

Analyse des modèles de comportement des chaussées

Analyse der Verhaltensmodelle der
Fahrbahnen

**Laboratoire des voies de circulation LAVOC, EPF Lausanne
VIAGROUP SA, Winterthur et Romanel s/Lausanne**

**Forschungsauftrag Nr. 11/99 auf Antrag der
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS)**

Juillet 2001

Analyse des modèles de comportement des chaussées

Analyse der Verhaltensmodelle der
Fahrbahnen

Laboratoire des voies de circulation LAVOC, EPF Lausanne

André-Gilles Dumont, professeur

Jean-Claude Turtschy, adjoint scientifique

Dr. Thierry Pucci, Ing. Dipl. EPF

Marc Fontana, Ing. Dipl. EPF

VIAGROUP SA, Winterthur et Romanel

Ivan Scazziga, Ing. Dipl. ETH

Résumé

Au niveau d'un réseau routier, la planification des mesures d'entretien demande la connaissance, en tout temps, de l'état fonctionnel et structurel de la chaussée. A tout instant, il doit être possible de connaître l'état des dégradations de la chaussée et d'en prévoir leurs évolutions par le biais de modèles de comportement. Les outils PMS (Pavement Management System) intègrent ces modèles et nécessitent, de ce fait, que leur soit fournie la loi mathématique qui prédit l'évolution dans le temps de la dégradation considérée. De nombreux modèles de comportement existent mais il serait hasardeux de les appliquer sans une analyse critique de leur fonctionnalité et de leur adéquation vis-à-vis du contexte du réseau routier suisse.

La recherche consiste à inventorier, au niveau suisse et international, les modèles de comportement existants et pouvant être exploités dans le cadre d'un PMS (Pavement Management System). Il s'agit également de détecter les lacunes existantes et de proposer une méthodologie adéquate applicable au niveau suisse qui permettra d'y remédier. Les développements de cette recherche sont étroitement liés à la recherche VSS 12/99, "Diagnostic d'état des chaussées", qui introduit les adaptations nécessaires des indices d'état des dégradations imposés par un système de gestion pertinent applicable au réseau routier suisse.

Dans l'état actuel des lois de comportement à disposition au niveau suisse et international, il apparaît qu'il n'y a pas de lois de comportement directement applicables sans réserve et sans une évaluation in situ de leur potentiel prédictif. A titre d'exemple, les lois de comportement développées par le canton de Neuchâtel, issues principalement des relevés du réseau des routes cantonales, ne tiennent compte uniquement que de l'âge de la chaussée ; cette restriction est trop limitative au vu de comparaison réalisées avec des relevés issus du réseau des routes nationales fribourgeoises et neuchâteloises. L'introduction d'autres facteurs d'influence tels que la charge de trafic, le type de structure, les conditions climatiques locales, sont souhaités dans les modèles de comportement existants ou à venir. La prise en compte de ces paramètres permettra d'affiner la prévision de la dégradation considérée.

Une méthodologie adaptée aux besoins du gestionnaire de l'entretien des réseaux routiers est proposée. Cette méthode se base sur la récolte des données d'auscultation disponibles, auprès de certains cantons et divers organismes, afin de proposer des lois de comportement suisses basées sur la méthode dite "photo". Les modèles issus de cette démarche devront être évalués et nécessiteront un calage basé sur une campagne d'auscultation d'envergure nationale à réaliser dans les 5 prochaines années.

Zusammenfassung

Die Kenntnis über den Strassenzustand zu jeder Zeit ermöglicht eine gute Planung der erforderlichen Unterhaltmassnahmen. Es sollte zu jeder Zeit möglich sein mittels Verhaltensmodellen den Zustand der Strassen (funktionell und strukturell) zu bestimmen. Das PMS (Pavement Management System) setzt sich aus Modellen zusammen, mit denen anhand von mathematischen Gesetzen die zeitliche Entwicklung des Strassenzustandes vorhergesagt werden können. Bestehende Verhaltensmodelle können nicht ohne kritische Betrachtung in Bezug auf die schweizerischen Verhältnisse angewandt werden.

Die vorliegende Forschungsarbeit vergleicht die verschiedenen in der Schweiz und im Ausland existierenden Verhaltensmodelle, die im Rahmen des PMS genutzt werden können. Die Modelle wurden auf ihre Vor- und Nachteile untersucht und eine anwendbare adäquate Methodik für die Schweiz vorgeschlagen. Als Grundlage für die vorliegende Forschungsarbeit diente unter anderem die Forschungsarbeit VSS 12/99 „Diagnostik des Strassenzustandes“.

Wie oben erwähnt, können die vorhanden Verhaltensmodelle nicht ohne Vorbehalt und ohne eine Abschätzung der Aussagekraft des jeweiligen Modells vor Ort angewendet werden. Für existierende und potentielle Verhaltensmodelle ist die Berücksichtigung des Alters, der Verkehrslast, des Strassenaufbaus und der lokalen klimatischen Bedingungen von grosser Bedeutung. Damit wird in Zukunft eine bessere Voraussage der zeitlichen Entwicklung des Strassenzustandes ermöglicht.

In dieser Forschungsarbeit wurde eine Methodik, welche die Bedürfnisse der kantonalen Werkhöfe berücksichtigt, vorgeschlagen. Diese Methodik basiert auf den Beobachtungen der verschiedenen Kantonen und anderen Organen. Die Forschungsarbeit schlägt ein Verhaltensmodell für die Schweiz vor, welche auf der sogenannten „photographischen Methode“ basiert. Die so entwickelten Modelle müssen mittels einer nationalen Beobachtungskampagne kalibriert werden. Diese Kampagne ist in den nächsten 5 Jahren zu realisieren.

Table des matières

1	INTRODUCTION	6
2	OBJECTIFS	8
3	DÉFINITION ET DESCRIPTION D'UN MODÈLE DE COMPORTEMENT	9
3.1	INTRODUCTION	9
3.2	TYPES DE MODÈLE DE COMPORTEMENT	11
3.2.1	<i>Modèles empiriques</i>	11
3.2.2	<i>Modèles analytiques-empiriques</i>	12
3.2.3	<i>Modèles analytiques</i>	12
3.3	APPRÉCIATION DES MODÈLES.....	13
3.3.1	<i>Introduction</i>	13
3.3.2	<i>Appréciation qualitative des modèles</i>	13
4	RECENSEMENT DES MODÈLES SUISSES	16
4.1	LA SITUATION EN SUISSE	16
4.1.1	<i>Introduction</i>	16
4.1.2	<i>Divers travaux de recherche réalisés en Suisse</i>	17
4.1.3	<i>Etudes sur le réseau des routes du Canton de Neuchâtel</i>	20
4.2	CRITIQUES DES MODÈLES SUISSES	25
4.2.1	<i>Bilan général</i>	25
4.2.2	<i>Lacunes principales</i>	26
4.3	REGROUPEMENT AVEC LA RECHERCHE VSS 12/99 "DIAGNOSTIC D'ÉTAT DES CHAUSSÉES"	27
4.4	CONSIDÉRATIONS INTERMÉDIAIRES	29
5	MODÈLES DE COMPORTEMENT DÉVELOPPÉS À L'ÉTRANGER	29
5.1	SYNTHÈSE	31
5.2	ANALYSE DE MODÈLES ÉTRANGERS	31
5.3	EXEMPLE D'APPLICATION DES MODÈLES PARIS AU CONTEXTE SUISSE	34
5.3.1	<i>Les planches comparatives de la N9 (VS)</i>	34
6	PROPOSITION ADAPTÉE AUX BESOINS SUISSES	35
6.1	BILAN DES MODÈLES DE COMPORTEMENT RETENUS.....	35
6.2	ÉTABLISSEMENT DE MODÈLES EMPIRIQUES	36
6.2.1	<i>Méthode "photo"</i>	36
6.2.2	<i>Méthode "vidéo"</i>	40
6.3	CONSIDÉRATIONS SUR LES MODÈLES ANALYTIQUES.....	43
6.4	MÉTHODOLOGIE PROPOSÉE	43
7	CONCLUSIONS	45

1 INTRODUCTION

Le transport routier de personnes et de marchandise occupe une part prépondérante dans le domaine des transports et sa constante augmentation souligne l'importance des infrastructures routières. La Figure 1 présente l'évolution de plusieurs paramètres liés à la mobilité en Suisse, ceci entre 1960 et 1995.

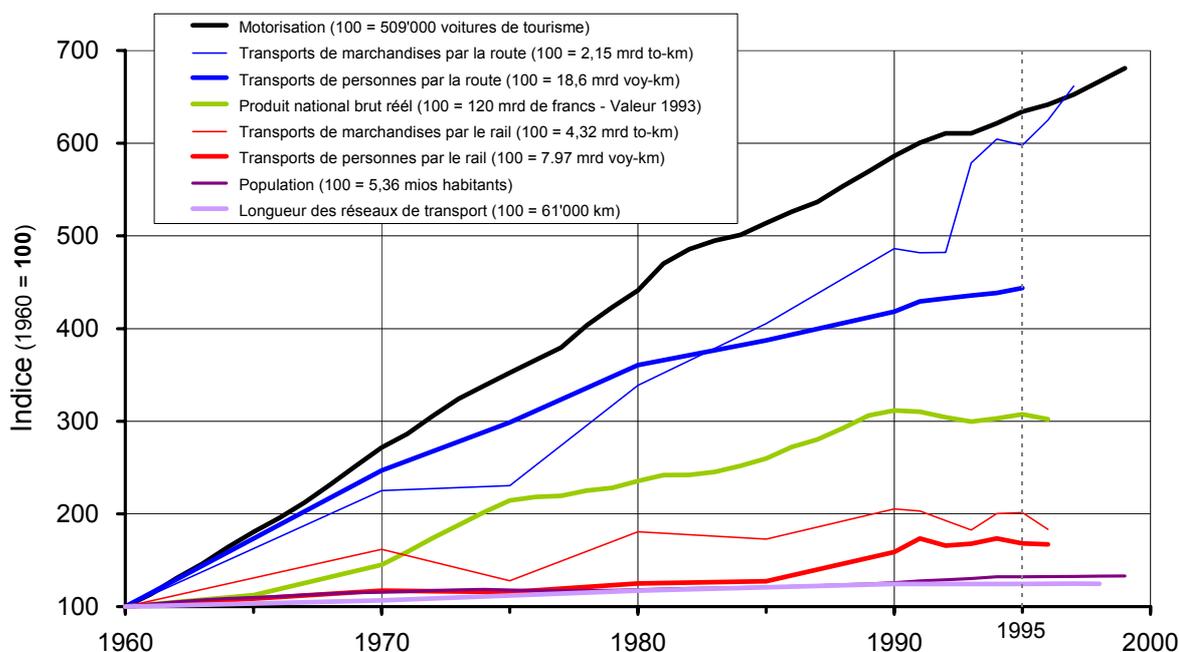


Figure 1 : Evolution des paramètres liés à la mobilité en Suisse [17]

Pour faire face à cette évolution, il est nécessaire de préserver le patrimoine routier qui aujourd'hui représente des milliards de francs et qui constitue l'ossature du transport routier et de son économie.

La réalisation du réseau des routes nationales a débuté en 1954 et devrait s'achever aux environs de 2012. La Figure 2 montre l'état du réseau à fin 1999.

Dans l'intervalle de temps considéré (de 1960 à 2000), on remarque que la longueur du réseau de transport en Suisse n'a guère augmenté comparativement à l'augmentation de la motorisation privée et du transport de marchandise par la route.

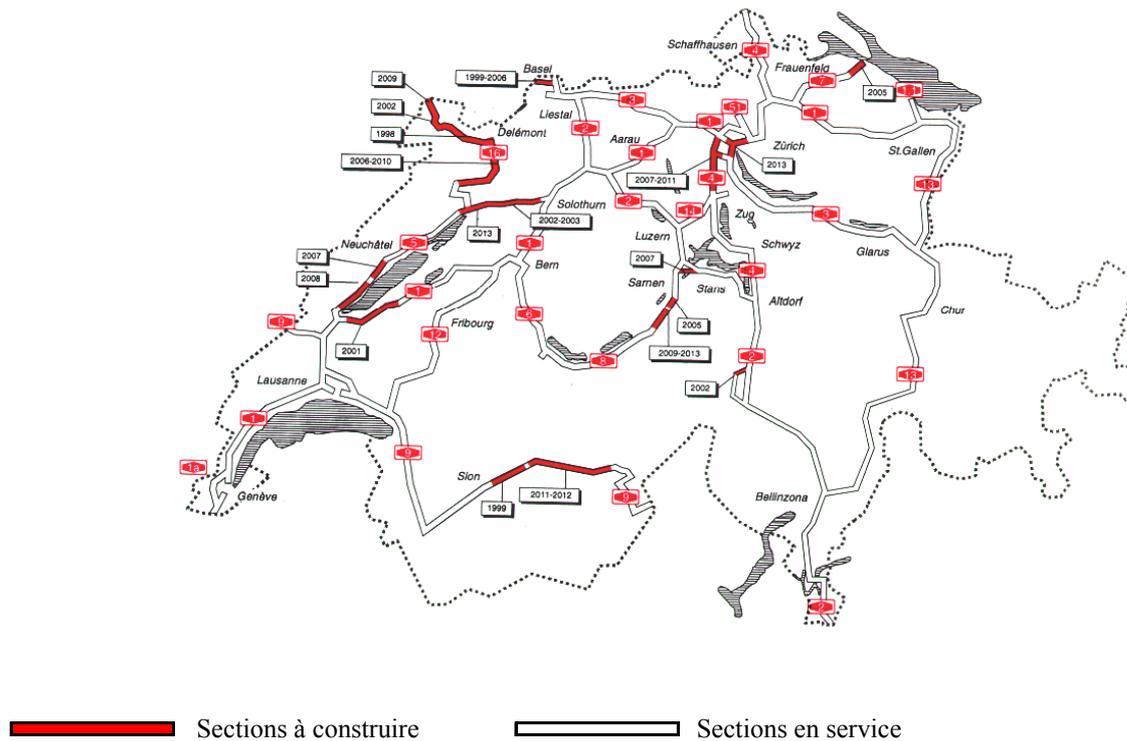


Figure 2 : Réseau des routes nationales 1999 [1]

Les chaussées routières sont en permanence soumises à des sollicitations mécaniques et thermiques combinées avec des phénomènes chimiques (vieillessement des matériaux). Ces diverses sollicitations vont participer plus ou moins rapidement aux dégradations couramment observées des superstructures routières, en particulier les dégradations des revêtements, notamment :

- les déformations de surface (planéité longitudinale et transversale),
- les fissurations de surface (fissures isolées et/ou multiples),
- les dégradations de surface (polissage du granulat, désenrobage, perte de matériaux, pelades, nids de poule).

En Suisse, les chaussées sont dimensionnées pour une durée de vie de 20 ans. A ce jour, une grande partie du réseau des routes nationales a dépassé cette limite (Figure 3). Ainsi, de nombreux tronçons du réseau routier suisse, comprenant les routes nationales, cantonales et communales, nécessitent ou nécessiteront à court terme des mesures d'entretien lourd (renouvellement partiel ou complet de la superstructure).

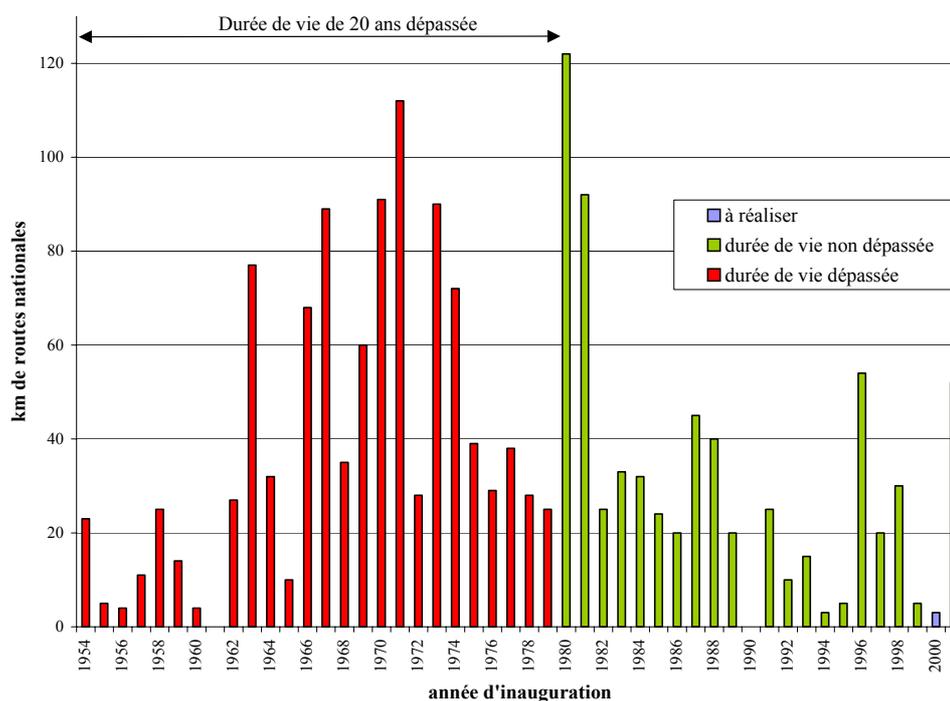


Figure 3 : Etapes de construction du réseau des routes nationales

Le souci majeur des gestionnaires de la route est d'optimiser au mieux les budgets disponibles pour l'entretien afin de maintenir un niveau de service optimum du réseau routier, c'est-à-dire un réseau qui offre la sécurité nécessaire aux usagers d'une part, et qui soit économiquement viable d'autre part. Ce souci est étroitement lié à la nécessité de réduire au maximum la gêne pour l'utilisateur dus à la présence de chantiers qui provoque des phénomènes de congestion toujours plus fréquents. Cette problématique de la réduction de la gêne aux usagers induite par la présence de chantiers de maintenance, fait l'objet du mandat de recherche européen COST 343¹ "Reduction in Road Closure by improved Maintenance Procedures".

2 OBJECTIFS

Un PMS (Pavement Management System) est un outil d'aide à la décision devant permettre d'optimiser la répartition d'un budget alloué à la maintenance d'un réseau routier. Mais cette optimisation n'est réalisable que dans la mesure où il est possible de prévoir, avec une précision suffisante, l'évolution dans le temps de l'état de la chaussée. Il est donc nécessaire que soient définis des modèles de comportement pour chaque indice d'état retenu. Ces modèles de comportement occupent une place importante au cœur d'un PMS, mais ils en composent malheureusement le point faible ; un mauvais choix de ces modèles mènera à une planification des mesures d'entretien inappropriée et donc à une mauvaise gestion du budget.

¹ Mandat en cours

Les objectifs de cette recherche visent à :

- inventorier les modèles de comportement au niveau suisse et international,
- en analyser les possibilités d'application dans le cadre d'un PMS,
- vérifier leur applicabilité en Suisse,
- détecter les lacunes existantes et proposer une méthode qui permettra de combler ces lacunes.

La finalité de cette recherche est de définir les bases, qui permettront de répondre dans le contexte du réseau routier suisse, aux questions essentielles que se posent les gestionnaires de l'entretien des chaussées; à savoir où et quand réaliser les travaux d'entretien.

3 DÉFINITION ET DESCRIPTION D'UN MODÈLE DE COMPORTEMENT

3.1 Introduction

Un modèle de comportement est une loi mathématique élaborée sur la base de considérations théoriques ou empiriques (basés sur l'observation), permettant de prévoir l'évolution dans le temps d'un indice caractérisant l'état d'une dégradation in situ (Figure 4).

