

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la construction

Département de Génie Civil

Mémoire de Magistère

Spécialité : Génie Civil

Option : modélisation et calcul non linéaire

Présenté par :

Mme BENAKLI SARAH

Ingénieur d'état en génie civil

THEME

**Caractérisation expérimentale des bétons
autoplaçants obtenus par ajout des déchets de
construction**

Devant le jury d'examen composé de :

BOUHERAOUA Ali ;	Professeur ; UMMTO ;	Président.
BOUAFIA Youcef ;	Professeur ; UMMTO ;	Rapporteur.
DAHMANI Lahlou;	Professeur ; UMMTO ;	Examineur.
DERRADJ Mohammed ;	Maître de conférence « A » ; UMMTO ;	Examineur.

Soutenu le : / /

Dédicaces

*A ceux qui se sont toujours dévoués et sacrifiés pour moi ; ceux qui m'ont encouragé et soutenu à combattre les aléas de la vie et donner le meilleur de moi ; en témoignage de mon éternelle reconnaissance je dédie essentiellement cette thèse à **mes parents**.*

*A ma très chère sœur **Lamia** et son adorable fils **Fadi**, ainsi qu'à **mes très chers frères Kamel et Lounis** ; qui m'ont énormément aidé et à qui je témoigne toute mon affection et ma profonde admiration.*

*A ma **belle famille**, particulièrement à **ma belle-mère**, mes chères belles-sœurs **Ouiza, Nadia et Fazia** qui m'ont toujours soutenue et à **ma très chère Fariza**.*

*A celui qui a su m'épauler, m'encourager et surtout être patient avec moi ; **mon mari** ; à qui je témoigne tendrement toute ma gratitude.*

*A la lumière de ma vie ; mon amour ; ma joie et ma fierté ; je ne vie que par ses rires ; son regard et son innocence ; à **mon fils Aksil** ; qui un jour j'espère sera fier de sa maman.*

A tous ceux que j'aime et qui m'ont aidé de près ou de loin à accomplir ce modeste travail...

Remerciements

Je tiens d'abord à exprimer toute mon estime et ma reconnaissance envers Monsieur Y. BOUAFIA, mon promoteur. Je le remercie pour son aide précieuse, sa grande disponibilité et sa gentillesse qui m'ont permis d'élaborer ce travail.

Je remercie très vivement Mr S.DJEBALI, pour son aide et les moyens qu'il a mis à disposition pour pouvoir réaliser ce travail.

Mes remerciements vont également aux responsables et personnels du Laboratoire Modélisation Expérimentale Matériaux et Structures, Université Mouloud MAMMERI, en Génie Civil de TIZI OUZOU, en particulier à Monsieur BOUHERRAOUA Rachid, pour son aide précieuse dans la réalisation de la partie expérimentale et son encouragement. Merci aussi à Monsieur MAMMOU Mohand.

Je ne manquerais pas non plus de dire un grand merci aux membres du jury qui ont accepté, sans réserve aucune, d'évaluer ce mémoire à sa juste valeur, et de me faire part de leur remarques sûrement pertinentes qui, contribueront, sans nul doute, au perfectionnement du présent travail.

Un grand merci aussi à mes chers amis et collègues de promotion, Hassiba ; Naima ; Amel ; Samia et Jugurtha.

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire s'articule autour de la formulation et de la recherche des propriétés des bétons autoplaçants (BAP) confectionnés à partir de déchets de construction. Les déchets considérés sont : la poudre de marbre, le tuf et les débris de brique broyés. Il a été étudié l'ouvrabilité et la compacité du matériau et ce à l'état frais et à l'état durci. Des essais de rupture en flexion et à l'effort tranchant ont été effectués et ce en les comparant à des éprouvettes et poutres en béton ordinaire. Des confrontations essais par rapport à des formules de calcul à la rupture par effort tranchant ont été faites. Des propositions sont alors faites pour déterminer le mode de rupture des éléments de poutres.

***Mots-clés:** béton autoplaçant - valorisation des déchets – formulation – essais mécaniques – rupture – effort tranchant.*

Abstract

The work presented in this thesis focuses on the development and research of the properties of self-compacting concrete (SCC) made from construction wastes. The wastes considered are: marble powder, tuff and debris crushed brick. It has been studied the workability and the compactness of the material at the fresh and hardened state. Many tests of flexural and shear failure have been made. Those ones have been compared with specimens of ordinary concrete beams. A confrontation has been done between tests and some formulas of shear failure. Proposals are then made to determine the mode of failure of beam elements.

***Keywords:** self-compacting concrete - waste recovery - formulation - mechanical tests - failure – shear.*

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 : GENERALITES SUR LE BETON

1. Introduction.....	3
2. Définition.....	3
3. Composants d'un béton.....	4
3.1 Le ciment.....	4
3.2 Les granulats (sables, gravillons).....	6
3.3 L'eau.....	7
3.4 Les adjuvants.....	7
3.5 Les additions minérales.....	8
4. Les déchets.....	8
5. Composition des bétons.....	9
5.1 Critères en fonction de la destination des bétons.....	10
5.1.1 Dimension maximale D des granulats.....	10
5.1.2 Résistances souhaitées.....	11
5.1.3 Ouvrabilité.....	12
5.1.4 Agressivité du milieu ambiant.....	12
5.2 Formulation des bétons.....	13

I.2 LES BETONS AUTOPLACANTS

1. Introduction.....	16
2. Définition du béton autoplaçant.....	16
3. Domaine d'utilisation des BAP.....	17
4. Les critères de composition des BAP.....	18

4.1 Un volume de pâte élevé.....	18
4.2 Une quantité de fines (<80 µm) élevée.....	19
4.3 L'utilisation des superplastifiants.....	19
4.4 L'utilisation éventuelle d'un rétenteur d'eau.....	20
4.5 Un faible volume de gravillons.....	21
5. Constituants d'un BAP.....	21
5.1 Les liants et les granulats.....	21
• Le ciment.....	21
• Les ajouts minéraux.....	21
• Les granulats.....	22
5.2 Les adjuvants.....	22
6. Caractérisation d'un béton autoplaçant.....	23
6.1 Propriétés des BAP à l'état frais.....	23
6.1.1 Le remplissage.....	23
6.1.2 La résistance à la ségrégation.....	23
6.1.3 La capacité de passage.....	24
6.2 Caractérisation des BAP.....	25
6.2.1 Essais de la fluidité.....	23
6.2.2 Essais de ségrégation dynamique.....	26
6.2.3 Essais de ségrégation statique.....	27
6.2.4 Ressuage.....	28
7. Les approches de formulation.....	29
7.1 Méthode de formulation pratique des BAP.....	29
7.2 Formulations des BAP existants dans la bibliographie.....	29
8. Propriétés des BAP à l'état durci.....	32
8.1 Propriétés mécanique.....	32
8.2 Propriétés physico-chimiques.....	32
9. Fabrication, transport et mise en place des BAP.....	34
9.1 Fabrication des BAP.....	34

9.2 Transport des BAP.....	34
9.3 Mise en place des BAP.....	35

I.3 GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON

1. Introduction.....	36
2. comportement en compression.....	36
2.1 Compression uniaxiale.....	36
2.2 Quelques modèles de comportement du béton en compression.....	38
3. Comportement en traction.....	45
3.1 Comportement du béton en traction uni axiale.....	46
3.2 La résistance à la traction du béton.....	46
3.3 Les causes de la fissuration.....	47
3.4 Quelques modèles de comportement du béton et du béton armé en traction.....	48
Conclusion.....	51

II. ETUDE EXPERIMENTALE

II.1 MATERIAUX ET FORMULATION

1. Introduction.....	53
2. Matériaux à utilisés.....	53
2.1 Ciment.....	53
2.2 Granulats.....	54
2.3 L'eau de gâchage.....	54
2.4 Adjuvant (Superplastifiant).....	54
2.5 Ajout minérale.....	55
3. Caractérisation des matériaux.....	57
3.1 Essais sur granulats.....	57

• Echantillonnage (NF P 18-553).....	57
• Analyse granulométrique (EN 933-1 et EN 933-2).....	57
• Masse volumique apparente et absolue.....	58
• Coefficient d'absorption (NF P18-554).....	58
• Module de finesse du sable (NF P18-304).....	59
• Equivalent de sable (NF P18-598).....	59
3.2 Essais sur le ciment.....	60
• Essai de consistance EN (196-3).....	60
• Temps de prise à 20 °C.....	60
4. Elaboration des bétons.....	61
4.1 Formulation de béton ordinaire.....	61
4.2 Formulation des bétons autoplaçants.....	66

II.2 ESSAIS SUR BETON

1. Introduction.....	70
2. Confection des bétons.....	71
2.1 Préparation de la gâchée.....	71
2.2 Conservation des éprouvettes.....	72
3. Essais sur bétons.....	72
3.1 Essais à l'état frais.....	72
3.2 Essais à l'état durci.....	76
3.2.1 Essai de compression uniaxiale (NF P 18-406).....	76
3.2.2 Essai de traction directe.....	80

II.3 CALCUL DE LA CHARGE DE RUPTURE

1. Introduction.....	91
2. Comportement en flexion.....	91
3. Comportement à l'effort tranchant.....	93
3.1 Le BAEL 91.....	94
3.2 Le BPEL 90.....	94
3.3 Modèle empirique de KORDINA.....	95
3.4 Formulation simplifiée de CEB.....	97
4. Présentation de l'essai.....	97
4.1 Confection des poutres et du ferrailage.....	98
4.2 Calcul prédictif.....	100
4.3 Résultats d'essai.....	102
Discussion des résultats.....	104
Conclusion.....	108
Conclusion générale.....	110
Annexes.....	112
Références bibliographiques.....	137

Liste des tableaux

Tableau I.1	Classification des ciments selon leurs résistances.....	6
Tableau I.2	Dimension admissible D pour les plus gros granulats.....	11
Tableau I.3	Enrobage minimal c des armatures.....	11
Tableau I.4	Consistance du béton.....	12
Tableau I.5	Propriétés d'ouvrabilité des BAP.....	25
Tableau II.1	: Quelques caractéristiques de MEDAPLAST 40.....	54
Tableau II.2	: Composition chimique du déchet de brique broyé	55
Tableau II.3	: Quelques caractéristiques de déchet de brique broyé.....	55
Tableau II.4	Quelques caractéristiques de déchet de marbre.....	56
Tableau II.5	: Quelques caractéristiques de Tuf.....	57
Tableau II.6	: Masse volumique apparente et absolue des granulats.....	58
Tableau II.7	: Résultats de l'absorption	59
Tableau II.8	: module de finesse du sable.....	59
Tableau II.9	: valeur de l'équivalent de sable.....	60
Tableau II.10	: Le début et la fin de prise.....	61
Tableau II.11	: Valeurs approximatives du coefficient granulaire G.....	62
Tableau II.12	: Composition volumique et pondéral du béton vibré	66
Tableau II.13	: Composition du BAP avec ajout de la poudre de marbre.....	68
Tableau II.14	: Composition du béton autoplacant avec ajout de Tuf.....	68
Tableau II.15	: Composition du BAP avec ajout de déchet de brique.....	69
Tableau II.16	: Composition des différents bétons pour 1 m ³	69
Tableau II.17	: Résultats de l'essai au cône d'Abrams	73
Tableau II.18	: Résultats de la boîte en « L »	74
Tableau II.19	: résultats de l'essai de stabilité au tamis	75
Tableau II.20	: Tableau récapitulatif des résultats	

d'essais à l'état frais des BAP.....	76
Tableau II.21 : Résultats d'essai de compression sur les bétons étudiés....	77
Tableau II.22 : Valeurs des résistances pour les essais de traction.....	85
Tableau II.23 : Résultats de calcul à l'effort tranchant.....	101
Tableau II.24 : Résultats d'essai de flexion à 4 points.....	103

Liste des figures

Figure I.1 Composition d'un béton.....	3
Figure I.2 : dispersion des granulats par excès de pâte.....	19
Figure I.3: Mode d'action des super-plastifiants - Défloculation des grains de ciment.....	20
Figure I.4 : Etalement et viscosité en fonction du dosage en superplastifiant.....	20
Figure I.5 Composition s'un béton ordinaire (BO) et d'un (BAP) Aspect à l'état frais d'un (BO) et d'un (BAP).....	22
Figure I.6 : représentation en plan d'un blocage de granulats à travers deux armatures.....	24
Figure I.7 essai d'étalement.....	26
Figure I.8: boîte en L.....	27
Figure I.9: Essai de la stabilité au tamis.....	28
Figure I.10 : Essai de ressuage à l'aéromètre.....	29
Figure I.11 : comportement du béton en compression simple Chen 1982.....	37
Figure I.12 : Comportement cyclique du béton en compression simple, Karsan et al 1969.....	38
Figure I.13 : Loi Parabole-Rectangle du béton en compression BAEL.....	39
Figure I.14 : Diagramme parabole-rectangle du béton en compression EUROCODE2.....	41
Figure I.15 : Diagramme non linéaire du béton en compression EUROCODE2.....	42
Figure I.16 : Comportement du béton en compression selon Sargin.....	43
Figure I.17 : Courbe contrainte-déformation du béton en traction.....	46
Figure I.18 : Comportement local du béton en traction selon MAZARS.....	48

Figure I.19 : Comportement de béton avant fissuration.....	49
Figure I.20 : Diagramme contrainte-déformation du béton selon Grelat.....	50
Figure II.1 : Le Super plastifiant MEDAPLAST 40.....	54
Figure II.2 : Déchets de brique.....	55
Figure II.3 : La poudre de marbre utilisé.....	56
Figure II.4 : Le Tuf utilisé.....	56
Figure II.5 : Courbes granulaires des trois granulats.....	58
Figure II.6 : abaque permettant la détermination du dosage en ciment.....	63
Figure II.7 : Courbes granulaires des trois granulats, la courbe brisée, avec les lignes de partage.....	64
Figure II.8 : Essai d'étalement.....	73
Figure II.10 : Essai de la boîte en L.....	74
Figure II.11 : Essai de stabilité au tamis.....	75
Fig II.12 : Eprouvettes d'essai de compression	77
Fig II.13: Presse utilisée pour la compression.....	77
Figure II.14 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BO.....	77
Figure II.15 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BAP 1.....	78
Figure II.16 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BAP 2.....	78
Figure II.17 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BAP 3.....	79
Figure II.18 : Résistances à la compression des différents bétons étudiés.....	80
Figure II.19 : Presse hydraulique Ibertest.....	81
Figure II.20 : Dispositif d'ancrage.....	81
Figure II.21 : Forme et dimensions de l'éprouvette de traction directe.....	81

Figure II.22 : Eprouvettes soumises à la traction directe.....	82
Figure II.23 : Rupture de l'éprouvette.....	82
Figure II.24 : Surface de rupture.....	82
Figure II.25 : Essai de traction par flexion.....	84
Figure II.26 : Essai de traction par fendage.....	84
Figure II.27 : Courbe contrainte –déformation pour le béton témoin.....	85
Figure II.28 : Courbe contrainte –déformation pour le BAP1.....	86
Figure II.29 : Courbe contrainte –déformation pour le BAP2.....	86
Figure II.30 : Courbe contrainte –déformation pour le BAP3.....	87
Figure II.31 : Résistances à la traction directe.....	87
Figure II.32 : Comparaison des résistances à la traction directe, traction par flexion et fendage pour chaque béton confectionné.....	89
Figure II.34 : Diagramme des efforts internes d'une poutre en flexion à quatre points.....	92
Figure II.35 : Dispositif d'essai de flexion à quatre points.....	97
Figure II.36 : poutres utilisées.....	98
Figure II.37 : Schéma de ferrailage et chargement.....	99
Figure II.38 : Ferrailage adopté.....	99
Figure II.39 : Diagramme force-déplacement du BV.....	104
Figure II.40 : Diagramme force-déplacement du BAP1.....	104
Figure II.41 : Diagramme force-déplacement du BAP2.....	105
Figure II.42 : Diagramme force-déplacement du BAP3.....	105
Figure II.43 : Résultats d'essai de rupture à l'effort tranchant.....	106



Introduction

Générale

Introduction générale

De nos jours, le béton doit répondre à des exigences toujours plus sévères en matière de performances mécaniques, de durabilité, d'ouvrabilité, d'environnement et d'aspect. Dans ce but, les recherches continues ont permis l'émergence de bétons spéciaux : les bétons à hautes performances (BHP), les bétons à très hautes performances (BTHP), les bétons de fibres métalliques (BFM) et les bétons autoplaçants (BAP).

Le béton autoplaçant (BAP), « *self compacting concrete (SCC) en anglais* », constitue une véritable révolution culturelle des bétons. Il se distingue par sa fluidité, sa déformabilité et sa facilité de mise en place sans vibration. Il épouse parfaitement les formes des coffrages les plus complexes et permet ainsi la réalisation de formes compliquées ou d'ouvrages à densité d'armatures élevée tout en présentant généralement des surfaces de meilleure qualité.

Le béton est qualifié d'autoplaçant lorsque le matériau final répond à certaines exigences à l'état frais et à l'état durci. Ainsi, sa formulation doit au moins contenir un adjuvant chimique et un ajout minéral pour satisfaire les conditions de maniabilité et de stabilité.

Les BAP entraînent de nombreux avantages, on cite :

Avantages techniques :

- facilité et rapidité dans la mise en œuvre du béton ;
- bétonnage en milieux fortement ferrailés ;
- réalisation d'éléments de forme complexe.

Avantages économiques :

- réduction du coût de la main d'œuvre et du temps de bétonnage ;
- absence de systèmes de vibration réduisant ainsi les coûts et les nuisances sonores dans et au voisinage du chantier.

Avantages écologiques :

- Valorisation des déchets de construction (récupération de ces déchets au niveau des chantiers, industries, carrières, stations de concassage).
- Diminution de la quantité de CO₂ émise par l'industrie cimentaire (due à la réduction de la quantité de ciment nécessaire au BAP).

Cependant, il est à signaler une augmentation du coût des matières premières suite à l'incorporation d'adjuvants et différentes additions minérales.

Le sujet de ce travail s'articule autour de la formulation et des propriétés de bétons autoplacants élaborés à partir de déchets de construction et de comparer les performances, en termes de résistance mécanique, par rapport à un béton ordinaire. L'étude consiste en l'investigation de l'influence de ajouts minéraux ; à savoir ; la poudre de marbre, le tuf et les déchets de brique broyés, sur le comportement à l'état frais, à l'état durci et à la rupture des différents BAP.

Ce mémoire s'organise en deux grandes parties :

- Une partie théorique ; qui est une synthèse bibliographique qui comporte un rappel des définitions fondamentales sur les bétons ordinaires et les bétons autoplacants (BAP). Les méthodes de formulation d'un BAP, les essais de caractérisation à l'état frais et à l'état durci, ainsi que le processus d'élaboration et de transport y sont également développés.

- Une partie expérimentale ; consacrée à la caractérisation des matériaux utilisés pour la confection des bétons mis en œuvre dans le cadre de cette étude. La méthode de formulation ainsi que les compositions retenues pour le béton ordinaire et le BAP y sont mentionnées.

Puis, sont détaillés les essais sur bétons à l'état frais et à l'état durci. Une comparaison des résultats par rapport au béton ordinaire et entre les différents BAP est effectuée.

Enfin, on s'attache à l'étude du comportement à la rupture et donc d'une sollicitation plus complexe : l'effort tranchant. Des méthodes de calcul empiriques ont été effectuées pour rendre compte des résultats expérimentaux.

Bien entendu tous les résultats des essais effectués au laboratoire sont présentés et suivis d'une interprétation et d'une conclusion générale.



Etude bibliographique

I. Etude bibliographique

I.1 GENERALITES SUR LE BETON

1. Introduction

De nos jours, le béton fait partie de notre cadre de vie, c'est l'un des matériaux de construction les plus utilisés dans le monde. En effet, la simplicité de sa fabrication et de sa mise en place, son aspect durable et économique en plus des performances mécaniques qu'il assure, ont légitimé son utilisation pour réaliser les ouvrages les plus divers.

Le béton est utilisé dans tous types de construction : bâtiments, ouvrages d'art, monuments et éventuellement dans les éléments de décoration... Il permet également la réalisation de produits de préfabrication, d'éléments de structures et autres ; tels que : tuyaux, blocs, poutrelles, pavés, planchers, cloisons, escaliers...

2. Définition

Le béton est un composite hétérogène multiphasique constitué d'un mélange intime de granulats, sable et de pâte (ciment, eau). La pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton [1]. Chaque constituant joue un rôle bien défini : liant hydraulique pour la pâte de ciment, remplissage atténuateur de variations volumiques (retrait) et source de résistance pour les granulats.

Un béton hydraulique est constitué :

- d'une pâte pure (ciment+eau),
- d'un mélange granulaire,
- de produits additionnels (adjuvants, additions minérales).

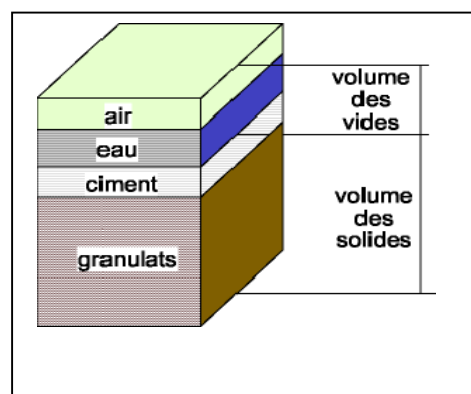


Figure I.1: Composition d'un béton

On désigne habituellement sous le nom :

- de matrice ou de mortier : le mélange (liant+sable+eau),
- de squelette solide ou de squelette granulaire : mélange de granulats.

3. Composants d'un béton

3.1 Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique, car il a la propriété de s'hydrater et de durcir en présence d'eau et parce que cette hydratation transforme la pâte liante, qui a une consistance de départ plus ou moins fluide, en un solide pratiquement insoluble dans l'eau. Ce durcissement est dû à l'hydratation de certains composés minéraux, notamment des silicates et des aluminates de calcium.

3.1.1 Constituants principaux [2]

Les ciments courants ont pour constituant principal le clinker, auquel il peut être ajouté suivant leur type (du laitier de haut fourneau, des cendres volantes, de la pouzzolane naturelle.....) ; dans le but de modifier certaines de leur propriétés et de proposer une gamme de produits capables de résoudre les différents problèmes qui se posent lors de la réalisation de certains ouvrages, soit en raison des conditions d'environnement.

•Clinker portland (K) :

C'est un produit obtenu par cuisson du mélange calcaire + argile, dosé et homogénéisé et comprenant principalement de la chaux (CaO), de la silice (SiO₂) et de l'alumine (Al₂O₃). Le mélange est en général constitué de produits naturels de carrière (calcaire, argile, marne, ...). C'est le clinker qui, par broyage, en présence d'un peu de gypse jouant le rôle de régulateur, donne les ciments « Portland ». Les quatre principaux constituants du clinker sont :

- *le silicate tricalcique : SiO₂, 3CaO (ou C₃S),*
- *le silicate bicalcique : SiO₂, 2CaO (ou C₂S),*
- *l'aluminate tricalcique : Al₂O₃, 3CaO (ou C₃A),*
- *l'aluminate-ferrite tétracalcique : Al₂O₃, 4CaO (ou C₄AF).*

•Laitier de haut fourneau (S) :

Le laitier, sous produit de fabrication de la fonte (brusquement refroidi par aspersion d'eau), est un matériau hydraulique dont la composition chimique est : l'oxyde de calcium dans des proportions allant de 40 à 50 %, la silice (25 à 35 %), l'alumine (12 à 30 %) et la magnésie ainsi que d'autres oxydes en très faibles quantités.

- **Cendres volantes (V et W) :**

Les cendres volantes, produits pulvérulents de grande finesse, proviennent du dépoussiérage des gaz des chaudières des centrales thermiques. Elles peuvent être :

- siliceuses (V), constituées de silice réactive (40 à 55 %) et d'alumine (20 à 30 %),
- ou calciques (W) avec une proportion de chaux réactive supérieure à 5 %.

- **Pouzzolanes naturelles (Z) :**

Les pouzzolanes naturelles sont des produits d'origine volcanique ou des roches sédimentaires. Elles sont composées de silice réactive (dans des proportions supérieures à 25 %), d'alumine et d'oxyde de fer.

3.1.2 Constituants secondaires

Ils peuvent être :

- Soit l'un des constituants définis précédemment s'ils sont en proportion $\leq 5\%$, (exception faite du clinker) ;

- Soit des fillers (F), leur nature exacte et leur proportion devant d'ailleurs être précisées par le fabricant dès que cette proportion dépasse 3%.

Lorsque le constituant secondaire est un filler, il s'agit de poudres minérales très fines, généralement inertes mais pouvant parfois présenter des propriétés légèrement hydrauliques ou pouzzolaniques. Ces poudres peuvent améliorer la maniabilité du ciment ; ce qui conduit à une augmentation de la maniabilité du béton.

3.1.3 Classification des ciments

Les ciments courants sont classés en fonction de leurs résistances mécaniques à la compression ; exprimées en MPa à 28 jours.

La norme spécifiant une limite inférieure et une limite supérieure dont les valeurs sont les suivantes (tableau I-1) :

Classe des ciments	Résistance à 2 jours(MPa)	Résistance minimale à 28 jours (MPa)	Résistance maximale à 28 jours (MPa)
32.5	/	≥ 32.5	≤ 52.5
32.5R	≥ 13.5	≥ 32.5	≤ 52.5
42.5	≥ 12.5	≥ 42.5	≤ 62.5
42.5R	≥ 20	≥ 42.5	≤ 62.5
52.5	≥ 20	≥ 52.5	/
52.5R	≥ 30	≥ 52.5	/

Tableau I.1: classification des ciments selon leurs résistances

Les classes « R », rapides, présentent aux jeunes âges des caractéristiques mécaniques plus élevées et trouvent leur intérêt particulièrement dans certaines circonstances telles que le bétonnage par temps froid, décoffrage rapide, préfabrication ...

3.1.4 Principales catégories de ciments

La norme P 15. 301 [3] distingue 4 catégories ; à savoir :

- le ciment portland artificiel (C.P.A) qui contient au moins 97 % de clinker, le reste est du filler ;
- le ciment portland composé (C.P.J) qui contient au moins 65 % de clinker, le reste est l'un ou plusieurs des autres constituants définis précédemment ;
- Le ciment de haut fourneau (C.H.F) qui contient entre 60 et 75 % de laitier, le reste des constituants est du clinker ou un filler dans la limite de 3% de l'ensemble des constituants ;
- Le ciment de laitier au clinker (C.L.K) qui contient au moins 80 % de laitier, le reste est du clinker ou un filler dans la limite de 3% également.

3.2 Les granulats (sables, gravillons)

Les granulats sont définis comme l'ensemble de grains inertes (sable, graviers et cailloux) dont l'origine peut être naturelle ou artificielle.

Nous distinguons les granulats roulés extraits de ballastières naturelles ou de rivières, et les granulats concassés obtenus à partir des roches concassées exploitées en carrières. Les granulats sont classés selon les dimensions des grains qui les constituent et la courbe granulométrique représente la distribution, en pourcentage, des poids des matériaux passants dans des tamis de dimensions normalisées [4].

Dans le béton frais, les granulats servent au remplissage de l'espace (ils occupent environ 70 % de volume). De plus en raison de leur porosité ouverte, ils peuvent absorber une certaine

quantité d'eau (effet de mouillage). Dans le béton durci, les granulats apparaissent comme des inclusions dures. Ils ont un rôle important dans la résistance mécanique et dans la consistance du béton selon :

- leur qualité mécanique ;
- leur capacité d'adhérence avec la pâte liante ;
- leur forme (roulés ou concassés) ;
- leur diamètre maximal..... ;

3.3 L'eau

Nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier (effet lubrifiant). La qualité de l'eau a une influence sur les caractéristiques du béton, les eaux ne doivent contenir ni composés risquant d'attaquer chimiquement le ciment, les granulats ou les armatures, ni particules en suspension dont la quantité pourrait modifier ses qualités originelles. Il convient donc d'y apporter une grande attention surtout lors de l'emploi d'eau de rejet ou de lavage.

3.4 Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques, incorporés au béton frais en faibles quantités, permettant d'améliorer certaines de ses propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans le béton .Les principaux adjuvants [5], [6] sont :

• **Les fluidifiants (ou réducteur d'eau) :** Ces produits jouent un double rôle. Ils sont utilisés pour fluidifier le béton et permettre le maintien du rapport E/C (Eau/Ciment) constant (fixé pour une résistance souhaitée). Ils permettent aussi, dans certains cas, de réduire le rapport E/C pour avoir une meilleure résistance tout en ayant la même fluidité du béton [7]. Dans le premier cas, l'ajout du fluidifiant va permettre d'avoir des bétons de même classe de résistance mais de consistance variable ; allant d'un béton ferme, béton plastique, béton très plastique jusqu'au béton auto-plaçant. Dans le cas des bétons autoplaçants, on utilise des superplastifiants qui sont des fluidifiants très puissants.

• **Les retardateurs de prise du ciment :** dans le cas du bétonnage en temps chaud ou bien d'éléments massifs, il est conseillé d'utiliser un retardateur de prise pour freiner les réactions d'hydratation et aussi réduire la chaleur au cœur du béton, de manière à ce que les

propriétés du béton soient préservées et le béton ne fissure pas. Ils sont aussi employés pour éviter toute discontinuité lors de reprises de bétonnage.

- **Les accélérateurs de prise du ciment**: pour le bétonnage en temps froid, il est conseillé d'utiliser les accélérateurs de prise pour, dans ce cas, provoquer les réactions d'hydratation et accélérer le durcissement du béton freiné par la température ambiante. Les accélérateurs de prise permettent de réduire les délais de chantier, car ils permettent d'obtenir les résistances prévues pour 28 jours à des âges avancés.

- **Les entraîneurs d'air** : ils permettent d'entraîner, à l'intérieur du béton, des microbulles d'air parfaitement réparties qui serviront d'espace d'expansion dans le béton durci. Ces microbulles permettent d'améliorer la durabilité du béton soumis à l'action du gel et du dégel. Ils améliorent la résistance du béton sous l'action des incendies.

3.5 Les additions minérales

Il existe deux catégories de fines minérales :

- **Les fines actives** à caractère pouzzolanique; ce sont des particules de faibles diamètres qui, ajoutées en quantités de l'ordre de 10 % du poids de ciment, améliorent notablement les performances de résistances et de durabilité du béton grâce à leurs propriétés pouzzolaniques (cendres volantes, fumée de silice, laitier...) [8], [9].

- **Les fines inertes** comme les fillers calcaires ; l'objectif dans leur utilisation est d'améliorer la compacité du béton et donc sa résistance. Elles sont également utilisées pour améliorer la consistance des bétons notamment dans le cas des bétons autoplaçants qui nécessitent une forte teneur en fines pour assurer au BAP un compromis entre une bonne fluidité apportée par les fluidifiants et une bonne viscosité que l'on essaye d'avoir par l'introduction des fillers.

4. Les déchets

Un déchet est, selon la loi du 15 juillet 1975 relative à l'élimination des déchets et à la récupération des matériaux du code de l'environnement Français : *“tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation, toute substance, matériau ou produit, ou plus généralement tout bien meuble abandonné ou que son détenteur destine à l'abandon”*.

Selon les critères liés à : la nature, l'origine, le type de collecte, la composition, la consistance, l'hétérogénéité, etc..., on considère 3 grandes catégories de déchets :

- **Déchets dangereux** : ils sont potentiellement les plus polluants pour l'environnement et représentent le plus de dangers pour la santé humaine. Ce déchet nécessite des précautions particulières vis-à-vis de la protection de l'environnement.

- **Déchets non dangereux** : Ce sont les déchets industriels ordinaires qui ne contiennent pas de substances toxiques ou dangereuses. Ils sont assimilables à un déchet de consommation ou à des ordures ménagères.

- **Déchets inertes** : Ils sont souvent solides (minéraux) ne subissant aucune transformation physique ou chimique importante : pavés, sables, gravats, tuiles, béton, carrelage. Ils ne sont pas biodégradables et n'affectent pas les matières avec lesquelles ils entrent en contact d'une manière susceptible d'entraîner une pollution de l'environnement ou de nuire à la santé humaine. Ils proviennent des chantiers de construction, mais aussi des mines et des carrières.

Les principaux objectifs d'utilisation des déchets sont :

- Réduire la production des déchets ;
- Valoriser les déchets par réemploi, recyclage ou toute autre action visant à obtenir, à partir des déchets, des matériaux réutilisables ou de l'énergie ;
- Assurer l'information du public sur les effets pour l'environnement et la santé publique.

5. composition des bétons

L'étude d'une composition de béton consiste à définir le mélange optimal des différents granulats dont on dispose ainsi que le dosage en ciment et en eau afin de réaliser un béton dont les qualités sont celles recherchées pour la construction de l'ouvrage [10].

Les méthodes de composition se subdivisent en 2 types :

• La méthode à granularité « continue », si la courbe sur le graphique granulométrique s'élevant d'une façon continue ; autrement dit du plus petit grain de ciment au plus gros grain de gravier. Toutes les grosseurs intermédiaires sont représentées.

• La méthode à granularité « discontinue », lorsque la courbe granulométrique correspondante présente un palier qui équivaut à un manque d'éléments intermédiaires.

La granularité continue permet d'obtenir des bétons plus plastiques et de bonne ouvrabilité ; par contre la granularité discontinue conduit à des bétons présentant en général des résistances en compression un peu supérieures mais au détriment de l'ouvrabilité. Toutefois, la plupart des bétons utilisés actuellement sont à granularité continue.

5.1 Critères en fonction de la destination des bétons

Les ouvrages que l'on construit aujourd'hui en béton sont des plus divers tant dans leur destination que dans leurs dimensions et toute étude de composition de béton doit en tenir compte. Il convient donc d'en définir les critères qui devront constituer clairement les données de l'énoncé du problème que pose l'étude de la composition d'un béton destiné à un ouvrage donné. Quatre critères principaux doivent être retenus [10] :

- la dimension maximale des granulats ;
- la résistance ;
- l'ouvrabilité ;
- l'agressivité du milieu ambiant.

Ces critères sont retenus dans la norme P 18-305 concernant les bétons prêts à l'emploi préparés en usine et sont la base de l'énoncé du problème dans la méthode de Dreux et Gorisse [10].

5.1.1 Dimension maximale D des granulats

Cette dimension dépend évidemment des dimensions de l'ouvrage (barrages, digues et murs de quai, structures de bâtiments, voiles minces, etc. ...), mais elle dépend également des dispositions du ferrailage (densité relative par rapport au coffrage, maillage). Une valeur admissible de D est préconisée par Georges Dreux [10] (tableau I .2).

Caractéristiques de la pièce à bétonner	Valeur maximale de D
e espacement entre les armatures principales	e
r rayon moyen des mailles de ferrailage	0,8 r
R rayon moyen de moule	R
h_m épaisseur minimale de la pièce	$h_m/5$

Tableau I.2: Dimension admissible D pour les plus gros granulats

Le rayon moyen r d'une maille de ferrailage est le rapport entre la surface de la maille et son périmètre. Le rayon moyen R du moule est le rapport entre le volume à remplir dans la zone la plus ferrillée et la surface de coffrage et d'armatures en contact avec le béton.

Pour l'épaisseur d'enrobage des armatures les plus proches du coffrage (c), des recommandations sont faites par le Comité euro-international du béton (CEB) [10] et le règlement BAEL [2] - article A.7.1 (tableau. I.3).

Milieu ambiant	c minimal (CEB)	D maximal (CEB)	c minimal (BAEL 99)
Locaux couverts et clos	1 cm	2 c	1cm
Exposition aux intempéries	2 cm	1,5 c	3cm
Milieu agressif	3 cm	C	3cm
Milieu très agressif	4 cm	c-5 mm	5cm
Nota : c doit, par ailleurs être supérieur ou égal au diamètre des armatures (ou à la largeur du paquet d'armatures).			

Tableau I.3 : Enrobage minimal c des armatures

5.1.2 Résistance souhaitée

D'après les résultats de la note de calcul d'un ouvrage, on définit la résistance caractéristique à exiger en valeur minimale pour le béton utilisé. Cette résistance caractéristique se calcule d'après des résultats sur éprouvettes de contrôle (soumises à la rupture) en déduisant de la moyenne k fois l'écart type (sur l'ensemble des valeurs). Il convient donc que l'on vise dans l'étude du béton une valeur moyenne probable supérieure à la résistance caractéristique exigée.

D'après les règlements en vigueur, on prend pour k la valeur de 0,85 à 1,2 en général et selon les cas, il convient de viser une résistance moyenne d'environ 15 à 20 % supérieure à la résistance caractéristique exigée.

Ce critère de résistance conduira au choix du ciment (nature, classe) et à son dosage, ainsi qu'au dosage en eau et à l'éventuelle utilisation d'adjuvants. Ce critère a également une influence sur le rapport G /S (proportion gravier /sable).

