
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



ECOLE DOCTORALE INGENIERIE ET ENVIRONNEMENT

Option : Construction et Environnement

Mémoire De Magister

Présenté par :

Boulanouar AZZOUZI

Ingénieur d'état en Travaux Publics de l'Ecole Nationale des travaux publics

Thème :

**Comportement de fondations de chaussées stabilisées
au ciment selon la spécificité du climat en Algérie cas
de Sétif**

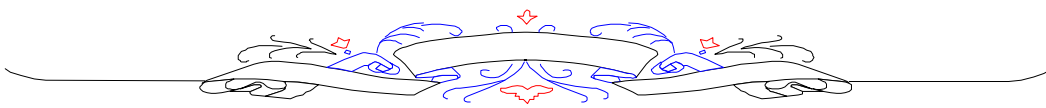
Devant le jury composé de :

Président :	Mr. BALI. A	Professeur (ENP).
Directrice du mémoire	Mme. KETTAB. R	Maître de Conférences (ENP).
Examineurs :	Mme. MORSLI. M	Maître de Conférences (ENP).
	Mr. BELKACEMI. S	Maître de Conférences (ENP).
	Mr. SILHADI. K	Maître de Conférences (ENP).

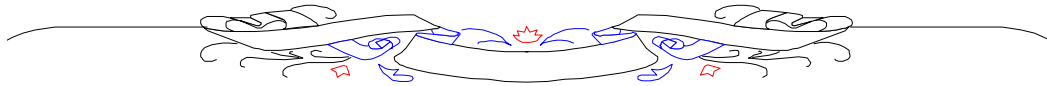
Année universitaire 2009/2010

Comportement de fondations de chaussées stabilisées au ciment

selon la spécificité du climat en Algérie cas de Sétif



بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ



الإهداء

بادئ ذي بدء، أحمد الله عز وجل على ما وفقني إليه من عملي هذا فله الحمد أولاً
وله الحمد آخراً وله الشكر على كل شيء، ثم أهدي ثمرة دراستي إلى من
أوصاني الله بهما بادئاً بأبي العنون الغالية مسعودة ثم أبي الذي كان عوناً و
سنداً لي يونس راجياً من الله عز وجل أن يحفظهما ويرحمهما كما ربياني صغيراً.

أهديه أيضاً إلى شقيقي عبدالرؤوف وأسرته الصغيرة يونس، بساتين، محمد و إلى
شقيقي أحمد العزيز وإلى أخواتي الغاليات. هذا كما أهديها إلى روح عمي
العزيز عبد القادر وعمي سعد. إلى جدتي وجدتي وإلى كل عماتي وأخوالي
وخالاتي.

إلى كل الذين عرفتهم في المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات أخص بالذكر :
عطية أحمد، حاجي، عادل، صالح، محفوظ، مراد سريكة، عبد الرحمان، محمد، بلال،
عمار، دحمان، مراد،
إلى صديقتي سنية عبد الحفيظ و بن عبد الكريم كمال

أبولأنوار

Remerciements

Je remercie tout d'abord **ALLAH** le tout puissant de m'avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et la volonté de mener à terme ce travail.

Et « quiconque ne remercie pas les gents, ne remercie pas **ALLAH** »,

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements, à Mme **R.KETTAB** pour son suivi, ses précieux conseils et orientations qui m'ont été d'une grande utilité tout au long de ce travail.

Je remercie le professeur **A.BALI** de l'Ecole Nationale Polytechnique (Alger) d'avoir accepté de présider le jury de cette mémoire de magister, ainsi que pour l'intérêt qu'il lui a porté.

Mes remerciements Mr. **SILHADI. K**, Mme. **MORSLI. M** et Mr. **BELKACEMI. S** pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner.

Je remercie le personnel de l'**ANA** et **COJAAL** sans oublier le chef projet de tronçon 11 et 12 de l'Autoroute Est-Ouest de Sétif et le chef de section Mr. **SEBTI Abdelghani**. Ainsi que tous les personnels qui m'ont apporté leur aide.

Je remercie tous les enseignants de l'ENP pour le savoir qu'ils m'ont transmis.

Je remercie toute personne ayant, à divers titres, contribué à faire avancer ce travail, et plus particulièrement les étudiants de l'école doctorale.

Je profite aussi de cette occasion solennelle pour adresser mes remerciements à toute ma famille qui m'a toujours encouragé et soutenu tout au long des années d'étude.

Je remercie enfin tous ceux qui n'ont pas été cités dans ces quelques lignes et qui ont contribué de près ou de loin par leur aide au bon déroulement de ce travail.

ملخص

إن إستعمال الحصى الإسمنتي في إنجاز الطبقة الأساسية للطريق تستدعي إهتماما خاصا وكفاءة عالية أثناء الإنجاز من أجل ذلك قمنا بعدة تجارب على أربعة محاجر موجودة في ولاية سطيف وهي محجر مشري، محجر كاف لحر، محجر بن حمادي ومحجر كسيرة غير أن عدم إحتواء محجر كاف لحر على العناصر الكبيرة >5مم أدى بنا إلى خلطه مع حصى بن حمادي وبالتالي أصبح لدينا ثلاثة أنواع من الحصى إختبرناها مع عدة نسب من الإسمنت لمعرفة النسبة الأمثل لضمان الصلابة المطلوبة وذلك بزيادة 1% كل مرة (2.5%، 3.5%، 4.5%، 5.5%). أجرينا بعدها تجربة الليونة وهي تجربة مهمة لمعرفة الوقت اللازم لوضع الحصى الإسمنتي مكانها قبل أن تجف. هذا من جهة غير أن المشكل الأكبر في الحصى الإسمنتي هو التشققات الحتمية الناتجة عن التقلصات والتي سرعان ما تخترق الطبقات العليا لتؤدي في النهاية إلى عدم صلاحية الطريق ومن أجل حل هذا المشكل جربنا إعتقاد طريقة التشققات المجهرية على أرضيات التجارب وعلى عينات من الطريق في طور الإنجاز ورؤية مدى تأثيرها على صلابة الحصى الإسمنتي لينتج أن تطبيق هذه التقنية لا يؤثر بتاتا على المتانة ويمدد عمر الطريق بتأخير إختراق التشققات للطبقات العليا عبر معالجتها أولا.

مفاتيح: الحصى الإسمنتي، محاجر، النسبة، الليونة، الصلابة، التقلصات، التشققات، التشققات المجهرية.

RESUME

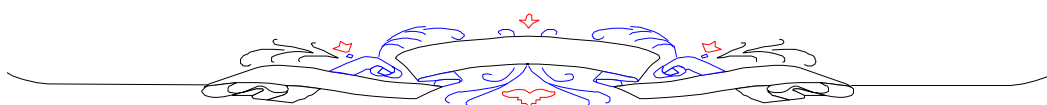
L'utilisation de la Grave-Ciment pour la réalisation de la couche de fondation d'une route nécessite un soutien spécial et une très bonne qualification. Dans ce cadre, nous avons fait les essais sur 4 carrières localisées dans la wilaya de Sétif qui sont la carrière de Mechri, de Ben Hammadi, de Kef Lahmer et de kessira. Le gravier de Kef Lahmer ne contenant pas les éléments supérieurs à 5 mm, nous l'avons mélangé avec le gravier de Ben Hammadi. Nous avons par conséquent trois granulats à étudier avec addition de ciment à différents pourcentages par pas de 1% et variant de 2.5 à 5.5%. En plus des essais de performance, nous avons effectué des essais de rhéologie à savoir la maniabilité afin de s'assurer que la GC reste maniable le temps de la pose sur place. Le principal problème de la GC étant les fissures inévitables dues au phénomène de retrait qui se propagent dans les couches superficielles provoquant la dégradation de la chaussée. Nous avons utilisé la technique de micro fissure qui permettrait de diminuer ou de retarder ce problème pendant la durée de vie de la route. Pour valider les résultats de micro fissuration et confirmer qu'elle n'a pas d'influence sur la résistance, nous avons fait des essais sur des planches d'essai et sur des échantillons de la route en cours de réalisation. On a conclu que la résistance reste la même et la durée de vie de la route estimée est garantie par le prolongement de délai de la propagation de fissures des couches superficielles.

Mots clés : Grave-Ciment, carrière, pourcentage, maniabilité, résistance, retrait, fissure, micro fissure.

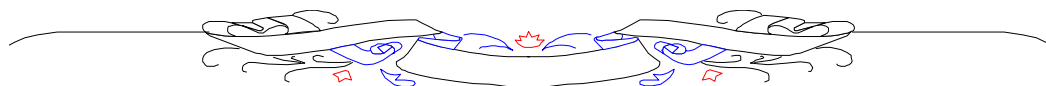
ABSTRACT

The use of the Cement sand-gravel mix for the realization of the sub-base of the road need to be careful and a high qualification for that we launched much tests. In this work we are do the tests on 4 quarry located in the wilaya of Sétif which are the quarry of Mechri of Ben Hammadi of Kef Lahmer of kessira but the gravel of Kef Lahmer does not contain the elements higher to 5 mm which have to oblige us to mix it with the gravel of Ben Hammadi who results at the end of three aggregates to study with the addition of different percentage with a step from 1% each time (2.5%, 3.5%, 4.5%, 5.5%). In addition to that the test of handiness is important to ensure that the GC remains handy in the terminal place. That is in side in another side the true problem of GC it is the inevitable crack because of shrinkage, these crack is propagated to the surface layer which causes the degradation of the roadway but there is methods for decreased or to delay this problem during the life of the road like the technique of microscopic crack and to validate it should be confirmed that it does not have an influence on resistance and after a lot of tests on board of test and sample of the road in time of realization It was concluded that resistance remains the same and lasted of life of the road estimated is guaranteed by the prolongation of surface time of the propagation of fissure of the layers.

Key words: sand-gravel mix, quarry, percentage, handiness, resistance, crack, shrinkage.



SOMMAIRE



SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Etude de la formulation de la Grave-Ciment.	
I.1- Introduction	3
I.2- Composants de la grave-ciment	3
I.2.1- Le gravier	3
I.2.2- Le ciment	6
I.2.3- L'eau de gâchage	8
I.2.4- Les adjuvants	8
I.2.5- Les additions	9
I.3. Préparation de grave-ciment	9
I.3.1. Malaxage	9
I.3.2. Transport des matériaux	9
I.3.3. Travaux du répandage des matériaux [Répandage préliminaire]	9
I.3.4. Travaux du compactage des matériaux	9
I.3.5. Travaux de la cure des mélanges	9
I.3.6. Introduction de Microfissure	10
I.4. Essais mécaniques	10
I.4.1 Essai de compression	10
I.4.2 Essai de traction par flexion	10
I.5 Déformation du béton	11
I.5.1. Déformations instantanées : le retrait	11
I.5.2 Déformations différées	12
I.6. L'élasticité du béton	14
I.6.1 Coefficient de Poisson	14
I.6.2 Modules de déformation longitudinale du béton	14
I.6.2 Diagramme Contrainte Déformation du béton	14
Chapitre II : Concentration de contrainte.	
II.1.1- Introduction	16
II.1.2. Concentrations de contraintes	16
II.1.3. Zone de concentration de contraintes	18
II.1.4. Cas de plaque perforée (Trou circulaire)	18
II.1.5. Méthodes utilisées pour la détermination de la concentration de contrainte	18
II.1.6. Moyens utilisés pour réduire les effets de concentration de contraintes	19
II.1.7. Conclusion	21
II.2. Fatigue des matériaux	21
II.2.1 Introduction	21
II.2.2. Résistance à la fatigue des matériaux	22
Chapitre III: Techniques anti-remontées des fissures.	
III.1- Introduction	23
III.2- Définitions	23
III.3- Remontée des fissures dans les couches de surface	24
III.4- Simulation en laboratoire	25

III.5- Mesures préventives lors de la construction	26
III.5.1 La formulation des matériaux traités	27
III.5.2 Définition et conception des structures	29
III.5.3 La préfissuration	30
III.5.4 Choix de la couche de roulement	33
III.6 Techniques anti -fissures en entretien	34
III.6.1 Interposition d'un enrobe fin	35
III.6.2 Interposition d'un géotextile	37
III.6.3 Interposition d'une membrane	38
III.6.4 Retraitement en place	39
III.6.5 Aide au choix et a la décision	40

Chapitre IV : Dimensionnement de structures de chaussées

IV.1.Dimensionnement de la chaussée	45
IV.1.1. Méthodes de calcul	45
IV.1.2. Trafic	46
IV.1.3 Facteur de risque	46
IV.1.4 Température	47
IV.1.5 Couche de forme	47
IV.1.6 Caractéristiques mécaniques des mélanges bitumineux	48
IV.1.7. Conditions d'exécution	48
IV.1.8. Facteurs de correction	48
IV.1.9. Sections de la Chaussée	48
IV.1.10.Modes de Rupture	49
IV.1.11.Calcul des contraintes et des déformations relatives	50
IV.2.Dimensionnement de la chaussée	51
IV.2.1.Détails des calculs	52
IV.2.2.Résultats	55

Chapitre V : Formulation et résultats d'essais de a Grave-Ciment

V.1 Introduction	56
V.2.2 Matériaux utilisés:	56
V.3 Plan d'essais du mélange GC	58
V.4 Caractéristiques physiques des granulats et mélanges utilisés	59
V.4.1 Résultats d'essais granulométriques	59
V.4.2 Propriétés physiques	62
V.5 Caractéristiques mécaniques	62
V.5.1 Essais de compactage	62
V.6 Essais mécaniques	64
V.6.1 Essais et normes ayant permis de les effectuer	64
V.6.2 Résultats des essais sur mélanges GC	65
V.6.3 Préparation de l'éprouvette d'essai	65
V.6.4 Formules de calcul	67
V.6.5 Méthode de la décision sur la quantité de ciment ajouté au mélange	68
V.6.6 Résultats des essais de compression directe sur la GC3 à 28 jours	68
V.6.7 Essais de traction directe	72
V.6.8 Résultats et commentaire	76
V.6.9 Maniabilité de la grave ciment	76

V.6.10 Résultats de maniabilité	81
V.7 Conclusion de chapitre	81
CHAPITRE VI : Micro Fissure	
VI .1. Introduction	82
VI .2. Procédé et plan d'exécution de l'opération de micro fissuration	82
VI .3. Etat des fissures de la surface après le compactage Avec vibration	84
VI .4. Essai de force de compression du GC	87
VI .5. Résultats de traction indirecte	88
VI .6. Résultats des essais mécaniques des échantillons micro fissurés	88
VI .7. Micro fissures et nombre de passe	91
VI.11. Résultats expérimentaux sur chantier	92
VI.11.1. Introduction	92
VI.11.2. Plan et résultats de l'examen des éprouvettes (PK 4+560 – PK4+600)	95
VI.12. Interprétation des Résultats	100
VI.12. Conclusion	100
Conclusion Générale	101

Table des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Différentes phases de durcissement de la pâte de ciment.	7
Figure 1.2. Essai de compression.	10
Figure 1.3. Essai de traction par flexion.	10
Figure 1.4. Chargement et déchargement.(Déformation réactive de retour).	12
Figure 1.5: Diagramme Contrainte Déformation du béton.	14

Chapitre 2

Figure 2.1 Concentration locale des contraintes au voisinage d'une microfissure débouchante.	17
Figure 2.2 Variation de la contrainte locale σ_y en fonction de la distance x mesurée à partir du fond de la fissure.	17
Figure 2.3 Différents types de concentration de contrainte	18
Figure 2.4 Concentration de contrainte aux extrémités d'une fissure interne de forme elliptique	18
Figure 2.5. Concentration de contrainte d'une plaque perforée en traction.	19
Figure 2.6 Variation de K_t en fonction de r/b	19
Figure 2.7 Variation de K_t en fonction de la géométrie du défaut	20
Figure 2.8 Analogie entre un écoulement et la distribution des contraintes.	21
Figure 2.9 Influence de changement de section sur les lignes de force	22
Figure 2.10 Plaque avec un petit trou circulaire	22
Figure 2.11 Plaque avec trois trous circulaires	22

Chapitre 3

Figure.3.1. Cheminements d'une fissure	27
Figure.3.2. Schéma de principe de la machine de retrait flexion	29
Figure.3.3. Relations entre la résistance en traction et le module pour les graves, sables et sols fins traités.	31
Figure.3.4. Préfissuration CRAFT	34
Figure.3.5. Préfissuration Joints actifs	35
Figure.3.6. Préfissuration OLIVIA	36
Figure.3.7. Compactage du sable enrobé anti fissure	39
Figure.3.8. Aspect de surface avant mise en œuvre de la couche de roulement	39
Figure.3.9. Mise en place du géotextile sur la couche d'accrochage	39
Figure.3.10. Mise en œuvre de l'enrobé sur le géotextile	41
Figure.3.11. Mise en œuvre d'un enrobé coulé à froid pour protéger la membrane.	42

Chapitre 4

Figure 4.1 Organigramme pour l'Etude de Structure de la Chaussée	48
Figure.4.2 Mode de chargement	49
Figure.4.2 Coupe typique d'une chaussée composite	52
Figure.4.3 Coupe Schématique d'une Structure de Chaussée Composite	52
Figure.4.4 Courbe de la contrainte en fonction de la déformation relative	55
Figure.4.5 la section finale de la chaussée	58

Chapitre 5

Figure 5.1 Plan de l'essai de mélange	61
Figure 5.2 Courbe granulométrique et fuseau granulaire limite du gravier Kessira	62
Figure 5.3 Courbe granulométrique et fuseau granulaire des granulats de Mechri	62
Figure 5.4 Courbe granulométrique et fuseau granulaire du sable de kef lahmer	63
Figure 5.5 Courbe granulométrique et fuseau granulaire de la carrière BENHAMADI	64
Figure 5.6 Courbe granulométrique du mélange	64
Figure 5.7 Courbe Proctor modifié du gravier Kessira	66
Figure 5.8 Courbe Proctor modifié du gravier Ben hamadi et Kef lahmer	66
Figure 5.9 Courbe Proctor modifié du gravier Mechri	67
Figure 5.10 Dispositif de l'essai mécanique et appareil de montage de l'essai de Compression	69
Figure 5.11 Principe d'un Essai en Traction Indirecte	70
Figure 5.12 Extensomètre pour essai de compression ou de traction	70
Figure 5.13 Diagrammes d'essai de compression directe de Kessira (2.5% Ciment)	72
Figure 5.14 Diagrammes d'essai de compression directe de Kessira (3.5% Ciment)	72
Figure 5.15 Diagrammes d'essai de compression directe de Kessira(4.5% Ciment)	72
Figure 5.16 Diagrammes d'essai de compression directe de Ben hammadi et Kef lahmer (2.5% Ciment)	73
Figure 5.17 Diagrammes d'essai de compression directe de Ben hammadi et Kef lahmer (3.5% Ciment)	73
Figure 5.18 Diagramme d'essai de compression directe de Ben hammadi et Kef lahmer (4.5% Ciment)	73
Figure 5.19 Diagramme d'essai de compression directe de Ben hammadi et Kef lahmer (5.5% Ciment)	74
Figure 5.20 Diagramme d'essai de compression directe de Mechri	74
Figure 5.21 Diagramme d'essai de traction indirecte de Kessira (dosage de ciment 2.5%)	75
Figure 5.22 Diagramme d'essai de traction indirecte de Kessira (dosage de ciment 3.5%)	76
Figure 5.23 Diagramme d'essai de traction indirecte de Kessira (dosage de ciment 4.5%)	76
Figure 5.24 Diagramme d'essai de traction indirecte de Benhamadi et Keflahmer (2.5% ciment)	76

Figure 5.25 Diagramme d'essai de traction indirecte de Ben hammadi et Kef lahmer (3.5% ciment)	77
Figure 5.26 Diagramme d'essai de traction indirecte de Ben hammadi et Kef lahmer (4.5% ciment)	77
Figure 5.27 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 2.5%)	77
Figure 5.28 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 3.5%)	78
Figure 5.29 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 4.5%)	78
Figure 5.30 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 5.5%)	78
Figure.5.31 Maniabilité, sans retardateur à 25°C	81
Figure.5.32 Maniabilité sans retardateur à 30°C	82
Figure.5.33 Maniabilité sans retardateur à 35°C	82
Figure.5.34 Temps de maniabilité obtenu à chaque température de conservation	83
Figure.5.35 Maniabilité avec retardateur à 35°C	83
Chapitre 6	
Figure 6.1 Position des échantillons à couper.	85
Figure 6.2 Plan d'exécution de la microfissure.	86
Figure 6.3 Etat des fissures de la surface après le compactage Avec vibration (2fois).	87
Figure 6.4 Etat des fissures de la surface après le compactage Avec vibration (4fois).	88
Figure 6.5 Emplacement de carottage dans les planches d'essai.	89
Figure 6.6 Diagramme d'essai de compression directe (3.75% Ciment).	90
Figure 6.7 Diagramme d'essai de tension indirecte (Mpa) σ_{28} (3.75% Ciment).	91
Figure 6.8 Relation entre la résistance à la compression et la teneur en ciment de l'échantillon du GC3 (Mechri).	92
Figure 6.9 Relation entre la résistance à la traction indirecte et la teneur en ciment de l'échantillon du GC3 (Mechri).	92
Figure 6.10 Relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression de l'échantillon du GC3 (Mechri).	92
Figure 6.11 Les lieux de carottage d'échantillons.	95
Figure 6.12 Diagramme d'essai de compression directe de C-10 (3.75% Ciment).	96
Figure 6.13 Eprouvettes N°10 et N°11.	96
Figure 6.14 Diagramme d'essai de traction indirecte de C-12 (dosage de ciment 3.75%).	97
Figure 6.15 Diagramme d'essai de traction indirecte de C-14(dosage de ciment 3.75%)	96
Figure 6.16 Eprouvettes N°12 et N°14.	97
Figure 6.17 Diagramme d'essai de compression directe de C-17 (3.75% Ciment).	98
Figure 6.18 Diagramme d'essai de traction indirecte de C-18 (dosage de ciment 3.75%).	99
Figure 6.19 Eprouvettes N°17 et N°18.	100

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 : Choix des granulats des bétons	4
Tableau 1.2 : Influence des caractéristiques du granulat sur les performances des bétons	5
Tableau 1.3 : Classes de ciment	8
Tableau 1.4. Types de retrait	11

Chapitre 2

Tableau.2.1 Situations favorables à l'initiation d'une fissure de fatigue.	23
Tableau 2.2 la valeur de T_0 des différents types de matériaux traités aux liants hydrauliques	25

Chapitre 3

Tableau 3.1 efficacité (vis-à-vis de la fissuration) et coût des différents moyens	44
Tableau 3.2 : qualité d'usage recherchée dans une technique en fonction du problème posé.	45
Tableau 3.3: apport de la technique anti-remontée de fissure à l'aire aéronautique	46

Chapitre 4

Tableau.4.1 Caractéristiques mécaniques des mélanges bitumineux	50
Tableau.4.2 Les caractéristiques mécaniques du matériau GC	51
Tableau.4.3 Valeurs des Déformations relatives et des Contraintes	53
Tableau 4.4 Valeurs de N_1 et de N_2	54
Tableau 4.5 Valeurs de contraintes $\sigma_{t,ad}$ de chaque cas	57
Tableau 4.6 Valeurs admissibles du Trafic et du CDF	57

Chapitre 5

Tableau.5.1 Caractéristiques du ciment utilisé	59
Tableau 5.2. Matériaux constituant le mélange GC	59
Tableau 5.3 Agrégats de la GC (GTLH)	59
Tableau 5.4 Propriétés des granulats	60
Tableau 5.5 Caractéristiques physiques des graviers.	65
Tableau.5.6 Nature de préparation des matériaux	65
Tableau.5.7 Tableau Proctor modifié	66
Tableau.5.8 Essais mécaniques	68
Tableau.5.9 Catégories de mélanges et caractéristiques à déterminer	68
Tableau.5.10 Méthode de préparation	69
Tableau 5.11 Rapport de conversion	70
Tableau 5.12 Conception du mélange	71

Tableau 5.13 Résultats des essais de compression	75
Tableau 5.14 Résultats des essais de traction indirecte	79
Tableau 5.15 Matériaux utilisés dans la GC 3	80
Tableau 5.16 Conditions de compactage	80
Tableau 5.17 Températures et temps de conservation	80
Tableau 5.18 Temps de maniabilité obtenu à chaque température de conservation	83
Chapitre 6	
Tableau 6.1 Résultat d'essai de la compression directe	90
Tableau 6.2 Résultat d'essai de la tension indirecte	91
Tableau 6.3 Tableau récapitulatif des résultats des essais de formulation du GC3 (Mechri)	92
Tableau 6.4 Tableau récapitulatif des résultats des essais de micro fissure du GC3 (Mechri / Teneur en ciment de 3.75%)	92
Tableau 6.5 Résultat d'essai direct et indirect	93
Tableau 6.6 Résultat des essais de compression et de traction sur les carottes de GC3	94
Tableau 6.7 Paramètre de l'éprouvette C-10	95
Tableau 6.8 Dimension de l'éprouvette C-10	95
Tableau 6.9 Formule utilisée pour l'obtention du module d'élasticité C-10	95
Tableau 6.10 Paramètre de l'éprouvette C-12	96
Tableau 6.11 Dimension de l'éprouvette C-12	96
Tableau 6.12 Paramètre de l'éprouvette C-14	97
Tableau 6.13 Dimension de l'éprouvette C-14	97
Tableau 6.14 Paramètre de l'éprouvette C-17	98
Tableau 6.15 Dimension de l'éprouvette C-17	98
Tableau 6.16 Formule utilisée pour l'obtention du module d'élasticité C-17	99
Tableau 6.17 Paramètre de l'éprouvette C-18	99
Tableau 6.18 Dimension de l'éprouvette C-18	100

Liste des symboles

LA : Le coefficient Los-Angeles.

MDE : Le coefficient micro-Deval en présence d'eau.

VB_s : Le nombre de grammes de bleu de méthylène nécessaire pour saturer 100 g de fines inférieures à 0,08 mm.

P : Charge de rupture.

S : Section de l'éprouvette.

σ_c : Résistance à la compression.

C : Le fluage.

t : Le temps.

a et b: Des constantes déterminées à partir des expériences.

E_{ij} Module de déformation longitudinale instantanée du béton

E : Le module d'élasticité

ν : Le coefficient de Poisson

K_t : Le facteur de concentration de contraintes associée à la fissure.

ρ : masse volumique du matériau

T₀ : La contrainte de rupture au premier chargement.

λ : La valeur de coefficient de dilatation thermique

c : coefficient reliant la variation dans la déformation à la variation aléatoire c_l: l'épaisseur de la chaussée.

u: variable réduite centrée associée avec le risque.

b: pente de la courbe de fatigue du matériau (loi bi-logarithmique)

δ : écart-type de la distribution de log N à la rupture

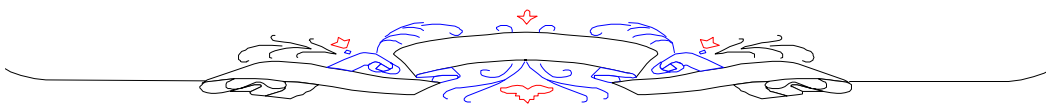
K_r: le coefficient qui ajuste la valeur de la contrainte/déformation relative admissible au risque calculé choisi suivant les facteurs de la déviation d:- l'épaisseur et suivant les résultats des essais de fatigue.

K_c: le coefficient qui ajuste les résultats du modèle de calcul en fonction de la performance observée sur des chaussées réelles du même type.

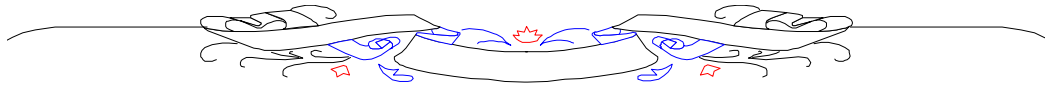
K_s: le coefficient de réduction pour prendre en compte l'effet du manque d'uniformité dans la capacité portante d'une couche de sol tendre sous-jacente, à la couche traitée.

Comportement de fondations de chaussées stabilisées au ciment

selon la spécificité du climat en Algérie cas de Sétif



INTRODUCTION GENERALE



Introduction

Le développement des voies de communication constitue un instrument incontournable de toute politique d'aménagement du territoire et de développement d'un pays. L'Algérie a connu une forte croissance de sa population depuis son indépendance, nécessitant d'avantage de développement des grandes infrastructures de base, surtout de transport, pour répondre aux besoins exprimés par la population. Le trafic routier représente plus de 80% du secteur de transport. L'idée d'une autoroute Est-Ouest est déjà apparue dès la décennie 70.

L'autoroute algérienne Est-Ouest s'intègre dans le grand projet régional de l'autoroute maghrébine, longue de 7000 kilomètres et dont la réalisation est retenue par les pays de l'UMA. Lancé depuis le début des années 80, devenu l'otage du prix du pétrole, le projet était bloqué à plusieurs reprises suite aux différentes crises qui ont secoué le pays. Cette dernière décennie, l'Etat algérien a fait de ce projet l'une des grandes priorités du pays. D'une valeur de 805 milliards de dinars, (11 milliards de \$, le chiffre peut atteindre 13 milliards de \$ selon les estimations du ministère des TP pour des travaux imprévisibles, le projet de l'autoroute E-O est qualifié de plus grand chantier de l'histoire du pays de par sa taille et son importance. 27 mois pour réaliser l'autoroute qui reliera Tlemcen à El Tarf sur une distance de 1 216 km, desservant les principaux pôles, touchant 32 wilayas. Deux groupements d'entreprises ont décroché les marchés de ce programme neuf de septembre 2006. Le consortium japonais COJAAL, pour le lot Est de 399 km de Bordj Bou Arreridj à la frontière tunisienne. Le groupe chinois CITIC-CRCC, pour le lot Centre de 169 km de Bordj Bou Arreridj à Chlef et le lot Ouest, 356 km, allant de Chlef à la frontière marocaine. Le reste, 175 km, en dehors des rocade, s'est inscrit dans le cadre de l'ancien programme réalisé par la coopération Algéro-italienne dont 114 km en circulation.

Le consortium japonais COJAAL a proposé de travailler avec la grave-ciment comme couche de fondation par ce que le béton présente un module d'élasticité très élevé par rapport aux matériaux couramment. La grave ciment pose quelques problèmes par exemple les fissures de retrait qui apparaissent avec le temps dans les couches superficielles et dégradent la route. Pour éviter ces fissures ou bien les retarder pendant la durée de vie de la route il faut les maîtriser.

Dans notre étude, on a proposé la préfissuration comme solution après une étude de l'influence du granulats sur le comportement de grave-ciment.

Pour atteindre ces objectifs, le travail présenté poursuit une démarche progressive s'articulant autour de deux parties principales: l'une bibliographique et l'autre expérimentale.

La première partie se compose de trois chapitres:

Le chapitre I, est consacré à la connaissance des grave-ciment (définition, constituants, préparation, caractéristiques, méthode de formulation, utilisations...).

Le chapitre II parle de la concentration de contraintes et du phénomène de fatigue (définition, zone de concentration, influence de la géométrie, méthodes utilisées pour la détermination de la concentration de contrainte, résistance à la fatigue des matériaux...).

Le Chapitre III, s'est intéressé aux techniques anti-remontées des fissures (Définitions, remontée des fissures dans les couches de surface, préfissuration... etc.).

La deuxième partie, expérimentale, comporte trois chapitres:

Le chapitre IV, présente le dimensionnement de structures de chaussées.

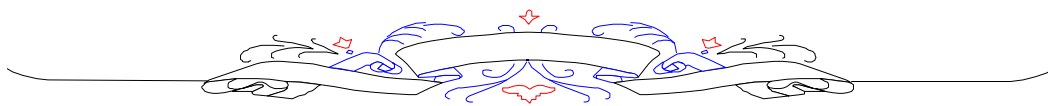
Dans le chapitre V, nous étudions LA GRAVE CIMENT, ainsi que l'effet de certains paramètres (tel le dosage en ciment, le granulat) sur la qualité du grave-ciment (résistance et maniabilité,...), et nous choisissons les concentrations donnant les meilleures performances.

Enfin dans le Chapitre VI, des essais sont effectués sur les planches de grave-ciment préfissurées avec un nombre différent de passe pour avoir le nombre optimal de passe qui assure la résistance de grave-ciment avec une confirmation des résultats par des échantillons prélevés sur un tronçon en cours dans l'autoroute.

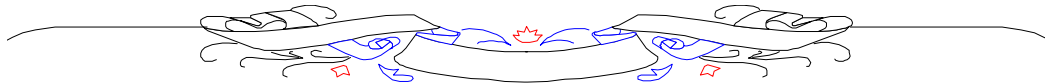
Et nous avons terminé ce travail par une conclusion générale et des recommandations.

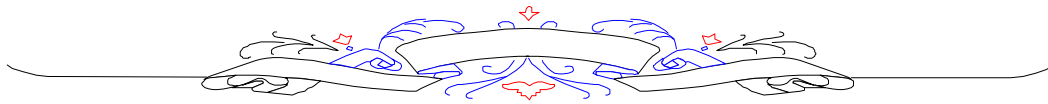
Comportement de fondations de chaussées stabilisées au ciment

selon la spécificité du climat en Algérie cas de Sétif

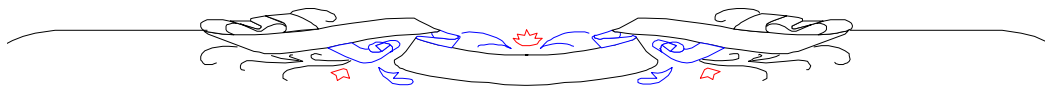


*PREMIERE PARTIE :
SYNTHESE
BIBLIOGRAPHIQUE*





*ETUDE DE LA FORMULATION DE LA
GRAVE-CIMENT*



CHAPITRE I : LES COMPOSANTS DE LA GRAVE-CIMENT

I.1. Introduction

La grave-ciment (GC) est un type de béton consacré au domaine routier à cause de ces caractéristiques ; il est utilisé spécialement pour la couche de fondation. Comme les autres bétons, il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages, des ajouts peuvent être envisagés tels que les adjuvants, les fines, les additions.... etc.

Une bonne GC doit remplir les exigences suivantes:

- Résistance mécanique élevée ;
- Imperméabilité à l'eau;
- Bonne mise en œuvre (facile à couler) et
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment, des agrégats ;
- Le dosage (quantité) et
- Un bon mélange (homogénéité).

I.2. Composants de la grave-ciment

La composition d'une grave-ciment consiste à définir les agrégats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et en eau, afin de réaliser une grave-ciment dont les qualités sont recherchées pour la construction d'une couche routière. Toute méthode de composition de GC doit être guidée par trois critères essentiels : [2]

- La résistance ;
- L'ouvrabilité (facilité de mise en œuvre) et
- La durabilité ;

La destination de la GC à un usage déterminé fixe le dosage des différents constituants de celui-ci, caractérisés par leurs propriétés physiques, chimiques, et mécaniques.

I.2.1 Le gravier

I.2.1.1 Carrière de gravier

La production de granulats est constituée de graviers, de sables naturels et de produits de pierre concassée. Ces produits sont utilisés dans les secteurs de la construction et de la fabrication, ainsi que dans les industries chimique et métallurgique. La production de granulats destinés à l'industrie de la construction a une part très importante dans la réalisation des routes.

Si la population n'est généralement pas très au fait de ces activités d'exploitation urbaine, l'intérêt du public augmente toutefois lorsqu'il y a des projets de nouvelles carrières ou d'agrandissement de carrières existantes.

Les volumes totaux de sable, de gravier et de pierre concassée extraits pour l'autoroute Est Ouest chaque année constituent le plus important volume de minéral exploité en Algérie.

I.2.1.2. Caractéristiques du gravier

Les granulats de haute qualité, dont le sable, le gravier et la pierre concassée, sont des ingrédients clés du béton prêt à l'emploi, des produits de béton préfabriqué, des revêtements en asphalte et des remplissages de subsurface. Les granulats sont généralement définis comme grossiers (diamètre supérieur à 4,75 mm) ou fins (passant au tamis de 4,75 mm). En général, les granulats constituent environ 95 % de la masse totale de l'asphalte mélangé à chaud et 90 % de la masse du béton. L'asphalte mélangé à chaud contient des quantités à peu près égales de granulats fins et de granulats grossiers tandis que le béton contient plus de granulats grossiers que de granulats fins. Dans les spécifications des granulats utilisés pour la construction, il est question de paramètres comme la granulométrie et la forme des particules, la résistance et la dureté, la durabilité et la porosité, de même que la réactivité chimique.

Les caractéristiques et les valeurs limites portent sur la granularité, la forme, la propreté et la résistance au gel, au choc, à l'usure et au polissage. Les tableaux 1.1, 1.2 et 1.3 précisent les valeurs limites pour ces paramètres. Elles montrent que doit être recherché un constituant extrêmement régulier, non susceptible d'évoluer sous les agressions de service (trafic, gel, sels de déverglaçage...).

Certaines des caractéristiques comme la propreté et la régularité géométrique restent indispensables pour tous les granulats quelle que soit leur place dans l'ouvrage. [3]

I.2.1.3. Granulats calcaires, granulats siliceux:

La variété des usages et fonctions remplies par le béton conduit à adopter des granulats qui, selon le cas, présenteront des caractéristiques d'aspect, de densité et de résistance mécanique différentes. Les granulats les plus couramment employés sont mentionnés dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Choix des granulats des bétons

Nature des bétons ou de l'ouvrage		Nature des granulats	Masse volumique des bétons (kg/m ³)
Béton classique pour chantier ou usine de préfabrication		Tous granulats roulés ou concassés avec préférence pour les siliceux, les calcaire ou les silico-calcaires	2200 à 2400
Béton apparent, architectonique		Les mêmes mais aussi les porphyres, basaltes, granites, diorites, qui offrent une palette très riche d'aspects et de teintes	2200 à 2400
Usages routiers		Toutes origines roulés ou concassés	2200 à 2300
Béton léger	Pour structure	Argile ou schiste expansé, laitier expansé	1500 à 1800
	Semi-isolant semi-porteur	Argile expansée, pouzzolane, ponce	1000 à 1500
	Isolant	Vermiculite, liège, bois, polystyrène expansé, verre expansé	300 à 800
Béton lourd		Corindon, barytine, magnétite	3000 à 5000
Béton réfractaire		Corindon, déchets de produits réfractaires, granulats métalliques	2200 à 2500
Béton ou chapes pour dallages industriels (soumis à une abrasion importante)		Corindon, carborundum, granulats métalliques	2400 à 3000

Les granulats présentent des caractéristiques très différentes selon leur origine. Ces caractéristiques influant sur celles du béton, il importe de bien les connaître et de veiller au respect des spécifications. Le tableau 1.2 synthétise l'influence que peut avoir sur le béton un certain nombre de caractéristiques géométriques et physiques des granulats.

Tableau 1.2 : Influence des caractéristiques du granulat sur les performances des bétons

Caractère du granulat	Influence sur le béton
Nature minéralogique	La plupart des granulats conviennent pour le béton. Influence défavorable des argiles, des calcaires marneux (gonflement et altération à terme).
Présence de matières organiques	Influence défavorable sur la prise et le durcissement, chute de résistances.
Teneur élevée en sulfates, sulfures, chlorures	Réaction avec le ciment, fissuration, corrosion des armatures.
Propreté des granulats	Critère important. Les impuretés perturbent l'hydratation du ciment et entraînent des défauts d'adhérence granulats /pâte .
Forme des grains, angularité	Généralement peu importante : certains sables concassés peuvent parfois être défavorables à la mise en œuvre du béton et à sa compacité finale.
Granularité	Importante pour la bonne composition du béton.

I.2.1.4. Les essais sur le gravier :

I.2.1.4.1 Analyse granulométrique

La courbe granulométrique est un élément fondamental de la classification des graviers ; la granulométrie d'un gravier est l'identification d'un produit pulvérulent ou cohérent en pourcentage des grains de différente grosseur qui le composent.

Cette analyse s'effectue au laboratoire soit par :

- Tamisage (pour les particules de dimension supérieure à 80µm)
- Sédimentation (pour les particules de dimension inférieure à 80µm)

I.2.1.4.2 Essai Los-Angeles :

C'est un essai d'abrasion par chocs qui permet d'apprécier la dureté des granulats. Le principe consiste à mettre un échantillon de granulats dans un tambour Los-Angles contenant des charges abrasives (boulets d'acier trempé) et tournant à une vitesse de 30 tours/mn. Après 500 tours, l'échantillon est récupéré et lavé au tamis 1,6 mm puis séché et pesé au gramme près.

Par définition, le coefficient Los-Angeles (LA) est donné, en %, par:

$$LA = \frac{\text{Poids du passant à 1.6 mm}}{\text{poids initial de l'échantillon}} \times 100$$

Pour les roches calcaires (les plus répandues en Algérie), le coefficient LA varie, en général, de 18 à 45%.

I.2.1.4.3 Essai Micro-Deval :

L'essai a pour but d'apprécier la résistance à l'usure par frottements réciproques des granulats et leur sensibilité à l'eau. L'appareillage est constitué d'une machine Micro-Deval munie d'un

tambour dans lequel on introduit l'échantillon de granulats et une quantité de billes d'acier. Le tout est mis en rotation (12000 tours) ; Le poids de l'échantillon est de 500 grammes de granulats auquel on ajoute 2,5 litres d'eau afin d'évaluer la sensibilité à l'eau. A la fin de l'essai, l'échantillon est récupéré puis passé au tamis de 1,6 mm et pesé au gramme près après séchage à l'étuve à 105 ° C. Dans ce cas, on mesure le coefficient MDE (micro-Deval en présence d'eau) qui est donné par:

$$\text{MDE} = \frac{\text{poids du passant à 1,6 mm}}{\text{poids initial de l'échantillon}}$$

Pour les roches calcaires, le MDE varie, en général, de 18 à 30 % et plus en fonction de la dureté.

I.2.1.4.4. Essai au bleu de méthylène

Il permet de caractériser la fraction argileuse d'un sol sableux ou d'un granulat en mesurant sa capacité à absorber du bleu de méthylène.

Le principe de l'essai est de déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir d'une couche supposée monomoléculaire les surfaces internes et externes des particules d'argile, des matières organiques et les hydroxydes en dispersion dans l'eau.

Les éléments non argileux du sol ne participant pratiquement pas à ce phénomène d'adsorption, la quantité de colorant adsorbée par 100 g du sol de « valeur au bleu » dépend donc étroitement de la surface spécifique globale de la fraction argileuse, très caractéristique de la nature de l'argile puisqu'elle varie de 2,20 m²/g pour la kaolinite, à 800 m²/g pour la montmorillonite.

L'essai s'effectue sur une suspension du sol dans de l'eau, soumise à une agitation permanente, et à laquelle on ajoute des quantités croissantes de solution de bleu de méthylène. On recherche la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer le sol, cette saturation est indiquée par le test de la tache.

Il consiste à prélever une goutte de suspension que l'on dépose sur un papier filtre. La tache ainsi formée se compose d'une partie centrale de sol coloré entourée d'une zone humide incolore. Le début de la sursaturation est marqué par une coloration de l'auréole.

La valeur au bleu désignée par VB_s est le nombre de grammes de bleu de méthylène nécessaire pour saturer 100 g de fines inférieures à 0,08 mm.

Cet essai est réalisé sur la fraction 0/2 mm ou 0/5 mm et ramené, par une règle de proportionnalité, à la fraction 0/50 mm.

Les seuils significatifs suivants peuvent être retenus pour la valeur au bleu :

0,2	: seuil de sensibilité
0,2 ≤ VB _s < 1,5	: sols sablo-limoneux
1,5 ≤ VB _s < 2,5	: sols limoneux peu plastiques
2,5 ≤ VB _s < 6	: sols limoneux moyennement plastiques
6 ≤ VB _s < 8	: sols argileux
VB _s ≥ 8	: sols très argileux [4]

I.2.2 Le ciment

Les ciments sont des poudres fines obtenues par cuisson à haute température (vers 1450 °C) et broyage d'un mélange minéral (calcaire + argile en général). Lorsqu'ils sont mélangés à l'eau, ils forment une pâte susceptible de faire prise et de durcir grâce à une réaction d'hydratation en général exothermique.