Fissuration



Indice d'état

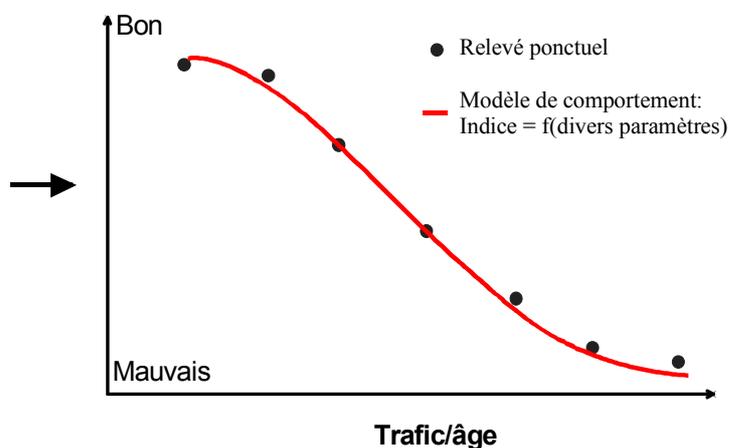


Figure 4: Exemple d'un modèle de comportement d'une dégradation

Dans une première approche, l'évolution d'une dégradation peut-être schématisée par une tendance regroupant les points des relevés de la dégradation d'une chaussée type pris à différentes périodes. Cette évolution peut être divisée en 3 phases, à savoir (Figure 5) :

- une phase d'initiation de la dégradation
- une phase de propagation
- une phase de stabilisation

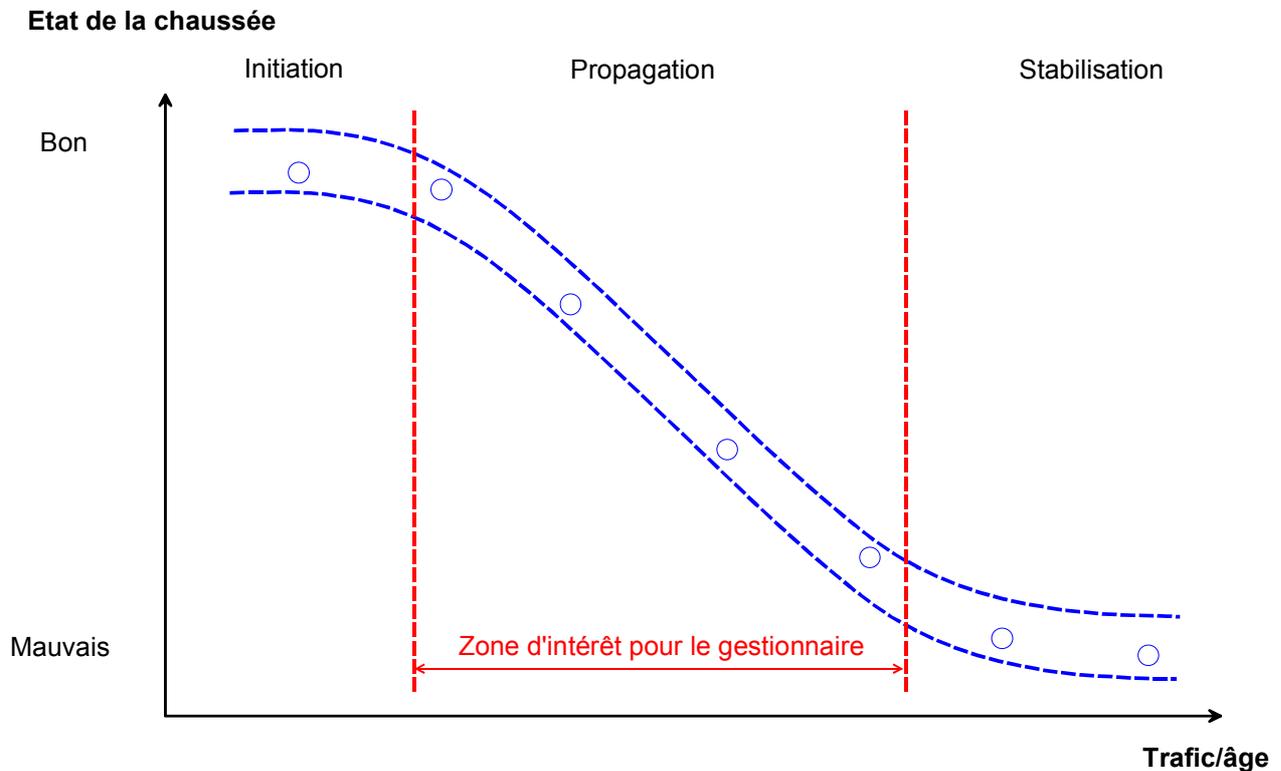


Figure 5 : Exemple d'évolution d'une dégradation [16]

La **phase d'initiation** de la dégradation représente la période entre la construction du revêtement et la première apparition d'une dégradation à la surface de celui-ci. Le moment de la première apparition d'une dégradation va dépendre de la qualité des matériaux d'origine et de l'exécution de la superstructure, des charges mécaniques et/ou thermiques, et de l'aptitude de la structure à résister à ces diverses charges.

La **phase de propagation** représente la période durant laquelle une dégradation, après être apparue à la surface de la chaussée, se développera selon sa propre loi d'évolution, celle-ci pouvant être linéaire, exponentielle ou autre. **Cette phase représente la zone d'intérêt pour le gestionnaire qui doit décider et prévoir les interventions d'entretien.**

La **phase de stabilisation** de la dégradation représente la période à partir de laquelle la dégradation tend à se stabiliser, c'est notamment le cas pour les phénomènes d'orniérage. Cette phase ne fait pas l'objet de modélisation. Elle est au-delà d'un seuil critique, voir même au-delà du seuil admissible de sécurité et, donc, aura déjà nécessité la réalisation de travaux de maintenance.

3.2 Types de modèle de comportement

En fonction du type de l'approche utilisée pour développer les modèles de comportement on peut considérer trois types de modèles : les modèles empiriques, analytique-empiriques et analytiques.

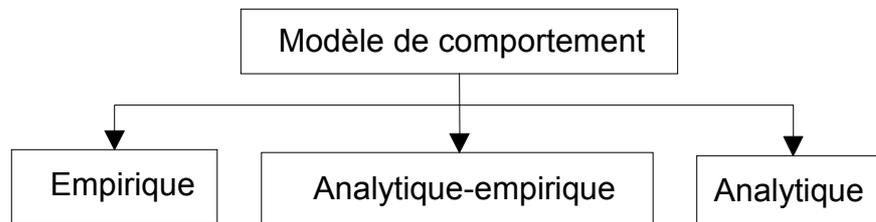


Figure 6 : Types de modèle de comportement

3.2.1 Modèles empiriques

Les modèles empiriques sont des modèles basés sur l'analyse de l'observation des dégradations des chaussées et en particulier leur évolution.

Ces modèles sont issus de 4 options possibles :

- Observation d'un réseau (méthode "photo", c.f. 6.2.1)
- Suivi de l'évolution du réseau (méthode "vidéo", c.f. 6.2.2)
- Suivi de planches d'essais in situ
- Essais accélérés (ALT : Accelerating Loading Test) (Figure 7).

Les planches d'essais in situ sont des sections de chaussée choisies en certains endroits du réseau, soumises aux charges de trafic et aux conditions climatiques réelles. Si ces données décrivent le développement effectif des dégradations de la chaussée, elles présentent deux inconvénients majeurs pour l'élaboration de lois de comportement. Le premier est que le développement des dégradations sur des sections standards du réseau routier se réalise de manière relativement lente. Il est donc nécessaire que les observations utilisées pour l'établissement de modèles de comportement couvrent une période de plusieurs années. D'autre part, le développement des dégradations ne peut être observé que jusqu'à ce que le niveau usuel d'intervention soit atteint.

Ces deux inconvénients ne s'appliquent pas aux données obtenues à l'aide des essais accélérés. Par l'application très rapide de cycles de chargement mécanique, le développement des dégradations est également accéléré. De plus, les dégradations peuvent être observées jusqu'à la destruction totale de la chaussée, puisque la sécurité des usagers et l'intégrité structurelle de la chaussée ne sont pas déterminants.



Figure 7 : manèges de fatigues de l'EPFL et de l'EPFZ

Par contre, l'essai accéléré présente le défaut de ne pas intégrer l'effet du vieillissement notamment celui des liants bitumineux. De même, les sollicitations climatiques ne sont pas ou que mal simulées.

3.2.2 Modèles analytiques-empiriques

Les modèles analytique-empiriques se basent pour une part sur les lois de comportement des matériaux, mais également sur l'observation de l'évolution des dégradations des chaussées. Ces modèles permettent de combiner les avantages des modèles analytiques et empiriques tout en diminuant les désavantages de l'un et de l'autre.

3.2.3 Modèles analytiques

Les modèles analytiques sont basés sur l'application des lois théoriques de comportement des matériaux. Les structures de chaussées étant un système multicouche de matériaux hydrocarbonés, ces modèles nécessitent la détermination d'un nombre considérable de paramètres. Ces modèles présentent l'avantage de pouvoir simuler le comportement de n'importe quel type de structure bitumineuse pour des conditions de sollicitations (charge, température) définies. Toutefois, ces modèles sont difficilement applicables de part la difficulté du calage des sollicitations théoriques avec les sollicitations réelles que subit la chaussée.

Ces dernières années, les recherches fondamentales se dirigent vers de telles approches mais cette évolution nécessite un investissement en temps et en argent considérable pour le gestionnaire d'un réseau routier.

3.3 Appréciation des modèles

3.3.1 Introduction

Un réseau routier présente une grande diversité de combinaisons de types de structures et de types de matériaux dont la composition, la mise en œuvre et leur âge influenceront sur le comportement de la chaussée. D'autre part, les sections composant un réseau ne sont pas toutes soumises aux mêmes sollicitations : les charges de trafic et les conditions climatiques locales ainsi que la situation géométrique peuvent différer.

Le modèle idéal serait celui qui prendrait en compte tous ces paramètres ayant une incidence sur la dégradation considérée. Cependant, un tel modèle se révèle d'une rare complexité comme le montre l'étude "rating tree" effectué par le TRL (Transport Research Laboratory, UK) dans le cadre de l'action COST 324 [2].

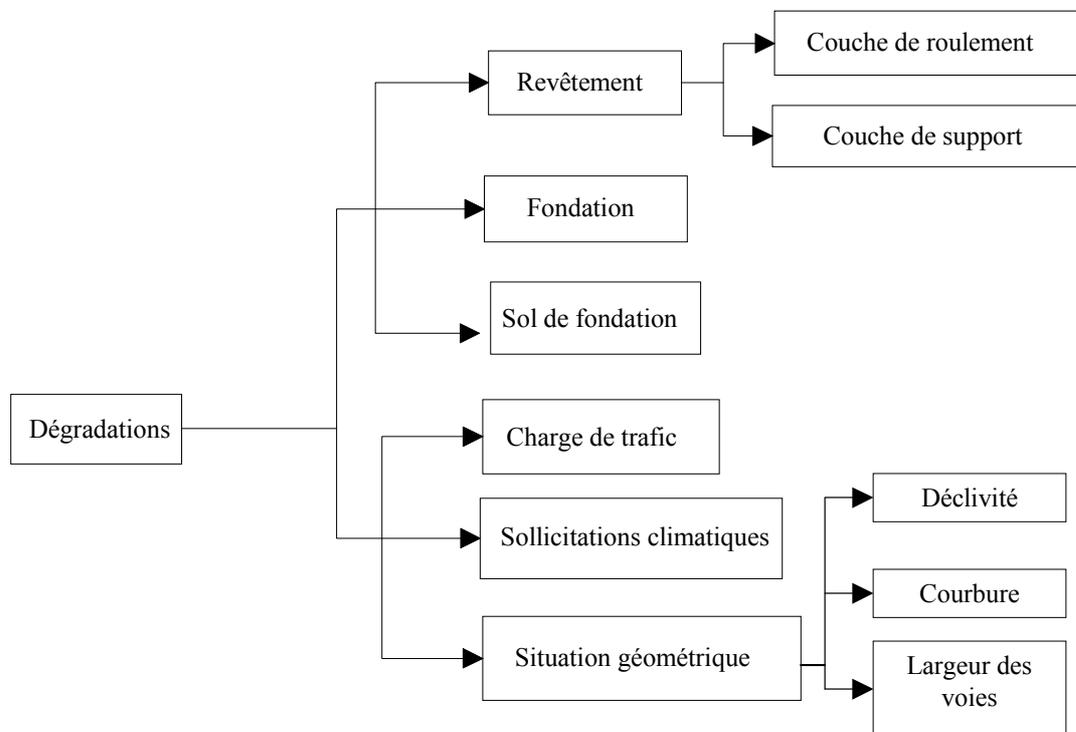


Figure 8 : Paramètres influençant l'apparition et l'évolution des dégradations [2]

La validité d'un modèle, vis-à-vis d'un ensemble de données, est déterminée à l'aide d'un coefficient de corrélation R^2 , qui représente l'écart moyen d'une fonction par rapport aux données. En général, les modèles sont considérés comme étant représentatifs lorsque la valeur R^2 est supérieure à 0.8.

3.3.2 Appréciation qualitative des modèles

A titre d'exemple, représentons dans un diagramme ayant pour abscisses l'âge du revêtement et pour ordonnée la valeur d'un indice d'état, les données recueillies sur un

réseau routier représentatif. La diversité des paramètres en jeu ne permettra pas d'appliquer un modèle unique satisfaisant aux données récoltées, un tel modèle serait insuffisant.

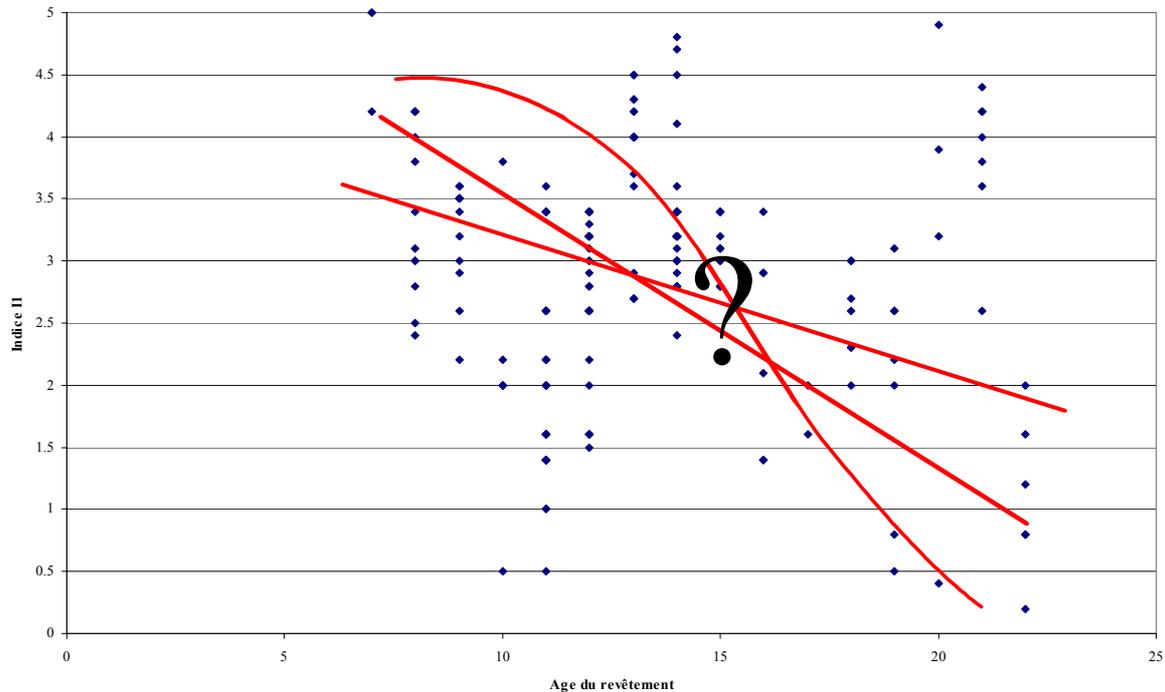


Figure 9 : Représentation de relevés dans un diagramme Etat = f(âge)

Cependant, regroupons dans le même type de diagramme que celui proposé ci-dessus, les données prélevées en fonction de paramètres influents parmi ceux proposés à la Figure 8. Il devient alors possible de déterminer des modèles plus spécifiques dont la corrélation avec les données serait satisfaisante, la Figure 10 illustre cet exemple.

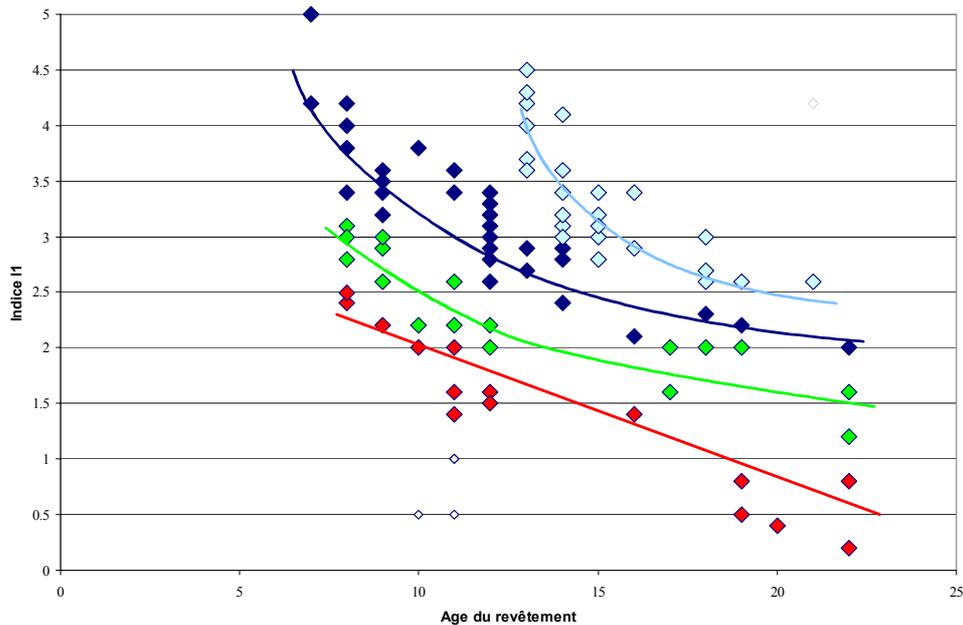


Figure 10 : Données d'état de la chaussée regroupées en paramètres influents

Sur la base de l'observation à long terme de l'évolution d'un indice d'état sur un tronçon ayant des caractéristiques définies et homogènes, il est possible d'établir des modèles de comportement de bonne qualité (Figure 11). Toutefois, ces modèles présentent le désavantage d'être "localement" applicables et, donc, ne peuvent s'appliquer à d'autres tronçons routiers qu'avec une certaine réserve.

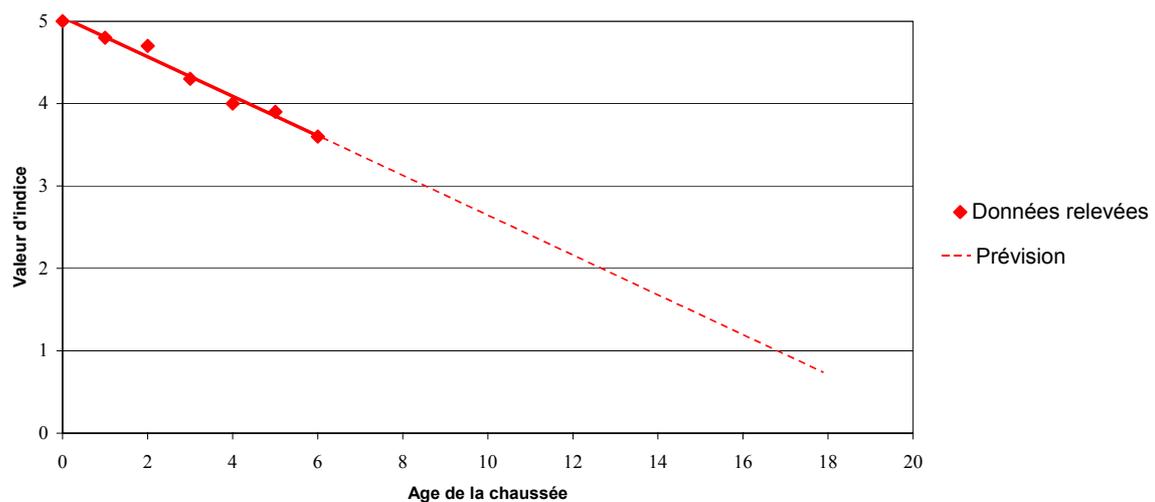


Figure 11 : Etablissement d'un modèle de comportement local sur la base de données historiques

4 RECENSEMENT DES MODÈLES SUISSES

4.1 La situation en Suisse

4.1.1 Introduction

L'évaluation de l'état des routes en Suisse se fait, jusqu'à présent, selon la norme SN 640 925a [3] cela à l'aide des cinq indices d'état suivants:

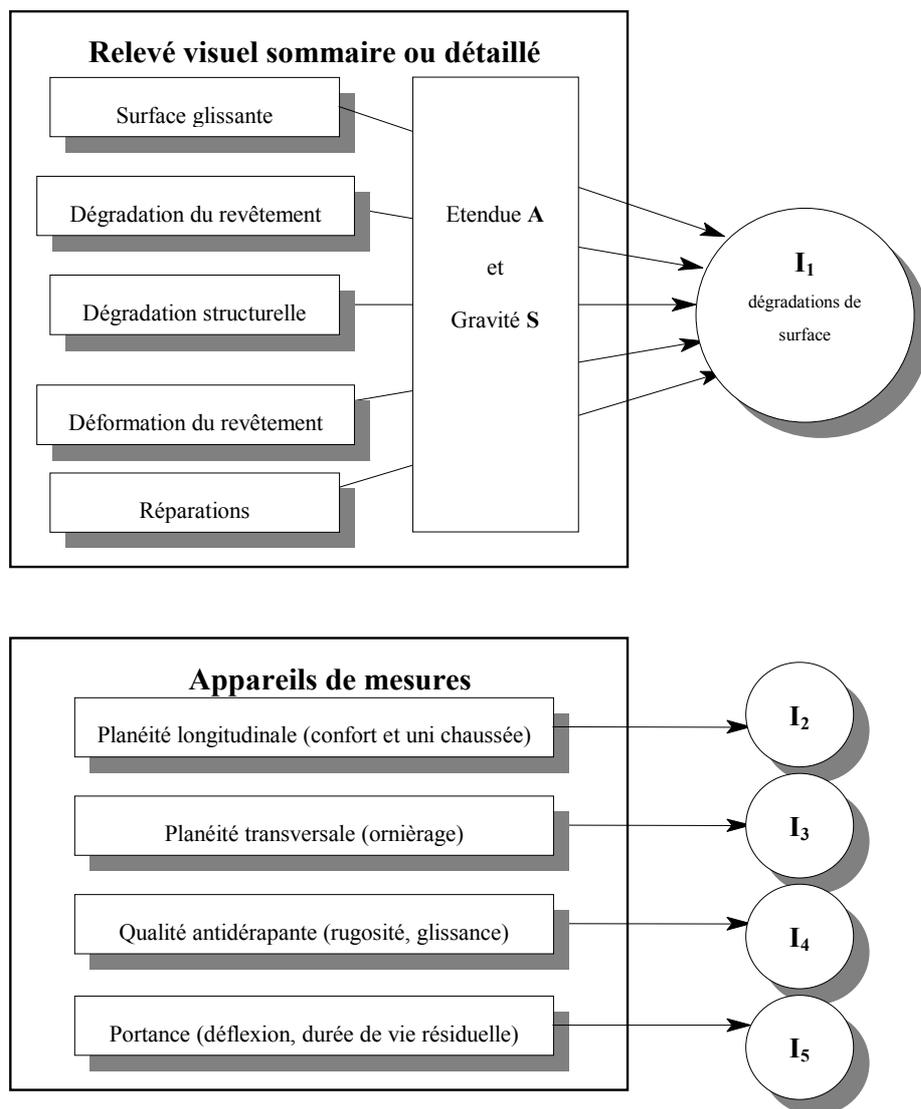


Figure 12 : Indices d'évaluation de l'état de la chaussée en Suisse [3]

Au niveau national, il n'existe actuellement pas de lois de comportement pouvant décrire, de manière certaine, l'évolution des dégradations des chaussées quantifiés par les indices I_1 à I_5 . Toutefois, des cantons préoccupés par la problématique de l'entretien, ont récolté des données relatives aux indices I_1 à I_5 . Sur la base de ces données, des lois d'évolution

ont été élaborées qui, à défaut de mieux, sont appliquées à leur réseau cantonal; c'est notamment le cas des cantons de Neuchâtel et des Grisons.

