



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Révision des méthodes de dimensionnement et renforcement des chaussées (REDIRE)

**Revision der Methoden für
Strassenoberbaudimensionierung und -Verstärkung
(REDIRE)**

**Revision of pavement design and reinforcement methods
(REDIRE)**

Nibuxs Sàrl
Parisa Rossel, Ing. civile, dr ès science KTH
Rita Galrito, Ing. civile EPF
Nicolas Bueche, Ing. civil, dr ès science EPF
Mehdi Ould-Henia, Ing. civil, dr ès science EPF

EMPA
Martin Arraigada, Ing. civil, dr ès science

Projet de recherche VSS 2008/505 sur demande de l'Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Octobre 2021

1713

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Révision des méthodes de dimensionnement et renforcement des chaussées (REDIRE)

**Revision der Methoden für
Strassenoberbaudimensionierung und -Verstärkung
(REDIRE)**

**Revision of pavement design and reinforcement methods
(REDIRE)**

Nibuxs Sàrl
Parisa Rossel, Ing. civile, dr ès science KTH
Rita Galrito, Ing. civile EPF
Nicolas Bueche, Ing. civil, dr ès science EPF
Mehdi Ould-Henia, Ing. civil, dr ès science EPF

EMPA
Martin Arraigada, Ing. civil, dr ès science

Projet de recherche VSS 2008/505 sur demande de l'Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Impressum

Instance de recherche et équipe de projet

Direction du projet

Nicolas Bueche

Membres

Parisa Rossel

Rita Galrito

Mehdi Ould Henia

Martin Arraigada

Commission d'experts responsable

Commission d'experts CNR 4.01 : Dimensionnement

Commission de suivi

Président

Martin Horat

Membres

Urs Schellenberg

Christophe Rohr

Frédéric Stoppa

Christian Angst

Pascal Bauer

Thomas Arn

Tony Buehler

Rémy Gubler

Auteur de la demande

Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

Source

Le présent document est téléchargeable gratuitement sur <http://www.mobilityplatform.ch>.

Table des matières

Impressum	4
Résumé	9
Zusammenfassung	13
Summary	17
1 Introduction	19
1.1 Préface	19
1.2 Contexte	19
1.3 Problématique	19
1.4 Objectifs et structuration	20
2 Connaissances	23
2.1 Situation de la normalisation en Suisse	23
2.2 Etat de l'art en Suisse	26
2.3 Familles de méthodes de dimensionnement	28
3 Dimensionnement mécanique	29
3.1 Introduction	29
3.2 Méthode suisse	29
3.2.1 Présentation	29
3.2.2 Limitations	37
3.3 Paramètres déterminants	38
3.3.1 Trafic	39
3.3.2 Matériaux	40
3.3.3 Conditions climatiques	44
3.3.4 Autres paramètres	46
3.4 Méthodes internationales	47
3.4.1 Présentation de la méthode française	47
3.4.2 Présentation de la méthode allemande	50
3.4.3 Présentation de la méthode suédoise	53
3.4.4 Présentation de la méthode néerlandaise	57
3.4.5 Présentation de la méthode autrichienne	58
3.4.6 Présentation de la méthode sud-africaine	63
3.4.7 Présentation de la méthode américaine	67
3.4.8 Présentation de la méthode du Minnesota (USA)	70
3.4.9 Présentation de la méthode du Costa Rica	72
3.4.10 Comparatif des méthodes	75
3.4.11 Sélection de méthodes représentatives	76
3.5 Principaux modes d'endommagement des chaussées	77
3.5.1 Fatigue	78
3.5.2 Orniérage	80
3.6 Etude de cas	81
3.6.1 Introduction	81
3.6.2 Inputs	81
3.6.3 Synthèse et critique des résultats	82
3.7 Analyse de sensibilité des facteurs déterminants	84
3.7.1 Description de la méthode	85
3.7.2 Résultats et analyse	85
3.7.3 Fiabilité des paramètres et des méthodes de dimensionnement	86
3.8 Conclusions et concepts pour l'adaptation de la normalisation suisse	89
4 Renforcement	91
4.1 Introduction	91

4.2	Méthode suisse	91
4.2.1	Présentation	91
4.2.2	Calcul du renforcement selon la méthode de la valeur structurelle SN.....	92
4.2.3	Calcul du renforcement basé sur des mesures de déflexions	98
4.2.4	Limitations	103
4.3	Paramètres déterminants.....	103
4.3.1	Trafic attendu	103
4.3.2	Etat de la chaussée existante	104
4.3.3	Climat	104
4.4	Méthodes internationales.....	104
4.4.1	Présentation des méthodes américaines (USA).....	104
4.4.2	Présentation des méthodes allemandes.....	116
4.4.3	Présentation de la méthode autrichienne	119
4.4.4	Présentation de la méthode française	123
4.4.5	Présentation de la méthode du Costa Rica	126
4.4.6	Présentation de la méthode californienne (USA)	126
4.4.7	Comparatif des méthodes.....	128
4.4.8	Sélection de méthodes représentatives.....	129
4.5	Etude de cas	129
4.5.1	Introduction	129
4.5.2	Inputs	129
4.5.3	Synthèse et critique des résultats	131
4.6	Analyse de sensibilité des facteurs déterminants.....	131
4.6.1	Résultats et analyse.....	131
4.6.2	Fiabilité des paramètres et des méthodes de dimensionnement du renforcement.....	133
4.7	Conclusions et concepts pour l'adaptation de la normalisation suisse	134
5	Dimensionnement au gel	135
5.1	Introduction	135
5.2	Mécanisme du gel/dégel	135
5.2.1	Description du phénomène	135
5.2.2	Effets sur les structures routières	136
5.3	Méthode suisse	138
5.3.1	Présentation	138
5.3.2	Théorie pour le calcul de la profondeur de gel	140
5.3.3	Calcul numérique de la profondeur de gel.....	145
5.3.4	Limitations.....	146
5.4	Paramètres déterminants.....	147
5.4.1	Indice de gel de l'air (FI)	147
5.4.2	Indice de radiation (RI).....	150
5.4.3	Conductivité thermique des matériaux	152
5.5	Méthodes internationales.....	153
5.5.1	Présentation de la méthode française	153
5.5.2	Présentation de la méthode québécoise (basée sur le modèle finlandais SSR).....	156
5.5.3	Présentation de la méthode allemande	158
5.5.4	Présentation de la méthode suédoise	161
5.5.5	Comparatif des méthodes.....	162
5.5.6	Sélection de méthodes représentatives.....	163
5.6	Analyse détaillée des facteurs déterminants	164
5.6.1	Indice de gel de l'air (FI) - Exemples de calcul numériques	164
5.6.2	Indice de rayonnement solaire et son impact sur l'indice de gel d'air	167
5.6.3	Impact du coefficient de Berggren	171
5.6.4	Impact du modèle d'estimation de la conductivité thermique des matériaux	173
5.7	Etude de cas	174
5.7.1	Introduction	174
5.7.2	Inputs	174
5.7.3	Synthèse et critique des résultats	175
5.8	Conclusions et concepts pour l'adaptation de la normalisation suisse	177
6	Conclusions et recommandations	179

Annexes	183
Glossaire	215
Bibliographie	219
Clôture du projet	225

Résumé

La méthode de dimensionnement des chaussées suisse actuelle (VSS-40324) est basée sur la méthode empirique AASHTO, développée entre 1958 et 1960 aux États-Unis. Dans la méthode de dimensionnement suisse, la résistance mécanique requise pour une chaussée est caractérisée sous la forme d'un nombre structurel (Structural Number SN) qui est défini en fonction du trafic prévu au cours de la durée de vie et du type de sol de fondation (classe de portance). Cette méthode n'est plus adaptée à la construction des chaussées neuves ni au dimensionnement des renforcements des chaussées existantes, ceci car il lui manque de nombreux aspects fondamentaux concernant le comportement mécanique des structures de chaussées, les matériaux de chaussées, l'évolution des charges, les sollicitations climatiques, etc.

L'objectif principal du projet REDIRE (Révision de la méthode de dimensionnement et renforcement) est d'étudier la faisabilité de l'introduction d'une méthode mécanistique-empirique pour le dimensionnement et le renforcement des chaussées souples dans la normalisation suisse. Dans un premier temps, le cadre de l'étude a été divisé en trois parties principales :

- Le dimensionnement mécanique,
- Le renforcement,
- Le dimensionnement au gel.

Une des étapes principales de cette recherche a consisté en la récolte de données et l'analyse approfondie relative à des expériences comparables de **dimensionnement mécanique** dans d'autres pays représentatifs. Pour cela, différentes méthodes de dimensionnement des chaussées développées dans d'autres pays sont étudiées (par ex. États-Unis, Pays-Bas, Allemagne, France, Suède, etc.). Le rapport propose dans un premier temps un résumé et une description de chaque méthode. Les méthodes présentées sont ensuite comparées entre elles et leurs avantages et inconvénients discutés.

La plupart des procédures de dimensionnement des chaussées souples existantes considèrent deux modes d'endommagement pour les chaussées souples : la fatigue (au bas des couches bitumineuses) et la déformation permanente au sommet du sol de fondation (aussi appelée orniérage structurel). Un résumé des modèles relatifs à ces deux modes d'endommagement existants pour l'évaluation des dommages dans les chaussées est fourni dans le rapport. Cependant, il est important de préciser que ces modèles ont été calibrés pour des matériaux spécifiques et des conditions climatiques propres à chaque pays, ce qui doit être soigneusement pris en compte lors de l'emploi de l'un ou l'autre de ces modèles.

Deux exemples de dimensionnement sont ensuite présentés dans la partie relative au dimensionnement mécanique. Deux cas aux conditions climatiques et charges de trafic différentes ont été considérés pour l'étude. L'épaisseur de la couche bitumineuse ainsi que l'épaisseur de la grave de fondation requises sont déterminées sur la base des méthodes de dimensionnement suisse, française, suédoise et du Minnesota. Les résultats montrent notamment que la méthode suisse sous-estime l'épaisseur de grave pour le dimensionnement mécanique seul.

Dans la partie de l'étude relative au dimensionnement mécanique, la sensibilité de deux méthodes mécanistiques-empiriques (française et suédoise) est étudiée, en appliquant une analyse de sensibilité globale. Les résultats montrent que l'épaisseur de la couche bitumineuse est un des facteurs les plus importants pour la durée de vie des chaussées. De plus, la méthode française montre une sensibilité importante aux paramètres de fatigue des matériaux bitumineux.

Dans la partie de l'étude relative au **renforcement des chaussées** existantes, la méthode suisse et les normes y relatives ont été présentées. Puis, différentes méthodes internationales telles que la méthode allemande, la méthode française, la méthode américaine, etc., sont analysées.

A l'instar du dimensionnement mécanique, les méthodes de renforcement des chaussées peuvent être divisées en deux groupes principaux : les méthodes empiriques et les méthodes mécanistiques-empiriques. En général, l'évaluation de la structure existante est déterminante pour choisir la stratégie de réhabilitation la plus appropriée. Les différentes méthodes reposent essentiellement sur des évaluations de surface, des essais de matériaux et des mesures de déflexion.

Afin de comparer les différentes procédures de dimensionnement du renforcement d'une chaussée, deux exemples numériques ont été réalisés. Il était extrêmement important et relativement difficile de bien choisir les inputs de ces exemples numériques de telle sorte que les cas à dimensionner soient réellement comparables pour les différentes méthodes, ceci pour des raisons de comparabilité des résultats finaux. Il a pu finalement être constaté que l'épaisseur du renforcement obtenue selon les différentes méthodes de calcul varie considérablement.

Les résultats de l'analyse de sensibilité du dimensionnement du renforcement ont démontré l'incidence de la capacité portante de la plate-forme sur l'épaisseur finale du renforcement structurel. En contrepartie, l'effet de l'accroissement du trafic ne semble pas avoir une influence trop marquée sur les résultats finaux.

Dans la partie de l'étude relative au **dimensionnement au gel**, la méthode suisse actuelle est d'abord présentée, puis les bases théoriques et le contexte de cette méthode discutés. Ensuite, à l'instar des parties précédentes, le dimensionnement au gel dans d'autres pays ou régions (France, Québec, Finlande, Suède) est présenté.

L'étude permet d'observer que l'indice de gel de l'air (FI) est l'un des paramètres déterminants du dimensionnement au gel. Dans la norme suisse VSS-40140B, cet indice a été calculé sur la base des données enregistrées entre 1958 et 1988. Il est cependant évident qu'avec les impacts du changement climatique, ces valeurs devraient être actualisées. Dans cette étude, l'indice de gel (FI) pour 8 stations différentes, représentant 8 climats différents en Suisse, est calculé sur la base de récents relevés de températures. Le résultat confirme que le nouvel FI, calculé à partir des nouvelles mesures de température, est inférieur aux valeurs de la norme actuelle qui doivent être, de ce fait, remplacées par les nouvelles données. De plus, l'équation de régression présentée dans la norme suisse en fonction de l'altitude n'est plus valable pour les nouveaux enregistrements de température.

A la suite, les deux méthodes de calcul du FI de la norme suisse sont présentées et discutées. La méthode française ainsi que la procédure probabiliste de la méthode québécoise sont également présentées. Finalement, le FI calculé avec chacune de ces méthodes pour les 8 stations suisses différentes est estimé.

Le modèle suisse de gel utilise le rayonnement solaire ainsi que les propriétés de conductivité du matériau comme inputs. Dans cette étude, il est démontré que l'effet du rayonnement solaire sur l'indice de gel (FI) donné dans la norme actuelle n'est pas réaliste. La démonstration est faite par une analyse de régression de la température de surface, de la température de l'air et du rayonnement solaire sur environ 450 000 données. En outre, il est établi que la profondeur de gel est très sensible aux propriétés de conductivité du matériau.

Pour la détermination de la profondeur de gel, la norme suisse actuelle est limitée à seulement quatre types de sols différents. Dans le cadre de ce projet, un outil d'analyse a été développé afin de calculer la profondeur de gel pour différents types de sols. L'outil permet de faire varier divers paramètres qui sont actuellement considérés comme constants dans la méthode actuelle, ceci à des fins de simplifications.

Finalement, la profondeur de gel pour les quatre types de sols différents présentés dans la norme suisse est comparée à la profondeur de gel obtenue avec les méthodes française et québécoise. Les résultats démontrent que la valeur donnée par la norme suisse pour certains cas est relativement éloignée des valeurs des autres méthodes et doit de ce fait être revue.

De manière générale, cette étude montre finalement que la profondeur de gel est très sensible à différents paramètres. Idéalement, la manière optimale de valider le modèle de calcul serait la calibration d'un modèle basé sur les valeurs mesurées en Suisse.

Zusammenfassung

Die aktuelle Schweizer Dimensionierungsmethode der Fahrbahnen (VSS-40324) basiert auf dem empirischen AASHTO-Verfahren, das zwischen 1958 und 1960 in den USA entwickelt wurde. In der Schweizer Dimensionierungsmethode wird die erforderliche mechanische Festigkeit einer Fahrbahn in Form eines Strukturwert (Structural Number SN) charakterisiert, die nach dem vorgesehenen Verkehr während der Lebensdauer und dem Baugrund (Tragfähigkeitsklasse) definiert wird. Diese Methode ist weder für den Bau neuer Fahrbahnen noch für die Dimensionierung von Verstärkungen der bestehenden Fahrbahnen geeignet, da viele grundlegende Aspekte bezüglich des mechanischen Verhaltens von Oberbaustrukturen, Strassenbaumaterialien, Lastentwicklung, klimatische Beanspruchungen usw. fehlen.

Das Hauptziel des Projektes REDIRE (Revision of pavement design and reinforcement methods) besteht darin, die Machbarkeit der Einführung einer mechanistisch-empirischen Methode für die Dimensionierung und Verstärkung von flexiblen Belägen in den Schweizer Normenwerk. Zunächst wurde der Rahmen der Studie in drei Hauptteile unterteilt:

- Die mechanische Dimensionierung,
- Verstärkung,
- Dimensionierung auf Frost.

Eine der Hauptphasen dieser Studie war die Sammlung von Daten und die eingehende Analyse von vergleichbaren Erfahrungen mit mechanischer Dimensionierung in anderen repräsentativen Ländern. Zu diesem Zweck werden verschiedene Dimensionierungsmethoden für Fahrbahnen untersucht, die in anderen Ländern entwickelt wurden (z.B. USA, Niederlande, Deutschland, Frankreich, Schweden, usw.). Der Bericht enthält zunächst eine Zusammenfassung und Beschreibung der einzelnen Methoden. Die dargestellten Methoden werden dann miteinander verglichen und ihre Vor- und Nachteile diskutiert.

Die meisten Verfahren für die Dimensionierung von bestehenden flexiblen Fahrbahnen berücksichtigen zwei Versagenmechanismen für flexible Beläge: Ermüdung (bituminöse Schichten) und permanente Verformung auf der Unterbau (auch strukturelle Spurrinnen genannt). Eine Zusammenfassung der Modelle für diese beiden Schadensarten, die für die Bewertung von Fahrbahnschäden zur Verfügung stehen, ist in dem Bericht enthalten. Es ist jedoch wichtig zu beachten, dass diese Modelle für spezifische Materialien und klimatische Bedingungen in jedem Land kalibriert worden sind, was bei der Verwendung des einen oder anderen Modells sorgfältig berücksichtigt werden sollte.

Zwei Beispiele von Dimensionierung werden dann im Teil über die mechanische Dimensionierung dargestellt. Für die Studie wurden zwei Fälle mit unterschiedlichen klimatischen Bedingungen und Verkehrsbelastungen betrachtet. Die Dicke der bituminösen Schicht sowie die Dicke des ungebundenen Gemischs, die erforderlich sind, werden auf der Grundlage der Schweizer Methode, der französischen, schwedischen und Minnesota-Dimensionierungsmethoden festgelegt. Die Ergebnisse zeigen insbesondere, dass die Schweizer Methode die Dicke des ungebundenen Gemischs, allein für die mechanische Dimensionierung, unterschätzt.

Im Teil der Studie über die mechanische Dimensionierung wird die Sensibilität von zwei mechanischen-empirischen Methoden (französische und schwedische) untersucht, indem eine globale Sensibilitätsanalyse angewandt wird. Die Ergebnisse zeigen, dass die Dicke der bituminösen Schicht einer der wichtigsten Faktoren für die Lebensdauer der Fahrbahn ist. Zudem zeigt die französische Methode eine bedeutende Empfindlichkeit auf die Ermüdungsparameter der bituminösen Materialien.

Im Teil über **Verstärkung der bestehenden Fahrbahnen** werden die Schweizer Methode und zugehörigen Normen vorgestellt. Anschliessend werden verschiedene internationale Methoden, wie die deutsche, französische, die von den USA, usw. analysiert.

Wie bei der mechanischen Dimensionierung können die Methoden zur Fahrbahnverstärkung in zwei Hauptgruppen unterteilt werden: empirische Methoden und mechanistisch-empirische Methoden. Im Allgemeinen ist die Evaluierung der vorhandenen Struktur massgebend für die Wahl der am besten geeigneten Erhaltungsstrategie. Die verschiedenen Methoden stützen sich hauptsächlich auf Oberbauevaluierungen, Materialproben und Ablenkungs-abmessungen.

Um die verschiedenen Verfahren für die Dimensionierung der Fahrbahnverstärkung vergleichen zu können, wurden zwei digitale Beispiele durchgeführt. Es war äusserst wichtig und relativ schwierig die Eingaben für diese digitalen Beispiele so zu wählen, dass die zu dimensionierende Fälle mit verschiedenen Methoden wirklich vergleichbar sind, dies aus Gründen der Vergleichbarkeit der Endergebnisse. Es wurde schlussendlich festgestellt, dass die mit den verschiedenen Dimensionierungsmethoden ermittelte Verstärkungsdicke stark variiert.

Die Resultate der Sensibilitätsanalyse der Verstärkungsdimensionierung haben die Auswirkung der Tragfähigkeit des Untergrunds auf die endgültige Dicke der strukturellen Verstärkung nachgewiesen. Im Gegensatz dazu scheint die Auswirkung des zunehmenden Verkehrs keinen wesentlichen Einfluss auf die Endergebnisse zu haben.

Im Teil der Studie über **Dimensionierung auf Frost** wird zuerst die aktuelle Schweizer Methode vorgestellt, dann werden die theoretischen Grundlagen und Kontext dieser Methode diskutiert. Danach wird, wie in den vorherigen Teilen, die Dimensionierung auf Frost in anderen Ländern oder Gegenden (Frankreich, Quebec, Finnland, Schweden) dargestellt.

Die Studie ermöglicht die Beobachtung, dass der Frostindex der Luft (FI) einer der massgebenden Parameter für die Dimensionierung auf Frost ist. In der Schweizer Norm VSS-40140B ist dieser Index auf Basis, der zwischen 1958 und 1988 gesammelten Daten, kalkuliert worden. Es ist jedoch offensichtlich, dass diese Werte, angesichts der Auswirkungen des Klimawandels, aktualisiert werden müssen. In dieser Studie wird der Frost Index (FI) für 8 unterschiedliche Stationen, die 8 unterschiedliche Klimaverhältnisse in der Schweiz darstellen, auf der Grundlage aktueller Temperaturmessdaten, berechnet. Das Ergebnis bestätigt, dass die neuen FI, gemäss aktuelleren Temperaturmessungen, niedriger als die Werte der geltenden Norm sind und daher durch neue Werte ersetzt werden sollen. Ausserdem ist die, nach Schweizer Norm nach Höhenlagen, präsentierte Regressionsgleichung für die neuen Temperaturregistrierungen nicht mehr gültig.

In Folgenden werden zwei Berechnungsmethoden für den FI der Schweizer Norm vorgestellt und diskutiert. Die französische Methode sowie das probabilistische Verfahren der Quebec-Methode werden ebenfalls vorgestellt. Schlussendlich wird der FI mit jeder dieser Methoden für 8 unterschiedlichen Schweizer Stationen ermittelt.

Das Schweizer Frost Modell verwendet die Sonnenstrahlung sowie die Eigenschaften der Leitfähigkeit des Materials als Inputs. In dieser Studie wird nachgewiesen, dass der Einfluss der Sonnenstrahlung auf den in der aktuell angegebenen Frost Index (FI) nicht realistisch ist. Dies wird durch eine Analyse der Verringerung der Oberflächentemperatur, der Lufttemperatur und der Sonnenstrahlung mit 450 000 Daten demonstriert. Ausserdem wird festgestellt, dass die Frosttiefe sehr empfindlich auf die Eigenschaften der Leitfähigkeit des Materials reagiert.

Die aktuelle Schweizer Norm zur Bestimmung der Frosttiefe ist auf nur vier verschiedene Bodentypen beschränkt. Im Rahmen dieses Projektes wurde ein Analysewerkzeug entwickelt, um die Frosttiefe der unterschiedlichen Bodentypen kalkulieren zu können. Das Werkzeug ermöglicht verschiedene Parameter zu variieren, die gegenwärtig in der aktuellen Methode als konstant bezeichnet werden, dies im Interesse der Vereinfachung.

Schlussendlich wird die in der Schweizer Norm angegebene Frosttiefe für die vier verschiedenen Bodentypen mit der Frosttiefe verglichen, die mit den französischen und der Quebec-Methode erhalten wurde. Die Ergebnisse zeigen, dass der von der Schweizer Norm angegebene Wert für bestimmte Fälle weit von den Werten der anderen Methoden entfernt ist, und deshalb überprüft werden sollte.

Im Allgemeinen zeigt diese Studie schlussendlich, dass die Frosttiefe sehr empfindlich auf unterschiedliche Parameter reagiert. Der optimale Weg zur Validierung des Berechnungsmodells wäre im Idealfall die Kalibrierung eines Modells auf Basis der in der Schweiz gemessenen Werte.

Summary

The current Swiss pavement design method (VSS-40324) is based on the empirical AASHTO method, developed between 1958 and 1960 in the USA. In the design method, the strength of the required structure is given as a structural number (SN) which is defined based on the expected traffic during the lifetime and support soil inputs (bearing capacity). This method is obviously not suitable anymore for construction of the new pavements or design of the overlays, since it lacks many fundamental issues regarding mechanical behaviour of pavement structures, pavement material, different traffic loading, climate, etc.

The main objective of the REDIRE (Revision of the pavement design and rehabilitation methods) project is to study the feasibility of introducing a mechanistic-empirical method for design and overlay of flexible pavements into the Swiss standard. Initially, the framework of the study has been divided into three main categories as follows:

- Mechanical design,
- Rehabilitation,
- Frost.

One of the primary steps of this research was to gather information on similar experiences from other countries related to the **mechanical design**. For this reason, different design methods developed in different countries has been studied (e.g. USA, Netherlands, Germany, France, Sweden, etc.). A summary and description of each method is given in the report. Furthermore, the presented methods have been compared with each other and their pros and cons have been discussed.

Most of the existing design procedures, consider two damage modes for the flexible pavements: fatigue (cracks which initiate at the bottom of the asphalt layer) and permanent deformation (aka as rutting). A summary of existing models for damage evaluation in the pavements is given in the report. However, it is important to know that these models have been calibrated for specific material and climate condition in each country which has to be carefully considered when adopting one.

Two design examples have been presented in the mechanical design part. Two different locations (different climate conditions) and traffic regimes have been considered for the problem. The thickness of the bituminous layer as well as the aggregate base thickness have been decided based the: Swiss method, French method, Swedish method and the Minnesota method. The results show that the swiss method underestimates the thickness related to the aggregate base when only the mechanical design is considered.

In the mechanical design part of the study the sensitivity of the two mechanistic-empirical method (French and Swedish) have been studied, applying a global sensitivity analysis. The results showed that the thickness of the asphalt layer is one of the most important parameters that affect the service life of the pavement. Moreover, the French method showed a great dependence of the results on the parameters related to the fatigue characteristics of the asphalt layer.

In the **rehabilitation** section, initially, the Swiss method and its related standards have been presented. Further on, different international methods such as German, French, American, etc., have been introduced.

Identical to the mechanical design part, the rehabilitation methods can be divided into two main groups of empirical and mechanistic-empirical design methods. Generally, the evaluation of the existing structure is decisive to select the most suitable rehabilitation strategy. The different methods rely basically on surface evaluations, material testing and deflection measurements.

In order to compare different overlay design procedures, two numerical examples have been conducted. It was extremely important and relatively challenging to decide for the input parameters for different methods for the numerical examples in order to make the problems equivalent for comparison reasons. The overlay thickness obtained by different methods varied enormously, depending on the method.

The results of the sensitivity analysis of the overlay design demonstrated that the subgrade bearing capacity played an important role on the final structural overlay thickness. However, the effect of the traffic growth was not as strong on the final results.

In the **frost** part of the study, initially the current swiss method have been presented and the theory and the background of the method have been discussed. Moreover, identically to the previous parts, the frost design in other countries or regions (France, Quebec, Finland, Sweden) have been presented.

One of the decisive parameters in the frost design is air frost index (FI). In the swiss standard, VSS-40140B, this index has been calculated based on the recorded data between 1958 and 1988. It is however evident that with the new climate change tendencies, these values needed to be updated. In this study the frost index (FI) for 8 different stations, representing 8 different climates in Switzerland have been calculated based on the recent temperature recordings. It was confirmed that the new FI calculated from the new temperature recordings are lower than the ones already existing in the standard and needs to be replaced with the new one. Moreover, the regression equation presented in the swiss standard as a function of altitude is no longer valid with the presence of the new temperature recordings.

Further in the report the two methods of calculation of the FI in the Swiss standard have been presented and discussed. In addition to these methods the French method as well as the probabilistic method presented in the Quebecois method have been presented. Finally, the FI calculated with each of these method for the 8 different Swiss stations are given in the report.

The Swiss frost model requires the solar radiation as well as the conductivity properties of the material as input parameters. It was shown in this study that the effect of the solar radiation on the frost index (FI), given in the current standard is not real. This was shown by a regression analysis on the surface temperature, air temperature and the radiation on approximately 450'000 data. Moreover, it was shown that the frost depth is highly sensitive to the conductivity properties of the material.

The solution of the frost depth given in the swiss standard is limited to only four different type of soil. In this project, an analytical tool was developed in order to calculate the frost depth for different type of soil. The tool allows to modify different parameters which are currently considered as constants in the current method, for simplification purposes.

Finally, the solution of the frost depth for the four different soil types presented in the Swiss standard have been compared with the solution given by the French and Quebecois methods. The results showed that the current solution given by the Swiss standard for some cases is not close to other solutions and needs to be reviewed.

In general, this study showed that the solution of the frost depth is highly sensitive to different parameters. Ideally the best way to validate the model would be to calibrate a chosen model with measured values in Switzerland.

1 Introduction

1.1 Préface

Ce projet de recherche a été imaginé et démarré par le Laboratoire des Voies de Circulation (LAVOC) du Prof. A.-G. Dumont de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Suite au départ à la retraite du Prof. Dumont et à la fermeture du laboratoire en 2016, la contribution du LAVOC a été reprise par le bureau d'ingénieurs civils spécialisés Nibuxs Sàrl, ceci tout spécifiquement pour les parties relatives au dimensionnement mécanique (chapitre 3) et dimensionnement au gel (chapitre 5) ; l'EMPA étant impliquée dès le début du projet et plus spécifiquement pour la partie relative au renforcement (chapitre 4).

1.2 Contexte

Les infrastructures de transport représentent une ressource cruciale jouant un rôle important dans le développement socio-économique d'une région ou d'un pays. Par conséquent, il est indispensable de garantir un niveau de qualité de la chaussée suffisant, ceci nécessitant notamment des méthodes de dimensionnement et renforcement en adéquation avec le niveau actuel de sollicitations et la technique dans le domaine.

Les besoins en termes de recherche sur le dimensionnement et renforcement des chaussées sont largement discutés au niveau international. Ceci est par exemple illustré par Nunn et al. [46] qui esquisse quelques pistes. Au niveau suisse, les travaux récents dédiés au dimensionnement et renforcement des chaussées sont peu nombreux. Une contribution substantielle a été apportée par les travaux de Blumer & Fetz en 1988 [47], avec la création d'une base de données des superstructures (catalogue des structures types), appliquée encore actuellement. Depuis cette recherche, quelques contributions ponctuelles à la méthode proposée dans la normalisation SN peuvent être relevées. Cela concerne par exemple les projets de recherche VSS 11/00 [48], VSS 14/96 [49] et plus récemment VSS 2015/411 [50] qui proposent l'établissement de coefficients d'équivalence pour les poids lourds. Dans [51], Perret et al. proposent des coefficients de portance pour les enrobés à module élevé (EME), permettant ainsi un dimensionnement avec ces matériaux selon la méthode du Structural Number (SN). Nous pouvons finalement relever le projet [52] mené par Turtzschy et al. en 2005, dans lequel des exemples de calculs avec la méthode suisse de dimensionnement sont proposés ainsi que quelques considérations additionnelles. Les différentes recherches mentionnées apportent une contribution ponctuelle spécifique à la méthode de dimensionnement AASHO (American Association of State Highway Officials) qui est à la base de la méthode de dimensionnement mécanique appliquée actuellement en Suisse. Cependant, aucun de ces projets ne considère les fondements de la méthodologie de dimensionnement et renforcement des chaussées. Les efforts en termes de recherche au cours des dernières années ont en effet été principalement axés sur les matériaux et technologies de production innovante, ceci sans nécessairement considérer l'incidence sur le dimensionnement.

1.3 Problématique

La méthode de dimensionnement et renforcement des infrastructures appliquée actuellement en Suisse est entièrement empirique et basée sur les essais AASHO menés entre 1958 et 1960 en Illinois (USA). Selon les résultats de cette recherche, il est possible de définir le coefficient de portance (Structural Number SN) nécessaire sur la base de la détermination de la classe de trafic et d'une évaluation « qualitative » de la capacité portante du sol de fondation. La vérification au gel est quant à elle effectuée dans une seconde phase en se basant sur des données climatiques vieilles de plus de trente ans. Il est évident que cette méthode empirique basée sur des données et des essais datant de plus de 30 ans ou 50 ans respectivement n'est plus adaptée au niveau actuel de sollicitations ainsi qu'aux matériaux innovants de construction. De plus, cette méthode n'est pas applicable aux chaussées à longue durée de vie (long life pavements, LLP).

Il est possible de mettre en évidence les aspects suivants qui ne sont pas (ou partiellement) considérés dans la norme actuelle de dimensionnement des chaussées (VSS-40324 [5]) :

- a. Nouveaux mécanismes de chargement avec l'apparition de pneumatiques à l'empreinte plus large ainsi que l'augmentation de la pression des pneumatiques.
- b. Structures de chaussées complexes (renforcement, réhabilitation, white topping, black topping, structure sandwich, structure inverse, etc.).
- c. Développements dans le domaine des enrobés tièdes (projet PLANET [54]) et des enrobés à froid (VSS-40492 [12]) et autres matériaux innovants dont le comportement mécanique n'est pas nécessairement similaire à celui d'un enrobé à chaud traditionnel.
- d. Liants hautes performances et additifs divers.
- e. Prise en compte des aspects probabilistes (facteur de risque) ; facteurs dépendant tout particulièrement du type de route considérée.
- f. Développements de méthodes de calculs évoluées, basées sur la théorie multicouche et intégrant parfois des aspects probabilistes (outils de calcul : MEPDG®, Alizé-LCPC®, PaDesTo®, etc.).
- g. Prise en compte des modifications climatiques tel que mis récemment en évidence par les travaux de Rychen [55].

Les points b, c, d, e, f et g ci-dessus font partie de ce rapport de recherche.

Considérant le catalogue de structures de la norme suisse (VSS-40324 [5]), nous pouvons également mettre en évidence que bon nombre de structures types ne sont pratiquement plus utilisées et parfois sous/surdimensionnées. La méthode actuelle donne dans beaucoup de cas une marge de sécurité qui peut s'avérer relativement importante. Ce surdimensionnement a permis de prolonger la durée de vie des chaussées, mais a nécessité un investissement supplémentaire important. Le travail de recherche mené par Rychen [55] a montré, par exemple, que des couches de fondation plus minces sont suffisantes pour résister aux climats actuels et futurs. Dans le contexte actuel, il devient essentiel d'optimiser les coûts et dimensionner strictement pour les sollicitations réelles. De plus, pour les renforcements, un nouveau dimensionnement optimisé est souvent demandé par les gestionnaires.

Il est donc indispensable de prendre en compte les différentes évolutions dans le domaine des infrastructures routières avec l'établissement d'une méthodologie de dimensionnement et renforcement des chaussées qui soit actualisée. Une méthode ajustée permet ainsi d'optimiser l'utilisation des matériaux, garantir une meilleure qualité des chaussées et également économiser les ressources et matières premières.

1.4 Objectifs et structuration

Ce projet a pour objectif principal l'élaboration de recommandations en vue d'une adaptation de la méthodologie de dimensionnement et renforcement des chaussées afin que celle-ci soit optimisée pour le contexte suisse. Pour ce faire, les sous-objectifs suivants sont définis comme suit :

- Présenter la situation actuelle en Suisse et évaluer les limitations de la méthode suisse de dimensionnement et renforcement des chaussées.
- Identifier et analyser les paramètres déterminants influant sur le dimensionnement et le renforcement des chaussées.
- Sélectionner et évaluer des méthodes internationales de dimensionnement et renforcement des chaussées de pays représentatifs.
- Calculer des cas spécifiques avec la méthode suisse et les méthodes internationales représentatives choisies. Puis, comparer et discuter les résultats obtenus.
- Analyser la sensibilité des facteurs déterminants.
- Élaborer des recommandations d'adaptation de la normalisation suisse en intégrant des aspects économiques, environnementaux et probabilistes, tout en identifiant les besoins en termes de recherches éventuellement encore nécessaires.

La Fig. 1 illustre la méthodologie du projet basée sur les objectifs décrits ci-dessus et suivie pour les trois axes d'études suivants tout en indiquant les chapitres et sous-chapitres correspondants :

- Dimensionnement mécanique (Chap. 3),
- Renforcement (Chap. 4),
- Dimensionnement au gel (Chap. 5).

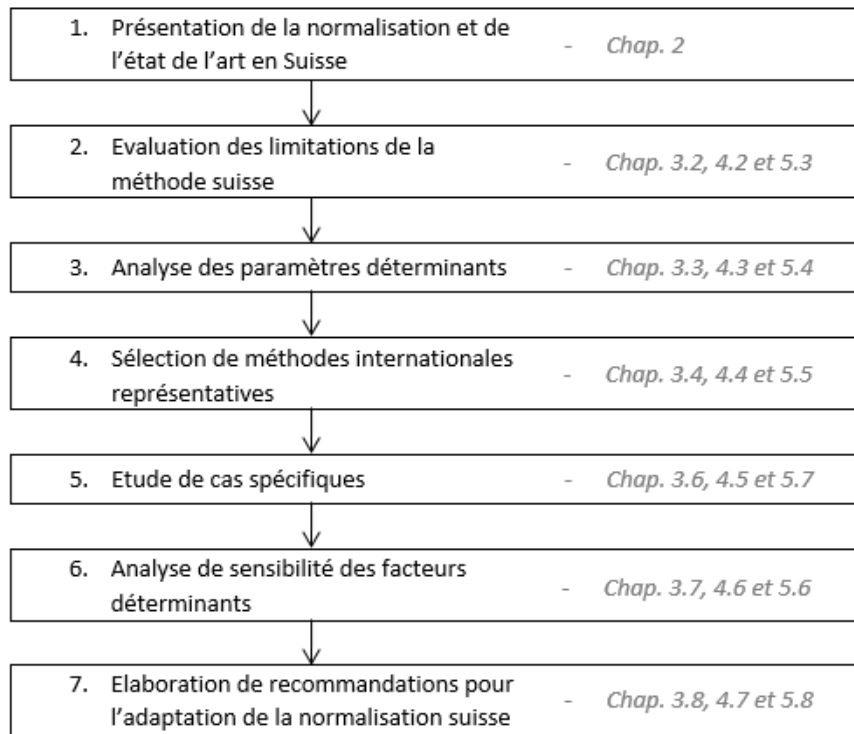


Fig. 1 Méthodologie du projet de recherche

2 Connaissances

2.1 Situation de la normalisation en Suisse

Ce chapitre retrace tout d'abord l'évolution de la normalisation suisse relative au dimensionnement et au renforcement des chaussées puis répertorie les normes suisses qui sont concernées par le dimensionnement des chaussées.

Dimensionnement et renforcement des chaussées

La norme relative au dimensionnement et renforcement des chaussées a fait l'objet des éditions suivantes :

- Mars 2019 : VSS-40324, norme identique à la version d'août 2011 mais avec modification du numéro de la norme, norme actuellement en vigueur [5].
- Août 2011 : SN-640324, numéro de norme caduque donc norme caduque [6].
- Février 2010 : SN-640324B, norme caduque [7].
- Octobre 1997 : SN-640324A, norme caduque [8].
- Octobre 1997 : SN-640317B, norme caduque [1].

Normes liées à la norme de dimensionnement et de renforcement des chaussées

Ne sont répertoriées dans le Tab. 1 que les normes en vigueur en janvier 2021. De plus, afin de simplifier la lecture de ce document, les références de ces nombreuses normes ne sont pas introduites dans la bibliographie.

Le numéro de certaines normes a fait l'objet d'une modification en 2019 avec le passage de la dénomination « SN » à la dénomination « VSS », sans modification du contenu des normes concernées. Pour ces normes, la 3^{ème} colonne du Tab. 1 indique l'année de publication de la norme entre parenthèses, puis l'année de la modification de numéro. Par exemple pour la norme VSS-40324, on aura (2011)/2019.

Tab. 1 Normes liées à la norme VSS-40324 [5]

Catégorie	N°	Année	Titre
Terminologie	VSS-40302B	(2000) /2019	Route et voie ferrée – Terminologie
Sécurité	VSS-40405	(2010) /2019	Produits de construction pour la chaussée des routes – Sécurité routière, sécurité du travail, protection de la santé et environnement
Sol – Portance	VSS-40575	(2014) /2019	Travaux de terrassement – Classes d'exploitation et recommandations
	VSS-40585	2020	Compactage et portance – Exigences
	VSS-70311	(2006) /2019	Compactage et portance – Méthodes de contrôle
	VSS-70316A	(1994) /2019	Essai sur les sols – Pénétromètre CBR, essai in situ
	VSS-70317	(1998) /2019	Sols – Essai de plaque E_v et M_E
	VSS-70319A	(1992) /2019	Essais sur les sols – Essai de plaque selon Westergaard
Trafic	VSS-40320	(2011) /2019	Dimensionnement de la structure des chaussées – Trafic pondéral équivalent
Climat	VSS-70140B	(2001) /2019	Gel
Matériaux	SN-640415D-NA	2011	Enduits superficiels – Spécifications
	SN-640416-NA	2012	Matériaux bitumineux coulés à froid - Spécifications
	SN-640420	2015	Enrobés bitumineux – Norme de base
	VSS-40430	(2013) /2019	Enrobés bitumineux compactés – Conception, exécution et exigences relatives aux couches en place
	SN-640431	Mult.	Mélanges bitumineux – Spécification des matériaux
	VSS-40434	(2015) /2019	Programme des essais pour enrobés bitumineux compactés
	VSS-40440C	(2008) /2019	Asphalte coulé routier – Conception, exécution et exigences relatives aux couches en place
	SN-640441B-NA	2010	Mélanges bitumineux – Spécifications des matériaux – Partie 6 : Asphalte coulé routier
	SN-640442-NA	2005	Asphalte coulé pour étanchéité – Définitions, spécifications et méthodes d'essai
	SN-640461	2014	Couches de surface en béton pour zones de circulation – Conception, exécution et exigences relatives aux couches en place
	VSS-40462	(2006) /2019	Couches de surface en béton – Produits d'obturation et de scellement de joints
	VSS-40492	(2014) /2019	Couches de fondation en enrobés bitumineux à froid – Exigences relatives au mélange, conception, exécution et exigences relatives aux couches en place
	VSS-40580	(2001) /2019	Couches de fondation non liées – Exécution et exigences relatives aux couches en place
	SN-640741	2006	Surfaces de circulation à superstructure sans liants – Norme de base
	VSS-40742	(2006) /2019	Surfaces de circulation à superstructure sans liants – Routes
	VSS-40743	(2006) /2019	Surfaces de circulation à superstructure sans liants – Aires de stationnement
	VSS-40744	(2006) /2019	Surfaces de circulation à superstructure sans liants – Exécution et entretien
	SN-670050	2010	Granulats – Norme de base
	SN-670061	2017	Bitumes et liants bitumineux – Norme de base

	SN-670092-1	2015	Géosynthétiques – Partie 1 : Termes et définitions
	SN-670101	2006	Granulats pour mortiers
	SN-670102B-NA	2009	Granulats pour béton
	SN-670103B	2006	Granulats pour mélanges hydrocarbonés et pour enduits superficiels utilisés dans la construction des chaussées, aéroports et d'autres zones de circulation
	SN-670107	2006	Granulats légers – Parties 1 et 2
	SN-670204-NA	Mult.	Bitumes et liants bitumineux – Cadre de spécifications des bitumes routiers spéciaux – Parties 1 et 2
	SN-670210B-NA	2011	Bitumes et liants bitumineux – Cadre de spécifications des bitumes modifiés par des polymères
	SN-670220A	2010	Bitumes et liants bitumineux – Cadre de spécifications des bitumes oxydés
	SN-670221A	2010	Bitumes et liants bitumineux – Cadre de spécifications des bitumes industriels durs
	VSS-70321	(2001) /2019	Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques – Essai de gonflement au gel
	VSS-40730B	(1999) /2019	Entretien des chaussées – Norme de base – Concept des mesures
	VSS-40731	(2013) /2019	Entretien des chaussées – Réparation, remise en état et renouvellement des couches en enrobés bitumineux
	VSS-40733B	(1998) /2019	Entretien des chaussées – Renforcement de superstructures de chaussées avec revêtements bitumineux à l'aide de mesures de déflexion
	VSS-40735B	(2010) /2019	Entretien des chaussées – Réparation et remise en état des couches de surface en béton
Entretien	VSS-40737	(2009) /2019	Entretien des chaussées – Couches en enrobés bitumineux sur chaussées en béton existantes
	VSS-40904	(2003) /2019	Gestion de l'entretien (GE) – Evaluation globale des chaussées, des ouvrages d'art et des installations électromécaniques : valeurs intrinsèques et valeurs d'usage
	VSS-40925B	(2003) /2019	Gestion de l'entretien des chaussées (GEC) – Relevé d'état et appréciation en valeur d'indice
	VSS-40925B-Annexe	(2003) /2019	Gestion de l'entretien des chaussées (GEC) – Mode opératoire pour le relevé visuel d'état avec le catalogue des dégradations
	VSS-40926	(2005) /2019	Gestion de l'entretien des chaussées (GEC) – Relevé d'état visuel : indices individuels
	SN-640490	2017	Mélanges traités et sols stabilisés – Norme de base
	VSS-40491	(2009) /2019	Couches traitées aux liants hydrauliques – Conception, exécution et exigences relatives aux couches en place
Stabilisation	SN-640496-NA	2015	Mélanges traités aux liants hydrauliques – Spécifications – Parties 1 et 5
	SN-640500	2013	Mélanges traités aux liants hydrauliques – Spécifications – Parties 2, 3 et 4
	VSS-40501	(2012) /2019	Sols stabilisés à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Conception, exécution et exigences relatives aux couches en place
	SN-670119-NA	2011	Granulats pour matériaux traités aux liants hydrauliques et matériaux non traités utilisés pour les travaux de génie civil pour la construction de chaussées – Graves non traitées - Spécifications
Autres	SN-640450	2017	Systèmes d'étanchéité et couches bitumineuses sur ponts avec tabliers en béton – Systèmes, exigences et exécution

VSS-40451	(2009) /2019	Systèmes d'étanchéité et couches bitumineuses sur ponts avec tabliers en bois – Systèmes, exigences et exécution
VSS-40452	(2011) /2019	Systèmes d'étanchéité et couches bitumineuses sur dalles de roulement en béton avec fonction portante dans tunnels et galeries – Systèmes, exigences et mise en œuvre
SN-640480A	2009	Pavages – Conception, dimensionnement de la chaussée, exigences et exécution
VSS-40482	(2009) /2019	Dallages – Conception, dimensionnement de la chaussée, exigences et exécution

2.2 Etat de l'art en Suisse

L'état de l'art en termes de dimensionnement et de renforcement des chaussées en Suisse fait l'objet du présent chapitre. Celui-ci est organisé par ordre chronologique des différents documents présentés, les différents projets résumés ci-après ayant un impact sur le dimensionnement des chaussées ou ayant mis en évidence des besoins de révision des méthodes de dimensionnement et renforcement.

Etude de revêtements hydrocarbonés d'autoroutes fortement sollicitées – 1981 [65]

Basé sur l'observation de huit tronçons d'autoroute situés sur le plateau suisse, ce projet de recherche consiste en une étude approfondie des couches de revêtements bitumineux (propriétés / déformations).

Des recommandations ont été effectuées afin d'atteindre des revêtements bitumineux plus durables et de prévenir la fissuration. De plus, les résultats et conclusions de cette recherche ont été intégrés aux normes suisses, notamment à la norme sur la conception, les exigences et l'exécution de revêtements en béton bitumineux (SN-640431A [11], norme caduque).

Elaboration du catalogue des types de chaussées – 1988 [47]

Sur la base du guide AASTHO [60], les valeurs du Structural Number SN ont été définies pour différentes combinaisons de classes de trafic et de classes de portance de sol, de même que les caractéristiques des matériaux à utiliser en fonction des conditions climatiques.

Ce mandat de recherche a abouti aux tableaux des structures types intégrés aux normes de dimensionnement encore actuellement en vigueur.

Facteurs d'équivalence par classes de véhicules lourds – 2000 [48]

Ce rapport a abouti à la détermination de facteurs d'équivalence par classes de poids lourds (silhouettes) qui permettent la détermination du trafic pondéral équivalent journalier (TF).

La norme SN-640320A de décembre 2000 ([4], caduque) tient compte des résultats de cette étude.

Enrobés à haut module – 2001 [51]

Les enrobés à module élevé ont été utilisés en couche de support à plusieurs reprises par des gestionnaires convaincus par leurs nombreux avantages et performances avant leur standardisation au niveau suisse.

Cette étude a eu pour but d'étudier et d'évaluer les performances mécaniques des enrobés à module élevé. Sur la base d'essais en laboratoire et d'essais en vraie grandeur, les propriétés des matériaux constitutifs, des méthodes de formulation permettant d'obtenir les

performances mécaniques visées ainsi que des coefficients d'équivalence pour le dimensionnement des chaussées sont définis.

La norme SN-640324B de février 2010 ([7], caduque) tient compte des résultats de cette étude.

Trafic pondéral équivalent journalier TF sur divers types de chaussée en Suisse – 2002 [59]

Sur la base de données de comptage et de pesage en marche (Weigh-in-motion, WIM) et du comptage suisse automatique de la circulation routière (CSACR), ce mandat de recherche a eu pour but de mettre à jour les coefficients d'équivalence des classes de trafic, des catégories de véhicules lourds et des types de route.

La norme SN-640320 d'août 2011 ([3], caduque) tient compte des résultats de cette étude.

Formulation et optimisation des formules d'enrobés – 2004 [64]

Inclus dans le paquet de recherche « Unterhalt 2000 » ayant pour but d'améliorer les travaux d'entretien sur les routes nationales, ce projet de recherche a abouti à une méthodologie de formulation des enrobés bitumineux afin d'obtenir des enrobés performants et durables.

Validée par des essais en laboratoire, cette méthode de formulation basée sur la formulation volumique et sur des modèles analytiques permet d'estimer et d'optimiser les performances à long terme des enrobés formulés.

Manuel suisse de conception des chaussées – 2005 [52]

Le manuel suisse de conception des chaussées, complémentaire à la normalisation suisse, fournit au gestionnaire les outils et conseils nécessaires à l'élaboration de la conception, du dimensionnement d'une chaussée, à la sélection de la structure économiquement optimale, de matériaux adéquats ainsi que de techniques d'entretien en fonction des conditions géométriques, topographiques, environnementales et de trafic de l'ouvrage concerné.

Séparé en différents modules, ce manuel présente des démarches de calcul, les procédures de dimensionnement, des sélections de variantes de profils types et leur évaluation, la gestion de l'entretien (y.c. le renforcement des chaussées, recyclage), une description des différents types de couches et de matériaux à utiliser ainsi que les essais pouvant être réalisés in situ ou en laboratoire.

Enrobés bitumineux à faibles impacts énergétiques et écologiques – 2009 [66]

Ce projet de recherche a abouti à une méthodologie d'évaluation de l'impact énergétique et écologique de la fabrication d'enrobés bitumineux tièdes. Une analyse des propriétés des enrobés à faible impact de même que de leurs procédés de fabrication a été effectuée.

Cette étude a servi de projet initial au paquet de recherche PLANET (Potentiel et ANalyse des Enrobés Tièdes) [53].

Formulation des enrobés avec matériaux recyclés – 2015 [61]

Une étude de formulation des enrobés recyclés (RAP) a été effectuée dans ce projet de recherche. Sur la base d'une formulation analytique validée par des essais en laboratoire, les paramètres déterminants de la formulation des enrobés recyclés ont pu être mis en évidence.

Formulation des revêtements peu bruyants – 2016 [62]

Ce projet de recherche a abouti à une nouvelle méthode de formulation des revêtements peu bruyants. Basée sur la formulation volumique, cette approche a été validée par des essais en laboratoire. Des recommandations quant aux matériaux constitutifs à utiliser ont été émises et les influences d'ajouts examinées.

La méthodologie de décision relative à la teneur en vides et au diamètre maximal des grains aborde les aspects de comportement mécanique et de comportement acoustique des enrobés SDA (anciennement nommés LNA - Low Noise Asphalt).

Actualisation des facteurs d'équivalence de la norme SN-640320 – 2017 [50]

En raison de l'évolution du parc automobile, des charges des véhicules lourds et des bases (données 2000-2001, [59]) sur lesquelles avaient été établis les coefficients d'équivalence de la norme SN-640320 d'août 2011 ([3], caduque), ce mandat de recherche a abouti à une proposition de mise à jour de ces coefficients.

Conception des arrêts de bus – 2020 [82]

Ce projet de recherche a abouti à des recommandations sur la conception des voies et arrêts de bus, portant essentiellement sur les principes de détermination du trafic pondéral équivalent ainsi que le choix des structures et des couches de roulement (liant PmB, BFUP ou béton armé) en fonction de critères jugés déterminants.

2.3 Familles de méthodes de dimensionnement

Tel qu'illustré à la Fig. 2, la première démarche de dimensionnement des chaussées date de la période de la seconde guerre mondiale. Cette méthode, développée par California Division of Highways, se basait entièrement sur la valeur de la couche de fondation. Depuis, plusieurs autres méthodes ont vu le jour.

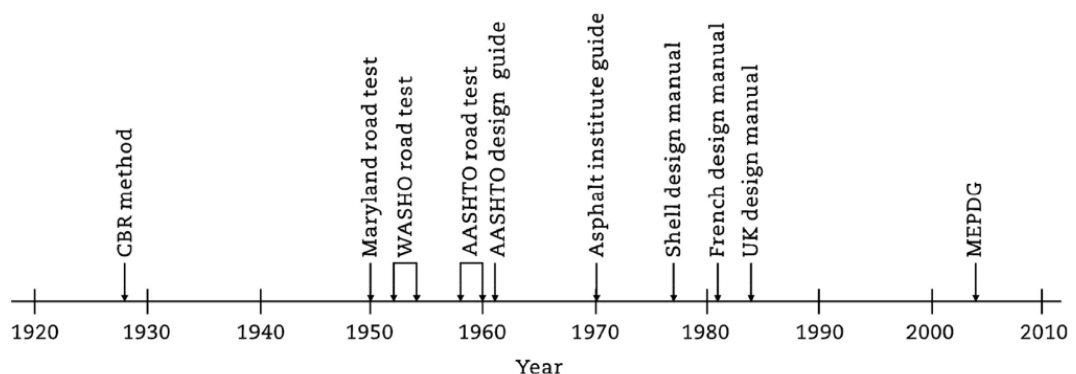


Fig. 2 Evolution temporelle des méthodes de dimensionnement [69]

Aujourd'hui, les méthodes de dimensionnement peuvent être réparties en trois catégories :

- Méthodes empiriques (dont fait partie la méthode suisse) : méthodes basées sur des observations in situ de chaussées réelles à long terme, sur des essais en vraie grandeur ou sur des essais en laboratoire.
- Méthodes semi-empiriques ou mécanistique-empiriques (p. ex : méthode française) : méthodes qui combinent des lois d'évolution empiriques avec un modèle de comportement mécanistique du comportement des matériaux et de la chaussée.
- Méthodes itératives ou incrémentales (p. ex : USA - Canada) : méthodes semi-empiriques ou mécanistiques-empiriques qui simulent le comportement des chaussées à long terme par itération de temps ou par incrément d'évolution de l'état de la chaussée.

3 Dimensionnement mécanique

3.1 Introduction

Le dimensionnement de la structure d'une chaussée consiste à déterminer les matériaux et l'épaisseur des couches la constituant afin qu'elle puisse résister aux conditions mécaniques et climatiques auxquelles elle sera soumise tout au long de sa durée de vie, en principe de 20 à 30 ans. Les différentes méthodes de dimensionnement existantes dans le monde à l'heure actuelle sont basées sur les familles de méthodes décrites au chapitre 2.3 et tiennent compte de nombreux paramètres tels que les conditions climatiques, le trafic pondéral, les propriétés des matériaux, etc. L'attention portée à la phase de dimensionnement permet la réalisation d'une optimisation économique et environnementale des différentes composantes de la chaussée.

Dans ce chapitre, la méthode de dimensionnement suisse ainsi que diverses méthodes internationales sont évaluées à la lumière de l'expérience et des connaissances actuelles, puis mises en pratique via une étude de cas. En outre, une analyse des différents paramètres déterminants pour le dimensionnement d'une chaussée est établie et ceux-ci font l'objet d'une étude de sensibilité. Finalement, des concepts sont édictés en vue de l'adaptation de la normalisation suisse en matière de dimensionnement mécanique des chaussées.

3.2 Méthode suisse

3.2.1 Présentation

La méthode de dimensionnement suisse est empirique. Elle est basée sur les résultats de l'essai routier en vraie grandeur AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) réalisé entre 1958 et 1960 aux Etats-Unis et ayant permis d'établir un modèle empirique de dimensionnement d'une chaussée. La méthode vise une durée de vie minimale de 20 ans de la chaussée et comprend deux étapes principales :

- Le dimensionnement mécanique,
- Le dimensionnement au gel.

La Fig. 3 présente la procédure de dimensionnement suisse des chaussées souples et semi-rigides et la Fig. 4 celle des chaussées rigides, selon la norme VSS-40324 [5]. Dans chacune de ces deux figures, le rectangle supérieur est relatif au dimensionnement mécanique et le rectangle inférieur au dimensionnement au gel. Uniquement le dimensionnement mécanique est abordé dans ce chapitre, le dimensionnement au gel étant traité au chapitre 5.3.

La méthode de dimensionnement mécanique suisse des chaussées souples et semi-rigides comprend deux variantes :

- Variante 1a : dimensionnement selon la méthode de la valeur structurelle SN (Structural Number),
- Variante 2a : dimensionnement selon le catalogue des types de chaussées.

La méthode de dimensionnement mécanique suisse des chaussées rigides comprend également deux variantes :

- Variante 1b : dimensionnement de l'épaisseur nécessaire de la couche de surface en béton,
- Variante 2b : dimensionnement selon le catalogue des types de chaussées.

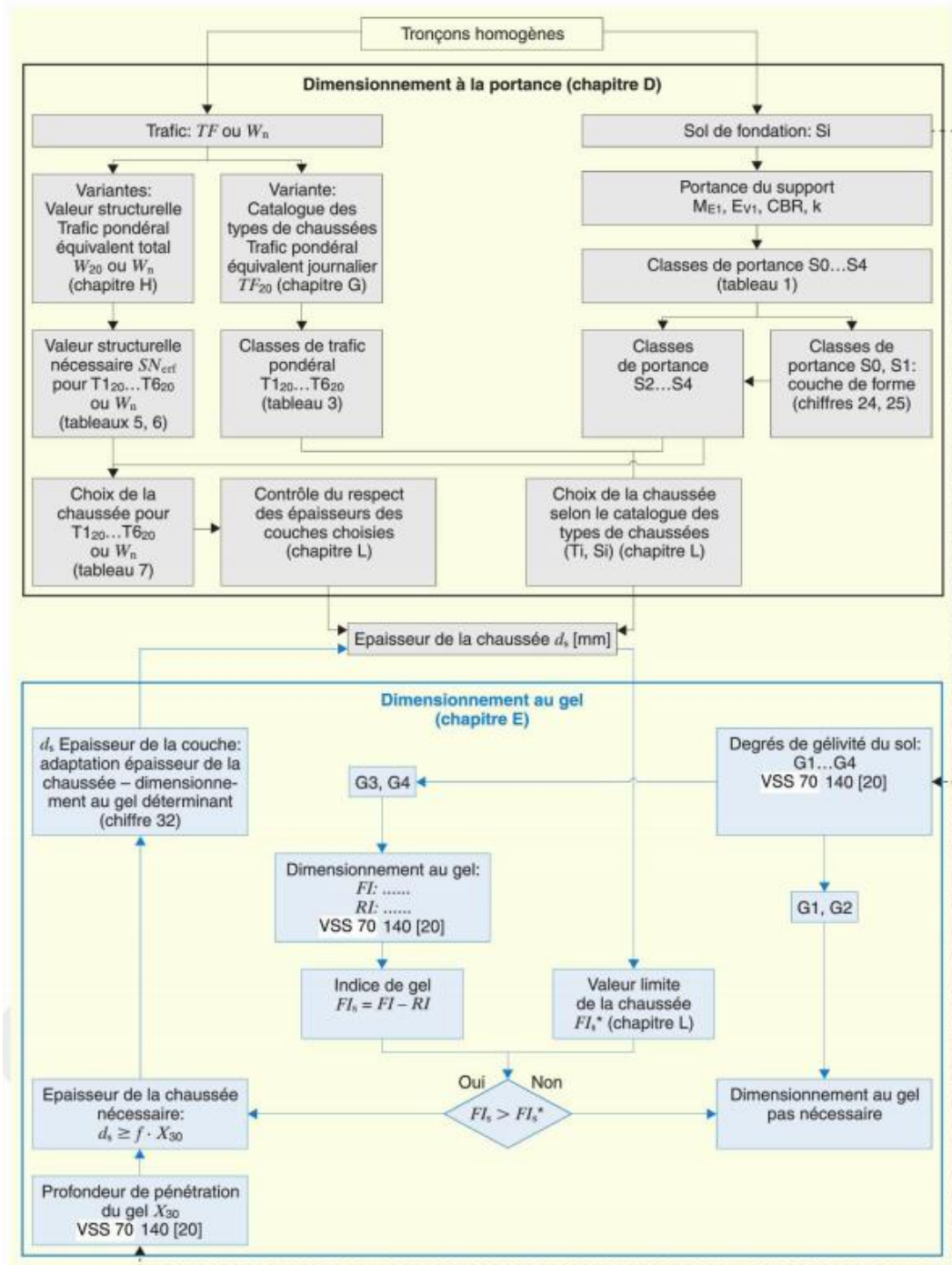


Fig. 3 Organigramme pour le dimensionnement des chaussées souples et semi-rigides, selon la norme VSS-40324 [5]

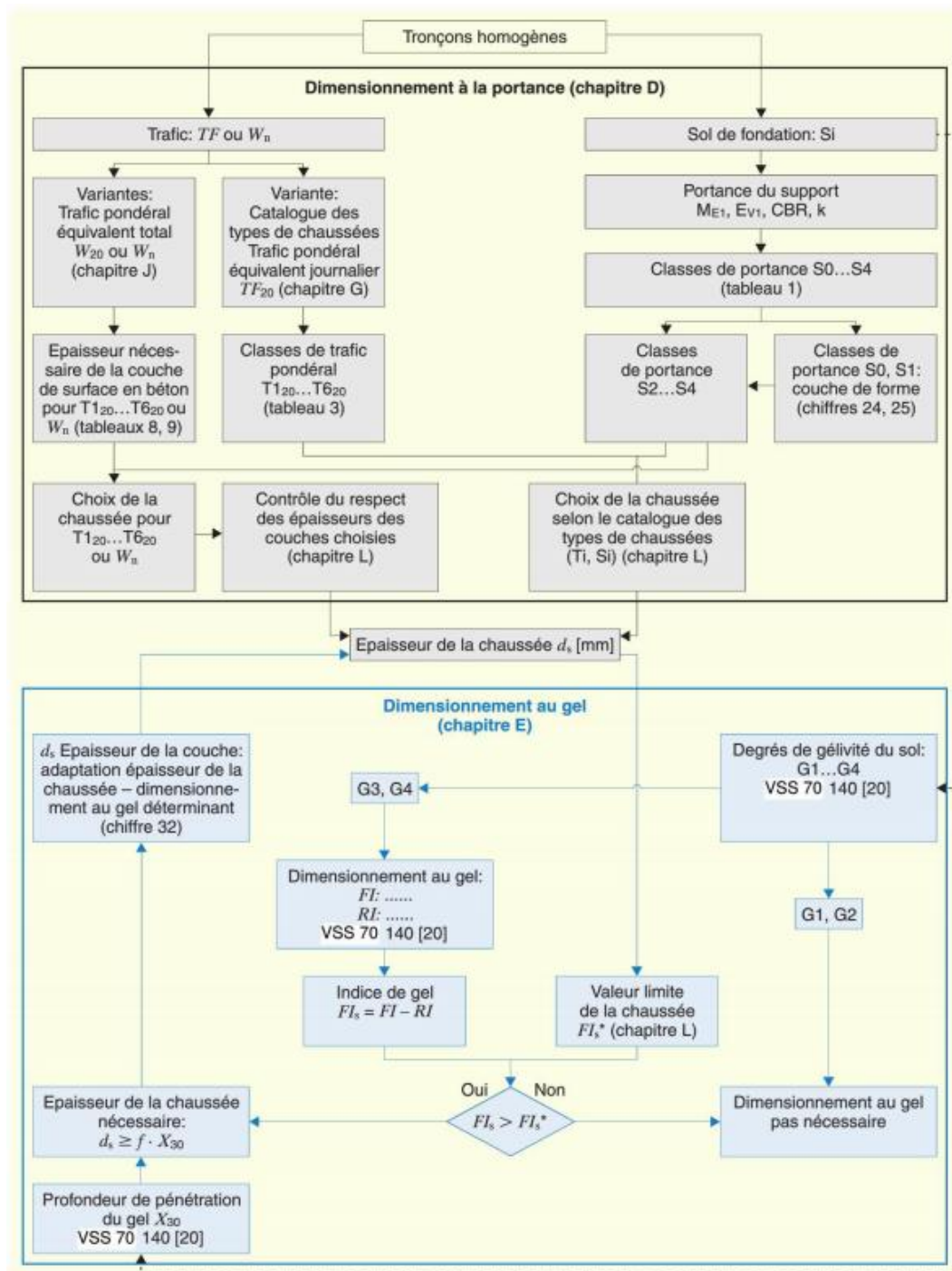


Fig. 4 Organigramme pour le dimensionnement des chaussées rigides, selon la norme VSS-40324 [5]

Les deux variantes de dimensionnement des chaussées souples et semi-rigides sont présentées ci-dessous, suivies des deux variantes de dimensionnement des chaussées rigides.

Méthode de dimensionnement des chaussées souples et semi-rigides - variante 1a : selon la méthode de la valeur structurale SN (Structural Number)

Les principales étapes de la méthode sont les suivantes :

- Détermination d'un trafic pondéral équivalent journalier TF_{20} ou d'un trafic pondéral équivalent total W_{20} selon [2] :

$$TF_n = TF_{20} = \frac{(1+r)^n - 1}{r \cdot n} \cdot TF_0$$

$$W_n = W_{20} = 365 \cdot n \cdot TF_n$$

Où :

- TF_0 = trafic pondéral équivalent journalier de l'année de construction (ou de renouvellement ou du renforcement) [ESAL/j],
- TF_n = trafic pondéral équivalent journalier au bout de n années [ESAL/j],
- W_n = trafic pondéral équivalent total sur n années [ESAL],
- n = nombre d'années de la durée d'utilisation totale [-],
- r = taux d'accroissement annuel, $r \neq 0$ [%].

Il est à noter que le calcul du trafic cumulé, W_{20} , se fait uniquement avec une progression géométrique (dans certains cas une progression arithmétique est mieux adaptée).

Puis, détermination d'une classe de trafic Ti_{20} parmi 6 classes à choix en fonction du trafic pondéral équivalent journalier TF_{20} , selon la Fig. 5.

Verkehrslastklassen für die Dimensionierung auf 20 Jahre Classes de trafic pondéral pour le dimensionnement sur 20 ans	
Verkehrslastklassen Classes de trafic pondéral Ti_{20}	Tägliche äquivalente Verkehrslast Trafic pondéral équivalent journalier TF_{20}
$T1_{20}$ Sehr leicht Très léger	≤ 30
$T2_{20}$ Leicht Léger	$> 30 \dots 100$
$T3_{20}$ Mittel Moyen	$> 100 \dots 300$
$T4_{20}$ Schwer Lourd	$> 300 \dots 1\,000$
$T5_{20}$ Sehr schwer Très lourd	$> 1\,000 \dots 3\,000$
$T6_{20}$ Extrem schwer Extrêmement lourd	$> 3\,000 \dots 10\,000$

Fig. 5 Classes de trafic pondéral pour le dimensionnement sur 20 ans, selon la norme VSS-40324 [5]

- En fonction du genre de sol de fondation, selon la Fig. 6, et de ses caractéristiques, détermination de la classe de portance Si parmi 5 classes à choix, selon la Fig. 7.

Mögliche Tragfähigkeitsklassen des Unterbaus in Abhängigkeit der Bodenart <i>Classes de portance possibles du sol de fondation en fonction du genre de sol</i>	
Bodenart <i>Genre de sol</i>	Mögliche Tragfähigkeitsklassen <i>Classes de portance possibles</i>
Kohäsive, quellende Böden (z. B. Mergel) <i>Sols cohésifs, gonflants (p. ex. marnes)</i>	Abklärung durch Spezialuntersuchungen <i>Clarification par des études particulières</i>
Feinkörnige Böden (Silte und Tone) <i>Sols fins (limons et argiles)</i>	S0...S2
Mittelnkörnige Böden (Sande) <i>Sols moyennement grossiers (sables)</i>	S2...S3
Grobkörnige Böden (Kiese) <i>Sols grossiers (graviers)</i>	S3...S4

Fig. 6 *Classes de portance possibles du sol de fondation en fonction du genre de sol, selon la norme VSS-40324 [5]*

Tragfähigkeitsklassen, Grenzwerte verschiedener Untersuchungsmethoden <i>Classes de portance, valeurs limites de différentes méthodes d'investigation</i>				
Tragfähigkeitsklassen <i>Classes de portance</i>	M_{E1} [MN · m ⁻²]	E_{V1} [MN · m ⁻²]	CBR [%]	k [MN · m ⁻³]
S0 Sehr geringe Tragfähigkeit <i>Portance très faible</i>	< 6	< 4,5	< 3	< 15
S1 Geringe Tragfähigkeit <i>Portance faible</i>	6...15	4,5...11,25	3...6	15...30
S2 Mittlere Tragfähigkeit <i>Portance moyenne</i>	> 15...30	> 11,25...22,5	> 6...12	> 30...60
S3 Hohe Tragfähigkeit <i>Portance élevée</i>	> 30...60	> 22,5...45	> 12...25	> 60...100
S4 Sehr hohe Tragfähigkeit <i>Portance très élevée</i>	> 60	> 45	> 25	> 100

Fig. 7 *Classes de portance, selon la norme VSS-40324 [5]*

- Détermination de la valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction de la classe de trafic pondéral Ti_{20} et de la classe de portance Si , selon la Fig. 8, ou en fonction du trafic pondéral équivalent W_n et la classe de portance Si , selon la Fig. 9, cette option avec W_n étant particulièrement utile dans le cas d'une durée de vie différente de 20 années comme dans le cas de référence.

Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} in Funktion von Verkehrslastklasse Ti_{20} und Tragfähigkeitsklasse Si <i>Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction de la classe de trafic pondéral Ti_{20} et de la classe de portance Si</i>			
Verkehrslastklassen <i>Classes de trafic pondéral</i> Ti_{20}	Tragfähigkeitsklassen Si <i>Classes de portance</i>		
	S2	S3	S4
Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} <i>Valeur structurelle nécessaire</i>			
$T1_{20}$	59	50	41
$T2_{20}$	73	59	50
$T3_{20}$	87	73	59
$T4_{20}$	105	87	73
$T5_{20}$	123	105	87
$T6_{20}$	145	123	105

Fig. 8 *Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction de la classe de trafic pondéral Ti_{20} et de la classe de portance Si , selon la norme VSS-40324 [5]*

Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} in Funktion von der gesamten äquivalenten Verkehrslast W_n und Tragfähigkeitsklasse S_i Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction du trafic pondéral équivalent total W_n et de la classe de portance S_i			
Gesamte äquivalente Verkehrslast Trafic pondéral équivalent total W_n	Tragfähigkeitsklassen S_i Classes de portance		
	S2	S3	S4
	Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} Valeur structurelle nécessaire		
200 000	63	52	42
750 000	78	64	53
1 000 000	82	67	55
2 000 000	92	76	62
5 000 000	106	88	72
10 000 000	117	98	81
20 000 000	129	109	90
50 000 000	145	124	104
75 000 000	153	131	110
100 000 000	159	136	115

Fig. 9 Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction du trafic pondéral équivalent W_n et de la classe de portance S_i , selon la norme VSS-40324 [5]

- Détermination de la valeur structurelle SN (Structural Number) selon :

$$SN \geq SN_{erf}$$

et

$$SN = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 + a_3 \cdot D_3 + \dots + a_n \cdot D_n$$

Où :

SN = valeur structurelle [-],

SN_{erf} = valeur structurelle nécessaire [-],

a_i = valeur de portance relative de la couche de la chaussée i [-], selon la Fig. 10 en fonction du type de couche,

D_i = épaisseur de la couche de la chaussée i [cm],

$a_i \cdot D_i$ = valeur de portance de la couche de la chaussée i [-].

Tragfähigkeitswerte (α -Werte) der Oberbauschichten in Funktion der Schadenbildung					
Valeurs de portance (coefficient α) des couches de la chaussée en fonction des dégradations					
Oberbauschichten <i>Couches de la chaussée</i>	α -Werte neuer Oberbauschichten <i>Coefficients α de nouvelles couches de la chaussée</i>	α -Werte alter Oberbauschichten in Funktion der Schadenbildung <i>Coefficients α d'anciennes couches de la chaussée en fonction des dégradations</i>			
		Örtliche Schäden <i>Dégradations locales</i>	Ausgedehnte Schäden <i>Dégradations étendues</i>	Strukturelle Schäden <i>Dégradations structurales</i>	
VSS 40 730 [12]					
Deck-, Binder- und Tragschichten / <i>Couches de roulement, de liaison et de base</i>					
Asphaltbeton <i>Enrobés bitumineux</i>	AC, AC B, AC T, AC MR	4,0	3,4	2,8	2,4
Asphaltbeton für sehr dünne Schichten <i>Bétons bitumineux très minces</i>	ACVTL				
Hot Rolled Asphalt	HRA				
Splittmastixasphalt <i>Béton bitumineux grenu à forte teneur en mastic</i>	SMA				
Gussasphalt <i>Asphalte coulé routier</i>	MA				
Deck- und Binderschichten / <i>Couches de roulement et de liaison</i>					
Offenporiger Asphalt <i>Bétons bitumineux drainants</i>	PA, PA B	2,6	2,2	1,8	1,6
Tragschichten / <i>Couches de base</i>					
Hochmodul-Asphaltbeton <i>Enrobés bitumineux à module élevé</i>	AC EME 22 C1	4,4 ¹⁾	3,8 ¹⁾	2,8 ¹⁾	2,4 ¹⁾
Hochmodul-Asphaltbeton <i>Enrobés bitumineux à module élevé</i>	AC EME 22 C2	5,6 ¹⁾	5,0 ¹⁾	2,8 ¹⁾	2,4 ¹⁾
Fundationsschichten / <i>Couches de fondation</i>					
Asphaltbeton <i>Enrobés bitumineux</i>	AC F	3,2	2,8	2,2	1,9
Schottertränkung, Stabilisierungen / <i>Pénétration, stabilisations</i>					
Schottertränkung <i>Pénétration</i>		2,6	2,2	1,8	1,6
Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln <i>Stabilisation aux liants hydrauliques</i>		2,4	2,0	1,7	1,5
Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln <i>Stabilisation aux liants bitumineux</i>		2,7	2,3	1,9	1,6
Ungebundenes Gemisch / <i>Grave non traitée</i>					
Anteil gebrochener Körner: keine Anforderung <i>Proportion de granulats concassés: aucune exigence</i>		1,0 ²⁾	1,0 ²⁾	1,0 ²⁾	0,6 ²⁾
Anteil gebrochener Körner <i>Proportion de granulats concassés</i>	$\geq 67\%$	1,25 ²⁾	1,25 ²⁾	1,25 ²⁾	0,75 ²⁾
¹⁾ Überprüfung mit einer analytischen Dimensionierung empfohlen		¹⁾ Vérification avec un dimensionnement analytique recommandée			
²⁾ Provisorische Werte basierend auf dem Nationalen Anhang SN 670 119-NA zu EN 13242 [18] und EN 13285 [19], da für ungebundene Gemische noch keine aktualisierten Erfahrungswerte bestehen		²⁾ Valeurs provisoires basées sur l'annexe nationale SN 670 119-NA aux EN 13242 [18] et EN 13285 [19], car aucune valeur d'expérience actualisée pour les graves non traitées n'existe encore			

Fig. 10 Valeurs de portance (coefficient α), selon la norme VSS-40324 [5]

- Contrôle que les épaisseurs des couches en enrobé bitumineux choisies ne soient pas inférieures aux épaisseurs données par le catalogue des types de chaussées de la norme VSS-40324 [5], en fonction des classes de trafic pondéral et des types de chaussées.

Méthode de dimensionnement des chaussées souples et semi-rigides - variante 2a : selon le catalogue des types de chaussées

Les principales étapes de la méthode sont les suivantes :

- A l'instar de la variante 1a, détermination d'un trafic pondéral équivalent journalier TF_{20} , puis, détermination d'une classe de trafic Ti_{20} , ou alors détermination d'un trafic pondéral équivalent total W_n .
- A l'instar de la variante 1a, en fonction du genre de sol de fondation et de ses caractéristiques du sol de fondation, détermination de la classe de portance Si .
- Choix de la chaussée selon le catalogue des types de chaussée de la norme VSS-40324 [5], parmi 6 types de chaussées souples et semi-rigides, en fonction de la classe de trafic et de la classe de portance.

Méthode de dimensionnement des chaussées rigides - variante 1b : dimensionnement de l'épaisseur nécessaire de la couche de surface en béton

Les principales étapes de la méthode sont les suivantes :

- A l'instar de la variante 1a, détermination d'un trafic pondéral équivalent journalier TF_{20} , puis, détermination d'une classe de trafic Ti_{20} , ou alors détermination d'un trafic pondéral équivalent total W_n .
- A l'instar de la variante 1a, en fonction du genre de sol de fondation et de ses caractéristiques du sol de fondation, détermination de la classe de portance Si .
- Détermination de l'épaisseur minimale de la couche de surface en béton selon la Fig. 11 ou la Fig. 12, pour autant que la résistance à la traction par flexion du béton soit $\geq 5,5 \text{ N/mm}^2$.
- Contrôle que les épaisseurs des couches en béton choisies ne soient pas inférieures aux épaisseurs données par le catalogue des types de chaussées de la norme VSS-40324 [5], en fonction des classes de trafic pondéral et des types de chaussées.

