ＩＳＳＮ　0386—5878
土木研究所資料第2901号

土木研究所資料

日加科学技術協力協定
第４回寒冷地舗装会議
発表論文集
—日本側発表論文—

平成２年９月

建設省土木研究所
道路部舗装研究室

「Copyright © (1990) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

土木研究所資料
第2901号　1990年9月

日加科学技術協力協定
第4回寒冷地舗装会議
発表論文集
—日本側発表論文—

建設省土木研究所
道路部舗装研究室

要　旨

本論文集は、日加科学技術協力協定の研究テーマである、「寒冷地舗装」第4回ワークショップに提出された合計32編の論文のうち、日本側の発表論文15編をとりまとめたものである。第4回ワークショップで討議されたテーマは以下のとおりである。

- ●寒冷地舗装用材料
- ●温度応力クラック
- ●寒冷地舗装用試験方法の開発
- ●寒冷地舗装の損傷と補修
- ●コンクリート舗装
- ●非破壊試験による舗装構造評価
- ●舗装維持管理システム

キーワード：日加科学技術協力協定、寒冷地舗装、改質アスファルト、コンクリートブロック、カップリング剤、低温クラック、レオロジー、耐摩耗性、凍結検知器、わだち掘れ、配合設計、維持修繕、路上表層再生、転圧コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装、FWD、表面処理、維持管理システム

まえがき

平成2年9月4日～6日，北海道札幌市において，日加科学技術協議第4回寒冷地舗装会議ワークショップが開催された。本論文集は，会議に報告された論文のうち，日本側の論文15編をとりまとめたものである。

目　　次

我が国における改質アスファルトの製造の実態に関する調査研究 …… 1

北海道大学　姫野賢治
建設省土木研究所　坂本浩行
建設省道路局　橋本鋼太郎

薄いコンクリートブロックによるオーバーレイの接着層について …… 29

北海道工業大学　犬塚雅夫

レオロジー的性質を評価するためのアスファルト混合物の軟化点と脆化点の試験 …… 43

大阪市立大学　山田優

スパイクラベリング試験を用いた現道舗装の摩耗の推定 …… 57

建設省土木研究所　伊藤正秀
同　安崎裕

誘電式路面凍結検知器（DPF）による雪氷検知 …… 83

北海学園大学　武市靖
北海道大学　前野紀一
前北海道開発局開発土木研究所　久保宏

寒冷地舗装のわだち掘れ対策に関する調査報告 …… 99

北海道開発局開発土木研究所　沢田俊作
同　川村和幸
同　水島達朗
前北海道開発局開発土木研究所　久保宏

寒冷地の高速道路におけるわだち掘れ要因分析 …… 123

日本道路公団試験所　金田一夫
同　坂手貴志
同　高柳芳夫
同　神谷恵三

寒冷地におけるアスファルト舗装の供用性の評価 …… 147

東北大学　左明文
同　武山泰
同　福田正

北海道の高速道路における舗装の損傷とその対策 …… 163

日本道路公団札幌建設局　小川孝雄
同　村橋敏孝

RCCPの積雪寒冷地への適用性について …… 179
建設省北陸地方建設局　萩原哲男
同　長崎邦廣
同　小野島守
(社)日本道路建設業協会　野田悦郎
日本における転圧コンクリート舗装の現状と課題 …… 195
(社)日本道路協会　多田宏行
建設省四国地方建設局　森寛昭
建設省土木研究所　安崎裕
同　澤田泰征
郡山連続鉄筋コンクリート舗装に関する調査報告 …… 215
— 25年間の供用成績 —
建設省東北地方建設局　太田宏
同　小原務
空港コンクリート舗装の評価システム …… 241
運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
同　八谷好高
同　梅野修一
運輸省第二港湾建設局　横田弘
新東京国際空港公団　岡野一良
アスファルト舗装の支持力の季節変動 …… 267
北海道工業大学　笠原篤
北海道大学　姫野賢治
(社)北海道舗装事業協会　五十嵐勝
信頼性確率を考慮したアスファルト舗装の供用性評価 …… 283
東北大学　武山泰
同　福田正
建設省東北地方建設局　小原務

我が国における改質アスファルトの製造の実態に関する調査研究

An Investigation Study on Production of Modified Asphalts in Japan

北海道大学　姫野賢治
建設省土木研究所　坂本浩行
建設省道路局　橋本鋼太郎

わが国における改質アスファルトの製造の実態に関する調査研究

An Investigative Study on Production of Modified Asphalts in Japan

北海道大学工学部　姫野賢治
建設省土木研究所　坂本浩行
建設省道路局　橋本鋼太郎

概要

近年わが国では、流動や摩耗によるアスファルト舗装の破損が大きな問題となっており、道路管理者は毎年莫大な額の維持修繕費の支出を余儀なくされている。このため、このような破損に関する抵抗性の高いさまざまな改質アスファルトが開発されてきている。しかしながら、どのようなメーカーがどのような対策のためにどのような種類の改質アスファルトを製造し、それらがどのような物性を有しているか、またそれらを使用するに当たっての配合設計や施工上どのような点に留意すべきか等については明らかではなく、改質アスファルトの新たな開発や運用上の各種指針の策定に際しての足かせとなっている。

このような点に鑑み、本調査研究は、改質アスファルトの製造会社および販売会社に対するアンケート調査を実施し、その結果を通じて、わが国における改質アスファルトの製造上の実態、バインダーおよび混合物の材料としての性状等を明かにすることを目的とした。

調査の結果、当時商品として入手可能であったもののほぼ全数に相当する26機関より45製品について回答が得られ、

①改質アスファルトの製造上の実態として、90％以上の製品にゴム、樹脂またはその両者を主成分とする改質材が添加されていること、製造量はバインダー換算で年間11～13万トンであること、主たる用途は耐流動または耐摩耗であること、価格はストレートアスファルトと比較して、バインダーで1.8～3.1倍、混合物で1.2～1.5倍であることなどが、また、

②改質アスファルトの物理性状の全般的な傾向として、針入度はベースアスファルトの70％以下には低下しないこと、軟化点は改質後かなり高くなること、60℃粘度はストレートアスファルトの約２～７倍の範囲にあること、混合物のマーシャル安定度は改質後最大で 400 kgf程度増加すること、動的安定度はストレートアスファルト混合物のものの３～10倍になること、60℃粘度が高いほど混合温度も高くなる傾向があることなどが明らかになった。

わが国における改質アスファルトの製造の実態に関する調査研究

An Investigative Study on Production of Modified Asphalts in Japan

北海道大学工学部　姫野賢治
建設省土木研究所　坂本浩行
建設省道路局　橋本鋼太郎

1／序論

近年わが国では、流動や摩耗によるアスファルト舗装の破損が大きな問題となっており、道路管理者は毎年莫大な額の維持修繕費の支出を余儀なくされている。このため、このような破損に関する抵抗性の高いさまざまな改質アスファルトが開発されてきている。しかしながら、どのようなメーカーがどのような対策のためにどのような種類の改質アスファルトを製造し、それらがどのような物性を有しているか、またそれらを使用するに当たっての配合設計や施工上どのような点に留意すべきか等については明らかではなく、改質アスファルトの新たな開発や運用上の各種指針の策定に際しての足かせとなっている。

このような点に鑑み、本調査研究は、改質アスファルトの製造会社および販売会社に対するアンケート調査を実施し、その結果を通じて、わが国における改質アスファルトの製造上の実態、バインダーおよび混合物の材料としての性状等を明かにすることを目的とした。

2／調査方法

調査は、昭和61年7～9月の期間、以下に示す改質アスファルトのメーカー等を対象として、アンケート方式によって実施した。

① 改質アスファルトの製造販売会社
② アスファルト改質材製造販売会社
③ アスファルトメーカー
④ アスファルト舗装施工業者
⑤ その他

また、調査対象とした改質アスファルトは、ゴム系、樹脂系、ゴム・樹脂系、セミブローン系等で、主な調査項目は、表－1に示すとおりである。

3／調査結果

アンケート調査の結果、1協会25社から45製品の改質アスファルトについて回答が得られた。これらの改質アスファルトを改質材の種類、混合方式から図－1のとおり分類した。以下、調査項目別にその結果を述

べる。

3.1/改質アスファルトの製造実態

3.1.1/バインダー区分別製品数

アンケートに回答のあった改質アスファルトの製品数は45であり、その内訳は図－２に示すとおりゴム系36%、樹脂系（ゴム・樹脂系含む）56%、その他８%となっており、樹脂系を指向した製品開発の傾向がうかがわれる。

3.1.2/製造量

改質アスファルトの製造量は、表－２に示すように年間11～13万トンで年々増加する傾向にある。昭和56年度を基準にその製造量の比をみると、57年度、1.05、58年度、1.12、59年度、1.16、60年度、1.24となっており、５か年間で約25%の伸びを示している。昭和60年度を例にとれば、舗装に使用されたアスファルト（ 373万トン）のうち、約 3.5%が改質アスファルトである。

一方、改質アスファルトのバインダー区分別年間製造量は、図－３にも示すように、ゴム系 8.5～９万トンおよび樹脂系（ゴム・樹脂系含む） 2.3～ 3.8万トンで、その伸び率は、前者は1.07、後者は1.60となっており、樹脂系およびゴム・樹脂系の伸びが大きいことがわかる。したがって、図－４に示すように、ゴム系と樹脂およびゴム・樹脂系の割合も、昭和56年度は80：20であるのに対し、昭和60年度は70：30となっており、改質アスファルト製造量に占める後者の割合の増加がうかがわれる。

また、改質アスファルトの用途では橋面舗装を目的の一つとして回答しているものが４割程度を占めている。一方、舗装の破損原因で分類すると、図－５に示すように耐流動と耐摩耗の両方を目的としたものが55.6%となっている。

3.1.3/価格

改質アスファルトの価格は、品質、性状等により異なる。63年６月時点でのバインダー価格（プラントミックスについては換算値）は、特別な品種のものを除くとトン当り約６～10.6万円で、ストレートアスファルトの約 1.8（ゴム系）～ 3.1（ゴム・樹脂系）となっている。

バインダー単価を基に密粒度混合物の単価を試算すると、ゴム系ではストレートアスファルト混合物の約 1.2～1.45倍、ゴム・樹脂系では約1.35～ 1.5倍となる。一方、舗装工事費では、通常のオーバーレイ工事について試算すると、ストレートアスファルト使用の場合の約 1.1～ 1.2倍、ゴム・樹脂系では約 1.2～1.3倍となり、バインダー、混合物に比べストレートアスファルトに対する単価の比率が小さくなっている。

3.2/改質アスファルトの性状

ここでは、改質アスファルトを製造しているメーカーに対して実施したアンケート調査結果に基づき、改質アスファルトのバインダーおよび混合物の性状に関して各物性間の関係を調べるとともに、改質アスファルトについて過去に発表された文献１）～８）を参考としながら考察を加える。

以下、調査結果を整理するに際して留意すべき事項や、解析した結果の取扱い上の注意事項等について列記しておく。

① 今回実施した種々の解析は、各メーカーが独自に行った試験結果を基に市手繊、対象とした改質アスファルトのベースアスファルトの種類や改質材とベースアスファルトとの混合条件等は同一でない。

② 作図に当たっては、いくつかのケースでは作図範囲におさまりきらない特異な点があったが、回帰式および相関係数の計算はこれらの点も含めて行った。また、回帰直線は、機械的に相関係数の絶対値がおよそ0.3を上回る場合に図中に併記することとした。

③ 改質アスファルトの性状は、耐流動、耐摩耗等の使用目的によって大きく異なるが、ここでは図中にバインダーの区分のみを明記してマクロな観点から結果の整理を行った。なお、使用目的によって異なるベースアスファルトや骨材粒度が用いられている場合には1つの製品でも別種の材料とみなした。

④ 本文および図中に現われる変化率という表現は、すべて改質アスファルトの物性値をストアスのもので除した値である。

⑤ バインダーの特性やアスファルト混合物の物性を示す記号として、ここでは以下に示す記号を用いた。

材料物性等	記号
針入度	P
軟化点	SP
針入度指数	PI
タフネス	T_o
テナシティ	T_o
60℃粘度	η_{60}
マーシャル安定度	MS
動的安定度	DS
チェーン摩耗量	CA
180 ℃粘度	η_{180}
15℃伸度	D_{15}
混合温度	θ_n
転圧温度	θ_c
フラースぜい化点	B_f

なお、これらの記号で表される物性値のうち、ストレートアスファルト、改質アスファルトおよび変化率を表すために、それぞれ添字s、 ■および rをカンマ（，）とともに各記号につけた。

たとえば、ストレートアスファルトの軟化点はSP,s、改質アスファルトの180℃粘度は、η180,■などとなる。

⑥ 本文および図中に現われる対数はすべて常用対数とする。

3.2.1/バインダー

1)ストレートアスファルトの針入度と改質アスファルトの針入度の関係

図－6は、ストレートアスファルトとこれを改質した改質アスファルトの針入度の関係を示したものである。改質アスファルトのベースアスファルトとして用いられたストレートアスファルトの針入度は、積雪寒冷地域の場合約90、それ以外の地域で約70の前後に集中しているため、およそ2つのグループに分割されていることがわかる。計算上、ストレートアスファルトの針入度と改質アスファルトの針入度の間の相関係数

はそれほど高くないが、図より、おおむね、

０．７×ストレートアスファルトの針入度≦改質アスファルトの針入度

かつ　改質アスファルトの針入度≦ストレートアスファルトの針入度

なる範囲にあることがわかる。すなわち、ベースアスファルトであるストレートアスファルトの改質を行うことによりほとんどの場合針入度は低下するが、もとの値の70%以下になることは少ないといえよう。

2)ストレートアスファルトの軟化点と改質アスファルトの軟化点の関係

図－７は、ストレートアスファルトと改質アスファルトの軟化点間の関係を示したものであるが、両者の相関は非常に弱いといえる。これは、ストレートアスファルトの軟化点がほぼ44～50℃という狭い範囲に入っており、全体がほぼ矩形状に分布していることが理由と考えられる。すべての点が45度線の上方に位置しており、改質アスファルトの軟化点の方がストレートアスファルトのものよりも最大で15℃程度高いこと、および、改質アスファルトの軟化点はほぼ48～63℃の範囲にあることなどが読み取れる。

3)ストレートアスファルトのＰＩと改質アスファルトのＰＩの関係

図－８は、ストレートアスファルトとこれを改質した後の改質アスファルトのＰＩ（針入度指数）の関係を示したものである。ストレートアスファルトのＰＩはほぼ-1.1～-0.3の間にあるのに対し、改質後のＰＩは増加して、ほぼ-1～+3の広い範囲に分布していることがわかる。すなわち、一般に、アスファルトは改質されるとその感温性は低下するといえるが、改質前後のＰＩの相関は非常に弱い。

4)ストレートアスファルトの60℃粘度と改質アスファルトの60℃粘度の関係

図－９は、ストレートアスファルトの60℃粘度と改質アスファルトの60℃粘度の関係を示したものである。これより、ストレートアスファルトの60℃粘度はおよそ1400～2500 Poiseの範囲にあるのに対し、改質アスファルトではストレートアスファルトの場合よりも高く、約２～７倍の範囲にあることがわかる。すなわち、アスファルト舗装の供用状態におけるほぼ最高温度での粘性は改質アスファルトの開発目的の違いにかかわらず、かなり高くなっていることがわかる。

5)改質アスファルトのＰＩとフラースぜい化点の関係

図－10に示すように、改質アスファルトのＰＩとフラースぜい化点の関係は、計算上の相関係数の値はやや高いものの、それほど強いものではない。このことは文献１）でも同様にであり、しかも文献１）では今回の解析結果と回帰直線の勾配の符号が逆となっている。

6)改質アスファルトの針入度と軟化点の関係

図－11は、改質アスファルトの針入度と軟化点の関係を示したものである。図－８に示したごとく改質アスファルトのＰＩはストレートアスファルトのそれよりも広い範囲に分布しているため、これを規定する針入度と軟化点との関係もストレートアスファルトの場合ほどには強くない。これは、改質アスファルトの針入度、軟化点が、ストレートアスファルトよりも広い範囲に分布していることによる。また、改質材の種類の違いによる傾向の違いは文献１）ほどには明瞭ではない。

7)改質アスファルトの針入度と60℃粘度の関係

図－12は、改質アスファルトの針入度と60℃粘度の関係を示したものである。従来より、改質アスファルトの針入度と60℃粘度の関係は余り明白ではないといわれているが、今回の解析結果からも同様のことが言

えよう。同一の針入度に対する60℃粘度は改質アスファルトの方がストレートアスファルトより高いが、これは、図－６および図－９からもわかるように、改質アスファルトはストレートアスファルトよりも針入度が低く60℃粘度が高いためである。

文献７）には、ストレートアスファルトに関する針入度と60℃粘度との間に

$$\log(\eta_{60,s}) = 6.49 - 1.73 \log(P_{,s})$$

なる関係式が示されているが、これを用いた場合は、同一の針入度に対する60℃粘度は今回に比べて低くなる。

8)改質アスファルトの60℃粘度と軟化点の関係

図－13は、改質アスファルトの60℃粘度と軟化点の関係を示したものであるが、他の物性間の関係に比べてかなり強いといえ、軟化点は、ほぼ推定値± 2.5の範囲にあることがわかる。この傾向は文献２）、５）、７）および８）のストレートアスファルトの場合、ならびに文献６）の改質アスファルトの場合と同様である。ただし、改質アスファルトの場合、60℃粘度が高いときの軟化点はストレートアスファルトの場合よりも高くなる傾向があるが、これはこのような高粘度におけるストレートアスファルトのデータが少なく文献７）では極端な外挿が行われているためと考えられる。

文献上２）、７）および８）には、

$$\log(\eta_{60,s}) = 1.1514 + 0.0489(P_{,s})$$

$$\log(\eta_{60,s}) = -0.229 + 0.074(P_{,s})$$

$$\log(\eta_{60,s}) = -0.337 + 0.0775(P_{,s})$$

の関係式がそれぞれ示されている。

9)改質アスファルトの60℃粘度と180℃粘度の関係

図－14は、改質アスファルトの60℃粘度と180℃粘度の関係を示したものである。もし、すべての改質アスファルトの感温性が同一であるならば、両者は線形関係にあるはずであるが、実際にはかなりのバラツキが認められ、感温性の大小を表現しているといえよう。

10）ストレートアスファルトのタフネスと改質アスファルトのタフネスの関係

図－15は、ストレートアスファルトと改質アスファルトのタフネスの関係を示したものである。ストレートアスファルトのタフネスは、ほぼ20～60の範囲に集中しているのに対し、改質アスファルトのタフネスは50～300の範囲にある。

11)ストレートアスファルトのテナシティと改質アスファルトのテナシティの関係

図－16は、ストレートアスファルトと改質アスファルトのテナシティの関係を示している。ストレートアスファルトのテナシティは、ほぼ 0～20の範囲に集中しているのに対し、改質アスファルトのタフネスは 20～250の範囲にあるため、相関係数は非常に低くなっている。タフネスの場合と同様、かなりの改善効果は認められるが、その程度は改質アスファルトごとに大きな違いがある。

12)改質アスファルトのタフネスとテナシティの関係

図－17は、改質アスファルトのタフネスとテナシティの関係を示している。文献１）と同様、両者には極めて強い相関があるが、プラントミックス系の改質アスファルトについて若干のバラツキが見られる。

13)改質アスファルトの針入度とタフネスの関係

図－18は、改質アスファルトの針入度とタフネスの関係を示したものであるが、これより、両者は互いに負の相関関係にあることがわかる。

14)改質アスファルトのテナシティと15℃伸度の関係

図－19は改質アスファルトのテナシティと15℃伸度の関係を示したものであるが、ゴム系の改質アスファルトの15℃伸度がほとんど 100cm を超えているため、系統的な評価をすることは難しいが、それらのデータを除いたとしても明白な関係はないと思われる。

3.2.2/混合物

1) ストレートアスファルト混合物のマーシャル安定度と改質アスファルト混合物のマーシャル安定度の関係

図－20は、ストレートアスファルト混合物と改質アスファルト混合物のマーシャル安定度間の関係を示したものである。容易に想像しうるように、図よりストレートアスファルト混合物に比べて改質アスファルト混合物の方がやや高い傾向といえるが、その差は最大でも 400 kgf程度である。両者の差をバインダーのタイプ別に見ると、ゴム系は低く、ゴム樹脂系では大きいといえる。

2) 改質アスファルト混合物の混合温度と改質アスファルトの60℃粘度の関係

図－21は改質アスファルト混合物の混合温度と改質アスファルトの60℃粘度の関係を示している。バインダーの感温性も考慮に入れる必要があろうが、耐流動を考慮して60℃粘度を高めると、施工温度も必然的に高くならざるを得ないことを示している。

3) 改質アスファルト混合物の混合温度と改質アスファルトの180℃粘度の関係

図－22は、改質アスファルト混合物の混合温度と改質アスファルト 180℃粘度の関係を示したものであるが、計算より求めた相関係数はあまり高くない。このことから、改質アスファルト混合物の混合温度は、必ずしも『アスファルト舗装要項』に定められているような温度～粘度曲線に基づいて求められているとは限らないことがうかがえる。

3.2.3/混合物の高温流動特性

1) ストレートアスファルト混合物と改質アスファルト混合物の動的安定度の関係

図－23は、ストレートアスファルト混合物と改質アスファルト混合物の動的安定度の関係を示している。改質アスファルト混合物の動的安定度は、ほとんどが2000以上で、ストレートアスファルト混合物の動的安定度のおよそ３～10倍の範囲にあることがわかる。

2) 改質アスファルトの軟化点と改質アスファルト混合物の動的安定度（の変化率）の関係

図－24および図－25は、改質アスファルトの軟化点と改質アスファルト混合物の動的安定度の関係（およびそのストレートアスファルト混合物に対するの変化率）を示したものである。ここで、図－25において変化率をとったのは、試験者、試験機、試験方法等の影響を極力消去しようとしたためである。いずれの場合も、ある程度の正の相関が認められるが、動的安定度は、値の大きな領域ではわずかな試験誤差であっても結果に大きな差異が出やすいこと、試験機関が同一ではないことなどによりある程度のバラツキが認められる。

なお、文献２）には、ストレートアスファルトと改質アスファルトについて、

$$\log(DS_{,s}) = 1.379 + 0.0361 \times (SP_{,s})$$

$$\log(DS_{,m}) = 2.175 + 0.0236 \times (SP_{,m})$$

なる式がそれぞれ示されている。

3) 改質アスファルトの60℃粘度（の変化率）と改質アスファルト混合物の動的安定度（の変化率）

図－26、図－27および図－28は、改質アスファルトの60℃粘度（の変化率）と改質アスファルト混合物の動的安定度（の変化率）を示したものである。ホイールトラッキング試験も、粘度試験同様60℃で行われるものであるので、より強い相関関係が期待されるところであるが、いずれの場合も、弱い正の相関関係が認められるに過ぎない。

文献２）では、ストレートアスファルトと改質アスファルトについて、

$$\log(DS_{,s}) = 0.803 + 2.290 \times \log(\eta_{60,s})$$

$$\log(DS_{,m}) = 0.828 + 1.757 \times \log(\eta_{60,m})$$

なる式がそれぞれ示されている。

4) 改質アスファルトのタフネスと改質アスファルト混合物の動的安定度（の変化率）の関係

図－29および図－30は、改質アスファルトのタフネスと改質アスファルト混合物の動的安定度（の変化率）の関係を示したものである。これより、改質アスファルトの動的安定度は、タフネスの10～40倍の範囲にあることがわかる。

文献２）には、

$$\log(DS_s) = 3.020 + 0.0039 \times To_s$$

$$\log(DS_m) = 3.150 + 0.0358 \times To_m$$

なる関係式が見られる。

5) 改質アスファルトのテナシティと改質アスファルト混合物の動的安定度（の変化率）の関係

図－31および図－32は、改質アスファルトのテナシティと改質アスファルト混合物の動的安定度（の変化率）の関係を示したものであるが、図－29、30と同様に、改質アスファルトの動的安定度は、テナシティの20～60倍の範囲にあることがわかる。これは、図－17に見られるようにタフネスとテナシティとの間に強い相関があるので当然のことといえよう。

6) 改質アスファルト混合物の混合温度と改質アスファルト混合物の動的安定度の関係

図－33は、改質アスファルト混合物の混合温度と動的安定度の関係を示したものであるが、両者の間には明確な相関関係は認められない。これは、図－22からもわかるように、改質アスファルトの混合温度はバインダーの粘度のみから決められているわけではなく、また各改質アスファルトごとにそれぞれ感温性が異なるためと思われる。

3.2.4/混合物の低温摩耗特性

一般に、チェーン摩耗量に関する試験は、その試験方法が厳密に定められていないため、機関間の試験値には大きな隔たりがあるものと思われる。事実、今回の調査においても、図－34を除いて、チェーン摩耗量にかかわるほとんどすべての関係において有意な関係が認められなかった。したがって、低温摩耗特性については試験法の統一が必要と思われる。

図－34は、ストレートアスファルト混合物のチェーン摩耗量と改質アスファルト混合物のチェーン摩耗量の関係を示したものである。これより、一般に、チェーン摩耗量は、ストレートアスファルトよりも改質アスファルトの方が小さく約33～70%程度に低下していることがわかる。すなわち、ストレートアスファルトを改質することは、大なり小なりチェーン摩耗に対して効果があるといえる。ただし、試験方法があまり明確でないため、改質アスファルト同士の比較は困難である。

3.2.5/改質アスファルトの各物性値の分布

図－35～46に、改質アスファルトの各物性値の統計的な度数分布を示す。これらより、以下のことがわかる。

①バインダーのタフネスおよびテナシティならびに混合物の動的安定度を除いて改質アスファルトの各物性はほぼ正規分布をしている。

②一般に、改質アスファルトの物性はストレートアスファルトに比べて広い範囲に分布しており、全く異なる分布をしている場合もある。特に、針入度指数、60℃粘度、 180℃粘度、タフネス、テナシティー、フラースぜい化点、動的安定度、チェーン摩耗量に関して顕著である。

③マーシャル安定度およびフロー値に関しては、改質アスファルトとストレートアスファルトの分布に大きな差異はない。

3.3/改質アスファルトの施工性

3.3.1/改質アスファルトの施工性の留意点

施工上留意すべき指摘を作業工程別に分類すると、図－47になる。作業は、製造、運搬、敷均し、転圧の順に行われるが、今回のアンケートではこのうち転圧の工程での留意点を指摘した回答が最も多く、全体の約40%を占めている。

一方、バインダーの区分ごとに、各メーカーが指摘した代表的な留意事項は、表－３のようであった。これらの項目は、図－47に示した作業工程全体にわたる留意事項のうち、特に多くのメーカーが指摘しているものを取り挙げたものである。

表－３より、改質アスファルトを使用するに当たっての留意事項のほとんどがストレートアスファルトを用いる場合のものと共通しているといえ、また、改質アスファルトの種類の違いによる目だった相違はない。

表－３の各項目での具体的な指摘内容は以下のとおりであった。

① 製造、運搬、舗設等の温度管理

・製造時に混合温度が高すぎたり低すぎたりしないこと。

・低温期の運搬時の保温および運搬時間に留意すること。

・舗設転圧時の適正温度を確保すること。

② ジョイント部分における施工の注意

・ジョイント部はできるだけホットジョイントを用いること。

・コールドジョイントを用いる場合にはタックコートを入念に行うこと。

③ 初転圧

・改質アスファルトはストレートアスファルトよりも高めの温度で舗設転圧をする必要があるので、特に初転圧はできるだけ早く行うこと。

④　付着

・ローラのタイヤに対する付着を防止するためには軽油を薄く塗布することがよく、水の使用は温度を下げることになるので極力避けること。

⑤　２次転圧、仕上げ転圧

・２次転圧は初転圧後すみやかに行うこと。

・仕上げ転圧時にローラマークを残さないこと。

・ヘアークラック防止のためタイヤ転圧は入念におこなうこと。

⑥　施工時期

・改質アスファルトは気温10℃以上で施工することが望ましく、冬期の施工には十分注意をすること。

・また交通解放は60℃以下で行うこと。

⑦　その他

・熱硬化性樹脂の養生に関すること、使用骨材に関すること、クラック部分の舗設方法に関することなど、通常のアスファルト混合物の留意事項に共通するものが指摘されている。

3.3.2/各メーカーの推奨する施工温度

各メーカーが推奨している施工温度の範囲と平均値は図－48、49に示すとおりである。図－48はバインダーの区分別に、また、図－49は混合方式別にまとめたものである。この中で、ストレートアスファルトについてはアンケート項目に含まれていないので、文献5)を引用し、比較に用いた。

これらの図から、次のことが言える。

①　バインダーの区分別には、熱硬化性樹脂（エポキシタイプ）を除いてすべてほぼ同様の傾向を示している。全体的にストレートアスファルトに比べ、混合温度で13～19℃、１次転圧温度で４～８℃高い。また樹脂系のものは、ゴム系のものと比較して混合温度から１次転圧温度までは高いが、２次転圧、仕上げ転圧温度はやや低い。

②混合方式別（プラントミックスとプレミックスタイプに分類）には、両タイプの混合温度にはほとんど差がないが、転圧についてはプラントミックスの方が若干高目の傾向を示している。

③全体的には、ストレートアスファルトに比べ、混合温度で14～16℃、１次転圧温度で３～８℃高い。

3.4/現状での評価

改質アスファルトの評価は、現状ではほとんどが供用後の路面性状によって行われており、データのないものについてはホイールトラッキング試験やラベリング試験などの室内試験結果により判断されている。

各回答の意見を要約すると次のようになる。

①現状での評価は、45製品のうち34製品について回答が得られた。内訳は、耐流動に対する評価が18、耐ひびわれが４、耐摩耗が13、供用性全体が17である。耐ひびわれについての回答が少ないのは、改質アスファルトが耐流動、耐摩耗を主たる目的として開発されているためと思われる。

②耐流動についてはその評価をストレートアスファルトと比較している例が多く、大部分が効果ありとしている。

ひびわれについても効果があるとしているものの、耐摩耗についての評価は、ストレートアスファルトと同等という評価から摩耗量が１／５に低減できるとしているものまで、評価の幅が極めて広い。

供用性全体では、向上するという評価が多いが、追跡データにより確認している例は少ない。

③全体的に、各社が独自の評価を行っているため、改質アスファルトのバインダー区分別あるいは製品別の相対的な比較は難しい。正確な評価を行うためには、室内および現場において同条件の比較試験の実施が望まれる。

3.5/現状での問題点および今後の対応

各メーカーの挙げた現状の問題点は、施工業者に対するもの、発注者に関するもの、製造メーカー自身に関するものの大きく３つに分類される。

改質アスファルトを製造しているメーカーから施工業者への要望として、前項で述べた施工時における混合時の温度管理の徹底、特に耐摩耗性舗装の場合、寒冷期の施工に注意することを強調している。

発注者に対しては、プラントミックスとプレミックスの性能の比較試験を行い、より適切な使い分けをすべきであること、また、各機関で定めている粒度については、改質アスファルトに関しては、各メーカーに独自性をもたすべきであることなどが述べられている。

製造メーカー自身の問題としては、原アスファルト性状のばらつきによって改質アスファルトの性状がばらつかないような品質確保の必要性や各製品に対する適正な単価の設定を挙げている。また、混合者が保有している専用ケトルが少ないことも指摘されている。

4／まとめ

メーカー等を対象としたアンケート調査の結果、改質アスファルトは数多くの会社から各用途に応じた各種の製品が販売されていることが明らかになった。これらは、施工温度が高くなることなどの施工性の問題を除いて、バインダー性状、混合物性状、供用性などの評価は、ストレートアスファルトに比べ一般的には優れている回答が得られている。

しかし、これらの改質アスファルトの品質性能は、その製品の用途などを考慮して各社が独自に設定し、評価しているのが現状である。今後、改質アスファルトの有効利用を図るためには、その品質性能を客観的な立場から評価し、改質アスファルトの品質基準、施工基準等を整備していくことが重要な課題であるといえる。以下、改質アスファルトに関するアンケート調査結果（メーカー対象）を取りまとめ、列記する。

①改質アスファルトは、ゴム系、樹脂系、ゴム・樹脂系、その他に分類され、混合方式にはプラントミックス、プレミックスがある。

②改質アスファルトの使用量は、年間11～13万トン（アスファルト換算）で、近年増加の傾向をしめしており、昭和56～60年の間に約25%の伸びがみられる。

③販売形態には、改質アスファルトバインダーとして販売されているものおよび改質添加材として販売されているものとがあるが、製品数では前者が、バインダー換算出荷量では後者が多い。
④改質アスファルトの主たる用途は、耐流動および耐摩耗である。
⑤アスファルトに添加する改質材は、改質アスファルトの種類によって種類、量ともに異なるが一般的には3～5%程度添加されている場合が多い。また、いずれの改質材にも有害物質は含まれていない。
⑥改質アスファルトは、種類、用途によって性状に差があるが、バインダーおよび混合物性状ともストレートアスファルトに比べて向上しているといえる。
⑦改質アスファルトを用いた場合は、ストレートアスファルトを用いた場合に比べて混合温度が15～20℃程度高くなるため、温度管理を適正に行う必要がある。また、化学反応で硬化する熱硬化性樹脂では、可使時間を過ぎると施工できなくなる場合がある。
⑧客観的な根拠に基づいたものではないが、メーカー側の見解では、改質アスファルトを用いた舗装の供用性は、ストレートアスファルトを用いたものに比べて向上する。
⑨改質アスファルトのバインダー価格は、熱硬化性樹脂など特殊なものを除けば、一般的にストレートアスファルトの 1.8～ 3.1倍である。また、混合物単価では 1.2～ 1.5倍である。

謝辞

本論文をまとめるにあたり、(社)日本アスファルト協会技術委員会材料開発分科会の委員の方々には、データの収集、整理、入力等において大変に協力をして頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

1）荒井孝雄：改質アスファルトの利用に関する一考察、道路建設、No.8、pp.81-89、1985
2）日本ゴムアスファルト協会：耐流動、耐摩耗舗装用ゴムアスファルトの開発に関する研究報告書（昭和56、57年度）
3）Batton, J.W. et al.:Variability in Temperature Susceptibility of Asphalt Cement, NCHRP, Digest 130, 1981
4）達下文一ほか：耐流動を目的とした試験舗装とその初期性状、東京都土木技術年報、1986
5）岩瀬正ほか：舗装用アスファルトの粘性とアスファルト混合物の安定性との関係について、東京都土木技術年報、1976
6）岩瀬正ほか：樹脂入りアスファルト混合物に関する一考察、東京都土木技術年報、1985
7）建設省土木研究所：ストレートアスファルトの性状調査結果、土木研究所資料、第2398号、1987
8）日本アスファルト協会：重交通道路の舗装用アスファルト「セミブローンアスファルトの開発」、1984

表－1　主なアンケート調査項目

項　目	内　容
バインダー区分	ゴム系、樹脂系（熱可塑性、熱硬化性） ゴム・樹脂系、セミブローン、その他
販売形態	改質材、改質アスファルト、その他
混合方式	プラントミックス、プレミックス
用　途	流動対策、摩耗対策 路面舗装、その他
改質材	種類、添加量、有害物質の有無
室内試験	バインダー性状 （針入度、軟化点、伸度、薄膜加熱、引火点、タフネス、テナシティ、60℃粘度、180℃粘度等） 混合物性状 （マーシャル安定度、ホイールトラッキング、ラベリング、曲げ試験等）
施工性	配合設計・施工上の留意点、施工温度
供用性	現状での評価・問題点等
価　格	材料単価
施工実績	56～60年度の施工（販売）実績
その他	特記事項、特殊アスファルトに関する意見

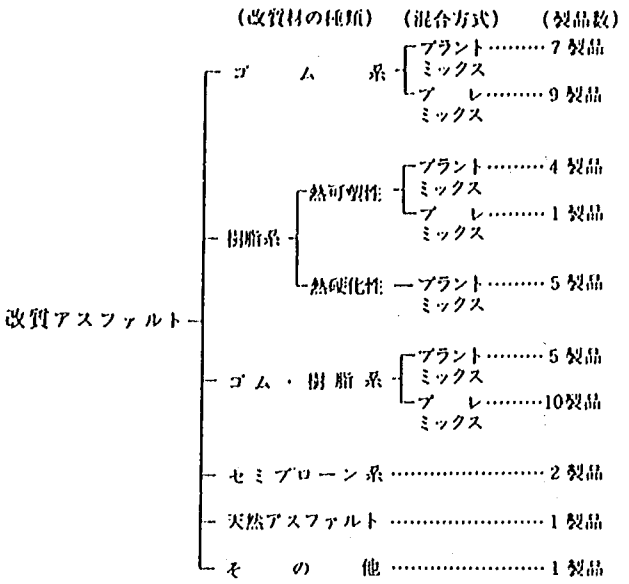
表－2　改質アスファルトのバインダー区分別製造量

種別 ＼ 年度	使用形態	年度別出荷量(t) 56 t	%	指数	57 t	%	指数	58 t	%	指数	59 t	%	指数	60 t	%	指数
ゴム系	プレミックス	21,469	19.9	100	25,655	22.7	119	26,782	22.1	125	28,393	22.7	132	27,782	20.8	129
	プラントミックス	63,250	58.6	100	56,665	50.1	90	59,750	49.3	94	61,163	49.0	97	62,825	47.1	99
	小　計	84,719	78.5	100	82,320	72.8	97	86,532	71.4	102	89,556	71.7	106	90,607	67.9	107
樹脂系	プレミックス	1	—		0	0		0	0		0	0		0	0	
	プラントミックス	5,784	5.4	100	6,800	6.0	118	5,891	4.9	102	6,652	5.3	115	10,288	7.7	178
	小　計	5,785	5.4	100	6,800	6.0	118	5,891	4.9	102	6,652	5.3	115	10,288	7.7	178
ゴム・樹脂系	プレミックス	16,777	15.6	100	23,148	20.5	138	25,683	21.2	153	24,274	19.4	145	25,683	19.3	153
	プラントミックス	596	0.5	100	798	0.7	134	1,800	1.5	302	1,900	1.5	319	1,763	1.3	296
	小　計	17,373	16.1	100	23,946	21.2	138	27,483	22.7	158	26,174	20.9	151	27,446	20.6	158
セミブローン系	AC-100	—		—	—		—	1,200	1.0	100	2,500	2.0	208	5,000	3.7	417
	その他	—		—	—		—	—		—	—		—	—		—
計	プレミックス	38,247	(35.5)	100	48,803	(43.2)	126	52,465	(43.3)	137	52,667	(42.2)	138	53,465	(40.1)	140
	プラントミックス	69,630	(64.5)	100	64,263	(56.8)	92	67,441	(55.7)	97	69,715	(55.8)	100	74,876	(56.2)	108
	その他	0		—	0		—	1,200	(1.0)	100	2,500	(2.0)	208	5,000	(3.7)	417
総合計		107,877	100.0	100	113,066	100.0	105	121,106	100.0	112	124,882	100.0	116	133,341	100.0	124

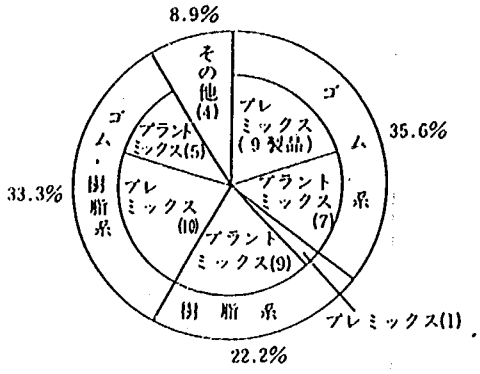
(注) ①プラントミックスは改質材の4％（固形分換算）として特殊アスファルトに換算。
②%は各年におけるその種類の構成比。
③指数は昭和56年度の出荷数量を100としたときの比率。

表－3　バインダー区分別にみた施工上の留意事項

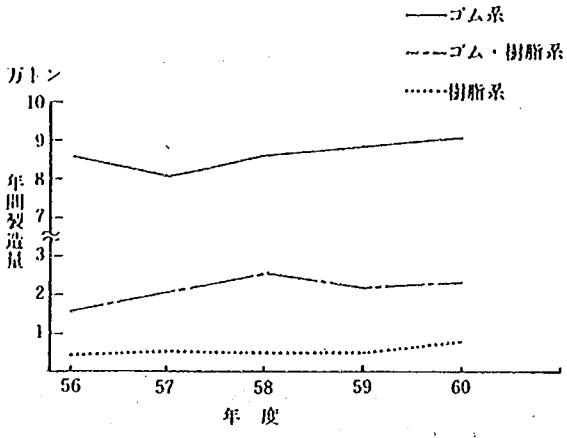
No.	施工上の留意事項 ＼ バインダー区分 製品数	ゴム系 プラント 7	ゴム系 プレミックス 9	熱可塑性樹脂系 プラント 4	熱可塑性樹脂系 プレミックス 1	熱硬化性樹脂 5	ゴム・樹脂系 プラント 5	ゴム・樹脂系 プレミックス 10	その他 4	計 45
1	製造、運搬、舗設等の温度管理	5	5	4	1	3	5	4	2	29
2	ジョイント部分における施工の注意			1			2	2		5
3	初転圧は出来るだけ早く	4	2	1		1		4	2	14
4	付着防止に配慮する	2	2	1				4		9
5	二次転圧、仕上げ転圧を入念に	1		2			2	2		7
6	施工時期（冬期）に注意		1	3		1	3			5
7	その他		3	2		2	1	6	2	16
	計	12	13	14	1	7	13	22	6	88



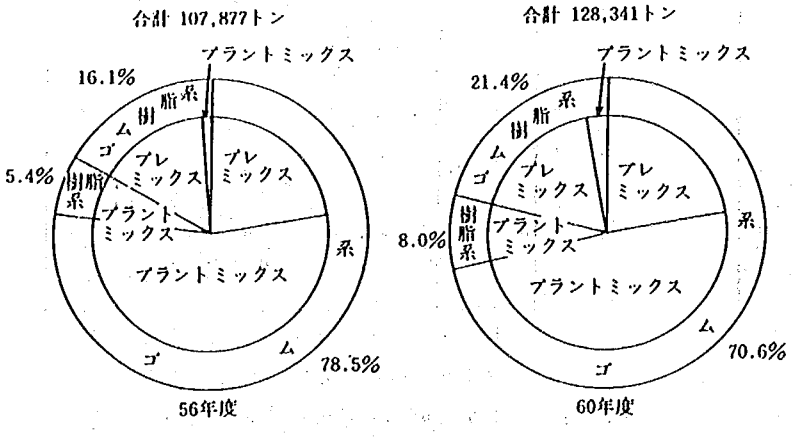
図－1　改質アスファルトの分類



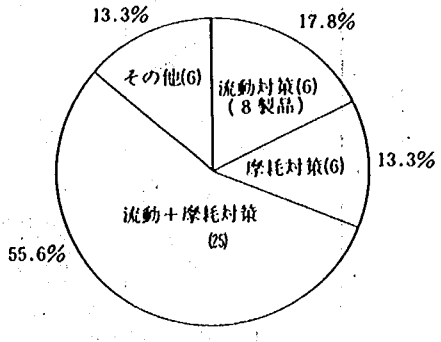
図－2　バインダー区分別の製品数



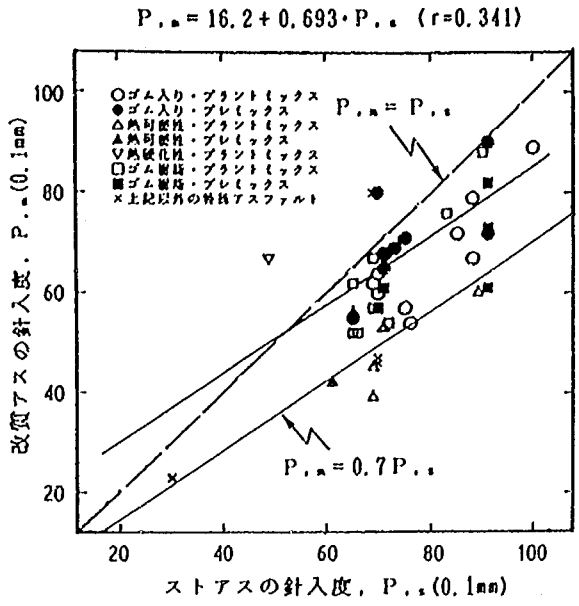
図－3　バインダー区分別の製造量の推移



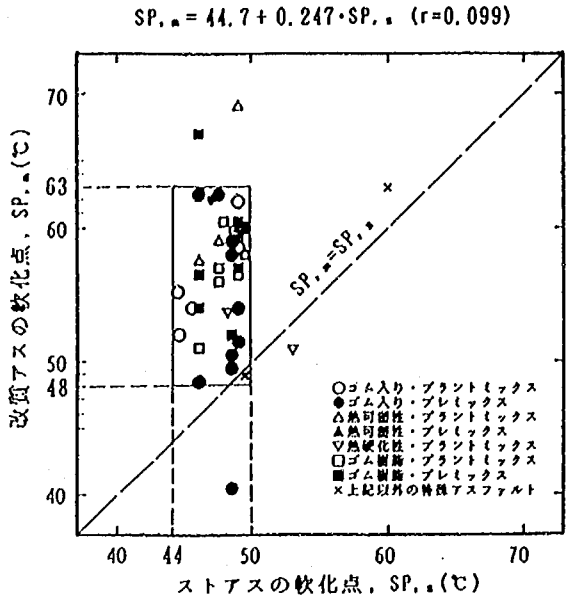
図－4　バインダー区分別の製造量の割合



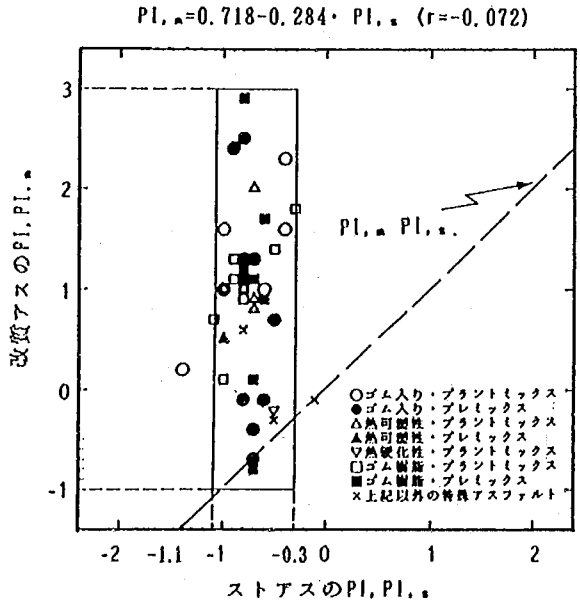
図－5　用途別の製品数



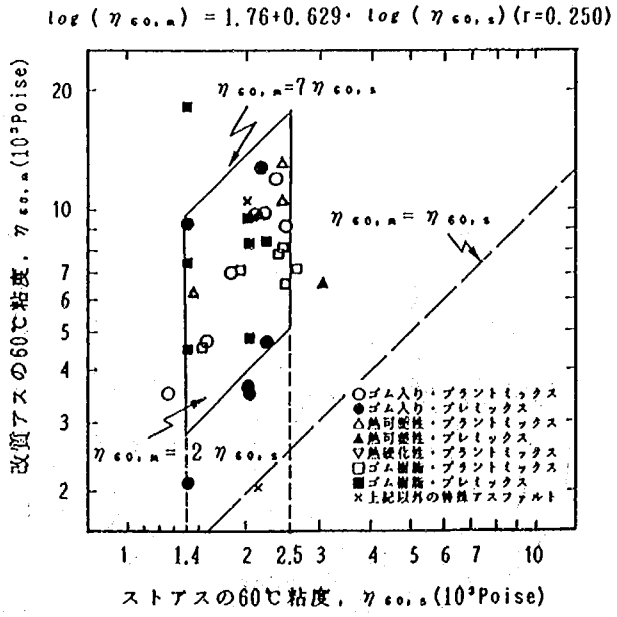
図－6　ストアスの針入度～改質アスの針入度



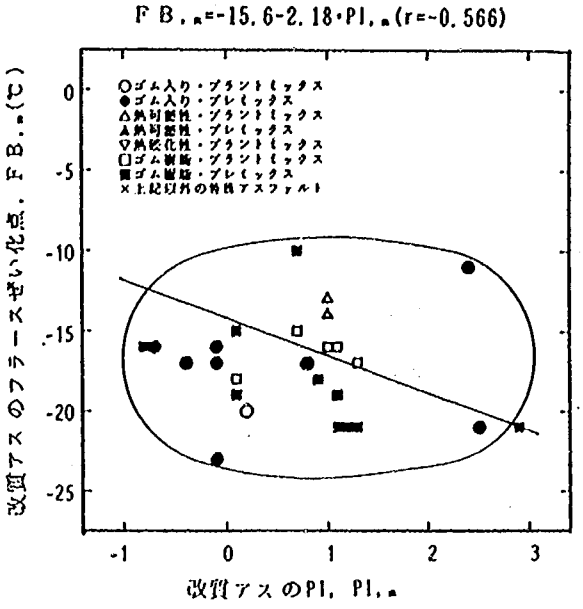
図－7　ストアスの軟化点～改質アスの軟化点



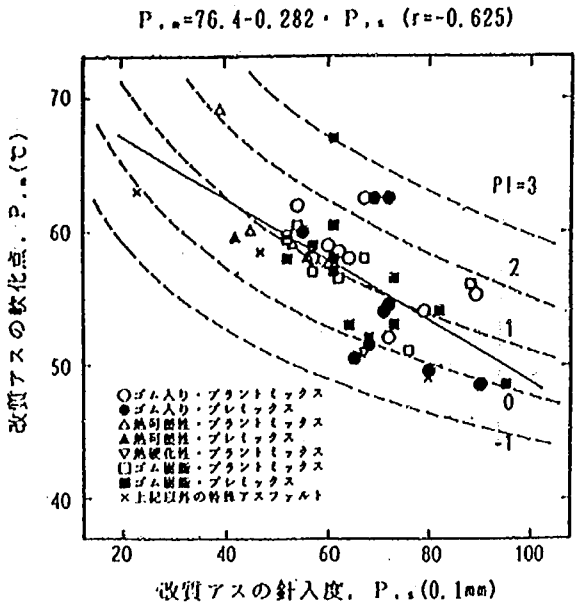
図－8　ストアスのＰＩ～改質アスのＰＩ



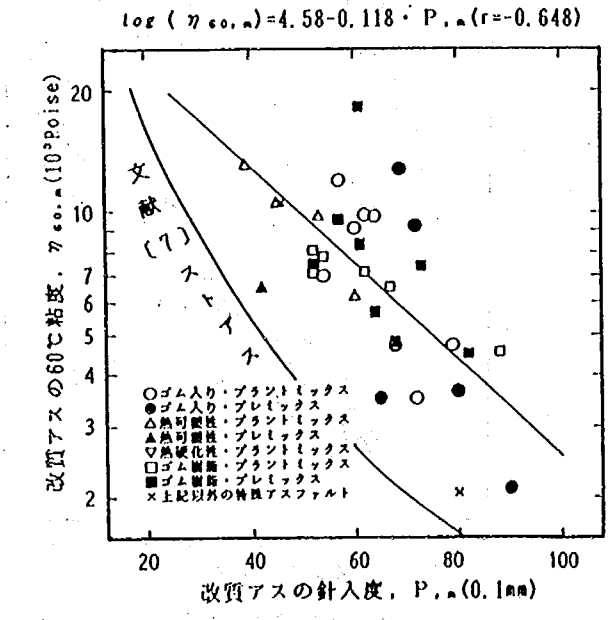
図－9　ストアスの60℃粘度～改質アスの60℃粘度



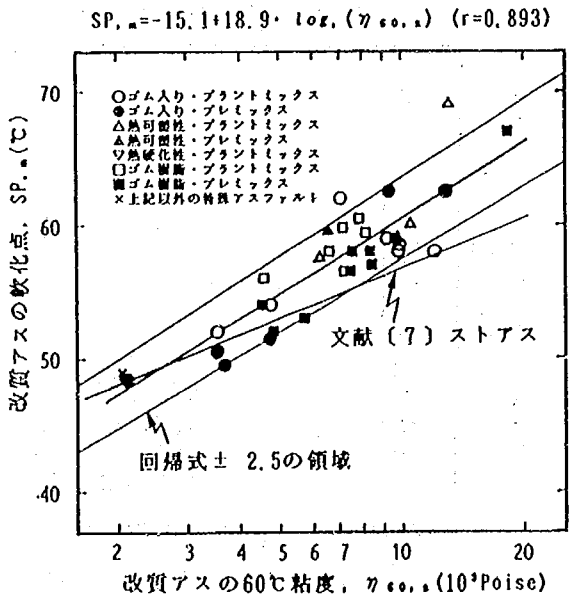
図－10　改質アスのＰＩ～フラースぜい化点



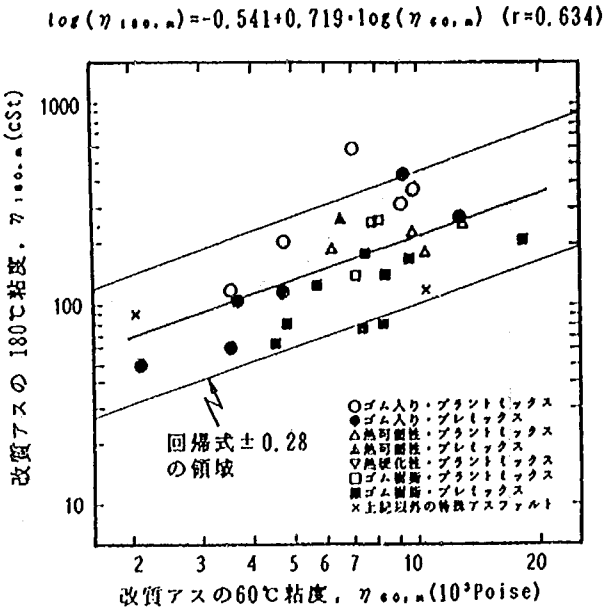
図－11　改質アスの針入度～改質アスの軟化点



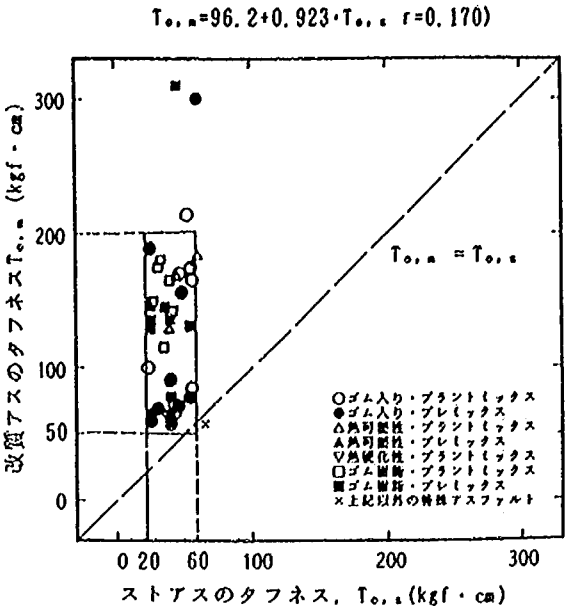
図－12　改質アスの針入度～改質アスの60℃粘度



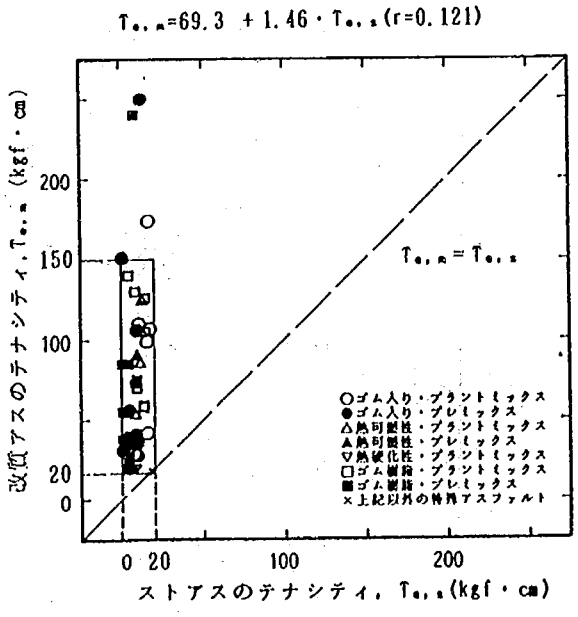
図－13　改質アスの60℃粘度～改質アスの軟化点



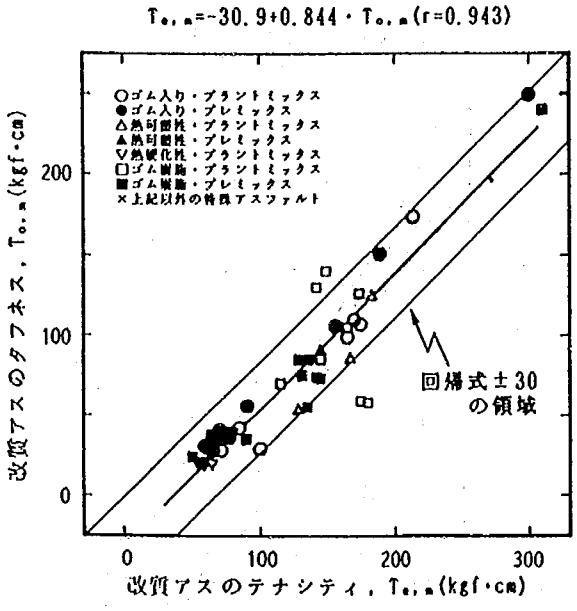
図－14　改質アスの60℃粘度～改質アスの180℃粘度



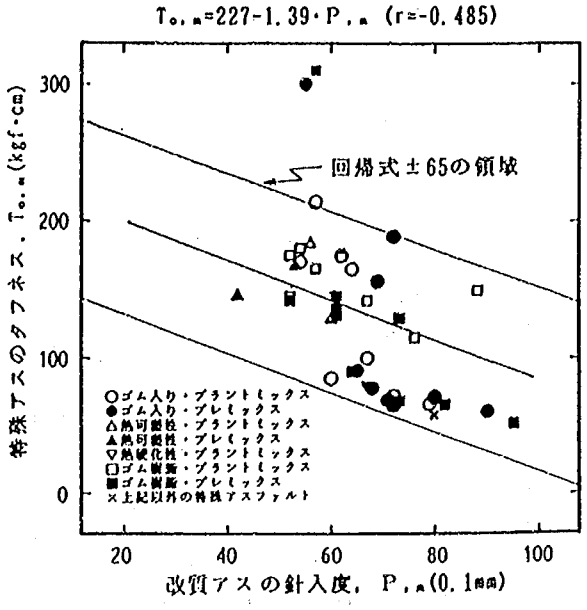
図－15　ストアスのタフネス～改質アスのタフネス



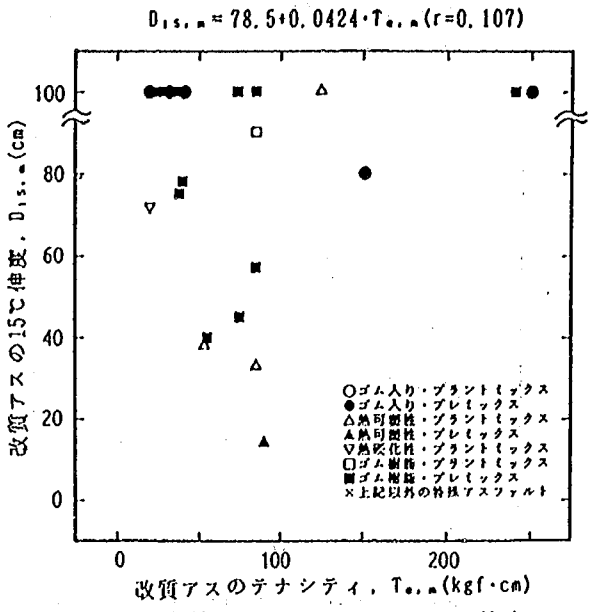
図－16　ストアスのテナシティ～改質アスのテナシティ



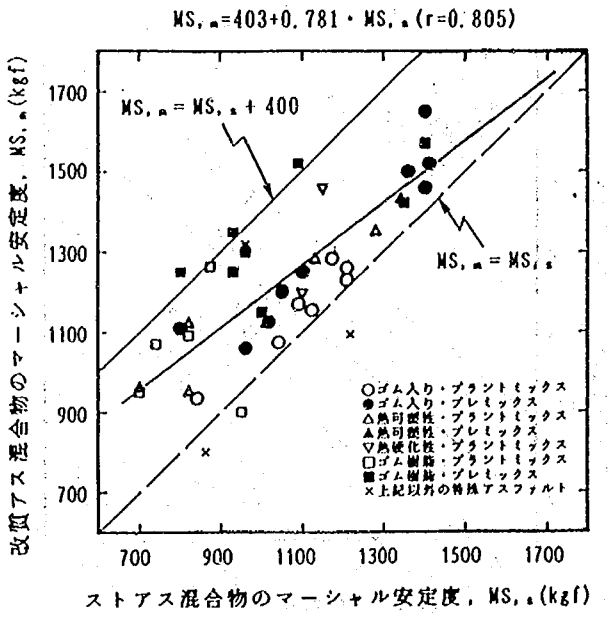
図－17　改質アスのタフネス～テナシティ



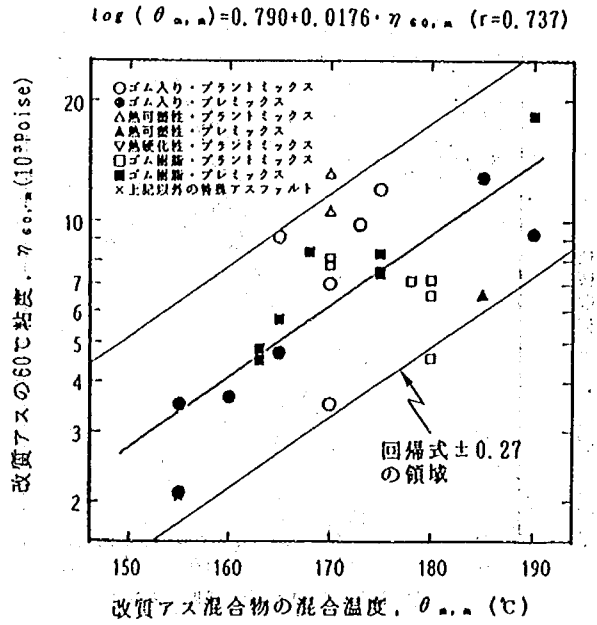
図－18　改質アスの針入度～タフネス



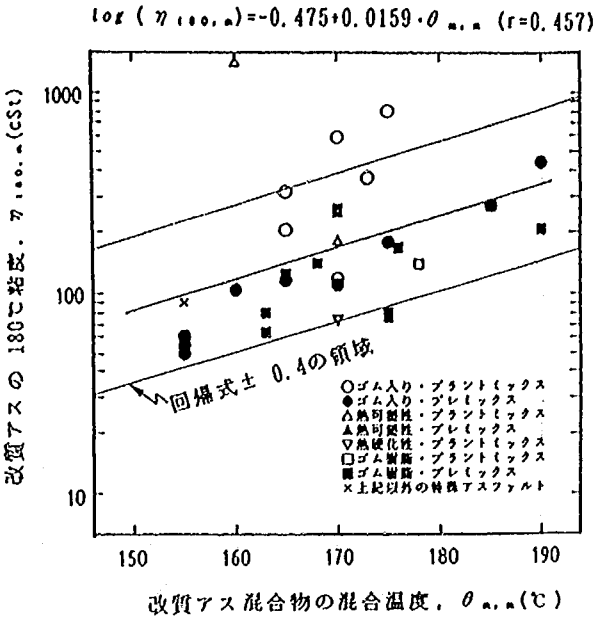
図－19　改質アスのテナシティ～15℃伸度



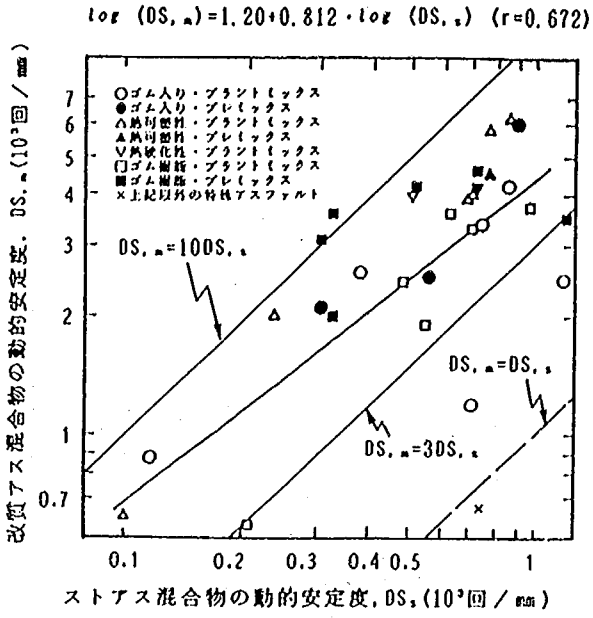
図－20　ストアス混合物の動的安定度
～改質アス混合物の動的安定度



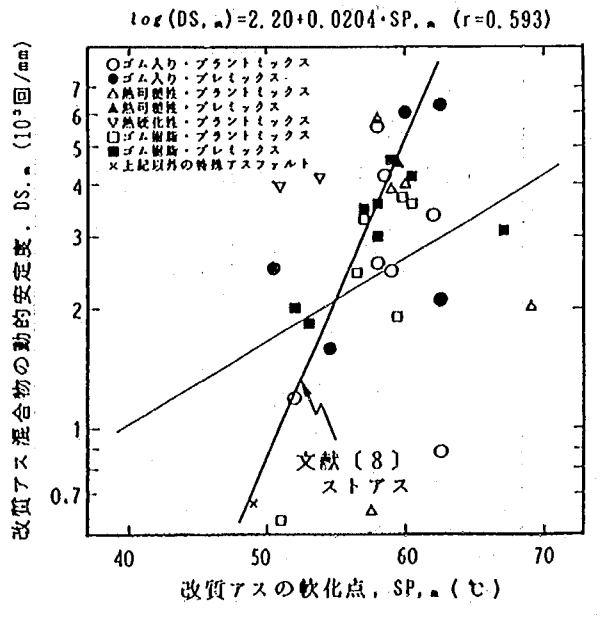
図－21　改質アス混合物の混合温度
～改質アスの60℃粘度



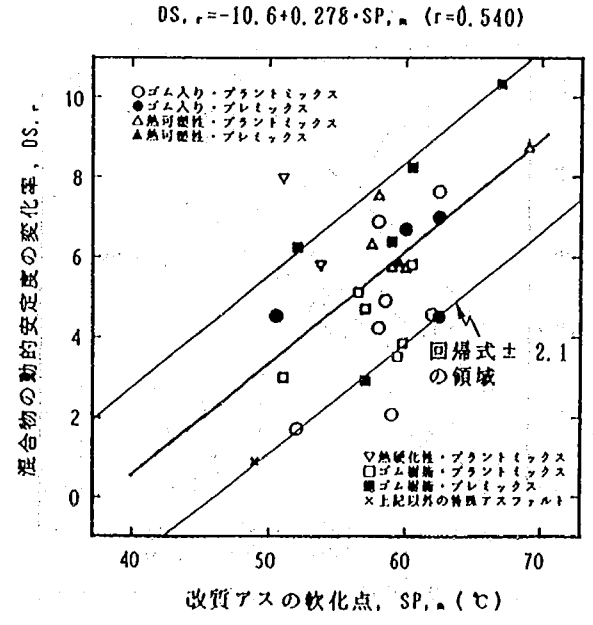
図－22　改質アス混合物の混合温度
～改質アスの180℃粘度



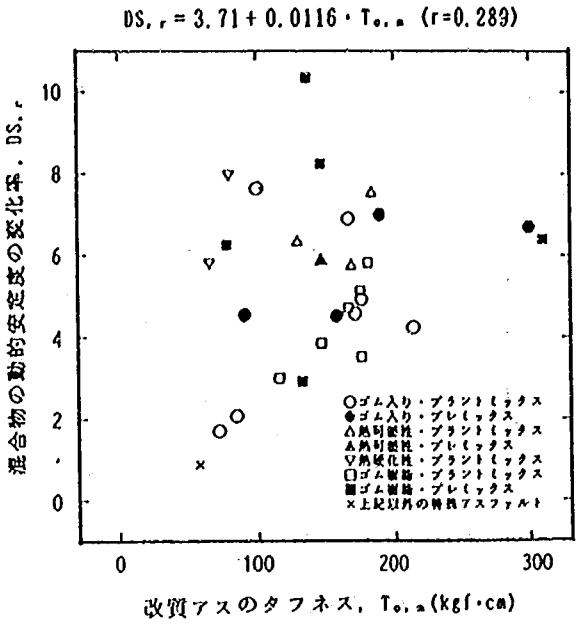
図－23　ストアス混合物の動的安定度
～改質アス混合物の動的安定度



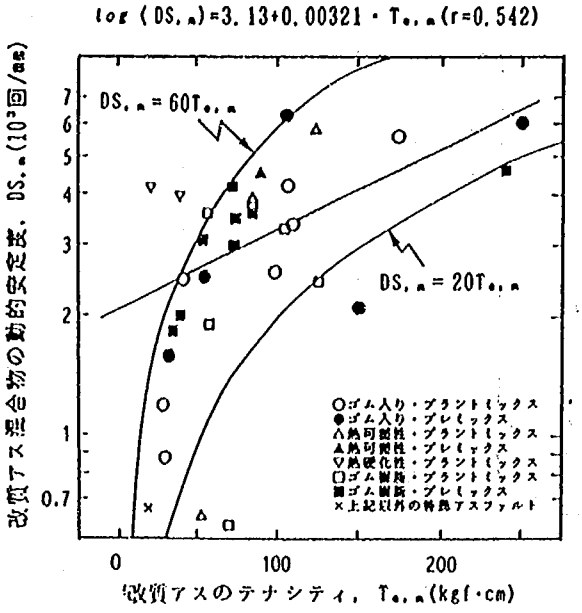
図－24　改質アスの軟化点
～改質アス混合物の動的安定度



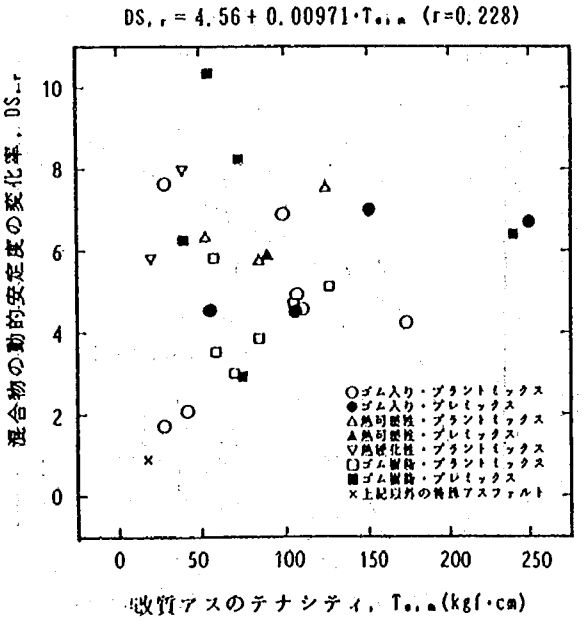
図－25　改質アスの軟化点
～改質アス混合物の動的安定度の変化率



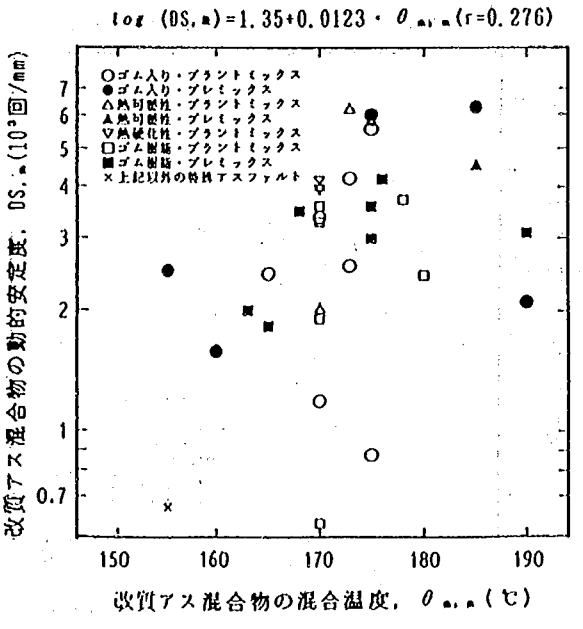
図－30　改質アスのタフネス
～改質アス混合物の動的安定度の変化率



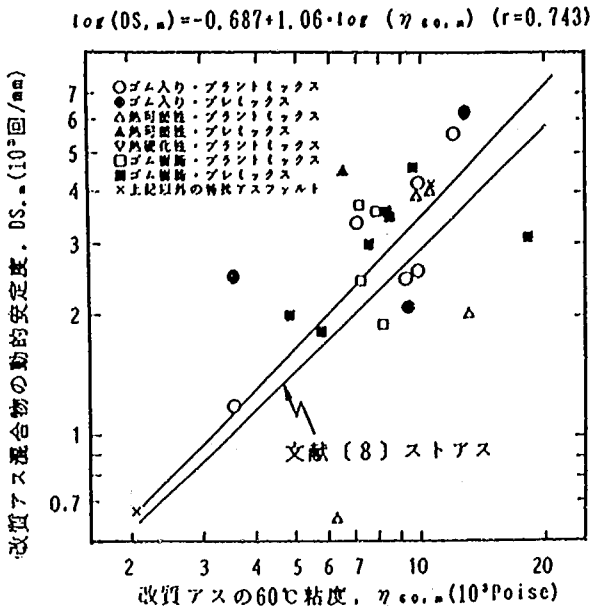
図－31　改質アスのテナシティ
～改質アス混合物の動的安定度



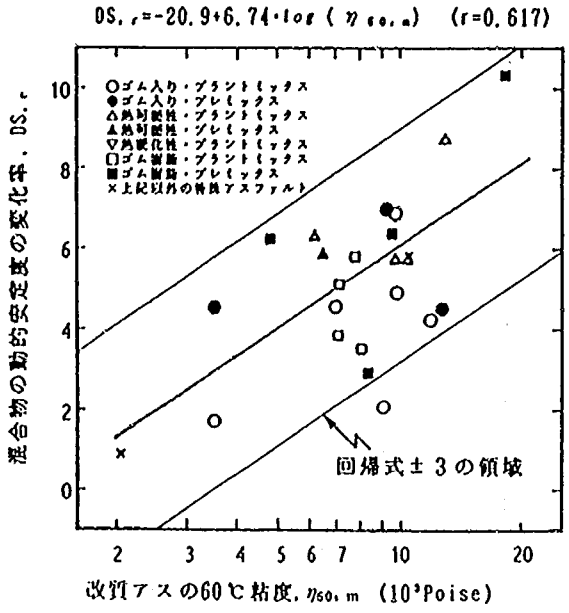
図－32　改質アスのテナシティ
～改質アス混合物の動的安定度の変化率



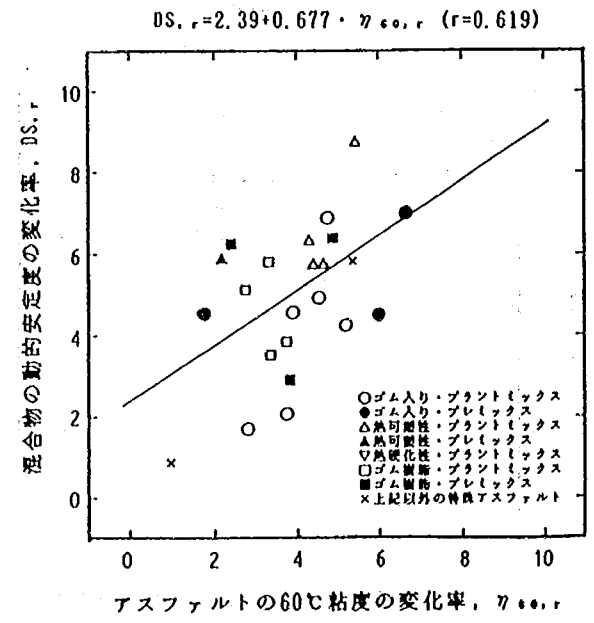
図－33　改質アス混合物の混合温度
～改質アス混合物の動的安定度



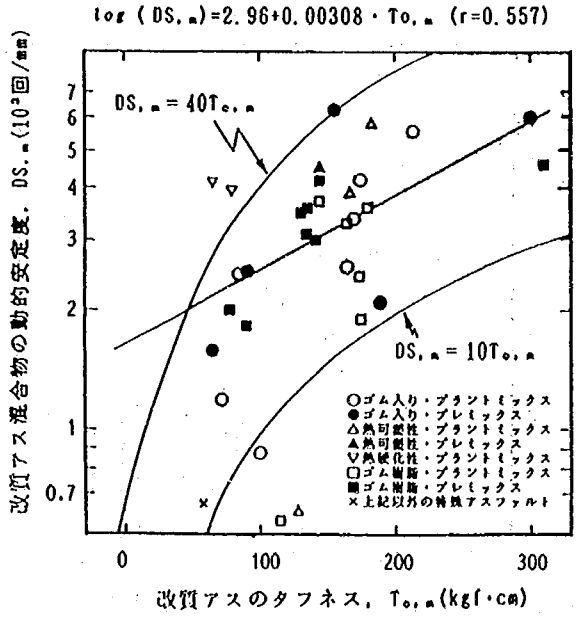
図－26　改質アスの60℃粘度
～改質アス混合物の動的安定度



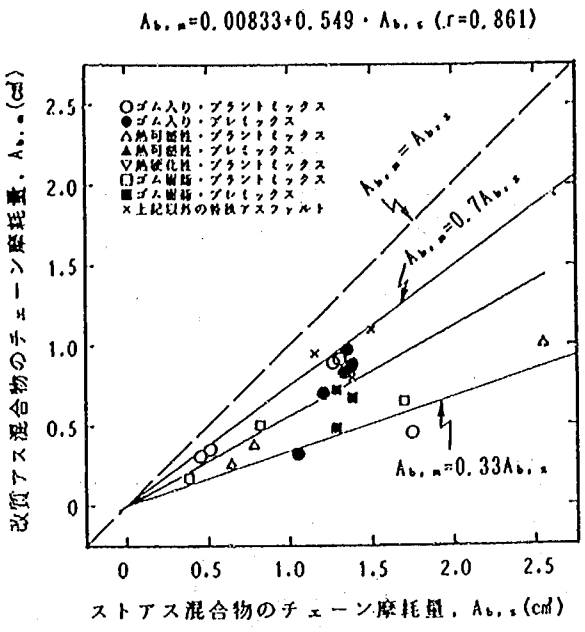
図－27　改質アスの60℃粘度
～改質アス混合物の動的安定度の変化率



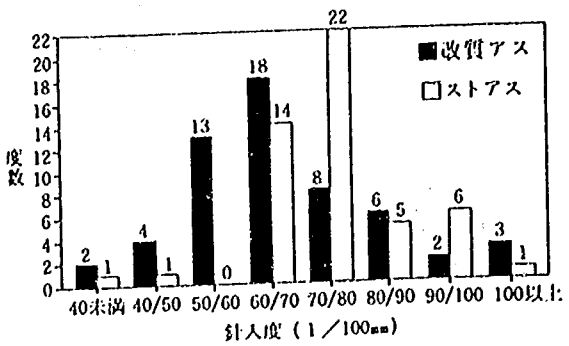
図－28　改質アスの60℃粘度の変化率
～改質アス混合物の動的安定度の変化率



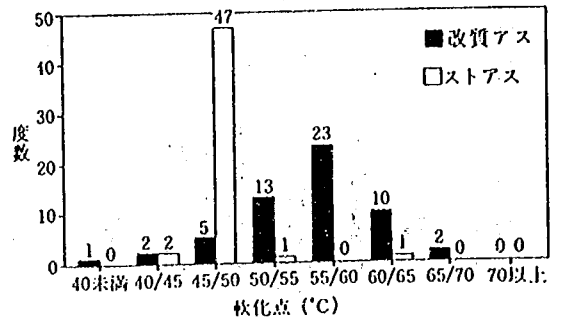
図－29　改質アスのタフネス
～改質アス混合物の動的安定度



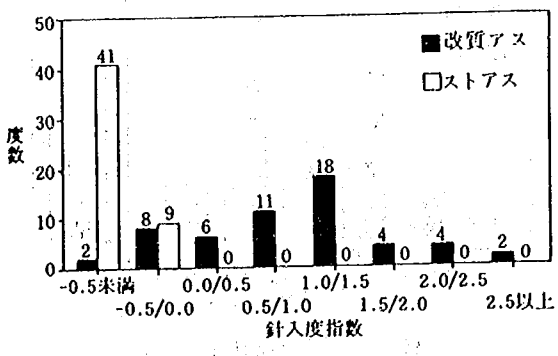
図－34　ストアス混合物のチェーン摩耗量
～改質アス混合物のチェーン摩耗量



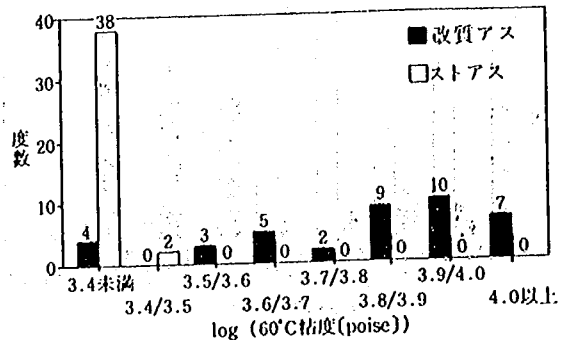
図－35　針入度の分布



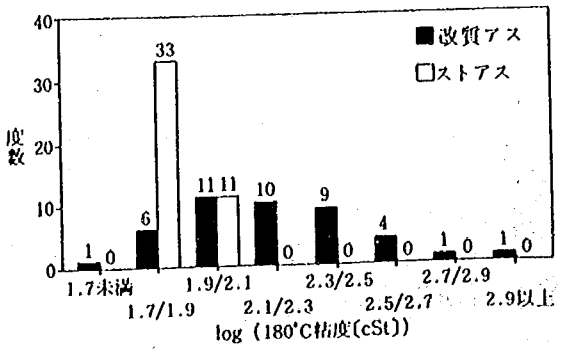
図－36　軟化点の分布



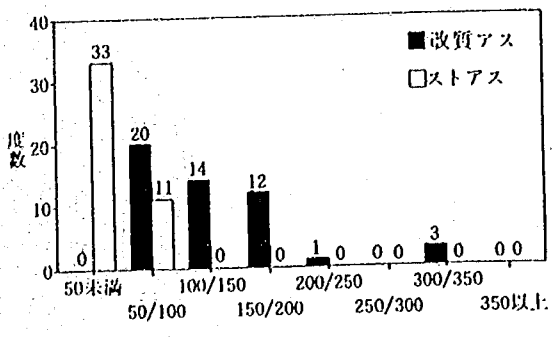
図－37　ＰＩの分布



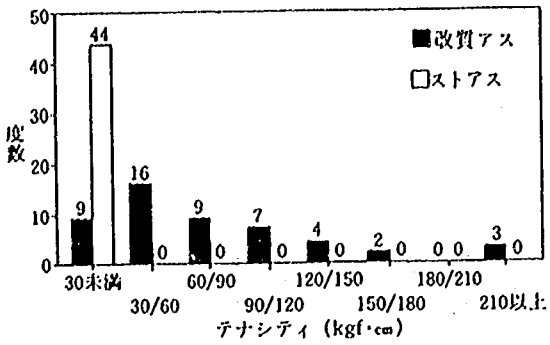
図－38　60°C粘度の分布



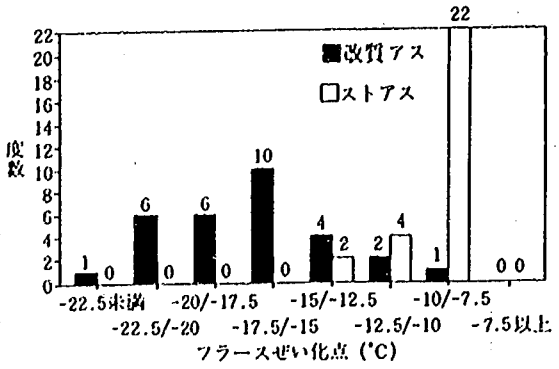
図－39　180°C粘度の分布



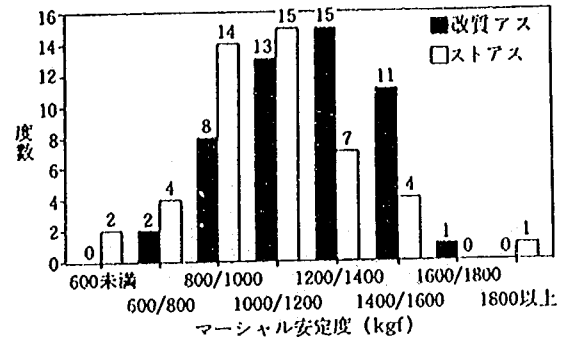
図－40　タフネスの分布



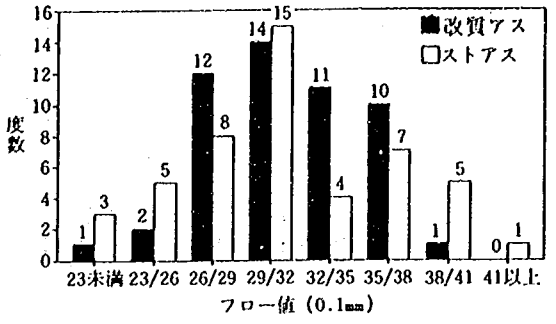
図－41　テナシティの分布



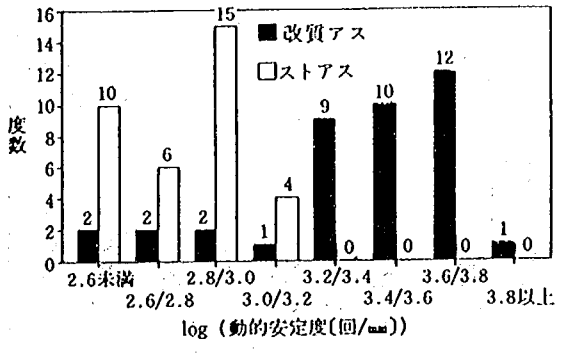
図－42　フラースぜい化点の分布



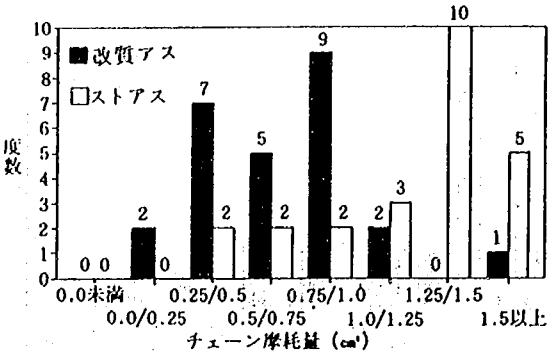
図－43　マーシャル安定度の分布



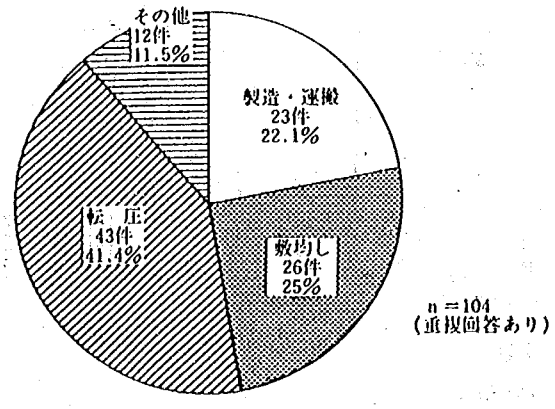
図－44　フロー値の分布



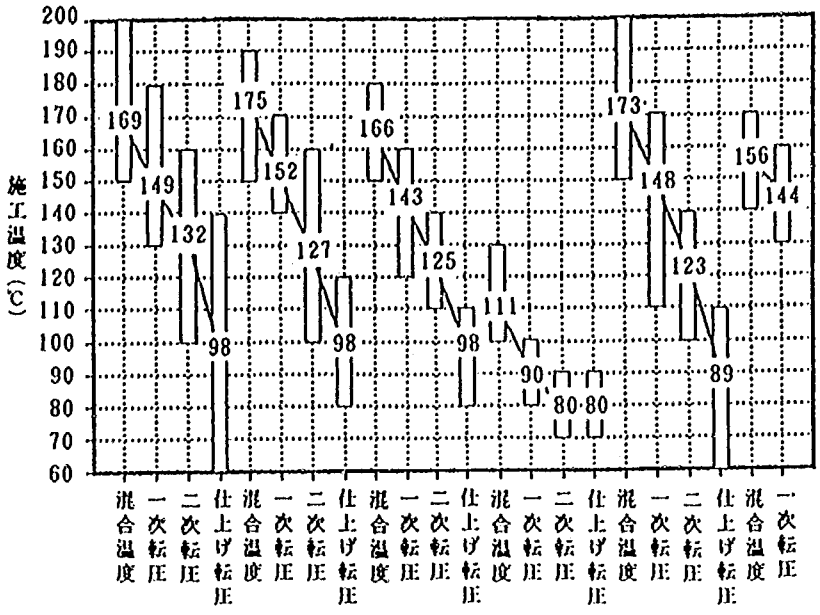
図－45　動的安定度の分布



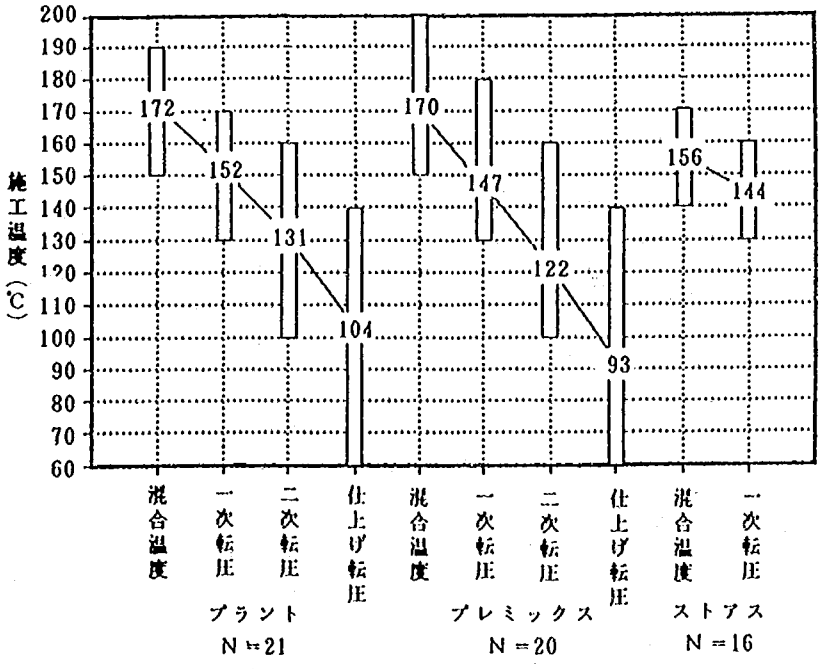
図－46　チェーン摩耗量の分布



図－47　留意を要すべき作業工程



図－48　バインダー区分別の規定施工温度



図－49　混合方式別の規定施工温度

薄いコンクリートブロックによるオーバーレイの接着層について

On Adhesive Layer of Thin Concrete Block Overlay

北海道工業大学　犬塚雅夫

薄いコンクリートブロックによるオーバーレイの接着層について

北海道工業大学　犬塚　雅生

概要

冬期の凍結による滑り防止の諸対策が舗装の損傷と劣化を増幅している。表層の保護にアスファルトより強度の大きいコンクリートのブロックを用いるとその解決策となる場合がある。併せて、表層の審美的な価値を上げる。さらに舗装工事における現場の施工時間を短縮する。したがって、道路の閉鎖期間を短縮することができ、場所によっては工費を低下させ得る。しかし、従来のセメント製のコンクリートブロックは欠点が多かった。即ち表面摩耗の補修が困難であり、凍上による変形も生じやすかった。この報告はアスファルト舗装の表面を条件の許す限り薄いブロックでオーバーレイする方法に関するものである。個々のブロックはアスファルトの薄い接着層の上に置かれる。与えられた路面の条件においては、ブロックの最大寸法を小さくすればブロックの厚さを薄くすることができる。しかしブロック寸法の矮小化は重量を軽くし、隣接ブロックの拘束を弱めるので力学的に不安定になり、剝がれたり動いたりし易くなる。固定のために、アスファルトによって接着する。接着手段の適否が薄いブロックオーバーレイ工法の成功の鍵になる。この論文は接着層における力学的条件をブロックが剛であると仮定して論ずる。アスファルトの接着は加熱によって得られる。適切な加熱法の選択によって作業の効率と舗装の供用性が向上する。