Ses principaux constituants sont: Le clinker portland, le laitier granulé de haut fourneau, les fillers calcaires, le sulfate de calcium et Les additifs ;

Le ciment durci est une véritable "roche artificielle" qui évolue dans le temps passant par trois phases :



Figure 1.1 : Différentes phases de durcissement de la pâte de ciment

- a. **Phase dormante :** où la pâte pure (ciment et eau) reste en apparence inchangée pendant un certain temps (de quelques minutes à quelques heures suivant la nature du ciment). En fait, dès le malaxage, les premières réactions se produisent; mais sont ralenties grâce aux ajouts de gypse.
- b. **Début et fin de prise :** après une ou deux heures pour la plupart des ciments, on observe une augmentation brusque de la viscosité : c'est le début de prise, qui est accompagné d'un dégagement de chaleur. La fin de prise correspond au moment où la pâte cesse d'être déformable et se transforme en un matériau rigide.
Le temps de début de prise est déterminé à l'instant où l'aiguille de Vicat ($S = 1 \text{ mm}^2$, masse = 300 g) ne s'enfonce plus jusqu'au fond d'une pastille de pâte pure de ciment. Les ciments de classe 35 et 45 ont un T_{prise} supérieur à 1h30 à 20 °C. En revanche, les ciment de classe 55 et HP ont un T_{prise} supérieur à 1h30 à la même température.
- c. **Durcissement :** on a l'habitude de considérer le durcissement comme la période qui suit la prise et pendant laquelle l'hydratation du ciment se poursuit. La résistance mécanique continue à croître très lentement; mais la résistance à 28 jours est la valeur conventionnelle.

Sa Masse volumique apparente varie de 800 à 1300 kg/m^3 .

Sa Masse volumique absolue varie de 2900 à 3150 kg/m^3 suivant le type de ciment.

La Surface spécifique Blaine est différente d'un ciment à un autre, généralement elle est comprise entre 2700 et 5000 cm^2/g .

La mesure du gonflement dans l'eau et du retrait dans l'air est effectuée sur prisme 4x4x16 cm sur mortier normal. Le retrait limité à 0,8 mm/m pour les ciments CPA et CPJ de classe 45R et 55. Il n'est pas normalisé pour les autres ciments (CLK, CHF, CLC).

L'expansion se mesure grâce aux aiguilles de Lechâtelier. Elle ne doit pas être supérieure à 10mm sur pâte pure pour tous les ciments.

Les résistances mécaniques caractérisent de façon conventionnelle, la résistance du ciment rattachée à une classe de résistance définie par sa valeur nominale. Cette valeur est la moyenne M des deux limites nominales inférieure et supérieure ($M \pm 10 \text{ MPa}$) de la résistance à la compression à 28 jours (Tableau 1.3). [5]

Tableau 1.3 : Classes de ciment

Classe	Sous-classe	Résistance à la compression (Mpa)		
		2j. lim.inf	28j. lim.inf	28j. lim.sup
35	—	—	25	45
45	R (rapide)	—	35	55
		15	35	55
55	R (rapide)	—	45	65
		22.5	45	65
H.P. (Hautes Performances)	R (rapide)	—	55	—
		27	55	—

I.2.3. L'eau de gâchage

Sur un chantier, l'eau est utilisée dans divers ateliers :

- Fabrication du béton et lavage du mélangeur,
- Transport, lavage des camions,
- Mise en place : ajouts d'eau (bétonnières portées), arrosage de la sous-couche et lavage des matériels de mise en place,
- Traitement de surface, sciage des joints et dénudage superficiel.

C'est à l'eau de constitution du béton qu'il convient d'apporter une attention particulière. Sa teneur en sels dissouts doit être inférieure à un gramme par litre dont moins de 0.5 gramme de chlorure de calcium.

La teneur en matière en suspension doit être inférieure à 0.5%.

Sa provenance doit faire l'objet d'une étude particulière mettant notamment en évidence les risques de pollution. Il faut particulièrement surveiller les pollutions accidentelles par déversement de détergents, de matières organiques, d'huile, de matière sucrées ou salées, de sulfates... Ces produits ont une action sur la cinétique d'hydratation du ciment et sur les caractéristiques du béton frais et durci. Une étude particulière permet, en cas de doute, de s'assurer que l'eau utilisée ne modifie pas les conditions de prise.

I.2.4. Adjuvants

L'adjuvant est un produit incorporé au moment du malaxage du béton à dose inférieure ou égale à 5 % en masse de la teneur en ciment du béton, pour modifier les propriétés à l'état frais et/ou à l'état durci. [2]

Les adjuvants sont généralement classés selon leur période d'actions principales, et favorables. Ils sont destinés à agir sur la composition

- à l'état frais : L'exigence principale concerne la facilité de mise en œuvre, sans affecter le rapport Eau / Ciment.

Sont classés dans cette catégorie :

- Les agents réducteurs d'eau ;
- Les agents hautement réducteurs d'eau (superplastifiants).
- Durant la prise : Selon la situation du chantier, on peut demander d'accélérer ou de ralentir la prise du béton, du mortier ou du coulis :
 - Accélérateur de prise et de durcissement ;
 - Retardateur de prise.
- Durant le durcissement : L'intérêt est porté généralement sur le raccourcissement du délai de décoffrage ou de mise en service.

- Après durcissement : Il s'agit généralement de donner des performances concernant la durabilité du béton et en particulier sa résistance aux cycles de "gel/dégel".

I.2.5. Les additions

Ce sont les cendres volantes, les additions calcaires, les laitiers vitrifiés moulus de haut fourneau et les fumées de silice. Ces poudres sont utilisées comme constituants du ciment ou additions dans le béton.

I.3. Préparation de la grave-ciment

I.3.1. Malaxage

On mélange les composants à la main, à la pelle, ou au moyen d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière. Pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmée à l'avance. La production peut atteindre plus de 300 m³ /h. L'objectif est de mélanger suffisamment les composants pour obtenir un mélange homogène, au sein duquel les éléments les plus fins et le ciment, comblent les vides laissés par l'agglomération des Agrégats.

I.3.2. Transport des matériaux

On transporte les matériaux sans retard par un camion couvert de chape de cure (c'est pour éviter le débordement et la sécheresse des matériaux)

I.3.3. Travaux du répannage des matériaux

Pour éviter la ségrégation des matériaux déchargés, le répannage sera effectué préliminairement à l'aide de bulldozer avec une couche de 5cm d'épaisseur de plus (assurer la couche de GC contre l'affaissement de compactage).

Après la finition du répannage initial, un compactage provisoire sera entamé par un compacteur pneumatique avec une vitesse de déplacement au moins de 4km/h et deux passes. Si l'on constate une ségrégation ou une sécheresse des matériaux durant le répannage, on épand de nouveau des matériaux frais de 0/3 sur l'aire de ségrégation et on arrose la surface séchée de GC de l'eau avec la quantité convenable.

I.3.4. Travaux du compactage des matériaux

Dès qu'on achève le répannage de finition, le compactage des matériaux sera entamé par un compacteur vibrant avec sa vitesse au moins de 4 km/h et 6passes, et 2 passes à l'aide de compacteur pneumatique.

I.3.5. Travaux de la cure des mélanges

Aussi tôt qu'on termine le compactage, on procède au contrôle de la compacité et de la côte. Et on épand des sables de cure et des produits d'imprégnation.

I.3.6. Introduction de Microfissures

L'exécution de microfissure est faite 3 jours après le démarrage de la mise en œuvre (de 48 à 72 heures).

I.4. Essais mécaniques

I.4.1. Essai de compression

L'essai s'effectue sur machine à compression conformément à la norme NF P 18-406. L'essai consiste à soumettre à l'écrasement par compression axiale une éprouvette cylindrique ou cubique et à déterminer sa résistance à la compression. Elle est donnée par la relation :

$$\sigma_c = \frac{P}{S^2} \quad (MPa) \quad \text{Éq. 1.1}$$

P : Charge de rupture,
S : Section de l'éprouvette,
 σ_c : Résistance à la compression.

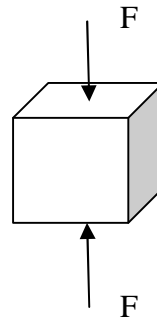


Figure 1.2. Essai de compression [6]

I.4.2. Essai de traction par flexion

La résistance à la traction est mesurée par la méthode de traction par flexion conformément à la norme NF P 18-407

L'essai s'effectue sur une machine automatique de flexion, sollicitant l'écrasement d'éprouvette prismatique ($7 \times 7 \times 28$) et ($4 \times 4 \times 16$) cm^3 à une flexion directe.

La résistance à la traction par flexion se calcule par la formule:

$$\sigma_T = 1.8 \frac{P}{a^2} \quad (MPa) \quad \text{Éq. 1.2}$$

P : Charge de rupture,
a : Côté de l'éprouvette prismatique ($a \times a \times 4a$).

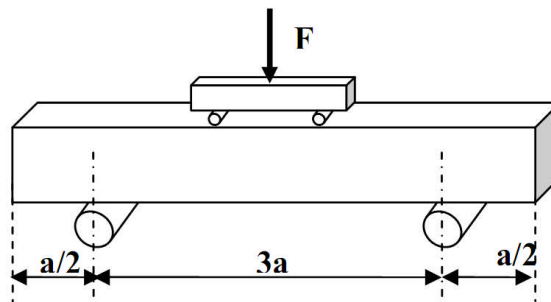


Figure 1.3. Essai de traction par flexion [7]

I.5. Déformation du béton

I.5.1. Déformations instantanées : le retrait

Dès la fin de sa mise en œuvre, le béton est soumis à des déformations, même en absence de charges.

C'est un matériau en évolution avec le temps ; en effet ses propriétés se modifient au cours de son existence suivant l'état de l'atmosphère, la température et les charges appliquées. Il sera le siège de transformations diverses.

En l'absence de toute charge, les bétons en général subissent des déformations plus ou moins importantes quand leur contenu en eau ou l'humidité du milieu environnant varient. Pour les bétons conservés à l'air, on observe une diminution des dimensions initiales. Cette variation est due principalement à l'évaporation de l'eau contenue dans les gels. Ce phénomène porte le nom de retrait.

I.5.1.1 Différents types de retrait

On distingue plusieurs types de retrait :

Tableau 1.4. Types de retrait [8]

Types	Causes	Constatations	Remèdes
Avant Prise	Causé par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton.	Des fissures peuvent s'ensuivre car le béton se trouve étiré dans sa masse.	Il s'agit de s'opposer au départ brutal de l'eau par l'utilisation d'adjuvants ou de produits de cure.
Après, la prise (retrait thermique)	Dû au retour du béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment.	On constate une légère diminution de longueur.	Il faut éviter de surdoser en ciment. Les ciments de classe 45 accusent moins de retrait que ceux de classe 55 de durcissement plus rapide.
Le retrait hydraulique	Dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.	Le retrait croît avec la finesse de ciment et le dosage.	Le béton aura d'autant moins de retrait qu'il sera plus compact ; ce qui dépend de la répartition granulaire, car un excès d'éléments fins favorise le retrait ainsi que les impuretés (argiles, limons).

I.5.1.2 Facteurs agissant sur l'amplitude de retrait

Tout paramètre influant sur le bilan de l'eau dans le béton, influera sur son retrait puisque ce dernier est lié, en grande partie, aux migrations d'eau. Ces facteurs qui agissent sont:

- Le dosage en ciment: le retrait augmente avec le dosage en ciment;

- La quantité d'eau de gâchage ;
- Les vides d'air: l'évaporation de l'eau est facilitée par une forte perméabilité du béton;
- La finesse de mouture du ciment: cela nécessite une plus grande quantité d'eau de mouillage;
- La présence d'éléments fins: proviennent en général de l'emploi d'agrégats argileux ou d'agrégats de broyage non dépoussiérés;
- La nature du ciment: facteur de toute première importance. Les ciments à forte proportion de laitier conduisent à des valeurs de retrait plus élevées (cas d'une conservation dans l'air).
- L'hygrométrie de l'ambiance: le retrait croît quand l'humidité relative diminue.

I.5.2. Déformations différées

I.5.2.1. Fluage

Lorsqu'il est soumis à l'action d'une charge de longue durée, le béton se comporte comme un matériau viscoélastique. La déformation instantanée qu'il subit au moment de l'application de la charge est suivie d'une déformation lente ou différée qui se stabilise après quelques années. C'est ce que l'on appelle le fluage.

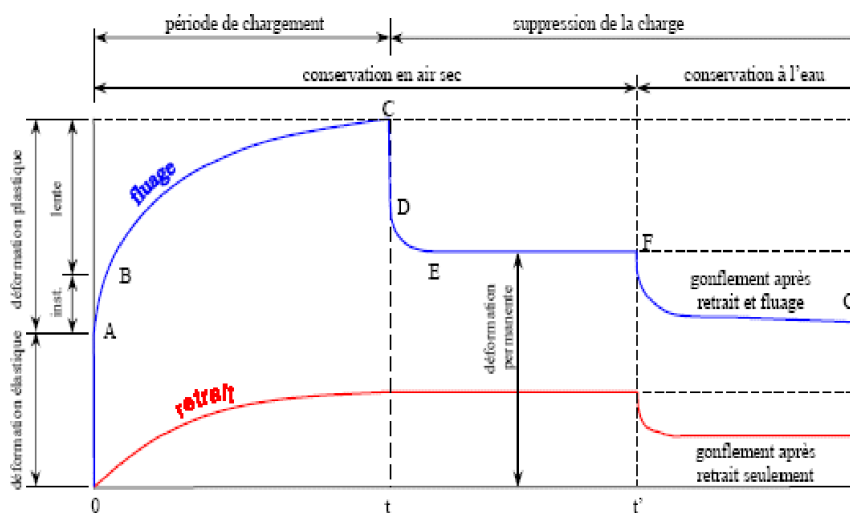


Figure 1.4. Chargement et déchargement.(Déformation réactive de retour). [8]

I.5.2.1.1. Facteurs influençant le fluage

Certains des facteurs influençant le fluage sont liés intrinsèquement aux propriétés du béton, d'autres viennent des conditions extérieures. En premier lieu, il faut bien comprendre que c'est la pâte de ciment qui subit le fluage.

a. Influence de la contrainte et de la résistance

Il y a une proportionnalité directe entre le fluage et la contrainte appliquée. Il n'y a pas de limite inférieure à cette proportionnalité du fait que le béton subit un fluage sous de très faibles contraintes. Tandis que la limite supérieure est atteinte lorsque se développe une importante microfissuration, ce qui se produit pour une contrainte, exprimée comme une fraction de la résistance, qui est d'autant plus faible que le matériau est hétérogène.

Au-delà de la limite de proportionnalité, le fluage augmente avec la contrainte à une vitesse croissante et il existe un certain rapport contrainte/résistance au-delà duquel le fluage provoque une rupture avec le temps.

Ce rapport contrainte/résistance se situe aux alentours de 0,8 à 0,9 de la résistance statique à court terme. Dans cette situation, le fluage augmente la déformation totale jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur limite qui correspond à la déformation ultime du béton considéré.

Il est possible d'exprimer le fluage comme une fonction linéaire du rapport contrainte/résistance. Cette proportionnalité a été largement confirmée.

b. Influence des propriétés du ciment

Le type de ciment influence le fluage dans la mesure où il a un effet sur la résistance du béton au moment de l'application de la charge. On peut dire que les différents types de ciment portland, tout comme le ciment alumineux, présentent à peu près le même fluage.

I.5.2.1.2. Relation entre le fluage et le temps

Le fluage est mesuré par la variation de la déformation en fonction du temps d'une éprouvette soumise à une contrainte constante et conservée dans des conditions appropriées.

Pour cette mesure, on peut utiliser une méthode simple; elle consiste à ajuster la charge de temps à autre, sachant que la valeur de la charge est déterminée par un dynamomètre placé en série avec les éprouvettes de béton.

Cette méthode peut être employée pour des essais accélérés de fluage par immersion dans de l'eau chauffée à une température comprise entre 450°C et 650°C. Une température plus élevée provoque un fluage plus élevé de sorte que, après 7 jours, toute différence entre un béton inconnu et un béton de référence peut être facilement détectée. Toutefois, le taux de fluage décroît avec le temps à un taux continu et on suppose généralement que le fluage tend vers une valeur limite après un temps infini sous charge.

L'une des équations les plus pratiques reliant le fluage et le temps est celle de Ross et Lorman

$$C = \frac{t}{a + b * t} \quad \text{Éq. 1.3}$$

Où

C : Le fluage.

t : Le temps.

a et b: Des constantes déterminées à partir des expériences.

I.5.2.2. Gonflement

La pâte de ciment ou le béton mûri continuellement dans l'eau après leur mise en place augmentent en volume et en masse. Ce gonflement est dû à l'absorption d'eau par le gel de ciment.

Le gonflement du béton est nettement plus faible que celui de la pâte de ciment, soit à peu près 100×10^{-6} à 150×10^{-6} pour un béton dont le dosage en ciment est de 300 kg/m^3 .

Cette valeur est atteinte 6 à 12 mois après la mise en place et on observe très peu de gonflement par la suite.

Le gonflement s'accompagne d'une augmentation de la masse de l'ordre de 1%. Le gain de masse est donc considérablement plus grand que celui du volume, car l'eau qui pénètre occupe l'espace créé par la diminution de volume du système eau-ciment due à l'hydratation.

Le gonflement est plus important dans l'eau de mer et sous de hautes pressions.

I.6. Elasticité du béton

Le module d'élasticité E est défini par le rapport:

$$E = \text{Contrainte unitaire} / \text{Déformation relative}$$

Pour les projets courants, on admet :

$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$ (Module de déformation longitudinale instantanée du béton) avec f_{cj} : résistance caractéristique à « j » jours.

$E_{ij} = 3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$ (Module de déformation différée) avec $f_{cj} : 1,1 f_{28}$ Il s'ensuit que $E_{vj} \approx \frac{1}{3} E_{ij}$

Notes : E_{vj} ; E_{ij} ; f_{28} ; f_{cj} sont exprimés en MPa.

I.6.1 Coefficient de Poisson

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale.

Le coefficient de Poisson est le rapport :

$$\text{Déformation transversale} / \text{Déformation longitudinale}$$

Dont la valeur varie entre 0,15 et 0,30.

$\nu = 0,2$ béton non fissuré;

$\nu = 0$ béton fissuré.

I.6.2 Modules de déformation longitudinale du béton

Module de déformation instantanée : $E_{ij} = 12000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$

Module de déformation différée : $E_{vj} = 4000 + f_{cj}^{\frac{1}{3}} = \frac{E_{ij}}{3}$

Fluage : $E_{flu} = \frac{E_{ij}}{2}$

I.6.2 Diagramme Contrainte Déformation du béton

Cette loi rhéologique est donnée dans la figure I.5.

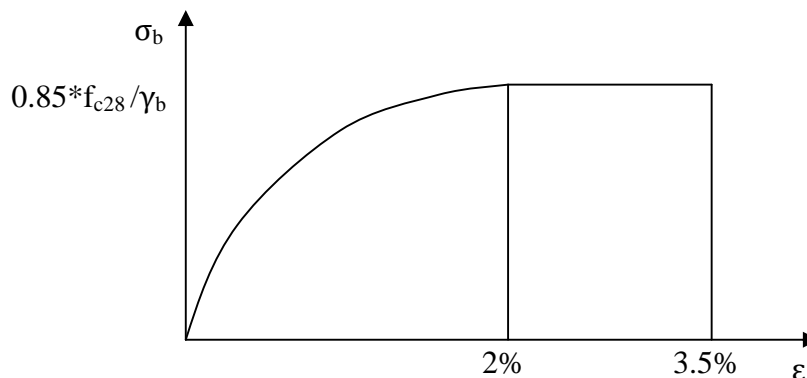
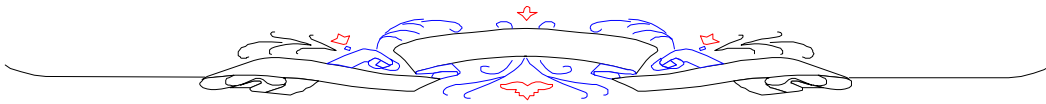


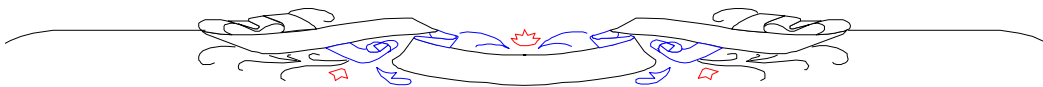
Figure 1.5: Diagramme Contrainte Déformation du béton [1].

$\gamma_b = 1.5$ (sauf pour combinaison accidentelle = 1.15)

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on utilise le diagramme rectangulaire simplifié.



CONCENTRATION DE CONTRAINTE



II.1. CONCENTRATION DE CONTRAINTE

II.1.1.Introduction

Avant d'entamer ce chapitre il faut rappeler que les fissures dans la grave-ciment ont une relation directe avec la concentration de contrainte et la fatigue. En effet, la fissure produit une concentration locale de contrainte dans les zones les plus faibles de la plaque de grave ciment comme le cas des petites rayures dans le verre. Si on applique une charge le verre va casser au niveau du défaut et il est clair que les charges routières sont la source du phénomène de concentration de contrainte induisant une ouverture des fissure comme une fermeture à glissière et les sollicitations de charge décharge de la route vont entrainer la fatigue de la grave ciment.

Ce chapitre s'est inspiré du cours de matériaux du Pr.BALI Abderrahim [9]

La réaction des liaisons interatomiques montre que la résistance théorique à la traction (contrainte maximum pour rompre ces liaisons) avait une valeur de l'ordre de $E/10$, (E =module d'Young).

Les valeurs calculées, de la résistance théorique à la traction sont généralement démontrées par l'expérience.

On se demande alors pourquoi l'approche théorique donne des valeurs plusieurs centaines de fois plus élevées, que les valeurs mesurées expérimentalement. A.A.GRIFFITH, physicien Anglais essaya de résoudre cette contradiction apparente.

Il a été le premier à proposer en 1930, une interprétation qui permettait de réconcilier théorie et expérience. Il a d'abord commencé par étudier les matériaux à comportement fragile puisqu'ils se déforment de façon purement élastique jusqu'à la rupture et qu'on peut aisément leur appliquer l'analogie avec les ressorts qui symbolisent les liaisons atomiques.

Griffith suppose que même si le matériau était soumis globalement à une contrainte extérieure dont la valeur était nettement inférieure à celle de sa résistance théorique à la traction, cette contrainte pouvait en certaines zones, atteindre une valeur égale à la valeur théorique.

Dans ces zones, il y'aurait par conséquent rupture des liaisons atomiques, rupture qui se propagerait de proche en proche dans le matériau : les liaisons atomiques se rompraient en cascade de la même manière que se séparent les dents d'une fermeture à glissière.

II.1.2.Concentrations de contraintes :

Tout défaut superficiel (comme les rayures) ou tout défaut interne (comme les porosités) constitue des zones privilégiées où la valeur de la contrainte locale pouvait atteindre celle de la résistance théorique du matériau à la traction. Par ailleurs toute modification soudaine de la géométrie d'une pièce entraîne des perturbations importantes dans la répartition des contraintes. Le phénomène est similaire à celui qui affecte un liquide s'écoulant dans un canal dont la section change brusquement (une forte turbulence se produit à l'endroit du changement de section). En effet, par analogie avec les lignes d'écoulements d'un fluide, on peut représenter schématiquement la répartition de la contrainte locale (parallèle à la contrainte appliquée) au voisinage d'une microfissure débouchante ou rayure (Figure 2.1)

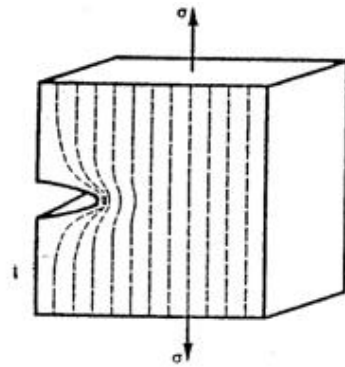


Figure 2.1 Concentration locale des contraintes au voisinage d'une microfissure débouchante.

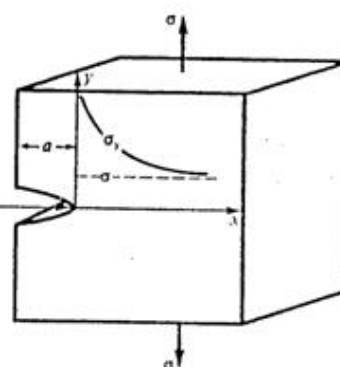


Figure 2.2 Variation de la contrainte locale σ_y en fonction de la distance x mesurée à partir du fond de la fissure.

A la racine de la fissure se produit une concentration locale de contrainte ; cette contrainte locale σ_y a une valeur plus élevée que celle de la contrainte extérieure appliquée σ .

La figure 2.2 illustre la variation de la composante locale σ_y de la contrainte parallèle à la contrainte appliquée σ , en fonction de la distance x mesurée à partir du fond de la fissure qui est une fonction à la fois de la contrainte appliquée et de la géométrie de la fissure. En première approximation on obtient en tête de la fissure.

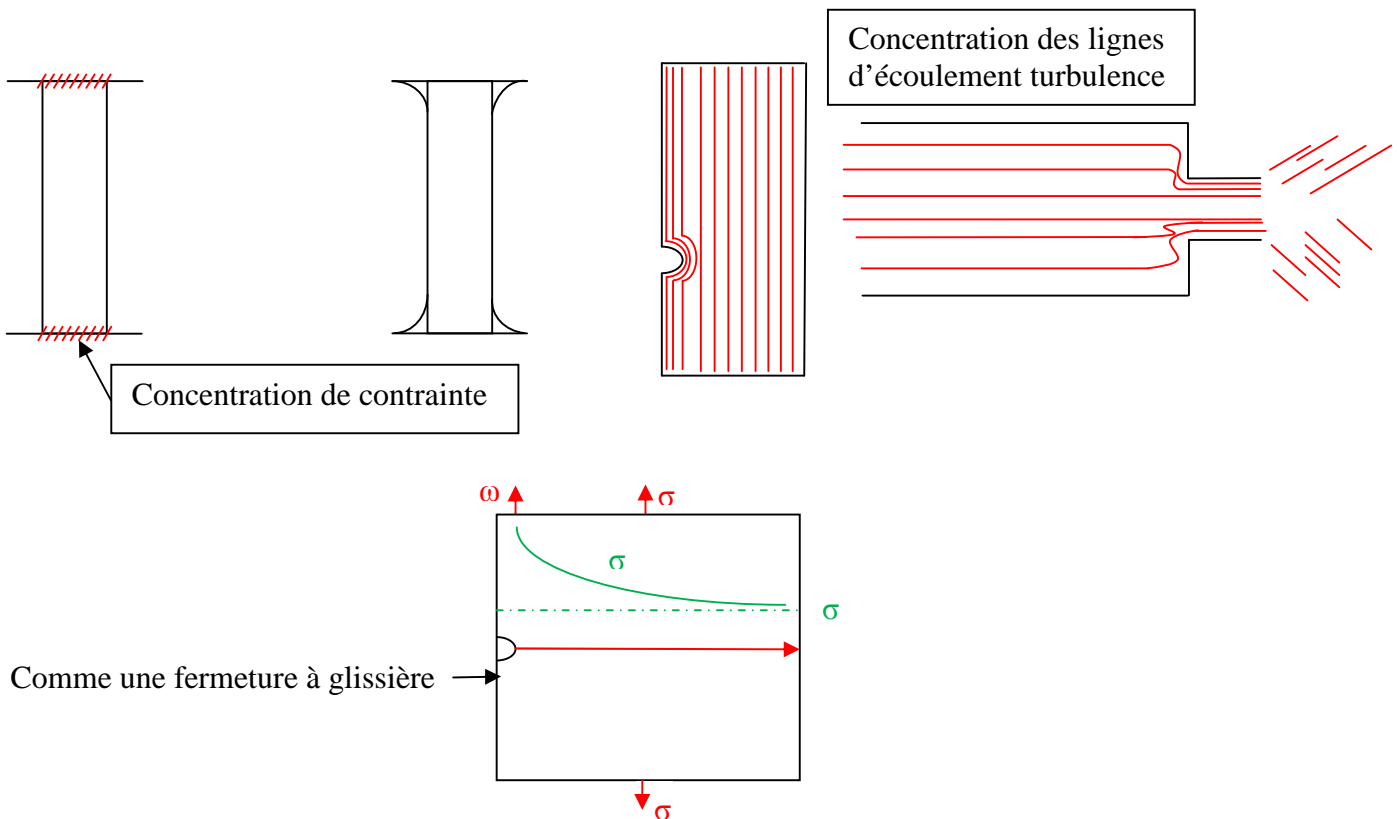


Figure 2.3 Différents types de concentration de contrainte

II.1.3. Zone de concentration de contraintes

L'analyse de la concentration des contraintes locales due aux travaux des Griffith n'est pas limitée aux seuls défauts de surface, on peut également l'étendre à toute discontinuité géométrique présente dans un matériau comme un défaut interne par exemple une microfissure de forme elliptique caractérisée par un grand axe « $2a$ » et un petit axe « $2h$ »

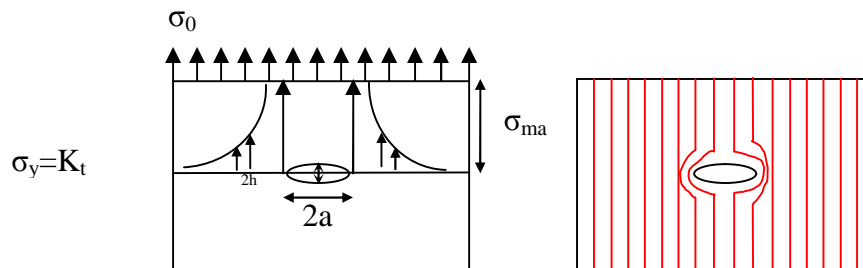


Figure 2.4 Concentration de contrainte aux extrémités d'une fissure interne de forme elliptique

II.1.4. Cas de plaque perforée (Trou circulaire) :

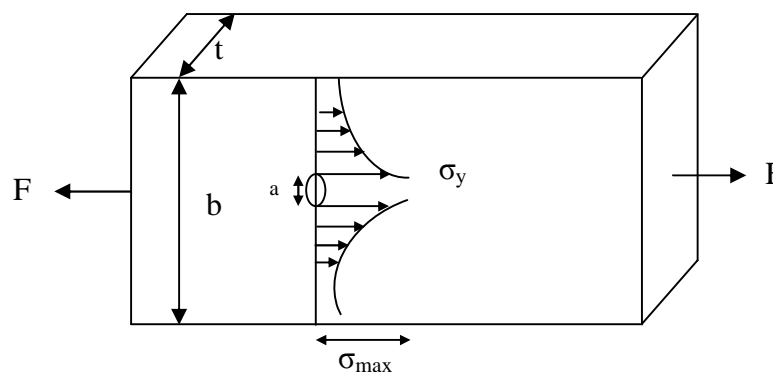


Figure 2.5. Concentration de contrainte d'une plaque perforée en traction.

II.1.5. Méthodes utilisées pour la détermination de la concentration de contrainte

Différentes méthodes existent pour évaluer la concentration de contraintes ; nous citerons quelques unes :

1. **La photoélasticité :** c'est la méthode expérimentale la plus pratique et la plus universelle pour l'étude des concentrations de contraintes. Elle utilise un polariscope qui permet de visualiser dans la forme de franges de polarisation les contraintes induites dans le premier modèle.
2. **Les jauges électriques :** on colle une jauge sur le point présumé de cône max (par exemple : le bord d'un trou, le fond d'un coin ou d'un filtrage)
Cette méthode courante permet d'obtenir seulement les contraintes induites en surface. Elles sont généralement les plus grandes.
3. **Les vernis craquelants :** le procédé de vernis craquelants consiste à déposer sur la région à étudier une couche de laque fragile ; lorsque celle-ci est sèche on applique la charge progressivement et on surveille l'apparition de la première craquelure. Les

premières fissures apparaissent là où les déformations de traction par exemple sont les plus grandes ; elles sont perpendiculaires à leur direction.

4. **La méthode moiré:** Le procédé consiste à coller sur la surface de la pièce une grille. Le tracé des déformations de cette grille permettra de déduire les contraintes au voisinage d'une discontinuité (méthode de la grille incluse ou des franges de moiré).
5. **Méthode analogique :** elle consiste à reproduire des phénomènes physiques obéissant aux mêmes lois que les contraintes, les contraintes normales dans une pièce bidimensionnelle par exemple satisfont aux mêmes équations que les vitesses d'un fluide s'écoulant dans un canal plan de même forme que la pièce sollicitée.

Ces méthodes sont commodes, elles peuvent être appliquées de la manière approximative et elle permet de concevoir des moyens pour diminuer l'effet des changements brusques de section. Considérons l'exemple suivant où les forces dans la pièce sont représentées par une série de lignes semblables à celles qui forment les lignes de courant d'un fluide dans une conduite.

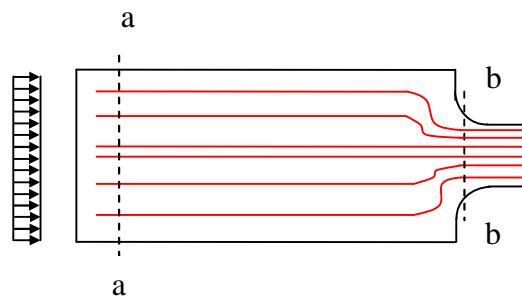


Figure 2.8 Analogie entre un écoulement et la distribution des contraintes.

Plus la concentration des lignes est grande, plus les contraintes sont grandes (les contraintes se comparent aux vitesses du fluide).

II.1.6. Moyens utilisés pour réduire les effets de concentration de contraintes

La méthode des lignes de force (de vitesse, d'écoulement) permet d'envisager des modifications géométriques à apporter aux pièces de façon à réduire la concentration de contraintes, il s'agit d'empêcher la concentration des lignes de force au niveau de changement de section ou autre défaut.

Le changement de section doit se faire progressivement donc il faut employer les plus grands rayons de courbure (ou raccordement).

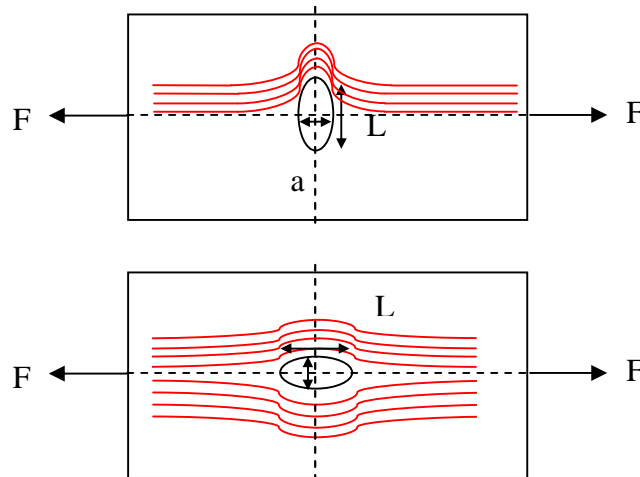


Figure 2.9 Influence de changement de section sur les lignes de force

Dans une plaque en traction, un trou elliptique est moins dommageable si son grand axe est dans la direction des contraintes et ce pour une même section net avec $t =$ épaisseur de la plaque.

Soit la plaque suivante avec un petit trou circulaire.

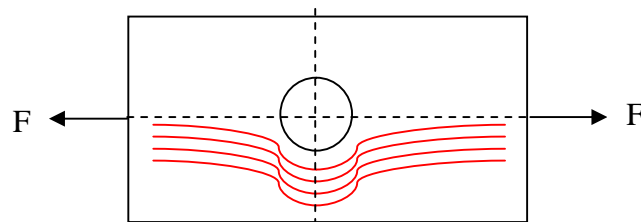


Figure 2.10 Plaque avec un petit trou circulaire

Dans cette situation, on ne peut éviter d'avoir un petit rayon du trou (ou de raccordement) et on ne peut éviter le changement de section qui présente des dangers pour la pièce. Alors que faut-il faire pour atténuer la concentration de contrainte ?

On peut en enlevant du matériau réduire l'effet dommageable.

Créer deux petits trous de part et d'autre permet de réduire le rayon de courbure et par conséquent réduire la concentration de contraintes.

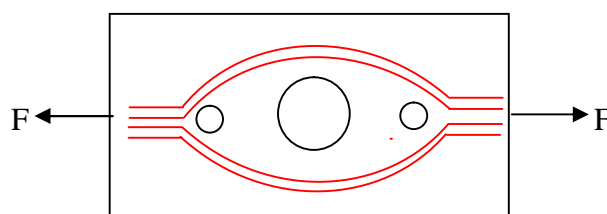


Figure 2.11 Plaque avec trois trous circulaires

II.1.8. Conclusion :

On peut conclure que la résistance expérimentale à la traction des matériaux fragiles dépend grandement des défauts qu'ils renferment, de leur nature et de leur géométrie puisqu'il n'existe aucun matériau sans défaut (toutes rayures dues à l'usinage ou au polissage peuvent être le siège de concentration de contrainte, il est quasi impossible que la valeur de la résistance à la traction atteigne celle de la résistance pratique expérimentale d'un matériau à la traction qui dépend de la nature et de la sécurité de défaut qu'il renferme. Cette résistance est toujours très inférieure à la valeur théorique.

II.2. FATIGUE DES MATERIAUX

II.2.1 Introduction

L'expérience industrielle montre que les ruptures de pièces de machines ou de structures en fonctionnement normal sont le plus souvent dues à la fatigue. On constate à cet effet qu'elles sont soumises, en service, à des charges d'amplitude variable.

On entend par fatigue ou endommagement par fatigue, la modification des propriétés des matériaux consécutive à l'application d'un chargement répété (cycle d'efforts), dont la répétition peut conduire à la rupture de ces matériaux. La charge reste à tout moment inférieure à sa résistance statique.

Le phénomène de fatigue est lié à l'amorçage et la propagation d'une fissure à partir d'un défaut au sein de la pièce, situation favorable à une décohésion locale du matériau du fait d'une forte concentration de contraintes.

Le tableau 3.1 donne une idée sur quelques situations favorables à l'initiation d'une fissure de fatigue.

Tableau.2.1 Situations favorables à l'initiation d'une fissure de fatigue.

Classification	Description
Géométrie	-Trous dans une pièce Tendue. -Changements brusques de section. -Angles vifs.
Métallurgie	-Inclusions. -Taille du grain -Précipitations -Nature des glissements.
Mise en œuvre	-Aspects de surface - usinage. - grenailage. - dépôts chimiques. -Endommagements. -Défauts de soudure -Anisotropie
Environnement	-Humidité. -milieux corrosifs.

On peut identifier deux grandes classes de comportement dues à la fatigue :

- 1) La fatigue associée à un grand nombre de cycles : c'est la plus courante. La rupture a lieu sans aucune déformation permanente, et la déformation se produit dans les limites du domaine élastique.

- 2) La fatigue plastique associée à un petit nombre de cycles (Fatigue OLIGOCYCLIQUE) : c'est celle qu'on rencontre dans le cas du fil de métal plié et déplié.

La contrainte est telle qu'elle provoque à chaque cycle une déformation plastique.

Dans ce cas, la durée de vie est beaucoup plus grande ($N < 10^4$ cycles).

On appelle Endurance, la capacité de résistance à la fatigue.

II.2.2. Résistance à la fatigue des matériaux

Depuis très longtemps, on a observé que des matériaux peuvent se rompre si on leur applique de façon répétée un nombre suffisant de sollicitations d'amplitude inférieure à la résistance à la rupture statique.

- **Matériaux traités aux liants hydrauliques**

En contrainte, la courbe de fatigue est assez bien représentée par une droite en coordonnées semi-logarithmiques :

$$\frac{T}{T_0} = 1 - a \lg N$$

Où T_0 est la contrainte de rupture au premier chargement.

On a pu constater que « a » est proche de 1/12 pour la plupart des matériaux. Pour cette valeur de « a », si la contrainte appliquée est égale à la moitié de T_0 , la rupture intervient pour 10^6 cycles de chargement.

Un ordre de grandeur de la valeur de T_0 des différents types de matériaux traités aux liants hydrauliques est le suivant :

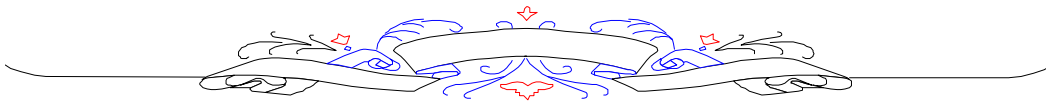
Tableau 2.2 la valeur de T_0 des différents types de matériaux traités aux liants hydrauliques

Matériaux	T_0 (Mpa)
Graves-laitier (180j)	0.6 à 1
Graves-ciment (180j)	0.8 à 1.2
Graves-cendres volantes (180j)	1.2 à 1.6

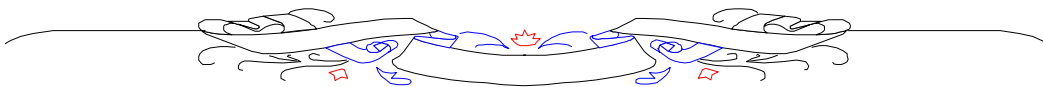
- **Sols et graves non traitées**

Leur comportement est radicalement différent de celui des matériaux précédents. Dans le cas des sols et des graves non traitées, les grains élémentaires sont en effet libres de se déplacer les uns par rapport aux autres. Il en résulte, sous les sollicitations répétées exercées par le trafic, des réajustements et des déformations progressives.

Il n'y a pas, dans ce cas, de véritable rupture de la chaussée en masse, mais une déformation progressive qui induit un orniéage dans les traces de roue et une désorganisation des couches de surface.



*TECHNIQUES ANTI-REMONTÉES DES
FISSURES*



CHAPITRE III : TECHNIQUES ANTI-REMONTÉES DES FISSURES

III.1 Introduction

Le manque de maîtrise de la fissuration de retrait nuisible à l'étanchéité de la couche de roulement et donc à son comportement sous trafic, a conduit à renoncer aux structures semi rigides en construction neuve.

Des progrès considérables ont été effectués dans la lutte contre les remontées de fissures tant pour les chaussées neuves que pour les autres pour autant que le procédé choisi soit adapté au problème à traiter. Certes la réapparition des fissures n'est que reportée, mais le différé obtenu est très appréciable notamment en coût d'entretien.

III.2 Définitions

Les problèmes de la fissuration des assises de chaussées et celui de la remontée des fissures à travers les couches de surface sont complexes ; ils appellent encore des innovations dans la conception des structures, dans la nature des matériaux et dans le développement de techniques habituellement présentées comme des techniques anti-fissures.

Avant d'aborder le développement de ces techniques, il est nécessaire de rappeler la différence entre la fissuration de retrait des assises traitées avec un liant hydraulique et la fissuration de fatigue.

La première intervient sous l'effet du retrait, au moment où la contrainte de traction engendrée dans le matériau par la prise atteint une valeur proche de la résistance en traction. Dans le domaine de la fissuration de retrait on a l'habitude de distinguer deux types de retrait élémentaires :

- 1. les retrait primaires** qui comprennent le retrait avant durcissement et le retrait hydraulique. Ils sont responsables des premières mises en contrainte lente du matériau après sa mise en œuvre; ils se produisent alors que le matériau est encore peu résistant ;
- 2. le retrait thermique**, associé soit aux variations journalières soit aux variations annuelles de température. Les premières peuvent se situer entre 20 et 30° C, tandis que les secondes peuvent atteindre 50 à 60° C.

On classe les fissures de retrait à partir de différents paramètres d'identification, ce qui permet d'appréhender leur gravité depuis un état initial (fissures transversales, fines peu ouvertes et non dédoublées par exemple) jusqu'à son état ultime lorsque la fissure de retrait a évolué sous la forme d'une zone faïencée.

Les fissures de fatigue peuvent être classées suivant les mêmes paramètres, mais ces fissures de fatigue apparaissent généralement dans le sens longitudinal, au niveau des voies de circulation.

La fissure de fatigue est la conséquence d'une insuffisance structurelle de la chaussée. Elle précède la période de destruction totale de la chaussée. Elle est provoquée, pour des structures à assises traitées, par des contraintes de traction par flexion excessives dans les assises. Pour les structures souples elle est la conséquence d'un excès de déflexion qui engendre des contraintes de traction excessives à la base de la couche de roulement.

Les stratégies d'entretien adoptées pour les réseaux routiers sont telles que généralement la structure est renforcée en action préventive dès les premiers signes de fatigue d'une structure de manière à arrêter le processus d'évolution de la chaussée.