4.1.2 Divers travaux de recherche réalisés en Suisse

Les "précurseurs"

Le thème du comportement des chaussées a occupé les activités de recherche en Suisse depuis plus de 30 ans. En effet, c'est en 1967 qu'a débuté une recherche sur le suivi à long terme du comportement des chaussées. Cette recherche, qui avait initialement le but de vérifier les méthodes de dimensionnement existantes (dérivées de l'essai AASHTO), a été terminée en 1996 avec la publication du dernier des différents rapports préparés dans le cadre de cette recherche [18]. Un ensemble d'une quarantaine de sections de chaussées, essentiellement sur autoroute, avec des revêtements hydrocarbonés et en béton, ont donc été "suivis" durant plusieurs années par le biais de mesures périodiques de la planéité longitudinale, de l'orniérage et des formes de dégradations de surface prévues selon la méthode AASHTO pour le calcul de l'indice de viabilité. Cette sélection de sections d'observation a aussi été retenue pour les mesures d'état des chaussées effectuées en Suisse dans le cadre du projet PARIS.

Une approche analogue, c'est-à-dire comprenant des mesures d'état de la chaussée, a été adoptée au courant des différents travaux de recherche conduit par l'institut de planification, de techniques des transports et construction de routes et de chemins de fer (IVT-EPFZ) sur le manège de Dübendorf, à nouveau en considérant les différents paramètres de l'indice de viabilité AASHTO.

Dans les études mentionnées ci-dessus, l'objet de la mesure et du suivi, c'est-à-dire l'indice de viabilité PSI (present serviceability index), est en effet un "indice composé" ce qui dans le contexte des recherches sur les lois d'évolution constitue un aspect assez particulier. Il faut mettre en évidence d'ailleurs que le but principal de ces travaux n'était pas une recherche de lois d'évolution mais plutôt la vérification des méthodes de dimensionnement des chaussées.

La recherche sur l'orniérage

Au printemps 1987, L'Office fédéral des routes a chargé l'IVT de l'EPFZ de Zurich de développer des modèles de comportement des chaussées adaptés au contexte suisse. Ces recherches qui ont fait l'objet des rapports OFROU n°196 [4] et n°320 [7], ont permis d'analyser des modèles de comportement de la planéité transversale exprimé par l'indice I_3 . Une recherche bibliographique des modèles existants et leur confrontation aux données disponibles notamment celles issues du manège de l'EPFZ de Dübendorf ainsi que celles issues de l'observation de tronçons routiers, a permis de démontrer que la forme mathématique d'un modèle empirique de comportement relatif à l'orniérage devait être de la forme :

$$T = A + B \cdot \log(N)$$

Avec :

T = profondeur d'ornière (mm)

A, B = coefficients de calage du modèle

N = $W/1000$, où W = nombre d'essieux équivalents cumulés selon SN 640 320 ou âge du revêtement

Une première application pratique du modèle proposé par la recherche mentionnée ci-dessus a été réalisée dans le cadre d'une exploitation de données d'auscultation sur la route nationale A13 dans le Canton des Grisons entre 1988 et 1991 [10] à [12]. Cette étude, conduite par une approche combinée du type "photo" et "video" (voir chapitre 6.2), a été facilitée par la connaissance du type et de l'année de pose des différentes couches de surface présentes sur le tracé de la RN A13. Les couches de roulement étaient constituées à 80% de AB16 avec Trinidad et de HRA (Hot rolled Asphalt). Les informations à disposition ont permis de filtrer les données par type de matériaux de la couche de roulement et de conduire à des analyses séparées en éliminant des influences de certains paramètres. Finalement une moyenne pondérée (par la longueur) a été utilisée pour caractériser l'orniérage de chaque "classe d'âge" et obtenir ainsi une loi d'évolution avec un coefficient de régression acceptable (Figure 13).

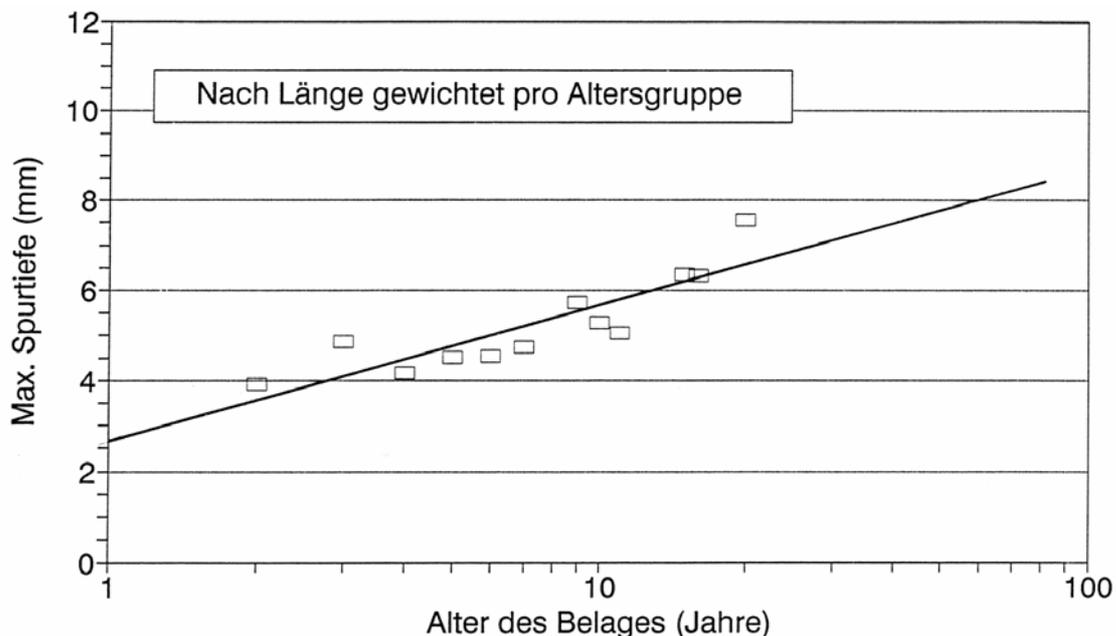


Figure 13: Profondeur d'ornière, A13 GR [11]

Recherches relatives à l'évolution de la planéité longitudinale

Dans le contexte de l'exploitation des données d'auscultation de la RN A13, une analyse simplifiée des données de la planéité longitudinale a été réalisée. Le diagramme de la Figure 14, pour un échantillonnage de données limité à un seul type de couche de roulement, met en évidence une tendance relativement stable des valeurs de planéité sur les premiers 10 ans, pour passer ensuite à une décroissance relativement faible mais toutefois perceptible.

Une étude plus approfondie pour ce qui concerne l'évolution de la planéité longitudinale, pour le cas spécifique des chaussées en béton, a fait l'objet d'un deuxième rapport dans le cadre du mandat de recherche qui avait déjà traité le sujet de l'orniérage. L'étude a été conduite aussi dans ce cas en faisant appel aux méthodes combinées "photo" et "vidéo" appliquées sur deux campagnes de mesure le long d'une cinquantaine de km de route en béton de la RN A1 dans les cantons de Soleure et Argovie entre Härkingen et le tunnel du Baregg (une partie importante de ce tracé a fait l'objet d'une reconstruction profonde avec substitution du béton par un revêtement en enrobés hydrocarbonés dans les années 1998 et 1999). L'analyse du tronçon considéré permet de différencier 6 tronçons cela par l'année de mise en service, 1967 et 1970 et par le niveau de trafic:

- Härkingen-Rothrist, ouverture 1967, supporte le trafic de la RN A1 + A2
- Rothrist-Lenzburg, ouverture 1967, trafic de la RN A1
- Lenzburg-Baregg, ouverture 1970, trafic de la RN A1

Le niveau de qualité nettement différent selon la direction considérée (Ouest-Est, Est-Ouest) a été attribué à une charge de trafic différente par direction, ainsi que l'avaient mis en évidence des campagnes de pesage dans les années 70.

Dans cette recherche, la planéité longitudinale a été considérée comme le seul facteur d'influence de l'indice de viabilité PSI et l'équation a été déterminée comme suit:

$$PSI = 4.5 - (0.01 \cdot W^{5.6} \cdot 10^{-6})$$

avec W= trafic pondéral équivalent cumulé total

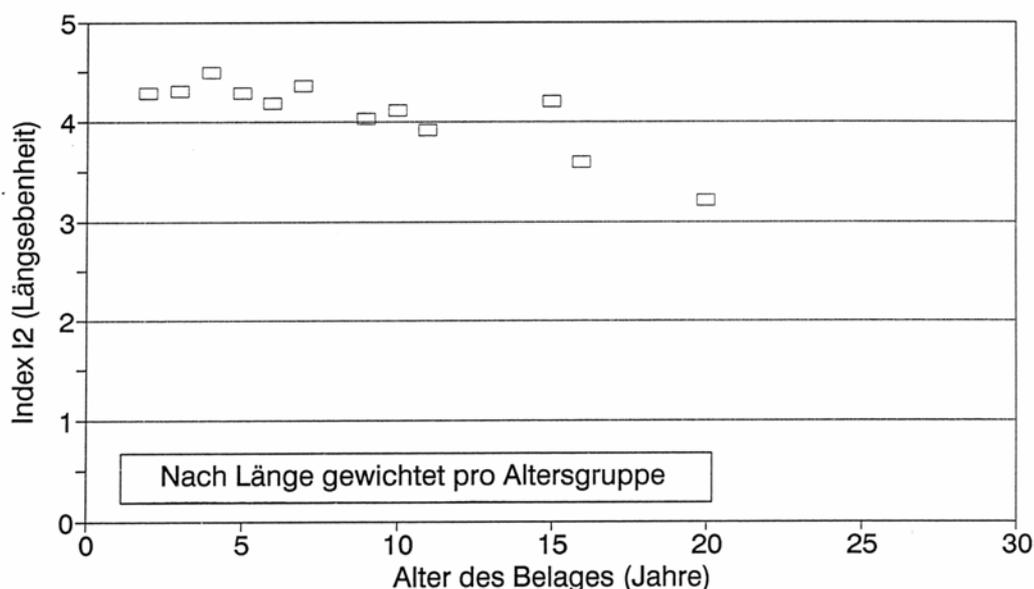


Figure 14: Evolution de l'indice I2, RN A13 GR [11]

4.1.3 Etudes sur le réseau des routes du Canton de Neuchâtel

Sous la direction de l'ingénieur, M. Hussain-Khan, le canton de Neuchâtel est un précurseur dans la recherche de modèles de comportement des indices I_1 à I_5 . En 1996, une première étude propose des lois d'évolution des indices I_1 à I_3 , cette recherche est basée sur des auscultations effectuées sur les routes cantonales J10, J18, J20, RC170 et RC1320 [8]. En 1997, un mandat STRADA-PMS VS-NE basé sur le relevé de dégradations effectué sur deux tronçons de la RN A5 a débouché sur de nouveaux modèles d'évolution des indices I_1 et I_3 [9].

Les lois issues du mandat STRADA-PMS ont été élaborées sur la base d'une approche empirique, soit pour les indices cités les relations suivantes:

Modèle d'évolution de l'indice I_1 (dégradation de surface)

Les données à disposition issues de la A5 ont nécessité un filtrage afin de limiter au possible une trop grande dispersion. Les filtres appliqués sont:

- les tronçons d'une longueur inférieure à 200m ne sont pas pris en considération
- de même, les revêtements de ponts ne sont pas pris en compte.

La représentation de ce modèle de comportement qui est fonction de l'âge du revêtement est le suivant :

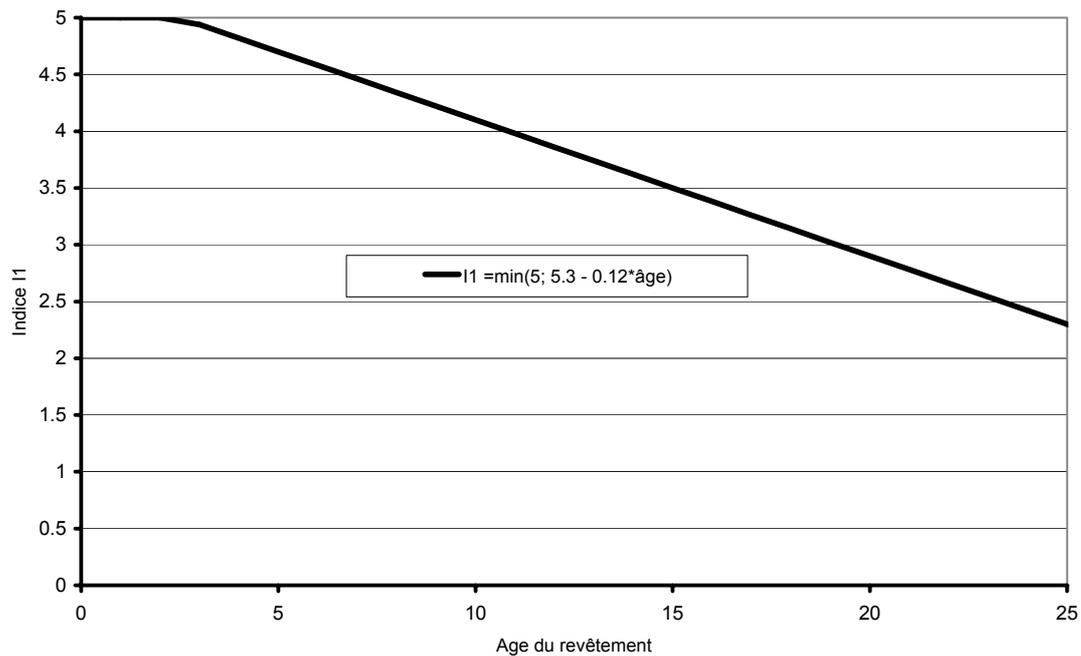


Figure 15 : Loi d'évolution de l'indice I₁ (Neuchâtel)

Cette loi linéaire propose une initiation de l'évolution de la dégradation de surface de la chaussée qu'à partir de sa troisième année de vie.

Modèle d'évolution de l'indice I₂ (planéité longitudinale)

L'analyse des données à disposition concernant l'indice I₂ n'a pas permis de déterminer une loi d'évolution pour la planéité longitudinale.

Afin de tout de même pouvoir prendre en considération la planéité longitudinale dans un PMS, un modèle d'évolution est proposé, celui-ci étant uniquement basé sur les hypothèses suivantes :

- durant les trois premières années d'un revêtement aucun défaut n'apparaît,
- l'indice I₂ passe de très bon (valeur 5) à insuffisant (valeur estimée à 2.5) de manière linéaire sur la durée de vie du revêtement (fixée à 20 ans).

La formulation en fonction de l'âge du revêtement (en année) est alors donnée par la relation suivante :

$$I_2 = \min(5, 5.3 - 0.14 \cdot \text{âge})$$

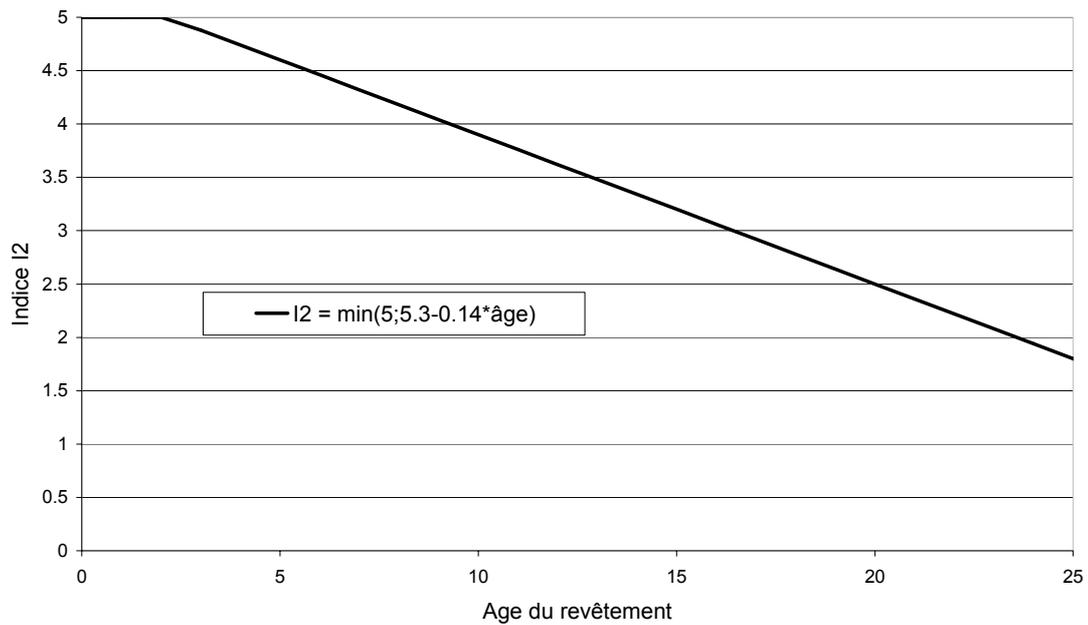


Figure 16 : Loi d'évolution de l'indice I_2 (Neuchâtel)

Modèle d'évolution de l'indice I_3 (planéité transversale ou orniérage)

Le rapport de recherche "*Développement de modèles de comportement pour les systèmes de gestion de l'entretien*" OFROU n°196 [4] a démontré que la construction d'un modèle de comportement empirique relatif à l'orniérage devait être de la forme :

$$T = A + B \cdot \log(N)$$

Avec T = profondeur d'ornièrè

A, B = coefficients de calage

N = charge cumulée du trafic ou âge du revêtement

Le canton de Neuchâtel a tenté de définir les paramètres A et B par une approche empirique, sur la base des observations relevées sur deux planches d'essais de la RN A5. La régression de type logarithmique a été choisie dépendante du temps pour modéliser l'évolution de l'orniérage :

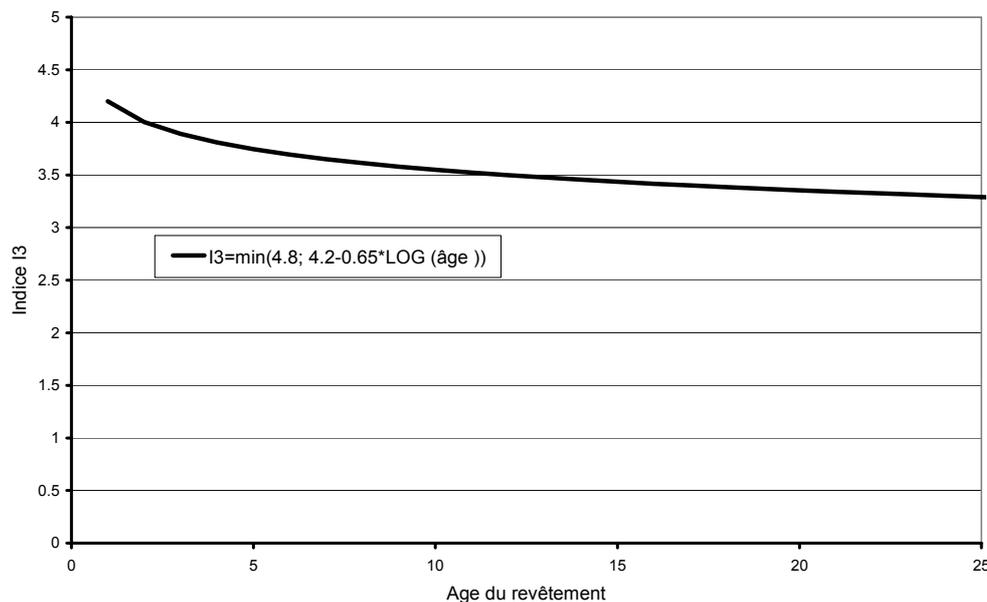


Figure 17 : Loi d'évolution de l'indice I₃ (Neuchâtel)

Comme dans le cas de l'indice de dégradation de surface I₁, un tri similaire a été nécessaire afin de limiter une dispersion trop importante de la régression.

