ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2133号

土木研究所資料

日加科学技術協議
「寒冷地舗装」第2回ミニワークショップ
発表論文集

昭和59年10月

建設省土木研究所

Copyright © 1984 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，土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

土木研究所資料
第2133号昭和59年10月

日加科学技術協議
「寒冷地舗装」第2回ミニワークショップ
発表論文集

建設省土木研究所
舗装研究室
化学研究室

要旨

本論文集は、日加科学技術協議の研究テーマである、「寒冷地舗装」第2回ミニワークショップに提出された合計34編の論文のうち日本側の論文18編をとりまとめたものである。第2回ミニワークショップで討議されたテーマは、以下の通りである。

舗装の維持修繕
- ○舗装の供用性の測定、測定項目と評価法
- ○自動データ測定及び解析
- ○道路種別に応じた供用性基準
- ○維持修繕の時期とその方法
- ○舗装寿命の予測と補修工法
- ○予算計画

新設舗装のひび割れ及びリフレクションクラックの防止とその補修
- ○ポリマー等の添加物の使用とその効果
- ○各種新工法、新材料
- ○配合設計と構造設計
- ○リフレクションクラックに関する理論解析
- ○ひび割れの挙動測定
- ○リフレクションクラックの補修の時期、材料、方法、施工機械

キーワード：日加科学技術協議、寒冷地舗装、リフレクションクラック、摩耗、維持修繕、疲労破壊、ひび割れ、アスファルト舗装、寿命、供用性評価、わだち掘れ、温度応力、オーバーレイ、コンクリート舗装、弾性力、改質アスファルト、スパイクタイヤ、凍結融解試験

まえがき

昭和57年10月18～22日にカナダのバンクーバーで開催された，日加科学技術協議「寒冷地舗装」第1回ミニワークショップの成功の後を受け，昭和59年10月15～19日に建設省土木研究所において第2回ミニ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18編をとりまとめたものである。

目　　次

既設アスファルト舗装の残余寿命の予測に関する一研究 …… 1

大阪市立大学土木工学科　三瀬　貞

同　山田　優

アスファルト舗装の疲労寿命予測法に関する研究 …… 15

東京工業大学土木工学科　渡辺　隆

同　姫野賢治

MCIによる舗装の供用性評価と路面性状の推移 …… 33

建設省土木研究所　飯島　尚

同　岡村　真

都内重交通街路舗装の供用性評価と補修工法 …… 51

東京都土木技術研究所技術部　達下文一

同　内田喜太郎

高速道路の舗装マネジメントシステムの開発 …… 61

日本道路公団技術部　小野寺　衛

同　試験所　川島義昭

同　福島　公

アスファルト混合物の温度応力破壊に関する研究 …… 81

北海道大学土木工学科　菅原照雄

同　森吉昭博

アスファルトコンクリートのリフレクションクラックに関する破壊力学の適用性について …… 97

北海道工業大学土木工学科　堀口　敬

同　笠原　篤

切欠きをもつアスファルトコンクリートの破壊特性 …… 105

北海道工業大学土木工学科　笠原　篤

リフレクションクラックの光弾性実験による研究 …… 111

東北大学土木工学科　福田　正

同　村井貞規

東北工業大学土木工学科　高橋彦人

東北地方建設局管内の舗装の特性と補修工法について …… 127

建設省東北地方建設局　佐々木隆士

同　磯部金治

同　神谷周浩

同　柏原荘助

北陸の直轄国道の舗装について …… 143
建設省北陸地方建設局　南部隆秋
同　舟田敏
寒冷地コンクリート舗装のわだち掘れ進行予測について …… 163
日本道路公団技術部　小野寺衛
同　試験所　加藤武彰
同　古賀文俊
同　坂本香
日本における改質アスファルトの研究開発例 …… 181
前建設省　多田宏行
同　小島逸平
建設省土木研究所　蒔田実
同　飯島尚
同　坂本浩行
空港舗装の新しい修繕設計方法の開発 …… 203
運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
同　八谷好高
同　林洋介
アスファルト舗装のクラックの挙動と補修 …… 221
北海道開発局土木試験所　久保宏
同　熊谷茂樹
同　小栗学
アスファルト舗装の縦表面クラックの発生原因に対する推論 …… 245
前金沢大学土木工学科　松野三朗
金沢大学土木工学科　西沢辰男
薄いブロックのオーバーレイについて …… 255
北海道工業大学土木工学科　犬塚雅生
札幌市役所　佐藤巌
セメント・アスファルト乳剤混合物の凍結融解に対する抵抗性 …… 267
日本大学土木工学科　阿部頼政

既設アスファルト舗装の残余寿命の予測に関する一研究

大阪市立大学土木工学科　三　瀬　　貞
同　　山　田　　優

概　　要

舗装の維持管理のために、供用中におけるその舗装の性能が評価されねばならない。わが国におけるアスファルト舗装の構造設計の基本は、ＡＡＳＨＯ道路試験の結果から導かれたものであり、設計寿命は１０年で、寿命に達したとき、ＰＳＩが2.5に低下すると考えている。しかし、これは、材料や交通などの条件が、道路試験のときの標準条件と同じ場合にのみ、そうなるだけである。実際には、舗装は種々の条件で施工され、交通に供される。もちろん、道路試験の条件とは一致しない。条件が種々変化すれば、必然的に、舗装の供用中の性能も種々変化することになる。

このように、舗装の供用性は変動しやすいものであると考えねばならない。設計時に予想された舗装の供用性は、供用開始後、修正されることになる。おそらく、ひび割れとかわだち掘れといった路面の損傷の様子、望ましくは、たわみ性など、舗装の力学的な性質が、舗装の供用性の再評価に役立つだろう。

ここでは、ひび割れのみを取り上げる。ひび割れ率の測定から既設舗装の残余寿命を予測する式を、ＡＡＳＨＯ道路試験の結果といくつかの仮定のもとに誘導した。そして、この式から予測される残余寿命と修繕工事の施工実績との関係を調べた。この残余寿命は、維持管理のための供用性評価指標として利用できそうである。

既設アスファルト舗装の残余寿命の予測に関する一研究

大阪市立大学工学部　三　瀬　　貞
同　山　田　　優

1. まえがき

いかに入念に設計、施工した舗装も交通荷重の下では、遅かれ早かれ、何らかの形で破壊することになる。最も一般的な形は、ひび割れあるいはわだち掘れである。ときには、路面のすべり抵抗の低下という形で現われることもある。そうした舗装の変化が、自動車の走行性、安全性あるいは沿道住民の環境に支障を来すようになったとき、舗装のサービスレベルが低下したと言われることになる。このサービスレベルが許容し難い程度にまで低下すると、オーバレイなどによる修繕又は打換えが要求されるようになる。通常、このときをもって舗装が寿命に達したとされる。

それゆえ、舗装の寿命は、舗装のサービス性能の評価の方法によって変わってくることになる。AASHO道路試験[1]では、このサービス性能を、路面の縦横断方向の凹凸変動と、ひび割れ及びパッチングの面積、といった路面性状の測定値から計算されるPSI(Present Serviceability Index)という指数を用い、5点法で評価した。PSIが2.5以下になると早急にオーバレイが必要な状態、また1.5以下になると、これ以上交通に供することができない状態と判断した。

わが国のアスファルト舗装の構造は、この道路試験の結果を基礎とした設計法によっていて、寿命を10年とし、10年後にPSIが2.5に低下するように設計される。しかし、設計どおりになるのは、材料や交通などが道路試験と全く同じ条件のときのみである。実際には、舗装は種々の条件で施工され、交通条件も相異する。これらが道路試験と同じになることは多分あり得ない。そうした条件が異なれば、当然サービス性能の変化する過程も異なってくることになる。

すなわち、舗装の供用性というものは、設計どおりにはならないものだと考えておくべきであり、設計時に予想した舗装の供用性は、もしそれが必要でかつ可能であるならば、施工後供用中に修正されねばならない。おそらくひび割れ、わだち掘れなどの路面性状の観測結果、さらに望ましくは、たわみ量などの舗装の力学的性質の測定結果が、舗装の供用性を再評価するのに役立つことになろう。

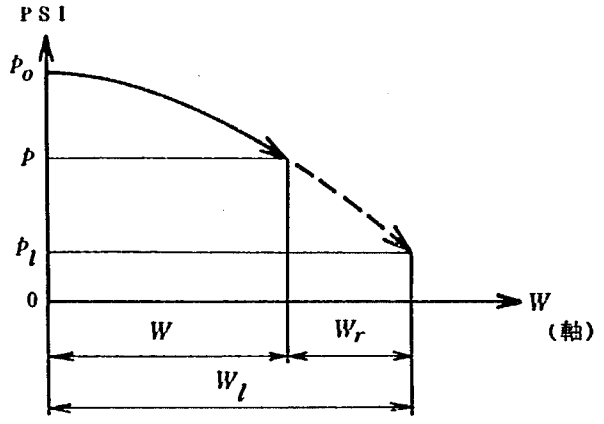
既設舗装の評価法は、動的たわみ量の自動測定機などの発達に伴って、より理論的かつ高度な技術を駆使する方向へと進みつつある。しかしまた、従来から行ってきたような簡便な方法が、実用面から依然、重宝がられていることも事実である。

以下、ひび割れによって破壊するような舗装を対象に、舗装の供用性を評価する実用的指標として、ひび割れ率と経過年数から推定される残余寿命並びに修繕率について検討してみた。

2. 残余寿命予測式の誘導

いま、その時点での累積交通量並びにその舗装の全寿命と残余寿命をある定まった大きさの軸荷重に換算した通過数で表し、それぞれW，W_l，W_rで示すことにする。舗装のサービス性能をＰＳＩで評価するとき、それらの関係は、図－１のようになる。すなわち、ＰＳＩは軸荷重通過数Wの増加に従って減少する。限界値p_lに減少するまでの通過数を舗装の寿命W_lとすると、残余寿命W_rは、

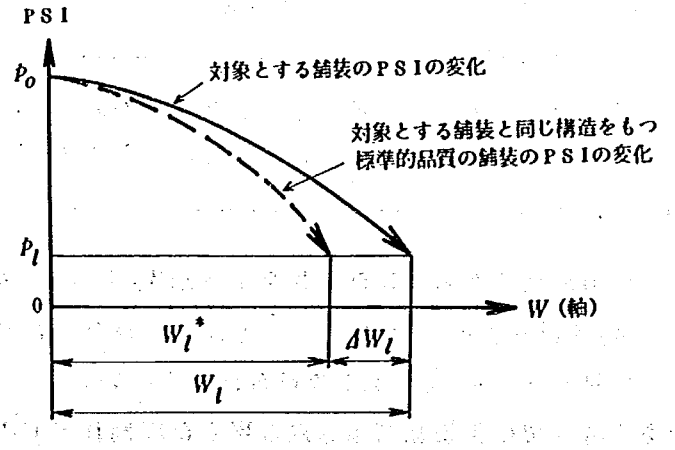
$$W_r = W_l - W \qquad \cdots\cdots (1)$$



図－１　累積通過数W，寿命W_l及び残余寿命W_rの関係

現在の設計法は、試験舗装などの過去の実績を基にしているから、それにより設計された舗装については、一応、平均的な寿命すなわち標準寿命（W_l^*）というものを設計時に予測することができる。しかし、材料の品質や施工の差違あるいは設計法の不十分さなどから、実際の寿命は標準的な寿命W_l^*とは一致しない。そこで、維持修繕計画のために、供用後の新たな情報を加えて、予測寿命を修正することになる。その修正値をΔW_lとする（図－２参照）。すなわち、

$$\Delta W_l = W_l - W_l^* \qquad \cdots\cdots (2)$$



図－２　寿命の実際値W_l，標準値W_l^*及び修正値ΔW_lの関係

路面のひび割れ進行状況が、供用後の情報としてよく提供される。そこで、顕著なひび割れが発生するまでの通過数W_cを、その舗装のひび割れ過程を表す指標として取り上げ、設計時に予測されるような標準的品質を示す舗装におけるW_cの値をW_c^*とし、その差ΔW_cからΔW_lを計算する。

$$\Delta W_c = W_c - W_c^* \quad \cdots\cdots (3)$$

W_l^*とW_c^*の計算には、道路試験で求められた回帰式を使うことにする[1]。すなわち、ＰＳＩの限界p_lを2.5とすると、

$$\log W_l^* = \log \rho + \frac{\log\left(\frac{4.2 - p_l}{2.7}\right)}{\beta} = \log \rho - \frac{0.20}{\beta} \quad \cdots\cdots (4)$$

ここに、ρは、$p_l = 1.5$としたときのW_l^*，βは、ＰＳＩの変化特性を表す定数で、次の式(5)及び式(6)により、それぞれ計算される。

$$\rho = \frac{10^{5.93}(D+1)^{9.36} L_2^{4.33}}{(0.22L_1 + L_2)^{4.79}} \quad \cdots\cdots (5)$$

$$\beta = 0.4 + \frac{0.081(0.22L_1 + L_2)^{3.23}}{(D+1)^{5.19} L_2^{3.23}} \quad \cdots\cdots (6)$$

Dは、舗装厚指数で、次式で計算される。

$$D = 0.173D_1 + 0.055D_2 + 0.043D_3 \quad \cdots\cdots (7)$$

なお、L_1：公称軸荷重（kN）

L_2：単軸荷重のとき１，タンダム軸荷重のとき２

D_1：表層＋基層（加熱アスファルト混合物）の厚さ（cm）

D_2：上層路盤（粒度調整砕石）の厚さ（cm）

D_3：下層路盤（切り込み砂利）の厚さ（cm）

また、

$$\log W_c^* = 5.48 + 7.28 \log(D_c + 1) + 2.95 \log L_2 - 3.14 \log(0.22L_1 + L_2) \quad \cdots\cdots (8)$$

D_cは、ひび割れに関する舗装厚指数で、次式で計算される。

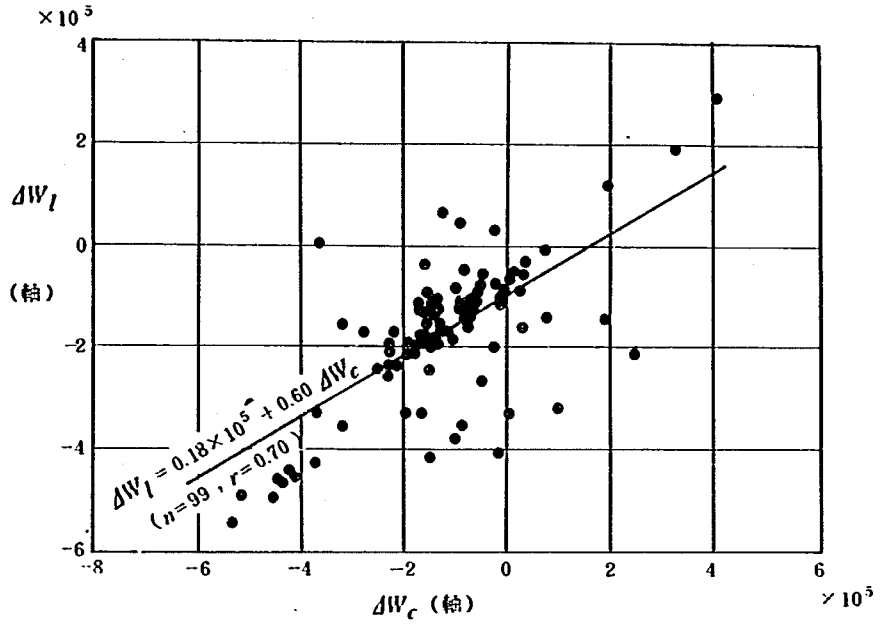
$$D_c = 0.13D_1 + 0.04D_2 + 0.03D_3 \quad \cdots\cdots (9)$$

道路試験で、比較的早期に破壊してオーバレイを施工した９９の舗装区間におけるΔW_lとΔW_cを計算し、その関係をみると図－３のようになる。これを直線回帰すると、次式を得る。

$$\Delta W_l = 0.18 \times 10^5 + 0.60 \Delta W_c \quad \cdots\cdots (10)$$

いま、ひび割れについての追跡調査から、ひび割れ発生時期W_cを知ることができれば、式（１）～式（10）を用いて、残余寿命W_rを計算することができる。しかし、ひび割れの調査をその時点でのみ実施するだけであれば、その結果から、W_cを予測しなければならない。

そこで、次に供用中のある時点での累積軸荷重通過数Wとひび割れ率$\overline{CP}$から、W_cを予測することについて考えてみる。ひび割れ率$\overline{CP}$は、次式で示すように、ひび割れとパッチングを合わせた面積か



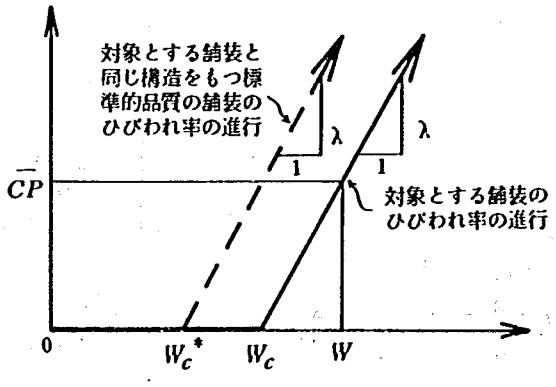
図－3　ΔW_l と ΔW_c との関係

ら求められる。

$$\overline{CP} = \frac{(\text{ひび割れ面積}) + (\text{パッチング面積})}{(\text{調 査 面 積})} \times 100\,(\%) \qquad \cdots\cdots (11)$$

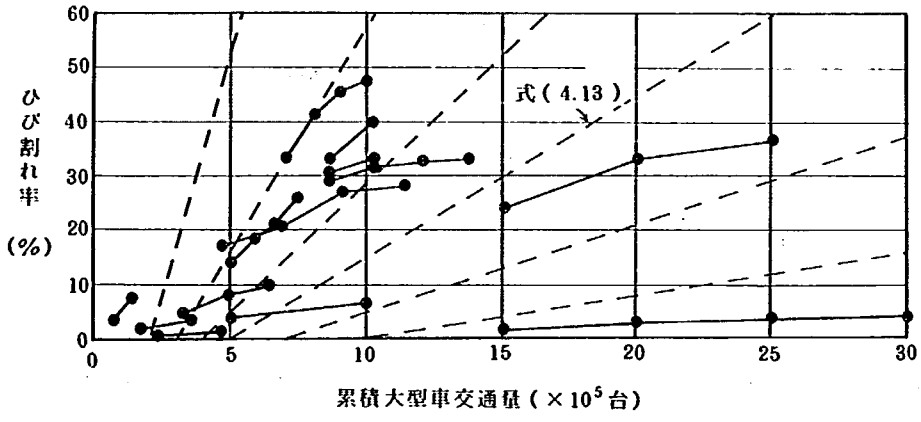
W_c の予測のために、$\overline{CP}$ と W との関係について、次のような仮定を設ける。すなわち、ひび割れが通過数 W_c で現われ、その後、W とともに直線的に増加する。そして、その直線の勾配、すなわち、$\overline{CP}$ の増加速度 λ は、同じ舗装構造で、標準的品質の舗装に対する λ に等しいと仮定する（図－4参照）。$\overline{CP}$ と W との関係を式で示すと次のようになる。

$$\overline{CP} = \lambda\,(W - W_c) \qquad \cdots\cdots (12)$$

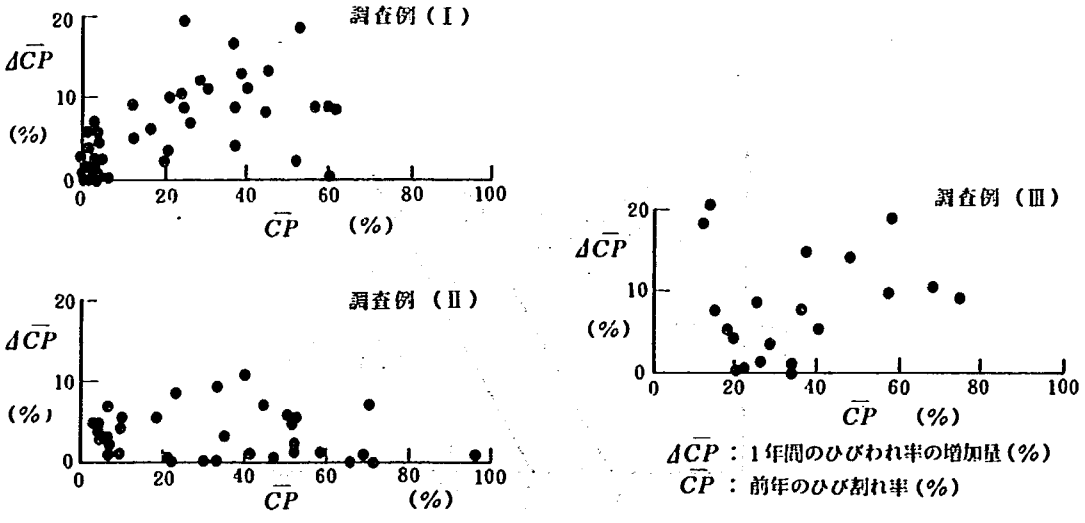


図－4　ひび割れ進行過程についての仮定

これらの仮定は、図－5，図－6に示すような神戸市内の舗装の調査結果[2),3)]を参考にして設定した。図－5のひび割れの追跡調査結果から、いま必要と考える$\overline{CP}$の範囲（数%から数10%）においては、$\overline{CP}$がWに対して直線的に増加すると仮定できよう。また、図－6は、それぞれ同じ時期に、同じ構造で施工された舗装区間内での、一年間のひび割れ率の増加$\Delta\overline{CP}$と、そのときのひび割れ率$\overline{CP}$との関係をプロットしたものである。それぞれの調査例が示すように、同じ経過年数、同じ舗装構造であっても、$\overline{CP}$が大きく異なる。つまり、ひび割れの発生時期W_cはかなり差異があったことになる。しかし、$\Delta\overline{CP}$の平均値は、各調査例、すなわち舗装構造によって差があるものの同じ舗装構造をもつ各区間内では、$\Delta\overline{CP}$と$\overline{CP}$の間には、必ずしも、有意な相関がみられない。それゆえ、ひび割れ率の増加速度λは、ひび割れ発生時期の変動、すなわち、ΔW_cとは無関係であると考えざるをえない。そこで、λは、同じ舗装構造ではむしろ一定であり、その舗装構造でのW_c^*により決まると仮定することにした。



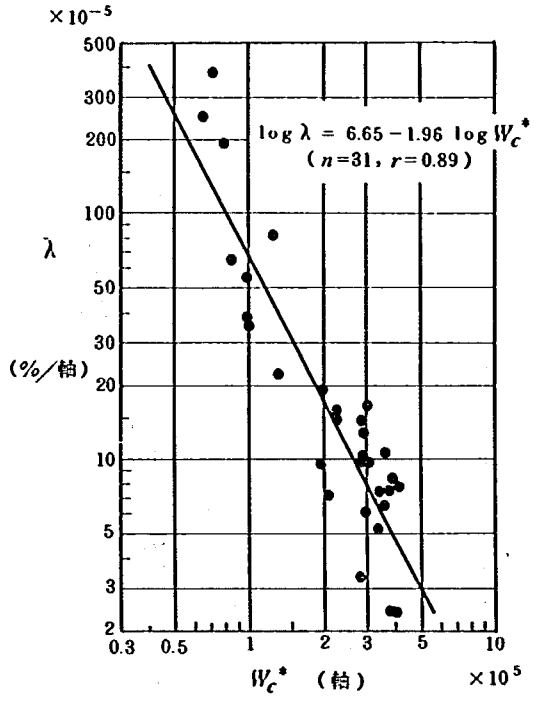
図－5　ひび割れと累積大型車交通量との関係
（神戸市内の舗装における調査例[2),3)]）



図－6　同じ舗装区間内でのひび割れ率増加量
（神戸市内の舗装における調査例）

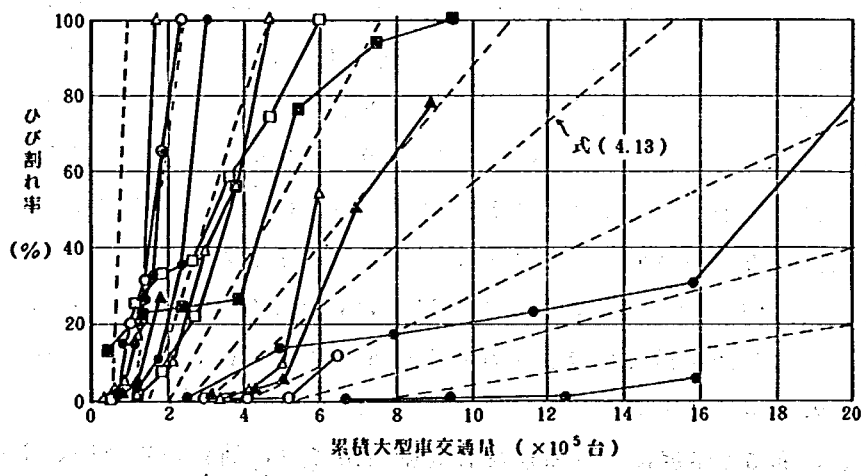
道路試験で標準的品質を示した舗装区間のデータから計算したλとW_c^*との関係をプロットすると、図－7のようになる。これを両対数グラフ上で直線と仮定して回帰式を求めると次のようになる。

$$\log \lambda = 6.65 - 1.96 \log W_c^* \quad \cdots\cdots (13)$$



図－7　標準的品質の舗装におけるひび割れ進行速度λとW_c^*との関係

なお、図－5内の破線は、式（13）を描いたものであるが、同図の調査結果の傾向とよく似ている。他の調査例においても、ひび割れ率と累積交通量の関係は、式（13）の予測結果と良好な対応を示している（図－8，図－9参照）



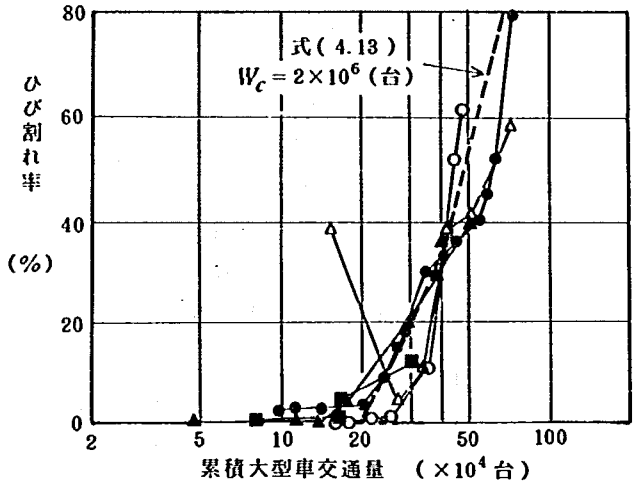
図－8　ひび割れ率の追跡調査例（愛媛県内の簡易舗装[4]）

式（3），（12）及び（13）から、累積軸荷重通過数Wのとき、ひび割れ率CP（＞0）を示す舗装のΔW_Cの推定式として、次式を得る。

$$\Delta W_C = W - 2.24 \times 10^{-7} W_C^{*\,1.96} \overline{CP} - W_C^* \quad \cdots\cdots (14)$$

式（14）を式（10）に代入してΔW_lを求め、それと式（1）と（2）から、W_rの予測式を得る。すなわち、

$$W_r = 0.18 \times 10^5 + W_l^* - 0.60 W_C^* - 0.40 W - 1.3 \times 10^{-7} W_C^{*\,1.96} \overline{CP} \quad \cdots\cdots (15)$$



図－9　ひび割れ率の追跡調査例
（建設省土木研究所の調査による[5]）

3. 残余寿命の計算例と実際の道路における舗装の修繕状況との対比

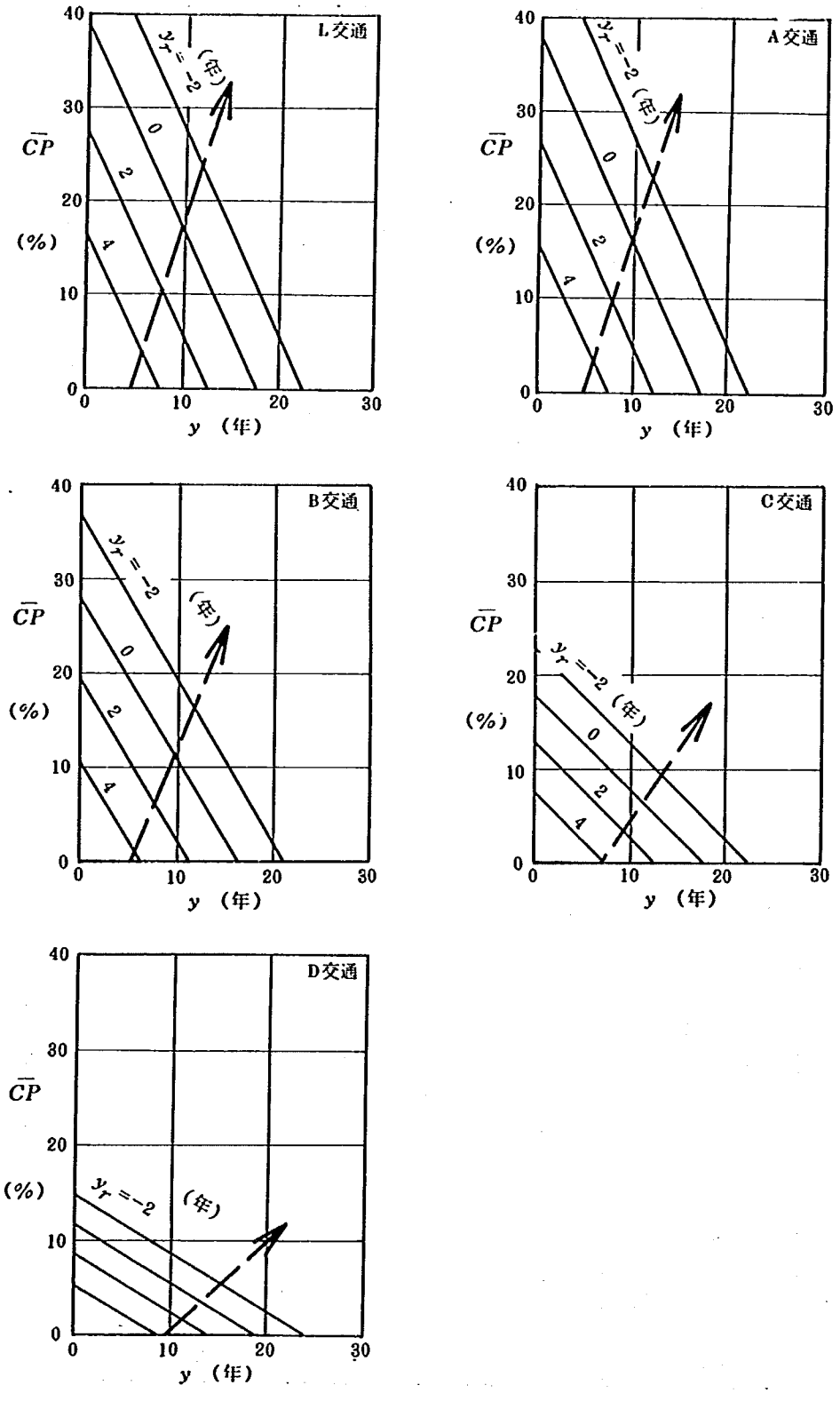
アスファルト舗装要綱[6]に従って構造設計した舗装の残余寿命予測を、具体的に求めてみると、表－1のようになる。表－1は、交通区分L，A，B，C及びDについて、一つづつ代表的な舗装構造を設定して計算したものである。上層路盤の工種は粒度調整砕石、下層路盤は切り込み砕石とした。各構造は、もちろん、舗装要綱に定めるT_Aの値をそれぞれ満足している。また、表には一年当りの軸荷重通過数を10^5として、残余寿命と累積軸荷重通過数を年数に換算した予測式も示している。

残余寿命（年数）y_rの予測式を図で表すと、図－10のようになる。図中の実線は、等残余寿命となるひび割れ率と経過年数の関係を示す。これらの図から、残余寿命を修繕要否などの判断指標にするとすれば、重交通区分ほどひび割れ率の基準を厳しくする必要のあることがわかる。また、図中の破線で示す矢印は、式（15）の予測式の誘導の際に仮定したひび割れ率の標準的な進行過程を示す。当然のこととして、この矢印に沿ってひび割れが進行するときには、要綱での供用予定期間である約10年で、残余寿命$y_r = 0$となる。

次に、表－2に、昭和54年度における建設省直轄道路での、舗装の修繕率、すなわち、ある範囲のひび割れ率と経過年数にある舗装の延長に対する、その中で修繕を実施した舗装の延長割合を示した[7]。

表－1　具体的な舗装構造に対する予測式（式（4・15）の具体例）

交通区分	軸荷重 L_1 (kN)	設計CBR (%)	各層厚 D_1 (cm)	D_2 (cm)	D_3 (cm)	舗装厚指数 D (cm)	D_c (cm)	設計時予測寿命 W_l^* (軸数)	W_c^* (軸数)	残余寿命予測式（$\overline{CP}>0$） W_r（軸荷重通過数） y_r（年数）
L	40	3	5	15	20	2.55	1.85	9.7×10^5	4.8×10^5	$W_r=7.0\times10^5-0.4W-1.8\times10^4\overline{CP}$ $y_r=7.0-0.4y-0.18\overline{CP}$
A	60	3	5	20	30	3.26	2.35	9.6×10^5	4.8×10^5	$W_r=6.9\times10^5-0.4W-1.8\times10^4\overline{CP}$ $y_r=6.9-0.4y-0.18\overline{CP}$
B	100	3	10	25	30	4.40	3.20	9.7×10^5	5.5×10^5	$W_r=6.6\times10^5-0.4W-2.3\times10^4\overline{CP}$ $y_r=6.6-0.4y-0.23\overline{CP}$
C	160	3	15	40	25	5.87	4.30	11.1×10^5	7.2×10^5	$W_r=7.0\times10^5-0.4W-3.9\times10^4\overline{CP}$ $y_r=7.0-0.4y-0.39\overline{CP}$
D	240	3	20	50	30	7.50	5.50	12.8×10^5	9.2×10^5	$W_r=7.5\times10^5-0.4W-6.4\times10^4\overline{CP}$ $y_r=7.5-0.4y-0.64\overline{CP}$



図－１０　各交通区分の舗装構造例における残余寿命（年数）予測図
（表－１の y_r 式の図化）

表－２　各経過年数とひび割れ率の範囲別修繕延長と修繕率（建設省直轄管理道路，昭和５４年度[7]）

上段：修繕延長（ｋｍ）

下段：修繕率＝$\frac{\text{修繕延長}}{\text{管理延長}}$ ×１００（％）

交通区分	B					C					D				
経過年数															
ひびわれ率（％）	0～5	6～10	11～15	16～20	21～	0～5	6～10	11～15	16～20	20～	0～5	6～10	11～15	16～20	21～
0～10	1.0 0.2	5.0 0.7	4.7 1.3	1.0 2.3	0 －	8.1 0.4	31.1 2.6	29.9 4.2	6.2 3.5	2.0 6.4	3.5 .3	35.8 4.2	29.9 10.8	7.0 9.5	0 －
11～20	0 －	7.2 5.0	4.5 2.2	7.0 37	3.0 60	3.3 1.9	36.9 12.8	24.2 7.7	22.4 22.0	2.8 19	2.0 2.7	19.8 8.6	19.3 13.1	5.7 11	2.7 24
21～30	0 －	7.5 10	20.0 16.9	6.0 40	0 －	5.5 15	23.4 16.0	36.6 22.3	24.1 34.4	7.2 29	1.9 7.3	10.8 10.5	25.9 24.6	10.3 19.7	3.0 24
31～40	0 －	4.1 21	10.1 13.4	5.1 18	0 －	0.4 3	1.9 11	20.1 15.4	12.2 33.7	1.6 20	0 －	3.1 11	7.8 21	4.2 14	0.4 6
40～	0 －	1.0 24	6.3 47	0 －	0 －	2.1 19	4.1 36	1.4 3.2	2.0 17	2.0 50	0 －	0 －	2.0 25	0 －	0 －

注）表中の実線と破線はそれぞれ修繕率１０％と２０％の境界を示す

表中の各欄の上側の数字は修繕延長で、下側が修繕率である。それらを、各交通区分ごとに示した。各交通区分で、十分な数のデータの存在する範囲では、経過年数及びひび割れ率が大きいほど、修繕率が大きくなる傾向にある。

表－２で、各交通区分ごとに、修繕率が１０％及び２０％となる境界を調べると、それぞれ表中の太い実線と破線のようになる。舗装構造が必ずしも同じではないので、無条件に比較することはできないが、これらの境界線を、図－１０中に描いた等残余寿命を示す線と、対応させてみることができる。

この修繕率の値は、修繕の要否の判断結果が反映した数字であると予想できるので、例えば、表－２に示すようなデータを分析して、ひび割れ率と経過年数から、修繕率を予測する方法を求めておけば、この予測値の大小は、おそらく修繕工事の優先順位などにかかわる舗装の評価指標になりうると考えられる。そしてそれは、ここで扱ったような残余寿命と何らかの関係を有しているようである。

なお、ここでは路面性状としてひび割れ率だけを取り上げたが、舗装の破壊の主な形は、ひび割れとわだち掘れであり、表－２のような調査が、わだち掘れ量をも含めて行われ、わだち掘れ量とひび割れ率及び経過年数を変数として、舗装を評価することが考えられるが、ひび割れ率とわだち掘れ量とは、全く逆の性質を持っているので、これを一緒にして考えると、結果はむしろあいまいなことになる。おそらく、変化を消すことになろう。したがって、ここでの予測の仕方と同じような手法で、別にわだち掘れ量を取り上げた方がよく、路面性状としてひび割れ率だけを取り入れた予測式であっても、ひび割れで破壊するような舗装に対しては、十分な価値を持っているといえる。

4. まとめ

この研究で誘導した残余寿命の予測式は、大方の予測式としての性格を持っている。また、参考としたＡＡＳＨＯの道路試験の結果は、わが国の現在の道路の建設された歴史的背景からみると、十分に適用可能と考えられる。ただし、この予測式を適用するに当っては、わが国での信頼できる調査結果から、誘導の際に設けた仮定の妥当性についてさらに検討する必要があるが、現時点でも次のことをまとめとして言うことができる。

修繕計画のための既設舗装の供用性評価指標は、単に路面性状だけで構成するのでなく、表－２のようなデータを基にして、経過年数との関係をも含めて検討されるべきである。例えば、修繕要否の判断結果が反映していると考えられる修繕率を取り上げ、これを経過年数とひび割れ率から予測して、その予測値を評価指標とすることができるが、これらの修繕率と残余寿命との間には相関があると考えられる。

参 考 文 献

1) Highway Research Board : The AASHO Road Test 5, HRB, SR-61E, 1962.

2) Mise, T., and Yamada, M. : Performance of asphalt pavement on urban roads, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City Univ., Vol.20, pp.171～176, 1979.

3) 三瀬貞，山田優，門田清人，松尾卓治：舗装面性状を表す諸指標の要因分析について、舗装、Vol.11, №5, pp.17～25, 1976.

4) 三浦孝之：愛媛県における簡易舗装の調査結果、舗装、Vol.8, №2, pp.27～29, 1973.

5) 飯島尚，今井博，岩崎尚義：簡易舗装の供用性の推移について、第14回日本道路会議論文集、527, pp.425～426, 1981.

6) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱、1978.

7) 建設省：舗装の維持修繕の計画に関する調査研究（昭和54年分）、1980.

8) 山田優，三瀬貞：アスファルト舗装の残余寿命の予測に関する一研究、土木学会年次学術講演会概要集、V-258, pp.515～516, 1982.

9) 三瀬貞，山田優：アスファルト舗装の供用性評価に関する一研究、第15回日本道路会議論文集、439, pp.269～270, 1983.

10) Mise, T., and Yamada, M. : A study on asessment of performance for asphalt pavements in service, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City Univ., Vol.24, pp.275～281, 1983.

アスファルト舗装の疲労寿命予測法に関する研究

東京工業大学土木工学科　渡　辺　　隆
同　　姫　野　賢　治

概　　要

アスファルト舗装の疲労ひびわれに関する研究は、ＡＡＳＨＯ道路試験以来、各国で精力的に行われているが、舗装寿命の予測値は、研究者によって相当なひらきがある。これは、室内曲げ疲労試験と現場の舗装条件の対応が明確でないこと、現場の舗装が受ける外力がランダムな量でそれ自身が統計的な分布をしていることなどが原因と考えられる。本研究は、室内モデル実験及びコンピュータシミュレーションにより以上の点を明らかにすることを試みた。

まず、ゴム床上のアスファルト混合物供試体に対して、低温（２０℃）でホイールトラッキング試験を実施し、スラブ底面にはったひずみゲージによりその挙動を測定した。この結果、従来より疲労破壊基準の一つとして提案されている疲労破壊包絡線はひびわれが成長しはじめる時点ではなく、構造的に舗装が支持力を失う点を代表することが明らかになつた。

また、国道３５７号線（東京湾岸環状道路）を具体例にとって、車両の走行位置、輪荷重、走行速度、日最高及び日最低気温を調査して統計的な分布形を求め、モンテカルロ法によって舗装体内の温度分布及び通行する車両の諸特性を確率論的に評価し、疲労に至るまでの過程をシミュレートした。その結果，舗装の疲労寿命は対数正規分布に従うこと、車輪の横方向の走行位置分布を考慮に入れることにより、従来の予測法に比べて２～３倍疲労寿命が伸びることがわかった。

アスファルト舗装の疲労寿命予測法に関する研究

東京工業大学土木工学科　渡辺　晃
同　桜野　賢治

1．序論

日本における道路舗装は、施工が迅速かつ簡便に行え、修繕も比較的容易であることなどから主にアスファルト舗装が用いられており、当分はこの状態が続くものと考えられる。かつて、名神高速道路においてアスファルト混合物の疲労が原因とみられるひびわれが多数発生して以来、これを防ぐためにアスファルト混合物層厚を比較的大きくとる設計法が採用されているが、逆に流動によるわだち掘れが卓越するようになり、解決の急がれる新たな問題となっている。このように、疲労によるひびわれと流動によるわだち掘れとは相反する関係にあるため、今日のように維持修繕の比重が高まり、かつ、省資源が要求される状況下においては、両者の最適な妥協を図る舗装設計法が必要であろうと考えられる。

本研究は、これらのうち、主に、疲労ひびわれの問題を取りあげ、（1）従来から数多くの研究者によって行われているアスファルト混合物の室内疲労試験（ひずみ制御による曲げ疲労試験）と現実の舗装の疲労破壊との関係をモデル実験によって明かにすること、（2）針入度の大小・添加剤の有無などのバインダー性状の違いが舗装の疲労寿命に与える影響を調べること、（3）舗装の受ける外力や強度を確率論的に評価して、既往の方法と比較することを目的とする。

2．アスファルト混合物の疲労破壊特性

（1）室内疲労試験

アスファルト舗装に発生するひびわれの原因のひとつに交通荷重の繰り返しによるアスファルト混合物の疲労現象が挙げられることが、1955年Hveem[1]によって初めて指摘されて以来、この問題に関しては数多くの研究が行われてきている。その多くは、室内疲労試験を用いてアスファルト混合物の疲労特性を評価するもので、これらは、制御方法によって応力制御とひずみ制御、載荷方法によって単純ばりによる曲げ（1点載荷[2)3)]、2点載荷[4)]）、片持ばりによる曲げ[5)]、及び回転片持ばりによる曲げ[6)]、また、破壊の評価方法にによって、アスファルト混合物内の引張応力によるもの[7)]、引張ひずみによるもの[8)]、引張応力と引張ひずみを共に考慮にいれるもの[9)]及び引張ひずみとアスファルト混合物のスティフネスを考慮にいれるもの[5)10)]に分類される。

また、室内疲労試験結果を実際の舗装に適用してその寿命を予測する場合には、多層弾性理論、有限要素法等によってアスファルト混合物層下面での引張応力、引張ひずみを計算し線形被害則（Miner 則）を仮定して破壊の判定を行なうことが一般的に行なわれている[11]。

しかしながら、現場の舗装は、室内曲げ疲労試験に比べて、応力状態が異なること、載荷が間欠的で休止時間をもつこと、温度・荷重状態が一定でないことなどの違いがあり、また、室内曲げ疲労試験における破壊点の定義が研究者によって異なるために、室内試験の結果を現実の舗装に適用する場合の大きな問題点となっている。本研究では、実験方法として単純ばりによる曲げ試験（1点載荷）、破壊規準として丸山の疲労破壊包絡線[9]を取り上げて、現場舗装と室内試験との対応を試みた。

（2） 疲労破壊包絡線

アスファルト混合物の疲労破壊包絡線[9]は、静的破壊の基準を表わす破壊包絡線[12]を疲労破壊に対し拡張して提案されたものであり、ある限度内においては温度や載荷速度などの試験条件が変化しても、同一の混合物に対しては同一の疲労破壊基準を与えることが確認されている。

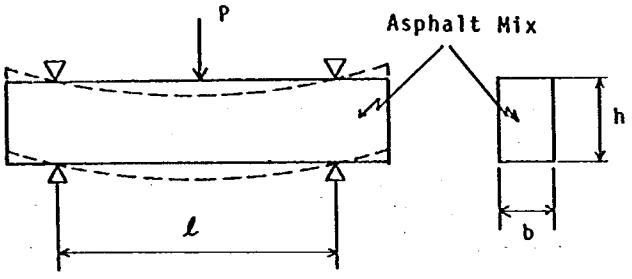
疲労破壊包絡線は、単純ばりに対し、種種の温度、外力の下でひずみ制御による繰り返し曲げ疲労試験を行い（図－1）、破壊回数 N_f と破壊ひずみ ε_f 及び破壊回数 N_f と破壊応力 σ_f との関係を求め同一の破壊回数での応力とひずみを両対数紙上にプロットすることにより破壊回数をパラメータとした曲線群として得られる（図－2）。すなわち、疲労破壊包絡線は、アスファルト混合物が一定の応力とひずみの組み合わせを繰り返し受けた場合の疲労破壊に至るまでの載荷回数を表わすものと考えられる。

なお、定ひずみ疲労試験における破壊点の定義には、

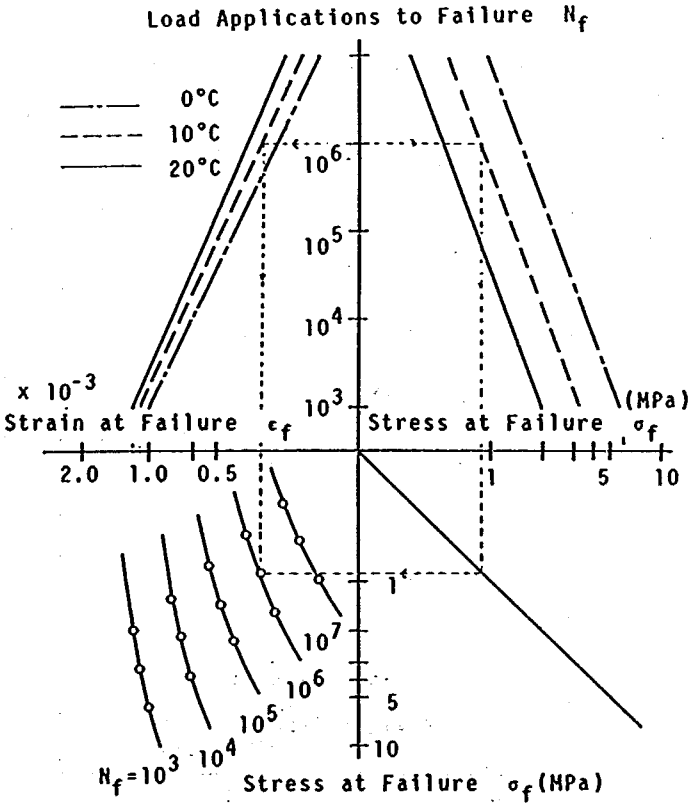
a．供試体が完全に破断したとき[13]

b．供試体表面にクラックが発生したとき[14]

c．スティフネスがある程度まで低下し



図－1　繰り返し曲げ疲労試験方法

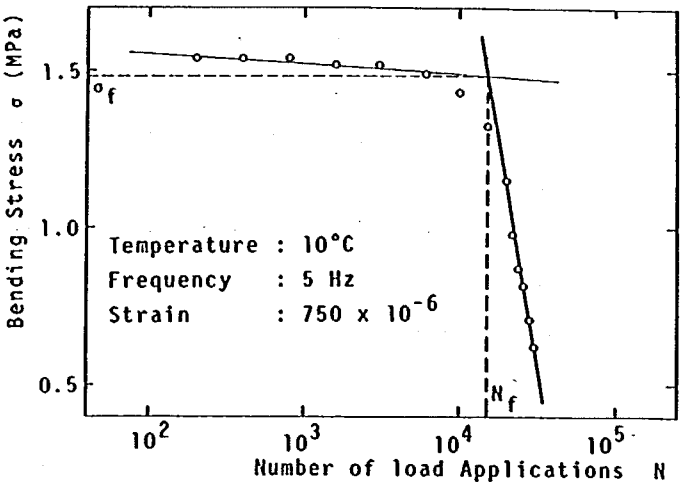


図－2　疲労破壊包絡線の概念図

たとき[15)16)]

など、種々のものが提案されているが、本研究では、応力が急激に減少したとき[17)18)]を採用した。これは、この点において試料内部に何らかの物理的変化が生じたものと考えられ、また、図－3に示すように、破壊点が比較的明瞭に現れるからである。

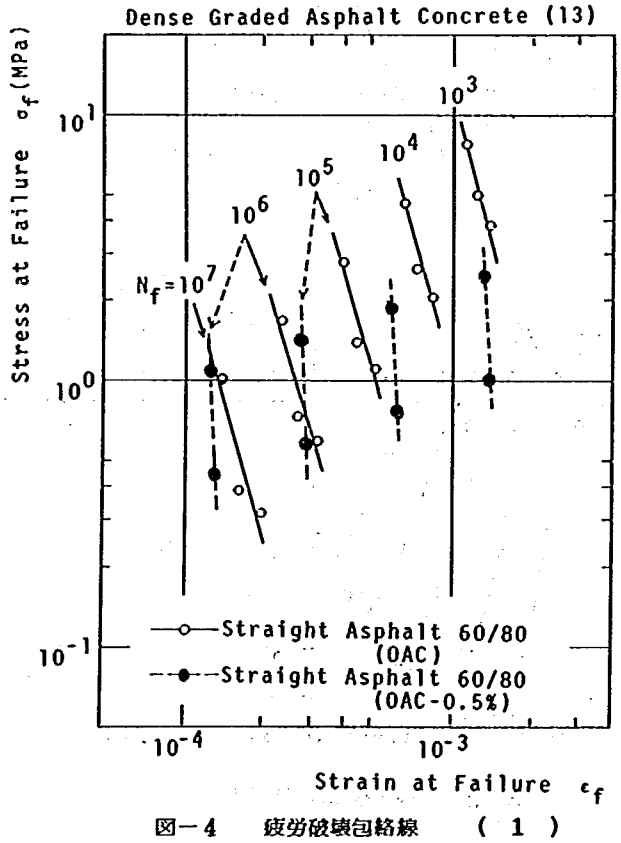
このようにして、表－1に示すような種種のバインダーを用いた密粒度アスファルト混合物（13）に対して疲労破壊包絡線を作成し、ストレートアスファルト60／80を最適量用いた場合のものと比較した（図－4、(1)～(5)）。これらの図で、破壊回数 N_f が 10^6 回を超える領域に実



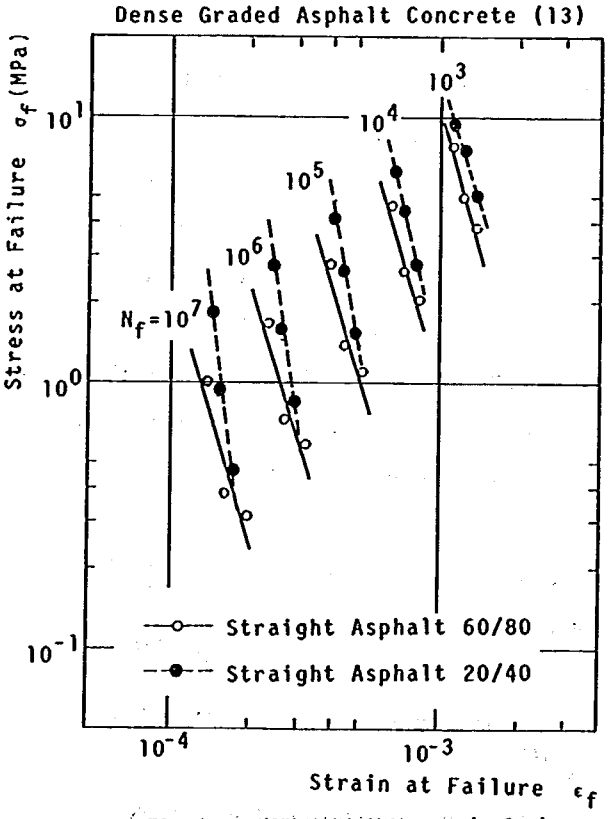
図－3　疲労破壊点の定義

表－1　バインダーの種類

Binder Type	Pen (1/100 cm)	R.& B. (°C)	P.I.
Straight Asphalt (20/ 40)	22	62	-0.4
Straight Asphalt (60/ 80)	64	49	-0.9
Straight Asphalt (150/200)	174	40	-0.7
Modified Asphalt (Type- A)	48	60	+0.9
Modified Asphalt (Type- B)	54	58	+0.8



図－4　疲労破壊包絡線　（1）

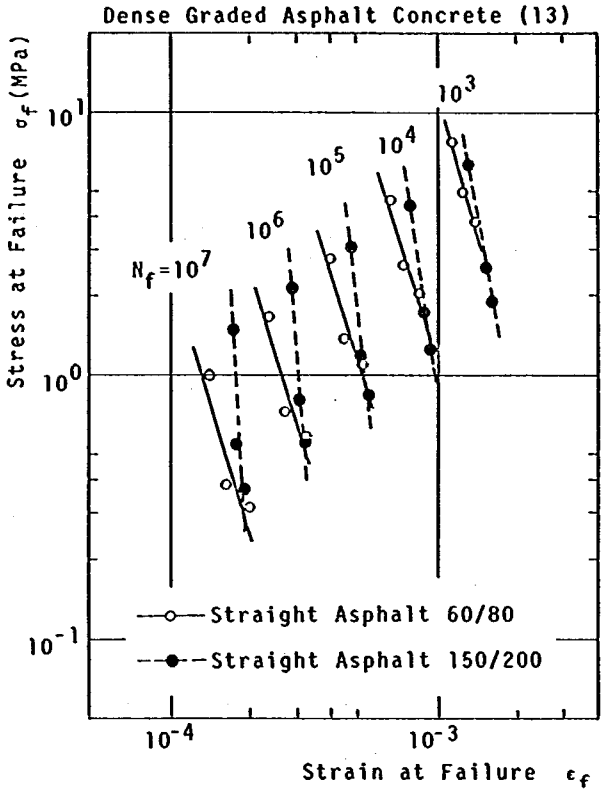


図－4　疲労破壊包絡線　（2）

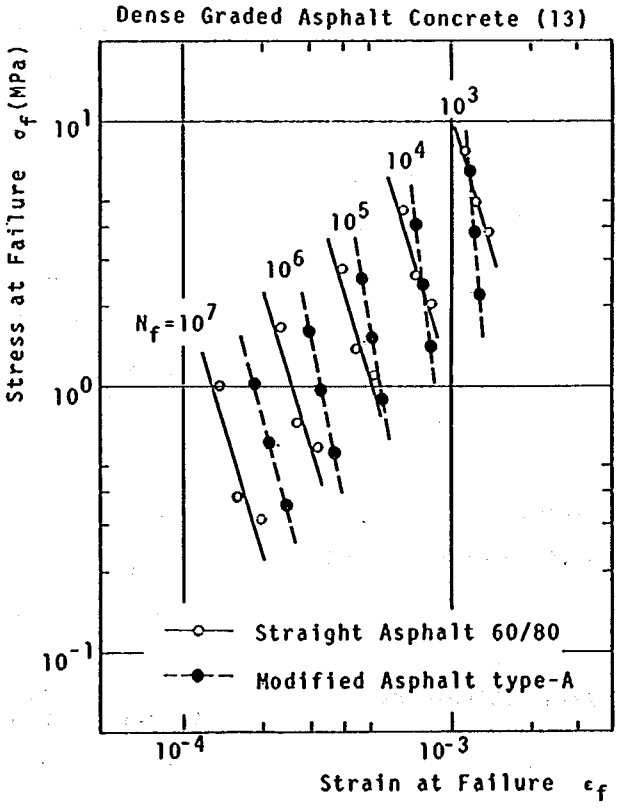
がデータはないが、N_f ～ σ_f 及び、N_f ～ ε_f の関係に $N_f = 10^8$ 回程度までは図－2のような直線性の成立することが Pell[19] らによって確認されている。

（3） ホイールトラッキング試験機を用いたモデル実験

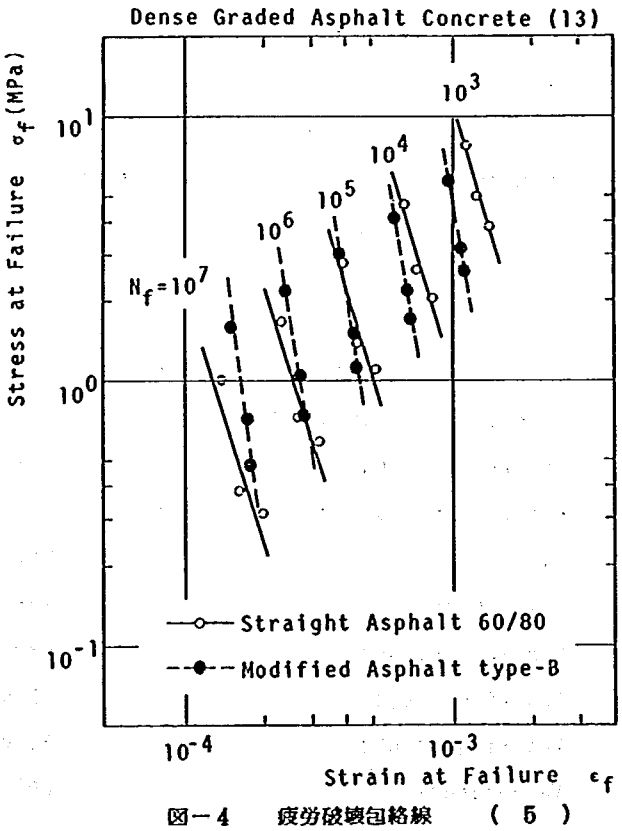
一般に、図－4の疲労破壊包絡線は、曲線群が右上にあるものほど同一の応力とひずみの組を受け続けた場合の破壊回数は大きく、アスファルト混合物の疲労破壊に対する抵抗は大きいと考えられる。しかしながら、現実の舗装は、ヘアークラックの発生・成長、本クラックの成長・結合を経て疲労ひびわれ破壊に至るといわれており[16]、また、応力状態や載荷の周期などが室内実験のようには一定していない。本研究では、これらの複雑な効果を総合的に評価し、室内実験から求まる疲



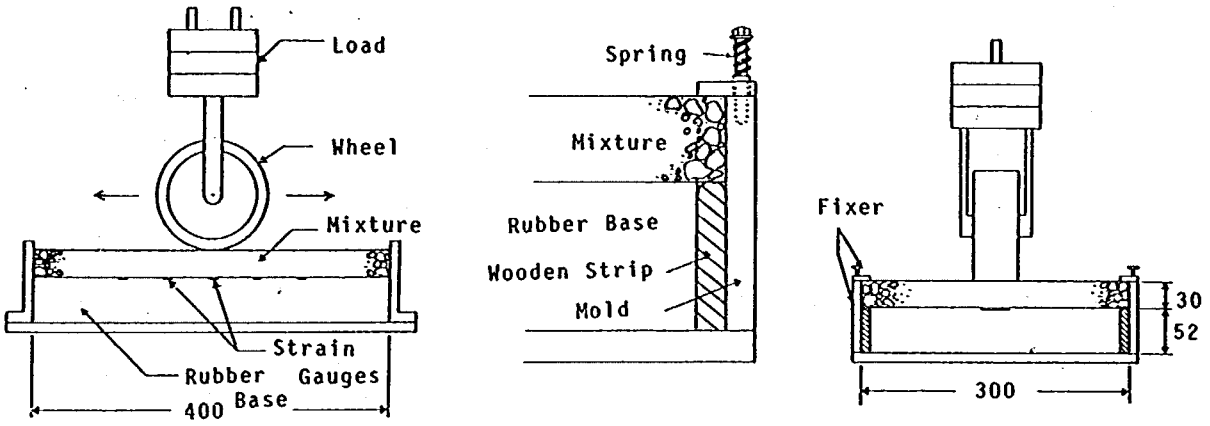
図－4 疲労破壊包絡線 （3）



図－4 疲労破壊包絡線 （4）



図－4 疲労破壊包絡線 （5）



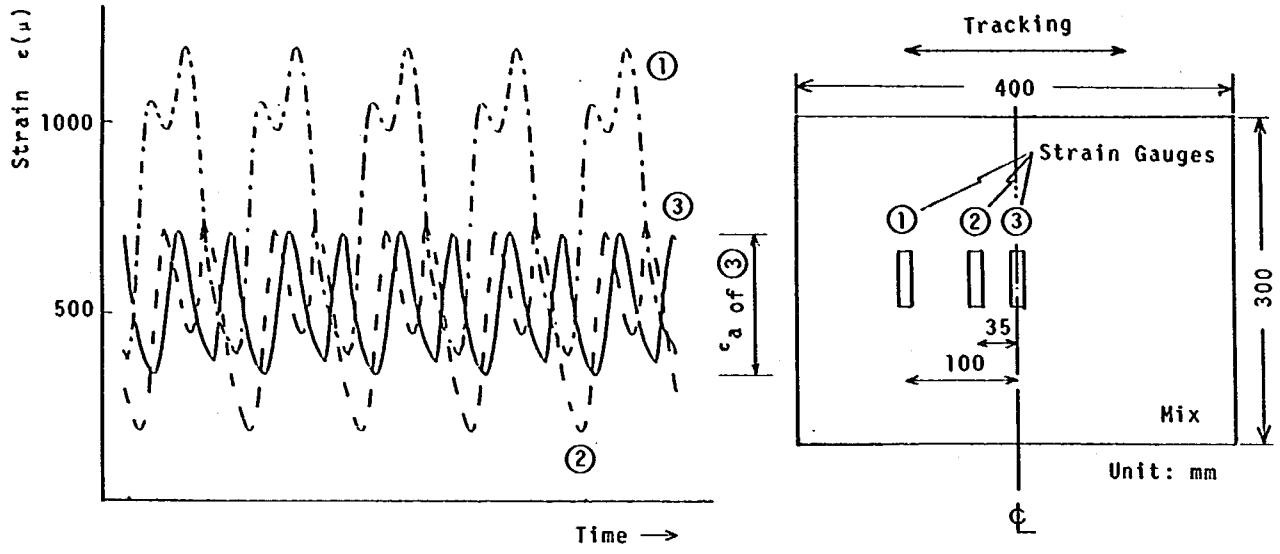
図－5　ホイールトラッキング試験装置の概要

労破壊包絡線が表わす破壊規準が現実の舗装の破壊のどの段階に対応しているかを明確にするため、図－5に示すようにゴム床上のスラブ状アスファルト混合物に対して低温（20℃）でホイールトラッキング試験を実施し、現場舗装での疲労破壊現象を室内で再現することによって室内曲げ疲労試験との対応づけを行った。実験条件は、表－2に示すとおりである。ゴムの弾性係数は、アスファルト混合物層内の引張ひずみが現場の舗装と同程度（約200～1000μ）になるように決定した。実験中は、アスコンスラブ底面にひずみゲージをはり、輪荷重の通過により発生するひずみ波形を測定した。これと同時に供試体上下面におけるひびわれの発生・成長の過程を観測し、荷重くり返し回数、ひずみ振幅と対応させた。ひずみゲージによるひずみ波形測定の結果、アスファルト混合物供試体下面では、常に引張側の片振りのひずみ波形を持つことが判明した（図－6）。このことから、現実の舗装においても、車輪の通過によりアスファルト混合物下面に発生するようなひずみは同様にかなり片振りに近いものであろうと考えられる。

このようなひずみ波形の1周期の最大値と最小値の差をひずみ振幅 ε_a と名づけると、ε_a は図－7に示すように徐々に増加し、ある段階で増加率が変化し、ピークを迎えた後に急激に減少をすることが確認された。この増加率が急変する点での載荷回数を N_{f1}、ひずみ振幅がピークを迎える点での載荷回