III.3 Remontée des fissures dans les couches de surface

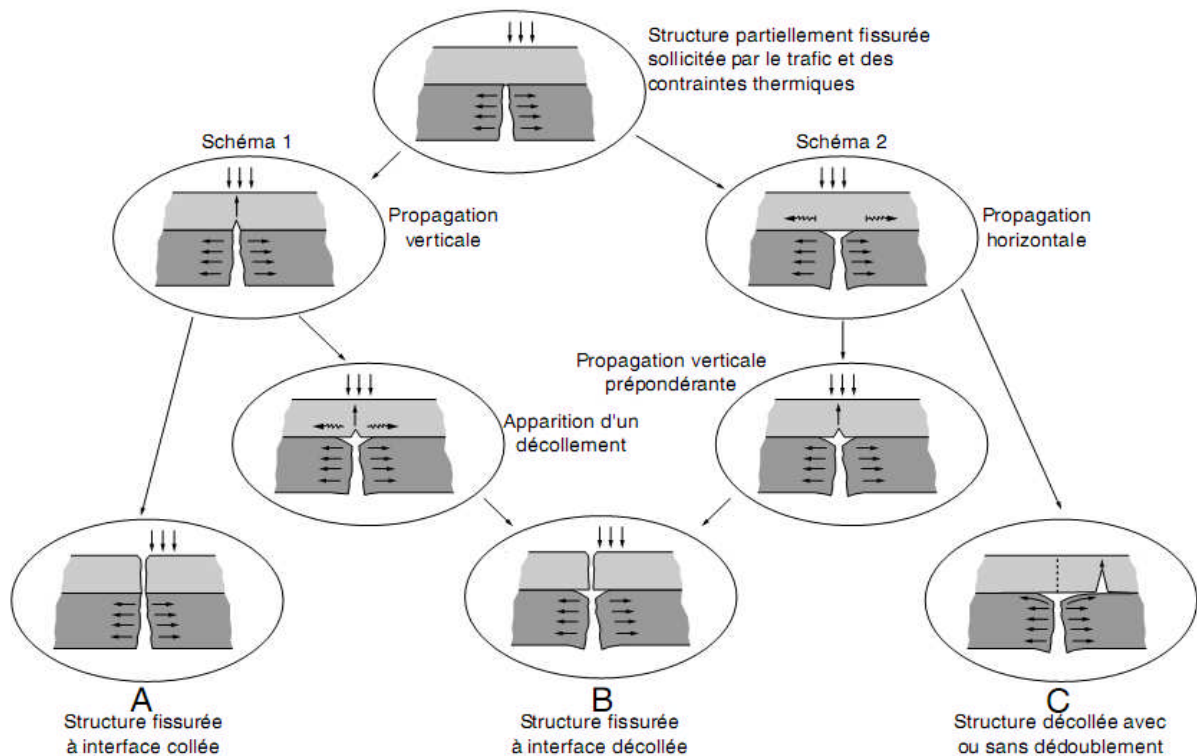


Figure.3.1. Cheminements d'une fissure [10]

La propagation d'une fissure dans la couche de roulement d'une structure dont la couche de base est fissurée découle d'une alternative :

- ❖ soit décollement de l'interface (propagation horizontale),
- ❖ soit propagation verticale en prolongement de la fissure existante.

Cette alternative est régie par le rapport entre l'effort tendant à propager la fissure dans une direction donnée et la résistance qu'opposent les matériaux à cette propagation.

Les différentes possibilités de cheminement d'une fissure sont présentées sur le schéma de la figure 3.1.

Le schéma 1 est la conséquence d'une excellente liaison à l'interface couche de roulement couche de base. La fissure se propage d'abord verticalement dans la couche supérieure. Au cours de cette propagation, s'il n'y a pas fatigue de l'interface la fissure débouche en surface en conservant l'interface collée (schéma A). Si l'interface fatigue, il y a apparition d'un décollement de part et d'autre de la fissure simultanément à la remontée de la fissure en surface (schéma B).

Le deuxième schéma de propagation de la fissure (schéma 2) est caractérisé par une interface à liaisons faibles où la propagation est dans un premier temps essentiellement horizontale. Cette propagation se stabilise et le processus se poursuit par une amorce dans la

couche de roulement soit au droit de la fissure d'assise (schéma B), soit à l'extrémité du décollement ou au deux endroits à la fois (schéma C).

Ces schémas de propagation conduisent à des temps de remontée de la fissure très variables. Le décollement est un facteur favorable pour retarder le processus de remontée ; par contre il conduit ensuite à une situation plus défavorable. En effet l'évolution de la fissure remontée en surface est nettement plus rapide (épaufrures, dédoublement, ramification, faïençage et départ de matériaux).

On voit donc les objectifs qui vont être visés avec les techniques anti-remontée de fissures :

1- créer des liaisons ou donner aux matériaux des résistances à la propagation aussi élevées que possible en particulier lorsque les conditions climatiques sont défavorables (temps froid) ;

2- conduire la propagation de la fissure de manière à allonger son parcours avant son arrivée en surface. Pour ce faire on cherchera à créer une interface qui le permette en évitant les inconvénients d'un décollement vis-à-vis de l'évolution de la fissure remontée.

III.4 Simulation en laboratoire

Les recherches sur le sujet ont toujours compris une simulation en laboratoire du processus de propagation de la fissure.

En France le système retenu est une machine de retrait flexion élaborée et opérationnelle au laboratoire régional des ponts et chaussées d'Autun.

L'essai consiste à suivre la vitesse de remontée d'une fissure au travers d'un complexe constitué du système destiné à retarder la réapparition des fissures en surface que l'on veut étudier et d'une couche de roulement.

Chaque éprouvette représentative du complexe est soumise, dans des conditions de température constante (5° C) à deux sollicitations simultanées :

- une traction longitudinale continue lente, simulant le retrait thermique de la structure,
- une flexion verticale cyclique, à la fréquence de 1Hz, simulant le trafic.

La progression de la fissure est suivie par le biais d'un réseau de fils conducteurs qui se brisent lorsque la fissure les atteint.

Le schéma figure 2 décrit la machine et ses principaux organes.

Dans les conditions expérimentales l'essai permet d'estimer différentes caractéristiques liées à l'efficacité du complexe étudié :

- l'initialisation de la fissure dans la couche de roulement.
- la vitesse de propagation.
- le temps de fissuration complète du complexe.

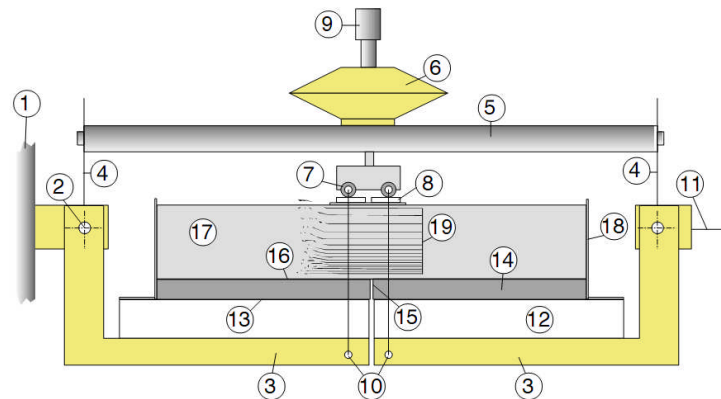
Cette machine permet de tester tous les complexes antifissures proposés par les entreprises de manière à les apprécier comparativement au travers d'un coefficient « r » qui est le rapport entre le temps de fissuration des couches testées et le temps de fissuration d'un complexe bicouche témoin considéré comme très efficace (sable enrobé + béton bitumineux 0/10 au bitume pur)

si $r < 0,7$ le système est jugé inefficace.

si $0,7 < r < 0,9$ le système est moyennement efficace. si $r > 0,9$ le système est très efficace.

Pratiquement tous les procédés proposés sur le marché ont fait l'objet d'un test sur la machine d'Autun et conduisent à une efficacité vis-à-vis de la remontée des fissures.

Il convient cependant de vérifier que le produit mis en œuvre sur un chantier correspond bien en composition et nature de constituants à celui qui a été testé en laboratoire.



- 1 Bâti de machine
- 2 Axes de pivotement des plaques en L
- 3 Plaques en L
- 4 Lames souples
- 5 Traverse supérieure de réaction de vérin
- 6 Vérin pneumatique à course réglable
- 7 Galets
- 8 Plaques d'appui
- 9 Réglage de la course du vérin pneumatique
- 10 Bielles de transmission de flèche aux plaques en L
- 11 Vérin de traction à vis
- 12 Plaques de base boulonnées sur les plaques en L (épaisseurs variables suivant l'épaisseur des éprouvettes)
- 13 Collage de l'éprouvette sur plaques de base
- 14 Couche de 1,5 m de BB au soufre préfissuré simulant l'ancienne chaussée fissurée
- 15 Préfissure (feuille carton)
- 16 Interface éventuelle (géotextile, membrane, pontage)
- 17 Corps d'éprouvette, couche de roulement
- 18 Clinquant collé interdisant les mouvements verticaux des extrémités de l'éprouvette tout en permettant un mouvement horizontal (par rapport aux plaques de base)
- 19 Réseau de détection de fissure

Figure.3.2. Schéma de principe de la machine de retrait flexion [10]

III.5 Mesures préventives lors de la construction

Les moyens pour limiter en construction neuve les conséquences de la fissuration des assises traitées aux liants hydrauliques :

Initialement la fissuration de retrait n'est pas apparue problématique ; elle était même considérée comme un signe de qualité et par ailleurs le défaut d'imperméabilité qu'elle engendrait pouvait être corrigé par le développement de techniques de colmatage des fissures.

S'agissant des routes, l'évolution des exigences des usagers quant à la qualité d'usage des chaussées a contraint les maîtres d'ouvrage à lutter contre cette fissuration.

La même exigence peut être formulée pour les chaussées des autoroutes pour lesquelles la tendance est à l'abandon de la technique de la couche de base alors qu'aujourd'hui le maître d'œuvre dispose de différents moyens que l'on peut classer de la manière suivante :

- la formulation des matériaux traités,
- la définition et la conception des structures, préfissuration,
- le choix de la couche de roulement, moyens qui permettent de reconsidérer cette position.

III.5.1 La formulation des matériaux traités

C'est à partir d'études de laboratoire que l'on peut appréhender l'influence des paramètres de formulation sur la fissuration. Dans ces études cependant il faut nettement séparer les causes de la fissuration : le retrait de prise d'une part et le retrait thermique d'autre part. Ce dernier peut être étudié à partir de la connaissance d'un certain nombre de caractéristiques des mélanges à un âge donné et notamment :

- la résistance et le module de déformation en traction,
- le coefficient de dilatation thermique,
- le comportement au fluage sous des chargements lents.

Le retrait de prise quant à lui nécessite des études spécifiques.

Le comportement global d'une couche de chaussée traitée dépend du comportement du matériau vis-à-vis de ces deux types de retrait, le retrait de prise ou retrait à court terme pouvant initialiser des fissures qui deviennent visibles lorsque le retrait thermique vient s'y superposer.

III.5.1.1 Choix du granulat

Compte tenu du fait qu'il constitue entre 80 et 95 % en poids du mélange c'est un élément important en ce qui concerne le comportement des assises traitées avec un liant hydraulique vis-à-vis de la fissuration.

La nature chimique et minéralogique du granulat peut influencer de diverses manières le comportement à la fissuration :

- influence sur la cinétique de prise (en général pour un liant donné la prise est plus rapide avec un matériau calcaire qu'avec un matériau siliceux),
- influence sur la déformabilité du matériau,
- influence sur le coefficient de dilatation thermique.

Vis-à-vis de la fissuration on peut considérer comme du second ordre l'influence du granulat à travers la cinétique de prise et la déformabilité du matériau. Par contre la différence des coefficients de dilatation thermique entre les granulats calcaires et siliceux est le paramètre mis en avant pour expliquer les comportements différents constatés sur les chantiers utilisant ces deux types de granulats.

Les valeurs des coefficients de dilatation thermique λ . des granulats à l'état massif (10 à $12 \cdot 10^{-6}$ pour les matériaux siliceux et 6 à $8 \cdot 10^{-6}$ pour les calcaires) ne peuvent être prises en compte directement pour les matériaux composites surtout lorsque la part de liant n'est pas négligeable (laitier ou cendres volantes silico alumineuses).

On a l'habitude de considérer qu'un mètre de chaussée s'allonge ou se rétrécit de 10 microns par degré de température car il y a eu très peu de mesures de coefficient de dilatation thermique. Les trois valeurs mesurées que l'on peut retenir concernent une même grave laitière (mélange où le granulat a le moins d'influence sur le coefficient de dilatation) avec des origines de granulats différents :

Granulat granitique	$\lambda=11.10^{-6}$
Granulat alluvionnaire siliceux	$\lambda=11.10^{-6}$
Granulat calcaire	$\lambda=8.10^{-6}$

III.5.1.2 Influence de la granularité

L'influence de la granularité apparaît avec la dimension du plus gros élément (D) du mélange. Pour un même granulat la diminution du D permet en général, d'augmenter la déformabilité avant rupture en améliorant l'homogénéité des mélanges et en multipliant les liaisons liant granulat.

Par ailleurs, la réduction de D permet, pour une même résistance, d'obtenir des modules de déformations moins élevés, donc d'augmenter la déformabilité des matériaux traités comme le montre le graphique figure 3.

III.5.1.3 Choix du liant

Les essais en laboratoire montrent que la déformation à la rupture des matériaux traités aux liants hydrauliques varie peu en fonction de la teneur en liant dans la gamme des dosages utilisés pour les assises de chaussées.

Mais c'est la nature du liant qui a une influence certaine sur la fissuration.

Ce que l'on constate, c'est que la vitesse de prise et l'augmentation des résistances jouent très directement sur l'espacement entre les fissures et affectent le comportement d'un matériau traité vis-à-vis de la fissuration.

On notera que les liants pulvérulents (ciments, liants routiers, ...) conduisent à une fissuration de retrait plus forte que les laitiers par exemple.

On note également que le type d'activation des laitiers peut être favorable comme

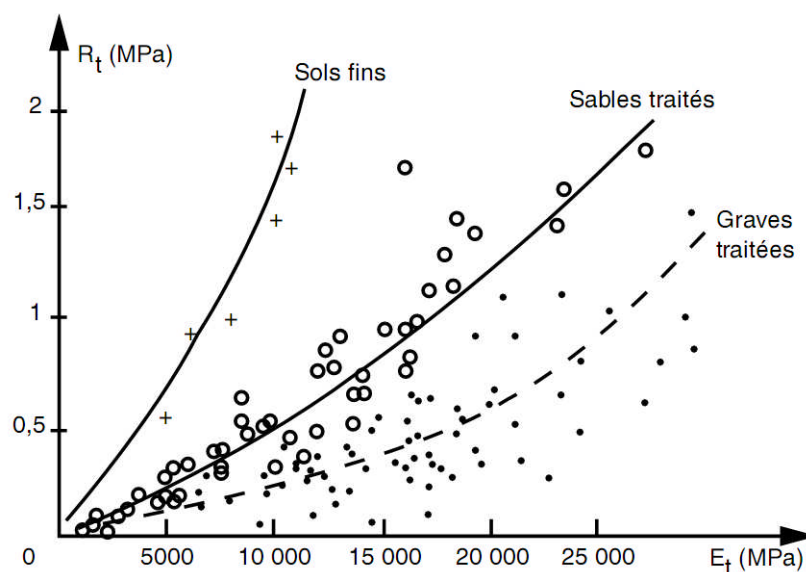


Figure.3.3. Relations entre la résistance en traction et le module pour les graves, sables et sols fins traités. [10]

L'activation sulfatique qui permet, à résistance égale d'obtenir des matériaux ayant un meilleur allongement à la rupture donc un meilleur comportement devant les contraintes de retrait.

C'est pour atteindre cet objectif que certaines entreprises développent des techniques de traitement en associant le liant hydraulique à une émulsion de bitume. Ces liants composés conduisent à des matériaux qui, vis-à-vis de la fissuration ont un comportement plutôt favorable même s'il s'agit de « techniques particulières » pour lesquelles des observations et études complémentaires sont encore nécessaires pour maîtriser leur compréhension.

D'autres paramètres tels que la compacité, la teneur en eau, la présence de fines argileuses dans le mélange, peuvent être cités pour caractériser le comportement des matériaux vis-à-vis de la fissuration mais leur influence peut être considérée comme de second ordre par rapport à la granularité et à la nature des granulats et du liant.

III.5.2 Définition et conception des structures

La construction d'une chaussée, fait appel à différents matériaux ordonnancés de telle manière que l'ouvrage ainsi construit satisfasse le maître d'ouvrage par un bon comportement sous les sollicitations du trafic et les contraintes de l'environnement.

Après les structures souples du début du siècle faites avec des matériaux plus ou moins élaborés mais non liés, les dernières décennies ont vu une utilisation quasi générale de matériaux traités. Le type de structure qui en découle est une structure semi-rigide avec l'emploi de matériaux traités avec un liant hydraulique et dont les conséquences sont les problèmes liés à la fissuration de retrait. Si de telles structures se sont largement développées c'est aussi le résultat des crises pétrolières qui ont incité les maîtres d'œuvre à économiser le bitume.

Aujourd'hui, de nouvelles structures de chaussées existent pour utiliser au mieux les qualités des matériaux traités aux liants hydrauliques en ayant l'assurance de limiter au maximum les conséquences de leurs fissures de retrait.

Le premier type de structure correspond aux structures mixtes. La couche de fondation est un matériau traité avec un liant hydraulique. La couche de base est en grave bitume et constitue avec la couche de roulement une couverture bitumineuse suffisamment épaisse pour que l'on soit assuré que la fissuration de retrait de la couche de fondation n'arrive pas en surface pendant la durée de service considérée. Pour cela, l'épaisseur de la couverture bitumineuse doit être au moins égale à l'épaisseur de l'assise hydraulique.

Le deuxième type de structure qui a été imaginé correspond aux structures inverses. La couche de fondation est toujours réalisée avec un matériau traité avec un liant hydraulique, mais la couche de base réalisée avec une grave bitume améliorée repose sur une couche dont l'épaisseur est de l'ordre de 10 cm en grave recomposée humidifiée qui s'intercale pour former un écran à la remontée de la fissure de la couche de fondation. Ce type de structure qui nécessite une grave non traitée d'excellente qualité ne paraît pas compétitive économiquement dans les régions pauvres en granulats de ce type.

D'autres matériaux peuvent encore voir le jour, et faire naître d'autres types de structures. Parmi les innovations dans ce domaine on peut citer l'apparition de matériaux traités avec un liant composé qui marie le liant hydraulique et le bitume. Au stade de l'innovation dans deux entreprises françaises et développée également en Allemagne, cette technique n'offre pas assez de recul pour assurer qu'elle permettra de concevoir des ouvrages sans fissuration de retrait.

Une meilleure connaissance du matériau est nécessaire en particulier pour arriver à dimensionner la structure en adéquation avec son fonctionnement.

D'autres types de matériaux qui, s'ils ne conduisent pas à de nouvelles structures, peuvent être présentés comme des matériaux hydrauliques sans problème de fissuration soit par une formulation ou un liant adapté, soit par ajout de fibres. Ce type de produit demeure, compte tenu de son coût, d'un emploi limité au cas particulier ou expérimental.

III.5.3 La préfissuration

La préfissuration consiste à provoquer la fissure de retrait de l'assise hydraulique à l'endroit où on le désire. En provoquant cette fissure tous les 2 ou 3 mètres on constate que lorsque la fissure remonte à la surface de la chaussée elle est rectiligne ce qui ne peut que faciliter un éventuel entretien.

La deuxième constatation qui est faite concerne l'évolution des fissures remontées en surface. D'une part elles correspondent toujours à une préfissuration de l'assise ; d'autre part elles sont fines et leur évolution est beaucoup moins dommageable que celle d'une fissuration naturelle.

Trois techniques de préfissuration sont aujourd'hui développées par les entreprises routières françaises. Ces trois techniques, décrites ci-après, sont opérationnelles. L'efficacité des matériels pour localiser la fissuration dans l'assise est garantie en particulier pour les deux techniques qui font l'objet d'un avis technique du comité français pour les techniques routières (CFTR).

Avec ces trois techniques de préfissuration qui permettent l'obtention d'une fissuration maîtrisée, plus fine et moins évolutive, l'idée a germé de reconsidérer le dimensionnement des assises préfissurées. Actuellement des études sont en cours, principalement dans le domaine du calcul des structures par la méthode des éléments finis, à l'aide du programme CESAR 3 dimensions. Elles sont suivies par des chantiers expérimentaux réalisés dans le cadre de la Charte innovation mais les conclusions n'en sont pas encore tirées.

À ce jour une réduction d'épaisseur des assises préfissurées par rapport aux épaisseurs obtenues sans préfissuration n'est pas admise et doit être considérée comme expérimentale.

III.5.3.1 Préfissuration CRAFT. (création automatique de fissures transversales)



Figure.3.4. Préfissuration CRAFT

Elle fait l'objet de l'avis technique du SETRA n°70 de juillet 1993 [11]. Elle consiste à annihiler la prise de la grave hydraulique en injectant une émulsion de bitume dans le sillon formé par un doigt vibrant. La technique est mise en œuvre sur la couche d'assise régaliée, avant les opérations de compactage. Le dispositif est fixé à l'avant d'un tracteur (photo 1) qui porte également la réserve d'émulsion (photos 2 et 3). L'ensemble du mouvement est automatisé. Le pas de la préfissuration est généralement de 3 mètres. La cadence d'exécution est telle que la préfissuration ne diminue pas les cadences normales de chantier, mais allonge l'atelier de mise en œuvre, c'est à dire que le délai de maniabilité du mélange doit tenir compte de cette opération supplémentaire au même titre que le transport et le compactage. Cette technique est développée par l'entreprise EUROVIA (Cochery Bourdin et Chaussé).

III.5.3.2 Préfissuration Joints actifs



Figure.3.5. Préfissuration Joints actifs

La préfissuration est créée par la mise en place dans l'assise d'un insert ondulé en matière plastique. L'insert est posé tous les deux mètres à l'aide d'une machine spécifique ; il est long de 2,30 à 2,90 m. La hauteur peut aller de 18 à 24 cm. L'opération s'effectue après le réglage du matériau et un premier pré compactage. Le sillon formé par un disque permet de poser manuellement l'insert. Le passage de deux couteaux permet de remblayer et serrer le matériau de part et d'autre du joint. La technique joints actifs développée par l'entreprise SACER permet un engrènement des parties de l'assise de part et d'autre de la fissure formée, quel que soit le matériau (matériau tendre ou sable). Elle fait l'objet de l'avis technique C.F.T.R. n° 102 de Juillet 1997. [12]

III.5.3.3 Préfissuration OLIVIA

Un soc qui se déplace transversalement dépose dans l'épaisseur de la couche un ruban de plastique souple (quelques 1/10e de mm d'épaisseur). La translation du soc est réalisée à l'aide d'un appareil monté sur un véhicule porteur (généralement un tracteur) qui assure son transfert d'une préfissure à l'autre.

La hauteur du film est adaptée à l'épaisseur de la couche d'assise (entre 1/3 et 1/5 de l'épaisseur). Elle est en général de 80 mm. Le film est centré dans l'épaisseur de la couche.

Le pas de la préfissuration est de 3 mètres. L'engin de préfissuration se place après le réglage et avant le compactage. Comme pour les autres techniques, il ne ralentit pas les cadences de chantier mais il allonge l'atelier de mise en œuvre ce qui nécessite un délai de maniabilité du matériau adapté en conséquence. Cette technique est développée par l'entreprise EUROVIA (VIAFRANCE).



Figure.3.6. Préfissuration OLIVIA

III.5.4 Choix de la couche de roulement

Le béton bitumineux de la couche de roulement intervient dans le processus de comportement de la chaussée vis-à-vis du phénomène de fissuration sous deux formes. D'une part par la vitesse de propagation de la fissure dans la couche qu'il forme - en particulier pour la remontée d'une fissure de retrait de l'assise. D'autre part, lorsque la fissure a traversé cette couche, dans la stabilité et d'une manière plus générale dans le comportement des lèvres et du matériau autour de la fissure.

III.5.4.1 Propagation de la fissure

On connaît très mal l'effet de la composition de l'enrobé sur les paramètres de la loi de propagation de la fissure. Il est vraisemblable que les facteurs favorables sont les mêmes que pour l'amélioration du comportement à la fatigue. Des bétons bitumineux compacts, à forte teneur en liant sont donc favorables ainsi que des enrobés au bitume polymère ne

présentant pas des modules élevés aux faibles températures qui sont les températures de service les plus critiques. L'ajout de polymère dans un bitume « mou » se révèle intéressant, en particulier pour les aires aéronautiques à trafic lourd, car il permet d'augmenter la teneur en liant, donc la résistance à la propagation de la fissure sans risque d'effets secondaires défavorables. Pour les mêmes raisons, la formulation des bétons bitumineux spécialement conçus pour chaussées aéronautiques (NF P 98-131) est un atout majeur pour un meilleur comportement de l'enrobé vis-à-vis de la propagation de la fissuration.

III.5.4.2 Comportement de la couche fissurée

Il est difficile d'aborder d'une manière théorique ce problème qui se pose essentiellement en période froide lorsque les enrobés sont fragiles et les fissures largement ouvertes. On peut, cependant, penser que ces sollicitations justifient des qualités pour l'enrobé, comparables à celles qui assurent sa résistance à la propagation de la fissure : bon comportement à la fatigue, bitume peu susceptible aux variations de températures ; reconstitution granulométrique assurant une compacité optimale ; enrobés faisant appel à des bitumes modifiés.

Le colmatage des fissures, lorsqu'il est réalisé avant leur évolution, permet « artificiellement » d'améliorer localement le comportement d'un enrobé fissuré. Il évite une évolution défavorable de la fissure ; il assure une imperméabilisation superficielle de la structure. A ce sujet, on peut se référer à la note technique LCPC / SETRA « Scellement des fissures » de décembre 1981 ainsi qu'aux notes d'information SETRA n° 15 et n° 56 qui définissent la technique et présentent les limites et l'intérêt du colmatage. [13]

Le colmatage peut être présenté comme une technique limitant l'évolution d'une fissuration de retrait apparue en surface de chaussée qui permet d'une part de retarder une technique d'entretien par mise en œuvre d'une nouvelle couche de roulement et qui d'autre part intervient favorablement (comme une technique d'interposition) en retardant la transmission de la fissure du support dans la nouvelle couche de roulement.

III.6 Techniques anti -fissures en entretien

Les techniques d'entretien pour limiter les conséquences de la remontée des fissures

Les techniques qui sont développées dans ce chapitre sont des techniques d'entretien qui peuvent également être mises en œuvre, dès la construction des assises aéronautiques faisant appel à des assises traitées aux liants hydrauliques.

La transmission des fissures de l'assise dans les couches de surface est la conséquence des contraintes engendrées par les sollicitations, mais aussi et essentiellement la conséquence des contraintes thermiques (cycles saisonniers et journaliers). Pour éviter totalement ces dernières il suffirait de supprimer le collage des enrobés sur l'assise : ainsi la fissure de l'assise provoquée par le retrait de prise ne pourrait pas s'amorcer à la base de la couche de surface. Mais cela conduirait à un fonctionnement tellement défavorable qu'aucune couche de roulement ne résisterait longtemps dans de telles conditions.

Le concept qui est à l'origine des techniques d'interposition s'appuie sur le désir de désolidariser la couche de surface de l'assise vis-à-vis des contraintes thermiques (initialisation de la fissure de l'assise par des sollicitations horizontales et lentes) tout en assurant son collage sur le support de manière à lui permettre un fonctionnement mécanique normal sous les charges.

Autrement dit, les techniques d'interposition consistent à mettre en œuvre entre l'assise et

les couches de surface une « membrane anti-fissure » ou une « couche de diffusion des contraintes » qui a un triple but :

- sur le plan de la transmission des contraintes, en tête de la fissure, provenant des cycles thermiques lents, elle dissocie les deux couches,
- elle permet à la structure de supporter les sollicitations des charges en assurant un bon collage de l'enrobé à son support,
- elle doit conserver l'imperméabilité de la structure même si la fissure se développe dans la couche de surface.

Le matériau utilisé pour constituer une membrane antifissure doit donc être suffisamment déformable sous les sollicitations lentes des cycles thermiques de manière à permettre la « dissipation des contraintes » apparaissant en tête des fissures du support mais il doit conserver une rigidité suffisante pour les sollicitations rapides dues aux charges. Il ne doit pas présenter une forte compressibilité verticale pour ne pas augmenter exagérément les contraintes de flexion dans la couche de roulement ni être le siège de déformations permanentes ou fluage entraînant des déformations en surface. Il doit adhérer avec deux faces pour assurer le collage de la couche de roulement sur son support et doit aussi conserver son imperméabilité même au dessus ou en dessous d'une fissure ouverte.

On peut classer les techniques d'interposition en trois grandes familles dans lesquelles on retrouve pratiquement tous les produits ou procédés d'entreprise. Ce sont :

- l'enrobé fin bitumineux riche en liant et en fines,
- le géotextile imprégné,
- la membrane bitumineuse.

Ces procédés sont surtout utilisés pour l'entretien de chaussées semi rigides ou pour le rechargement de chaussées en béton, mais ils peuvent également être utilisés sous forme préventive pour des chaussées neuves dont la couche de base est en matériau traité avec un liant hydraulique.

Les géogrilles de première génération n'ont pas donné de résultats satisfaisants pour la fissuration de retrait des assises. Pour les autres fissures, sur chaussées souples en particulier, leur efficacité est significative.

III.6.1 Interposition d'un enrobe fin

Ce procédé consiste à réaliser la couche de roulement d'entretien (ou les couches de surface en chaussée neuve) sur une première couche de 1,5 à 2 cm d'épaisseur en enrobé 0/6 ou mieux 0/4 élaboré à partir d'un granulats entièrement concassé avec une formulation comptant de l'ordre de 10 % de bitume; 12 à 15 % d'éléments inférieurs à 80 microns (module de richesse visé entre 5,5 et 6) et 10 à 15 % de sable roulé.

Ce système souvent présenté sous l'appellation « enrobé bicouche » est parmi les plus efficaces mais sous certaines conditions. Il nécessite en particulier:

- l'emploi d'un bitume modifié pour l'enrobé fin. L'objectif est d'obtenir un liant ayant une faible susceptibilité thermique et pour le mélange un maximum d'allongement à la rupture. L'emploi de liant modifié est nécessaire pour donner à la « couche antifissure » la souplesse souhaitée sous toutes conditions climatiques et surtout d'éviter l'ornièrage ou des déformations permanentes qui seraient inévitables sous fortes sollicitations avec du bitume pur;
- un support ayant un bon uni longitudinal et surtout un bon profil en travers pour respecter

l'épaisseur (1,5 à 2 cm). Il est nécessaire de reprofiler le support si les déformations de profil sont supérieures à 1 cm;

-de ne pas réduire l'épaisseur de la couche de roulement. Une épaisseur de 6 cm de béton bitumineux est conseillée. Sous fortes sollicitations, on a également intérêt, sans réduire l'épaisseur, à utiliser un bitume modifié pour la couche de surface.

La conception d'un tel complexe conduit à rechercher un compromis entre l'efficacité vis-à-vis de la remontée des fissures qui tend à préconiser l'utilisation d'un bitume mou et la lutte contre les déformations permanentes sous charges lourdes qui impose l'emploi d'un liant dur ou modifié. Pour cette raison les études de formulation doivent être complètes et réalisées sur l'ensemble du complexe sable enrobé + couche de roulement pour ce qui concerne le comportement sous les charges (voies de circulation et aires de stationnement). Au niveau de la fabrication du sable enrobé la seule difficulté peut intervenir dans le séchage de matériaux trop humides qui peut poser un problème de baisse de cadence de fabrication.

La mise en œuvre de ce produit se fait au finisseur vis calées pour respecter l'épaisseur sur une couche d'accrochage classique et avec un compactage en général réalisé par un compacteur tandem à jantes lisses; seuls les joints sont vibrés.



Figure.3.7. Compactage du sable enrobé antifissure



Figure.3.8. Aspect de surface avant mise en œuvre de la couche de roulement



Figure.3.9. Mise en place du géotextile sur la couche d'accrochage

Le coût de cette couche anti-fissure en sable enrobé se situe entre 15 et 25 F/m² (valeurs 98). Cela correspond à un peu plus de 4 cm d'un enrobé classique.

Les chaussées aéronautiques sur lesquelles cette technique a été mise en œuvre et qui ont pu être visitées pour apprécier visuellement le comportement du procédé ont permis de constater que dans tous les cas aucune fissure des structures semi-rigides sous-jacentes n'est réapparue. Ces observations portent sur les aires d'Essey-Les-Nancy (réalisation 1981), Orléans-Bricy (1990) et Clermont-Ferrand (1992).

III.6.2 Interposition d'un géotextile

La technique consiste à interposer sous la ou les couche(s) bitumineuse(s) un géotextile imprégné de bitume.

L'ensemble est composé d'une couche d'accrochage réalisée avec un liant, en général un bitume modifié, mis en œuvre soit sous forme d'émulsion, soit sous forme anhydre répandu à chaud. Le dosage est de 0,8 à 1,2 kg/m de bitume résiduel.

Le géotextile est généralement non-tissé aiguilleté ou thermosoudé en polyéthylène ou polypropylène. Il existe maintenant des géotextiles collés sur des grilles de verre.

Le rôle du géotextile est essentiellement de servir de réservoir pour le liant de manière à le maintenir en interposition entre le support et la couche de roulement. Sa masse surfacique est comprise entre 120 et 250 g/m. Il est conditionné par rouleaux de 100 à 150 mètres de longueur avec des largeurs comprises entre 1,9 m et 3,80 m.

La mise en œuvre de cette technique est très simple.

La première opération consiste à répandre le liant dont le dosage est adapté au géotextile qui sera utilisé. Il convient de mettre le maximum de bitume pour « saturer » le géotextile en majorant la quantité nécessaire de 300 g/m pour assurer le collage de l'enrobé.

La deuxième opération consiste à dérouler le géotextile aussitôt le répandage du liant anhydre ou après avoir attendu la rupture de l'émulsion si le liant est mis en œuvre sous cette forme. L'application se fait généralement à l'aide d'un dérouleur monté sur un engin (tractopelle) avec un marouflage assuré par des balais montés sur le dérouleur de manière à assurer le collage du géotextile sur le liant.

Cette technique de mise en œuvre du géotextile permet une pose correcte et sans plis.

Parmi les géotextiles commercialisés pour cet emploi certains possèdent une face calandree qui doit être tournée vers le haut. Le recouvrement longitudinal des lés est de 10 à 20 cm.

Transversalement le recouvrement se fait dans le sens de mise en œuvre des enrobés.

Pour que la technique soit efficace il est nécessaire de garantir le collage du géotextile sur le support puis le collage de l'enrobé à mettre en œuvre sur le géotextile:

- le premier est garanti si le liant est répandu sur un support sec et à une température supérieure à 10°,
- l'accrochage de l'enrobé se réalise grâce à la température qui « aspire » le liant qui migre dans l'épaisseur du géotextile et colle au matériau. La condition d'accrochage est qu'il y ait assez de bitume pour « remplir » le géotextile et coller à l'enrobé.

La mise en œuvre de l'enrobé sur le géotextile ne pose pas de problème particulier à condition d'éviter les manœuvres brutales des camions.

Un des avantages de cette technique est d'assurer une bonne imperméabilité du complexe géotextile imprégné + couche de roulement même lorsque la fissure réapparaît en surface.

La plupart des entreprises nationales ont donné un nom à leur technique d'interposition d'un géotextile.

Au niveau des coûts des géotextiles imprégnés ils se situent entre 10 et 15 F/m (valeur 1998), soit environ l'équivalent de 2,5 cm de béton bitumineux classique.



Figure.3.10. Mise en œuvre de l'enrobé sur le géotextile

Une « variante » nommée FILAFLEX a été mise au point par l'entreprise SCREG. Elle consiste, après avoir répandu le liant, à projeter des fils continus à l'aide d'une machine spécifique pour un dosage d'environ 100 g/m. La mise en œuvre de l'enrobé est réalisée traditionnellement après un léger gravillonnage sur les fils.

L'intérêt du procédé réside dans le fait qu'on évite ainsi les problèmes posés par les recouvrements transversaux et longitudinaux.

Une autre variante nommée COLFIBRE est présentée par l'entreprise COLAS. Elle consiste à projeter des fibres discontinues entre deux rampes d'épandage du liant (bitume modifié) et avant le gravillonnage.

III.6.3 Interposition d'une membrane

Les premières membranes réalisées correspondaient à la technique des enduits épais : mise en œuvre d'une couche de liant riche en élastomère dosée entre 2 et 2,5 kg/m² et gravillonnage à refus de 6/10 voire de 10/14.

Ce gravillonnage perçant la membrane sous l'effet du trafic, les résultats obtenus se sont avérés décevants.

Aujourd'hui la technique, qui a fait ses preuves aux États-Unis sur les chaussées fissurées sous l'appellation SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer), consiste toujours à répandre au moins 2,5 kg/m² d'un liant modifié par une forte teneur en élastomères (généralement des SBS) ou d'un bitume caoutchouc.

Pour permettre le passage des engins de mise en œuvre de la couche de roulement, la membrane ainsi réalisée est protégée soit par léger gravillonnage (2/4), soit par un enrobé coulé à froid (cas du procédé Flexiplast).

Cette technique, mise en œuvre avec des matériels et des produits classiques a l'avantage d'être simple et donne toute satisfaction sur le plan théorique. Son efficacité est la conséquence de la qualité et de la quantité du liant, de la continuité de la membrane (d'où la nécessité de ne pas la percer avec le gravillonnage) et de la garantie qu'elle assure un bon collage des couches.

Le point critique qu'il a été nécessaire de vérifier pour les chaussées routières est le comportement à l'orniérage de ce complexe membrane + couche de roulement par un essai en laboratoire. Pour les chaussées aéronautiques, le risque d'orniérage étant plus faible la

solution membrane + couche de roulement se présente comme une solution dont la conception est théoriquement idéale ; il manque des références sur le terrain pour la confirmer en pratique.

Peu d'entreprises proposent une technique de ce type dont le prix de revient est comparable à celui de l'interposition d'un sable enrobé, soit l'équivalent de 3 à 4 cm d'un béton bitumineux classique au bitume pur.

ENTREPRISE	PROCÉDÉ
COLAS	Bitumex (membrane de liant bituflex gravillonnée)
EJL	Flexiplast (membrane de bitume élastomère (EVA) protégée par un E.C.F.)
GERLAND	Routochape (membrane de bitume élastomère gravillonnée)



Figure.3.11. Mise en œuvre d'un enrobé coulé à froid pour protéger la membrane.

III.6.4 Retraitement en place

Plusieurs aires aéronautiques ont fait l'objet d'un retraitement en place à l'émulsion de bitume accompagné ensuite par la mise en œuvre d'une nouvelle couche de roulement. Des réalisations caractéristiques concernent l'aérodrome d'Aurillac (retraitement sur 10 cm + béton bitumineux en 7 cm) et celui de Bordeaux (retraitement sur 8 cm + géotextile imprégné + béton bitumineux en 5 cm).

Dans chaque cas, malgré un état initial très fissuré ou un support constitué par des dalles de béton recouvertes d'enrobés, le comportement des travaux est considéré, après 5 à 7 ans, comme très satisfaisant puisqu'aucune fissure ne réapparaît.

Sur chaussées routières des constatations aussi nettes n'ont pas été faites. On peut supposer que le type de sollicitations que supporte une surface aéronautique se prête bien à une solution de ce genre. En retraitant en place à l'émulsion une ou plusieurs couches anciennes de béton bitumineux, on construit une nouvelle structure. On intercale entre ce que l'on conserve de l'ancienne structure et la nouvelle couche de roulement une couche de « grave émulsion. Vis-à-vis du comportement face à la remontée de fissure, le fonctionnement de cette nouvelle structure est comparable à celui des structures inverses imaginées pour les techniques routières. La couche fabriquée en place peut être comparée à une couche d'interposition sous la nouvelle couche de roulement. Quoi qu'il en soit, la technique de traitement en place à l'émulsion apparaît comme une bonne solution de travaux d'entretien d'une aire aéronautique fissurée supportant un trafic lourd limité.

Toutefois une telle solution ne peut réussir sans une étude préalable qui traite des points suivants :

- l'analyse des causes des dégradations pour définir les qualités requises de la technique de travaux ;
 - l'intérêt ou non du traitement en place pour éliminer ces causes ;
 - l'aptitude des matériaux du site à se prêter au retraitement en place ;
 - la définition de l'émulsion de bitume pour valoriser au mieux les produits à recycler et la formulation à retenir pour l'obtention des caractéristiques souhaitées ;
 - la conception des travaux et en particulier la réception des matériels pour que le retraitement en place conduise aux performances définies dans l'étude de formulation.
- Les performances des matériels de retraitement en place sont telles que l'on peut être assuré aujourd'hui de leur fiabilité tant en ce qui concerne la composition des mélanges que l'efficacité du malaxage.

Outre le fait qu'elle apporte une réponse positive à la lutte contre la remontée des fissures, cette technique bitumineuse à froid permet de valoriser par leur recyclage des matériaux généralement constitués avec des granulats de bonne qualité; améliore certainement, sans apport de matériau, la portance de la surface traitée; peut être réalisée sans imposer un arrêt total de l'exploitation de l'aire. Ces raisons conduisent à penser qu'il s'agit d'une solution d'avenir.

III.6.5 Aide au choix et à la décision

Ce chapitre est une synthèse des développements précédents. Il se présente sous la forme de trois tableaux établis pour aider le projeteur ou le maître d'œuvre à choisir la technique « anti-fissure » qui répond le mieux au problème posé.

Ces tableaux sont volontairement renseignés sans une quantification de la valeur des critères qui s'y trouvent mais sous la forme d'une appréciation relative ou comparative de ces critères. Il convient donc de lire ces tableaux uniquement pour y trouver aide et orientation dans les choix. La décision ne peut être arrêtée qu'au terme d'une étude détaillée du cas, intégrant le problème posé, les objectifs visés et les conditions économiques locales.

Tableau 3.1 : efficacité (vis-à-vis de la fissuration) et coût des différents moyens

Ce tableau rappelle les différentes techniques « anti-fissures » présentées dans le guide en ce qui concerne :

- d'une part les travaux neufs (définition des matériaux, conception de la structure, préfissuration, techniques permettant si les conditions économiques s'y prêtent l'emploi en assise de matériaux traités aux liants hydrauliques) ;
- d'autre part les travaux d'entretien des aires aéronautiques fissurées (les techniques figurant dans cette famille sont également applicables en travaux neufs).

L'objectif de ce tableau 3.1 est de hiérarchiser les différentes techniques en termes d'efficacité :

- soit pour limiter les conséquences dommageables de la fissuration de retrait
- soit pour retarder la remontée d'une fissure. Cette hiérarchisation est symbolisée par des signes + dont le nombre est d'autant plus grand que le système est efficace.

En regard de la colonne efficacité, une colonne coût est renseignée par des étoiles qui s'interprètent de la manière suivante : plus il y a d'étoiles plus le système est onéreux.

Vis-à-vis de la remontée des fissures, le système optimal est celui qui conjugue le plus de croix et le moins d'étoiles.

Tableau 3.1 efficacité (vis-à-vis de la fissuration) et coût des différents moyens [10]

NATURE ET TYPE DE TRAVAUX	EFFICACITÉ	COÛT
TRAVAUX NEUFS		
Définition du matériau traité avec un liant hydraulique		
par les choix du granulat, du liant et de la formulation	++	0
Conception de la structure	+	0
Pré-fissuration	++	*
ENTRETIEN ET TRAVAUX NEUFS		
Choix de la couche de roulement	+	0
Interposition d'un enrobé fin	++++	* * *
Interposition d'un géotextile	+++	* *
Interposition d'une membrane	++++	* * *
Retraitement en place	+++	* *

- + la technique ou la décision a une efficacité qui est limitée mais réelle
 ++ l'efficacité est moyenne; plus ou moins grande suivant le problème à résoudre
 +++ caractérise les dispositifs considérés comme les plus efficaces
 ++++ il s'agit de décisions qui ne coûtent rien ou pratiquement rien.
 * équivalent à environ 1 cm de béton bitumineux
 ** équivalent à 2 ou 3 cm de béton bitumineux
 *** équivalent à 3 ou 5 cm de béton bitumineux

Pour décider d'une technique anti-fissures une des premières questions à se poser est toujours de comparer son efficacité à celle d'une surépaisseur de béton bitumineux réalisée pour le même coût et de considérer l'apport de chacune des solutions vis-à-vis du comportement global de la structure.

Tableau 3.2 : qualité d'usage recherchée dans une technique en fonction du problème posé
 Ce tableau prend en compte les caractéristiques principales d'une aire aéronautique et définit quelles doivent être les qualités de la technique de travaux pour répondre au mieux au problème posé.

Les trois premières colonnes du tableau définissent les principaux cas de figure rencontrés sur les aires aéronautiques : les problèmes posés ont été volontairement simplifiés et limités à trois niveaux pour chaque type de structure. Chaque cas est apprécié par des dégradations caractéristiques associées à un diagnostic ou à une nature de travaux telle qu'elle peut être définie par l'étude.

En face de chaque cas, a été apprécié, pour quatre critères essentiels (efficacité anti-fissure ; apport structurel; uni; imperméabilisation), le niveau de qualité qu'il était souhaitable d'attendre d'une technique de travaux adaptée. Ce niveau de qualité est quantifié par des étoiles (*) : plus il y a d'étoiles plus la solution recherchée doit être performante dans le critère considéré.