薄いコンクリートブロックによるオーバーレイの接着層について

北海道工業大学　大塚　雅生

1．まえがき

最近になってますます大量の自動車が日常的に使用されるようになり、寒冷地においても特有の問題を生じている。冬期には道路は凍結スリップ防止の金属チェーンの使用をはじめ、凍上による地盤の不等沈下や大きい温度膨張の影響を受ける。自動車の重量を支持し、これを分散して地盤に伝える構造体にアスファルトが適しているので、今では寒冷地における大部分の道路はアスファルト道路である。しかしアスファルト舗装が持つ問題も多い。中でもアスファルト舗装におけるわだち掘れは解決が急がれている。この問題には多くの原因がある。一番大きい原因は柔らかいアスファルトが直接車輪に接触したりや外気に暴露されているからである。一方、強度と耐久性に勝る様々なコンクリートが使用できる。コンクリートは変形に対する抵抗性は低いが、摩擦や高温に対する抵抗性は大きいので、表面を覆うコンクリートはアスファルトを保護する。したがって適切なコンクリートを材料として薄いブロックとし、これらを用いてオーバーレイする方法はよい解決手段になることがある。

2．薄いコンクリートブロック

表層から基盤にいたる各層はこれらの物理的性質と幾何学的条件の組合せによって負荷荷重に対するレスポンスが大きく変化する。比較的低い地盤係数をもつ柔らかい地盤の上に打設した一定厚さのコンクリートスラブが温度変化や輪荷重を受けるときは、最大寸法の大きさと厚さの比によって内部応力が増減ずる[1]。表層のコンクリートの機能を下地アスファルトの保護に限定する[2]とコンクリートスラブの長さと幅を短くする程コンクリート内の内部応力が低下し、細い目地幅の目地でもその機能を充分に発揮する。スラブの最大辺長を極限まで短くしたものがコンクリートブロックである。コンクリートを工場で打設養生したものが多いが、機能が同じであれば現場打設でもよい。表層が厚さ６０ミリ未満の小さい要素で被服され、位置の安定を自身の重量によらず、接着によるものは薄いコンクリートの範疇にいれて解析すべきである。この場合、路盤の条件が同じであれば、そのブロックの最大寸法を短くすると現場における温度や荷重による破壊を少なくすることができる。力学的には小さいブロックのほうが内部応力が小さくなるのでより強度が大きい。一方、従来の工法ではブロックが小さいほどこれらを配列して固定する労賃が上昇するものとされていた。力学的なユニットとしてのブロックの大きさと施工的なユニットの大きさとが不可分であると考えられていたからである。この幻想を転換することによって薄いコンクリートブロックが可能になる。即ちブロック個々の寸法を小さくしながら、これらを連結した作業ユニットを大きくするのである。これには各ブロックを網で連結したり、板チョコレートのように予め亀裂を入れる等の方法がある。

力学的に小さい寸法のブロックの問題点はその位置に安定的に固定することである。従来のブロック工法

では目地に挿入された砂と下地の砂がこの役割を演じた。目地内の砂は圧力と剪断応力を受けて隣接ブロックに力を伝達する。一つのブロックを上に引き上げようとすると周辺のブロックも一緒に持ち上げられるので個々のブロックを独立して取り出すことは難しかった。しかし寒冷地における従来型のブロックは吸水した砂路盤の凍結融解の繰り返しで移動し易かった。

アスファルトコンクリートの保護層としてブロックに要求される主たる機能は温度変化の幅を狭くする[3]ことと表層の強度の向上である。

A．温度変化に対する緩和作用　温度変化の実測すると札幌における表層の近傍におけるアスファルトコンクリートが受ける日内温度変化の最大幅は季節に係わらず略５０℃になることが稀ではなく、夏は２０～７０℃にもなり、冬は零下１５～３５℃に達する[3]。直接外気と接する表面から数ミリの近傍に最大の温度変化が見られ、深くなるにつれてその幅が小さくなる。コンクリートブロックの高い反射率と高い熱伝導率の寄与と併せてブロックが厚くなるとより温度変化の緩和作用は増大する。

B．強度の向上　コンクリートブロックがアスファルトコンクリートと同じ骨材であればバインダーの強度の上昇に応じて耐摩耗性を始めとして諸強度が増大する。バインダーの強度増大に関しては工場生産システムは有利である。配列されたブロックの目地にアスファルトが充填された状態ではブロックを骨材としたアスファルトコンクリートである。したがってそのアスファルトの割合は目地の体積率によって定まる。通常の配合におけるアスファルト率が約１０％のアスファルトコンクリートに比較して、ブロック間の体積率はかなり低いから支持力に関して換算率の最小値を比較的大きい値に取って算定することができよう。

3．接着層の破壊と変形

輪荷重による接着層の破壊と変形の進行はブロックと接着層の幾何学的条件によって左右される。この幾何学的条件は現場の条件と用いられる施工法によって与えられる。これらの条件は互いに入り組んでいるので問題を単純化するために幾つかの仮定を要する。道路としての機能に関して垂直方向と水平方向の変形の上界を与える応力を算定し接着層の特性を考察する。

3.1ブロックの押し込みと引き剥がし（接着層の垂直応力）

個々の薄いブロックを所定の位置に安定させるためには接着層の強度を確保しなければならない[4]。接着層に用いるアスファルトに較べブロックの剛性は大きい。しかし、輪荷重が短い負荷時間で変形を強制するときアスファルトの粘性による反力は増大する。このとき、ブロック下の空間にアスファルトが完全に充填されていなければブロックは充填部を支点とする梃になる。梃により接着層に大きい引っ張り応力が発生したり、ブロックが空隙間で梁のように挙動して折損すると表面の平坦性が失われてしまう。不完全な充填がブロックの破損や剥ぎ取りを起こす原因になる。以下に算定する接着応力は空隙部のの充填条件が満足されているものと仮定する。

ブロックの下の空間がアスファルトで完全に充填されている場合、ブロックが剛であれば接着層の変位も直線分布になる。いま一定の接地圧ｐをもつ車輪が一つのブロックを通過する過程におけるブロック両端の

下面の接着層に発生する応力q_1とq_2との上限値を求める。ブロックの長さと幅とをそれぞれLとbとする。トレッドの長さaがL＜aのとき、図1に示すようにブロックの後端とトレッドの前との任意距離をxとする。

$$-\infty < x < \infty \tag{1}$$

$x \leqq 0$のとき$q_1 = q_2 = 0$である。

$0 < x \leqq L$であれば、ブロックに関する垂直方向の力の釣合いから力の総和は零になるので

$$\Sigma V = \frac{1}{2} bL(q_1 + q_2) - pbx = 0 \tag{2}$$

ブロック中央点に関する回転モーメントの釣合いから

$$\Sigma M = \frac{1}{2}(q_1 - q_2) bL(L/2 - L/3) - pbx(\frac{1}{2}L - \frac{1}{2}x) = 0 \tag{3}$$

したがって端部の応力は次のようなxに関する二次式となる。

$$q_1 = (p/L^2) x(4L - 3x) \tag{4}$$

$$q_2 = -(p/L^2) x(2L - 3x) \tag{5}$$

$L < x \leqq a$ のとき応力は一定になる。

$$q_1 = q_2 = p \tag{6}$$

$a \leqq x \leqq L + a$ のとき応力q_1は$0 < x \leqq L$におけるq_2と$x = \frac{1}{2}(L + a)$ (7)

式に関して線対象になり、

$L + a \leqq x$ で両者は$q_1 = q_2 = 0$にもどる。

以上の変化は図2のようである。

ブロックの長さLがトレッド長aより長い場合は輪荷重apが $a \leqq x \leqq L$（ブロックの中央付近）で集中荷重として移動するからq_1, q_2 ともに一次式として変化する。このグラフに見るようにブロック上を車両の荷重が通り過ぎる間の接着層の応力は擬似的な周期荷重になり、圧縮応力の最大値は輪荷重の4／3倍に達する。また、引張応力の最大値は接地圧が核の外にのみ負荷された状態のとき得られ、平均接地圧の1／3に達する。ブロックの長さLや幅bがトレッドの幅より広くなると接着層の垂直応力はさらに小さくなる。

3.2ブロックの水平移動（接着層の剪断）

輪荷重による水平方向のブロック表面の負荷は急制動または急発進時に発生する。配列されたブロックの表面が平坦で接着層の厚さが均一であれば局部的な負荷が避けられ、水平力の最大値は輪荷重Pとブロックとの摩擦係数μによりμPに達する。しかしブロック間の目地が充填されていれば相互が噛み合って働き周辺に分散される。ブロック間に分散された水平力は接着層に伝達され剪断応力を発生させる。アスファルトが用いられた接着層は大きい剪断強度を期待することは難しい。したがって水平方向の力の分散は重要である。目地幅を小さくすることは水平力の隣接ブロックへの伝達を容易にする。この意味で接着層の上に接着した後にブロックに発生した亀裂は最小幅の目地とみなすことができる。工場生産のブロックを相い接して配列するか、亀裂のガイド線を準備して接着層の上で亀裂を発生させる方法は水平力の分散効果を減ずることなくブロック内部に発生する応力を低下させるために有効な方法である。ブロックに掛けられた水平力は

ブロック間の相互噛み合わせによって分散し、下の接着層に伝えられる。接着層の負荷剪断力が一定のとき接着層の厚さが大きいほど変形量が増大する。したがって層厚を薄くすることによって接着層の剪断剛性が大きくなる。

3.3アスファルト接着層の特性

上記のように接着層に発生する応力は輪荷重とブロックの幾何学的条件に支配される。接着層の変形はその厚さが薄いほど小さい。またアスファルトは粘性体としての特性を持つから、持続荷重による変形が大きい。トレッドのブロック上の通過時間程度の短時間の試験では、針入度８５程度のストレートアスファルト接着層は５０℃以下の環境では混合物に係わらず、常に引張強度が2kg/cm²を上回る。他の強度も短時間では相当大きい。これらのことからアスファルト接着層に要求される条件は次の二つである。

(1)ブロック下面を完全に充填する。（空隙を作らない。）

(2)接着層の層厚を可能か限り薄くする。

既存路面にアスファルト接着層を用いて薄いブロックでオーバーレイする場合はこれら二つの条件は相矛盾する。実際の路面の起伏は不規則であるからブロック下面の充填を確保するためには柔軟なアスファルトの充分な厚さが要請される。特にアスファルトを予め加熱しておき冷却して可塑性を失うまでの時間をポットライフとする工法の場合は施工のために厚い層厚が要求される。加熱アスファルトの設計層厚がポットライフを左右するから、薄く撒き拡げたアスファルトは外気によって短時間に冷却する。

4．接着層施工の事例研究

これまでに実際の道路で試みられた加熱アスファルトによる接着法に関して、ブロック下面の接着層施工の手順を説明し、施工開始から供用された期間に観察された点を検討する。これらの方法に用いた薄いブロックはいずれもホッコン樹脂開発工業株式会社（札幌市）が開発したレジンコンクリートであった。このコンクリートは曲げ強度が高く、また供用下における摩耗量はアスファルトコンクリートの１０～２０%である。これらのオーバーレイ法はスパイクタイヤによる路面のわだちぼれの影響が大きいところで路面の補修に用いられたものである。その目的は摩耗量を減少させると共に短時間の道路閉鎖で工事を終え供用を開始することであった。電気による二つの方法はいずれも発熱体にピッチ系の炭素繊維を使用したものであり、施工は試験的に行われたもので極めて狭い面積である。電源には車載の発電機を用いた。

4.1クッカーによる加熱方法

これは加熱したアスファルトを路面上に層状に撒き出し、アスファルトの温度が冷めるまでの間に、この上に薄いブロックを張りつける方法である。トンネル内の路面に生じたわだちぼれに施工された例を示す。これはホッコン樹脂開発工業株式会社の商品名ロードプレートと呼ばれるレジンコンクリートの薄板ブロックである。これらは板チョコレートのように予定亀裂線を刻んで力学的ユニットを小さくしてある。オーバーレイ作業における手順を写真１～４に示す。クッカーで加熱したアスファルトを準備する（写真－１）。

これを約３０m/m 厚さに薄く撒き、さらに現地でプロパンバーナーを用いて加熱する（写真－２）。アスファルトの可塑性を確保しながら道路の表面にブロックを敷設する（写真－３）。所定の位置に敷設されたブロックの上をタイヤローラーで押しつける。（写真－４）

4.2通電による加熱方法

接着層を形成するアスファルト膜状体を準備し、これを（写真－５）に示すように路面上に敷く。その上にブロックを配列する。この膜状体の内部に炭素繊維を配列する。炭素繊維の両端に通電のためアルミ箔をターミナルとして接続する。ターミナルを通して炭素繊維に直接電流を流しアスファルトを加熱溶融して接着する。クッカー法に較べブロックの配列作業に時間的な制約がないので接着が確実になる。炭素繊維の均一な分散と電源からのコードを接続するターミナルの取り付けコストを低減させることとが課題である。この方法はブロック下面の充填に関し現在まで最も確実な方法である。これまでの約１０年間においてブロックの摩耗を除いて供用上の問題点は皆無である。

4.3マイクロ波発振機による加熱方法

上記の通電加熱と同様に炭素繊維不織布をアスファルトで包んで膜状体を作る。この上にブロックを配列する。（写真－６）に示すように、ブロックの上からマイクロ波を照射して膜状体のみを選択的に加熱して接着する。このマイクロ波の周波数は市民バンドの2.4 ＧＨである。炭素繊維はマイクロ波を吸収して急激に発熱する。この熱で周囲のアスファルトが溶融し接着層を形成する。通電加熱法に較べてターミナルの位置や繊維の配向による加熱範囲の制約がない。したがって任意の位置を加熱することができるから接着時もブロックの取り替え時も同じ手順で加熱作業ができる。簡単に移動できるマイクロ波発振機の開発とマイクロ波の漏洩防止とが課題である。

5．結論

寒冷地の車道が様々な条件から多くアスファルト舗装になって久しい。その表層は大きい温度変化と冬期の凍結による滑り防止の諸対策のために損傷と劣化を生じ、わだちぼれが発生する。表層の保護層にアスファルトより強度と剛性の大きいコンクリートブロックを用いるとその解決策となるばかりでなく、表層の審美的な価値を上げ、加えて舗装工事における現場の施工時間を短縮する。この方法は従来の方法と違ったものであると言う印象を与える。しかし、その挙動をよく見ると従来のアスファルト工法の延長に過ぎない。アスファルトと混合する骨材の幾何学的形状と粒度分布が変わっただけである。ブロックは個々の骨材の粒形が大きくかつ均一で形状が人工的なものになったものである。一方、これを現地の条件の応じて沢山の亀裂が発生したコンクリートスラブと見ることもできよう。均一で特殊な形状をしている人工的な亀裂が予め与えられて有害な破壊の発生を防いだものである。板チョコレートの例に見るように、施工ユニットを大きくすることは力学的なユニットを小さくすることと両立させることが可能である。

ブロックの厚さを機能を発揮する範囲で最小にするためには移動を接着によって防ぐ。このとき接着層に

要求される引張強度はたかだか2kg/cm²程度であるが、ブロックの損傷とこれに続く接着層の接着機能の低下によるブロック剥離について次のような結論を得た。

(1)接着層の不完全充填によりブロックが折損して空隙の上部にある部分が剥離する。これは空隙の存在により接着層の空隙上のブロックが曲げモーメントと押し抜き剪断とを受けるからである。

(2)ブロック表面に大きい起伏がある場合は突出部のブロックが局部的に繰り返し衝撃荷重を受けるのでアスファルトが次第に負荷の大きい部分から小さい部分に移動する。特に接着層の厚さが厚すぎる場合やむらがある場合はブロックの起伏が増幅し、突出部が車輪で損傷し剥離する。

(3)接着層の引張強度は温度が低いほど大きいにも係わらず剥離は冬期にのみ見られる。特に、気温が低い時に発生する率が高い。繰り返し応力により不断に亀裂が発生するが、温度が高いほど再癒着に要する時間が短くなり亀裂面積が増大しないからである。薄いブロックのオーバーレイには接着材料の癒着回復性が耐久性を増進する。

接着層の形成にアスファルトの熱可塑性を利用する方法は利点が多い。加熱方法の選択が作業能率と製品の強度に密接に関連している。これまでに試みられた加熱方法はクッカーによる形成前加熱と電気エネルギーを用いる形成後加熱である。クッカー法は特別な装置を要しないが、強いオーバーレイを製作するためには熟連作業者が不可欠である。電気的方法は未熟連作業者でも信頼性の高い接着が確保される。通電加熱法は発電機以外には複雑な装置を要しないので最初の接着に適している。マイクロ波法は任意の部分の加熱が容易であるから部分的な補修作業に適している。

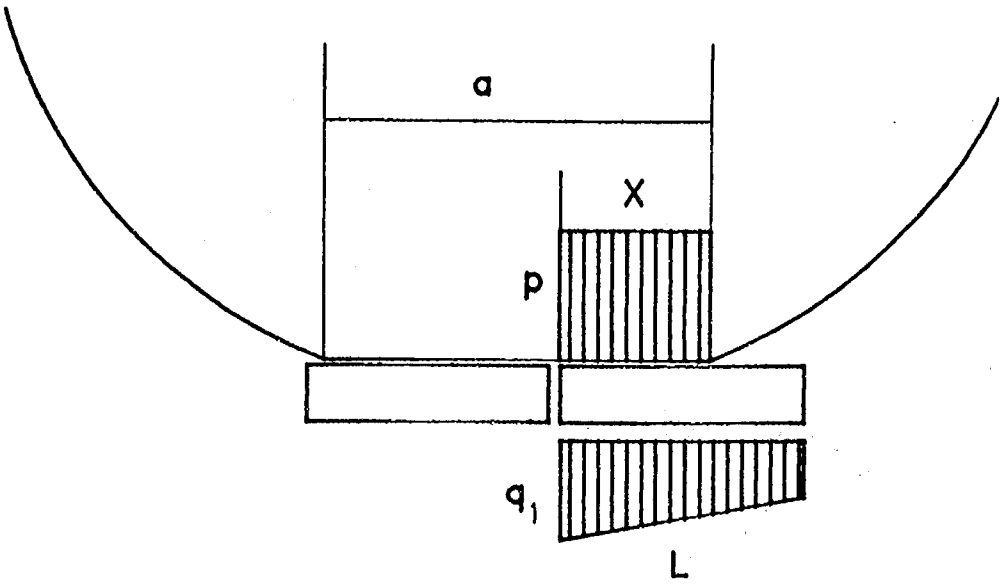
参考文献

1) ①犬塚雅生　②プレキャストブロックのオーバーレイについて　③セメント技術年報　37号
セメント技術協会　④537-540 頁　⑤ 1983

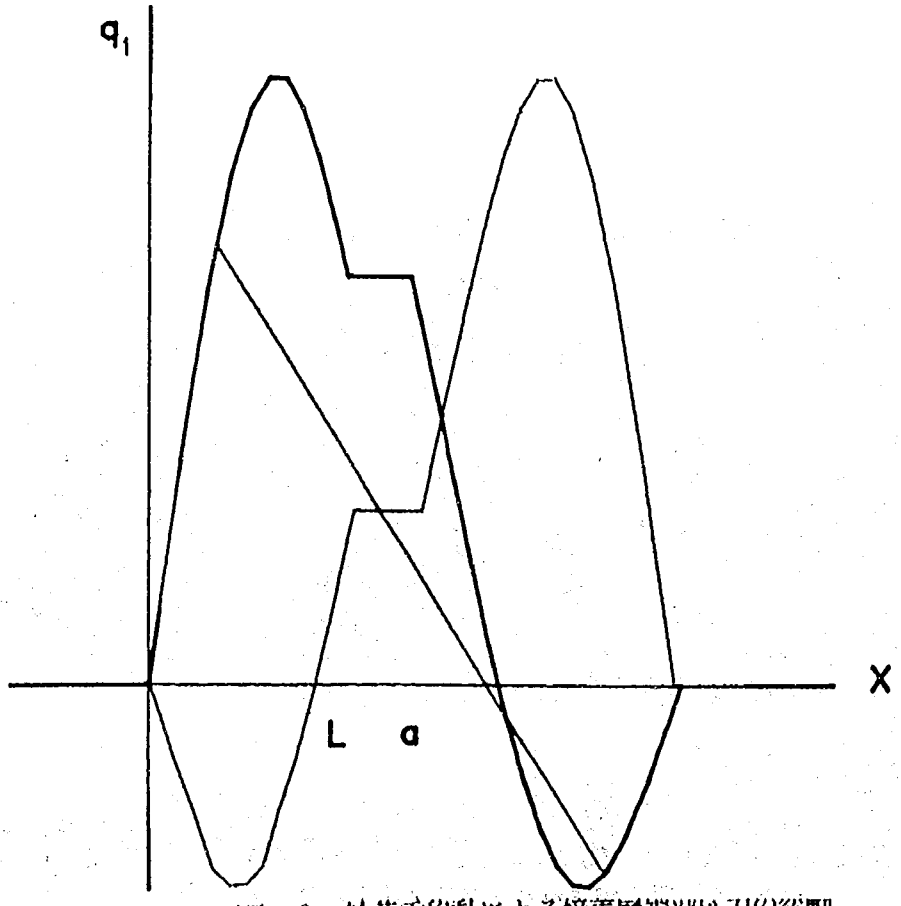
2) ①犬塚雅生、佐藤巌②CONCRETE BLOCK PAVEMENTS ON ASPHALT HIGHWAYS ③CONCRETE BLOCK PAVING
PROCEEDINGS OF SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ④322-329 頁　⑤ 1984

3) ①犬塚雅生　②薄いブロックのオーバーレイについて　③セメント技術年報　38号
セメント技術協会　④505-508 頁　⑤ 1984

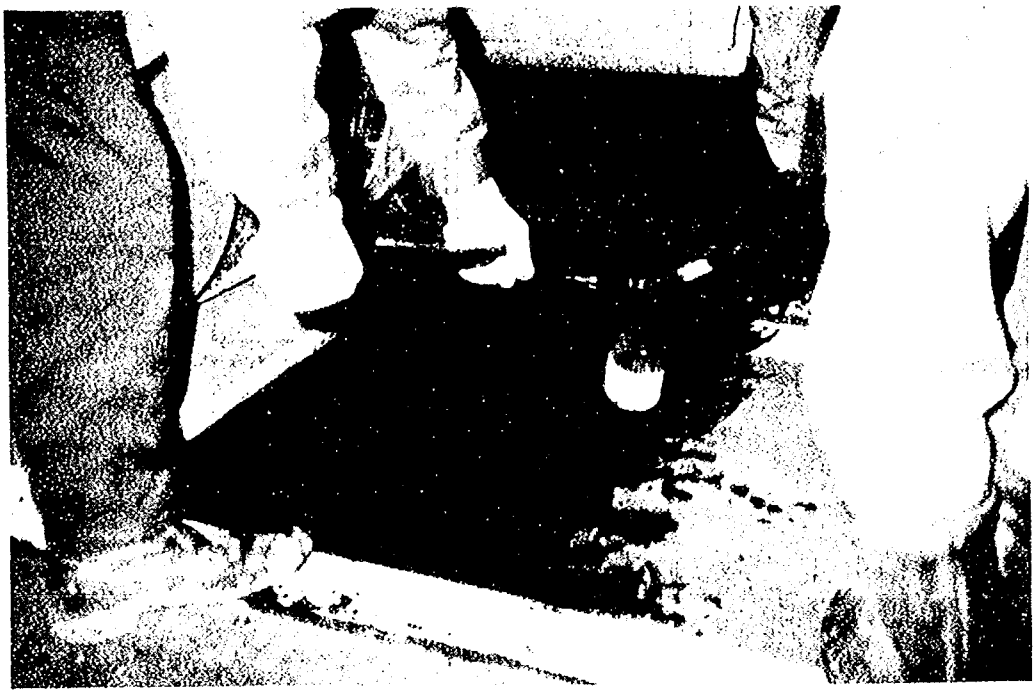
4) ①犬塚雅生、佐藤巌②Adhesive Layer for Overlay with Thin Concrete Blocks③PICA Proc. of 3rd
Canada/Japan Workshop(Vol.1)　④525-540 頁　⑤ 1987



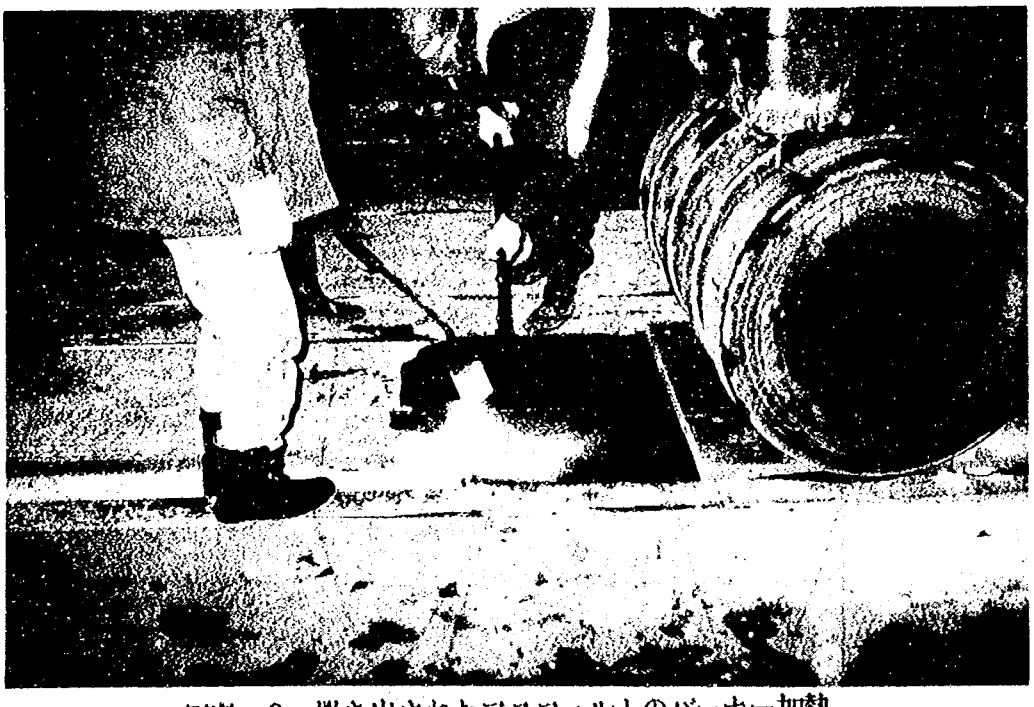
図－1．移動輪荷重と薄ブロック接着層の応力分布



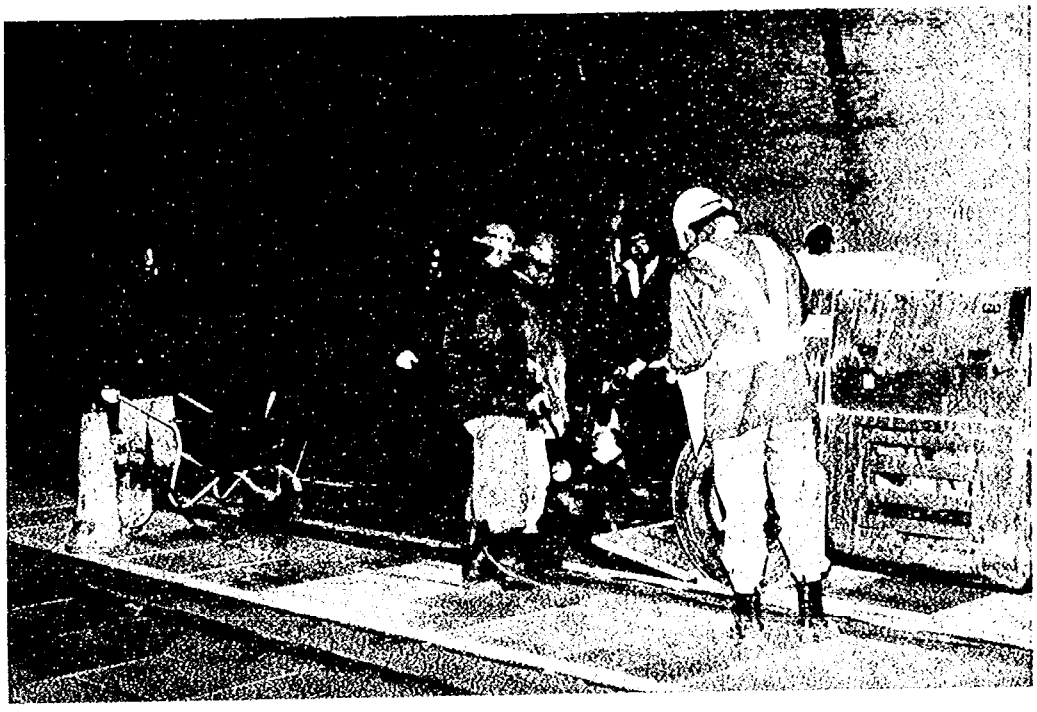
図－2．輪荷重移動による接着層端部応力の変動



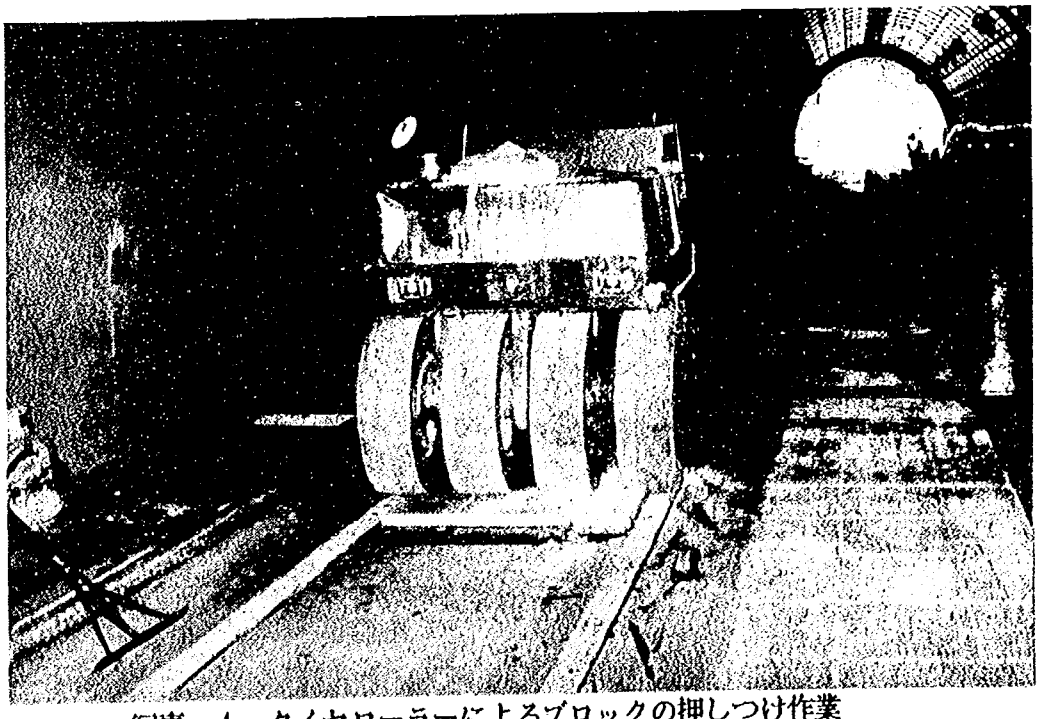
写真－1．アスファルトの撒き拡げ作業



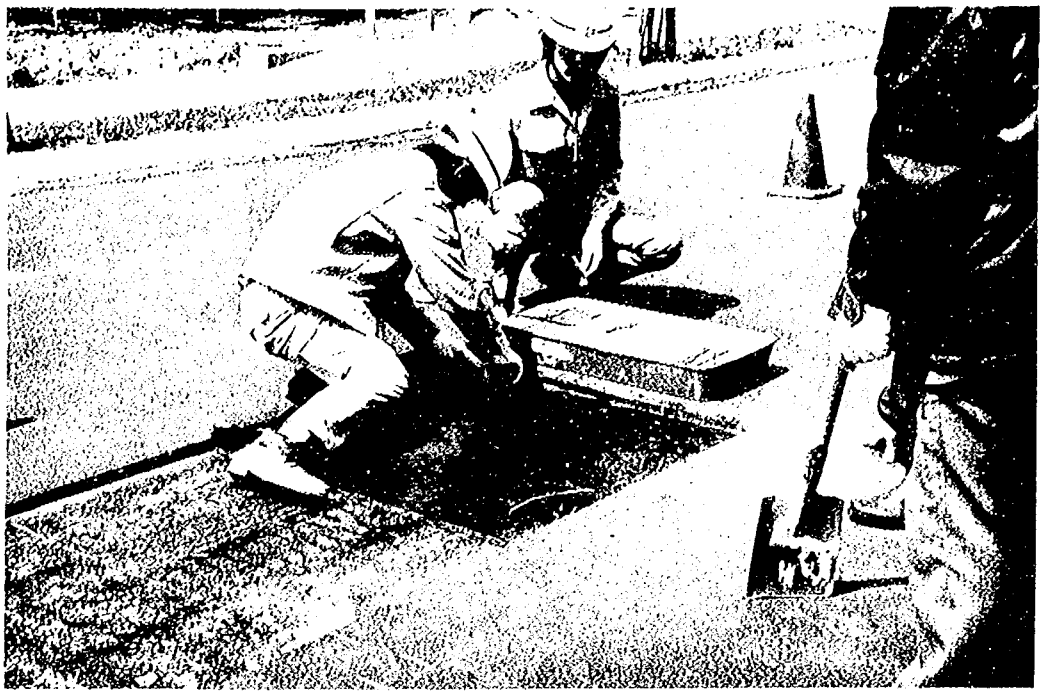
写真－2．撒き出されたアスファルトのバーナー加熱



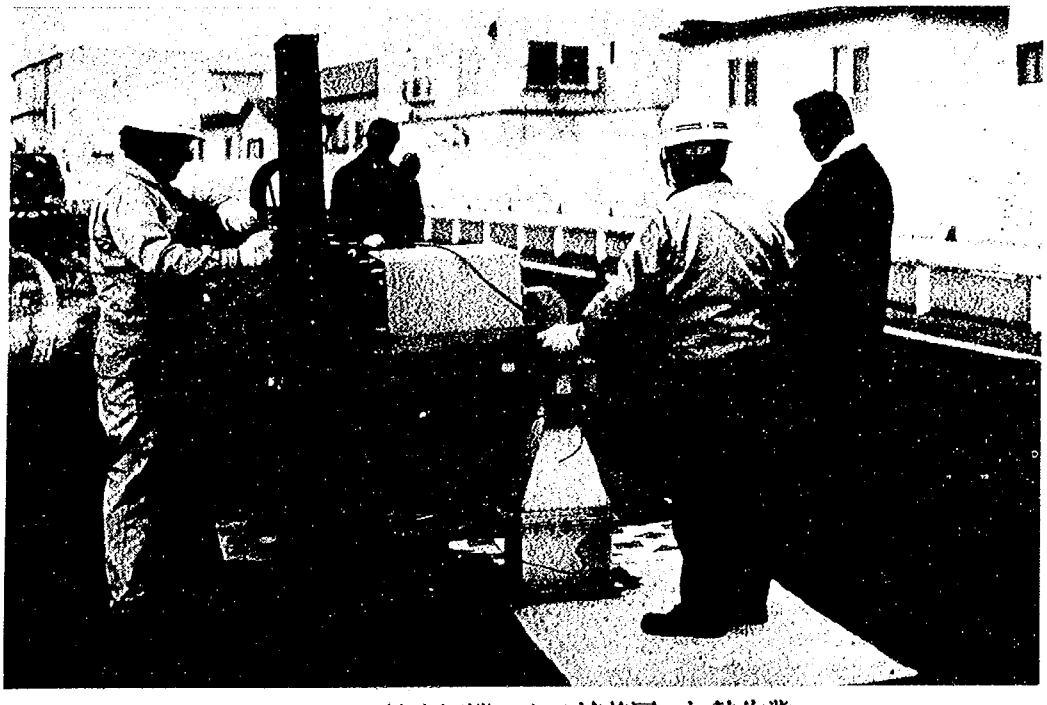
写真－3．接着層上にブロックを敷設する作業



写真－4．タイヤローラーによるブロックの押しつけ作業



写真－５．通電加熱用のアスファルト膜を路面に敷く作業



写真－６．マイクロ波発振機による接着層の加熱作業

レオロジー的性質を評価するためのアスファルト混合物の軟化点と脆化点の試験

Testing of Softening Point and Brittle Point of Asphalt Mixtures for the Evaluation of Their Rheological Properties

大阪市立大学　山田　優

レオロジー的性質を評価するためのアスファルト混合物の軟化点と脆化点の試験

大阪市立大学工学部　山田　優

概　要

アスファルトは熱可塑性であり、応力緩和性状を示す。それゆえ、アスファルト混合物を用いることによって、目地なしで連続で平坦な舗装を短時間に施工することができる。また、解体されたアスファルト混合物も、再び加熱すれば再利用することができる。しかしこれらは、施工後全寿命にわたって、そうしたレオロジー的性質が維持されることが前提であり、ときどきそれについて調査されねばならない。古いアスファルト混合物を再利用するときは、その混合物に含まれるアスファルトの性質を再調整するために、それらを試験しなければならない。これらの目的のために、通常、混合物からアスファルトが回収される。しかし、混合物からのアスファルトの回収は難しく、また回収の精度は高くない。

この研究では、レオロジー的性質を調べ、また回収をしないで混合物中のアスファルトの性質を推定するための２つの混合物の試験方法を提案する。１つは、混合物の軟化点の試験方法で、アスファルトの環球法のような試験である。もう１つは、混合物の脆化点の試験方法であり、アスファルトのフラース法のような試験である。用いられるアスファルト混合物の試験供試体は小さくうすっぺらい。それゆえ、既設舗装の混合物を試験するのに都合がよい。この論文では、これらの方法の適用性について検討した結果を報告する。

レオロジー的性質を評価するためのアスファルト混合物の軟化点と脆化点の試験

大阪市立大学工学部　山田　優

1．まえがき

日本の舗装道路の90%以上はアスファルト舗装である。そこに用いるアスファルトは熱可塑性材料で、加熱すると軟化し、冷却すると再び硬化する。それゆえ、アスファルトは所定温度以上に加熱すれば、容易に骨材と混合することができ、またその混合物は、常温まで冷却すれば、交通荷重が通っても変形しない程度に硬くなる。セメントコンクリートと違って、適当な割合で混合されたアスファルトと骨材の混合物は、路体温度状態で著しい応力緩和性状を示す。

それゆえ、アスファルト混合物を使用することによって、目地無しで、連続で平坦な舗装を短時間で施工することができる。また、道路の打ち換え工事で出てくる解体された混合物も、もう一度加熱すれば、再び使用することが可能である。しかしそれらは、上記したようなレオロジー的性質が、施工後全寿命にわたって維持されることが前提であって、ときどきそれについて調べねばならない。古いアスファルト混合物を再利用する際には、含まれるアスファルトの性質を再調整するために、それらが試験される。これらの目的のために、混合物からのアスファルトの回収が通常行われる。しかし、混合物からのアスファルトの回収は、道路技術者にとって難しいことであり、また回収の精度もあまり高くない。

この研究では、アスファルト混合物のレオロジー的性質を調べるとともに、アスファルトの回収をしないで混合物中のアスファルトの性質を推定するための、２つの混合物の試験方法を提案する。１つは、混合物の軟化点の試験方法で、アスファルトに対して行われる環球法に相当するものである。もう１つは、混合物の脆化点の試験方法で、アスファルトのフラース法に相当するものである。用いられるアスファルト混合物の供試体は小さくて薄い。それゆえ、これらの方法は既設舗装の混合物を試験するのに都合がよい。この論文では、これらの試験の適用性について検討した結果について述べる。

2．試験方法の概要

2.1 供試体

軟化点試験と脆化点試験のどちらに対しても、供試体は締め固めたアスファルト混合物試料から切り出した長方形の小片で、その寸法は、厚さ10mm、長さ150mm、幅50mmである。既設舗装からの供試体は、図-1に示すように、直径150mmの円柱コアサンプルから切り出すことができる。この場合、正確な長方形にはならないが、支障はない。なお、舗装中のアスファルトの硬化の程度は通常、深さとともに変化するので、試験片を道路表面に平行に切り出すことが望ましい。さらにこの研究には、実験室で300mm×300mm×50mmの寸法にローラーコンパクターで締め固めたアスファルト混合物から切り出した供試体も用いた。

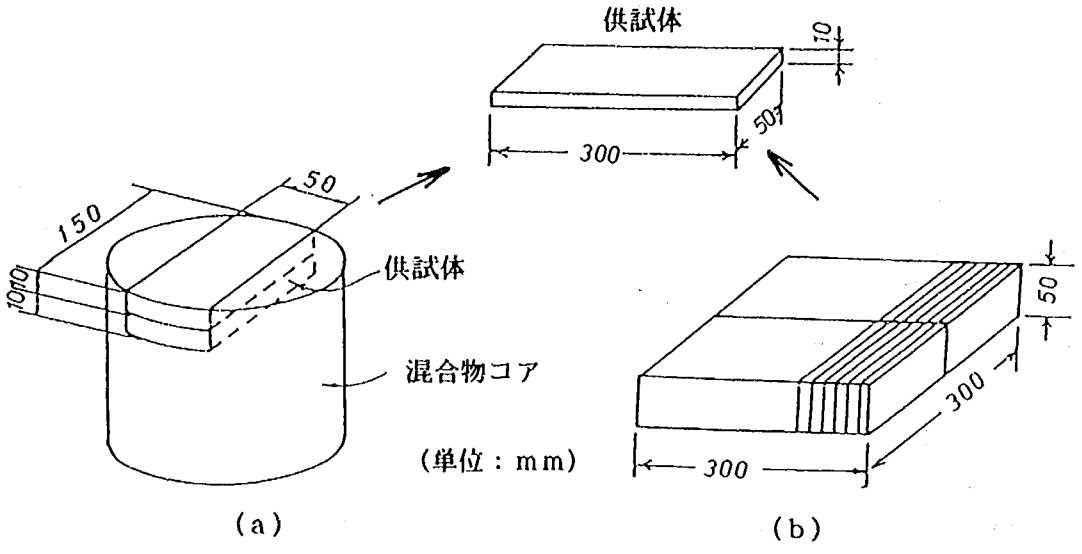


図-1 既設舗装から採取したまたは実験室で締固めたアスファルト混合物試料からの供試体の切出し方法

2.2 軟化点試験

アスファルトの軟化点についての環球法では、アスファルトを平円盤状に環に詰め、5℃の水中に浸ける。鋼球をアスファルトの上に置き、水を5℃／min一定速度で加熱する。そして、アスファルトが軟化し、鋼球の重さのために25mm垂れ下がったときの水の温度を軟化点と定義している。

この研究で用いるアスファルト混合物の軟化点の試験法でも同じように、アスファルト混合物が軟化し、自重程度の荷重で垂れ下がる温度を測定する。アスファルト混合物供試体を図-2のように、2本のステンレス棒の支点の上において水浸する。支点間の距離は100mmである。

100gfを供試体の中央に載荷し、水を5℃から0.5℃／minの速度で加熱する。供試体のたわみは、温度の上昇とともに増加する。たわみと温度との関係は図-3のようになる。このとき、図中の曲線の変曲

点での温度をアスファルト混合物の軟化点とする。なお、変曲点でのたわみ量はアスファルト混合物の伸度に関係しているようある。

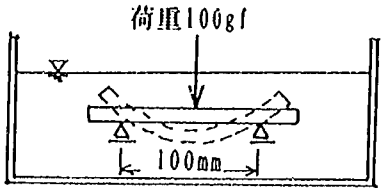


図-2 アスファルト混合物の軟化点試験のための載荷方法

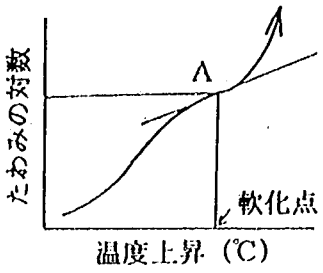


図-3 軟化点の決め方

2.3 脆化点試験

アスファルトの脆化点試験のためのフラース法では、鋼板に0.5mmの厚さに塗られたアスファルトの膜を1℃／minの一定速度で冷却し、同方向の曲げを繰り返す。フラース破壊点と呼ばれる脆化点は、このアスファルト膜にクラックが現われる程度に脆くなり始める温度である。

この研究で用いるアスファルト混合物の脆化点試験法でも、アスファルト混合物が硬化し、常温ではダメージを与えない程度の小さなたわみでも破壊する温度を測定する。

アスファルト混合物供試体を図-4に示すように3点支持の曲げ装置にセットし、電気振動機を使って、正弦波荷重による非常にゆっくりとした曲げ作用を与える。スパンを120mm、周波数を0.01Hzとし、供試体中央のたわみ振幅を一定値の±0.15mmに保ち、そして荷重の変化を測定する。このような条件では、常温での疲労寿命は1000サイクル以上になることが確認されている。試験中の供試体温度はエチレングリコール水溶液槽によってコントロールされる。槽内の温度を最初15℃とし、試験中0.5℃／minの速度で低下させる。

荷重と温度の関係は図-5のようになり、荷重は極大値に達するまで温度の低下とともに増加し、そして減少する傾向を示す。荷重が極大値に達したときの温度をアスファルト混合物の脆化点とする。

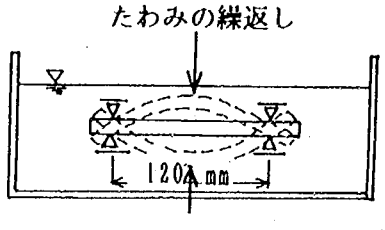


図-4 アスファルト混合物の脆化点試験のための載荷方法

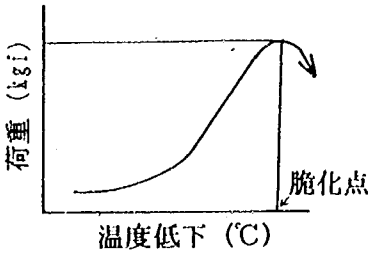


図-5 脆化点の決め方

3．アスファルト混合物の軟化点と脆化点の試験結果と回収アスファルトの性質との関係

この関係を調べるために、実験室で密粒度アスファルト混合物を作製して試験した。また既設舗装からも多くのアスファルト混合物試料を採取した。これら混合物中のアスファルトの性質を試験するために、アブソン法によって混合物からアスファルトを回収した。

図-6は、アスファルト混合物の軟化点と回収アスファルトの軟化点との関係を示す。ばらつきはあるが、この図で回帰曲線を得ることができる。

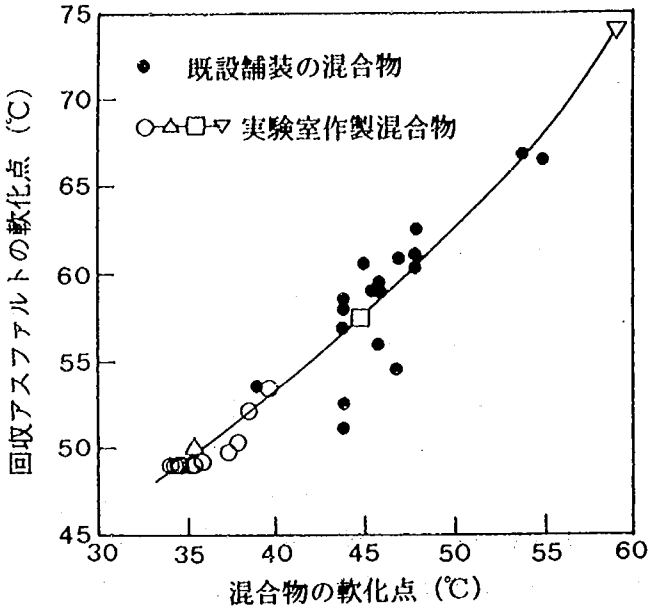


図-6 アスファルト混合物の軟化点と回収アスファルトの軟化点との関係

アスファルト混合物の脆化点もおそらく回収アスファルトのフラース破壊点と関係している。フラース破壊点は舗装工事用アスファルトの評価に一般的には用いられていないが、環球法による軟化点とフラース破壊点との差が針入度指数と相関があることが知られている[1]。そこで、図-1にアスファルト混合物の軟化点と脆化点との差を回収アスファルトの針入度指数に対してプロットしてみた。

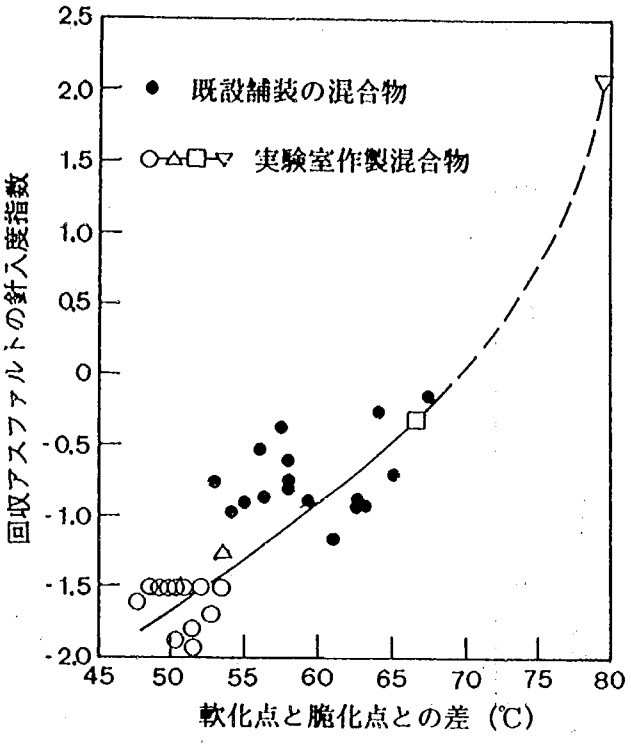


図-1 アスファルト混合物の軟化点と脆化点の差と
回収アスファルトの針入度指数との関係

ところで、アスファルトの硬さを評価するためにもっともよく用いられている変数は針入度である。このアスファルトの針入度は温度25℃、載荷時間0.4secでのスチフネスに相当するといわれている[1]。舗装工事用アスファルトの場合、このスチフネスはまた、アスファルト混合物の脆化点試験の試験条件である0.01Hzにおいては、およそ12℃でのスチフネスに相当する。図-8は、アスファルト混合物の脆化点試験で測定された12℃での混合物のスチフネスとそれらから回収したアスファルトの針入度との関係を示す。

これらの結果から、アスファルト混合物の軟化点と脆化点の試験が、精度は高くないかもしれないが、回収アスファルトのレオロジー的性質を予測するのに役立つといえるであろう。

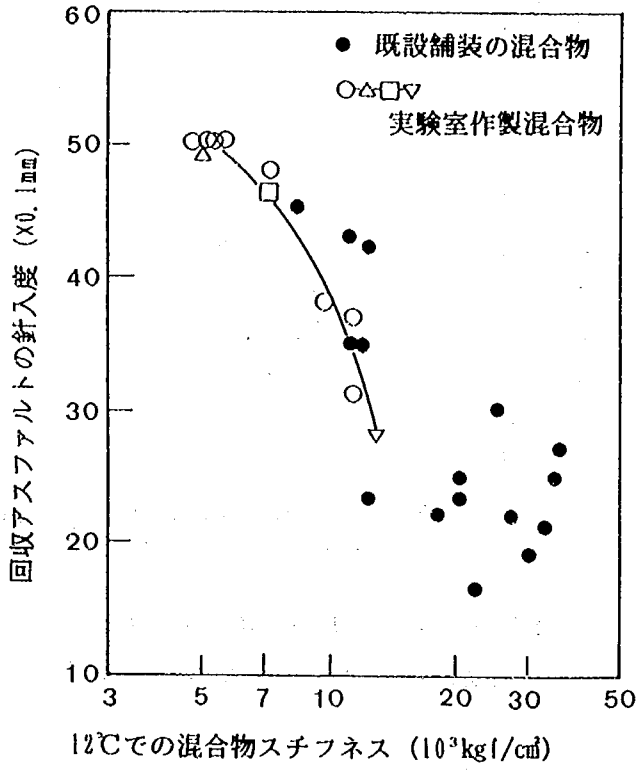


図-8 アスファルト混合物の脆化点試験で測定される12℃での混合物スチフネスと回収アスファルトの25℃針入度との関係

4．試験結果に及ぼす混合物の種類とアスファルト量の影響

図-6～8のそれぞれにプロットされている点のばらつきはアスファルトの回収と試験の誤差によるところが大きいと思われる。しかし、混合物の種類やアスファルト量が試験結果にかなり影響しているかも知れないことを見逃せない。

図-9は、同一の材料で作られた密粒度アスファルト混合物と細粒度アスファルト混合物における、軟化点、脆化点、それらの差、そして12℃での混合物スチフネスの、アスファルト量に伴う変化を示す。この図から、アスファルト量が1％増加することによって、軟化点が約1℃上昇し、脆化点が約1℃低下し、その結果それら2点間の温度差は約2℃増加し、さらに12℃での混合物スチフネスは1000kgf/cm増加することがわかる。それゆえ、図-6～8に示すような回帰曲線によって、アスファルト混合物の試験結果から、回収アスファルトの軟化点、針入度指数そして針入度を予測するとすれば、混合物中のアスファルト量1％の違いによって、それぞれ ±1℃、±0.15そして3（X0.1mm）程度の誤差が生じることになる。

図-9でまた、細粒度アスファルト混合物の軟化点と脆化点は密粒度アスファルト混合物のそれらより少し低くなり、その結果、2点の温度にはあまり違いが生じないことを示している。これら2つの混合物の12℃でのスチフネスの差は明らかでない。

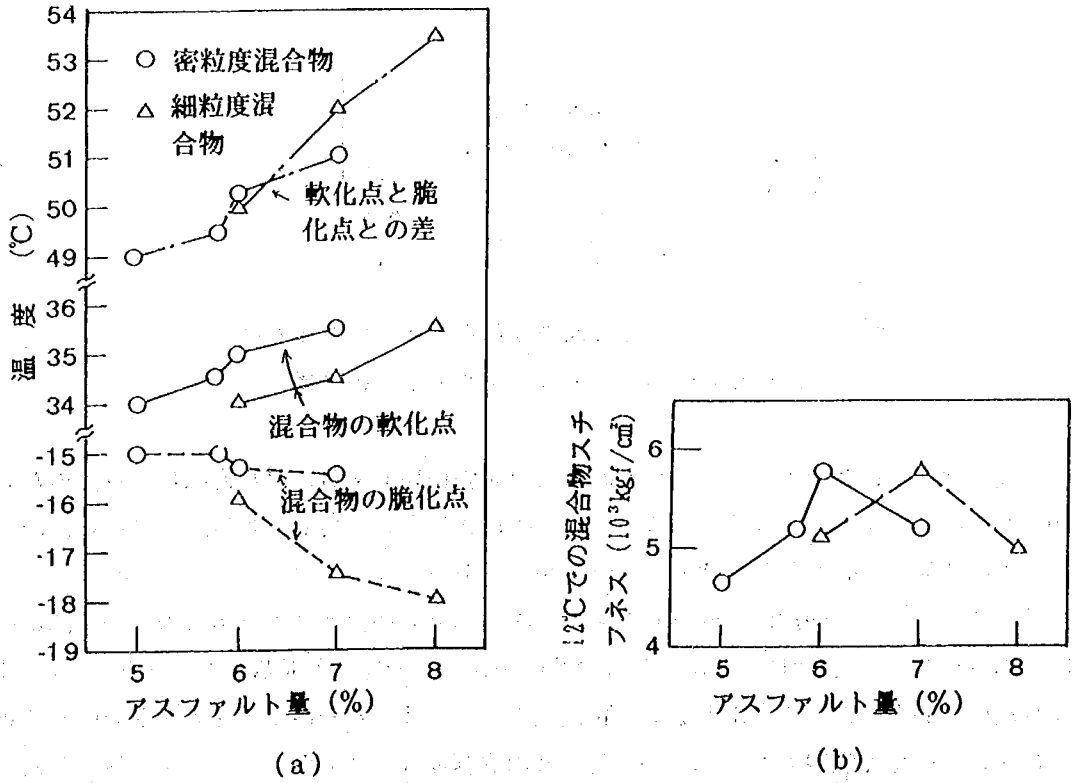


図-9 混合物の種類とアスファルト量が試験結果に及ぼす影響

5．試験で求まるその他の性質

既述のように、たわみと荷重がそれぞれ軟化点試験と脆化点試験で測定される。脆化点試験での供試体のたわみは非常に小さいので脆化点試験における荷重を、計算によって最大曲げ応力に換算することができる。しかし、軟化点試験においては、たわみは大きいので、それからひずみを計算することは難しい。

図-10は、２種の混合物の種々のアスファルト量における軟化点でのたわみと脆化点での最大曲げ応力を示す。この図で、軟化点でのたわみと脆化点での応力はアスファルト量とともに増加することがわかる。

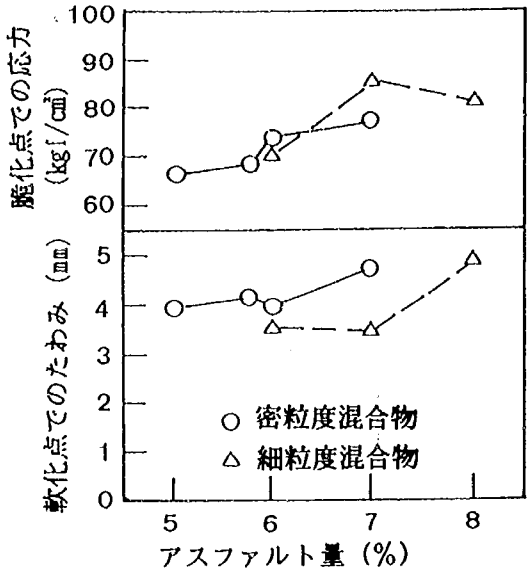


図-10 アスファルト混合物の軟化点でのたわみまたは
脆化点での応力とアスファルト量との関係

図-11と図-12は、60℃で加熱後のアスファルト混合物の試験結果である。混合物の軟化点でのたわみは加熱の時間とともに減少する。これは、アスファルトの硬化によると考えられる。なぜなら、回収アスファルトの針入度は加熱時間とともに減少しているからである。

しかし、12℃スチフネスの増加は明らかであるが、脆化点での応力とスチフネスの加熱時間に伴う変化はこの図でみられない。図-13に、脆化点およびその脆化点での応力と試験で用いたたわみとの関係を示す。脆化点はたわみによって変化するが、脆化点での応力は、たわみが大きすぎない限り変化していない。それゆえ、脆化点試験でのアスファルト混合物供試体は、応力があるレベルに達したとき、破壊することがわかる。この研究のために実験室で作製したアスファルト混合物の場合、この応力レベ

ルは、60～80kgf/cm²である。

これらの結果から、軟化点でのたわみと脆化点での応力は、アスファルト混合物のそれぞれ高温での伸度と低温での強度を表しているといえる。

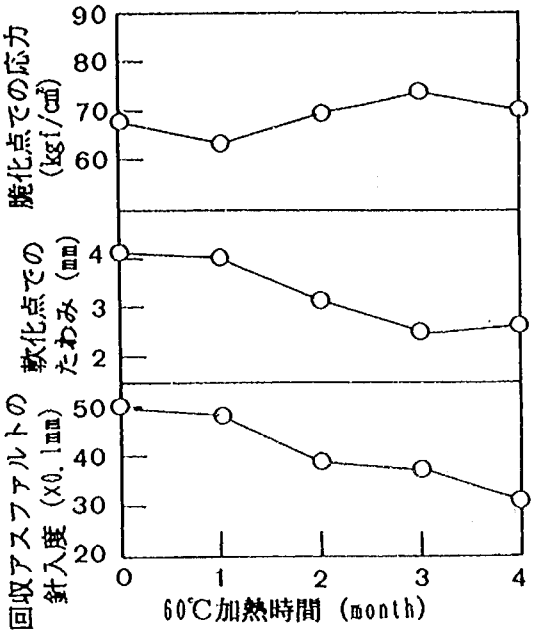


図-11 加熱後のアスファルト混合物の軟化点でのたわみ、脆化点での応力および回収アスファルトの針入度

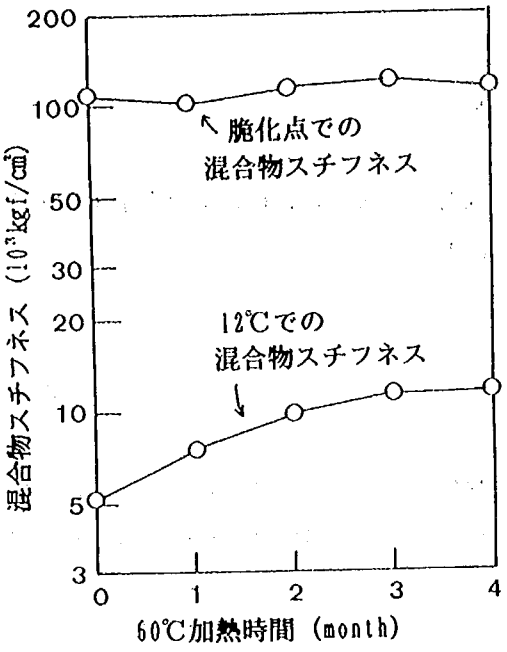


図-12 加熱後のアスファルト混合物の12℃および脆化点でのスチフネス

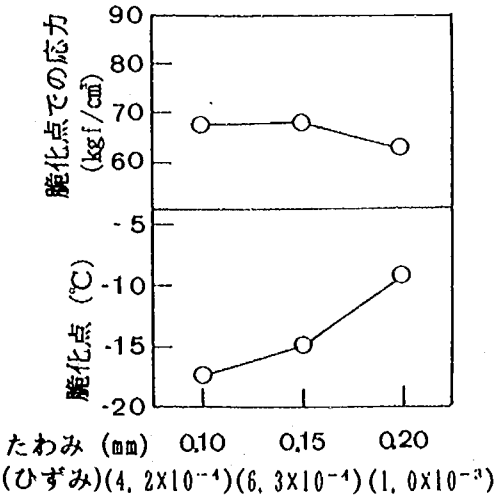


図-13 アスファルト混合物の脆化点および脆化点での応力と試験に用いたたわみとの関係

6. 結　論

1）混合物の軟化点と脆化点の試験は、回収アスファルトのレオロジー的性質の推定に役立つ。
2）軟化点でのたわみと脆化点での応力は、アスファルト混合物のそれぞれ伸度と強度を表している。

7. 謝　辞

この研究をご支援いただいた神戸市土木局の関係各位、ならびに、研究協力者の橋田雅弘、赤坂忠明の両氏に深謝する。

参考文献

1) Van der Poel, C. : A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data, 4, 221~236, 1954.

スパイクラベリング試験を用いた現道舗装の摩耗の推定

An Estimation of Road Wear Using Spike Ravelling Test

建設省土木研究所　伊藤正秀
同　安崎裕

スパイクラベリング試験による現道舗装の摩耗の推定

建設省土木研究所　舗装研究室　伊藤　正秀
安崎　裕

概　要

日本では現在も、積雪寒冷地においてスパイクタイヤが広く使用されている。スパイクタイヤによる摩耗に対して、様々な対策が検討されているが、それら検討に当たっては、室内で舗装の耐摩耗性を評価する、スパイクラベリング試験を実施することが一般的である。

日本では1985年当時、５つの公的研究機関がスパイクラベリング試験機を保有していたが、輪荷重、走行回数等の試験条件は統一されていなかった。そこで、これら５つの研究機関が共同で試験条件の標準化の検討を行い、その結果、1987年には各機関の試験結果の互換性も確立することができた。

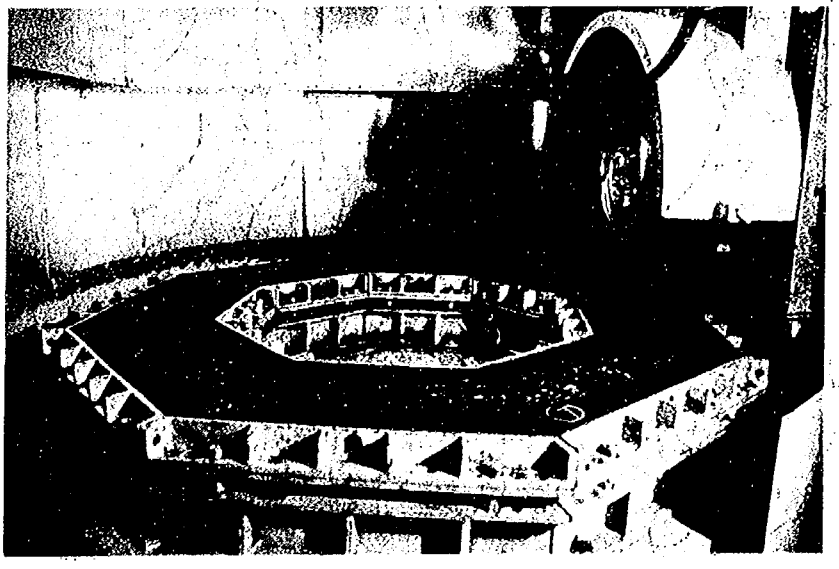
続いて、スパイクラベリング試験を用いて供用中の舗装の摩耗によるわだち掘れ深さを推定する手法について検討した。全国で45箇所の試験舗装を設定し、現場の混合物に対するスパイクラベリング試験の実施、毎年、春と秋のわだち掘れ深さの観測、交通条件の調査等を行うことにより、検討を行った。その結果、摩耗わだち掘れ深さはスパイクタイヤ装着車の通過台数と極めて高い相関があり、さらにその相関式の傾きはスパイクラベリング摩耗量と相関があることがわかった。これらの結果にもとづき、1989年、スパイクラベリング試験により現道の舗装の摩耗わだち掘れ量を推定する手法を作成した。

スパイクラベリング試験による現道舗装の摩耗の推定

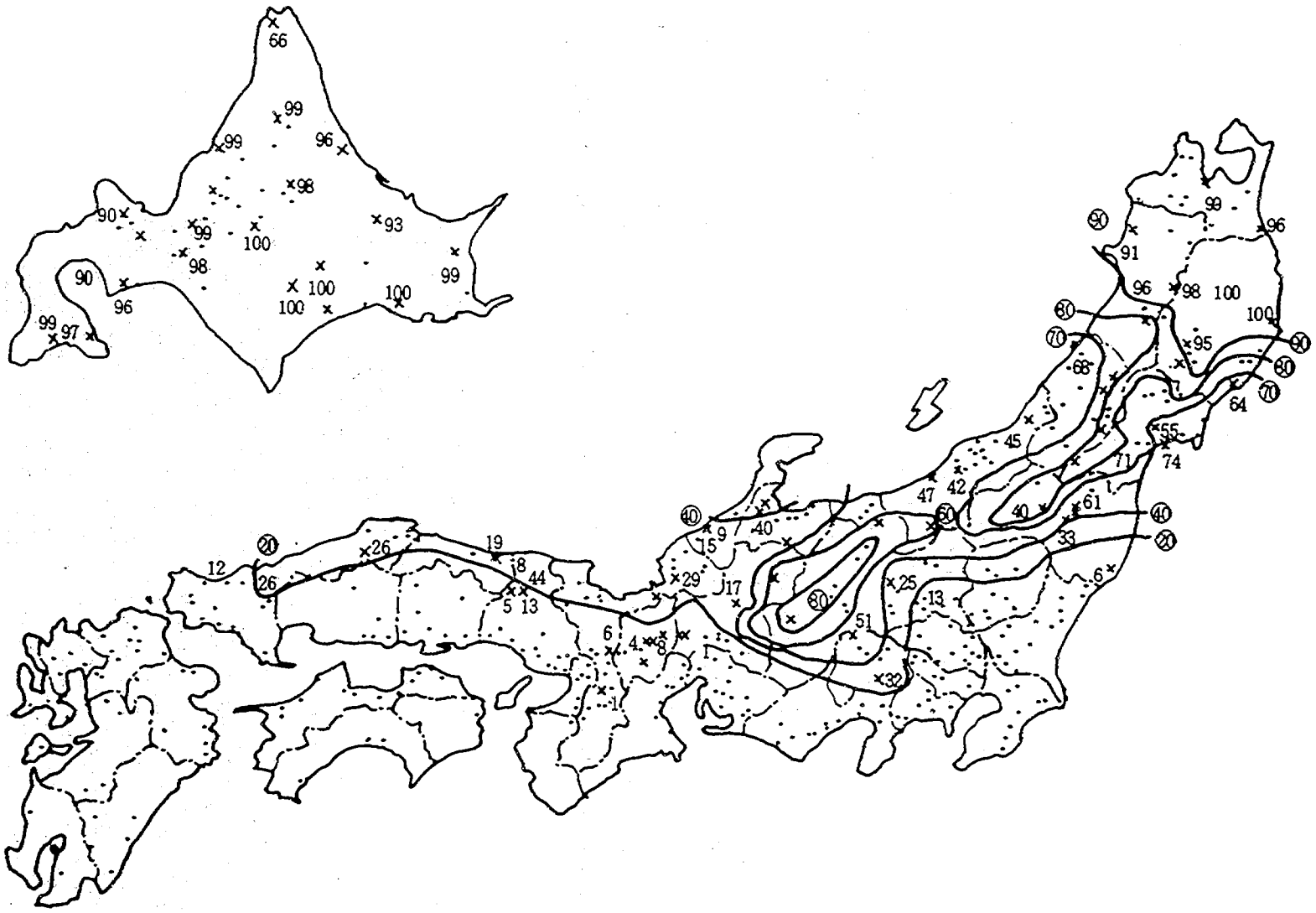
建設省土木研究所　舗装研究室　伊藤　正秀
安崎　裕

1．はじめに

日本の積雪寒冷地の多くは非常に多量の積雪があり、また、沿道は市街地、人家、田畑ということが多い。このため、機械的除雪では路面を露出した状態に保つのは難しく、また、融雪剤の散布も制限をうけることになる。このため、スパイクタイヤの使用率が非常に高い（図－1.1に日本のスパイクタイヤ装着状況を示す）。高いスパイクタイヤ使用率は、積雪寒冷地において、舗装の摩耗、粉塵の発生といった問題を引き起こしていた。道路を管理する官公庁では、スパイクタイヤによる舗装の摩耗を少なくするために、混合物の改良、例えば、骨材粒度の改善、改質アスファルトの使用、硬い骨材の使用といった対策を行なってきている。混合物の耐摩耗性を評価する際には、スパイクラベリング試験が通常使用されている。これは、回転するテーブルの上に並べた供試体の上をスパイクタイヤが走行することにより、舗装の摩耗の状態をシミュレートする試験である（写真－1.1）。建設省および北海道開発局では、1985年より、スパイクラベリング試験方法の標準化、そしてスパイクラベリング試験を用いて現道の摩耗を推定する方法の開発を行なってきた。本論文では、これらの検討結果について報告する。



写真－1.1　スパイクラベリング試験機



図－1.1　日本におけるスパイクタイヤ装着率（小型車）
（1982年調査、北海道のみ1980年調査）

2．スパイクラベリング試験方法の標準化

2.1 概要

1985年当時、東北、北陸、中部の各地方建設局、土木研究所舗装研究室および北海道開発局の５機関がスパイクラベリング試験機を所有していた。しかし、スパイクラベリング試験には統一された試験方法がなく、試験機の諸元なども定められておらず、異なる機関相互の試験結果の比較ができなかった。このため、上記５機関では共同の試験を行い、標準試験条件の設定および各機関による試験結果の換算について検討を行なった。

2.2 検討結果

土木研究所において複数の粒度の供試体（表－2.1）を作製し、５機関でスパイクラベリング試験を行なった。また、タイヤの輪荷重、試験温度、タイヤ空気圧等の試験条件を変化させてスパイクラベリング試験を行い、試験条件の変化が試験結果に与える影響について検討した。

同一供試体について、５機関で試験を行なった結果の一例を図－2.1に示す。同一供試体であっても、試験機関によって異なる摩耗量となっている。また、試験条件の変化が試験結果に及ぼす影響についての検討を行い、その結果から、表－2.2に示す標準試験条件を設定した。一方、異なる試験機関の換算については、土木研究所および各機関において、試験結果のキャリブレーションを目的とした標準供試体を設定し、式(2.1)により、試験結果を土木研究所の摩耗量に換算することとした。1986年より、５機関では標準試験方法に従って試験を行い、試験結果の換算が可能となった。

$$\text{換算摩耗量}\quad S_d = \alpha_i \times \frac{S_{i0}}{S_{ij}} \times S_j \quad \cdots(2.1)$$

ここに、

α_i ：機関 i の摩耗量換算係数

$$\alpha_i = \frac{S_0}{S_{i0}}$$

S_0 ：摩耗量換算係数α_iを求めたときの、土研標準供試体の摩耗量（cm²）

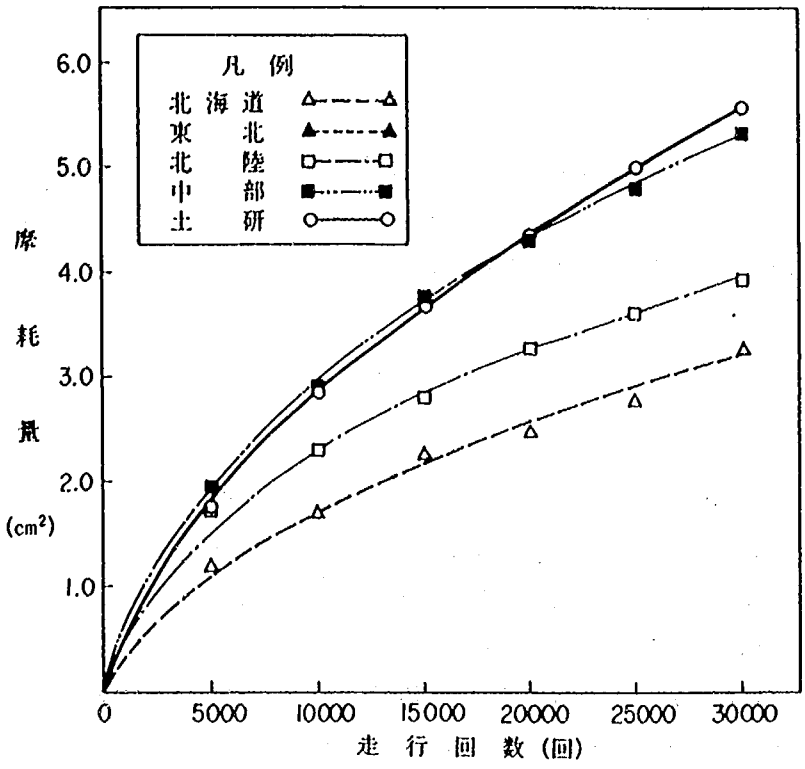
S_{i0}：摩耗量換算係数α_iを求めたときの、各機関標準供試体の摩耗量（cm²）

S_{ij}：任意の時点での各機関標準供試体の摩耗量（cm²）

S_j ：任意供試体の摩耗量（cm²）

表-2.1 試験に用いた混合物の種類

密粒度（20F）
密粒度ギャップ（13F）
細粒度ギャップ（13F）



図－2.1 各機関による同一供試体の摩耗量（細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13F)）

表-2.2 標準試験条件（案）

プレロード走行試験条件		スパイク走行試験条件	
ならし回転	回転が安定するまで	ならし回転	回転が安定するまで
テーブル速度	20km/h	テーブル速度	20km/h
タイヤ速度	20km/h	タイヤ速度	20km/h
タイヤ種類	ノーマルラジアル	タイヤ種類	○社(145SR10 B-650)
輪荷重	150±5kgf	輪荷重	150±5kgf
タイヤ空気圧	1.6±0.1kgf/cm²	タイヤ空気圧	1.6±0.1kgf/cm²
試験温度	20℃	試験温度	0±2℃
キャンバー角	原則として1.5°	キャンバー角	原則として1.5°
シフト幅	原則として±50mm	シフト幅	原則として±50mm
シフト速度	－	シフト速度	－
養生時間	4 h	養成時間	4 h
運転回数	5,000回転	運転回数	30,000回転
		散水量	2 ℓ/min
摩耗量の測定	ダイヤルゲージ10mmピッチ、またはレーザ光線測定による3断面		

＊プレロードとは、供試体の落ち着きを良くするために、ノーマルタイヤにより供試体上を走行させること。

3．スパイクラベリング試験による摩耗の推定方法の開発

3.1 目的

スパイクラベリング試験は舗装用混合物の耐摩耗性を評価できるものの、試験結果と現道の摩耗量がどのような関係にあるかということについては不明であった。このため、５機関では、スパイクラベリング試験結果から現道の摩耗を推定する手法について検討した。

3.2 調査方法

表-3.1に示す32箇所、45工区を調査箇所として選定した。調査箇所の選定にあたっては、信号停止による制動等の影響を除去するため、単路部に限定している。これらの調査箇所について、表－3.2に示すデータを収集した。特にスパイクラベリング試験については、現道より供試体を切り出し、試験を実施した。なお、路面性状の測定にあたっては、夏期の流動わだちと冬期の摩耗わだちを分離するため、春、秋の年２回の測定を行っている。

表－3.2　収集したデータ

調査したデータ		試験方法、備考
交通条件	交通量	全車、大型車、スパイクタイヤ装着率
	スパイクタイヤの装着時期	
混合物性状	粒度	
	骨材のロサンゼルス減量	JIS A 1121
	スパイクラベリング摩耗量	表－１に示す試験条件
路面性状	わだち掘れ量	毎年、春、秋調査
	ひび割れ率	

3.3 調査結果

3.3.1 冬期スパイク装着台数の算出

冬期のスパイクタイヤ装着台数を算出するために、スパイク装着率とスパイクタイヤの装着期間のデータを収集した。スパイクタイヤ装着期間については、①スパイクタイヤの装着を開始する時期、②スパイクタイヤの装着率が最高値に達する時期、③スパイクタイヤの装着率が低下を始める時期、④スパイクタイヤ装着率がほぼ０％となる時期を記録している。これより、スパイクタイヤ装着率の推移を図-3.1のように仮定し、式（3.1）により冬期のスパイクタイヤ装着台数を算出した。

なお、算出にあたっては、大型車の影響を考慮しない場合、大型車の影響を考慮した場合、各々を想定して式(3.1)により算出した。

表－3.1　調査箇所一覧

番号	地建	事務所等名	路線	調査箇所 地先名	交通区分	施工年月	粒度
1011		函館開発建設部	5	茅部郡森町	C	60.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1021			5	山越郡長万部町	C	60.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1031		小樽開発建設部	5	余市郡余市町	C	60.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1041		旭川開発建設部	12	旭川市春志内	D	60.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1051	北		38	富良野市布部	C	61.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1061			40	上川郡比布町	C	61.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1071	海	室蘭開発建設部	36	苫小牧市明野	D	60.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1081			234	勇払郡追分町	C	61.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1091	道		235	勇払郡厚真町（1）	D	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1092				勇払郡厚真町（2）	D	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1093				勇払郡厚真町（3）	D	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1094				勇払郡厚真町（4）	D	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1101		札幌開発建設部	38	芦別市木町（1）	C	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1102				芦別市木町（2）	C	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1103				芦別市木町（3）	C	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
1104				芦別市木町（4）	C	62.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2011		湯沢工事事務所	13	秋田県仙北郡協和町峰吉川（1）	C	60.9	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2012				秋田県仙北郡協和町峰吉川（2）	C	60.9	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
2021		山形工事事務所	13	山形県東根市大字東根元東根（1）	C	60.12	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2022				山形県東根市大字東根元東根（2）	C	60.12	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
2023				山形県東根市大字東根元東根（3）	C	60.12	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2024				山形県東根市大字東根元東根（4）	C	60.12	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
2031	東	三陸国道工事事務所	45	岩手県下閉伊郡山田町大沢（1）	B	60.7	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
2032				岩手県下閉伊郡山田町大沢（2）	B	60.7	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2041		仙台国道工事事務所	4	宮城県柴田郡大河原町（1）	B	60.12	密粒(20)F
2042				宮城県柴田郡大河原町（2）	B	60.12	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
2043				宮城県柴田郡大河原町（3）	B	60.12	密粒(13)F
2044				宮城県柴田郡大河原町（4）	B	60.12	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2051	北	仙台国道工事事務所	6	宮城県亘理郡山元町浅生原（1）	C	60.9	密粒(13)F
2052				宮城県亘理郡山元町浅生原（2）	C	60.9	密粒(20)F
2061		仙台国道工事事務所	47	宮城県玉造郡岩出山町下一栗（1）	B	60.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2062				宮城県玉造郡岩出山町下一栗（2）	B	60.10	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
2071		郡山国道工事事務所	49	福島県郡山市田村（1）	C	59.10	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
2072				福島県郡山市田村（2）	C	59.10	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
3011		新潟国道工事事務所	7	新潟県新発田市佐々木	C	62.6	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
3021			49	新潟県北蒲原郡水原町	C	62.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
3031		長岡国道工事事務所	8	新潟県柏崎市曽地	C	62.5	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
3041	北		17	新潟県北魚沼郡川口町	C	62.7	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
3051			17	新潟県南魚沼郡大和町	C	62.6	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
3061			116	新潟県刈羽郡刈羽村	C	62.6	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
3071	陸	高田工事事務所	8	新潟県上越市長浜	C	62.7	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
3081		富山工事事務所	8	富山県下新川郡入善町	C	62.9	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
3091			160	富山県氷見市稲積	C	62.11	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(13)F
3101		金沢工事事務所	8	石川県小松市矢田野	C	62.5	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ(20)F
4011	中部	高山国道工事事務所	41	岐阜県大野郡久々野町	C	59.9	密粒(20)F

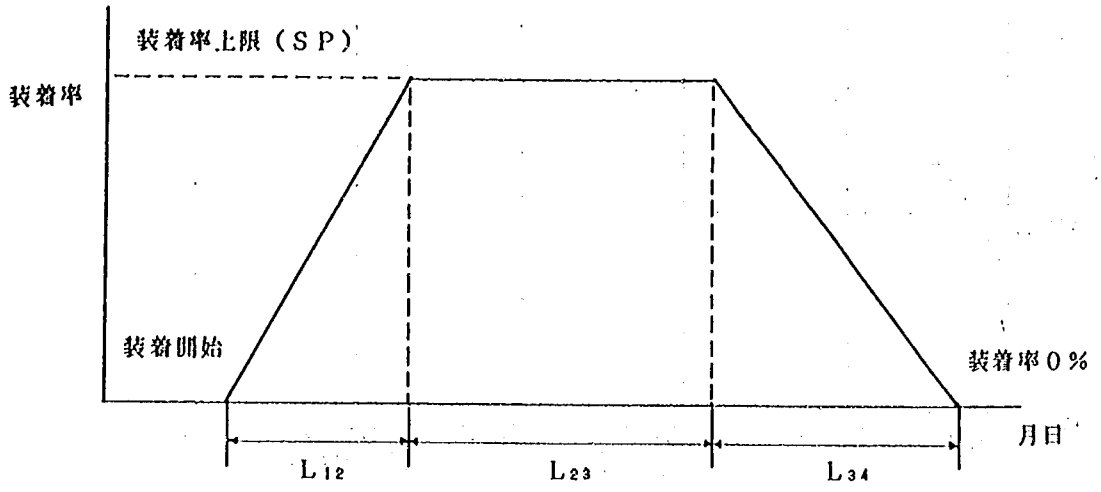
$$N_{SP} = (L_{12} \times SP / 2 + L_{23} \times SP + L_{34} \times SP / 2) \times N \quad \cdots (3.1)$$

ここで、N_{SP}：1シーズンのスパイクタイヤ装着車台数（台）

N　：全車交通量（台／日・方向）

SP：スパイクタイヤ装着率（%）

L_{12}、L_{23}、L_{34}：図-3.1に示す期間（日）



図－3.1　スパイクタイヤ装着率推移のモデル

3.3.2 累積交通量と供用性の関係の検討

各調査箇所のわだち掘れ量の推移を確認するため、まず、横軸に交通量、縦軸にわだち掘れ量をとって、各箇所のデータをプロットした。

(1)全車交通量および大型車交通量とわだち掘れの関係

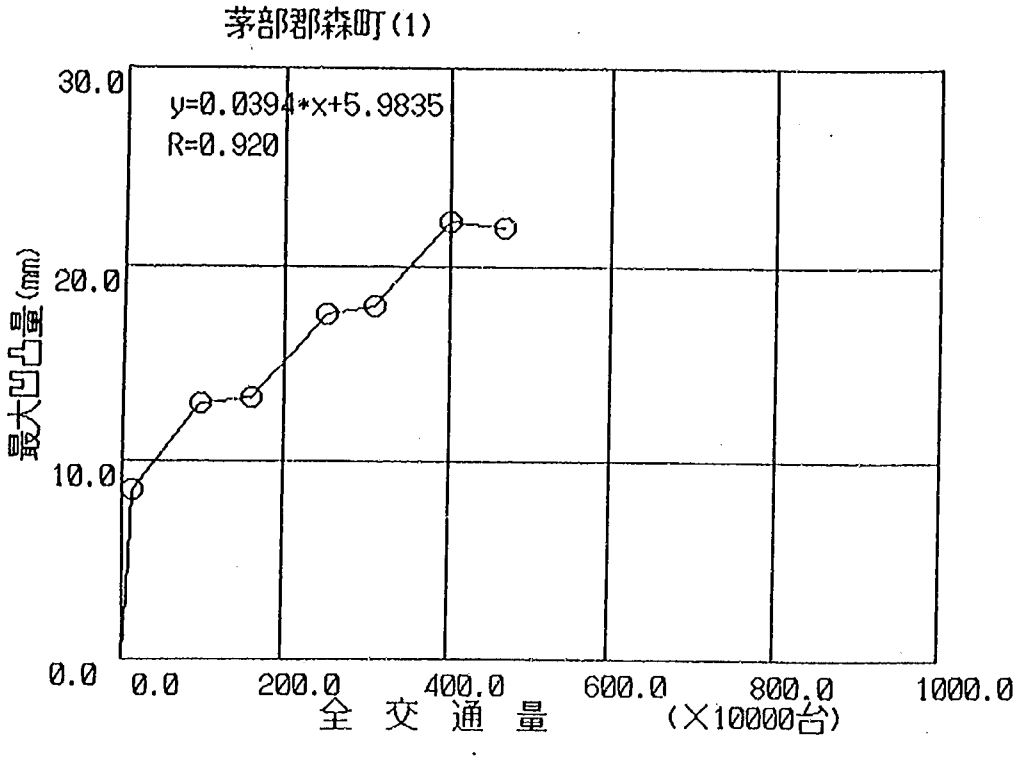
この場合、縦軸には、わだち掘れ量（最大わだち）をとった。各地建の代表調査箇所についての全車交通量とわだち掘れ量の関係を図-3.2～3.5に示す。いずれの箇所も供用直後にわだちの進行が大きい。これは、塑性流動による初期わだちである。なお、初期わだちを除くと、一般にわだち掘れの進行は冬期に大きく、夏期の進行は小さい。ただし、夏期のわだち掘れ進行、冬期のわだち掘れ進行の程度については箇所により異なる傾向を示している。

また、大型車交通量とわだち掘れ量の関係も、全車交通量とわだち掘れ量の場合とほぼ同様の傾向を示している。

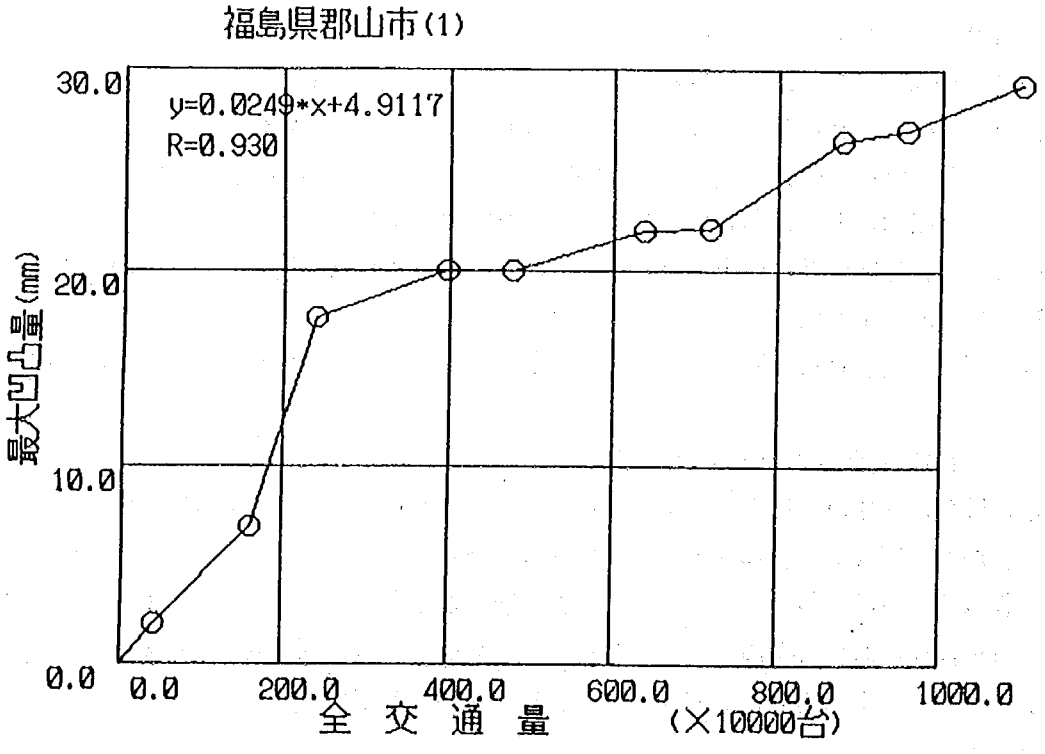
(2)スパイク装着台数と冬期わだち掘れの関係

この場合、純粋に摩耗のみによるわだち掘れ量を抽出するため、わだち掘れ量は冬期のわだち掘れ進行量（春のわだち掘れ量－前年秋のわだち掘れ量）とした。

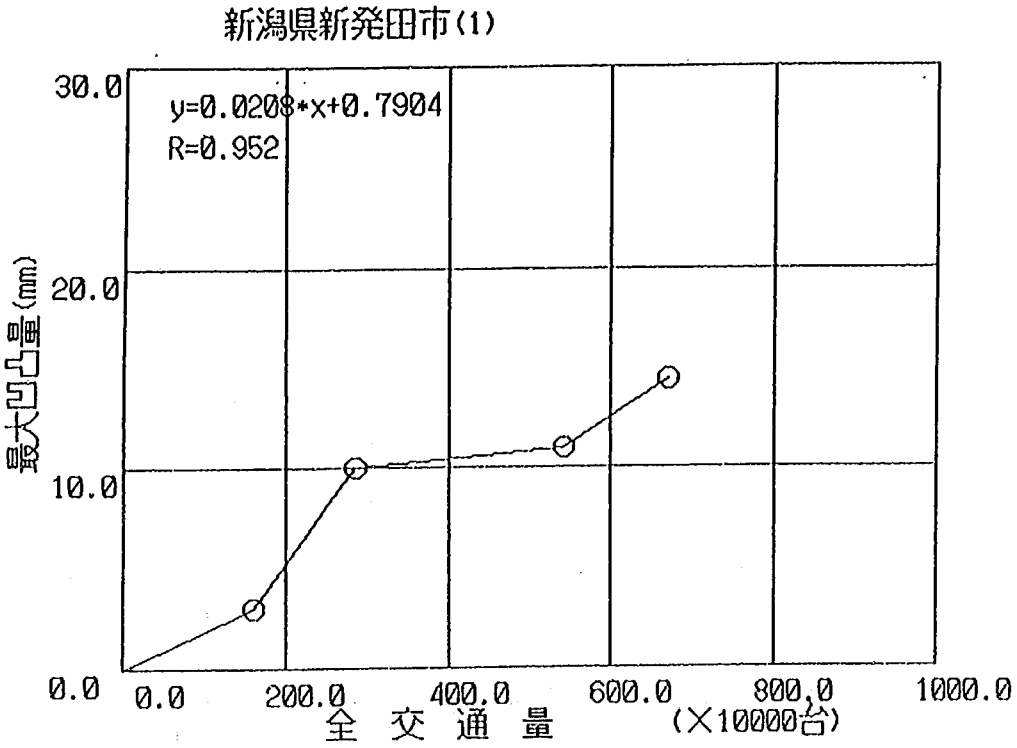
各地建の代表調査箇所についてのスパイク装着交通量と冬期のわだち掘れ量の関係を図-3.6～3.9に示す。いずれの箇所においても両者は高い相関を示している。直線回帰式における相関係数は、全ての箇所において0.95以上であり、スパイク装着台数と冬期のわだち掘れ量の間には高い相関があることがわかる。