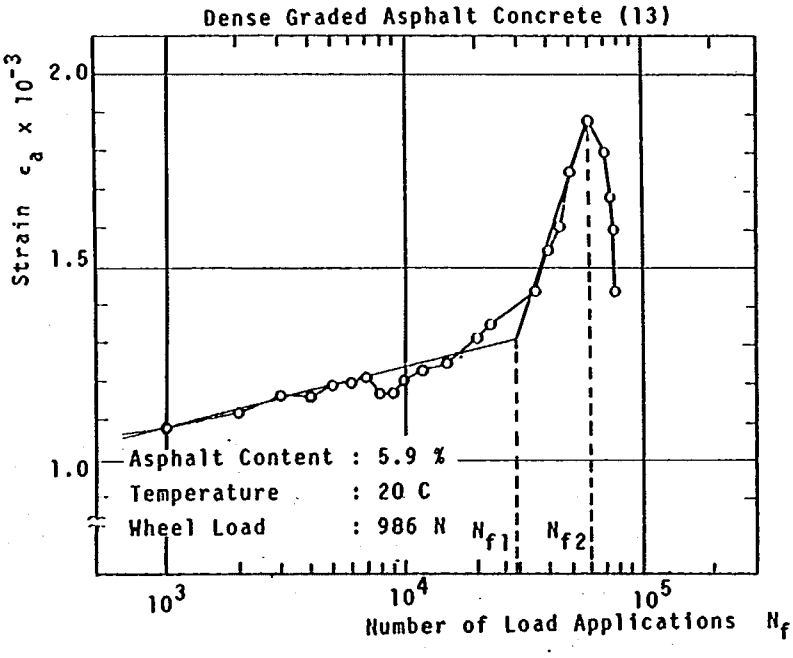
表－2　ホイールトラッキング試験の実施条件

Dimension of Asphalt Mix	L 40 cm x W 30 cm x H 3 cm
Thickness of Rubber Base	5.2 cm
Elastic Modulus of Rubber Base	24.5 MPa (20°C)
Tyre Type	Solid Tyre (D 20 cm x W 5 cm)
Wheel Load	986 N
Contact Pressure	920 kPa
Tracking Speed	42 passes/min. (Sinusoidal)
Tracking Stroke	35 cm
Temperature	20°C



図－6　スラブ底面のひずみ変化

数を N_{f2} と定義すると、載荷回数が N_{f1} を超える時点からスラブ下面にヘアークラックの発生が確認され、N_{f2} の時点ではこれらのクラックが成長し互いに結合して面状のクラックになり、スラブの上面にまで達していることが観察された。以上のことから、載荷回数が N_{f1} の時点はクラックの発生段階に、また N_{f2} の時点は舗装が構造的に破壊する段階にそれぞれ対応しているものと考えられ、これは、Dijk[16] らの主張と一致している。また、加えられたひずみ振幅の初期値、すなわち初期ひずみ振幅 ε_{ai} と N_{f1} および N_{f2} との関係をプロットすると、両対数グラフ上でどちらもほぼ直線関係にあることが明らかになった（図－8）。このことは従来より室内曲げ疲労試験結果について認められる事実と傾向的に符合するものである。



図－7　スラブ底面のひずみ振幅の変化

次に、本実験と室内曲げ疲労試験との対応づけを行うために、スラブ下面に生じている引張応力を弾性論に基づく有限要素解析によって求め、実測の初期ひずみ振幅とから図－4の疲労破壊包絡線理論を適用して疲労寿命を算出すると図－8に示すように載荷回数 N_{f2} の直線に比較的よく一致していることがわかった。このことから、疲労破壊包絡線の表わす破壊基準は、実際の

舗装では、ヘアクラックの発生・成長を経て、構造的に支持力を失う点 N_{f2} に対応しているものと考えられる。

3．アスファルト舗装の疲労寿命

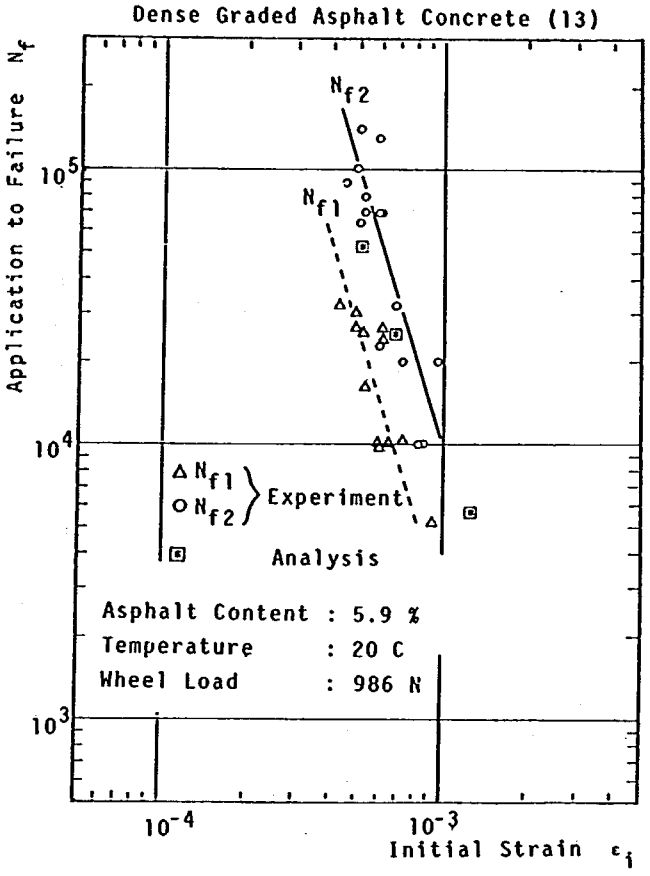
（1） 疲労寿命予測法

吉原[22]は、前節で述べた疲労破壊包絡線を用いて舗装の疲労寿命予測法を提案しており、名神高速道路における調査結果によってその妥当性を確認している。この予測法は、後に山田[23]によって修正されたが、外力、気象作用によって変化するアスファルト混合物のスティフネスを室内曲げ疲労試験結果から算定し、多層弾性理論及び疲労破壊包絡線から求まる各月ごとの被害を線形被害則（Miner 則）によって累積して舗装の疲労寿命を推定するものである。この予測法の概略の流れを図－9に示す。

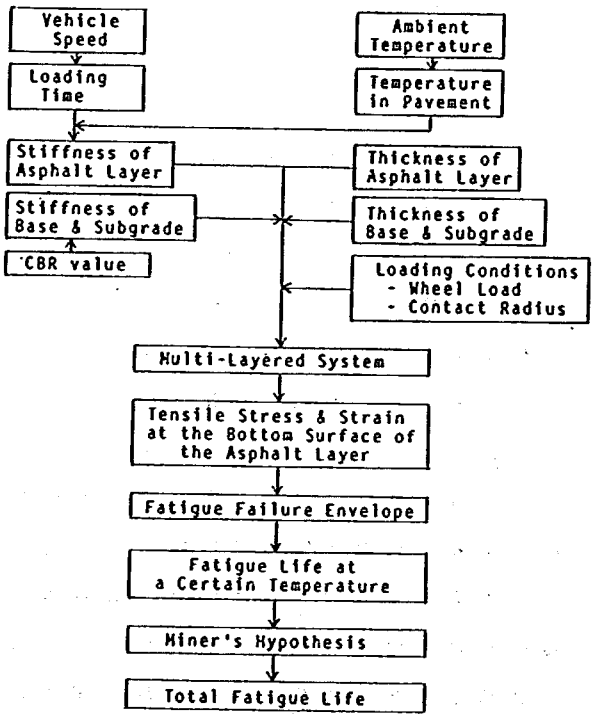
（2） バインダー特性の影響

アスファルト舗装では、アスファルト混合物に使用するバインダーの量及び粘度などの特性によって力学的性状が異なり、寿命にも違いがでてくるものと考えられる。本研究では、図－10の構造をもち、アスファルト混合物層に表－1に示す種々のバインダーを使用した舗装を考え、表－3に示す条件下で寿命を推定して、バインダーの違いが寿命に及ぼす効果を比較した。なお、予測法は図－9に従った。

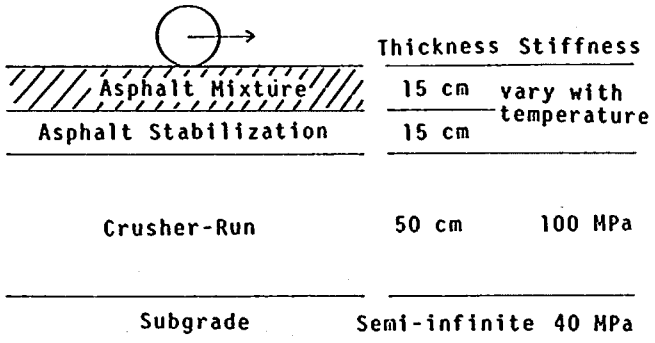
また、これとは別に、アスファルト舗装要綱に従ってホイールトラッキング試験を実施し、アスファルト混合物の流動抵抗と大きな相関があるとされる[24]動的安定度（DS）を測定し、Claessen[25]らの方法に従って流動によるわだち掘れ量が20mm



図－8 初期ひずみ振幅と破壊時の車輪走行回数との関係



図－9 アスファルト舗装の疲労寿命予測法の流れ図



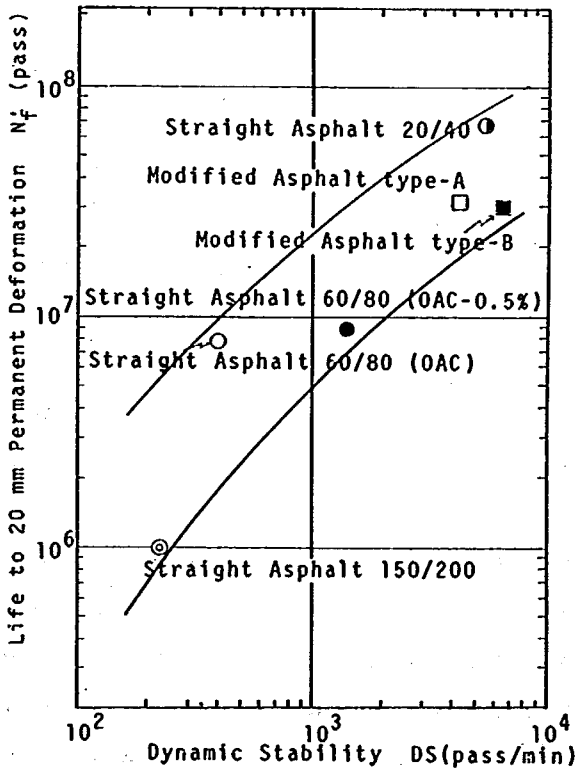
図－１０　解析の対象とした舗装構造

表－３　解析条件

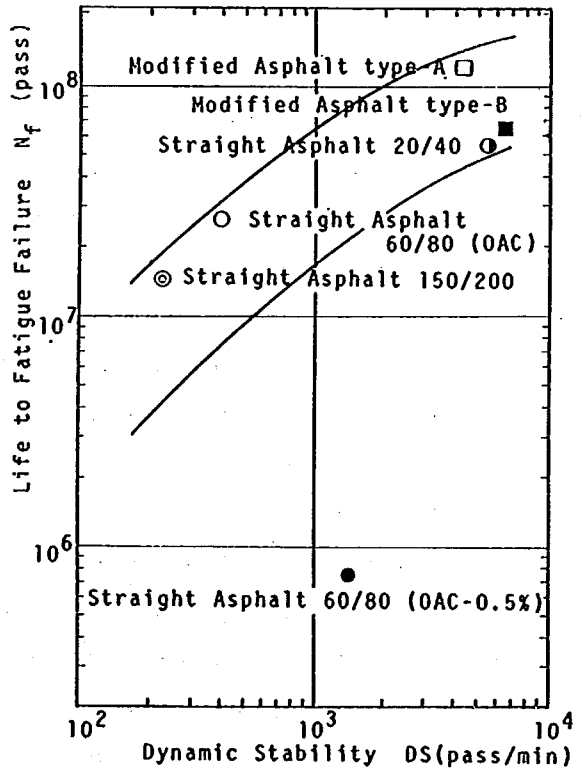
Wheel Load (P)	: 49 kN
Radius of Contact (a)	: 17.0 cm
Contact Pressure (p)	: 540 kPa
Vehicle Speed (v)	: 11.1 m/s
Location	: Tokyo

に至るまでの寿命（以下、単にわだち掘れによる寿命という）を推定した。これは、わだち掘れ対策としてバインダーに粘性の高いポリマーを添加すること、あるいは、バインダー量その物を減らすことがＤＳやわだち掘れによる寿命に与える影響を定量化するためである。

まず、図－１１に示すように、ＤＳとわだち掘れによる寿命の間には大きな相関があり、上記いずれの対策も有効であることがわかる。しかしながら、これらの対策が疲労寿命に与える影響を調べてみると、図－１２のように図－１１と似た傾向を持っているが、バインダー量を減少させた場合に限って寿命は大幅に低下しており、粘度を大きくした場合とは異った傾向を示すこと



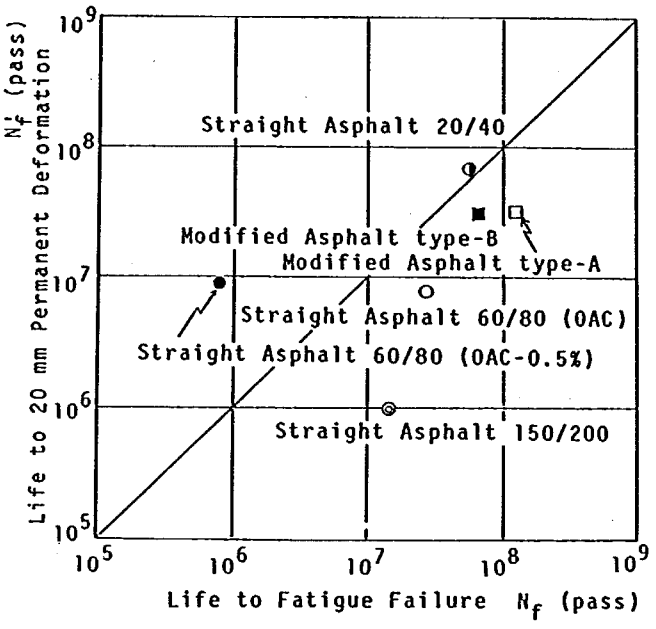
図－１１　動的安定度（ＤＳ）とわだち掘れによる寿命との関係



図－１２　動的安定度（ＤＳ）と疲労寿命との関係

がわかる。

また、図－11と図－12とからDSを消去することにより疲労寿命とわだち掘れによる寿命の関係を直接にみることができる（図－13）。舗装の破損形態としてわだち掘れと疲労ひびわれだけを考え、舗装の寿命は両者の寿命のうちの小さい方であるとするならば、アスファルト混合物層に使用するバインダーとしてストレートアスファルト60／80を使用する場合に比較して粘度の大きいバインダーを使用すること及び分子量の大きいポリマーを添加することは舗装の寿命を大きくするのに対し、粘度の小さいバインダーを使用すること及びバインダー量を減らすことは舗装の寿命を小さくすることがわかる。



図－13　疲労寿命とわだち掘れによる寿命との関係

4．舗装の受ける外力等の評価

アスファルト舗装の疲労ひびわれは、舗装の上を車両が走行することによって、アスファルト混合物内に応力とひずみがくり返し加えられるために発生するが、車両一台の通過による被害の程度は軸荷重、車両走行位置、車両走行速度などにより、また、同一の外力を受けた場合でも混合物のもつ疲労破壊強度やスティフネスにより異なるものである。疲労破壊包絡線を用いた従来の予測法（図－9）では、他の多くの予測法と同様に、軸荷重はAASHO道路試験結果に基づいて全て5トンに換算され、車軸走行位置、車両走行速度、アスファルト混合物の疲労破壊強度は常に変化しないものと仮定されている。また、アスファルト混合物のスティフネスについても月ごとに評価しているに過ぎない。本研究では、国道357号線（東京湾岸環状道路）東雲地区において建設された仮道を具体例にとり、以上のような各変数の分布を個別に実測して車両一台の走行による被害を修率変数として評価し、舗装が破損に至るまでの過程をシミュレートした。

（1）　舗装の受ける外力

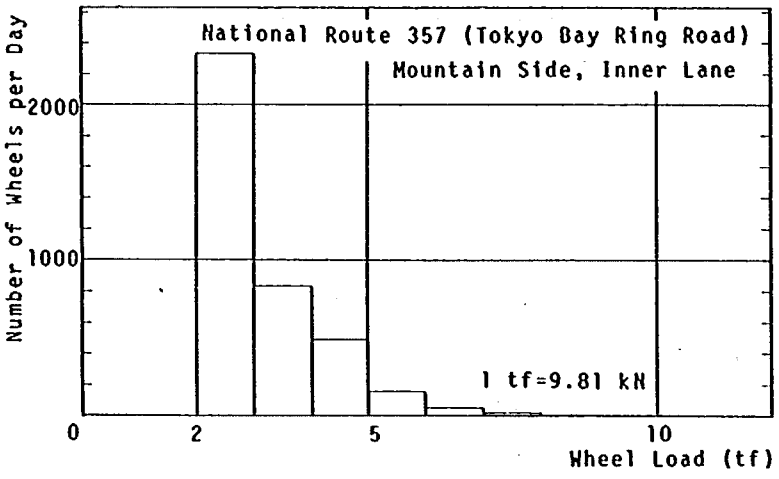
a）　軸荷重　：　軸荷重分布は、建設省（関東地方建設局川崎国道工事事務所）が軸荷板を設置して調査したデータによって決定した（図－14）。測定は、7月と10月に全車両に対しそれぞれ24時間ずつ行われたが、両者の間に大きな違いが認められなかったため、各区間の度数にはこれらの平均値を用いた。また、軸荷重が舗装に与える被害は一般にその大きさの3～6乗に比例するといわれている[9]ため、2トン重（19.6kN）以下の軸荷重は無視し、計算時間の短縮を優先させた。

b）　車輪走行位置　：　車輪が車線のどの位置を走行するかによって舗装の内部に生ずる応力やひずみの分布は大きく異なる。従って、車輪走行位置の統計的分布は一般に舗装の破壊を論ずる場合の極めて重要な因子となる。本研究では、ＶＴＲを用いて全車両について車輪走行位置の中央線からの距離を測定したが、対象とした場所では正面からの撮影が不可能であったため、予備実験として求めておいた中原街道における分布形（図－１５）から東雲地区における分布を推定した。

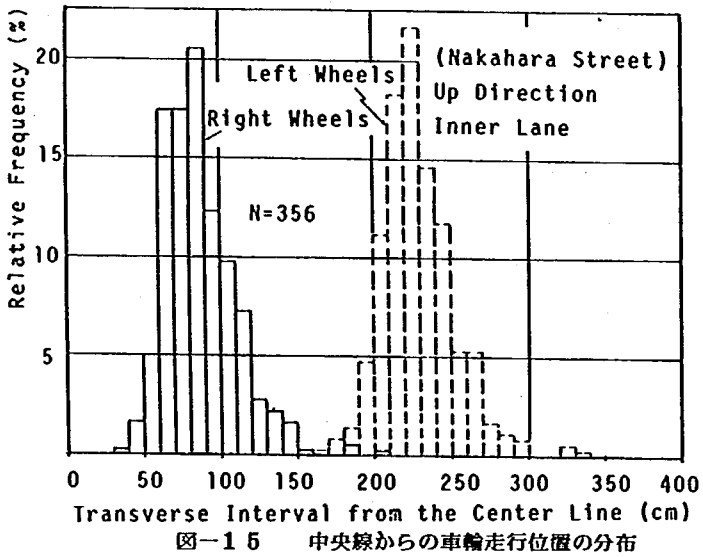
c）　車両の走行速度　：　車両の速度は疲労ひびわれに関する限り直接的な影響を与えないがアスファルト混合物のスティフネスの値がかわるためにアスファルト混合物層内に発生する応力、ひずみに違いが生じ、結果的に疲労寿命が変わることになる。走行速度の測定も、b）の走行位置の測定と同様にＶＴＲによって交通流を撮影し、マイクロコンピュータ内蔵のクロックを用いて車頭時間を測定し、その変化から全車両について速度を求めた。

（２）　舗装の強度

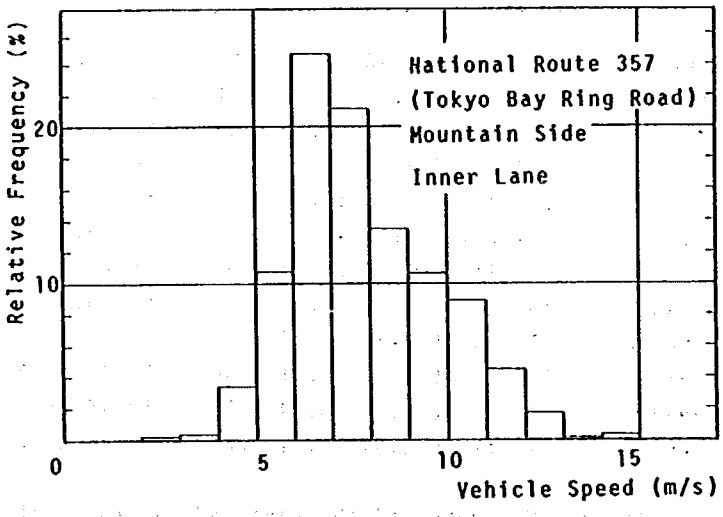
a）　疲労破壊強度　：　アスファルト混合物が一定の条件下で一定の応力とひずみを繰り返し受ける場合でも、混合物の疲労破壊強度はある程度のバラツキを持っており、円筒形の片持ちねじりばりを用いた場合の疲労破壊強度分布は対数正規分布に従うことがPell[6]らによって報告されている。本研究で行った両



図－１４　　輪荷重の分布　（　2tf以上　）



図－１５　　中央線からの車輪走行位置の分布



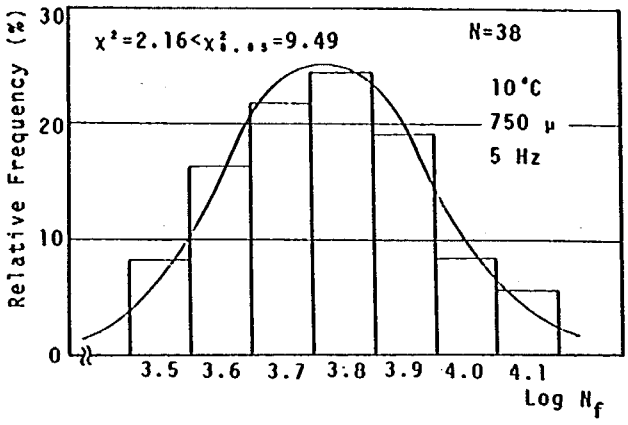
図－１６　　車両走行速度の分布

振りの繰り返し曲げ疲労試験結果でも、同様に対数正規分布に従うことが確認された（図－１７）。

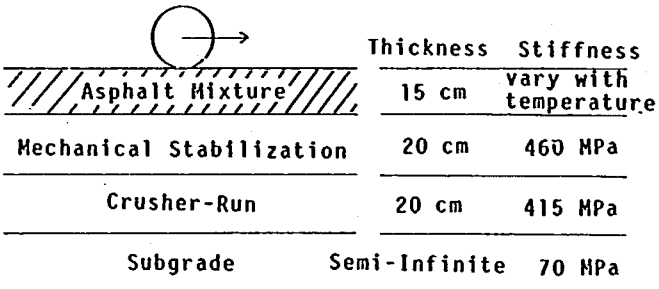
b）　スティフネス　：　アスファルト混合物のスティフネスは載荷時間の大小と温度の高低により変化するため、同一の大きさの外力を受けた場合でも応力、ひずみの値は条件により変化する。本研究ではこれらのうち、載荷時間については測定した車両の速度から評価し、またアスファルト混合物の温度は、気温から舗装表面温度を推定する秋山の式[26]を用いアスファルト混合物の熱拡散率を実測して熱伝導の理論式から計算した。なお、気温については、１９７３～１９８１年の過去９年間分の毎日の日最高気温と日最低気温を整理し[27]、月別、天気別に分布を決定した。

（３）　解析の方法及び結果

解析の対象とした舗装構造は、図－１８



図－１７　　アスファルト混合物の疲労強度の分布



図－１８　　シミュレーションの対象とした舗装構造

表－４　　東京の日最高および日最低気温の月別・天気別分布　（１９７３－１９８１）

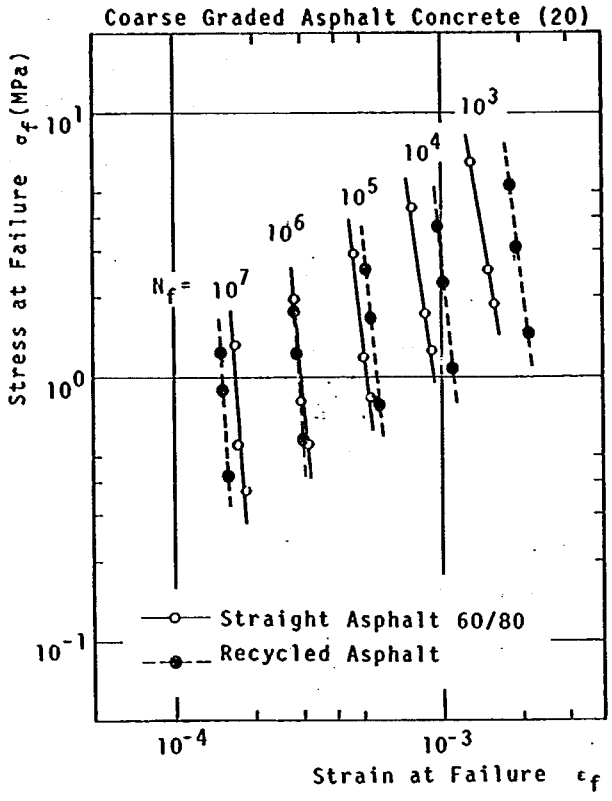
	Fine					Cloudy					Rainy				
		Maximum		Minimum			Maximum		Minimum			Maximum		Minimum	
	N	AV	SD	AV	SD	N	AV	SD	AV	SD	N	AV	SD	AV	SD
January	214	9.74	2.50	0.90	1.81	30	8.03	2.89	2.14	1.99	35	9.05	4.23	2.74	2.45
February	176	10.19	2.98	1.39	2.42	28	9.51	3.35	3.20	2.47	50	9.23	3.94	3.21	2.52
March	156	13.53	3.12	4.25	2.49	52	11.74	3.45	5.11	2.74	71	11.84	4.13	5.40	2.66
April	118	19.56	3.08	9.91	3.00	60	17.77	3.52	11.04	3.13	92	17.06	4.62	10.18	3.27
May	139	23.86	2.36	14.34	2.26	57	22.25	3.22	15.47	1.93	83	20.75	3.27	14.62	3.01
June	79	27.57	2.65	19.81	2.87	80	25.08	3.15	18.80	2.67	111	24.13	2.91	18.84	2.31
July	127	31.05	2.35	23.48	2.53	66	28.48	2.95	22.20	2.60	86	26.41	3.68	20.79	2.40
August	136	32.09	1.99	24.56	2.02	56	28.98	2.73	22.72	2.17	87	28.47	3.54	22.55	2.28
September	113	28.85	2.88	20.74	2.98	64	26.03	2.90	20.24	2.40	93	24.35	3.59	19.49	2.54
Octorber	137	22.40	2.70	13.91	2.60	59	21.53	2.69	15.51	2.66	83	20.24	3.34	15.08	2.54
November	161	16.88	3.20	8.29	3.18	52	15.66	3.32	9.78	3.06	57	15.50	3.59	10.25	2.35
Decrmber	214	12.10	2.51	3.41	2.21	32	11.80	3.12	5.15	1.90	33	11.37	3.67	5.35	2.52

(Note:　N: Number of the Days, AV: Average, SD: Standard Deviation, Unit: °C)

のとおりである。

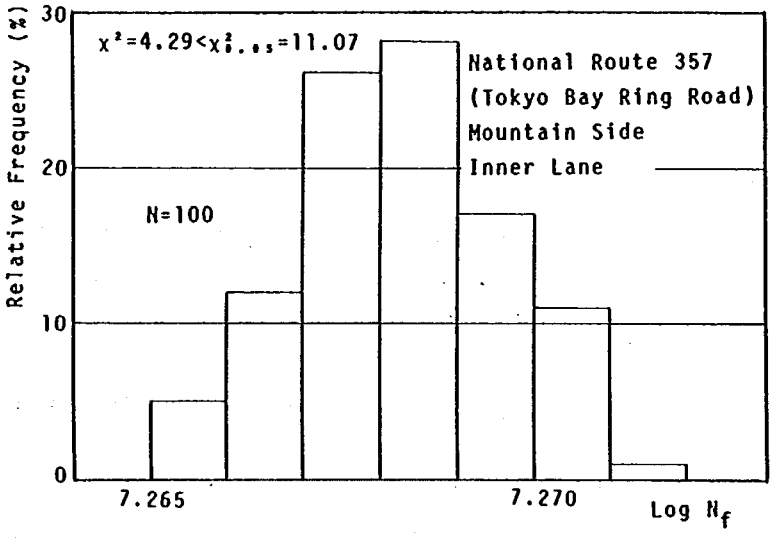
シミュレーションは、モンテカルロ法によった。すなわち、まず日最高気温、日最低気温の天気別の分布に従う疑似乱数を発生させて1日の各時間ごとの気温と舗装体温度を推定した。

次に、軸荷重、走行速度、走行位置を実測の分布に従う疑似乱数により決定し、この車両が一回通過するときにアスファルト混合物層下面に発生する応力、ひずみの値を多層弾性プログラムにより計算し、図－19から車両一台ごとの被害を求めた。なお、この疲労破壊包絡線は再生合材を用いた粗粒度アスファルト混合物のもので、舗装の施工現場から直接に採取した試料について室内曲げ疲労試験を実施して前記の方法で作成したものである。また、計算で求めた被害は図－17によってバラツキを与えた。これを各時刻での時間交通量について繰り返し舗装が24時間で受ける被害を計算することができる。



図－19　基層材料の疲労破壊包絡線

以上の操作を各月について繰り返し行うことによって1日の被害の分布形を決定した。そして、道路が実際に供用を開始した1983年4月からの被害を線形被害則によって1日ごとに累計して和が1になるまで――すなわち、舗装が破壊に至るまで――の過程をシミュレートした。

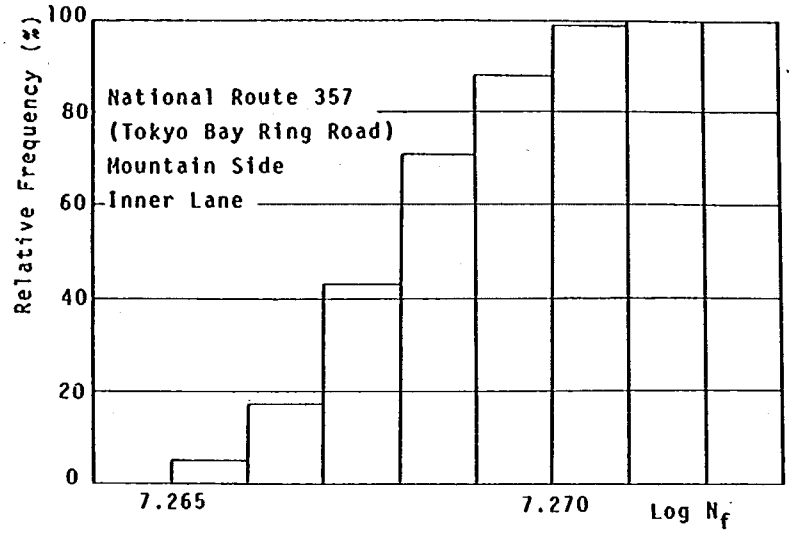


図－20　アスファルト舗装の疲労寿命の分布

なお、舗装体内の温度が高くなる夏場には、理論上被害が非常に大きくなる場合があるが、2.（3）で述べたホイールトラッキング試験機を用いたモデル実験を30℃以上の高温で行うとひずみ振幅は変化せず、ひびわれもほとんど発生しないことが確認されたため、本研究では7月と8月の高温期は解析の対象から除外した。これは、Célard[28]の主張とも一致する。また、図－19から破壊回数を読み取るために破壊回数を破壊応力と破壊ひずみの3次式で表現した。

以上のシミュレーションを行って破壊に至るまでの寿命を繰り返し求めることによって、舗装

の寿命の確率的な分布を求めることができた（図－２０）。その結果、アスファルト混合物自身のもつ疲労強度と同様に、外力や気象作用の影響を考慮に入れた舗装の寿命もほぼ対数正規分布に従うことがわかった。また、この分布を積分することにより舗装の破壊確率を求めることができた（図－２１）。このように舗装の寿命は、外力、気象作用、強度などの持つバラツキを考慮することにより最終的には破壊確率で表現されるべきものであり、道路の修繕を行う場合もその重要性に応じて異なった破壊確率に対して計画をたてることが可能になるものと考えられる。



図－２１　舗装の破壊確率

なお、破壊確率が５割に達する時点を破壊点とした場合、舗装の寿命は従来の予測法に比べて約３倍に伸びたが、車輪走行位置の分布を考慮に入れなかった場合は従来の予測法と同程度の寿命が得られた（表－５）。従って、特にわだち掘れの問題で重要視されているように[29]、車輪の走行位置が分布を持つことは疲労寿命に対しても大きな負の要因となることがわかる。

５．結　論

本研究で得られた成果を要約すると次のようになる。

（１）　アスファルト混合物の疲労破壊包絡線の表わす破壊規準は、混合物にヘアクラックが発生する時点ではなく、舗装が構造的に破壊して支持力を失う時点に対応していることが確認さ

表－５　シミュレーション結果

Predicted Load Repetitions to Failure	Conditions
1.9×10^7 (8.7 years)	All variables are considered as random variables.
4.2×10^6 (2.0 years)	All variables are considered as random variables except transverse distribution of wheel positions.
3.4×10^6 (2.7 years)*	Conventional method

* Number of equivalent 5 ton wheels

れた。

（２）　アスファルト舗装のわだち掘れ対策として、バインダーに高粘度のものを使用しても疲労ひびわれに悪影響を及ぼさないが、バインダーの量を減少させると疲労寿命は短かくなると考えられる。

（３）　舗装の寿命は、外力、気象条件、強度のバラツキを考慮に入れると最終的には定数ではなく破壊確率で表現され、その分布はほぼ対数正規分布に従う。

（４）　舗装上の車輪走行位置がある広がりを持つことは、わだち掘れだけではなく疲労寿命にとっても重要な要因である。

謝辞：　本研究を実施するにあたり、数多くの貴重な資料を提供して下さり、また、データ収集の機会を与えて下さった、建設省関東地方建設局川崎国道工事事務所の皆様には大変お世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

なお、本研究は、昭和５７年度、５８年度文部省科学研究費補助金及び公益信託ヤマハ発動機国際友好基金の交付を受けて実施したものである。

参考文献

1. F.N.Hveem, "Pavement Deflection and Fatigue Failures", Highway Research Board Bull.114, pp.43-86, 1955

2. L.W.Nijboer, "Betrachtungen über Berechnungen von Straßenbelägen mit besonderer Berücksichtigungen des bituminösen Unterbaus", Straße unt Verkehr, Heft 46, p.515, 1960

3. W.Heukelom and A.J.G.Klomp, "Road Design and Dynamic Loading", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.33, pp.92-125, 1964

4. J.A.Deacon and C.L.Monismith, "Laboratory Flexural Fatigue Testing of Asphalt Concrete with Emphasis on Compound-Loading Tests", Highway Research Record vol.158, pp.1-31, 1967

5. W.Van Dijk and W.Visser, "The Energy Approach to Fatigue ıor Pavement Design", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.46, pp.1-40, 1977

6. P.S.Pell and K.E.Cooper, "The Effect of Testing and Mix Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.44, pp.1-37, 1975

7. A.M.Krivissky, "Design of Flexible Pavements for Major Highways", Proceedings of 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.445-467, 1972

8. Y.H.Huang, "Strain and Curvature as Factors for Predicting Pavement Fatigue", Proceedings of 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.622-628, 1972

9. 丸山暉彦、渡辺　隆、吉原一彦：アスファルト混合物の疲労破壊包絡線、土木学会論文報告集、第３０６号、ｐｐ．７１－７８、昭和５６年

10. K.R.George and S.K.Nair, "Propabilistic Fatigue Design for Flexible Pavements", Proceedings of 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.758-767, 1982

11. 渡辺　隆、渡辺暉彦、元田良彦：アスファルト混合物の一軸圧縮破壊特性、土木学会論文報告集、第２４３号、ｐｐ．１０７－１１２、昭和５０年

12. J.A.Epps and C.L.Monismith, "Influence of Mixture Variables on the Flexural Fatigue Properties of Asphalt Concrete", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.38, pp.423-463, 1969

13. G.W.Maupin, Jr., "Results of Indirect Tensile Tests Related to Asphalt Fatigue", Highway Research Record vol.404, pp.1-7, 1972

14. P.S.Pell and J.M.Hanson, "Behavior of Bituminous Roadbase Materials Under Repeated Loading", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.42, pp.200-229, 1973

15. W.Van Dijk, "Practical Fatigue Characterization of Bituminous Mixes", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.44, pp.38-74, 1975

16. R.A.Jimenez and B.M.Gallaway, "Preliminary Report of an Apparatus for the Testing of Asphaltic Concrete Diaphragms", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.31, pp.447-506, 1962

17. Rüstü Yüce and C.L.Monismith, "Prediction of Load Associated Cracking in Pavement Slabs from Laboratory Determined Fatigue Data", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.43, pp.332-349, 1974

18. P.S.Pell, "Fatigue Characteristics of Bitumen and Bituminous Mixes", Proceedings of 1st International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.310-323, 1962

19. K.D.Raithby and A.B.Sterling, "The Effect of Rest Periods on The Fatigue Performance of a Hot-Rolled Asphalt Under Reversed Axial Loading", Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Tecnical Sessions vol.39, pp134-152, 1970

20. 笠原　篤、岡川秀幸、菅原照雄：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用、土木学会論文報告集、第２５４号、ｐｐ．１０７－１１７、昭和５１年

21. 吉原一彦：アスファルト混合物の疲労破壊特性について、東京工業大学修士論文、昭和５３年

22. 山田陸昭：アスファルト舗装の疲労寿命の予測法に関する研究、東京工業大学修士論文、昭和５５年

23. 建設省土木研究所：アスファルト混合物の配合設計、材料に関する幕張試験舗装及び室内実験、土木研究所資料、第９２３号、昭和５４年

24. A.I.M.Claessen, J.M.Edwards, P.Sommer and P.Ugé, "Asphalt Pavement Design : The Shell Method", Proceedings of 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.39-74, 1977

25. 秋山政敬：アスファルト舗装体の温度に関する調査研究、土木学会論文報告集、第２４６号、昭和５１年

26. 日本気象協会：気象年鑑（１９７３－１９８１年）、大蔵省印刷局

27. B.Célard, "Esso Road Design Technology", Proceedings of 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.249-268, 1977

28. 笠原　篤：舗装における車両の車輪通過位置分布に関する研究、第３８回土木学会年次学術講演会概要集、第Ｖ部門、ｐｐ．４７５－４７６、昭和５８年

ＭＣＩによる舗装の供用性評価と路面性状の推移

建設省土木研究所　飯　島　　尚
同　　岡　村　　真

概　　要

舗装の供用性を、ひびわれ率やわだち掘れ量などの路面特性値によって定量的に表わしたものとしては、ＡＡＳＨＯ道路試験結果から導かれたＰＳＩ式が広く知られている。

我が国においてもＰＳＩ式を修正した供用性評価式が用いられてきたが、最近の道路の管理水準がより高度になったことなどから、その検討を行った。

ここでは、新たに作成した供用性評価式（ＭＣＩ式）の概要、およびこの式を用いて評価した国道の路面性状の実態と推移について述べるものである。

主な成果は次のとおりである。

まず、国道約100 ｋｍの路面性状をひびわれ、わだち掘れ、縦断凹凸の３特性について調査し、同時に数名のグループからなる調査員による視察調査を実施した。これらの結果から供用性評価式ＭＣＩを作成し、ＰＳＩ式との相違について検討する。次にＭＣＩ式を用いて、修繕を行わない場合および行った場合の路面性状の変化について予測した。

なお、これらの報告は昭和５４年度から昭和５６年度まで実施した建設省技術研究会指定課題「舗装の維持修繕の計画に関する調査研究」の成果の一部であり、この調査をもとに国道の維持管理の合理的計画のために実施している。データバンクについても簡単に紹介する。

ＭＣＩによる舗装の供用性の評価と路面性状の推移

建設省土木研究所舗装研究室　飯島　尚
岡村　真

まえがき

道路はその重要度、機能等に応じて幅員、曲線半径、縦断勾配、安全施設、舗装の供用性等を包括したサービス水準が一定水準以上であることが要求される。そのうち舗装の供用性とは車両の走行性からみた舗装の良好度であると考えられ、その評価は種々の立場の評価者によって行われるが、同じ舗装に対する評価結果でも評価者により異なることが予想される。これは評価者の立場および主観によって重要視する要因が異なると考えられること、さらに走行性そのものが車両によっても異なると考えられるためである。

このように舗装の供用性とは抽象的、感覚的、主観的な概念であり、道路を維持管理するという立場に立った場合、車両の走行性から供用性を判断し、維持管理に反映させることは困難な面が多いと考えられる。しかし近年は道路管理延長の増大、舗装の維持修繕に対する沿道住民の要求の高まりなどによる管理水準の高度化という状況に対応するため限られた維持修繕予算をより有効に使用することが必要となっている。このような目的に沿ってより適切な維持修繕計画を作成し、舗装の合理的な維持管理を行うための実用的な路面評価手法の作成が望まれている。

舗装の供用性をひびわれ率やわだち掘れ量などの路面特性値によって定量的に表わしたものとしてはＡＡＳＨＯ道路試験結果から導かれたサービス指数ＰＳＩ(PRESENT SERVICEABILITY INDEX)が広く知られている。しかし同試験は昭和３０年代に米国で行われたものであり、国情の相違、その後の車両技術の発達および社会情勢の変化等による評価者の意識の変化を考えあわせると、ＰＳＩをそのまま現在のわが国の舗装に適用することは検討の余地があるものと思われる。

わが国においても、その後各機関によって同様の検討がなされ供用性評価式が作成されているが、調査対象が限定されていること等から適用範囲が限られていた。

このようなことから、これらの点をふまえて舗装の供用性評価についての検討を行い、４種類の供用性評価式を作成した。

次にＭＣＩ式を用いて国道の路面性状の将来予測を行い、望ましい維持修繕のあり方について検討を加えた。また、路面性状の測定値をより有効に活用するためのデータバンクについても検討したのでここに報告するものである。

1　供用性評価式の作成

1・1　調査の概要

1・1・1　調査の方針

調査を実施するに際しては評価者の選定および人数、調査地域と調査箇所数、調査期間および調査項目等について十分な配慮が必要である。

評価者の職業およびその構成は評価結果に大きな影響を及ぼすと考えられ、調査地域は評価式の適用地域に、調査箇所数は評価式の正確さにかかわると考えられる。また調査期間が短い場合は評価結果がその時点の社会情勢等の影響を受けることが考えられるので、調査期間はある程度長いことが必要である。調査項目についても供用性に関係すると考えられる項目はすべて調査することが望ましく、定量的に把握することが困難な項目はその調査方法について十分な検討が必要である。

これらのことを考えあわせると供用性評価に関する新規の調査を実施するためには多大の費用、時間および労力を要することが予想されるため、既存の調査で前述の要件をおおむね満足していると考えられる路面維持調査結果を中心に解析を進め、若干の補足調査を実施した。

1・1・2　調査の方法

路面維持調査は直轄国道管理調査の一環として昭和47年度より沖縄地方を除く全国で実施されている調査で、基準調査と一般調査より成っている。

基準調査は合理的な維持修繕基準を作成するための基礎資料を得ることを目的として行われている調査で、舗装構成等が明らかなアスファルト舗装の区間約300m を選定して年1回、ひびわれ率、わだち掘れ量、縦断凹凸量、すべり抵抗係数、および交通量等を測定し、あわせて視察による路面の総合評価を実施している。調査は昭和55年3月までに合計138 箇所で実施されている。

一般調査は維持修繕の実施計画を作成するための資料を得ることを目的として行われている調査で、管理区間を維持修繕の単位区間（2～3 km程度の区間）に分割し、今後1～2年の間に維持修繕を行うと考えられる区間についてそのうちの約200m の区間を対象に基準調査と同様の調査を行っているものである。

1．2　路面性状と舗装の供用性

1．2．1　路面性状を表わす路面特性値

路面性状を表わす特性にはひびわれ率、わだち掘れ量、縦断凹凸量、すべり抵抗係数等の特性値のほか、きめの粗さ、アスファルト混合物の一様性等がある。これらはいずれも舗装の供用性と関係の深い特性であるが、これらの特性によって舗装の供用性を評価する場合、特性の数はなるべく少なく比較的容易に定量化できる特性、あるいは特性値である方が実用的である。さらに測定が比較的容易であり、再現性のある特性であることも必要である。

舗装の供用性が低下すると維持修繕が実施される。したがって現状で維持修繕の要否の判断に用いられている特性についても考慮する必要がある。このようなことを考えあわせて、舗装の供用性を表わすための路面特性としてひびわれ率、わだち掘れ量、および縦断凹凸量の3特性値を取り上げた。それぞれの特性値の概要は以下のとおりである。

（1）ひびわれ率（%）

ひびわれ率は調査対象面積に対するひびわれ面積の割合である。ひびわれ面積の算出方法には、網状ひびわれの面積と線状ひびわれの長さに0.3m を乗じた値の合計値をひびわれ面積とする実測法と、50cm四方のメッシュを想定して、網状ひびわれが生じているメッシュ数に0.25m² を乗じた値と線状ひびわれが生じているメッシュ数に0.15m² を乗じた値の合計値をひびわれ面積とするメッシュ法がある。一般にメッシュ法によるひびわれ率は実測法による値より大きくなる。

路面維持調査はごく一部がメッシュ法によって行われたが、大部分は実測法によって行われた。なお近年は省力化のためにメッシュ法によって行う場合が多い傾向にある。

（2）わだち掘れ量（mm）

わだち掘れ量は路面の横断形状を3m横断プロフィロメータによって測定し、その最高部と最低部の差をその断面のわだち掘れ量とする。これを20m間隔で行い、それらの平均値をその区間のわだち掘れ量としている。道路管理者が維持修繕の要否の判断に用いる値としては、各断面ごとに算出した値の最大値を用いる方が良いという意見があるが、最大値は特異な値に左右されやすい場合がある、および予測が困難であるという問題がある。そのため平均値とバラつきの程度を表わす統計量$\sqrt{V}$を組合せた値をその区間のわだち掘れ量とするという意見もある。

本文では平均値をもって、わだち掘れ量としている。

（3）縦断凹凸量（mm）

縦断凹凸量は走行車線の左車輪走行軌跡の縦断形状を3m縦断プロフィロメータによって測定し、得られた形状より1.5 m間隔に値を読み取ってそれらの標準偏差を算出し縦断凹凸量としている。8mプロフィロメータ等の他の測定機によって測定した場合は換算式を用いて換算する。

1．2．2　路面特性値と舗装の供用性

路面維持調査結果より前述の3特性値が測定してある区間について、視察による総合評価を実施して1808組のデータを得た。視察による総合評価とは表－1に示す調査事項について道路管理者が路面を視察評価し、その結果を総合して舗装の供用性を以下に示すように評価したものである。

〔総合評価〕

A……全く欠陥が認められない。（良）

B……いくぶん欠陥があるが、良好とみなされる。

C……欠陥は多いが修繕を要しない。

D……簡単な修繕を要する。（パッチング、部分的シールコートなど）

E……大規模な修繕を要する。（オーバーレイ、打替など）

表－2は1808組のデータの地方別一覧表であるが、各地方の直轄

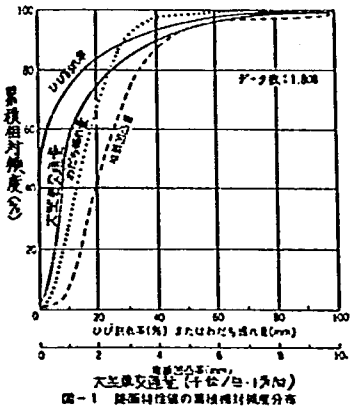
表－1　視察評価の内容

調査事項		調査内容
表面のきめ		非常に粗い。
		粗い。
		骨材が少し浮きでている。
		平滑である。
表面の一様性		良い。
		ややむらがある。
		むらがある。
アスファルトの過不足の程度		フラッシュしているところが多い。
		ところどころフラッシュしている。
		フラッシュすると思われるところがある。
		全くフラッシュのおそれがなく適度の黒色を呈している。
		乾いた表面でやや褐色を呈している。
すべりやすさ		すべりにくいと思われる。
		中庸的なものと思われる。
		すべりやすいと思われる。
わだち掘れと変形		車両のわだち跡や変形が著しい。
		車両のわだち跡や変形がいく分認められる。
		車両のわだち跡や変形がない。
ポットホールとはがれ		はがれやポットホールが多い。
		はがれやポットホールがある。
		はがれやポットホールがない。
摩耗		摩耗が著しい。
		摩耗が認められる。
		摩耗が認められない。
ひび割れ	線状	非常に多い。
		わずかにある。
		全く見られない。
	網状	0
		0～5％
		5～10％
		10～20％
		20～50％
		50～100％

表-2　測定データの地方別一覧表

調査種別 ＼ 地方	基準調査	一般調査	計
北海道	82	267	349
東北	116	75	191
関東	83	88	171
北陸	49	87	136
中部	119	45	164
近畿	88	85	173
中国	148	104	252
四国	83	89	172
九州	130	70	200
計	898	910	1808

国道管理延長にほぼ見合ったデータ数が得られている。図－１は路面特性値および調査時の大型車交通量の累積相対頻度である。沖縄地方を除く全国のアスファルト舗装の直轄国道管理延長約17000 ｋｍの大型車交通量による延長比は1000台／日・１方向未満の区間が約34％、1000～3000台／日・１方向未満の区間が約44％、3000台／日・１方向以上の区間が約22％であるが、図－１の結果は概ね合致している。また表－３は昭和５３年５月から昭和５４年８月までの期間に測定された、沖縄地方を除く全国1118ｋｍ区間の路面性状の実態を示したものであるが、ひびわれ率およびわだち掘れ量の階層別の割合に特に著しい差はみられない。



図－１　路面特性値の累積相対頻度分布

1808組のデータのうち約1100組のデータは昭和５２年度以降に調査したものであり、総合評価Ａに属するデータは210 組、同様にＢは617 組、Ｃは248 組、Ｄは321 組、Ｅは412 組であった。

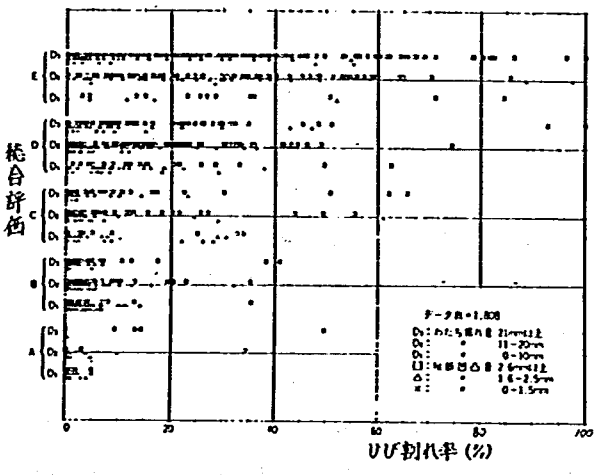
表－３　わが国の路面性状の実態

（単位：6.1Km）

ひびわれ率(%) ＼ わだち掘れ量(mm)	0～10	11～20	21～30	31～40	41～50	51以上	合計 延長	合計 延長率(%)	合計 累計(%)
0	576	1505	1144	755	214	41	4335	38.8	38.8
0.1～5	537	1770	1168	731	231	44	4481	40.1	78.9
5.1～10	131	300	243	133	42	8	857	7.7	86.5
10.1～20	103	255	176	123	49	18	724	6.5	93.0
20.1～30	45	100	101	85	28	6	365	3.3	96.3
30.1～40	8	47	60	46	24	8	193	1.7	98.0
40.1～50	10	36	30	31	11	3	111	1.0	99.0
51%以上	6	22	33	43	9	1	111	1.0	100
合計 延長	1416	4125	2955	1947	608	129	11180	100	
合計 延長率(%)	12.7	36.9	26.4	17.4	5.4	1.2	100		
合計 累計(%)	12.7	49.6	76.0	93.4	98.8	100			

このように調査結果は１１年もの長期にわたって行われた結果であるとともに近年に行われたものが多く、調査箇所の地域的および交通条件による偏りは少ないものと判断された。

図－２は路面特性値と総合評価の関係の一部を示したものである。路面特性値が大きくなるにしたがって総合評価がＡあるいはＢと判断されるデータの割合は減少し、ＤあるいはＥと判断されるデータの割合が増加しているが、その程度はひびわれ率の場合が最も大きかった。路面特性値が小さいにもかかわらず、総合評価がＤあるいはＥであるデータが見受けられるが、これは路面特性値以外の要因によって供用性が悪いと判断されたものと考えられる。



図－２　総合評価とひび割れ率の関係

１．３　供用性評価式の検討

１．３．１　供用性評価性式の作成

前述の1808組のデータを利用して供用性評価性式の作成について検討した。ここで供用性はカテゴリーで表わすよりは数値で表わす方がはるかに実用的であるが、そのためには総合評価結果を数値化する必要がある。そこで前述の総合評価結果をＡ＝１０、Ｂ＝８，……Ｅ＝２と数値化した。これは供用性は広義的には道路のサービス水準を表わすものであるから、路面性状が悪くなるにしたがって供用性を示す値が小さくなるようにした方が理解しやすいと考えられること、およびその大きさの程度は１０段階表示が適当であると判断したことによる。

供用性評価式の関数形は数多く考えられるが、あまり複雑な関数は実用的でない。ＡＡＳＨＯ道路

試験結果からは式(1)で示される関数形が得られており、わが国において過去に提案された供用性評価式も式(1)を参考にして係数だけを修正したものが多い。

$$PSI = a_0 - a_1 \log \sigma - a_2\sqrt{C} - a_3 D^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここでＰＳＩ：サービス指数

Ｃ：ひびわれ率（％）

Ｄ：わだち掘れ量（ｍｍ）

σ：縦断凹凸量（ｍｍ）

a_i：定数

表-4 総合評価の方法

	AASHO道路試験	路面維持調査
調査期間	昭和33年～昭和35年	昭和44年～昭和54年
評価者	道路建設技術者 材料関係者 自動車製造業者 等	建設省職員 (道路管理者)
調査方法	走行試験による評価	視察による評価

しかし式(1)は約20年前に作成された式であり、表－４に示すように路面維持調査とは評価方法が異なることから、そのままの関数形を用いることは検討が必要であると思われるが、著しく異なった関数形になるとは思われない。そこで、ひびわれ、わだち掘れ、縦断凹凸の実測データを指数変換した場合および対数変換した場合について総合評価値との関数を分析することにした。まず３特性値のそれぞれについて0.2 乗、0.4 乗、……、2.0 乗と１０種類の指数変換を行い、それらを組合せた1000ケースについて総合評価値との重相関係数を求めた。その結果、ひびわれ率、わだち掘れ量、および縦断凹凸量の指数がそれぞれ0.4 、0.6 および0.2 の時最も大きな重相関係数が得られた。そこでさらに指数をひびわれ率については0.30～0.50、わだち掘れ量については0.50～0.70、縦断凹凸量については0.10～0.50の範囲で0.05ずつ変化させて重相関係数を求めた。なおわだち掘れ量と縦断凹凸量については対数変換した場合についても計算を行った。これは舗設直後の路面に関して、ひびわれ率は０％であり、ひびわれ率が生じているか否かということが供用性評価結果に大きな影響を与えることが経験的に知られていることから、ひびわれ率について対数変換することは不適当と考えたことによる。これに対してわだち掘れ量および縦断凹凸量は舗設直後それぞれ0 ～3 ｍｍおよび1.0 ～2.0 ｍｍである場合が多く、それらが0 ｍｍであるか否かということより供用後の相対的な変化量が意味を持つと考えられたからである。以上のようにして行った1563ケースの重相関係数の一部を表－５に示すが、指数がひびわれ率については0.30、わだち掘れ量については0.70、縦断凹凸量については0.20の場合に0.7492という最も大きな重相関係数が得られた。よって路面特性値より総合評価値を推定する式として式(2)が考えられる。

表-5 重相関係数

ひびわれ率 \ わだち掘れ量 / 縦断凹凸量		$D^{0.6}$	$D^{0.7}$	D	$D^{0.9}$
$C^{0.2}$	$\log\sigma$	0.740	0.732	0.739	0.727
	$\sigma^{0.1}$	0.729	0.733	0.735	0.723
	$\sigma^{0.2}$	0.739	0.732	0.738	0.725
	σ	0.738	0.732	0.737	0.725
$C^{0.3}$	$\log\sigma$	0.747	0.742	0.743	0.733
	$\sigma^{0.1}$	0.7488	0.7490	0.744	0.733
	$\sigma^{0.2}$	0.7490	0.7492	0.744	0.733
	σ	0.7491	0.743	0.745	0.733
$C^{0.4}$	$\log\sigma$	0.725	0.719	0.722	0.706
	$\sigma^{0.1}$	0.724	0.716	0.717	0.702
	$\sigma^{0.2}$	0.724	0.176	0.721	0.705
	σ	0.721	0.716	0.717	0.699
C	$\log\sigma$	0.680	0.674	0.676	0.656
	$\sigma^{0.1}$	0.669	0.661	0.662	0.640
	$\sigma^{0.2}$	0.674	0.665	0.670	0.650
	σ	0.663	0.660	0.658	0.631

$$H = 10 - a_1 C^{0.3} - a_2 D^{0.7} - a_3 \sigma^{a2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ここにＨ：総合評価値

Ｃ，Ｄ，σ，a_i　：式(1)と同じ

したがって式(2)の係数σ_iを重回帰法によって決定すればよいわけである。ところで前述したように、供用性の評価は評価者の立場によって異なり、その立場は道路管理者、ドライバーおよび乗客等の道路利用者、沿道住民および歩行者等の３種類に大別することができる。そして、それぞれの立

場の評価者の評価結果を総合したものが最終的な供用性評価結果であると考えられる。路面維持調査による総合評価は、そのうちの道路管理者の立場からみた舗装の維持修繕の要否を判断した評価であると考えられることから、その評価値を最終的な評価結果と区別する意味で、維持管理指数ＭＣＩ（MAINTENANCE CONTROL INDEX ）と名づけた。ＭＣＩの回帰式を式(3)に示す。

$$MCI = 10 - 1.48C^{0.3} - 0.29D^{0.7} - 0.47\sigma^{0.2} \quad \cdots\cdots\cdots (3)$$

ここにＭＣＩ：維持管理指数

Ｃ，Ｄ，σ：式(1) と同じ

調査は全国の種々さまざまな路面に対して行われたものであり、評価者に対して事前訓練等は全く実施していないにもかかわらず、式(3) の重相関係数が0.75程度であったことから、供用性を表わす特性として３特性値を取り上げたことおよび総合評価の数値化の方法は妥当であり、ＭＣＩ式は実用に供せられるものと判断した。

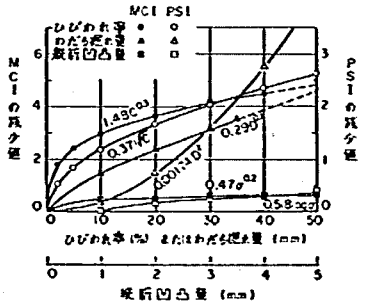
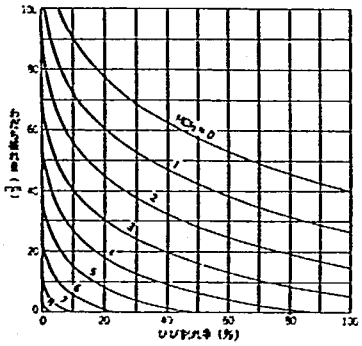


図-3 路面特性値によるMCI, PSI の変化

それぞれの路面特性値の変化に伴うＭＣＩの変化を図－３に示すが、ＭＣＩに対する影響はひびわれ率が最も大きく、縦断凹凸量はあまり大きくないことがわかる。なおＭＣＩ式の適用範囲は図－１より概ねひびわれ率については40%以下、わだち掘れ量については35ｍｍ以下、縦断凹凸量については5.0 ｍｍ以下であると考えられる。

路面特性値の測定は現在ひびわれ率およびわだち掘れ量については写真撮影による高速測定法が確立され、大規模なデータ収集も行われている。しかし縦断凹凸量については行われていないため、ひびわれ率およびわだち掘れ量の２特性で舗装の供用性を判断せざるを得ない場合がある。さらに近年交通車両の大型化、重量化に伴い、わだち掘れだけが顕著であるような区間が多く見受けられるようになった。このような区間に式(3) を適用しても他の路面特性値が小さいために妥当な評価が得られない場合がある。このような場合には２あるいは１特性値による供用性評価式が必要であると考えられる。そこで２特性および１特性による評価式についても検討を行い、ひびわれ率とわだち掘れ量の２特性による供用性評価式として式(4) を得た。また、ひびわれ率およびわだち掘れ量による供用性評価式については、総合評価値への一方の路面特性値の影響は小さいと考え、重回帰法によって式(5) 、式(6) を得た。



図－４ 路面特性値とMCI₀の関係

$$MCI_0 = 10 - 1.51C^{0.3} - 0.3\ D^{0.7} \quad \cdots\cdots\cdots (4)$$

$$MCI_1 = 10 - 2.23C^{0.3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

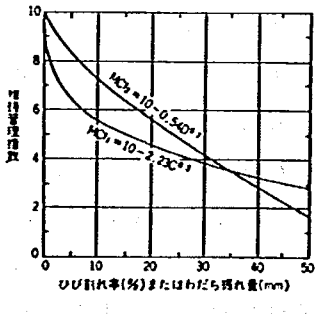
$$MCI_2 = 10 - 0.54D^{0.7} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

ここにＭＣＩ₀ ：２特性による維持管理指数

ＭＣＩ₁ ：ひびわれ率より求めた維持管理指数

ＭＣＩ₂ ：わだち掘れ量より求めた維持管理指数

Ｃ，Ｄ ：式(1) と同じ



図－５ 路面特性値とMCI₁、MCI₂の関係

なお式(4)、(5)および式(6)で得られた値を前述のＭＣＩと区別する意味で、それぞれＭＣＩ$_0$，ＭＣＩ$_1$，およびＭＣＩ$_2$とした。各路面特性値とＭＣＩ$_0$，ＭＣＩ$_1$およびＭＣＩ$_2$の関係を図－4、図－5に示す。

1．3．2　ＭＣＩ式に関する考察

式(7)は道路維持修繕要綱（昭和５３年版）に示されているＰＳＩ式である。各路面特性値の関数はＡＡＳＨＯ道路試験結果より求められた関数が用いられているが、それぞれの係数は次のように修正されている。

$$PSI = 4.53 - 0.518\ \log\sigma - 0.371\sqrt{C} - 0.00174\ D^2 \quad \cdots\cdots\cdots(7)$$

ここにＰＳＩ：供用性持数

Ｃ，Ｄ，σ：式(1)と同じ

ＭＣＩとＰＳＩについて各路面特性値との関係を検討し、ＭＣＩ式の特徴等に関して考察した。図－3はＭＣＩ式およびＰＳＩ式における各路面特性値の変化による評価値の変化を示したものである。ＭＣＩは１０段階表示でありＰＳＩは5段階表示であるため尺度をあわせてあるが、表－3の結果等より適用頻度が多いと考えられる範囲の大部分においてＭＣＩ式の各路面特性値による評価値の変化はＰＳＩ式のそれより大きくなっている。特に路面特性値が小さい場合に変化の程度が大きく、路面特性値が大きくなるにしたがってその程度は小さくなっていき、ひびわれ率、わだち掘れ量、縦断凹凸量がそれぞれ約32%、約30ｍｍ，約4.0 ｍｍ越えるとＰＳＩ式による変化の方が大きくなる。このようにＭＣＩ式はＰＳＩ式と比べて路面特性値が小さい場合を重視した式である。逆にいえば、ＰＳＩ式がわだちやひびわれがかなり発生した路面について精度よく評価できるのに対して、ＭＣＩ式はそれに至るまでの初期の段階で精度よく評価できる式となっている。

また直轄国道においてオーバーレイが実施される舗装の平均的な路面特性値はひびわれ率が約20%、わだち掘れ量が約20ｍｍ，縦断凹凸量が約4.0 ｍｍである。そのような舗装においてひびわれ率による評価値の変化量を１とした場合、他の２特性値による評価値の変化量はＭＣＩ式においてはわだち掘れ量が0.65、縦断凹凸量が0.17であるのに対し、ＰＳＩ式においてはそれぞれ0.42、0.19である。したがってＭＣＩ式はＰＳＩ式と比べてわだち掘れ量の影響度を相対的に高めた式でもあり、わだちによる走行の安全性や歩道への水はね等の管理上の問題を考えた場合、より適切な評価方法であると判断される。