Exemple : Supposons le cas d'une aire aéronautique dont la structure est en béton recouvert d'un béton bitumineux ; les battements de dalles, s'ils existaient, ont été résolus définitivement avant la réalisation de cette première couche de béton bitumineux. Une fissuration régulière est évidemment la conséquence de la remontée des joints du béton à travers la couche de surface.

Dans un tel cas la technique de travaux n'a pas à apporter quelque chose au niveau structurel, ni au niveau de l'uni (une étoile dans chaque cas). Le problème essentiel est d'éviter la remontée de la fissure dans la nouvelle couche de surface (trois étoiles dans la colonne efficacité anti-fissure) et à l'occasion, compte tenu du fonctionnement des chaussées rigides, d'assurer l'imperméabilisation de surface (deux étoiles dans la colonne imperméabilisation).

Tableau 3.2 : qualité d'usage recherchée dans une technique en fonction du problème posé [10]

TYPE DE STRUCTURE	DÉGRADATIONS CARACTÉRISTIQUES	DIAGNOSTIC OU TYPE DE TRAVAUX ENVISAGEABLE		QUALITÉ RECHERCHÉE DANS LA TECHNIQUE DE TRAVAUX			
				Efficacité anti-fissure	Apport structurel	Uni	Imperméabilisation
STRUCTURES SOUPLES (sans matériau traité avec un liant hydraulique en couche de base)	Fissures plus ou moins dégradées, en général dans les zones sollicitées sans déformation	Premiers signes d'une fatigue de la structure justifiant des travaux d'entretien		**	**	**	***
	Fissure généralement dégradés avec déformations ou affaissements	Chaussée dont le besoin structurel existe mais peut être résolu par un simple rechargement en enrobés		**	**	**	***
	Nombreuses fissures dégradées, départ de matériaux, déformations et affaissements	Insuffisance structurelle Renforcement indispensable		*	***	**	***
STRUCTURE SEMI-RIGIDE (avec une couche de base traitée avec un liant hydraulique)	Fissuration transversale régulière sans déformation significative	Remontée de la fissuration de retrait. Structure ne donnant pas de signe de fatigue particulier et dont le renforcement serait la conséquence d'une augmentation des sollicitations.		**	*	*	*
	Fissures transversales et longitudinales, généralement dégradés mais sans déformation de surface	Remontée de fissures de retrait et de fatigue Besoin d'apport structurel même sans dévolution des sollicitations.		*	**	*	**
	Fissuration généralisée Affaissements. Remontées de boues blanches. Bourrelets	Structure ayant un fort besoin de renforcement		*	***	**	**
Béton recouvert d'enrobés CHAUSSÉE RIGIDE	Fissuration longitudinale et transversale régulière	Remontée des fissures ou des joints du béton à travers le béton bitumineux de surface		***	*	*	**
	Dalle de béton en bon état structurel. Peu de fissures mais battements de dalles	Souvent défaut d'imperméabilité ou érodabilité du support Transfert de charge à rétablir			obtenu par goujonage des joints		à réaliser avec la réfection des joints
	Dalles de béton fissurées et/ou décalées	Besoin d'un renforcement relativement lourd	par goujonage + rechargement	***	**	**	**
	Battements		par fractionnement des dalles + rechargement	**	***	**	***

Tableau 3.3 : apport de la technique anti-remontée de fissure à l'aire aéronautique

Ce tableau permet de passer des besoins attendus de la technique de travaux au choix de la technique. Il rappelle les techniques anti-fissures et leurs conditions particulières de mise en œuvre et pour chacune d'elle donne une appréciation de son apport pour le comportement général de l'aire traitée.

Cet apport peut être nul (0) ou plus au moins fort, symbolisé par des signes + d'autant plus nombreux que la technique est plus efficace.

Exemple : Avec l'exemple accompagnant le tableau 3.2, le tableau 3.3 nous oriente vers une technique d'interposition de sable enrobé ou de membrane voire de considérer le retraitement en place.

Cette dernière n'est pas là dans un domaine d'emploi optimal mais ne serait pas à exclure. L'interposition d'une membrane est préférable compte tenu de son apport plus significatif vis-à-vis de l'imperméabilisation.

On peut prolonger la réflexion dans un tel cas en imaginant la solution qui consiste à effectuer dans un premier temps un colmatage de fissure et différer d'un an la mise en œuvre d'une nouvelle couche de roulement.

L'intérêt d'une telle solution est d'assurer l'imperméabilisation de la structure au niveau des fissures par le colmatage et d'utiliser ce colmatage comme apport anti-fissure (cf. chapitre III.4.2) en le complétant par une surépaisseur de la couche de roulement (cf. chapitre III.5 présentation du tableau 3.1).

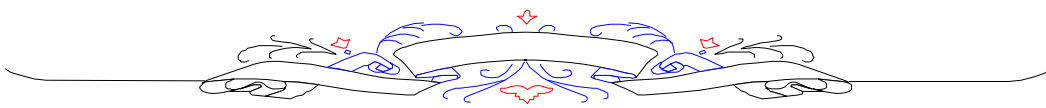
Tableau 3.3: apport de la technique anti-remontée de fissure à l'aire aéronautique [10]

Identification de la technique		Conditions particulières de mise en œuvre	Efficacité anti remontée de fissure	Apport structurel	Incidence sur la qualité de l'uni	Incidence sur l'imperméabilisation
TECHNIQUES D'INTERPOSITION	ENROBÉ	Pas de défaut de planéité du support de manière à mettre en œuvre une couche de 2 cm d'épaisseur. Reprofilage préalable à envisager éventuellement	++ à +++	O	+	+
	GÉOTEXTILE	Mise en œuvre mécanique du géotextile. Maîtrise des largeurs de recouvrement à chaque bande	+ à ++ <i>suivant nature et pourcentage de liant interposé</i>	O	+	+
	MEMBRANE	Pas de problème particulier de mise en œuvre	+++	O	O	++ à +++
RETRAITEMENT EN PLACE À L'ÉMULSION		Étude préalable indispensable pour fixer la nature et le pourcentage du liant à apporter. Importance des performances des matériaux utilisés	++ à +++ <i>(selon les cas (nature des couches retraitées et du liant utilisé))</i>	++	++ si bonne maîtrise de la technique	+

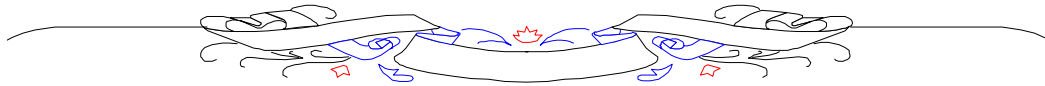
O Apport nul

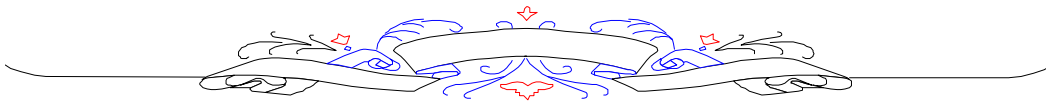
- + Apport faible
- ++ Apport moyen
- +++ Apport optimal

Remarque : l'adhérence est une qualité d'usage des aires aéronautiques. Elle n'est pas intégrée dans ce tableau car acquise uniquement par la qualité de l'enrobé de surface indépendamment de la technique anti-fissure envisagée.

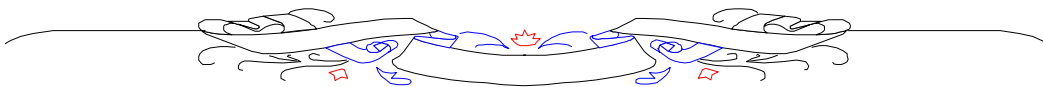


*DEUXIEME PARTIE :
EXPERIMENTATION*





*DIMENSIONNEMENT DE STRUCTURES DE
CHAUSSEES*



CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE STRUCTURES DE CHAUSSEES

• Introduction :

Avant de commencer les essais proprement dits, une identification et un dimensionnement de la chaussée étudiée est nécessaire.

Nous opterons pour une chaussée semi rigide (composée), dont la couche de fondation est en grave ciment, la couche de base en grave bitume et la couche de roulement en Béton Bitumineux.

IV.1. Dimensionnement de la chaussée

IV.1.1. Méthodes de calcul

Le calcul de chaussée pour la structure semi-rigide de chaussée est entrepris selon la méthode française du LCPC. [14]

Un Organigramme Systématique pour l'Etude de Structure de la Chaussée est indiqué ci-dessous:

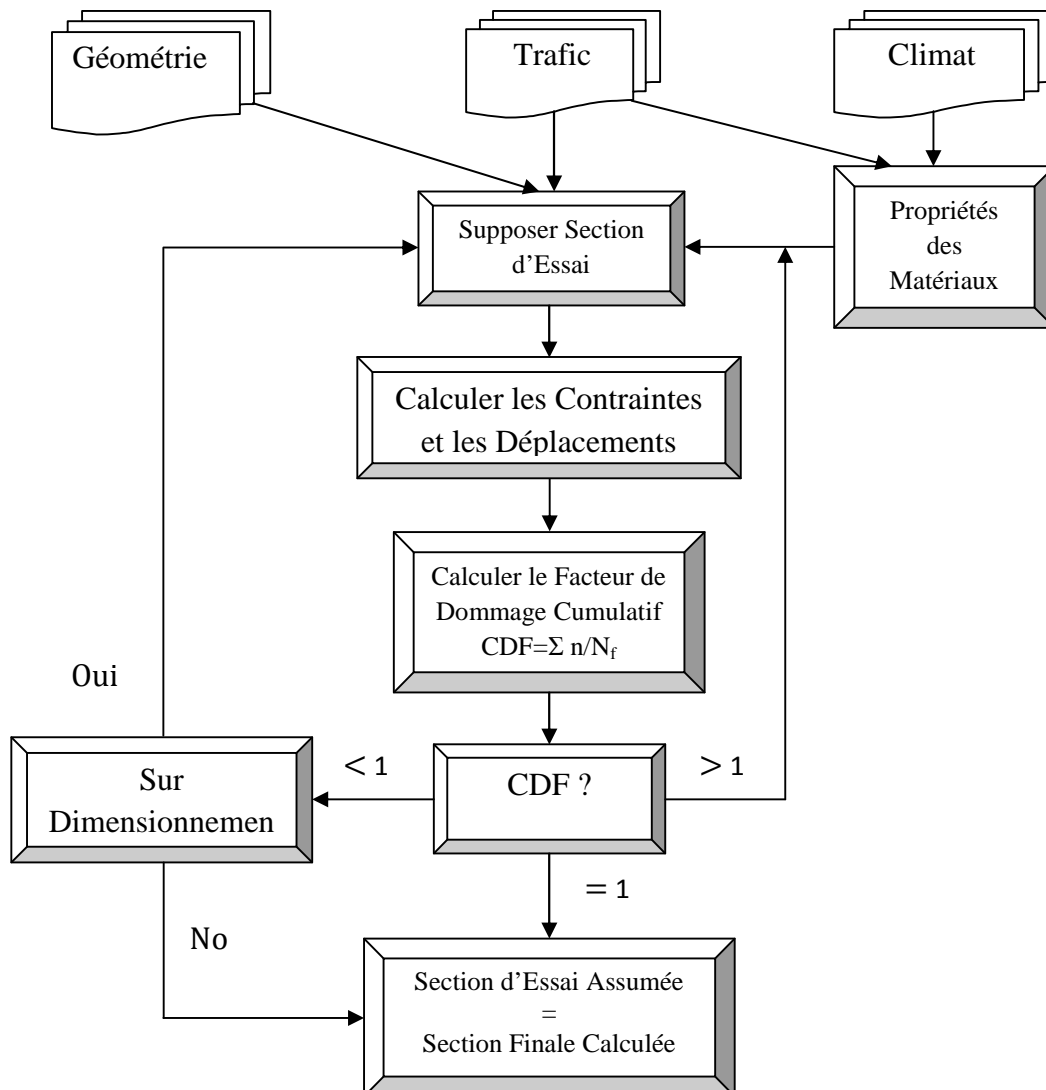


Figure 4.1 Organigramme pour l'Etude de Structure de la Chaussée

IV.1.2. Trafic

La chaussée est conçue pour le trafic poids lourds (PL). L'essieu de référence est l'essieu isolé à roues jumelées de 130kN. La classe de trafic est déterminée à partir du trafic poids lourd journalier moyen (MJA)

IV.1.2.1 Mode de Chargement:

La figure 4.2 illustre le mode de chargement d'une chaussée

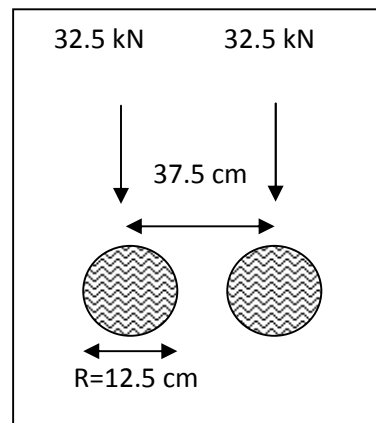


Figure.4.2 Mode de chargement

- Pression $P = 662 \text{ MPa}$
- Rayon $R = 0,125\text{m}$
- Espacement des roues (entre axes) $d = 0,375\text{m}$

IV.1.2.2 Trafic équivalent:

Le trafic équivalent NE est donnée par la relation : $NE = N \times CAM$

Où:

- N est le nombre cumulé de camions lourds (PL) pour la période de calcul (c'est à dire 20 ans)
- CAM est le coefficient moyen d'agressivité du PL comparé à l'essieu de référence. Le Volume Quotidien de Trafic Lourd est calculé comme étant égal à 474 MJA PL avec un facteur de croissance de 3,02% par an. Cette valeur est équivalente à une classe de trafic T1: (Référence Tableau VI.2.1 du Manuel LCPC "Définition des classes de trafic"). [14]

Le Coefficient Moyen d'Agressivité pour le trafic comme décrit dans le Tableau IV.2.2 :

- Pour la Grave Bitume (GB) $CAM = 0,8$
- Pour la Grave Ciment (GC) $CAM = 1,3$

IV.1.3 Facteurs de risque:

Pour un trafic T1, les facteurs de risque pour les deux couches de matériaux traités sont :

- GB : $r_1 = 5\%$
- GC : $r_2 = 10\%$

IV.1.4 Température

Dans le système de calcul, la température ambiante est considérée comme un facteur critique influençant le comportement structural de la chaussée. La température influence directement la rigidité et la fatigue des matériaux bitumineux.

On incorpore les températures géographiques et ambiantes du site du projet de l'année 1994 jusqu'à l'année 2006, tout au long des mois de l'année, la température moyenne enregistrée était de 15°C .

IV.1.5 Couche de forme

Un sol support de Classe AR2 a été rencontré le long de la plupart des tracés des diverses sections alors qu'un sol support de Classe AR1 a été seulement rencontré dans des zones limitées des tracés.

Afin de se trouver dans la formation de Plate Forme PF2+ avec un module de surface de 80 MPa, il a été établi qu'une "Couche de Forme" de 30 cm est requise pour obtenir la plateforme supposée de Classe PF2+ d'après le LCPC. [14]

Dans certaines zones localisées, dans lesquelles le sol support est instable et très sensible aux infiltrations des eaux ou à la fluctuation de la nappe phréatique, des contre mesures devraient être prises comme requis conformément à la méthode de calcul du LCPC. [14]

IV.1.6 Caractéristiques mécaniques des mélanges bitumineux

Les caractéristiques mécaniques des mélanges de béton bitumineux sont données dans les Tableaux : V.5.3., V.5.4., V.5.5., V.5.13., V.5.14. et V.5.15 du Manuel LCPC comme suit :

Tableau.4.1 Caractéristiques mécaniques des mélanges bitumineux [14]

	E($10^\circ, 10\text{Hz}$) (MPa)	E ($15^\circ, 10\text{Hz}$) (MPa)	$\varepsilon_6(10^\circ, 25\text{Hz})$ (MPa)	b	SN
GB classe 3	12300	9 300	90×10^{-6}	-0,2	0.3
Béton bitumineux BBSG	7 200	5 400	100×10^{-6}	-0,2	0,25

Le coefficient de Poisson μ est égal à 0,35.

Les dimensions des agrégats sont de 0/14 pour GB3 pour s'assurer que la mixture d'asphalte satisfait les paramètres de calcul.

IV.1.6.1 Grave Ciment

La grave ciment sera de la classe GC3, ayant un Module d'Elasticité $E = 23.000\text{ MPa}$; une résistance à la traction $R_{t360} = 1,15\text{ MPa}$ (suivant le Tableau V.4.2).

Les caractéristiques mécaniques du matériau GC3 dont les propriétés sont données ci-dessus, seront comme suit :

Tableau.4.2 Les caractéristiques mécaniques du matériau GC3 [14]

	$E_t(\text{MPa})$	$\sigma_6(\text{MPa})$	b	SN
GC3	23 000	0,75	-0,06667	1

Après rupture de la Grave Ciment, son module apparent est divisé par 5. En conséquence, le Module GC3 devient $23000/5 = 4600$ MPa (se référer à l'article 4.4.1 du Manuel LCPC).

Le coefficient de Poisson μ sera alors égal à 0,25

Note : il est important de souligner que l'exécution de la couche GC3 garantira le module 23.000 MPa comme supposé dans le calcul conformément au LCPC et comme requis dans les Normes Françaises et EN concernées.

IV.1.7. Conditions d'exécution :

A l'ouverture au trafic, les interfaces entre toutes les couches de la chaussée sont totalement liaisonnées. Après rupture de la Grave Ciment, l'interface GB/GC est considérée comme glissante, alors que les autres interfaces restent liaisonnées.

D'après les valeurs tabulées dans l'Annexe au Manuel de Conception du LCPC, les écarts types sur l'épaisseur de la couche sont comme suit :

$$Sh(\text{BB}) = 1 \text{ cm}$$

$$Sh(\text{GB}) = 0,01 + 0,3 \times (h - 0,1), [\text{puisque } 0,10 \leq h \leq 0,15 \text{ m}]$$

Si le h prévu = 0,14 m ou 14 cm ; alors $Sh(\text{GB}) = 0,022 \text{ m} = 2,2 \text{ cm}$

$Sh(\text{GC}) = 2 \text{ cm}$ (se référer à la note sous le tableau : « Caractéristique en Fatigue: Matériaux Traités aux Liants Hydrauliques »)

IV.1.8. Facteurs de correction:

D'après les valeurs tabulées dans l'Annexe au Manuel de Conception du LCPC, le coefficient IQ des différentes couches est donné comme suit :

- BB $K_c = 1,1$
- GB $K_c = 1,3$
- GC = 1,4

IV.1.9. Sections de la Chaussée

La section semi-rigide de la chaussée comportera les couches suivantes:

- Couche de roulement en béton bitumineux (BBSG) de 6 cm d'épaisseur.
- Couche de Grave Bitume GB3 d'épaisseur variable suivant le trafic.
- Grave Ciment GC classe 3 d'épaisseur variable suivant le trafic.
- Capacité portante du sol support, classe PF2+ et $E = 80$ MPa.

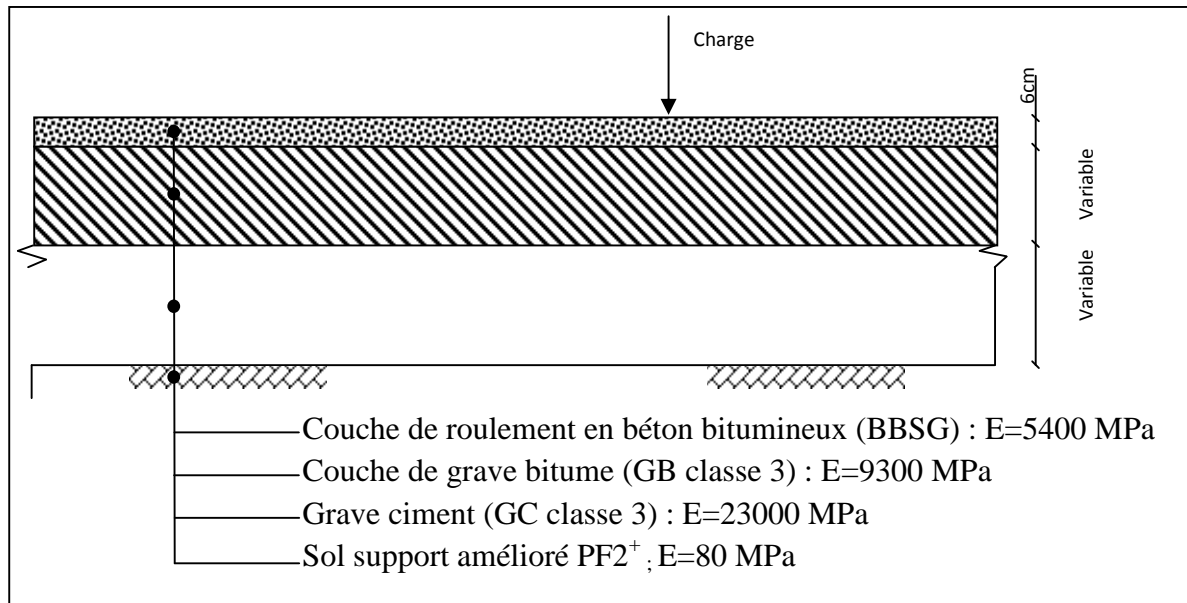


Figure.4.2 Coupe typique d'une chaussée semi-rigide

IV.1.10. Modes de Rupture

La rupture de la structure semi-rigide de chaussée, représentée comme un ensemble de couches élastiques dans la Figure 4.2, se produira en deux phases comme suit :

1) La première phase commence peu de temps après l'ouverture de la route au trafic. Au cours de cette phase, les couches de la chaussée sont considérées comme totalement liaisonnées et fournissent une continuité de déplacement à leurs interfaces. La couche, bitumineuse est sujette à très peu d'élongation, alors que la couche de Grave Ciment sous-jacente, étant plus rigide, absorbera la plus grande partie des contraintes de fatigue, menant à une fissuration et une rupture de fatigue subséquente.

2) La seconde phase commence en parallèle avec la rupture de la couche GC3, par laquelle le frottement entre les couches GC et d'asphalte diminue notablement et un glissement commence à leur interface. Au cours de cette phase, la couche de grave bitume GB commence à résister à toutes les contraintes de fatigue, alors que le module de la couche GC3 diminue jusqu'à une valeur résiduelle de 1/5^{ème} de son module initial (c'est à dire de 23.000 MPa à 4.600 MPa).

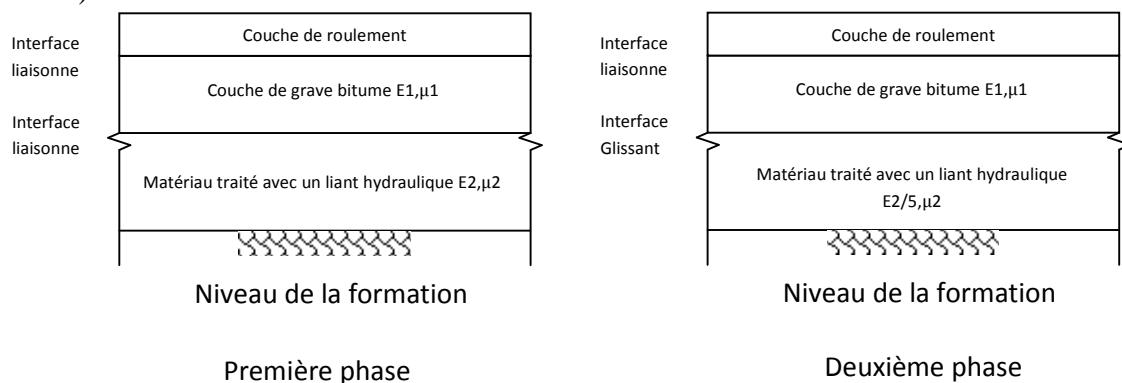


Figure.4.3 Coupe Schématique d'une Structure de Chaussée Semi-Rigide

Des logiciels spécialisés pour les multicouches élastiques sont utilisés pour calculer les contraintes et les déformations relatives dans les couches traitées au ciment, les couches bitumineuses et dans le sol support. Les paramètres suivants doivent être vérifiés :

- Déformations relatives de rupture par fatigue à la base des couches bitumineuses et contraintes à la base des couches traitées aux liants hydrauliques,
- Déformation relative de rupture par cisaillement au sommet du sol support.

Les critères qui doivent être vérifiés sont :

- La déformation relative de traction ε_t à la base de GB3 reste inférieure à une valeur limite,
- La contrainte de traction σ_t à la base de GC3 reste inférieure à une valeur limite,
- La déformation relative verticale ε_z au niveau de la formation est inférieure à une valeur limite.

IV.1.11. Calcul des contraintes et des déformations relatives

D'après le LCPC, le rapport entre l'épaisseur des couches bitumineuses et l'épaisseur totale de la chaussée semi-rigide « k » pour une durée de vie calculée de 20 ans est dans la gamme de 0,5 :

$$k = \frac{h_{(BBSG+GB)}}{h_{Total}} \approx 0.5$$

Sachant que l'épaisseur de la couche de roulement est fixée à $h_{BBSG} = 6\text{cm}$; $h_{GB} \sim h_{GC3} - 6\text{cm}$

La contrainte de traction σ_t est calculée au bas de GC3 au cours de la première phase (c'est à dire lorsque $EGC = 23.000\text{ MPa}$) pour différentes épaisseurs de couches de chaussée.

Ensuite, la déformation relative de traction ε_t au bas de la couche GB est calculée en considérant la deuxième phase (c'est à dire lorsque $EGC = 4.600\text{ MPa}$).

Les valeurs résultantes des contraintes et des déformations relatives sont indiquées dans le Tableau 4.3.

Tableau.4.3 Valeurs des Déformations relatives et des Contraintes [14]

Epaisseur CTB (cm)	Déformation relative dans GB3 (Phase 2)	Contrainte dans GC3 (Phase 1)
19	9,95E-05	0,769
20	9,27E-05	0,707
21	8,65E-05	0,652
22	8,10E-05	0,602

Les valeurs indiquées dans le Tableau 4.3 sont tracées sur une courbe indiquant ε_t du GB3 sur l'axe des X et σ_t du GC3 sur l'axe des Y pour les différentes épaisseurs de couche, tel qu'indiqué dans la Figure 4.3.

Ensuite le concepteur doit établir le point sur cette courbe qui correspond aux valeurs de la contrainte et de déformation relatives de service pour ces matériaux, qui dépend de la charge en trafic. Ceci est fait d'une façon itérative.

En commençant par ce qui est considéré être une valeur de service ε_t pour le béton bitumineux, nous déterminons le nombre correspondant de charges équivalentes NEGB menant cette couche à la rupture au cours de la seconde phase de la durée de vie de la chaussée lorsque la couche bitumineuse est sujette aux contraintes de traction.

De N_{EGB} nous déduisons le nombre de PLs qui sont passés au cours de cette période en divisant par la valeur CAM correspondante ($N_2 = N_{EGB}/0,8$) et en conséquence, le trafic équivalent que la Grave Ciment doit supporter au cours de la première phase de la durée de vie de service de la chaussée avant rupture sera :

$$N_{EGC} = 1,3 (N - N_2) = 1,3 N_1 \text{ où, } N_1 = N - N_2$$

La dernière étape est de déterminer la contrainte de service dans la Grave Ciment pour ce trafic équivalent.

IV.2.Dimensionnement de la chaussée

Le même calcul est répété pour différentes valeurs de ε_t , comme indiqué dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4 Valeurs de N1 et de N2

Déformation relative GB	N2	N1	Contrainte GC
8,00E-05	4.333.060	325.253	0,815
8,50E-05	3.200.000	1.458.313	0,738
9,00E-05	2.404.540	2.253.772	0,717
9,50E-05	1.834.960	2.823.353	0,706
1,00E-04	1.419.857	3.238.456	0,699

Les valeurs dans le Tableau 4.4 permettent de tracer la courbe $\sigma_{t,ad}$ en fonction de $\varepsilon_{t,ad}$ dont l'intersection avec la première courbe déduite du Tableau donne les valeurs des épaisseurs recherchées pour le béton bitumineux et pour la Grave Ciment.

La Figure 4.3 indique que la solution BB 6 cm / GB 14 cm / GC 20 cm serait adéquate

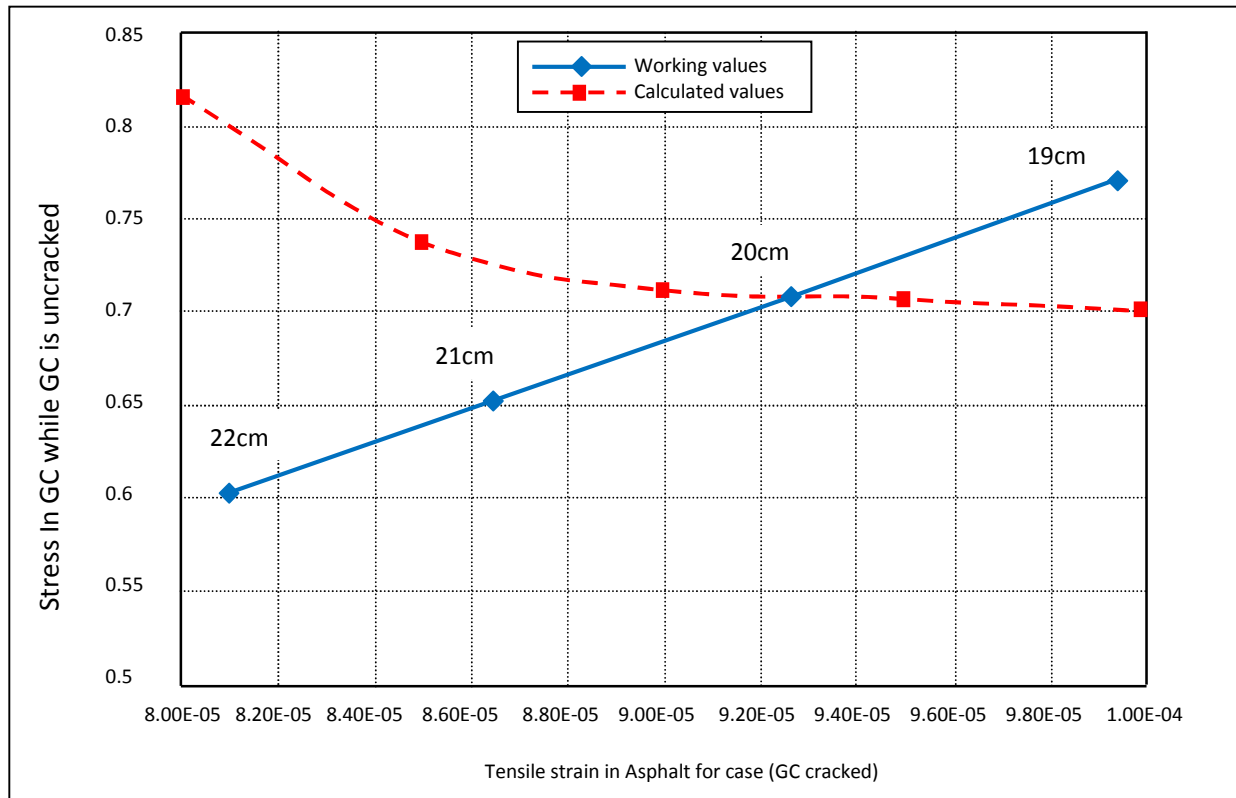


Figure.4.4 Courbe de la contrainte en fonction de la déformation relative

IV.2.1.Détails des calculs

Par exemple, prenons une valeur de déformation relative de la Grave Bitume (GB3) de:

Cas1: $\epsilon_{t,ad} = 80 \times 10^{-6}$

$\epsilon_{t,ad} = \epsilon (NE, \theta \text{ eq, f}) K_r K_c$

Où:

$k_r = 10^{-u b \delta}$

Risque $r_1 = 5\%$

$u = -1,645, b = -0,2, c = 0,02$

$$\delta = \left[SN^2 + \left(\frac{c^2}{b^2} \right) Sh^2 \right]^{0.5}$$

$\delta = 0,372$

$K_r = 0,754$

$K_c = 1,3$

$NE_{GB} = \{ \epsilon_{t,ad} / [6(E_{10} / E)^{0.5} k_r k_c] \}^{1/b} 10^6$

En conséquence,

- $NE_{GB} = 3.466.448$
- $N2 = NE_{GB} / 0,8 = 4.333.060$

Pour la base traitée aux liants hydrauliques GC3:

- $N1 = N - N2 = 4.658.313 - 4.333.060 = 325.253$
- $NE_{GC} = N1 \times 1,3 = 422.829$

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t (NE_{GC}) K_r K_c k_s$$

$$k_r = 10^{-b}$$

Risque $r_2 = 10\%$

$$\mu = -1,282, b = -1/15, c = 0,02$$

$$\delta = \left[SN^2 + \left(\frac{c^2}{b^2} \right) Sh^2 \right]^{0.5}$$

- $\delta = 1,166$
- $K_r = 0,75$
- $K_c = 1,4$
- $K_s = 1/1,1$

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \left(\frac{N_{EG-c}}{10^6} \right) k_r k_c k_s \Rightarrow \sigma_{t,ad} = 0.815 \text{ MPa.}$$

Les paramètres de calcul sont:

c : coefficient reliant la variation dans la déformation à la variation aléatoire de l'épaisseur de la chaussée.

u : variable réduite centrée associée avec le risque.

b : pente de la courbe de fatigue du matériau (loi bi-logarithmique).

δ : écart-type de la distribution de $\log N$ à la rupture.

K_r : le coefficient qui ajuste la valeur de la contrainte/déformation relative admissible au risque calculé choisi suivant les facteurs de la déviation de l'épaisseur et suivant les résultats des essais de fatigue.

K_c : le coefficient qui ajuste les résultats du modèle de calcul en fonction de la performance observée sur des chaussées réelles du même type.

K_s : le coefficient de réduction pour prendre en compte l'effet du manque d'uniformité dans la capacité portante d'une couche de sol tendre sous-jacente, à la couche traitée.

La même procédure citée pour le cas 1 est répétée pour plusieurs essais (cas) en augmentant les valeurs de $\varepsilon_{t,ad}$ à intervalles égaux, comme suit:

Tableau 4.5 Valeurs de contraintes $\sigma_{t,ad}$ de chaque cas

	$\varepsilon_{tad} \times 10^{-6}$	NE GB	N2	N1	NE GC	$\sigma_{t,ad}$ (MPa)
Cas 2	85	2.560.000	3.200.000	1.458.313	1.895.806	0.738
Cas 3	90	1.923.632	2.404.540	2.253.772	2.929.904	0.717
Cas 4	95	1.467.968	1.834.960	2.823.353	3.670.359	0.706
Cas 5	100	1.135.886	1.419.857	3.238.456	4.409.992	0.699

Se référant à la Figure 4.3, l'épaisseur de calcul de la chaussée pour un trafic de 474 MJA PL est très proche de 20 cm d'épaisseur d'asphalte ou CTB où $h_{GC} \approx h_{GB} + 6$ (en cm) ≈ 20 cm.

Les critères de rupture de l'asphalte et du CTB peuvent s'écrire sous la forme de:

$$NE_{GB} = \left[\frac{k_1}{\varepsilon_t} \right]^{n1}$$

$$\text{Où : } k_{1GB} = \frac{\varepsilon (E_{10} / E_{\theta})^{0.5} k_r k_c k_s \cdot 10^{-6b}}{CAM^{-b}}, \quad n_{1GB} = \frac{-1}{b}$$

$$NE_{GC} = \left[\frac{k_2}{\sigma_t} \right]^{n2}$$

$$\text{Où : } k_{2GC} = \frac{\sigma_6 k_r k_c k_s \cdot 10^{-6b}}{CAM^{-b}}; \quad n_{2GC} = \frac{-1}{b}$$

$$K1GB=0.0017; \quad n1GB=5$$

$$K2GC=1,9; \quad n2GC=15$$

En utilisant les équations ci-dessus, pour les épaisseurs obtenues, il a été trouvé qu'une couche de 20cm d'asphalte sur une couche de 20cm de GC3 sont requises pour obtenir un Facteur de Dommages Cumulatifs CDF <1, basé sur un Trafic d'Etude N = 4.658.313 comme indiqué ci-dessous:

Tableau 4.6 Valeurs admissibles du Trafic et du CDF

Section de Chaussée	Deuxième Phase		Première Phase		N _{Total}	CDF
	$\varepsilon_t(GB)$	N2	$\sigma_t(GC)$	N1		
20cm Asphalte / 20cm GC3	$92,7 \times 10^{-6}$	2.049.657	0,707	2.771.696	4.821.353	0,97

Il reste à vérifier que la déformation relative dans la couche support est inférieure à une valeur de service.

Pendant la Phase 1, $\varepsilon_{z,ad} = 0,012(N1) - 0,222 = 0,012 \times (2.771.696) - 0,222 = 4,455 \times 10^{-4}$

Pendant Phase 2, $\varepsilon_{z,ad} = 0,012(N - N1) - 0,222 = 0,012 \times (4.658.313 - 2.771.696) - 0,222 = 4,853 \times 10^{-4}$

En utilisant la Loi de Miner : $\frac{65,5 \times 10^{-6}}{4,455 \times 10^{-4}} + \frac{212 \times 10^{-6}}{4,835 \times 10^{-4}} = 0,147 + 0,437 = 0,584 < 1$

⇒ le calcul est probant relativement à la rupture de la couche support par cisaillement.

IV.2.2. Résultats :

En conséquence, la section finale (figure 4.5) de la chaussée est composée de:

- 60 mm BBSG Couche de Roulement en Béton Bitumineux.
- Couche d'accrochage.
- 140 mm d'une Couche de Grave Bitume GB Classe 3 (0/14).
- Couche d'imprégnation.
- 200 mm de Grave Ciment GC Classe 3
- Sol Support de Classe PF2+ "Couche de forme" de 30 cm d'épaisseur est requise pour une Classe AR2.

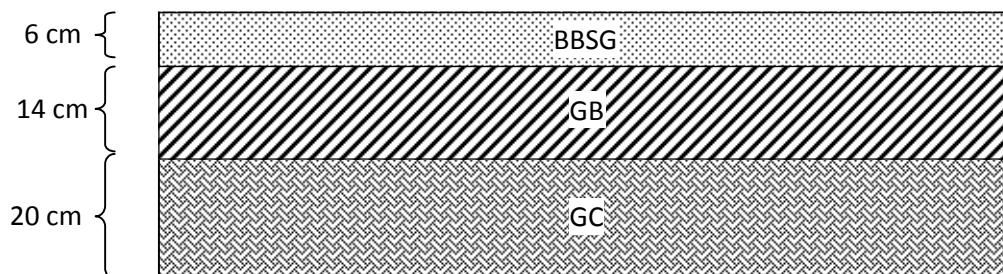
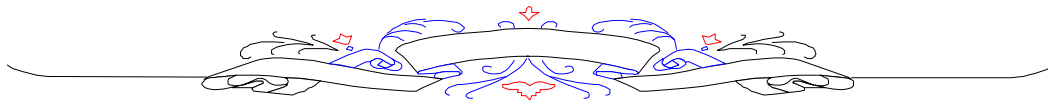
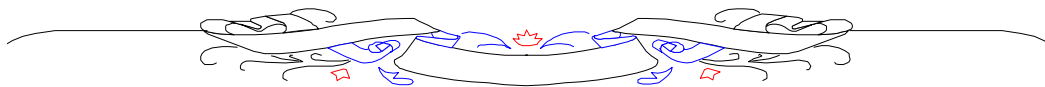


Figure.4.5 la section finale de la chaussée



*FORMULATION ET RESULTATS
D'ESSAIS DE LA GRAVE CIMENT*



CHAP V / FORMULATION ET RESULTATS D'ESSAIS DE LA GRAVE CIMENT**V.1 Introduction**

Le but de nos essais est de déterminer le mélange optimal des matériaux rentrant dans la formulation de la Grave Ciment (notée GC).

Nous avons utilisé des agrégats 0/31,5mm de carrières différentes proches du chantier (utilisation de matériaux disponibles localement) ; les pourcentages de ciment ont varié dans la plage 2,5 % à 5,5% par pas de 1%.

Après identification des différents constituants, des essais de formulation de grave ciment sont effectués.

V.2.2 Matériaux utilisés:**V.2.2.1 Ciment**

Les caractéristiques du ciment de la GC sont données dans Le Tableau 5.1. Nous avons utilisé le ciment dont la classe de résistance est 42.5N conformément à la norme NF EN 196-1 le CEM II. [15]

Tableau.5.1 Caractéristiques du ciment utilisé

NF EN 196-1 Ciment (CEM II : Ciment Portland composé)

Norme	Propriétés				Type de ciment	Classe de résistance
						42.5 N
EN 196-1	Résistance à la compression	Résistance à court terme	2 jours	Mpa	CEM II	≥ 10.0
			7 jours	Mpa	CEM II	—
		Résistance courante	28 jours	Mpa	CEM II	$62.5 \geq , \geq 42.5$
EN 196-1	Temps de début de prise			Min	CEM II	≥ 60
	Stabilité (expansion)			mm	CEM II	≤ 10
EN 196-1	Sulfate (SO ₃)			%	CEM II	≤ 3.5
EN 196-1	Chlorure			%	CEM II	≤ 0.10

V.2.2.2 Granulats

Les matériaux entrants dans la composition du mélange de la GC sont indiqués dans le tableau 5.2 et les nuances d'agrégats dans le Tableau 5.3.

Tableau 5.2. Matériaux constituant le mélange GC

MATERIAUX	MARQUE	SIEGE	NORMES
0/31.5	—	—	NF P18-545
Ciment	ERCE	—	NF EN197-1 / CEM II 42.5
Eaux	—	—	NF EN 1008

Tableau 5.3 Agrégats de la GC (GTLH)

Caractéristiques	Les agrégats de GC (GTLH)
Résistance mécanique des gravillons	D
Caractéristiques de fabrication des gravillons	III
Caractéristiques de fabrication des sables	B
Angularité des gravillons et des sables	$I_c \geq 30$

Les propriétés des agrégats doivent respecter les exigences indiquées par la norme XP P 18-545. [16]

Tableau 5.4 Propriétés des granulats

NORME	Nature des essais	EXIGENCES	
EN 1097-6	Granulats-Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux.		
EN 1097-6	Granulats-Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables.		
EN 933-1	Granulats-Analyse granulométrique par tamisage.		
EN 1097-2	Granulats-Essai Los Angeles.	LA	$\leq 30^{(1)}$
EN 1097-1	Granulats-Essai d'usure micro-Deval.	MDE	$\leq 25^{(1)}$
EN 933-3	Granulats-Détermination du coefficient d'aplatissement.	FL	
EN 933-8	Granulats-Evaluation des fines, équivalent de sable.	SE	$\geq 50\%$
EN 933-9	Granulats-Partie 9: Essai au bleu de méthylène.	MB	$\leq 2.5g^{(2)}$
EN 933-5	Angularité (I_c)	I_c	$\geq 30\%$
P 18-586	Granulats-Mise en évidence de matières organiques par colorimétrie.		$< 0.2\%$

(1) Une compensation de 5 points entre les caractéristiques du LA et du MDE est tolérée (XP P18-545, sections 7.1, 8.1 et 9.1)

(2) L'un des deux essais, équivalent de sable (ES) ou l'essai au bleu de méthylène (MB), doit être utilisé.

V.3 Plan d'essais du mélange GC

La figure 5.1 présente le plan d'essais du mélange GC.