Evolution de l'indice I₄ (qualité antidérapante)

Le suivi sur plusieurs années des tronçons d'observation de la route nationale A5 ont montré que, pour le coefficient de frottement mesuré au Skiddomètre, seules de petites variations en fonction du temps étaient perceptibles (Figure 18). Ainsi, le canton de Neuchâtel propose une valeur constante de la rugosité en fonction du temps.

Evolution de l'indice I₅ (portance)

Les mesures réalisées sur la route nationale A5 ont montré que dans l'ensemble, la portance d'un sol tend à augmenter avec le temps, comme le montre la Figure 19. A la suite de ses observations, il est proposé de considérer l'évolution de la portance comme étant constante dans le temps.

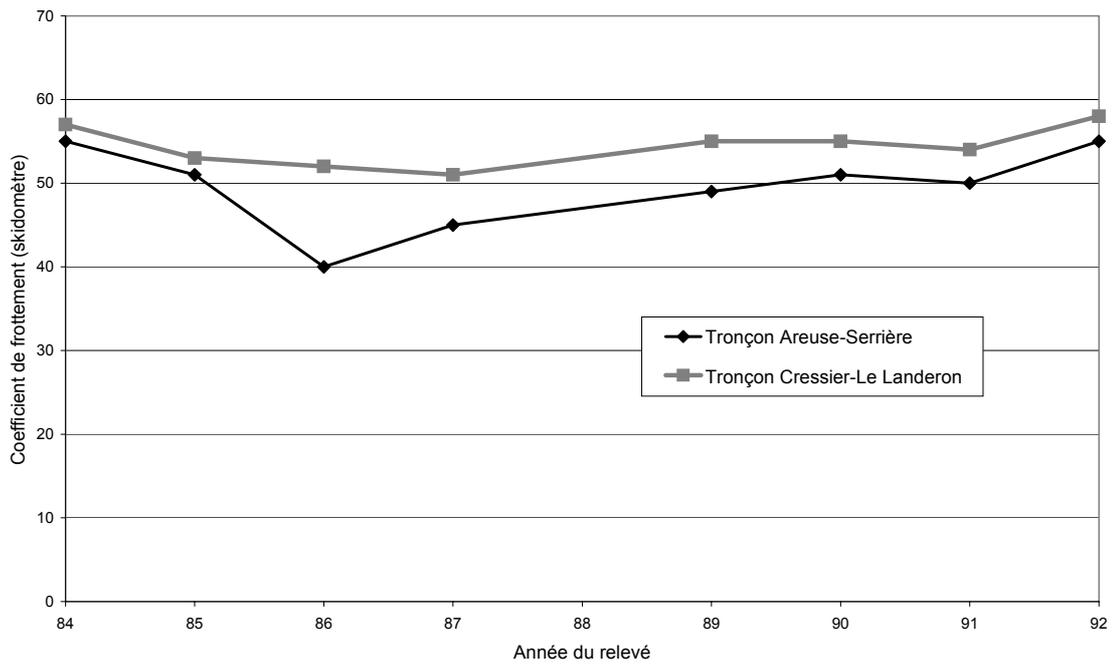


Figure 18 : Evolution du coefficient de frottement mesuré au Skiddomètre (Neuchâtel)

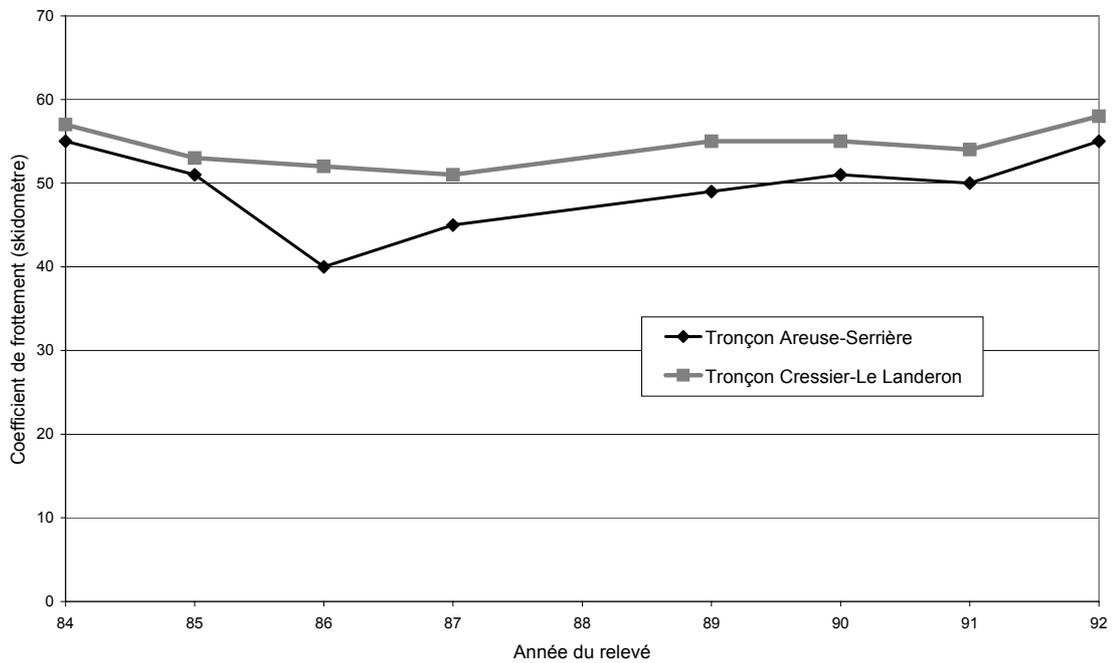


Figure 19 : Evolution de la déflexion (Neuchâtel)

4.2 Critiques des modèles suisses

4.2.1 Bilan général

Si l'on veut faire un bilan des lois d'évolution déterminées sur la base de données d'auscultation de réseaux de routes suisses on arrive au tableau ci-dessous:

Source	Indices				
	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄	I ₅
Recherche 31/84		X (béton)	X		
Etudes RC NE	X	X	X		
Etudes RN NE	x	x	x	(x)	(x)

Tableau 1: Bilan général des lois suisses

- x** = loi d'évolution applicable comme approche initiale
- x = loi d'évolution à vérifier avant application
- (x) = la recherche n'a pas mis en évidence un aspect évolutif.

Les lois d'évolution déterminées dans le cadre de l'étude sur les données d'auscultation du réseau des routes cantonales du Canton de Neuchâtel sont à l'instant les valeurs les plus fiables, et cela pour deux raisons:

- elles reposent sur un échantillonnage important,
- les valeurs d'auscultation comprennent des valeurs bonnes, moyennes et mauvaises, donc une gamme des valeurs correspondantes aux limites de l'échelle de l'indice.

Les valeurs déterminées sur les routes nationales (et ceci vaut aussi pour quelques analyses conduites sur des données relatives à la RN A9 dans le Canton du Valais) reposent sur un échantillonnage très limité en kilométrage de routes et aussi en termes de variabilité des valeurs disponibles. Ces dernières comprenaient essentiellement des valeurs de bonnes à moyennes, ce qui est tout à fait compréhensible si l'on considère que lors des auscultations les autoroutes concernés n'avaient "subi" que le 25% seulement du trafic de dimensionnement.

Finalement, pour les indices de rugosité et de portance, les données disponibles sont complètement insuffisantes (rugosité) ou inutiles pour la recherche, comme dans le cas de la portance: veut-on vraiment espérer voir une évolution (qui s'écarte des variations saisonnières et de températures des déflexions mesurées) de la portance sur une autoroute solidement dimensionnée après seulement un quart du trafic prévu? Si pour le

cas de la rugosité, un mandat de recherche conduit par l'IVT de l'EPFZ devrait apporter bientôt des connaissances meilleures, on pourrait aussi admettre qu'il n'y a pas d'évolution appréciable de la portance (et les exceptions confirmeront la règle) dans la majorité des cas. Fréquemment on peut observer en effet une diminution des valeurs de déflexion suite à du postcompactage et à une consolidation des couches non liées et du sol. L'évaluation de la portance est mieux adaptées pour les chaussées faiblement dimensionnées.

4.2.2 Lacunes principales

Une analyse plus approfondie des lois de Neuchâtel montre que la dispersion des valeurs sont de loin plus importantes pour l'indice I_1 que pour les indices I_2 et I_3 . Cela s'explique entre autres par le fait que l'indice I_1 est un "indice composé", ainsi différents défauts singuliers ou combinaisons de défauts peuvent conduire à la même valeur d'indice I_1 . Un tout autre facteur qui conduit à augmenter la dispersion des valeurs est le manque de précision dans l'appréciation de la valeur "correcte" dans le cadre d'un relevé visuel, ainsi les conditions d'exécution du relevé (luminosité, vitesse, etc.) et la nature très subjective de la méthode influencent l'appréciation de l'indice d'état I_1 .

A titre d'exemple, la Figure 20 présente les résultats du relevé de l'indice I_1 sur le réseau des routes nationales fribourgeoises et neuchâteloises en comparaison avec la loi d'évolution proposée par le canton de Neuchâtel :

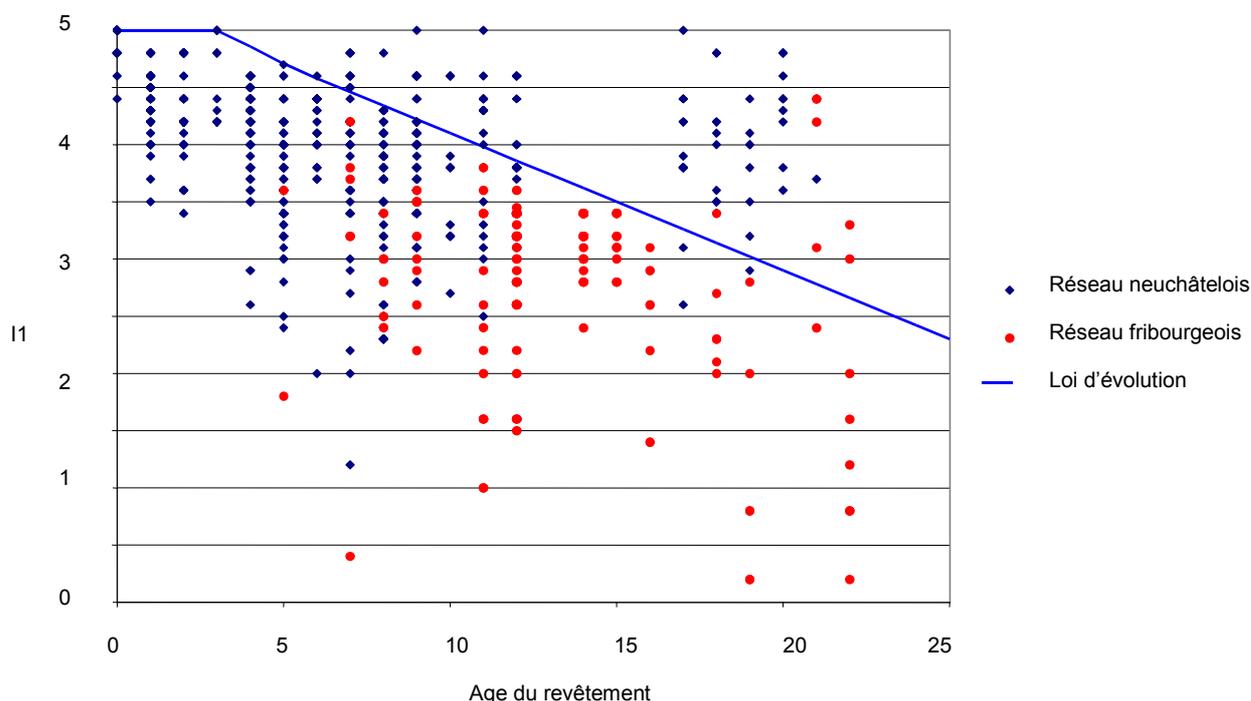


Figure 20 : Relevés de l'indice I_1 sur le réseau des routes nationales fribourgeoises et neuchâteloise

Ces données ne sont pas filtrées, ce qui explique cette grande dispersion. Ces ensembles de points ne tiennent pas compte de la charge de trafic ou du type de chaussée ou des revêtements utilisés. Pour tenter de cibler les paramètres influant sur l'évolution de l'indice I_1 , nous avons procédé à une première filtration des données en tenant compte de la charge de trafic. Cette filtration a été réalisée de manière très sommaire en différenciant

les observations obtenues sur la voie de dépassement de celles obtenues sur la voie normale. Le trafic lourd étant principalement concentré sur la voie normale, il devrait apparaître une tendance plus prononcée de la dégradation sur la voie normale. A titre d'exemple, la Figure 21 présente la régression linéaire appliquée à l'indice de la voie normale et de la voie de dépassement, qui bien que présentant une corrélation insatisfaisante, tend à montrer que l'évolution de l'indice I_1 est fonction du trafic (la voie normale, soumise à un trafic plus important se dégrade plus que la voie de dépassement). Ainsi, le paramètre trafic apparaît comme primordiale dans l'optique d'une loi d'évolution adéquate.

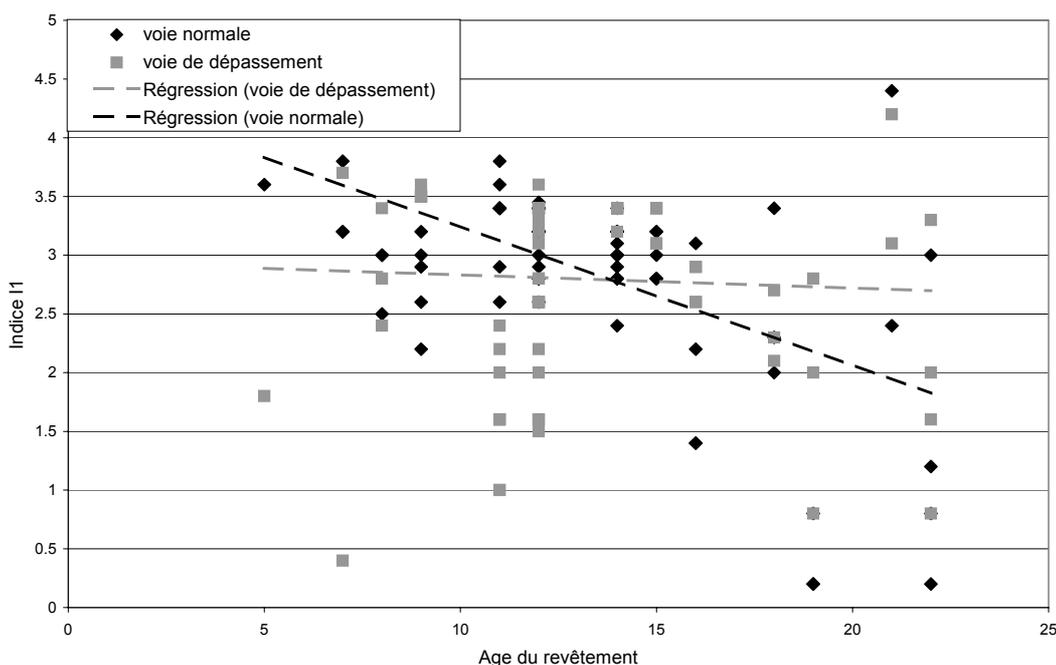


Figure 21 : Valeur d'indice I_1 en fonction de la voie de circulation pour le réseau des routes nationales fribourgeoises

Ces exemples montrent clairement l'impossibilité de pouvoir obtenir un résultat acceptable dans la forme actuelle de l'indice I_1 et le besoin de passer à une considération séparée des principales familles de dégradations intervenant dans la détermination de l'indice I_1 . Ces considérations sont introduites dans le cadre du rapport de recherche VSS 12/99 "Diagnostic de l'état des chaussées".

4.3 Regroupement avec la recherche VSS 12/99 "Diagnostic d'état des chaussées"

Afin d'élaborer des modèles de comportement pertinents vis-à-vis du réseau routier suisse, il est essentiel d'introduire la problématique liée à la diversité de l'indice I_1 tel qu'il est actuellement défini par la norme SN 640 925a [3]. Cet indice représente une combinaison de plusieurs dégradations et le Tableau 2 et ne permet pas, de ce fait, d'obtenir une image précise de l'état réel de la chaussée.

Type de dégradation	Paramètres d'évaluation
Surface glissante	Polissage Ressuage
Dégradation du revêtement	Usure Désempilage/sablage Perte de gravillons Pelades Nids de poule Fissures de joint Fissures transversales Fissures diverses
Déformation du revêtement	Ornières Bourrelets Tôle ondulée Déformation de poussée
Dégradation structurelle	Affaissements/flaches Fissures d'affaissement Affaissement de bord Fissures d'épaulement Soulèvement dus au gel Fissures longitudinales Faïençage
Réparations	Réparations

Tableau 2 : Dégradations entrant en ligne de compte dans l'indice I_1

De plus, l'évaluation de l'indice I_1 se faisant visuellement, les valeurs observées dépendent de l'appréciation de l'observateur, de la méthode du relevé, ainsi que des conditions climatiques (luminosité naturelle).

Afin de tester la reproductivité de l'indice I_1 selon des méthodes couramment utilisées, la Division des routes nationales du Canton de Vaud a lancé un "essai croisé sur le I_1 " en faisant intervenir trois mandataires travaillant selon des méthodes de relevés différentes [13]. Dix tronçons des routes nationales ont été inspectés et les résultats obtenus montrent une grande hétérogénéité des résultats ; pour l'ensemble des tronçons observés, la valeur moyenne de l'indice I_1 est de 2.26 à 3.84. Cette étude montre, d'une part, que le facteur "humain" est primordiale et, d'autre part, le manque de clarté de la norme en vigueur sur la répartition des dégradations parmi les 5 groupes. De façon générale, la reproductivité de l'interprétation des dégradations est soumise à de nombreuses questions.

L'analyse réalisée sur les données obtenues sur le réseau des routes nationales justifie la nécessité de réaliser des études plus poussées sur les modèles de comportement suisses. Dans ce but, la recherche 12/99 "Diagnostic d'état des chaussées" définit les

besoins relatifs à l'évaluation de l'état d'une chaussée en vue d'une gestion réaliste des mesures d'entretien. Parmi les conclusions de la recherche 12/99, il est proposé de subdiviser l'indice I_1 en indices individuels pour chaque type de dégradations présentées au tableau 2:

- I_{SG} : Surface glissante
- I_{DR} : Dégradation du revêtement
- $I_{Def.R}$: Déformation du revêtement
- I_{Str} : Dégradation structurelle
- I_{REP} : Réparations

4.4 Considérations intermédiaires

En conclusion, il apparaît nécessaire de disposer de lois d'évolution pour les différents indices d'état mentionnés. Cette constatation nous met en face d'un vide absolu avec la nécessité d'intensifier les efforts dans cette direction. La situation n'est peut être pas si grave qu'elle apparaît, en effet, un très grand nombre de données de relevé de l'état de surface sont disponibles auprès de différentes administrations cantonales. Ce qui nous manque encore aujourd'hui est souvent la connaissance des autres facteurs d'influence pouvant être utilisés pour filtrer ou regrouper les données comme, par exemple, le trafic, le type de structure, les conditions climatiques, etc... Pour mener de nouvelles études sur les lois d'évolution (les méthodes "photo" et "vidéo" permettront d'aboutir rapidement à un résultat quand toutes les conditions seront remplies), il sera donc nécessaire de procéder à la récolte et l'analyse de toutes ces données supplémentaires et indispensables.

5 MODÈLES DE COMPORTEMENT DÉVELOPPÉS À L'ÉTRANGER

Ces dernières années, plusieurs recherches ont été menées à l'étranger dans le domaine de la modélisation du comportement à long terme des chaussées routières.

Le but de ce chapitre est de présenter les divers modèles existants et de voir dans quelle mesure ils pourraient être applicables au réseau routier suisse. Ces modèles proviennent principalement des recherches COST 324 [2], PARIS [5] et HDM-4 [6].