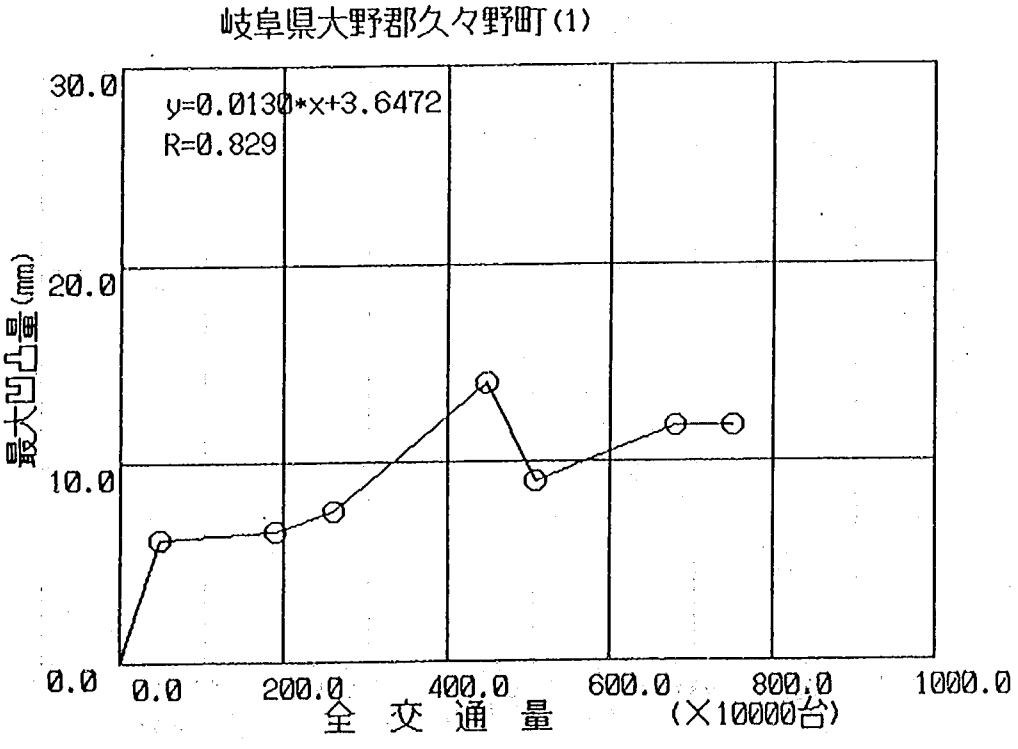
図－3.2　全車交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（北海道）



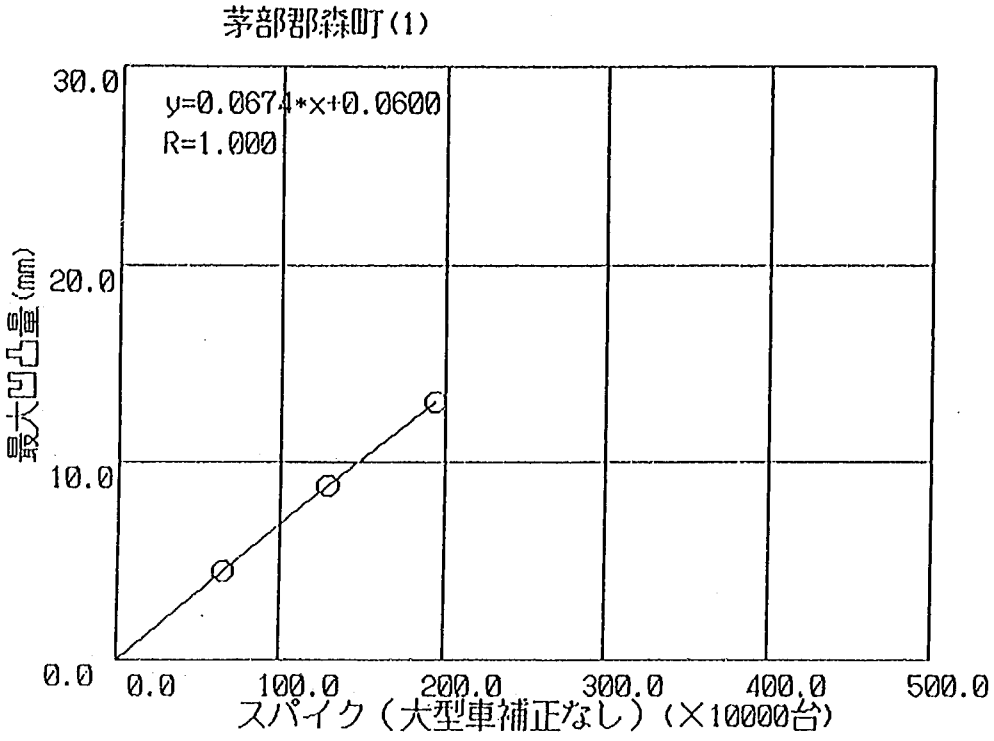
図－3.3　全車交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（東北）



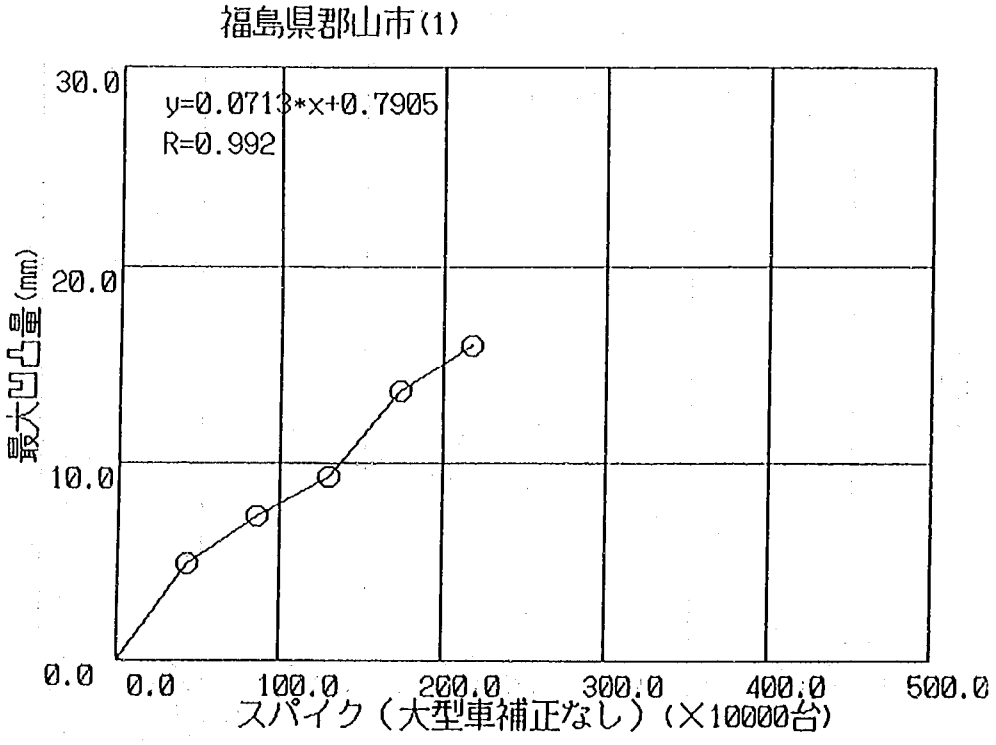
図－3.4　全車交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（北陸）



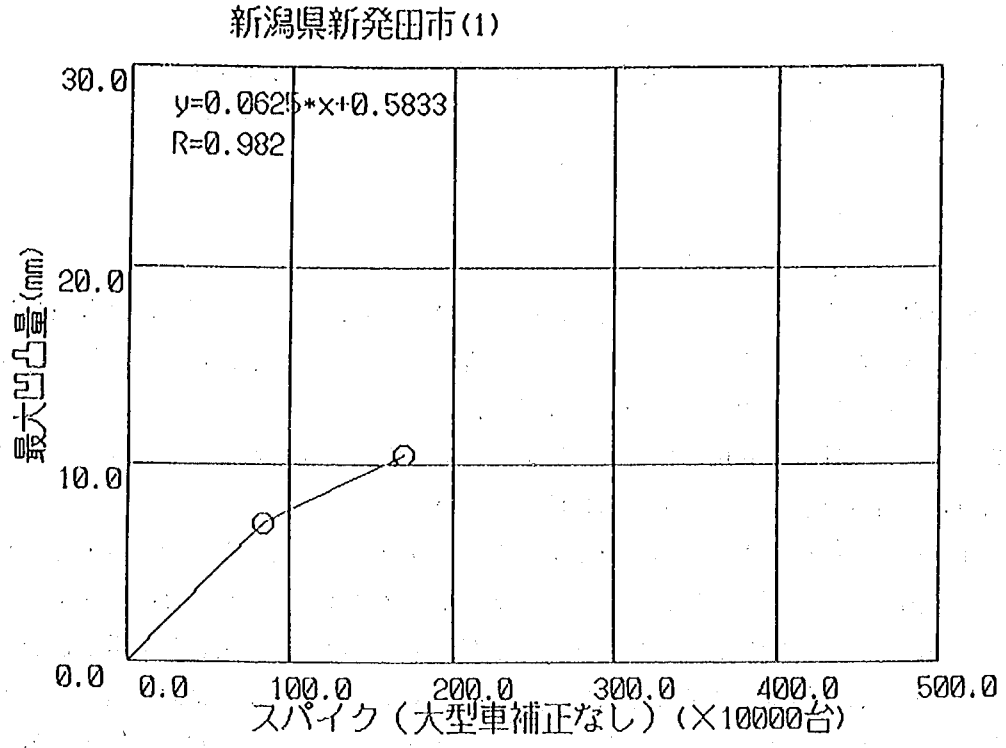
図－3.5　全車交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（中部）



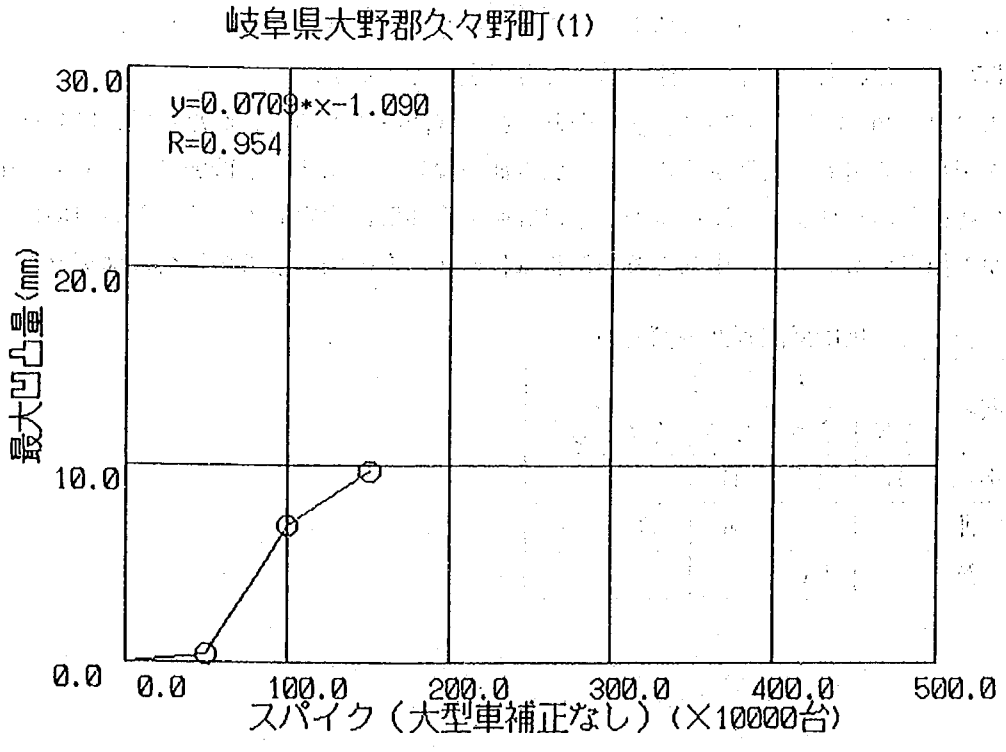
図－3.6　スパイク交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（北海道）



図－3.7　スパイク交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（東北）



図－3.8　スパイク交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（北陸）



図－3.9　スパイク交通量と最大わだち掘れ量の関係の例（中部）

3.3.3 混合物性状とわだち掘れの関係

3.3.2と同様の方法で、各調査箇所における交通量とわだち掘れ量の回帰式を

$$R = a \times N + b \quad \cdots(3.2)$$

ここで、R：わだち掘れ量（㎜）

N：交通量（台）

a、b：係数

の形で求めた。この場合、もし、混合物が摩耗しやすい混合物であれば、わだち掘れの進行は早く、傾きaは大きくなるはずである。そこで、全箇所について、この手法により回帰式の傾きaを求め、傾きaと混合物特性値との関係について検討した。

傾きaと混合物性状の相関係数を表－3.3～3.6に示す。交通量が全車および大型車の場合、わだち掘れ進行の傾きaと混合物特性の間には関係がない。

スパイク交通量の場合も、骨材のロサンゼルスすり減り減量とわだち掘れ量進行の傾きaには相関がない。一方、わだち掘れ量進行の傾きaとラベリング摩耗量については、東北においてよい相関を示している。また、北陸においては、多少の相関が認められる。一方、北海道および全機関を合わせたものについては、相関が認められない。これは、表-3.7に示すように北海道の調査箇所に１冬しか供用していない箇所が多く、データがばらついたためと考えられる。なお、傾きaの算出に当たっては次の２つの事項についても考慮した。

①大型車が摩耗に与える影響を普通車の２倍と仮定して傾きaを算出。（大型車補正）

②施工の良否が舗装施工直後のわだち掘れ量に与えた影響を除去するため、施工後、第１回目の測定データを省いて傾きaを算出。（原点補正）

しかし、何れの場合についても補正なしの相関係数と違いはほとんどなかった。したがって、以後の解析においては、大型車補正、原点補正とも考慮していない。

参考のため図－3.10～3.13に、各機関および全機関をまとめた、わだち掘れ量進行の傾きaとラベリング摩耗量の関係（大型車補正なし、原点補正なし）を示す。全機関においては、第２章に示した方法で各機関のラベリング摩耗量を土木研究所の摩耗量に換算している。なお中部については、調査箇所が１箇所であるため、中部のみの解析は行わず、全機関の解析の場合にはデータに含めた。

表-3.7　供用期間別調査箇所数

機関名	箇所数				
	1冬	2冬	3冬	4冬	5冬
北海道	9	2	5		
東　北			8	8	2
北　陸		10			

表－3.3　摩耗量進行の傾きａと混合物性状の相関（全機関）

交通量	混　合　物	原点補正	相関係数	判定
全　車	ロス減(6)	する	0.440	×
		しない	0.446	×
	ラベ(換算)	する	0.838	△
		しない	0.494	×
大型車	ロス減(6)	する	0.165	×
		しない	0.169	×
	ラベ(換算)	する	0.439	×
		しない	0.350	×
スパイク(大型補正なし)	ロス減(6)	する	0.165	×
		しない	-0.163	×
	ラベ(換算)	する	0.066	×
		しない	0.082	×
スパイク(大型補正あり)	ロス減(6)	する	-0.171	×
		しない	-0.176	×
	ラベ(換算)	する	0.071	×
		しない	0.080	×

表－3.4　摩耗量進行の傾きａと混合物性状の相関（北海道）

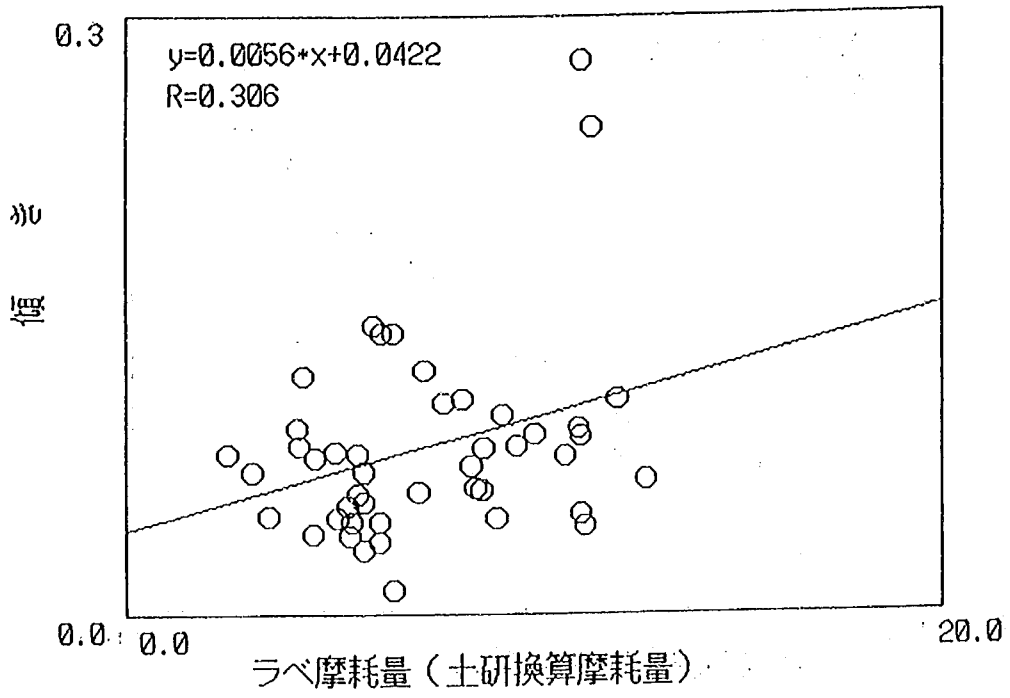
交通量	混　合　物	原点補正	相関係数	判定
全　車	ロス減(6)	する	0.170	×
		しない	0.128	×
	ラベ(機関)	する	-0.493	×
		しない	-0.391	×
大型車	ロス減(6)	する	-0.512	×
		しない	-0.545	×
	ラベ(機関)	する	0.064	×
		しない	0.237	×
スパイク(大型補正なし)	ロス減(6)	する	0.210	×
		しない	-0.106	×
	ラベ(機関)	する	-0.058	×
		しない	-0.352	×
スパイク(大型補正あり)	ロス減(6)	する	0.114	×
		しない	-0.236	×
	ラベ(機関)	する	-0.307	×
		しない	-0.295	×

表－3.5　摩耗量進行の傾きａと混合物性状の相関（東北）

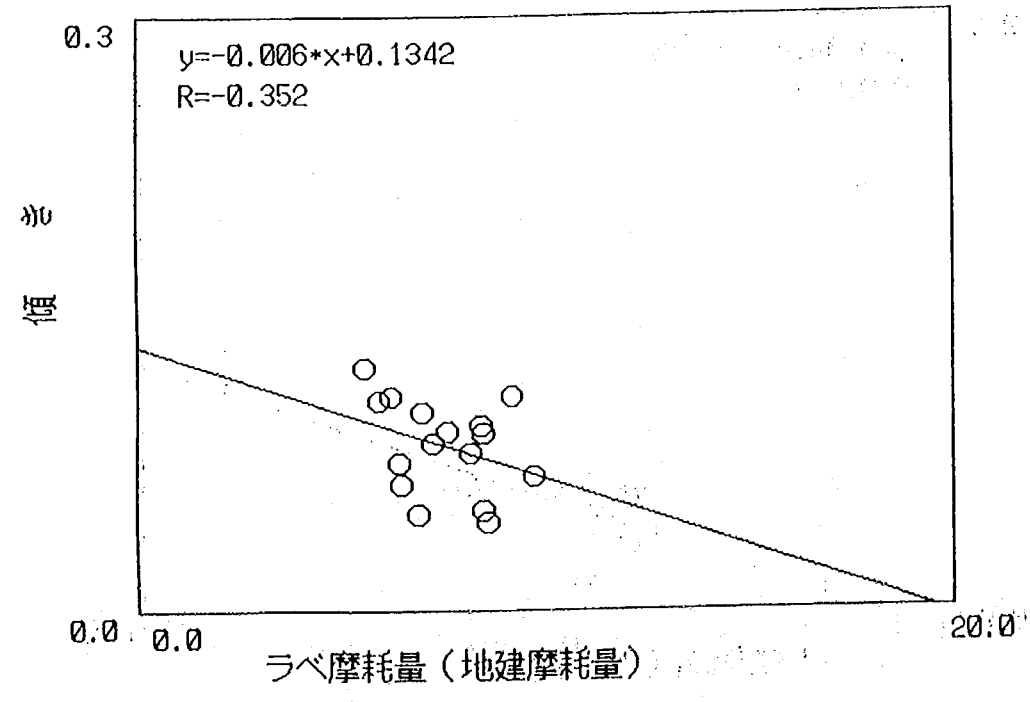
交通量	混　合　物	原点補正	相関係数	判定
全　車	ロス減(6)	する	0.207	×
		しない	0.405	×
	ラベ(機関)	する	0.491	×
		しない	0.638	△
大型車	ロス減(6)	する	0.280	×
		しない	0.415	×
	ラベ(機関)	する	0.319	×
		しない	0.366	×
スパイク(大型補正なし)	ロス減(6)	する	0.274	×
		しない	0.259	×
	ラベ(機関)	する	0.854	○
		しない	0.864	○
スパイク(大型補正あり)	ロス減(6)	する	0.229	×
		しない	0.284	×
	ラベ(機関)	する	0.848	○
		しない	0.859	○

表－3.6　摩耗量進行の傾きａと混合物性状の相関（北陸）

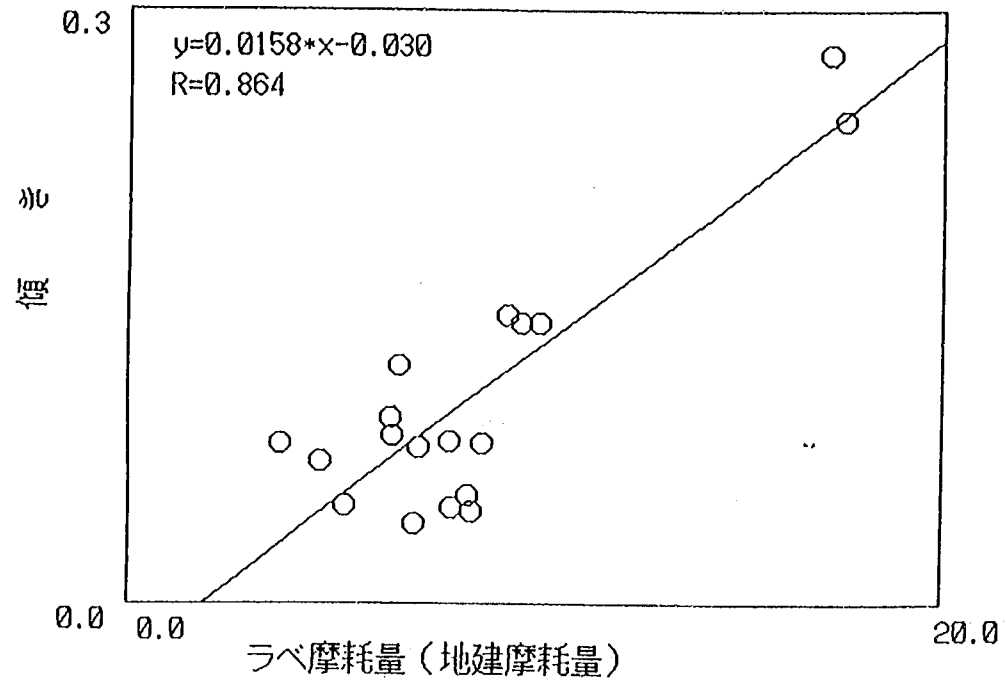
交通量	混　合　物	原点補正	相関係数	判定
全　車	ロス減(6)	する	0.260	×
		しない	0.068	×
	ラベ(機関)	する	0.299	×
		しない	0.032	×
大型車	ロス減(6)	する	0.184	×
		しない	0.002	×
	ラベ(機関)	する	0.282	×
		しない	-0.051	×
スパイク(大型補正なし)	ロス減(6)	する	0.548	△
		しない	0.253	×
	ラベ(機関)	する	0.591	△
		しない	0.573	△
スパイク(大型補正あり)	ロス減(6)	する	0.557	△
		しない	0.229	×
	ラベ(機関)	する	0.610	△
		しない	0.562	△



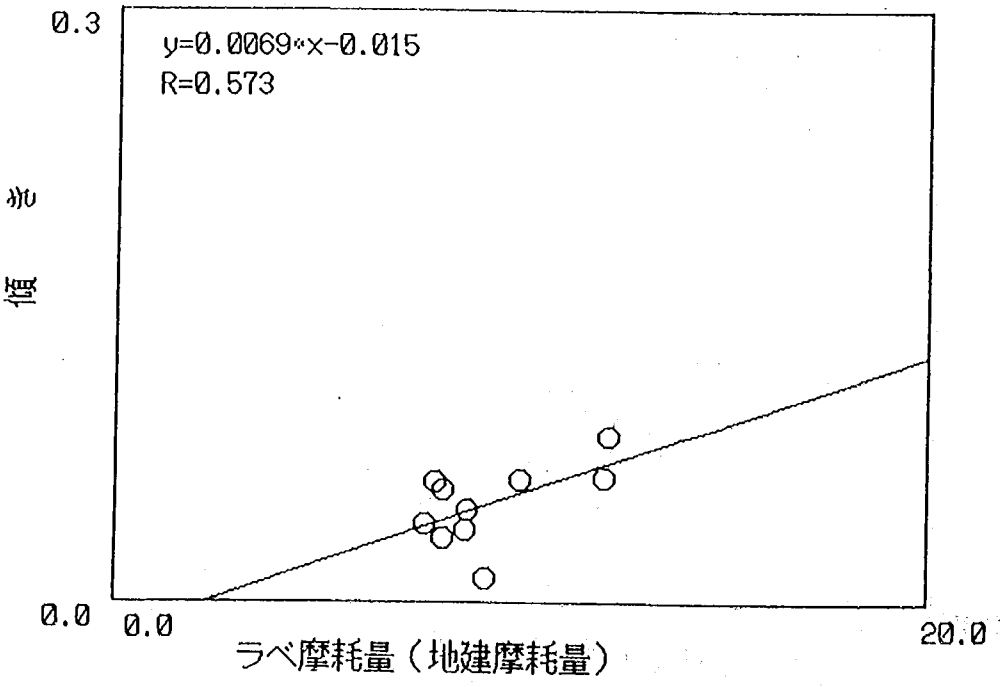
図－3.10　ラベリング摩耗量と傾きａの関係（全機関）



図－3.11　ラベリング摩耗量と傾きａの関係（北海道）



図－3.12　ラベリング摩耗量と傾きａの関係（東北）



図－3.13　ラベリング摩耗量と傾きａの関係（北陸）

3.3.4 ラベリング摩耗量とわだち掘れ量進行の関係

最も相関の高い東北の結果について、わだち掘れ量進行の傾きａとラベリング摩耗量の関係式を示すと、

傾き：$a = 0.0158 \times M - 0.030$ ・・・(3.3)

となる。

施工直後のわだち掘れ量を0㎜と仮定すれば、式(3.3)より、冬期の摩耗量の進行は式(3.4)により推定できる。

最大わだち：$R_{max} = (0.0158 \times M_T - 0.030) \times N_{SP}$ ・・・(3.4)

ここで、

M_T ；東北のスパイクラベリング摩耗量（cm^2）

N_{SP}；冬期スパイク装着累積台数

$N_{SP} = (L_{12} \times SP / 2 + L_{23} \times SP + L_{34} \times SP / 2) \times N$

となる。

3.3.5 摩耗量推定式の修正

式(3.4)は、東北地建のラベリング試験値にもとづく式であり、他の地建のラベリング摩耗量に対して適用はできない。また、日本においてもスパイクタイヤ使用規制の傾向から、スパイクタイヤのピンの形状、本数等は毎年変化している。このため、スパイクラベリング試験用のタイヤの仕様も年々変化している。式(3.4)は、1988年のラベリング摩耗量にもとづく推定式であるため、タイヤの仕様が異なれば、今後、東北のラベリング摩耗量であっても、これらの式が適用できなくなる恐れがあった。

このようなスパイクタイヤ仕様の変更等に対する対策として、５機関では各々独自の標準配合の供試体（地建標準供試体という）を定めている。スパイクラベリング試験を行う際は、この地建標準供試体を含めて試験を行うことにより、データの補正が行えるようにしているわけである。また、各機関相互のラベリング摩耗量の換算を可能にするために、毎年、土木研究所において作製した標準配合の供試体（土研標準供試体という）について、全機関で共通試験を行い、各機関の摩耗量のキャリブレーションを行っている。したがって、地建標準供試体の摩耗量、土研標準供試体の摩耗量を用いて式（3.4）の修正を行うこととした。

まず、ラベリング摩耗量は土研標準供試体の摩耗量に対する比で表わすこととし、この場合のわだち掘れ進行の傾きａとの関係の基本式を、

$$a = a' \times \frac{\overline{M_I}}{M_{dd}} + b \quad \cdots(3.5)$$

$\overline{M_I}$ ：任意の時点の、機関Ｉにおける任意供試体の摩耗量を土研摩耗量に換算した値（cm^2）

M_{dd} ：任意の時点の、土研における土研標準供試体の摩耗量（cm^2）

ａ ：摩耗わだち進行の傾き

ａ'、ｂ：係数

とした。

ここで、土研標準供試体を用いて毎年一回、全機関で行っている共通試験の結果にもとづき、各機関で実施したラベリング試験結果を土研で実施した場合の試験結果に換算する係数を

$$\alpha_i = \frac{{}_0M_{dd}}{{}_0M_{di}} \qquad \cdots(3.6)$$

${}_0M_{di}$：共通試験時の、機関iにおける土研標準供試体摩耗量（cm²）

${}_0M_{dd}$：共通試験時の、土研における土研標準供試体摩耗量（cm²）

とする。

さらに共通試験時には、各地建標準供試体のラベリング試験も実施しているため、各地建標準供試体と土研標準供試体との摩耗量の換算係数を、

$$\beta_i = \frac{{}_0M_{dd}}{{}_0M_{ii}} \qquad \cdots(3.7)$$

${}_0M_{ii}$：共通試験時の、機関iにおける機関i標準供試体摩耗量（cm²）

とすると、

$$M_{dd} = \alpha_i \times M_{di} = \alpha_i \times \beta_i \times M_{ii} \qquad \cdots(3.8)$$

M_{ii}：任意の時の、機関iにおける機関標準供試体摩耗量（cm²）

すると式(3.5)は、

$$a = a' \times \frac{\alpha_i \times M_i}{\beta_i \times \alpha_i \times M_{ii}} + b$$

$$= a' \times \frac{1}{\beta_i} \times \frac{M_i}{M_{ii}} + b \qquad \cdots(3.9)$$

したがって、摩耗わだち推定の基本式は、

$$R = \left[a' \times \frac{1}{\beta_i} \times \frac{M_i}{M_{ii}} + b \right] \times N_{SP} \qquad \cdots(3.10)$$

となる。

式(3.10)の形にもとづき、全機関のデータを用いて解析した結果を図-3.14に示す。この結果、摩耗わだち推定式は、

$$\text{最大わだち} \quad R_{max} = \left[0.1003 \times \frac{1}{\beta_i} \times \frac{M_i}{M_{ii}} - 0.030 \right] \times N_{SP} \qquad \cdots(3.11)$$

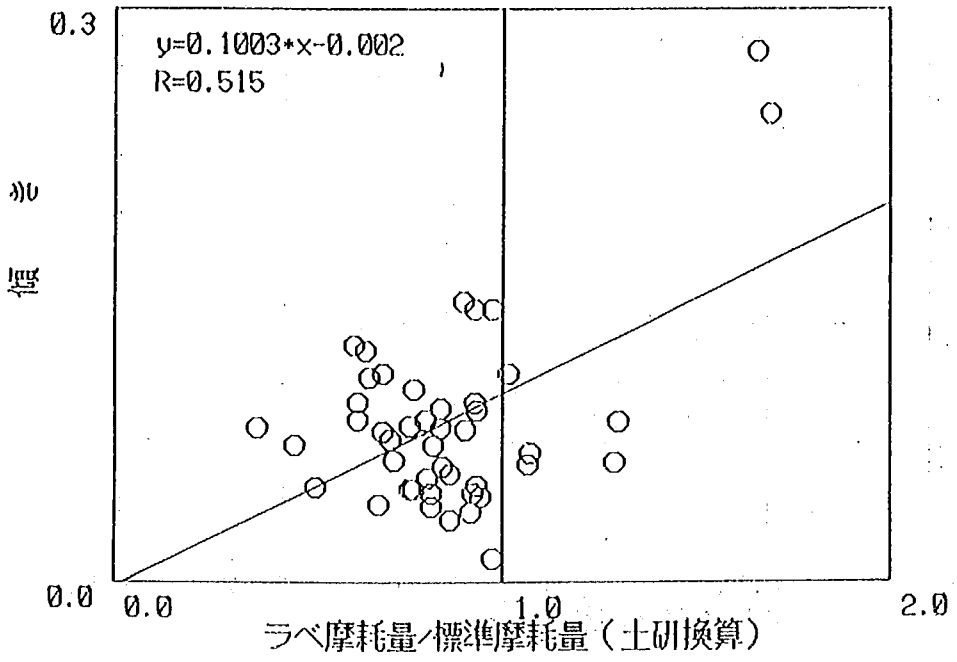
M_i：任意の時点の、機関iにおける任意供試体の摩耗量（cm²）

M_{ii}：任意供試体とあわせて試験を実施した、
機関iにおける機関標準供試体摩耗量（cm²）

N_{SP}：冬期スパイク装着累積台数（台）

β_i：標準供試体換算係数

となる。式(3.11)は、地建標準供試体に対するラベリング摩耗量にもとづく推定式であるため、いずれの機関においても、またスパイクタイヤの仕様等が変化しても適用できる。なお、1989年の各換算係数を表－3.8に示す。



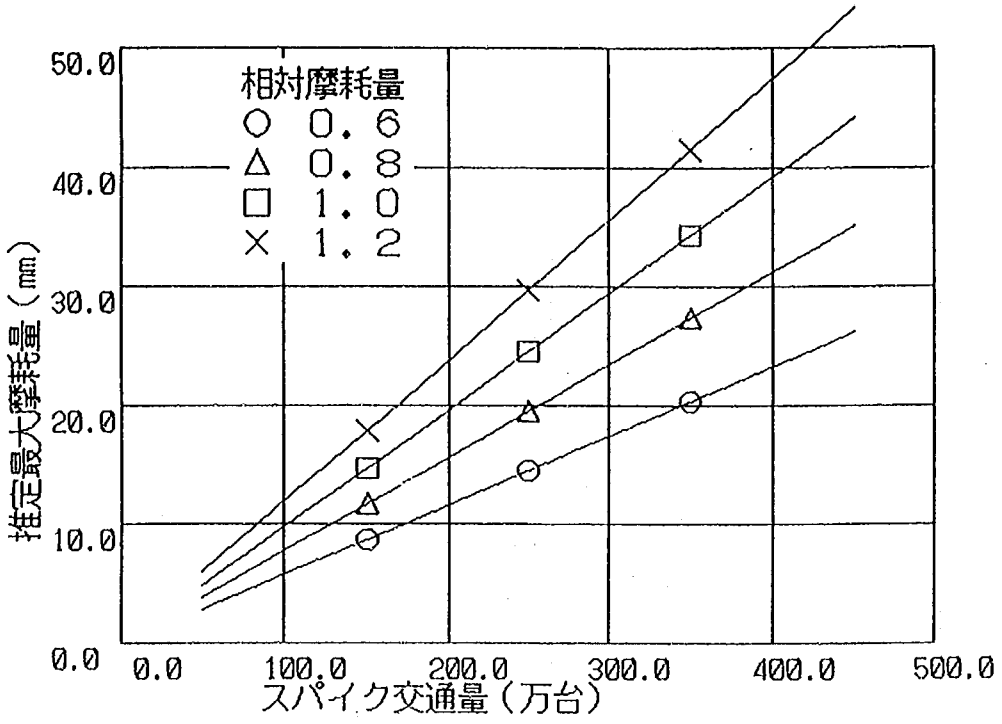
図－3.14　相対摩耗量（土研換算値における、摩耗量／標準供試体摩耗量）と傾きａの関係

表-3.8　昭和63年度
スパイクラベリング換算係数

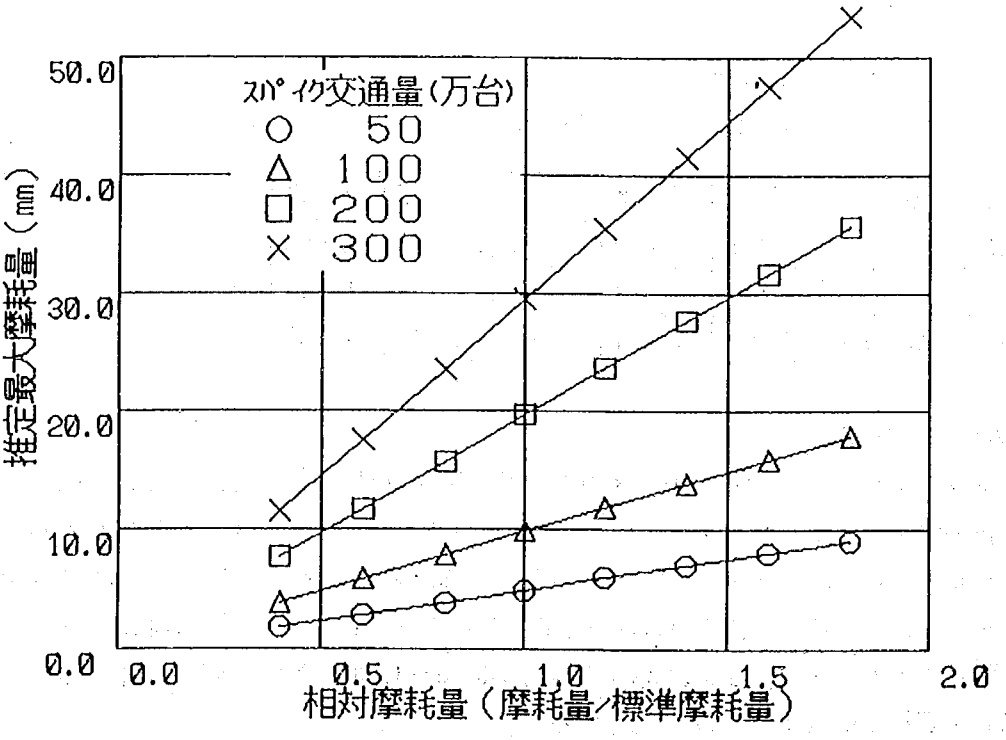
機　関　名	北海道	東　北	北　陸	中　部	土　研
機械換算係数 α_1	1.325	0.649	0.722	1.218	1.000
地建標準摩耗量(cm^2)	5.05	11.293	6.555	4.133	6.770
標準供試体換算係数 β_1	1.012	0.924	1.430	1.345	1.000

3.3.6 実際の現場への適用

式(3.11)をグラフ化したものを図-3.15～3.16に示す。図-3.15は相対摩耗量（土研標準摩耗量に対する任意供試体の摩耗量の比）をパラメータにとったものであり、一定のスパイクタイヤ交通量における摩耗量を推定することができる。また、図-3.16は交通量をパラメータにとったものであり、あるスパイクタイヤ交通量における摩耗量の管理目標値を設定することにより、配合設計の際の相対摩耗量の目標値を得ることができる。なお、式(3.11)、図-3.15～3.16の適用にあたっては、スパイクラベリング試験時に地建標準供試体をあわせて試験することとしている。



図－3.15　スパイク交通量より現場の摩耗量を推定する図



図－3.16　ラベリング摩耗量より現場の摩耗量を推定する図

4．まとめ

これまでの調査結果から、摩耗量推定式として式(3.11)を得た。しかし、北海道、北陸のデータには供用期間が短い箇所が多いため、式（3.11）は十分な精度の推定式とはいえない。このため、1990年度も調査を継続し、式（3.11）の修正を行う予定である。

誘電式路面凍結検知器 (DPF) による雪氷検知

Snow and Ice Detection by a Dielectric Pavement Freezing Detector (DPF)

北海学園大学　武市　靖
北海道大学　前野紀一
前北海道開発局開発土木研究所　久保　宏

誘電式路面凍結検知器(DPF)による雪氷検知

北海学園大学工学部　武市　靖
北海道大学低温科学研究所　前野紀一
北海道開発局開発土木研究所　久保　宏

概　要

近年、わが国では、スパイクタイヤ使用規制への世論の高まりから、道路雪氷の管理は、除・排雪による交通の確保のみならず、きめ細かな路面管理と安全確保がより重要な課題となってきた。これは、道路雪氷の管理における量から質への転換ということができる。本論文は、路面の雪氷情報を道路利用者や管理者に提供するために開発された誘電式路面凍結検知器(Dielectric Pavement Freezing-detector、以下、ＤＰＦと呼ぶ）の検知手法とその実用化について述べたものである。

従来の路温計測と水分検知を主体とした検知器と異なり、今回、開発したＤＰＦは、雪氷の誘電特性とコンデンサー原理の応用により、路面の状況（乾燥、濡れ、水膜、雪、圧雪、氷板等）を路面の電気容量、すなわち誘電率を測定することによって判別できる。従って、ＤＰＦはロードヒーティングの制御や融雪剤散布の管理等にも利用できる利点を有している。路面の誘電率(κ)は、測定された路面の電気容量(C_x)と路面に何もない時の路面の電気容量、すなわち空気の電気容量(C_a)との比$\kappa = C_x / C_a$で定義される。

札幌市内の市道にＤＰＦを埋設して、1989年～1990年の２冬にわたり路面雪氷状態と誘電率との関係を調べる現場試験を実施した。観測データに基づき、的中率によるＤＰＦの検知性能を検証した結果、ＤＰＦによる路面状態の判別が可能であることが確認できた。

誘電式路面凍結検知器(DPF)による雪氷検知

北海学園大学工学部　武市 靖
北海道大学低温科学研究所　前野紀一
北海道開発局開発土木研究所　久保 宏

1．まえがき

北米や北欧諸国では、塩の散布を前提とした除・排雪によって、路面を露出させる雪氷管理政策（Bare Pavement Policy）が原則となっている。特に、北米では、凍結路面の発生予測と箇所の特定化により塩散布量の最適化を図ると同時に、路面凍結の警報をドライバーに与える目的から、1970年前後から雪氷検知・警報システムの研究が進められ、実用化されている。開発初期の検知器は、警報を出すことを主目的としてリアルタイムでの検知によるものが多かったためにその信頼性について問題点も指摘されている。[1),2)] 日本でも、路面凍結検知器は高速道路や幹線道路で一部使用されているが、検知性能や設置費用等の問題から、必ずしも十分普及していないのが現状である。

しかし、近年、わが国におけるスパイクタイヤ使用規制への世論の高まりから、除雪対策のみならず路面管理の必要性が認識されるようになってきており、路面雪氷情報を提供する検知器の果たす役割は、今後、ますます大きくなるであろう。特に、幹線・準幹線道路では、車両による雪氷の圧密や路面融解水の凍結によって、硬い圧雪、氷板・氷膜が形成されたいわゆる“ツルツル路面”が発生しやすく、日中の湿潤路面が夜間に凍結路面に急変する頻度も高くなる。[3)]

路面凍結検知器の開発は、路面状態が時間的に変化しやすい道路を対象として、道路管理者や利用者に路面情報の提供を目的としている。また、わが国の薬剤散布は高速自動車道路や幹線道路で行われるようになったが、散布する期間や区間は限定され、その量は極めて少ない。しかし、散布の量・箇所の最適化を図る上で、検知器は重要な役割を果たす。

今回、新しく開発した誘電式路面凍結検知器に関する研究は、1986年より文献調査、室内実験を開始し、最初の試作検知器による現場計測を1988年12月から1989年３月末にかけて実施し、その現場計測結果に基づき[4),5)]、改良を加えた路面凍結検知器による現場計測を1990年1月から3月末迄実施した。本論文は、これらの室内実験及び現場計測の解析結果に基づき、誘電式路面凍結検知器による路面凍結の検知手法とその検知システムとしての実用化について述べたものである。

2．北米と北欧における道路雪氷管理システムと既存の路面凍結検知器のタイプ

北米や北欧では、道路交通が人や物資の移動・輸送において道路交通への依存度が高く、その歴史も長いため、冬期間の道路管理に関する研究がかなり前から進められ、雪氷管理システムが整備されていると

ころが多い。その管理システムと既存の路面凍結検知器のタイプに関する概要を示すと以下の通りである。

2.1 北米と北欧における道路雪氷管理システム

アメリカでは、かなり以前から路温、水分検知を主体とし検知器の開発を行い、連邦連邦道路局の提案のもとに開発された SSI検知器のように橋梁区間の床板での実施例が多い。[6] また、北部の州では塩散布の道路気象条件や路面状態の基準を設け、気象予報コンサルタントから提供される道路管理区域内の詳細な気象情報を管理事務所が集約して、路面凍結の予防措置、除雪対策を行う管理システムを整備している。カナダのオンタリオ州、ケベック州等でも同様の管理システムに基づいて雪氷管理を行っている。

スイスでは、気象レーダによる気象観測と同時に、凍結警報装置によって気温、路面の温度及び湿度を観測して、散布薬剤の含有率をおおよそ推定し、薬剤散布の合理化を行っている。

イギリスでは、従来から気象庁の情報に基づき気温や連続降水量の予測値により路面温度予測モデル式を開発し、道路管理に用いている。最近、気象局と大学の研究チームは、気象観測システムと路面凍結検知器の開発を進めている。[7] フランスでも道路局がレーダと気象衛星による道路気象の予測モデル(PERIDOT)と情報提供サービスシステム(METELOTEL)を採用しており、更に、小規模地域における気象予測モデル開発を進めている。

フインランドのVaisala社では路面状況を把握し、１～２時間後の路面状況の変化を予測することを目的とした路面センサ(DRS12)を開発し、多くの国で使用されている。このセンサは路温測定器と２本の電極棒を路面に埋設し電気伝導度とイオン分極度から路面の霜、雪、氷、塩分、湿潤状況等を検出するもので、特に識別が困難なブラックアイスに対してはブラックアイス検知器をDRS12の中に組み込んでいる。一方、道路管理者は路面状態を摩擦係数によるサービスレベルで分類し、路面対策や交通事故分析を行っている。スウェーデンはこの１０年間に、道路気象マップの作成、道路気象情報システム(VVIS)と局地気象モデルの開発を行い、道路管理に用いている。特に、気象マップ作成のために測定車により、気温、路温、路面の凍結状況を観測している。[8]

このように、最近の北米・北欧の例をみると、検知器の測定データと他の道路気象情報から路面凍結の警報システムや予測モデル・ネットワークを独自に開発し、多面的な評価に基づいて路面管理を行っている場合がほとんどである。本研究において開発した誘電式路面凍結検知器(Dielectric Pavement Freezing-Detector･･･以下、ＤＰＦと略称する)についても、単体のみならず検知システムとしての使用法の検討を進めている。

2.2 既存の路面凍結検知器[9]

路面凍結検知器は、一般に、路面凍結の監視、ロードヒーティング・散水融雪装置の制御及び薬剤散布の要否判定に利用されている。北米、北欧、日本等で開発された既存の検知器は、a)気温計、b)路温計、c)路面水分検知器の単独使用、及びd)気温計、路温計、水分検知器の組合せ、e)路温計、水分検知器の組合せの５タイプに分類できる。これらの検知器は、検知精度、設置工事、耐久性、外乱の影響、観測面積及び維持管理等に関して、計測方式により一長一短があり、その概要を示すと以下のとおりである。

a）気温計

路面近傍の気温を測定し、路面の温度、凍結の有無を推定する。

b）路温計

・赤外線放射式・・・路面から放射されている赤外線エネルギー量を計測して、温度に変換する。路面の測定面積が広く、非接触法のため埋設工事が不要であるが、車両や路面上のゴミ等の外乱を受けやすい。

・測温抵抗埋設式・・・白金抵抗体を路面下約１cmに埋設して、路温を直接計測する。初期性能を長期間持続でき外乱の影響がないが、埋設工事を必要とし路面補修時には交換しなければならない。

c）路面水分検知器

・光電式・・・非接触法により、路面に照射した光の乱反射光量を測定して、積雪、凍結、水　等を判別する。路面の測定面積が広く埋設工事が不要であるが、水銀ランプの交換を要し(寿命１年)、車両等の外乱を受けやすい。また、路面状態が不均一な場合の判別に問題がある。

・埋設電極式・・・ 路面に埋設した電極間の電気抵抗を測定し、水分の有無を判定する。雪　氷は内蔵ヒータにより融解して検出する。接触測定のため外乱の影響を受けにくいが、観測面積が狭く、測温抵抗埋設式の路温計と同様の問題点がある。特に、各雪氷状態における内蔵ヒータの制御が、この検知器の性能を左右する。

d）気温計、路温計及び路面水分検知器の組合せ

気温、路温、路面水分を各々、シェルター式、赤外線放射式、光電式で測定した計測値を論理判別処理して、乾燥、湿潤、凍結、積雪の判別をする。総合評価ができるので判別精度は高まるが、外乱の影響は解消されない。

e）路温計と路面水分検知器の組合せ

路温、路面水分を各々、測温抵抗埋設式、光電式で測定し、乾燥、湿潤、凍結、積雪の判別をする。

単独の計測器より判別精度は高まるが、接触と非接触法各々の問題が出る。

札幌市等では、気温、路温、路温水分及び降雪の有無の要素を２～４つ組み合わた２要素制御ないし４要素制御によるロードヒーティングの運転を行い、路面の凍結防止と省エネに努めている。最近、アメリカでは超音波による氷膜検知方式がジェット機の翼の凍結測定器として開発されている。超音波による氷厚測定は原理的には新しいものではないが、従来の方式より高い精度の検知器として期待される。しかし、これは、路面雪氷のような多様な条件には必ずしも適当でないかもしれない。フィンランドで開発されたDRS12は、基本的な検知要素としてはｄ）タイプに分類されるが、検知機能の点で改良が加えられている。検知精度を向上させるため電気伝導度と表面電解のイオン分極度を測定し、これら２種類の信号の相関分析を行う路面状況評価モデルを有している。このモデルでも検知が困難なブラックアイスに対しては微小電気容量の測定により検知を行っている。

以上述べた５タイプの路面凍結検知方式において、乾燥、水、氷、雪の判定の基準は必ずしも明確ではない。特に、氷と雪の区別は原理的に難しいが、ＤＰＦは、乾燥、水、氷、雪の区別が原理的に可能である。この点に関し、DRS12には電気容量検知の機能が組み込まれて降り、ＤＰＦの測定原理と一致している。

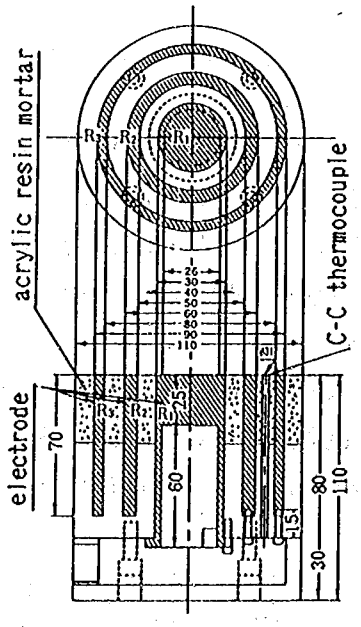
３．誘電式路面凍結検知器（ＤＰＦ）の原理と方法

3.1 測定原理

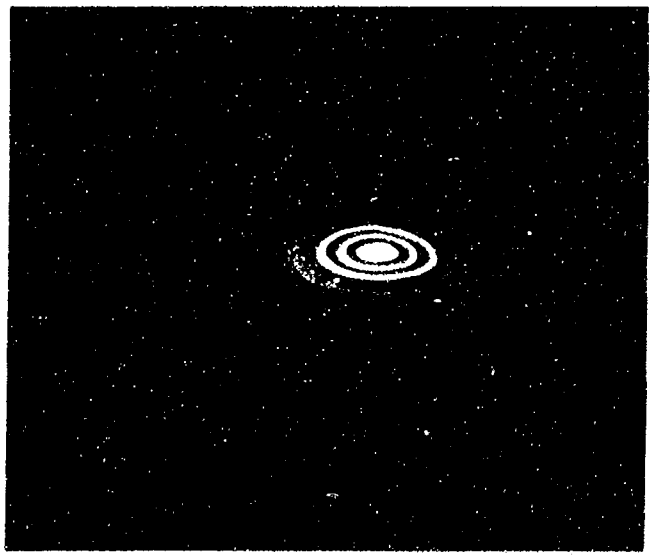
路面凍結の判別には、路温計測と水分検知が大きな役割を果たすが、これまでの検知方式では、水分が検知されたとしてもそれが水なのか氷なのかあるいは雪なのかの判別は難しかった。

ＤＰＦは上記の問題点を解決するために開発したもので、雪氷の誘電特性とコンデンサー原理の応用したものである。ＤＰＦは、路面の電気容量（誘電率）と検知器に内蔵されている温度センサーによる路面温度の測定を行い、路面の状況（乾燥、濡れ、水膜、雪、圧雪、氷板等）を判別するものである。特に、誘電率に関する判別の原理は、空気誘電率の値が１であるのに対し、氷は約３、純水は約80となり、乾燥、氷、水の区別が容易にできることに基づいている。

ＤＰＦの形状は、図－１と写真－１に示すように、電極の素材にブロンズを用い、３重リングにして電気容量を増加させ、各雪氷状態の測定精度を上げるようにした。また、　最初の検知器は、絶縁体にジュラコン樹脂を用いたため路面に設置した場合、検知器表面と路面との雪氷状態に多少相違が見られた。そこで、改良した検知器ではその表面がアスファルト舗装面と同様の肌理(きめ)となるように円筒形の電極間の絶縁体として樹脂ﾓﾙﾀﾙ（アクリルと砂の混合物）を用いた。 図-２はＤＰＦの原理の模式図である。図には、１組の平行電極の場合を示したが、DEFではリング状の平行電極をその端部が路面に露出するように埋設し、平行電極間の電気容量を測定する。路面の電気容量は、路面に入り込んだ電気力線によって検知される。路面上の電気容量は、各路面状態（空気、水、雪氷等）によって異なるので、路面状況の判別が可能となる。



図－１　ＤＰＦの形状と構造



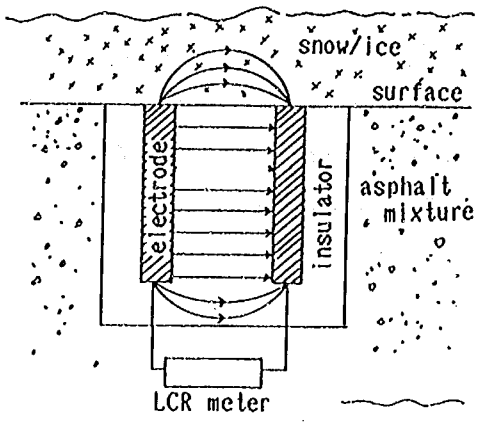
写真－１ 路面に設置したＤＰＦ

3.2 路面誘電率の測定と解析方法

路面の誘電率(κ)は、測定された路面の電気容量(C_x)と路面に何もない時の路面の電気容量、すなわち空気の電気容量(C_a)との比で定義される。

$$\kappa = C_x / C_a \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ＤＰＦで路面の電気容量を求める際、路面と電極の電気的挙動は電気容量とコンダクタンスの並列等価回路で表される。従ってコンダクタンスも同時に測定すればＤＰＦの判定精度を高めることができるが、今回の試験では測定の簡素化を図るため電気容量のみとした。ここで、測定される電気容量(C_m)は、路面に入り込んだ電気力線で検知された路面の電気容量(C_x)、平行電極の電気容量(C_0)、および電極の下方端部や配線の諸々の原因による浮遊電気容量(C_s)の並列接続として、(2)式で表される。



図－２ ＤＰＦの測定原理の模式図

$$C_m = C_x + C_0 + C_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

また、路面に何ものっていない場合の電気容量(C_1)は、(3)式で表される。

$$C_1 = C_a + C_0 + C_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

C_aは、路面上の空気の電気容量である。結局、求める路面の誘電率は、(1)式と(2)式より、(4)式となる。

$$\kappa = C_x / C_a$$
$$= \{C_m - (C_0 + C_s)\} / C_a \quad \cdots\cdots (4)$$

C_aと($C_0 + C_s$)は、使用する平行電極の形状、絶縁体の材質、配線等で決まる定数であり、実際の測定前にあらかじめ決めておく必要がある。電気容量の測定には市販のＬＣＲメータを用いればよい。

ＤＰＦに用いる平行電極に関して大きさや形に特別の制約は無いので、用途に応じた形状を選択できる。われわれの場合、同心円状及び平板状の平行電極、いずれについても良好な結果を得た。また、それぞれの電極を多数の対として電気的に並列に接続し、より大きなシグナルを得ることも可能である。

3.3 定数の決定法

実際にＤＰＦで路面凍結検知を行う場合、(4)式における２つの定数、C_aと($C_0 + C_s$)は、決定しておく必要がある。両者とも理論的に正確な値を推定することは難しいが、比較的精度の高い実測が可能である。

定数を求めるには、２回の測定が必要である。最初に、路面に何も置かない時の測定を行う。この測定によって(3)式の電気容量C_1が求まる。次に、路面に誘電率(κ_0)が既知の物質を置いて測定し、電気容量C_2求める。C_2は、(3)式のC_aを既知物質の電気容量($\kappa_0 C_a$)に置き換えて、(5)式で表される。

$$C_2 = \kappa_0 C_a + C_0 + C_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

したがって、(4)式の２つの定数は、(3)式と(5)式より、(6)式と(7)式から求まる。

$$C_s=C_1-(C_0+C_s)=(C_2-C_1)/(\kappa_c-1) \quad \cdots\cdots(6)$$

$$C_0+C_s=(\kappa_c C_1-C_2)/(\kappa_c-1) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

定数決定のための誘電率既知の物質(絶縁体)としては、電極に密着しやすく、また処理しやすいという点で、ﾒﾁﾙｱﾙｺｰﾙ、ｴﾁﾙｱﾙｺｰﾙ、ｸﾞﾘｾﾘﾝ等の高分子溶液が便利である。ただし、 今回開発したＤＰＦに関して、メチルアルコール(κ_c=32.6、+20 °C)を用いて現場実験を行った結果、C_0+C_s=147.3 [pF] で、C_s=2.5～2.9 [pF] であった。C_1、C_2は設置状態による浮遊誘電量の影響を受けて異なるが、それぞれ検知器面に何もない場合とメチルアルコールで浸潤させた場合の測定値として得られるので、各検知器の固有値C_0+C_sは(7)式より決定される。従って、(4)式において各路面雪氷状態のC_mが測定されれば、路面誘電率κが求められる。

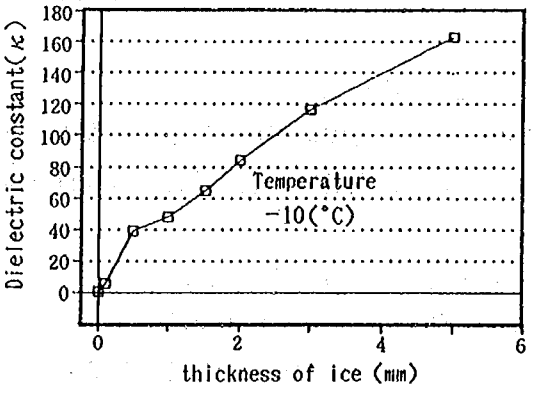
3.4 測定周波数

ＤＰＦで使用する周波数は、約１kHzから10MHzの周波数範囲ならば、特に問題はない。しかし、１kHz以下では、氷の誘電率の値が水の値に近づき両者の区別が困難になる。また、マイクロウエーブ域の高周波数では路面状態以外による外乱が大きくなる可能性がある。路面の凍結の有無だけでなく、路面雪氷状態をもきめ細かく検知したい場合には、測定周波数は上記の範囲内で低いほどよい。これは、低周波数ほど氷の誘電率は大きいので、[6] 氷と空気の混合誘電体である雪の誘電特性の違いを判別しやすいからである。一方、周波数が増加すると、分極の低下により誘電体の誘電率も低下する。そのため、各雪氷状態に対する誘電率の差が小さくなり判別しずらくなるが、外乱による誘電率の変動は抑制される。われわれの測定では１kHzと10kHzを用い、現場試験では安価な市販のＬＣＲが使用できるように１kHzで測定したが、今後どのような路面状態の検知に主眼を置くかによって測定周波数の検討も必要である。

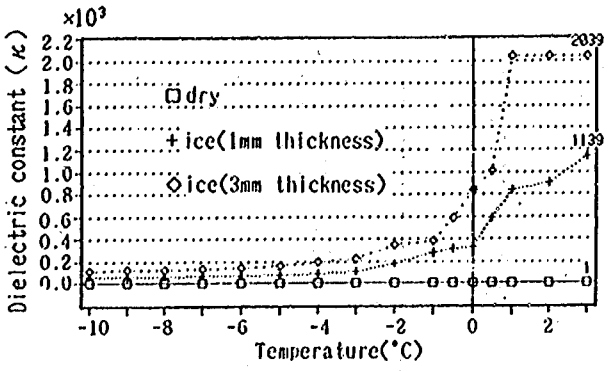
3.5 室内実験における氷の厚さ、温度とＤＰＦ誘電率との関係[5]

図－３は、－10°Cの恒温室内における実験結果で、水(水道水)の状態から氷膜・氷板を生成し、その厚さとＤＰＦ誘電率との関係を示したものである。厚さが0.5mm以上で、両者はほぼ比例関係にある。

図－４は、氷膜を凍結させた時の氷膜状態（厚さ1mm）、氷板状態（厚さ3mm）及び乾燥状態の誘電率の変化を示したものである。誘電率は水膜の時は1000～2000の大きな値を示すが、水と氷が混在する０°C付近で急激に低下する。氷膜と氷板の誘電率は温度が低いほど小さくなるが、－５°C以下は大きな減少は見られない。乾燥状態での誘電率は、温度にかかわらずほぼ一定である。このようにＤＰＦの室内実験において、乾燥、水の存在、氷の厚さ、温度と誘電率との間には明確な関係があり、路面凍結検知器として十分利用できることが分かった。[4]



図－３ 氷の厚さと誘電率との関係



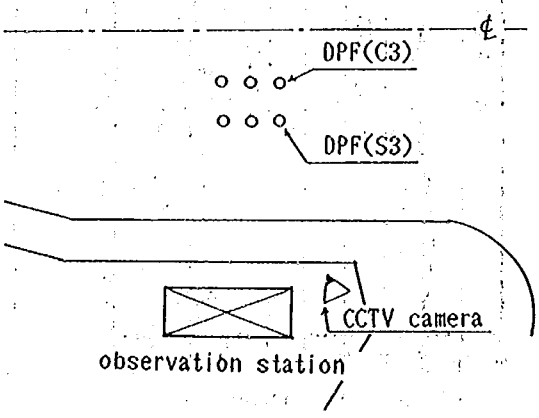
図－4 凍結過程における乾燥、氷膜、氷板の誘電率の変化

4．ＤＰＦの現場試験による路面状態の判定

4.1 現場試験の概要

札幌市の市道にＤＰＦを埋設して、現場試験を実施した。観測現場は、日交通量は約10,000(台／往復)で、大型車混入率は５％である。現場に埋設した６個の検知器は図－５に示すように、道路中央側に３個、路肩側に３個設置した。ＤＰＦ検知器には熱電対温度計が内蔵されており、路面温度を計測できる。 更に、路面に埋設した熱電対により路面深さ方向の温度分布をも経時計測した。

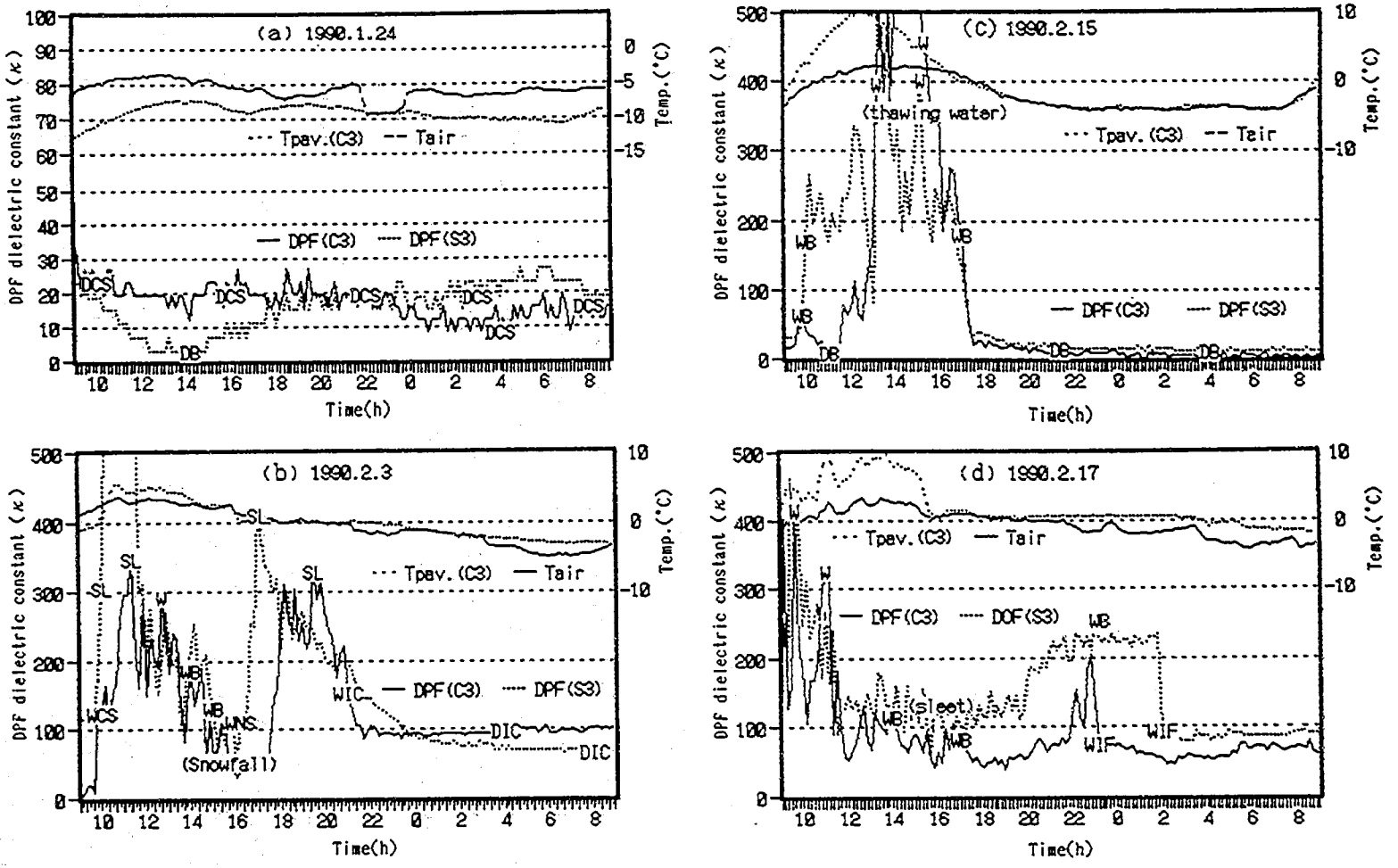
ＬＣＲメータ６個を観測小屋内に設置し、路面状態により異なるＤＰＦの電気容量の計測を行った。ＬＣＲメータの測定周波数は１kHzで，測定データはパーソナルコンピュータのフロッピーディスクへ10分間隔で収納した。 観測現場では、路面状態と誘電率との関係を調べるために、ビデオカメラを設置し1990年1月1日～3月31日の冬期間を通じて路面状態を連続撮影した。



図－５ 観測現場の概要

4.2 路面状態と路面誘電率との関係

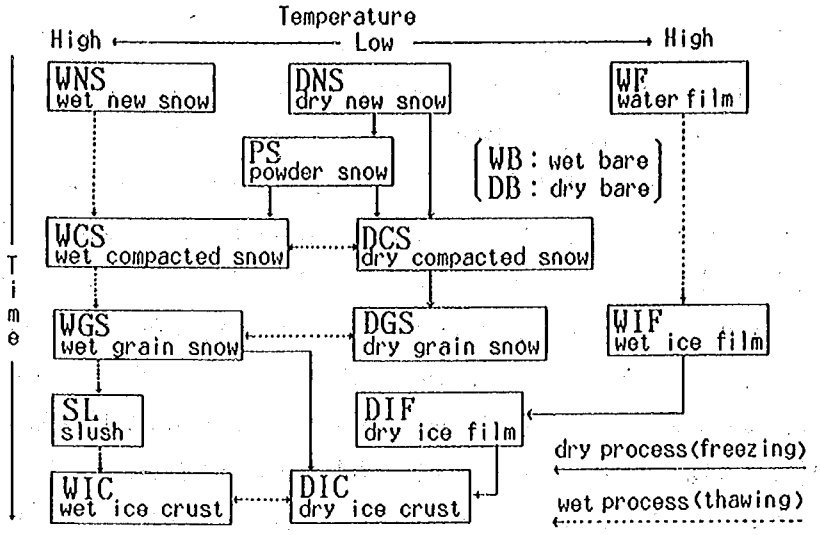
道路気象の変化及び走行車両による雪氷の圧密・はね飛ばし等の外乱に係わる路面状態と誘電率の経時変化を調べ、誘電率による路面状態の判別性能と変化に対する追随性について検討を行った。図－６の(a)～(b)は、道路中央側ＤＰＦ(C_3)と路肩側ＤＰＦ(S_3)の検知器の観測に基づき、路面状態と誘電率との関係を示した。また、図－７には本文で用いている道路雪氷の種類の名称と略記号



図－6(a)～(d) 路面雪氷状態とDPF誘電率との関係

をまとめ、それらの変化系統図示した。[10]

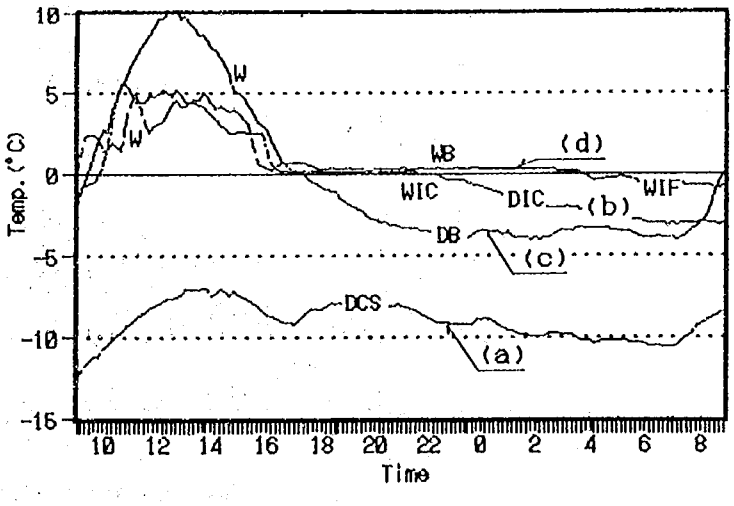
図－６に示した路面状態と路面誘電率(κ)との関係において、(a)は気温(T_{air})、路温($T_{pav.}$)とも終日０℃以下で圧雪路面の状態である。(b)と(d)は日中路温が５℃程度まで上昇した後、夜間０℃以下となったため、湿潤路面が凍結路面に変化した状態である。(C)は、日中、路温が10℃以上に上昇し、しかも(b)と(d)のように降雪がなかったために、０℃以下になった夜間でも路面は乾燥露出状態である。



図－７ 路面雪氷の変化系統図

4.3 路面状態の判別

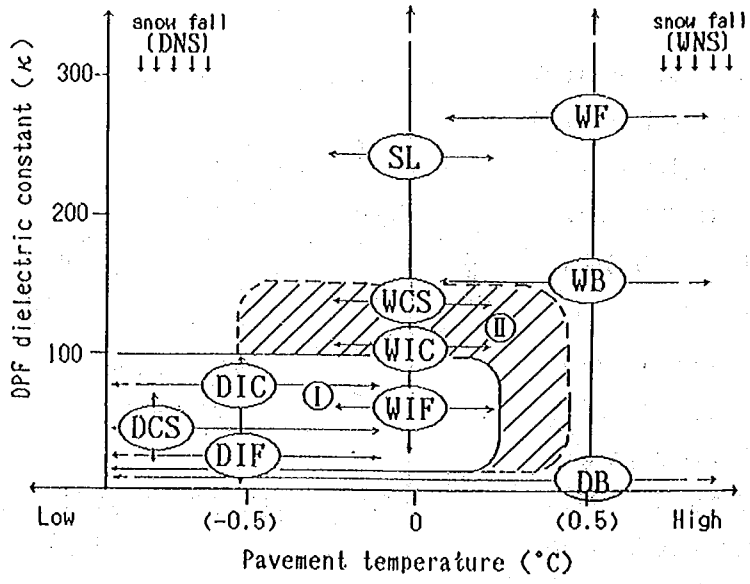
図－６から分かるように、κが150以上では、路面は湿潤ないし水べた雪の状態で凍結路面は発生していない。κが100以下、路温が０℃以下では、氷板、氷膜及び圧雪状態となる滑りやすい凍結路面が出現する。κが100～150で、路温が0.5～-0.5℃の範囲は湿潤から氷結状態に変化する過程で、水と氷が混在している場合に多く見られる。これについては、図－８の(a)～(d)に示すように、路温と路面状態の変化からもある程度推定できる。(b)と(d)では湿潤から氷結に変化する過程において、路温



図－８ 路面雪氷状態と路面温度との関係

は0°C付近でしばらく平衡状態を保ち、時間に対する温度勾配はほぼ0になっている。これに対し、湿潤から乾燥路面となった(C)の路温は、0°C付近の平衡状態は見られない。乾燥路面におけるκは、10以下が多いが、車両が運ぶ泥や水分によって多少変動するため、κが小さい薄い乾き圧雪や氷膜等と判別しずらくなる。従って、乾燥から薄層雪氷の範囲をより明確に判別するには、電極の形状や測定周波数等の検討を要する。しかし、現在のＤＰＦでも道路雪氷の変化や路温の経時変化等も考慮して論理判断できるアルゴリズムを作成することにより、検知精度を向上させることができると考えられる。

以上の点から、図－９は路面状態と路面誘電率、路面温度との関係を模式図として示したもので、おおよそⅠの領域は凍結路面、Ⅱの領域は凍結路面に変化する過程（または、その逆の過程）、そして、それ以外の領域は湿潤ないし乾燥路面の状態に分類できる。この模式図に基づいて作成したのが図－10のフローチャートで、乾燥と薄層雪氷の判別に関しては、安全側に考えて路温が0°C以下、κが10未満では氷膜としているため、乾燥路面が出現する場合がある。これを用いてＤＰＦの検知精度を的中率の点から検証してみた。路面状態の日変動が大きい４日間の測定結果(402データ)を例としてとりあげ、フローチャートによる判別結果とＴＶカメラの観測結果との比較を行った。両者の結果が一致した割合は84%であった。不一致の大部分は各路面状態におけるＤＰＦ検知の”目”とＴＶカメラの”目”の違いによるものであった。ＤＰＦは検知器面の雪氷を忠実に測定するが、ＴＶカメラの観測結果を見る人間の目はＤＰＦを含めた周辺の雪氷状態を見る傾向がある。ある意味では両者とも正しい場合がある。しかし、実際の検知に際しては、道路管理者やドライバーの目に近い検知を要する場合とブラックアイスのように検知器の目を重視しなければならない場合とがあり、ＤＰＦの性能、設置箇所、判別アルゴリズム等の検討とともに、検知システムの構築が必要である。

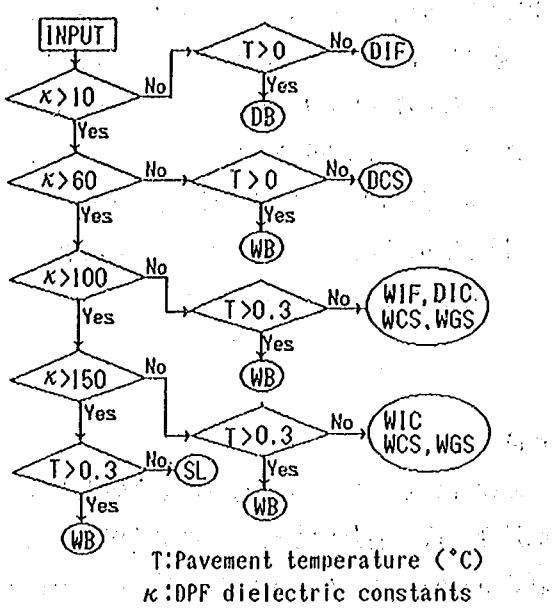


図－９ ＤＰＦによる路面状態の評価模式図

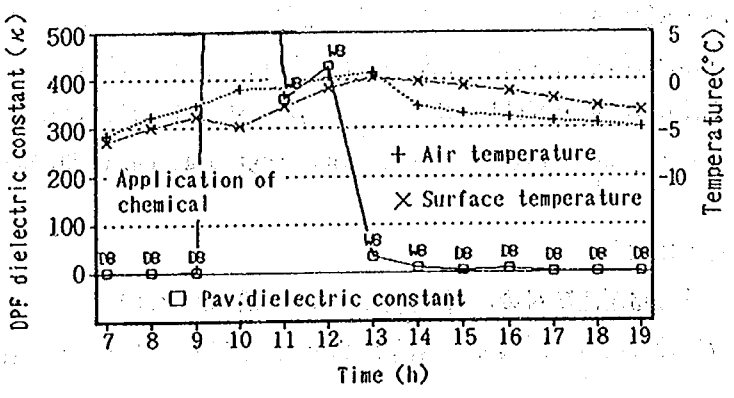
4.4 薬剤散布の効果発現状態の判定

路面凍結検知器を設置している国では、路面の温度、湿度等の観測データから路面上の塩分量をおおよそ推定し、路面凍結予防の薬剤散布時期の予測及び散布量の最適化等、薬剤散布の合理化を図っている。日本での薬剤散布は限定的に行われているため、使用量は諸外国に比べて極めて少ないが、観測現場で薬剤散布を行い路面誘電率の変化を調べた。

図－11は、乾燥状態のＤＰＦ面の周辺に厚さ２cmの圧雪を作り、20g／㎡の薬剤散布をした場合の路面状態と誘電率との関係を示したものである。散布後、誘電率は1000以上になり、薬剤を含む雪、水分が車両によりはね飛ばされて消失するまで大きな値を示す。従って、誘電率によって薬剤散布の効果発現状態の判定は容易にでき、κと塩分量との関係を詳細に調べることにより、薬剤散布時期の予測にも利用できると考えられる。



図－10 ＤＰＦによる路面状態の判別フローチャート



図－11 薬剤散布によるDPF誘電率の変動

５．結論

(1)ＤＰＦは、接触型路面凍結検知器であるため埋設工事を必要とするが、電極間の絶縁体としてアスファルト路面の性状に近い樹脂モルタルを用いているので、検知器面上と路面上とで雪氷状態にくい違いが起きることが少ない。また、誘電率と路温の測定を組み合わせたＤＰＦは、外乱による影響が少なく路面状態を比較的精度良く判別できる。薄層の雪氷に関しては、明確な判別ができるようにＤＰＦの構造及び測定手法等の点から検討が必要である。

(2)検知器の構造は単純であるので、設置後の運用・管理が容易である。設置費用もわずかですむので1路線に多数設置することができ、局地的に詳細な路面情報をモニターする場合には有用である。更に、薬剤散布の管理やロードヒーティングの制御や等にも利用できる利点を有している。

(3)観測データの解析結果及び的中率から、ＤＰＦはリアルタイムでの路面状態の判別に利用できることが分かったので、今後は、検知精度の向上と判別アルゴリズムの構築が必要である。更に、他の道路気象情報を取り込むことにより、路面凍結の予測をも含む路面管理システムの一部としてＤＰＦの有効利用を図ることが可能であろう。

謝辞

本研究の遂行に当り、札幌市建設局土木技術センターの志部谷一男氏、札幌総合情報センター(株)の田原迫孝一氏と石井昭七氏、日本制御機設備工業(株)の木村洋一氏、日進化成(株)の小島睦司氏に大変お世話になった。ここに、心から感謝の意を表します。

参考文献

1)武市靖:道路の雪氷管理に関する調査研究、開発論集38号、23-53、1986.

2)MacWhinney.RC他:SNOW AND ICE DETECTION WARNING SYSTEMS、FHWA-RD-76-25、1975.

3)武市靖・前野紀一:道路雪氷の種類別発生頻度とその特性、開発論集42号、7-30、1988.

4)武市靖・前野紀一:誘電式路面凍結検知器の実用化研究、開発論集44号、1-35、1989.

5)武市靖・前野紀一:誘電式路面凍結検知器(DPF)の開発、雪と道路、NO22、72-79、1990.

6)J.C.Leifer:Present Status of the Bridge Ice Detection Program at FHWA,TRB,Special Rep.185, 215-219,1979.

7)Highways、September、37-39、1988.

8)和田　享:ヨーロッパにおける路面凍結対策、雪と道路、No13、37-43、1987.

9)建設省近畿地方建設局:(社)建設電気技術協会、道路管理用情報収集センサー調査設計業　務報告書、1986.

10)前野紀一:道路雪氷の名称と分類、雪と道路、No16、61-65、1988.

