

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

LABORATOIRE DE RECHERCHE GEOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT
& AMENAGEMENT (L.G.E.A)



MEMOIRE DE MASTER 2

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : Géotechnique et Environnement

Présenté par :

IBRO Maiguizo Zakari

THEME :

**LES DEGRADATIONS DANS LES CHAUSSEES
SOUPLES ET LES MOYENS DE PREVENTION :
EXPERTISE DE LA RN25 PRES DE DRAA-EL-MIZAN**

Devant le jury d'examen :

M^r MELBOUCI Bachir

Professeur à l'UMMTO

Président.

M^r GABI Smail

MCA à l'UMMTO

Rapporteur.

M^{me} HAMMOUM Karina

MCA à l'UMMTO

Examinatrice.

M^r AIT Amar

MCA à l'UMMTO

Examineur

Soutenu le :...02. /...07../2012.....

Remerciement

Je tiens à remercier **DIEU** qui m'a donné le courage, la volonté et les moyens de mener mon travail à terme.

A mes chers parents qui croient toujours à mes capacités.

Toute ma reconnaissance et ma gratitude à mon directeur de thèse M^r Smail GABI pour sa patience, sa gentillesse, son dévouement et ses précieux conseils.

A mon cher oncle M^r Ibro ADAMOU, directeur de service de l'environnement au NIGER pour son soutien moral et financier trouvez ici ma profonde reconnaissance et gratitude.

A mon oncle M^r MAHAMANE Saidou pour son soutien.

A mon cher ami M^r Harouna Arzika Abdoulaye.

A mes amis et voisins M^r Amadou Moussa Lawali, M^r Maman Sani Jae, M^r Yahaya Illiassou.

Aux personnels de la direction des travaux publics (DTP) de Tizi Ouzou notamment :

M^r Guelal chef de service, M^r Boudjamas chef d'antenne de la subdivision de Draa-Elmizan, M^r Naitdjoude Mokrane chef d'antenne de la subdivision de Tizi Ouzou, M^r Hamza et M^r Rostane ingénieurs à la subdivision de Draa-Elmizan.

Aux personnels de laboratoire central de travaux publics (LCTP) de Tizi Ouzou notamment :

M^r Mouffok Madjid chef d'antenne, M^{rs} Ouzrout Ramadane, Chaouchi Hakim, Hammounraoui Samir, techniciens de laboratoire.

M^{elles} Mekhtoul Hassina, Stiti Farida secrétaires.

Aux membres de jury qui évalueront ce travail.

A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, et aux personnels de la bibliothèque.

A tous ceux qui ont contribué à ce travail de près ou de loin.

Dédicace

Je dédie ce modeste manuscrit :

A mes chers parents

A mes oncles Ibro ADAMOU et Mahamane SAIDOU

A ma chère cousine et chérie M^{elle} AOULA Zeinabe

A mes amies, M^{elles} MANZO Malan Habiba et ASAM Sofia

A Mon cher ami inoubliable M^r HAROUNA Arzika Abdoulaye

A tous mes frères et sœurs

A mes camarades de Guelma et Tizi Ouzou

A tous (tes) mes amis (es)

Liste des figures

Figure I.1 : schémas de la coupe transversale d'une chaussée souple

Figure I.2 : tamiseuse électrique

Figure I.3 : définition de l'équivalent de sable

Figure I.4 : définition relative à la forme des granulats

Figure I.5 : appareil de l'essai LOS ANGELES

Figure II.1.a : ornières à petits rayons

Figure II.1.b : ornières à grands rayons

Figure II.1.c : affaissement

Figure II.2.a : désordre du profil

Figure II.2.b : soulèvement différentiel

Figure II.3.a : fissures longitudinales en piste de roues

Figure II.3.b : fissures longitudinales hors piste de roues

Figure II.4.a : fissures transversales

Figure II.4.b : faïençages

Figure II.5.a : nids de poule

Figure II.5.b : pelade

Figure II.6 : ressuage

Figure II.7 : fissurations autour des regards

Figure II.8.a : coupe et tranchée

Figure II.8.b : dénivellation des regards

Figure III.1 : récupération et évacuation de l'eau dans une chaussée

Figure III.2 : courbe PROCTOR

Figure III.3 : appareil CBR

Figure III.4 : limites D'ATTERBERG

Figure III.5 : essai à la plaque

Figure IV.1 : déflexions mesurées dans la première section (PK 08+550 au PK11+300)

Figure IV.2 : déflexions mesurées dans la deuxième section (PK 16+500 u PK 18+700)

Figure IV.3 : déflexions mesurées dans la troisième section (PK 19+500 au PK 20+800)

Figure IV.4 : déflexions mesurées dans la quatrième section (PK 26+700 au PK 29+700)

Figure IV.5 : déflexions mesurées dans la cinquième section (PK 30+000 au PK 32+800)

Figure IV.6 : premier cas de modélisation type de la structure

Figure IV.7 : deuxième cas de modélisation type de la structure

ANNEXES :

Figure AI. 1 : photographie de fissures transversales

Figure AI.2 : photographie de fissures longitudinales

Figure AI.3 : photographie de faïençages à mailles fines

Figure AI.4 : photographie de faïençages à mailles larges

Figure AI.5 : photographie d'affaissement

Figure AI.6 photographie de cas de renforcement en béton bitumineux dans la chaussée

Figure AI.7 : photographie de cas de mise en œuvre de béton bitumineux dans la chaussée

Figure AI.8 état de la chaussée après renforcement

Figure AII.1 équipement de mesure de déflexions

Figure AII.2 modèle de fonctionnement du deflectometre

Liste des tableaux

Tableau I.1 : ouvertures des mailles carrées des tamis en millimètres

Tableau I.2 : classification suivant la granularité

Tableau I.3 : exemple de correspondance entre la classe granulaire d/D et les gilles à fentes d'écartement E

Tableau I.4 : valeurs de références pour la résistance à l'attrition et à l'usure des granulats

Tableau I.5 : valeurs de références de coefficient LOS ANGELES

Tableau I.6 valeurs de références de coefficient de polissage

Tableau I.7 : valeurs usuels des coefficients d'équivalence

Tableau IV.1 : dégradations relevées dans la deuxième section

Tableau IV.2 : dégradations relevées dans la troisième section

Tableau IV.3 : dégradations relevées dans la quatrième section

Tableau IV.4 : dégradations relevées dans la cinquième section

Tableau IV.5 épaisseur de renforcement et durée de vie résiduelle

Tableau IV.6 zones concernées par les purges

ANNEXE II

Tableau AII.1 : valeurs de déflexions enregistrées dans la première section

Tableau AII.2 : valeurs de déflexions enregistrées dans la deuxième section

Tableau AII.3 : valeurs de déflexions enregistrées dans la troisième section

Tableau AII.4 : valeurs de déflexions enregistrées dans la quatrième section

Tableau AII.5 valeurs de déflexions enregistrées dans la cinquième section

ANNEXE III

Annexe III.1 : résultats de modélisation obtenus avec le programme Alize III : 1^{ère} section

Annexe III.2 : résultats de modélisation obtenus avec le programme Alize III : 2^{ème} section

Annexe III.3 : résultats de modélisation obtenus avec le programme Alize III : 3^{ème} section

Annexe III.4 : résultats de modélisation obtenus avec le programme Alize III : 4^{ème} section

Annexe III.5 : résultats de modélisation obtenus avec le programme Alize III : 5^{ème} section

Liste des notations et des abréviations

A : coefficient d'aplatissement global

A_i : coefficient d'aplatissement partiel

d : diamètre minimal des granulats

D : diamètre maximal des granulats

CBR : californian- bearing ratio

I : indice portant californien

I_p : indice de plasticité

WL : limite de liquidité

WP : limite de plasticité

E_{vi} : module de déformation à la plaque

ES : équivalent de sable

E : épaisseur des granulats

G : grosseur des granulats

L : longueur des granulats

IC : indice de concassage

RC : rapport de concassage

MDE : micro-deval en présence d'eau

LA : coefficient LOS ANGELES

VB_{ta} : valeur de bleu de fines à la tache

BB : béton bitumineux

GB : grave bitume

GC : grave ciment

GL : grave laitier

SL : sable laitier

SC : sable ciment

TVO : tout-venant d'oued

PK : point - kilométrique

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations et abréviations

Sommaire

Introduction générale.....1

Chapitre I. les structures des chaussées souples

I.1 Introduction.....3

I.2-Les différentes couches des chaussées souples.....3

I.2.1 La couche de fondation.....3

I.2.2 La couche de base.....4

I.2.3 la couche de surface.....4

I.3 Matériaux utilisés dans la construction des chaussées souples.....6

I.3.1 Les granulats.....6

I.3.1.1 Principales catégories.....6

1.3.1.2 Analyse granulométrique7

1.3.1.3 Propreté.....9

1.3.1.4 Forme.....10

1.3.1.5 Angularité.....12

1.3.1.6 Résistance à l'attrition et à l'usure.....13

1.3.1.7 Résistance à la fragmentation.....13

1.3.1.8 Résistance au polissage.....15

1.3.2 Les matériaux traités aux liants hydrocarbonés	15
1.3.4 Les géotextiles	17
1.4 Dimensionnement des chaussées souples.....	17
I.4.1 Méthode CBR.....	18
I.4.1.1 Notion d'épaisseur équivalente.....	19
I.4.1.2 Dimensionnement pratique d'une chaussée.....	19
I.5 Conclusion.....	20

Chapitre II. Généralités sur les dégradations de chaussées souples

II.1 Introduction.....	21
II.2 Les différents types de dégradations et leurs causes.....	21
II.2.1 la famille des déformations	22
II.2.1.1 Ornière à faible rayon.....	22
A. Gravité et étendue.....	22
B. Causes probables	22
II.2.1.2 Ornière à grand rayon.....	23
A. Gravité et étendue.....	23
B. Causes probables	23
II.2.1.3 Affaissement.....	24
A. Gravité et étendue	24
B. Causes probables	24
II.2.1.4 Soulèvement différentiel.....	26
A. Gravité et étendue.....	26
B. Causes probables.....	26
II.2.1.5 Désordre de profil.....	26

A. Gravité et étendue.....	26
B. Causes probables	27
II.2.2 la famille des fissurations.....	28
II.2.2.1 Fissures transversales.....	28
A. Gravité et étendue	28
B. Causes probables	28
II.2.2.2 Fissures longitudinales	29
II.2.2.2.1 Fissures longitudinales en piste de roues.....	29
A. Gravité et étendue	29
B. Causes probables	30
II.2.2.2.2 Fissures longitudinales hors piste de roues.....	30
A. Gravité et étendue	30
B. Causes probables	30
II.2.2.3 Fissures de gel.....	32
A. Gravité et étendue.....	32
B. Causes probables	32
II.2.2.4 Fissures en carrelage.....	32
A. Gravité et étendue	32
B. Causes probables	33
II.2.2.5 Fissures en rive.....	33
A. Gravité et étendue	33
B. Causes probables	33
II.2.2.6 Faïençage.....	34
A. Gravité et étendue	34
B. Causes probables	34
II.2.3 La famille des arrachements.....	35

II.2.3.1 Désenrobage.....	35
A. Gravité et étendue	36
B. Causes probables.....	36
II.2.3.2 Pelade	36
A. Gravité et étendue	36
B. Causes probables	36
II.2.3.3 Nid de poule.....	37
A. Gravité et étendue	37
B. Causes probables	37
II.2.3.4 Ressuage.....	37
A. Gravité et étendue	37
B. Causes probables	38
II.2.4 Dégradations en milieu urbain.....	39
II.2.4.1 Fissuration autour des regards et des puisards.....	39
A. Gravité et étendue	39
B. Causes probables	40
II.2.4.2 Coupe et tranchée	40
A. Gravité et étendue	40
B. Causes probables	40
II.2.4.3 Dénivellation des regards et des puisards.....	41
A. Gravité et étendue	41
B. Causes probables	41
II.3 Procédures d'auscultation	42
II.3.1 Auscultation visuelle	42
II.3.2 Auscultation par mesure de déflexion	43

II.3.3 Auscultation par le GERPHO.....	43
II.3.4 Auscultation par sondage.....	43
II.4 Conclusion.....	44
Chapitre III. Entretien et prévention des dégradations de chaussées souples	
III.1 Introduction.....	45
III.2 L'eau et la chaussée.....	45
II.2.1 Infiltration par le haut.....	45
III.2.2 Infiltration et capillarité latérale.....	45
II.2.3 Capillarite à partir de la nappe.....	45
II.2.4 Comment éviter l'infiltration de l'eau dans la Chaussée.....	46
II.2.5 Assainissement routier.....	46
II.2.6 Le drainage.....	47
A. Phases principales de la réalisation.....	47
B. Essais et contrôles.....	48
III.3 Etude géotechnique	49
III.3.1 Le compactage.....	49
A. Objectif de compactage.....	49
B. Facteurs qui influencent le compactage.....	50
III.3.2 Essai Proctor (selon la norme NF P 94 093).....	50
III.3.3 Essai CBR	52
III.3.4 Limite d'ATTERBERG.....	53
III.3.5 Essai à la plaque (selon NF P 94 117-1).....	55
III.4 Entretien des chaussées souples	57
III.4.1 Entretien courants.....	57

III.4.1.1 Purge	57
III.4.1.2 Bouchage de nids de poule	58
III.4.1.3 Imperméabilisation de surface	58
III.4.1.4 Scellement des fissures (pontage, colmatage.....	58
III.4.1.5 Traitement de ressuage	59
III.4.2 Gros entretiens.....	59
III.4.2.1 Reprofilage	59
III.4.2.2 fraisage- resurfaçage	59
III.2.2.3 Rechargement.....	61
III.2.3.4 Renforcement.....	61
III.5 Conclusion.....	61

Chapitre IV. Expertise de la RN25 Tizi Ouzou : du PK 08+500 au PK 33+000

IV.1 Introduction.....	62
IV.2 Auscultation de la chaussée.....	62
IV.2.1 Examen visuel de la chaussée.....	62
IV.2.2 Auscultation de la chaussée par mesure de déflexion.....	66
IV.2.2.1 Exécution de l'essai.....	66
IV.2.2.2 Les résultats obtenus.....	66
IV.2.2.3 Analyse et interprétation des graphes.....	72
IV.2.3 Auscultation par investigations géotechniques.....	73
IV.2.4 Récapitulatif : analyse des données et diagnostic	73
IV.2.5 Evaluation de la durée de vie résiduelle et épaisseurs de renforcement par le programme ELMOD6.....	74

IV.2.6 Solution proposées.....	75
IV.2.7 Vérification de la structure vis à vis des contraintes et déformations avec le logiciel ALIZE III.....	77
IV.2.7.1 Résultats significatifs obtenus par la modélisation avec ALIZE III.....	79
Conclusion générale.....	80
Annexe I.....	82
Annexe II.....	90
Annexe III.....	94
Références bibliographiques	
Résumé	

Introduction générale

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate forme support de chaussée constituée du sol terrassé dit sol support surmonté généralement d'une couche de forme. On distingue principalement trois types de chaussées qui sont les chaussées rigides, les chaussées semi-rigides et les chaussées souples.

Une chaussée est dite rigide si elle comporte une dalle de béton qui correspond à la fois à la couche de base et la couche de surface. Généralement elle repose sur une couche de fondation en matériaux non traités, et une sous couche peut être interposée entre la couche de fondation et le terrain naturel. Quant aux chaussées semi-rigides, ce sont des structures qui comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm.

Les chaussées souples sont des structures qui comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inferieur à 15 cm) parfois réduite à un simple enduit superficiel reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. Ce sont ces types de chaussées qui seront l'objet de notre étude.

Ces chaussées au cours de leur exploitation, sont soumises aux actions des intempéries et de trafic lourd. Ces actions entrainent dans le corps de chaussées des contraintes dont les applications répétées provoquent des désordres visibles à la surface de la chaussée qu'on appelle **dégradations**.

Au cours du temps ces dégradations peuvent passer du stade faible au stade majeur, qui lorsqu'il est atteint, une intervention de réfection ou de correction devait être envisagée dans les meilleurs délais possibles.

L'objectif de notre travail est de trouver les réponses aux interrogations suivantes :

Quelle sont **les causes** les plus probables de ces dégradations ?

Quels moyens faut-il pour **prévenir** ces dégradations ?

Comment proposer des **solutions fiables** en cas d'une intervention ?

Afin d'atteindre notre objectif, nous entamons d'abord notre travail par une étude théorique et qui par la suite sera illustrée par un cas pratique.

La partie théorique comporte trois chapitres repartis comme suit :

Dans le premier chapitre, nous étudions d'une manière générale les différentes structures (les couches) des chaussées souples, leur mode de fonctionnement, les matériaux utilisés dans leur réalisation, et nous terminons par présenter quelques notions sur le dimensionnement.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude des généralités sur les différents types des dégradations des chaussées souples et leurs causes les plus probables.

Enfin, nous terminons notre théorie par le troisième chapitre dans lequel nous présentons les modes d'entretien et prévention des dégradations de ces chaussées.

Pour mettre en application cette théorie, un quatrième chapitre est réservé au cas pratique. Dans ce cas, l'étude est faite sur un tronçon de 13 km de la RN25 dans la wilaya de TIZI-OUZOU.

L'étude de ce tronçon est menée en trois phases principales.

La première phase est l'auscultation de la chaussée par :

- Un examen visuel pour relever les différents types des dégradations existantes ;
- Une investigation géotechnique pour connaître la nature et les caractéristiques des matériaux constituant le corps de chaussée et le sol support ;
- La mesure de déflexions pour déterminer le comportement et la capacité de la structure de la chaussée afin d'estimer la durée de vie résiduelle de la structure et les épaisseurs de renforcement nécessaires ;

Dans la deuxième phase on fait recours au programme ELMOD 6 (evaluation of layer moduli and overlay design) qui utilise le bassin de déflexion mesuré et le trafic de la chaussée pour proposer les épaisseurs de renforcement pour une durée de vie donnée.

Enfin dans la troisième phase nous allons utiliser le logiciel ALIZE III pour vérifier la fiabilité de ces solutions proposées par le programme ELMOD 6.

Partie théorique

Chapitre I

Les structures des chaussées souples

I.1-Introduction

Une chaussée est essentiellement destinée à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondation sous-jacent sans que se produisent des déformations permanentes ni dans le terrain ni dans la chaussée elle-même. C'est pourquoi le choix des matériaux et leur usage dans la construction des chaussées doivent se faire d'une attention particulière. Dans ce chapitre, nous présentons en généralité les différentes structures (les couches) des chaussées souples, les matériaux utilisés, et quelques notions sur le dimensionnement.

I.2-Les différentes couches des chaussées souples

Les chaussées souples sont constituées par des couches superposées des matériaux au sein desquels la répartition des charges se fait par des mécanismes classiques de distribution des contraintes dans le sol. Les couches supérieures sont plus résistantes et moins déformables que les couches inférieures. Une chaussée souple est constituée de trois couches principales : la couche de fondation, la couche de base et de surface. Les couches de base et de fondation constituent les assises de chaussée ou corps de chaussée éventuellement complétés par des sous couches : [6]

- Une couche de forme employée lorsque le terrain naturel présente des caractéristiques particulièrement médiocres et hétérogènes. Cette couche est réalisée par terrassement du terrain naturel. Lors des travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement, permet la circulation des engins de chantier, de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et protège celui-ci de gel.
- Une sous couche de fondation qui peut être anti –contaminante (environ 10cm) qui empêche la contamination par les particules lors de compactage ou en service.
- Sous couche anticapillaire pour limiter la remontée capillaire en présence d'une nappe aquifère
- Sous couche drainante qui assure le drainage.

I.2.1 La couche de fondation

Dans la couche de fondation, les qualités de résistance aux déformations permanentes et celles de rigidités doivent se conserver sous l'effet de trafic. Pour cela les granulats doivent résister à la fragmentation et à l'attrition. Cette couche doit rester insensible à l'eau, au gel et

aux fortes températures pour que ces qualités demeurent quelles que soit les conditions climatiques.

En général, la réalisation des couches de fondation ne pose pas assez de difficulté car un grand nombre de matériaux sont convenables, soit améliorés par un traitement approprié, soit simplement apportés. On peut utiliser les graves concassés ou le tout-venant d'oued. Ces matériaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Etre sujets au compactage afin d'atteindre un aménagement stable des grains au faible indice de vide, donc une forte densité sèche.
- Etre peu sensible à l'eau, pour cela la, il faut que la proportion d'éléments fins surtout d'argile soit faible. Ces matériaux doivent être d'indice de plasticité nul ou inférieur à cinq (5)
- Conserver une portance suffisante même dans les conditions hygrométriques

I.2.2 La couche de base

Epaisse généralement de 10 à 20 centimètres, elle doit être construite avec beaucoup de soin, car c'est à l'intérieur de laquelle les pressions élevées dues aux charges s'atténuent suffisamment pour être supportées soit par le terrain, soit presque toujours par une ou plusieurs couches de fondation beaucoup plus grossières. Pour cela l'emploi d'un matériau compactable pour la réalisation d'une couche de base doit faire l'objet d'un contrôle particulier. Cette couche qui est protégée superficiellement par la couche de surface est généralement constituée par des graves concassés.

I.2.3 la couche de surface

Dans une chaussée, la couche de surface joue un rôle important, de son choix dépendront les choix au niveau des couches inférieures. Elle sert de protection pour les couches de base, résiste au cisaillement et absorbent les efforts horizontaux. Cette couche est constituée de :

- La couche de roulement qui est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exerce directement les agressions conjuguées de trafic et de climat. Elle est en enrobés denses en béton bitumineux.
- La couche de liaison entre les couches d'assises et la couche de roulement en enrobés semi-denses en béton bitumineux

La qualité d'usage de la chaussée dépend en majeure partie des caractéristiques de surface de la couche de roulement, donc de sa nature et de son état. Par l'étanchéité qu'elle apporte, elle contribue à la pérennité de la chaussée. Les fonctions qu'assure cette couche font que son choix doit résulter de la prise en considération des paramètres suivants :

- La sécurité et les confort des usagers en relation avec les caractéristiques de surface.
- Le maintien de l'intégrité de la structure par la protection des couches d'assises à l'égard d'infiltration des eaux pluviales
- L'impact sur l'environnement

La figure ci-dessous présente d'une manière générale les différentes couches d'une chaussée souple

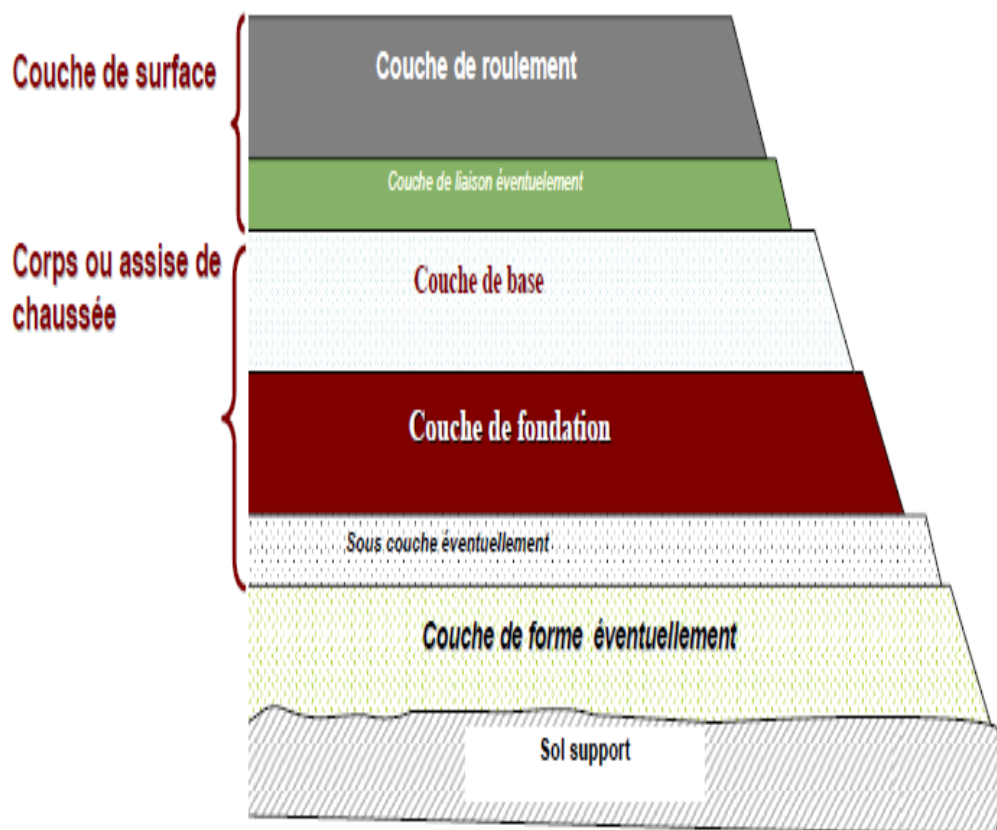


Figure I.1 Schéma général de la coupe transversale d'une chaussée souple (d'après Georges Jeuffroy et Raymond Sauterey 1985)

I.3 Matériaux utilisés dans la construction des chaussées souples

Les granulats sont le constituant de très loin majoritaires des couches de chaussées, qu'elles soient des assises hydrauliques, des enrobés, des enduits ou des chaussées en béton. La présence des liants divers (liants hydrauliques, hydrocarbonés), procure aux matériaux élaborés par mélange ou traitement des caractéristiques profondément différentes de celles de granulats de base. En plus des ces matériaux ordinaires, d'autres matériaux fabriqués destinés à des usages particuliers sont utilisés dans les constructions des chaussées : ce sont les géotextiles.