5.1.3 Ouvrabilité

L'ouvrabilité peut se définir comme l'aptitude que peut avoir le béton frais à bien se mettre en place pour enrober convenablement les armatures et remplir le coffrage sans ségrégation. Ce critère peut, en général, se définir à partir de la plasticité par mesure de l'affaissement au cône d'Abrams selon les valeurs indiquées dans le tableau I.4.

L'ouvrabilité est, pour le béton, une qualité fondamentale qui doit être très sérieusement prise en compte dans l'étude de composition d'un béton.

Consistance du béton	Affaissement au cône (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	> 16	Léger piquage

Tableau I.4 : Consistance du béton

5.1.4 Agressivité du milieu ambiant

Le milieu ambiant dans le quel se trouvera l'ouvrage conditionnera également, selon son agressivité, l'étude de la composition du béton. La présence d'eaux agressives (eaux de mer, gypseuse, acides, très purs, etc.) et les conditions thermiques d'utilisation (revêtements de fours ou ouvrage à des gels sévères) sont des considérations qui conditionnent surtout le choix du ciment et éventuellement la nature minéralogique des granulats, et parfois l'utilisation d'un adjuvant.

5.2 Formulation des bétons

Les méthodes proposées sont nombreuses ; elles aboutissent à des dosages volumétriques ou, de préférence pondéraux. Le passage de l'un à l'autre pouvant se faire, si nécessaire, par la connaissance de la densité apparente des granulats en vrac, on citera [2] :

- Méthode de BOLOMEY ;
- Méthode d'ABRAMS ;
- Méthode de FAURY ;
- Méthode de VALETTE ;
- Méthode de BARON-LESAGE ;
- Méthode de DREUX et GORISSE....

5.2.1 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 est aussi proche que possible de la courbe de référence théorique. La formule de base est la suivante :

$$p = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}}$$

Avec :

P : pourcentage de grains passant à la passoire de diamètre d,

D : diamètre du plus gros grain,

A : varie de 8 à 16, 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.

5.2.2 Méthode d'ABRAMS

C'est une règle de mélange fondée sur l'obtention d'un certain module de finesse global pour un mélange de granulats à partir de la connaissance des modules de finesse des granulats à employer. Cette règle de mélange d'ABRAMS permet de calculer les pourcentages relatifs de granulats de modules de finesse M_{f1} et M_{f2} pour obtenir un module M_f choisi pour le mélange.

5.2.3 Méthode de FAURY

FAURY a distingué les grains fins et moyens ($<D/2$) des gros grains ($>D/2$) et la pente de la droite de référence n'est pas la même pour chacune de ces deux catégories. On trace donc pour l'ensemble du mélange, ciment compris, une courbe granulométrique de référence qui est composée de deux droites. L'abscisse du point de rencontre des deux droites est fixée à $D/2$ et son ordonnée Y est donnée par la formule suivante :

$$Y = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0,75}$$

Le paramètre A est choisit dans un tableau et D est exprimée en dimension passoire.

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

R est le rayon moyen du moule.

1.5.2.4 Méthode de VALLETTE

Dans les cas les plus courants on partira, en général, de deux granulats : un sable 0/5 mm et un gravier présentant une certaine discontinuité avec le sable 16/25mm ; par exemple. On calcule le dosage de sable qui 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 pate pure de ciment. On ajoute ensuite 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 un béton plein avec un maximum de sable et le moins dosé (en ciment).

5.2.5 Méthode de BARON-LESAGE

Elle a pour objet d'obtenir sur chantier un béton comportant le minimum de vides et d'eau. L'étude peut être faite soit à partir de mesures de compacité, soit à partir de mesures de temps d'écoulement. Celle-ci est fondée sur l'existence d'une fonction qui caractérise le mélange des constituants solides et sur le repérage pratique de cette fonction. Une propriété de cette dernière est d'avoir la valeur maximale pour le meilleur béton et ce quelles que soient les conditions de mise en œuvre et la teneur en eau.

La méthode consiste ainsi à déterminer les proportions des constituants pour que ladite fonction soit maximale.

5.2.6 Méthode DREUX et GORISSE

La résistance et l'ouvrabilité désirées conduisent à déterminer le dosage en ciment et le dosage en eau. Une courbe de référence granulaire est ensuite tracée schématiquement en tenant compte des différents paramètres concernant le béton étudié et ses constituants : dimension des granulats, dosage en ciment, plasticité, intensité du serrage, module de finesse du sable, etc.

Cette courbe de référence permet de doser les proportions, en volume absolu, des différents granulats dont on dispose. Enfin la prise en compte d'un coefficient de compacité probable du béton et de la masse volumique des différents granulats permet d'aboutir à la formule de dosage pondéral pour le béton désiré. Il s'agit ensuite d'exécuter quelques essais sur ce béton pour apporter à cette formule les corrections expérimentales nécessaires.

I.2 LES BETONS AUTOPLACANTS

1. Introduction

Les maitres d'œuvres, architectes, ingénieurs, entreprises, fabricants de béton ont toujours recherché un béton permettant :

- une mise en place aisée,
- un bon remplissage des coffrages,
- un parfait enrobage des armatures.

La vibration a toujours été le moyen d'obtenir ces caractéristiques. Devant la complexité croissante des structures, formes variées, fortes concentrations d'armatures, les formulations de bétons ont dû s'adapter. Les bétons sont devenus de plus en plus fluides, malgré la réduction de la quantité d'eau de gâchage, à tel point que la vibration n'est devenue plus nécessaire. Cette hyperfluidité du béton a été rendue possible par l'arrivée sur le marché des dernières générations d'adjuvants « superplastifiants ». Le béton autoplaçant était alors né ...

Le JAPON a été dans les années 80 le pionnier dans le développement de cette nouvelle technique et qui s'est progressivement répandue à travers le reste du monde, de nombreux termes définissent ces bétons :

- Béton auto-compactant (BAC).
- Self-compacting concrete (SCC, en Anglais).
- Béton hyperfluide.

L'appellation la plus usitée aujourd'hui est le béton autoplaçant (BAP).

2. Définition du béton autoplaçant

Par béton auto-plaçant (BAP), on désigne un béton très fluide, très déformable, stable et mis en œuvre sans vibration (la compaction des BAP s'effectuant par le seul effet gravitaire). Il confère à la structure une qualité au moins équivalente à celle correspondant au béton classique mis en œuvre par vibration, il garantit à la structure la résistance et la durabilité [11]. Par définition, les BAN (Bétons Auto-Nivelant) constituent une famille de BAP correspondant aux applications horizontales (dallage, plancher...).

3. Domaine d'utilisation des BAP

Les BAP sont utilisables aussi bien pour la réalisation d'ouvrages horizontaux que verticaux, sur tous les types de chantier, de bâtiments ou de génie civil et pour la réalisation de nombreux produits préfabriqués en béton [12]. La plupart des ouvrages peuvent être réalisés en BAP (voiles, poteaux, piles, poutres, planchers, dalles, dallages, fondations, éléments de façade, mobiliers urbains, etc.).

Les BAP sont particulièrement adaptés à la réalisation de structures pour lesquelles la mise en œuvre d'un béton classique est délicate, c'est-à-dire, présentant des :

- densités de ferrailage importantes ;
- formes et géométries complexes : voiles, courbes, ... ;
- voiles minces et de grande hauteur : piles de ponts, ... ;
- voiles complexes avec de nombreuses réservations ou de grandes ouvertures ;
- exigences architecturales et qualité de parement particulière.

A titre d'exemple, nous citons quelques réalisations avec les BAP :

• Le pont Akashi Kaikyo (photo01), le plus long pont suspendu au monde (3910 m) où 390 000 de béton autoplaçant ont été versés dans les coffrages des fondations et des piliers très congestionnés sans vibration (OKAMIRA et coll.1994) .



Photo 01 : Le pont Akashi Kaikyo.

•La tour Landmark Tower (photo02), où un béton autoplaçant d'une excellente déformabilité a été mis en place avec succès dans 66 colonnes de 40 m de hauteur chacune (HAYAKAWA et coll.1995)



Photo 02 : La tour Landmark Tower.

4. Les critères de composition des BAP [11]

Après plusieurs recherches effectuées en laboratoires, les essais ont montré que pour répondre aux exigences du cahier des charges, la composition d'un béton autoplaçant doit avoir certaines caractéristiques [15], soit :

4.1 Un volume de pâte important

Les frottements entre granulats sont source de limitation vis-à-vis de l'étalement et de la capacité au remplissage des bétons. Le rôle de la pâte (ciment + additions + eau efficace + air) étant précisément d'écarter les granulats les uns des autres, son volume dans les BAP est donc élevé (figure I.2).

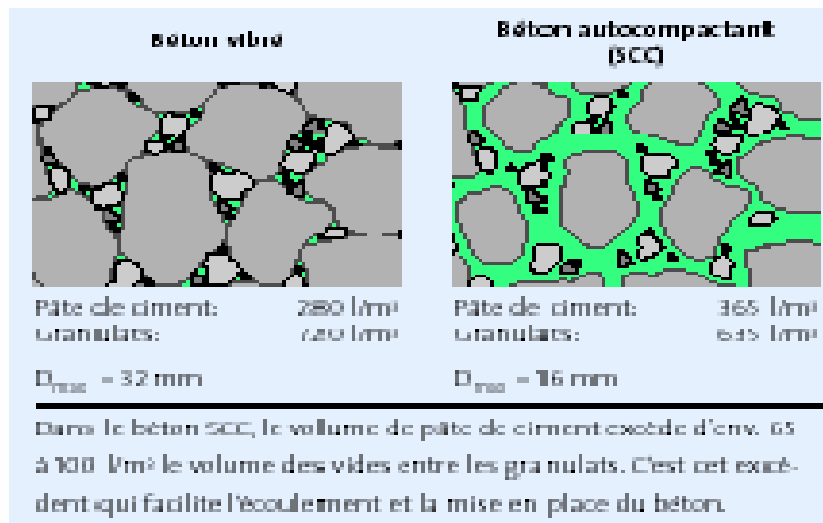


Figure I.2 : dispersion des granulats par excès de pâte [16].

4.2 Une quantité de fines (<80 µm) importante

Afin de garantir le compromis entre stabilité et maniabilité tout en limitant les risques de ségrégation et de ressuage, les BAP contiennent une quantité de fines (de l'ordre de 500 kg/m³) supérieure à celle des bétons conventionnels.

Le choix des additions et de leur teneur respective dans les BAP est déterminé en fonction des exigences de résistance à la compression à 28 jours, des critères de durabilité et des paramètres d'ouvrabilité telles qu'imposées par les normes applicables (DTU 21, norme XP P 18-305, normes produit préfabriqué en usine, etc.).

4.3 L'utilisation des superplastifiants

Les superplastifiants permettent d'obtenir des bétons très fluides. Ces fluidifiants ont le rôle de défloculants, ainsi les particules solides sont dispersées par combinaison d'effets électrostatiques et stériques et la proportion d'eau libre est plus importante. Toutefois un dosage trop élevé (proche ou supérieur au dosage de saturation) peut augmenter la sensibilité du béton à des variations de teneur en eau vis-à-vis du problème de la ségrégation et du ressuage.

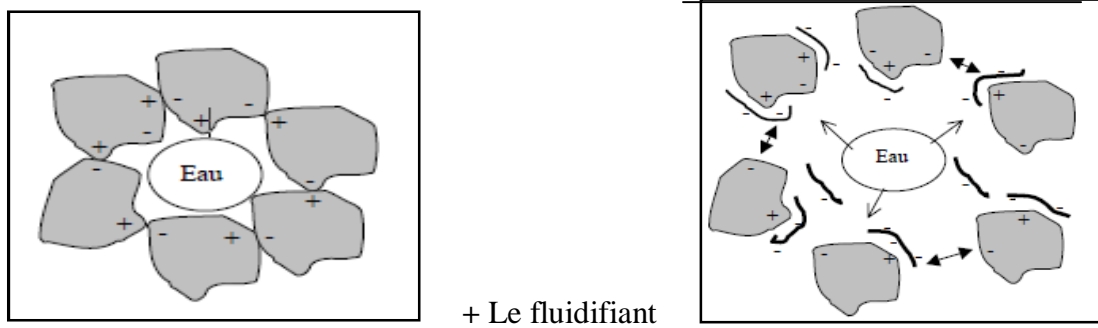


Figure I.3: Mode d'action des super-plastifiants - Défloculation des grains de ciment.

La Figure I.4 illustre l'effet d'introduction d'un superplastifiant sur l'ouvrabilité du béton ; plus le dosage en superplastifiant est grand plus le béton devient fluide jusqu'à une certaine valeur où l'augmentation du dosage en superplastifiant n'a plus d'effets sur l'étalement. De la même manière, la viscosité du BAP change faiblement jusqu'à un dosage à partir duquel elle commence à baisser d'une manière significative.

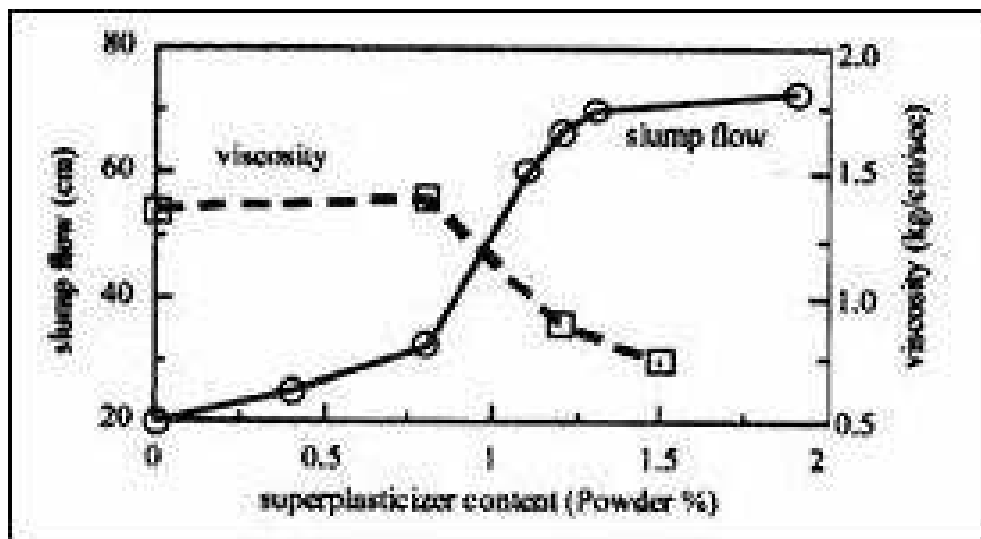


Figure I.4 : Etallement et viscosité en fonction du dosage en superplastifiant [17].

4.4 Utilisation éventuelle d'un rétenteur d'eau (dit agent de viscosité)

L'ajout d'un superplastifiant ayant pour effet d'augmenter l'ouvrabilité du béton mais également de réduire sa viscosité, afin de minimiser ce dernier point, les BAP contiennent souvent des agents de viscosité. Ce sont généralement des dérivés cellulosiques, des polysaccharides ou des suspensions colloïdales, qui interagissent avec l'eau et augmentent la

viscosité de celle-ci. Ces produits, comme les fines, ont pour rôle d'empêcher le ressuage et de limiter les risques de ségrégation des granulats en rendant la pâte plus épaisse.

L'utilisation de ces produits semble se justifier dans le cas des bétons ayant des rapports eau/liant élevés car les fines ne sont pas toujours suffisantes pour fixer l'eau dans le béton.

4.5 Un faible volume de gravillon

Il est possible d'utiliser des granulats concassés ou roulés de diamètre maximal compris entre 10 et 20 mm pour la formulation des BAP. Toutefois, comme les gravillons sont à l'origine du blocage du béton en zone confinée, il faut en limiter le volume. D'un autre côté, la présence de gravillons permet d'augmenter la compacité du squelette granulaire du béton, ils permettent de réduire la quantité de liant nécessaire pour obtenir l'ouvrabilité et la résistance souhaitées. En général, ces considérations conduisent à adopter un rapport gravillon/sable de l'ordre de 1 dans les BAP.

5. Constituants d'un BAP [18]

5.1 Les liants et les granulats

Le liant est constitué de ciment auquel on ajoute des particules fines minérales qui correspondent à des additions normalisées ou non.

- **Le ciment**

Les BAP peuvent être réalisés avec la plupart des ciments, mais compte tenu des exigences de démoulage au jeune âge, le ciment le plus employé est le CPJ CEM I 52,5 ou 42.5.

- **Les ajouts minéraux**

Ce sont principalement : des fillers calcaires (calcaire, dolomite,...), des fillers siliceux ; des laitiers de haut fourneau, des cendres volantes, des fumées de silice, des déchets de brique. Les fillers calcaires sont des produits secs finement divisés obtenus par broyage industriel des roches calcaires, dont les caractéristiques sont définies par la norme NF P18 – 305. Ils augmentent la stabilité et l'ouvrabilité des BAP. Les cendres volantes ou les laitiers permet d'obtenir un maintien d'ouvrabilité le plus long. La fumée de silice conduit à une augmentation de la compacité d'un BAP donc des résistances mécaniques plus élevées. Les déchets de brique qu'on utilisera comme un ajout constituera une poudre à réactivité

pouzzolanique et son incorporation au béton pourrait donner des caractéristiques mécaniques très intéressantes.

• **Les granulats**

- Les BAP sont réalisés avec des granulats roulés ou concassés ;
- Le coefficient de frottement est plus faible entre les granulats roulés qu’entre les granulats concassés [19], [20] ;
- Afin d'empêcher tout risque de blocage lors du coulage, on limite en général le diamètre maximal des granulats à 16 mm ;
- La proportion des gravillons par rapport au sable est plus faible qu’avec un béton ordinaire afin de permettre l’écoulement du matériau dans les zones confinées ;
- Le rapport G/S est de l’ordre 1.

5.2 Les adjuvants

Les deux adjuvants nécessaires pour la formulation des BAP sont les superplastifiants et l’agent de viscosité.

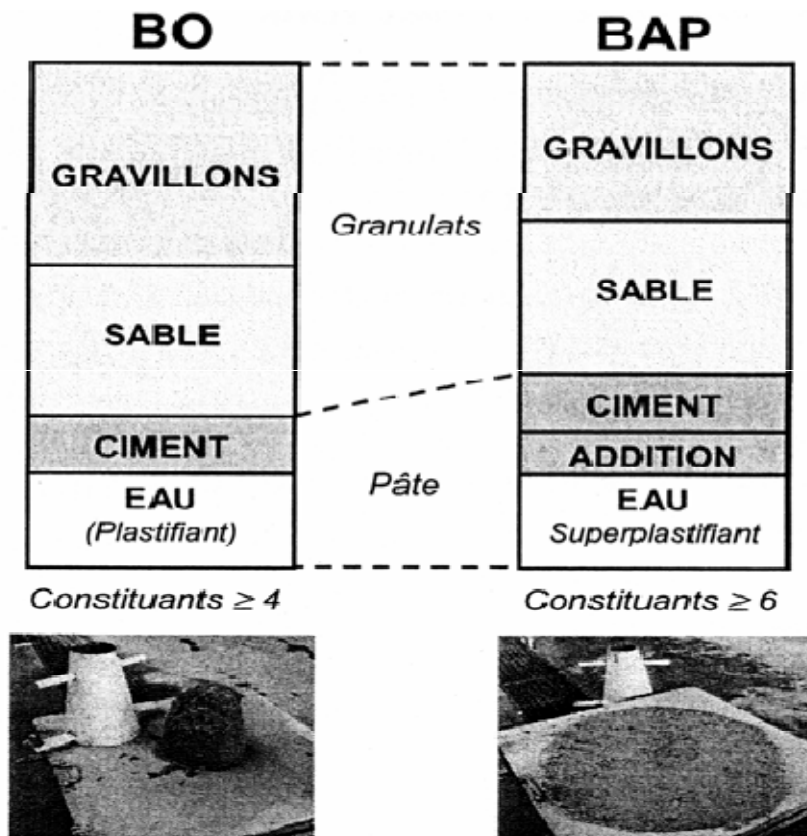


Figure I.5 composition s’un béton ordinaire (BO) et d’un (BAP)
Aspect à l’état frais d’un (BO) et d’un (BAP) [21].

En résumé, les composants de base d'un BAP sont identiques à ceux d'un béton vibré mais leurs proportions sont différentes (figure I.5). Afin d'obtenir les propriétés requises à l'état frais d'un BAP, une importante quantité de fines et l'incorporation d'adjuvants (notamment les superplastifiants) sont nécessaires.

6. Caractérisation d'un béton autoplaçant [18]

6.1 Propriétés des BAP à l'état frais

Les propriétés générales d'un béton autoplaçant frais sont la fluidité et l'homogénéité. Ces propriétés sont étudiées sur plusieurs aspects, et peuvent se diviser en trois critères mesurables par des tests empiriques : le remplissage, la résistance à la ségrégation, et la capacité à passer à travers les obstacles que nous appellerons capacité de passage [11], [21].

6.1.1 Le remplissage

Le remplissage du béton, ou la déformabilité, est un critère qui découle directement de sa fluidité. Le béton autoplaçant est capable de remplir les vides et les espaces difficiles dans un milieu confiné, en se déformant sous l'effet de son propre poids, et sans sollicitations. Le remplissage est observé sous deux aspects : la capacité de remplissage et la vitesse de remplissage. Le premier aspect est lié à la capacité de déformation du béton, il traduit le pourcentage rempli ou la distance atteinte dans l'espace. Le second est lié à la vitesse de déformation, il traduit ainsi la vitesse d'écoulement du béton. Le test d'étalement au cône d'Abrams donne des indications sur les deux aspects [11].

6.1.2 La résistance à la ségrégation

La ségrégation d'un mélange correspond à l'absence d'homogénéité dans la distribution des constituants ce qui provoque généralement une séparation de phases solide et liquide ou bien une séparation des phases solides en fonction de leurs dimensions [22],[23].

La ségrégation peut donc se manifester dans un béton de façons différentes, comme la séparation entre la pâte et les granulats, la séparation entre le gravier et le mortier qui peut conduire à un blocage en zones confinées, et une répartition non homogène de l'air occlus.

Pour éviter la ségrégation, il faut réduire la quantité d'eau libre dans le béton en réduisant le rapport E/C du béton. La résistance à la ségrégation du béton peut aussi être augmentée en élevant la viscosité de l'eau dans la suspension, avec certains agents de viscosité.

6.1.3 La capacité de passage

Le béton autoplaçant doit réunir à la fois la fluidité (la capacité de remplissage) et la résistance à la ségrégation pour produire un bon écoulement. Cependant, dans les milieux confinés, il faut que le béton puisse s'écouler dans les espaces étroits et entre les armatures.

En effet, le blocage des granulats est provoqué par la quantité importante de granulats dans le béton, et par la taille des plus gros granulats par rapport à l'ouverture entre armatures ou dans un confinement [11]. Le mécanisme de blocage peut être illustré dans un plan par le schéma de la figure I.6 ci dessous qui montre un béton s'écoulant entre deux armatures avant et au moment du blocage.

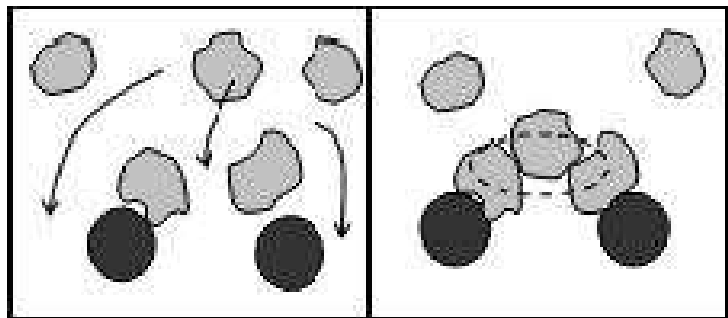


Figure I.6 : représentation en plan d'un blocage de granulats à travers deux armatures.

Donc, un béton est qualifié d'autoplaçant s'il satisfait les propriétés citées ci-dessus, en trouvant le bon compromis entre des caractéristiques presque contradictoires : fluidité et résistance à la ségrégation. Pour résumer, on présente les propriétés des BAP, les moyens de les obtenir et les actions entreprises pour leur mise en œuvre dans le tableau I.5.

Propriétés d'un BAP	Moyens d'obtention	Actions à mener dans la formulation
Remplissage (fluidité)	Réduction des frictions entre les particules	Augmentation du volume de pâte
	Optimisation de la pâte	Utilisation des superplastifiants
		Optimisation du rapport E/C
Résistance à la ségrégation	Réduction de l'eau libre dans le béton	Réduction du rapport E/C
		Utilisation de matériaux de grande surface
		Utilisation d'agents de viscosité

Résistance à la ségrégation	Réduction de la séparation de phases	Réduction du rapport E/C
		Utilisation d'agents de viscosité
		Réduction de la taille maximale des granulats
Capacité de passage	Réduction de blocage des granulats	Réduction du volume de gravier
		Réduction de la taille maximale des granulats

Tableau I.5 : Propriétés d'ouvrabilité des BAP.

6.2 Caractérisation des BAP

Lors de la formulation, la caractérisation des BAP est nécessaire. Cela consiste à connaître son comportement à l'état frais à partir de tests mis en place depuis son développement. Les principaux tests réalisés sont **empiriques**, et ont pour objectif de vérifier les différentes propriétés citées ci-dessus. Ils sont destinés à caractériser le béton de part sa fluidité, sa stabilité et son absence au blocage. Ce qui suit résume les différents tests d'ouvrabilité qui caractérisent les bétons autoplaçants.

6.2.1 Essais de fluidité

• Mesure de l'étalement (essai au cône d'Abrams)

L'essai le plus courant, car le plus facile à mettre en œuvre, permettant d'évaluer la fluidité est l'essai d'étalement réalisé avec le cône d'Abrams. Le principe de cet essai est de mesurer le diamètre moyen final que prend le béton après le soulèvement vertical du cône (figure I.7) [11].

Le diamètre de la galette de béton est le paramètre caractérisant de la fluidité, plus il est grand, plus le béton est fluide (grande capacité de remplissage). L'étalement final d'un béton autoplaçant peut varier entre 50cm et 80cm en fonction de l'utilisation du béton [24], [25].

Ceci permet aussi de détecter visuellement les premiers signes de ségrégation du béton (présence d'une épaisseur de laitance en périphérie de la galette, accumulation de gravier au centre d'une galette de mortier).

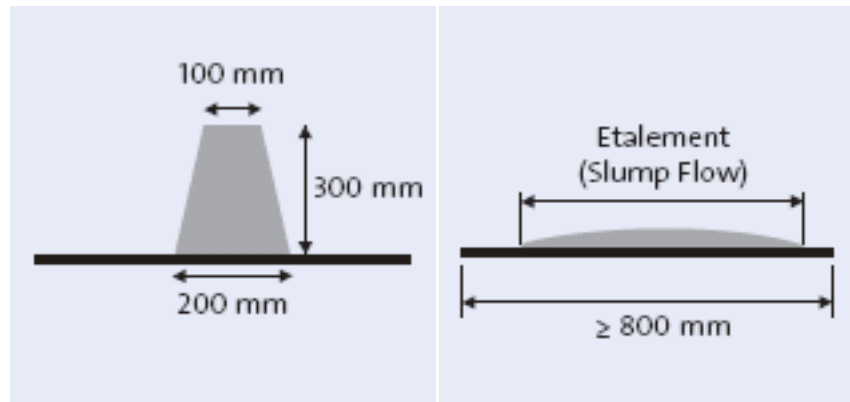


Figure I.7 essai d'étalement

• Mesure de la vitesse d'étalement (Essais au cône d'Abrams)

Le temps de passage de la galette de béton à un diamètre de 50cm donne une idée sur la vitesse de déformation du béton. Cette mesure, le T_{50} , est une valeur qualitative. En général, des valeurs élevées de T_{50} traduisent un béton de vitesse de déformation faible (viscosité élevée). Pour un béton autoplaçant, la littérature mentionne des valeurs allant jusqu'à 7 secondes [26], [27]. Cependant, certains auteurs considèrent que cette valeur peut atteindre 12 secondes, pour des bétons autoplaçants avec une faible vitesse de déformation [28], [29].

6.2.2 Ségrégation dynamique

• Essai de la boîte en L

La boîte en L permet de caractériser la mobilité du béton frais en milieu confiné (ségrégation dynamique) et de vérifier que la mise en place du béton se fait sans blocage, ni formation de voûtes au voisinage des armatures.

Lors de l'écoulement d'un BAP, les risques de séparation de la phase granulaire de la pâte sont très élevés, notamment en présence d'armatures. Au coulage du béton, la trajectoire des granulats se trouve modifiée, les granulats ont tendance à converger vers les mêmes endroits en formant des voûtes au voisinage des armatures (figure I.6) bloquant alors l'écoulement du béton.

Le principe de cet essai (figure I.8), est de remplir entièrement la partie verticale de la boîte, laisser le béton se reposer 1 mn puis enlever la trappe et laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale à travers le ferrailage. On mesure les hauteurs H1 et H2 et on exprime le taux de remplissage $H2/H1$.

Notons que les distances entre les barres d'acier représentent un ferrailage standard pour des ouvrages de génie civil très ferrailés. Selon le groupe association française de génie civil AFGC [11], le taux de remplissage doit être supérieur à **0,8**.

Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferrailage et qu'il se produit un amoncellement de granulats en aval de la grille, c'est le signe d'un problème de blocage ou de ségrégation, il convient donc de diminuer le rapport G/S (augmenter la quantité de sable, ou diminuer celle des graviers), ou d'augmenter le volume de la pâte en maintenant le rapport E/C constant.

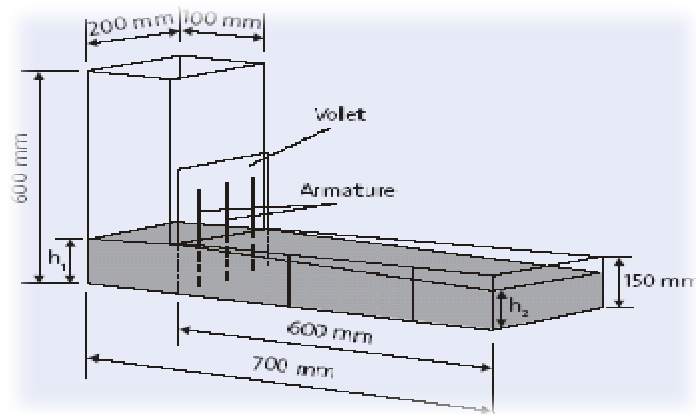


Figure I.8: boîte en L.

6.2.3 Essais de ségrégation statique

• Essai de la stabilité au tamis

Une résistance à la ségrégation statique se traduit par la capacité qu'a un BAP à maintenir ses particules en suspension, sans risque de tassement des particules par gravité, ni ressuage.

Pour caractériser la ségrégation statique d'un BAP on utilise l'essai de stabilité au tamis (figure I.9). L'essai est développé par la société « GTM construction », il permet de qualifier les BAP vis à vis du risque de ségrégation. Il s'agit de verser 10 litre du béton juste après le malaxage dans un sceau, puis couvrir le sceau pour protéger le béton de la dessiccation et laisser reposer durant 15 mn. Verser 5 kg du béton au centre d'un tamis 5mm, à une hauteur de chute de 50cm, on récupère le béton passant dans un récipient. Après 2mn On mesure le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon passant au travers le tamis [11].

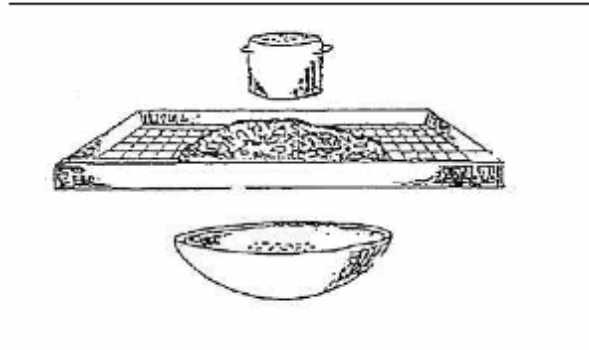


Figure I.9: Essai de la stabilité au tamis.

Critères d'acceptabilité :

La mesure du pourcentage de laitance conduit à classer les formules de béton autoplaçants de la façon suivante :

$0\% \leq \text{Plaitance} \leq 15\% \rightarrow$ stabilité satisfaisante.

$15\% < \text{Plaitance} \leq 30\% \rightarrow$ stabilité critique (essai de ségrégation à réaliser in situ).

$\text{Plaitance} > 30\% \rightarrow$ stabilité très mauvaise.

Ces critères sont particulièrement adaptés aux applications en éléments verticaux.

6.2.4 Ressuage [11]

Un BAP doit maintenir sa fluidité pendant la durée nécessaire pour son acheminement et sa mise en place. Or, pendant ce temps, en vertu de la loi de la gravité, les matières solides ont tendance à s'enfoncer, tandis qu'une partie de l'eau de gâchage et des fines remontent en surface de l'échantillon de béton frais, créant ainsi le ressuage.

La capacité de ressuage peut être mesurée par l'essai à l'aéromètre modifié (développé par le LCPC, figure I.10) : le volume d'eau libéré par l'échantillon de béton remonte au-dessus du perchloroéthylène (dont la densité est supérieure à celle de l'eau : 1,59) dans une colonne graduée où il est facile de l'estimer. Ce test semble cependant peu pratique à utiliser étant donné la nocivité du produit employé.

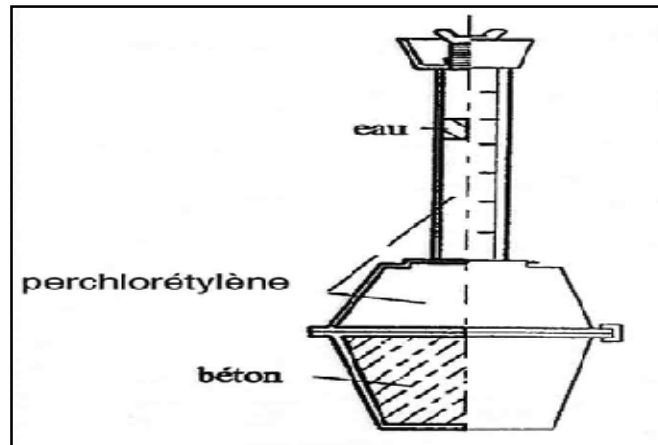


Figure I.10 : Essai de ressuage à l'aéromètre.

7. Les approches de formulation

7.1 Méthode de formulation pratique des BAP

La plupart des formules de BAP sont conçues actuellement de manière empirique. La méthode de Dreux-Gorisse n'est pas adaptée [30], [31], [32], car elle ne prend en compte ni les adjuvants ni les additions, alors que ce sont les composants essentiels d'un BAP. La formulation est donc basée sur l'expérience acquise ces dernières années.

Avec l'expérience acquise ces dernières années, certains ordres de grandeurs pour les proportions des constituants sont maintenant connus et utilisés :

- Le volume de gravillons est limité en prenant un rapport G/S (masse de gravillons sur masse de sable) proche de 1.
- La masse du ciment est supérieure ou égale au minimum requis par la norme BPE (P18 305), soit en général de 300 à 350 kg/m^3 . En complément la masse d'addition se situe entre 120 et 200 kg/m^3 .
- Le dosage en superplastifiant est proche de son dosage à saturation.

La formulation se fait donc par tâtonnement sur la base de ces plages. Après la conception sur le papier, la formule ne peut être optimisée et vérifiée que par des essais effectués la plupart du temps directement sur béton.

7.2 Formulations des BAP existants dans la bibliographie

De multiples approches se sont développées à travers le monde pour la formulation d'un béton autoplaçant. Dans ce qui suit, un exposé général sur les approches principales.

7.2.1 Approche japonaise

Considérée comme la méthode générale de formulation, l'approche japonaise a été développée à l'Université de Tokyo par Okamura, Ozawa et al [32], [33], [34], [35], [36] (documents pour la plupart en japonais, ceux-ci sont rapportés par [22]).

En général, cette approche consiste d'abord à fixer le dosage de gravier dans le béton et celui du sable dans le mortier, ensuite de procéder à l'optimisation de la pâte de ciment afin de donner au béton résultant les meilleures performances et pour satisfaire les critères d'ouvrabilité.

Le volume du gravier est fixé à la hauteur de 50% du volume des solides contenus dans le béton. Selon les auteurs, ce pourcentage permet d'éviter les risques de blocages, à condition que le mortier du béton réponde correctement aux critères d'ouvrabilité testés. En effet, pour assurer une bonne ouvrabilité, le volume du sable est fixé à 40% du volume total de mortier.

