon la norme NF EN 932-2 sont représentés dans la figure 3.1 :

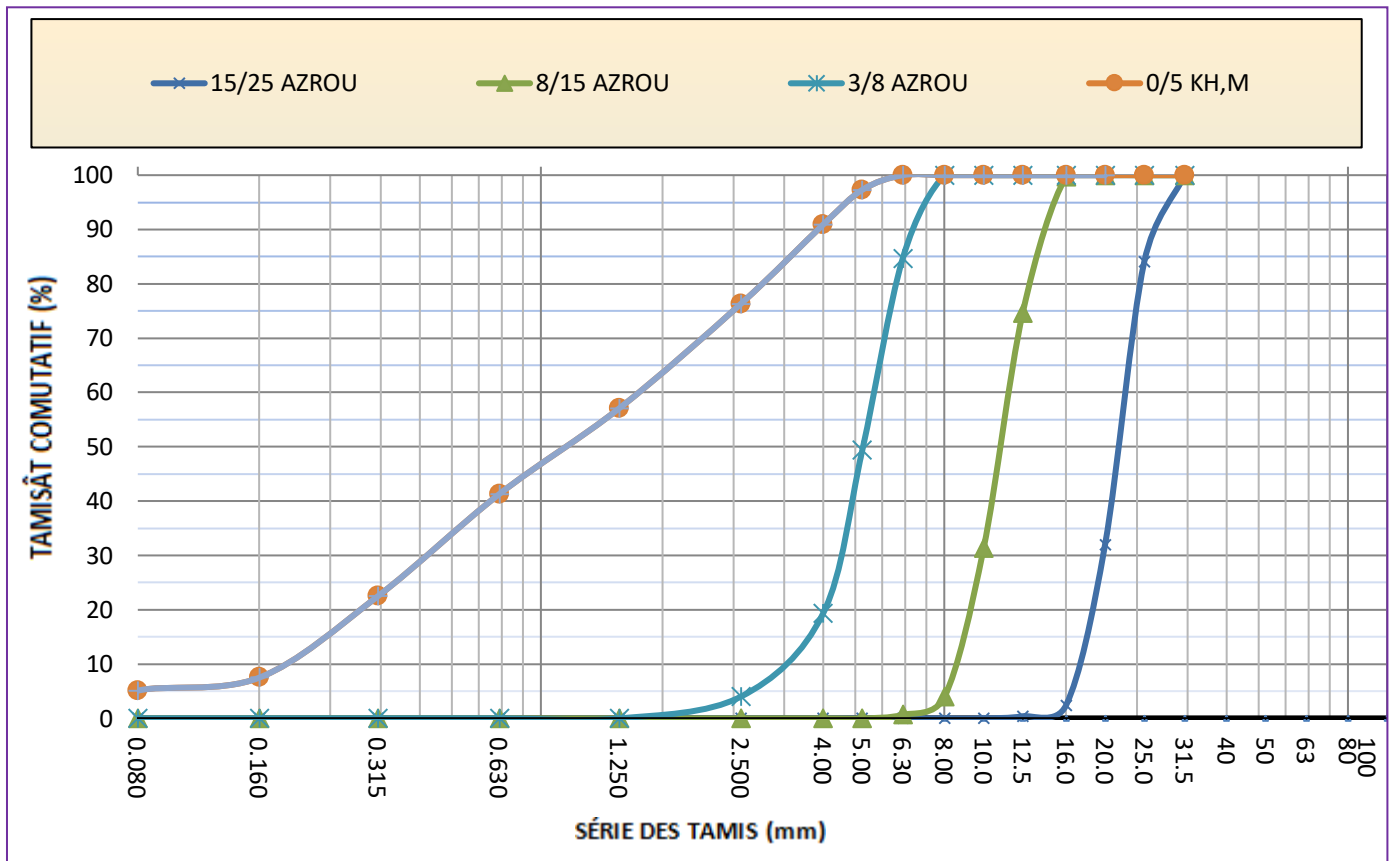


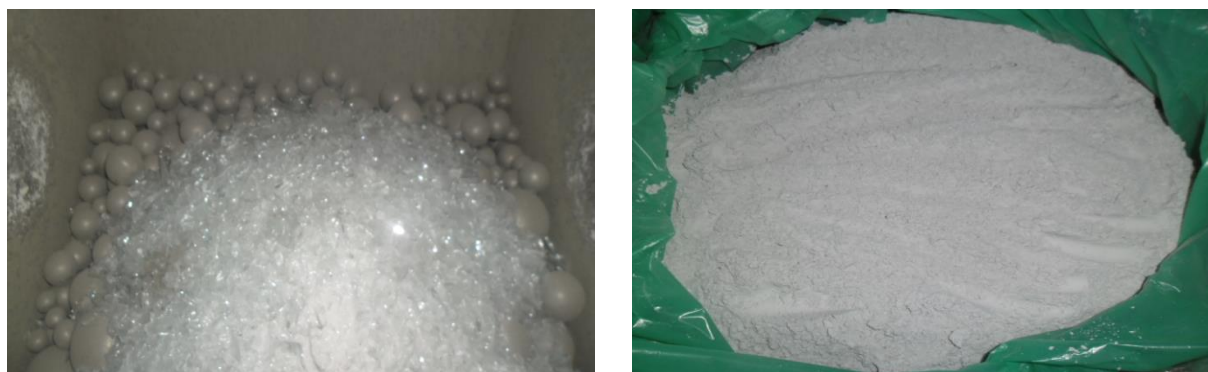
Figure 3.1 : Analyse granulométrique des granulats par voie sèche NF EN 932-2.

**3.2.3. L'eau de gâchage :**

L'eau utilisée pour gâcher les différents bétons provient de l'eau potable de robinet, on a pris la précaution de constater sa propreté et son odeur, visuellement, elle apparaissait bonne pour être utilisée.

**3.2.4. La poudre de verre :**

Provenant de verre plat brisé, la poudre de verre est obtenue après le broyage des débris de verre ramassés ; le broyage dure 1 heure pour aboutir à une finesse similaire à celle du ciment (figure 3.2).



**Figure 3.2 :** Broyage des déchets de verre plat.

L'utilisation d'une poudre de verre avec une finesse similaire à celle du ciment peut progresser les caractéristiques mécaniques du béton.

Généralement, le verre est principalement composé de silice amorphe. Récemment, des études ont été effectuées sur l'utilisation du verre comme matériau pouzzolanique dans l'industrie cimentaire. Ces études ont démontré que les particules très fines de verre de dimension de moins de 38  $\mu\text{m}$ , peuvent améliorer les propriétés mécaniques du béton à cause de la réaction pouzzolanique du verre (Shao et al. 2000).

D'autre part, l'analyse chimique est faite à l'aide de la fluorescence X (XRF). Les propriétés physiques, la densité relative et la finesse Blaine ont été déterminées au moyen d'un pycnomètre et du perméabilimètre de Blaine respectivement.

La composition chimique et les caractéristiques physiques de la poudre de verre sont illustrées respectivement dans les tableaux 3.5 et 3.6.

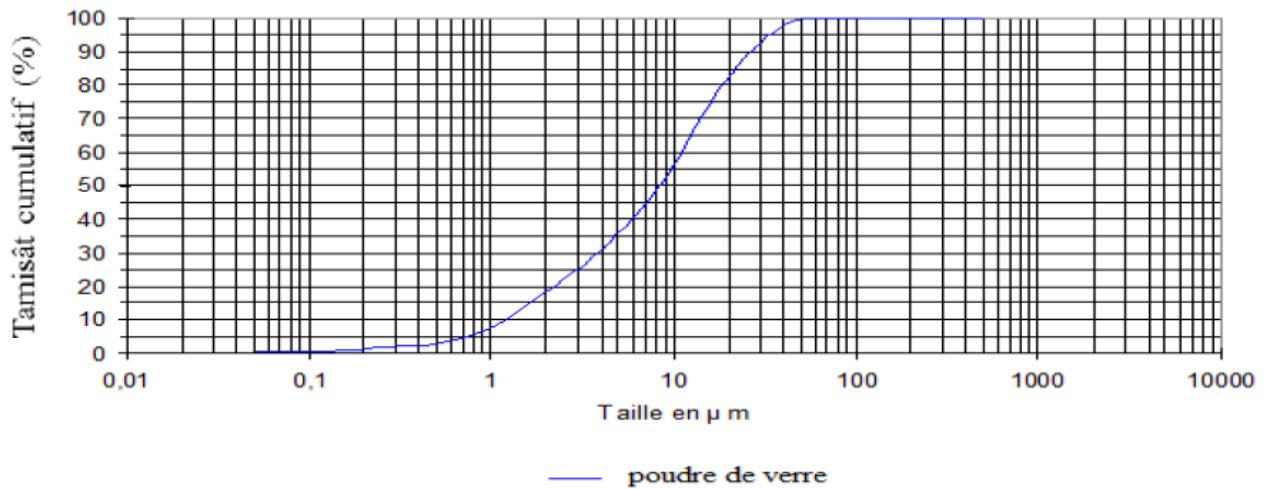
**Tableau 3.5 :** Composition chimique de la poudre de verre.

Composant	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	TiO <sub>2</sub>	PAF
%	72,84	0,98	0,55	9,66	1,76	0,25	0,43	12,69	0,01	0,04	0,79

**Tableau 3.6 :** Caractéristiques physiques de la poudre de verre.

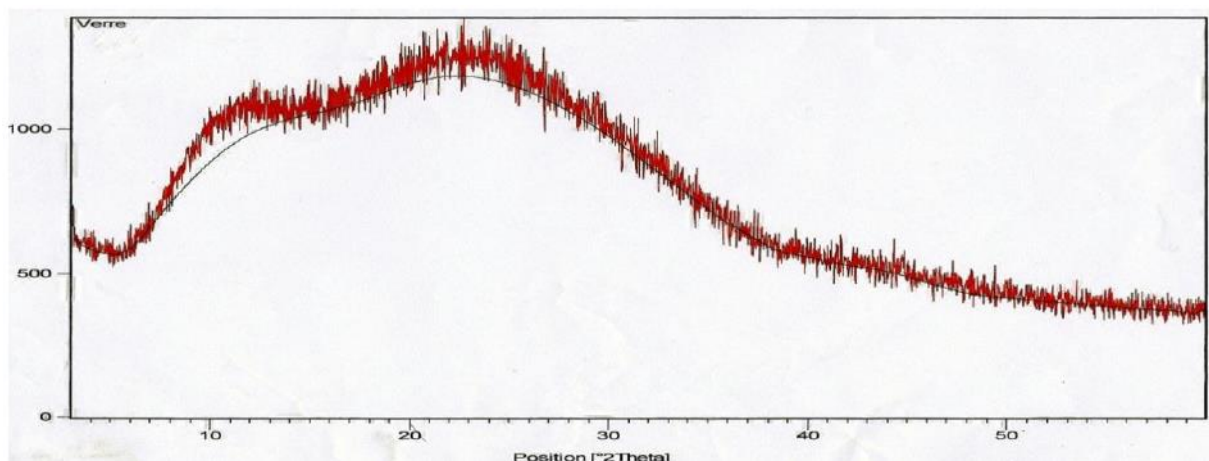
<b>Caractéristiques</b>	
<b>Densité relative</b>	2,57
<b>Finesse Blaine (cm<sup>2</sup>/g)</b>	4400
<b>Couleur</b>	Blanc

L'analyse granulométrique de la poudre de verre est illustrée dans la figure 3.3.



**Figure 3.3 :** Analyse granulométrique de la poudre de verre.

L'analyse minéralogique de la poudre de verre par DRX est représentée dans la figure 3.4 :



**Figure 3.4 :** Radiogramme DRX de la poudre de verre.

### 3.3. FORMULATION DES BÉTONS TESTÉS :

#### 3.3.1. Formulation du béton témoin :

Les quantités des constituants du béton témoin illustrées dans le tableau 3.7 ont été déterminées en s'appuyant sur la méthode de formulation de Dreux Gorisse, qui consiste à rechercher conjointement la résistance à la compression et l'ouvrabilité désirée à partir des données de base essentielles pour la formulation du béton telles que la dimension des granulats (D).

Tableau 3.7 : Composition du béton témoin.

Matériaux	Unité	Béton témoin
<b>E/C=0,5</b>		
Sable 0/5	Kg/m <sup>3</sup>	724
Gravier 3/8	Kg/m <sup>3</sup>	162
Gravier 8/15	Kg/m <sup>3</sup>	559
Gravier 15/25	Kg/m <sup>3</sup>	360
Ciment CEM II/B 42,5	Kg/m <sup>3</sup>	400
Eau	l/m <sup>3</sup>	200

### 3.3.2. Formulation des bétons incorporés de poudre de verre :

Il est clair que la méthode de Dreux-Gorisse n'est pas adaptée, car elle ne prend pas en considération les différentes additions. Pour les bétons incorporés de poudre de verre, leurs formulations se réfèrent au béton témoin. L'incorporation de la poudre de verre dans les différents bétons a été effectuée par substitution des pourcentages du ciment de 10%, 15% et 20% en fixant le rapport E/L, dans le premier cas, à 0,5 dont L est le liant y compris le ciment et la poudre verre, donc, la poudre de verre (PDV) a été considérée comme un liant dans ce cas (tableau 3.8). Dans le deuxième cas, nous avons fixé le rapport E/C à 0,5 c'est-à-dire la poudre de verre, dans ce cas, a été considérée comme une addition (tableau 3.9).

Tableau 3.8 : Composition des bétons incorporés de poudre de verre (E/L=0,5).