寒冷地舗装のわだち掘れ対策に関する調査報告

Survey of Measures Against Pavement Rutting in Cold Resions

北海道開発局開発土木研究所　沢田俊作
同　川村和幸
同　水島達朗
前北海道開発局開発土木研究所　久保宏

寒冷地舗装のわだち掘れ対策に関する調査報告

北海道開発局開発土木研究所　沢田　俊作
同　上　久保　宏
同　上　川村　和幸
同　上　水島　達朗

概　要

スパイクタイヤは、1959年に北欧で導入されて以来、ヨーロッパ、北米などで急速に普及した。わが国においても、これらの国々とほぼ同時期の昭和38年に導入され、北海道では、昭和55年(1980年)には全車両に対するスパイクタイヤ装着率が90%を超えている。

一方、スパイクタイヤの普及に伴って舗装路面の摩耗からわだち掘れが生じ、道路の維持補修費の負担が増大している。また、路面のわだち掘れは、安全な高速自動車交通の大きな障害となり、さらには粉塵による環境への影響も大きな問題となっている。

北海道開発局では、昭和29年(1954年)頃から寒冷地の表層用アスファルト混合物の研究を続けている。本報告書では、寒冷地舗装のわだち掘れ被害の実態とわだち掘れの原因となるスパイクタイヤの使用の問題について報告する。また、わだち掘れ対策として、耐摩耗アスファルト舗装としての混合物選定と配合設計について報告する。

寒冷地舗装のわだち掘れ対策に関する調査報告

北海道開発局開発土木研究所　沢田　俊作
同　上　久保　宏
同　上　川村　和幸
同　上　水島　達朗

1．まえがき

近年、我が国において、スパイクタイヤによる冬期間の舗装路面の摩耗が引き起こすさまざまな社会問題は、深刻さをましている。舗装の摩耗によるわだち掘れは、安全で快適な自動車交通の大きな障害となるだけでなく、発生する粉塵は環境問題の原因となっている。特に、舗装面が露出している初冬や春先は、空気中の粉塵の濃度が高く、人体への影響が大きな問題となっている。

この対策としては、舗装の改良、スパイクタイヤの使用規制、冬期間の速度制限など交通管理者、道路管理者などの行政サイドとスパイクピンの改良、スタッドレスタイヤの開発などメーカーサイドなど関係各方面による総合的な対策が必要である。

維持管理研究室では、舗装の摩耗を最小限にするため、国道舗装のわだち掘れの実態を調査すると共に、アスファルト混合物及びスパイクピンの改良の効果というハードな面からの検討を行ってきた。

本報告書では、国道舗装の摩耗実態と耐摩耗アスファルト混合物の研究結果、さらにスパイクタイヤ使用実態と今後の方向について述べるものである。

2．国道舗装の摩耗実態

2.1 摩耗調査の概要

舗装の摩耗実態を把握するため、昭和52年度から3期にわたり一般国道の定点における摩耗調査を実施した。第1期は昭和52年から56年までとし、細粒ギャップアスファルトコンクリート（以下細粒ギャップアスコンとする）13F40のストレートアスファルト及び改質アスファルト（ゴム入り）を使用したもの、改質アスファルトを使用した密粒ギャップアスファルトコンクリート（以下密粒ギャップアスコンとする）の3種類について行った。第2期は昭和57年から60年までとし、細粒ギャップアスコン（ストレートアスファルト）、密粒ギャップアスコン（改質アスファルト）について行った。また、試験舗装として粗骨材量及び粗骨材最大粒径の異なる細粒ギャップアスコン（13F50、20F50）、或いは改質材を用いたアスファルト混合物についても調査を実施した。第3期は昭和61年から63年にかけて実施され、細粒ギャップアスコン（ストレートアスファルト）13F40、13F50について調査した。ここで、13F40、20F50における13,20は粗骨材最大寸法（13mm,20mm）を表し、Fはフィラーを、また40,50は粗骨材量（40％,50％）を示す。

2.2 交通量と舗装のわだち掘れ

2.2.1 調査方法

わだち掘れの測定方法は、図－1 に示すように、埋設ピンの上に脚付鋼棒を垂直に立てて、これに10cm間隔で目盛りをつけた水糸を張り、鋼製定規を用いて横断方向に基準線からの高さを測り、前回の読みとの差を取るものである。測定は、春、秋年2回行い、春から翌年の春までの年間変化をわだち掘れ量、そのうち秋から春までの変化を摩耗量としている。ここで、わだち掘れ量とは、特に断わらない限りわだち部の最大変形量を、摩耗量は、車線幅平均摩耗量を表す。

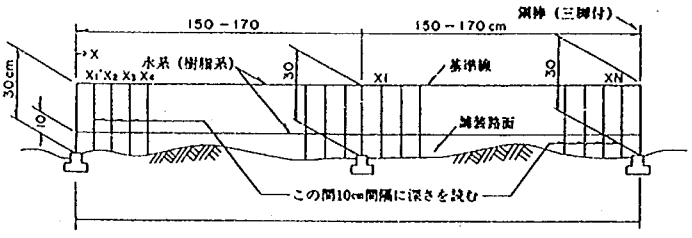


図-1　路面形状測定法

2.2.2 わだち掘れ量と摩耗量

昭和52年～56年までの4年間において、全道の年平均わだち掘れ量と日交通量の関係は、図－2 に、また、年平均わだち掘れ量のうちの摩耗量と日交通量との関係は、図－3 に示す通りである。[1]一方、摩耗量と年平均わだち掘れ量の比（摩耗量／わだち掘れ量）と日交通量との関係を示すと図－4 のようになる。これによると、年平均わだち掘れ量のうちの摩耗量の占める割合は60％以上と、冬期間のスパイクによる摩耗の影響の大きいことが分かる。また、この割合は、r＝0.52と相関は低いものの交通量が多くなるに従って高くなる傾向にある。

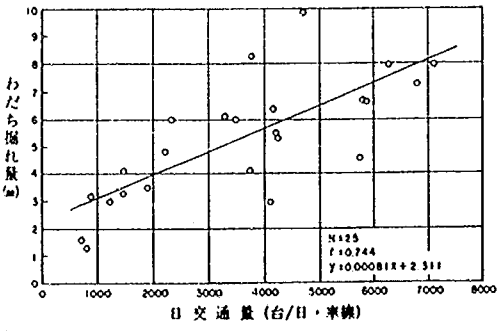


図-2　年間わだち掘れ量と日交通量（昭和52～56年）

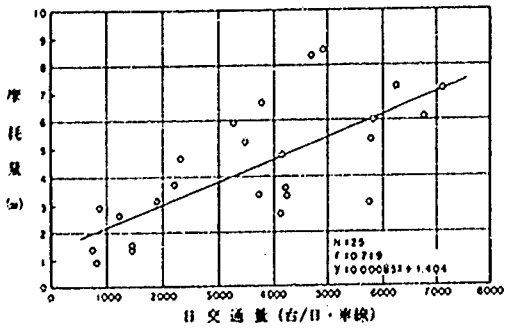


図-3　1冬摩耗量と日交通量（昭和52年～56年）

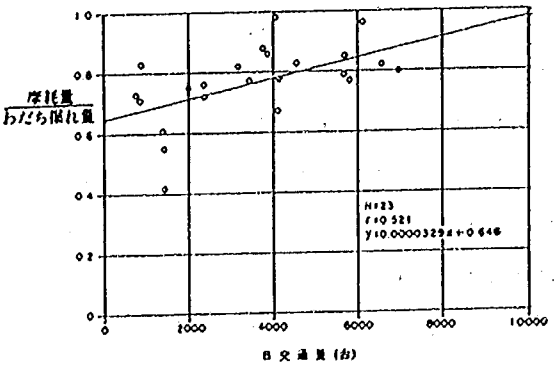


図-4　わだち掘れと日交通量

2.2.3 摩耗の要因

舗装の摩耗に関係する要因としては、通過したスパイクタイヤの輪数、輪荷重、スパイクピンの形状、スパイクタイヤの種類、路面の露出日数、乾燥と湿潤、舗装の温度、表層混合物の耐摩耗性の程度などが考えられる。図－5～10は、摩耗調査の結果をグラフに示したものである。これらのグラフのなかで、摩耗量、わだち掘れ量はそれぞれの累積量を示したものである。

図－5 は、昭和52年～56年までの摩耗量と累積交通量、図－6 は、わだち掘れ量と累積交通量との関係を示したものである。データ数は83と75で相関係数がそれぞれｒ＝0.73とｒ＝0.70となった。

図－7 は、昭和57年～60年までの摩耗量と累積交通量、図－8 は、わだち掘れ量と累積交通量との関係を示したものである。データ数は170と156で相関係数はｒ＝0.87とｒ＝0.82となった。これらのグラフは、多くの要因の中で最も重要と考えられるスパイクタイヤの装着率と路面の露出日数から累積交通量を日交通量×1冬路面日数×スパイクタイヤ装着率として解析したものである。図－5 ,6 より相関係数は高くなっている。

また、図－9,10 は、昭和60～63年までの摩耗量と累積交通量、わだち掘れと累積交通量との関係を示したものである。このグラフはスパイクタイヤ装着率、路面露出日数に加え、大型車の影響を考慮して累積交通量を1.1倍して解析したものである。データ数は44、41、相関係数はｒ＝0.74、ｒ＝0.87となり摩耗量と累積交通量の相関が図－7のｒ＝0.87より低い値となった。これは、冬期間の大型車

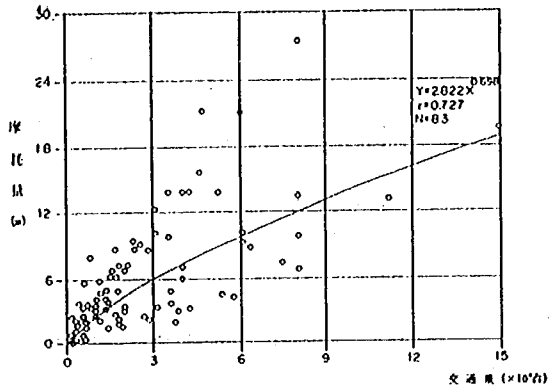


図-5　摩耗量と累積交通量（昭和52～56年）

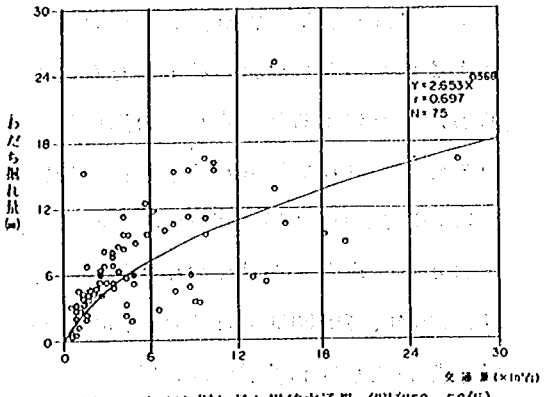


図-6　わだち掘れ量と累積交通量（昭和52～56年）

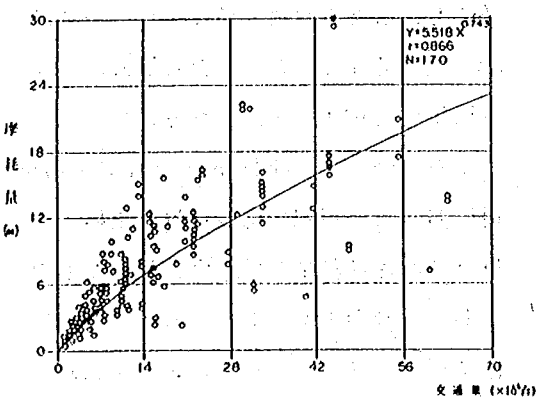


図-7　摩耗量と累積交通量（昭和57～60年）

のチェーン装着による摩耗が大きく影響したものであると考えられる。

大型車の影響については過去に行われた調査から、大型車一台当りの平均スパイクタイヤ装着輪数を5.6本、全道の平均大型車混入率を24%とした場合、大型車一台の摩耗量は小型車の約1.4倍、全車小型車とした場合より10%の摩耗量の増加となるため、累積交通量を1.1倍した。[2]

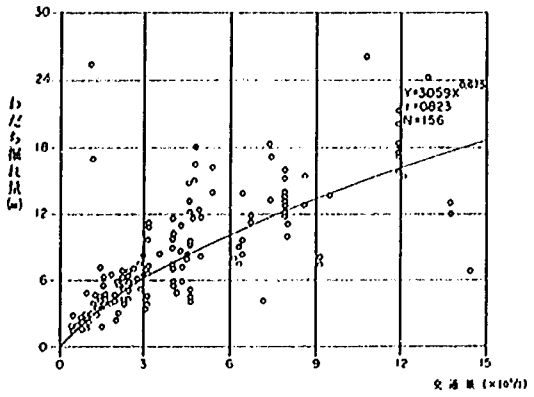


図-8 わだち掘れ量と累積交通量（昭和57～60年）

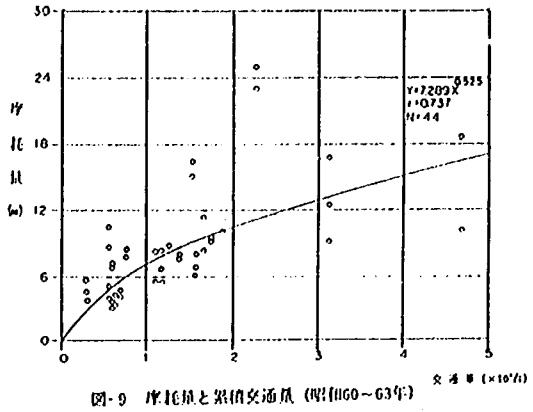


図-9 摩耗量と累積交通量（昭和60～63年）

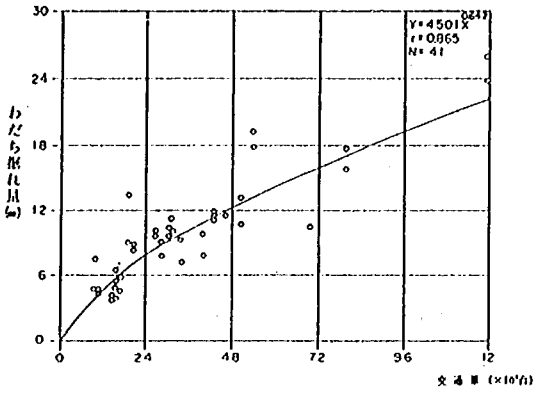


図-10 わだち掘れ量と累積交通量（昭和60～63年）

2.2.4 舗装の種類別にみた摩耗量

図－11は砕石量、骨材最大粒径の違いによるわだち掘れ量の差を示したものである。これによると、砕石量の違いについては、奈井江で見られるように、13F50は13F40よりわだち掘れ量が少ないことが分かる。また、骨材最大粒径については、20F40、20F50はそれぞれ13F40、13F50よりわだち掘れ量が少ない結果となった。このように砕石量を40%から50%へ増やし、また骨材最大粒径を13mmから20mmへ大きくすることでわだち掘れに対する抵抗性を増すことができる。[3]

また、図－12 は昭和52～60年までの全道における一車線平均摩耗量と累積交通量との関係を舗装の種類別に示したものである。細粒ギャップ（ゴム入り）と密粒ギャップ（ゴム入り）はデータ数が少

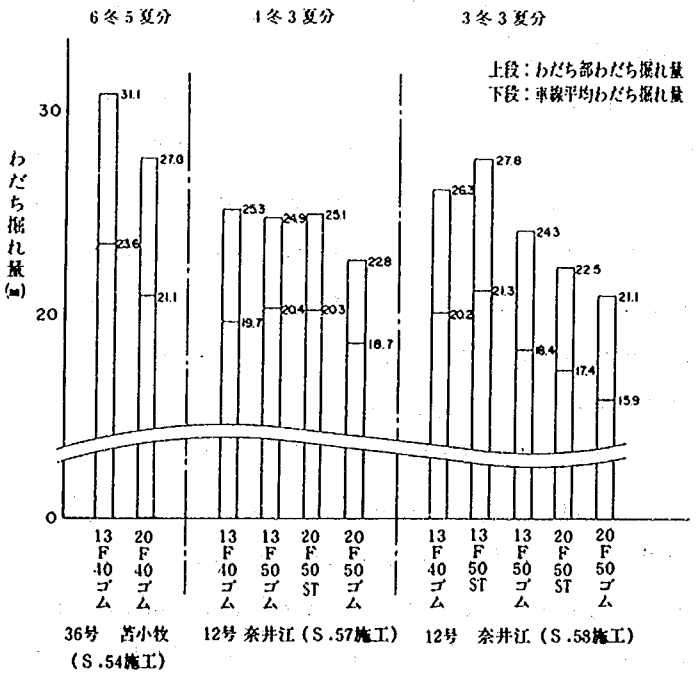


図-11 各種試験舗装のわだち掘れ量

ないためバラつきが大きいが密粒ギャップは細粒ギャップより耐摩耗性は高い結果となっている。これは混合物中の砕石量の違いによるものであると考えられる。

2.3 コンクリート舗装の摩耗実態

コンクリート舗装は、一般にアスファルト舗装に比べて耐流動性および耐摩耗性に優れていると言われている。しかし、アスファルト舗装に比べ、イニシャルコスト、維持補修費が高いこと、舗設から供用開始までの期間が長く、乗り心地もアスファルト舗装に比べて劣るなどの理由からあまり普及しなかった。ここでは数種類のコンクリート舗装について現地摩耗調査結果について述べる。

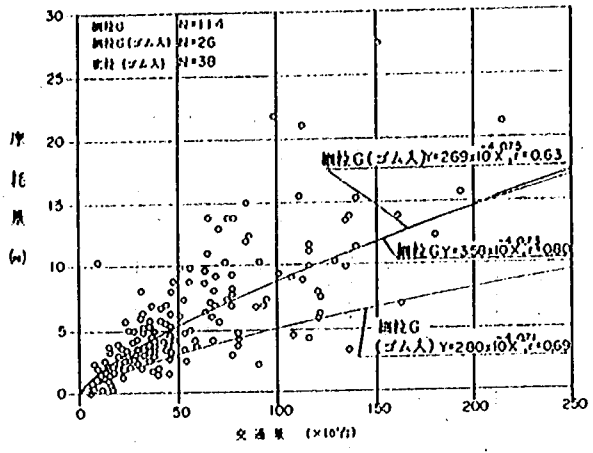


図-12 舗装種類別摩耗量と累積交通量

2.3.1 現地摩耗調査

調査箇所は、昭和57年に新設された一般国道5号新平磯トンネル内および昭和59年にオーバーレイ補修を行った一般国道5号森バイパスの２箇所とした。調査期間はそれぞれ昭和57年11月から62年5月、60年11月63年5月までとした。舗装の種類は以下のとうりである。

(a)新平磯トンネル

舗装の種類	曲げ強度	圧縮強度
・普通コンクリート	σb=53kgf/cm2	σc= ――
・高強度コンクリート	σb=65kgf/cm2	σc=592kgf/cm2
・スチールファイバーコンクリート	σb=67kgf/cm2	σc=653kgf/cm2
・スチールファイバーコンクリート	σb=66kgf/cm2	σc=588kgf/cm2

(b)森バイパス

舗装の種類	曲げ強度	圧縮強度
・普通コンクリート	σb=60kgf/cm2	σc=604kgf/cm2
・アクリル樹脂系モルタル	σb=190kgf/cm2	σc=801kgf/cm2
・アスファルトコンクリート(13F50)		

図－13 は新平磯トンネルの摩耗量を示したものである。これによると、昭和59年6月の時点で高強度コンクリート、スチールファイバーコンクリート（30mm）、スチールファイバーコンクリート（20mm）の摩耗量は普通コンクリートの摩耗量の2/3程度となっていることがわかる。また、図－14 は森バイパスの摩耗量を示したものである。これによると、昭和63年5月の時点で普通コンクリート、アクリル樹脂系モルタルの摩耗量は13F50に比べそれぞれ1/2および1/3程度となっており、コンクリート舗装の耐摩耗性の高いことがわかる。また、新平磯、森における種類別の摩耗量と累積交通量（スパイクタイヤ装着車、大型車補正なし）との関係を示したものが図－15、表－1である。一般に、コンクリートの摩耗量と圧縮強度との間には相関があると

言われており、図−15からも圧縮強度のほぼ等しい普通コンクリート、高強度コンクリート、スチールファイバーコンクリート（30mm）、スチールファイバーコンクリート（20mm）について同様な傾向が見られる。これら4種類の相関をとったところ、表−1に示すように0.98という高い値が得られた。[4]

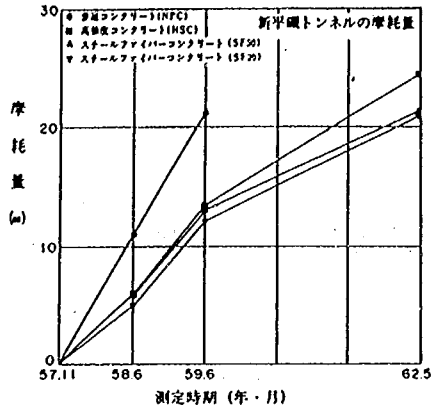


図-13　各舗装の摩耗量

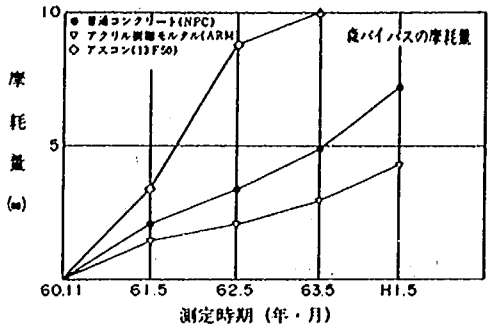


図-14　各舗装の摩耗量

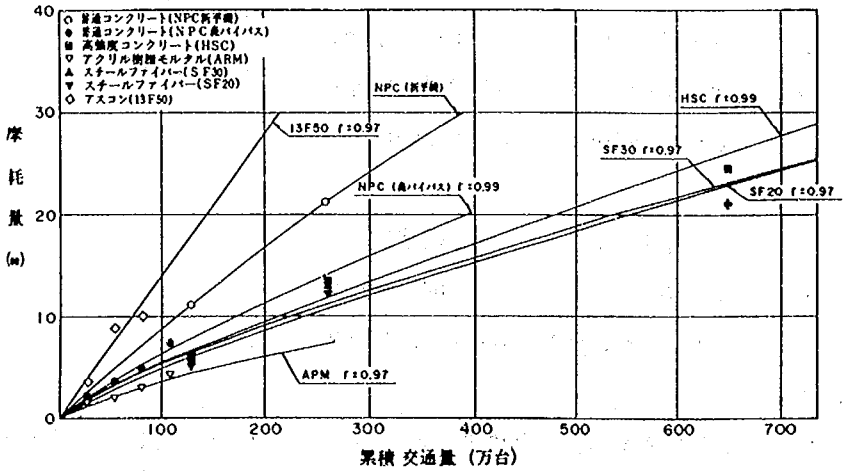


図-15　摩耗量と累積交通量

表-1　各グラフの回帰式（$Y=A\cdot X^{B}$）

種　　項	A (×10⁻³)	B	相関係数
NPC(新平磯)	1.99	0.94	——
NPC(良BP)	3.98	0.87	0.99
(HSC)	3.22	0.87	0.99
(ARM)	15.46	0.73	0.97
(SF30)	9.55	0.79	0.97
(SF20)	2.04	0.89	0.97
(13F50)	0.99	1.03	0.97
NPC(良BP) HSC SF30 SF20	13.29	0.77	0.98

Xはスパイクタイヤ装着車交通量(右)

3．スパイクタイヤの実態

3.1 スパイクタイヤの使用状況

スパイクタイヤが自動車に使用されるようになったのは、1959年に北欧のスカンジナビア半島で氷結路面でのすべり止め用として使用されたのが最初であった。[5]スパイクタイヤが普及する以前は、タイヤチェーンが使用されていたが、スパイクタイヤはタイヤチェーンと比較して耐久性、乗りごこちにおいて優れているため、ヨーロッパ、北米などで急速に普及した。

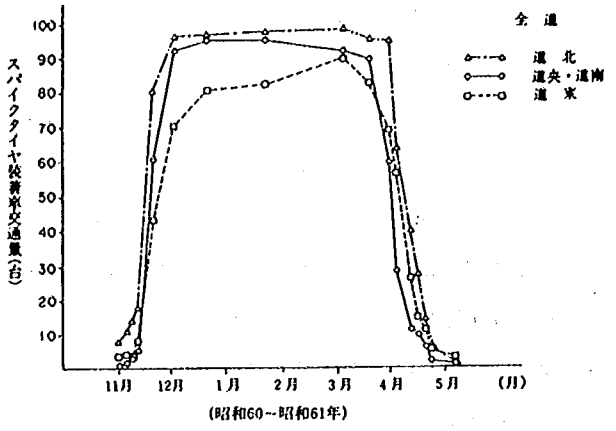


図-16　月別スパイクタイヤ装着実態

日本でスパイクタイヤが使用されたのは、北米、ヨーロッパとほぼ同時期の昭和38年である。昭和47年には北海道公安委員会規則（道路交通法施行細則第12条）によって、積雪または凍結している道路においては、すべり止めの措置を講ずることとなったため、簡単で便利なスパイクタイヤが急速に普及し、北海道においては、ピーク時の昭和60年頃には乗用車では100%近く、大型車では75%、全体では93%の車両がスパイクタイヤを装着するに至った。

北海道における全車両の地域別の月別スパイクタイヤ装着率、北海道の調査によると図－16 6）に示す通りである。これによると、地域別のスパイクタイヤ装着率は全期間を通しては道北、道央・道南、道東の順に高くなっている。

一方、図－17 [7]は札幌市におけるスパイクタイヤとスタットレスタイヤの装着率の推移を示したものである。スパイクタイヤの装着率が1985年以降装着率は低くなっているのに対しスタッドレスタイヤの装着率は増加していることがわかる。しかし、スパイクタイヤの装着率は、ピーク時で約80%であり、まだかなり高い状況にある。

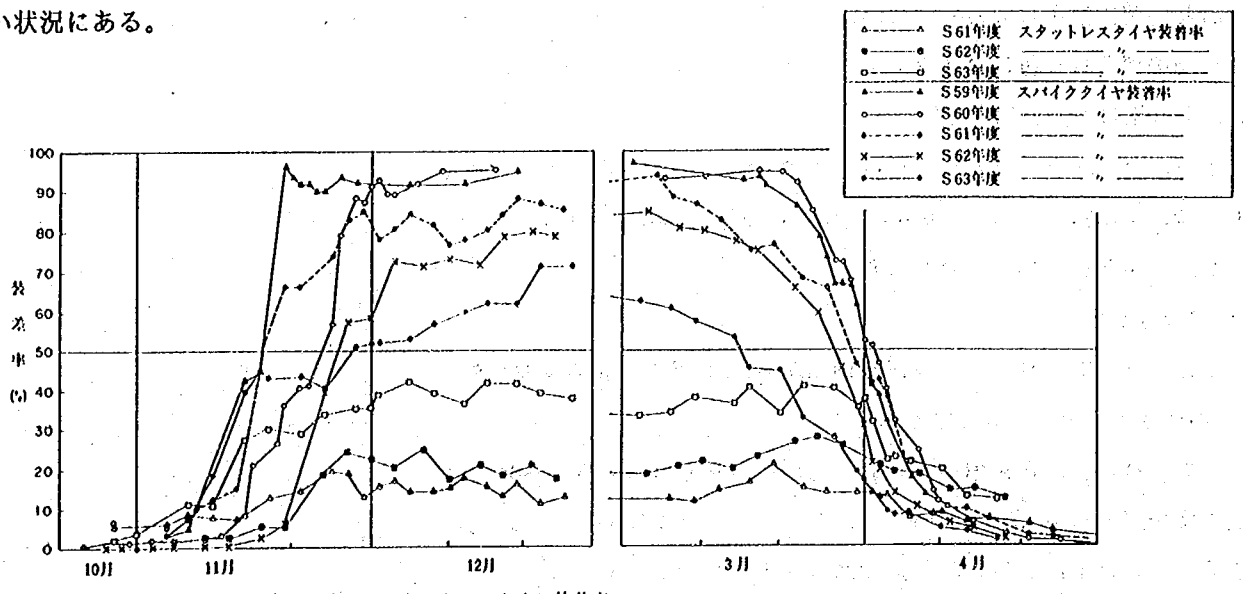
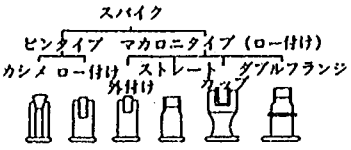


図-17　スパイクタイヤ、スタットレスタイヤ装着率

3.2 スパイクピンの種類と摩耗

スパイクタイヤに用いられるピンには、一般に乗用車に用いられるピンタイプとトラックやバスなどの大型車に用いられるマカロニタイプがあり、それぞれにロー付けタイプとカシメタイプがある。図－18にピンの形状を示す。



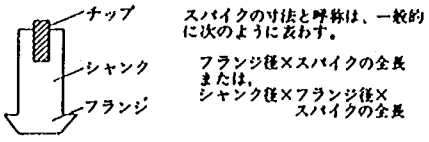


図-18　スパイク部分の名称

3.2.1 摩耗試験

スパイクピンの本数、突出量、ピン形状などがアスファルト舗装の摩耗に与える影響を調べるためスパイクラベリング試験機による摩耗試験（4.2 参照）を実施した。試験では、ピンタイプ、ロー付け、フランジ径10mm、突出量1.5mm、硬度88.5HRAのスパイクピンを標準とし、ピンの種類、本数、突出量を変えて比較した。また、摩耗試験に使用したアスファルト供試体は細粒ギャップアスコン（13F40）とした。

(1)スパイクピン本数

図－19は、スパイクピンの本数と摩耗量の関係を示したものである。同一のピンで、突出量1.5mm、本数を78、65、52本の場合について比較した。スパイクピンの本数を20%，30%に減らすと摩耗量は、それぞれ12%,25%程度減少することが分かる。

(2)ピンタイプとマカロニタイプ

図－20は、ピンタイプとマカロニタイプについて摩耗量を比較したものである。同一突出量では、マカロニタイプの摩耗量は、ピンタイプのものより約17%大きいことが分かる。

(3)ピン突出量

図－21は、ピンタイプのスパイクピン（ロー付けタイプとカシメタイプ）について突出量と摩耗量との関係を示したものである。これによると、突出量を1.5mmから1.2mm，1.0mmに減少させると、フランジ径10mmの場合ロー付けタイプでそれぞれ23%，22%，カシメタイプでそれぞれ10%,29%摩耗量が減少した。

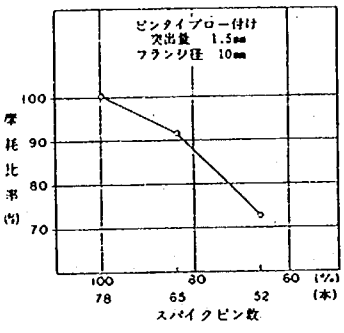


図-19　スパイクピン数と舗装の摩耗比率

また、カシメタイプとロー付けタイプの比較では、フランジ径10mmの場合、突出量1.5,1.2,1.0mmでそれぞれ20%,7%,23%カシメタイプの方が摩耗量が小さい結果となった。

(4)フランジ径

また、図－21よりフランジ径を10mmから8mmにすると摩耗量は23%～37%減少することがわかる。

このように、現在乗用車で一般的に用いられているスパイクピンの最大突出量を1.5mmから1.2mmに、またフランジ径を10mmから8mmへ小さくするだけで摩耗量を50%近く低減することができる。

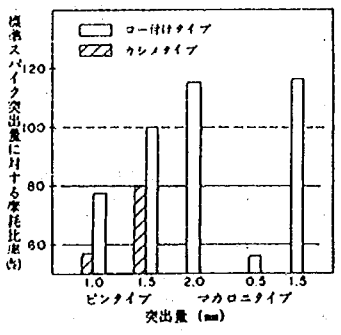


図-20　スパイクピンの突出量と舗装の摩耗

その他、硬度、チップ形状などを変えて試験を行った結果をまとめて図－22に示す。[8)]

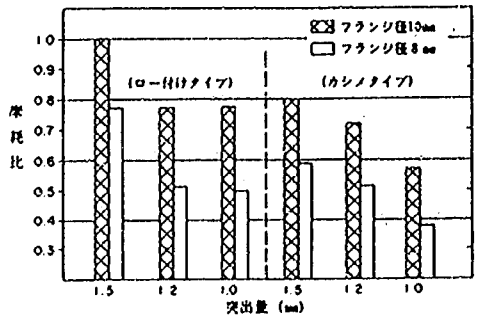


図-21 突出量の違いによる摩耗比

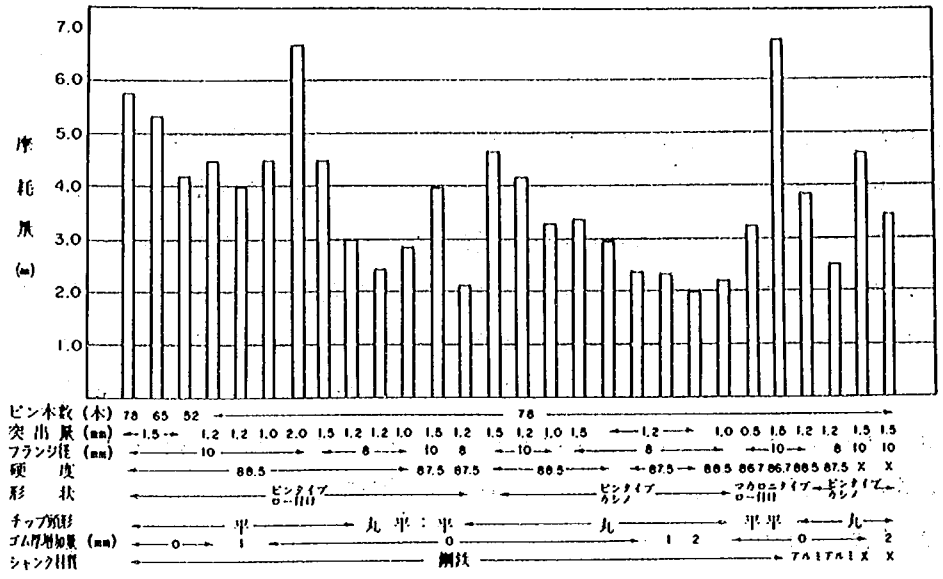


図-22 各種スパイクピンによる摩耗量

3.3 スパイクタイヤの規制と今後の方向

スパイクタイヤは、昭和38年に日本で初めて発売されて以来、その便利性と機動性から積雪寒冷地では急速に普及し、冬期間不可欠なものとなった。しかし、その一方では仙台市、札幌市を中心に舗装道路の損傷、車粉問題等の社会問題が発生した。

3.3.1 スパイクピンの規制

スパイクピンの規格については条例などによる規制はなく、タイヤ業界による自主規制という形がとられている。

表-2 スパイクピンの規格

タイヤ			スパイクの形状	新基準 スパイク			(参考) 第1次基準 昭和58年5月より実施 スパイク		
種類	リム径	構造		打込本数最大(本)	フランジ径最大(mm)	突出寸法最大(mm)	打込本数最大(本)	フランジ径最大(mm)	突出寸法最大(mm)
乗用車用	全	ラジアル	ピン	122	8	1.5	122	10	1.5
		バイアス		80	10		80	12	
小型トラック用	14以下	ラジアル	ピン	104	10		122	12	
		バイアス		80	10		80	12	
	15以上	ラジアル	ピン	102	12		102	15	
			マカロニ	60	14		72	15	
		バイアス	ピン	80	12		80	15	
			マカロニ	60	14		72	15	
トラック及びバス用	全	ラジアル	マカロニ	60	16		72	17.5	
		バイアス		60	16		72	17.5	

表−2 はスパイクピンの規格を示したものである。昭和58年5月に第一次基準が設けられ、その後、昭和61年5月にバス、トラック用、　62年5月には乗用車用に新基準が設けられた。主な改正点は、フランジ径を小さくし、また本数も減らしていることにある。[9]

表-3　北海道におけるスパイクタイヤ使用規制の推移

施行期間＼対象地域	規制期間 道北	道東	道央・道南
昭和59．4～60．10	5/1 ～ 10/15	5/1 ～ 10/31	4/15～10/31
昭和60．10～平2．4	4/20～ 10/31	4/20～ 11/10	4/10～11/10
平2．4～	4/10～ 11/10	4/10～ 11/20	4/1 ～11/20

3.3.2 スパイクタイヤの使用規制

北海道では、昭和59年から自主規制のかたちでスパイクタイヤの使用規制を実施してきた。

表−3 は北海道におけるスパイクタイヤの使用規制の推移を示したものである。一方、国内タイヤメーカーも昭和57年からスタッドレスタイヤの販売を始め、自治体もスパイクタイヤの使用規制の強化と同時にスタッドレスタイヤの普及に努めた。その後さらに、スパイクタイヤ使用による様々な社会問題の抜本的な解決のためにはその使用を規制する必要があるとの社会の要望が高まるなかで、主な国内タイヤメーカーは、平成2年(1990年)12月末で生産を中止し、翌年3月には販売も中止することを決定した。このような状況で北海道公安委員会は、平成2年(1990年)4月1日新たに罰則付きのスパイクタイヤの使用規制を設けた。

「北海道公安委員会規則」によるスパイクタイヤ使用規制期間

使用禁止期間　4/10 ～ 10/31

罰　　則　5万円以下の罰金

（大型車7千円　普通車、二輪車6千円 原付4千円）

4．耐摩耗アスファルト混合物の研究

4.1 研究の概要

4.1.1 チェーン式ラベリング試験機の導入

北海道における最初の本格的なアスファルト舗装道は昭和28年に完成した札幌ー千歳間35kmで、このときの表層はトペカと中粒式アスファルトコンクリートがほぼ半々に施工された。

当時は車両の滑り止めにはタイヤチェーンが使用されており、これによるわだち部摩耗量は、一冬で5mm～10mm多い所では50mmにもおよんだ。その対策として針入度の高いアスファルトを配合したアスファルトモルタルを摩耗層として設けることとなった。また、室内においては、タイヤチェーンを使用したラベリング試験機を昭和29年に北海道開局開発土木研究所（旧北海道開発局土木試験所）に導入して基礎的な試験研究を開始した。

昭和42年頃からは、粗骨材を含むアスファルト混合物の検討を始め、43年には現在の一般国道で標準的に使用されている表層用アスファルト混合物の粗骨材の適量が報告された。

4.1.2 スパイク式ラベリング試験機の導入

一般車両へのスパイクタイヤの普及さらには交通量の飛躍的な増加にともない、舗装の摩耗さらには車粉による環境汚染などが問題化されるようになり耐摩耗混合物の配合設計の見直しの必要性が生じた。このため、昭和56年からスパイクラベリング試験機を使用して改めて基礎的な研究を行い、スパイクピンと交通量の舗装の摩耗に対する影響、さらにアスファルト、フィラー、粗骨材など関連から耐摩耗アスファルト混合物の配合設計について検討が行われた。本章ではスパイクラベリング試験機による試験結果をチェーン式による試験結果と比較して述べる。

4.2 スパイクラベリング試験機

4.2.1 概要

試験装置は、アスファルト混合物やセメントコンクリートなどの舗装材料を供試体とし、乗用車用のスパイクタイヤを油圧モータ、油圧ポンプにより一輪を駆動、他の一輪を制動させる構造で、回転盤に18個の供試体を取り付け、タイヤに一定の荷重をかけて駆動し、供試体上を回転させる。回転盤は一定速度で一定方向に回転し、スパイクにより供試体を摩耗させる。また、タイヤは摩耗部分を拡大させて安定した摩耗作用を得るためにシフト機能を有している。試験装置を図－23に示す。

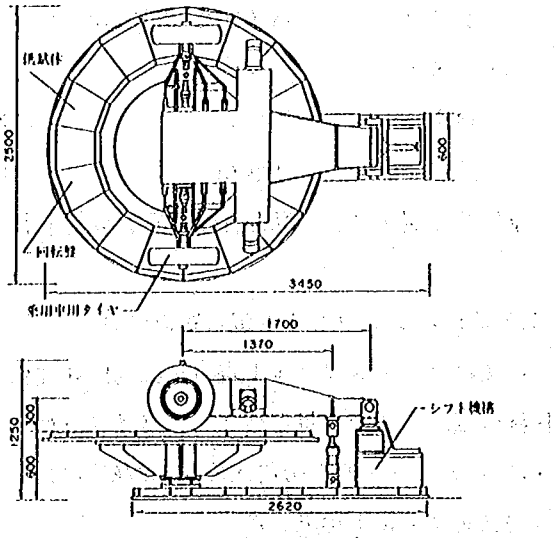


図-23 スパイクラベリング試験機概要

試験装置は大きく分けて、試験機本体、油圧ユニット、制御盤、操作計測盤からなっている。室内温度は-20℃～＋30℃まで制御できる。

仕様

- 路直径　200cm
- 輪荷重　200～500kg
- 走行速度　10 ～40km/h
- トルク　10 ～22kgm
- 標準タイヤ　6.15-13または6.95-14
- 供試体　18個、上底287mm、下底410mm
  高さ350mm、厚さ50mmの台形
- シフト　±50mm
- 散水装置　10ℓ/min程度

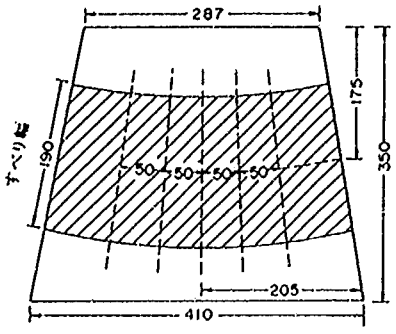


図-24　供試体断面測定位置図（単位mm）

4.2.2 供試体作製方法

供試体作製方法は、ホイールトラッキング供試体作製方法に準じている。混合温度は、セイボルトフロール度85秒、締め固め温度は、セイボルトフロール度1000秒で、ローラコンパクターを使用して締め固める。線圧20kg/cmでスチールローラ11回、ゴムローラ22回、スチールローラ 5回の順に転圧を行う。締め固め度は、マーシャル基準密度の100±1%以内となるように製作する。

4.2.3 試験方法

供試体は、隣接する互いの高さの差を1mm以内に揃えて、回転盤に18個固定する。ラベリング試験の前に夏タイヤでプレロードをかけ、供試体と回転盤を確実に密着させる。以下に試験条件を示す。

試験条件

	プレロード	ラベリング
・温度	＋20℃	± 0℃
・走行回数	5000	30000
・タイヤ	バイアス 6.15-13	バイアススノー 6.15-13
・空気圧	1.7kg/cm²	1.7kg/cm²
・荷重	335kg	335kg
・速度	30km/h	40km/h

摩耗量の測定は、自動断面積測定装置で5断面（図－24参照）測定し平均する。

4.3 耐摩耗アスファルト混合物の検討

各種材料のアスファルト混合物の耐摩耗性に与える影響を調べるため、アスファルトの針入度、粗骨材量、骨材粒度、フィラー量を変えてスパイクラベリング試験を行った。

4.3.1 アスファルトの針入度量とF/A(D/A)

(1)アスファルトの針入度

図－25は、アスファルトの針入度と摩耗量の関係を示したものである。使用したアスファルトは針入度級40～60、60～80、80～100、100～120 の４種類である。混合物の合成粒度は、北海道開発局標準配合の細粒

ギャップアスコン（13F40）とし、粗骨材量0～60%の粒度を合成した。これによるとスパイクによる摩耗はスファルトの針入度とは無関係であることが分かる。[10]

一方、往復型のチェーンラベリング試験機によるアスファルトの針入度を変えたアスモルの摩耗量を調べたものが図－26である。アスモル供試体はF/A(D/A：フィラーのうち75μm以下のダスト分とアスファルトの比とする)を1.16(1.0)、1.5(1.3)、1.85(1.6)に設定しそれぞれマーシャル安定度が最大となるよう配合したこれによると針入度の大きいアスファルトを用いた方が摩耗量は少ないことが分かる。[11]

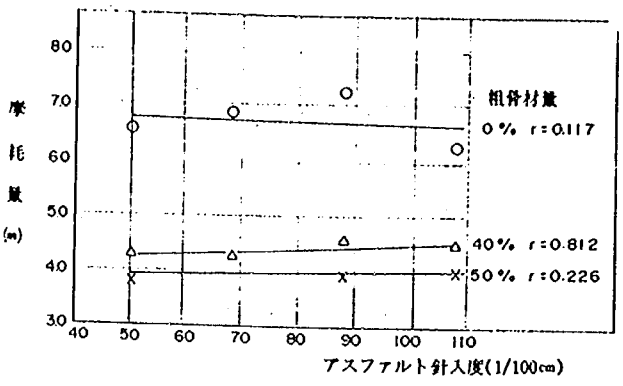


図-25　アスファルト針入度と摩耗量

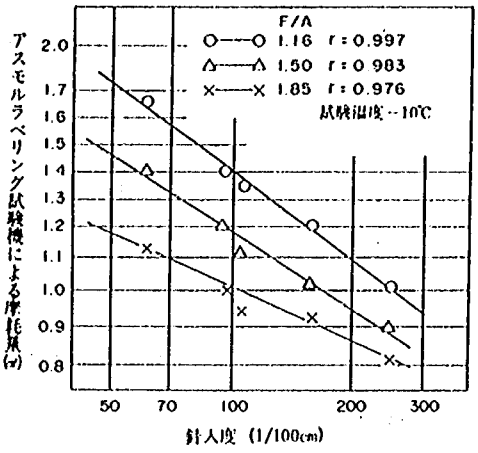


図-26　アスファルト針入度と摩耗量

(2)F/A(D/A)

図－27はF/Aの違いと摩耗量の関係を示したものである。粗骨材量にかかわらずF/Aが大きくなるほど摩耗量は小さくなっていることが分かる。[10]

また、図－26から、チェーンに対してもF/Aの大きい方が摩耗量は小さくなっていることが分かる。

また、図－28はF/Aと最適アスファルト量（O.A.Cと略す）との関係を示したものである。F/Aが大きくなるにし従ってO.A.Cは少なくなっていることが分かる。[12]

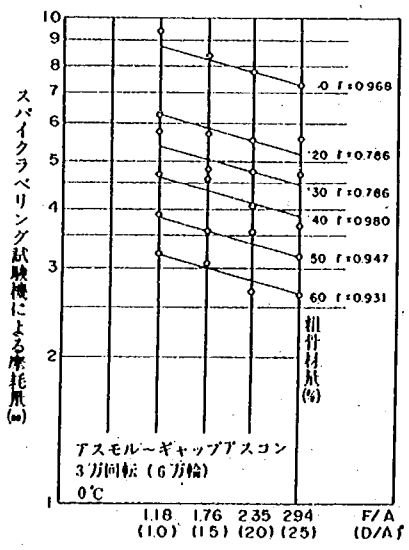


図-27　F/Aと摩耗量

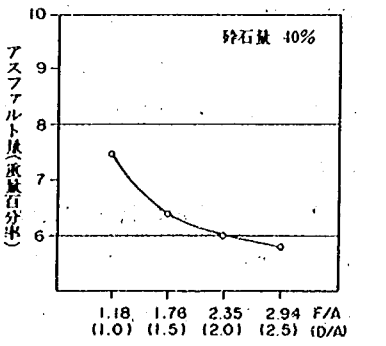


図-28　F/Aと最適アスファルト量

この様に、F/Aを大きくすることは耐摩耗性を向上し、O.A.Cを少なくすることから経済的には有利であるが、施工性を考慮するとF/A＝1.7程度が妥当である。

4.3.2 粗骨材と骨材最大粒径

(1) 粗骨材量

図－29は、スパイクラベリング試験機による試験結果を示したものである。これによると、F/Aにかかわら

ず砕石量を増加させるほど摩耗量は小さくなっている。[10]

(2)骨材最大粒径

また、図－30は骨材最大粒径の違いによる摩耗の差を検討するため、最大粒径13mmと20mmの砕石について砕石量を50、55、60%と変えてスパイクラベリング試験を行った結果である。これによると、20mmの方が耐摩耗性に優れていることが分かる。[13]

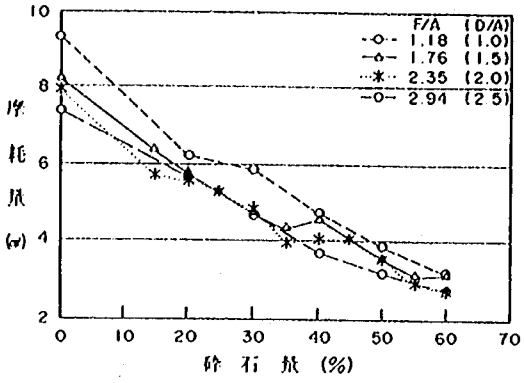


図-29 砕石量と摩耗量

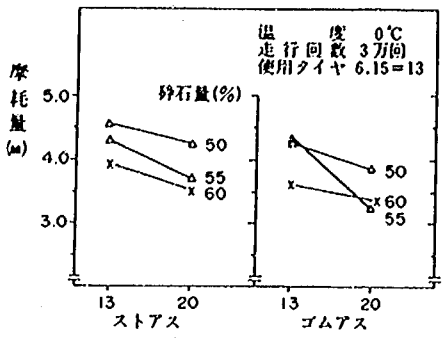


図-30 最大粒径と摩耗量

4.3.3 骨材粒度

従来よりギャップ粒度はチェーンに対しては有利であると言われている。これはギャップ粒度にすることにより細粒分が増し、最適アスファルト量が多くなり安定するためであると考えられる。ここでは、骨材粒度を、スムース粒度からギャップ粒度まで合成した混合物についてチェーン式、スパイク式ラベリング試験機により耐摩耗性を検討した。図－31、32に合成粒度を示す。

図－33,34は粗骨材量40%と50%について、ギャップ粒度とスムース粒度の摩耗量をスパイク式とチェーン式の場合につき比較したものである。スパイク式の摩耗量は粗骨材量40%、50%の場合とも、粒度の違いによる摩耗量の差は明確には見られない結果となった。

一方、チェーンに対しては、粗骨材量40%、50%ともギャップ粒度になるに従って、摩耗量は少なくなる傾向にある。[14]

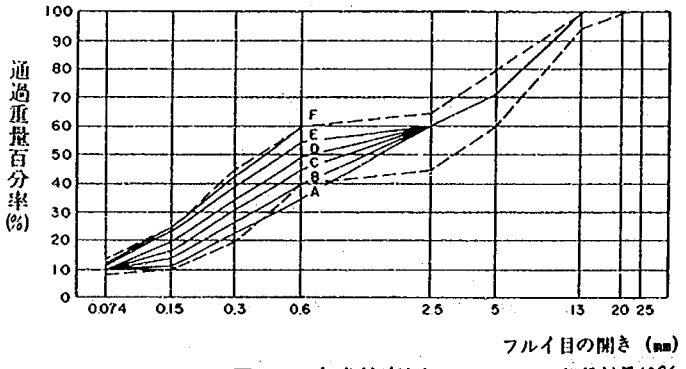


図-31 合成粒度(1)

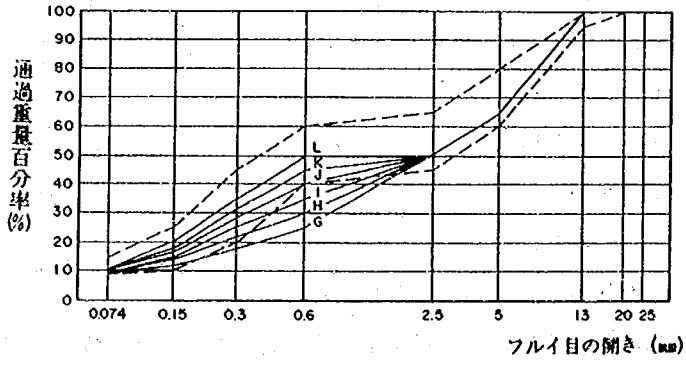


図-32 合成粒度(2)

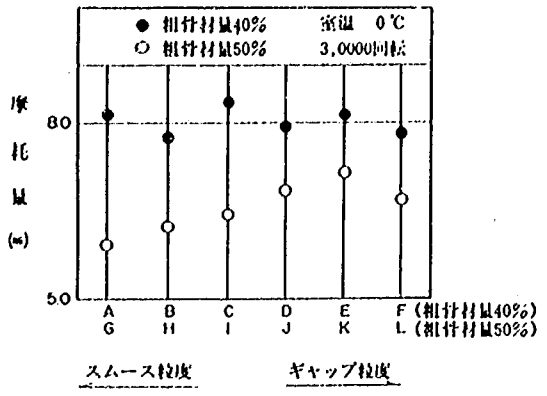


図-33　骨材粒度とスパイク式による摩耗量

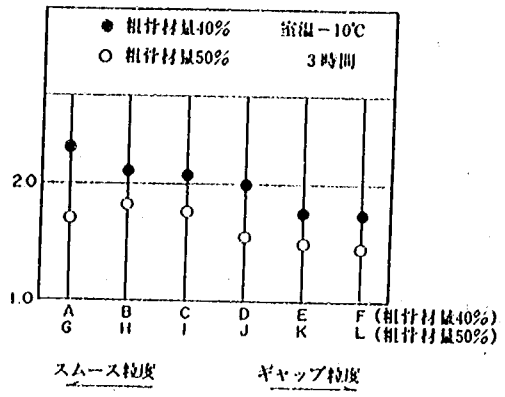


図-34　骨材粒度とチェーン式による摩耗量

4.4 凍結融解試験による検討

積雪寒冷地における表層アスファルト混合物は、冬期間凍結融解作用を受け、これが剥離、ひびわれなどを引き起こす原因となる。そのため、凍結融解作用にたいする抵抗性の検討が必要となる。

試験は合成粒度の異なる混合物に対し、凍結融解を繰り返した後、スパイクラベリング試験、チェーンラベリング試験、及びホイールトラッキング試験を行った。また、骨材粒度は4.3.3と同様のものを用いた。

4.4.1 骨材粒度と摩耗量

図－35、36は凍結融解前後のスパイクラベリング試験による摩耗量と骨材粒度との関係を示したものである。これによると、粗骨材量40%、50%の場合とも凍結融解後の摩耗量はバラつきがあるため骨材粒度の違いによる傾向は見あたらない。また、凍結融解後の摩耗量は粗骨材料40%、50%の場合とも大差はないが凍結融解による摩耗量の増加の割合は粗骨材50%の方が大きい傾向となっている。

一方、チェーンに対しては図－37、38に示すように、凍結融解前は、粗骨材量40%、50%ともギャップ粒度になるに従って摩耗量は小さくなっている。凍結融解後は摩耗量に大きなばらつきが見られ、傾向は見られない。[15]

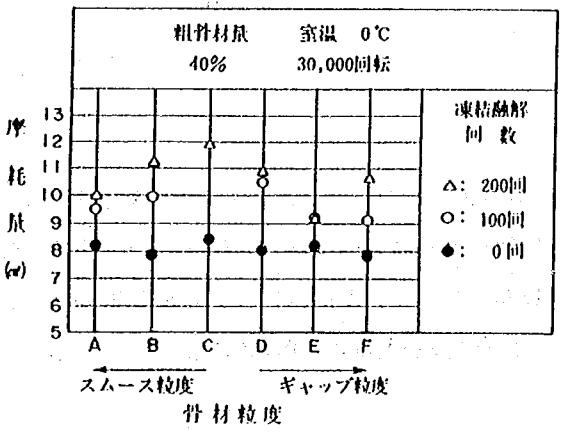


図-35　骨材粒度とスパイク式による摩耗量

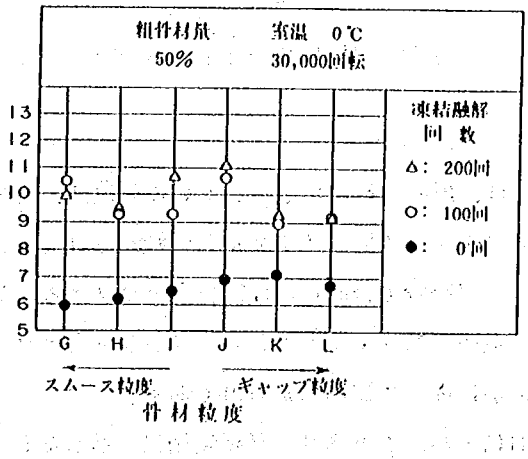


図-36　骨材粒度とスパイク式による摩耗量

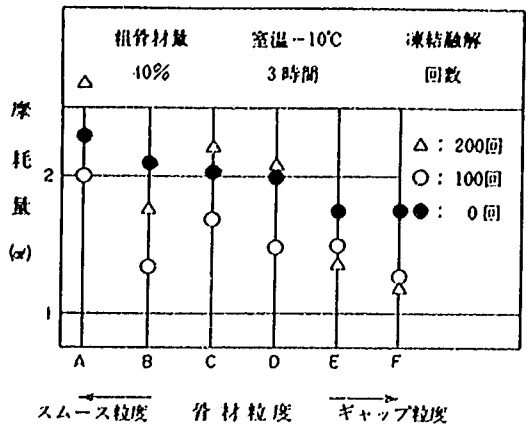


図-37　骨材粒度とチェーン式による摩耗量

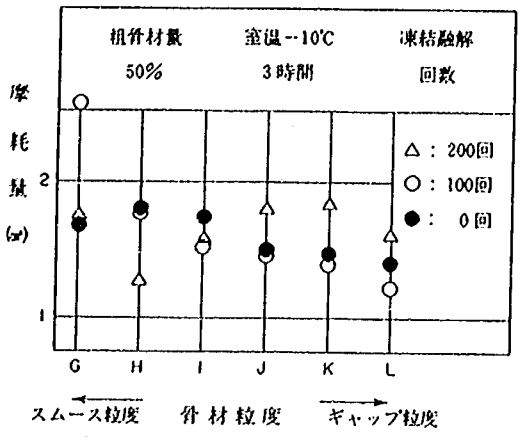


図-38　骨材粒度とチェーン式による摩耗量

4.4.2 骨材粒度と動的安定度

また、図－39、40は凍結融解後の動的安定度(D.S)と骨材粒度との関係を示したものである。凍結融解前のD.Sは、粗骨材量40%では粒度の違いによる差は少ないが、粗骨材料50%では、ギャップ粒度になるにつれて大きくなる傾向がある。一方、凍結融解後のD.Sは凍結融解前のものと比較して必ずしも小さくなっていない。[15]

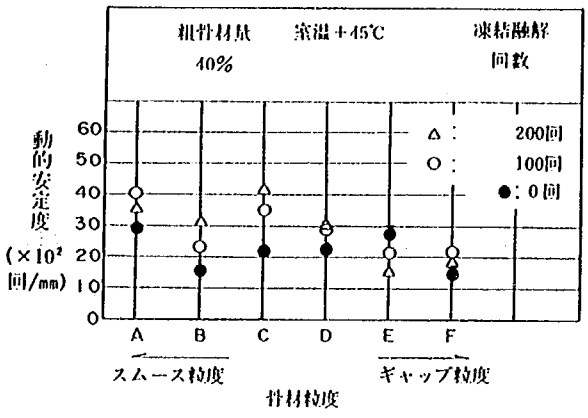


図-39　骨材粒度と動的安定度(1)

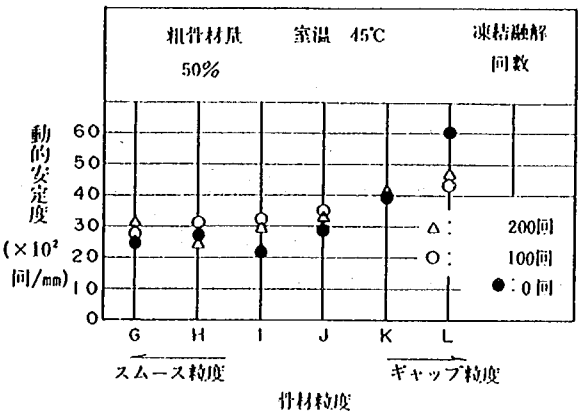


図-40　骨材粒度と動的安定度(2)

4.5 改質アスファルト

試験では、現在一般に市販されている耐流動、耐摩耗用のプラントミックスタイプの改質材18種類、プレミックスタイプの改質アスファルト5種類を選び、耐摩耗効果の検討を行った。改質材の内訳は表－4のとおりである。混合物の合成粒度は細粒ギャップアスコン(13F50)とした。また、アスファルト量はマーシャル試験による最適アスファルト量とし、プラントミックスタイプの改質剤はこのO.A.Cに各社で指定している内添加、外添加に従って添加したものである。

図－41はスパイクラベリング試験結果を示したものである。プラントミックスタイプの場合、中にはストレートアスファルトと比較して耐摩耗性の高いものがあるが、ゴム系、樹脂系、ゴム樹脂系の三種類で特に

どれがよいという傾向はない。一方、プレミックスタイプの場合、いずれもストレートアスファルトに比べて安定した値を示した。

次に、これらの改質剤のうち、現在よく使用されている製品、耐流動を目的としている製品及びスパイクラベリング試験結果の良かった製品についてホイールトラッキング試験を行った。図－42に試験結果を示す。これらの結果より改質アスファルトは、耐摩耗効果はそれほど期待できないが、全般的に耐流動効果のあることは分かった。[16]

表-4 選定改質材

系統	製品記号	主成分	性状	添加量	備考
ゴム系	A	SBR	テラックス	アスファルト量×4%(外添加)	プラントミックスタイプ (固形分70%)
〃	B	〃	〃	アスファルト量×4%(外添加)	〃 (〃 50%)
〃	C	CR	〃	アスファルト量×8%(内添加)	〃 (〃 50%)
〃	D	SBR	〃	アスファルト量×8%(内添加)	〃 (〃 50%)
〃	E	〃	〃	アスファルト量×8%(内添加)	〃 (〃 50%)
〃	F	〃	〃	アスファルト量×8%(外添加)	〃 (〃 50%)
〃	G	CR	〃	アスファルト量×8%(内添加)	〃 (〃 50%)
〃	H	〃	〃	アスファルト量×8%(内添加)	〃 (〃 50%)
〃	I	〃	〃	アスファルト量×8%(内添加)	〃 (〃 50%)
〃	J	BR	液体	アスファルト量×6%(内添加)	〃
樹脂系	K	EEA	粉末	アスファルト量×5%(外添加)	〃
〃	L	エポキシ樹脂	2液性	アスファルト量×30%(内添加)	〃
〃	M	ネオプレン系樹脂	粒状	混合物重量×1%(外添加)	〃
〃	N	ポリオレフィン樹脂	粉末	アスファルト量×4%(外添加)	〃
ゴム・樹脂混合系	O	SBS+EEA	粉末	アスファルト量×5%(内添加)	〃
〃	P	IIR＋石油樹脂	液体	アスファルト量×8%(内添加)	〃
〃	Q	BR+イソシアネート	液体	アスファルト量×6%(内添加)	〃
吸油性硬化材	R	セメント系加工品	顆粒状	混合物×6%(外添加)	〃
ゴム系	S	SBR	――	アスファルト量×固形分3.0%	プレミックスタイプ
樹脂系	T	EVA	――	アスファルト量×4.5~5.0%	〃
ゴム・樹脂混合系	U	SBR+EVA	――	未公開	〃
〃	V	SBR+EVA	――	アスファルト量×6～8%	〃
〃	W	SBR+EVA+SBS	――	アスファルト量×6～8%	〃

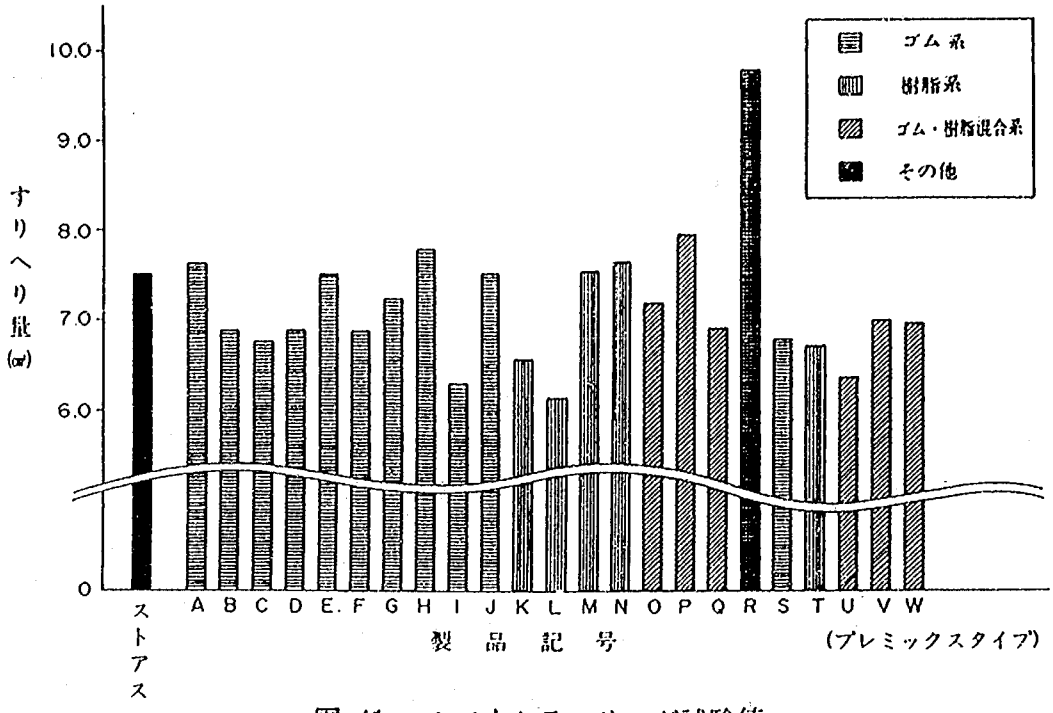


図-41　スパイクラベリング試験値

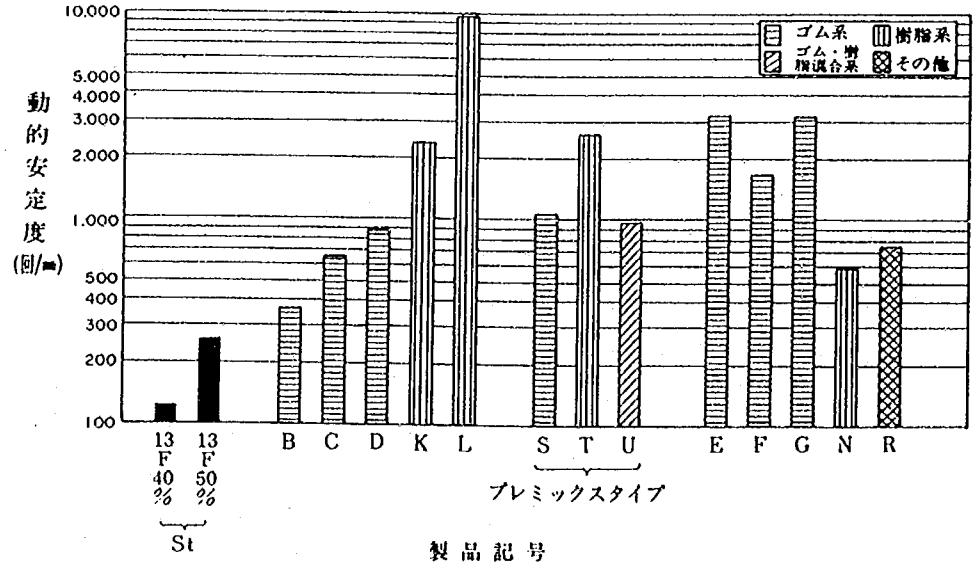


図-42　ホイール・トラッキング試験結果

5．まとめ

耐摩耗アスファルト混合物に関する研究結果をまとめると次のようになる。

(1)スパイクタイヤによる摩耗は、ピンの本数、突出量、形状などを変えることにより大幅に低減することができる。

(2)アスファルトの針入度は、チェーンの摩耗に対しては大きい方が有利であるが、スパイクに対してはほとんど影響しない。

(3)F/Aを大きくすると耐摩耗性は向上するが、施工性を考慮すると1.7程度が妥当である。

(4)耐摩耗性及び動的安定度は粗骨材量40％より50％の方が大きい。

(5)凍結融解作用受けた後の耐摩耗性は、粗骨材量、骨材粒度の違いによる差はほとんど無い。

(6)改質アスファルトは、全般的に耐流動効果は認められるが、耐摩耗性はあまり期待できない。

北海道開発局では、これらの結果をふまえて、現在の耐摩耗表層用アスファルト混合物としての標準配合である細粒ギャップアスコン（13F40）を粗骨材量を増した13F50、20F50とし、試験舗装を実施している。

6．あとがき

耐摩耗アスファルト混合物の研究は以上のように一応の成果を得ることができた。しかしながら、舗装のわだち掘れを防止することはアスファルト混合物の研究開発からでは限界がある。今後、スパイクタイヤの使用のあり方が検討されると共に、脱スパイクタイヤに関連した舗装の研究開発がますます急務となると思われる。

最後に、本報告書を取りまとめるに当たり、旧舗装試験室時代より研究に携わってこられた方々、並びに御協力頂いた関係各位に対し謝意を表す次第である。

参考文献

1)久保　宏、熊谷茂樹、佐藤彪治；土木試験所月報　NO.347 pp.1～16 1982.4

2)熊谷茂樹、上田正昭；土木試験所月報　NO.390 pp.1～8 1985.11

3)山田了士、熊谷茂樹、佐藤繁治、山西信雄、塚原和昭；第30回北海道開発局技術研究発表会論文集 pp.135～140 昭和61年度

4)二ノ宮秀彦、沢田俊作、川村和幸、水島達朗；土木試験所月報 NO.437 pp.2～8 1989.10

5)D.R Lamb;Studded Tires-The Thread to Road Surfaces ,Shell Bitumen Review 31 July 1970

6)北海道；北海道におけるスパイクタイヤ装着実態報告書　昭和57年2月

7)札幌市；スパイクタイヤ対策課資料　平成元年3月

8)久保　宏、熊谷茂樹、山西信雄、小笠原　章、大類和昭；土木試験所月報　NO.374 pp.1～9 1984.7

9)林　宏；月刊交通 pp.74 1986.7

10)熊谷茂樹、上田正昭、山西信雄、塚原和昭、猪口弘勝；土木試験所月報　NO.382 PP.1～15 1985.3

11)平尾　晋、高橋　毅、熊谷茂樹、帆角孔信；土木試験所月報　NO.160 pp.9～18 1966.9

12)久保　宏、熊谷茂樹、山西信雄；道路建設　第444号　pp.74～81 昭和60年1月

13)久保　宏、熊谷茂樹、佐藤彪弐、山西信雄、小笠原　章　大類和昭；土木試験所月報　NO.355 pp.11～18 1982.12

14)山西信雄、熊谷茂樹、上田正昭、塚原和昭、山田了士；土木試験所月報　NO.397　pp.1～13 1986.6

15)塚原和昭、熊谷茂樹、星　卓見；土木試験所月報　NO.422 pp.24～31 1988.7

16)梅津郁真、熊谷茂樹、佐藤繁治；土木試験所月報　NO.415 pp.1～12 1987.12

寒冷地の高速道路におけるわだち掘れ要因分析

Statistical Study of Factors Causing Rutting of Expressway Pavements in Cold Areas in Japan

日本道路公団試験所　金田一夫
同　坂手貴志
同　高柳芳夫
同　神谷恵三

寒冷地の高速道路におけるわだち掘れ要因分析

日本道路公団試験所　金田　一夫
同　坂手　貴志
同　高柳　芳夫
同　神谷　恵三

概　要

わが国の高速道路においては、舗装の修繕は主としてわだち掘れを対象に行われており、特に積雪寒冷地における摩耗によるわだち掘れが深刻な問題となっている。

日本道路公団では、舗装修繕の効率化をめざして、データベースと修繕計画検討用のサブシステムから成る舗装マネジメントシステムの構築を進めているが、そのための最も重要かつ困難な問題がわだち掘れ量の将来予測である。

わだち掘れの進行は、わだち掘れ増加量を目的変数とし、わだち掘れの進行に影響すると考えられる種々の要因を説明変数とする重回帰分析により定式化できると考えられる。そして、その成果は、単に舗装マネジメントシステムの信頼性向上に資するのみならず、わだち掘れの生じにくい舗装についての知識をも与えてくれるものと思われる。

本論文は、公団の舗装マネジメントシステムの概要を紹介し、わだち掘れ要因分析における現時点での成果について報告するものである。

わだち掘れ要因分析においては、気候条件（最高気温、最低気温、夏日日数、冬日日数、積雪日数）、平面線形、縦断勾配、交通量、大型車混入率、舗装内容（アスファルト量、針入度、軟化点、マーシャル試験値、骨材の比重、粒度）等を検討対象とし、数量化Ⅰ類による定性的データの処理、主成分分析によるデータの集約を行った後、わだち掘れ増加量の内の数量化Ⅰ類で説明できなかった部分を目的変数とする重回帰分析を行っている。

寒冷地の高速道路におけるわだち掘れ要因分析

日本道路公団試験所　金田　一夫
同　坂手　貴志
同　髙柳　芳夫
同　神谷　惠三

1．序　論

日本道路公団は、1956年に設立されて以来、政府に代わって高速道路の建設及び維持管理を行ってきた。日本の高速道路（国土開発幹線自動車道）は 11520kmが計画されており、1989年度末現在その内の約4660kmが供用中であるが、今後も毎年200～250kmのペースで供用延伸する予定である。

舗装修繕には年間約140～160億円を要しているが、その修繕は主としてわだち掘れを対象に行われており、特に積雪寒冷地における摩耗によるわだち掘れが深刻な問題となっている。

日本道路公団では、舗装修繕の効率化を目指して、データベースと修繕計画検討用のサブシステムから成る舗装マネジメントシステムの構築を進めており、本論文は、データベースに蓄積されたデータを用いて、わだち掘れの要因について分析した結果を報告するものである。

1．1舗装マネジメントシステムの概要

舗装マネジメントシステムとは、限られた予算の中で、道路利用者に安全、快適かつ経済的な舗装を提供するための最良の方法を見つけることを目的とし、1970年前後に米国で生まれた概念である[1)]。

1978年に Dr.Haasと Dr.Hudsonにより " Pavement Management Systems " が著され（図－1はそれに示されたシステムの基本概念である）、わが国の舗装技術者の間でもその重要性が認識されることとなった。

日本道路公団においても1980年からシステムの構築を進めており、データベースとメンテナンスサブシステムが概成して現在稼働中である。

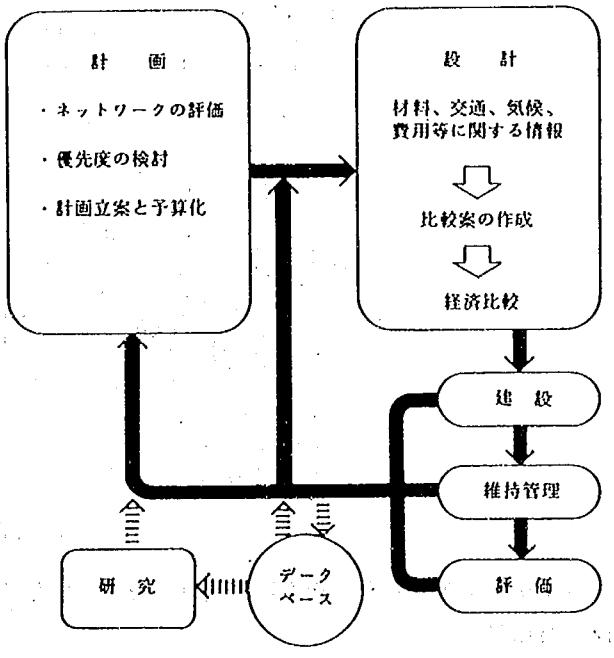


図-1　舗装マネジメントシステムの基本概念[1)]

表－１に、データベースに蓄積されている主なデータ項目を示す。舗装工事内容に関する項目については、工事請負人が定められた様式に従って調書を作成することとなっており、毎年１年度分をまとめて試験所においてデータ入力している。わだち掘れ及びひび割れについては、路面性状測定車（図－２参照）を用いて２～３年に１回程度の割で調査が行われ、データを記録した磁気テープは、各管理局で保管されるとともに、別の１巻が試験所に送付されてデータベースに移し込まれる。

表-1　舗装データベースの主な入力項目

＜工事概要データ＞ 施工区間（ＫＰ）、延長、工期、供用開始年月日、幾何構造、 道路構造（土工、トンネル、橋梁）、上下線の別、車線の別
＜構造設計データ＞ 路床種別、路床材料、設計ＣＢＲ、設計交通量、 等値換算厚（ＴＡ）、舗装構成
＜配合設計データ＞ 骨材粒度（表層、基層）、マーシャル試験値、動的安定度、 最適アスファルト量、指示アスファルト量
＜材料データ＞ 使用アスファルトの各種試験値、使用骨材の各種試験値
＜施工データ＞ 現場締固め度、現場密度、層厚、平坦性、すべり抵抗値、 使用機械
＜路面性状データ＞ 最大わだち掘れ量、わだち掘れ形状（横断方向に５点）、 ひび割れの程度、調査年月

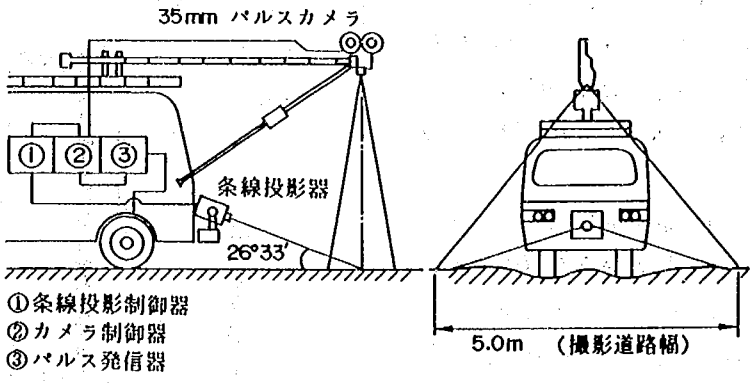


図-2　路面性状測定車

メンテナンスサブシステムは修繕計画立案に際して必要となる各種資料を提供するもので、その出力例を図－３に示す。

＜要修繕区間＞

管理局：東京第一管理局　　予測年度：昭和61年度
事務所：横浜管理事務所　　測定年度：昭和57年度
路　線：(1010)　東名高速道路　　修繕年度：60

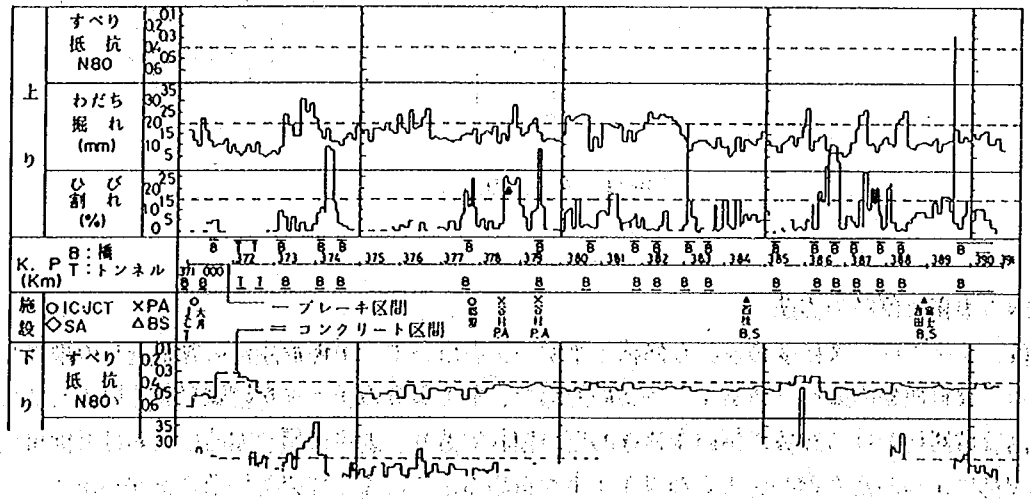
修繕条件：わだち掘れ＝15mm、L＝300m／500m

上下	車線		距離程 (自) (km)	(至)	延長 (m)	わだち掘れ平均値 (mm)	わだち掘れ量	
下り	第1走行	＊	3.100	3.600	500	16.2	B 16.2 B 16.2 B 16.2 B 16.2 B 16.2	
下り	第1走行	＊	3.600	4.100	500	16.2	B 16.2 B 16.2 B 16.2 B 16.2 B 16.2	
下り	第1走行	＊	4.100	4.600	500	16.2	B 16.2 B 16.2 B 16.2 B 16.2 B 16.2	
下り	第1走行	＊	4.600	5.100	500	16.2	B 16.2 16.2 16.2 16.2 16.2	
下り	第1走行	＊	5.100	5.600	500	16.2	16.2 16.2 16.2 B 16.2 B 16.2	
下り	第1走行	＊	5.600	6.100	500	16.2	B 16.2 B 16.2 16.2 16.2 16.2	
下り	第1走行	＊	6.100	6.600	500	16.2	16.2 16.2 16.2 16.2 16.2	B 橋梁
下り	第1走行	＊	6.600	7.100	500	16.2	16.2 16.2 16.2 16.2 16.2	T トンネル
下り	第1走行	＊	7.100	7.600	500	16.2	16.2 16.2 B 16.2 B 16.2 B 16.2	
下り	追越		50.400	50.900	500	15.0	15.0 15.0 15.0 15.0 15.0	
下り	追越	＊	50.900	51.400	500	15.0	15.0 15.0 15.0 15.0 15.0	
下り	追越	＊	51.400	51.900	500	15.0	15.0 B 15.0 B 15.0 15.0 15.0	＊ 連続区間
下り	追越	＊	51.900	52.400	500	15.0	15.0 15.0 15.0 15.0 15.0	
下り	追越	＊					15.0 15.0 15.0 15.0 15.0	
							15.0 15.0 15.0	

＜路面性状＞

年度：58
路線：(1101)　中央・富士吉田線
車線：追　越

調査年月　ひびわれ　：昭和58年5月
わだち掘れ：昭和58年5月
すべり抵抗：昭和58年6月



＜わだち掘れ度数分布＞

予測年度：昭和59年度　測定年度：昭和59年度　修繕年度：なし
路線：東名高速道路　　事務所：横浜管理事務所
I C：東京　－東名川崎
上下：上り　　車線：第一走行　　路面種別：アスファルト

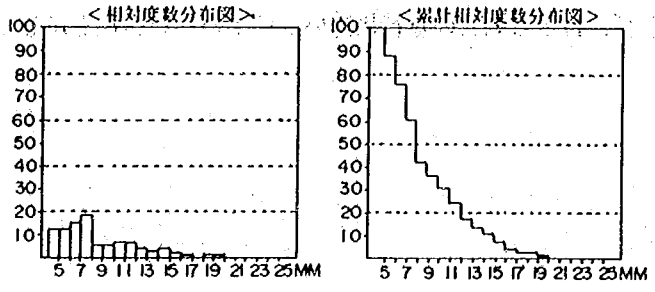


図-3　出力様式の例

わだち掘れ量については、調査年と修繕計画立案年（もしくは修繕実施予定年）の差を補正する必要があるが、本システムでは、過去の調査によって求められたＩＣ区間別・車線別・道路構造（土工・橋梁・トンネル）別の年間わだち掘れ増加量をデータとして持ち、調査時における車線 100m毎の最大わだち掘れ量（100m区間内で２断面以上の調査を行って、各断面の最大わだち掘れ量の平均値をその区間の最大わだち掘れ量とする）に、所要年数分の増加量を加えることにより補正している。

メンテナンスサブシステムで必要となるデータは試験所で作成され、磁気テープとフロッピーディスクを組み合わせた形で各管理局に送付される。

以上に述べたデータの流れをまとめて図－４に示す。

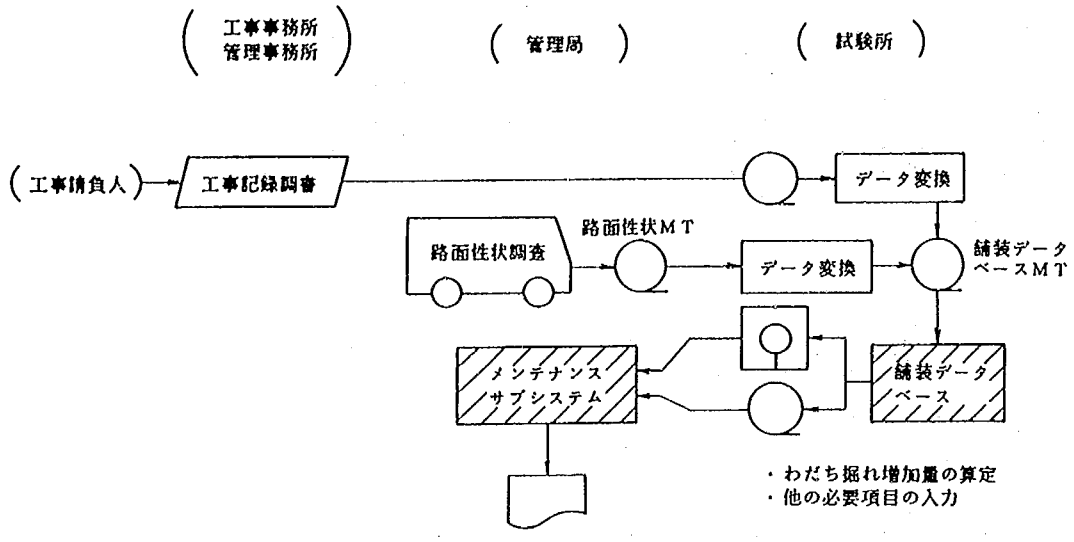


図-4　データの流れ

１．２舗装の損傷と修繕の実態

図－５は、データベースに収録された修繕工事データを用いて、損傷形態別の修繕延長の推移をまとめたものである。資料収集の遅れやチェック作業の関係で、全工事分のデータが網羅されているとは言えないが、わが国の高速道路における舗装損傷の主体はわだち掘れであり、近年の積雪寒冷地における供用延伸に伴って、特に摩耗によるわだち掘れが大きなウエイトを占めるようになって来ていることがわかる。

図－６は近年の年間（1982～1987年度の平均）損傷形態別舗装修繕延長を、図－７は最大わだち掘れ量が20㎜以上の箇所の比率を、それぞれ路線別にまとめたものである。摩耗によるわだち掘れの進行は流動によるそれに較べて速く、積雪寒冷地における舗装修繕頻度の高さにつながっていること、そして、頻繁に修繕を行っているにもかかわらず、わだち掘れの進行に追いついていない状況を示している。

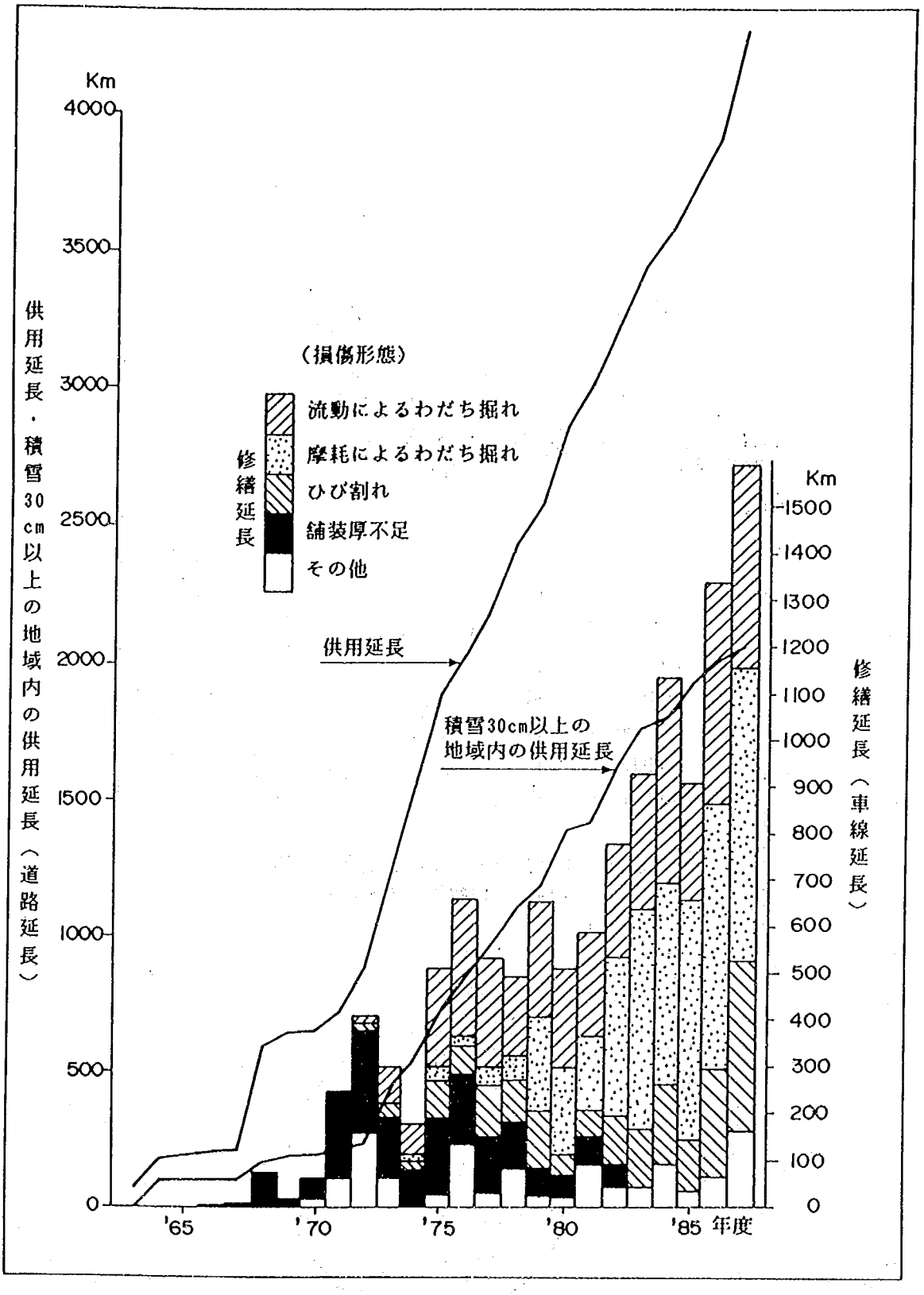


図-5　日本の高速道路における損傷形態別舗装修繕延長の推移
（データベース収録分）

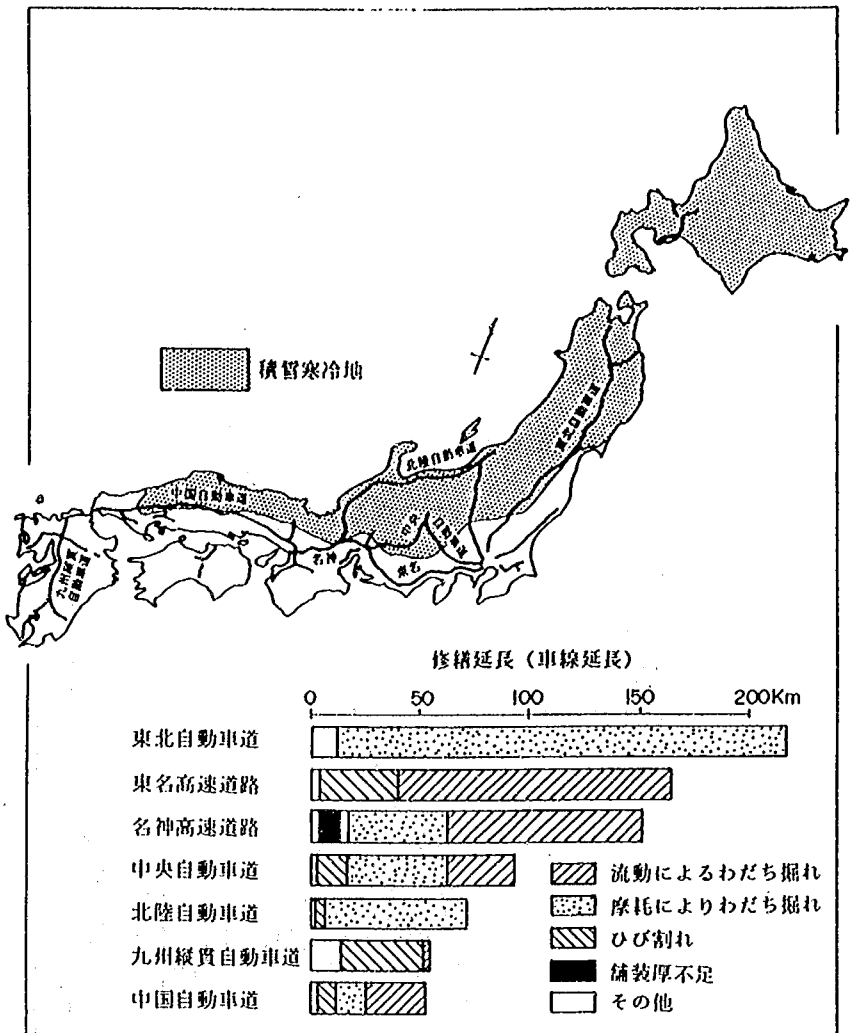


図-6　主な路線の損傷形態別舗装修繕延長
（1982～1987年度の平均）

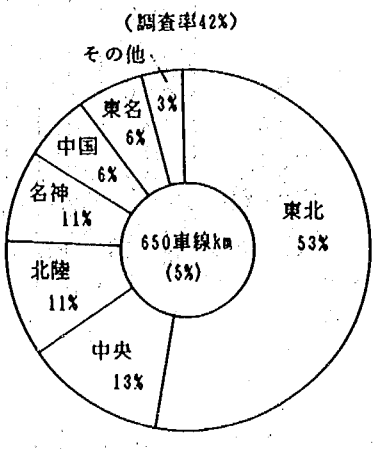


図-7　最大わだち掘れ量が20㎜以上の区間の比率[2)]
（調査：1980～1985年）

2．寒冷地舗装のわだち掘れ要因分析

舗装が維持、修繕を繰り返しながら長期にわたって使用するものである以上、舗装への投資はそのライフサイクル全体を捉えたものとして計画されるべきものであり、ライフサイクルコストの最小化を図ることが舗装の設計及び修繕計画立案における基本条件と言えよう。舗装マネジメントシステムはそれを可能にするものとして定義することができるが、そのためには、供用性に影響する種々の損傷（もしくは総合的な評価指標）について、その経年変化が予測できるシステムでなくてはならない。

日本道路公団においても舗装マネジメントシステムの構築を進めていることは前述のとおりであるが、真にライフサイクルを考慮したシステムとはなっていないのが実状であり、その最大の原因は、各区間のわだち掘れ量の予測を、その区間のわだち掘れ増加量の実測値に基づいて行っている点にある。この手法では、わだち掘れ調査が行われていない新規供用区間についての予測は不可能であり、修繕に伴う舗装内容（工種、配合等）の変化や交通量の変化にも対応できない。

ここでは、特にわだち掘れ対策に苦慮している積雪寒冷地を対象として、高速道路のわだち掘れの進行を定式化することを目標に、舗装データベースに蓄積されている車線 100m毎のわだち掘れデータと舗装に関する各種データを、交通量、気候条件等とあわせて分析した結果を報告するものである。

2．1分析対象区間の抽出

分析対象とする区間を抽出するに当たっては、以下の６条件を設定した。

1）東北自動車道の郡山ＩＣ以北であること。

2）最近の２回の路面性状調査の間に修繕工事が行われていない区間であること。

3）土工部の円曲線区間における走行車線であること。

4）同一ＩＣ間の同一工事で２区間以上のわだち掘れデータが得られること。

5）既修繕箇所においては、その修繕工法が切削オーバーレイであり、修繕回数は１回であること。

対象を東北自動車道の摩耗わだち掘れ区間（郡山ＩＣ以北）に限定したのは、わだち掘れの進行度に影響する要因も明確になっていない現時点では、分析対象範囲をいたずらに広げることは非効率的と判断したからであり、また、当該路線は南北に長く位置しているため気候条件が路線に沿って連続的に変化していることから、気候とわだち掘れの関係について何らかの情報が得られるのではないかと期待したからである。

東北自動車道では1985年５月と1987年９月に路面性状調査が行われており、その間（28ヶ月）の最大わだち掘れ量の増加量をデータとして採用することとした。従って、この２回の調査の間に修繕工事が行われた区間は分析対象から除外されることとなる。

道路構造、車線及び平面線形については、事前の検討により、変数として扱うより別々に分析した方がよいと判断され、それぞれ１種類を取り上げることとした。すなわち、道路構造としては、日本道路公団の管理する高速道路の70％以上を占める土工区間を、車線としては、わだち掘れ進行の速い走行車線を、平面線形としては、高速道路の代表的な線形であるクロソイド曲線と円曲線の内、数値的評価の容易な円曲線区間を分析対象としている。

同一ＩＣ間の同一工事で２区間以上のわだち掘れデータが得られることを抽出条件としたのは、局部的なわだち掘れデータでその工事を評価してしまう危険を避けるためである。

既修繕箇所において、修繕工法を切削オーバーレイに限定し、修繕回数を１回に限定したのは、高速道路における代表的な修繕工法が切削オーバーレイであり、また、切削オーバーレイ工法によって１回修繕された程度の舗装は新設舗装と同等の性状を示すと判断したからである。

以上の条件により抽出された1025区間の分布を図－８に示す。

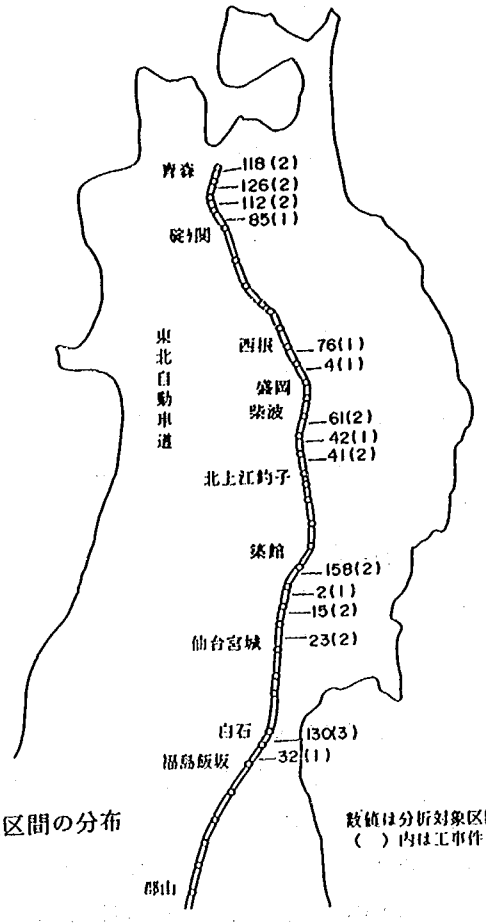


図-8　分析対象区間の分布

２．２数量化Ｉ類

わだち掘れの進行度に影響する可能性があると考えた要因を表－２に示す。ただし、要因選定においては、将来の高速道路全線を対象とした分析を想定し、入手の容易なデータであることも選定条件とした。つまり、道路特性、施工条件及び舗装内容については、舗装データベースに収録されているもので、通常の工事で一般的に入力される項目であることを条件とし、交通特性を表現するものとしては、交通量データベースに収録さ