Toutefois, le volume de gravier dans cette méthode est généralement sous-dimensionné pour pouvoir éviter les risques de blocages, ce qui peut conduire à des problèmes de retrait (le volume de la pâte étant important). Le béton obtenu est ainsi loin d'un optimum économique. De ce fait, plusieurs modifications et différents développements sont apportés à cette méthode. En effet, Edamatsu et al [31] ont réussi grâce à l'utilisation d'additions minérales (fillers calcaire, cendres volantes, laitiers de hauts fourneaux) à augmenter le dosage de sable dans le mortier et à réduire donc le volume de pâte, et particulièrement du ciment, dans le béton.

Travaillant avec des matériaux locaux, d'autres auteurs (Pelova et al[22]) ont trouvé qu'il est possible d'augmenter le volume de gravier dans le béton à la hauteur de 60% du volume solide total, et obtenir un béton autoplaçant. Le volume total de pâte est réduit de 10% par rapport à celui obtenu avec la méthode générale.

7.2.2 Approche CBI (suédoise)

La méthode de formulation suédoise est développée par CBI (Cement och Betong Institutet) [37], [38],[39] et se caractérise par la prise en compte des conditions des chantiers. En effet, cette approche est basée sur l'évaluation des risques de blocage des granulats dans les milieux ferraillés. Elle permet d'optimiser la taille maximale des granulats par rapport à l'espacement entre les armatures, et le volume des granulats dans le béton.

Le principe de cette méthode s'appuie sur des tests effectués par différents auteurs ([40], [41], [42] - cités par [22]) sur des mélanges de pâte de ciment et de granulats de différentes tailles,

passant à travers différents espacements d'armatures. Pour chaque taille de granulats, ils ont montré qu'il existe une teneur volumique critique de granulats en deçà de laquelle le risque de blocage est nul et au dessus de laquelle le blocage est systématique. Cette teneur volumique critique est fonction de l'espacement entre les armatures (par rapport à la taille des granulats), et de la forme des granulats (roulés ou concassés).

Cette méthode suppose que le phénomène de blocage est indépendant de la nature de la pâte, pourvu que celle-ci soit suffisamment fluide.

Les principales modifications et extensions de la méthode CBI sont apportées par Bui et al [29], qui a proposé un critère supplémentaire pour obtenir un béton autoplaçant. Il s'agit d'ajouter un volume de pâte pour assurer un espacement minimal suffisant entre les granulats afin de réduire les frictions et les frottements entre les granulats.

7.2.3 Approche LCPC

L'approche développée en France au LCPC par de Larrard et Sedran est basée sur le modèle d'empilement compressible [43],[44] qui passe par l'optimisation de la porosité du système formé par les grains solides. D'après les auteurs, un arrangement optimal du squelette granulaire permet d'obtenir une meilleure résistance et une plus grande ouvrabilité.

Le modèle permet de prévoir la compacité du squelette granulaire à partir des caractéristiques des constituants telles que la densité apparente, les proportions du mélange, les distributions granulaires et la compacité propre. Les auteurs ont modélisé le comportement à l'état frais du béton à partir de la compacité de son squelette granulaire.

Cette approche, basée sur la synthèse d'une quinzaine d'années de recherches est simplifiée par la mise en œuvre d'un logiciel (BétonlabPro 2) prenant en compte tous les paramètres de calcul de cette démarche [44], et permettant de déterminer des formulations de différents types de bétons (Bétons à haute performance, bétons ordinaires, bétons secs pour démoulage immédiat, bétons autoplaçants).

Des extensions de cette méthode de formulation sont effectuées par les mêmes auteurs [44] afin de prendre en compte plus de paramètres tels que les propriétés des bétons à l'état durci (retrait, fluage, module d'élasticité, résistance à la traction et à la compression).

• Bilan

Nous avons présenté le principe des trois méthodes de formulations de BAP les plus répandues, ainsi que leurs modifications. Des auteurs comme Turcry et al [45] ont testé les

trois approches et souligné quelques remarques issues des essais qu'ils ont menés. Ils estiment que l'approche LCPC (appuyée par le logiciel développé) donne les résultats les plus satisfaisants [45].

Toutefois, les trois méthodes décrites, ne sont pas adaptées pour la formulation de bétons autoplaçants contenant des agents de viscosité. L'apport d'un adjuvant de telle nature augmente significativement la viscosité du mélange, ce qui nécessite probablement des ajustements et des modifications importantes sur les méthodes de formulation des BAP.

8. Propriétés des BAP à l'état durci

Dans cette partie, nous résumons rapidement les différences qui existent entre les propriétés des bétons autoplaçants à l'état durci et celles des bétons ordinaires. Elles sont étudiées sous deux aspects, les propriétés mécaniques d'une part et physico-chimiques (durabilité) d'autre part.

Les principaux résultats présentés proviennent de la recherche effectuée au sein du LMDC [46], [47]. Des résultats expérimentaux ont été obtenus sur plusieurs séries d'échantillons, constitués des mêmes matériaux, même squelette granulaire (sauf les BHP), et de classes de résistance relatives à des bétons de bâtiment (20 MPa), des bétons d'ouvrage (40 MPa) et des bétons à hautes performances BHP (60 MPa).

8.1 Propriétés mécaniques

8.1.1 Résistance mécanique

Considéré comme un mélange diphasique à l'état frais (phases solide et liquide), le béton autoplaçant possède une structure plus homogène que le béton ordinaire vibré, grâce notamment à une résistance à la ségrégation élevée, conférant au béton autoplaçant une amélioration de résistance mécanique.

Les bétons autoplaçants présentent souvent une résistance mécanique plus élevée qu'un béton ordinaire à un rapport E/C équivalent [47], [48].

L'utilisation des fillers dans la formulation des BAP génère une accélération de sa résistance mécanique aux jeunes âges [49], [50]. Lorsqu'elles sont bien dispersées dans le béton, les particules fines des fillers favorisent l'hydratation du ciment, et conduisent à une matrice cimentaire de structure plus dense. Ces effets ont une influence sensible sur la résistance

mécanique jusqu'à 28 jours puis deviennent moins significatifs par la suite.

8.1.2 Module d'élasticité statique (en compression)

Des bétons autoplaçants et des bétons ordinaires vibrés à résistance mécanique égale sont testés par [47]. Pour des rapports gravier sur sable G/S similaires, le module d'élasticité des BAP est équivalent à celui des BO. Par ailleurs, pour des rapports G/S différents, le module d'élasticité des BAP est inférieur à celui des BO. Ceci est expliqué par le fait que le volume de pâte est plus important pour les bétons autoplaçants.

En effet, le module d'élasticité d'un béton est fonction des proportions volumiques de ses constituants et de leurs modules respectifs (le module de la pâte est bien inférieur à celui des granulats).

8.1.3 Retrait au jeune âge (0-24 heures)

Pour une même classe de résistance, le coefficient de dilatation thermique au jeune âge (0-24 heures) est équivalent pour les bétons autoplaçants et les bétons ordinaires [47]. Le retrait au jeune âge en dessiccation des bétons autoplaçants est supérieur à celui des bétons ordinaires (en particulier pour les faibles gammes de résistance).

8.1.4 Retrait à l'état durci

En dessiccation, les bétons autoplaçants et les bétons ordinaires vibrés possèdent en général un retrait total équivalent. Cependant, les deux types de bétons affichent une différence pour les gammes de résistance élevées (pour les BHP), où le retrait des BAP est supérieur. En mode endogène, les bétons autoplaçants et les bétons ordinaires présentent un retrait similaire à 28 jours.

Au delà d'un an, les BAP présentent un retrait légèrement supérieur à celui des BO. Il est vraisemblable que les légères différences entre les retraits des deux types de béton sont dues au volume de pâte qui est plus important dans les bétons autoplaçants [47].

8.1.5 Déformations et fluage

Les bétons autoplaçants subissent des déformations différées sous charge plus importantes que celles des bétons ordinaires vibrés dans la même gamme de résistance [47].

Les déformations spécifiques propres et totales ainsi que le fluage spécifique, sont légèrement supérieurs dans le cas des bétons autoplacants [46], sauf pour la gamme de résistance relative aux bétons de bâtiment pour lesquels ces paramètres sont identiques entre BAP et BO.

8.2 Propriétés physico-chimiques

Dans le domaine physico-chimique, les résultats des essais expérimentaux (perméabilité à l'oxygène, diffusion des ions chlore, absorption d'eau, carbonatation accélérée et lessivage au nitrate d'ammonium) ont été comparés en fonction de la résistance mécanique pour les deux types de béton (BAP et BO). La perméabilité à l'oxygène des bétons autoplacants est inférieure à celle des bétons ordinaires vibrés pour une gamme de résistance donnée. Il n'y a pas de différence significative entre les BAP et les BO en termes de diffusion des ions chlore et d'absorption d'eau par capillarité. Et toujours à résistance équivalente, le taux de carbonatation et la cinétique de lessivage au nitrate d'ammonium des deux types de béton restent comparables. Ces propriétés évoluent avec la résistance en compression de manière identique pour les bétons autoplacants et les bétons ordinaires [47].

9. Fabrication, transport et mise en place des BAP

9.1 Fabrication des BAP

En principe tous les types de malaxeurs conviennent pour la fabrication des BAP. Lors de l'introduction des différents constituants dans le malaxeur, on appliquera les mêmes consignes que celles recommandées pour les bétons vibrés, en les adaptant aux conditions locales dans chaque cas particulier.

L'intensité et le temps de malaxage ainsi que l'ordre d'introduction des constituants sont des facteurs qui influent fortement sur l'homogénéité du béton, sur l'effet optimal des additions et des adjuvants, c'est la raison pour laquelle on fixe le temps de malaxage à 120 secondes, cette moyenne peut être ajustée selon l'efficacité du malaxeur [16].

9.2 Transport des BAP

En raison de sa fluidité élevée, le béton autoplacant doit être transporté en camion malaxeur. Comme dans le cas d'un béton vibré, la fluidité du béton peut se modifier durant le transport, la manière et l'ampleur de cette modification sont fonction de plusieurs paramètres : le type d'adjuvant, la durée de transport, le dosage en eau et la température.

Dans une certaine mesure il est possible de corriger ces modifications pour vérifier les exigences d'ouvrabilité souhaitées au moment du déchargement sur chantier.

Dans le cas de rajouts d'adjuvant dans le camion, il est recommandé de respecter impérativement le temps de malaxage minimal recommandé pour assurer la dispersion de l'adjuvant et sa répartition homogène dans l'ensemble du chargement de béton. En revanche tout ajout d'eau est à proscrire [51].

9.3 Mise en place des BAP

Par rapport au béton vibré la mise en place du béton autoplaçant est grandement facilitée, elle peut être réalisée par une seule personne et selon trois méthodes différentes :

La première méthode est celle utilisée pour les bétons ordinaires vibrés, la mise en place se fait à l'aide d'une goulotte. Pour limiter le phénomène de ségrégation favorisé par ce procédé il convient de fixer la hauteur de chute maximale du béton à 5m.

La deuxième méthode consiste à utiliser un tube plongeur immergé dans le béton frais, dans la partie inférieure du coffrage.

La mise en place des BAP peut se faire par pompage, par cette troisième méthode il y a réduction du bullage et obtention de parements lisses.

Pour réussir les ouvrages en béton autoplaçant il est capital d'appliquer scrupuleusement les recommandations de fabrication, de transport et de mise en œuvre [52].

I.3 GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON

1. Introduction

Les bétons couramment utilisés dans la construction des ouvrages de génie civil, peuvent être soumis à des charges extérieures importantes (charges de compression, traction, flexion et cisaillement).

Afin d'apprécier le comportement du béton vis-à-vis de ces charges, de nouvelles machines performantes permettent de déterminer des courbes contraintes-déformations ($\sigma - \varepsilon$) dans le domaine linéaire jusqu'à atteinte du maximum et même au-delà du pic de contrainte. Ce qui permet de mettre en évidence le comportement post-pic et la ductilité relative du matériau, jusqu'à rupture totale.

Ainsi, on se propose de caractériser dans ce qui suit le comportement en traction et en compression du béton tel que c'est rapporté dans la littérature.

2. comportement en compression

La résistance du béton à la compression est le facteur primordial qui donne une image globale sur la qualité du béton. Elle est la propriété fondamentale et l'élément clé souvent employé lors de la conception des structures en béton.

Ainsi, le béton est défini par sa résistance à la compression. Cette résistance se mesure par des essais de compression simple, uniaxiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées dites « 16-32 ».

2.1 Compression uniaxiale

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

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité reliée à la microfissuration du matériau. En effet, lorsque le béton est soumis à des contraintes supérieures à 30% de sa résistance en compression, la microfissuration s'initie et tend à se propager parallèlement au chargement lors de son augmentation (MacGregor, 1997). La

relation contrainte-déformation tend alors à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations au-delà d'une contrainte de 70 à 80% de la résistance en compression qui mène à la rupture par fissuration parallèle à l'axe de chargement. La figure I.11 illustre la relation contrainte-déformation (σ - ϵ) du béton en compression.

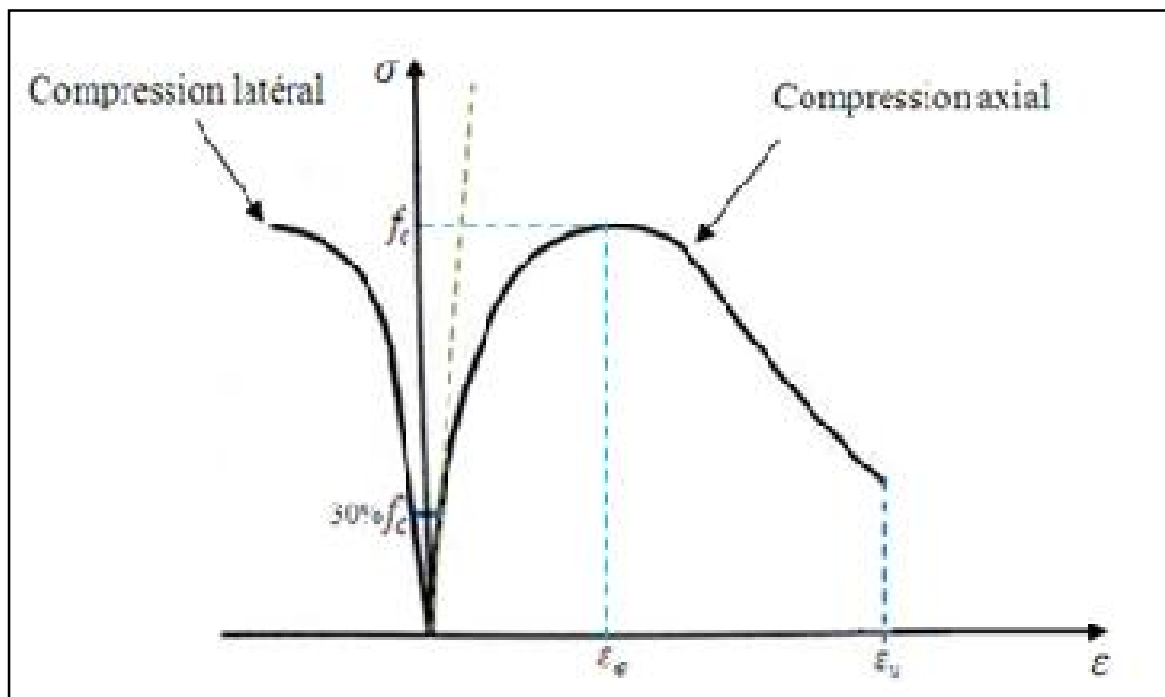


Figure I.11 : comportement du béton en compression simple Chen 1982 [53].

Une certaine résistance subsiste après la rupture et se traduit par une branche descendante dont l'allure dépend des conditions et procédures de l'essai, jusqu'à la déformation ultime du matériau, généralement admise à 0.0035. Cette valeur n'est en réalité pas constante, elle tend à diminuer avec l'augmentation de la résistance ultime.

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 I.12). L'amplitude de ces hystérésis influence considérablement le comportement à la rupture du béton. Cette dissipation d'énergie peut être expliquée par l'importante friction existant entre les fissures lors de leurs ouvertures – fermetures. Cette friction produit des effets viscoplastiques.

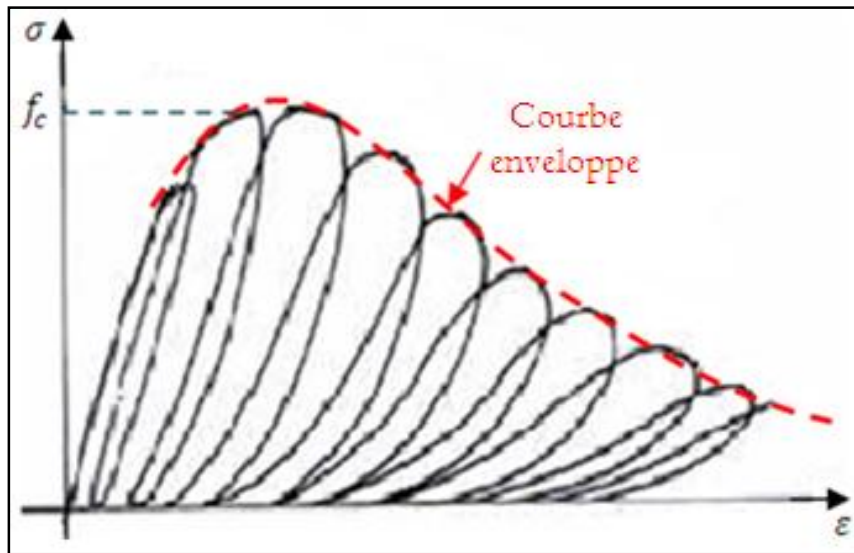


Figure I.12 : Comportement cyclique du béton en compression simple, Karsan et al 1969[54].

2.2 Quelques modèles de comportement du béton en compression

Le béton présente des caractéristiques variables de déformation sous diverses conditions et niveaux de chargement.

Une grande part de la connaissance des mécanismes de son comportement résulte d'observations expérimentales réalisées sur des essais. L'accumulation des connaissances empiriques et l'expérience acquise sont des éléments très importants à prendre en considération lors de la modélisation analytique du comportement du béton.

En général le comportement mécanique du béton décrit dans la littérature présente ce matériau comme élastique, fragile et endommageable (Mazars J, Millard A [55]). La partie élastique est modélisée de manière linéaire ou non linéaire (Exadaktylos G.E [56]) selon les besoins auxquels doivent répondre ces modèles. Le comportement élastique en compression est non linéaire et la diversité de formulation des bétons conduit à un large éventail de matériaux ayant des caractéristiques mécaniques très variées.

Ci-dessous est représenté un nombre restreint de propositions de ces lois qui sont classées selon deux grandes familles :

2.2.1 Les modèles réglementaires

Les modèles réglementaires servent de base aux calculs simplifiés aux Etats limites, ces règlements de calcul sont applicables à tous les ouvrages et construction en béton armé, avec

un dosage en ciment au moins égal à 300[kg] par m^3 de béton mis en œuvre (BAEL [57], EUR [58]).

Parmi ces modèles on peut citer :

· **Le modèle de béton simplifié BAEL**

Le diagramme contrainte-déformation du béton reprend le diagramme de calcul dit : Parabole Rectangle (Fig I.13). Il peut être utilisé dans tous les calculs aux états limite ultimes dans le but de simplifier ces calculs.

La loi parabole rectangle est composée de deux branches :

Une branche de parabole de second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} , qui s'étend de l'origine jusqu'à son sommet.

. Une branche d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} , et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ à 3,5‰ de la déformation ε_{bc} .

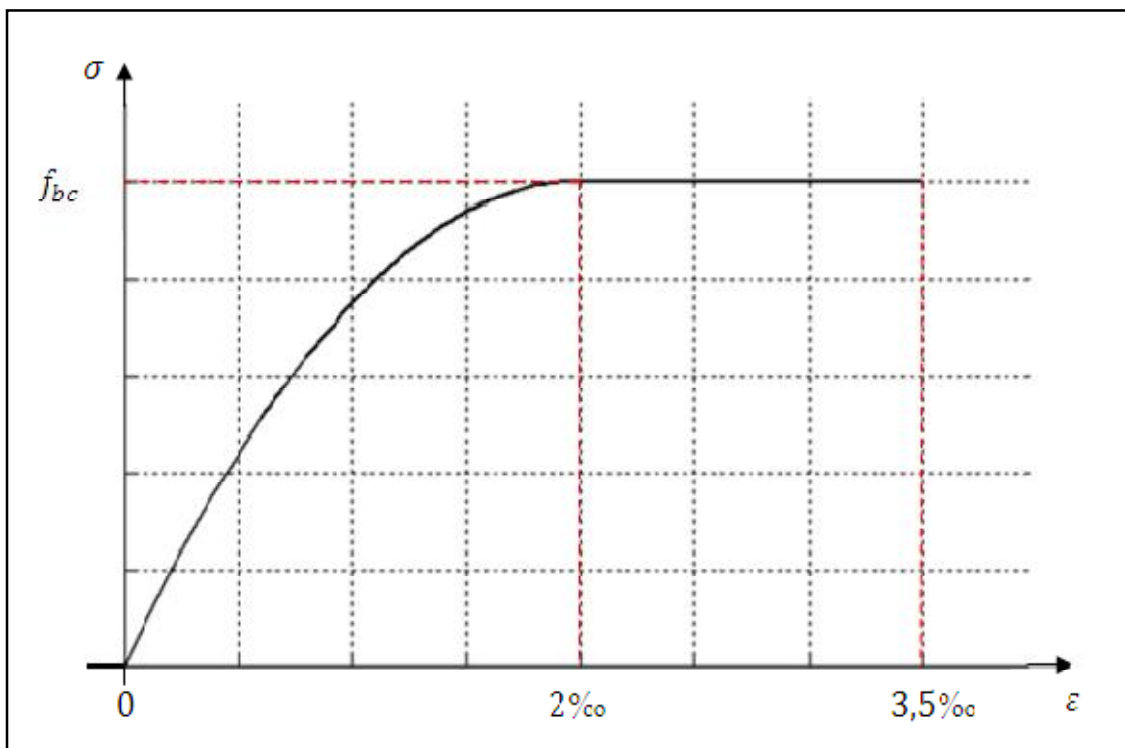


Figure I.13 : Loi Parabole-Rectangle du béton en compression BAEL[57].

Les relations entre les contraintes et les déformations sont les suivantes :

$$\begin{array}{ll} \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}) & 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ \sigma_{bc} = f_{bc} & 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{array}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

0.85 : est un coefficient de réduction de la résistance du béton dans le temps, il tient en compte l'effet du fluage.

γ_b : vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

• Le modèle de béton simplifié Eurocode 2 :

Les Eurocodes structuraux constituent des normes européennes transposables en norme nationales dans de nombreux pays de l'Europe, ces normes nationales sont amenées à se substituer aux textes réglementaires correspondants en vigueur dans ces pays. Ainsi, en France, l'Eurocode remplacera définitivement les règles BAEL 91 pour le béton armé et BPEL 91 pour le béton précontraint en mars .

Pour le calcul des sections, on utilise le diagramme idéalisé dit « parabole-rectangle », constitué par un arc de parabole du second degré prolongé par un segment de droite.

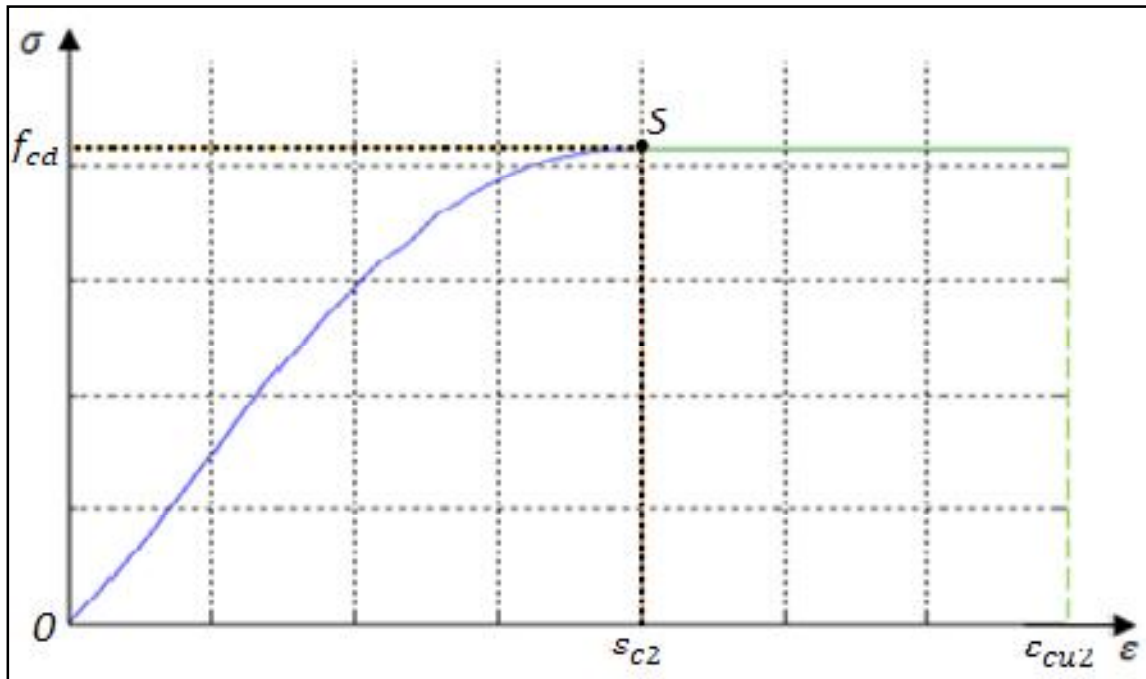


Figure I.14 : Diagramme parabolique-rectangle du béton en compression EUROCODE2[58].

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \epsilon_c > \epsilon_{c2}$$

f_{cd} : Contrainte de compression du béton correspondant à la partie rectiligne du diagramme.

ϵ_{c2} : Déformation de pic correspondant à f_{cd} .

n : exposant.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec :

$$\gamma_c = \begin{cases} 1,2 & \text{pour les situations accidentelles.} \\ 1,5 & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

- Pour les bâtiments : $\alpha_{cc}=1$ valeur recommandée et à utiliser pour l'Annexe nationale française.

- Pour les ponts : $\alpha_{cc}=0.85$ valeur recommandée. L'Annexe nationale française préconise $\alpha_{cc}=1$.

Le coefficient $0.85 < \alpha_{cc} < 1$ tient en compte l'effet défavorable de la durée de l'application des charges, vis-à-vis de l'essai de courte durée utilisé pour définir f_{ck} .

Pour l'analyse non linéaire telle que pour le calcul des effets de second ordre et pour des charges de courte durée d'application, on utilise le diagramme de calcul défini de la manière suivante :

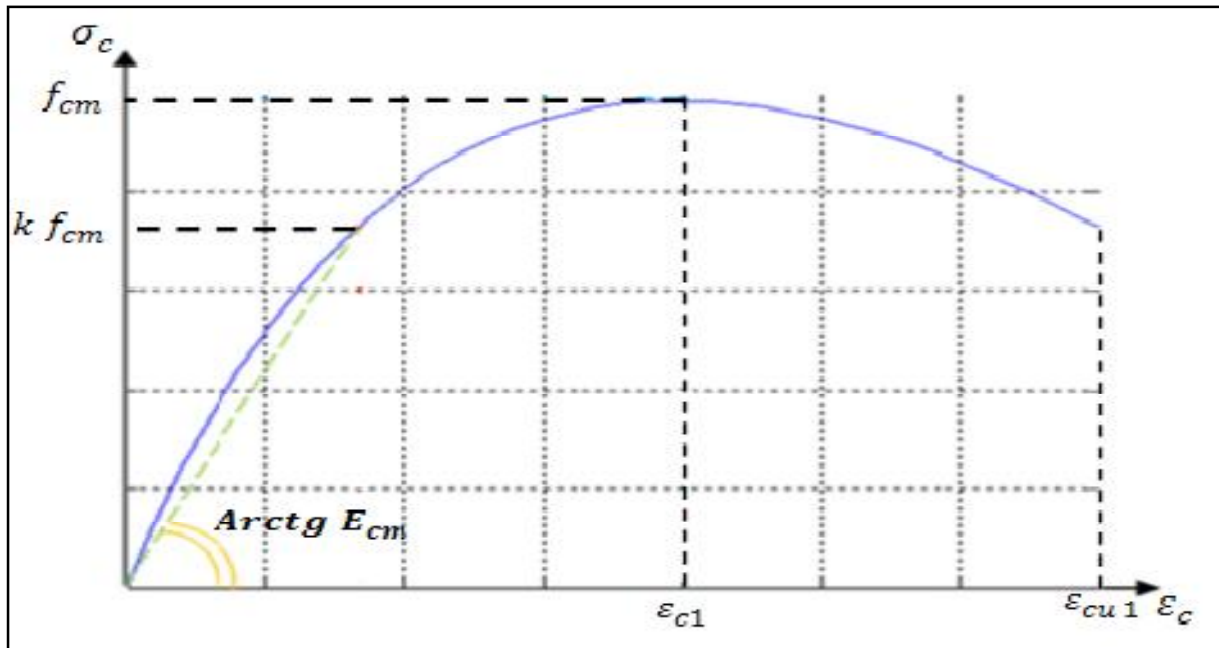


Figure I.15 : Diagramme non linéaire du béton en compression EUROCODE2.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot n - n^2}{1 + (k - 2)n}$$

Avec :

$$n = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad \text{Où } \epsilon_c \text{ et } \epsilon_{c1} \text{ sont pris en valeur absolue.}$$

$$\epsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0.31} \quad : \text{Déformation correspondant au pic de la courbe ()}$$

$$k = 1,05 \frac{E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

f_{cm} : Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours,

E_{cm} : Module de déformation instantanée du béton.

2.2.2 Les modèles non linéaires

L'utilisation des modèles de comportement non linéaire pour le béton est encore relativement difficile. C'est qu'il faut pouvoir disposer des modèles adéquats, des paramètres qui caractérisent ce matériau considéré tel que l'élasticité, plasticité et l'endommagement..., dans des codes de calculs des structures pour mieux l'appliquer aux ouvrages de génie civil.

On se limitera au modèle de comportement de Sargin.

• Lois du comportement de Sargin [59]

Ce modèle est essentiellement employé dans le calcul des structures en béton armé. Il présente l'avantage de faciliter la détermination des paramètres du modèle à partir des essais en laboratoire.

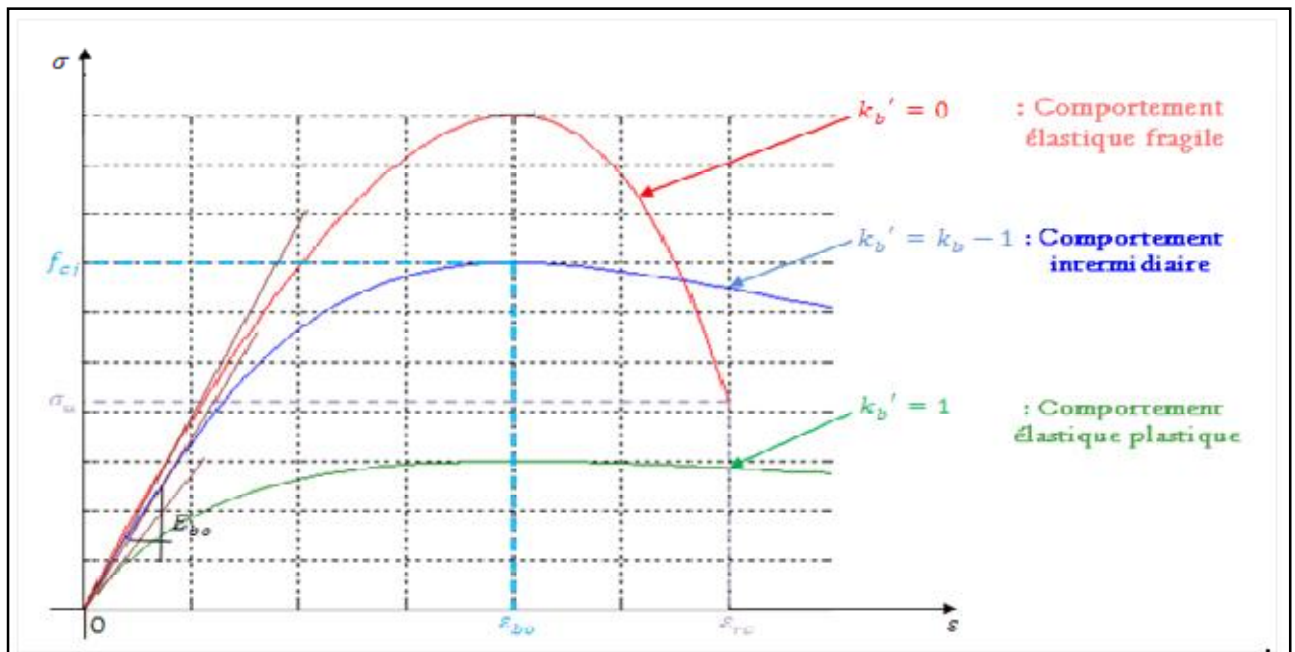


Figure I.16 : Comportement du béton en compression selon Sargin.

Caractéristiques de la courbe :

Ce modèle présente deux branches :

- Branche ascendante, à concavité vers le bas admettant un module tangent initial, et un maximum de contrainte qui correspond à la compression f_{cj} ;

- Branche descendante, commençant par le maximum de la branche ascendante et se terminant par le point définissant la déformation ultime correspondante à la contrainte ultime du béton.

Pour décrire le comportement non linéaire du béton en compression, SARGIN a proposé la relation suivante :

$$\sigma = f_{cj} \frac{k_b \cdot \bar{\varepsilon} + (k_b - 1) \bar{\varepsilon}^2}{1 + (k_b - 2) \bar{\varepsilon} + k_b \bar{\varepsilon}^2}$$

Tel que :

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon / \varepsilon_0$$

$$k_b = \frac{E_{b0} \cdot \varepsilon_0}{f_{cj}}$$

$$E_{b0} = 11000 \sqrt[3]{f_{c0}}$$

Avec :

E_{b0} : module d'élasticité longitudinal du béton.

ε_0 : déformation du pic correspondant à f_{cj} .

f_{cj} : résistance à la compression du béton à l'âge j.

K_b, K_b' : sont des paramètres adimensionnels, ajustent la branche ascendante et descendante , respectivement, de la loi de Sargin.

Le paramètre K_b' influe essentiellement sur l'allure de la branche descendante.

$K_b' = 0$: Correspond à un béton ayant un comportement élastique fragile, avec une branche qui descend brutalement.

$K_b' = 1$: Correspond à un béton ayant un comportement élastique ductile, plastique, avec une branche descendante assez plate.

Pour un béton normal, on prend généralement : $K_b' = K_b - 1$.

Le BPEL propose de prendre :

$k_b = k_b - 1$	pour	$f_{cj} \leq 30 [Mpa]$
$k_b = 0$	pour	$f_{cj} \geq 55 [Mpa]$
$k_b = (k_b - 1) \left(\frac{55 - f_{cj}}{25} \right)$	pour	$30 < f_{cj} < 55 [Mpa]$

La déformation ε_0 correspondant au pic de contrainte peut être estimée par la formule donnée par le BPEL :

$$\varepsilon_0 = 0,62 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Et le module à l'origine par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c0}}$$

Le béton non armé possède une capacité de déformation à la rupture ε_{cu} très limitée, de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$. Cette valeur est de l'ordre de 2 fois le raccourcissement maximum élastique ε_{b0} .

3. Comportement en traction

Afin de définir complètement le comportement du béton, il est nécessaire de connaître aussi sa résistance à la traction, la résistance mécanique du béton ordinaire en traction reste inférieure au 1/10 de celle en compression.

Le comportement réel d'un élément soumis à la traction directe est très complexe alors plusieurs recherches ont été réalisées afin d'étudier les différents phénomènes (élasticité, plasticité, fragilité, endommagement,..) selon les conditions de chargement (mono-axiale, bi-axiale, triaxial, température..).

On représente dans ce qui suit quelques modèles de comportement du béton en traction uni axiale.

3.1 Comportement du béton en traction uni axiale

La courbe contrainte-déformation du béton obtenue en traction uni axiale (Figure I.17) est similaire à celle de la compression, mis à part le fait que la résistance limite en traction f_t soit nettement plus faible que celle en compression ($f_t=0.1f_c$).