Matériaux	Unité	Béton de 10% de PDV	Béton de 15% de PDV	Béton de 20% de PDV
<b>E/L=0,5</b>				
Sable 0/5	Kg/m <sup>3</sup>	724	724	724
Gravier 3/8	Kg/m <sup>3</sup>	162	162	162
Gravier 8/15	Kg/m <sup>3</sup>	559	559	559
Gravier 15/25	Kg/m <sup>3</sup>	360	360	360
Ciment CEM II/B 42,5	Kg/m <sup>3</sup>	360	340	320
Poudre de verre (PDV)	Kg/m <sup>3</sup>	40	60	80
Eau	l/m <sup>3</sup>	200	200	200

**Tableau 3.9 :** Composition des bétons incorporés de poudre de verre (E/C=0,5).

Matériaux	Unité	Béton de 10% de PDV	Béton de 15% de PDV	Béton de 20% de PDV
<b>E/C=0,5</b>				
Sable 0/5	Kg/m <sup>3</sup>	724	724	724
Gravier 3/8	Kg/m <sup>3</sup>	162	162	162
Gravier 8/15	Kg/m <sup>3</sup>	559	559	559
Gravier 15/25	Kg/m <sup>3</sup>	360	360	360
Ciment CEM II/B 42,5	Kg/m <sup>3</sup>	360	340	320
Poudre de verre (PDV)	Kg/m <sup>3</sup>	40	60	80
Eau	l/m <sup>3</sup>	180	170	160

### 3.4. BÉTONS FRAIS :

#### 3.4.1. Préparation des gâchées :

Les mélanges des différents bétons ont été préparés à l'aide d'un malaxeur à mouvement planétaire (figure 3.5).



**Figure 3.5 :** Malaxeur à mouvement planétaire.

Pour assurer une bonne homogénéité des différents bétons, nous avons opté pour la séquence de malaxage suivante :

- Vérifier en premier lieu le nombre et l'état des moules cylindriques et prismatiques nécessaires pour les essais. Ces derniers doivent être graissés à l'aide d'une huile pour faciliter le décoffrage (voir figure 3.6),



**Figure 3.6 :** Moules des éprouvettes cylindriques et prismatiques graissés à l'aide d'huile.

- réunir tout le matériel nécessaire pour effectuer les essais,
- vérifier que les matériaux ne sont pas humides, sinon les sécher préalablement dans l'étuve,
- préparer la quantité d'eau nécessaire pour la gâchée,
- peser les matériaux secs (gravier, sable, ciment et poudre de verre) et les introduire dans le malaxeur,
- mettre le malaxeur en marche pour homogénéiser le mélange sec pendant 30 secondes,
- laisser le malaxeur en marche et ajouter progressivement l'eau de gâchage,
- effectuer immédiatement les essais après arrêt du malaxage, les essais ont été réalisés au moins deux fois pour valider les valeurs obtenues,
- remplir les éprouvettes cylindriques et prismatiques en deux/trois couches sans vibration.

### 3.4.2. Essai sur le béton frais :

#### 3.4.2.1. Essai d'affaissement au cône d'Abrams :

##### 3.4.2.1.1. Principe de l'essai :

Cet essai [1] [94] consiste à mesurer la hauteur d'affaissement d'un volume tronconique du béton frais. Ce dernier est compacté dans un moule ayant la forme d'un tronc de cône. Lorsque le cône est soulevé verticalement, l'affaissement du béton permet de mesurer sa consistance.

##### 3.4.2.1.2. Appareillage :

- Moule pour former l'éprouvette : en métal non directement attaqué par la pâte de ciment, d'une épaisseur minimale de 1,5 mm. La paroi intérieure du moule doit être lisse, sans aspérités. Le moule doit avoir la forme d'un tronc de cône creux (figure 3.7) aux dimensions intérieures suivantes :

- Diamètre de la base :  $(200 \pm 2)$  mm,

- diamètre du haut :  $(100 \pm 2)$  mm,

- hauteur :  $(300 \pm 2)$  mm.



**Figure 3.7 :** Cône d'Abrams.

Le moule doit être muni, à sa partie supérieure, de deux poignées et, à sa partie inférieure, de pattes de fixation ou d'appui, afin de l'immobiliser.

- Tige de piquage : de section circulaire, rectiligne, en acier, de  $(16 \pm 1)$  mm de diamètre, et de  $(600 \pm 5)$  mm de longueur, dont les extrémités sont arrondies.
- Entonnoir (facultatif) : en matériau non absorbant et non directement attaqué par la pâte de ciment, ayant un dispositif permettant à l'entonnoir d'être placé correctement sur le moule spécifié ci-dessus.
- Règle : graduée de 0 mm à 300 mm, avec des graduations de 5 mm, le zéro étant situé à une extrémité de la règle.
- Surface ou plateau de base : plateau ou autre surface, rigide, plat, non absorbant, sur lequel le moule sera posé.
- Récipient de ré-homogénéisation : plateau plat de structure rigide, en matériau non absorbant et non directement attaqué par la pâte de ciment. Ses dimensions doivent être appropriées de sorte que le béton puisse être facilement regâché, à l'aide de la pelle carrée.
- Pelle carrée : La pelle de forme carrée est nécessaire pour assurer un mélange correct du matériau sur le récipient de ré-homogénéisation
- Minuterie ou horloge : capable de mesurer le temps à 1 seconde près.

#### 3.4.2.1.3. Mode opératoire :

- Humidifier le moule et le plateau de base, puis placer le moule sur le plateau.
- Maintenir fermement le moule en place pendant le remplissage, en le solidarissant par les deux pattes de fixation.
- Remplir le moule en trois couches, chacune correspondant approximativement, après serrage, au tiers de la hauteur du moule. Piquer chaque couche 25 fois avec la tige de piquage. Répartir les coups uniformément sur la section de chaque couche. Pour la couche inférieure, il est nécessaire d'incliner légèrement la tige et de donner approximativement la moitié des piquages avec des coups en spirale jusqu'au centre. Piquer la deuxième couche et la couche supérieure, chacune sur toute son épaisseur, de sorte que la tige pénètre légèrement dans la couche sous-jacente (figure 3.8).



**Figure 3.8 :** Piquage des couches du béton dans le cône d'Abrams.

Lors du remplissage et du compactage de la couche supérieure, mettre un excès de béton au-dessus du moule avant de commencer le piquage. Si lors du piquage de la couche supérieure apparaît un manque du béton au dessous du bord supérieur du moule. Ajouter du béton pour avoir toujours un excès. Après avoir piqué correctement la couche supérieure, araser le béton suivant le bord supérieur du moule en effectuant un mouvement de sciage et de roulage à l'aide de la tige de piquage.

- Enlever le béton qui s'est écoulé sur le plateau de base. Démouler le béton en soulevant verticalement le moule avec précaution.

- Immédiatement après avoir retiré le moule, mesurer l'affaissement ( $h$ ) en déterminant la différence entre la hauteur du moule et le point la plus haut du corps d'épreuve affaissé (figure 3.9).



**Figure 3.9 :** Mesure d'affaissement du béton au cône d'Abrams.

Le tableau 3.10 présente la consistance du béton en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams.

**Tableau 3.10 :** Consistance du béton en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams.

Consistance du béton	Affaissement (cm)	Serrage nécessaire
Très ferme	2	Vibration puissante
Ferme	3 à 5	Bonne vibration
Plastique	6 à 9	Vibration normale
Très plastique	10 à 15	Simple piquage
Fluide	$\geq 16$	Léger piquage

**Remarque :**

- l'essai d'affaissement est sensible aux modifications de la consistance du béton correspondant à des affaissements compris entre 10 mm et 200 mm. En dehors de ces limites, la mesure de l'affaissement peut être inadaptée et il convient d'envisager d'autres méthodes de détermination de la consistance.
- Cet essai ne s'applique pas si la dimension maximale du plus gros granulats est supérieure à 40 mm.

- L'enlèvement du moule doit se faire en 5 s à 10 s, par une remontée verticale régulière sans imprimer au béton un mouvement latéral ou de torsion.
- L'ensemble des opérations, depuis le début du remplissage jusqu'à l'enlèvement du moule, doit être réalisé sans interruption et terminé en moins de 150 s.
- L'essai n'est valable que s'il conduit à un affaissement normal réel, c'est-à-dire un affaissement pour lequel le béton reste, dans l'ensemble, intact et symétrique. Si l'éprouvette se cisaille, un autre échantillon doit être pris et la procédure recommencée. Si deux essais consécutifs montrent un cisaillement du béton dans la masse de l'éprouvette, cela signifie que le béton ne présente pas la plasticité ni la cohésion nécessaires pour que l'essai soit applicable (la norme NF EN 12350-2) [49].

### 3.4.3. Conservation des éprouvettes cylindriques et prismatiques :

Les échantillons utilisés pour déterminer la résistance mécanique à la compression des différents bétons testés sont des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm (figure 3.6).

Les échantillons utilisés pour déterminer la résistance mécanique en traction par flexion des différents bétons testés sont des éprouvettes prismatiques de dimension 10cmx10cmx40cm (figure 3.6).

Le béton témoin et les bétons à base de poudre de verre ont été mis en place dans les moules cylindriques et prismatiques par vibration à l'aide des dispositifs vibratoires traditionnels (principalement aiguille vibrante et table vibrante).

Après le coulage, les éprouvettes ont été laissées à température ambiante au laboratoire (figure 3.10) et ont été démoulées après 24 heures. Après le démoulage, elles ont été conservées dans un bain à 20°C durant 28 jours (figure 3.11).



Figure 3.10 : Éprouvettes avant le démoulage.



Figure 3.11 : Éprouvettes conservées dans un bain à 20°C durant 28 jours.

### 3.5. BÉTON DURCI :

#### 3.5.1. Essais sur le béton durci :

##### 3.5.1.1. Essai de compression uniaxiale :

L'essai de compression uniaxiale concerne les éprouvettes cylindriques qui ont été conservées dans un bain à 20°C durant 28 jours. L'essai a pour but de valoriser la résistance à la compression à 28 jours des différents bétons testés.

La presse hydraulique utilisée est d'une capacité maximale de 3000 kN. La résistance à la compression a été évaluée suivant la norme NF EN 12390-3.

Préalablement, l'éprouvette subit un surfaçage (mortier sable/souffre conformément à la norme NF EN 12390-3) (figure 3.12). L'opération du surfaçage permet d'obtenir des surfaces planes parallèles entre elles et perpendiculaires aux génératrices des éprouvettes, ce qui génère une répartition uniforme de la force de compression à toute la surface transversale de l'éprouvette cylindrique lors de l'essai. Elle peut être contrôlée à l'aide d'une presse béton KN avec centrale d'acquisition numérique. L'éprouvette doit rentrer dans les conformités visuelles (forme des fissures après avoir rompue) et de pression apportée jusqu'à rupture.



**Figure 3.12 :** Surfaçage de l'éprouvette par le souffre et le sable.

La conduite de l'essai est la suivante : l'éprouvette cylindrique, une fois rectifiée doit être centrée sur la presse d'essai (figure 3.13). La charge de rupture est la charge maximale enregistrée au cours de l'essai. La résistance à la compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette [95].

On note alors la charge maximale atteinte  $P$  (MN) et la surface de chargement  $S$  (m<sup>2</sup>), la contrainte maximale (résistance à la compression) s'écrit alors :

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = P / S$$



**Figure 3.13** : Essai de compression.

### **3.5.1.2. Essai de traction par flexion à trois points [BEINISH, 2000] [AFNOR, 2001f] :**

L'essai de traction par flexion à trois points concerne les éprouvettes prismatiques qui ont été conservées dans un bain à 20°C durant 28 jours. L'essai a pour but de valoriser la résistance à la traction à 28 jours des différents bétons testés.

La résistance en traction du béton est obtenue par un essai de flexion à trois points (d'après la norme NF EN 12390-5) (figure 3.14).



**Figure 3.14** : Essai de traction par flexion à 3 points.

Cet essai est complètement normalisé. Lors de cet essai, l'éprouvette prismatique du béton est soumise à des contraintes de compression au niveau de sa fibre supérieure et à des contraintes de traction au niveau de sa fibre inférieure. L'éprouvette prismatique va se rompre dès qu'elle aura atteint sa limite de traction, appelée contrainte de traction par flexion à trois points  $\sigma_{flex}$  (figure 3.15).



**Figure 3.15** : Éprouvette prismatique rompue suite l'essai de traction par flexion à 3 points.

Selon [BEINISH, 2000] [AFNOR, 2001f], la contrainte de traction par flexion à trois points se détermine de la manière suivante :

$$\sigma_{flex} = \frac{3}{2} \frac{F l}{d_1 d_2^2}$$

Où :

- $\sigma_{flex}$  : la contrainte de traction par flexion à trois points [MPa].
- $F$  : l'effort de compression [N].
- $l$  : la longueur de sollicitation du prisme [mm].
- $d_1$  : largeur du prisme [mm].
- $d_2$  : épaisseur du prisme dans le sens de la flexion [mm].

La rupture se produisant avec un gradient de contraintes dans cet essai, le CERIB (le centre d'études et de recherches de l'industrie du béton) recommande d'utiliser un coefficient de 0,6 afin d'obtenir la résistance en traction pure :

$$\sigma_{trac} = 0,6 \sigma_{flex}$$

- $\sigma_{trac}$  : la contrainte réelle de traction [MPa].
- $\sigma_{flex}$  : la contrainte de traction par flexion à trois points [MPa].

### 3.6. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, les différentes caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des constituants du béton ont été présentées, notamment, la poudre de verre. L'essai au cône d'Abrams nous a permis de déterminer la consistance des bétons et déduire l'influence de la poudre de verre sur le comportement du béton à l'état frais. Les essais à la compression et à la traction par flexion à trois points conduisent à caractériser les propriétés mécaniques des bétons à base de ciment et de poudre de verre, en fonction du paramètre E/C.

# **CHAPITRE 4**

## **PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS**

#### 4.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre consiste à présenter d'une façon globale les résultats obtenus et leurs interprétations afin d'en tirer des conclusions.

Le programme expérimental réalisé dans le chapitre 4 a pour ambition, l'étude de certaines propriétés primordiales des bétons à base du ciment et de poudre de verre. Dans le cadre de ce chapitre, nous nous attacherons à étudier l'influence du pourcentage en poudre de verre incorporé dans le béton sur sa consistance à l'état frais et sur sa résistance mécanique à l'état durci en tenant compte aussi de la variation du paramètre E/C, ce qui nous permettra d'avoir une vision plus grande sur les bétons à base du ciment et de poudre de verre.

À partir des résultats des essais expérimentaux, nous tentons de distinguer le meilleur comportement du béton à base du ciment et de poudre de verre à travers les propriétés étudiées des différents bétons testés ; à savoir : l'affaissement au cône d'Abrams et la résistance mécanique.