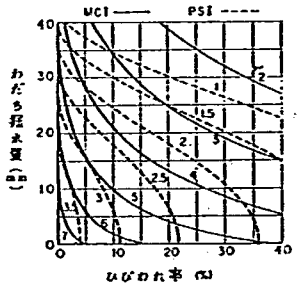


図-6 路面特性値と MCI および PSI の関係

縦断凹凸量に関しては両式ともあまり差がなく、評価値に与える影響も他の２特性値に比べて小さい。そこで4.0 ｍｍと仮定し、ひびわれ率およびわだち掘れ量とＭＣＩおよびＰＳＩの関係を示すと図－６のようになる。ひびわれ率が15%でわだち掘れ量が０ ｍｍである舗装のＭＣＩは約６である。この路面のＭＣＩが５まで低下する場合を考えると、ひびわれ率だけでは37%、つまり、さらに22%大きくなる必要があるが、わだち掘れ量ならば６ ｍｍ大きくなるだけでよい。同様に０ %で20ｍｍのＭＣＩが約７である舗装に対しては、わだち掘れ量だけでは48ｍｍ、つまり、さらに28ｍｍ大きくなる必要があるが、ひびわれ率ならば３ %大きくなるだけでよい。これは前述したようにＭＣＩ式が路面特性値の小さい場合を重視した式であるためであるが、

交互作用が考慮されているためでもあると考えられる。すなわち１特性だけでは特性値がかなり大きな値を示しても供用性が悪いと判断されないのに対して、２特性の場合はそれぞれがある程度の値を示せば供用性は悪く判断されるということである。ちなみに交互作用には相乗作用と相殺作用があるがこの場合は明らかに相乗作用である。

これに対してＰＳＩにおいてはひびわれ率およびわだち掘れ量が約５％および約10ｍｍを越える場合にはＰＳＩ等値線は直線になっていることから、交互作用はあまり考慮されていないものと考えられる。

２．　路面性状の実態と推移

２．１　路面性状の実態

路面性状調査を1118ｋｍにわたって行ったが、その交通区分別および供用年数の階層別延長を示すと表－６のとおりである。

図－７はひびわれ率、わだち掘れ量、およびＭＣＩ$_0$の分布を大型車交通量の階層別に表わしたものである。

ひびわれ率の分布において、大型車交通量の階層による分布の差はみられないが、わだち掘れ量は大型車交通量の増加に伴って10～20ｍｍの割合が減少している。この結果ＭＣＩ$_0$の分布には、大型車交通量の増加に伴ってＭＣＩ$_0$の小さい区間が増加する傾向がみられる。

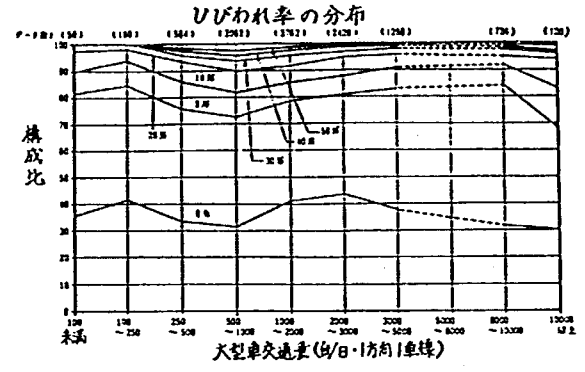
また表－７はＭＣＩ$_0$の供用年数別一覧表である。

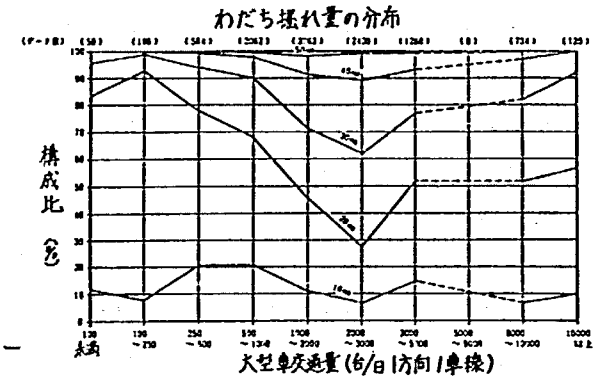
これらによればＭＣＩ$_0$が３以下のデータの割合は６％であるが、ＭＣＩ$_0$が３以上でもＭＣＩ$_1$あるいはＭＣＩ$_2$が３以下のデータが４％程度含まれていることがわかった。よって現状で早急に修繕を必要とする延長の割合は10％程度であると考えられる。またＭＣＩ$_0$が４以下のデータの割合は約12％、５以下のデータの割合は約25％であることから修繕基準として維持管理指数を１あげるごとに要修繕延長は約２倍になるものと考えられる。表－７には供用年数の階層別にＭＣＩ$_0$が３以下のデータの割合も示したが、経年するにしたがってその割合は大きくなり、５年経過するとそのうちの５％以上の延長が、１０年経過するとそのうちの10％以上の延長が、３以下になっている。

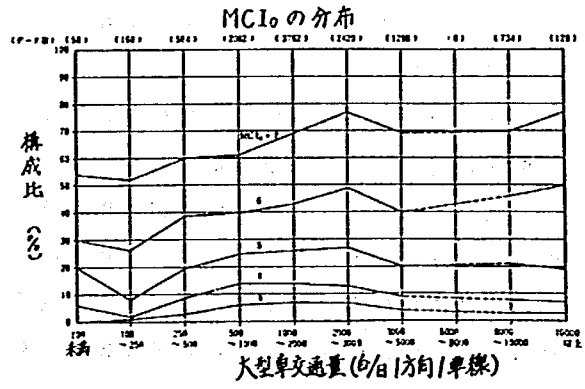
２．２　路面性状の推移

表－６　調査延長

交通区分＼供用年数	０～５年未満	５～７年未満	７～10年未満	10～15年未満	15年以上	合　計
Ｂ交通以下	728km	256km	388km	966km	158km	2496km (223%)
Ｃ交通	2462	1098	886	1068	478	5992 (536%)
Ｄ交通	1104	612	706	218	32	2672 (241%)
合　計	1294 (384%)	1986 (178%)	1980 (177%)	2252 (201%)	668 (60%)	11180km (1000%)







図－７　路面特性値およびMCI$_0$の分布

2．2．1　修措をしない場合の推移

ひびわれ率およびわだち掘れ量を予測式によって予測し、１０年後までの推移について検討した。ここで予測式には、路面維持調査結果より導いた式(8) ～式(11)を利用した。

$$C = 0.01Y \qquad (Y \leqq 10) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8)$$

$$C = 5\ (Y - 10) + 17.8 \qquad (Y \geqq 10) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9)$$

$$D = a_1 \cdot Y^{b_1} \qquad (Y \leqq 10) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (10)$$

$$D = a_2\ (Y - 10) + b_2 \qquad (Y \geqq 10) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (11)$$

$$a_1 = 3.231 \log T - 5.82$$

$$b_1 = 0.0168 \log T + 0.673$$

$$a_2 = 1.17(\log T)^2 - 5.50 \log T + 6.94$$

$$b_2 = 18.2 \log T - 34.3$$

ここにC：ひびわれ率（％）

D：わだち掘れ量（ｍｍ）

Y：見かけの供用年数（年）

T：大型車交通量（台／日・１方向）

（5000台以上の場合は5000台 250台以下の場合は250 台とする。）

予測式の適用方法は以下のとおりである。図－８において、現在のひびわれ率を５％とすると式(8)より見かけの供用年数が6.77年と計算される。よって１年後のひびわれ率は、見かけの供用年数を（6.77＋1)年とすると式(8) より7.8 ％となる。ひびわれ率、わだち掘れ量、およびＭＣＩ$_0$の10年後までの分布を図－９に示す。

表－７　路面の供用性の実態

（単位：01km）

供用年数 / MCI のランク	0～5年未満		5～7年未満		7～10年未満		10～15年未満		15年以上		合計		
		累計		累計		累計		累計		累計	延長	延長(千km)	累計
10.0～3.6	0	4294	0	1936	0	1980	0	2252	0	668	0	0.0%	100.0%
9.5～9.1	13	4294	1	1936	6	1980	4	2252	5	668	29	0.3%	100.0%
9.0～8.6	245	4281	36	1935	49	1974	41	2248	7	663	379	3.4%	99.7%
8.5～8.1	521	4035	108	1949	115	1925	134	2207	36	656	914	8.2%	96.4%
8.0～7.6	584	3514	146	1841	119	1810	135	2073	26	620	1010	9.0%	88.2%
7.5～7.1	649	2930	176	1695	145	1691	170	1938	25	594	1165	10.4%	79.1%
7.0～6.6	653	2281	250	1519	217	1543	214	1768	64	569	1408	12.6%	68.7%
6.5～6.1	512	1618	284	1269	274	1326	281	1554	68	505	1419	12.7%	56.1%
6.0～5.6	339	1106	225	985	227	1052	286	1273	59	437	1136	10.2%	43.4%
5.5～5.1	265	767	188	760	215	825	214	987	67	378	949	8.5%	33.2%
5.0～4.6	177	502	171	572	204	610	196	773	65	311	813	7.3%	24.8%
4.5～4.1	136	325	126	401	112	406	147	577	50	245	571	5.1%	17.5%
4.0～3.6	70	189	97	275	97	294	120	430	38	196	422	3.8%	12.4%
3.5～3.1	33	119	73	178	57	197	83	310	47	158	293	2.6%	8.6%
3.0～2.6	34	86	45	105	51	140	83	227	38	111	252	2.3%	6.0%
2.5～2.1	23	52	31	59	32	89	52	144	35	73	173	1.5%	3.7%
2.0～1.6	14	29	22	28	31	57	35	92	19	38	121	1.1%	2.2%
1.5～1.1	7	15	3	6	21	26	37	57	7	19	75	0.7%	1.1%
1.0～0.6	8	8	3	3	3	5	13	20	8	12	35	0.3%	0.4%
0.5～0.1	0	0	0	0	2	2	7	7	4	4	13	0.1%	0.1%
合計	4294		1936		1980		2252		668		11130	100%	
A	2.0%		5.3%		7.1%		10.1%		16.6%		6.0%		
B	0.8%		0.9%		1.3%		2.0%		1.0%		6.0%		

A：供用年数別のデータの合計に対するMCI，3以下のデータの割合

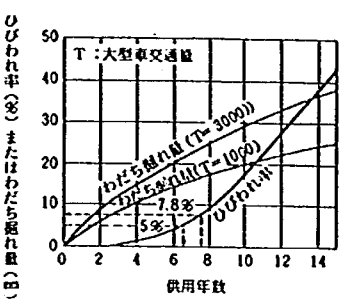
B：全データに対するMCI，3以下のデータの割合

図－９において、ひびわれ率についてはＭＣＩ$_0$が３以下になると考えられるひびわれ率50.1%以上のデータの割合は現在は1.0 ％であるが、３年後には2.8 ％、５年後には5.2 ％、１０年後には23.2%と最初は年に0.5 ～1.0 ％、７年をすぎると年に3～4%増加している。同様にひびわれ率20.1%以上のデータの割合は現在は7.1 ％であるが３年後には17.7%、５年後には29.4%、１０年後には61.2%と、最初は年に３％程度、５年をすぎると年に８％程度増加している。

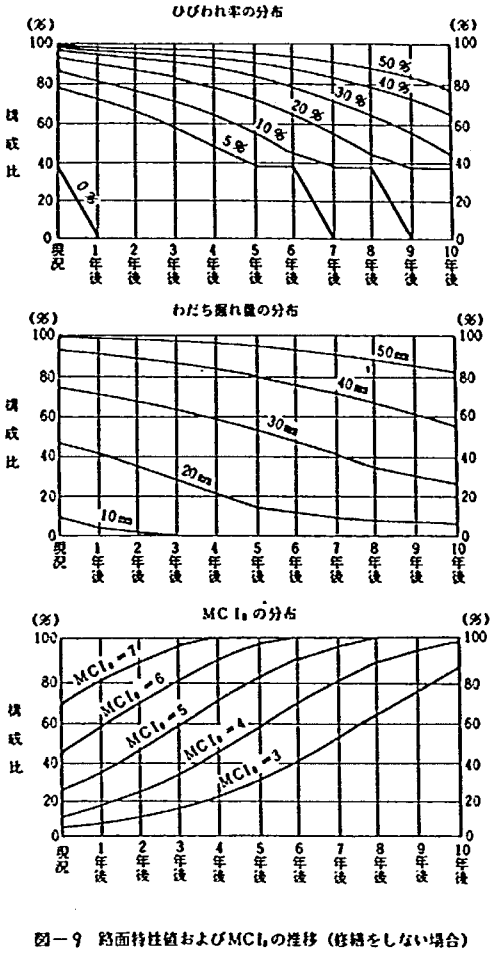
わだち掘れ量については、ＭＣＩ$_0$が３以下になると考えられるわだち掘れ量41ｍｍ以上のデータの割合は現在は7.9 ％であるが、３年後には14.6%、５年後には21.0%、１０年後には45.2%と年に3～5%増加している。同様にわだち掘れ量21ｍｍ以上のデータの割合は現在は54.1%であるが３年後には72.6%、５年後には85.4%、１０年後には94.7%と年に６％程度増加している。

この結果ＭＣＩ$_0$が３以下のデータの割合は現在は６％であるが、３年後までは平均的に3.3 ％ずつ増加し、同様に３年後から６年後までは8.1 ％ずつ、６年後からは11.5%ずつ増加している。ＭＣ

I_0 が4以下のデータの割合は現在は12.4%であるが、3年後までは平均的に6.9 %ずつ、同様に3年後から8年後までは11.3%ずつ増加している。またMCI$_0$が5以下のデータの割合は現在は24.8%であり、6年後までは平均的に11%ずつ増加している。



図－8　予測式による路面特性値の推移



図－9　路面特性値およびMCI$_0$の推移（修繕をしない場合）

したがってMCI$_0$の小さい箇所から優先的に修繕を行うと仮定するとMCI　が3以下の箇所をなくすためには3年後までの修繕延長率を5.3 %（＝6／3 ＋3.3）とし、3年後から6年後までのそれを8.1 %、6年後からのそれを11.5%とすればよいと考えられる。同様にMCI$_0$が4以下の箇所をなくすためには3年後までの修繕延長率を11 %（＝12.4／3＋6.9）とし、3年後からそれを11.3%、またMCI$_0$が5以下の箇所をなくすためには修繕延長率を約15%(=24.8／6 ＋11）にすればよいと考えられる。

2．2．2　現行水準の修繕を実施した場合の推移

現行の維持修繕の水準を、以下に示すように実施するものとした。

☆　修繕延長率は6.5 %とする。したがって1118.0ｋｍのデータの11180 組のデータのうち、727組（＝11180×0.065 ）のデータに修繕を実施する。

☆　供用年数が5年未満の箇所は路面特性値の大きさに関係なく修繕の対象としない。

☆　供用年数の階層により修繕を実施する割合を次のとおりとする。

供用年数5～7年　　727 ×5 %＝36組のデータ

〃　　7～10年　　727 ×15%＝109　〃

〃　　10～15年　　727 ×45%＝327　〃

〃　　15年以上　　727 ×35%＝255　〃

☆　供用年数の階層による修繕実施区分は以下のとおりとする。

供用年数5～7年　　MCI$_0$ 4.5 以下のデータを対象とする。

〃　　7～10年　　MCI$_0$ 5.5 以下のデータを対象とする。

〃　　10～15年　　MCI$_0$ 6.0 以下のデータを対象とする。

〃　　15年以上　　MCI$_0$ 6.5 以下のデータを対象とする。

なお修繕の対象とする箇所についてはMCI　が小さい箇所ほど優先的に修繕するように重みを考慮した。そしてそのような修繕を実施した場合のひびわれ率、わだち掘れ量、およびMCI$_0$の推移

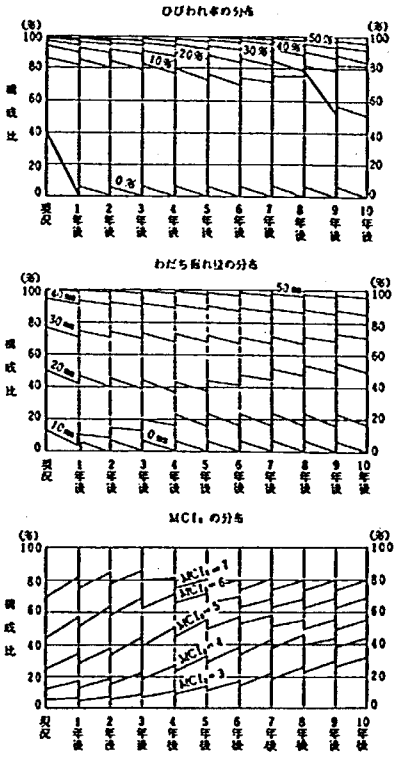
について検討した。

結果を図－１０に示す。図－１０において、ＭＣＩ₀＝４以下の箇所の割合は現況では12.4%であるが、１年後には17.3%になるものと予想される。そして１年後に、前述した現行水準の修繕を実施すると13.1%に減少し、さらに１年経過した２年後には19.3%に増加することを示している。

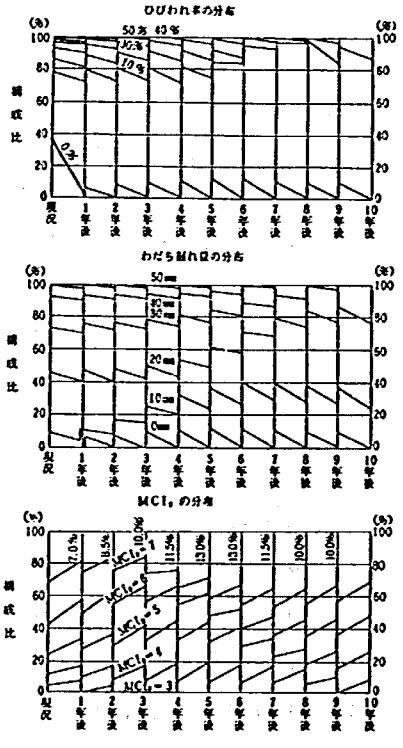
ひびわれ率50.1%以上のデータの修繕後の割合は６年後までは1.0 %以下で変わらないが、その後微増している。20.1%以上のデータの修繕後の割合は増加しており、８年後までの平均増加率は約1.4 %である。

わだち掘れ量41ｍｍ以上のデータの修繕後の割合は９年後までは平均的に0.7 %ずつ増加している。21ｍｍ以上のデータの修繕後の割合は４年後までは平均的に1.8 %ずつ増加しているもののその後減少している。その結果ＭＣＩ₀については３以下のデータの修繕後の割合は平均的に2.3 %ずつ、同様に４以下は3.6 %ずつ、５以下は5.0 %ずつ増加している。

このように現行水準の修繕を実施すると修繕を実施しない場合と比べて、ひびわれ率については、50.1%以上のデータの割合を１年につき約１%、20.1%以上のデータの割合を２～４%、わだち掘れ量については41ｍｍ以上のデータの割合を約３%、21ｍｍ以上のデータの割合を約４%減少させる効果があると考えられる。その結果ＭＣＩ₀については修繕を実施しない場合と比べて３以下のデータの割合が１年につき約５%、４以下のデータの割合および５以下のデータの割合がともに約６%減少する。すなわち現行水準の修繕の実施は現状を維持するまでには至らないが、要修繕延長の増加を遅延させる効果をもつと考えられる。



図－10 路面特性値およびMCI₀の推移
（現行水準の修繕を実施した場合）



図－11 路面特性値およびMCI₀およびMCI₀の推移
（MCI₀＝４以下の箇所に修繕を実施した場合）

２．２．３　ＭＣＩ₀＝４以下の箇所に修繕を実施した場合の推移

修繕箇所は路面特性値や供用性だけによって選定されるわけではない。これは、路面特性値や供用性は修繕箇所の選定に大きな影響をおよぼすものの、路線の重要度、沿道条件等によって維持修繕基準が異なると考えられるからである。現在修繕箇所の選定にあたっては、道路管理者がそれらを総合的に判断して行っているが、改善の余地がまったくないとも

考えられない。そこで一例として修繕箇所を供用性のみから判断して選定し、ＭＣＩ₀が４以下の箇所をなくすように修繕延長率を変化させた場合の路面特性値および供用性の推移について検討した。なお修繕延長率は現行のそれが6.5 %程度であることを考慮して、段階的に増加または減少させた。

結果を図－11に示す。図中の数字は修繕延長率であるが、修繕延長率を最高13%程度まで引き上げ、最終的には10%程度とすることにより、ＭＣＩ₀が４以下の箇所をなくすことができると考えられる。

3　舗装データバンク

3．1　基本的概念

路面性状の測定は、近年写真撮影等による自動測定が可能となり、広範囲にわたり行うことが可能となった。さらにコンピューターの発達によって、得られたデータは電算処理によって入力から出力まで一貫して行うことができるようになった。

現在、各地方建設局および北海道開発局では統一した出力ができるバンクを有しており運用が開始されている。

3．1．1　目的及び位置づけ

舗装データバンクは、舗装関係の基礎資料を電算処理することにより適切な形態に保持し、必要に応じて舗装の統計資料を得るとともに維持修繕計画を立案するための各種の資料を作成することを目的としている。

表－8　データバンクの種類

No	名　称	入力情報	利用法
1	道路管理データバンク	道路種別，起終点名，実延長，構造別延長，歩道延長 供用開始年月，積雪寒	道路計画 道路統計
2	道路交通　〃	設計条件 車種構成 交通量	局部改良およびバイパスの計画 道路の整備水準
3	舗　装　〃	舗装構成 交通量 路面性状	維持修繕計画
4	道路環境　〃	交通量 沿道条件 騒音，振動，大気汚染	道路公害対策
5	交通安全　〃	設計条件，交差点（交差方式） 事故率 安全施設，標識	交通安全事業計画
6	橋　梁　〃	------	
7	トンネル　〃		

道路に関するデータバンクは舗装に限らず表－8に示すように各種のデータバンクを考えることができ、一部では運用を開始しているものもある。直轄国道においては、それらのデータの連結は路線名と距離標によって行う方法が最も簡潔で実用的である。したがって、舗装データバンクにおける各種のデータも路線名と距離標によって連結させる方法を採用している。

3．1．2　入力情報

運用当初ということもあって、とりあえず必要なデータを対象としている。その項目を表－９に示す。

表-9 入力情報の種類

Ⅰ 道路管理データ
1. 路線番号
2. 管理担当工事事務所・出張所
3. 都道府県・市区町村
4. キロポスト設置箇
Ⅱ 道路特性データ
1. 車線数
2. 大型車交通量による道路区分
3. 路床土の CBR
4. T_A
5. 地域区分（その１）
6. 地域区分（その２）
7. 道路構造物
8. 舗設年月
9. 交差点の有無
Ⅲ 路面性状データ
1. ひび割れ率
2. わだち掘れ
3. 縦断凹凸量
4. 路面種別
Ⅳ 施工・補修データ
1. 施工方法
2. 施工厚
3. 施工材料
4. 舗装構成
5. 路床改良の有無
6. 路床土の実測 CBR
7. 実測 T_A

3．1．3　出力様式と利用

出力は、当面

様式－１　路面性状データ一覧表

　　２　供用レベル図

　　３　度数分布表

　　４　ヒストグラム

　　５　維持修繕区間リスト

の５種類としている。様式－１、２は事務所、出張所、路線別に出力が可能であり、様式－３、４については、さらに路面種類別、調査項目ごと（ひびわれ、平均わだち掘れ、縦断凹凸、ＭＣＩ）にも出力できる。

また、様式－５ではガイドラインを自由に設定できるようにしている。

これらの様式は、建設局、工事事務所、出張所における管理区間の現況把握、工法検討資料、および予算関係資料のデータとしての利用が考えられる。

さらに今後、各地建独自の利用方法も考察されることが予想され、道路局等においては全データをもとに、全国レベルでの利用も検討されていくことになろう。

また、データの蓄積が増え、長期的に解析することにより舗装構造の検討にも有効となり、他のデータバンクとの結合からあらゆる資料が簡単に得ることが可能であろう。

３．２　システムの概要

図－１２及び図－１３にシステムフローの概略を示したが、その概要をジョブ別に示すと以下の

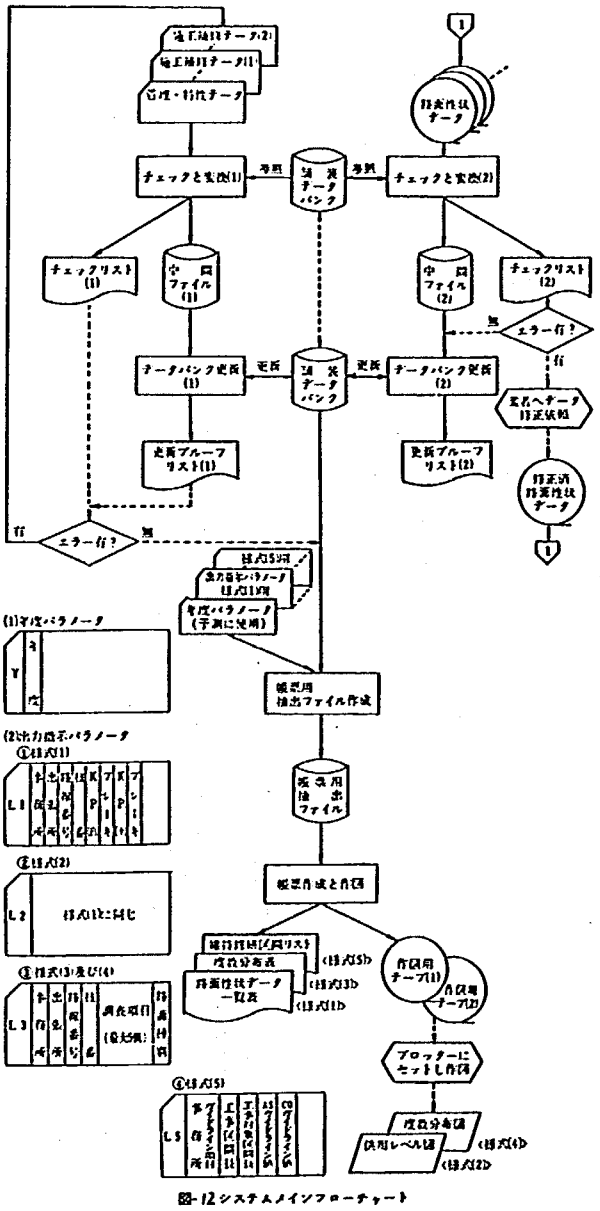


図-12 システムメインフローチャート

図-13 システムサブフローチャート（その1）

ようになる。

I　ジョブ(1)の処理

(1) チェックと変換(1)

管理、特性データおよび施工補修データ(1)、(2)を入力し各項目の妥当性のチェックを行い、エラーデータについては、チェックリストにその内容をプリントアウトする。

エラーのないデータについては、バンク用のＫＥＹを作成し、それを付加して中間ファイル(1)に出力する。

(2) データバンク更新(1)

○処理コード"Ｎ(入力)"、"Ｓ(修正)"、"Ｋ(消去)"に基づき、管理、特性データおよび施工補修データ(1)、(2)の登録、変更削除をバンクに対して行う。この時バンク内のＫＰ(キロポスト)(自)、ＫＰ(至)と各データのそれと照合し、妥当でないデータは更新リスト(1)にプリントアウトする。

○登録、変更、削除した内容をプルーフ用として更新リスト(1)にプリントアウトする。

(注)いずれについてもエラーがあれば、エラーデータを修正しエラーデータのみについて再度(1)より処理する。

II　ジョブ(2)の処理

(1) チェックと変換(2)

○路面性状データを入力し、各項目の妥当性のチェックを行い、エラーデータについては、チェックリストにその内容をプリントアウトする。

○エラーのないデータについては、データバンク用のＫＥＹを作成しそれを付加して中間ファイル(2)に出力する。

(注)エラーがある場合は、次の処理に進まず、修正後のデータでこの処理を再度行う。

(2) データバンク更新(2)

○バンク内の路面性状データを中間ファイル(2)の路面性状データで、該当する路線、ＫＰ(自)、ＫＰ(至)の範囲を差換え又は追加登録する。

○差換え又は追加登録した範囲の新旧のデータを更新リスト(2)にプリントアウトする。

III ジョブ(3)の処理

(1) 帳標用ファイル作成処理

○バンク内の各種データより、出力指示パラメータの条件に合致したレコードを抽出し、帳標用ファイルを作成する。

○この時予測値の計算も行う。

(注)路面性状調査はおおむね３年に１度行うこととしており、未調査箇所は予測式を用いて予測するよう考えている。

(2) 帳標作成および作図

○出力様式－１、３、５の内、出力指示パラメータで指定された様式を作表する。

○出力様式－２、４の内、出力指示パラメータで指定された様式を作図テープに出力する。

IV　ジョブ(4)の処理

(1) 検証リスト作成

○検証パラメータの分類コードで指定されたデータバンクより入力し、路線番号が等しく、かつＫＰ（自）よりＫＰ（至）の範囲のデータを抽出し検証リストに出力する。

V　ジョブ(5)の処理

(1) データバンク更新(3)

○上り下りの別、車線番号変更カードの分類コードで指定されたバンク内のデータで、路線番号、旧上り下りの別、旧車線番号に等しく、かつＫＰ（自）よりＫＰ（至）の範囲内にあるすべてのデータについて、新上り下りの別又は車線番号で置き換える。

○変更した内容を変更リストの出力する。

VI　ジョブ(6)の処理

(1) データバンク各称情報メンテナンス

○バンクの各称情報をメンテナンスカードの処理コード“Ｎ”、“Ｓ”、“Ｋ”に基づき、登録、変更削除処理を行う。

○メンテナンス内容をリスト出力する。

VII ジョブ(7)の処理

(1) 舗装データバンクの保管

○ディスク内のデータバンクを磁気テープに保管する。

このような形で道路の管理ができれば、採取したデータも無駄なく保管でき、後に採取すべきデータが増えた場合でも簡単に拡大できるものと思われる。また、他のデータバンクが完成し、結合させた上で全体的な解析が望まれた場合でも比較的簡単に結合でき、検索も可能であるので、思いどおりの作業が進められることと思う。

3．3　路面性状の予測

路面性状の経年変化を、影響をおよぼす要因によって予測することができれば、舗装の維持修繕計画を作成する上でたいへん有用である。要因としては、路床条件、舗装構成、交通条件、道路環境、アスファルト混合物の種類、供用年数等種々のものが考えられる。しかし、それら要因の中には数量化が困難なものが多く、路面性状はこれらが複雑にからみあって、時々刻々変化していると思われる。

全国的な予測式としては、ひびわれ率等の路面性状値と供用年数より、その平均的な推移を指数式として最小二乗法で求めたものがある。しかし、各地方建設局単位で検証すると、精度上問題があることから、それぞれで現在入手しえるデータによって、実用的な精度の範囲で簡単に予測できればよい、という考え方に基づいて、経験的な予測式を作成した。

ある地建におけるひびわれ率の予測式を下記に示す。

$C_{i+1} = 0.28 + 1.13C_i$　（アスファルト舗装・一般地）

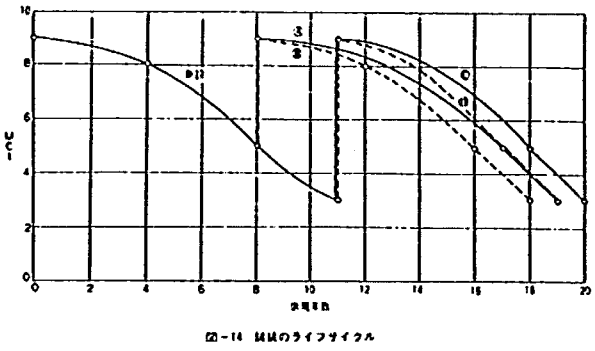
$C_{i+1} = 0.03 + 1.30C_i$　（アスファルト舗装・雪寒地）

$C_{i+1} = 0.39 + 1.09C_i$　（コンクリート舗装）

ここで　C_i　：i年のひびわれ率

C_{i+1}　：i＋1年のひびわれ率

現在、主に使われている要因は、舗装の種類（アスファルト又はコンクリート）、地域区分（一般地域又は雪寒地域）、供用年数、そして前回調査分のひびわれ率、縦断凹凸量、わだち掘れ量（最大値、平均値）等である。そのほとんどが、前回の調査結果にある係数を乗じて算出する方法がとられているため、新設あるいは補修直後の舗装の対しては、初期値を設定する必要がある。



図－14　舗装のライフサイクル

表－10　舗装のライフサイクルの種類

3回目オーバーレイ ＼ 2回目オーバーレイ	ケース(A)	ケース(B)	ケース(C)	ケース(D)
ケース(A)	(A)(A)	(A)(B)	(A)(C)	(A)(D)
ケース(B)	(B)(A)	(B)(B)	(B)(C)	(B)(D)
ケース(C)	(C)(A)	(C)(B)	(C)(C)	(C)(D)
ケース(D)	(D)(A)	(D)(B)	(D)(C)	(D)(D)

3．4　維持修繕方法の選択

舗装の維持修繕を行う場合、修繕後の供用性の推移を考えながら計画する必要がある。たとえば、下記のケースA～Dの場合は、図－14のような舗装のライフサイクルとなる。

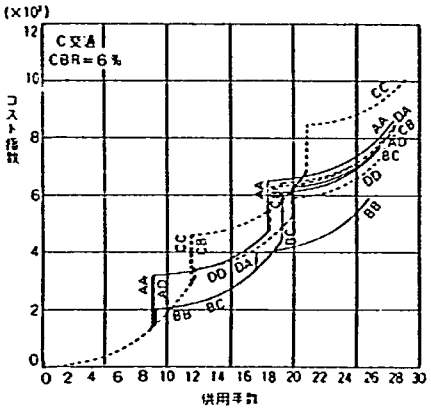
新設した舗装において、打換までの間に2回のオーバーレイが施されると仮定すると、表－10の組合せが考えられる。

ケースA：MCI＝5の時に新設時のT_Aの25%の厚さのオーバーレイを実施した場合。

ケースB：MCI＝5の時に新設時のT_Aの10%の厚さのオーバーレイを実施した場合。

ケースC：MCI＝3の時に新設時のT_Aの25%の厚さのオーバーレイを実施した場合。

ケースD：MCI＝3の時に新設時のT_Aの10%の厚さのオーバーレイを実施した場合。



図－15　コスト指数の比較

これらの16ケースの中で枠で囲んだ8ケースにおいてトータルコストと供用性について検討すると、BBの場合とDDの場合ではトータルコストはほぼ同じであるが、その間の供用性の水準については、Bの場合MCI5以上は確保できるがDの場合はMCIが3にまで低下する。よって、この差を考慮するため式(12)で算出される指数を考えた。

$$P = \Sigma (M_i \times P_i) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12)$$

ここに　P　：コスト指数

P_i　：ある1年間の維持修繕費（円／m^2）

M_i　：ある1年間のMCIの平均低下度

式(12)で算出されるコスト指数は、MCIの低下度の平均と維持修繕費の平均の累積であり、各種のライフサイクルを、トータルコストと供用性水準の両方から比較することのできる指数である。

計算結果を図－15に示す。図から、コスト指数が小さく、その間の供用性水準も高いBBが最も優れているといえる。したがって、早い時期に薄くオーバーレイすることによってトータルコストが安くて済む、さらに供用性水準も良好な状態を確保できるといえる。

あとがき

供用性評価式（ＭＣＩ式）の作成、およびＭＣＩ式を基礎に国道の路面性状の将来予測を行ってみた。また、これらの研究と同時併行的に進めているデータバンクについて概要を述べた。これらの研究は途中段階のものであり、また舗装の維持修繕は繰り返し行われるものであり、毎年の新設とともにその量も増加している。これらの研究を充実させていくことで、より適確な舗装の管理が行えるものと期待している。

都内重交通街路舗装の供用性評価と補修工法

東京都土木技術研究所技術部　達　下　文　一
同　　内　田　喜太郎

概　　要

人口および産業の集中した巨大都市、首都東京の中でも重交通にある街路の舗装は、走行自動車へのサービス性確保のほかに自動車交通による沿道への障害を発生させないものである必要がある。したがって、その舗装の供用性は、自動車交通に係わる評価と沿道への影響に係わる評価をもとに構成される必要がある。

またその供用性評価手法および維持修繕工法は、自動車交通の減少する夜間の短時間帯に合理的に迅速に行なわれなければならない。そして、これらの維持修繕工法にあっては、公共的な見地からも舗装の管理システムが確立される必要がある。

このような課題に対する解決策として、都内の重交通にあるアスファルト舗装の供用性の実態を論ずるとともにそれへの対策としての試験舗装などによる事例とその経年的追跡研究結果をもとに維持補修工法の提案を行う。

なお、これらの舗装での供用性評価は、走行自動車に関してはPSIの概念を基本とし、沿道に関しては振動を重要な要素とするものである。

都内重交通街路舗装の供用性評価と補修工法

東京都土木技術研究所技術部　達下文一
同　内田喜太郎

1. まえがき

人口および産業の集中した巨大都市・首都東京の街路舗装は、都市活動の根幹として、昼夜にわたって苛酷な重交通条件下に晒されている。さらに、これら街路は単に交通の用に供するだけではなく、市街地を形成し、ガス、上下水道、電気、電話などの埋設敷地のほかに、防災上の公共空間としても多面的に機能しており、また、その沿道には生活の場としての住家が多数連なっている。このことから、街路舗装においては、交通や気象による供用性の低下に加えて、埋設物の占用にともなう路面とマンホールとの段差や復旧工事の施工不備による不等沈下等が生じており、近年においては、自動車通過時に発生する振動や騒音に対する苦情件数が増加の一途をたどっている実情にある。したがって、街路舗装の維持修繕は、自動車走行の安全性と快適性の確保のほかに沿道の生活環境の保全をも目的としていることから、舗装の供用性評価においても、沿道の環境性や安全性等を考慮した評価手法が必要となる。本報文では、以上のような街路の特殊性を考慮し、主にアスファルト舗装の評価方法と補修工法について、実測例をもとに報告するものである。

2. 街路における舗装の破損と評価因子

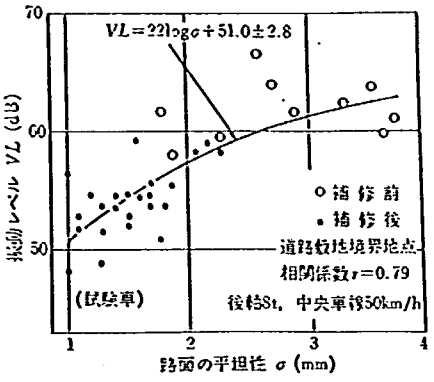
筆者らは、過去10数年間にわたる街路の各種調査を通して、舗装の評価因子としては、自動車走行の安全性と快適性に係る路面性状評価因子、沿道の環境性評価因子及び舗装の構造的評価因子を選択した。そして、これらに関連する項目は、路面性状評価因子としては、①道路縦断方向の凸凹と段差（以下、路面の平坦性と呼ぶ）、②わだち掘れ、③クラックとポットホール、④すべり摩擦抵抗、環境性評価因子としては、⑤振動、そして構造的評価因子としては、⑥たわみ量とたわみ形状（ここでは、ダイナフレクト特性値）を選んだ。舗装の破損と各評価因子の関係は次のとおりである。

(1) 路面性状評価因子

①路面の平坦性

路面の平坦性は、走行中の車両に振動強制力として作用し、バネ下・バネ上質量系を通して主に上下方向の振動に変換され乗員に伝達し、快適な乗り心地を失わしめる。また、これにより励起された車両振動は、舗装への衝撃力として作用するとともに、舗装・地盤系を介して沿道家屋や人間に伝幡し、家屋の損傷や人間に不快感をもたらす。路面の平坦性と振動の関係については、図－1に示すように、面的な状態を表わす指標とある点における状態を表わす指標との対比であることや、後述する

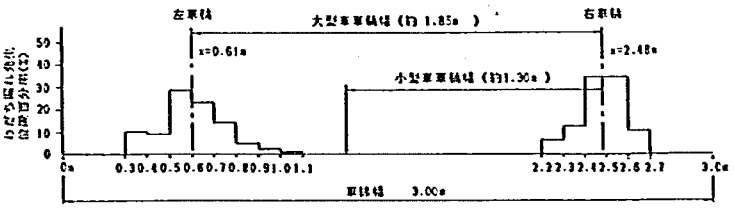
ように、平坦性以外にも振動に影響を及ぼす要因があることからばらつきは認められるが、路面の平坦性は振動の主要因の１つである。[1] 以上のことから、路面の平坦性は、自動車走行の快適性と沿道の環境性を評価するうえで、重要な項目である。なお、路面の平坦性は、通常、施工直後の形状を基本として、交通履歴や気象の影響にともなって変化していくものであり[2]、また、埋設復旧工事の施工不備等にともなう段差や凹凸によっても悪化することから、各層のじゃうぶんな転圧と特に表層施工時における入念な仕上げが肝要である。



図－1　路面の凹凸（標準偏差σ）と振動レベルの関係

②わだち堀れ

わだち堀れは、路面の平坦性にくらべて走行性への影響は少ないといわれているが、図－２に示すように、大型車の車輪の輪跡に生じることから、小型車の走行や車線変更時に操だ性の不安定を与える。また、わだち堀れがある深さを越えると、ひびわれや降雨による滞水を生じ、浸透水による舗装の破壊、車両相互及び沿道への水はね等の障害をもたらす。交差点流入部と単路部におけるわだち堀れ量と累積大型車通過台数の関係は、図－３に示すように、その深さ及び変化率ともに、交差点流入部のほうが単路部よりも大きいことから、制動抵抗の大きいことが要求される交差点流入部にあっては、滞水によるすべり摩擦抵抗の低下には特に注意を要する。



図－2　わだち堀れ発生位置

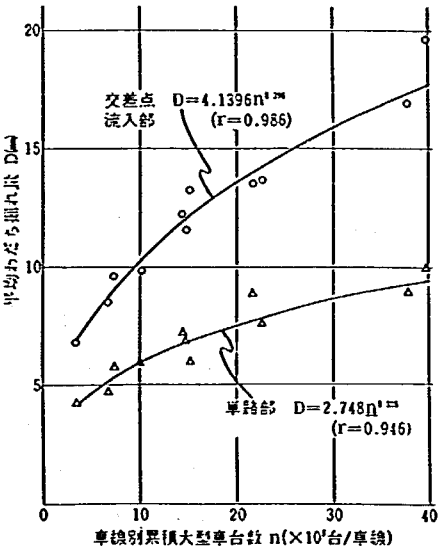


図-3 累積大型車台数とわだち堀れ

③クラックとポットホール

巾が小さくかつ段差のないクラックは、タイヤの巻込み特性によってショックが吸収されるため、走行性や振動発生に対してほとんど支障とはならない。しかし、クラックからの水の浸入によって舗装の破壊が助長されクラックの巾が広がったり、ポットホールが発生すると、走行性の悪化や振動の発生をもたらす。またクラックの進行の程度は、目視による舗装の構造的評価のうえからも重要な項目である。

④すべり摩擦抵抗

路面のすべり摩擦抵抗は、自動車の制動効果を支配する要因であり、歩行者及び自動車走行の安全性の面から重要な項目である。ある調査によると、すべり止め舗装を行った交差点流入部での追突事故率は、晴れの日で３２％、雨の日で８６％減少し、また、横断歩道部での歩行者と自動車との事故率も６７％減少したと報告されている。[3]

(2) 沿道の環境性評価因子（振動）

沿道の環境性を評価する項目としては、振動、騒音のほかに排気ガスによる大気汚染等が考えられるが、大気汚染は沿道だけの問題ではなく、また、自動車による振動と騒音は物理量としても似ており、人間の耳や体を通して、同時にしかも相乗的に作用するものであり、また振動のほうが物的被害をもたらすという点から、振動を選択した。

道路交通振動は、自動車の機構と速行速度、舗装の構造や路面性状、地盤の振動伝達特性（図－4参照）などによって、大きさが変化し、また、家屋の構造や人によっても受振特性が異なるなど非常に複雑な現象である。したがって、振動量を予測したり、また、振動の低減を計ることも、難しい問題となっている。

交通振動の予測に必要な要因としては、表－1に示すような項目があるが、各項目と振動の関係を多重回帰によって検討し、これらのうちから相関係数が大きな項目（表－1の＊印）によって、関東ローム台地上における交通振動の予測式を求めた。[4)] 各車線に対する予測地点での等値振動レベル Lequ は①式のとおりである。また、予測地点における L10 は②式により求めることができる。

$$L_{equ}(k)=23.3\log\sigma-19.1\log T_A+18.6\log V+8.2\log Q_1+1.7\log Q_2-5\log(R+1)-0.09R+27.9 \quad \cdots\cdots ①$$

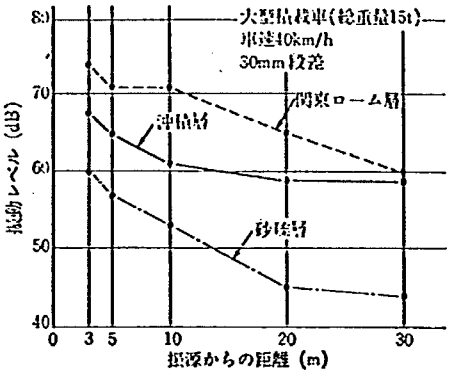
$$L_{10}=10\log\sum_{k=1}^{N}10^{\frac{L_{equ}(k)}{10}}-1.5 \quad \cdots\cdots ②$$

ここで　k：車線　σ：路面の平担性（ mm ）　T_A：舗装各層をすべて表層基層加熱アスファルト混合物で作ると仮定した場合の換算厚さ（ cm ）　V：平均走行速度（ km／h ）　Q_1：大型車交通量（台／h ）　Q_2：小型車交通量（台／h ）　R：車道端からの距離（ m ）

39測点における実測値と予測式による計算値との相関係数は0.85であり、また、これらの差の標準偏差は 2.7 であった。以上のことから、道路側で振動低減を計るには、路面凹凸の除去と舗装構造の強化及び歩道巾を広げる等が考えられる。

(3)　舗装の構造的評価因子（たわみ量とたわみ形状）

たわみ量とたわみ形状は、路床を含めた舗装全体の耐荷能力や各層の寄与の程度を知るための項目である。舗装の新設または打換から次の打換えまでのたわみ量の変化は、図－5

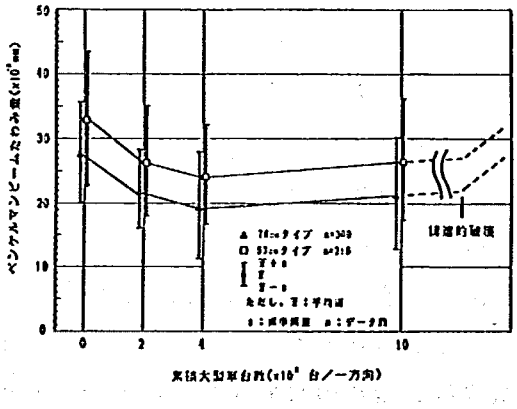


図－4　地盤別の振動距離減衰

表-1　予測計算式の入力および出力

入力	交通量	車線数 ＊車線ごとの車種別交通量 ＊車線ごとの自動車の平均速度 既設車種別時刻 ＊交通信号の現示時刻
	振動測定	振動の想定測定間隔 振動の想定測定回数 振動の影響範囲 ＊振動の想定測定点の数 ＊車道端から各測定点までの距離
	地盤の種類	＊想定測定箇所の地盤種別
	道路状況	＊車線ごとの幅員 ＊車線ごとの路面の平担性 ＊車線ごとの舗装構造のT_A
	振動源の振動の大きさ	速度、平担性およびT_Aに係わる係数と車種別、地盤別定数
	振動の減衰	地盤種別の幾何減衰定数と内部減衰定数
	レベル変換	加速度レベルから振動レベルへの変換定数
出力	道路交通振動の大きさ	想定測定点での道路交通振動の振動レベル（L_{10}） 想定測定点での道路交通振動の加速度レベル（L_{10}） 想定測定点での道路交通振動の等価加速度レベル 車線ごとの自動車の配置 車線ごとの想定測定点での加速度レベル 累積度数分布曲線

（注）＊印は入力として必要最小限の項目



図－5　累積大型車台数とたわみ量の関係

に示すように、交通の履歴を横軸にとると、バスタブ曲線で表わすことができる。つまり、施工直後から交通供用後のある時期までは、交通荷重による各層の圧縮、高密度化、強度増加等により、舗装の安定化が促進されるとともにたわみ量も小さくなり、その後は一定の水準のまま推移し、構造的破壊が生じるとともに再びたわみ量は大きくなる。このことから、舗装の破壊の程度は、舗装の安定期におけるたわみ量を基準として判断される。また、弾性理論の適用や過去の実測例をもとにした解析により、弾性係数やひずみ及び既設舗装の現況TAなどを推定できることから、維持修繕の要因や工法の選択に利用される。

3. 視察調査と一対比較法による舗装の評価

街路においては、前章でのべたように、ＡＡＳＨＯの道路試験や道路維持修繕要綱で採用されている供用性指数（ＰＳＩ）等の他に、環境性・安全性・力学性についても考慮する必要がある。このことをふまえて、路面の視察調査による評価式と一対比較法による評価式の作成を試みた。

(1) 路面の視察調査による評価

この調査は、都道の維持修繕のための路面性状評価式の作成を目的として実施したものであり、路面性状と振動に関する視察アンケート調査が行われた[5]。視察評価は、21名の舗装専門技術者により、50箇所の標本区間において、次の項目の３段階評価（Ａ：良、Ｂ：普通、Ｃ：不良）により行われた。

①平坦性、②わだち堀れ、③クラック、④はがれとポットホール、⑤すべりやすさ、⑥振動

そして、各項目の評価をもとに、舗装の破損の程度を３段階（Ａ：修繕不要、Ｂ：近いうちに修繕が必要、Ｃ：修繕が必要）に分け総合評価を行った。総合評価と各評価項目の点数は、表－２に示すとおりである。各項目のレンジは、「ひびわれ」、「わだち堀れ」、「はがれとポットホール」、「平坦性」、「振動」、「すべりやすさ」の順となっており、これは、総合評価への寄与率の順序とも考えることができる。したがって、この調査の結果からは、振動とすべりやすさは維持修繕の要否判定における寄与率が低いということになる。しかし、視察調査が晴れた日の昼間、つまり、昼間の交通渋滞により自動車走行速度が遅いために振動が小さく、また、晴れた日で路面が乾燥していたためすべりやすさの評価がされにくかった、という条件下で実施されたことあるいは調査者すべてが道路管理サイドの人間であったことも寄与率が低くなった一因と考えられる。

表－２　各評価項目と総合評価の点数とレンジ

評価項目	ランク	３段階総合評価	
		点数	レンジ
ひびわれ	A	－0.290	1.422
	B	－0.222	
	C	1.132	
変形とわだち堀れ	A	－0.166	1.154
	B	－0.156	
	C	0.988	
平坦性	A	－0.218	0.887
	B	0.246	
	C	0.669	
振動	A	－0.140	0.689
	B	0.255	
	C	0.549	
すべりやすさ	A	－0.240	0.457
	B	0.094	
	C	0.217	
はがれとポットホール	A	－0.058	1.108
	B	0.255	
	C	1.050	

表－３　各項目の評価区分と基準値

項目	評価区分	基準値	要綱目標値
ひびわれ（％）	A	0～3.0	30～40
	B	3.0～12.4	
	C	12.4～	
わだち堀れ（mm）	A	0～8.2	30～40
	B	8.2～19.8	
	C	19.8～	
平坦性（mm）	A	0～1.7	4.0～5.0
	B・C	1.7～	

一方、各標本区間においては、ひびわれ率、わだち堀れ、平坦性及び振動が測定されており、これらの値と視察評価との関係が求められた。各項目の評価区分と基準値は、表－３に示すとおり

であり、不良とされている評価区分の基準値が「道路維持修繕要綱」の修繕の要否判定の目標値とくらべると、かなりきびしい値となっている。なお、振動については、3段階の評価区分がはっきりしなかったため基準値が求められていないが、この一因は、視察評価した時刻と振動を測定した時刻とが異ったことにより、振動の大きさに変動があったために、両者の相関が得られなかったとされている。

(2) 一対比較法による評価

街路の供用性の評価は、自動車の走行性のほかに、沿道の環境性や安全性を加味する必要があることは前述のとおりである。そこで、走行性（サービス指数）、環境性（振動）及び安全性（すべり摩擦抵抗）の3項目を選択し、ガットマンの一対比較法による評価を試みた。ガットマンの方法では、理論的に判断し得ない部分についてアンケート調査を行い、重みづけを行うことになっている。アンケートは、本来、道路管理者、ユーザー及び沿道住民を対象として実施されるべきであるが、ここでは、1つの試みとして、都建設局の道路技術者131名を対象とし、個人の立場でアンケートに回答してもらうこととした。アンケートに用いたアイテムとカテゴリーは、図－6に示すとおりであり、また、各アイテムの評価値の計算結果は、表－4に示すとおりである。



図-6 アンケート調査に用いた項目とカテゴリー

表-4 各項目の評価値の計算結果

区分 / 項目		全員	所属 本庁	所属 その他	自動車の運転 運転する	自動車の運転 運転しない	経験年数 11年以上	経験年数 11年未満
走行性（サービス指数）	4.2	0.320	0.327	0.313	0.319	0.322	−0.334	0.297
	2.5	0.054	0.054	0.054	0.055	0.051	0.055	0.052
	0.5	−0.374	−0.381	−0.367	−0.375	−0.373	−0.390	−0.349
環境性（振動）	45	0.406	0.402	0.409	0.402	0.412	0.401	0.413
	65	0.087	0.093	0.081	0.086	0.090	0.085	0.091
	85	−0.493	−0.494	−0.491	−0.487	−0.502	−0.485	−0.504
安全性（すべり摩擦抵抗）	0.75	0.383	0.377	0.389	0.387	0.376	0.380	0.387
	0.50	0.053	0.052	0.054	0.054	0.049	0.047	0.061
	0.30	−0.436	−0.430	−0.442	−0.442	−0.425	−0.428	−0.448
相関比		0.60441	0.60474	0.60424	0.60449	0.60445	0.60199	0.6090

以上の方法によって得られた各項目の評価式は③～⑤式であり、また評価指数Φは⑥式で表わされる。

$$R = 2.60718R_x - 0.15559R_x^2 \quad \cdots\cdots ③$$

$$0.2 \leq R_x \leq 4.42$$

$$E = 8.44380 + 0.20031E_y - 0.00327E_y^2 \quad \cdots\cdots ④$$

$$40 \leq E_y \leq 90$$

$$S = -978139 + 59.23510S_x - 55.59543S_x^2 + 19.777397S_x^3 \quad \cdots\cdots ⑤$$

$$0.2 \leq S \leq 0.95$$

$$\text{評価指数} \quad \Phi = R + E + S \quad \cdots\cdots ⑥$$

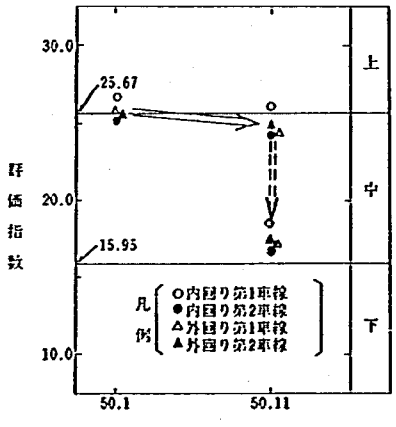


図-7 評価指数の経年変化

ここで、

R：走行性　R_x：サービス指数

E：環境性　E_y：振動ピーク値（dB）

S：安全性　S_x：すべり摩擦抵抗

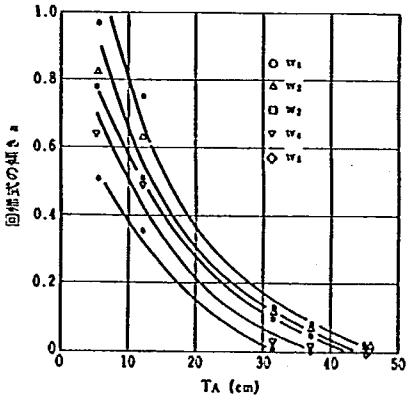
そして、ある路線における２回の実測値により、Φを図－７に示した。全車線の平均値は１回目が25.770そして10ヶ月後の２回目が24.917であり、0.853 低下したことになり上から中のランクに移行したと判断される。しかし、図－７の２回目の値のなかで、走行性因子と安全性因子はそのままで、道路敷地境界における振動のピーク値が最大の90dBに変ったとしても、点線の矢印で示すように、評価指数は中のランクに属しており、振動に対する沿道住民の要請や評価とは異なったものとなっている。このことから、沿道住民を加えたアンケート調査が必要と考えられ、評価式にも改良の余地があるといえる。

4. ダイナフレクトたわみ量による舗装の構造評価と維持修繕工法の選択

舗装の構造的破壊の程度を評価する方法として、たわみ量が世界的に広く利用されており、測定装置としては、ベンケルマンビーム、曲率計、ダイナフレクト、フォーリングウェイトデフレクトメータ等がある。これらのうち、この報文では、測定の準備が比較的簡単で作業の機動性の高いダイナフレクトの利用について提案する。なお都内における舗装の92%がアスファルト舗装であることから、ここではセメント系の層をもたないアスファルト混合物及び粒状材から成る舗装構造を対象とする。

(1) Swift式による弾性係数の推定とその応用

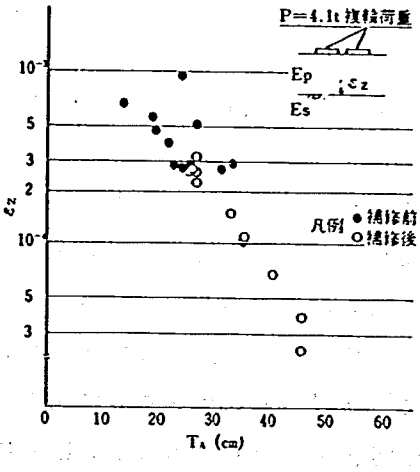
アスファルト舗装上におけるたわみ量は、荷重の大きさ、載荷時間、温度、舗装構造、路床条件等多くの要因によって決定される。これらのうち、荷重の大きさと載荷時間は、ダイナフレクトでは一定である。また、温度については、われわれが通常対象とする舗装はT_Aが30cm以上のものが多く、かつ、図－８に示すように、T_Aがおよそ30cm以上の舗装については、実用上無視できると判断されることから、ここでは温度条件を無視して考えることとする。したがって、残る要因としては、舗装構造と路床条件であり、Swiftの式の利用により、舗装の弾性係数（以下、E_pと呼ぶ）と路床の弾性係数（以下、E_sと呼ぶ）の推定を行い、2,3の検討を行った。また、E_pとE_sは、Mooreが用いた方法[6]（ダイナフレクトから得られる５つのたわみ量$w_1 \sim w_5$に対して、計算誤差をもっとも小さくなるようにE_pとE_sを推定する方法）により、求めた。



図－８　ＴＡと回帰式の傾きａの関係

1）路床上面の垂直ひずみ

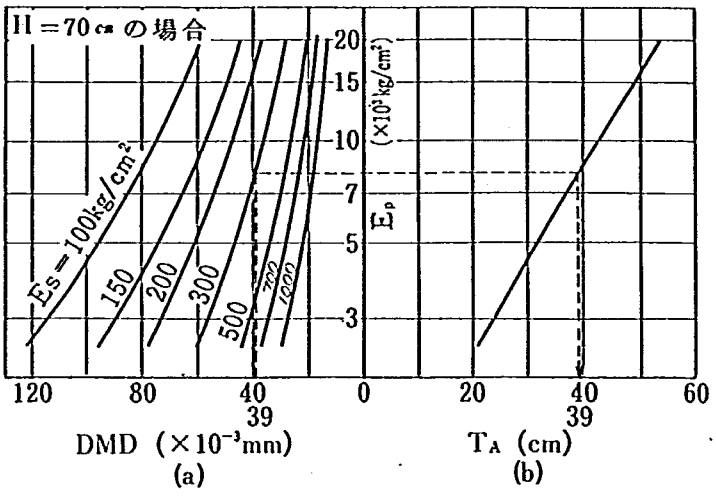
Swift式により舗装の補修前後におけるE_pとE_sを推定し、これらの値を用いてＢＩＳＡＲ（シェル石油が開発した構造解析プログラム）により路床上面の垂直ひずみε_zを求めた。補修前後におけるT_Aとε_zの関係は、図－９に示すように、負の相関関係を示し、また、補修前後のε_zはおよそ2.8×10^{-3}あたりで区分でき、補修の効果を認めることができる。



図－９　補修前後の路床上面の垂直ひずみ

2）E_pとE_s及びＤＭＤの関係

E_sをパラメータとして、E_pとDMDの関係を示したものが、図－10(a)である。なお、ここでは舗装厚H＝70㎝の場合を図示したが、舗装厚が増減することにより、曲線は左右に移動する。また、表－5は、ある路線の補修前におけるクラックの状態及びE_pとE_sの平均値と標準偏差sを示したものであり、クラックの進行の状態にともなって、E_pが減小していくことがわかる。



図－10 DMD，Es，Ep及びTAの関係

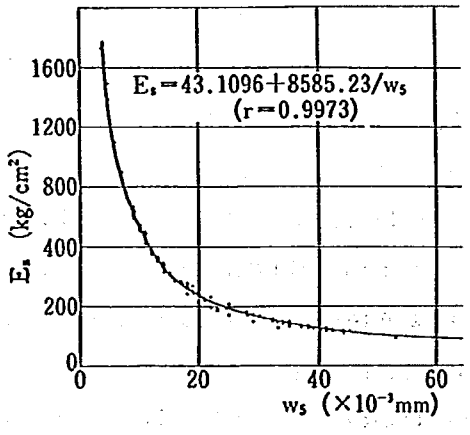
3) E_pとT_Aの関係

T_Aは舗装を構成する各層を表基層用の加熱アスファルトコンクリートの厚さに換算したものの総和であり、この計算のもとになっている舗装各層材料の等値換算係数aは、厳密な意味における強度特性を規定するものではないことから、ばらつきは当然含まれるが、T_AとE_pの間には、図－10(b)で示すような強い正の相関関係が認められる。図－10(b)は、補修後の舗装が健全な状態における関係を表わすものであることから、補修予定箇所においてダイナフレクト測定を行い、DMDとE_sを求め、この図にこれらの値を入力することにより、舗装の現況のT_A(以下$T_{A.p}$と呼ぶ)を求めることができる。たとえば、舗装厚70㎝において、補修前のDMDが39×10^{-3}㎜で、E_sが300㎏／㎠の場合をみると、$T_{A.p}$は39㎝となる。そして、健全時のT_Aまたは必要T_A(以下$T_{A.n}$と呼ぶ)が44㎝であったとすると、舗装の破壊により($T_{A.n}-T_{A.p}$)＝5㎝だけT_Aが低下したと判断することができる。

しかし、この方法においては、舗装厚ごとに図を作成したり、E_pとE_sを求めるにあたっては、コンピュータの力をかりなくてはならないため、実用的な方法とはいえない。そこで、簡便化を計るために、図－10の各要因に関する重回帰分析を行い、次節に示した。

(2) DMD、w_5、H及びT_Aによる重回帰分析

図－10において$T_{A.p}$を推定する場合に必要な要因は、DMD、E_s及びHであった。これらのうち、E_sはコンピュータの力を貸りなければならないことから、E_sにかわる要因を見出す必要がある。ユタ州では、BCI(w_4-w_5)が舗装の下部の強さをあらわすものとして利用しているが、ここでは、w_5に注目して検討を行った。補修後に測定された各路線の1測点ごとにE_sを計算し、ランダムに選んだ120測点について、E_sとw_5の関係を図示したものが、図－11であり、非常に強い相関関係にある。このことからE_sにかえてw_5を利用することとした。



図－11 w5とEsの関係

したがって、T_Aの説明変量としては、DMD、w_5及びHを用

いることとし、各路線の補修後の健全な状態におけるデータにより、重回帰分析を行った。この結果は、次のとおりである。

$$T_A = 18.804 - 0.319\,DMD + 0.356W_5 + 0.316H \cdots\cdots ⑦$$

（重相関係数　R = 0.947）

ここで、DMD：第1センサたわみ量（$\times 10^{-3}$cm）

W_5　：第5センサたわみ量（$\times 10^{-3}$cm）

H　：舗装厚　（cm）

また、この式によって推定されたT_Aと設計T_Aとの差の標準偏差は、2.242 cm であり、実用上問題とならないと考える。

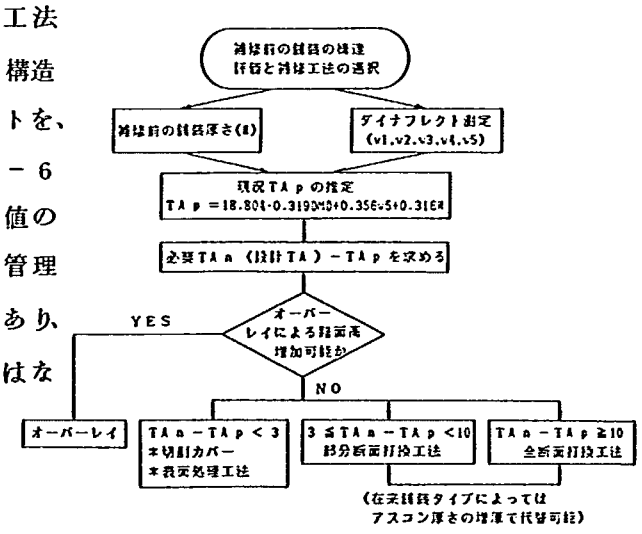
各路線における補修前の$T_{A,p}$と設計T_A及び補修工法の関係を、表－6に示す。この表からは、($T_{A,n} - T_{A,p}$)が1.3 cm以下では切削カバー工法、0.8 ～ 11.9cmでは部分断面打換工法、そして5.8 cm以上が全断面打換工法となっている。しかし、表中のいくつかは、特殊な条件によって通常の場合と異なる工法を採用しており、また、⑦式の誤差等を考え合せると、補修工法選択の目安としては、($T_{A,n} - T_{A,p}$)が3 cm未満の場合は切削カバーまたは表面処理、3 cm以上10cm未満の場合は部分断面打換、10cm以上は全断面打換が考えられる。ただし、($T_{A,n} - T_{A,p}$)の値だけ路面高さを高くできる場合は、オーバーレイ工法を採用することになる。以上の方法により、舗装の構造的評価と補修工法の選択を行うためのフローチャートを、図－12に示す。この方法を適用するにあたって、表－6では、全測点の平均値により計算を行ったが、測定値のうちのどのような値をつかうかについては、舗装の管理水準をどの程度とするかによって決ってくるものであり、住民からの要請及び経済性を考慮したものでなくてはならない。