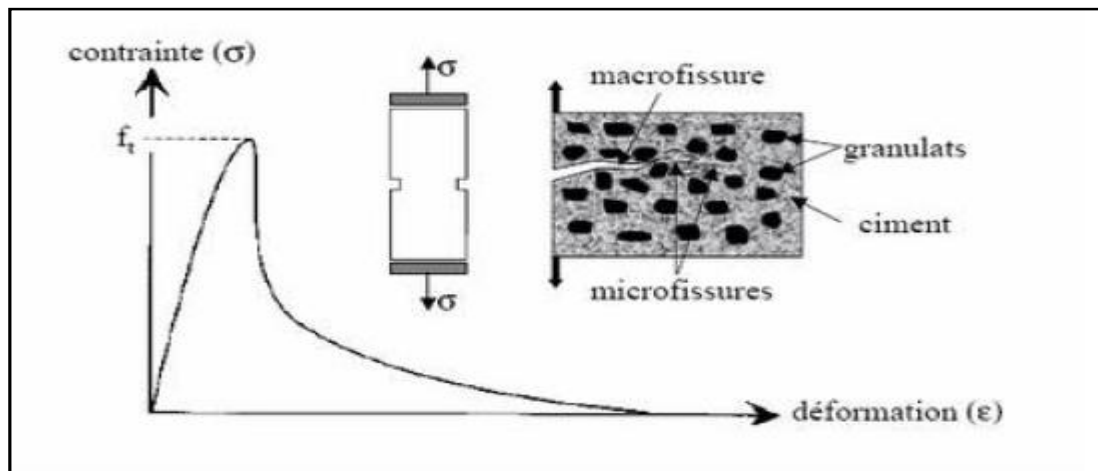


Figure I.17 : Courbe contrainte-déformation du béton en traction.

La courbe est linéaire jusqu'à environ 75% de sa résistance limite de traction, f_t . Les microfissures s'initient à se développer dans la région qui précède la résistance au pic et qu'elles s'agrandissent plus rapidement que lors du test de compression et par conséquent la rupture survient plus tôt.

Des tests expérimentaux de traction directe effectués sur des éprouvettes en béton ont montré que, juste avant le pic, une décohésion des granulats les plus importants apparaissait et que les fissures nées de cette décohésion coalescente ensuite avec les microfissures existantes pour former une macro fissure continue. De plus, les résultats révèlent la présence de nombreux grains reliant les surfaces de la fissure, ce qui explique la branche d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation. La ruine des éprouvettes apparaît lors de la rupture de ces grains.

3.2 La résistance à la traction du béton

La fissuration du béton, essentiellement due à son comportement en traction, est un phénomène critique dans le calcul des constructions en béton armé. Depuis le début des années quatre-vingts, des chercheurs ont tenté de modéliser le comportement du béton sous

charges **cycliques** en traction. Nous citons les modèles de **Rots (1985)**, de **Gylltoft (1984)**, de **Reinhardt (1986)** et de **Yankelevski (1989)**.

La résistance à la traction du béton est d'une part influencée par l'état de contraintes, la géométrie de l'élément de structure, les conditions d'essai (vitesse de chargement, contrôle en déformation,...).

La détermination de la résistance à la traction par d'autres types d'essais donne des résultats différents, car cette résistance dépend de la façon dont elle est déterminée. On a une résistance à la traction différente pour chaque sorte de béton. L'évolution dans le temps de la résistance à la traction dépend de nombreux facteurs, comme la composition du béton, le type et la classe du ciment, les adjuvants et les ajouts, les conditions de production et de durcissement du béton ainsi que le type de cure.

3.3 Les causes de la fissuration

La fissuration du béton est un processus hasardeux, hautement variable et influencé par plusieurs facteurs. Cette fissuration est due au fait que le matériau béton a un comportement très fragile en traction. Ces niveaux de résistance peuvent être atteints par les contraintes de retrait et celles des variations thermiques climatiques et donc le béton peut se fissurer même en l'absence de charges externes. Dans ce sens, il est utile de noter que malgré la présence des aciers de renforcement pour reprendre les contraintes de traction dans les éléments en béton armé, les fissures ne sont pas éliminées. En effet, les fissures créées par les charges de flexion sont non seulement inévitables, mais réellement nécessaires pour que les armatures puissent être utilisées efficacement.

On peut ainsi classer la fissuration du béton en deux catégories :

- 1ère catégorie : les fissures causées par les charges externes appliquées à la structure telles que celles dues aux charges de flexion ou celles inclinées induites par l'effort tranchant.
- 2ème catégorie : les fissures causées par le retrait et celles causées par les effets thermiques.

3.4 Quelques modèles de comportement du béton et du béton armé en traction

3.4.1 Comportement local du béton en traction (Béton seul)

• Comportement du béton selon MAZARS

Une loi théorique a été développée par MAZARS [61]. Elle présente l'avantage d'ajuster la courbe décroissante avec deux paramètres A_t et B_t

(Figure I.18).

$$\sigma = E_{c0} \left\{ \varepsilon_{ct} (1 - A_t) + \frac{A_t \varepsilon}{e^{B_t (\varepsilon - \varepsilon_{ct})}} \right\} \quad \text{si } \varepsilon > \varepsilon_{ct}$$

Avec :

$0.7 < A_t < 1$ en moyenne ; $A_t = 0.8$

$10^4 < B_t < 10^5$ en moyenne ; $B_t = 2 * 10^4$

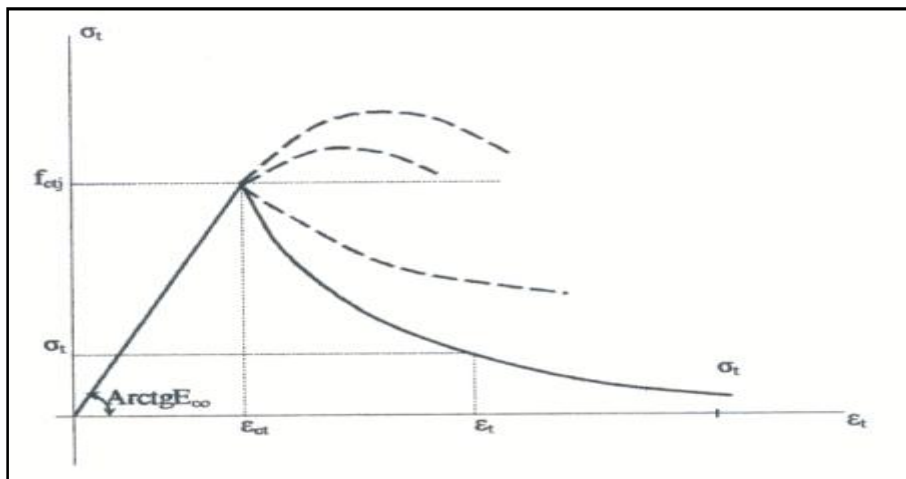


Figure I.18 : Comportement local du béton en traction selon MAZARS.

3.4.2 Lois de Comportement uni axiales fictives du béton tendu

Pour approcher correctement le comportement d'une structure (surtout pour les courbes charge-flèche), les lois de comportement en traction du béton seul ne sont pas adéquates.

En effet, plusieurs facteurs rentrent en jeu quand le béton est mélangé à des aciers, à savoir ;

- le diamètre des armatures et leur disposition,
- la fissuration,

- le mode de mise en charge,
- l'interaction acier-béton, etc.....

On se limitera au comportement du béton selon Grelat.

•Comportement du béton en traction selon Grelat

La formulation de Grelat [62] tient compte d'une répartition linéaire des contraintes, elle attribue au béton tendu fissuré un diagramme fictif triangulaire à partir de l'axe neutre (Figure I.19), dont la contribution du béton s'annule à la plastification des aciers.

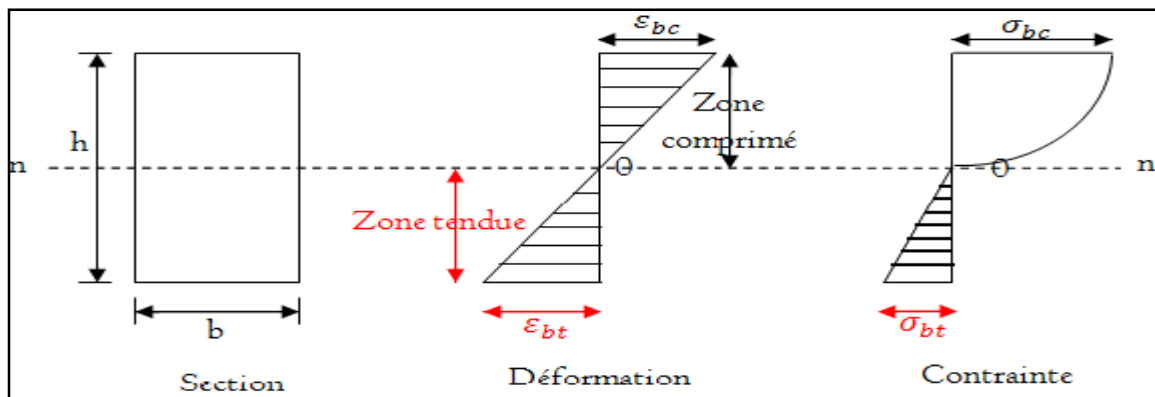


Figure I.19 : Comportement de béton avant fissuration.

Les fibres du béton tendu d'un module de déformation E_{bt} est défini par la contrainte et la déformation instantanée du bord tendu :

$$E_{bt} = \frac{\sigma_{bt}}{\varepsilon_{bt}}$$

Au-delà de la fissuration en traction on tient compte d'une participation du béton tendu situé entre deux fissures successives.

La contrainte ne s'annule pas brusquement, elle décroît selon une loi parabolique progressivement jusqu'à plastification et rupture des aciers tendus (Figure I.20). Dans ce cas, l'étude concerne le comportement moyen d'une section situé entre deux fissures donne les relations suivantes :

- Domaine élastique linéaire :

$$\sigma_{bt} = E_{b0} \cdot \varepsilon_{bt} \quad \text{si} \quad |\varepsilon_{bt}| < \varepsilon_{ft}$$

- Fissuration avec participation du béton tendu :

$$\sigma_{bt} = -f_{tj} \frac{(\varepsilon_{bt} - \varepsilon_{rt})^2}{(\varepsilon_{rt} - \varepsilon_{ft})^2} \quad \text{si} \quad \varepsilon_{ft} < |\varepsilon_{bt}| < \varepsilon_{rt}$$

- Fissuration sans participation du béton tendu

$$\sigma_{bt} = 0 \quad \text{si} \quad |\varepsilon_{bt}| > \varepsilon_{rt}$$

Avec :

E_{b0} : Module d'élasticité longitudinale du béton,

f_{tj} : Résistance de béton à la traction,

ε_{ft} : Déformation de traction correspondant à f_{tj} ,

ε_{rt} : Déformation correspondant à plastification de l'acier le plus tendu,

ε_{bt} : Déformation de la fibre de béton la plus tendue,

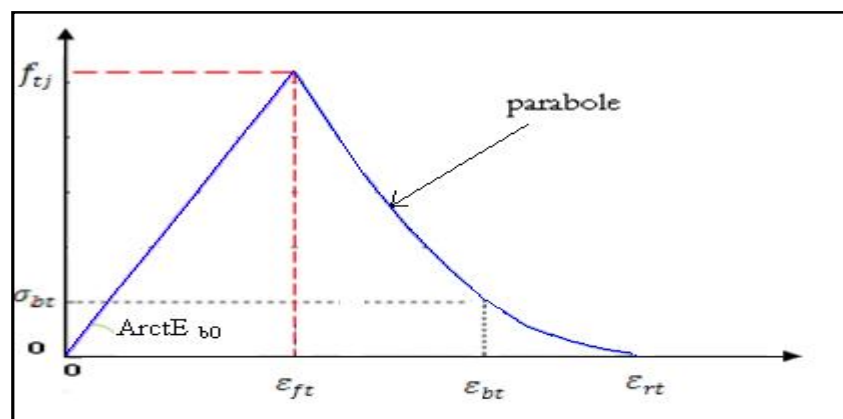


Figure I.20 : Diagramme contrainte-déformation du béton selon Grelat.

Conclusion

Cette synthèse bibliographique a été menée afin de se familiariser avec les bétons autoplaçants, l'objectif étant de les définir, ainsi que leurs multiples propriétés, les caractériser, et résumer les principales méthodes de leur formulation.

Le béton autoplaçant est un béton qui se compacte de lui-même par effet gravitaire, sans aucun apport d'énergie de compactage (par ex. vibration, damage).

Les propriétés caractéristiques de ce béton à l'état frais sont :

- fluidité et viscosité élevées, sans aucune tendance à la ségrégation
- capacité de passage dans les milieux confinés
- excellente aptitude au remplissage des moindres recoins du coffrage par un béton homogène, même en présence de ferrailage dense. Le fastidieux travail de vibration est ainsi supprimé.

Un béton est qualifié d'autoplaçant lorsque ces trois critères sont vérifiés. Ainsi, un grand nombre de tests empiriques sont développés pour caractériser le béton vis-à-vis des propriétés d'ouvrabilité.

A l'état durci, le béton doit garantir une durée de vie prolongée de la structure et des performances mécaniques donc une résistance élevée et une perméabilité minimale sont exigées pour celui-ci.

L'étape de formulation consiste à choisir une proportion optimale et bien précise des différents constituants dans le but d'obtenir les meilleures caractéristiques du béton.

Le facteur le plus important dans la formulation d'un BAP est l'eau. En effet, le principe de ce type de béton est de diminuer la quantité d'eau utilisée tout en assurant une bonne maniabilité à l'état frais. La diminution de la teneur en eau conduit à de bonnes caractéristiques mécaniques.

Depuis l'invention du béton autoplaçant, aucune méthodologie pratique de formulation n'a été établie. Les différentes propriétés recherchées rendent la formulation du BAP relativement compliquée.

Toutes les méthodes trouvées dans la littérature demandent un certain nombre d'essais pour caractériser les constituants ou leurs interactions. Les essais en laboratoire sont pratiquement indispensables à une formulation scientifique des BAP.

Etude expérimentale

II. Etude expérimentale

II.1 MATERIAUX ET FORMULATION

1. Introduction

La formulation d'un BAP requiert une étude précise notamment dans le choix des constituants, et l'optimisation de la teneur en ajout chimique et de la quantité d'eau.

L'étape de formulation consiste à choisir une proportion optimale et bien précise des différents constituants dans le but d'obtenir les meilleures caractéristiques du béton [63].

Dans ce qui suit sont décrits les différents constituants entrant dans la composition d'un béton courant « vibré » et d'un béton autoplaçant (granulats, ciment, additions minérales, adjuvants et eau).

Les constituants de base d'un béton ordinaire (ou courant) sont le ciment, l'eau et les granulats. Les bétons autoplaçants sont obtenus par ajouts d'adjuvants et d'additions minérales.

2. Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés sont locaux et naturels. Tous les bétons sont réalisés avec les mêmes matériaux.

2.1 Ciment

Le ciment utilisé pour notre étude est un ciment de type **CPJ CEM II / 42,5R** provenant de LAFARGE d'Alger.

Les différentes caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques du ciment utilisé sont sur la fiche technique élaborée par le producteur au niveau d'un laboratoire spécialisé conformément aux normes NA 442 et EN 197-1 et à la norme NF P 15-301194.

Voir la fiche technique en **annexe 3** pour plus de détails sur ce ciment.

2.2 Granulats

Sont utilisés dans cette étude des granulats concassés provenant d'une carrière. Ils sont de trois classes granulaires: Sable 0/3, Gravier 3/8 et Gravier 8/16.

2.3 L'eau de gâchage

L'eau utilisée dans cette étude est celle du robinet.

2.4 Adjuvant (Superplastifiant)

Le Super plastifiant haut réducteur d'eau MEDAPLAST 40 a été fourni par les produits Granitex. Il permet d'obtenir des bétons et mortiers de grande qualité en termes de résistance et de fluidité. En plus de sa fonction principale de Super-plastifiant, il diminue considérablement la teneur en eau du béton.



Figure II.1 : Le Super plastifiant MEDAPLAST 40.

Caractéristique	Forme	Couleur	PH	Densité	Teneur en chlore	Le dosage recommandé
Résultats	liquide	marron	8.2	1.20±0.01	<1g /L	0,5% à 2%

Tableau II.1 : Quelques caractéristiques de MEDAPLAST 40.

Voir la fiche technique en **annexe 3** pour plus d'indications sur ce produit.

2.5 Ajout minéral

Les trois types d'additions récupérées de déchets de construction au cours de cette étude sont:

- **Les déchets de brique** : Ces déchets proviennent de la briqueterie de Tizi-Ouzou. Ils ont été concassés manuellement au niveau du laboratoire, puis broyés jusqu'à la fraction granulaire inférieure à 80µm.



Figure II.2 : Déchets de brique.

Composition chimique (%)													
Si		F	CaO	MgO	S	Fe	PF	O	N	S	C	F	S Total
48.09	16.85	5.64	10.24	1.51	0.15	0.28	13.82	1.85	0.76	0.1	0.116	0.1	0.49

Tableau II.2 : Composition chimique du déchet de brique broyé.

Caractéristique	Forme	Couleur	Densité absolue	Le dosage recommandé	Absorption
Résultats	poudre	Rouge brique	2.51	5% à 10%	10%

Tableau II.3 : Quelques caractéristiques de déchet de brique broyé.

- **Les déchets de marbre** : récupéré d'une marbrerie de Meklaa de la wilaya de Tizi-Ouzou, ce marbre est fourni sous forme d'une poudre mouillée. La pâte est dans un premier temps séchée à une température 105 °C. Les mottes de marbre obtenues sont par la suite broyées pour disperser la poudre. La poudre grossière est concassée pour réduire sont

diamètre et optimiser la quantité à récupérer. les fines à diamètre inférieur à $80\mu\text{m}$ sont alors récupérées.



Figure II.3 : La poudre de marbre utilisé.

Caractéristique	Forme	Couleur	Densité absolue	Absorption(%)
Résultats	Poudre	Beige	2.64	3.31

Tableau II.4 : Quelques caractéristiques de déchet de marbre.

Voir la fiche technique en **annexe 3** pour plus d'indications sur ce produit.

• **Le Tuf** : Récupéré à Meklaa de la wilaya de Tizi-Ouzou ,il est fourni sous forme de poudre mouillée.après séchage à $105\text{ }^{\circ}\text{C}$, les fines à diamètre inférieur à $80\mu\text{m}$ ont été récupérées.



Figure II.4 : Le Tuf utilisé.

Caractéristique	Forme	Couleur	Densité absolue	Absorption (%)
Résultats	poudre	jaunâtre	2.53	1.86

Tableau II.5 : Quelques caractéristiques du Tuf.

Voir la fiche technique en **annexe 3** pour plus d'indications sur ce produit.

3. Caractérisation des matériaux

Avant d'entamer une formulation, il convient de connaître les caractéristiques des matériaux utilisés à cet effet par le biais d'essais normalisés au laboratoire.

3.1 Essais sur granulats

- **Echantillonnage (NF P 18-553) :**

Son but est de prélever une quantité représentative de la nature, de l'état et, le cas échéant, des conditions d'utilisation des granulats par quartage ou à l'aide d'un échantillonneur pour les essais prévus.

- **Analyse granulométrique (EN 933-1 et EN 933-2) :**

Elle consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant l'échantillon en utilisant des tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. L'échantillon étudié est mis sur le tamis supérieur et le classement des grains est obtenu par vibration de la colonne de tamis (**Voir annexe1**).

La courbe granulaire est importante car elle apporte les renseignements sur les limites des granulats, la proportion d'éléments fins ainsi que la continuité de la granularité. Plus une courbe est régulière plus le squelette granulaire formé est compacte (meilleure compacité du squelette du béton). Par ailleurs, la courbe granulaire a aussi un effet sur l'ouvrabilité du béton.

Les résultats de l'essai pour les granulats utilisés (**Voir annexe2**). Sur la figure V.5 sont représentées les courbes granulaires (Sable 0/3 ; gravillons 3/8 et gravillons 8/16).

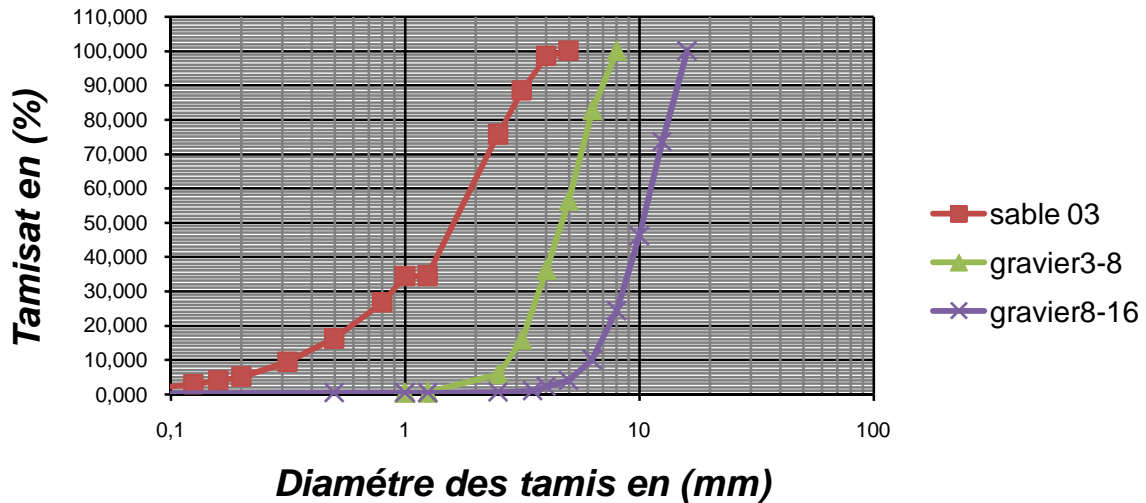


Figure II.5 : Courbes granulaires des trois granulats.

- **Masse volumique apparente et absolue (NF P 18-554 et NF P 18-555) :**

La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité de volume de ce corps. le volume absolu ne prend pas en considération les vides inclus et le volume apparent fait intervenir les vides intra et inter-granulaires.

Les résultats sont indiqués dans le tableau II.6.

Granulats	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8 /16)
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2,6	2,5	2,5
Masse volumique apparente (g/cm^3)	1,6	1,49	1,38

Tableau II.6 : Masse volumique apparente et absolue des granulats.

- **Coefficient d'absorption (NF P18-554) :**

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable, en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures. La porosité est le rapport du volume des vides au volume réel

(apparent) de l'échantillon. Le coefficient d'absorption est le rapport de la masse d'eau absorbée par le matériau jusqu'à saturation à la masse de l'échantillon sèche.

Les résultats de caractérisation de l'absorption des différents granulats sont récapitulés dans le tableau II.7.

Granulats	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8 /16)
Absorption(%)	3,2	2,43	1,31

Tableau II.7: Résultats de l'absorption.

- **Module de finesse du sable (NF P18-304) :**

Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion. S'il y a trop de grains fins, il sera nécessaire d'augmenter le dosage en eau du béton tandis que si le sable est trop gros, la plasticité du mélange sera insuffisante et rendra la mise en place difficile. Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (MF). Celui-ci correspond à la somme de pourcentages des refus cumulés, ramenés à l'unité, pour les tamis de modules 23, 26, 29, 32, 35, 38. Ce paramètre est en particulier utilisé pour caractériser la finesse des sables à bétons.

La valeur du module de finesse dépend surtout de la teneur en grains fins du sable. Les résultats sont indiqués dans le tableau II.8 suivant.

Granulats	Sable (0/3)	Spécifications
Module de finesse M_f	3,19	$2,8 < M_f < 3,2$ sable grossier
		$2,2 < M_f < 2,8$ sable moyen
		$1,8 < M_f < 2,2$ sable fin

Tableau II.8: module de finesse du sable.

En conclusion, le sable est grossier.

- **Equivalent de sable (NF P18-598):**

Cet essai est un essai de propreté, la valeur de l'E.S. exprime le pourcentage de fines contenues dans le sable.

L'absence de fines ne permet pas d'obtenir un béton compact.

L'excès de fines est défavorable dans la mesure où il augmente la demande en eau, donc le rapport E/C donc une faible valeur de la résistance.

L'essai a donné les résultats présentés dans le tableau II.9.

Granulats	Sable (0/3)	spécification
Equivalent de sable visuel (ESV) (%)	93,62	70 à 80 pour un sable roulé > 65 pour un sable concassé
Equivalent de sable sous le poids d'un piston(ES) (%)	91,49	

Tableau II.9: valeur de l'équivalent de sable.

Donc le sable est propre.

3.2 Essais sur le ciment

- **Essai de consistance EN (196-3) :**

La consistance de la pâte caractérise sa plus au moins grande fluidité. Cet essai est effectué avec l'appareil de Vicat conformément à la norme EN 196-3 (**voir annexe1 pour les détails de la méthode**).

La distance qui caractérise la consistance de la pâte à ciment est : $d=6\text{mm}$. Donc la consistance de la pate est normalisée.

- **Temps de prise à 20 °C:**

Il est nécessaire de connaître les début et fin de prise des pâtes de ciment (des liants hydrauliques) afin de pouvoir évaluer le temps disponible pour la mise en place correcte des mortiers et des bétons qui seront ensuite confectionnés.

Les essais se font à l'aide de l'aiguille de Vicat conformément à la norme EN 196-3. qui donne deux repérés pratiques : le début de prise et la fin de prise.

Début	Fin
150 min	220min

Tableau II.10 : Le début et la fin de prise.

4. Elaboration des bétons

4.1 Formulation du béton ordinaire

Une méthode pratique et simplifiée a été utilisée pour l'élaboration du béton ordinaire (vibré), celle de « **DREUX GORISSE** ». Elle permet de définir de façon simple et rapide une formule de composition adaptée au béton étudié. Le mode opératoire est le suivant :

- **Critère de résistance :**

Le béton doit être formulé pour qu'à 28 jours sa résistance moyenne en compression atteigne la valeur caractéristique σ'_{28J} .

Cette valeur doit, par mesure de sécurité, être supérieure de 15 % à la résistance minimale en compression σ_{28J} nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

$$\sigma'_{28J} = 1,15\sigma_{28J}$$

La résistance désirée pour le béton témoin à 28 jours est:

$$\sigma_{28J} = 26MPa$$

D'où la résistance moyenne visée pour le béton témoin à 28 jours :

$$\sigma'_{28J} = 1,15 \times 26$$

$$\sigma'_{28J} = 30 MPa$$

- **Dosage en ciment et en eau :**

Le rapport C/E est déterminé grâce à la formule de Bolomey

$$R'_{28} = G\sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right)$$

$$D'où : \quad \frac{C}{E} = \frac{R'_{28}}{G\sigma'_c} + 0.5$$

R'_{28} : Résistance visée à 28 jours.

σ'_c : Classe vraie de ciment en MPa.

G : Coefficient granulaire.

C : Dosage en ciment (Kg de ciment /m³ de béton).

E : Dosage en eau (Kg d'eau /m³ de béton ou litre d'eau/m³ de béton).

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	D ≤ 16mm	25 ≤ D ≤ 40mm	D ≥ 63mm
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Tableau II.11 : Valeurs approximatives du coefficient granulaire G.

Les granulats utilisés ont un diamètre de 16 mm et sont de bonne qualité, d'où un coefficient granulaire **G=0,45**.

Le ciment retenu est un CPJ CEM II / 42,5 R.

Donc Le rapport $\frac{C}{E}$ vaut : $\frac{C}{E} = \frac{30}{0,45 \times 42,5} + 0,5 = 2,07$.

Dosage en ciment par 1m³ de béton :

Connaissant le rapport $\frac{C}{E}$ et l'affaissement au cône d'ABRAMS souhaité A, on en déduit, grâce à l'abaque (fig V.6), $\frac{C}{E}$ en fonction de A, le dosage en ciment correspond :

$\frac{C}{E} = 2,07$
 $A = 8cm$ } \longrightarrow L'abaque donne la valeur du dosage en ciment :
C=400Kg (Voir la figure II.6)

$\frac{C}{E} = 2,07$
C=400Kg } \longrightarrow On déduit la valeur de E qui est :
E=194Kg

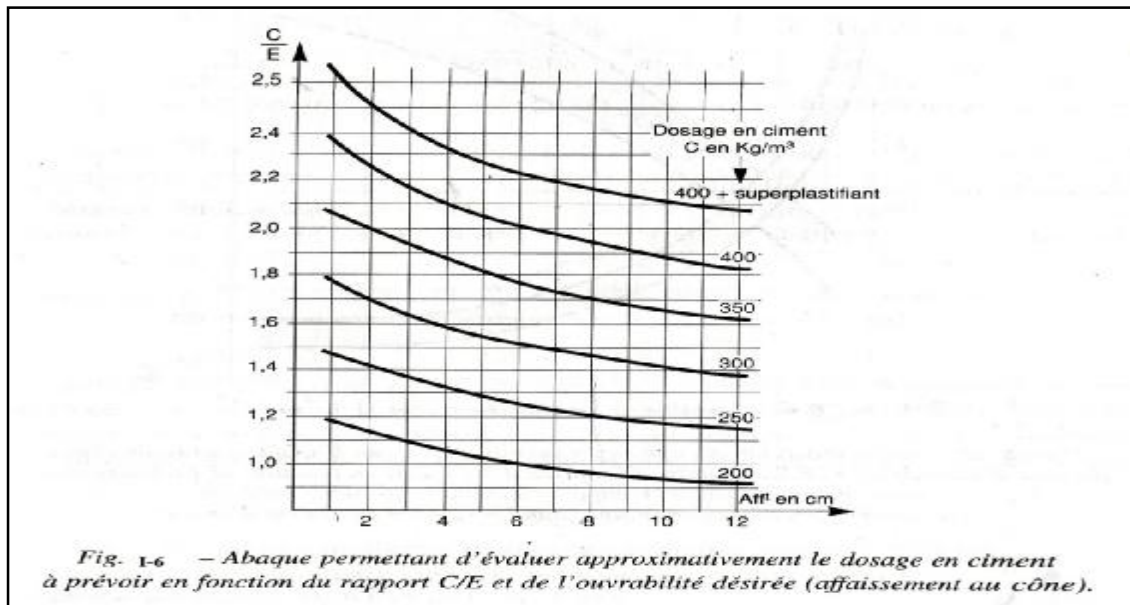


Figure II.6 : abaque permettant la détermination du dosage en ciment.

- **Tracé de la courbe granulaire de référence :**

Cette courbe correspondant au mélange des granulats sable et graviers.

Sur le même graphe d'analyse granulométrique (pourcentage des tamis en fonction du module ou diamètre des tamis), déjà obtenu (voir figure II.7), on trace une courbe granulaire de référence OAB avec :

Le point **O** est repéré par les coordonnées : $[0,080 ; 0]$.

Le point **B** est repéré par les coordonnées : $[D ; 100]$, (D : le diamètre du plus gros granulats).

Le point de **brisure A** correspond aux coordonnées suivantes :

En abscisse :

Si $D \leq 20$ mm, l'abscisse est à $D/2$.

Si $D > 20$ mm, l'abscisse est située au milieu limité par le module 38 (5mm) et le module correspondant à D .

Le plus gros granulats est de diamètre $D=16$ mm, donc le point de brisure a pour abscisse : $D/2=8$ mm.

En ordonnée:

$$Y = 50 - \sqrt{D+K+K_s+K_p}$$

Avec :

K : coefficient qui dépend du dosage en ciment, de l'intensité de vibration, de la forme des granulats roulés ou concassés.

Dans cette étude, le dosage en ciment vaut 400Kg/m^3 , la vibration est normale les granulats sont concassés, d'où le coefficient $K=0$ (tableau 10-12 de [2]).

K_s : Coefficient tenant compte du module de finesse du sable M_f .

Le module de finesse du sable vaut 3,19, la valeur de K_s est calculée par la formule suivant : $K_s = 6M_f - 15 = 4,14$.

K_p : Coefficient de pompabilité, on prend en générale $K_p = +5\%$ à 10% .

Le béton étudié n'est pas de qualité pompable d'où $K_p = 0$.

Donc : $Y = 50 - \sqrt{16} + 0 + 4,14 + 0 = 50,14$

Ainsi, les coordonnées du point de brisure A sont : [8 ; 50,14].

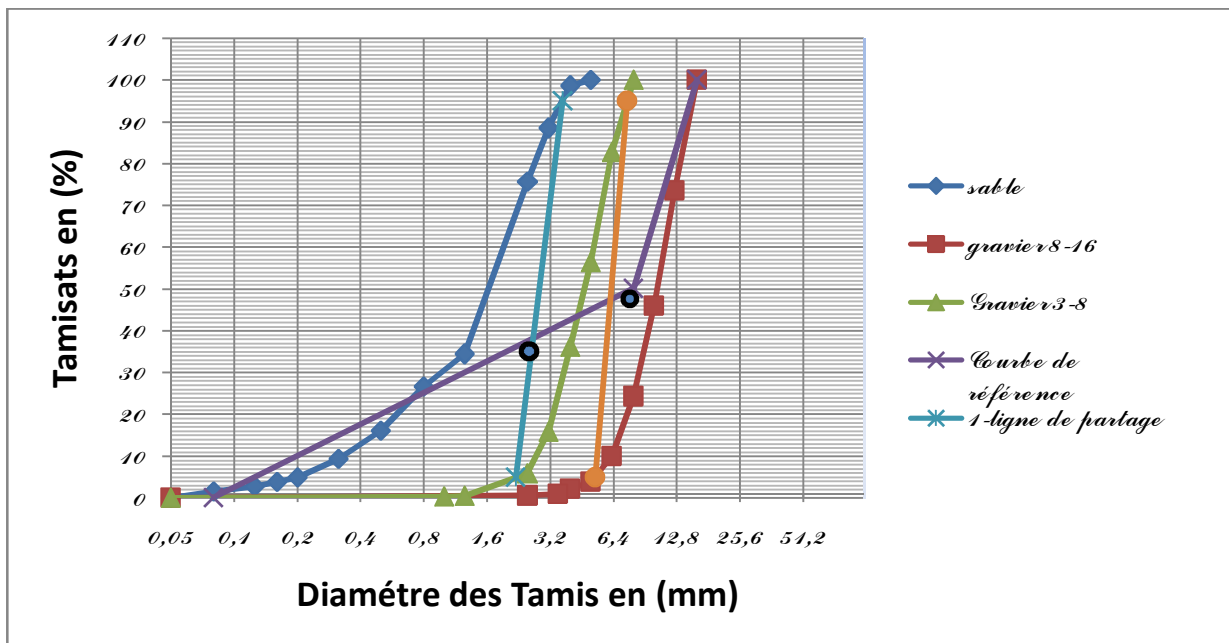


Figure II.7 : Courbes granulaires des trois granulats, la courbe brisée, avec les lignes de partage.

- **Les lignes de partage :**

Les droites jointant la point à 95% (tamisât) d'un granulat au point à 5% du granulat suivant (et ainsi de suite) sont appelées **lignes de partage**. Les points d'intersection des lignes de partage successives donnent en cumulés les pourcentages correspondant aux différents granulats successifs. Il s'agit de pourcentages en volumes absolus.

Sur la courbe granulométrique, les points d'intersections entre les lignes de partage et la courbe de référence **OAB** donnent les pourcentages des granulats suivants :

Sable (0/3) : 38.5%

Gravier (3/8) : 47% - 38.5% = 8.5%

Gravier (8/16) : 53%

- **Coefficient de compacité:**

C'est le rapport des volumes absolus en litres des matières solides : $V_M = V_g + V_c$ au

volume total du béton frais soit un mètre cube : $\delta = \frac{V_M}{1000}$

En utilisant le tableau 10 des valeurs du coefficient de compacité [2], et après interpolation pour un diamètre maximum de granulats à 16 mm, on trouve une valeur de $\delta = 0,820$.

D'où $V_M = V_g + V_c = 0,820 \times 1000 = 820L$.

- **Dosage des granulats :**

Les dosages en volumes de chacun des constituants du béton sont donnés par les relations ci-dessous :

Volume absolu du ciment : $V_c = \frac{m_c}{\gamma} = \frac{400}{3,1} = 129,03 L$.

Avec m_c : Dosage en ciment (en masse).

γ : Masse volumique du ciment.

Volume absolu des granulats (l'ensemble) :

$$V_g = 1000 \delta - V_c = 820 - 129,03 = 691L.$$

Volume absolu du sable :

$$V_s = \frac{V_g \times 38,5}{100} = \frac{691 \times 38,5}{100} = 266,035L$$

Volume absolu du gravier 3/8 :

$$V_{G\ 3/8} = \frac{V_g \times 8,5}{100} = \frac{691 \times 8,5}{100} = 58,74 L$$

Volume absolu du gravier 8/16 :

$$V_{G\ 8/16} = \frac{V_g \times 53}{100} = \frac{691 \times 53}{100} = 366,23 L$$

Les dosages en masse des éléments secs (granulats, sable) pour 1m³de béton sont donnés par :

Masse de sable : $M_S = V_S \times \gamma_S = 692 \text{ kg}$

Masse de gravier 3/8 : $M_{G\ 3/8} = V_{G\ 3/8} \times \gamma_{G\ 3/8} = 147 \text{ kg}$

Masse de gravier 8/16 : $M_{G\ 8/16} = V_{G\ 8/16} \times \gamma_{G\ 8/16} = 916 \text{ kg}$

Le tableau II.12 suivant résume le calcul des proportions de chaque constituant pour le béton vibré (témoin).