#### 4.2. PRÉSENTATION ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS :

##### 4.2.1. Présentation et interprétation des résultats des essais sur le béton frais :

##### 4.2.1.1. Présentation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams :

Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent les mesures de l'affaissement au cône d'Abrams des bétons testés dans les cas où E/L=0,5 et E/C=0,5 respectivement.

**Tableau 4.1** : Affaissement au cône d'Abrams des bétons testés selon le rapport E/L=0,5.

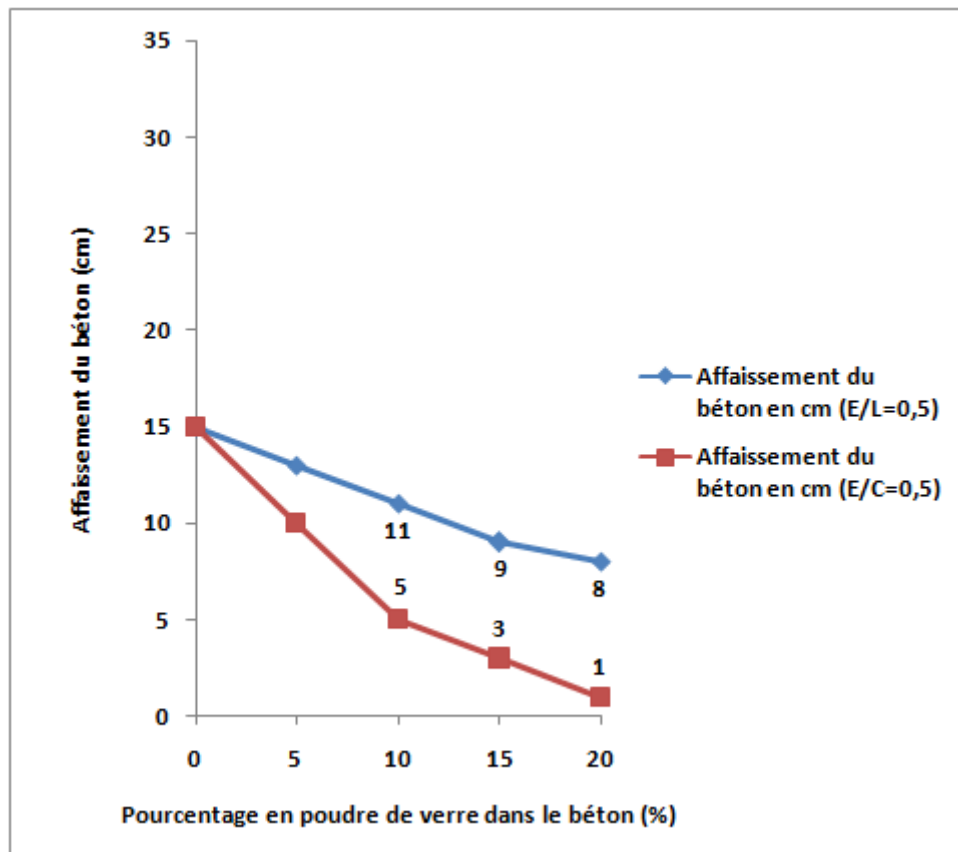
Type du béton	Affaissement (cm)	Consistance du béton
<b>E/L=0,5</b>		
Béton témoin	15	Béton très plastique
Béton de 10% de PDV	11	Béton très plastique
Béton de 15% de PDV	9	Béton plastique
Béton de 20% de PDV	8	Béton plastique

**Tableau 4.2** : Affaissement au cône d'Abrams des bétons testés selon le rapport E/C=0,5.

Type du béton	Affaissement (cm)	Consistance du béton
<b>E/C=0,5</b>		
Béton de 10% de PDV	5	Béton ferme
Béton de 15% de PDV	3	Béton ferme
Béton de 20% de PDV	1	Béton très ferme

#### 4.2.1.2. Interprétation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams :

La figure 4.1 montre la variation de l'affaissement au cône d'Abrams des bétons en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée et selon les rapports E/L et E/C fixés.



**Figure 4.1** : Variation de l'affaissement des bétons en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée et selon les rapports E/L et E/C fixés.

4.2.1.2.1. Interprétation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams dans le cas où  $E/L=0,5$  :

Le rapport E/L est fixé à 0,5, cela indique deux points :

1. La poudre de verre incorporée est considérée comme un liant,
2. la quantité d'eau est constante dans tous les bétons testés,

Dans la figure 4.1, nous remarquons une diminution de l'affaissement au cône d'Abrams avec l'augmentation du pourcentage en poudre de verre incorporée. Ceci peut être interprété par l'influence de la poudre de verre qui est caractérisée par une forte demande d'eau par rapport au ciment, donc la réduction de fluidité du béton.

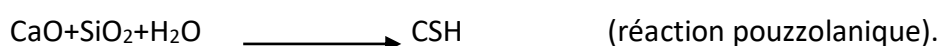
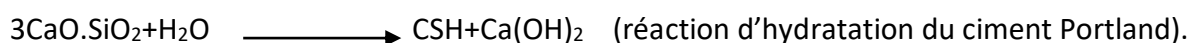
Mais comment s'explique cette forte demande en eau ?

La poudre de verre est un ajout cimentaire alternatif de couleur blanche. Elle est obtenue après la collecte et le broyage des fragments de verre plat. Sa haute teneur en silice amorphe  $\text{SiO}_2$  lui confère des propriétés pouzzolaniques en se combinant avec la chaux pour produire d'autres hydrates [96].

Un matériau est dit pouzzolanique si, en présence d'eau, il présente la propriété de se combiner avec la chaux pour former un liant.

La plupart des matériaux pouzzolaniques contiennent une forme de silice vitreuse réactive qui, en présence d'eau, peut se combiner à l'aide de la température libérée par l'hydratation du  $\text{C}_2\text{S}$  et  $\text{C}_3\text{S}$  du ciment Portland, avec la chaux pour former un silicate de calcium hydraté (C-S-H) similaire à celui qui est formé durant l'hydratation du ciment Portland [97].

Les réactions hydrauliques et pouzzolaniques peuvent s'écrire globalement comme suit :



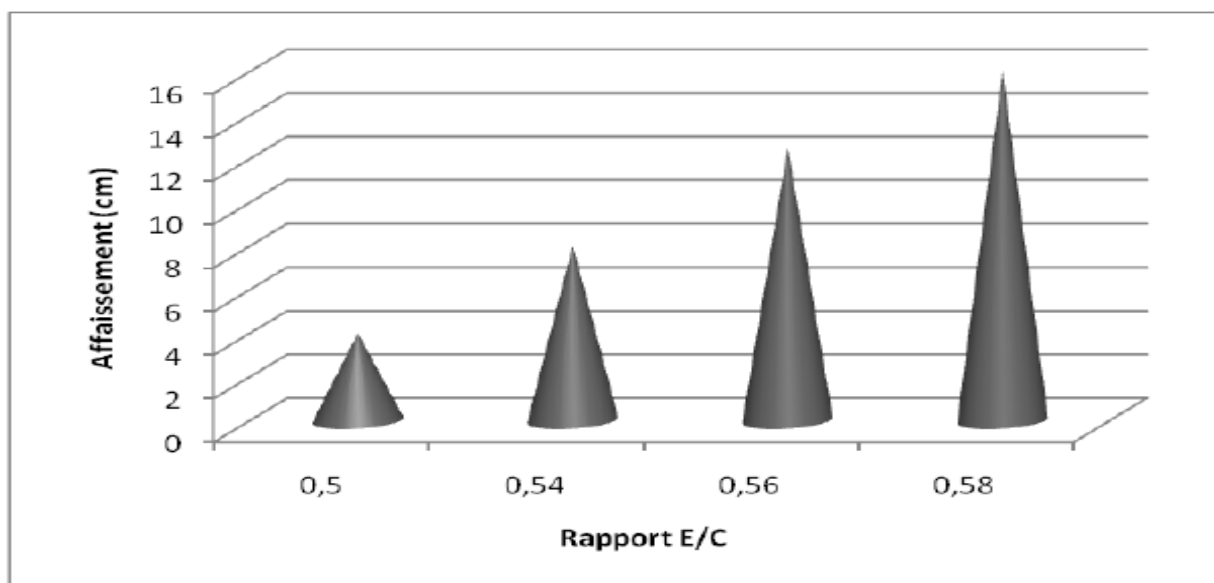
On constate donc que la réaction pouzzolanique consomme de l'hydroxyde de calcium ou Portlandite ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) pour former le silicate de calcium hydraté (C-S-H).

Il faut noter qu'à la température de la pièce, cette réaction est généralement lente et peut se développer sur plusieurs semaines. Cependant, plus la pouzzolane est fine et vitreuse, plus sa réaction avec la chaux est rapide [98].

Selon Shao et al [99], le verre plus fin (38  $\mu\text{m}$ ) est plus réactif, mais son utilisation peut augmenter la demande en eau en fonction de sa finesse.

En effet, certaines additions comme le verre potentiellement pouzzolanique, ont une demande en eau importante par rapport au filler calcaire chimiquement inerte, ce qui peut réduire les propriétés d'ouvrabilité du béton [100].

La figure 4.2 montre l'évolution de la maniabilité d'un béton ordinaire en fonction du rapport E/C. Le constat général qui se dégage est que l'affaissement au cône d'Abrams augmente avec la croissance du rapport E/C [101].



**Figure 4.2 :** L'influence du rapport E/C sur la maniabilité [101].

Si nous déduisons les valeurs du rapport E/C des bétons testés, nous trouvons des valeurs inscrit dans le tableau 4.3 :

Tableau 4.3 : Valeurs du rapport E/C des différents bétons testés.

Type du béton	E/L	E/C
Béton témoin	0,5	0,5
Béton de 10% de PDV	0,5	0,56
Béton de 15% de PDV	0,5	0,59
Béton de 20% de PDV	0,5	0,63

En se référant sur le tableau 4.3, les valeurs du rapport E/C s'élèvent progressivement, puisque la quantité du ciment sera diminuée après chaque augmentation du pourcentage en poudre de verre introduite au béton, donc, automatiquement l'affaissement au cône d'Abrams sera augmenté (voir figure 4.2). Cependant, on remarque la décroissance de l'affaissement au cône d'Abrams ? Ceci signifie que la poudre de verre a une forte demande en eau, cette forte demande s'élève avec l'augmentation du pourcentage en poudre de verre.

De ce qui précède, nous pouvons conclure que l'augmentation du pourcentage en poudre de verre dans le béton avec le comportement de PDV très fine (finesse similaire à celle du ciment), nécessite une demande croissante d'eau, pour sa caractéristique forte d'absorption d'eau, d'un côté, et pour la réaction pouzzolanique d'autre côté, et plus la poudre de verre fine, est plus réactive et son utilisation dans le béton peut augmenter la demande en eau en fonction de sa finesse.

#### 4.2.1.2.2. Interprétation des résultats des essais de l'affaissement au cône d'Abrams dans

##### le cas où E/C=0,5 :

Le rapport E/C étant fixé à 0,5, cela indique deux points :

1. La poudre de verre incorporée est considérée comme une addition,
2. la quantité d'eau sera diminuée avec la diminution de la quantité du ciment.

Selon la figure 4.1, nous remarquons une diminution considérable de l'affaissement au cône d'Abrams avec l'augmentation du pourcentage en poudre de verre incorporée. L'évolution de l'affaissement au cône d'Abrams des bétons testés dans ce cas est plus faible que celui des bétons préparés avec le rapport E/L=0,5. Ce faible affaissement des bétons testés est

interprété d'un côté, par l'influence de la poudre de verre qui est caractérisée par une forte demande en eau par rapport au ciment, comme nous avons vu précédemment, et de l'autre côté par la diminution de la quantité d'eau dans les bétons testés avec la réduction de la quantité du ciment, donc un comportement ferme des bétons à base du ciment et de poudre de verre.

**N.B :** À un pourcentage de 20% en poudre de verre, la mise en œuvre du béton préparé a été très compliquée, vu son comportement très ferme.

#### 4.2.2. Présentation et interprétation des résultats des essais sur le béton durci :

##### 4.2.2.1. Présentation des résultats des essais de compression uniaxiale :

Les tableaux 4.4 et 4.5 présentent les valeurs de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours dans le cas où  $E/L=0,5$  et  $E/C=0,5$  respectivement.

**Tableau 4.4 :** Valeurs de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours selon le rapport  $E/L=0,5$ .

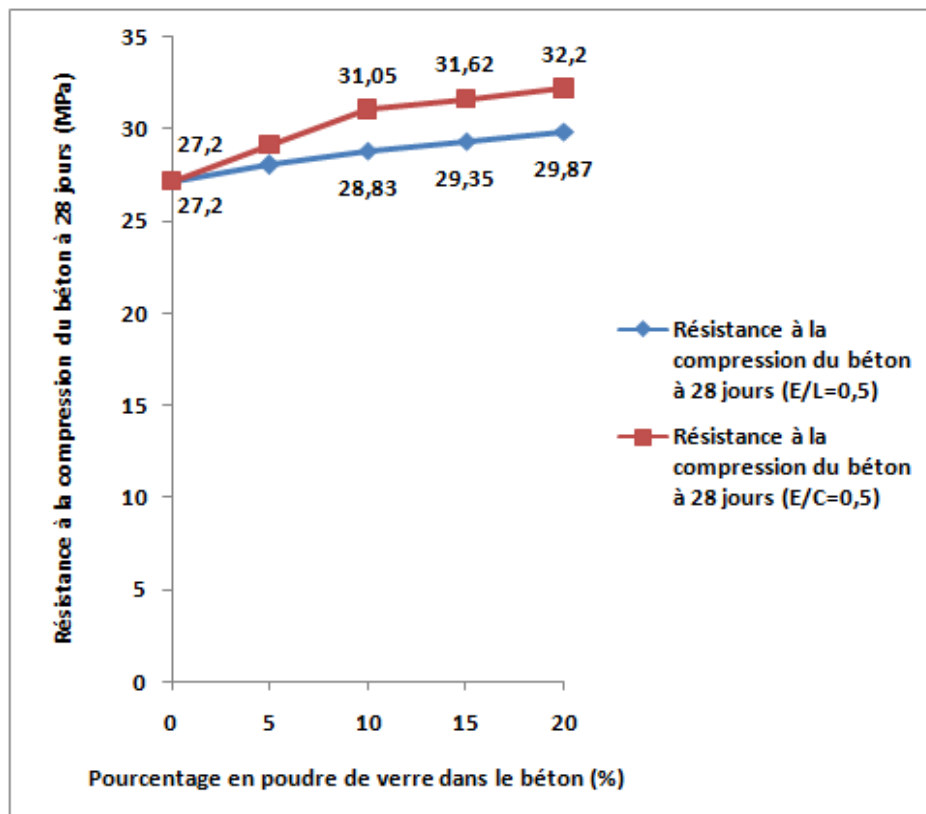
Type du béton	Résistance à la compression à 28 Jours (MPa)
<b><math>E/L=0,5</math></b>	
Béton témoin	27,20
Béton de 10% de PDV	28,83
Béton de 15% de PDV	29,35
Béton de 20% de PDV	29,87

**Tableau 4.5 :** Valeurs de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours selon le rapport  $E/C=0,5$ .

Type du béton	Résistance à la compression à 28 Jours (MPa)
<b><math>E/C=0,5</math></b>	
Béton de 10% de PDV	31,05
Béton de 15% de PDV	31,62
Béton de 20% de PDV	32,20

#### 4.2.2.2. Interprétation des résultats des essais de compression uniaxiale :

La figure 4.3 montre la variation de la résistance à la compression des bétons à 28 jours en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée et selon les rapports E/L et E/C fixés.