L'action COST 324 menée sur trois ans par quinze pays européens, présente un récapitulatif des modèles de comportement couramment employés pour la gestion de l'entretien des chaussées ainsi qu'une liste des facteurs susceptibles d'influencer l'évolution de l'état de la chaussée. Cette action a été utilisée comme base de l'élaboration du projet PARIS.

Le projet PARIS a été mené par un consortium de 19 organisations de 15 pays européens, avec le support partiel du programme de RDT Transport du 4^{ème} programme-cadre de la Commission européenne. Le projet visait à développer des modèles de comportement des dégradations des chaussées utilisables pour la gestion de l'entretien des routes en Europe. Les pays ayant participé à l'élaboration du projet sont présentés à la Figure 22.

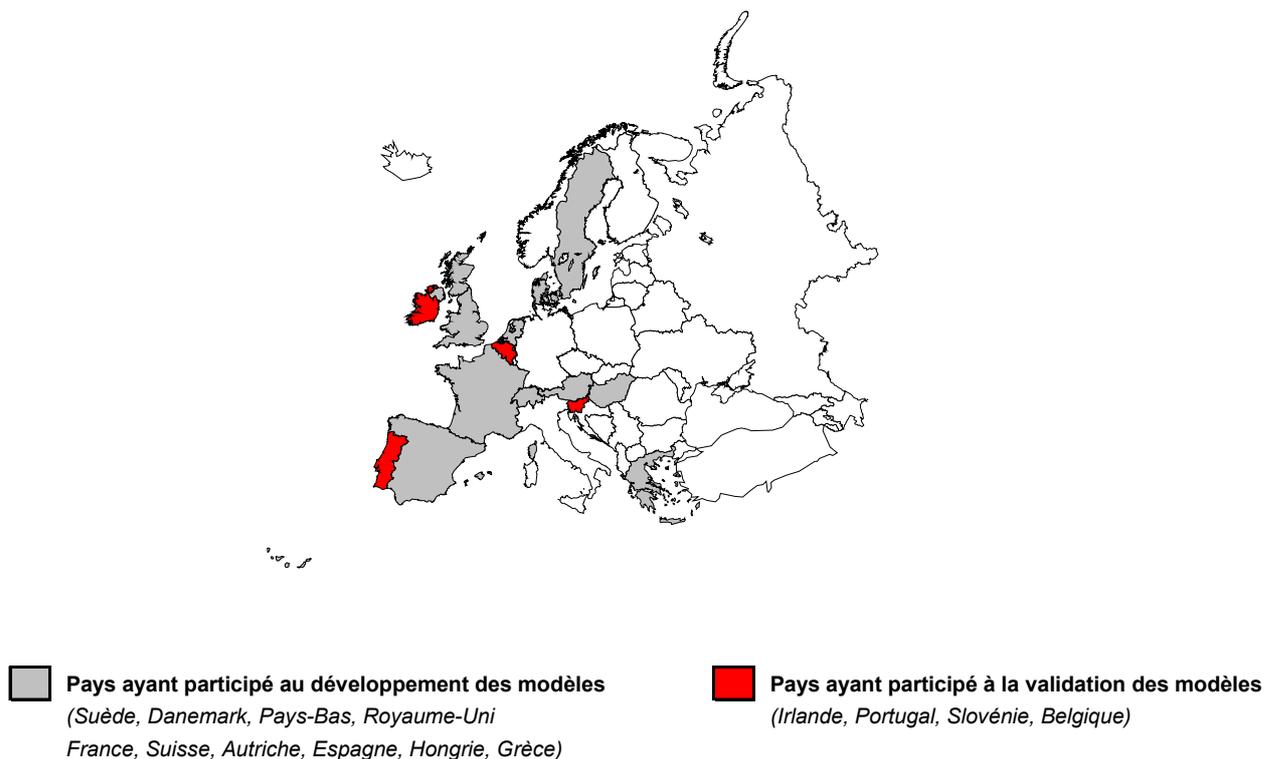


Figure 22 : Pays ayant participé au projet PARIS

Les données relatives à l'évolution des dégradations de plus de 900 planches d'essais, dont une quarantaine issues du réseau routier suisse, réparties dans les 15 pays participants ont été récoltées et stockées dans une base de données. Avant leur stockage, ces données ont été normalisées à un standard européen commun. Les données des planches d'essais sises sur le réseau routier normal ont été complétées avec celle provenant d'essais accélérés en vraie grandeur (ALT) menés dans 3 pays participants : France (LCPC), Espagne (CEDEX), Suisse (IVT). Ces données regroupées ont été analysées pour élaborer des modèles d'évolution des dégradations des chaussées routières. Des modèles ont été développés pour l'initiation et pour la propagation des dégradations. Pour les modèles d'initiation des dégradations, des techniques d'analyse de données bornées ont été utilisées, alors que des techniques de régression classiques ont été employées pour le développement des modèles de propagation. Dans la phase finale du projet, les modèles ont été validés en utilisant des données indépendantes provenant de quatre des pays participants (Figure 22).

Le programme de recherche HDM lancé en 1969, proposé par la banque mondiale puis repris par l'AIPCR, s'est fixé comme objectifs de développer des modèles permettant de prédire les coûts globaux générés par une chaussée sur son cycle de vie. Les recherches se sont d'abord concentrées sur les pays en voie de développement (HDM-3) et des modèles ont été présentés en 1987. Sur la base des résultats obtenus, une adaptations des modèles a été réalisée dans le but de les rendre applicables aux pays industrialisés. Les modèles HDM-4 en sont le résultat.

5.1 Synthèse

Les modèles recensés sont présentés en annexe au rapport. Il ressort des études citées ci-dessus le tableau de synthèse des modèles de comportement existants :

		Origine des modèles										
		COST 324							PARIS	HDM-4	Neuchâtel	Grisons
		Danemark	Finlande	Grèce	Hongrie	Hollande	Grande-Bretagne	Suède				
Dégradations	Etat de la surface (indice I ₁)									x		
	Planéité longitudinale	x	x		x			x		x	x	x
	Planéité transversale		x		x	x		x	x	x	x	x
	Fissuration de surface					x						
	Fissuration structurelle			x			x	x	x	x		
	Fissuration thermique transversale									x		
	Portance				x							
	Perte de matériaux									x		
	Arrachement								x			
	Nids-de-poule									x		
	Glissance				x					x		
	Texture									x		

Tableau 3 : Modèles existants (x)

5.2 Analyse de modèles étrangers

Le recensement des modèles de comportement étrangers montre une grande diversité des paramètres de formulation. Dans le but de fournir une appréciation de l'aptitude de ces modèles à être appliqué dans un système de gestion des chaussées (PMS), un choix de critères sélectifs est proposé afin de retenir les modèles qui présentent un intérêt majeur. Les confrontations des lois de Neuchâtel aux données à disposition des routes nationales a montré que le seul paramètre "âge du revêtement" était insuffisant. Ainsi, le développement futur de modèle ou l'utilisation de modèles existants devrait inclure, dans la mesure du possible, les exigences suivantes :

- Caractéristique de la superstructure
- Conditions initiales (nouvelles chaussées, réfection de chaussée)
- Caractéristique des matériaux
- Trafic
- Age du revêtement

- Climat
- Disponibilité des données
- Qualité des données
- Possibilité de paramétrage

Notons que les modèles HDM-4 n'ont pas été retenus car ils nécessitent un nombre important de paramètres et sont difficilement applicables au contexte suisse. Ainsi, les modèles de comportement HDM-4 traitant de la perte de matériaux, des nids-de-poule et de la texture ne sont pas considérés dans l'analyse qui suit.

La tableau suivant propose une synthèse des critères et leurs adéquation avec les modèles étrangers recensés :

Paramètres	Planéité longitudinale	Planéité transversale	Fissuration de surface	Fissuration structurelle	Fissuration thermique transversale	Portance	Arrachement	Glissance
Caractéristique de la superstructure	FI, SE	AT, SE		ES, PARIS	PARIS*			
Conditions initiales	DK	FI, SE	NL				PARIS	
Caractéristique des matériaux	SE	SE		AT, SE		HU		GB, HU
Trafic	HU	AT, GB, HU, SE		AT, ES, GB, GR, PT, SE, PARIS	PARIS*	HU	PARIS	GB, HU
Climat	SE	SE						
Age du revêtement	DK, FI, HU, SE	FI, HU, SE, NL	NL	PARIS	PARIS*	HU	PARIS	HU
Paramètres proposés	IRI (FI, HU, SE) Bump integrator (DK)	Profondeur d'ornièrre t (AT, FI, SE) Déformation verticale ϵ_z (GB)		Indice de fissuration CI (PARIS)	Module élastique E	Etendue des arrachements	Coeff. SCRIM (GB)	
Application possible au réseau routier suisse	Fi, HU**	AT, GB, HU**, FI, PARIS		PARIS	HU**	PARIS	GB, HU**	

Tableau 4: Synthèse de l'analyse des modèles étrangers

Légende : AT – Autriche, BE – Belgique, DK – Danemark, ES – Espagne, FI – Finlande, GB – Grande-Bretagne, GR – Grèce, HU – Hongrie, NL – Hollande, SE – Suède

* Les lois de comportement PARIS pour la fissuration ne font pas la différenciation entre une fissuration structurelle et transversale

** L'utilisation de ces modèles nécessite la détermination de constantes propres au contexte suisse

5.3 Exemple d'application des modèles PARIS au contexte suisse

5.3.1 Les planches comparatives de la N9 (VS)

A la fin des années 80, la sous-commission 271/15 de la VSS a élaboré les recommandations suisses concernant les bitumes modifiés aux polymères. En 1988, le Service des Routes Nationales du Valais réalisait la superstructure et le revêtement de l'autoroute N9 sur une distance de 15 km. Sous l'impulsion du Service des Routes Nationales de l'Etat du Valais et de l'Office Fédéral des Routes, le lot 342 entre Ardon et Vétroz se situant à l'ouest de Sion fut mis à disposition pour réaliser une étude comparative entre des couches de roulement avec bitumes modifiés et bitumes purs [14] et [15].

16 planches comparatives, longues chacune de 300 mètres, offrant des conditions identiques en matière d'infrastructure et de sous-sol ont été réalisées et suivies sur dix ans. Ces planches d'essais présentent des conditions similaires, à savoir :

- de superstructure jusqu'au niveau de la couche de support
- de conditions climatiques comparables
- de trafic

Douze bitumes modifiés ainsi que quatre bitumes purs pris comme référence ont été sélectionnés pour la fabrication de la couche de roulement.

Des relevés des indices I_1 à I_5 effectués à 4, 7 et 10 ans, ont permis de conclure que la seule dégradation dommageable vis-à-vis de la pérennité de la couche de roulement était, dans ce cas, la fissuration de surface. Cette fissuration de surface est faible et isolée pour les planches peu dégradées et se manifeste sous la forme d'un faïençage généralisé pour les planches les plus dégradées. L'étude économique réalisée [15] se base sur les évolutions prévues de la fissuration selon PARIS et sur des seuils d'intervention déterminés à l'aide de la norme VSS sur l'entretien des chaussées SN 640 730b.

Le modèle PARIS de la fissuration intègre les paramètres suivants :

- L'étendue et la sévérité de la fissuration observée in situ
- Le type de fissuration (faïençage, fissuration transversale ou longitudinale)
- L'âge du revêtement ou la charge cumulée d'essieux équivalents
- Le type de la structure (chaussée souple ou semi-rigide)

Ce modèle ne tient pas compte du type de bitume utilisé, de plus, il faut noter que l'application d'un tel modèle au contexte suisse demande un relevé visuel plus précis de la fissuration que celui qui est proposé par la norme actuelle SN 640 295a. En effet, le modèle de la fissuration PARIS demande la détermination du type de fissure rencontrée (fissure longitudinale, transversale, ou faïençage), et des valeurs précises en ce qui concerne l'étendue de celle-ci. Une procédure détaillée du suivi des planches comparatives de la N9 et la collecte des informations qui en découle, a permis d'effectuer cette application.

A titre d'exemple, la figure illustre l'évolution prévue selon PARIS sur la base des relevés visuels détaillés, effectués à 4, 7 et 10 ans, sur un des tronçons de la N9.

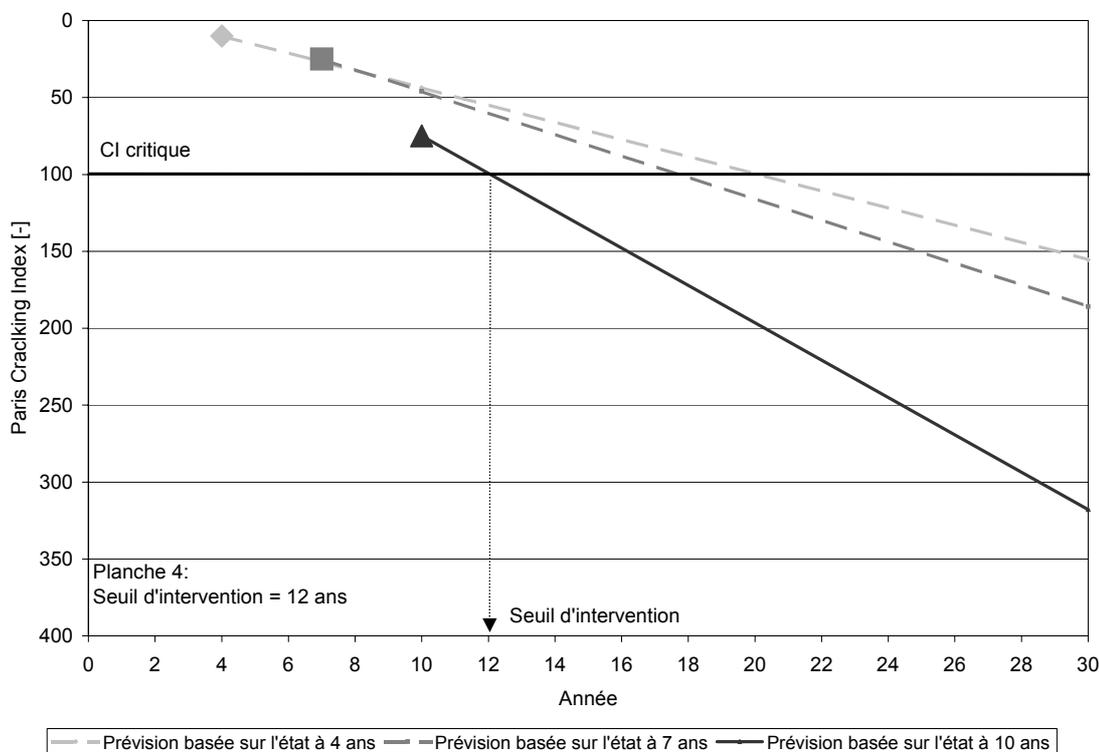


Figure 23: Exemple d'application du modèle de fissuration PARIS, N9 VS

Pour de plus amples informations, le lecteur est prié de se documenter aux références mentionnées [5], [14] et [15].

6 PROPOSITION ADAPTÉE AUX BESOINS SUISSES

6.1 Bilan des modèles de comportement retenus

Le tableau suivant résume la situation des modèles retenus et leur application possible au contexte suisse, sous réserve de leur validation, aux recommandations proposées par la recherche 12/99 "Diagnostic d'état des chaussées".

Indices	Modèles existants	Précisions
I _{SG} (surface glissante)	-	Il n'est pas proposé de développer de modèle d'évolution lié à cet indice
I _{DR} (dégradation du revêtement)	oui	Modèles PARIS pour la perte de matériaux et la fissuration de surface
I _{Def.R} (déformation du revêtement)	-	Pas de lois actuellement disponibles
I _{Str} (dégradation structurelle)	-	Pas de lois actuellement disponibles
I _{REP} (réparations)	-	Il n'est pas proposé de développer de modèle d'évolution lié à cet indice
I ₂ (planéité longitudinale)	oui	FI, Neuchâtel
I ₃ (planéité transversale)	oui	GB, FI, AT, PARIS, Neuchâtel
I ₄ (qualité antidérapante)	oui	Grande-Bretagne**
I ₅ (portance)	-	Il n'est pas proposé de développer de modèle d'évolution lié à cet indice

Tableau 5: Bilan des modèles retenus en relation avec les propositions de la recherche VSS 12/99

** Remarques concernant le modèle UK, celui-ci demande la connaissance des valeurs SCRIM

Les modèles recensés dans le Tableau 5 serait, dans un premier temps, exploitables mais cela avec une grande réserve ; en effet, ces modèles ne peuvent en aucun cas être retenus au contexte suisse sans une évaluation in situ de leurs capacités prédictives. Dans l'état actuel, il apparaît donc qu'il n'existe pas de modèles adaptés aux besoins des gestionnaires du réseau routier suisse.

Le but final de cette recherche est de définir une méthodologie qui doit permettre d'établir des modèles de comportement adaptés aux besoins du gestionnaire de l'entretien d'un réseau routier en Suisse. Afin de parvenir à cette finalité, introduisons les outils indispensables à la méthodologie qui sera proposée.

6.2 Etablissement de modèles empiriques

En fonction de la quantité et du type de données à disposition, deux méthodes empiriques sont utilisables pour élaborer de nouveaux modèles de comportement. Ces méthodes, présentées ci-après, sont la méthode de type "photo" et la méthode de type "vidéo".

6.2.1 Méthode "photo"

Les modèles de type "photo" sont obtenus par analyse de données réelles observées sur l'ensemble d'un réseau, rassemblées dans un diagramme "Etat = f(Temps)". C'est à dire

que les valeurs d'état observées sont classées en fonction de l'âge de la chaussée au moment du relevé des mesures.

On les qualifie de type "photo" car c'est comme si l'on prenait des photos à certains endroits du réseau que l'on superposerait en fonction de l'âge du revêtement. Cela exprime également l'aspect "statique" des données.

Principe

Pour établir des modèles d'évolution du type "photo", les étapes suivantes sont à réaliser :

- Réaliser le relevé de l'état de la dégradation que l'on désire modéliser sur l'ensemble du réseau à gérer. Pour chaque donnée, il est nécessaire de déterminer l'âge du revêtement au moment du relevé.
- Regrouper l'ensemble des données relatives à une dégradation dans un diagramme donnant l'état de la dégradation en fonction du temps.
- Déterminer les paramètres qui influencent l'évolution de la dégradation considérée (charge de trafic, type de revêtement, épaisseur des couches, condition climatique, ...).
- Filtrer les données en fonction des paramètres influents.
- Déterminer la régression appropriée aux divers groupes de données. Cette régression représente alors la loi de comportement, applicable aux chaussées ayant les mêmes caractéristiques.

Avantages - Inconvénients

Avantages	Inconvénients
Réalisation d'une seule série de relevé Rapide Economique	Filtration des données Ne reflète pas une réelle évolution mais une tendance Ne tient pas compte du passé de la chaussée

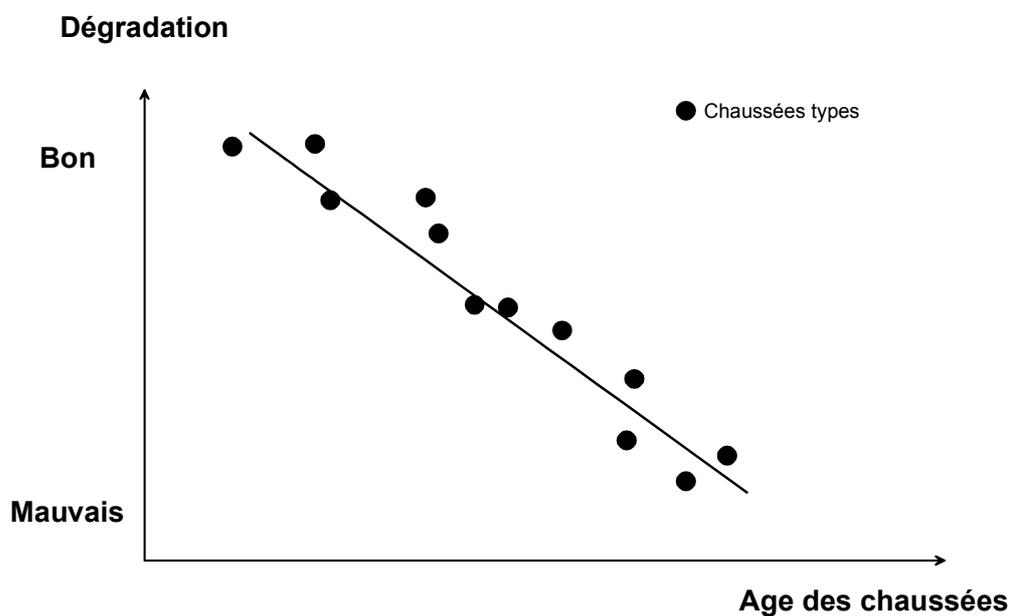


Figure 24: Représentation type d'une méthode "photo"

Les points issus de la Figure 24 correspondent à l'état d'une dégradation considérée de chaussées d'un type défini, d'âges différents et qui subissent le même ordre de sollicitations.