	Sable 0/3	Gravier 3/8	Gravier 8/16	Eau	Ciment	E/C
Volume (l/m³)	266,035	58,74	366,23	194	129,03	1,504
Poids (Kg/m³)	692	147	916	194	400	0,485

Tableau II.12 : Composition volumique et pondéral du béton vibré pour 1m³.

4.2 Formulation des bétons autoplaçants

La plupart des formules de BAP sont conçues actuellement de manière empirique. La méthode de Dreux-Gorisse n'est pas adaptée car elle ne prend en compte ni les adjuvants ni les additions, alors que ce sont des composants essentiels d'un BAP. La formulation est donc basée sur l'expérience acquise ces dernières années.

Certains ordres de grandeurs pour les proportions des constituants sont maintenant connus et utilisés :

- Un rapport G/S = 1.
- Un rapport E/C = 0.485.
- Un dosage en ciment de 400kg/m³ .
- Le volume d'air occlus (A) est de l'ordre de 5%.
- Un pourcentage en ajouts (superplastifiant, poudre de marbre, déchet de brique, tuf) déterminé par tâtonnement.

Pour pouvoir comparer les performances des différents bétons indépendamment de l'action du ciment, on a fixé le dosage de ce dernier à 400 kg/m³, ainsi le rapport E/C à 0,485 pour tous les bétons testés.

Le rapport G/S est fixé à 1 pour augmenter la quantité de sable, celle-ci permet d'assurer une meilleure stabilité et une quantité suffisante de mortier, ainsi pour diminuer la quantité des gros granulats dans le but d'éviter le risque de blocage, ce qui explique la diminution du rapport G/S de 1,5 à 1 par rapport au béton vibré.

4.2.1 Formulation du béton autoplaçant (BAP1) avec la poudre de marbre

Dans $1m^3$ de béton on a les constituants suivants :

Le dosage en poudre de marbre est fixé à 50 % C

$$PM = 50\% C = 200 \text{ kg } /m^3 = (200 / 2.64) = 75.75 \text{ l}/m^3 .$$

$$\text{Gravier (G) + Sable (S) + Ciment (C) + Eau (E) + Air (A) + ajout (PM) = 1000l}$$

Avec:

$$A = 5 \text{ l}/m^3 .$$

$$E/C = 0,485 \text{ avec } C = 400 \text{ kg } /m^3 = (400/3,1) = 129.03 \text{ l}/m^3 .$$

$$\text{On a donc } E = 194 \text{ l}/m^3 .$$

$$\text{On obtient alors } G + S = 1000 - 129.03 - 194 - 5 - 75.75$$

$$G + S = 596.22 \text{ l}/m^3$$

Puisque'on a fixé G/S=1 donc G=S

$$G=S=596.22/2=298.11 \text{ l}/m^3 .$$

$$\text{On utilise } 1/3 \text{ de gravier } (3/8) = 99.37 \text{ l}/m^3$$

$$2/3 \text{ de gravier } (8/16) = 198.74 \text{ l}/m^3$$

Le dosage en super plastifiant est de 1.4 % de C.

Le tableau II.13 suivant résume le calcul pour le BAP 1.

Composants	Composants(l/m ³)	Densité absolue	Composants(kg/m ³)
Ciment	129.03	3.1	400
Poudre de marbre	75.75	2.64	200
Sable (0/3)	298.11	2.6	775.09
Gravier (3/8)	99.37	2.5	248.42
Gravier (8/16)	198.74	2.5	496.85
Eau	194	1	194
Super plastifiant	4.67	1.2	5.6

Tableau II.13 : Composition du béton autoplaçant avec ajout de poudre de marbre.

4.2.2 Formulation du béton autoplaçant (BAP2) avec le Tuf:

Le dosage en Tuf est fixé à 50 % C

$$\text{Tuffe} = 50\% \text{ C} = 200 \text{ kg} / \text{m}^3 = (200 / 2.53) = 79.05 \text{ l} / \text{m}^3$$

Le dosage en super plastifiant est de 1.4 % de C.

Le chemin de calcul est le même que pour le BAP1.

Le tableau II.14 suivant résume le calcul pour le BAP 2.

Composants	Composants(l/m ³)	Densité absolue	Composants (kg/m ³)
Ciment	129.03	3.1	400
Tuf	79.05	2.53	200
Sable (0/3)	296.46	2.6	770.8
Gravier (3/8)	98.82	2.5	247.05
Gravier (8/16)	197.64	2.5	494.1
Eau	194	1	194
Super plastifiant	4.67	1.2	5.6

Tableau II.14 : Composition du béton autoplaçant avec ajout de Tuf.

4.2.3 Formulation du béton autoplaçant (BAP3) avec le déchet de brique:

Le dosage en déchet de brique est fixé à 10 % C

$$\text{DB} = 10\% \text{ C} = 40 \text{ kg} / \text{m}^3 = (40 / 2.51) = 15.94 \text{ l} / \text{m}^3 .$$

Le dosage en super plastifiant est de 1.4 % de C.

Le chemin de calcul est le même que pour le BAP1 et BAP2.

Le tableau II.15 suivant résume le calcul pour le BAP3.

Composants	Composants(l/m^3)	Densité absolue	Composants (kg/m^3)
Ciment	129.03	3.1	400
Déchets de brique	15.94	2.51	40
Sable (0/3)	328.015	2.6	852.84
Gravier (3/8)	218.68	2.5	546.7
Gravier (8/16)	109.34	2.5	273.35
Eau	194	1	194
Super plastifiant	4.67	1.2	5.6

Tableau II.15 : Composition du béton autoplaçant avec ajout de déchet de brique.

Les compositions des différents bétons sont résumées dans le tableau ci dessous :

Composants (Kg/m^3)	BV	BAP 1	BAP2	BAP3
Ciment	400	400	400	400
Sable (0/3)	692	775.09	770.8	852.84
Gravier (3/8)	147	248.42	247.05	273.35
Gravier (8/16)	916	496.85	494.1	546.7
Eau	194	194	194	194
Superplastifiant	/	5.6	5.6	5.6
Poudre de marbre	/	200	/	/
Déchets de brique	/	/	/	40
Tuf	/	/	200	/

Tableau II.16 : Composition des différents bétons pour $1 m^3$.

II.2 ESSAIS SUR BETON

1. Introduction

Cette partie a, dans un premier temps, pour but de développer les étapes de formulation et de confection des différents bétons. Ensuite, de s'intéresser aux essais sur béton, permettant ainsi de caractériser leurs performances physiques et mécaniques et d'évaluer le comportement des BAP par rapport aux bétons traditionnels vibrés.

Pour cela on a choisi de faire varier quelques paramètres tels que la nature des fines (poudre de marbre, déchets de brique, tuf) pour un même type de matériau et un dosage en ciment constant. Le dosage en eau n'a pas été modifié lors de l'élaboration des BAP.

Les résultats obtenus ont été comparés à ceux d'un béton ordinaire élaboré avec les mêmes constituants et le même dosage en ciment.

Les bétons ont été élaborés avec les mêmes granulats :

- Gravier concassé (lavé) de classe : 3/8 et 8/16
 - Sable concassé (lavé) de classe : 0/3
 - Ciment CPJ CEMII 42.5 R
-
- **Les ajouts utilisés :**
 - Les fillers de marbre ;
 - Les déchets de brique ;
 - Le tuf ;
 - Le super plastifiant MEDAPLAST, fourni par l'entreprise GRANITEX.
-
- **Variables de l'étude :**
 - Type de l'ajout minéral (fillers de marbre, déchets de brique ou tuf).
-
- **Bétons élaborés :**
 - Béton vibré (témoin).
 - BAP1 avec ajout de la poudre de marbre (50%C) et un dosage en super plastifiant de 1,4 %C, E/C = 0,485.
 - BAP2 avec ajout de tuf (50%C) et un dosage en super plastifiant de 1,4 %C, E/C = 0,485.

- BAP3 avec ajout des déchets de brique (10%C) et un dosage en super plastifiant de 1,4 %C, E/C = 0,485.

Dans ce cadre, ont été confectionnées :

- 20 éprouvettes cylindriques (16×32) cm², soit 5 pour chaque type de béton, pour la mesure de la résistance à la compression simple à 28 jours.
- 20 éprouvettes entaillées (15×15×30)cm³, soit 5 pour chaque type de béton, pour l'essai de traction directe à 28 jours.
- 20 éprouvettes prismatiques (10×10×40)cm³, soit 5 pour chaque type de béton, pour l'essai de traction par flexion à 28 jours.
- 12 éprouvettes cylindriques (16×32) cm², soit 3 pour chaque type de béton, pour l'essai de traction par fendage.

2. Confection des bétons

2.1 Préparation de la gâchée

Le malaxeur utilisé pour la fabrication des bétons est à axe vertical et il a une capacité de 60 litres.

La séquence de malaxage retenue est la suivante :

- Préparer les moules nécessaires pour les différents essais, vérifier leur nombre et qu'ils sont bien graissés afin de faciliter par suite le décoffrage.
 - Vérifier que tout le matériel est à disposition et que les matériaux sont bien séchés.
 - Préparer la quantité d'eau nécessaire pour la gâchée. Le superplastifiant est ajouté à la première moitié de l'eau de gâchage.
 - Peser les matériaux secs, les introduire dans le malaxeur et les pré humidifier avec 10% de l'eau de gâchage.
 - Mettre le malaxeur en marche pour homogénéiser le mélange sec pendant 30 secondes.
 - Laisser le malaxeur en marche et ajouter progressivement la première moitié de l'eau de gâchage (celle qui contient l'adjuvant) et mélanger pendant 1 minute 30 secondes.
 - Introduire la partie restante d'eau graduellement et malaxage pendant 2 minutes.
 - Effectuer immédiatement les essais de caractérisation du béton frais (voir la description des essais en annexe 4)
- Essai d'étalement

- Essai de la boîte en L (Essai du L-box)
- Essai de stabilité au tamis
- Mettre en place les différents moules destinés aux échantillons correspondants aux essais programmés. Les bétons vibrés ont été mis en place par vibration à l'aide des dispositifs vibratoires traditionnels (principalement aiguille vibrante et table vibrante). Les bétons autoplaçants n'ont subi aucune vibration, ni autre méthode de compaction.

2.2 Conservation des éprouvettes

Après le coulage, les éprouvettes sont laissées à température ambiante au laboratoire et sont démoulées après 24 heures. Par suite, elles sont conservées sous un chiffon maintenu humidifié afin de garantir l'hydratation du ciment jusqu'à l'échéance déterminée, à savoir, 28 jours.

3. Essais sur bétons

3.1 Essais sur béton frais

Avant d'accepter une composition comme étant celle d'un BAP, il faut s'assurer que les propriétés du béton à l'état frais obéissent à certains critères établis selon les recommandations de l'AFGC.

3.1.1 Essai d'étalement (BAP) ou d'affaissement (BO)

Il s'agit de démouler un cône normalisé (cône d'Abrams) de béton frais et de mesurer le diamètre de la galette de béton obtenue (annexe 4). Il faut rappeler qu'est considéré comme autoplaçant, un béton qui forme une galette d'un diamètre compris entre 60 et 75 centimètres. Pour la formulation vibrée (BO), c'est le test traditionnel de l'affaissement qui s'est substitué à celui de l'étalement.



Figure II.8 : Essai d'étalement

Béton	BO	BAP1	BAP2	BAP3
Etalement (mm)	/	640	670	610
Affaissement (mm)	80	/		

Tableau II.17 : Résultats de l'essai au cône d'Abrams

On peut constater que les bétons autoplaçants respectent le critère d'étalement (compris entre 60 et 75cm). On a pu observer aussi que l'auréole de laitance à la périphérie des galettes de bétons était absente ou très faible.

Sur la consistance du béton ordinaire (vibré) ; aucune condition n'avait été fixée au préalable. L'affaissement obtenu est de classe S2 (béton plastique de 5 à 9cm d'après la norme NF EN 206-1).

L'étalement des BAP1 (poudre de marbre) et BAP2 (tuf) est meilleur comparé à celui du BAP3 (déchets de brique). On peut l'expliquer par rapport à la nature de l'ajout minéral, de son dosage et son état (inerte ou actif).

Ainsi, pour un même dosage en superplastifiant, le tuf et la poudre de marbre augmentent sensiblement l'étalement par rapport aux déchets de brique. Ces derniers absorbent plus et donc ont une plus grande demande en eau, ce qui réduit par conséquent l'ouvrabilité du béton.

3.1.2 Essai de la boîte en « L »

La boîte en « L » permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que sa mise en place ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage. (Annexe 4)



Figure II.10 : Essai de la boîte en L

Béton	BAP1	BAP2	BAP3
Capacité de remplissage (H1/H2) (%)	51	78	25

Tableau II.18 : Résultats de la boîte en « L »

On remarque que la capacité de remplissage requise pour les BAP n'est pas atteinte, elle doit normalement dépasser les 80%.

Ceci dit, vu que l'étalement horizontal était correct, les chiffres obtenus pour cet essai sont incohérents. On peut les expliquer par rapport au fait que la boîte métallique utilisée présentait un état de rouille avancé. D'ailleurs, lors de l'essai, l'écoulement était assez difficile et une grande partie des BAP adhérait aux parois de la L-BOX. Toute fois, le résultat obtenu pour le BAP2 (tuf) est sensiblement proche des 80% recommandées, ce qui est satisfaisant.

3.1.3 Essai de stabilité au tamis

L'essai au tamis est utilisé pour caractériser la stabilité du béton, soit son caractère à résister à la ségrégation statique : descente des gros gravillons par l'effet de la gravité et remonté de la pâte qui est légère. De plus par cet essai on peut distinguer s'il y a un problème de ressuage primaire, soit dans les 15 minutes après la gâchée. (Détails de l'essai en annexe 4)



Figure II.11 : Essai de stabilité au tamis

Béton	BAP1	BAP2	BAP3
Poids de laitance %	2	8	5

Tableau II.19 : résultats de l'essai de stabilité au tamis

Tous nos bétons ont présentés une bonne stabilité au tamis, pas de ségrégation statique. En effet, la quantité de laitance est située dans le domaine des BAP, soit inférieure à 15 % pour tous les BAP validés.

On tient toute fois à signaler que pour les BAP 1, on a relevé une laitance $P < 5 \%$, la résistance à la ségrégation est dite « importante ». Lorsque la stabilité au tamis est inférieure à 5 %, il y a lieu d'accorder plus d'attention quand à l'écoulement des bétons dans les éléments fortement ferrailés.

Pour les BAP 2 et 3, une laitance $P < 15\%$, stabilité satisfaisante, béton homogène et stable.

Cette stabilité est assurée d'une part, par l'importante quantité de mortier (sable+ciment) que contient le béton autoplaçant et d'autre part, par la nature de l'addition.

En résumé :

Type	Etalement (cm)	La boîte en L dénivelée (%)	Stabilité au tamis (%)	Appréciation visuelle de la galette d'étalement
BAP1 (Poudre de marbre)	64	51	2	Bon
BAP2 (tuf)	67	78	8	Bon
BAP3 (Déchets de brique)	61	25	5	Bon

Tableau II.20 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais à l'état frais des BAP.

Les caractéristiques à l'état frais des bétons autoplaçants sont satisfaisantes.

3.2 Essais à l'état durci

3.2.1 Essai de compression uniaxiale (NF P 18-406)

L'essai de compression consiste à soumettre l'éprouvette de béton à l'écrasement par compression axiale (figure II.12). La mise en charge doit se faire d'une manière continue jusqu'à rupture de l'éprouvette (figure II.13).

On note la charge maximale atteinte P (MN) et la surface de chargement S(m²), la contrainte maximale (résistance à la compression) s'écrit alors :

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

L'aire de la section droite est de $200 \text{ cm}^2 = 0,02 \text{ m}^2$

Les essais de compression sont effectués sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm², à l'aide d'une presse hydraulique de capacité maximale 2000 kN (voir figure II.13). La résistance en compression a été évaluée suivant la norme NF P 18-406. Les essais ont été réalisés avec une vitesse de chargement de 0,5 MPa/s.



Fig II.12 : Epreuves d'essai de compression



Fig II.13: Presse utilisée pour la compression

Les résultats obtenus à l'échéance de 28 jours sont les suivants :

Béton	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
BO	26
BAP1	35.81
BAP2	38.27
BAP3	36.22

Tableau II.21 : Résultats d'essai de compression sur les bétons étudiés

Confrontation de la loi de Sargin aux résultats expérimentaux

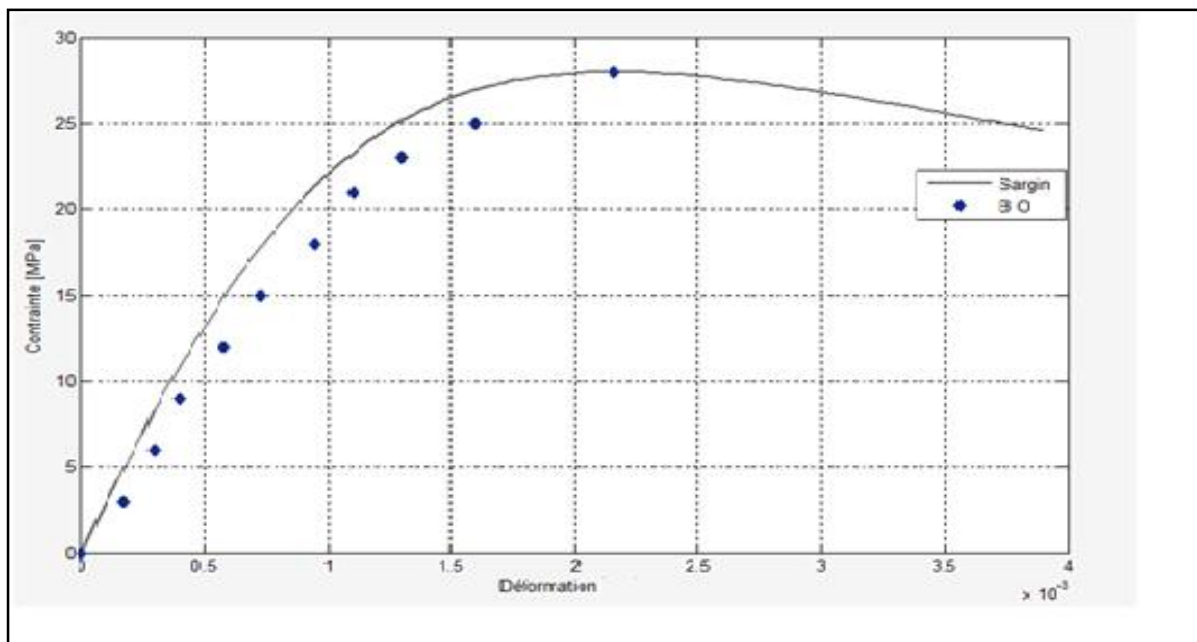


Figure II.14 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BO.

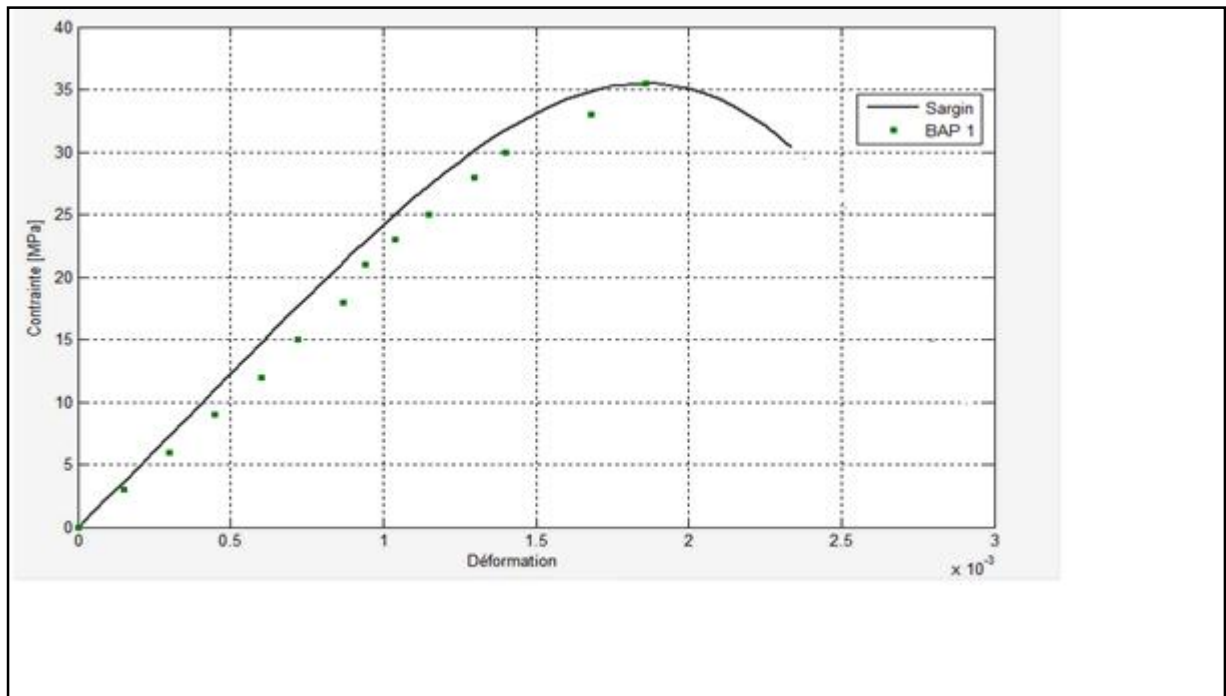


Figure II.15 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BAP 1.

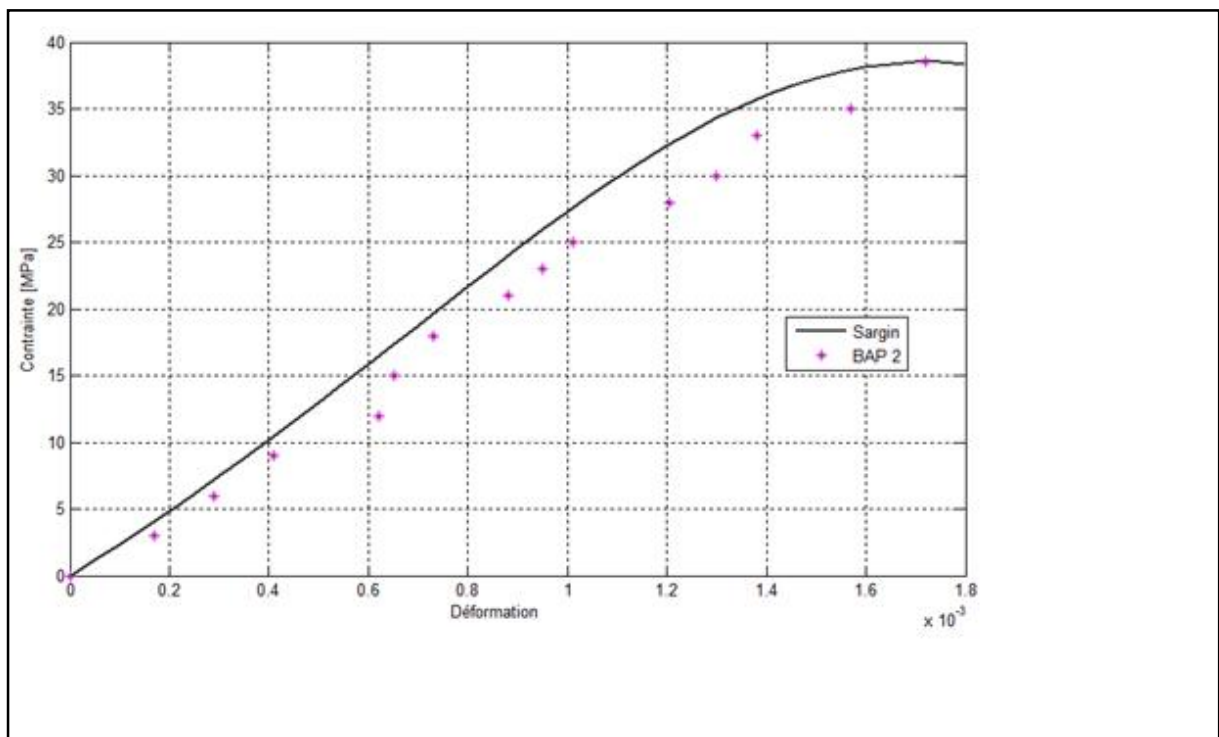


Figure II.16 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale du BAP 2.

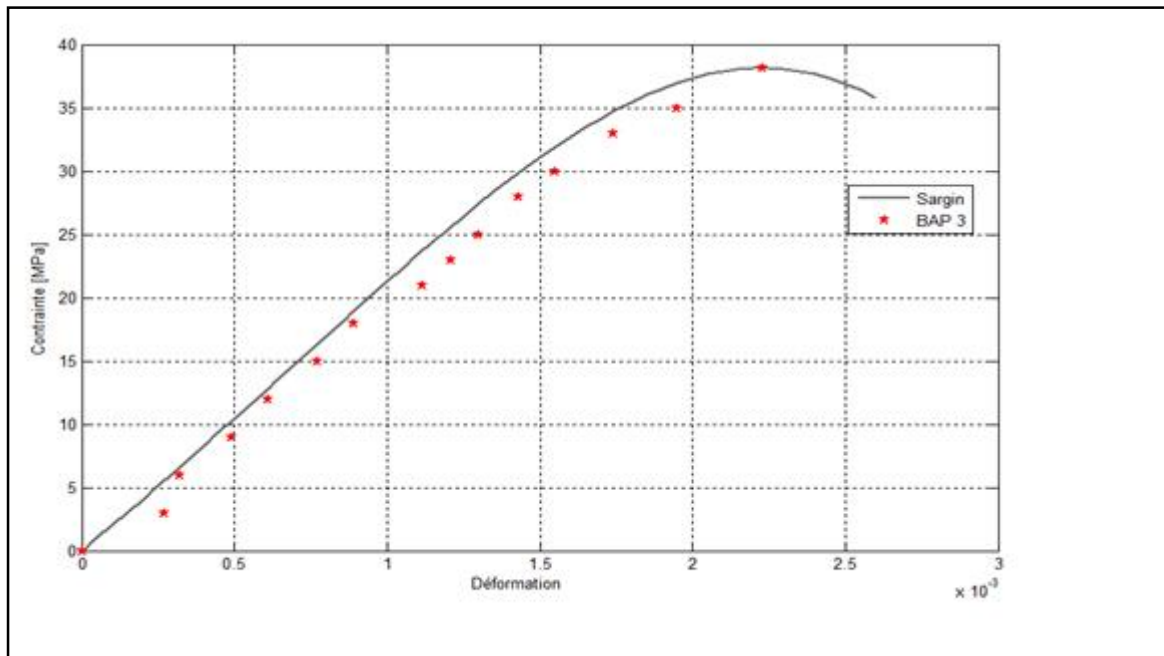


Figure II.17 : Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale du BAP 3.

Pour les essais de compression, les courbes obtenues présentent toutes une partie droite dans le domaine élastique linéaire, puis vient la partie non linéaire.

Le maximum des courbes correspond à la résistance maximale F_{cj} et au-delà, les courbes devraient présenter une branche descendante jusqu'à rupture du matériau. Un palier de ductilité est observé sur la courbe représentant le comportement du BO : comportement élasto-plastique (observé sur la courbe loi de Sargin). Il est moins visible sur les BAP du fait probablement de la résistance plus élevée : comportement se rapprochant du comportement élastique - fragile.

Un constat se porte sur la résistance à 28 jours des BAP, avec les matériaux utilisés (déchets de construction), nous avons pu formuler un béton autoplaçant qui présente une très bonne résistance mécanique à la compression (> 35 MPa) par rapport au béton ordinaire pour le même dosage en ciment et un rapport E/C = 0,485 pour tous les bétons.

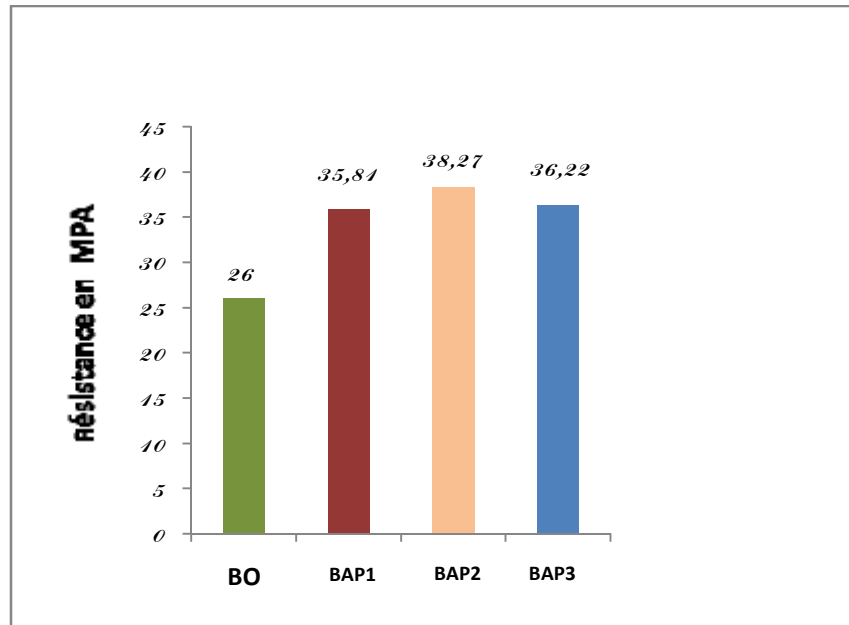


Figure II.18 : Résistances à la compression des différents bétons étudiés.

On remarque que le BAP2 (ajout de TUF) a la résistance la plus élevée par rapport à la compression.

Les résistances élevées des BAP sont liées :

- Au volume de pâte important.
- A l'utilisation du superplastifiant "Médaplast 40" dans les formulations des bétons autoplacants qui peut avoir une influence bénéfique sur la résistance mécanique.
- A la présence d'une quantité importante des ajouts (poudre de marbre, tuf, déchets de brique) comme addition dans les BAP, ce qui peut également avoir une action positive sur leurs compacités (réduire le volume des vides entre les granulats) et par conséquent sur leurs résistances mécaniques.

3.2.2 Essai de traction directe

Cet essai est réputé être difficile à réaliser car il demande à la fois un matériel performant et des précautions expérimentales.

La condition de la réalisation d'essai de qualité est l'obtention d'un champ de contraintes homogène. Ceci dépend principalement de deux paramètres :

- Homogénéité de l'effort transmis à l'éprouvette, obtenue en utilisant des casques de même dimension que les éprouvettes ;
- Limitation de flexion parasite, en assurant un centrage aussi bon que possible de l'effort.

Les essais de traction directe ont été réalisés au laboratoire sur une presse hydraulique **Ibertest** pilotée par un micro-ordinateur (Figure II.19). Sa capacité maximale est de 200KN, elle est programmée pour les essais de compression et les essais de flexion. Afin de réaliser des essais de traction directe sur des éprouvettes en béton, il fallu mettre en œuvre un dispositif de fixation des éprouvettes sur les mores de la machine. Ce dispositif (figure II.20) et les moules d'éprouvettes pour l'essai de traction, sont confectionnées au sein de l'atelier (Hall industriel) à « OUED AISSI », de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Les dimensions de ce dispositif ont été choisies en fonction de l'appareillage de la machine Ibertest.



Figure II.19 : Presse hydraulique Ibertest

Figure II.20 : Dispositif d'ancrage

Les éprouvettes à tester sont prismatique de dimension (15×15×30) , elles sont entaillées pour concentrer la contrainte afin d'initier la rupture. On appellera contrainte, le rapport entre l'effort mesuré et l'aire de la section entaillée. Les éprouvettes réalisées sont soumises à l'essai, vingt huit jours après le coulage.

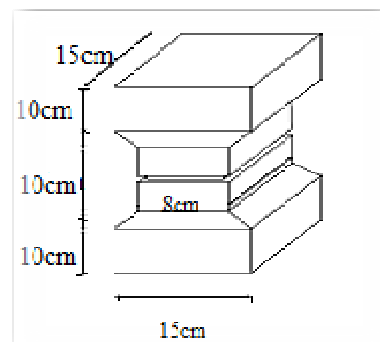


Figure II.21 : Forme et dimensions de l'éprouvette de traction directe

L'effort vertical de traction est appliqué progressivement à vitesse de chargement très lente (0.05MPa /seconde) jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Le logiciel Wintest 32 programmé pour cette presse enregistre, pour chaque pas de chargement la valeur de l'effort vertical, ainsi que la déformation correspondante qui sont présentées directement sous forme de graphe et de tableaux force-déformation.



Figure II.22 : Eprouvette soumise à la traction directe



Figure II.23 : Rupture de l'éprouvette



Figure II.24 : Surface de rupture

- **La relation entre traction et compression :**

La relation réglementaire (**règle BAEL A.2.1, 12**) qui lie la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours du béton et sa résistance caractéristique en compression f_{cj} , dans laquelle et sont exprimés en MPa (ou N/mm²). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa s'écrit :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

- **La relation entre traction directe et traction par flexion et par fendage (EUROCODE 2, page 34 et 35) :**

Lorsqu'il est nécessaire de contrôler la valeur de la **résistance à la traction F_{ct}** , on peut en faire la mesure de manière indirecte :

- **Soit par essai de flexion pure.**
- **Soit par essai de fendage.**

Ces deux essais sont plus faciles à réaliser que l'essai de traction directe.

A. Essai de traction par flexion:

L'essai de traction par flexion est effectué sur des prismes de sections carrées (10x10x40) cm³. Le prisme est placé dans une machine automatique de flexion (figureII.25) et est soumis à une charge croissante jusqu'à sa rupture (figureII.26).

On note alors la charge de rupture P et la résistance à la traction s'écrit :

$$F_{ct} = 0.6 F_{ct}, f_l = 0.6 \frac{6.M}{a^3}$$

Avec M : moment de rupture,

a : coté de la poutre.

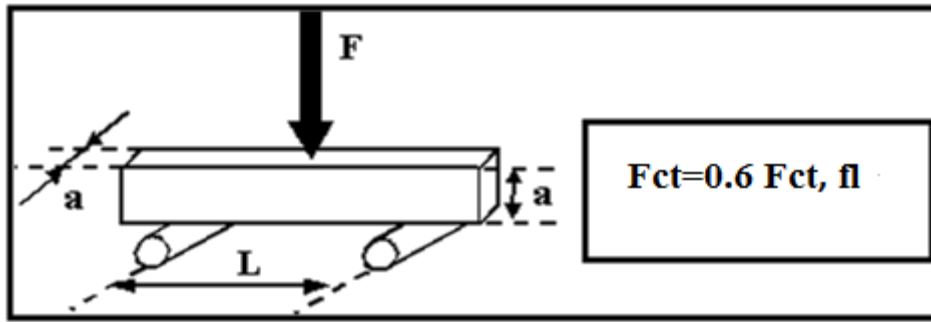


Figure II.25 : Essai de traction par flexion.

B. Essai de fendage diamétral d’une éprouvette cylindrique (≪essai brésilien ≫ ou ≪splitting ≫) :

L'essai consiste à appliquer une charge de compression centrée selon 2 génératrices de l'éprouvette. Les contraintes induites provoquent la rupture suivant un plan diamétral de l'éprouvette.

Lors d'un essai de fendage, la partie centrale de l'éprouvette est soumise à la fois à des contraintes de compression et à des contraintes de traction.

Dans ce cas la résistance en traction f_{ct} peut être estimée à partir de celle mesurée $f_{ct,sp}$ par la relation (EUROCODE2 relation3.3 page 35)

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct, sp} = 0.9 \text{ —}$$

Avec : d : diamètre de l'éprouvette

l : longueur de l'éprouvette

P : charge de rupture

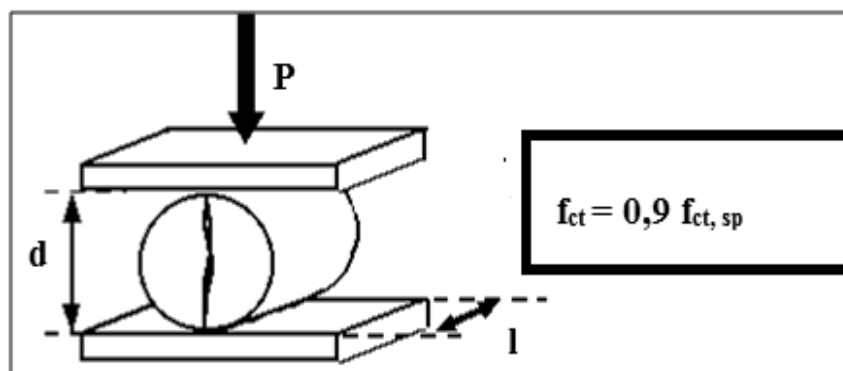


Figure II.26 : Essai de traction par fendage

Les coefficients 0,6 et 0,9 proviennent des comparaisons faites avec des mesures de la résistance par traction directe (délicats à réaliser).