Minimale Dicke der Betondecke in Funktion von Verkehrslastklasse Ti_{20} und Tragfähigkeitsklasse Si Epaisseur minimale de la couche de surface en béton en fonction de la classe de trafic pondéral Ti_{20} et de la classe de portance Si			
Verkehrslastklassen Classes de trafic pondéral Ti_{20}	Tragfähigkeitsklassen Si Classes de portance		
	S2	S3	S4
	Minimale Dicke der Betondecke Epaisseur minimale de la couche de surface en béton [mm]		
$T1_{20}$	150	150	150
$T2_{20}$	150	150	150
$T3_{20}$	160	150	150
$T4_{20}$	190 ¹⁾	180 ¹⁾	180 ¹⁾
$T5_{20}$	230 ¹⁾	230 ¹⁾	220 ¹⁾
$T6_{20}$	280 ¹⁾	270 ¹⁾	260 ¹⁾

¹⁾ Für stark beanspruchte Betonverkehrsflächen ist eine gebundene Tragschicht vorzusehen (siehe auch SN 640 461 [6])

¹⁾ Une couche de base liée est à prévoir pour les surfaces de circulation en béton sous fortes sollicitations (voir également SN 640 461 [6])

Fig. 11 Epaisseur minimale de la couche de surface en béton selon la classe de trafic pondéral Ti_{20} et la classe de portance Si , selon la norme VSS-40324 [5]

Dicke der Betondecke in Funktion von der gesamten äquivalenten Verkehrslast W_n und Tragfähigkeitsklasse S_i (Zahlen provisorisch) <i>Epaisseur de la couche de surface en béton en fonction du trafic pondéral équivalent total W_n et de la classe de portance S_i (chiffres provisoires)</i>			
Gesamte äquivalente Verkehrslast <i>Trafic pondéral équivalent total</i> W_n	Tragfähigkeitsklassen S_i <i>Classes de portance</i>		
	S2	S3	S4
	Minimale Dicke der Betondecke <i>Epaisseur minimale de la couche de surface en béton</i> [mm]		
200 000	150	150	150
750 000	150	150	150
1 000 000	160	150	150
2 000 000	170	160	150
5 000 000	200 ¹⁾	190 ¹⁾	170 ¹⁾
10 000 000	220 ¹⁾	210 ¹⁾	200 ¹⁾
20 000 000	250 ¹⁾	240 ¹⁾	220 ¹⁾
50 000 000	280 ¹⁾	270 ¹⁾	260 ¹⁾
75 000 000	300 ¹⁾	290 ¹⁾	280 ¹⁾
100 000 000	310 ¹⁾	300 ¹⁾	290 ¹⁾

¹⁾ Für stark beanspruchte Betonverkehrsflächen ist eine gebundene Tragschicht vorzusehen (siehe auch SN 640 461 [6])

¹⁾ Une couche de base liée est à prévoir pour les surfaces de circulation en béton sous fortes sollicitations (voir également SN 640 461 [6])

Fig. 12 Epaisseur de la couche de surface en béton en fonction du trafic pondéral équivalent total W_n et de la classe de portance S_i , selon la norme VSS-40324 [5]

Méthode de dimensionnement des chaussées rigides - variante 2b : selon le catalogue des types de chaussées

Les principales étapes de la méthode sont les suivantes :

- A l'instar de la variante 1a, détermination d'un trafic pondéral équivalent journalier TF_{20} , puis, détermination d'une classe de trafic Ti_{20} , ou alors détermination d'un trafic pondéral équivalent total W_{20} .
- A l'instar de la variante 1a, en fonction du genre de sol de fondation et de ses caractéristiques du sol de fondation, détermination de la classe de portance S_i .
- Choix de la chaussée selon le catalogue des types de chaussée de la norme VSS-40324 [5], parmi 6 types de chaussées rigides, en fonction de la classe de trafic et de la classe de portance.

La méthode suisse a pour avantage de permettre de dimensionner une nouvelle chaussée et de dimensionner le renforcement, par rechargement ou renouvellement partiel, d'une chaussée existante. Elle comporte néanmoins quelques limitations qui sont énoncées ci-après.

3.2.2 Limitations

La méthode suisse actuelle ne considère pas (ou de manière incomplète) les aspects listés ci-dessous.

Climat

L'influence des conditions climatiques et l'impact de leur évolution sur les performances de la chaussée ne sont pas pris en compte. Ces paramètres ont notamment été approfondis dans le cadre d'une thèse menée à l'EPFL-LAVOC (P. Rychen) et publiée en 2013 [55].

Trafic

Les classes de trafic telles que définies actuellement dans la normalisation suisse ne permettent qu'une prise en compte approximative du trafic et non pas du trafic exact prévu au cours de la durée de service. La révision des classes de trafic serait nécessaire, d'autant plus qu'aujourd'hui nous disposons mieux qu'en 1960 de données solides sur la constitution du trafic. Notamment, de nombreux capteurs et systèmes de comptages ont permis depuis 20 ans de connaître en détail l'évolution du trafic [48][49][50][57].

L'effet de cumul des contraintes lié à l'ordre d'application des charges, à la température de la chaussée, à la vitesse des véhicules et à l'introduction de nouveaux paramètres prenant en compte l'évolution des caractéristiques technologiques des véhicules (configuration des charges, type et pression des pneumatiques, type de suspensions) [56] devrait également être pris en compte.

Matériaux

Le comportement non-linéaire des matériaux bitumineux n'est pas considéré. Il n'y a pas non plus de prise en compte des matériaux de recyclage dans l'enrobé et leurs caractéristiques / performances [61]. En outre, il n'y a pas d'adaptation aux nouveaux matériaux tels que les enrobés tièdes, les enrobés à froid, les enrobés phono-absorbants, les chaussées à longue durée de vie (Long Life Pavements, LLP), les liants hautes performances, les additifs divers, etc.

Conditions structurelles

La normalisation actuelle n'est pas adaptée pour des structures de chaussée complexes (renforcement, réhabilitation, white topping, black topping, structure sandwich, structure inverse, etc.).

Sol

La qualité du sol de fondation n'est considérée que de manière qualitative par l'intermédiaire de classes de portance.

Approche probabiliste et fiabilité

Il n'y a actuellement pas de prise en compte des aspects probabilistes (facteur de risque) ni de la fiabilité de la chaussée.

Outils modernes de calcul

Les développements de méthodes de calculs évoluées, basées sur la théorie multicouche (outils de calcul : MEPDG®, Alizé-LCPC®, PaDesTo®, etc.) ne sont pas considérés.

3.3 Paramètres déterminants

Parmi les différents paramètres déterminants pour le dimensionnement d'une chaussée, les principaux sont le trafic, les matériaux et les conditions climatiques. Ces paramètres influencent l'évolution de la performance d'une chaussée qui se dégrade dans le temps en fonction de l'accumulation des sollicitations (climatiques, mécaniques dues au trafic et vieillissement du liant bitumineux) auxquelles elle est soumise durant sa durée de vie.

Selon la méthode de dimensionnement mécanique des chaussées utilisée (méthode suisse ou méthodes internationales), les hypothèses et les stratégies pour l'obtention des données d'entrée (inputs), correspondant aux paramètres déterminants pour le dimensionnement, diffèrent. Notamment, les inputs d'un projet peuvent être de niveaux de détail différents. Par exemple, dans la méthode de dimensionnement américaine [36], les inputs sont classés en trois catégories en fonction du niveau de détail de l'information contenue dans ces données.

Dans ce chapitre, les différents paramètres déterminants pour le dimensionnement d'une chaussée, listés par ordre décroissant d'importance selon l'évaluation subjective des auteurs, sont présentés et discutés au regard des hypothèses et stratégies utilisées pour les déterminer.

3.3.1 Trafic

La méthode suisse de dimensionnement des chaussées utilise l'essieu de référence de 8.16 tonnes basé sur l'essai AASHTO [34] réalisé dans les années 50, et désigné par l'acronyme ESAL (i.e. Equivalent Single Axle Load ou la charge d'essieu de référence). Ainsi, un facteur d'équivalence correspondant au nombre d'essieux de référence ESAL engendré par un essieu en fonction de sa charge, par une classe de véhicules lourds, par une catégorie de véhicules ou par le trafic lourd dans son ensemble est considéré dans le calcul du trafic pondéral équivalent journalier ou total [2]. Plusieurs autres méthodes de dimensionnement internationales transforment le trafic en charge d'essieu de référence. Le Tab. 2 en donne quelques exemples.

Tab. 2 : Essieu de référence dans différents pays

Méthode/Pays	Poids par essieu [to]	Type d'essieu	Espace entre les pneus jumelés [mm]	Rayon de contact [mm]	Pression pneumatique [kPa]
Suisse	8.16	-	-	-	-
France	13.0	Jumelage	375	125	662
Suède	10.0	Jumelage	300	100	800
Allemagne	10.0	-	-	-	-
Afrique de Sud	8.0	-	350	-	520
Espagne	13.0	-	-	-	-
Royaume uni	8.0	Jumelage	-	151	558
Shell	8.0	Jumelage	-	105	600

Selon l'AASHTO [34], le nombre d'essieux standards peut être obtenu avec l'équation ci-dessous :

$$\left(\frac{P_x}{P_y}\right)^\alpha = \frac{N_x}{N_y}$$

Où :

P_x, P_y = essieux chargés à x et y tonnes [-],

N_x, N_y = nombre d'essieux pour un état de dégradation donné [-],

α = coefficient de charge qui est fonction du type de structure étudiée [-]. Pour les chaussées souples, il est admis égal à 4 et pour les chaussées rigides égal à 12 [81]. Ce coefficient est basé sur la pente de la loi de fatigue des matériaux.

Dans l'équation mentionnée ci-dessus le type d'essieux (i.e. simple, tandem ou tridem) n'est pas pris en compte. Le guide de dimensionnement français [70] utilise la formule suivante pour tenir compte du type d'essieux :

$$\left(\frac{P_x}{P_y}\right)^\alpha = K \times \frac{N_x}{N_y}$$

Où :

K = coefficient relatif aux différents types de chaussées et d'essieux [-], selon le Tab. 3.

Tab. 3 Valeur du coefficient de charge et du coefficient relatif aux différents types de chaussées et d'essieux [69][70]

	α	K		
		Essieu simple	Essieu tandem	Essieu tridem
Chaussée souple	5	1	0.75	1.1
Chaussée rigide et semi-rigide	12	1	12	113

Partant de la relation ci-dessus, nous pouvons encore mentionner la relation de Eisenmann (OCDE) dans laquelle trois coefficients ont été intégrés, ceci afin de prendre en considération le type d'essieu (k_1), le type de pneumatique (k_2) ainsi que le système d'amortisseurs (k_3).

$$D_i = \left(k_1 \times k_2 \times k_3 \times \frac{P_i}{P_{ref}} \right)^\alpha$$

Où :

D_i	=Dommages relatifs à l'essieu i
k_1	=coefficient relatif au type d'essieu
k_2	=coefficient relatif au type de pneumatique
k_3	=coefficient relatif au type d'amortisseurs
P_i	=charge sur l'essieu i [t ou kN]
P_{ref}	=charge de l'essieu de référence [t ou kN]

On relèvera finalement que les nouvelles méthodes de dimensionnement américaine (MEPDG, Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide) [36] et allemande (RDO, Rechnerische Dimensionierung von Oberbauten) [29] intègrent chacune la classe de véhicules et la distribution des charges d'essieux. En outre, deux études récentes (la recherche menée par Fénart et al. [57] ; Analyse globale de sensibilité et Monte Carlo [58]) ont permis, sur la base de comptages Weigh-in-Motion (WIM), du comptage suisse automatique de la circulation routière (CSACR) et de simulations de trafic, de décrire de manière détaillée le trafic réel y compris l'ordre et la durée d'application des charges ainsi que d'estimer le trafic futur.

Certes ces études de trafic détaillées demandent un effort plus important pour l'ingénieur, mais les bénéfices sur le dimensionnement et la levée d'incertitudes des paramètres liés au trafic s'en ressentent.

3.3.2 Matériaux

Qu'il s'agisse du sol de fondation, de la grave de fondation ou des différentes couches d'enrobé, la rigidité et le cas échéant les performances en fatigue requises pour ces couches influence fortement le choix des matériaux.

Les raisons mécaniques requérant une certaine rigidité des matériaux résident dans le fait que, tout au long de sa durée de vie, la chaussée doit pouvoir :

- Supporter des charges de trafic concentrées en surface,
- Diffuser suffisamment les contraintes dans la fondation, qui les diffusera ensuite dans le sol de fondation.

Tout ceci de manière répétée, et tout en demeurant en bon état sur la durée prévue. Le chapitre 3.5 traite en détail des deux principaux mécanismes de dégradation d'une structure de chaussée, étroitement liés à sa rigidité, considérés dans les méthodes de dimensionnement usuelles.

Les données relatives à la rigidité des matériaux ainsi que les moyens de les obtenir sont discutés ci-dessous.

Sol de fondation et couche de fondation (grave non-liée)

Le sol de fondation fait partie des matériaux déterminants pour le dimensionnement d'une chaussée et sa caractéristique essentielle dans le cadre d'un dimensionnement est sa portance.

Différents essais peuvent être réalisés afin de caractériser le module de rigidité (la portance) du sol de fondation ou d'une couche de fondation (non liée). La méthode CBR (California Bearing Ratio), largement utilisée dans les méthodes de dimensionnement empiriques, a été développée par la California Division of Highway en 1928 [73]. Selon la pratique et la normalisation en Suisse, la portance au sommet de la couche de fondation se détermine généralement avec l'essai de plaque, et la portance du terrain naturel in situ peut se caractériser selon quatre grandeurs faisant référence à trois différentes méthodes :

- M_E , selon essai de plaque,
- E_v , selon essai de plaque,
- CBR, selon pénétromètre,
- Essai de plaque selon Westergaard [21].

Des essais pas (encore) normalisés sont parfois appliqués en Suisse afin de déterminer la portance de la couche de fondation et/ou du sol de fondation et on pourra mentionner le déflectomètre à masse tombante FWD/HWD et le pénétromètre Panda léger ou lourd ; l'essai de plaque à masse tombante légère et essai de plaque dynamique selon VSS-70313 [19] étant quant à eux normalisés depuis 2019.

L'essai de plaque est également mis en œuvre dans d'autres pays européens avec des caractéristiques géométriques et des modalités d'essai comparables à l'essai de plaque tel que pratiqué en Suisse. La différence majeure entre les pays réside principalement dans la dimension de la plaque et l'indicateur retenu pour exploiter la courbe charge-tassement.

La méthode française introduit, lors du dimensionnement de la chaussée, un coefficient d'hétérogénéité de plate-forme fonction de la classe de portance à long terme. Cette dernière se détermine à partir des valeurs du module de rigidité du terrain naturel soit par un essai de plaque statique, soit par un essai dynamique à la Dynaplaque. L'essai n'est valable qu'à condition que l'état hydrique du sol soit, au moment de sa réalisation, représentatif des conditions hydriques défavorables qui peuvent être rencontrées durant la durée de vie de la chaussée. Dans le cas de sols fins, cette méthode recourt à l'essai de poinçonnement de type CBR sur des échantillons dont la teneur en eau est représentative des conditions hydriques défavorables à long terme [27][70] .

La Dynaplaque, utilisée par la méthode française, a été conçue pour fournir des résultats similaires à ceux obtenus par l'essai de plaque historique français, et se base sur l'indicateur E_{v2} [26], soit le module du deuxième chargement, alors qu'en Suisse, les exigences se basent sur le module au premier chargement [13].

La méthode de dimensionnement de Shell [25] fournit la relation suivante permettant de lier le module de rigidité du matériau au coefficient CBR :

$$E = 10^7 \cdot CBR$$

Où :

- | | |
|-----|---|
| E | = module de Young de la loi de Hooke [MPa] utilisé pour caractériser la rigidité des matériaux, |
| CBR | = coefficient CBR (California Bearing Ratio) [%]. |

Dans la méthode de dimensionnement du Royaume-Uni [38], cette relation devient la suivante :

$$E = 17.6 \cdot CBR^{0.64}$$

Le guide de dimensionnement des chaussées tropicales du CEBTP [84] préconise pour le dimensionnement de retenir un module de rigidité égal à 5 à 10 fois la valeur du coefficient CBR.

Enrobés

Les normes française et allemande contiennent chacune un tableau, respectivement Tab. 4 et Tab. 5 indiquant la rigidité des différents types d'enrobés ou des différentes couches de la chaussée à diverses températures. Ces tableaux indiquent des valeurs de rigidité à l'état initial soit sans prise en compte du vieillissement de l'enrobé.

Tab. 4 Rigidité des enrobés en fonction de la température selon la norme française [27]

Module E [MPa], f = 10 Hz											
T [°C]	EB-GB 2&3	EB-GB 4	EB-EME 1&2	EB-BBSG 1	EB-BBSG 2&3	EB- 1	EB-BBME 2&3	BB Mince	BB Très Mince	BB Drainant	Asphalte coulés routier
10	11'880- 14520	14'300- 18'200	16'940- 20'570	7'315- 11'970	9'310- 14'630	11'970- 14'630	14'630- 18'620	7'315	3'900	3'990	7'315
15	9'000- 11'000	11'000- 14'000	14'000- 17'000	5'500- 9'000	7'000- 11'000	9'000- 11'000	11'000- 14'000	5'500	3'000	3'000	5'500
25	4'410	5'600	8'530	2'490	3'240	4'515	5'585	2'492	1'400	1'400	2'492
28	3'380	4'340	7'010	1'780	2'380	3'606	4'514	1'780	1'160	1'160	1'780

Tab. 5 Rigidité des enrobés en fonction de la température selon la norme allemande [29]

Module E [Mpa], f = 10Hz			
Température [°C]	Couche de base	Couche de liaison	Couche de roulement
-20	26'720	30'473	26'319
-15	24'464	29'449	24'664
-10	21'103	27'876	22'196
-5	17'853	25'502	19'172
0	15'109	22'214	16'255
5	12'811	18'913	13'443
10	10'725	15'729	10'729
15	8'637	12'655	8'111
20	6'481	9'686	5'581
25	4'377	6'817	3'425
30	2'592	4'124	2'119
35	1'425	2'402	1'332
40	1'011	1'424	850
45	1'003	858	550
50	327	525	360

Une telle base de données serait souhaitable pour les normes suisses. A titre indicatif, une correspondance entre les différents matériaux et couches des tableaux des normes française et allemande et les matériaux couramment utilisés en Suisse a été effectuée au Tab. 6 et au Tab. 7.

Tab. 6 Correspondance entre les types d'enrobés utilisés en France et ceux utilisés en Suisse (qualitatif)

Enrobés utilisés en France	Enrobés correspondants en Suisse
EB-GB1 (ancien)	AC F
EB-GB 2	AC T / AC B
EB-GB 3	AC T / AC B
EB-GB 4	AC EME C1 (kc=1.0 au lieu de 1.3)
EB-EME 1	AC EME C1
EB-EME 2	AC EME C2
EB-BB SG 1	AC type N
EB-BB SG 2&3	AC type S et H
EB-BB ME 1	Produits entreprises
EB BB ME 2&3	Produits entreprises
BB-Minces	AC MR
BB-Très minces	AC VTL / SDA 4-12 / SDA 4-16 / SDA 8-12
BB-Drainant	PA / SDA 4-20 / SDA 8-16
Asphaltes coulés routiers	MA

Tab. 7 Types d'enrobés utilisés en Suisse selon les couches [74]

Couches de la chaussée	Types d'enrobés utilisés en Suisse
Couche de roulement	AC, AC MR, SMA, SDA, PA, MA
Couche de liaison	AC B, (AC T), MA, AC EME
Couche de base	AC T, AC EME
Couche de fondation	AC F, AFK

Ceci permet d'obtenir le Tab. 8 avec des valeurs du module de Young arrondies à la centaine et approximatives pour quelques enrobés utilisés en Suisse à différentes températures.

Tab. 8 Rigidité indicative des enrobés utilisés en Suisse en fonction de la température, sur la base des tableaux issus des normes française [27] et allemande [29]

T [°C]	Module E [MPa], f = 10 Hz							
	Couche de fondation	Couche de base		Couche de liaison		Couche de roulement		
	AC F	AC T	AC EME C2	AC T	AC B	AC EME C1	AC	AC MR
15	7'000	9'300	14'000	9'000	9'000	11'000	5'500	5'500

3.3.3 Conditions climatiques

Deux principaux aspects climatiques, la température et l'humidité (basse et haute température, cycles de gel et dégel) sont à prendre en compte dans le dimensionnement d'une chaussée ceci car ils ont un impact significatif sur son comportement mécanique. Ils conditionnent notamment le choix des matériaux, de la formulation du mélange ainsi que celui de la structure de chaussée. Il est indispensable que ces deux paramètres climatiques soient revus et optimisés selon leur évolution dans le temps, avec également la prise en compte des dernières connaissances dans le domaine.

Température

La température a une influence directe sur le mécanisme de gel et dégel de l'eau interstitielle de la fondation qui a pour effet de diminuer sa portance. Ce phénomène est traité en détail au chapitre 4.

Les sollicitations thermiques peuvent entraîner la fissuration et les déformations permanentes (orniérage) d'une chaussée. De plus, les variations de température extérieure (journalières et saisonnières) engendrent des variations cycliques de température au sein des chaussées souples, semi-rigides et rigides pouvant avoir un effet néfaste sur leurs performances.

A titre d'exemple, selon [74], dans les pays chauds, les chaussées doivent pouvoir résister à l'orniérage à haute température, dans les pays froids à la fissuration à basse température, et, dans les pays aux saisons très contrastées (variations importantes de température entre l'été et l'hiver), les chaussées doivent pouvoir résister aux deux types de sollicitations en même temps. Dans le cas des chaussées souples par exemple, ces considérations ont pour conséquence de dicter le choix du type liant (dureté) et son dosage de sorte à diminuer la susceptibilité thermique du mélange. Pour résister à l'orniérage un faible dosage en liant et un liant plus dur seront considérés, pour résister aux basses températures un dosage élevé en liant à consistance plus « molle » sera choisi, et pour résister aux deux phénomènes en même temps, un bitume modifié par des polymères (PmB) pourra être envisagé.

Lors du dimensionnement d'une chaussée, la température de référence considérée pour les matériaux bitumineux varie selon le pays et la méthode de dimensionnement appliquée. Les normes suisses, notamment la norme VSS-40430 [10], suggèrent l'utilisation de certains enrobés bitumineux en fonction de catégories de sollicitations climatiques tel qu'indiqué sur la Fig. 13.

Walzasphalt, Empfehlungen zur Wahl der Mischgutttypen bei normaler Beanspruchung Enrobés bitumineux compactés, recommandations pour le choix des types d'enrobés en cas de sollicitation normale						
Klimatische Beanspruchungen, Kategorien Sollicitations climatiques, catégories	Tägliche äquivalente Verkehrslast Trafic équivalent journalier TF [ESAL/d]					
	≤ 30	> 30...100	> 100...300	> 300...1000	> 1000...3000	> 3000...10 000
	Verkehrslastklassen Classes de trafic pondéral					
	T1 Sehr leicht Très léger	T2 Leicht Léger	T3 Mittel Moyen	T4 Schwer Lourd	T5 Sehr schwer Très lourd	T6 Extrem schwer Extrêmement lourd
A	L	L	N	N, S	S	S
B	L	N	N	S	S	H
C	N	N	S	S	H	H

A Höhenlage, besonders tiefe Temperaturen
B Durchschnittliche klimatische Bedingungen (Mittelland)
C Sehr starke Sonneneinstrahlung, besonders hohe Temperaturen

A En altitude, températures particulièrement basses
B Conditions climatiques moyennes (plateau)
C Très fort ensoleillement, températures particulièrement élevées

Fig. 13 Recommandations pour le choix des types d'enrobés en cas de sollicitation normale, selon la norme VSS-40430 [10]

La méthode de dimensionnement française considère une température de référence de 15°C pour les climats de type océanique, méditerranéen ou continental (par ex. France métropolitaine), une température de 25°C pour les climats de type tropicaux (territoires d'outre-mer) excepté la Guyane pour laquelle une température de référence de 28°C est prise en compte [27]. Pour un dimensionnement dans le contexte suisse en utilisant la méthode française (analytique), on pourra recommander l'utilisation d'une température de référence de 15 °C.

La méthode de dimensionnement anglaise [38] considère quant à elle une température de référence de 20°C pour l'ensemble du territoire.

Dans la méthode de dimensionnement suédoise [39], 6 saisons sont considérées (hiver, fin de l'hiver, début du printemps, fin du printemps, été et automne) et les modules de rigidité des différentes couches de la chaussée sont calculés sur la base des températures mensuelles de l'air mesurées pour 5 différentes régions du pays. Le dimensionnement final correspond à la moyenne pondérée par jours et par saison des différents résultats.

La méthode de dimensionnement allemande [29] tient compte de profils de température pour chaque couche bitumineuse. En Allemagne, la température à la surface sur une année varie entre -15°C et +50°C. Celle-ci est répartie en 13 classes de température de surface différentes à intervalles de 5°C. A chaque classe de température de surface est lié un profil de température dans la chaussée (calculé par la loi du transfert de chaleur) avec une distribution annuelle spécifique de la fréquence. Finalement, une température constante est calculée pour chaque couche bitumineuse. Pour le dimensionnement d'une chaussée de géométrie définie, le dimensionnement de la chaussée couvre au total 143 cas résultant de 13 profils de température et de 11 cas de charges. On peut d'emblée remarquer le degré élevé de précision, ce qui implique également beaucoup de données d'entrée et de facto pose la question de la pertinence de la méthode pour des cas « standards ».

Dans la méthode de dimensionnement autrichienne [30], le territoire est divisé en deux zones de température. Puis, l'année est divisée en six périodes climatiques, en différenciant également la température entre le jour et la nuit, ce qui aboutit à douze périodes de température différentes par zone. Des tables fournissent des coefficients qui sont alors fonction de la profondeur et de la température. Ces coefficients interviennent dans la formule de calcul du module de rigidité des couches.

La méthode de dimensionnement de Shell [25] utilise la valeur moyenne de la température relative à un endroit donné. Les paramètres entrant dans le calcul du dimensionnement sont corrigés par rapport à cette température.

Humidité

Tout comme la température, l'humidité a une influence sur le mécanisme de gel et dégel de l'eau interstitielle de la fondation traité en détail au chapitre 4.

De manière générale, l'infiltration d'humidité dans un enrobé bitumineux ne devrait pas engendrer de dégradation notable du matériau. Or, certains enrobés bitumineux présentent une sensibilité accrue à l'humidité, ceci est le cas lorsque l'adhésion entre le liant et le granulat s'affaiblit en présence d'eau. Selon l'ampleur du phénomène, cet affaiblissement peut engendrer une perte d'adhésivité liant-granulat voire du désenrobage pour les couches de surface, phénomène qui à son tour peut entraîner/favoriser des dégradations de la chaussée telles que l'orniérage ou la fissuration par fatigue [83].

La sensibilité à l'humidité augmente avec tout paramètre qui accroît la teneur en humidité dans l'enrobé bitumineux et/ou qui diminue l'adhésivité entre le liant et la surface des granulats. Pour contrer ce phénomène, des mesures peuvent être prises concernant [83] :

- La sélection des matériaux :
 - Choix d'un liant avec une viscosité élevée, car plus la viscosité est élevée, meilleur sera l'adhésion liant-granulat,
 - Sélectionner des granulats à faible porosité avec des surfaces rugueuses et propres,
 - Réduire la perméabilité de la chaussée en diminuant sa teneur en vides,
- Les additifs :
 - Modifier les propriétés de surface des granulats pour remplacer les ions susceptibles de contribuer à une mauvaise adhérence entre le liant et les granulats,
 - Ajout d'additifs divers (dopes d'adhésivité, surfactants, filler spécifique, etc.) pour prévenir les dégradations susceptibles d'être causées par l'humidité,
- La conception des chaussées,
- Les pratiques de construction :
 - Éviter les travaux lorsqu'il fait froid car, dans ces conditions, le compactage peut être insuffisant et entraîner une teneur en vides élevée, ce qui conduit à une chaussée perméable et davantage susceptible aux dégradations.

Les climats humides, les cycles de gel et dégel et les variations de température peuvent également accroître l'humidité au sein de la chaussée. En outre, si de l'eau est présente au sein de la chaussée, les charges de trafic peuvent également accélérer les dégradations de la chaussée causées par l'humidité, ceci pour deux raisons [83] :

- Si les pores du granulat contiennent de l'eau qui ne peut s'échapper, les charges de trafic vont comprimer les pores et augmenter la pression à l'intérieur de ceux-ci, ce qui va « éloigner » le liant de la surface du granulat.
- Les roues des véhicules circulant sur une chaussée ont tendance à déplacer l'eau qui est présente sur la chaussée. Ce mouvement peut provoquer un désenrobage des granulats de la surface de la chaussée.

3.3.4 Autres paramètres

De nombreux autres paramètres affectent la procédure de dimensionnement des chaussées. Les avantages et la pertinence d'intégrer ces paramètres au dimensionnement sont discutés ci-dessous.

Interaction entre les couches

La qualité de collage entre les couches permettant la transmission des efforts pourrait également avoir un impact sur la durée de vie d'une chaussée.

Matériaux innovants

Le développement et l'utilisation accrue de matériaux innovants tels que les enrobés à froid, enrobés tièdes, enrobés phono-absorbants [62], etc. peut impliquer un comportement mécanique différent et un ajustement du dimensionnement tout en devant respecter les mêmes exigences normatives en termes de performances. L'incidence sur le dimensionnement est fonction de l'épaisseur de la couche, par exemple les couches minces, voire très minces, (phono-absorbant par exemple) ont une incidence relativement faible sur le dimensionnement. On pourra également relever le mécanisme de dégradation, l'épaisseur critique des couches, l'intégration de matériaux recyclés, le comportement viscoélastique des matériaux, les mécanismes d'adhésion liant-granulat, etc. Une prise en compte de ces nouveaux matériaux dans la procédure de dimensionnement paraît judicieuse, ceci afin également de contribuer à la prise en compte de matériaux innovants en construction routière.

Approches probabilistes

Tout comme pour de nombreux autres domaines de l'ingénierie, il devient indispensable d'associer les aspects probabilistes à la méthode de dimensionnement des chaussées. En

effet, la détérioration des performances d'une chaussée ne peut être prévue de manière précise en raison de l'incertitude sur les sollicitations (climat, trafic), les caractéristiques des matériaux et autres paramètres exogènes. Ainsi, il semble nécessaire que la prévision des performances d'une chaussée soit basée sur des considérations probabilistes afin d'identifier le domaine d'incertitude entourant le résultat obtenu. Il pourrait par exemple être envisagé que l'approche probabiliste prenne en considération la variabilité de l'épaisseur des couches in situ, la catégorie de route (i.e. trafic), le type d'enrobé bitumineux appliqué, l'expérience, l'introduction d'un facteur de risque, etc.

Fiabilité

La gestion des infrastructures existantes est un aspect déterminant pour lequel les différentes opérations de maintenance doivent être soigneusement étudiées. En cas de maintenance complexe, la fiabilité de la chaussée (comportement mécanique) devra alors être améliorée, permettant de réduire au maximum les interruptions de trafic et la gêne aux usagers. Relevons que les aspects relatifs à la fiabilité pourraient être intégrés à l'approche probabiliste mentionnée précédemment.

Les trois prochains paramètres, bien que pouvant avoir une incidence sur le dimensionnement, semblent de moindre pertinence en vue de leur intégration à la procédure de dimensionnement des chaussées.

Stratégies d'optimisation

Certaines procédures d'optimisation du dimensionnement et renforcement des infrastructures pourraient être envisagées sur la base d'analyses coût-bénéfice (CBA) ou autres critères à définir. Les travaux réalisés avec NISTRA [63] ainsi que le modèle multicritère d'aide à la décision développé par Bueche [54] pourraient apporter une contribution substantielle à la mise en place de stratégies d'optimisation.

Influence mutuelle des dégradations

L'évaluation de l'influence mutuelle des dégradations en fonction du type de dégradation et de la structure de la chaussée concerne également une évaluation de l'évolution de l'état de contrainte-déformation au sein de la chaussée et son incidence sur une chaussée présentant déjà certaines dégradations.

3.4 Méthodes internationales

Un résumé de la démarche des méthodes de dimensionnement de neuf pays différents est donné dans ce chapitre. Ces méthodes ont été soit spécifiquement développées (e.g. France) soit adaptées à partir d'une méthode de dimensionnement existante (e.g. Suède) aux conditions spécifiques du pays.

3.4.1 Présentation de la méthode française

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode française est décrit, puis la démarche de cette méthode est présentée.

Historique

En 1971, la Direction des routes a publié une recommandation pour le dimensionnement sous la forme d'un catalogue de structures types. Celui-ci a subi une refonte générale en 1977 et a été actualisé en 1988. Un grand nombre de directives et de recommandations étaient liées à ce catalogue.

Derrière le catalogue, il y avait déjà une démarche rationnelle, combinant expérience et lois mécaniques. Cependant, celle-ci n'avait pas été rendue publique. Ainsi, en 1994, paraît un guide technique [70] qui détaille cette démarche et y incorpore les nouvelles connaissances acquises jusque-là.

Ce guide est mis à jour et revisité en 2011, sous la forme d'une norme officielle française qui est la référence aujourd'hui en France. Sa dernière version date de 2019 [27]. Cette norme s'applique aux six principaux types de structures de chaussées : souples, bitumineuses, semi-rigides, mixtes, inverses et en béton de ciment.

Présentation de la méthode

La méthode française de dimensionnement [27] est une méthode mécanistique-empirique qui fonctionne de manière itérative. Une structure de chaussée est proposée dans un premier temps, dans le cadre d'un prédimensionnement. Ensuite, la vérification mécanique ainsi que la vérification au gel (selon le chapitre 5.5.1) sont effectuées. Si une des deux vérifications n'est pas satisfaite, les paramètres initiaux doivent être modifiés.

Dans la pratique, la vérification mécanique de la méthode française repose sur la comparaison entre les sollicitations internes (calculées) de la chaussée et leur valeur admissible. Les sollicitations calculées doivent être inférieures aux valeurs admissibles. A noter qu'il s'agit uniquement de vérifier l'épaisseur des couches.

La norme décrit trois mécanismes d'endommagement (i.e. critères de rupture) différents pouvant engendrer des sollicitations internes. Une vérification doit être effectuée pour chacun d'eux :

- Endommagement par fatigue des couches de matériaux bitumineux, selon un critère de déformation horizontale,
- Endommagement par fatigue des couches de matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment, selon un critère de contrainte horizontale,
- Cumul de déformations permanentes au sein des couches de matériaux non liés (i.e. orniérage structurel), selon un critère de déformation verticale.

Les sollicitations admissibles associées à chacun de ces mécanismes sont décrites dans le Tab. 9. Ces sollicitations sont également fonction des conditions de mise en œuvre (variation d'épaisseur).

La détermination des sollicitations admissibles est obtenue sur la base de relations empiriques issues d'essais en laboratoire et du nombre d'essieux équivalents passant sur la chaussée à dimensionner. Les résultats sont également pondérés par des coefficients d'ajustement liés au risque, à la classe de la plate-forme, aux discontinuités (chaussées rigides et traitées aux liants hydrauliques) et au climat local.

Tab. 9 Sollicitations admissibles associées aux trois mécanismes d'endommagement de la méthode française, selon [27]

Mécanisme d'endommagement	Sollicitation interne
Fatigue des couches bitumineuses	Déformation en extension admissible, $\epsilon_{t,adm}$
Fatigue des couches traitées aux liants hydrauliques	Contrainte de traction admissible, $\sigma_{t,adm}$
Cumul de déformation permanente	Déformation en contrainte admissible, $\epsilon_{z,adm}$

Les sollicitations internes induites par l'essieu de référence (jumelage 13 t.), selon la Fig. 14, sont calculées sur la base d'une modélisation de la chaussée présentant les caractéristiques suivantes :

- Modèle multicouche (épaisseurs constantes),
- Elastique linéaire,
- Isotrope et semi-infinie.

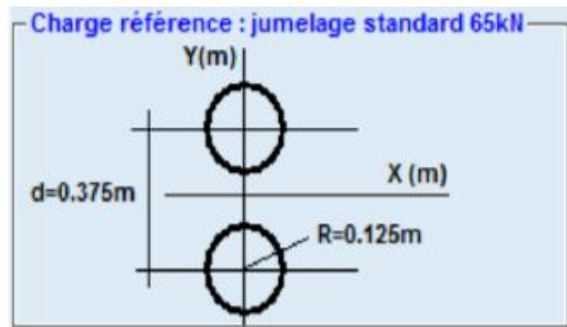


Fig. 14 Charge de référence selon la norme française [27]

Les différentes couches sont caractérisées par trois paramètres :

- Le module de rigidité E (T,f),
- Le coefficient de Poisson ν ,
- Les conditions de collage (glissant, semi-collé ou collé).

Les valeurs de contraintes et déformations recherchées sont les valeurs obtenues à l'aplomb des centres de charge et à l'aplomb du centre de gravité du demi-essieu de référence, au sommet et au bas de la couche, ceci selon le mécanisme de dégradation considéré et comme illustré dans la Fig. 15.

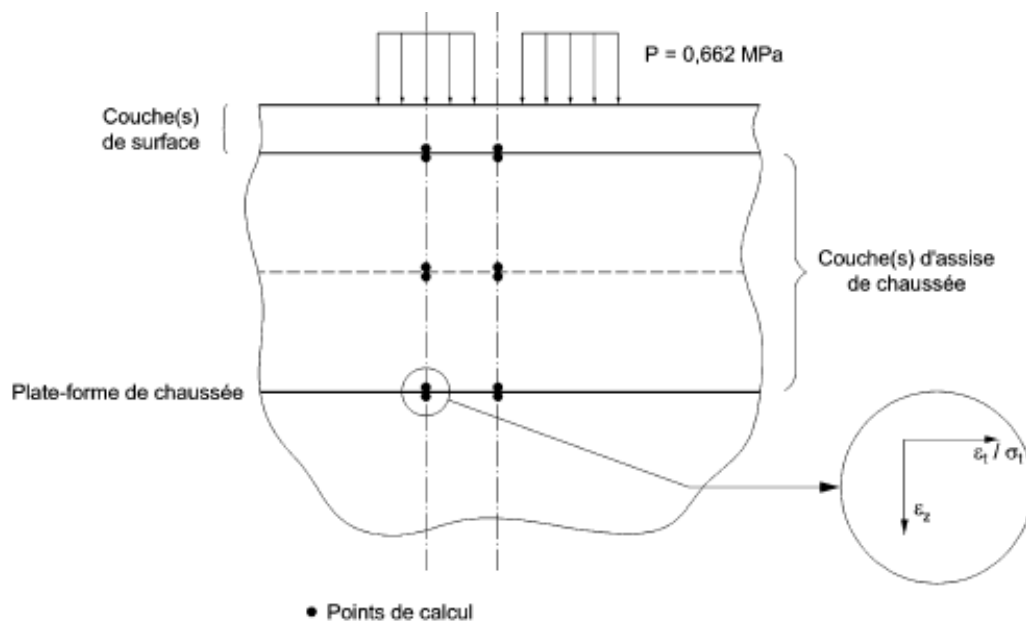


Fig. 15 Position des points de calcul des sollicitations internes, selon la norme française [27]

La norme n'impose pas de méthode de calcul particulière pour déterminer ces sollicitations internes (ϵ_t , σ_t , ϵ_z) aux points de calcul. Elle précise toutefois que le mode de calcul utilisé doit approcher suffisamment la solution analytique de Burmister qui correspond aux hypothèses précédemment mentionnées.

Finalement, si les valeurs admissibles sont supérieures aux sollicitations internes, la chaussée est vérifiée mécaniquement. Sinon, il faut affiner les valeurs proposées lors du prédimensionnement, selon un processus itératif.

Les dimensionnements standards en France sont donc faits avec un catalogue de structures (catalogue 98) [27] et les dimensionnements particuliers ainsi que les variantes d'entreprise sont faits avec le logiciel de dimensionnement Alizé-LCPC® qui est à disposition et permet de mettre en application cette méthode française de dimensionnement.

3.4.2 Présentation de la méthode allemande

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode allemande est décrit, puis la démarche de cette méthode est présentée.

Historique

Initialement, les routes allemandes étaient conçues selon la directive empirique RStO (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, en allemand) publiée en 2001, dont la dernière version date de 2012 [28]. Selon cette procédure, l'épaisseur totale de la chaussée est définie de sorte à garantir une répartition adéquate des charges et à éviter les endommagements dus au gel en fonction des conditions climatiques, du type de chaussée et du sol de fondation. Ensuite, l'épaisseur de la structure est déterminée pour une période de 30 ans, en fonction de la charge de trafic réelle, à partir du trafic de poids lourds et des charges par essieu (converties en charges équivalentes par essieu de 10 tonnes et corrigées par des facteurs tenant compte de la largeur de la route, de la pente longitudinale, etc.).

Les différents types de structure de chaussée sont répartis en différentes classes et les épaisseurs sont données en fonction des charges de calcul. La structure de chaussée peut être choisie à partir d'un catalogue de dimensionnement comme illustré dans la Fig. 16.

Zeile	Belastungsklasse	Bk100	Bk32	Bk10	Bk3,2	Bk1,8	Bk1,0	Bk0,3
	B [Mio.]	> 32	> 10 - 32	> 3,2 - 10	> 1,8 - 3,2	> 1,0 - 1,8	> 0,3 - 1,0	≤ 0,3
	Dicke des frostsich. Oberbaus ¹⁾	55 65 75 85	55 65 75 85	55 65 75 85	45 55 65 75	45 55 65 75	45 55 65 75	35 45 55 65
1	Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht							
	Asphaltdecke	12	12	12	10	4	4	4
	Asphalttragschicht	22	18	14	12	16	14	10
	Frostschutzschicht	45	45	45	45	45	45	45
	Dicke der Frostschutzschicht	-	31 ²⁾ 41 51	25 ³⁾ 35 45 55	29 ⁴⁾ 39 49 59	-	33 ⁵⁾ 43 53	25 ⁶⁾ 35 45 55

Fig. 16 Extrait du catalogue de dimensionnement des chaussées empirique de la norme allemande RStO [28]

Les matériaux doivent satisfaire aux exigences relatives aux propriétés des matériaux définies dans la norme RStO. Tant que cet aspect est vérifié, la résistance structurelle de la chaussée est garantie pour la période de dimensionnement considérée. L'épaisseur minimale de la chaussée doit également tenir compte de la résistance au gel et dépend du climat régional et de la sensibilité au gel du sol de fondation, comme expliqué au chapitre 5.5.3.

En 2009, une nouvelle procédure mécanistique de dimensionnement des chaussées en enrobé bitumineux, faisant l'objet de la norme RDO (Rechnerische Dimensionierung von Oberbauten, en allemand) [29], a été développée. Cette méthode est exposée ci-dessous. Toutefois, l'approche RStO reposant sur le catalogue des chaussées peut toujours être utilisée et est d'ailleurs complémentaire à celle de la norme RDO, telle qu'il est expliqué ci-après.

Présentation de la méthode RDO

Les hypothèses de dimensionnement de la méthode RDO [29] se fondent sur la théorie traditionnelle de la fatigue, et le critère de dimensionnement considéré consiste à limiter les contraintes au bas de la couche de base afin d'éviter des endommagements de la chaussée dus à la fatigue.

Le calcul des contraintes et des déformations est réalisé sur la base de la théorie multicouche élastique linéaire. Pour ce faire, la structure de chaussée est divisée en couches homogènes définies par leur épaisseur, leur module de rigidité, leur coefficient de Poisson et l'adhérence avec la couche du dessous. Ce faisant, les propriétés des matériaux sont automatiquement prises en compte dans le dimensionnement.

L'estimation de la rigidité et de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fait partie du processus de dimensionnement et ces deux paramètres sont utilisés comme inputs pour le dimensionnement mécanistique de la chaussée. Il s'agit de paramètres déterminants en ce qui concerne l'épaisseur des couches requises.

Le principe de la méthode RDO [29] consiste à déterminer l'épaisseur de la structure de chaussée de manière à assurer :

- Une résistance suffisante au gel. Ce critère est traité au chapitre 5.5.3.
- Une résistance structurelle mécanique (capacité portante) suffisante.

Afin de garantir une capacité portante suffisante, les épaisseurs et les propriétés des différentes couches de la chaussée doivent être déterminées de telle sorte que ni la plateforme ni les couches en enrobé ne subissent des endommagements structurels au cours de la durée de vie prévue de la chaussée. Le schéma de la Fig. 17 illustre le processus de la méthode RDO.

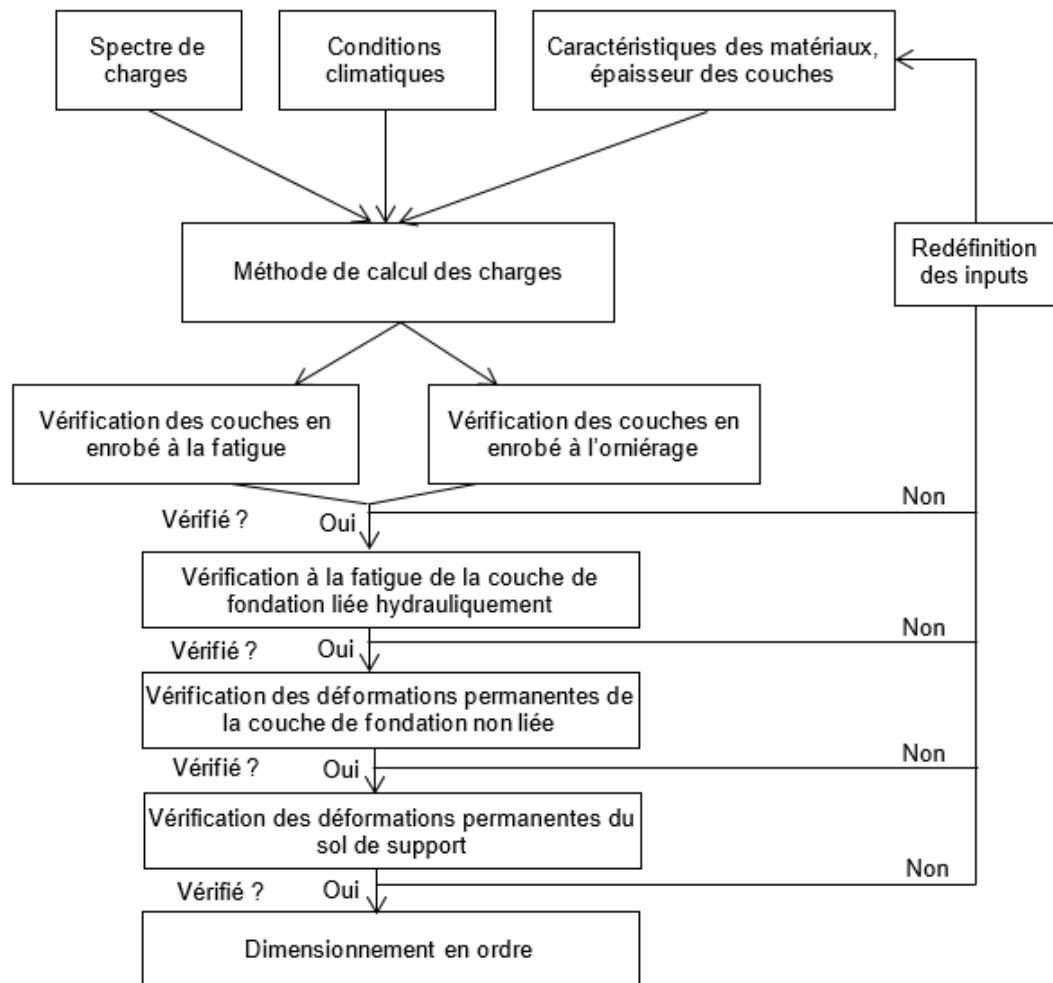


Fig. 17 Etapes du dimensionnement d'une chaussée selon la méthode RDO [29]

Les différentes étapes de la méthode RDO peuvent être résumées comme suit :

- Détermination des inputs à partir des charges de trafic (spectre de charges) et des conditions climatiques (température et fréquence d'occurrence).
- Choix de la superstructure en définissant les types de couches, les propriétés des matériaux et les épaisseurs de couches (première itération). Pour déterminer ces dernières, il est possible de se baser sur le catalogue de structures de chaussée de la norme RStO [28]. L'épaisseur totale de la chaussée pour garantir une résistance suffisante au gel doit, en outre, être définie à l'aide de la méthode RStO [28].
- Calcul des contraintes et des déformations aux divers emplacements pertinents d'un point de vue structurel et ceci selon les critères de rupture considérés.
- Vérification des couches en enrobé bitumineux, des couches liées et non liées de la fondation et vérification du sol de fondation.

Les charges réelles de trafic, y compris leur fréquence d'occurrence, ainsi que les conditions de température peuvent être étudiées plus en détail à l'aide d'une approche itérative.

De manière préférentielle, les charges de trafic seront déterminées sur la base de données sur les poids des charges d'essieu. Si ces informations ne sont pas à disposition, des données de comptage du trafic seront utilisées. Onze classes de charges de trafic, représentant des charges par essieu entre 2 et 22 tonnes sont à choix en fonction de leur fréquence et de la catégorie de route.

La température sur une année est représentée par treize classes de température à la surface de la chaussée qui sont à choix, allant de - 15 à + 50 °C. Chaque température de surface est liée à un profil de température dans la chaussée, qui est obtenu par la loi classique du transfert de chaleur. Par conséquent, treize distributions typiques de la température de la chaussée sont dérivées, chacune avec une distribution annuelle spécifique de la fréquence d'occurrence.

Ainsi, pour un modèle de structure de chaussée de géométrie donnée, le processus de dimensionnement couvre un nombre total de 143 modèles individuels, résultant de 13 cas de température et 11 cas de charges de trafic différents.

De plus, des modèles de comportement linéaires-élastiques des matériaux sont utilisés pour déterminer l'état de contrainte dans la structure de chaussée.

Le module de rigidité du sol de fondation est défini par la valeur E_{v2} . Le module de rigidité des couches non liées ainsi que leur déformation horizontale sont pris en compte dans le calcul. Concernant les couches stabilisées aux liants hydrauliques ou les couches en béton de ciment, il est admis que ces couches sont fissurées immédiatement après la construction de la chaussée. Ces fissures étant de petite ouverture et peu espacées, il est admis que les efforts latéraux peuvent toujours être transmis. Ceci est pris en compte en utilisant un module de rigidité du matériau réduit.

Le module de rigidité et l'indice de déformation transversale des enrobés bitumineux sont également considérés. En raison du comportement variable entre un liant standard et un liant modifié, les caractéristiques de déformation sont à déterminer par des essais sur éprouvettes (carottes) en laboratoire.

Le logiciel de dimensionnement PaDesTo® (Pavement Design Tool) est à disposition pour la mise en application de cette méthode. Celui-ci utilise une approche similaire à celle de la méthode française, à savoir qu'après le choix de la structure, l'état de contrainte est calculé en fonction des conditions météorologiques, des conditions de trafic et des paramètres des matériaux, qui sont appliqués à un modèle de calcul. Les contraintes et les déformations sont déterminées sur la base de la théorie multicouche, puis une vérification des valeurs de référence est effectuée.

3.4.3 Présentation de la méthode suédoise

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode suédoise est décrit, puis la démarche de cette méthode est présentée.

Historique

Le premier pas vers un dimensionnement des chaussées plus analytique en Suède a été fait par une équipe de recherche du VTI (Swedish National Road and Transport Institute) qui a permis d'identifier plusieurs problèmes de l'ancienne méthode empirique utilisée jusqu'en 1993 [98]. L'équipe de recherche a décidé d'utiliser le critère de fatigue de Kingham basé sur les classes de trafic, selon Arm [99], comme solution à court terme jusqu'à ce qu'une méthode de dimensionnement mécanistique-empirique soit mise en œuvre.

Parallèlement à ces travaux, au cours de la période 1987-1994, le VTI a mis au point le prédécesseur du logiciel PMS Objekt®, un outil pour la conception analytique des chaussées appliquant la théorie de l'élasticité ainsi qu'un critère de fatigue mis au point sur la base d'observations effectuées sur le terrain en Suède, selon Djärf et al. [100].

Le logiciel de conception des chaussées actuel, le PMS Objekt®, est un mélange de ces deux approches, en utilisant bon nombre des algorithmes développés par Djärf et al. [100] ainsi que le critère modifié de Kingham, tel que suggéré par Arm [99].

L'outil PMS Objekt® tient aussi compte d'un critère d'orniérage. Cependant, le critère de fatigue des couches en enrobé bitumineux est le critère déterminant du dimensionnement de la chaussée, car les épaisseurs minimales des couches non liées sont déterminées de sorte à minimiser l'orniérage des couches d'enrobé.

Au fil du temps, le logiciel PMS Objekt® a été mis à jour avec de nouveaux matériaux et des données climatiques issues de mesures réelles. Les bases théoriques ainsi que les critères d'endommagement considérés par le logiciel n'ont cependant pas changé.

Description de la méthode

La méthode suédoise est disponible sous forme de normes [39][40] et du logiciel PMS Objekt®.

Tel qu'indiqué au chapitre 3.3.3, dans cette méthode, la structure de chaussée est dimensionnée pour six saisons :

- Hiver,
- Fin de l'hiver,
- Début du printemps,
- Fin du printemps,
- Été,
- Automne.

Le module de rigidité de chaque couche bitumineuse est déterminé sur la base des températures mensuelles moyennes de l'air pour chacune de ces six saisons. Le dimensionnement final correspond à la moyenne pondérée par jours et par saison des différents résultats.

La méthode suédoise considère que :

- Pendant l'hiver, l'eau du sol de fondation et de la couche de fondation en grave gèle, ce qui a pour conséquence une augmentation considérable de la rigidité de ces deux couches.
- A la fin de l'hiver, la couche de grave commence à dégeler, ce qui induit une augmentation de l'humidité dans cette couche et, par conséquent, une diminution considérable de sa rigidité.
- Au début du printemps, l'eau du sol de fondation ayant dégelé à la fin de l'hiver, s'évacue et la couche de fondation en grave retrouve sa rigidité initiale.

Concernant le trafic, trois classes de trafic sont différenciées : DK1, DK2 et DK3.

Pour les classes de trafic DK1 et DK2, l'essieu standard est de 10 tonnes, selon la Fig. 18.

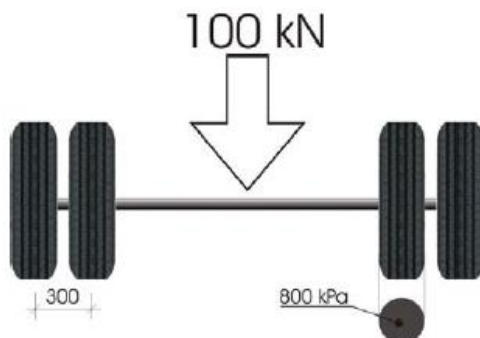


Fig. 18 Essieu standard pour les classes de trafic DK1 et DK2 selon la méthode suédoise [39]

Pour ces deux classes de trafic, le nombre d'essieux (N_e) standards à prendre en compte pour le dimensionnement se détermine comme suit [39]. Il correspond à la moyenne pondérée du N_e de chaque saison.

$$N_{ekv} = \text{ÅDT}_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot \sum_{j=1}^n \left(1 + \frac{k}{100}\right)^j =$$

$$= \begin{cases} \text{ÅDT}_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot \left(1 + \frac{100}{k}\right) \left(\left(1 + \frac{k}{100}\right)^n - 1\right) & \text{si } k \neq 0 \\ \text{ÅDT}_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot n & \text{si } k = 0 \end{cases}$$

Où :

$$B_{just} = B \cdot f_a \cdot f_b \cdot f_c$$

Avec :

- A = pourcentage de poids lourds [%],
- B_{just} = facteur d'équivalence de poids lourds (prise en compte du type de véhicules) [-],
- n = facteur de prise en compte de la saison de l'année considérée [-],
- j = années = 1,2,3,...,n [-],
- k = taux d'augmentation des véhicules lourds [%],
- f_a, f_b, f_c = facteurs de correction relatifs à la structure (pour prise en compte, respectivement, de la largeur de chaussée, du type de chaussée et de la vitesse admissible).

Dans la classe de trafic DK2, une charge extrême de 130 kN est à considérer, selon la Fig. 19.

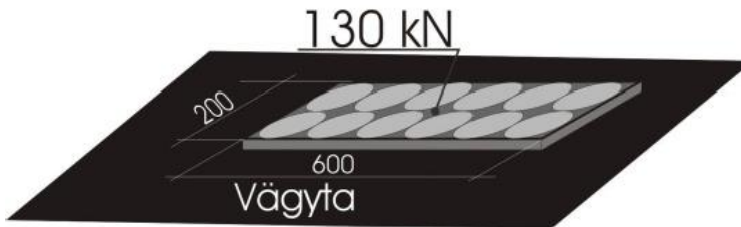


Fig. 19 Charge extrême pour la classe de trafic DK2 selon la méthode suédoise [39]

Pour cette même classe de trafic, les trottoirs et les pistes cyclables sont à dimensionner pour une charge unitaire de 40 kN, selon la Fig. 20.



Fig. 20 Charge pour trottoirs et pistes cyclables pour la classe de trafic DK selon la méthode suédoise [39]

La classe de trafic DK3 correspond à une charge de trafic et à une charge extrême. Pour cette classe, des modèles mécaniques ainsi que des essais doivent être effectués.

Afin de calculer les épaisseurs requises pour la structure de la chaussée, les équations ci-dessous sont utilisées [39]. La première équation est basée sur le mode d'endommagement par fatigue avec la déformation horizontale en bas de la couche bitumineuse comme paramètre décisif :

$$N_{till,bb} \geq N_{ekv}$$

$$N_{till,bb} = \frac{365}{\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_{bb,i}}}$$

$$N_{bb,i} = f_s \frac{2,37 \cdot 10^{-12} \cdot 1,16^{(1,8 \cdot T_i + 32)}}{\varepsilon_{bb,i}^4}$$

Avec :

- m = nombre de périodes climatiques (printemps, été, automne,...) [-],
- n_i = nombre de jours pendant la période climatique i [-],
- N_{bb,i} = nombre d'essieux admissibles pendant la période climatique i [-],
- f_s = facteur de modification structurelle (fonction des fissures existantes dans la structure, il vaut 1 pour les structures neuves) [-],
- ε_{bb,i} = déformation horizontale la plus grande dans la couche bitumineuse pendant la période climatique i [-],
- T = température de la couche bitumineuse pendant la période climatique i [°C].

La seconde équation ci-dessous permet de contrôler la déformation permanente à la surface de la chaussée comme mode d'endommagement. Toutefois, il est rare que ce mode d'endommagement soit prépondérant dans les structures de chaussées suédoises.

$$N_{till,te} \geq 2 \cdot N_{ekv}$$

$$N_{till,te} = \frac{365}{\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_{te,i}}}$$

$$N_{te,i} = f_d \frac{8,06 \cdot 10^{-8}}{\varepsilon_{te,i}^4}$$

Avec :

- f_d = facteur de modification en fonction de l'humidité du sol de fondation [-],
- m = nombre de périodes climatiques (printemps, été, hiver,...) [-],
- n_i = nombre de jours pendant la période climatique i [-],
- N_{te,i} = nombre d'essieux admissibles pendant la période climatique i [-],
- ε_{te,i} = plus grande déformation verticale du sol de fondation pendant la période climatique i [-].

En fonction de la zone climatique et du type de sol de fondation, la déformation verticale du sol de fondation, ε_{te,i}, calculée doit rester inférieure aux valeurs données dans le Tab. 10.

Tab. 10 Valeurs maximales admissibles de la déformation verticale du sol de fondation [39]

Zone climatique	1	2	3	4	5
Déformation verticale [-]	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0021

Finalement, le critère du gel est vérifié en calculant la profondeur de gel dans la chaussée. Ce paramètre est calculé par le logiciel PMS Objekt® sur la base des données météorologiques de la zone climatique prédéfinie.

3.4.4 Présentation de la méthode néerlandaise

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode néerlandaise est décrit, puis la démarche de cette méthode est présentée [75].

Historique

La méthode de dimensionnement HWOV (méthode en vigueur lors de la publication du rapport COST 333), datant de 1994, découle de la méthode analytique du Shell Pavement Design Manuel (SPDM) de 1978, basée sur la théorie élastique linéaire multicouche. La méthode HWOV se différencie essentiellement de la méthode SPDM par l'inclusion des caractéristiques des matériaux déterminées spécifiquement pour les enrobés standards néerlandais.

Description de la méthode

Dans la méthode néerlandaise, le trafic est exprimé en essieux standards de 100 kN.

La démarche consiste à calculer la durée de vie de la chaussée relativement à la fatigue à partir de la déformation de traction au bas de l'enrobé bitumineux et la résistance à la déformation de compression verticale de la fondation. La déformation dans la fondation n'est jamais la sollicitation déterminante pour les routes principales.

Cette méthode a été calibrée expérimentalement sur la base du nombre de structures ayant atteint la rupture structurelle entre 1983 et 1984. Elle est disponible sous la forme d'un manuel et de logiciels tels que ASCON® ou CARE®. Une attention particulière est donnée aux recommandations relatives au choix des mélanges bitumineux en fonction du trafic et du type de route. La méthode est applicable aux chaussées exclusivement bitumineuses ainsi qu'aux chaussées avec base granulaire non liée ou stabilisée.

Les épaisseurs de dimensionnement déterminées avec cette méthode garantissent un degré de confiance de 85% pour une période de dimensionnement usuelle de 20 ans.

L'innovation dans la construction et les matériaux peut être prise en compte au travers des caractéristiques de fatigue, à condition que celles-ci soient disponibles.

Les adaptations de la méthode néerlandaise par rapport à la méthode SPDM sont les suivantes [76] :

- Le critère de la déformation verticale de la sous-couche est négligé, seule la déformation horizontale à la base des couches en béton bitumineux est considérée.
- La méthode est basée sur les caractéristiques de l'enrobé bitumineux néerlandais le plus couramment utilisé comme couche de base.
- Les caractéristiques de fatigue dans le modèle sont basées sur un des matériaux les plus utilisés aux Pays-Bas comme couche de fondation (le Gravel Asphalt Concrete, GAC). Toutefois, les spécifications de ce matériau ont été modifiées mais les paramètres liés à ce matériau n'ont pas été changés.
- La méthode est basée sur une charge standard d'essieu de 100 kN au lieu de 80 kN comme dans la plupart des méthodes conventionnelles.
- Les températures de l'air et de la chaussée sont passées respectivement de 12 à 14°C et de 18 à 20°C.
- La contribution à la reprise des charges des couches granulaires n'est pas directement prise en compte dans le calcul des déformations. Le dimensionnement est fait pour une chaussée monocouche en enrobé bitumineux et ensuite, une partie de cette monocouche peut être remplacée par une couche granulaire en utilisant des facteurs

d'équivalence. Il s'agit d'un procédé très similaire à celui du calcul de la valeur de superstructure de la norme suisse.

- Le facteur de correction pour la déviation latérale du trafic est basé sur des mesures in situ sur les autoroutes néerlandaises.
- La charge de dimensionnement est multipliée par un facteur de correction de 1.05 pour tenir compte de l'augmentation du nombre de pneus à bande large. Un autre facteur de correction de 1.11 est également introduit en prévision d'une augmentation du nombre maximal d'essieux par camion dans la législation néerlandaise.
- Des facteurs de sécurité empiriques ont également été introduits pour éviter des fissurations structurelles trop étendues en fin de vie. Ceux-ci dépendent de la hiérarchie de la route (6, 4.5 et 3 respectivement pour les routes primaires, secondaires et les autres routes).

Cette méthode prend en compte le gel.

3.4.5 Présentation de la méthode autrichienne

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode autrichienne est décrit, puis la démarche de cette méthode est présentée.

Historique

Jusqu'à récemment, la conception des chaussées en enrobé bitumineux en Autriche était guidée uniquement par un catalogue de conception des chaussées disponible dans la norme nationale RVS 03.08.63 (Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen, en allemand) [30].

Ce catalogue spécifie les différentes structures de chaussée standards pour sept classes de charges (Last Klassen LK) en considérant différentes combinaisons de couches en enrobé, en béton ou en pavés. Le choix d'une structure de chaussée dans le catalogue fait intervenir des paramètres tels que le trafic de poids lourds, la capacité portante de la plateforme et le module de rigidité des couches non liées. A titre d'exemple, la Fig. 21 montre la partie du catalogue dédiée aux chaussées souples.

Le dimensionnement des structures de chaussée du catalogue découle de principes physiques et mécaniques décrivant le comportement de la chaussée (contraintes et déformations) vis-à-vis des sollicitations externes (par exemple trafic ou conditions climatiques) sur la base de modèles semi-analytiques comme la théorie de Burmister. Une fois que le comportement de la chaussée est déterminé, l'endommagement de celle-ci induit par le spectre de sollicitations sur une période donnée peut être calculé à l'aide de modèles d'endommagements.

Bien que cette méthode soit fondée sur une approche mécanistique, celle-ci est simplifiée en ne faisant aucune différence entre les différents types de mélanges d'enrobés bitumineux (par ex. mélanges de bitumes modifiés ou non par des polymères).

Étant donné que cette approche ne permet pas de prendre en compte les caractéristiques des enrobés bitumineux, ni les informations détaillées sur les charges de trafic, une approche mécanistique pour la conception des chaussées bitumineuses a été développée en Autriche. Celle-ci est exposée ci-dessous. Toutefois, l'approche reposant sur le catalogue des chaussées peut toujours être utilisée.

Tabelle 8: Bemessungstabelle für Oberbauten mit Asphaltbefestigungen

Lastklasse	LK163	LK82	LK42	LK25 ⁵⁾	LK10 ⁵⁾	LK4	LK1,3	LK0,4	LK0,1	LK0,05
BNLW in Mio.	> 82 bis 163 ¹⁾	> 42 bis 82	> 25 bis 42	> 10 bis 25	> 4 bis 10	> 1,3 bis 4	> 0,4 bis 1,3	> 0,1 bis 0,4	> 0,05 bis 0,1	≤ 0,05 ²⁾
Bauart AS1	cm Σ 81 31 20 30 UP	cm Σ 79 29 20 30 UP	cm Σ 77 27 20 30 UP	cm Σ 75 25 20 30 UP	cm Σ 73 23 20 30 UP	cm Σ 70 Σ 72 20 20 30 UP	cm Σ 66 Σ 68 16 20 30 UP	cm Σ 63 Σ 65 13 20 30 UP	cm Σ 60 Σ 62 10 20 30 UP	cm Σ 58 Σ 59 8 20 30 UP
Bauart AS2 ³⁾	cm Σ 79 29 20 30 UP	cm Σ 77 27 20 30 UP	cm Σ 75 25 20 30 UP	cm Σ 71 23 18 30 UP	cm Σ 69 21 18 30 UP	cm Σ 66 18 16 30 UP	cm Σ 62 14 18 30 UP	cm Σ 59 11 18 30 UP	cm Σ 56 8 18 30 UP	cm Σ 54 6 18 30 UP
Bauart AS3							cm Σ 66 16 10 40 UP	cm Σ 63 13 10 40 UP	cm Σ 60 10 10 40 UP	cm Σ 57 7 10 40 UP
Bauart AS4	cm Σ 72 22 30 20 UP	cm Σ 70 20 30 20 UP	cm Σ 69 19 30 20 UP	cm Σ 67 17 30 20 UP	cm Σ 65 15 30 20 UP	cm Σ 60 15 25 20 UP	cm Σ 55 10 25 20 UP	cm Σ 50 10 20 20 UP	cm Σ 45 5 20 20 UP	cm Σ 43 5 18 20 UP
Bauart AS5 ⁴⁾				cm Σ 75 5 20 30 UP	cm Σ 73 5 18 20 30 UP	cm Σ 70 5 15 20 30 UP	cm Σ 66 5 11 20 30 UP		cm Σ 63 5 8 20 30 UP	

E_{1,1P} ≥ 35 MN/m²

- 1) Für höhere Belastungen ist eine gesonderte rechnerische Dimensionierung gemäß RVS 03.08.68 erforderlich.
- 2) Die Dickenfestlegungen für das Asphaltpaket gelten nur, wenn auf der ungeb. Oberen Tragschicht der Klasse U1 gemäß RVS 08.15.01 der höhere Abnahmewert E_{1,1} ≥ 120 MN/m² erreicht wird. Ansonsten sind die entsprechenden Dickenwerte der Bauart AS1 maßgebend.
- 3) Bei geringeren Belastungen kann eine Dimensionierung gemäß RVS 03.03.81 erfolgen.
- 4) Für Belastungen über 25 Mio. BNLW ist eine gesonderte rechnerische Dimensionierung gemäß RVS 03.08.68 erforderlich.
- 5) Sind sämtliche bituminöse Tragschichten mit polymermodifiziertem Bindemittel gemäß ÖNORM EN 14023 hergestellt, kann die obere Lastklassengrenze um 10% erhöht werden.

	bituminöse Tragschicht und Decke gemäß RVS 08.16.01 bzw. RVS 08.16.04, RVS 08.16.05, RVS 08.16.06, wobei die bituminöse Tragschicht AC D trag mit Straßenbaubitumen gemäß ÖNORM EN 12591 hergestellt ist		U1 ungebundene Obere Tragschicht Klasse U1 gemäß RVS 08.15.01
	bituminöse Tragschicht und Decke gemäß RVS 08.16.01 bzw. RVS 08.16.04, RVS 08.16.05, RVS 08.16.06, wobei sämtliche bituminöse Tragschichten mit polymermodifiziertem Bindemittel gemäß ÖNORM EN 14023 hergestellt sind		U2 ungebundene Obere Tragschicht Klasse U2 gemäß RVS 08.15.01
	halbstarre Decke gemäß RVS 08.16.03		U3,U4 ungebundene Obere Tragschicht Klasse U3 oder U4 gemäß RVS 08.15.01
	bituminöse Tragschicht gemäß RVS 08.16.01 bzw. RVS 08.16.05		U5 ungebundene Obere Tragschicht Klasse U5 gemäß RVS 08.15.01
	hydraulisch stabilisierte Tragschicht (ST-Z, ST-T) gemäß RVS 08.17.01		U6,U7 ungebundene Untere Tragschicht Klassen U6 oder U7 gemäß RVS 08.15.01
	ungebundene Tragschicht mit Asphaltgranulat gemäß RVS 08.15.02		U8 ungebundene Untere Tragschicht Klasse U8 gemäß RVS 08.15.01

Fig. 21 Extrait du catalogue de chaussées de la norme autrichienne RVS 03.08.63 [30] pour les chaussées souples

Description de la méthode RVS 03.08.68

Le dimensionnement mécanistique des chaussées fait l'objet de la norme RVS 03.08.68 (Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstrassen, en allemand) [31]. Le principe de cette méthode consiste à calculer le nombre de cycles de chargement auxquels une chaussée est capable de résister, N_{res} (résistance). Cette valeur est ensuite comparée au nombre de chargements prévus sur la durée de vie de la chaussée, N_{imp} (impact), de sorte que :

$$\frac{N_{imp}}{N_{res}} \leq 1$$

La valeur de N_{res} est déterminée sur la base de principes physiques et mécaniques généraux, qui définissent la réponse de la chaussée vis-à-vis des charges de trafic et des conditions climatiques qui la sollicitent. En fonction de la disponibilité des données sur le trafic ou les propriétés des matériaux, il est possible de choisir parmi trois niveaux de dimensionnement, qui diffèrent selon le niveau de détail des inputs, tels que les charges de trafic, la rigidité des matériaux ou le comportement à la fatigue de l'enrobé bitumineux. Ce processus permet une conception plus économique car les coefficients de sécurité peuvent être réduits lorsque la précision des inputs augmente.

En ce qui concerne le trafic, le niveau de détail des inputs est fonction des données disponibles, comme indiqué dans le Tab. 11.

Tab. 11 Niveaux de dimensionnement pour les charges de trafic en fonction de la disponibilité des données, selon la méthode autrichienne [31]

Niveaux de dimensionnement pour les charges de trafic	Groupes de véhicules [%]	Classes de véhicules [%]	Charge totale et répartition de la charge par essieux
1	Disponible	Non disponible	Non disponible
2	Disponible	Disponible	Non disponible
3	Disponible	Disponible	Disponible

Pour le niveau de dimensionnement 1, la norme fournit des équations de répartition du trafic représentatives et des coefficients découlant des données de charges en mouvement. Pour le niveau de dimensionnement 2, les informations à disposition sont l'intensité du trafic et la répartition réelle des poids lourds sur le tronçon considéré à partir de comptages détaillés du trafic. Pour le niveau de dimensionnement 3, les informations sur le poids réel des véhicules ainsi que la répartition de la charge par essieu sont également disponibles grâce à des pesages réalisés en marche. A ce niveau, les charges de trafic considérées sont les plus réalistes possibles et les coefficients de sécurité peuvent ainsi être réduits au minimum.

Afin d'évaluer la réponse des couches bitumineuses à des sollicitations climatiques, dépendant fortement de la température, les conditions climatiques probables auxquelles la chaussée sera soumise durant sa durée de vie doivent être estimées. Pour ce faire, l'année est divisée en 6 différentes périodes climatiques et en oscillations entre le jour et la nuit, ce qui aboutit à 12 périodes temporelles.

La norme fournit des valeurs de température de 91 stations météorologiques réparties sur l'ensemble du territoire autrichien. Une répartition réaliste de la température à la surface de la chaussée peut être calculée pour deux zones de température en Autriche, comme le montre la Fig. 22.

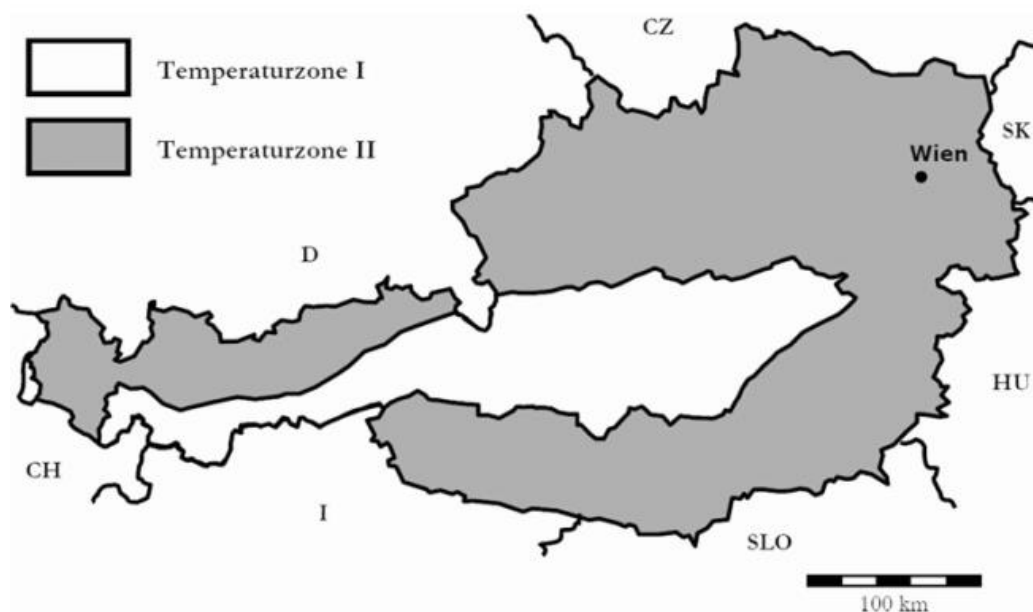


Fig. 22 Carte des zones de température en Autriche [31]

Pour chacune de ces deux zones de température, les températures spécifiques, une période ainsi que la répartition de la température sur sept profondeurs sont données dans la norme, selon la Fig. 23.

Tabelle 5: Temperaturperioden und deren Anteile p_k an einem Jahr

Jahreszeit	16.12.–15.3.		16.3.–15.5.		16.5.–15.6.		16.6.–15.9.		16.9.–15.10.		16.10.–15.12.	
Tage	90		61		31		92		30		61	
Jahres- anteil	0,24		0,17		0,09		0,25		0,08		0,17	
Temperatur- periode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
p_k	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht
	0,16	0,08	0,11	0,06	0,06	0,03	0,17	0,08	0,05	0,03	0,11	0,06

Fig. 23 Périodes de température en Autriche et taux de répartition sur l'année [31]

En ce qui concerne les matériaux, la rigidité des différentes couches d'enrobé joue un rôle significatif pour la détermination des contraintes et des déformations dans la chaussée. La norme applique des procédures différentes en fonction du type de couche pour estimer la rigidité de la couche.

Les propriétés des couches du sol de fondation et des couches non liées dépendent de l'humidité. Par conséquent, la norme divise l'année en quatre périodes selon lesquelles la capacité portante de ces couches varie et est définie par la rigidité minimale nécessaire pour chaque couche.

Pour la rigidité des couches en enrobé bitumineux, trois niveaux de dimensionnement sont considérés en fonction du degré de détail des propriétés des matériaux à disposition, selon le Tab. 12.

Tab. 12 Niveaux de dimensionnement pour la détermination de la rigidité des couches en enrobé en fonction de la disponibilité des données [31]

Niveaux de dimensionnement pour la rigidité	Propriétés volumétriques (teneur en vides, teneur en liant, densité du mélange)	Rigidité du liant à 20°C	Rigidité de l'enrobé à 20°C
1	Disponible	Non disponible	Non disponible
2	Disponible	Disponible	Non disponible
3	Disponible	Non disponible	Disponible

La norme fournit également des équations pour estimer le comportement à la fatigue des matériaux bitumineux en fonction de leur module de rigidité, dépendant de la température du mélange et de l'état de contrainte. Un facteur supplémentaire est également introduit, celui-ci étant fonction de la contrainte à laquelle un échantillon prismatique est capable de résister après 106 cycles de chargement lors d'un essai de fatigue en flexion quatre points à 20°C.

Deux logiciels de dimensionnement des chaussées, BISAR® et AsDim®, basés sur la norme RVS 03.08.68 sont à disposition.

La théorie multicouche de Burmister est utilisée pour déterminer les contraintes et les déformations au bas des couches bitumineuses ou sur la couche de fondation liée.

Le nombre de cycles de chargement auxquels la chaussée est capable de résister peut être déterminé pour chaque type d'essieux et chaque période de température grâce aux équations de fatigue. Les endommagements correspondants à chaque type d'essieux à une certaine température sont additionnés en tenant compte de leur fréquence d'occurrence et du nombre total de cycles de chargement auxquels la chaussée est capable de résister. La résistance N_{res} est ainsi obtenue.

La sollicitation N_{imp} (impact) dépend du trafic journalier moyen (TJM) ainsi que des différents facteurs de répartition des voies et des charges au cours de la période d'analyse.

Les avantages de l'approche mécanistique-empirique pour les chaussées bitumineuses en Autriche sont les suivants :

- Comme des niveaux de dimensionnement différents existent pour les charges de trafic, la rigidité des couches en enrobé et le comportement à la fatigue, les sollicitations réelles pour le tronçon de route analysé peuvent être considérées. Par conséquent, les réserves de résistance sont minimisées étant donné que la précision du calcul augmente au prorata de celle des inputs, ce qui conduit à des chaussées plus économiques.
- Le fait que les propriétés mécaniques et les avantages des mélanges bitumineux innovants puissent être introduits dans cette méthode de dimensionnement, la recherche et l'amélioration des matériaux en enrobé bitumineux sont soutenues et encouragées.

3.4.6 Présentation de la méthode sud-africaine

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode sud-africaine est décrit, puis la méthode, ses limitations et les améliorations en cours sont présentées. Cette méthode est disponible sous forme d'un manuel [33] et du logiciel « Pavement Analysis and Design Software » (PADS®) [78].

Historique

La méthode de dimensionnement mécanique empirique en vigueur en Afrique du Sud est la « South African Mechanistic pavement Design Method » (SAMDM). Le développement et l'utilisation des différents composants de la méthode ont commencé dans les années 70, et se sont poursuivis jusqu'au début des années 90.

Selon Theyse [77], la première méthode de dimensionnement mécanique sud-africaine a été développée en 1974 par Van Vuuren, Otte et Paterson. Les fonctions de transfert proposées à l'époque concernaient :

- La fatigue au bas des couches bitumineuses minces, reliée à la déformation horizontale au bas de la couche,
- L'initiation de la fissuration dans des couches en matériaux à base de ciment, reliée à la déformation horizontale au bas de la couche.

Le seul critère relatif aux couches de base granulaires et au sol de fondation était une limitation de la contrainte à 70% de leur résistance au cisaillement statique ou au cisaillement avec essais triaxiaux.

En 1978, Paterson et Maree proposent des propriétés élastiques pour les différents matériaux utilisés dans la construction des chaussées en Afrique du Sud. Ils proposent également une fonction de transfert pour la fatigue au bas des couches bitumineuses dans le cas de structures épaisses. Un facteur de sécurité est introduit pour la limitation de la déformation permanente dans les matériaux granulaires non liés.