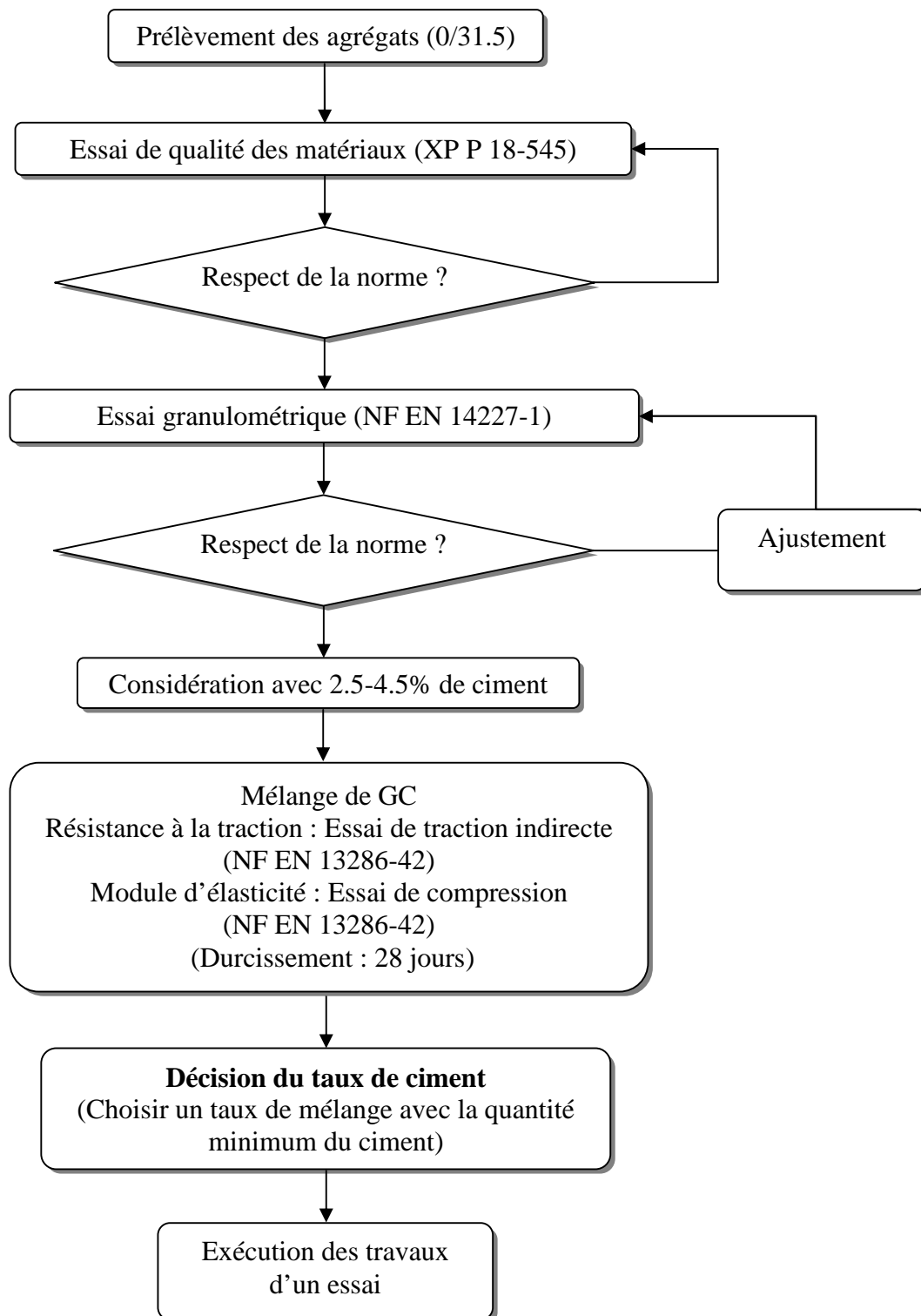


Figure 5.1 Plan de l'essai de mélange

V.4 Caractéristiques physiques des granulats et mélanges utilisés

V.4.1 Résultats d'essais granulométriques

V.4.1.1 Granulats de Kessira

La courbe granulométrique montre les résultats des essais granulométriques, qui sont conformes aux normes

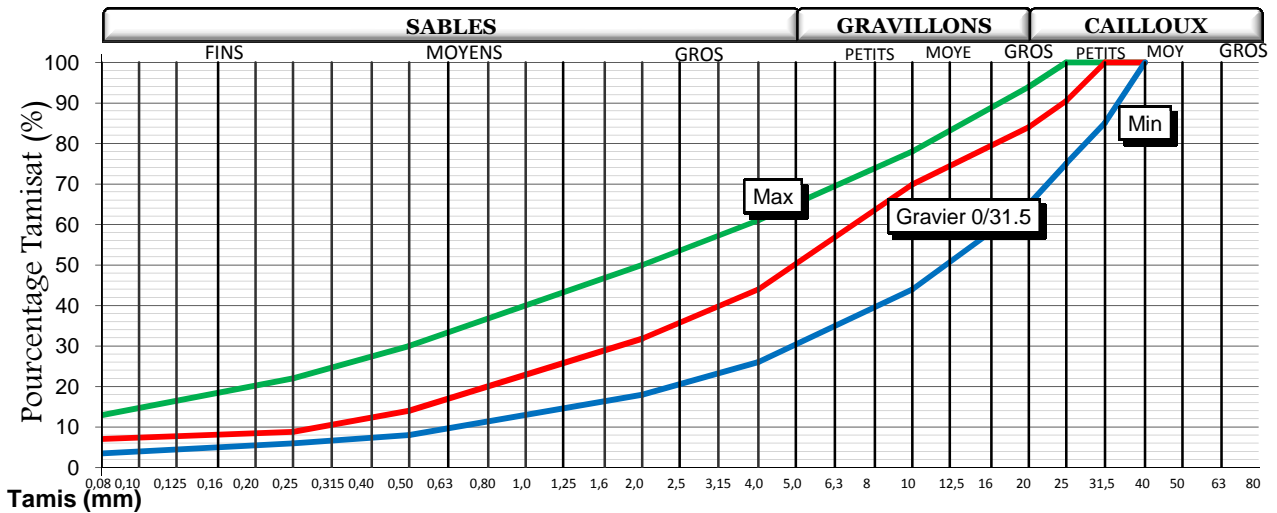


Figure 5.2 Courbe granulométrique et fuseau granulaire limite du gravier Kessira

On remarque que la courbe du gravier de Kessira s'insère parfaitement dans le fuseau granulaire d'un GC.

V.4.1.2 Granulats de Mecheri (Wahada)

La courbe 5.3 donne les résultats de l'essai granulométrique de la seconde carrière conformément aux normes

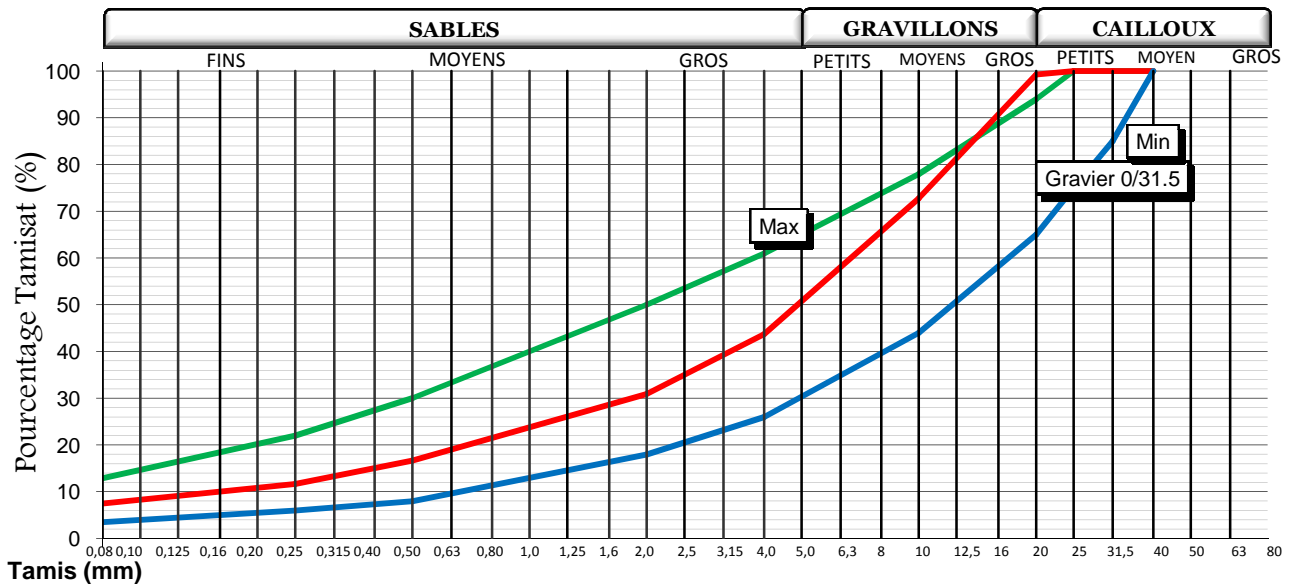


Figure 5.3 Courbe granulométrique et fuseau granulaire des granulats de Mechri

Contrairement aux granulats de la carrière de Kessira, la courbe du gravier mechri sort du fuseau granulaire dans le domaine des grandes dimensions.

V.4.1.3 Carrière Kef Lahmer (Sable 0/5)

De la troisième carrière, nous avons pris la fraction granulaire 0/5 correspondant au sable. La figure 5.4 illustre les résultats d'essai granulométrique par rapport au fuseau granulaire

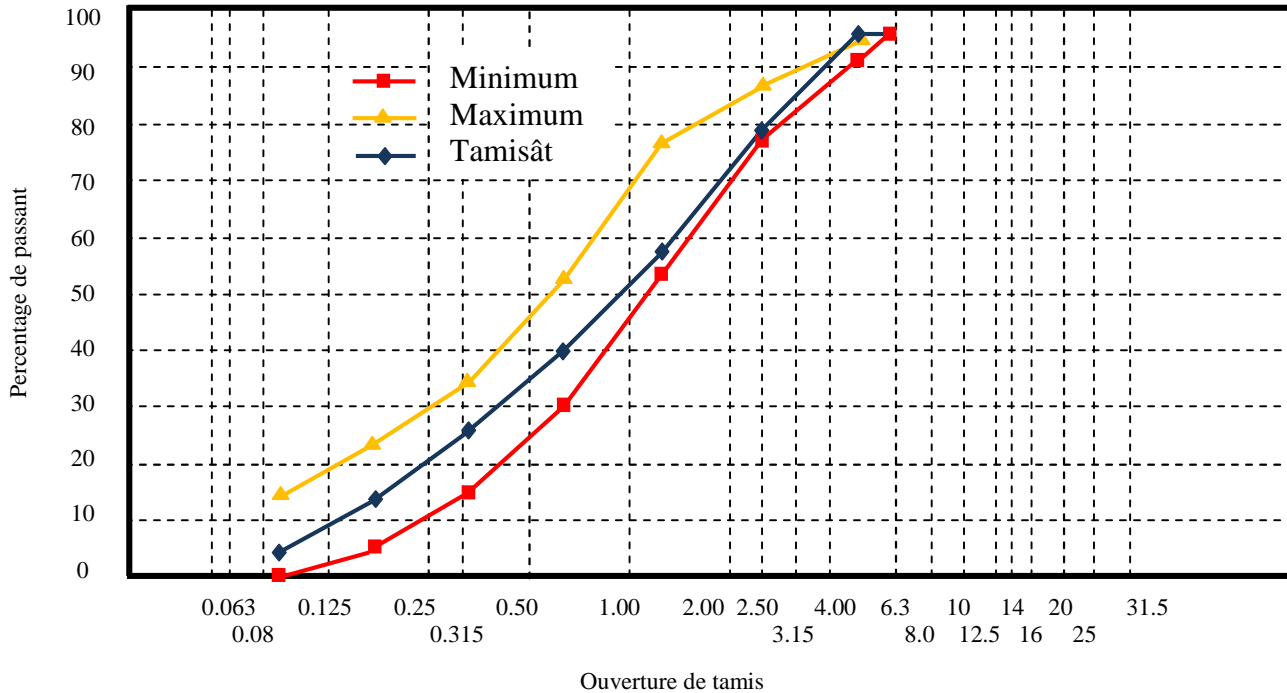


Figure 5.4 Courbe granulométrique et fuseau granulaire du sable de kef lahmer

La carrière de Kef lahmer ne contient pas des gros éléments ; en effet le premier refus apparaît à partir du tamis de 5mm. Pour l'utiliser dans une formulation de GC, son mélange avec un autre granulat contenant la fraction des dimensions manquantes (gros éléments) est indispensable.

V.4.1.4 Carrière BENHAMADI (Granulats 0/31.5)

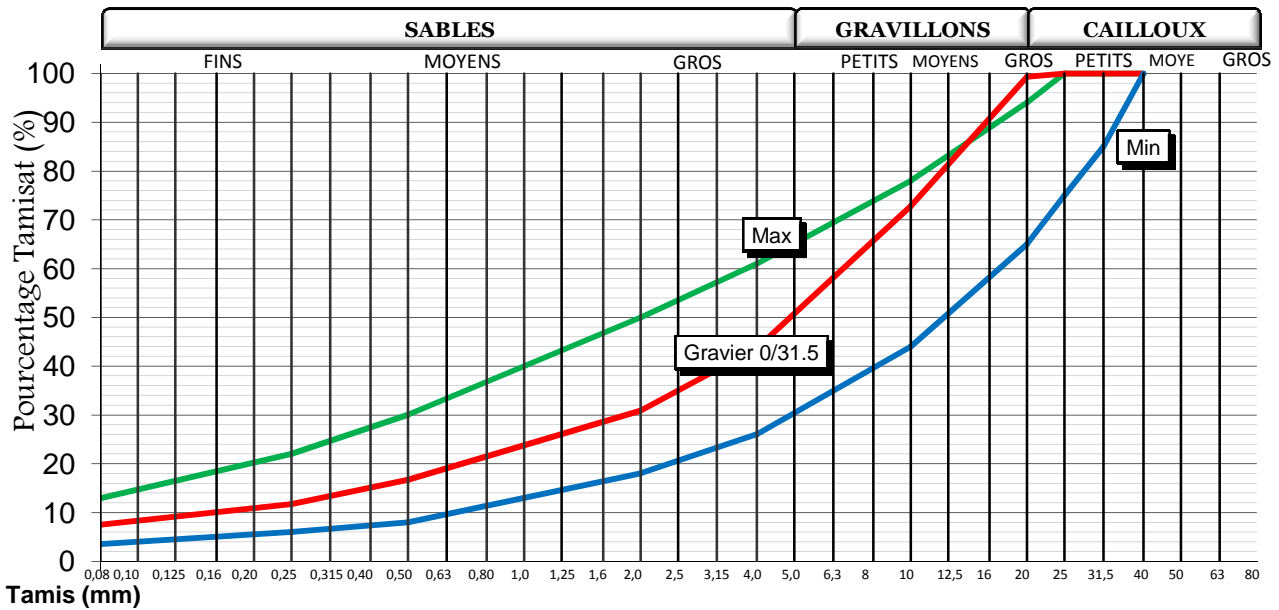


Figure 5.5 Courbe granulométrique et fuseau granulaire de la carrière BENHAMADI

Les granulats de Benhammadi conviennent parfaitement bien comme addition avec le sable de Kef lahmer à l'exception de la plage des gros éléments qui sortent un peu du fuseau granulaire.

V.4.1.5. Granulométrie du mélange Benhamadi et Kef-Lahmar

Une formule de grave-ciment s'est faite avec l'utilisation des granulats 0/31.5 de Benhamadi (70%) et un calibre 0/3 de Kef Lahmar (30%). La combinaison des deux calibres utilisés obéit aux exigences du fuseau granulométrique.

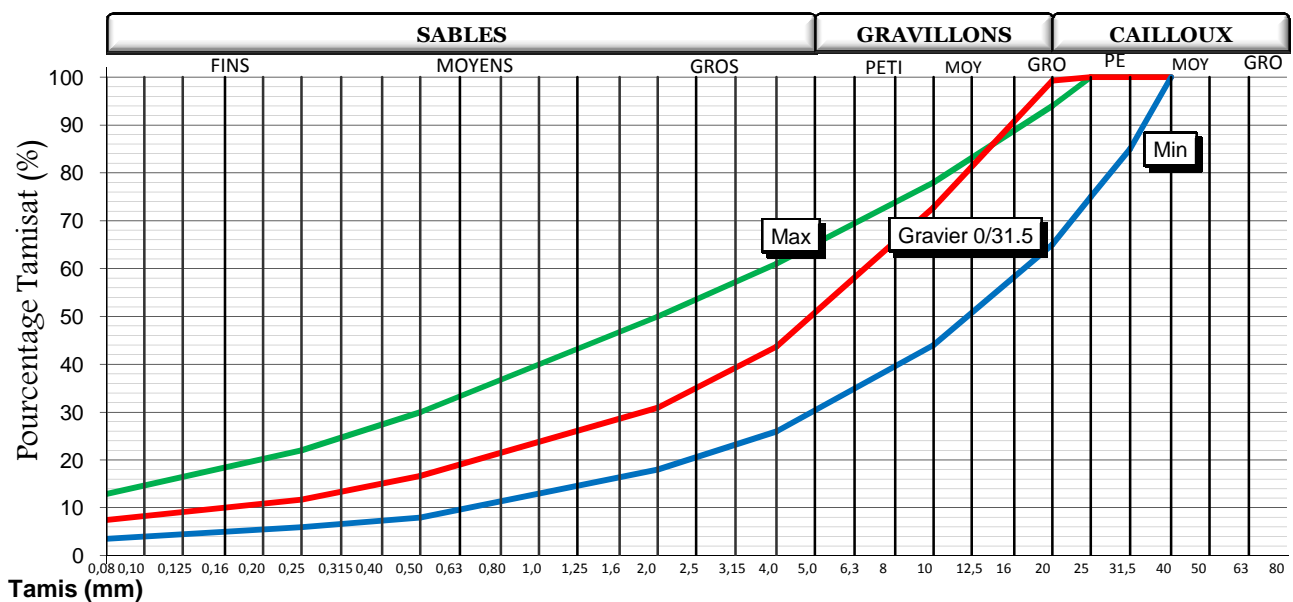


Figure 5.6 Courbe granulométrique du mélange

Après mélange des deux agrégats, on obtient un gravier utilisable pour la grave ciment.

V.4.2 Propriétés physiques

Les Caractéristiques physiques des agrégats prélevés des différentes carrières testées sont données dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 Caractéristiques physiques des graviers.

Essais	Mechri	Hammadi et Kef lahmer	kessira
Los-Angeles	21.99%	21.19%	21.79%
Micro-Deval	32.94%	33.81%	33.21%
Coefficient d'aplatissement	16.47%	18.60%	16.77%
Essai au bleu méthylène	2.39g	2.30g	2.37g

Les résultats pour les trois granulats sont comparables ; on peut justifier ceci par le fait que les carrières sont proches les unes des autres (toutes situées dans la wilaya de Sétif). Cependant ces petites différences de valeurs vont avoir une influence sur le comportement de la GC avec chaque gravier.

Les propriétés des granulats (Micro Deval et Los Angeles) respectent les exigences de la norme XP-P-18-545 pour une classe D. [16]

V.5 Caractéristiques mécaniques

V.5.1 Essais de compactage

V.5.1.1 Introduction

L'essai de compactage Proctor a été effectué selon la norme NF EN 13286-2 afin de déterminer la teneur en eau optimale W_{opt} et la masse volumique sèche maximale $\gamma_{d max}$. [17]

Le tableau 5.6 présente les dimensions du moule et les modalités d'exécution de l'essai.

Tableau.5.6 Nature de préparation des matériaux

Moule	Diamètre	Diamètre	152 mm
	Hauteur	Hauteur	125 mm
Pilon	Poids	Masse de la dame	4.5 kg
	Hauteur	Hauteur de chute	457 mm
Nombre de couches			5 couches
Nombre de coups par couches			56 fois

V.5.1.2 Catégories d'essais

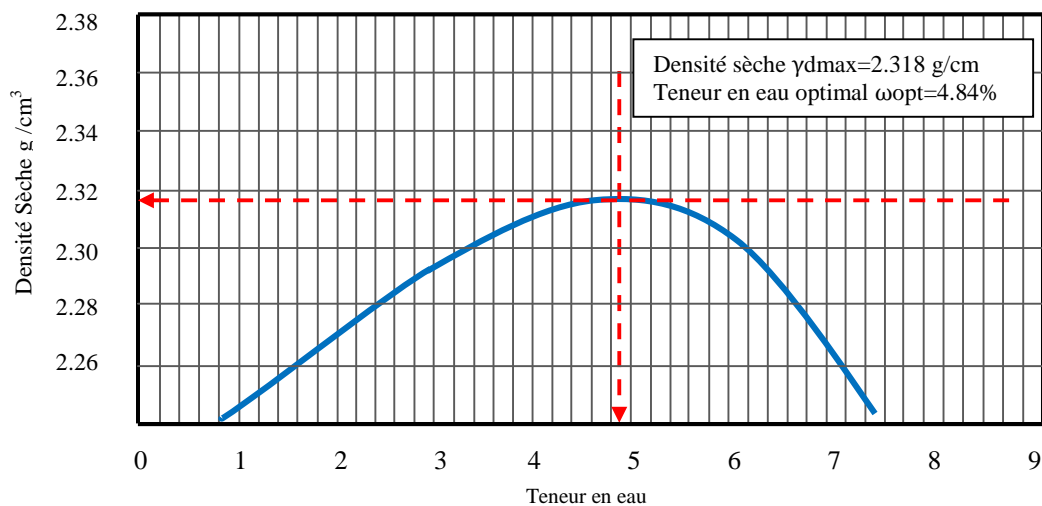
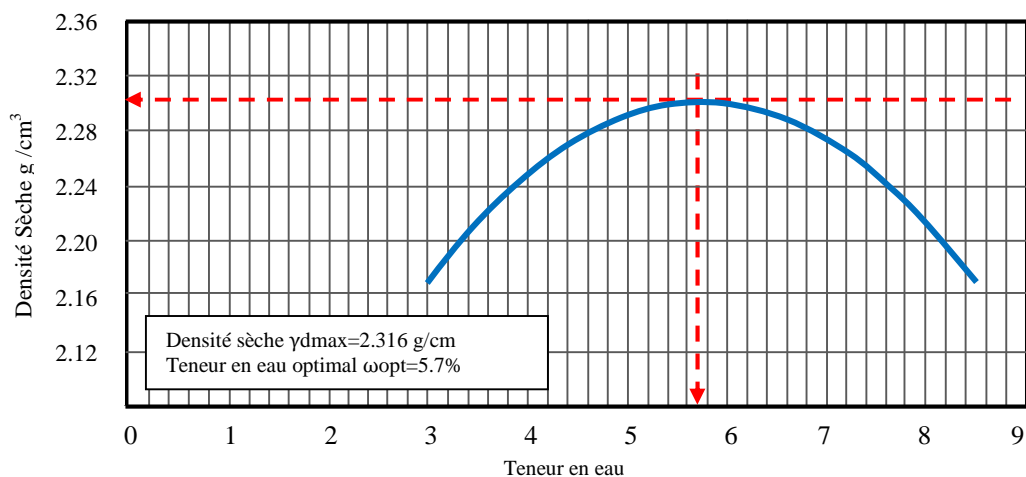
Quatre quantités de ciment à 2.5%, 3.5%, 4.5% et 5.5% ont été mélangées aux agrégats 0/31.5 afin de trouver la formule de mélange la plus adéquate.

$$Ciment(\%) = \frac{\text{la masse du ciment}}{\text{la masse d'agrégats secs} + \text{la masse du ciment}}$$

Tableau.5.7 Tableau Proctor modifié

Agrégats	Ciment (%)	Teneur en eau Optimale %	Densité Sèche Maximale (g/cm ³)
Kessira	2.5	4.8	2.318
	3.5	5.2	2.314
	4.5	5	2.316
Ben hammadi et Kef lahmer	2.5	5.72	2.280
	3.5	7.20	2.300
	4.5	6.18	2.330
	5.5	5.73	2.300
Mechri	2.5	4.80	2.237
	3.5	5.00	2.258
	4.5	5.20	2.281
	5.5	5.60	2.308
	6.5	6.00	2.330

Nous donnons dans les figures 5.7 et 5.8 les résultats de l'essai Proctor modifié pour deux mélanges différents et une même teneur en ciment.

**Figure 5.7** Courbe Proctor modifié du gravier Kessira**Figure 5.8** Courbe Proctor modifiée du gravier Ben hamadi et Kef lahmer

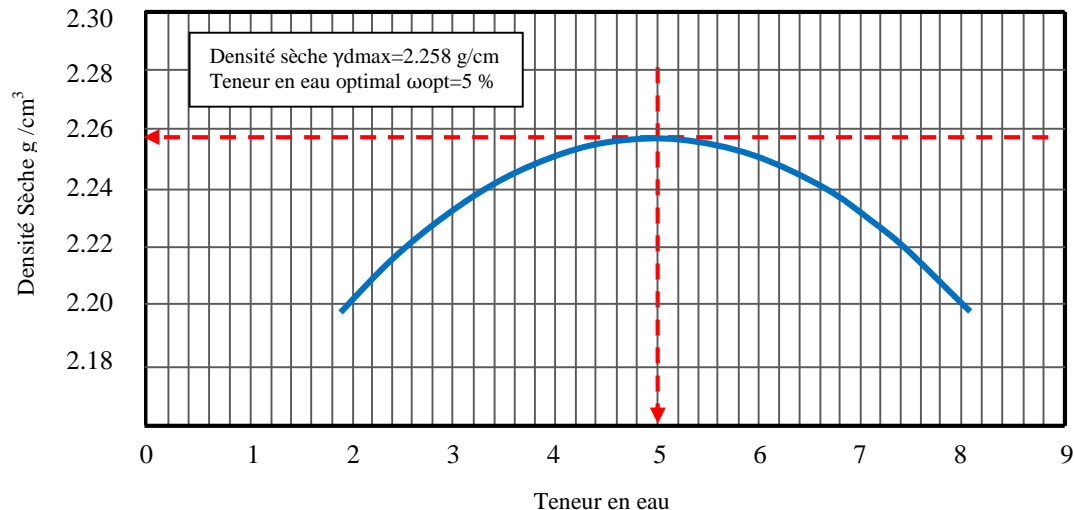


Figure 5.9 Courbe Proctor modifiée du gravier Mechri

Pour une même teneur en ciment (3.5% par exemple), L'essai Proctor modifié a donné des résultats différents pour les différentes carrières :

- La teneur en eau de mélange Hammadi et Kef lahmer est comparable et plus élevée que celle du gravier de kessira,
- Contrairement, la densité sèche du gravier de Kessira est plus importante que celle des autres granulats.

L'influence de ces différences va apparaitre clairement dans la partie suivante.

V.6 Essais mécaniques

V.6.1 Essais et normes ayant permis de les effectuer

Le tableau 5.8 présente les essais permettant de déterminer les propriétés mécaniques d'une grave-ciment GC telles qu'indiquées dans la norme NF EN 14227-1. Les essais de traction indirecte et de compression permettent de déterminer le module d'élasticité en tension E_t , le module en traction indirecte E_{it} , la résistance en traction indirecte R_{it} et le module d'élasticité en compression E_c .

Tableau.5.8 Essais mécaniques

NF EN 14227-1 (Système II)	Méthode d'essai		
Essai de traction directe	Résistance à la traction	Résistance en traction direct	NF EN 13286-40
	Module élastique	Module d'élasticité en tension (E_t)	NF EN 13286-43
	Equipement	Vibro compression	NF EN 13286-52
Essai de traction indirecte	Résistance à la traction	Résistance en traction indirecte (R_{it})	NF EN 13286-42
	Module élastique	Module en traction indirecte (E_{it})	NF EN 13286-43
	Equipement	compactage Proctor	NF EN 13286-50
		marteau vibrant	NF EN 13286-51
		Vibro compression	NF EN 13286-52
compression axiale		NF EN 13286-53	
Essai de traction indirecte et essai de compression	Résistance à la traction	Résistance en traction indirecte (R_{it})	NF EN 13286-42
	Module élastique	Module d'élasticité en compression	NF EN 13286-43
	Equipement	compactage Proctor	NF EN 13286-50
		marteau vibrant	NF EN 13286-51
		Vibro compression	NF EN 13286-52
compression axiale		NF EN 13286-53	

V.6.2 Résultats des essais sur mélanges GC

Des essais pour déterminer la résistance en traction indirecte (R_{it}) et du module d'élasticité en compression (E_c) ont été effectués sur les mélanges du GC avec des quantités de ciment de 2.5%, 3.5%, 4.5% et 5.5% tel indiqué dans le tableau.10.15.

Tableau.5.9 Catégories de mélanges et caractéristiques à déterminer

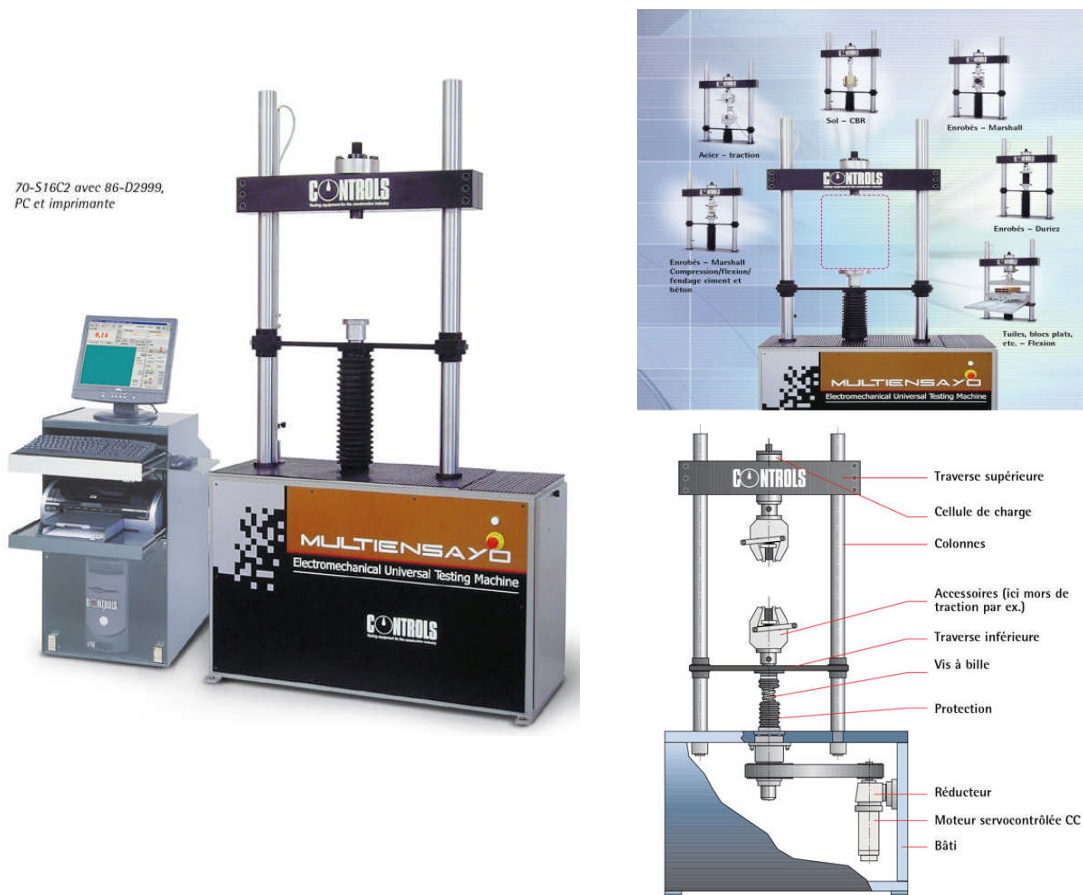
Mélanges	1	2	3
Quantité de ciment(%)	2.5	3.5	4.5
Résistance en traction indirecte (R_{it28})	R_{it28}	R_{it28}	R_{it28}
Module d'élasticité en compression(E_{28})	E_{28}	E_{28}	E_{28}

V.6.3 Préparation de l'éprouvette d'essai

La méthode de préparation de l'Essai mécanique est indiquée au tableau.5.10.

Tableau.5.10 Méthode de préparation

Granulométrie	0/31.5mm	
Quantité de ciment	2.5%, 3.5%, 4.5%	
Dimension du moule	d=152mm, h=125mm (h/d=0.8~2.0)	
Cure de béton	Temperature: 20±2°C Humidité: 90~100%	
Délai	28 jours	
	Essais de traction indirecte	0.2 MPa/sec
Vitesse de pression	Essais de compression	NF EN 13286-41 " Charge à démolir après avoir charge 30-60 seconde
		NF EN 12390-3 Essai pour béton durci 0.2 MPa/sec ~ 1.0 MPa/sec

**Figure 5.10** Dispositif de l'essai mécanique et appareil de montage de l'essai de Compression

V.6.4 Formules de calcul

Nous rappelons ci-dessous les formules de calcul pour déterminer la résistance en traction indirecte et directe, ainsi que le module d'élasticité.

1. Formule de résistance en traction indirecte (NF EN 13286-42)

R_{it} (MPa) : Résistance en traction indirecte

F (N) : Charge maximal appliqué

H (mm) : Longueur

D (mm): Diamètre

$$R_{it} = \frac{2 F}{\pi \times H \times D}$$

1 Eprouvette,

2 Bandes de chargement

3 Charge

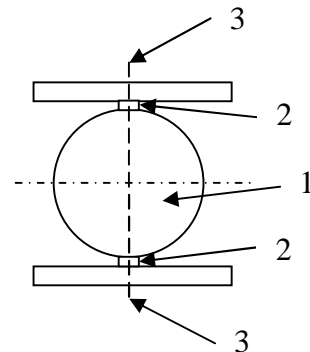


Figure 5.11 Principe d'un Essai en Traction Indirecte

2. Module d'élasticité sur un Essai de Compression (NF EN 13286-43)

E_c (MPa) : Module d'élasticité en Compression

F_r (N) : Charge maximale appliquée

D (mm) : Diamètre de l'échantillon

ξ_3 (%): Déformation longitudinale de l'échantillon quand $F=0.3 F_r$

$$E_c = \frac{0.3 F_r}{\frac{1}{4} \pi D^2 \varepsilon_3}$$

$$= \frac{1.2 F_r}{\pi D^2 \varepsilon_3}$$

Légende

a. Vue

b. Vue de dessus

1 Eprouvette

2 Anneau rigide

3 Vis

4 Capteur de déplacement

5 Vis amovible

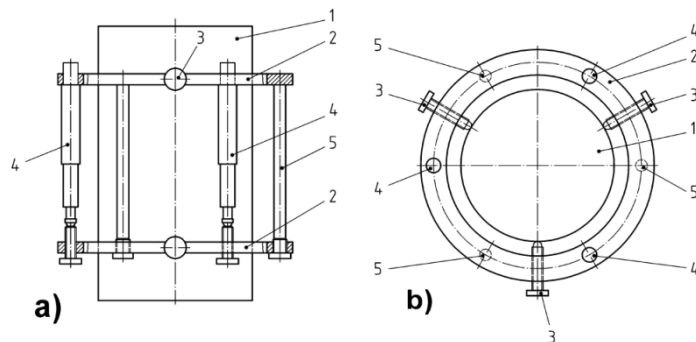


Figure 5.12 Extensomètre pour essai de compression ou de traction

3. Relation entre la résistance en traction directe R_t et indirecte R_{it} (NF EN14227-1)

$$R_t = 0.8 R_{it}$$

R_t : La résistance en traction directe

4. Relation entre les résistances de traction et les modules d'élasticité à 28 jours et à 360 jours (NF EN14227-1)

Tableau 5.11 Rapport de conversion

R_{t28}/R_{t360}	E_{28}/E_{360}
0.6	0.65

5. Paramètres mécaniques à 28 jours

Les paramètres de calcul suivants ont été retenus pour la conception d'une grave-ciment.

$$E = 23\,000\text{MPa}, \sigma_6 = 0.83\text{MPa}$$

La relation entre la résistance de conception et celle d'une grave-ciment (360 jours) est donnée par le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée (Setra, LCPC, 1994);

$$\sigma_6 = 0.7 \times (\sigma_6 / R_t) \times R_{t360}$$

$$E = 0.9 \times E_{360}$$

$$\sigma_6 / R_t = 0.95$$

E: Module d'élasticité

σ_6 : Contrainte pour laquelle la rupture en flexion sur éprouvette de 360 jours est obtenue pour 10^6 chargements

R_t : Résistance à la traction

Les résultats sont:

$$E_{360} = E / 0.9 = 23,000 / 0.9 = 25,555\text{MPa}$$

$$R_{t360} = \sigma_6 / 0.7 \{ \sigma_6 / R_t \} = 0.83 / 0.7 / 0.95 = 1.26\text{MPa}$$

$$E_{28} = E_{360} \times 0.65 = 25,555\text{MPa} \times 0.65 = 16,611\text{MPa}$$

$$R_{t28} = R_{t360} \times 0.60 = 1.26\text{MPa} \times 0.60 = 0.76\text{MPa}$$

$$R_{it28} = R_{t28} / 0.80 = 0.76\text{MPa} / 0.8 = 0.95\text{MPa}$$

La formulation du mélange de la GC3 répondra aux caractéristiques rhéologiques suivantes : $E_{28} \geq 16,611\text{MPa}$ et

$$R_{it} \geq 0.95\text{MPa}.$$

Le facteur de sécurité par rapport à la résistance de conception est considéré comme égal à 1/0.7 fois pour la résistance à la rupture et 1/0.9 fois pour le module élastique.

Par conséquent, la résistance à 28 jours (résistance requise sur site) et le module seront:

$$E_{28} \geq 16,611 \times 0.9 = 14,950\text{MPa}$$

$$R_{it} \geq 0.95 \times 0.7 = 0,67\text{MPa}$$

V.6.5 Méthode de la décision sur la quantité de ciment ajouté au mélange

La dimension des agrégats est dans la tolérance de la courbe spécifiée,

Tableau 5.12 Conception du mélange

	Ciment (%)	Teneurs en eau optimale (%)	Densité Sèche maximale (g /cm ³)
Conception du mélange	3.46	4.98	2.316

V.6.6 Résultats des essais de compression directe sur la GC3 à 28 jours

Les essais ont été effectués pour les différents mélanges et à différentes teneurs en ciment ayant servi à la formulation de la GC ; les principaux résultats sont donnés dans les figures 5.13 à 5.20.

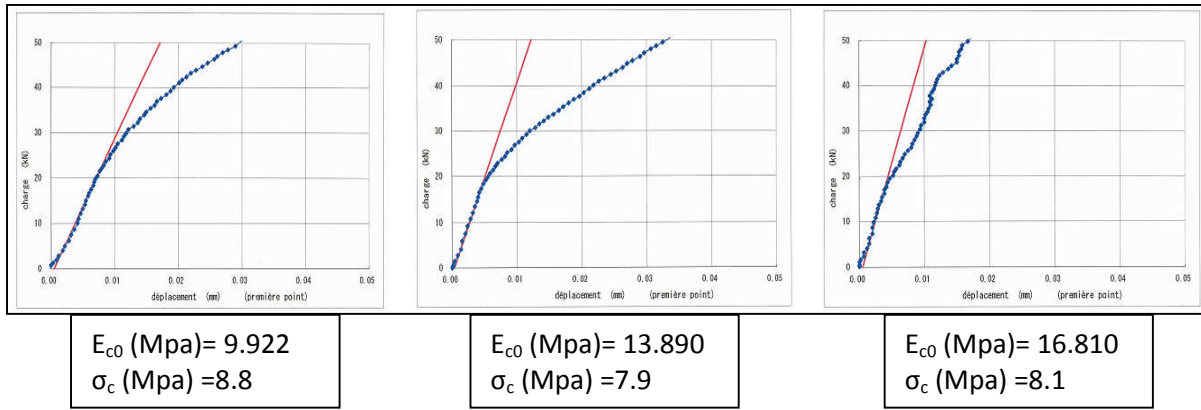


Figure 5.13 Diagrammes d'essai de compression directe de Kessira (2.5% Ciment).

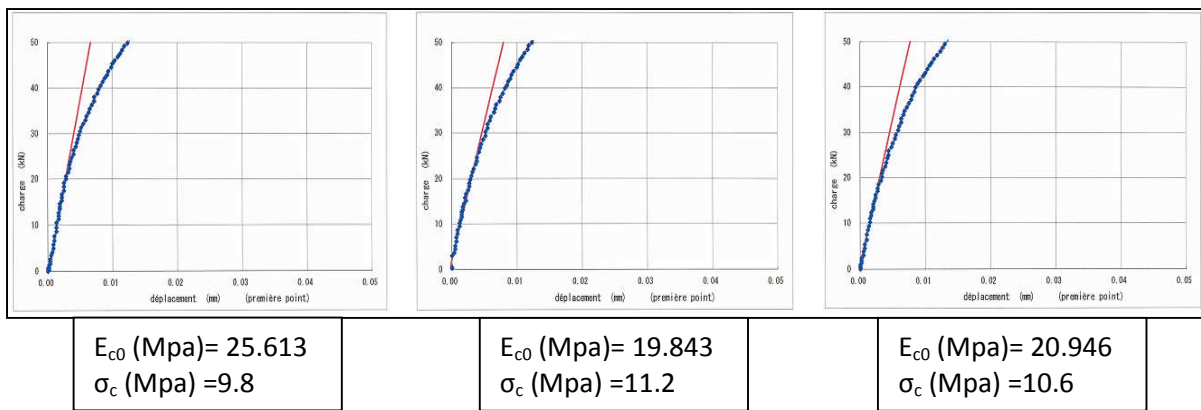


Figure 5.14 Diagrammes d'essai de compression directe de Kessira (3.5% Ciment).

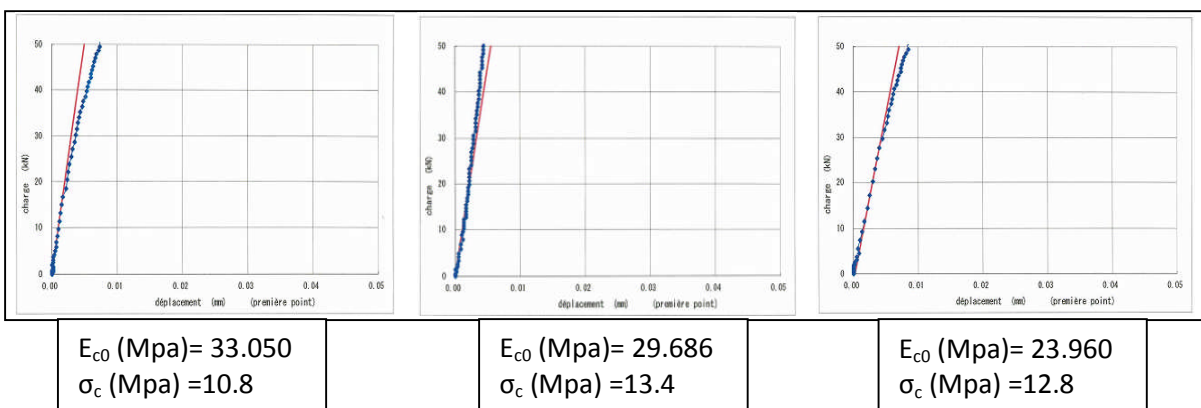


Figure 5.15 Diagrammes d'essai de compression directe de Kessira (4.5% Ciment).

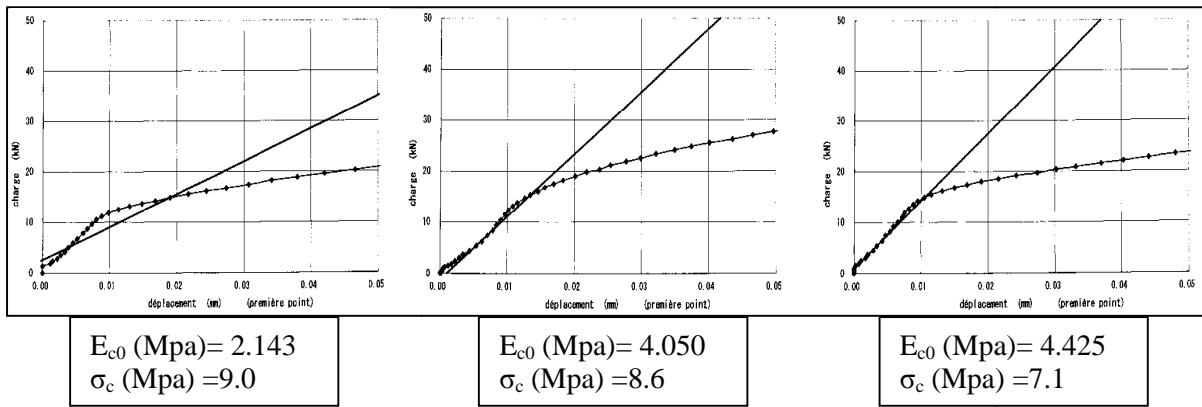


Figure 5.16 Diagrammes d'essai de compression directe de Ben Hammadi et Kef lahmer (2.5% Ciment).