Le tableau ci-dessous regroupe les valeurs des résistances obtenues des différents essais

	compression F _{cj} exp (MPa)	F _{tj} (MPa)			
		Traction directe	Traction à partir de compression (f _{tj} = 0,6 + 0,06 f _{cj})	Traction par flexion	Déduite du fendage
Béton vibré	26	1.89	2.16	3.37	1.85
BAP1	35.81	1.45	2.75	2.89	1.87
BAP2	38.27	1.53	2.90	3.17	2.87
BAP3	36.22	1.36	2.77	2.80	2.03

Tableau II.22 : Valeurs des résistances pour les essais de traction.

Discussion des résultats en traction

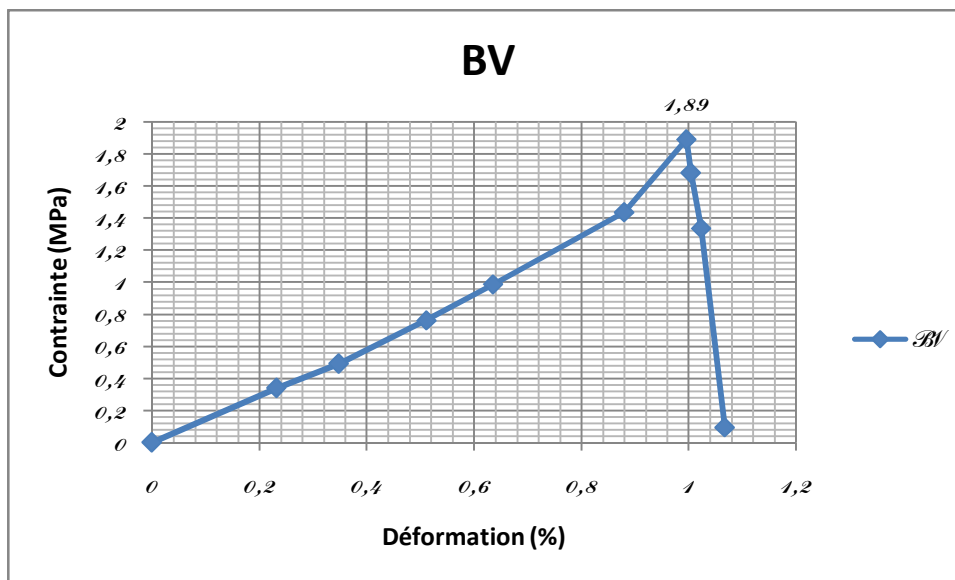


Figure II.27 : Courbe contrainte –déformation pour le béton témoin

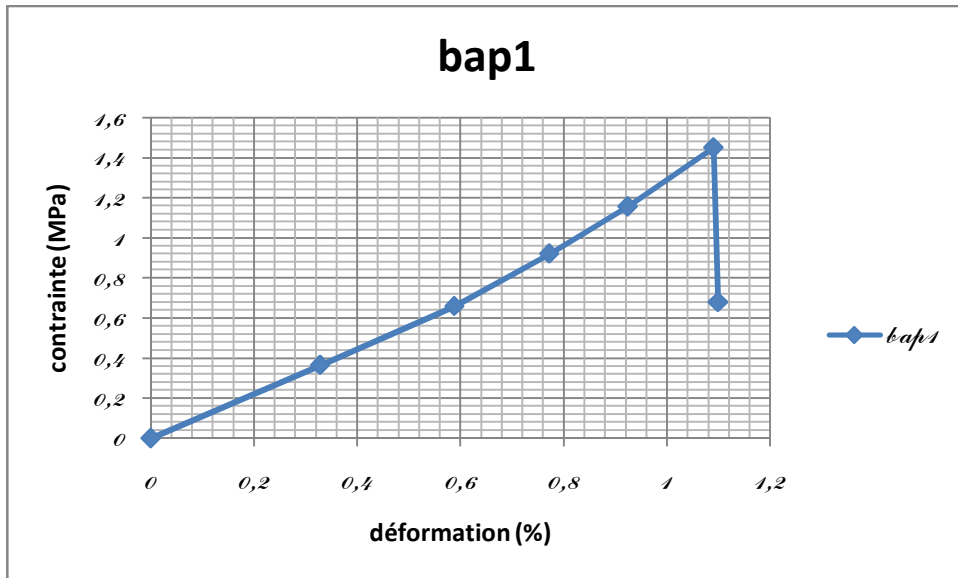


Figure II.28 : Courbe contrainte –déformation pour le BAP1

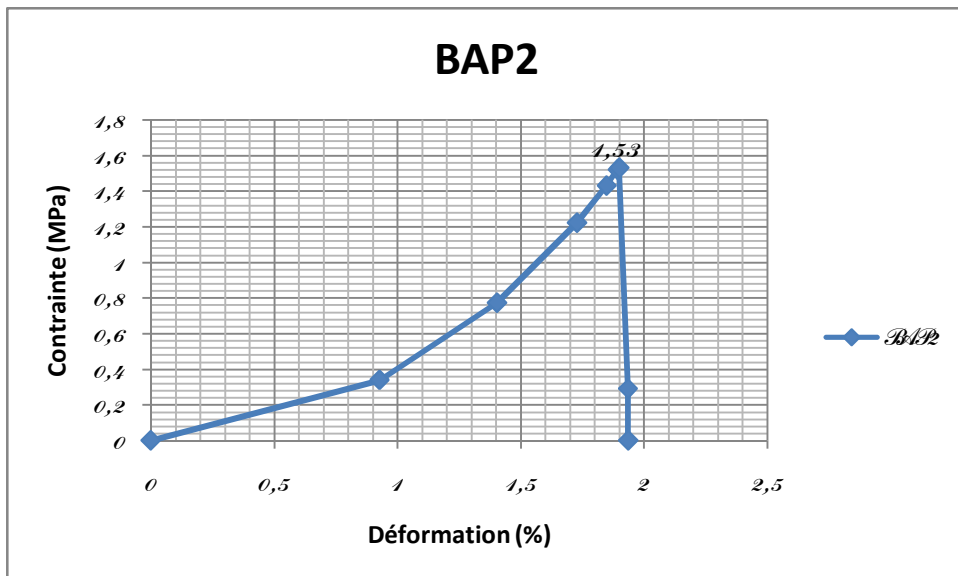


Figure II.29 : Courbe contrainte –déformation pour le BAP2

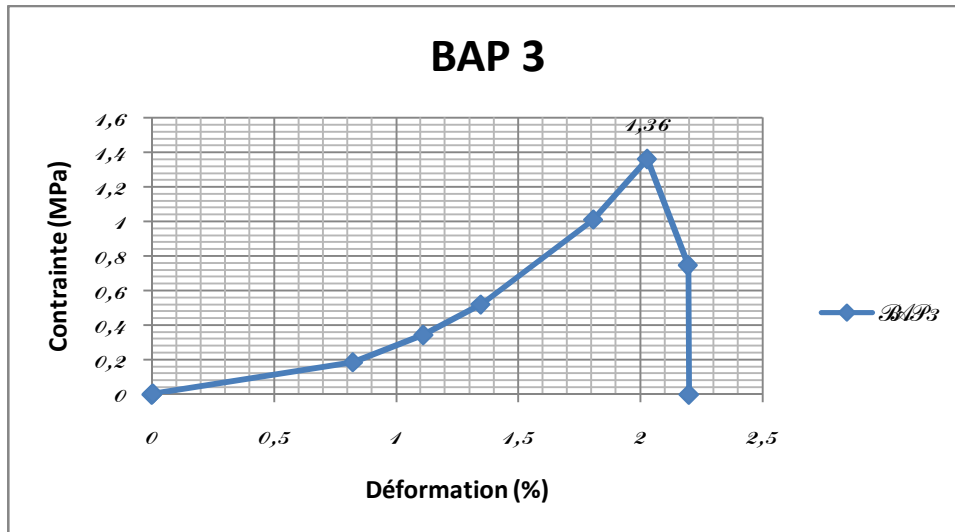


Figure II.30 : Courbe contrainte –déformation pour le BAP3

Les courbes contraintes-déformations du BV et des BAP montrent que le comportement en traction directe du BAP.1, 2,3 présente une allure similaire à celle d'un béton vibré.

En pré-pic : des microfissures se propagent avant la formation d'un système de fissures continues au droit de la section critique au pic. Le comportement avant pic du BV et des BAP en traction directe dévie de la linéarité quand la propagation des microfissures a déjà commencé.

En post-pic : la courbe caractéristique décroît brusquement en raison d'une évolution rapide de la fissuration et par conséquent la rupture survient plus tôt. Dans ce cas, cette dernière est qualifiée de fragile.

Comparaison des résultats à la traction directe

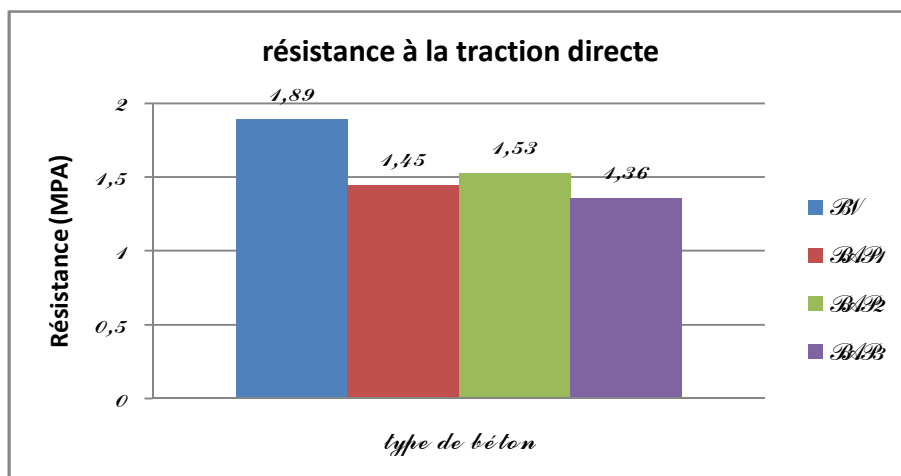
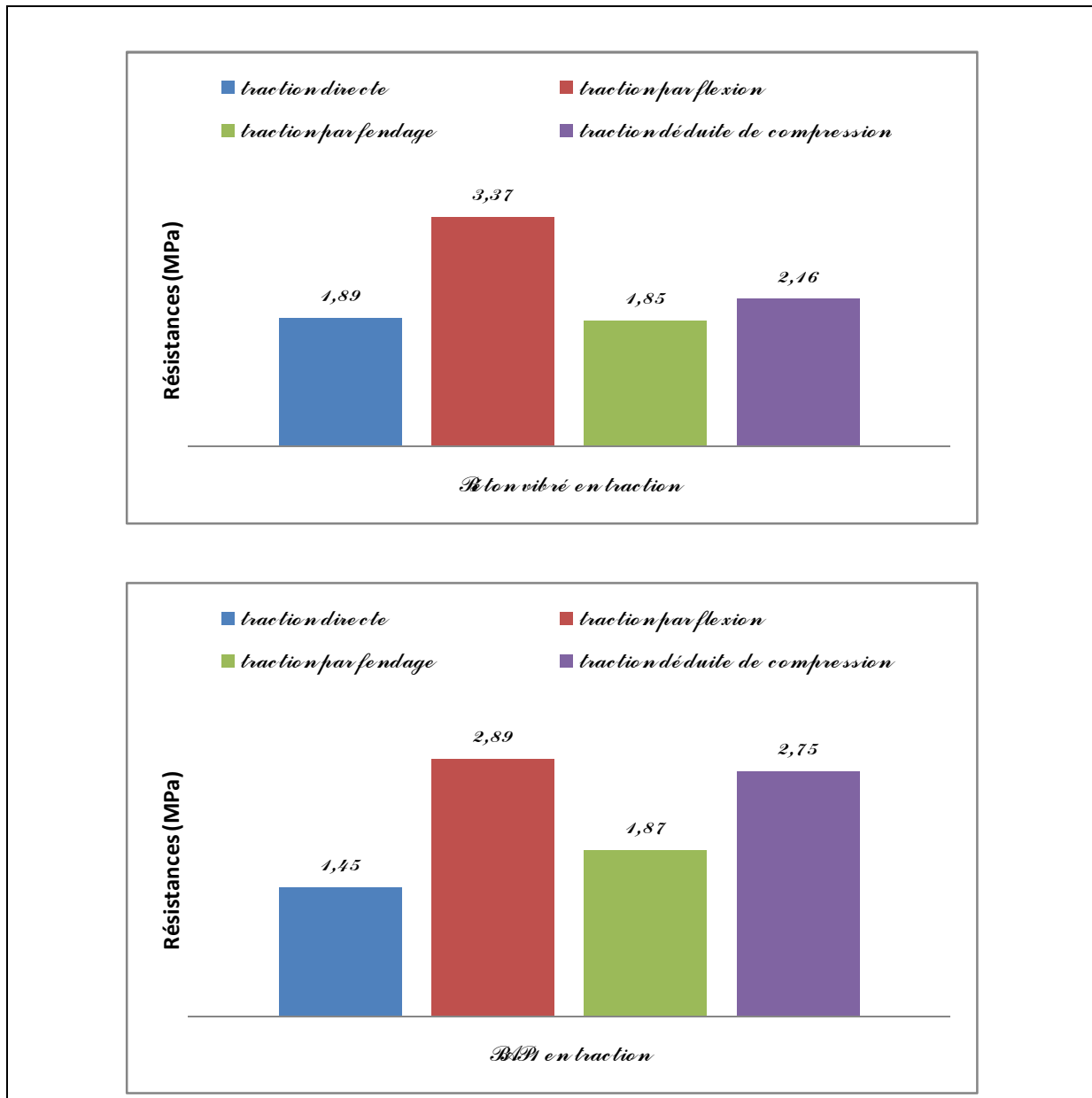


Figure II.31 : Résistances à la traction directe.

En comparant les résistances mesurées, on constate que la résistance à la traction directe du BV est légèrement supérieure à celle des BAP malgré le fait que la résistance à la compression de ces derniers soit nettement supérieure par rapport à celle du BV. Et que les résistances des BAP sont faibles. Mais, on a pu observer qu'à l'interface de la surface de rupture, la teneur en gravillon est plus importante dans le cas du BV grâce à la bonne vibration du béton. La résistance du granulats est sans commune mesure avec celle de la pâte, donc si l'éprouvette est petite, elle peut avoir une résistance très importante dans la mesure où une fissure a du mal à s'y propager. Toute la difficulté de l'essai de traction des BAP est la bonne mise en œuvre des éprouvettes. Il faut signaler que celles-ci sont de petites dimensions avec un coffrage assez complexe : effet d'échelle !



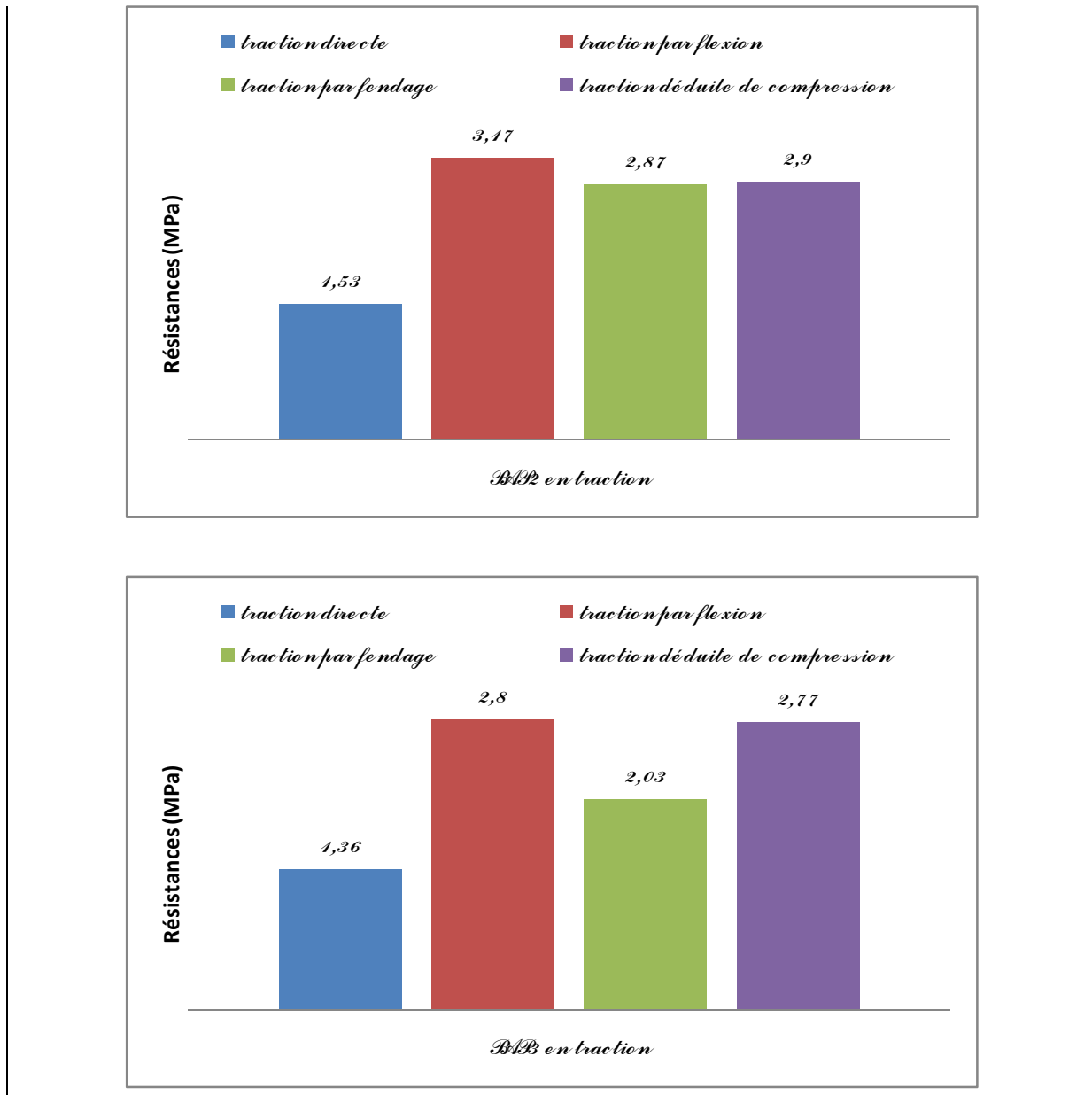


Figure II.32 : Comparaison des résistances à la traction directe, traction par flexion et fendage pour chaque béton confectionné.

La mesure de la résistance au fendage du béton (mesurée sur cylindre) donne une indication conventionnelle de la résistance à la traction et des résultats homogènes par rapport aux autres essais. La diminution de la résistance qu'on observe sur le BAP1 et BAP2 peuvent s'expliquer par rapport à la mal répartition de la charge lors de l'essai (éprouvette désaxée). Aussi, la différence des résultats par rapport à la traction directe peut s'expliquer par un effet d'échelle : dans l'essai de fendage le plan de rupture est imposé par l'essai le long d'une

génératrice, alors que dans l'essai de traction directe c'est le plan le plus faible qui va se rompre. Il y a donc plus de chance d'avoir une résistance plus faible dans ce dernier essai.

On remarque aussi que la résistance en traction par flexion pour chaque type de béton est largement supérieure par rapport à celle de la résistance en traction directe. Ceci est dû au fait que l'équation de calcul en traction par flexion soit soumise aux effets de gradient dans l'éprouvette. Ainsi, pour un essai sur prisme 14 x 14 x 56 cm le rapport entre la résistance en traction par flexion et celle obtenue par un essai de traction directe est en moyenne de 1,6 [Wright 1975]. Ce rapport tend vers 1 lorsque la hauteur du prisme augmente.

II.3 CALCUL DE LA CHARGE DE RUPTURE

1. Introduction

L'analyse du comportement d'une structure, jusqu'à sa ruine complète sous les charges qui la sollicitent, est un élément essentiel de la conception d'un ouvrage. Les méthodes classiques de calcul à la rupture sont fondées sur la recherche de schémas de ruine et sur le calcul de l'équilibre ultime dans les sections critiques du béton. Ainsi, le dimensionnement à la ruine en béton armé est basé sur les critères de contrainte ultime correspondant à l'écrasement du béton et à la plastification des aciers d'armature.

Le comportement à l'effort tranchant d'élément en béton armé notamment autoplaçant reste insuffisamment investigué, comparativement à la littérature abondante sur le béton ordinaire. En l'absence de résultats et de données expérimentales conséquents, les modèles de conception développés pour le béton ordinaire ont été étalés aux bétons autoplaçants (BAP).

Dans ce contexte, on a mené une étude expérimentale sur des poutres armées dont l'objectif se décline en trois points:

- 1- l'étude de l'influence des principaux facteurs affectant la force de rupture (résistance à la compression du béton, nature des composants du béton),
- 2- l'étude des modes de rupture,
- 3- l'analyse comparative des règlements vis-à-vis de la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant.

2. Comportement en flexion

Lors du calcul en flexion, on fait généralement appel à la théorie classique des poutres avec l'hypothèse de Navier-Bernoulli qui nous permet de connaître les efforts internes dans l'élément considéré : le moment fléchissant et l'effort tranchant (Figure II.34).

La figure (Fig. II.34) présente la répartition du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans une poutre soumise à un essai de flexion quatre points. Les résultats montrent que la valeur du moment de flexion est maximale dans l'intervalle entre les deux points d'application de la charge où l'effort tranchant est nul. Ce moment est nul aux extrémités où l'effort tranchant est maximal.

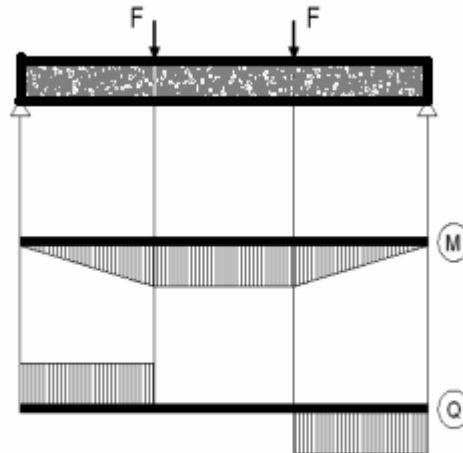


Figure II.34 : diagramme des efforts internes d'une poutre en flexion à quatre points.

Le comportement d'un matériau en flexion pure est représenté par les relations entre les différents paramètres de force et de déformation. Puisque la contrainte n'est pas constante à travers la section droite, l'emploi de la contrainte comme paramètre de force nécessite le choix d'une valeur particulière telle que δ_{max} . Par conséquent, il est tout aussi significatif et plus simple d'employer, comme paramètre de force, le moment fléchissant M ou la charge P . Pour les matériaux obéissant à la loi de Hooke, la formule de flexion donne : [64]

$$M = \frac{I_z}{y_{max}} (\sigma_{max})$$

Puisque le matériau béton est considéré fragile, cette formule peut être employée jusqu'à la rupture. La contrainte calculée en utilisant le moment fléchissant à la rupture est :

$$\sigma_r = \frac{y_{max}}{I_z} (M_r)$$

Puisqu'aucun matériau n'est parfaitement fragile, la contrainte σ_r ne sera jamais tout à fait égale à la contrainte maximale dans la poutre de rupture.

C'est cependant une propriété couramment utilisée pour un matériau tel que le béton, malgré qu'il représente une déformation non élastique avant la rupture.

3. Comportement à l'effort tranchant

Si à ce jour, le comportement en flexion du béton armé est correctement appréhendé par le calcul, il n'en est rien du comportement à l'effort tranchant, malgré les nombreux essais réalisés à travers le monde. Les règlements actuels s'appuient sur des règles empiriques ayant pour base commune l'analogie avec le treillis de Ritter et Mörsh.

Si on considère une poutre en béton armé, soumise à une flexion simple, son comportement est élastique au début de chargement. Le cisaillement a alors l'expression suivante :

$$\tau(y) = VS(y)/Ib(y)$$

Où :

V : est l'effort tranchant

S(y) : le moment statique

b(y) : la largeur de la section à l'ordonnée y

I : le moment d'inertie

Les contraintes principales sont reliées aux contraintes normales, dans le repère de la poutre, et au cisaillement, à travers le cercle de Mohr :

$$\sigma_{I,II} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance du béton, une ou plusieurs fissures apparaissent. Les fissures dues au moment de flexion, perpendiculaires à l'axe de la poutre, sont contrôlées par les armatures longitudinales et la zone du béton comprimé. En présence d'effort tranchant, des fissures diagonales apparaissent indépendamment ou dans le prolongement des fissures de flexion. Le terme anglo-saxon "shear failure" (rupture par cisaillement) est ambigu car ce sont les contraintes principales de traction qui sont à l'origine de la fissuration. De plus, les causes de rupture diagonale ne sont qu'en partie dues aux effets de cisaillement. En fait, il y a combinaison du transfert vers l'appui de l'effort tranchant et de la force de compression. L'évolution de la fissuration, donc de la capacité résistante de la structure, est fonction de paramètres géométriques et matériels:

- mode de chargement
- rapport a/d entre la portée d'effort tranchant et la hauteur utile de la poutre
- quantité, répartition et type du renforcement transversal

- quantité et type des armatures longitudinales
- résistances en compression et en traction du béton
- hauteur et largeur de la poutre
- géométrie de la section

Les résultats expérimentaux présentés ci-dessous ont permis d'étudier l'influence qualitative (mode de rupture) et quantitative (valeur de la capacité résistante) de la composition des bétons et de leurs résistances à la compression [65].

On résume dans ce qui suit, les principales méthodes d'analyse et de dimensionnement du phénomène de rupture.

3.1 Le BAEL 91 [66]

Le code de dimensionnement BAEL (Béton Armé aux Etats-Limites) 91 propose une formule limitant le cisaillement moyen τ_u (ou de manière équivalente, l'effort tranchant) dans chaque section, fondée sur l'analogie du treillis de Ritter-Mörsch, et dans laquelle est prise en compte de manière forfaitaire la résistance liée à la section de béton. On aboutit ainsi à une formule donnant la section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Où A_t , b_0 , s_t désignent respectivement la section des armatures transversales, la largeur de l'âme de la poutre, et la distance horizontale entre deux cadres successifs. γ_s représente un coefficient de sécurité sur l'acier. Le terme $0,3 f_{jk}$ fait intervenir la résistance à la traction du béton f_{tj} , ainsi que l'état de contrainte moyen dans la section, par l'intermédiaire du coefficient k . On vérifie aisément que, sous une forme légèrement différente, la formule proposée se résume à une limitation de l'effort tranchant dans chaque section.

3.2 Le BPEL 90

Le BPEL propose à l'état ultime la vérification et le dimensionnement des armatures d'âme transversales devant équilibrer l'effort tranchant. Ces calculs sont justifiés à partir de la théorie de RITTER MÖRSCH.

La contrainte de cisaillement ultime s'exprime par : [67]

$$\tau_u = \frac{V_u S_{(G)}}{b_n I}$$

Le cisaillement résistant donné par le BPEL90 s'exprime par :

$$\tau_u = \frac{\omega_t f_{et}}{\gamma_s} \frac{1}{\text{tg} \beta_u} + \frac{1.5 f_{tj}}{3 \gamma_b}$$

γ_s et γ_b étant des coefficients de sécurité, et β_u l'inclinaison des fissures d'effort tranchant par rapport à l'horizontale, à l'état ultime.

3.3 Modèle empirique de KORDINA

Kordina (Kordina et Blume, 1985 ; Kordina et Hegger, 1987) propose, de manière complètement empirique de déduire au moyen de méthodes statistiques une formule permettant d'évaluer un cisaillement moyen τ à la rupture.

L'approche consiste à décomposer, de manière classique et en utilisant l'analogie du treillis, la résistance à l'effort tranchant en deux termes représentant respectivement la part liée à la poutre en dehors des armatures transversales (τ_{u0}) et celle due aux armatures transversales elles-mêmes (τ_{u1}). On utilise la valeur de calcul $\tau = V/(7/8bd)$ (b largeur de la poutre et d la hauteur utile de la poutre) qui présente l'avantage d'être normée par rapport à la section des poutres :

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

1- Part de la structure en dehors du renforcement transversal

$$V_{u0} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{10} \times 0.82} \sqrt[3]{w_l} \sqrt[4]{0.1 d} f(\lambda_s) \right) \frac{7}{8} b d$$

Où :

f_c : résistance à la compression sur cylindre en MPa (le terme 0,82 correspond à un coefficient de passage moyen de la résistance mesurée sur cube à la résistance mesurée sur cylindre),

w_l : taux d'armatures longitudinales (A_l/bd) exprimé en pour-cent,

d : hauteur utile en cm,

$\lambda_s = a/d$ portée d'effort tranchant,

$$\lambda_s < 2 \Rightarrow f(\lambda_s) = 6 - 2,2 \lambda_s$$

$$2 < \lambda_s < 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,795 + 0,293(3,5 - \lambda_s)^{5/2}$$

$$\lambda_s > 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,9 - 0,03 \cdot \lambda_s$$

2- Part des armatures transversales

$$V_{u1} = w_t f_{et} \sqrt[4]{0.18d} f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{s}{d}\right) f_3(v)$$

$w_t = \frac{A_t}{b_0 s \sin \beta}$: taux d'armatures transversales

β : inclinaison des cadres

s : espacement des cadres

f_{et} : limite d'élasticité de l'acier des cadres

$\lambda_s = \frac{a}{d}$, $\lambda_s \leq 1.5 \rightarrow f_1(\lambda_s) = 0$

$$1.5 \leq \lambda_s \leq 3 \rightarrow f_1(\lambda_s) = -1 + \frac{2\lambda_s}{3}$$

$$\lambda_s \geq 3 \rightarrow f_1(\lambda_s) = 1$$

$\frac{s}{d}$: rapport entre l'espacement des cadres et la hauteur utile

$$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 0 \text{ si } \frac{s}{d} > 1$$

$$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 1 \text{ si } \frac{s}{d} < 1$$

v indique si les cadres sont normaux ou soudés

cadres normaux $f_3(v) = 1$

cadres soudés $f_3(v) = 1,5$

Les expressions précédentes ne s'appliquent que dans la mesure où sont respectées les restrictions suivantes :

- La première concerne la résistance des bielles de béton comprimées et conduit à l'inégalité :

$$\tau_U < 0.25 f'_c$$

- La seconde établit un seuil d'efficacité des cadres, lié à leur capacité à reprendre un effort de traction suffisant, pour couvrir les premières fissures diagonales:

$$w_t \cdot f_{et} > 0,5 \text{ MPa}$$

3.4 Formulation simplifiée de CEB [67]

Le CEB propose dans le code modèle 90 une formulation simplifiée basée sur celle de KORDINA, BLUME et HEGGER

Effet béton:

$$V_{u0} = 1.05 \Delta\tau \sqrt{f_c} \sqrt[3]{w_L} f_f f_p b_0 d$$

avec $\Delta\tau = 0.24$ en moyenne.

Effet cadres:

$$V_{u1} = w_t f_{et} b_0 d \sin \alpha (1 + \cot \alpha)$$

Cette dernière expression correspond à celle propose par KORDINA et BLUME (avec une erreur de 1%).

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

4. Présentation de l'essai

Un dispositif de chargement par flexion quatre points a été choisi (figure II.35). Il présente en effet l'intérêt de soumettre un volume important à un moment constant, ce qui permet de solliciter une zone de faiblesse.



Figure II.35 : Dispositif d'essai de flexion à quatre points

Les essais de flexion ont été réalisés au laboratoire sur une presse hydraulique **Ibertest** pilotée par un micro-ordinateur (Figure II.35). Sa capacité maximale est de 200KN, elle est programmée pour les essais de compression et les essais de flexion. Les appuis sont placés à 10 cm du nu des poutres, les charges F sont à 30 cm des appuis.

4.1 Confection des poutres et du ferrailage

L'objectif étant de comparer les BAP au béton ordinaire, 8 poutres de dimensions (10x20x120) cm³ ont été confectionnées, à raison de 2 poutres par type de béton (figure II.36). Afin d'évaluer la résistance à la compression, des éprouvettes 16/32 ont été confectionnées pour chaque type de béton. Les essais ont été réalisés dans l'échéance de 28 jours.



Figure II.36 : poutres utilisées.

On a gardé la même formulation et les mêmes étapes d'élaboration des bétons que celles précédemment définies (tableau V.17), donc toujours la même variable : nature de l'ajout minéral (poudre de marbre (BAP1), tuf (BAP2), déchets de brique (BAP3)).

Le ferrailage adopté est le même pour toutes les poutres, soit 2T12 en zone tendue, 2T8 en armatures de construction et l'espacement des cadres transversaux est de 14cm (figure II.37, II.38).

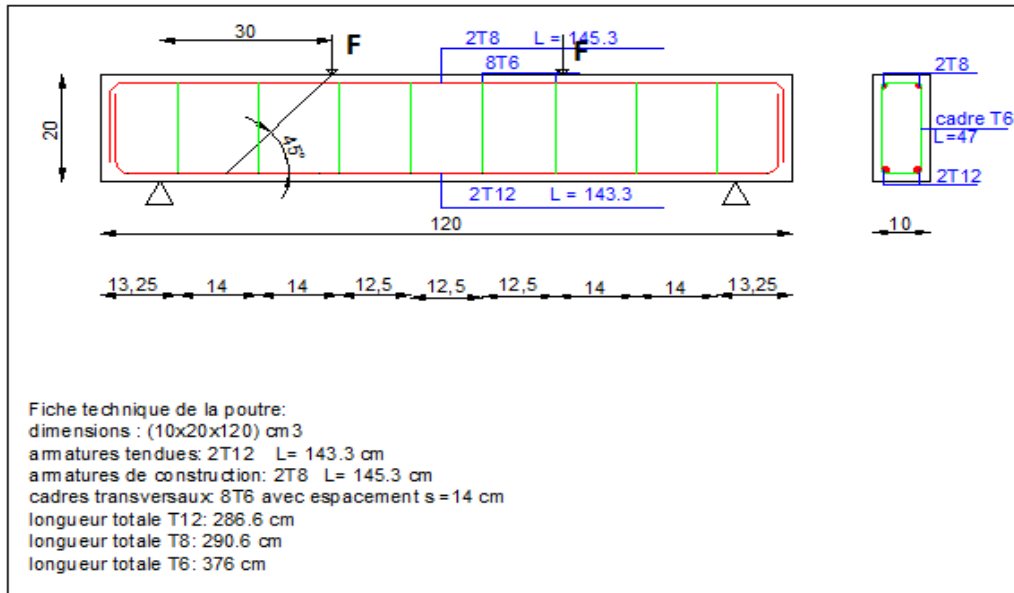


Figure II.37 : Schéma de ferrailage et chargement.



Figure II.38 : Ferrailage adopté.

4.2 Calcul prédictif

- **Données :**

$$A_L = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$F_{eL} = F_{eT} = 550 \text{ MPA}$$

$$Z = 0.1798 \text{ m}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$s_t = 14 \text{ cm}$$

$$\alpha = \beta_u = 90^\circ$$

$$a = 30 \text{ cm}$$

NB : Tous les calculs ont été faits sans coefficients de sécurité

- **Calcul en flexion :**

$$F_r = \frac{A_L f_{eL} Z}{a} = 74.5 \text{ kn}$$

- **Calcul à l'effort tranchant (Rappel des formules) :**

Formule BAEL 91 (cas cadre 90°):

$$V_u = \frac{0.9 A_T f_e d}{s_t} + 0.3 b d f_{tj}^*$$

$$\text{Où } f_{tj}^* = \min\{f_t | 3.3 \text{ MPA}\}$$

Formule BPEL90

$$V_U = \left(\frac{A_T f_{eT}}{b s_t} + 0.5 f_{tj} \right) b d$$

Formule simplifiée du CEB

Effet béton

$$V_{u0} = 1.05 \Delta \tau \sqrt{f_c} \sqrt[3]{w_L} f_f f_p b_0 d$$

Effet cadres

$$V_{u1} = w_t f_{et} b_0 d \sin \alpha (1 + \cot \alpha)$$

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

Formule de Kordina

Effet béton

$$V_{u0} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{8.2}} \sqrt[3]{w_l} \sqrt[4]{0.1 d} f(\lambda_s) \right) \frac{7}{8} b d$$

Effet cadres

$$V_{u1} = (w_t f_{et} \sqrt[4]{0.18 d} f_1(\lambda_s) f_2 \left(\frac{s}{d} \right) f_3(v))$$




$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau II.23 :

	résistances		Rupture en flexion	Effort tranchant V_u calcul (Kn)			
	F_{c28} (Mpa)	f_t (Mpa)	F_r (Kn)	BAEL	BPEL	CEB	KORDINA
BV	25	2.1	74.5	47.62	59.2	61.09	73.69
BAP1	31.4	2.48	74.5	49.67	62.62	63.6	82.38
BAP2	36.5	2.79	74.5	51.35	65.41	65.42	88.69
BAP3	30	2.4	74.5	49.24	61.9	63.07	80.56

Tableau II.23 : Résultats de calcul de rupture à la flexion et à l'effort tranchant.