Au début des années '80, la méthode SAMDM a été affinée et validée par des essais de chargement accéléré en vraie grandeur réalisés à l'aide de simulateurs de trafic lourd.

En 1995, la méthode SAMDM est mise à jour par Theyse [77]. Les fonctions de transfert sont modifiées pour inclure la notion de fiabilité du dimensionnement afin de tenir compte du caractère probabiliste de la démarche. La fiabilité du dimensionnement attendue dépend de la classe de la route considérée tel que le montre le Tab. 13.

Tab. 13 Types de routes et fiabilité approximative de leur dimensionnement selon la méthode d'Afrique du Sud [77]

Type de route	Libellé	Fiabilité approximative du dimensionnement (%)
A	Autoroutes et routes principales interurbaines	95
B	Routes collectrices interurbaines et routes rurales principales	90
C	Routes rurales	80
D	Routes rurales peu fréquentées	50

En ce qui concerne les fonctions de transfert, des mises à jour ont été effectuées sur la base des travaux de De Beer [80] relativement à :

- L'ajout de la désagrégation des couches granulaires stabilisées au ciment en fonction du niveau de contrainte verticale,
- L'amélioration du critère de fatigue pour les matériaux à base de ciment.

Ces mises à jour de la méthode ont bénéficié d'un vaste programme de calibration avec pour objectif la révision du catalogue de dimensionnement des chaussées.

Description de la méthode SAMDM de 1996 [77]

La méthode SAMDM se veut une approche holistique du dimensionnement considérant le comportement des matériaux et de la chaussée, le trafic et les niveaux de service souhaités.

La charge de dimensionnement en Afrique du Sud est un jumelage de 80 kN avec un espacement latéral entre les roues de 350 mm et une pression de contact de 520 kPa.

La caractérisation des matériaux comprend leurs propriétés élastiques ainsi que l'épaisseur de la couche correspondante.

La méthode SAMDM recommande de déterminer les caractéristiques élastiques effectives des matériaux utilisés. Une incertitude demeure toujours sur le fait de privilégier des valeurs obtenues en laboratoire ou plutôt par des mesures *in situ* au moyen du calcul inverse (mesures FWD par exemple). A l'heure actuelle, des écarts significatifs sont constatés entre les deux approches. En l'absence d'une détermination des propriétés élastiques effectives, des valeurs indicatives sont proposées par la méthode SAMDM.

De manière générale, l'analyse structurale consiste en un calcul statique élastique et linéaire du système multicouche, réalisé avec un logiciel dédié. Ce calcul aboutit à la détermination de la réponse de la chaussée en termes de contraintes et déformations aux emplacements critiques de la structure de chaussée (critères de dimensionnement).

Les paramètres critiques de la réponse de la chaussée serviront ensuite d'inputs pour des fonctions de transfert reliant, pour des modes de rupture particuliers, les niveaux de contrainte/déformation aux nombres de charges supportables avant qu'un état ultime de dommage ne soit atteint.

La Fig. 24 illustre la procédure de conception mécanistique-empirique de la méthode.

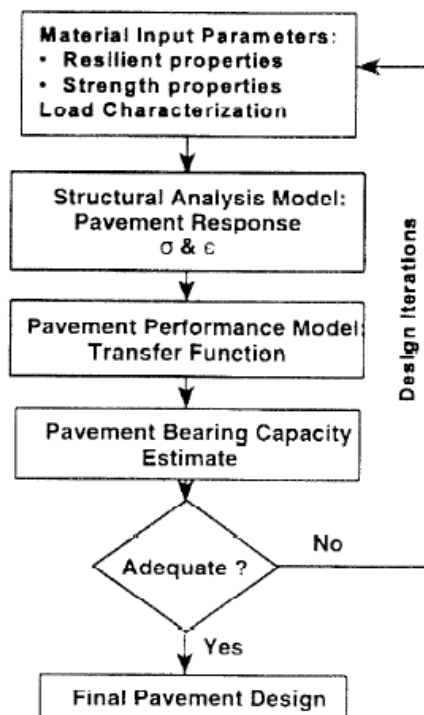
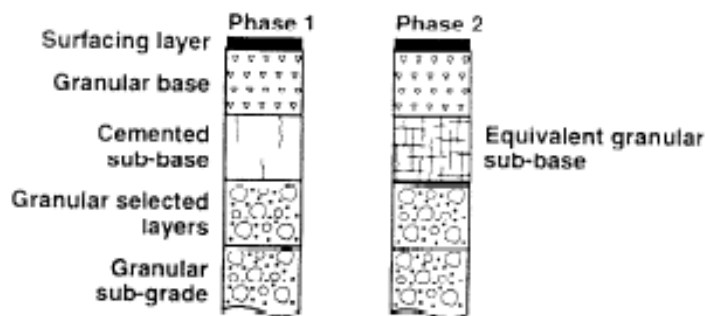


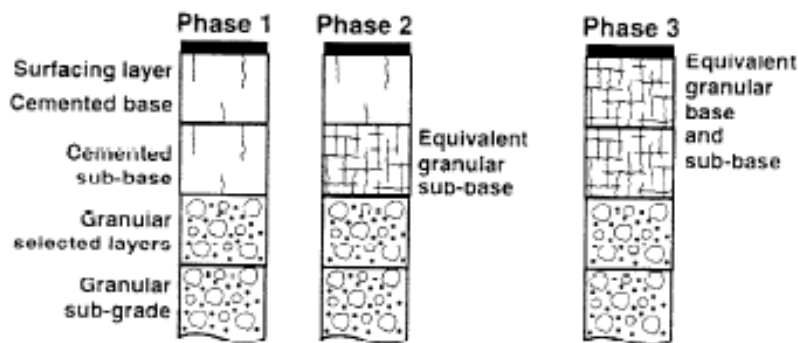
Fig. 24 Procédure de conception mécanistique-empirique de la méthode SAMDM sud-africaine [77]

Cette méthode qui sépare le modèle de réponse des modèles d'endommagement, effectue une estimation unique de la capacité portante de la chaussée. Les mécanismes d'endommagement considérés sont la fatigue et la déformation permanente (orniérage). La méthode considère une réponse résiliente (quasi statique) du matériau, avec conflit entre les résultats d'essais quasi-statiques et dynamiques.

La méthode SAMDM introduit également le concept de la succession des différentes phases de comportement de la structure lorsque celle-ci contient une couche à base cimentaire, selon la Fig. 25. Les trois phases identifiées sont : la phase pré-fissurée, la phase de fatigue effective (morcellement progressif du matériau et diminution du module de rigidité) et enfin la phase de comportement équivalent granulaire (module de rigidité équivalent à une couche granulaire non liée de l'ordre de 200 à 300 MPa). La première phase est généralement trop courte et le dimensionnement se limite à considérer uniquement les deux dernières phases. Le passage d'une phase à l'autre engendre une réorganisation des contraintes et déformations au sein de la structure à la suite de la diminution des modules de rigidité et d'une augmentation de l'endommagement depuis le bas.



(a) Pavement structure with a cemented subbase



(b) Pavement structure with a cemented base and subbase

Fig. 25 Phases de comportement de la structure lorsque celle-ci contient une couche à base cimentaire, selon la méthode SAMDM d'Afrique du Sud [77]

Les principes de la méthode ont été réunis dans le chapitre numéro 10 du guide de bonne pratique « South African Pavement Engineering Manual » ou SAPEM, dont la dernière édition date de 2014 [33].

Limitations de la méthode SAMDM de 1996

Plusieurs critiques sont émises à l'encontre la méthode SAMDM, dont les principales sont données ci-après [79] :

- Méthode contre-intuitive et obtention de résultats parfois aberrants,
- Sensibilité excessive aux inputs,
- Manque de cohésion entre les inputs (FWD, déflexions, laboratoire,...),
- Plusieurs effets sont mal expliqués,
- Méthode permettant d'obtenir la bonne réponse mais sur la base de mauvaises causes (durée de service bien estimée mais avec une rupture par exemple dans la couche de base au lieu de la couche de fondation).

Ces lacunes justifient une révision en profondeur de la méthode SAMDM, avec aboutissement à la nouvelle méthode SAPDM décrite ci-dessous.

Apports de la nouvelle méthode SAPDM

L'objectif visé par la nouvelle méthode « South African Pavement Design Method », ou SAPDM, est de développer une méthode de conception des chaussées qui soit [79] :

- Précise (théorie qui corresponde à la réalité),
- Impartiale pour le choix du type de chaussée (non consolidée, stabilisation, enrobé bitumineux ou béton).

La recherche prévue pour atteindre ces objectifs concerne les enjeux suivants [79] :

- Analyse de la demande :
 - Trafic (volume de trafic, charge par essieu, système d'information sur les pressions de contact),
 - Environnement (système d'information pour le pays relatif à la température, aux précipitations, etc.),
- Modèles de réponse des matériaux élastiques (essais et analyses statiques et dynamiques),
- Modèles de réponse de la chaussée élastique-linéaire :
 - Amélioration de la modélisation de la charge et des conditions d'interface,
 - Sol de fondation : contraintes, densité, saturation, température,
 - Contraintes dans les matériaux granulaires,
- Modèles d'endommagement :
 - Paramètre critique approprié,
 - Modélisation adéquate de la résistance des matériaux,
 - Amélioration au niveau informatique,
- Procédure probabiliste et incrémentale.

La nouvelle méthode est axée sur deux composantes [79] :

- Système d'information basé sur l'expérience,
- Système d'analyse mécanistique-empirique :
 - Composé de modèles d'ingénierie et de schémas de simulation,
 - Basé sur une analyse de réponse séparée (modèles de réponse élastique et modèles d'endommagement),
 - Analyse de la résistance statique de la chaussée,
 - Modélisation des dégradations (réduction de la rigidité des couches liées),
 - Calibration du modèle de réponse aux matériaux élastiques et aux dégradations (variables de terrain : température, densité, etc.).

3.4.7 Présentation de la méthode américaine

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode MEPDG (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide) est décrit, puis les objectifs et les limitations de la méthode sont présentés. Finalement, les indicateurs de performance considérés dans le processus de dimensionnement sont listés.

Historique

L'intérêt aux États-Unis pour le développement d'une nouvelle méthode mécanistique-empirique de dimensionnement des chaussées s'est manifesté dès la publication du *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures* en 1986. Les versions antérieures de ce guide sont toutes basées sur les résultats empiriques obtenus lors du projet AASHO Road Test réalisé en Illinois à la fin des années 50 [85].

A partir de 1986, apparaît un grand besoin d'une méthode qui tienne compte de plusieurs facteurs importants liés à l'évolution des :

- Charges des véhicules,
- Matériaux,
- Méthodes de considération des conditions climatiques,
- Nouvelles avancées dans le domaine du dimensionnement des chaussées.

Le groupe de travail *AASHTO Joint Task Force on Pavements*, en coopération avec la NCHRP et la FHWA, ont financé en mars 1996 un workshop sur le dimensionnement des chaussées, dans le but d'identifier les pistes de développement d'une méthode AASHTO mécanistique-empirique. Les résultats de ce workshop ont permis le lancement du projet NCHRP 1-37A : *Development of the 2002 Guide for Design of New and Rehabilitated Pavement Structures – Phase II*. Ce dernier avait pour objectif de développer un guide mettant en œuvre des modèles mécaniques-empiriques existants et reflétant l'état actuel de l'art, tout en fournissant une « base équitable » pour le dimensionnement de structures neuves ou le renforcement de structures existantes pour tout type de chaussées (souples, rigides ou composites) [85].

La dernière version du guide date de fin 2004 [85].

Objectifs et limitations de la méthode [85]

- Aboutissement à une méthode basée sur des technologies et modèles existants et éprouvés. Des approches innovantes ont été écartées lors du développement initial de la méthode en raison d'un recul insuffisant.
- Considération simultanée de l'effet du trafic, du climat et du vieillissement des matériaux dans une procédure itérative pour simuler de manière plus réaliste les chaussées en service.
- Prise en compte de plusieurs phases de calibration des modèles avec des résultats d'observations in situ.
- A la suite de la calibration, introduction d'une notion de fiabilité par considération de l'écart entre les dégradations observées et celles prédites par la méthode.
- Implémentation de la méthode dans un outil informatique convivial pour garantir son adoption par les ingénieurs.
- Recours à l'utilisation de modules, chaque module pouvant être adapté et amélioré indépendamment des autres modules en fonction des progrès réalisés dans le domaine concerné (dégradations, climat, trafic, matériaux, etc.).
- Mise à jour d'un ou plusieurs modules accompagnés par la réalisation d'une procédure de recalibration définie.

Le temps de calcul constitue la principale limitation dans la mise en œuvre de la méthode MEPDG, particulièrement pour le dimensionnement des chaussées souples. Des « optimisations » de l'outil informatique sont envisagées pour améliorer ce point particulier.

Description de la méthode

La méthode de dimensionnement MEPDG est basée sur une approche incrémentale mécanistique-empirique implémentée sous la forme d'un logiciel évolutif (DARWin-ME®, puis Pavement-ME®) [86]. Les résultats de cette démarche sont des valeurs de dégradations de la chaussée et d'uni et non pas des épaisseurs de couches.

Le concept global de la méthode de dimensionnement est schématisé à la Fig. 26.

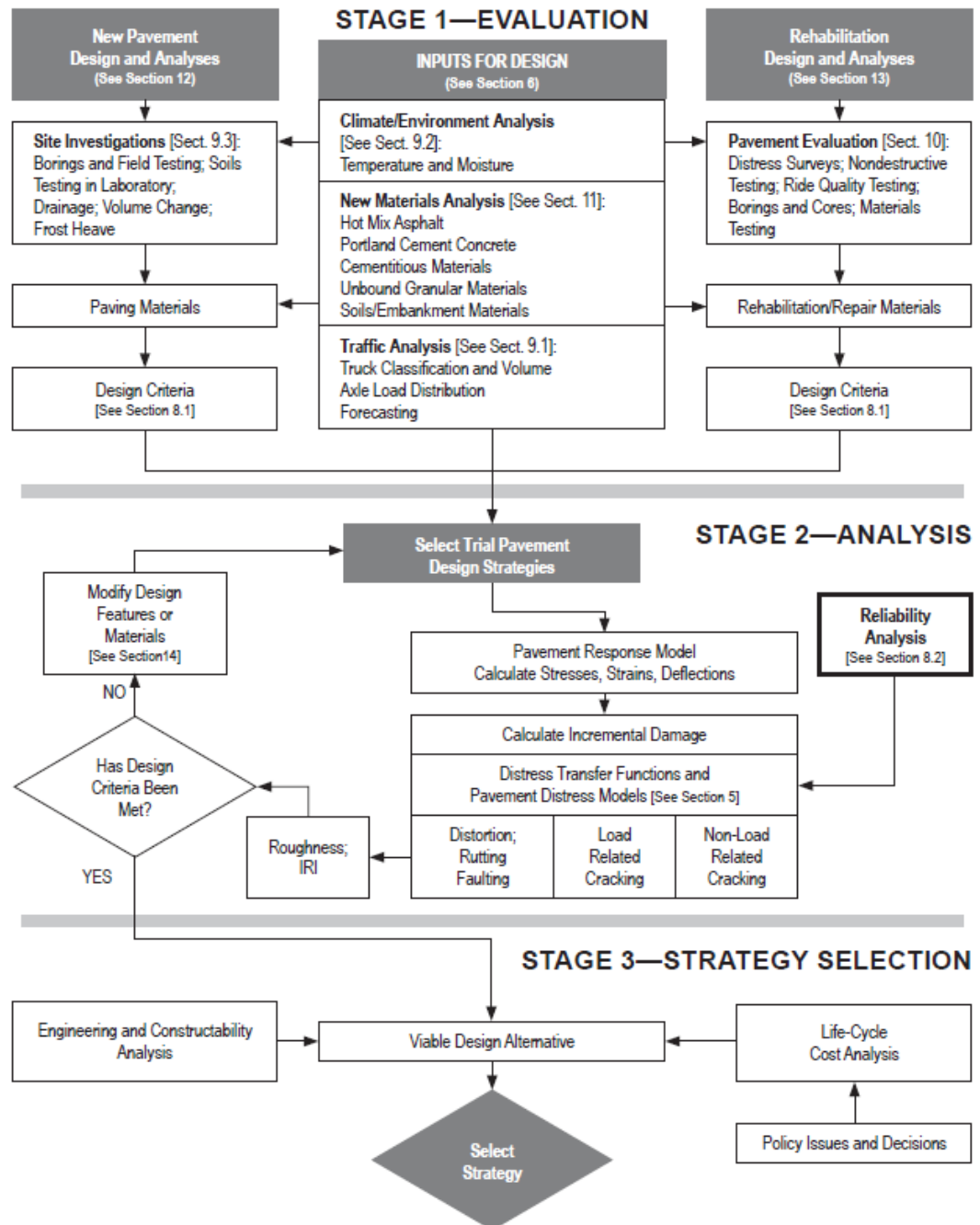


Fig. 26 Schéma conceptuel de la procédure de dimensionnement en 3 phases de la méthode américaine MEPDG [85]

La démarche de dimensionnement s'articule autour des trois phases suivantes [85] :

- Phase 1 : évaluation

Cette phase a trait aux différents inputs du projet, soit aux caractéristiques suivantes :

- Sol et fondation,
- Structure existante dans le cas d'une réhabilitation (mesures de déflexion ou résultats du calcul inverse),
- Climat,
- Matériaux,
- Trafic.

Les inputs peuvent être de niveaux de détail différents. Ils sont classés en trois catégories :

- Niveau 1 : inputs les plus détaillés et issus d'essais ou mesures directs in situ,
- Niveau 2 : inputs issus de corrélations reconnues,
- Niveau 3 : inputs déterminés sur la base de données empiriques nationales ou régionales.

- Phase 2 : Analyse

La phase d'analyse consiste à calculer, selon une approche incrémentale, l'évolution de l'état de la chaussée pour un ensemble défini de mécanismes d'endommagement et de l'uni, régis chacun par un modèle de performance spécifique.

Cette approche est itérative dans la mesure où, partant d'une structure de chaussée initiale, les indicateurs de performances sont calculés sur la durée de vie planifiée, puis sont comparés à des valeurs admissibles définies par le concepteur avec des considérations probabilistes (concept de fiabilité). La structure est adaptée au travers d'itérations jusqu'à ce que l'ensemble des critères de performance soient satisfaits.

Le concept de fiabilité de cette méthode est décrit au chapitre 3.7.3.

Les modèles de performance utilisent comme inputs des valeurs de sollicitations mécaniques (contraintes, déformations, etc.) déterminées par deux types de modèles de réponse :

- Modèle multicouche élastique pour les structures avec matériaux au comportement linéaire-élastique,
- Modèle d'éléments finis pour les structures pour lesquelles la non-linéarité de certains matériaux doit être considérée.

- Phase 3 : sélection de la stratégie

Dans cette dernière phase, les variantes calculées sont vérifiées et affinées par rapport à des considérations pratiques et économiques afin de juger de leur viabilité par rapport aux conditions particulières du projet.

Indicateurs de performance de la méthode [85]

La méthode MEPDG considère, lors du processus de dimensionnement, les indicateurs de performance suivants pour les chaussées bitumineuses (enrobés à chaud) et les rechargements bitumineux :

- Profondeur d'ornièrre totale et orniérage des matériaux bitumineux, des matériaux granulaires non liés et de l'infrastructure,
- Fissuration transversale (thermique) non liée aux charges de trafic,
- Fissuration ramifiée (fatigue), initiée par le bas, et liée aux charges de trafic,
- Fissuration longitudinale, initiée depuis la surface (haut), et liée aux charges de trafic,
- Remontée de fissures dans un rechargement bitumineux sur un support fissuré ou avec joint (bitumineux, semi-rigide, composite ou rigide),
- Uni : évalué par la valeur de l'IRI.

Pour les chaussées en béton, y compris les rechargements en béton, les indicateurs considérés par la méthode sont les suivants :

- Pour les dalles avec joints :
 - Formation de marches d'escalier,
 - Qualité du transfert de charge au joint,
 - Fissuration transversale de la dalle, liée aux charges de trafic. Ceci concerne les fissures initiées par le bas ou depuis la surface,
 - Epaufrures.
- Pour les dalles en béton armé continu :
 - Espacement et ouverture des fissures,
 - Qualité du transfert de charge,
 - Affaissement d'une portion localisée de la dalle cassée en plusieurs morceaux,
- Pour les dalles avec joints et béton armé continu :
 - Uni : évalué par la valeur de l'IRI.

3.4.8 Présentation de la méthode du Minnesota (USA)

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode du Minnesota est décrit, puis la démarche de cette méthode est présentée.

Historique

En 1993, paraît une nouvelle version du « Guide for design of pavement structures » de l'AASHTO [35], qui encourage les responsables de chaque état des Etats-Unis à passer à des méthodes mécanistiques-empiriques afin de s'affranchir des essais menés à la fin des années 50.

En 1998, paraît un projet de recherche [96] décrivant la méthode mise en place au Minnesota et matérialisée par le logiciel ROADENT®. Cette méthode est mécanistique-empirique. Elle permet de tenir compte des spécificités régionales et elle est très flexible, ce qui fait qu'on peut y ajouter ou modifier des paramètres aisément.

Une année plus tard, en 1999, une analyse de fiabilité est incorporée à la méthode [97]. En parallèle, la méthode ROADENT est implémentée dans un logiciel plus intuitif et ouvert à tous : MnPave®.

En 2008, les statuts de l'état du Minnesota exigent qu'une analyse de cycle de vie soit réalisée pour chaque solution possible pour la réfection de la chaussée, qu'elle soit mineure ou majeure. Elle est cependant facultative dans le cas d'une construction entièrement neuve.

La dernière édition du « Pavement design manual » du Minnesota [37] date de 2019. Ce manuel présente la méthode de dimensionnement ainsi que de nombreux autres aspects liés aux chaussées routières (récolte des données, dénomination des différentes couches de la chaussée, analyse de cycle de vie, etc.).

Description de la méthode

Le fonctionnement global de la méthode du Minnesota est résumé dans la Fig. 27 en ce qui concerne la détermination de l'épaisseur de la chaussée.

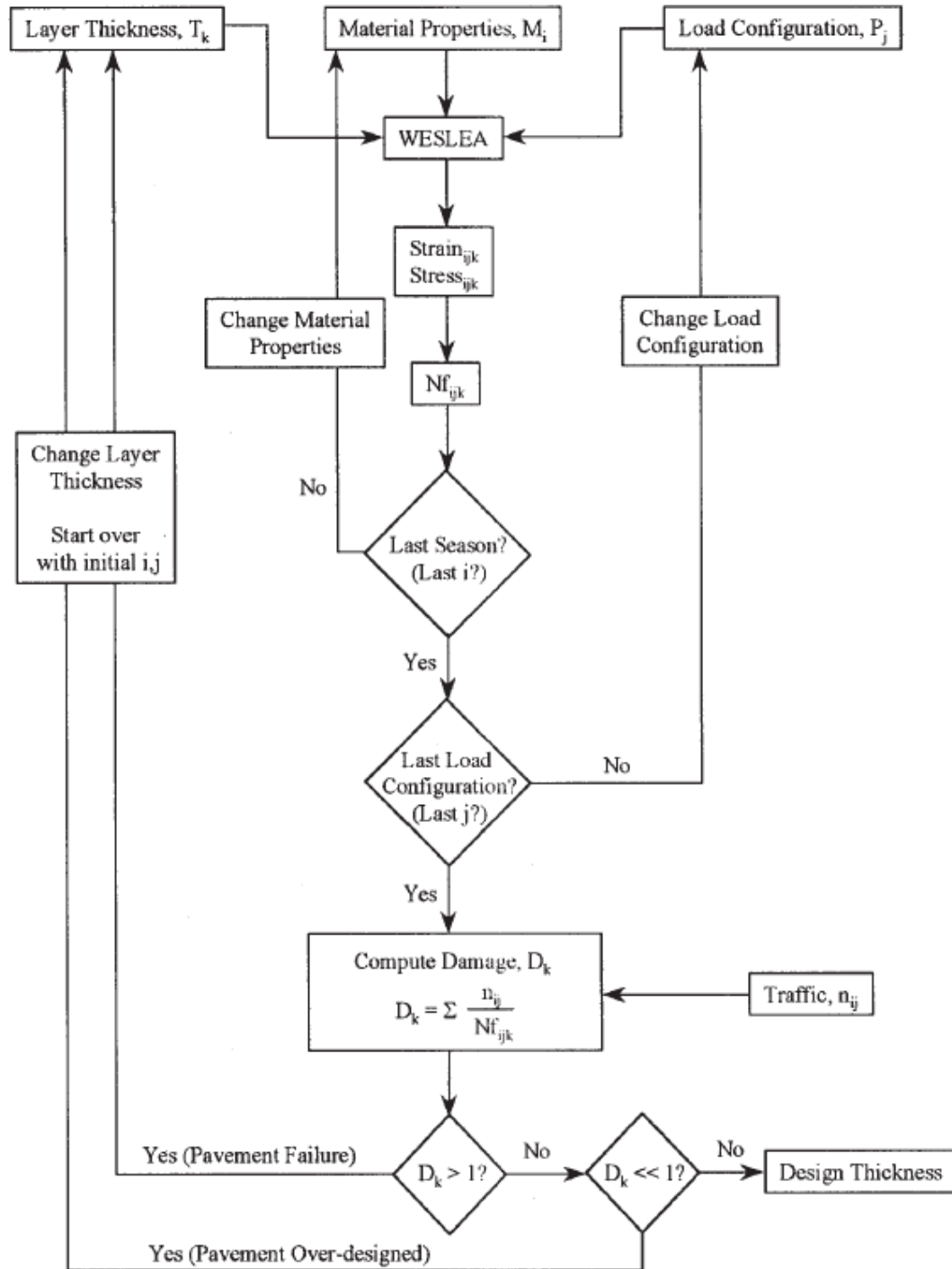


Fig. 27 : Schéma conceptuel de la méthode de dimensionnement du Minnesota [96]

Comme dans la plupart des méthodes de dimensionnement de chaussées, les matériaux sont caractérisés par un module de rigidité et par un coefficient de Poisson. Une des particularités de cette méthode est que ces propriétés doivent être caractérisées saison par saison afin de représenter au mieux le comportement réel au fil de l'année. Les modules de rigidité sont déterminés par des tests FWD (Falling Weight Deflectometer). De plus, les données détaillées du climat dans chaque comté du Minnesota permettent de tenir compte des conditions climatiques locales.

En ce qui concerne la configuration de charge, les charges sont ramenées à une charge équivalente ESAL comme cela se fait usuellement. Les configurations de charges sont également séparées par saison.

Après avoir défini les configurations de charges et les propriétés des matériaux pour chaque saison, une méthode mécanique est utilisée pour déterminer les déformations et les contraintes dans la chaussée. Le modèle utilisé dans le cadre de la méthode du Minnesota est le modèle WESLEA (Waterways Experiment Station Layered-Elastic Analysis). Celui-ci a été choisi pour sa simplicité et parce qu'il correspondait assez bien à des données empiriques obtenues dans l'état du Minnesota.

La partie empirique de la méthode consiste à transformer les résultats de la partie mécanique en termes de « dommages supportables » (N_{fijk}) et les configurations de charges en termes de « dommages effectifs » (n_{ij}) et à comparer les deux sur toutes les saisons. Concrètement, ces nombres correspondent au nombre de chargements que la chaussée peut subir et au nombre de chargements qu'elle va subir, respectivement. Cette transformation s'opère à l'aide de fonctions de transfert déterminées de façon empirique. Celles-ci ont été calibrées pour mieux correspondre aux caractéristiques des chaussées du Minnesota. Deux cas de « dommages » ont été considérés dans cette méthode : les fissures de fatigue et l'orniérage.

Finalement, en utilisant l'hypothèse de Miner, qui stipule que les dommages peuvent être sommés, on détermine le dommage total subi par la chaussée à dimensionner. Si celui-ci est supérieur à 1 (sous-dimensionné) ou significativement plus petit que 1 (surdimensionné), alors l'épaisseur des différentes couches de la chaussée doit être modifiée et le processus doit être répété (méthode itérative). Cette méthode permet également d'estimer la durée de vie de la chaussée en termes de fissuration de fatigue et d'orniérage.

Comme indiqué dans l'historique, une analyse de fiabilité a été incorporée à la méthode qui était avant cela totalement déterministe. Cet apport permet de prendre en compte le côté aléatoire des inputs de la méthode (propriétés des matériaux, configurations de charges, etc.).

Afin de réaliser l'analyse de fiabilité, la méthode de Monte Carlo est utilisée. Il a été déterminé dans [97] qu'au moins 5'000 cycles de Monte Carlo sont nécessaires pour avoir un résultat suffisamment fiable. Le résultat est obtenu sous la forme d'une durée de vie selon la fissuration de fatigue et l'orniérage, avec un certain pourcentage de fiabilité sur ce résultat.

A l'heure actuelle, la méthode ne considère pas le gel. Cependant, dans la pratique, différents points stratégiques sont instrumentés in situ pour mesurer la profondeur de gel. En outre, en période de dégel, des limitations sont mises en place sur certains tronçons afin de limiter ou éviter les déformations dues au dégel lorsque le sol est gorgé d'eau et a, de ce fait, une portance diminuée.

3.4.9 Présentation de la méthode du Costa Rica

Tout d'abord, l'historique du développement de la méthode du Costa Rica est décrit, puis la démarche de cette méthode est présentée.

Historique

Avec l'achat d'un simulateur de véhicules lourds en 2010, le Costa Rica a franchi une étape majeure permettant de réviser la méthode de conception des chaussées du pays, qui jusqu'alors utilisait la méthode AASHTO 93 [92]. Or, cette dernière a été développée pour les conditions climatiques et les matériaux de l'Illinois (USA), qui sont sensiblement différents de ceux trouvés dans les pays tropicaux tels que le Costa Rica. Le Laboratoire National des Matériaux et Modèles Structuraux de l'Université du Costa Rica (LanammeUCR) a mis en œuvre un projet comme point de départ de cette transition.

L'objectif final était de développer la propre méthodologie du Costa Rica basée sur une approche mécanistique-empirique.

Les travaux comprenaient, dans un premier temps, l'analyse des méthodes MEPDG, française, sud-africaine et californienne. Or, une adaptation de l'une de ces méthodes aux besoins du Costa Rica n'a finalement pas été envisagée en raison des coûts élevés des différents logiciels et de la difficulté d'adaptation de ces méthodes au climat, au trafic et aux matériaux locaux.

Pour améliorer sa méthode de conception des chaussées, le Costa Rica a effectué des essais intensifs sur les propriétés des matériaux et du sol permettant de caractériser les mélanges locaux en enrobé bitumineux [87], les matériaux non liés et le sol de fondation [88]. D'autres axes de recherche ont porté sur le développement de cartes climatiques de la région [89] et sur la mesure et l'analyse du trafic [90]. Depuis son arrivée en 2012, le simulateur de véhicules lourds a été utilisé pour solliciter plusieurs sections de contrôle de structures de chaussées souples et semi-rigides, notamment dans le cadre d'un programme d'essais accélérés [91][92]. Cela a permis la calibration des fonctions de transfert en corrélation avec les réponses de la chaussée et les dégradations [93]. Un autre axe de recherche s'est concentré sur le développement de logiciels, notamment pour concevoir des structures de chaussée flexibles par l'approche mécaniste-empirique.

Finalement, la méthode développée est la « Costa Rican-Mechanistic Empirical Design Method », ou CRME, qui est disponible sous la forme du logiciel « Costa Rica's Mechanical Empirical Design Software for Flexible Pavements », ou CRME® [94].

Description de la méthode

Comme toute méthode mécanistique-empirique, la méthode CRME est basée sur la détermination précise de la réponse d'une chaussée (déformations, contraintes et déflexions) pour une charge de trafic et des conditions climatiques données. La méthode utilise un modèle élastique multicouche pour simuler la structure de la route et prédit le comportement de la chaussée dans le temps au moyen de fonctions de transfert [94]. Cette méthode prend en compte les propriétés mécaniques des matériaux de construction locaux ainsi que des facteurs de calibration développés localement.

La Fig. 28 illustre la considération des différents paramètres dans la conception d'une chaussée.

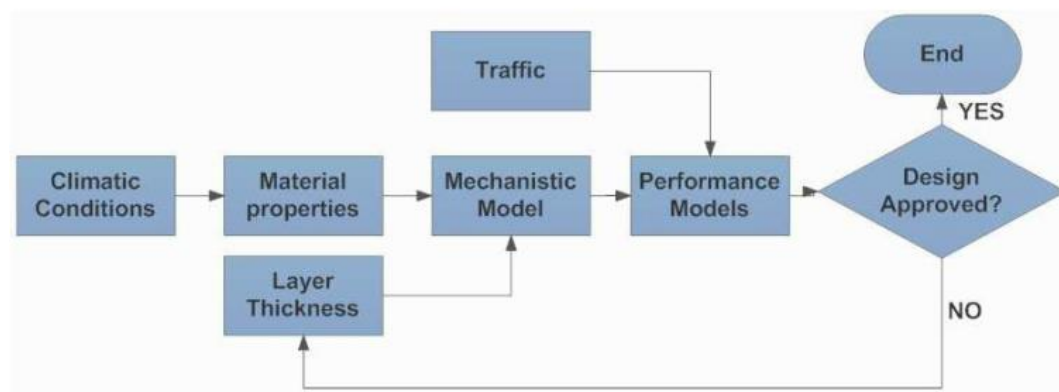


Fig. 28 Procédure de conception d'une chaussée selon la méthode CRME [94]

La méthode possède trois niveaux de dimensionnement (soit trois niveaux de fiabilité) en fonction du degré de détail des informations disponibles. Cette approche offre au concepteur beaucoup de souplesse pour obtenir les inputs lors de la conception d'un projet en fonction de l'importance de ce dernier et de la disponibilité des données :

- Niveau 1 : niveau qui fournit le plus haut niveau de précision et qui, par conséquent, a le plus bas niveau d'incertitude ou d'erreur. Les inputs des matériaux de niveau 1 nécessitent des essais en laboratoire ou in situ. Des spectres de charges par essieu spécifiques au site et des essais de déflexion non destructifs sont également nécessaires.
- Niveau 2 : niveau offrant un niveau intermédiaire de précision et se rapprochant le plus des exigences des éditions précédentes du guide AASHTO. Les inputs de niveau 2 sont choisis par le concepteur, soit à partir d'une base de données, soit sur la base d'essais limités ou d'estimations au moyen de corrélations.
- Niveau 3 : niveau qui fournit le degré de précision le plus faible. Ce niveau peut être utilisé pour la conception de chaussées pour lesquelles les conséquences de dégradations précoces seraient minimales.

Dans le logiciel, le concepteur doit sélectionner les épaisseurs initiales des couches de chaussée et les caractéristiques des matériaux, qui seront plus tard affectées par les conditions climatiques, pour calculer ensuite les réponses liées aux charges de trafic. À partir des inputs et de leur niveau de précision, le logiciel calcule la déformation permanente (orniérage) et les dégradations dues à la fatigue (de haut en bas et de bas en haut). Sur la base des résultats d'endommagements obtenus, les fonctions de transfert estiment la fissuration longitudinale ainsi que le pourcentage de zones de fissuration. Le logiciel ajoute à cela l'endommagement des couches bitumineuses dû au trafic, pour chaque mois de la durée de vie de la chaussée. Le concepteur doit finalement valider le dimensionnement de la chaussée [94].

Concernant l'orniérage, le logiciel CRME® utilise des modèles de déformation permanente pour chaque couche permettant d'estimer la déformation chaque mois de la durée de vie de la chaussée.

La prise en compte des paramètres se fait comme suit :

- Trafic : les charges de trafic peuvent être considérées par le logiciel selon deux méthodes, soit en utilisant les charges équivalentes par essieu (ESAL), notamment pour le niveau de dimensionnement 3, soit en utilisant des spectres de charges de trafic qui peuvent être obtenus à partir de mesures sur le terrain ou sur la base d'un spectre de charges de routes similaires (spectres régionaux). Le concepteur doit saisir la charge représentative pour chacune des plages de charges indiquées par le logiciel ainsi que le nombre total de répétitions associées. Au Costa Rica, des mesures régulières du poids des véhicules sont effectuées sur les principales routes nationales du pays, ou au moyen de stations de charge mobiles utilisées le cas échéant, permettant ainsi d'obtenir le spectre de charges par essieu [95].
- Climat : les facteurs climatiques sont pris en compte au moyen des températures minimales, moyennes et maximales mensuelles et de l'indice d'humidité de Thornwaite (Thornwaite Moisture Index, TMI). Le logiciel estime le module dynamique moyen mensuel des couches bitumineuses en fonction de la température moyenne mensuelle. Le TMI est utilisé pour expliquer comment l'humidité affecte le module de rigidité. Il est également possible d'estimer le degré de saturation en eau du sol, en fonction du TMI ou des caractéristiques du sol.
- Matériaux : Le logiciel permet d'estimer le module dynamique des couches bitumineuses avec des modèles de température mensuelle moyenne et une précision qui sont fonction du niveau de dimensionnement utilisé. Le module de rigidité des couches non liées est estimé à partir des conditions météorologiques selon différents modèles et niveaux de précision en fonction du niveau de dimensionnement utilisé.

Pour évaluer les résultats obtenus avec la méthode CRME, une comparaison a été effectuée avec d'autres outils de calcul tels que MEPDG® et AASHTOWare Pavement Design. À cet égard, pour couvrir un large éventail de conditions, différents inputs ont été utilisés. Il résulte que la méthode CRME, dont certains modèles sont étalonnés pour les conditions locales de climat et de trafic, permet d'obtenir des résultats plus représentatifs

des conditions réelles au Costa Rica en comparaison aux autres méthodes de dimensionnement.

Cette méthode ne tient finalement pas compte du gel, ce qui est compréhensible.

3.4.10 Comparatif des méthodes

Le Tab. 14 synthétise les différents paramètres et informations des neuf méthodes de dimensionnement internationales étudiées aux chapitres 3.4.1 à 3.4.9, en comparaison avec la méthode suisse. Cette comparaison a pour dessein de mettre en évidence les avantages, les limitations ainsi que les particularités de chacune des méthodes.

Tab. 14 Comparaison de la méthode suisse et des méthodes internationales étudiées

Pays	Famille de méthode	Inputs			Mode(s) d'endommagement	Prise en compte du gel	Logiciel(s) de calcul
		Climat	Trafic	Matériaux			
Suisse	Empirique	Non	Oui	Oui	(Empirique)	Oui	-
France	Mécanistique-empirique	Oui	Oui	Oui	Fatigue et orniérage	Oui	Alizé-LCPC®
Allemagne	Mécanistique-empirique (incrémentale)	Oui	Oui	Oui	Fatigue	Oui	PaDesTo®
Suède	Mécanistique-empirique	Oui	Oui	Oui	Fatigue et orniérage	Oui	PMS Objekt®
Pays-Bas	Mécanistique-empirique	Oui	Oui	Oui	Fatigue	Oui	ASCON®, CARE®
Autriche	Mécanistique-empirique	Oui	Oui	Oui	Fatigue	Non	BISAR®, AsDim®
Afrique du Sud	Mécanistique-empirique (incrémentale)	Oui	Oui	Oui	Fatigue et orniérage	Oui	PADS®
Etats-Unis (MEPDG)	Mécanistique-empirique (incrémentale)	Oui	Oui	Oui	Fatigue, orniérage et IRI	Non	DARWin-ME®, Pavement-ME®
Etats-Unis Minnesota	Mécanistique-empirique	Oui	Oui	Oui	Fatigue et orniérage	Non	MnPAVE®
Costa Rica	Mécanistique-empirique	Oui	Oui	Oui	Fatigue et orniérage	Non	CRME®

Tout d'abord, il peut être relevé que ces neuf méthodes internationales ont toutes une approche mécanistique-empirique. La méthode allemande ainsi que les méthodes d'Afrique du Sud et américaine sont en outre incrémentales. Une telle approche permet la prise en compte d'aspects économiques, environnementaux et probabilistes. L'avantage est la diminution des incertitudes dans le calcul permettant l'économie de matériaux et le respect du développement durable. Le désavantage est quant à lui essentiellement lié aux données nécessaires et au temps de calcul.

La prise en compte ou non des paramètres déterminants définis au chapitre 3.3 est considérée dans cette comparaison, et il est constaté que ces neuf méthodes internationales incluent toutes le climat, le trafic et les matériaux dans leurs inputs.

Les modes d'endommagement les plus couramment utilisés dans les méthodes de dimensionnement sont principalement la fatigue, puis l'orniérage. La méthode MEPDG est la seule à considérer également l'indice d'uni IRI (International Roughness Index). Les modèles de performance relatifs à la fatigue et à l'orniérage de différentes méthodes internationales sont discutés au chapitre 3.5.

Certaines de ces neuf méthodes internationales ne considèrent pas (par exemple la méthode du Costa Rica), ou pas encore (par exemple la méthode du Minnesota), le gel dans leurs calculs. Ceci s'explique par le fait que tous les pays ne sont pas confrontés à cette problématique. L'intégration d'une vérification au gel n'est faite que pour les pays devant faire face à des conditions hivernales plus rudes. En outre, dans certains pays, il arrive que les routes impactées par ces conditions soient peu utilisées, ce qui diminue l'intérêt des autorités à investir des ressources relatives au dimensionnement au gel. Les pays les plus actifs dans le développement de méthodes de dimensionnement des chaussées au gel sont naturellement les pays les plus concernés par cet aspect, afin d'optimiser au maximum les ressources à disposition. Le dimensionnement au gel est traité en détail au chapitre 4.

Ces neuf méthodes internationales ont l'avantage d'avoir chacune fait l'objet du développement d'un logiciel de dimensionnement qui leur est propre et adapté aux conditions locales du pays. Ces logiciels s'accompagnent généralement d'une base de données des matériaux faisant partie intégrante du bon fonctionnement de la méthode. La souplesse des logiciels, notamment dans la possibilité de prendre en compte les matériaux innovants, varie d'un pays à l'autre, et est un processus qui est, pour beaucoup de ces méthodes, en constante évolution en fonction des avancées dans le domaine.

En outre, plusieurs de ces logiciels de calcul offrent un choix parmi divers niveaux de dimensionnement en fonction du degré de détail des inputs à disposition, compte tenu d'une adaptation de l'ampleur de la marge de sécurité considérée. Tel est le cas, par exemple, de la méthode autrichienne et de la méthode du Costa Rica.

Finalement, les outputs diffèrent d'une méthode à l'autre, les principaux résultats consistant en :

- L'épaisseur de la chaussée,
- La capacité portante de la chaussée,
- Les valeurs des dégradations de la chaussée pour certaines dégradations spécifiques.

Les méthodes fournissant comme outputs l'épaisseur de la chaussée sont plus aisément comparables entre elles. Et comme c'est le cas de la méthode suisse, la sélection des méthodes représentatives pour l'étude de cas du chapitre 3.6, a pris en compte ce critère comme présenté au chapitre 3.4.11.

3.4.11 Sélection de méthodes représentatives

Dans ce chapitre, la sélection de méthodes représentatives est effectuée en vue de l'étude de cas du chapitre 3.6. Le choix des méthodes représentatives s'est porté sur des méthodes ayant des paramètres similaires à la méthode de dimensionnement mécanique suisse et permettant ainsi de réaliser une étude de cas réaliste et comparable dans la pratique. La sélection des méthodes représentatives a reposé sur les critères suivants, dans l'ordre de priorité :

- La famille de la méthode de dimensionnement selon les familles définies au chapitre 2.3,
- La prise en compte des conditions climatiques,
- La prise en compte du trafic,
- La prise en compte des matériaux, notamment la possibilité de considérer les propriétés de matériaux innovants,

- La similitude entre les propriétés des matériaux, notamment leur comportement vis-à-vis de la température et les modes d'endommagement considérés (les modèles de fatigue étant liés aux caractéristiques des matériaux),
- La considération de la fatigue et de l'orniérage comme modes d'endommagement,
- La prise en compte du gel (bien que cet aspect ne soit traité qu'au chapitre 4, ce critère est intimement lié au climat),
- Les outputs,
- La transparence et l'accessibilité du modèle de calcul,
- La mise à disposition d'un logiciel de dimensionnement,
- Les coûts du logiciel de dimensionnement,
- La complexité de la méthode de dimensionnement.

Sur la base de ces critères, outre la méthode de dimensionnement mécanique suisse, les trois méthodes retenues pour l'étude de cas du chapitre 3.6 les suivantes :

- La méthode de dimensionnement française,
- La méthode de dimensionnement suédoise,
- La méthode de dimensionnement du Minnesota.

3.5 Principaux modes d'endommagement des chaussées

Dans un dimensionnement mécanistique-empirique (ME), les éléments d'une approche mécanique (i.e. modélisation) sont combinés avec les performances observées afin de choisir les matériaux ainsi que détermine les épaisseurs des couches de la structure de la chaussée. La méthode mécanique est basée sur la réponse structurelle de la chaussée aux charges appliquées et la détermination de sa réponse en termes de déformations et contraintes. La partie empirique du dimensionnement utilise les résultats de la modélisation pour prévoir la durée de vie de la chaussée basée sur la performance sur le terrain, ceci en intégrant différents coefficients de sécurité ou de calage.

La majorité des méthodes ME de dimensionnement, considèrent deux modes d'endommagement pour les chaussées souples :

- Fatigue : qui se manifeste sous la forme de fissuration des couches bitumineuses.
- Orniérage structurel : qui est la déformation permanente de la structure de chaussée (à ne pas confondre avec l'orniérage d'une couche de roulement seule, aspect qui dans ce cas est lié à la formulation des enrobés et non pas au dimensionnement).

Les lois de dommage de fatigue sont généralement basées sur la loi linéaire de cumul des dommages de Miner [103] :

$$D = \sum_{i=1}^N \frac{n_i}{N_{fi}}$$

Où n_i est le nombre de charges appliquées au cours de la période i . Lorsque la valeur de D atteint 1, le matériau est complètement dégradé et on considère que la durée de vie est atteinte. C'est à partir de cette équation que la plupart des fonctions de transfert de fatigue existantes ont été établies. Lorsque la forme générale de la fonction de transfert est définie, les coefficients de calibration sont calculés sur la base d'essais en laboratoire et de planches d'essais sur le terrain.

3.5.1 Fatigue

La forme générale d'équation de performance des mélanges bitumineux pour le mode d'endommagement par fatigue dans les méthodes mécanistiques-empiriques est donnée par la formule suivante :

$$N_f = k_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3}$$

Où ε_t est la déformation horizontale en bas de la couche bitumineuse, E la rigidité de cette couche et k_1 , k_2 et k_3 des coefficients de calibration empiriques.

Il est constaté que dans plusieurs modèles de performance en fatigue, le terme contenant le module de rigidité de la couche bitumineuse n'existe pas. L'impact des deux termes de déformation et du module de rigidité a été discuté dans NCHRP 1-37A [85] où il a été conclu que pour les deux modèles Asphalt Institute et Shell, le terme de déformation est dominant. Toutefois, cela dépend fortement des caractéristiques des mélanges et ceci ne peut donc pas être généralisé.

Une synthèse des modèles de performance en fatigue existants, sur la base de la formule de Miner, est présentée au Tab. 15.

Tab. 15 Synthèse des modèles de performance en fatigue existants

Modèle	k_1	k_2	k_3	Commentaires	Références
Shell pavement design manual	5.35×10^{-7}	5.671	2.363	-	Huang
Asphalt Institute	0.001135 C	3.291	0.854	C = Paramètre fonction de la teneur en vide et en bitume	Huang
M-E PDG (2005)	0.00432 K	3.9492	1.281	$K = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{11.02 - 3.49 h_{ac}}}}$	-
California department of transportation	$6.978 \times 10^{-10} \times e^{0.053 VFB}$	0.726	3.761	ShiftFactor = $2.7639 \times 10^{-5} \times \epsilon_t^{-1.3586}$ Si $\epsilon_t \geq 0.000040$	-
MnPave®	0.017 × C	3.291	-	-	-
Suède	$2.37 \times 10^{-12} \times 1.16^{(1.8T+32)}$	4.0	-	T : température de la couche bitumineuse	TRVK Väg 2011
France	$(\epsilon_6)^5 \times (E_6/E_{10^\circ C, 10Hz})^{0.5}$ b	5.0	-	ϵ_6 (selon la norme française) : ex. : 100 µdef (EME cl. 1), 130 µdef (EME cl. 2) Facteur de correction (k_r, k_c, k_s)	NF98-086
Allemagne	2.8283×10^{-6}	4.194	-	-	RDO – Asphalt 2009
Belgique	4.92×10^{-14}	4.76	-	-	
U.K. Transport & Road Research	Dense bitumen macadam 4.169×10^{-10} Hot rolled asphalt (50 pen) 1.660×10^{-10}	4.16 4.32	-	-	(Carpenter, 2006)
Danemark	$2.94 \times 10^{-20} \times V_B^{5.62}$		-	V_B = teneur en liant	
Australie	RF $[6918(0.856 V_B + 1.08)]^5$	5.0	1.8	V_B = teneur en liant RF = Coefficient de fiabilité	Austroroads 2004

3.5.2 Orniérage

La formule générale de l'équation pour la prédiction de la déformation permanente, dite orniérage, est la suivante :

$$N_f = k_4 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_v}\right)^{k_5}$$

Où ε_v est la déformation verticale au bas de la couche bitumineuse alors que k_4 et k_5 sont des coefficients de calibration empiriques. Le coefficient k_5 est quasiment constant pour toutes les méthodes. Le coefficient k_4 est quant à lui dépendant du type de mélange et des conditions météorologiques.

Une synthèse des modèles de performance en déformation permanente existants est présentée au Tab. 16.

Tab. 16 Synthèse des modèles de performance en déformation permanente existants

Modèle	k_4	k_5	Commentaires	Références
Asphalt Institute	1.365×10^{-9}	4.477	Ornière < 12.7 mm	
50% fiabilité	6.15×10^{-7}	4.0	-	
Shell	1.94×10^{-7}	4.0	-	
85% fiabilité	1.05×10^{-7}	4.0	-	Huang
95% fiabilité				
U.K. Transport & Road Research (85% fiabilité)	6.18×10^{-7}	3.95	Ornière < 10.2 mm	
Belgique	3.05×10^{-9}	4.35	-	
MNPave®	2.61×10^{-2}	3.909	-	-
Suède	4.03×10^{-8}	4.0	-	TRVK Väg 2011
France				
NE < 250000	2.227×10^{-9}	4.50		
NE ≥ 250000	8.137×10^{-9}	4.50	-	NF98-086

3.6 Etude de cas

3.6.1 Introduction

Ce chapitre contient la réalisation de calculs comparatifs avec les méthodes les plus représentatives préalablement sélectionnées au chapitre 3.4.11 :

- Méthode de dimensionnement suisse,
- Méthode de dimensionnement française,
- Méthode de dimensionnement suédoise,
- Méthode de dimensionnement du Minnesota.

Deux types de structures sont calculées en réalisant un dimensionnement mécanique de la chaussée. Les structures à calculer sont déterminées sur la base du catalogue de structures de la méthode de dimensionnement (norme SN-40324 [5]), ainsi qu'en considérant les tendances constructives actuelles.

Afin de garantir la comparabilité et représentativité des calculs tout en évitant une lourde analyse factorielle, il est indispensable de définir rigoureusement les limites et les hypothèses de base. La première démarche consiste à choisir des lieux en Suisse qui soient compatibles avec les conditions climatiques admises pour le choix des paramètres des méthodes internationales. Après une étude basée essentiellement sur les modèles de comportement des matériaux et la température des lieux, le choix s'est porté sur la ville de Bex (Canton de Vaud) pour le premier échantillon et sur le village de montagne de Bruson (Canton du Valais) pour le second.

3.6.2 Inputs

Les principaux inputs des deux cas analysés sont indiqués dans le Tab. 17. Une durée de vie des chaussées de 20 ans a été admise.

Tab. 17 Inputs des deux échantillons

	Echantillon 1	Echantillon 2
Type de chaussée	Souple	Souple
Classe de portance du sol de fondation	S3 (moyenne)	S3 (moyenne)
TF20 [ESAL/j]	2'149 (T5)	968 (T4)
W20 [ESAL]	15'689'795	7'064'849
Température annuelle moyenne [°C]	11	8.1
Situation / altitude	Bex (VD) / 424 m	Bruson (VS) / 821 m

En annexe (voir l'annexe I) se trouvent :

- L'ensemble des données et hypothèses admises, notamment les températures moyennes par mois de chacun des échantillons, correspondant aux conditions météorologiques de 2010 à 2017 de la ville de Bex et du village de Bruson (voir l'annexe I.1 pour l'échantillon 1 et l'annexe I.2 pour l'échantillon 2).
- Les détails du dimensionnement des deux échantillons selon les différentes méthodes (suisse, française, suédoise et méthode du Minnesota) (voir l'annexe I.1 pour l'échantillon 1 et l'annexe I.2 pour l'échantillon 2).
- Une synthèse graphique des résultats (voir annexe I.3).

3.6.3 Synthèse et critique des résultats

Les Tab. 18 et Tab. 19 synthétisent les résultats du dimensionnement mécanique selon les différentes méthodes sélectionnées, respectivement pour le premier échantillon (Bex, Canton de Vaud) et le second (Bruson, Canton du Valais). Ces outputs correspondent à l'épaisseur totale des couches bitumineuses, toutes les couches bitumineuses ayant été fusionnées volontairement en une seule couche afin de faciliter la lecture des résultats, et l'épaisseur de la couche de fondation en grave non traitée.

Tab. 18 Epaisseurs de dimensionnement de l'échantillon 1 selon différentes méthodes de calcul

Méthode de dimensionnement	Epaisseur totale des couches bitumineuses [mm]	Epaisseur de la couche de grave [mm]	Epaisseur totale de la chaussée [mm]
Suisse	215	200	415
Française	225	300	525
Suédoise	215	350	565
Minnesota	210	300	510

Tab. 19 Epaisseurs de dimensionnement de l'échantillon 2 selon différentes méthodes de calcul

Méthode de dimensionnement	Epaisseur totale des couches bitumineuses [mm]	Epaisseur de la couche de grave [mm]	Epaisseur totale de la chaussée [mm]
Suisse	195	200	395
Française	220	350	570
Suédoise	215	350	565
Minnesota	180	350	530

Les considérations faites dans ce chapitre sont relatives aux échantillons de l'étude de cas effectuée, mais ne permettent pas une généralisation à tous les cas de figure pouvant potentiellement être rencontrés.

Tel qu'attendu, les résultats obtenus montrent qu'avec les mêmes inputs, les épaisseurs des couches bitumineuses et de la grave obtenues diffèrent selon la méthode de dimensionnement utilisée. Il est principalement constaté que :

- La méthode de dimensionnement française est celle qui fournit les épaisseurs de couches bitumineuses les plus importantes, et la méthode du Minnesota les plus faibles. L'écart est inversement proportionnel à la sévérité de la classe de trafic considérée. Pour les cas étudiés, l'écart entre les épaisseurs obtenues varie d'environ 7% (-1/15^{ème}) pour le premier échantillon, à 18% (-1/5^{ème}) pour le second, ce qui est non négligeable. Ces écarts sont principalement dus aux différences dans la loi de fatigue adoptée par chaque méthode.
- Les méthodes de dimensionnement suédoise, française et du Minnesota sont celles qui fournissent les épaisseurs de grave les plus importantes, et la méthode suisse les plus faibles ; l'écart entre les épaisseurs obtenues étant au maximum d'environ 40% pour les deux cas étudiés, ce qui est là aussi non négligeable.
- Les méthodes de dimensionnement française et suédoise sont celles qui aboutissent aux plus grandes épaisseurs de chaussée totales, la méthode suisse étant celle qui

aboutit aux plus faibles épaisseurs de chaussée totales. Le pourcentage de différence entre les méthodes est de 27-30%, soit presque un tiers de différence sur l'épaisseur totale. Cette valeur est relativement importante et indique qu'un surdimensionnement (ou un sous-dimensionnement) peut être obtenu selon les méthodes.

- La méthode du Minnesota apparaît comme étant la méthode donnant les résultats situés le plus proche de la moyenne de l'ensemble des méthodes en ce qui concerne l'épaisseur totale de la chaussée, avec un écart par rapport à la moyenne inférieur à 3% pour les deux échantillons. Ceci est la raison pour laquelle l'étude qui suit ci-dessous a été effectuée en considérant cette dernière méthode.

Ci-dessous, la fiabilité de chaque structure proposée selon les différentes méthodes a été évaluée selon les critères de la méthode du Minnesota (voir chapitre 3.4.8). Pour ce faire, le logiciel MnPAVE® a été utilisé. La durée de vie de chaque structure est obtenue pour le critère de fatigue et celui d'orniérage selon le modèle du Minnesota. Ensuite, la fiabilité de chaque structure est également quantifiée avec les mêmes critères d'endommagement en utilisant la méthode de Monte Carlo [58]. Les résultats de cette analyse sont synthétisés dans le Tab. 20 et le Tab. 21, respectivement pour le premier et le second échantillon.

Tab. 20 Estimation de la durée de vie des chaussées dimensionnées pour l'échantillon 1 et évaluation de la fiabilité de ces valeurs

Méthode de dimensionnement	Epaisseur totale des couches bitumineuses [mm]	Epaisseur de la couche de grave [mm]	Epaisseur totale de la chaussée [mm]	Mode d'endommagement	Durée de vie [ans]	Fiabilité selon Monte Carlo [%]
Suisse	215	200	415	Fatigue	50	100
				Orniérage	17	20
Française	225	300	525	Fatigue	50	100
				Orniérage	24	54
Suédoise	215	350	565	Fatigue	50	100
				Orniérage	24	58
Minnesota	210	300	510	Fatigue	50	100
				Orniérage	20	38

Tab. 21 Estimation de la durée de vie des chaussées dimensionnées pour l'échantillon 2 et évaluation de la fiabilité de ces valeurs

Méthode de dimensionnement	Epaisseur totale des couches bitumineuses [mm]	Epaisseur de la couche de grave [mm]	Epaisseur totale de la chaussée [mm]	Mode d'endommagement	Durée de vie [ans]	Fiabilité selon Monte Carlo [%]
Suisse	195	200	395	Fatigue	50	100
				Orniérage	18	33
Française	220	350	570	Fatigue	50	100
				Orniérage	29	92
Suédoise	215	350	565	Fatigue	50	100
				Orniérage	28	89
Minnesota	180	350	530	Fatigue	50	100
				Orniérage	20	52

L'analyse des résultats obtenus pour la durée de vie de ces chaussées permet de mettre en évidence les éléments suivants :

- Selon les critères d'analyse de la méthode du Minnesota, parmi les deux modes d'endommagement couramment considérés, c'est l'orniérage qui conditionne la durée de vie d'une chaussée.
- Si la méthode du Minnesota est considérée comme fournissant des résultats proches de la moyenne des autres méthodes, cette analyse révèle que, vis-à-vis de l'orniérage, la méthode suisse semble sous-dimensionner la chaussée, à hauteur d'environ -10 à -15% de sa durée de vie, alors que les méthodes française et suédoise semblent à l'inverse surdimensionner la chaussée, à hauteur d'environ +20 à +40% de la durée de vie. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que dans les méthodes française et suédoise c'est habituellement la fatigue qui dicte le choix des épaisseurs ; ce qui semble cohérent avec les observations effectuées in situ en Suisse également. La chaussée dimensionnée selon la méthode du Minnesota quant à elle résiste théoriquement à une durée de vie de 20 ans vis-à-vis de l'orniérage.

Finalement, de manière générale, les conclusions préliminaires suivantes peuvent être effectuées :

- Les échantillons analysés montrent que les résultats obtenus avec la norme suisse [5] ne sont pas très éloignés de ceux des autres méthodes en ce qui concerne l'épaisseur des couches bitumineuses. En effet, l'écart entre l'épaisseur totale de la couche bitumineuse obtenue avec la méthode suisse et l'épaisseur moyenne des trois autres méthodes est inférieur à 4% pour les deux échantillons.
- En revanche, l'épaisseur de grave issue de la méthode suisse est inférieure d'approximativement un tiers par rapport à la moyenne des épaisseurs de grave obtenues avec les trois autres méthodes. Cette différence, non négligeable, est à mettre en relation avec l'analyse de la durée de vie des chaussées des deux échantillons dimensionnés avec la méthode suisse dont la durée de vie n'atteint théoriquement pas les 20 ans requis au regard de l'orniérage comme mode d'endommagement. Ceci sous-entend que ces chaussées seraient sous-dimensionnées du point de vue de l'orniérage structurel. Cependant, il est à relever que, dans certains cas, après la vérification au gel, l'écart dans les épaisseurs totales de grave des diverses méthodes de dimensionnement tend à diminuer.
- Au vu de ce qui précède, l'emploi du catalogue des structures de chaussées de la norme suisse [5] n'est pas encouragé, mais est admis pour des cas simples/standard ou en guise de prédimensionnement. Le catalogue des structure types peut donc *a priori* permettre de résoudre des cas standards. Néanmoins, dans des cas multicouche et/ou en présence de matériaux innovants ou de charges spécifiques, une analyse multicouche (i.e. dimensionnement analytique) est fortement recommandée voir indispensable. Il peut être fait ici un parallèle avec l'Allemagne qui possède deux méthodes : un catalogue de dimensionnement [28] et une analyse multicouche [29]. Il en est de même en Autriche [30][31]. Ces démarches semblent là aussi cohérentes pour le cas de la Suisse.

3.7 Analyse de sensibilité des facteurs déterminants

Afin de mieux quantifier l'effet des différents paramètres sur les résultats d'un dimensionnement de chaussée, une analyse de sensibilité est proposée dans ce chapitre.

Le choix s'est porté sur le test des méthodes française et suédoise car ces deux méthodes sont mécanistiques-empiriques et peuvent de ce fait être « aisément » formulées dans un code d'analyse (i.e. programmation).

La méthode suisse n'a quant à elle pas été testée car le choix structurel de cette méthode se base sur la valeur du SN et sur les abaques fournis par la norme. Il peut toutefois être relevé qu'une analyse de sensibilité avec la méthode suisse a été réalisée par Bressi et al. [58]. Dans cette étude, Bressi et al. se sont focalisés sur le trafic qui est un paramètre très

important dans les méthodes empiriques telles que la méthode suisse. Les résultats de cette analyse de sensibilité montrent que le facteur le plus influent est le taux de croissance du trafic. Les autres facteurs importants sont la répartition entre les différentes voies (coefficient f selon VSS-40320 [2]) et le pourcentage de véhicules lourds.

En 2013, Schwartz et al. [101], ont réalisé une étude de sensibilité avec la nouvelle méthode de dimensionnement AASHTO en tenant compte de 5 conditions climatiques et de 3 classes de trafic différentes. Les résultats montrent que, de manière générale, les paramètres les plus sensibles sont le module de rigidité, le coefficient de Poisson et l'épaisseur de la couche bitumineuse. Le coefficient relatif au coefficient de Poisson pourrait par ailleurs être raisonnablement « exclu », ceci car sa valeur est généralement considérée comme constante (0.35 pour matériaux bitumineux). La fissuration longitudinale et de crocodile ont, en outre, montré une sensibilité importante vis-à-vis des épaisseurs de grave et de la rigidité de ces graves.

3.7.1 Description de la méthode

La méthode appliquée ici consiste en une analyse de sensibilité globale, qui revient à attribuer la variabilité des résultats aux divers inputs tout en évaluant la sensibilité sur le dimensionnement global [101].

Une des méthodes d'analyse de sensibilité globale existantes est la méthode de Sobol [102]. Celle-ci décompose la variance des résultats du modèle en fractions pouvant être attribuées aux inputs. L'indice *de Sobol* est l'indice de sensibilité d'une variable de résultats à une variable d'inputs. Plus l'indice de Sobol d'un paramètre donné est élevé, plus le système est dépendant de ce paramètre.

Dans cette étude, la bibliothèque de SALib implémentée en Python est utilisée afin d'effectuer l'analyse de sensibilité.

3.7.2 Résultats et analyse

Les résultats de l'analyse de sensibilité avec la méthode de Sobol, basés sur 30'000 simulations, sont présentés au Tab. 22. Les paramètres ont été introduits dans le modèle avec une distribution normale. On relèvera encore que seul l'endommagement par fatigue a été étudié dans cette analyse.

Tab. 22 Résultats de l'analyse de sensibilité (indice de Sobol) des méthodes française et suédoise

Paramètre	Méthode française		Méthode suédoise	
	S1	ST	S1	ST
E (couche bitumineuse)	0.08	0.25	0.03	0.07
E (couche de grave)	0.03	0.09	0.03	0.06
E (sol)	0.01	0.03	0.00	0.00
H (couche bitumineuse)	0.26	0.59	0.86	0.93
H (couche de grave)	0.01	0.03	0.01	0.02
ϵ_6	0.21	0.53	-	-

Parmi les paramètres considérés, E est le module de rigidité, H l'épaisseur des couches et ϵ_6 une propriété liée au comportement à la fatigue des matériaux bitumineux.

La méthode de Sobol fournit deux types de résultats :

- L'indice de sensibilité de premier ordre (S1), prenant en compte l'influence d'un seul paramètre,
- L'indice d'ordre général (ST), prenant en compte une interaction entre les paramètres.

Les constations suivantes peuvent être effectuées :

- Dans les deux méthodes, française et suédoise, l'indice de sensibilité de premier ordre le plus important est celui relatif à l'épaisseur de la couche bitumineuse, qui est le paramètre le plus influent sur le dimensionnement.
- Dans la méthode française, les résultats présentent également un haut niveau de sensibilité vis-à-vis du paramètre en fatigue ϵ_6 .
- Les résultats obtenus avec la méthode suédoise sont légèrement plus sensibles à l'épaisseur de grave que ceux obtenus avec la méthode française.
- L'indice d'ordre général est plus élevé que l'indice de sensibilité de premier ordre pour tous les paramètres. Ceci montre qu'une interaction entre les différents paramètres existe. Toutefois, celle-ci ne semble pas être déterminante.

3.7.3 Fiabilité des paramètres et des méthodes de dimensionnement

Le concept de fiabilité a été introduit dans la procédure de conception de l'AASHTO 1993 pour les chaussées souples et rigides [35], la fiabilité étant la probabilité qu'une section de la chaussée réponde aux exigences du trafic et du climat durant sa durée de vie.

Dans la plupart des nouvelles méthodes de dimensionnement, comme celle du Costa Rica ou celle des Etats-Unis (MEPDG), un paramètre de fiabilité a été ajouté. Celui-ci calcule la fiabilité du dimensionnement quand il y a des incertitudes dans les inputs.

La fiabilité peut être prise en compte soit au niveau des paramètres utilisés pour le dimensionnement, soit au niveau de la méthode de dimensionnement.

Fiabilité des paramètres

La majorité des paramètres utilisés dans le dimensionnement mécanique d'une chaussée ont une incertitude. La Fig. 29 synthétise la variabilité des inputs considérés pour le dimensionnement.

Parameter	Distribution	COV (%)	References
E_1	Lognormal	10–40	Timm et al. (1998)
	Normal	10–20	Noureldin, Sharaf, Arafah, and Al-Sugair (1994)
	Lognormal	5–70	Bush (2004)
	Lognormal	10–40	CRR (1995); Timm et al. (1999)
E_2	Normal	10–30	Noureldin et al. (1994)
	Lognormal	5–60	Timm et al. (1999)
	Lognormal	5–60	Bush (2004)
E_3	Normal	9–24	Darter, Hudson, and Brown (1973)
	Lognormal	20–45	Noureldin et al. (1994)
	Lognormal	5–50	Bush (2004)
	Lognormal	20–60	Timm et al. (1999)
h_1	Normal	3–12	Noureldin et al. (1994); Timm et al. (1998)
	Normal	3–25	Bush (2004)
	Normal	10	Darter et al. (1973)
h_2	Normal	10–15	Timm et al. (1999)
	Normal	5–35	Bush (2004)
	Normal	10	Darter et al. (1973)

Fig. 29 Variabilité des paramètres utilisés pour le dimensionnement d'une chaussée [104]

Cette variabilité des paramètres de dimensionnement a comme répercussion sur les résultats de dimensionnement l'obtention d'une distribution probabiliste de la durée de la vie de la chaussée, tel que présenté dans l'exemple de la Fig. 30.

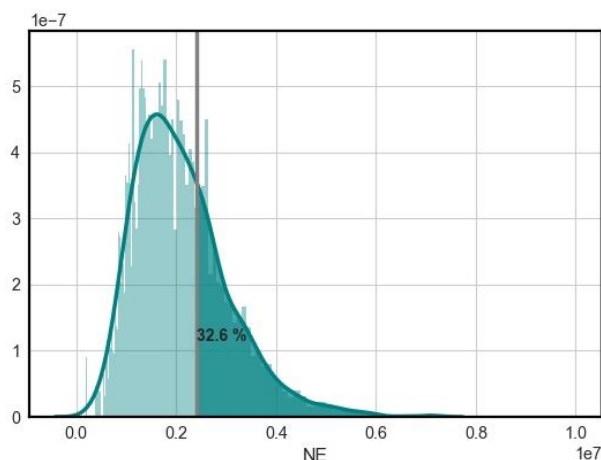


Fig. 30 Exemple des résultats d'une simulation de Monte Carlo

Dans cet exemple, la distribution probabiliste de la durée de vie de la chaussée a été simulée avec la méthode de Monte Carlo [58], selon laquelle différentes combinaisons de paramètres sont faites aléatoirement. La durée de vie est ensuite calculée pour chaque cas. Il faut noter que les résultats finaux de la méthode Monte Carlo dépendent du nombre de cas simulés. Un nombre plus élevé de simulations aboutit à des résultats davantage précis. Finalement, la distribution probabiliste de la durée de vie est calculée et comparée avec la durée de vie objective.

Fiabilité des méthodes de dimensionnement

Quelques méthodes internationales introduisant un concept de fiabilité sont discutées ci-après.

La méthode néerlandaise garantit un degré de fiabilité de 85% sur les chaussées calculées selon cette méthode, ce pour une période de dimensionnement de 20 ans [75].

D'après le guide de dimensionnement australien [71], l'équation de performance donnée par Shell (selon le Tab. 15) [25] a été développée en laboratoire. Pour cette raison un facteur de correction liée à la fiabilité du projet a été introduit. Le coefficient de fiabilité (RF) est intégré comme un multipliant dans le modèle de performance de l'asphalte :

$$N = RF \left[6918 \times \frac{(0.856 V_B + 1.08)}{S_{mix}^{0.36} \mu_e} \right]^5$$

Les valeurs de RF sont choisies sur la base de la fiabilité souhaitée pour le projet selon le Tab. 23 :

Tab. 23 Valeurs du coefficient de fiabilité (RF) en fonction du degré de fiabilité souhaité selon la méthode australienne [71]

80%	85%	90%	95%	97.5%
2.5	2.0	1.5	1.0	0.67

Dans la méthode de dimensionnement MEPDG [85], la fiabilité du dimensionnement est définie comme étant la probabilité que l'occurrence d'un type d'endommagement (i. e. fissuration ou planéité longitudinale (IRI)) soit inférieure au niveau critique pendant la durée de vie de la chaussée. Cette fiabilité est à considérer comme le risque accepté par le

concepteur que son dimensionnement soit insuffisant. Par exemple, une fiabilité de 90% peut être interprétée ainsi : 9 projets sur 10 construits avec la structure dimensionnée, et donc avec les mêmes inputs, atteindront la durée de service prévue. Le Tab. 24 donne les niveaux de fiabilité pour différents types de routes.

Tab. 24 Niveaux de fiabilité pour différents types de routes, selon la méthode MEPDG [85]

Types de routes	Niveau de fiabilité	
	Zone urbaine	Zone rurale
Routes à grand débit	95	95
Routes principales	90	85
Routes collectrices	80	75
Routes de desserte	75	70

A titre d'exemple, la fiabilité d'un dimensionnement avec la méthode française a été quantifiée avec la méthode de Monte Carlo sur la base des calculs de dimensionnement effectués pour l'échantillon 1 au chapitre 3.6. Les résultats de ces calculs, en tenant compte d'un trafic de 2.4 millions essieux, sont présentés en annexe et rappelés dans le Tab. 25 ci-dessous.

Tab. 25 Résultats du dimensionnement de l'échantillon 1 du chapitre 3.6 avec la méthode française

Matériau	Epaisseur [mm]	E @ 15°C, 10Hz [MPa]
AC	50	5'400
AC B	85	9'300
AC T	90	9'300
Grave	300	450
Sol support	-	50

Les simulations de Monte Carlo ont été effectuées avec une variation des paramètres de dimensionnement du Tab. 25. En tout 5'000 simulations ont été effectuées afin d'obtenir la fiabilité du Tab. 24 pour la solution de dimensionnement. Les hypothèses de la variabilité des paramètres de la chaussée considérées sont données dans le Tab. 26.

Tab. 26 Hypothèses de la variabilité des paramètres de la chaussée de l'échantillon 1 du chapitre 3.6

Paramètre	Distribution	COV [%]
E1 (couche bitumineuse)	Lognormal	20
E2 (grave)	Lognormal	5
E3 (sol de fondation)	Lognormal	10
H1 (couche bitumineuse)	Normal	3
H2 (grave)	Normal	3

3.8 Conclusions et concepts pour l'adaptation de la normalisation suisse

Cette étude a confirmé la nécessité de développement d'une nouvelle méthodologie permettant d'adapter la normalisation existante en y ajoutant des paramètres et autres éléments, tout en reprenant les bases empiriques et en conservant les bases de calcul et par conséquent la continuité entre les méthodes.

Ci-après sont rassemblées les recommandations proposées pour l'adaptation de la normalisation suisse relative au dimensionnement mécanique des chaussées.

Modèle et inputs :

- Utilisation d'un modèle mécanistique-empirique (ME). Ceci implique le développement de modes d'endommagement (fatigue, orniérage) et la création d'une base de données des matériaux suisses, qui font l'objet des deux prochains points.
- Choix des fonctions de transfert, et développement d'un modèle d'endommagement pour la Suisse. Pour ce faire, il est nécessaire premièrement de choisir un modèle de fatigue et d'orniérage structurel, puis d'établir une loi propre aux conditions suisses. Le modèle doit impérativement être calibré en considérant les conditions locales, les matériaux utilisés et les dégradations des routes existantes observées. Pour une phase transitoire, une base de données issue de l'expérience française pourrait être proposée.
- Développement d'une base de données des matériaux suisses (rigidité des matériaux bitumineux en fonction de la température, comportement à la fatigue), à l'instar des normes française et allemande par exemple, qui fournissent toutes les deux une base de données des matériaux de leurs pays respectifs. Pour une phase transitoire, une base de données issue de l'expérience française pourrait être proposée.
- Amélioration de l'exploitation des données de trafic existantes, avec possibilité d'introduction d'un spectre de charges en remplacement de l'utilisation d'essieux simplifiés.
- Amélioration de l'estimation du taux d'accroissement du trafic dans le futur.

Calculs :

- Utilisation d'un programme de calcul multicouche (analytique) pour la détermination des sollicitations afin d'analyser l'état de contraintes et déformations dans la chaussée. Un programme se basant sur la théorie de Burmister semble dans le cas présent adapté.

Probabilités et risques :

- Introduction d'un ou plusieurs paramètres de fiabilité dans le dimensionnement afin de considérer l'effet des incertitudes des paramètres de dimensionnement, par exemple par le recours à des coefficients de calage tel qu'il est fait dans la méthode française.

Généralités :

- Maintenir la séparation entre le dimensionnement mécanique et le dimensionnement (vérification) au gel.
- Prise en compte des aspects environnementaux et économiques, à implémenter éventuellement dans une phase ultérieure.

4 Renforcement

4.1 Introduction

L'expression « renforcement des chaussées » désigne le large éventail de mesures de réparation, remise en état, renforcement et remplacement des chaussées. Ces mesures peuvent être liées à des problèmes structurels (associés à la capacité portante de la structure de chaussée) ou à des dégradations fonctionnelles (affectant défavorablement l'utilisation de la chaussée, comme la perte d'adhérence par exemple). Il existe différents types de mesures de renforcement :

- La remise en état englobe différents types de traitements de surface tels que le colmatage de fissures et la pose d'un nouveau revêtement,
- Le resurfaçage comprend le gravillonnage et la pose d'un nouveau revêtement en enrobé bitumineux ou en béton de ciment,
- Le rechargement désigne la mise de nouvelles couches bitumineuses en surépaisseur,
- Le renouvellement partiel désigne l'intervention consistant à remplacer une certaine proportion des couches bitumineuses en place par de nouveaux matériaux,
- La reconstruction désigne la démolition totale de la structure existante et son remplacement par une structure de chaussée neuve.

Ce chapitre traite principalement des remises en état structurelles consistant en la pose d'un nouveau revêtement, ce, soit en remplaçant une partie de la structure existante (renouvellement partiel), soit en ajoutant une nouvelle couche à la chaussée déjà en place (rechargement). Peu importe la méthodologie utilisée pour le dimensionnement d'un projet de renforcement, une évaluation exhaustive de la structure existante doit toujours être effectuée. De plus, d'autres facteurs tels que le trafic et les conditions climatiques sont très importants et leur impact dépend de la méthode utilisée comme nous le verrons par la suite.

4.2 Méthode suisse

4.2.1 Présentation

En Suisse, des conditions issues de différentes normes doivent être remplies pour dimensionner le revêtement d'un projet de renforcement, tel qu'illustré à la Fig. 31.

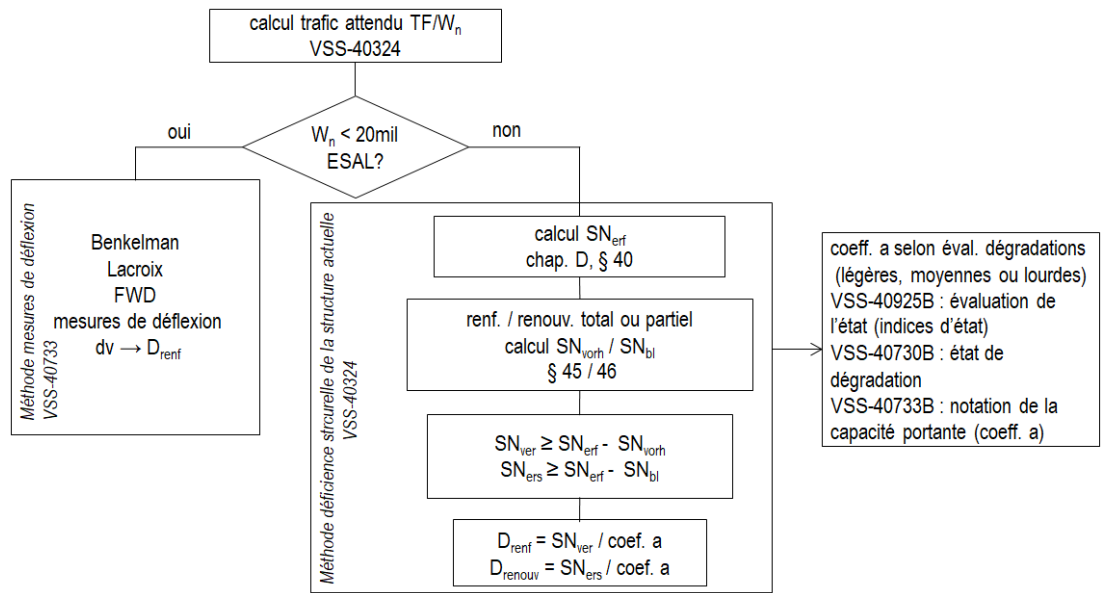


Fig. 31 Procédure de dimensionnement d'un renforcement selon les normes suisses [5][14][15][16].