表-2　わだち掘れ要因として検討対象とした項目

＜道路特性＞ 円曲半径、右カーブ・右カーブの別、縦断勾配、上下線の別
＜施工条件＞ 施工月
＜気候条件＞ 年最高気温、年最低気温、年間夏日日数、年間冬日日数、年間積雪日数
＜交通特性＞ 断面交通量、大型車（料金上の３車種区分の大型車と特大車）断面交通量、大型車混入率
＜舗装特性＞ 舗装施工後経過月数、配合時のマーシャル試験値、最適アスファルト量、指示アスファルト量、使用アスファルトの針入度、軟化点、針入度指数、使用骨材の比重、骨材粒度

れている料金車種別の断面交通量を採用している。気候条件については、気象庁編集の「観測所気象年報」[3]に記載されている項目の中から年間の最高気温、最低気温、夏日日数（最高気温が25℃以上の日数）、冬日日数（最低気温が0℃以下の日数）及び積雪日数（最深積雪深が3cm以上の日数）の5項目を選び、高速道路の各IC区間に最も近い観測所における1979～1986年の平均値を当該IC区間の気候データとした。

目的変数となるわだち掘れ増加量をY、道路特性に関する変数をr_i、施工条件に関する変数をc_i、気候条件に関する変数をm_i、交通特性に関する変数をt_i、舗装の特性に関する変数をx_iと置けば、Yは次式のように表現することができよう。

$$Y=\text{定数}+f(r_i)+f(c_i)+f(m_i)+f(t_i)+f(x_i) \quad \cdots\cdots式(1)$$

同一工事内においてはx_iは同一であり、1工事の施工延長は最大でも20km程度であることから、同一工事内ではm_iやt_iもほぼ同一と考えて良い。従って、工事に番号をつけて、それをnと置けば次式が成立する。

$$Y=\text{定数}+f(r_i)+f(c_i)+f(n) \quad \cdots\cdots式(2)$$

ここに、r_1:円曲半径、r_2:右カーブ・左カーブの別、r_3:縦断勾配、r_4:上下線の別、

c_1:施工月、n:工事番号

目的変数が量的に測定されるもので、説明変数が全て定性的なものである場合の多次元解析手法に数量化I類があり（数量化I類では目的変数に当たるものは外的基準と呼ばれる）、r_1（円曲半径）を階層分けしたランクで表現し、r_3（縦断勾配）を登り・降り・平坦の別で表現することとすれば、この手法によってわだち掘れ増加量Yの推定式を求めることができる。

数量化I類分析におけるアイテムの組み合わせと、それぞれの組み合わせで得られる重相関係数及び残差標準偏差は表－3に示すとおりとなって、工事番号と円曲半径以外はほとんど意味を持たない（重相関係数や残差標準偏差があまり向上しない）ことがわかり、わだち掘れ増加量は、工事番号と円曲半径により、式（3）で表されることとなった。

表-3　数量化I類におけるアイテムの組み合わせ

アイテム組合せNo	アイテム						重相関係数	残差標準偏差
	工事番号	円曲半径	施工月	縦断勾配	右カーブ・左カーブの別	上・下線の別		
1	○						0.620	4.546
2	○	○					0.644	4.452
3	○	○	○				0.649	4.433
4	○	○	○	○			0.650	4.433
5	○	○	○	○	○		0.651	4.433
6	○	○	○	○	○	○	0.651	4.435

(A)

工事番号のカテゴリースコア　　工事番号 1 2 ⋯16

$$Y = 9.53 + (a_1, a_2, \cdots, a_{16}) \begin{bmatrix} 1 & & & \\ & 1 & & 0 \\ & & \ddots & \\ 0 & & & 1 \end{bmatrix}$$

(B)

円曲半径ランクのカテゴリースコア　　円曲半径ランク 1 2 ⋯11

$$+ (b_1, b_2, \cdots, b_{11}) \begin{bmatrix} 1 & & & \\ & 1 & & 0 \\ & & \ddots & \\ 0 & & & 1 \end{bmatrix} \quad \cdots式\ (3)$$

ここに、

			円曲半径 (m)
a_1	- 2.11	b_1	-9.19	～ 500
a_2	- 0.11	b_2	-2.24	500～ 750
a_3	- 1.95	b_3	-2.01	750～ 1000
a_4	- 1.94	b_4	-1.32	1000～ 1500
a_5	-18.03	b_5	-1.57	1500～ 2000
a_6	- 0.21	b_6	-1.73	2000～ 3000
a_7	1.34	b_7	-2.28	3000～ 4000
a_8	6.44	b_8	-2.23	4000～ 5000
a_9	0.00	b_9	0.00	5000～ 7500
a_{10}	2.47	b_{10}	0.00	7500～10000
a_{11}	3.56	b_{11}	0.21	10000～
a_{12}	1.73			
a_{13}	1.61			
a_{14}	6.61			
a_{15}	9.00			
a_{16}	2.92			

重相関係数　：0.644

残差標準偏差：4.452

式（3）は（A）の部分と（B）の部分に分けて$Y = Y_A + Y_B$と表すことができ、Y_Bからは円曲半径が大きいほど（直線に近いほど）わだち掘れの進行は遅い傾向にあることを読み取ることができるが、Y_Aはこのままでは何等の情報も与えるものではなく、Y_Aはm_1、t_1及びx_1で表現されなければならない。

そのために行った重回帰分析については 2.4で述べるが、ここで注意しておかねばならないのは、この数量化Ⅰ類における残差の標準偏差はこの段階での推定誤差であって、次の段階である重回帰分析によって

解決できる問題ではなく、わだち掘れ増加量の最終的な推定誤差は、この数量化Ⅰ類における推定誤差と次の重回帰分析における推定誤差を加えたものとなるということである。言い替えれば、この数量化Ⅰ類での残差標準偏差4.45㎜以上の推定精度を要求することは不可能ということになるが、路面性状測定車のわだち掘れ測定精度（時速60㎞程度で走行しながらの測定であることから±3㎜までの誤差を許容している）や部分的な施工の不均一等を考えれば、致し方ないことであろう。

2.3主成分分析

わだち掘れの進行度に影響する可能性のある気候条件として、年間の最高気温、最低気温、夏日日数、冬日日数及び積雪日数の5項目を選んだのは前述のとおりであるが、最高気温と夏日日数の間及び最低気温と冬日日数の間には互いに強い相関関係があり（表－4参照）、わだち掘れ増加量を目的変数とする重回帰分析において、これら全ての項目を説明変数として採用しようとすれば多重共線性の問題が生ずる可能性がある。

表-4　気候条件に関する変数間の相関係数行列

	年最高気温	年最低気温	年間夏日日数	年間冬日日数	年間積雪日数
年最高気温		0.721	0.952	-0.685	-0.646
年最低気温	0.721		0.747	-0.972	-0.694
年間夏日日数	0.952	0.747		-0.708	-0.706
年間冬日日数	-0.686	-0.972	-0.708		0.673
年間積雪日数	-0.646	-0.694	-0.708	0.673	

：相関係数の絶対値が0.70以上

：相関係数の絶対値が0.90以上

この問題は最高気温（もしくは夏日日数）と最低気温（もしくは冬日日数）を説明変数から外せば解消されるが、年間を通した気候特性を表現するためには、せめてこの5項目程度は必要と考えられ、説明変数の低減が説明力の低下につながることが懸念された。

要因を一つ一つ独立に扱うのでなく、総合的に捉えようとする手法に主成分分析があり、上記の多重共線性の問題を解決するために、この手法を用いることが考えられる。例えば要因x_1とx_2に強い相関関係があったとしても、その主成分z_1とz_2の間においては原理的に強い相関は生じなくなる（図－9参照）からであり、また、仮にz_1とz_2のどちらかを説明変数から除外しなければならなくなったとしても、残された変数でx_1とx_2の両方の影響を評価できると考えたからである。

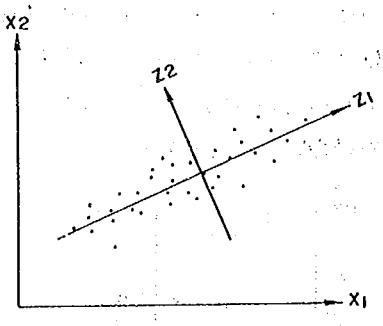


図-9　主成分分析の概念

主成分分析とは、多くの変数$x_1, x_2, \cdots, x_p$を少数個の互いに独立な総合的指標$z_1, z_2, \cdots, z_m$で代表する手法であり、第i主成分は$z_i = a_{i1}x_1 + a_{i2}x_2 + \cdots + a_{ij}x_j + \cdots + a_{ip}x_p$の形で表される。係数ベクトル$(a_{i1}, a_{i2}, \cdots, a_{ip})$は第i固有ベクトルと呼ばれ、情報量の損失が最小となるように計算される。そして、各固有ベクトルは直交して（内積が0となって）いる。各サンプルのz_i軸上での値がそのサンプルの第i主成分得点と呼ばれ、次に行うべき重回帰分析においては、この主成分得点を説明変数と

することになる。

気候条件に関する５変数について、主成分分析を行った結果を表－５に示す。なお、気候についての分析対象範囲は、今後行う予定の全国規模の分析を想定して、東北自動車道のほかに主要な７路線を含めることとし、ほぼ日本全体を包含したものとなっている。また、説明変数の単位に温度（℃）と日数の２種類があり、単位が同じ変数間においても、その値は同列に評価できるものではないことから、評価基準を合わせる意味で、データは各変数の平均値が０で標準偏差が１となるように標準化（$x \rightarrow (x - x_{meam}) / s_x$）している。

表-5　気候条件に関する主成分分析結果

気候条件	固有ベクトル				
	第１	第２	第３	第４	第５
年最高気温	0.448	0.530	0.256	-0.670	0.060
年最低気温	0.463	-0.456	0.213	0.095	0.724
年間夏日日数	0.460	0.480	0.127	0.725	-0.124
年間冬日日数	-0.452	0.529	-0.225	0.091	0.676
年間積雪日数	-0.412	0.021	0.907	0.088	-0.002
固有値	4.008	0.533	0.388	0.045	0.026
寄与率	0.802	0.107	0.078	0.009	0.005
累積寄与率	0.802	0.908	0.986	0.995	1.000

気候条件の次に問題となるのが骨材粒度の扱いである。

骨材粒度の影響は2.36㎜ふるい通過量だけで評価できるものではなく、粒度曲線全体を反映した分析を行う必要がある。粒度曲線は累加百分率の形で表されるのが普通であるが、この形では、隣り合ったふるい目の通過量の間には必然的な相関関係があり、全てのふるい目通過量を説明変数として採用すれば、気候条件の場合と同様、多重共線性の問題が生ずる可能性が高い。この問題は、粒度分布を粒径別配合割合（図－１０参照）で表現することによりほぼ解消される（表－６参照）が、１０個の説明変数で１つの粒度曲線を表現するという効率の悪さは解消されず、骨材粒度についても、気候条件の場合と同様に、主成分分析を行うのが得策と考えられる。

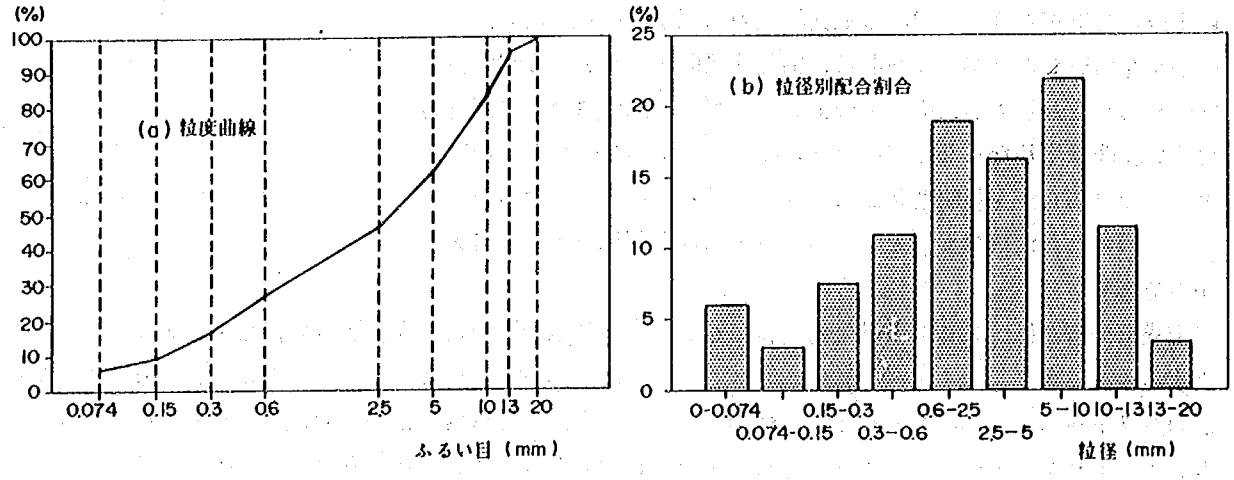


図-10　骨材粒度分布の表現

表-6　骨材の粒径別配合割合の間の相関係数行列

	19.0mm以上	13.2～19.0	9.5～13.2	4.75～9.5	2.36～4.75	0.6～2.36	0.3～0.6	0.15～0.3	0.075～0.15	0.075以下
19.0mm以上		0.831	-0.236	-0.602	-0.386	-0.055	0.040	0.085	0.003	-0.025
13.2～19.0	0.831		-0.267	-0.706	-0.434	-0.125	0.135	0.101	-0.069	0.011
9.5～13.2	-0.236	-0.267		-0.245	0.159	0.043	-0.036	-0.194	0.106	-0.213
4.75～9.5	-0.602	-0.706	-0.245		0.044	-0.032	-0.121	-0.014	-0.048	0.129
2.36～4.75	-0.386	-0.434	0.159	0.044		-0.015	-0.243	-0.227	0.105	-0.543
0.6～2.36	-0.055	-0.125	-0.043	-0.032	-0.015		-0.421	-0.484	-0.006	-0.059
0.3～0.6	0.040	0.135	-0.036	-0.121	-0.243	-0.421		-0.136	-0.276	0.223
0.15～0.3	0.085	0.101	-0.194	-0.014	-0.227	-0.484	-0.136		-0.073	0.122
0.075～0.15	0.003	-0.069	0.106	-0.048	0.105	-0.006	-0.276	-0.073		-0.202
0.075以下	-0.025	0.011	-0.213	0.129	-0.543	-0.050	0.223	0.122	-0.202	

：　相関係数の絶対値が0.70以上

表－７に骨材の粒径別配合割合の主成分分析結果を示す。分析対象範囲は、気候条件の場合と同様に東北自動車道と主要７路線とし、２．１ で述べたわだち掘れ増加量分析対象区間の抽出条件に従って選ばれた 379工事のデータを用いている。

表-7　骨材粒度に関する主成分分析結果

粒径別配合割合	固有ベクトル				
	第1	第2	第3	第4	第5
19.0mm以上	0.510	-0.245	0.040	-0.121	-0.097
13.2～19.0	0.551	-0.208	0.012	-0.035	-0.115
9.5～13.2	-0.184	-0.273	-0.123	0.443	0.593
4.75～9.5	-0.376	0.435	0.087	-0.223	-0.125
2.36～4.75	-0.375	-0.285	-0.312	0.076	-0.420
0.6～2.36	-0.146	-0.282	0.702	-0.129	-0.025
0.3～0.6	0.192	0.283	-0.101	0.663	-0.089
0.15～0.3	0.168	0.273	-0.484	-0.425	0.145
0.075～0.15	-0.098	-0.286	-0.165	-0.310	0.520
0.075以下	0.158	0.485	0.337	0.011	0.364
固有値	2.761	1.909	1.362	1.276	0.948
寄与率	0.276	0.191	0.136	0.128	0.095
累積寄与率	0.276	0.467	0.603	0.731	0.826

2.4重回帰分析

重回帰分析における目的変数は 2.2節で述べた Y_A、すなわち式（3）における（A）の部分であり、採用した説明変数は下に示すとおりである。

mz_i：気候特性についての第i主成分得点（i＝1～5）、

t_1：2回の路面性状調査の間の累積断面交通量、t_2：累積大型車断面交通量、t_3：大型車混入率、

x_1：舗装施工後の経過月数、x_2：配合時のマーシャル試験における密度、x_3：安定度、x_4：空隙率、

x_5：フロー値、x_6：残留安定度、x_7：安定度／フロー値、

x_8：最適アスファルト量、x_9：指示アスファルト量、

x_{10}：使用アスファルトの針入度、x_{11}：軟化点、x_{12}：針入度指数、

x_{13}：骨材の比重、gz_i：骨材粒度の第i主成分得点（i＝1～5）

各説明変数間の相関係数を表－8に示す。説明変数間の相関係数に0.90以上のものがいくつかあると多重共線性の問題が生ずることがあるといわれており、ここで採用した説明変数においても、そのいくつかの間で高い相関がみられるが、それらが説明変数から除外されたとしても、重大な情報欠落とはならないと判断した。なお、主成分得点で表現した気候条件及び骨材粒度においても、相互にかなり高い相関を示すものが現れているのは、主成分得点を求める際には全国のデータを用いたにもかかわらず、ここで採用した主成分得点は、その中の東北自動車道の分析対象区間のものに限定されているためと思われる。

説明変数の数を4～7個として、それぞれで重相関係数が最大となる組み合わせを表－9に示すが、説明変数を7個とした場合に選ばれる変数は、4～6個の場合に選ばれる変数とは明らかに異なり（変数が4～6個の場合には大きな意味を持つ気候第4主成分得点や粒度第5主成分得点がほとんど採用されない）、説明変数の数は6個とするのが妥当と考えられる。

説明変数が6個のときに採用される変数の中でも、選ばれることの多い気候第4主成分得点、軟化点、骨材粒度の第1主成分得点及び第5主成分得点は重要な意味を持つものと考えられる。また、アスファルトの針入度と針入度指数は、どちらも軟化点と相関関係があり、使用アスファルト選定においてその相関関係を無視した要求を行うことは実際上困難であることから、その他の説明変数に優先して選ぶほど重要度は高くない。以上の判断から、表－9において＊印を付した組み合わせについて重回帰分析を行った。

求められた重回帰式は表－10のとおりであるが、ここに掲げた10種類の回帰式の残差標準偏差にはほとんど差がなく、どの式を用いても標準偏差 1.3mm程度の誤差で Y_Aを推定できることを示している。ただし、わだち掘れ増加量（$Y＝Y_A＋Y_B$）の推定精度は、2.1 で述べた数量化Ⅰ類での残差標準偏差と、この重回帰分析での残差標準偏差の和で表されることは前に述べたとおりであり、その値は 5.8mm程度となる。

気候については、第1及び第4主成分得点が大きいとわだち掘れ増加量が小さくなり、第2主成分得点が大きいとわだち掘れ増加量も大きくなるという分析結果になっている。第1、第2及び第4主成分の因子負荷量（主成分と元の変数の相関係数）は表－11のとおりである。第1主成分得点は温暖地であるほど大きくなるもので、第4主成分得点も夏日日数が多いほど大きくなるものであることから、これら2つの主成分得点が大きいほどわだち掘れ増加量が小さくなるということは、温暖であるほどわだち掘れの進行は遅いということであり、摩耗によるわだち掘れと気候の関係を的確に反映しているものと判断できる。しかしなが

表-8　重回帰分析で採用した説明変数間の相関係数行列

		nz_1	nz_2	nz_3	nz_4	nz_5	t_1	t_2	t_3	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9	x_{10}	x_{11}	x_{12}	x_{13}	gz_1	gz_2	gz_3	gz_4	gz_5
気候第1主成分得点	nz_1		-0.494	-0.527	0.211	0.449	0.712	0.838	0.788	-0.667	0.112	-0.285	0.050	0.461	0.481	-0.498	0.069	-0.018	-0.150	0.229	0.237	0.236	-0.679	0.512	-0.285	-0.316	0.680
〃 2 〃	nz_2	-0.494		0.279	-0.477	-0.689	-0.244	-0.251	-0.035	0.100	-0.168	-0.278	-0.042	0.126	-0.174	-0.208	0.103	0.098	-0.357	0.080	-0.210	-0.201	0.297	-0.203	-0.071	-0.199	-0.145
〃 3 〃	nz_3	-0.527	0.279		0.284	0.214	-0.481	-0.466	-0.455	0.788	0.003	0.579	-0.465	-0.374	-0.294	0.523	0.254	0.328	0.011	0.098	0.160	0.174	0.615	-0.361	0.409	0.594	-0.661
〃 4 〃	nz_4	0.211	-0.477	0.284		0.692	-0.131	-0.098	0.030	0.169	0.001	0.356	-0.221	0.188	-0.066	-0.001	0.257	0.203	-0.308	0.637	0.731	0.195	-0.317	0.254	-0.124	0.148	0.051
〃 5 〃	nz_5	0.449	-0.689	0.214	0.692		-0.178	-0.026	0.256	0.234	0.232	0.444	-0.225	-0.109	-0.016	0.240	0.189	0.201	0.033	0.285	0.487	0.510	-0.035	0.027	0.398	0.262	-0.119
累積断面交通量	t_1	0.712	-0.244	-0.481	-0.131	-0.178		0.932	0.561	-0.948	-0.095	-0.673	0.265	0.583	0.424	-0.745	-0.147	-0.248	-0.214	0.119	-0.000	-0.238	-0.837	0.598	-0.653	-0.591	0.878
累積大型車断面交通量	t_2	0.838	-0.251	-0.466	-0.098	-0.026	0.932		0.744	-0.905	0.046	-0.606	0.234	0.568	0.453	-0.708	-0.136	-0.234	-0.222	0.152	0.047	-0.039	-0.787	0.596	-0.532	-0.583	0.835
大型車混入率	t_3	0.788	-0.035	-0.455	0.030	0.256	0.561	0.759		-0.601	0.294	-0.420	-0.087	0.444	0.387	-0.556	-0.017	-0.071	-0.433	0.363	0.186	0.451	-0.480	0.479	-0.161	-0.467	0.522
舗装施工後経過月数	x_1	-0.667	0.100	0.788	0.169	0.234	-0.948	-0.905	-0.601		0.031	0.662	-0.086	-0.671	-0.504	0.781	0.103	0.198	0.349	-0.150	0.072	0.186	0.836	-0.624	0.625	0.635	-0.904
マーシャル試験値 密度	x_2	0.112	-0.168	0.003	0.001	0.232	-0.095	0.046	0.294	0.031		0.503	-0.519	-0.165	0.200	0.327	-0.547	-0.509	0.231	-0.195	-0.090	0.562	0.030	0.276	0.312	0.212	-0.079
マーシャル試験値 安定度	x_3	-0.285	-0.278	0.579	0.356	0.444	-0.673	-0.606	-0.420	0.662	0.503		-0.405	-0.374	-0.156	0.727	-0.214	-0.158	0.451	-0.233	0.047	0.209	0.413	-0.259	0.541	0.655	-0.483
マーシャル試験値 空隙率	x_4	0.050	-0.042	-0.465	-0.221	-0.225	0.265	0.234	-0.087	-0.086	-0.519	-0.405		-0.100	-0.074	-0.055	0.261	0.271	0.085	-0.109	-0.097	-0.245	-0.010	-0.251	-0.152	-0.337	-0.044
マーシャル試験値 フロー値	x_5	0.461	0.126	-0.374	0.188	-0.109	0.583	0.568	0.444	-0.671	-0.165	-0.374	-0.100		0.207	-0.705	0.184	-0.017	-0.611	0.515	0.257	-0.262	-0.783	0.381	-0.542	-0.634	0.792
マーシャル試験値 残留安定度	x_6	0.481	-0.174	-0.294	-0.066	-0.016	0.424	0.453	0.387	-0.504	0.200	-0.156	-0.074	0.207		-0.195	0.047	-0.030	0.034	-0.221	-0.294	0.062	-0.384	0.293	-0.233	-0.175	0.378
マーシャル試験値 安定度／フロー値	x_7	-0.498	-0.208	0.523	-0.001	0.240	-0.745	-0.708	-0.556	0.781	0.327	0.727	-0.055	-0.705	-0.195		-0.192	-0.027	0.660	-0.504	-0.192	0.273	0.732	-0.431	0.673	0.731	-0.822
最適アスファルト量	x_8	0.069	0.103	0.254	0.257	0.189	-0.147	-0.136	-0.017	0.103	-0.547	-0.214	0.261	0.184	0.047	-0.192		0.932	-0.301	0.333	0.247	0.190	0.002	-0.171	-0.076	-0.179	-0.139
指示アスファルト量	x_9	-0.018	0.098	0.328	0.203	0.201	-0.248	-0.234	-0.071	0.198	-0.509	-0.158	0.271	-0.017	-0.030	-0.027	0.932		-0.255	0.250	0.160	0.268	0.145	-0.164	0.020	-0.082	-0.290
針入度	x_{10}	-0.150	-0.357	0.011	-0.308	0.033	-0.214	-0.222	-0.433	0.349	0.231	0.451	0.085	-0.611	0.034	0.660	-0.301	-0.255		-0.797	-0.343	-0.063	0.451	-0.246	0.295	0.541	-0.336
軟化度	x_{11}	0.229	0.080	0.098	0.637	0.285	0.119	0.152	0.363	-0.150	-0.195	-0.233	-0.109	0.515	-0.221	-0.504	0.333	0.250	-0.797		0.844	0.153	-0.436	0.320	-0.337	-0.342	0.256
針入度指数	x_{12}	0.237	-0.210	0.160	0.731	0.487	-0.000	0.047	0.186	0.072	-0.090	0.047	-0.097	0.257	-0.294	-0.192	0.247	0.160	-0.343	0.844		0.185	-0.287	0.291	-0.264	-0.045	0.107
骨材の比重	x_{13}	0.236	-0.201	0.174	0.195	0.610	-0.238	-0.039	0.451	0.186	0.562	0.209	-0.245	-0.262	0.062	0.273	0.190	0.268	-0.063	0.153	0.185		0.174	0.074	0.505	0.029	-0.347
位度第1主成分得点	gz_1	-0.679	0.297	0.615	-0.317	-0.035	0.837	0.787	0.480	0.836	0.030	0.413	-0.010	0.748	0.384	0.732	0.002	0.145	0.451	-0.436	-0.287	0.174		-0.690	0.691	0.540	0.782
〃 2 〃	gz_2	0.512	-0.203	-0.361	0.254	0.027	0.598	0.596	0.479	-0.624	0.276	-0.259	-0.251	0.321	0.293	-0.431	-0.171	-0.164	-0.246	0.320	0.291	0.074	-0.690		0.781	-0.190	0.608
〃 3 〃	gz_3	-0.285	-0.071	0.409	-0.124	0.398	-0.653	-0.532	-0.161	0.625	0.312	0.541	-0.152	-0.542	-0.233	0.637	-0.076	0.020	0.295	-0.337	-0.264	0.505	0.591	0.781		0.313	-0.666
〃 4 〃	gz_4	-0.316	-0.199	0.594	0.148	0.262	-0.591	-0.583	-0.467	0.635	0.212	0.655	-0.337	-0.634	-0.175	0.792	-0.179	-0.082	0.541	-0.342	-0.045	0.029	0.540	-0.190	0.313		-0.505
〃 5 〃	gz_5	0.680	-0.145	-0.661	0.051	-0.119	0.878	0.835	0.522	-0.904	-0.079	-0.483	-0.044	0.792	0.378	-0.822	-0.139	-0.290	-0.336	0.256	0.107	-0.347	-0.782	0.608	-0.666	-0.505	

：相関係数の絶対値が0.70以上

：相関係数の絶対値が0.90以上

表-9　重回帰分析における説明変数の組み合せ

| 説明変数の数 | | | 4 | | | | | | | | | | 5 | | | | | | | | | | 6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 7 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

表-10　重回帰分析結果

			No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
回帰係数	定数			-89.110	-96.351	-77.925	-70.335	-66.181	-85.103	-97.300	-88.038	-131.207	-130.802
	気候第1主成分得点		mz_1	-1.286						-1.800		-1.851	-1.911
	〃 2 〃		mz_2					0.550					
	〃 4 〃		mz_4	-10.863	-12.572	-12.141	-11.142	-10.050	-11.148	-8.909	-11.591	-10.215	-10.804
	累積断面交通量		t_1 (万台)			-0.001							
	累積大型車断面交通量		t_2 (万台)								-0.0036		
	マーシャル試験値	密度	x_2 (g/cm^3)	-11.870	-15.247	-14.920	-12.754	-13.526			-12.7517		
		安定度	x_3 (kgf)							-0.007			
		空隙率	x_4 (%)									0.999	
		残留安定度	x_6 (%)				-0.082						
		安定度／フロー値	x_7 (100kgf/cm)						-0.302				
	最適アスファルト量		x_8 (%)										1.808
	軟化点		x_{11} (℃)	2.728	3.081	2.701	2.561	2.364	2.276	2.445	2.787	2.920	2.744
	粒度第1主成分得点		gz_1	-4.325	-4.757	-4.830	-4.474	-4.484	-4.773	-3.863	-4.446	-3.819	-4.036
	〃 4 〃		gz_4		0.426				0.693				
	〃 5 〃		gz_5	-1.610	-2.058	-1.758	-1.867	-1.910	-2.918	-1.317	-1.729	-1.082	-1.180
重相関係数				0.929	0.929	0.928	0.928	0.927	0.927	0.927	0.926	0.926	0.926
残差標準偏差				1.339	1.342	1.353	1.355	1.356	1.358	1.363	1.367	1.369	1.369

ら、第２主成分得点は気温の変動が大きい地域であるほど大きくなるものであり、これが大きいとわだち掘れの増加量も大きくなるという分析結果が何を意味するのかは判断できない。第２主成分得点は、第１及び第４主成分得点との間に若干ながら負の相関関係があり、その影響が現れている可能性もある。

交通量に係る回帰係数が負の値になっているのは、東北自動車道における断面交通量が気候の変化と相関している（当該路線においては、温暖地であるほど交通量が多い）ことの影響かもしれない。　マーシャル試験値に係る回帰係数からは、密度、安定度、残留安定度、及び安定度／フロー値の値が大きく、空隙率が小さいアスファルト混合物を用いることが、わだち掘れ対策として有効であることが読み取れる。最適アスファルト量が少ない混合物のわだち掘れ増加量が小さいという分析結果となっているのも、最適アスファルト量が、密度、安定度、安定度／フロー値と負の相関関係にあり、空隙率とは正の相関関係にあることを反映したものと考えられる。

アスファルトの軟化点については、これが高いとわだち掘れ増加量も大きいという分析結果となってはいるが、分析対象区間で使用されているアスファルトの軟化点は44.5～47.5℃の狭い範囲にあり、この分析結果をもって、アスファルトの種類に関する優劣の判断はできない。

骨材の粒度については、第１及び第５主成分得点が大きいとわだち掘れ増加量が小さくなり、第４主成分得点が大きいとわだち掘れ増加量も大きくなるという分析結果になっている。第１、第４及び第５主成分の因子負荷量は表－１２のとおりであり、粒径13.2㎜以上と 0.3㎜以下の部分を多めに、粒径2.36～9.5㎜ の部分を少なめにすることが、摩耗によるわだち掘れ対策として有効と考えられる。

以上に述べたのは、あくまで東北自動車道における分析結果についてであり、寒冷地舗装一般に当てはまることかどうかは、今後、他の路線を対象にして同様の分析を行うことにより検証しなければならない。また、東北自動車道に限定したために十分な検討ができなかった交通量やアスファルトの種類の影響についても、分析対象範囲を広げることによって明らかになるものと期待している。

表-11　気候条件に関する主成分の因子負荷量

気候条件	主成分		
	第1	第2	第4
年最高気温	0.897	0.387	-0.141
年最低気温	0.926	-0.332	0.020
年間夏日日数	0.920	0.351	0.153
年間冬日日数	-0.905	0.386	0.019
年間積雪日数	-0.825	0.015	0.019

表-12　骨材粒度に関する主成分の因子負荷量

粒径別配合割合	主成分		
	第1	第4	第5
19.0mm以上	0.847	-0.136	-0.094
13.2 ～19.0	0.915	-0.040	-0.112
9.5 ～13.2	-0.306	0.501	0.578
4.75 ～ 9.5	-0.625	-0.251	-0.122
2.36 ～ 4.75	-0.622	0.086	-0.409
0.6 ～ 2.36	-0.243	-0.146	-0.024
0.3 ～ 0.6	0.320	0.748	-0.087
0.15 ～ 0.3	0.279	-0.480	0.142
0.075～ 0.15	-0.163	-0.350	0.507
0.075以下	0.262	0.013	0.354

3．結　論

舗装への投資は、そのライフサイクル全体を捉え、ライフサイクルコストが最小となるように計画されるべきものである。そのためには、舗装損傷の経年変化が把握されていなければならず、日本の高速道路においては、舗装修繕が主にわだち掘れに対して行われていることから、わだち掘れ量の経年変化を把握することが重要課題となっている。

わだち掘れ増加量に影響を及ぼす要因は数多いが、東北自動車道の摩耗わだち区間のデータを用いた数量化Ⅰ類による分析から、平面線形の影響はかなり強く、円曲半径が大きいほど（直線に近いほど）わだち掘れ増加量が大きい傾向にあること、そして、右カーブ・左カーブの別、縦断勾配、上下線の別、及び施工月の影響は小さいことが確認された。

わだち掘れ増加量の内の円曲半径で説明できない部分を目的変数とし、気候条件、交通特性、アスファルト混合物のマーシャル試験値、最適アスファルト量、使用アスファルトの軟化点、及び骨材の粒度分布を説明変数とした重回帰分析からは、温暖地であるほどわだち掘れの増加は小さいことが確認された。また、摩耗によるわだち掘れに対しては、密度、安定度、残留安定度、安定度／フロー値が大きく、空隙率は小さく、最適アスファルト量の少ないアスファルト混合物が優れており、そして、骨材の粒度分布としては、粒径13.2mm以上と 0.3mm以下の部分を多く、粒径2.36～9.5mm の部分を少なくすることが有効であるとの分析結果が得られた。

ただし、東北自動車道を対象とした今回の分析結果が、寒冷値舗装一般に当てはまるものかどうかは、今後、他の路線について同様の分析を行うことにより検証しなければならない。また、交通特性とアスファルトの種類がわだち掘れ増加量に及ぼす影響については、今回の分析では明らかにすることができず、今後の課題として残されている。

参考文献

1）Haas,R.C.G., and W.R.Hudson ; "Pavement Management Systems," McGraw-Hill, 1978.
2）(財)高速道路調査会:「舗装の評価に関する研究」報告書，1988年２月
3）(財)日本気象協会:「観測所気象年報」，1979～1986年

寒冷地におけるアスファルト舗装の供用性の評価

Comparative Study on Performances of Asphalt Pavements in Cold Area

東北大学　左　明文
同　武山　泰
同　福田　正

寒冷地におけるアスファルト舗装の供用性の評価

東北大学工学部　左　明文
〃　武山　泰
〃　福田　正

概　要

本研究は、アスファルト舗装の供用性に関して、北海道、東北、北陸地方の寒冷地のデータを温暖地のデータと比較することによって、寒冷地のアスファルト舗装の破損特性を明らかにしたものである。データの解析は数量化分析Ⅰ類およびⅡ類によった。また、使用したデータは、建設省土木研究所資料「アスファルト舗装の長期供用性に関する解析」に収録されている、国道のアスファルト舗装区間に関するものである。

得られた主な結果は次のとおりである。

(1) 舗装路面の状態を表す諸指標を目的変量にとり、舗装構造、交通履歴に関する諸要因を説明変量に設定し、両者の関係を寒冷地、温暖地ごとに求めた。

(2) 舗装の破損をひびわれが卓越するものと、わだちぼれが卓越するものとに分類し、寒冷地、温暖地について破損形態を予測する式を求めた。

(3) 温暖地との比較により、寒冷地のアスファルト舗装の破損特性について論じた。

寒冷地におけるアスファルト舗装の供用性の評価

東北大学工学部　左　明文
〃　武山　泰
〃　福田　正

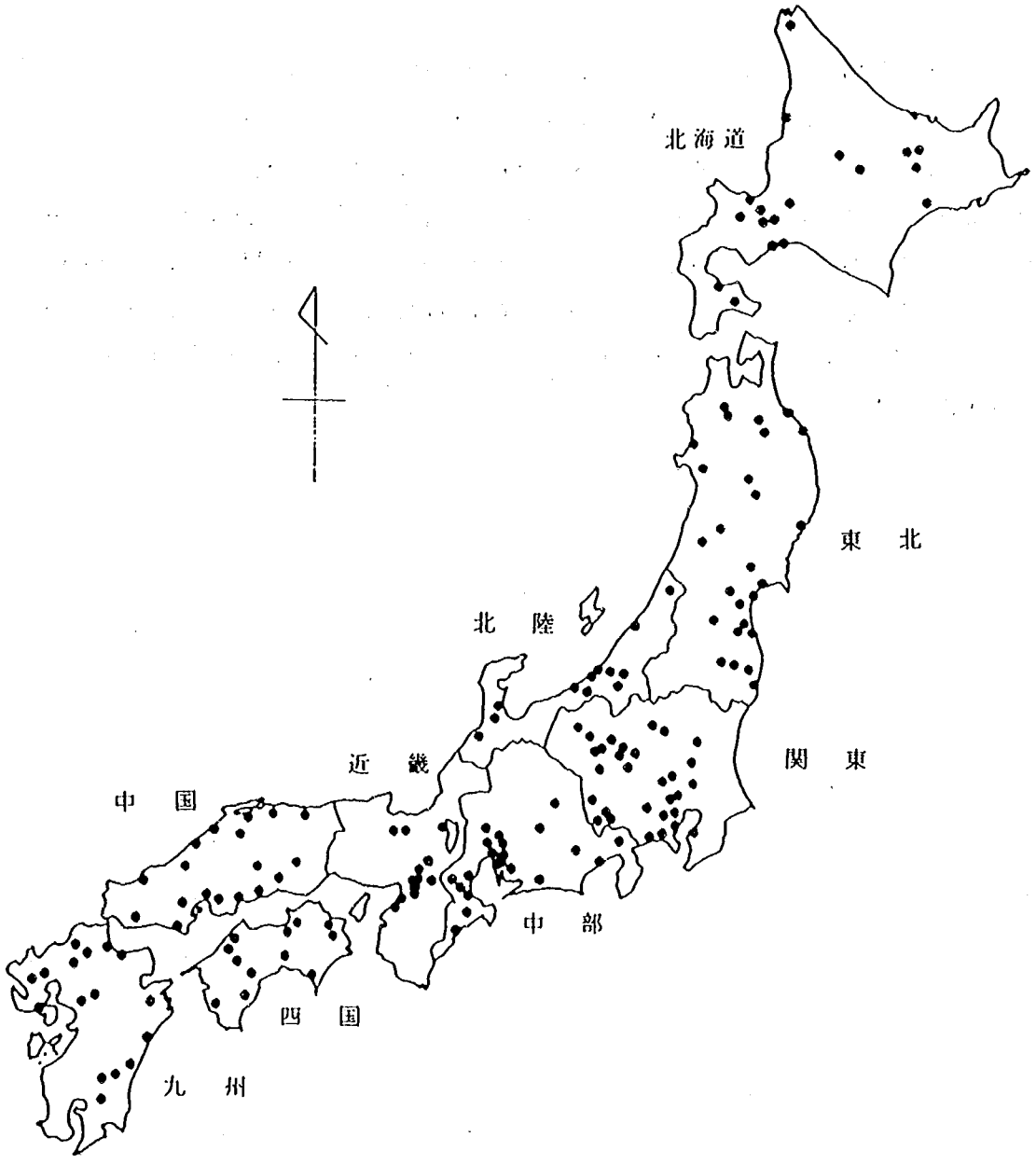
1．はじめに

アスファルト舗装の供用性は、気候条件によって大きな影響を受ける。とくに日本の寒冷地では、冬期にスパイクタイヤ、チェーン装着タイヤの交通が多く路面は摩耗し易い。また、これらの寒冷地の場合でも夏期にはかなりの高温になることから、アスファルトの塑性流動によるわだちぼれが発生する。

本研究は、このような寒冷地におけるアスファルト舗装の供用性、すなわち交通履歴に伴う破損量の推移と、その破損形態（わだちぼれ、ひびわれ）について、温暖地のアスファルト舗装の場合と比較することによって評価を行なったものである。アスファルト舗装の構造条件および交通条件とその供用性との相関関係の分析については、数量化分析Ⅰ類を用いた。また、アスファルト舗装の破損形態の判別分析については、数量化分析Ⅱ類を用いた。

2．用いたデータ

本研究では、建設省土木研究所資料「アスファルト舗装の長期供用性に関する解析」[1]に収録されているデータを用いた。これらのデータは、アスファルト舗装の維持管理の基礎資料を得るために、建設省が全国の国道に２５８箇所の調査箇所を設けて、継続的に調査を行ったものである。これらのデータは、その調査箇所の位置によって、一般地域と積寒地域に分類されて記録されている。本研究においては地域を寒冷地と温暖地に分けているが、寒冷地は北海道、東北、北陸地方の積寒地域を、温暖地は中部、中国、四国、九州地方の一般地域のデータを使用している。図－１に調査箇所の一覧を示す。



図－１　調査箇所の一覧[1]

3．数量化分析 [2)]

数量化分析は数的データだけでなく、質的データについても取り扱うことができる多変量解析理論の一手法である。数量化分析Ⅰ類は重回帰分析に相当するもので、目的変量の推定値 Y は、質的データを含む説明変量にダミー変量 X_{ij} を用いることによって、次のように表わされる。

$$Y = \bar{Y} + \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{n_i} X_{ij} \cdot A_{ij} \qquad (1)$$

ここに、 $\bar{Y}$ ：目的変量 Y の平均値

m ：説明変量の要因数

n_i ：各要因 i のカテゴリー数

X_{ij} ：1 または 0 の値をとるダミー変量

1 ；説明変量のサンプルが要因 i の、カテゴリー j に属する場合

0 ；それ以外の場合

A_{ij} ：カテゴリーウエイト

数量化分析Ⅱ類は、外的規準がグループ分けで与えられる場合に、サンプルの説明変量によって構成されるサンプルスコア値によって、サンプルが属するグループの判別を行うものである。このサンプルスコアを目的変量Yとすれば、説明変量にダミー変量 X_{ij} を用いることにより、両者の関係は（1）式と同一の形式で表わせる。なお、この場合のカテゴリーウエイト A_{ij} は、グループ間の分散値と全分散値との比が最大になる条件で決定される。

4．供用性に関する分析（数量化分析Ⅰ類）

4.1 カテゴリーウエイト

アスファルト舗装の路面状況の総合的な評価指標として、道路維持修繕要綱[3]に記載されている次の供用性指数を使用した。

$$PSI = 4.53 - 0.518 \log\sigma - 0.371 \sqrt{C} - 0.174 D^2 \qquad (2)$$

ここに、　PSI：供用性指数

σ：縦断凹凸の標準偏差(mm)

C：ひびわれ率(%)

D：わだちぼれ深さの平均(cm)

数量化分析Ⅰ類において、目的変量としてＰＳＩ、わだちぼれ量、ひびわれ率、縦断凹凸量のそれぞれを用いた。また説明変量には、最初の解析では地域、経年数、全交通量、大型車交通量、大型車累積交通量、設計ＣＢＲ、舗装厚、等値換算厚T_A、表層材料の種類、アスファルト混合物の厚さ、路盤厚、上層路盤材料の種類の１２要因を用いた。次に、この解析結果においてレンジと偏相関係数が小さい説明変量を除外して、最終的には表－１，２に示す５要因に集約して解析を行った。表－１，２はそれぞれ寒冷地、温暖地に関するカテゴリーウエイトの解析結果である。

表－1　数量化分析Ⅰ類解析結果（寒冷地）

地域		北海道				東北				北陸			
データ数		102				113				77			
目的変量		PSI	わだちぼれ	ひびわれ	縦断凹凸	PSI	わだちぼれ	ひびわれ	縦断凹凸	PSI	わだちぼれ	ひびわれ	縦断凹凸
平均値		3.540	19.157	0.259	1.464	3.335	21.195	0.340	1.866	3.756	13.481	1.216	1.569
要因＼カテゴリー	重相関係数	0.721	0.779	0.731	0.540	0.721	0.767	0.474	0.798	0.781	0.808	0.509	0.695
経年数	＜2	0.584	-7.085	-0.223	-0.104	0.749	-8.836	-0.325	-0.222	0.580	-7.123	-0.955	-0.212
	2－4	0.172	-2.111	-0.048	-0.092	0.432	-3.271	-0.324	-0.138	0.314	-3.084	-0.638	-0.044
	4－6	-0.225	2.849	0.104	0.027	-0.335	3.851	0.089	0.008	-0.259	3.181	0.418	0.079
	6－8	-0.667	7.934	0.201	0.230	-0.901	8.321	0.658	0.416	-0.908	9.561	1.767	0.215
大型車交通量	＜1000	0.594	-7.737	-0.143	-0.053	0.328	-4.469	0.160	0.090	0.390	-4.366	-0.608	-0.171
	1000－2000	-0.163	2.336	0.080	0.045	-0.160	1.932	0.011	-0.070	0.119	-1.031	-0.287	0.030
	2000＜	-0.760	9.410	0.084	-0.005	-0.202	3.294	-0.295	0.003	-0.410	4.146	0.790	0.059
TA	＜20	-0.493	6.355	0.230	-0.077	-0.222	-2.882	0.592	-0.992	-0.420	5.674	-0.457	0.873
	20－30	-0.450	4.901	-0.004	0.255	0.123	-1.302	-0.139	0.095	0.004	0.047	0.150	-0.124
	30＜	0.720	-8.849	-0.144	-0.200	-0.779	7.824	0.624	0.018	0.328	-5.290	-0.976	0.382
表層種類	粗粒ｱｽｺﾝ	—	—	—	—	-0.503	5.242	0.142	-0.209	—	—	—	—
	密粒ｱｽｺﾝ	0.307	-4.934	-0.062	0.217	-0.724	8.145	-0.602	-0.400	—	—	—	—
	修正ﾄﾍﾟｶ	—	—	—	—	0.325	-2.979	-0.479	-1.377	-0.575	7.507	-0.797	0.514
	ﾄﾍﾟｶ	—	—	—	—	0.151	-1.407	0.052	0.491	—	—	—	—
	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ	0.275	-0.252	-0.072	-0.247	—	—	—	—	—	—	—	—
	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ	-0.052	0.722	0.015	-0.009	0.208	-1.935	-0.232	-0.189	0.086	-1.120	0.119	-0.077
	その他	-0.033	-2.557	-0.020	0.144	0.022	-2.025	-0.004	0.333	—	—	—	—
上層路盤種類	ｱｽﾌｧﾙﾄ安定処理	-0.052	1.016	-0.080	-0.022	-0.120	1.920	-0.029	-0.321	-0.013	-0.285	0.019	0.128
	粒調・砕石	-0.039	0.746	-0.233	0.075	0.319	-5.078	0.076	0.849	0.048	1.006	-0.066	-0.453
	ｾﾒﾝﾄ安定処理	0.580	-11.4	1.241	0.061	—	—	—	—	—	—	—	—

表－２　数量化分析Ｉ類解析結果（温暖地）

地域		中部				中国				四国				九州			
データ数		152				61				127				105			
目的変量		PSI	わだちぼれ	ひびわれ	縦断凹凸	PSI	わだちぼれ	ひびわれ	縦断凹凸	PSI	わだちぼれ	ひびわれ	縦断凹凸	PSI	わだちぼれ	ひびわれ	縦断凹凸
平均値		3.721	11.480	4.041	1.503	3.727	12.902	1.400	2.346	4.021	8.417	1.387	1.658	3.882	8.238	1.927	1.862
要因＼カテゴリー	重相関係数	0.485	0.543	0.354	0.325	0.666	0.543	0.353	0.569	0.614	0.438	0.509	0.429	0.638	0.562	0.495	0.465
経年数	＜2	0.543	-4.131	-3.701	-0.330	0.264	-3.927	-0.419	-0.068	0.358	-1.402	-1.674	-0.322	0.395	-3.196	-1.896	-0.124
	2－4	0.218	-1.088	-1.809	-0.138	0.095	-1.149	-0.449	-0.064	0.098	-0.534	-0.498	0.046	0.063	-1.347	-0.032	0.033
	4－6	-0.182	0.604	2.418	0.089	-0.167	2.072	0.810	0.312	-0.013	0.188	0.055	-0.061	0.054	-0.397	-0.383	-0.233
	6－8	-0.426	3.540	1.793	0.293	-0.180	2.771	0.069	-0.287	-0.170	0.661	0.845	0.096	-0.347	3.400	1.600	0.313
大型車交通量	＜1000	-0.048	-2.699	1.934	0.006	0.234	-0.706	-1.061	-0.360	-0.095	0.084	0.685	0.158	0.358	-3.218	-1.950	-0.444
	1000－2000	-0.035	-1.000	0.501	0.139	-0.057	0.173	0.260	0.088	0.117	-0.103	-0.841	-0.194	0.022	-0.388	0.007	0.010
	2000＜	0.019	0.854	-0.562	-0.034	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.229	2.316	1.070	0.233
T_A	＜20	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.050	-2.401	1.011	-0.133	—	—	—	—
	20－30	0.202	-0.328	-2.613	-0.051	0.040	-0.759	0.287	0.243	0.051	2.440	-1.027	0.135	0.025	1.035	1.884	0.070
	30＜	-0.102	0.166	1.319	0.026	-0.083	1.556	-0.589	-0.498	—	—	—	—	0.307	-1.278	-2.325	-0.087
表層種類	粗粒ｱｽｺﾝ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	密粒ｱｽｺﾝ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	修正ﾏｶ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	ﾄﾍﾟｶ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	密粒ｷﾞｬｯﾌﾟ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	その他	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
上層路盤種類	ｱｽﾌｧﾙﾄ安定処理	0	0	0	0	0.182	-1.265	-0.571	-0.309	0.122	-2.944	0.152	-0.266	-0.097	-0.220	1.400	-0.329
	粒調・砕石	—	—	—	—	-0.262	1.822	0.823	0.444	-0.084	2.401	-0.105	0.184	0.093	0.277	-1.025	0.086
	ｾﾒﾝﾄ安定処理	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-0.191	-0.651	1.703	0.113

4.2 分析結果の比較

表－１，２のカテゴリーウエイトを用いて、（1）式によりＰＳＩ、わだちぼれ量、ひびわれ率、縦断凹凸量などの経年変化を計算することができる。図－２はその例として、次の場合について計算を行ったものである。

計算条件

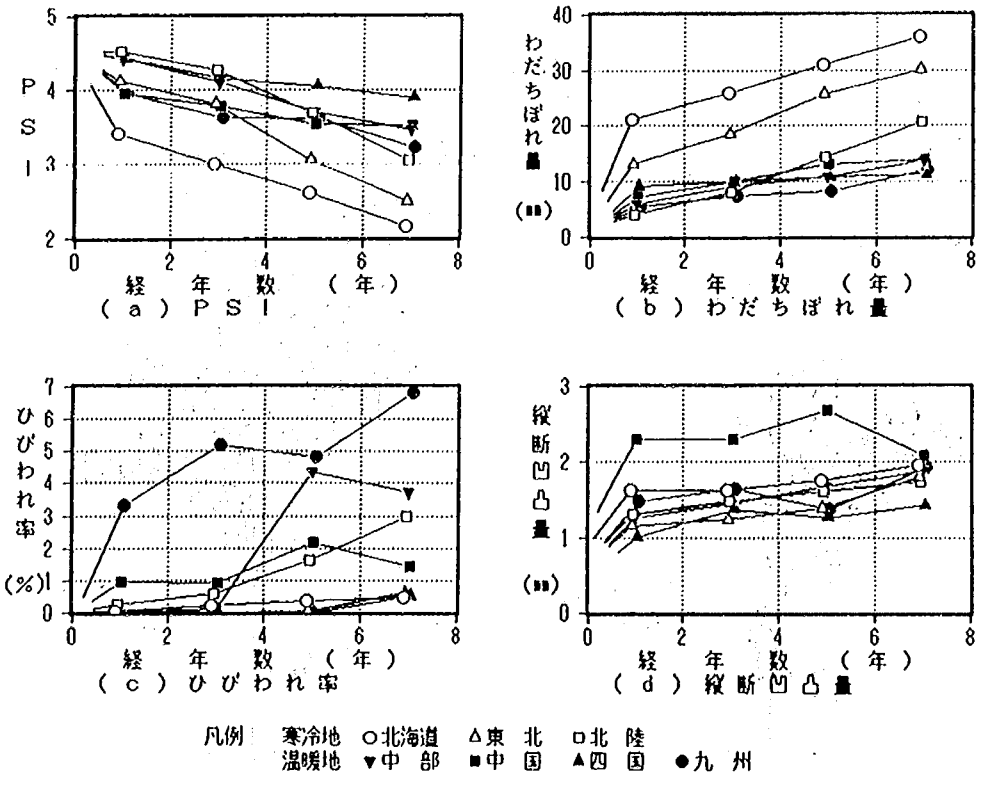
大型車交通量　：1,000～2,000台／日
等値換算厚(T_A)：20～30cm
上層路盤種類　：アスファルト安定処理
表層材料種類　：細粒ギャップアスコン（寒冷地）
　　密粒度アスコン（温暖地）

図－２によれば次のことが判る。

（1）寒冷地は温暖地と比較して、わだちぼれが大きく、ひびわれは小さい。寒冷地の中でわだちぼれの大きい順序は、北海道＞東北＞北陸であって、一方、ひびわれはこの３者の中では北陸が大きい。

（2）縦断凹凸は、中国の例を除いて寒冷地と温暖地でその差はほとんどない。

（3）ＰＳＩの低下に関しては、寒冷地は温暖地に比べて全般的に大きい。すなわち寒冷地においては、冬期のスパイクタイヤ、チェーン装着タイヤによって生じるわだちぼれが、アスファルト舗装の供用性に大きな影響を持っていることが示されている。



図－２　各目的変量の経年変化

5．破損形態の判別に関する分析（数量化分析Ⅱ類）

5.1 カテゴリーウエイト

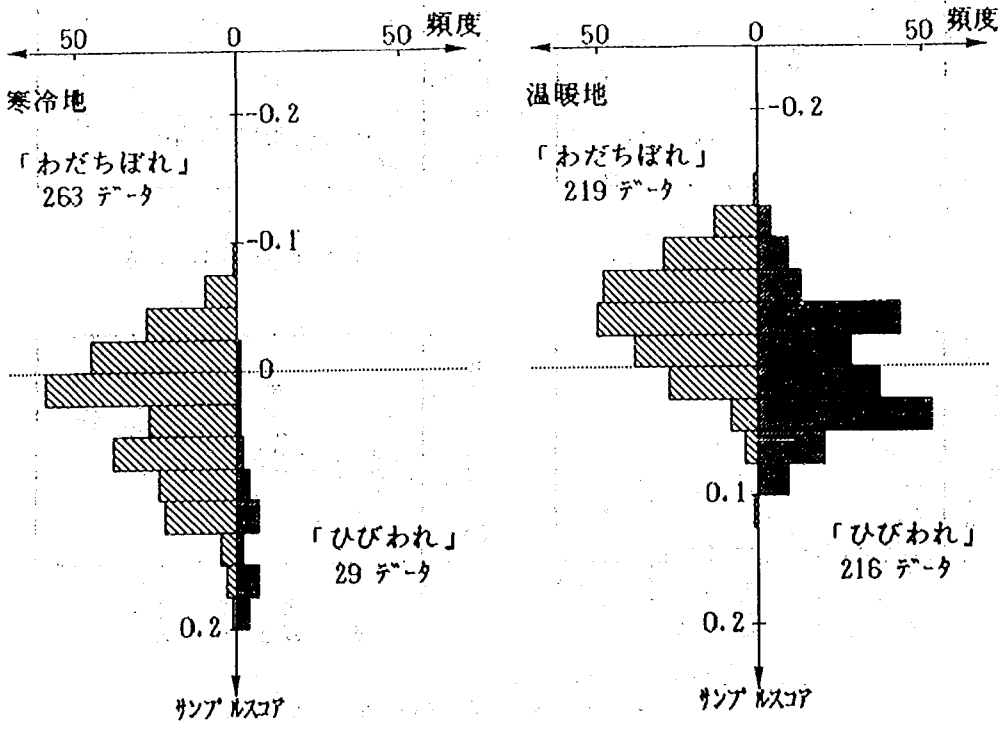
寒冷地と温暖地の供用性指数は、4．の分析結果から判るように、わだちぼれとひびわれの破損形態によって大きな影響を受ける。そこで（2）式により、わだちぼれとひびわれが同一の影響をもたらす条件式を求めると、次のようになる。

$$C = 0.220\ D^4 \qquad (3)$$

（3）式により、サンプルの属するグループをわだちぼれとひびわれに分類し、数量化分析Ⅱ類を用いて解析を行った。データ数の制約から、要因に「地域」も含めて解析を行った。カテゴリーウエイトの解析結果を、寒冷地、温暖地それぞれについて表－3，4に示した。

5.2 分析結果の比較

各調査箇所のアスファルト舗装の破損形態として、わだちぼれとひびわれのどちらが卓越しているか、について（3）式によって判別する。次にその舗装のサンプルスコアを表－3，4のカテゴリーウエイトを用いて計算し、これを寒冷地、温暖地ごとにその度数分布を図示すると、図－3のようになる。これは、サンプルスコアが増加すればひびわれが卓越し、減少すればわだちぼれが卓越することを示している。ここで寒冷地の場合、わだちぼれとひびわれの各グループは比較的明瞭に判別されるが、温暖地の場合ではそれほど明瞭でなく、多くの場合、両者の破損形態が混在して発生することを示している。



図－3　サンプルスコアの頻度分布

表－３　数量化分析Ⅱ類解析結果（寒冷地）

「わだちぼれ」のデータ数：266　平均値：　0.0303
「ひびわれ」　のデータ数：　29　平均値：　0.1180

加重平均値　$\bar{Y}$ = 0.0388

要　因	カテゴリー	ｶﾃｺﾞﾘｰｳｪｲﾄ	レ ン ジ	偏相関係数
地　域	北海道	-0.030	0.1129	0.3521
	東　北	-0.0247		
	北　陸	0.0799		
経年数	＜2	-0.0267	0.0493	0.1550
	2－4	-0.0077		
	4－6	0.0226		
	6－8	0.0078		
大型車交通量	＜1000	0.0148	0.0260	0.0834
	1000－2000	-0.0045		
	2000＜	-0.0111		
T_A	＜20	-0.0126	0.0636	0.2006
	20－30	-0.0126		
	30＜	0.0510		
表層種類	粗粒・密粒ｱｽｺﾝ	0.0199	0.1103	0.2304
	修正ﾄﾍﾞｶ，ﾄﾍﾞｶ	0.0010		
	密粒・細粒ｷﾞｬｯﾌﾟ	-0.0141		
	その他	0.0962		
上層路盤種類	ｱｽﾌｧﾙﾄ安定処理	-0.0015	0.2046	0.2590
	粒調・砕石	-0.0181		
	ｾﾒﾝﾄ安定処理	0.1865		

表－４　数量化分析Ⅱ類解析結果（温暖地）

「わだちぼれ」のデータ数：219　平均値：-0.0388
「ひびわれ」　のデータ数：216　平均値：　0.0027

加重平均値　$\bar{Y}$ = -0.0186

要　因	カテゴリー	ｶﾃｺﾞﾘｰｳｪｲﾄ	レ ン ジ	偏相関係数
地　域	中　部	-0.0094	0.0921	0.2787
	中　国	0.0249		
	四　国	-0.0424		
	九　州	0.0497		
経年数	＜2	-0.0610	0.0959	0.3112
	2－4	-0.0210		
	4－6	0.0197		
	6－8	0.0349		
大型車交通量	＜1000	0.0114	0.0184	0.0670
	1000－2000	0.0003		
	2000＜	-0.0070		
T_A	＜20	0.0687	0.0910	0.2454
	20－30	-0.0222		
	30＜	-0.0054		
表層厚	＜10	0.0028	0.0318	0.1143
	10－15	-0.0148		
	15＜	0.0169		
上層路盤種類	ｱｽﾌｧﾙﾄ安定処理	0.0057	0.0169	0.0638
	粒調・砕石	-0.0100		
	ｾﾒﾝﾄ安定処理	0.0068		

表層種類は全て密粒ｱｽｺﾝ

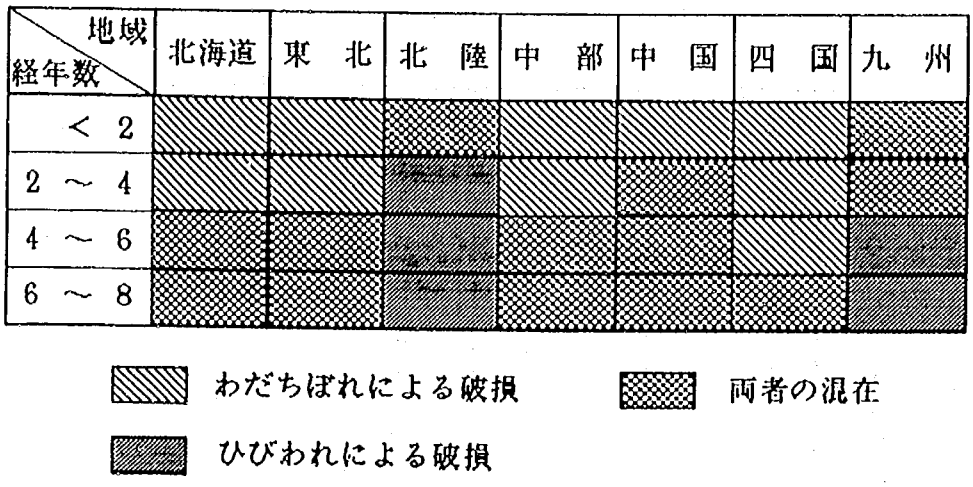
6．破損状態の予測

本研究で得られた研究成果を利用して、設計されたアスファルト舗装の破損状態を予測することができる。すなわち、数量化分析Ⅰ類によってその破損量の予測を、また数量化分析Ⅱ類によって舗装の破損形態の予測を行う。その例を以下に示す。

計算条件

大型車交通量　：1,000～2,000台／日
等値換算厚(T_A)：20～30cm
上層路盤種類　：アスファルト安定処理
表層材料種類　：細粒ギャップアスコン（寒冷地）
密粒度アスコン（温暖地）
アスファルト混合物層厚：10～15cm（温暖地についてのみ）

（1）交通に供用後の破損形態は、図－4のようになる。
（2）図－4に示した各破損量の経年変化は、図－2のとおりである。



図－4　破損形態の予測

7．むすび

日本の国土は南北に細長く位置していることから、舗装の気候条件は地域によって大きく異なる。とくに寒冷地においては、夏期のアスファルトの塑性流動に加えて、冬期交通におけるスパイクタイヤによる摩耗のため、路面のわだちぼれが著しい。本研究は、建設省が実施している全国の国道における２５８箇所での調査結果に数量化分析を適用して、寒冷地と温暖地のアスファルト舗装の供用性を比較評価したものである。

主な結論を述べれば、次のとおりである。

（1）寒冷地のアスファルト舗装はわだちぼれによる破損が著しく、このために温暖地の場合と比較して供用寿命が短い。

（2）寒冷地のアスファルト舗装は、地域、交通、構造などの諸要因によって、わだちぼれとひびわれのどちらかの破損形態が卓越して発生するが、温暖地の場合、両者の破損形態は混在して発生する場合が多い。

（3）本研究成果を応用した、アスファルト舗装の破損の予測事例を示した。

謝　辞

本研究に際して、建設省土木研究所資料「アスファルト舗装の長期供用性に関する解析」のデータを使用させて頂いたことについて、土木研究所に感謝致します。

参考文献

1）建設省土木研究所道路部舗装研究室：アスファルト舗装の長期供用性に関する解析，
土木研究所資料第2657号，1988.

2）たとえば，河口至商：多変量解析入門Ⅰ・Ⅱ，森北出版数学ライブラリー32･46，1973･1978.

3）日本道路協会：道路維持修繕要綱，1978.

北海道の高速道路における舗装の損傷とその対策

Damage to Expressway Pavement in Hokkaido and Solutions Required

日本道路公団札幌建設局　小川孝雄
同　村橋敏孝

北海道の高速道路における舗装の損傷とその対策

日本道路公団札幌建設局　技術部　　補修課長　小川　孝雄
日本道路公団札幌建設局　札幌工事事務所　副所長　村橋　敏孝

「概　要」

北海道において舗装をとりまく気象環境は、冬季に路温が－２０℃以下になることや、最低気温が０℃以下となる冬日が年に１５０日以上もあること、そして降雪日数が年に１００日以上にも及ぶことなど、本州と比較して極めて厳しい。このような過酷な気象条件のもとで、北海道で最初の高速道路が供用されてから、約１８年の歳月が経過したが、この間横断ひび割れや摩耗によるわだち掘れなど様々な舗装の損傷が発生してきている。

このようなことから北海道において高速道路の建設と管理を担当している日本道路公団札幌建設局では、積雪地における舗装の諸問題に対し研究を続けている。

本文では、日本道路公団札幌建設局がこれまでに実施した一連の舗装の損傷とその対策に関する調査研究結果を報告するものである。

北海道の高速道路における舗装の損傷とその対策

日本道路公団札幌建設局　技術部　　補修課長　小川　孝雄
日本道路公団札幌建設局　札幌工事事務所　副所長　村橋　敏孝

まえがき

北海道における高速道路は、１９７１年１２月に供用を開始した道央自動車道千歳インターチェンジ（以下［ＩＣ］という）～北広島ＩＣおよび、札樽自動車道小樽ＩＣ～札幌西ＩＣの４７ｋｍを始めとし、現在約２３３ｋｍである。北海道においては、積雪、寒冷など本州に比べ厳しい気象条件であることから、高速道路の設計、施工、維持管理には様々な工夫が必要となる。

北海道において特有な問題としての凍上および摩耗については、古くから諸機関で研究がなされているが最近では舗装の横断ひびわれが一部の区間で顕著となり、舗装の健全度に対する悪影響が懸念されているところである。これらの諸問題については構造、材料両面から様々な研究がなされているが、今だに抜本的な解決策は見出されていない。

道内の高速道路は、今後１０００ｋｍ以上も計画されていることや、供用された道路の維持修繕は常に必要となることから、この様な舗装の問題点は早期に解決しておくべきである。このようなことから北海道において高速道路の建設と管理を担当している日本道路公団札幌建設局（以下［道路公団］という）では、積雪寒冷地における舗装の諸問題に対して研究を続けている。

本文では、道路公団がこれまでに実施した一連の舗装の損傷とその対策に関する調査研究結果を報告するものである。

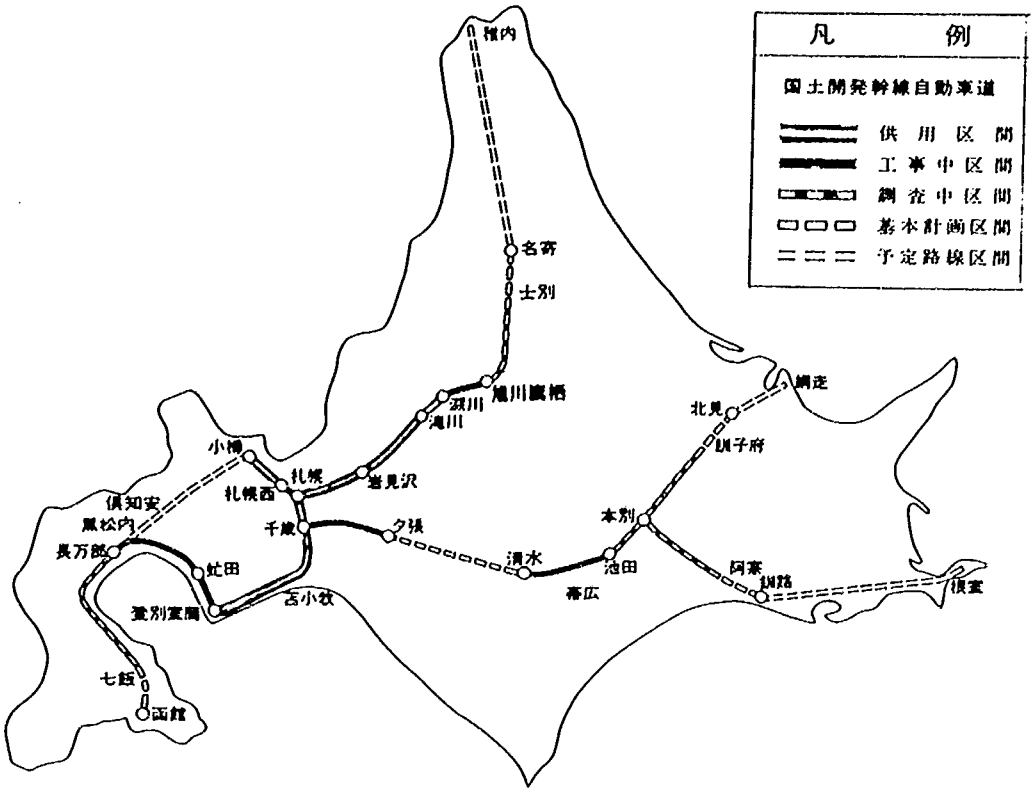
１．北海道における高速道路の概要

1.1　北海道の高速道路

北海道の高速道路は、北海道縦貫自動車道と、北海道横断自動車道の２路線からなり、総延長で約１，３６３ｋｍの建設が予定されている。

このうち、既に北海道縦貫自動車道の一部である道央自動車道（登別室蘭ＩＣ～深川ＩＣ）約２０９ｋｍ及び、北海道横断自動車道の一部である札樽自動車道（小樽ＩＣ～札幌西ＩＣ）約２４ｋｍの計約２３３ｋｍが供用している。また、この他に約５１６ｋｍの区間については調査、又は工事に着手している。（図－１参照）

一方、供用中の高速道路の交通量は、１９９０年３月現在、日平均２０，０００台／断面（恵庭ＩＣ～北広島ＩＣ）から２，０００台／断面（北郷ＩＣ～札幌ＩＣ）となっている。



図－1　北海道の高速道路

1.2　高速道路をとりまく自然環境

北海道の気象条件は表－1に示す様に、東京と比べ極めて厳しいものとなっている。すなわち年平均気温で7℃低く、最低気温では10～20℃低いため、凍上や凍結融解および横断ひびわれなどの問題がクローズアップされてくる。

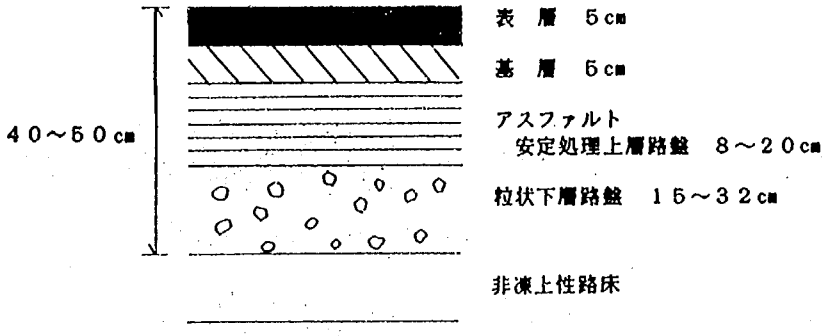
表－1　北海道における気象条件[1)]

都市名	夏日 (>25℃) (日)	冬日 (<0℃) (日)	年平均気温 (℃)	最低気温 (℃)	最高気温 (℃)	日照時間 (hr)	降水量 (mm/年)	凍結指数 (℃・日)
旭川	55	161	6.3	−41.0	35.9	1734	1158	920
札幌	46	139	8.0	−23.9	35.8	1962	1158	510
帯広	41	166	6.1	−34.9	37.8	2130	952	950
東京	106	28	15.3	− 9.2	38.4	1942	1460	−

1.3　高速道路の舗装構造について

北海道における高速道路の舗装は、大部分がアスファルト舗装で舗装構造の設計は、ＣＢＲ－ＴＡ 法[2]によって行なわれている。この舗装の標準的な構造は図－２のとおりである。

なお、特に路床の凍上、凍結による舗装の破壊を防止するための対策として、その影響範囲については路床土を非凍上性の材料により置き換えている。

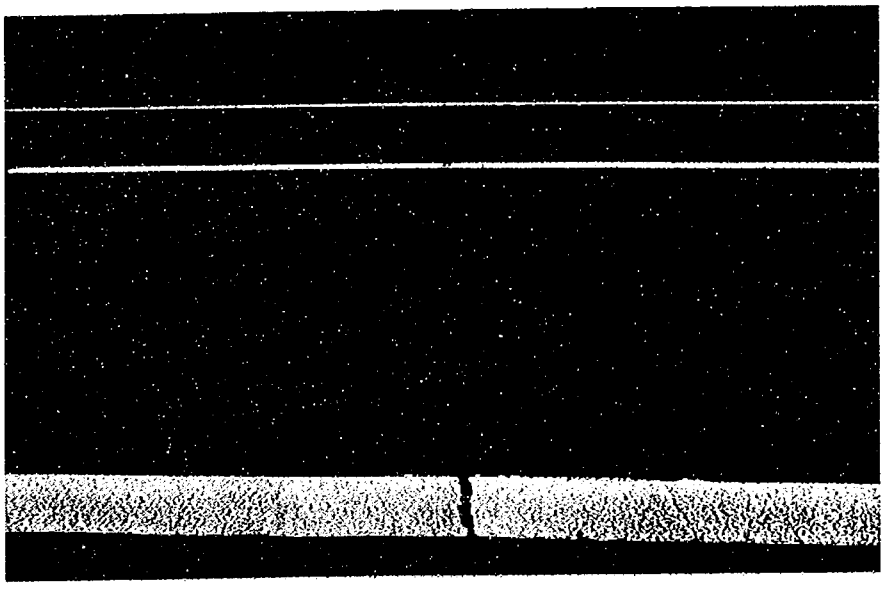


図－２　標準舗装構造図

2．北海道の高速道路に於ける舗装の損傷の実態

2.1　横断ひびわれ

北海道の高速道路で発生している横断ひびわれは、写真－１に示したものが標準的である。その特徴は①道路延長方向にほぼ直角に発生している、②路肩側から発生し徐々に進行するなどである。このひびわれは、１９８１年の春に道央自動車道の植苗地区で確認されて以来、後述する様にその発生密度も発生個所の延長も徐々に増加している。横断ひびわれに対する調査は、その発生を確認した１９８１年からほぼ毎年行われている。

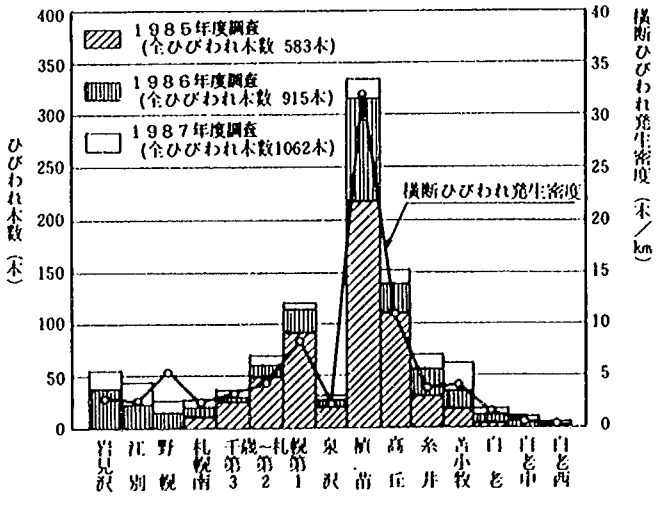


写真－１　横断ひびわれ状況

2.1.1　ひびわれの実態

図－３はこの調査結果を建設時の舗装工事単位にとりまとめ示したものである。なお、ひびわれの調査結果は通常ひびわれ率として整理されているが、横断ひびわれについては下記の理由にもとづき、図－４のように分類したランクA以上のひびわれ（長さが２m以上のひびわれ）の単位道路延長当りの発生本数から、横断ひびわれ発生密度（本／一方向・ｋｍ）を算出し、その整理を行なっている。

・発生しているひびわれのほとんどは横断方向である
・ひびわれ率で表現すると最も多い個所でも０．９％となり、その特性を見落してしまうおそれがある。



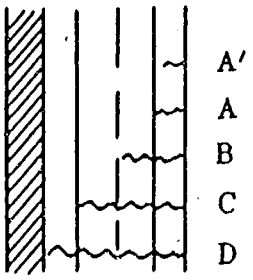
図－３　各工事単位のひび割れ分布

なお、舗装端から２m以上のひびわれを対象としたのは２m未満では車線に与える影響が少ないと判断したためである。

これらの図からひびわれ発生密度は、植苗が非常に大きく、第１工事、高丘が次いで大きい傾向にあることが分かる。

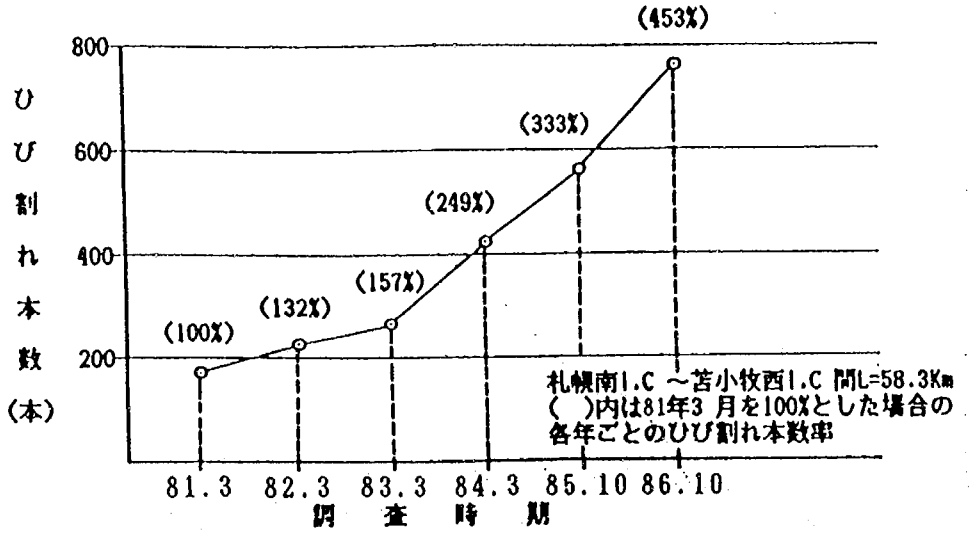
2.1.2　ひびわれの経年変化

図－５は、前述した調査によって得られた長さランクA以上の横断ひびわれの本数を道央自動車道札幌南ＩＣ～苫小牧西ＩＣ間について、経年変化を示したものである。図によれば、１９８１年から１９８６年の間にその本数は４倍強になっていることが明らかである。



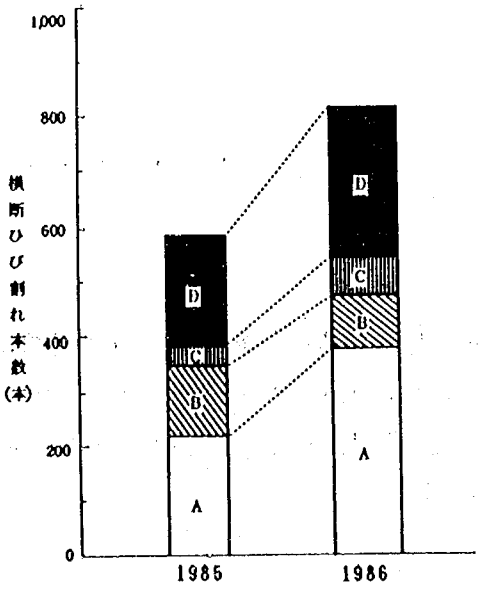
＊図は路肩側よりであるが
中分側からの場合も同様

図－４　ひび割れの分類



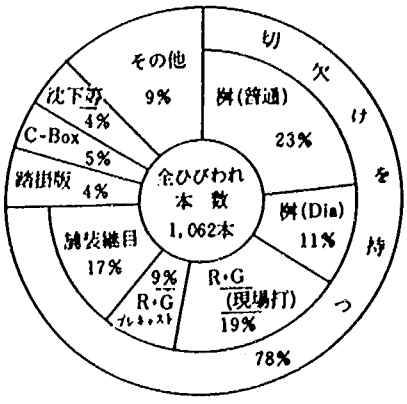
図－５　ひび割れ本数の経年変化

図－６に道央自動車道の札幌南ＩＣ～白老ＩＣ間約７３ｋｍのひびわれのタイプ毎の経年変化を示した。図によれば、１車線以内および全巾にわたるひびわれ（ＡとＤ）が増加しており、特に１車線以内のひびわれは大きく増加している。



図－６　タイプ毎のひび割れの経年変化
（札幌南～白老間７３km）

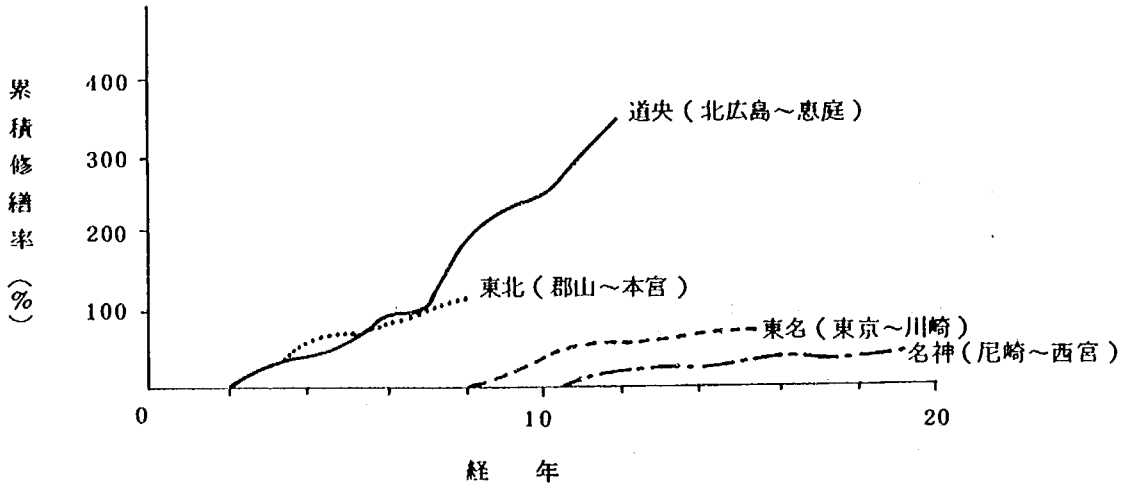
図－７は発生しているひびわれを、その個所の舗装の横断的な構造と関連づけて整理したものである。図によれば、発生しているひびわれの３／４は舗装の何らかの弱点から発生していることが明らかである。



図－７　ひび割れの要因別分類

2.2　わだち掘れ

図－８は、修繕の実績の経年変化を全国の主要な高速道路の代表ＩＣ間で見たものである。なお、縦軸の累積修繕率は、そのＩＣ間で行なわれた全ての修繕を延べ延長（車線・ｋｍ）で表し、これをＩＣ間の道路延長（車線・ｋｍ）で割ったものである。したがって、累積修繕率の１００％はほぼ１回の、３００％はほぼ３回の修繕を行なったことを意味する。図によれば、道央自動車道の修繕は、その他の道路に比して極めて早いサイクルで行なわれていることが明らかである。



図－８　代表的な高速道路における累積修繕率

特に、最も交通量の多い道央自動車道の札幌南ＩＣ～千歳ＩＣ間においては、年平均最大わだち掘れ量が、１３～２０mmという結果であり、２～３年で修繕を要する状態である。また、追越車線の年平均最大わだち掘れ量は、どの区間においてもおよそ１mm～５mm程度であり、概ね５～６年に一度の修繕サイクルとなる。

3，舗装損傷の対策

前項で述べた舗装の損傷に対しては、他の機関に於てもその原因、対策等に関する調査、研究が早い時点から行なわれたきた。ここで、道路公団で過去に実施した、調査、研究、対策工法の概要を紹介する。

3.1 横断ひびわれ

横断ひびわれに対しては、既に入ってしまったひびわれの修繕時の対策と、新設舗装時にひびわれが入り難くするなどの２種類の研究を実施してきた。以下にその概要を述べる。

3.1.1 横断ひびわれの修繕

横断ひびわれは、必ずしも段差等の現象を伴なわないため、その供用性に対する影響は小さく、むしろ雨水の混入等による、舗装の健全度に対する影響が大きいものと考えられる。

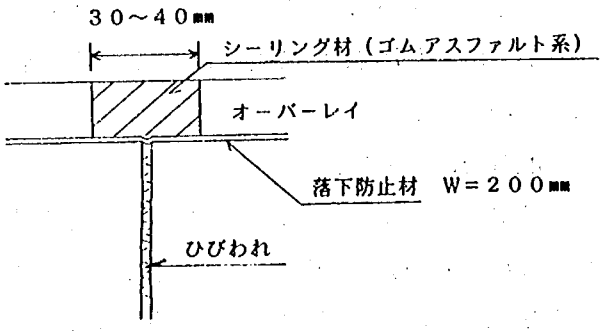
道央自動車道で実施している横断ひびわれの修繕方法としては、切削オーバーレイなどによる全面補修か、瀝青材や、樹脂等の注入による部分補修である。

切削オーバーレイによる修繕では、全層に至るひびわれの場合、施工厚さが３～４ｃｍと薄層のため一冬で全面的にリフレクションクラックが発生している。[3)] なお、北海道開発局の調査では、オーバーレイ施工厚さが８ｃｍの場合で２～３年、１２～１３ｃｍの場合４～５年は発生していない。このことから３～４ｃｍのオーバーレイのみによる修繕ではその効果はさほど期待できないと考えられる。

一方、注入材による補修はストレートアスファルトの注入を基本として実施しているが、ひびわれ巾の伸縮、スパイクタイヤ等による飛散などにより効果が持続せず、毎年繰り返し注入しなければならない状況となっている。

１９８６年以降、各種補修工法について試験施工を実施してきているが、経済的で有効な工法は今だ確立していない。なお、試験施工の中で比較的有効な補修工法を示せば図－９のとおりである。

この工法は図－９に示すとおり切削オーバーレイ時に、ひびわれの上に巾２００mmの網状シートを落下防止材として敷設し、ひびわれの直上の巾３０～４０mmを、ゴムアスファルトでシールするものである。



図－９　横断ひび割れ補修工法

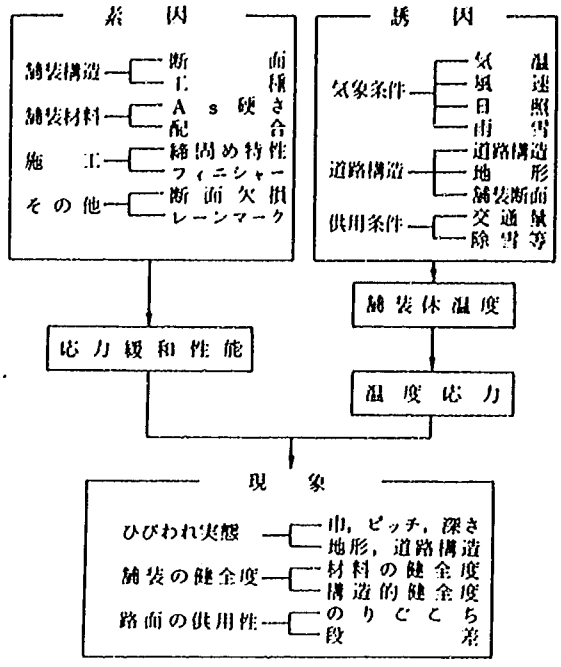
3.1.2　横断ひびわれの予防策

（1）横断ひびわれの発生概念及び顕著な要因

横断ひびわれは、温度低下による収縮又は外気温の変化によって生ずる繰り返し温度応力により発生すると考えられる。

アスファルト混合物は、その応力緩和能力により、高い変形追従性を示し、常温域での内部応力による破壊は見られないのが一般的である。しかし、応力緩和性能は温度の低下と共に小さくなり、低温域では弾性体に近い性質を示す。

横断ひびわれは、舗装体の温度変化に伴い発生した応力が応力緩和性能を超えた時点で発生すると考えられるが、実際にひびわれに関与する要因は、図－１０に示すとおり多岐にわたり、これらの相乗作用になるため、横断ひびわれの発生のメカニズムを明確に言及することは困難となっている。ここでは、現在までに行なった調査、試験結果の中から横断ひびわれの発生に顕著に関与すると思われる要因について以下に記す。



図－１０　横断ひび割れの発生概念

ａ．応力集中要因

道央自動車道で発生した横断ひびわれは、前項で述べた様に、排水構造物、舗装のコールドジョイント等から発生しているひびわれが約３／４を占めている。

これは、舗装体内に発生した応力がこの構造的弱点部に集中してくるものと考えられる。

なお、排水構造物が他に比べて少ない泉沢工事で発生本数が少なかったことからも、応力集中要因の影響がうかがえる。

ｂ．混合物等の低温性状

アスファルトおよび混合物について、横断ひびわれの発生に影響を与えるといわれる低温域での物性を調査した。調査は、北広島ＩＣ～苫小牧ＩＣ間の供用区間から供試体を採取し、混合物の温度応力試験、および回収アスファルトのフラース脆化点試験を実施した。その結果から以下の傾向が見られた。

・特にひびわれの多い植苗工事の温度応力試験結果は、他と比べて高い転移点温度、破壊温度を示した。

・回収アスファルトのフラース脆化点は、温度応力試験の破壊温度と相関が見られ、アスファルトの低温性状が混合物のひびわれ発生に関与している可能性がある。

（2）横断ひびわれの予防策

前項で述べたように、横断ひびわれの発生には、アスファルトの低温性状が関与している可能性があるため、北海道の高速道路の建設にあたっては、アスファルトの品質規格について低温物性に着目した設定が望ましいと考えられる。そのため、１９８８年に、表－２に示す暫定規格を適用して新設する高速道路において試験施工を実施した。

表－2　アスファルトの暫定規格とその理由

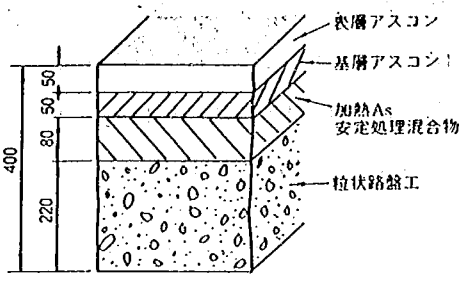
アスファルト規格	理　　由
フラース脆化点 －１０℃以下 注） 薄膜加熱 「ＴＦＯＴ後」	・アスファルト混合物の破壊温度－３０℃以下を考慮する（試験結果から脆化点と対応）。 ・かつて北海道開発局での規格値は、針入度１００～１２０で－１２℃（ＴＦＯＴ前）であった。 ・西欧では多数の国々がフラース脆化点を規定し、北欧委員会の提案規格値は、針入度７０～１００で－１０℃（ＴＦＯＴ後）、１００～１４５で－１２℃（ＴＦＯＴ後）である等。
軟化点４０℃以上	・夏季の流動によるわだち掘れを考慮する。 ・現行針入度１００～１２０の下限値の４０℃を下限とする。
針入度指数（ＰＩ） －０．７以上	・施工から供用時までの温度変化の対応を考慮。（ＰＩが高いと感温性が小さい。） ・ひび割れ発生調査よりＰＩの小さい方がひび割れが多い。（配合設計時の値）