I.3.1 Les granulats

On appelle granulats un ensemble de grains de dimension comprise entre 0 et 80 millimètres. [13]

I.3.1.1 Principales catégories

Les granulats utilisés dans les constructions des chaussées souples sont classés en deux principales catégories : les granulats naturels et les granulats artificiels. Les granulats sont dits naturels lorsqu'ils proviennent des roches meubles ou massives extraites in situ et qu'ils ne subissent aucun traitement autre que mécanique. Ils sont dits artificiels lorsqu'ils sont issus de la transformation thermique des roches, minerais et des déchets, soit de la démolition d'ouvrage divers.

Les granulats naturels peuvent se caractériser par la nature des gisements de leur extraction, et par leur niveau de performance en utilisation routière. On distingue les matériaux alluvionnaires et les matériaux des roches massives du point de vue de gisement dont ils sont issus. Les matériaux alluvionnaires sont meubles se situent dans les lits de rivières ou dans des terrasses déposées au cours de temps géologiques. Les roches massives sont extraites dans les carrières d'où elles doivent être abattues à l'explosif avant de subir les opérations d'élaboration.

L'aptitude des granulats à être utilisés dans les chaussées est appréciée par un certain nombre d'essai dont les principaux sont. [10], [13].

1.3.1.2 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers.

A noter qu'il ya une différence entre la granulométrie qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité qui est la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat. Elle traduit la distribution pondérale des granulats élémentaires dans les matériaux utilisés, en portant en abscisse les ouvertures de maille des tamis et en ordonnées le pourcentage des tamisâts cumulés. On obtient ainsi une courbe granulométrique qui résulte d'un tamisage sous l'eau à l'aide des tamis à mailles carrées.

La figure ci-contre permet de faire l'essai d'analyse granulométrique



Figure I.2 Tamiseuse électrique

La classe granulaire est définie par deux dimensions d'ouverture de mailles carrées conforme à la série du tableau suivant.

Tableau I.1 : ouvertures des mailles carrées des tamis en millimètres

0,080	1,00	12,50
0,100	1,25	14,00 ⁽¹⁾
0,125	1,60	16,00
0,160	2,00	18,00 ⁽¹⁾
0,200	2,50	20,00
0,250	3,15	25,00
0,315	4,00	31,00
0,400	5,00	40,00
0,500	6,30	50,00
0,630	8,00	63,00
0,800	10,00	80,00
⁽¹⁾ dimensions supplémentaires par rapport à la série normale ^(*)		

(D'après Michel FAURE juin 1998)

^(*) On notera que deux tamis successifs de la série normale suivent une progression géométrique de raison 1,25.

Les granulats sont définis par leur plus petite et plus grande dimension désignées respectivement par d/D avec une tolérance sur d et D de 15% si $D > 1,58d$ et de 20% si $D \leq 1,58d$. Ils sont classés en deux types qui sont : les granulats de type 0 / D dont la grosseur est comprise entre 0 et D millimètres et les granulats constitués par une classe granulaire d/D . A chaque type de granulats 0 / D ou d/D correspondent une série de tamis de base ou de référence qu'il faut choisir dans la série de tableau ci-dessus (n°1), tamis pour lesquels est prévue une tolérance. Ces tamis sont 0,63 d ; d ; $(d+D)/2$; D ; $1,25D$; $1,58D$.

Les définitions des classes granulaires sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau I.2 : classification suivant la granularité

Classes des produits	Dimensions en millimètres	
fines	0/ D	$D \leq 0,080$
sables	0/ D	$D \leq 6,30$
gravillons	d/D	$d \geq 2,00$ et $D \leq 31,50$
cailloux	d/D	$d \geq 20,00$ et $D \leq 80,00$
Graves	0/ D	$6,30 < D \leq 80,00$

(D'après Michel FAURE juin 1998)

1.3.1.3 Propreté

La propreté est l'absence dans un granulat d'éléments fins indésirables hydrophiles ou non qui peuvent être des fines plastiques naturelles (argiles), des fines issues du concassage ou du broyage des roches. Ces fines plastiques hydrophiles rendent le granulat sensible à l'eau. Qu'elles soient plastiques ou non, les fines et poussières déposées sur les gravillons ont une très grande surface spécifique et de ce fait, fixent le liant et empêchent ainsi un collage direct et de bonne qualité entre le granulat et liant.

Cette propreté est mesurée par l'essai d'équivalent de sable à 10 % de fines ou propreté des sables (**PS**) et par l'essai au bleu de méthylène.

Le premier cas est une variante de l'essai de l'équivalent de sable (**ES**). Pour les granulats on pratique l'essai sur la fraction 0/2 d'un sable dont la teneur en fines a été ramenée à 10%, par contre l'essai d'équivalent de sable est pratiqué sur la fraction 0/5mm d'un sable dont la teneur en fines est la teneur naturelle.

Le principe consiste à laver l'échantillon, selon un processus normalisé, et on laisse reposer le tout. Au bout de 20 minutes, on mesure les éléments suivants :

- hauteur h_1 : sable propre + éléments fins,
- hauteur h_2 : sable propre seulement.

On en déduit l'équivalent de sable qui, par convention est :

$$ES = (h_1/h_2) * 100 \quad \text{I.1}$$

Selon que la hauteur h_2 est mesurée visuellement ou à l'aide d'un piston, on détermine ESV (équivalent de sable visuel) ou ES (équivalent de sable au piston)

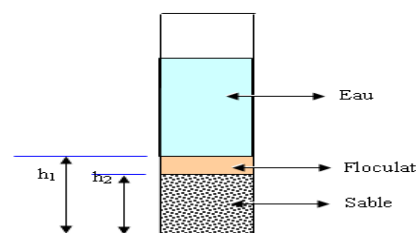


Figure I.3 Définition de l'équivalent de sable

L'essai au bleu de méthylène a pour objectif d'estimer la quantité et la nocivité des éléments argileux contenus dans les fines d'un granulat. Il est basé sur la capacité de ces éléments fins à adsorber du bleu de méthylène. L'essai consiste à injecter successivement les doses d'une solution de bleu méthylène dans un bain aqueux contenant la prise d'essai. On contrôle l'adsorption de bleu après chaque ajout, en effectuant une tache sur un papier filtre. On appelle valeurs de bleu des fines à la tache (**VBta**), la quantité exprimée en grammes, de bleu de méthylène adsorbée par 100 grammes de fines.

1.3.1.4 Forme

La forme d'un élément est définie par ses trois dimensions principales : son épaisseur (**E**), sa grosseur (**G**) et sa longueur (**L**).

Cette forme joue un rôle important à la fois pour les granulats de la couche de roulement, des gravillons plats ayant tendance à se coucher au moment du compactage, et pour les matériaux d'assise, des granulats plats ou allongés réduisant la compacité et la stabilité. Suivant la nature de la roche et le type de l'appareil de concassage, on produit souvent des gravillons de mauvaise forme (aiguilles ou plaquettes) qui présentent plusieurs inconvénients. Ils se fragmentent plus facilement car ils sont plus élancés, diminuent la maniabilité qui rend plus difficile le compactage.

L'essai consiste en une double opération de tamisage : Le tamisage classique sur une colonne de tamis normalisés à mailles carrées afin de séparer les granulats en une succession de classes granulaires d/D dont les dimensions sont telles que $D = 1,25d$.

De ce fait, les classes de grosseurs G ainsi définies sont telles qu'elles suivent la progression géométrique (1.25) des ouvertures des tamis utilisés au cours de l'analyse granulométrique.

Les différentes classes granulaires d/D ainsi isolées sont tamisées une à une sur une grille à fentes parallèles d'écartement $E=d/1,58$

On peut donc associer à chaque classe granulaire d/D un tamis fente correspondant de largeur E , ce qui permet de définir des coefficients d'aplatissement A_i partiels. Il est ensuite possible de déterminer un coefficient d'aplatissement global A .

La correspondance entre classes granulaires d/D et grilles à fentes de largeur E est donnée dans le tableau suivant.

Tableau I.3. Exemple de correspondance entre la classe granulaire d/D et les grilles à fentes d'écartement E

Classe granulaires d/D (mm)	31,5/40	25/31,5	20/25	16/20	12,5/16	10/12	8/10	6,3/8	5/6,3	4/5
Ecartement E des grilles à fentes (mm)	20	16	12,5	10	8	6,3	5	4	3,15	2,5

a. Conduite de l'essai

On opère, comme dans l'analyse granulométrique, avec un échantillon représentatif de masse $M = 0,2D$, D, étant le diamètre maximum des granulats en millimètres, et M la masse de l'échantillon, exprimée en kg.

Le tamisage est effectué de telle manière que chaque fraction d/D est pesée au gramme près, puis tamisée sur le tamis à fentes d'écartement E correspondant. Le passant à travers chaque grille est pesé au gramme près.

b. Expression du coefficient d'aplatissement A

Pour une classe granulaire d/D donnée, on peut définir un coefficient d'aplatissement partiel.

$$A_i = \frac{M_{ei}}{M_{gi}} 100 \quad \text{I.2}$$

Avec M_{gi} = masse de la classe granulaire d/D,

M_{ei} = masse passant à travers le tamis à fentes d'écartement E correspondant.

Le coefficient d'aplatissement global A s'exprime en intégrant les valeurs partielles déterminées sur chaque classe granulaire :

$$A = \frac{\sum_l^i M_{ei}}{\sum_l^i M_{gi}}$$

I.3

Le coefficient d'aplatissement (**A**) est tel que :

$$G/E > 1,58.$$

I.4

La figure ci-dessous illustre les caractéristiques de la forme d'un élément des granulats

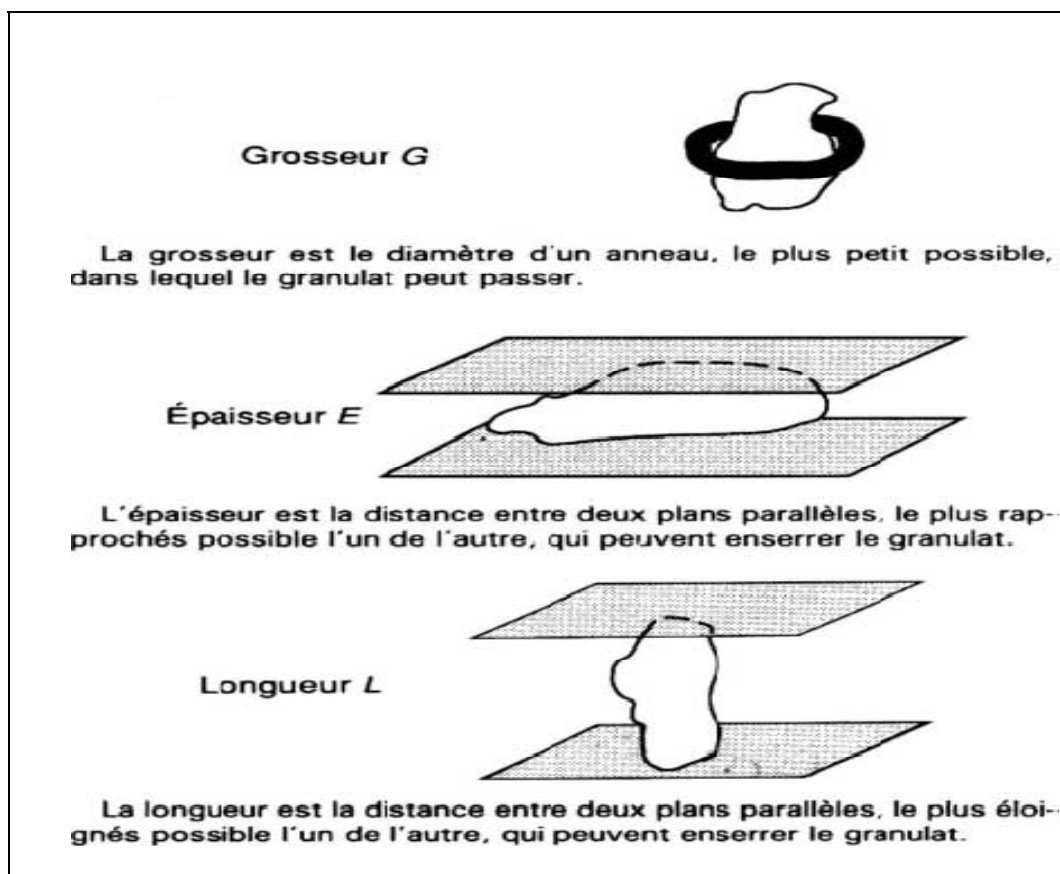


Figure I.4 – Définitions relatives à la forme des gravillons (Jean BERTHIER)

1.3.1.5 Angularité

L'angularité représente les arêtes vives obtenues après concassage. L'angularité joue un rôle important pour les gravillons de la couche de roulement, en améliorant l'adhérence, et pour ceux des assises de chaussée, dont elle améliore la stabilité. Elle peut être appréciée par deux paramètres :

- L'indice de concassage (**IC**) qui représente la proportion en poids d'éléments supérieurs à la dimension D du granulat élaboré ;
- Le rapport de concassage (**RC**) qui représente le rapport entre la plus petite dimension du matériau soumis au concassage et la plus grande dimension du granulat obtenu.

1.3.1.6 Résistance à l'attrition et à l'usure

Elle est mesurée par l'essai micro-deval en présence d'eau (**MDE**). Cette mesure permet de quantifier à la fois l'usure par frottement réciproque des granulats dans une assise qu'on appelle l'attrition, et l'usure par frottement des pneumatiques sur les gravillons à la surface des revêtements

L'essai Micro-deval en présence d'eau est réalisé sur les classes granulaires 4/6, 6/10 et 10/14. Le cylindre a 20 cm de diamètre et 15,4 cm de longueur. Aux 500 g de gravillons de la prise d'essai, on ajoute une charge abrasive constituée de billes d'acier sphériques de 10 mm de diamètre et 2,5l d'eau. Le cylindre tourne à 100 tr/min pendant 2 h. Si **P** est la fraction passant au tamis de 2 mm, le coefficient Micro-deval est égal à :

$$\text{MDE} = 100P/500$$

I.5

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de références

Tableau I.4 valeurs de références pour la résistance à l'attrition et l'usure des granulats

Valeurs repérées	
Micro-deval en présence d'eau	Appréciation
<10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 25	Moyen à faible
>35	médiocre

(Michel FAURE JUIN 1998)

1.3.1.7 Résistance à la fragmentation

La résistance à la fragmentation est appréciée par l'essai **Los Angeles**. Il consiste à placer dans un cylindre à axe horizontal de 70 cm de diamètre et 50 cm de longueur les granulats (4 à 50 mm) à essayer et des boules d'acier, et on effectue 500 rotations. Le poids et la granularité de la prise d'essai sont déterminés en fonction du diamètre maximal du granulat. Après essai, les matériaux sont criblés au tamis de maille 1,6 mm et le poids de la

fraction passante est rapporté au poids de la prise d'essai. Le rapport, multiplié par 100, est appelé coefficient Los Angeles (**LA**).

$$\mathbf{LA = (m/M)*100} \quad \mathbf{I.6}$$

Cet essai est également utilisé pour vérifier la sensibilité au gel des gravillons conformément à la norme NF P18-593. Soit L_A le coefficient Los Angeles du gravillon. On mesure un deuxième coefficient Los Angeles sur un échantillon de ce même gravillon ayant subi 25 cycles de gel-dégel. Soit L_{Ag} le coefficient obtenu. La sensibilité au gel du gravillon a pour expression :

$$\mathbf{G = 100 \frac{L_{Ag} - L_A}{L_A}} \quad \mathbf{I.7}$$

La figure suivante représente l'appareil de l'essai LOS ANGELES



Figure I.4 Appareil de l'essai LOS ANGELE

Les valeurs de références sont présentées dan le tableau suivant :

Tableau I.5 valeurs de références de coefficients LOS ANGELES

Valeurs repérées	
Coefficient LOS ANGELES (LA)	APRECIATION
<15	Très bon à bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
>40	médiocre

(Michel FAURE juin 1998)

1.3.1.8 Résistance au polissage

Pour lutter contre la glissance, les gravillons qui sont situés à la surface de la chaussée doivent présenter des arêtes vives et des facettes rugueuses. Afin de maintenir cette capacité, ils doivent conserver dans le temps ces arêtes qui ont tendance à disparaître par le phénomène de polissage.

Cet essai permet de mesurer la résistance au polissage sous l'effet du trafic. Pour cela on place les granulats, insérés dans des plaquettes de mortier, à la périphérie d'un tambour sur laquelle roule librement une roue équipée d'un pneumatique. Un agent abrasif, sable siliceux pendant trois heures puis poudre d'émeri pendant les trois heures suivantes, est interposé au cours de l'essai. On mesure ensuite le coefficient de frottement avec un appareil de type pendule équipé d'un patin en caoutchouc, qui permet de mesurer l'énergie absorbée par le frottement. L'aptitude au polissage est mesurée par le coefficient de frottement résiduel.

Les valeurs de références sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.6 valeurs de référence de coefficient de polissage

Valeurs de références	
Coefficient de polissage	Appréciation
>0,55	excellent
0,50 à 0,55	Bon à très bon
0,45 à 0,49	Médiocre à passable
< 0,45	Interdit

(Michel FAURE juin 1998)

1.3.2 Les matériaux traités aux liants hydrocarbonés

Un liant hydrocarboné est un liant organique constitué d'hydrocarbures, c'est-à-dire essentiellement à base de Carbone d'hydrogène, aux quels s'ajoutent l'oxygène le soufre, l'azote, en faibles quantités.

On distingue deux sortes de produits dans cette famille :

- Les goudrons qui proviennent de la pyrogénéation de matière d'origine végétale (houille, lignite, tourbes), mais les goudrons routiers sont issus essentiellement de la houille.
- Les bitumes qui sont produits en raffinerie à partir de la distillation fractionnée de certains pétroles bruts

Mais les goudrons de houille ne sont plus guère utilisés en technique routière pour des raisons économique et des considérations d'environnement du fait que leur composition inclut des produits cancérigènes. D'où actuellement dans la pratique routière, lorsqu'on parle de liant hydrocarboné il s'agit pratiquement toujours de bitumes. Ces derniers sont largement utilisés dans la réalisation des chaussées souples à cause de leurs caractéristiques qui leur rendent principalement propres à cet usage. La technique des bitumes est vaste et complexe, nous nous limitons à exposer sous forme résumé leurs propriétés essentielles.

Les bitumes sont employés pour leurs propriétés agglomérantes et d'étanchéité, ils sont très visqueux aux températures ordinaires et peuvent être utilisés sous forme fluide. Ils présentent les qualités essentielles suivantes :

- La cohésivité qui est la propriété de se déformer sans fissuration interne, ni arrachement.
- L'adhésivité : c'est la propriété de coller aux agrégats minéraux.

Le traitement des granulats à partir des liants hydrocarbonés fournit les matériaux suivant : les grave-bitume(GB), sable-bitume (SB), les enrobés denses et semi-denses

1.3.3 Les matériaux traités aux liants hydrauliques

Les liants hydrauliques sont des produits capables en présence d'eau de donner lieu à un phénomène de prise, c'est-à-dire à des mécanismes de dissolution et de recristallisation qui rigidifient le produit jusqu'à en faire une véritable roche.

On peut les classer en trois catégories :

- Les liants hydrauliques qui forment, par réaction avec l'eau, des composés hydratés stables présentant entre eux et avec les granulats une forte adhérence. Ce sont les ciments et les cendre volantes hydrauliques. Ces dernières proviennent de la combustion de lignite dans les centrales thermiques.

- Les liants qui ont des propriétés hydrauliques, ne se manifestant qu'en présence d'un activant. C'est le cas du laitier qui ne réagit qu'en présence de bases telles que la chaux ou le gypse sodé.
- Les liants pouzzolaniques qui réagissent après addition de chaux en proportion appropriée. La chaux n'est plus seulement un activant, mais un élément de la réaction qui s'intègre dans les édifices moléculaires qui se créent au cours de la cristallisation. Ce sont les pouzzolanes volcaniques et les cendres volantes silico-alumineuses provenant des centrales thermiques au charbon.

Ces liants ne sont pas utilisés seuls, mais ajoutés en faible proportion à des granulats pour obtenir après traitement d'autres matériaux comme : grave-ciment (GC), sable-ciment (SC), grave-laitier (GL), sable laitier (SL).

1.3.4 Les géotextiles

On appelle géotextiles, des textiles utilisés dans les travaux de géotechnique, notamment des travaux de terrassement et de drainage. [12]

Ils sont fabriqués avec des matières synthétiques comme : polyester, polypropylène, polyamide, polyéthylène. Ce sont des produits qui sont soit perméables, soit imperméables (cas de geomembranes) et sont classés en plusieurs catégories avec des épaisseurs variant de 1/10 de mm à plusieurs millimètres. Les tissés qui sont constitués par des files entrecroisés perpendiculairement et les non tissés constitués des nappes de fibres reliés entre elles par enchevêtrement.

Dans les fondations des chaussées les géotextiles assurent des fonctions de renforcement ou armatures, d'anti-contaminants ou séparation, de filtrage et de drainage.

1.4 Dimensionnement des chaussées souples

Le sol ne peut seul supporter un trafic routier sans subir d'importantes déformations. C'est pourquoi il est surmonté d'un corps de chaussée dont le rôle principal est de rendre admissibles les contraintes au niveau du sol. Le dimensionnement des chaussées consiste à définir la nature et l'épaisseur des différentes couches afin de s'assurer que, pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en termes de confort et de sécurité routière. Les paramètres pris en compte pour dimensionner en général une chaussée sont:

- Le trafic
- La qualité de la plate forme
- Les caractéristiques des matériaux de chaussée et la qualité de réalisation
- Les conditions climatiques

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement des chaussées mais nous nous intéressons à la méthode CBR qui est la plus utilisée en Algérie.

I.4.1 Méthode CBR

La méthode **CBR** est une méthode semi-empirique. L'essai CBR consiste à mesurer la charge nécessaire pour obtenir à une vitesse fixée l'enfoncement d'un poinçon normalisé dans un échantillon de sol support après que le sol a été immergé dans l'eau pendant quatre jours. En cours d'essai on mesure les pressions qui conduisent à des enfoncements de 2,5 mm et 5 mm et on définit l'indice CBR comme étant la plus forte valeur des rapports suivants :

$$I = \text{Pression (enfoncement de 2.5mm)} / 0,7 \quad \text{I.8}$$

$$I = \text{Pression (enfoncement de 5mm)} / 1,05 \quad \text{I.9}$$

Les abaques qui fournissent l'épaisseur « **E** » des chaussées en fonction de l'indice **CBR**, de la pression de gonflement des pneus et de nombre de répétition de charge correspond approximativement à la formule suivante.

$$E = \frac{100 + 150\sqrt{p}}{I + P} \quad \text{I.10}$$

E : épaisseur total en cm

P : charge par roue (généralement 6,5tonnes)

I : indice **CBR**

Cette formule ne tient pas compte de trafic, pour cela **PELTIER** l'a améliorée en faisant entrer l'influence de trafic et la formule devient :

$$E = 100 + (\sqrt{p}) \times \frac{(75 + 50 \times \log(\frac{N}{10}))}{I + 5} \quad \text{I.11}$$

N : nombre moyen journalier de camions de plus de 1,5tonnes à vide circulant sur la chaussée, **I** et **P** définis précédemment.

I.4.1.1 Notion d'épaisseur équivalente

La méthode postule que l'épaisseur équivalente de la chaussée est égale à la somme des épaisseurs équivalentes des différentes couches, elles mêmes égales aux épaisseurs réelles pondérées par un coefficient numérique représentatif du matériau et nommé coefficient d'équivalence. Le coefficient d'équivalence de certains matériaux est variable dans la mesure où le module varie lui-même en fonction de certains paramètres physiques (température, fréquence de sollicitations,). Les valeurs constantes proposées pour le dimensionnement sont donc en fait des moyennes (voir tableau ci-contre)

$$E = \sum a_i h_i \quad \text{I.12}$$

a_i : coefficient d'équivalence

h_i : épaisseur de chaque couche

Tableau.7. Valeurs usuelles des coefficients d'équivalence

Matériaux	Coefficient d'équivalence
Tuf	0,6
Béton bitumineux(BB)	2,0
Grave bitume(GB)	1,5
Grave ciment(GC)	1,7
Sable ciment(SB)	1,00-1,2
Grave concassé(GC)	1,00
Tout-venant de l'oued(TVO)	0,7

(D'après ROGER Coquant 1978)

I.4.1.2 Dimensionnement pratique d'une chaussée

L'ingénieur appelé à dimensionner pratiquement une chaussée souple devra : [12]

- Connaître l'importance de la circulation que celle-là doit supporter et surtout la nature et l'intensité de la circulation lourde.
- Être renseigné sur le climat, le régime des nappes, les possibilités des drainages et d'évacuation des eaux, les risques de gel.
- Faire procéder par le laboratoire à l'identification du terrain, déterminer les conditions de compactage optimum par l'essai Proctor, le module à la plaque et faire exécuter l'essai CBR. Le nombre d'échantillons à faire analyser varie avec l'hétérogénéité du terrain : dans les conditions normales, 15 à 20 prélèvements par km de route sont recommandables.