**Figure 4.3 :** Variation de la résistance à la compression des bétons à 28 jours en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée et selon les rapports E/L et E/C fixés.

##### 4.2.2.2.1. Interprétation des résultats des essais de la compression uniaxiale dans le cas où E/L=0,5 :

Selon la figure 4.3 et dans le cas où E/L=0,5, nous remarquons une légère augmentation de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours avec la croissance du pourcentage en poudre de verre incorporée.

L'amélioration de la résistance peut être expliquée par : l'effet physique et chimique de la poudre de verre. La poudre de verre ajuste la granulométrie du ciment (remplissage), en augmentant ainsi la compacité de la pâte (effet physique) [102].

Elle présente une réaction pouzzolanique avec les produits d'hydratation du clinker pour former des silicates de calcium hydraté (C-S-H) denses. (Effet chimique) [103].

L'hydratation du ciment Portland libère une grande quantité de chaux à la suite de la réaction d'hydratation du  $C_3S$  et  $C_2S$  (30% de la masse anhydre du ciment). Cette chaux contribue peu à la résistance de la pâte du ciment hydraté.

Quand on fabrique des bétons, si on utilise de 20% à 30% de pouzzolane théoriquement, on pourrait faire réagir toute la chaux produite par l'hydratation du ciment Portland pour transformer en C-S-H. Cependant les conditions dans lesquelles on utilise le béton sont très différentes de cette situation idéale et la réaction pouzzolanique n'est jamais complète [104].

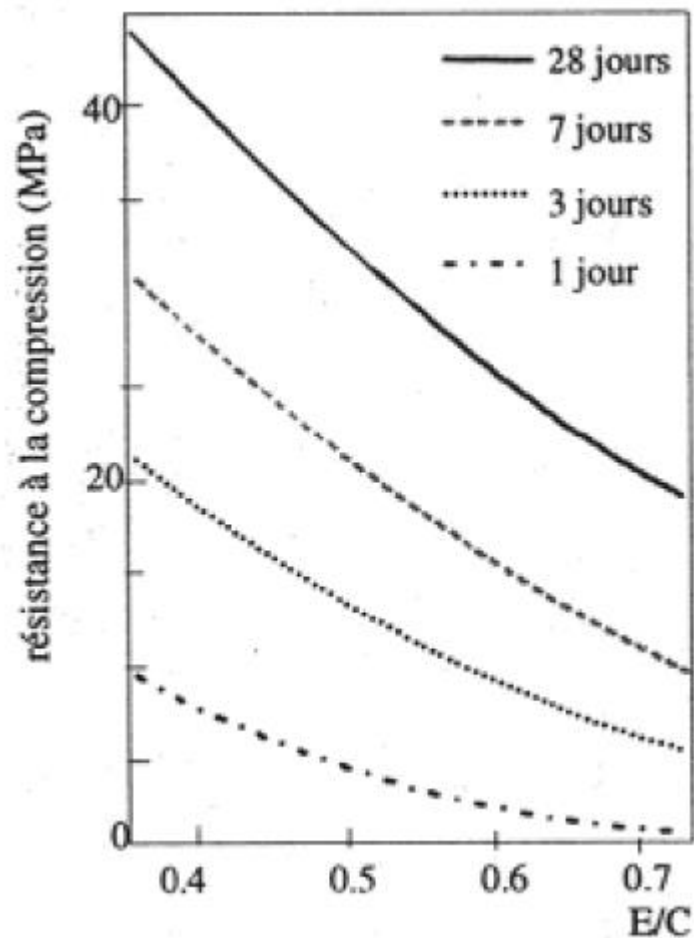
La réaction pouzzolanique dans le béton se développe par consommation de la Portlandite (CH) et produit du silicate de calcium hydraté (C-S-H), qui peut augmenter la résistance en compression du mortier et du béton [105].

Shao et al (2000) [99] arrivent à la conclusion au terme de leur étude que l'ajout de la poudre de verre finement broyée entraîne une augmentation de l'activité pouzzolanique du verre et une augmentation progressive de la résistance en compression du béton.

Les grains de la poudre de verre ayant les mêmes dimensions que celles du ciment Portland, sont bien dispersés dans la pâte de ciment, ce qui peut créer une structure dense avec la microporosité. Il y a une densification visible autour des grains de la poudre de verre due à l'hydratation partielle de ces grains qui peuvent former la phase C-S-H [104].

Le rapport E/C a une grande influence sur la résistance à la compression, lorsque E/C est faible la résistance augmente, une réduction de 15 litres (par  $m^3$ ) d'eau de gâchage entraîne une augmentation de 5 à 10% de la résistance à la compression [65].

La figure 4.4 montre que la résistance à la compression du béton est d'autant plus élevée que le rapport E/C diminue et que l'âge du béton est plus grand [106].



**Figure 4.4 :** Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression du béton [106].

Précédemment, nous avons déduits les valeurs du rapport E/C des bétons testés (voir tableau 4.3). Ces valeurs du rapport E/C s'élèvent progressivement, puisque la quantité de ciment sera diminuée après chaque augmentation du pourcentage en poudre de verre introduite au béton, donc, automatiquement la résistance à la compression à 28 jours sera diminuée (voir figure 4.4). Cependant, on remarque la croissance de cette résistance ? Donc on peut dire que la poudre de verre ajoutée au béton a un rôle très important dans l'amélioration de la résistance à la compression du béton.

En fin, de ce qui précède, nous pouvons conclure, que la substitution d'un pourcentage jusqu'à 20 % en poudre de verre dans le béton, peut améliorer la résistance à la compression du béton à 28 jours, malgré, les valeurs élevées du rapport E/C, cette amélioration est due au rôle primordial de la poudre de verre dans la composition du béton, par son rendement physique et chimique. Et avec une finesse similaire à celle du ciment, le gain sera suprême.

Les résultats montrent que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du pourcentage de la poudre de verre dans l'intervalle de 10% à 25%, au delà de ce pourcentage la résistance est affectée [102].

Les chercheurs ont découvert qu'au delà de 25% ou 30% de la poudre de verre, la résistance à la compression est affecté. Ceci est dû aux :

- Le taux de 20% à 30% de la poudre de verre seulement nécessaire pour réagir avec toute la chaux produite par l'hydratation du ciment Portland pour transformer en silicate de calcium hydraté (C-S-H). Ce dernier joue un rôle considérable dans l'augmentation de la résistance à la compression du béton à 28 jours et la quantité en excès de 30% sera inactive [104].
- l'augmentation du pourcentage de la poudre de verre au delà de 30%, conduit à la diminution de la quantité du ciment, donc, pour un rapport  $E/L=0,5$ , c'est-à-dire, des valeurs élevées de  $E/C$ , ce qui va diminuer la résistance à la compression du béton à 28 jours. Et pour rapport  $E/C=0,5$ , la quantité d'eau va diminuer avec la diminution de la quantité du ciment, et on ne peut pas imaginer l'état du béton préparé à l'état frais puisque au taux de 20% de la poudre de verre, on a brusqué d'un béton très ferme (affaissement de 1cm).

Le gain de résistance généré par l'ajout de la poudre de verre par effet de remplissage et par effet pouzzolanique (donc par la fixation de la Portlandite générée par l'hydratation des minéraux du ciment), constitue une propriété de durabilité qui permet d'envisager la valorisation du verre dans la composition du béton. Il est toutefois nécessaire de valider le caractère durable de la valorisation de la poudre de verre dans le béton par d'autres travaux.

#### 4.2.2.2. Interprétation des résultats des essais de la compression uniaxiale dans le cas où $E/C=0,5$ :

Selon la figure 4.3, et dans le cas où  $E/C=0,5$ , nous remarquons une augmentation de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours avec la croissance du pourcentage en poudre de verre incorporée.

Comme, nous avons vu précédemment, l'augmentation de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours est justifiée par l'effet physique et chimique de la poudre de verre.

L'évolution de la résistance à la compression des bétons testés à 28 jours dans ce cas est plus avantageuse que celle des bétons préparés avec le rapport E/L=0,5. Cette amélioration de la résistance peut être justifiée par la diminution de la quantité d'eau dans les bétons testés. Donc, pour avoir un bon comportement mécanique du béton à base du ciment et de poudre de verre, il faut maintenir un rapport E/C=0,5. Cependant, ce facteur peut engendrer une consistance ferme du béton.

#### **4.2.2.3. Présentation des résultats des essais de traction par flexion à trois points :**

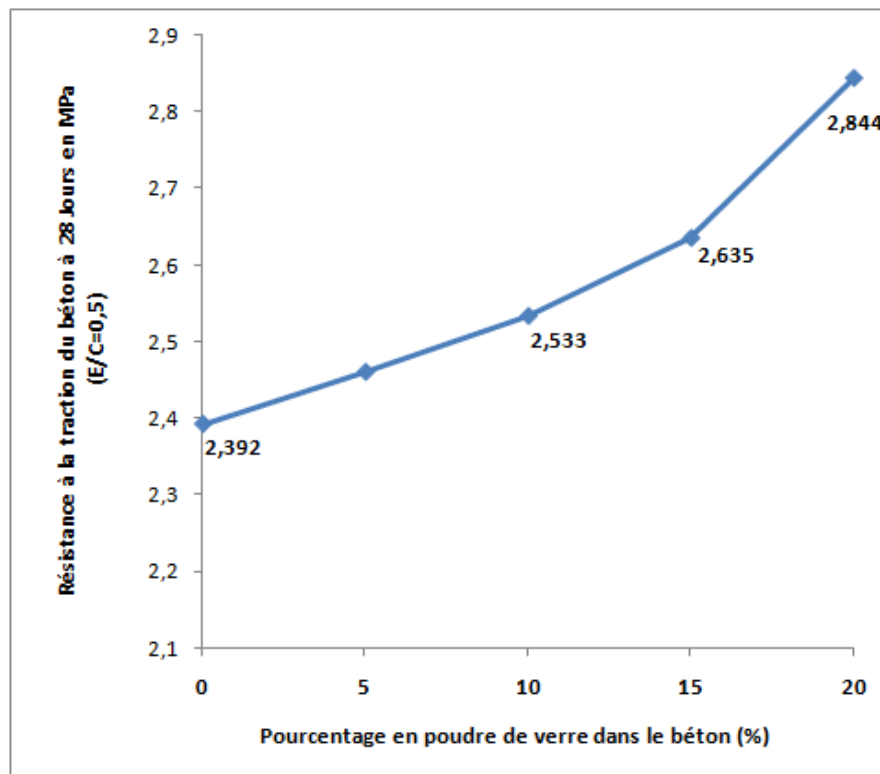
La machine utilisée pour les essais de traction par flexion à trois points, est pilotée par un ordinateur muni d'un logiciel d'acquisition qui nous permet d'enregistrer la flèche au centre de l'éprouvette et la force en temps réel au cours de l'essai ; à l'aide d'un capteur de déplacement et d'effort. Le tableau 4.6 présente les valeurs de la résistance à la traction des bétons testés à 28 jours.

**Tableau 4.6 :** Valeurs de la résistance à la traction des bétons testés à 28 jours.

Type du béton	Résistance à la traction à 28 Jours (MPa)
<b>E/C=0,5</b>	
<b>Béton témoin</b>	2,392
<b>Béton de 10% de PDV</b>	2,533
<b>Béton de 15% de PDV</b>	2,635
<b>Béton de 20% de PDV</b>	2,844

#### **4.2.2.4. Interprétation des résultats des essais de traction par flexion à trois points :**

La figure 4.5 montre la variation de la résistance à la traction des bétons à 28 jours en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée.



**Figure 4.5 :** Variation de la résistance à la traction des bétons à 28 jours en fonction du pourcentage en poudre de verre incorporée.

Selon la figure 4.5, nous observons une légère augmentation de la résistance à la traction des bétons testés à 28 jours avec la croissance du pourcentage en poudre de verre incorporée. Cette légère augmentation de la résistance est due à l'effet physique et chimique de la poudre de verre.

Il est évident que le béton présente une faible résistance à la traction, la résistance du béton ordinaire en traction reste généralement inférieure au 1/10 de celle à la compression, ce qui justifie les basses résistances de la traction trouvées.

Les résultats obtenus par Taha et al (2008a) montrent que la résistance en traction et flexion du béton incorporant 20 % de poudre de verre en remplacement du ciment est quasi égale à celle du béton témoin [44].

La résistance de la traction augmente avec l'augmentation du pourcentage en poudre de verre incorporée jusqu'à 20%, au delà du pourcentage de 25% la résistance est affectée.

L'évolution de la résistance à la traction se conforme avec celle à la compression.