試験施工の概要を以下に示す。

・施工個所：道央自動車道滝川ＩＣ～深川ＩＣ間
（施工延長　１０．０２０m）

・使用アスファルト：ストレートアスファルト80～100 と軟質アスファルトそれぞれ２４００t使用

・適用工種：表層工、基層工およびアスファルト安定処理路盤工の全層（図－１１）



図－１１　舗装の断面（単位：mm）

また、表－３には使用したアスファルトの物性を、表－４には使用した混合物のマーシャル試験結果をそれぞれ示す。

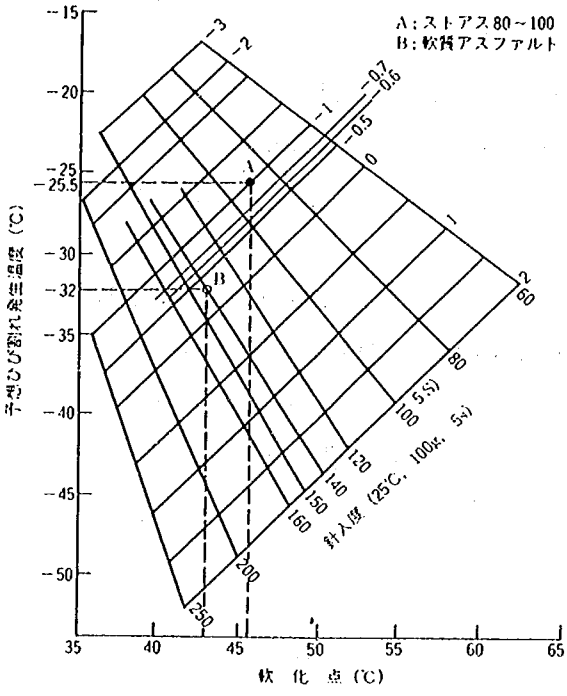
表－３　　使用アスファルトの物性

製　品　名	アスファルトＡ		アスファルトＢ	
分　　類	ストアス80~100		軟質アスファルト	
製造方法	直接蒸留法		直接蒸留法	
各種物性	規格値	S.63.7 製造	規格値	S.63.7 製造
針入度［25℃］(1/10mm)	80~100	87	——	140
軟化点（℃）	42~50	45.5	40以上	43.0
針入度指数（ＰＩ）	——	-1.0	-0.7以上	-0.3
比重	1.0以上	1.0316	1.0以上	1.0209
フラース脆化点［ＴＦＯＴ後］（℃）	——	-14	-10以下	-15
森吉脆化点［ＴＦＯＴ後］（℃）	——	-23	参考値 -26以下	-26
最適混合温度（℃）	——	154	——	145
最適締固め温度（℃）	——	142	——	133

表－４　使用混合物のプラントマーシャル試験の結果

項目 / 工種	単位	アスファルトA			アスファルトB		
		アスベース	バインダー	サーフェース	アスベース	バインダー	サーフェース
アスファルト量	%	4.2	5.7	6.6	4.2	5.7	6.6
密度	g/cm³	2.338	2.381	2.359	2.336	2.380	2.358
安定度	kg	767	958	1,197	710	794	1,121
フロー値	1/10mm	31	29	30	33	29	33
空隙率	%	6.5	4.4	3.6	6.5	4.5	3.8
飽和度	%	59.0	75.0	80.7	59.6	74.0	80.0
残留安定度	%	82.8	85.6	85.0	83.5	85.3	83.8

表－３では２種類のアスファルトのフラース脆化点はほぼ同様であるが、図－１２に示したノモグラムでは、予想ひびわれ温度に６～７℃程度の差がある。この試験施工区間は１９８９年９月に供用を開始しており現在のところひびわれの発生は見られないが、以後、継続的に調査をしていく予定である。



図－１２　アスファルトの軟化点と針入度およびＰＩからのひび割れ温度の予測のノモグラム 6)

3.2　わだち掘れの対策

アスファルト混合物の耐摩耗性に関する研究は、種々の機関により実施されてきた。[4] 日本道路公団試験所に於ても、回転式舗装試験機によって耐摩耗混合物の実験、研究を行なってきた。[5] 道路公団では、これらの成果を基に、実際の路面での試験舗装を通して、施工性とその耐摩耗効果についての検討を行ない以下の結果を得ている。

・粗骨材の最大寸法は２０mmのほうが１３mmよりすりへりにくい。

・アスファルトにゴムを添加しても効果はない。

・ギャップ粒度はすりへりに影響しない。

・粗骨材のロサンゼルス減量は小さいほうがすりへりに有利である。

以上の様な結果をふまえ、表層の厚さを充分にとれる新設舗装時には、粗骨材の最大寸法２０mmを使用している。又、修繕時には、ロサンゼルス減量の小さい転炉スラグを使用するなどして、混合物の耐摩耗性の向上を計っている。

又、材料面での対策以外に省資源、省エネルギーに優れ、コストの低減を計れるリペーブ方式の路上表層再生工法についても、全修繕工事の１０%程度を実施している。

4，あとがき

以上、北海道の高速道路の損傷とその対策について述べてきたが、現在のところその抜本的な解決はなされていない。横断ひびわれに関しては、道央自動車道の滝川ＩＣ～深川ＩＣで実施した軟質アスファルトの試験施工区間について今後数年間継続して調査していく予定であり、その有効性が確認されるには、今しばらくの時間が必要となる。摩耗によるわだち掘れについては、材料面からのアプローチは経済性の制約により、ほぼ限界に達している。その為限られた予算のより効率的な運用が重要であり、工法面からのアプローチが課題となるであろう。また、近い将来スパイクタイヤが全面的に禁止される事が予想されている。そうなれば特に冬期間の安全性確保の為に、今までとは異なった供用水準が必要となると思われ、その動向を注目しているところである。

［参考文献］

1）東京天文台編、丸善㈱；理科年表、１９８３年

2）日本道路公団；設計要領第１集、第２編舗装、１９８３年４月

3）北海道開発局；アスファルト舗装道路の横断ひび割れに関する調査研究報告書、１９８６年３月

4）例えば、熊谷、上田、山西、塚原、猪口；耐スパイクアスファルト混合物について、北海道開発局土木試験所月報　ＮＯ．３８２

5）例えば、小川；アスファルト表層混合物のすりへり特性に関する室内試験（その２），日本道路公団試験所報告昭和４７年度，１９７３年１２月

6）Kasahara,A.and R. Hass ; Low temperature properties of some selected bituminous mixes. In:Proc. Pauing in Cold Areas, Vol 2(1982)

RCCPの積雪寒冷地への適用性について

Applicability of RCCP in Cold Areas

建設省北陸地方建設局　萩原哲男
同　長崎邦廣
同　小野島守
(社)日本道路建設業協会　野田悦郎

ＲＣＣＰの積雪寒冷地への適用性について

建設省北陸技術事務所　荻原　哲雄
同　長崎　邦廣
同　小野島　守
㈳日本道路建設業協会　野田　悦郎

概　要

積雪寒冷地における道路舗装は冬期にタイヤチェーンやスパイクタイヤによる摩耗が著しく、路面の維持管理面から舗装の耐久性向上が課題となっている。

そこで北陸地方建設局では、耐摩耗対策に優れているコンクリート舗装に着目し、その中でも施工スピードが早く、早期交通開放が期待できるＲＣＣＰについて１９８８年、１９８９年に試験施工を行い調査研究を行ってきているものである。

今回の試験施工での主な目的は、

１．積雪寒冷地における耐摩耗対策用の舗装としての評価。

２．重交通の多い路線での耐久性評価。

であり、具体的調査項目については次のとおりである。

①ＲＣＣの配合　②凍結融解　③路面性状
④版厚と密度　⑤版厚と平坦性　⑥版厚と収縮目地間隔
⑦密度と曲げ強度　⑧収縮目地の施工時期　⑨交通開放時期等

本論文はこれらの調査項目をもとに積雪寒冷地域におけるＲＣＣＰの適用性の指標を求め、指針等を定めるための基礎資料としてとりまとめたものである。

ＲＣＣＰの積雪寒冷地への適用性について

建設省北陸技術事務所　萩原　哲雄
同　長崎　邦廣
同　小野島　守
㈱日本道路建設業協会　野田　悦郎

１．まえがき

積雪寒冷地である北陸地方では冬期にタイヤチェーンやスパイクタイヤによるアスファルト舗装の摩耗量は年間５㎜にも達し、毎年オーバーレイ等の補修に多額の費用を要している。

北陸地方建設局管内の舗装は大部分がアスファルト舗装である。コンクリート舗装はトンネル及びシェッド内や一部のバイパスに採用されている。通常のコンクリート舗装は、初期施工費がアスファルト舗装よりも高いことと養生期間を長く必要とすることから、供用中の道路では適用しがたいことに大きな課題がある。

そこで最近我が国においても注目され始めたＲＣＣＰ（転圧コンクリート舗装）に着目し、積雪寒冷地にも適用できるかどうか検証するため試験施工を行っているものである。

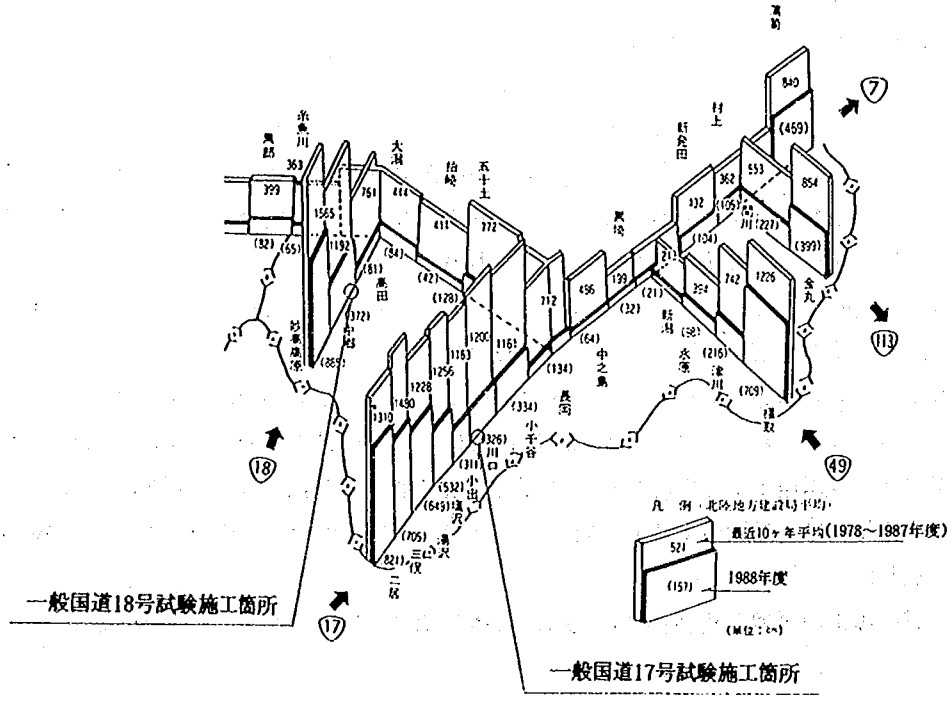
転圧コンクリート舗装技術指針（案）（日本道路協会舗装委員会）では、ＲＣＣＰの施工厚は敷均し機械能力及び舗装版下層部での締固め密度の確保、平坦性の確保などの点から２５㎝程度を限度としている。しかし、直轄国道は重交通の多い道路であり、セメントコンクリート舗装要綱の設計厚を準用し２８㎝と３０㎝の厚さで施工している。今後のＲＣＣＰの積雪寒冷地における重交通幹線道路への適用性について検証するために１９８８年には一般国道１７号の舗装打替区間で一層２８㎝の試験舗装（一般国道１７号の試験施工）を行い、又１９８９年には一般国道１８号上新バイパスで、一層３０㎝施工の試験舗装（一般国道１８号の試験施工）を実施した。

本報告は２箇所の試験施工の概要と追跡調査の現時点での評価について述べるものである。

2．試験施工地区の概要

一般国道１７号は起点東京都で終点新潟市、一般国道１８号は起点群馬県高崎市で終点新潟県上越市である。両路線とも日本列島を横断して日本海側と太平洋側を結ぶ主要幹線道路である。一般国道１７号の試験施工箇所は新潟市から約９０kmの位置にあり、一般国道１８号の試験施工箇所は上越市から約２０kmの所に位置しており両試験施工箇所の標高は１００mと１７０mで、標高としては低いがいずれも日本有数の豪雪地帯である。

最近１０ヶ年平均の累計降雪量は、一般国道１７号の試験施工箇所付近では12.0m、一般国道１８号の試験施工箇所で11.92 mとなっているが（図－１参照）、ここ２～３年は小雪年となっている。また、１月の最低気温を過去４年間（１９８７年～１９９０年）の平均値でみると、前者が－2.7 ℃、後者が－0.4 ℃である。



図－１　最近10ヶ年平均と1988年度の累計降雪量比較図

両試験施工箇所付近の交通量は、一般国道１７号で7,800 台／12h 、大型車混入率29.1%（１９８８年度）、一般国道１８号で5,180 台／12H 、大型車混入率２７%（１９９０年３月）となっている。

3．一般国道１７号の試験施工

一般国道1.7号の試験施工区間は既設のコンクリート舗装の損傷が著しいため、コンクリート舗装の全面打換工事（延長６２０m）を施工するもので、その一部分に延長１２０m（一車線）のＲＣＣＰを試験施工として実施することとした。

ＲＣＣＰ工法は、多くの長所と共に課題として平坦性の向上、締固め密度の確保、表面性状の改善等が一般的にいわれている。

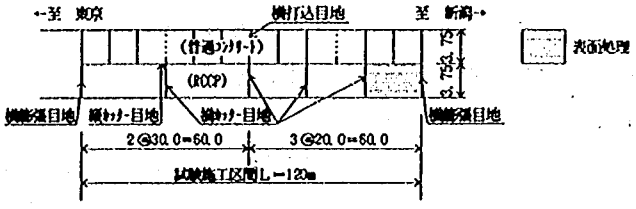
今回は片車線が普通コンクリートで版厚２８cmの設計なので、ＲＣＣＰ部分も同じく２８cmで計画した。しかし、国内の供用道路では重交通を対象とした設計厚２８cmの例がなく、２層施工も検討したが層間の接着に問題があるので１層施工とすることにした。

3.1　試験施工概要

工事概要を表－１に示す。又　施工平面図と標準断面図を図－２、図－３に示す。

表－１　工事概要

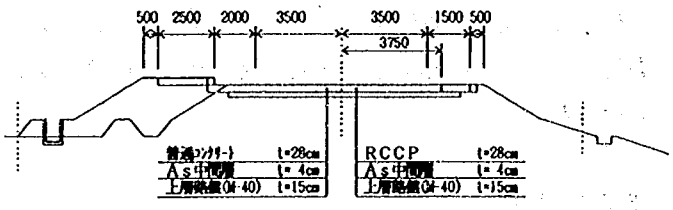
施工内容及び施工年月日	
延　長	120m
幅　員	3.75m
面　積	450㎡
施工厚	28cm
試験施工日	1988年10月18日
供用開始日	1988年10月24日



図－２　試験施工平面図

3.2　配合設計

基本的な配合設計手順は「転圧コンクリート試験施工要領」（日本道路協会　舗装委員会）に基づいて行い、試験方法はＶＣ試験、ＣＢＲ突固め試験、マーシャル試験の３種類を用いて最大の締固め密度を求め各試験結果の平均値から配合を決定した。



図－３　標準断面図

試験の結果、決定した示方配合を表－２に示す。目標とする配合強度は、変動係数が大きいことを考慮して割増係数を1.25として配合強度（σ_{br}）を５６kgf／cm²とした。

配合強度（σ_{br}）＝設計基準強度（σ_{bk}）×割増係数（γ）

＝45×1.25

＝56kgf／cm²

表－２　配　合　表

粗骨材最大寸法 mm	細骨材率 s/a %	水セメント比 %	単位粗骨材容積	単位量 kg/m³ 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材 AE	セメント重量比 %	含水比 W %	Kp	Km
20	39	37	0.85	105	284	813	1340	0.71	11.8	5.87	1.20	1.44

※Kp＝セメントペーストの容積／細骨材の空隙容積　　Km＝モルタルの容積／粗骨材の空隙容積

含水比＝コンクリート中の水分量合計／セメント＋骨材の乾燥重量合計

3.3　施工

3.3.1　製造プラント・運搬

ＲＣＣ（転圧コンクリート）の製造には２軸パグミル型強制ミキサを使用し、１バッチ1.5 ㎥（公称容量２㎥）とした。運搬時間はコンシステンシーの変化を避けるため少ない方がよいが、前記ミキサを保有する生コンプラントは現場から10.5km程離れたところに確保できた。

運搬時間は約２０分であり、運搬にはダンプトラックを使用し、運搬中の乾燥を防ぐためシートによる覆いを行った。

3.3.2　敷均し・締固め

表－３に舗装機械の一覧表を、図－４に舗設手順を示す。

敷均しに使用したフィニッシャーは汎用性のある高締固め型（通常型スクリード）を使用し、予備試験の結果より転圧減による余盛を１５～２０％見込んだ。

初転圧は振動ローラー７ｔにて無振で２～４回、２次転圧は有振で４～６回、又仕上げ転圧はタイヤローラー１５ｔにより６回通過とした。表面状態の荒い箇所は細粒分をスクリーニングしながら散布し、骨材の引きずりを消し、表面の緻密化を図った。又、二次転圧後章動ローラを使用し、振動ローラ施工時に生ずる微細なひびわれをふさぎ、表面の緻密化をはかった。

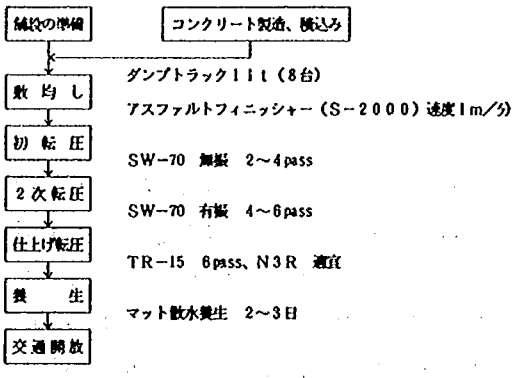
仕上げ転圧後、養生マットで覆い、３日間の散水養生を行い、路肩工の施工等で交通開放までに５日間の養生を行った。

3.3.3　目地

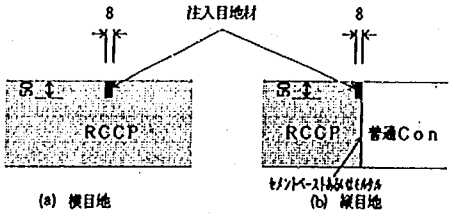
横目地間隔は２０ｍと３０ｍで施工した。縦横目地は全てカッター目地とし、図－５に示す構造とした。カッターはコンクリート舗設後２日目に施工したが、その前にひび割れが１箇所発生した。カッター目地を入れる時期の判断は難しいが、可能なかぎり早い時期に施工するのが望ましいように思われる。

表－３　主要使用機械

機械名	型式	能力	製造会社	用途
ｱｽﾌｧﾙﾄﾌｨﾆｯｼｬｰ	S－2000		ﾌｪｰﾏﾙ 社	敷均し
振動ローラ	SW－70	7ｔ	酒井重工業	初期及び2次転圧
タイヤローラ	TR－15	15ｔ	〃	仕上げ転圧
章動ローラ	N3－R	8ｔ	〃	〃
小型振動ローラ	BW－65S	650Kg	ボマック	端部等



図－４　施工手順



図－５　目地の構造

3.4　品質及び出来型

3.4.1　プラントでの品質管理

1）コンシステンシー管理

コンシステンシー管理としての締固め試験値はプラント出荷時は締固め度96.5%、現場到着時は96.3%であり、ほとんど差がなくコンシステンシーの低下は少なかった。

2）コンクリート強度

表－4に曲げ強度試験結果を示す。標準養生材齢28日の曲げ強度は平均79.6kgf／cm²と十分な強度を有している。なお現場養生材齢7日の時点で設計曲げ強度45kgf／cm²以上を示しており、RCCの強度発現は早いといえる。

表－4　曲げ強度試験結果

材令	項目 No.	標準養生 締固め率(%)	標準養生 強度 Kgf／cm²	現場養生 締固め率(%)	現場養生 強度 Kgf／cm²
7日	1	98.0	57.6	95.9	67.5
	2	98.1	57.0	96.4	61.8
	3	97.4	61.8	96.5	67.2
	平均	97.8	58.8	96.6	65.5
28日	1	97.0	79.8	95.7	78.0
	2	96.3	80.1	96.2	76.2
	3	97.4	78.9	97.0	73.2
	平均	96.9	79.6	96.3	75.8

3）耐摩耗性・耐久性

耐摩耗性を評価する試験法としてのスパイクラベリング試験は北陸地建ではアスファルト混合物の最大摩耗量の目標値を過去のデータより9.5 cm以下においている。今回の試験結果では6.0 cm程度であり目標値を達成できた。

耐久性を評価する手法としての凍結融解試験は凍結融解指数の目標値を60%以上においている。今回の試験結果では80%程度であり耐久性についても目標値を達成できた。

3.4.2　現場管理試験結果

1）現場密度判定結果

現場密度の測定はRI（ラジオアイソトープ）法を用いた。締固め率の平均値は97.1%であり、目標の96%を下回ったものはない。

2）転圧減（締固めによる厚さの減少）

各測点の平均値は15%程度であったが、各測点においては10～18%の範囲でバラついていた。

3）平坦性（3Mプロフィルメーター）

平坦性の測定結果を表－5に示す。2測線の平均は3.37であった。平坦性の確保が難しいことはRCCPの課題のひとつであることだが、今回も十分満足のいくものではなかった。原因として一層敷均し厚が28 cmと厚かったことや通常型スクリードのフィニッシャーを使用したことが考えられる。

表－5　平坦性の測定結果

測定位置	センター側	路肩側	平均
標準偏差	2.60	4.14	3.37

表－6　すべり抵抗値(BPN)

工法	20℃換算すべり抵抗値 1	2	3	4	5	6
RCCP	75.6	82.4	72.0	78.6	82.0	78.1

4）すべり抵抗

ポータブルテスターによるすべり抵抗の測定結果を表－6に示す。

各測定値とも良好な結果を示しており、一般のコンクリート舗装と変わりない。

4．一般国道１８号の試験施工

一般国道１８号の試験施工箇所は新設のバイパス工事であり、コンクリート舗装延長3.4 kmを施工するうちの１５０m（２車線）をＲＣＣＰの試験施工区間とした。

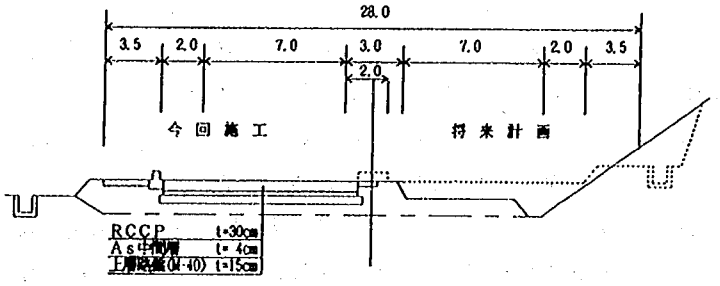
一般国道１８号の試験施工は１９８８年度の一般国道１７号の試験施工に次ぐ北陸地建では２番目の施工である。一般国道１７号の試験施工の経験から平坦性の確保等、課題は残されているものの今後のＲＣＣＰの重交通道路への適用性検討のために国内で初の版厚３０cmの一層施工とすることにした。

4.1　試験施工概要

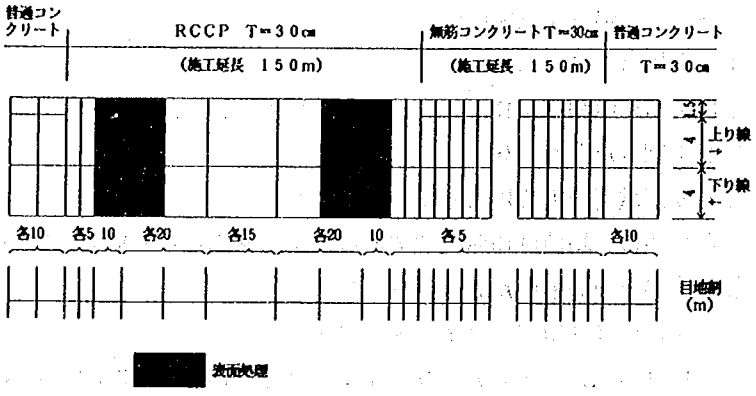
工事概要と標準断面図を表－７、図－６に示す。又、施工平面図を図－７に示す。

表－７　工事概要

施工内容及び施工年月日	
延　長	150m
幅　員	9.5m
面　積	1425㎡
施工厚	30cm
試験施工日	1989年 7月14、17日
供用開始日	1989年11月 1日



図－６　標準断面図



図－７　試験施工平面図

4.2　配合設計

基本的な配合設計手順は一般国道１７号の試験施工と同様に「転圧コンクリート試験施工要領」に基づいて行い、試験方法はＣＢＲ突固め試験とＶＣ試験の併用で実施した。

試験の結果、決定した示方配合を表－８に示す。

設計強度は曲げ４５kgｆ／㎠で目標配合強度は、一般国道１７号の試験施工と同様に割増係数を1.25として56kgf ／㎠とした。

表－８　配合表

粗骨材最大寸法 mm	細骨材率 s/a %	水セメント比 %	単位粗骨材容積	単位量 kg/m³ 水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材 AE	セメント重量比 %	含水比 W %	Kp	Km
20	42	41	0.82	105	257	886	1219	2.57	11.1	6.5	1.07	1.34

4.3　施工

4.3.1　製造プラント

ＲＣＣ製造プラントは施工現場に最も近く、運搬時間は２０分ほどのプラントを選定した。ミキサは２軸強制パグミルミキサーを使用し、１バッチ1.6 ～1.7 ㎥（公称容量３㎥）とした。

運搬はダンプトラックを使用し、運搬中の乾燥を防ぐためにシートで覆った。

4.3.2　敷均し・締固め

表－９に舗設機械の一覧表を示す。舗設手順は一般国道17号と同じである。

敷均しには強化型スクリード（ダブルタンパ方式）を有する高締固め型のフィニッシャーを用いた。予備試験の結果より転圧減による余盛は８％程度を見込んだ。幅員5.5 m施工時には横断方向の敷均し密度の不均一性が見られ、その後の転圧において、わずかであるが横断方向の不陸が生じた。

表面状態の荒い箇所は一般国道１７号と同様に細粒分をスクリーニングしながら散布した。

二次転圧後養生マットを掛け３日間の散水養生を実施した。

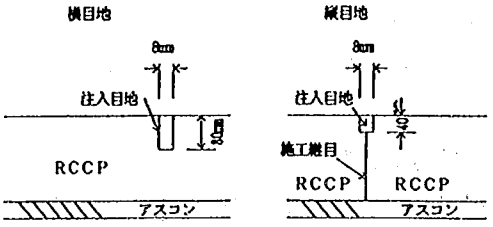
表－９　主要使用機械

機械名	形式	能力	製造会社	用途
アスファルトフィニッシャ	タイタン410S	幅3.0～7.5m	酒井ABC社	敷均し（ｽﾗｲﾄﾞ付き）
大型振動ローラ	SW-100	10t	酒井重工	1・2次転圧 両輪ゴム巻き
タイヤローラ	TS290	25t	酒井重工	仕上げ転圧
ビブロカート	－	50kg	－	端部転圧
散水車	－	4t	－	散水養生

4.3.3　目地

目地間隔は最少５m、最大２０mとした（図－７）。３０mも検討したが夏期施工ということで版内の温度変化によるひび割れの発生も懸念されたので、最大間隔を２０mとした。

縦、横目地構造は図－８のとおりとし、横目地切削の時期は一般国道１７号の経験を考慮して（施工後、４８時間までに１箇所クラック発生）ＲＣＣＰ施工当日内に１枚刃で切削し、３～４日後に改めて切削した。



図－８　目地の構造

4.4　品質及び出来高

4.4.1　プラントでの品質管理

1）コンシステンシー管理

含水比および突固め試験結果の密度は施工日内における変動はそれぞれ0.2 %、0.01 g／㎤以内に収まっており、良好な管理結果であった。

表－10　曲げ強度試験の結果

（単位：kgf／㎠）

	標準						現場					
	7日		14日		28日		3日		7日		28日	
7/14	55.7		66.7		81.8		61.1		56.8		74.6	
	53.4	55.5	69.7	68.4	64.2	71.4	57.9	55.5	55.4	57.4	67.9	70.0
	55.8		68.8		68.3		47.6		60.0		67.6	
7/17	70.6		65.7		75.3		46.8		55.7		72.7	
	58.5	61.1	65.5	67.0	70.9	72.8	50.4	47.5	53.2	55.7	69.8	69.5
	54.3		69.7		72.2		45.3		58.2		66.1	

2）コンクリート強度

表－10に示すように標準養生材齢２８日の曲げ強度は７０kgｆ／㎠以上であり十分な強度を有している。

現場養生３日の時点でも設計曲げ強度４５kgｆ／㎠以上を示しており、一般的に言われている初期強度が高いということを確認した。

３）耐摩耗性・耐久性

スパイクラベリング試験と凍結融解試験の結果は5.0 ㎜程度と（目標は北陸地方の直轄国道の平均値9.5㎜以下）と８０％程度（目標60%以上）でありいずれの値も良好で耐摩耗と耐久性の高いコンクリートといえる。

4.4.2　現場管理試験結果

１）切取りコア採取測定結果

切取りコア採取測定結果を表－11に示す。

コアの密度は上り、下り車線ともに締固め率９５％以上をしめした。上り車線が若干低いのはフィニッシャーのトラブルおよび含水比が下り車線に比べて少なめであったことなどの影響と考えられる。

コンクリート層の締固め率を見ると下層部は低い結果となっている。

表－11　施工厚さおよび切取りコア

	No.	厚さ (cm)		密度 (g/㎤)		締固め率 (%)		締固め度 (%)		各層の締固め率(%)	
			平均		平均		平均		平均	No.1コアによる	
上り線 W=5.5m (7/14)	1	29.5		2.341		94.9		97.9		上層	99.2
	2	32.0	31.4	2.338	2.349	94.6	95.2	97.8	98.2	中層	95.7
	3	32.7		2.368		96.0		99.0		下層	92.1
下り線 W=4.0m (7/17)	1	31.6		2.382		96.6		99.5		上層	99.8
	2	31.6	31.7	2.364	2.372	95.8	96.1	98.7	99.1	中層	97.2
	3	31.9		2.369		96.0		99.0		下層	93.7

注）締固め度＝コア密度／施工日の突固め密度
施工日の突固め密度＝2.391(7/14)、2.394(7/17)

２）転圧減（締固めによる厚さの減少）

ＲＣＣ敷均し時における余盛り管理については転圧減率目標値８％に対し、測定結果は６～８％を示し、ほぼ計画どおりであった。

３）現場密度の測定結果

現場密度の測定は一般国道１７号と同様にＲＩを用い平均締固め率は95.4%であった。

４）平坦性

平坦性の測定結果は表－12に示すとおり平均で2.03とかなり良好な結果を得た。これはプラントにおける出荷管理に特に注意を払ったことや締固めに強化型スクリードのフィニッシャーを使用したことなどによると思われる。

表－12　平坦性測定結果

	RCCP	
施工日	7/14	7/17
平坦性	2.13	1.92
平均	2.03	

５）すべり抵抗

ポータブルテスターによるすべり抵抗の測定結果を表－13に示す。普通コンクリートより若干落ちるものの、良好な値を示している。

表－13　すべり抵抗測定結果(BPN)

工法	20℃換算すべり抵抗			
	1	2	3	4
RCCP	74	76	74	75
普通コンクリート	83	86	86	85

5．供用後の経過

5.1　一般国道１７号試験施工

施工終了後、二冬が経過したが、目視による全体的な路面状況は普通コンクリート舗装に比べ表面はやや粗いもののすりへりは良好な状態である。

表－14に追跡調査結果を示す。

1）わだち掘れ量

経年によるわだち掘れ量の変化を図－９（わだち掘れ量の深さは初期値を０としてある。）に示したが、アスファルト舗装が一番多く、ＲＣＣＰは普通コンクリートとプレキャストＰＣ版と同等の値となっている。

2）すべり抵抗値

すべり抵抗値は初期値はＲＣＣＰと普通コンクリートは同程度であるが、現時点ではＲＣＣＰが７０程度で普通コンクリートは７６程度となっており、普通コンクリートの方がやや高い値となっている。

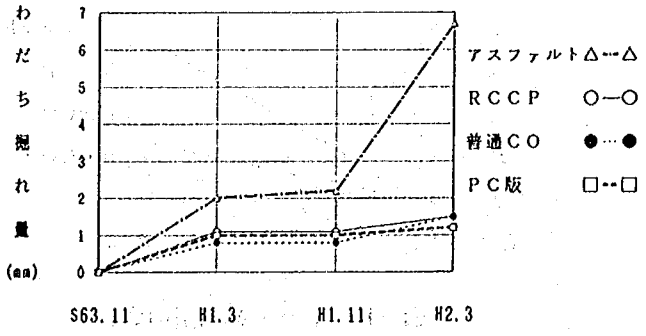
3）ひびわれ

クラックの発生は現時点で２箇所あり１箇所については舗装直後発生した箇所でありクラック長は4.3mから現時点では5.4mに伸びている。又、平均クラック幅は当初0.6mm が６mm程度まで広がっている。

もう１箇所は二冬経過した時点で発生したものであり、クラック長は0.7m、平均幅は0.1mm となっている。

表－14　追跡調査結果

路線名	調査地名	工種	調査年月	わだち掘れ量（mm）	平坦性（mm）		すべり抵抗値	ひびわれ度（%）
				平均	路肩側	センター側		
17号	堀ノ内町下島	ＲＣＣＰ工区	S63.11	0．0	4.38	4.55	82.6	1.02
			H 1.3	1．1	3.77	5.20	77.8	1.21
			H 1.11	1．1	4.12	5.40	69.0	1.26
			H 2.3	1．5	4.01	5.32	70.5	1.45
		普通コンクリート工区	S63.11	0．0	1.48	—	84.8	0.0
			H 1.3	0．8	1.53	—	77.3	0.0
			H 1.11	0．8	1.75	—	73.1	0.0
			H 2.3	1．5	1.67	—	76.6	0.0
		プレキャストPC版工区	S63.11	0．0	—	—	—	0.0
			H 1.3	1．0	—	—	—	0.0
			H 1.11	1．0	—	—	—	0.0
			H 2.3	1．2	—	—	—	0.0
		アスファルト工区	S63.11	0．0	1.48	—	—	0.0
			H 1.3	2．0	1.58	—	—	0.0
			H 1.11	2．2	1.24	—	—	0.0
			H 2.3	6．7	1.42	—	—	0.0



図－９　わだち掘れ量の経年変化

5.2　一般国道１８号試験施工

施工終了後、一冬経過したが目視による全体的な路面状況は、良好な状態である。

表－15に追跡調査結果を示す。

1）わだち掘れ量

図－10に示すように（わだち掘れ量の深さは初期値を０としてある）ＲＣＣＰのわだち掘れはアスファルトより少ないが普通コンクリートに比べるとわずかであるが大きくなっている。

2）すべり抵抗値

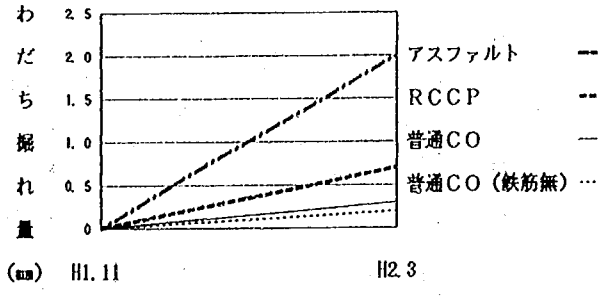
初回の調査ではＲＣＣＰより普通コンクリートの方が高い値であるが、一冬経過時点では逆にＲＣＣＰの方が高い値となった。

3）ひびわれ

現時点ではひび割れは発生していない。

表－15　追跡調査結果

路線名	調査地名	工種	調査年月	わだち掘れ量（mm）	平坦性（mm）		すべり抵抗値	ひびわれ度
				平均	路肩側	ｾﾝﾀｰ側		（%）
18号	新井	普通ｺﾝｸﾘｰﾄ工区	H 1.11	0．0	1.65	1.25	85.1	0
			H 2.3	0．3	1.18	1.30	67.0	0
		普通コンクリート工区（鉄筋無）	H 1.11	0．0	2.35	1.42	89.2	0
			H 2.3	0．2	2.23	2.42	66.1	0
		ＲＣＣＰ工区	H 1.11	0．0	1.75	1.85	82.5	0
			H 2.3	0．7	1.79	1.92	73.4	0
		アスファルト工区	H 1.11	0．0	1.78	1.90	83.4	0
			H 2.3	2．0	2.33	2.25	74.1	0



図－10　わだち掘れ量の変化

6．まとめ

このたびのＲＣＣＰの試験施工については、コンクリートの性能特性を十分発揮しており有力な工法の一つであると思われる。また、今回の２箇所の試験施工の結果より次のことが解った。

１）平坦性の確保については一層の施工厚が厚くてもプラントでの含水比管理に注意を払ったり、強化型スクリードを有するフィニッシャを用いることなどによって良好な結果が期待できる。

２）コンクリート層中の下層部での締固め率の低下が認められる。このことがコンクリート版の機能にどの様な影響を与えるか、又、施工法の工夫によって改善が可能か、今後の課題としたい。

３）表面の粗さについては、普通コンクリートよりやや粗いもののその後の摩耗の進行は少なく満足できる状態である。

４）目地の間隔は夏期施工を除けば３０ｍ程度までは可能と思われる。目地切削については切削時の角欠けがない限り早い時期に実施した方が良い。

５）交通開放の時期は設計強度の発現は３日で見られるので、強度的には３日の養生で供用可能と思われる。

６）施工厚が厚い場合には施工性や材料ロス等を考慮すると端部の型枠を使用した方がよい。

今後、試験施工箇所の供用後の路面状況調査を継続し、また他の箇所でもＲＣＣＰを施工して積雪寒冷地での耐久性評価について最終的な結論を出したい。

日本における転圧コンクリート舗装の現状と課題

Present Status and Subject of Roller Compacted Concrete Pavement in Japan

(社)日本道路協会　多田宏行
建設省四国地方建設局　森　寛昭
建設省土木研究所　安崎　裕
同　澤田泰征

日本における転圧コンクリート舗装の現状と課題

(財)日本道路協会舗装委員会委員長　多田宏行
建設省四国地方建設局道路部長　森　寛昭
建設省土木研究所舗装研究室長　安崎　裕
建設省土木研究所舗装研究室　澤田泰征

概　要

日本における転圧コンクリート舗装は、1987年から本格的な研究開発が開始され、全国各地で試験施工が進められてきた。転圧コンクリート舗装は施工が簡単で速い、早期交通開放が可能といった利点を持ち、従来のコンクリート舗装で欠点とされた点の大幅な改善ができる。このため施工実績も急増しており、1990年３月で施工件数約100件、施工面積約 25万m^2に達している。一方、平坦性、表面性状が劣る等の問題もあり、道路舗装への適用ではまだ試験段階となっている。現在、これらの試験施工の実績を踏まえて、転圧コンクリート舗装の道路舗装への適用の標準化を目指して、技術的検討が進められている。

本報告では、日本における転圧コンクリート舗装の設計、施工の現状と今後の課題について、また現在とりまとめ中の技術指針の概要について紹介するものである。

日本における転圧コンクリート舗装の現状

(財)日本道路協会舗装委員会委員長　多田 宏行
建設省四国地方建設局道路部長　森　寛昭
建設省土木研究所舗装研究室長　安崎　裕
建設省土木研究所舗装研究室　澤田 泰征

1．はじめに

一般のコンクリート舗装に用いられているコンクリートに比べ、単位水量を著しく減らしたゼロ・スランプのコンクリートを振動ローラなどを用いて締め固める転圧コンクリート舗装（Roller Compacted Concrete Pavement，以下ＲＣＣＰという）に対する関心が、近年、世界中で深まっている。

ＲＣＣＰはコンクリート舗装が本来持つ耐久性のある舗装であることに加えて、コンクリート舗設の合理化・省力化に伴う経済性の他、早期供用可能性等、従来のコンクリート舗装にない優れた特徴を持っている。このため、わが国でも、急速にＲＣＣＰにたいする関心が高まり、１９８７年の生コン製造工場構内での試験施工以来、１９８９年末までの３年間の累計で約１００件、２３万㎡に達するまでの施工がなされており、ＲＣＣＰに関する研究開発も急速に進んだ。これらの研究から得られた成果を基に、日本道路協会でもＲＣＣＰに関する技術指針の作成作業が進められ、本年中には刊行の予定となっている。

ここでは、ＲＣＣＰに関する日本の現状と現在、取りまとめ作業中の技術指針（案）の概要およびＲＣＣＰの道路舗装へ適用のための課題等について述べてみたい。

2．RCCP工法の特徴

RCCPにおいて用いられるコンクリート（以下、RCCという）は、セメント使用量では従来タイプのコンクリート舗装に近いが、単位水量ではセメント安定処理に近いコンクリートといえる。すなわち、施工法としてはローラ転圧によるのでセメント安定処理に近く、コンクリートの品質としては従来の舗装コンクリートに近いものである。なお、RCCPと施工法が類似しているRCD工法で使われるコンクリートはそのセメント使用量からみて、もっとセメント安定処理に近い配合である。

RCCPは従来のコンクリート舗装と比べて、次のような特徴がある。

① 従来のコンクリート舗装専用の大型機械でなく、アスファルト・フィニッシャ、振動　ローラ、タイヤローラ等の通常のアスファルト舗装で使われる施工機械を使用する。このため、施工速度が早く工費の節減が期待できるとともに、小規模工事にも対応可能である。

② ローラによって締め固めるため、初期材令時の耐荷力が大きく、早期交通開放ができる。

③ コンクリートの単位水量が少ないため乾燥収縮量が小さいので、車の走行性に影響を及ぼす横収縮目地を省略あるいは目地の間隔を長くできる。

④ 型枠を用いないでも施工可能なので、版厚を自由に変えることが出来る。

⑤ RCCの強度、耐久性は従来の舗装用コンクリートと同程度のものが期待できる。

一方、RCCPの現状における問題点として、以下のものが指摘されている。

1) RCC版の強度を得るために十分なローラ転圧を必要とするため、従来工法より平坦性がやや劣る。

2) RCCの配合および施工が適切に行われないと材料の分離を生じ、表面の緻密な肌理が得られず、供用後の比較的早い時期にポットホールに発展しやすい。

3) 超硬練りのコンクリートというRCCの特質から表面の粗面仕上げが出来ないので、高速走行時のすべり摩擦の確保についての検討が必要である。

３．日本におけるＲＣＣＰの研究開発の背景

近年の日本におけるＲＣＣＰの研究開発の高まりの直接的な契機としては、耐久性のあるコストの安い舗装の開発へのニーズが高まってきていることがある。すなわち、昭和２９年以来の道路整備五箇年計画の着実な実施によりわが国の道路舗装のストックは表－１に示すように膨大なものとなって、修繕や更新に要する費用も急速に増加してきている。そして、直轄国道においては、舗装新設と舗装修繕の費用を比べてみた場合、数年前から修繕の費用の方が多くなっており、その差は年々拡大している。わが国の場合、まだ道路整備を要する箇所も数多くあり、舗装新設をこれからも続けていかざるを得ず、舗装修繕に充てられる費用の伸びには限界がある。このため、舗装修繕費用削減のためにも耐久性のある舗装が要求されている。

表－１の舗装工種の中では、施工が比較的簡単で、イニシャルコストも小さいアスファルト舗装の占める割合が大きい。１９６０年代半ばではコンクリート舗装とアスファルト舗装（高級）の割合がほぼ拮抗していたにもかかわらず、１９８７年では両者の比は１：４になっている。しかもコンクリート舗装には表－１からも判るように市町村道が多く含まれている。この市町村道でのコンクリート舗装のほとんどはいわゆる簡易な構造のものが主体と考えられ、アスファルト舗装の数字に相当するコンクリートによる高級舗装は県道以上のものにほぼ限られる。したがって、構造のしっかりしたコンクリート舗装の全体に占めるシェアはたかだか１％程度にしかならないのが実状である。しかしながら、舗装ストックの増大にともない、メンテナンスフリーの舗装の実現に対する要求は、管理する道路の延長が長いのにそれに対する要員があまりいない地方自治体の比較的交通量の少ない道路でこそ今後高まっていくと考えられる。

コンクリート舗装が、少なくなったもう一つの理由には、修繕時に交通止めの期間がコンクリート舗装では長期になるので既設舗装がコンクリートでもアスファルトによるオーバーレイが採用されてきたことがある。しかし、近年の車両の大型化、自動車輸送量の増加から、幹線道路での舗装の破損が著しく、耐久性の高い舗装が求められており、その面で早期交通開放が可能になるなどの条件が許す場合は、コンクリート舗装を採用したいという道路管理者側からのコンクリート舗装再評価の土壌が芽生えつつある。その一つの現れが、前回のカナダでの会議でもその概要が報告されたトンネル内でのプレキャストＲＣ床版を使った修繕工事の例でもあるといえよう。

また、日本における１９７０年代以降のコンクリート舗装は、その安定した品質の確保とスケールメリットによるコスト削減を意図して、大型の施工機械による機械化施工を主に考えていた。このことが、逆にコンクリート舗装の適用の範囲を狭めていたことは否めず、この面でも、もっと手軽なコンクリート舗装の施工法への需要があった。

表－1　道路種別舗装延長（昭和６２年度当初、道路統計年報より）

道路種別 路面	一般国道	主要 地方道	一般都道 府県道	都道府 県道計	市町村道	合計
セメント系	(4.2) 1,942	(1.4) 693	(1.4) 1,071	(1.4) 1,763	(5.1) 47,051	(4.6) 50,756
高級アスファルト舗装	(80.9) 37,630	(55.3) 27,652	(34.8) 27,024	(42.8) 54,675	(8.7) 79,984	(15.7) 172,289
簡易舗装 (ｱｽﾌｧﾙﾄ)	(12.4) 5,747	(37.3) 18,650	(51.8) 40,244	(46.1) 58,893	(46.3) 426,731	(44.9) 491,371
未舗装	(2.5) 1,203	(6.0) 3,037	(12.0) 9,313	(9.7) 12,351	(39.9) 367,051	(34.8) 380,605
合計	(100) 46,523	(100) 50,031	(100) 77,651	(100) 127,682	(100) 920,817	(100) 1,095,021

（注）　上段：構成比（％）　下段：延長（km）

4．日本におけるＲＣＣＰの特徴

4.1 わが国におけるＲＣＣＰの開発

わが国における本格的なＲＣＣＰの研究開発は先に述べたように1987年2月の大阪での試験施工以来であるから、わずか３年有余の経験があるにすぎない。しかし、それ以来、各機関各地において多面な観点からの試験施工がなされ、解明すべき未知の分野もまだ残されてきているとはいえ、ＲＣＣＰ施工技術の進歩は著しいものがある。このため、わが国でのＲＣＣＰの研究、とくにＲＣＣＰ用のコンクリートの配合設計法に関する研究は、両者からのアプローチがなされてきた。

ＲＣＣＰの適用は、当初、構内道路など私的な道路の舗装から始まった。その後、ＲＣＣＰの施工経験が増えるにしたがい、木材置き場や港湾ヤード及び一般道路での舗装もなされるようになった。ヤードへの適用は、これらの箇所が面積的にも広大で、コストの安い舗装への需要が強いこと、及び舗装面の仕上がりに対する要求が道路ほど厳しくないことから、まず、ＲＣＣＰを行うのに適しているからと考えられたためである。ＲＣＣＰの一般道路への適用のための研究は、建設省の関東地建が1987年から３年間にわたって行っているセメント協会との共同開発から始まり、以来、各地方建設局の技術活用パイロット事業による国道あるいは工事用道路での試験施工、日本道路協会が1988年、89年の両年にわたって各県に依頼して行った24箇所の県道での試験施工等により、ＲＣＣＰの施工性供用性確認のための試験・調査が比較的交通量が中程度以下の道路を主体になされている。そして、89年以降には交通量の多い国道での施工もなされるようになってきている。ここでは、これらの施工実績を通して、わが国でのＲＣＣＰの現状について述べてみたい。

4.2 適用箇所

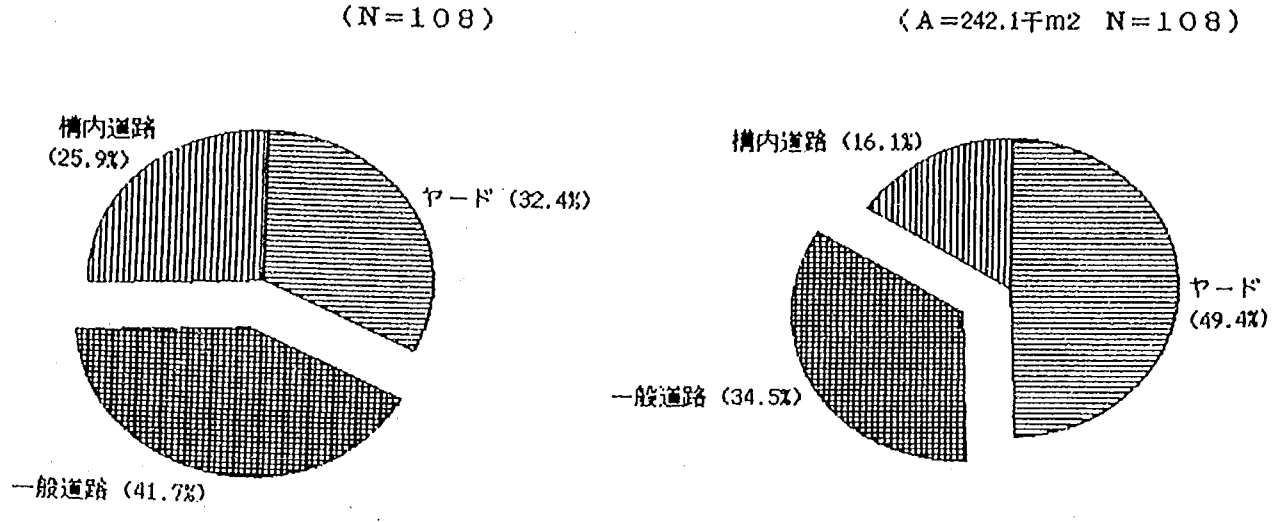
わが国でこれまでおこなわれたＲＣＣＰは試験施工目的のものが大半であるが、一部民間企業が施主となって施工されたものには、ＲＣＣＰが他の工法と比べてコスト的に優れていることからの理由で積極的に採用された例もある。

ＲＣＣＰのこれまでの施工実績を施工箇所で区分してみると図－１のようになる。当初は民間企業などの構内道路やヤード類のでの舗装が多かったが、最近では、技術の進歩によりＲＣＣＰの特徴がよく理解されるようになりつつあることも反映されて一般道路での施工例が増えてきている。当初の施工で構内舗装が多かったのは、一般道路への施工に先立って、まずこれらの舗装を行って、ＲＣＣＰの施工性、供用性を確認しようとしたためである。ここでの試験施工では、ＲＣＣの配合から、施工機械の組合せ、施工方法等について色々な試みがなされ、その成果がその後の一般道路での施工に生かされてきた。

一般道路の施工規模は、試験施工が主体ということもあって、その規模は小さく、延長が２００ｍ以下のもが多い。このため、相対的に施工規模の大きいヤード類のＲＣＣＰが、これまでの施工件数比では約３０％にすぎないのが、面積比では半分を占めている。

ＲＣＣＰの一般道路への適用は、比較的交通量の少ない箇所の舗装から始まり、最近では、大型車交通量の多い幹線道路でも、数少ないながら、厚層のＲＣＣ表層としてまた、コンポジット舗装の基

盤としてＲＣＣ版の施工も試みられている。



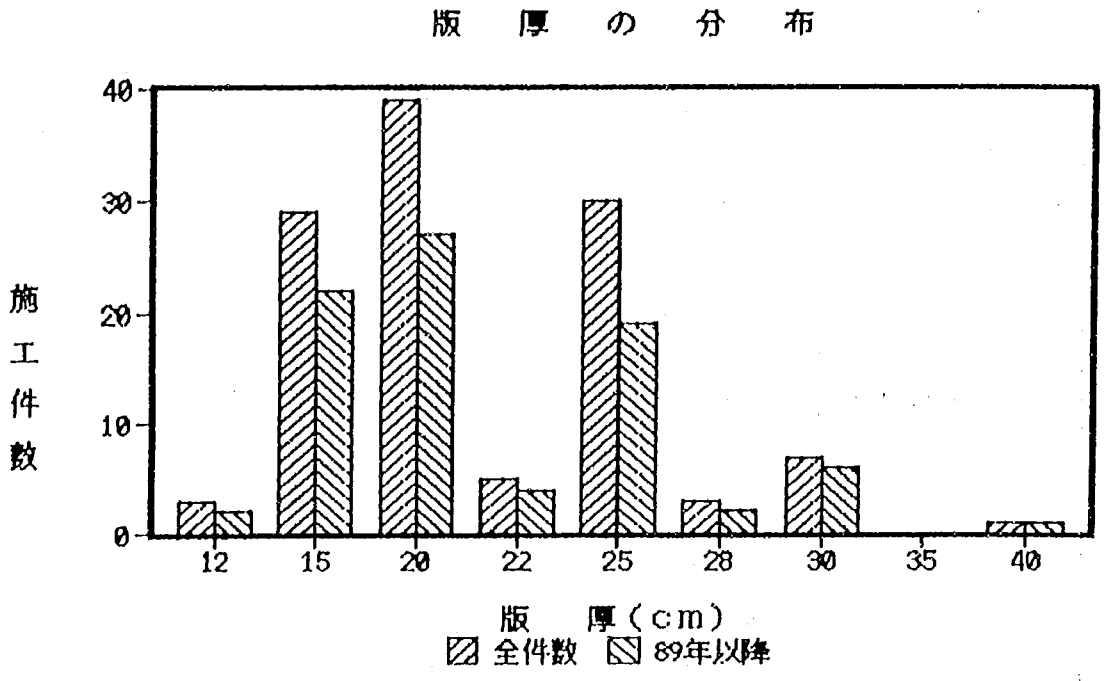
（ａ）件数　　（ｂ）面積

図－１　ＲＣＣＰの適用箇所

4.3 舗装構造

4.3.1 版厚

これまで行われたＲＣＣＰの版厚は図－２に示すように10～38cmであるが、大部分は15、20ないしは25cmで、それぞれセメントコンクリート舗装要綱におけるＬ，Ａ，Ｂ交通と同じ厚さとなっている。これは、曲げ強度などＲＣＣＰのコンクリートの備えるべき要件は一般のコンクリート舗装と同じであり、硬化後のコンクリート版の挙動も同じと考えられることから、構造も基本的に同じものにするという考え方をとっているからである。しかし、路盤の支持力については、支持力が十分にないとコンクリート版の締固めが十分に出来ず、強度も得られないので、道路協会で実施した試験施工では交通量区分に関係なく、一律にK_{30}が20kgf/cm^{3}以上とされ、現在検討中の道路協会の技術指針案でもその考え方は踏襲されている。表－２は指針（案）での交通量区分に対応したコンクリート版厚である。案では、版厚の上限を25cmに抑えるため、交通量の多い箇所の舗装ではコンクリートの設計基準曲げ強度を大きくすることによって対応している。



図－2　ＲＣＣＰ版厚の分布

表－2　コンクリート版の厚さ（単位：cm）

交通量区分	大型車交通量（台／日・1方向）	コンクリート版の基準曲げ強度	
		45kgf/cm2	50kgf/cm2
L交通	100 未満	15	－
A交通	100 以上　250未満	20	18 ＊
B交通	250 以上 1,000未満	25	22 ＊
C交通	1,000 以上 3,000未満	－	25

＊：施工上の理由などから版厚を薄くする場合に適用する。

（単位：ｃｍ，kgf/cm²）

設計ＣＢＲ		4		6		8以上	
Ｌ交通	粒状材料	コンクリート版 σ_b=45	15	コンクリート版 σ_b=45	15	コンクリート版 σ_b=45	15
		粒調砕石 CBR ＞80	20	粒調砕石 CBR ＞80	25	粒調砕石 CBR ＞80	20
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	粒状材料＋アスファルト中間層	コンクリート版 σ_b= 45	15	コンクリート版 σ_b= 45	15	コンクリート版 σ_b= 45	15
		アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4
		粒調砕石 CBR ＞80	10	粒調砕石 CBR ＞80	15	粒調砕石 CBR ＞80	15
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	セメント安定処理	コンクリート版 σ_b=45	15	コンクリート版 σ_b=45	15	コンクリート版 σ_b=45	15
		セメント安定処理 σ_7=20	20	セメント安定処理 σ_7=20	15	セメント安定処理 σ_7=20	15
Ａ交通	粒状材料	コンクリート版 σ_b=45	20	コンクリート版 σ_b=45	20	コンクリート版 σ_b=45	20
		粒調砕石 CBR ＞80	20	粒調砕石 CBR ＞80	25	粒調砕石 CBR ＞80	20
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	粒状材料＋アスファルト中間層	コンクリート版 σ_b= 45	20	コンクリート版 σ_b= 45	20	コンクリート版 σ_b= 45	20
		アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4
		粒調砕石 CBR ＞80	10	粒調砕石 CBR ＞80	15	粒調砕石 CBR ＞80	15
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	セメント安定処理	コンクリート版 σ_b=45	20	コンクリート版 σ_b=45	20	コンクリート版 σ_b=45	20
		セメント安定処理 σ_7=20	20	セメント安定処理 σ_7=20	15	セメント安定処理 σ_7=20	15
Ｂ交通	粒状材料＋アスファルト中間層	コンクリート版 σ_b= 45	25	コンクリート版 σ_b= 45	25	コンクリート版 σ_b= 45	25
		アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4
		粒調砕石 CBR ＞80	10	粒調砕石 CBR ＞80	15	粒調砕石 CBR ＞80	15
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	セメント安定処理	コンクリート版 σ_b=45	25	コンクリート版 σ_b=45	25	コンクリート版 σ_b=45	25
		セメント安定処理 σ_7=20	20	セメント安定処理 σ_7=20	15	セメント安定処理 σ_7=20	15

図－２．２　転圧コンクリート舗装設計断面例（設計基準曲げ強度 45kgf/cm²）

（単位：cm，kgf/cm²）

設計CBR		4		6		8以上	
A交通	粒状材料	コンクリート版 σ_b=50	18	コンクリート版 σ_b=50	18	コンクリート版 σ_b=50	18
		粒調砕石 CBR ＞80	20	粒調砕石 CBR ＞80	25	粒調砕石 CBR ＞80	20
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	粒状材料＋アスファルト中間層	コンクリート版 σ_b= 50	18	コンクリート版 σ_b= 50	18	コンクリート版 σ_b= 50	18
		アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4
		粒調砕石 CBR ＞80	10	粒調砕石 CBR ＞80	15	粒調砕石 CBR ＞80	15
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	セメント安定処理	コンクリート版 σ_b= 50	18	コンクリート版 σ_b= 50	18	コンクリート版 σ_b= 50	18
		セメント安定処理 σ_7=20	20	セメント安定処理 σ_7=20	15	セメント安定処理 σ_7=20	15
B交通＊	粒状材料＋アスファルト中間層	コンクリート版 σ_b= 50	22	コンクリート版 σ_b= 50	22	コンクリート版 σ_b= 50	22
		アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4
		粒調砕石 CBR ＞80	10	粒調砕石 CBR ＞80	15	粒調砕石 CBR ＞80	15
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	セメント安定処理	コンクリート版 σ_b= 50	22	コンクリート版 σ_b= 50	22	コンクリート版 σ_b= 50	22
		セメント安定処理 σ_7=20	20	セメント安定処理 σ_7=20	15	セメント安定処理 σ_7=20	15
C交通＊	粒状材料＋アスファルト中間層	コンクリート版 σ_b= 50	25	コンクリート版 σ_b= 50	25	コンクリート版 σ_b= 50	25
		アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4	アスファルト中間層	4
		粒調砕石 CBR ＞80	10	粒調砕石 CBR ＞80	15	粒調砕石 CBR ＞80	15
		クラッシャラン CBR ＞20	25				
	セメント安定処理	コンクリート版 σ_b= 50	25	コンクリート版 σ_b= 50	25	コンクリート版 σ_b= 50	25
		セメント安定処理 σ_7=20	20	セメント安定処理 σ_7=20	15	セメント安定処理 σ_7=20	15

＊：施工上の理由などから版厚を薄くする場合に適用する。

図－２．３　転圧コンクリート舗装設計断面例（設計基準曲げ強度 50kgf/cm²）

4.3.2 目地

コンクリート舗装としての耐久性の向上を意図して、わが国での通常のコンクリート舗装では、版内に鉄網を敷設して舗装版に発生したひび割れが拡大するのを防止しているほか、目地部にスリップバー、タイバーを用いて、円滑な荷重伝達を確保するとともに、舗装版端部には、補強のための鉄筋を入れている。

一般のコンクリート舗装において目地は、コンクリートの乾燥収縮や温度変化による版の伸縮をある程度自由に起こさせることによって、版に作用する応力を軽減するする目的で設けるもので、構造的に欠くことが出来ないものである。一方、目地は強度的に弱点となり易いので鉄筋で強化するとともに施工にあたっても相当の注意が必要なところでもある。

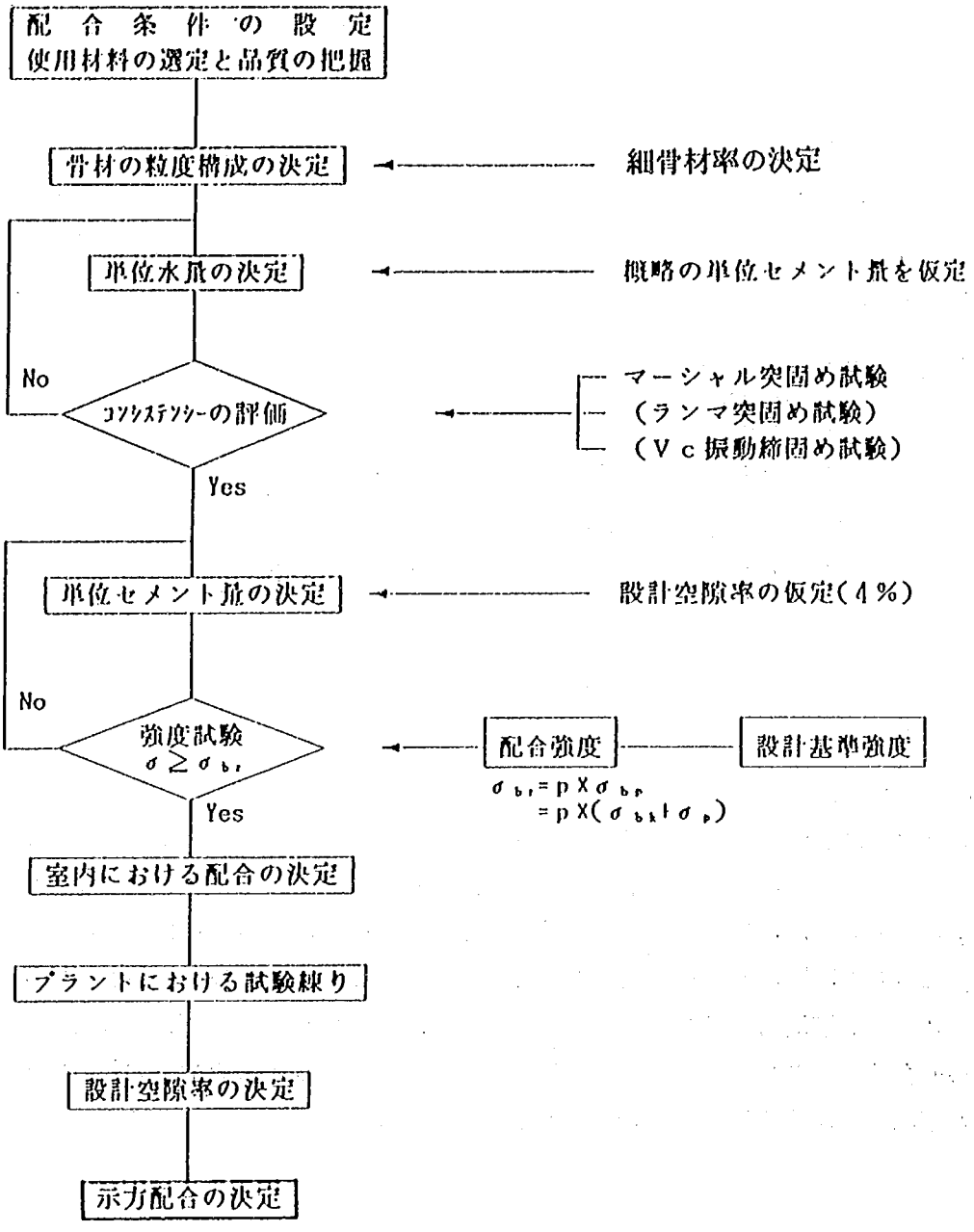
しかしながら、ＲＣＣＰはコンクリートが硬練りのうえ、ローラ転圧をすることからコンクリート中に金物類を挿入してコンクリート版を強化することは極めて難しい。一方、ＲＣＣは水やセメントの使用量が少ないことから乾燥収縮量も少ないとされている。このため、ＲＣＣＰではカッタにより人為的にひび割れを生じさせる収縮目地をつくらないか、また設ける場合でもスリップバー等による補強は行っていない。これまでの例では、ヤード類の舗装では収縮目地を設けないことが多く、道路では設置間隔を通常の1.5～2倍にしてカッタによる収縮目地を設けることが多い。そして今のところ、夏期の施工ではカッタを入れる前にひび割れが発生した例を除き、収縮による目地部以外の不規則なひび割れの発生はみられていない。

4.4 ＲＣＣの配合

4.4.1 配合設計法

ＲＣＣの配合設計は、これまでの調査研究に基づき、図－３の様な手順で行っている。すなわち、ＲＣＣとして適切な骨材粒度およびコンシステンシーとなる最適単位水量（または最適含水比）を求め、次にこの水量でセメント量を変化させた曲げ強度試験用供試体（10×10×40cm）をつくり、配合強度（材令２８日）を満足するセメント量を求めるものである。

ＲＣＣのコンシステンシーは振動ローラによる転圧のしやすさだけでなく、路面の平坦性や締固めの良否に大きく関係する。このため、適正なコンシステンシーを定めることは配合設計において極めて重要であるが、超硬練りのコンクリートであるため、従来用いられているスランプ試験や振動台式コンシステンシー試験が適用できない。現在用いられている方法は、大別して、①「突固めによる土の締固め試験」による方法、②「ＶＣ試験機」による修正ＶＣ値あるいは充填率による方法、③マーシャル供試体作製用の締固めランマーを用いる方法、の三つがある。いずれの方法によっても当然のことながら配合の結果に大きな差があるものでないので、道路協会の指針案では③の方法を標準とし、場合によっては他の方法によっても良いことにしている。



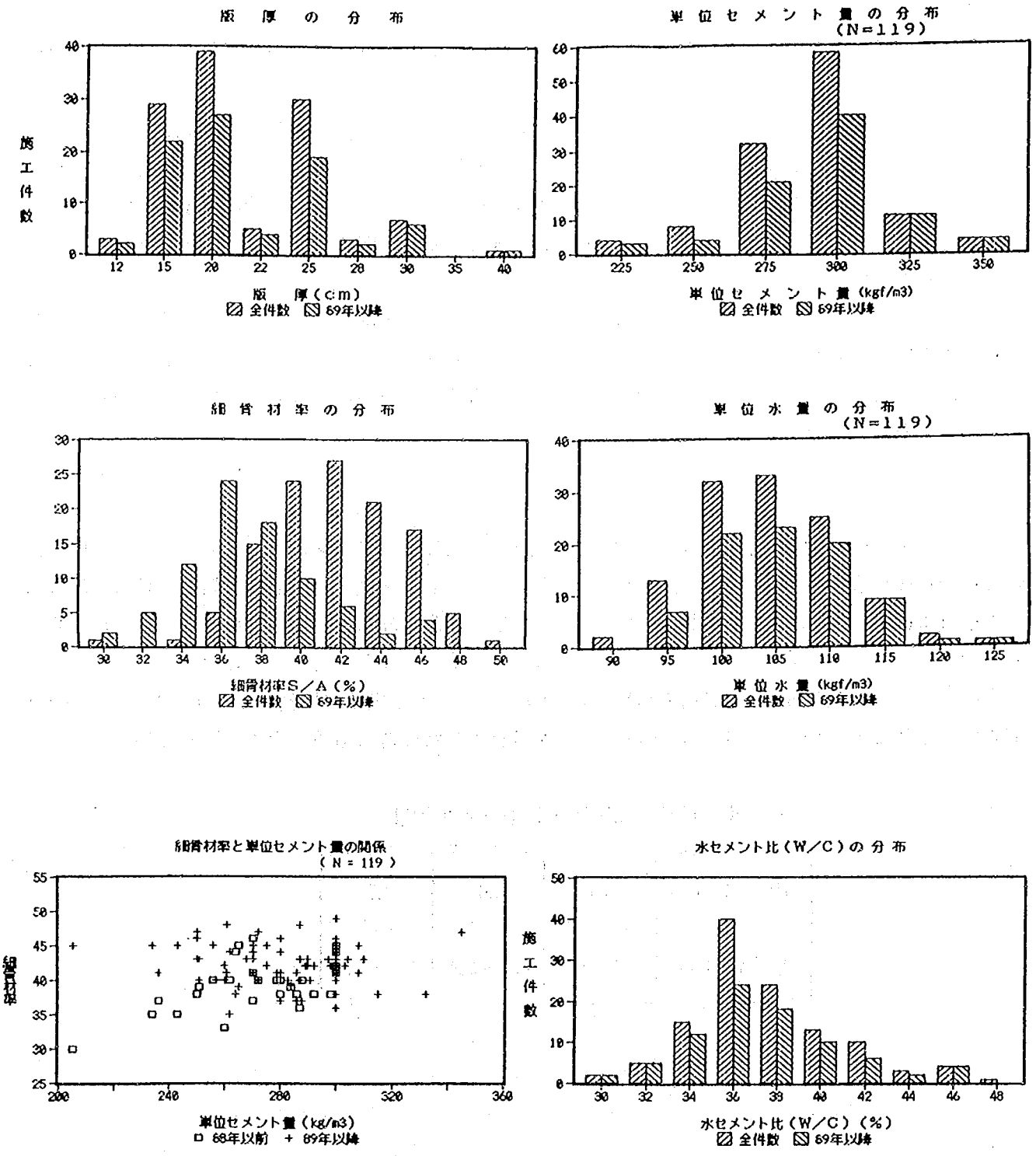
図－３　ＲＣＣ配合設計の手順

表－3　コンシステンシー評価方法の比較

項目		マーシャル突固め法	ランマ突固め法	Ｖｃ振動締固め法
試験方法	使用器具使用設備	ﾏｰｼｬﾙﾊﾝﾏ、ﾓｰﾙﾄﾞ(φ10cm)、天秤(5kg程度)	4.5kgﾗﾝﾏ、ﾓｰﾙﾄﾞ(φ10×20cm)、天秤(5kg程度)	Ｖｃ試験機、200V電源、天秤(30kg程度)、ｽﾄｯﾌﾟｳｫｯﾁ
	締固めの機構	間接的衝撃	直接衝撃	振動(3000vpm、振幅1mm)、加圧(20kg)
	試料の量	約2kg	約4kg	約15kg
	測定時間	約3分	約6分	約5分
	評価方法	締固め率	締固め率	締固め率、修正Ｖｃ値
長所		・測定時間短い ・操作単純(個人誤差小) ・ｴﾈﾙｷﾞｰ評価しやすい(13.1 kg･cm/cm³)	・ＪＩＳに準拠 ・施工会社では経験豊富 ・ｴﾈﾙｷﾞｰ評価しやすい(25.3 kg･cm/cm³)	・単位水量の変化に対し敏感 ・試料の量が多いのでｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞｴﾗｰ小
短所		・試料の量が少ないのでｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞｴﾗｰ大	・測定時間長い ・突き数多い(65回/層×3層)	・装置が大きい(電源要) ・装置間の差有り

4.4.2 ＲＣＣの配合

ＲＣＣＰは水の量が極めて少ない硬練りのコンクリートをアスファルト舗装用のフィニッシャを用いて舗設するものであり、ＲＣＣの配合も施工形態に適したワーカビリチーを有し、硬化後に所要の強度を有するものにしなければならない。そのため、ＲＣＣは舗設時の材料分離が少なく、締固めが容易で緻密な表面と良好な平坦性が得られる配合とする必要がある。ＲＣＣの配合は通常の舗装用コンクリートに比べ、単位水量が30～40kg/m3程度小さく、単位粗骨材量は大きい。また、最近の道路用のＲＣＣの配合はコンクリートの表面の肌理をよくするため、Ｓ／Ａをやや大きめにする傾向にある。図－4はわが国におけるＲＣＣ配合の分布を示したものである。


版 厚 の 分 布
施工件数
版 厚 (cm)
全件数 69年以降
単位セメント量の分布
(N=119)
単位セメント量 (kgf/m3)
全件数 69年以降
細骨材率の分布
細骨材率S/A (%)
全件数 69年以降
単位水量の分布
(N=119)
単位水量 (kgf/m3)
全件数 69年以降
細骨材率と単位セメント量の関係
(N = 119)
細骨材率
単位セメント量 (kg/m3)
68年以前 + 69年以降
水セメント比 (W/C) の分布
施工件数
水セメント比 (W/C) (%)
全件数 69年以降

図－4　ＲＣＣ配合の分布

4.5 施工

ＲＣＣＰの施工のながれを例示すると図－５のとおりである。ＲＣＣの練り混ぜは、殆ど既存の生コンクリート工場で行われている。

ＲＣＣの練りまぜにおいて最も重要な点は、コンクリート中の水分量の管理である。ＲＣＣのコンシステンシーの変動が施工に及ぼす影響は大きく、過剰な単位水量の場合、ローラ転圧時にＲＣＣは波をうち、所要の平坦性が得られない。一方、水分量が過小の場合には、十分な締固め密度が得られず、コンクリートの強度もでない。また、施工中に材料の分離を起こし易く、良好なコンクリート表面の肌理が得られない。

したがって、ＲＣＣの水分量（特に、細骨材の表面水量）の厳密な管理が必要である。運搬中のＲＣＣの乾燥をできるだけ防ぐため、運搬時にはシートで覆うことが原則である。なお、指針（案）では、運搬時間を含めたコンクリートの敷均しまでの時間は通常の場合、最大６０分とし、遅延剤を用いる場合でも最大９０分としている。

4.6 出来形

日本道路協会が1988年に実施した７箇所の試験施工では３ｍプロフィルメータによる縦断方向の凹凸の標準偏差は表－４のようになっている。現行のセメントコンクリート舗装要綱における平坦性の基準値は2.0mm（アスファルト舗装では2.4mm）であることからみると、あまり良くない。これはＲＣＣＰの平坦性確保の困難さを示しているものであるが、別な理由として、これらの舗装が試験施工ということから施工延長が50～200ｍと短いこと、コンクリートの供給が円滑にいかずコンクリートの舗設作業が中断して一様なＲＣＣ版とすることに支障を来した場合もあることも原因している。

表－４　1988年試験施工における平坦性

版　厚（cm）	15	20	25
平坦性（mm）	1.4～1.6	1.4～2.9	2.4～3.0

5．ＲＣＣＰの今後の課題

ＲＣＣＰはいくつかの克服すべき課題を抱えるものの、これまでの舗装にない優れた特長を有する工法であり、その特長が生かせるような箇所の舗装に、これからだんだんと普及していくものと思われる。ＲＣＣＰをさらに普及させて行くための課題について、少し述べてみたい。

5.1 重交通箇所および幹線道路への適用

ＲＣＣＰの道路への適用はこれまで比較的交通量の少ない地方部の道路を中心に施工がなされ、その結果も比較的良好であり、現時点でもこれらの道路への適用はあまり問題がないと思われる。しかし、一般道路へのＲＣＣＰの適用の拡大を考えた場合、重交通道路や高規格道路でも適用がなされるようになることが望ましい。なぜなら、ＲＣＣＰを含めたコンクリート舗装はアスファルト舗装と比較した場合、軽交通道路でもある程度のコンクリート版厚を確保しなければならないため、舗装が相対的に厚くなり、耐久性の点では優れるものの施工コストの面で不利となる。しかし、交通荷重が大きくなるに従い、アスファルト舗装は構造設計上必要な厚さが急速に大きくなるが、コンクリート舗装の場合は厚さの増えかたが緩やかなので、イニシャルコストの差は急速に接近する。その点から、重交通道路でのＲＣＣＰの採用機会は大きいといえる。しかし、重交通道路の舗装をＲＣＣＰで行う場合、版厚が厚くなるほど、良好な平坦性を確保することは困難となる。しかし、これらの道路は幹線道路であり、耐久性とともに良好な走行性が、トリップ長が比較的短い地方部の道路以上に要求される。良好な平坦性を得るためのＲＣＣ版厚の限界は、現在の施工機械・施工技術では、一層施工の場合、25cm程度と考えられている。このため、検討中の技術指針案では、ＲＣＣ版厚の上限を25cmに抑えるため、Ｃ交通ではコンクリートの設計基準曲げ強度を50kgf/cm²としている。また、Ｄ交通ではこれだけでは対応できないため、路盤の強化を併用するか、ＲＣＣ舗装版をホワイトベースとして、その上にアスファルト舗装による表層を設けることを例示している。特に、高速走行が前提となる道路では平坦性及びすべり抵抗性の確保から後者のコンポジット舗装としての適用が多くなると考えられる。しかしながら、コンポジット舗装の構造設計の考え方もまだ確立されたものとなっておらず、今後の課題として残されている。

5.2 ＲＣＣの円滑な供給体制の確保

ＲＣＣＰの施工速度は早く（フィニッシャの敷きならし平均速度は、0.5～1m程度）、一日の施工量を決定するのはコンクリート製造プラントの供給能力となっていることが多い。特に、ＲＣＣは超硬練りということからミキサーの混合能力を公称能力の0.5～0.7倍程度に落とさざるを得ず、その面から、条件はさらに厳しくなる。また、ＲＣＣは単位水量が小さく、施工中のコンシステンシーが変化し易い。このため、コンクリートの供給の遅れによるフィニッシャの停止がコンクリートの性状の変化を招き、その後の締固め作業に大きく影響し、良好なＲＣＣＰとすることができなくなる。したがって、ＲＣＣＰの普及のためには、安定した品質のＲＣＣの製造技術の確立とＲＣＣの円滑な供給が欠かせない。

7．あとがき

ＲＣＣＰは今後の発展の可能性に満ちた舗装であるが、まだ残された課題も多い。しかしながら、日本においては、ＲＣＣＰの持つ優れた特徴を生かすためにも、早急な普及を図るべきであるとの考えから、ＲＣＣＰに関する現状の技術を基に技術指針（案）を取りまとめているところである。もとより、この技術は完成したものでなく、より完成された技術とすべく、今後も調査研究を引続き行うことが必要である。

郡山連続鉄筋コンクリート舗装に関する調査報告
― 25年間の供用成績 ―

A Twenty Five Year Report on the Continuously Reinforced Concrete Pavement in Koriyama

建設省東北地方建設局　太田　宏
同　小原　務

郡山連続鉄筋コンクリート舗装に関する調査報告
－ ２５年間の供用成績 －

建設省 東北地方建設局 東北技術事務所　太田 宏
〃　〃　〃（現:日本下水道事業団）　小原 務

概　　要

東北地方は積雪寒冷地で、チェーンおよびスパイクタイヤを装着した車両が多く、このため東北地方の幹線道路は、摩耗に強いコンクリート舗装が比較的多い。しかしながら、コンクリート舗装はその目地が欠点になり易いことから、目地を省いた連続鉄筋コンクリート舗装の調査研究を実施した。

本連続鉄筋コンクリート舗装は、1963年に建設省郡山国道工事事務所管内の一般国道４号に施工され、以来25年間の一般交通に供用されてきた。本試験舗装は、連続鉄筋コンクリート舗装としての終局破損現象である縦ひびわれが発生するなど全面的な修繕が必要な状態になった。そこで1988年に最終調査を実施し、25年間にわたる調査結果から本試験舗装の供用成績をとりまとめた。本論文で報告する主な内容は次のとおりである。

(1) 平均ひびわれ間隔は舗設8~10年でほぼ収束し、最終調査時のひびわれ間隔は24cm～29cmであった。
(2) コア採取によるひびわれ構造の調査を行った。ひびわれ幅はその殆どが0.2mm以下で安定しており、鉄筋の腐食はなかった。
(3) 本試験舗装の供用寿命に関する力学的解析を行い、縦ひびわれ発生のメカニズムを説明した。
(4) 普通コンクリート舗装が目地等の補修を要するのに対し、本舗装は25年間良好な状態に保たれその長期供用性が立証された。

郡山連続鉄筋コンクリート舗装に関する調査報告
－ 25年間の供用成績 －

建設省 東北地方建設局 東北技術事務所　太田　宏
〃　〃　〃　(現:日本下水道事業団)　小原　務

1．はじめに

東北地方は積雪寒冷地で、チェーンおよびスパイクタイヤを装着した車両が多く、このため東北地方の幹線道路は、摩耗に強いコンクリート舗装が比較的多い。コンクリート舗装にはコンクリートの乾燥収縮、温度変化などによる伸縮変形を許容するために目地が設けられるが、目地は自動車の走行時の乗り心地を悪くし、また、構造上の弱点になっている。コンクリート舗装は、アスファルト舗装に比較して maintenance-free な舗装であるが、目地に雨水や小石などが侵入するので、これを防ぐため常にその維持補修が必要になる。また目地は施工の際に機械作業のネックになり省力化の点からも好ましくない。コンクリート舗装から目地を省くことができるならば、それは今日考えられる理想的な舗装構造と言えるであろう。

このようなことから、わが国では、連続鉄筋コンクリート舗装（以下「連続舗装」と略す）に関して、建設省が1960年頃から土木研究所構内の自動車試験路に数種類の連続舗装を施工して、その研究に着手した。[1] しかし構内舗装の制約からコンクリート版の長さが短く、また一般交通に供用されていないなどの制約があり、連続舗装の実用化のためには、一般道路での試験舗装の実施が必要とされた。

東北地方建設局郡山国道工事事務所において1963年に連続舗装の試験舗装を施工し、寒冷地における供用性に関しての調査を継続的に実施してきた。以来、本試験舗装は25年間の一般交通に供用された。本試験舗装は構造的には安定した状態にあるものの、寒冷地であるためにスパイクタイヤによる路面の損傷が激しく、コンクリート版の一部に剥離個所が発生するなどの状態に至り、オーバーレイによる全面的な修繕が必要な状態となったため1988年に本試験舗装の最終調査を実施した。本論文においては、本試験舗装に関してこれまでに実施した一連の調査結果を総括して報告する。

2．地域の特性

2.1位置及び気候

東北地方は本州の北端に位置し(Fig2-1)、青森、岩手、宮城、秋田、山形、福島の６県で構成され、人口は約970万人、面積は約6.7万㎢であり、それぞれ全国の8%、18%を占めている。本地方は、その大半が積雪寒冷地であり、冬期は低温で多雪の厳しい気象条件にあり、中央の山脈の影響により日本海側は湿った北西の季節風により雪の降る日が多く、太平洋側は晴の乾燥した日が続く。夏期は、これに反しかなり気温が高く特に内陸地方では高温が続く(Table 2-1)。

東北地方のほぼ全域が、「積雪寒冷特別地域における道路交通の確保に関する特別措置法」により積雪地及び寒冷地に指定されている。(Fig.2-2)

本試験舗装は、東京から北北東約210kmに位置する福島県岩瀬郡鏡石町地内の一般国道４号に施工された。試験舗装の位置する福島県中通り県南地方の気候は、内陸性で気温差が比較的大きく、1月の日最低気温の平均は-2.7℃であり、既往の最低気温は-18.5℃(1891年2月4日)である。また、1988年の年間降水量、降雪量および最大積雪深は、それぞれ1,270.5mm、48cm、13cmであった。なお、当地は先の法令では、寒冷地に指

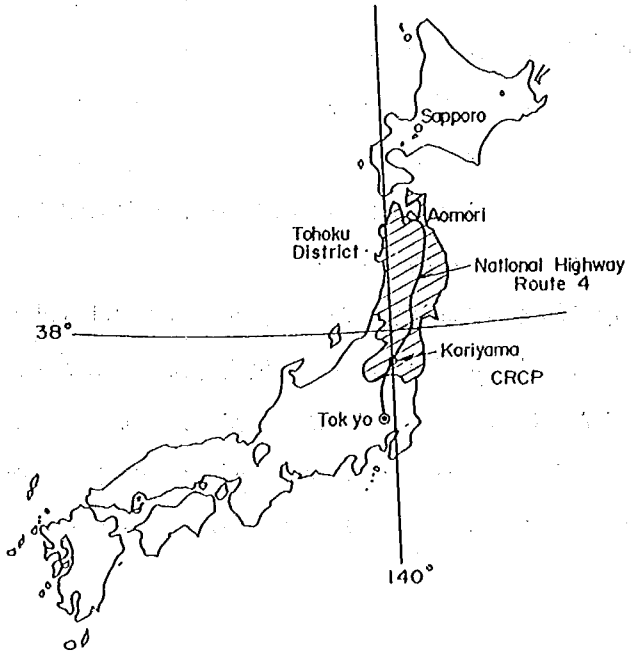


Fig. 2-1 Location of the Tohoku District

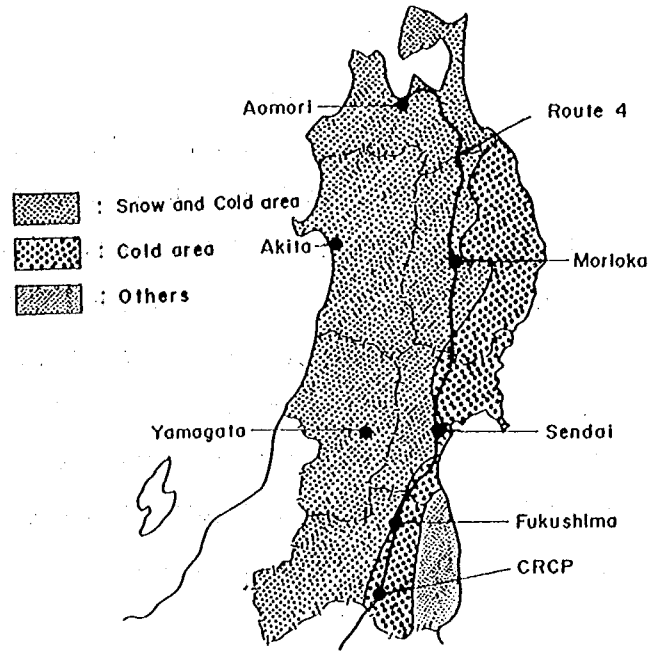


Fig. 2-2 Snow and Cold Area in the Tohoku District

Table 2-1 The Mean Monthly Minimum and Maximum Temperature in the Tohoku District

	Aomori	Morioka	Sendai	Akita	Yamagata	Fukushima
The mean monthly minimum daily temperature in Jan.	-5.1	-6.5	-2.7	-3.4	-4.7	-2.7
The mean monthly maximum daily temperature in Aug.	27.2	27.8	28.2	28.4	29.8	30.2

2.2道路交通の状況

東北地方は、広大な面積の中に中小の都市が散在しておりこれらの都市を結ぶように幹線道路が発達している。東北地方の道路の総延長は約14万kmであり、幹線的な道路である国道及び県道は約2万kmである。このうち東北地方建設局の道路管理区間は約2,470kmで、このうち2,070km(83.8%)がアスファルト路面，400km(16.2%)がコンクリート路面である。

東北地方では、鉄道網の密度が小さいため、日常交通の道路への依存度が大きく、自動車の保有率も全国平均以上の水準にある。本地方では日平均130万tonの貨物が首都圏と東北、あるいは東北各地でトラックにより輸送される。

前述のように、東北地方は冬期に低温となるためチェーン、スパイクタイヤなどの滑り止めを装着する車両が多い。1984年のスパイクタイヤ装着率は、約82%であった。

一般国道4号は東京と青森を結ぶ重要幹線であり、試験舗装の施工された箇所は東北地方南部の有数の都市である郡山市に近いこともあって、大型貨物車の混入率の高い重交通の道路である。1962年以降の試験舗装に近い地点で観測された交通量は Table 2-2 に示す通りである。これより試験舗装を走行した交通量の累積を計算すると約14,000万台（内大型車は約4,900万台、約34%）になる。

なお、本試験舗装の位置より約18km東京側の地点における交通輪荷重の測定結果は Table2-3の通りである。

Table 2-2 Traffic Density near the CRCP (Cars/2Lanes)

year	Traffic Density					
	12 hours			24 hours		
	Car	Truck	Total	Car	Truck	Total
'62	1,141	746	1,887	2,245	1,208	3,453
'65	2,890	1,200	4,090	4,546	2,448	6,994
'68	5,673	2,011	7,684	7,580	4,100	11,680
'71	9,135	2,317	11,452	12,660	4,290	16,950
'74	8,145	3,497	11,642	11,345	6,584	17,929
'77	7,822	2,902	10,724	9,465	6,268	15,733
'80	8,199	2,767	10,966	10,224	6,225	16,449
'83	8,695	2,793	11,488	11,644	5,586	17,230
'86	9,632	3,114	12,746	12,892	6,228	19,120
'88	10,702	3,210	13,912	14,450	6,420	20,870

Table 2-3 The Number of Traffic Wheel Loads per 24hours

Year	Traffic Wheel Load (ton)											Total
	0- 3	3- 4	4- 5	5- 6	6- 7	7- 8	8- 9	9-10	10-12	12-14	over14	
'77	4,820	1,207	559	401	289	207	113	66	0	9	1	7,672
'79	8,143	2,811	1,562	734	583	358	196	99	37	16	0	14,593
'80	13,030	1,739	800	494	172	60	10	0	1	0	0	16,306
'81	14,177	1,340	580	306	121	38	15	11	7	0	0	16,595
'82	13,731	1,371	596	380	179	59	30	7	6	0	0	16,359
'83	14,106	1,505	810	488	263	90	40	17	5	0	0	17,324
'84	16,925	1,199	719	297	128	34	14	5	3	0	0	19,324
'85	16,932	1,848	877	452	298	61	21	8	0	0	0	20,397
'86	17,913	1,979	998	490	161	46	15	4	2	0	0	20,608
Mean	13,308	1,666	833	449	232	99	50	24	6.8	2.8	0	16,670

Station : National Highway Route 4, Kinshoji, Shirakawa city, Fukusima Pref.
Lane : for Aomori