La méthodologie proposée par la norme suisse de dimensionnement VSS-40324 [5] est basée sur la méthode de dimensionnement AASHTO 93 [35], c'est pourquoi la capacité structurelle de la chaussée est obtenue au moyen de la valeur structurelle SN (voir chapitre 3.4.7)

Ci-après le calcul du renforcement selon la méthode de la valeur structurelle SN est présenté (chapitre 4.2.2), suivi du dimensionnement du revêtement basé sur des mesures de déflexion (chapitre 4.2.3), puis des limitations de la méthode (chapitre 4.2.4).

4.2.2 Calcul du renforcement selon la méthode de la valeur structurelle SN

Dans la méthode suisse, un coefficient structurel représentant la contribution de la couche à la performance globale (portance) de la structure de chaussée est associé à chaque couche de la chaussée. Ce coefficient dépend de l'épaisseur et du matériau constitutif de la couche, mais il ne considère pas les conditions de drainage comme dans l'AASHTO 93 [35] :

$$SN = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 + a_3 \cdot D_3 + \dots + a_n \cdot D_n$$

Où

a_i = facteur de portance, représentant la capacité portante de la couche par rapport à une couche composée à 100% de grave ronde non liée ($a=1$ pour ce matériau) [-],

D_i = épaisseur de la couche [cm],

$a_i D_i$ = capacité portante d'une couche d'épaisseur D [cm].

Comme brièvement mentionné dans la norme suisse, la relation entre la valeur structurelle et les charges attendues est basée sur l'AASHTO 93. Même si la norme suisse ne montre pas l'équation de base reliant le trafic, la détérioration et le SN, les valeurs structurelles requises peuvent être obtenues du Tab. 6 de la norme VSS-40324 [5], selon la Fig. 32.

Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} in Funktion von der gesamten äquivalenten Verkehrslast W_n und Tragfähigkeitsklasse Si Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction du trafic pondéral équivalent total W_n et de la classe de portance Si			
Gesamte äquivalente Verkehrslast Trafic pondéral équivalent total W_n	Tragfähigkeitsklassen Si Classes de portance		
	S2	S3	S4
	Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} Valeur structurelle nécessaire		
200 000	63	52	42
750 000	78	64	53
1 000 000	82	67	55
2 000 000	92	76	62
5 000 000	106	88	72
10 000 000	117	98	81
20 000 000	129	109	90
50 000 000	145	124	104
75 000 000	153	131	110
100 000 000	159	136	115

Tab. 6

Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} in Funktion von der gesamten äquivalenten Verkehrslast W_n und Tragfähigkeitsklasse Si

Tab. 6

Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction du trafic pondéral équivalent total W_n et de la classe de portance Si

Fig. 32 Valeurs structurelles requises pour différents ESAL, selon la norme VSS-40324 [5]

Les mêmes valeurs structurelles requises sont obtenues si le Tab. 3 de la norme VSS-40324 [5] est utilisé pour déterminer le nombre d'ESAL pour chaque classe de trafic pondéral selon la Fig. 33, et ensuite le Tab. 5 de la norme VSS-40324 [5] est utilisé pour obtenir le SN, selon la Fig. 34.

Verkehrslastklassen für die Dimensionierung auf 20 Jahre Classes de trafic pondéral pour le dimensionnement sur 20 ans		Tagliche äquivalente Verkehrslast Trafic pondéral équivalent journalier TF_{20}	
Verkehrslastklassen Classes de trafic pondéral Ti_{20}			
T1 ₂₀	Sehr leicht Très léger	≤ 30	
T2 ₂₀	Leicht Léger	> 30... 100	
T3 ₂₀	Mittel Moyen	> 100... 300	
T4 ₂₀	Schwer Lourd	> 300... 1 000	
T5 ₂₀	Sehr schwer Très lourd	> 1000... 3 000	
T6 ₂₀	Extrem schwer Extrêmement lourd	> 3000... 10 000	

Tab. 3

Verkehrslastklassen für die Dimensionierung auf 20 Jahre

Tab. 3

Classes de trafic pondéral pour le dimensionnement sur 20 ans

Fig. 33 Nombre d'ESAL pour chaque classe de trafic pondéral, selon la norme VSS-40324 [5]

Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} in Funktion von Verkehrslastklasse Ti_{20} und Tragfähigkeitsklasse Si Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction de la classe de trafic pondéral Ti_{20} et de la classe de portance Si			
Verkehrslastklassen Classes de trafic pondéral Ti_{20}	Tragfähigkeitsklassen Classes de portance Si		
	S2	S3	S4
Erforderlicher Strukturwert Valeur structurelle nécessaire SN_{erf}			
T1 ₂₀	59	50	41
T2 ₂₀	73	59	50
T3 ₂₀	87	73	59
T4 ₂₀	105	87	73
T5 ₂₀	123	105	87
T6 ₂₀	145	123	105

Tab. 5
Erforderlicher Strukturwert SN_{erf} in Funktion von Verkehrs-
lastklasse Ti_{20} und Tragfähigkeitsklasse Si

Tab. 5
Valeur structurelle nécessaire SN_{erf} en fonction de la classe
de trafic pondéral Ti_{20} et de la classe de portance Si

Fig. 34 SN requis en fonction de la classe de trafic pondéral, selon la norme VSS-40324 [5]

On relèvera que les deux calculs aboutissent aux mêmes résultats uniquement si la quantité d'ESAL utilisée dans la seconde procédure (classes de trafic) correspond à la moyenne de la classe de trafic pondéral considérée. Selon cette analyse, le Tab. 6 de la norme [5], donné à la Fig. 32, peut mener à une surestimation ou à une sous-estimation de la valeur structurelle requise. Ceci est mis en évidence lorsqu'on compare le SN et l'ESAL comme à la Fig. 35. Sur ce graphique, la première procédure de calcul est présentée par points, reliés approximativement par une courbe logarithmique, alors que la seconde montre une courbe en escalier avec des portions en-dessus et en-dessous de la fonction logarithmique. En conséquence, l'utilisation du Tab. 6 de la norme [5], donnée à la Fig. 32, peut effectivement mener à une surestimation ou sous-estimation de la structure nécessaire.

Sur la même figure, le SN obtenu grâce à l'équation de la norme AASHTO 93 (donnée au début du chapitre 4.4.1) est montrée selon l'axe Oy, afin d'illustrer la similitude avec la relation entre l'ESAL et le SN selon la normalisation suisse.

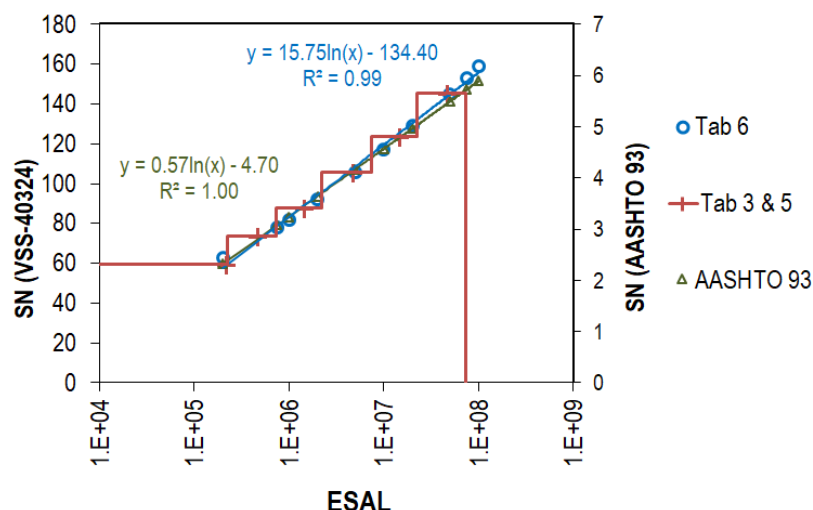


Fig. 35 SN calculé selon les normes VSS-40324 [5] et AASHTO 93 [35] pour différents ESAL

L'article 44 de la norme de dimensionnement VSS-40324 [5], indique que pour déterminer le renforcement nécessaire, il est demandé de calculer le SN nécessaire (erforderlich)

SN_{erf} . Il faut également calculer le SN existant (vorhanden) SN_{vorh} ou le SN de la structure restante (bleibende) SN_{bl} , si une partie de la chaussée existante est laissée en place.

Pour ce faire, le SN_{vorh} ou le SN_{bl} de la structure restante sont calculés en fonction du niveau de dégradation représenté par des facteurs de portance « réduits », en fonction de l'ampleur des dégradations.

Sur le principe, l'état des chaussées est évalué à l'aide de la norme suisse de gestion de l'entretien et de relevé d'état des chaussées VSS-40925B [16]. Selon cette norme, cinq indices peuvent être déterminés sur la base de différents paramètres. Les indices I_0 et I_1 décrivent l'état de la surface (dégradations de surface) obtenu grâce à des relevés visuels, en utilisant le catalogue des dégradations se trouvant dans une annexe de cette norme [16]. Une série de valeurs subjectives qui prennent en compte le type, la gravité et l'étendue de chaque dégradation est généralement relevée à l'aide d'un formulaire ad hoc. Les indices I_2 à I_5 sont quant à eux des indicateurs de dégradation qui évaluent respectivement la planéité longitudinale et transversale, l'adhérence et la portance estimée par des mesures de déflexions. La norme de base qui traite de la maintenance des chaussées, la VSS-40730B [14], différencie plusieurs niveaux de dégradations en fonction des différents types de dégradation selon le Tab. 2 de cette même norme [14] repris dans la Fig. 36. Ces niveaux sont les suivants : dégradations localisées, dégradations étendues du revêtement, dégradations structurelles. Cette classification permet ensuite de déterminer quel facteur de portance réduit « a » doit être utilisé pour calculer SN_{vorh} ou SN_{bl} , selon le Tab. 7 de la norme [5] montré à la Fig. 37. Les intitulés des colonnes pour la sélection des valeurs « a » dans le Tab. 7 de la norme [5], donné à la Fig. 37, peuvent cependant porter parfois à confusion car la description des niveaux de dégradations n'est pas faite de la même manière que dans la norme VSS-40925B [16]. Dans cette dernière, les indices calculés vont de 0 (bon état) à 5 (mauvais état). De plus, pour les chaussées endommagées, les facteurs de portance « a » ne sont reliés à aucune donnée de recherche ou empirique, mais sont uniquement basés sur l'expérience des ingénieurs/releveurs.

Tab. 2

Aspect et causes possibles des dégradations, chaussées avec revêtement bitumineux

Aspect des dégradations	Dégradations localisées		Dégradations étendues du revêtement			Dégradations structurelles	
	Dégradations localisées du revêtement (p.ex. désenrobage, fissures aberrantes, déformations, nids de poule) Fissures isolées et fissures de joint	Affaissements et flaches localisés Affaissements de bords Apparition locale de faïençage	Surface glissante résultant du ressuage ou du polissage	Perte de matériaux: usure, désenrobage, perte de sable ou de gravillons, pelades, nids de poule Fissures aberrantes, fissures de réflexion	Déformations du revêtement: ornières, bourrelets, tôle ondulée et déformation par poussée	Défauts d'uni importants par suite de soulèvements dus au gel Fissures isolées béantes	Flaches et affaissements prononcés Faïençage étendu
Moment de l'apparition				Principalement en hiver	Plein été	Période de gel	Période de dégel
Causes possibles des dégradations	Défauts de formulation et/ou défaut d'exécution	Portance et/ou sécurité au gel insuffisantes	Défaut de formulation et/ou défaut d'exécution	Défaut de formulation et/ou défaut d'exécution	Résistance insuffisante contre des déformations permanentes	Soulèvements différentiels dus à une résistance au gel insuffisante	Portance et/ou résistance au gel insuffisantes
	Vieillessement et/ou fatigue des matériaux	Talus instables, tassement par consolidation, érosion	Granulats polissables	Vieillessement avancé du liant	Liaison insuffisante des couches, fatigue du matériau	Drainage insuffisant	Drainage insuffisant
Normes SN à appliquer	Réparation VSS 40 731		Remise en état VSS 40 732			Renforcement de la superstructure VSS 40 733	

Tab. 4
Concept des mesures (revêtements bitumineux)

Relevé et évaluation de l'état				Mesures d'entretien (genre et urgence des mesures)
Relevé visuel (aspect des dégradations)				
Appréciation sur la base de l'évaluation avec l'indice I1 et localement sur la base de l'indice I2 à I5**	Dégradations du revêtement	Déformations du revêtement	Dégradations structurelles	
	Quelques dégradations localisées	Quelques dégradations localisées	Quelques dégradations localisées	Mesures d'entretien locales (VSS 40 731). A court et moyen terme il n'est pas nécessaire de prendre des mesures de grande envergure
	Surface glissante par suite de plissage ou de ressuage. Revêtement intact			Mesures urgentes (VSS 40 731) ou amélioration de la surface lorsque la qualité antidérapante fait défaut
	Fissures de joint, fissures de réflexion			Réfection des fissures (VSS 40 731)
	Perte de matériaux (usure, désenrobage/sablage, perte de gravillons) faible et quelques fissures aberrantes			Amélioration de la surface (enduit superficiel, revêtement mince à froid, couche supplémentaire)* avec réparations préliminaires dans 3 à 6 années (VSS 40 732)
	Perte de matériaux (usure, désenrobage/sablage, perte de gravillons, pelades) moyenne ainsi que des fissures aberrantes plus étendues)	Orniérage faible et au maximum quelques déformations ondulées ou de poussée locales		Couche supplémentaire* avec réparations préliminaires ou renouvellement de la couche de surface (par remplacement ou thermo-régénération dans 1 à 2 années (VSS 40 732)
	Perte de matériaux (usure, désenrobage/sablage, perte de gravillons, pelades, nids de poule) grave ainsi que des fissures aberrantes étendues	Orniérage moyenne à grave ainsi que bourrelets, tôle ondulée et déformations de poussée		Renouvellement du revêtement (par remplacement) dans 1 à 2 années. En fonction du résultat de l'analyse, procéder au renouvellement de la couche de surface ou de la couche de surface + HMT (VSS 40 732)
			Faiencage faible et quelques affaissements. Flaches et affaissements des bords avec fissures d'époulement et fissuration dû au gel localisées	Renforcement de la superstructure par rechargement* avec réparations préliminaires dans 1 à 2 années (VSS 40 733)
			Faiencage et affaissements moyennes ainsi que soulèvements et fissures dues au gel et flaches plus étendues	Renforcement par rechargement* combiné avec un renouvellement partiel de la superstructure aux endroits les plus endommagés dans 1 à 2 années (VSS 40 733)
			Faiencage grave avec affaissements et flaches prononcées. Soulèvements et fissures dues au gel importantes et très étendues ainsi que d'autres dégradations structurelles	Renouvellement partiel ou complet de la superstructure (construction nouvelle) en 1 à 2 années absolument nécessaire (VSS 40 733)

* Lorsque le rehaussement du profil en long est possible sans l'exécution d'importants travaux d'adaptation.

** On évalue l'indice I1 au moyen des groupes de dégradations, des indices I2 à I6 au moyen des caractéristiques particulières des dégradations.

Fig. 36 Classification des dégradations par sévérité et mesures de remise en état possibles, selon la norme VSS-40730B [14]

Tragfähigkeitswerte (a-Werte) der Oberbauschichten in Funktion der Schadenbildung					
Valeurs de portance (coefficient a) des couches de la chaussée en fonction des dégradations					
Oberbauschichten Couches de la chaussée	a-Werte neuer Oberbauschichten Coefficients a de nouvelles couches de la chaussée	a-Werte alter Oberbauschichten in Funktion der Schadenbildung Coefficients a d'anciennes couches de la chaussée en fonction des dégradations			
		Örtliche Schäden Dégradations locales	Ausgedehnte Schäden Dégradations étendues	Strukturelle Schäden Dégradations structurales	VSS 40 730 [12]
Deck-, Binder- und Tragschichten / Couches de roulement, de liaison et de base					
Asphaltbeton Enrobés bitumineux	AC, AC B, AC T, AC MR	4,0	3,4	2,8	2,4
Asphaltbeton für sehr dünne Schichten Bétons bitumineux très minces	ACVTL				
Hot Rolled Asphalt	HRA				
Splittmastixasphalt Béton bitumineux grenu à forte teneur en mastic	SMA				
Gussasphalt Asphalte coulé routier	MA				
Deck- und Binderschichten / Couches de roulement et de liaison					
Offenporiger Asphalt Bétons bitumineux drainants	PA, PA B	2,6	2,2	1,8	1,6
Tragschichten / Couches de base					
Hochmodul-Asphaltbeton Enrobés bitumineux à module élevé	AC EME 22 C1	4,4 ¹⁾	3,8 ¹⁾	2,8 ¹⁾	2,4 ¹⁾
Hochmodul-Asphaltbeton Enrobés bitumineux à module élevé	AC EME 22 C2	5,6 ¹⁾	5,0 ¹⁾	2,8 ¹⁾	2,4 ¹⁾
Fundationsschichten / Couches de fondation					
Asphaltbeton Enrobés bitumineux	AC F	3,2	2,8	2,2	1,9
Schottertränkung, Stabilisierungen / Pénétration, stabilisations					
Schottertränkung Pénétration		2,6	2,2	1,8	1,6
Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln Stabilisation aux liants hydrauliques		2,4	2,0	1,7	1,5
Stabilisierung mit bituminösen Bindemitteln Stabilisation aux liants bitumineux		2,7	2,3	1,9	1,6
Ungebundenes Gemisch / Grave non traitée					
Anteil gebrochener Körner: keine Anforderung Proportion de granulats concassés: aucune exigence		1,0 ²⁾	1,0 ²⁾	1,0 ²⁾	0,6 ²⁾
Anteil gebrochener Körner Proportion de granulats concassés	≥ 67%	1,25 ²⁾	1,25 ²⁾	1,25 ²⁾	0,75 ²⁾

¹⁾ Überprüfung mit einer analytischen Dimensionierung empfohlen

²⁾ Provisorische Werte basierend auf dem Nationalen Anhang SN 670 119-NA zu EN 13242 [18] und EN 13285 [19], da für ungebundene Gemische noch keine aktualisierten Erfahrungswerte bestehen

¹⁾ Vérification avec un dimensionnement analytique recommandée

²⁾ Valeurs provisoires basées sur l'annexe nationale SN 670 119-NA aux EN 13242 [18] et EN 13285 [19], car aucune valeur d'expérience actualisée pour les graves non traitées n'existe encore

Tab. 7
Tragfähigkeitswerte (a-Werte) der Oberbauschichten in Funktion der Schadenbildung

Tab. 7
Valeurs de portance (coefficient a) des couches de la chaussée en fonction des dégradations

Fig. 37 Valeurs du coefficient « a » en fonction de l'état de dégradation de la chaussée, selon la norme VSS-40324 [5]

Dans un deuxième temps, le nécessaire SN_{erf} est alors déterminé en fonction du trafic attendu et de la classe de portance du sol de fondation, comme expliqué dans la section H de la norme de dimensionnement suisse [5] relative aux structures neuves.

Les épaisseurs des couches de renforcement ou de remplacement sont ensuite calculées en fonction de la différence entre le SN nécessaire SN_{erf} et le SN de la structure existante

SN_{vorh} ou de la structure restante SN_{bl} . Le SN des couches de renforcement (Verstärkung) SN_{ver} ou de remplacement (Ersatz) SN_{ers} doit alors être suffisant afin de garantir la capacité portante requise. Ces calculs doivent finalement être effectués pour chaque section dite homogène.

Dans le cas d'un renforcement, une ou plusieurs nouvelles couches peuvent être posées au-dessus de la structure existante. Dans ce cas, le SN requis de la chaussée renforcée doit être plus grande que la différence entre le SN de la chaussée restante et le SN du nouveau revêtement :

$$SN_{ver} \geq SN_{erf} - SN_{vorh}$$

Avec :

SN_{ver} = valeur structurelle du nouveau revêtement (renforcement) sur la couche existante,
 SN_{erf} = valeur structurelle nécessaire pour le trafic futur,
 SN_{vorh} = valeur structurelle de la chaussée existante (probablement endommagée).

De façon similaire, si la réhabilitation consiste à remplacer totalement ou partiellement la structure existante par une ou plusieurs nouvelles couches, l'équation précédente peut s'écrire de la façon suivante :

$$SN_{ers} \geq SN_{erf} - SN_{bl}$$

Avec :

SN_{ers} = valeur structurelle du nouveau revêtement (remplacement),
 SN_{erf} = valeur structurelle nécessaire pour le futur trafic,
 SN_{bl} = valeur structurelle de la structure en place.

4.2.3 Calcul du renforcement basé sur des mesures de déflexions

On relèvera que la norme VSS-40330 [9] précise que le renforcement peut être réalisé en ajoutant un revêtement sur la chaussée existante (Renforcement par chargement) ou en retirant une partie de la structure existante pour la remplacer par de nouveaux matériaux dans le cadre d'une rénovation partielle (Renforcement par renouvellement partiel de la superstructure).

Pour un trafic pondéral équivalent total W_n jusqu'à 20 millions d'ESAL ou pour un trafic avec une classe de trafic pondéral jusqu'à T5, le renforcement de chaussées souples peut être déterminé en utilisant des valeurs de déflexions en accord avec la norme de dimensionnement des renforcements basée sur des mesures de déflexion VSS-40733B [15]. Cette norme propose trois méthodes pour mesurer la déflexion des chaussées :

- La poutre de Benkelman,
- Le déflectographe Lacroix,
- Le Falling Weight Deflectometer (FWD) ou Heavy Weight Deflectometer (HWD).

La procédure relative aux mesures à effectuer est définie dans la norme VSS-40330 [9]. Les mesures doivent être réalisées à la fin de la période de dégel, qui correspond à la période où les déflexions sont les plus importantes. Si les mesures sont effectuées à d'autres périodes de l'année, un facteur de correction c doit être considéré pour obtenir la valeur appelée déflexion déterminante d_v . Ce facteur de correction se base sur des observations empiriques réalisées par des experts en Suisse et peut se situer dans trois domaines comme illustré dans la Fig. 38. Les valeurs de c doivent être choisies dans le domaine supérieur dans le cas où des fissures nettes ou des déformations sont importantes et fréquentes, si les périodes de gel sont courtes ou si la profondeur de gel est mince et si les mesures ont été effectuées après une saison sèche. A l'inverse, si les dégradations de surface sont légères, s'il y a eu une longue période de gel durant l'hiver

ou si les mesures ont été réalisées après une saison humide, le domaine inférieur doit être considéré pour les valeurs de c .

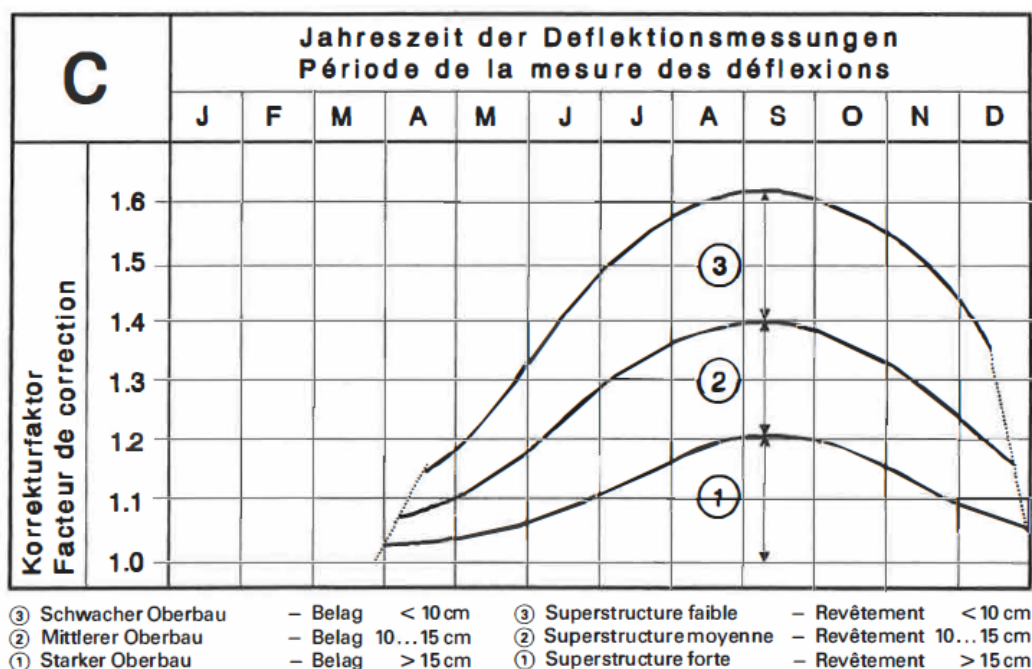


Fig. 38 Facteur de correction c pour la déflexion déterminante, selon la norme VSS-40733B [15]

Comme la déflexion de la chaussée dépend de la température, les mesures doivent également être corrigées afin de les ramener à une température de référence. La norme [22] donne une formule pour corriger des mesures Benkelman. Les mesures par les méthodes Lacroix et FWD/HWD peuvent être corrigées selon des équations provenant de la littérature [106].

Afin de diviser la chaussée en zones avec des caractéristiques comparables, le coefficient de variation (CV) est introduit. Celui-ci, obtenu à partir d'au moins dix mesures de déflexions corrélées, correspond au rapport entre l'écart type et la moyenne des mesures. S'il est inférieur à 0.35, la chaussée est considérée comme faisant partie d'une section homogène. La déflexion déterminante d_v de la chaussée est ensuite calculée à partir des valeurs moyennes et de l'écart type, en incluant les facteurs de correction expliqués précédemment dus à la température et à la période de l'année. Ce calcul s'effectue selon la relation suivante :

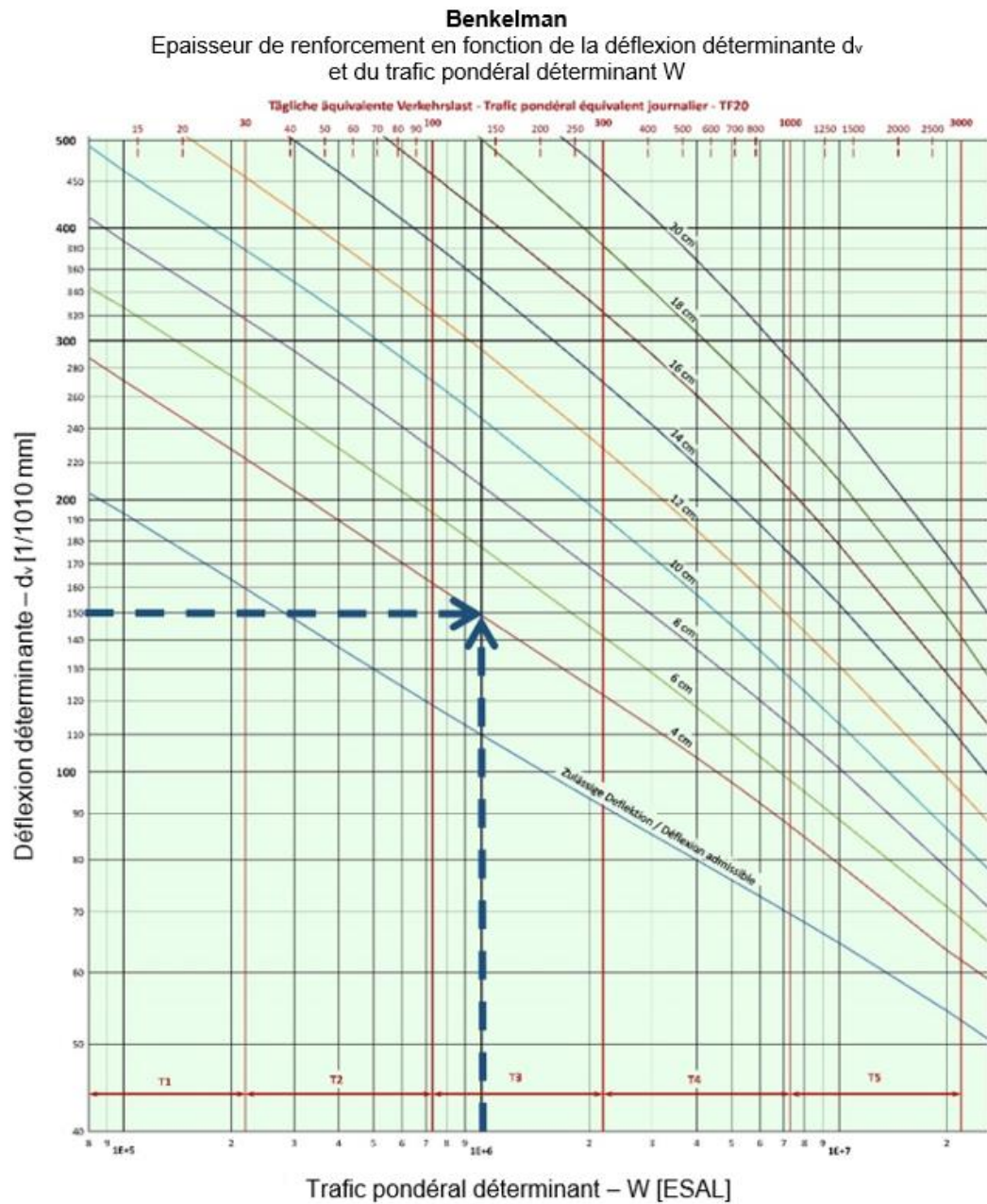
$$d_v = c(d + 2\sigma)$$

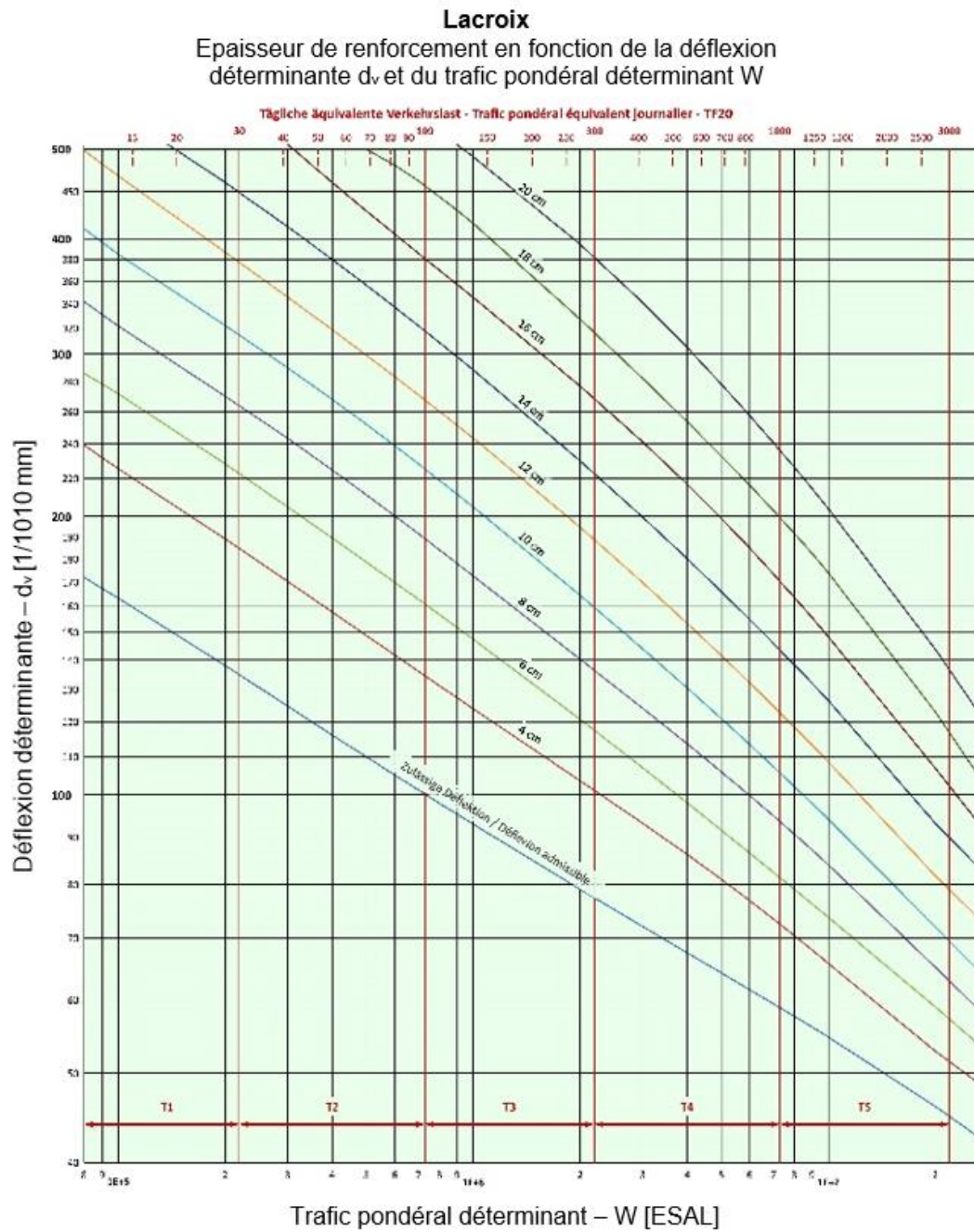
L'appareil utilisé pour les mesures est noté en utilisant un indice : $d_{v, \text{Ben}}$ (Benkelman), $d_{v, \text{Lac}}$ (Lacroix), $d_{v, \text{FWD/HWD}}$ (FWD/HWD).

Dans la mesure du possible, les propriétés de la chaussée de section homogène doivent être caractérisées par les propriétés de la section représentative. Ce critère peut être utilisé pour la modélisation de la chaussée existante et pour le choix de la procédure de réparation la plus appropriée.

Dans le cas d'un renforcement par chargement, l'épaisseur totale du renforcement peut être calculée en fonction du trafic attendu et de la déflexion déterminante. Cela se fait à l'aide des nomogrammes montrés à la Fig. 39, chaque nomogramme étant propre à l'appareil de mesure considéré soit selon que la déflexion a été mesurée avec la poutre de Benkelman, le déflectographe Lacroix ou le FWD/HWD. Rappelons encore que les nomogrammes ne sont valables que pour des structures souples. Si d'autres matériaux

sont utilisés, un dimensionnement analytique doit être réalisé selon la norme VSS-40324 [5].





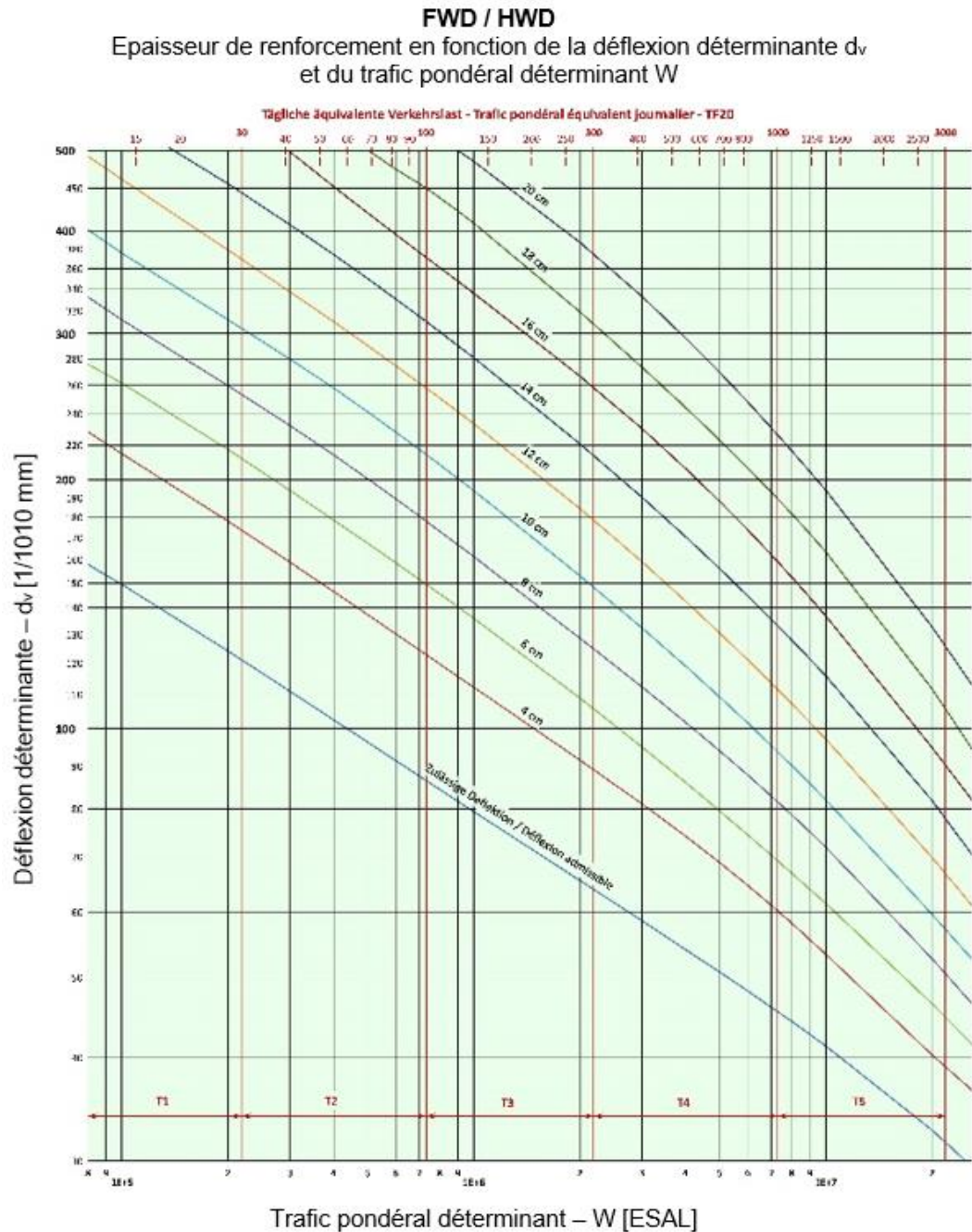


Fig. 39 Épaisseur proposée pour le renforcement relativement aux déflexions déterminantes mesurées avec Benkelman, Lacroix et FWD et pour le trafic attendu sur 10 ou 20 ans, selon [15]

Dans le cas d'un renforcement par renouvellement partiel de la superstructure, des couches individuelles de la chaussée existante sont alors remplacées par des matériaux neufs. Si aucune mesure n'est requise pour prévenir les dégradations dues au gel et si le trafic pondéral équivalent total W_n n'excède pas 20 millions d'ESAL, les couches de remplacement peuvent aussi être dimensionnées sur la base des déflexions mesurées à la surface de la chaussée. Dans ce cas, la déflexion déterminante d_v est obtenue comme expliqué auparavant. Dans un deuxième temps, les épaisseurs de couches nécessaires pour remplacer les couches de la structure existante à retirer seront déterminées. La capacité portante requise des anciennes couches à retirer et des nouvelles couches de remplacement sera vérifiée à l'aide des facteurs de portance « a » présentés au chapitre 4.2.2 et provenant de la norme VSS-40324 [5].

En plus des méthodes décrites ci-dessus, le renforcement peut également être déterminé à l'aide d'une procédure de calcul inverse, procédure également autorisée selon la norme VSS-40733B [15]. Celle-ci permet d'estimer le renforcement nécessaire en se basant sur les propriétés mécaniques des couches (module élastique). Cette méthode requiert la connaissance préalable des épaisseurs des couches liées et non liées ainsi que des hypothèses relatives à la liaison entre les couches et le modèle de calcul utilisé. La température des couches bitumineuses durant les mesures de déflexions doit également être prise en compte lors d'un calcul inverse. Dans le processus de calcul inverse, la géométrie et la rigidité de l'ensemble des couches de la chaussée et de l'infrastructure sont prises en compte afin d'estimer le bassin de déflexion sous chargement à l'aide d'un modèle multicouche, tel que par exemple les équations d'Odemark-Boussinesq. La comparaison entre les bassins de déflexions réels (mesurés) et ceux calculés (modélisés) mène à un processus itératif durant lequel les propriétés réelles de rigidité des couches sont estimées. Ainsi, le renforcement et la durée de service résiduelle peuvent finalement être calculés en fonction des rigidités et épaisseurs des couches en place et du trafic prévu au cours de la durée de vie.

4.2.4 Limitations

La méthode suisse de dimensionnement du renforcement sur la base de la déflexion déterminante d_v est basée sur des corrélations empiriques définies à l'étranger puis adaptées aux conditions suisses il y a de cela plusieurs décennies. Ceci explique pourquoi il n'est pas aisé d'extrapoler cette méthode pour les conditions actuelles de chargement et de sollicitations climatiques.

En outre, l'utilisation de coefficients d'équivalence "a" selon la VSS-40324 [5] (bien que ceux-ci aient été adaptés aux conditions suisses) repose sur la méthode de dimensionnement de l'AASHTO (voir chapitre 4.4.1) ayant été développée à partir de nombreuses expériences réalisées aux Etats-Unis. Ces facteurs constituent en soi une simplification de la réalité. Ils sont de plus issus d'expériences effectuées avec un seul type de sol, un climat donné, un seul type de mélange bitumineux, un nombre limité de types de chaussées et de chargements appliqués et avec des types d'essieux et de véhicules ne correspondant plus aux standards actuels. C'est pourquoi la précision d'une extrapolation aux conditions locales suisses est mise en doute. En effet, l'utilisation de la méthode sur la base de la déflexion déterminante telle que proposée actuellement dans les normes suisses peut mener à des surdimensionnements ou à l'inverse à des sous-dimensionnements. Ceci s'explique par le fait qu'une prise en compte adéquate des nouveaux matériaux, des bons types de charges, etc. n'est pas possible à l'heure actuelle.

C'est finalement pour cette raison que les auteurs du présent rapport proposent de privilégier un dimensionnement du renforcement par calcul inverse, ceci tout en connaissance de cause des limitations et hypothèses inhérentes à la méthode.

4.3 Paramètres déterminants

Dans ce chapitre, les paramètres déterminants pour le dimensionnement du renforcement d'une chaussée selon la norme suisse sont discutés.

4.3.1 Trafic attendu

Pour utiliser la méthode de dimensionnement du renforcement suisse, il est nécessaire d'estimer au mieux le nombre d'essieux qui passeront sur une section de route donnée. Pour ce faire, la charge de trafic peut être déterminée en utilisant des données provenant de mesures du trafic, comptages routiers ou stations de mesures. Selon les cas, ces données sont ensuite complétées par des enquêtes sur le trafic et des prédictions de l'évolution du trafic sur la durée de vie prévue de la chaussée.

Le trafic attendu doit être converti en charge équivalente d'essieux de 8.16 tonnes à l'aide de facteurs d'équivalence déterminés selon la norme VSS-40320 [2]. En réalité, chaque charge appliquée sur la chaussée a une influence variable en fonction de différents

paramètres, telles que la charge, la vitesse, le type de pneus, la température, etc. La conversion du spectre de charges en un simple nombre d'ESAL basé sur des observations empiriques est une simplification qui peut mener à un surdimensionnement ou un sous-dimensionnement du renforcement. L'extrapolation à partir de résultats de l'AASHTO, sachant que la distribution des charges d'essieux et que les matériaux étaient différents, peut également mener à un surdimensionnement ou sous-dimensionnement. De plus, les normes suisses n'incluent pas de facteur de fiabilité pour estimer la précision du trafic futur comme dans la norme AASHTO 1993 [35].

4.3.2 Etat de la chaussée existante

L'évaluation de l'état de dégradation des différentes couches d'une chaussée est principalement effectuée à l'aide de relevés visuels et de l'estimation des indices de dégradation, ce qui est une manière indirecte d'estimer la dégradation structurelle. Bien que cette procédure contienne une intention de quantifier la dégradation et de prendre en compte la manière dont celle-ci affecte les facteurs de portance « a » (selon le Tab. 7 de la norme VSS-40733B [15]), cette démarche repose fortement sur l'expérience et le jugement des ingénieurs.

Il est également possible de compléter ces mesures avec des mesures non-destructives de déflexions afin de quantifier la réponse de la chaussée existante à une charge donnée. Des sondages et des carottages peuvent être réalisés pour obtenir les épaisseurs réelles des couches et déterminer les propriétés des matériaux. Ces mesures peuvent être utilisées pour identifier des sections homogènes et affiner le choix du type d'intervention à réaliser. Les valeurs de déflexion, si nécessaire ajustées en fonction de la température et de la période de l'année à laquelle les mesures ont été réalisées, peuvent être utilisées directement pour obtenir l'épaisseur totale du renforcement. En outre, le dimensionnement du renforcement peut être réalisé via une procédure de calcul inverse à partir des déflexions mesurées, alors que la structure est modélisée avec les épaisseurs des différentes couches et avec les modules de rigidité proposés par un modèle multicouche.

4.3.3 Climat

La norme suisse VSS-40324 [5] ne prend pas en compte l'influence du climat sur le dimensionnement d'un renforcement de manière explicite. Autrement dit, il n'y a pas de distinction entre les différentes zones climatiques et la manière dont celles-ci affectent la réponse de la chaussée, y compris les diverses variations de température durant l'année. Seule la norme VSS-40430 [10] différencie l'usage d'un enrobé bitumineux (AC) selon l'intensité des charges équivalentes (L pour légères, N pour moyennes, S pour fortes, H pour très fortes) et le type de climat (A pour des régions avec des basses températures, B pour des températures moyennes et C pour des hautes températures et un rayonnement solaire élevé). Le type de bitume sélectionné est la variable principale à sélectionner pour chaque type de mélange. Dans tous les cas, le cumul des endommagements sera différent selon les cycles de températures et ceci est un facteur important qui devrait être considéré dans le dimensionnement du renforcement d'une structure de chaussée.

4.4 Méthodes internationales

Un résumé de la démarche des méthodes de dimensionnement du renforcement des chaussées dans six différents pays (ou régions) est proposé dans ce chapitre. L'analyse de ces méthodes nous permet ensuite de mieux évaluer ce qui semble pertinent dans la perspective d'une révision de la normalisation suisse dans le domaine.

4.4.1 Présentation des méthodes américaines (USA)

L'édition 1981 du guide de dimensionnement des chaussées AASHTO contient un chapitre spécifique traitant du dimensionnement des renforcements, mais il n'y a pas de méthode unique présentée dans cet ouvrage. Il présente simplement un bref résumé d'ensemble

des différentes approches et note que « les agences routières d'Etat sont encouragées à développer des procédures applicables à leurs propres conditions et besoins » [35].

Comme l'accent de la construction routière s'est graduellement déplacé des activités de dimensionnement de chaussées neuves et de construction à la maintenance et renforcement du réseau existant, l'édition 1993 inclut une troisième partie avec une méthodologie empirique de calcul de l'épaisseur du renforcement des chaussées souples qui repose sur la valeur structurelle effective (SN) de la chaussée existante. L'équation reliant la valeur de SN, le dommage et le trafic est la même que pour le dimensionnement de chaussées neuves :

$$\log(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \log(SN_F + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1.094}{(SN_F+1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07$$

Où :

W_{18} [ESAL],	= nombre attendu de charges équivalentes d'essieux de 18-kip (8.16 t)
Z_R	= facteur de fiabilité du dimensionnement [-],
S_o	= erreur combinée-type du trafic [-],
ΔPSI	= différence entre l'indice d'aptitude au service initial p_0 et l'indice d'aptitude au service final p_t [-],
M_R	= module de rigidité du sol de fondation [psi],
SN_F	= valeur structurelle requise pour supporter le trafic futur [-].

Les variables à considérer finalement lors du calcul de SN_F sont le trafic, les changements attendus dans l'indice d'aptitude au service PSI, le module de rigidité du sol de fondation, la fiabilité et l'écart-type de la prédiction. L'indice actuel d'aptitude au service (PSI) est obtenu à partir de mesures de rugosité et de dégradations de surface, c'est-à-dire de fissurations, et de profondeur d'orniérage à un moment particulier pendant la durée de service. L'échelle pour le PSI va de 0 à 5, la valeur 5 correspondant au niveau d'aptitude au service maximal. Lors du dimensionnement, il est nécessaire de choisir à la fois une valeur initiale et finale d'indice d'aptitude au service. La valeur initiale de l'indice d'aptitude au service établie pour les essais routiers AASHTO était de 4.2. L'indice d'aptitude au service final est le niveau acceptable le plus bas avant qu'un renforcement ou un remplacement ne soit nécessaire. Un indice de 2.5 ou 3.0 est souvent suggéré pour le dimensionnement de routes principales, et un indice de 2.0 pour une route d'importance moindre.

Les deux autres variables sont la fiabilité du dimensionnement Z_R et l'erreur S_o qui mesurent la variance de la prédiction. La sélection de la fiabilité optimale est liée aux coûts initiaux et futurs d'une réhabilitation. La sélection de l'erreur est liée à la fiabilité de l'estimation du futur trafic. Selon la norme, l'expérience indique que les valeurs de S_o oscillent entre 0.40 et 0.50 pour les chaussées souples.

Avec le temps et le cumul des charges de trafic, la capacité structurelle (SC) de la chaussée diminue. Cette SC décrit l'aptitude de la chaussée à supporter des charges durant sa durée de vie attendue. En ce qui concerne les chaussées souples, la capacité structurelle est représentée par la valeur structurelle et sa dégradation implique une diminution de cette valeur. Lorsqu'une évaluation de la chaussée est effectuée, après une certaine durée de service, le SN a diminué de sa valeur initiale SN_0 à sa valeur effective SN_{EFF} . Cet SN_{EFF} peut être obtenu de trois manières différentes :

- En estimant les coefficients de couche a_i des couches à partir d'un relevé visuel qualitatif de l'état de surface,
- En réduisant SN_0 à l'aide d'un facteur d'état basé sur les ESAL restants pour atteindre l'aptitude au service finale,
- En estimant les coefficients de couche a_i des couches à partir des modules in-situ effectifs des couches de la chaussées déterminés par les essais non-destructifs.

En ce qui concerne la première méthode, un premier aperçu global de toutes les informations à propos de l'historique du dimensionnement, de la construction et de la maintenance est requis. Ensuite, une part essentielle de la détermination de la capacité structurale effective réside dans l'observation de l'état de la chaussée existante à travers des relevés détaillés pour identifier le type, la quantité, la gravité et l'emplacement des dégradations de surface. Il y a également une étude du drainage qui est faite et un programme d'essais sur des carottes prélevées. Actuellement, il y a peu de recommandations à disposition pour le choix des coefficients de couche de la chaussée existante. Il est généralement admis que les coefficients devraient être inférieurs aux coefficients utilisés pour des mêmes matériaux pour des chaussées neuves et devraient refléter la quantité de dégradations de surface présentes. La Fig. 40 présente un tableau avec quelques valeurs proposées pour des coefficients de couche de matériaux typiques basés sur des relevés d'état de surface. Ces valeurs ont été sélectionnées sur la base d'informations limitées sur les coefficients utilisés dans la pratique aux États-Unis.

MATERIAL	SURFACE CONDITION	COEFFICIENT
AC Surface	Little or no alligator cracking and/or only low-severity transverse cracking	0.35 to 0.40
	< 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 5 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.25 to 0.35
	> 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 10 percent medium-severity alligator cracking and/or > 5-10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.20 to 0.30
	> 10 percent medium-severity alligator cracking and/or < 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.14 to 0.20
	> 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent high-severity transverse cracking	0.08 to 0.15
Stabilized Base	Little or no alligator cracking and/or only low-severity transverse cracking	0.20 to 0.35
	< 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 5 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.15 to 0.25
	> 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 10 percent medium-severity alligator cracking and/or > 5-10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.15 to 0.20
	> 10 percent medium-severity alligator cracking and/or < 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.10 to 0.20
	> 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent high-severity transverse cracking	0.08 to 0.15
Granular Base or Subbase	No evidence of pumping, degradation, or contamination by fines	0.10 to 0.14
	Some evidence of pumping, degradation, or contamination by fines	0.00 to 0.10

Fig. 40 Valeurs proposées pour les coefficients de couche a_i pour différents matériaux et différents niveaux de dégradations de surface, selon [35]

Cette première méthode est principalement basée sur l'expérience des ingénieurs, c'est pourquoi les deux autres méthodes sont préférables. Celles-ci sont décrites ci-après et sont suivies de la description de l'approche recommandée pour le dimensionnement de l'épaisseur d'un renforcement en enrobé bitumineux.

Le nombre d'ESAL restants que peut supporter une chaussée souple existante est défini comme étant la différence de pourcentage entre le nombre d'ESAL estimé pour atteindre une aptitude au service finale de 1.5 et le nombre d'ESAL accumulés jusqu'à présent, comme illustré à la Fig. 41.

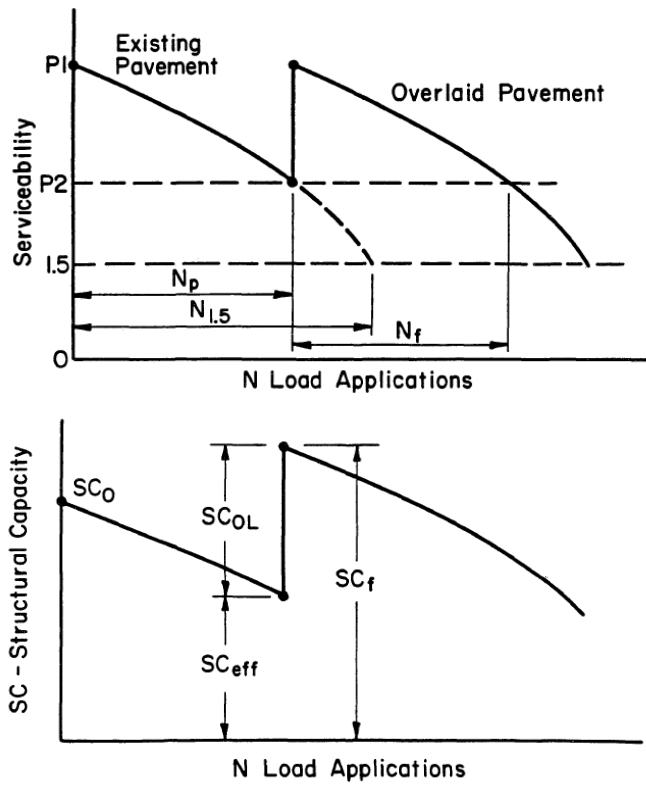


Fig. 41 Diminution de l'aptitude au service et de la capacité structurelle sous l'effet du cumul des ESAL, selon [106]

Cette dégradation peut être exprimée de la manière suivante :

$$RL = 100 \left(1 - \frac{N_P}{N_{1.5}} \right)$$

Où RL est la durée de vie restante, et N_P et $N_{1.5}$ sont les ESAL cumulés jusqu'à présent et jusqu'à l'aptitude au service finale, respectivement. Quand l'aptitude au service atteint 1.5, RL est nul.

Le facteur d'état (Condition Factor), est défini comme suit :

$$CF = \left(\frac{SC_n}{SC_0} \right)$$

Où SC_0 est la capacité structurelle initiale, i.e. la capacité de supporter sa charge de dimensionnement tout au long de sa durée de vie et SC_n est la capacité structurelle restante après N_n ESAL. Pour les chaussées souples les termes "SC" sont remplacés par la valeur structurelle (SN). Le facteur d'état (CF) peut être obtenu à partir de RL, à l'aide de l'équation suivante, valable pour des valeurs de RL supérieures à 5%. Pour des valeurs inférieures à 5%, le CF peut être calculé en utilisant une droite d'interpolation linéaire entre le CF à RL = 5% et le CF à RL = 0% (CF = 0.5). Cette relation entre CF et RL est représentée graphiquement dans le nomogramme de la Fig. 42.

$$CF = RL^{0.165}$$

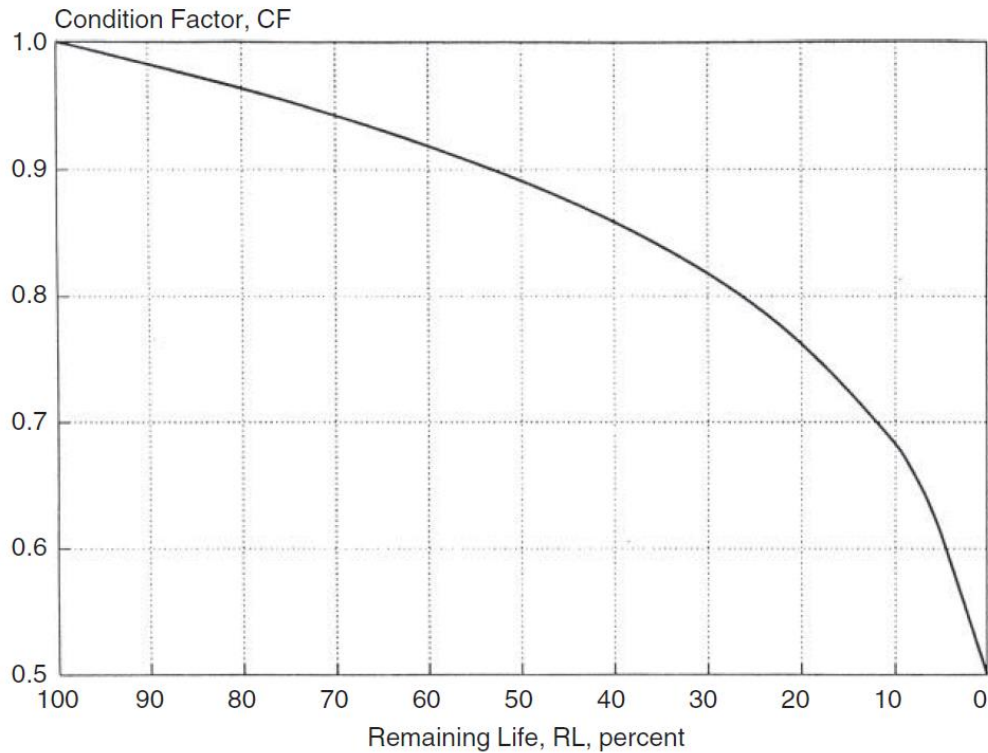


Fig. 42 Nanogramme pour l'estimation du facteur d'état CF, selon [107]

Le CF permet l'obtention de la valeur structurale effective SN_{EFF} de la manière suivante :

$$SN_{EFF} = CF \cdot SN_0$$

Où SN_0 est la valeur structurale initiale de la chaussée. L'épaisseur du revêtement requise D_{OL} est alors calculée ainsi :

$$D_{OL} = \frac{SN_F - SN_{EFF}}{a_1}$$

Où SN_F est la valeur structurale d'un nouveau revêtement dimensionné pour supporter la quantité attendue d'ESAL pendant la durée de service et a_i sont les coefficients de structure des couches.

Une troisième méthode alternative définit les coefficients de couche a_i en se basant sur l'obtention du module de rigidité du sol de fondation M_R . La détermination de M_R peut se faire avec des mesures de déflexion de la chaussée (essai non-destructif), à partir de corrélations ou alors peut être obtenu à partir du dimensionnement initial et de données de construction. Cette valeur est ensuite utilisée pour calculer un module effectif E_p des couches de la chaussée en-dessus du sol de fondation.

Le module de rigidité du sol de fondation M_R est obtenu à partir d'une relation dérivée de la théorie de Boussinesq. Si le coefficient de Poisson est égal à 0.5 (hypothèse pour les matériaux incompressibles), le M_R est calculé de la façon suivante :

$$M_R = C \frac{0.24P}{w_r r}$$

Où w_r est la déflexion à une distance radiale r de l'axe central de la charge de magnitude P . Cette équation permettant de calculer M_R est basée sur le fait suivant : à des points suffisamment distants du centre de charge, la surface de déflexion mesurée est presque entièrement due à la déformation du sol de fondation, et est indépendante du rayon de la

charge. Comme le module de rigidité calculé de la sorte est différent du résultat obtenu avec les essais AASHTO, un facteur d'ajustement C est proposé. Ce facteur devrait être inférieur à 0.33.

Ensuite, le module effectif des couches au-dessus du sol de fondation E_p est calculé de manière itérative selon l'équation ci-dessous :

$$w_0 = 1.5 \times p \times a \left\{ \frac{1}{M_R \sqrt{1 + \left(\frac{D^3}{a^3} \sqrt{\frac{E_p}{M_R}} \right)}} + \frac{1 - \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}}{E_p} \right\}$$

Où w_0 est la déflexion de la surface de la chaussée au niveau de l'axe central des plaques de chargement, p est la pression de contact en [psi], a est le rayon de la charge en [inches] et D la profondeur du sol de fondation. La déflexion doit être ajustée afin de correspondre à la température de référence de 20°C à l'aide de nomogrammes pour des couches de base granulaires ou bitumineuses, comme montrée à la Fig. 43.

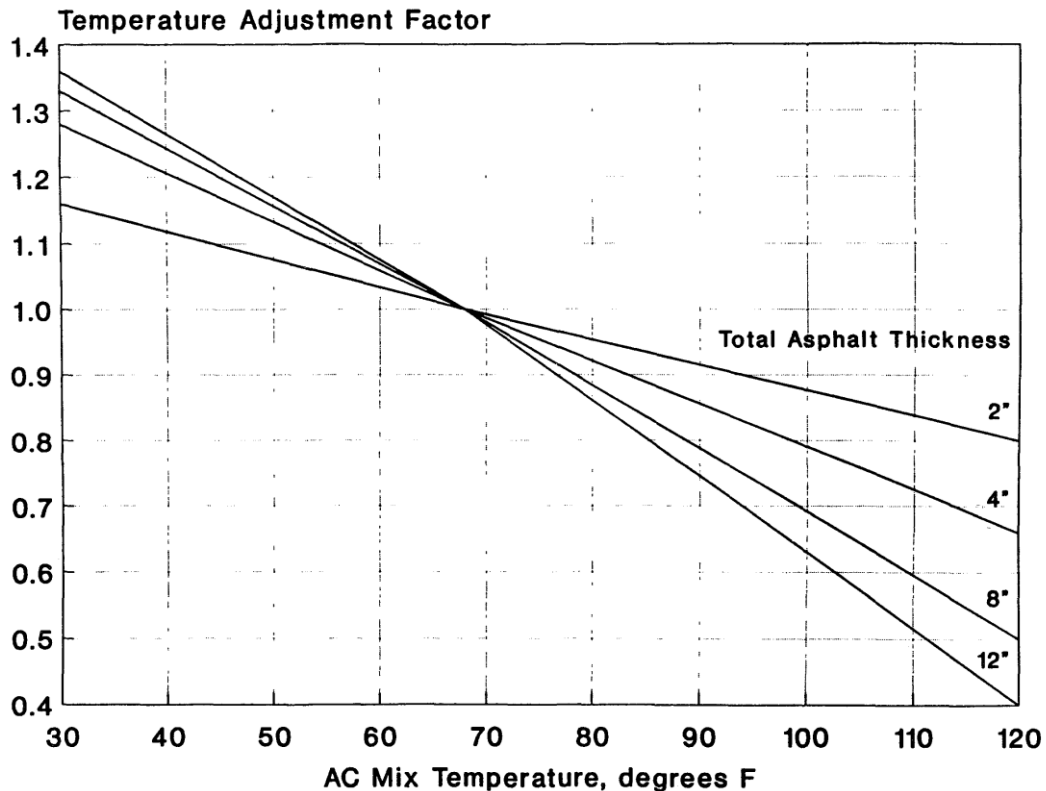


Figure L5.4. d_0 Adjustment for AC Mix Temperature for Granular and Asphalt-Treated Base Pavements

Fig. 43 Nomogramme pour l'estimation du facteur d'ajustement de la température, selon [107]

Selon cette méthode, il est admis que la capacité structurelle de la chaussée est fonction de son épaisseur totale et de sa rigidité globale. La relation entre SN_{EFF} , l'épaisseur et la rigidité est donnée par l'équation suivante :

$$SN_{EFF} = 0.0045 D \sqrt[3]{E_p}$$

Où D [inches] est l'épaisseur totale et E_p [psi] le module effectif de toutes les couches de la chaussée au-dessus du sol de fondation. Le nomogramme montré à la Fig. 44 permet de calculer SN_{EFF} graphiquement.

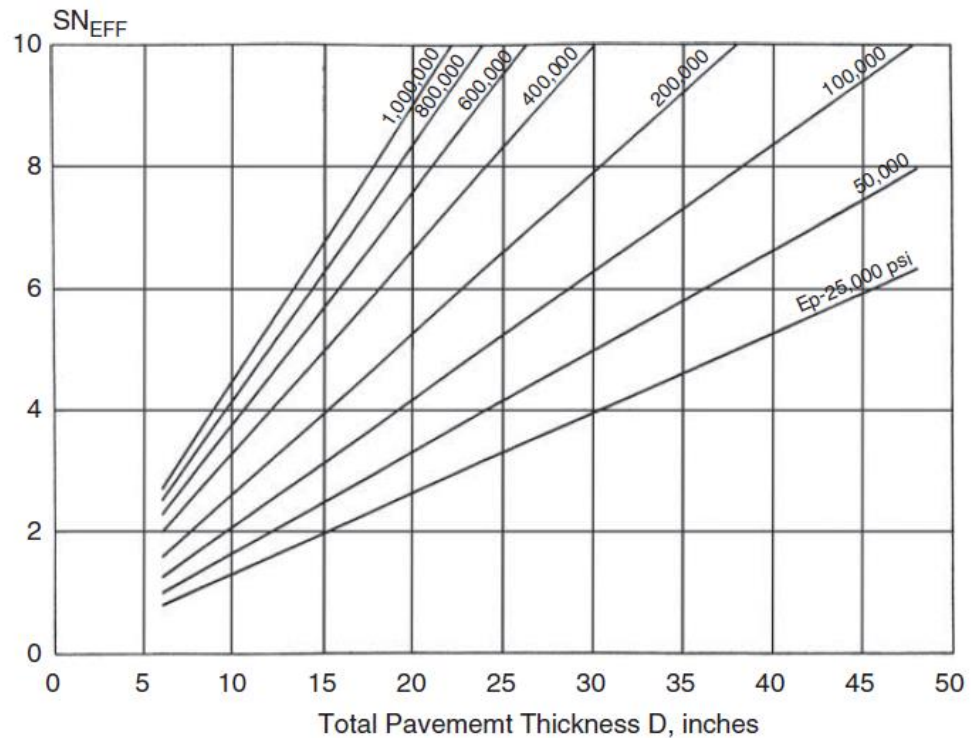


Fig. 44 Nomogramme pour l'estimation de SN_{EFF} à partir du module du sol de fondation estimé E_p , selon [107]

Approche mécanistique-empirique du dimensionnement de la chaussée

Le dimensionnement de revêtements en enrobé bitumineux est une partie du guide de dimensionnement mécanistique-empirique qui a également été inclus dans le logiciel AASHTOWare® Pavement ME Design™ (2011). Comme pour les chaussées neuves, cette méthode de réhabilitation est basée sur la réponse mécanique et sur une fonction de dommage empirique des matériaux de la chaussée. Cela signifie que les inputs de trafic, climat et matériaux sont déterminés comme pour une structure neuve.

En ce qui concerne le trafic, cette méthode utilise des spectres de charges d'essieux comme inputs pour le processus d'analyse. Un spectre de charges d'essieux caractérise les charges de trafic selon la configuration et le poids des essieux de chaque classe de véhicules. Les spectres de charges d'essieux représentent les distributions horaires, journalières, mensuelles et saisonnières du trafic par rapport au type/charge d'essieux de différentes classes de véhicules. Il est important de noter que, contrairement à d'anciens guides de dimensionnement de la chaussée AASHTO, cette méthode applique la même méthodologie pour caractériser les charges de trafic, sans différence entre le type de chaussée (i.e., béton, bitumineuse, composite) ou le type de dimensionnement (neuve ou renforcée).

En outre, de nombreuses parties de la chaussée (i.e., bitume, couche de base non liée, sol de fondation) sont affectées par les conditions climatiques, ce qui rend la précision de la caractérisation de ces effets pour prédire la performance de la chaussée essentielle. Les effets de l'environnement liés aux profils de température et d'humidité sont inclus dans le processus de dimensionnement de la chaussée par le développement du modèle « Enhanced Integrated Climatic Model », qui contient les moyennes horaires de température, de précipitations, de vitesse du vent, de pourcentage d'ensoleillement et d'humidité relative de la région où la chaussée sera construite.

Cependant, une partie essentielle dans le dimensionnement d'un renforcement consiste en la détermination des propriétés des couches restantes de la chaussée. La Fig. 45

présente un schéma de la procédure pour réaliser une évaluation complète de l'état d'une chaussée existante.

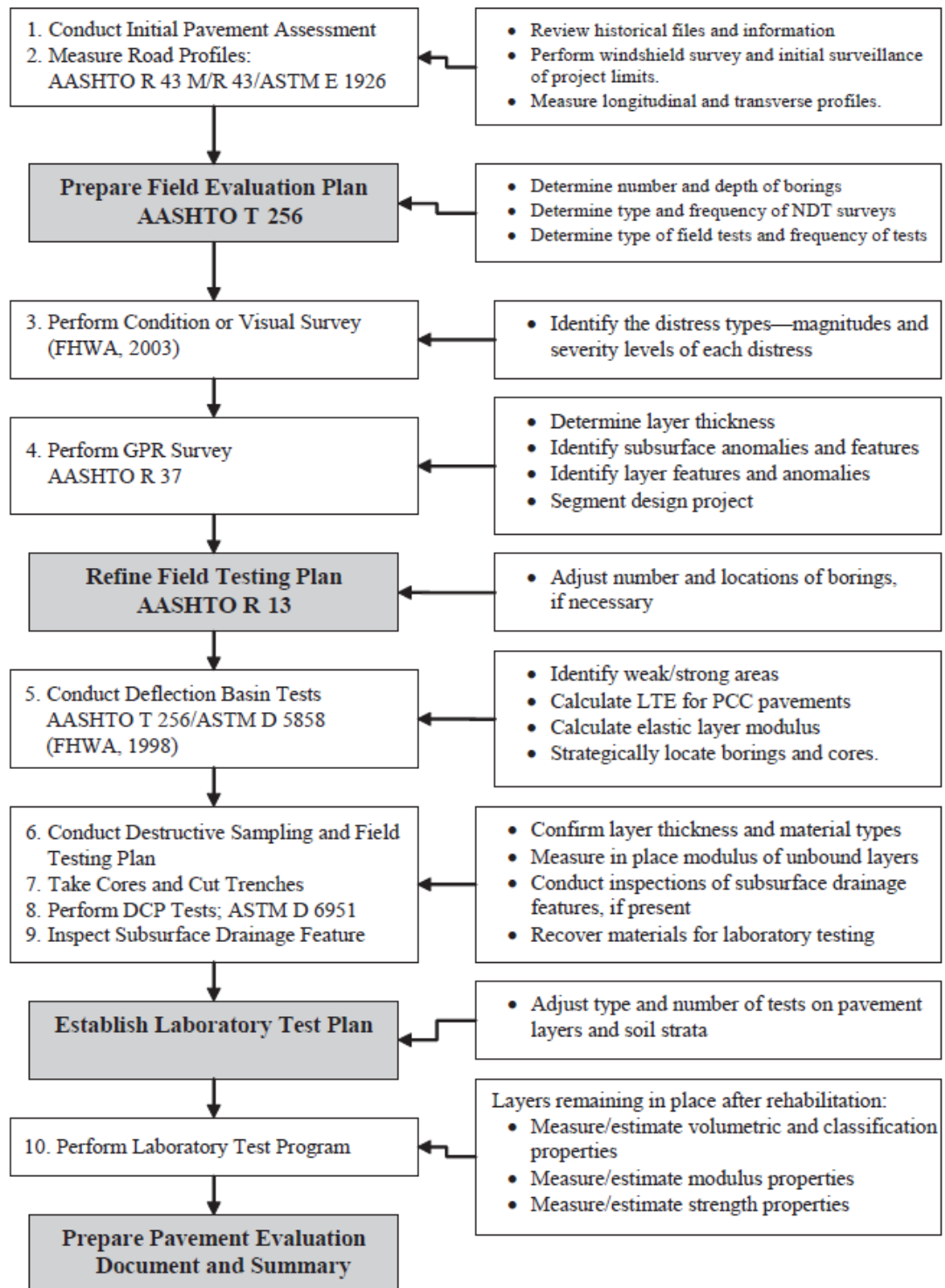


Fig. 45 Étapes pour réaliser une évaluation complète de l'état d'une chaussée existante, selon [107]

Néanmoins, il n'est pas toujours possible de suivre toutes les étapes d'évaluation listées ci-dessus. Comme décrit dans la nouvelle méthode de dimensionnement de la chaussée, il existe trois niveaux de détail pour la détermination des inputs pour la plupart des paramètres liés au trafic et aux matériaux :

- Dans le niveau 1, le paramètre est mesuré directement par exemple sur le site. Ce niveau est le plus détaillé, en contrepartie, les coûts pour la détermination des paramètres sont plus élevés. Ce niveau devrait être utilisé pour des dimensionnements ayant des caractéristiques inhabituelles (site, matériaux, trafic).
- Le niveau 2 utilise des corrélations ou des équations de régression à partir de données ou paramètres spécifiques à d'autres sites. Ces mesures sont moins coûteuses.
- Les paramètres du niveau 3 sont basés sur des valeurs « estimées au mieux » ou par défaut sur des valeurs globales ou régionales. Ce niveau d'inputs a le plus bas niveau de connaissance des paramètres, mais il a le coût d'essais et de récolte de données le plus bas.

La Fig. 46 montre une liste des niveaux d'inputs associés à la mise en place et à la réalisation d'un plan d'évaluation des chaussées en appui à la méthode MEPDG.

Assessment Activity	Input Level for Pavement Rehabilitation Design			Purpose of Activity
	1	2	3	
1. Initial Assessment: Review files and historical information, conduct windshield survey.	Yes	Yes	Yes	Estimate the overall structural adequacy and materials durability of existing pavement, segment project into similar condition of: - Existing layers - Shoulders, if present - Drainage features (surface and subsurface) - Identify potential rehabilitation strategies
2. Surface Feature Surveys: Measure profile, noise, and friction of existing surface.	Yes, Only Profile	Yes, Only Profile	No	Determine functional adequacy of surface; Profile, friction and noise surveys are only needed to determine if rehabilitation is needed, because the surface will usually be replaced or modified. Profile surveys are used to select a proper rehabilitation strategy—milling depth or diamond grinding, leveling course thickness, or none needed; estimate the initial IRI value after HMA overlay; and CPR appropriateness.
3. Detailed Condition Survey: Determine type, amount, and severity of existing distresses	Yes	Yes	No	Estimate structural adequacy or remaining life and materials durability of existing pavement layers and to select a rehabilitation strategy. - Distortion; faulting of PCC and rutting in HMA - Cracking; non-load related cracks versus fatigue cracks - Material disintegration distresses (raveling, D-cracking, etc.) - Define/segment areas with different distresses
4. GPR Survey: Estimate layer thickness, locate subsurface anomalies and features	Yes	No	No	Determine structural adequacy, subsurface features and anomalies, and materials durability of existing pavement layers: - Estimate layer thickness - Identify potential subsurface anomalies - Locate voids beneath pavement surface - Locate HMA layers with stripping
5. Deflection Basin Tests: Measure load-response of pavement structure and foundation	Yes	Yes	No	Determine structural adequacy and in-place modulus of existing pavement layers and foundation. - Calculate LTE of cracks and joints in PCC pavements - Calculate layer modulus - Locate borings and cores for destructive tests Level 1— Clustered spacing of deflection basin tests in areas with different distresses along entire project. Level 2—Uniform spacing of deflection basin tests in areas with different distresses.
6. Destructive Sampling: Drill cores and boring to recover materials for visual observation and lab testing	Yes	Yes	Yes	Determine structural adequacy and materials durability. - Visual classification of materials and soils - Confirm layer thickness and material types - Identify/confirm subsurface anomalies—HMA stripping, voids, etc. - Determine depth to rigid layer or bedrock - Determine water table depth - Identify seams with lateral water flow Levels 1 and 2— Boring and cores drilled in each segment identified from the condition survey, deflection basin tests and GPR survey. Level 3—Limited borings in areas identified from the initial pavement assessment activity.
7. Field Inspections: Cores and trenches in distressed areas	Yes	No	No	Structural adequacy and rehabilitation strategy selection: - Determine the rutting in each paving layer from the excavated trenches. - Determine where cracking initiated and the direction of crack propagation.
8. Field Tests: DCP tests of unbound layers	Yes	No	No	Determine structural adequacy—estimate the in-place modulus from DCP tests performed on the unbound layer through the core locations.
9. Field Inspections: Subsurface drainage features	Yes	No	No	Subsurface drainage adequacy—Inspecting drainage features with mini-cameras to check condition of and ensure positive drainage of edge drains.
10. Laboratory Tests: Unbound materials and soils, HMA mixtures, and PCC mixtures	Yes	Yes	No	Layers which will remain in place after rehabilitation: - Classification tests (gradation and Atterberg limits tests) - Unit weight and moisture content tests - Coefficient of thermal expansion—PCC - Strength tests—PCC and HMA layers - Modulus tests—PCC layers only Level 1—Laboratory tests listed above Level 2—Modulus estimated from DCP and deflection basin tests for unbound layers and volumetric properties for bound layers. Level 3—All inputs based on defaults and visual classification of materials and soils; no laboratory tests are performed on layers that will remain in place.

Fig. 46 Niveaux d'inputs pour un programme d'évaluation de remise en état de la chaussée, selon [107]

Indépendamment du niveau des inputs, les méthodes les plus utilisées pour évaluer les matériaux d'une chaussée existante impliquent de déterminer les modules élastiques des couches in-situ, le degré des dommages dus à la fatigue et le degré de déformation plastique. Les méthodes recommandées pour chaque niveau de détail des inputs sont présentées à la Fig. 47.

Layer Material	Input	Hierarchical Level		
		1	2	3
Subgrade	Modulus	NDT	Simple Test Correlations	Soil Classification
	Initial ϵ_p	Trench Data	User Input	User Input
Unbound Base or Subbase	Modulus	NDT	Simple Test Correlations	Soil Classification
	Initial ϵ_p	Trench Data	User Input	User Input
Chemically Stabilized Materials	Damaged Modulus	NDT	Estimated from Undamaged Modulus	Estimated from Undamaged Modulus
	Undamaged Modulus	Compressive Strength of Field Cores	Estimated from Compressive Strength of Field Cores	Estimated form Typical Compressive Strength
	Fatigue Damage	% Alligator Cracking	% Alligator Cracking	Pavement Rating
Existing Asphalt Layers	Damaged Modulus	NDT	Estimated from Undamaged Modulus	Estimated from Undamaged Modulus
	Undamaged Modulus	HMA dynamic modulus model with Project Specific Inputs	HMA dynamic modulus model with Project Specific Inputs	HMA dynamic modulus model with Agency Historical Inputs
	Fatigue Damage	% Alligator Cracking from Visual Condition Surveys	% Alligator Cracking from visual condition surveys	Pavement Rating
	Initial ϵ_p	Trench Data	User Input	User Input

Fig. 47 Méthodes recommandées pour caractériser les propriétés des matériaux d'une structure existante, selon [36]

Les modules élastiques des couches de la chaussée sont calculés à partir de données issues d'essais non destructifs (NDT) comme des essais de déflexion en ayant recours à des exploitations par calcul inverse. L'appareil typique utilisé à cette fin est le Falling Weight Deflectometer (FWD). L'utilisation d'appareils de tests sismiques est en train de gagner en popularité et fournit une estimation du module in-situ des couches de la chaussée. Ces essais non destructifs peuvent être réalisés avant tout essai destructif, tels que carottages et excavations de matériaux, afin de mieux sélectionner les emplacements de tels essais. Les bassins de déflexions sont mesurés le long de la chaussée à des emplacements représentatifs qui varient selon le type de chaussée.