I.5 conclusion

En résumé, dans une chaussée souple, on distingue en partant du haut vers le bas :

- ❖ La couche de surface ou de roulement ;
- ❖ La couche de base ;
- ❖ La couche de fondation ;
- ❖ La couche de forme ;
- ❖ Le sol support

La couche de surface constituée d'un matériau traité au liant hydrocarboné permet d'encaisser les efforts de cisaillement provoqués par la circulation et d'assurer l'imperméabilisation de la chaussée.

La couche de base a pour rôle de résister aux efforts verticaux et de répartir sur le terrain les pressions qui en résultent. Elle est constituée d'un matériau non traité de bonnes caractéristiques mécaniques.

La couche de fondation forme avec la couche de base le corps de la chaussée. Son rôle est identique à celui de la couche de base, mais elle est constituée d'un matériau non traité de moindre qualité et moins onéreux.

La couche de forme est la surface de terrain préparée sur laquelle est édifiée la chaussée. Elle améliore la portance du sol support et permet la circulation des engins de chantier.

L'épaisseur globale d'une chaussée souple est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

Chapitre II

Généralités sur les dégradations des chaussées souples

II.1 Introduction

L'évaluation des chaussées repose sur une série de mesures et d'observations visuelles qui permettent d'établir la condition de la structure, de diagnostiquer les causes des dégradations apparentes et de cibler les solutions les plus appropriées. Ces dégradations apparentes sont caractérisées par deux grandeurs importantes qui sont :

L'**étendue** qui permet de rendre compte de l'importance d'apparition du désordre, c'est la partie de la chaussée affectée par le défaut. Elle exprime la longueur endommagée par rapport à longueur total de la section du relevé pour les dégradations linéaires ou la surface endommagée par rapport à la surface totale, pour les dégradations bidimensionnelles.

La **gravité** pour signaler le degré de sévérité (**faible, moyen et majeur**) de la dégradation. Dans ce chapitre nous étudions d'une manière générale les différents types des dégradations observées dans les chaussées souples et leurs causes les plus probables.

II.2 Les différents types des dégradations et leurs causes

D'une manière générale, les dégradations observées dans les chaussées souples peuvent être répertoriées en quatre principales familles qui sont : [1], [4], [5]

- ❖ La famille des déformations
- ❖ La famille des fissurations
- ❖ La famille des arrachements
- ❖ La famille des dégradations en milieu urbain

Pour chaque type des dégradations sont énumérés trois niveaux de sévérité qui incluent les notions suivantes :

Faible : il correspond au stade initial de la dégradation : les premiers indices apparaissent parfois de façon intermittente sur un segment de route et l'évaluateur doit être attentif pour y déceler les symptômes de détérioration. Ce niveau est souvent difficile à percevoir pour un observateur se déplaçant en véhicule à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement n'est pas altéré ou l'est très peu

Moyen : Ce niveau désigne une dégradation continue et facilement perceptible pour un observateur se déplaçant à une vitesse de l'ordre de 50 km/h. À la vitesse maximale permise, le confort au roulement est sensiblement diminué par la plupart des dégradations.

Majeur : Ce niveau indique que la dégradation est accentuée et évidente, même pour un observateur se déplaçant à la vitesse maximale permise. Le confort au roulement est généralement diminué et, dans certains cas, la sécurité à la vitesse maximale permise peut être compromise.

II.2.1 la famille des déformations

Ce sont des dégradations qui entraînent une modification de la chaussée donnant à la surface de cette dernière un aspect différent de celui désiré. Ces déformations qui prennent naissance dans le corps de la chaussée affectent en générale les couches inférieures pour atteindre ensuite la couche de roulement et peuvent se distinguer selon leur forme ou leur localisation comme suit :

II.2.1.1 Ornière à faible rayon

L'ornière à faible rayon correspond à une dépression longitudinale simple, double et parfois triple, de l'ordre de 250 mm de largeur, située dans les pistes de roues. Le profil transversal de ces dépressions est souvent similaire à des traces de pneus simples ou jumelés.

A. Gravité et étendue

Faible : la profondeur de l'ornière est inférieure à 10 mm.

Moyen : à ce niveau la profondeur de l'ornière est de 10 à 20 mm

Majeur : la profondeur de l'ornière est supérieure à 20 mm.

Etendue : représente le % de la longueur totale des zones atteintes par rapport à la longueur totale de la section du relevé.

B. Les causes probables

Les matériaux granulaires constituant l'assise des chaussées souples ont parfois une faible rigidité. Comme la couverture bitumineuse est mince, les efforts verticaux dus au trafic sont transmis au support avec une faible diffusion. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée. L'évolution la plus fréquente de ces dégradations se manifeste d'abord par l'apparition des déformations permanentes de type orniérage.

Les causes probables d'orniérage à faible rayon sont :

- Enrobé à stabilité réduite par temps chaud (ex. : bitume trop mou ou surdosage).
- Enrobé trop faible pour bien résister au trafic lourd.
- Compactage insuffisant de l'enrobé lors de la mise en place.
- Usure de l'enrobé en surface (abrasion).

II.2.1.2 Ornière à grand rayon

Elle est caractérisée par une dépression longitudinale simple située dans les pistes de roues. La forme transversale de la dépression correspond à celle d'une courbe parabolique très évasé

A. Gravité et étendue

Faible : la profondeur de l'ornière inférieure à 10 mm.

Moyen : la profondeur de l'ornière est de 10 à 20 mm

Majeur : la profondeur de l'ornière est supérieure à 20 mm

Etendue : représente le % de la longueur totale des zones atteintes par rapport à la longueur totale de la section du relevé

B. Causes probables

Les causes les plus plausibles et les plus fréquentes qui provoquent des ornières à grand rayon sont les suivantes :

- Vieillissement (accumulation des déformations permanentes).
- Compactage insuffisant dans les couches de granulaire à la construction.
- Capacité structurale insuffisante de la chaussée.
- Mauvais drainage des matériaux granulaires de la chaussée (ex. : période de dégel).
- Usure.

Les ornières ont des origines variées, plus elles sont étroites, plus la couche de chaussée à incriminer est voisine de la surface. Elles peuvent avoir leur siège dans les couches d'enrobés lorsque celles-ci ont une stabilité insuffisante. Mais elles peuvent aussi avoir leur siège dans le sol naturel lui-même lorsque la chaussée est mince et dépourvue de revêtement épais.

II.2.1.3 Affaissement

C'est une distorsion du profil en bordure de la chaussée ou au voisinage de conduites souterraines ou dépression très prononcée et souvent assez étendue se localisant soit en rive, soit en pleine largeur

A. Gravité et étendue

Faible : il est défini par une dénivellation dont la profondeur est inférieure à 20 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité n'est pas compromise et l'effet sur le confort au roulement est négligeable

Moyen : ici la dénivellation a une profondeur se situant entre 20 et 40 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité est peu compromise et le confort au roulement est modérément diminué.

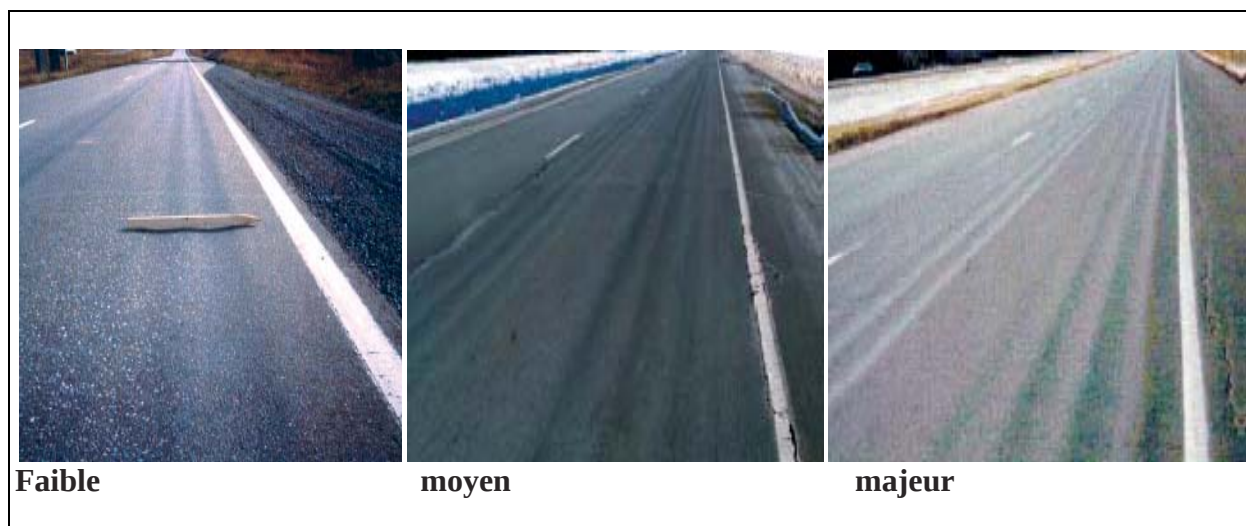
Majeur : il correspond à une dénivellation dont la profondeur est supérieure à 40 mm sous la règle de 3 m. À la vitesse maximale permise, la sécurité est compromise et le conducteur doit ralentir. Le confort au roulement est fortement diminué.

Etendue : c'est le % de la surface totale atteinte par rapport à la surface de la section de relevé

B. Causes probables

Les affaissements des chaussées souples sont souvent causés par instabilité du remblai, la présence de matériaux inadéquats ou mal compactés, zone de déblai argileux ou secteurs marécageux, affouillement ou assèchement du sol support, le mauvais état des réseaux souterrains (milieu urbain). Il existe d'autres raisons comme un sous-dimensionnement localisé, la pollution du corps de chaussée, la construction localement défectueuse.

Les figures ci-contre illustrent les différentes dégradations citées ci-dessus



(a) Ornières à petits rayons



(b) ornières à grands rayons



(c) affaissements

Figure II.1 (d'après AIMQ 2002)

II.2.1.4 Soulèvement différentiel

Le soulèvement différentiel est défini par le gonflement localisé de la chaussée en période de gel, aussi bien parallèle que perpendiculaire à l'axe de la chaussée.

A. Gravité et étendue

Faible : Dénivellation progressive dont la hauteur est inférieure à 50 mm. À la vitesse maximale permise, la sécurité n'est pas compromise et l'effet sur le confort au roulement est négligeable.

Moyen : Dénivellation progressive dont la hauteur se situe entre 50 et 100 mm. À la vitesse maximale permise, la sécurité est peu compromise et le confort au roulement est modérément diminué.

Majeur : Dénivellation progressive dont la hauteur est supérieure à 100 mm ou dénivellation brusque quelle que soit sa hauteur. À la vitesse maximale permise, la sécurité est compromise et le conducteur doit ralentir. Le confort au roulement est fortement diminué.

Etendue : % totale de la zone touchée par ce type de dégradation par rapport à la surface totale de la section du relevé.

B. Causes probables

Les causes les plus plausibles sont :

- ✓ Infrastructure gélive, phénomène hivernal récurrent
- ✓ Matériaux sensibles à l'humidité, phénomène permanent.
- ✓ Nappe phréatique élevée et présence d'eau aux abords de la chaussée
- ✓ Hétérogénéité des matériaux ou transition inadéquate dans la chaussée.
- ✓ Conduites souterraines à faible profondeur (milieu urbain)

II.2.1.5 Désordre de profil

Le désordre de profil est observé en cas des pentes et géométrie inappropriées favorisant l'accumulation des eaux de ruissellement en flaques sur la surface de la chaussée.

A. Gravité et étendue

Faible : Accumulation d'eau sur une profondeur de moins de 20 mm.

Moyen : Accumulation d'eau sur une profondeur de 20 à 40 mm.

Majeur : Accumulation d'eau sur une profondeur de plus de 40 mm.

Etendue : % de la surface totale touchée par ce type de dégradation par rapport à la surface totale de la section du relevé

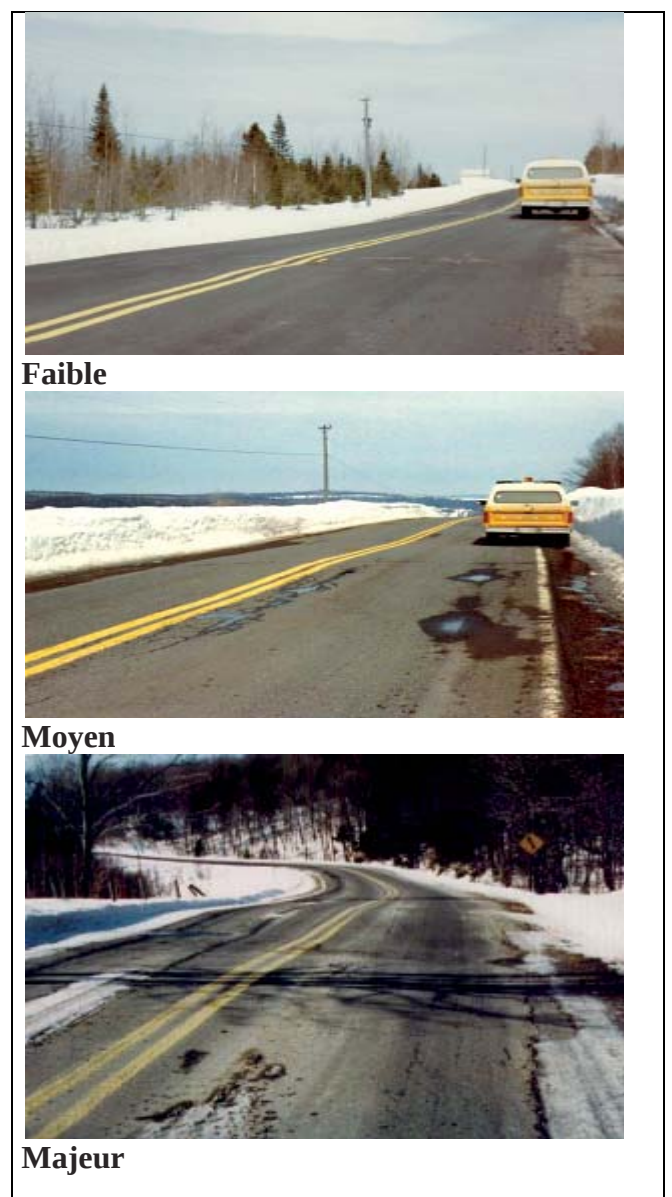
B. Causes probables

Les phénomènes qui provoquent les désordres de profil sont généralement les points bas non drainés, l'affaissement le long des bordures.

La figure suivante présente les deux types de dégradations citées ci-dessus



(a) Désordre du profil



(b) soulèvement différentiel

Figure II.2 (d'après AIMQ 2002)

II.2.2 la famille des fissurations

Les sollicitations répétées de flexion alternée dans la couverture bitumineuse d'une chaussée souple entraînent une dégradation par fatigue, sous la forme de fissures d'abord isolées puis évoluant peu à peu vers un faïençage à maille de faible dimension. Les fissurations sont définies comme étant une cassure de revêtement suivant une ligne avec ou sans rupture du corps de chaussée. Elles peuvent intéresser aussi bien la couche de roulement seule, qu'une partie ou la totalité du corps de chaussée.

II.2.2.1 Fissures transversales

On parle de fissures transversales en cas de rupture du revêtement relativement perpendiculaire à la direction de la route, généralement sur toute la largeur de la chaussée.

A. Gravité et étendue

Faible : Fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis.

Moyen : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l'utilisateur

Majeur : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. Le confort au roulement est diminué par les déformations de surface

Etendue : % de surface totale de la zone atteinte par rapport à la surface de la section du relevé.

B. Causes probables

Les fissures transversales sont causées par les phénomènes ci-contre :

- ❖ Retrait thermique.
- ❖ Vieillissement et fragilisation du bitume
- ❖ Joint de construction mal exécuté (arrêt et reprise des travaux de pose d'enrobé).

❖ Diminution de la section du revêtement.

Parfois il ya apparition des glissements de revêtement qui sont des mouvements très importants de la couche de la surface imputable à la fois à un collage insuffisant avec la couche de base et à une stabilité insuffisante de revêtement. Ils s’amorcent par une fissuration diagonale au droit de passage des roues et par des fissures paraboliques franches.

L’eau s’infiltrant alors plus facilement provoque une accélération des phénomènes : épaufrures aux lèvres des fissures avec départ des matériaux, puis formation de nids de poule. Si la chaussée est laissée sans entretien, elle évoluerait très rapidement vers une destruction complète.

II.2.2.2 Fissures longitudinales

Les fissures longitudinales sont classées en deux catégories :

- ❖ Les fissures longitudinales en piste de roues
- ❖ les fissures longitudinales hors piste de roues

II.2.2.2.1 Fissures longitudinales en piste de roues

Elles sont caractérisées par la rupture du revêtement parallèle à la direction de la route et située dans les pistes de roues.

A. Gravité et étendue

Faible : Ce niveau faible est défini par fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis.

Moyen : Le niveau moyen se caractérise par fissures simples ou fissures multiples le long d’une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l’usager

Majeur : On parle de niveau majeur quand on est en présence des fissures simples ou fissures multiples le long d’une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. On note la présence de fissures en carrelage. Le confort au roulement est diminué par les déformations de surface.

Etendue : c'est le pourcentage de la longueur affectée par rapport à la longueur de section du relevé

B. Les causes probables

Ces types de fissures sont souvent causées par :

- Fatigue du revêtement (trafic lourd).
- Capacité structurale insuffisante de la chaussée.
- Mauvais drainage des couches granulaires de la chaussée (ex. : pendant le dégel)

En plus, les variations de la température à la surface d'une chaussée provoquent des phénomènes de traction et de contraction qui entraînent les fissures. La chaleur qui ramollit les couches de surface, accélère le vieillissement des produits hydrocarbonés. Le cycle chaleur-froid altère la stabilité des matériaux, et les surfaces bitumineuses cassantes, et donc sujettes à la fissuration et l'effritement.

II.2.2.2 Fissures longitudinales hors piste de roues

Elles sont définies par la rupture du revêtement relativement parallèle à la direction de la route, en dehors des pistes de roue.

A. Gravité et étendue

Faible : Il se définit par des fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis

Moyen : Ce niveau moyen fait état des fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés.

Majeur : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure.

Etendue : c'est le pourcentage de la longueur affectée par rapport à la longueur de section du relevé.

B. Les causes probables

Les fissures longitudinales hors piste de roues sont dues aux phénomènes ci-contre :

- Joint de construction mal exécuté le long de la travée adjacente.
- Ségrégation de l'enrobé à la pose (ex. : centre de l'épandeur).
- Vieillissement du revêtement.
- fatigue avancée de la chaussée ou sous-dimensionnement d'une ou plusieurs couches.
- diminution de portance du sol support (drainage déficient, défaut d'étanchéité)
- mauvais mode de fonctionnement de la structure (couches décollées)
- qualité médiocre de certains matériaux.

Les schémas suivants illustrent ces types de dégradations

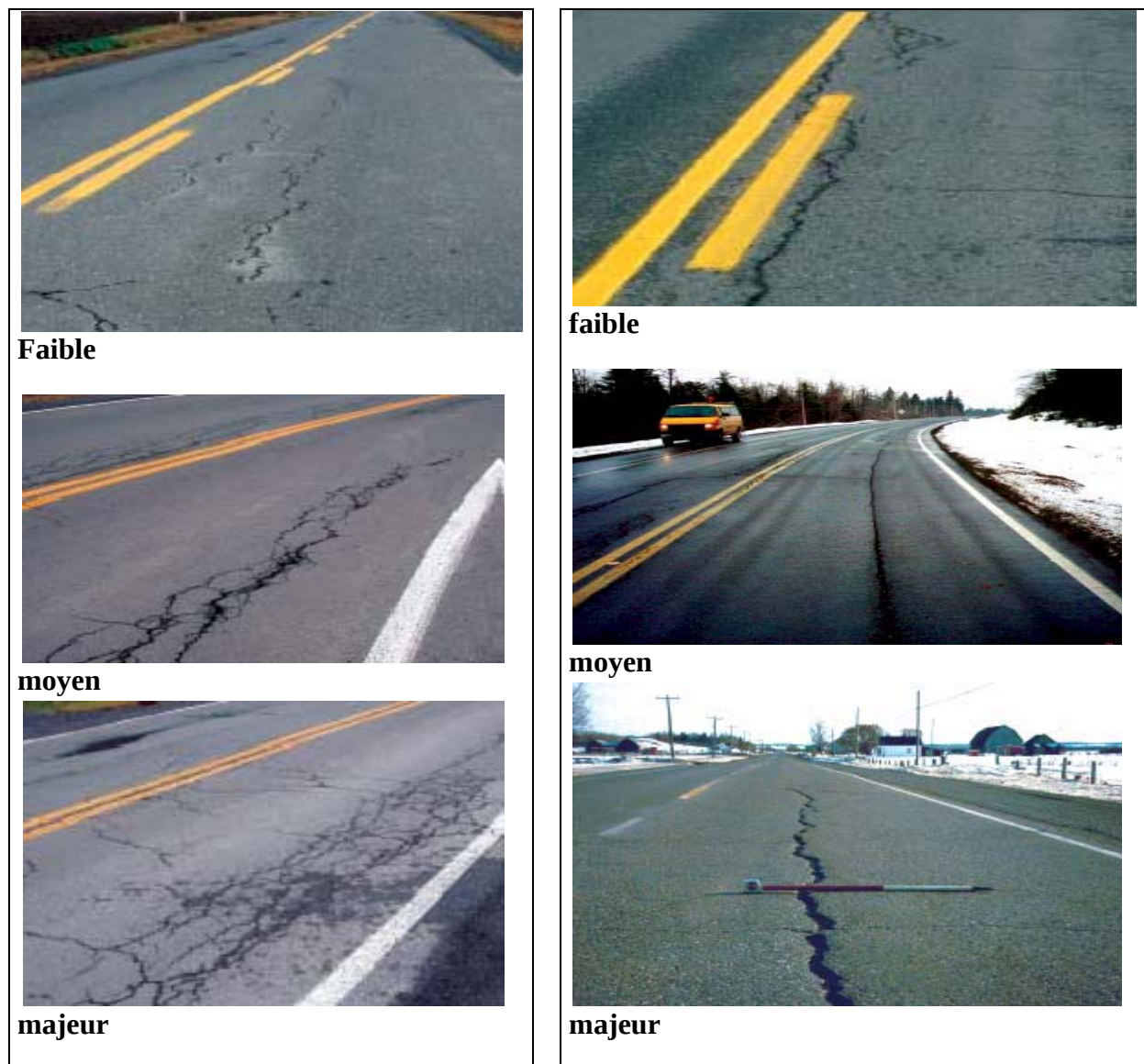


Figure II.3 (d'après AIMQ 2002)

II.2.2.3 Fissures de gel

Elles correspondent à la rupture du revêtement générant une fissure active sous l'effet du gel, soit rectiligne et localisée au centre de la voie ou de la chaussée, soit d'apparence lézardée sans localisation précise sur la chaussée.

A. Gravité et étendue

Faible : Ce niveau reflète des fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 10 mm. Les bords sont en général francs et bien définis.

Moyen : Il est caractérisé par des fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 10 à 25 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l'utilisateur

Majeur : Ce sont fissures généralement simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 25 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. Le confort au roulement est diminué par les déformations de surface.

Etendue : pourcentage de la longueur affectée par rapport à la longueur de section du relevé.

B. Causes probables

Les fissures de gel sont provoquées par les phénomènes suivants :

- ❖ Infrastructure gélive et soulèvements différentiels.
- ❖ Comportement gélif différentiel.
- ❖ Remblai instable.
- ❖ Drainage inadéquat.

II.2.2.4 Fissures en carrelage

Les fissures en carrelage sont représentées par la rupture du revêtement sur des surfaces plus ou moins étendues, formant un patron de fissuration à petites mailles polygonales dont la dimension moyenne est de l'ordre de 300 mm ou moins.

A. Gravité et étendue

Faible : c'est un maillage composé de fissures simples aux bords francs.

Moyen : Maillage composé de fissures simples aux bords faiblement détériorés.

Majeur : Maillage qui est composé de fissures simples aux bords détériorés.

Etendue : elle est définie par le pourcentage de la somme des surfaces des zones endommagées par rapport à la surface totale de la section du relevé.

B. Causes probables

Les causes les plus fréquentes des fissures en carrelage sont :

- Fatigue (ex. : épaisseur de revêtement insuffisante).
- Vieillessement de la chaussée (oxydation et fragilisation du bitume dans l'enrobé).
- Capacité portante insuffisante

II.2.2.5 Fissures en rive

Elles correspondent à des ruptures en lignes droites ou en arcs de cercle, le long de l'accotement ou de la bordure, ou décollement du revêtement le long de la bordure.

A. Gravité et étendue

Faible : il se définit par fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis

Moyen : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés.

Majeur : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure.

Etendue : pourcentage de la longueur totale touchée par la dégradation par rapport à la longueur totale de la section du relevé

B. Causes probables

Les fissures en rive sont dues aux phénomènes ci-contre :

- Manque de support latéral (ex. : accotement étroit et pente de talus abrupte).
- Discontinuité dans la structure (ex. : élargissement).
- Apport latéral d'eau de ruissellement dans la structure de la chaussée (milieu urbain).
- Assèchement du sol support.