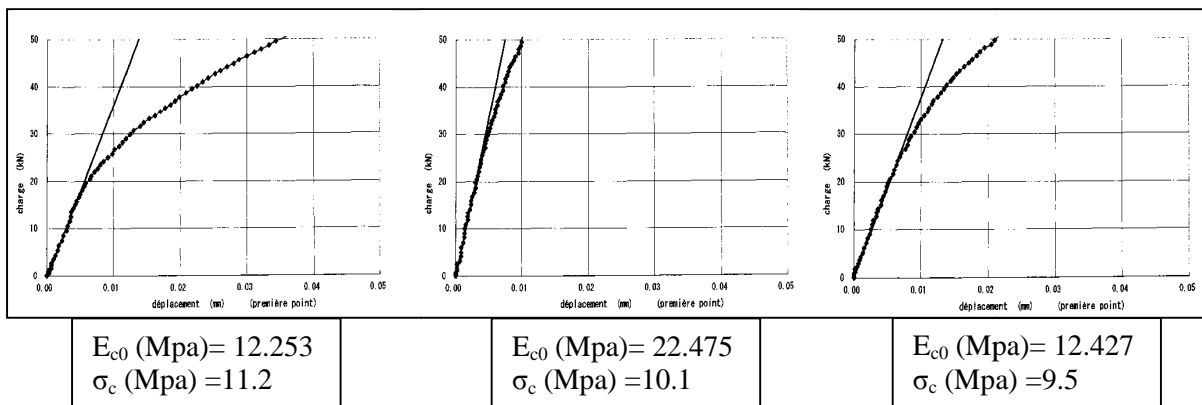


Figure 5.17 Diagrammes d'essai de compression directe de Ben Hammadi et Kef lahmer (3.5% ciment)

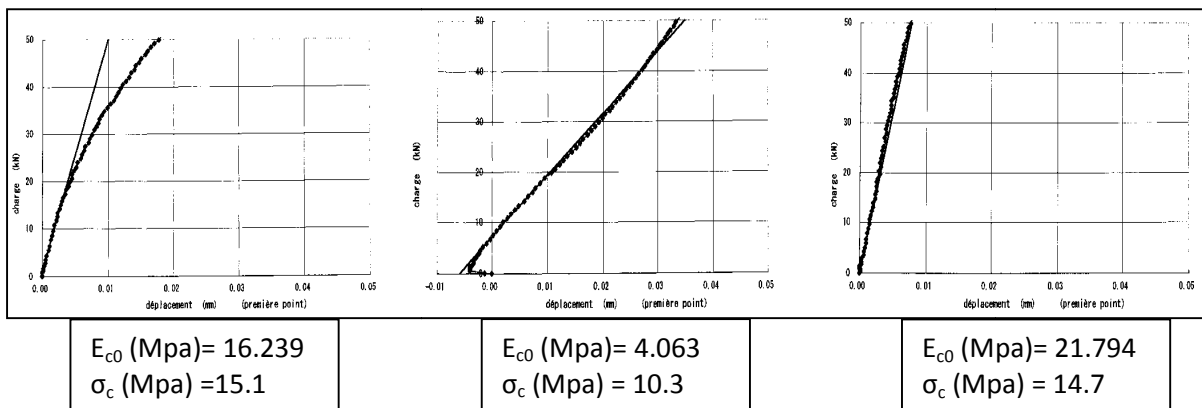


Figure 5.18 Diagramme d'essai de compression directe de Ben Hammadi et Kef lahmer (4.5% ciment)

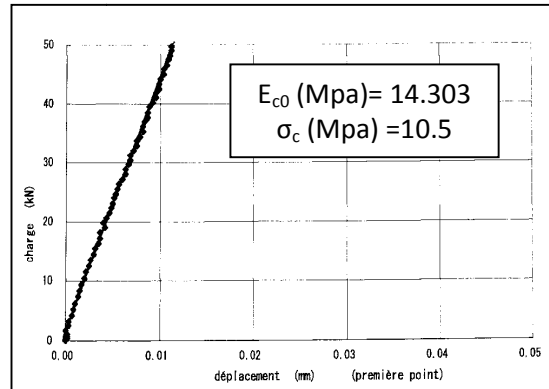


Figure 5.19 Diagramme d'essai de compression directe de Ben Hammadi et Kef lahmer (5.5% Ciment)

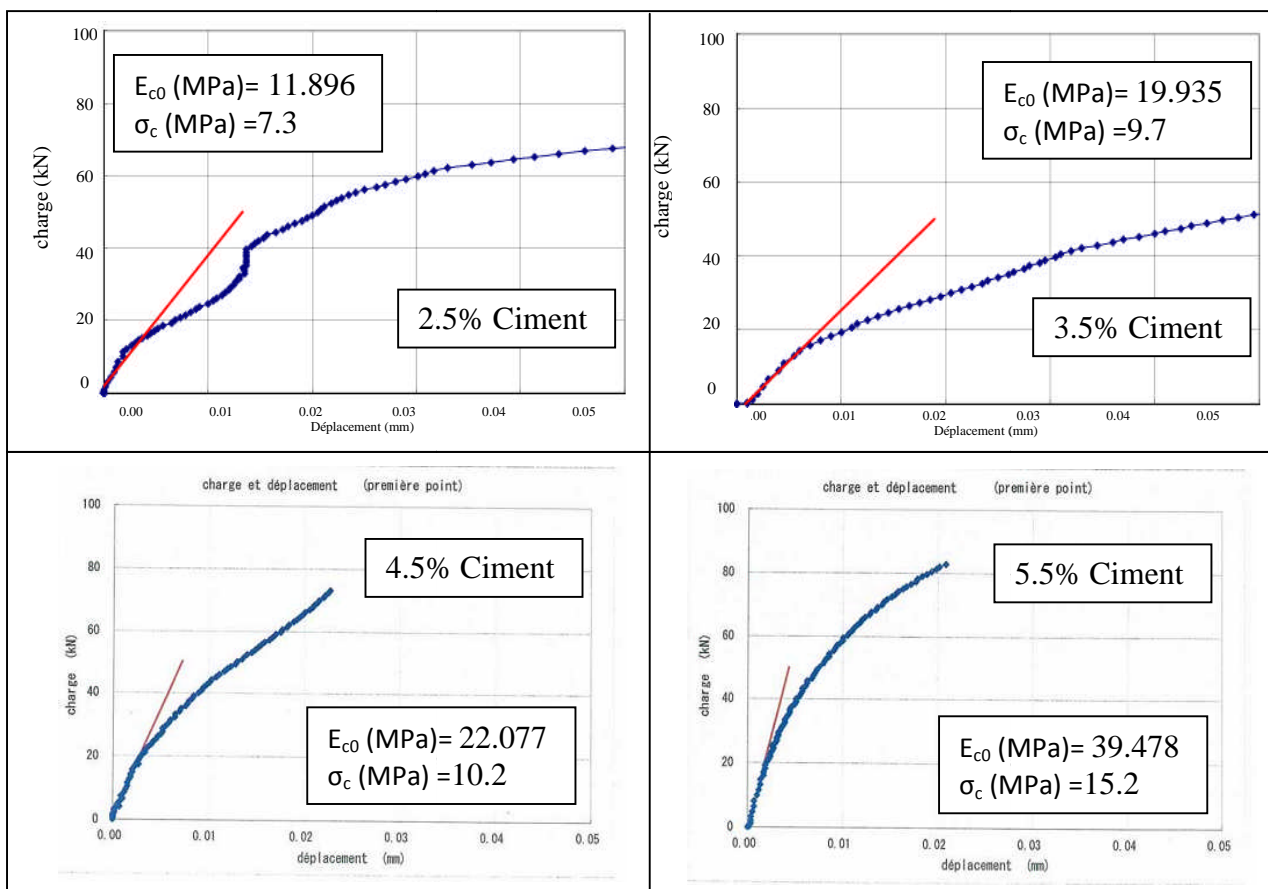


Figure 5.20 Diagramme d'essai de compression directe de Mechri

Nous récapitulons dans le tableau 5.18 les principaux paramètres rhéologiques de l'essai de compression directe.

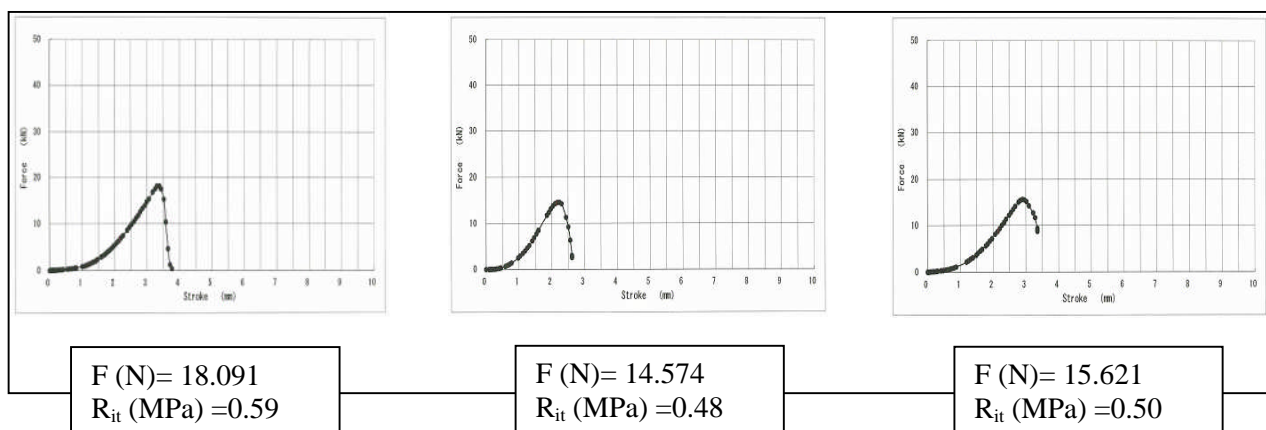
Tableau 5.13 Résultats des essais de compression

Agrégats	Ciment (%)	Facteur d'élasticité (tangente première de 0 point valeur) E_{c0} (MPa)	Force de compression maximum de charge σ_c (MPa)
Kessira	2.5	16.810	8.1
	3.5	25.613	9.8
	4.5	33.050	10.8
Ben Hammadi et Kef lahmer	2.5	4.425	7.1
	3.5	12.427	9.5
	4.5	16.239	15.1
	5.5	19.244	9.7
Mechri	2.5	11.896	7.3
	3.5	19.935	9.7
	4.5	22.077	10.2
	5.5	39.478	15.2

Nous remarquons que la résistance à la compression ainsi que le module élastique à l'origine augmentent avec le dosage en ciment quelque soit le granulat utilisé. La carrière de KESSIRA semble donner de meilleures performances ceci serait justifié par sa courbe granulométrique qui s'insère parfaitement dans le fuseau granulométrique d'une GC.

V.6.7 Essais de traction directe :

De même que pour Les essais de compression, les essais de traction indirecte ont été effectués pour les différents mélanges et à différentes teneurs en ciment ayant servi à la formulation de la GC ; les principaux résultats sont donnés dans les figures 5.21 à 5.30

**Figure 5.21** Diagramme d'essai de traction indirecte de Kessira (dosage de ciment 2.5%)

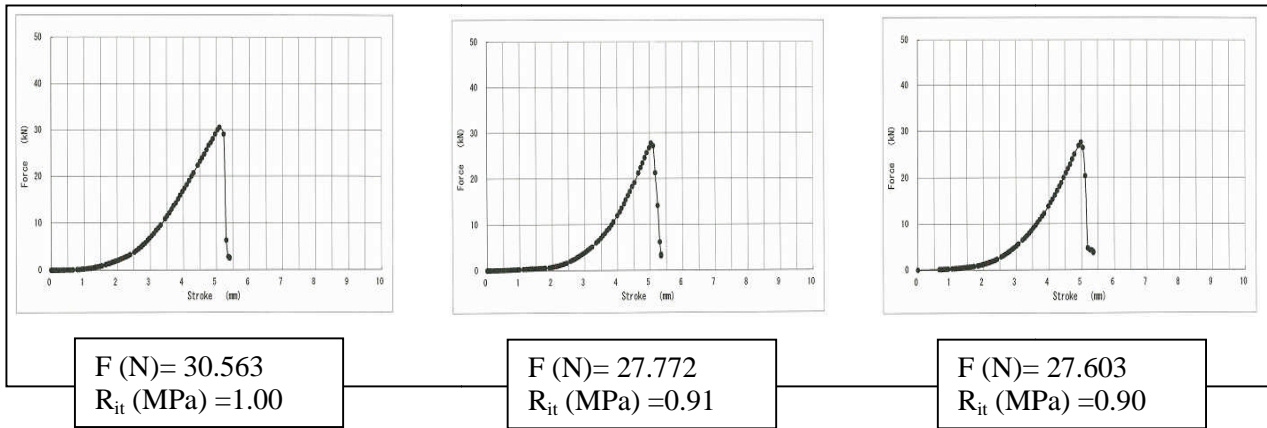


Figure 5.22 Diagramme d'essai de traction indirecte de Kessira (dosage de ciment 3.5%)

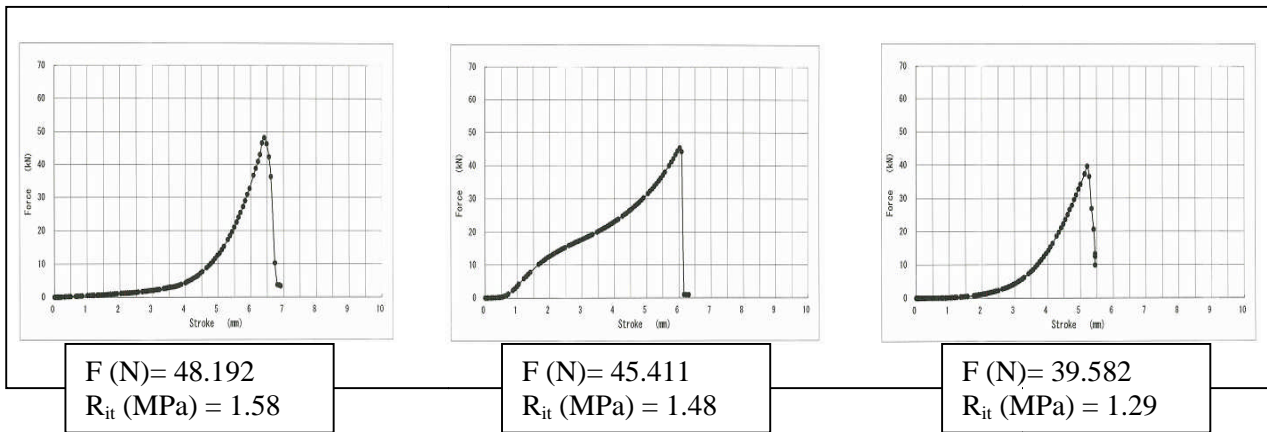


Figure 5.23 Diagramme d'essai de traction indirecte de Kessira (dosage de ciment 4.5%)

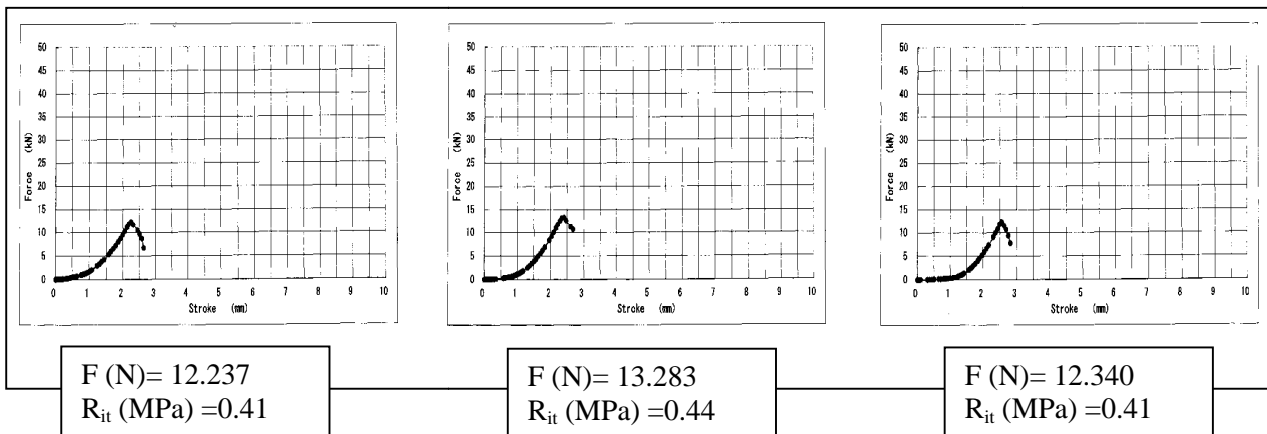


Figure 5.24 Diagramme d'essai de traction indirecte de Ben hammadi et Kef lahmer (2.5% ciment)

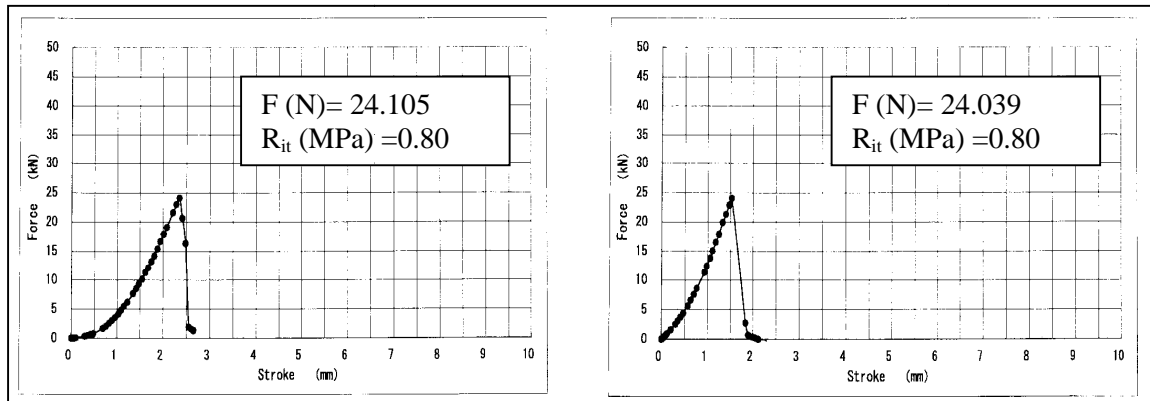


Figure 5.25 Diagramme d'essai de traction indirecte de Ben Hammadi et Kef lahmer (3.5% ciment)

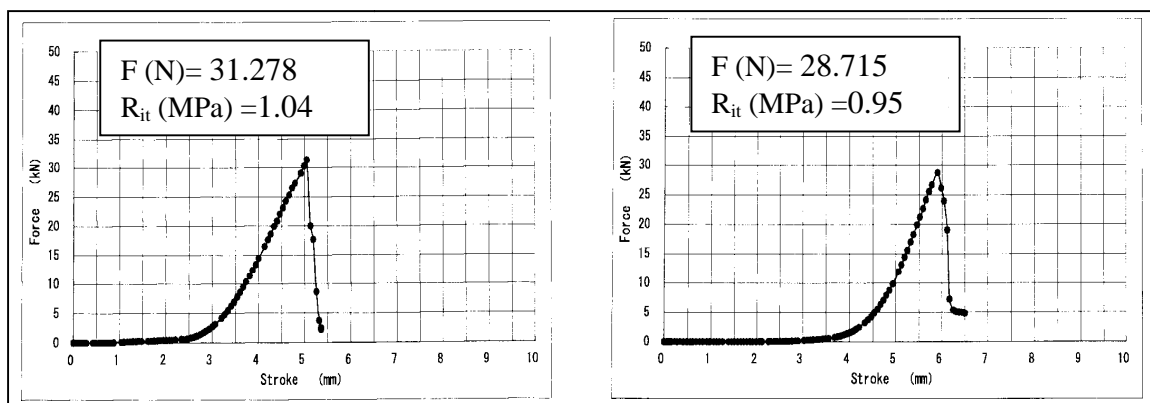


Figure 5.26 Diagramme d'essai de traction indirecte de Ben Hammadi et Kef lahmer (4.5% ciment)

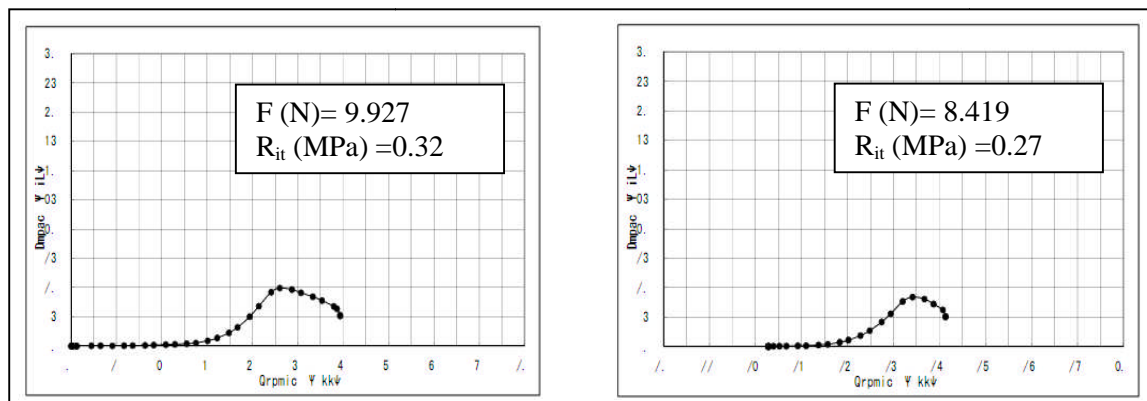


Figure 5.27 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 2.5%)

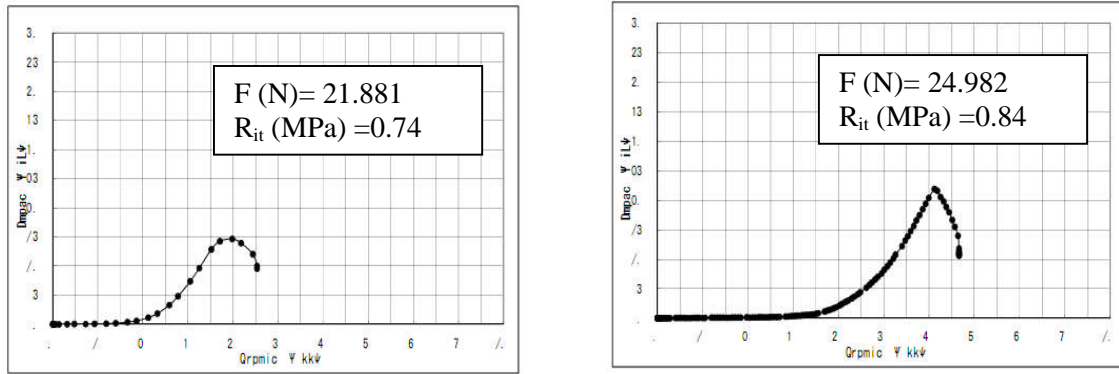


Figure 5.28 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 3.5%)

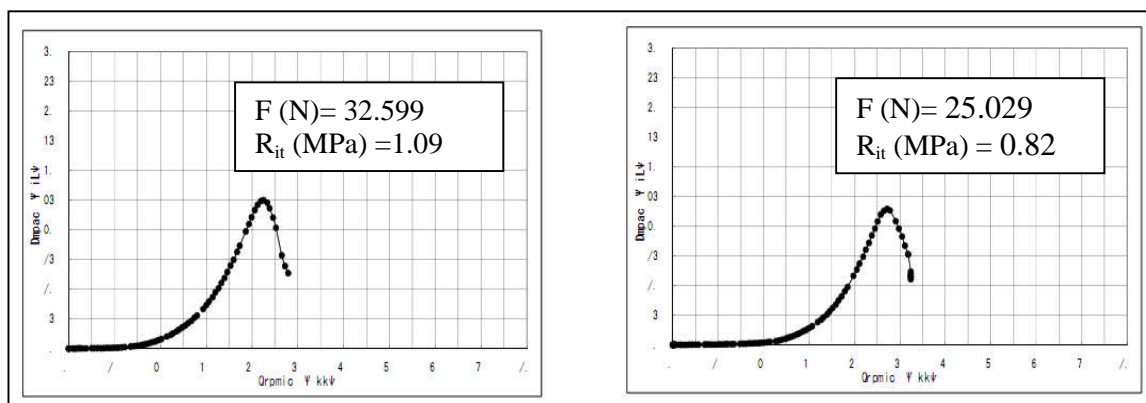


Figure 5.29 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 4.5%)

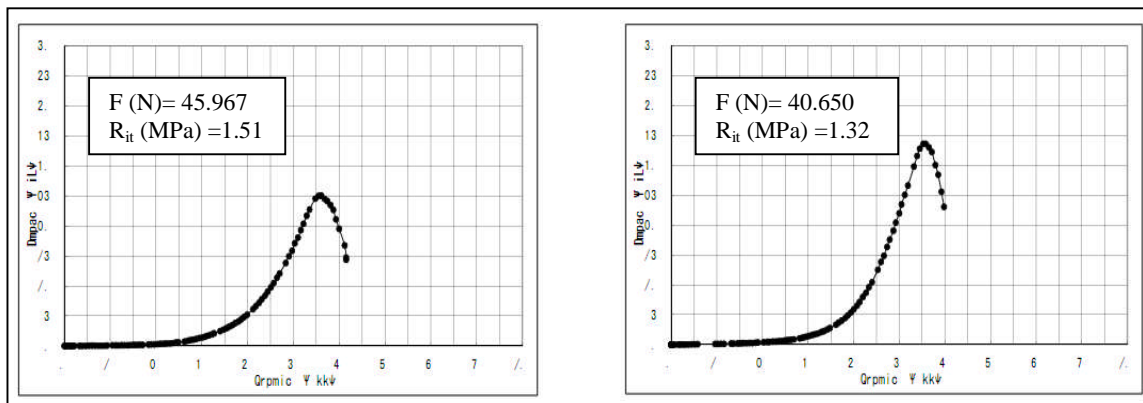


Figure 5.30 Diagramme d'essai de traction indirecte de Mechri (dosage de ciment 5.5%)

Nous récapitulons dans le tableau 5.14 les principaux paramètres rhéologiques de l'essai de traction indirecte.

Tableau 5.14 Résultats des essais de traction indirecte

Agrégats	Ciment (%)	Intensité de traction indirecte R_{it} (28jours) MPa
Kessira	2.5%	0.59
	3.5%	1.00
	4.5%	1.58
Ben Hammadi et Kef lahmer	2.5%	0.44
	3.5%	0.80
	4.5%	1.04
Mechri	2.5%	0.27
	3.5%	0.84
	4.5%	1.09
	5.5%	1.51

De même que pour les résultats de compression, la résistance à la traction augmente avec le dosage en ciment quelque soit le granulat utilisé et la carrière de KESSIRA semble donner de meilleures performances.

V.6.8 Résultats et commentaire

D'après les essais de compression directe et de traction indirecte de GC3 avec chaque granulat, on constate que le comportement d'un mélange à l'autre est complètement différent. En effet, l'allure des graphes est différente aussi bien en compression qu'en traction. De plus, le facteur d'élasticité et l'intensité de traction indirecte de GC3 Benhamadi et Kef lahmer exigés par les normes n'ont été obtenus qu'avec le dosage de 4.5% alors qu'un pourcentage de 3.5% est suffisant pour les autres graviers avec une différence de résultats très claire ; $E = 25613$ MPa pour le granulat de Kessira et $E = 19.935$ MPa pour Mechri.

V.6.9 Maniabilité de la grave ciment

V.6.9.1 Généralités

Cet essai a été réalisé dans le but de mesurer le délai de maniabilité de la couche traitée au ciment (Grave Ciment, GC3) à placer dans la chaussée à structure mixte.

L'essai s'est déroulé avec le dosage en ciment déterminé par l'étude de formulation (3.4%), la teneur en eau optimale (4,8%) et les trois niveaux de températures de conservation soit 25, 30 et 35°C en l'absence de retardateur de prise et 35°C en sa présence.

La quantité de retardateur retenue est celle de la valeur minimale prescrite par le fabricant, c'est-à-dire 0,3% par rapport au poids du ciment.

Le temps de maniabilité W_{pc} se détermine en mesurant le temps nécessaire pour que la densité sèche de l'échantillon $p(t)$ compacté au moment t soit réduite à 98% de la densité sèche de l'échantillon $p(0)$ compacté au moment $t=0$.

V.6.9.2 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans la GC3 sont donnés dans le tableau 5.15.

Tableau 5.15 Matériaux utilisés dans la GC 3

Matériaux	Fabricant	Adresse	
Agrégat	COJAAL	Kef Lahmar	0/31.5
Ciment	ERCE	Sétif	CEM II 42.5
Eau	—	Tadjanet	-
Retardateur de prise	SIKA	-	Plastiroute (teneur de 0,3% par rapport au poids du ciment)

V.6.9.3 Plan de l'essai

Le mode opératoire de l'essai s'est conformé à la méthode de compactage différé prescrit dans la norme NF EN 1328645.

V.6.9.3.1 Conditions de compactage

Le compactage a été effectué en conformité avec la méthode Proctor modifié de la norme NF EN 13286-2. Les conditions de compactage sont indiquées au Tableau 5.16.

Tableau 5.16 Conditions de compactage

Nombre de couche	5
Nombre de coups par couche	56

V.6.9.3.2 Cas d'étude

Le Tableau 5.17 montre les températures θ et le temps t de conservation des éprouvettes après malaxage.

Tableau 5.17 Températures et temps de conservation

Temps t (heure)	Température	Eprouvette					
		1	2	3	4	5	6
Sans retardateur	25°C	0	1	3	5	7	-
	30°C	0	1	3	5	7	-
	35°C	0	1	3	5	7	-
Avec retardateur	35°C	0	1	3	5	7	16

V.6.9.3.3 Mode opératoire de l'essai

1. Mélanger les agrégats dont la granulométrie est préalablement ajustée (0/31.5) avec du ciment de qualité prévue et de l'eau (dans le cas où le retardateur est utilisé, il doit être mélangé préalablement dans l'eau).
2. Compacter deux éprouvettes selon les conditions Indiquées au Tableau 5.16 immédiatement après le mélange.
3. Mesurer le poids humide de ces éprouvettes compactées et s'assurer que l'écart en densité ne dépasse pas 1% (s'il dépasse 1%, compacter une éprouvette supplémentaire)
4. Démouler les éprouvettes compactées et mesurer la teneur en eau.

5. Ensacher le mélange qui n'a pas subi le compactage immédiat et fermer hermétiquement le sachet, puis mettre le mélange dans une pièce ou une étuve permettant de maintenir la température de conservation prévue.
6. Après l'écoulement du temps de conservation prévu, sortir l'échantillon de la pièce ou de l'étuve et répéter les opérations de 2 à 4.
7. Obtenir la densité sèche (la moyenne des 2 éprouvettes) $p(t)$ au temps écoulé t à partir du résultat de la mesure de la teneur en eau et établir un diagramme densité sèche-temps écoulé.

V.6.9.3.4 Détermination du temps de maniabilité

Le temps de maniabilité W_{pc} retenu est le temps nécessaire selon le diagramme densité sèche-temps écoulé obtenu sur la base des conditions données au Tableau 5.17, pour que la densité sèche de l'échantillon $p(t)$ compacté au moment t soit réduite à 98% de la densité sèche de l'échantillon $p(0)$ compacté au moment $t=0$.

V.6.9.3.5 Résultat de l'essai

Les temps de maniabilité obtenus à chaque température de conservation sont récapitulés aux Figures 5.31 à 5.33 ainsi qu'au Tableau 5.18.

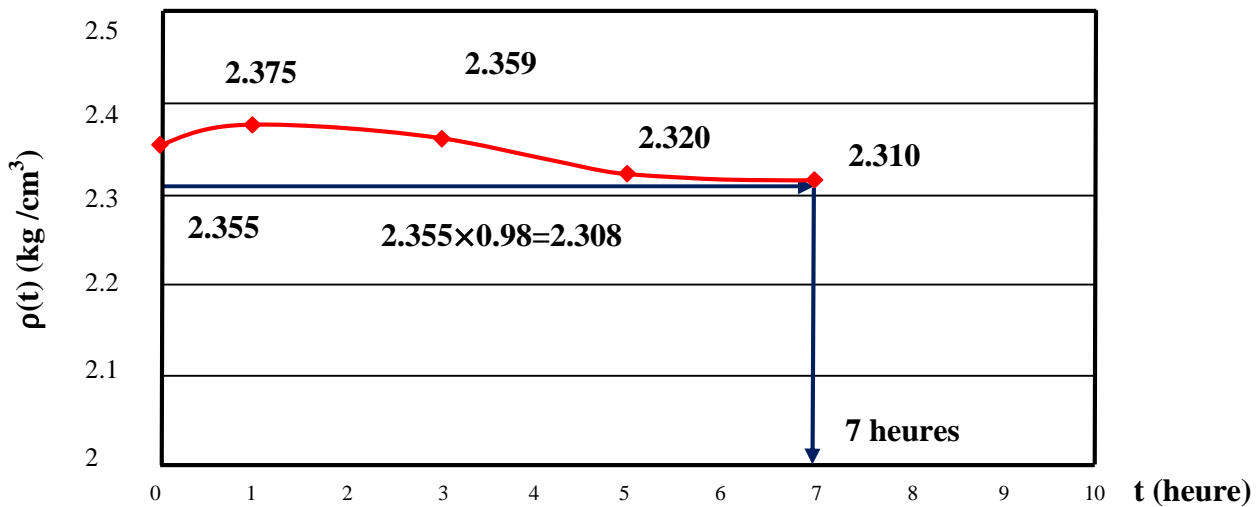


Figure.5.31 Maniabilité, sans retardateur à 25°C

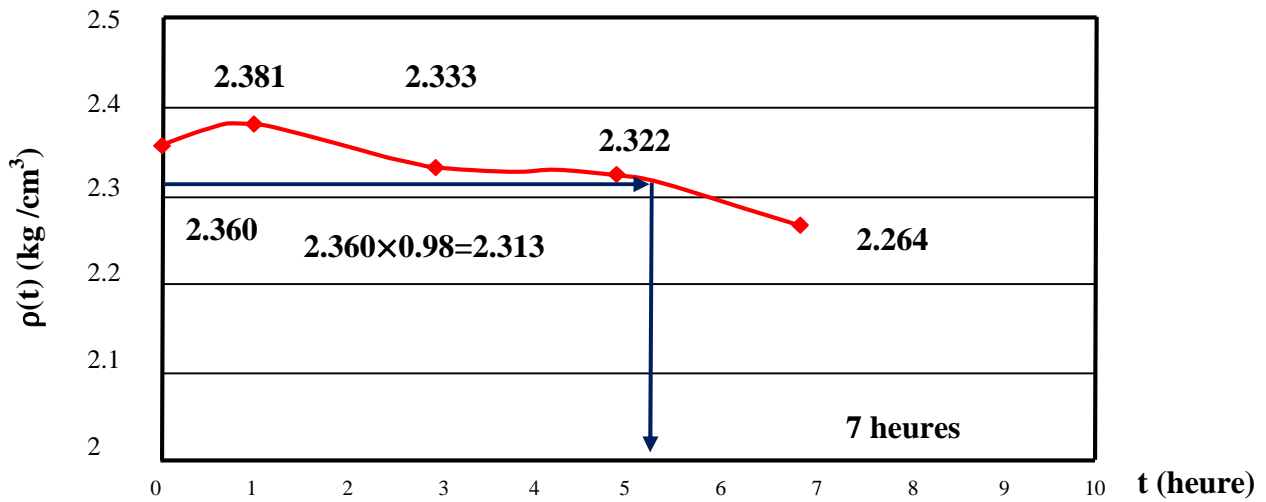


Figure.5.32 Maniabilité sans retardateur à 30°C

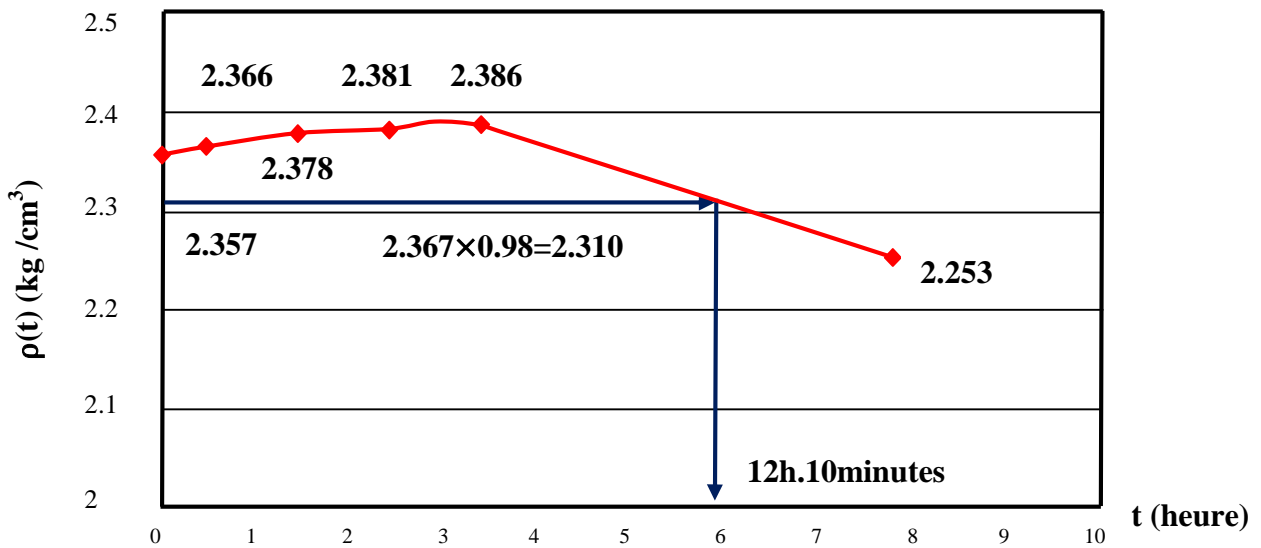


Figure.5.33 Maniabilité sans retardateur à 35°C

Nous récapitulons dans la figure 5.34, la variation de la maniabilité de la GC sans utilisation de retardateur de prise et à différentes températures de conservation. la maniabilité augmente avec l'augmentation de température.

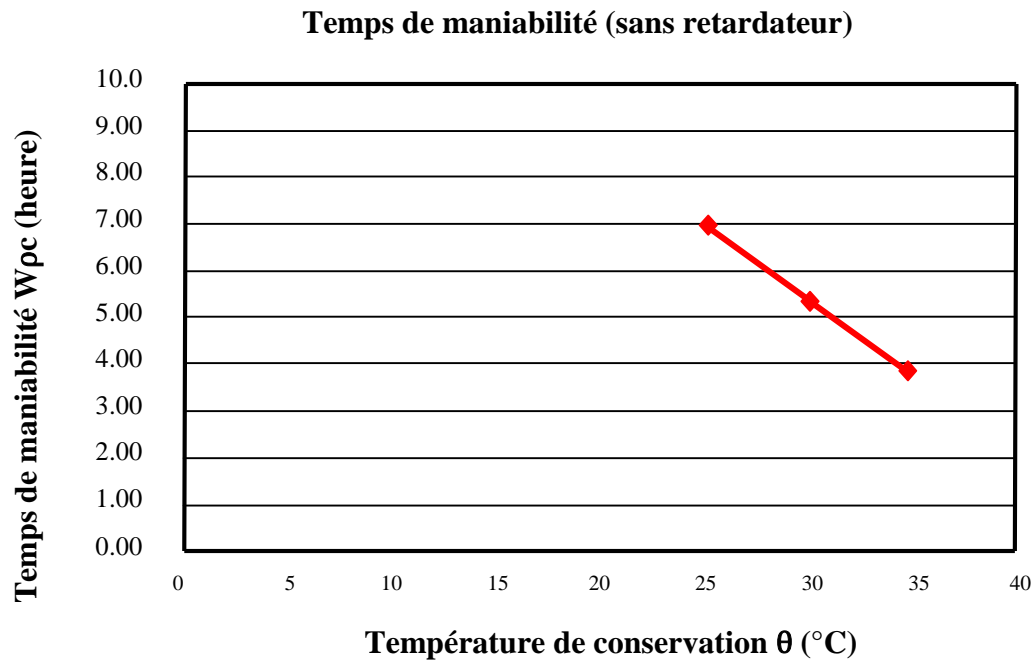


Figure.5.34 Temps de maniabilité obtenu à chaque température de conservation

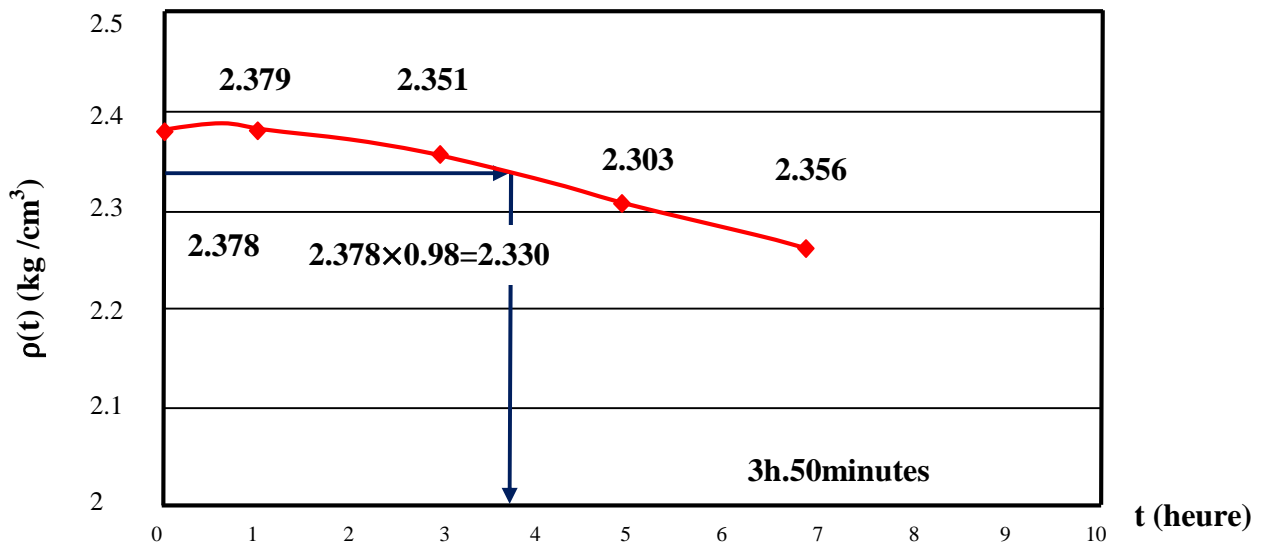


Figure.5.35 Maniabilité avec retardateur à 35°C

Nous récapitulons les principaux résultats au tableau 5.18

Tableau 5.18 Temps de maniabilité obtenu à chaque température de conservation

Température de conservation 0		25t	30t	35°C
Temps de maniabilité W_{pc}	Sans retardateur	7 heures	5 h. 20 minutes	3 h. 50 minutes
	Avec retardateur	-	-	12h. 10 minutes

V.6.10 Résultats de maniabilité:

Les résultats d'essai de maniabilité de la GC3 avec et sans retardateur de prise montrent que les délais de maniabilité dépendent de la température.

Les résultats sont :

Sans retardateur

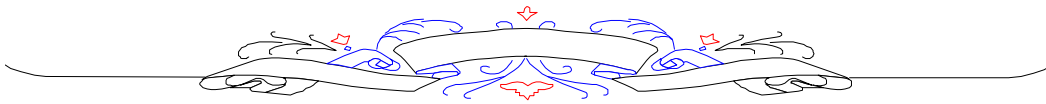
- 7 heures à une température de 25°C
 - 5 heures et 20 minutes à une température de 30°C
 - 3 heures et 50 minutes à une température de 35°C
- Avec retardateur (teneur de 0,3% par rapport au poids du ciment)
 - 12 heures et 10 minutes à une température de 35°C

Les résultats des essais ci-dessus, nous permet d'affirmer que le délai de maniabilité sous la température ambiante de 35°C considérée comme celle permettant la mise en œuvre, est d'environ 3 heures et 60 minutes lorsque le retardateur n'est pas utilisé, et de 12 heures et 10 minutes lorsque le retardateur (teneur de 0.3% par rapport au poids du ciment) est utilisé.

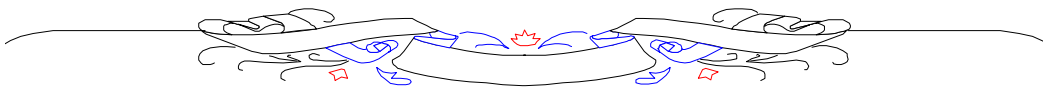
V.7 Conclusion de chapitre:

Après examen des résultats obtenus, il y a lieu de constater ce qui suit:

- Les Agrégats sont conformes à la norme NF P 18545.
- Les essais ont été effectués en conformité aux normes mentionnées par type d'essai.
- La présente formulation a permis d'arrêter un pourcentage de ciment pour chaque granulat ; ces pourcentages sont obtenus à partir des essais compression / traction sur des éprouvettes réalisées et donnant les courbes (module d'élasticité / pourcentage de ciment et résistance à la traction indirecte / pourcentage de ciment).
- Le module d'élasticité ($E = 23 \cdot 10^3$ MPa) et la résistance à la traction ($R_t = 1,26$ Mpa) de référence ont été tirés du guide technique de conception et dimensionnement des structures de chaussée, SETRA LCPC 1994.
- Le pourcentage de ciment arrêté dans la présente étude est supérieur à la teneur minimale imposée par la norme NF EN 14.227-1 pour les agrégats de dimension nominale de 31,5mm.
- La formulation de Kessira montre une formule optimale à 3.5 % d'ajout de ciment, une teneur en eau de 5.2 % et une densité sèche maximale de 2.314 g/cm³.
- La formulation de Mechri montre une formule optimale à 3.5 % d'ajout de ciment, une teneur en eau de 5.0 % et une densité sèche maximale de 2.258 g/cm³.
- La nature de granulats influe directement sur le facteur d'élasticité de chacun ; pour le même pourcentage de ciment on voit clairement la différence de comportement qui inclut l'importance du choix de granulats.