Les données mesurées le long de la chaussée sont utilisées pour la sélection de stratégies de réhabilitation adéquates et pour fournir des inputs permettant de déterminer par calcul inverse les modules des couches. Les modules calculés de cette manière sont utiles pour définir l'état structurel in situ des couches de la chaussée. Les modules de rigidité in situ (M_R) des couches granulaires doivent être ajustés avec des valeurs de calcul inverse afin de prendre en compte les différences entre les essais sur le terrain et les conditions en laboratoire.

Les endommagements dus à la fatigue dans la partie bitumineuse sont estimés à partir des différences de module dynamique entre l'état initial et l'état actuel de la couche, obtenues à partir de carottes extraites. Le module dynamique des couches bitumineuses « endommagées », calculé de façon inverse à partir des essais non destructifs et noté E^*_{dam} , est utilisé en combinaison avec le module dynamique des couches « intactes » (i.e., comme juste après la construction), noté E^* , afin d'estimer le degré de dommages accumulés dus à la fatigue. La courbe maîtresse de E^* est reconstruite à partir des données issues des carottes in situ (i.e. notamment données volumétriques et de susceptibilité visco-thermique du liant extrait). Les courbes maîtresses permettent d'estimer E^* , en fonction conditions de chargement/température (i.e. temps réduit) lors de l'essai non destructif (voir Fig. 48).

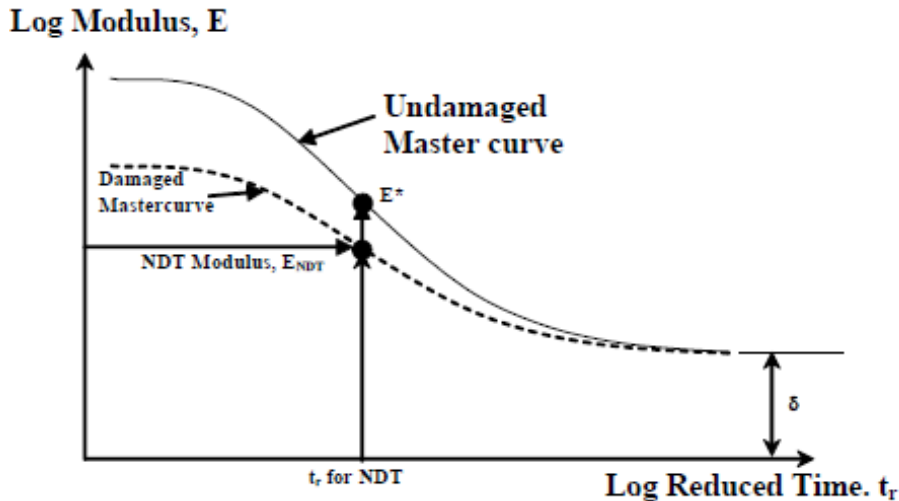


Fig. 48 Calcul de l'endommagement dû à la fatigue pour un enrobé bitumineux avec des inputs de niveau 1, selon [36]

Connaissant E^*_{dam} (après calcul inverse) et E^* (à partir de propriétés volumétriques des carottes) sous les mêmes conditions de température/chargement, il est possible de calculer l'endommagement dû à la fatigue dans l'enrobé bitumineux d_{AC} avant la pose du renforcement en résolvant l'équation suivante :

$$E^*_{dam} = E_{min} + \frac{E^* - E_{min}}{1 + e^{-0.3 + 5 \log d_{AC}}}$$

où E^*_{min} est le module dynamique minimum de l'enrobé bitumineux. L'unité de tous les modules est [lbs/in²]. Cette équation peut également être utilisée pour calculer de futures réductions du module de la couche bitumineuse, étant donné que les dommages dus à la fatigue continuent à se cumuler pendant la durée de vie restante après renforcement. Ensuite, des simulations successives de performance avec différentes épaisseurs de chaussées sont réalisées afin de définir l'épaisseur minimale qui satisfasse les exigences pour le trafic attendu sur la durée de vie. Le critère pour déterminer cela est la prédiction de dégradations de surface en-dessous de valeurs critiques sélectionnées. Le logiciel développé par l'étude NCHRP 1-37A [85] est utilisé pour implémenter cette approche. Dans ce cas, les propriétés des couches existantes de la chaussée et leur état structurel doivent être spécifiés. D'autres caractéristiques existantes comme la déformation plastique de la structure sont mesurées directement par des carottages ou des tranchées.

En résumé, la nouvelle méthode AASHTO M-E est plus rationnelle, fiable et universelle par rapport à la méthode purement empirique initialement décrite. De meilleurs dimensionnements de renforcements mèneront à des chaussées plus durables et plus efficaces en termes de coût de renforcement.

4.4.2 Présentation des méthodes allemandes

En Allemagne, le renforcement d'une chaussée peut s'effectuer en suivant la norme RStO 12 [28] ou la norme RDO 09 [29]. Ces deux normes sont présentées ci-après.

Méthode selon la norme RStO 12 - Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen [28]

En Allemagne, la procédure de dimensionnement empirique [28] comporte une section qui établit comment procéder pour le dimensionnement d'un renforcement. En premier lieu du dimensionnement, la directive RStO définit l'évaluation de l'état structurel de la chaussée existante en considérant les aspects suivants :

- Détermination des charges de trafic antérieures ainsi que l'âge de la chaussée,
- Définition de l'état de surface à l'aide de relevés visuels,
- Calcul de la capacité portante,
- Evaluation du type et de l'état de la chaussée existante et son adéquation avec les besoins futurs,
- Analyse des conditions de drainage.

Concernant les chaussées soumises aux classes de chargement Bk10 à Bk100, il est recommandé de déterminer les propriétés des matériaux des couches bitumineuses ou en béton restantes dans la structure de la chaussée, ainsi que celles des nouvelles couches à poser, à l'aide des logiciels AL Sp-Asphalt ou AL Sp-Beton respectivement. Le calcul de la durée de vie structurelle résiduelle des couches restantes et de la durée de vie de la chaussée après renforcement doit être basé sur la norme RDO 09 [29]. Le gel doit également être évalué selon la procédure utilisée pour les chaussées neuves. Dans le cas où la structure proposée ne satisfait pas l'épaisseur requise, elle doit être modifiée.

La norme RStO définit trois types de renforcements :

- Un remplacement complet de l'ancienne structure,
- Un remplacement d'une partie de l'ancienne chaussée,
- Une construction au-dessus de la chaussée existante (rechargement).

Concernant le premier type de renforcement (remplacement complet), le dimensionnement est réalisé comme s'il s'agissait d'une chaussée neuve.

Le remplacement partiel est conçu en suivant les propositions données dans le catalogue [28]. Si des dommages sévères doivent être réparés, imposant de devoir démolir certaines couches de la chaussée existante, l'épaisseur des couches à poser doit être définie selon le type et l'état de la couche sur laquelle la nouvelle chaussée sera placée, en se basant sur les Tab. 1 à 4 de la norme [28] (voir Fig. 50). Ce type de renforcement est uniquement possible si les couches restantes de la structure existante ont une capacité portante suffisante et des propriétés de planéité satisfaisantes.

La rénovation d'une chaussée bitumineuse en remplaçant une partie des couches bitumineuses est illustrée à l'aide de l'exemple suivant :

- La future construction doit être de classe Bk100,
- La structure de chaussée existante est donnée à la Fig. 49 :

Couche de roulement bitumineuse	4.0 cm
Couche de liaison bitumineuse	8.0 cm
Couche de base bitumineuse	10.0 cm
Couche non liée	15.0 cm
Couche de GNT	43.0 cm
Epaisseur totale	80.0 cm

Fig. 49 Structure de la chaussée existante de l'exemple traité

Cette structure est une construction de classe Bk10, selon le Tab. 1, ligne 2.2 de [28] (Fig. 50).

(Dickenangaben in cm; — E_{10} -Mindestwerte in MN/m²)

Zeile	Bauklasse	Bk ₁₀₀	Bk ₃₂	Bk ₁₀	Bk _{3,2}	Bk _{1,8}	Bk _{0,3}	Bk _{0,3}
	B [Mio]	> 32	> 10 - 32	> 3,2 - 10	> 1,8 - 3,2	> 1,0 - 1,8	> 0,3 - 1,0	≤ 0,3
	Dicke des frostsich. Oberbaues	55 65 75 85	55 65 75 85	55 65 75 85	45 55 65 75	45 55 65 75	35 45 55 65	35 45 55 65
2.2	Asphaltdecke	12	12	12	10	4	4	4
	Asphalttragschicht	18	14	10	10	12	10	10
	Verfestigung	15	15	15	15	15	15	15
	Schicht aus frostunempfindlichem Material -weit- oder intermittierend gestuft gemäß DIN 18196-	Σ45	Σ41	Σ37	Σ35	Σ31	Σ29	Σ29
	Dicke der Schicht aus Material	10 20 30 40	14 24 34 44	18 28 38 48	10 20 30 40	14 24 34 44	6 16 26 36	6 16 26 36

Fig. 50 Extrait du Tab. 1 de la norme allemande [28]

- Evaluation des matériaux de la structure existante
Les conditions de surface (déformations dans les directions transversale et longitudinale et fissures) montrent de graves dommages. Des excavations et des sondages ont confirmé l'hypothèse que la couche de liaison était aussi endommagée. La couche non liée ne présente pas de dommages.
- Type de rénovation et méthode de construction :
La rénovation doit être réalisée selon le Tab. 1, ligne 2.2 de [28], classe de construction Bk100, les couches bitumineuses, y compris celle de base doivent être retirées et remplacées. La Fig. 51 illustre la structure de chaussée sélectionnée, pour laquelle le remplacement s'est fait sur une épaisseur de 30 cm.

Couche de roulement bitumineuse	4.0 cm
Couche de liaison bitumineuse	8.0 cm
Couche de base bitumineuse	18.0 cm
Couche non liée	15.0 cm
Couche antigel	43.0 cm
Epaisseur totale	88.0 cm

Fig. 51 Structure de la chaussée avec renforcement sélectionnée pour l'exemple traité

Avec cette structure, la chaussée remplit les critères pour une capacité structurale et une protection contre le gel suffisantes.

Finalement, la norme recommande que la pose d'une couche de roulement au sommet d'une chaussée existante soit basée sur un relevé et une évaluation correcte de la capacité structurale de la chaussée existante. De plus, la détermination de l'épaisseur de cette couche supplémentaire doit se faire en accord avec la norme RDO 09 [29]. Autrement, s'il y a des signes de dommages structuraux ou pour des classes de construction Bk0.3 à Bk3.2, la couche de roulement peut être dimensionnée selon la Fig. 52.

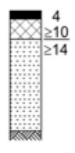
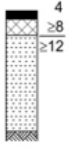
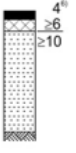
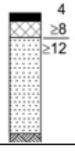
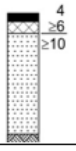
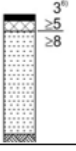
Classe de rénovation	Evaluation structurelle	Bk _{1,8}	Bk _{1,0}	Bk _{0,3}
	Chaussée bitumineuse existante	> 1,0 - 1,8	> 0,3 - 1,0	≤ 0,3
E 1	Faïençage			
	Accumulation de fissures individuelles (également des fissures longitudinales à côté de la déformation) Déformation due à une faible capacité structurelle			
E 2	Non-planéité longitudinale			
	Orniérage			

Fig. 52 Types de renforcements en fonction de l'évaluation structurelle pour les classes de construction Bk0.3, Bk1.0, et Bk1.8 [29]

Méthode selon la norme RDO 09 - Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke [29]

Suivant l'évolution des méthodes de dimensionnement en Allemagne, la norme RDO - Asphalt 09 définit une approche mécanistique pour le calcul du renforcement. Selon la norme [29], la première étape d'un processus de renforcement est de déterminer des sections homogènes au moyen d'essais de chargement (par exemple, en utilisant le FWD) et/ou avec des méthodes pour la détermination de couches d'épaisseur continue (par exemple avec le Ground Penetrating Radar GPR). Les critères structurels de ces sections homogènes peuvent être déterminés à partir de diverses normes allemandes :

- Norme liée aux travaux souterrains pour les chaussées [42],
- Norme pour les couches non-liées [43],
- Norme pour les couches bitumineuses [44].

Parmi ces critères structurels, il y a en particulier la composition du mélange ou la granulométrie des particules, la résistance au gel, la compaction, la perméabilité à l'eau et la planéité des couches existantes et restantes. Pour ces couches restantes, les inputs pertinents pour le dimensionnement sont généralement les suivants :

- La valeur d'Ev2 pour le sol de fondation ainsi que pour les couches restantes non-liées de la structure,
- Le module E et la fonction de fatigue des matériaux des couches carottées à partir des couches de base bitumineuses restantes,
- La courbe maîtresse du module E de la couche de roulement bitumineuse et/ou couche de liaison restante,
- Les épaisseurs de toutes les couches selon leur norme respective,
- La mise en place d'une couche intermédiaire (selon Leutner) entre les autres couches bitumineuses.

Il n'est pas nécessaire de déterminer le module d'élasticité ni la fonction de fatigue pour les couches de base comportant exclusivement des liants hydrauliques. La vérification des couches restantes et des nouvelles couches doit se faire à l'image du dimensionnement d'une structure neuve, selon le Tab. 27.

Tab. 27 Modes d'endommagement à vérifier pour chaque de la chaussée, selon la norme allemande [29]

Couche	Vérification à effectuer
Terrain naturel / Sol de fondation	Déformation plastique
Couche de base non liée	Déformation plastique
Couche de base avec liants hydrauliques	Fatigue
Couche de base bitumineuse	Fatigue
Couche de liaison bitumineuse	Orniérage
Couche de roulement bitumineuse	Orniérage

Ainsi, les mesures de renforcement peuvent être adaptées à des solutions individuelles à l'aide de calculs mécanistiques et des propriétés des matériaux. Il convient de rappeler que l'outil de dimensionnement de la chaussée "PaDesTo" est un logiciel utilisé pour le dimensionnement de chaussées selon la norme RDO Asphalt 09 [29] tel que mentionné au chapitre 3.4.2.

4.4.3 Présentation de la méthode autrichienne

En Autriche, la norme RVS 03.08.64 [32] a été rédigée spécifiquement pour le dimensionnement de renforcements, ce qui n'est pas inclus dans la norme de dimensionnement RVS 03.08.63 [30]. D'autre part, la norme de dimensionnement la plus récente, la RVS 03.08.68 [31], ne mentionne pas spécifiquement comment dimensionner un renforcement. Cependant, pour cette méthode mécanistique-empirique, il est nécessaire de caractériser les matériaux qui restent dans la chaussée ainsi que le renforcement en suivant la procédure décrite dans la norme.

Méthode selon la norme RVS 03.08.64 (Oberbauverstärkung von Asphaltstraßen) [32]

Cette norme a été spécifiquement rédigée pour décrire la procédure de dimensionnement de renforcements pour des chaussées souples, rigides et composites. Tout comme le font d'autres normes, elle différencie trois types de renforcements :

- Renforcement au sommet de la chaussée existante (rechargement),
- Renforcement avec remplacement partiel de la chaussée existante,
- Remplacement total de la chaussée.

Le choix du type de renforcement dépend de l'adéquation entre les couches existantes et la structure rénovée mais aussi de conditions externes telles que, entre autres, des contraintes de niveaux ou de capacité portante sur les ouvrages d'art.

Afin d'obtenir un dimensionnement précis, il est important de réunir autant d'informations que possible sur l'état actuel de la chaussée et d'assurer des conditions de drainage optimales.

L'état de la chaussée existante doit être monitoré au moyen de relevés visuels, de documentation, de tests in situ et en laboratoire relativement :

- Aux dégradations de surface,
- Aux déformations transversales et longitudinales,
- Aux mesures de déflection incluant le calcul des modules élastiques des couches,
- A la détermination des épaisseurs et des liants des couches,
- Aux propriétés des matériaux de chaque couche.

De plus, le trafic passé et futur doit être estimé selon la norme RVS 03.08.63 [30] à l'aide du comptage périodique de trafic du JDTLV (Jahres durchschnittlich täglicher Lastverkehr) si aucune information supplémentaire n'est disponible. En utilisant le trafic antérieur ainsi que les propriétés des matériaux déterminées et l'état de la chaussée, il est possible d'estimer la durée de vie restante. Le trafic antérieur peut être obtenu en se basant sur le cumul des $JDTLV_{ges}$ depuis la construction de la chaussée en prenant en compte la croissance annuelle du trafic. Le trafic futur est généralement calculé de façon similaire, en général pour une période de 20 ans.

Pour le dimensionnement d'un renforcement, la norme [32] définit trois méthodes : la méthode de comparaison, la méthode de déflexion et la méthode analytique. Ces méthodes sont décrites ci-dessous :

- Méthode de comparaison : elle peut être utilisée pour estimer les épaisseurs du renforcement sur des chaussées souples (couches bitumineuses sur des couches non liées et une couche de fondation) et doit être comparée au résultat d'un dimensionnement d'une structure neuve. Afin d'estimer l'incidence de la fatigue sur les couches bitumineuses restantes, un facteur de réduction c_i doit être appliqué sur les épaisseurs réelles des couches afin d'obtenir l'épaisseur effective D_w à l'aide de l'équation ci-dessous :

$$D_w = c_i \times D_i$$

La Fig. 53 correspond au Tab. 1 de la norme [32] qui propose des facteurs de réduction selon la sévérité des dégradations observées lors de relevés visuels.

Zustand der bituminösen Schicht (Heißmischgut)	c_i
ausgedehnte Rißbildungen, stark zerstörte Asphalttschicht, beträchtliche Zerbröckelungen	0,3–0,5
zahlreiche Einzel- und größere Netzrißbereiche	0,5–0,7
einige Einzelrisse sowie vereinzelte kleine Netzrißbereiche	0,7–0,9
im wesentlichen rissefrei	0,9–1,0

Tab. 1: Reduktionsfaktoren c_i zur Umrechnung vorhandener bituminös gebundener Schichten auf die wirksame Dicke D_w

Fig. 53 Facteurs de réduction pour la conversion des couches bitumineuses existantes en épaisseur effective D_w , selon la norme autrichienne [32]

Si les couches non liées existantes (couches de base et de fondation) sont résistantes au gel et peu dégradées ($c_i > 0.7$), mais sont plus fines que l'épaisseur requise pour une construction neuve, le renforcement bitumineux devra alors être plus épais. On considère que pour chaque tranche de 10 cm manquante dans la couche de liaison non liée, la couche bitumineuse doit alors être majorée de 2 cm environ.

- Méthode de déflexion : le renforcement nécessaire est dimensionné en fonction de la capacité portante de la chaussée existante et de la charge de trafic de dimensionnement. L'épaisseur nécessaire du renforcement doit être déterminée selon le nomogramme présenté à la Fig. 54. Les inputs de ce nomogramme proviennent des mesures de déflexion décisives statiques d_m comme la poutre de Benkelman ou des mesures optiques. Les mesures provenant d'un deflectographe de Lacroix doivent être d'abord converties en valeurs statiques. Le calcul de la déflexion décisive d_m est effectué avec l'équation suivante :

$$d_m = c (\bar{d} + k \cdot s)$$

Où :

- $\bar{d}$ = moyenne des mesures de déflexion pour une section homogène [-],
 s = écart-type des mesures de déflexion [-],
 k = facteur à appliquer si les mesures ont été réalisées en dehors de la période de dégel (printemps) [-]. Il dépend de la classe de charge, selon le Tab. 2 de la norme [32] (voir Fig. 55).
 c = facteur de correction à appliquer si les mesures ont été réalisées en dehors de la période de dégel [-]. Il varie de 1.3 et 2.0 selon une évaluation basée sur des expériences locales.

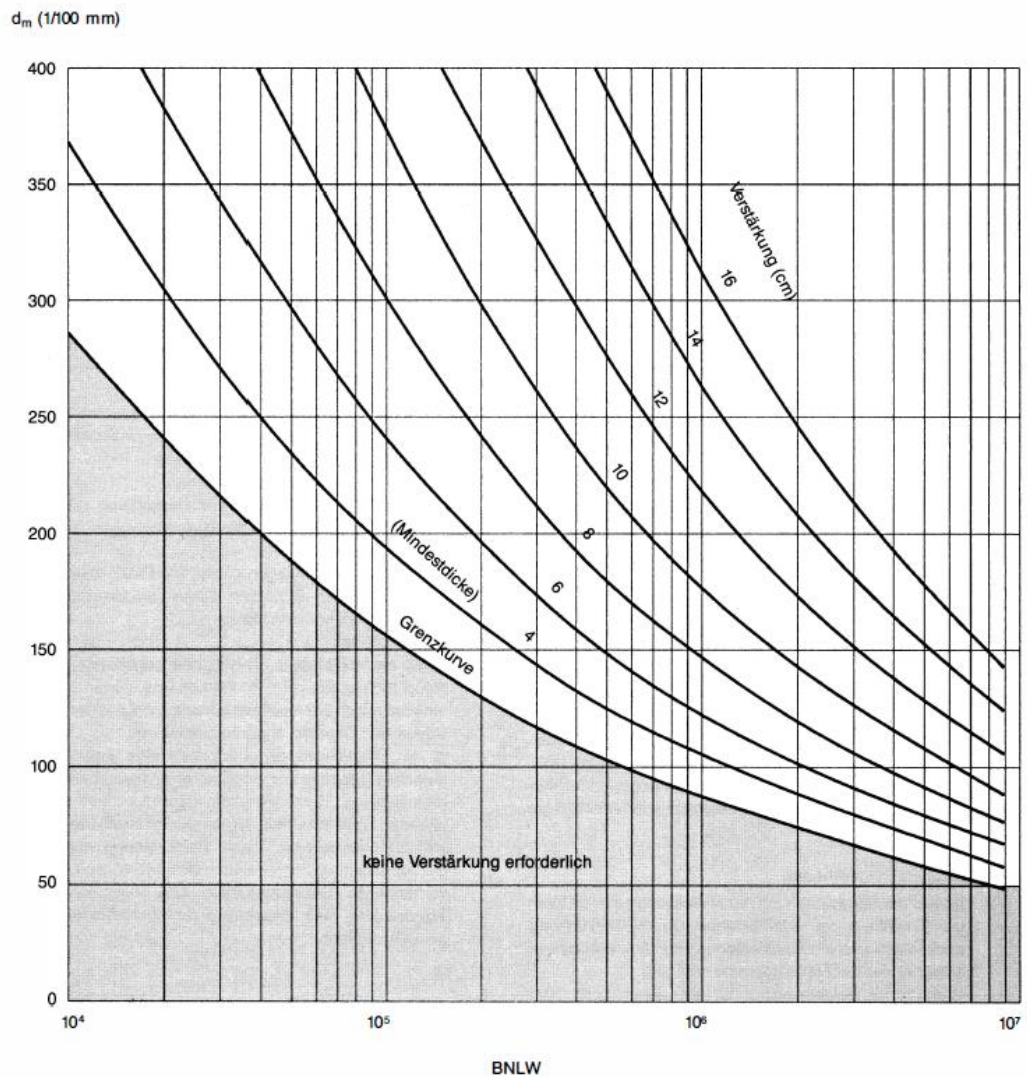


Abb. 1: Diagramm zur Ermittlung der Verstärkungsschichtdicke (cm) nach der Deflektionsmethode

Fig. 54 Nomogramme pour la détermination de l'épaisseur du renforcement (cm) selon la méthode de déflexion de la norme autrichienne [32]

Lastklasse	I, II	III	IV, V
k	2,0	1,6	1,3

Tab. 2: Faktor k in Abhängigkeit von der Lastklasse gem. RVS 3.63

Fig. 55 Facteur de correction k en fonction de la classe de chargement, selon la norme autrichienne [32]

L'épaisseur minimale de la couche de renforcement est de 4 cm, tel qu'indiqué à la Fig. 54, et le trafic attendu que pourra supporter la structure dans le futur est mesuré en termes d'essieux équivalents (BNLW pour Bemessungsnormallastwechsel). Ce nomogramme ne peut être utilisé que pour le renforcement de chaussées bitumineuses possédant une couche de base non liée, résistante au gel, et dont l'épaisseur est de 6 cm au minimum.

- Méthode analytique : cette procédure utilise un programme de calcul pour quantifier le trafic admissible, dans lequel une structure avec des propriétés de matériaux et des épaisseurs de couches est proposée initialement selon l'expérience de l'ingénieur et des mesures réalisées (in-situ ou laboratoire). Les contraintes admissibles des matériaux sont basées sur la résistance à la fatigue de chaque couche considérée de manière individuelle.

Dans la pratique, au moins deux des méthodes décrites ci-avant devraient être appliquées. En particulier, il est à noter que l'utilisation de la méthode de déflexion seule peut conduire à des calculs erronés. Le choix de la méthode dépend de l'importance du projet et des informations à disposition telles que, essentiellement :

- L'évaluation visuelle de l'état,
- Les mesures de capacité portante,
- Les essais sur les matériaux (épaisseur et résistance au gel des couches non-liées, épaisseur et propriétés des matériaux des couches bitumineuses).

Méthode selon la norme RVS 03.08.68 [31]

La norme RVS 03.08.68 [31], parue en 2018, est une méthode de dimensionnement de la chaussée basée sur l'utilisation des propriétés des mélanges bitumineux orientés sur la performance. La norme définit plusieurs niveaux de dimensionnement en fonction de la charge de trafic, du comportement de la rigidité et du comportement à la fatigue et des données réelles sur la section de route selon les informations à disposition. Le choix du niveau de dimensionnement a une influence sur la précision des résultats. Dans la norme, la possibilité d'utiliser ces niveaux de dimensionnement pour le dimensionnement d'un renforcement n'est pas mentionnée. Cependant, il est possible de calculer n'importe quelle structure en fonction des propriétés des matériaux, à l'aide du logiciel FSV_AsDim.

4.4.4 Présentation de la méthode française

Le renforcement des chaussées existantes ne dispose pas d'une norme en tant que telle, mais un guide de renforcement a été publié en 2016 conjointement par l'Institut des Routes, des Rues et des Infrastructures pour la Mobilité (IDRRIM) et le Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (Cerema) [72].

Historique

En 1978, paraît un guide technique intitulé « Dimensionnement des renforcements des chaussées souples ». Comme son nom l'indique, il n'était destiné qu'aux chaussées souples à l'époque. Une mise à jour de ce document a été publiée dix ans plus tard.

Au début des années 90, Erasmus, un logiciel expert dans un premier temps, rassemblant l'ensemble des connaissances acquises au cours des 20 années précédentes fut développé. Ce logiciel était uniquement disponible pour les ingénieurs du réseau des Ponts et Chaussées, puis accessible à l'extérieur à des prix « non raisonnables ». Il effectuait un diagnostic de la dégradation de la chaussée dans un premier temps, puis proposait une ou plusieurs solutions de renforcements possibles. Cependant, le procédé était assez opaque et seuls des ingénieurs expérimentés pouvaient déterminer la solution adaptée.

En parallèle, dès le début des années 1980, un autre logiciel nommé Alizé, était développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Par la suite, un guide de dimensionnement des chaussées neuves a été publié en 1994 [70], suivi de la norme française en 2011 dont la dernière version date de 2019 référence [27]. Cependant, il manquait toujours un document rassemblant toutes les connaissances sur le renforcement des chaussées existantes et c'est dans cette optique que le guide précédemment mentionné [72] a été créé.

Ce guide est très détaillé et complet. Pour chaque chapitre, il y a une présentation générale de la problématique, puis l'application aux principaux types de chaussées rencontrées dans la pratique. Les chaussées en béton de ciment font l'objet d'un guide à part. La structure générale du guide et de facto d'une procédure de renforcement est résumée à la Fig. 56.

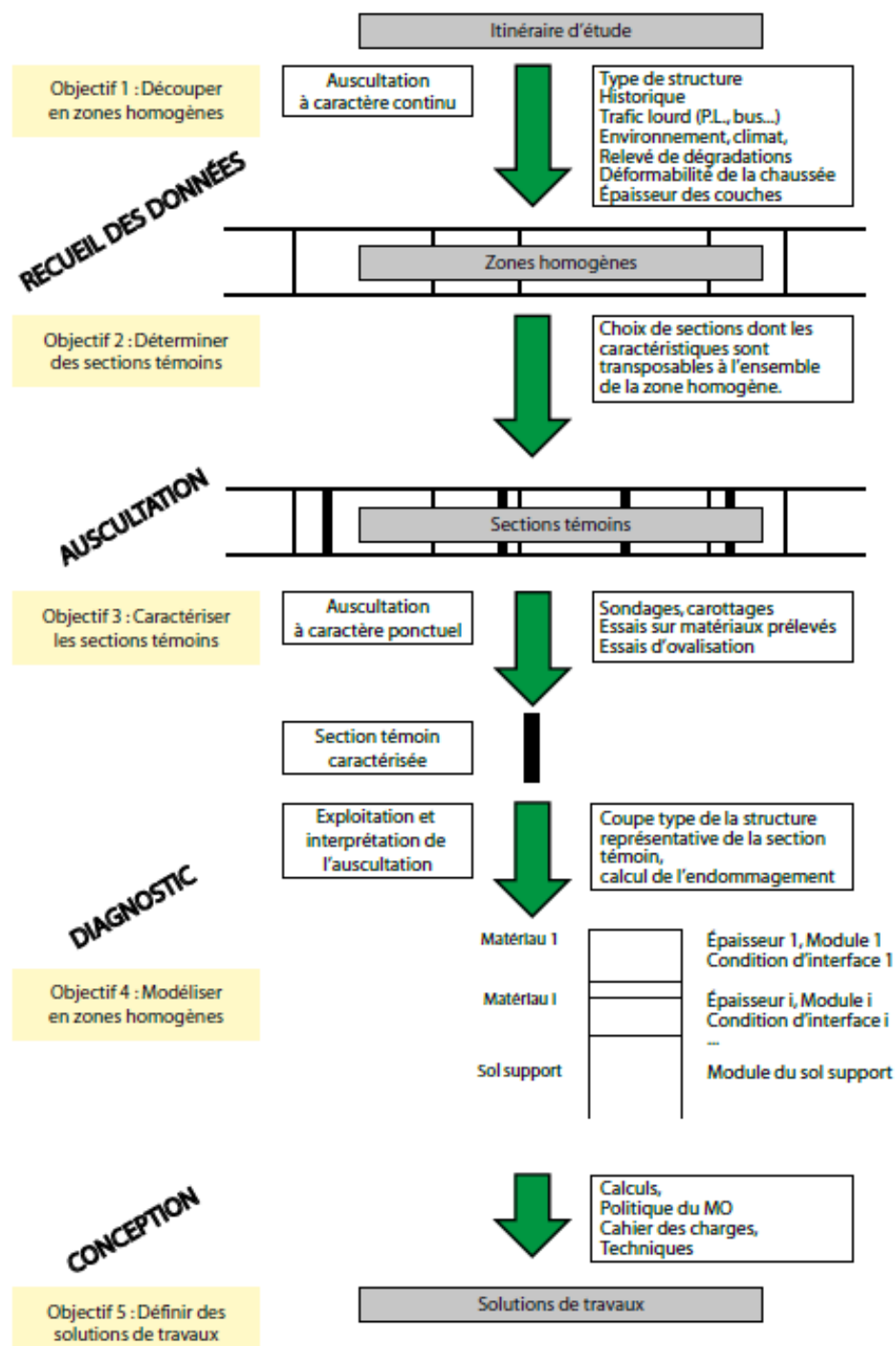


Fig. 56 Schéma synoptique de la démarche de renforcement des chaussées, selon [72]

Recueil des données et auscultation

Le guide propose une méthode d'auscultation divisée en trois phases (Fig. 57). La première consiste à recueillir les informations globales ou continues sur l'itinéraire à analyser. Ces mesures sont listées ci-dessous. La deuxième phase vise à découper l'itinéraire en tronçons homogènes vis-à-vis des données récoltées précédemment. Finalement, des sections témoins, représentatives d'un tronçon homogène, sont définies afin d'y mener des investigations détaillées (carottages, sondages).

Voici une liste non exhaustive des résultats que l'on peut obtenir via l'auscultation et qui sont utiles pour l'analyse :

- Historique de la chaussée,
- Trafic,
- Géométrie globale de la chaussée,
- Climat : températures minimales et maximales, précipitations,
- Etat visuel de surface,
- Déflexion sous charges,
- Rayon de courbure sous charges,
- Uni longitudinal et uni transversal,
- Mesures radar,
- Etc.

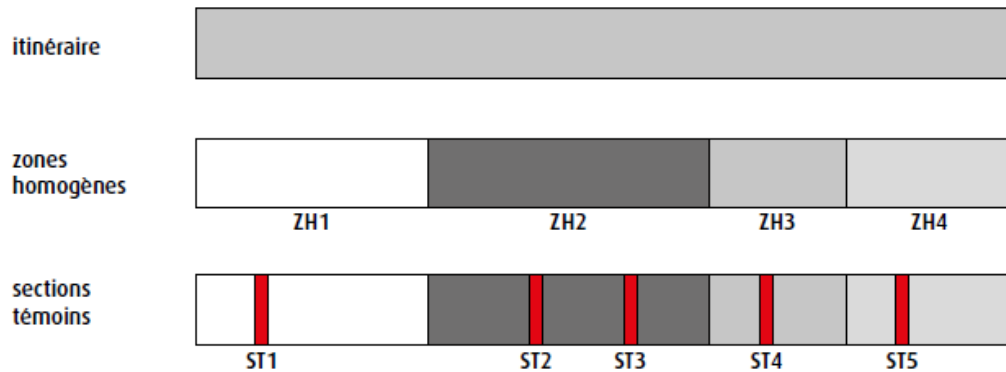


Fig. 57 Illustration des trois phases de l'auscultation des chaussées, selon [72]

Diagnostic et modélisation

Grâce aux données récoltées précédemment, il est possible de procéder au diagnostic de chacune de ces zones homogènes. Dans le guide (chapitre 3 de [72]), une présentation détaillée de la démarche pour chaque type de chaussée (souple, bitumineuse, inverse, etc.) est présentée. Cette démarche reste cependant globalement la même avec quelques particularités inhérentes à chaque type de chaussée. C'est pourquoi dans ce chapitre seule la démarche générale est détaillée. Finalement, ce chapitre aborde uniquement le diagnostic de dégradations structurelles. Pour ce qui est du gel/dégel, se référer au chapitre 5.5.1.

Tout d'abord, un modèle de la section témoin est élaboré à partir des informations collectées afin de valider par le calcul les mécanismes ayant conduit aux dégradations observées. Les données des carottages/sondages permettent de déterminer les épaisseurs des couches et les conditions d'interface ainsi que de connaître l'état des enrobés bitumineux pour les valeurs forfaitaires à prendre en compte. Le module du sol de fondation est déterminé par calcul inverse, en faisant l'hypothèse de valeurs forfaitaires pour les couches bitumineuses. Une fois ce calcul effectué, le module des couches bitumineuses est affiné.

Ensuite, le calcul de l'endommagement est effectué. Dans un premier temps, le nombre d'essieux admissibles qui peuvent passer sur la voie avant la ruine doit être estimé. Pour ce faire, la sollicitation admissible (ϵ_t , σ_t ou ϵ_z) est déterminée grâce au modèle précédemment établi, à la suite de quoi on en déduit le nombre d'essieux admissibles grâce aux relations définies dans la norme française pour le dimensionnement des chaussées neuves [27]. Dans un deuxième temps, le dommage subi par la chaussée est estimé avec la formule suivante :

$$d_{phase\ i} = \frac{NE_{subis}}{NE_{adm}}$$

Le dommage est donc simplement le rapport entre le nombre d'essieux ayant sollicité la zone et le nombre d'essieux admissibles. Ainsi, si le calcul aboutit à un dommage supérieur à 1, la chaussée devrait être endommagée (sa durée de vie est atteinte).

Par la suite, il est important de comparer le résultat de ce calcul avec l'état réel de la chaussée en place afin de vérifier que la démarche de calcul est cohérente. Si ce n'est pas le cas, les hypothèses du modèle doivent être questionnées : module de rigidité, données de trafic, influence réelle de telle ou telle dégradation, causes non structurelles, etc.

Finalement, si la cohérence entre les résultats découlant des observations et l'état réel de la chaussée est avérée, il est possible de déterminer la cause de la ruine de la chaussée. Des cas typiques sont listés dans le guide [72] pour chaque type de chaussée.

Dimensionnement des solutions de renforcement

Dans la dernière partie du guide [72], les différentes typologies de renforcement et leurs techniques de mise en place sont présentées.

Ensuite, la méthodologie de calcul des épaisseurs est détaillée. En principe, l'épaisseur de la couche de roulement est déterminée par des considérations autres que structurelles, donc c'est surtout l'épaisseur de la couche de base qui est dimensionnée. Les sollicitations admissibles pour la chaussée renforcée sont adaptées à partir de celles de la chaussée originale en appliquant un facteur ou une fonction dépendant des conditions de trafic. Celui-ci ou celle-ci dépendent de l'état réel de la route et du taux d'endommagement calculé précédemment.

Finalement, cette méthodologie est développée pour chaque type de renforcement et pour chaque type de chaussée.

4.4.5 Présentation de la méthode du Costa Rica

L'évaluation de l'état des chaussées existantes est effectuée à l'aide d'un autre module du logiciel conçu au Costa Rica : PITRA-BACK. PITRA-BACK est un outil de calcul inverse utilisé également pour le dimensionnement de renforcements [122][123]. De plus, en se basant sur ces résultats, l'outil peut vérifier le dimensionnement du renforcement bitumineux qui doit être mis en place pour la durée de service supplémentaire. Le programme utilise l'algorithme BOBYQA (Bound Optimization BY Quadratic Approximation) afin de minimiser l'écart entre les déflexions mesurées et calculées. En outre, le calcul de la réaction de la structure comprend une méthodologie élastique multicouche définie dans le logiciel PITRA-PAVE et la méthodologie de l'épaisseur équivalente d'Odemark-Boussinesq. PITRA-BACK tient compte de l'ajustement de la méthode de l'épaisseur équivalente afin de considérer la non-linéarité du sol de fondation.

4.4.6 Présentation de la méthode californienne (USA)

La stratégie de renforcement des chaussées souples californienne [121] est divisée en quatre catégories :

- Renforcement (rechargement),
- Fraisage et renforcement (renforcement partiel),
- Remise en état intégrale et renforcement,
- Démolition et remplacement.

Pour concevoir un renforcement, une méthode empirique et une méthode mécanistique sont disponibles.

La méthode empirique (aussi appelée méthode de Hveem ou méthode de la valeur R) est basée à l'origine sur des données de pistes d'essai entre Brighton et Stockton. Similairement à l'équation d'AASHTO, la méthode californienne relie la structure de la

chaussée (sous la forme d'une épaisseur équivalente de grave) aux charges appliquées et au sol de fondation.

Le développement d'une stratégie de renforcement avec la méthode empirique demande de récolter des données contextuelles ainsi que des données in situ. Un relevé complet de l'état de la surface de la chaussée combiné à une étude de la déflexion et de carottages, la connaissance de l'état en-dessous de la surface de la route, des épaisseurs et des types de couches de la chaussée souple et un examen des conditions de drainage sont toutes des conditions nécessaires pour développer un ensemble de stratégies de renforcements appropriées. La méthode de déflexion utilise le quantile à 80% de la valeur de déflexion (D_{80}), qui représente un niveau de déflexion pour lequel environ 80% de toutes les déflexions sont inférieures à celle de la valeur calculée et 20% sont supérieures à cette valeur. Le dimensionnement du renforcement de Caltrans requiert ensuite quatre principaux inputs :

- Le « Traffic Index » (TI, basé sur des ESAL 18-kip), qui est une mesure du nombre cumulatif d'ESAL attendus pendant la durée de vie de la structure de la chaussée.
- La « Resistance value » (R-value) de la couche de portance, qui est une mesure de la résistance à la déformation des sols soumis à des chargements de roues et dans des conditions saturées. La résistance se réfère à l'aptitude d'un matériau à résister à la déformation latérale en étant soumis à une charge verticale. Elle est généralement déterminée par un « stabilometer test ». Les valeurs varient entre 0 (eau) et 100 (acier). Typiquement, les sols et les graviers ont des valeurs entre 5 et 85. Les échantillons sont compactés à des conditions qui se rapprochent de celle du terrain et des essais sont ensuite pratiqués à saturation totale pour représenter le pire cas dans lequel le sol peut être à un moment donné.
- Le « Gravel equivalent » (GE) ou la résistance de chaque couche et de la structure de la chaussée, qui est l'épaisseur équivalente de grave (couche de base en grave) qui serait nécessaire afin de prévenir des déformations permanentes dans les couches inférieures à cause du cumul de charges de trafic attendues pendant la durée de vie de la chaussée. Le GE requis pour chaque type de matériau utilisé dans la structure de chaussée souple est déterminé pour chaque couche tel que $GE = 0.0032 \times TI \times (100 - R)$.
- Le « Gravel Factor » (Gf) du matériau de la structure de chaussée est la résistance relative de ce matériau comparé à celle de la grave. Il peut être obtenu à partir d'un tableau avec des données dérivant de précédentes expériences de dimensionnement.

La relation entre les inputs (GE, TI, and R-value) a été développée par Caltrans au moyen d'expérimentations sur le terrain et de recherches sur un certain nombre d'années. Les épaisseurs des couches sont déterminées en divisant GE par Gf.

Le département des transports de la Californie (Caltrans) a développé son propre programme nommé CalME pour l'analyse et le dimensionnement de renforcements bitumineux et pour des chaussées souples neuves. Le logiciel inclut les méthodes empiriques de dimensionnement existantes de Caltrans, une méthode mécanistique-empirique classique et une procédure incrémentale-réursive et mécanistique-empirique qui se base sur l'approche de durcissement en fonction du temps pour la modélisation et la simulation de la performance et de la réponse de la chaussée. CalME a été développé à la fin des années 90 en utilisant des produits de recherche de SHRP (1989–1993), des recherches et développements sponsorisés par Caltrans, ainsi que des modèles et données de recherche du monde entier. Cet outil met l'accent sur le renforcement de chaussées existantes et sur des données d'essais in situ pour des chaussées existantes (à savoir, données issues du Falling weight deflectometer FWD) en opposition à l'échantillonnage et aux essais en laboratoire. Il peut prendre en compte la fissuration, l'orniérage dans les couches de renforcement, et des mélanges bitumineux modifiés, en particulier ceux modifiés aux polymères. Il peut également simuler la dégradation et prédire la réaction de la chaussée (déflexions, déformations, contraintes) tout au long de sa durée de vie, et pas seulement les conditions initiales et finales. Il peut également considérer la variabilité des résultats à l'aide de simulations de Monte Carlo.

Un programme complémentaire, nommé CalBack, a été développé pour concevoir des renforcements en calculant de façon inverse les modules des couches à partir des données récoltées par un FWD. CalBack stocke les types de matériaux, les températures d'essai, les épaisseurs des couches et les modules calculés dans une base de données, à partir de laquelle les données sont automatiquement importées dans CalMe. La variabilité des modules des couches est calculée par CalMe à l'aide de simulations de Monte Carlo. Le logiciel dispose d'une bibliothèque de données de trafic basée sur des mesures WIM en Californie qui permet d'effectuer l'analyse avec les spectres de charges d'essieux. Il a également une base de données de températures de surface pouvant être extrapolée aux profondeurs souhaitées de la chaussée. De plus, il s'y trouve également une base de données sur les matériaux avec un grand nombre de paramètres décrivant la courbe maîtresse, les propriétés de fatigue, la susceptibilité aux déformations permanentes et d'autres paramètres relatifs au matériaux étudié.

4.4.7 Comparatif des méthodes

Les deux principales familles de méthodes de dimensionnement du renforcement sont :

- Les méthodes empiriques (méthodes de déflexion et de la déficience structurelle),
- Les méthodes mécanistiques-empiriques.

La plupart des pays ont évolué de la première famille de méthodes vers la seconde. Dans tous les cas, l'évaluation de la structure existante est décisive en vue de la sélection de la stratégie de renforcement la plus adéquate. A cette fin, les différentes méthodes se basent principalement sur des relevés de surface, des essais sur les matériaux et des mesures de déflexions.

Les méthodes de déflexions sont développées sur la base de relations empiriques entre les mesures de déflexion et l'épaisseur du renforcement, telle est le cas notamment dans les normes autrichiennes [32], américaine (AASHTO) [35] et suisse [5]. Ces méthodes commencent par des mesures de déflexion de la chaussée existante. Ensuite, l'épaisseur de renforcement requise peut être estimée selon les charges de trafic futures en termes d'essieux équivalents. Cette épaisseur doit être suffisante pour que la valeur de déflexion devienne acceptable.

Le concept de base de l'approche de la déficience structurelle des normes américaine [35] et suisse [5] considère que l'épaisseur de renforcement requise doit être équivalente à la différence entre l'épaisseur requise pour une chaussée neuve et l'épaisseur effective de la chaussée existante. Cette dernière est proportionnelle à la durée de vie restante de la chaussée. En appliquant cette méthode, toutes les épaisseurs des nouveaux matériaux et des matériaux existants doivent être converties en épaisseurs équivalentes de couches bitumineuses en fonction de leur type et de leurs propriétés

Les dimensionnements de renforcement mécanistiques-empiriques, selon les méthodes française [72], allemande [29], autrichienne [32], américaine [35] et du Costa Rica [122][123] appliquent les mêmes procédures mécanistiques-empiriques que celles du dimensionnement de structures neuves. Le principe de base de ces méthodes est que l'épaisseur du renforcement doit être définie selon les propriétés mécaniques de la chaussée existante et de la nouvelle couche bitumineuse de renforcement. Premièrement, la durée de vie restante de la chaussée existante doit être déterminée en fonction de ses caractéristiques mécaniques. Ceci requiert la détermination des valeurs critiques de contrainte, déformation et déflexion dans la chaussée au moyen de méthodes mécaniques en fonction de critères de rupture empiriques. Les critères de rupture les plus utilisés sont la fissuration de fatigue et la déformation permanente (orniérage). Ces méthodes sont relativement souples car elles permettent d'évaluer les matériaux de renforcement et les matériaux existants pour différentes structures et types de dans des environnements variés.

4.4.8 Sélection de méthodes représentatives

En raison de la solidité des fondements théoriques de ces méthodes et/ou de la proximité géographique de ces pays avec la Suisse, le choix des méthodes représentatives s'est porté sur les méthodes :

- Américaine (AASHTO),
- Allemande (RStO).

Un autre avantage de ces méthodes est la possibilité d'un dimensionnement avec des matériaux innovants.

Le principe de base des méthodes mécanistiques-empiriques proposées par ces pays consiste en une détermination de l'épaisseur de renforcement en fonction des propriétés mécaniques de la chaussée existante et de celles des nouvelles couches bitumineuses de renforcement.

Relevons encore que ces méthodes de dimensionnement vont habituellement de pair avec l'emploi de modèles et logiciels adaptés spécifiquement à chaque pays, dont l'utilisation est généralement soumise à des coûts de licence.

4.5 Etude de cas

4.5.1 Introduction

Ce chapitre contient la réalisation de calculs comparatifs avec les méthodes les plus représentatives sélectionnées au chapitre 4.4.8:

- Méthode de dimensionnement du renforcement suisse :
 - VSS 1 – Déficience structurelle,
 - VSS 2 – Mesures de déflexion,
- Méthode de dimensionnement du renforcement américaine :
 - AASHTO 1 – Déficience structurelle,
 - AASHTO 2 – Mesures de déflexion,
- Méthode de dimensionnement du renforcement allemande (RStO).

Les renforcements de deux échantillons de structures sont calculés. Afin de garantir la comparabilité et représentativité des différentes méthodes de dimensionnement du renforcement utilisées, les inputs considérés doivent être équivalents. Ceux-ci incluent l'évaluation de la structure existante aussi bien que les paramètres du trafic attendu dans le futur, du climat et des matériaux.

4.5.2 Inputs

Les principaux inputs des deux échantillons analysés sont les suivants :

Echantillon 1

Dans cet exemple, il s'agit de déterminer le renforcement bitumineux à ajouter à une chaussée âgée de 15 ans qui a déjà été soumise à 1 million de charges d'essieu équivalentes (8.16t/18kip ESAL) et doit pouvoir supporter encore 2 millions d'ESAL au cours des 20 prochaines années.

La chaussée existante (avant renforcement) de l'échantillon 1 est présentée à la Fig. 58.

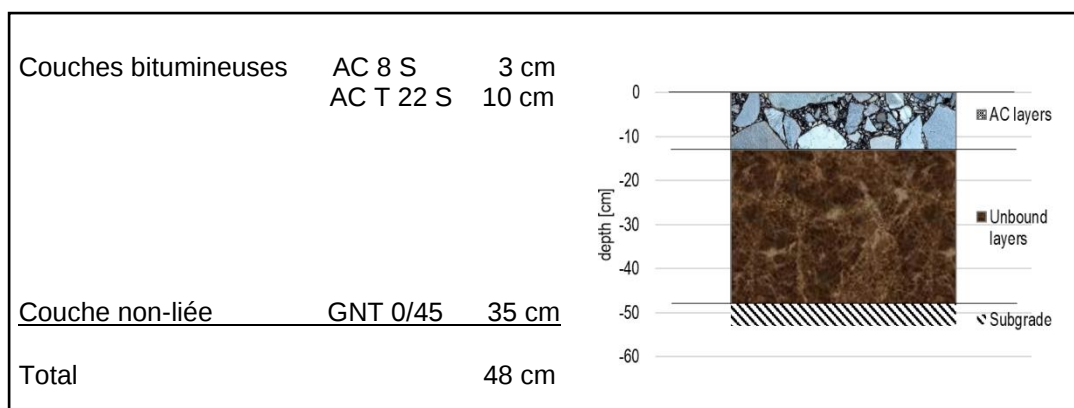


Fig. 58 Structure de la chaussée de l'échantillon 1 avant renforcement

Echantillon 2

Dans ce cas, il s'agit de déterminer le renforcement bitumineux à poser sur une chaussée qui présente des dégradations extrêmes et qui nécessite un renforcement conséquent pour pouvoir continuer à fournir un haut niveau d'aptitude au service. Une classe de trafic T4₂₀ et une classe de portance S3, selon la norme VSS-40324 [5] sont considérées.

La chaussée existante (avant renforcement) de l'échantillon 2 est présentée à la Fig. 59.

Couches bitumineuses	AC 8 S	3 cm
	AC B 16 S	6 cm
	AC T 22 S	8 cm
		17 cm
Couche non-liée	GNT 0/45	20 cm
Total		37 cm

Fig. 59 Structure de la chaussée de l'échantillon 2 avant renforcement

Le renforcement doit être réalisé au moyen d'un remplacement partiel de la structure. Après le renforcement, la chaussée devrait être capable de supporter 5 millions d'ESAL sur une durée de 20 ans.

L'évaluation de l'état de la chaussée existante est effectuée par des relevés visuels des dégradations de surface (orniérage, planéité, fissures, mesures avec FWD) selon la norme suisse VSS-40925B [16]. Des carottages sont également réalisés afin d'obtenir les épaisseurs des différentes couches ainsi que les propriétés volumétriques des matériaux.

Annexe

En annexe (voir annexe II) se trouvent :

- L'ensemble des données et hypothèses admises (voir l'annexe II.1 pour l'échantillon 1 et l'annexe II.2 pour l'échantillon 2).
- Les détails du dimensionnement du renforcement des deux échantillons selon les différentes méthodes (suisse, américaine et allemande) (voir l'annexe II.1 pour l'échantillon 1 et l'annexe II.2 pour l'échantillon 2).

4.5.3 Synthèse et critique des résultats

Les épaisseurs de la couche bitumineuse de renforcement de l'échantillon 1 obtenues avec les différentes méthodes sont résumées dans le Tab. 28.

Tab. 28 *Épaisseurs des renforcements en enrobé bitumineux obtenues pour l'échantillon 1 selon les différentes méthodes de calcul*

Méthode de dimensionnement	Épaisseur de la couche bitumineuse de renforcement [cm]
	7 (dégradations lourdes)
VSS 1 – Déficience structurelle	6 (dégradations moyennes)
	4 (dégradations légères)
VSS 2 – Mesures de déflexion	6
AASHTO 1 – Déficience structurelle	3
AASHTO 2 – Mesures de déflexion	10
RStO	12

L'épaisseur la plus faible (3 cm) a été obtenue avec la méthode américaine AASHTO 1993 selon le concept de la déficience structurelle, alors que la plus élevée (12 cm) a été obtenue avec la méthode allemande RStO 12, avec une épaisseur quatre fois plus élevée. Les méthodes suisses, déficience structurelle et mesures de déflexion, aboutissent à des résultats intermédiaires (4 à 7 cm) selon la méthode utilisée et l'évaluation de la dégradation basée sur des relevés visuels.

En ce qui concerne le second exemple, la norme suisse et la norme AASHTO 93 arrivent à la même conclusion qui est la suivante : un fraisage de 10 cm et un renforcement de 12 cm d'enrobé bitumineux serait un dimensionnement acceptable pour le trafic attendu. Cependant, même si ces résultats sont similaires pour les deux méthodes, un calcul du renforcement selon l'approche de la valeur structurelle SN doit être effectué avec une grande précaution, ceci à cause de la difficulté à estimer les facteurs de portance des couches existantes (coefficients « a »).

4.6 Analyse de sensibilité des facteurs déterminants

« L'analyse de sensibilité joue un rôle crucial dans l'étude du comportement d'un modèle complexe. Elle permet de déterminer comment la variation de chaque paramètre d'entrée influence le résultat du modèle. Dans un premier temps, elle décrit à quel point un système est sensible à des variations des inputs autour de leurs valeurs usuelles.

A l'image de nombreux autres problèmes de dimensionnement de la chaussée, le dimensionnement de l'épaisseur d'un renforcement peut avoir plusieurs solutions. En d'autres termes, plusieurs alternatives de dimensionnement sont possibles, même avec des inputs identiques. Des analyses de sensibilité doivent être réalisées afin de pouvoir quantifier l'impact de chaque paramètre sur l'épaisseur finale du renforcement dans chaque méthode spécifique. » [105].

4.6.1 Résultats et analyse

Des analyses de sensibilité ont été réalisées afin de déterminer l'effet de chaque input sur l'épaisseur finale du renforcement selon les méthodes suisses, en calculant la valeur structurelle SN de la chaussée existante, puis en se basant sur les mesures de déflexion. La méthodologie adoptée pour réaliser ces analyses est relativement simple et prend en compte l'effet d'un paramètre à la fois, alors que les autres paramètres sont maintenus constants.

La structure de chaussée de base est présentée à la Fig. 60 et correspond à une chaussée de type 1, T4₂₀ et S3 dans le catalogue de la norme suisse avec des dégradations moyennes/étendues. Le trafic attendu est de 5'000'000 ESAL pour une durée de vie de 20 ans.

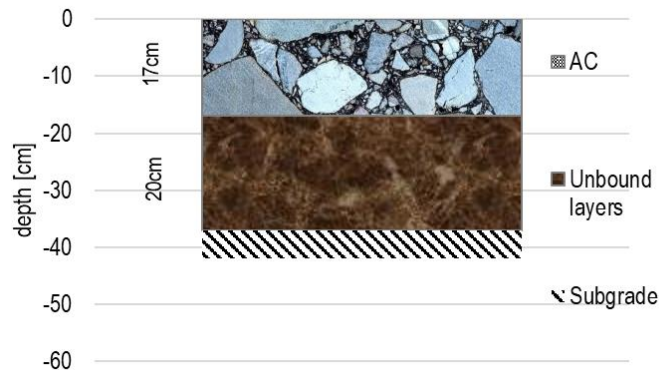


Fig. 60 Structure de chaussée considérée pour l'analyse de sensibilité

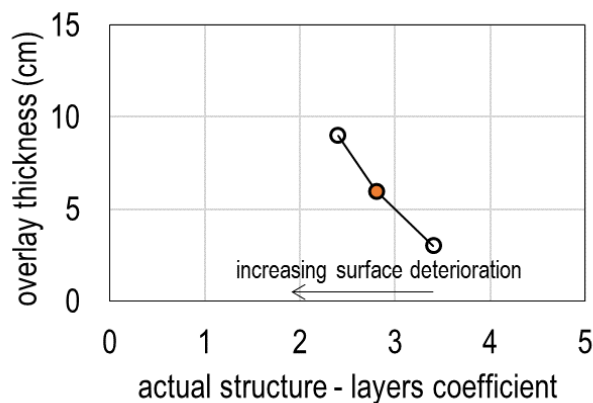
Les inputs suivants ont été considérés pour la méthode de déficience structurelle :

- Trafic attendu : 1'000'000 à 7'000'000 ESAL,
- Coefficients de couches de la chaussée existante : dégradation légère, moyenne ou lourde,
- Classe de portance du sol de fondation : S2 à S4.

Les épaisseurs des renforcements dimensionnés pour les différents cas décrites ci-dessus sont calculés selon la norme suisse et sont présentés à la Fig. 61.

Selon les résultats de cette analyse de sensibilité, les paramètres influents pour la détermination d'un renforcement peuvent être classés comme suit :

- Capacité portante du sol de fondation – très sensible
- Coefficients de couches - sensible
- Trafic attendu – peu sensible



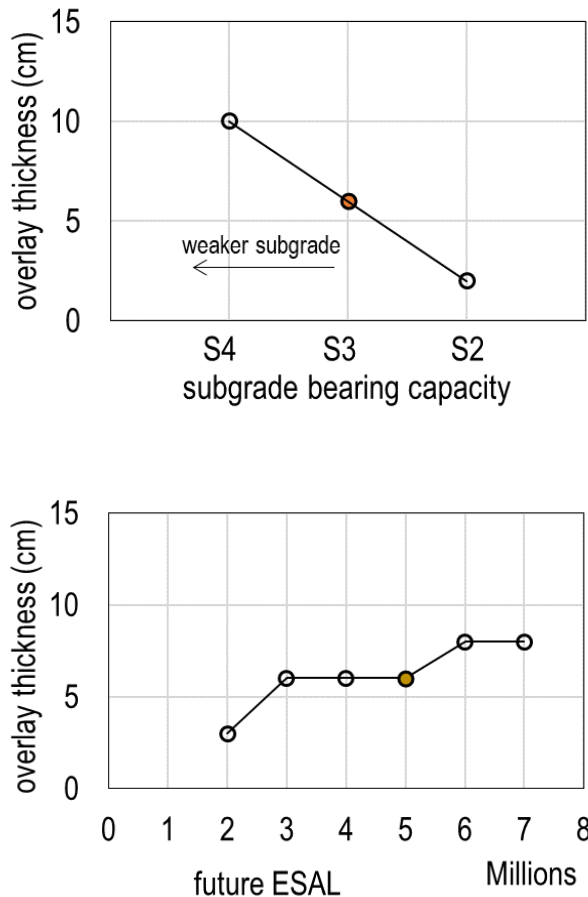


Fig. 61 Epaisseurs des renforcements dimensionnés pour plusieurs cas.

4.6.2 Fiabilité des paramètres et des méthodes de dimensionnement du renforcement

Dans les normes suisses actuelles, le renforcement d'une chaussée se base sur les paramètres de dimensionnement (charges de trafic, capacité portante du sol de fondation et propriétés des matériaux) et sur l'évaluation de la structure de la chaussée existante (relevé de dégradations de surface et déflexion). Ainsi, la fiabilité est en quelque sorte similaire à celle d'un dimensionnement d'une structure neuve.

Le trafic est quantifié à travers le concept de charge d'essieux équivalente unique, basé sur la loi de quatrième puissance empirique dérivée des tests routiers AASHTO. Cependant, les normes suisses ne contiennent aucun paramètre de fiabilité tenant compte de la précision de l'estimation du trafic attendu. C'est pourquoi l'estimation de ce trafic est probablement surestimée. En outre, comme la normalisation suisse ne possède aucune équation reliant la valeur structurelle au trafic, mais au lieu de cela propose une relation sous forme de tableau, la relation est discrète (cf. forme en escalier de la Fig. 35) et différents niveaux de chargements de trafic aboutissent au même résultat de dimensionnement de la structure.

De façon analogue, la capacité portante du sol de fondation est répartie en quatre niveaux discrets (S1 à S4) selon des mesures in situ ou en laboratoire. Les autres matériaux sont pris en compte dans le dimensionnement selon leur facteur de portance « a », ce qui induit inévitablement des incertitudes, étant donné la quantité considérable de matériaux possibles. Ces incertitudes sont prises en compte dans la méthode AASHTO 93, mais pas dans les normes suisses.

En outre, étant donné que la valeur structurelle de la chaussée existante est à calculer selon l'état réel d'endommagement de la chaussée existante, les constatations ci-dessus sont d'autant plus marquées en cas de renforcement. En effet, la norme ne distingue que trois cas de dégradations possibles et le choix se base en grande partie sur un relevé de surface et sur le jugement arbitraire de l'ingénieur.

Finalement, le dimensionnement d'un renforcement basé sur des paramètres de déflexion se fonde également sur des relations empiriques mais il semblerait que l'approche consistant à procéder à un calcul inverse puisse être recommandée.

4.7 Conclusions et concepts pour l'adaptation de la normalisation suisse

Le principe de dimensionnement du renforcement de la norme suisse VSS-40324 [5] est basé sur des relations empiriques et sur les concepts de la valeur structurelle et des coefficients de couche. Cette procédure estime essentiellement l'impact structurel d'un renforcement en termes de valeur structurelle effective en ajoutant la valeur du renforcement à celle de la structure existante, comme si le renforcement faisait partie intégrante de la structure initiale. Bien que cette approche soit relativement simple à appliquer, sa principale limitation est l'hypothèse selon laquelle la valeur structurelle dérivée de façon statistique décrit dans son ensemble la capacité structurelle de la chaussée existante à l'aide de facteurs de portance empiriques et souvent ambigus. Le calcul des facteurs de portance des couches existantes est basé d'une certaine façon sur des relevés visuels qui pourraient ne pas avoir de relations directes avec l'état des couches inférieures. De plus, la méthode de calcul du renforcement sur la base de mesures de déflexion par l'intermédiaire de la déflexion déterminante décrite dans la norme VSS-40733B [15] permet de déterminer l'épaisseur de dimensionnement du renforcement à l'aide d'un abaque de dimensionnement qui est basée sur une relation unique entre l'épaisseur de renforcement, le trafic attendu et une déflexion élastique corrigée décrite comme la déflexion déterminante. De ce fait, cette méthode est entièrement empirique.

Contrairement aux procédures empiriques, les méthodes mécanistiques-empiriques fournissent un large éventail d'améliorations continues pour la prise en compte des évolutions de configurations d'essieux, des véhicules, des matériaux, des concepts de dimensionnement, des logiciels, etc. Étant donnée l'utilisation de plus en plus courante d'approches de dimensionnement des chaussées mécanistiques-empiriques, il est important que les méthodes de dimensionnement du renforcement des chaussées disposent d'une base mécanique également. Les méthodes d'évaluation de l'état de la chaussée, en plus du calcul des paramètres critiques de réponse de la chaussée, peuvent également fournir les inputs requis pour une méthode de dimensionnement du renforcement basée sur des considérations mécaniques. Des algorithmes d'endommagements prédéfinis et calibrés pour la prise en compte des conditions locales et des mécanismes de dégradation de la chaussée peuvent constituer la partie empirique de telles méthodes. Fort de ces constatations, il semblerait que le calcul du renforcement sur la base d'une exploitation par calcul inverse de mesures de déflexions constitue une variante crédible et c'est pourquoi cette option a été intégrée dans la nouvelle version de la norme VSS-40722B.

5 Dimensionnement au gel

5.1 Introduction

La résistance des structures routières aux phénomènes de gel/dégel est un élément important du dimensionnement routier. En effet, le gonflement différentiel des structures lors du gel et la perte de portance due à la fonte des lentilles de glace lors du dégel peuvent avoir des effets néfastes sur les structures routières pouvant aboutir jusqu'à leur ruine.

L'hiver 1962-1963 a, par exemple, été très destructeur pour les routes de Suisse. Après cet hiver-là et d'autres hivers similaires ayant suivi, la nécessité de réviser les normes suisses de dimensionnement au gel est apparue. A la suite de ces événements, une nouvelle norme de dimensionnement au gel des chaussées a été publiée en 1988 [18], norme se basant notamment sur les 3 hivers les plus froids des 30 années précédant sa parution, soit la période 1958-1988. La norme actuelle suisse de dimensionnement au gel [17] est encore aujourd'hui basée sur la norme de 1988.

Dans ce chapitre, le mécanisme du gel/dégel est décrit, suivi de la présentation de la méthode de dimensionnement au gel suisse ainsi que de diverses méthodes internationales. En outre, une analyse des différents paramètres déterminants pour le dimensionnement au gel d'une chaussée est établie et ceux-ci font l'objet d'une étude de sensibilité. Finalement, des concepts sont édictés en vue de l'adaptation de la normalisation suisse en matière de dimensionnement mécanique des chaussées.

5.2 Mécanisme du gel/dégel

5.2.1 Description du phénomène

Dans les structures routières, le gel résulte de la combinaison de trois éléments :

- La présence d'eau,
- Le froid (températures négatives),
- Un sol propice à la formation de lentilles de glace.

Si un sol est gélif, il a une propension à former des lentilles de glace. Ces dernières se développent dans le sol de fondation sur une inhomogénéité de celui-ci au niveau de l'isotherme à 0°C. En grandissant, une lentille aspire l'eau se trouvant principalement en dessous d'elle par le principe de la succion capillaire. Ce phénomène de succion crée un déséquilibre de la teneur en eau autour de la lentille, phénomène qui va accélérer le mouvement de l'eau dans le sol et faire grandir la lentille de glace d'autant plus. En outre, avec la pénétration du front de glace, les lentilles se forment en couches superposées (voir Fig. 62).

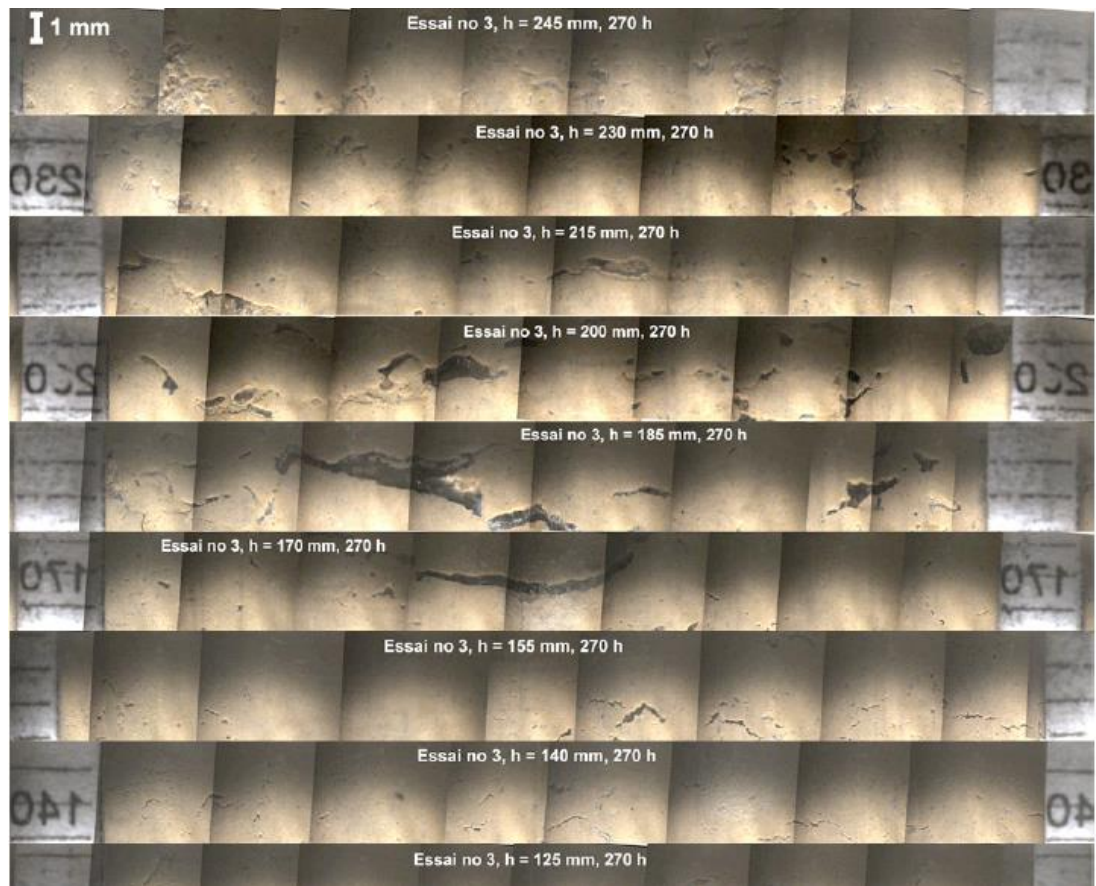


Fig. 62: : Panoramiques à 360° à différentes profondeurs, 270 heures après le début du dégel (limon-argileux) [68]

Le dégel est lié à la remontée des températures du sol de fondation au-dessus de 0°C, ce qui entraîne la fonte des lentilles de glace. L'eau issue de cette fonte va principalement retourner d'où elle est venue. Dans un sol gélif, ce phénomène peut prendre plusieurs heures, voire plusieurs jours. La Fig. 62 présente un panoramique à 360° d'un sol de type limon-argileux, 270 heures après le début du dégel. On peut observer qu'à ce moment-là toutes les lentilles avaient fondu [55].

Il faut noter qu'un sol constitué presque exclusivement d'éléments fins n'est peu ou pas gélif. La forte proportion d'éléments fins contenue dans un tel sol va engendrer de telles forces capillaires que l'eau ne pourra peu ou pas se mouvoir dans ce sol et les lentilles ne pourront donc pas se former faute d'eau à absorber.

5.2.2 Effets sur les structures routières

La pénétration du front de glace est souvent irrégulière le long de l'axe transversal de la route. Cette irrégularité est due à l'absence de couverture neigeuse isolante au centre de la route du fait de son déneigement. Le front de glace aura donc la forme d'une cuvette (Fig. 63).

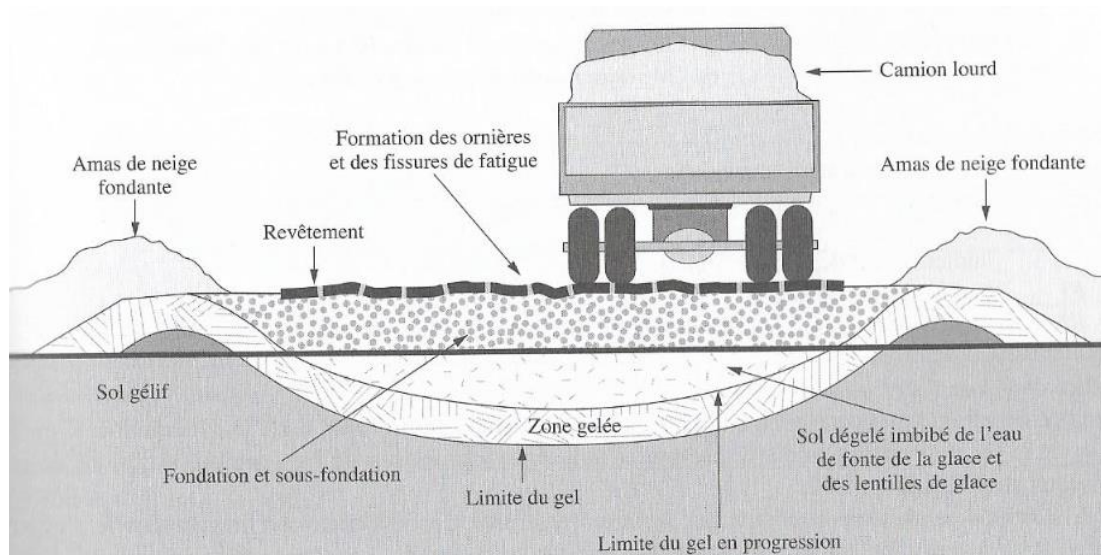


Fig. 63 Schéma transversal d'une route avec un front de glace [74]

Avec la formation des lentilles de glace en fonction de l'avancement du front de glace, le sol de fondation va gonfler du fait de la dilation de la glace. Ce gonflement du sol va également entraîner un gonflement de la structure routière. Suivant l'ampleur du phénomène, la couche d'enrobé bitumineux peut fissurer et ainsi provoquer une zone de faiblesse dans la chaussée. La durée de service de cette dernière peut alors être sensiblement réduite. Ce phénomène est illustré à la Fig. 64.



Fig. 64 Fissure de gel

Le dégel et la fonte des lentilles de glace vont finalement engendrer une perte de portance du sol de fondation du fait de constitution de poches d'eau à la place des lentilles de glace.

5.3 Méthode suisse

5.3.1 Présentation

En Suisse, le thème du gel dans les constructions routières est abordé dans les normes suivantes :

- VSS-40324 [5],
- VSS-70140B [17].

Il est à noter que les normes SIA 267 « Géotechnique » [23] et 267/1 « Géotechnique – Spécifications complémentaires » [24] se basent sur la norme VSS-70140B pour le calcul de la profondeur de gel.

La première étape de dimensionnement selon la norme VSS-40324 [5] consiste à définir la structure de chaussée pour un dimensionnement à la portance. Celui-ci peut être effectué soit selon l'approche de la valeur structurelle (SN), soit en utilisant le catalogue des structures types proposé dans la normalisation. Une fois la structure mécaniquement nécessaire définie, une vérification au gel doit alors être réalisée.

Le but du dimensionnement au gel, selon la norme suisse, est de s'assurer que l'isotherme du 0°C reste dans la superstructure routière non gélive en y ajoutant si nécessaire une épaisseur supplémentaire de matériaux non gélifs comme de la grave par exemple.

Les paramètres intervenant dans le dimensionnement au gel sont présentés ci-dessous :

Degré de gélivité du sol, G1 à G4 [-]

L'objectif est de déterminer si le sol de fondation est gélif ou non au sens de la VSS-70140B [17]. Si le sol possède un degré de gélivité G1 ou G2, il est considéré non gélif et un dimensionnement au gel n'est pas nécessaire. En revanche, si le degré de gélivité du sol est G3 ou G4, le sol est considéré gélif et une vérification de la chaussée au gel est indispensable.

Indice de gel de l'air, FI [°C·jour]

Ce paramètre représente la différence la plus importante entre le minimum et le maximum de la courbe cumulative des températures moyennes journalières de l'air pendant la période de gel. Cet indice peut être calculé selon les deux méthodes suivantes de la norme VSS-70140B [17] :

- Méthode de l'indice global,
- Méthode des indices partiels.

De plus, la norme VSS-70140B [17] contient une carte prenant en compte les « cuvettes de froid », accompagnée d'une formule d'interpolation indiquant que $FI = 0.5 \cdot \text{altitude [m]}$. Davantage de détails relatifs au calcul de l'indice FI sont donnés aux chapitres 5.4.1 et 5.6.1.

Indice de radiation, RI [°C·jour]

Cet indice permet l'introduction d'un facteur tenant compte de l'ensoleillement local. Ce facteur se trouve dans la norme [17] sous la forme d'un abaque (voir Fig. 72). Davantage de détails relatifs au calcul de l'indice RI sont donnés au chapitre 5.4.2.

Indice de gel de la route, FIs [°C·jour]

L'indice de gel est calculé au niveau de la chaussée ($FIs = FI - RI$).

Indice de gel de la structure de chaussée, Fls^* [$^{\circ}C \cdot jour$]

Cet indice caractérise la résistance au gel de la structure de chaussée choisie, structure devant figurer dans le catalogue des structures de la norme VSS-40324 [5].

Profondeur de gel, X_{30} [cm]

La profondeur de gel correspond à la moyenne des 3 profondeurs de gel les plus critiques mesurées durant la période 1958-1988. Dans la norme [17], X_{30} se détermine au moyen de deux abaques qui sont fonction du degré de gélivité du sol et de certaines caractéristiques de celui-ci (voir Fig. 66). Davantage de détails relatifs au calcul de la profondeur de gel sont donnés aux chapitres 5.3.2 et 5.3.3. En outre, l'impact des facteurs du calcul de X_{30} sur les résultats est discuté au chapitre 5.6.3.

Epaisseur de chaussée, d_s [cm]

Il s'agit de l'épaisseur de chaussée obtenue par le dimensionnement à la portance selon VSS-40324 [5].

Facteur de dimensionnement au gel, f [-]

Il s'agit d'un facteur prenant en compte l'effet d'isolation des couche supérieures.

La méthodologie de dimensionnement au gel de la norme VSS-40324 [5] comporte les étapes suivantes, schématisées à la Fig. 65 :

- Vérifier si la résistance au gel de la structure est supérieure à l'indice de gel :
 - Si c'est le cas, la vérification au gel est validée avec la structure de chaussée dimensionnée à la portance et la procédure s'arrête là.
 - Si ce n'est pas le cas, les étapes ci-dessous doivent être suivies.
- Calculer la profondeur de gel selon différents abaques en fonction de l'épaisseur initiale de la chaussée et de paramètres liés au sol.
- Appliquer le facteur de dimensionnement (risque).