II.2.2.6 Faïençage

Le faïençage est par définition un ensemble de fissures plus ou moins rapprochées formant des mailles. Elles sont dites à mailles fines ou peaux de crocodiles lorsque le côté varie de 10 à 40 cm et à mailles larges au delà de 40 cm. Ce le nom donné au réseau de fissures qui apparaissent parfois sur le revêtement en enrobés lorsque ceux-ci sont placés sur une chaussée trop déformable. Il s'agit d'une rupture du revêtement par fatigue qui met en cause l'épaisseur du revêtement compte tenu des charges roulantes, de leur fréquence et de la qualité de chaussé

A. Gravité et étendue

Le niveau de sévérité du faïençage dépend de l'évolution des fissures qui le composent Cette évolution est caractérisée par une extension progressive du phénomène en surface qui définit le dernier stade avant désordres graves.

Etendue : pourcentage de la surface totale atteinte par rapport à la surface de la section du relevé.

B. Causes probables

Les causes possibles sont la fatigue excessive de la chaussée, due à un sous dimensionnement, à une mauvaise qualité de l'ensemble de la structure ou d'une seule des couches de la chaussée :

- ❖ Durcissement et retrait de l'enrobé.
- ❖ Rupture de la couche superficielle due aux sollicitations de la circulation, à la fatigue et au vieillissement dans le cas d'une trop faible épaisseur

- ❖ Mauvais accrochage de la couche de roulement sur la couche de base.
- ❖ Dégradation de couches inférieures (couche de base principalement).
- ❖ Perméabilité de la couche de base inférieure à celle de la couche de roulement.

La figure ci-contre présente les différents types de fissurations :



a. Fissures transversales



b. Faïençage

Figure II.4 (d'après AIMQ 2002)

II.2.3 La famille des arrachements

Il s'agit des désordres affectant en général la couche de roulement.

II.2.3.1 Désenrobage

Le désenrobage est l'érosion et perte des gros granulats en surface produisant une détérioration progressive du revêtement.

A. Gravité et étendue

Faible : c'est une perte tout juste observable du mastic ou des gros granulats, principalement dans les pistes de roues.

Moyen : Perte facilement observable du mastic laissant les gros granulats très apparents ou perte des gros granulats laissant un patron régulier de petites cavités généralisées à toute la surface.

Majeur : il est défini par une surface entièrement érodée et dégradation accentuée dans les pistes de roues (début d'orniérage par usure).

Etendue : pourcentage de la surface affectée par rapport à la surface de la section du relevé.

B. Causes probables

Le désenrobage est causé par les phénomènes suivants : usure par trafic intense, Sous dosage du bitume, utilisation d'agrégats hydrophiles, compactage insuffisant, surchauffe ou vieillissement de l'enrobé (oxydation et fragilisation), sollicitations accrues en zone de virage et de freinage (milieu urbain), adhésivité liant - granulat insuffisante, mise en œuvre par conditions météorologiques défavorables, et la stagnation d'eau sur la chaussée.

II.2.3.2 Pelade

C'est l'arrachement par plaques de l'enrobé de la couche de surface.

A. Gravité et étendue

Faible : Pelade ayant la surface d'arrachement inférieure à 0,5 m carré.

Moyen : Pelade dont la surface d'arrachement est de 0,5 à 1,0 m carré.

Majeur : Pelade ayant la surface d'arrachement supérieure à 1,0 m carré.

Etendue : le pourcentage de la surface affectée par rapport à la surface de la section du relevé

B. Causes probables

- Mauvaise adhérence de la couche de surface (ex. : manque de liant d'accrochage, incompatibilité chimique, saleté entre les couches).
- Épaisseur insuffisante de la couche de surface.
- Chaussée fortement sollicitée par le trafic

II.2.3.3 Nid de poule

Le nid-de-poule est la manifestation finale d'une combinaison de différents problèmes. Il est caractérisé par une désagrégation localisée du revêtement sur toute son épaisseur formant des trous de forme généralement arrondie, au contour bien défini, de taille et de profondeur variables.

A. Gravité et étendue

Faible : il est décrit par le nid-de-poule dont le diamètre est moins de 200 mm.

Moyen : dans ce cas le nid-de-poule possède un diamètre de 200 à 300 mm.

Majeur : à ce niveau le nid-de-poule a un diamètre de plus de 300 mm.

Etendue : elle est évaluée par le nombre de nids de poule par section du relevé

B. Causes probables

Les nids de poules sont provoqués par la faiblesse ponctuelle de la fondation, l'insuffisance de l'épaisseur du revêtement, le défaut de portance (drainage, poche d'argile, etc.). Ils peuvent aussi avoir lieu lorsque la chaussée est fortement sollicitée par le trafic lourd, en cas d'un défaut localisé de la couche de surface ou de base qui est souvent dû à une mauvaise qualité à la fabrication ou à la mise en œuvre des matériaux.

II.2.3.4 Ressuage

Le ressuage est une remontée de bitume à la surface du revêtement, accentuée dans les pistes de roues

A. Gravité et étendue

Faible : dans un tel cas le ressuage est surtout détectable dans les pistes de roues par l'apparition d'une bande de revêtement plus foncée.

Moyen : ici Les pistes de roues sont bien délimitées par la couleur noire du bitume.

Majeur : il correspond à un aspect humide et luisant de la plus grande partie de la surface. La texture de l'enrobé est impossible à discerner. Le bruit des pneus est similaire à celui produit sur un revêtement mouillé. La plus grande partie de la surface est affectée.

Etendue : le pourcentage de longueur cumulée des zones affectées par le désordre par rapport à la longueur totale de la section du relevé.

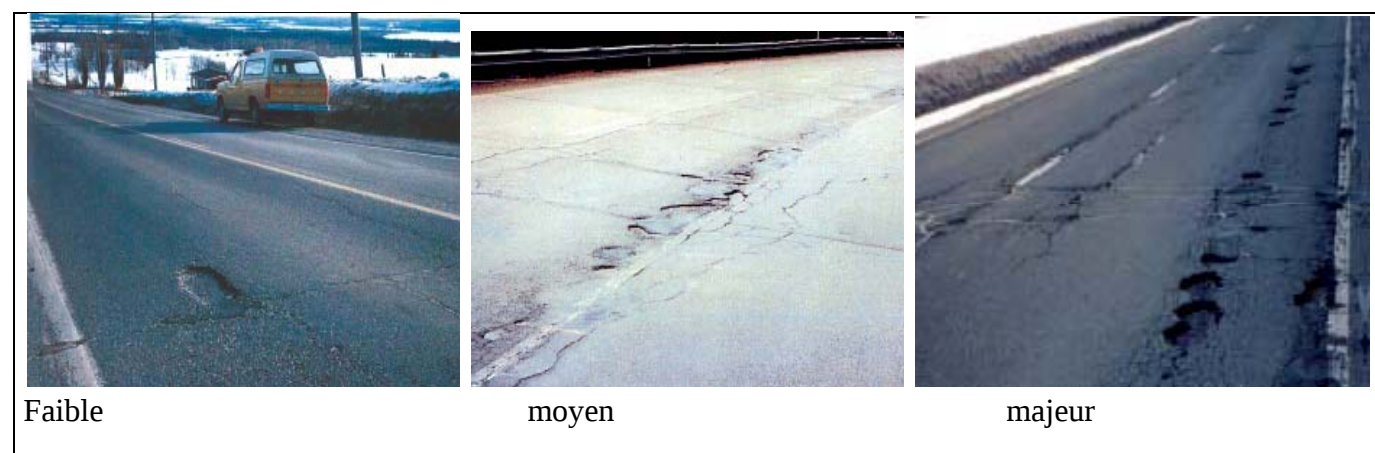
B. Causes probables

Le ressuage est causé par : Surdosage du bitume, effet combiné de la température élevée du revêtement et des sollicitations du trafic, excès de liant d'accrochage, formulation d'enrobé inadaptée aux sollicitations.

La figure suivante présente ces différents types de dégradations :



a. Nids de poule



b. Pelade

Figure II.5 (d'après AIMQ 2002)



Figure II.6 ressuage (d'après AIMQ 2002)

II.2.4 Dégradations en milieu urbain

II.2.4.1 Fissuration autour des regards et des puisards

Elle est décrite par la rupture du revêtement suivant un tracé circulaire et/ou radial

A. Gravité et étendue

Faible : Fissures simples et intermittentes dont les ouvertures sont inférieures à 5 mm. Les bords sont en général francs et bien définis.

Moyen : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés. Sans être inconfortable, la fissure est perceptible par l'utilisateur.

Majeur : Fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés et il y a affaissement ou soulèvement au gel au voisinage de la fissure. Le confort au roulement est diminué par les déformations de surface.

Etendue : nombre totale de regards ou de puisards par section du relevé et par niveau de sévérité.

B. Causes probables

Ces fissurations sont produites par la consolidation ou tassement de la chaussée, les cycles de gel et de dégel, la désagrégation de la cheminée par la saumure, les impacts dynamiques, la perte de matériaux autour de la structure.

II.2.4.2 Coupe et tranchée

C'est une Fissuration ou un affaissement dans la tranchée ou dans son voisinage.

A. Gravité et étendue

Faible: il correspond à une dénivellation inférieure à 20 mm et/ou fissure simple dont l'ouverture est inférieure à 5 mm et dont les bords sont en général francs et bien définis.

Moyen : c'est une dénivellation de 20 à 40 mm et/ou fissure simple ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de 5 à 20 mm. Les bords sont parfois érodés et un peu affaissés.

Majeur : à ce niveau la dénivellation est de plus de 40 mm et/ou fissures simples ou fissures multiples le long d'une fissure principale, celle-ci étant ouverte de plus de 20 mm. Les bords sont souvent érodés.

Etendue : superficie touchée sur la section du relevé

B. Causes probables

Les causes possibles sont :

- Le Compactage insuffisant des matériaux de remblayage de la tranchée.
- L'hétérogénéité des matériaux de tranchées et celles des chaussées existantes.
- Le relâchement des contraintes produit par une perte de support latéral dans la tranchée.
- Le remblayage incomplet sous les bords du revêtement.
- Le manque d'étanchéité du joint de coupe.

II.2.4.3 Dénivellation des regards et des puisards

C'est une Inégalité entre la surface du revêtement et le dessus d'un puisard ou d'un regard

A. Gravité et étendue

Faible : il est défini par une dénivellation de moins de 20 mm.

Moyen : on observe dans ce cas une dénivellation de 20 à 40 mm.

Majeur : ici la dénivellation est de plus de 40 mm.

Etendue : nombre totale de regards ou de puisards par section du relevé et par niveau de sévérité.

B. Causes probables

Les causes les plus probables sont les suivants.

- .Consolidation ou tassement de la chaussée.
- Cycles de gel et de dégel engendrant des déformations permanentes.
- Désagrégation de la cheminée en présence de saumure.
- Impacts dynamiques cumulant des déformations permanentes.
- Perte de matériaux autour de la structure.

Les schémas ci-dessous illustrent ces types de dégradation

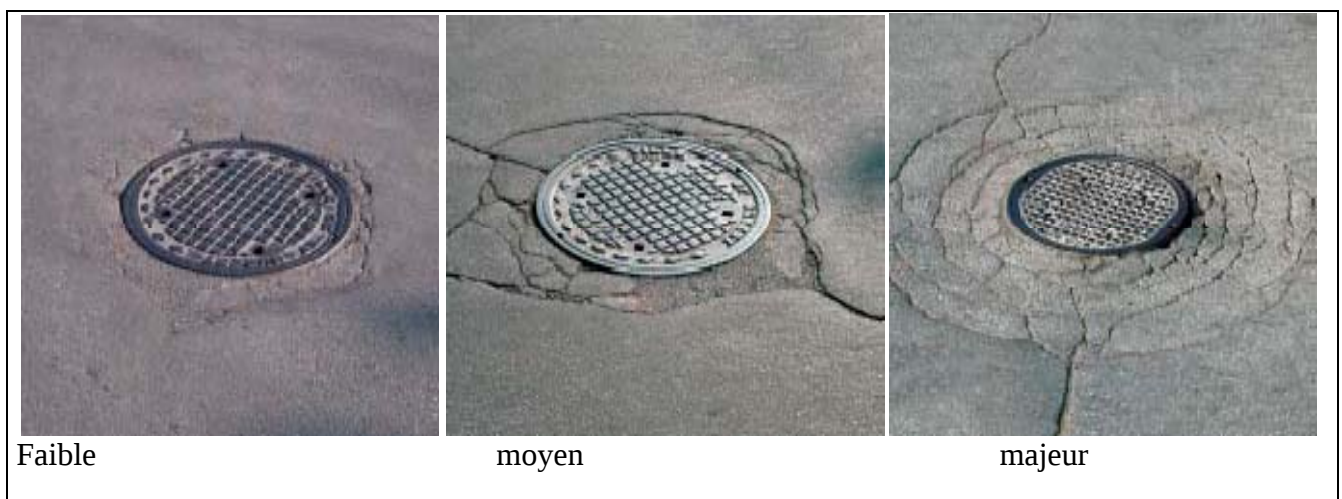
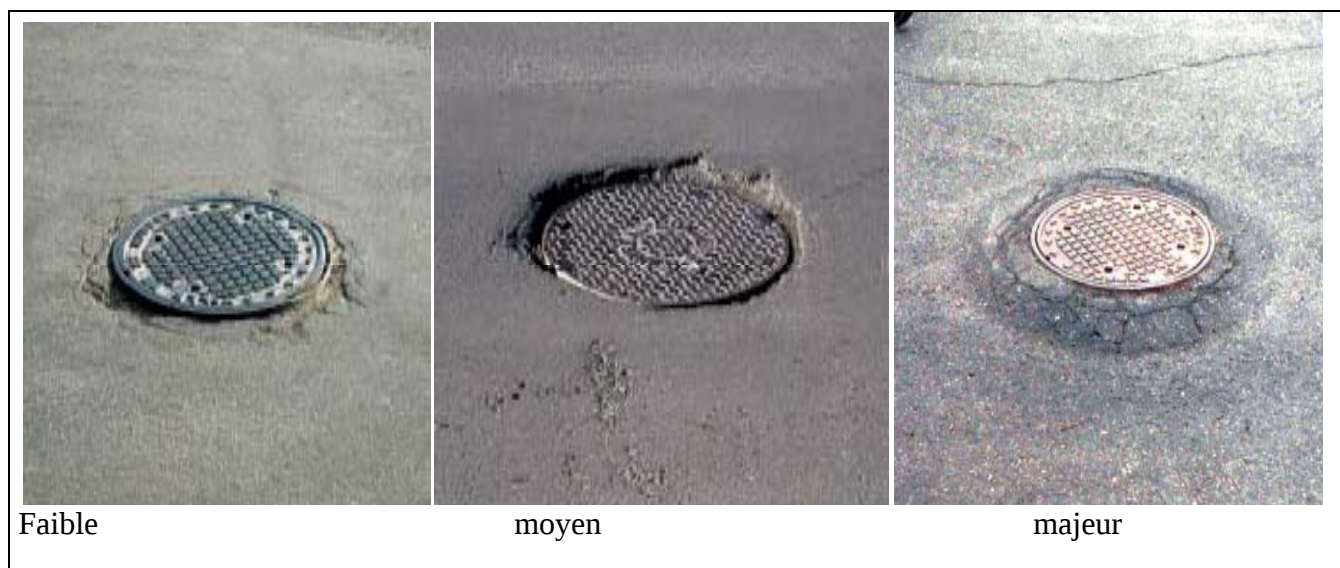


Figure II.7 : Fissurations autour des regards



a. Coupe et tranchée



b. Dénivellation des regards

Figure II.8 (d'après AIMQ 2002)

II.3 Procédures d'auscultation

II.3.1 Auscultation visuelle

La description précise des défauts d'une chaussée est incontestablement un des éléments importants à prendre en compte pour établir le diagnostique et choisir la technique d'entretien à mettre en œuvre. On est amené à recenser et à décrire avec soin les défauts apparents dans le souci d'une classification adéquate et d'une meilleure appréciation des causes permettant de proposer des remèdes les plus appropriées. L'analyse de l'état de dégradation doit être faite sur la base d'une inspection visuelle détaillée qui doit porter sur un

relevé systématique du type de chaque dégradation, de son **étendue** et de sa **gravité**. La longueur de section de relevé dépendra d'une manière générale de l'homogénéité de l'itinéraire à ausculter. En Algérie, les relevés de dégradations sont à effectuer par section élémentaire de 100m pour les routes du nord, et 200 m pour les routes du sud. [4]

Pour ce faire, le technicien chargé du relevé devra parcourir la section à bord d'un véhicule avec une vitesse très réduite qui lui permettra de noter toutes les dégradations et de s'y arrêter pour effectuer les mesures nécessaires. Les moyens matériels dont il doit disposer pour mener son travail sont :

- Un véhicule muni d'un compteur métrique,
- Les feuilles de routes,
- Une règle droite de 2 m équipée d'un dispositif pour mesurer les profondeurs de déformations,
- Un calibre pour mesurer les largeurs des fissurations

II.3.2 Auscultation par mesure de déflexion

Les déflectomètres à impulsion et à vibration permettent de reproduire l'effet du passage d'essieux sur une chaussée. Des capteurs fournissent les déformations verticales de la surface de chaussée, les déformations enregistrées donnent le bassin de déflexion. La forme et l'amplitude du bassin nous renseignent alors sur la capacité et la condition structurale de la chaussée. Le détail sera présenté dans le prochain chapitre consacré à la partie pratique en raison de l'utilisation de déflectomètre dans notre cas étudié.

II.3.3 Auscultation par le GERPHO

Cet appareil sert à relever les dégradations sous la forme de photos. C'est un appareil intéressant pour les sections de routes très dégradées avec un trafic très important, ce qui rend les relevés visuels difficiles et dangereux. Malheureusement l'analyse des images qui se fait manuellement ou plutôt visuellement est longue, difficile, et fastidieuse.

II.3.4 Auscultation par sondage

L'auscultation par sondages du corps de chaussée et sous accotements permet :

- De déterminer l'épaisseur des différentes couches et la nature des matériaux rencontrés,

- De connaître les propriétés géotechniques de ces matériaux (teneur en bitume, analyse granulométrique, compacité, résistance mécanique)
- D'apprécier l'état hydrique de ces sols,
- De déterminer la nature et les caractéristiques des sols supports.

II.4 Conclusion

Le diagnostic et la corroboration des données permettent de déterminer les causes les plus probables des dégradations dans les chaussées souples. Ces dégradations sont principalement causées par :

- Le trafic (efforts verticaux, efforts tangentiels, dus aux véhicules poids lourds)
- L'influence des conditions climatiques (action de l'eau, effet de la température)
- Les malfaçons (sous-dimensionnement par rapport au trafic et sol support, la répartition inadéquate du liant, la contamination des granulats, l'insuffisance de compactage)

Les résultats de l'auscultation automatique et de l'inspection visuelle permettent d'expliquer les phénomènes de ces dégradations et de proposer les solutions les plus appropriées.

Chapitre III.

Entretien et prévention des dégradations des chaussées souples.

III.1 Introduction

L'eau occupe incontestablement une place très importante dans la tenue d'une chaussée. En effet, toute inspection visuelle ou automatique de la chaussée doit être obligatoirement complétée par un relevé des conditions de drainage et d'assainissement qui peuvent dans la plupart des cas expliquer certaines dégradations et éventuellement mettre en jeu la sécurité des usagers. La stratégie est d'intervenir au bon moment avec des solutions disponibles afin de reporter une intervention majeure le plus loin possible et de conserver aux utilisateurs une route digne de ce nom. Ce présent chapitre est composé de trois parties : nous étudions dans la première partie la relation entre l'eau et la chaussée, la deuxième partie illustre l'intérêt de l'étude géotechnique et nous terminons par la troisième partie dans laquelle sont présentées les techniques d'entretien.

III.2 L'eau et la chaussée

La conduite à tenir est de diminuer l'arrivée d'eau et de faciliter son départ. D'où la nécessité de connaître par quelle voie elle pénètre.

II.2.1 Infiltration par le haut

C'est l'origine la plus fréquente et souvent la plus importante des venues d'eaux. Bien que visiblement les revêtements semblent être imperméables, leur étanchéité n'est approximative. Il existe presque partout des petites ou grosses fissures laissant pénétrer d'eau.

III.2.2 Infiltration et capillarité latérale

Il arrive souvent que les écoulements des fossés ne soient pas convenablement assurés ou ils sont momentanément obstrués en présence d'une accumulation de la neige par exemple. L'eau qui stagne dans le fossé peut facilement s'infiltrer jusqu'à la chaussée ou juste sous elle. En d'autre terme, si le fossé ne joue pas son rôle d'évacuateur et si au contraire de l'eau y séjourne le drainage fonctionne à l'envers.

II.2.3 Capillarite à partir de la nappe

Un sol qui est suffisamment fin comme le limon ou l'argile possède de fortes propriétés capillaires, qui font remonter l'eau de la nappe phréatique. Cette ascension est créée par l'existence de la tension inter faciale. La hauteur totale d'ascension capillaire dépend de la granulométrie et de l'indice des vides. Pour palier à ces problèmes il est nécessaire de réaliser

une sous couche anticapillaires drainante très perméables pour couper les remontés capillaires et évacuer les eaux qui proviennent de ces remontés ou d'infiltration de haut vers le bas

II.2.4 Comment éviter l'infiltration de l'eau dans la Chaussée

Comme nous l'avons vue dans le premier chapitre, l'eau est l'une des principales causes des dégradations des chaussées voire le premier « ennemie » de la chaussée. C'est pourquoi toutes les dispositions doivent être prises afin de minimiser le plus possible son infiltration. Pour ce faire :

- ❖ On évite par exemple d'implanter une chaussée au niveau du sol si les écoulements sont difficiles et le terrain humide ou proche d'une nappe.
- ❖ Imperméabiliser la surface de la chaussée : les chaussées souples comportent à leur surface, soit un enduit superficiel, soit une couche de surface plus ou moins épaisses en enrobés. L'enduit superficiel utilisé sur des chaussées les moins circulées, s'il repose sur des matériaux peu déformables et s'il est assez fréquemment renouvelé (au moins tous les sept ans), est en générale imperméable. Mais le vieillissement de liant, le décrochage de certains gravillons le rendent cependant peu à peu poreux, d'où la nécessité d'un renouvellement. Pour des chaussées plus circulées on utilise souvent en technique de couche de surface des enrobés à chaud. Ces matériaux sont considérés comme étanches quand la teneur en vide ne dépasse pas 5 à 6% soit une compacité de l'ordre de 95%.
- ❖ Imperméabiliser les accotements : la pente transversale de l'accotement est en générale de 4% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

II.2.5 Assainissement routier

Tout ouvrage routier comporte un réseau d'assainissement dont le rôle est de récupérer et d'évacuer toutes les eaux de ruissellement. Ce réseau peut être soit du simple fossé voire des installations très sophistiquées susceptibles de traiter des eaux provenant de la plate forme ou de récupérer une éventuelle pollution accidentelle. Cette action est d'une importance primordiale pour les projets routiers dans la mesure où elle permet de préserver la chaussée contre l'effet nocif des eaux, ce qui a pour effet de retarder sa dégradation sans être toujours obligé de recourir à un renforcement structurel.

II.2.6 Le drainage

L'objectif du drainage des chaussées est de permettre le captage et l'évacuation de l'eau qui s'infiltre dans la structure de la chaussée et dans certains cas empêcher l'infiltration de l'eau de ruissellement par les côtés. Deux types de drainage de chaussée sont généralement employés soit le drainage vertical et le drainage horizontal. Le premier consiste en l'installation, en bordure de chaussée, d'un dispositif drainant. Le deuxième consiste en l'installation d'un dispositif drainant sur l'ensemble de la surface de l'infrastructure. Ce dernier est généralement constitué d'un géo synthétique ou autres matériaux drainants

Ces deux méthodes sont normalement employées pour l'amélioration du drainage de la fondation et donc pour la réduction de l'affaiblissement de la capacité structurale de la fondation et de la portance de l'infrastructure. Il est important d'analyser de façon globale la problématique de drainage avant de spécifier la technique de drainage applicable. Cette étape est essentielle afin que le système de drainage soit fonctionnel et bénéfique au comportement de la chaussée. On doit prendre les précautions applicables pour éviter d'endommager le système de drainage lors d'excavations ultérieures dans la chaussée.

A. Phases principales de la réalisation

Les phases d'exécution du drainage dans une chaussée sont :

Drainage vertical :

- excavation de la tranchée ;
- Pose du dispositif drainant dans la tranchée ou sur les parois de l'excavation ;
- Raccordement du dispositif drainant au système d'évacuation d'eau;
- Mise en place et compactage des matériaux de remblayage de la tranchée ou de reconstruction de la chaussée.

Drainage horizontal :

- Excavation des fondations de la chaussée;
- Nivelage, compactage et travaux connexes à la préparation de la surface exposée;
- Pose de la couche drainante;
- Raccordement de la couche drainante au système d'évacuation d'eau;

- Mise en place et compactage des matériaux de reconstruction de la structure de la chaussée.

B. Essais et contrôles

Pour le drainage vertical, la nature des matériaux de remblayage, l'alignement du dispositif drainant, le contact avec la paroi et la profondeur de mise en place sont des éléments à contrôler. Pour le drainage horizontal, l'uniformité et la stabilité de la surface exposée sont à contrôler. L'inclinaison minimale et l'uniformité de la pente d'écoulement sont également des éléments primordiaux pour le drainage des chaussées.