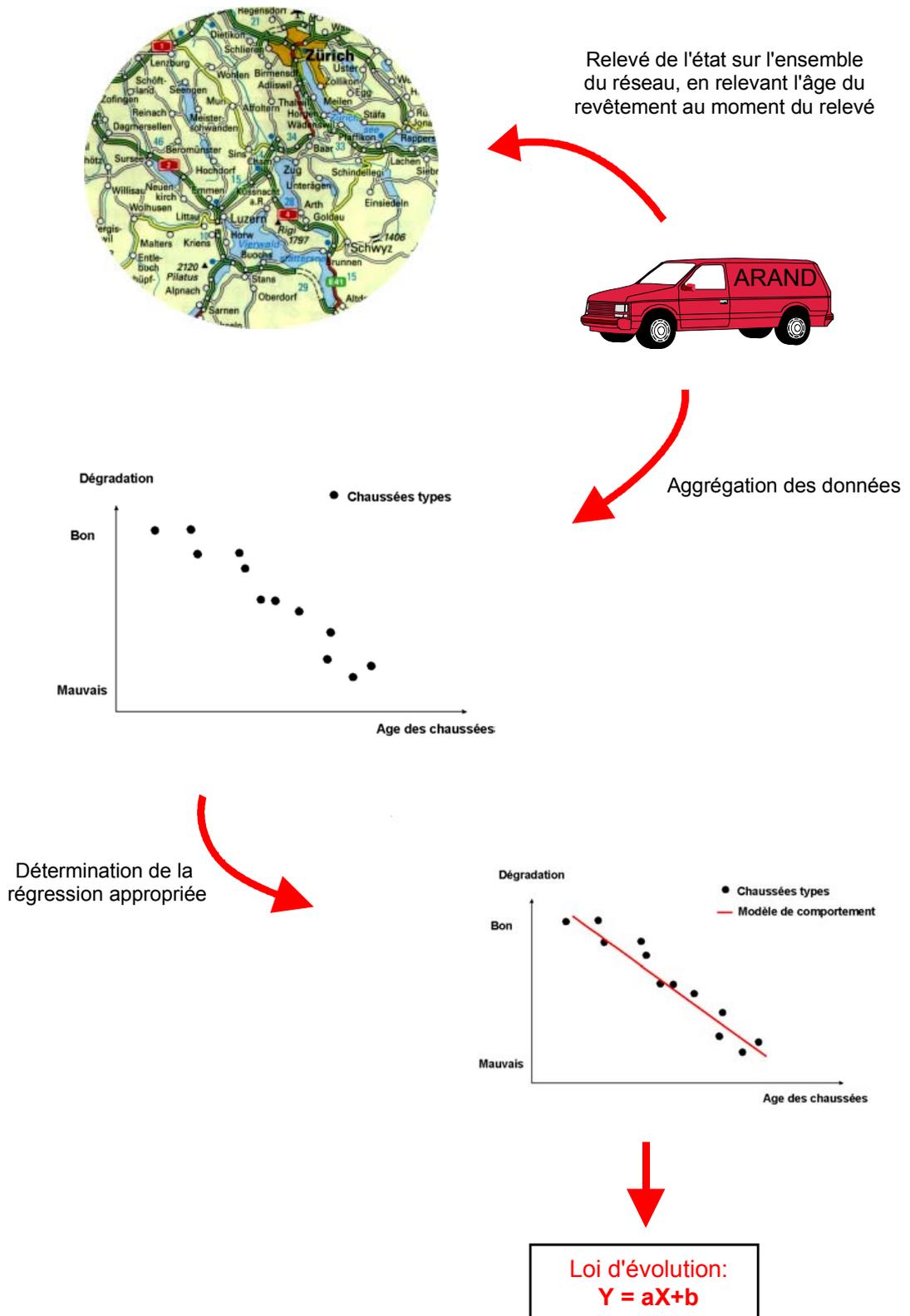


Figure 25: Descriptif de la méthode "photo"

6.2.2 Méthode “vidéo”

Les modèles de type “vidéo” sont obtenus en suivant l'évolution des dégradations sur des sections données du réseau.

On les qualifie de type "vidéo" car les informations sont obtenues un peu comme si l'on avait fixé une vidéo sur un tronçon de chaussée pendant une période donnée, et que l'on analysait l'évolution des dégradations à l'aide du film. Cette notion exprime également l'aspect évolutif des données.

Principe

Pour établir des modèles d'évolution du type "vidéo", les étapes suivantes sont à réaliser :

- Sélectionner des tronçons représentatifs du réseau.
- Relevé sur plusieurs années l'état de la dégradation que l'on veut analyser.
- Représenter les données dans un diagramme donnant l'état de la dégradation en fonction du temps.
- Déterminer la régression appropriée aux données.

Avantages – Inconvénients

Avantages	Inconvénients
Représente l'évolution effective d'une chaussée donnée	Nécessite plusieurs séries de relevés
Prend en compte le passé de la structure	Long à réaliser (plusieurs années)
Simple à réaliser	
Précision du résultat	

Remarque

De manière à diminuer la période d'élaboration des lois de type vidéo, il est possible d'utiliser les données provenant de planches d'essais soumises à un manège de fatigue. Celui-ci permet de simuler la circulation du trafic de manière accélérée, et permet donc d'observer, dans un laps de temps restreint, le comportement de la structure. Ces données sont appelées données ALT (accelerating loading test).

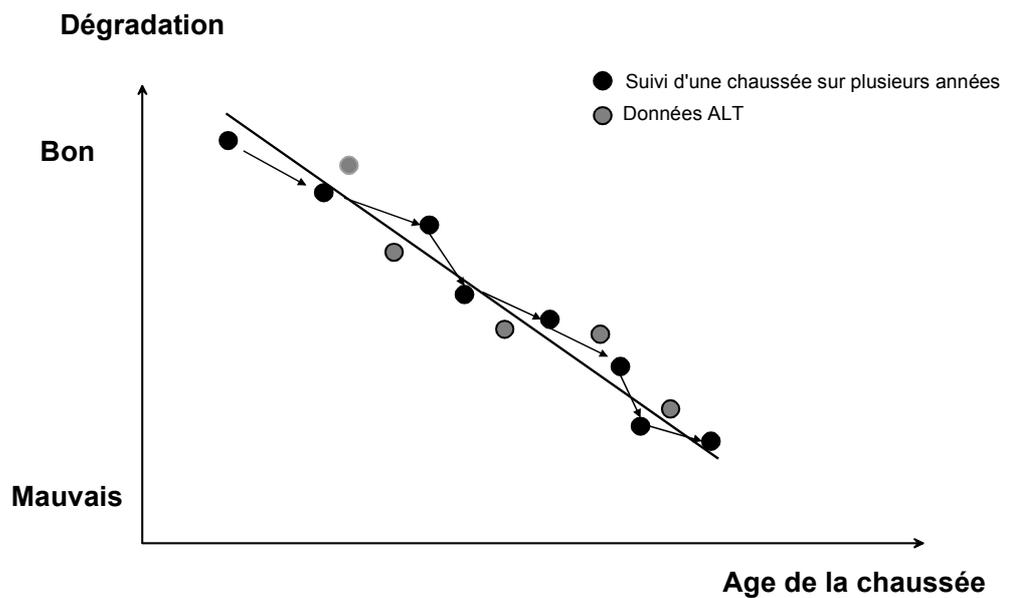


Figure 26: Représentation type d'une méthode "vidéo"

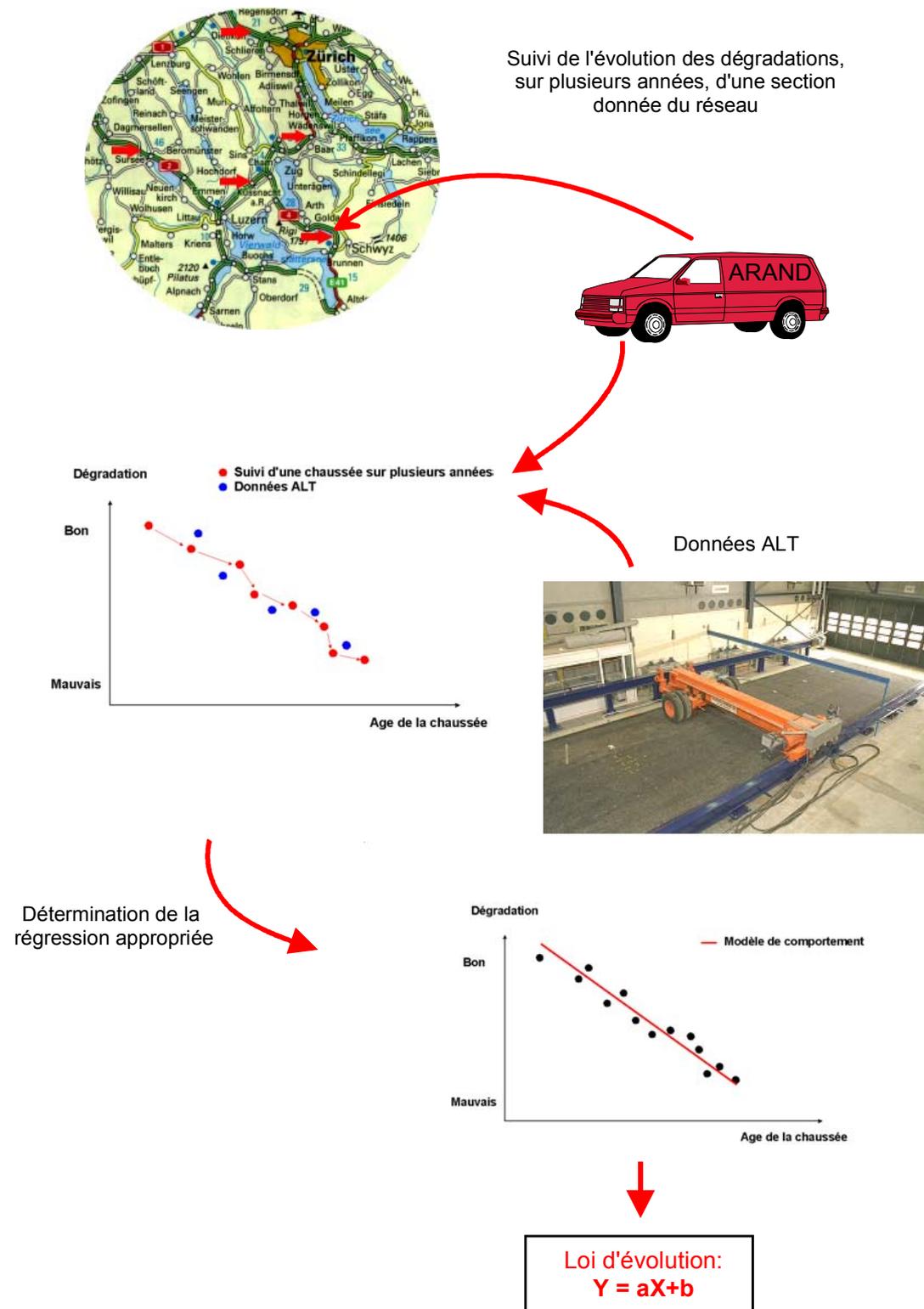


Figure 27: Descriptif de la méthode "vidéo"

6.3 Considérations sur les modèles analytiques

L'utilisation de modèles analytiques, basés sur des recherches fondamentales, n'est à l'heure actuelle pas envisageable ; en raison notamment des difficultés suivantes :

- Connaissance de la structure, épaisseur des couches et propriétés mécaniques des matériaux (nécessaire au calcul des contraintes et des déformations)
- Données réelles de trafic, la connaissance du niveau d'application des charges influence de manière non négligeable les résultats
- Calage des modèles pour intégrer les paramètres spécifiques locaux

6.4 Méthodologie proposée

La gestion de l'entretien commence par la gestion de l'information, ainsi il apparaît au niveau suisse les points suivants :

- Il existe beaucoup de données d'auscultation (NE, GR, VS, planches PARIS) sur le réseau routier des routes nationales et cantonales,
- toutefois, il manque des données relatives sur les épaisseurs des couches d'enrobés bitumineux, les matériaux d'origine, l'historique de l'entretien, le trafic, le climat...

Ainsi, la méthodologie proposée consiste dans un premier temps à regrouper les données d'auscultation disponibles issues, d'une part, des méthodes "vidéo" de planches d'essais en Suisse notamment les planches du Valais, de Neuchâtel et des Grisons, et d'autre part, des données issues de différentes auscultations menées par divers organismes de recherche (Strada-DB, Viagroup, SACR). Sur la base des données récoltées, une méthode "photo" permettra d'extraire des lois de comportement dites "suisses" applicables au réseau des routes nationales, cantonales et éventuellement communales.

Par la suite, ces lois retenues seront évaluées d'où il sortira 3 possibilités, soit :

- Développement de nouvelles lois
- Validation des lois retenues "suisses"
- Choix d'autres lois existantes suisses et/ou internationales (c.f. Tableau 5)

Toutefois, un calibrage des lois retenues sera toutefois indispensable par la réalisation d'une méthode "photo" entreprise au niveau national d'ici 2005. La figure 28 résume la méthodologie proposée.

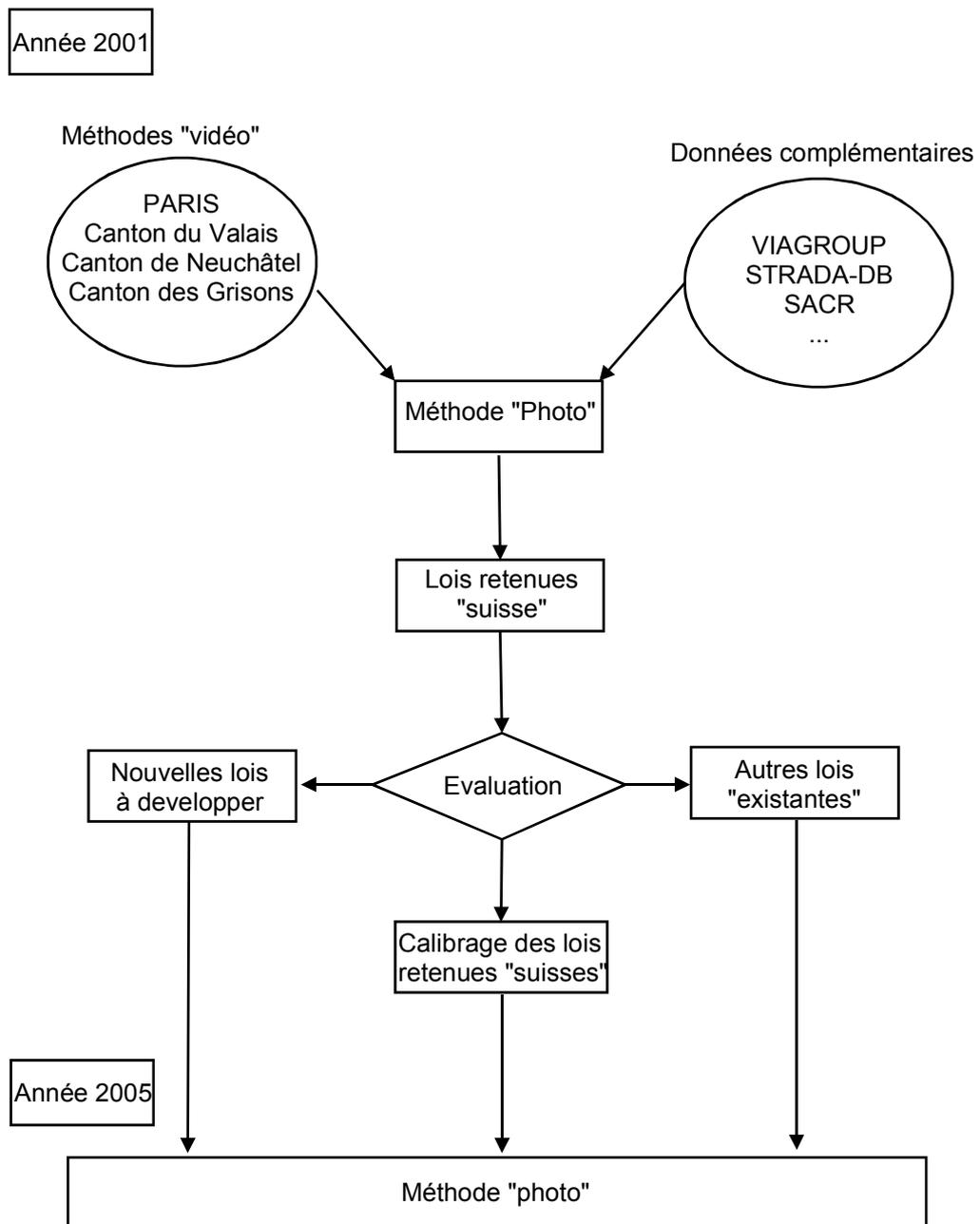


Figure 28: Méthodologie proposée adaptée aux besoins du réseau routier suisse

7 CONCLUSIONS

Cette recherche conduit aux conclusions suivantes :

- Un recensement des lois d'évolution suisses, celles de Neuchâtel, et leurs confrontations aux données recueillies sur le réseau des routes nationales, a montré la limite de ces modèles. Il apparaît notamment que le facteur temps ne peut pas être l'unique facteur d'un modèle en vue d'une prévision réaliste de l'évolution des dégradations d'une chaussée routière.
- Un recensement des modèles étrangers montre une grande diversité des paramètres de formulation. Ces modèles ont été triés selon des critères sélectifs afin de mettre en évidence ceux qui auraient une aptitude à être utilisés dans le cadre d'un système de gestion des chaussées. A titre d'exemple, dans le canton du Valais, une application a été menée avec une loi d'évolution de la fissuration développée dans le cadre du projet européen PARIS.
- Un bilan des modèles pouvant s'appliquer aux indices d'état des chaussées suisses, tels que redéfinis par la recherche OFROU 12/99, est présenté. Dans l'état actuel, il apparaît qu'il n'existe pas de modèles adaptés aux besoins des gestionnaires du réseau routier suisse.
- Une méthodologie adaptée aux besoins du réseau routier suisse est proposée. Cette méthodologie consiste en l'élaboration de nouveaux modèles empiriques à l'aide des méthodes "vidéo" et "photo" regroupant les données d'auscultation disponibles dans l'immédiat au niveau suisse. Les modèles qui seront issus de cette démarche devront être validés par la réalisation d'un programme d'auscultation d'envergure nationale.

Considérons encore l'introduction d'un parc de poids lourds de 40t en Suisse modifiera la configuration des véhicules rencontrés sur les routes. L'agressivité par essieu ne sera pas plus défavorable, pour la chaussée, qu'une configuration classique actuelle d'un poids lourd de 28t. Toutefois, l'évolution du matériel roulant, notamment le remplacement progressif des jumelages par des pneus super-larges et les pressions de gonflage supérieures qui en découlent, risque d'avoir une influence sur l'initiation et la propagation des dégradations. A l'heure actuelle, cette évolution n'est pas quantifiable, cela par manque de connaissance des phénomènes d'application des charges dues à ce type de pneu et par manque de données historiques à disposition. Il faut encore mentionner le facteur non négligeable de l'évolution du volume de trafic engendré par l'introduction des 40t en Suisse ; cette évolution n'étant, dans l'état actuel, pas prévisible avec certitude.

Notons enfin que nous sommes actuellement dans une période charnière avec l'arrivée prochaine des normes européennes et la mise à disposition des relevés des indices de dégradations récoltés sur l'ensemble du réseau des routes nationales. Cette recherche, ainsi que la recherche 12/99, doivent fournir les bases nécessaires aux développements d'outils adaptés aux besoins des gestionnaires de l'entretien des chaussées.