3．試験舗装の設計施工と調査

3.1設計施工

3.1.1試験舗装の構造

(1)道路線形

本試験舗装の位置する道路区域内の線形は平面、縦断共に直線線形である。なお、縦断線形は青森方面から東京方面に0.1%で下る勾配となっている。

(2)舗装構造

舗装構造の構造概要をTable 3-1、横断形状をFig. 3-1、縦断形状をFig. 3-2に示した。

試験舗装区間は、延長500mであり、青森側から約150mの区間が約6mの切土区間で、東京側が旧面上の約1mの盛土区間になっている。路床土は粘土質ロームに分類される。下層路盤は層厚30cm、上層路盤は層厚25cmでいずれも切込み砂利を用いている。路盤支持力係数（K_{35}）は青森方向車線で平均51kg/cm³、東京方向車線で平均43kg/cm³であった。

コンクリート舗装版は１車線幅員4.5mで、２車線のコンクリート舗装版を中央の縦目地でタイバーで連結してある(Fig. 3-3)。

Table 3-1 The Outline of the Koriyama CRCP

Concrete slab	Slab thickness 23 cm width 4.5m length 500m	Average flexural strength 44.5kg/cm² (Standard curing 28days)
	Longitudinal reinforcement 0.6%	φ13mm deformed bar c.t.c 9cm
Base	Base 25 cm Subbase 30cm	gravel K_{30}=47kg/cm³
Subgrade	Clayey Loam	

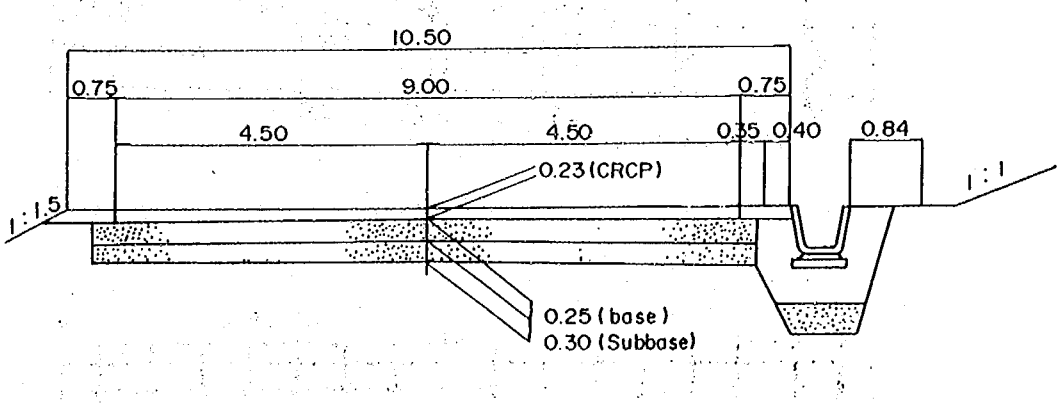


Fig. 3-1 A Cross Section of the Koriyama CRCP

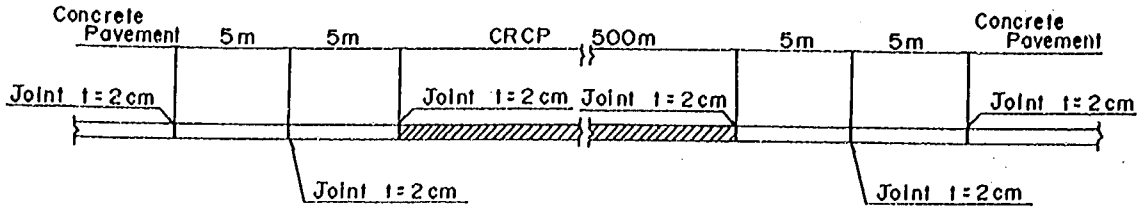


Fig. 3-2 The Longitudinal Section of the Koriyama CRCP

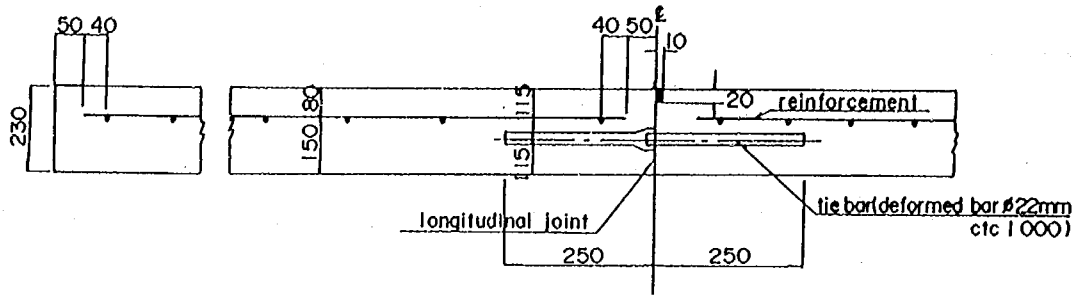
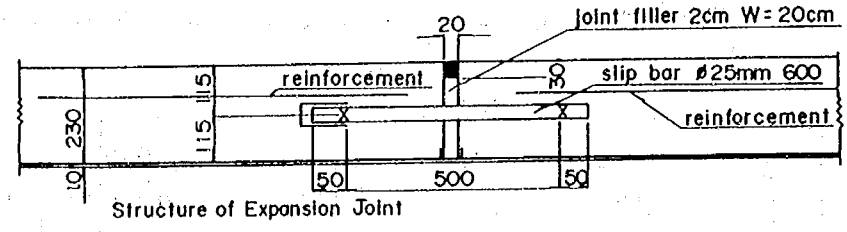


Fig. 3-3 The Structure of Longitudinal Joint

連続舗装の版端部は、膨脹目地とした。ただし膨脹目地の部分で連続舗装の剛性が減少してブローアップを生じないようにスリップバーの断面積を、連続舗装の縦方向鉄筋の断面積以上とした。また、連続舗装に隣接する普通のコンクリート舗装版に5m間隔に２箇所の膨脹目地を設け、夏期の膨脹を緩衝させることにした(Fig. 3-4, 3-2)。



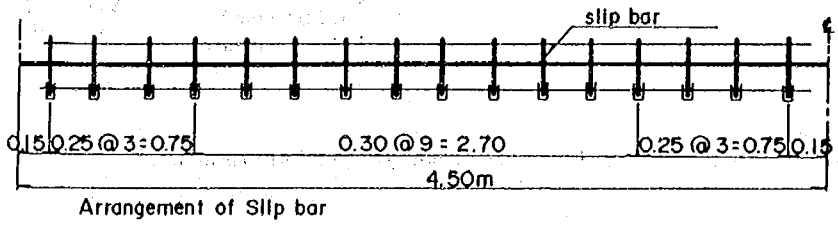


Fig. 3-4 The Structure of Expansion Joint

3.1.2舗装版の設計

(1)コンクリート版厚

連続舗装は比較的多量の鉄筋を使用するので、交通荷重に対しても舗装版が強化されているという考え方から舗装版の版厚は米国においても一般に普通のコンクリート舗装よりも約1inchほど薄くしているようである。本試験舗装も版厚は計算では20cmとなったが、試験舗装の前後のコンクリート舗装との取付の関係、将来の交通量の伸び、初めての試験舗装であること等を考慮し版厚を23cmに決定した。[2)]

(2)配筋

連続舗装の縦方向鉄筋は、コンクリート舗装版の収縮ひびわれを広く分散させ、ひびわれ幅を狭くする目的をもっており、その鉄筋量の計算方法はVetterの式を利用することもできるが、一般には経験的に鉄筋比の0.5%～1.0%の範囲で決めることが多い。本試験舗装の鉄筋比は土木研究所の試験舗装例および Vetter による(1)式[3)]の計算結果などを参考にして 0.6%に決定した。

$$p=\frac{\sigma_c}{\sigma_s+ZE_s-(E_s/E_c)\sigma_c} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここに、

p ：鉄筋比

σ_c：コンクリートの引張り強度(=25kg/cm²)

σ_s：鉄筋の降伏点強度(=4,000kg/cm²)

E_c：コンクリートのヤング係数(=300,000kg/cm²)

E_s：鉄筋のヤング係数(=2,000,000kg/cm²)

Z ：コンクリートの乾燥収縮(150×10^{-6})

( )は設計時に仮定した数値

鉄網の縦方向鉄筋は直径13mm異形鉄筋、横方向鉄筋は直径 9mm丸鋼を使用したが、施工時の剛性を高めるために、横方向鉄筋の５本毎に直径13mm異形鉄筋を配置した。横方向鉄筋と縦方向鉄筋の交点は溶接接合とした。人力施工であったため鉄網１枚の大きさは、縦3.5m×横2.3mの寸法で、重量104kgとした (Fig. 3-5)。この鉄網を２枚横方向に組み合わせて幅4.4mとし、片側舗装版幅4.5mに合わせて使用した。鉄網の重ね合わせの長さは横方向20cm、縦方向35cmとし、施工継目箇所については開口しないよう安全を考え64.5cmとした。鉄網の埋設深さは、コンクリート版の表面より 8cmとした。

コンクリートの示方配合はTable 3-2、材令28日標準養生供試体による強度試験の結果はTable 3-3のとおりである。

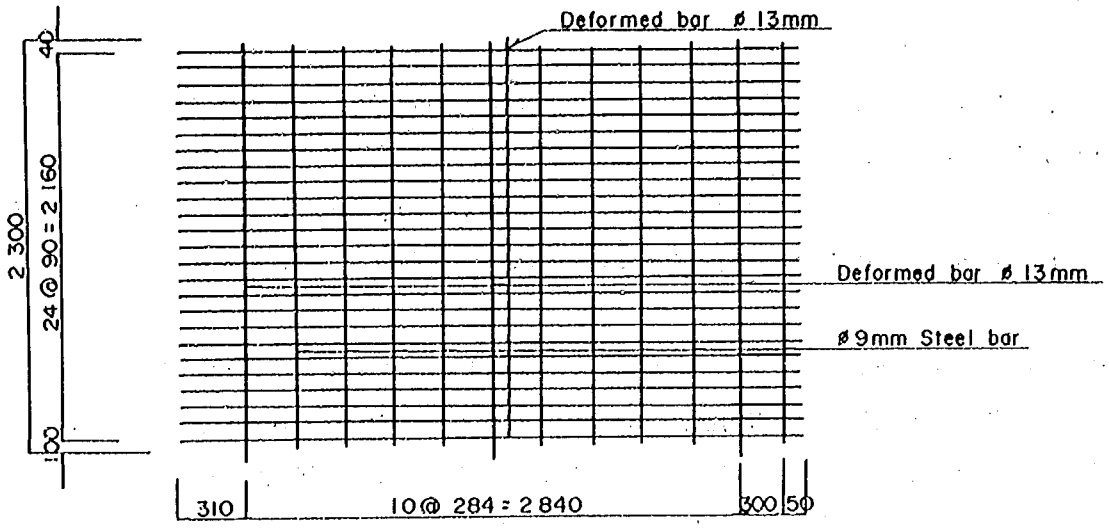


Fig. 3-5 The Arrangement of Reinforcement

Table 3-2 The Specified Mix of the Concrete

Aggregate Maximum Size	Slump	Air Content	Water	Cement	Water Content Ratio	Sand Percentage	Fine Aggregate	Coarse Aggregate		Admixture
								mm 50~25	mm 25~ 5	
mm	cm	%	kg	kg	%	%	kg	kg	kg	%
50	2.5	4±1	121.6	300	40.5	32.1	629.1	502.2	838.2	0.5

Table 3-3 The Results of strength tests of the Concrete

	number of test piece	Mean	Standard deviation
Flexural strength	87	44.5 kg/cm²	2.8 kg/cm²
Compressive strength	18	311.3 kg/cm²	26.0 kg/cm²
Tencile strength	21	27.5 kg/cm²	3.0 kg/cm²
Modulus of Static Elasticity	5	288,000 kg/cm²	9,800 kg/cm²
Modulus of Dynamic Elasticity	4	390,750 kg/cm²	27,500 kg/cm²
Poisson's ration	5	0.2	0.04

3.1.3施工

コンクリート版の施工は、1963年6月1日に着手し、完了したのは6月28日で、実稼働日数は9日であった。施工速度は平均120m/車線/日であって、当時の通常のコンクリート舗装の施工速度とほぼ同程度であった。コンクリートの打設順序は、青森方向車線を東京側から始め、次に東京方向車線を青森側から施工している。

3.2調査内容

連続舗装の調査は、コンクリート版に発生するひびわれの継続的な観測が主体になる。これらの観測の実施年月日及び内容はTable 3-4のとおりである；

なお連続舗装の調査位置を示す測点No.は、連続舗装の東京側の版端を起点として5 m間隔に設けた。すなわち連続舗装の青森側版端の測点はNo.100である。

Table 3-4 Date and Terms of the Survay

No.	Date	Days from the Completion	Crack Observation				Defrection	Profile
			Distribution	Width	Length	Core		
Construction	June 1～28,'63	—						
1	July 12～19,'63	14	○	○	○			
2	Aug. 19～22,'63	52	○	○	○			
3	Nov. 13～19,'63	138	○	○	○	○		
4	Nov. 15 ,'64	505	○	○	○			
5	July 11～16,'66	1,110	○	○	○			
6	Apr. 13～22,'70	2,480	○	○	○		○	
7	Nov. 14～18,'77	5,250	○	○	○	○	○	○
8	Nov. 8～ 9,'88	9,260	○	○	○	○	○	○

4．ひびわれの発生および路面の状態

舗設１箇月後から25年後までの連続舗装のひびわれ発生の経過について、区間No.20～No.30（延長50m）をその代表的な例として、Fig. 4-1に示した。

4.1横ひびわれ

初期の状態を示すFig. 4-1(1)、(2)、(3)によれば、後から舗設した東京方向車線ではひびわれの発生が少ない。また(1)と(2)を比較すると、新しいひびわれは、ひびわれ間隔の中間に発生するよりも、すでに発生しているひびわれの近傍に発生し、ひびわれがブロック化する傾向がある。(4)は舗設後14年経過した1977年の調査であって、ひびわれの発生状況は両車線ともほとんど同じ状態であった。[4),6)]

1988年までの調査結果より、ひびわれの長さの延長の経年変化を整理すると、Fig. 4-2のとおりである。すなわちひびわれの長さの延長は、経過日数（対数目盛）に対してほぼ直線的に増加し舗設してから14年後の1977年において、両車線のひびわれ延長は一致した。

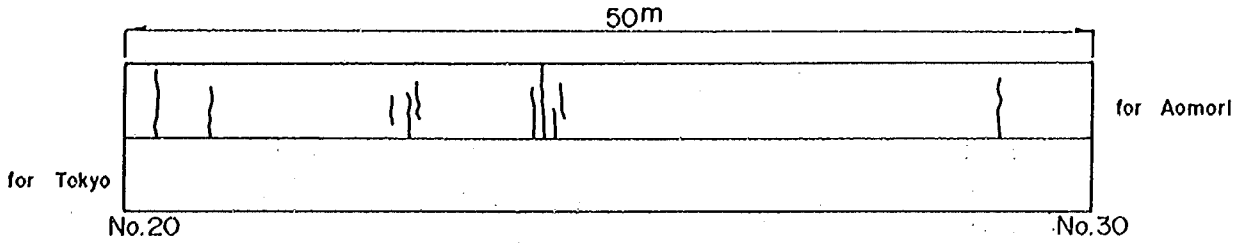
Fig. 4-3は平均ひびわれ間隔の経年変化である。平均ひびわれ間隔は舗設8～10年でほぼ収束し、ひびわれ間隔の減少率は年々小さくなっている。 最終調査時の平均ひびわれ間隔は、東京方面車線で24 cm、青森方向車線で29 cmであった。[5),8)]

4.2縦ひびわれ

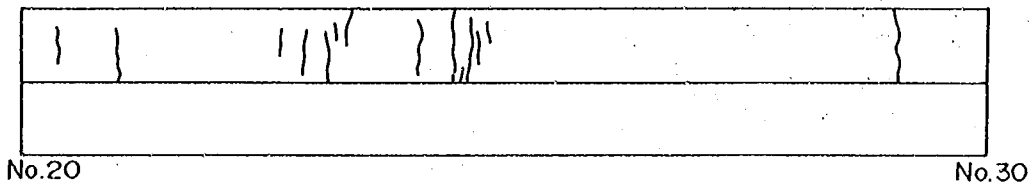
縦ひびわれは、載荷重による応力に起因するものであり連続舗装にとって有害である。この縦ひびわれは、1977年の調査の際に初めて観測されている。発生位置は連続舗装の中央より東京側の区間で、特に青森方向車線に集中した。この区間は軟弱な田面上の盛土区間である。

最終調査時には調査区間のほぼ全域に散在して総延長約170 mの縦ひびわれが認められた。これは1977年調査の同一区間の縦ひびわれ延長の約２倍であり、特に青森方向車線においては、区間延長の80%に縦ひびわれが発生した。

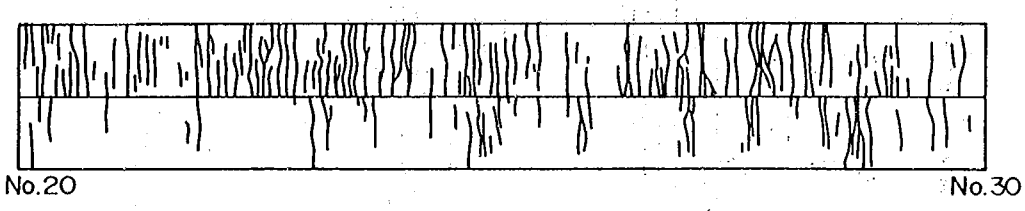
連続舗装は縦ひびわれをもって構造破壊の兆候とされているが、本連続舗装が終局的破損の状態にあることを示している。[7),8)]



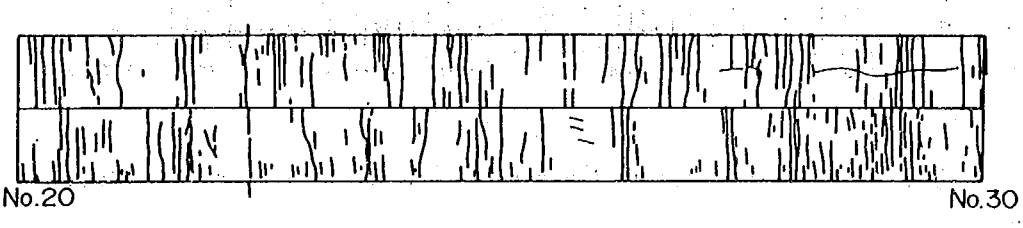
(1) July, 12~19, 1963



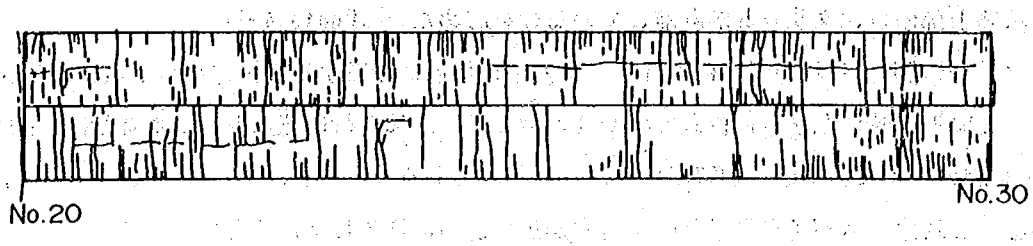
(2) Aug., 19~22, 1963



(3) July, 11~17, 1966



(4) Nov, 14~18, 1977



(5) Nov, 8~9, 1988

Fig. 4-1 The Surface Conditions between Section No.20 and No.30

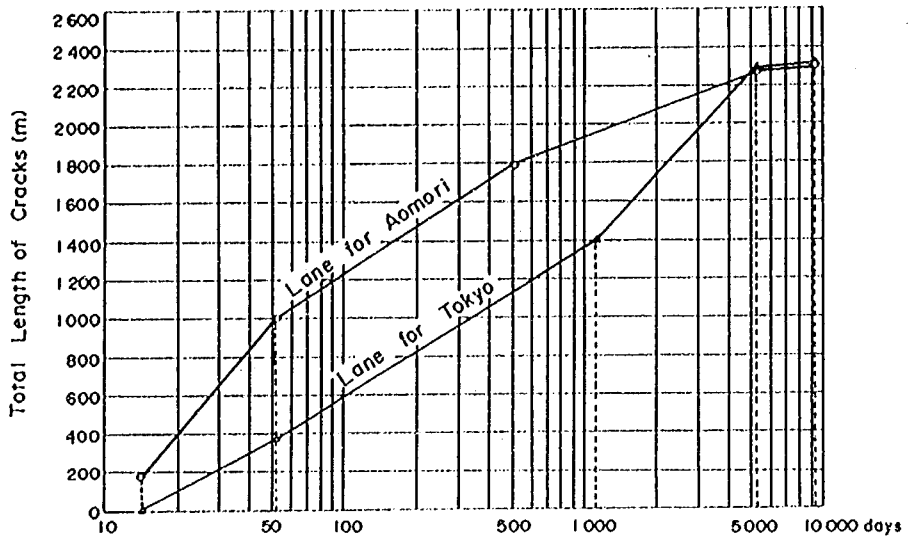


Fig. 4-2 The Increasing of the Total Length of Transverse Cracks

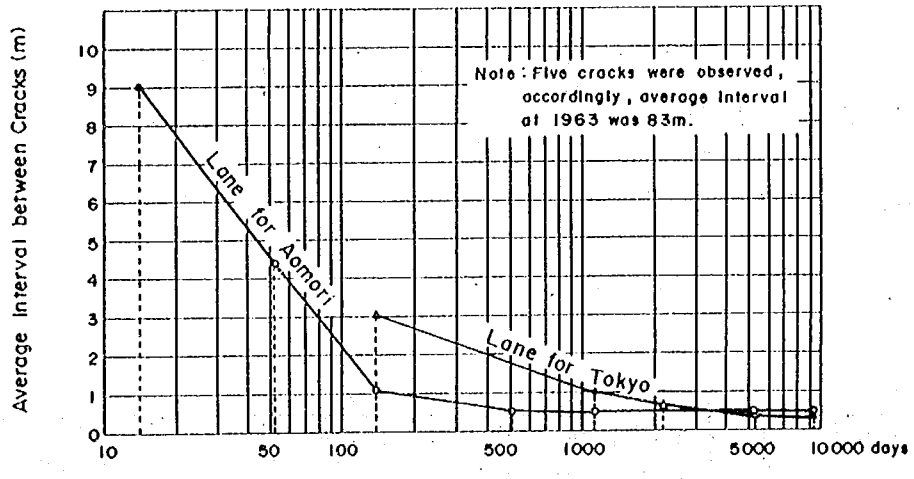


Fig. 4-3 The Decrease of the Average Spacing of Transverse Cracks

4.3路面の状態

ひびわれの角欠けは舗設後3年を経過した1966年の調査の頃から目立つようになった。又本連続舗装は寒冷地にあり、スパイクタイヤの走行による路面の磨耗損傷が激しい。このため最終調査の1988年には、数箇所において鉄筋上部のコンクリートが剥離しているのを認めた。(Photo 4-1)

横断プロフィルの測定 (Fig. 4-4) によれば、車輪走行位置に相当する中央線から１mおよび３m付近の路面が摩耗している。特に左輪走行位置での摩耗が激しく、左輪走行位置における磨耗量は、約3 cmに達した。[6),8)] 一年間の平均摩耗量は、1977年以前は1mm/年弱であるのに対し、1977年以後は約2mm/年と２倍に増加している。これは、スパイクタイヤの装着率が近年急激に増加したためと思われる。

なお、連続舗装に隣接する普通コンクリート舗装では、目地の開き、角欠け、ひびわれによる構造破壊等により1983年にアスファルトによるオーバーレイを行なっているのに対し、本連続舗装は25年間ほぼ無補修でありその長期供用性が立証された。



Photo 4-1 Damaged Surface of the CRCP

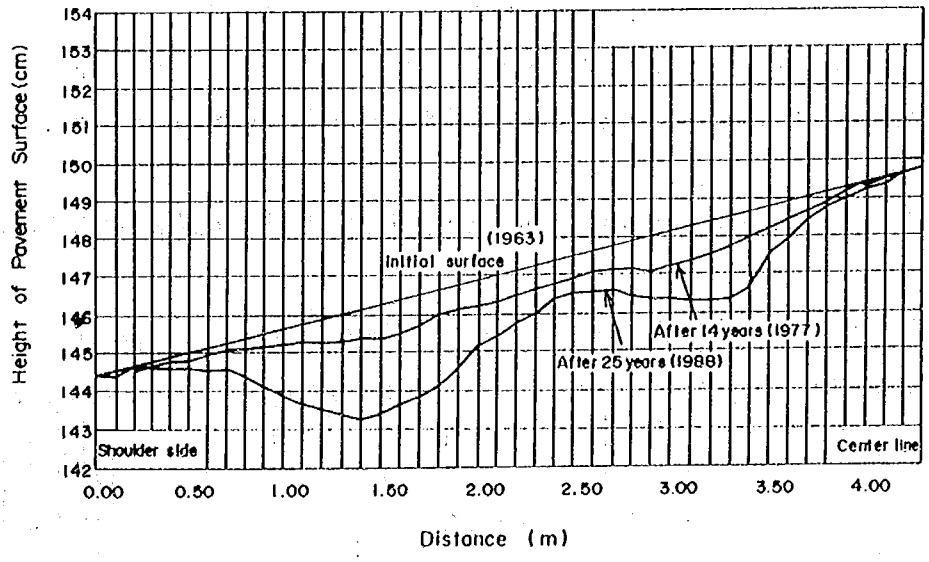


Fig. 4-4 A Sectional Profile of the Pavement

5．ひびわれの内部構造とその耐久性

連続舗装は、コンクリートの収縮量をひびわれによって分散させる機能をもっている。しかし、このひびわれは構造上の弱点になり易いことから、ひびわれ幅が緊結された状態にあることが望ましく、縦方向鉄筋の状態は連続舗装の耐久性に大きな影響を与える。このようなことから1977年および1988年の調査において、連続舗装の全区間からコア供試体を採取して、その内部におけるひびわれの状況と、ひびわれ位置における鉄筋の腐食状況を調査した。

採取した供試体の総数は、1977年、1988年の調査でそれぞれ42個、45個である。1988年のコア供試体の採取位置は、1977年における採取位置の近傍とし、両者を比較できるようにした。

5.1横ひびわれ

コア供試体によるひびわれ幅の測定結果の代表的な例を示すと、Fig. 5-1のとおりである。図の縦軸はコア供試体の表面からの距離を示す。また図中に縦方向鉄筋の位置も示した。

コア供試体によるひびわれ幅は、そのほとんどが0.2mm以下の微細なひびわれであって、1977年調査と1988年調査での平均ひびわれ幅は、それぞれ0.027mm,0.038mmであり、ひび割れ幅の変化の平均は0.012mmであり、経年的にきわめて安定した状態にあることを示している。またひびわれ幅の深さ方向の分布は、縦方向鉄筋位置でひびわれ幅が狭く、鉄筋によってひびわれが拘束されていることが判る。

コア供試体のひびわれ幅を調査した後に、これを破砕して鉄筋を取り出し、その腐食状況を調査した。ひびわれが緊結されていることもあって、鉄筋は表面にわずかな赤錆が認められる程度であり、腐食による鉄筋断面の減少はなかった。

このことから判断して、この程度のひびわれ幅であれば水密性は確保され、連続舗装として問題はないといえる。

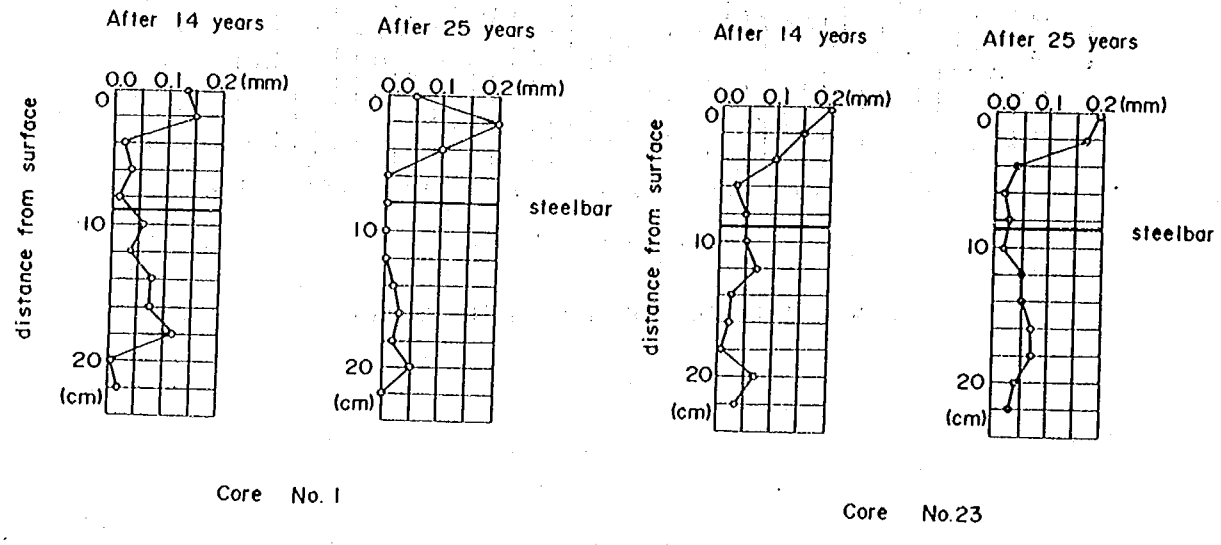


Fig. 5-1 The Crack Openings of the sampled Cores

5.2縦ひびわれ

Fig 5-2は、コア供試体による縦ひびわれ幅の測定結果の一例である。縦ひびわれの場合、鉄筋の拘束効果が弱く、ひびわれ幅も全般に大きく特に底面付近では約1mmに達しており、縦ひびわれが連続舗装にとって有害であることがわかる。

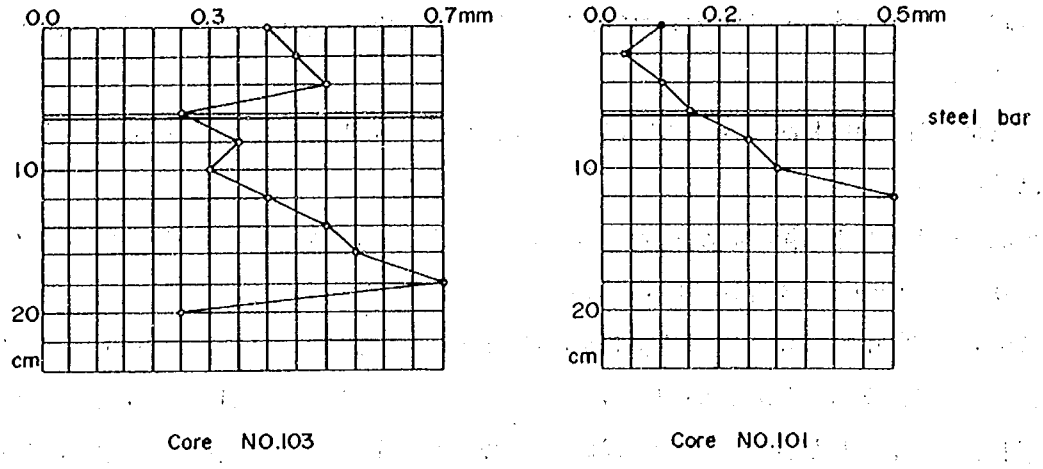


Fig. 5-2 The Crack Openings of the sampled Cores

6．舗装支持力に関する調査

1977年及び1988年にベンケルマンビームを用いて各車線の中央線から１ｍ及び３ｍの位置で20m毎に載荷重にトラック後輪（荷重5t、空気圧6.5kg/cm²）を用いて、最大たわみ量、残留たわみ量、弾性たわみ量を測定している。また1988年にはFWD(Falling Weight Deflectometer)を用いて大型車外側車輪通過位置で20m毎に衝撃荷重約5tの条件で載荷重中心から順に0、20、45、90、150cmの位置のたわみ量(D_0,D_{20},D_{45},D_{90},D_{150})を測定している。

1988年の東京方向車線におけるベンケルマンビーム、およびFWDによるたわみ量の測定結果をそれぞれFig. 6-1、Fig. 6-2に示す。

いずれの測定結果でも東京側のたわみ量が青森側より大きくなっている。これは、東京側の350m区間が盛土区間であり、青森側の150m区間が切土区間であるためである。

一般にFWDのたわみ測定において、荷重中心から150cm離れた地点におけるたわみ量(D_{150})と路床の弾性係数の関係は、一意的であることが認められている。ここで、Fig. 6-2をみるとD_{150}の変動がそのままD_0の変動として現われている。したがって、本連続舗装の場合路床支持力の変動がそのまま舗装強度の変動として現われたものと考えられる。よって、初期に発生した縦ひびわれが、東京側に集中したのは、路床支持力が小さかったためだと考えられる。

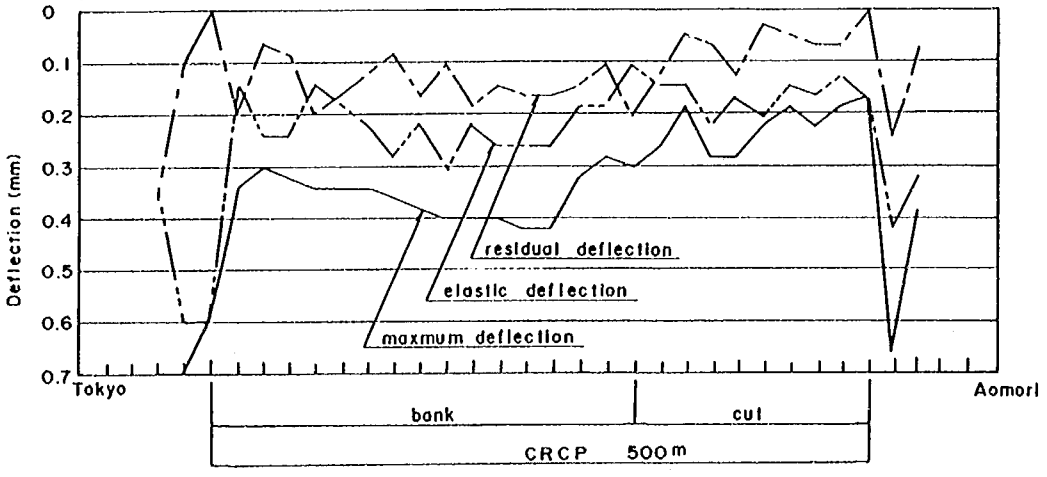


Fig. 6-1 The Deflection of CRCP measured by Benkelman Beam

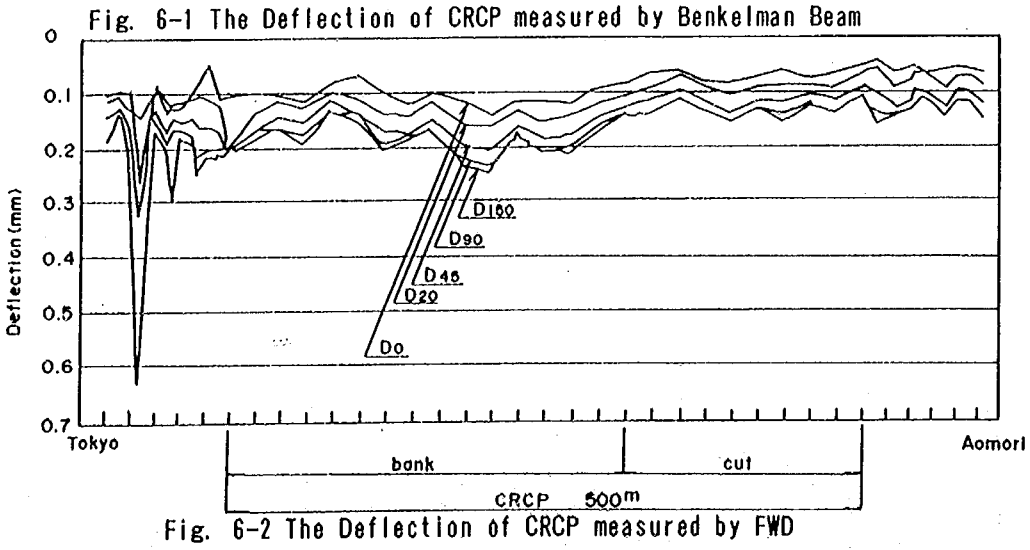


Fig. 6-2 The Deflection of CRCP measured by FWD

7．供用成績に関する検討

連続舗装の供用成績を評価できる合理的な力学モデルは、現在まだ開発されていない。西沢ら[9]は連続舗装を、その横ひびわれが縦鉄筋によって連結された平板と仮定したFEMモデルによって、本連続舗装を事例として、連続舗装の寿命評価を試みている。しかしながら、このモデルは解析に必要な力学定数値に不明瞭な点があり、実用には至っていない。そこで本研究においては、連続舗装の横ひびわれが完全に緊結されている場合については、連続舗装を目地のない平板と考えて中央載荷応力式を適用し、一方、横ひびわれが開口している場合には、これが目地に相当するものと考えて縁部載荷応力式を適用することにした。このようにして、それぞれの解析結果を比較し、連続舗装の寿命を評価することにした。以下に、本解析の諸条件、解析システム、解析結果を述べる。

7.1交通輪荷重

本連続舗装における交通輪荷重については、Table 2-3の各年度の平均値を用いることにした。

7.2舗装構造、材料の諸数値

コンクリートのヤング係数　：　$E=300,000\ kg/cm^3$

コンクリートのポアソン比　：　$\mu=0.2$

コンクリートの曲げ強度　：　$\sigma a=45\ kg/cm^2$

コンクリートの熱膨張係数　：　$\alpha=10\times10^{-6}/℃$

コンクリート版厚　：　初期値 H=23cm、経年数に比例して減少し、25年後に H=20cmとする。

路盤支持力係数　：　初期値 $K_{75}=20kg/cm^3$、経年数に比例して減少、25年後に $K_{75}=10kg/cm^3$とする。

なお、コンクリート版厚の減少は、路面の摩耗によるものである。また路盤支持力係数は、本連続舗装の路盤工は当時の施工法として、川砂利にいわゆる衣土をバインダーとして用いており、[2]25年間の支持力係数の減少を50%に仮定したものである。

7.3解析システム

交通供用に伴う連続舗装版の疲労解析を、セメントコンクリート舗装要綱[10]に記載されている力学的設計法を次のように修正することによって行なう。

1)　縦ひびわれに対する連続舗装版の曲げ疲労解析を行なう。この場合に、横ひびわれが開口した状態に対しては縁部応力式[10]（舗装要綱式(1)）、横ひびわれが緊結した状態に対しては中央部応力式[11]（Westergaard式(2)）、を使用する。

$$\sigma_e=1.59(1+0.54\mu)\frac{P}{h^2}(\log\ell-0.75\log a-0.18) \quad \cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

$$\sigma_i=1.1(1+\mu)\frac{P}{h^2}\left(\log\frac{\ell}{b}+0.268\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

ここで

σ_e：コンクリート版縁部の輪荷重応力(kg/cm²)

σ_i：中央部載荷の場合の輪荷重応力(kg/cm²)

P　：輪荷重(kg)

a　：タイヤの接地半径 $= 12 + \frac{P}{1000}$ (cm)

h　：コンクリート版の厚さ(cm)

E　：コンクリートのヤング係数(kg/cm²)

μ　：コンクリートのポアソン比

ℓ　：コンクリート舗装の剛比半径 $= \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12(1-\mu^2)\ K_{75}}}$ (cm)

K_{75}：直径75cm載荷板による路盤の支持力係数 (kg/cm²)

b　：等価接地半径 $= 1.6a^2 + h^2 - 0.675h$ (cm)

2)　コンクリートの曲げ疲労曲線は、小梁川ら[12]による提案式（破壊確率50%）を使用する。

P=50%：$S = 1.082 - 0.054 \log N$ ……(3)

ここで、

P：破壊確率

S：繰返し応力波形の最大応力(σ_{max})と静的強度(σ_b)の比

N：許容繰返し回数

3)　交通輪荷重の分布は、Table 2-3の平均値を使用する。

4)　疲労解析のプロセスは舗装要綱に準じる。すなわち輪荷重応力と温度応力による合成応力の値とその度数を求め、次にこの合成応力によるコンクリート版の疲労値を計算する。Miner則を適用し、疲労値＝1.0 において縦ひびわれ発生とする。温度応力の計算に必要な諸データは、舗装要綱による。

7.4解析結果

Fig. 7-1は、連続舗装の供用年数に対する疲労値の解析結果である。line-Aは縁部応力式による場合、line-Bは中央部応力式による場合の、それぞれの疲労値と供用年数の関係を示している。実際の連続舗装の挙動は、両曲線にはさまれた領域内にあると考えられ、本連続舗装が供用年数20～25年で縦ひびわれが多数発生した事実と一致する。なお通常のコンクリート舗装は、Fig. 7-1におけるline-Aに相当すると考えられることから、連続舗装は通常のコンクリート舗装と比較した場合、供用年数に対する疲労値の増加、すなわちひびわれの発達はより緩るやかであるといえる。

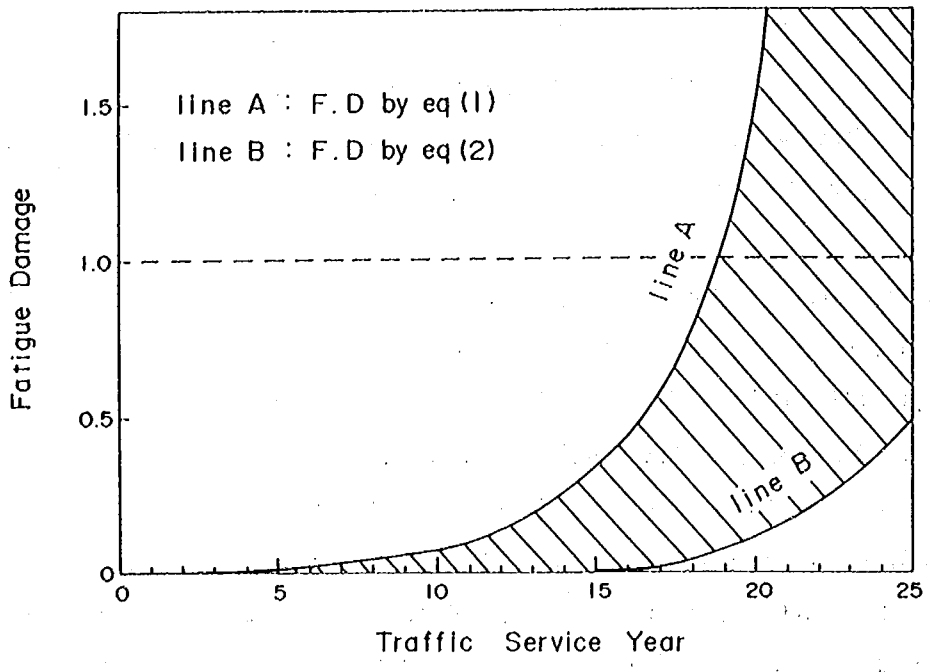


Fig. 7-1 The Relation between Traffic Service Year and the Fatigue Damage of CRCP

8．むすび

本連続舗装は25年間の一般交通に供用され、施工時から終局状態に至るまでの記録をとることができた。本報告はこれらの記録をもとに、連続舗装のひびわれに関する観測結果および交通履歴に対する連続舗装の寿命評価の結果を中心に取りまとめたもので、要約すると次のとおりである。

(1) 横ひびわれの発生は、約3年後（1966年）には安定した状態になり、平均ひびわれ間隔は8～10年で収束し、25年後の最終調査（1988年）では、ひびわれ間隔は東京方向車線、青森方向車線でそれぞれ24cm、29cmであった。

(2) 発生した横ひびわれは、コア供試体による調査によれば、全般的に0.2mm以下の微細なひびわれで、鉄筋の腐食はみられず、舗装の構造劣化に結びつくものではなかった。

(3) 縦ひびわれは、14年後の調査（1977年）において、地盤の軟弱な東京側の区間において局部的に認められた。これは、たわみ測定の結果から路床支持力が他の区間に比べ小さかったことによるものと思われる。また、25年後の最終調査（1988年）において、縦ひびわれは、ほぼ全区間に散在して発生しており、本試験舗装は終局的寿命に達したと判断された。

(4) 本連続舗装の寿命を評価するために、挙動解析システムを構築して検討した。その結果、連続舗装の縦ひびわれ発生は、コンクリート版の応力解析を、中央部載荷応力式によった場合と、縁部載荷応力式によった場合の中間領域で説明できることが判った。

(5) 普通コンクリート舗装が目地等の補修を要するのに対し、本舗装は25年間ほぼ良好な状態に保たれその長期供用性が立証された。

〔謝辞〕

本連続舗装は、土木研究所舗装研究室をはじめ関係各機関のご協力により、施工および調査が実施されました。長年に渡って、本連続舗装の調査に従事された数多くの方々に、感謝の意を表わします。なお、本報告のまとめにあたっては、東北大学福田正教授の御指導を得ました。

参　考　文　献

1） 福田正、月成稔、連続鉄筋コンクリート舗装に関する２、３の試験、土木研究所報告、119号、昭和37年

2） 荒木実、福田正、郡山国道における連続鉄筋コンクリート舗装、土木技術資料、6巻5号、昭和38年

3） C. P. Vetter, Stresses in Reinforced Concrete due to Volume Changes, ASCE Trans.,1972

4） 荒木実、福田正、月成稔、郡山国道連続鉄筋コンクリート舗装の交通開放 1年後の経過報告、土木技術資料、7巻5号、昭和39年

5） 月成実、飯島尚、連続鉄筋コンクリート舗装の観測結果、土木技術資料、9巻2号、昭和41年

6） 峰岸慧、富樫吉弥、飯島尚、連続鉄筋コンクリートの舗装の観測結果と考察、土木技術資料、12巻9

号、昭和45年

7） 郡山国道連続鉄筋コンクリート舗装調査報告書、建設省東北地方建設局郡山国道工事事務所、昭和53年

8） 郡山国道連続鉄筋コンクリート舗装調査報告書、建設省東北地方建設局東北技術事務所、昭和63年

9） T. Nishizawa, S. Matsuno and T. Fukuda, A Mechanical Model for the Rational Design of CRCP,Proc. of 3rd Int. Conf. on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, 1985, Purdue University

10） セメントコンクリート舗装要綱、日本道路協会、昭和59年

11） H. M. Westergaard, Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis, Public Roads, Vol. 7, No. 2, 1926

12） 小梁川雅、国府勝郎、福田正、コンクリート舗装版の曲げ疲労に関する基礎的研究、土木学会論文集、1986

空港コンクリート舗装の評価システム

Evaluation System of Airport Concrete Pavements

運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
同　八谷好高
同　梅野修一
運輸省第二港湾建設局　横田弘
新東京国際空港公団　岡野一良

空港コンクリート舗装の評価システム

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省港湾技術研究所　梅野修一
運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
運輸省第二港湾建設局　横田　弘
新東京国際空港公団　岡野一良

概　要

わが国では、空港舗装の評価を路面性状評価と構造評価とに分けている。前者は舗装が利用者、すなわち、航空機のパイロットや乗客等に提供するサービスの水準を評価の対象にしており、PRI (Pavement Rehabilitation Index) なる指標によって評価されるようになっている。後者の構造評価は、舗装の支持力を対象としており、コンクリート舗装に対する非破壊評価法としてはフォーリングウエイトデフレクトメーター (Falling Weight Deflectometer, FWD) が導入されている。

本稿では、空港コンクリート舗装の評価システムとして、まず、路面性状の評価法を概説し、これによって評価した空港舗装の路面性状の現状について検討している。そして、FWDを使用した空港コンクリート舗装の非破壊評価法を概説し、実際の空港舗装や試験舗装を評価した例を示している。

空港コンクリート舗装の評価システム

運輸省港湾技術研究所　八谷好高
運輸省港湾技術研究所　梅野修一
運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
運輸省第二港湾建設局　横田　弘
新東京国際空港公団　岡野一良

1．まえがき

舗装の目的は航空機、車両等が安全に運行できるような路面を提供することである。そのために、舗装は重荷重や自然環境の作用といったものに対して十分な耐久性を有していなければならないが、設計で想定した供用期間中にわたって破損が少しも生じないような舗装を建設することはあまり現実的ではないと思われる。舗装に破損が生じて航空機等の安全な運行を妨げるような状態に近づいた場合には、何らかの維持・補修工によりそれを回復するようにすれば舗装の経済性を高めることができる。

このような維持・補修工の、設計期間中にわたる頻度、工種、費用等を舗装設計当初からあらかじめ見込んでおいて、舗装に関する予算を効率的に運用するためのシステムは、舗装管理システム（Pavement Management System）とよばれ、近年注目を集めている。舗装管理システムとして合理的なものを開発するためには、舗装の表面状態ならびに構造状態の将来予測が不可欠である。これは舗装管理システムの主要部分を構成するものであり、精度のよい方法を開発することが急務となっている。

わが国の空港舗装について言えば、昭和59年10月に空港舗装補修要領（案）[1]が整備されているが、その中では舗装の評価を供用性評価と構造評価とに分けている。前者は舗装が利用者、すなわち、航空機のパイロットや乗客等に提供するサービスの水準を評価の対象にしており、後者は舗装の支持力を対象としている。供用性は、舗装表面に現われてきた各種の損傷と関係付けられることがAASHOのPSI（Present Serviceability Index）式の提案[2]以来一般的であり、わが国の空港舗装に対しては筆者らによって開発されたPRI（Pavement Rehabilitation Index）式[3]が採用されている。わが国では、空港舗装の路面性状調査が数年前から実施されており、将来的にも継続されることになっているので、舗装の表面状態についてのデータは比較的容易に収集できる。そこで、舗装の性状の将来予測をするための第一ステップとして、これらのデータを使って、路面性状の現状とその経年変化について検討することにした。それと同時に、米国の空港舗装のデータも使用した。

舗装の構造状態は、解体調査あるいは非破壊調査のどちらかに基づいて判断することとされている。解体調査はテストピットを掘って舗装材料の性状を調べるものであり、調査に時間がかかり、しかも費用も高いという難点がある。これに対して非破壊調査は舗装を破壊することなく短時間のうちに数多くの地点で調査を行なえるという利点がある。わが国の空港舗装では、アスファルト舗装に対しては、非破壊評価法として筆者らの開発したダイナフレクトによる方法[4]が空港舗装補修要領（案）に採用されている。他方、コンクリート舗装に対する非破壊評価法としては、ダイナフレクトの荷重が小さいために、剛性の大きいコンクリート舗装にはダイナフレクトは適さないと判断されたので、フォーリングウエイトデフレクトメーター（Falling Weight Deflectometer, FWD）を導入することにした。[5] そして、これによってコンクリート舗装構造の評価法を開発したので、その概要をここで述べるとともに、実際の空港舗装での適用例について示す。

2． 路面性状の評価

2.1 わが国の空港舗装の路面性状

(1) 路面性状の評価方法

舗装で、何らかの維持・補修工を取るべきかどうかを決定するためには、その状態をまず評価することが必要となる。わが国の場合、その評価は、日常点検、路面性状調査、そして構造調査へと進むが、なかでも、路面性状調査は舗装調査の重要な部分を占め、運輸大臣が設置・管理者となっている空港等では原則として3年ごとに定期的に実施されている。

舗装は、他の多くの土木構造物のように明らかな現象を伴って破壊したとみなされることはほとんどなく、舗装の目的が航空機等の安全な運行を図ることであるので、これが達成されないとき、すなわち安全な運行が妨げられる時を破壊としているのである。このように舗装の破壊は機能面から判断されることが一般的である。この舗装の機能は、人間の主観に基づいて判断されるものであろうが、舗装の路面性状と結びつけて客観的な現象から判断しようとすることが一般的に行なわれている。

わが国の空港舗装の路面性状は舗装補修指数（Pavement Rehabilitation Index, PRI）によって定量化され、そしてこのPRIは補修の必要度を判定するために使用される。PRIの算定に使われている舗装の破損形態は、コンクリート舗装ではクラック度、目地部の破損率、段差である。それらの破損の状態から以下に示す式によりPRIが計算できる。

$$PRI = 10 - 0.290CR - 0.296JC - 0.535SV \qquad (1)$$

ここに、CR：クラック度（cm／m^2、＝クラック長／各調査区画の面積）

JC：目地部の破損率（%、＝目地部の破損長の和／目地の長さの和×100）

SV：段差（mm、最大値）

そして、表-1に示す基準に従って補修の必要性が判定される。この基準は補修が必要になると考えられる時期に関してのものであり、

A:補修は必要ない、

B:近いうちの補修が望ましい、

C:早急に補修の必要がある、

の3つに舗装がランク付けられる。

この式は、400m²を1ユニットとする区画での破損調査に基づいて開発されたが、現在実施されている空港舗装の調査時も、ほぼこれと同じ面積の区画を1ユニットとしている。

表-1　空港コンクリート舗装におけるPRIの基準値

舗装区域	評価		
	A	B	C
滑走路	7.0以上	3.7以上7.0未満	3.7未満
誘導路	6.4以上	2.3以上6.4未満	2.3未満
エプロン	5.7以上	0以上5.7未満	0未満

(2) 路面性状の実態[7)]

わが国では2.1の方法で昭和54年以降空港舗装の路面性状調査が実施されている。表-2には最新の調査結果をまとめてある。

表-2　空港コンクリート舗装の破損状況

舗装種類	調査面積(千m²)	網状クラック(%)	線状クラック(縦)(%)	線状クラック(横)(%)	パッチング(%)	クラック度(cm/m²)	目地部破損率(%)	段差最大値(mm)	PRI
全体	259	0.39	0.91	0.07	0.16	1.38	0.47	5.43	6.56
エプロン	120	0.33	0.16	0.09	0.18	0.58	0.51	5.87	6.54
滑走路	9	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.77	5.89	6.62
誘導路	130	0.48	1.67	0.06	0.16	2.21	0.40	5.00	6.57

コンクリート舗装は実質的にはエプロンと誘導路にしか使用されていないが、表-2に示すとおり、路面性状を見る限りにおいては、施設による違いはほとんど認められず、全体的にみてわが国の空港コンクリート舗装は良好さを保っているといえよう。

表-1の基準に従って補修の必要性を判定した結果を表-3にまとめた。コンクリート舗装ではエプロン、誘導路は、7割程度かまたはそれ以上がAと判定されるものの、誘導路の一部にはCと判定されるものもある。しかし施設による差は顕著とは言えない。

表-3　PRIによる空港舗装の評価

施設名		総数	A	B	C
滑走路	施設数	1	1	0	0
	(%)	100	100	0	0
誘導路	施設数	35	24	7	4
	(%)	100	68.6	20.0	11.4
エプロン	施設数	39	30	9	—
	(%)	100	76.9	23.1	—

2.2 米国における路面性状の評価方法

(1) 路面性状の評価方法

米国の空港の舗装はPavement Condition Index (PCI) によって評価されるようになっており、定期的に調査が実行されている。[6] その調査では、表-4に示すように舗装表面に現われてくると考えられるあらゆる形態の破損の程度を調べるとともに、それらを総括するものとしてPCIを計算するようになっている。1ユニットの大きさは、コンクリート舗装では20枚の版を1ユニットとしている。破損のひどさ (Severity) は原則として3段階に分類される (ひどい (High) 、中程度 (Medium) 、軽度 (Light)) 。破損の範囲 (Density) は、1ユニット全体のスラブ数に対する破損の見られるスラブ数の割合である。

この舗装にみられる破損の種類のひどさと範囲によってPCIが計算され、最高で100点、最低で0点となっている。このPCIの値に応じて、舗装の状態が7段階にランク分けされ、そして維持・補修工法の種類もわかるようになっている。

表-4　PCIの算出に用いられる破損の種類

記　号	説　　明
BU	BLOW-UP (ブローアップ)
CB	CORNER BREAK (隅角部の破損)
LT	LONGITUDINAL, TRANVERSE AND DIAGONAL CRACKING (線状クラック)
DC	"D" CRACKING ("D"クラック)
JD	JOINT SEAL DAMAGE (目地材の損傷)
P	SMALL PATCHING (<5ft^2) (0.46m^{2}未満のパッチング)
PU	LARGE PATCHING AND UTILITY CUT (>5ft^2) (0.46m^{2}以上のパッチング)
PO	POPOUTS (ポップアウト)
PM	PUMPING (ポンピング)
SM	SCALING, MAP CRACKING AND CRAZING (スケーリング等)
SE	SETTLEMENT AND FAULT (目地またはクラック部の段差)
SS	SHATTERED SLAB (縦横断クラックにより分割されたコンクリート版)
SR	SHRINKAGE CRACK (収縮クラック)
JS	JOINT SPALLING (目地部から0.6m以内の破損)
CS	CORNER SPALLING (隅角部から0.6m以内の破損)

(2) 路面性状の実態[7)]

ここでは米国の36の軍用飛行場の舗装データを解析して明らかになった事項について述べる。

コンクリート舗装のPCIは、図-1に示すように、最高（PCIの値が86以上）から破壊（PCIの値が10以下）まで広く分散している。

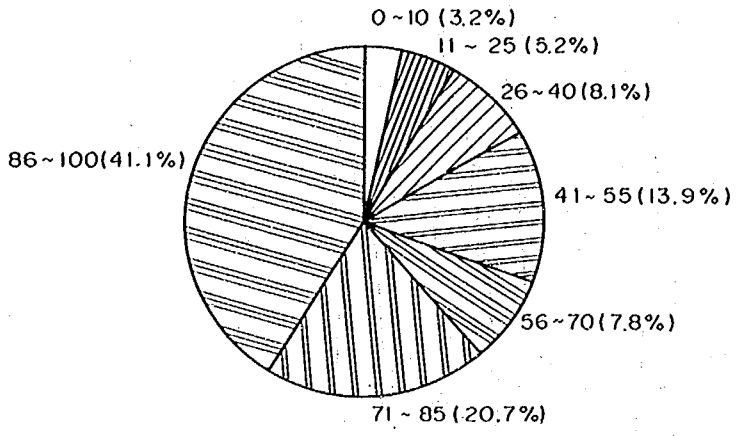


図-1　PCIによる空港コンクリート舗装の評価

コンクリート舗装では様々な形態の破損がみられ、頻度の高い順に、目地材の破損（JD）、線状クラック（LT）、スケーリング等（SM）、目地部の破損（JS）となっている。これら4種類の破損を合計すると破損全体の約80%を占めることがわかる（図-2）。破損の範囲は、図-3に示すように、最大で25%程度である。破損のひどさについては、PCIが低下すれば破損のひどさも著しくなってくることがわかる。

次に、米国の民航用空港の舗装調査データに基づいて、舗装の供用期間がPCIにおよぼす影響について考察する。調査の対象になった空港は88箇所で、4つの州にわたっている。収集したデータにはPCI、供用年数のほか、舗装構造等も含まれているため、種々の要因がPCIの経年変化におよぼす影響について考察できた。

コンクリート舗装についてPCIと供用期間の関係を示したものが図－４であるが、わが国の空港舗装の場合と同様に、両者の間には相関性のあることが認められた。これらのデータは、ある特定の地点のPCIの経年変化ではなく、PCIと、そのPCIが得られた区画の調査時点における供用期間との関係についてのものである。そのため、一点ごとに舗装構造、環境・交通条件が異なるので、分散は大きなものとなっている。

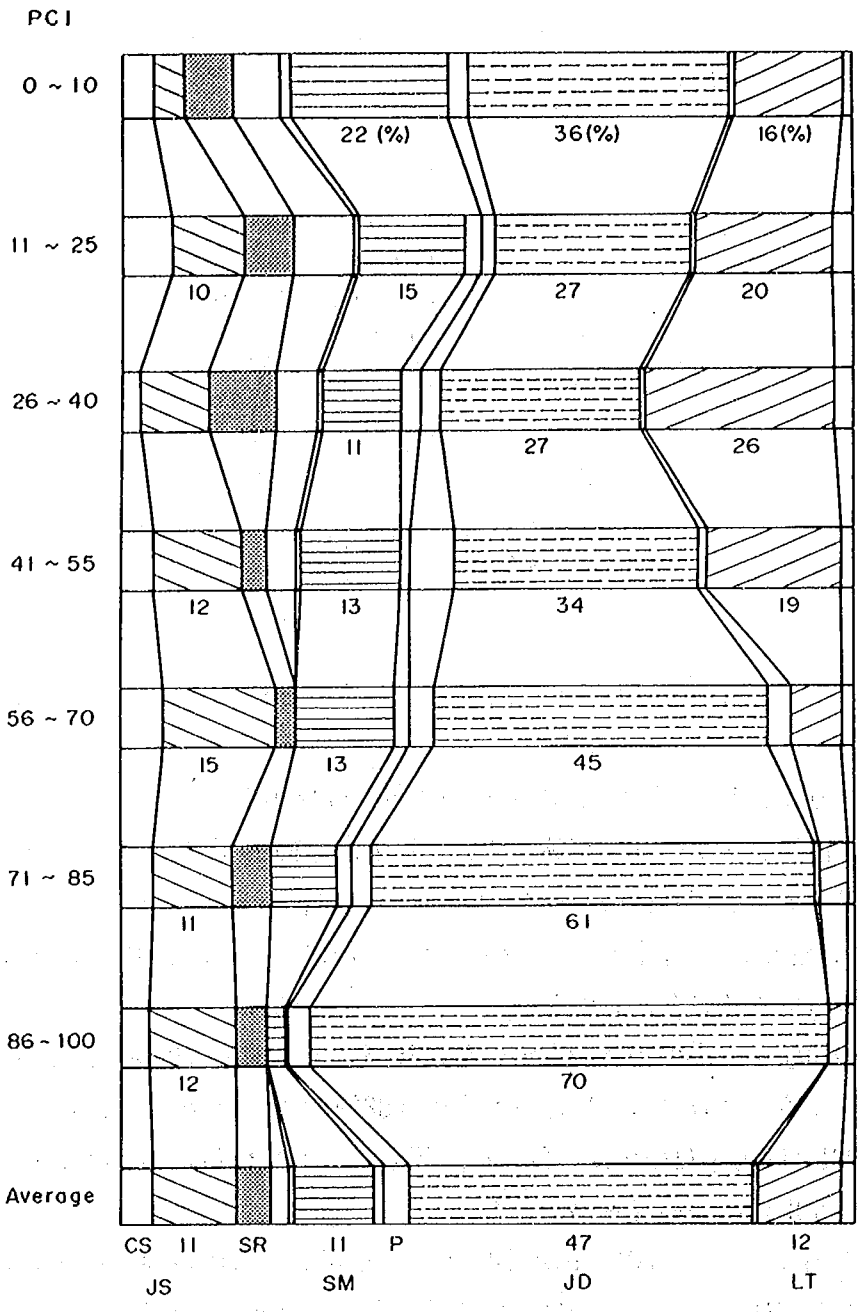


図-2　空港コンクリート舗装の破損状況

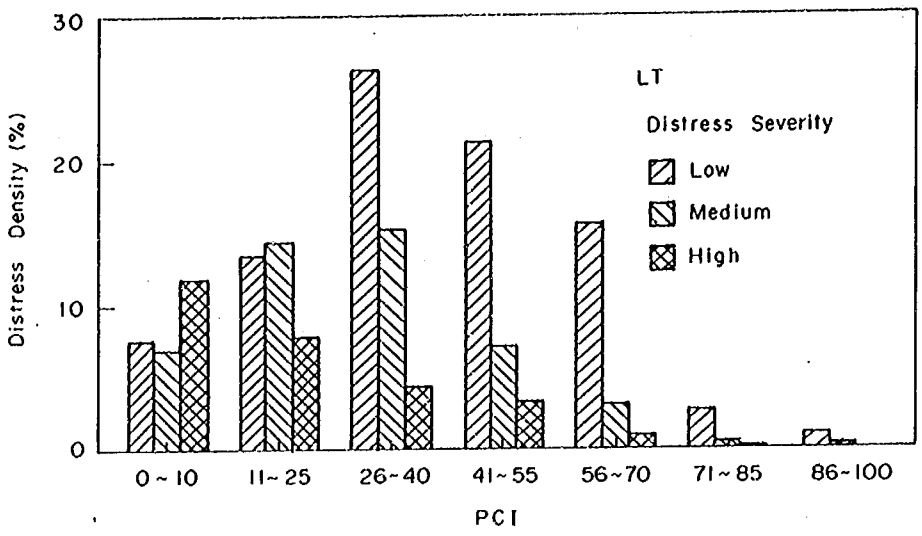


図-3　PCIと破損の関係

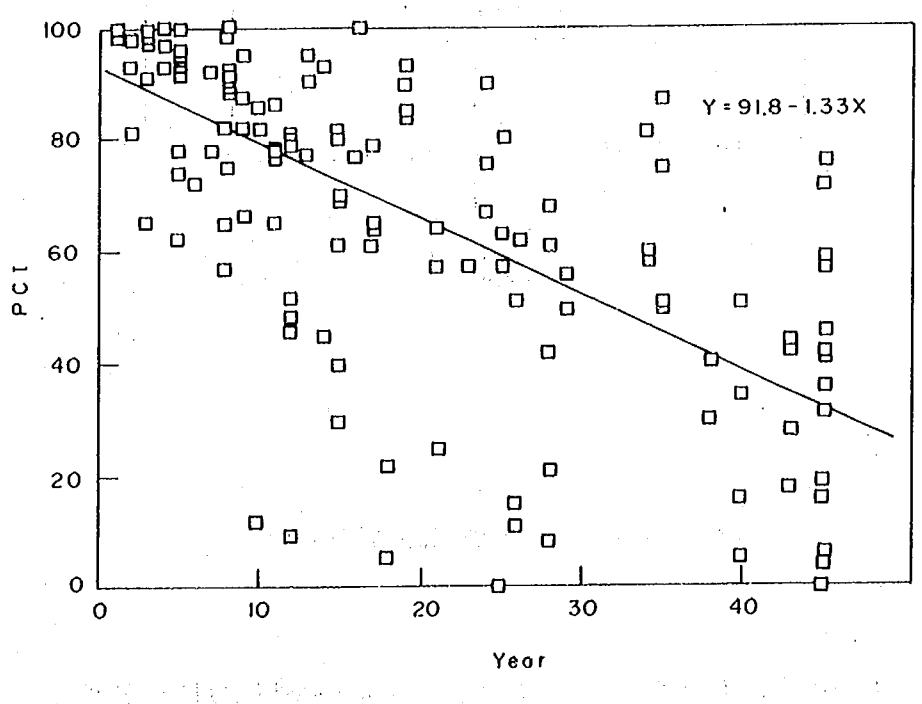


図-4　PCIと供用期間の関係

3． 構造評価の方法

3.1 非破壊評価法

非破壊評価法の流れとしては、図-5のようなものが考えられる。

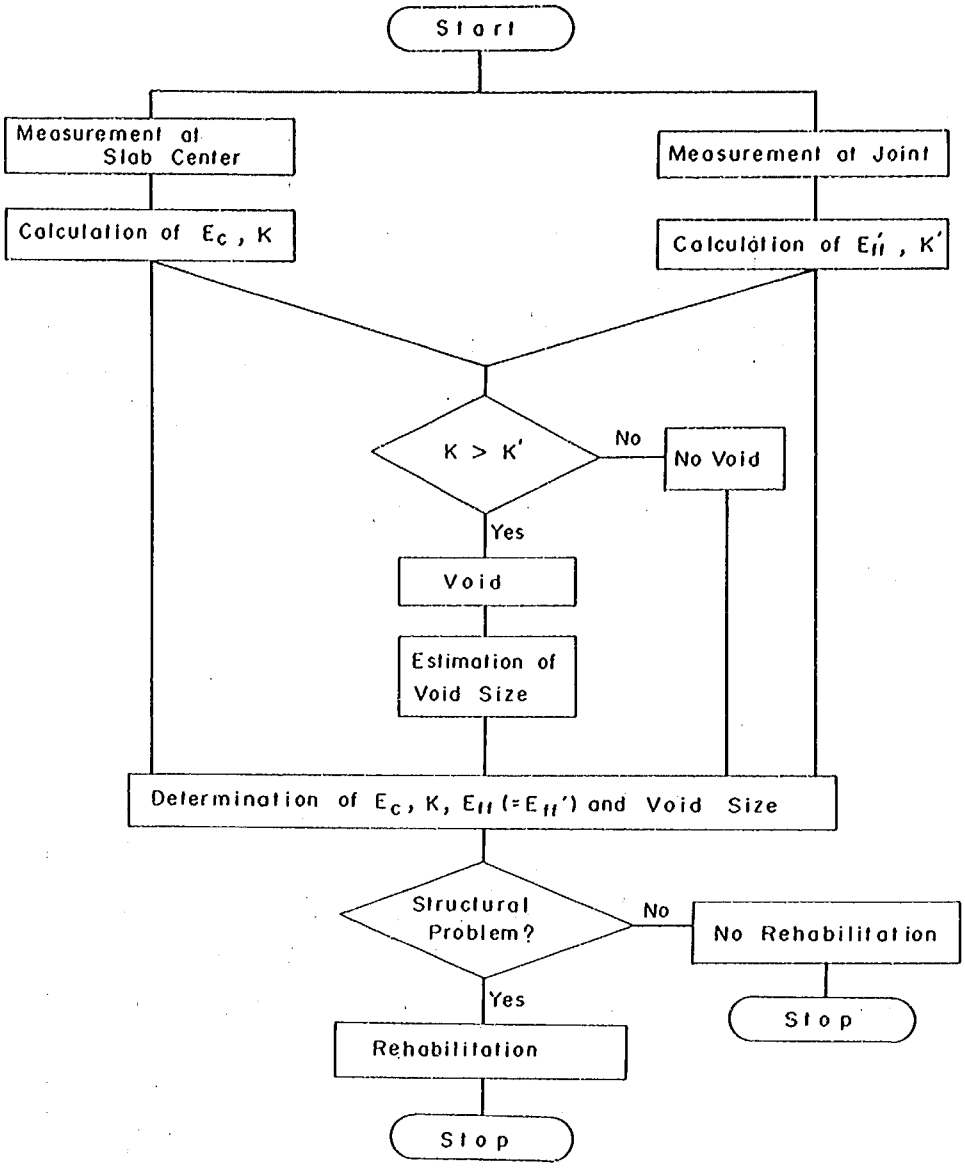


図-5 FWDによる非破壊評価法の流れ

ここで示した方法は、

① コンクリート版中央部での測定で、コンクリート版の弾性係数Ec、路盤の支持力係数Kを推定すること

② 目地部での測定により荷重伝達率Effを推定すること

③ 目地部での測定により空隙の有無、大きさを推定すること

の3つから構築されるものである。

舗装区域の特定としては、調査の対象となっているコンクリート舗装と同一の構造で供用期間も同一である舗装区域を決定することが必要である。このときには、空港舗装データバンクシステム[8]や空港土木施設台帳といったものが参考になろう。また、路面性状調査で行なうことになっているPRI[1]の算定をする際の区画分けも考慮に入れる必要がある。

コンクリート版中央部の調査箇所としては、できるだけ広範囲で、しかも構造的に健全であると思われる箇所を選ばなければならない。目地部に関しては、コンクリート版と路盤の間の空隙の有無、その大きさが、K'とKの比較によって判断されるため、その測定点が広範囲におよばなければならないのはもちろんのこと、空隙がないと思われる箇所（例えば、交通荷重の載らないところ）も含まれる必要がある。また、コンクリート版中央部、目地部とも、問題がありそうだと思われる箇所を調査対象に入れることはいうまでもない。このようにして選定された調査箇所では、重錘の落下高を調整することによって衝撃荷重が5000±50 kgfとなるようなFWDの測定を行なうこととする。

コンクリート版中央部での測定結果からは、コンクリートの弾性係数Ecと路盤支持力係数Kを、また、目地部での測定結果からは、目地の荷重伝達率Effとコンクリート版と路盤の間の空隙の有無、その大きさを推定するが、その方法は3.2～3.4で示す。

対象とする舗装区域について、Ec、K、Eff、空隙の有無と大きさなどが明かになると、これらの値そのものに基づいて舗装の健全度を判断すると同時に、これらの条件を、空港コンクリート舗装のコンクリート版厚設計の基本となっているWestergaard公式、あるいは多層弾性プログラムや有限要素プログラムといったものに用いて、設計荷重に対しての舗装構造解析を行ない、舗装構造の支持力評価を行なう。そして、問題があることと、問題の種類がわかれば、それらの解決のための対策を考えることになる。例えば、空隙の存在はコンクリート版に過大な荷重応力を生じさせることになるので、空隙をなくすためのグラウト等を考える。また、設計荷重に対し過大な応力が生ずる場合には、オーバーレイ等により許容応力以下となるようにする。

3.2 コンクリート版の弾性係数Ec, 路盤の支持力係数Kの推定

版中央部でのの測定値に影響をおよぼす因子としては、

① コンクリート版のクラック

② 路盤の永久変形

が考えられる。①については見かけのEcの低下、②については見かけのKの低下として捕えることが可能であるが、ここで用いることにした方法はEcを一定とみなすものなので、①、②のどちらに問題があっても、Kが低下するとの結果が得られるだけである。したがって、小さなKが得られた場合の原因を特定するためには、隣接するコンクリート版や目地といった周囲の状況を詳細に観察することが必要となろう。例えば、見かけの路盤支持力係数K'（目地部での測定値から得られる）が小さくて目地部の路盤に永久変形が生じていると思わ

れるときには、版中央部でも路盤に永久変形が生じていることをまず第一に疑う必要がある。また、K'が比較的大きな値を示すときには、コンクリート版中央部で路盤の永久変形が生じていることは考えにくいので、コンクリート版にクラックが入っていないかをまず疑うことが必要である。

3.3 目地の荷重伝達機能の評価

コンクリート舗装の目地には何らかの荷重伝達装置が使われているが、その機能、すなわち荷重伝達機能は供用期間中にわたって必ずしも良好さを維持できるとは限らず、自然環境の作用や繰返し載荷によって機能が低下することもしばしばみられる。これが調査時点での目地の荷重伝達機能を評価することが極めて重要になってくる。

目地の荷重伝達機能を表わすものとしては(2)式で計算される荷重伝達率Effの有効性をすでに明らかにしている。[9)]

$$Eff = \frac{d_u}{(d_1 + d_u)/2} \qquad (2)$$

ここに、d_1、d_u はそれぞれ、載荷側、非載荷側の目地近傍のたわみである。

このEffは設計荷重に近いものを目地近傍に載荷したときに生ずるたわみを使用するものであり、空港舗装補修要領（案）にも採用されている。

FWDの荷重はEffを算定するときに使う荷重よりも小さく、測定されるたわみも(2)式で使うような目地近傍のものではない。そこで、FWDの測定により得られる目地の荷重伝達機能を(3)式で計算できるEff'によって表わすことにした。

$$Eff' = \frac{d_2}{(d_1 + d_2)/2} \qquad (3)$$

ここに、d_1、d_2 は図-6に示すように、載荷板をできるだけ目地に近づけて設置した上で測定を実施して得られた、目地からの距離がほぼ等しい載荷側と非載荷側のたわみである。

このようなFWDの測定は目地の両側で実施することにしたが、これは目地の両側で載荷試験を実施しても、必ずしも同じ荷重伝達機能を示さないとの経験によるものである。

EffはEff'とは相関性の高いことがわかっているので、目地部での測定によって得られるEff'が目地の荷重伝達率として使用できる。

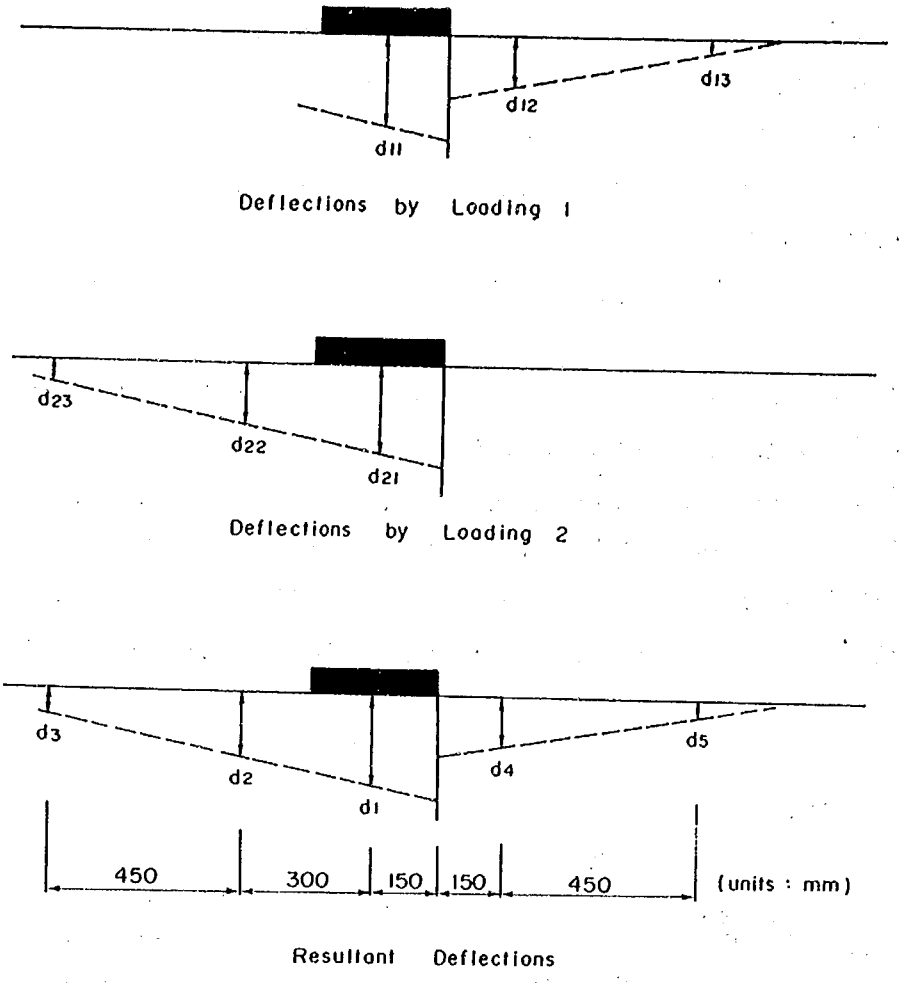


図-6　目地部でのFWDの測定方法

3.4 空隙の推定

路盤に起因する版と路盤の間の空隙の有無、その大きさの推定方法は、次のようなものである。まず、3.2で述べたように版中央部での測定値からEc, Kを推定する。これを構造、供用期間の同一な舗装区域内で数多く実施して平均的なEcを求める。目地近傍の5点のたわみを入手し、これから得られるEff'と前述の平均的なEcを使って空隙がないとみなした場合の見かけの路盤支持力係数K'を算定する。この目地部でのK'と中央部でのKとの比較をすることによって、空隙の有無が判断できる。すなわち、K'がKより小さければ、空隙の存在を疑ってみることが必要である。

4．構造評価の実際

4.1 コンクリート版と路盤の構造特性

FWDは、今まで主にアスファルト舗装へ適用されており、アスファルト舗装での測定上の問

題点の検討や測定値を用いての評価法の研究はかなりなされている。一方FWDをコンクリート舗装へ適用した例は少なく、測定値に基づく評価法はもちろんのこと、コンクリート舗装での測定そのものの検討もほとんどなされていないのが現状である。

FWDのコンクリート舗装構造評価への適用性を検討する前に、まず、測定そのものに付随するまだ不明ないくつかの課題について解明しておくことが必要である。すなわち、コンクリート舗装でFWD測定をする場合のデータの再現性、コンクリート舗装上での衝撃荷重の大きさ、コンクリート版の温度変化の測定値への影響といったことが検討されねばならないと考えられる。

こういった点について実際の空港コンクリート舗装における測定値によって見ることにしよう。ここに示すのは、昭和59年2、3月に福岡、長崎の両空港で夜間に測定したデータであり、重錘の落下高は18.5cmとしている。図-7には、福岡空港の版厚が30cmのコンクリート舗装での測定値を、また図-8には長崎空港での測定値（版厚38cm）を示す。これらより、版厚、載荷位置の違いといったものが、当然、たわみの値に影響をおよぼしていることがわかる。一方、衝撃荷重については、落下高一定でもいくぶん異なるものとなっているといえる。

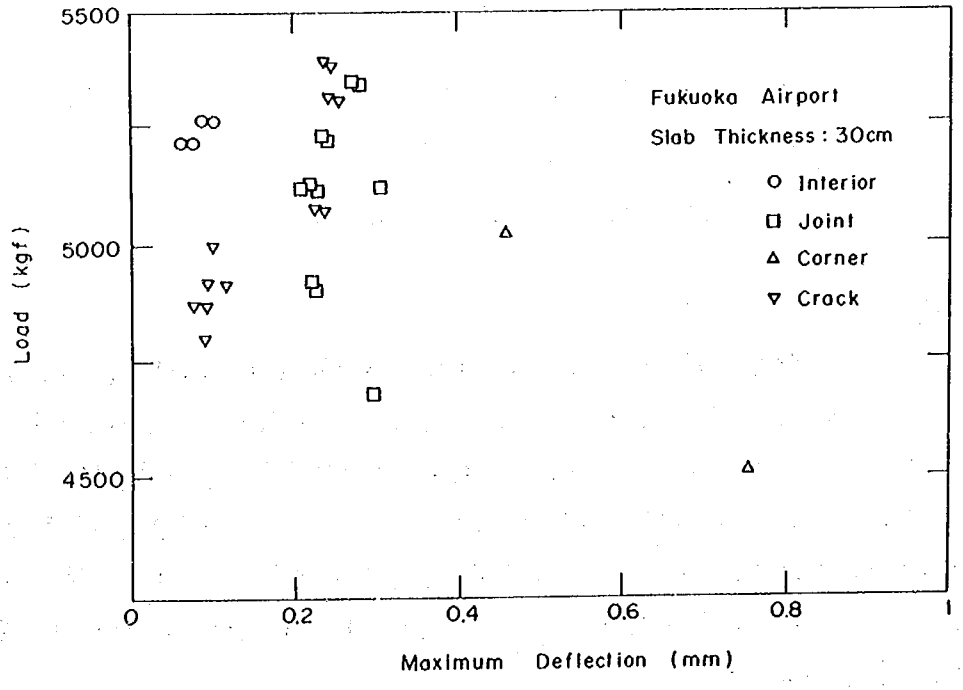


図-7　福岡空港での測定結果

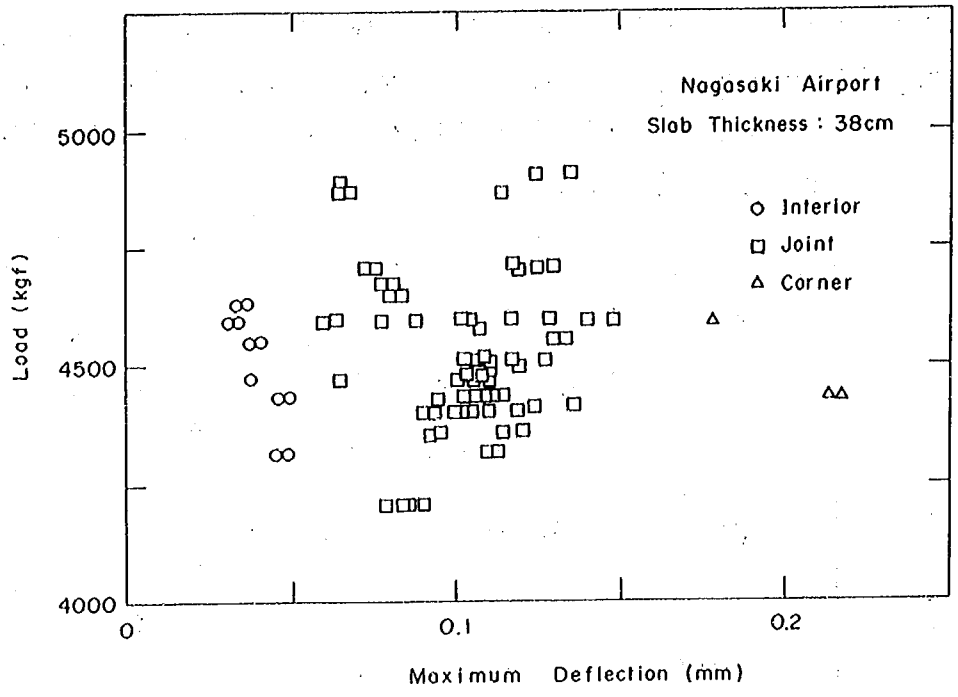


図-8　長崎空港での測定結果

このような重錘の落下高と衝撃荷重の関係について、Bohnらは、舗装のたわみやすさが衝撃荷重の大きさに影響をおよぼすとして、アスファルト舗装の場合を示している。[10] それによれば、載荷板中心のたわみ
d_1が1.3mm以下では最大荷重は舗装のたわみに影響されないが、d_1が2～3mmとなる舗装では4～5%の荷重の低下がみられたとなっている。この結果に基づけば、空港コンクリート舗装はd_1がこのような値となることはほとんどないので、版厚や載荷位置の違い等は衝撃荷重の大きさには影響しないと考えられる。さらに、簡単なモデルを使って計算したところ、版厚や路盤支持力係数が違っても、落下高が同じならば最大衝撃荷重もほぼ同じ値となることがわかった。

このように空港コンクリート舗装の場合には、版厚、載荷位置の違いといったものが衝撃荷重におよぼす影響はあまりないと考えられるが、一連の調査結果、特に実際の空港コンクリート舗装での測定結果に見られるように、重錘の落下高を一定に保ったときの衝撃荷重はある程度のばらつきがあるので、FWDによる測定においては、重錘の落下高を一定とするのではなく、衝撃荷重が規定の範囲（5000±50kgf）内に納まるように落下高を微調整することとした。

図-9は当所の野比実験場に製作した試験舗装で夏期（昭和60年8月）の1日の24時間にわたって、2時間おきに測定したデータである。

同一地点におけるFWDの測定により得られるたわみは、図-9のように時刻により変化する。この場合、たわみを変化させるものは、コンクリート版の弾性係数と路盤の支持力係数であ

るが、このうちコンクリート版の弾性係数は昼夜ではほとんど変化しないと考えられるので、路盤の支持力係数が変化していることになる。これは、コンクリート版の深さ方向の温度の違いがもたらす版のそりによって、版と路盤の間に空隙が生ずるため、見かけ上路盤の支持力係数が変化するためであると考えられる。

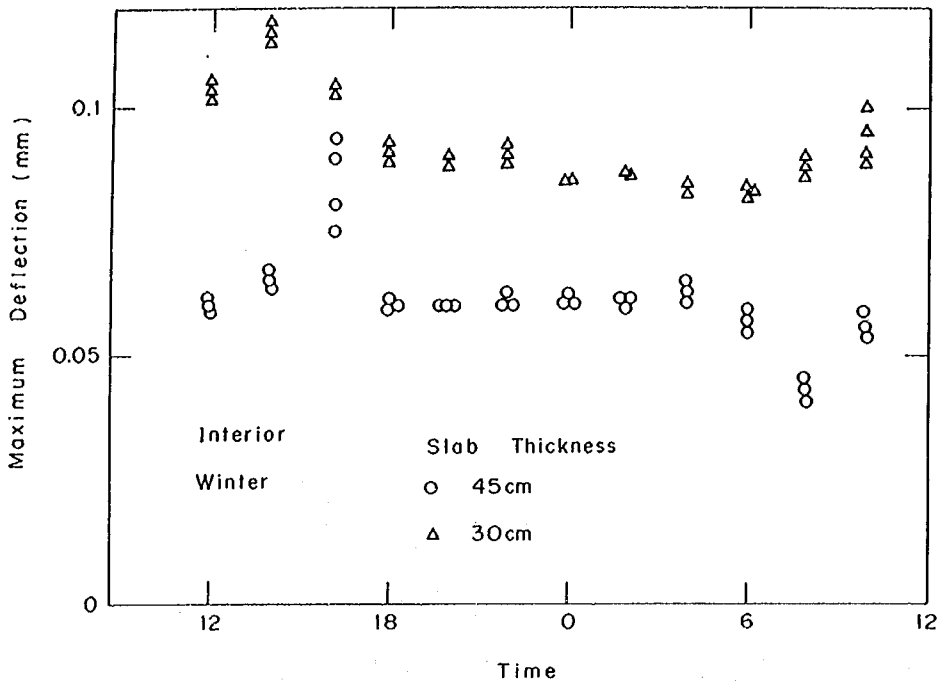


図-9　最大たわみの時間による変化

Westergaardは応力やたわみを表わす式を示しており、その式の中にもコンクリートの弾性係数、ポアソン比、路盤支持力係数の3個が未知数としてはいっている。版厚がWestergaardの応力算定式によっていることを考慮にいれて、FWDによって測定したたわみを使って舗装の構造状態を推定する際にも、Westergaard による版中央部のたわみを表わす式を使うことにした。野比実験場での試験舗装の版厚45cmの区画の版中央部でのFWDのたわみから推定されたEcとKが、それぞれ図-10、11である。夏期（昭和60年8月）の2時間おきに測定した1日24時間のデータである。Ecに関しては測定時刻による変化があまりないのに対して、Kに関しては昼間は小さな値を示すが、夜間は大きな値を示すことが認められる。これはコンクリート版のそりの影響であると考えられる。Kのこのような傾向は、版厚の小さなものほど著しくなっている。

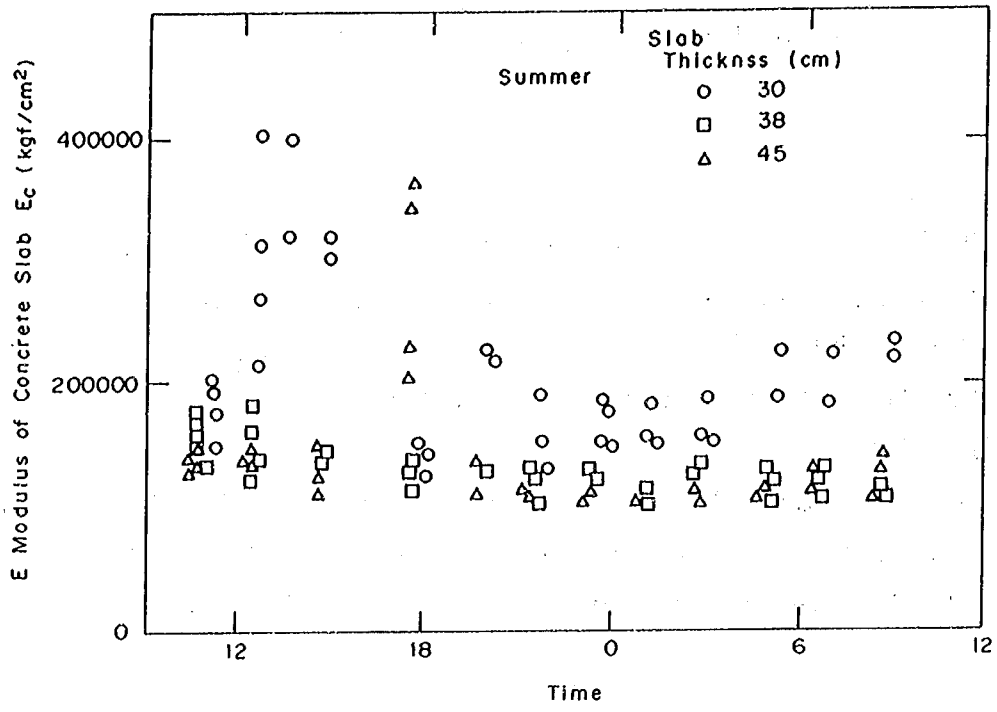


図-10　コンクリート版の弾性係数の時間による変化

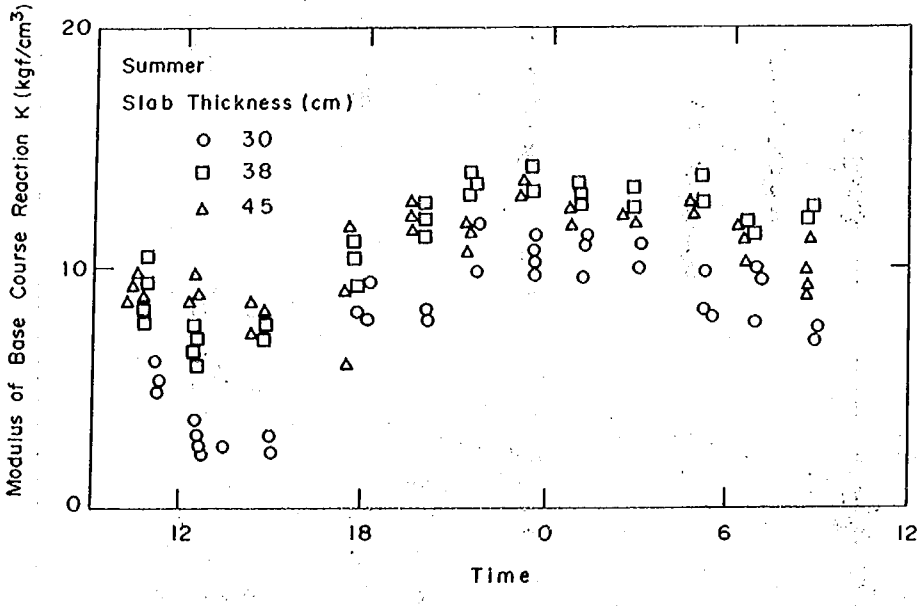


図-11　路盤支持力係数の時間による変化

推定されたEcの値は、室内試験のものより小さくなっている。これは、室内の標準養生の供試体での弾性係数に比べ、現場養生での弾性係数はかなり小さくなることと、供試体での弾性係数に比べて構造物の弾性係数は小さくなると考えられることなどから、説明され得るものと思われる。