4.3 RESULTATS D'ESSAI

Type de béton	Série fissuration	V_u essai (kN)	Type de rupture	observations	photos
BV	$V_u=22.7kN$	54.5	Effort tranchant	1 cadre rompu	
BAP	$V_u=23.7kN$	58.19	Effort tranchant	-Plastification de l'acier transversal (fendage diagonal) avec plastification de l'acier longitudinal comprimé - bielle de béton comprimée - aucun cadre au lieu de la rupture	
BAP2	$V_u=25.7kN$	72.3	Effort tranchant	-Plastification de l'acier transversal (fendage diagonal) avec plastification de l'acier longitudinal comprimé - fissure de la bielle de béton comprimée - aucun cadre rompu au lieu de la rupture	

BAB	$V_u = 24.75 \text{ kN}$	48.18	Effort tranchant	<p>-Rustification de l'acier transversal (fendage diagonal) - bielle de béton comprimée</p>	
-----	--------------------------	-------	------------------	---	---

Tableau II.24 : Résultats d'essai de flexion à 4 points.

Comparaison essai/calcul

	$V_{u\text{essai}}/V_{u\text{calcul}}$			
	BEL	BEL	CEB	NO RDA
BV	1.14	0.92	0.89	0.74
BAP	1.17	0.93	0.94	0.71
BAP2	1.44	1.1	1.1	0.82
BAB	1.13	0.9	0.88	0.62

Tableau II.25 : comparaison $V_{u\text{essai}}/V_{u\text{calcul}}$

- Discussion des résultats

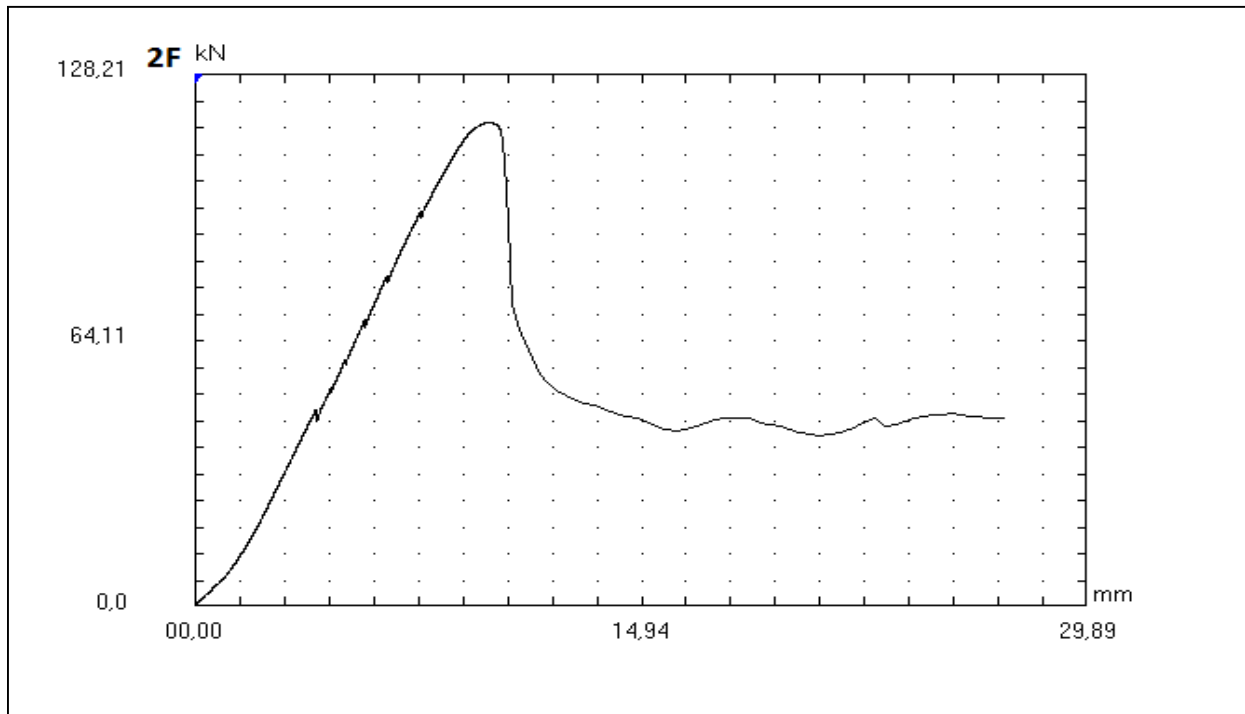


Figure II.39 : Diagramme force-déplacement du BV

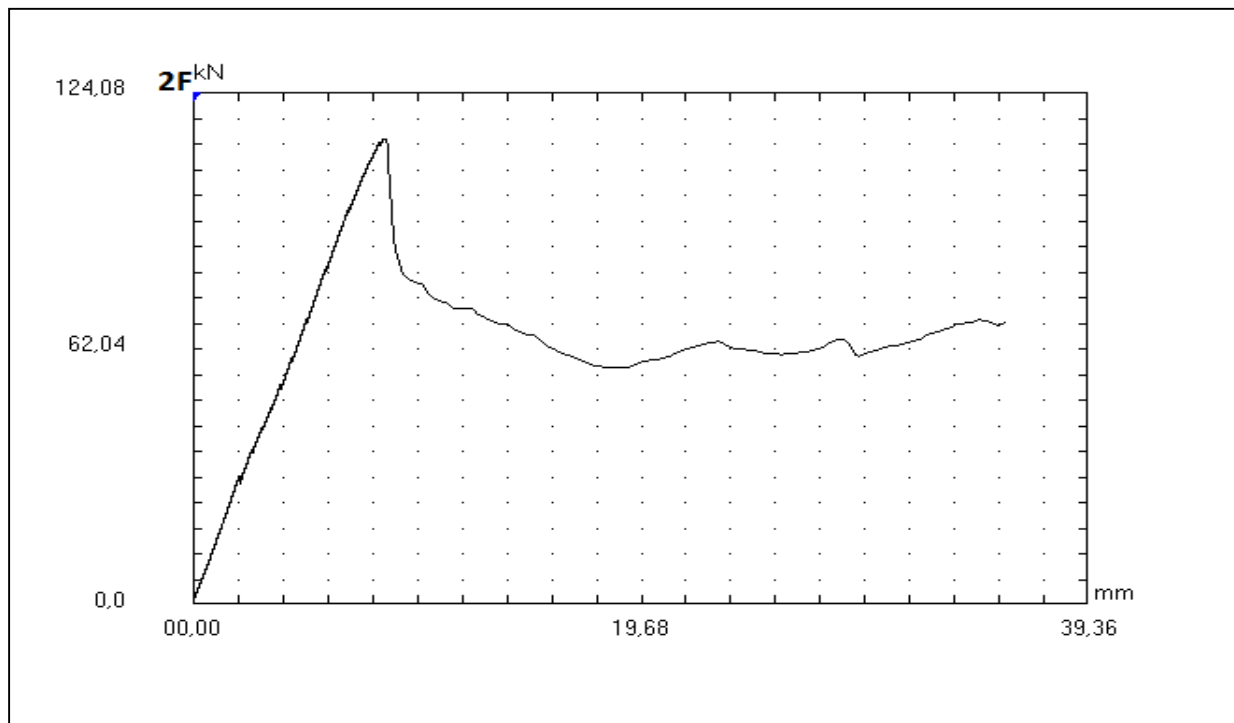


Figure II.40 : Diagramme force-déplacement du BAP1

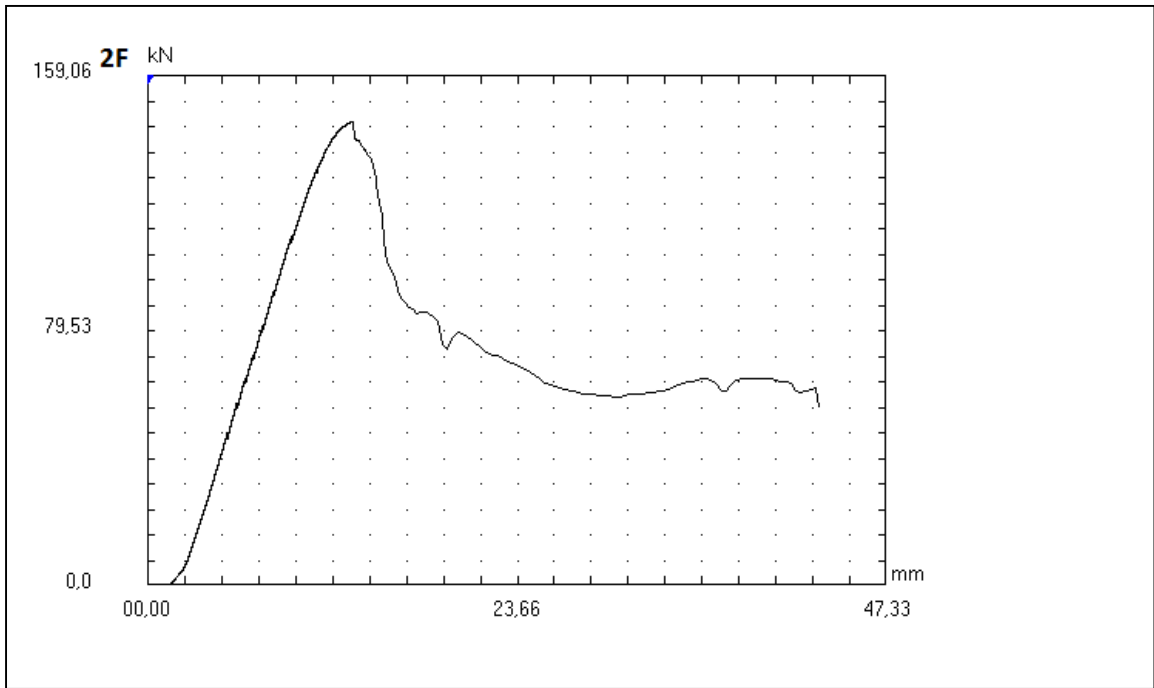


Figure II.41 : Diagramme force-déplacement du BAP2

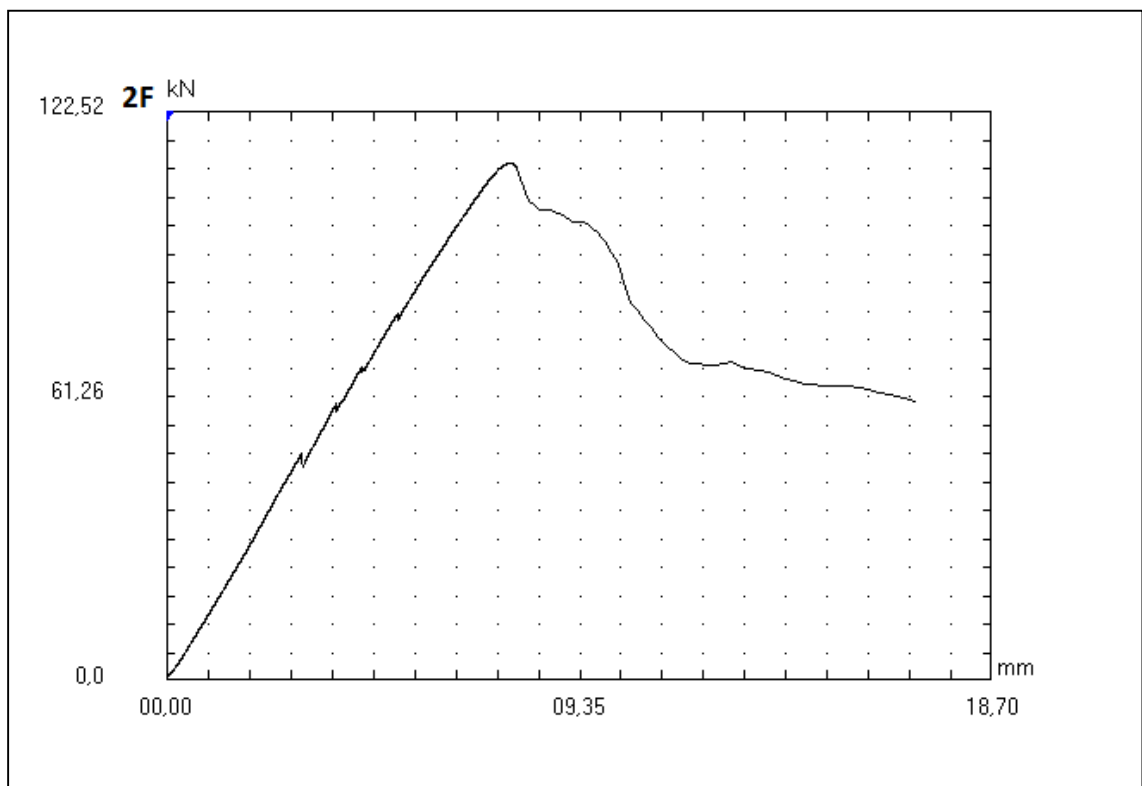


Figure II.42 : Diagramme force-déplacement du BAP3

Les diagrammes force-déplacement ont tous la même allure ce qui signifie que les BAP et le BV ont un comportement globalement similaire. Sur ces diagrammes, on peut distinguer trois zones :

- **Zone I** : Le comportement de la poutre est quasi-élastique. Seules les caractéristiques de la matrice régissent le comportement. Une fissuration diffuse apparaît. Cette zone prend fin quand la contrainte limite en traction de la matrice est atteinte.
- **Zone II** : Juste après atteinte de la limite de rupture, les microfissures se localisent, ce qui conduit à la création de macrofissures. Les granulats, ainsi que les effets de volume (taille de la zone sollicitée par rapport à celle des hétérogénéités) et de gradient (étendue des contraintes dans la zone sollicitée) liés à l'essai jouent un rôle très important.
- **Zone III** : La macrofissure principale s'ouvre de manière importante ce qui correspond à une dégradation du renforcement, et se traduit par une rupture de pente sur le diagramme. Cette dégradation, qui est fonction de la matrice est liée à la rupture ou à une perte d'adhérence.

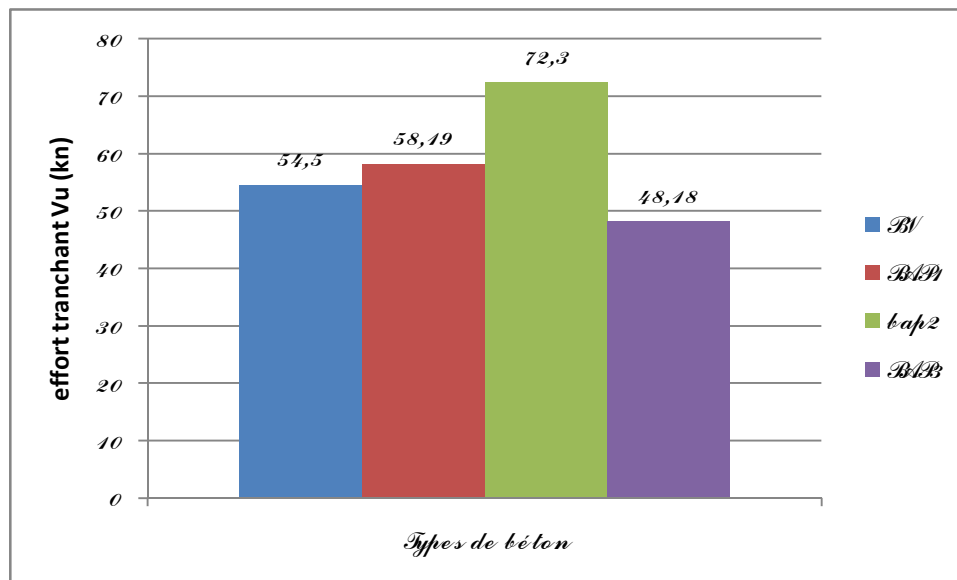


Figure II.43 : Résultats d'essai de rupture à l'effort tranchant

La première chose qu'on remarque bien c'est que la charge de rupture varie selon les paramètres étudiés :

- nature du béton : autoplaçant ou vibré ;
- type et teneur de fines ajoutées.

Ainsi, le BAP2 (tuf) se démarque des autres bétons avec la plus grande charge de rupture (augmentation de 32.66% de la charge par rapport au BV). Les deux autres BAP donnent des résultats comparables au béton vibré (une différence $\cong \pm 8\%$). Aussi, plus la résistance à la compression est élevée, plus la charge à la rupture est grande.

Le mode de rupture est le même pour tous les bétons : rupture brutale à l'effort tranchant avec plastification de l'armature transversale et longitudinale et fissure de la bielle comprimée. Sauf que pour le béton vibré, un cadre a été rompu manquant de ductilité.

On remarque aussi (tableau II.24) que les bétons autoplaçants BAP1 et BAP2 présentent des rapports entre la charge de la première fissuration et la charge de rupture de 39.5% et 34.58% respectivement inférieures à ceux du béton vibré BV et béton autoplaçant BAP3 respectivement 40% et 51.37%.

En résumé, les BAP avec ajouts de poudre de marbre et notamment de tuf donnent un large intervalle de sécurité entre la charge de première fissure et la charge de rupture.

Une comparaison entre les prédictions obtenues à partir des différents règlements (BAEL, BPEL, CEB et KORDINA) et les résultats expérimentaux concernant la résistance à l'effort tranchant pour les poutres testées est donnée par le tableau II.25 (sans tenir compte des coefficients de sécurité).

Il en ressort, une différence notable qui existe entre les 4 règlements et les valeurs expérimentales. Les valeurs prédites par le BAEL sont très conservatives. Il est à noter que le règlement français BAEL est le seul qui ne tient pas compte explicitement ni du taux d'armature longitudinale ni du rapport a/d. Ceci explique pourquoi les valeurs sont sous-estimées.

Celles prédites par le CEB et le BPEL donnent des résultats relativement meilleurs bien qu'elles soient toujours relativement conservatives.

Pour les poutres en BAP2, les prédictions théoriques s'améliorent pour tous les modèles (sauf BAEL).

Pour la méthode de KORDINA, la surestimation peut être liée à la valeur 550MPa prise dans la contrainte pour les cadres alors que ceux-ci n'ont pas rompu.

Conclusion

Cette partie expérimentale avait pour but de caractériser les bétons autoplaçants à l'état frais, à l'état durci ainsi qu'à la rupture par rapport au béton vibré. Dans ce contexte, plusieurs formulations de BAP et de BV ont été mises au point, à partir de matériaux identiques.

Par les résultats que l'on vient de présenter on peut tirer les conclusions suivantes :

- L'introduction du superplastifiant, mais surtout des fines de marbre, du tuf ou des déchets de brique, a permis de formuler des bétons dont l'ouvrabilité est conforme à celle du BAP, tout en assurant le compromis entre une bonne fluidité par le superplastifiant et une bonne viscosité par les ajouts.
- Avec les matériaux utilisés, matériaux locaux (déchets de construction) la formulation du béton vibré (ordinaire) présente une assez bonne résistance mécanique à la compression ($\approx 26 \text{ MPa}$) et en traction directe ($\approx 2 \text{ MPa}$) à 28 jours avec un ciment 42,5R et un rapport E/C = 0,485.
- Avec les mêmes matériaux de base utilisés aussi pour le béton vibré, les bétons autoplaçants élaborés présentent des résistances mécaniques nettement supérieures par rapport au béton vibré en compression (30 MPa), dues essentiellement à la composition des BAP (une forte compacité - adjuvantation, dosage en fines élevé) avec le même ciment 42,5R et le même rapport E/C = 0,485.
- La résistance à la traction directe du BV est légèrement supérieure à celle des BAP. C'est probablement lié au fait qu'à l'interface de la surface de rupture, la teneur en gravillon est plus importante dans le cas du BV grâce à la bonne vibration du béton. La résistance du granulat est sans commune mesure avec celle de la pâte, donc si l'éprouvette est petite, elle peut avoir une résistance très importante dans la mesure où une fissure a du mal à s'y propager: effet d'échelle !
- la charge de rupture varie selon les paramètres étudiés : nature du béton (autoplaçant ou vibré) ; type et teneur de fines ajoutées.

- Les BAP améliorent notablement la charge de rupture et donnent un large intervalle de sécurité entre la charge de première fissure et la charge de rupture.
- Parmi les déchets de construction utilisés dans cette étude, le tuf se distingue remarquablement par de meilleures performances mécaniques et un meilleur comportement à la rupture.
- Les résultats obtenus pour les BAP sont tout à fait satisfaisants, ce qui fait d'eux une bonne alternative au béton traditionnel vibré.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Les bétons autoplaçants sont des bétons spéciaux dont les qualités méritent d'être valorisées. En raison de leurs propriétés rhéologiques très spécifiques, leur compréhension nécessite des investigations plus approfondies.

Les objectifs de ce travail étaient donc d'éclaircir trois questions majeures. Le premier point traité était de rechercher une méthode qui permettrait la conception d'un béton autoplaçant dans le contexte Algérien. S'en est suivie l'évaluation l'influence des ajouts (poudre de marbre, tuf, déchets de brique) sur le comportement des BAP à l'état frais. Enfin, les performances des BAP, ont été comparées en termes de résistance mécanique par rapport à un béton ordinaire ; ainsi que leurs comportement à la rupture.

Les bétons BAP et BV de l'étude ont été composés pour évoluer dans la même plage de résistance mécanique. Cet objectif a été atteint. La comparaison entre les formulations traditionnelles et autoplaçante semble montrer que les bétons autoplaçants seraient plus souples.

Une première remarque pourrait être faite sur les performances obtenues par les bétons autoplaçants. Au vu des exigences requises pour l'élaboration d'un tel type de béton, il est visible que l'on obtient de bons bétons à base de déchets de construction locaux en termes de performances, à l'état frais, à l'état durci, ainsi qu'à la rupture.

Il est clair qu'en traction directe, on obtient des résultats moins satisfaisants à cause de la complexité de l'essai. Mais il serait plus concluant d'y remédier avec l'ajout de fibres.

En finalité, les BAP à base de poudre de marbre, déchets de brique, et de tuf peuvent être élaborés à partir des mêmes règles qui s'appliquent aux bétons vibrés, en ce qui concerne leurs comportements mécaniques et à la rupture.

En perspectives, Des études complémentaires plus approfondies doivent être engagées en de nombreuses zones d'ombre subsistantes dans la connaissance du comportement des BAP.

Il serait intéressant de conduire les mêmes études sur d'autres types de matériaux (d'autres sources de granulats, de ciment, d'adjuvants...).

Afin de mieux comprendre les différentes facettes de comportement de ce nouveau type de béton, il serait intéressant d'étudier d'autres propriétés à l'état durci; durabilité dans des milieux chimiquement agressifs, autres comportements mécaniques que la résistance à la compression et traction, résistance au gel/dégel...

On pourrait aussi varier les paramètres influant la rupture des poutres (portée de l'effort tranchant, pourcentage d'armatures longitudinales...)

Enfin, le développement des bétons autoplaçants en Algérie n'en est qu'à ses débuts. L'étude proposée doit faire l'objet de confrontation à des expérimentations en vraie grandeur.

Annexes

Annexe 1

1. Analyse granulométrique (EN 933-1 et EN 933-2)

1.1 But de l'essai

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant l'échantillon.

A noter qu'il faut éviter la confusion entre la **granulométrie** qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la **granularité** qui concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat.

1.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à *fractionner* au moyen d'une série de tamis l'échantillon en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

La dimension nominale des tamis est donnée par l'ouverture de la maille, c'est-à-dire par la grandeur de l'ouverture carrée. Ces dimensions sont telles qu'elles se suivent dans une progression géométrique de raison 1.259 (Voir tableau 1.1), depuis le tamis 0,063 mm jusqu'au tamis 125 mm.

Module	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Tamis (mm)	0.08	0.100	0.125	0.160	0.200	0.250	0.315	0.400	0.500	0.630	0.800
Module	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
Tamis (mm)	1.00	1.25	1.60	2.00	2.50	3.15	4.00	5.00	6.30	8.00	10
Module	42	43	44	45	46	47	48	49	50		
Tamis (mm)	12.5	16	20	25	31.5	40	50	63	80		

. Tableau 1.1 : Dimensions nominales des tamis selon norme EN 933-2

1.3 Préparation de l'échantillon

Il faut que l'échantillon analysé soit en quantité suffisante pour être mesurable et pas trop important pour éviter de saturer les tamis et de les faire déborder. Pour éviter ces inconvénients, la masse de l'échantillon M doit être dans la plage :

$$0.2D < M < 0.6D$$

Où D représente la dimension du plus gros granulat en mm et M est la masse de l'échantillon en Kg.

1.4 Conduit de l'essai

La vibration fait descendre les grains au travers des tamis jusqu'à ce qu'ils soient bloqués par le tamis de la maille correspondante au diamètre du grain. Mais la vibration n'est pas suffisante pour faire descendre les fines. En effet, ces grains sont si fins qu'ils se collent aux grains d'un diamètre plus gros. Elles restent donc bloquées dans des tamis qui ne correspondent pas à leurs diamètres. Sous le seul effet de la vibration, l'analyse est donc faussée. Pour y remédier, la norme indique de laver l'échantillon dans le plus petit tamis nécessaire à l'analyse et donc d'entraîner les fines avec l'eau.

Le mode opératoire est le suivant :

- Préparation de l'échantillon
- Lavage de l'échantillon sur le plus petit tamis choisi (élimination des fines)
- Séchage étuve à 105°C
- Tamisage sur les tamis choisis (Pour des raisons de manque de certains tamis dans le laboratoire, la série de tamis a été adaptée de façon à ce qu'elle soit la plus proche possible de celle définie par la norme)
- Détermination des poids cumulés
- Détermination des pourcentages de refus cumulés

REFUS : granulats retenus par le tamis

- Détermination des pourcentages de tamisats cumulés

TAMISAT : granulats passant à travers le tamis

- Tracé de la courbe granulométrique

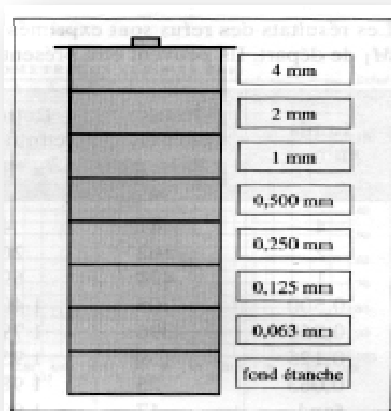


Figure 1.1 : colonne de tamis

2. Absorption (NF P 18- 555)

2.1 But de la mesure

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable, en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures.

2.2 Principe de la mesure

On détermine un coefficient d'absorption, qui est défini comme le rapport de l'augmentation de la masse de l'échantillon après imbibition par l'eau, à la masse sèche de l'échantillon. Cette imbibition est obtenue par immersion de l'échantillon dans l'eau pendant 24 heures à 20 °C.

Le coefficient d'absorption (A_b) est défini par la relation :

$$A_b = \frac{M_a - M_s}{M_s} \times 100$$

M_s = masse de l'échantillon sec après passage à l'étuve à 105 °C.

M_a = masse de l'échantillon imbibé, surface sèche déterminée comme suit.

2.3 Conduit de l'essai

Après imbibition dans l'eau pendant 24 heures, étaler l'échantillon sur une surface plane non absorbante et le soumettre à un flux d'air chaud, tout en le remuant afin que la surface externe des grains sèche.

Ce séchage doit être effectué de manière douce afin de ne pas éliminer l'eau qui pourrait être piégée à l'intérieur du granulat. Veiller également à ne pas perdre de grains de sable au cours de l'opération. Les grains sont alors libres de toutes forces d'attraction capillaire.

On peut vérifier que cet état a été atteint en plaçant le matériau dans un moule tronconique, posé sur une surface plane non absorbante, et en le compactant légèrement. On vérifie que celui-ci s'écoule en démoulant (Figure 1.2).

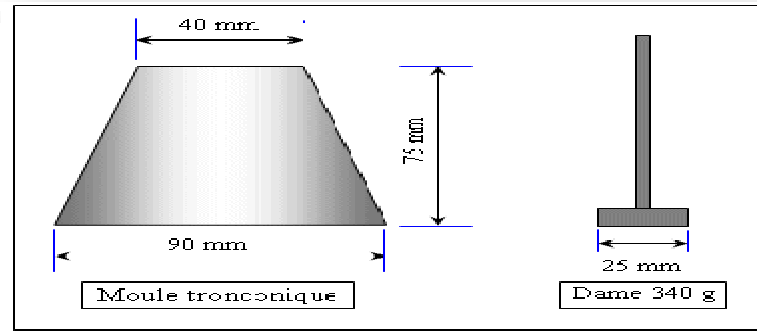


Figure 1.2: Moule et dame pour coefficient d'absorption des graviers

2.4 Mesure pour les gravillons (NF P 18.554)

Après imbibition, l'échantillon est soigneusement épongé avec un tissu absorbant, les gros éléments étant essuyés individuellement. Il est ensuite pesé.

3. Mesure des temps de début et de fin de prise

3.1 Objectif de l'essai

Il est nécessaire de connaître le début et fin de prise des pâtes de ciment (des liants hydrauliques) afin de pouvoir évaluer le temps disponible pour la mise en place correcte des mortiers et des bétons qui seront ensuite confectionnés. Les essais se font à l'aide de l'aiguille de Vicat qui donne deux repères pratiques: Le début de prise et la fin de prise.

L'essai consiste à suivre l'évolution de la consistance d'une pâte de consistance normalisée; l'appareil utilisé est appareil de VICAT (**figure1.3**) équipé d'une aiguille de 1,13 mm de diamètre. Quand sous l'effet d'une charge de 300 g l'aiguille s'arrête à une distance d du fond du moule telle que $d = 4 \text{ mm}$ on dit que le début de prise est atteint. Ce moment, mesuré à partir du début du malaxage, est appelé « TEMPS DE DEBUT DE PRISE ». Le « TEMPS DE FIN DE PRISE » est celui au bout duquel l'aiguille ne s'enfonce plus que de 0,5 mm.

3.2 Equipement nécessaire

- Salle climatisée: L'essai doit se dérouler dans une salle, dont la température est de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ et dont l'humidité relative est supérieure à 90%. A défaut d'une telle humidité relative, l'échantillon testé pourra, entre deux mesures, être entreposé dans de l'eau maintenue à $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$.
- Malaxeur normalisé: avec une cuve de 5 litres de contenance et d'une pale de malaxage pouvant tourner à 2 vitesses (dites lente 140tr/mn et rapide 285tr/mn).
- Appareil de VICAT (du nom de l'ingénieur français). L'appareil est composé d'un moule tronconique de 40 mm de hauteur et d'une tige coulissante équipée à son extrémité d'une aiguille de 1,13 mm de diamètre.
- Balance précise à 0,1 g près.
- Chronomètre précise à 0,1 s près.

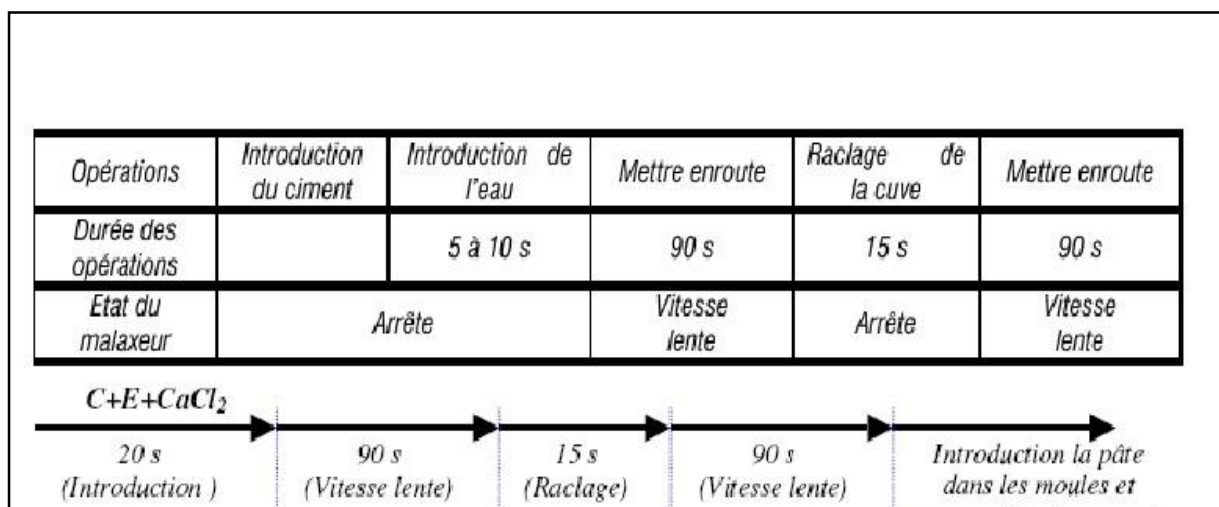
3.3 Conduite de l'essai

Le mode opératoire de l'essai est fixé par la norme EN 196-3. Il s'agit de confectionner une pâte de consistance normalisée: On préparera 2 Kg de ciment, une pâte pure de rapport $E/C=0,26$.

Ceci permettra de préparer 5 moules. Pour accélérer les phénomènes, on dissolva dans l'eau de gâchée du chlorure de calcium (CaCl_2) en prenant comme poids de CaCl_2 , 2% du poids d'eau calculé pour la gâchée.

On versera l'eau avec l'accélérateur de prise dissous dans la cuve du malaxeur, contenant le ciment, on déclenchera les deux chronomètres,

(Un pour la gâchée, un autre pour base du temps, pour la manipulation).

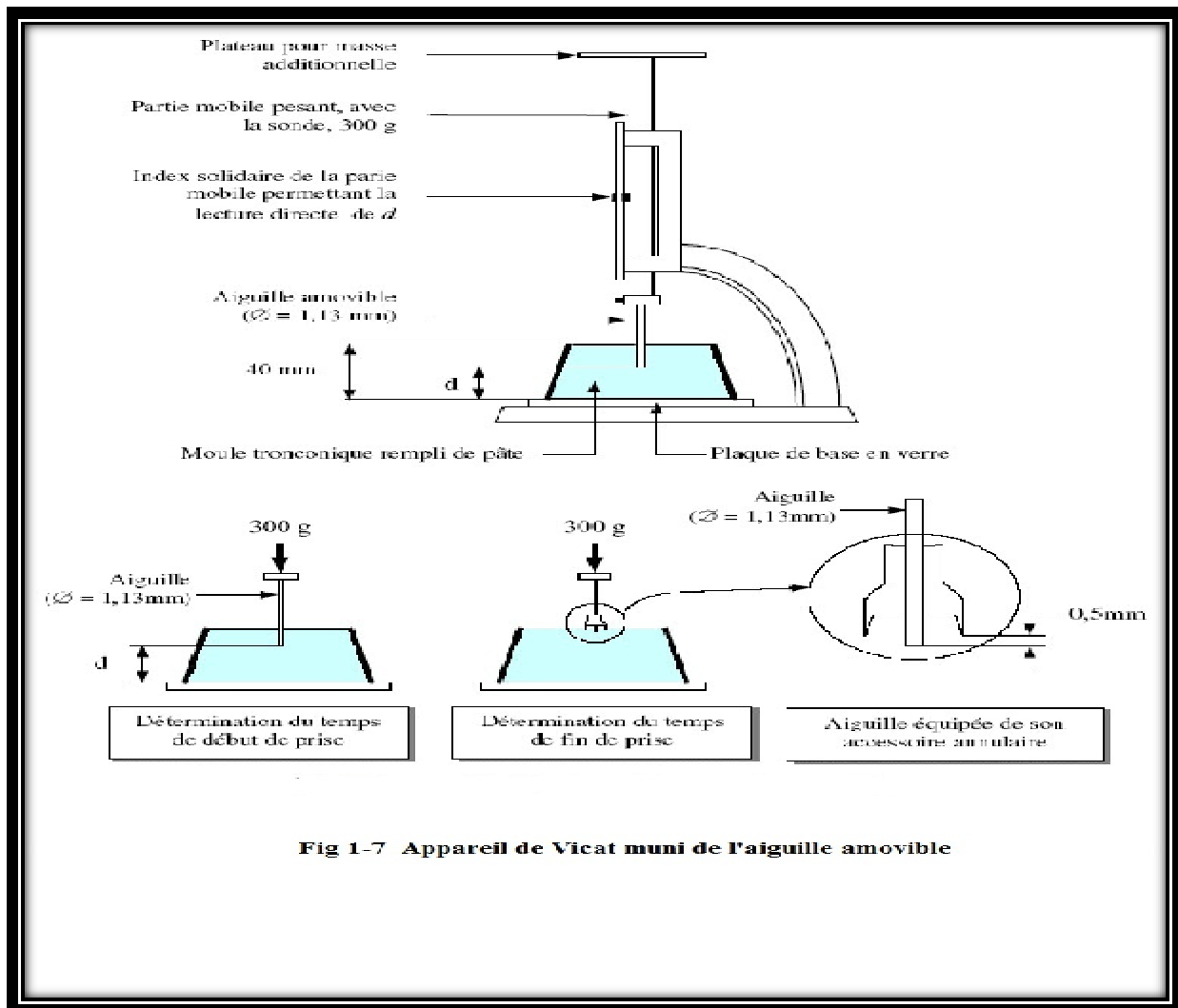


La pâte est alors rapidement introduite dans le moule tronconique posé sur une plaque de verre, sans tassement ni vibration excessifs. Il faut enlever l'excès de pâte par un mouvement de va-et-vient effectué avec une truelle maintenue perpendiculairement à la surface supérieure du moule.