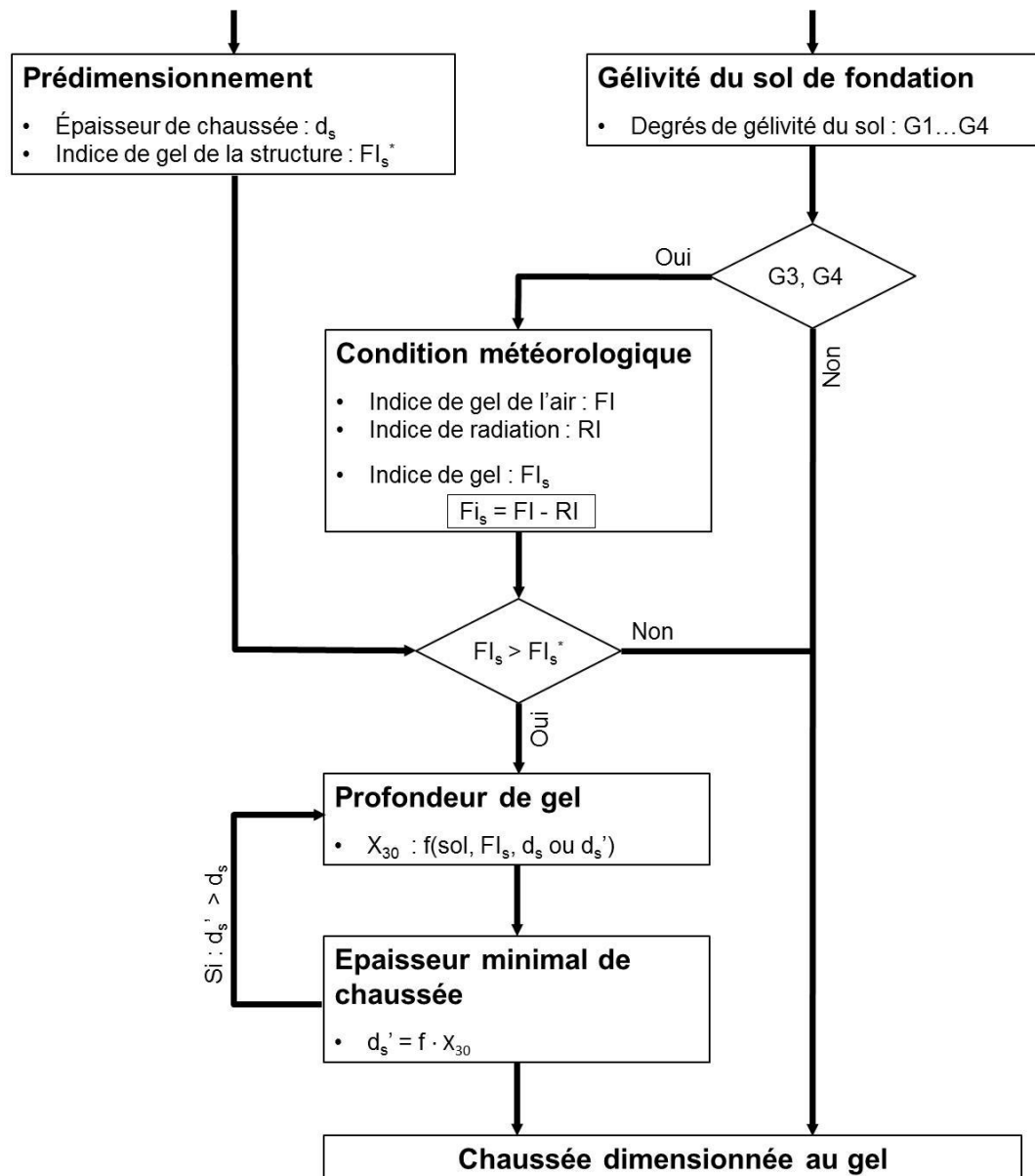


Fig. 65 Schéma du dimensionnement au gel selon la norme VSS-40324 [5]

5.3.2 Théorie pour le calcul de la profondeur de gel

Définition et détermination

Comme indiqué ci-avant, une fois les indices FI et RI déterminés, il est possible de définir si une vérification au gel est nécessaire. Le cas échéant, la profondeur de gel doit être calculée. Cet aspect est détaillé dans le présent chapitre

Modèles de calcul

Différentes méthodes existent pour le calcul de la pénétration du gel dans une chaussée. Ces méthodes sont généralement basées sur l'équation de la diffusion thermique. Une des premières solutions proposées est la solution de Neumann en 1860 [112] qui considère un modèle de transfert de chaleur 1D dans une structure semi-infinie.

En 1891, Stefan modifie la solution de Neumann, mais la solution proposée comprend toujours diverses simplifications [112].

La solution de Berggren [113] est un développement de la solution de Stefan avec l'introduction de différents nouveaux paramètres. Toutefois, cette solution considère toujours un sol homogène.

En 1953, Aldrich et Paynter [114] ont développé cette dernière solution afin de tenir compte de couches avec des propriétés thermiques différentes. Les auteurs ont également développé des relations empiriques permettant de déterminer certaines propriétés thermiques.

Par la suite, il a été constaté que les méthodes numériques comme la méthode des éléments finis peuvent être utilisées pour un calcul davantage précis.

Les abaques de la norme suisse [17] pour le calcul de la profondeur de gel sont basés sur la solution donnée par Berggren, qui a ensuite été développée par Aldrich et Paynter [114]. L'équation, qui doit être résolue par itérations (étant donné que X apparaît des 2 côtés de l'équation), est donnée sous la forme suivante [67] :

$$X = \beta \times 416 \times \sqrt{\frac{FI_s}{L/k_m}}$$

Avec :

$$\frac{L}{k_m} = \frac{2}{X^2} \left[\frac{d_1}{k_{m1}} \left(L_1 \frac{d_1}{2} + L_2 d_2 + \dots + L_n d_n \right) + \frac{d_2}{k_{m2}} \left(L_2 \frac{d_2}{2} + L_3 d_3 + \dots + L_n d_n \right) + \dots + \frac{d_n}{k_n} \left(L_n \frac{d_n}{2} \right) \right]$$

Où :

X	=	profondeur de pénétration du gel [mm]
1 ... n	=	numéro de la couche [-]
d _i	=	épaisseur de la couche i [mm]
β	=	coefficient de correction de Berggren [-]
FI _s	=	indice de gel à la surface de la route [-]
L	=	Coefficient de chaleur latente [kJ . m-3]
k _m	=	conductibilité thermique moyenne [W m-1 K-1]

Les abaques de la norme VSS-70140B [17] (voir la Fig. 66) sont finalement le résultat de la résolution des équations ci-dessus avec les paramètres du Tab. 29.

Tab. 29 Caractéristiques utilisées pour la Fig. 69 [67]

Couche	No.	ρ _a [t.m ⁻³]	w [%]	k _m [W m ⁻¹ K ⁻¹]	β [-]	L [kJ . m ⁻³]
Superstructure	-	2.15	4	2.9	0.8	28 380
Limon argileux (G3)	1 2	2.0 1.8	13 18	2.2 2.0	0.8 0.8	51 500 64 200
Limon (G4)	3 4	1.7 1.5	22 30	1.9 1.8	0.8 0.8	92 600 111 400

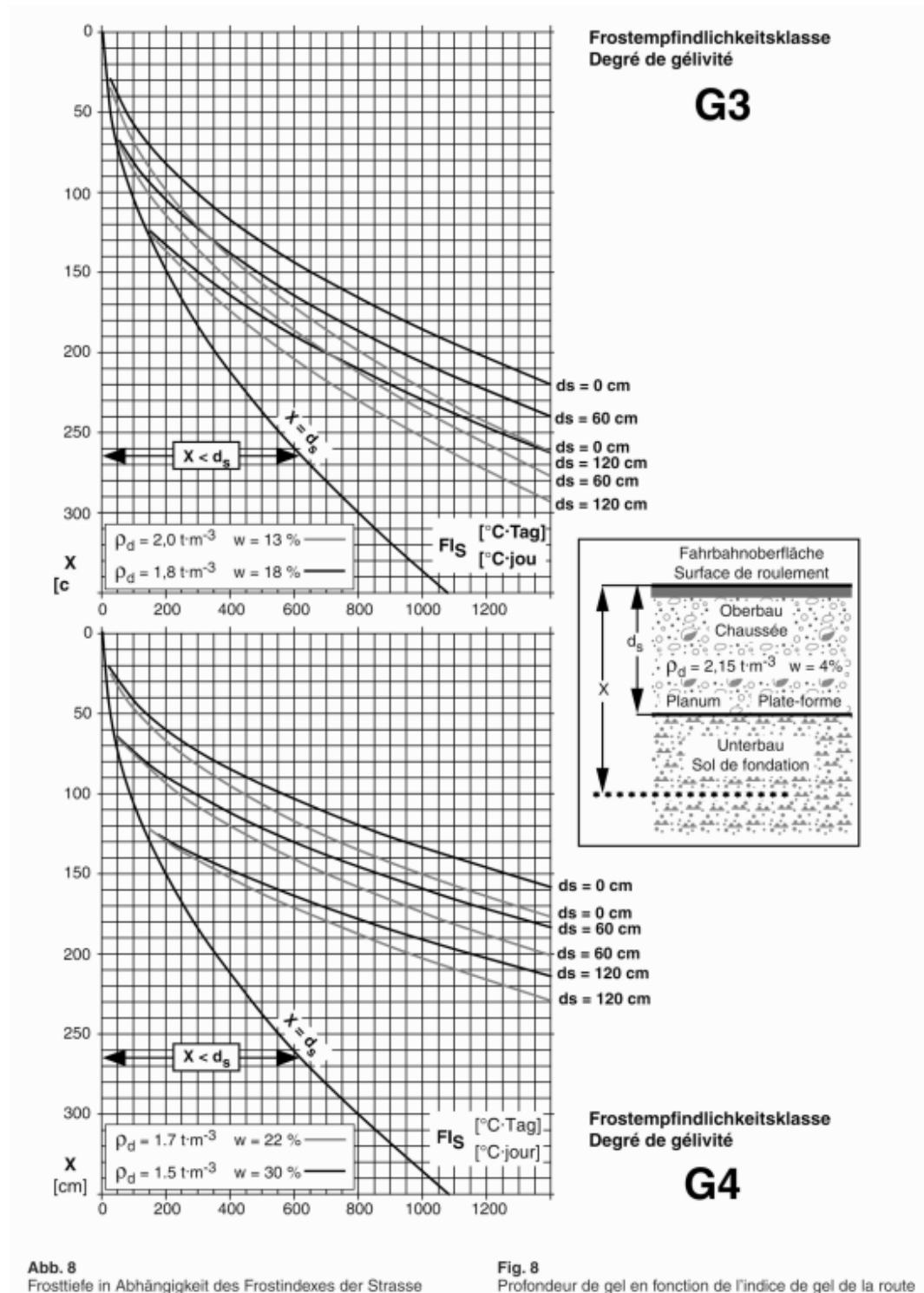


Fig. 66 Abaques pour le calcul de la profondeur de gel (degrés de gélivité G3 et G4) [17]

Ce calcul a également été réalisé au chapitre 5.3.3 et les résultats obtenus ont été comparés à ceux des abaques (Fig. 66) de la norme [17].

En ce qui concerne les abaques de la Fig. 66, les constations suivantes peuvent être formulées :

- Les profondeurs de gel calculées pour le degré de gélivité G3 sont supérieures à celles calculées pour le degré de gélivité G4. Ceci est dû au coefficient L (chaleur latente) qui est plus élevé pour G4 que pour G3 (voir le Tab. 29).

- Dans la norme suisse actuelle [17], la valeur de β (coefficient de Berggren) est considérée comme étant constante et égale à 0.8. Or, ce coefficient dépend du rapport entre la température moyenne annuelle à la surface de la chaussée et la température moyenne à la surface de la chaussée pendant la période de gel. Ce paramètre peut donc différer, normalement entre 0.6 et 0.8. L'effet de ce paramètre est étudié au chapitre 5.6.3.

Le modèle ci-dessus, appliqué dans la normalisation suisse, a été testé en 2015 dans le laboratoire de l'université de l'Etat du Michigan [115]. Les résultats de cette étude sont présentés à la Fig. 67.

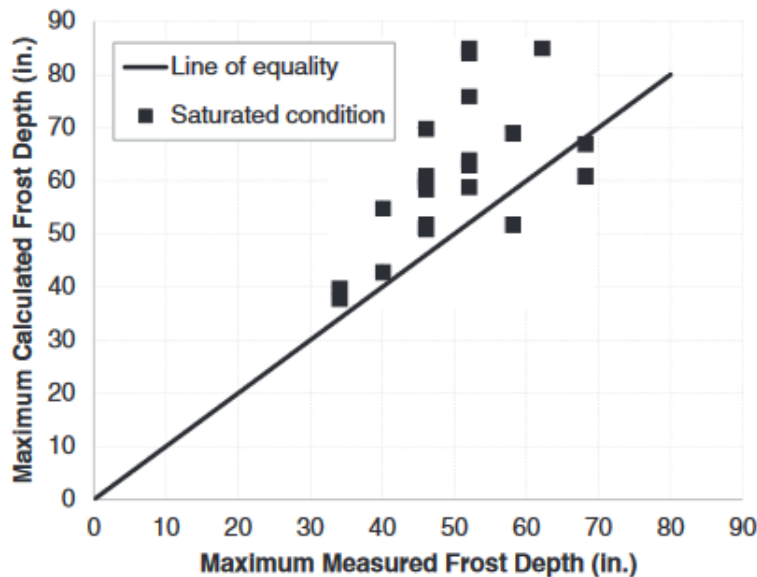


Fig. 67 Comparaison entre les résultats de la profondeur de gel calculée avec le modèle modifié de Berggren et les valeurs mesurées en laboratoire [115]

Il peut être observé que l'écart entre les valeurs mesurées et celles calculées pour certains cas peut aller jusqu'à 70 cm (30 in). Selon Rajaei and Baladi [115], cette différence peut être due aux raisons suivantes :

- Pas de prise en compte des mouvements de l'eau dans le sol dans l'équation de Berggren,
- Erreurs d'estimation des paramètres de conductivité thermique du sol.

En outre, Horvli et al. [116] relèvent le fait que l'estimation des propriétés thermiques des matériaux non-liés utilisés dans la construction a une influence considérable sur les résultats du calcul de la profondeur de gel. Cet aspect est davantage étudié au chapitre 5.4.3.

Un autre modèle de calcul utilisé dans de nombreux pays comme la Finlande et le Canada est le modèle SSR [110]. Ce dernier, développé en Finlande, est basé sur l'équilibre du bilan thermique au front de gel et permet de calculer le soulèvement d'une chaussée dû au gel. Le modèle se présente sous la forme suivante [110] :

$$q_- = q_+ + q_f + q_s$$

Avec :

q_- = flux de chaleur qui s'échappe du front de gel vers la surface en traversant la couche gelée [W/m^2],

- q_+ = flux de chaleur du sol non gelé vers le front de gel [W/m^2],
 q_f = flux de chaleur généré par le changement de phase de l'eau interstitielle lorsqu'elle se transforme en glace [W/m^2],
 q_s = flux de chaleur généré par l'eau supplémentaire de ségrégation au moment de la formation de lentilles de glace [W/m^2].

La Fig. 68 illustre l'équilibre du bilan thermique au droit du front de gel.

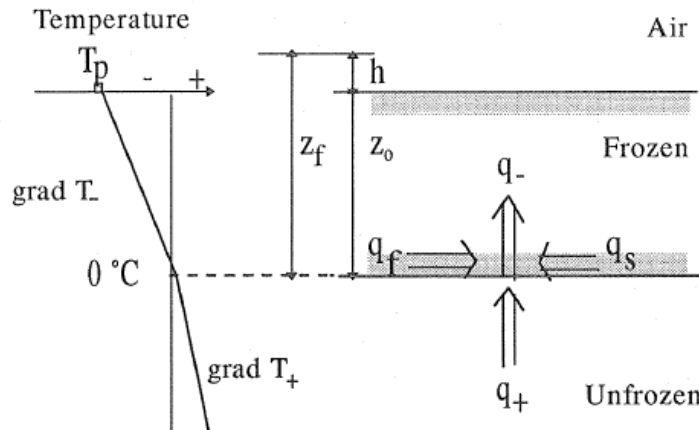


Fig. 68 Equilibre du bilan thermique au front de gel [110]

Le calcul du bilan thermique est ensuite résolu pour chaque jour de l'hiver afin de déterminer l'avancement du front de gel. Trois différentes méthodes sont proposées selon la méthode finlandaise [110] afin de résoudre l'équilibre du bilan thermique mentionné ci-dessus :

- Simulation sinus : une courbe sinus est déterminée à partir de l'indice de gel rigoureux de l'air, de la température moyenne annuelle de l'air et du coefficient de transfert air-surface.
- Calcul mensuel : l'indice de gel de l'air et la durée de chaque mois allant de novembre à avril est saisie. Ensuite la température pour chaque jour d'hiver est calculée sur la base de ces données.
- Saisie journalière : Un fichier météo avec les données de température journalière est donné.

Ce modèle est intégré au programme de calcul i3c-ME® (gratuit), développé par l'université de Laval (Québec) [108].

Le modèle de calcul utilisé dans la méthode française [27] applique un principe similaire à celui de la méthode du modèle SSR [110]. La quantité de gel admissible en surface de la plateforme est définie ainsi dans la méthode française :

$$Q_{PF} = Q_{ng} + Q_g + Q_M$$

Avec :

- Q_g = quantité de gel admissible à la surface d'un sol gélif [$^{\circ}\text{C}\cdot\text{jour}$],
 Q_{ng} = protection thermique assurée par la plateforme [$^{\circ}\text{C}\cdot\text{jour}$],
 Q_M = quantité de gel mécanique [$^{\circ}\text{C}\cdot\text{jour}$].

L'utilisation du modèle de calcul français peut se faire soit au moyen des abaques fournis dans la norme [27] soit avec le logiciel Alizé®.

5.3.3 Calcul numérique de la profondeur de gel

La normalisation suisse relative au calcul de la profondeur de gel (voir notamment la Fig. 66) implique différentes hypothèses qui peuvent être sujettes à débat. Dans ce chapitre la sensibilité de cette méthode est examinée au moyen d'un programme¹ développé sur MS Excel.

Dans ce programme de calcul, la structure de la chaussée peut être définie, ce qui veut dire que, contrairement à l'abaque de la norme, il est possible de considérer des épaisseurs de la superstructure autres que 0, 60 ou 120 cm. En outre, des caractéristiques de sol autres que celles des types de sol correspondant au degré de gélivité G3 ou G4 peuvent être définies. La méthode de calcul de la conductivité thermique peut également être choisie parmi les deux méthodes présentées au chapitre 5.4.3:

- Méthode de Kersten (méthode utilisée dans la normalisation suisse) [67],
- Méthode de Côté et Konrad (méthode utilisée dans la normalisation québécoise) [117].

Dans ce programme, la méthode de calcul modifiée de Berggren, selon l'équation définie au chapitre 5.3.2, est implémentée avec les paramètres utilisés dans la norme suisse (voir le Tab. 29). Or, le programme donne également la possibilité de modifier le paramètre β (coefficient de Berggren), qui est considéré comme étant constant et égal à 0.8 dans la normalisation suisse [17].

L'utilisation de ce programme ne requiert donc pas l'utilisation d'abaque.

Les résultats obtenus avec ce programme ont été comparés à ceux obtenus avec l'abaque de la normalisation suisse (voir Fig. 69) pour les trois épaisseurs de superstructure suivantes (correspondant aux épaisseurs des abaques de la norme [17]) :

- $d_s = 0$ cm,
- $d_s = 60$ cm,
- $d_s = 120$ cm.

Il peut être observé que l'écart entre les valeurs (courbes) calculées avec le programme et celles données par la normalisation suisse est négligeable, ce qui permet de valider les résultats donnés par le programme développé et de le considérer comme étant fiable pour le calcul de la profondeur de gel.

¹ Le programme peut être fourni sur demande auprès de l'OFROU.

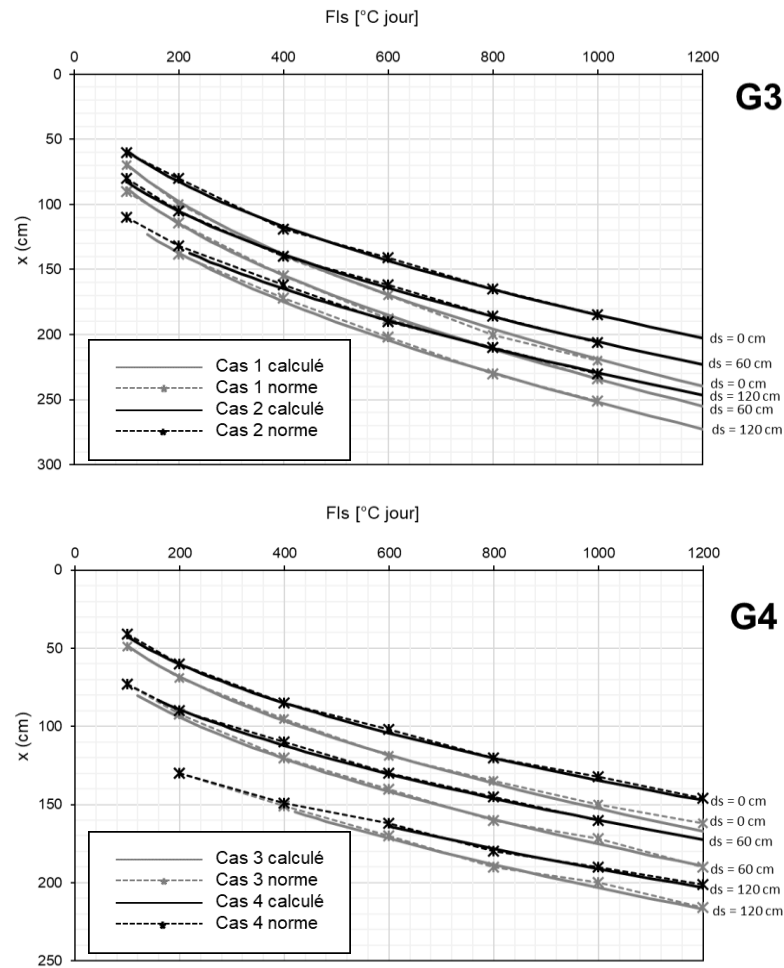


Fig. 69 Comparaison entre les valeurs de profondeur de gel obtenues avec le programme développé sur MS Excel et les valeurs de l'abaque de la norme suisse

5.3.4 Limitations

La méthode suisse de dimensionnement au gel (ou calcul de la profondeur de gel) actuelle comporte notamment les points faibles suivants :

- La méthode est empirique.
- Seuls quatre types de sols peuvent être choisis.
- En raison du changement climatique, les indices de gel ne sont plus à jour, tel que cela a été mis en évidence par Rychen [55].
- L'effet des couches isolantes ne peut pas être considéré avec cette méthode.
- La perte de portance pendant la période de dégel n'est pas prise en compte dans le dimensionnement.
- La méthode n'emploie pas d'outils d'analyse avancés, tel que cela est déjà le cas dans plusieurs autres pays (par exemple la France avec le logiciel Alizé-LCPC®).

5.4 Paramètres déterminants

Pour un dimensionnement au gel (ou calcul de la profondeur de gel), trois paramètres principaux interviennent :

- Deux paramètres relatifs au climat :
 - L'indice de gel de l'air,
 - L'indice de radiation,
- Un paramètre relatif aux matériaux :
 - La conductivité thermique.

Ces paramètres ainsi que les méthodes pour les déterminer sont décrits dans la suite de ce chapitre.

5.4.1 Indice de gel de l'air (FI)

L'indice de gel de l'air est défini comme étant la différence entre le minimum et le maximum de l'intégrale des températures journalières moyennes de l'air [67]. Cet indice intervient directement dans les équations de la diffusion thermique (voir le chapitre 5.3.2) permettant de calculer la profondeur de gel.

En Suisse, l'indice de gel de l'air est calculé sur la base des données des 30 dernières années et l'indice de gel pour le dimensionnement est la moyenne des indices les plus élevés relevés durant cette période. La norme suisse actuelle [17] donne une carte avec les indices de gel calculés pour une période de 30 ans, soit entre 1958 et 1988.

Selon Dysli [67], l'indice de gel de l'air est très fortement corrélé avec la température moyenne des mois de gel. Au Québec, par exemple, une des méthodes de calcul de l'indice de gel est la multiplication de la température moyenne de l'hiver par la durée de l'hiver [108]. Dysli [67] mentionne également une bonne corrélation entre l'altitude et l'indice de gel de l'air pour la Suisse. Toutefois cette corrélation est moins forte que celle entre la température moyenne des mois de gel et l'indice de gel de l'air, ceci en raison des nombreux microclimats pouvant exister. La corrélation entre l'altitude et l'indice de gel de l'air est mentionnée dans la norme suisse actuelle [17].

La norme VSS-70140B [17] propose deux méthodes de calcul de l'indice de gel de l'air FI :

- Calcul selon la méthode de l'indice global,
- Calcul selon la méthode des indices partiels.

Ces méthodes sont décrites ci-après, puis un exemple de calcul est donné pour les comparer. Finalement, des méthodes internationales représentatives pour la détermination de l'indice de gel de l'air sont discutées.

Méthode de l'indice global

La méthode de l'indice global est la méthode traditionnelle (et simple) appliquée en Suisse depuis la mise application de la normalisation actuelle. Selon cette méthode, l'indice de gel de l'air FI est considéré comme étant la différence entre la valeur maximale et la valeur minimale de la courbe cumulative des températures sur une période de gel-dégel (voir la Fig. 70). Pour une même année, il y a plusieurs indices de gel, étant donné qu'il y a plusieurs périodes de gel-dégel. L'indice de gel le plus élevé est retenu.

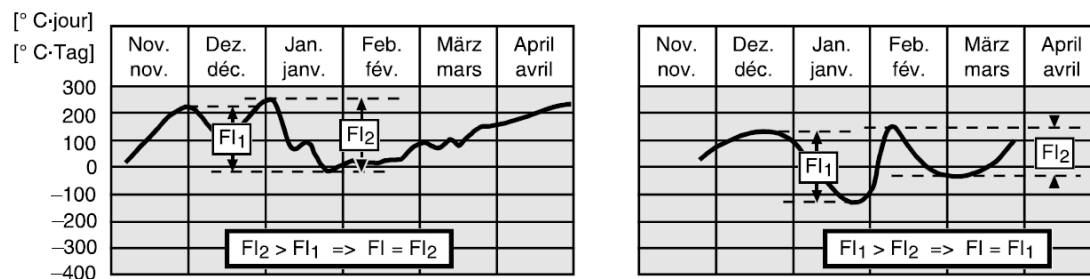


Fig. 70 Exemple de détermination de l'indice de gel de l'air par la méthode de l'indice global [17]

Méthode des indices partiels

Dans certains cas, la détermination exacte des périodes de gel-dégel peut s'avérer compliquée. Pour ces cas de figure, la méthode des indices de gel partiels peut être utilisée.

Selon cette méthode, l'indice de gel de l'air FI est calculé sur la base des indices de gel de l'air FI_i et des indices de dégel TI_i de chaque période successive de gel-dégel-regel. L'indice de gel est finalement la valeur cumulative de trois indices intermédiaires (FI_i , TI_i et FI_{i+1}), à condition que les trois conditions suivantes soient remplies :

- $FI(i) > 25^\circ\text{C jour}$ et $TI(i+1) < 15^\circ\text{C·jour}$,
- $FI(i) > TI(i+1)$,
- $TI(i+1) < FI(i+2)$.

L'indice TI est l'équivalent de l'indice de gel de l'air pour une période de dégel intermédiaire ou de réchauffement général (été) [17].

Exemple de calcul

Dans l'exemple suivant, l'indice de gel de l'air FI pour une année est calculé selon les deux méthodes mentionnées précédemment, à savoir la méthode de l'indice global et la méthode des indices partiels.

La Fig. 71 illustre la température moyenne journalière de l'air et la température cumulée pendant l'hiver 1980-1981 de la ville de La Chaux-de-Fonds (Canton de Neuchâtel).

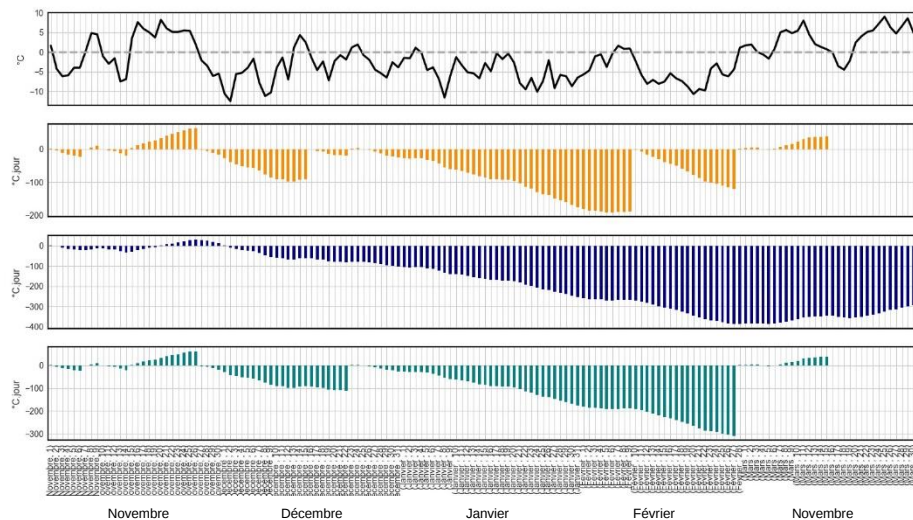


Fig. 71 Exemple : température moyenne journalière de l'air et température cumulée (La Chaux-de-Fonds, hiver 1980-1981)

La courbe cumulative noire correspond à la somme de chaque période de gel ou dégel pendant hiver 1980-1981. Le schéma orange représente la somme des températures qui peut ensuite être utilisée pour le calcul de FI selon la méthode de l'indice global. Comme expliqué précédemment, selon cette méthode, la différence entre la valeur minimale et la valeur maximale de cette courbe donne la valeur de FI.

Le schéma violet représente la somme des températures séparées selon les périodes de gel-dégel utilisée pour le calcul selon la méthode des indices partiels.

En calculant l'indice de gel de l'air pour cet exemple selon les deux méthodes mentionnées dans la norme suisse [17], les résultats suivants sont obtenus :

- Méthode de l'indice global : FI = 417°C,
- Méthode des indices partiels : FI = 309°C.

Il est constaté que, selon la méthode de l'indice global, certaines périodes de court dégel ne sont pas prises en compte pour le calcul de l'indice de gel FI, alors qu'avec l'application des trois conditions de la méthode des indices partiels, ces périodes de court dégel sont considérées dans le calcul de l'indice de gel FI. Cette différence aboutit finalement à une valeur de l'indice de gel plus faible (environ -25%) dans le cas d'un calcul selon la méthode des indices partiels comparativement à la méthode de l'indice global.

Méthodes internationales

La méthode de calcul de l'indice de gel de l'air pour le dimensionnement au gel des chaussées diffère selon les pays.

En France (voir aussi chapitre 5.5.1), par exemple, la distinction suivante est faite pour la détermination de l'indice de gel de l'air [27] :

- Hiver exceptionnel : correspondant à l'hiver le plus sévère constaté depuis 1951, pour le lieu géographique concerné,
- Hiver rigoureux non exceptionnel : correspondant à l'hiver d'occurrence décennale depuis 1951, pour le lieu géographique concerné.

L'indice de gel de référence est ensuite choisi selon la politique du maître de l'ouvrage pour le dimensionnement au gel des chaussées.

Au Québec [108], deux options sont proposées pour la détermination de l'indice de gel :

- La première option est similaire à celle mentionnée dans la norme suisse [17] et consiste en la détermination de la moyenne des températures des trois hivers les plus froids au cours d'une période de 30 ans.
- La seconde option est une approche probabiliste tenant compte de l'historique des hivers sur une période définie. Le planificateur doit, dans ce cas, déterminer la moyenne des indices de gel sur la période donnée ainsi que l'écart type des valeurs. Ensuite, selon la période de récurrence choisie par le planificateur, le niveau de fiabilité est calculé à partir de l'équation ci-dessous :

$$R = 100 - 100/P_R$$

Où :

R = niveau de fiabilité [%],
 P_R = période de récurrence [années].

La déviation normale peut ensuite être définie sur la base de tableaux statistiques en considérant une distribution normale des données de l'indice de gel de l'air. L'indice de gel pour un hiver rigoureux se calcule à partir des paramètres suivants :

$$IG_r = IG_n + Z_r \times \sigma$$

Où :

IG_r = indice de gel rigoureux [°C·jour],
 IG_n = indice de gel normal [°C·jour],
 Z_r = déviation normale associée au risque de calcul [-],
 σ = écart type [-].

5.4.2 Indice de radiation (RI)

L'indice de gel de l'air (FI) préalablement discuté (voir chapitre 5.4.1) est calculé sur la base de la température de l'air (généralement mesurée à 2 m au-dessus du sol). Or, pour le calcul de la profondeur de gel, les modèles thermodynamiques requièrent une estimation de la température à la surface de la chaussée. Pour cette raison, la normalisation suisse [17] intègre la notion d'indice de gel de la (surface de la) route FI_s ($FI_s = FI - RI$).

Cet indice (FI_s) n'est pas seulement fonction de la température de l'air, mais il dépend également des différents paramètres météorologiques comme le vent et le rayonnement solaire.

Les bases de la détermination de l'indice FI_s utilisées dans la normalisation suisse [17] sont issues d'une analyse préliminaire de la situation dans d'autres pays, dont les principaux enseignements sont explicités ci-après.

Dans certains pays comme le Canada (région du Québec), un facteur de correction (n) est utilisé pour calculer l'indice de gel de la (surface de la) route selon la relation suivante [108] :

$$FI_s = n \times FI$$

Dans cette relation, le facteur n est le plus souvent situé entre 0.8 et 0.9 [108].

En France, l'indice de gel de la (surface de la) route est calculé avec la formule modifiée suivante :

$$FI_s = K_{cr} \times FI - 10$$

Le paramètre K_{cr} est un coefficient de calage égal à 0.7 pour la France métropolitaine, hors milieu urbain. Ce coefficient est nul pour les centres-villes de plus de 100'000 habitants et vaut 0.56 pour les villes de plus de 1'000'000 d'habitants.

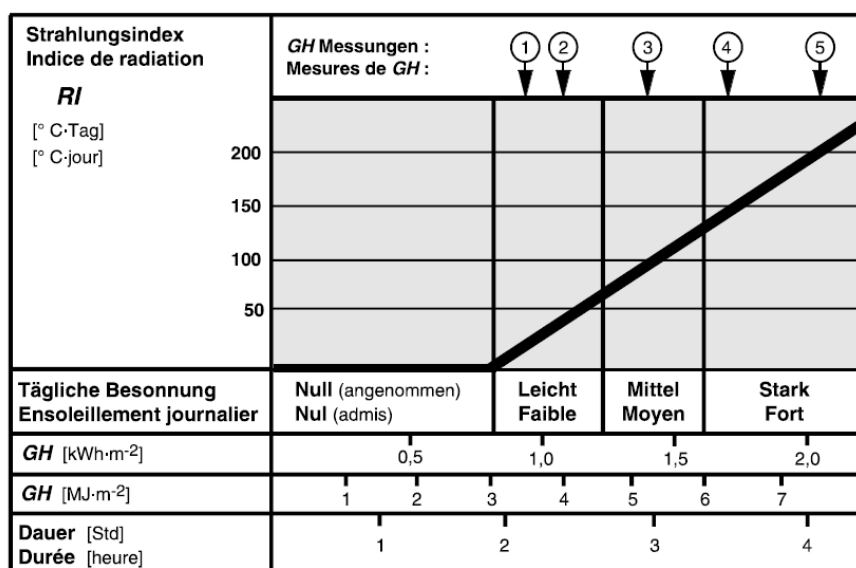
Dans son livre [67], Dysli critique l'utilisation des relations ci-dessus en indiquant que les facteurs sont beaucoup trop élevés pour de nombreux cas. Pour cette raison, la relation suivante, appliquée dans la normalisation VSS [17], a été proposée :

$$FI_S = FI - RI$$

Où RI est l'indice de radiation [$^{\circ}\text{C}\cdot\text{jour}$].

En Suisse, cette relation est intégrée dans la norme VSS-70140B [17] pour calculer l'indice de gel de la route FI_S , qui est ensuite utilisé pour le calcul de la profondeur du gel.

Dans la normalisation suisse [17], l'indice de radiation RI est déterminé sur la base d'un abaque (voir Fig. 72) dans lequel l'ensoleillement journalier est converti en un indice de radiation (RI [$^{\circ}\text{C}\cdot\text{jour}$]).



Messungen auf den freien Horizont:
Dezember bis Februar
1 Olten, 1969–1980
2 Lausanne, 1931–1981
3 La Chaux-de-Fonds, 1901–1980
4 Château-d'Œx, 1948–1980
5 Andermatt (Gütsch), 1971–1980

Mesures avec horizon libre:
Décembre à février
1 Olten, 1969–1980
2 Lausanne, 1931–1981
3 La Chaux-de-Fonds, 1901–1980
4 Château-d'Œx, 1948–1980
5 Andermatt (Gütsch), 1971–1980

Fig. 72 Estimation de l'indice de radiation RI [17]

Une analyse approfondie de la Fig. 72 permet d'établir que cet abaque permettant d'obtenir l'indice de radiation RI est basé sur une relation empirique dérivée des résultats d'une seule station météorologique placée en bordure des Préalpes suisses.

Voir aussi l'analyse numérique menée au chapitre 5.6.2.

5.4.3 Conductivité thermique des matériaux

La conductivité thermique caractérise la vitesse d'écoulement de la chaleur au travers d'un corps sous un gradient thermique égal à l'unité. Les sols sont des matériaux composés de particules solides, d'eau et d'air, et sont très souvent hétérogènes. Par conséquent, l'évaluation de la conductivité thermique des sols peut être assez compliquée à réaliser. La conductivité thermique des sols peut être mesurée en laboratoire, mais en pratique, ceci est relativement coûteux et peut nécessiter passablement de temps.

Deux modèles de calcul de la conductivité thermique sont présentés ci-dessous.

Modèle empirique de Kersten

Les formules empiriques de Kersten, qui sont utilisées dans le modèle de la normalisation suisse pour le calcul de la profondeur de gel (paramètre k_m des équations), se présentent comme suit [67] :

$$\begin{aligned} \text{Argiles et limons non gelés : } k_u &= 0.1442 (0.9 \log_{10} w + 0.2) 10_d^{0.6243 \rho_d} \\ \text{Sables non gelés : } k_u &= 0.1442 (0.7 \log_{10} w + 0.4) 10_d^{0.6243 \rho_d} \\ \text{Argiles et limons gelés : } k_f &= 0.001442 \times 10^{1.773 \rho_d} + 0.01226 \times 10^{0.4994 \rho_d} w \\ \text{Sables gelés : } k_f &= 0.01096 \times 10^{0.8116 \rho_d} + 0.00461 \times 10^{0.9115 \rho_d} w \end{aligned}$$

La conductivité thermique moyenne s'obtient ainsi :

$$k_m = \frac{k_u + k_f}{2}$$

Avec :

ρ_d = masse volumique des particules solides du sol [g/cm³]
 w = teneur en eau [%] (validité : $w > 7\%$ pour les argiles et les limons et $w > 1\%$ pour les sables)

Modèle généralisé de Côté et Konrad

Un autre modèle est le modèle généralisé de Côté et Konrad [117], mentionné dans la méthode de calcul québécoise [108], et qui intègre les propriétés des sols tels que la porosité, le degré de saturation, la minéralogie, la distribution granulométrique et la forme des particules. La conductivité thermique de ce modèle est basée sur le concept de la conductivité thermique normalisée proposé par Johansen [118], tel que :

$$k = (k_{sat} - k_{dry})k_r + k_{dry}$$

Où :

k = conductivité thermique réelle [W m⁻¹ K⁻¹],
 k_{sat} = conductivité thermique du sol saturé [W m⁻¹ K⁻¹],
 k_{dry} = conductivité thermique du sol sec [W m⁻¹ K⁻¹],
 k_r = conductivité thermique normalisée [W m⁻¹ K⁻¹].

La conductivité thermique normalisée, k_r est, quant à elle, calculée selon l'équation suivante :

$$k_r = \frac{\kappa S_r}{1 + (\kappa - 1)S_r}$$

Avec :

κ = paramètre empirique utilisé pour prendre en compte les différents types de sols dans les états non gelés et gelés [-],
 S_r = degré de saturation [%].

Ce modèle est décrit en détail dans l'article de Côté et Konrad [117].

L'effet de l'application du modèle de Kersten et du modèle de Côté et Konrad est analysé à travers un exemple numérique au chapitre 5.6.4.

5.5 Méthodes internationales

Un résumé de la démarche des méthodes de dimensionnement au gel de quatre différents pays (ou régions) est donné dans ce chapitre, en particulier le choix des paramètres et le calcul de la profondeur de gel sont décrits.

5.5.1 Présentation de la méthode française

Ce chapitre présente tout d'abord les principes de la vérification au gel pour une chaussée neuve, ensuite l'indice admissible et l'indice de référence de la méthode sont présentés, puis, finalement la description de la vérification au gel dans le cas d'un renforcement.

Principes de la vérification au gel/dégel des chaussées neuves

La vérification au gel des chaussées neuves se base sur la comparaison de deux indices de gel atmosphérique, en °C*jour. Le premier, noté I_R , est pris selon un hiver de référence de la zone où la chaussée sera construite. Le second, noté I_A , est l'indice admissible par la chaussée, qui peut être déduit selon les caractéristiques de celle-ci. Si l'indice admissible est supérieur à l'indice de référence, la chaussée est vérifiée. Cette démarche de vérification est synthétisée à la Fig. 73.

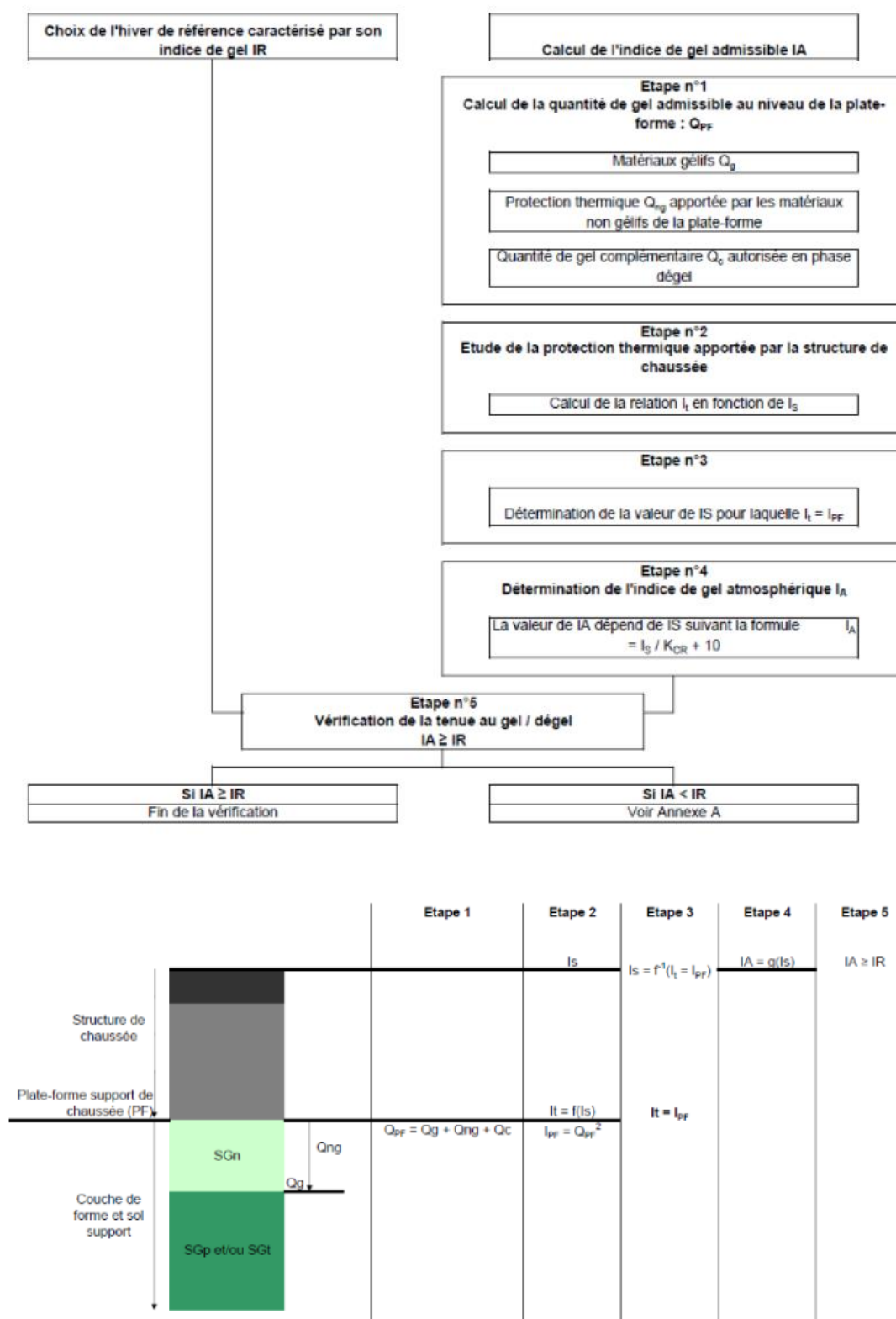


Fig. 73 Démarche de vérification au gel/dégel d'une structure de chaussée neuve [27]

Indice de référence

L'indice de référence est défini par rapport à un hiver de référence qui peut être l'hiver le plus rigoureux depuis 1951 ou l'hiver d'occurrence décennale depuis 1951 du lieu géographique concerné. Il est conseillé de recueillir les données disponibles auprès des

postes climatologiques les plus proches du futur lieu de la chaussée. En outre, des données pour presque chaque département sont également disponibles dans le tableau B.9 de la norme française [27].

Indice admissible

La norme propose de découper les couches situées sous la plate-forme en leur attribuant une des catégories suivantes selon leur gélivité :

- Matériaux non gélifs (SGn),
- Matériaux peu gélifs (SGp),
- Matériaux très gélifs (SGt).

Dans le cadre de la vérification au gel/dégel, les configurations possibles du massif sont définies à la Fig. 74.

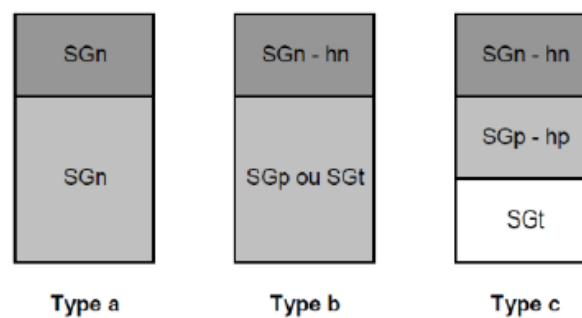


Fig. 74 Configurations types du massif (partie supérieure du terrassement + couche de forme) [27]

Dans le cas de la configuration de type a, la vérification n'est pas nécessaire. Dans les deux autres cas, la quantité de gel admissible en surface de la couche gélive Q_g est fonction d'un essai de gonflement.

La quantité de gel admissible peut être augmentée en considérant :

- La protection thermique Q_{ng} apportée par les matériaux non gélifs situés en-dessous de la plate-forme,
- La quantité de gel complémentaire Q_c dans le cas d'une épaisseur totale de couches liées supérieure à 20 cm.

Ceci permet d'obtenir la quantité de gel admissible au niveau de la plate-forme :

$$Q_{PF} = Q_g + Q_{ng} + Q_c [({}^{\circ}\text{C} * \text{jour})^{1/2}]$$

Ensuite, il s'agit de déterminer l'indice de gel admissible I_s au niveau de la surface de la chaussée. Dans la pratique, un modèle transitoire de diffusion de chaleur dans l'épaisseur de la chaussée ainsi que la donnée d'un scénario-type de refroidissement de la chaussée à la surface permettent de déterminer $I_T = Q_{PF}^2$ à partir de I_s (indice de gel de surface). Ainsi, il suffit de calibrer l'indice de surface afin qu'on obtienne la quantité de gel admissible calculée auparavant.

Finalement, l'indice de gel atmosphérique I_A est déterminé en tenant compte des phénomènes de convection et de rayonnement se produisant à la surface de la chaussée :

$$I_A = \frac{I_s}{K_{cr}} + 10$$

Où K_{cr} est le paramètre de calage qui permet de tenir compte du lieu de calcul.

Vérification au gel/dégel des renforcements

Il est également possible d'évaluer l'endommagement dû au gel/dégel dans le cadre des chaussées existantes après renforcement. La démarche est identique à celle décrite précédemment. Il faut simplement tenir compte de la modification de la chaussée induite par le renforcement et éventuellement effectuer quelques investigations afin de connaître les propriétés de la couche de forme et du sol de fondation. Le calcul d'une barrière de dégel pour une chaussée souple est également proposé dans le guide de renforcement [72].

5.5.2 Présentation de la méthode québécoise (basée sur le modèle finlandais SSR)

Tout d'abord, un historique du modèle finlandais SSR est décrit, puis une présentation de ce modèle est faite suivie de la présentation de la méthode québécoise qui est basée sur le modèle finlandais.

Historique

Le modèle SSR, développé en Finlande en 1985, permet de déterminer le soulèvement dû au gel et la profondeur de gel à partir des caractéristiques thermiques et géotechniques du sol et des conditions climatiques. Ce modèle est décrit en détail dans la publication de Saarelainen datant de 1992 [110].

En 2009, un livre de référence en ce qui concerne la manière de concevoir des routes dans les régions sensibles au gel a été publié et son contenu est présenté dans [109].

Enfin, en 2016, le logiciel i3C-ME® est développé par l'université de Laval en Québec. Ce logiciel, dont le fonctionnement est décrit dans [108], comporte notamment un module indépendant de dimensionnement au gel. Ci-après, la méthode derrière ce module, qui se base en grande partie sur le modèle finlandais SSR, est résumée.

Modèle SSR

Le modèle SSR est basé à la fois sur des lois physiques et des paramètres empiriques. Son principe de base est de poser une équation de bilan thermique au niveau du front de gel entre :

- Le flux de chaleur à travers la couche gelée (q_-),
- Le flux de chaleur du sol non-gelé au sol gelé (q_+),
- Le flux de chaleur généré par le gel de l'eau contenue dans les pores (q_f),
- Le flux de chaleur généré par la formation de lentilles de glace (q_s).

Ces différents flux de chaleur sont décrits à la Fig. 75.

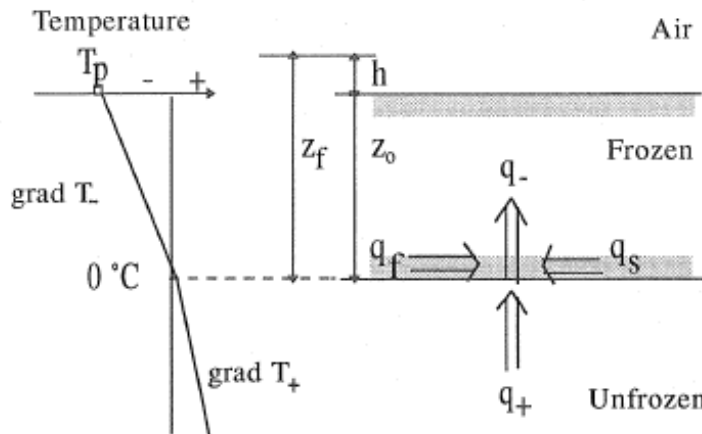


Fig. 75 Bilan thermique au front de gel [110]

Le bilan thermique devient alors le suivant :

$$q_- = q_+ + q_f + q_s$$

Ensuite, chacun de ces termes est caractérisé par rapport aux caractéristiques thermiques et géotechniques du sol, après quoi il est possible d'isoler l'incrément de front de pénétration du gel, ce qui permet de déterminer la profondeur de gel à un moment donné :

$$\Delta z_0 = (T_f - T_p) dt \frac{(1 - SP * \frac{L_w}{\lambda_{fz}})}{L_{fz} * R_{fz}} - S * grad T_+ * \frac{\lambda_t dt}{L_{fz}}$$

Les paramètres sont nombreux et ne seront pas tous décrits ici, mais l'équation est tout de même montrée pour servir de base à la méthode québécoise. Pour plus de détails sur ces paramètres et comment les déterminer, se référer à [110].

De plus, le soulèvement dû au gel peut être déterminé par rapport au potentiel de ségrégation SP et au gradient de température entre la surface et le front de gel.

Selon [110], le modèle SSR a un coefficient de variation de 10-15% entre les valeurs observées in situ et les valeurs calculées avec le modèle, ce qui semble tout à fait acceptable étant donnée la variabilité des données du sol et le caractère aléatoire des conditions climatiques. De plus, l'auteur de [110] recommande de procéder autant que possible à des observations in situ pour vérification.

Méthode québécoise

La méthode québécoise reprend le modèle SSR et en propose une application en définissant certains des paramètres de l'équation de ce modèle. Les principes généraux sont décrits ici. Pour les détails, se référer au chapitre 7 de [108].

Tout d'abord le potentiel de ségrégation SP, qui caractérise la susceptibilité du sol au gel est déterminé à l'aide du pourcentage de particules fines, de la surface spécifique des particules fines, du diamètre moyen de ces particules, de la teneur en eau, de la limite de liquidité et de la surcharge appliquée sur le sol.

Ensuite, trois méthodes sont proposées afin de définir la conductivité thermique du sol non gelé, λ_t et du sol gelé, λ_{fz} :

- Entrer manuellement une valeur,
- Utilisation du modèle de Kersten : modèle traditionnel empirique prenant en compte la masse volumique des particules solides et la teneur en eau du sol,

- Utilisation du modèle de Côté et Konrad : modèle bien plus complet prenant en compte de nombreux paramètres du sol. La conductivité thermique réelle est décomposée en trois composantes : les conductivités thermiques normalisées, du sol saturé et du sol sec.

Après cela, la conductivité thermique des matériaux bitumineux peut être déterminée en prenant en compte la minéralogie des particules, la quantité de vides intergranulaires et la quantité et le type de bitume composant le mélange bitumineux. Cependant, le logiciel utilise une formule simplifiée qui ne prend en compte que la masse volumique de l'enrobé bitumineux.

En ce qui concerne l'influence des conditions climatiques, la méthode québécoise propose trois manières de procéder.

Dans le premier cas, il s'agit tout d'abord de déterminer l'indice de gel rigoureux de l'air, c'est-à-dire l'indice de gel pour l'hiver de référence (décennal, tridécennal ou autre). Ensuite, le coefficient de transfert air-surface, qui donne le rapport entre la température de l'air et la température à la surface de la route, doit être défini. Finalement, à partir de ces données, une fonction sinusoïdale donnant la durée de gel en fonction de la température est appliquée.

Dans le deuxième cas, la méthode propose de donner les résultats à partir de données climatiques mensuelles :

- Indice de gel,
- Durée de gel (en jours),
- Température moyenne.

Finalement, dans le troisième cas, le soulèvement dû au gel et la profondeur de gel sont calculés à partir des températures moyennes journalières estimées sur la période étudiée.

5.5.3 Présentation de la méthode allemande

Pour assurer une protection suffisante contre le gel, la norme RDO [29] fait référence à la méthode décrite dans la norme RStO [28]. L'épaisseur de la chaussée résistante au gel est calculée en additionnant les valeurs initiales et les valeurs d'épaisseur augmentées ou réduites. Ces valeurs sont déterminées en fonction de la sensibilité au gel de la plateforme, telle que présentée dans le ZTV E-Test [120].

Selon la norme DIN 18196 [45], les sols sont classés dans les classes de sensibilité au gel F1 (résistant au gel), F2 (sensible au gel) et F3 (très sensible au gel). Pour les sols de sensibilité au gel F2 et F3, la structure de la chaussée devrait avoir une épaisseur minimale, selon la charge nominale indiquée dans le Tab. 30.

Tab. 30 Valeurs initiales pour déterminer l'épaisseur minimale de la structure au gel [28] [29]

Sensibilité du sol au gel	Épaisseur selon la classe structurelle [cm]		
	Bk10 / Bk32 / Bk100	Bk1,0 / Bk1,8 / Bk3,2	Bk0,3
F2	55	50	40
F3	65	60	50

D'autres conditions telles que l'action du gel, l'emplacement de la route, l'écoulement de l'eau et la façon dont les banquettes sont construites doivent être prises en compte en ajoutant des valeurs individuelles pour les divers critères afin d'obtenir l'épaisseur totale de la structure pour le gel (voir le Tab. 31).

Tab. 31 Valeurs spécifiques des épaisseurs en fonction des conditions locales [28] [29]

Conditions locales		A	B	C	D	E
Profondeur de gel	Zone I	± 0 cm				
	Zone II	+ 5 cm				
	Zone III	+15 cm				
Variations climatiques locales	Conditions climatiques défavorables, p. ex., montagnes	+5 cm				
	Pas de condition climatique particulière	± 0 cm				
	Conditions climatiques favorables	-5 cm				
Eau souterraine	Nappe phréatique 1.5m en dessous du niveau de l'infrastructure	± 0 cm				
	Nappe phréatique de façon permanente ou occasionnelle au-dessus de -1,5 m	+ 5 cm				
Direction de la pente	Tranchée, coupe en pente	+ 5 cm				
	Remblai $\leq 2,0$ m	± 0 cm				
	Remblai $> 2,0$ m	- 5 cm				
Drainage, exécution des bords de route	Drainage de la route pour déblais, fossés ou remblais	± 0 cm				
	Drainage de la route et des banquettes au-dessus de tuyaux	- 5 cm				

L'épaisseur finale du gel est l'addition des valeurs A à E.

La Fig. 76 représente la répartition du territoire en fonction des 3 classes de sensibilité au gel.

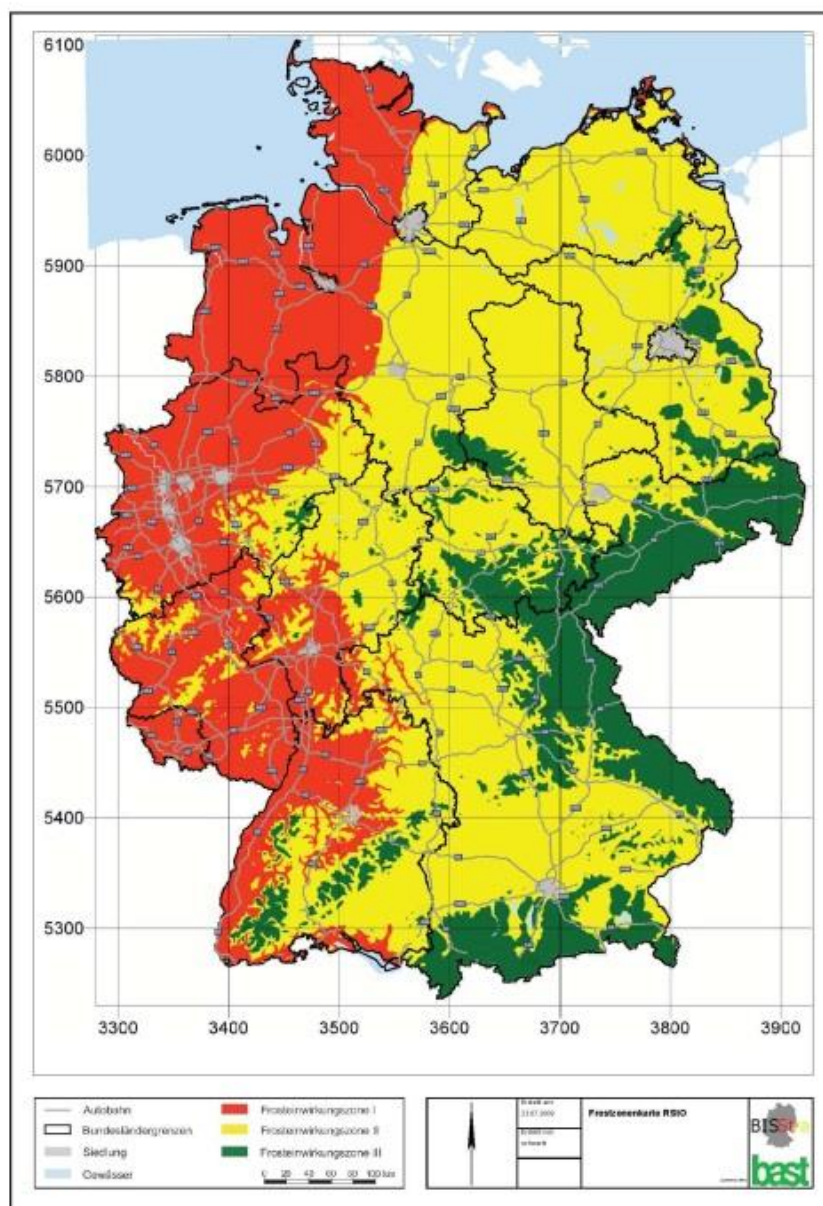


Fig. 76 Classes de sensibilité au gel en Allemagne [28][29]

L'amélioration du sol sur une épaisseur supérieure à 25 cm est prise en compte par la classification du sol dans la classe de sensibilité au gel F2.

Les conditions locales étant hétérogènes, et pour des raisons constructives, il y a lieu de maintenir l'épaisseur de la superstructure résistante au gel constante sur des sections parfois plus importantes que celles prévues à la base.

La procédure de détermination de l'épaisseur minimale de la superstructure préconise également :

- Des superstructures entièrement collées,
- Des zones de circulation limitées à une certaine masse des véhicules admissibles pendant la période de gel.

5.5.4 Présentation de la méthode suédoise

Tout d'abord, une présentation de la démarche est faite, suivie de la description du modèle.

Démarche

Les normes suédoises suivantes permettent de calculer le soulèvement d'une structure routière dû au gel sur la base des données climatiques, des propriétés des matériaux et des épaisseurs des couches :

- TRVMB 301 [41],
- TRVK Väg [39].

Le calcul utilise les équations classiques de la conduction thermique et les relations décrivant les propriétés d'écoulement et de migration de l'humidité des matériaux du sol. Pour la période correspondant aux données climatiques données, les résultats fournis par le modèle sont les suivants :

- Le soulèvement dû au gel,
- La profondeur de gel.

Le modèle de calcul est mis en œuvre dans le programme de Trafikverket (PMS Objekt®) [119].

Selon la norme [39], le soulèvement dû au gel calculé doit rester inférieur à 20 mm. Dans certains cas, afin de diminuer ce soulèvement, l'épaisseur des couches non-liées peut être augmentée jusqu'à 40% au maximum.

Description du modèle

Le modèle est basé sur les équations classiques de conduction thermique pour calculer les flux de chaleur verticalement à travers un profil de sol. La température de surface de la route provenant d'une station météorologique est utilisée comme input pour le calcul du flux thermique.

La structure de la route est ensuite divisée en différentes couches et le flux de chaleur est calculé entre chaque couche.

Le fait qu'un matériau soit plus ou moins sensible au gel dépend de trois éléments :

- Sa teneur en eau,
- Sa capacité d'absorption (capillarité),
- Sa perméabilité (ou conductivité hydraulique).

Les matériaux à forte teneur en eau, à fort pouvoir absorbant et à forte perméabilité sont les plus sensibles vis-à-vis du gel.

Deux principales catégories de matériaux peuvent être distinguées pour les sols minéraux :

- La première catégorie est constituée de sols à gros grains, à forte perméabilité, à faible teneur en eau et à faible capacité d'absorption. Le risque de gel pour cette catégorie est très faible.
- La seconde catégorie est constituée de sols à grains très fins (par exemple de l'argile) avec une teneur en eau très élevée, une capacité de succion également élevée, mais une faible perméabilité. Ces sols sont donc moins sujets au gel car le sol est si dense que l'eau gèle dans ses pores et n'a, de ce fait, pas le temps de s'écouler vers le front de gel et former des lentilles de glace.

Les sols les plus sensibles sont ceux dont les propriétés se situent entre les catégories 1 et 2, c'est-à-dire principalement les limons et certaines moraines à forte teneur en limons.

Les données concernant les propriétés thermiques des différents sols sont données dans l'annexe de la norme [41]. Un exemple est donné à la Fig. 77.

Materialtyp enligt ATB VÄG	Vattenhalt [%/100]	Torr-densitet [kg/m³]	Porositet [%]	Vattenmättnadsgrad [%]	Tjälfarlig-hets-klass	Max lyfthastighet [mm/dygn]	Värmeledningsförmåga ofrusen [W/mK]	Värmeledningsförmåga frusen [W/mK]
Överbyggnads-material								
Bitumenbundet bär- och slitlager samt bindlager	0,01	2200	0,17	0,13	-	Ej tjällyftande	2,00	2,00
Bitumeninträkt makadam, övre bitumenrik	0,01	2100	0,21	0,10	-	Ej tjällyftande	2,00	2,00
Bitumeninträkt makadam, nedre bitumenfattig	0,01	2100	0,21	0,10	-	Ej tjällyftande	1,90	1,90
Cementbetong	0,01	2400	0,09	0,27	-	Ej tjällyftande	1,20	1,20
Cementbundet bärlager	0,01	2400	0,09	0,27	-	Ej tjällyftande	1,40	1,40
Obundet bärlager	0,03	2000	0,25	0,24	-	Ej tjällyftande	1,33	1,02
Äldre bärlager	0,05	2000	0,25	0,40	-	Ej tjällyftande	1,56	1,39
Förstärkningslager belagd väg (krossat och okrossat)	0,03	2000	0,25	0,24	-	Ej tjällyftande	1,33	1,02
Förstärkningslager grusväg	0,13	1800	0,32	0,73	-	Ej tjällyftande	1,56	2,04

Fig. 77 Exemple des propriétés thermiques des matériaux données par la norme suédoise [41]

5.5.5 Comparatif des méthodes

Le Tab. 32 synthétise les différentes méthodes internationales de dimensionnement au gel présentées aux chapitres précédents.

Tab. 32 Comparatif des méthodes internationales de dimensionnement au gel

Pays	Modèle théorique	Calcul du soulèvement	Logiciel
Suisse	Solution de Berggren (simplifiée)	-	-
France	Méthode simplifiée	Oui	Alizé ®
	Méthode complète (méthode de Fourier)		
Canada (Québec)	Model SSR	Oui	i3C-ME®
Allemagne	Empirique	-	-
Suède	Equations classiques de la conduction thermique	Oui	PMS Objekt®

Les méthodes suisse et allemande sont les plus simples tandis que les méthodes française, québécoise et suédoise utilisent des relations plus avancées pour le calcul de la profondeur de gel dans la chaussée.

Les méthodes plus avancées permettent de prendre en compte :

- Différents types de sol avec des caractéristiques thermiques différentes,
- Des couches de grave/sols différents (et possibilité de considérer plusieurs couches),
- La capacité isolante des couches de la superstructure (pour les couches bitumineuses et la grave de fondation),
- Les couches isolantes.

La méthode française offre la possibilité au planificateur de choisir la méthode de calcul. Pour les chaussées de routes de moindre importance, le planificateur peut simplement

adapter les abaques de la norme. Pour un calcul plus précis, la méthode de Fourier (fournie dans le logiciel Alizé®) peut être utilisée.

Le soulèvement de la chaussée dû au gel est également un aspect important qui n'est pas pris en compte dans la méthode de dimensionnement suisse actuelle. Toutefois, les trois méthodes les plus avancées (française, québécoise et suédoise) offrent la possibilité de calculer ce soulèvement. Cet aspect est d'autant plus important dans les régions plus montagneuses. Par exemple, en Suède, l'épaisseur de la chaussée avec la vérification du soulèvement dû au gel peut parfois augmenter jusqu'à 40%.

En outre, les méthodes plus avancées fournissent un logiciel pour le calcul de la profondeur de gel.

5.5.6 Sélection de méthodes représentatives

Dans ce chapitre, la sélection de méthodes représentatives est effectuée en vue des études ultérieures. Le choix des méthodes représentatives s'est porté sur des méthodes ayant un climat et des critères similaires à la méthode de dimensionnement mécanique suisse et permettant ainsi de réaliser une étude de cas réaliste et comparable dans la pratique. La sélection des méthodes représentatives a reposé sur les critères suivants, dans l'ordre de priorité :

- Les paramètres considérés par la méthode,
- La famille de méthode mécanistique-empirique,
- La flexibilité dans le choix des types de sols,
- Les outputs,
- La transparence et l'accessibilité du modèle de calcul,
- La mise à disposition d'un logiciel de dimensionnement,
- Les coûts du logiciel de dimensionnement,
- La complexité de la méthode de dimensionnement.

Sur la base de ces critères, outre la méthode de dimensionnement au gel suisse, les deux autres méthodes retenues pour les analyses ultérieures sont les suivantes :

- La méthode de dimensionnement française,
- La méthode de dimensionnement québécoise.

5.6 Analyse détaillée des facteurs déterminants

Afin de quantifier l'impact des différents paramètres sur les résultats d'un dimensionnement au gel, une analyse détaillée a été effectuée dans ce chapitre.

Quatre types d'analyses sont présentés :

- Le calcul de l'indice de gel de l'air selon différentes méthodes,
- Une étude de la relation entre la température de l'air et la température à la surface de la route, et l'impact de l'indice de rayonnement solaire sur l'indice de gel de l'air,
- L'impact du coefficient de Berggren sur les résultats,
- L'impact du modèle d'estimation de la conductivité thermique des matériaux sur les résultats.

5.6.1 Indice de gel de l'air (FI) - Exemples de calcul numériques

Deux exemples de calcul sont réalisés dans ce chapitre :

- Une comparaison des différentes méthodes de détermination de FI,
- Une analyse de la relation entre la température de l'air et la température à la surface de la route.

Comparaison des différentes méthodes de détermination de l'indice de gel de l'air

Dans le but d'analyser davantage la différence entre les différentes méthodes de détermination de l'indice de gel de l'air mentionnées ci-dessus, huit stations suisses ont été sélectionnées afin de procéder à un calcul du paramètre FI. Chaque station choisie représente une région climatique, définie dans les travaux de Rychen [55]. Les stations étudiées sont présentées dans le Tab. 33.

Tab. 33 Stations météorologiques

Station	Altitude [m]	Région climatique	Données calculées
La Chaux-de-Fonds	1018	Jura occidental	1968-2017
Lausanne (Pully)	456	Plateau occidental	1978-2017
Berne	553	Plateau central	1968-2017
Zurich	426	Partie nord-est du Plateau	1968-2017
Altdorf	438	Partie centrale du versant nord des Alpes	1968-2017
Sion	482	Valais	1968-2017
Coire	556	Nord et centre des Grisons	1968-2017
Lugano	273	Sud des Alpes	1968-2017

Les données de température des différents sites sont utilisées afin de calculer les indices de gel avec les méthodes suivantes :

- Méthode suisse :
 - Méthode de l'indice global (normalisation VSS),
 - Méthode de l'indice partiel (normalisation VSS),
 - Calcul approximatif ($0.5 \cdot \text{altitude}$) (normalisation VSS),
- Méthode française [27] :
 - Hiver exceptionnel,
 - Hiver rigoureux,
- Méthode québécoise, probabiliste [108]

Les résultats des calculs de l'indice de gel avec les 5 premières méthodes mentionnées ci-dessus sont présentés au Tab. 34 ainsi qu'aux Fig. 78 et Fig. 79. Les calculs avec la méthode québécoise (probabiliste) sont donnés plus loin (voir Tab. 35).

Tab. 34 Indice de gel de l'air calculé selon les différentes méthodes

Station	Méthode suisse					Méthode française			
	FI Formule simple	FI global I (30 ans)	FI global (50 ans)	FI partiel (30 ans)	FI partiel (50 ans)	FI Hiver exceptionnel (30 ans)	FI Hiver exceptionnel (50 ans)	FI Hiver rigoureux (30 ans)	FI Hiver rigoureux (50 ans)
La Chaux-de-Fonds	509	260	382	311	382	405	417	258	270
Lausanne (Pully)	228	61	95	75	100	97	118	43	45
Berne	277	134	165	132	164	137	192	124	134
Zurich	213	94	147	125	153	134	169	119	120
Altdorf	219	52	90	76	94	101	101	56	78
Sion	241	135	152	145	163	174	176	124	130
Coire	278	93	173	128	173	151	205	108	136
Lugano	137	14	25	14	25	27	33	1	5

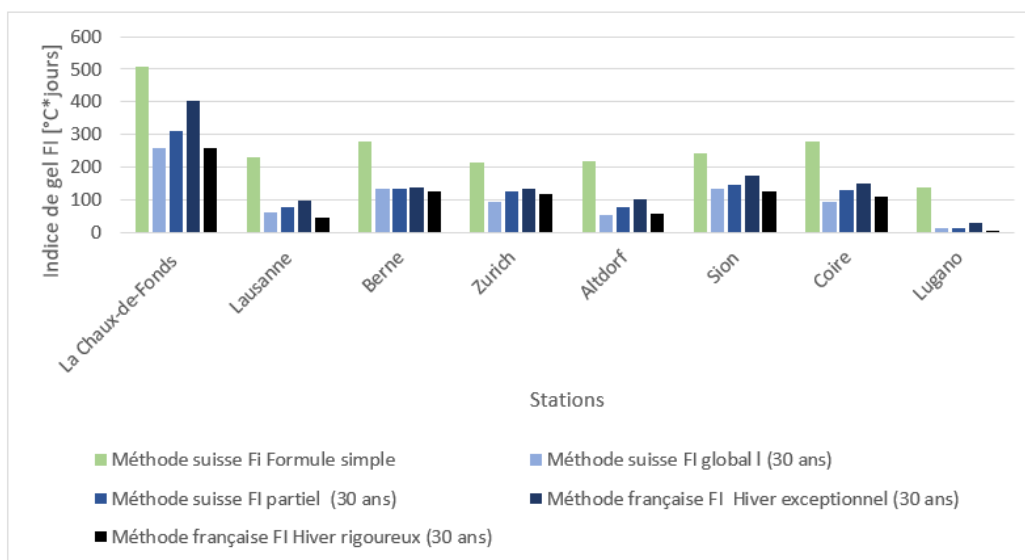


Fig. 78 Indice de gel calculé selon les différentes méthodes, pour une période de 30 ans

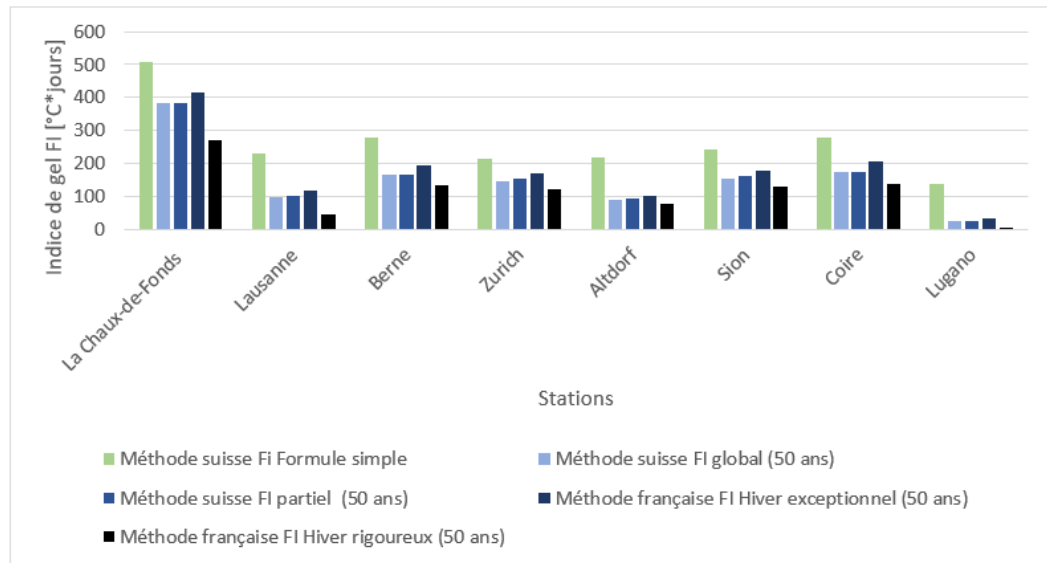


Fig. 79 Indice de gel calculé selon les différentes méthodes, pour une période de 50 ans

Nous pouvons observer que la régression proposée dans la normalisation suisse [17] (colonne FI Formule simple du Tab. 34) aboutit à des valeurs sensiblement plus élevées par rapport aux autres méthodes de détermination de l'indice FI.

De manière générale, les valeurs calculées pour une période de 50 ans sont plus élevées par rapport aux valeurs calculées pour une période de 30 ans. Ceci est dû à la hausse générale de la température moyenne dans l'ensemble des régions suisses (changement climatique).

En comparant les méthodes de calcul de l'indice de gel de l'air entre elles, il peut être relevé qu'en général, comme mentionné précédemment, la méthode partielle aboutit à des valeurs plus élevées que la méthode globale. Cette différence entre les deux méthodes de calcul proposées dans la normalisation VSS est davantage accentuée avec les calculs sur une période de 30 ans ; la différence étant plus faible avec les calculs pour une période de 50 ans.

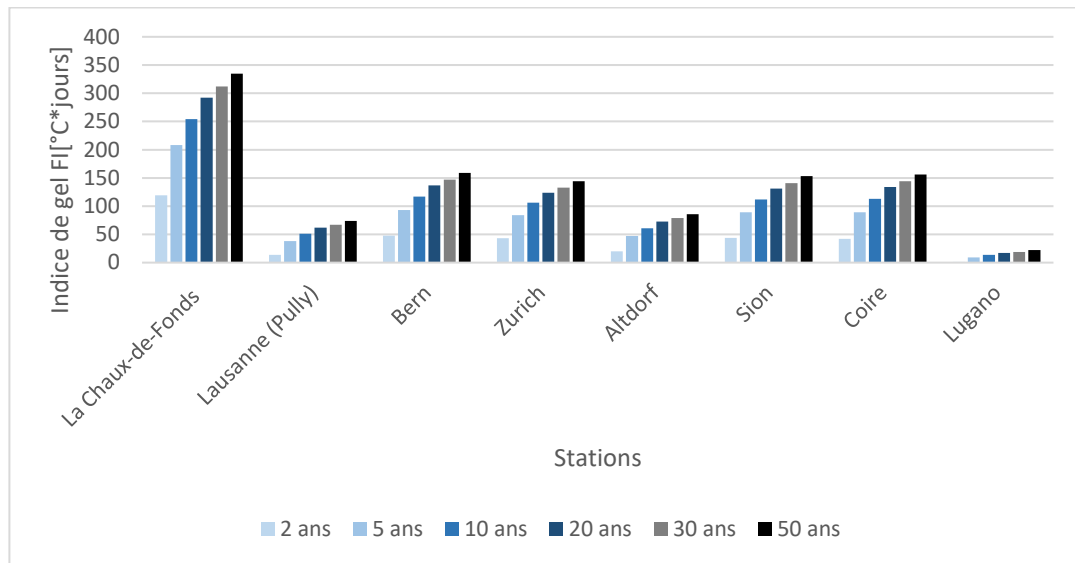
De manière analogue à la méthode suisse de calcul, les méthodes françaises de calcul de l'indice de gel de l'air amènent des valeurs plus élevées avec les calculs sur une période de 50 ans ; ceci comparativement à un calcul sur une période de 30 ans.

Les indices de gel de l'air calculés avec la norme suisse se situent systématiquement entre les indices de gel d'un hiver exceptionnel et ceux d'un hiver rigoureux calculés selon la norme française.

Les résultats de calcul de l'indice de gel de l'air avec la méthode probabiliste selon le guide québécois [110] sont présentés au Tab. 35 et à la Fig. 80. Les détails de calcul selon cette méthode sont présentés au chapitre 5.4.1; le guide y relatif pouvant être consulté pour davantage de détails. Dans ce tableau, FI est calculé pour les différentes périodes de récurrence et les différents niveaux de fiabilité, ceci pour chacune des stations préalablement identifiées.

Tab. 35 Calcul de l'indice de gel de l'air selon la méthode probabiliste pour les régions suisses (méthode québécoise)

Période de récurrence	Niveau de fiabilité %	La Chaux-de-Fonds	Lausanne (Pully)	Bern	Zurich	Altdorf	Sion	Coire	Lugano
2	50%	119	14	48	43	20	44	42	1
5	80%	208	38	93	84	47	89	89	9
10	90%	254	51	117	106	61	112	113	14
20	95%	292	62	137	124	73	131	134	17
30	97%	312	67	147	133	79	141	144	19
50	98%	335	74	159	144	86	153	156	22

**Fig. 80** Indice de gel calculé selon la méthode québécoise (probabiliste)

En comparant les deux tableaux (Tab. 34 et Tab. 35), il est constaté que :

- Les niveaux de fiabilité des FI calculés avec les méthodes suisse (partiel et global) pour les différentes stations sont situés entre 98 et 99% selon la méthode québécoise,
- Les indices de gel FI de l'hiver exceptionnel, comme attendu, ont un niveau de fiabilité situé entre 99 et 100% pour les différentes stations.