表－5　Ep とEs 及びクラックの状態

項目 / クラックの状態	Ep.av kg/cm²	s kg/cm²	Es.av kg/cm²	s kg/cm²
亀甲状	1500	320	700	170
線　状	2700	460	850	190
クラック無し	3900	760	900	220

表－6　（TA n －TA p ）と補修工法

測点No / 項目	7式より求めた現況TA p（cm）	必要TA n（設計TA）（cm）	TA n －TA p（cm）	補修に用いられた工法
1	25.7	27.0	1.3	切削カバー
2	11.0	27.0	16.0	全断面打換
3	18.2	27.0	8.8	部分断面打換
4	24.9	35.2	10.3	全断面打換
5	7.9	25.5	17.6	全断面打換
6	27.5	35.3	7.8	全断面打換
7	25.5	26.3	0.8	部分断面打換
8	17.6	29.5	11.9	部分断面打換
9	29.7	40.5	10.8	部分断面打換
10	34.3	35.5	1.2	切削カバー
11	34.0	34.0	0	切削カバー
12	27.9	33.7	5.8	全断面打換
13	19.6	35.2	15.6	全断面打換
14	33.6	35.2	1.6	全断面打換



図－12　舗装の構造的評価と補修工法の選択のフローチャート

5. あとがき

街路舗装の維持修繕においては、通常の供用性評価のほかに、沿道の環境性や安全性をも考慮した評価が必要であるが、現段階では、十分な総合評価手法の完成には至っているとはいえず、舗装の破損や住民からの苦情に対して対症療法的に維持修繕が行われているといって過言ではない。今後はこれらの点を改善し、住民側、ユーザー及び管理者が満足できるような総合評価式の完成を目ざしている。

参考文献

1) 達下文一、鈴木清美、小林一雄（1980）：道路交通振動の予測に関する調査研究（その3 ）、昭54都土木技研年報

2) 内田喜太郎、竹田敏恵、雨宮正次（1977）：特例都道447 号線の舗装追跡調査について、昭51都土木技研年報

3) 交通工学研究会（1972）：交通安全対策効果調査委員会、交通安全対策効果調査（その6 ）

4) 1)に同じ

5) 東京都建設局道路管理部（1982）：路面性状調査委託報告書

6) William M.Moore (1973):Elastic Moduli Determination Deflection, Texas Transportation Institute

高速道路の舗装マネジメントシステムの開発

日本道路公団技術部　小野寺　　衛
同　　試験所　川　島　義　昭
同　　福　島　　公

概　　要

高速道路の建設および管理から発生する舗装に関するデータを蓄積し、今後の建設・管理に役立てることは極めて重要なことである。また、従来の技術的な側面のほかに、長期的視野での経済性を考慮した効率的な舗装の建設・管理が要求されている。このような背景のもとに、日本道路公団では、現行の舗装の建設・管理システムをより効率的に運用するためにコンピュータを利用した舗装マネジメントシステムの開発に1980年から取りかかっている。

舗装マネジメントシステムはデータバンク、設計サブシステムおよびメンテナンスサブシステムから構成される。データバンクは設計データ、建設データ、修繕データ、路面性状データ、交通量データなどを蓄積するサブシステムである。設計サブシステムは建設段階において最適な舗装厚さを設計するための資料を提供するサブシステムである。メンテナンスサブシステムはより効率的かつ合理的な維持修繕計画を策定するための資料を提供するサブシステムである。

現在、各サブシステムは一部分ではあるが稼動できる状態となっており、統計手法を利用した舗装の実態分析、設計要領に基づくアスファルト舗装厚さの設計およびわだち掘れの進行予測手法を利用した将来の舗装修繕必要量の推定を行うことが可能となっている。

高速道路の舗装マネジメントシステムの開発

日本道路公団　技術部　小野寺　衛
試験所　川島義昭
同上　福島公

1　はじめに

日本の高速道路は、出入がインターチェンジに限られた往復分離の自動車専用道路であり、有料道路制となっている。高速道路の建設および管理は、建設大臣の監督のもとに、1956年に設立された日本道路公団の手により行われている。最初に建設に着手した高速道路は名神高速道路（名古屋～神戸間）で、その一部71kmが1963年に日本で初めての高速道路として開通した。これに続いて、東名高速道路（東京～名古屋間）と中央高速道路（東京～富士吉田間）が建設された。その後、北海道から九州まで、日本列島を縦貫する高速道路が建設され、供用されていった。1984年3月現在、3,435kmの高速道路が供用中であり、2,041kmの区間が建設中である。

日本の高速道路は年々供用延長が伸び、予定路線の約5割が供用され、また、最初に供用した高速道路も20年以上が経過した。1973年の石油ショック以降、舗装の分野でも省資源、省エネルギー化が社会的に強く要請され、今後ともさらに一層強まっていくものと予想される。

また、管理の面では、道路の老朽化および摩耗などにより修繕サイクルの短い高速道路が増加し、舗装の管理に要する費用は急増している[1)]。ちなみに、この費用は、1983年度当初予算では約80億円であり、高速道路の維持管理に要する費用全体の11%を占めている。この舗装の管理に要する費用の延びは、今後、さらに速度を増していくことは明白であり、より経済的な修繕工法ならびに効率的な修繕予算の運用手法の開発が急務となっている。

このように、新しい局面に対応して、舗装技術は建設から管理まで一貫した考えのもとで体系づけられたものが要求され、今までの経験に裏打ちされた個別技術を総合化する舗装技術のシステム化を強く推し進めて行かねばならなくなった。

本文は、日本道路公団設立から30年近くが経過した現在、舗装の計画、建設から管理に至るまでの技術的諸基準は一応確立しているが、より効率的な舗装マネジメントシステムの開発を目指して1980年から研究を進めている、コンピュータを利用したシステム化の全体構想および現況について述べるものである。なお、高速道路の舗装は、経済性、修繕の容易さなどの理由から、ほとんどがアスファルト舗装となっているため、本文ではアスファルト舗装に関して述べるものである。

2　高速道路の舗装

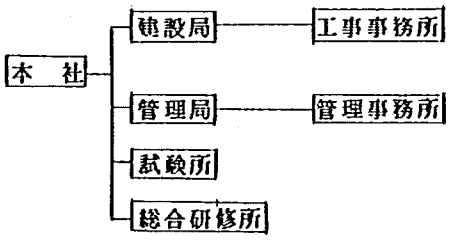
2－1 舗装業務の流れ

舗装のライフサイクルは計画・調査から始まって、設計、建設そして供用となり、その後、路面性状の調査、修繕計画立案、維持修繕の実施となる。これらの業務の流れを図示すると、図－1のとおりである。

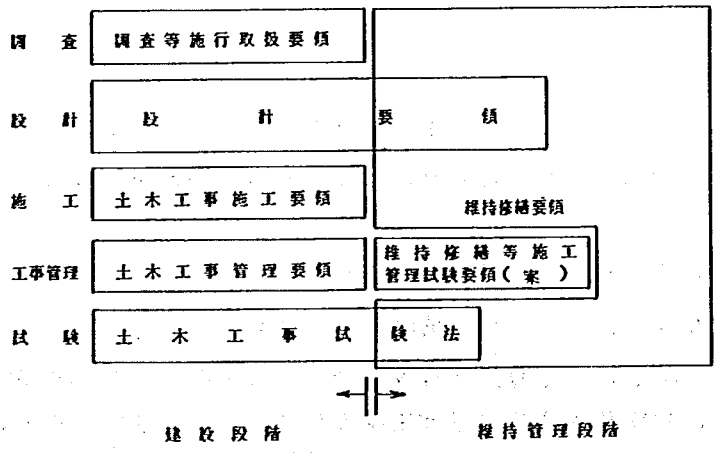
図－2は日本道路公団の機構を模式的に示したもので、高速道路の建設は工事事務所およびそれを統轄する建設局によって行われ、管理は管理延長50～60kmごとに設けられた管理事務所と同じく250～400kmを統轄する管理局によって行われている。従って、図－1の中で、舗装の計画から建設工事の竣功までが工事事務所の担当であり、供用後の巡回・調査から維持修繕工事の施工、そのくり返しが管理事務所の担当である。

日本道路公団における舗装技術は、大きく分けて2つに体系づけられている。これらの体系を図示すると、図－3のようになる。一つは建設段階での技術であり、もう一つは維持管理段階での技術である。前者は、主に設計要領、土木工事管理要領などに体系づけられ、後者は、主に維持修繕要領および維持修繕等施工管理要領（案）に体系づけられている。

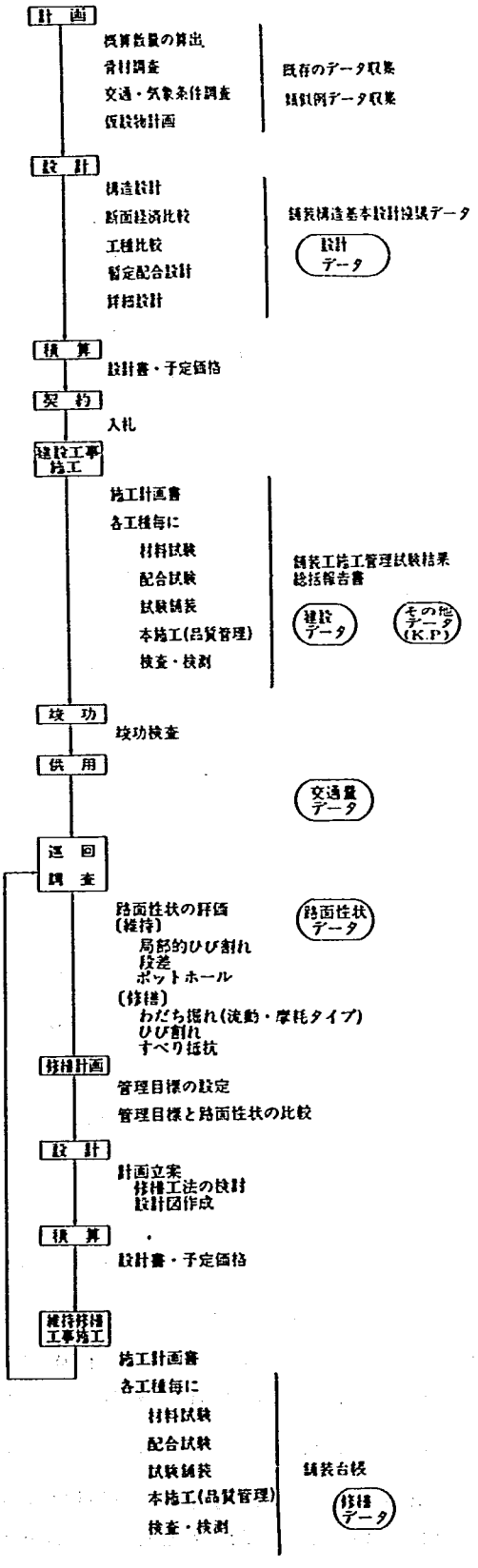
以上の舗装業務の流れのなかで、ポイントとなる項目は建設段階では舗装厚さの設計、混合物の配合設計法、および工事における品



図－2　日本道路公団の模式的機構図



図－3　舗装技術の体系



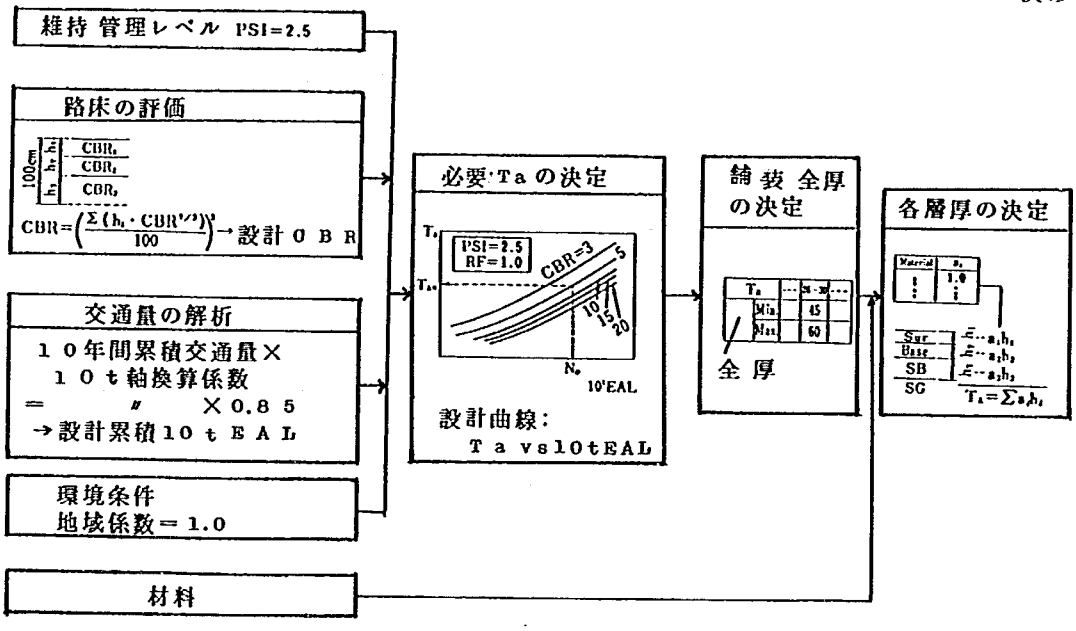
図－1　舗装業務の流れ

質管理、検査基準であり、管理段階では路面評価、管理目標、修繕の優先順位付けおよび工法選定基準である。以下、これらの中の主な項目について概要を述べる。

2－2　建設段階

2－2－1　舗装厚さの設計

アスファルト舗装の厚さの設計は、路床の設計CBRと輪荷重10tonn車に換算した車両（10tEAL）の10年間における一方向当りの総通過回数により行っている。この設計方法は、AASHO道路試験の結果を発展させたもので、路床の設計CBRに対する修正は、日本における調査結果に基づいて決めたものである。この厚さの設計の手順を示すと図－4のとおりである。なお、凍結融解を受ける寒冷地方においては、その地区の凍結深さを求め、凍結深さが舗装全厚より大きい場合は、凍結深さまで凍上抑制層を設けるようにしている。



図－4　アスファルト舗装の設計手順

2－2－2　アスファルト混合物の配合設計

日本は南北に細長い国であるため、気候は地域により異なり、また交通条件（速度、大型車混入率など）も地域によって異なっている。このようなことから、積雪寒冷地域の表層は摩耗に対する耐久性を、重交通で温暖な地域の表層混合物は流動に対する耐久性がそれぞれ要求される。日本道路公団における積雪寒冷地域での表層混合物の配合設計については参考文献2)を参照されたい。

2－3　管理段階

2－3－1　路面評価

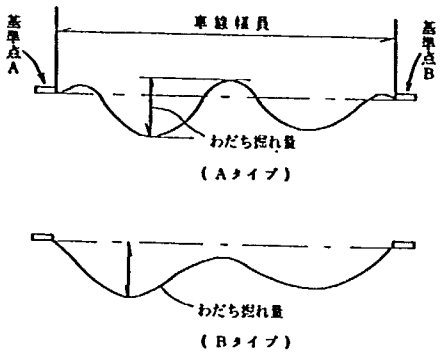
路面評価は、舗装体が正常状態にあるか、異常が新らたに発生、進行していないかを調査してから行うもので、舗装の維持修繕を合理的かつ体系的に行うための最も基本的な作業であり、評価すべき路面性状を次の2つのグループに分けている。

a）維持に関する項目・・・局部的なひび割れ、段差およびポットホール

b）修繕に関する項目・・・わだち掘れ、ひび割れ、すべり抵抗および平坦性

前者は主として、管理事務所単位で現況把握、判断、維持工事を行うものである。これらの項目の評価については、局部的なものであったり、定量化や自動計測が困難なため巡回・点検による目視判断や舗装技術者の総合的な判断によっている。

後者は相当長い区間にわたり損傷現象が発生し、大規模な修繕工事が必要となるため、管理局単位で統一した現況把握と判断がなされる。修繕に関する路面性状の評価には定量化と高速自動計測を目指した最新技術を使用している。各々の路面性状の評価に用いられている測定法の概要を以下に述べる。



図－5　わだち掘れの算定方法

(1) わだち掘れ

わだち掘れは、車両の通過によって生ずる道路の横断方向の凹凸のことで、図－5に示すように、車線幅員の両端を結ぶ基準線から車線幅員内の最高点と最低点までの垂直距離を求めて、その差をわだち掘れ量としている。

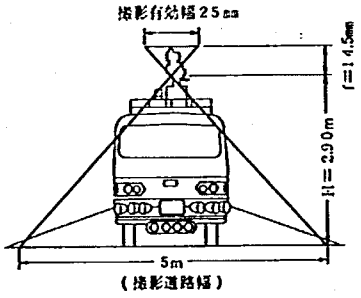
わだち掘れ測定には2種類の方法が使われている。局部的な臨時点検あるいは調査やわだち掘れの発生が少ない路線での定期点検では、原則として3.6m直定規もしくは横断プロフィルメータにより行っている。横断プロフィルメータは、記録装置がビーム上を移動して横断波形を記録するもので、記録紙上の波形からわだち掘れ深さを読み取るものである。

一方、わだち掘れがある程度発生している路線での定期点検では、通常わだち掘れ測定車により行われている。わだち掘れ測定車による方法は、車両に搭載された撮影装置および条線投影器からなる測定車により、通常100m間隔で撮影調査するものである。写真撮影結果の判読は、電算処理が可能となっている。なお、わだち掘れ測定車については、参考文献2)を参照されたい。

測定は年1回行うことが原則となっているが、ますます延びる供用延長と限られた予算の中では、それも極めて困難である。後述するように、舗装マネジメントシステムの導入により、わだち掘れの将来予測がある程度可能となってきたので、道路の重要度やわだち掘れの進行具合などにより、測定間隔を2年～4年に1回とするなど、調査サイクルのあり方について、現在、検討を行っている。

(2) ひび割れ

舗装のひび割れはアスファルト舗装の場合、ひび割れ率で表わしている。



図－6　ひび割れ測定車

ひび割れの測定には、スケッチによる方法とひび割れ測定車による方法がある。スケッチによる方法は、ヘヤークラックや局部的な線状ひび割れなど舗装の初期的破壊現象にあるものに対して用いられ、技術者の目視により、ひび割れの状況をスケッチし、それをもとにひび割れ率を算出する。ひび割れ測定車による方法は、ひび割れがある程度連続している状態で使用される。ひび割れ測定車は、図－6に示すように、車両に搭載された撮影装置および照明装置から構成されている。測定車により、路面の連続写真が撮影され、ポジフィルムからひび割れ率が算出される。

ひび割れ率(ORと)は、式－(1)により、原則として100mごとに算出する。

$$OR\ (\%) = \left\{ \text{ひび割れ面積}\ (m^2) + \text{パッチング面積}\ (m^2) \right\} / \text{調査区間の面積}\ (m^2) \quad \cdots\cdot(1)$$

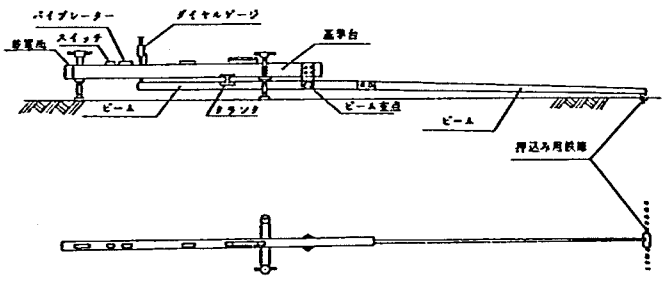
ここで、ひび割れ面積は、車線幅を4分割し延長方向に1mのメッシュをあてて、ひび割れとパッチングが入っているメッシュの数により計算する。亀甲状ひび割れおよびパッチングの面積はメッシュ

の数にメッシュの面積（0.875㎡）を掛けて、また、線状ひび割れの面積はメッシュの数に0.875×0.3＝0.263㎡を掛けて求める（高速道路の車線幅員は通常3.5mであり、1／4車線は0.875mとなる。）。

（3）たわみ量

ひび割れ路面に対する補修工法の決定やオーバーレイ厚さの設計には、舗装の構造的な評価が必要となるため、ひび割れ調査にあわせて、たわみ量の測定が行われる。

たわみ量の測定には、図－7に示すようなベンケルマンビームが使用されている。測定に使用するトラック後輪の複輪荷重は5t、タイヤ空気圧は7kg／㎠である。たわみ量を表層上で測定する時は、測定位置から後方0.5mの位置にトラックの後輪を止め、後輪の複輪間にベンケルマンビームを挿入し、ビームの先端を測定位置に合わせる。トラックを時速約2kmで前進させ、0.5m進むごとにダイヤルゲージを読みとり、最大変位量から永久変位量を差引いてたわみ量を算出する。



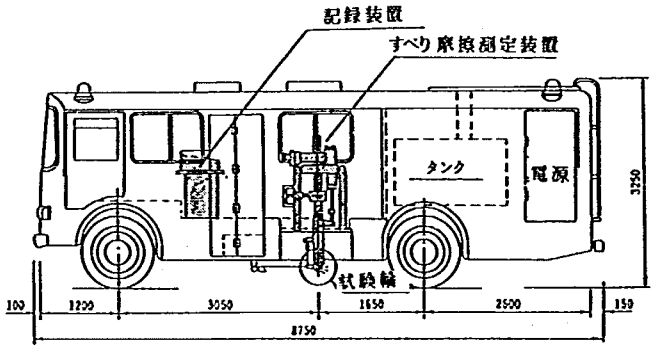
図－7　ベンケルマンビーム

（4）すべり抵抗

舗装路面のすべり抵抗は、大型すべり試験車により、独立した試験輪をロックして測定する。

大型すべり試験車を図－8に示す。測定は所定の走行速度において試験輪を固定し、その時生ずるすべり抵抗力Fと試験輪荷重Wによって行う。すべり摩擦係数SNは式－(2)により計算する。

$$SN = (F/W) \times 100 \quad \cdots\cdots (2)$$



図－8　大型すべり試験車

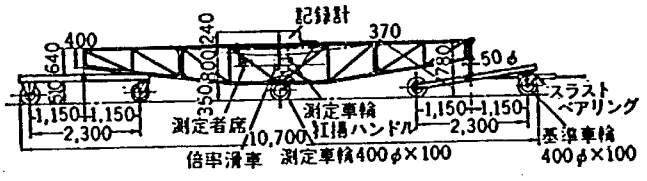
測定条件は次のとおりである。

a）測定速度　80km／時。但し、測定区間の代表区間において40および60km／時でも測定する。

b）測定間隔　200mごと

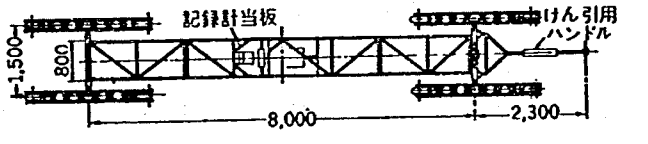
c）水膜厚　0.5～1.0mm

測定は原則として年1回行うように定めている。

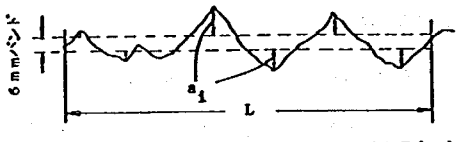


（5）平たん性

路面の平たん性は、日常巡回において乗り心地の面から判定されるが、高速道路において平たん性が問題となることはほとんどない。しかし、特に問題となる場合は、図－9に示す8mプロフィルメータにより平たん性が測定され、プロフィルインデックス（PrI）で評価される。図－10がPrIの求め方を示したものである。



図－9　8mプロフィルメータ



$$PrI = \frac{\Sigma ai}{L}$$

Σai ：6mmバンドからのはみ出し量（cm）

L ：区間距離（km）

図－10　PrIの求め方

（6）段差

段差は構造物との取付部や伸縮継手部によく生じる。段差は

日常巡回で技術者によりチェックされるが、定量化する必要がある時は15mの水糸等をOWPに沿って張り、最も凹んだ箇所の深さを段差量としている。

(7) ポットホール

ポットホールはひび割れ測定の際、路面観察とスケッチにより評価される。その際、ポットホールの面積や大きさ、骨材のはく脱やアスファルトのはく離程度、粒度の一様性などもあわせて調査される。

2－3－2　舗装路面の管理目標

舗装路面の現況が把握され評価されれば、それらのデータに基づいて維持修繕が必要か否かを判定するため、また、路面の維持修繕を体系的かつ合理的に執行し、長期的観点から修繕計画を策定するために管理目標値が必要である。現在、高速道路において採用している維持修繕の要否判断値と目標値は表－1に示すとおりである。ここに、要否判断値とは、維持修繕の必要性の判定、もしくは、修繕計画の策定に着手すべき路面性状値であり、目標値は、この値に達するまでに維持修繕を完了させることが望ましい路面性状値である。なお、路面性状評価の対象単位区間は、修繕工事の経済性などを考慮して、わだち掘れ、ひび割れ、すべり抵抗全てについて1kmを単位としている。

表－1　維持修繕の要否判断値と目標値

項目	わだち掘れ (mm)				段差 (mm)						すべり抵抗 (SN80)				ひびわれ (%)	
適用区分	登坂車線以外の車線		登坂車線		橋梁の取付部		横断構造物取付部		橋梁高架伸縮継手部		通常区間		線形等のきびしい区間			
道路の種別	要否判断値	目標値	要否判断値	目標値	要否判断値	目標値	要否判断値	目標値	要否判断値	目標値	要否判断値	目標値	要否判断値	目標値	要否判断値	目標値
高速道路	15	25	20	40	－	20	－	30	－	15	30	25	35	30	20	40

表－1の管理目標値を決める際に考慮した点を示すと次のとおりである。

(1) わだち掘れ

a) 降雨時の滞水による水はね現象

b) 車線変更時の操縦性

(2) ひび割れ

a) ひび割れタイプと程度による舗装の耐久性

b) 今後のひび割れ発生の確率と進行度合

(3) すべり抵抗

a) すべり抵抗と湿潤時事故率の関係

(4) 平坦性および段差

a) これまでの走行性、快適性評価結果

b) 衝撃荷重による橋梁床版への影響

c) 人家連担地区における騒音振動問題

これら事項に加えて舗装現況、舗装の維持修繕工事の実態やさらに各国の高速道路における基準も考慮して定めたものである。

表－2　路面性状の評価スケール

評価点		要否判断基準	1点	2点	3点	4点	5点	修繕目標値
優先順位			5位	4位	3位	2位	1位	
わだち掘れ	登坂車線以外の車線	15	17～	19～	21～	23～	25～	25
	登坂車線	20	24～	28～	32～	36～	40～	40
すべり抵抗	通常区間	30	29～	28～	27～	26～	25～	25
	線形等のきびしい区間	35	34～	33～	32～	31～	30～	30
ひびわれ		20	24～	28～	32～	36～	40～	40

2－3－3　修繕の優先順位

実際の路面では、いくつかの路面性状が複合して現われるのが普通であり、それらの維持修繕の優先順位を定める必要がある場合には、表－2に示す各路面性状値に応じた評価点の和をもって総合評価点を求めることにしている。表－2に示す路面の評価スケールは、損傷に関する各要因の相対的なウエイトは同等であるとの前提に立っているが、実際の修繕工事にあたっては、当該路線あるいは区

間の地域性、交通量および社会的要請を考慮して修繕計画を策定するようにしている。

2－3－4　維持修繕工法の選定

舗装の維持修繕は、道路の種類や舗装破損の種類と程度に応じて、その原因を見極めたうえで総合的に判断し、適切かつ合理的な工法を採用するようにしている。

維持修繕工法としては、路面性状に応じて、一時的な応急処置をする工法から長期の耐用年数を想定した工法まで、多くの工法が採用されている。高速道路では、主に次の2つに分類している。

a）維持工法

i）緊急に措置を要するもの・・・パッチング、ポットホールの穴埋め、段差の修正等。

ii）時期を失しないように措置するもの・・・表面処理、路面切削、すべり抵抗値の低下や局部的なひび割れの処理など。

b）修繕工法

i）長期的な観点から措置するもの・・・オーバーレイ、打換など。

3　舗装マネジメントシステムの概要

3－1　目的

第2章で述べてきたように、日本道路公団においては、舗装の計画、建設から維持管理に至るまでの技術的諸基準は一応体系づけられている。また、供用延長の増加に伴い、建設および管理から発生する舗装に関するデータは人力で処理するには膨大なものとなってきている。そこで次の項目を大きな目的として、日本道路公団では1980年より、コンピュータを利用した舗装マネジメントシステムの開発にとりかかっている。

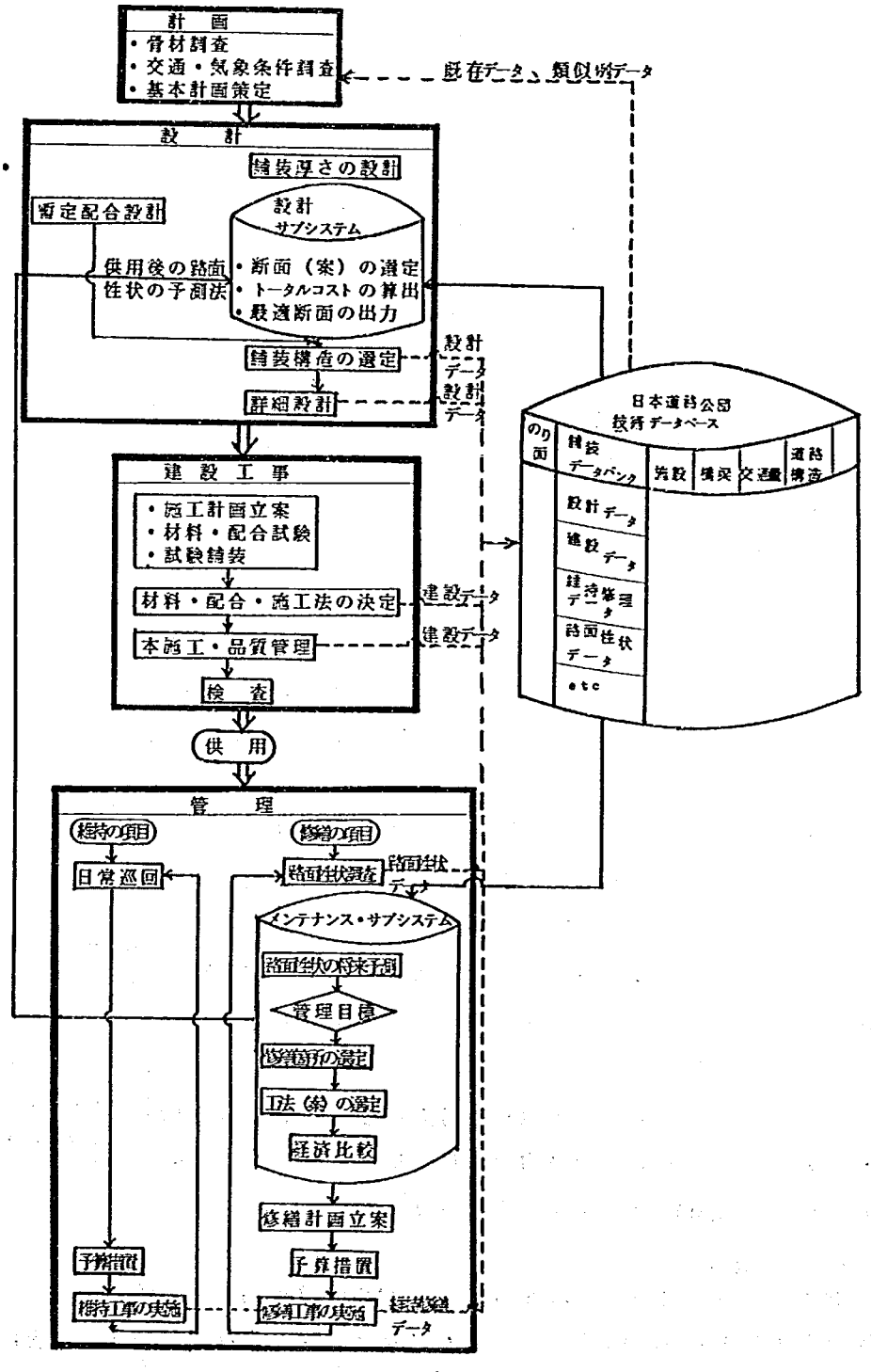
1）建設および管理から発生する舗装に関するデータを蓄積し、今後の建設・管理に活用する。

2）より経済的な舗装構造を選定するための資料を提供する。

3）より効率的かつ合理的な維持修繕計画を策定するための資料を提供する。

3－2　全体構想

日本道路公団における舗装業務の流れは、図－1に示したとおりであるが、この中でコンピュータ化しようとしているのが、設計段階における舗装厚さの設計業務であり、管理段階における路面性状の現況把握から修繕箇所の選定、修繕計画案の経済比較までの業務、および各段階で発生する舗装に関する情報の蓄積、検索業務である。これを図示すると、図－11のとおりとなる。さらにこれをコンピュータ化する箇所のみをとり出し図示すると図－12のようになり、設計サブシステム、メンテナンスサブシステムおよび



図－11　コンピュータを利用した舗装マネジメントシステム全体構想

データバンクの3つのサブシステムから成り立つことになる。すなわち、舗装マネジメントシステムはデータバンクに蓄積されたデータを基に、舗装の設計あるいは維持管理を合理的・効率的に行うものである。

3－3　データバンク

データバンクは、舗装の建設および管理から発生する資料の散逸を防ぎ、資料の利用目的に合わせてデータを加工して蓄積し、メンテナンスサブシステムおよび設計サブシステムで使うデータを提供するためのサブシステムである。

データバンクは、データを蓄積するシステムと、その蓄積されたデータを簡単な統計解析の手を加えてアウトプットするシステムの2つに大きく分けられる。また、その中には、インプットされたデータが過去の経験上妥当かどうかを判断するチェックシステムをもっている。

データバンクは、現在、舗装マネジメントシステムだけのものとして作ってあるが、近い将来には図－11に示すように、日本道路公団全体の道路技術データベースの一部として組み込まれる予定である。

3－3－1　入力データ

データバンクに入力するデータは、表－3のインプットデータの種類に示すように大きく6つの項目があり、それぞれ図－1に示した舗装業務の流れの中で発生する。

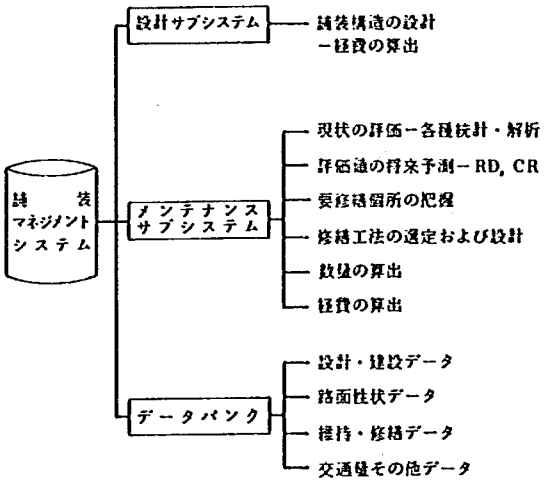
（1）設計データ

設計データの種別は表－3に示すように、路床の構成とその使用材料などに関する路床条件データ、設計区間における設計0BR、設計交通量等の設計条件とそれらの条件のもとで設計された舗装構成データ、道路の車線構成と縦断線形および道路の切土、盛土、橋梁、トンネルの位置を示すデータに分れている。

1983年3月までのデータ（高速道路の延長にして3232km）を入力してあるが、その入力率（供用延長に対する入力済みの延長の割合）は、約90％となっている。

（2）建設データ

建設データは表－3に示すように、舗装を混合物特性と材料特性の両面からとらえている。混合物特性としては、舗装を表層・基層・アスファルト安定処理路盤・粒状およびセメント安定処理路盤に分けて、各々における配合割合、混合物の性質、粗骨材の物理性状、アスファルトの物理性状等のデ



図－12　舗装マネジメントシステム

表－3　インプットデータの種別

設計データ	路床条件
	舗装設計データ
	道路構造データ（車線状況）
	〃　（縦断線形）
	〃　（切盛・橋等）
建設データ	混合物特性(アスファルト混合物(サーフェス))
	〃　(　〃　(バインダー))
	〃　(　〃　(アスペース))
	〃　(粒状及びセメント安定処理)
	材料特性(アスファルト混合物(サーフェス))
	〃　(　〃　(バインダー))
	〃　(　〃　(アスペース))
	〃　(粒状及びセメント安定処理)
修繕データ	目的及び各種条件
	混合物特性(アスファルト混合物(サーフェス))
	〃　(　〃　(バインダー))
	材料特性(　〃　(サーフェス))
	〃　(　〃　(バインダー))
路面性状データ	すべり抵抗
	ひび割れ(測定結果は磁気テープとして作成される)
	わだち掘れ(　〃　)
交通量データ	年度別区間別交通量
特性値データ	インターチェンジ（I・C）データ
	供用開始年月データ

ータを入力するようにした。材料特性についてはアスファルト混合物の素材であるスクリーニングス、粗砂、細砂、フィラーの性状、また粒状およびセメント安定処理に使用した骨材の性状を入力するようにした。

その他に道路の供用年月日および施工業者名も建設データとして入力するよにした。

建設データは、1983年3月までに発生したものを入力してあるが、入力率は約90％である。

（3）修繕データ

修繕データは、修繕工事の箇所、数量、金額、施工時期、施工法、修繕原因、施工業者の他に、修繕に使用する混合物の特性を表層、基層に分けて、また、その時使用した材料の性状を入力するようにした。

修繕データは、場所、工種、数量などについては、一部の路線を除いて1983年3月までに行なわれた修繕のデータが入力されている。

（4）路面性状データ

路面性状にはわだち掘れ・ひび割れ・すべり抵抗・平坦性・段差およびポットホールなど種々のものがあるが、現在、高速道路の舗装修繕原因の大半を占め、かつ高速測定が可能であるわだち掘れ、ひび割れ、およびすべり抵抗の3要素について路面性状データとして蓄積するようにした。

わだち掘れおよびひび割れについては100m毎、すべり抵抗については200m毎に1点のデータが原則として入力してある。

わだち掘れおよびひび割れの調査は、1975年より行われており、そのデータは調査延長に対して100％入力されている。なお、調査率（調査車線延長／供用車線延長）は、最近では、わだち掘れが約40％、ひび割れが約15％となっている。すべり抵抗については、入力率（入力車線延長／供用車線延長）は約20％となっている。

（5）交通量データ

交通量データは、総交通量・大型車交通量をインプットするようにしている。入力率は、全供用路線に対して1983年3月までではほぼ100％となっている。

3－3－2　出力データ

舗装データバンクの出力データは、舗装の設計、建設、管理から発生するデータによる実態の把握と、それぞれの実態のデータに解析を加えたものとに大別できる。

アウトプットの主な項目を表－4に、アウトプットの例を図－13にそれぞれ示す。

表－4　アウトプットの主な項目

舗装工事の実態	
（路床条件）……	厚さ，設計CBR，工種
（舗装構造）……	(Su，Bi，AsB下層路盤，舗装)厚さ，T_A
（混合物特性）	
下層路盤工……	工種，安定処理の配合割合，粒度，修正CBR
上層路盤工…… (AsB)	配合割合，粒度，As量マーシャル特性(安定度，フロー，空げき率)，フィラー量
表基層工……	粒度，As量，マーシャル特性(安定度，フロー，空げき率) 粗骨材の岩種
（材料特性）	
アスファルト……	同一針入度グレードの軟化点
骨　材……	岩種別の物理性状（すりへり量，安定度，吸水率）
【集計の単位】……	名神，東名，新規，道路別，50年度以前，以降，寒冷地，温暖地，全道路
【集計項目】……	最大，最小，平均，標準偏差，Data数，度数分布(X－Yプロッタによりヒストグラムを作成)

路面性状管理図の作成
わだち掘れ，ひび割れ，すべり，及びKP，構造物等のデータを使用して維持修繕要領（舗装編）に定められている路面性状管理図を作成することが出来る。

路面性状の実態	
（わだち掘れ）	
IC集計 ……	調査延長，Data数，RD＞15㎜のkmと％，平均，σ，相対度数，調査年月
路線別集計……	〃
橋梁，トンネル部別集計……	〃
（ひび割れ）	
CRリスト……	CR＞1％とCR＞20％の箇所のリストアップ，路面単位の1％と20％の延長
CR＞1％についての集計……	相対度数，Data数，CR＞1％と20％の延長，平均，σ
（修繕）	
修繕の状況……	一回，2回目修繕延長，1回目修繕までの経年の相対度数
（交通量）	
調査までの累積交通量…… IC間の異	供用年月日，調査年月，経年，総交通量，大型車交通量
（わだち～修繕）	
修繕後1年以内のわだち掘れ……	相対度数，平均，Data数，σ
【集計の単位】……	東北（北），東北（南），東名，中央，名神，北陸，中国，九州，その他高速，全体

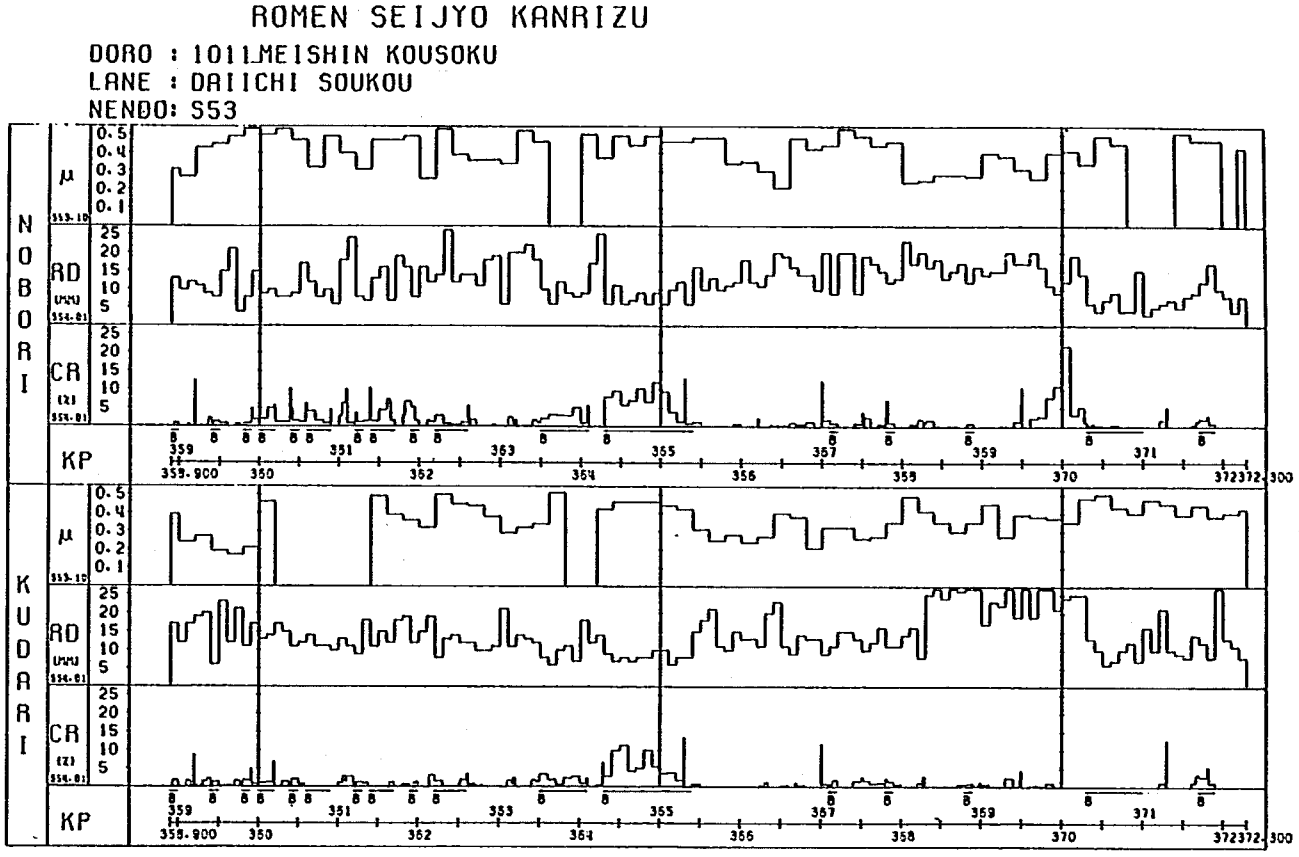


図 － 13　路面性状管理図

3 －4　メンテナンスサブシステム

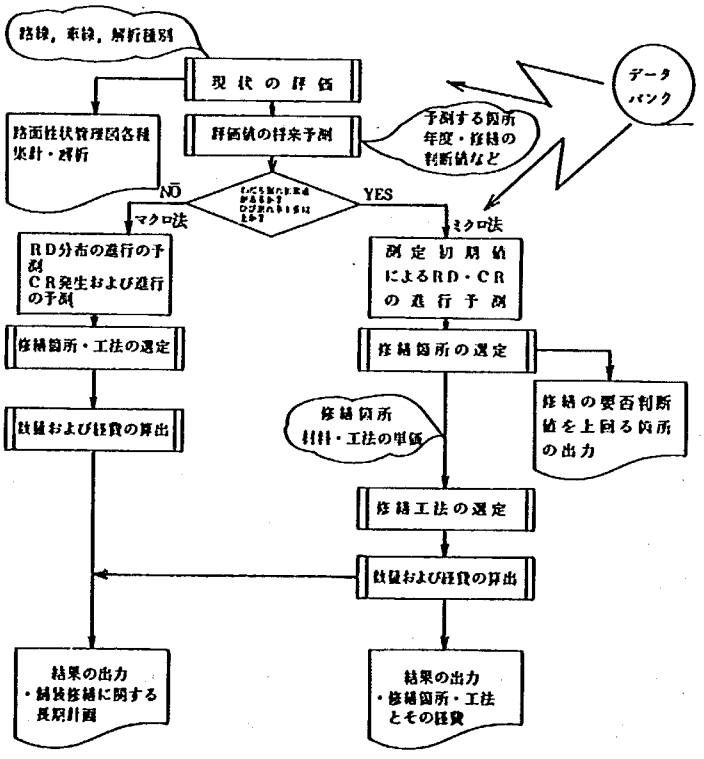
メンテナンスサブシステムは、コンピュータ化した舗装マネジメントシステムの中核をなすもので、より効果的な予算管理を目指して、効率的かつ合理的な維持修繕計画を策定するための資料を提供するものである。

メンテナンスサブシステムで扱う路面性状は、現在のところわだち掘れとひび割れに限っている。その理由は次のとおりである。

a）日本の高速道路舗装の修繕原因は、わだち掘れとひび割れで大半を占めている。

b）すべり抵抗性が問題になると、他の路面性状の良否にかかわらず、何らかの対策が行われる。

c）高速道路の平坦性が問題になることはほとんどない。但し、構造物との取付け部などでの段差については、巡回などにより乗り心地が悪いと判定されたら、維持工事により対処されている。



図－ 14　メンテナンスサブシステム

図－14はメンテナンスサブシステムの構成を示したもので、次の5点の作業を行う。

a）路面性状の把握　b）路面性状の将来予測　c）修繕箇所の選定　d）修繕工法の選定

e）経済分析

このうち、a）は路面性状の現状および経年変化などの把握である。b）およびc）については、第4章で詳しく述べる。d）については、路面性状の状況や修繕記録、地域条件などから適当な工法案を選定するものである。e）は、c）およびd）から選定された案について、ある期間にわたる修繕サイクルを求め、その間の費用と便益を算出し、経済分析を行うものである。

現在、メンテナンスサブシステムのわだち掘れに関しては、修繕箇所の選定システムまでが開発されており、残りは1985年3月までに完成させる予定である。ひび割れに関しては、評価方法および精度のよい将来予測手法について研究中である。

3－5　設計サブシステム

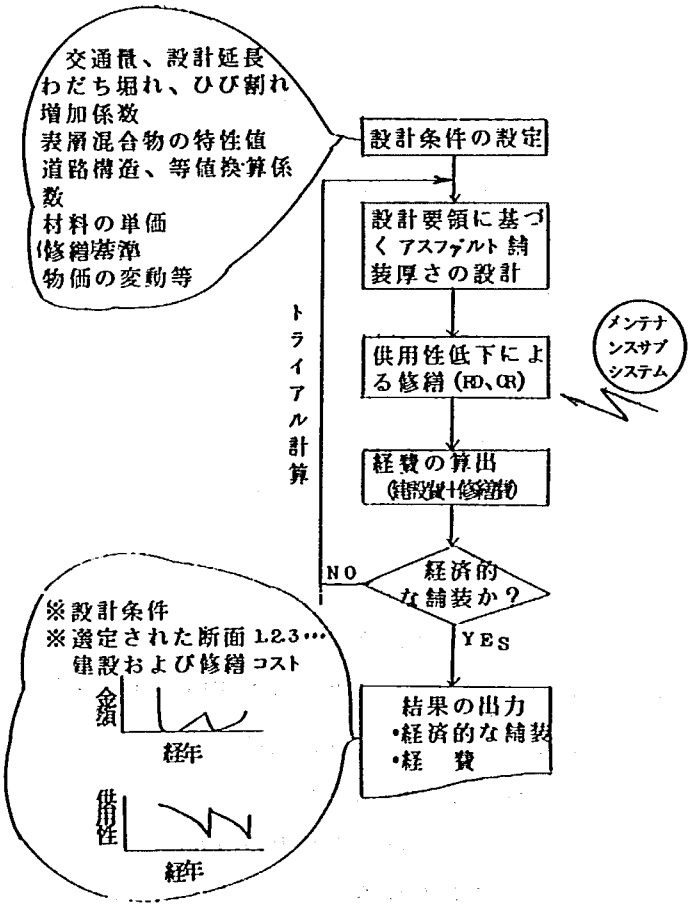
設計サブシステムは、建設段階において最適な舗装厚さを設計するための資料を提供するものである。図－15は設計サブシステムの流れを示したもので、次の3点の作業を行う。

a）日本道路公団設計要領に基づく舗装厚さの設計　b）供用後の路面性状の変化と修繕サイクルの予測　c）経済分析

このうち、b）以降はメンテナンスサブシステムにおける手法がそのまま使えるので、設計サブシステム独自のものは、a）の設計要領に基づく舗装厚さの設計である。

現在、日本道路公団における舗装厚さの設計は、2－2－1項で述べたような手順により行われており、今回、コンピュータを用いて厚さの設計を行えるようにした。計算条件などの数値については、対話型で入力するようにしている。

現在、設計サブシステムは設計要領に基づくアスファルト舗装厚さの設計までが開発されており、上記のb）以降は、メンテナンスサブシステムが完成され次第、その手法を設計サブシステムにも適用していく予定である。



図－15　設計サブシステム

4　わだち掘れの進行と修繕量の予測

4－1　わだち掘れの進行予測

表－5はわだち掘れの増加に影響する要因をとりまとめ示したものである。

全ての要因を考慮してわだち掘れ進行予測式を設定すれば精度の良いものができると思われるが、その式に入力するデータを収集し予測す

るのが困難なものが少なくない。例えば、スパイクタイヤやチェーンの装着率が舗装の摩耗に大きな影響を及ぼしているのは明らかではあるが[2)]、この装着率は場所、時期、交通規制状況により大きく変化し、装着率の実態を把握し予測するのは極めて困難である。また、舗装体温度についても、場所、時刻、天候、舗装構成、風などにより大きく影響され、その変化を把握し予測するのは、極めて困難である。これに対して、経年および交通量は、わだち掘れの進行と相関があること、データとして把握し予測しやすいこと、中でも交通量は道路をとり巻く条件の将来の変化、例えば、新規道路開通によるネットワーク化などに対応して予測が可能であることから、とりあえず交通量からわだち掘れの進行を予測することとした。それも、流動によるわだち掘れと相関性が高い大型車（車両総重量8t以上または最大積載量5t以上の自動車、または、乗車定員30人以上の乗合型自動車。）の台数からわだち掘れの進行を予測するようにしている。

表－5　わだち掘れ増加の要因

(1)	交通条件――交通量、輪荷重、走行速度 スパイクタイヤ、チェーン装着率 走行位置分布
(2)	材料、混合物条件――骨材の硬さ、最大粒径、アスファルト量、アスファルトの硬さ、粗骨材量、締固め度
(3)	環境条件――舗装体温度、路面の乾湿の違い
(4)	その他――除雪状況

図－14に示したように、わだち掘れ量の将来予測の方法には、ミクロ法とマクロ法の2種類がある。また、その前段として交通量の予測手法がある。以下これらについて述べる。

4－1－1　交通量の予測

交通量の予測は、基礎となる年度の実績交通量に、交通量予測係数と予測期間から算出した交通量の増加量を加えて、対象年度の交通量を推定するものであり式－(3)により行う。

$$T = T_0 + \beta \times t \qquad (3)$$

ここに、T：予測対象年度における大型車交通量（台／日・一方向）

T_0：大型車交通量の初期値（台／日・一方向）

β：交通量予測係数

t：予測期間（年）

交通量予測係数は、過去3年～5年の大型車断面交通量の経年変化を一次回帰して得られた回帰係数のことで、近未来（5年後程度）の交通量は実績の延長上にあるという考え方から導いたものである。ただし、ネットワーク化などにより交通量の変化が予測されるなど、この考え方に当てはまらない場合や現在供用していない区間の交通量については、日本道路公団審議室が推計した交通量を用いるようにしている。

4－1－2　わだち掘れの予測

わだち掘れの予測は、実測値の有無により次の2種類の予測手法のどちらかを用いて行う。

ミクロ法：100mごとの実測値を用いて予測を行う方法

マクロ法：インターチェンジ（以下、I.C.と略す）間のわだち掘れの分布を正規分布と考え、その進行予測を行う方法

(1) ミクロ法によるわだち掘れの予測

予測は式－(4)により行う。

$$RD = RD_0 + \lambda \times T \times t \qquad (4)$$

ここに、RD：わだち掘れ予測値（mm）

RD_0：わだち掘れ実測値（mm）

T：予測交通量（大型車台／日・一方向）

t：予測期間（日）

λ：車線、構造物別のわだち掘れ増加係数（mm／大型車1万台）

$\lambda = \alpha \times \gamma \times K$

α：第一走行車線の土工部におけるわだち掘れ増加係数

γ：わだち掘れ増加係数の車線係数

K：わだち掘れ増加係数の構造物係数

第一走行車線の土工部におけるわだち掘れ増加係数（α）は、わだち掘れ実測値が経年的に重複し、かつ、その間に修繕が行われていない箇所の第一走行車線の土工部のわだち掘れデータを用い、式－(5)により上・下線別にI.C.間ごとに求める。

$$\alpha = \{\Sigma (RD_2 - RD_1) / \Delta T\} / N \quad \text{---------- (5)}$$

ここに、RD_2：ある年度のわだち掘れ量（mm）

RD_1：ある年度の前年度のわだち掘れ量（mm）

ΔT：RD_1からRD_2になる間の累積大型車交通量（一方向・万台）

N：I.C.間のわだち掘れデータ数

わだち掘れ増加量は、車線あるいは構造物によって異なるので、それぞれ補正しなければならない。求めようとする車線（第二走行、追越、登坂）の土工部のわだち掘れ増加係数α_nあるいは構造物（橋、トンネル）の第一走行車線のわだち掘れ増加係数α_sを式－(5)により求めαとの比、α_n / αあるいはα_s / αをそれぞれ車線係数γ、構造物係数Kとして式－(4)に代入する。

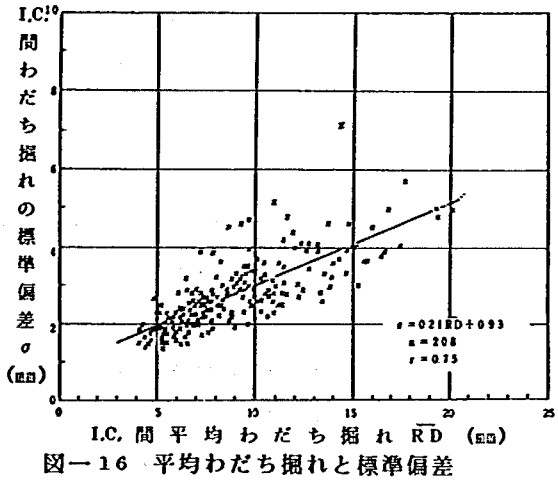
表－6　わだち掘れ増加係数と補正係数

種別	記号	区分	係数	備考
第一走行車線土工部わだち掘れ増加係数	α	道央道等 〜 東名道等	0.50 〜 0.01	
車線係数	γ	第二走行車線	1.20	
		追越車線	0.55	
		登坂車線	1.30	東名・名神
		〃	3.00	その他
構造物係数	K	橋梁高架	0.80	東名・名神
			1.05	その他
		トンネル	2.70	寒耗地域
			0.70	その他

以上は、わだち掘れのデータがあって増加係数が算出できる場合である。増加係数が算出できない箇所が部分的にある場合には、上下方向いずれかがあればそれを使用し、また、前後のI.C.間にデータがあればそれを使用する。これらに該当しない場合には地域条件、交通条件等を考慮して類似例からα、γ、Kをある区間ごとに表－6のように定めている。

（2）マクロ法によるわだち掘れの予測

図－16は、修繕がほとんど行われていない路面でのI.C.間のわだち掘れ平均値とその標準偏差の関係を示したものである。この図から、I.C.間の平均わだち掘れとその標準偏差の間には相関関係が認められる。すなわち、平均わだち掘れが大きくなると標準偏差も大きくなるということがわかる。

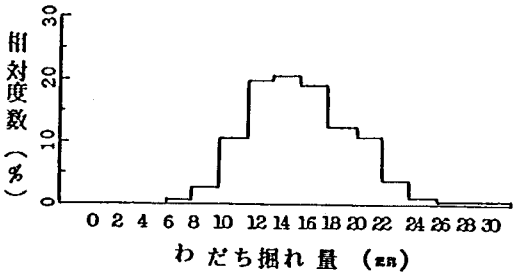


図－16　平均わだち掘れと標準偏差

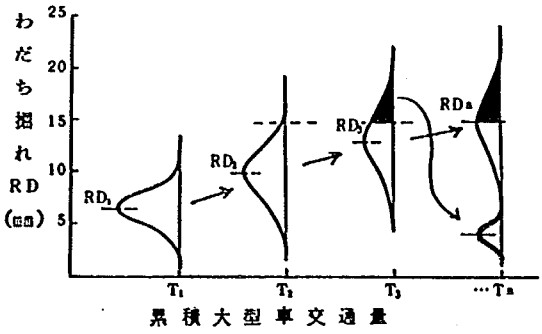
図－17は、修繕がほとんど行われていない路面のI.C.間のわだち掘れの分布の代表例を示したもの

で、わだち掘れ量はほぼ正規分布すると言える。

一方、わだち掘れは交通量の増加に伴って進行していくので図－16および図－17を考えあわすと、わだち掘れの分布は累積大型車交通量の増加に伴い図－18に示すように変化するものと考えられる。



図－17　わだち掘れの分布例

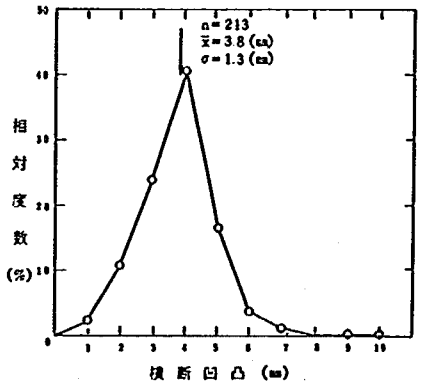


図－18　わだち掘れの進行

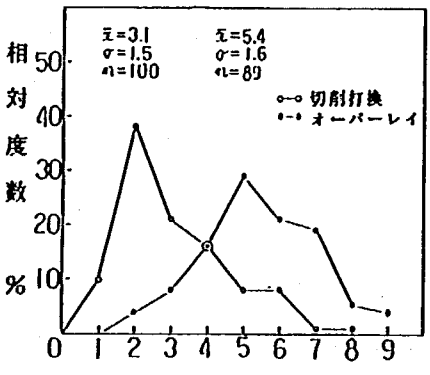
マクロ法は、I.C.間のわだち掘れ測定値の分布がほぼ正規分布と見なせることと、その平均値と標準偏差との間に相関があることを利用した平均値の進行に伴う分布を予測する手法である。予測は次の手順で行う。

a）わだち掘れ初期値の設定

日本道路公団におけるわだち掘れ量の算定方法は、2－3－1項(1)の図－5に示したように、車線幅員内における最高点と最低点の垂直距離の差をわだち掘れとしているので、新設路面や修繕直後の路面でも何らかの横断凹凸は生じており、それがわだち掘れ初期値（RD_0）となる。建設時および修繕時舗設直後の横断凹凸の分布例を示すと、図－19および図－20のとおりである。[3] これらの結果から、わだち掘れの初期値を次のように決めた。



図－19　建設時舗設直後の横断凹凸



図－20　修繕時舗設直後の横断凹凸

建設時　　RD_0 ＝ 4 mm

修繕時（切削、打換）　RD_0 ＝ 4 mm

修繕時（オーバーレイ）　RD_0 ＝ 6 mm

b）I.C.間の平均わだち掘れ（$\overline{RD}$）の予測

$\overline{RD}$の予測は式－(6)によって行う。

$$\overline{RD} = \overline{RD_0} + \lambda \times T \times t \qquad \text{---------- (6)}$$

ここに、$\overline{RD}$：I.C.間の平均わだち掘れ予測値（mm）

$\overline{RD_0}$：I.C.間の平均わだち掘れ実測値（mm）

T：予測交通量（大型車台／日・一方向）

t：予測期間（日）

λ：車線、構造物別のわだち掘れ増加係数（mm／大型車1万台）

$\lambda = \alpha \times \gamma \times K$

α：第一走行車線の土工部におけるわだち掘れ増加係数

γ：わだち掘れ増加係数の車線係数

K：わだち掘れ増加係数の構造物係数

c）わだち掘れ分布の標準偏差（σ）の算出

σは図－16の関係から、式－(7)により算出する。

$$\sigma = 0.21\ \overline{RD} + 0.93 \qquad \cdots\cdots (7)$$

d）修繕判断値（R）を越える車線延長の算出

$\overline{RD}$，σとR（mm）から正規分布関数式－(8)により、あるRを越える車線延長を算出する。

I.C.間のRD＞Rの車線延長

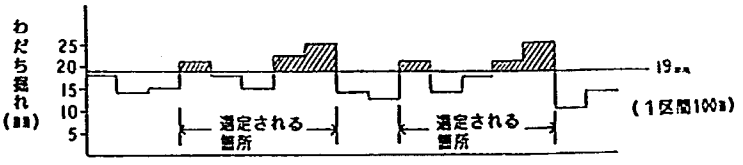
$$= \text{I.C.間の車線延長} \times \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\chi^2}{2}} \times (0.3194y - 0.3566y^2 + 1.7815y^3 - 1.8213y^4 + 1.3303y^5) \quad \cdots\cdots (8)$$

ここに、$X = (R - \overline{RD}) / \sigma$　　$y = 1 / (0.23165x + 1)$

4－2　修繕箇所の選定

わだち掘れに対する修繕箇所の選定作業は、現在まで人力により行われていた。その方法は、ある管理目標を設定し、その管理目標を越える箇所を選ぶものである。この方法によると、道路延長方向に見て1点（100m）だけ越えていても実際には選定されず、越える箇所がある程度連続する区間が選定される。この人力による方法に近い形でコンピュータに修繕箇所を選定させ、省力化を図ろうとするのが次に述べる方法である。