### 4.3. CONCLUSION :

Les résultats des essais expérimentaux sur le béton frais et durci ont montré l'effet de la poudre dans le comportement du béton vu son caractère forte d'absorption d'eau d'une part et pour sa réaction pouzzolanique d'autre part.

Pour les bétons élaborés à base du ciment et de poudre de verre avec le rapport  $E/L=0,5$ , la poudre de verre a réduit l'affaissement au cône d'Abrams comparativement au béton témoin, mais ces bétons ont gardé une consistance plastique acceptable. Pour les bétons élaborés avec le rapport  $E/C=0,5$ , l'affaissement au cône d'Abrams est devenu plus faible suite à la réduction de la quantité d'eau dans le béton, donc, une consistance très ferme, notamment, avec un ajout de 20% en poudre de verre.

L'évolution de la résistance à la compression à 28 jours des bétons préparés avec le rapport  $E/C=0,5$  est plus avantageuse que celle des bétons préparés avec le rapport  $E/L=0,5$ . Cette amélioration de la résistance est justifiée par la diminution de la quantité d'eau dans les bétons testés. Donc, pour avoir un bon comportement mécanique du béton à base du ciment et de poudre de verre, il faut maintenir un rapport  $E/C=0,5$ . Cependant, ce facteur peut engendrer une consistance ferme du béton.

Les résultats montrent que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du pourcentage en poudre de verre dans l'intervalle de 10% à 25%, au delà de ce pourcentage la résistance est affectée.

Enfin nous avons considéré que le béton élaboré avec 20% en poudre de verre et un rapport  $E/L=0,5$  plus avantageux, vu sa consistance plastique acceptable facile à la mise en œuvre et sa résistance à la compression améliorée.

# **CHAPITRE 5**

## **MODÉLISATION DU FLUAGE**

### 5.1. INTRODUCTION :

Le fluage est une caractéristique majeure d'un comportement non linéaire des matériaux, dans laquelle le matériau continue de se déformer sous une charge constante. La déformation permanente est considérée comme étant la première cause générant des dégâts aux bétons. Le comportement des bétons avec incorporation des débris de verre broyés est influencé par les conditions d'environnement tels que : régime de pluies, température, gel. Il est noté que le phénomène du fluage dans le domaine plastique est extrêmement complexe. Plusieurs modèles mathématiques ont été proposés afin de représenter ce phénomène. Ceux-ci ont pu inclure en fonction du temps : la variation de la température, les déformations au fluage et contrainte déformations.

### 5.2. MODÉLISATION DU FLUAGE DANS UNE STRUCTURE :

Le but de la modélisation est de refléter les dispositifs de base du fluage dans une structure en incluant le développement des déformations inélastique, relaxation et la redistribution des contraintes. L'analyse d'une structure au fluage nécessite les étapes suivantes :

1. Nécessité de regard sur la géométrie de la structure, type du chargement ;
2. Application d'un model mécanique approprié fondé sur les hypothèses concernant la cinématique des déformations, types des efforts intérieurs (moments) et les équations d'équilibre ;
3. Un modèle constitutif fiable peut être formulé pour refléter les déformations au fluage ;
4. Un modèle mathématique du comportement de la structure (conditions aux limites) peut être formulé impliquant les équations indépendantes du matériau ;
5. Une solution non linéaire du problème est entamée ;
6. Vérification des modèles appliqués.

ABAQUS, ADINA, ANSYS, COSMOS constituent une variété de logiciels développés afin de solutionner des problèmes de la mécanique. Par conséquent, des modèles spécifiques avec des variables internes, de types de contraintes et les fonctions de température ainsi que les constantes de matériau sont exposés sous forme de sous-routines à des fins expérimentales afin qu'ils soient commercialisés.

Dans ce qui suit, ANSYS finite élément code est appliqué dans l'analyse numérique d'une structure au fluage. Pour considérer le processus d'endommagement, la subroutine « usercreep » est appliquée. Le programme ANSYS utilise les deux relations suivantes :

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_{el} + \dot{\epsilon}_{pl} + \dot{\epsilon}_{cr}$$

$$\dot{\sigma} = D : \dot{\epsilon}_{el}$$

Le fluage implicite (Implicit creep) est la méthode la plus utilisée dans le logiciel ANSYS pour des raisons d'efficacité et d'exactitude.

### 5.3. MODÉLISATION DU FLUAGE PROPRE EN COMPRESSION DANS UNE STRUCTURE RÉALISÉE À BASE D'UN BÉTON AVEC POUVRE DE VERRE :

Dans cette partie, on s'est intéressé à modéliser avec le logiciel ANSYS, le fluage propre en compression dans une éprouvette cylindrique normalisée 16-32 cm constituée d'un béton formulé avec la substitution de 20 % du ciment par la poudre verre et un rapport E/L=0,5 (tableau 4.8), et soumise à un chargement statique surfacique constant suivant l'axe Z pour un temps de 347 jours (figure 5.1).

Le fluage propre est la déformation différée que subit un spécimen de béton chargé qui n'a aucun échange d'humidité avec son environnement [107].

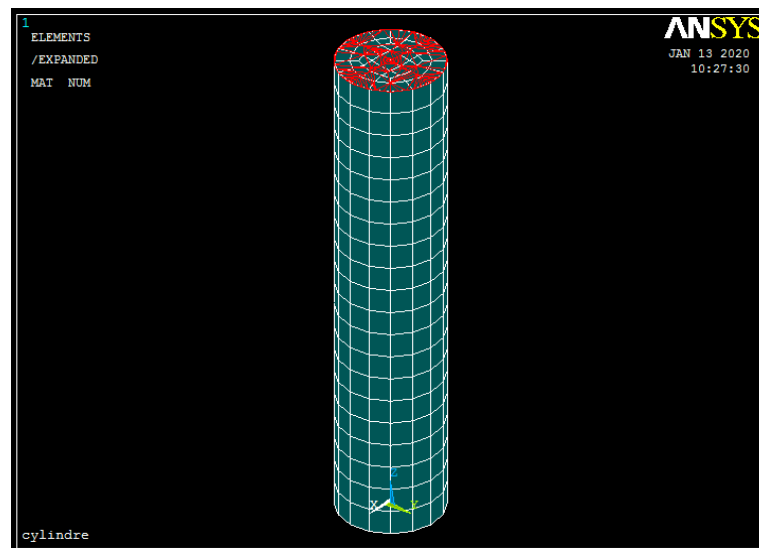


Figure 5.1 : Chargement statique surfacique constant sur l'éprouvette suivant l'axe Z.

### 5.3.1. Identification des caractéristiques mécaniques du béton à 20 % de poudre de verre :

Pour procéder à la modélisation du fluage propre en compression dans la structure en question, il faut introduire au logiciel ANSYS ; la géométrie de la structure et les caractéristiques mécaniques déterminées expérimentalement (résistance à la rupture, module de Young et le coefficient de poisson), cette étape est considérée comme un passage de la partie expérimentale vers la partie numérique. Le module de Young a été déterminé expérimentalement de la courbe contrainte-déformation (figure 5.2). La valeur du module de Young déduit de la loi de Hooke ( $\sigma = E \varepsilon$ ) est de : 18 197,45 Mpa.

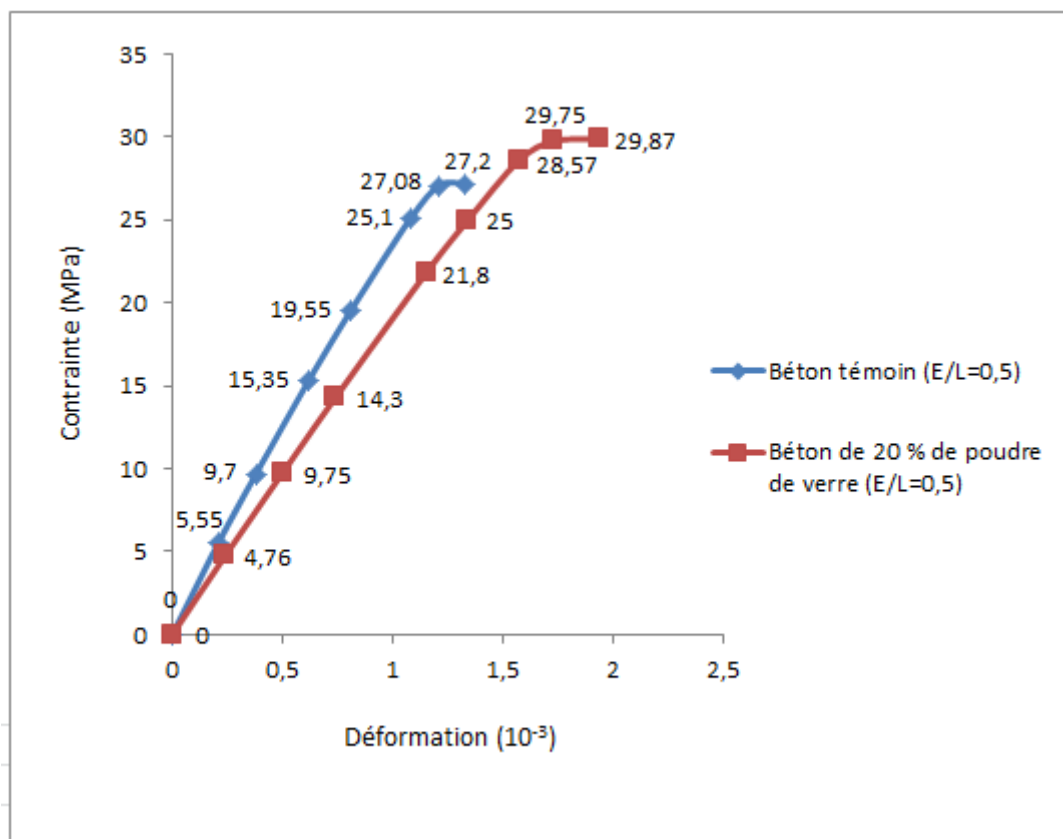


Figure 5.2 : Courbe contrainte-déformation du béton de 20 % de poudre de verre.

Le coefficient de Poisson calculé est de : 0,2. L'éprouvette soumise à un chargement statique surfacique constant suivant l'axe Z égale à 80 % de la valeur de la résistance à la rupture déterminée expérimentalement, donc un chargement surfacique statique de : 23,89 MPa.

### 5.3.2. Modélisation par ANSYS :

Le logiciel non commercial ANSYS, est l'un des simulateurs puissant d'analyse structural basé sur la méthode des éléments finis. L'analyse effectuée par ANSYS inclue deux étapes, à savoir : une étape de modélisation et l'autre de calcul. La première étape consiste à modéliser la structure en éléments finis en choisissant l'élément qui convient au type d'analyse à effectuer. La deuxième étape, est subdivisée en trois parties à savoir :

1. L'étape pré-processeur : qui consiste à introduire la géométrie du problème, les propriétés des matériaux telles que (constantes du fluage, le module d'élasticité, coefficient de poisson, densité, conductivité thermique, etc...) et les conditions au limite.
2. Tandis que, dans l'étape solution, on a à choisir le type d'analyse qu'on doit effectuer.
3. Finalement, les résultats de la solution effectuée sont observés dans l'étape post-processeur.

Afin, de modéliser le fluage, la loi utilisée dans notre étude est la loi d'écrouissage cinématique (Time hardening) donnée en équation (1). On considère que le matériau est isotropique, et la méthode de résolution est celle de Newton-Raphson.

$$\dot{\epsilon}_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} t^{C_3} e^{(-C_4/T)} \quad (1)$$

Avec :

$\dot{\epsilon}_{cr}$  : Vitesse de déformations de fluage (rate creep strain).

$\sigma$  : Contrainte équivalente (equivalent stress) ( $\sigma = 23,89$  MPa).

$t$  : Temps du chargement (time at end of sub - steps) ( $t=0,30.10^8$  sec).

$C_1, C_2, C_3, C_4$  : Paramètres de fluage :  $C_1 = 41.10^{-8}$  1/s,  $C_2 = 1,48$ ,  $C_3 = -0,63$ ,  $C_4 = 0$ .

$T$  : Température du milieu en Kelvin ( $T=298,15$  Kelvin).

#### 5.3.2.1. Procédure du fluage Implicite (Implicit Creep Procédure) :

Le fluage implicite (Implicit creep) est la méthode la plus utilisée dans le logiciel ANSYS pour des raisons d'efficacité et d'exactitude. On le programme par l'utilisation de la commande **TB** avec *Lab* = CREEP, et choisir l'équation du fluage correspondante en spécifiant le numéro du model qu'il lui correspond par la commande *TBOPT*, voir exemple si dessous :

TB,CREEP,1,1,4,2

TBTEMP,100

TBDATA,1,C1,C2,C3,C4

TBOPT = 2 : Spécifie l'équation de la loi de comportement du model 2 du fluage primaire.

L'équation de ce modèle est :

$$\dot{\epsilon}_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} t^{C_3} e^{(-C_4/T)}$$

Elle est définie comme étant la loi de fluage dite de « durcissement temporel » ou (**time hardening**) dans ANSYS. Elle décrit la variation de  $\dot{\epsilon}_{cr}$  en fonction de plusieurs paramètres.

La commande **TBTEMP** implique l'introduction de la température et **TBDATA** est celle qui introduit les constantes du fluage associé à l'équation ( $C_1, C_2, C_3, C_4$ ).