5.6.2 Indice de rayonnement solaire et son impact sur l'indice de gel d'air

Afin de vérifier la relation entre la température de l'air et celle de la surface de la route, les données récoltées par Aggrometeo [111] pour 180 stations météorologiques ont été étudiées. Cela a abouti à environ 450'000 données relatives à la température de l'air, température à la surface de la route et au rayonnement solaire. A la Fig. 81, la relation entre les températures de l'air et de la surface de la route pour ces données est présentée pour deux niveaux de rayonnement. Il peut être observé que la pente de la ligne de régression pour les deux jeux de données est quasiment égale à 1/8. Par conséquent, aucune relation directe entre la température de la surface de la route et la température de l'air n'a pu être déterminée dans cette analyse.

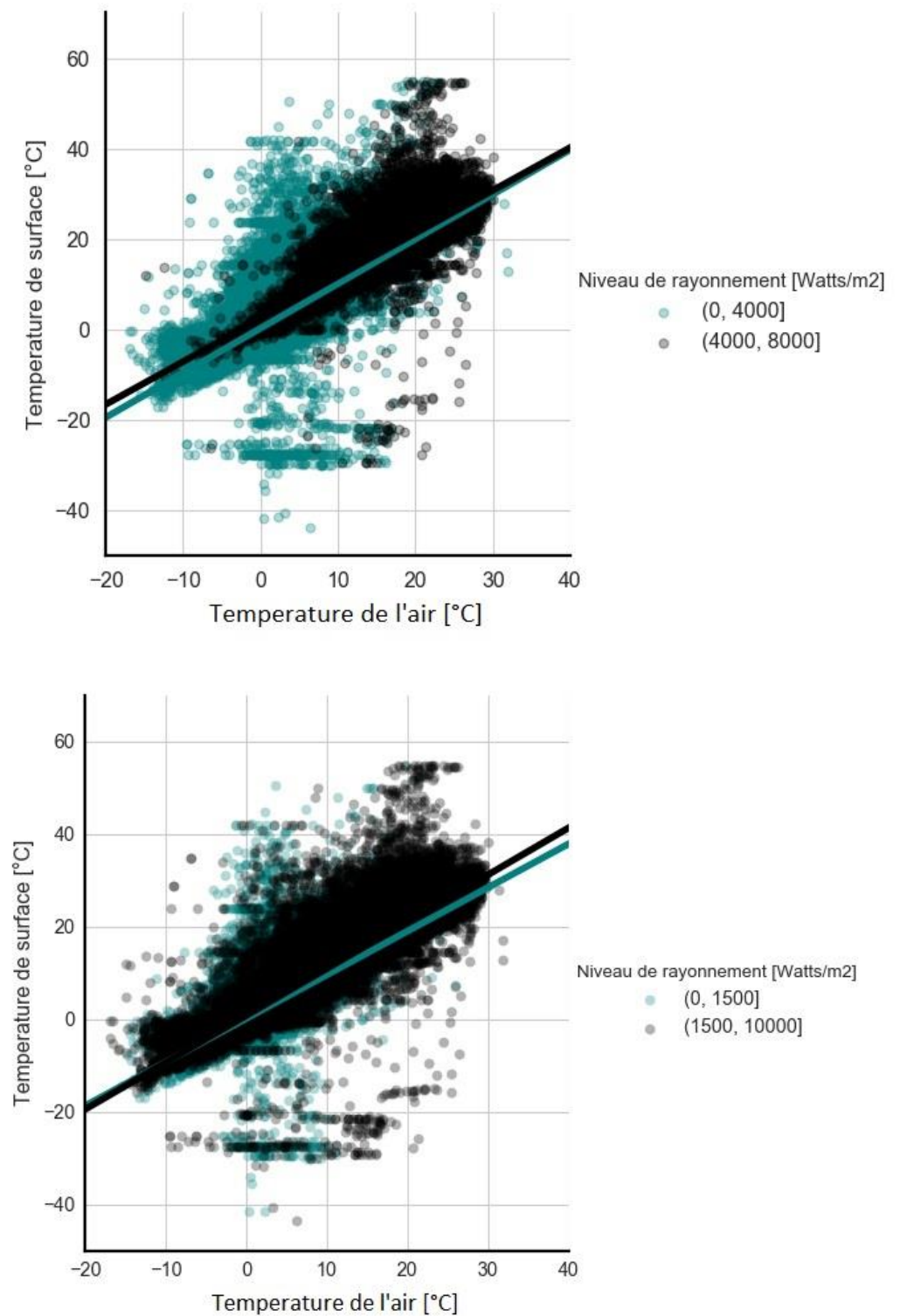


Fig. 81 Relation entre les données de la température de l'air et surface [111]

Afin de comparer les résultats d'analyse des données avec l'abaque de la norme [17], pour chaque station de mesure et chaque période de gel, l'indice de gel de l'air ainsi que l'indice de gel de la route ont été calculés. Les résultats sont proposés à la Fig. 82.

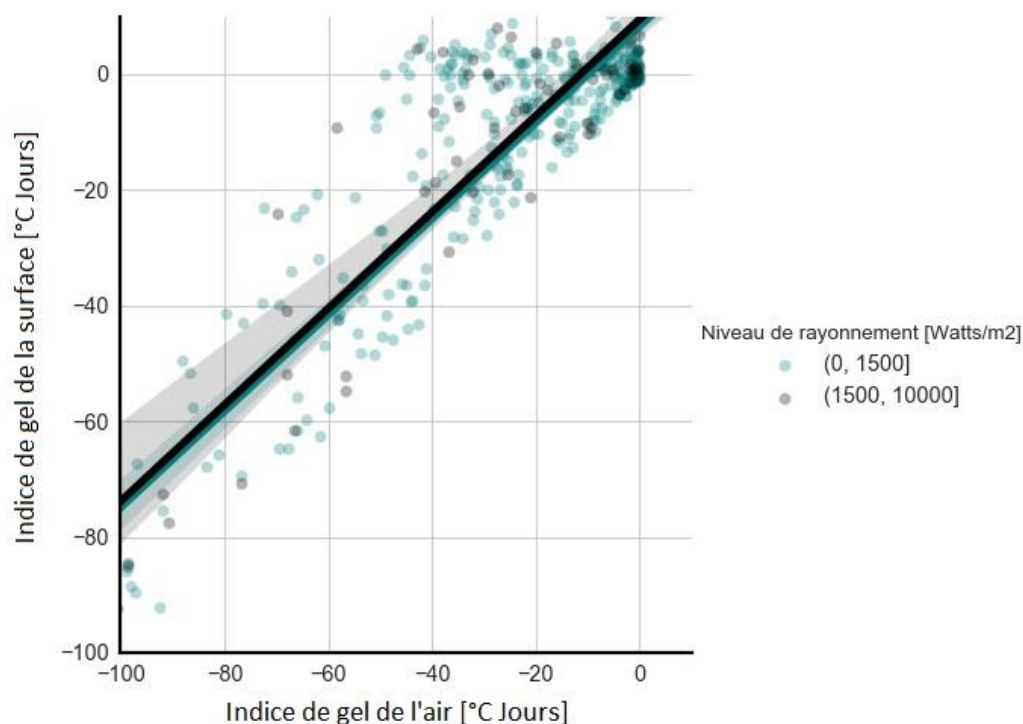


Fig. 82 Relation entre les FI calculés sur la base des températures de l'air et des températures à la surface de la route [111]

Les résultats de la régression linéaire pour les données montrées dans la Fig. 82, sont présentés dans la Fig. 83. Il peut y être observé que le coefficient de régression de l'air est de 0.837 et le coefficient de radiation solaire de 0.004. En d'autres termes, cela signifie que l'impact de l'indice de gel de l'air à la Fig. 82 est très important tandis que l'impact du rayonnement solaire est quasiment nul.

=====						
Dep. Variable:	sol		R-squared:	0.847		
Model:	OLS		Adj. R-squared:	0.846		
Method:	Least Squares		F-statistic:	1142.		
Date:	Thu, 17 Oct 2019		Prob (F-statistic):	8.53e-169		
Time:	16:59:09		Log-Likelihood:	-1609.6		
No. Observations:	415		AIC:	3225.		
Df Residuals:	412		BIC:	3237.		
Df Model:	2					
Covariance Type:	nonrobust					
=====						
	coef	std err	t	P> t	[0.025	0.975]

Intercept	3.7422	1.777	2.106	0.036	0.249	7.235
air	0.8377	0.018	47.764	0.000	0.803	0.872
ray1	0.0043	0.001	2.970	0.003	0.001	0.007
=====						
Omnibus:	31.264		Durbin-Watson:	1.693		
Prob(Omnibus):	0.000		Jarque-Bera (JB):	36.399		
Skew:	0.718		Prob(JB):	1.25e-08		
Kurtosis:	3.207		Cond. No.	3.76e+03		
=====						

Fig. 83 Résultats de la régression

Une comparaison entre les résultats obtenus par l'application de l'abaque de la norme VSS-70140B [17] (voir la Fig. 72) et ceux obtenus par le calcul des valeurs des indices de

gel de la route à partir des températures mesurées à la surface de la chaussée est proposée à la Fig. 84.

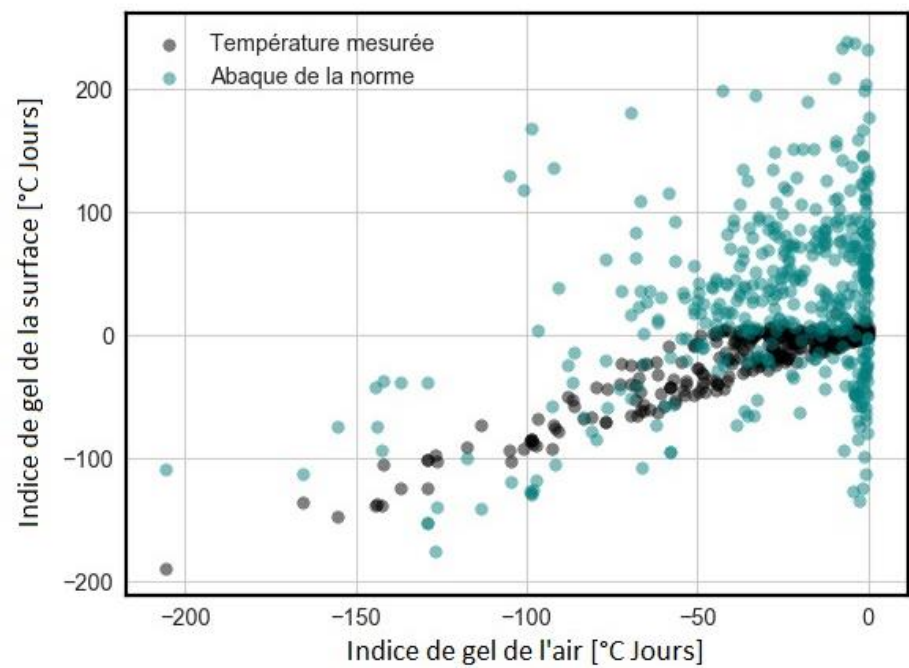


Fig. 84 Comparaison entre les résultats des FI_s calculés avec la norme suisse et ceux mesurés

Une importante dispersion entre les résultats obtenus selon la normalisation VSS et ceux selon les températures mesurées est constatée.

Les résultats présentés dans ce chapitre illustrent qu’en général il est difficile d’obtenir une relation concrète entre l’indice de gel et le niveau de rayonnement solaire. Par conséquent, il est possible que la relation actuelle proposée dans la normalisation suisse ne soit pas très réaliste.

Le guide québécois [108] propose les facteurs présentés dans le Tab. 36, ceci en utilisant l’équation ci-dessous afin d’intégrer l’effet du rayonnement solaire :

$$FI_s = n \times FI$$

Tab. 36 Valeurs typiques du facteur n [108]

Matériau en surface	Plage de valeurs suggérées pour le dimensionnement
Enrobé bitumineux	0.8-0.95
Gravier	0.9-1.0
Arbres, arbustes, mousse, tourbe	0.3-0.35
Neige	1.00

En considérant les pentes constantes des données consignées dans les Fig. 81 et Fig. 82 (données suisses) la relation québécoise présentée semble aboutir à des résultats cohérents.

5.6.3 Impact du coefficient de Berggren

Berggren β est considéré constant et égal à 0.8 dans la norme suisse actuelle [17]. Toutefois, en fonction de la définition de ce paramètre, sa valeur peut varier selon la météo du site considéré. Le coefficient β est fonction de deux autres paramètres, α et μ définis comme suit :

$$\alpha = \frac{T_s}{|T_{s-}|}$$

$$\mu = \left(\frac{C_m}{L} \right) \times |T_{s-}|$$

Avec :

T_s = température moyenne annuelle à la surface de la route [°C],

T_{s-} = température moyenne pendant la période de gel à la surface de la route [°C],

C_m = chaleur volumique moyenne [Jm⁻³K⁻¹].

L = chaleur latente [kJ . m⁻³]

Le paramètre β peut ensuite être calculé par la résolution de l'équation non-linéaire ci-dessous ou alors à l'aide de l'abaque de la Fig. 85.

$$\frac{\exp(-\lambda^2)}{\operatorname{erf}(\lambda)} - \frac{\alpha \exp(-\lambda^2)}{1 - \operatorname{erf}(\lambda)} = \frac{\sqrt{\pi}}{\mu} \lambda$$

$$\beta = \lambda \sqrt{2/\mu}$$

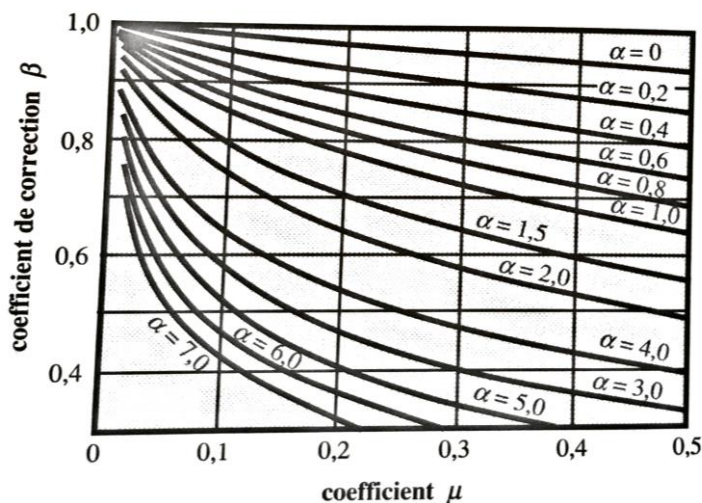


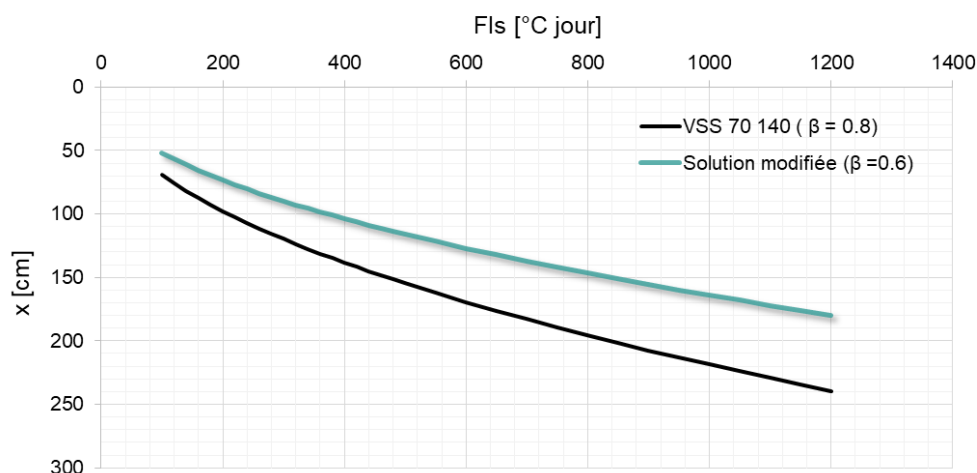
Fig. 85 Abaque pour la détermination du coefficient de Berggren β [67]

La valeur de β pour les différentes régions définies au Tab. 33 et pour un sol avec un degré de gélivité G3 ou G4 est définie au Tab. 29 et calculée avec l'équation ci-dessus. Les résultats sont présentés au Tab. 37. Il peut être observé que la valeur de 0.8 est sensiblement surestimée pour le cas des stations suisses.

Tab. 37 Valeurs du coefficient de Berggren calculées pour 8 stations suisses

Station	Ts [°C]	Ts- [°C]	β			
			Limon argileux (G3)		Limon (G4)	
			Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
La Chaux-de-Fonds	6.65	-0.77	0.53	0.53	0.52	0.52
Lausanne (Pully)	10.95	3.78	0.59	0.58	0.57	0.56
Bern	9.05	1.47	0.53	0.52	0.51	0.50
Zurich	9.28	1.90	0.55	0.55	0.54	0.53
Altdorf	9.82	2.68	0.58	0.57	0.56	0.55
Sion	10.06	1.62	0.51	0.50	0.49	0.48
Coire	9.67	2.11	0.55	0.55	0.54	0.53
Lugano	12.44	5.00	0.58	0.58	0.57	0.56

Pour quantifier l'impact de la valeur du coefficient de Berggren sur les résultats du calcul de la profondeur de gel, un exemple de calcul de profondeur de gel avec une valeur de $\beta=0.6$, pour un sol avec un degré de gélivité G3, et en considérant 0 cm de superstructure est réalisé et les résultats obtenus sont comparés à ceux d'un calcul selon la normalisation suisse, soit avec une valeur de $\beta=0.8$. Les résultats d'analyse sont consignés à la Fig. 86, où il peut être observé que l'effet de ce coefficient sur les résultats finaux n'est pas négligeable. En effet, pour cet exemple spécifique, une différence de 25% de la profondeur de gel entre les résultats obtenus avec $\beta=0.8$ et ceux avec $\beta=0.6$ est obtenue. Cet écart peut par ailleurs varier en changeant la valeur des épaisseurs des couches de superstructure et le degré de gélivité du sol.

**Fig. 86** Exemple de l'impact du coefficient de Berggren sur les résultats du calcul de la profondeur de gel

5.6.4 Impact du modèle d'estimation de la conductivité thermique des matériaux

Dans ce chapitre, l'effet des modèles de conductivité thermique utilisés sur le calcul de la profondeur de gel est examiné. Les détails relatifs aux exemples de calcul sont identiques à ceux explicités au chapitre précédent. La méthode de calcul de la profondeur de gel considérée est la méthode de la norme suisse actuelle [17], soit avec un coefficient de Berggren de 0.8.

En utilisant les deux méthodes d'estimation de la conductivité thermique décrites au chapitre 5.4.3, à savoir le modèle de Kersten [67] et le modèle de Côté et Konrad [117], les propriétés thermiques d'un sol avec un degré de gélivité G3 peuvent être déterminées. Celles-ci sont présentées dans le Tab. 38. Pour rappel, la normalisation suisse actuelle applique le modèle de Kersten.

Tab. 38 Paramètres de conductivité thermique considérés pour l'exemple numérique

Méthode	ρ_d [t/m ³]	w [%]	Ss* (m ² /g)	k_u [W. (m.k) ⁻¹]	k_f [W. (m.k) ⁻¹]	k_m [W. (m.k) ⁻¹]
G3	2.0	13.0	40.0	2.1	2.4	2.2
				1.9	2.2	2.0

* surface spécifique

La Fig. 87 illustre les différences rencontrées avec les deux modèles, modèle de Kersten et modèle de Côté et Konrad, pour cet exemple de calcul. Un écart allant de 9 à 12% est observé entre les deux courbes. Tout comme pour l'exemple précédent (voir chapitre 5.6.3) relatif au coefficient de Berggren, cet écart peut varier en fonction du type de sol et de l'épaisseur de l'infrastructure. Ceci montre que la méthode de calcul de la profondeur de gel utilisée dans la normalisation suisse actuelle est relativement sensible aux paramètres considérés pour la détermination de la conductivité thermique des matériaux.

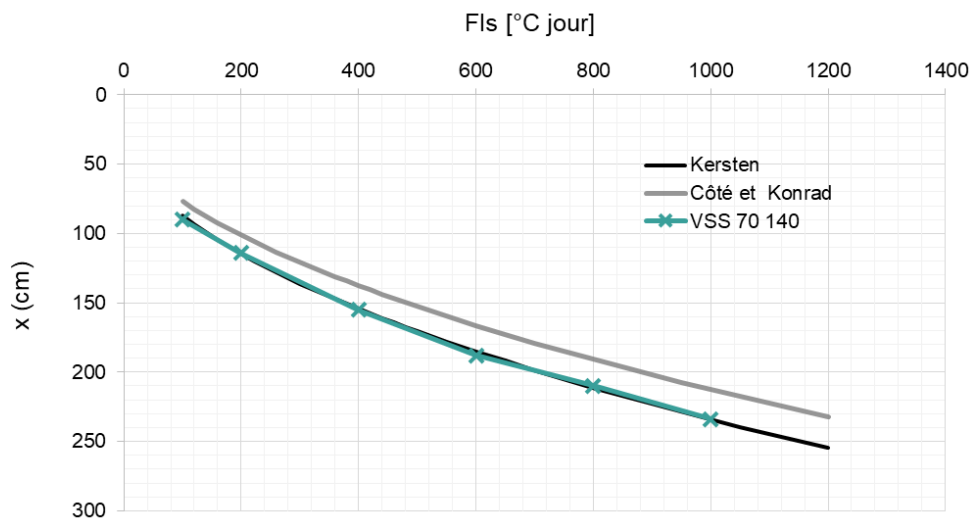


Fig. 87 Exemple de l'effet des paramètres de calcul de la conductivité thermique sur les résultats de la profondeur de gel

5.7 Etude de cas

5.7.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'effet des différents paramètres sur les résultats du calcul de la profondeur du gel a été examiné. Pour ce faire, deux structures de chaussées différentes et quatre types de sol différents (i.e. 4 lieux différents) ont été considérés, ce qui aboutit à huit cas distincts. La profondeur de gel de la chaussée a été calculée pour chacun de ces cas selon les quatre méthodes de dimensionnement au gel suivantes :

- Méthode suisse, selon la norme VSS-70140B [17],
- Méthode suisse avec le paramètre β modifié,
- Méthode française en utilisant le logiciel Alizé®,
- Méthode québécoise en utilisant le logiciel i3c-ME®.

En tout, 32 combinaisons différentes ont été étudiées.

En outre, afin de pouvoir calculer la profondeur de gel, les trois paramètres suivants ont été estimés :

- L'indice de gel de l'air,
- L'indice de radiation,
- La conductivité thermique des matériaux.

Ci-après, les différents inputs et paramètres considérés sont présentés, suivis des résultats de l'analyse et de la critique de ceux-ci.

5.7.2 Inputs

Les quatre types de sol étudiés sont présentés au Tab. 39.

Tab. 39 Caractéristiques des différents sols considérés pour le calcul de la profondeur du gel

Cas	Sol	ρ_d [t/m ³]	w [%]	k_u [W. (m.k) ⁻¹]	k_r [W. (m.k) ⁻¹]
1	G3	2	13	2.10	2.40
2	G3	1.8	18	1.78	2.18
3	G4	1.5	30	1.41	2.23
4	G4	1.7	22	1.67	2.22

Les deux épaisseurs de superstructure considérées sont :

- 0 cm,
- 60 cm.

5.7.3 Synthèse et critique des résultats

Les résultats des calculs de la profondeur de gel pour les différentes valeurs de FI sont présentés aux Fig. 88 (pour $d_s = 0$ cm) et Fig. 89 (pour $d_s = 60$ cm).

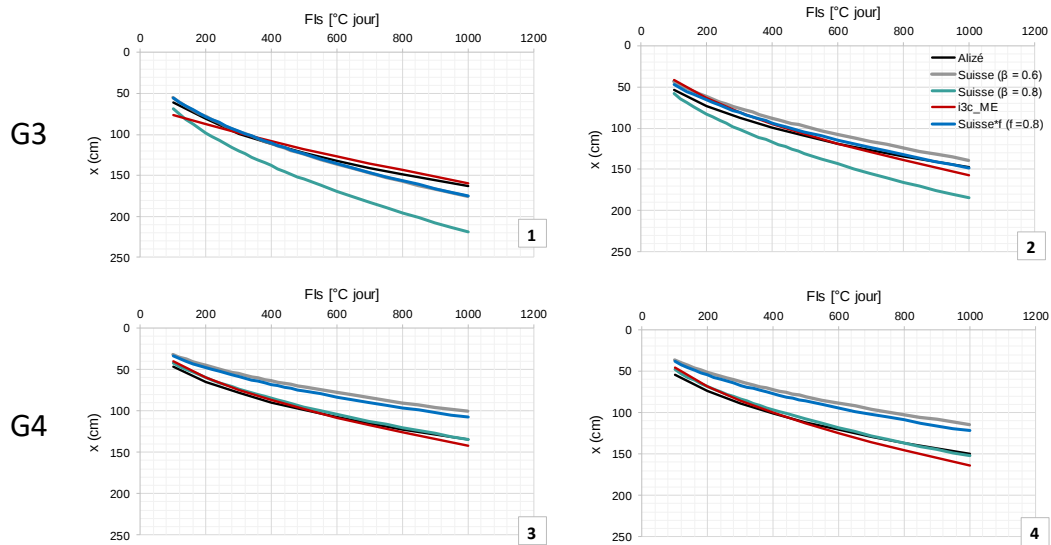


Fig. 88 Résultats de la comparaison entre les méthodes de calcul de la profondeur de gel (avec $d_s = 0$ cm)

La Fig. 88 montre que la différence entre les deux méthodes de calcul française et québécoise, avec les logiciels Alizé® et i3c_ME® respectivement, est relativement négligeable pour l'ensemble des cas étudiés. Néanmoins, la différence entre les deux méthodes est plus marquée pour les sols avec un degré de gélivité $G4$ par rapport à ceux avec un degré de gélivité $G3$. Cette différence devient encore plus importante pour le cas $G4-2$ et surtout pour des valeurs de FI élevées.

Il est également constaté que la solution proposée par la norme VSS-70140B [17] (où le paramètre β est constant et égal à 0.8) est la plus éloignée par rapport aux deux méthodes des logiciels Alizé® et i3c_ME® pour les cas avec un degré de gélivité $G3$, tandis qu'en corrigeant la valeur du coefficient de Berggren β de 0.8 à 0.6 (courbes grises), des valeurs sensiblement plus proches de celles des méthodes française et québécoise sont obtenues. Toutefois, pour les cas avec un degré de gélivité $G4$, les valeurs obtenues par la solution de la norme suisse sont relativement proches de celles des deux méthodes des logiciels Alizé® et i3c_ME®.

En considérant une couche de superstructure (grave) de 60 cm, tel qu'il a été fait pour les calculs de la Fig. 89, des tendances similaires à celles observées pour le cas sans superstructure (Fig. 88) sont constatées.

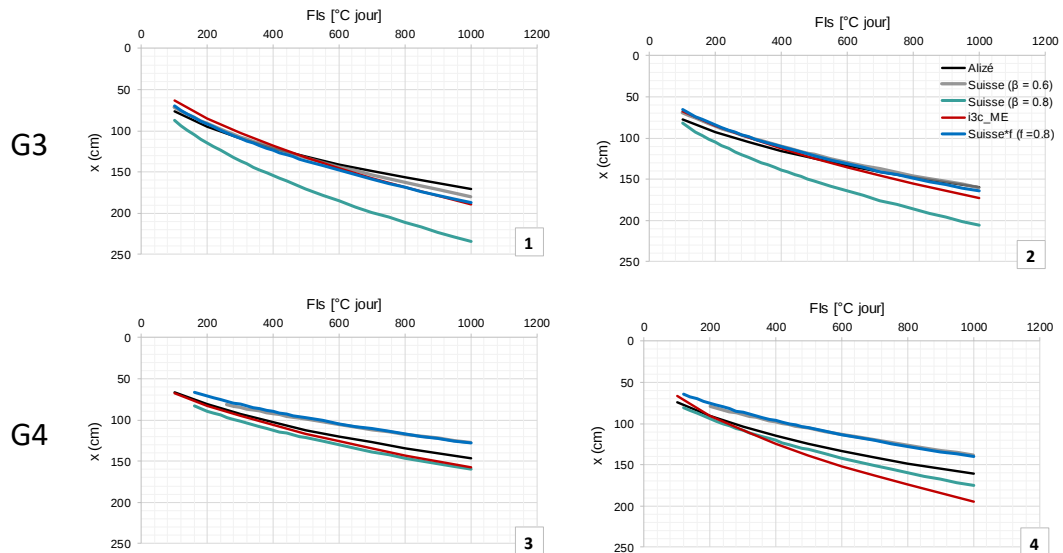


Fig. 89 Résultats de la comparaison entre les méthodes de calcul de la profondeur de gel (avec $d_s = 60$ cm)

Il est souligné que, dans la norme suisse [17], la profondeur minimale de superstructure pour une chaussée est définie comme suit :

$$d_s \geq f \cdot X_{30}$$

Où le facteur f est introduit comme un facteur de dimensionnement lié au type de structure et choisi sur la base du degré de gélivité du sol (G3 ou G4), de l'indice de gel de l'air et du type de structure selon le catalogue de la norme VSS-40324 [5]. Par exemple, pour une chaussée avec une couche bitumineuse et une couche de grave non-traitée, ce facteur peut varier entre 0.45 et 0.65.

Afin d'évaluer l'effet de ce facteur sur les résultats de la profondeur de gel calculés avec la méthode suisse, la courbe de la profondeur de gel en appliquant un facteur f égal à 0.8 a également été incluse dans les résultats présentés.

Il en ressort que :

- En appliquant un facteur f de 0.8, les résultats obtenus pour un sol avec un degré de gélivité G3 sont relativement proches de ceux des méthodes française et québécoise ainsi que de celui de la méthode suisse avec un facteur β de 0.6.
- Pour un sol avec un degré de gélivité G4, multiplier les résultats par le facteur de correction f peut aboutir à une sous-estimation de la profondeur de gel.

5.8 Conclusions et concepts pour l'adaptation de la normalisation suisse

Dans ce chapitre, la méthode de dimensionnement suisse pour le dimensionnement au gel a été décrite. Différents paramètres de calcul ainsi que la théorie de base ont été présentés en détail et finalement les différents aspects ont été examinés avec des analyses numériques.

Les abaques de la norme suisse sont basés sur plusieurs hypothèses qui ignorent certains aspects importants dans le mécanisme de gel et dégel. Les résultats d'analyse de ce rapport montrent que les simplifications considérées dans la méthode suisse d'analyse actuelle peuvent aboutir à une surestimation ou sous-estimation de la profondeur de gel dans les chaussées. Par exemple :

- Le coefficient de Berggren (β) pour la plupart des cas est inférieur à 0.8 (valeur considérée actuellement par la norme). Les études numériques dans ce rapport montrent l'importance de l'impact de ce coefficient sur la profondeur de gel.
- La norme actuelle considère uniquement 4 cas pour le type de sol. Cela est un aspect fortement limitant pour les calculs de dimensionnement au gel.
- La considération du facteur de dimensionnement f est trop simpliste. Dans certains cas, la considération de ce facteur aboutit à des résultats non-réalistes.

En outre, avec le changement climatique, le paramètre de l'indice de gel de l'air doit être mis à jour. Afin de comparer l'impact de cet indice sur les résultats, différentes méthodes de calculs ont été testées. Une méthode de calcul probabiliste (comme celle utilisée au Québec) semble prometteuse.

De plus, la relation actuelle entre l'indice de gel de l'air et le type de sol n'est pas cohérente avec les données testées (impact du rayonnement solaire).

Le soulèvement de la surface de la chaussée dû au gel n'est pas pris en compte dans la méthode actuelle suisse. Or, ce paramètre peut être le paramètre déterminant dans les cas ayant un climat sévère et, de ce fait, il est important que celui-ci soit intégré dans le dimensionnement.

Une calibration de la méthode de dimensionnement au gel est indisponible car les méthodes présentent une forte sensibilité aux différents paramètres tels que l'indice de gel de l'air, le rayonnement solaire, la conductivité thermique des matériaux, etc.

Finalement, dans le cadre de ce projet un programme de calcul de profondeur de gel, basé sur la méthode actuelle suisse, a été développé. Ce programme est disponible auprès de l'OFROU.

6 Conclusions et recommandations

La méthode de dimensionnement et renforcement des infrastructures appliquée actuellement en Suisse est entièrement empirique et basée sur les essais AASHO menés dans les années 50s aux États-Unis. Il est évident que cette méthode n'est plus adaptée pour le dimensionnement des chaussées car elle ne permet notamment pas la prise en compte :

- Des effets du climat,
- du comportement mécanique des matériaux innovants,
- de la complexité des régimes de trafic,
- d'aspects probabilistes,
- de plusieurs autres paramètres.

Or, tous ces éléments sont essentiels pour garantir la durée de vie des chaussées et un calcul optimisé des chaussées dans une perspective d'optimisation de l'utilisation des ressources disponibles. Dans ce sens, une révision de la normalisation actuelle de dimensionnement des chaussées est indispensable.

Le projet de REDIRE a pour objectif principal l'élaboration de recommandations en vue d'une adaptation de la normalisation suisse en matière de méthodologie de dimensionnement et renforcement des chaussées.

Le cadre de l'étude a été divisé en trois catégories principales :

- Le dimensionnement mécanique,
- le renforcement,
- le dimensionnement au gel.

La démarche de ce projet a consisté essentiellement en l'étude d'expériences internationales représentatives et l'évaluation de leur potentiel d'utilisation pour la Suisse. En outre, diverses études de sensibilité ont été menées afin de déterminer l'influence sur les résultats des paramètres utilisés dans les méthodes de dimensionnement. Les analyses ont ensuite été approfondies au travers de divers exemples concrets et réalistes afin d'évaluer les résultats obtenus avec la méthode suisse et de les comparer avec ceux des autres méthodes.

Cette étude montre que :

- Les résultats obtenus avec la méthode suisse sont souvent éloignés de ceux obtenus avec d'autres méthodes de calcul. Ceci a été mis en évidence au travers des exemples pour le dimensionnement mécanique, le renforcement et le dimensionnement au gel. Une synthèse des différences obtenues pour le calcul de l'épaisseur totale de la chaussée est donné dans le Tab. 40 :

Tab. 40 Synthèse des différences entre la méthode suisse et les autres méthodes

	Différences dans l'épaisseur totale de la chaussée	
	[mm]	[%]
Dimensionnement mécanique	-95 à -175	-20 à -30
Renforcement	+40 à -80	+230 à -70
Gel	-50 à -270	-5 à -40 %

Il faut noter qu'un nombre limité de calculs a été effectué dans ce rapport de recherche, ainsi, les résultats obtenus ne couvrent pas l'intégralité des cas pouvant être rencontrés en pratique.

- D'après l'analyse des expériences internationales, la majorité des pays ayant des conditions socio-économiques comparables à celles de la Suisse utilisent des méthodes de dimensionnement plus évoluées en comparaison avec la méthode suisse actuelle. Ces modèles sont, pour la plupart, mécanistiques-empiriques avec des approches probabilistes et/ou incrémentales. Ces approches semblent dans l'état actuel davantage pertinentes et cohérentes.
- L'analyse de sensibilité relative au dimensionnement mécanique des chaussées montre qu'en plus de l'épaisseur des couches bitumineuses, les paramètres de fatigue des matériaux bitumineux jouent un rôle essentiel dans la détermination de la durée de vie des chaussées. Ceci met en évidence la nécessité de définir soigneusement les paramètres mécaniques des matériaux bitumineux en Suisse (rigidité, fatigue), en vue de l'application d'une approche mécanistique-empirique.
- Les modèles d'endommagement mécaniques sont calibrés pour les conditions propres à chaque pays, ce qui doit être pris en compte lors de l'emploi de l'une ou l'autre des méthodes.
- Les résultats obtenus avec les exemples relatifs au renforcement des chaussées varient sensiblement selon la méthode utilisée. Ceci montre l'importance d'une investigation poussée des paramètres utilisés par chaque méthode, puis de leur validation par des mesures in situ.
- Les études menées sur la méthode de dimensionnement au gel dévoilent que la méthode suisse actuelle est trop simplifiée. En effet, l'abaque fourni par la norme propose la profondeur de gel pour uniquement quatre types de sol de fondation, de plus, plusieurs paramètres dans la méthode sont imposés de manière arbitraire.
 - Les paramètres relatifs au climat, tels que l'indice de gel de l'air et le rayonnement solaire, sont obsolètes et doivent être mis à jour.
 - Un outil d'analyse a été développé dans le cadre de ce projet afin de calculer la profondeur de gel pour différents types de sols. L'outil permet de faire varier divers paramètres qui sont actuellement considérés comme constants dans la méthode actuelle, ceci à des fins de simplifications pour les ingénieurs.

Finalement, les **recommandations** suivantes sont émises :

- Utilisation d'un modèle mécanistique-empirique, idéalement avec une approche probabiliste et/ou incrémentale, par notamment l'introduction d'un ou plusieurs paramètres de fiabilité dans le dimensionnement afin de considérer l'effet des incertitudes des paramètres de dimensionnement, par exemple par le recours à des coefficients de calage tel qu'il est fait dans la méthode française.
- Choix des fonctions de transfert, et développement d'un modèle d'endommagement pour la Suisse. Le modèle doit impérativement être calibré en considérant les conditions locales, les matériaux utilisés et les dégradations des routes existantes observées. Pour une phase transitoire, une base de données issue de l'expérience française pourrait être proposée.
- Développement d'une base de données des matériaux suisses (rigidité des matériaux bitumineux en fonction de la température, comportement à la fatigue), avec validation par des mesures in situ. Pour une phase transitoire, une base de données issue de l'expérience française pourrait être proposée.
- Amélioration de l'exploitation des données de trafic existantes, avec possibilité d'introduction d'un spectre de charges en remplacement de l'utilisation d'essieux simplifiés. Par exemple se baser sur les comptages du trafic (et pesage) existants.
- Conservation du catalogue de structures types (adapté en conséquence) avec uniquement les cas standards, mais ouverture également à des méthodes multicouches qui permettront de s'écarter des cas standards. La méthode simplifiée (catalogue) restera adaptée pour les cas usuels, mais peut s'avérer plus chère pour des plus grands projets. Pour des optimisations, les méthodes analytiques sont recommandées (voir point suivant).

- Utilisation d'un programme de calcul multicouche (analytique) pour la détermination des sollicitations afin d'analyser l'état de contraintes et déformations dans la chaussée. Un code de calcul multicouche (version alpha) pourra être mis à disposition par l'OFROU. Or, toute méthode de calcul possédant ses limites, il est à noter que l'emploi d'un tel logiciel nécessite une analyse critique des résultats et une certaine expérience de la part du concepteur.
- Maintien de la séparation entre le dimensionnement mécanique et le dimensionnement (vérification) au gel.
- Actualisation des paramètres relatifs au gel (par ex. indice de gel de l'air et rayonnement solaire, conductivité thermique des matériaux). Toutefois, étant donnée l'ampleur des conséquences des dégâts liés au gel, il est recommandé d'être particulièrement prudent avec toute modification dans ce domaine.
- Utilisation de l'outil d'analyse développé dans le cadre de ce projet, et pouvant être mis à disposition par l'OFROU, pour le calcul de la profondeur de gel pour différents types de sols. Là aussi, une analyse critique des résultats et une certaine expérience de la part du concepteur sont requises pour l'emploi d'un tel outil.
- Prise en compte des aspects environnementaux et économiques, à implémenter éventuellement dans une phase ultérieure.

Les normes suisses qui seront impactées par ces recommandations sont les suivantes :

- VSS-40320 « Dimensionnement de la structure des chaussées – Trafic pondéral équivalent »,
- VSS-40324 « Dimensionnement de la structure des chaussées – Sol de fondation et chaussée »,
- VSS-70140B « Gel ».

Annexes

I	Annexe au chapitre 3 - Calculs détaillés de l'étude de cas	185
I.1	Echantillon 1	185
I.1.1	Inputs.....	185
I.1.2	Dimensionnement selon la méthode suisse	186
I.1.3	Dimensionnement selon la méthode française	186
I.1.4	Dimensionnement selon la méthode suédoise	187
I.1.5	Dimensionnement selon la méthode du Minnesota	189
I.2	Echantillon 2.....	190
I.2.1	Inputs.....	190
I.2.2	Dimensionnement selon la méthode suisse	191
I.2.3	Dimensionnement selon la méthode française	191
I.2.4	Dimensionnement selon la méthode suédoise	192
I.2.5	Dimensionnement selon la méthode du Minnesota	192
I.3	Synthèse des résultats	192
I.3.1	Echantillon 1	193
I.3.2	Echantillon 2.....	196
II	Annexe au chapitre 4 - Calculs détaillés de l'étude de cas	201
II.1	Echantillon 1	201
II.1.1	Dimensionnement du renforcement selon la méthode suisse	201
II.1.2	Dimensionnement du renforcement selon la méthode américaine (USA, AASHTO)	206
II.1.3	Dimensionnement du renforcement selon la méthode allemande.....	211
II.2	Echantillon 2.....	212
II.2.1	Inputs.....	212
II.2.2	Dimensionnement du renforcement selon la méthode suisse, en calculant la déficience structurelle de la chaussée existante	212
II.2.3	Dimensionnement du renforcement selon la méthode américaine (USA, AASHTO) : en calculant la déficience structurelle de la chaussée existante	212

I Annexe au chapitre 3 - Calculs détaillés de l'étude de cas

Cette annexe donne le détail des calculs ainsi que de l'analyse des résultats de l'étude de cas du chapitre 3.

I.1 Echantillon 1

I.1.1 Inputs

La structure de chaussée à dimensionner correspond à une chaussée souple pour une durée de vie de 20 ans et un trafic journalier détaillé au Tab. 41.

Tab. 41 Détails du trafic (selon les normes suisses)

Mesure	Quantité
Trafic de poids lourds par jour [PL/jour]	2000
Taux d'accroissement [-]	5%
Facteur d'équivalence moyenne k (route principale) [-]	1.3
Facteur de répartition du trafic pondéral total f [-]	0.5
Trafic pondéral équivalent journalier de l'année de mise en place du projet TF0 [ESAL/jour]	1300
Trafic pondéral équivalent journalier dans 20 ans TF20 [ESAL/jour]	2149
Trafic pondéral équivalent total après 20 ans W20 [ESAL]	15'689'795

Le sol de fondation est admis comme ayant une résistance moyenne, soit une classe de portance S3, selon la norme suisse [5]. Les conditions météorologiques correspondent à celles de la ville de Bex (Canton de Vaud) dont la température moyenne mensuelle de 2010 à 2017 est indiquée au Tab. 42.

Tab. 42 Température moyenne mensuelle de Bex (2010-2017)

Mois	Température moyenne
Janvier	1.9
Février	2.6
Mars	7.6
Avril	11.1
Mai	14.2
Juin	18.5
Juillet	20.4
Août	19.6
Septembre	15.9
Octobre	11.4
Novembre	6.3
Décembre	2.4

I.1.2 Dimensionnement selon la méthode suisse

Selon la norme suisse [5], le SN requis pour une structure souple avec un trafic T5 et un sol de fondation S3 (moyen) est 105 (selon le tableau 5 de la norme [5]) ou 103.5 (selon le tableau 6 de la norme [5] avec la régression). La structure présentée au Tab. 43 a été choisie selon la norme suisse [5] :

Tab. 43 Structure choisie selon la norme suisse [5]

Matériau	Épaisseur [cm]	a
AC	5.0	4
AC B	7.5	4
AC T	9.0	4
Grave	20.0	1
Sol	-	-
SN total		106

I.1.3 Dimensionnement selon la méthode française

Comme vu précédemment, selon la norme française, l'essieu standard est un essieu de 13 tonnes. Or, l'essieu standard suisse est de 8.16 tonnes. Pour pouvoir procéder au dimensionnement selon la norme française, le nombre d'essieux de 8.16 tonnes doit être converti en nombre d'essieux de 13 tonnes. Cette transformation est réalisée avec la règle de puissance 4 selon l'AASHTO [35] :

$$W_{20(x \text{ tonne})} = \left(\frac{y}{x}\right)^4 W_{20(y \text{ tonne})}$$

En appliquant cette équation, la structure doit être dimensionnée pour 2.4 M essieux de 13 tonnes.

Dans un premier temps, la structure dimensionnée par la méthode suisse a été vérifiée avec la méthode française. Les résultats sont disponibles au Tab. 44. Il est constaté que la déformation en traction au bas de la couche d'AC T équivaut à 959'380 essieux admissibles de 13 tonnes. Cette valeur est inférieure à la valeur de dimensionnement qui est de 2.43 millions essieux de 13 tonnes.

Tab. 44 Analyse de la structure suisse avec la méthode française

Matériau	Epaisseur (mm)	E @15°C, 10 Hz [MPa]	v	Paramètre	Position Z [mm]	Valeur	Ne Admissible [Millions]
AC	50	5'400	0.35				
AC B	75	9'300	0.35				
AC T	90	9'300	0.35	ϵ_T	215	88.279 μ_{def}	0.96
Grave	200	450	0.35				
Sol de fondation	-	50	0.35	ϵ_Z (sol)	416	355.85 μ_{def}	7.6

Le Tab. 45 montre la structure dimensionnée selon la norme française [27].

Tab. 45 Structure de chaussée choisie selon la méthode française

Matériau	Epaisseur (mm)	E @15°C, 10 Hz [MPa]	ν	Paramètre	Position Z [mm]	Valeur	Ne Admissible [Millions]
AC	50	5'400	0.35				
AC B	85	9'300	0.35				
AC T	90	9'300	0.35	ϵ_T	225	71.93 μ def	2.6
Grave	300	450	0.35				
Sol de fondation	-	50	0.35	ϵ_Z (sol)	526	275.07 μ def	24.3

Les paramètres intervenant dans le dimensionnement sont disponibles à la Fig. 1.

ϵ_6	80
b	-0.2
k_r	0.732
δ	0.300
u	-1.645
SN	0.3
c	0.02
Sh	0.01
k_c	1.3
k_s	1
Risque	5%
$\epsilon_{(10)} \text{ corr}$	87.55
A	0.012

Fig. 1 Paramètres du dimensionnement selon la méthode française

I.1.4 Dimensionnement selon la méthode suédoise

Tel que dit précédemment, dans la méthode suédoise [39], la structure est dimensionnée pour 6 saisons :

- Hiver,
- Fin de l'hiver,
- Début du printemps,
- Fin du printemps,
- Été,
- Automne.

Pour la ville de cet échantillon (i.e. Bex), la température moyenne mensuelle est donnée dans le Tab. 42. Le Tab. 46 montre la rigidité de chaque couche en fonction de la saison. Les modules de rigidité des couches bitumineuses sont calculés sur la base des températures mensuelles moyennes de l'air.

Tab. 46 Module de rigidité des matériaux par saison

Saison	Hiver	Fin de l'hiver	Début du printemps	Fin du printemps	Été	Automne
Temp (°C)	2.0	2.0	7.0	12.0	19.0	11.0
Matériau	E (MPa)					
AC	11000	1080	8400	6300	3800	6800
AC B	17500	17200	13900	10800	6600	11600
AC T	17500	17200	13900	10800	6600	11600
Grave	1000	150	300	450	450	450
Sol de fondation	1000	1000	50	50	50	50

Comme précédemment, la structure dimensionnée avec la méthode suisse a, dans un premier temps, été testée avec la méthode suédoise. Les résultats sont disponibles au Tab. 47.

Tab. 47 Analyse de la structure suisse avec la méthode suédoise

Matériau	Epaisseur (mm)	ν	Paramètre	Ne Admissible (millions)	Ne Permis (millions)
AC	50	0.35			
AC B	75	0.35			
AC T	90	0.35	ϵ_T	56.11	6.95
Grave	200	0.35			
Sol de fondation	-	0.35	ϵ_z (sol)	4.94	13.91

Le nombre d'essieux (Ne) admissible correspond à la moyenne pondérée des Ne de chaque saison. Les nombres d'essieux admissibles ont été calculés selon l'équation ci-dessous pour l'essieu standard de 10 tonnes (selon la norme suédoise [39]).

$$N_{ekv} = \dot{A}DT_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot \sum_{j=1}^n \left(1 + \frac{k}{100}\right)^j =$$

$$= \begin{cases} \dot{A}DT_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot \left(1 + \frac{100}{k}\right) \left(\left(1 + \frac{k}{100}\right)^n - 1\right) & \text{si } k \neq 0 \\ \dot{A}DT_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot n & \text{si } k = 0 \end{cases}$$

Où :

$$B_{just} = B \cdot f_a \cdot f_b \cdot f_c$$

Avec :

- A = pourcentage de poids lourds [%],
 B_{just} = facteur d'équivalence de poids lourds (prise en compte du type de véhicules) [-],
 n = facteur de prise en compte de la saison de l'année considérée [-],
 j = années = 1,2,3,...,n [-],
 k = taux d'augmentation des véhicules lourds [%],

f_a, f_b, f_c = facteurs de correction relatifs à la structure (pour prise en compte de la largeur de chaussée, du type de chaussée et de la vitesse admissible, respectivement).

Le nombre d'essieux admissibles pour le mode d'endommagement en fatigue vaut 6.95M selon l'équation ci-avant, et pour la mode d'endommagement en déformation permanente de la surface, il vaut 13.91M ($2 \times 6.95M$) essieux standard de 10 tonnes.

La structure dimensionnée avec la norme suédoise (avec le logiciel de PMS Objekt®) est présentée au Tab. 48. Il est constaté que cette structure a 15 cm d'épaisseur de grave en plus par rapport à celle dimensionnée avec la méthode suisse.

Tab. 48 Structure choisie selon la norme suédoise

Matériau	Epaisseur (mm)	v	Paramètre	Ne Admissible (millions)	Ne Permis (millions)
AC	50	0.35			
AC B	75	0.35			
AC T	90	0.35	ϵ_T	84.16	6.95
Grave	350	0.35			
Sol de fondation	-	0.35	ϵ_z (sol)	17.46	13.91

I.1.5 Dimensionnement selon la méthode du Minnesota

Comme vu précédemment, la méthode de dimensionnement de Minnesota [37] (avec le logiciel MnPAVE®) considère 5 saisons pour le dimensionnement :

- Automne,
- Hiver,
- Début du printemps,
- Fin du printemps,
- Été.

Le Tab. 49 donne les modules de rigidité calculés pour chaque saison.

Tab. 49 Module de rigidité des matériaux pour chaque saison, selon la méthode du Minnesota

Saison	Hiver	Début du printemps	Fin du printemps	Été	Automne
Temp (°C)	2.0	2.0	12.0	19.0	11.0
Matériau					
AC	11620	11620	5313	2614	5634
Grave	344.7	344.7	46.17	56.06	164.8
Sol de fondation	344.7	344.7	26.79	32.53	38.28

I.2 Echantillon 2

I.2.1 Inputs

La structure de chaussée à dimensionner correspond à une chaussée souple pour une durée de vie de 20 ans et un trafic journalier détaillé au Tab. 50. Le sol de fondation est admis comme ayant une résistance moyenne, soit une classe de portance S3, selon la norme suisse [5]. Les conditions météorologiques correspondent à celles de Bruson (Canton du Valais) dont la température moyenne mensuelle est indiquée au Tab. 51.

Tab. 50 Détails du trafic (selon les normes suisses)

Mesure	Quantité
Trafic de poids lourd par jour [PL/jour]	1000
Taux d'accroissement [-]	0.04
Facteur d'équivalence moyenne k (route principale) [-]	1.3
Facteur de répartition du trafic pondéral total f [-]	0.5
Trafic pondéral équivalent journalier de l'année de mise en place du projet TF0 [ESAL/jour]	650
Trafic pondéral équivalent journalier dans 20 ans TF20 [ESAL/jour]	968
Trafic pondéral équivalent total après 20 ans W20 [ESAL]	7'064'849

Tab. 51 Température moyenne mensuelle de Bruson (2010-2017)

Mois	Température moyenne
Janvier	-0.9
Février	-0.6
Mars	4.2
Avril	8.0
Mai	10.9
Juin	15.3
Juillet	17.0
Août	16.6
Septembre	12.8
Octobre	8.9
Novembre	4.3
Décembre	0.8

I.2.2 Dimensionnement selon la méthode suisse

Selon la norme suisse, [5], le SN requis pour une structure souple avec un trafic T4 et un sol de fondation S3 (moyen) est de 87 cm (selon le tableau 5 de la norme [5]) ou 92 cm (selon le tableau 6 de la norme [5] avec la régression). La structure du Tab. 52 a été choisie selon la norme suisse [5] :

Tab. 52 Structure choisie selon la norme suisse

Matériau	Épaisseur [cm]	a
AC	5.0	4
AC T	7.5	4
AC F	7.0	3.2
Grave	20.0	1
Sol	-	-
SN total		92.4

I.2.3 Dimensionnement selon la méthode française

En appliquant l'équation donnée au chapitre I.1.4, la structure doit être dimensionnée pour 1.1 M essieux de 13 tonnes.

Les résultats de l'analyse de la structure avec la méthode française sont disponibles au Tab. 53. Il est constaté que la déformation en traction au bas de la couche d'AC T équivaut à environ 370'000 essieux admissibles de 13 tonnes. Cette valeur est inférieure à la valeur de dimensionnement qui est de 7.6 millions d'essieux de 13 tonnes.

Tab. 53 Analyse de la structure suisse avec la méthode française

Matériau	Épaisseur (mm)	E @15°C, 10 Hz [MPa]	ν	Paramètre	Position Z [mm]	Valeur [μ def]	Ne Admissible [millions]
AC	50	5'400	0.35				
AC T	75	9'300	0.35				
AC F	70	7000	0.35	ϵ_T	195	115.4	0.37
Grave	200	450	0.35				
Sol de fondation	-	50	0.35	ϵ_Z (sol)	396	466.4	2.25

Le Tab. 54 montre la structure dimensionnée selon la norme française [27].

Tab. 54 Structure de chaussée choisie selon la méthode française

Matériau	Épaisseur (mm)	E @15°C, 10 Hz [MPa]	ν	Paramètre	Position Z [mm]	Valeur [μ def]	Ne Admissible [millions]
AC	50	5'400	0.35				
AC T	80	9'300	0.35				
AC F	90	7000	0.35	ϵ_T	220	87.8	1.46
Grave	300	450	0.35				
Sol de fondation	-	50	0.35	ϵ_Z (sol)	571	300.0	16.46

I.2.4 Dimensionnement selon la méthode suédoise

Dans un premier temps, la structure définie par la méthode suisse a été testée avec la méthode suédoise [39]. Les résultats sont disponibles au Tab. 55. Ensuite, en guise de comparaison, une autre structure est proposée en ayant suivi les étapes de la norme suédoise. Celle-ci est montrée au Tab. 56.

Tab. 55 Analyse de la structure de chaussée suisse avec la méthode suédoise

Matériau	Epaisseur (mm)	v	Paramètre	Ne Admissible [millions]	Ne Permis [millions]
AC	50	0.35			
AC T	75	0.35			
AC F	70	0.35	ϵ_T	25.42	6.97
Grave	200	0.35			
Sol de fondation	-	0.35	ϵ_Z (sol)	2.73	13.93

Tab. 56 Structure choisie selon la norme suédoise

Matériau	Epaisseur (mm)	v	Paramètre	Ne Admissible [millions]	Ne Permis [millions]
AC	50	0.35			
AC T	75	0.35			
AC F	90	0.35	ϵ_T	58.71	6.97
Grave	350	0.35			
Sol de fondation	-	0.35	ϵ_Z (sol)	15.23	13.93

Il est constaté que cette structure a 15 cm d'épaisseur de grave supplémentaire par rapport à celle dimensionnée avec la méthode suisse, comme pour l'échantillon 1. La méthode suédoise semble donc plus conservatrice.

I.2.5 Dimensionnement selon la méthode du Minnesota

Le Tab. 57 donne les modules de rigidité calculés pour chaque saison.

Tab. 57 Module de rigidité des matériaux pour chaque saison, selon la méthode du Minnesota

Saison	Hiver	Début du printemps	Fin du printemps	Été	Automne
Temp (°C)	0	4	9	16	9
Matériau					
AC	12200	10000	7500	5000	7700
Grave	344.7	344.7	46.17	56.06	164.8
Sol de fondation	344.7	344.7	26.79	32.53	38.28

I.3 Synthèse des résultats

I.3.1 Echantillon 1

La comparaison entre les épaisseurs obtenues pour l'échantillon 1 en utilisant les différentes méthodes est illustrée dans les graphes ci-dessous. Ceux-ci montrent l'épaisseur des couches bitumineuses, respectivement de la couche de grave et de l'épaisseur totale en termes de pourcentage par rapport à l'épaisseur obtenue avec la méthode la plus conservatrice.

Premièrement, la comparaison entre les épaisseurs des couches bitumineuses est montrée à la Fig. 2.

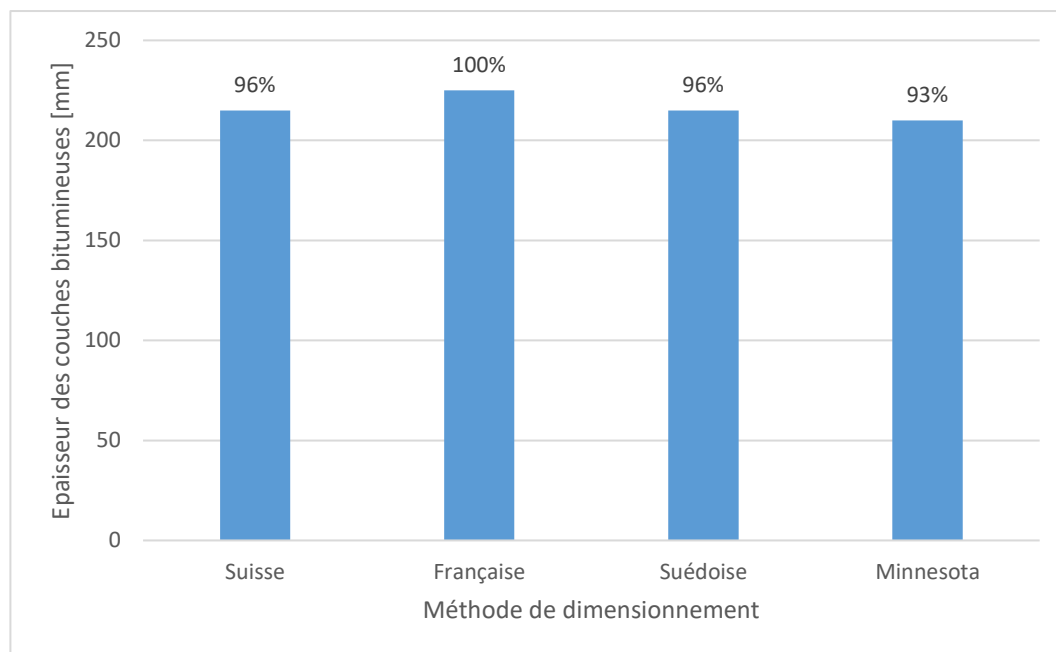


Fig. 2 Comparaison des épaisseurs des couches bitumineuses de l'échantillon 1 obtenues avec les différentes méthodes de dimensionnement

Ensuite, la comparaison entre les épaisseurs de grave est montrée à la Fig. 3.

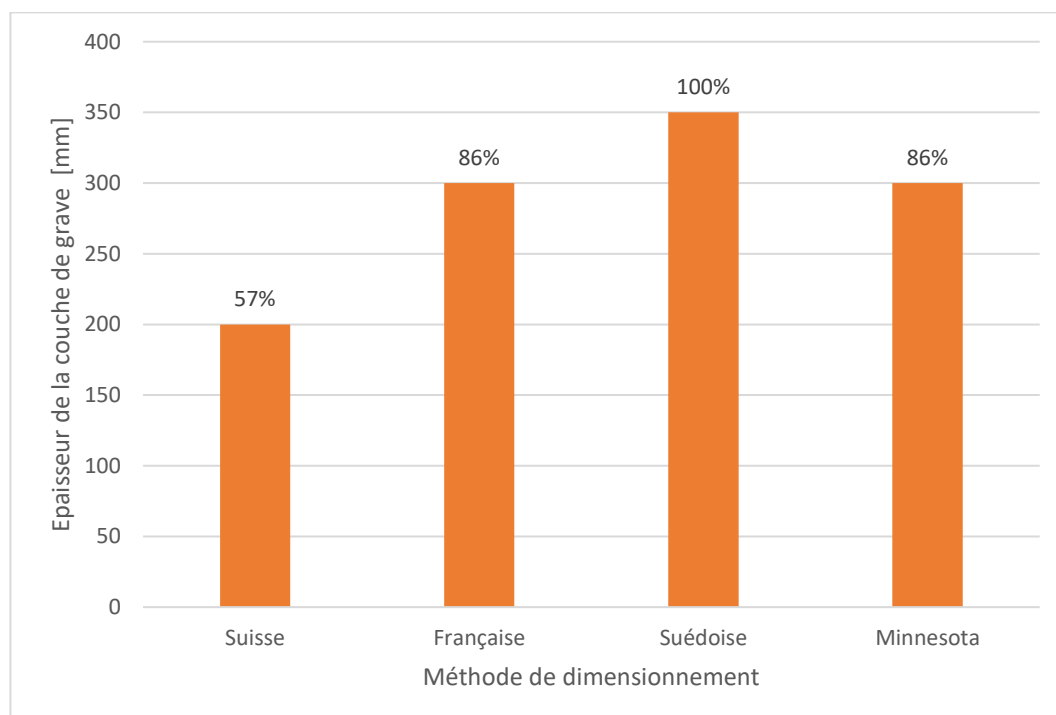


Fig. 3 Comparaison des épaisseurs de grave de l'échantillon 1 obtenues avec les différentes méthodes de dimensionnement

Puis, finalement, la comparaison entre les épaisseurs totales est illustrée à la Fig. 4.

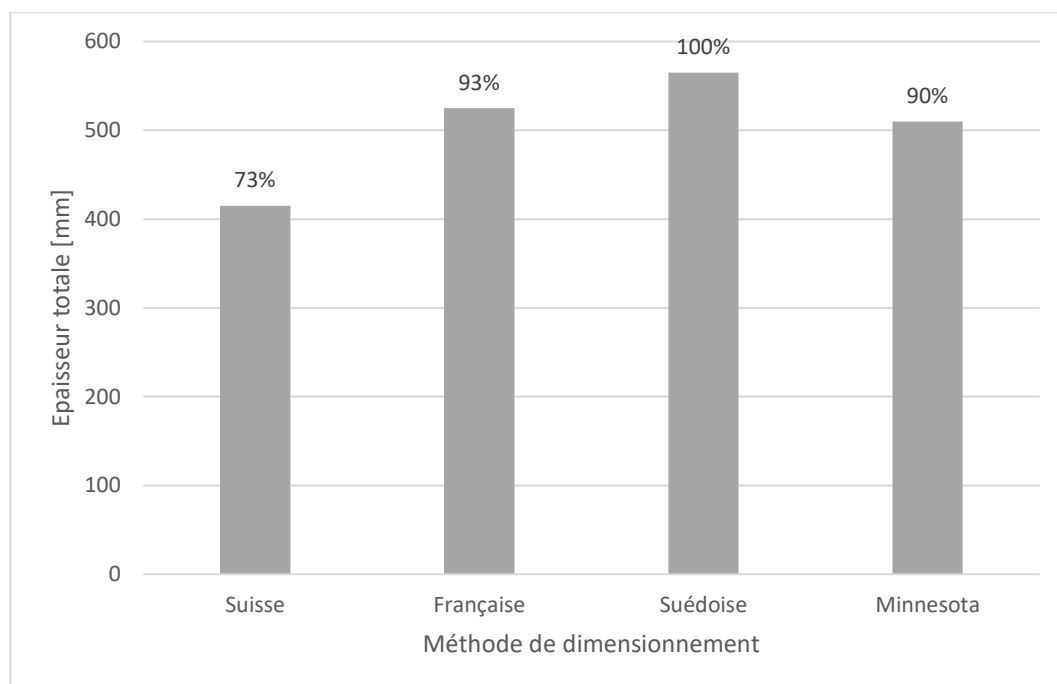


Fig. 4 Comparaison des épaisseurs totales de l'échantillon 1 obtenues avec les différentes méthodes de dimensionnement

La durée de vie et la fiabilité selon Monte Carlo relatives à la fatigue et à l'orniérage sont également illustrées dans les graphiques ci-dessous. Pour rappel, ces calculs ont été réalisés selon les critères de la méthode du Minnesota.

Tout d'abord une comparaison est faite entre les durées de vie à l'orniérage, respectivement à la fatigue selon les différentes méthodes à la Fig. 5 et à la Fig. 6.

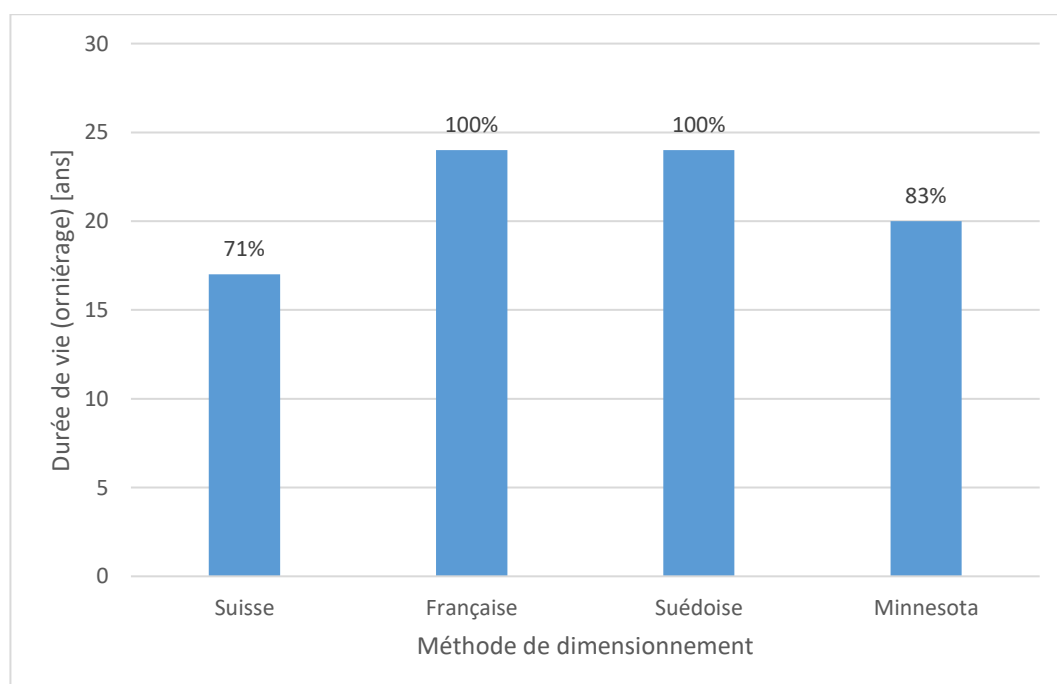


Fig. 5 Comparaison des durées de vie à l'orniérage de l'échantillon 1 selon les différentes méthodes (analyse faite selon les critères de la méthode du Minnesota)

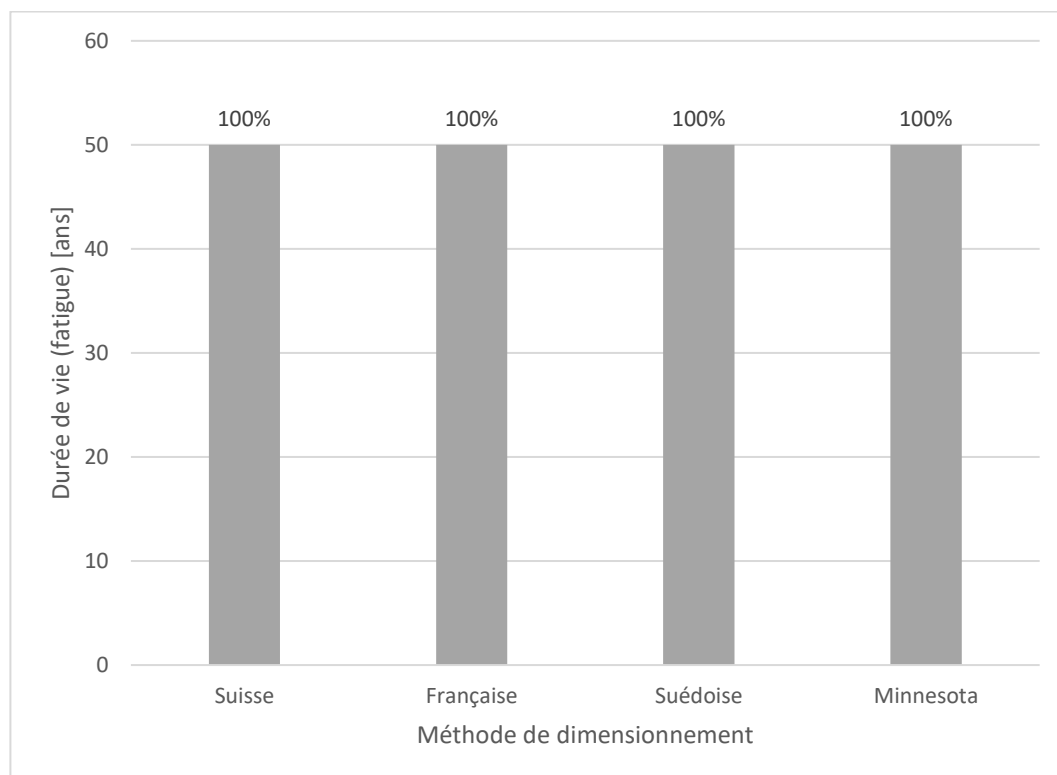


Fig. 6 Comparaison des durées de vie à la fatigue de l'échantillon 1 selon les différentes méthodes (analyse faite selon les critères de la méthode du Minnesota)

Puis, finalement, la comparaison entre les fiabilités obtenues est illustrée à la Fig. 7.

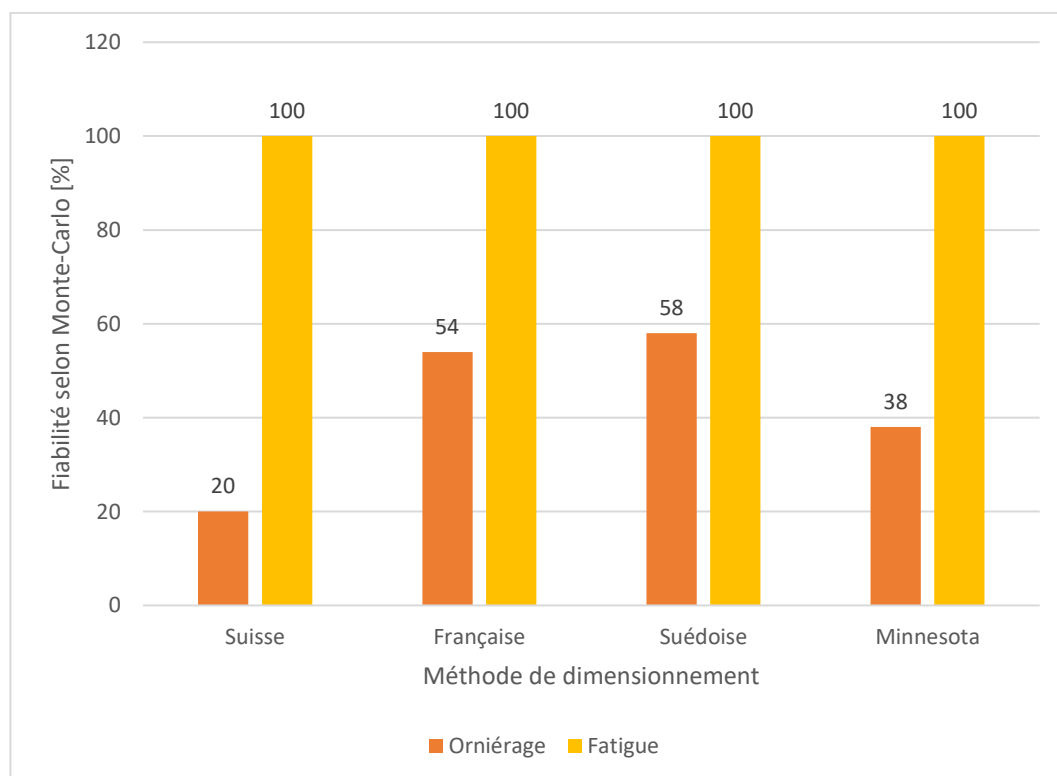


Fig. 7 Comparaison de la fiabilité du dimensionnement de l'échantillon 1 selon les différentes méthodes, selon l'analyse de Monte Carlo (analyse faite selon les critères de la méthode du Minnesota)

I.3.2 Echantillon 2

La comparaison entre les épaisseurs obtenues pour l'échantillon 2 en utilisant les différentes méthodes est illustrée dans les graphes ci-dessous. Ceux-ci montrent l'épaisseur des couches bitumineuses, respectivement de la couche de grave et de l'épaisseur totale en termes de pourcentage par rapport à l'épaisseur obtenue avec la méthode la plus conservatrice.

Premièrement, la comparaison entre les épaisseurs des couches bitumineuses est montrée à la Fig. 8.

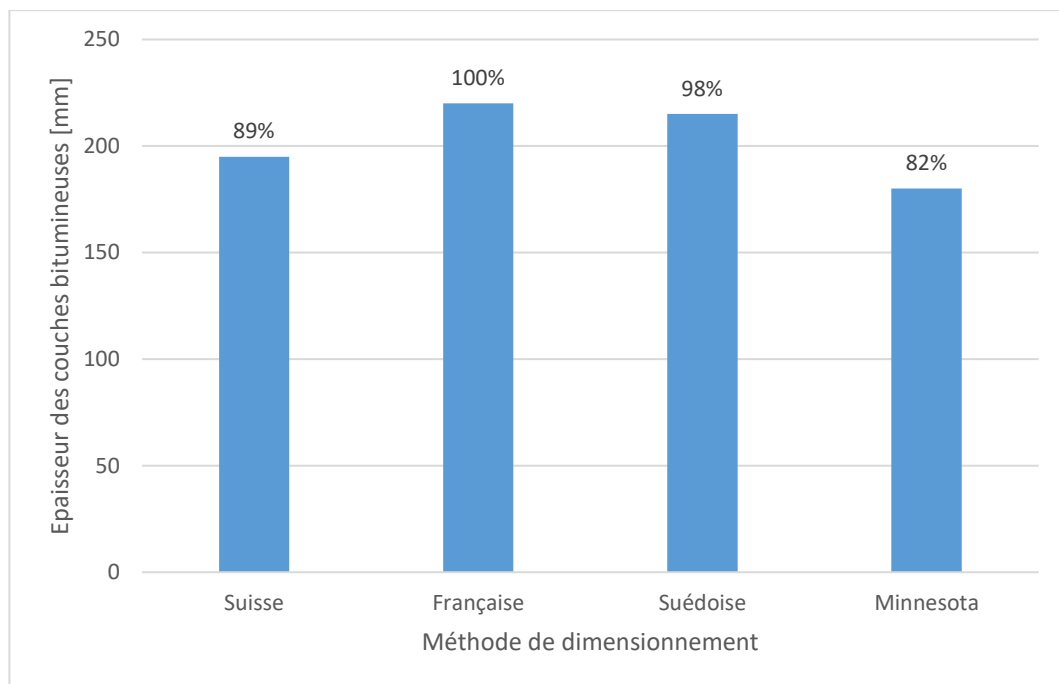


Fig. 8 Comparaison des épaisseurs des couches bitumineuses de l'échantillon 2 obtenues avec les différentes méthodes de dimensionnement

Ensuite, la comparaison entre les épaisseurs de grave est montrée à la Fig. 9.

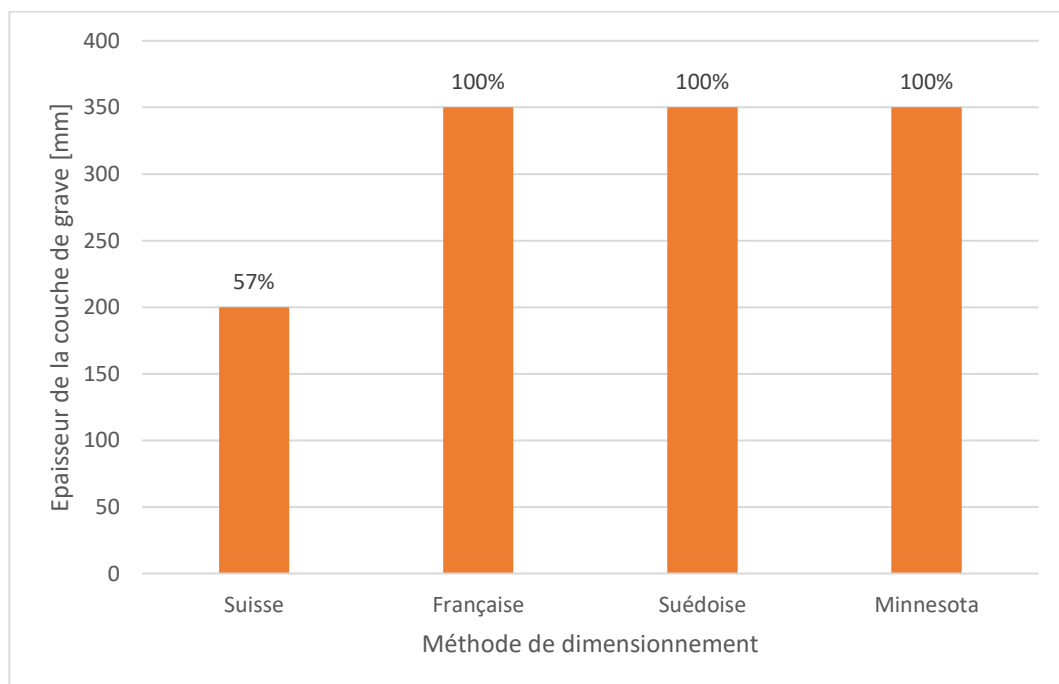


Fig. 9 Comparaison des épaisseurs de grave de l'échantillon 2 obtenues avec les différentes méthodes de dimensionnement

Puis, finalement, la comparaison entre les épaisseurs totales est illustrée à la Fig. 10.