ミクロ法により、100mごとにわだち掘れを予測した後に、わだち掘れX mm以上の箇所が道路延長Zm中Ym以上ある箇所を選定させるものである。例えば、「わだち掘れ19mm以上の箇所道路延長500m中300m以上ある箇所を選定する」という条件では、図－21に示す箇所が選定されることになる。この方法は、100mを基本単位として順次移動しながら修繕条件に合致する箇所を抽出するものでX、Y、Zの条件を任意に指定することができる。実際の運用にあたっては、1日の工事量などを考慮しながら延長Zを指定することになる。



図－21　修繕箇所選定の例

4－3　修繕量の予測

わだち掘れに関するメンテナンスサブシステムを用いて、わだち掘れ量およびそれに伴う修繕必要量の予測を行った例について述べる。

4－3－1　プロジェクトレベルでの例

（1）予測条件

予測は次の条件で行った。

a）対象路線：東名高速道路（東京I.C.～三ヶ日I.C.）の全車線。

b）1982年度調査データをもとに、予測期間は1983年度から1987年度までの5年間とする。

c）修繕条件は次の4通りとする。

条件－1　修繕を行わない場合

条件－2　わだち掘れ15mm以上の箇所が500m中300m以上ある区間を修繕対象箇所とする。

条件－3　わだち掘れ17mm以上の箇所が500m中300m以上ある区間を修繕対象箇所とする。

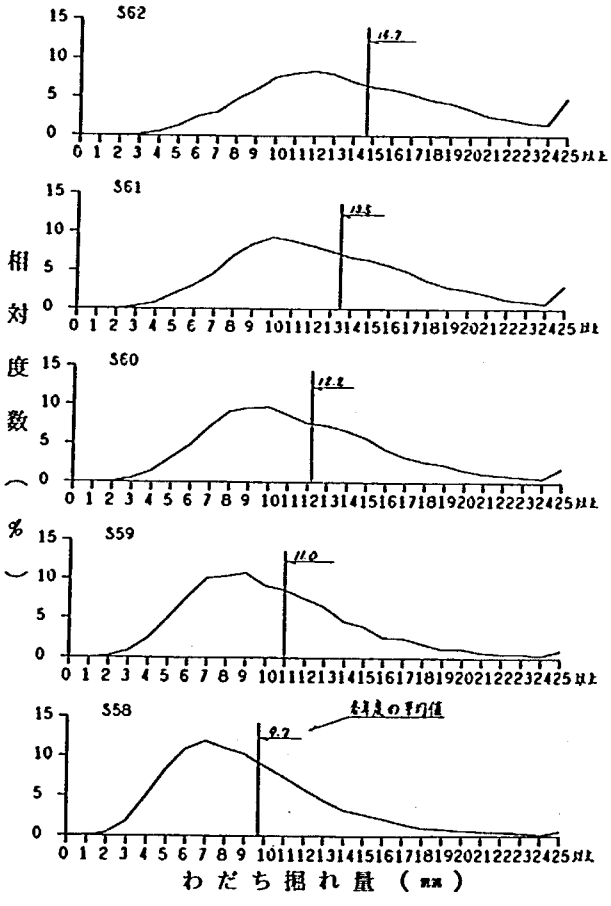
条件－4　わだち掘れ19mm以上の箇所が500m中300m以上ある区間を修繕対象箇所とする。

d） 修繕後のわだち掘れ初期値は4 mmとする。

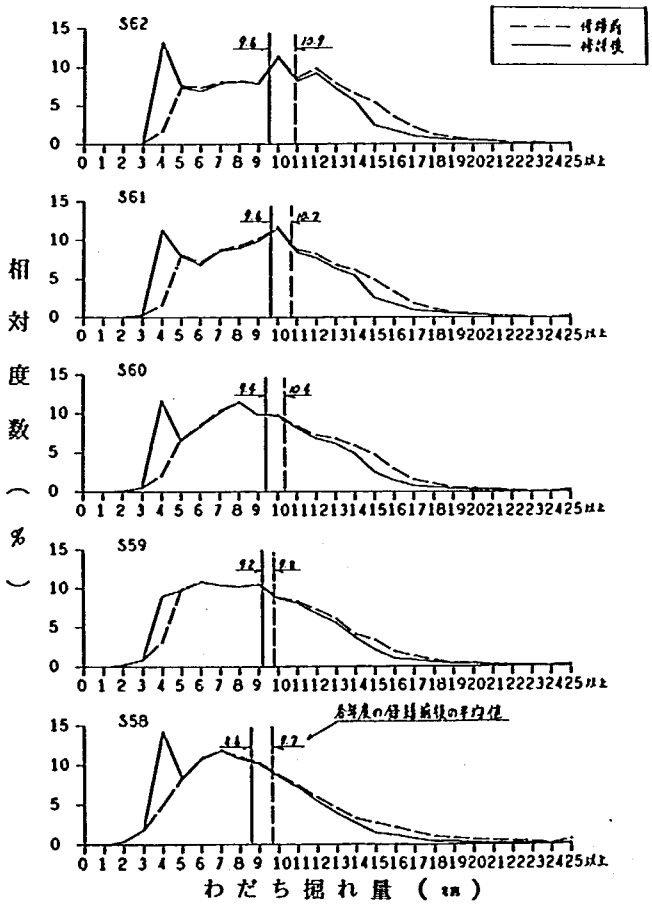
（2） 予測結果

図－22および図－23は、各年度ごとのわだち掘れ分布予測結果の代表例を示したものである。

図－24は、わだち掘れおよび修繕の推移と将来の予測結果を図示したものである。ここで、わだち掘れ平均値は修繕後の値である。図より、修繕を行わないとわだち掘れ平均値は毎年1.3 mm程度づつ



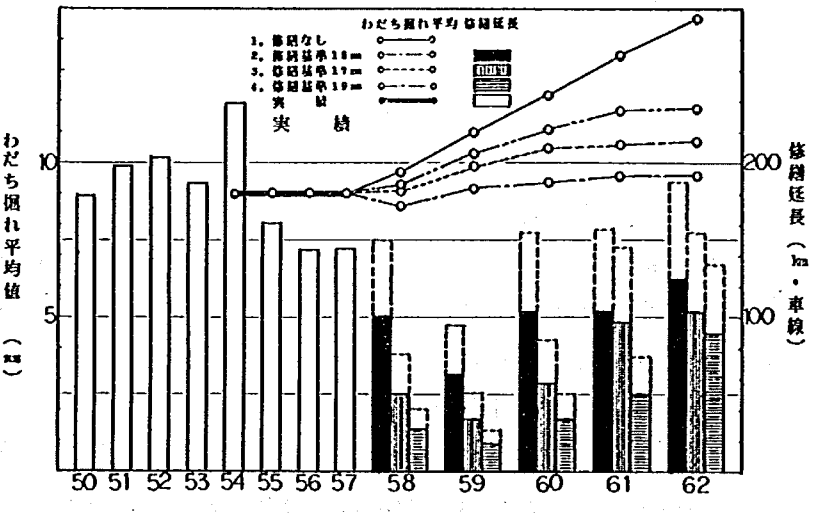
図－22 条件－1（修繕を行わない場合）の予測結果



図－23 条件－2（修繕条件（RD≧15mm，L=300-600m））の予測結果

増加していくことがわかる。また、現在の管理水準を保つと仮定した場合、条件－2のケースが有効なようである。

この予測結果では、現在の管理水準を保つのに現在より修繕延長が少なくて済む結果となっているが、これはわだち掘れがある条件より大きいか小さいかだけで修繕区間を選定しているためである。対象区間としての東名高速道路の場合、わだち掘れが原因で修繕を行った延長は全体の約3分の2、ひび割れなどその他が原因で修繕を行っ

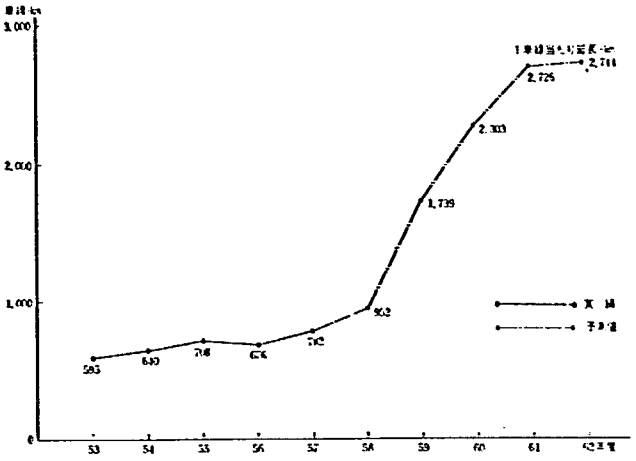


図－24 わだち掘れ平均値と修繕延長の予測

た延長は約1/3となっている。従って、予測延長には、ひび割れなどその他が原因で修繕すべき延長が含まれていないので、実際には図－24の破線で示す延長が修繕必要量となる。

4－3－2　ネットワークレベルでの例

図－25は、日本における高速道路の舗装修繕が必要な延長を予測した結果である。わだち掘れの実測データがあるものは、1980年度のデータをもとにミクロ法により予測し、それ以外のものは供用実績あるいは予定を考慮してマクロ法により予測し推定したものである。これによると、1985年を初年度として5年後には約3.5倍の修繕を行う必要があると予測され、道路の老朽化および修繕サイクルの短い積雪寒冷地域の道路が急増するためであると推測することができる。



図－25 舗装修繕における実績と予測

5　まとめ

日本道路公団の舗装技術体系およびコンピュータを利用した舗装マネジメントシステムの概要について述べてきたが、以上をまとめると次のとおりである。

（1）日本道路公団における舗装技術は、大きく分けて建設段階および維持管理段階での技術の2つに体系づけられている。それぞれの段階での調査、設計、施工、工事管理、試験に対する技術的基準は各種要領に体系づけられている。

（2）路面性状の把握は、維持修繕を合理的かつ体系的に行うための最も基本的な作業である。日本道路公団では、主に局部的なひび割れ、段差、ポットホールおよび平坦性に対する評価は日常巡回による目視判断や舗装技術者の総合的な判断によっている。一方わだち掘れ、ひび割れ、すべり抵抗性の調査では定量化と自動計測を目指した高速による測定車が使用されている。測定された路面性状に対して、修繕が必要か否かの判定のために、路面性状ごとに管理目標値が定められている。いくつかの路面性状が複合して現われる場合は、各路面性状値に応じた評価点の和をもって総合評価点を求めることにしている。

（3）今後、高速道路の老朽化と供用延長の増加に伴い舗装の管理に要する費用が急増することから、経済的かつ効率的な舗装の維持修繕が求められている。また、建設および管理から発生する舗装データは膨大なものとなってきている。そのため、日本道路公団では1980年より、コンピュータを利用した舗装マネジメントシステムの開発にとりかかっている。

（4）舗装マネジメントシステムは、設計サブシステム、メンテナンスサブシステムおよびデータバンクの3つのサブシステムから成り立っている。

データバンクは、データを蓄積しメンテナンスサブシステムおよび設計サブシステムで使うデータを提供するためのサブシステムである。入力データの種類としては、設計データ、建設データ、

修繕データ、路面性状データ、交通量その他データに分かれている。データバンクは概成しており、毎年データを更新している状況である。

メンテナンスサブシステムは、より効果的な予算管理を目指して、効率的かつ合理的な維持修繕計画を策定するための資料を提供するものである。現在、路面性状や修繕の現況把握、わだち掘れの将来予測とそれに伴う修繕箇所の選定システムまでが開発されている。

設計サブシステムは、建設段階において最適な舗装厚さを設計するための資料を提供するものである。現在、設計要領に基づくアスファルト舗装厚さの設計がコンピュータを使用して行えるようになっている。

(5) わだち掘れの進行を大型車交通量から推定する方法を開発した。その方法には、実測値を用いて予測を行うミクロ法と、I.C.間のわだち掘れの分布を正規分布と考え、その分布の進行予測を行うマクロ法がある。これらの方法により、プロジェクトレベルあるいはネットワークレベルでのわだち掘れに伴う修繕必要量を予測することができるようになった。

6 おわりに

以上述べてきたように、各サブシステムは一部分ではあるが稼動できる状態となってきている。今後、これらのシステムを現業部門へ導入していくわけであるが、導入に際してまったく問題がない訳ではない。とりあえず現業部門の業務の中に組み入れ、その中で補足修正していかなければならないと考えている。その際、現業部門における日常業務に負担がかからず、かつ通常業務を進めていく過程で自動的にデータが集積されるような体制作りが必要となっている。舗装マネジメントシステムの運用上最も基本的かつ重要なことは、正確なデータをより多く収集しシステムからの出力が最大限利用できる体制を確立しておかなければならないからである。

一方、既に制定されている各種要領は、技術の向上や社会情勢の変化に応じてその都度改定されてきているが、特に維持修繕要領では、管理水準のあり方、対策工法に結びつくひび割れの評価法、路面の評価単位など早急に改善しなければならない問題が残されている。

以上のことから、日本道路公団においては事業のより一層の効率化を目指して、今後とも各種要領の改定や舗装マネジメントシステムの拡張、改善を進めていく予定である。

〔参考文献〕

1) 加藤日出雄、江頭素樹、　高速道路の建設費用と維持管理費用　、道路、1982年11月

2) Kanaya, S.,Y. Kawashima and I. Fukushima, " Design, Construction and Maintenance of Asphalt Pavement for Expressways in Cold Areas ", Proc. Paving in Cold Areas Mini Workshop, 1982.

3) 福島　公、中村州章、　舗装マネジメントシステムの開発―― わだち掘れの予測手法――　、昭和57年度試験所試験研究発表会概要集、日本道路公団試験所、昭和58年5月

アスファルト混合物の温度応力破壊に関する研究

北海道大学土木工学科　菅　原　照　雄
同　　森　吉　昭　博

概　　要

本報告は、アスファルト舗装の温度応力クラックにおいてもっとも大きな因子と考えられるアスファルト混合物の温度応力破壊に関する研究成果について述べようとするものである、

主な内容は次の通りである。

a．　一定温度まで冷却して、温度を一定に保持した場合、それが破壊温度に近いときには、破壊が発生し、比較的高温の場合には応力は低下するが破壊は発生しない。

b．　低温で冷却を反復した場合には、反復につれて発生応力は低下し、遂には破壊に至る温度応力疲労現象が確認された。

c．　混合物の種類により著しく発生応力がことなる。

d．　材料の空隙率アスファルト量などを変化させた結果、何れも変形係数が支配的なものであることが明らかになった。

アスファルト混合物の温度応力破壊に関する研究

北海道大学　　菅原照雄
同上　　森吉昭博

1. 概説

前回のワーク・ショップにおいては、アスファルト混合物の温度応力破壊に関し、アスファルト・コンクリートの低温における力学的な性状、すなわち破壊強度，伸び限度，棒状供試体に直接温度応力を発生させた場合の温度，時間と発生応力の関係などについて述べ、コンシステンシー，感温性のことなるアスファルトを用いた混合物について行った実験結果にもとずき、アスファルトの性質によって決まる破壊温度を推定するためのノモグラムを提案した。

本報告は、前回にひきつづき、温度応力に関するその後の研究成果を報告するものである。

本報告の内容の主なものは次の通りである。

a．温度応力破壊に影響を及ぼす混合物の配合，空隙率，骨材粒度の影響

b．温度応力を発生させたまま、一定温度を保持した場合の応力状態の変化と破壊

c．温度の低下時と上昇時における応力の変化と破壊

d．繰返し温度変化を与えた場合の応力の変化と破壊

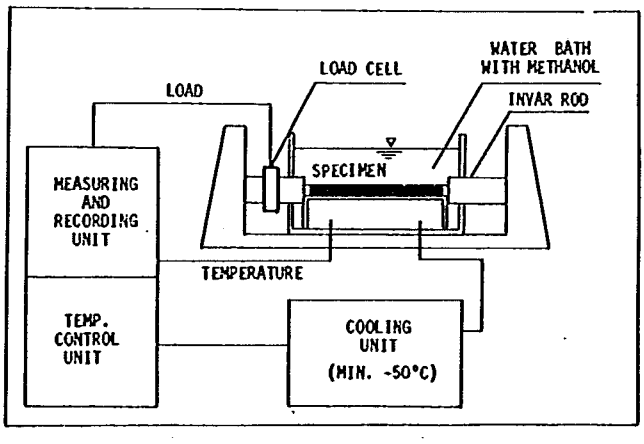
などである。

2. 実験の方法ならびに試料

2・1 実験装置

実験に用いた装置の概要はおおむね次の通りである。

実験経続中に長さの変化が生じないように両端を拘束した供試体（2.5×2.5×26㎝）をコールド・ブライン槽にいれ、外部からプログラム化されて調節されたブラインを循環させ、供試体の温度を低下もしくは上昇させる方法をとった。発生応力は供試体の一端にジグを介してとりつけたロード・セルによって測定した。なおブラインの影響を避けるため、供試体にはゴム乳剤を塗布してシールし



図－1　実験装置の概要

た。

なお、今回の研究では、長時間にわたって実験を経続する関係上、さらに精度を高める目的で、装置全体を恒温ボックスに収めて実験を行った。

2・2 実験に用いた混合物

本研究に用いた混合物のタイプは次の4種類である。

タイプ－A　密粒度アスファルト・コンクリート
タイプ－B　細粒度アスファルト・コンクリート
タイプ－C　粗粒度アスファルト・コンクリート
タイプ－D　アスファルト安定処理用混合物

表－1　アスファルトの性状

Pen. Grade	80/100	60/80
Pen.	86	60
$T_{R.B.}$	47.8℃	50.6℃
Mix. Temp.	149.5℃	156.0℃
Comp. Temp.	104.0℃	107.5℃

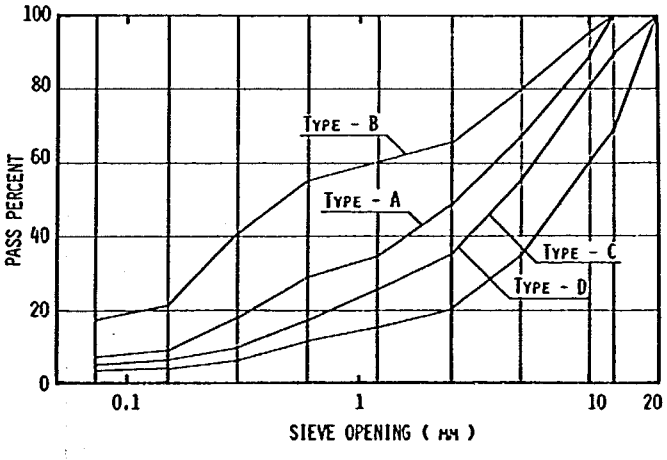
Mix. Temp. : 2 poise temp.
Comp. Temp. : 30 poise temp.

実験に用いたアスファルトは針入度86と60の2種類であり、その性状は表－1に示す通りである。

図－2は各タイプの混合物の粒度曲線を示し、表－2は、骨材粒度とアスファルト量を示したものである。タイプ－A混合物は標準混合物であり、標準アスファルト量を5.8％とした。タイプ－Aについては、アスファルト量を変化させたもの，空隙率を変化させたものなどがある。

表－2　アスファルト混合物の配合

Sieve Opening	Type A Pass %	Type B Pass %	Type C Pass %	Type D Pass %
20 mm			100.0	100.0
13	100.0	100.0	91.0	70.0
10	88.0	95.0	81.0	60.0
5	67.0	80.0	55.0	35.0
2.5	48.5	64.0	35.0	20.0
1.2	34.4	59.5	25.5	15.0
0.6	28.5	55.0	17.0	11.0
0.3	17.5	41.0	9.5	6.0
0.15	9.0	21.0	6.0	4.0
0.074	6.0	17.0	5.0	3.0
Asphalt Content	5.3 % 5.8 % 6.8 %	6.3 %	5.0 %	4.1 %



図－2　骨材粒度曲線

アスファルト量を変化させたものについては、転圧条件を変化させて、空隙率を約3％と一定にし、また一方、標準混合物の轢圧条件を変化させて、空隙率を変化させ、それぞれアスファルト量の影響，空隙率の影響を求めた。

2・3　実験値の再現性について

繰返し冷却試験にそなえる目的で、実験装置の改良を図り、その再現性を調べた。表－3は標準混合物の１０本の供試体における実験結果を、転移点，破壊点における、応力と温度，転移点温度以下の直線勾配で示した。また一方図－3は、それらの応力－温度関係を図にしたものである。

転移点における性状は比較的バラツキが小さいが、破壊温度にはバラツキがみられる。図からみれば、応力－温度曲線のバラツキは小さく、破壊温度のバラツキは低温での破壊特有の結果を示していると考えられる。

今回の実験は３０℃／hrの冷却速度であり、１２℃／hrの場合に比し、破壊強度は少し高く、また破壊温度も低くなっている。これは、ひずみ速度依存性がこの領域でも存在していることを示している。

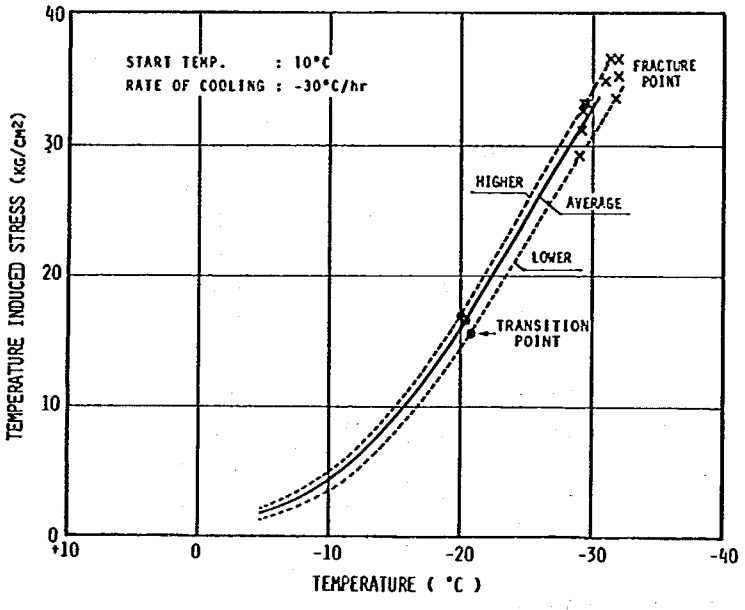
これらの考察にもとずき、本実験装置は繰返し試験にほぼ十分な精度をもつものと考えた。

表－3　実験値の再現性

Rate of Cooling : 30 C/hr
Starting Temp. : 10 C

No. of Specimen	Transition Point		Fracture Point		Slope
	Stress kg/cm^2)	Temp. ℃	Stress kg/cm^2	Temp. ℃	x10^4 kg/cm^2
1	16.2	-19.9	32.8	-29.2	9.0
2	16.1	-20.2	35.4	-31.9	8.3
3	17.5	-20.9	31.3	-29.2	8.8
4	18.3	-21.2	33.2	-29.3	9.5
5	15.9	-19.6	36.7	-31.4	9.0
6	15.6	-20.7	33.7	-31.8	8.6
7	17.6	-20.5	33.4	-29.5	9.2
8	15.6	-20.4	29.3	-29.0	8.8
9	15.4	-20.0	35.1	-31.0	9.3
10	18.7	-21.0	36.7	-31.9	9.1
Aver.	16.7	-20.4	33.8	-30.4	9.0

Slope : Slope of Flastic zone at lower than Transition Point



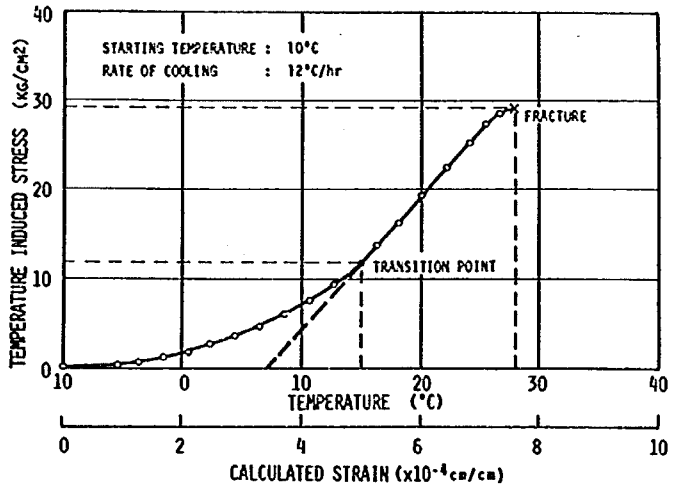
図－3　１０本の試料についての破壊試験

2・4　実験結果の解析

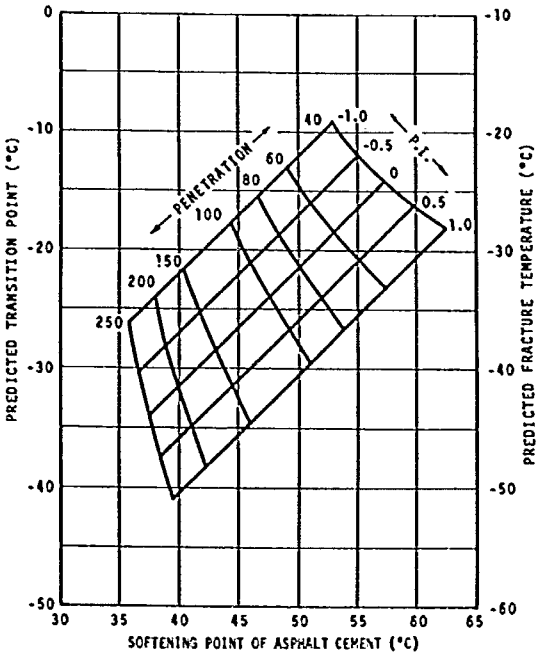
アスファルト混合物（タイプ－Dを除く）の膨脹係数は２×１０$^{-5}$／℃として処理し、結果の解析については図－4に示す概念を用いた。

図－4は、アスファルト混合物に発生する応力は、ある温度に達するまでは応力が緩和して、曲線で示され、温度が低くなるにつれて曲線の勾配は大きくなり、ある温度に達したのちは、応力－時間関係はほぼ直線として示される。著者らはこの曲線が直線にかわる点に、転移点，緩和限界点（Transition Point, T.P.）の名を付した。

この転移点は、アスファルトの性状によって、きわめて規則的に移動する。硬質のアスファルトでは高温側に、また軟質アスファルトでは低温側に位置する。



図－4　温度応力発生の概念図



図－5　アスファルト・コンクリートの温度応力破壊温度推定のためのノモグラム

試験中冷却速度が一定であるから、時間軸は膨脹係数を介して、計算上得られるひずみの軸におきかえることができる。

2・5　破壊温度を推測するためのノモグラム

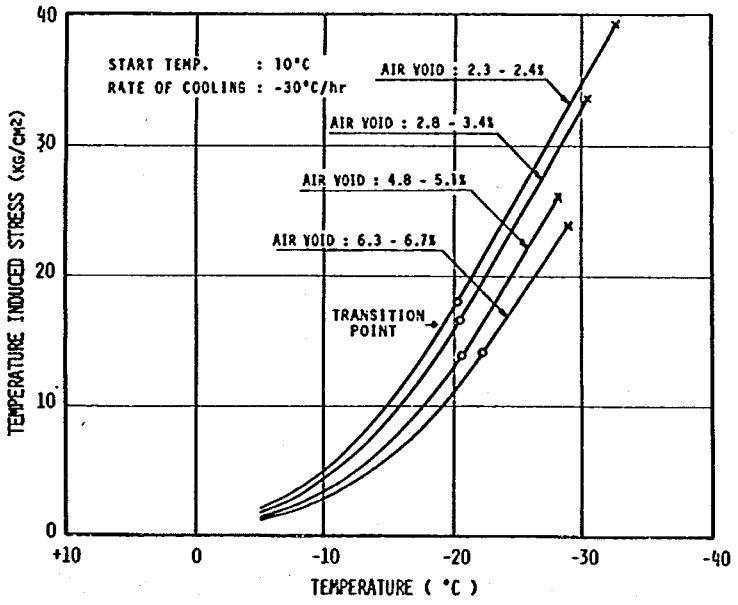
図－5は前回報告した温度応力にもとづく破壊温度を推測するためのノモグラムである。この図からも、アスファルトの性質が非常に大きな影響をもつことがわかる。

3.　アスファルト混合物の空隙率，配合，タイプのが温度応力破壊に及ぼす影響

3・1　空隙率の影響について

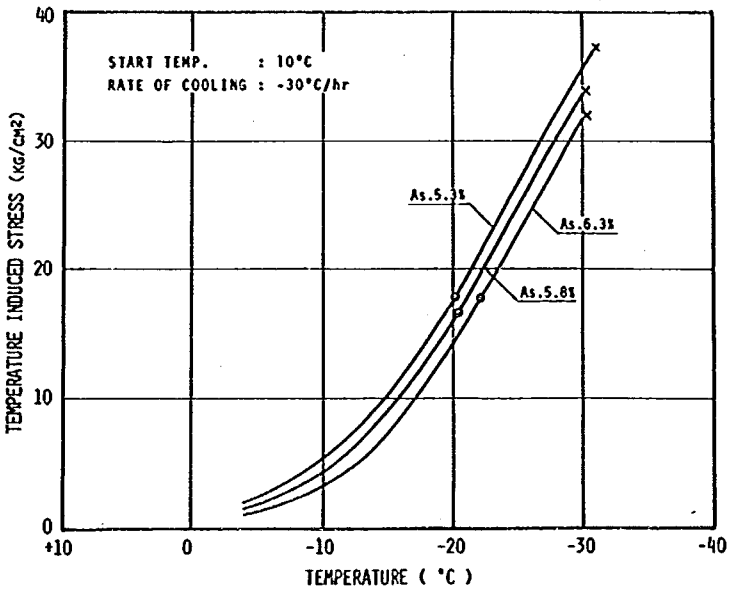
同一配合のタイプ－A混合物について、締固め条件を変化させることにより、2.3～2.4，2.8～3.4，4.8～5.1ならびに6.3～6.7％の4段階の空隙率をもつ試料を作成し、破壊試験を行った。

図－6はそれらの結果を示すものである。破壊温度について見ると、若干ながら密度の大なものの方が低い傾向がみられる。温度応力の発生状況は、かなりことなっており、密



図－6　アスファルト・コンクリートの温度応力破壊への空隙率の影響

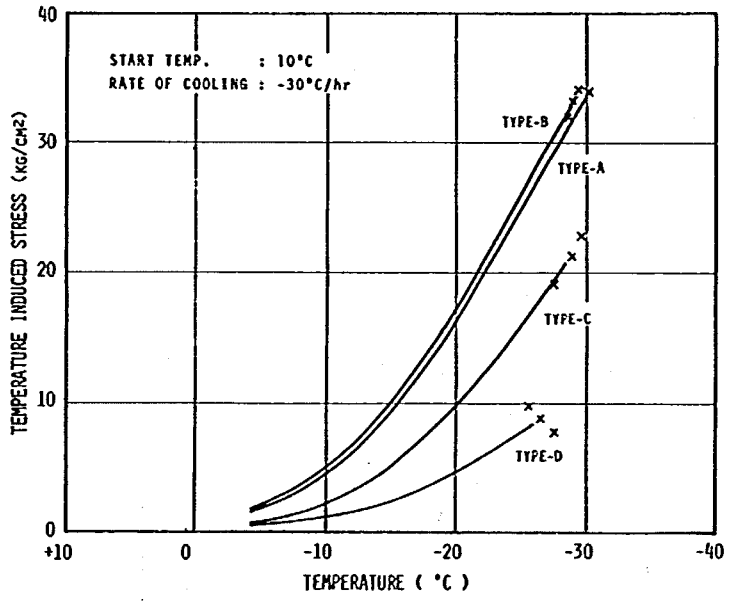
度の高いものでは発生応力が大きい。この程度の空隙の差は、混合物の強度にはあまり大きな影響がないので、強度の面のみで説明するのは困難である。直線部の勾配は、密な混合物において明らかに大であり、これは混合物の低温における変形係数によく対応している。一方緩和温度には、大きな差はなく、直線部分の温度幅は、空隙の大きなもの程小さい。これは、微細な亀裂の発生が多いことを示しているものであろう。



図－7　アスファルト・コンクリートの温度応力破壊へのアスファルト量の影響

3・2　空隙率を一定にした場合のアスファルト量の影響

アスファルト量を、5.3，5.8および6.8％の3段階に変化させ、空隙率を約3％にした場合の温度応力の発生状況を示したものが、図－7である。これによれば、3種の混合物とも破壊温度にはあまり大きな差はない。温度応力の発生状況は、アスファルト量の大なるものの方が小さい。これはアスファルト量が多ければ、転移点以上での応力の緩和が大きいためとみられる。転移点以下では、この程度のアスファルト量の差はほとんど影響を与えることなく、直線部の勾配はほとんど変化しない。従って空隙率が一定ならアスファルト量の差はほとんどないと結論される。



図－8　アスファルト混合物のタイプの違いによる温度応力破壊への影響

3・3　混合物のタイプの影響

図－8は、4つのタイプの混合物に関して温度応力試験を行った結果である。この4つについては破壊温度にはあまり大きな差はみられないにも拘らず、発生応力には非常に大きな差がみられる。その傾向は前述の空隙率のことなる場合にきわめてよく似ている。直線部分は粗な混合物ほど小さく

なっており、タイプ－Dには転移点は見出すことはできなかった。タイプ－Aとタイプ－Bの間にはほとんど差は存在しない。粗な混合物において、温度応力が小さいことは、破壊温度より高い温度領域では、他のタイプの混合物よりも有利になる場合もあると結論される。この点に関しては、熱疲労の角度ならびに、各々のタイプの混合物の引張り強さとの関連からも検討される必要がある。

3・4　まとめ

以上の3つの実験結果をとりまとめてみると次のように結論される。

a．温度応力の発生に、混合物の密度が非常に大きな関係をもつ。

b．粗な混合物ほど温度応力の発生が小さい。

c．アスファルト量の影響は小さい。

d．通常、表層に用いられる混合物では、実用の範囲内でアスファルト量，配合の改良などを行っても、温度応力の発生を防止または軽減することは困難であろう。

e．前回求められたアスファルトの性状の影響は、アスファルト・コンクリートについてはもっとも大きな影響を与える要因と考えられる。

4. 種々の温度変化状態のもとでの温度応力の変化

4・1　温度変化のパターン

温度変化のパターンを次の3つとした。

a．ある程度まで冷却し、最高20時間までその温度を持続させた場合（Case－1　とする）

b．ある温度まで冷却し、2時間その温度を保持し、再び冷却して破壊させる場合　（Case－2とする）

c．ある温度まで冷却したのち、初期温度にもどし、その後再び冷却し、破壊させた場合（Case－3とする）

図－9は実験条件を示したものである。

何れの場合も、応力緩和性状の影響を求めるため、転移点を挟んだ両側に試験温度を設定した。なお温度変化を正確に与えるため温度プログラミング装置を用いた。

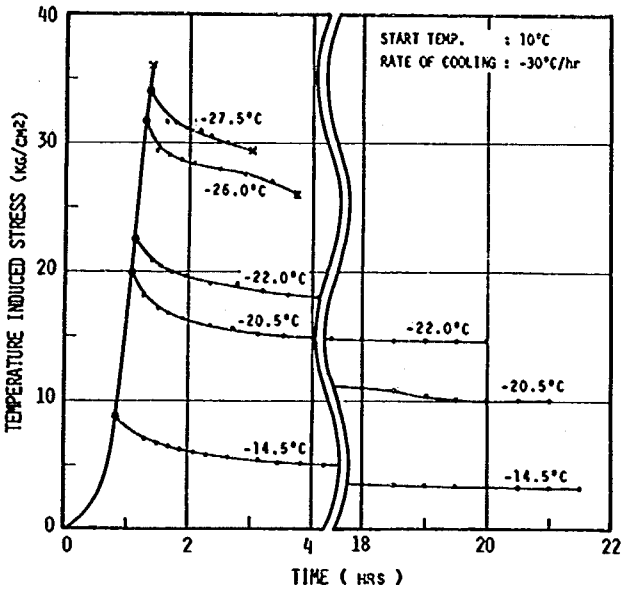
	Case-1	Case-2	Case-3
Temp. Programming	10℃ → T_1 →	10℃ → T_1 ↘	10℃ → T_1 ↗↘
Starting Temp.	+10℃	+10℃	+10℃
Rate of Cooling	−30℃/hr	−12℃/hr	−12℃/hr
No. of Specimen	T_1 (℃)	T_1 (℃)	T_1 (℃)
	1 -14.5	6 -10.0	11 -15.0
	2 -20.5	7 -15.0	12 -20.0
	3 -22.0	8 -18.0	13 -25.0
	4 -26.0	9 -20.0	
	5 -27.5	10 -25.0	

図－9　与えた温度変化パターン

4・2　Case－1について

図－10に20時間低温で一定温度を保持した場合の温度応力の変化を示した。

本実験に用いたアスファルト・コンクリートの温度応力破壊温度は約３０℃であり、破壊時応力は約３５㎏／㎠である。－２７.５℃ならびに－２６.０℃は破壊温度にきわめて近いところに位置している。この両者は、約３時間および４時間で破壊した。このことは破壊温度に達しなくとも、それに近い温度にあることによって、混合物に微細な亀裂が発生，成長して破壊に至ることを示している。その他の温度においても応力は時間とともに低下を示しており、低下の割合は、温度が高いほど顕著である。何れの場合においても初期での低下が顕著で時間の経過とともにその低下の度合は小さくなっている。転移点温度付近では、応力は２０時間で約５０％に低下し、またそれより約５℃高い緩和領域では、３６％に低下している。これは、緩和領域温度では応力が緩和してしまうことによるものと思われる。一方非緩和領域でも、応力が低下しているのは、一部に応力緩和があるものの、大部分は試料に微細な亀裂が発生，成長しているためと考えられる。従って、たとえ温度変化がなくとも温度応力は時間の経過とともに変化し、場合によっては破壊に至ることもあると結論される。

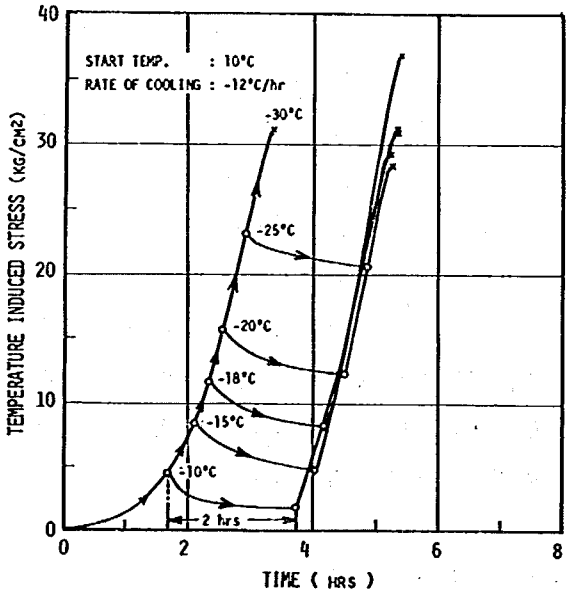


図－10　一定温度を保持した場合の温度応力の変化

４・３　Case－２について

所定の温度まで１２℃／hrで冷却し、２時間その温度を保持した後、再度冷却して破壊させた。図－１１はその実験結果を示すものである。２時間の間の温度応力の変化はCase－１と同じであり、再度冷却した場合の応力経路は、一回目の冷却時とほとんど同一であり、破壊強度、温度ともあまり大きく変化しない。このことは温度応力がきわめて規則的に発生していることを示しているとしてよかろう。

しかしこの結果は単に１回の再冷却にしか過ぎず、これらが何回か繰返される場合についてはまた別の影響が出てくることが予想され、繰返し試験の結果と合わせて評価することが必要となる。これらについてはさらに詳述することにする。

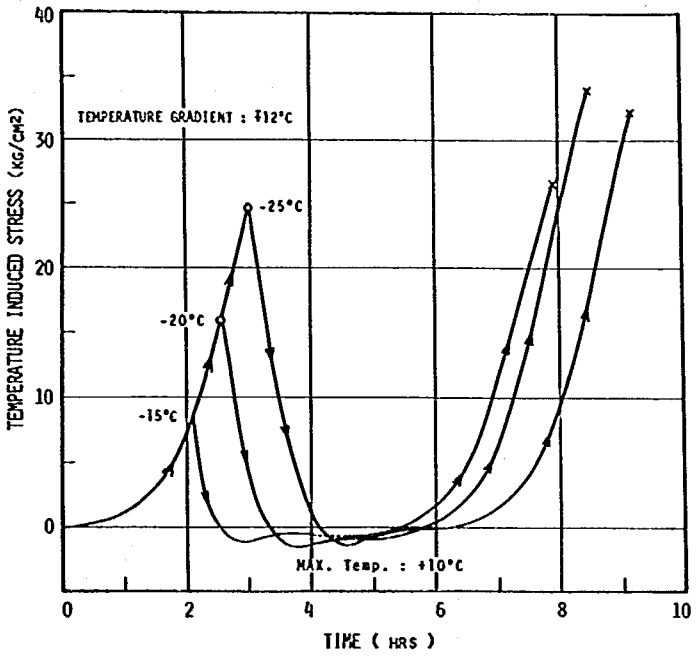


図－11　一定温度に２時間保持したのち再冷却したときの温度応力

4・4　Case-3について

一回所定の温度まで冷却した試料を再びもとの温度、ここでは１０℃までもどし、再度冷却して破壊を発生させた。ここでも、転移温度を中心に、その上・下の温度を採用した。

ここでも２回目冷却時の応力経路は第１回の冷却時ときわめてよく似ている。ここで大変興味ある結果は、１０℃まで上昇させた場合に、試料に圧縮力が作用することで、３つの温度に共通した結果となっている。このことは、冷却中に試料に応力緩和が発生し、発生しているはずのひずみが小さくなり、温度が上昇していく過程の応力緩和では吸収できず、ひずみが０にもどる以前に応力が０になってしまうことを示している。



図－12　所定の温度まで冷却し、10℃までもどして再び冷却したときの温度応力

このことは、実際の道路に発生している温度応力はきわめて複雑なメカニズムになっていることを物語っており、時間の関数としての応力緩和性状が、複雑に関係している現象であることを予測させるものである。

4・5　まとめ

以上種々の温度変化状態のもとでの温度応力を求めた結果おおよそ次のように結論される。

a．温度応力はきわめて規則正しく発生している。

b．温度応力には応力緩和現象が複雑に関係している。

c．温度が上昇して行く過程においては、もとの温度にもどるまえに圧縮力が作用する場合がある。

d．破壊温度に至らなくとも低温に長期間保持されることにより破壊が発生することがある。これは、時間の経過とともに、微細な亀裂が発生するなど、いわば一種の疲労現象が存在するためと考えられる。

e．転移点（－２０℃程度）より少し低い温度でも長時間の間には応力緩和現象が発生している。

f．全体として、温度変化を受ける場合、アスファルト混合物はきわめて複雑な挙動を示し、単純な結論をみちびき出すことは困難である。

5. 繰返し温度変化を与えた場合のアスファルト混合物の挙動

5・1 実験条件の設定

1回の温度変化を与えて破壊させた場合，冷却を停止して温度を保持した場合，途中で温度を上昇させた場合などについて前節までに検討を試みた。実際の舗装での温度変化状態はより複雑であり、さらに温度変化が繰返えされる。ここでは、繰返し温度変化を与えた場合について考察を試みることにする。与える温度変化は次の3つのグループにわけて設定した。なお標準アスファルトとしては、針入度86を用い、コンシステンシーの影響を求めるため、針入度60のものを一部用いた。

表－4 繰返し温度変化の実験条件

Rate of Cooling : 30℃/hr
Starting Temp. : 10℃

No.	Pen	Group	Temp. Range ℃ Max.	Min.	ΔT	Stress, kg/cm² Max.	Min.	Δσ	No. of Repeat.	Fracture
1	86	Below	-23.0～	-27.0	4	33.1	24.8	8.3	3	
2	86	T. P.	-20.5～	-25.5	5	26.3	17.1	9.2	120	
3	86		-20 ～	-25	5	28.6	18.4	10.2	50	No
4	86	Above and	-9.5～	-29.0	19.5	35.6	1.9	33.7	1	
5	86	below T.P.	-15 ～	-25	10	26.0	10.1	15.9	50	No
6	86	Above	-10 ～	-20	10	19.4	5.2	14.2	50	No
7	86	T.P.	-16.5～	-19.5	3	17.4	11.8	5.6	50	No
8	60		-15 ～	-25	10	29.6	13.5	16.1	50	No
9	60		-10 ～	-20	10	20.9	7.0	13.9	50	No

T. P. : Transition Point

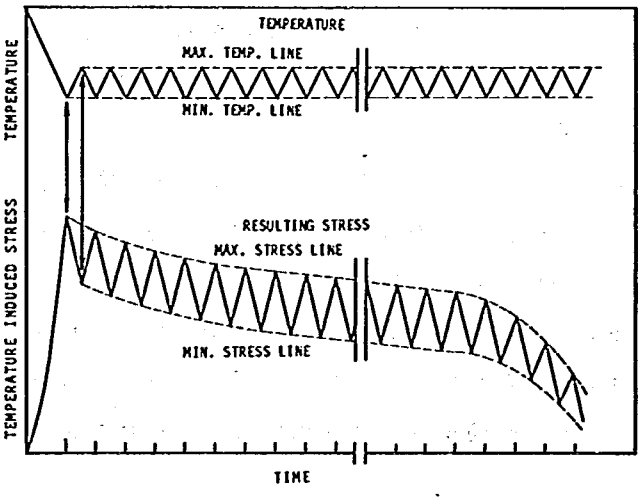
a．転移点より低い温度領域で温度変化を繰返して与えた場合。

b．転移点を挟んで温度変化を繰返して与えた場合。

c．転移点より高い温度で温度変化を繰返した場合。

表－4は設定した条件ならびに結果の一部を示したものである。

また図－13は与える温度変化とそれによって生ずる温度応力の変化を図に示したものである。ここで1回目としているのは最初の最低温度，最大応力と、最初の最高温度，最小応力の発生を示して

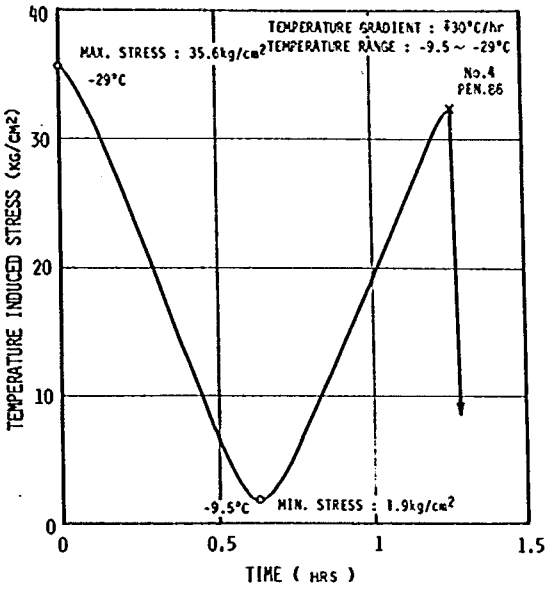


図－13 与える温度変化とそれに伴う温度応力の変化

いるものである。

一般的な形としては、繰返しの初期において、最大，最小応力がともにかなり急速に低下し、ついである回数までは徐々に低下し、破壊が近づくに従って再び急激な低下を示している。最大，最小の応力差は、初期においてはあまり変化しないが、破壊が近づくにつれて、次第に小さくなる傾向がみられる。最高温度が高いときには図－１２の場合と同じく、圧縮応力が発生する場合もみられる。

なお一部については破壊時の 120 回まで繰返しを行ったが、実験が長時間にわたるため、大部分は５０回に止めている。一部についてはごく少ない回数で破壊が発生した。



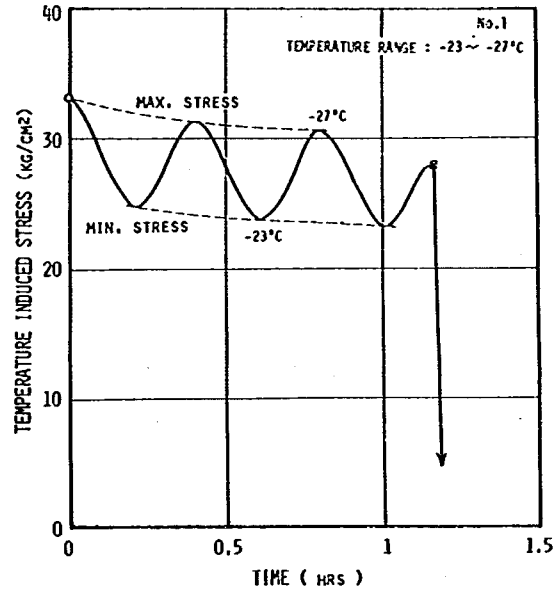
図－14・1　２回目の最低温度で破壊した場合

５・２　少ない回数で破壊が発生する場合

試料№４と№１については、それぞれ１回，３回目で破壊が生じた。

図－１４・1は最低温度を－２９ ℃と破壊温度近くに最高温度を-9.5℃に設定した場合の結果を示す。温度差は１９.５℃で、最大，最小の応力差は 33.7㎏/㎠であった。この破壊は、繰返しというよりはむしろ、破壊温度に近いために発生した破壊であろう。

図－１４・2は最低温度を、転移点と破壊温度のほぼ中央におき、最高温度を転移点より少し低いところに設定した場合である。両者の温度差は４℃であり、最初の応力差は８.３㎏／㎠である。図によれば、最大，最小応力とも、２回目から低下し始めており、４回目の冷却の途中で破壊している。これは、繰返し効果のほか、その時間での平均温度が低く、図－１０にみられるような性状も加わったものとみることができる。



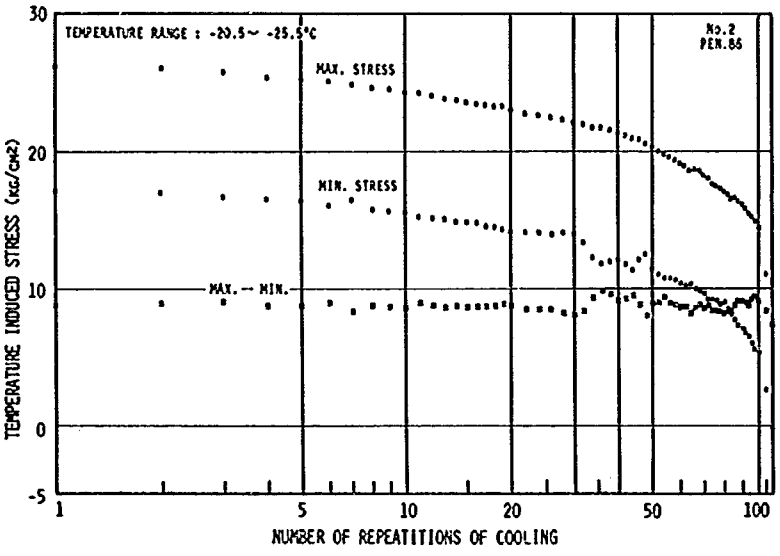
図－14・２　４回目の最低温度に達する前に破壊した場合

ここにみられる応力の低下は、通常の疲労試験にみられる、作用した応力がきわめて大きい場合の疲労現象に類似している。この意味では温度変化を繰返した場合には、一種の疲労破壊が発生しているとみることも可能であろう。この種の実験で留意すべきことに、繰返し回数以外に経過時間の評価がある。温度差が小さければ、ある回数に達するまでの時間は短かく、温度差が大きければ当然長くなる。時間経過が長いときには、時間効果のみで応力が低下する現象があり、その解析は困難である。

5・3　転移点とそれ以下の温度との間で繰返し温度変化を与えた場合

転移点と、転移点と破壊点の中央の温度で、繰返し温度変化を与え、応力の変化を測定した。

図－15・1は破壊に至るまで繰返しを行ったもので、120回で破壊が生じた例である。図は縦軸に温度応力を目盛り、横軸に冷却の繰返し回数を示した。なお図には各々の繰返しにおける最大応力と最小応力の差も示してある。これによれば、繰返の初期には最大応力，最小応力ともかなり低下し、その後ゆるやかに低下し、100回をこえて急激に低下、120回で破壊した。なおこの場合の応力差は、50回まではほぼ9 Kg／cm²で一定値を保ち、その後は急速にその差が小さくなることがわかる。これらは、供試体において発生する応力は次第に小さくはなっているが、温度変化に対応して生ずる応力差には破壊に至るまでの間には変化がないことから、緩和もしくは微細な亀裂の成長がありながらもほぼ弾性的な動きになっていることを示す。100回以降にみられる、応力差の減少は明らかに疲労による変形係数の低下を示している。

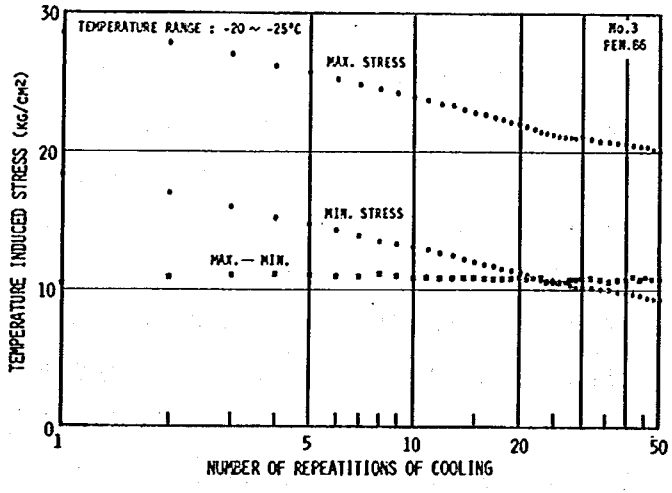


図－15・1　－25.5～－20.5℃で繰返し温度変化を与えた場合の温度応力の変化と破壊

図－15・2はほぼ同じ温度で行ったことなる試料についての50回までの繰返し試験の結果である。このときには応力差は約10.2 Kg／cm²であり、前図と応力の発生状況に若干の差があるが、基本的には同様の性質が示されている。

なお、ここに示されている応力差を、図－3と併せてみると、この領域での応力差は、約8.5 Kg／cm²でよい対応を示しているとすることができるであろう。

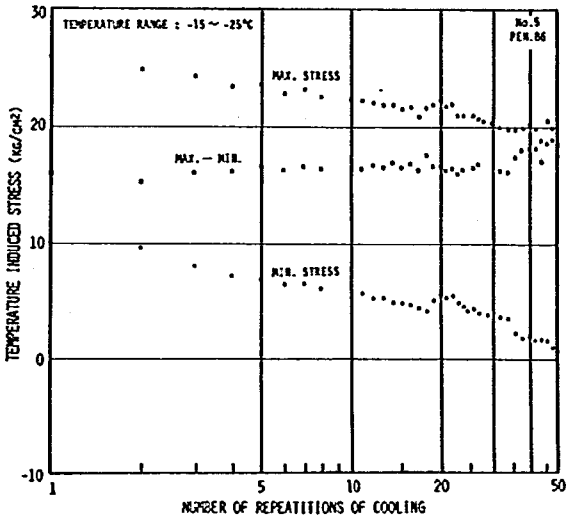
これらから非緩和領域での繰返しが、通常の疲労試験結果とよく似たものであることが結論される。しかし破壊に至る繰返し回数は交通荷重の繰返しの場合に比してかなり小さい。



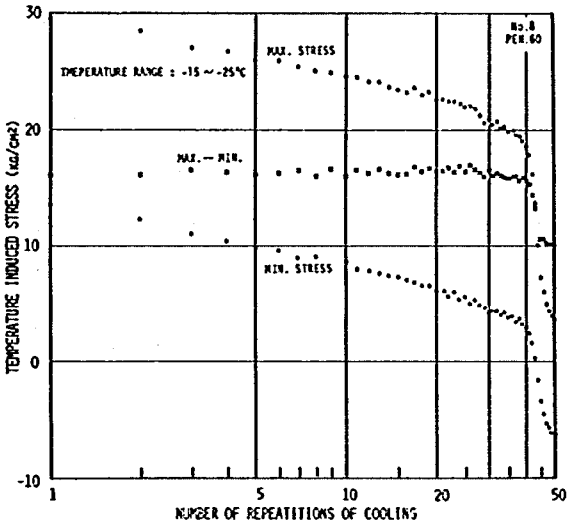
図－15・2　－25.0～－20℃で繰返し温度変化を与えた場合の温度応力の変化

5・4　ことなるアスファルトについて、転移点以上と転移点以下の温度で温度差を繰返して与えた場合

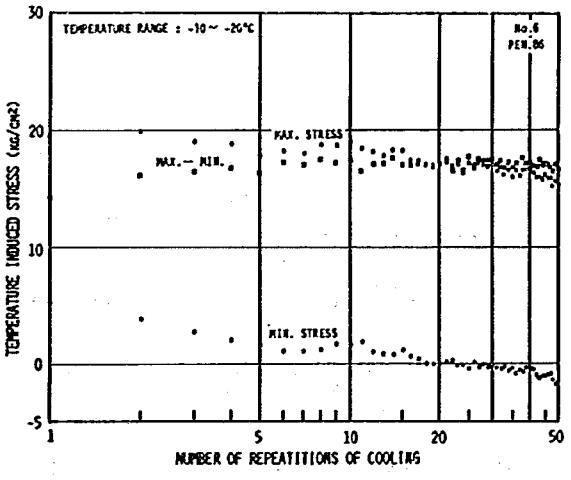
針入度８６と針入度６０の２種のアスファルトについて-25℃と-15℃で温度変化を与えた場合の温度応力の変化を図－16・1と図－16・2に示した。初期における応力の発生は針入度６０において大きい。最大，最小の応力差は、針入度８６において、５０回まで１６～１８kg／cm²でほぼ一定であり、針入度６０にあっても１６～１７で、３０回までほぼ一定であるが、４０回前後からかなり急激に低下し、変形係数の低下すなわち、疲労破壊がはじまる。最大応力，最小応力とも４０回から急激



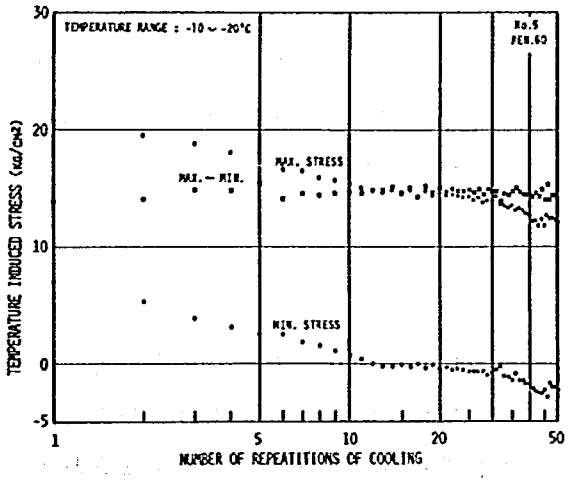
図－16・1　-25～-15℃で温度変化を与えた場合（針入度８６）



図－16・2　-25～-15℃で温度変化を与えた場合（針入度６０）



図－17・1　-20～-10℃で温度変化を与えた場合（針入度８６）



図－17・2　-20～-10℃で温度変化を与えた場合（針入度６０）

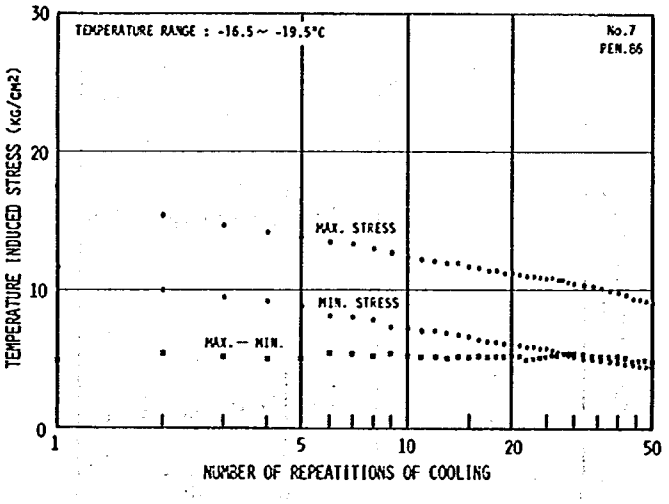
な低下をみせる。これに対し、針入度８６にあっては、５０回まで最大，最小応力ともあまり大きな低下を示さない。このことは硬質アスファルトの方が繰返し温度変化において抵抗性が小さいことを示すものである。図－３から求められる－２５～－１５℃の応力差は１５.３㎏／㎠であり、ここでも比較的よい対応を示す。図－16・1に示されている、最小応力が０に近づいている現象は注目に値する。これは図－１２に示されているものと似た現象が繰返し作用の場合にも発生していることを示している。

５・５　ことなるアスファルトについて、転移点と転移点以上の温度で温度差を繰返して与えた場合

針入度８６と針入度６０の２種のアスファルトについて－２０～－１０℃で繰返し温度変化を与えた場合の温度応力の変化を図－17・1，図－17・2に示した。この場合も初期における温度応力は針入度６０の方が大きく、５０回繰返したのちも同じである。針入度８６の場合には２０回，針入度６０の場合には１２回目位で最小応力において、圧縮が作用しはじめる。従ってこの段階から、プラスとマイナスの応力が交互に作用することになる。何れのアスファルトにあっても５０回では破壊していないと思われる。最大，最小の応力差は、針入度８６にあっては１６.５㎏／㎠前後，針入度６０にあっては１４.５㎏／㎠である。図－３から求められる応力差は１１.７㎏／㎠であり、これは転移点以下の温度での繰返しの際には、最高温度近辺で応力の緩和が作用して、最小応力が小さくなり、結果的に応力差が大きく出ることから説明することができる。従って転移点以上での繰返しはきわめて複雑な挙動を示すことになる。

５・６　転移点以下で、ごく小さな温度差を与えた場合

－１９.５～－１６.５℃に設定し、転移点以上で、温度差をごく小さくしたときの温度応力の変化を示したものが図－１８である。
この場合も破壊は発生せず、最大，最小の応力差が約５.２㎏／㎠で推移している。図－３から得られる応力差は４㎏／㎠であり、ここでも応力緩和作用が作用しているようにみられる。



図－18　転移点以上で、小さな温度変化を与えた場合の温度応力の変化

５・７　まとめ

以上繰返し温度変化を与え、温度応力が如何に変化して行くかについて検討を加えてみた。その結果おおよそ次のことが結論される。

（１）　繰返し温度変化を与えた場合、アスファルト混合物はきわめて複

雑な挙動を示す。

（２） 設定する最高，最低温度が、

１）転移点より低い場合

２）転移点を挟んでいる場合

３）転移点より高い場合

で、ことなった挙動が示される。転移点より低い温度領域で繰返される場合には、疲労によると思われる破壊が生ずることがある。転移点を挟んでいる場合も1)に準ずるが、繰返えし中の応力緩和がこれに加わる。さらに転移点より高い温度では応力緩和がかなり大きな割合を占めるようになる。全般的に温度変化が繰返されることによって、最大，最小応力ともに低下している。これは試料の変形係数が変化しない範囲で、微細な亀裂の成長，応力の緩和が生じているためと思われる。

（３） 硬質アスファルトの方が、少ない回数で破壊する。

（４） 繰返し温度変化に対応する発生応力に対して変形係数は支配的な因子である。

（５） 応力はかならずしもなめらかに低下して行くものではなく、小さな凹凸を繰返しながら低下して行く。詳細にみると、応力が途中で上昇する際には、その前触れとして一度応力が低下していることが多い。これはごく小さな骨材の動きを示すものと考えられる。またこのようなときには、応力差がその前後と若干ことなっている。従ってこの凹凸はかならずしも実験の誤差として処理してしまうことはできない。

（６） 温度が低いときは通常のアスファルト混合物の疲労と似た現象があるが、比較的高い温度域ではかならずしもそれと同じではない。

6. 結　論

以上、温度応力破壊に関し、混合物の配合，空隙率などの影響について検討し、さらにさまざまな温度変化を与えて、混合物がいかなる挙動を示すかについて詳細な検討を加えてみた。

その結果得られた主要な結論は以下の通りである。

（１） 粗な混合物ほど温度応力の発生は小さい。混合物の密度が大であれば発生応力も大きい。

（２） 温度応力はきわめて規則的に発生している。

（３） 温度を低い状態に保つ場合、時間の経過により破壊することがある。温度が比較的高いときには時間経過につれて応力は低下する。これは応力緩和と混合物中の微細な亀裂の成長によるものと思われる。

（４） 温度変化を繰返し与えたとき、応力は次第に減少する。さらに回数が増せば破壊が生ずるこれは、疲労と、低温に長時間おかれたときに生ずる破壊の双方によると思われる。

一般に転移点を境界として混合物はかなりことなった挙動を示す。

（５） 繰返し試験のメカニズムは未だ十分に解明できず、今後の研究にまつところが大きい。

なお本研究は文部省科学研究費補助金によるものである。

アスファルトコンクリートのリフレクションクラックに関する破壊力学の適用性について

北海道工業大学土木工学科　堀　口　　敬
同　　笠　原　　篤

概　　要

既設舗装面とオーバーレイとの付着が十分な場合、リフレクションクラックの進展性状は、破壊力学の手法を用いて解析が可能であると考えられる。

本研究は、アスファルトコンクリートのリフレクションクラックの挙動を推定する目的で、線形破壊力学及び弾塑性破壊力学の手法を用いてその適用性を検討したものである。種々の供試体温度による実験及び理論的な研究により、アスファルトコンクリートの破壊特性を検討した。　実験は3点曲げ試験法により実施し、以下に示す破壊力学のパラメータについて検討を行った。