La commande **TB** peut être introduite autrement comme suit :

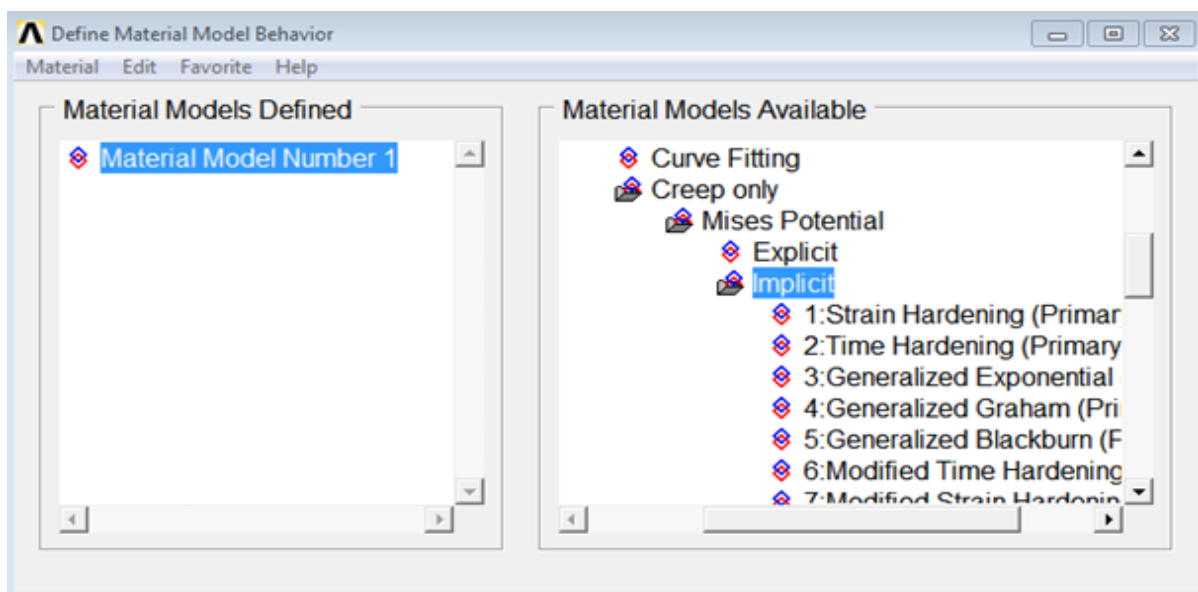
#### **Menu Paths (TB commande)**

**Main Menu>Preprocessor>Loads>Load Step Opts>Other>Change Mat Props>Material Models**

**Main Menu>Preprocessor>Material Props>Material Models**

**Main Menu>Solution>Load Step Opts>Other>Change Mat Props>Material Models**

L'utilisation de cette commande est illustrée dans la figure 5.3 suivante.



**Figure 5.3** : Procédure d'introduction de la loi de fluage dans une structure.

La figure 5.4 démontre la procédure d'introduction de la température et les paramètres de fluage.

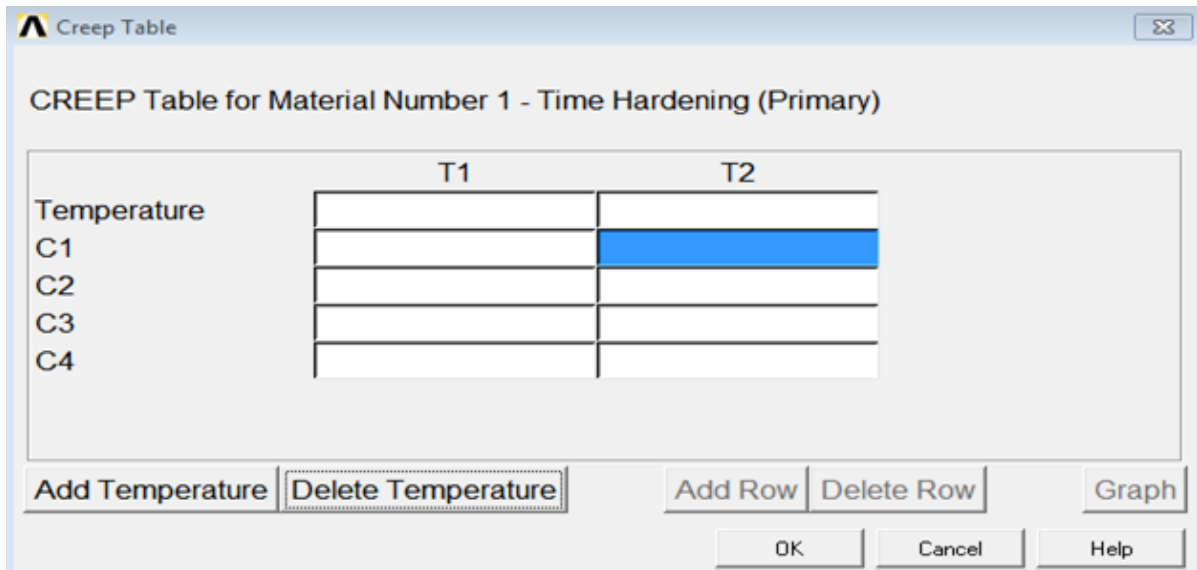


Figure 5.4 : Procédure d'introduction de la température et les paramètres de fluage.

5.4. RÉSULTATS :

5.4.1. Déformation de fluage dans le sens X :

La figure 5.5, illustre la déformation de fluage dans le sens X sous l'effet du chargement statique surfacique constant suivant l'axe Z. La figure 5.6, illustre la déformation de fluage dans le sens X à la fin de la durée du chargement.

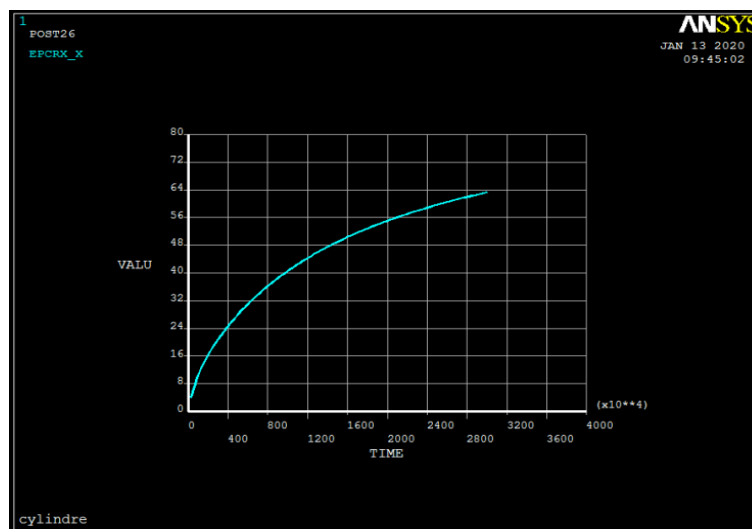


Figure 5.5 : Illustration de la déformation de fluage dans le sens X en fonction du temps.

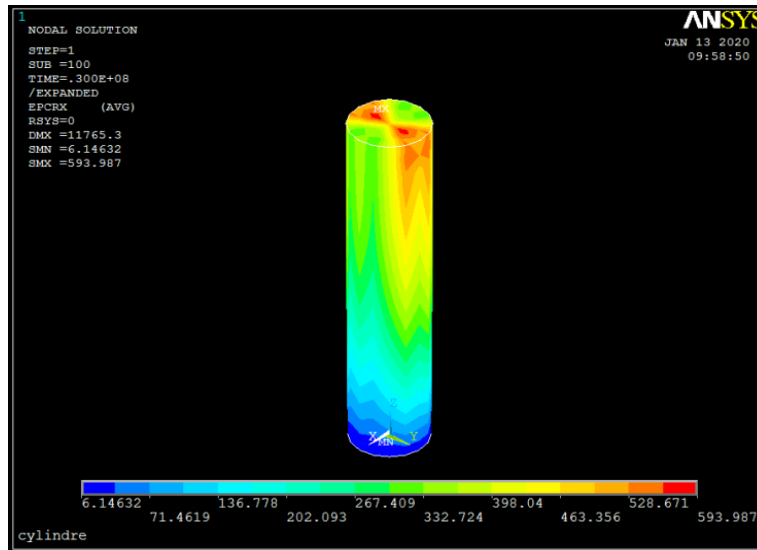


Figure 5.6 : Illustration de la déformation de fluage dans le sens X à la fin de la durée du chargement.

5.4.2. Déformation de fluage dans le sens Z :

La figure 5.7, illustre la déformation de fluage dans le sens Z sous l’effet du chargement statique surfacique constant suivant l’axe Z. La figure 5.8, illustre la déformation de fluage dans le sens Z à la fin de la durée du chargement.

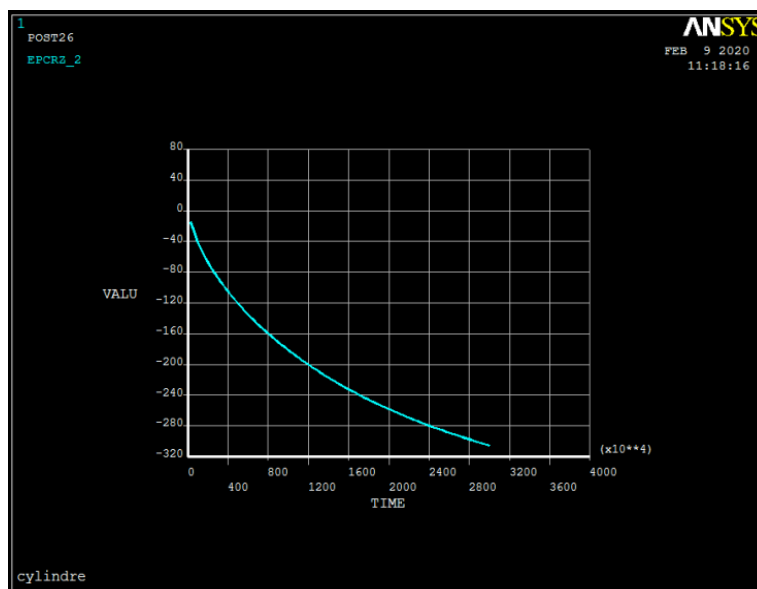
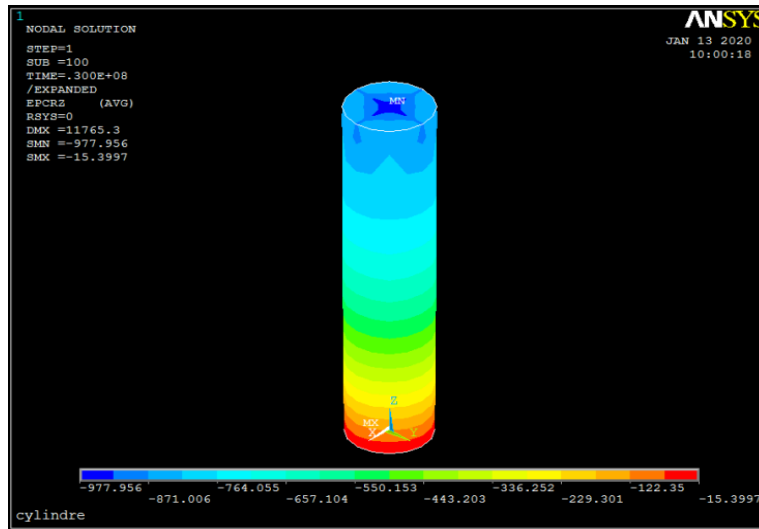


Figure 5.7 : Illustration de la déformation de fluage dans le sens Z en fonction du temps.



**Figure 5.8 :** Illustration de la déformation de fluage dans le sens Z à la fin de la durée du chargement.

## 5.5. DISCUSSION :

### 5.5.1. Déformation de fluage dans le sens X :

On remarque que le taux de déformation de fluage dans le sens X est en accroissement au cours du temps. Au moment du chargement, le taux nominal de déformation élastique mesurée ( $\epsilon_{el}$ ) est de 4 % (voir figure 5.5).

L'application de la contrainte ( $t=0$ ) provoque une déformation instantanée (réponse élastique), suivie d'une déformation dépendant du temps avec une vitesse de déformation, décroissante. Il s'agit de la zone de " fluage primaire ". Dans cette phase qui dure environs cinq mois avec l'aboutissement d'un taux de déformation de fluage dans le sens X de 48 %, les liaisons du réseau macromoléculaire ne sont pas orientées, il y a donc peu de restriction de mouvement, ce qui explique que la vitesse de fluage primaire soit importante. Lorsque les liaisons ont été orientées, les chaînes interfèrent entre elles, la résistance au fluage devient donc plus importante, ce qui provoque une baisse de la vitesse de déformation. Pendant cette phase (fluage primaire), il y aurait également rupture des liaisons secondaires telles les liaisons hydrogène ou celles de van der Waals.

Au cours du " fluage secondaire ", la déformation varie linéairement en fonction du temps, ce qui est caractérisé par une vitesse de déformation constante. Cette phase se caractérise par de faibles volumes d'activation. La déformation de fluage dans le sens X aboutie un pourcentage de 64 % de la déformation totale à la fin de la durée du chargement. La troisième phase qui est " le fluage tertiaire " non prévu dans ce travail de recherche est caractérisée par une augmentation de la vitesse de déformation, et précède de peu la rupture.

Si l'élasticité est en partie responsable du fluage primaire, les fluages secondaires et tertiaires peuvent s'expliquer par le comportement viscoélastique ou viscoplastique du matériau. La viscoélasticité peut être linéaire, la déformation est alors directement proportionnelle à la contrainte, ou non linéaire.

Selon la figure 5.6, On remarque que les déformations les plus importantes se manifestent à la zone la plus proche du chargement statique surfacique appliqué sur l'éprouvette. Ces déformations affaiblissent avec l'éloignement de la surface du chargement, jusqu'à l'encastrement de l'éprouvette où ce dernier reçoit les déformations les plus faibles.

Maryna DANILOVA arrive dans sa recherche sur l'effet de la poudre de verre sur le fluage du C-S-H, que dans le cas des échanges hydriques empêchés, l'apport du fluage dans la déformation totale des témoins reste aussi important : 61 et 66 % pour les rapports E/L égale à 0,55 et 0,40, respectivement. L'importance de cette déformation diminue avec la poudre de verre dans les bétons du rapport E/L faible, tandis que dans la série des bétons d'E/L de 0,55 elle augmente jusqu'à 77 % (figure 5.9 et 5.10) [108].

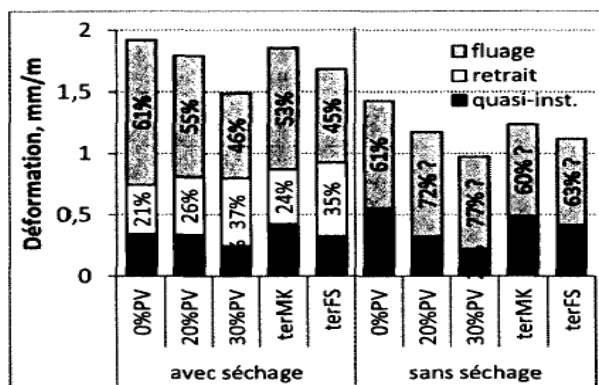


Figure 5.9 : Décomposition de la déformation totale des bétons d'E/L=0,55.