一方、Kに関しては、粒調砕石路盤上での平板載荷試験の値が7.8kgf/cmであり、その上に厚さ4cm のアスファルト中間層のあることを考えれば、推定値がほぼ妥当なものであると考えられる。

4.2 空隙の評価

路盤に起因するコンクリート版と路盤の間の空隙は、繰返し載荷による路盤の永久変形、もしくは繰返し載荷と目地から浸入する雨水によって引き起こされるポンピングがもたらす路盤材の逸散による可能性が大きいと考えられる。したがって、目地部に比べてたわみの小さい版中央部ではこのような空隙は生じ難いことになるので、ここでは目地部のものについて考察することにする。

このような空隙のある舗装の挙動を調べる目的で製作した試験舗装でのFWDの測定結果を図-12に示す。これは版厚が25cmの場合で、最大たわみd_1を空隙幅に対してプロットしたものであるが、空隙幅の増加にともなってd_1も増加していることがわかる。

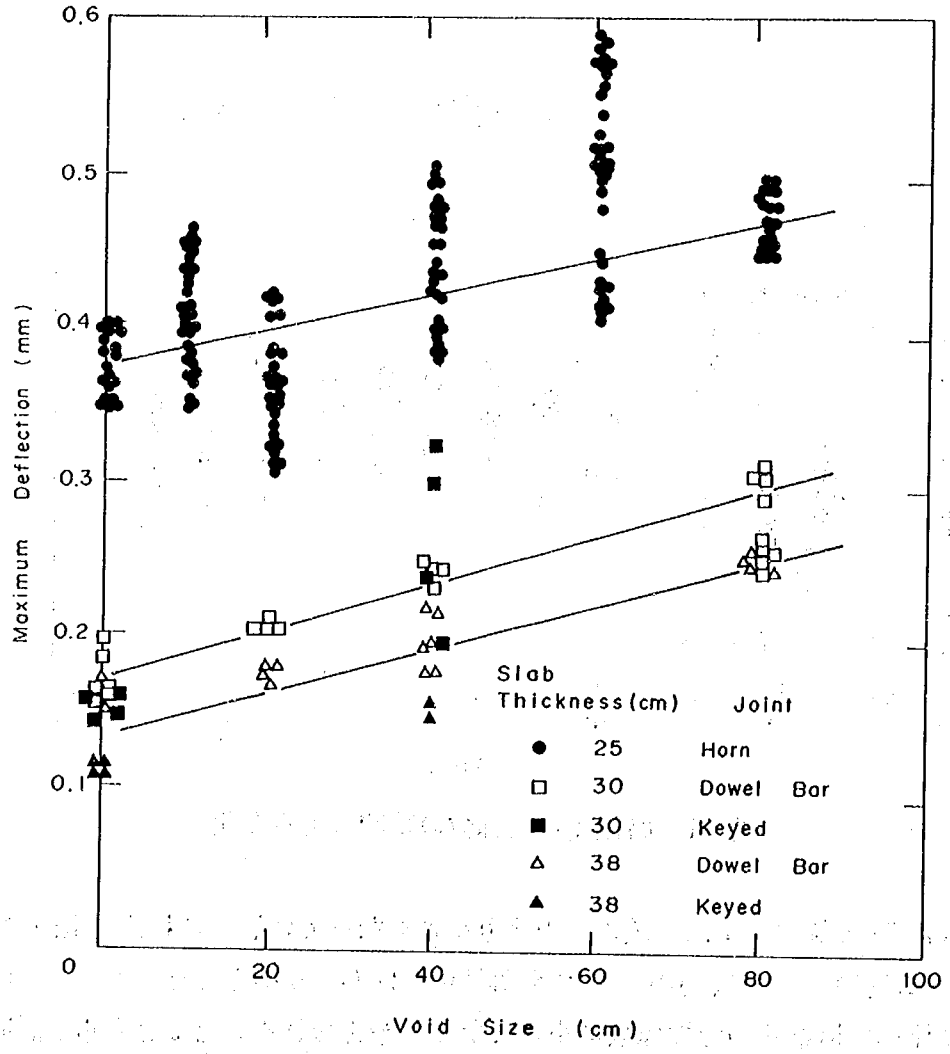


図-12 空隙幅と最大たわみの関係

空隙があることによって影響を受けるのは最大たわみばかりではなく、たわみ形状全体であることに着目して、目地部でのFWDの測定で得られるたわみを使って空隙の有無や大きさが判断できるかどうか調べることにした。すなわち、空隙があればその部分の路盤支持力係数が見かけ上減少すると見なすことができるものとして、目地部での測定値を使って路盤支持力係数を推定することにした。これを行なうためには、目地部で目地に直角にFWDの向きを変えた測定を2回実施して、これらの測定値を合わせて5点のたわみをデータとして用いることにした。これは、計算の精度を上げるためにはより多くのデータを使う方が有利であると考えたからである。この方法では未知数がEc, K, Effの3個となるが、Ecは同一舗装区域内での版中央部でのFWDの測定値から算出したものを用い、Effとしては目地部での測定により得られるEff'をそのまま用いることにしたので、未知数はKだけとなる。したがって、結局、計算値が測定値に最も近いものとなるときのKを特定すればよいことになる。

次に、以上の方法の妥当性を前述の有限要素法を使用した数値解析によって確かめることにしよう。その手法は、目地部に空隙のある舗装でのFWDによるたわみを求め、このたわみを使って見かけの路盤支持力係数を算出するというものである。版厚38cmについて得られた結果を、それぞれ図-13に示す。図には実測値も併せてプロットしてあるが、計算値は実測値の傾向をうまく説明できるようである。このことからみて、目地部での測定値を使って見かけの路盤支持力係数を計算すれば、目地部の版と路盤の間の空隙の有無、その大きさが推定できるものと考えられる。

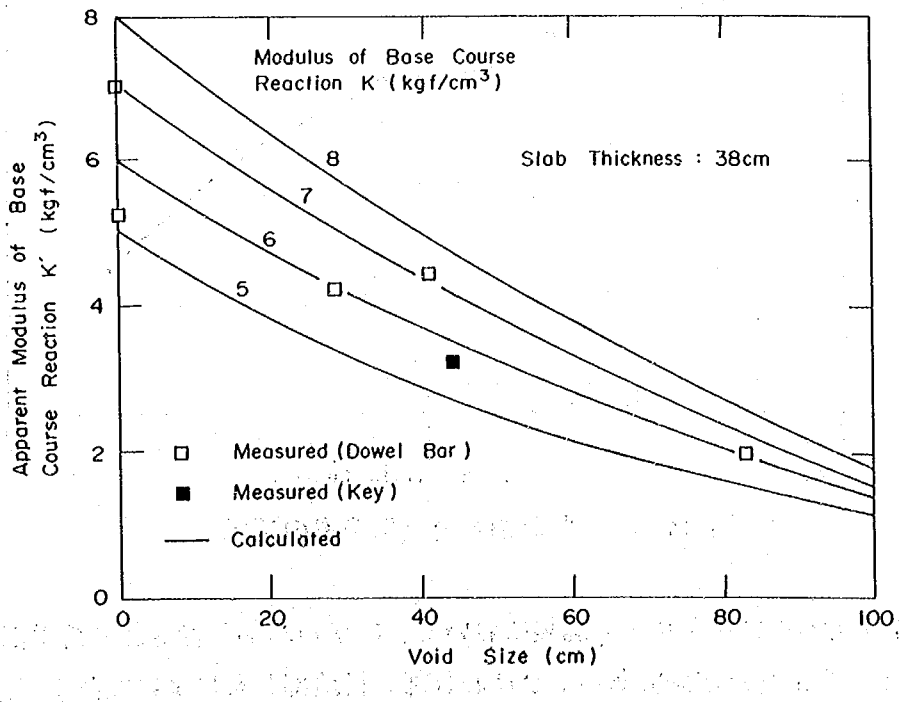


図-13 見かけの路盤支持力係数の計算値と実測値

4.3 目地が荷重伝達機能におよぼす影響

空港での無筋コンクリート舗装では、4.5m～7.5mの間隔で目地を設けることになっている。この場合の目地では、スリップバーなどの荷重伝達装置を設けることから荷重伝達機能は良好であると認識されている。しかし、何らかの原因により目地以外でひびわれが発生することもしばしば報告されている。

コンクリート舗装には、これ以外に目地を設けない形式のものもある。1つは連続鉄筋コンクリート舗装（以下CRCPとする）であり、1つはローラ転圧コンクリート舗装（以下RCCPとする）である。CRCPは横断方向に多数のひびわれを発生させ、個々のひびわれ幅を狭くする舗装である。また、RCCPは施工面から従来のコンクリート舗装のように目地にスリップバーなどの荷重伝達装置を設けることが困難な舗装である。したがって、両者ともひびわれ（目地）部での荷重伝達は骨材のかみ合わせによっていることになる。

今回、ひびわれ幅と荷重伝達機能の関係とその耐久性を明らかにする目的で、試験舗装を製作して載荷試験を実施するとともに、実際の空港で荷重伝達率を測定した。

図-14に示すようなひびわれ幅と荷重伝達機能の関係が、試験舗装による結果から得られている。[8] これによれば、1mm程度のひびわれ幅でも90%以上の荷重伝達率であることがわかっている。この図にプロットした点（●で示す）は、今回新たに小規模なCRCPを用いて行った実験から得られたものである。参考文献[9]と必ずしも同一条件ではないが、前回得られた結果の妥当性を裏付けているものと考えられる。

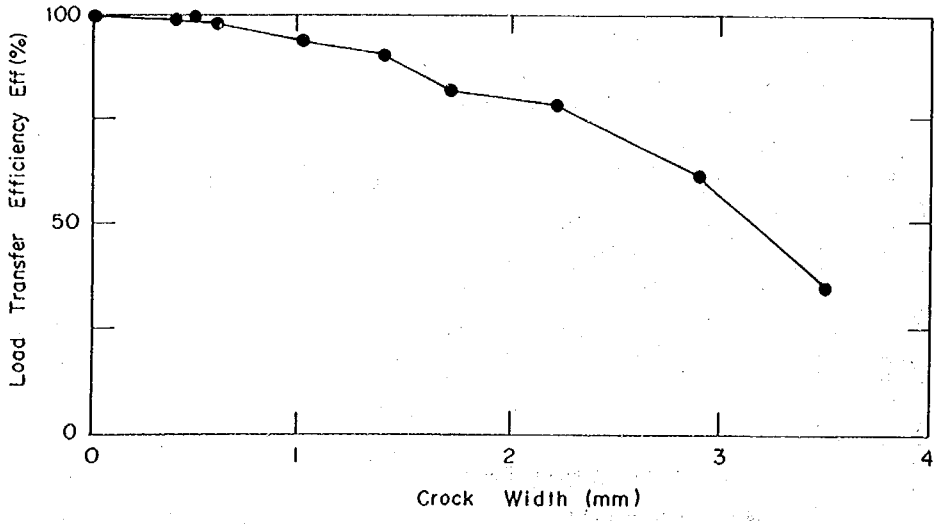


図-14　ひびわれ幅と荷重伝達率の関係

図-15は、福岡空港のコンクリート舗装において、ひびわれ部と目地部の荷重伝達率をダイナフレクトにより測定した結果である。ひびわれ部、目地部ともに良好な荷重伝達機能を有していることが認められるが、ひびわれ部と目地部の荷重伝達率を比較すると、目地部のほうが若干良好であるように思われる。

図-16は、東京国際空港で実施した試験のうち、荷重伝達装置を設けた無筋コンクリート舗装の目地部とRCCPのひびわれ（のこみぞ目地であるが実際にはひびわれと考えられる）部の荷重伝達率をFWDにより測定した結果である。目地部の荷重伝達率は良好であるが、ひびわれ部では荷重伝達率が非常に悪いものも多数みられる。ひびわれ幅のデータが得られていないため明確なことはいえないが、RCCPなどのひびわれ幅を制御できない形式の目地では、荷重伝達機能に関してかなり問題があると考えられる。

図-17は、新東京国際空港で実施したCRCPに関する試験結果である。このCRCP上をB-747型航空機の脚を取り付けたトレーラーを1万回まで走行させて、繰り返し載荷がひびわれ部の挙動におよぼす影響を調べた。この図に示すとおり、繰り返し走行によっても荷重伝達機能は良好さを保っていることが認められる。

以上のように、ひびわれは、その幅が狭ければ荷重伝達装置を設けた目地と同等の荷重伝達機能を有するが、ひびわれ幅の増加に伴いその機能が徐々に低下することが認められた。このひびわれは、今回新たに行った荷重伝達機能の耐久性試験から、その幅が1mm程度以内であれば耐久性の面からも問題のないことがわかった。また、現地での荷重伝達率の測定結果からは、荷重伝達装置を設けた目地部のほうがひびわれ部よりも良好な荷重伝達機能を有することが確認できた。

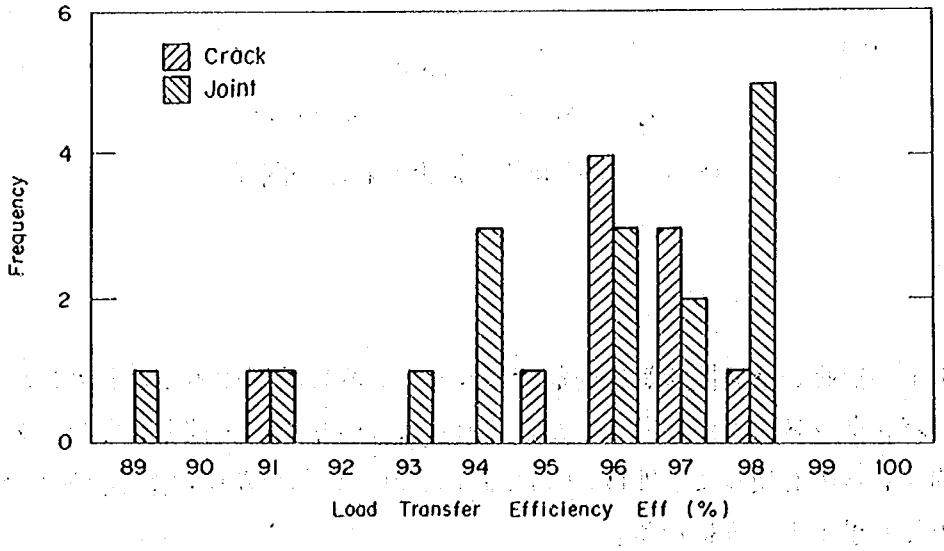


図-15 現地計測結果（福岡空港）

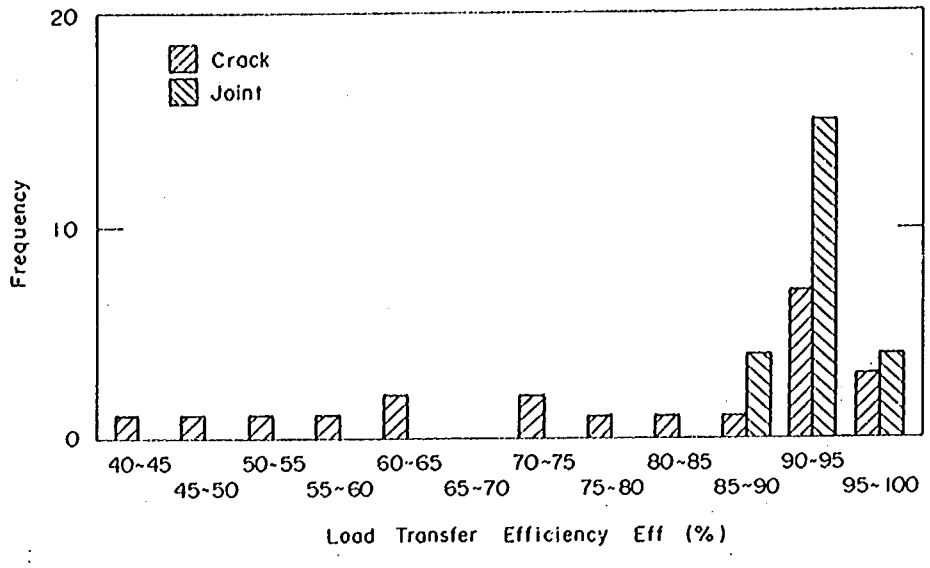


図-16　現地計測結果（東京国際空港）

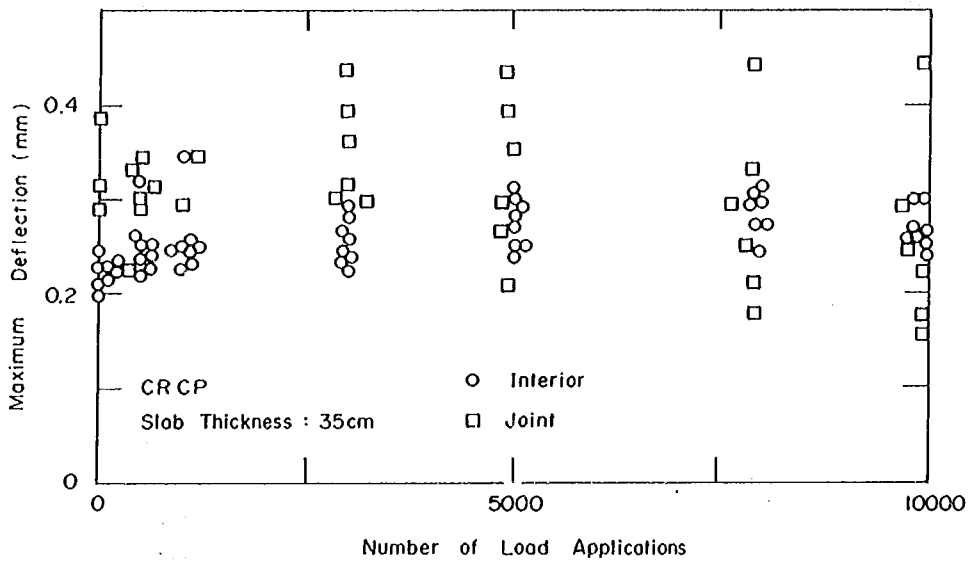


図-17　載荷回数と最大たわみの関係

5．　結論

設計、施工、補修、路面性状等広範なデータを一元的に管理することを目的として、空港舗装データバンクシステムが開発された。これにより今までに蓄積されたデータのうち、路面性状に関するものを使って、PRIによって評価されているわが国の空港舗装の路面性状についてまとめると以下のようになる。

(1)　補修の必要性を3段階に分けると、かなりの部分で補修は必要ないと評価されるので、

全体的に見てわが国の空港舗装は良好さを保っているといえよう。コンクリート舗装では施設による差はあまりみられない。

米国の空港舗装はPCIを使って評価するようになっている。今回収集した資料を解析して、以下のような結果が得られた。

(1) 全体的にみれば舗装の状態は良好であるが、コンクリート舗装は最高から破壊までその状態が広く分散しているというのが現状である。コンクリート舗装ではエプロンよりも滑走路や誘導路のほうが状態は悪い。

(2) 破損としてはクラックの発生する危険性が最も大きいが、目地での破損も見られる。

(3) 供用期間がPCIに及ぼす影響を舗装の種類別でみれば、コンクリート舗装で最も小さいことがわかる。

コンクリート舗装の構造評価としてFWDを用いた方法を開発した。

(1) コンクリート版中央部での FWDの測定値から、Westergaardの中央部載荷公式を用いて、コンクリートの弾性係数Ecと路盤支持力係数Kを算出することができる。これによって得られたEc,Kの値は、それぞれ、室内試験、平板載荷試験で得られたものからみてほぼ妥当なものであると考えられた。

(2) 目地の荷重伝達機能を表わす指標としてEff'を導入した。これは目地部での FWDの測定値を使って計算するものであり、すでに提案してある目地近傍のたわみから算出する目地の荷重伝達率 Effと相関があると考えられた。

(3) 路盤の永久変形によって目地部に生ずる版と路盤の間の空隙については、目地部でのFWDの測定値から見かけの路盤支持力係数K'を算出し、版中央部での測定で得られた路盤支持力係数Kと比較することによって、その有無、大きさが判断できる。

(4) コンクリート版の深さ方向の温度変化がコンクリート版にそりを生じさせ、その結果、FWDの測定値にも影響を及ぼすことがわかった。そりの影響を小さくするためには、FWDによる測定を版中央部では夜間に、目地部では日中に行なうべきである。ただし、目地部に空隙がないと判断できるときは夜間に行なってもよい。

5．あとがき

本稿で示した方法によって、空港コンクリート舗装の路面性状ならびに構造状態の評価を行うことが可能になったと思われる。この後のステップである空港舗装の合理的な維持・補修システムということになると、まだ研究の緒についた段階であり、今後数多くの課題に取り組みこれらを明らかにしていかなければならない。具体的には、舗装の維持・補修計画にとって最も重要な舗装の破損予測や供用性予測、さらには経済分析等といったものが挙げられる。

さらに、空港舗装を評価する場合には、安全性、特に、すべりや航空機の振動といった問題が解決されなければならない。本稿では、それらに関する成果を示すことはできなかったが、別な機会に発表したいと思っている。

参考文献

1)運輸省航空局：空港舗装補修要領（案），95p.，1984

2)The AASHO Road Test, Special Report 61E, Highway Research Board, 352p., 1961

3)福手勤，佐藤勝久，八谷好高，山崎英男：路面性状による空港舗装の供用性評価，港湾技研資料NO.414，20p.，1982

4)佐藤勝久，福手勤，佐藤峯夫，山崎英男：ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装評価とかさ上げ厚設計，港湾技術研究所報告第17巻第4号，169p.，1978

5)八谷好高，佐藤勝久，田中孝士：コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発　－フォーリングウエイトデフレクトメーターによる－，港湾技術研究所報告第26巻第2号，pp.465-492，1987

6)US Army Engineer, Waterways Experiment Station：Condition Survey Procedures, 49p., 1985

7)八谷好高：空港舗装の路面性状の実態，港湾技研資料No.634，1988

8)八谷好高，佐藤勝久，深海正彦，田中孝士：空港舗装データバンクシステムの開発，第21回空港土木工事報告会資料，13p.，1986

9)福手勤，八谷好高，山崎英男：コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能，港湾技術研究所報告第21巻第2号，1982

10)Bohn, A., P. Ullidtz, R.Stubstand and A.Sorensen：Danish Experiments with the French Falling Weight Deflectometer, Proceedings, Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.1, pp.1119-1128, 1972

アスファルト舗装の支持力の季節変動

Seasonal Variations in Bearing Capacity of Asphalt Pavements

北海道工業大学　笠原　篤
北海道大学　姫野賢治
(社)北海道舗装事業協会　五十嵐　勝

アスファルト舗装の支持力の季節変動

北海道工業大学工学部　笠原　篤
北海道大学工学部　姫野　賢治
（社）北海道舗装事業協会　五十嵐　勝

「概　要」

積雪寒冷地の舗装は、極寒期における凍上と融解期における支持力の低下により、早期に破壊することが多い。アスファルト舗装の支持力の季節変動を明確にすることは、寒冷地におけるアスファルト舗装のパフォーマンスの推定および合理的設計の確立において、極めて重要な事項となる。

厚さ８０mmのアスファルト混合物層、厚さ２００mmの粒状路盤から成るアスファルト舗装を試験のために舗設した。１９８９年１１月から１９９０年4月までの期間、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、ほぼ毎週試験舗装上のある１地点でたわみ測定を行った。その舗装には表面から９８０mmの深さまで１１個の熱電対を埋設し、アスファルト混合物層の温度および凍結深さを測定した。

フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、載荷板中心から、０，３００，６００，９００，１２００，２０００mm離れた地点でのたわみデータを収集した。これらのたわみデータから、層構造の弾性理論を組み込んだ逆解析により、舗装構成層の弾性係数を推定した。逆解析においては、舗装を、アスファルト混合物層・粒状路盤・路床・不動地盤とから成る４層構造モデルとした。そこでは、路床上面から１０m下に不動地盤が存在していると仮定している。アスファルト混合物層の温度測定結果からアスファルト混合物層の弾性係数を既知量とし、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータによるたわみデータから、粒状路盤および路床の弾性係数を推定した。アスファルト舗装の支持力の季節変動を、これらの弾性係数の推移として捉えることができた。

本研究で得られた主な成果は、次のような事項である。

1) 舗装の凍結深さと測定されたたわみの間には、強い相関がある。
2) 路盤および路床の凍結が始まっていない初冬における載荷板中心のたわみ（D0）を基準としたとき、凍結期のそれは０．２７、　融解期のそれは１．２２程度であった。
3) 路盤および路床の凍結は、アスファルト混合物層下面に生ずるひずみを非常に小さくする。凍結期間においては、標準荷重よりも大きな荷重を許容することができる。
4) 融解期において、特にアスファルト混合物層の温度が高い場合には、アスファルト舗装は大きなダメージを受ける。

アスファルト舗装の支持力の季節変動

北海道工業大学工学部　笠原　篤
北海道大学工学部　姫野　賢治
(社) 北海道舗装事業協会　五十嵐　勝

1．まえがき

積雪寒冷地の舗装は、極寒期における凍上と融解期における支持力の低下により、早期に破壊することが多い。アスファルト舗装の支持力の季節変動を明確にすることは、寒冷地におけるアスファルト舗装のパフォーマンスの推定および合理的設計の確立において、極めて重要な事項となる。

厚さ８０mmのアスファルト混合物層、厚さ２００mmの粒状路盤から成るアスファルト舗装を試験のために舗設した。１９８９年１１月から１９９０年４月までの期間、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、ほぼ毎週試験舗装上のある１地点でたわみ測定を行った。その舗装には表面から９８０mmの深さまで１１個の熱電対を埋設し、アスファルト混合物層の温度および凍結深さを測定した。

フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、載荷板中心から、０，３００，６００，９００，１２００，２０００mm離れた地点でのたわみデータを収集した。これらのたわみデータから、層構造の弾性理論の組み込んだ逆解析により、舗装構成層の弾性係数を推定した。

舗装技術者においてここ数年来大きな関心事は、舗装の非破壊試験と弾性係数の逆解析についてであった。それは、主に次のような事項を明かにすることに利用されるからである[1]。

1) 舗装構成層の弾性係数の推定と舗装の支持力の把握
2) 舗装支持力の強化のためのオーバーレイ厚の設計
3) 舗装支持力の低下率の把握と残存寿命の予測
4) 舗装を修繕する臨界時期の決定

弾性係数の逆計算においては、解析に用いる計算手法、舗装構造のモデルにより、推定される弾性係数が異なるという問題が存在する。ここでは、層構造弾性理論を用い、舗装をアスファルト混合物層・粒状路盤・路床・不動地盤とから成る４層構造モデルを採用した。そこでは、路床上面から１０m下に不動地盤が存在していると仮定している。

アスファルト混合物層の温度測定結果からアスファルト混合物層の弾性係数を既知量とし、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータによるたわみデータから、粒状路盤および路床の弾性係数を推定した。本研究においては、アスファルト舗装の支持力の季節変動を、これらの弾性係数の推移として捉えることを目的としている。

2．試験舗装

１９８８年に、北海道工業大学構内に、舗装の支持力の季節変動を明かにする目的で、幅員５m、長さ６０mのアスファルト舗装を舗設した。舗装構成は、厚さ２００mmの粒状路盤、厚さ８０mmのアスファルト混合物層である。路床の土質はシルト混じり砂である。アスファルト混合物層の温度および凍結深さを測定する目的で、１１個の熱電対を埋設し、フォーリング・ウエイト・デフレクトメータによるたわみ測定時に舗装体内の深さ方向の温度分布を測定した。

アスファルト混合物層の温度を測定するために、舗装表面から、５，２０，４０，６０，８０mmの深さに５個の熱電対が埋設されている。また、凍結深さを測定する目的で、舗装表面から、２３０，３８０，５３０，６８０，８３０，９８０mmの地点に６個の熱電対を埋設している。図－１には、舗装構成と熱電対の埋設位置を示してある。

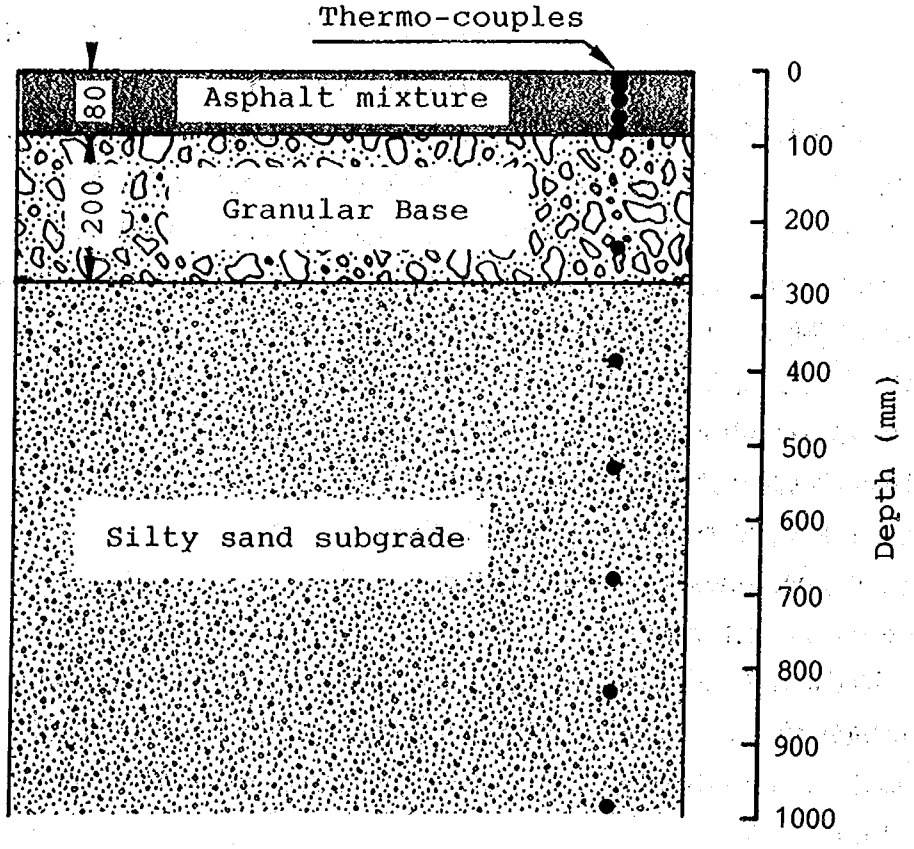


Figure 1 Pavement Structure with Vertical Position of Thermo-couples

3．フォーリング・ウエイト・デフレクトメータ

本研究において用いたフォーリング・ウエイト・デフレクトメータは、フニックス社製のモデルＰＴ５００２である。その主な仕様は、以下の通りである。

荷重：５０ｋＮ

載荷板の半径：１５０ｍｍ

たわみ測定範囲：０～２ｍｍ

たわみ測定位置：載荷板中心から０，３００，６００，９００，１２００，２０００ｍｍ

図－２は、ＰＴ５００２を示したものである。

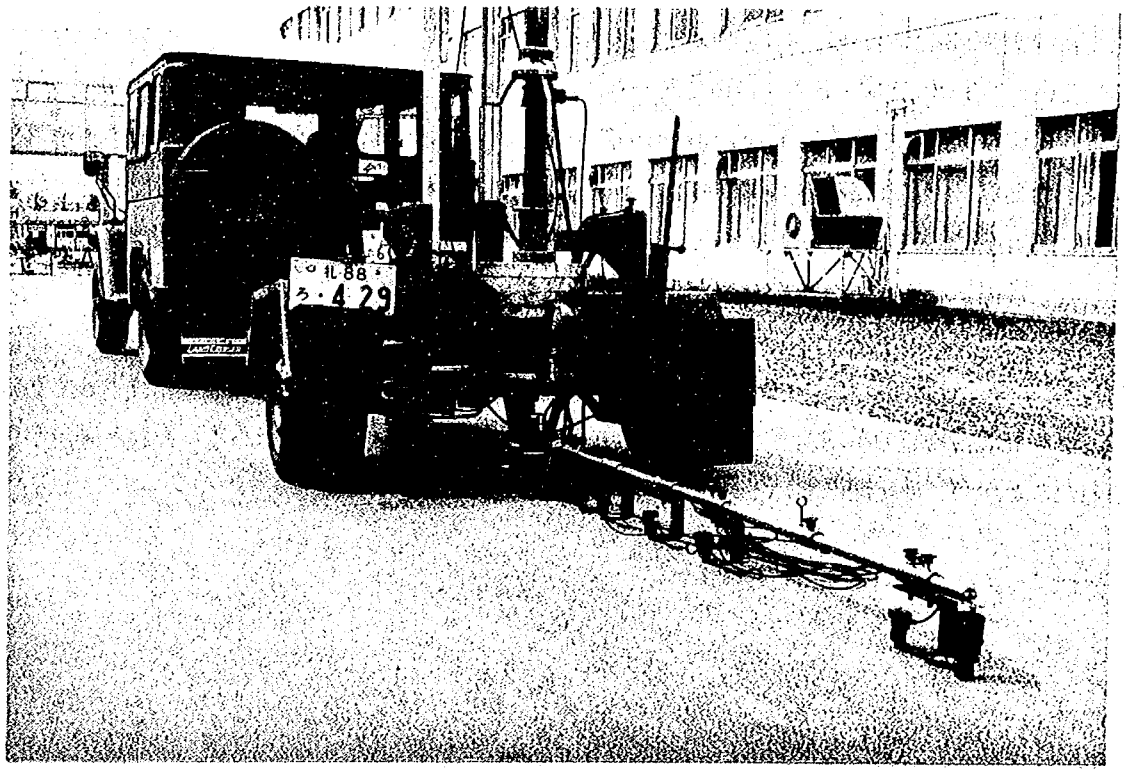


Figure 2　Phonix Falling Weight Deflectometer (Model PT5002)

4．たわみと温度測定

１９８９年の初冬から１９９０年の春にかけての５カ月間、ほぼ１週間毎にフォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、試験舗装上の定めた１地点でたわみを測定した。また、たわみ測定時には、熱電対で舗装体内の温度分布を測定した。表－１は、載荷板中心からの各々の距離におけるたわみデータと温度データを示したものである。図－３は、各々の測定日における、凍結深度、アスファルト混合物層の平均温度、載荷板中心のたわみ（D0）および載荷板中心から２０００mm離れた地点でのたわみ（D2000）を示したものである。

凍結は、１９８９年１２月１１日に始まり、１９９０年３月１２日に終わっていることがわかる。その期間中の１９８９年１２月２７日には凍結深が８０mmまでと浅くなっており、最大凍結深は２月の中旬から３月初旬にかけての９８０mmであった。載荷板中心におけるたわみ（D0）の季節変動は、凍結深の変動に対応していることが、図－３から明確にわかる。

３月上旬の融解期においては、D0の値が最も大きく１．４６３mmであった。凍結が最も進んだ１月２９日においては、D0の値は０．３１７mmであった。このことが示すように、路盤および路床の凍結期と融解期とでは、ＦＷＤによるたわみに１．１mmもの差が見られることが明かとなった。載荷板中心から２０００mm離れた地点におけるたわみ（D2000）にも季節変動が見られる。すなわち、凍結期においては０．０５８mm、融解期においては０．１４３mmであった。このように、融解期のたわみは凍結期のたわみの約４．５～３．５倍になっていることが明かにされた。また、初冬におけるたわみ（１１月２０日～１２月４日における測定たわみの平均）を基準として、凍結期および融解期のたわみの大きさを比較した。凍結期のD0は０．２７０、D2000は０．４６０であり、融解期のD0は１．２２０、D2000は１．０１６であった。

アスファルト混合物層の平均温度は、層厚の加重平均として求められたものである。たわみ測定が日中に実施されたことから、凍結期においても比較的高く±５℃以内であった。

Table 1 Seasonal Variation of FWD Deflections and Temperatures of Pavement

Date	Defections (mm)						Loads	Depth form surface (mm)										
	D0	D300	D600	D900	D1200	D2000	(kN)	5	20	40	60	80	230	380	530	680	830	980
								Temperatures (C)										
20 Mov. '89	1.214	0.892	0.540	0.378	0.245	0.129	4916			9.0	9.0	9.0						
27 Mov. '89	1.131	0.814	0.503	0.361	0.235	0.123	4916			8.9	8.9	8.9						
4 Dec. '89	1.180	0.881	0.532	0.374	0.240	0.126	4875			13.0	13.0	13.0						
11 Dec. '89	1.032	0.756	0.471	0.337	0.231	0.120	4916	-1.0	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.2	1.0	2.0	3.0	5.0
19 Dec. '89	0.509	0.407	0.299	0.254	0.183	0.088	4916	-3.5	-3.0	-3.0	-2.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0	2.0	3.0	3.0
25 Dec. '89	0.632	0.469	0.332	0.278	0.198	0.097	4916	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0
27 Dec. '89	1.173	0.874	0.548	0.397	0.258	0.131	4916	-1.0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	1.0	1.0	1.0	2.0	2.5	3.5
8 Jan. '90	0.453	0.352	0.264	0.235	0.173	0.082	4875	-2.2	-2.1	-2.1	-2.1	-2.1	-2.0	-1.0	0.0	0.5	1.5	2.5
16 Jan. '90	0.344	0.276	0.206	0.187	0.142	0.072	4916	-4.0	-5.5	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	-2.0	-0.5	0.5	1.0	2.0
22 Jan. '90	0.324	0.243	0.180	0.163	0.123	0.069	4916	-6.5	-6.5	-5.0	-5.0	-5.0	-5.0	-2.0	-1.0	0.0	0.5	1.5
29 Jan. '90	0.317	0.227	0.157	0.139	0.102	0.058	4916	0.0	0.0	-0.5	-0.5	-1.0	-3.5	-3.5	-2.0	-1.0	0.0	1.0
2 Feb. '90	0.414	0.268	0.182	0.164	0.127	0.069	4957	1.2	1.3	1.8	1.2	0.3	-1.5	-1.5	-1.2	-1.0	0.0	1.0
13 Feb. '90	0.644	0.478	0.307	0.242	0.166	0.080	4916	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	0.0
19 Feb. '90	0.864	0.645	0.396	0.292	0.202	0.103	4957	5.0	5.0	3.0	2.0	0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0.0	0.5
26 Feb. '90	1.434	1.038	0.631	0.435	0.267	0.128	4916	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	0.0
5 Mar. '90	1.463	0.942	0.559	0.396	0.259	0.138	4957	8.0	7.0	4.0	3.0	1.5	0.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0.0
12 Mar. '90	1.377	1.051	0.641	0.452	0.286	0.143	4957	6.5	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
19 Mar. '90	1.319	0.984	0.583	0.406	0.260	0.139	4916	14.4	13.8	11.3	10.5	9.5	6.3	3.1	3.1	3.1	3.0	3.0
26 Mar. '90	1.094	0.759	0.469	0.345	0.229	0.123	4930	3.0	2.0	2.5	2.5	2.0	1.5	3.0	4.0	4.0	4.0	4.0
2 Apr. '90	1.236	0.807	0.466	0.332	0.224	0.123	4916	16.0	15.0	13.0	11.5	10.5	9.0	8.0	8.0	7.0	6.0	5.0
9 Apr. '90	1.228	0.892	0.510	0.360	0.236	0.127	4916	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	1.5	2.5	2.0	1.5	1.5	1.0
17 Apr. '90	1.427	0.924	0.487	0.335	0.228	0.126	4902	27.0	26.0	24.0	22.0	20.0	14.0	9.0	9.0	9.0	8.0	8.0
24 Apr. '90	1.351	0.953	0.543	0.371	0.245	0.132	4902	21.5	18.0	15.5	13.5	12.0	9.5	10.0	10.5	10.5	10.5	10.0

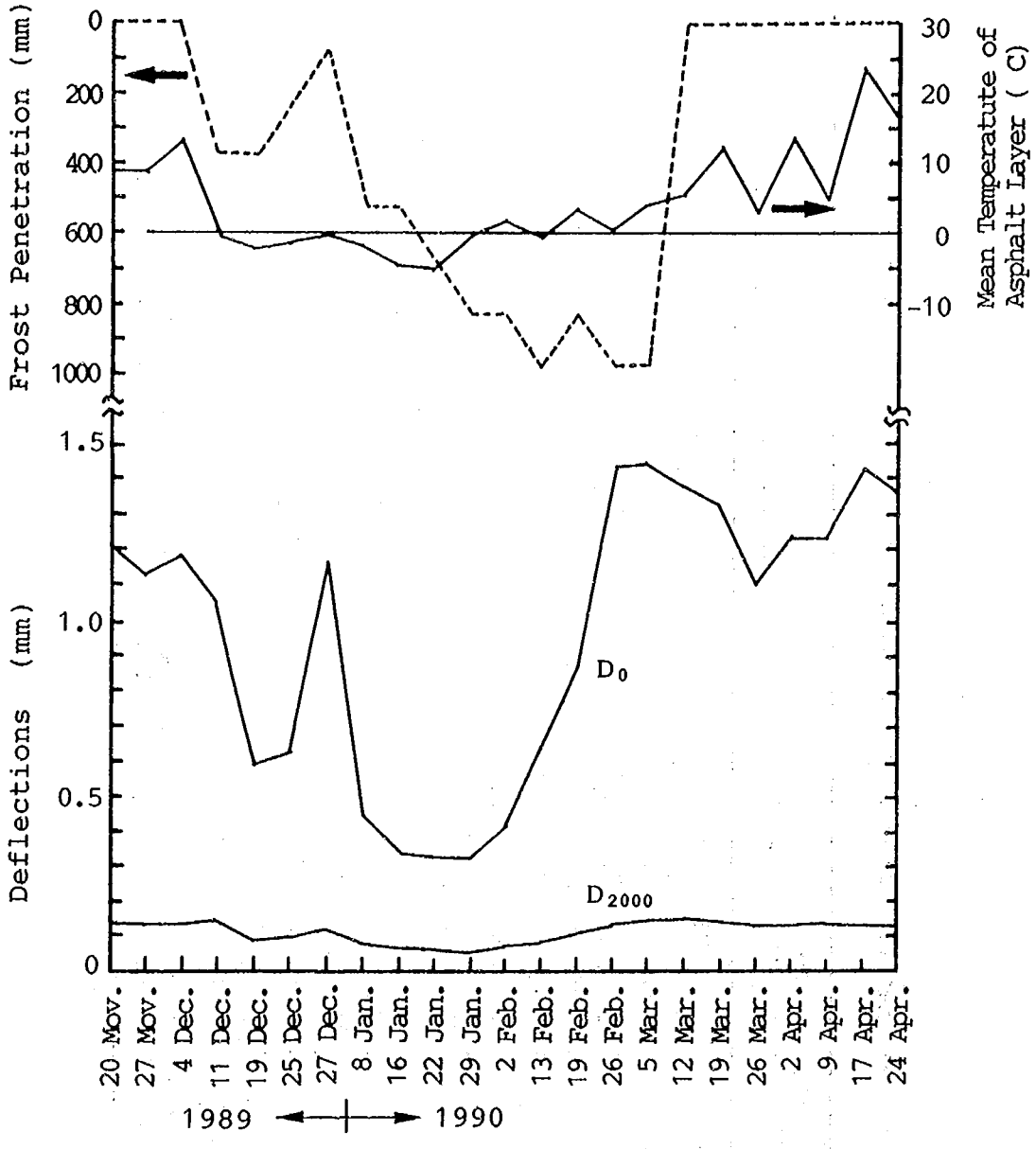


Figure 3 Seasonal Variations of FWD Defections, Depth of Frost Penetrations and Mean Temperatures of Asphalt Layer

5．路盤および路床の弾性係数の推定

5.1 逆解析

近年、ＦＷＤのたわみと荷重を既知量として、舗装構成層の弾性係数を推定する逆計算法の利用が活発となってきている。この逆解析に用いられる計算手法としては、層構造の弾性理論、有限要素法、粘弾性理論などの利用がある。また、それらの中に静的解析と動的解析がある。さらに、路床の深さを無限大とする場合や路床の下部に不動地盤が存在すると仮定している場合もある[2]。これらの逆計算において、用いる計算法や仮定の立て方により、推定される弾性係数の大きさが異なってくることから、論議の多いところである。

本研究においては、筆者の１人である姫野が開発した逆計算プログラムを使用している。それは、シエブロンが開発した層構造の弾性理論解法を基礎としてパーソナルコンピュータで容易に計算できるように開発した層構造の弾性理論解法（ＥＬＳＡ：Elastic Layer Structure Analysis）をサブルーチンに組み込んだものである。それは、ＬＭＢＳ（Layer Moduli Backcalculation System）と名付けられている[3]。

5.2 弾性係数の推定法

ＬＭＢＳを用いて、舗装構成層の弾性係数を推定にあたり、立てた仮定は以下の通りである。

1) 図－４に示した温度とアスファルト層の弾性係数との関係を用いて、アスファルト混合物層の平均温度からアスファルト混合物層の弾性係数を既知量とする。図－４は、室内における間接引張り試験から得られた結果であるが、それは、ＦＷＤの載荷時間（３０ｍｓｅｃ）におけるアスファルト混合物層の弾性係数とよい対応にある[4]。
2) 舗装構成は図－５に示すように４層構造とし、路床の下１０ｍの位置に不動地盤が存在する。
3) 不動地盤の弾性係数を１００，０００ＭＰａとする。

測定された６っのたわみデータ、荷重、路盤と路床の弾性係数の初期値を入力変数とし、路盤と路床の弾性係数を逐次変化させたときの、実測たわみと計算たわみとの残差平方和の変化率が10^{-6}以下となったときに、収束したものとした。

表－２は、路盤と路床の弾性係数の推定値の一覧を示したものである。

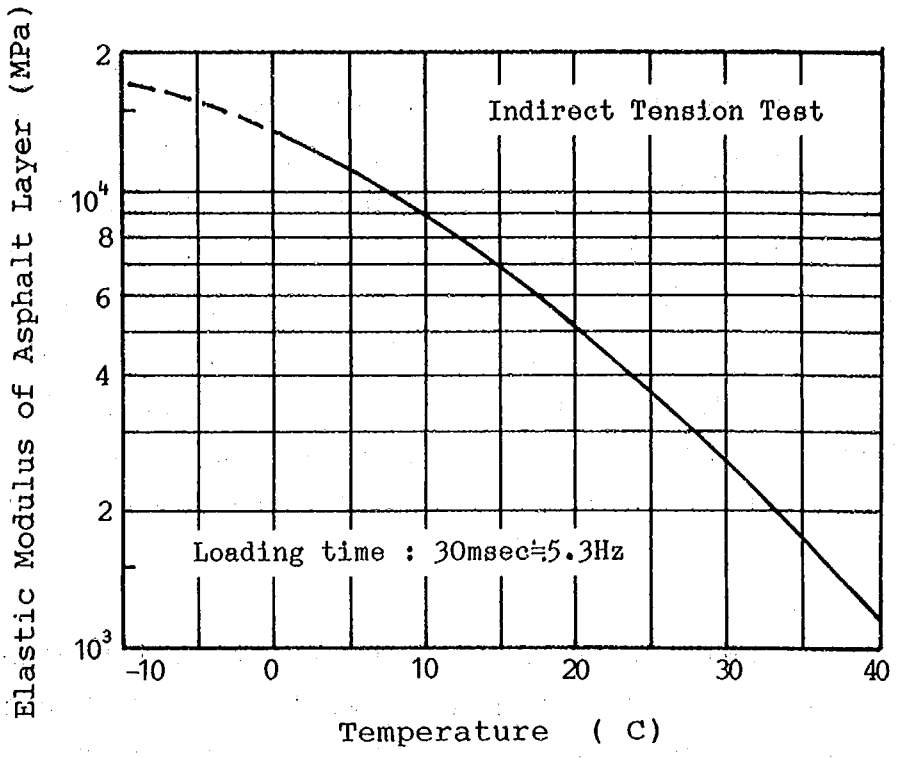


Figure 4 Elastic Modulus of Asphalt Layer coresponding to FWD Loading Time

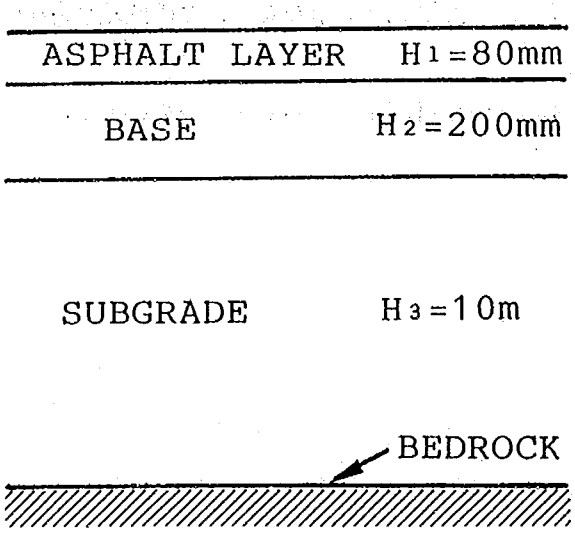


Figure 5 Pavement Structure for Backcaluculation

Table 2 Estmated Elastic Moduli of Asphalt Pavement (MPa)

Date	Asphalt layer (E1)	Granular subbase (E2)	Subgrade (E3)
20 Mov. '89	9500	93.9	39.1
27 Mov. '89	9500	124.5	41.2
4 Dec. '89	8000	134.3	38.5
11 Dec. '89	13000	110.8	43.9
19 Dec. '89	15000	136.7	56.2
25 Dec. '89	14000	744.0	53.3
27 Dec. '89	14000	65.1	38.7
8 Jan. '90	15000	1829.0	60.3
16 Jan. '90	15000	3249.2	73.9
22 Jan. '90	16000	2902.0	86.8
29 Jan. '90	14000	2008.9	107.5
2 Feb. '90	13000	1147.2	95.1
13 Feb. '90	14000	438.7	61.8
19 Feb. '90	14000	177.0	50.9
26 Feb. '90	13000	19.0	39.3
5 Mar. '90	11000	23.8	42.4
12 Mar. '90	10500	62.0	33.7
19 Mar. '90	8000	93.8	36.0
26 Mar. '90	11000	105.6	44.2
2 Apr. '90	6500	96.8	45.0
9 Apr. '90	11000	50.3	42.5
17 Apr. '90	4000	87.2	42.6
24 Apr. '90	6000	93.2	38.7

6．路盤と路床の弾性係数の季節変動

図－６は、路盤と路床の弾性係数の季節変動を示したものである。

路盤の弾性係数が最大となったのは、１９９０年１月１６日であり、その値は３２４９．２ＭＰａであった。路盤が凍結する以前においては、路盤の弾性係数は１００～２００ＭＰａであったものが、路盤凍結が進行するに従い路盤の弾性係数が上昇し、３２４９．２ＭＰａに達している。また、融解期に入ると路盤の弾性係数は急速に低下し、１９．０ＭＰａなる値となった。これは路盤の含水比が非常に高くなった結果と推測される。その後、また路盤の弾性係数は上昇し始め、約１００ＭＰａ程度となった。

路床の弾性係数が最大となったのは、１９９０年２月２９日であり、その値は１０７．５ＭＰａであった。路床が凍結する以前においては、路床の弾性係数は４０～６０ＭＰａであったものが、路床凍結が進行するに従い路床の弾性係数が上昇し、１０７．５ＭＰａに達している。また、融解期に入ると路床の弾性係数は低下し、４０～６０ＭＰａ程度となった。２月下旬から３月上旬にかけて、路盤の弾性係数より路床の弾性係数が大きな値を示している。

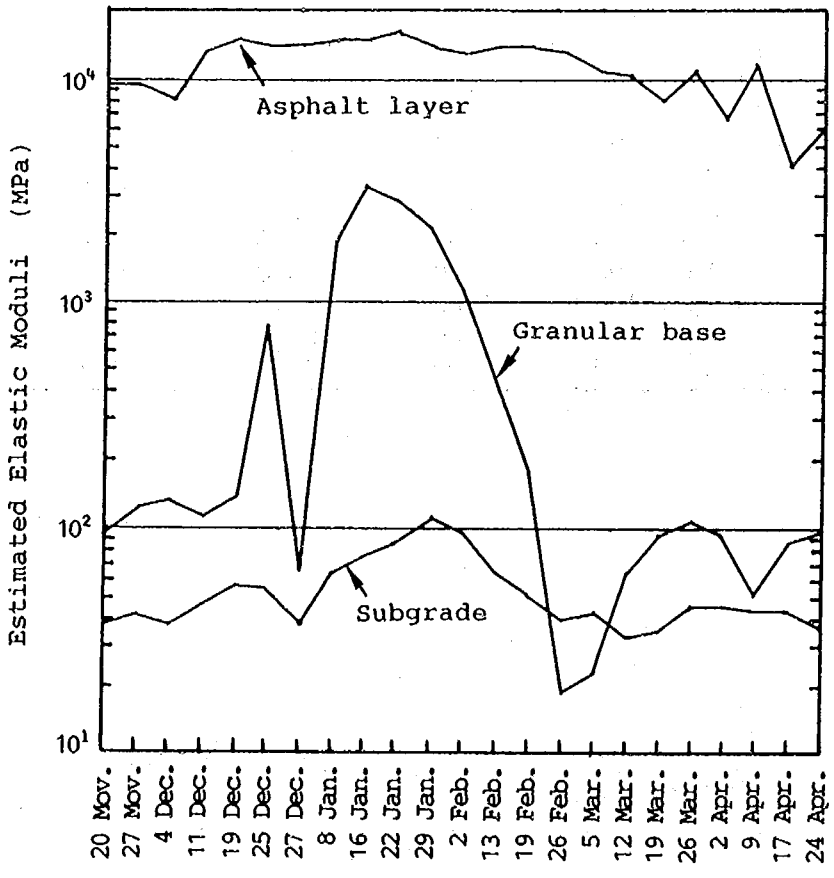


Figure 6 Seasonal Variations of Backcaluculated Elastic Moduli of Granular Base and Subgrade

7．アスファルト混合物層下面に生ずるひずみ

アスファルト舗装の構成層の弾性係数は、季節により大きく異なることから、標準荷重が載荷したときのアスファルト混合物層下面に生ずるひずみ（ε_t）の大きさも異なることが予測される。そこで、各季節における代表的な舗装構成層の弾性係数を選び、ε_tをＢＩＳＡＲを用いて計算した。表－３には、用いた弾性係数と算出されたε_tが示されている。載荷条件は２５ｋＮの複輪、接地半径は１３２．５mm、接地圧４５０ｋＰａ、車輪中心間距離は３４０mmである。

標準荷重が載荷した場合のアスファルト混合物層下面に生ずるひずみ（ε_t）の大きさは、１９８９年１１月２０日において282×10^{-6}であり、凍結時においては24.1×10^{-6}と１／１０以下であった。このことは、路盤が凍結している冬季においては、アスファルト舗装の支持力が非常に大きいことを示している。すなわち、Huber G.A.ら[5]が指摘しているように路盤および路床が凍結している期間においては、標準荷重よりも大きな荷重を許容することができよう。このことは、寒冷地における冬季の道路輸送問題に対し、大きな示唆を与えている。

１９９０年２月２６日の融解期におけるアスファルト混合物層下面に生ずるひずみは、293×10^{-6}と、路盤の弾性係数が小さいにもかかわらず、初冬におけるそれよりも４%程度大きい値であった。しかし、アスファルト混合物層の温度が日射により急劇に上昇（例えば２０℃）した場合には、アスファルト混合物層の弾性係数が低下し（$E_1=5000$MPa）、ε_tは584×10^{-6}にもなる。このことから、融解期において、アスファルト混合物層の弾性係数が小さい場合には、アスファルト混合物層下面に生ずるひずみは初冬におけるそれの２倍にもなる場合があると予測される。このことは、融解期にアスファルト舗装の破壊が急速に進行する現象を説明している。さらに、路盤および路床の支持力が低下している融解期において、過積載の車両がアスファルト舗装に大きなダメージを与えることも示している。

Table 3 Tensile Strain at Bottom of Asphalt Layer (MPa)

Season	Date	Estimated Elastic Moduli (MPa) E1	E2	E3	E4	Strain (microstrain)
Early winter	20 Mov. '89	9500	93.9	39.1	100,000	282
Coldest season	16 Jan. '90	15000	3249.2	73.9	100,000	24.1
Early spring	26 Feb. '90	13000	19.0	39.3	100,000	293
		5000	19.0	39.3	100,000	584

8．結論

フォーリング・ウエイト・デフレクトメータを用いて、アスファルト舗装のたわみの季節変動を測定した結果から得られた事項はおよそ次の通りである。

1) 舗装の凍結深さは、たわみに非常に大きな影響を与える。

2) 路盤および路床の凍結が始まっていない初冬における載荷板中心のたわみ（D0）を基準としたとき、凍結期のそれは０．２７、 融解期のそれは１．２２程度であった。

3) 舗装の支持力の季節変動を、路盤および路床の弾性係数の変化として逆解析を利用することにより捉えることができた。

4) 逆解析を用いて推定された初冬における路盤および路床の弾性係数を基準としたとき、凍結期における路盤の弾性係数は最大で３４．６、路床の弾性係数は最大で２．７倍の値を示した。また、融解期における路盤の弾性係数は最小で０．２、路床の弾性係数は最小で０．８６であった。

5) 路盤および路床の凍結は、アスファルト混合物層下面に生ずるひずみを非常に小さくする。凍結期間においては、標準荷重よりも大きな荷重を許容することができる。このことは、寒冷地における冬季の道路輸送問題に対し、大きな示唆を与えている。

6) 融解期において、特にアスファルト混合物層の温度が高い場合には、アスファルト舗装は大きなダメージを受ける。

参考文献

1) Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM special technical publication;1026, Bush III A.J. and Baladi G.Y. editors, 1989

2) Sebaaly B.E., Mamlouk M.S. and Davies T.G. : Dynamic Analysis of Falling Weight Defectometer Data, Transportation Research Record 1070, Transportation Research Boad, pp.63-68, 1986

3) Kasahara A., Himeno K., Kawamura K. and Kubo H. : Evaluation of Bearing Capacity of Existing Asphalt Pavement using Falling Weight Deflectometer, Proceedings of 3rd International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, The Norwegian Institute of Technology, 1990

4) Kasahara A., Kubo H. and Sugawara T. : Estimation of In Situ Modulus of Pavement Structural Layer with Falling Weight Deflectometer Defection Basin, Proceedings of 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.1, The University of Michigan, pp. 590-596, 1987

5) Huber A.G., Heiman G.H. and Chursinoff R.W. : Prediction of Pavement Layer Temperature during Winter Months using a Computer Model, Proceedings of the 34th Conference of Canadian Technical Asphalt Association, pp. 2-19, 1989

信頼性確率を考慮したアスファルト舗装の供用性評価

Evaluation of the Performance of Asphalt Pavement in Consideration of Reliability

東北大学　武山　泰
同　福田　正
建設省東北地方建設局　小原　務

信頼性確率を考慮したアスファルト舗装の供用性評価

東北大学工学部　武山　泰
〃　福田　正
(元) 建設省東北技術事務所　小原　務

概　要

建設省東北地方建設局では、管内の国道全線について、3～4年に1回の割合で路面性状調査を実施している。本研究は、これらのデータに著者らが開発したマルコフ確率モデルによるシステムを適用して、アスファルト舗装の供用性を確率論的に評価したものである。使用したデータは、同一条件の100mの道路区間を1地点として、合計10，450地点である。

得られた主な成果は次のとおりである。

(1) 3～4年毎に測定されたデータから、1年間におけるアスファルト舗装の供用性の遷移確率を求める手法を確立した。これにより、路線毎のアスファルト舗装の遷移確率を得た。

(2) (1) のデータを基に、各路線のアスファルト舗装の供用性の遷移、すなわち供用寿命とその信頼性確率を得た。

(3) 各路線における舗装の補修の効果を、信頼性確率を用いて評価することができた。

信頼性確率を考慮したアスファルト舗装の供用性評価

東北大学工学部　武山　泰
〃　福田　正
(元) 建設省東北技術事務所　小原　務

1．はじめに

本研究は、建設省東北地方建設局で実施した舗装路面性状調査のデータに、著者らが開発したマルコフ連鎖モデルによる方法[1]を適用して、東北地方の国道のアスファルト舗装の供用性を評価したものである。

東北地方はそのほとんどの地域が積雪寒冷地であり、冬期のスパイクタイヤ、タイヤチェーンによる摩耗によって舗装路面が著しく損傷する。このような場合、その維持修繕作業を合理的に実施するためには、舗装の供用性の時系列的な変化を表現できるモデルを作成する必要がある。通常、アスファルト舗装の供用性に関する時系列モデルには回帰モデルなどが用いられているが、回帰モデルでは平均的な挙動しか表現できない。これに対してマルコフ連鎖モデルは、アスファルト舗装の破損のばらつきを確率論的に表現することができる。したがってこのモデルを用いることによって、アスファルト舗装の供用性の信頼性を評価することが可能である。

2．マルコフ連鎖モデル

アスファルト舗装の路面状態をn段階のランクで評価する。ここでは、アスファルト舗装の破損状態の遷移について単純マルコフ性を仮定する。すなわち、ある段階での状態は、その直前の段階の状態にのみ依存すると仮定する。まず最初に補修が行われない場合を考える。この場合、終局的破損状態であるランクnに達した舗装は他の状態に移行することはなく、ランクnはマルコフ連鎖における吸収状態に相当する。

ランクiの舗装が、ランクjに移行する際の遷移確率をp_{ij}とすれば、路面状態の各ランクの組に対する遷移確率は、マトリックス表示により次のようになる。

$$P = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & \cdots\cdots & p_{1n} \\ p_{21} & p_{22} & \cdots\cdots & p_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ p_{n1} & p_{n2} & \cdots\cdots & p_{nn} \end{bmatrix} \tag{1}$$

ここで，$0 \leqq p_{ij} \leqq 1$

ここで個々の遷移現象は排反であることから、各行の要素の和は1になる。

$$\sum_{j=1}^{n} p_{ij} = 1 \tag{2}$$

舗装の初期状態を（3）式のような行ベクトルで表わせば、mステップ後の舗装の状態は（4）式で表わされる。また、ある状態にある舗装がmステップ後に終局的破損に至らない確率、すなわち信頼性確率は（5）式で表わせる。

$$X(0) = [x_1(0)\ \ x_2(0)\ \cdots\cdots\ x_n(0)] \tag{3}$$

ここで，$x_i(0)$：舗装が初期状態においてランクiである確率

$$\begin{aligned} &X(1) = X(0)P \\ &X(2) = X(1)P = X(0)PP = X(0)P^2 \\ &\quad\vdots \\ &X(m) = X(m-1)P = \cdots\cdots = X(0)P^m \end{aligned} \tag{4}$$

$$R(m) = 1 - x_n(m) \tag{5}$$

ここで，$R(m)$：mステップ後の舗装の信頼性確率

$x_n(m)$：mステップ後に舗装がランクnにある確率であり，(4)式において初期状態確率を

$X(0) = [1\ \ 0\ \cdots\cdots\ 0]$ とすることにより得られる

初期状態においてランクｉの舗装が、終局的破損に至るまでにランクｊに滞留する平均ステップ数をm_{ij}とする。このm_{ij}によるマトリックスMは（6）式で表わせる。各行の和は、それぞれの初期状態の舗装が終局的破損に至るまでの平均ステップ数である。このことから、初期状態がランク１である舗装の平均吸収ステップ数を求めて、新設の舗装の平均供用寿命を評価することができる。

$$M = [\ I - P'\ ]^{-1} \tag{6}$$

ここで，M ： 平均滞留ステップ数のマトリックス

I ：（n－1）次の単位マトリックス

P'： 遷移確率マトリックスからｎ行およびｎ列を削除した（n－1）次の正方行列

次に、定期的に補修が行なわれる場合には吸収点がなくなり、これはある定常状態確率X*に収束するエルゴード的非吸収マルコフ連鎖モデルである。この定常状態確率X*は（7）式で表わせる。

$$X^* = T\ [I-Q\ ]^{-1} \tag{7}$$

ここで，Q ： 遷移確率マトリックスのｎ列の要素から１を差し引いたマトリックス

I ： ｎ次の単位マトリックス

T ： ｎ番目の要素の値が１で他の要素の値が０であるｎ次の行ベクトル

舗装の遷移過程において、ランクｉの舗装に対して工法ｋの補修を行う確率 r_{ik} と、この補修ｋにより舗装が次の過程でランクｊに遷移する確率f_{kj}を、次のように導入する。

$$r_k = \begin{bmatrix} r_{1k} \\ r_{2k} \\ \vdots \\ \vdots \\ r_{nk} \end{bmatrix} = {}^{t}[r_{1k}\ \ r_{2k}\ \cdots\cdots\ r_{nk}] \tag{8}$$

ここで，　$0 \leqq r_{ik} \leqq 1$

t ：転置を表す記号

$$f_k = [f_{k1}\ \ f_{k2}\ \cdots\cdots\ f_{kn}] \tag{9}$$

ここで，$0 \leqq f_{kj} \leqq 1$ ，　$\sum_{j=1}^{n} f_{kj} = 1$

このr_k、f_kを用いることにより、Ｌ種類の補修工法をある舗装区間で実施した場合の遷移確率p_{ij}'は、補修が行われない場合の遷移確率p_{ij}を用いて次のように表わされる。

$$p_{ij}' = p_{ij} \cdot \left(1 - \sum_{k=1}^{L} r_{ik}\right) + \sum_{k=1}^{L} r_{ik} \cdot f_{kj}$$

ここで，r_{ik}：ランクiの舗装に対して補修kを実施する確率

$$\text{ただし，} \quad \sum_{k=1}^{L} r_{ik} \leqq 1$$

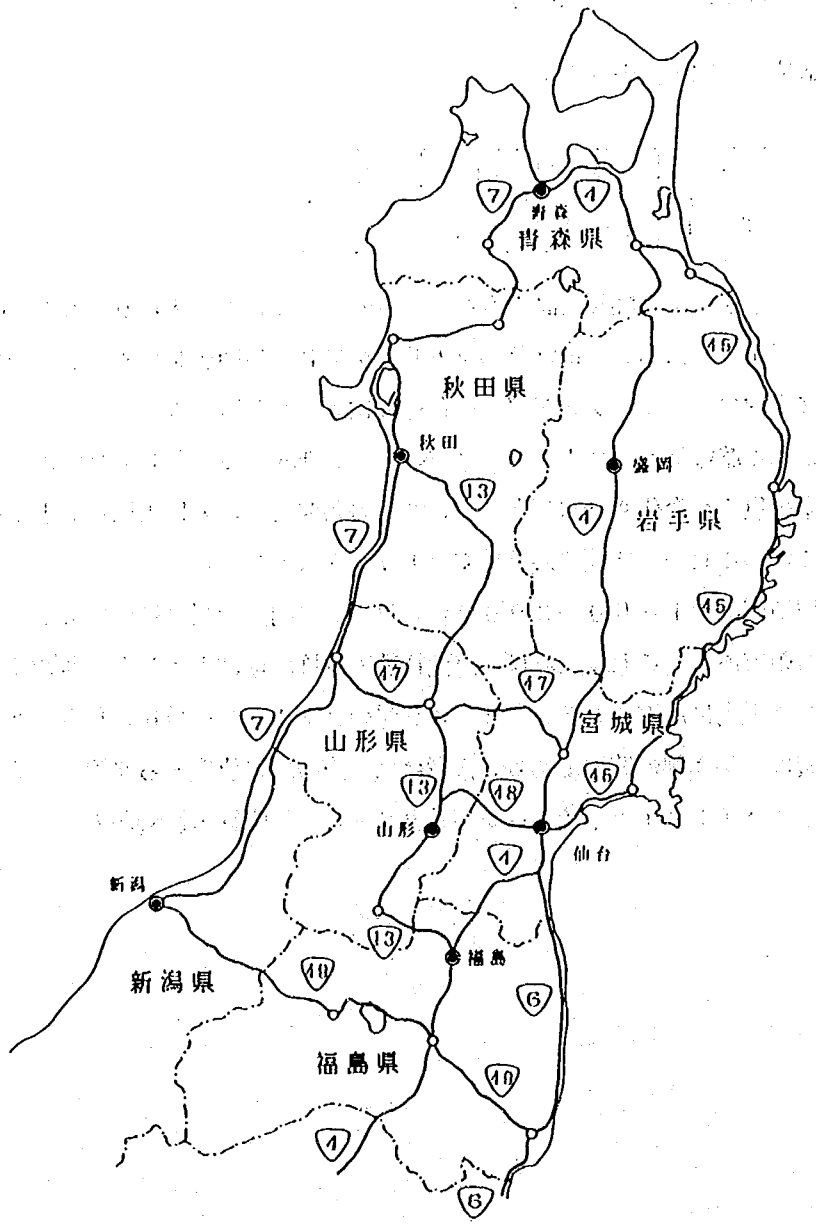
f_{kj}：補修kが行われた舗装が次のステップでランクjに遷移する確率

また、L種類の補修工法のうち工法kが実施されている比率R_kは、状態確率ベクトルと補修確率ベクトルを用いて、次式のように表わされる。

$$R_k = [x_1 \ x_2 \cdots\cdots x_n] \quad [r_{1k} \ r_{2k} \cdots\cdots r_{nk}]^t = X \ r_k \tag{11}$$

3．データファイル

本研究では、建設省東北地方建設局の路面性状調査のデータを使用した。この調査は東北地方建設局管内の一般国道（図－１）を対象に、キロポストを基準に延長１００ｍの区間を調査単位区間として、同一単位区間について３～４年に１回の割合で実施されている。調査データにはひびわれ率、わだちぼれ量、縦断方向凹凸量などが記録されている。本研究ではこれらの調査データの中から、トンネル、橋梁などの構造物区間を除外した１０，４５０地点のデータを抽出して、これに昭和６０年度道路交通センサスから得られた交通区分を補足してデータファイルを作成した。



図－１　東北地方建設局管内国道路線図

4．補修が行われない場合の遷移確率マトリックス

アスファルト舗装の供用性指標として、道路維持修繕要綱に示されるＰＳＩを用いた。これは次式のとおりである。

$$PSI = 4.53 - 0.518 \log\sigma - 0.371 \sqrt{C} - 0.174 D^2 \quad (12)$$

ここで、 σ：縦断方向の凹凸の標準偏差(mm)

C：ひびわれ率(%)

D：わだちぼれ深さの平均(cm)

このＰＳＩを用いて、舗装の状態を次の５ランクに評価した。

ランク	1	2	3	4	5
ＰＳＩ	4～	3～4	2～3	1～2	～1

本研究で用いたデータは、３～４年間隔で調査されているので、これより次の方法で１年間の遷移確率マトリックスを作成する。（４）式において遷移確率マトリックスＰの初期値を与え、補修が行われない場合のデータのM年間の遷移度数のマトリックス$N^{(M)}$の各行の和を、ＰのM乗のマトリックスにより各行各列ごとに割り振り、推定される遷移度数のマトリックス$N^{(M)'}$を作成する。そしてＰの各要素を（２）式の条件を満足させながら微小量ずつ変化させ、$N^{(M)}$と$N^{(M)'}$の各要素の差の自乗和が最小となるマトリックスを繰り返し計算により求めこれを１年間の遷移確率マトリックスとした。

表－１はＣ交通（大型車交通量１０００～３０００台／日・一方向）の場合について、路線別の遷移確率マトリックスを示したものである。これによれば、路面状態の遷移がほぼ１ランクの範囲である６、４５、４７、４８号と、２ランク以上に及ぶ４、７、１３、４９号の２グループに分類される。前者の中でとくに６、４５号は比較的温暖な太平洋側の路線であり、後者は積雪寒冷地に位置する路線である。これらの積雪寒冷地における路線は、スパイクタイヤ、チェーン装着タイヤによる摩耗の影響が大きいことを示している。

表－1　1年間の遷移確率マトリックス

4号

$$\begin{bmatrix} 0.113 & 0.250 & 0.462 & 0.153 & 0.022 \\ 0 & 0.557 & 0.254 & 0.143 & 0.046 \\ 0 & 0 & 0.698 & 0.302 & 0.000 \\ 0 & 0 & 0 & 0.666 & 0.334 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

45号

$$\begin{bmatrix} 0.473 & 0.526 & 0.000 & 0.001 & 0 \\ 0 & 0.753 & 0.221 & 0.018 & 0.008 \\ 0 & 0 & 0.787 & 0.213 & 0.000 \\ 0 & 0 & 0 & 0.773 & 0.227 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

6号

$$\begin{bmatrix} 0.388 & 0.612 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.629 & 0.371 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.833 & 0.135 & 0.032 \\ 0 & 0 & 0 & 0.870 & 0.130 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

47号

$$\begin{bmatrix} 0.392 & 0.608 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.597 & 0.326 & 0.000 & 0.077 \\ 0 & 0 & 0.625 & 0.357 & 0.018 \\ 0 & 0 & 0 & 0.723 & 0.277 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

7号

$$\begin{bmatrix} 0.458 & 0.342 & 0.200 & 0 & 0 \\ 0 & 0.514 & 0.385 & 0.101 & 0 \\ 0 & 0 & 0.629 & 0.371 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.234 & 0.766 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

48号

$$\begin{bmatrix} 0.410 & 0.591 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.641 & 0.359 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.594 & 0.406 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.440 & 0.560 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

13号

$$\begin{bmatrix} 0.441 & 0.319 & 0.213 & 0.027 & 0 \\ 0 & 0.667 & 0.271 & 0.000 & 0.062 \\ 0 & 0 & 0.743 & 0.245 & 0.012 \\ 0 & 0 & 0 & 0.890 & 0.110 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

49号

$$\begin{bmatrix} 0.361 & 0.491 & 0.110 & 0.000 & 0.038 \\ 0 & 0.446 & 0.515 & 0.000 & 0.039 \\ 0 & 0 & 0.464 & 0.536 & 0.000 \\ 0 & 0 & 0 & 0.646 & 0.354 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

5．舗装の信頼性および供用寿命の期待値

（4）式から表1の遷移確率マトリックスをm乗することにより、m年後の遷移確率を求めることができるので、ランク5（終局的破損状態）に至らない確率、すなわち信頼性を求めることができる。表－2はC交通の場合の供用年数5および10年における信頼性である。

表－2　信頼性

路線番号 / 経年数	4	6	7	13	45	47	48	49
5年	0.562	0.948	0.609	0.852	0.948	0.767	0.851	0.670
10年	0.160	0.712	0.108	0.594	0.677	0.326	0.249	0.143

同じデータに関して、舗装の状態が各ランクに滞留する年数、およびその合計値として求められる供用寿命の期待値として（6）式により求めると、表－3のとおりである。太平洋側に位置する6、45号の舗装の供用寿命は15年前後であることに対して、13号を除く他の路線の舗装はいずれも10年以下である。

表－3　舗装の供用寿命の期待値

4号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.13 & 0.64 & 2.26 & 2.83 \\ 0 & 2.26 & 1.90 & 2.68 \\ 0 & 0 & 3.31 & 2.99 \\ 0 & 0 & 0 & 2.99 \end{bmatrix} \begin{matrix} 6.86 \\ 6.84 \\ 6.31 \\ 2.99 \end{matrix}$$

45号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.90 & 4.04 & 4.20 & 4.26 \\ 0 & 4.05 & 4.21 & 4.26 \\ 0 & 0 & 4.71 & 4.40 \\ 0 & 0 & 0 & 4.40 \end{bmatrix} \begin{matrix} 14.40 \\ 12.52 \\ 9.11 \\ 4.40 \end{matrix}$$

6号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.64 & 2.69 & 6.00 & 6.22 \\ 0 & 2.69 & 6.00 & 6.22 \\ 0 & 0 & 6.00 & 6.22 \\ 0 & 0 & 0 & 7.69 \end{bmatrix} \begin{matrix} 16.55 \\ 14.92 \\ 12.23 \\ 7.69 \end{matrix}$$

47号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.65 & 2.48 & 2.15 & 2.78 \\ 0 & 2.48 & 2.15 & 2.78 \\ 0 & 0 & 2.67 & 3.44 \\ 0 & 0 & 0 & 3.61 \end{bmatrix} \begin{matrix} 9.06 \\ 7.42 \\ 6.10 \\ 3.61 \end{matrix}$$

7号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.85 & 1.30 & 2.34 & 1.31 \\ 0 & 2.06 & 2.14 & 1.31 \\ 0 & 0 & 2.69 & 1.31 \\ 0 & 0 & 0 & 1.31 \end{bmatrix} \begin{matrix} 6.79 \\ 5.50 \\ 4.00 \\ 1.31 \end{matrix}$$

48号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.69 & 2.78 & 2.47 & 1.78 \\ 0 & 2.78 & 2.47 & 1.78 \\ 0 & 0 & 2.47 & 1.78 \\ 0 & 0 & 0 & 1.78 \end{bmatrix} \begin{matrix} 8.73 \\ 7.03 \\ 4.25 \\ 1.78 \end{matrix}$$

13号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.79 & 1.71 & 3.29 & 7.74 \\ 0 & 3.00 & 3.17 & 7.03 \\ 0 & 0 & 3.89 & 8.64 \\ 0 & 0 & 0 & 9.06 \end{bmatrix} \begin{matrix} 14.53 \\ 13.20 \\ 12.53 \\ 9.06 \end{matrix}$$

49号　(年)

$$\begin{bmatrix} 1.57 & 1.39 & 1.65 & 2.50 \\ 0 & 1.81 & 1.73 & 2.62 \\ 0 & 0 & 1.87 & 2.82 \\ 0 & 0 & 0 & 2.82 \end{bmatrix} \begin{matrix} 7.11 \\ 6.17 \\ 4.69 \\ 2.82 \end{matrix}$$

6．補修を考慮した遷移確率マトリックス

これまでは舗装が補修を受けない場合を対象としてきたが、実際には舗装が破損状態に近づくにしたがい補修が実施され、現状よりも前のランクに回復される。C交通の場合の各路線における補修実績（表－4）を考慮した遷移確率マトリックスを（10）式により求めると、表－5のようになった。なお補修確率r_{ik}、補修効果f_{kj}はデータファイルから分析して求めた。路線別の補修効果は表－6のとおりである。

表－3の補修実績を考慮した遷移確率マトリックスから、（7）式により定常状態確率ベクトルを求めると表－7の通りである。。一方、データファイルより各路線における舗装の状態確率を求め、両者を比較すると図－2のようになる。両者は若干の相違はあるものの、ほぼ一致している。

表－4　補修が行われた比率

路線番号 / 補修工法	4	6	7	13	45	47	48	49
オーバーレイ	0.1065	0.1012	0.0740	0.1045	0.1019	0.0619	0.0539	0.1065
表面処理	0.1097	0.0283	0.1288	0.1503	0.0547	0.1194	0.1161	0.0460
計	0.2162	0.1295	0.2028	0.2548	0.1566	0.1813	0.1700	0.1525

表－5　補修実績を考慮した遷移確率マトリックス

4号

$$\begin{bmatrix} 0.116 & 0.254 & 0.457 & 0.152 & 0.021 \\ 0.031 & 0.553 & 0.240 & 0.133 & 0.043 \\ 0.072 & 0.108 & 0.573 & 0.245 & 0.002 \\ 0.121 & 0.165 & 0.029 & 0.456 & 0.229 \\ 0.257 & 0.305 & 0.052 & 0.010 & 0.376 \end{bmatrix}$$

45号

$$\begin{bmatrix} 0.474 & 0.525 & 0.000 & 0.001 & 0 \\ 0.046 & 0.724 & 0.205 & 0.018 & 0.007 \\ 0.108 & 0.072 & 0.645 & 0.174 & 0.001 \\ 0.175 & 0.124 & 0.008 & 0.535 & 0.158 \\ 0.354 & 0.269 & 0.015 & 0.006 & 0.356 \end{bmatrix}$$

6号

$$\begin{bmatrix} 0.390 & 0.610 & 0 & 0 & 0 \\ 0.031 & 0.615 & 0.351 & 0.001 & 0.002 \\ 0.069 & 0.052 & 0.726 & 0.119 & 0.034 \\ 0.127 & 0.083 & 0.006 & 0.675 & 0.109 \\ 0.299 & 0.162 & 0.015 & 0.008 & 0.516 \end{bmatrix}$$

47号

$$\begin{bmatrix} 0.395 & 0.603 & 0.001 & 0.001 & 0 \\ 0.065 & 0.574 & 0.289 & 0.004 & 0.068 \\ 0.155 & 0.127 & 0.446 & 0.259 & 0.013 \\ 0.245 & 0.188 & 0.014 & 0.404 & 0.149 \\ 0.475 & 0.330 & 0.023 & 0.023 & 0.149 \end{bmatrix}$$

7号

$$\begin{bmatrix} 0.459 & 0.343 & 0.198 & 0 & 0 \\ 0.039 & 0.506 & 0.359 & 0.094 & 0.002 \\ 0.094 & 0.083 & 0.517 & 0.302 & 0.004 \\ 0.144 & 0.126 & 0.016 & 0.170 & 0.544 \\ 0.269 & 0.230 & 0.027 & 0.009 & 0.465 \end{bmatrix}$$

48号

$$\begin{bmatrix} 0.412 & 0.587 & 0.001 & 0 & 0 \\ 0.057 & 0.617 & 0.326 & 0 & 0 \\ 0.138 & 0.101 & 0.456 & 0.305 & 0 \\ 0.213 & 0.150 & 0.011 & 0.275 & 0.351 \\ 0.404 & 0.265 & 0.018 & 0.000 & 0.313 \end{bmatrix}$$

13号

$$\begin{bmatrix} 0.436 & 0.325 & 0.212 & 0.027 & 0 \\ 0.027 & 0.658 & 0.258 & 0.002 & 0.055 \\ 0.066 & 0.184 & 0.564 & 0.175 & 0.011 \\ 0.103 & 0.286 & 0.079 & 0.470 & 0.062 \\ 0.196 & 0.544 & 0.145 & 0.013 & 0.102 \end{bmatrix}$$

49号

$$\begin{bmatrix} 0.362 & 0.489 & 0.111 & 0 & 0.038 \\ 0.028 & 0.438 & 0.495 & 0.002 & 0.037 \\ 0.062 & 0.044 & 0.430 & 0.464 & 0 \\ 0.114 & 0.075 & 0.046 & 0.497 & 0.268 \\ 0.268 & 0.161 & 0.072 & 0.013 & 0.486 \end{bmatrix}$$

表－6　補修効果

路線番号	ランク i / 工法 k	1	2	3	4	5
4	オーバーレイ	0.548	0.381	0.053	0.000	0.018
	表面処理	0.212	0.625	0.125	0.038	0.000
6	オーバーレイ	0.714	0.232	0.036	0.018	0.000
	表面処理	0.000	0.833	0.000	0.000	0.167
7	オーバーレイ	0.547	0.413	0.033	0.007	0.000
	表面処理	0.456	0.428	0.062	0.023	0.031
13	オーバーレイ	0.229	0.625	0.146	0.000	0.000
	表面処理	0.204	0.578	0.176	0.028	0.014
45	オーバーレイ	0.505	0.475	0.010	0.010	0.000
	表面処理	0.666	0.257	0.057	0.010	0.010
47	オーバーレイ	0.722	0.278	0.000	0.000	0.000
	表面処理	0.429	0.475	0.048	0.048	0.000
48	オーバーレイ	0.708	0.292	0.000	0.000	0.000
	表面処理	0.500	0.455	0.045	0.000	0.000
49	オーバーレイ	0.676	0.324	0.000	0.000	0.000
	表面処理	0.000	0.278	0.611	0.111	0.000

表－7　定常状態確率

4号　$X^* = [\ 0.096 \quad 0.281 \quad 0.289 \quad 0.228 \quad 0.106\ ]$

6号　$X^* = [\ 0.118 \quad 0.294 \quad 0.385 \quad 0.143 \quad 0.060\ ]$

7号　$X^* = [\ 0.174 \quad 0.268 \quad 0.282 \quad 0.135 \quad 0.141\ ]$

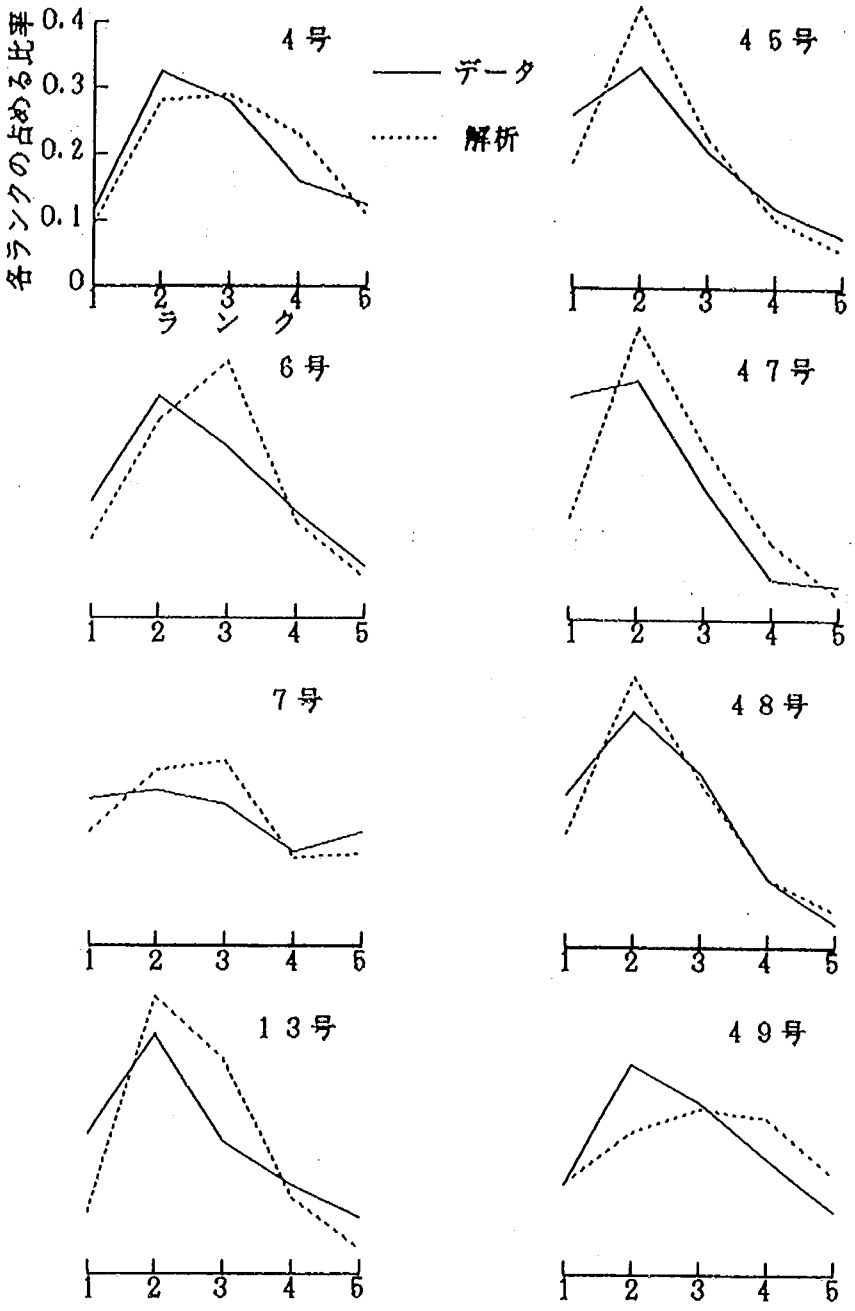
13号　$X^* = [\ 0.094 \quad 0.423 \quad 0.329 \quad 0.116 \quad 0.038\ ]$

45号　$X^* = [\ 0.189 \quad 0.425 \quad 0.227 \quad 0.104 \quad 0.055\ ]$

47号　$X^* = [\ 0.152 \quad 0.440 \quad 0.259 \quad 0.115 \quad 0.034\ ]$

48号　$X^* = [\ 0.174 \quad 0.414 \quad 0.252 \quad 0.106 \quad 0.054\ ]$

49号　$X^* = [\ 0.140 \quad 0.217 \quad 0.253 \quad 0.239 \quad 0.151\ ]$


各ランクの占める比率
0.4
0.3
0.2
0.1
0
1
2
3
4
5
ラ ン ク
4号
45号
6号
47号
7号
48号
13号
49号
データ
解析

図－2　定常状態確率

7．むすび

舗装を快適な状態でかつ経済的に維持管理するためには、交通供用に伴う舗装の破損の推移とその信頼性を予測し、さらに舗装の破損と供用性に関する諸特性値を評価できるシステムを構築する必要がある。本研究においては、建設省で定期的に実施されている路面性状調査のデータからデータファイルを作成し、これにマルコフ連鎖モデルを適用することによってアスファルト舗装の供用性を評価することを試みた。今後は更にデータファイルを充実させ、経済性分析のための動的システムを構築することが課題として残されている。

参考文献

1）武山　泰・嶋田洋一・福田　正：マルコフ連鎖モデルによるアスファルト舗装の破損評価システム，土木学会論文集，第420号／V-13，（掲載予定），1990.

2）日本道路協会：道路維持修繕要綱，1978.

日加科学技術協力協定第４回寒冷地舗装会議発表論文集

―日本側発表論文―

ISSN　0386－5878
土木研究所資料第2901号
平成２年９月（1990）

安崎　裕

要旨

本論文集は日加科学技術協力協定の研究テーマである「寒冷地舗装」第４回ワークショップに提出された合計32編の論文のうち，日本側の発表論文15編をとりまとめたものである。

キーワード：日加科学技術協力協定，寒冷地舗装，改質アスファルト，わだち掘れ，転圧コンクリート舗装，FWD，維持管理システム

郵便はがき

四十一円切手をはって下さい。

〒305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

舗装研究室　御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2901 号　　部

日加科学技術協力協定第 4 回寒冷地舗装会議発表論文集

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印