La figure ci-dessous illustre le principe de récupération et évacuation de l'eau dans une chaussée.

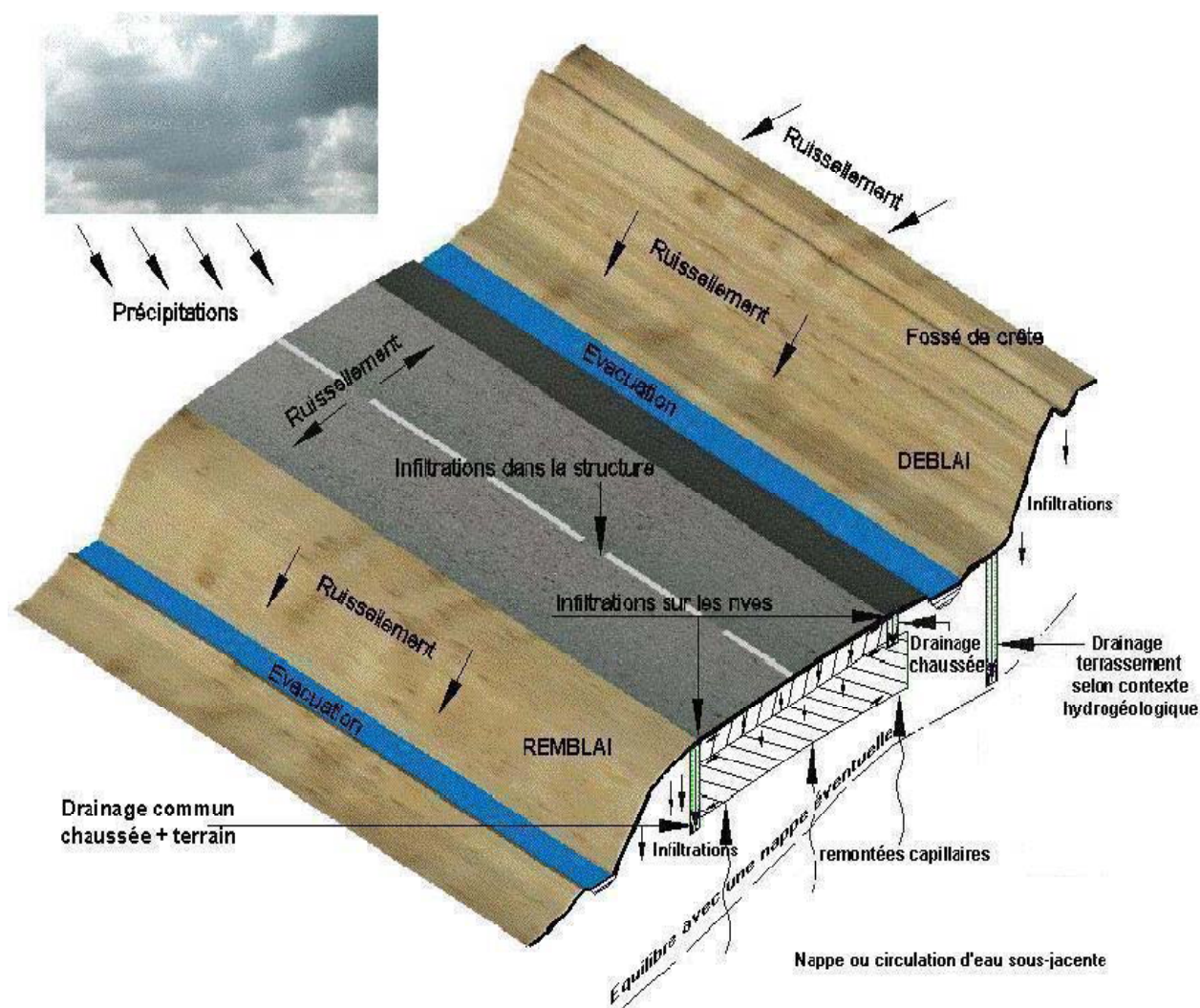


Figure III.1 récupération et évacuation de l'eau dans une chaussée (SETRA : guide technique de drainage routier, janvier 2009)

III.3 Etude géotechnique

Dans les domaines de la construction, la capacité de charge et la stabilité d'un empierrement, d'un sol ou d'un revêtement bitumineux, leur imperméabilité et leur aptitude à supporter les charges dépendent de la qualité du compactage auquel le matériau est soumis. C'est pourquoi, le compactage est l'un des principaux facteurs déterminants de l'étude géotechnique dans la réalisation d'une chaussée afin de prévenir les dégradations.

III.3.1 Le compactage

Le compactage se définit comme un procédé permettant d'augmenter la densité et la capacité de charge d'un matériau grâce à l'application de forces extérieures statiques ou dynamiques. Si un compactage est mal exécuté ou impropre, des affaissements ou autres défauts sont à craindre, avec pour conséquence des travaux de rénovation et/ou d'entretien très importants. [17]

A. Objectif de compactage

Compacter un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un enrobé, c'est réduire le volume des vides entre les grains. Le compactage est, d'une manière générale, l'ensemble des mesures prises afin de densifier le matériau pour améliorer ses propriétés mécaniques.

Le compactage permet :

- Pour un remblai, d'éviter des tassements et des possibilités de glissement;
- Pour une couche de fondation de chaussée d'améliorer la force portante et la rigidité;
- Lors de la réalisation d'une piste ou d'une route en terre, d'adapter les qualités du sol en place ou de la couche d'amélioration;
- Dans tous les cas, de réduire la perméabilité et la susceptibilité à l'absorption de l'eau.

B. Facteurs qui influencent le compactage

❖ Teneur en eau

Lorsque le sol est très sec le compactage devient difficile, d'où la nécessité d'arrosage, si le sol a une bonne teneur en eau, il y a facilité de compactage. Par contre si le sol est trop humide, il y a difficulté de compactage. Il faut donc l'assécher par aération.

❖ Nombre de passes du compacteur

La masse volumique du sol augmente avec une augmentation du nombre de passes, et atteint un maximum. Un trop grand nombre de passes peut avoir pour effet de briser les particules, donc de produire des fines susceptibles d'augmenter la capillarité des matériaux. Ceci a également pour effet de faire augmenter les coûts du compactage.

❖ Vitesse du compacteur

Avec les compacteurs vibrants pour un nombre de passes données, la masse volumique sera plus grande avec une faible vitesse. Par contre, si cette vitesse est trop faible, ceci a pour effet de faire augmenter les coûts du compactage.

❖ L'épaisseur de la couche compactée

Etant donné que la masse volumique dans une couche compactée de grande épaisseur décroît normalement du haut vers le bas, elle doit être plus élevée en surface qu'à la base. En réduisant l'épaisseur des couches, le surplus de compactage dans la partie supérieure peut être évité ; cette différence est plus appréciable dans les sols cohérents que granulaires.

III.3.2 Essai Proctor (selon la norme NF P 94 093)

L'essai Proctor consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées (**moule Proctor** de 101.6mm de diamètre et 116.4mm de hauteur) ou dans le **moule CBR** de 152mm de diamètre et 152mm de hauteur, un échantillon humidifié de manière homogène à une teneur en eau donnée et à compacter cet échantillon par couches au moyen d'une dame de poids standardisé tombant d'une hauteur standardisée. Cet essai est classé en deux catégories, notamment Proctor Normal et Proctor Modifié. L'essai Proctor Normal est réalisé avec la dame normale (petite dame) d'une masse de 2.490kg et la hauteur de chute est de 305 mm. L'échantillon est compacté en trois couches recevant 25 coups chacune. L'essai Proctor Modifié est réalisé avec la dame modifiée (grande dame) de 4.535kg et la hauteur de chute est de 457 mm, l'échantillon est compacté en cinq couches recevant 56 coups chacune.

Il existe une teneur en eau particulière w optimum notée W_{OPN} pour l'essai Proctor normal et W_{OPM} pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche ρ_d (ou un poids volumique) maximum. La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum. L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières. Le principe de

l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à le compacter selon un procédé et une énergie conventionnels (**Essai Proctor : 0.56 à 0.63 MJ/m³, moyenne : 0.6** et **Essai Proctor Modifié : 2.56 à 2.8 MJ/m³, moyenne : 2.6**). Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé. Donc, sur un chantier et en fonction des spécifications du cahier des charges, qui précise quel essai est pris en référence, on doit vérifier la teneur en eau naturelle W_N des sols à compacter et la comparer à la teneur en eau optimale. Par exemple, pour un essai normal; Si $W_N = W_{OPN}$ le compactage est effectué. Si $W_N < W_{OPN}$, le sol doit être arrosé avant compactage pour atteindre W_{OPN} , si $W_N > W_{OPN}$, le sol doit être aéré pour sécher.

Le graphe suivant illustre d'une manière générale la courbe de la variation de masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau ou courbe Proctor.

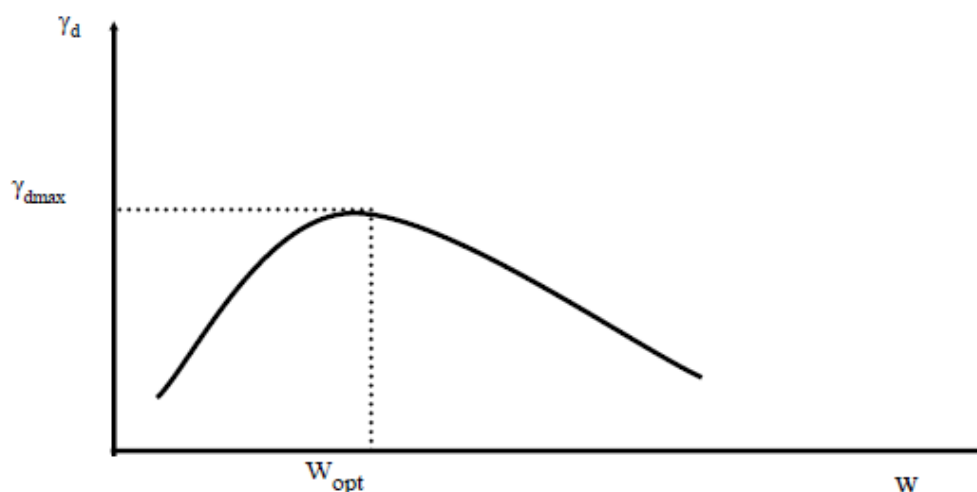


Figure III.2 courbe Proctor

III.3.3 Essai CBR

Les initiales CBR sont l'abréviation de **CALIFORNIA BEARING RATIO**. Cet essai de poinçonnement est aujourd'hui universellement employé pour apprécier la résistance des sols. On distingue deux types d'essai **CBR** en fonction de buts fixés : [16]

- L'essai CBR immédiat qui permet de mesurer la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturel. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation en phase de chantier
- L'essai CBR après l'imbibition qui à son tour permet de mesurer la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différents teneurs en eau puis immergé durant plusieurs jours (4 jours en général). Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté à différents teneurs en eau et/ ou soumis à des variations de régimes hydriques.

L'essai consiste à préparer un échantillon de sol par compactage dans un moule cylindrique de 152 mm de diamètre et 152 mm de hauteur. Un essai complet doit porter en principe sur une série d'échantillons compactés à trois énergies différentes (12 ,25 ,55 coups de dame par couche) et avec 5 teneurs en eau différentes. Chaque échantillon est ensuite soumis à un poinçonnement par application à une vitesse de 1.27 mm/mn, d'un piston cylindrique de 4.9 cm de diamètre. Le poinçonnement est réalisé grâce à une presse (voir figure ci-contre) suffisamment puissante pour que la vitesse d'enfoncement puisse être maintenue constante. La pression est mesurée grâce à un anneau dynamométrique et l'enfoncement du piston grâce à un comparateur. L'essai est poursuivi jusqu'à un enfoncement de 5 mm et on trace la courbe des pressions en fonction des enfoncements. On mesure en fin les pressions nécessaires pour réaliser des enfoncements de 2.5 mm et 5 mm. Par définition **l'indice portant californien** ou **CBR** est égal à la plus grande des deux valeurs :

$P_{2.5/0.7}$ et $P_{5/1.05}$

III.1

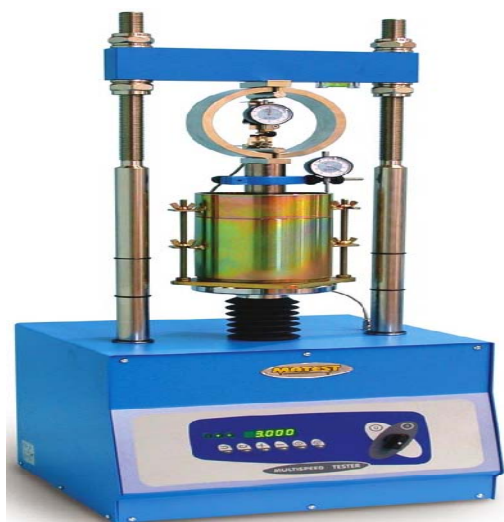


Figure III.3 appareil CBR (Mehrez KHEMAKHEM)

III.3.4 Limite d'ATTERBERG

La consistance d'un sol dépend de sa teneur en eau. Deux sols ayant la même teneur en eau peuvent avoir des consistances très différentes, l'un plastique et l'autre friable par exemple. Un mélange de sol sec et d'eau peut se présenter sous la forme soit d'une boue liquide soit d'une pâte plastique, soit d'un solide humide, soit d'un solide à l'aspect sec, ceci pour les sols dits plastiques. Pour les sols pulvérulents on n'obtiendra jamais la consistance plastique ou la consistance solide, mais les sols plastiques ou sols plus ou moins argileux sont les plus fréquemment rencontrés et leur étude a depuis longtemps préoccupé les ingénieurs routiers. C'est le suédois ATTERBERG qui a proposé une classification des états d'un sol et la définition des limites entre ces états. Ces limites sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état.

On définit les états suivants :

- L'état liquide dans lequel le sol a la consistance, d'une boue
- L'état plastique dans lequel le sol a la consistance d'une pâte à modeler
- L'état solide avec retrait dans lequel les sols a la consistance d'un solide mais présente du retrait lorsqu'il se dessèche
- L'état solide sans retrait dans lequel le sol a la consistance d'un solide mais sans retrait par dessiccation.

La limite de liquidité **WL** est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique. La limite de plasticité **WP** est la Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide. L'indice de plasticité **IP** représente la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. La limite de retrait **LR** est la teneur en eau à laquelle le retrait cesse de manifester.

$$IP = WL - WP$$

III.2

A partir de la limite de plasticité en règle générale, l'état d'un sol fin est voisin de la saturation. De ce fait l'indice de plasticité qui est une variation de la teneur en eau, est à très peu près une variation de volume. Un sol ayant un indice de plasticité élevé aura donc une variation de volume importante lorsqu'il passera de la limite de plasticité à limite de liquidité.

Ces paramètres sont déterminés de la manière suivante :

- La limite de liquidité est déterminée par la méthode à la coupelle de **CASAGRANDE** qui consiste à déterminer la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle soumis à des chocs répétés est fermé sur une distance donnée. Elle peut être aussi appréciée par la méthode du cône de pénétration qui consiste à mesurer l'enfoncement d'un cône dans un échantillon de sol après un temps fixé.
- La limite de plasticité est appréciée à l'aide de la méthode au rouleau qui consiste à déterminer la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement, se fissure.
- La limite de retrait est peu utilisée en technique routière. la mesure est directement déduite de sa définition c'est-à-dire la teneur en eau pour laquelle le retrait cesse. On part d'un échantillon à une teneur en eau voisine de la limite de liquidité de volume V_1 et de poids P_1 . On le dessèche complètement à l'étuve et on mesure son nouveau volume V_2 et son poids P_2 . Comme le sol à sa limite de liquidité est saturé, la diminution du volume entre les deux opérations est égale à la perte d'eau. Le poids d'eau initial est $P_1 - P_2$, la perte d'eau est $V_1 - V_2$, la teneur en eau au moment où le retrait cesse est donc égale à :

$$100 * [(P_1 - P_2) - (V_1 - V_2)] / P_2$$

III.3

La figure ci-contre présente le principe de limites d'ATTERBERG

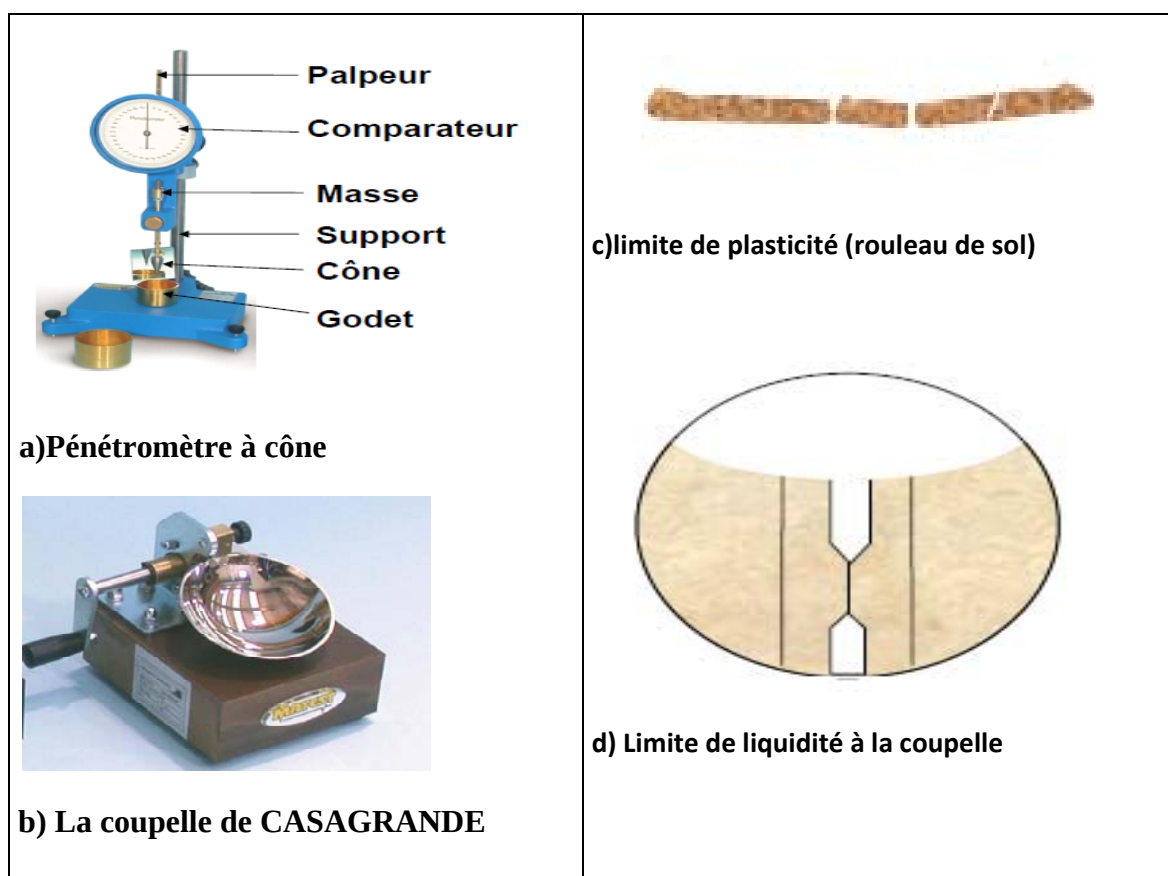


Figure III.4 Limites d'ATTERBERG (Mehrez KHEMAKHEM Essais de Géotechnique Routière)

III.3.5 Essai à la plaque (selon NF P 94 117-1)

L'essai s'applique aux plates-formes d'ouvrages de terrassement et d'assainissement destinées à la construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires.

Cet essai consiste à mesurer les tassements d'une plaque circulaire sous l'action d'une charge croissante et de définir des modules de déformation pour des cycles de chargement-déchargement. Pour une application de contrôle de compactage, l'essai permet de déterminer le module de déformation statique à la plaque d'une plate-forme. L'essai consiste à charger une plaque circulaire rigide à l'aide d'un vérin qui, généralement, prend réaction sur un

véhicule lesté. L'enfoncement de la plaque est mesuré par trois comparateurs. La plaque possède un diamètre de 600 mm et la mesure peut être réalisée comme suit :

- ❖ soit en un point seulement, situé à moins de 2 cm du centre de la plaque
- ❖ soit en trois points sur la périphérie de la plaque disposés à $120^\circ \pm 10^\circ$ et à égale distance du centre de la plaque (± 5 mm)

On applique une pression de 0.25 MPa, puis on mesure l'enfoncement de la plaque dans le sol par l'intermédiaire des comparateurs (**Soit $Z'0$**). On annule ensuite la charge ; on recharge pour appliquer une pression de 0.20 MPa puis on mesure l'enfoncement de la plaque dans le sol (**Soit $Z'1$**) et on annule de nouveau la charge ; Le module de déformation (en MPa) à la plaque est donné par la formule suivante :

$$E_{vi} = \frac{\pi \cdot (1 - \mu^2) \cdot q \cdot \phi}{4 \cdot Z_i} = \frac{0.74 \cdot \phi \cdot q}{Z_i} \quad \text{III.4}$$

Z_i = déformation du sol (en mm), moyenne des lectures sur les trois comparateurs,

μ : coefficient de Poisson pris égal à 0.25, ϕ : diamètre de la plaque en mm, q : contrainte appliquée en (MPa)

L'appareil de l'essai à la plaque est présenté ci-dessous



Figure III.5 Essai à la plaque Mehrez KHEMAKHEM Essais Géotechnique Routière)

III.4 Entretien des chaussées souples

Du point de vue de l'entretien, on considère habituellement deux types d'interventions liées à l'importance des dégradations et aux moyens à mettre en œuvre : [16]

- ❖ L'entretien courant.
- ❖ L'entretien périodique ou gros entretien

III.4.1 Entretien courants

Il s'agit d'intervenir souvent en amont pour limiter l'aggravation des désordres. Ce type d'entretien est traité en règle générale par les gestionnaires de la voirie, ou sous-traité à des entreprises privées.

III.4.1.1 Purge

Elle consiste à substituer tout ou partie de matériaux du corps de chaussée par des matériaux de meilleure qualité. On distingue la purge superficielle qui consiste à remplacer une partie des matériaux, et la purge profonde où tous les matériaux de l'assise sont remplacés. C'est une opération onéreuse qui nécessite une haute qualité de réalisation pour assurer sa durabilité

Elle débute par un repérage, puis par un découpage franc de bords à l'aide de scie ou fraiseuse. Après avoir éliminé les matériaux pollués, viennent les phases de fraisage de la fouille, de compactage, puis le remplissage de fond de fouille. Enfin on procède à un compactage intense et à une imperméabilisation des bords.

Cependant les purges présentent plusieurs inconvénients, notamment dans le cas de chaussées faiblement structurées :

- La faiblesse de la chaussée est souvent généralisée et non localisée. Alors, limiter les traitements structurels aux zones les plus faibles en apparence ne constitue pas une solution à moyen terme. Bientôt après les premières purges, apparaîtront de nouvelles zones dégradées.
- Les purges accentuent l'hétérogénéité longitudinale de la chaussée. Purger de façon conséquente et discontinue des zones de quelques dizaines de m² se traduit par la création de points faibles aux limites entre zones purgées et non purgées, lesquels risquent de s'amplifier sous l'effet des charges dynamiques.

- Retirer localement des matériaux peut induire des perturbations dans l'état hydrique de la chaussée et amener à la création de zones très humides au sein de celle-ci, lesquelles, connues sous le nom de « baignoires », sont très préjudiciables.

III.4.1.2 Bouchage de nids de poule

Les nids de poule sont l'état ultime des dégradations d'une chaussée. Ces arrachements plus ou moins profondes peuvent parfois donner l'impression d'apparaître sur la chaussée quasi spontanément, mais l'évolution peut être très rapide par temps de pluie et, ou, par fort trafic, ils ne peuvent apparaître que sur une chaussée présentant un état de surface et structurel quelque peu insuffisant. De part leur conséquence sur la circulation, les nids de poule nécessitent des interventions d'urgence. Celles-ci consiste à rendre la chaussée son état initial en rebouchant les nids de poule dès la constatation de leur apparition. Pour ce faire on procède par découpage (bords verticaux), éliminations des parties non liées par décapage et nettoyage puis viennent la phase de d'accrochage (épandage d'émulsion), remplissage, compactage intense, et enfin traitement de surface.

III.4.1.3 Imperméabilisation de surface

Elle est destinée à éviter que l'eau ne pénètre à l'intérieur du corps de chaussée et à empêcher le départ des matériaux de surfaces. La pénétration d'eau peut être dus aux fissures longitudinales de constructions ou transversales de retrait ou encore de faïençage de fatigue, aux arrachements par pelade ou à la porosité de revêtement par usure (vieillessement du liant).

Cette opération consiste à réaliser un enduit superficiel d'usure localisé le plus souvent à l'aide de l'émulsion de bitume et du gravillonnage.

III.4.1.4 Scellement des fissures (pontage, colmatage)

Ce sont des techniques d'obturation des fissures qui visent à les rendre étanches. Il existe trois techniques.