BIBLIOGRAPHIE

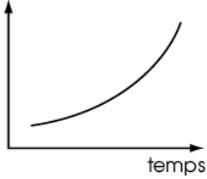
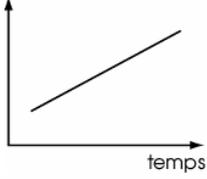
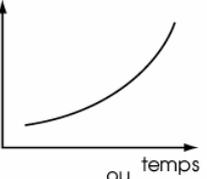
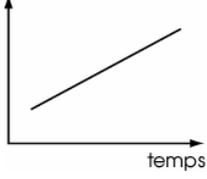
- [1] Schweizerische Nationalstrassen/Routes nationales suisses, *INFO 1998*, Office fédéral des routes, H. von Allmen, 1998.
- [2] COST 324, *Long Term Performance of Road Pavements*, Final report of the Action, European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, Luxembourg 1997
- [3] Norme Suisse VSS SN 640 925a, *Relevé et évaluation de l'état des routes*, avril 1997
- [4] J.-D. Zuffrey, D. Monsch, I. Scazziga, Projet de recherche 31/84, *Développement de modèles de comportement pour systèmes de gestion de l'entretien, 1^{ère} partie : Modèles pour la déformation permanente*, rapport OFROU n° 196, Juillet 1990
- [5] PARIS (Performance Analysis of Road Infrastructure), Transport research fourth framework, program road transport, Luxembourg, november 1998
- [6] HDM-4 : *Highway Design and Maintenance Standards Model*, Banque mondiale, 1998
- [7] I. Scazziga, Projet de recherche 31/84, *Développement de modèles de comportement pour systèmes de gestion de l'entretien, 2^{ème} partie : Modèles pour routes en béton*, rapport OFROU n° 320, Décembre 1993
- [8] République et canton de Neuchâtel/Service des Ponts et Chaussées, Office des Routes cantonales, *Développement d'un système de gestion pour le réseau des routes nationales*, Rapport N°952404, septembre 1996
- [9] Office Fédéral des Routes, Cantons de Neuchâtel et du Valais, *Projet PMS NE-VS*, Application VIAPMS®, décembre 1997
- [10] Viaconsult AG, *Vergleich der Zustandserfassung 1988/1991 mit dem ARAN-Gerät, Ergänzende Untersuchungen*, Rapport du 1.11.1991 pour le Canton des Grisons
- [11] Viaconsult AG, *Vergleich der Zustandserfassung 1988/1991 mit dem ARAN-Gerät, Ergänzende Untersuchungen II*, Rapport du 6.1.1992 pour le Canton des Grisons
- [12] H. Dudli, *Praktische Anwendung der systematischen Zustandserfassung aus der Sicht des Bauherrn*, Revue Route et Trafic 1/1992
- [13] E. Simond, Service des Routes nationales VD, *Relevé visuel des dégradations I₁*, Essai croisé réalisé sur 10 tronçons des routes nationales vaudoises, Rapport interne, février 2000
- [14] A.-G. Dumont, M. Huet, E. Simond, B. Schwery, S. Aebersold, *Planches comparatives avec bitumes modifiés et ajouts, Rapport n°1 : chaussée et liants*, rapport OFROU n°313, octobre 1994
- [15] A.-G. Dumont, J.-C. Turtschy, T. Pucci, B. Schwery, S. Aebersold, *Autoroute N9 Planches comparatives avec bitumes et ajouts – Etude économique*, rapport final DTEE-SRCE Canton du Valais, service des routes nationales, avril 2000
- [16] A.-G. Dumont, M. Tille, M. Fontana, *Gestion de la maintenance des infrastructures de transport*, LAVOC – EPFL, édition mars 2000
- [17] M. Tille, *Choix de variantes d'infrastructures routières, méthodes multicritères*, Thèse de doctorat présentée au département de Génie civil, Lausanne EPFL, 2000
- [18] I. Scazziga, *Beobachtung des Verhaltens ausgewählter Strassenabschnitte*, Rapport OFROU n°365, janvier 1996

Les bases relatives aux modèles de propagation des dégradations utilisées dans HDM-4 sont tirées des publications Paterson (1987), Watanatada et al (1987), et NDLI (1995).

ANNEXES – Recensement des modèles étrangers

Planéité longitudinale

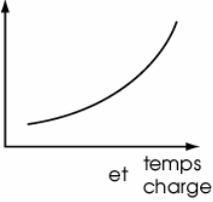
Toutes les représentations graphiques présentées dans les tableaux qui suivent sont dans une base linéaire.

<p>Danemark</p> 	$BI(Age) = a \cdot Age^2 + b \cdot AGE + c$ <p>BI(Age) = Bump Integrator à un certain âge du revêtement Age = âge du revêtement a, b et c = constantes liées aux matériaux</p> <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> $BI_{après} = BI_{avant} \cdot (1 - \%BI)$ $\%BI = 33.77 + 22.88 \cdot a \cdot \tan^{-1}(0.063 \cdot BI_{avant} - 9.214)$ <p>BI_{après} = Bump Integrator après réhabilitation BI_{avant} = Bump Integrator avant réhabilitation</p>	
<p>Finlande</p> 	$IRI_{(t+1)} = 0.13 + 1.03 \cdot IRI_t \text{ (couche en enrobé bitumineux)}$ $IRI_{(t+1)} = 0.14 + 1.04 \cdot IRI_t \text{ (couche en enrobé bitumineux à froid)}$ <p>IRI_(t+1) = prévision de l'indice IRI pour l'année suivante IRI_t = mesure de l'indice IRI pour l'année t</p>	
<p>Hongrie</p> 	$IRI = EXP^{(a+b \cdot Age)}$ $IRI = EXP^{(a+b \cdot FORG)}$	<p>Age = âge de la structure FORG = Charge de véhicules IRI = International Roughness Index (m/km) a, b = constantes</p>
<p>Suède</p> 	$IRI = 1.51 + 4.8 \cdot 10^{-2} \cdot AGE + 6.97 \cdot 10^{-4} \cdot FI - 5.54 \cdot 10^{-2} \cdot W - 1.29 \cdot 10^{-3} \cdot th1 + 1.39 \cdot D_{900} + 2.39 \cdot 10^{-3} \cdot TAGE$ <p>IRI = (m/km) AGE = période depuis le dernier entretien (année) FI = indice de gel W = largeur de la chaussée th1 = épaisseur de la couche bitumineuse (mm) D900 = valeur de déflexion FWD à 900mm de l'application de la charge TAGE = âge de la structure</p>	

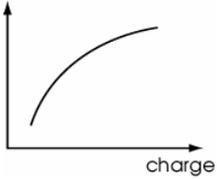
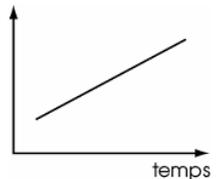
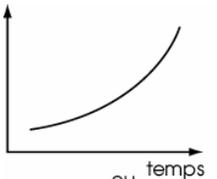
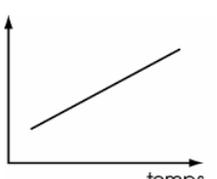
Le modèle de la planéité longitudinale proposé dans **HDM-4** est composé de plusieurs éléments. Il prend en considération les caractéristiques suivantes : structure, fissures, ornières, nid-de-poules, environnement. L'expression du modèle est :

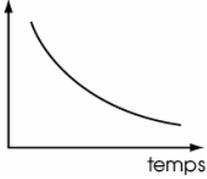
$\Delta RI = K_{gp} (\Delta RI_s + \Delta RI_c + \Delta RI_r + \Delta RI_t) + \Delta RI_e$	
ΔRI = variation totale de la planéité durant la période, en m/km IRI	
K_{gp} = facteur de calibration pour la propagation de la planéité	
Structure	$\Delta RI_s = 134 \exp(0.1 K_{gm} AGE3) (1 + SNP_{K_b})^{-5} YE4$
	$SNP_{K_b} = \max((SNP_a - dSNPK), 1.5)$ $dSNPK = 0.0000758 (\min(63, ACX_a) HSNEW + \max(\min(ACX_a - PACX, 40), 0) HSOLD)$
	ΔRI_s = variation de la planéité due à la détérioration structurelle durant la période d'analyse, en m/km IRI $dSNPK$ = réduction du structural number due à la fissuration SNP_{K_b} = structural number due à la fissuration à la fin de la période d'analyse SNP_a = structural number au début de la période d'analyse ACX_a = surface de fissuration au début de la période d'analyse, en % $ACX = 0.62 ACA + 0.39 ACW$ (cf. fissures structurelles et transversales) $PACX$ = surface de fissuration de l'ancienne couche, en % $HSNEW$ = épaisseur de la couche de surface la plus récente, en mm $HSOLD$ = épaisseur totale des couches de surfaces, en mm $AGE3$ = âge depuis la dernière reconstruction ou nouvelle couche, (nb. D'années) $YE4$ = nombre annuel d'essieux standards équivalents, en million/voie K_{gm} = facteur de calibration pour le coefficient d'environnement
Fissure	$\Delta RI_c = 0.0066 \Delta ACRA$
	ΔRI_c = variation de planéité due à la fissuration pendant la période d'analyse, en m/km IRI $\Delta ACRA$ = variation de la surface totale de fissuration durant la période d'analyse, en % $ACRA = ACX + ACT$ (cf fissures structurelles et transversales) $ACX = 0.62 ACA + 0.39 ACW$
Ornière	$\Delta RI_r = 0.088 \Delta RDS$
	ΔRI_r = variation de planéité due à l'orniérage pendant la période d'analyse, en m/km IRI ΔRDS = variation de la déviation standard de profondeur d'ornière pendant la période d'analyse, en mm (cf. modèle d'orniérage)

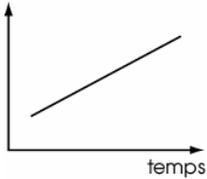
Nid de poules	$\Delta RI_t = 0.00019 \Delta NPT (2 - FM)(NPT_a + \Delta NPT/2)^{0.5}$
	$FM = \max(\min(0.25 (CW - 3), 1), 0) \max((1 - AADT/5000), 0)$
	ΔRI_t = variation de la planéité due aux nids-de-poule pendant la période d'analyse, en m/km IRI FM = liberté de manœuvre CW = largeur de chaussée, en m $AAADT$ = flux de trafic dans les deux sens, en veh/jour NPT_a = nombre de nids-de-poule au début de la période d'analyse ΔNPT = variation du nombre de nids-de-poule pendant la période d'analyse (cf. modèle nid-de-poule)

Environnement	$\Delta R I_e = 0.1 K_{gm} R I_a$
	$\Delta R I_e$ = variation de la planéité due à l'environnement durant la période d'analyse, en m/km IRI
	$R I_a$ = planéité au début de la période d'analyse, en m/km IRI
	K_{gm} = facteur de calibration des composants environnementaux
Modèle de la planéité longitudinale proposé dans HDM-4 :	
	

Planéité transversale (orniérage)

<p>Grande-Bretagne</p> 	$t = a \cdot \sqrt{N}$	<p>t = profondeur d'ornièr (mm) a = coefficient relatif au type de structure N = Essieux équivalents (ESAL, 10-tonnes)</p>
<p>Finlande</p> 	$RD_p = RD_m + \left(\frac{RD_m - 2.0}{AGE_{om}} \right) \cdot AGE_{mp}$ <p>RD_p = profondeur d'ornièr prévue (mm) RD_m = profondeur d'ornièr mesurée (mm) AGE_{om} = âge du dernier rechargement jusqu'à l'année des mesures AGE_{mp} = âge de l'année des mesures jusqu'à l'année d'évaluation prévue</p>	
<p>Grande-Bretagne</p>	$\log N_{def} = -7.21 - 3.95 \cdot \log \varepsilon_z$ <p>N_{def} = trafic cumulé (en msa 8 to) ε_z = déformation verticale au sommet de la couche</p>	
<p>Hongrie</p> 	$RUT = EXP^{(a+b \cdot AGE)}$ $RUT = EXP^{(a+b \cdot FORG)}$ <p>AGE = âge de la structure FORG = Charge de véhicules RUT = profondeur d'ornièr (mm) a, b = constantes</p>	
<p>Suède</p> 	<p>Béton bitumineux :</p> $S = 13.41 + 0.11 \cdot TAGE + 8.41 \cdot 10^{-4} \cdot \sum ADT - 0.80 \cdot W - 2.06 \cdot 10^{-2} \cdot th1 + 0.41 \cdot D_0 + 1.26 \cdot 10^{-3} \cdot FI - 0.11 \cdot HV$ <p>Après traitement de surface :</p> $\Delta S = -0.80 + 2.3 \cdot 10^{-2} \cdot th1 + 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot FI - 0.31 \cdot TAGE + 1.31 \cdot 10^{-3} \cdot \sum ADT + 5.11 \cdot D_0 + 0.20 \cdot HV$	

	<p>FI = indice de gel (°C·jours) W = largeur de la chaussée (m) th1 = épaisseur de la couche bitumineuse (mm) TAGE = âge total de la structure ADT = nombre cumulé de véhicules dans une direction (10³) D₀ = valeur de déflexion FWD au droit de l'application de la charge de 50kN HV = ratio entre ADT et ESAL/jour exprimé en 10 to S = profondeur d'ornièrre (mm) ΔS = augmentation de l'ornièrre entre deux périodes de mesure</p>
<p>Hollande</p> 	<p>Equation générale :</p> $P = 1 - \left(\frac{t}{T} \right)^\beta$ <p>avec $P = 1 - \left(\frac{\text{quantité de dommage actuelle}}{\text{max. possible de dommage}} \right)$</p> <p>t = période entre le moment de l'inspection et le moment de la dernière maintenance T = période entre le moment de la dernière maintenance et le moment où P atteint la valeur 0 β = paramètre de calage fonction du type de dégradation considérée</p> <p>Routes principale et secondaires (autoroutes nationales exclues) Avec pour l'ornièrre β = 0.63 (valeur en cours de révision)</p>

<p>PARIS</p> 	$RD = A + B \cdot X$	$B = -0.07 + 1.09 \cdot \frac{RD_{last}}{age_{last}}$ $\log B = 0.04 + 0.90 \cdot \log \frac{RD_{last}}{MESAL_{last}}$
	<p>RD = profondeur d'ornièrre (mm) X = âge du revêtement (nb. D'années) A = paramètre du modèle (ordonnée à l'origine) B = paramètre du modèle (pente) RD_{last} = profondeur d'ornièrre à la dernière inspection (mm) age_{last} = âge du revêtement à la dernière inspection (année) MESAL_{last} = charge de trafic cumulée à la dernière inspection (10⁶100 kN ESALs)</p>	

Remarque : le modèle suédois se refaire à des déformations de type structurel (prise en compte de l'influence du gel et des déflexions) plutôt qu'à des déformations par fluage des enrobés.

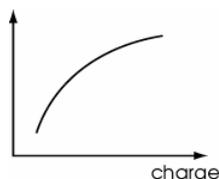
HDM-4 modélise la profondeur d'ornièrre sur la base de quatre causes possibles de l'ornièrre : la densité initiale, la déformation structurelle, la déformation plastique et

l'usure due aux pneus cloutés. La profondeur d'ornièrre à un temps donné est la somme de ces quatre composants dont la formulation est :

RDM = min ((RDO + RDST + RDPD + RDW), 50)	
Densité initiale	$RDO = K_{rid} (51740 (YE4 \cdot 10^6)^{(0.09 + 0.0384 DEF)} SNP^{-0.502} COMP^{-2.3})$
	RDO = ornières dues à la densité initiale, en mm
	YE4 = nombre annuel d'essieux standards, en millions/voie
	DEF = règle de déflexion Benkelman, en mm
	SNP = structural number moyen annuel ajusté de la structure
	COMP = compatibilité relative, en %
	K_{rid} = facteur de calibration pour la densité initiale
Déformation structurelle	$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc}$ si ACRA = 0 (cf. modèle fissuration)
	$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc} + \Delta RDST_{crk}$ si ACRA > 0 (cf. modèle fissuration)
	$\Delta RDST_{uc} = K_{rst} (44950 SNP^{-1.14} YE4^{0.11} COMP^{-2.3})$ (sans fissuration)
	$\Delta RDST_{crk} = K_{rst} (0.0000248 SNP^{-0.84} YE4^{0.14} MMP^{1.07} ACX_a^{1.11})$ (après fissuration)
	$\Delta RDST$ = augmentation totale de la déformation structurelle pour l'année d'analyse, en mm
	$\Delta RDST_{uc}$ = orniérage dû à la déformation structurelle sans fissuration, en mm
	$\Delta RDST_{crk}$ = orniérage dû à la déformation structurelle après fissuration, en mm
	MMP = précipitation mensuelle moyenne, en mm/mois
	ACX _a = surface totale de fissuration au début de la période d'analyse, en %
	ACX = 0.62 ACA + 0.39 ACW (cf. fissures structurelles et transversales)
K_{rst} = facteur de calibration pour la déformation structurelle et les autres variables définies pour la densité initiale	
Déformation plastique	$\Delta RDPD = K_{rpd} CDS^3 \cdot 2.46 YE4 Sh^{-0.78} HS^{0.71}$
	$\Delta RDPD$ = augmentation de la déformation plastique pour l'année d'analyse, en mm
	CDS = indice de défauts de construction pour les surfaces bitumineuses
	CDS = 0.5 si la teneur en liant est 10% inférieure à la teneur optimale,
	CDS = 1 si la teneur en liant est optimale,
	CDS = 1.5 si la teneur en liant est 10% supérieure à la teneur optimale)
	YE4 = nombre annuel d'essieux standards, en millions/voie
Sh = vitesse des véhicules lourds, en km/h	
HS = épaisseur totale de la couche bitumineuse, en mm	
K_{rpd} = facteur de calibration pour la déformation plastique	
Usure	$\Delta RDW = K_{rsw} (0.0000248 PASS W^{-0.46} S^{1.22} SALT^{0.32})$

	<p>ΔRDW = augmentation de l'épaisseur d'ornièrè due aux pneus clous pour la période d'analyse, en mm</p> <p>PASS = nombre annuel de passage de véhicules avec pneus clous dans une direction, en millier</p> <p>S = vitesse moyenne du trafic, en km/h</p> <p>SALT = variable pour route salée ou non (2 = salée ; 1 = non salée)</p> <p>W = largeur de route, en m</p> <p>K_{RSW} = facteur de calibration pour l'usure de surface</p>
--	---

Modèle de la profondeur d'ornièrè proposé dans **HDM-4** :



Fissuration de surface

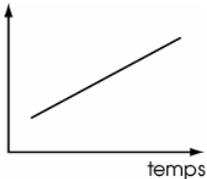
<p>Hollande</p>	<p>Equation générale :</p> $P = 1 - \left(\frac{t}{T} \right)^\beta$ <p>avec $P = 1 - \left(\frac{\text{quantité de dommage actuelle}}{\text{max. possible de dommage}} \right)$</p> <p>t = période entre le moment de l'inspection et le moment de la dernière maintenance</p> <p>T = période entre le moment de la dernière maintenance et le moment où P atteint la valeur 0</p> <p>β = paramètre de calage fonction du type de dégradation considérée</p>
	<p>Routes principale et secondaires (autoroutes nationales exclues)</p> <p>Avec pour la fissuration de surface $\beta = 0.63$ (valeur en cours de révision)</p>

Fissuration structurelle

<p>Autriche</p>	$N = 1.44 \cdot 10^{-16} \cdot \left(\frac{E}{\sigma_r} \right)^6$ <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> $N = k_1 \cdot \left(\frac{1}{\epsilon_r} \right)^{k_2}$	<p>N = nombre de cycle de charge jusqu'à rupture</p> <p>E = module</p> <p>σ_r = contrainte horizontale au bas de la couche de béton bitumineux</p> <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> <p>N = charge jusqu'à rupture</p> <p>ϵ_r = déformation horizontale (en traction) au bas de la couche de béton bitumineux</p> <p>$k_1 = 4.6 \cdot 10^{-12}$ et $k_2 = 5.0$ pour une température de 21°C</p>
-----------------	---	---

Espagne	$\log \varepsilon_h = -2.19093 - 0.27243 \cdot \log N$	
	ε_h = déformation horizontale au bas de la couche	
	N = nombre de cycle de charge jusqu'à rupture	
	$\sigma = 5.4 - 0.324 \cdot \log N$	"Compacted Concrete"
	$\sigma = 3.6 - 0.216 \cdot \log N$	"Lean Concrete"
	$\sigma = 1.8 - 0.108 \cdot \log N$	"Gravel Cement "
	$\sigma = 0.72 - 0.043 \cdot \log N$	"Cement-Stabilised Soil "
	σ = contrainte horizontale (Mpa)	
	N = nombre de cycle de charge jusqu'à rupture	
Grande-Bretagne	$\text{Log}(N_{fat}) = -9.38 - 4.16 \cdot \log \varepsilon_r$	(DBM)
	$\text{Log}(N_{fat}) = -9.78 - 4.32 \cdot \log \varepsilon_r$	(HRA)
	N _{fat} = nombre de cycle de charge jusqu'à rupture	
	ε_r = déformation horizontale (en traction) au bas de la couche de béton bitumineux	
Grèce	$N = k_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_r} \right)^{k_2}$	N = nombre de cycle de charge jusqu'à rupture ε_r = déformation horizontale (en traction) au bas de la couche de béton bitumineux k1, k2 = f(T°)
Portugal	$\varepsilon_t = k_1 \cdot N^{-k_2}$	ε_t = déformation horizontale (en traction) au bas de la couche de béton bitumineux N = nombre de cycle de charge jusqu'à rupture k1 = 3.586·10 ⁻³ , k2 = 0.201 pour un enrobé DBM avec 5% de vide et 4.4% de liant.
Suède	$N_{100} = 3.66 \cdot 10^{13} \cdot \varepsilon^{-2.17} \cdot E^{-0.78} \cdot (1 + 2.3 \cdot 10^{11} \cdot \varepsilon^{-5.01})$	
	ε = déformation horizontale (en traction) au bas de la couche de béton bitumineux	
	N100 = nombre d'essieux cumulés (ESAL 10 to) jusqu'à l'apparition de la première fissure	
	E = module d'élasticité de la couche de base (Mpa)	

Remarque : tous les modèles ci-dessus ne donnent aucune indication sur un état de fissuration évoluant avec le temps ou le nombre de charge cumulée. Il s'agit de l'indication du nombre de cycles de charge N avant l'apparition de la 1^{ère} fissure. Ce ne sont donc pas des lois d'évolution à proprement parlé !