－クラック敏感性（notch－sensitivity）

－破壊じん性値（応力拡大係数 K_{IC}）

－J積分値（J_{IC}）

アスファルトコンクリートのリフレクションクラックに関する破壊力学の適用性について

北海道工業大学工学部土木工学科　堀口　敬
同　上　笠原　篤

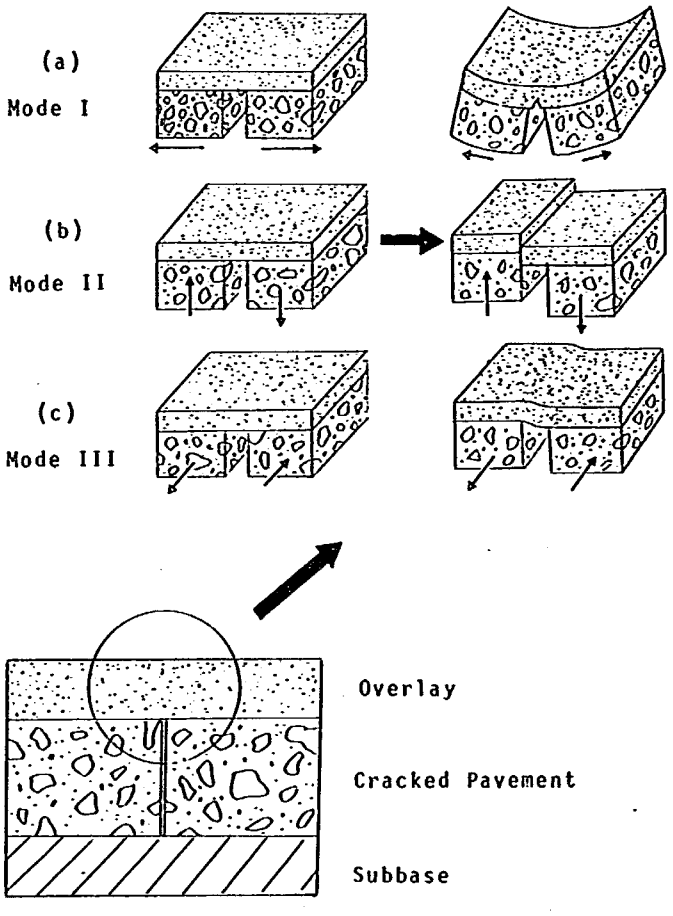
1．まえがき

主として材料の内部的な欠陥のため、理論的或いは実験的な強度を大きく下回るレベルで部材や構造物が破壊することはよく知られている。

き裂による破壊はその好例であり、１９２０年代のGriffithによるぜい性破壊理論が契機となり破壊力学が進歩してきた。

本報告はアスファルトコンクリートのリフレクションクラックの挙動を解明することを目的として、破壊力学の手法の適用を試み、その妥当性を検討したものである。リフレクションクラックの力学的挙動に関して破壊力学の手法を適用した報告は、国外において線形破壊力学のパラメータである応力拡大係数（Stress Intensity factor）を中心に数多くの研究が報告されている[1,2]。しかし、リフレクションクラックの力学的挙動を解明するために破壊力学の手法を適用する場合には予め対象となる材料（アスファルト）の基礎的な破壊力学的性質を知る必要がある。今回の研究ではアスファルトコンクリートの−5 ℃から＋25 ℃までの各温度における基礎的な破壊力学的性質を以下の項目について検討した。

1）材料のき裂敏感性（Notch Sensitivity）
2）破壊じん性値
3）J積分値



図−1　き裂先端付近の変形様式

2．実験概要

2−1　破壊力学の適用と境界条件

既設舗装とオーバレイとの境界面の付着が十分である場合、既設舗装にすでに存在するき裂（クラック）上にあるオーバーレイ層の応力状態は、特にき裂先端近傍では外力が生じた場合に特異性を示す。このような応力状態を説明する場合は材料力学の分野よりはむしろ破壊力学の考え方が必要となる。

図－1は、き裂近傍の2次元的な変形基本形を示している。これらの変形モードに対応する外力として、Von Quintusらは主として温度応力による変形（水平方向の変形）としてモードIを、交通荷重或いはスラブの変形等による変形としてモードIIを挙げている[3]。

本研究で対象としたき裂の変形モードは（a）のモードIの状態に限定した。モードIの開口変位形による限界応力拡大係数KICは、Brownらの計算式を用いて次の式により実験的に算出される[4]；

$$K_{IC}(1) = \frac{6M_C}{BW^2}\sqrt{\pi a}\ F(a/W) \qquad (1)$$

ここで、L＝4Wの場合

$$F(a/W) = 1.090 - 1.735\,(a/W) + 8.20\,(a/W)^2 - 14.18\,(a/W)^3 + 14.57\,(a/W)^4$$

ただし、Mcは最大曲げモーメント、Bは供試体の幅、Wは供試体の高さ、aは切欠き深さである

しかし小規模降伏条件を超えた領域で破壊が生じるならば、上記の線形破壊力学の手法は適用できないことから、さらに弾塑性破壊力学に基づくRice[5]のJ積分が有効であると考えられる。

$$J = \int_{\Gamma} \left[W dy - Ti\,(\partial Ui / \partial x)\, ds \right] \qquad (2)$$

ここで

$$W = \int_0^{\varepsilon ij} \sigma ij\, d\varepsilon ij\ ,\quad Ti = nj\,\sigma ij\ ,$$

njは積分経路Γに外向きに立てた単位法線ベクトルの座標成分、Tiは応力ベクトル、Uiは変位ベクトル（Γ上の）、Wはエネルギー密度、sは任意の境界長さ、xはひび割れ進展方向の座標、yはひび割れ面に直角な座標である。

切欠きを有する供試体を用いた曲げ試験の場合、このJ積分は次のように与えられる[6]。

$$J = \frac{2}{W-a}\int^{\theta crack} M d\theta crack \qquad (3)$$

ここで、Mは単位厚さ当りの曲げモーメント、θcrackはクラックによる曲率変化、W、aは（1）式参照。

3点曲げの供試体による場合は

$$J = \frac{2}{B(W-a)} \int_0^{\delta crack} P\, d\delta crack \qquad (4)$$

で与えられる[7]。ここで、Pは設定荷重、δcrackはき裂が発生する時の供試体のたわみ量である

J_{IC}はこのJを利用して

$$J_{IC} = \frac{2}{B(W-a)} \int^{\delta c} P\, d\delta c \qquad (5)$$

と書ける。このとき、今回の実験ではδcを最大荷重時のたわみ量（δcmax）としてJ_{IC}の計算を行った[8]。さらに、平面ひずみの場合、J_{IC}は

$$J_{IC} = \frac{K_{IC}^2}{E}(1-\nu^2) \qquad (6)$$

となり、この場合のK_{IC}は塑性域を考慮したき裂長さの〃修正〃を実施して

$$K_{IC}(2) = \sigma\sqrt{\pi(a+K_{IC}^2 / 6\pi\sigma_Y^2)} \qquad (7)$$

と表わせる[9]。ここでνはポアソン比、Eは弾性係数、σ_Yは降伏強度であるが本研究の場合Eについては曲げ試験の結果を用いて初期弾性係数より実験的に求めた。

2－2　使用材料及び供試体

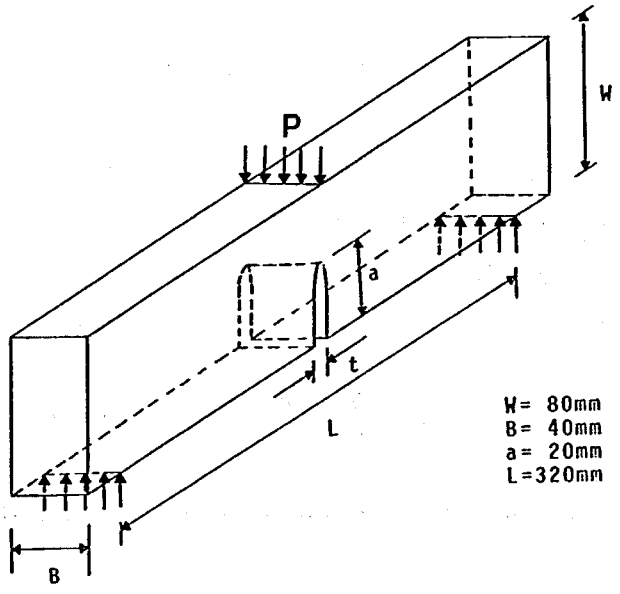
本研究に用いたアスファルト混合物は道路舗装用密粒度アスファルトコンクリートで、その詳しい製作方法及び粒度組成ならびにアスファルトの性状は参考文献[10]と同じものを使用したので省略する。6面カットの棒状供試体の形状は高さ（W）80㎜、厚さ（B）40㎜及び長さが350㎜である。人工切欠きは岩石用薄形ダイヤモンドカッタ（幅1㎜）により、切欠き深さ（a）を20㎜及び40㎜として供試体の中央部引張側に設定した。

2－3載荷方法

本実験では精密万能材料による定速度（100㎜／min）試験を実施した。載荷スパン（L）は320㎜とし、供試体の高さ（W）との比L／Wを4にとった。

図－2は供試体の載荷方法を概略的に説明したものである。

なお、L／Wを4にとると、限界応力拡大係数K_{IC}（1）に関する形状補正形数F（a／W）が式（1）のようになる。



図－2　曲げ試験装置の概略図

3．実験結果及び考察

今回の実験の結果を表にまとめると表－1のようになる。この表の中で、限界応力拡大係数は2つあるが、本文の（1）式より計算された値をK_{IC}（1）とし、K_{IC}（2）は（6）式から計算した値である。

J_{IC}の計算に用いた荷重－変位曲線は3個の供試体による試験結果の平均値を用いて計算を行った。

表－1　実験結果のまとめ

Temperature (°C)	Notch Depth (mm)	Flexural Strength (Mpa)	(fa/fo)*	KIC(1) ($N/mm^{1.5}$)	KIC(2) ($N/mm^{1.5}$)	JIC (N/m)
	0	3.07	(1.00)	-	-	-
25	20	2.96	(0.96)	22.85	20.90	893.18
	40	3.35	(1.09)	51.04	17.54	629.34
	0	4.86	(1.00)	-	-	-
20	20	5.26	(1.09)	41.56	19.21	630.93
	40	5.83	(1.20)	94.20	19.98	692.24
	0	8.27	(1.00)	-	-	-
15	20	9.16	(1.11)	71.57	36.22	899.31
	40	9.53	(1.15)	151.48	36.40	908.16
12.5	20	-		87.34	-	-
	40	-		148.91	29.16	210.05
	0	13.13	(1.00)	-	-	-
10	20	8.24	(0.63)	62.74	33.53	461.56
	40	9.52	(0.73)	147.35	25.11	258.88
7.5	20	-		73.22	-	-
	40	-		141.67	31.56	189.89
	0	10.50	(1.00)	-	-	-
5	20	9.65	(0.92)	73.25	31.81	356.93
	40	10.09	(0.96)	155.95	30.30	323.86
	0	8.60	(1.00)	-	-	-
0	20	9.08	(1.06)	69.54	27.94	245.10
	40	11.19	(1.30)	178.41	34.52	374.00
	0	8.33	(1.00)	-	-	-
-5	20	8.70	(1.04)	71.56	24.59	202.96
	40	9.80	(1.18)	143.72	25.97	226.49

* relative flexural strength

3－1　切欠き鋭敏性

アスファルト混合物の切欠きに対する鋭敏性を切欠き深さ比（a／W）と曲げ強度比との関係で示せば図－3のようになる。　この図から、ぜい化点付近（10°C）を除き各温度で曲げ強度比がほぼ1.0以上であることから切欠き鋭敏性はみられないといえる。このことはセメント系コンクリート材料にもみられるように骨材によるクラックアレスト作用による影響が大きいことを示している。

3－2 破壊じん性値，K_{IC}(1)

図－4は線形破壊力学の手法により求めた破壊じん性値と温度との関係を示している。K_{IC}（1）は－5°Cからぜい化点付近まではほぼ一定の値をとる。　また、切欠き深さの増加とともにK_{IC}の値は増加する傾向を示しており、この結果は有限要素法を用いて計算したRamsamoojの結果[1]とも一致する。

3－3　J－積分値，J_{IC}

荷重－変位曲線を用いて本文の（5）式によりJ_{IC}を計算し、各温度との関係を示したものが図

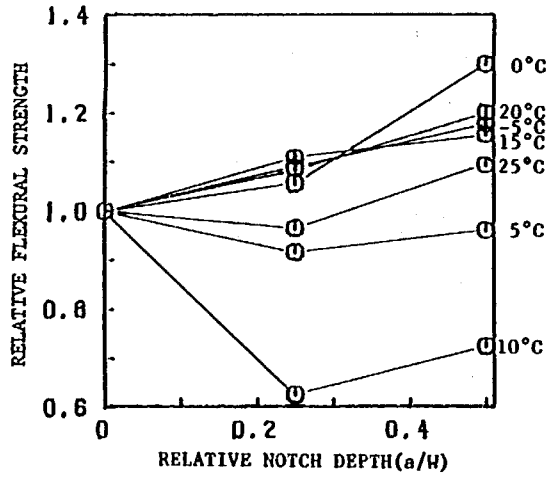
－５である。　切欠き深さの違いによる影響は小さく、ぜい化点付近で急激に変化している。J_{IC}の値はぜい化点付近を境にして２つの領域に分けられる。

流動を伴う破壊領域でのJ_{IC}の値は６００～８００N/m、ぜい性破壊領域でのJ_{IC}の値は２００～４００N/m程度と1/2程度に減少する。一方、エポキシ単体（引張強度が６．９Mpa）のJ_{IC}の値[11]は１３０N/m、普通セメントコンクリートでは４５N/m、繊維補強ポリマーセメントコンクリートでは５００～１０００N/mの値が報告されている。[12]

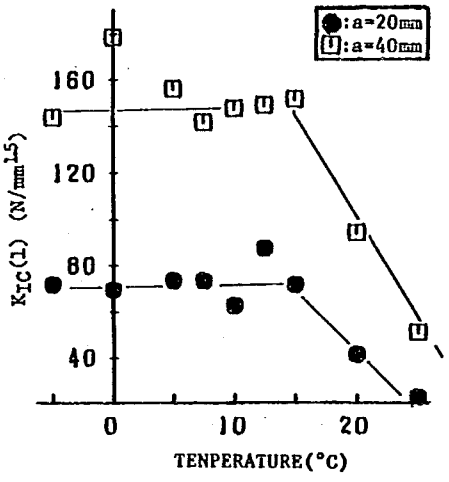
３－４　限界応力拡大係数，K_{IC}（２）

（６）式を用いて算出される弾塑性破壊力学による限界応力拡大係数（K_{IC}(２)）と温度との関係を図－６に示した。

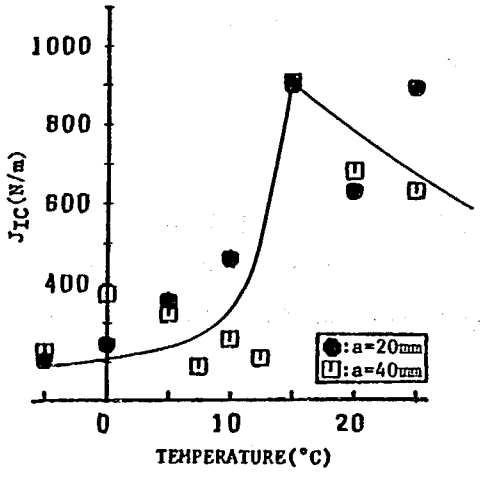
K_{IC}(２)の値は切欠き深さによる影響をうけず、温度による影響が顕著である。特に流動を伴う破壊領域ではK_{IC}(２)の値は急激に減少している。



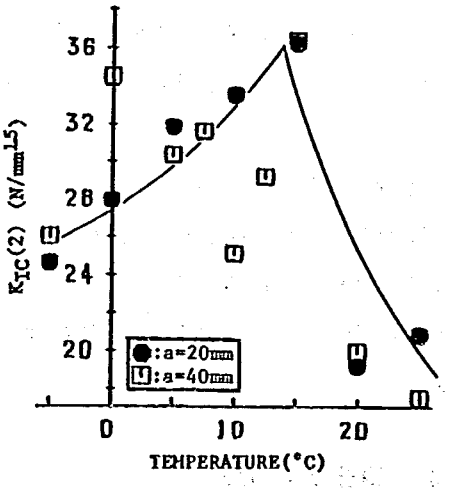
図－３　切欠き深さと曲げ強度比との関係



図－４　温度変化によるK_{IC}



図－５　J_{IC}と温度との関係



図－６　K_{IC}（２）と温度との関係

4．結論

破壊力学のパラメータである応力拡大係数（破壊じん性値）及びJ－積分値等がリフレクションクラックの挙動を解明するための一つのパラメータとして適当であるかどうかをモードⅠについて検討した結果、次のような結論が得られた。

1）アスファルトコンクリートの材料的な破壊特性であるひび割れ敏感性は、セメントコンクリートの場合と同様に低く、骨材によるクラックアレスト作用が存在することを示していると考えられる。

2）ひび割れ先端において理論的には応力が無限大となるため、その代りに応力拡大係数をリフレクションクラックの先端の応力場を表わす一つのパラメータとして取扱うことができるか否かを検討してみると線形破壊力学より求められるK_{IQ}(1)は切欠き深さの依存性が高く、パラメータとしては不適当であると言える。一方、弾塑性破壊じん性として考えられるK_{IQ}(2)の値はK_{IC}(1)に反してひび割れ深さ比に影響されない性質を持ち、有効なパラメータと考えられる。

3）弾塑性破壊力学の手法を用いたJ_{IQ}はリフレクションクラックに関するき裂先端近傍の力学状態を代表しうるパラメータと考えられる。

4）モードⅠのような開口型の変形様式の場合、リフレクションクラックの先端近傍の応力はJ_{IC}及びK_{IQ}(2)の組み合わせによりオーバーレイの厚さ、外力の方向等の条件が定まれば（1）式を用い推定できる。

5）リフレクションクラックに対処するための破壊力学的方法としては次のことが考えられる。

－J_{IQ}の値を全体的に上げる　（例えば、たわみ性の高い材料を用いる，クラックアレスタとしての繊維補強）、或いはぜい化点を下げてJ_{IQ}の値が高い領域を広くする。

－限界応力拡大係数は一般に切欠き底半径の平方根に比例するため、リフレクションクラック先端の曲率をなるべく大きくとる。

6）弾塑性破壊力学の手法から得られるK_{IQ}(2)は、ひび割れ進展速度と密接な関係があるため、さらにこの種のデータの蓄積によって疲労によるリフレクションクラックの挙動が推定できる。

《参考文献》

[1] Ramsamooj,D.V.,"Prediction of refrection cracking in pavement overlays," Highway Reserch, No.434,1973.

[2] Monismith,C.L. and Coetzee,N.F., "Reflection cracking:Analysis, Laboratory studies, and design considerations," Proc. A.A.P.T.,vol.49, 1980.

[3] Von Quintus,H.L., Treybig,H.J. and McCullough,B.F., "Refrection cracking analysis for asphaltic concrete,"Proc. A.A.P.T.,vol.48, 1979.

[4] Brown,W.F. and Srawley,J.E., "Plan Strain Toughness Testing of High Strength Metallic Materials," ASTM, STP-410, 1966.

[5] Rice,J.R.,"A Path Independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks," Trans. ASME, Journ. Appl. Mech.,352, ASME, 1968.

[6] Rice,J.R., Paris,P.C. and Merkle,J.G., "Progress in flow Growth and Fracture Toughness Testing," ASTM,STP-536,1973.

[7] Mindess,S.,Lawrence,F.V. and Kesler,C. E.,"The J-integral as a fracture criterion for Fiber reinforced concrete," Cement and Concrete Reserch, vol.7, No.6, 1973.

[8] Horiguchi,T., "Fracture Toughness of fiber-polymer cement concrete systems," The 2nd US-Japan Symposium on Composite Materials, ASTM-NASA, 1983.

[9] McClintock,F.A. and Irwin,G.R.,"Plasticity Aspects of Fracture Mechanics," ASTM STP-381, 1965.

[10] Kasahara,A."Failure Behavior of Notched Asphalt Concrete," proceedings P.I.C.A.,Oct. 1984.

[11] Mostovoy,S. and Ripling,E.J.,"Fracture Toughness of an Epoxy System,"J. Appl. Polymer Sci., vol.10, 1966.

[12] Horiguchi,T. and Paillere,A.M., "Amelioration des betons armes de fibre d'acier par l'addition des polymeres divers," preprints of RILEM double symposium, June, 1984.

切欠きをもつアスファルトコンクリートの破壊特性

北海道工業大学土木工学科　笠　原　　篤

概　　要

施工ジョイント部のクラック、温度応力にもとずくクラック、支持力不足によるクラックが多くなり、乗心地が低下した場合、アスファルトコンクリートで通常オーバーレイされる。　このとき、それらクラック部に注目すれば、オーバーレイ層と下層はタックコートにより完全に付着していることから、クラックは切欠きと同じであると取扱える。

アスファルトコンクリートの引張り強さは、通常曲げ強さの１／２程度であるといわれており、その最大値はおよそ５．９Ｍｐａ程度であろう。　しかし、切欠きを持つ場合には、応力集中を起こすことから、かなり小さな応力・ひずみでも破壊が生ずると考えられる。

六面カットの棒状供試体（４０×８０×３５０ｍｍ）を用い、供試体中央下面に切欠きを入れ、３点載荷の定速度曲げ試験を各温度（－５℃～＋２５℃）にて行い、曲げ強さおよび破壊時のひずみを求めるとともに、脆化点を求めた。　その結果次に示すような事項が明らかになった。

ａ）　切欠きを入れた場合、破壊時のひずみはかなり小さく、脆化点も上昇する。

ｂ）　切欠きを持つアスファルトコンクリートの破壊包絡線を得ることができた。　これを用いれば、オーバーレイ層にリフレクションクラックの入る応力・ひずみの値を推定することが可能となる。

切欠きをもつアスファルトコンクリートの破壊特性

北海道工業大学　　笠原　篤

1．概　説

アスファルトコンクリート舗装の破壊には多くの形態があるが、疲労にもとづくアリゲータークラック、温度応力による横断方向クラック、施工ジョイント部のクラックなどが多く発生し、乗心地が低下する。これらの補修対策としては、通常オーバーレイ工法が用いられている。しかしながら、このオーバーレイ層には、かならずと言ってよいほどにリフレクションクラックが発生し、いまだ効果的な防止法は確立されていない。それは、リフレクションクラック発生のメカニズムが完全に把握できていないことによる。リフレクションクラックについての研究は、有限要素法による応力解析、[1] インターレイヤ層の設置[2),3)]などを対象として行われている。

クラックの入ったアスファルト層にオーバーレイを施したとき、そのクラック部に注目すれば、オーバーレイ層とクラックの入ったアスファルト層は完全に付着していることから、クラックは切欠きと同じであると言える。アスファルトコンクリートの引張り強さは、曲げ強さの半分程度であるとされており、その最大値はおよそ５．９Ｍｐａ程度である。しかし、切欠きを持つ場合には、切欠き先端に応力集中が生ずることから、かなり小さな応力、引張りひずみでも破壊が生ずると予想される。

本研究では、６面カットの棒状供試体を用い、供試体中央部下面に切欠きを入れた場合と入れない場合について、３点載荷の定速度曲げ試験を－５℃－＋２５℃の温度範囲において行い、曲げ強さおよび破壊時のひずみ、脆化点を実験的に求めるとともに破壊包絡線を得、リフレクションクラックが生ずる時のアスファルトコンクリートの破壊特性値を論じている。

2．実験方法

2．1　使用材料および供試体

本研究において用いたアスファルト混合物は、代表的な道路舗装用密粒度アスファルトコンクリートである。粒度組成ならびにアスファルトの性状は、表・１に示した通りであり、なお混合物の最適アスファルト量は５．３％である。

表・1　粒度組成ならびにアスファルトの性状

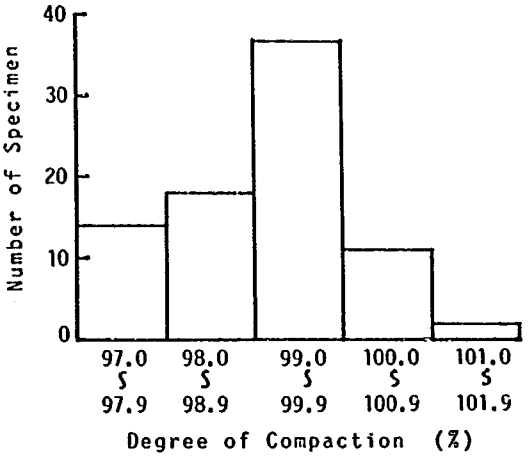
Sieve opening (mm)	% Passing	Asphalt
20	100.0	Straight Asphalt
13	98.8	60/80
5	64.2	
2.5	42.3	Pen.(25 C,100g,5sec)
0.6	26.9	: 67
0.3	15.8	T R&B : 49.0 C
0.15	8.9	P.I. : -0.9
0.074	5.8	

各材料を２ポアズ温度で加熱混合し、４００×３００×１００ｍｍの鋼製型枠内で３０ポアズ温度にてローラコンパクタで２層仕上げの転圧を行い、試料ブロックを作製した。

供試体は試料ブロックからダイヤモンドカッターにて高さ８０ｍｍ．巾４０ｍｍ．長さ３５０ｍｍに切り出した棒状のものである。

供試体中央部下面に巾１ｍｍ．深さ２０ｍｍ．４０ｍｍの切欠きをダイヤモンドカッターで入れた切欠き供試体を用意した。供試体の締固め度は、マーシャル密度（２．３９６）を基準として供試体本数８２本の平均は９９％、標準偏差は０．９２％であり、かなり均一なものを得ている。図・１は全供試体本数８

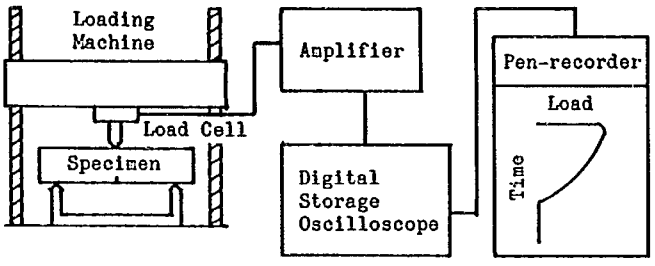
２本のときの、締固め度の頻度分布を示したものであり、すべての供試体は締固め度９７～１０１％の範囲にあることがわかる。



図・１　供試体の締固め度の頻度分布

２．２　載荷方法

一定速度載荷が可能な精密万能材料試験機（インテスコ２１０）を用い、温度－５～＋２５℃の範囲内で載荷速度（１００ｍｍ／ｍｉｎ）と一定にして中央集中載荷方法の３点単純曲げ試験（スパン３２０ｍｍ）を用い、荷重－時間曲線を記録した。　なお低温時においては、荷重速度が大きくなることから、ペンレコーダでの記録は困難であるので、デジメモ付オシロスコープに一時波形を記憶させておき、時間軸を拡大してペンレコーダに記録させる方法をとった。　測定の流れ図を図・２に示し、測定装置全体を写真・１に示した。



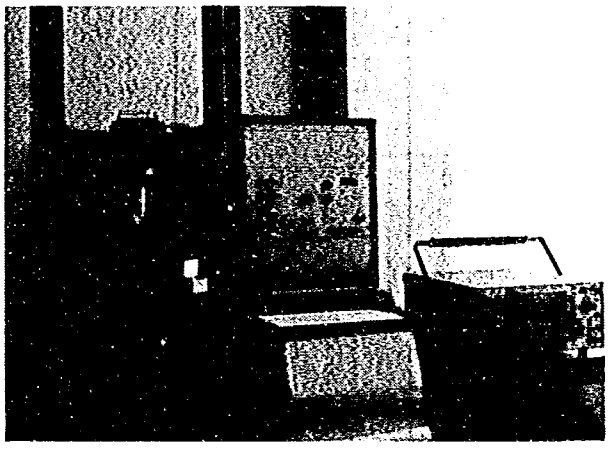
図・２　測定の流れ図

３　破壊特性

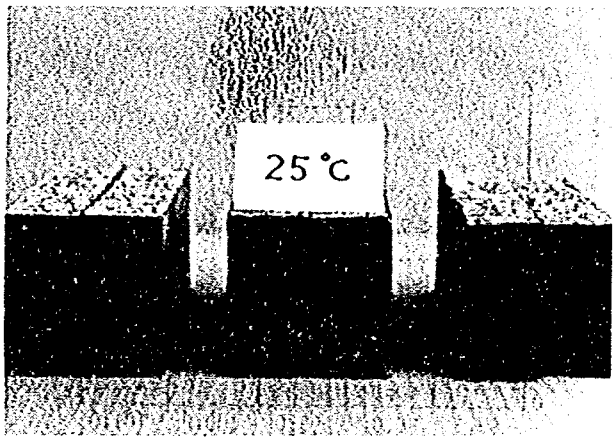
各温度にて実験を行い得られた荷重－時間曲線において、荷重最大値を示す点を破壊点とし、曲げ強さおよび破壊時のひずみを算出した。　なお切欠きを持つ供試体については、供試体の厚さと切欠き深さとの差を高さとして計算している。　それゆえ、切欠きが深くなるほどひずみ速度は小さくなることとなり切欠きがない場合には $\dot{\varepsilon} = 7.8 \times 10^{-3}$ ，切欠き深２０ｍｍのとき $\dot{\varepsilon} = 5.9 \times 10^{-3}$ ，４０ｍｍのとき $\dot{\varepsilon} = 2.9 \times 10^{-3}$ １／秒である。

２５℃で曲げ破壊させ、流動を伴う破壊時の破断面を写真・２に、－５℃の時すなわち脆性破壊時の破断面を写真・３に示した。

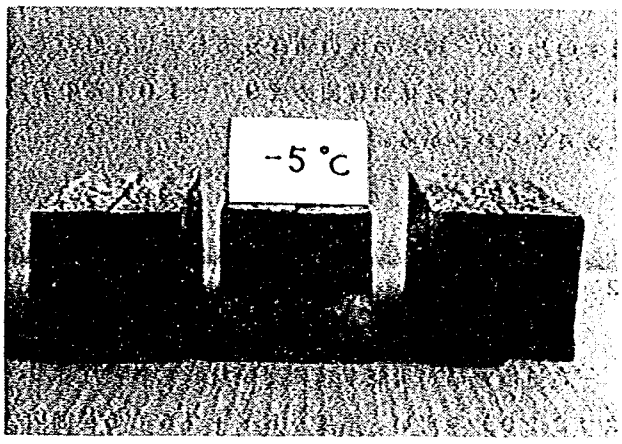
表・２は、各温度において切欠き深ごとの曲げ強さおよび破壊時のひずみの一覧を示したものである。図・３は曲げ強さ・温度曲線および、図・４は破壊時のひずみ・温度曲線を示している。



写真・１　測定装置



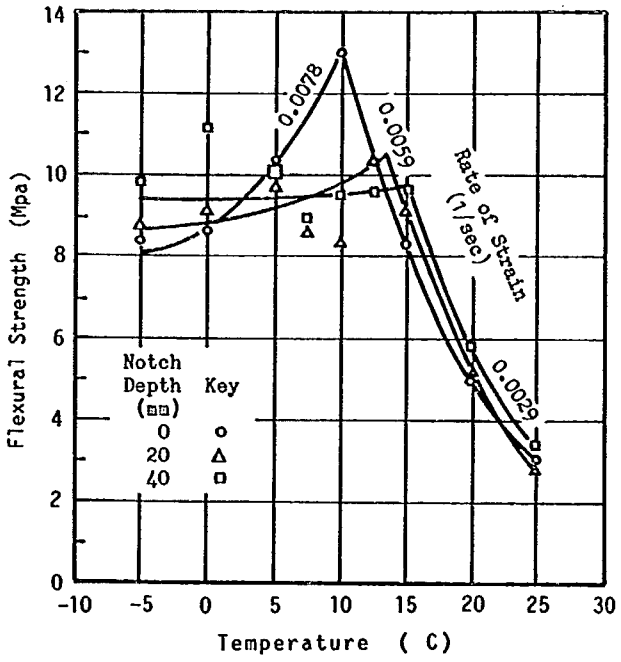
写真・2　温度２５℃のときの破断面



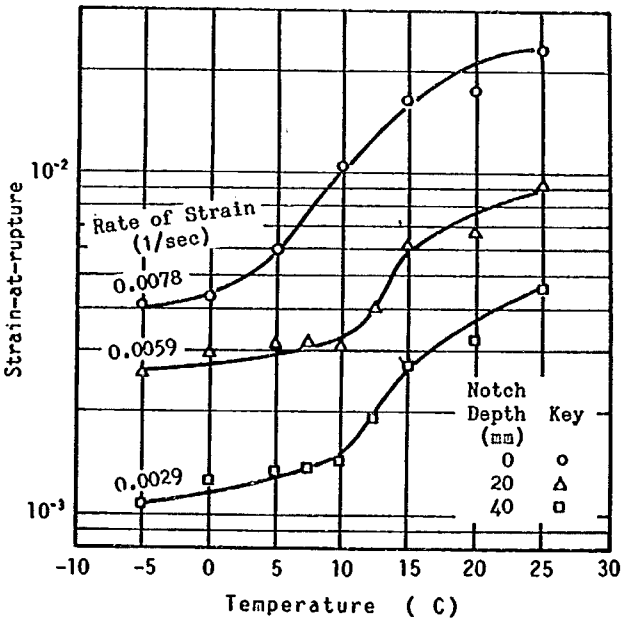
写真・3　温度－５℃のときの破断面

表・2　曲げ強さおよび破壊時のひずみ

Temperature (C)	Notch Depth (mm)	Specimen No.	Flexural Strength (Mpa)	Strain at rupture (%)
25	0	3-2	3.20	2.46
		7-1	2.98	2.30
		6-1	3.02	2.10
	20	13-3	2.99	0.989
		10-4	2.79	0.899
		9-3	3.09	0.956
	40	3-4	3.62	0.477
		2-1	3.14	0.487
		4-6	3.29	0.444
20	0	8-6	4.31	1.68
		12-5	5.03	1.72
		11-1	5.23	1.82
	20	6-5	5.31	0.615
		5-6	5.57	0.680
		11-2	4.91	0.704
	40	5-2	5.91	0.364
		6-6	5.98	0.281
		12-4	5.61	0.321
15	0	13-2	7.80	1.38
		12-2	8.42	1.82
		8-5	8.58	1.64
	20	11-4	8.67	0.643
		14-2	9.48	0.560
		11-6	9.32	0.653
	40	14-1	9.70	0.309
		6-3	10.09	0.244
		1-4	8.81	0.289
12.5	20	2-6	11.21	0.459
		7-3	10.35	0.392
		12-1	9.32	0.355
	40	7-6	10.11	0.207
		13-5	9.58	0.190
		14-3	9.23	0.176
10	0	6-2	13.52	0.893
		9-6	12.08	1.06
		5-3	13.78	1.15
	20	1-5	8.67	0.349
		1-2	7.58	0.278
		4-5	8.46	0.325
	40	5-1	8.70	0.127
		5-5	9.49	0.151
		5-4	10.36	0.155
7.5	20	1-1	8.68	0.312
		7-5	8.81	0.315
		11-3	8.18	0.336
	40	10-5	8.48	0.150
		9-5	8.82	0.119
		2-4	9.29	0.145
5	0	4-3	10.58	0.522
		1-3	10.16	0.515
		14-4	10.77	0.735
	20	9-2	9.24	0.321
		10-6	9.39	0.324
		3-1	10.31	0.308
	40	2-2	11.23	0.164
		4-2	9.91	0.112
		4-4	9.13	0.134
0	0	8-1	9.15	0.427
		2-5	8.00	0.425
		13-1	8.66	0.446
	20	14-6	8.08	0.292
		12-6	9.79	0.290
		10-3	9.37	0.333
	40	6-4	11.47	0.124
		13-4	11.50	0.137
		3-6	10.59	0.114
-5	0	13-6	7.76	0.359
		7-2	8.86	0.420
		9-4	8.38	0.438
	20	12-3	10.06	0.255
		11-5	8.44	0.239
		14-5	8.71	0.280
	40	9-1	8.12	0.091
		3-3	10.33	0.124
		10-1	10.96	0.113



図・3　曲げ強さ・温度曲線



図・4　破壊時のひずみ・温度曲線

表・3　切欠きのない供試体の曲げ強さ、破壊時のひずみを基準としたときの切欠きの入った供試体のそれぞれの比率

Temp. (C)	Flexural Strength (Mpa)			Strain-at-rupture (%)		
	Notch Depth (mm)			Notch Depth (mm)		
	0	20	40	0	20	40
		*	*		**	**
25	3.07	2.96 (0.96)	3.35 (1.09)	2.29	0.948 (0.41)	0.469 (0.20)
20	4.86	5.26 (1.09)	5.83 (1.20)	1.74	0.666 (0.38)	0.322 (0.19)
15	8.27	9.16 (1.11)	9.53 (1.15)	1.61	0.619 (0.38)	0.281 (0.17)
10	13.13	8.24 (0.63)	9.52 (0.73)	1.03	0.317 (0.31)	0.144 (0.14)
5	10.50	9.65 (0.92)	10.09 (0.96)	0.59	0.318 (0.54)	0.137 (0.23)
0	8.60	9.08 (1.06)	11.19 (1.30)	0.43	0.305 (0.71)	0.125 (0.29)
-5	8.33	8.70 (1.04)	9.80 (1.18)	0.41	0.258 (0.64)	0.109 (0.27)

*:Ratio when flexural strength is 1 at notch depth 0 mm
**:Ratio when Strain-at-rupture is 1 at notch depth 0 mm

図・3から、曲げ強さは、切欠きの有無にかかわらず、脆性破壊領域、流動を伴う破壊領域においてほぼ同一の値であることがわかる。　図・4から、切欠き深の大きいものほど同一温度において、破壊時のひずみが小さくなる傾向を表わしていることがわかる。

各温度において、切欠きのない供試体の曲げ強さ、破壊時のひずみを基準としたとき切欠きの入った供試体のそれぞれの比率を表・3に示した。　曲げ強さは切欠きの有無にかかわらず、ほぼ同じ値を持つ。　しかし破壊時のひずみについては切欠き深が２０mmのとき約４０%、４０mmのとき２０%と切欠き深が大になるほど破壊時のひずみは小さい。

切欠き深と脆化点[4]の関係を表・4に示した。　表より切欠き深が大きくなるほどひずみ速度は小さくなるにもかかわらず脆化点は上昇することがわかる。

表・4　切欠き深さと脆化点

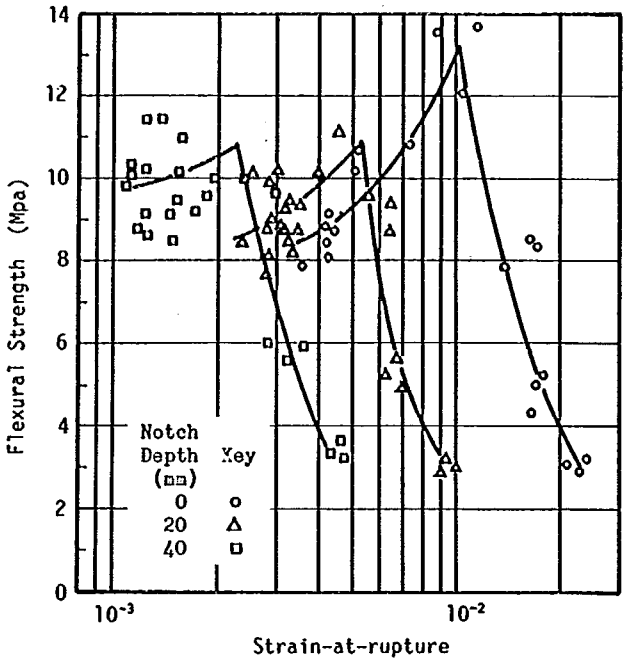
Notch Depth (mm)	Transition Point (°C)	Rate of Strain (1/sec)
0	10.0	0.0078
20	13.0	0.0059
40	15.0	0.0029

4．破壊包絡線

縦軸に曲げ強さ、横軸に破壊時のひずみの対数をとり、各温度において得られた曲げ強さ、破壊時のひずみの座標をプロットし、それらの座標点を結ぶ曲線を描けば、それが破壊包絡線となる。

推定された応力・ひずみの座標点が破壊包絡線の内側に位置すれば破壊することはなく、破壊包絡線上およびその外側に位置すればすでに破壊が生じていることを示している。

図・５は、切欠き深をパラメーターとしたときの破壊包絡線を示したものであり、切欠き深が大なものほど破壊包絡線は左側に位置することがわかる。
すなわち、曲げ強さの大きさは図・３に示されているように切欠きの有無および切欠き深に依存しないが、破壊時のひずみは切欠き深が大になるほど小さい。



図・５　破壊包絡線

５・結　論

本研究で明らかにされた事項を要約すればおよそ次の通りとなる。

1）　各温度における曲げ強さは、切欠きの有無および切欠き深に依存しない。　脆性破壊領域での曲げ強さはおよそ９Ｍｐａ程度であることから、最大引張り強さは、４．５Ｍｐａ程度であると推測される。

2）　各温度における破壊時のひずみは切欠き深が大きなものほど小さくなり、切欠き深２０ｍｍのとき約４０％、４０ｍｍのとき２０％である。

3）　切欠き深が大きいほど、ひずみ速度が小さくなるにもかかわらず脆化点は上昇することが明らかとなった。

4）　切欠き深が大なものほど、すなわちオーバーレイ層が薄いほど、破壊時のひずみは小さくなることが明らかとなった。

5）　オーバーレイ厚４０ｍｍと６０ｍｍとでは破壊時のひずみは約２倍となり、オーバーレイ厚が厚いほど許容引張りひずみが大きくなることが傍証された。

謝　辞

本研究を行うにあたって試料ブロックの製作を担当して戴いた大成道路株式会社技術研究所の関係各位に感謝いたします。

参　考　文　献

1) M.W. Luther, K. Majidzadeh, and C.W. Chang, "Mechanistic Investigation of Reflection Cracking of Asphalt Overlays",Transportation Research Record 572 1976

2) N.F.Coetzee and C.L.Monismith, "Analytical Study of Minimazation of Reflection Cracking in Asphalt Overlays bu Use of a Rubber Asphalt Interlayer", Transportation Research Record 700,1979

3) W.G.Mullen and Roberrt J. Hader, "Effectiveness of Fabric and Non-fabric Treatment in Controlling Reflective Cracking", AAPT, Vol.49, 1980

4) A.Kasahara and Ralph Haas, "Low Temperature Properties of Some Selected Bituminous Mixes and Application to Design", Paving in Cold Areas, Mini-Workshop,Proceedings, Transport Canada Report No. TP-3869, October 1982

リフレクションクラックの光弾性実験による研究

東北大学土木工学科　福田　正
同　村井貞規
東北工業大学土木工学科　高橋彦人

概　　要

本研究はリフレクションクラックの発生機構に関する基礎的研究として、コンクリート版の目地周辺におけるアスファルト混合物層の応力状態を検討することを目的としたものである。すなわち2次元2層構造のモデルによって、上層をアスファルト混合物層に下層をコンクリート版に相当させ、この上層内のせん断応力の分布状態を光弾性実験によって求めた。

本実験では上層の光弾性材料に常温硬化エポキシ樹脂板を用い、下層にはフェノール樹脂板を用いて、下層と上層の弾性率の比率を1：0.15とし、低温時における複合舗装をモデル化した。

本研究によって、オーバーレイ層の厚さ、目地幅、載荷幅などの要因が目地周辺の応力状態に及ぼす影響を明らかにした。さらに支持力が一様でない場合についてもその影響を検討した。

リフレクションクラックの光弾性実験による研究

東北大学　福田　正
東北大学　村井貞規
東北工業大学　高橋彦人

1．はじめに

アスファルト混合物のオーバーレイによって舗装を補修した場合、下層の舗装の局部的な変形挙動によって、オーバーレイ層にいわゆるリフレクションクラックが発生する場合がある。このリフレクションクラックは補修後の比較的早い時期に発生する場合が多く、舗装の供用寿命に大きな影響を与える。

本研究では特にコンクリート舗装を、アスファルト混合物でオーバーレイした場合について、そのオーバーレイ層に発生するリフレクションクラックを対象とした。すなわちこのような複合舗装では、コンクリート版の目地部における垂直あるいは水平変位によって、上層のアスファルト混合物層に過大な応力が局部的に作用し、リフレクションクラックが発生する。ここでコンクリート版の目地部の垂直変位は交通荷重によって、また水平変位は温度や水分変化によって生じるもので、リフレクションクラックはこれらの複合作用によるものと考えられている。

これまでのリフレクションクラックに関する調査研究によれば、一般に交通量が多いほどリフレクションクラックの発生頻度は増加し、またオーバーレイ層が厚いほどその発生頻度が減少することが報告されている[1]。このことは交通荷重による舗装の垂直変位挙動が、温度などによる水平変位挙動よりもリフレクションクラックの発生に大きな影響を与えていることが推察される。

本研究はこのようなことから、載荷重を受けた複合舗装のコンクリート版の目地周辺におけるアスファルト混合物層内の応力状態を、光弾性実験によって検討したものである。光弾性実験による応力解析は2次元状態を対象としているので、実際の3次元状態にある舗装の構造および載荷条件と異なる。しかし複合舗装の構造特性を実験用モデルに具備させることにより、定性的にせよ層構造内部の応力分布状態、特にひびわれ破壊に関係を持つせん断応力の分布状態を光弾性実験によって詳細に検討することができる。

2．実験方法

実験用モデルは、実際の舗装材料であるコンクリートとアスファルト混合物の弾性率を考慮して上層にエポキシ樹脂を、下層にフェノール樹脂を用いた2層構造とした。特に上層に用いたエポキシ樹脂は、その配合を変えて硬化させることにより弾性率を変えることが可能である。今回の実験

では、下層材料と上層材料の弾性率の比率が1：0.15となるようにした。これはコンクリート版の弾性率を300,000 kg/cm²とすると、アスファルト混合物層の弾性率が50,000kg/cm²の場合であって、実際の舗装においてリフレクションクラックが発生しやすい低温度の状態に相当する。使用した材料の弾性率と光弾性感度は表－1の通りである。

表－1　実験用モデルに用いた材料の弾性率と光弾性感度

材料	弾性率 (kg/mm²)	光弾性感度 (mm/kg)
エポキシ樹脂	200	1.05
フェノール樹脂	1,300	—

実験用モデルの構造と寸法は図－1に示した。上層のエポキシ樹脂板の高さは4 cm、6 cm、8 cmの3種類で、下層はコンクリート版の目地に相当する幅1 cmまたは2 cmのスリットを有する高さ20 cmのフェノール樹脂板である。これら上・下層の境界面は上層に使用したエポキシ樹脂により接合した。

載荷重は96kg、載荷幅は4 cmを標準とし、一部の実験では8 cmとした。載荷は図－2に示すようにスリット直上に載荷幅の中心を一致させた場合（載荷－1）、載荷中心を2 cmずらした場合（載荷－2）、載荷中心を4 cmずらした場合（載荷－3）の3種類とした。

光弾性実験によって得られる等色線縞次数はその点における主応力差の絶体値に比例し、次式によって与えられる。(2)

$$N = \alpha d |\sigma_1 - \sigma_2| \qquad \cdots\cdots (1)$$

ここで

N：等色線縞次数

α：光弾性感度 (mm/kg)

d：供試体の板厚 (mm)

σ_1, σ_2：主応力 (kg/mm²)

この(1)式からわかるように、等色線の縞模様はせん断応力の分布状態を表わしている。

3．実験結果

(1)上層の厚さの影響

写真－1～3は上層の厚さを変えて載荷実験を行なった場合の上層内部の一連の光弾性写真である。図－3～5はこれらの光弾性写真の等色線から(1)式によって求めたせん断応力を、上層の下面に沿ったX－X'面およびスリット直上のY－Y'面におけるせん断応力分布として表わしたものである。光弾性写真によれば、下層のスリットの隅角部と上層下面の接触点周辺に高い縞次数の等色線が発生しており、これがリフレクションクラックの原因であるせん断応力の応力集中点であること

を示している。

載荷重の移動にともなう上層内部の等色線縞模様のスリットの存在による乱れは、上層の厚さが薄いほど大きい。しかしY－Y'面およびX－X'面におけるせん断応力の分布波形には、いずれの厚さの場合でも規則性があり、載荷重の移動にともなってそのピーク値が減少している。また上層のY－Y'面のせん断応力分布は層厚が増加してもほとんど変化はないが、スリット周辺のせん断応力のピーク値は層厚にほぼ反比例して減少している(図－6)。

(2)スリット幅の影響

コンクリート版の目地幅とリフレクションクラックとの関係を検討するために、実験用モデルのスリット幅を2cmとした場合の光弾性実験を行なった(写真－4)。これをスリット幅が1cmの場合の実験結果(写真－1(a))と比較すると、スリット幅が大きくなるにしたがいスリット周辺の等色線縞次数が増加することがわかる。図－7に両者のX－X'面、Y－Y'面におけるせん断応力分布を比較して示した。

(3)載荷幅の影響

これまでの実験は載荷幅を上層厚に等しい4cmとした。これは実際の舗装と車輪の接地幅とを比較すると相対的に小さい値であるが、実験上便宜的に採用した値である。そこで載荷幅を実際の場合にほぼ相当した上層厚の2倍の8cmとして実験を行なった。載荷重はこれまでと同様に96kgとした。

実験用モデルの上層厚は4cmとし、スリット幅が1cm、2cmの場合について得られた等色線を写真－5に示した。またこれから得られたせん断応力の分布を図－8に示した。これを載荷幅4cmの場合(図－7)と比較すると、スリット幅1cmの場合にはせん断応力の分布はほとんど変らないが、スリット幅2cmの場合にはそのピーク値は著しく減少していることがわかる。すなわち載荷幅が大きくなることによってスリット幅の大きさの影響が軽減され、スリット周辺のせん断応力のピーク値は減少する。

(4)一様でない支持力による影響

実際の舗装において目地を挟んだ両側のコンクリート版の支持条件の相違が、オーバーレイ層の応力状態に大きな影響を及ぼすことが考えられる。そこで図－9に示すようにスリットの片側のフェノール樹脂にゴム板を敷き、支持条件を変えて載荷実験を行なった。

本実験では載荷重はこれまでの実験の場合の62.5％の60kgであるが、写真－6に示すように得られた等色線は高次の縞模様が発生している。これより得られたせん断応力の分布を図－10に示した。これによればせん断応力のピーク値は支持力の大きい側に発生している。このように目地周辺の支持力が不均一な場合、オーバーレイ層には過大な応力が作用することに留意すべきであろう。

4．むすび

リフレクションクラックの発生機構についての基礎的な考察を行なうために、光弾性実験によって下層にスリットを設けた2層構造モデルの、上層に生じるせん断応力の分布状態を検討した。本実験によって得られた主な結論は次のとおりである。

a) 載荷実験によって、実際の舗装の目地に相当するスリット周辺に、リフレクションクラックの直接的な原因になると考えられるせん断応力のピーク値が発生する。

b) このせん断応力は上層の厚さが増加することによって減少する。すなわちこのことは実際の舗装におけるオーバーレイ層の厚さの増加が、リフレクションクラックの軽減に効果のあることを示している。

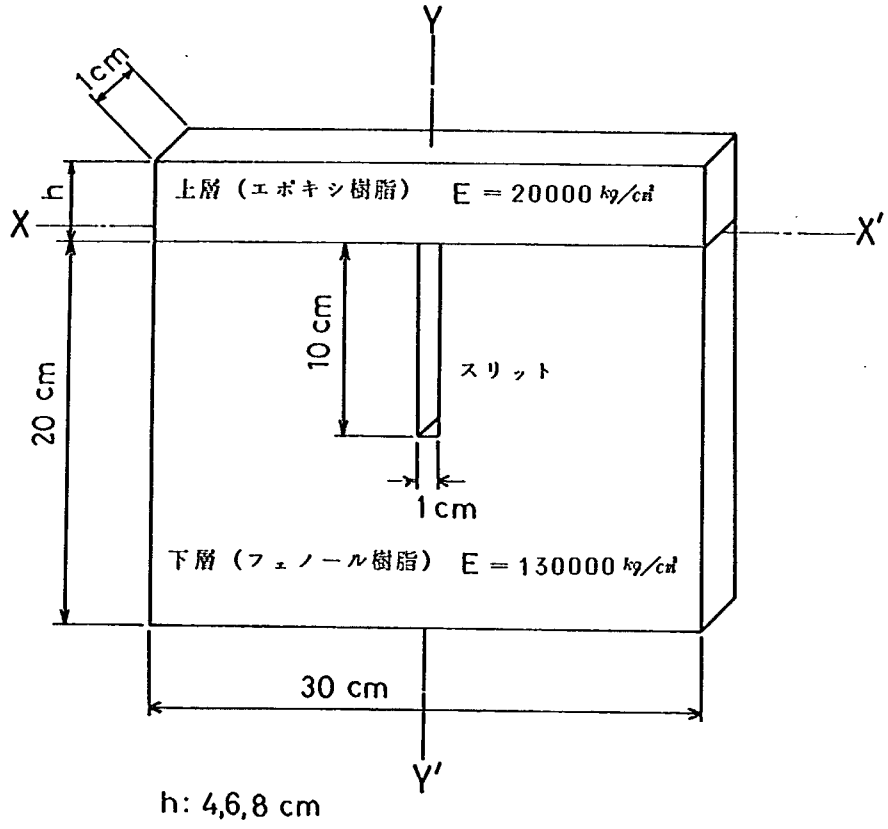
c) 載荷重の載荷幅と上層厚との比率が小さい場合は、スリット幅が狭いとせん断応力のピーク値は小さくなる。しかしこの比率が大きい場合にはその影響は小さい。

d) 支持力が一様でない場合、スリット周辺部には過大なせん断応力が発生する。このことはオーバーレイによる補修前のコンクリート版のアンダーシールが、効果のあることを示している。

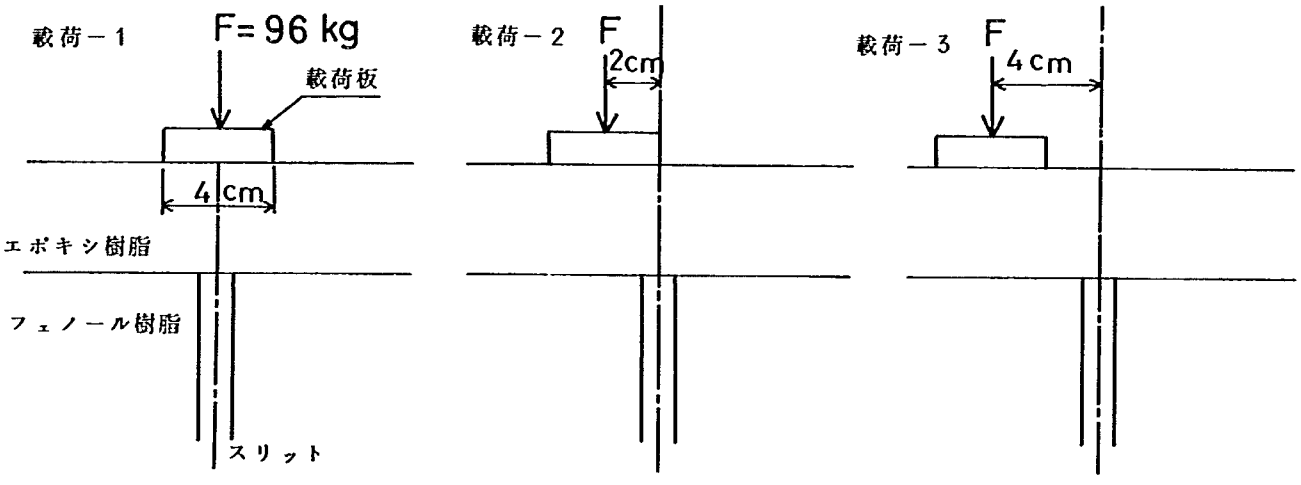
参考文献

(1) Minimizing Reflection Cracking of Pavement Overlays, HCHRP Report 92, Transportation Research Board, 1982.

(2) Photoelasticity, M:M. Frocht, John Wiley & Sons, 1941.