- ❖ **La pénétration** : elle consiste à introduire par gravité un liant fluide dans le corps de chaussée.
- ❖ **Le garnissage** : cette technique permet de couler un produit d'étanchéité
- ❖ **Le pontage** : il consiste à épandre un mastic en faible surépaisseur à cheval sur la fissure

III.4.1.5 Traitement de ressuage

Cette technique consiste à supprimer les effets néfastes liés à la présence de l'excès de bitume à la surface de la chaussée, en réincorporant des gravillons dans l'excès de liant en utilisant la méthode de brulage qui consiste à réduire le liant en excès par choc thermique à la lance (chalumeau à gaz), puis à épandre des gravillons et les enchâsser par cylindrage.

III.4.2 Gros entretiens

Dans cette rubrique, on regroupe généralement des travaux nécessitant des moyens particuliers et disponibles dans les entreprises routières

III.4.2.1 Reprofilage

Il s'agit de redonner à la chaussée un profil en travers correct afin d'évacuer l'eau et un profil en long régulier pour sécuriser et améliorer le confort des usagers, généralement par apport des matériaux.

Il nécessite tout d'abord un repérage, puis un accrochage. Il est préférable d'utiliser le béton bitumineux chaud. Le choix de matériaux dépend de l'épaisseur à reprofiler et du trafic. Par la suite viennent les phases de répandage et compactage. Ces dernières sont suivies par une étape de vérification de la pente (2 à 5% maximum).

III.4.2.2 fraisage- resurfaçage

C'est l'enlèvement d'une épaisseur variable du revêtement existant par fraisage à froid et mise en place d'un nouveau revêtement.

Cette méthode consiste à enlever en tout ou en partie, selon les types des dégradations présentes, la couche d'enrobé bitumineux existante et à la remplacer par une nouvelle couche d'enrobé bitumineux afin de restaurer ou d'améliorer la surface de roulement de la chaussée. L'opération permet aussi de corriger le profil transversal et le longitudinal en effectuant des corrections sur la chaussée fraisée avant de poser la nouvelle couche de surface. Les matériaux utilisés sont les bétons bitumineux, neuf ou recyclé, choisi selon les caractéristiques du projet.

-Domaines d'utilisation

La technique permet de corriger les déficiences associées à la texture de surface tel le désenrobage et l'arrachement. Elle permet également la correction de l'aspect non uniforme de la surface revêtue ou des défauts de surface tels que, la pelade, et les ornières de sévérité majeure.

-Restrictions et limites

Le fraisage est à éviter sur de faible épaisseur du revêtement (moins de 50 mm). Cette technique est déconseillée en cas de fissuration généralisée de sévérité majeure. Aussi cette méthode ne devrait pas être utilisée lorsqu'il y a des soulèvements différentiels sous l'effet du gel ou si la capacité structurale de la chaussée est déficiente

- Planification préliminaire et complémentaire

Il est nécessaire de procéder à l'enlèvement de tout matériau non recyclable, tel que certains scellements de fissures, avant l'exécution des travaux. Le mode opératoire ainsi que la condition mécanique des équipements de fraisage doivent être contrôlés de façon à assurer l'uniformité du profil et des stries de fraisage. La profondeur de réalisation du fraisage doit être telle qu'aucun plan de délaminage du revêtement existant ne se trouve à moins de 25 mm de la surface exposée après l'opération (prévention de la pelade). Le nettoyage de la surface doit être réalisé immédiatement avant la pose du liant d'accrochage

- Phases principales de réalisation

Les principales phases de réalisations sont : installation de la signalisation nécessaire avant les travaux, Scarification de la surface et transport des granulats bitumineux hors du site, balayage de la chaussée, fraisage du revêtement existant sur l'épaisseur prévue, réalisation des réparations localisées, si requise, nettoyage de la surface, pose du liant d'accrochage, pose du nouveau revêtement, Compactage.

- Essais et contrôles

L'inspection de la mise en œuvre devrait être effectuée afin de s'assurer de la propreté et cohésion de la surface, de l'uniformité et de la profondeur des stries de fraisage et de l'épaisseur résiduelle du revêtement (minimum de 50 mm).

III.2.2.3 Rechargement

Le rechargement consiste à ajouter à une chaussée existante une nouvelle couche d'enrobé bitumineux communément appelé rechargement simple, ou plusieurs couches d'enrobé bitumineux appelé rechargement lourd.

III.2.3.4 Renforcement

Il consiste à l'application des techniques d'entretien ou de constructions appropriées pour rénover une chaussée dégradée et pour éventuellement améliorer certains de ses caractéristiques fonctionnelles. Il s'agit d'une opération onéreuse qui demande un haut niveau de préparation, une base de données importante et les moyens matériels non négligeables.

III.5 Conclusion

Prévenir les dégradations des chaussées nécessitent l'application des techniques pouvant éviter l'infiltration et le séjour de l'eau dans la chaussée, donc assurer un bon drainage et d'assainissement.

Pour éviter les retentions d'eaux, les couches de fondation doivent être toujours réalisées de façon qu'elles soient plus perméables que les couches qu'elles supportent.

Les actions d'entretiens préventifs aident à ralentir le rythme de détérioration de la chaussée et conserver une qualité de roulement.

Eviter le sous dimensionnement de la chaussée, et bien exécuter les essais géotechniques pour s'assurer de la nature et de la portance de sols supports, de la qualité et rigidité des matériaux utilisés, afin de préserver la pérennité de la chaussée.

Partie pratique

Chapitre IV

Expertise de la RN25 du PK 08+500 au

PK 33+000

IV.1 Introduction

Afin de mettre en application notre théorie qui a concerné les dégradations des chaussées souples, le cas de la RN25 expertisé par l'organisme national de Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP), nous a été proposé par la subdivision de DRAA-EL-MIZAN sous l'autorisation de la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de TIZI-OUZOU

L'expertise est menée sur un linéaire de 13 kilomètres de la RN25 entre PK08+500 – PK33+000.

Cette étude s'est articulée principalement sur :

- ❖ Un examen visuel de l'itinéraire pour le relevé des différentes dégradations observées.
- ❖ L'auscultation de l'itinéraire par mesure de déflexions
- ❖ Les investigations géotechniques

L'analyse et le diagnostic des résultats obtenus à base de cette étude ont permis de proposer des solutions en faisant recours au programme ELMOD 6 et qui par la suite sont vérifiées à l'aide du logiciel ALIZE III.

IV.2 Auscultation de la chaussée

IV.2.1 Examen visuel de la chaussée

Comme nous l'avons vu précédemment dans la théorie, les dégradations apparentes dans les chaussées sont caractérisées par deux paramètres essentiels qui sont :

- **L'étendue** qui permet de rendre compte de l'importance d'apparition du désordre, en d'autre terme, c'est la partie de la chaussée affectée par le défaut. Elle exprime la longueur endommagée par rapport à longueur total de la sous-section pour les dégradations linéaires, ou la surface endommagée par rapport à la surface totale, pour les défauts bidimensionnels.
- **La gravité** pour signaler le degré de sévérité de la dégradation tel que : faible-moyen-majeur ou bien, bon-moyen-mauvais.

Le relevé de dégradations effectué sur la RN25 dévoile un état bon sur certains endroits et mauvais à moyen sur d'autres.

Selon les dégradations observées, le linéaire étudié a été divisé en cinq sections qui sont :

- **Première section** : du **PK08+550 au PK11++300**
- **Deuxième section** : du **PK16+500 au PK18+700**
- **Troisième section** : du **PK19+500 au PK20+800**
- **Quatrième section** : du **pk26+700 au pk29+700**
- **Cinquième section** : du **PK30+000 au PK32+800**

Ce tronçon étudié est caractérisé d'une manière générale par les dégradations de la famille des fissurations de type faïençage à maille fine et maille large, fissures longitudinales et transversales ainsi que des déformations de type affaissement.

Une appréciation de l'état visuel de la chaussée est distinguée sur des sections homogènes identifiées par une évaluation de l'état allant de Bon, moyen à mauvais par endroit. Ce qui a permis de diviser les sections en sous sections afin d'évaluer l'**étendue** et la **gravité** de ces dégradations.

L'examen visuel a montré que la première section est approximativement en bon état du point de vue sévérité des dégradations observées. Les tableaux suivants présentent le détail de toutes les dégradations observées dans les autres sections.

Le tableau N°1 présente le détail des dégradations relevées dans la deuxième section.

Tableau IV.1 : deuxième section du PK16+500 au PK18+700

Localisation pk-pk	Linéaire (m)	état	OBSERVATIONS
16+300 - 16+800	500	moyen	-Affaissements localisés; -Faïençages à mailles fines localisés; -Faïençages à mailles larges localisés; -Fissures longitudinales localisées;
16+800 - 17+500	700	mauvais	-Affaissements généralisée; -Faïençages à mailles fines généralisée; -Faïençages à mailles larges généralisée; -Fissures longitudinales localisées; -Fissures transversales localisées;
17+500 - 17+800	300	moyen	-Affaissements localisés; -Faïençages à mailles fines généralisés; -Faïençages à mailles larges localisés; -Fissures longitudinales localisées;
17+800 - 18+000	200	mauvais	-Affaissements généralisée; -Faïençages à mailles fines généralisée; -Faïençages à mailles larges généralisée; -Fissures longitudinales localisées; -Fissures transversales localisées
18+000 -18+800	800	MOYEN	-Affaissements localisés; -Faïençages à mailles fines généralisés; -Faïençages à mailles larges localisés; -Fissures longitudinales localisées

Le tableau N°2 suivant présente le détail des dégradations observées dans la troisième section

Tableau IV.2 : troisième section du PK19+500 au PK20+800

LOCALISATION PK-PK	LINEAIRE (m)	ETAT	OBSERVATIONS
19+500 -20+100	600	MOYEN	- Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines généralisés; - Faïençages à mailles larges localisés
20+100 - 20+200	100	BON	
20+200 - 20+900	700	MOYEN	- Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés; - Faïençages à mailles larges localisés

Le tableau N°3 ci-contre présente le détail des dégradations observées dans quatrième section

Tableau IV.3 : quatrième section du pk26+700 au pk29+700

LOCALISATION PK-PK	LINEAIRE (m)	ETAT	OBSERVATIONS
26+500 - 26+700	200	MOYEN	- Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés; - Faïençages à mailles larges localisés
26+700 - 26+800	100	BON	- Faïençages à mailles fines localisés
26+800 - 27+500	700	MOYEN	-Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés
27+500 - 27+800	300	BON	- Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés
27+800 - 28+400	600	MOYEN	-Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés; - Faïençages à mailles larges localisés
28+400 - 29+100	700	BON	-Faïençages à mailles fines localisés;
29+100 - 29+300	200	MOYEN	-Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés; - Faïençages à mailles larges localisés

Le tableau N°4 ci-dessous donne le détail des dégradations observées dans la cinquième section.

Tableau IV.4: cinquième section du PK30+000 au PK32+800

LOCALISATION PK-PK	LINEAIRE (m)	ETAT	OBSERVATIONS
30+200 -30+300	100	BON	-Faïençages à mailles fines localisés.
30+300 - 30+60	300	MOYEN	-Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés
30+600 - 30+700	100	BON	-Faïençages à mailles fines localisés
30+700 - 30+900	200	MOYEN	-Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés.
30+900- 31+400	500	BON	-Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés.
31+400- 32+400	1000	MOYEN	-Affaissements localisés; - Faïençages à mailles fines localisés
32+400 - 31+600	200	BON	-Faïençages à mailles fines localisés
31+600- 33+000	400	MOYEN	-Affaissements localisés;
33+000- 33+100	100	BON	Faïençages à mailles fines localisés

L'observation de ces tableaux montre qu'en fonction de la gravité et l'étendue des dégradations rencontrées, l'état de la chaussée se présente comme suit :

- ❖ Bon sur 22.91% de l'itinéraire ;
- ❖ Moyen sur 67.70% de l'itinéraire ;
- ❖ Et mauvais sur 9.375% de l'itinéraire ;

Le détail des photographies que nous avons prises et qui illustrent ces dégradations relevées sur l'itinéraire étudié se trouve en annexe I (AI).

IV.2.2 Auscultation de la chaussée par mesure de déflexion

D'une manière générale, une déflexion est par définition une modification progressive de position ou d'une trajectoire sous l'effet d'un phénomène physique. Dans notre cas cette déflexion est définie comme étant le déplacement vertical mesuré à la surface d'une chaussée au passage d'une charge. Elle est exprimée en unité de longueur (micromètre) sous l'effet de la charge exercée par le deflectometre. Ce dernier simule le passage d'un poids lourds, circulant à 80 km/h et enregistre la déformée induite. Il est composé d'une masse tombante qui engendre à la surface de la chaussée, par l'intermédiaire d'une plaque rigide et d'un système d'amortissement un chargement de type impulsionnel. Le bassin de déflexion est mesuré en continu pendant la période de chargement, au moyen de géophones disposés sous et aux abords de la plaque.

Cet essai est une réalisation non destructive et son objectif est de déterminer le comportement et la capacité structurale d'une chaussée afin d'estimer la durée de vie résiduelle de la structure et les épaisseurs de renforcement éventuellement nécessaires.

Les essais sont effectués aux endroits les plus représentatifs, généralement une trace de roue dans la voie de droite, en prenant soin d'éviter les secteurs trop dégradés.

IV.2.2.1 Exécution de l'essai

Lors de l'exécution de l'essai, le deflectomètre utilisé est composé d'équipement suivant :

- Une remorque, qui transporte l'appareillage en station et qui permet de libérer la masse
- 9 capteurs qui enregistrent la déformée longitudinale en mesurant 9 déflexions (de D_1 à D_9) sur 2 mètres environ.

Les images illustrant l'équipement se trouve en annexe II (AII)

IV.2.2.2 Les résultats obtenus.

Les mesures ont été effectuées en partant du PK 08+500 vers le PK 33+000. Les déflexions enregistrées dans une base des données correspondent à trois chutes successives du poids de 250kg à une hauteur H (variant de 2 à 40cm). Les pressions exercées sont de 700Mpa pour la première chute et 920Mpa pour la deuxième et la troisième chute. L'intervalle de mesure est de 200 mètres linéaires (ml).

La troisième chute sera prise en considération lors des étapes suivantes d'analyses des données. Les détails des résultats obtenus sont présentés dans les tableaux en annexe II (AII)

Les déflexions enregistrées au niveau du capteur central dans chaque section représentent les comportements du corps de chaussée entier vis-à-vis des charges exercées par le deflectomètre simulant l'impact d'un véhicule poids lourd se déplaçant à une vitesse de 80km/h.

Les déflexions enregistrées le long de ce tronçon nous ont permis de tracer les graphes suivants.

1^{ère} section (PK08+550 au PK11++300)

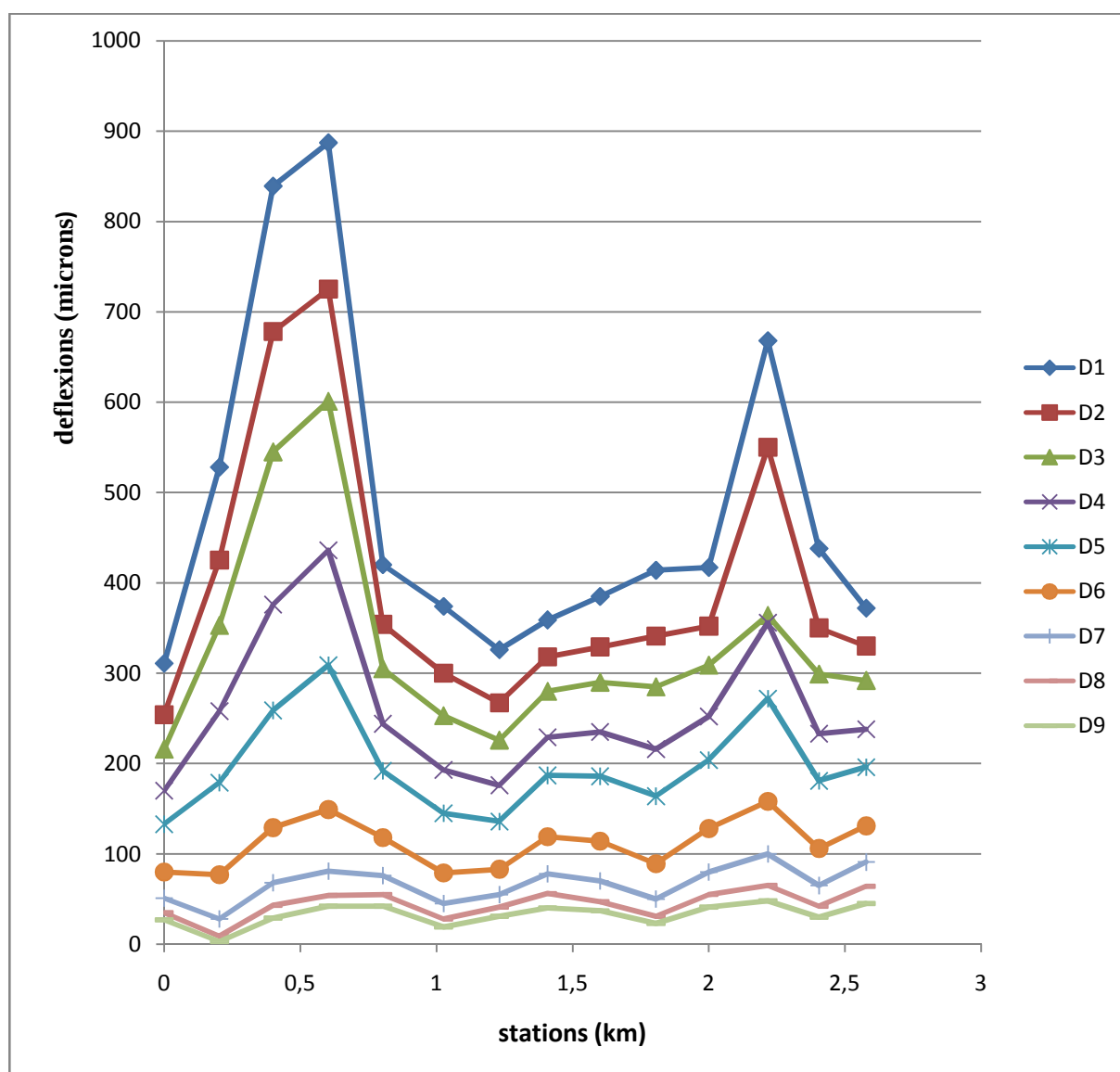
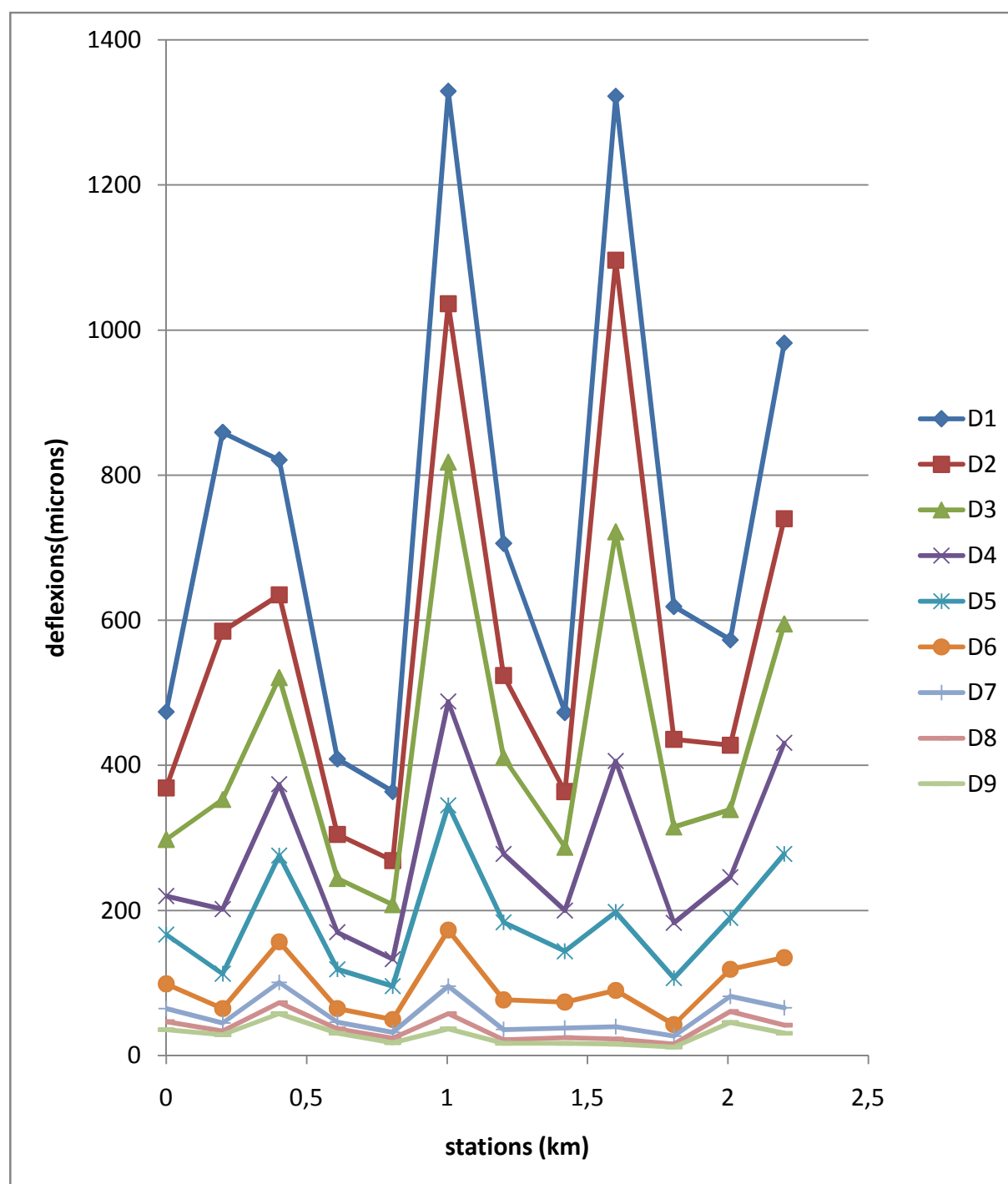
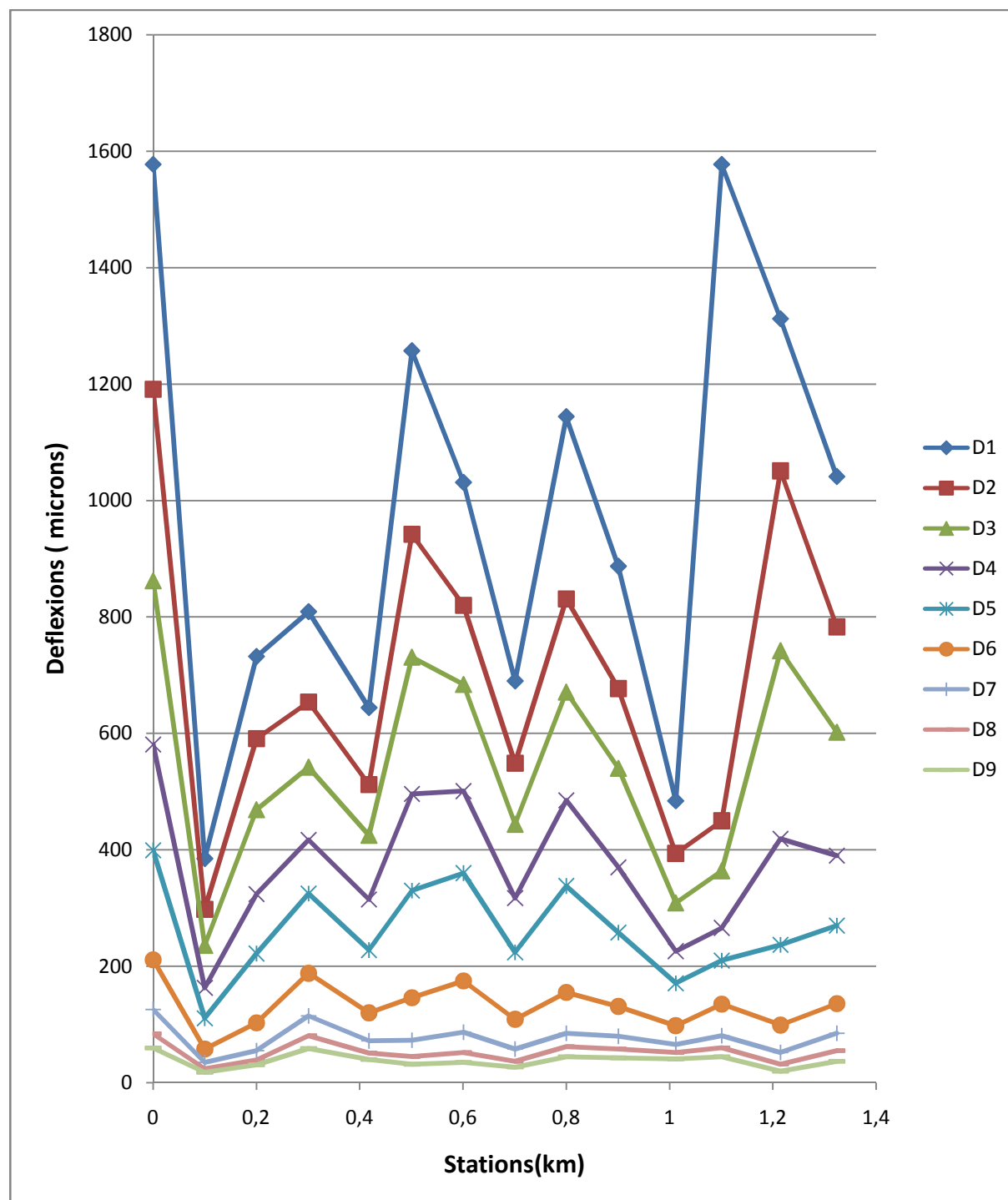
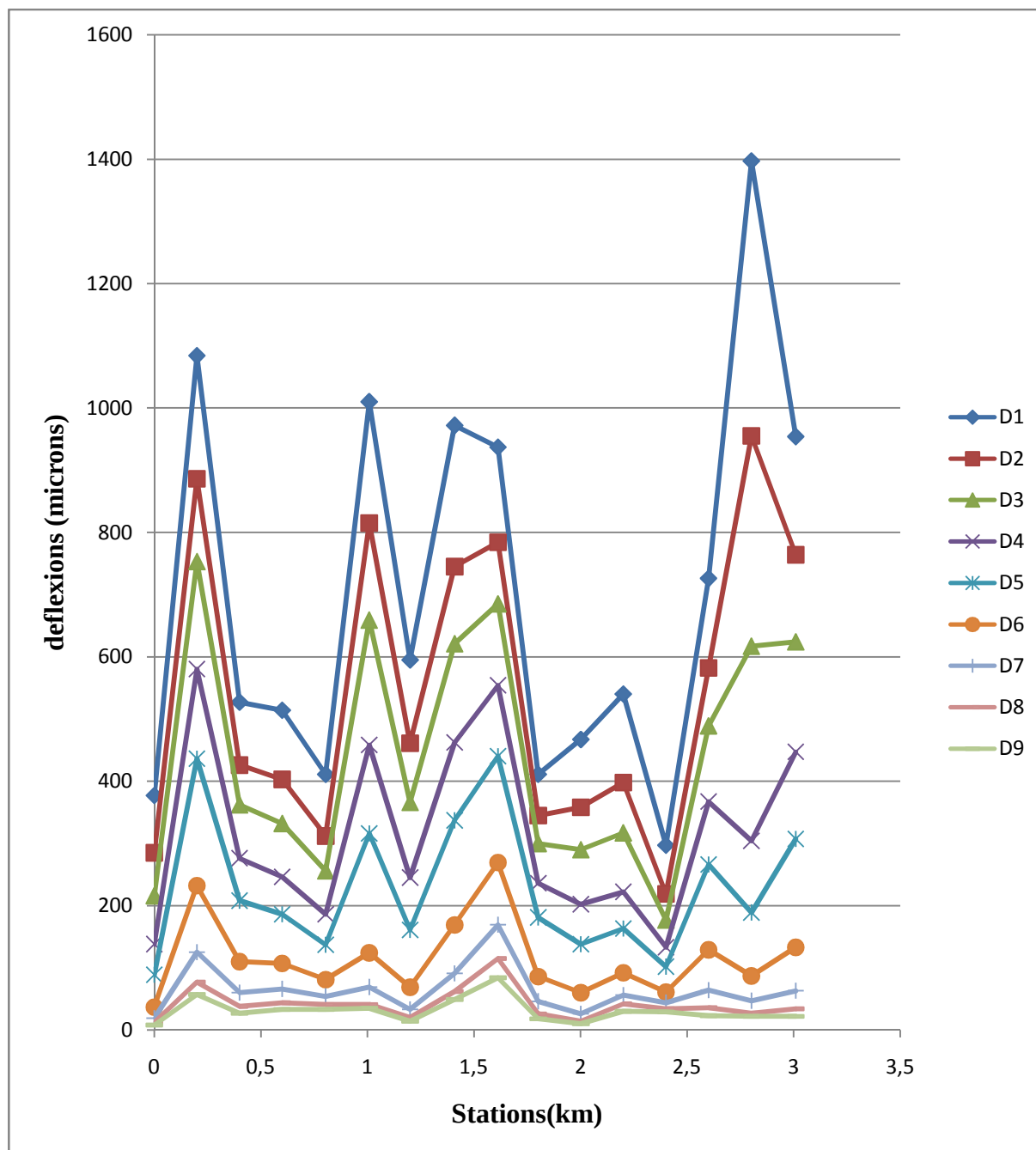
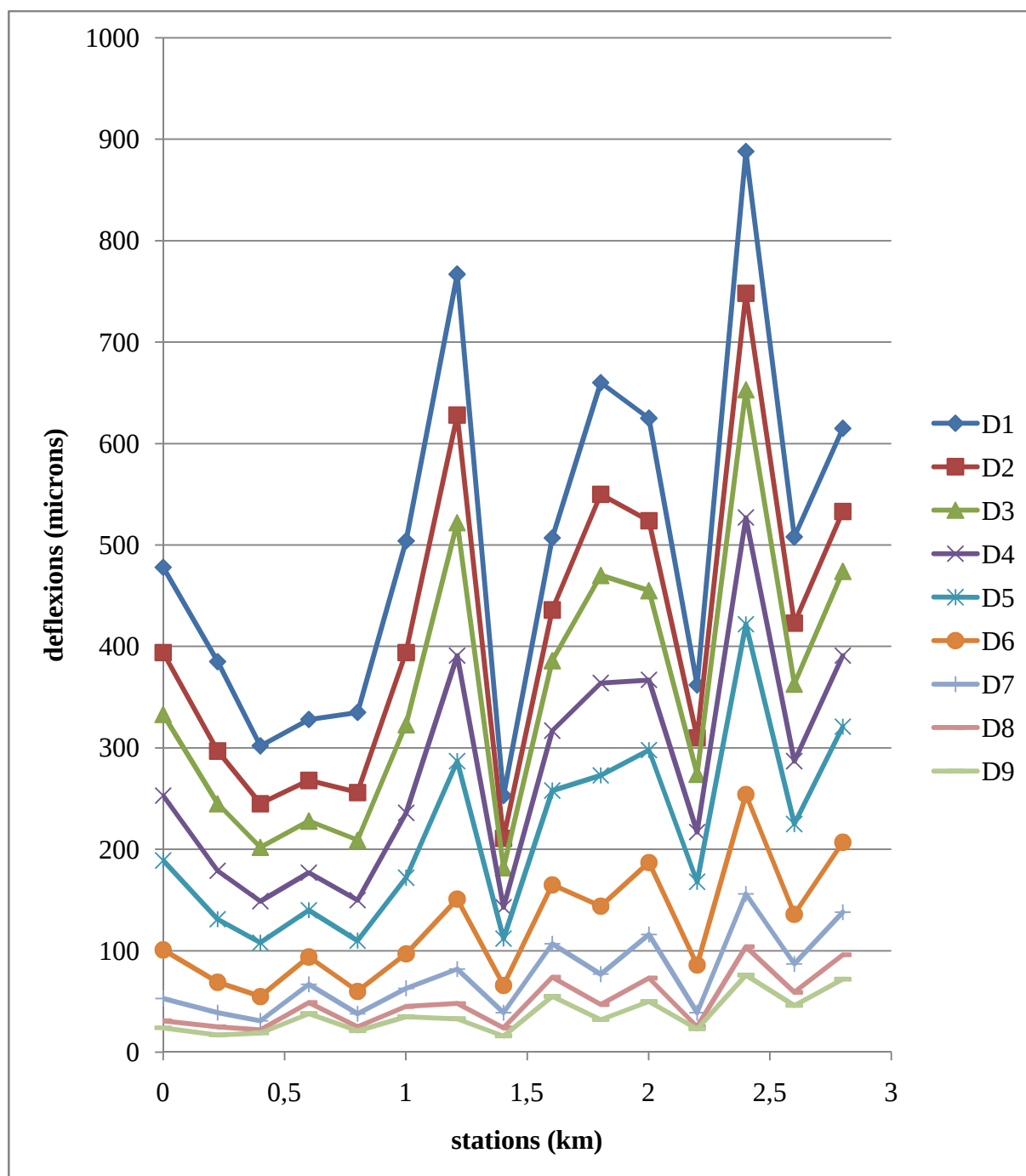