RESULTATS DE LA MICRO FISSURATION



CHAPITRE VI : Résultats de la Micro Fissuration

VI .1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats obtenus par les planches d'essais réalisés afin de confirmer la réduction de la résistance due à l'exécution de la microfissure de la GC3. Ces résultats ont été confortés par d'autres sur une chaussée réelle microfissurée.

VI .2. Procédé et plan d'exécution de l'opération de micro fissuration

Afin de confirmer la microfissure, des essais sur carottes ont été faits à différents endroits avec et sans imprégnation d'émulsion.

L'exécution de la microfissure s'effectuera 3 jours après le démarrage de la mise en œuvre (de 48 à 72 heures après l'exécution de GC3).

L'exécution a été réalisée par 2 passes avec vibrations et 2 passes sans vibration ; suite à ça nous avons confirmé l'état de la microfissure.

La microfissure ne s'est pas produite sans vibration et nous avons prélevé 6 échantillons à chaque fois (24 et 25 jours après l'exécution) pour chacun des trois modes de 0, 2 et 4 des compacteurs vibrants.

Pour confirmer la réduction de la résistance due à la microfissure observée avec ses échantillons, les essais de compression et de traction indirecte ont été faits 28 jours après l'exécution.

nous présentons dans la figure 6.1 la position des échantillons.

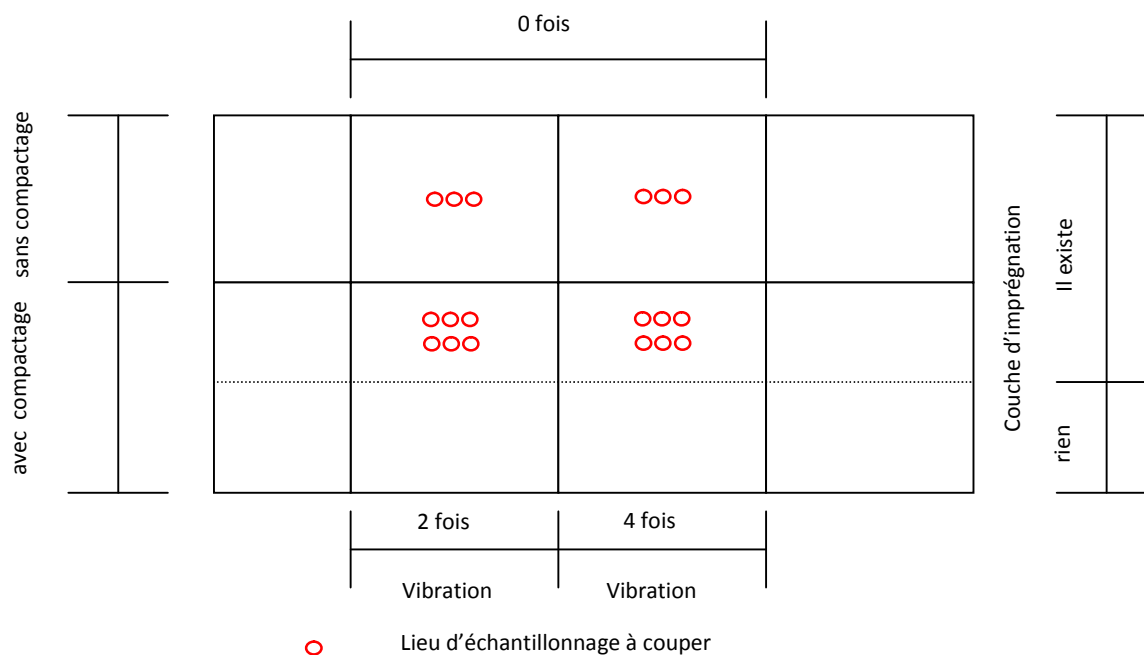
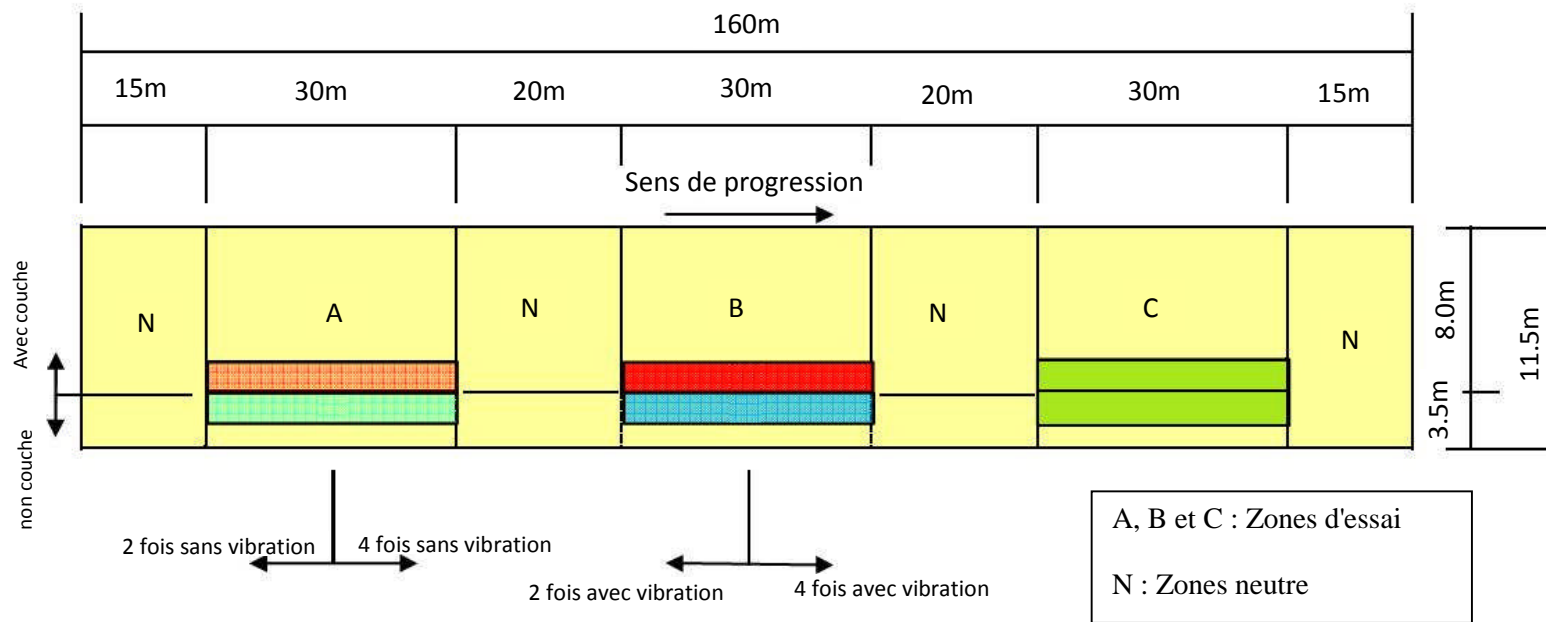


Figure 6.1 Position des échantillons à couper

La figure 6.2 présente le plan général d'exécution de la micro fissuration, elle met en évidence les zones avec ou sans imprégnation dans le but de les comparer par la suite.



Procédure d'un essai sur chaque zone A et B

- Sans couche d'imprégnation* : 2 fois → 4 fois, sans vibration
- Avec couche d'imprégnation* : 2 fois → 4 fois, sans vibration
- Sans couche d'imprégnation* : 2 fois → 4 fois, avec vibration
- Avec couche d'imprégnation* : 2 fois → 4 fois, avec vibration
- Zone réservée

Nous constatons que tous les zones A, B et C ont les mêmes compacités

Figure 6.2. Plan d'exécution de la microfissure

VI .3. Etat des fissures de la surface après le compactage Avec vibration

Suite au compactage et à la vibration, les micros fissures apparaissent et la figure 6.3 et 6.4 donnent leur position ainsi que leurs dimensions fonction du nombre de vibrations (2 ou 4 passes).

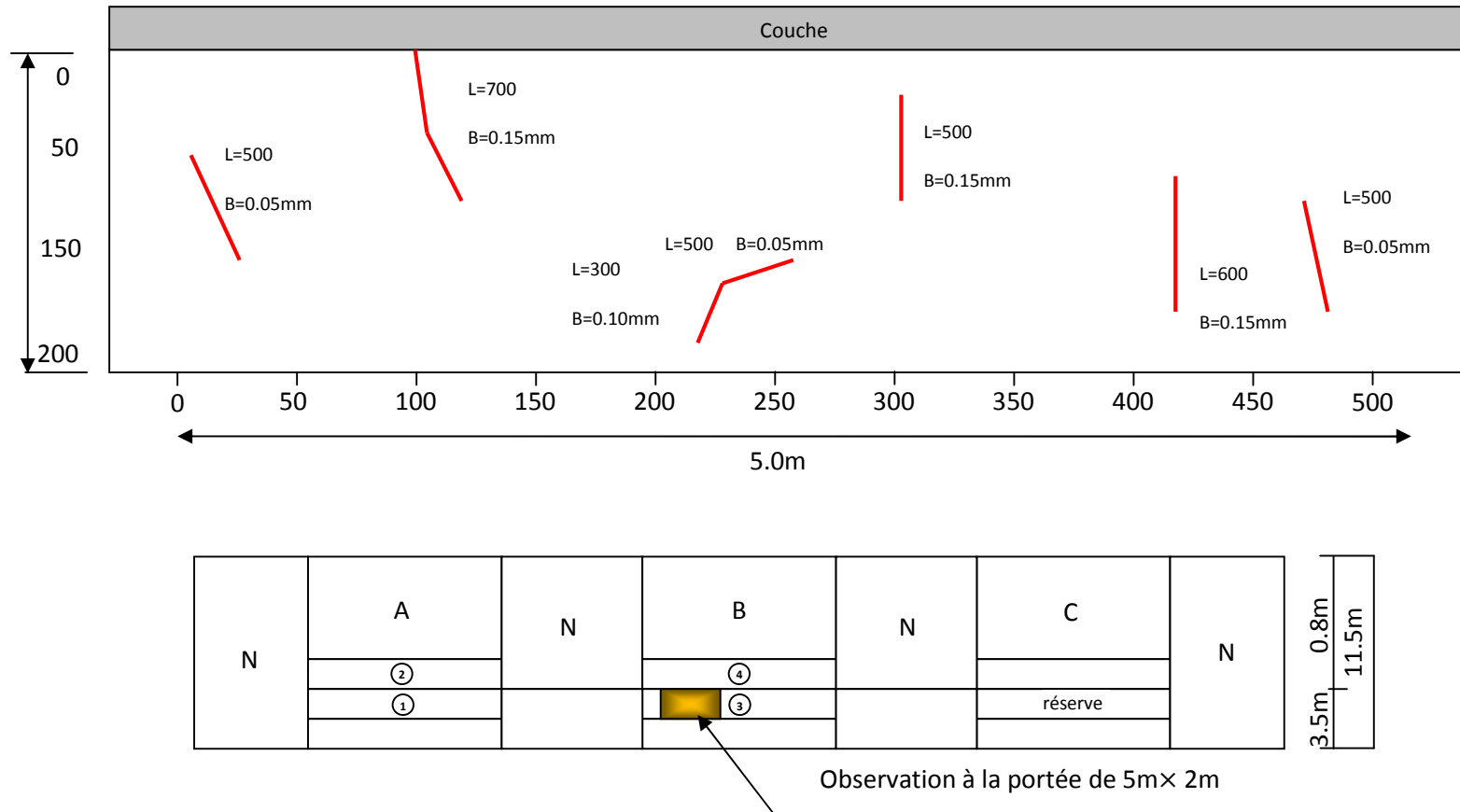


Figure 6.3. Etat des fissures de la surface après le compactage Avec vibration (2fois)

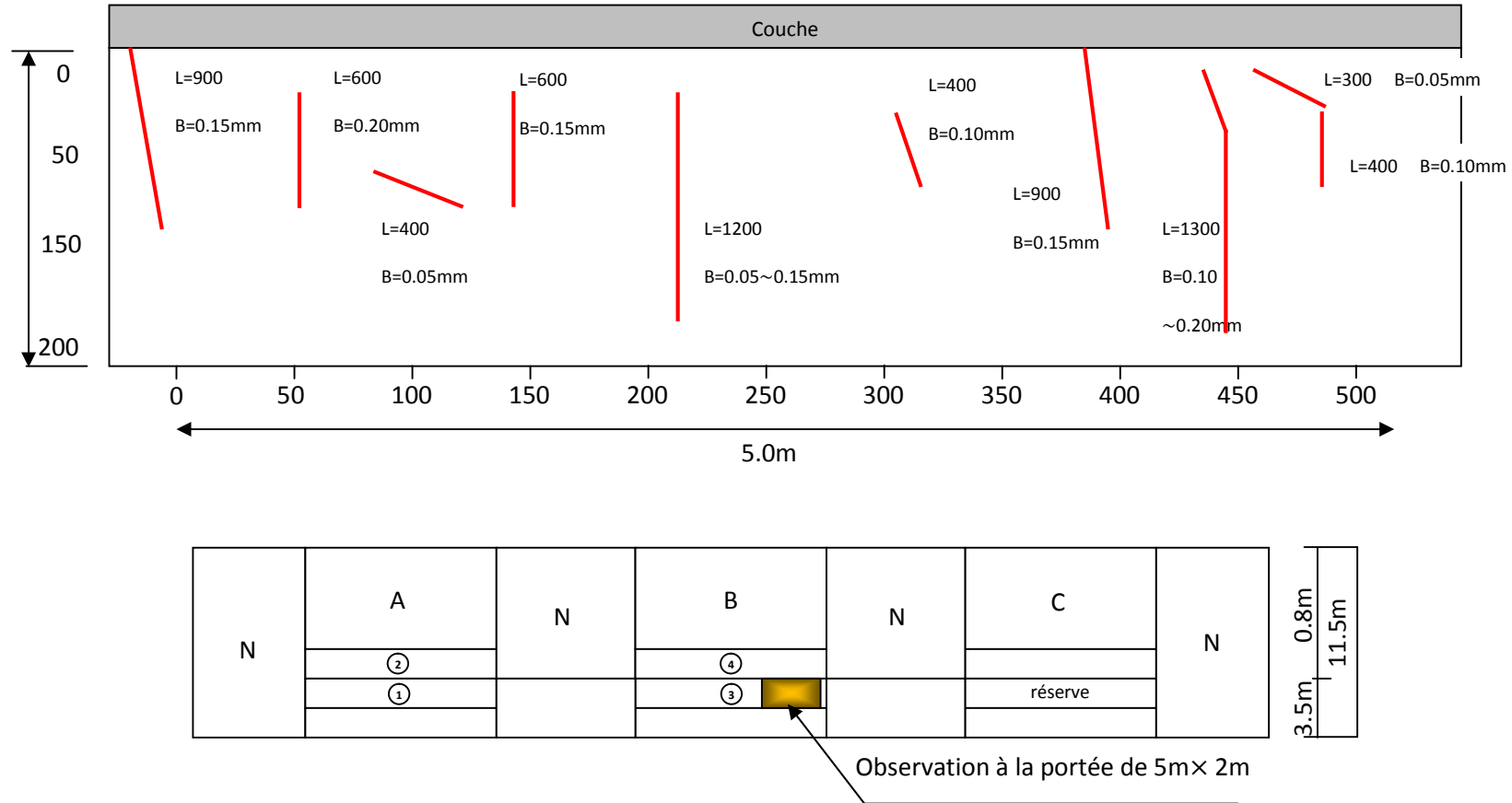


Figure 6.4. Etat des fissures de la surface après le compactage Avec vibration (4fois)

Des carottes (figure 6.5) ont donc été prélevées aux endroits indiqués par la figure 6.1 et des essais de compression et de traction ont été réalisés.

Le nombre de passes, qui semble approprié selon l'observation de l'essai de micro fissuration, est de 4 passes avec le rouleau compresseur vibrant (20t, avec une vibration faible). Cependant, la décision finale sera prise après la réalisation des essais au laboratoire.



Figure 6.5. Emplacement des carottages dans les planches d'essai

VI.4. Essais de compression de la GC

Les résultats d'essais de compression en fonction de la mise en œuvre de la planche d'essai sont présentés dans le tableau 6.1 et la figure 6.6.

Tableau 6.1 Résultats d'essai de la compression

Pourcentage pondéral du Ciment (%)	Par rapport au poids du mélange			3,75
	Par rapport au poids des agrégats			(3,90)
Fréquence de pression de roulement	Vibration	0 fois	2 fois	4 fois
Essai de force de compression σ_{28} (Mpa)	numéro.1	13,65	14,70	16,27
	numéro.2	12,77	14,04	14,15
	numéro.3	13,86	13,29	12,08
	moyenne	13,76	14,00	14,18
	Moy+20%	16,11	16,81	17,00
	Moy-20%	10,74	11,21	11,33
	moyenne	13,43	14,01	14,17

Référence Normative: NF EN 14227-1 Paragraphe 6.5

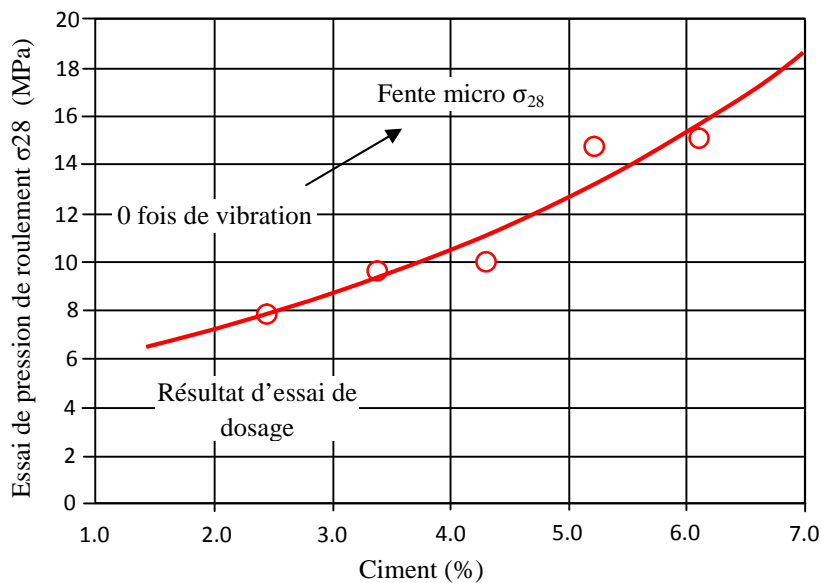


Figure 6.6 Diagramme de l'essai de compression directe (3.75% de Ciment)

Ces résultats montrent que l'insertion de la microfissure n'a pas grande influence sur la résistance à la compression de la grave ciment. En effet, on peut dire que la résistance est pratiquement la même. En conséquence, on pourra juger que l'insertion de la microfissure n'affecte pas la performance de la GC3.

VI .5. Résultats de traction indirecte

Les caractéristiques données par cet essai sont :

1. Force de traction : Rt_{360} = plus de 1,15 Mpa
2. Force de traction : Rt_{28} = plus de 0,69 Mpa ($Rt_{360} = 1.15 \times 0.6$)
3. Tension indirecte : Rit_{28} = plus de 0,86 Mpa ($Rt_{28} = 0.69 / 0.8$)

Les résultats de la contrainte de traction indirecte en faisant varier la fréquence de vibrations sont donnés dans le tableau 6.2 et la figure 6.7.

Tableau 6.2 Résultat d'essai de la tension indirecte

Pourcentage pondéral du Ciment (%)	Par rapport au poids du mélange			3,75
	Par rapport au poids des agrégats			(3,90)
Fréquence de pression de roulement	Vibration	0 fois	2 fois	4 fois
	Tension indirecte (Mpa) σ_{28}	numéro.1	1,17	0,78
numéro.2		1,34	1,13	1,12
numéro.3		1,51	1,04	1,24
moyenne		1,34	1,09	1,09
moy+20%		1,61	1,18	1,32
moy-20%		1,07	0,79	0,88
moyenne		1,34	0,98	1,10

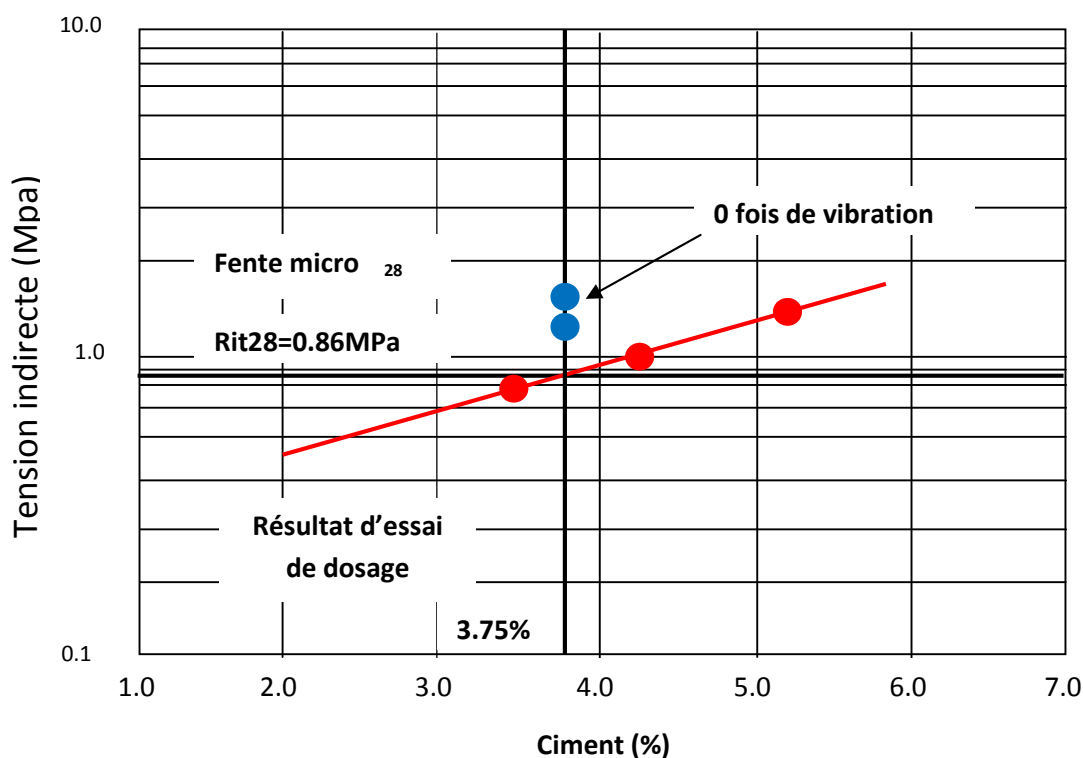


Figure 6.7 Diagramme d'essai de tension indirecte (Mpa) (3.75% de Ciment)

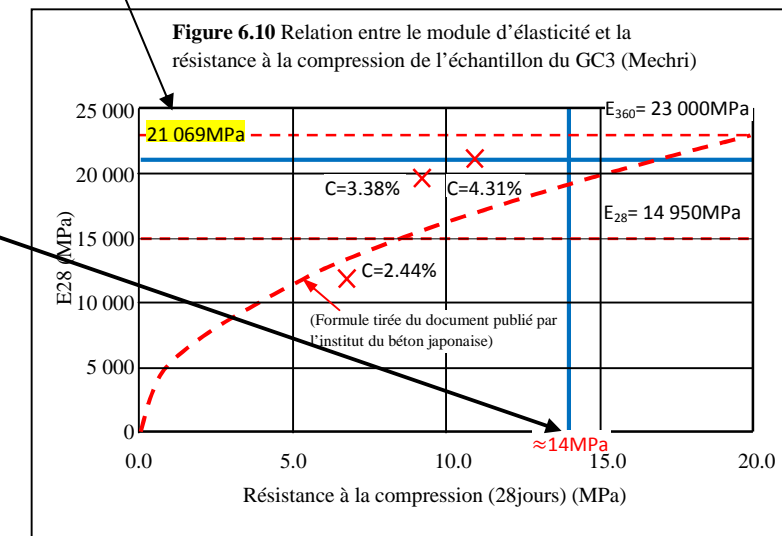
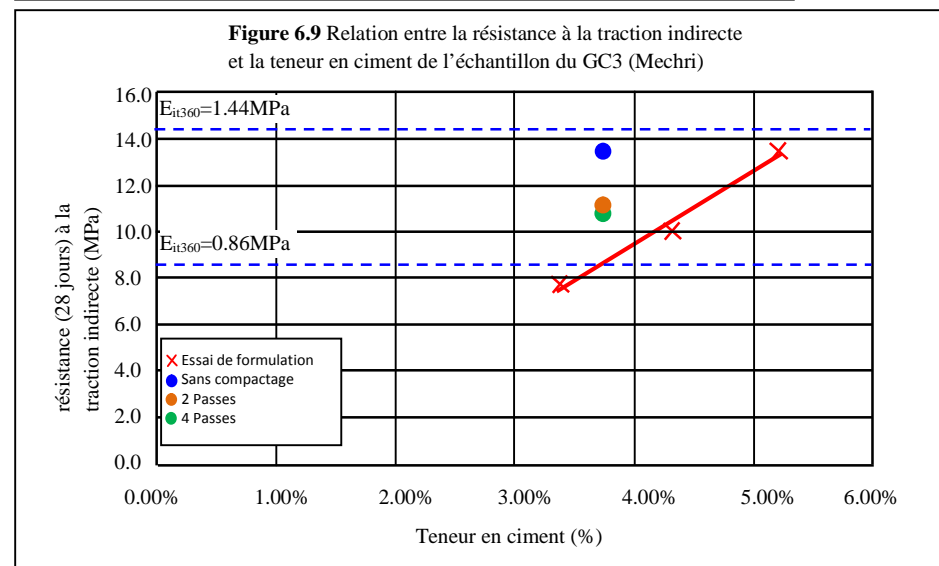
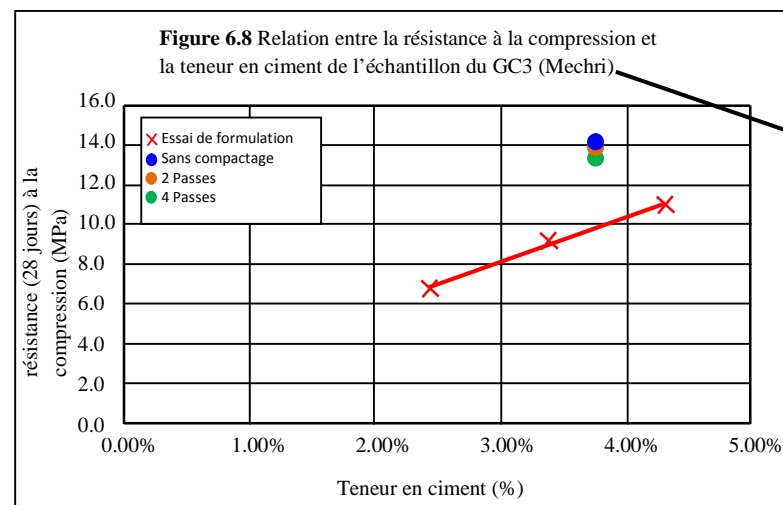
VIII .6. Résultats des essais mécaniques des échantillons micro fissurés

Tableau 6.3 Tableau récapitulatif des résultats des essais de formulation du GC3 (Mechri)

Numéro d'échantillon	Teneur en ciment											
	2.44%			3.38%			4.31%			5.21%		
	Résistance à la compression	Module d'élasticité	Résistance à la traction indirecte	Résistance à la compression	Module d'élasticité	Résistance à la traction indirecte	Résistance à la compression	Module d'élasticité	Résistance à la traction indirecte	Résistance à la compression	Module d'élasticité	Résistance à la traction indirecte
1	7,3	11 895	0,32	8,1	19 856	0,74	11,1	25778	1,09	13,4	5365	1,51
2	9,6	6 036	0,27	9,9	18 980	0,84	11,7	20130	0,82	12,4	26908	1,32
3	6,3	11 758	0,49	9,7	19 935	0,74	8,8	7096	1,09	15,2	39478	1,18
4	8,4	21 153		10,3	25 842		8,5	28856		15,8	51029	
5				9,3	9 176		10,2	22007				
Moyenne (valeur adoptée)	6.8	11827	Résultats dispersés, ces résultats n'ont pas été pris en compte	9.2	19 590	0.77	11.0	21 069	1.00	14.2	Résultats dispersés, ces résultats n'ont pas été pris en compte	1.34

Tableau 6.4 Tableau récapitulatif des résultats des essais de micro fissure du GC3 (Mechri / Teneur en ciment de 3.75%)

Numéro d'échantillon	Nombre de passe					
	0 (sans vibration)		2 passes		4 passes	
	Résistance à la compression	Résistance à la traction indirecte	Résistance à la compression	Résistance à la traction indirecte	Résistance à la compression	Résistance à la traction indirecte
1	13,7	1,17	14,7	0,78	16,3	0,94
2	12,8	1,34	14,0	1,13	14,2	1,12
3	13,9	1,51	13,3	1,04	12,1	1,24
Moyenne (valeur adoptée)	13,4	1,34	14,0	1,09	14,2	1,10



l'ensemble des caractéristiques rhéologiques des résultats d'essai de formulation du GC3 (après une période de maturation de 28 jours) est présenté dans le tableau récapitulatif 6.3 (sans micro fissuration) et les résistances (à la compression et à la traction indirecte, sur des échantillons qui ont été mis en maturation durant 28 jours) des échantillons prélevés après micro fissuration, sont présentées sur le tableau 6.4. Tous les échantillons (après 0 passe, 2 passes et 4 passes) ont été prélevés dans la zone B de la planche d'essai. Le diamètre de l'échantillon prélevé fut légèrement insuffisant (environ $\phi 143 \sim 144\text{mm}$) par rapport au diamètre requis par l'appareil (environ $\phi 148 \sim 155\text{mm}$) pour mesurer les déformations, le module d'élasticité a donc été estimé à partir de la résistance à la compression.

Les figures 6.8 à 6.10 donnent les principaux rhéogrammes (lois de comportement) de la GC3 microfissurée ainsi que la relation module élastique contrainte de compression.

La figure 6.8 présente la relation entre la teneur en ciment et la résistance à la compression (résistance après 28 jours de maturation) obtenues par les essais (essai de formulation et de compression micro fissure) ; on constate que la résistance à la compression de l'échantillon (résistance après 28 jours de maturation, teneur en ciment 3,75%) est supérieure à la résistance estimée par l'essai de formulation, soit environ 14 MPa quelque soit le nombre de passes.

La figure 6.10 présente la relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité obtenus par les essais de formulation du GC3 (échantillons ayant connu une période de maturation de 28 jours). Il a été vérifié par cette figure qu'il existe une forte corrélation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité du GC3, comme pour le béton. Plus la résistance à la compression est élevée, plus le module d'élasticité est important. D'après les résultats d'essai de formulation, la résistance à la compression ainsi que le module d'élasticité, des échantillons (échantillons ayant connu une période de maturation de 28 jours) dont la teneur en ciment est de 4,31%, sont respectivement de 11000Mpa et 21069Mpa. Il s'avère que la résistance à la compression des échantillons prélevés (environ 14000Mpa, quelque soit le nombre de passes) est supérieure à la résistance à la compression de l'échantillon dont la teneur en ciment est de 4.31%. Il a donc été estimé que le module d'élasticité des échantillons prélevés soit supérieur à 21069MPa, satisfaisant pleinement la valeur requise qui est de 14950MPa (équivalente à une valeur de module d'élasticité de 23000MPa pour un échantillon ayant connu une période de maturation de 360 jours).

La figure 6.9 présente la résistance à la traction indirecte en fonction du mode de vibration (échantillons ayant connus une période de maturation de 28 jours). Il a été vérifié que la résistance à la traction indirecte obtenue assure, quelque soit le nombre de passes, la valeur requise (par un échantillon ayant connu une période de maturation de 28 jours) qui est de 0.86MPa (équivalente à une résistance à la traction indirecte de 1.15MPa pour un échantillon ayant connu une période de maturation de 360 jours).

Il a donc été jugé, par le biais des résultats ci-dessus, que le module d'élasticité des échantillons prélevés assure la valeur requise, quelque soit le nombre de passes.

VI .7. Micro fissures et nombre de passe

Le nombre de passes, qui semblait approprié selon l'observation de l'essai de micro fissuration, est de 4 passes avec le rouleau compresseur vibrant (20t, avec une vibration faible). Des essais au laboratoire permettront de prendre la décision finale.

Il a donc été vérifié que le module d'élasticité ainsi que la résistance à la traction indirecte des échantillons micro fissurés satisfont, quelque soit le nombre de passes, la valeur requise. Nous proposons donc pour la réalisation des micros fissurations, 4 passes avec un rouleau compresseur vibrant de 20t, avec une vibration faible.

Les essais de formulation du GC3 ont été réalisés conformément au guide de la chaussée du LCPC-SETRA ainsi qu'AFNOR . Cependant, il s'avère que les résultats des essais sur les échantillons prélevés sont largement supérieurs à la valeur requise par le guide du LCPC-SETRA, ce qui laisse penser qu'en général, les valeurs requises par le guide du LCPC-SETRA ont été prescrits avec une grande marge de sécurité par rapport à celles obtenues sur chantier.

En France, le contrôle qualité est assuré par les essais au laboratoire (résistance à la traction et module d'élasticité) en déterminant la formulation ; seul le contrôle de la densité est réalisé in-situ.

Il a été vérifié par les essais réalisés sur les échantillons prélevés, que la résistance obtenue est supérieure à celle requise pour les études ; il semble donc convenable que dorénavant, seul le contrôle in-situ de la densité sera réalisé dans le cadre du contrôle qualité.

VI.11. Résultats expérimentaux sur chantier

VI.11.1. Introduction

Dans la partie suivante les éprouvettes sont directement prélevées du chantier en cours d'exécution pour valider les résultats des planches d'essai obtenus précédemment.

VI.11.2. Plan et résultats de l'examen des éprouvettes (PK 4+560 – PK4+600)

Des essais de compression et de traction directe ont été effectués de même que pour la planche d'essai afin de pouvoir les valider.

La figure 8.11 donne l'emplacement des carottes prélevées

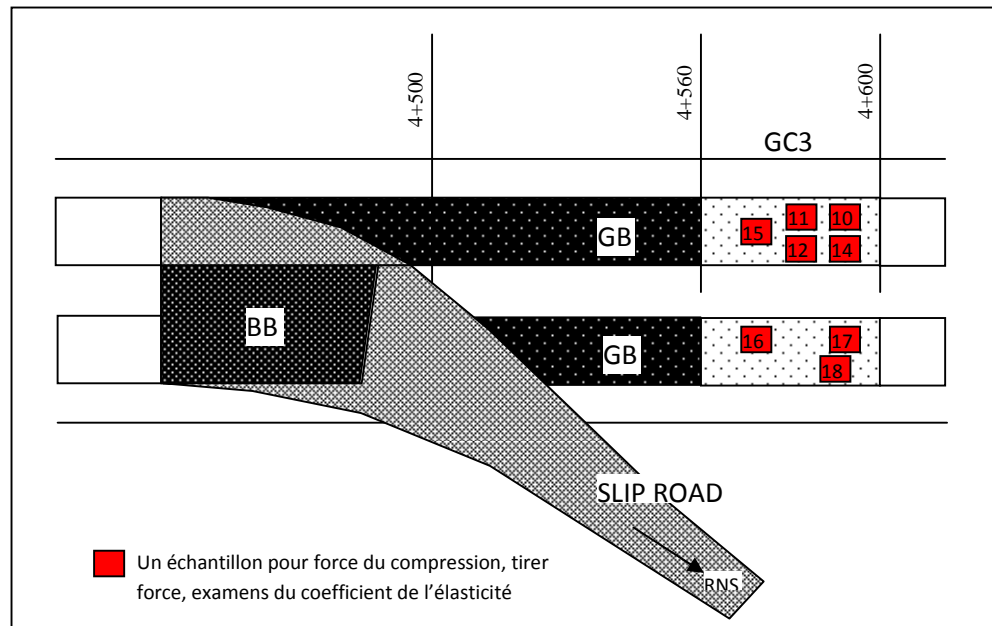


Figure 6.11 Emplacement des carottages d'échantillons

Les résultats d'essai de traction (contrainte et module élastique) sont donnés dans le tableau 6.5.

Tableau 6.5 Résultats d'essai direct et indirect

Numéro D'échantillon.	Essai	Rit(MPa)	E(MPa)
C-10	Direct		25177
C-12	Indirect	1.20	
C-11	Indirect	0.92	
C-14	Indirect	1.24	
C-15	Direct		19893
C-16	Direct		16832
C-17	Direct		24819
C-18	Indirect	1.19	
Moyenne		1.14	21680.25
Moy + 20%		1.37	26016.30
Moy - 20%		0.91	17344.20

Les résultats des essais de compression et de traction sur les carottes de GC3 sont récapitulés dans le tableau 6.6.

Tableau 6.6 Résultats des essais de compression et de traction sur les carottes de la GC3

NO	numéro de carotte	ciment %	teneur en eau %	diamètre des carotte			épaisseur des carotte					poids avant l'essai	type d'essai	résultat final
				1	2	MOYEN	1	2	3	4	MOYEN			
1	C-10	3,75%	5,10%	147,0	147,1	147,1	125,0	124,5	125,2	128,5	125,3	4916	Compression DIRECT	242,90
2	C-12			145,2	145,8	145,5	127,2	126,0	125,9	125,2	126,1	5011	Traction INDIRECT	34,44
3	C-11			146,0	146,3	148,2	131,7	130,8	130,2	130,6	130,8	5138	Traction INDIRECT	27,49
4	C-14			148,0	147,0	147,5	126,8	126,0	126,0	126,0	126,2	5095	Traction INDIRECT	36,25
5	C-15			146,0	145,9	146,0	125,2	125,0	125,0	125,0	125,1	4933	Compression DIRECT	265,56
6	C-16			148,0	145,9	146,0	128,0	128,3	128,2	127,9	128,1	5044	Compression DIRECT	272,81
7	C-17			146,8	146,8	146,8	126,5	125,2	126,0	126,8	126,1	4936	Compression DIRECT	214,80
8	C-18			148,2	148,0	146,1	128,2	128,2	129,0	128,0	128,4	5142	Traction INDIRECT	35,05

VI.11.2.1 Essai du module d'élasticité (GC3)

Dosage en ciment : 3.75%

Tableau 6.7 Paramètre de l'éprouvette C-10

vitesse de charge	3,530 N/sec
	0.2 MPa/sec
étendue de	17,671 mm ²

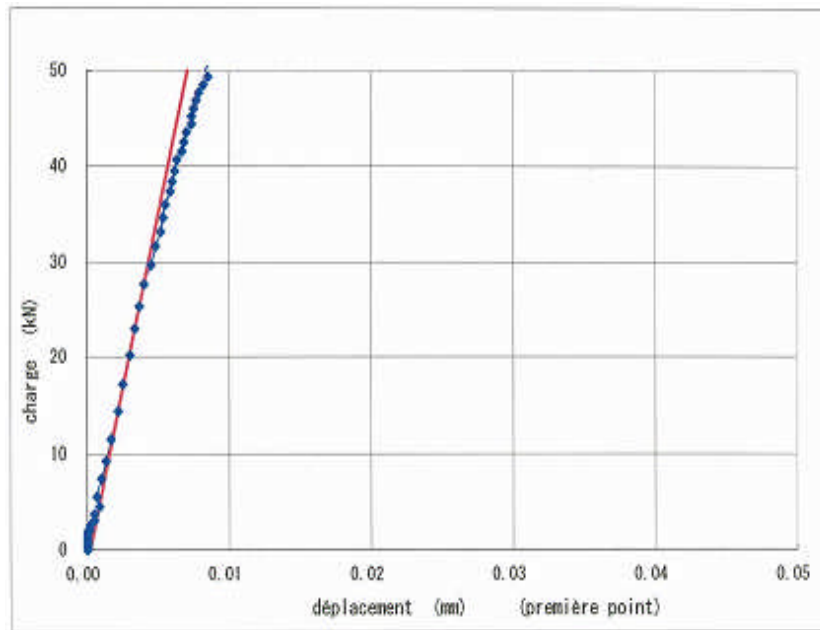
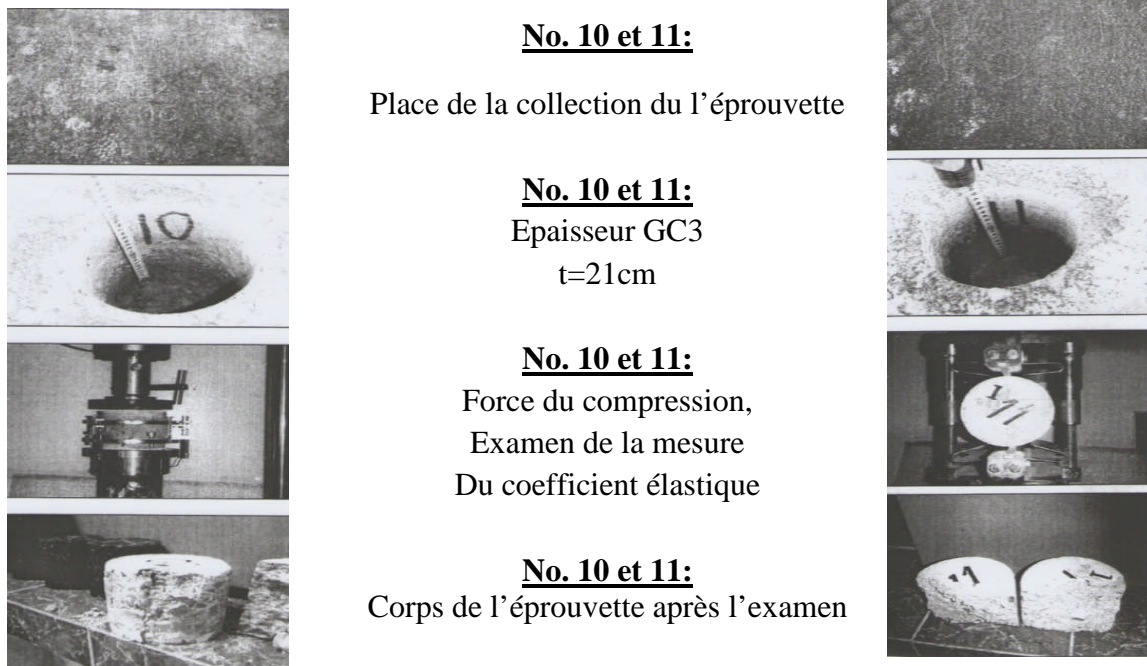
Méthode compactage	NF EN 13286-
Masse	4916 g
Masse humide(essai)	4916 g

Tableau 6.8 Dimension de l'éprouvette C-10

Diamètre D	(1)	147:0
	(2)	147.1
	Ave.	147.1 mm
Hauteur H	(1)	125.0
	(2)	124.5
	(3)	125.2
	(4)	126.5
	Ave.	125.3 mm

Tableau 6.9 Formule utilisée pour l'obtention du module d'élasticité C-10

Charge maximale de compression	Fr	239,881 N
Déplacement au point de ramollissement	d_{max}	0.76350 mm
Valeur de correction	d_o	0.00032 mm
Déplacement réel	Δh	0.76318 mm
Diamètre	D	147.1 mm
Hauteur	H	125.3 mm
Élasticité obtenue par courbe	E_{co}	25,177 MPa
Compression à la charge maximale	σ_c	14.1 MPa

**Figure 6.12** Diagramme d'essai de compression directe de C-10 (3.75% Ciment)**Figure 6.13** Epreuves N°10 et N°11.

VI.11.2.2 Essai de traction indirecte :

Eprouvette : C-12

Dosage en ciment : 3.75%

Tableau 6.10 Paramètre de l'éprouvette C12

vitesse de charge	3,530 N/sec	Méthode compactage	NF EN
étendue de	0.2 Mpa/sec	Masse	4916 g
	17,671 mm ²	Masse humide (essai)	4916 g

Tableau 6.11 Dimension de l'éprouvette C-1

Maximum charge	F	34,522	
Diamètre (mm)	D	1	145.2
		2	145.8
		Moy	145.5
Hauteur (mm)	H	1	127.2
		2	126.0
		3	125.9
		4	125.2
		Moy	126.1
Intensité de traction indirecte	R _{it} (Mpa)	1.20	