<p>PARIS</p> 	$CI = A + B \cdot X$	$B = 2.32 + 1.31 \cdot \frac{CI_{last}}{age_{last}}$
		$\log B = 2.32 + 1.31 \cdot \log \frac{CI_{last}}{MESAL_{last}}$
	<p>CI = Indice de fissuration X = âge du revêtement ou charge cumulée d'essieux équivalents (10 to) A = paramètre du modèle (ordonnée à l'origine) B = paramètre du modèle (pente) CI_{last} = Indice de fissuration à la dernière inspection age_{last} = âge du revêtement à la dernière inspection MESAL_{last} = charge de trafic cumulée à la dernière inspection (10⁶100 kN ESALs)</p>	
	$CI = 2 \cdot ACR + LCR + TCR$ <p>ACR = ACR_{faible} + 1.5 · ACR_{moyen} + 2 · ACR_{élevé} LCR = LCR_{faible} + 1.5 · LCR_{moyen} + 2 · LCR_{élevé} TCR = TCR_{faible} + 1.5 · TCR_{moyen} + 2 · TCR_{élevé}</p>	
	<p>CI = Indice de fissuration ACR, LCR, TCR = faïençage, fissuration longitudinale, fissuration transversale faible, moyen, élevé = degré de gravité pour les différents types de fissures</p>	
<p>PARIS propose également des modèles d'initialisation de la fissuration qui ne sont pas présentés ici (se référer au rapport PARIS)</p>		

HDM-4 propose une modélisation pour l'initialisation des fissures ainsi que pour leur propagation.

Basée sur les relations de HDM-3, deux types de fissures sont modélisées. Elles sont notées 'All' et 'Wide'. Les modèles tiennent compte du type de fondation utilisé (stabilisée ou non), du type de revêtement, ainsi que de l'existence ou non d'anciennes couches (HSOLD). Les modèles présentés ici sont un peu simplifiés (ne présentent pas tous les types de revêtement traités). Pour le développement complet il faudra se référer au document HDM-4.

Les types de revêtement considérés dans HDM-4 sont :

Pavement Type	Surface Type	Base Type	Description
AMGB	AM	GB	Béton bitumineux sur une couche de base granulaire
AMAB	AM	AB	Béton bitumineux sur une couche de base granulaire liée au bitume
AMSB	AM	SB	Béton bitumineux sur une couche de base liée avec un liant hydraulique
AMAP	AM	AP	Béton bitumineux sur une couche de base en enrobé bitumineux
STGB	ST	GB	Traitement de surface (couche de base granulaire)
STAB	ST	AB	Traitement de surface (couche de base granulaire liée au bitume)
STSB	ST	SB	Traitement de surface (couche de base granulaire liée avec un liant hydraulique)
STAP	ST	AP	Traitement de surface (couche de base en enrobé bitumineux)

Tableau 6 : Types de structures utilisées dans HDM-4

AM : Asphalt Mix, ST : Surface Treatment, GB : Granular Base, AB : Asphalt Base, AP : Asphalt Pavement, SB : Stabilised Base

Initialisation	Fissures « All »	Fondation stabilisée	HSOLD = 0	$ICA = K_{cia} \{CDS^2 a_0 \exp(a_1 HSE + a_2 \log_e CMOD + a_3 \log_e DEF + a_4 (YE4)(DEF)) + CRT\}$					
			HSOLD > 0	$ICA = K_{cia} \{CDS^2 ((0.8 KA + 0.2 KW)(1 + 0.1 HSE) + (1 - KA)(1 - KW) a_0 \exp(a_1 HSE + a_2 \log_e CMOD + a_3 \log_e DEF + a_4 (YE4)(DEF))) + CRT\}$					
		Fondation non stabilisée	HSOLD = 0	$ICA = K_{cia} \{CDS^2 a_0 \exp(a_1 SNP + a_2 (YE4/SNP^2)) + CRT\}$					
			HSOLD > 0	$ICA = K_{cia} \{CDS^2 (\max(a_0 \exp(a_1 SNP + a_2 (YE4/SNP^2)) \max(1 - PCRW/a_3, 0), a_4 HSNEW)) + CRT\}$					
		Valeur des paramètre a_0, a_1, a_2, a_3, a_4							
		Type de revêtement	valeur HSOLD	Equ ⁿ	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
		AMGB	0	6.3	4.21	0.14	-17.1	-	-
			> 0	6.4				30	0.025
	AMAB	0	6.3	4.21	0.14	-17.1	-	-	
		> 0	6.4				30	0.025	
	AMAP	> 0	6.4	4.21	0.14	-17.1	30	0.025	
	AMSB	0	6.1	1.12	0.035	0.371	-0.418	-2.87	
		> 0	6.2						
	STGB	0	6.3	13.2	0	-20.7	-	-	
> 0		6.4	20				0.22		
STAB	0	6.3	13.2	0	-20.7	-	-		
	> 0	6.4				4.21	0.14	-17.1	20

	STAP	> 0	6.4	4.21	0.14	-17.1	20	0.12	
	STSB	0	6.1	1.12	0.035	0.371	-0.418	-2.87	
		> 0	6.2						
Fissures "Wide"	$ICW = K_{ciw} \max ((a_0 + a_1 ICA), a_2 ICA)$								
	Valeur des paramètre a_0, a_1, a_2								
	Type de revêtement	valeur HSOLD	a_0	a_1	a_2				
	AMGB	0	2.46	0.93	0				
		> 0	2.04	0.98					
	AMAB	0	2.46	0.93	0				
		> 0	2.04	0.98					
	AMAP	> 0	2.04	0.98	0				
	AMSB	0	1.46	0.98	0				
		> 0	0	1.78					
	STGB	0	2.66	0.88	1.16				
		> 0	1.85	1.00	0				
	STAB	0	2.66	0.88	1.16				
		> 0	1.85	1.00	0				
	STAP	> 0	1.85	1.00	0				
STSB	0	1.46	0.98	0					
	> 0	0	1.78						

ICA	=	période jusqu'à l'initialisation des fissures structurales « All », (nb. D'années)
ICW	=	période jusqu'à l'initialisation des fissures structurales « Wide », (nb. D'années)
CDS	=	indicateur des défauts de construction pour les surfaces CDS = 0.5 si la teneur en liant est 10% inférieure à la teneur optimale, CDS = 1 si la teneur en liant est optimale, CDS = 1.5 si la teneur en liant est 10% supérieure à la teneur optimale)
YE4	=	nombre annuel d'essieux standards équivalents, en millions/voie
SNP	=	moyenne annuelle ajustée du « structural number » du revêtement
DEF	=	déflexion moyenne de la poutre Benkelman dans les deux traces de roues, en mm
CMOD	=	resilient modulus of soil cement, in Mpa
HSNEW	=	épaisseur de la couche de surface la plus récente, en mm
HSOLD	=	épaisseur totale des anciennes couches, en mm
PCRA	=	surface des fissurations avant le dernier traitement, en %
PCRW	=	surface des fissurations « Wide » avant le dernier traitement, en %
KW	=	$\min (0.05 \max (PCRW - 10, 0), 1)$
KA	=	$\min (0.05 \max (PCRA - 10, 0), 1)$

HSE	=	min (100, HSNEW + (1 – KW) HSOLD)
K _{cia}	=	facteur de calibration pour l'initialisation des fissures structurelles « All »
K _{ciw}	=	facteur de calibration pour l'initialisation des fissures structurelles « Wide »

Propagation	Fissures « All »	$dACA = K_{cpa} \left(\frac{CRP}{CDS} \right) z_A ((z_A a_0 a_1 \delta t_A + SCA^{a_1})^{1/a_1} - SCA)$					
		$\delta t_A = 1$ si $ACA_a > 0$, sinon $\delta t_A = \max \{0, \min ((AGE2 - ICA), 1)\}$ si $ACA_a \geq 50$ alors $z_A = -1$, sinon $z_A = 1$ $ACA_a = \max (ACA_a, 0.5)$ $SCA = \min (ACA_a, (100 - ACA_a))$ $Y = (a_0 a_1 z_A \delta t_A + SCA^{a_1})$					
	Fissures «Wide»	$dACW = K_{cpw} \left(\frac{CRP}{CDS} \right) z_W ((z_W a_2 a_3 \delta t_W + SCW^{a_3})^{1/a_3} - SCW)$					
		$dACW = \min (ACA_a + dACA - ACW_a, dACW)$ $\delta t_W = 1$ si $ACW_a > 0$, sinon $\delta t_W = \max \{0, \min ((AGE2 - ICW), 1)\}$ si $ACW_a \geq 50$ alors $z_W = -1$, sinon $z_W = 1$ $ACW_a = \max (ACW_a, 0.5)$ $SCW = \min (ACW_a, (100 - ACW_a))$ $Y = (a_2 a_3 z_W \delta t_W + SCW^{a_3})$					
	Valeur des paramètre a_0, a_1, a_2, a_3						
		Type de revêtement	Valeur HSOLD	a_0	a_1	a_2	a_3
		AMGB	0	1.84	0.45	2.94	0.56
			> 0	1.07	0.28	2.58	0.45
		AMAB	0	1.84	0.45	2.94	0.56
			> 0	1.07	0.28	2.58	0.45
	AMAP	> 0	1.07	0.28	2.58	0.45	
	AMSB	0	2.13	0.35	3.67	0.38	
		> 0	2.13	0.35	3.67	0.38	
	STGB	0	1.76	0.32	2.50	0.25	
		> 0	2.41	0.34	3.40	0.35	
	STAB	0	1.76	0.32	2.50	0.25	
		> 0	2.41	0.34	3.40	0.35	
	STAP	> 0	2.41	0.34	3.40	0.35	
	STSB	0	2.13	0.35	3.67	0.38	
		> 0	2.41	0.34	3.40	0.35	

dACA	=	variation de la surface des fissurations structurales pendant la période d'analyse, en % de la surface totale de la chaussée
dACW	=	variation de la surface des « wide » fissurations pendant la période d'analyse, en % de la surface totale de la chaussée
ACA _a	=	surface de fissuration au début de la période d'analyse, en %
ACW _a	=	surface de « wide » fissuration au début de la période d'analyse, en %
δt _A	=	fraction de l'année d'analyse pour laquelle la progression des fissures est appliquée
δt _w	=	fraction de l'année d'analyse pour laquelle la progression des « wide » fissures est appliquée
AGE2	=	âge de la surface du revêtement, (nb. D'années)
K _{cpa}	=	facteur de calibration pour la propagation des fissures structurales
K _{cpw}	=	facteur de calibration pour la propagation des « wide » fissures structurales
CRP	=	retard de la propagation des fissures dus au traitement préventif, donné par CRP = 1 – 0.12
CRT		
et les autres variables sont définies comme pour l'initialisation des fissures		

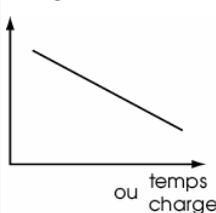
Fissuration thermique transversale

HDM-4 modélise la fissuration transversale par l'intensité de fissuration. Cette intensité est exprimée par le nombre de fissures par kilomètre de chaussée.

Initialisation	HSOLD = 0	$ICT = K_{cit} \max(1, CDS^3 500)$
	HSOLD > 0	$ICT = K_{cit} CDS^3 (500 - 1 + 0.02 HSNEW)$
Propagation	HSOLD = 0	$dNCT = K_{cpt} \left(\frac{1}{CDS} \right) \max \left\{ 0, \min \left[(NCT_{eq} - NCT_a), \left(\frac{NCT_{eq}}{ICT} \right) \right] \right\}$
	HSOLD > 0	$dNCT = K_{cpt} \left(\frac{1}{CDS} \right) \min \{ (NCT_{eq} - NCT_a), \max (\min (0.25 PNCT, (PNCT - NCT_a)), \left(\frac{NCT_{eq}}{ICT} \right), 0) \}$

dACT = dNCT / 20		
ICT	=	temps d'initialisation des fissures transversales (nb. D'années)
dNCT	=	variation du nombre de fissures transversales pendant la période, en nb/km
dACT	=	variation de la surface de fissuration transversale pendant la période d'analyse, en % de la surface totale de la route
CCT	=	coefficient de fissuration thermique
PNCT	=	nombre de fissures transversales avant le dernier traitement, en no/km
NCT _a	=	nombre de fissures transversales au début de la période d'analyse, en nb/km
NCT _{eq}	=	nombre maximum de fissures thermiques, en nb/km
HSNEW	=	épaisseur de la couche de surface la plus récente, en mm
CDS	=	indicateur de défauts de construction pour les surfaces bitumineuses
K _{cit}	=	facteur de calibration pour l'initialisation des fissures transversales
K _{cpt}	=	facteur de calibration pour la propagation des fissures

Portance

<p>Hongrie</p> 	$E_{MOD}=a-b \cdot Age$ $E_{MOD}=a-b \cdot FORG$	<p>Age = âge de la structure FORG = Charge de véhicules E_{MOD} = module d'élasticité (Mpa) a, b = constantes</p>
--	--	---

Perte de matériaux

HDM-4 propose une modélisation pour l'initialisation de la perte de matériaux ainsi que pour sa propagation. Leur forme est :

Initialisation	$IRV = K_{vi} CDS^2 100 RRF \exp(-0.156 YAX)$	
	IRV	= temps jusqu'à l'initialisation de la perte des matériaux
	CDS	= indice des défauts de construction pour les revêtements bitumineux
		CDS = 0.5 si la teneur en liant est 10% inférieure à la teneur optimale, CDS = 1 si la teneur en liant est optimale, CDS = 1.5 si la teneur en liant est 10% supérieure à la teneur optimale)
	YAX	= nombre annuel d'essieux de toutes les classes de véhicules durant la période, en millions/voie
	K _{vi}	= facteur de calibration pour la perte des matériaux
	RRF	= retard sur la perte des matériaux dus à la maintenance

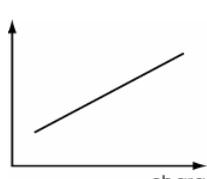
Propagation	$dARV = \left(\frac{K_{vp}}{RRF} \right) \left(\frac{1}{CDS^2} \right) z \left((z \cdot 4.43 \cdot 0.352 \cdot \delta t_v + SRV^{0.352})^{1/0.352} - SRV \right)$
	<p>La propagation de perte des matériaux commence lorsque $\delta t_v > 0$ ou $ARV_a > 0$</p> <p>$\delta t_v = 1$ si $ARV_a > 0$, sinon $\delta t_v = \max \{0, \min ((AGE2 - IRV), 1)\}$</p> <p>si $ARV_a \geq 50$ alors $z = -1$, sinon $z = 1$</p> <p>$ARV_a = \max (ARV_a, 0.5)$</p> <p>$SRV = \min (ARV_a, (100 - ARV_a))$</p>
	<p>$dARV$ = variation de la surface détériorée pendant la période d'analyse, en % de la surface totale de la route</p> <p>ARV_a = surface détériorée au début de la période d'analyse, en %</p> <p>δt_v = fraction de l'année d'analyse pour laquelle est appliquée la progression de dégradation</p> <p>$AGE2$ = âge de la surface du revêtement, (nb. D'années)</p> <p>K_{vp} = facteur de calibration pour la propagation de perte de</p>

Arrachement

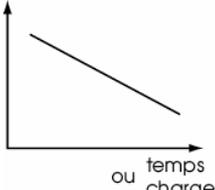
<p>PARIS</p> <p>temps</p> <p>ou</p> <p>temps</p>	$y = \frac{1}{\frac{1}{U} + A \cdot B^x}$ <p>ou</p> $y = A + B \cdot x \quad \text{avec} \quad B = 1.22 + 0.82 \cdot \frac{RAV_{last}}{age_{last}}$
	<p>y = étendue totale des arrachements (%)</p> <p>x = âge du dernier traitement de surface, du dernier renforcement ou de la construction (nb. Années)</p> <p>A = paramètres du modèle</p> <p>B = pente du modèle de propagation (augmentation de l'arrachement par année)</p> <p>U = limite supérieure (= 100%)</p> <p>RAV_{last} = étendue de l'arrachement lors de la dernière inspection</p> <p>Age_{last} = âge du revêtement lors de la dernière inspection (nb. Années)</p>

Nids-de-poule

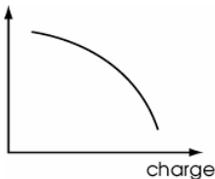
HDM-4 propose une modélisation pour l'initiation et pour la propagation des nids-de-poule. Dans ces modèle, les nids-de-poule sont exprimés en terme de nombre de nids-de-poule de taille standard (surface de 0.1 m²).

Initiation	<p>L'initiation des nids-de-poule est due soit à la fissuration, soit à l'arrachement. L'initiation des nids-de-poule dus à la fissuration ne débute que lorsque la surface des fissures « larges » (ACW) dépasse 20%. Les nids-de-poule provenant des arrachements ne débute que lorsque la surface d'arrachement (ARV) dépasse 30%. Les valeurs pour IPT sont calculées séparément selon qu'elles proviennent de la fissuration ou de l'arrachement.</p>
	$IPT = K_{pi} \cdot 2 \left[\frac{(1+0.05 \cdot HS)}{(1+CDB)(1+0.5 \cdot YAX)(1+0.01 \cdot MMP)} \right]$
	<p>IPT = temps entre l'initialisation des fissures « larges » ou de l'arrachement et l'initialisation des nids-de-poule, (nb. D'années)</p> <p>HS = épaisseur totale de la couche bitumineuse, en mm</p> <p>CDB = indice des défauts de construction pour la fondation (CDB varie entre 0 s'il n'y a pas de défaut et 1,5 s'il y en a plusieurs)</p> <p>YAX = nombre annuel d'essieux (tous les véhicules) pendant la période d'analyse, en millions/voie</p> <p>MMP = précipitation moyenne mensuelle, en mm/mois</p> <p>K_{pi} = facteur de calibration pour l'initialisation des nids-de-poule</p>
Propagation	$dNPT = dNPT_{fiss} + dNPT_{arr} + dNPT_{ex}$
	$dNPT_{fiss} = K_{pp} \cdot ADIS_{fiss} \left[\frac{(1+CDB)(1+10 \cdot YAX)(1+0.05 \cdot MMP)}{(1+0.08 \cdot HS)} \right]$
	$dNPT_{arr} = K_{pp} \cdot 0.2 \cdot ADIS_{arr} \left[\frac{(1+CDB)(1+10 \cdot YAX)(1+0.05 \cdot MMP)}{(1+0.08 \cdot HS)} \right]$
	$dNPT_{ext} = K_{pp} \cdot 0.07 \cdot ADIS_{ext} \left[\frac{(1+CDB)(1+10 \cdot YAX)(1+0.05 \cdot MMP)}{(1+0.08 \cdot HS)} \right] \cdot 1.541 \left[\exp\left(\frac{T_{pat}}{365}\right) - 1 \right]$
	<p>dNPT = nombre total de nids-de-poule additionnel</p> <p>dNPT_i = nombre additionnel de nid-de-poule par km relatif au type de dégradation i (fissures larges, arrachement, extension)</p> <p>ADIS_i = % de fissures larges au début de la période d'analyse, ou % d'arrachement au début de la période d'analyse, ou nombre de nids-de-poule existants par km au début de la période d'analyse</p> <p>T_{pat} = délais entre l'apparition et la réparation, en jours</p> <p>K_{pp} = facteur de calibration pour la propagation des nids-de-poule</p>
<p>Modélisation HDM-4 pour l'initiation et la propagation des nids-de-poule :</p>	
	

Glissance

<p>Grande-Bretagne</p> 	$MSSC = (0.98 \cdot 10^{-2} \cdot PSV) - 0.664 \cdot 10^{-4} \cdot q_{cv} + 0.033$ <p>MSSC = moyenne du coefficient SCRIM PSV = Coefficient de polissage des granulats de la couche de roulement q_{cv} = nombre de véhicules commerciaux par jour</p>	
<p>Hongrie</p> 	$\begin{aligned} MICRO &= a - b \cdot Age \\ MICRO &= a - b \cdot FORG \\ MACRO &= a - b \cdot Age \\ MACRO &= a - b \cdot FORG \end{aligned}$	<p>Age = âge de la structure FORG = charge de véhicules MICRO = micro texture MACRO = macro texture a, b = constantes</p>
<p>HDM-4</p> 	$\Delta SFC_{50} = K_{sfc} (-0.663 \cdot 10^{-4}) \Delta QCV$ <p>ΔSFC_{50} = variation du coefficient de la force de friction durant la période d'analyse, mesuré à 50 km/h ΔQCV = variation annuelle du trafic de véhicules commerciaux, en veh/voie/jour K_{sfc} = facteur de calibration pour la glissance</p>	

Texture

<p>HDM-4</p> 	$\Delta TD = K_{td} \{0.7 - TD_a - 0.7 \cdot 0.005 \log_{10} (10^{((0.7 - TD_a) / (0.0035))} + \Delta NELV)\}$ <p>$\Delta NELV$ = nombre de véhicules légers équivalents pendant la période d'analyse K_{td} = facteur de calibration pour la profondeur de texture ΔTD = Variation de la hauteur au sable durant la période d'analyse TD_a = profondeur de texture au début de la période d'analyse (mm)</p>	
--	---	--