Figure IV.1 déflexions mesurées dans la 1^{ère} section

2^{ème} section (PK16+500 au PK18+700)**Figure IV.2 déflexions mesurées dans la 2^{ème} section**

3^{ème} section (PK19+500 au PK 20+800)**Figure IV.3 Déflexions mesurées dans la 3^{ème} section**

4^{ème} section (PK26+700 au PK29+700)Figure VI.4 déflexions mesurées dans la 4^{ème} section

5^{ème} section : du PK 30+000 au PK 32+800Figure IV.5 déflexions mesurées dans la 5^{ème} section

IV.2.2.3 Analyse et interprétation des graphes

L'examen minutieux de ces graphes nous permet de détecter les zones de mauvaise portance en fonction de l'importance de déflexion mesurée.

L'observation du graphe représentant les déflexions mesurées dans la première section montre que la déflexion maximale est de 887 microns mesurée à la station 0,6 km et la déflexion minimale est de 311 microns enregistrée à la station 0 km (PK 08+550).

Dans la deuxième section la déflexion maximale est de 1329 microns obtenue à la station 1,004 km et la déflexion minimale est de 364 microns enregistrée à la station 0,609 km.

La troisième section fait état d'une déflexion maximale de 1577 microns mesurée à la station 0 km (PK 19+500) et une déflexion minimale de 385 microns à la station 0,1 km.

L'analyse du graphe de la quatrième section nous donne une déflexion maximale de 1397 microns obtenue à la station 2,80 km et une déflexion minimale de 297 microns enregistrée à la station 0 km (PK 26+700).

En fin, dans la cinquième section la déflexion maximale observée est de 888 microns à la station 2,400 km et celle minimale est 253 microns mesurée à la station 1,400 km.

L'amplitude maximale de la déflexion observée dans chaque section est intimement liée aux propriétés et dimensions du corps de chaussée. Les zones sur lesquelles on observe ces importantes déflexions sont souvent des zones sur des sols de mauvaise qualité et mal drainés.

La valeur de la déflexion moyenne est de 1215,6 microns. Elle représente la valeur enregistrée au niveau de géophone ou capteur central. En considérant l'itinéraire en entier étudié, nous remarquons que les déflexions varient entre une valeur maximale égale 1577 microns et une autre minimale égale à 253 microns, mesurées au niveau de stations 0 km (PK19+500) et 1.400 km (PK 31+400) respectivement.

Ce vaste intervalle témoigne de l'état d'irrégularité de la chaussée étudiée du point de vue homogénéité des déflexions.

IV.2.3 Auscultation par investigations géotechniques

Pour connaître la nature et les caractéristiques des matériaux constituant le corps de chaussée existant ainsi que le sol support, quatre sondages sous chaussées ont été réalisés afin de relever d'une part les épaisseurs des couches non traitées constituant la base et la fondation et d'autre part, déterminer la nature et les caractéristiques mécaniques de ces matériaux. Ces sondages ont été effectués manuellement.

La localisation des points de sondages, les épaisseurs des différentes couches, la nature du sol support, la nature des matériaux prélevés sont donnés comme suit :

- ❖ **Sondage 01** : la profondeur est de 0,60 m, au niveau de la station PK 18+800
- ❖ **Sondage 02** : la profondeur est de 0,68 m, au niveau de la station PK 20+500
- ❖ **Sondage 03** : à une profondeur de 0,55 m, à la station PK 27+200
- ❖ **Sondage 04** : la profondeur est de 0,66 m au niveau de la station PK 31+000

Ces sondages réalisés laissent apparaître un corps de chaussée constitué de tout-venant d'oued (TVO) en couche de base et fondation ainsi que un sol support argileux. Ces sondages montrent aussi que la chaussée étudiée est constituée d'une couche de roulement en béton bitumineux(BB) sur 6 cm d'épaisseur, une couche de base sur une couche de fondation en TVO sur 30 cm.

IV.2.4 Récapitulatif : analyse des données et diagnostic

Pour résumer, nous disons que l'analyse globale d'auscultations effectuées sur le tronçon objet d'étude nous fournit les résultats suivant.

- Un corps de chaussée constitué de TVO en couche de base et fondation ;
- Un sol support argileux ;
- Un état de dégradation bon à moyen sur le tronçon étudié avec quelques sous-sections avancées (état mauvais) où il a été constaté des faïençages à mailles fines et larges, fissures longitudinales et transversales ainsi que des déformations de types affaissements ;
- Les bassins de déflexions mesurés par le système HDW (« heavy weight deflectometer »)

Les causes principales de toutes ces dégradations sont :

- L'importance du trafic en matière de poids lourds ;
- La contamination du corps de chaussée ;
- L'infiltration des eaux pluviales à l'intérieur du corps de chaussée et le sol support ;
- La faible portance du sol support ;

Connaitre les pathologies et leurs causes, n'est qu'une première phase, la deuxième phase consiste à trouver des solutions.

Comme nous l'avons vu précédemment l'objectif de mesure de déflexions est de déterminer le comportement et la capacité structurale d'une chaussée afin d'estimer la durée de vie résiduelle de la structure et les épaisseurs de renforcement éventuellement nécessaires.

Les valeurs de la durée de vie résiduelle et les épaisseurs de renforcement que nous allons considérer par la suite sont obtenues par le CTTTP en faisant recours à un programme appelé ELMOD6 (« evaluation of layer moduli and overlay design »).

IV.2.5 Evaluation de la durée de vie résiduelle et épaisseurs de renforcement par le programme ELMOD6.

Le programme ELMOD6 permet d'effectuer automatiquement tout en utilisant les bassins de déflexions mesurées par le système HWD, une analyse structurale complète et un calcul du dimensionnement des couches de renforcement à partir des paramètres suivants :

- ❖ Trafic et environnement climatique ;
- ❖ La chaussée résiduelle (type-structure-propriétés des matériaux)
- ❖ Charges appliquées.

Les étapes de calcul de ce programme se résument comme suit :

- Calcul des modules des différentes couches (y compris le sol support) en évaluant les bassins de déflexions mesurées par le système HWD ;
- Evaluation des dégâts causés par les charges en fonction des modules des matériaux et des conditions climatiques pour ainsi déterminer la durée de vie résiduelle ;
- Calcul de l'épaisseur nécessaire de recouvrement à partir des contraintes et des déformations engendrées au niveau des structures de chaussées par les charges, tout en définissant un matériau précis et une période de dimensionnement donnée.

La durée de vie résiduelle et l'épaisseur de renforcement obtenues à l'aide de ce programme pour le tronçon étudié sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 épaisseur de renforcement et durée de vie résiduelle

Sections	Durée de vie résiduelle (ans)	Epaisseur de renforcement (mm) en béton bitumineux (BB)
Première section : du PK08+550 au PK11++300	6.8	57.2 pour une durée de vie de 10 ans
Deuxième section : du PK16+500 au PK18+700	0.4	130 pour une durée de vie de 10 ans
Troisième section : du PK19+500 au PK20+800	0.5	161.9 pour une durée de vie de 10 ans
Quatrième section : du pk26+700 au pk29+700	1.1	124.3 pour une durée de vie de 10 ans
Cinquième section : du PK30+000 au PK32+800	3.7	79.3 pour une durée de vie de 10 ans

L'observation minutieuse de ce tableau montre que la durée de vie résiduelle du tronçon étudié est très réduite dans l'ensemble car en moyenne, elle est de 2.5. A cet effet on peut considérer que dans l'ensemble ce tronçon de la route est arrivé à ces termes et que son potentiel est épuisé par conséquent il est temps de procéder à son renforcement.

IV.2.6 Solution proposées

Finalement, le renforcement moyen proposé est comme suit :

- ❖ 6 cm en béton bitumineux (**6BB**) pour la première section
- ❖ 6 cm en béton bitumineux (**6BB**) et 10 cm en grave bitume (**10GB**) pour la deuxième section
- ❖ 6 cm en béton bitumineux (**6BB**) et 14 cm en grave bitume (**14GB**) pour la troisième section
- ❖ 6 cm en béton bitumineux (**6BB**) et 10 cm en grave bitume (**10GB**) pour la quatrième Section
- ❖ 8 cm en béton bitumineux (**8BB**) pour la cinquième section

Mais avant la mise en œuvre de ces solutions, on doit procéder aux purges avec des matériaux soigneusement sélectionnés, à une profondeur de 30 cm sur des zones présentant des dégradations localisées dont l'étendue est élevée.

Les zones les plus concernées par les travaux de purges ainsi que les quantités en m² dégagées sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 zones concernées par les purges

Deuxième section : du PK16+500 au PK18+700	
Localisation PK-PK	Surface (m²)
16+950-17+100	225
17+190-17+300	220
17+300-17+380	520
17+500-17+550	75
17+700-17+720	40
17+900-17+960	120
18+000-18+080	160
18+600-18+700	200
Total	1560
Troisième section : du PK19+500 au PK20+800	
19+500-19+580	120
19+700-19+770	105
19+810-19+860	75
20+100-20+150	75
20+500-20+505	7.5
20+600-20+680	160
20+800-20+830	45
Total	587.5
Quatrième section : du pk26+700 au pk29+700	
27+050-27+060	15
27+250-27+280	45
27+900-27+990	135
27+990-28+010	15
28+050-28+070	30
29+120-29+140	30
Total	270
Cinquième section : du PK30+000 au PK32+800	
30+300-30+350	75
30+550-30+560	15
30+720-30+725	10
31+050-31+055	7.5
31+400-31+420	40
31+700-31+780	16010
31+850-31+900	20
32+380-32+390	20
32+700-32+710	120
32+800-32+880	120
Total	567.5

La surface totale de purge sur les sections concernées est environ 3000 m².

Trouver les solutions est encore insuffisant, il faut vérifier la fiabilité de ces solutions, ce qui nous emmène à la troisième phase qui consiste à vérifier le comportement de la structure proposée vis-à-vis des contraintes et des déformations par rapport aux limites admissibles (déformation verticale admissible ϵ_z sur le sol support et déformation transversale admissible ϵ_t à la base de l'enrobé existant). Ces paramètres sont déterminés en fonction de trafic et de types de structures des chaussées. Les valeurs admissibles obtenues par le CTTP en fonction de l'étude de trafic de ce tronçon sont :

- PK 14+000-PK21+000 : $\epsilon_{zad} = 9.94 \cdot 10^{-04}$ et $\epsilon_{tad} = 1.53 \cdot 10^{-04}$
- PK 23+000-PK29+000 : $\epsilon_{zad} = 1.02 \cdot 10^{-03}$ et $\epsilon_{tad} = 1.56 \cdot 10^{-04}$
- PK 29+000-PK33+000 : $\epsilon_{zad} = 1.04 \cdot 10^{-03}$ et $\epsilon_{tad} = 1.58 \cdot 10^{-04}$

IV.2.7 Vérification de la structure vis à vis des contraintes et déformations avec le programme ALIZE III.

Pour établir cette vérification, nous avons utilisé le programme ALLIZE III afin de calculer les contraintes et les déformations et comparer les valeurs trouvées avec les limites admissibles.

ALIZE III est un programme mis au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Il permet de déterminer à partir d'un modèle multicouche, élastique et linéaire fondé sur l'hypothèse de **BURMISTER**, les contraintes et les déformations aux différentes interfaces de la structure ayant jusqu'à six (06) couches supposées infinies en plan.

La charge prise en compte dans la modélisation est une charge unitaire correspondant à un essieu standard de 13 tonnes. Les caractéristiques de cet essieu sont les suivants :

- Jumelage standard de 65 KN ;
- Pression verticale de 6,620 bars ;
- Rayon de contact : 12,50 cm ;
- Entraxe jumelage 37,50 cm ;

Le principe de programme ALIZE III consiste à modéliser une structure de manière à calculer les contraintes ainsi que les déformations provoquées par une charge type.

Les « input » du programme ALIZE III pour chaque couche sont :

- ❖ L'épaisseur ;
- ❖ Module de rigidité (E) ;
- ❖ Le coefficient de poisson (ν).

Le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves permet de déterminer les modules de chaque couche de la chaussée ainsi que le coefficient de poisson.

Les schémas ci-contre donnent un aperçu global sur la modélisation propre du type de la structure.

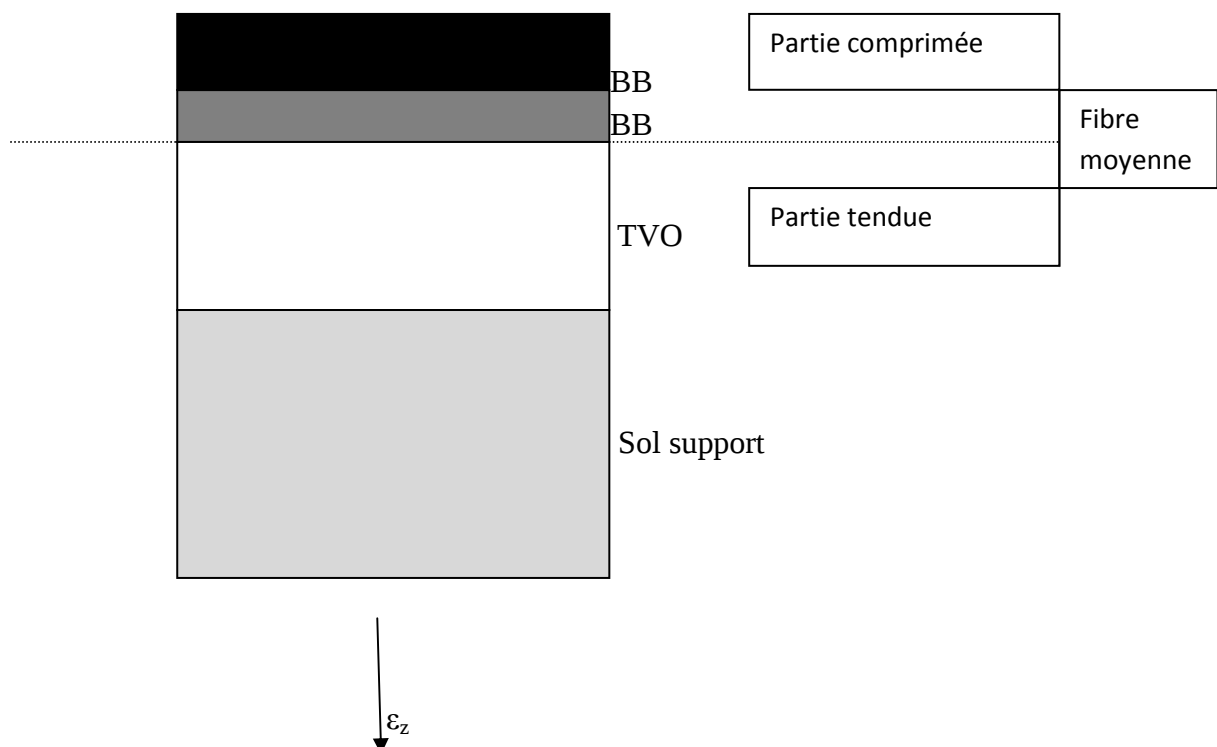
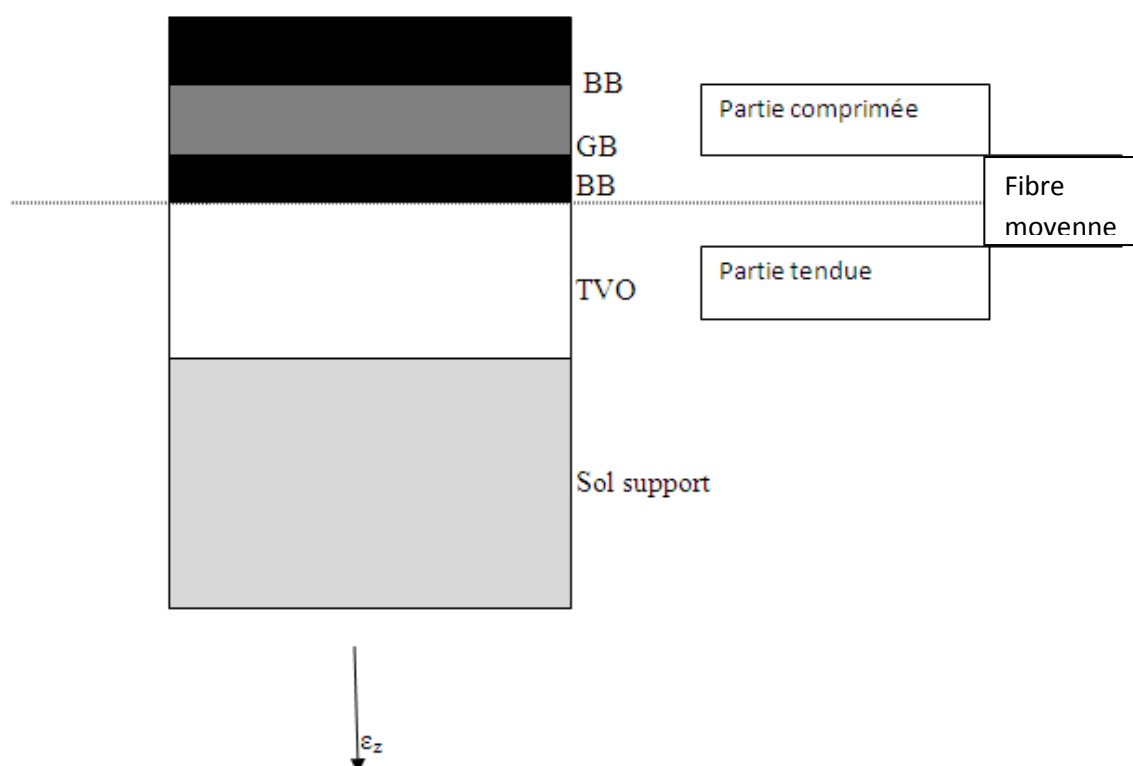


Figure IV.6 1^{er} cas : modélisation type de la structure

Figure IV.2 2^{ème} cas : modélisation type de la structure

IV.2.7.1 Résultats significatifs obtenus par la modélisation avec ALIZE III.