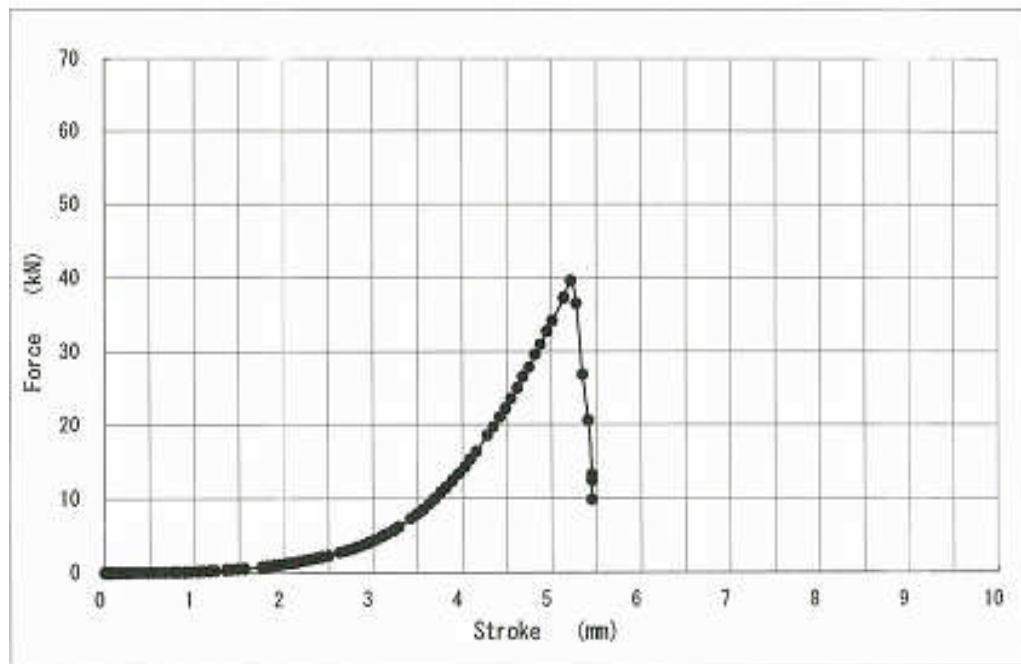
$$R_{it} = \frac{2F}{\pi \times H \times D}$$

R_{it} (Mpa) : Intensité de traction indirecte

F (N) : Maximum charge de traction

H (mm) : Hauteur d'échantillon

D (mm) : Diamètre d'échantillon

**Figure 6.14** Diagramme d'essai de traction indirecte de C-12 (dosage de ciment 3.75%)

VI.11.2.3 Essai de traction indirecte :

Eprouvette : C-14

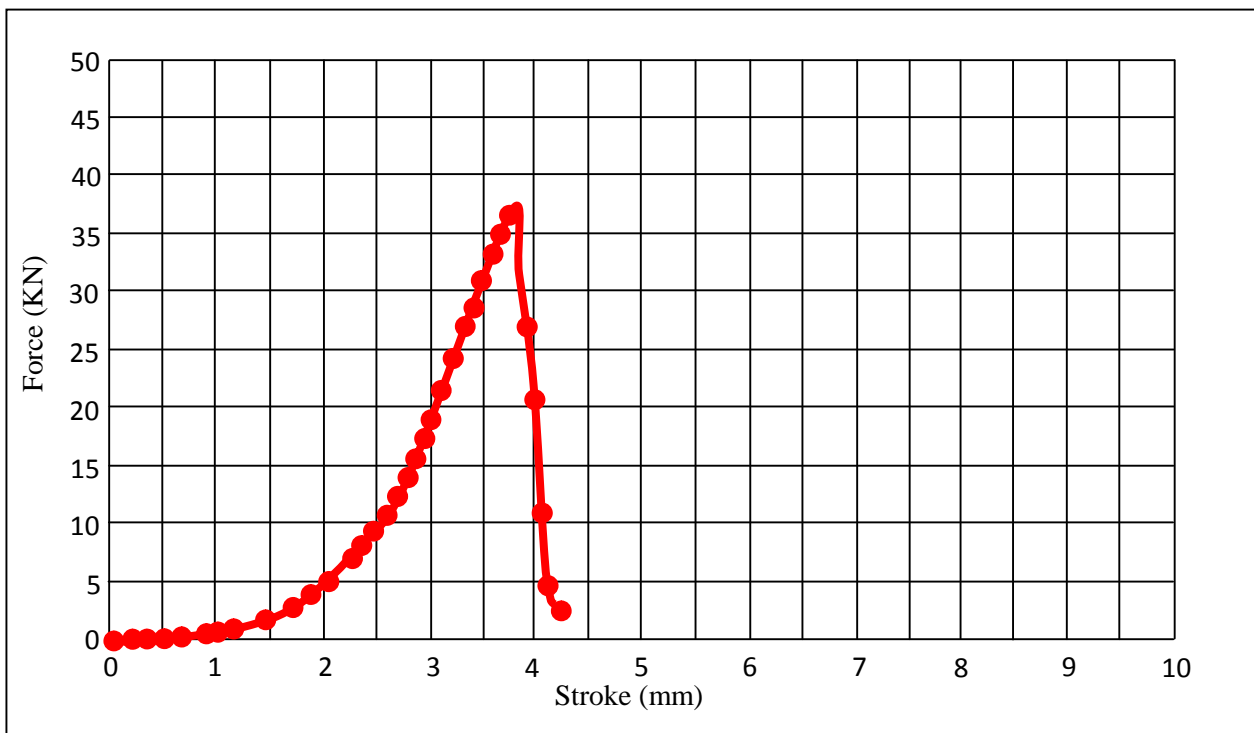
Dosage en ciment : 3.75%

Tableau 6.12 Paramètre de l'éprouvette C-14

vitesse de charge	5,980 N/sec	Méthode compactage	NF EN 13286-2
	0.2 Mpa/sec		Masse
étendue de	29,924 mm ²	Masse humide (essai)	5095g

Tableau 6.13 Dimension de l'éprouvette C-14

Maximum charge	F	36,125	
Diamètre (mm)	D	1	148.0
		2	147.0
		Moy	147.5
Hauteur (mm)	H	1	126.8
		2	126.0
		3	126.0
		4	126.0
		Moy	126.2
Intensité de traction indirecte	Rit (Mpa)	1.24	

**Figure 6.15** Diagramme d'essai de traction indirecte de C-14(dosage de ciment 3.75%)

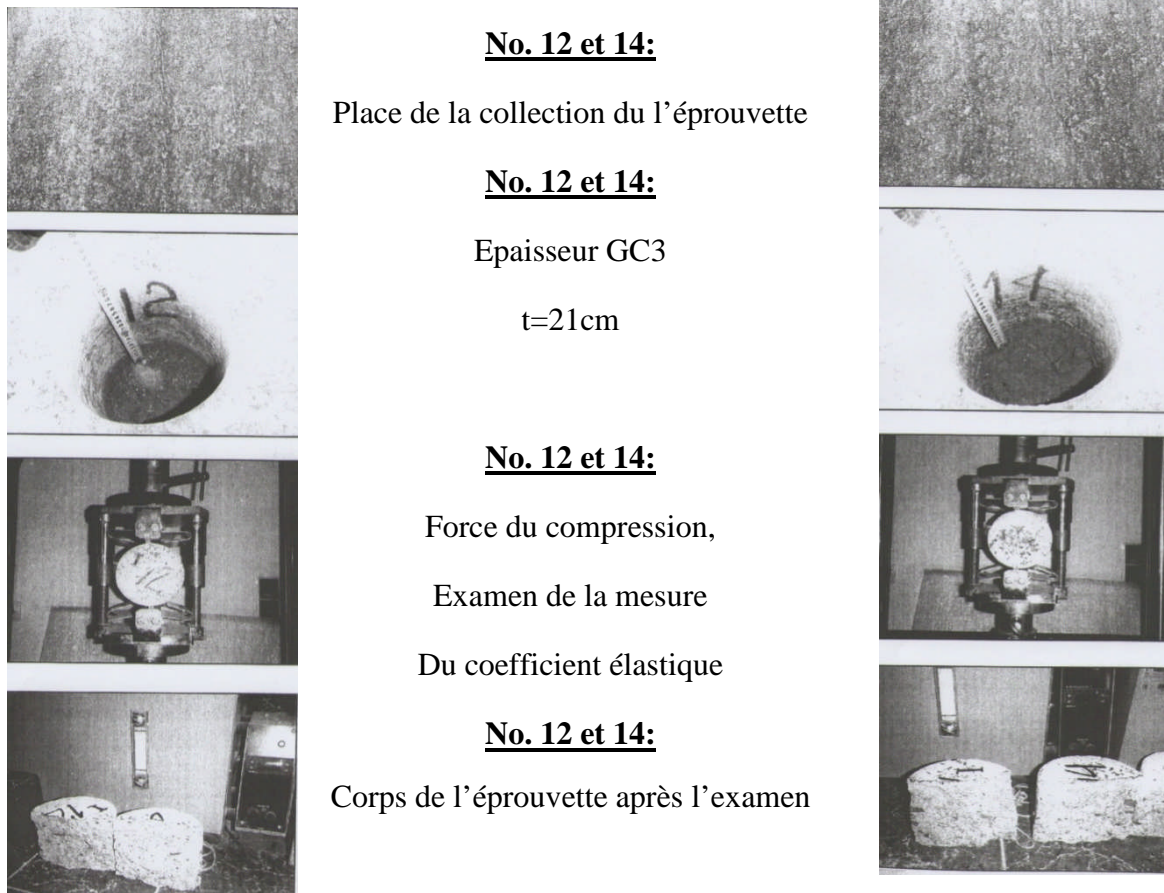


Figure 6.16 Eprouvtes N°12 et N°14.

VI.11.2.4 Essai du module d'élasticité (GC3)

Eprouvette : C-17

Dosage en ciment : 3.75%

Tableau 6.14 Paramètre de l'éprouvette C-17

vitesse de charge	3,530 N/sec
	0.2 Mpa/sec
étendue de charge	17,671 mm ²

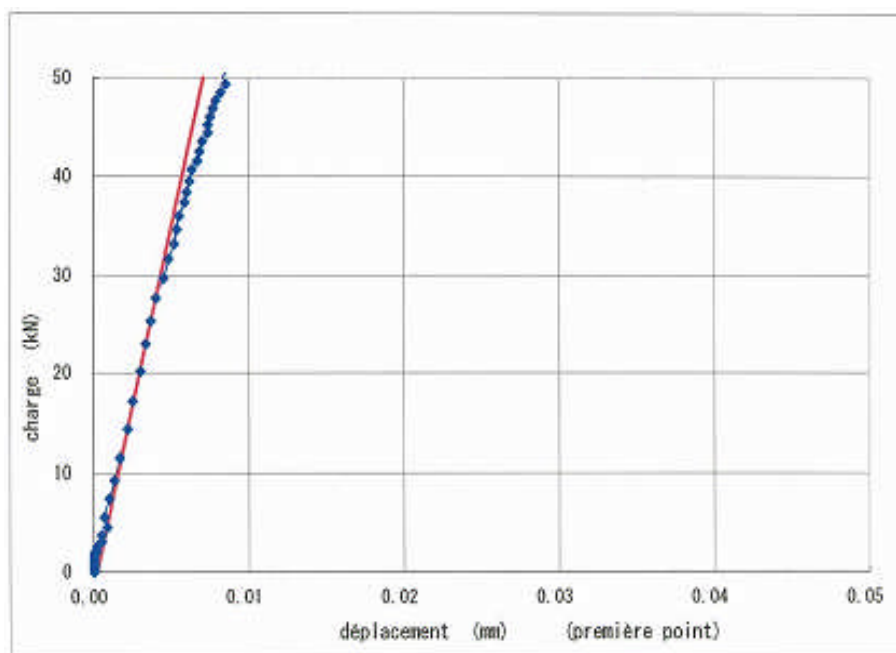
Méthode compactage	NF EN 13286-
Masse humide (confection)	4936 g
Masse humide (essai)	4936 g

Tableau 6.15 Dimension de l'éprouvette C-17

Diamètre D	(1)	146.8
	(2)	146.8
	Moy.	146.8mm
Hauteur H	(1)	126.5
	(2)	125.2
	(3)	126.0
	(4)	126.8
	Moy.	126.1

Tableau 6.16 Formule utilisée pour l'obtention du module d'élasticité C-17

Charge maximale de compression	Fr	211,376
Déplacement au point de	dmax	1.42050 mm
Valeur de correction	d _o	0.00019 mm
Déplacement réel	Δh	1.42031mm
Diamètre	D	146.8 mm
Hauteur	H	126.1mm
Élasticité obtenue par courbe	E _{co}	24,819 MPa
Compression à la charge	σ _c	12.5 MPa

**Figure 6.17** Diagramme d'essai de compression directe de C-17 (3.75% Ciment)**VI.11.2.5 Essai de traction indirecte :**

Eprouvette : C-18

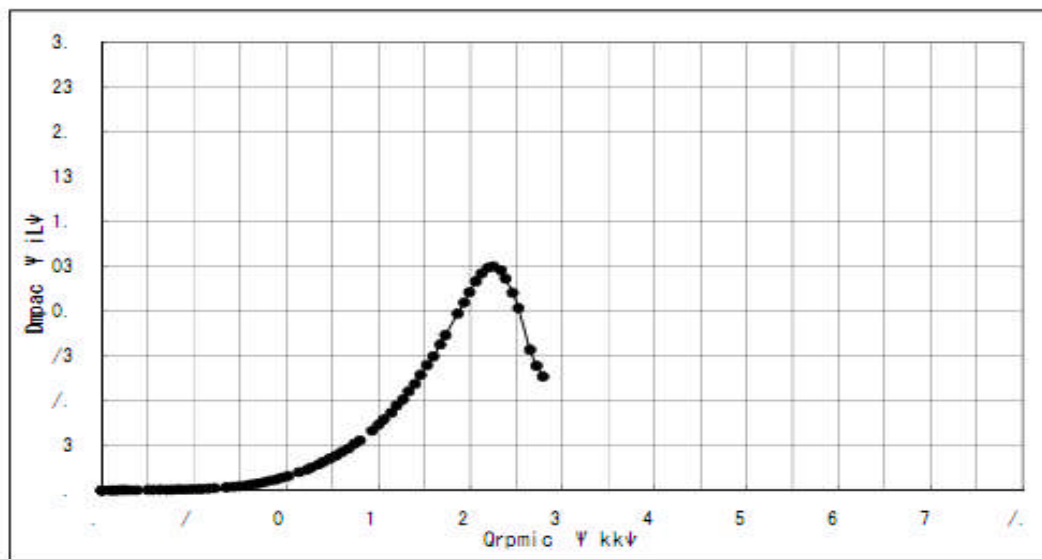
Dosage en ciment : 3.75%

Tableau 6.17 Paramètre de l'éprouvette C-18

vitesse de charge	5,980 N/sec	Méthode compactage	NF EN 13286-2
	0.2 Mpa/sec		Masse humide (confection)
étendue de charge	29,924 mm ²	Masse humide (essai)	5142 g

Tableau 6.18 Dimension de l'éprouvette C-18

Maximum charge	F		35,079
Diamètre (mm)	D	1	146.2
		2	146.0
		Moy	146.1
Hauteur (mm)	H	1	128.2
		2	128.2
		3	129.0
		4	128.0
		Moy	128.4
Intensité de traction indirecte	Rit (Mpa)		1.19

**Figure 6.18** Diagramme d'essai de traction indirecte de C-18 (dosage de ciment 3.75%)

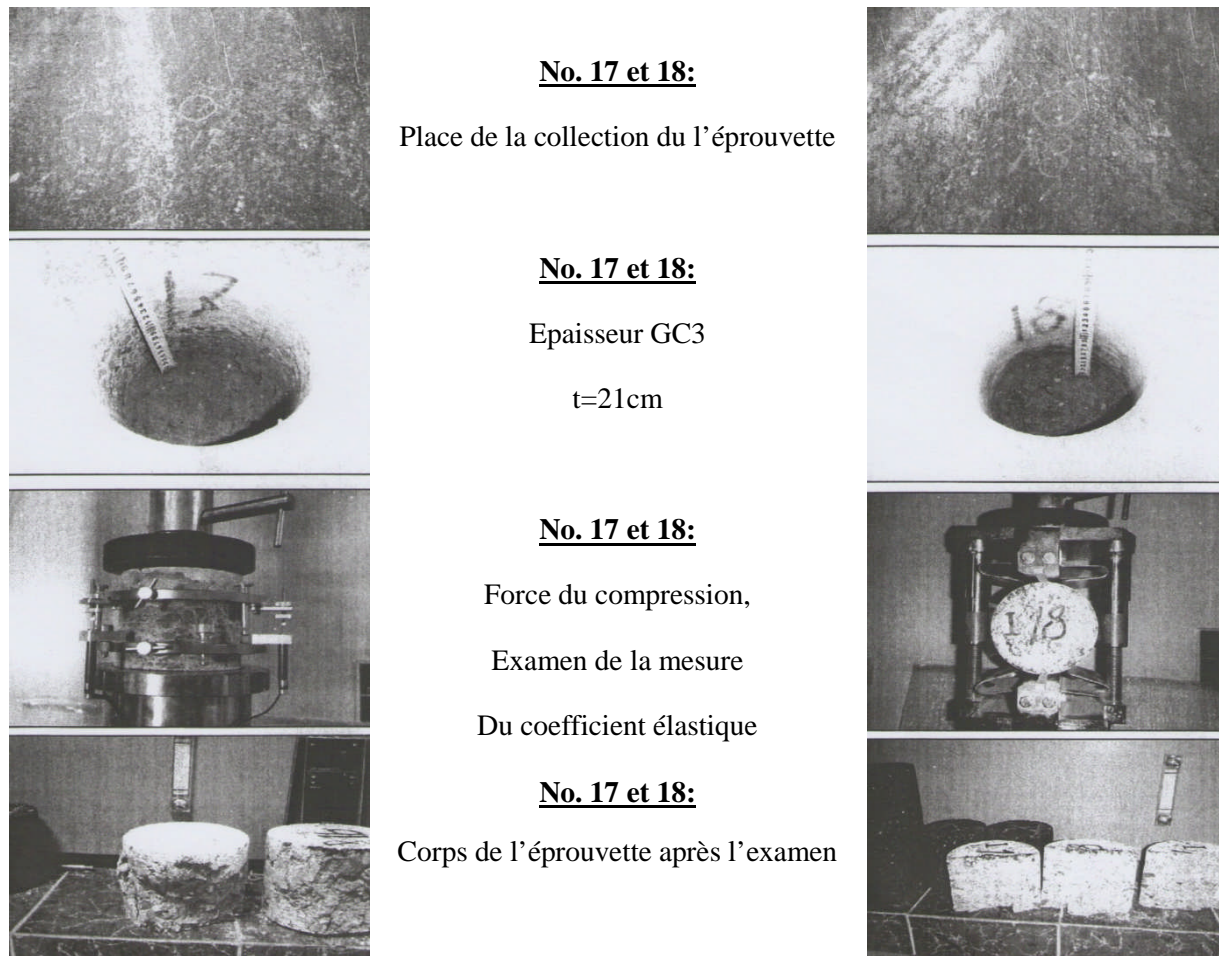


Figure 6.19 Eprouvettes N°17 et N°18.

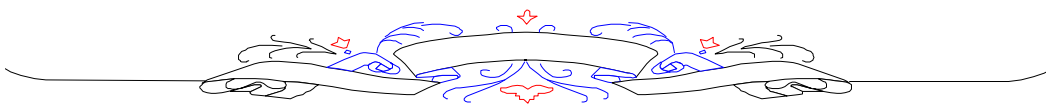
VI.12. Interprétation des Résultats :

Les résultats sur chantier sont conformes à la norme et valident les résultats des planches d'essai pour cela on peut dire que même dans les conditions de chantier qui en générale pas comme les planches d'essai parce que dans l'exécution des planches d'essai on prend toujours le soin et toutes les précautions de bonne exécution par contre sur chantier il y a toujours des anomalies liées avec la quantité de gravier-ciment mise en place malgré ça le gravier-ciment présente toujours une bonne résistance même avec l'application de la technique de micro-fissuration.

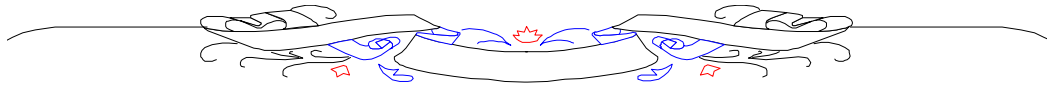
VI.13. Conclusion

Les microfissures sont fines et leur évolution est beaucoup moins dommageable que celle d'une fissuration naturelle et n'influe pas sur la résistance de la gravier-ciment.

Avec la technique de pré-fissuration qui permet l'obtention d'une fissuration maîtrisée, plus fine et moins évolutive, surtout après la protection de la gravier-ciment par une couche d'imprégnation avec l'émulsion, les résultats obtenus montrent que cette technique permet de garder la résistance de la gravier-ciment et d'augmenter la durée de vie de notre route en assurant un support de charge élevé appliqué par le poids lourd principalement.



CONCLUSION GENERALE



Conclusion générale

Cette étude a mis en évidence l'influence de gravier sur le comportement de la grave ciment et ceci en utilisant trois granulats différents avec un pourcentage de ciment variant entre 2.5% et 5.5%.

La formulation a permis d'arrêter un pourcentage de ciment pour chaque granulats, ces pourcentages sont obtenus à partir des essais de compression / traction sur les éprouvettes réalisés donnant les courbes module d'élasticité / pourcentage de ciment et résistance à la traction indirecte / pourcentage de ciment.

La nature de granulats influe directement sur le facteur d'élasticité et ceci pour un même pourcentage de ciment et pour chaque agrégat. on voit clairement la différence de comportement qui inclut l'importance de choix de granulats.

Il a été vérifié que la résistance à la traction ou bien à la compression obtenue assure, quelque soit le nombre de passe (passage des compacteurs pour la création de micro fissure), la valeur requise (par un échantillon ayant connu une période de maturation de 28 jours).

Il a donc été jugé, par le biais des résultats, que le module d'élasticité des échantillons prélevés assure la valeur requise.

La deuxième constatation qui est faite concerne l'évolution des fissures remontées en surface. D'une part elles correspondent toujours à une préfissuration de l'assise et d'autre part elles sont fines et leur évolution est beaucoup moins dommageable que celle d'une fissuration naturelle.

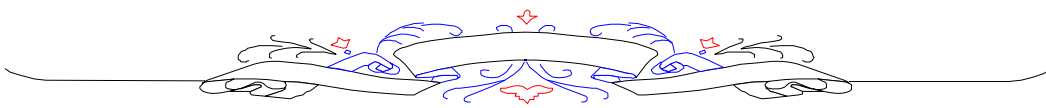
De nombreuses techniques de préfissuration sont aujourd'hui développées par les entreprises routières. Parmi ces techniques la technique de micro fissure est très fiable et pratique et n'influe pas sur la résistance de grave ciment comme on l'a vu.

Avec la techniques de préfissuration qui permet l'obtention d'une fissuration maîtrisée, plus fine et moins évolutive, l'idée a germé de reconsidérer le dimensionnement des assises préfissurées. Actuellement des études sont en cours, principalement dans le domaine du calcul des structures par la méthode des éléments finis, Elles sont suivies par des chantiers expérimentaux réalisés dans le cadre de la Charte innovation mais les conclusions n'en sont pas encore tirées.

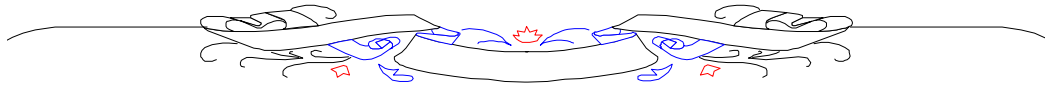
À ce jour une réduction d'épaisseur des assises préfissurées par rapport aux épaisseurs obtenues sans préfissuration n'est pas admise et doit être considérée comme expérimentale. Aujourd'hui la technique, qui a fait ses preuves aux États-Unis sur les chaussées fissurées sous l'appellation SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer), consiste toujours à répandre au moins $2,5 \text{ kg/m}^2$ d'un liant modifié par une forte teneur en élastomères.

Comportement de fondations de chaussées stabilisées au ciment

selon la spécificité du climat en Algérie cas de Sétif

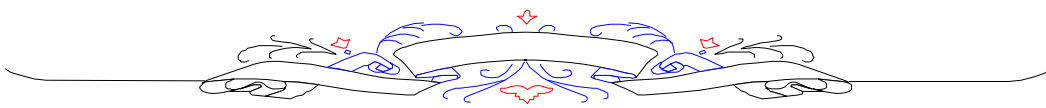


BIBLIOGRAPHIE

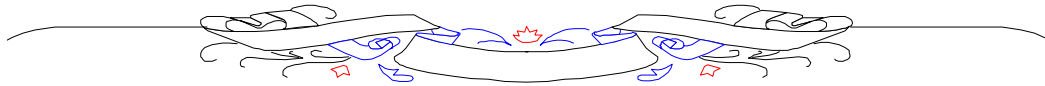


BIBLIOGRAPHIE

- [1] Pr. M.BELATTAF. : « Impacts socioéconomiques et environnementaux de l'autoroute Est-Ouest en Algérie », 3 Journées du Développement du GRES, Université Montesquieu-Bordeaux IV, 10-12 juin 2009.
- [2] DREUX G. et FESTA J.: « Nouveau guide du Béton et de ses constituants », Eyrolles Huitième édition, Paris 1998.
- [3] DOUG PANAGAPKO. : « Granulats », Secteur des minéraux et des métaux de Ressources naturelles Canada, 2009.
- [4] Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des routes nationales (ICTARN). Direction des Routes (1975).
- [5] Dr. GHOMARI Fouad. : « Science des Matériaux de Construction », Université Aboubekr Belkaid, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Département de Génie Civil, 2009.
- [6] NORME FRANÇAISE : « Béton – essais de compression », AFNOR, Paris 1981.
- [7] NORME FRANÇAISE : « Béton – essais de flexion », AFNOR, Paris 1981.
- [8] KOLLER E. « traitement des pollutions industrielles », Ed, Dunod, avril 2004.
- [9] Pr. BALI Abderrahim : « Cours de matériaux 1^{ère} Année Ecole Doctorale Construction et Environnement » 2009.
- [10] Maurice LEFORT, Daniel SICARD, Paul MERRIEN. : « TECHNIQUES ANTI-REMONTÉES DES FISSURES Guide d'emploi en chaussées aéronautiques », le département Génie civil et pistes du STBA en partenariat avec le Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien (Avril 1999).
- [11] Avis techniques SETRA : «CRAFT CBC », Juillet 1998 /Juillet 1998.
- [12] Avis techniques SETRA : «Joint Actif (SACER)», Juillet 1997 /Juillet 2002.
- [13] Notes d'information SETRA : « Limites et intérêt du colmatage des fissures de retrait des chaussées semi-rigides » Mars 1990.
- [14] la méthode française du LCPC
- [15] NORME FRANÇAISE « Méthodes d'essais des ciments » la norme NF EN 196-1 le CEM II, AFNOR, Paris 1995.
- [16] NORME FRANÇAISE « Granulats - Eléments de définition, conformité et codification » , XP P 18-545, AFNOR, Paris 2004.
- [17] NORME FRANÇAISE « Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques» , NF EN 13286-2 , AFNOR, Paris 2004.



ANNEXE



Détail de calcul de dimensionnement :

Cas 2: $E_{t,ad} = 85 \times 10^{-6}$

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon (NE, \theta_{eq}, f) K_r K_c$$

En conséquence,

$$NE_{GB} = 2.560.000$$

$$N2 = NE_{GB} / 0,8 = 3.200.000$$

$$N1 = 1.458.313$$

$$NE_{GC} = N1 \times 1,3 = 1.895.806$$

$$\Rightarrow \sigma_{t,ad} = 0,738 \text{ MPa.}$$

Cas 3: $\varepsilon_{t,ad} = 90 \times 10^{-6}$

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon (NE, \theta_{eq}, f) K_r K_c$$

En conséquence,

$$NE_{GB} = 1.923.632$$

$$N2 = NE_{GB} / 0,8 = 2.404.540$$

$$N1 = 2.253.772$$

$$NE_{GC} = N1 \times 1,3 = 2.929.904$$

$$\Rightarrow \sigma_{t,ad} = 0,717 \text{ MPa.}$$

Cas 4: $\varepsilon_{t,ad} = 95 \times 10^{-6}$

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon (NE, \theta_{eq}, f) K_r K_c$$

En conséquence,

$$NE_{GB} = 1.467.968$$

$$N2 = NE_{GB} / 0,8 = 1.834.960$$

$$N1 = 2.823.353$$

$$NE_{GC} = N1 \times 1,3 = 3.670.359$$

$$\Rightarrow \sigma_{t,ad} = 0,706 \text{ MPa.}$$

Case 5: $\varepsilon_{t,ad} = 100 \times 10^{-6}$

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon (NE, \theta_{eq}, f) K_r K_c$$

En conséquence,

$$NE_{GB} = 1.135.886$$

$$N2 = NE \text{ GB} / 0,8 = 1.419.857$$

$$N1 = 3.238.456$$

$$NE \text{ GC} = N1 \times 1,3 = 4.409.992$$

$$\Rightarrow \sigma_{t,ad} = 0,699 \text{ MPa.}$$

Tableau Résultats d'essais granulométriques Granulats de kessira

Tamis	Pourcentage de passant	pourcentage de passant en masse	
		minimum	maximum
mm	%	%	%
40.0	100.0	100.0	
31.5	100.0	85.0	100.0
25.0	90.5	75.0	100.0
20.0	84.0	65.0	94.0
10.0	69.9	44.0	78.0
4.00	44.0	26.0	61.0
2.00	31.8	18.0	50.0
0.500	14.0	8.0	30.0
0.250	8.8	6.0	22.0
0.063	6.7	3.0	11.0

Tableau des résultats de l'essai granulométrique granulats de Mecheri

Tamis	pourcentage de passant en masse		
	MOYENNE	minimum	maximum
mm	%	%	%
40.0	100.0	100.0	
31.5	100.0	85.0	100.0
25.0	99.0	75.0	100.0
20.0	91.8	65.0	94.0
16.0	81.1	–	–
14.0	74.9	–	–
12.5	69.5	–	–
10.0	60.9	44.0	78.0
8.00	53.7	–	–
6.30	47.9	–	–
4.00	35.8	26.0	61.0
3.15	29.8	–	–
2.50	25.7	–	–
2.00	22.7	18.0	50.0
1.00	16.8	–	–
0.500	13.5	8.0	30.0
0.315	11.7	–	–
0.250	10.6	6.0	22.0
0.125	8.3	–	–
0.080	6.7	–	–
0.063	6.0	3.0	11.0

Tableau des résultats d'essai granulométrique Carrière BENHAMADI

Ouverture (mm)	Refus Partiel g	Refus cumulé g	Pourcentage du refus cumulé %	Tamisât %
31.5	-	0.0	-	100.00
25	-	0.0	-	100.00
20	68.8	68.8	0.78	99.22
10	3 415.1	3 483.9	39.27	60.73
6.3	2 095.7	5 579.6	62.89	37.11
4	1 434.4	7 014.0	79.05	20.95
2	1 009.8	8 023.8	90.43	9.57
0.5	537.4	8 561.2	96.49	3.51
0.2	103.2	8 664.4	97.65	2.35
0.125	-	0.0	-	0.00
0.08	94.4	8 758.8	98.72	1.28

Tableau des résultats d'essai granulométrique Granulométrie du mélange Benhamadi et Kef-Lahmar

Tamis (mm)	BENHAMADI (0/31.5)	Kef-Lahmar (0/3)	Pourcentage des passants
(mm)	70.0%	30.0%	100.0%
40.00	100.0	100.0	100.0
31.50	100.0	100.0	100.0
25.00	100.0	100.0	100.0
20.00	99.0	100.0	99.3
10.00	59.4	100.0	72.8
4.00	19.1	92.9	43.7
2.00	8.3	73.5	30.9
0.50	3.1	36.5	16.7
0.25	2.3	20.9	11.7
0.08	1.3	5.2	6.6

FICHE TECHNIQUE CPJ CEMII/A 42.5

MOIS OCTOBRE 2008

Conformément a la norme NA 442 édition 2000

ANALYSES CHIMIQUES			ESSAIS PHYSIQUES	Garanties NA 442	Mesures	
ELEMENTS	Garanties NA 442	Teneurs				
Si O2.T (NA 233)		21.66	P.S (g/Cm3)		3.16	
Al2O3		4.75	SSB cm ² /g (NA 231)		4454	
Fe2O3		4.93	Temps De Prise (NA 230)	Début	>1h30	2h58
CaO.T		59.87		fin		4h09
MgO	<5%	1.70	Expansion mm (NA 232)	A.CHAUD	<10%	0.52
SO3(NA237)	<3.5%	1.62		A.FROID		/
K2 O		0.36	Refus %	200 μ		/
Na2 O		0.11		90 μ		4.73
CL(NA5038)	<0.1%	0.02				
P.A.F.(NA 235)	<5%	5.06	Consistance normale (NA229)		26.52	
CaO Libre		0.70	Retrait à 28j μm/m (NA 440)		<1000	520.83
R.Insolub (NA 236)	<5%	4.69	Ciment CPJ DEC 2008			
COMPOSITION POTENTIELLE DU CLINKER						
A/F		0.88	Résistance à flexion kgf/cm ²	02 JOURS		31
M.S		2.21		07 JOURS		54
L.S.F		0.94		28 JOURS		69
C3S		61.60				
C2S		14.90	Résistance à compression kgf/cm ²	02 JOURS	>100	159
C3A		3.26		07 JOURS		358
C4AF		15.70		28 JOURS	>400	500

SOCIETE DES CIMENTS DE AIN EL KEBIRA (SETIF)

FICHE TECHNIQUE CPJ CEMII/A 42.5

MOIS FEVRIER 2009

Conformément a la norme NA 442 édition 2000

ANALYSES CHIMIQUES			ESSAIS PHYSIQUES	Garanties NA 442	Mesures	
ELEMENTS	Garanties NA 442	Teneurs				
Si O2.T (NA 233)		20.01	P.S (g/Cm3)		3.12	
Al2O3		4.16	SSB cm ² /g (NA 231)		3577	
Fe2O3		4.35	Temps De Prise (NA 230)	Début	>1h30	3h25
CaO.T		62.69		fin		4h37
MgO	<5%	1.59	Expansion mm (NA 232)	A.CHAUD	<10%	0.17
SO3(NA237)	<3.5%	1.33		A.FROID		/
K2 O		0.29	Refus %	200 μ		/
Na2 O		0.08		90 μ		5.65
CL(NA5038)	<0.1%	0.03				
P.A.F.(NA 235)	<5%	5.48	Consistance normale (NA229)		24.23	
CaO Libre		0.74	Retrait à 28j μm/m (NA 440)		<1000	352.88
R.Insolub (NA 236)	<5%	3.03	Ciment CPJ DEC 2008			
COMPSITION POTENTIELLE DU CLINKER						
A/F		0.91	Résistance à flexion kgf/cm ²	02 JOURS		28
M.S		2.26		07 JOURS		54
L.S.F		0.94		28 JOURS		70
C3S		61.94				
C2S		14.75	Résistance à compression kgf/cm ²	02 JOURS	>100	127
C3A		3.53		07 JOURS		319
C4AF		15.18		28 JOURS	>400	447

Conformément a la norme NA 442 édition 2000

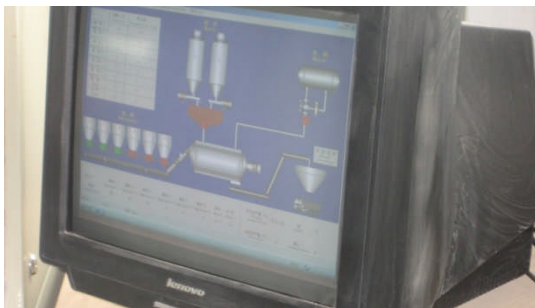
ANALYSES CHIMIQUES			ESSAIS PHYSIQUES	Garanties NA 442	Mesures	
ELEMENTS	Garanties NA 442	Teneurs				
Si O2.T (NA 233)		20.62	P.S (g/Cm3)		3.12	
Al2O3		3.9	SSB cm ² /g (NA 231)		3978	
Fe2O3		4.39	Temps De Prise (NA 230)	Début	>1h30	3h28
CaO.T		62.19		fin		4h40
MgO	<5%	1.69	Expansion mm (NA 232)	A.CHAUD	<10%	0.28
SO3(NA237)	<3.5%	1.48		A.FROID		/
K2 O		0.29	Refus %	200 μ		/
Na2 O		0.1		90 μ		5.72
CL(NA5038)	<0.1%	0.03				
P.A.F.(NA 235)	<5%	5.31	Consistance normale (NA229)		24.49	
CaO Libre		0.7	Retrait à 28j μm/m (NA 440)		<1000	281
R.Insolub (NA 236)	<5%	3.36	Ciment CPJ DEC 2008			
COMPSITION POTENTIELLE DU CLINKER						
A/F		0.83	Résistance à flexion kgf/cm ²	02 JOURS		31
M.S		2.32		07 JOURS		57
L.S.F		0.94		28 JOURS		72
C3S		62.34				
C2S		14.77	Résistance à compression kgf/cm ²	02 JOURS	>100	146
C3A		2.53		07 JOURS		351
C4AF		15.51		28 JOURS	>400	482



Dépôt de gravier



Centrale de malaxage de GC



Contrôle de quantité de matériaux



Arrivage des camions



Etalonnage par Bulle



Compactage préliminaire par compacteur pneumatique



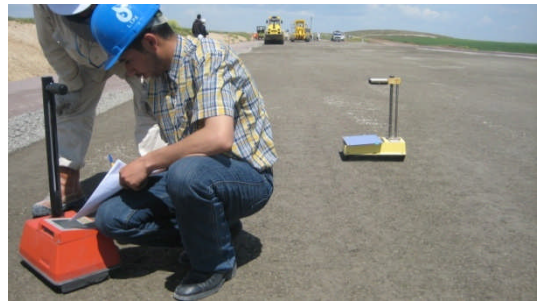
Finition par Niveleuse



Arrosage pour garder la teneur en eau de GC



Vérification de l'épaisseur par GPS



Vérification de la compacité par Troxler



Vérification du température pour assurer la maniabilité



Compactage finale



Imprégnation par Emulsion



Introduction de micro-fissure



Micro-fissure



Micro-fissure



Echantillon de gravier



Série de tamis



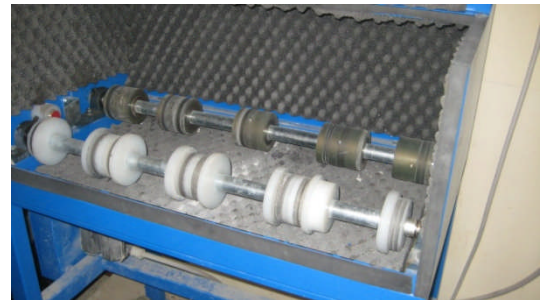
Essai au bleu de méthylène



Equivalent de sable



Essai Los Angeles



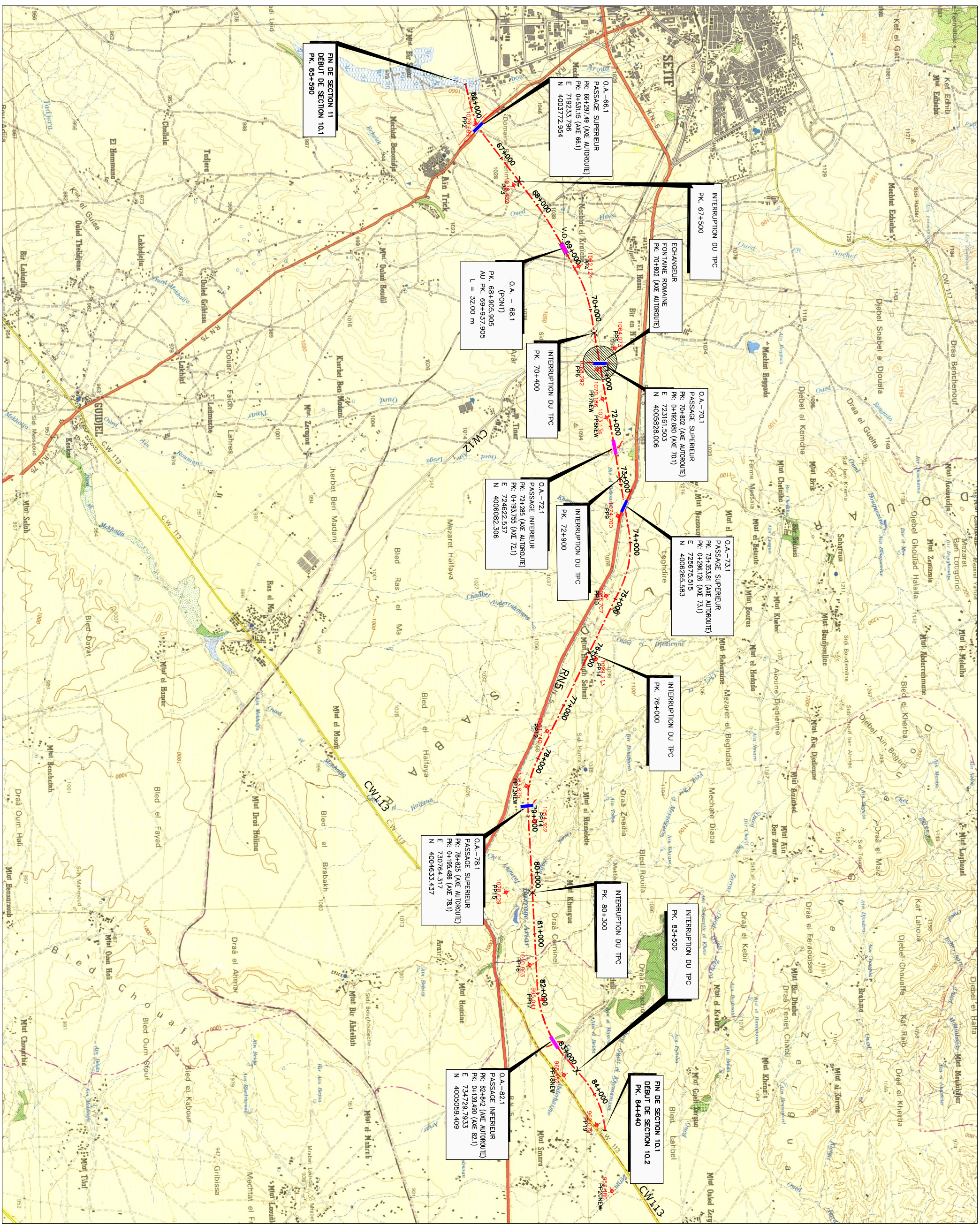
Essai d'usure micro-Deval



Eprouvette avant écrasement



Eprouvette après écrasement



NOTES:

LISTE DE POINTS DE POLYCONGAMATION

NO	NORD	EST	COTE
PP2	4.003.748,671	719.239,865	1,029,689
PP3	4.004.391,814	720.285,771	1,038,402
PP4	4.005.491,577	721.637,640	1,062,124
PP5	4.006.101,278	723.026,718	1,064,073
PP6	4.005.803,672	723.380,723	1,068,292
PP7NEW	4.005.895,652	723.892,476	1,070,186
PP8NEW	4.005.982,283	724.197,609	1,073,134
PP9	4.006.158,558	725.858,961	1,074,700
PP10	4.005.992,063	727.213,647	1,086,707
PP11	4.005.782,836	728.281,033	1,099,213
PP12	4.004.957,297	729.503,221	1,061,740
PP13NEW	4.004.607,598	730.431,800	1,063,875
PP14	4.004.745,268	731.020,481	1,054,302
PP15	4.004.260,404	732.231,582	1,028,629
PP16	4.004.662,566	733.459,495	1,010,803
PP17	4.004.880,657	734.045,206	995,041
PP18NEW	4.005.240,892	735.320,835	965,452
PP19	4.005.794,918	736.163,555	962,079

LEGENDE:

- AUTOROUTE EST - OUEST
- VANDUC
- P.S. PASSAGE SUPERIEUR
- P.I. PASSAGE INFERIEUR
- POINTS DE POLYCONGAMATION
- X INTERRUPTION DU TPC

REV.	DATE	DESCRIPTION	APP.
1	13/07/08	PREMIERE ESSE	H.F. Rahmy

REPUBLIQUE ALGERIENNE
 DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS
 AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES



PROJET
 AUTOROUTE EST - OUEST
 LOT UNIQUE EST

PLAN GENERAL DU TRACE

DESIGNE	INDICE	VERGE	APPROUVE
Y.Helmy	M.Shadoun	H.Fahmi	A.Hormoud
VER. COMM.		VER. AM	

LOT ROUTE

SECTION	SUB-SECTION	ECHELLE
10	10.1	1/30000 @A1

PLAN No. LE1-DAH-10-10-ETB-DEX-DWG-0012