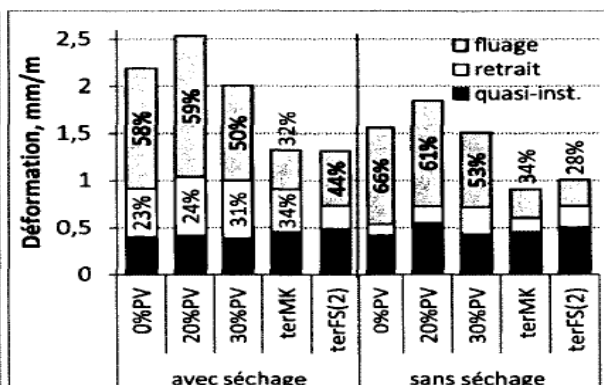


Figure 5.10 : Décomposition de la déformation totale des bétons d'E/L=0,40.

Pour les bétons avec incorporation de la poudre de verre et dans le cas d'absence du séchage, on remarque que le taux de déformation de fluage diminue avec la diminution du rapport E/L. Pour le béton à 20 % de la poudre de verre et dans le cas d'absence du séchage, le taux de déformation de fluage est de 72 % et 61 % pour les rapports E/L égal à 0,55 et 0,40, respectivement. Ces résultats semblent similaires à ceux trouvés dans notre cas de recherche où il a été pris un rapport E/L = 0,50 avec un taux de déformation de fluage de 64 % à la fin de la durée du chargement.

### 5.5.2. Déformation de fluage dans le sens Z :

On remarque que le taux de déformation de fluage dans le sens Z est en accroissement au cours du temps. Au moment du chargement, le taux nominal de déformation élastique mesurée ( $\epsilon_{el}$ ) est de 20 % (Figure 5.7).

Au cours du " fluage secondaire ", la déformation varie linéairement en fonction du temps ce qui est caractérisé par une vitesse de déformation constante. La déformation de fluage dans le sens Z aboutie à un pourcentage de 100 % de la déformation totale après une durée du temps d'environ 45 jours. On remarque que les déformations de fluage dans le sens Z sont très importantes comparativement aux déformations de fluage dans le sens X, cette distinction réside dans le fait que le chargement se fait suivant l'axe Z.

On remarque aussi que les déformations les plus importantes se manifestent à la zone la plus proche du chargement statique surfacique appliqué suivant l'axe Z de l'éprouvette. Ces déformations affaiblissent avec l'éloignement de la zone du chargement (Figure 5.8).

### 5.6. CONCLUSION :

L'objectif de ce travail de recherche est de donner les procédures de modélisation du fluage dans l'analyse structural. On a discuté des étapes de base de la modélisation, ensuite de la formulation des valeurs initiales des conditions aux limites décrivant le comportement au fluage d'une structure ou d'un solide dans les trois dimensions et on a exposé ensuite le procédé de la solution numérique.

Pour l'étude de fluage propre en compression, on a constaté à travers les résultats obtenus que le taux de déformation de fluage dans le sens X atteint pratiquement 48 % au bout de 5 mois et 64 % à la fin de la durée du chargement.

Malgré que les déformations mécaniques totales à long terme des binaires à poudre de verre sont égales ou plus élevées à celles du témoin, l'ajout de la poudre de verre semble avoir un effet plutôt favorable sur les déformations de fluage du béton [108]. L'effet sera plus important avec le rapport  $E/L = 0,40$ .

# **CHAPITRE 6**

## **CONCLUSION ET PERSPECTIVES**

### 6.1. CONCLUSION :

Valoriser l'ajout de la poudre de verre dans la composition du béton et développer son utilisation dans le béton comme ajout cimentaire alternatif est l'objectif essentiel assigné à ce travail à travers la caractérisation des propriétés mécaniques du béton avec ajout des proportions différentes de la poudre de verre.

Pour réaliser ce travail du mémoire, nous avons présenté dans le premier chapitre une introduction sur le béton, son histoire, sa composition, son comportement à l'état frais et durci, ces avantages, ces inconvénients et une vision à la technologie du béton avec incorporation des débris de verres broyés.

Dans le deuxième chapitre, nous avons procédé à une étude bibliographique du comportement mécanique du béton, notamment, vis-à-vis de la compression uniaxiale, traction directe, traction par fendage, traction par flexion et les essais multiaxiales, puis, nous avons exposé les modèles du comportement du béton selon les différentes lois adoptés, en fin, une étude résumée sur la rupture et endommagement du béton.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du matériau béton et de la poudre de verre afin de mieux connaître leurs caractéristiques et bien interpréter expérimentalement les propriétés mécaniques des bétons à base du ciment et de poudre de verre.

Le quatrième chapitre, est porté sur l'étude expérimentale des bétons à base du ciment et de poudre de verre. Avant de procéder à la réalisation des essais expérimentaux des bétons testés, nous avons basé sur les phases suivantes :

- Phase 1 : Cette phase est réservée à l'identification des matériaux constitutifs du béton à travers l'étude de leurs différentes caractéristiques, notamment, le nouveau ajout cimentaire « la poudre de verre ».
- Phase 2 : Cette phase est portée sur la formulation convenable des différents bétons à élaborer (béton témoin, béton de 10%, 15% et 20% de poudre de verre) en variant le rapport E/C.
- Phase 3 : Dans cette phase, nous avons procédé à l'élaboration des différents bétons à tester, caractériser leur comportement à l'état frais par l'essai d'affaissement au cône

d'Abrams. Cette phase est finalisée par la conservation des éprouvettes cylindriques et prismatiques.

➤ Phase 4 : Des essais de compression et traction par flexion effectués sur le béton durci.

Dans le cinquième chapitre, des résultats des essais expérimentaux et leurs interprétations sont présentés.

Les résultats des essais expérimentaux sur le béton frais ont montré l'effet de la poudre de verre sur la demande en eau comparativement au ciment. nous avons convaincu que l'augmentation du pourcentage en poudre de verre dans le béton avec le comportement de poudre de verre très fine (finesse similaire à celle du ciment), nécessite une demande croissante d'eau, pour son caractère forte d'absorption d'eau, d'un côté, et pour sa réaction pouzzolanique de l'autre côté, et plus la poudre de verre fine, est plus réactive et son utilisation dans le béton peut augmenter la demande en eau en fonction de sa finesse.

Pour les bétons élaborés à base du ciment et de poudre de verre avec le rapport  $E/L=0,5$ , la poudre de verre a réduit l'affaissement au cône d'Abrams comparativement au béton témoin, mais ces bétons ont gardé une consistance plastique acceptable. Pour les bétons élaborés avec le rapport  $E/C=0,5$ , l'affaissement au cône d'Abrams est devenu plus faible suite à la réduction de la quantité d'eau dans le béton, donc, une consistance très ferme, notamment, avec une un ajout de 20% en poudre de verre.

Les résultats des essais expérimentaux sur le béton durci ont montré le rôle de la poudre de verre dans l'amélioration de la résistance à la compression comparativement au béton ordinaire (témoin). L'amélioration de la résistance à la compression est interprétée par l'effet physique et chimique de la poudre de verre. L'effet physique apparu dans l'ajustement de la granulométrie du ciment (remplissage), en augmentant ainsi la compacité de la pâte. L'effet chimique se porte sur sa réaction pouzzolanique avec les produits d'hydratation du clinker pour former des silicates de calcium hydraté (C-S-H) denses contribuant à l'augmentation de la résistance à la compression.

Shao et al (2000) arrivent à la conclusion au terme de leur étude que l'ajout de la poudre de verre finement broyée entraîne une augmentation de l'activité pouzzolanique du verre et une augmentation progressive de la résistance à la compression du béton.

L'évolution de la résistance à la compression à 28 jours des bétons préparés avec le rapport  $E/C=0,5$  est plus avantageuse que celle des bétons préparés avec le rapport  $E/L=0,5$ . Cette amélioration de la résistance est justifiée par la diminution de la quantité d'eau dans les bétons testés. Donc, pour avoir un bon comportement mécanique du béton à base de ciment et de poudre de verre, il faut maintenir un rapport  $E/C=0,5$ . Cependant, ce facteur peut engendrer une consistance ferme du béton.

Nous pouvons conclure, que la substitution d'un pourcentage jusqu'à 20 % en poudre de verre dans le béton, a amélioré la résistance à la compression du béton, cette amélioration est due au rôle primordial de la poudre de verre dans la composition du béton, par son rendement physique et chimique. Et avec une finesse similaire à celle du ciment, le gain sera suprême.

Les résultats montrent que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du pourcentage en poudre de verre dans l'intervalle de 10% à 25%, au delà de ce pourcentage la résistance est affectée.

La résistance de la traction augmente avec l'augmentation du pourcentage en poudre de verre incorporée jusqu'à 20%, au delà du pourcentage de 25% la résistance est affectée. L'évolution de la résistance à la traction se conforme avec celle à la compression.

En fin nous avons considéré le béton élaboré avec 20% en poudre de verre et un rapport  $E/L=0,5$  le plus avantageux, vu sa consistance plastique acceptable facile à la mise en œuvre et sa résistance à la compression améliorée.

Le sixième chapitre, est porté sur la présentation de phénomène du fluage dans le béton avec poudre de verre, c'est pourquoi, on s'est intéressé à modéliser avec le logiciel ANSYS, du fluage propre en compression dans une éprouvette cylindrique normalisée 16-32 cm constituée d'un béton formulé avec la substitution de 20 % du ciment par la poudre verre et un rapport  $E/L=0,5$ , et soumise à un chargement statique surfacique constant suivant l'axe Z pour un temps de 347 jours. Pour procéder à la modélisation du fluage propre en compression dans la structure en question, on a introduit au logiciel ANSYS ; la géométrie de la structure et les caractéristiques mécaniques déterminées expérimentalement (résistance

à la rupture, module de Young et le coefficient de poisson), cette étape est considérée comme un passage de la partie expérimentale vers la partie numérique.

Pour l'étude de fluage propre en compression, on a constaté à travers les résultats obtenus que le taux de déformation de fluage dans le sens X atteint pratiquement 48 % au bout de 5 mois et 64 % à la fin de la durée du chargement.

Malgré que les déformations mécaniques totales à long terme des binaires à poudre de verre sont égales ou plus élevées à celles du témoin, l'ajout de la poudre de verre semble avoir un effet plutôt favorable sur les déformations de fluage du béton. L'effet sera plus important avec le rapport  $E/L = 0,40$ .

## 6.2. PERSPECTIVES :

Ce projet de recherche a répondu à la question de faisabilité d'introduire la poudre de verre dans le béton vu ces propriétés mécaniques améliorées. Les travaux effectués peuvent être considérés comme préliminaires, ils soulèvent d'autres questions et ouvrent la voie vers différents points à explorer, nous recommandons à :

- Étudier les effets de la poudre en différentes finesses sur les propriétés du béton à l'état frais et durci.
- S'élargir les essais des bétons à base de ciment et de poudre de verre aux éléments structuraux (poteaux et poutre).
- Modéliser le fluage dans les éléments structuraux (poteaux et poutre) réalisés à base de béton avec poudre de verre.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Kemer H., Bouras R. et autres. 2021. "Slump Test: A New Empirical Model for High Yield Stress Materials." *Journal of Applied Engineering Sciences* 11 (2):107-112.
- [2] Kemer H., Bouras R. et autres. 2021. "Shear-thickening behavior of sustainable cement paste-Controlling physical parameters of new sources of supplementary cementitious materials." *Construction and Building Materials* 310:125277.
- [3] Mesboua N., Benyounes K. et autres. 2021. "Calcinated Bentonite as Supplementary Cementitious Materials in Cement-Based Mortar." *Journal of Applied Engineering Sciences* 11 (1):23-32.
- [4] Aissa D., Belhadj A. et autres. 2022. "Designing Self-Compacting Concrete Using Local Materials from the Arid Region of Adrar, Algeria." *Journal of Applied Engineering Sciences* 12 (2):145-158.
- [5] Amin M., Zeyad M. A. et autres. 2021. "Effects of nano cotton stalk and palm leaf ashes on ultrahigh-performance concrete properties incorporating recycled concrete aggregates." *Construction and Building Materials* 302:124196.
- [6] Abed M., Nemes R. et autre. 2020. "Properties of self-compacting high-strength concrete containing multiple use of recycled aggregate." *Journal of King Saud University-Engineering Sciences* 32 (2):108-114.
- [7] Tayeh B. A., Al Saffar D. M. et autre. 2020. "The utilization of recycled aggregate in high performance concrete: a review." *Journal of Materials Research and Technology* 9 (4):8469-8481.
- [8] Marvila M. T., Alexandre J. et autres. 2019. "Evaluation of the use of marble waste in hydrated lime cement mortar based." *Journal of Material Cycles and Waste Management* 21 (5):1250-1261.
- [9] Al-Sodani K., Mesfer M. Z. et autres. 2021. "Chloride diffusion models for Type I and fly ash cement concrete exposed to field and laboratory conditions." *Marine Structures* 76:102900.
- [10] Tawfik T. A., Metwally K. A. et autres. 2021. "Exploitation of the nanowaste ceramic incorporated with nano silica to improve concrete properties." *Journal of King Saud University-Engineering Sciences* 33 (8):581-588.