Les résultats les plus significatifs obtenus par la modélisation selon ALIZE III sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 résultats significatifs de vérification des déformations

Localisation PK-PK	Structures de dimensionnement	ε_z	ε_t
8+55-11+300	6BB	$6.88 \cdot 10^{-4}$	$2.92 \cdot 10^{-4}$
16+500-18+700	6BB+10GB	$5.11 \cdot 10^{-4}$	$1.86 \cdot 10^{-4}$
19+500-18+700	6BB+14GB	$4.29 \cdot 10^{-4}$	$1.51 \cdot 10^{-4}$
26+700-29+700	6BB+10GB	$5.50 \cdot 10^{-4}$	$1.95 \cdot 10^{-4}$
30+000-32+800	8BB	$6.52 \cdot 10^{-4}$	$2.72 \cdot 10^{-4}$

Le détail des résultats de vérification que nous avons calculé à l'aide du programme ALIZE III est présenté dans les tableaux en annexe III (AIII).

Conclusion générale

Ce travail a pour finalité de :

- Déterminer les causes les plus probables des dégradations observées dans les chaussées souples en générale et en particulier celles des dégradations existantes dans le tronçon qui a été l'objet de notre étude ;
- De trouver des solutions à ces défauts ;
- De vérifier si ces solutions sont fiables ;

Pour ce faire l'étude théorique menée, nous a permis de comprendre que les dégradations des chaussées souples sont causées d'une manière générale par :

- ❖ Le trafic : efforts verticaux, efforts tangentiels dus aux véhicules poids lourds
- ❖ L'influence des conditions climatiques : action de l'eau, effet de la température
- ❖ Les malfaçons : sou-dimensionnement par rapport au trafic et sol support, la répartition inadéquate du liant, la contamination des granulats, l'insuffisance de compactage.

Pour le cas du tronçon que nous avons choisi, l'étude que nous avons faite nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ L'auscultation visuelle du tronçon a permis de détecter un état de dégradation bon à moyen dans la chaussée avec quelques sous sections en état avancé (état mauvais) où il a été constaté des fissures longitudinales et transversales et des affaissements.
- ✓ L'auscultation par investigation géotechnique laisse apparaître un corps de chaussée constitué de TVO en couche de base et fondation, une couche de roulement de 6 cm d'épaisseur et un sol support argileux.
- ✓ L'auscultation par mesure de déflexions a permis d'obtenir un bassin de déflexion permettant de détecter les zones de mauvaises portances de la chaussée.

C'est à base de tous ces résultats obtenus et l'étude du trafic de la chaussée, qu'on a fait recours au programme ELMOD 6 afin de proposer des solutions de renforcement comme suit

- 6 cm de béton bitumineux (BB) pour la première section
- 6 cm de BB et 10 cm de grave bitume (GB) pour la deuxième section

Conclusion générale

- 6 cm de BB et 14 cm de GB pour la troisième section
- 6 cm de BB et 10 cm de GB pour la quatrième section
- 8 cm de BB pour la cinquième section

Afin de vérifier la fiabilité de ces solutions, nous avons utilisé le logiciel ALIZE III pour calculer par modélisation de la structure, les contraintes et les déformations de la chaussée. Les résultats significatifs obtenus sont les suivants :

Localisation PK-PK	Structures de dimensionnement	ε_z	ε_t
8+55-11+300	6BB	$6.88 \cdot 10^{-4}$	$2.92 \cdot 10^{-4}$
16+500-18+700	6BB+10GB	$5.11 \cdot 10^{-4}$	$1.86 \cdot 10^{-4}$
19+500-18+700	6BB+14GB	$4.29 \cdot 10^{-4}$	$1.51 \cdot 10^{-4}$
26+700-29+700	6BB+10GB	$5.50 \cdot 10^{-4}$	$1.95 \cdot 10^{-4}$
30+000-32+800	8BB	$6.52 \cdot 10^{-4}$	$2.72 \cdot 10^{-4}$

L'analyse de ces résultats montre que les déformations verticales ε_z et transversales ε_t sont inférieures aux valeurs admissibles excepté la valeur de la cinquième section qui est légèrement supérieure. Cela montre que la structure proposée est vérifiée du point de vue dimensionnement que ce soit pour la couche de roulement en BB et la couche de base en GB qui montre un bon comportement vis-à-vis des sollicitations, que pour le comportement de l'ensemble du corps de la chaussée dans son rôle de reprendre la quasi totalité de la contrainte verticale de telle sorte que le sol support ne soit pas soumis à une contrainte supérieur à sa limite admissible.

Annexe I

Dans cette annexe, sont présentées les photographies que nous avons prises sur le tronçon étudié et qui illustrent les dégradations existantes sur ce tronçon.



Figure AI.1 photographie de fissures transversales



Figure AI.2 photographie de fissures longitudinales

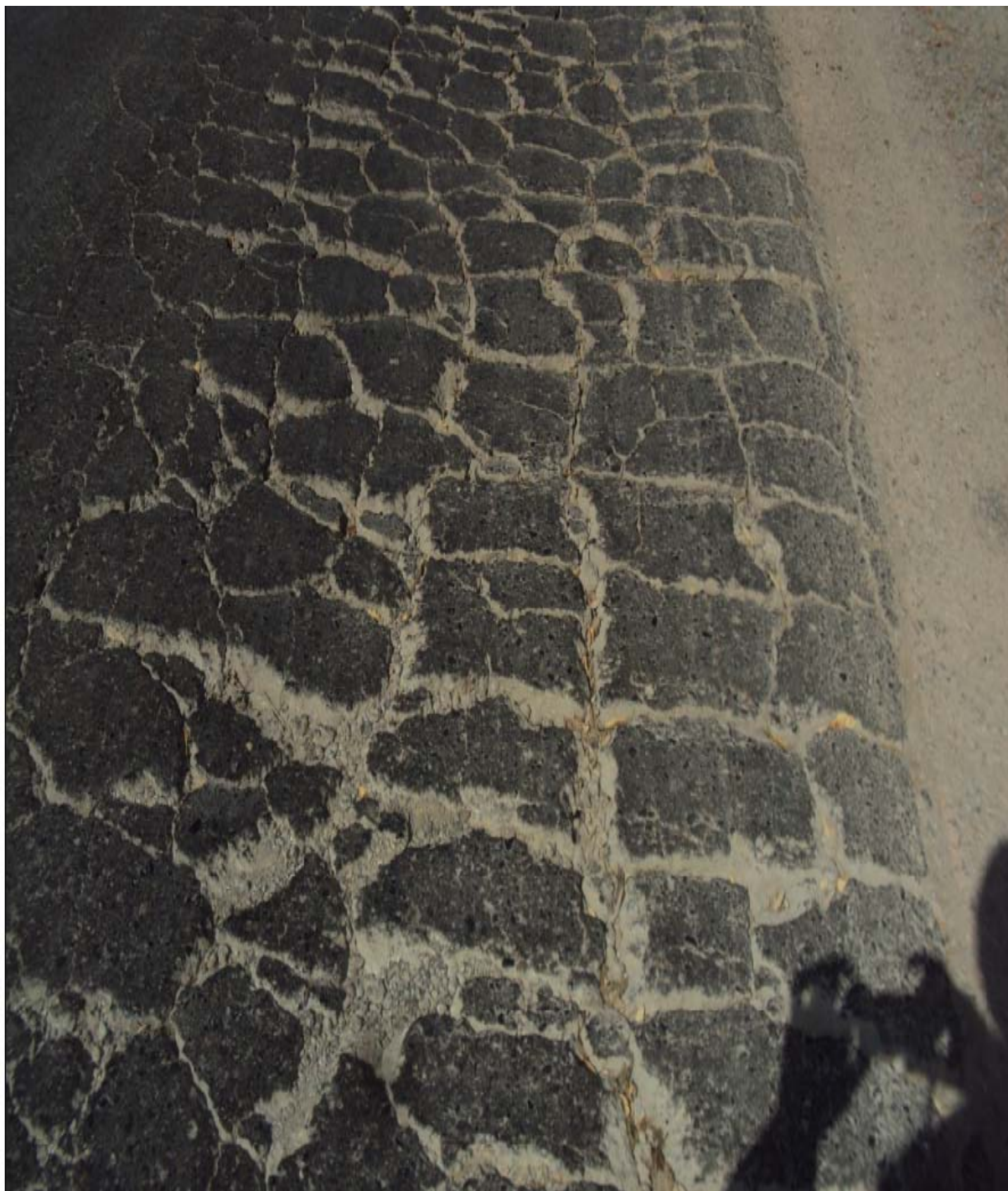


Figure AI.3 photographie de faïençages à mailles fines



Figure AI.4 photographie de faïençage à mailles larges



Figure AI.5 photographie d'affaissement



Figure AI.6 photographie de cas de renforcement en béton bitumineux de la chaussée

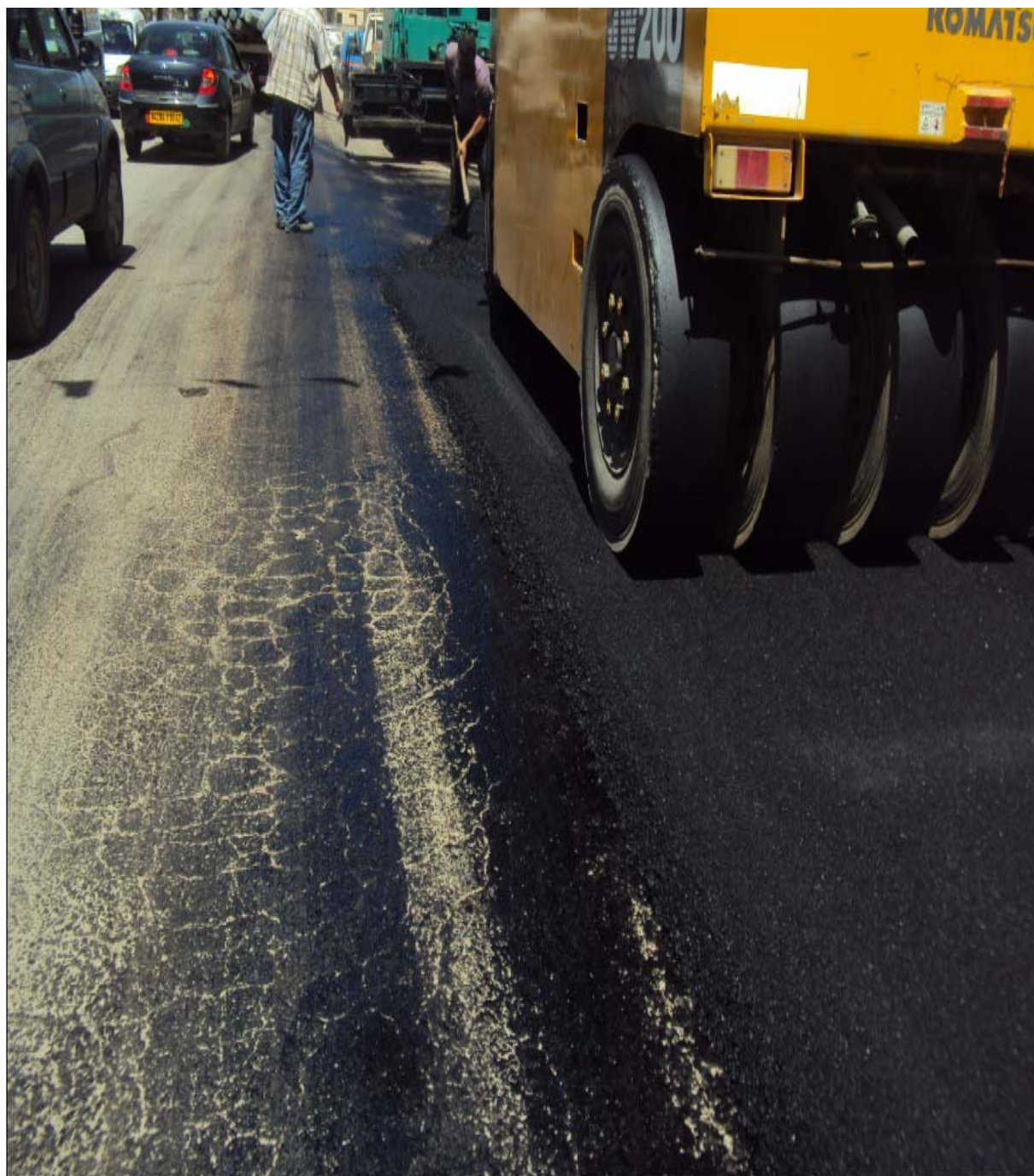


Figure AI.7 photographie de mise en œuvre de béton bitumineux dans la chaussée



Figure AI.8 photographie d'état de la chaussée après renforcement

Annexe II

Dans cette annexe sont présentés les résultats des déflexions obtenus sur le tronçon étudié

Les images ci-dessous illustrent l'équipement type du déflectomètre utilisé



Figure AII. 1 équipement de mesure de déflexion

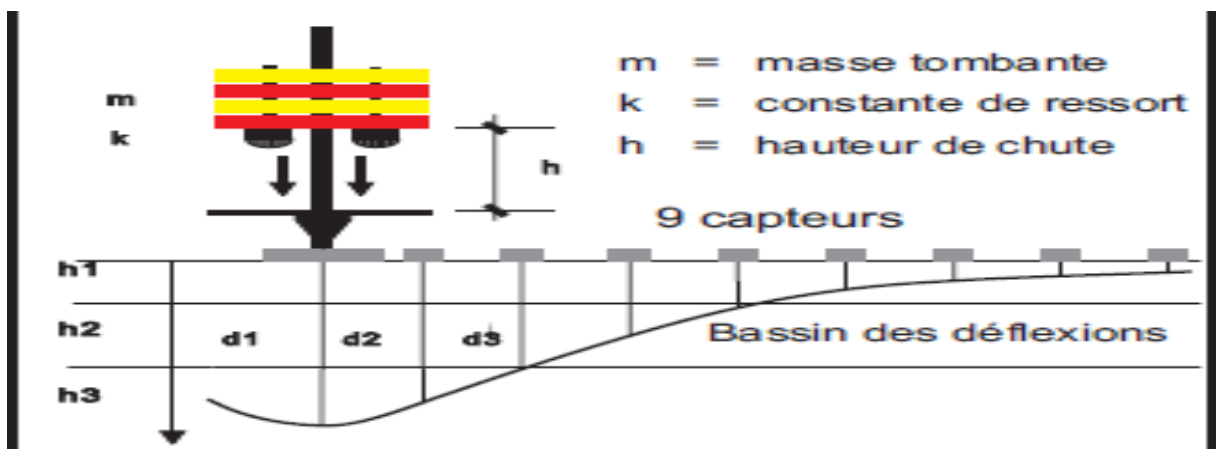


Figure AII.2 modèle de fonctionnement du déflectomètre

Les tableaux suivants présentent les résultats des déflexions mesurées sur tronçon étudié.

Tableau AII.1 : valeurs de déflexions enregistrées dans la première section : du PK08+550 au PK11++300

Station (km)	Pression (Mpa)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
0	920	311	254	216	170	133	80	51	35	27
0,203	920	528	425	353	258	179	77	28	9	3
0,4	920	839	678	545	376	259	129	68	43	29
0,603	920	887	725	601	436	309	149	81	54	42
0,803	920	420	354	305	244	192	118	76	55	42
1,026	920	374	300	253	193	145	79	45	28	19
1,231	920	326	267	226	176	136	83	55	41	31
1,408	920	359	318	280	229	187	119	78	56	40
1,601	920	385	329	290	235	186	114	70	47	37
1,806	920	414	341	285	216	164	89	50	31	23
2	920	417	352	309	252	204	128	80	55	41
2,217	920	668	550	364	356	272	158	100	65	48
2,405	920	438	350	299	233	181	106	65	42	30
2,578	920	372	330	292	238	196	131	91	64	45

Tableau AII.2 : valeurs de déflexions enregistrées dans la deuxième section du PK16+500 au PK18+700

Station (km)	Pression (Mpa)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
D90	920	474	369	298	220	167	99	65	47	36
0,201	920	859	585	353	202	113	65	45	34	29
0,402	920	821	635	521	374	276	157	101	73	58
0,609	920	409	305	244	170	119	65	46	37	31
0,806	920	364	269	208	133	96	50	32	24	18
1,004	920	1329	1036	818	488	345	173	96	58	37
1,201	920	706	524	411	278	184	77	36	22	17
1,419	920	473	364	287	200	144	74	38	25	17
1,6	920	1322	1096	722	406	198	90	40	23	16
1,807	920	619	436	315	183	107	43	27	16	12
2,008	920	573	428	339	246	190	119	82	61	46
2,2	920	982	740	595	431	278	135	66	42	31

Tableau AII.3 valeurs de déflexions enregistrées dans la troisième section du PK19+500 au PK20+800

Station (km)	Pression (Mpa)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
0	920	1577	1191	862	581	399	211	126	84	60
0,1	920	385	298	236	163	111	58	35	24	18
0,2	920	732	591	469	324	222	103	55	39	31
0,301	920	809	654	542	417	325	188	115	81	59
0,418	920	644	512	425	315	228	120	72	51	40
0,501	920	1257	942	731	496	330	146	73	45	32
0,601	920	1031	820	684	501	360	175	87	52	35
0,701	920	690	549	444	317	224	109	58	37	27
0,8	920	1144	831	671	485	338	155	85	62	45
0,901	920	887	677	540	370	258	131	80	58	43
1,012	920	484	394	309	226	171	98	66	52	41
1,101	920	1577	450	364	266	210	135	81	60	45
1,215	920	1312	1051	742	419	237	99	52	32	20
1,324	920	1041	783	602	390	270	136	85	55	37

Tableau AII.4 valeurs de déflexions enregistrées dans la quatrième section du pk26+700 au pk29+700

Station (km)	Pression (Mpa)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D98	D9
0	920	377	285	216	138	89	37	19	12	8
0,2	920	1084	886	753	580	436	232	125	77	57
0,4	920	527	426	362	276	208	110	60	38	27
0,6	920	514	403	332	246	186	107	66	44	33
0,804	920	411	312	256	186	137	81	54	41	33
1,008	920	1010	815	659	458	316	124	69	41	35
1,2	920	595	461	366	245	161	69	33	20	14
1,409	920	972	745	621	462	337	169	91	62	49
1,612	920	937	784	685	554	440	269	169	115	84
1,801	920	411	345	300	236	181	86	46	26	18
2,001	920	467	358	290	202	138	60	26	14	10
2,2	920	540	398	317	222	163	92	56	42	30
2,4	920	297	219	177	133	102	61	44	34	29
2,6	920	726	582	489	367	266	129	64	36	23
2,801	920	1397	955	617	304	189	87	47	27	22
3,009	920	954	764	624	447	307	133	63	34	22

**Tableau AII.5 valeurs de déflexions enregistrées dans la cinquième section du
PK30+000 au PK32+800**

Station (km)	Pression (Mpa)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
0	920	478	394	333	253	189	101	53	31	24
0,224	920	385	297	245	179	131	69	39	25	17
0,4	920	302	245	202	149	108	55	31	22	19
0,6	920	328	268	228	177	140	94	67	49	38
0,801	920	335	256	209	150	110	60	38	25	21
1,001	920	504	394	323	236	172	97	63	45	35
1,211	920	767	628	522	391	287	151	82	48	33
1,402	920	253	211	182	143	112	66	39	24	16
1,603	920	507	436	386	317	258	165	107	74	55
1,803	920	660	550	470	364	273	144	77	47	32
2,001	920	625	524	455	367	298	187	116	73	50
2,2	920	362	310	274	217	168	86	39	25	23
2,401	920	888	748	653	527	422	254	156	104	76
2,6	920	508	423	363	287	225	136	87	59	46
2,8	920	615	533	474	391	321	207	138	96	72

Annexe III

Références bibliographiques

- [01] **Association des ingénieurs municipaux du Québec (AIMQ)**, « Manuel d'identification des dégradations des chaussées souples. » Québec 2002.
- [02] **Arsenie Iona Maria** « Interprétation en contraintes effectives du comportement réversible des matériaux granulaires compactés non saturés sous sollicitations triaxiales cycliques. » Thèse de doctorat en génie civil. École nationale supérieure de géologie, INSA. Strasbourg.
- [03] Banque des données de l'organisme nationale de **Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP) – Algérie.**
- [04] **Contrôle technique des travaux publics (CTTP)** « guide de l'entretien routier » Algérie 1995
- [05] **CTTP** « guide des réhabilitation des routes » fascicule 01 –Algérie juillet 1996
- [06] **ROGER Coquant** « Routes : circulation- tracé- construction » tome II 6^{ème} édition, eyrolles 1978.
- [07] **Georges Jeuffroy** « Conception et construction des chaussées » cours de l'école nationale des ponts et chaussées. Tome I, édition Eyrolles 1978.
- [08] **Georges jeuffroy et Raymond Sautery** « Assises des chaussées » Département Edition de l'Association amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 1985.
- [09] **Georges jeuffroy et Raymond Sautery** « Couches de roulement » Département Edition de l'Association amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 1985.
- [10] **Jean BERTHIER** : « Technique de l'ingénieur, traité de construction : granulats et liants routiers. DOC. C903-1 France
- [11] **Kalli Fatma Zohra** « Manuel de projet de routes » OPU, Alger 2011
- [12] **Kalli Fatma Zohra** « Cours de routes de l'ENSTP » OPU, Alger 2011
- [13] **Kalli Fatma Zohra** « Manuel des essais routiers » OPU, Alger 2012

- [14] **Laboratoire Centrale Des Ponts et Chaussées (LCPC)** : « Conception et dimensionnement des structures des chaussées : guide technique.» Décembre 1994
- [15] **Michel FAURE** « Routes : cours de l'ENTPE.» Tome I édition Aléas, octobre 1997
- [16] **Michel FAURE** « Routes : cours de l'ENTPE.» Tome II édition Aléas, juin 1998
- [17] **Meziani Faroudja** « Amélioration des caractéristiques mécaniques d'une couche de chaussée souple par des matériaux composites.» Thèse de magistère en génie civil (option géotechnique et environnement) UMMTO 2008.
- [18] **Quant Dat TRAN** « Modèle simplifié pour les chaussées fissurés multicouches » Thèse de doctorat d'école nationale des ponts et chaussées. Option structure et matériaux. Nantes 2004.
- [19] **Service technique de l'aviation civile (STAC)** « Catalogue des dégradations : état de la surface des chaussées aéronautiques, catalogue pour réalisation des relevés visuels des dégradations sur chaussées aéronautiques » 2^{ème} édition, France avril 2007

Résumé

Ce travail consiste à l'étude des dégradations des chaussées souples pour ainsi déterminer leurs causes les plus probables, les moyens adéquats de prévention et comment proposer des solutions fiables en cas d'intervention pour remédier à ces défauts.

Pour ce faire, nous avons commencé d'abord par l'étude des différentes structures de ces chaussées afin de comprendre leur fonctionnement, et connaître les matériaux qui interviennent dans leur réalisation et dimensionnement.

Ensuite on a entamé la partie suivante dans laquelle sont énumérés les différents types des dégradations et leurs causes. Ce qui a permis de savoir quels moyens faut-il pour l'entretien et une éventuelle prévention.

Pour la mise en application de la théorie, on a pris comme exemple pratique le cas de la RN25 (wilaya de TIZI –OUZOU) sur un linéaire de 13 km. L'analyse et le diagnostic des résultats obtenus par l'étude ont permis de proposer des solutions, ceci en faisant recours au programme ELMOD 6 (evaluation of layer moduli and overlay design).

En fin on a utilisé le logiciel ALIZE III pour modéliser la structure proposée dans le but de vérifier les contraintes et les déformations vis-à-vis des charges exercées.

Mots clefs : **chaussées souples, dégradations, prévention, modélisation, ALIZE III. ELMOD 6.**

Summary

This work consists of the study of degradations of the flexible pavements for thus determining their most probable causes, the adequate means of prevention and how to propose reliable solutions in the event of intervention to cure these defects.

With this intention, we initially started with the study of the various structures of these roadways in order to understand their operation, and to know the materials which intervene in their realization and dimensioning.

Then the following part was started in which the various types of degradations and their causes are enumerated. What made it possible to know which means are necessary for maintenance and a possible prevention.

For the application of the theory, one took as a practical example the case of the RN25 (wilaya of TIZI - OUZOU) in a linear of 13 km. The analysis and the diagnosis of the results obtained by the study made it possible to propose solutions, this by making recourse to program ELMOD 6 (evaluation of layer moduli and overlay design).

Finally the software ALIZE III has been used to model the structure suggested with an aim of checking the stresses and the deformations with respect to the exerted loads.

Key words: **flexible pavements, degradations, prevention, modeling, ALIZE III. ELMOD 6.**