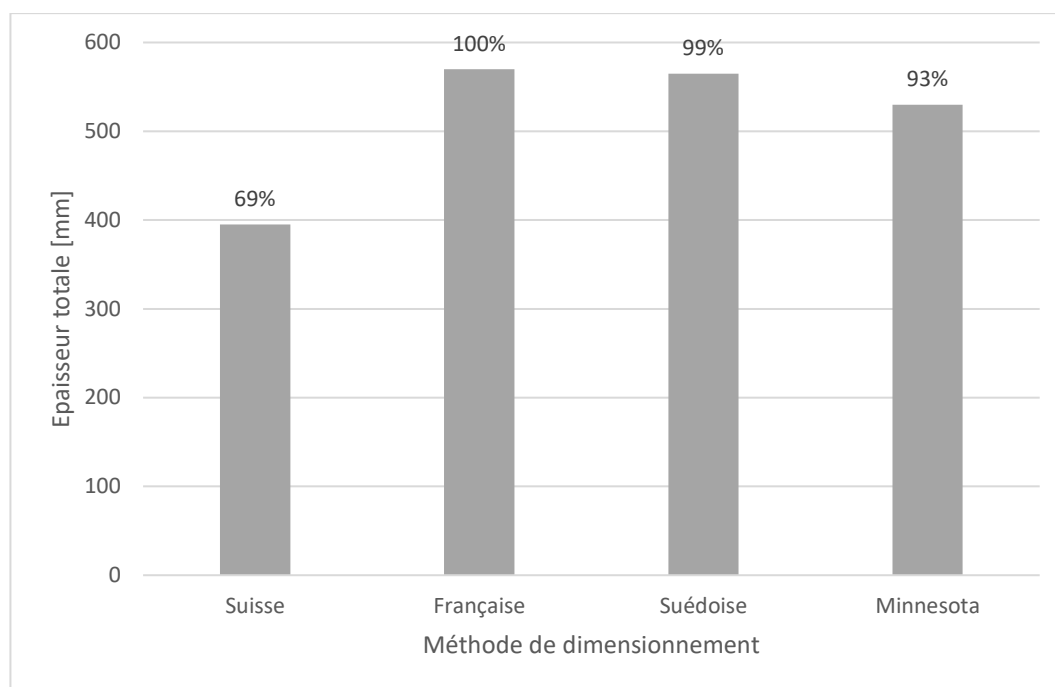


Fig. 10 Comparaison des épaisseurs totales de l'échantillon 2 obtenues avec les différentes méthodes de dimensionnement

La durée de vie et la fiabilité selon Monte Carlo relatives à la fatigue et à l'orniérage sont également illustrées dans les graphiques ci-dessous. Pour rappel, ces calculs ont été réalisés selon les critères de la méthode du Minnesota.

Tout d'abord une comparaison est faite entre les durées de vie à l'orniérage, respectivement à la fatigue selon les différentes méthodes à la Fig. 11 et à la Fig. 12.

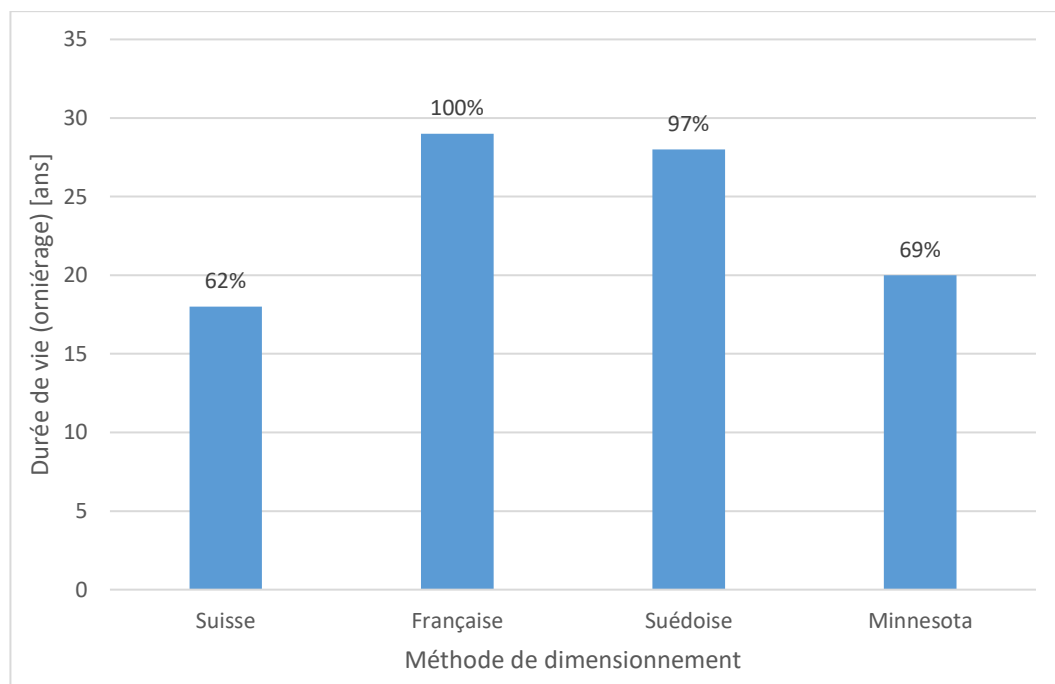


Fig. 11 Comparaison des durées de vie à l'orniérage de l'échantillon 2 selon les différentes méthodes (analyse faite selon les critères de la méthode du Minnesota)

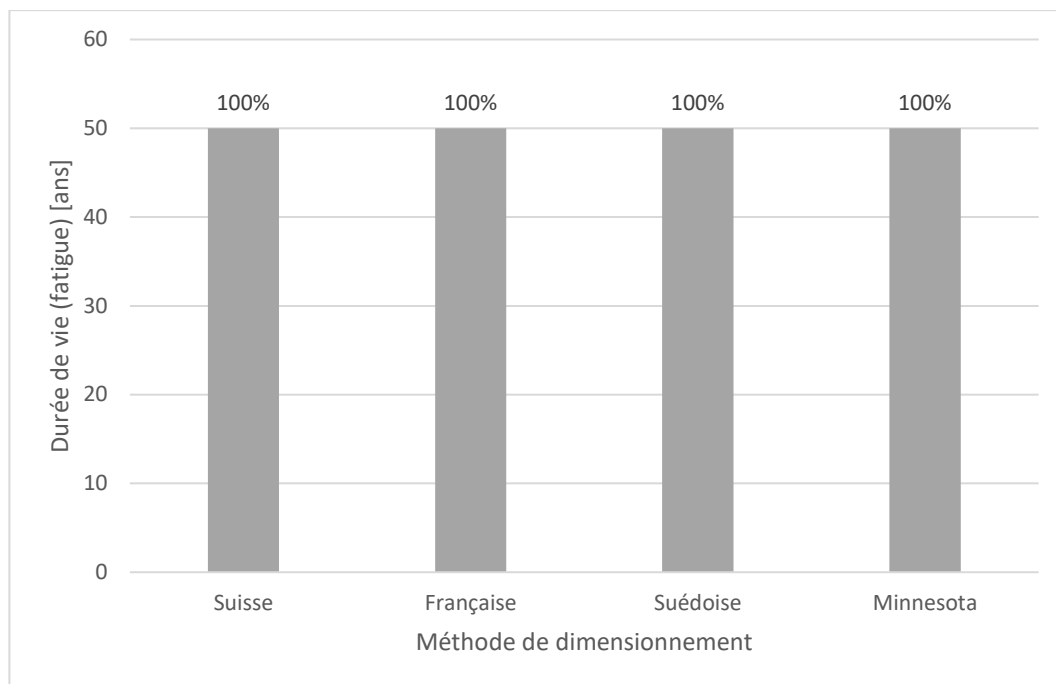


Fig. 12 Comparaison des durées de vie à la fatigue de l'échantillon 2 selon les différentes méthodes (analyse faite selon les critères de la méthode du Minnesota)

Puis, finalement, la comparaison entre les fiabilités obtenues est illustrée à la Fig. 13.

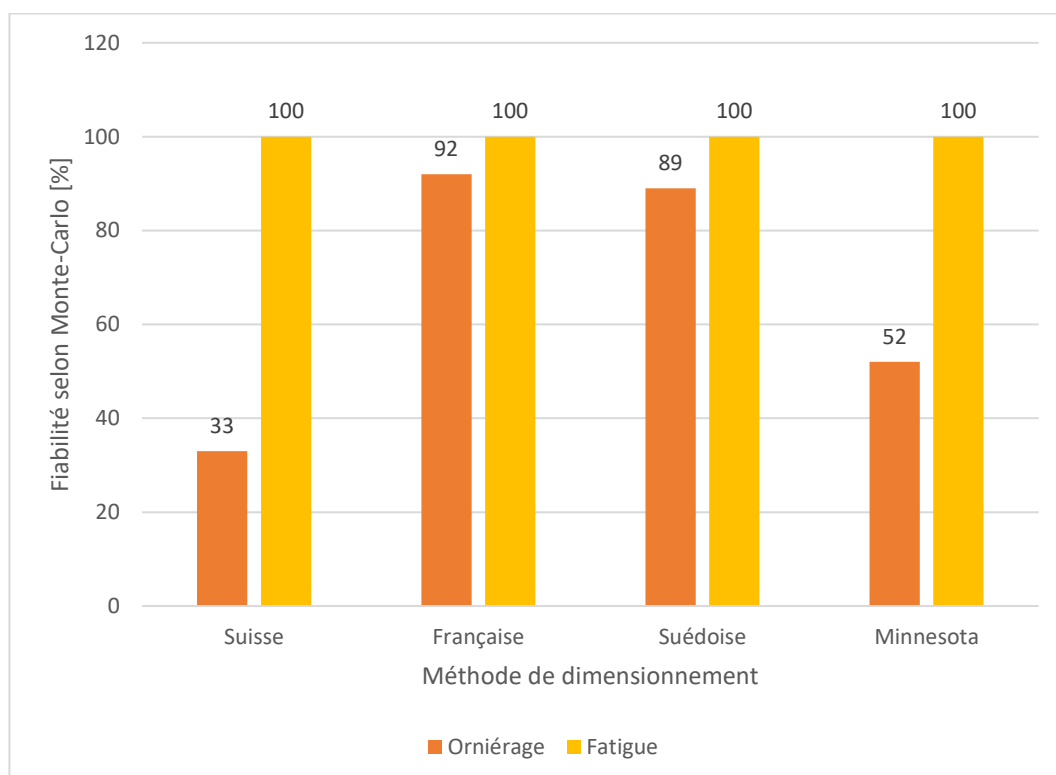


Fig. 13 Comparaison de la fiabilité du dimensionnement de l'échantillon 2 selon les différentes méthodes, selon l'analyse de Monte Carlo (analyse faite selon les critères de la méthode du Minnesota)

II Annexe au chapitre 4 - Calculs détaillés de l'étude de cas

Cette annexe donne le détail des calculs de l'étude de cas du chapitre 4.

II.1 Echantillon 1

II.1.1 Dimensionnement du renforcement selon la méthode suisse

Le dimensionnement du renforcement est effectué à l'aide du chapitre I "Renforcement de la chaussée pour la méthode de construction souple et semi-rigide" de la norme VSS-40324 [5].

La première étape consiste à calculer la valeur structurelle requise SN_{erf} de la chaussée qui devra supporter le trafic attendu selon le chapitre H « Chaussée souple et semi-rigide : dimensionnement avec la valeur structurelle », chapitre 40 de [5].

Dans un deuxième temps, la capacité portante de la structure existante doit être estimée en calculant SN_{vorh} ou SN_{bl} à l'aide des coefficients de couche contenus au Tab. 7 de [5] et en considérant le catalogue des dégradations de surface.

Les épaisseurs des couches de renforcement ou de remplacement sont calculées à partir de la différence entre la valeur structurelle requise SN_{erf} et les valeurs structurelles existantes SN_{vorh} ou SN_{bl} . La valeur structurelle résultante de ce calcul SN_{ver} ou SN_{ers} doit être assez élevée pour compenser le déficit de durabilité.

Les normes suisses proposent également une autre méthode basée sur la déflexion maximale admissible de la chaussée, selon la norme VSS-40733B [15].

Inputs

Il est admis, qu'avant la construction de la chaussée, la capacité portante du sol de fondation a été mesurée au moyen de l'essai de plaque normalisé selon la norme VSS-70317 [20] :

$$M_{E1} = 16 \text{ MPa}$$

Ce qui donne un sol avec une classe de portance S2 selon la norme [5].

En considérant la géométrie et les matériaux, la structure initiale a été classifiée comme supportant une classe de trafic pondéral T3₂₀. Cette structure est présentée à la Fig. 1.

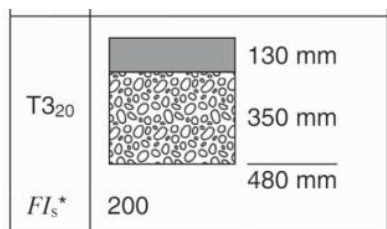


Fig. 1 Structure de la chaussée existante de l'échantillon 1 [5]

Les essais de plaque effectués durant la construction au sommet de la couche non-liée ont donné une valeur de $M_{E1} = 109 \text{ MPa}$.

Calcul du renforcement selon la 1^{ère} méthode, en calculant la déficience de la structure existante

Etat initial (lors de la construction de la route)

$$SN = 4 * 13\text{cm} + 1 * 35\text{cm} = 87 \text{ cm}$$

Sol avec une classe de portance S2.

La chaussée a été dimensionnée pour supporter 1.3 millions d'ESAL (8.16t) sur sa durée de vie, soit une classe de trafic pondéral T3₂₀

Etat actuel

La dégradation de la chaussée peut être monitorée selon des relevés visuels effectués selon la norme VSS-40925B [16]. En fonction du dommage, trois valeurs différentes de « a » peuvent être sélectionnées en utilisant le Tab. 7 de la norme de dimensionnement VSS-40324 [5] ou le Tab. 1 de la norme VSS-40733B [15]. Dans le cas de couches en enrobé bitumineux, la valeur initiale de « a » est réduite de 4 à 3.4, 2.8 ou 2.4 en fonction du niveau de dégradation. En ce qui concerne les couches non-liées, la valeur de ce coefficient ne change pas en fonction du niveau de dégradation. Afin de montrer la sensibilité des résultats par rapport au niveau de dégradation estimé, trois scénarios sont considérés :

- Cas 1: dégradation légère/locale $SN_{vorh}^1 = 3.4 * 13\text{cm} + 1 * 35\text{cm} = 79.2 \text{ cm}$
- Cas 2: dégradation moyenne/étendue $SN_{vorh}^2 = 2.8 * 13\text{cm} + 1 * 35\text{cm} = 71.4 \text{ cm}$
- Cas 3: dégradation grave/structurelle $SN_{vorh}^3 = 2.4 * 13\text{cm} + 1 * 35\text{cm} = 66.2 \text{ cm}$

Condition requise pour 2'000'000 ESAL (8.16t) attendus

$$SN_{erf} = 92 \text{ (selon le Tab. 6 de la norme VSS-40320 [2])}$$

Ensuite, la valeur structurelle requise pour chaque cas vaut :

- $SN_{ver}^1 \geq SN_{erf} - SN_{vorh}^1 = 92 - 79.2 \rightarrow SN_{ve} = 12.8 \text{ cm}$
- $SN_{ver}^2 \geq SN_{erf} - SN_{vorh}^2 = 92 - 71.4 \rightarrow SN_{ve} = 20.6 \text{ cm}$
- $SN_{ver}^3 \geq SN_{erf} - SN_{vorh}^3 = 92 - 66.2 \rightarrow SN_{ve} = 25.8 \text{ cm}$

L'épaisseur du renforcement bitumineux dans chaque cas est de :

- $D_{ol}^1 = SN_{ver}^1 / a_{asphalt} = 12.8 / 4 = 3.2 \text{ cm} \approx 4\text{cm}$
- $D_{ol}^2 = SN_{ver}^2 / a_{asphalt} = 20.6 / 4 = 5.2 \text{ cm} \approx 6\text{cm}$
- $D_{ol}^3 = SN_{ver}^3 / a_{asphalt} = 25.8 / 4 = 6.5 \text{ cm} \approx 7\text{cm}$

Les renforcements pour chaque cas sont synthétisés à la Fig. 2.

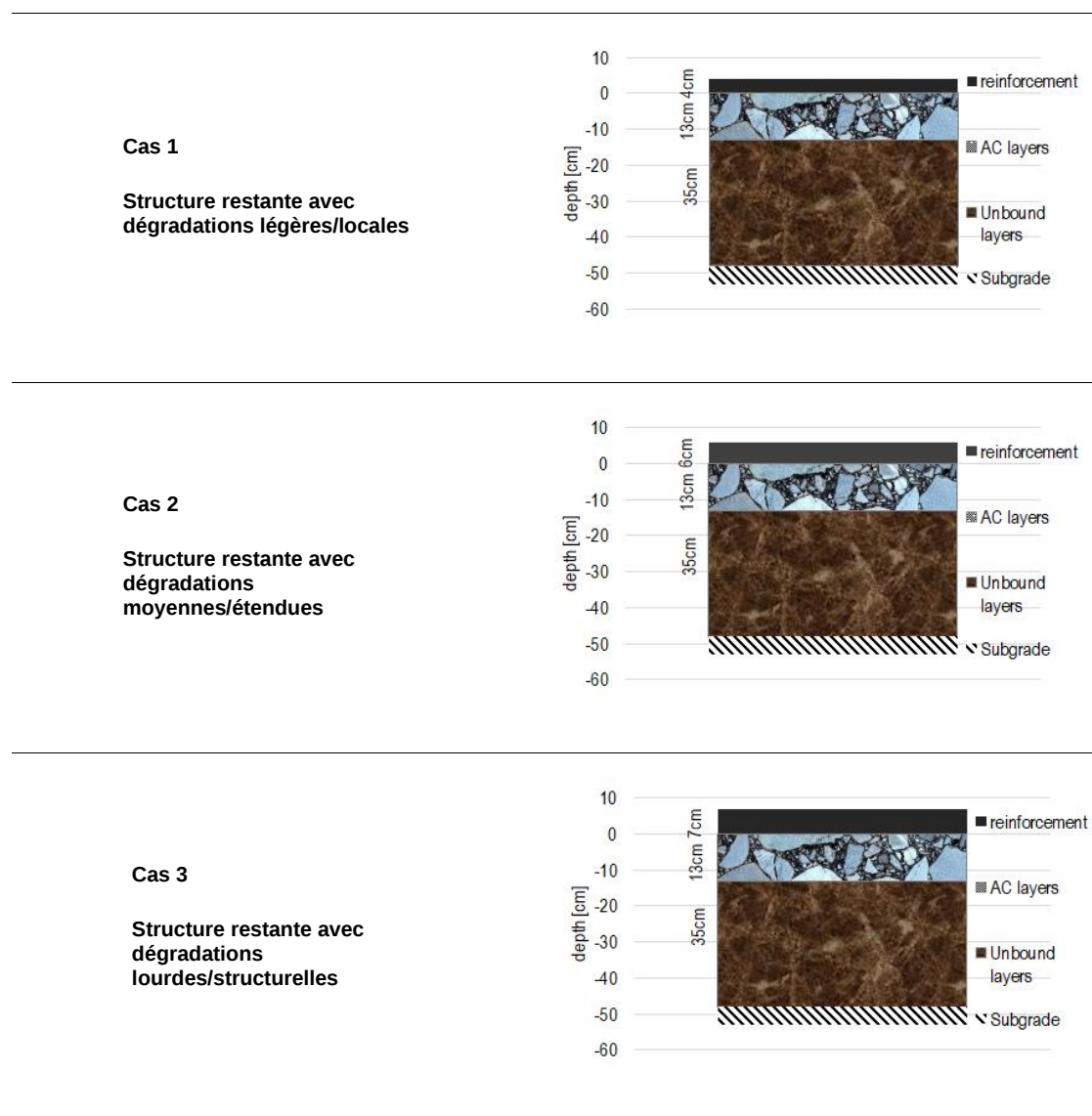


Fig. 2 Illustration du renforcement calculé pour chaque cas étudié

Calcul du renforcement selon la 2nde méthode, utilisation du concept de la mesure de déflexion

Etant donnée une déflexion mesurée avec la poutre de Benkelman de $d = 97$ [1/100 mm] (calculée également avec le logiciel 3D-Move) au mois d'août avec une température de 20°C, un écart-type $\sigma = 0.10$ mm, un trafic pondéral équivalent total attendu de $W = 2$ millions et un facteur de correction $c = 1.25$ estimé grâce à la Fig. 3, la déflexion déterminante d_v peut être déterminée à l'aide du calcul suivant : $d_v = 0.97 * (1.25 + 2 * 0.1) = 1.41$ mm.

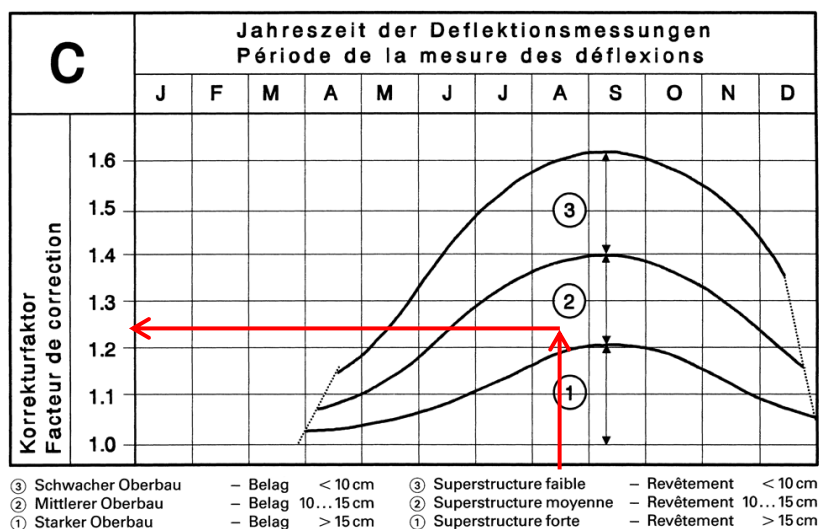


Fig. 3 Diagramme permettant de déterminer le facteur de correction c [15]

L'épaisseur du renforcement peut être déterminée à l'aide du graphe de la Fig. 4, selon lequel le renforcement devrait être compris entre 4 cm et 6 cm. Afin de rester du côté de la sécurité, l'épaisseur du renforcement choisie est : **$D_{ol} = 6$ cm.**

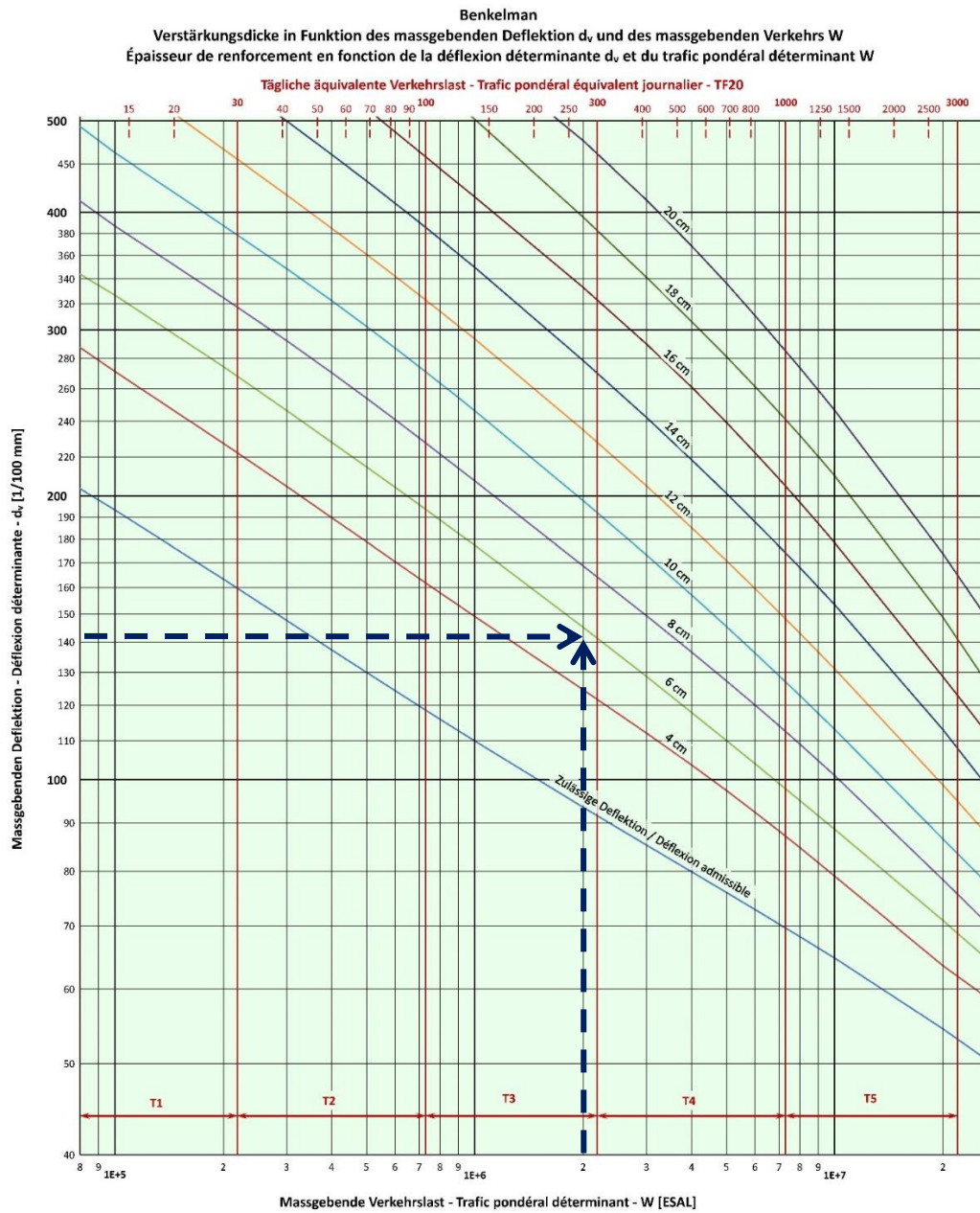


Fig. 4 Déflexion déterminante d_v en fonction du trafic pondéral déterminant W [15]

II.1.2 Dimensionnement du renforcement selon la méthode américaine (USA, AASHTO)

Le dimensionnement d'un renforcement selon la norme AASHTO 93 [35] est réalisé en suivant la partie III "Pavement design procedures for rehabilitation of existing pavements" de cette norme, plus spécifiquement le chapitre 5.3 "Pavement evaluation for overlay design".

Les normes sont basées sur le concept de "déficiency structurelle", selon lequel la capacité structurelle du renforcement doit satisfaire une déficiency entre la capacité requise pour supporter le trafic attendu sur une certaine durée de vie et la capacité requise effective de la chaussée existante.

A cet effet, il est nécessaire d'évaluer la valeur structurelle de la chaussée existante SN_{eff} et la valeur structurelle nécessaire pour supporter le trafic attendu SN_f pour obtenir celle du renforcement SN_{ol} .

Une alternative consiste à utiliser des mesures FWD. Ensuite, le module de rigidité (M_R) du sol de fondation, la valeur structurelle requise (SN_{req}), et le trafic attendu sont déterminés en utilisant les tableaux à disposition dans la norme [35].

La valeur structurelle effective (SN_{eff}) de la chaussée existante est calculée et la différence entre SN_{eff} et SN_{req} est utilisée pour déterminer l'épaisseur requise du renforcement au moyen de coefficients de couche empiriques.

Inputs

La formule pour calculer la valeur structurelle SN est l'équation présentée au chapitre 4.4.1.

Contrairement aux normes suisses, la méthode de dimensionnement AASHTO 93 prend en compte des variables qui doivent être définies par le planificateur, comme la fiabilité de dimensionnement Z_R , l'écart-type S_0 et le PSI final (p_t) nécessaire pour calculer le ΔPSI .

Les épaisseurs et les types de couche, ainsi que les trafics passés et futurs sont définis ci-après :

- La structure de chaussée est présentée au Tab. 58.

Tab. 58 Structure de chaussée

Matériau	Épaisseur [cm]	Épaisseur [in.]
AC 8S	3	1
AC T 22 S	10	4
GNT 0/45	35	14
SN total	48	19

- Afin de calculer les coefficients de couche, module élastique des couches bitumineuses de 290000psi (ca. 2000MPa) à 20°C est admis, ce qui donne une valeur $a_{AC} = 0.35$, selon la figure 2.5 de la norme [35] (voir la Fig. 5). Selon le résultat de l'essai de plaque, $M_{E1} = 109\text{MPa}$, une valeur de CBR peut être dérivée de la norme VSS-40324 [5]. A l'aide de la Figure 2.7 de la norme AASHTO 93 [35], la couche non-liée est caractérisé par un coefficient de couche $a_{UG} = 0.11$.

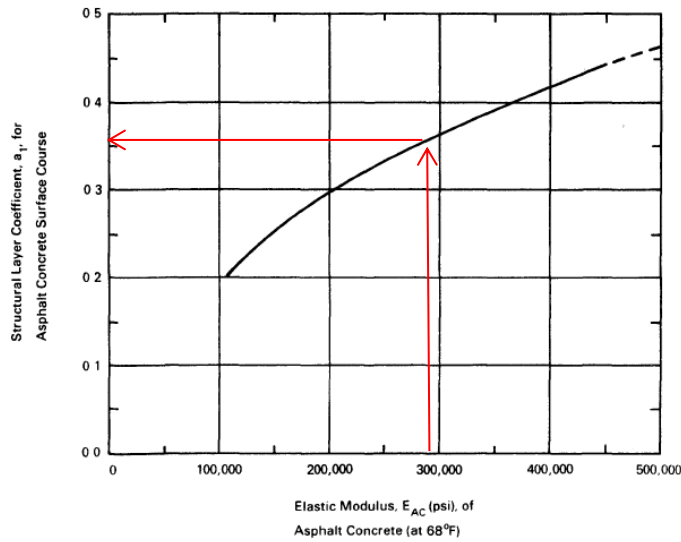


Figure 2.5. Chart for Estimating Structural Layer Coefficient of Dense-Graded Asphalt Concrete Based on the Elastic (Resilient) Modulus (3)

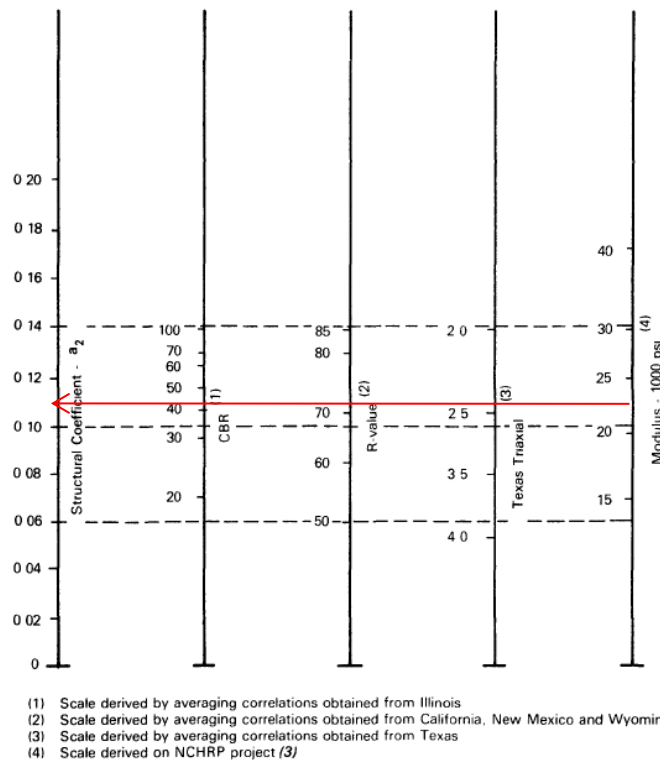


Figure 2.6. Variation in Granular Base Layer Coefficient (a_2) with Various Base Strength Parameters (3)

Fig. 5 Détermination des coefficients de couche selon AASHTO 93 [35]

- Le module de rigidité M_R est déterminé à partir du résultat de l'essai de plaque : $M_{E1} = 16 \text{ MPa}$. En le convertissant en unités impériales, on a : $M_R = 10000 \text{ psi}$
- ESAL cumulés $(8.16t) = 1 \text{ million}$
- ESAL attendus $(8.16t) = 2 \text{ millions}$

D'autre part, les variables à déterminer sont les suivantes :

- $\Delta\text{PSI} = 2.0$, selon la norme AASHTO 93, l'aptitude au service initiale p_i peut être estimée à 4.2 et l'aptitude au service finale p_f , à 2.2 comme cette chaussée fait partie d'une route secondaire.
- Selon le Tab. 2.2 de la norme de dimensionnement AASHTO 93 [35], la fiabilité du dimensionnement d'une route principale en zone urbaine, comme celle sélectionnée pour cet échantillon, doit être comprise entre 80% et 99%. Dans ce cas, comme le coût de fermeture de cette route en vue d'une future rénovation est considéré élevé, la fiabilité vaut $R = 95\%$, ce qui donne $Z_R = -1.645$ selon le Tab. 4.1 de la norme [35].
- L'écart-type dans la prédiction du trafic peut être compris entre 0.4 et 0.5 pour des chaussées souples. Comme dans ce cas les estimations de trafic sont considérées précises, la valeur de l'écart-type est considérée comme étant de $S_0 = 0.4$.

Calcul du renforcement selon la 1^{ère} méthode, en calculant la déficience de la structure existante

- Calcul de la valeur structurelle requise SN_F :

$$6.30 = -1.645 \times 0.45 + 9.36 \log(\text{SN}_F + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{2.0}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(\text{SN}_F + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log(10000) - 8.07$$

Ce qui donne : $\text{SN}_F = 3.59$

- Durée de vie restante RL :

La durée de vie restante est calculée en prenant en compte le trafic supporté jusqu'à aujourd'hui et le trafic supportable jusqu'à la rupture $N_{1.5}$ (PSI de 1.5), en ESAL, à l'aide de l'équation précédente.

$$N_{1.5} = -1.645 \times 0.45 + 9.36 \log(\text{SN}_F + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{4.2-1.5}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(\text{SN}_F + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log(10000) - 8.07$$

$$N_{1.5} = 3'186'044$$

$$\text{RL} = 100(1 - N_p/N_{1.5}) = 100 * (1 - 1 \text{ million ESAL} / 3.2 \text{ millions ESAL}) = 68\%$$

- Calcul du facteur d'état CF :

Le facteur d'état CF est relié à la durée de vie restante RL par l'équation suivante (voir la Fig. 6) :

$$\text{CF} = \text{RL}^{0.165} = 0.68^{0.165} = 0.94$$

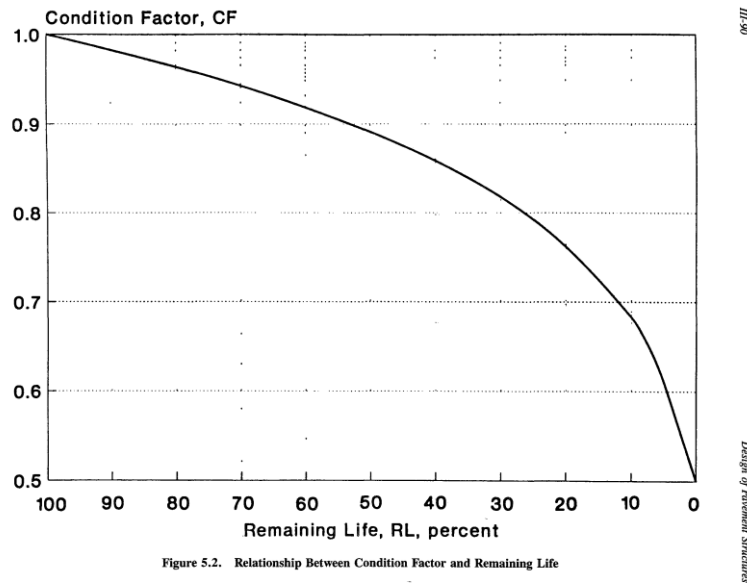


Fig. 6 Facteur d'état en fonction de la durée de vie restante de la chaussée [35]

- Calcul de la valeur de structure initiale SN_0 :
Comme la norme AASHTO utilise les unités impériales, une conversion est nécessaire en premier lieu. Les coefficients de couche sont les suivants :

- Couches bitumineuses 13cm $\approx$ 5 in $a_{AC} = 0.35$
- Couches non-liées 45cm $\approx$ 14 in $a_{UG} = 0.11$

La norme AASHTO requiert une évaluation des conditions de drainage. Dans le cadre de cet exemple, elles sont estimées "excellentes". Le coefficient de drainage m vaut alors 1.1 comme la saturation est approchée pendant 30% du temps (Selon le Tab. 2.4 de l'AASHTO 93 [35]).

Ainsi :

$$SN_0 = a_{AC} D_{AC} + a_{UG} D_{UG} m_{UG} = 5\text{in} * 0.35 + 14\text{in} * 0.11 * 1.1 = 3.5$$

- La valeur structurelle effective SN_{eff} vaut donc :
 $SN_{eff} = SN_0 * CF = 3.5 * 0.94 = 3.25$
- Ainsi, la valeur structurelle requise SN_{req} à rajouter est de :
 $SN_{req} = SN_F - SN_{eff} = 3.46 - 3.25 = 0.34$
- Finalement, l'épaisseur de la couche bitumineuse est calculée comme suit :
 $D_{ol} = SN_{req} / a_{AC} = 0.34 / 0.34 = 1 \text{ in} = 2.49 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$

Calcul du renforcement selon la 2^{de} méthode, utilisation du concept de la mesure de déflexion

- Calcul de la valeur structurelle requise SN_F , comme lors de la méthode précédente.
- Calcul du module effectif E_p des couches en-dessus du sol de fondation :
En supposant que des mesures de déflexion FWD de la chaussée existante sont disponibles, la relation entre la déflexion et la distance par rapport à l'axe de la charge dépend du module de rigidité M_R du sol de fondation :

$$M_R = \frac{0.24P}{w_r r}$$

En admettant une charge $P = 35\text{kN}$ (8000psi) et $M_R = 10000\text{psi}$, la valeur de $w_r * r$ serait de 0.19 in^2 . Ainsi, à une distance r de 50cm, la déflexion serait de 0.02mm et de 0.1 mm au centre, tout ceci à une température de 20°C.

Le module effectif des couches en-dessus du sol de fondation E_p est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$w_0 = 1.5 p a \left\{ \frac{1}{M_R \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \sqrt{\frac{E_p}{M_R}} \right)^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}}}{E_p} \right\}$$

Etant donné une aire de contact de $\pi * 6^2 = 113.1\text{ in}^2$ (pour une plaque de rayon 6 in), la pression de contact sur la plaque FWD vaut 70.7 lb/in^2 (487 kPa), ce qui implique un module $E_p = 24000\text{ kip}$.

- Calcul de la valeur structurelle effective SN_{eff}
Pour une épaisseur totale de chaussée D de 48cm (19in), SN_{eff} peut être déterminé grâce à la Fig. 7 et vaut donc $SN_{\text{eff}} = 2.4\text{ in}$.

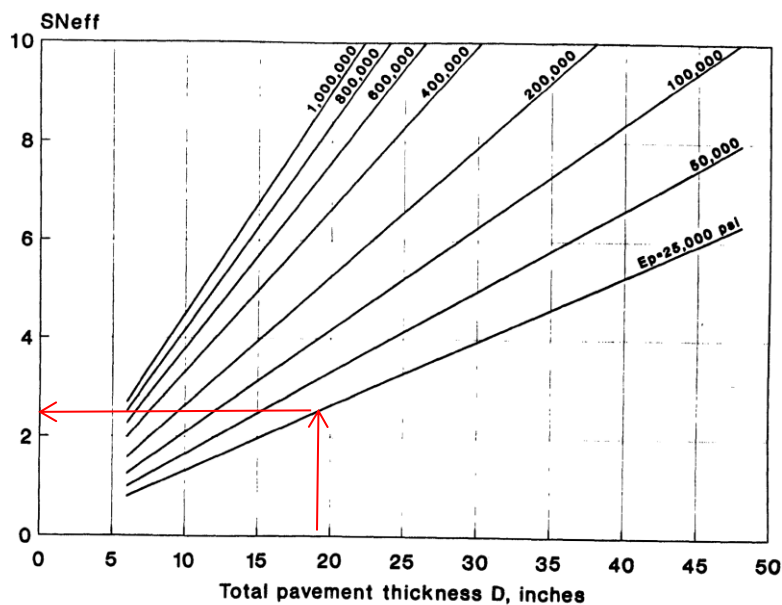


Figure 5.8. SN_{eff} from NDT Method

Rehabilitation with Overlays

III-103

Fig. 7 Détermination de la valeur structurelle effective SN_{eff} [35]

- La valeur structurale requise SN_{req} à rajouter vaut :
 $SN_{req} = SN_F - SN_{eff} = 4.05 - 2.4 = 1.65$ in
 - Finalement, l'épaisseur de la couche bitumineuse à rajouter est de :
 $D = SN_{req} / 0.35 = 1.65 / 0.35 = 4.71 \text{ in} = 12 \text{ cm}$
- $D_{ol} = 12 \text{ cm}$

II.1.3 Dimensionnement du renforcement selon la méthode allemande

La norme allemande [28] utilise un catalogue pour dimensionner les chaussées qui doivent supporter un certain trafic attendu. Comme le trafic est mesuré en termes d'ESAL de 10t, le trafic attendu doit donc être converti des traditionnels ESAL de 8.16t en ESAL de 10t de la méthode allemande.

La classe de trafic $T3_{20}$ correspond à 2'190'000 ESAL de 8.16t selon la norme suisse. La conversion en 10t ESAL est effectuée en utilisant la loi de la quatrième puissance. Ainsi, le trafic attendu selon la norme allemande est de 1 million d'ESAL de 10t. Ce résultat correspond à une classe de chargement Bk1.0, dont la structure de chaussée associée est montrée à la Fig. 8

Plate 1: Structures with asphalt surface course for carriageways on F2- and F3-subsoil/subgrade
 (Thicknesses in cm; σ_{min} minimum values in MPa)

Line	Load class	BK100	BK32	BK10	BK3.2	BK1.8	BK1.0	BK0.3
	B [million of ESALs]	> 32	> 10 – 32	> 3.2 – 10	> 1.8 – 3.2	> 1.0 – 1.8	> 0.3 – 1.0	≤ 0.3
	Thickness of frost resistant pavement structure ¹⁾	55 65 75 85	55 65 75 85	55 65 75 85	45 55 65 75	45 55 65 75	45 55 65 75	35 45 55 65
5	Asphalt base course and crushed rock or gravel base course on layer of non-frost-susceptible material							
	Thickness of layer of non-frost-susceptible material	Above 12 cm made of non-frost-susceptible material, lower remaining thickness is to be compensated by the material above						

Fig. 8 Catalogue des chaussées en fonction de la classe de trafic, selon la norme RStO [28]

Le trafic attendu est de 5.1 millions d'ESAL de 8.2t, converti en ESAL de 10t, cela donne un trafic attendu de 2.8 millions d'ESAL de 10t. Ce résultat correspond à une classe de chargement Bk 3.2

Calcul du renforcement

Comme la classe de chargement est Bk1.0, il est possible d'utiliser le Tab. 5 de la norme RStO 12 (voir la Fig. 9) pour dimensionner le renforcement.

Plate 5: Rehabilitation using asphalt layers on existing pavements

Existing pavements: Construction with asphalt surface course or rubblized concrete surface course in line with ZTV BEB-StB

(Thicknesses in cm)

Load class	BK100	BK32	BK10	BK3.2	BK1.8	BK1.0	BK0.3
B [million of ESALs]	> 32	> 10 – 32	> 3.2 – 10	> 1.8 – beside the track 3.2	> 1.0 – 1.8	> 0.3 – 1.0	≤ 0.3
Asphalt surface course							
Asphalt base course as compensating layer							
Existing pavement							
	Case by case analysis						

¹⁾ Asphalt surface-base layer also possible, see Section 3.3.3

Fig. 9 Renforcement à prévoir selon la classe de trafic, selon la norme RStO [28]

Ainsi l'épaisseur de renforcement vaut : $D_{ol} = 12 \text{ cm}$

II.2 Echantillon 2

II.2.1 Inputs

Etat initial

$$SN = 4 * 17\text{cm} + 1 * 20\text{cm} = 88 \text{ cm}$$

La chaussée a été dimensionnée pour supporter 7.3 millions d'ESAL de 8.16 tonnes.

II.2.2 Dimensionnement du renforcement selon la méthode suisse, en calculant la déficience structurelle de la chaussée existante

Etat actuel et calcul du renforcement

La dégradation de la chaussée doit être évaluée au moyen de relevés visuels. Le niveau de dégradation structurel correspond à des valeurs "a" de 2.8 pour un enrobé bitumineux. Ainsi la valeur structurelle de la chaussée existante vaut :

$$SN_{\text{vorh}} = 2.8 * 17\text{cm} + 1 * 20\text{cm} = 68 \text{ cm}$$

Ensuite, il a été décidé de fraiser 10 cm de la structure existante et de la remplacer par des nouvelles couches bitumineuses qui seront 2 cm plus hautes que la structure actuelle. Ainsi, la valeur structurelle après fraisage et avant renforcement, SN_{bl} , vaut :

$$SN_{\text{bl}} = 2.8 * 7\text{cm} + 1 * 20\text{cm} = 40 \text{ cm}$$

Afin de supporter un trafic attendu de 5'000'000 ESAL (8.16t), et avec une classe de portance S3, la valeur structurelle requise SN_{erf} vaut :

$$SN_{\text{erf}} = 88 \text{ cm (selon le Tab. 6 de la norme VSS-40320 [2])}$$

Ainsi, la valeur structurelle minimale du renforcement doit être de :

$$SN_{\text{ver}} \geq SN_{\text{erf}} - SN_{\text{bl}} = 88 - 40 = 48 \text{ cm}$$

Or, avec un renforcement de 10+2 cm, $SN_{\text{ver}} = 4*10 \text{ cm} + 4*2 \text{ cm} = 48 \text{ cm}$, ce qui satisfait le critère précédemment établi.

II.2.3 Dimensionnement du renforcement selon la méthode américaine (USA, AASHTO) : en calculant la déficience structurelle de la chaussée existante

Etat actuel et calcul du renforcement

Trafic attendu : 5 millions d'ESAL (8.16t).

Valeur structurelle requise SN_F pour le trafic attendu : $SN_F = 2.7$

Calcul de la valeur structurelle effective de la chaussée existante en fonction de son état estimé :

Afin d'estimer les coefficients de couche, le Tab. 5.2 de la norme [35], basé sur des relevés visuels, est utilisé. Comme la surface montre des signes de dégradation (plus de 10% de faïençage de moyenne gravité, mais moins de 10% de gravité élevée), le coefficient vaut $a_{AC} = 0.14$ et comme il n'y a pas de signes de pompage, $a_{UG} = 0.11$. La norme AASHTO requiert l'évaluation des conditions de drainage, et dans ce cas, elles sont considérées

comme « excellentes ». Comme la saturation est approchée durant 30% du temps, le coefficient de drainage m serait de 1.1 (selon le Tab. 2.4 de la norme AASHTO 93 [35]).

Ainsi :

$$SN_{\text{eff}} = a_{AC} \cdot D_{AC} + a_{UG} \cdot D_{UG} \cdot m_{UG} = 6.7 \text{ in} \cdot 0.14 + 7.9 \text{ in} \cdot 0.11 \cdot 1.1 = 1.9 \text{ in}$$

Ensuite, la structure existante est fraisée sur une épaisseur de 4 in. (environ 10 cm) et est remplacée par une couche bitumineuse avec un coefficient $a_{AC} = 0.44$. Ainsi, la valeur structurelle du renforcement doit être de :

$$SN_{ol} = SN_F - SN_{\text{eff}} + 4 \text{ in} \cdot 0.14 = 1.36 \text{ in}$$

Cela représente une épaisseur de renforcement de :

$$D_{ol} = SN_{ol} / a_{AC} = 1.36 / 0.44 = 3.09 \text{ in} = 7.85 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$$

La valeur structurelle de la chaussée finale vaut donc :

$$SN = 3 \cdot 0.44 + 2.7 \cdot 0.14 + 7.9 \text{ in} \cdot 0.11 \cdot 1.1 = 2.7 = SN_F, \text{ ce qui satisfait donc le critère précédemment établi.}$$

Glossaire

Terme	Signification
REDIRE	Révision des méthodes de dimensionnement et renforcement des chaussées
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen-und Verkehrsfacheleute
SN	Normes suisses (SN)
SN	Structural Number
EN	Norme européenne
ME	Mécanistique-empirique
ESAL	Equivalent Single Axle Load
CBR	California Bearing Ratio
FWD	Falling-Weight Deflectometer
HWD	Heavy Weight Deflectometer
IRI	International Road Index
EME	Enrobé à module élevé
RAP	Revêtement en asphalte recyclée
SDA	Semi Dense Asphalte
PmB	Polymer Modified Bitumen
LNA	Low Noise Asphalt (ancienne dénomination)
LLP	Long life pavements
BFUP	Béton fibré ultra performant
WIM	Weigh-in-motion
TF	Trafic pondéral équivalent journalier
TJM	Trafic journalier moyen
CSACR	Comptage suisse automatique de la circulation routière
PLANET	Potentiel et analyse des enrobés tièdes
CBA	Cost-benefit analysis
RF	Coefficient de fiabilité
TMI	Thornwaite Moisture Index
S1	Sensibilité de premier ordre (selon la méthode de Sobol)
ST	Indice d'ordre général (selon la méthode de Sobol)
GAC	Gravel Asphalte Concrete
WESLA	Waterways Experiment Station Layered-Elastic Analysis
DK1, DK2, DK3	Classes de trafic de la méthode de dimensionnement suédoise, selon [39]
LK	Last Klassen
EPFL	Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
LAVOC	Ancien laboratoire des voies de circulation de l'EPFL
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AASHO	American Association of State Highway Officials
NISTRA	Indicateurs du développement durable pour les projets d'infrastructure routière
CEBTP	Centre d'expertise du bâtiment et des travaux publics
VTI	Swedish National Road and Transport Institut
UCR	University of Costa Rica
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
FHWA	Federal Highway Administration
NF	Norme française

RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen
RDO	Rechnerische Dimensionierung von Oberbauten
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
CRME	Costa Rican-Mechanistic Empirical Design Method
HWOV	Méthode néerlandaise de conception des chaussées
SPDM	Shell Pavement Design Manuel
RVS 03.08.63	Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen
RVS 03.08.64	Oberbauverstärkung von Asphaltstrassen
RVS 03.08.68	Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstrassen
SAMDM	South African Mechanistic pavement Design Method
SAPDM	South African Pavement Design Method
PSI	Present Serviceability Index
SC	Structural Capacity
AC	Asphalt Concrete
RL	Remaining Life
CF	Condition factor
NDT	Non-destructive tests
HMA	Hot Mix Asphalt
Bk	Bauklasse (classe de chargement selon méthode allemande)
GPR	Ground Penetrating Radar
ZTV	Zusätzliche technische Vertragsbedingungen
JDTLV	Jahres durchschnittlich täglicher Lastverkehr
BNLW	Bemessungsnormlastwechsel
FSV	Forschungsgesellschaft, Strasse, Scheine, Verkehr
PITRA-BACK	Programa de Infraestructura del Transportes-Calcul inverse
BOBYQA	Bound Optimization BY Quadratic Approximation
PITRA-PAVE	Programa de Infraestructura del Transportes-Analyse de chaussées souples
RMS	Root Mean Square
TI	Traffic Index
R-Value	Resistance value
GE	Gravel Equivalent
GF	Gravel Factor
Caltrans	California Department of Transportation
SHRP	Strategic Highway Research Program
G1, G2, G3, G4	Degré de gélivité du sol de fondation
FI	Frost Index
RI	Radiation Index
SSR	Méthode finlandaise de dimensionnement des chaussées au gel
i3c-ME	Logiciel québécois mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
LCPC	Laboratoire central des ponts et des chaussées
SP	Segregation potential
DIN	Deutsches Institut für Normung
TRVMB	Trafikverkets metodbeskrivning (Description de la méthode de l'administration suédoise des transports)
TRVK	Trafikverkets Tekniska krav Vägkonstruktion (Exigences techniques pour la construction de routes)
PMS	Pavement Management System
Alizé-LCPC®	Logiciel français mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
PaDesTo®	Pavement Design Tool, logiciel français mécaniste-empirique de conception des chaussées souples

PMS Objekt®	Pavement Management System, logiciel suédois mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
PADS®	Pavement Analysis and Design Software, logiciel d'Afrique du Sud mécaniste-empirique de conception des chaussées soupl
ASCON®	Logiciel néerlandais mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
CARE®	Logiciel néerlandais mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
BISAR®	Logiciel autrichien mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
AsDim®	Logiciel autrichien mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
DARWin-ME®	Logiciel américain (USA) mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
Pavement-ME®	Logiciel américain (USA) mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
ROADENT®	Logiciel américain (Minnesota) mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
MnPAVE®	Logiciel américain (Minnesota) mécaniste-empirique de conception des chaussées souples
CRME®	Costa Rican-Mechanistic Empirical Design Method, Costa Rican-Mechanistic Empirical Design Method, logiciel du Costa Rica mécaniste-empirique de conception des chaussées souples

Bibliographie

Normes

- [1] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (octobre 1997), « **Dimensionnement – Terrain et infrastructure** », *SN-640317B*. Norme caduque.
- [2] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Dimensionnement de la structure des chaussées – Trafic pondéral équivalent** », *VSS-40320*.
- [3] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (août 2011), « **Dimensionnement de la structure des chaussées – Trafic pondéral équivalent** », *SN-640320*. Norme caduque.
- [4] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (décembre 2000), « **Dimensionnement – Trafic pondéral équivalent** », *SN-640320A*. Norme caduque.
- [5] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Dimensionnement de la structure des chaussées – Sol de fondation et chaussée** », *VSS-40324*.
- [6] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (août 2011), « **Dimensionnement de la structure des chaussées – Sol de fondation et chaussée** », *SN-640324*. Norme caduque.
- [7] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (février 2010), « **Dimensionnement de la structure des chaussées – Sol de fondation et chaussée** », *SN-640324B*. Norme caduque.
- [8] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (octobre 1997), « **Dimensionnement – Superstructure des routes** », *SN-640324A*. Norme caduque.
- [9] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (décembre 2019), « **Caractéristiques de surface des chaussées ; Méthodes de mesure de la portance – Mesures de déflexion** », *VSS-40330*.
- [10] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Enrobés bitumineux compactés – Conception, exécution et exigences relatives aux couches en place** », *VSS-40430*.
- [11] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mai 1988), « **Revêtements en béton bitumineux – Conception, exigences, exécution** », *SN-640431A*. Norme caduque.
- [12] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Couches de fondation en enrobés bitumineux à froid – Exigences relatives au mélange, conception, exécution et exigences relatives aux couches en place** », *VSS-40492*.
- [13] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mai 2020), « **Compactage et portance - Exigences** », *VSS-40585*.
- [14] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Entretien des chaussées - Norme de base - Concept des mesures** », *VSS-40730B*.
- [15] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Entretien des chaussées - Renforcement de superstructures de chaussées avec revêtements bitumineux à l'aide de mesures de déflexion** », *VSS-40733B*.
- [16] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Gestion de l'entretien des chaussées (GEC) - Relevé et appréciation en valeur d'indice** », *VSS-40925B*.
- [17] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Gel** », *VSS-70140B*.
- [18] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 1988), « **Gel** », *SN-670140A*.
- [19] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (juillet 2019), « **Sols – Appareil d'essai de plaque à masse tombante légère et essai de plaque dynamique** », *VSS-70313*.
- [20] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Sols - Essai de plaque E_v et M_E** », *VSS-70317*.
- [21] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (mars 2019), « **Essais sur les sols – Essai de plaque selon Westergaard** », *VSS-70319A*.
- [22] Association suisse des professionnels de la route et des transports VSS (décembre 2019), « **Caractéristiques de surface des chaussées ; Mesures de déflexion – Poutre Benkelman** », *VSS-70362*.
- [23] Société suisse des ingénieurs et architectes SIA (août 2013), « **Géotechnique** », *SIA 267 (SN-505267)*.
- [24] Société suisse des ingénieurs et architectes SIA (août 2013), « **Géotechnique – Spécifications complémentaires** », *SIA 267/1 (SN-505267/1)*.
- [25] Shell International Petroleum Company, Ltd (1978), « **Shell Pavement Design Manual: Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic** ». Shell International Petroleum Company, Ltd, London.
- [26] Norme française NF P 94-117-1 (avril 2000), « **Portance des plates-formes – Partie 1 : Module sous chargement statique à la plaque (E_{v2})** ».

- [27] Norme française NF P 98-086 (mai 2019), « **Dimensionnement des structures des chaussées routières – Application aux chaussées neuves** », Afnor.
- [28] Norme allemande, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2012), « **Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen- RStO 12** », FGSV-Verlag, Köln.
- [29] Norme allemande, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009), « **Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht – RDO Asphalt 09** », FGSV-Verlag, Köln.
- [30] Norme autrichienne, RVS 03.08.63 (juin 2016), « **Oberbaubemessung** » Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr », Wien.
- [31] Norme autrichienne, RVS 03.08.68 (janvier 2018) « **Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen** », Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Wien.
- [32] Norme autrichienne, RVS 03.08.64 (novembre 1992), « **Oberbauverstärkung von Asphaltstraßen** », Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Wien.
- [33] The South African National Road Agency (octobre 2014), « **South African Pavement Engineering Manual (SAPEM)** », deuxième édition.
- [34] AASTHO (1986), « **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures** », Washington D. C..
- [35] AASTHO (1993), « **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures** », Washington D. C..
- [36] AASTHO (2008), « **Mechanistic-empirical pavement design guide: A manual of practice** », Washington, D. C., deuxième édition.
- [37] Minnesota Department of Transportation (MnDOT) (juin 2017), « **Pavement Design Manual** ».
- [38] Norme anglaise, HD 26/06 (février 2006), « **Design manual for roads and bridges – Volume 7: Pavement design and maintenance – Section 2 : Pavement design and construction** », The highways agency, Scottish executive, Welsh assembly government, The department for regional development Northern Ireland.
- [39] Norme suédoise TRVK Väg (avril 2011), « **Trafikverkets tekniska krav Vägkonstruktion** ».
- [40] Norme suédoise TRVR Väg (avril 2011), « **Trafikverkets tekniska råd Vägkonstruktion** ».
- [41] Norme suédoise TRVMB 301 (avril 2011), « **Beräkning av tjällyftning** ».
- [42] ZTV E-StB (2009), « **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau** ».
- [43] ZTV SoB-StB (2004), « **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau** ».
- [44] ZTV Asphalt-StB (2007), « **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt** ».
- [45] DIN 18196:2011-05 (2011), « **Erd – und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke** », Beuth Verlag GmbH, Berlin.

Documentation

- [46] M. Nunn, I. Carswell, D. James. (mai 2008), « **Is now time to revise our 220 federal 220 on flexible pavement design?** », *Congrès Euraspalt & Eurobitume 2008*, Copenhagen.
- [47] M. Blumer, L. B. Fetz (janvier 1988), « **Dimensionnement. Elaboration du catalogue des types de superstructure** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 3/84, Rapport VSS No. 147*.
- [48] M. Horat, L. Seiler, Dr. M. Caprez (décembre 2000), « **Facteurs d'équivalence par classes de véhicules lourds** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 11/00, Rapport VSS No. 477*.
- [49] Dr. M. Shojaati, L. Seiler-Scherer, Dr. M. Caprez, I. Scazziga, F. L. Yang (mai 2002), « **Trafic pondéral équivalent journalier TF sur divers types de chaussée en Suisse** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 14/96, Rapport VSS No. 1017*.
- [50] M.-A. Fénart, M. Ould Henia, M. Delaby (juin 2017), « **Actualisation des facteurs d'équivalence de la norme SN-640320** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 2015/411, Rapport VSS No. 1606*.
- [51] J. Perret, A.-G. Dumont, J.-C. Turtshy, M. Ould-Henia (décembre 2001), « **Evaluation des performances de nouveaux matériaux de revêtement : 1^{ère} partie : Enrobés à haut module** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 20/96, Rapport VSS No. 1000*.
- [52] J.-C. Turtshy, M. Blumer, Dr. M. Partl, E. Stahel, T. Bühler, R. Werner, M. Horat (avril 2005), « **Manuel suisse de conception des chaussées** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 2000/412, Rapport VSS No. 1153*.
- [53] T. Arn. (novembre 2017), « **Paquet de recherche PLANET : EP-0 : Gestion, coordination et synthèse** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 2010/540, Rapport VSS No. 1619*.

- [54] N. Bueche (novembre 2011), « **Evaluation des performances et des impacts des enrobés bitumineux tièdes** », LAVOC – EPFL, *Thèse n° 5169*.
- [55] P. Rychen (février 2013), « **Impact du changement climatique sur les infrastructures routières – Analyse de risque et mesures d'adaptation** », LAVOC – EPFL, *Thèse n° 5611*.
- [56] J. Perret (2003), « **Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic** », LAVOC – EPFL, *Thèse n° 2786*.
- [57] M.-A. Fénart, A.-G. Dumont, L. D'Angelo, A. Nussbaumer (août 2017), « **Simulations de trafic intégrant la détermination d'indices de performance structurale ; Partie 1 : Trafic** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche AGB 2010/003, Rapport VSS No. 685*.
- [58] S. Bressi, J.-M. Fuerbringer, M.-A. Fénart, A.-G. Dumont (2015), « **Global Sensitivity Analysis and Monte Carlo Analysis of Swiss design method applied to flexible pavements** », 6th Conference of the European Asphalt Technology Association (EATA), Stockholm, Suède.
- [59] Dr. M. Shojaati, L. Zeiler-Sherer, Dr. M. Caprez, I. Scazziga, F. L. Yang (2002), « **Tägliche äquivalente Verkehrslast TF verschiedener Strassentypen in der Schweiz** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 14/96, Rapport VSS No. 1017*.
- [60] AASTHO (1986 – 1998), « **AASTHO Guide for Design of Pavement Structures** », American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [61] A.-G. Dumont, Dr. N. Bueche, M. Pittet (septembre 2015), « **Paquet de recherche de recyclage des matériaux bitumineux de démolition des routes dans des enrobés à chaud : EP5 : Formulation des enrobés avec matériaux recyclés** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 2005/456, Rapport VSS No. 1526*.
- [62] P. Rychen, M. Pittet, M.-A. Fénart, A.-G. Dumont (février 2016), « **Paquet de recherche : Revêtements peu bruyants – EP1 : Formulation des revêtements peu bruyants** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 2010/010, Rapport VSS No. 1552*.
- [63] Ecoplan (septembre 2006), « **Nachhaltigkeitsbeurteilung des Bundes bei Strassenprojekten: NISTRA** », Ecoplan.
- [64] A. Junod, A.-G. Dumont (décembre 2004), « **Formulation et optimisation des formules d'enrobés** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche ASTRA 2000/421-2, Rapport VSS No. 1143*.
- [65] M. Seeberger, H. Fritz (juin 1981), « **Etude de revêtements hydrocarbonés d'autoroutes fortement sollicitées** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 25/78, Rapport VSS No. 18*.
- [66] N. Bueche, A.-G. Dumont, Dr. C. Angst (décembre 2009), « **Projet initial – Enrobés bitumineux à faibles impacts énergétiques et écologiques** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 2008/502, Rapport VSS No. 1299*.
- [67] M. Dysli (1991), « **Le gel et son action sur les sols et les fondations** », Traité de génie civil, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [68] M. Dysli (2007), « **Etude expérimentale du dégel d'un limon argileux. Application aux chaussées et pergélisols alpins** », *Thèse de doctorat n° 3792*, EPFL.
- [69] Pereira, P., & Pais, J. (2017), « **Main flexible pavement and mix design methods in Europe and challenges for the development of an European method** », *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 4(4), 316-346.
- [70] SETRA-LCPC (décembre 1994), « **Conception et dimensionnement des structures de chaussée – Guide technique** », Laboratoire central des ponts et chaussées – Service d'études techniques des routes et autoroutes, Ministère de l'équipement, des transports et du tourisme, France.
- [71] Austroads (2017), « **Guide to Pavement Technology Part 2 – Pavement Structural Design** ».
- [72] IDRRIM & Cerema (mai 2016), « **Guide méthodologique: diagnostic et conception des renforcements de chaussées** ».
- [73] ASTM D1883 (2016), « **Standard test method for California bearing ratio of laboratory-compacted soils. In American Society for Testing and Materials** ».
- [74] A.-G. Dumont, M. Tille avec la collaboration de A. Carter (2017), « **Voies de circulation** », Traité de génie civil, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [75] COST 333. Final report of Cost Action 333 (1999), « **Development of New Bituminous Pavement Design Method** », Luxembourg, European Commission.
- [76] J. Groenendijk (novembre 1998), « **Accelerated testing and surface cracking of asphaltic concrete pavements** », Delft, *Thèse*.
- [77] Theyse, H.L. (1996), « **Overview of the South African Mechanistic Pavement Design Method** ». Paper modified from the preprint presented at 1996 annual meeting of the Transportation Research Board.
- [78] Theyse, H.L., Muthen, M. (juillet 2000), « **Pavement Analysis and Design Software (PADS®) based on the South African Mechanistic-Empirical Design Method** ». South African Transport Conference.

- [79] Theyse, H., Kannemeyer, L., Steyn, W. (2008), « **South African Mechanistic Design Method (SAMDM)** ». Présentation.
- [80] De Beer (2008), « **Aspects of the Design and Behaviour of Road Structures Incorporating Lightly Cementitious Layers** », Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Pretoria, *Ph D Thesis*.
- [81] Perret, J., and A-G. Dumont (2005), « **Modélisation des charges d'essieu** ».
- [82] M. Ould-Henia, P. Rossel, N. Bueche (mars 2020), « **Conception des arrêts de bus** », Office fédéral des routes OFROU, *Projet de recherche VSS 2013/502, Rapport VSS No. 1668*.
- [83] Pavement interactive, « **Moisture susceptibility** », Site internet consulté en février 2021 : <https://pavementinteractive.org/reference-desk/testing/asphalt-tests/moisture-susceptibility/>
- [84] CEBTP (janvier 2000), « **Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux** ».
- [85] ARA Inc. (mars 2004), « **Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures** », NCHRP project 1-37A.
- [86] ,DARWin-ME® (avril 2011), « **Mechanical-Empirical Pavement Design Software** ». Software Help System – SI Units. AASHTOWare® DARWinME™ v.1.0.
- [87] Loria, L., Badilla, G., Aguiar, J.P. (2011), « **Experiences in the Characterization of Materials Used in the Calibration of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) for Flexible Pavement for Costa Rica** ». Transportation Research Board, #11-3359, Washington D. C..
- [88] Porras, J. D. (2009), « **Determinación de rangos de módulos resilientes para materiales constituyentes de la estructura de pavimentos existentes en Costa Rica, mediante el procedimiento de r** », Universidad de Costa Rica, San Pedro, *Thèse*.
- [89] Orozco-Orozco, E. G. (2007), « **Zonificación climática de Costa Rica para la gestión de infraestructura vial** », CILA 2007 – La Habana, Cuba.
- [90] Allen, J., Badilla, G. (2011), « **Determinación de la Carga de Diseño para Pavimentos Flexibles en Costa Rica** », XVI CILA Congreso Iberoamericano Del Asfalto, IBP2134_11.
- [91] Leiva-Villacorta, F., Aguiar-Moya, J. P., & Loria-Salazar, L. G. (2013), « **Ensayos acelerados de pavimento en Costa Rica** ». *Infraestructura Vial*, 15 (26), 32–41.
- [92] Leiva-Villacorta, F., Aguiar-Moya, J. P., & Loria-Salazar, L. G. (2015), « **Accelerated pavement testing first results at the Lanammeucr APT facility** ». In Transportation Research Board 94th Annual Meeting, Washington D. C..
- [93] Aguiar-Moya J.P., Torres-Linares P.A., Camacho-Garita E., Leiva-Villacorta F., Loria-Salazar L.G. (2016), « **Development of IRI Models Based on APT Data**. In: Aguiar-Moya J., Vargas-Nordcbeck A., Leiva-Villacorta F., Loria-Salazar L. (eds) *The Roles of Accelerated Pavement Testing in Pavement Sustainability* », Springer, Cham.
- [94] Trejos-Castillo, C., Ávila-Esquivel, T., Aguiar-Moya, J.-P., Loria-Salazar, L. G. (2018), « **Costa Rica's Mechanical Empirical Design Software for Flexible Pavements, CRME** », In Transportation Research Board 97th Annual Meeting, Washington D. C..
- [95] Ulloa, Á., Badilla, G., Allen-Monge, J. et Sibaja-Obando, D. (2007), « **Encuesta de Carga** », LanammeUCR.
- [96] Timm et al. (1998), « **Development of mechanistic-empirical pavement design in Minnesota** », *Transportation research record* 1629, document n° 98-0365.
- [97] Timm et al. (1999), « **Incorporation of reliability into the Minnesota mechanistic-empirical pavement design method** », Minnesota Department of Transportation (MnDOT).
- [98] David Gullberg, Björn Birgisson & Denis Jelagin (2012), « **Evaluation of a novel calibrated-mechanistic model to design against fracture under Swedish conditions** », *Road Materials and Pavement Design*, 13:1, 49-66.
- [99] Arm, M. (1992), « **SAN REMO - Ny dimensionering av vägöverbyggnader i BYA på kort sikt. Vägavdelningensvägkonstruktionssektion** », VTI.
- [100] Djärf, L., Wiman, L. G. and Carlsson, H. (1996), « **Dimensionering vid nybyggnad, Linköping** », VTI.
- [101] Schwartz, Charles W., et al. (2013), « **Global Sensitivity Analysis of Mechanistic–Empirical Performance Predictions for Flexible Pavements** », *Transportation research record* 2368.1: 12-23.
- [102] Sobol, Ilya M. (2001), « **Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates** », *Mathematics and computers in simulation* 55.1-3 : 271-280.
- [103] Miner, M.A. (1945), « **Cumulative damage in fatigue** », *J. Appl. Mech.*, 12, 159-164.
- [104] Kalita, K. & Raibongshi, P. (2015), « **Variability characterisation of input parameters in pavement performance evaluation – Road Materials and Pavement Design** », 16(1), 172-185.
- [105] Tutumluer, E. & Sarker., P. (2015), « **Development of improved overlay thickness design alternatives for local roads** », Urbana, IL: Illinois Center for Transportation/Illinois Department of Transportation, doi: 10.13140/RG.2.1.1303.536

-
- [106] De Boissoudy, A. B., Gramsammer, J. C., Kergel, P., Paillard, M. (1984) « **Le deflectographe 04** ». Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, N° 129.
-
- [107] Papagiannakis, A. T. Masad, E. (2008) « **Pavement Design and Materials** » Hoboken, John Wiley, www.wiley.com/en-us/Pavement+Design+and+Materials-p-9780471214618.
-
- [108] Doré et al. (2016), « **Logiciel mécaniste-empirique de conception des chaussées souples : i3C-me, Guide de l'utilisateur** », Département de génie civil, Université Laval, Québec.
-
- [109] Zubeck & Doré (2009), « **Introduction to Cold Regions Pavement Engineering** ».
-
- [110] Saarelainen, S., (1992). « **Modelling frost heaving and frost penetration in soils at some observation sites in Finland The SSR model** », VTT publication 95, technical research centre of Finland, Espoo.
-
- [111] Agrométéo. Site internet consulté en octobre 2019 : <https://www.agrometeo.ch/>.
-
- [112] Vuik, C. (1993), « **Some historical notes about the Stefan problem** », Nieuw Archief voor Wiskunde, 4e serie.
-
- [113] Aitken, G. W., & Berg, R. L. (1968), « **Digital solution of modified Berggren equation to calculate depths of freeze or thaw in multilayered system** ».
-
- [114] Aldrich, H. P., & Paynter, H. M. (1953), « **Analytical studies of freezing and thawing of soils: First interim report** ».
-
- [115] Rajaei, P., & Baladi, G. Y. (2015), « **Frost Depth: General Prediction Model** », Transportation Research Record, 2510(1), 74-80.
-
- [116] Horvli, I., Øiseth, E., & Henry, K. S. (2005), « **A review and reliability assessment of frost penetration models** », In Proceedings of the international conferences on the bearing capacity of roads, railways and airfields.
-
- [117] Côté, J., & Konrad, J. M. (2005), « **Thermal conductivity of base-course materials** », Canadian Geotechnical Journal, 42(1), 61-78.
-
- [118] Johansen, O. (1975), « **Thermal Conductivity of soils** », Cold. Regions Research and Engineering laboratory, Hanover, N. H.
-
- [119] PMS Objekt version 5.0 (2013), « **Manual version 5.0, Trafikverket** ».
-
- [120] ZTV E-StB 17 (2017), « **Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen** », V. (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln, Ausgabe 2017.
-
- [121] California Department of Transportation, Chapter 630 Flexible Pavement, Highway Design Manual, 2020, site interne consulté le 29.03.2021 : <https://dot.ca.gov/-/media/dot-media/programs/design/documents/chp0630-a11y.pdf>.
-
- [122] Núñez-Gamboa, Y. (2019), « **Evaluación estructural y funcional para el diseño de rehabilitación de pavimentos de la red vial pavimentada del cantón de Pérez Zeledón** », Tec.ac.cr., <https://doi.org/http://hdl.handle.net/2238/11026>.
-
- [123] Laurent Matamoros, P. (2017), « **Herramienta de cálculo para retrocálculo de módulos y diseño de sobrecapas asfálticas de pavimentos flexibles en Costa Rica** », Ucr.ac.c..
-

Clôture du projet



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 26.07.2021

Grunddaten

Projekt-Nr.: 2008/505

Projekttitel: Révision des méthodes de dimensionnement et renforcement des chaussées (REDIRE)

Enddatum: 30.04.2021

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

La méthode de dimensionnement des chaussées suisse actuelle (VSS-40324) est basée sur la méthode empirique AASHTO, développée entre 1958 et 1960 aux États-Unis. Dans la méthode de dimensionnement suisse, la résistance mécanique requise pour une chaussée est caractérisée sous la forme d'un nombre structurel qui est défini en fonction du trafic prévu au cours de la durée de vie et du type de sol de fondation. Cette méthode n'est plus adaptée à la construction des chaussées neuves ni au dimensionnement des renforcements des chaussées existantes, ceci car il lui manque de nombreux aspects fondamentaux concernant le comportement mécanique des structures de chaussées, les matériaux de chaussées, l'évolution des charges, les sollicitations climatiques, etc.

L'objectif principal du projet REDIRE est d'étudier la faisabilité de l'introduction d'une méthode mécanistique-empirique pour le dimensionnement et le renforcement des chaussées souples dans la normalisation suisse. Dans un premier temps, le cadre de l'étude a été divisé en trois parties principales :

- Le dimensionnement mécanique,
- Le renforcement,
- Le dimensionnement au gel.

Une des étapes principales de cette recherche a consisté en la récolte de données et l'analyse approfondie relative à des expériences comparables de dimensionnement mécanique dans d'autres pays représentatifs. Un résumé des modèles relatifs à ces deux modes d'endommagement existants pour l'évaluation des dommages dans les chaussées est fourni dans le rapport.

Dans la partie de l'étude relative au renforcement des chaussées existantes, la méthode suisse et les normes y relatives ont été présentées. Puis, différentes méthodes internationales telles que la méthode allemande, la méthode française, la méthode américaine, etc., sont analysées.

Dans la partie de l'étude relative au dimensionnement au gel, la méthode suisse actuelle est d'abord présentée, puis les bases théoriques et le contexte de cette méthode discutés. Ensuite, à l'instar des parties précédentes, le dimensionnement au gel dans d'autres pays ou régions (France, Québec, Finlande, Suède) est présenté.

Dans cette étude, l'indice de gel (FI) pour 8 stations différentes, représentant 8 climats différents en Suisse, est calculé sur la base de récents relevés de températures. Le résultat confirme que le nouvel FI, calculé à partir des nouvelles mesures de température, est inférieur aux valeurs de la norme actuelle qui doivent être, de ce fait, remplacées par les nouvelles données.

Dans le cadre de ce projet, un outil d'analyse a été développé afin de calculer la profondeur de gel pour différents types de sols. L'outil permet de faire varier divers paramètres qui sont actuellement considérés comme constants dans la méthode actuelle, ceci à des fins de simplifications.

De manière générale, cette étude montre finalement que la profondeur de gel est très sensible à différents paramètres. Idéalement, la manière optimale de valider le modèle de calcul serait la calibration d'un modèle basé sur les valeurs mesurées en Suisse.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Le rapport présente l'élaboration de recommandations en vue d'une adaptation de la méthodologie de dimensionnement et renforcement des chaussées afin que celle-ci soit optimisée pour le contexte suisse. Pour ce faire, les objectifs suivants ont été définis et atteints :

- Présentation de la situation actuelle en Suisse et évaluation des limitations de la méthode suisse de dimensionnement et renforcement des chaussées.
- Identification et analyse des paramètres déterminants influant sur le dimensionnement et le renforcement des chaussées.
- Sélection et évaluation des méthodes internationales de dimensionnement et renforcement des chaussées de pays représentatifs.
- Calcul de cas spécifiques avec la méthode suisse et les méthodes internationales représentatives choisies. Puis, comparaison et discussion des résultats obtenus.
- Analyse de la sensibilité des facteurs déterminants.
- Élaboration de recommandations d'adaptation de la normalisation suisse en intégrant des aspects économiques, environnementaux et probabilistes, tout en identifiant les besoins en termes de recherches éventuellement encore nécessaires.

Folgerungen und Empfehlungen:

Diverses études de sensibilité ont été menées afin de déterminer l'influence sur les résultats des paramètres utilisés dans les méthodes de dimensionnement. Les analyses ont ensuite été approfondies au travers de divers exemples concrets et réalistes afin d'évaluer les résultats obtenus avec la méthode suisse et de les comparer avec ceux des autres méthodes.

Finalement, les recommandations suivantes sont émises :

- Utilisation d'un modèle mécanistique-empirique et développement d'un modèle d'endommagement ainsi qu'une base de données des matériaux pour la Suisse.
- Amélioration de l'exploitation des données de trafic existantes, avec possibilité d'introduction d'un spectre de charges en remplacement de l'utilisation d'essieux simplifiés.
- Utilisation d'un programme de calcul multicouche (analytique) pour la détermination des sollicitations.
- Actualisation des paramètres relatifs au gel et utilisation de l'outil d'analyse développé dans le cadre de ce projet pour le calcul de la profondeur de gel pour différents types de sols.

Publikationen:

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Bueche

Vorname: Nicolas

Amt, Firma, Institut: Nibuxs Sàrl

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Das Ziel, Grundlagen für die Revision und Anpassungen der Dimensionierungs- und Verstärkungsnormen für bituminöse Beläge wurde im wesentlichen erreicht. Indem die Dimensionierungs- und Verstärkungsverfahren verschiedener repräsentativer Länder beigezogen wurden, zeigt die Forschungsarbeit in ausführlicher Weise, wo bei den schweizerischen Normen Handlungsbedarf besteht und wie bestehende Modelle auf schweizerische Verhältnisse angepasst werden könnten. In Bezug auf die Dimensionierung auf Frost wurde Verbesserungspotenzial aufgezeigt. Die Forschungsarbeit gibt Hinweise, wie das gemacht werden könnte.

Umsetzung:

Infolge Umstrukturierungen an der ETH Lausanne (EPFL, LAVOC) musste im Laufe der Durchführung die primäre Forschungsstelle gewechselt werden (Neu: Nibuxs Sàrl). Dadurch wurde auch eine neue Verfügung nötig. Infolgedessen kam es zu Verzögerungen bei der Ausarbeitung.

weitergehender Forschungsbedarf:

In einer unvollständigen Liste lässt sich Forschungsbedarf in den folgenden Bereichen ableiten:

- Kalibration von Dimensionierungsmethoden für schweizerische Verhältnisse
- Adaption und/oder Entwicklung von Berechnungsprogrammen für die Dimensionierung und Verstärkung
- Klimaeinflüsse und deren Wandel
- Materialeigenschaften (Kennwerte, Recyclingbetrachtungen, Ressourcen)
- Modellierung der Verkehrslasten

Einfluss auf Normenwerk:

Die Forschungsarbeit bietet ausführliches Grundlagenmaterial, Anwendungs- und Umsetzungsvorschläge für die Überarbeitung der Dimensionierungs-, Frost und Verstärkungsnormen (insb. 40 324, 40 420, 70140b, 40 733).

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Horat

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Stadt Zürich Tiefbauamt

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Martin Horat