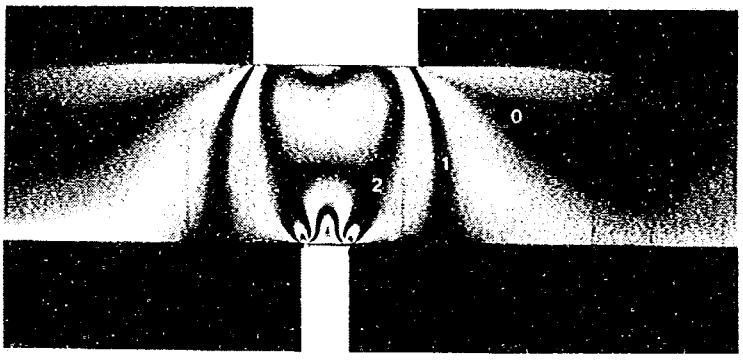


図－1　実験用モデルの寸法

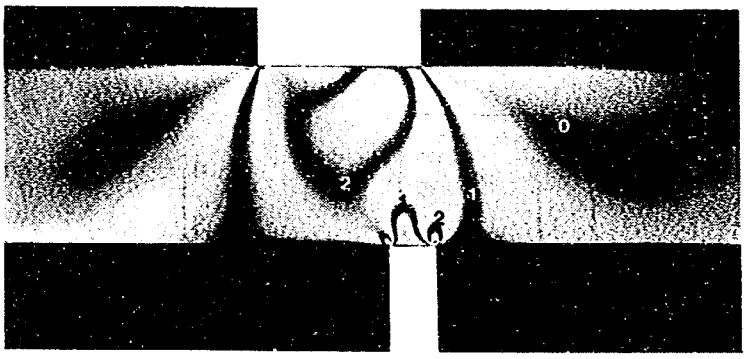


図－2　載荷位置

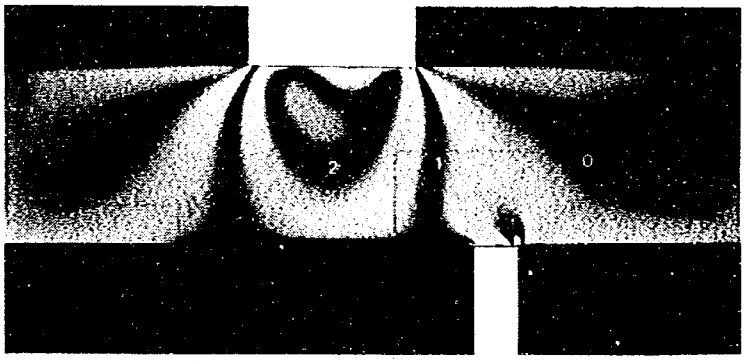
載荷－1



載荷－2

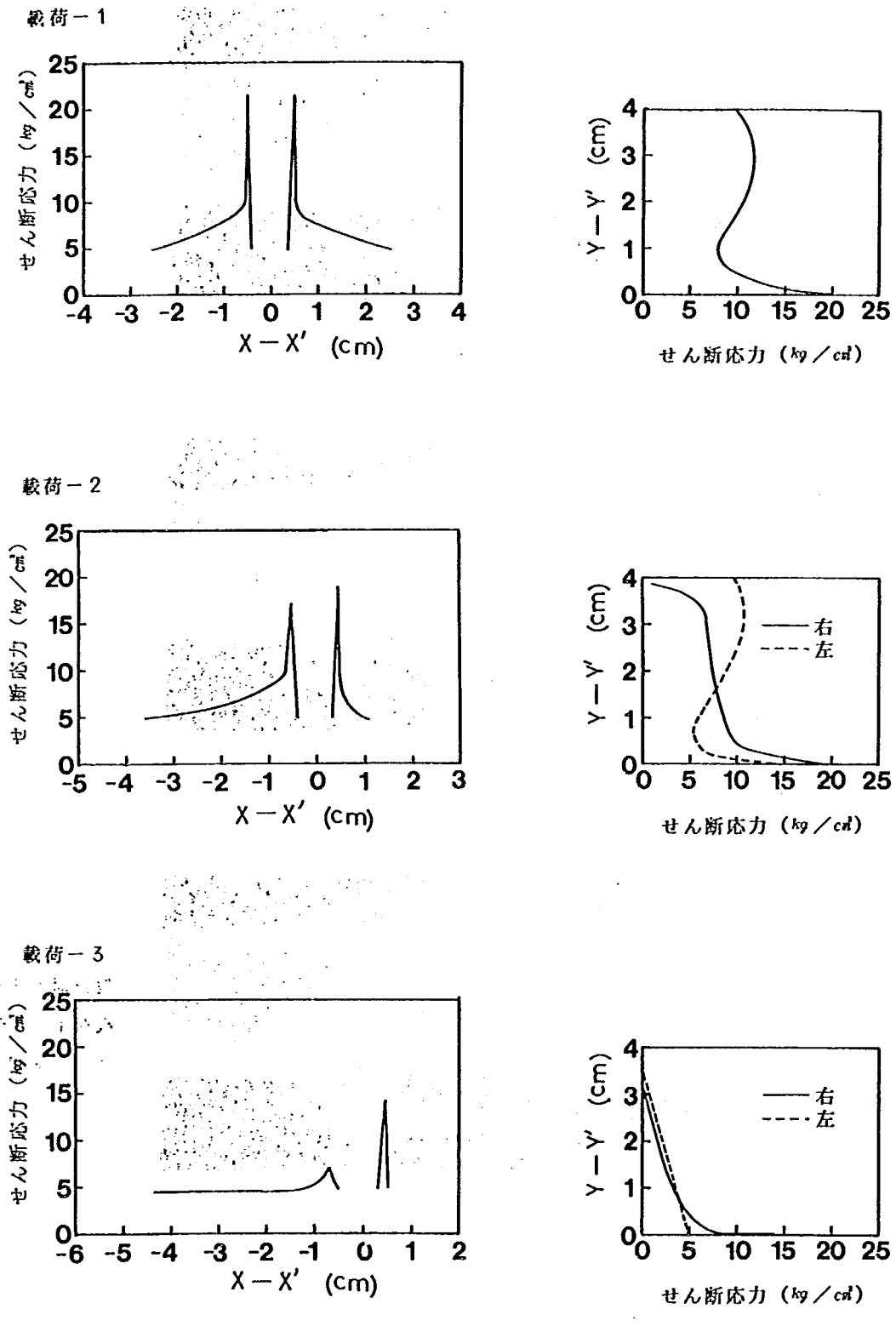


載荷－3



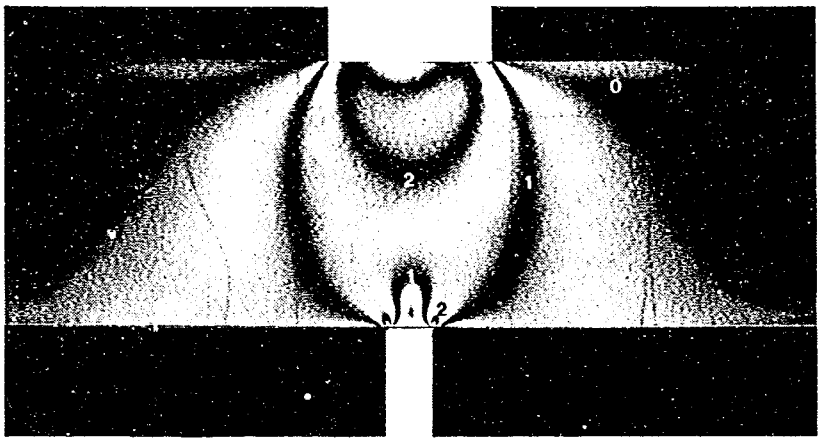
載荷幅：4 cm
載荷重：96 kg
スリット幅：1 cm

写真－1　上層厚4 cmの場合の等色線

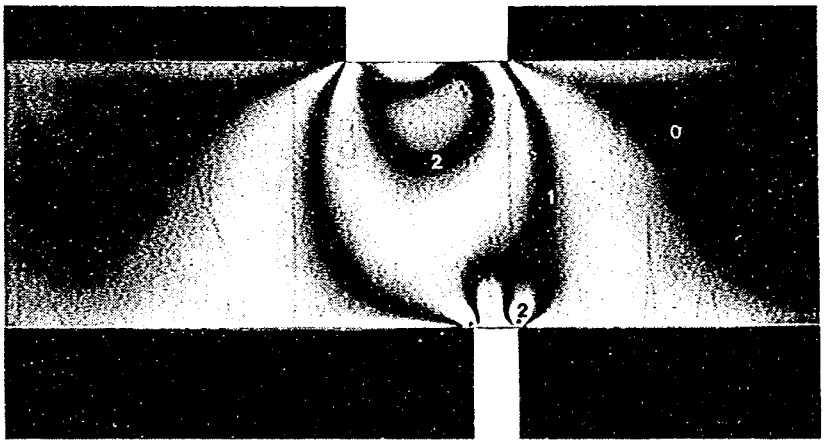


図－3　層厚4cmの場合のせん断応力の分布

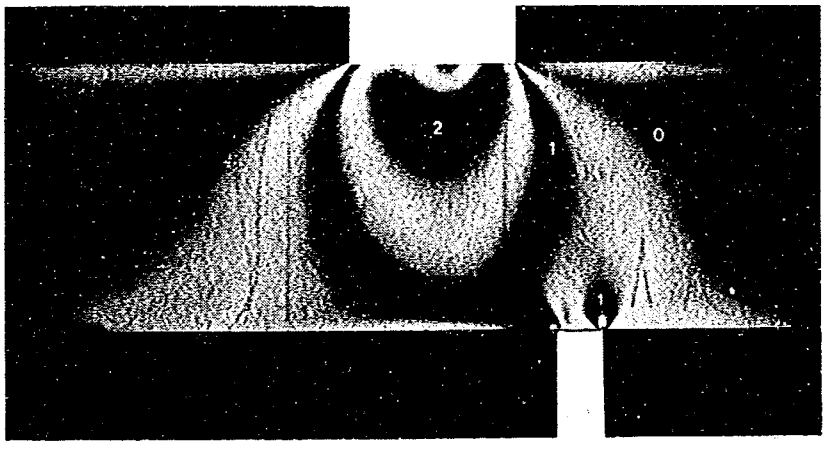
載荷－1



載荷－2

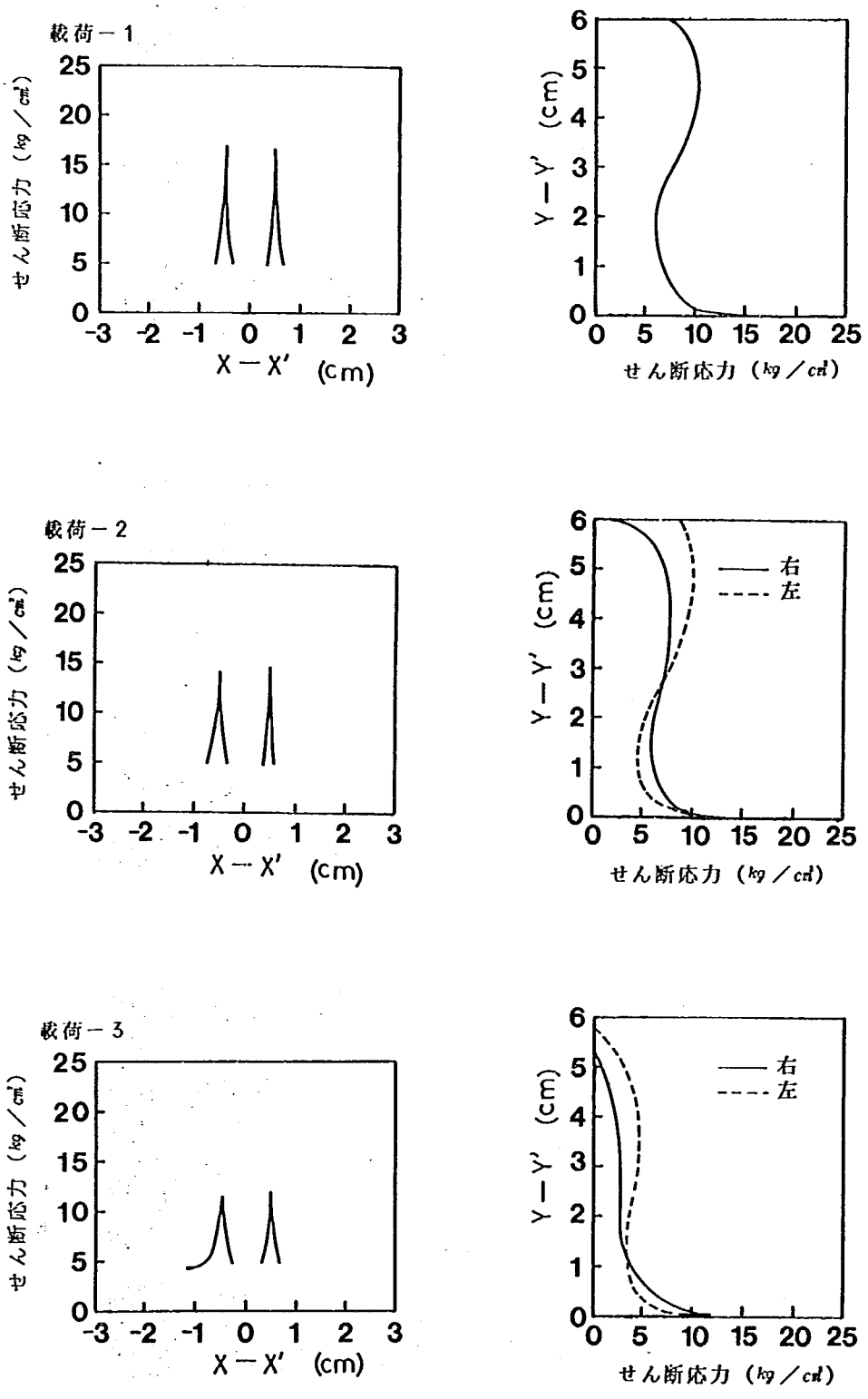


載荷－3



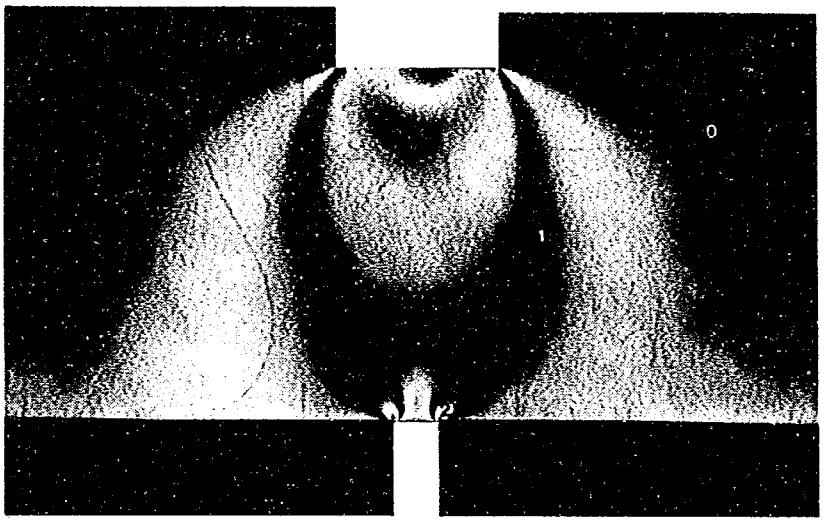
載荷幅：4 cm
載荷重：96 kg
スリット幅：1 cm

写真－2　上層厚6 cmの場合の等色線

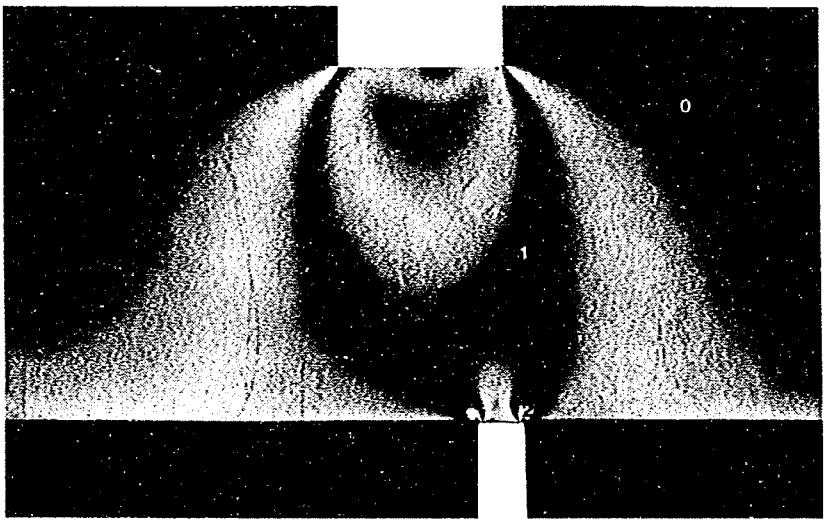


図－4　層厚6cmの場合のせん断応力の分布

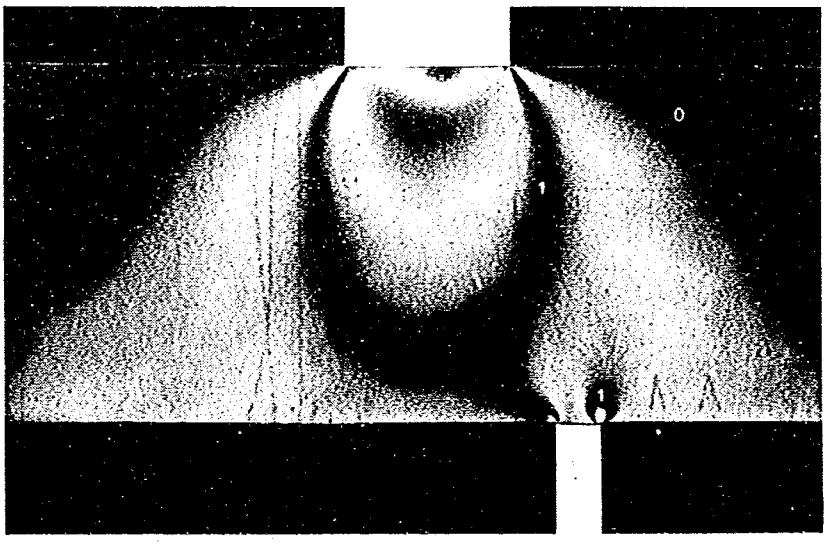
載荷－1



載荷－2

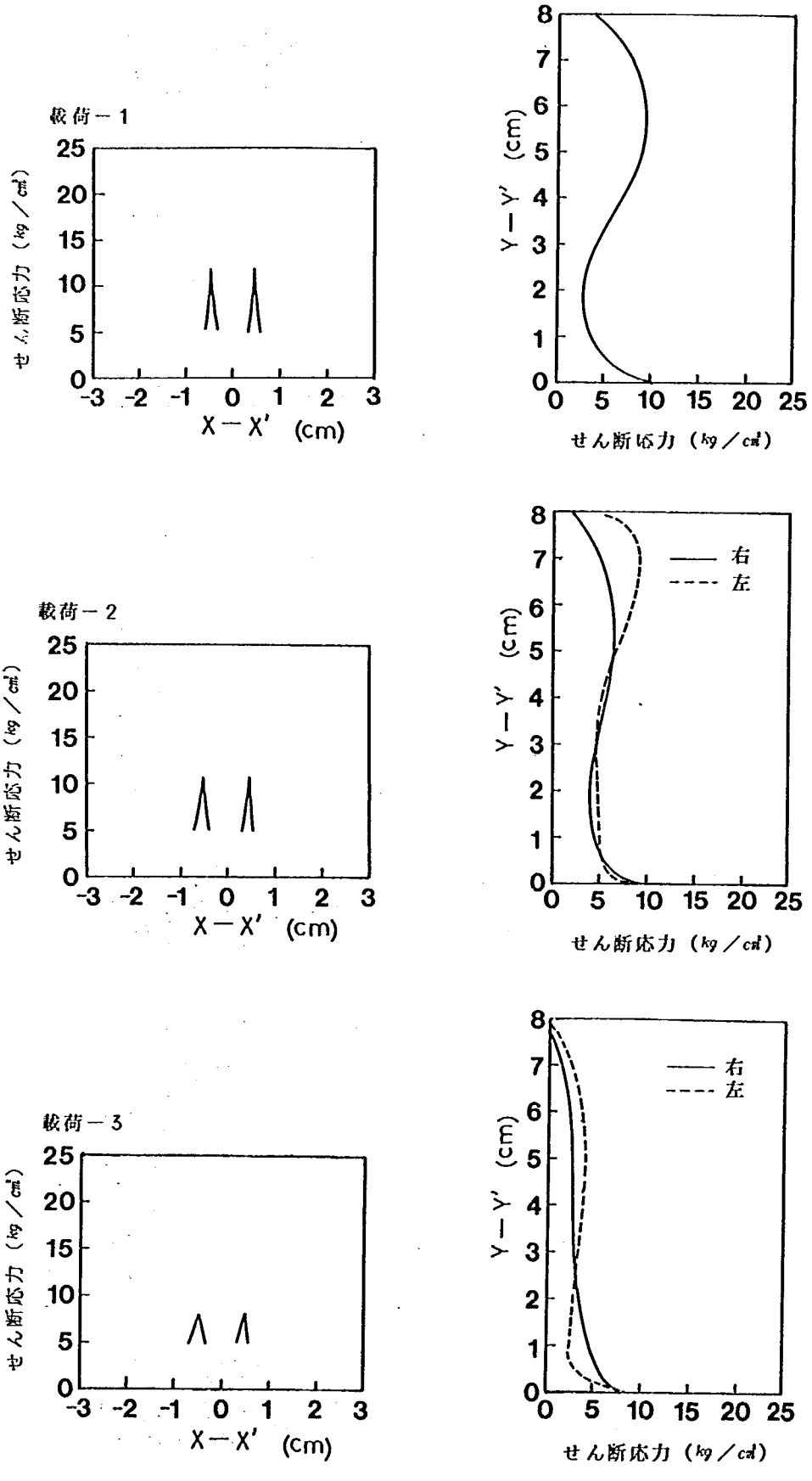


載荷－3

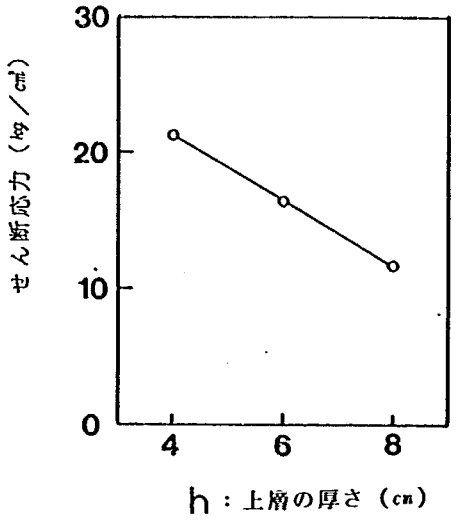


載荷幅：4 cm
載荷重：96 kg
スリット幅：1 cm

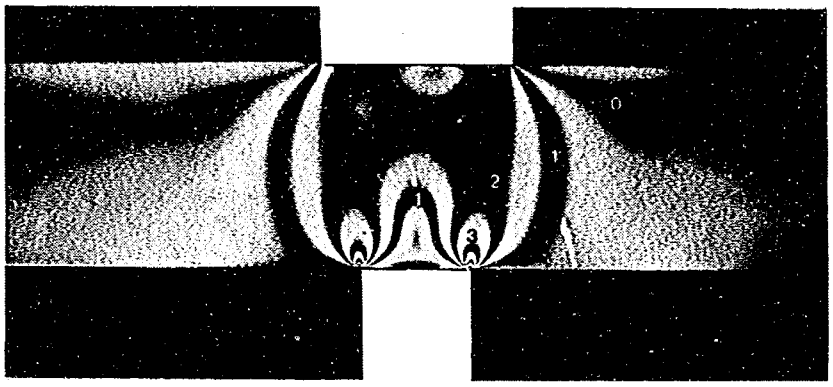
写真－3　上層厚8 cmの場合の等色線



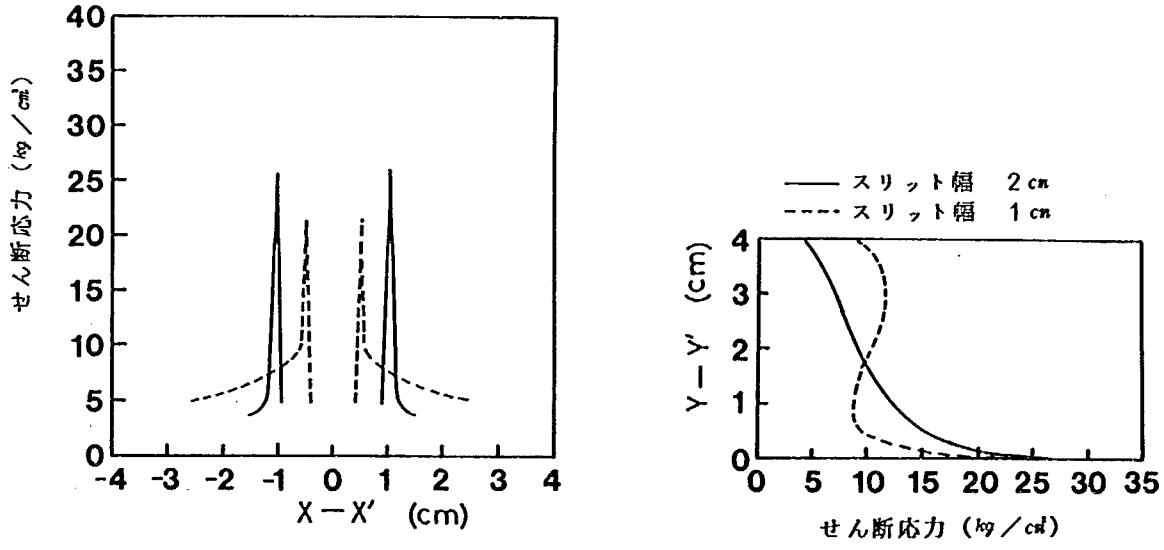
図－5　層厚8cmの場合のせん断応力の分布



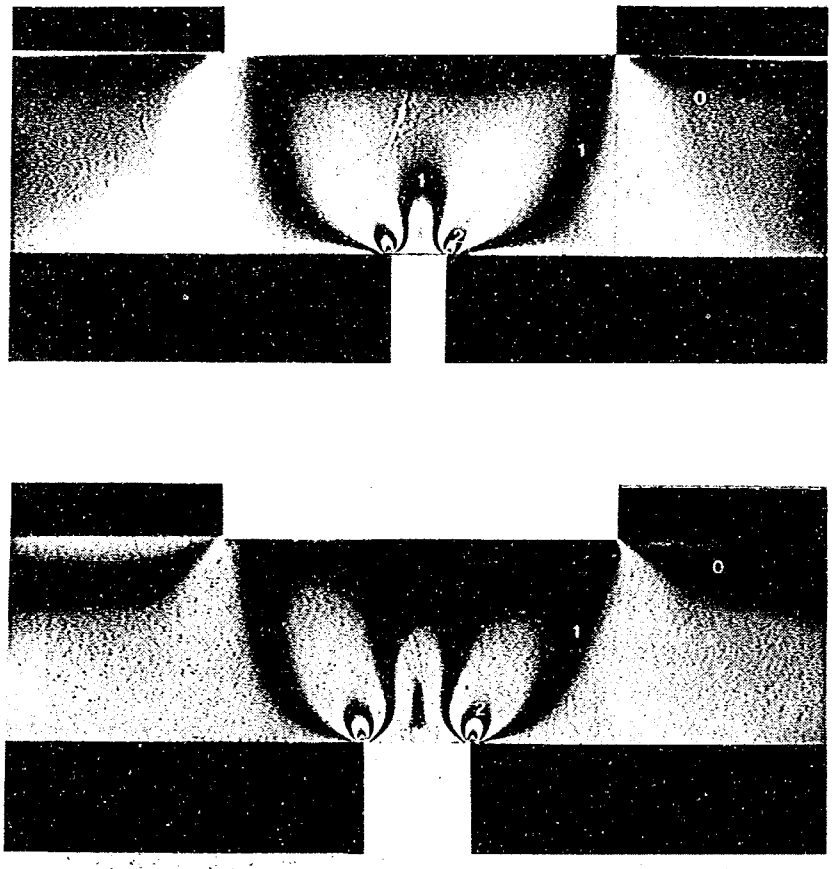
図－6　層厚とせん断応力の関係



写真－4　スリット幅を2 cmとした場合の等色線

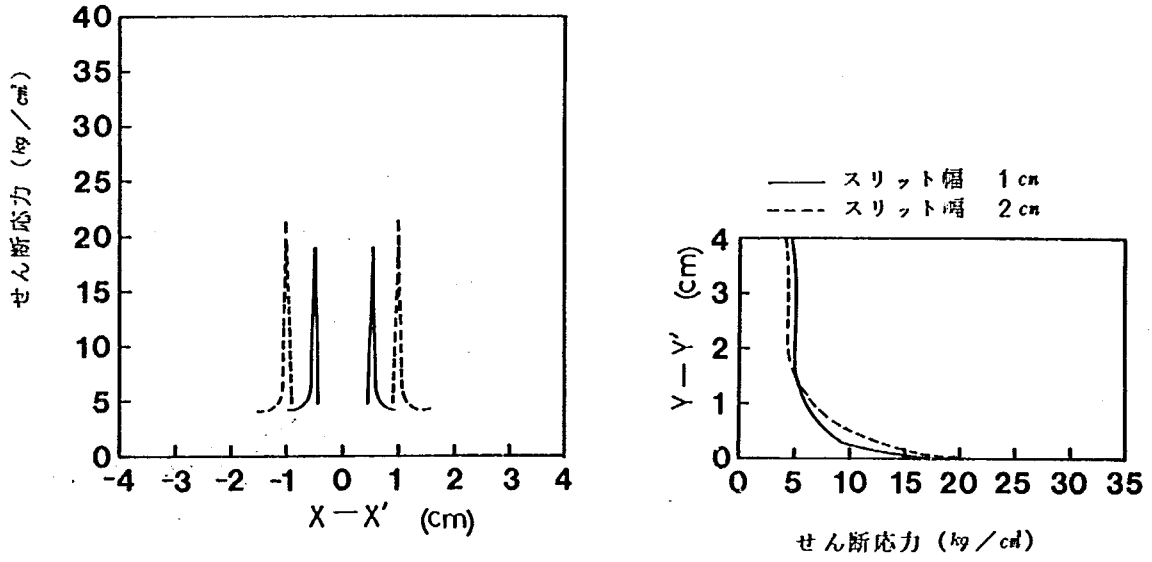


図－7　スリット幅によるせん断応力分布

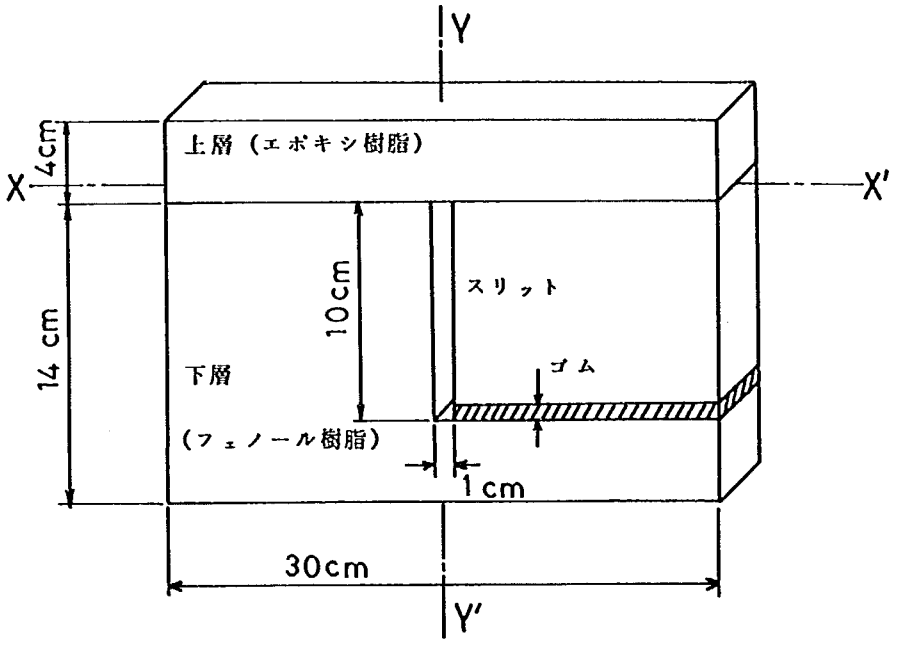


載荷幅：8 cm
載荷重：96 kg
上層厚：4 cm

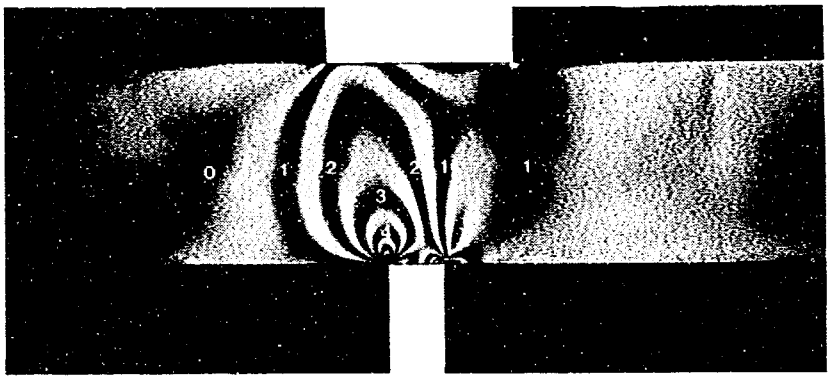
写真－5　載荷幅を上層厚の.2倍とした場合の等色線



図－8　載荷幅の変化によるせん断応力

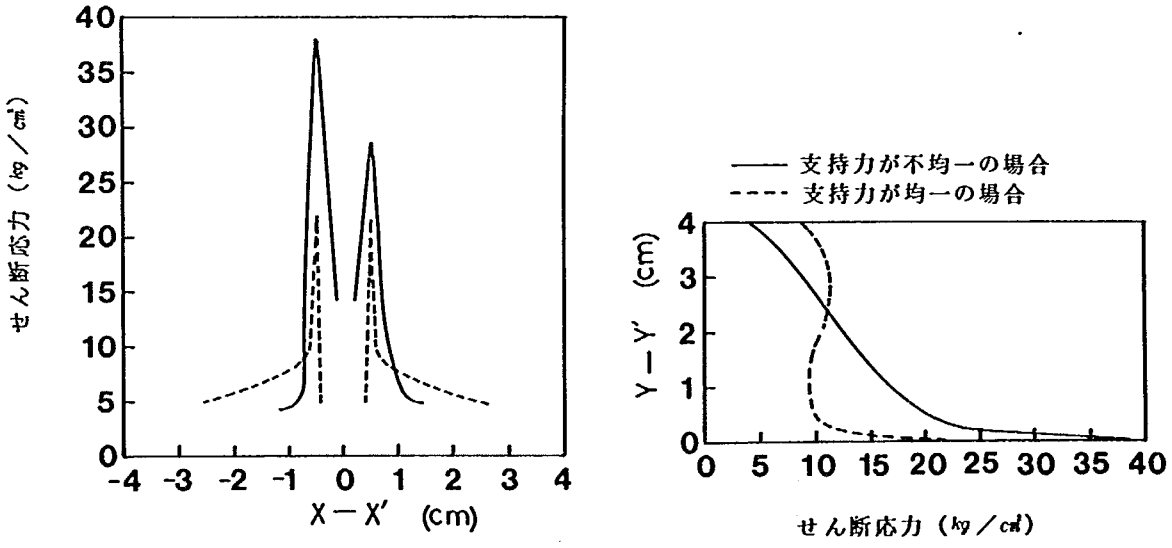


図－9　支持条件を変化させた供試体



載荷幅：4 cm
載荷重：60 kg
上層厚：4 cm
スリット幅：1 cm

写真－6　支持条件が不均一な場合の等色線



図－10　支持条件が不均一な場合のせん断応力の分布

東北地方建設局管内の舗装の特性と補修工法について

建設省東北地方建設局　佐々木　隆　士
同　磯　部　金　治
同　神　谷　周　浩
同　柏　原　荘　助

概　　要

東北地方の道路は，大半が積雪寒冷地域にあり，冬期間，低温，多雪等のきびしい気候条件にさらされている。特に，アスファルト舗装は，夏期の流動と冬期のスパイクタイヤ等による摩耗によりわだちぼれが生じ大きな問題を起している。そのために，路面特性を把握し，それに応じた工法により良好な路面を保つことが道路管理者の課題となっている。

このため当地建では，路面撮影による路面性状調査成果を，M.I.C.（Maintenance and Control Index）により評価し，路面の維持修繕工事区間を設定し，また，その補修工法は，M.I.C.の評価にに対応する施工メニューにより選択し舗装の維持管理を行なっている。

また，スパイクタイヤ対策として，表層アスファルトコンクリートの骨材の粒度分布のギャップ化と最大骨材粒径20㎜の採用並びにオーバーレイのインターバルを短縮し，路面性状の回復を早める薄層施工等を１９８１年から実用試験として大幅に実施し，その効果が着実に認められるようになってきている。

本報告は，以上の事柄を中心に，今後のスパイクタイヤによる路面の摩耗軽減及び補修工法の基準化について取りまとめたものである。

東北地方建設局管内の舗装の特性と補修工法について

建設省東北地方建設局　佐々木　隆　士
〃　磯　部　金　治
〃　神　谷　周　浩
〃　柏　原　荘　助

1. 東北地方の概要と道路舗装

1－1　東北地方の概要及び気候

東北地方は本州の最北端に位置し（図１－１），青森，岩手，宮城，秋田，山形，福島の６県で構成され，人口は約957万人，面積は約67千km²であり，それぞれ全国の8.2％，17.7％を占めている。本地方は，北緯42度から37度にあたり，その地形は図１－２に示されるように南北に527km，東西に218kmで三方を海に囲まれ中央には奥羽山脈が南北方向に横たわるほか山地山脈が多く見られる。本地方は大半が積雪寒冷地であり，冬期は表１－１，図１－３に示されるように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，これに反し表１－１のようにかなり気温が高く特に内陸地方では高温が続く。年間の降水量は表１－２のように季節によりまた地域により異なるが，年平均1300㎜程度である。

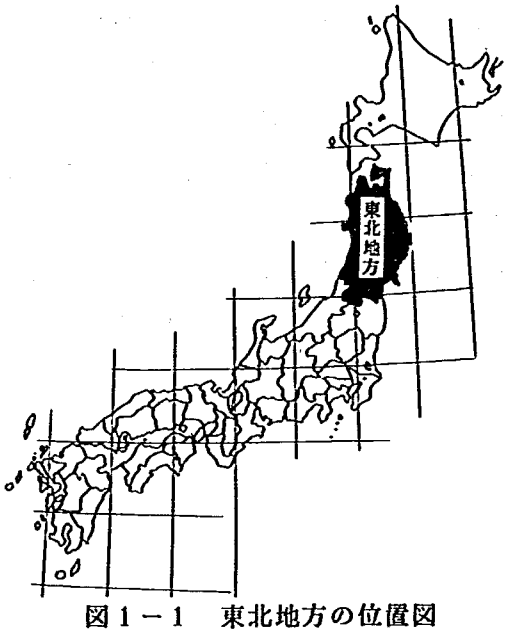


図１－１　東北地方の位置図

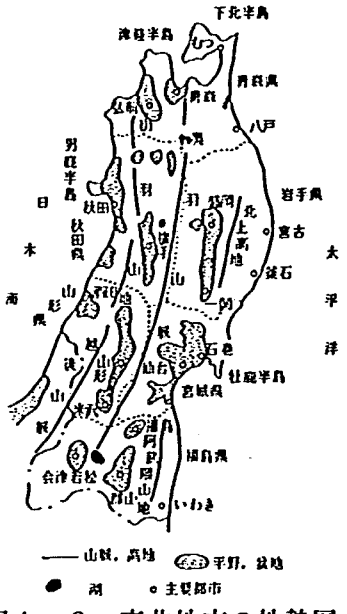


図１－２　東北地方の地勢図

表１－１　東北地方各地月平均最低最高気温（℃）
1951～1980年までの平均値

	青森	盛岡	仙台	秋田	山形	福島
1月の日最低気温の月平均値	−5.2	−6.5	−2.7	−3.4	−4.7	−2.7
8月の日最高気温の月平均値	27.2	27.8	28.2	28.4	29.8	30.2

表１－２　月平均降水量（㎜）

1951～1980年までの平均値

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合　計
青　森	181	122	89	72	66	91	102	147	145	98	130	164	1407
盛　岡	65	57	88	97	91	121	170	165	155	108	91	75	1282
仙　台	46	48	72	82	109	141	160	153	175	116	69	49	1219
秋　田	135	99	107	139	117	128	188	186	180	161	176	171	1789
山　形	94	76	68	62	71	101	167	138	119	85	80	102	1163
福　島	55	50	69	72	82	123	153	125	158	105	61	56	1108

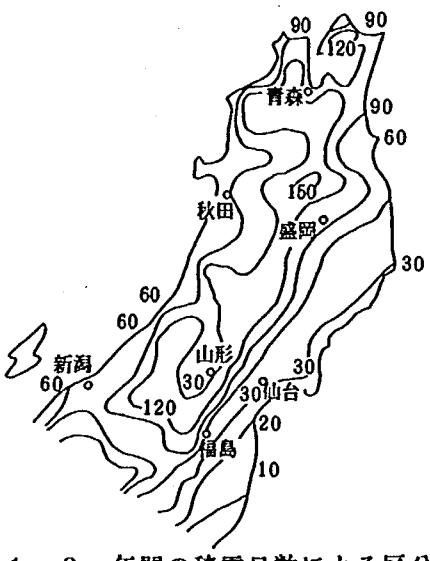


図１－３　年間の積雪日数による区分

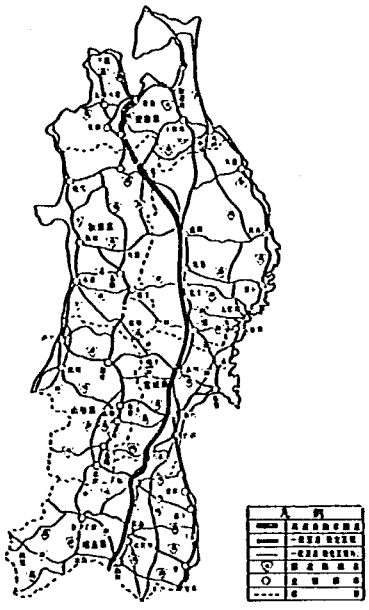


図１－４　東北地方の道路網（一般国道以上）

１－２　東北地方の交通の特性

東北地方建設局では管内の国道のうち主要な13路線，延長約2500km の区間を管理している（直轄国道と呼ぶ）。本地方の主要な道路網を図１－４に示す。本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。表１－３に東北地方の道路現況を示す。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。

本地方では鉄道網の密度は小さく，駅間隔も長く，かつ運行回数も比較的少ない。このため日常生活は道路交通に大きく依存しており，自動車の保有率が高くほぼ一世帯に一台とモータリゼーションの進展という点では全国平均以上の水準にある。（表１－４）また，本地方の総貨物輸送量は日平均180万tonであり，このうち90％は自動車により輸送され，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。

本地方においては旅客，貨物とも自動車交通に依存する所が極めて大きいが国道の受け持つ交通の割合が高く，都市部及びその周辺部においても国道への依存度が高く通過交通と域内交通あるいは乗用車と貨物車がふくそうし，交通混雑の度合いは高まっている。

直轄国道の平均日交通量を表1－5に示す。市街地部では交通量が多く，地方部では貨物車の割合が高いのが特徴である。

本地方は積雪地域が多く冬期間の交通の確保が大きい課題である。降雪期間は概ね12月から３月の

間であり，幹線道路を中心に国県道の約半分が機械除雪により２車線の幅員が確保される。幹線道路の急勾配の区間等において融雪剤が散布されるが，この期間積雪地域では殆ど全ての自動車がタイヤチェンやスパイクタイヤを装着し走行している。特に近年簡便である事を理由にスパイクタイヤの装着率が高くなってきている。管内の主要道路における装着状況を図１－５に示す。

表１－３　東北地方の道路現況（km）(1983年)

道路種別	実延長	改良済 車線数別延長				未改良
		6	4	2	1	延長
高速自動車国道	446	－	446	－	－	－
一般国道	7,369	23	243	5,924	347	832
県道	16,288	13	67	8,964	2,045	5,199
市町村道	116,831	49	250	11,364	25,464	79,704
合計	140,934	85	1,006	26,252	27,856	85,736

表１－４　地域別自家用乗用車保有率（1982年）

地域区分	自家用乗用車台数	世帯数	保有率
全国	23,138 1000台	37,453 1000世帯	0.618 台／世帯
東北地方	1,916	2,722	0.704

表１－５　直轄国道の平均交通量　(1983年)

沿道状況	平均交通量 台／日	車種構成％			
		乗用車	バス	小型貨物	普通貨物
D I D	30,202	59.2	2.4	24.9	13.5
その他市街部	16,909	53.0	1.5	27.0	18.5
平地部	11,843	46.9	1.5	27.5	24.2
山地部	6,286	45.2	2.0	25.4	27.5
合計	12,878				

（１～２月）（タイヤチェーンを含む）

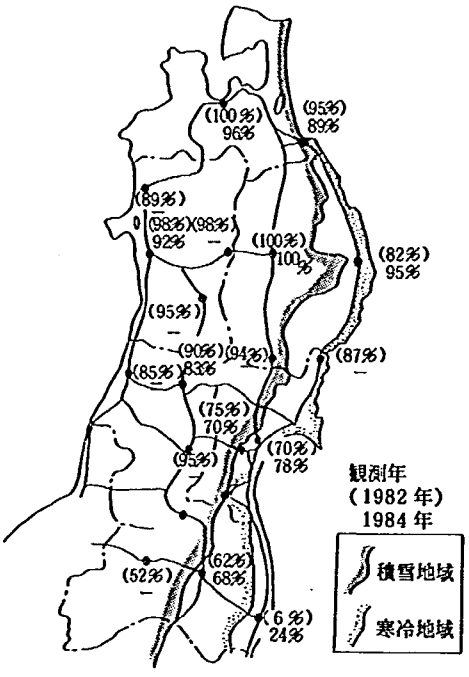


図１－５　冬期間のスパイクタイヤ装着率

１－３　東北地方の舗装の特徴と問題点

東北地方建設局の道路管理区間は約2500kmで，このうち2045km（81.8%）がアスファルト路面，455km(18.2%)がコンクリート路面である。

東北地方の道路の舗装化は1960年代から急速に進んできたが，当時は比較的交通量が少ないことからアスファルト舗装は主として，トペカ，寒冷地トペカ等のアスファルト量の多い表層混合物を使用していた。1967年のアスファルト舗装要綱では修正トペカ等で，1975年改訂後も細粒度アスコンで対応してきた。しかし近年，スパイクタイヤの急増で摩耗によるわだち掘れが著しくなってきたため耐摩耗対策が急がれている現況である。

表１－６　ひびわれ率　度数別延長　（東北地方建設局管内アスファルト舗装）

ひびわれ率	0 ～ 5 %	5 ～ 20 %	20 ～ 40 %	40 % ～	計
1979年度	(80.9%) 1,485 km	(13.5%) 248 km	(4.2%) 78 km	(1.4%) 25 km	(100%) 1,836 km
1984年度	(81.0%) 1,663 km	(15.5%) 319 km	(2.7%) 55 km	(0.8%) 18 km	(100%) 2,055 km

表１－７　わだち掘れ量　度数別延長

わだち掘れ量	0 ～ 20 mm	20 ～ 35 mm	30 ～ 50 mm	50 mm ～	計
1979年度	(16.6%) 304 km	(49.0%) 899 km	(27.4%) 503 km	(7.0%) 130 km	(100%) 1,836 km
1984年度	(21.1%) 434 km	(40.8%) 838 km	(25.7%) 548 km	(11.4%) 235 km	(100%) 2,055 km

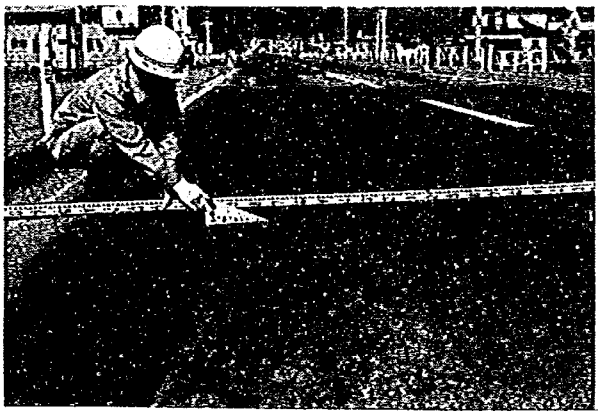
東北地方の舗装性状の推移をひびわれ率，わだち掘れ量の指標でみると（表１－６，表１－７），ひびわれ率についてはあまり劣化の進行はみられず補修の効果によって，損傷区間の拡大を防いでいる。（ひびわれは局部的に生ずるものが多く，低温による横断方向のクラックは見られない）

わだち掘れ量についてみると，毎年の補修にもかかわらず，わだち掘れの進行している区間が多いことがわかる。

このことは舗装の厚さ（ＴＡ）はこれまでの補修により，ある程度（目標ＴＡの80％）確保されてきた結果，ひびわれの発生は比較的限られてきたが，わだち掘れについては最近のスパイクタイヤの普及による路面の摩耗がこれまでの補修ペース以上に著しいことが作用していると考えられる。（図１－６）

なお，東北地方建設局の直轄国道では平均摩耗深さが2.54㎜にも及びその補修費に年間70億円を支出している。（管理延長の約10％）

一方，スパイクタイヤ等による摩耗は大量の紛じんを発生させ，新たな環境公害として都市部を中心に大きな社会問題となっている。



写真－１　路面の摩耗状況

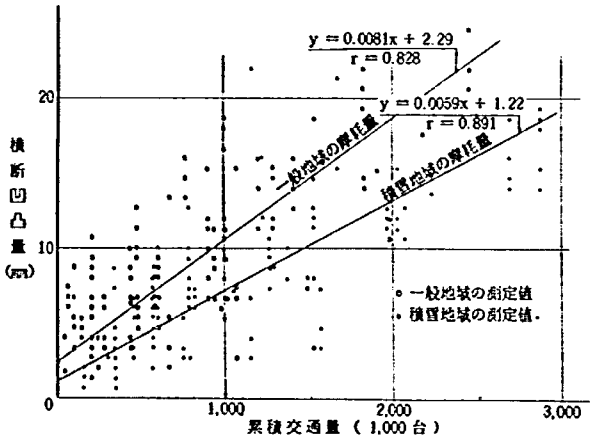


図１－６　アスファルト舗装の摩耗量調査

2.　アスファルト舗装の流動及び摩耗対策について

以上の問題を検討するために室内実用試験を併用して試験を行った。

２－１　室内試験による表層混合物の検討

積雪地域におけるアスファルト混合物として，東北地方建設局管内でも，地域によって気象条件（気温，降雨，降雪等）交通条件等が，それぞれ異なるため，地域特性に応じた表層混合物を選定することが重要となる。最近は，スパイクタイヤによる路面損傷が著しいことから，スパイクタイヤ対策を主目的とした室内試験機を従来のホイルトラッキング，ラベリング試験機と併用して，アスファルト混合物を選定することも必要となってきている。

ホイルトラッキング試験機による各混合物の針入度による動的安定度の比較を図２－１に示す。動的安定度は下限粒度の方が大きくなる傾向にあり，針入度は小さいほど動的安定度は大きくなっている。

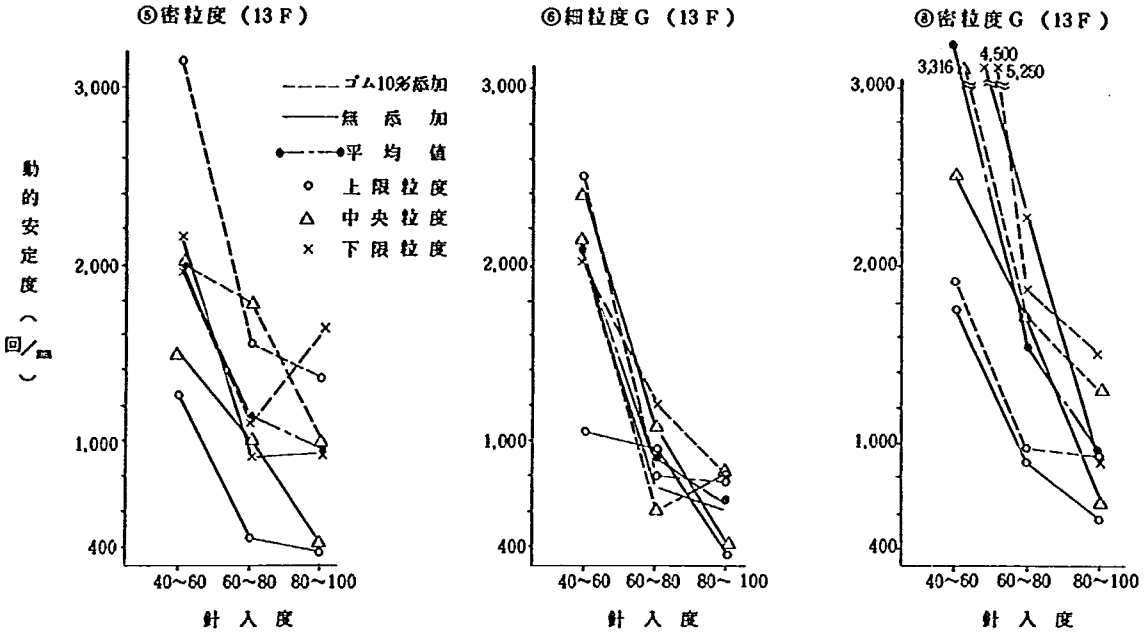


図２－１　各混合物の針入度による動的安定度の比較

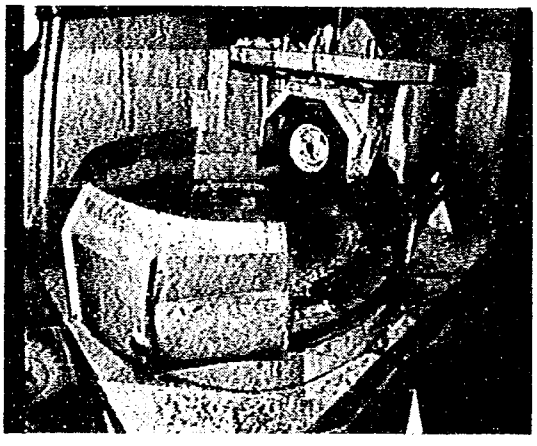
表2－1は宮城県が実施した調査資料で回転スパイクラベリング試験機によるシュミレーションで，ラベリング供試体にスパイクタイヤ２0,000回作用後の摩耗量を測定したものである。細粒度アスコンは摩耗量が大きく出ており路面損傷も著しい。細粒度ギャップアスコンは細粒度アスコンに比較して摩耗量は少なく，最近特に積雪地帯に大幅に使用されている。一般地域に使用されている密粒度ギャップアスコンについても密粒度アスコンに比較して摩耗量は少ない。

また，最大粒径については20㎜が13㎜に比較して摩耗量が少なく，実用試験も同様の傾向で優れているといえる。

各混合物の配合及び骨材粒度の例を表２－２，図２－１に示す。

表２－１　各混合物の摩耗量

混合物種類	最大粒径	粒度条件	アスファルト条件	測定値 ㎝
密粒度アスファルトコンクリート	13	下方	下限	6.72
			上限	5.92
	20	下方	下限	6.68
			上限	5.69
密粒度ギャップアスファルトコンクリート	13	下方	下限	6.24
			上限	5.51
	20	下方	下限	6.13
			上限	5.32
細粒度アスファルトコンクリット	13	上方	下限	9.78
			上限	9.27
	20	上方	下限	9.24
			上限	8.98
細粒度ギャップアスファルトコンクリート	13	上方	下限	8.45
			上限	7.50
	20	上方	下限	7.95
			上限	7.41



写真－２　スパイクラベリング試験機

表２－２　各混合物の配合表（例）

混合物の種類 ＼ 材料		粗骨材			細骨材		石粉	アスファルト	計
		20～13	13～5	5～2.5	粗砂	細砂			
密粒度アスファルトコンクリート	13F		46.8		29.0	9.4	8.4	6.4	100
	20F	18.9	21.4	8.6	20.4	16.2	8.3	6.2	100
細粒度ギャップアスファルトコンクリート	13F		23.2	18.1	11.1	30.2	10.2	7.2	100
	20F	14.5	15.9	11.2	13.1	27.1	11.6	6.6	100
密粒度ギャップアスファルトコンクリート	13F		42.9	18.8	－	22.1	10.4	5.8	100
	20F	20.3	22.1	18.9	－	22.6	10.4	5.7	100

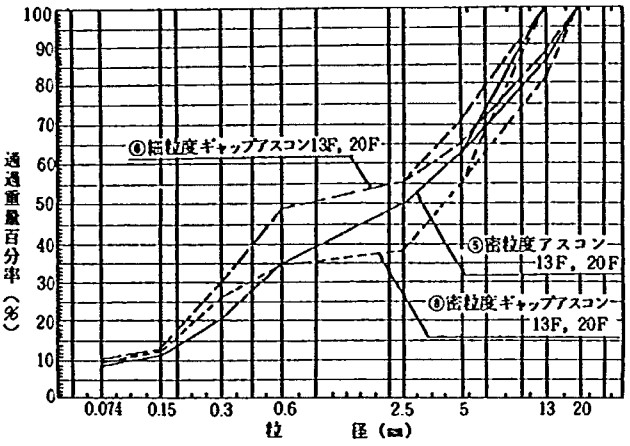


図２－１　各混合物の骨材粒度（例）

２－２　実用試験による検討

流動と摩耗については適確な方法として，室内試験により動的安定度（ホイルトラッキング），摩耗量（ラベリング）等で混合物の調査を行ない，数値的に有意性が認められた混合物を取り込んできた。しかしスパイクタイヤの装着が多くなるにつれて室内試験と現地の相関関係に隔たりが生じ，スパイクタイヤの路面に与える影響は従来の室内試験での数値をはるかに越えたものとなっている傾向が強く，最近ではスパイクラベリング試験機も開発されてきている。東北地方建設局では室内試験のみでの対応が難しいとして，数年前から次のような実用試験を併せて行なってきている。

(1)　細粒度アスコンから細粒度ギャップアスコンへ移行

細粒度アスコン，トペカはアスファルト量が多く，粒度分布もなだらかなもので今まで主として積雪地域で使用してきたが，交通量が多い場合（Ｃ交通以上）では流動が著しくなり，また主目的である耐摩耗性もタイヤチェーンにはともかくスパイクタイヤには十分抵抗しているとはいえず道路管理者の大きな悩みとされていた。この解決策として開発されたのがギャップタイプのアスコンでこれは粒度分布を2.5㎜と0.6㎜の間にギャップをもたせアスファルトモルタルの中に砕石を埋め込んだもので粗骨材のかみ合わせとアスファルトモルタルの結合で摩耗と流動に抵抗性をもたせたものである。北海道，北陸地方では早くに採用され成果をあげていることから東北地方でも１９８１年頃から実用試験として大幅に採用することとした。

(2)　表層混合物の粗骨材の最大粒径を13㎜から20㎜へ移行

アスファルト舗装の表層混合物はこれまで施工厚が厚いものを除き，一般には粗骨材の最大粒径を13㎜としていたが重交通の多い道路では舗装の流動，また，スパイクタイヤには従来の最大粒径13㎜では十分対処できないとされ20㎜サイズの採用について検討がなされてきた。実用スパイクタイヤを用いたすりへり特性試験でも最大粒径の大きい方が一部において耐摩耗に有利であることが示されていることから東北地方建設局管内においても一部の地区について表層厚５cmのものの最大粒径を20㎜とする実用試験を実施し，１９８５年度より地域条件に適した表面混合物の結論を出すこととしている。また，表面処理として施工される厚さ3cm程度のオーバーレイの場合は仕上り厚さから骨材の最大寸法が限定されるので（施工厚の約１／2.5）従来通り最大粒径13㎜としている。

(3) アスファルト針入度60～80の採用

アスファルトの針入度を従来の80～100から60～80（一部地域は40～60を試行）と低針入度を採用した。実用試験の結果でも80～100に比較してアスファルトの流動，摩耗に有利な面が認められている。道路条件に応じて年々，針入度の低い硬めのアスファルトが採用されてきており，粗骨材の結合を高める硬いアスファルトを使うのが混合物の配合条件となりつつある。

(4) 薄層舗装による早期補修

建設省技術研究会の指定課題（舗装の維持修繕計画に関する調査研究）に従い舗装のトータルコストと管理水準をリンクさせると比較的早い時期に薄いオーバーレイを行なう方式が適切である。その考え方から従来の二層方式（基層 4cm＋表層 3cm）を修繕のオーバーレイは一層 5cm，摩耗対策の場合は一層 3cmとした。なお，流動またはその恐れのある箇所は原則として路面切削を行なうこととしている。

(5) 締固め度の確保と施工時期

耐流動，耐摩耗の表層を得るためには施工上の条件として混合物の締固め度を満足させることが必要であるが，最近は針入度の低い硬めのアスファルト（60～80）が使われ，骨材最大粒径も20㎜に移行しつつあることから締固め度の確保のためには適切な施工法，適切な施工時期の指導を図っている。（締固め度及び仕上り肌目を考慮し，標準設計転圧回数の 1.5 倍程度の転圧が望ましい。）

(6) わだち掘れ補修法

限られた予算で現況に対応した広範囲の補修を行なっていくための方策の一つとして摩耗により欠損した部分のみ帯状に混合物を補填し路面性状を回復させるわだち掘れの部分的舗装を実施している。

(7) 路面表層再生工法，製鋼スラグアスコンの試行

舗装廃材の有効利用，経済性を考慮した補修工法として，近年，路上表層再生工法が，また，製鋼スラグアスコンが，流動，摩耗に有意性があるものとして一部地域で試行段階である。

3. アスファルト舗装の維持修繕の体系化

3－1 路面性状調査システム

限られた予算で効果的な舗装の維持修繕を行なうためには路面性状の実態を調査し，その変化を適確に把握することが欠かせない。東北地方建設局では１９７４年から路面の連続的な写真撮影による調査を実施してきたがその現行システムについて紹介する。（図３－１）本システムは路面の維持修繕計画の資料として活用するために，路面性状を体系的に調査及びデータの加工を行なうものである。

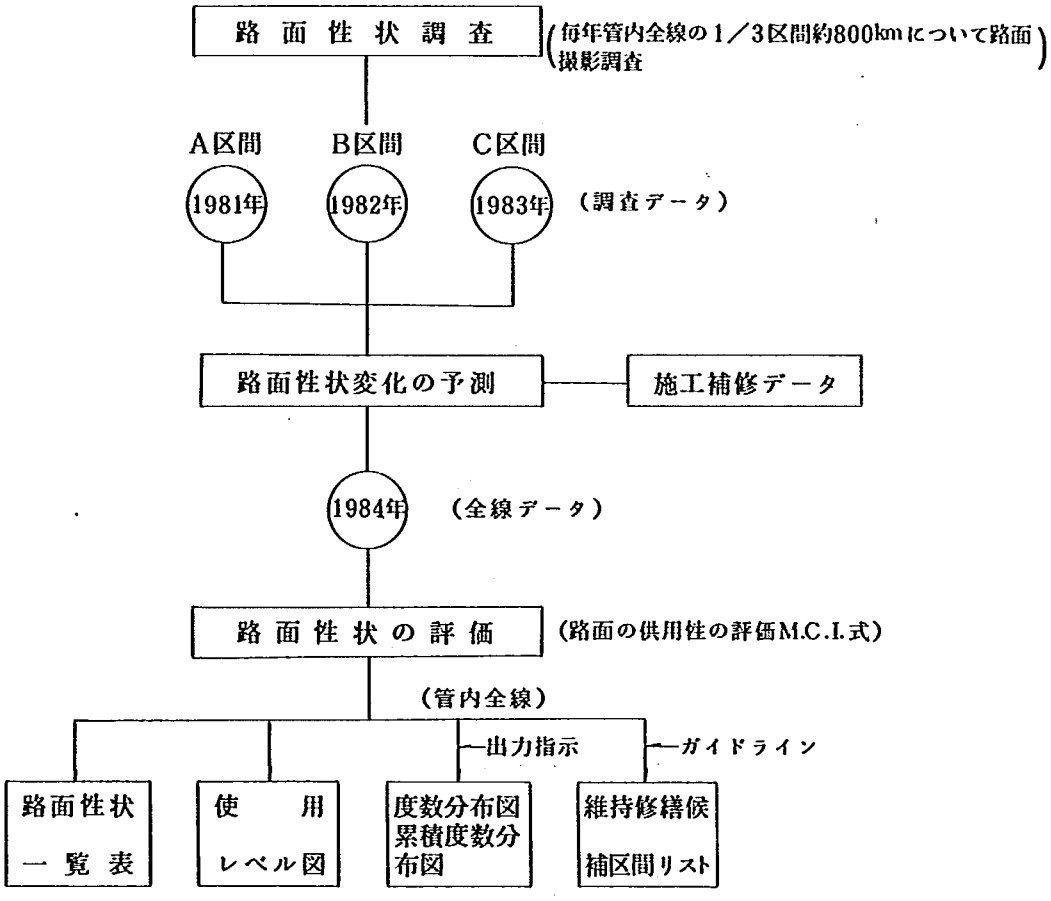


図３－１　路面性状調査システムの流れ

路面性状として「ひびわれ」，「わだち掘れ」，「縦断凹凸」の３項目を調査する。調査は毎年管内全線の約１／３区間ずつ代表する１車線について路面撮影車で撮影計測し，道路延長100mを単位区間とし数値化する。

・ひびわれ

写真解読し，ひびわれ面積，パッチング面積，ひびわれ長さを求め次式によりひびわれ率，ひびわれ度を算出する。

$$\text{ひびわれ率}(\%) = \frac{\text{ひびわれ面積}\ (\text{㎡}) + \text{パッチング面積}\ (\text{㎡})}{\text{調査区間の面積}\ (\text{㎡})} \times 100$$

・わだち掘れ

わだち掘れ量は100ｍの単位区間について20m間隔に５断面の横断形状を計測し（光線写真撮影による），各断面ごとに最大わだち掘れ量を求め，５個の値より最大値，平均値及び標準偏差を求める。

・縦断凹凸

縦断凹凸は車線外側の車輪軌跡の縦断方向の形状を求め，一定間隔ごとに値を読みとり，その標準偏差σを縦断凹凸量とする。

3－2　路面性状の予測

毎年，管内全線にわたって路面調査を行なうためには多大の労力と費用を要するために調査は3年に1回行なうこととし，毎年の撮影調査は管理延長の約1／3としている。このため各特性値の経年変化を予測手法によって算定し毎年のデータを求めている。また近い将来の路面性状の予測を可能としている。（図3－2）

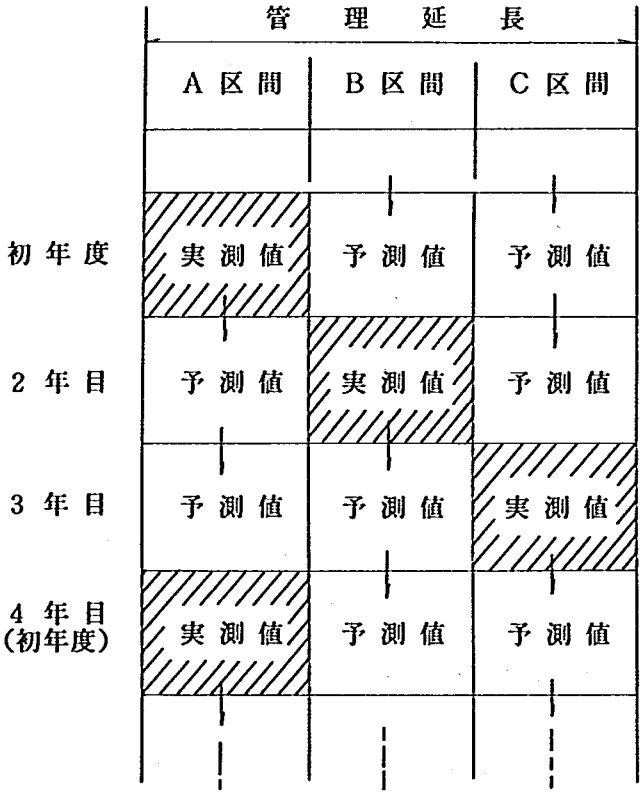


図3－2　路面撮影調査サイクル

3－3　路面の供用性の評価（M.C.I.）

舗装の供用性は道路利用者，道路管理者等その立場によって重要視する要因が異なったり，また立場が同じであっても評価者の主観によって評価が異なると考えられ，そのため評価を客観的にかつ数量的に表わすため路面特性値と関連づけた評価が必要となる。本システムでは建設省技術研究会のテーマ（1979年～1981年）として調査し，主として道路管理者の立場としての供用性の評価式としてまとめられたM.C.I.（Maintenance and Control Index）式によるものとしている。

$$M.C.I. = 10 - 1.48\,C^{0.3} - 0.29\,D^{0.7} - 0.47\sigma'^{0.2} \quad \cdots\cdots (1)$$

$$M.C.I._0 = 10 - 1.51\,C^{0.3} - 0.30\,D^{0.7} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに　C：ひびわれ率（%）

D：わだち掘れ量（mm）

σ'：縦断凹凸量（mm）

M.C.I.：維持管理指数

供用性の評価は基本的には(1)式を用いるとしているが，現在は縦断凹凸のデータが全区間にわたって揃っていないため(2)式によりM.C.I.$_0$ の値を用いることが多い。

M.C.I.は10点法で数値の小さいものが路面評価の悪いものであり，一般的な修繕基準は次のようにされている。（表３－１）

表３－１　M.C.I.$_0$ の例

M.C.I.$_0$	ひびわれ(%)	わだち掘れ(mm)
10	0	0
5	5	20
5	20	10
4	5	40
4	30	20
3	20	40
3	50	30
2	50	50

M.C.I.：5以下…修繕を行なうことが望ましい。
4以下…修繕が必要
3以下…早期に修繕が必要

３－４　路面性状データの出力様式

(1)　路面性状データ一覧表

全路線の単位区間（100m）ごとの諸データを出力する。（表３－２）

(2)　供用レベル面

全路線の諸特値，供用レベルを図示する。（図３－３）

(3)　度数分布図

ひびわれ量，わだち掘れ量，M.C.I.等の諸データをランク別に集計するもので東北地方建設局全体，事務所別等の出力ができる。路面性状の分布により管内の路面状況がマクロ的に把握でき，今後の舗装の維持修繕の方向を検討する資料となる。（図３－4,３－5,３－６）

(4)　維持修繕候補区間リスト

M.C.I.，わだち掘れ量によりガイドラインを定め維持修繕の候補区間を出力するものであり，この結果を基に路線の重要度，騒音，振動，沿道条件等の他の要因を加味し総合的に判断して維持修繕箇所を決定する。（表３－３）

(5)　データの更新

路面撮影調査は３年に１度実施し，２年間は予測式によるためこの間の舗装補修，バイパス等の新規舗装については施工，補修データとして入力する必要がある。入力しないと現地は補修がなされても電算による出力は元の状態のまま予測されることとなる。

本システムにより管内全路線の路面性状の状況が把握でき，オーバーレイ等舗装の維持修繕計画の資料として活用されることと思われる。現在のシステムは舗装の「表面」のみを扱ったものであるが，今後，TA，ＣＢＲ，舗装構造，補修歴等の情報を含めた舗装のデータバンク化を進めていく予定である。

表３－２　路面性状データ一覧表

（１）コオリヤマ　コクドウ　コウジ　　ジムショ
（１）コオリヤマ　イジ　　シュッチョウジョ
（　４）ゴウセン

予測年度(当切)

キロポスト	ブレーキ（＊で表示）	ロシュベツ	コウソウ1	コウソウ2	クカンチョウ	ネンド	ソクテイチ クラック	パッチング	ひびわれ	わだち掘れ最大	ワダイチ	ヘイタンワダイチ	ワダイチ M+S	ヘイタンセイ	1984ヨソウ ヒビワレ MCIヒョウカ	ヒビワレ	ワダイチ	ヘイキンワダイチ	MCIヒョウカ	セコウネンド	サイシンネンド	ホシュウコウホウ	ケネンスウ
232・400－232・500		AS		100	S54	0.	0.	0.	25						7.1	0.	37		6.2	1962	1977	R	5
232・500－232・600		AS		100	S54	0.	0.	0.	38						6.7	0.	31		5.3	1962	1977	R	5
232・600－232・700		AS		100	S54	0.	0.	0.	29						6.8	0.	41		5.9	1962	1977	R	5
232・700－232・800		AS		100	S54	0.	1.3	1.3	23						5.7	1.3	34		4.8	1962	1977	A	5
232・800－232・900		AS		100	S54	6.2	22.7	28.9	41						1.8	67.9	36		0.3	1962	1976	N	6
232・900－233・000		AS		100	S54	7.3	0.9	8.8	31						3.8	30.6	42		1.7	1962	1976	N	6
232・000－233・100		AS		100	S54	10.8	0.	10.3	29						3.8	0.	17		7.8	1962	1981	W	1
232・100－233・200		AS		100	S54	2.4	0.	2.4	26						5.1	0.	17		7.8	1962	1981	W	1
232・200－233・300		AS		100	S54	12.7	0.	12.7	29						3.6	39.2	41		1.6	1962	1976	H	6
232・300－233・400		AS		100	S54	8.6	0.2	8.8	23						4.4	32.8	34		2.1	1962	1976	H	6
232・400－233・500		AS		100	S54	1.0	0.	1.0	43						4.3	0.	17		7.8	1962	1981	W	1
232・500－233・600		AS		100	S54	2.1	0.	2.1	25						5.3	0.	17		7.8	1962	1981	W	1
232・600－233・700		AS	R	100	S54	2.4	0.	2.4	23						5.3	0.	17		7.8	1962	1981	W	1
232・700－233・800		AS	R	100	S54	2.5	0.4	2.9	39						4.0	0.	17		7.8	1962	1981	W	1