- [11] Shahidan S., Tayeh B. A. et autres. 2017. "Physical and mechanical properties of self-compacting concrete containing superplasticizer and metakaolin." IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 271:012004.
- [12] Rangel Garcez de Azevedo A., Marvila M. T. et autres. 2021. "Technological performance of açai natural fibre reinforced cement-based mortars." Journal of Building Engineering 33:101675.
- [13] Marvila M. T., Rangel Garcez de Azevedo A. et autres. 2020. "Gypsum plaster using rock waste: A proposal to repair the renderings of historical buildings in Brazil." Construction and Building Materials 250:118786.
- [14] Almeshal I., Tayeh B. A. et autres. 2020. "Eco-friendly concrete containing recycled plastic as partial replacement for sand." Journal of Materials Research and Technology 9 (3):4631-4643.
- [15] Carvalho A., De Castro Xavier G. et autres. 2014. "Environmental durability of soil-cement block incorporated with ornamental stone waste." Materials Science Forum 798-799:548-553.
- [16] Hamada H. M., Thomas B. S. et autres. 2020. "Use of oil palm shell as an aggregate in cement concrete: A review." Construction and Building Materials 265:120357.
- [17] Mageswari M. et Vidivelli B. 2010. "The use of sheet glass powder as fine aggregate replacement in concrete." The Open Civil Engineering Journal 4 (1).
- [18] Cim béton. 2009. "Histoire du béton : Naissance et développement, de 1818 à nos jours." Paris.
- [19] Boukli Hacène S. M. A. 2009. "Contribution à l'étude de la résistance caractéristique des bétons de la région de Tlemcen." Thèse de Doctorat. Université Abou Bekr Belkaid. Tlemcen.
- [20] Cim béton. 2006. "Les bétons : Formulation, fabrication et mise en œuvre." Paris.
- [21] Chanvillard G. et d'Aloia L. 1994. "Prévision de la résistance en compression au jeune âge du béton, Application de la méthode du temps équivalent, Bull." Liaison Lab. Ponts et Ch., 193, 39-51.
- [22] Laldji S. 2015. "Caractéristiques fondamentales du béton." Cours-ETS.
- [23] Tattersall G.H. et Banfill P.G.F. 1983. "The Rheology of Fresh Concrete." Pitman. London.
- [24] Afnor. 2002. "Béton et constituants du béton." Tome 1 : Spécifications du béton et de ces constituants, 5e édition, Paris, 431 p.
- [25] Neville A. 2000. "Propriétés des bétons." Edition EYROLLES (version traduite par le CRIB Sherbrooke).

- [26] Ngoc-Dong L. 2007. "Amélioration de la régularité du béton en production." Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 248 p.
- [27] Chanvillar G. 1999. "Connaissances générales sur le matériau béton." Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Lyon, 169 p.
- [28] Syndicat français de l'industrie cimentière. "Réduction des émissions de CO<sub>2</sub>." Paris.
- [29] Tagnit-Hamou A. "**Chaire sur la valorisation du verre dans les matériaux.**" Département de génie civil. Université de Sherbrooke. Canada.
- [30] Portail de l'industrie tunisienne. 2010. "Matériaux de Construction, Céramique et Verre." Api New N° 8-9. Tunis.
- [31] Pliskin L. 1992. "Le béton." Ecole Centrale de Paris.
- [32] The Truyen T. Année académique 2008-2009. "Contribution à l'étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton." Thèse de Doctorat. Université de Liège. Belgium.
- [33] Chen W. F. et Han D. J. 1988. "Plasticity for structural engineers." Springer-Verlag New-York.
- [34] Chen F. U. et Suzuki H. 1980. "Constitutive models for concrete." Computers & Structures, Vol. 12, pp. 23-32.
- [35] Terrien M. 1980. "Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction." Bulletin de liaison Ponts et Chaussées, N° 105, pp. 65-72.
- [36] Picandet V. 2001. "Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons." Thèse de doctorat. Université de Nantes.
- [37] Jirasek M. 2004. "Nonlocal damage mechanics with application in concrete." Revue Européenne de Génie Civil, 8.
- [38] Jirasek M. et Zimmermann. T. 2001. "Embedded crack model." Int. J. Numer. Meth. Engng 50.
- [39] Karihaloo B. 1995. "Fracture mechanics and structural concrete." Longman Scientific & Technical, New York, Wiley.
- [40] La borderie C. 1991. "Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : Modélisation et Application à l'analyse des structures en béton." Thèse doctorale, Paris 6.
- [41] Jirasek M. 2002. "Plasticity, damage and fracture." Fragments of Lecture Note, UPC, Barcelona, 11.
- [42] Mazars J. 1984. "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure." Thèse doctorat d'état, Université Paris VI.

- [43] Pijaudier-Cabot G. et Bazant. Z. P. 1987. "Nonlocal damage theory." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol 113.
- [44] Arame N., Roy N. et autres. 2013. Étude du comportement en compression de poteaux en béton armé incorporant de la poudre de verre: Library and Archives Canada, bibliothèque et Archives Canada, Ottawa.
- [45] Shayan A. and Aimin X. 2006. "Performance of glass powder as a pozzolanic material in concrete: A field trial on concrete slabs." *Cement and concrete research* 36 (3):457-468.
- [46] Nguyen T. L. H. 2007. "Outils pour la modélisation de la mise en œuvre des bétons." Thèse de Doctorat à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Décembre, 139 p.
- [47] Aïtcin P. C. 2001. "Bétons haute performance." Editions Eyrolles, France, 683 p.
- [48] Lapointe R. 1997. "Contribution à l'étude des méthodes d'injections des fissures dans le béton." Mémoire des études graduées, Université McGill, Montréal, Canada.
- [49] Cim Béton. 2005. "Ciments et béton : L'essentiel." B 51. Paris.
- [50] Dupain R., Lanchon R. et autre. 2000. "Granulats, sols, ciments et bétons." Edition Casteilla, Paris, 236 p.
- [51] Gallias J. L., Kara-Ali R. et autre. 2000. "The effect of fine mineral admixtures on water requirement of cement pastes." *Cement and Concrete Research* 30, pp. 1543-1549.
- [52] Koehler E. P. et Fowler D. W. 2007. "Aggregates in self - consolidating concrete - ." International Center for aggregates Research (ICAR), The University of Texas at Austin.
- [53] De Larrard F. 2000. "Structures granulaires et formulation des bétons." Traduit de l'anglais par LECOMTE A., Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Paris, 414 p.
- [54] NF en 12390-3. Fév. 2003. "Essai pour béton durci - Résistance à la compression des éprouvettes." (Indice de classement P18-455).
- [55] Regourd M. 1982. "L'hydratation du ciment Portland, (dans « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »)." Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [56] Folliot A. et Buil M. 1982. "La structuration progressive de la pierre de ciment, (dans « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »)." Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [57] Maso J. C. 1982. "La liaison pâte - granulats, (dans « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »)." Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [58] Rossi P. et Wu X. 1994. "Comportement en compression du béton : mécanismes physiques et modélisation." *Bulletin Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées*, 189, pp. 89-94.

- [59] Adam M. et Neville A. 2000. "Propriétés des bétons." 8ème édition. Edition Eyrolles. Paris.
- [60] Sahin R., Demirboga R. et autres. 2003. "The effects of different cement dosage slumps and pumice aggregate ratios on the compressive strength and densities of concrete." *Cement and Concrete Research* 33(8):1245-1249.
- [61] Ferhat A., Goual M. S. et autres. 2005. "L'exploitation des roches pouzzolaniques dans le développement de bétons à granulats légers : Formulation et caractérisation physicomécaniques des matériaux élaborés." Actes du Colloque Méditerranéen sur les Matériaux, CMEDIMAT 2005, Oran-Algérie, p.72.
- [62] Domone P. et Histon J. 2011. "Materials : Their Nature and Behavior." New Edition. pp.567.
- [63] Gagné R. et Aïtcin P. C. 1993. "Superplasticizers for durable concrète." Comptes rendus de la conférence internationale sur la durabilité du béton, Monterrey, Mexique, pp. 200-217.
- [64] Rabehi M., Guettala S. et autre. 2012. "La porosité ouverte du béton d'enrobage : corrélation entre la résistance à la compression et l'absorption initiale." *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 16 (6):730-743.
- [65] Arnould M., Virlogeux M. et autres. 1986. *Granulats et bétons légers.*
- [66] Dreux G. et Festa J. 1998. "Nouveau guide du béton et de ses constituants." 8ème édition, Edition Eyrolles. Paris.
- [67] Boukli Hacène S. M. A, Ghomari F. et autres. 2009. "Etude expérimentale et statistique de l'influence de l'affaissement et de l'air occlus sur la résistance à la compression des bétons." *Lebanese Science Journal*, Vol. 10, No. 2, pp 81-100.
- [68] Bouhamou N., Belash H. et autres. 2008. "Influence des paramètres de composition sur le comportement du béton autoplaçant à l'état frais." *Afrique SCIENCE*, 04, (1), pp. 1-20.
- [69] Cordon W. A. et Gillespie H. A. 1963. "Variables in concrete aggregates and Portland cement paste which influence the strength of concrete." *Journal of the American Concrete Institute*, No. 60-51, pp. 1029-1052.
- [70] Yurugi M., Sakata N. et autres. 1993. "Mix Proportion for Highly Workable Concrete." *Proceedings of the international Conference Concrete, Dundee*, pp.579-589.
- [71] Baron J. et Ollivier J. P. 1997. "Les Bétons : bases et données pour leur formulation." Deuxième Tirage. Edition Eyrolles. Paris.

- [72] Menou A. 2004. "Étude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : Approche multi échelles de l'endommagement thermique." Thèse de Doctorat à l'université de Pau et des pays de l'Adour.
- [73] Cim béton. 2000. "Le ciment et ses applications." Fiches techniques.
- [74] Duval R. et Hornain H. 1992. "La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives, la durabilité des bétons." Chapitre 9, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [75] Sous la direction de Larrard. F. 2002. "Construire en béton." Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [76] Dreux G. 1982. "Composition des bétons." Réf. C2220. 10/05/1982.
- [77] Baron J. et Ollivier J. P. 1999. "Les bétons : bases et données pour leur formulation." Edition Eyrolles.
- [78] Ollivier J.P. et Vichot A. 2008. "La durabilité du béton." - Presses de l'école des Ponts et Chaussées - Paris -
- [79] Collection Cim béton. Fiches techniques. 2005. Tome 1 : 71 pages. Réf. G10. Editeur Cim béton.
- [80] Dreux G. et Festa J. 1995. Nouveau guide du béton et de ses constituants. Huitième édition. Eyrolles.
- [81] Contexte normatif des bétons. 2005. Mise en page et réalisation : Amprincipe Paris,
- [82] Schwarz N. et Neithalath N. 2008. "Influence of a fine glass powder on cement hydration : Comparison to fly ash and modeling the degree of hydration." Cement and Concrete Research, volume 38, numéro 4, p. 429-436.
- [83] Xie Z. et Xi Y. 2002. "Use of recycled glass as a raw material in the manufacture of Portland cement." Materials and Structures/Matériaux et Constructions, volume 35, numéro 252 SPEC., p. 510-515.
- [84] Pike R. G., Hubbard D. et autre. 1960. "Binary silicate glasses in the study of alkali-aggregate reaction." Highway Research Board Bulletin, N° 275, 1960.
- [85] Pattengil M. et Shutt T. C. 1973. "Use of ground glass as a pozzolan ; Albuquerque symposiums on Utilization of Waste Glass in Secondary Products." Albuquerque, New Mexico, U.S.A.
- [86] Kojima T., Takachi N. et autre. 2000. "Expanding characteristics of mortar in glass powder produced from waste bottles." 11th international conference on Alkali Aggregate Reaction, Quebec.
- [87] Norme ACI (American concrete institute). 116R-90 (ACI 1990b).

- [88] Idir R. 2009. "Mécanismes d'action des fines et des granulats de verre sur la réaction alcali-silice et la réaction pouzzolanique." Thèse de Doctorat. Université de Toulouse.
- [89] Zachariasen W. H. 1932. "The atomic arrangement in glass." Journal of the American Chemical society, vol. 54, p.3841-3851.
- [90] Zarzycki J. 1962. "A direct electron microscope study of the structure of glass." Physics and chemistry of Glasses, vol.3, p.163-166.
- [91] Scholze H. 1980. "Le verre, nature, structure et propriétés." Institut du verre, Paris.
- [92] Venuat M. 1989. "Caractéristiques des liants et des bétons, mise en œuvre des coulis et mortiers." La pratique des ciments, mortiers et bétons - Tome 1 - édition 2 - Collection Moniteur.
- [93] Poole A. B. 1992. "Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion." 9th International Conference on Alkali Aggregate Reaction, Londres, U. K, p.782-787.
- [94] Kemer H. 2022. "Rhéologie des matériaux à seuil de cisaillement élevé, Expérimentation et modélisation." Thèse de Doctorat. Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou.
- [95] Benboudjema F. 2002. "Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires." Thèse de Doctorat. Université de Marne la Vallée.
- [96] Chekireb S. 2015. "valorisation de la poudre de verre dans le béton autoplaçant." Université de Sherbrooke.
- [97] Dron R. et Voinovitch I. A. 1982. "Activation hydraulique des laitiers, pouzzolanes et cendres volantes." Le béton hydraulique. ENPC, Paris:237-246.
- [98] Papadakis M. and Venuat M. 1964. Fabrication et utilisation des liants hydrauliques.
- [99] Yixin S., Lefort T. et autres. 2000. "Studies on concrete containing ground waste glass." Cement and concrete research 30 (1):91-100.
- [100] Behim M. et Boucetta T. A 2013. "Valorisation du verre à bouteille comme addition fine dans les bétons autoplaçants." Déchets Sciences et Techniques N° 65, p.20-28.
- [101] Meftah H. et Arabi N. L'effet du rapport E/C sur le comportement des bétons à hautes températures. XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen (Algérie).
- [102] Zeghichi L., Mezghiche B. et autre. 2012. "Contribution à l'étude des propriétés du ciment blanc et composé." Communication Science & Technologie 10:27-35.
- [103] Caijun S., Wu Y. et autres. 2005. "Characteristics and pozzolanic reactivity of glass powders." Cement and Concrete Research 35 (5):987-993.

**[104]** Sargolzahi M. 2007. Optimisation du verre mixte dans le béton de qualité: Library and Archives Canada, bibliothèque et Archives Canada, Ottawa.

**[105]** Yin-Wen C. et Chu S. 2004. "Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete." *Cement and concrete research* 34 (7):1167-1172.

**[106]** Saimi W. et Ouanes I. "Effet de la temperature de murissement sur le gain de la resistance des eco-bétons."

**[107]** Kovler K. 1995. "Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension." *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 7, no. 2, pp. 96-101, 1995.

**[108]** Danilova M. 2012. "Effet de la poudre de verre sur le fluage du C-S-H." Thèse de Doctorat, université de Sherbrooke, Canada.