Puis l'ensemble est placé sur la platine de l'appareil de vicat. Quatre minutes après le début du malaxage, l'aiguille est amenée à la surface de l'échantillon être lâchée sans élan (sans vitesse).

L'aiguille alors s'enfonce dans la pâte. Lorsqu'elle est immobilisée (ou après 30 s d'attente), relever la distance d séparant l'extrémité de l'aiguille de la plaque de base.

Recommencer l'opération à des intervalles de temps convenablement espacés (~ 10-15 mn) jusqu'à ce que $d = 4\text{mm} \pm 1\text{mm}$. Cet instant mesuré à 5 mn près est le temps de début de prise pour le ciment concerné (étudié).



4. Mesure la consistance de la pâte

4.1 Objectif de l'essai

La consistance de la pâte caractérise sa plus ou moins grande fluidité. Il y a deux types d'essai, qui permettent d'apprécier cette consistance.

1. L'essai de consistance effectué avec l'appareil de Vicat conformément à la norme 196-3.
2. L'essai d'écoulement au cône, conformément à la norme NFP-18 358.

La consistance de la pâte de ciment est une caractéristique, qui évolue au cours de temps. Pour pouvoir étudier l'évolution de la consistance en fonction des différents paramètres, il faut pouvoir partir d'une consistance qui soit la même pour toutes les pâtes étudiées.

L'objectif de cet essai est de définir une telle consistance dite «**CONSISTANCE NORMALISEE**».

4.2 Principe de l'essai

La consistance est évaluée ici en mesurant l'enfoncement dans la pâte, d'une tige cylindrique sous l'effet d'une charge constante. L'enfoncement est d'autant plus important que la consistance est plus fluide.

La consistance évaluée de cette manière sera appelée «**CONSISTANCE VICAT**».

4.3 Equipement nécessaire

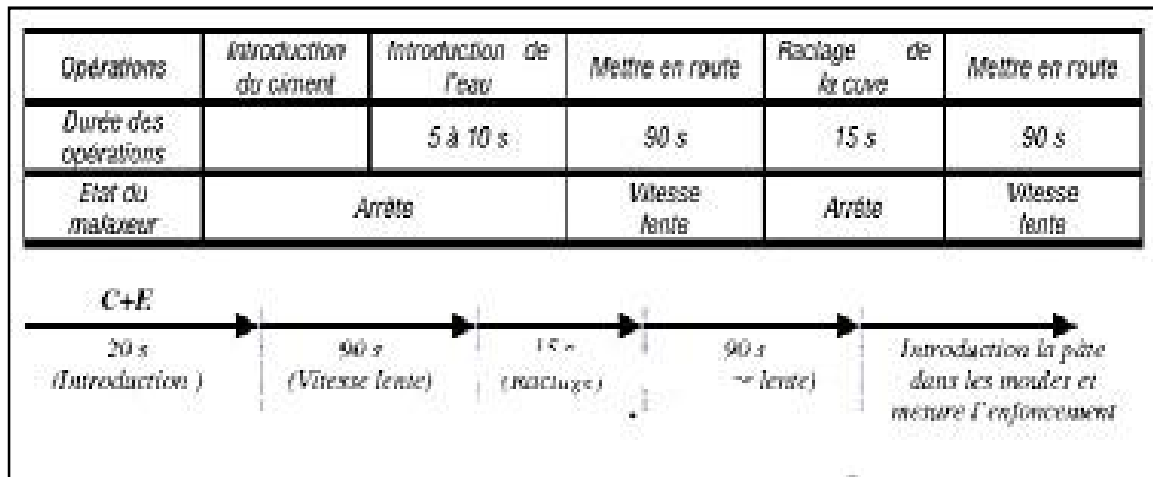
- Un malaxeur avec une cuve de 5 litres de contenance et d'une pale de malaxage pouvant tourner à 2 vitesses (dites lente 140 tr/mn et rapide 285 tr/mn) - Un appareil de VICAT. L'appareil est composé d'un moule tronconique de 40 mm de hauteur et d'une tige coulissante équipée à son extrémité d'une sonde 10 mm de diamètre (**figure1.8**). La partie coulissante a une masse totale de 700 g (y compris la sonde amovible).
- Une balance permettant de peser à 1 g près.- Une Chronomètre précis à 1 s près.

4.4 Conduite de l'essai

500 g de ciment sont pesés et introduits dans la cuve du malaxeur. La quantité d'eau choisie est ajoutée au ciment en un temps compris entre 5 et 10 secondes.

Mettre immédiatement le malaxeur en route à la vitesse lente pendant 90 s. Arrêter la machine pendant 15 s et ramener, dans la gâchée avec une petite truelle, la pâte adhérant à la

cuve et se trouvant au delà de la zone de malaxage. Remettre la machine en route pour une durée de 90s à vitesse lente.

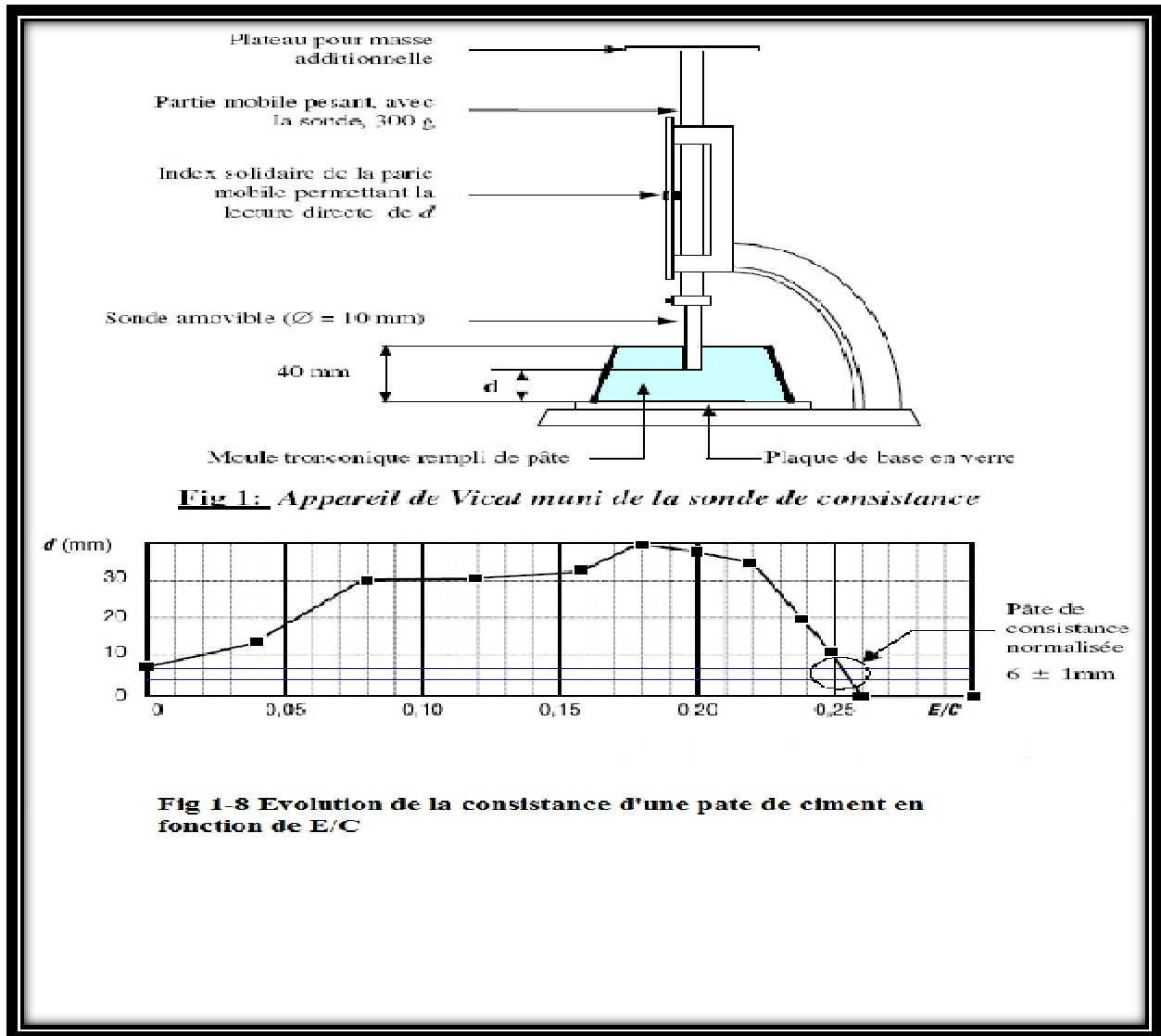


La pâte est alors rapidement introduite dans le moule tronconique posé sur une plaque de verre, sans tassement ni vibration excessifs; Il faut enlever l'excès de pâte par un mouvement de va-et-vient effectué avec une truelle maintenue perpendiculairement à la surface supérieure du moule.

Puis l'ensemble est placé sur la platine de l'appareil de vicat. Quatre minutes après le début du malaxage, la sonde est amenée à la surface supérieure de l'échantillon (moule tronconique) et relâchée sans élan.

La sonde alors s'enfonce dans la pâte. Lorsqu'elle est immobilisée (ou après 30 s d'attente), on mesure la distance d séparant l'extrémité de la sonde et de la plaque de base. Cette distance (d) caractérise la consistance de la pâte étudiée.

- Si $(d) = 6\text{mm} \pm 1\text{mm}$, on dit que la consistance de la pâte étudiée est normalisée. (Consistance normalisée).
- Si (d) n'atteint pas cette valeur (c.à.d. $d > 7\text{ mm}$ ou $d < 5\text{mm}$), il convient de refaire l'essai avec une valeur différente du rapport E/C jusqu'à atteindre la valeur recherchée de la consistance.



Annexe 2

1. Analyse granulométrique (résultats de caractérisation expérimentale des granulats) : Dans cette annexe sont présentés les résultats de caractérisation des granulats utilisés pour notre étude.

<i>Matériau : sable 00/03</i>				
Nature	Gravier concassé 00/03			
Provenance	Carrière de Tizi ouzou			
Date d'analyse	25_12_2011			
Caractérisation faite selon EN 933-1				
Analyse granulométrique				
Procédé utilisé: Lavage par tamisage				
<i>Masse sèche totale</i>				
<i>Masse sèche après lavage</i>				
<i>Masse sèche des fines retenues après lavage</i>				
<i>Passant au 0.063</i>				
	M ₁	2000g		
	M ₂	1853g		
	M ₁ - M ₂	147g		
	P	29.8g		
Tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus C en (gr)	Refus C en (%)	Tamisât C en (%)
5	0	0	0	100
4	26.49	26.49	1.43	98.57
3.15	186.97	213.46	11.52	88.48
2.5	237.56	451.02	24.34	75.66
1.25	763.99	1215.01	65.57	34.43
1	0.9286	1215.94	65.62	34.38
0.315	463.62	1679.56	90.64	9.36
0.16	100.43	1779.99	96.06	3.94
0.08	42.99	1822.98	98.38	1.62
fond	29.835	1852.81	99.99	0.01
C : cumulé				
% du tamisât des fines <0,063		$(M_1-M_2) + p) * 100 / M_1$		8.84

Matériau : Gravier 03/08				
Nature	Gravier concassé 03/08			
Provenance	Carrière de Tizi ouzou			
Date d'analyse	25_12_2011			
<p>Caractérisation faite selon EN 933-1</p> <p>Analyse granulométrique</p> <p>Procédé utilisé: Lavage par tamisage</p>				
<i>Masse sèche totale</i>			M ₁	4000g
<i>Masse sèche après lavage</i>			M ₂	3990.5g
<i>Masse sèche des fines retenues après lavage</i>			M ₁ - M ₂	9.5g
<i>Passant au 0.063</i>			P	8.5g
Tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus C en (gr)	Refus C en (%)	Tamisât C en (%)
16	0	0	0	100
12.5	0	0	0	100
10	0	0	0	100
8	0	0	0	100
6.3	687.96	687.96	17.24	82.76
5	1054.29	1742.25	43.66	56.34
4	802.09	2544.34	63.76	36.24
3.15	815.26	3359.6	84.19	15.81
2.5	397.06	3756.66	94.14	5.86
1.25	213.89	3970.55	99.5	0.5
1	6.78	3977.33	99.67	0.33
fond	8.78	3986.11	99.89	0.11
C : cumulé				
% du tamisât des fines <0,063		(M1-M2) +p)*100/M1		0.45

Matériau : Gravier 08/16					
Nature	Gravier concassé 08/16				
Provenance	Carrière de Tizi ouzou				
Date d'analyse	25_12_2011				
Caractérisation faite selon EN 933-1					
Analyse granulométrique					
Procédé utilisé: Lavage par tamisage					
<i> Masse sèche totale</i>				M ₁	5000g
<i> Masse sèche après lavage</i>				M ₂	4994g
<i> Masse sèche des fines retirées après lavage</i>				M ₁ - M ₂	6g
<i> Passant au 0.063</i>				P	12.5g
Tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus C en (gr)	Refus C en (%)	Tamisât C en (%)	
16	0	0	0	100	
12.5	1318.91	1318.91	26.41	73.59	
10	1375.85	2694.76	53.96	46.04	
8	1084.7	3779.46	75.68	24.32	
6.3	715.14	4494.6	90	10	
5	302.14	4796.74	96.05	3.95	
4	87.39	4884.13	97.8	2.2	
3.15	58.93	4943.06	98.98	1.02	
2.5	20.48	4963.54	99.39	0.61	
1.25	10.98	4974.52	99.61	0.39	
1	1	4975.52	99.63	0.37	
0.08	4.49	4980.01	99.72	0.28	
fond	12.5	4992.51	99.97	0.03	
C : cumulé					
% du tamisât des fines <0,063		(M ₁ -M ₂) + p)*100/M ₁		0.37	

Annexe 3

NOTICE TECHNIQUE

Edition Juillet 2007

2 1 3 6

MEDAPLAST SP 40

Conforme à la norme EN 934-2

Super plastifiant - haut réducteur d'eau

DESCRIPTION

Le **MEDAPLAST SP 40** est un superplastifiant haut réducteur d'eau permettant d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité. En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de diminuer considérablement la teneur en eau du béton.

CARACTERISTIQUES

- Forme Liquide
- Couleur Marron
- PH 8,2
- Densité 1,20 ± 0,01
- Teneur en chlore < 1g/L
- Extrait sec 40%

PROPRIETES ET EFFETS

Grâce à ses propriétés le **MEDAPLAST SP 40** permet :

Sur béton frais :

- d'améliorer la fluidité
- d'augmenter la maniabilité
- de réduire l'eau de gâchage
- d'éviter la ségrégation
- de faciliter la mise en oeuvre du béton

Sur béton durci :

- d'augmenter les résistances mécaniques même à jeune âge
- de diminuer la porosité
- d'augmenter la durabilité
- de diminuer le retrait

DOMAINES D'APPLICATION

- Bétons à hautes performances
- Bétons pompés
- Bétons précontraints
- Bétons architecturaux

DOSAGE

Plage de dosage recommandée :
0,6 à 2,5% du poids de ciment
soit 0,5 l à 2 l par 100 kg de ciment

Le dosage optimal doit être déterminé sur chantier en fonction du type de béton et des effets recherchés.

MODE D'EMPLOI

Le **MEDAPLAST SP 40** est introduit dans l'eau de gâchage. Il est recommandé d'ajouter l'adjuvant dans le béton après que 50 à 70% de l'eau de gâchage ait été introduite.

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Le **MEDAPLAST SP 40** est conditionné en bidons de 12Kg en fûts de 270 kg.

Délai de conservation :

Une année emballage d'origine, à l'abri du gel et de la chaleur (5°C < t < 35°C).

PRECAUTION D'EMPLOI

Manipulation non dangereuse.
Se référer à la Fiche de Données de Sécurité disponible sur : www.granitex.dz

PV d'essais conforme aux normes, établi par le CNERIB en Janvier 2007.

Les renseignements donnés dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour. Il est recommandé de procéder à des essais de convenance pour déterminer le fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.



Zone industrielle Oued Smar – BP85 Oued Smar – 16270 Alger
 Tél : (213) 021 51 66 81 & 82
 Fax : (213) 021 51 64 22 & 021 51 65 23
www.granitex.dz - E-mail: granitex@granitex.dz





الديوان الوطني للبحث الجيولوجي و المنجمي
Office National de Recherche Géologique et Minière

Etablissement public à caractère industriel et commercial créé par décret n° 92-31 du janvier 1992

DIRECTION DES PROJETS ET REALISATIONS
 DIRECTION DES LABORATOIRES ET VALORISATION


RESULTATS DES TRAVAUX DE LABORATOIRE
 ETUDE PETROGRAPHIQUE
 EURL CARRIERE ALMAHAROUNE
 Commande N° 01 du 22/01/07

JANVIER 2007



Siège : Cité Ibn Khaldoun - B.P 102 BOUMERDES 35000 - ALGERIE

☎ 213 (24) 81 75 99 - Fax 213 (24) 81 83 79 - Telex 68 467 ORGM DZ - ✉ orgm@wissal.dz

 ORGM	ENREGISTREMENT SYSTEME QUALITE	Date d'envoi :23/01/07
	Résultats d'analyses chimiques	REF : ENRG 9876

CLIENT : EURL CARRIERE ALMAHAROUNE
BON DE COMMANDE N° 01/07
NATURE DES ECHANTILLONS : MINERAIS
NOMBRE D' ECHANTILLONS : 03
N°LB 11/07

RESULTATS D'ANALYSES CHIMIQUES


N° D'ordre	N° D'échantillon	Analyse des éléments majeurs (%)										
		SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	MnO	P ₂ O ₅	PAF
1	03 sable rouge	70.78	13.50	3.83	0.84	0.27	2.58	5.49	0.12	0.02	0.28	1.60
2	01 sable blanc	6.51	1.11	0.93	50.75	0.93	0.21	0.22	<0.05	0.02	0.08	39.04
3	01	2.90	0.11	0.44	52.84	1.00	0.32	<0.05	<0.05	0.01	0.07	41.96

Chef de Laboratoire

Mme SEDDIKI.Z

Le Directeur des Laboratoires et Valorisation



	ENREGISTREMENT SYSTEME QUALITE	Edition 17/01/2007
	Résultats d'analyses et essais sur monolithe et sables	Ref : ENGR 9873

Résultats d'analyses


Monolithe

N° d'ordre	Masse volumique g/cm ³	Masse spécifique g/cm ³	Porosité %	Absorption, %	Résistance à la compression, Kg/cm ²	
					Sec	Humide
01	2,66	2,70	1,58	0,20	566	//
02	2,69		0,39	0,19	482	//
03	2,69		0,23	0,19	380	//
04	//		//	//	//	471
05	//		//	//	//	509
06	//		//	//	//	409
Moyenne	2,68			0,73	0,19	476
Coefficient de ramollissement				0,97		
Particules argileuses, %				0,14		
Classe, mm	Lamellaires, %	Los Angles, %	Micro Deval, %			
			MDS	MDE		
16 - 31,5	89,69	60,83	//	//		
10 - 25	86,02	65,60	//	//		
10 - 14	//	//	19,96	45,20		
6,3 - 10	//	//	43,08	58,24		
4 - 6,3	//	//	84,30	82,28		



DPR -DLV - Laboratoire de Géotechnique. Tel : 024 81 77 94, Fax : 024 81 13 39

2/3

 ORGM	ENREGISTREMENT SYSTEME QUALITE	Edition 17/01/2007
	Résultats d'analyses et essais sur monolithe et sables	Ref : ENGR 9873

Sables

Essai	Echantillon	Sable blanc		Sable rouge	
		Tamis, mm	refus, %	Tamis, mm	refus, %
Granulométrie			//	6.3	18.00
		5	//	5	11,57
		2.5	0,37	2.5	19,30
		1.25	19,44	1.25	15,47
		0.63	29,24	0.63	11,50
		0.315	22,49	0.315	8,97
		0.16	12,84	0.16	6,12
		0.08	7,87	0.08	4,68
		< 0.08	7,75	< 0.08	4,40
Module de finesse		2.25		3.94	
Poids volumique absolue, g/cm ³		2.64		2.53	
Poids volumique apparente, g/cm ³		1.64		1.55	
Absorption, %		3.31		1.86	
Particules argileuses, %		6.40		13.09	

DIRECTEUR DES LABORATOIRES
& VALORISATIONS

Chef de Laboratoire

B. YAHIAOUI

M. MEKARZIA



DPR – DLV – Laboratoire de Géotechnique. Tel : 024 81 77 94, Fax : 024 81 13 39

3/3

MATINE
Ciment pour béton exigeant
CEM II/B 42,5 N NA 442



FICHE TECHNIQUE

Réf : DC/FT MT. v03

Analyses et caractérisation

Analyses chimiques

Perte au feu (%), (NA 5042):	7,50 – 12,00
Résidus insolubles (%), (NA 5042):	0,7 – 2,00
Teneur en sulfates SO3 (%), (NA 5042):	2,00 – 2,70
Teneur en oxyde de magnésium MgO (%):	1,00 – 2,20
Teneur en chlorures (%), (NA 5042):	0,01 – 0,05
Teneur équivalent en alcalis (%):	0,3 – 0,75

Composition hypothétique du clinker (Bogue)

Silicates tricalciques C3S (%):	58 - 64
Silicates bicalciques C2S (%):	12 - 18
Aluminates tricalciques C3A (%):	6,00 – 8,00
Aluminoferrites tétracalciques C4AF (%):	10,00 – 12,00

Propriétés physiques

Consistance normale de la pâte de ciment (%):	25 – 28,50
Finesse suivant la méthode de Blaine (NA 231):	4150 – 5250
Retrait à 28 jours en µm/m	<1 000
Expansion en mm	0,3 – 2,5

Temps de prise à 20°C (NA 230)

Début de prise (min)	140 - 195
Fin de prise (min)	195 - 290

Résistance à la compression (NA 234)

02 jours (MPa)	≥ 10,0
28 jours (MPa)	≥ 42,5

Algerian Cement Company (SPA)

Direction générale

Ciment Blanc Algérien (SPA)

Hammam Delas, M'Elis (ADC)
Tel: +213 35 50 78 20
Fax: +213 35 55 70 39

33, Rue des Pins, Hydra, Alger
Tel: +213 (0) 21 48 15 65
Fax: +213 (0) 21 48 16 71

Usine Ouzar (CBAS)
BP 67, 20360, Mascara
Tel. / Fax: +213 (0) 45 54 89 89



Annexe 4

1. Essai d'étalement au cône d'Abrams (Slump flow)

1.1 Le but de l'essai : caractériser la fluidité du béton en milieu non confiné.

1.2 Matériel nécessaire :

- Plateau équipé d'une plaque métallique plane de forme carrée au moins 90 cm de côté.
- Cône d'Abrams dispose d'un empattement pour être maintenu contre le plateau avec les pieds de l'opérateur.
- Mètre.

1.3 Mode opératoire :

- Mettre le plateau sur un support stable et horizontal ;
- Humidifier la surface de la plaque ;
- Placer le cône au centre du plateau ;
- Prélever un échantillon représentatif du béton ;
- Equiper la partie supérieure du cône d'un entonnoir ;
- Remplir le cône en déversant le béton de manière continue jusqu'à l'arase supérieure du cône ;
- Retirer l'entonnoir et araser si nécessaire avec une truelle et nettoyer la plaque avec un chiffon humide ;
- Soulever le cône verticalement à l'aide des deux poignées ;
- Une fois le béton étalé ; mesurer (au centimètre le plus proche) le diamètre de la galette formée (deux mesures diamétralement opposées). Si les deux valeurs sont différentes de plus de 5 cm, l'essai est invalide et reconduit ;
- Exprimer le résultat final en termes de moyenne des deux valeurs obtenues en arrondissant au centimètre supérieur.

2. Essai de stabilité au tamis

2.1 Le but de l'essai : vérification des BAP vis-à-vis du risque de ségrégation.

2.2 Matériel nécessaire :

- Seau de 10 litres et couvercle ;
- Tamis 5mm diamètre et fond de tamis ;
- Balance de portée minimale 20 kg.

2.3 Mode opératoire :

- Echantillonnage : verser directement 10 litres de béton dans le seau ;
- Couvrir le seau pour protéger le béton de la dessiccation ;
- Attendre 15 minutes ;
- Poser le tamis et le fond sur la bascule ;
- Verser au centre du tamis un poids de béton égal à $4,8 \text{ kg} \pm 0,2 \text{ kg}$, hauteur de chute du béton $50 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$;
- Attendre 2 minutes ;
- Faire la tare ;
- Peser le poids de la laitance : **Plaitance = P_{fond+laitance} - P_{fond} ;**
- Calculer le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon

$$\text{Stabilité (\%)} = (\text{Plaitance} \times 100) / \text{P}_{\text{échantillon}}$$

3. Essai de la boîte en L (Capacité de remplissage)

3.1 Le but de l'essai : Permet de vérifier que la bonne mise en place du béton, sans blocage au voisinage des armatures.

3.2 Matériel nécessaire :

La boîte en L.

Mètre

3.3 Mode opératoire :

- Vérifier que la boîte est sur un plan horizontal ;
- Remplir de béton la partie verticale de la boîte en L ;
- Araser et laisser le béton reposer pendant 1 minute ;
- Enlever la trappe et laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale de la boîte à travers le ferrailage. La distance libre entre les barres est de 39 mm ;
- Quant le béton se stabilise, on mesure la dénivelée soit les hauteurs H1 et H2. On exprime le rapport **H2 /H1**. Ce rapport doit être supérieur à 0.8. Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferrailage et qu'il se produit un amoncellement de granulats en aval de la grille, c'est le signe de blocage ou de ségrégation.



*Références
Bibliographiques*

Références Bibliographiques

- [1]- Gunning .J.G," concrete technology: level 4 ", Longman technician series, Const & civil engineering, england, 1983.
- [2]- Dreux.G et Festa.J, " Nouveau guide du béton et de ses constituants", édition Eyrolles, 2002.
- [3]- Oliveir.E," Technologie des matériaux de construction", Techniciens de la construction (Tome 1), entreprise moderne d'édition, Paris, 1978.
- [4]- Rissel Khelifa.M , " Effet de l'attaque sulfatique externe sur la durabilité des bétons autoplaçants", thèse de doctorat, 2009.
- [5]- Aitcin.P.C, " l'emploi des fluidifiants dans les BHP, les bétons à ultra hautes performances", Presses de l'ENPC, 1992.
- [6]- Paillere.A.M, "Les adjuvants", Le béton hydraulique, Presses de ENPC, 1982
- [7]- Kantro.D.L, "Influence des superplastifiants réducteurs d'eau sur les propriétés de la pâte de ciment – un slump test miniature", Cement Concrete and Aggregate, Vol. 2, 1980.
- [8]- Kara-Ali.R, "Influence des additions minérales sur le besoin en eau et les résistances mécaniques des mélanges cimentaires", Thèse Doctorat, Université Cergy Pontoise, décembre2002.
- [9]- Neville.A.M, "Propriétés des bétons", Edition Eyrolles, 2000.
- [10]- Dreux.G, "Composition des bétons", Techniques de l'ingénieur, 10 mai 1982.
- [11]-Association Française de Génie Civil, "Bétons auto-plaçants - Recommandations provisoires", documents scientifiques et techniques, AFGC, juillet 2000.
- [12]-Collection Technique CIMbéton, Fiches techniques, Tome 2 ", Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre ", Édition octobre 2006.
- [13]-Okamura.H, Ozawa.K, "Self compactable high performance concrete in Japan ", ACI International Workshop on High Performance Concrete, Bangkok, Thailand, 1994.

- [14]-Hayakawa.M, Matsuoka.Y, Yokota.K, "Application of Superworkable Concrete in the Construction of 70-Story Building in Japan ", ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, Las Vegas, 1995.
- [15]- Abib.Z, "formulation et caractérisation des bétons autoplaçants", thèse de magister USTHB, 2004.
- [16]- Boukni.B, "tenue au feu des bétons autoplaçants", thèse de magister UMC,2007.
- [17]- Haddad.O, "Contribution au développement d'outils d'aide à la formulation des BAP relatifs à la rhéologie à l'état frais et à la résistance au jeune âge ", thèse de doctorat, France, 2007.
- [18]- Belhadj.N, " Caractérisation expérimentale des Bétons Autoplaçants en traction directe. Influence des ajouts de déchets de brique, de poudre de marbre et de tuf", mémoire de master en structure, génie civil, 2012.
- [19]-Projet National de Recherche CERIB, " béton autoplaçant BAP " France, Octobre 2001.
- [20]-Chuche.C, Dossier technique, " Les bétons autoplaçants ", MBT France.
- [21]- Turcry.P, " Retrait et fissuration des bétons autoplaçants : Influence de la formulation", Thèse doctorale, université de Nantes, 2004.
- [22]- Skarendahl.A , Petersson.O, "Self-Compacting Concrete: State-of-the-art report of RILEM Technical Commite 174-SCC", RILEM Publications, France, 2001.
- [23]- Legrand.C, "La structure des suspensions de ciment", Le Béton Hydraulique, Presses de l'ENPC, 1982.
- [24]- Walraven .J, "Structural aspects of self compacting concrete", Proceedings of the fourth CANMET/ACI/JCI International Symposium: Advances in Concrete Technology, Tokushima, Japan, 1998.
- [25]- Projet Région "Amélioration des constructions par la maîtrise des BAP" Conseil Régional Midi-Pyrénées dans la thématique de recherche "l'homme et sa région", 2005.
- [26]- Grünewald.S, Walraven.J.C, "Rheological measurements on self-compacting fibre reinforced concrete", Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 49-58, 2003.

- [27]- Nielsson.I, Wallewick.O.H, "Rheological evaluation of some empiric methods – preliminary results", Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 59-68, 2003.
- [28]-Utsi.S, Emborg.M, Carlswärd.J, "Relation between workability and rheological parameters", Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 154-164, 2003.
- [29]-Bui .V.K, Akkaya .Y, Shah .S.P, "Rheological Model for self-consolidating concrete", ACI Materials Journal, 99, 6, pp. 549-559, novembre-décembre2002.
- [30]-Jin, “Properties of mortar for self compacting concrete”, Thèse de l’Université de Londres, 2002.
- [31]-Ouchi.M , Edamatsu.Y, "A simple evaluation method for interaction between coarse aggregate and mortar particles in self-compacting concrete", In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete, Stockholm,1999.
- [32] –Loukili.A, Turcry.P, “Effect of a viscosity agent on mechanical properties of self-compacting concrete”, In proceeding of Conference ICPCM A new era of building, 18-20 February 2003.
- [33]- Ozawa.K, Maekawa.K, Okamura.H, "High performance concrete with high filling capacity", Proceedings of RILEM International Symposium on Admixtures for Concrete: Improvement of Properties, Barcelone, pp. 51-, 1990.
- [34]- Okamura.H, Maekawa.K, Ozawa.K, "High performance concrete", First ed. Gihouda Publishing Co, Tokyo, 1993.
- [35]-Okamura.H, Ozawa.K, "Mix design method for self-compacting concrete",Proceedings of Japan Society of Civil Engineers, 1995.
- [36]- Okamura.H, Ouchi.M, "Self-compacting high performance concrete", Progress in Structural Engineering and Materials, V011, 1998.
- [37]- Petersson.O, Billberg.P, Van.B.K, "A model for self-compacting concrete", Proceedings of RILEM International Conference on Production Methods and Workability of Fresh Concrete, Paisley, Ecosse, 1996.
- [38]-Petersson.O, Billberg.P, "Investigation on blocking of self-compacting with different maximum aggregate size and use of viscosity agent instead of filler",

Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Stockholm, Suède, pp. 333-344, 1999.

[39]- Billberg.P, "Self-compacting concrete for civil engineering structures – the Swedish experience", Report 2: 99, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1999.

[40]- Ozawa.K, Tangtermsirikul.S, Maekawa. K, "Role of powder materials on the filling capacity of fresh concrete", Proceedings of the 4th CANMET/AI Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Istanbul, Turquie, pp. 121-137, 1992.

[41]-Van.B.K., "A method for the optimum proportioning of the aggregate phase of highly durable vibration-free concrete", MSc thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, 1994.

[42]- Tangtermsirikul.S, Van.B.K, "Blocking criteria for aggregates phase of Selfcompacting high performance concrete", Proceedings of Regional Symposium on Infrastructures Development in Civil Engineering, Bangkok, pp. 58-69, 1995.

[43]- Sedran.T, De Larrard.F, "Optimization of self compacting concrete thanks to packing model", Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Stockholm, Suède, pp. 321-332, 1999.

[44]- De Larrard.F, Sedran.T, "Mixture-proportioning of high-performance concrete", Cement and Concrete Research, 32, 11, pp. 1699-1704, 2002.

[45]-Turcry.P, Loukili. A, "Différentes approches pour la formulation des bétons autoplçants : incidence sur les caractéristiques rhéologiques", Forum des associations AFGC/AUGC/IREX : innovation et développement en génie civil et urbain - nouveaux bétons, Toulouse, 30-31 mai 2002.

[46]- Proust.E, "Retraits et fluages des bétons autoplçants : vers une meilleure compréhension des comportements différés", Thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse, 2002.

[47]- Assié.S, "Durabilité des bétons autoplçants", Thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse, 2004.

[48]- Gibbs.J, Zhu.W, "Strength of hardend Self-Compacting concrete", Proceedings of the first international RILEM symposium on self-compacting concrete ,Stockholm, Suède, pp. 199-209, 1999.

- [49]- Pera.J, Husson.S, Guilhot.B, "Influence of finely ground limestone on cement hydration", *Cement and Concrete Composites*, 21, 2, pp. 99-105, 1999.
- [50]-De Larrard.F, "Structures granulaires et formulations des bétons", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, avril 2000.
- [51]- CIMbéton, Le béton "Les techniques de mise en place du béton évoluent", *CSTB magazine*, N°109 Novembre 1997.
- [52]-Bertin.JF, "Recommandations de mise en œuvre des bétons autoplaçants et des autonivelants", Fédération Française du Bâtiment, SEBTP (Paris), 2003.
- [53]-Chen.W.F, "Plasticity in reinforced concrete", published by McGraw-Hill Bookstore, New York, 1982, 456p.
- [54]- Karsan.P, Jirsa.J.O, "Behavior of concrete under compressive loading", *Journal of Structures Div*, Vol-95, 1969.
- [55]- Mazars.J, Millard.A, "Comportement dynamique des bétons et génie parasismique", Hermès Sciences, 2004, 390 pages.
- [56]- Exadaktylos.G.E, Vardoulakis.I, Kourkoulis.S.K, "Influence of nonlinearity and double elasticity on flexure of rock beams - I". *Technical Theory. International Journal of Solids and Structures*, Vol. 38, 2001, pp. 4091-4117.
- [57] - BAEL 91 modifié 99. "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites".
- [58]- Eurocode 2, PAILLÈ.J.M, "Calcul des structures en béton", G12043, 2009.
- [59]-Sargin. M, " Stress-strain relation- ships for concrete and the analysis of the structural concrete sections", S.M Study n°4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1971.
- [60]- Tahenni.T , Chemrouk.M , "Etude des flèches et des ouvertures de fissures des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier ". SBEIDCO- 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries; ENSET, Oran (Algeria), 12 – 14 October 2009.

[61]- Mazars. J, "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure". Thèse de doctorat d'état, Université Paris6, 1984.

[62]- Grelat.A, "Calcul non linéaire des ossatures en béton armé ", Thèse de Docteur ingénieur, Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), France, 1978.

[63]- Rebbouh.N, "Formulation et caractérisation d'un béton autoplaçant", Thèse d'Ingéniorat en génie civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger.

[64]-Benkechkache.G, "Etude du comportement différé des bétons autoplaçants ", Thèse de Magistère mécanique des structures, Université de Constantine, 2007.

[65] -Casanova.P, "bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure ", Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.

[66]- Mougin.J.P, " cours de béton armé BAEL 91, calcul des éléments simples et des structures de bâtiments ", Eyrolles, Paris, 1992.

[67] -Bouafia.Y, "résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à précontrainte extérieure", Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1991.