↓ 構造物 橋：B　トンネル：T
↓ 区間長
↓ 測定年度
↓ クラック率
↓ パッチング率
↓ ひびわれ率…AS(%)　わだち掘れ最大(cm)　閉…CO(cm/cm²)
↓ 維持管理指数 M.C.I.₀（ひびわれ，わだち掘れ2項目評価）
↓ 予測年度当初の M.C.I.₀
↓ 当地施工年度
↓ 最新補修年度，工法
N：新　設
A：打換え
R：オーバーレイ
H：表面処理
W：わだち掘れ処理
C：切　削

仙台工事　　事務所
仙台東国道維持　出張所
国道４号

M.C.I.₀ わだち掘れ最大

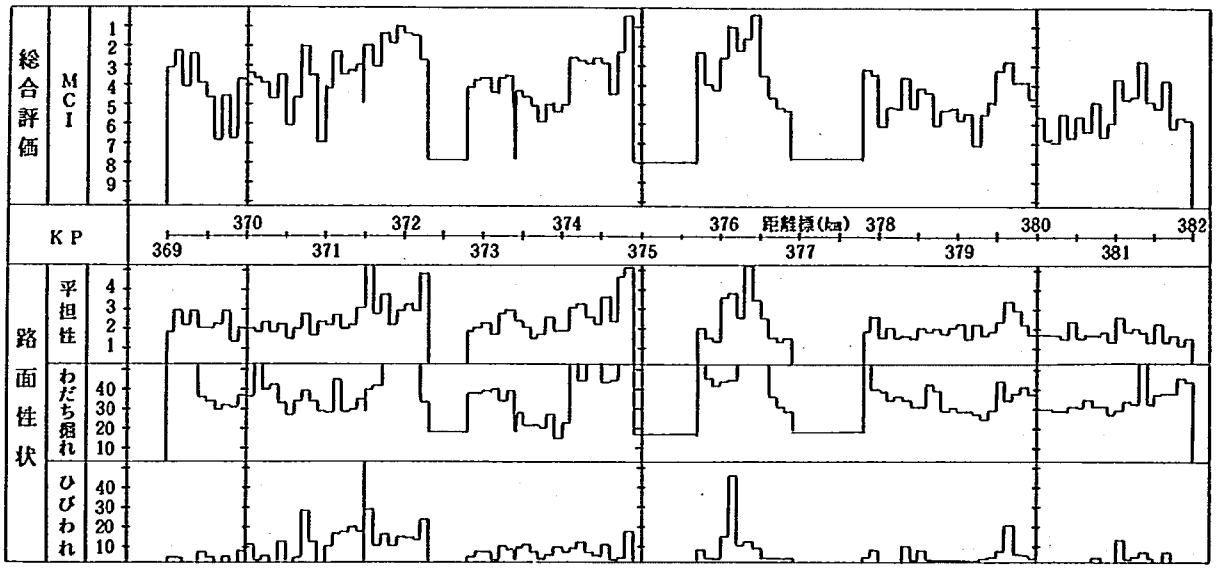


図３－３　供用レベル図（1984年度）

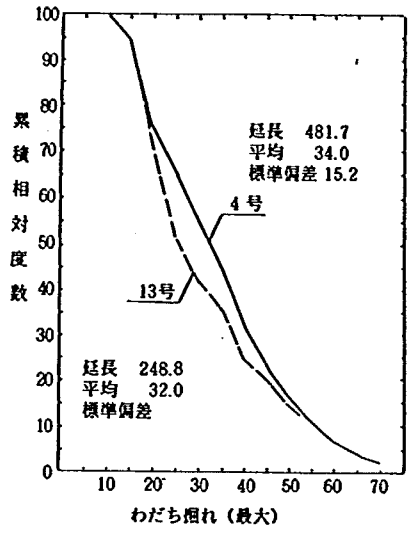


図３－４ わだち掘れ累積相対度図

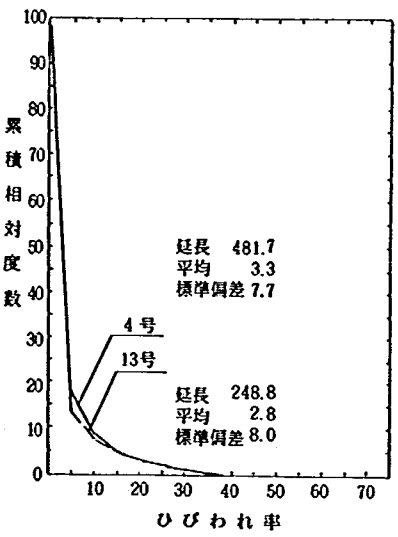


図３－５ ひびわれ累積相対度図

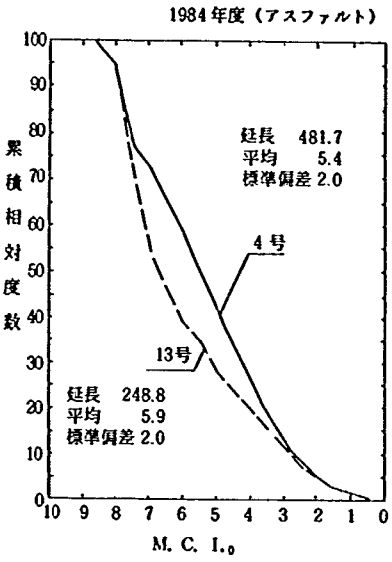


表３－６ M.C.I_0 累積相対度図

表３－３ 維持修繕候補区間リスト

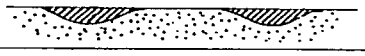
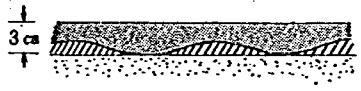
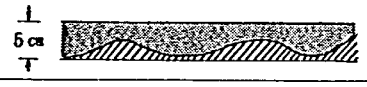
ジムショ 1 （コオリヤマコクドウコウジ）
シュッチョウジョ 2 （アイヅワカマツ）
ロセンバンゴウ 49

KP2 ～ KP2	エンチョウ (m)	ヒビワレ	ワダチボレ サイダイ	ワダチボレ ヘイキン	ジュウダン	ヒョウカチ (M.C.I_0)
139・685 － 140・000	515	33.4	45	***	***	1.36
105・100 － 105・600	500	9.8	45	***	***	3.28
125・200 － 125・700	500	10.6	33	***	***	3.49
109・500 － 110・000	500	7.3	44	***	***	3.49
109・000 － 109・500	500	11.7	45	***	***	3.55
99・500 － 100・000	500	6.7	42	***	***	3.99
126・300 － 126・800	500	4.0	41	***	***	4.38
106・400 － 106・900	500	2.7	38	***	***	4.73
*** ショウケイ ***	3815	区間の平均値				路面の悪い順に出力

4. アスファルト舗装の維持修繕工法のメニュー

道路は一般交通のための施設であり，絶えず重い荷重を負担しており，道路施設の劣化損耗は避けられないものである。特に舗装路面は交通量の増大と通行車両の重量化により過酷な条件下におかれているとともにスパイクタイヤの普及による摩耗損傷は著しく道路の維持管理上の大きな問題の一つとなっている。路面性状調査により路面の供用性の実態が把握できたならば，適切な補修が施こされ良好な路面性状が回復されなければならない。ここでは，維持修繕工法の標準化へ向けて，路面の状況による補修工法の例を表４－１にまとめる。

表４－１　路面状況による補修工法（例）

	路面の状況	M.C.I.$_0$	補修方法	備考
①	摩耗（一部わだち掘れあり）スパイクタイヤにより路面に軌跡状のわだちがある。	5程度	フィッシャーでわだち部分のみ施工。 	従来のレベリングに相当するが，現況によっては部分切削も併用する。
②	摩耗（広範囲に摩耗あり）ポリッシング状で路面に老化とはく離がある。	〃	施工厚３㎝。フィニッシャーで全面オーバーレイ施工。 	ひびわれが20～30%以上の場合は，部分打ちかえも併用する。
③	摩耗と流動（部分的に発生）②工法では対処できない。	4～5	施工厚３㎝。フィニッシャーで全面オーバーレイ施工（全面切削を併用）。 	主として表層の摩耗老化であって薄層切削でカバーすることができる場合。
④	わだち掘れが著しく（50～60㎜）ひびわれも発生①～③工法では対処できない。	4程度	施工厚５㎝。すでにTA が80%を越えているか。又はオーバーレイ５㎝施工ではTA が80%を越える場合（全面切削を併用）。 	主として，インターバルの短いオーバーレイや，TA を満足している場合。
⑤	ひびわれが著しく（40～50%）わだち掘れも発生①～④工法では対処できない。	〃	施工厚最大10㎝。オーバーレイ施工後でTA が80%以上になるように施工厚を設定。 	TA 不足で破壊しているものでTA が80%以上になるように２層施工を行なう場合。

5. ま と め

冬季の走行車両のスパイクタイヤの装着化はここ10年の間に急激に普及し始め，今では小型車の過半数が装着し，最近では小型車の数倍の影響があるといわれる大型車のスパイク化が目立ってきている。このことは積雪地方における路面の摩耗と都市の粉じん対策で，大きな社会問題となっている。

道路を常時良好な状態に管理するためには早急に冬季スパイクタイヤによる摩耗と夏季の流動の二つの目的に応じた表層混合物を見出す必要がある。

このため室内試験と現地試験による長期的なデータに基づく検討を進めることと併用し，実用試験を繰り返して表層混合物の検討を行なってきている。

舗装の良し悪しは長期間の供用により最終的に結論づけられるものであろうが，ここでは現在進めているデータと考え方をまとめてみたものである。

要約すると，

(1)　路面性状調査システムとしてM.C.I.を採用し，総合的に評価し，路面の維持修繕のプライオリティを決める。

(2)　室内試験（スパイクラベリングその他）と各地域の実用試験のデータをもとに，摩耗と流動を

考慮し，

① 積雪地域は細粒度ギャップアスコンを，一般地域は密粒度ギャップアスコンを採用。

② 表４－１に従い，舗装厚を検討し，最大粒径を20㎜。

③ 硬目のアスファルト針入度（60～80，40～60）

④ ショートインターバル補修，早めに薄く舗装。

(3) 効果的補修工法として

① 締固め度の確保（基準密度の98％以上）

② わだち掘れ補修（二本引き，又はレール引き工法）

③ 路上表層再生工法，製鋼スラグアスコン等の試験的な採用

一方，スパイクタイヤの環境公害問題でもいわれているように，舗装体の抵抗には限界があり，今後は冬季道路の供用性向上，スパイクタイヤに代るタイヤの開発，スパイクタイヤ使用の規制を含めた総合的な対応が必要と思われる。

限られた予算内で最大限の効果を発揮させるため，今後更に追跡調査を実施していくとともに，その時代・時代に合った舗装について検討していかなければならない。

以　上

北陸の直轄国道の舗装について

建設省北陸地方建設局　南　部　隆　秋
同　　舟　田　　敏

概　　要

建設省北陸地方建設局は、豪雪地域を走る国道を管理している。このレポートでは、激しい摩耗作用を受けるこの地域の路面管理と補修の実態について報告する。

建設省北陸地方建設局の管理する約1,000㎞の道路が走る地域は、世界でも有数の豪雪地帯であり、日降雪量の累計が年によっては20mに達する所もある。しかしながら最低気温が0℃以下となることは少なく、除雪が頻繁に行われる結果、道路面は長期にわたり湿潤状態で露出する。舗装はほとんどがアスファルト舗装であり、平均交通量は約10,000台／日、全線の約90%が往復二車線の道路であり、ほとんどの走行車両はスパイクやチェーンを装着している。

このような気象条件と路面及び走行車両の状況は、舗装路面の激しい摩耗を引き起こしている。

北陸地方建設局は限られた予算の中でこのような路面の摩耗に対処すべく、ギャップアスファルトコンクリートを全面的に採用すると共に、応急的な路面補修法として、轍ぼれ部分だけを埋める工法を開発するなどして安価な路面補修に努めている。

また管内全線の路面撮影を3年に一度実施し、ＭＣＩという指標を算出して計画的な路面管理に役立てている。その他、摩耗対策としてＰＣ板舗装、コンクリート薄層舗装補修なども実験的に施工している。

北陸の直轄国道の舗装について

建設省北陸地方建設局　南部隆秋
〃　舟田敏

はじめに

建設省北陸地方建設局の管理する約1000㎞の道路が走る地域は、世界でも有数の豪雪地帯であり、日降雪量の累計が年によっては20mに達する所もある。しかしながら最低気温が0℃以下となることは少なく、除雪が頻繁に行われる結果、道路面は長期にわたり湿潤状態で露出する。

舗装はほとんどがアスファルト舗装であり、平均交通量は約10000台／日、全線の約90%が往復二車線の道路であり、冬期にはほとんどの走行車両はスパイクやチェーンを装着している。

このような気象条件と路面及び走行車両の状況は、舗装路面の激しい摩耗を引き起こしている。

北陸地方建設局は限られた予算の中でこのような路面の摩耗に対処すべく、ギャップアスファルトコンクリートを全面的に採用すると共に、応急的な路面補修法として、轍ぼれ部分だけを埋める工法を開発するなどして安価な路面補修に努めている。

また管内全線の路面撮影を3年に一度実施し、ＭＣＩという指標を算出して計画的な路面管理に役立てている。その他、摩耗対策としてＰＣ板舗装、コンクリート薄層舗装補修なども実験的に施工している。

このレポートでは、激しい摩耗作用を受けるこの地域の路面管理と補修の実態について報告する。

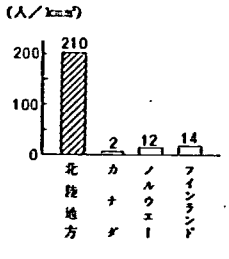
1. 気象特性

1) 位　置

図－1でもわかるとおり北陸地方は、わが国有数の豪雪地域であるとともに、その積雪量の多大さと、地域人口の多さを考えると、除雪・防雪の必要性の高さと困難さは世界的にも例を見ないといえよう。

図－2は、1月の平均気温5℃以下の北半球の主要都市について平均降水量と緯度との関係を示したものであるが、これをみても北陸地方の都市の降水量は極端に多くなっている。

道路の除雪・防雪技術の進歩の結果、かつて冬期間には雪のために孤立し、不便な生活に耐えることを強いられていた地域においても無雪期に近い社会・経済活動が可能となっている。



図－1　人口密度

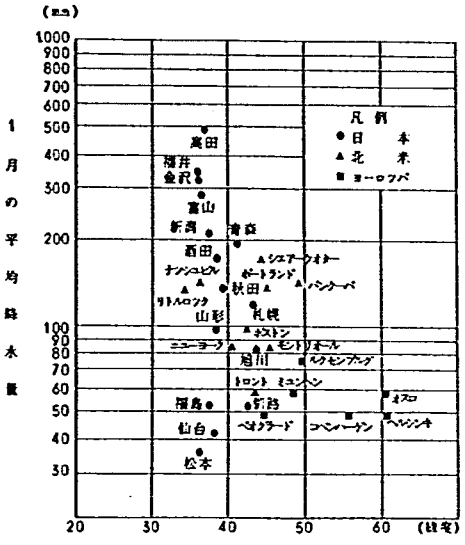
住民の生活も、冬期に道路交通が確保されていることを前提として営まれるようになり、道路除雪、防雪への期待と責任の重大さはますます高まっている。

さて、北陸地方の位置は世界的にどんな位置に当たるであろうか。北陸3県は、北端、北緯38度33分、南端、北緯36度3分、東端、東経139度54分、西端、136度14分の範囲内にある。

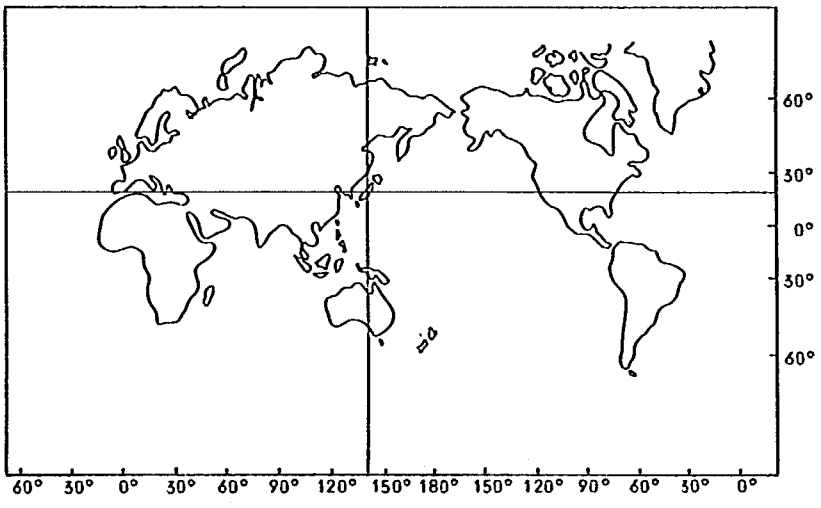
この位置は地球儀を回していくと、ちょうど地中海の真ん中に当り、新潟市とアテネや長靴の先のシシリア島がほぼ同じであり、金沢市はアフリカ大陸のアルジェリアのアルジェとほぼ同緯度に位置する。又、アメリカでは新潟市とサンフランシスコが同じである。

一方、同経度に沿って南方に目を向けると、ニューギニアを通りオーストラリアの中央部に当たる。　図－3

次に日本の中ではどのような位置を占めているか。



図－2　北半球に於ける主要都市の緯度と降水量
（東京天文台編、理科年表1977、世界の気候表より）

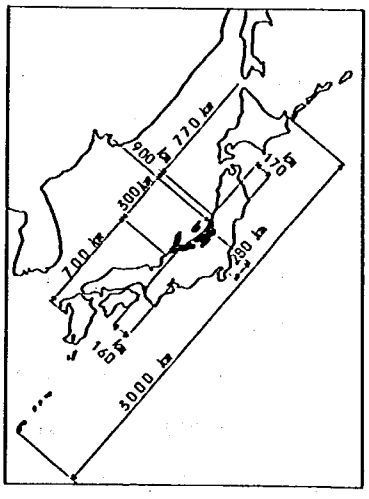


図－3　世界における北陸の位置

図－4に示すように細長い日本は全長が約3,000㎞に及んでいる。しかし、日本海に面しているのは約1,900㎞で、そのうち、北陸3県はちょうど中央部にあたる。

日本海のふところは広い所で大陸との距離が900㎞である。

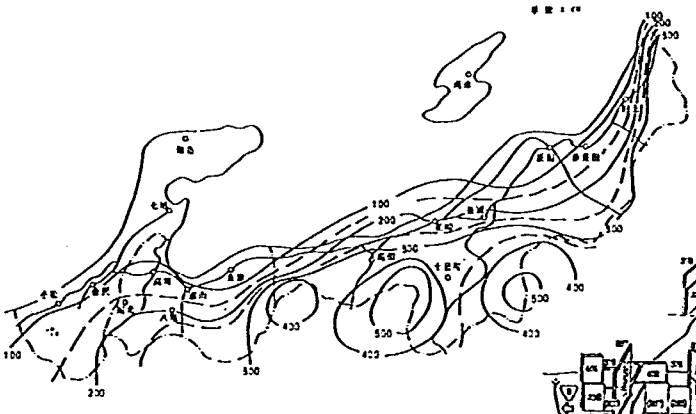
本州は太い所でも約250㎞であり、北陸地方と関東、東海地方が背中合せとなっている。



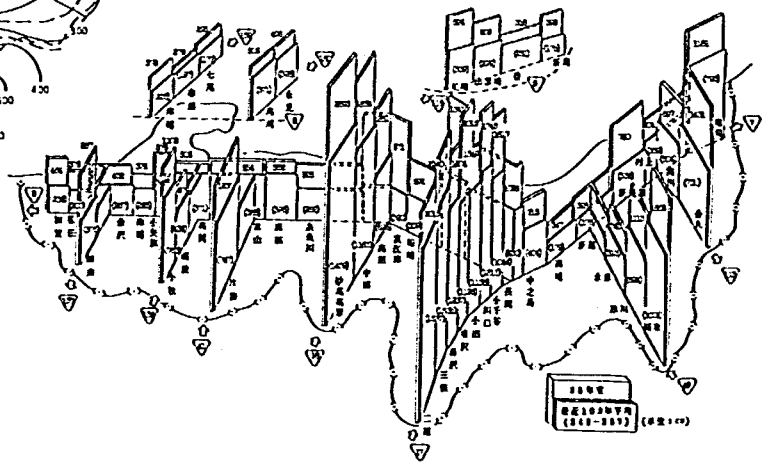
図－4　主要都市間の距離

2）降積雪量

石川・富山・新潟の三県は総面積21,000㎢、総人口470万人である。全地域が豪雪地帯対策特別措置法による豪雪地帯であり、積雪をみない地域は無い。三県内の国の直接管理区内は12路線963.5㎞、管内の積雪の状況は図－5及び図－6のとおりである。過去5ヶ年の最小累計日積雪深の記録は53年の159号七尾での21㎝、最大累計日積雪深は58年（59豪雪）の時の、18号妙高高原での約23mである。



図－5　59豪雪・最深積雪分布



図－6　最近10ヵ年平均と58年度（昭和59年豪雪）の累計降雪深比較図

2. 管理状況

1）管理延長

表－1は北陸地方建設局が担当する国道の管理区間の指定延長は、昭和33年度には8号の93.7㎞であったが、道路整備5ヶ年計画の施行により国道の改築率が高まり、43年には767.9㎞と伸び昭和53年度には947.8㎞、昭和58年度には963.5㎞と、直轄管理を始めた当初の約10倍以上となった。

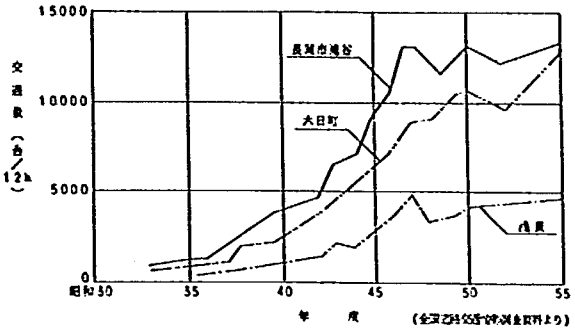
表－1　直轄指定区間の推移

路線名 / 年度	7号	8号	17号	18号	41号	49号	113号	116号	156号	157号	159号	160号	計
33	－	93.7	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	93.7
34	－	93.7	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	93.7
35	－	93.7	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	93.7
36	24.5	116.3	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	140.8
37	24.5	203.8	25.2	－	－	－	－	－	－	－	－	－	253.5
38	48.7	234.7	41.5	22.2	－	－	－	－	－	－	－	－	346.9
39	52.2	251.9	40.8	22.6	－	－	－	－	－	－	－	－	372.5
40	57.0	301.3	44.8	38.8	15.2	－	－	－	20.4	－	－	11.4	488.9
41	108.2	364.5	100.9	32.0	22.3	18.3	－	－	20.4	8.9	54.4	11.4	753.3
42	102.9	367.0	100.9	32.0	22.3	30.6	－	－	20.4	8.9	54.4	11.4	762.8
43	102.9	367.0	100.9	32.0	22.4	30.6	－	－	20.4	8.9	54.4	11.4	762.9
44	102.9	366.4	100.8	32.0	22.3	51.4	－	－	25.2	8.9	54.4	11.4	770.7
45	102.8	365.6	102.2	32.0	22.3	63.1	－	－	25.2	8.9	54.4	11.4	802.9
46	102.8	365.6	102.2	32.0	22.3	62.0	－	－	26.8	8.9	54.4	11.4	810.4
47	102.8	365.6	102.2	32.0	22.3	57.0	－	－	26.8	8.9	54.4	11.4	814.4
48	102.8	365.6	102.2	38.5	22.3	62.0	－	75.4	26.9	15.0	63.0	25.6	913.9
49	108.7	364.7	102.2	38.5	22.3	63.4	－	72.3	26.9	15.0	63.0	25.6	915.5
50	108.7	362.0	102.2	32.2	33.9	66.6	24.8	72.3	28.7	15.0	63.0	25.6	948.8
51	108.6	361.8	102.2	32.2	34.2	66.5	25.3	72.3	28.6	15.0	63.8	25.7	942.2
52	108.9	361.8	102.2	32.2	34.2	66.5	25.6	72.3	28.6	15.0	63.8	25.7	942.8
53	108.9	361.6	102.2	32.2	34.2	66.5	25.6	72.3	28.6	15.1	63.1	25.8	946.6
54	108.9	361.5	102.2	32.5	34.2	66.5	25.6	72.3	28.4	15.1	63.1	25.6	946.7
55	108.7	361.5	102.2	32.5	34.2	66.2	25.6	72.3	28.6	15.1	63.1	25.6	946.4
56	110.7	361.5	102.2	32.5	34.2	66.1	25.9	72.3	28.4	15.1	63.1	25.6	942.4
57	111.4	361.5	102.2	32.5	34.2	66.1	25.9	72.3	28.4	15.1	63.1	25.6	948.1
58	111.5	361.4	110.1	32.5	34.2	66.1	25.9	72.3	28.6	21.2	63.1	22.0	963.5

2）交通量（季節変化）

年々増加する交通量も夏と冬では、かなりの差があった。しかし、除雪体制が確立した現在では、鉄道輸送が止っても国道だけは豪雪の時でも確保されるとあって、毎年交通量は増加し続けている。

また、除雪のレベルが向上するにつれ夏場の交通量と冬場の交通量の差が少なくなって来た。



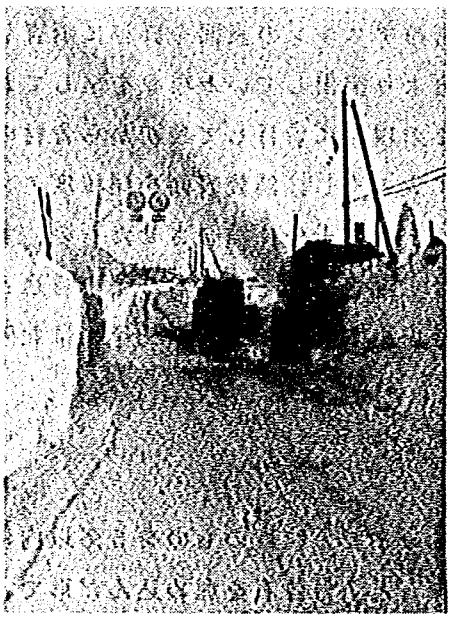
図－7　17号の交通量の推移（例）

3. 除　雪

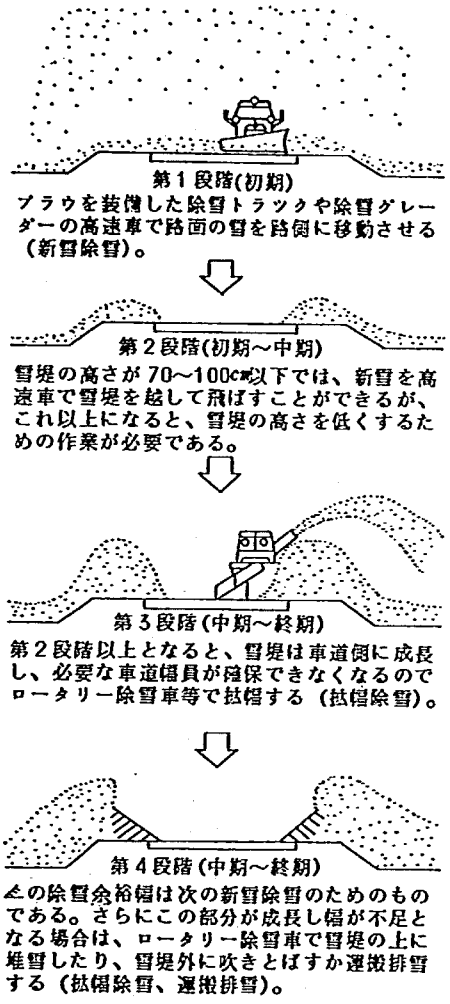
1）除雪方法

道路の除雪は機械による除雪が主体となっており、路面の積雪をすみやかに路肩部へ移動させる一次除雪と、一次除雪によりできた一次堆雪を除雪する二次除雪に分けられ、その作業内容によって「新雪除雪」、「拡幅除雪」、「運搬排雪」、「雪庇および高雪堤処理」等に区分される。

除雪作業の初期段階では、新雪除雪が主体であり、最も高速性を発揮しなければならない時期である。したがって、新雪除雪の作業頻度を多くし、圧雪ができるのを防ぎ、併せて路面の整正を行う。通常は図－8に示すような手順によって除雪作業を行っているが、新雪除雪作業の回数が増加するに伴って、路側にかき寄せられた雪堤が高く成長し、また車道幅員を狭めるため第3段階、第4段階の除雪作業が実施され、その結果、形成される雪堤の高さは5m以上に及ぶこともある。



写真－1　ロータリー除雪車による拡幅除雪



図－8　除雪作業の順序

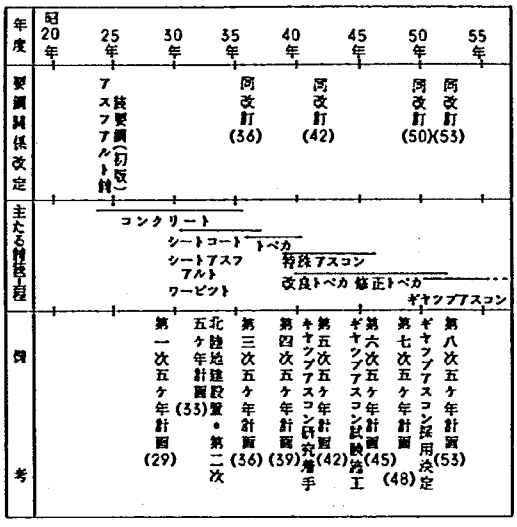
4. 舗装の現況

1) 北陸地建における舗装の推移

昭和33年に北陸地建が発足したが、当時はまだ直轄道路工事も少なく、またアスファルト舗装の主要材料である砕石の生産体制も極めて貧弱で、量も少なく、マカダミックス工法や粗粒式アスコンをベースとしたシールコートを施す工法がわずかに施工されていた程度である。表－2は北陸地方におけるアスファルト舗装の概略推移を示したものである。

積雪寒冷地のアスファルト舗装は、関東側の舗装と違って激しい気象条件作用を受けるばかりでなく冬期間タイヤチェーンやスパイクタイヤによって著しく摩耗する。

表－2　北陸地方における舗装の概略推移
（　）は年度を示す



この摩耗対策の一手段として、昭和40年ごろは、合材中の骨材最大粒径を小さくするか、または、粗骨材を少なくしたシートアスファルトやトペカ工法による混合物を比較的多く採用していた。当時としては粒径20～25㎜程度の骨材が多量に混入すると、施工時の路面は黒舗装そのものにみえるが、一冬過ぎるとタイヤチェーンによってアスファルトがはくり飛散し、路面全体が白く見えるようになる。これに対し、シートアスファルトのように細粒骨材を主体とした混合物はチェーンでたたかれても、施工直後とあまり変らない黒っぽい色をしているため、摩耗にもかなり抵抗力があるものと考えられていたからである。

ところが、過去数カ年にわたって施工された密粒アスコンの表面を詳細に調査してみると、摩耗の見られる箇所は、粗骨材がアスモルの部分より突出している現象を呈しており、すべり抵抗を大きくしていることが伺えた。そこで、この現象に着目して最初から骨材の配合率をタイヤチェーン等によってはくり飛散しない程度に大きくし、舗装表面を開粒度アスコンのごとく粗面にし、かつ舗装全体を適当量のアスファルト分で十分に結合させたもの、すなわち「すべり抵抗値が大きく、同時に耐摩耗性を満足させる混合物」をつくることを目途とし、昭和43年に試験・研究に着手した。その後約８年の歳月を経て開発し、昭和58年には北陸地建の主要工種として採用され、今日に至っている。

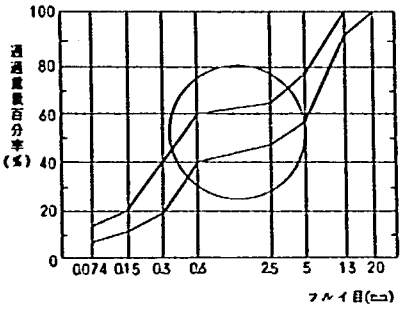
2) ギャップアスコンの特徴

ギャップアスコンは骨材粒径が2.5㎜から0.6㎜までの粒度のものを５％以内に入るように極端に少なくし、アスファルトモルタルに６号砕石と７号砕石を埋め込んだ形で、骨材の間隙

率を大きくした不連続型粒度をもつアスファルト混合物である。アスファルトモルタルと、粒径の大きい骨材を適量に混合すれば、すべり抵抗性と高温時における流動抵抗性が増し、耐摩耗性も向上するので、積雪寒冷地用のアスファルト表層用混合物としては最も適切なものである。表－3及び図－9参照。

表－3　標準粒度範囲

フイルイ目 (mm)	通過質量百分率 (%)
20	100
13	95 ～ 100
5	55 ～ 75
2.5	45 ～ 65
0.6	40 ～ 60
0.3	18 ～ 40
0.15	10 ～ 20
0.074	7 ～ 13

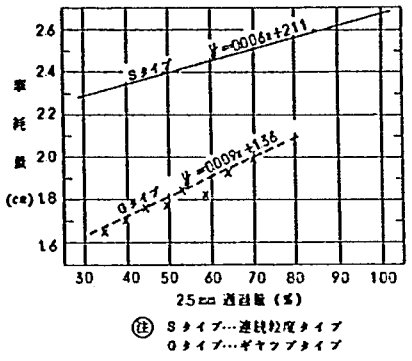


図－9　標準粒度曲線図

その特徴は以下のごとくである。

イ）タイヤチェーンやスパイクタイヤに対する耐摩耗性がすぐれている。（わだち掘れがしにくい）

図－10は2.5㎜通過量と摩耗量の関係を示したものである。Sタイプ、Gタイプともに2.5㎜通過量が増加するに伴って摩耗量が増大する傾向を明瞭に示しており、トペカあるいはシートアスファルトのような細粒骨材を多量に含む混合物ほど摩耗量が多い結果を表わし、両タイプともほぼ直線的な関係にあることがわかった。



注）Sタイプ…連続粒度タイプ
　　Gタイプ…ギャップタイプ

図－10　2.5㎜通過量と摩耗量（室内試験）

ロ）舗装面がやや粗面に仕上り、すべり抵抗性が高い。（スリップしにくい）

ハ）流動破壊（ウェーピング）が少ない。（わだち掘れや路面変形が少ない）

ニ）工費が安い。（トペカに比べて約1割安い）

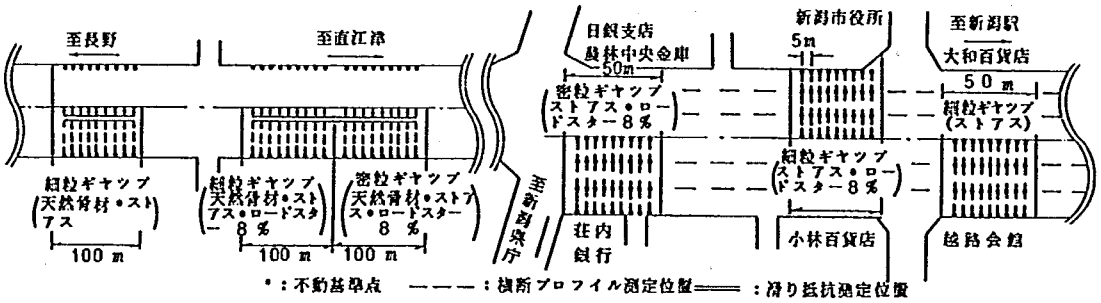
3）ギャップアスコンの摩耗追跡調査結果

摩耗・流動によるわだち掘れ調査は、道路の両端部・区画線に設置した不動基準点（図－11）をもとにして横断プロフィルメータで単路部、交差点流入部とも1種類に9点の測定を行った。9断面の平均値（㎜）によるわだち掘れ経年変化を比較したものを図－12に示す。

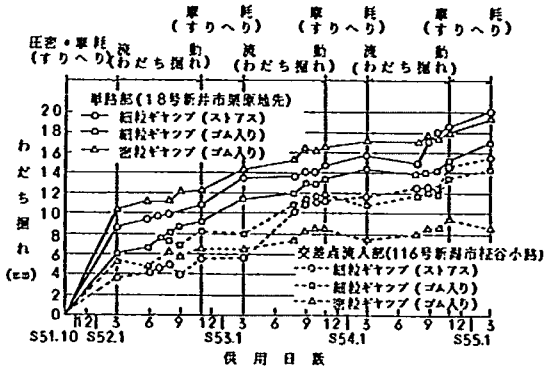
なお、摩耗と流動の区別は調査時期によって行い、3月から11月までの変形量を流動によるものとし、11月から3月までの変形量を摩耗量とした。

摩耗量は、横断プロフィルメータで冬期前（11月）に測定した横断記録をもとにして、冬期後（3月）に測定した記録との断面の差を求め、その断面積（㎠）を道路幅員で除し、摩耗量として表した。

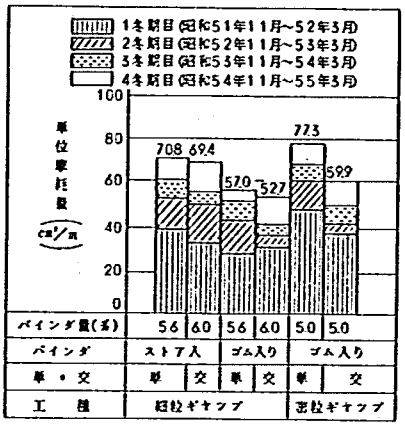
その結果は図－13に示すとおりである。



図－11 試 験 舗 装 箇 所



図－12 月別わだち掘れ経年変化の比較



図－13 累加摩耗量

① 摩耗・流動によるわだち掘れ

わだち掘れの進行は、舗設後から1冬期間経過後に著しく、2年目以降の進行度合は低い傾向を示している。

これは舗設後の供用開始による圧密と交通車両等の自然転圧による締固め密度の増加が得られなかったための摩耗によるものと考えられる。2年目以降は、自然転圧の効果が表れ、わだち掘れの増加は小さく、各工種とも同傾向の進行を示しているが、単路部における1冬期後の細粒度ギャップアスコン（ゴム入り）については改質効果が顕著に表れている。

北陸地方では、細粒度ギャップアスコンの施工以来、わだち掘れの進行は、かなり小さくなったものと考えられる。しかし今回の試験舗装からみると、流動によるわだち掘れ累積量は単路部では、細粒度ギャップアスコン（ゴム入り）、密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）、細粒度ギャップアスコン（ストアス）の順となっている。流動による累積わだち掘れに対して、摩耗による累積わだち掘れは、細粒度ギャップアスコン（ストアス）で2.1倍、ゴム入りでは1.8倍、密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）では約3倍であり、摩耗による累積わだち掘れがだんぜん大きいことを示している（表－4）。

また、交差点流入部では密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）、細粒度ギャップアスコン（ゴム入り）、同じく（ストアス）の順となり、流動による累積わだち掘れは単路部とは逆に摩耗による累積わだち掘れよりも若干大きくなっている。

このことは車線数と、大型車両の交差点での停止・発進による輪荷重の増大が影響したもの

と考えられ、アスファルト舗装の一般的特性を示している。

表－4　わだち掘れおよび摩耗量の調査結果

混合物の種類	バインダの種類	単路部（18号，新井市栗原） わだち掘れ (mm) 摩耗による	わだち掘れ (mm) 流動による	わだち掘れ (mm) 計	わだち掘れ (mm) 順位	摩耗量(cm/m) 摩耗量	摩耗量(cm/m) 順位	交差点（116号，新潟市　谷小路） わだち掘れ (mm) 摩耗による	わだち掘れ (mm) 流動による	わだち掘れ (mm) 計	わだち掘れ (mm) 順位	摩耗量(cm/m) 摩耗量	摩耗量(cm/m) 順位
細粒ギャップ	ストアス	13.7	6.4	20.1	3	70.8	2	4.4	11.1	15.5	3	69.4	3
〃	ゴム入り	10.9	6.2	17.1	1	57.0	1	6.7	8.4	15.1	2	52.7	1
密粒ギャップ	〃	14.7	5.0	19.7	2	77.3	3	5.4	4.3	9.7	1	59.9	2

② 摩　耗　量

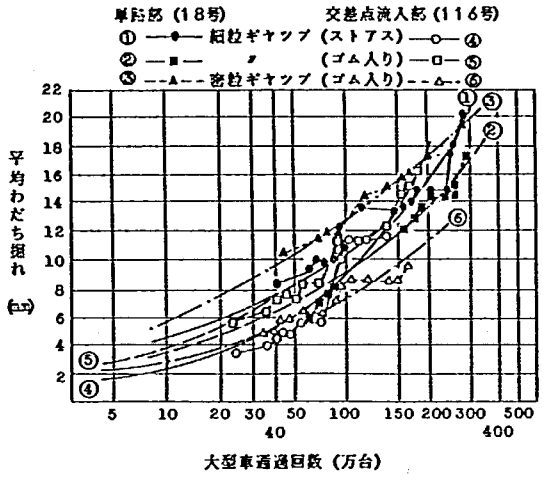
4冬期間の累積摩耗量は、単路部で大きい方から密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）、細粒度ギャップアスコン（ストアス）、同じく（ゴム入り）となり、交差点流入部では、細粒度ギャップアスコン（ストアス）、密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）、細粒度ギャップアスコン（ゴム入り）の順である。

密粒度ギャップアスコンについては、両部ともかなりのはがれや、ひび割れが生じ、パッチングがなされている。

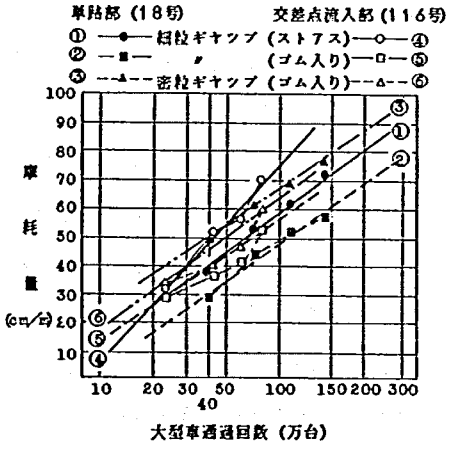
このことから考えてみると、当地方における摩耗対策としての密粒度ギャップアスコンは、改質アスファルトを使用しても問題があるといえる。

③ 交通量とわだち掘れ

大型車交通量は、単路部（18号、新井市栗原）では2,232台／日、交差点部（116号、新潟市柾谷小路）で1,287台／日であり、昭和55年3月までの概算大型車通過回数は、単路部で約286万台、交差点部で約165万台となる。概算大型車通過回数と累積わだち掘れ、および累積摩耗量の関係は図－14、15に示すとおりである。



図－14　大型車通過台数と累積わだち掘れ



図－15　大型車通過回数と累積摩耗量

④　概算大型車通過回数とわだち掘れの関係

図－14をみると、単路部では約286万台通過で細粒度ギャップアスコン（ストアス）が20.1㎜、同じくゴム入りが17.1㎜、密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）では19.7㎜で、交差点流入部では約165万台通過で、細粒度ギャップアスコン（ストアス）15.5㎜、同じくゴム入りが15.1㎜と、差はみられないが、密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）では9.7㎜という結果であった。

細粒度ギャップアスコンの単路部については、2年間経過した時点で概算大型車通過回数が163万台で、累積わだち掘れが15㎜程度であったことから、土木研究所資料表－5（動的安定度ＤＳと大型車通過回数に対する許容わだち掘れ量）の平均わだち掘れ15㎜、150万台で動的安定度1,000回／㎜に相当する。しかし累積わだち掘れの60%程度が摩耗によるものであることから、本調査のみからみた場合、実質的には流動抵抗性がかなりあるといえる。

表－5　動的安定度と大型車通過回数

（単位：万台、土木研究所資料）

平均わだち掘れ量(㎜) ＼ 動的安定度	単路部		交差点部	
	10	15	10	15
1000	80	150	50	90
1500	150	300	90	170
2000	250	700	150	400

昭和54年度の現場切取り供試体の動的安定度は900回／㎜以下であったが、これは流動・摩耗に起因する骨材とバインダの経年変化による影響と考えられる。また、交差点流入部では90万台で10.0㎜程度と、かなり優位な数値となっているが、調査個所は1方向3車線で条件が異なり比較できない。

⑤　概算大型車通過回数と摩耗量

単路部では、概算大型車通過回数142万台（4冬期のみ交通量）で4冬期間の累積摩耗量（㎠／m）は細粒度ギャップアスコン（ゴム入り）では57.0、同じくストアスで70.8、密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）で77.3であり、交差点流入部では82万台で、細粒度ギャップアスコン（ゴム入り）が52.7、同じくストアスで69.4、密粒度ギャップアスコン（ゴム入り）が59.9となり、単路部、交差点部ともほぼ直線的傾向を示しているが、この結果から細粒度ギャップアスコン（ゴム入り）が耐摩耗性の混合物といえる。

わだち掘れおよび摩耗量調査結果は表－4に示すとおりである。

以上、調査結果から、一般単路部においては摩耗によるわだち掘れが流動によるわだち掘れのほぼ2倍になっている。

これらのことから北陸地方では耐摩耗性を重点におき、流動によるわだち掘れを遅らせる混合物が望ましいと考えられる。

5. 舗装の損傷

路面状態の把握は、日常の巡回、いわゆるパトロールによる目視のほかに、定期的に実施する路面維持調査によって定量的な確認を行っている。路面の状態を評価する要素としては、一般的に「ひび割れ」、「わだち掘れ」が用いられている。このうちひび割れは舗装の耐久性に直接影響を与えるもので、路面観測の重要な項目である。

わだち掘れは、構造的な原因もさることながら表基層部分の混合物に起因して起こることが多く、降雨時の滞水、歩道への水はね、隣接車への水はねなどの原因となっている。さらに、走行時のすべり摩擦の低下の原因ともなり、ハンドル操作にも悪影響を及ぼすために維持修繕の重要な判断要素となっている。

舗装の維持修繕はオーバーレイや、切削、ポットホールの穴埋めといった日常に行われている工法をいかに的確に、しかも効果的に行うとともに、安全対策、あるいは環境対策から道路の管理水準をどのように設定すべきかという面、さらには車を通しながら短時間に施工する技術など、道路の運用の最も基本的な技術であるということができる。しかも、限られた費用の中で適格な工法を選択をせまられている。



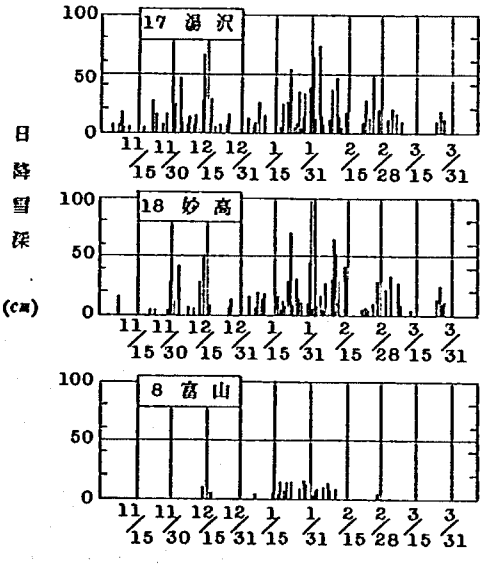
写真－2　舗装の損傷状況

1）舗装損傷を引きおこす外的要因

①　降雪状況および路面状況

スパイクタイヤの装着率に直接左右されるものは、降雪の時期と量、さらには路面の凍圧雪状況である。

北陸管内における代表地点の降雪状況を図－16に示すが、初雪が最も早い地点は国道17号、新潟県南魚沼郡湯沢町二居地区の11月6日、次いで国道18号、同県中頸城郡妙高地区の11月8日であり、両地区とも例年より約1週間～2週間、早い初雪であった。これらの地区は、連日のように雪が降り続き（降雪日数、湯沢：69日間、妙高：63日間）降雪量も非常に多く、豪雪地帯としても有名である。

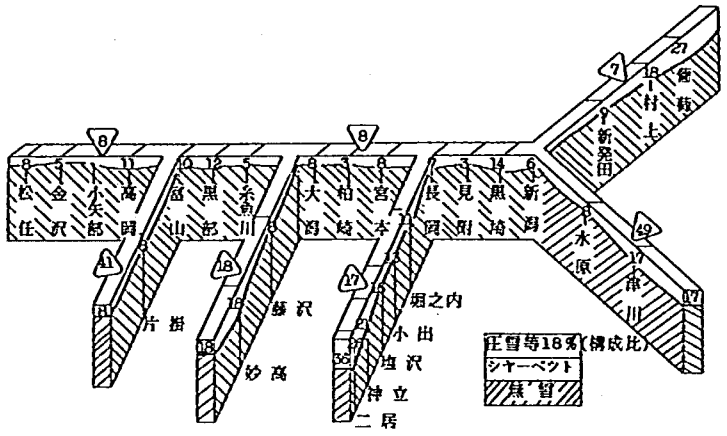


図－16　日降雪状況

また、本州を縦断する国道８号は、前者に対し比較的降雪量も少なく、富山市の例では12月14日に初雪があり、例年並みで降雪日数は26日程度であった。

一方、冬期間の路面状況は、圧雪やシャーベットあるいは無雪（裸路面）など様々な状態が繰返され、中でも路面が露出された状態では、スパイクタイヤやタイヤチェーンなどによる摩耗の影響が特に大きい。

図－17は、11月中旬から翌３月中旬までの４カ月間（約120日間）における路面状況を代表地点毎に構成比で示したものであるが、スパイクタイヤ等のすべり止装置が特に必要とされる凍圧雪の路面は平均約10％前後（５～25日間）であり、多い地区でも27～35％で35～50日間程度である。



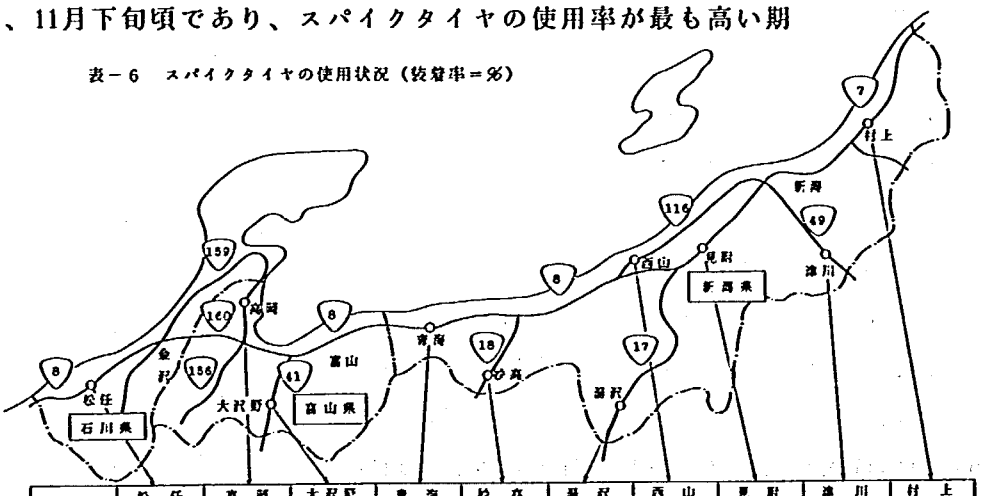
図－17　路面状況図（11／中～３／中の４カ月間）

② スパイクタイヤの使用状況

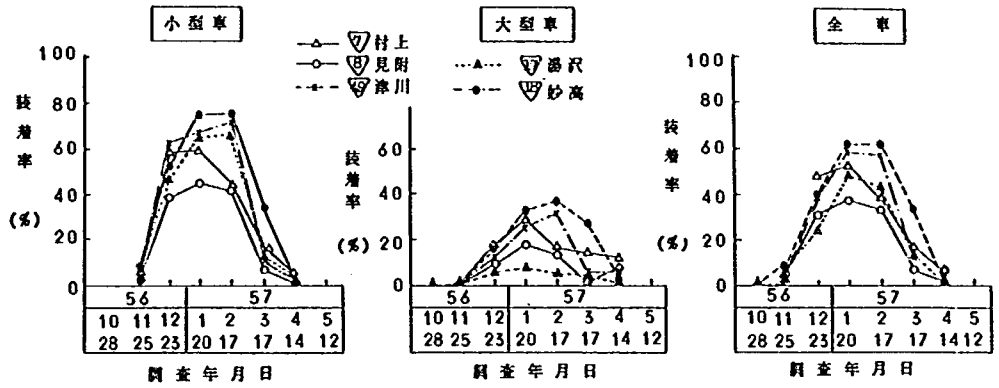
北陸地方におけるスパイクタイヤの使用状況については、昭和56年度の冬期間、約７カ月間の調査を進め、その結果を表－６に、また代表地点の季節変動を図－18に示す。

これらの図表からみて、夏タイヤからスパイクタイヤに交換する時期は、11月下旬頃であり、スパイクタイヤの使用率が最も高い期

表－６　スパイクタイヤの使用状況（装着率＝％）



区	調査日	松任 小型	松任 大型	松任 計	高岡 小型	高岡 大型	高岡 計	大沢野 小型	大沢野 大型	大沢野 計	青海 小型	青海 大型	青海 計	妙高 小型	妙高 大型	妙高 計	蓮沢 小型	蓮沢 大型	蓮沢 計	西山 小型	西山 大型	西山 計	見附 小型	見附 大型	見附 計	津川 小型	津川 大型	津川 計	村上 小型	村上 大型	村上 計
1	561028	1	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1125	1	2	1	0	0	0	0	0	0	0	3	1	10	2	8	8	0	4	2	0	1	5	1	4	4	0	3	0	1	0
3	1223	38	17	34	52	13	27	45	16	40	46	17	35	52	15	41	46	6	30	31	9	25	39	10	30	63	10	59	58	16	47
4	57 120	54	24	49	59	16	56	60	21	54	45	52	59	75	30	60	65	6	48	56	22	42	43	16	36	67	27	59	59	28	52
5	217	40	20	36	37	12	31	37	2	30	40	34	38	74	36	61	65	5	42	47	7	33	42	13	35	71	33	58	45	16	37
6	317	7	11	8	6	6	6	4	3	3	4	1	3	34	28	33	12	6	10	5	0	3	8	0	6	10	5	9	16	14	15
7	414	2	5	2	1	2	1	1	0	1	1	2	1	5	2	4	0	0	0	0	0	0	1	7	3	3	5	4	5	13	6



図－18　車種別・地区別スパイクタイヤ装着率の変動（降雪日数45日間以上）

間は１月～２月の間で、国道18号（新潟県妙高高原町）の75％を最高に、国道49号（新潟県津川町）の71％、国道17号（新潟県湯沢町）の65％と小型車類が高く、大型車類ではおよそ30％程度の使用率を示しており、本州を横断する豪雪地域の道路では全般的にスパイクタイヤの使用率が高い傾向にある。

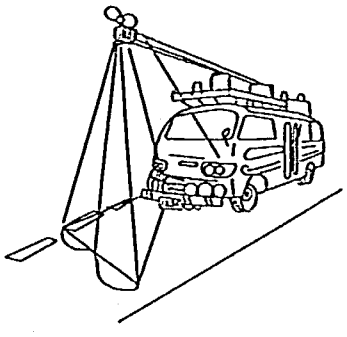
また、降雪期が去り、スパイクタイヤから夏タイヤへの交換は、３月時点でその傾向がみられる。しかし、４月中旬という特にスパイクタイヤが必要としない北陸の季節に、使用率13％の地区もみられ舗装に相当の被害をもたらすものと思われる。

2）ＭＣＩからみた地点別の損傷状況

①　路面の調査と評価手法

調査対象は「ひびわれ」と「わだち掘れ」の２項目であり、原則として下り１車線を路面撮影車によって撮影し、100ｍを単位区間として、この区間ごとに写真を解読して、ひびわれ量とわだち掘れ量を求めている。この路面撮影調査は、毎年管理延長の1／3を撮影し、残りの２／３については予測値によって補うという３年サイクル方式を採用している。

図－19にその１例を示す。



路面撮影車

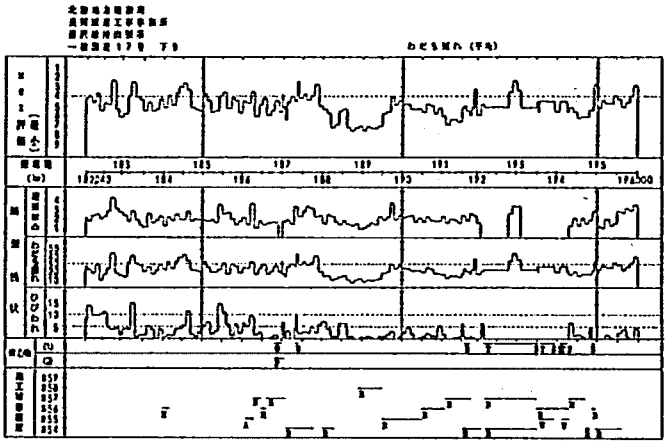
舗装路面を評価して修繕の優先順位を決めようとする場合、客観的かつ定量的に表わすために、路面特性値と関連づけることが必要となる。従来から各種の供用性を表わす指数が提案されているが、現在建設省ではＭＣＩ（維持管理指数：第35回建設省技術研究会）を用いている。

このＭＣＩ式は、舗装直後の状態を10点満点とし、路面が悪化するに従って点数が低くなるというものである。図－20にＭＣＩと一般的な概念としての補修方法の目安を示す。

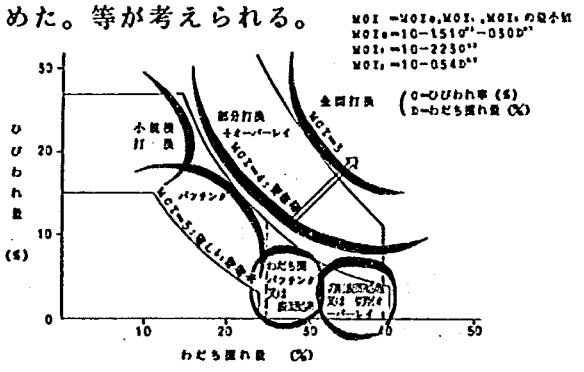
② 路面の現況と経年変化

図－21では年度別のＭＣＩの分布を示す。望ましい管理水準とされているＭＣＩ＝５以下の延長が昭和50年では21％であったのに対し、昭和59年では41％となっておりサービスレベルは低下している。

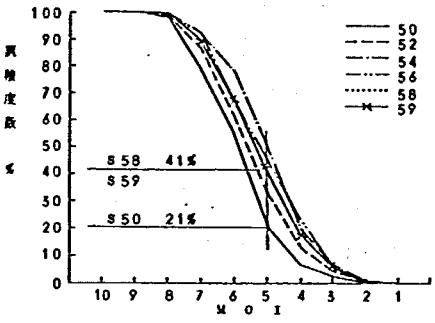
この値は昭和54年～56年の値に比べいくぶん改善の傾向を示しているが、この要因としては、イ)路面撮影データの有効利用により的確な補修を行ったこと、ロ)補修工法に「わだち掘れパッチング」を採用しタイムリーな対処に努めた。等が考えられる。



図－19 供用レベル図（昭和59年度）



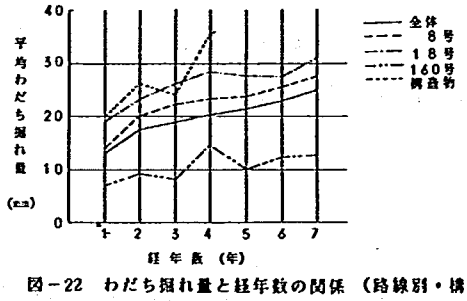
図－20 ＭＣＩと補修工法



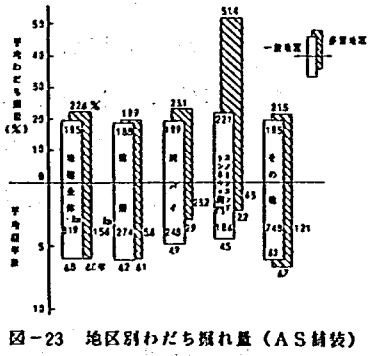
図－21 ＭＣＩ経年変化（累積度数）

③ 路線別、構造物別の特徴

図－22に路線別、構造物別のわだち掘れの経年変化の一例を示す。経年変化の大きい方から順に、冬期間も常時路面が露出しているトンネル、消パイ等の構造物区間、多雪地帯にある18号、交通量の多い８号となっており、少雪少交通の160号は平均以下というように地区別の特徴が良くあらわれている。構造物区間の平均のわだち掘れ量と平均経年数は、図－23のとおりである。



図－22 わだち掘れ量と経年数の関係（路線別・構造物別）



図－23 地区別わだち掘れ量（ＡＳ舗装）

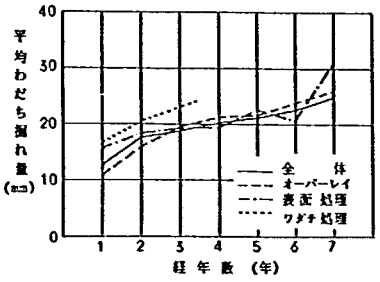
④ 補修工法別の特徴

次に補修工法別（表－７、図－24）に見ると応急処理とされているわだち掘れパッチングの進行量が最も大きく、表面処理とオーバレイでは最初の１～２年の変化は表面処理の方が大きいものの３年目以降ではほぼ同等の変化量となっている。これは、ＡＳ量の多い表層のみのものと、基層を設け２層としたものとの差であると考えられる。

表－7　補修厚

補修区分		層	一般地区	多雪地区
オーバーレイ	AS上	表	3 cm	4 cm
		基	3 cm	3 cm
	00上	表	3 cm	4 cm
		基	6 cm	6 cm
表面処理		表	平均厚 3 cm	
わだちパッチング（ギャップシート）				

表層：細粒度ギャップAS
基層：粗粒度AS



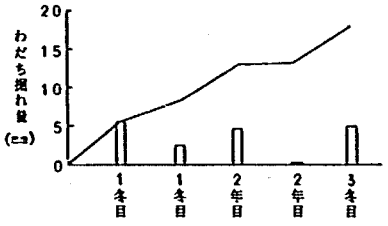
図－24　わだち掘れ量と経年数の関係（工法別）

6. 舗装補修の現況

1）わだち掘れパッチング

北陸地方のアスファルト舗装は、冬期間のタイヤチェーンおよびスパイクタイヤ等による摩耗と、夏期の高気温による塑性流動の両者に起因するわだち掘れが著しい。その中で摩耗によるわだち掘れは、全体わだち掘れ量のほぼ3分の2を占めている(図－25)

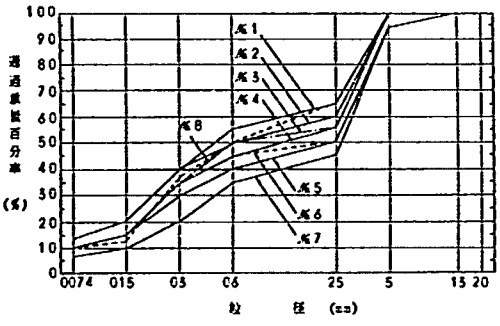
このことから、耐摩耗性に優れ、経済性を考慮した簡易補修工法を開発したものであり、従来から施工されていた薄層舗装工法にかえて、わだち掘れ部のみを填充することで、再び路面を正面に近い状態に回復させることによって、平坦性や交通車両の走行性を向上させるとともに、路面の耐用期間の延長を図ったものである。



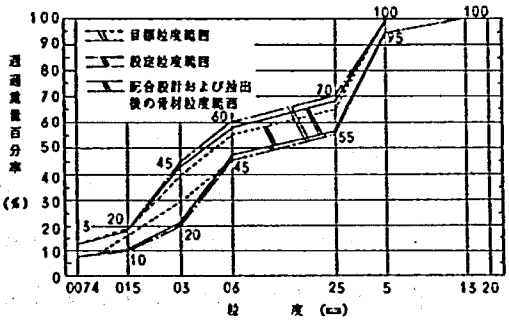
図－25　わだち掘れ経年変化（一ケ調査ケ所の例）

本工法は昭和53年度から室内試験を行い、施工性、経済性および供用状況を検証し、実用化の確認を得たので「ギャップシート工法」と名付け、55年度より実施工を行っている。

ギャップシートは、不連続型粒度の長所を生かして考案した新しい配合からなる薄層用ギャップアスコンで、昭和53年度に室内試験を行った。配合は薄層ということから最大粒径を5㎜とし、ギャップ率は、現場施工における管理面と7号砕石の粒度の変動を考慮して最大ギャップ率10%を限度に、2.5㎜通過率を45～65%、0.6㎜通過率は35～55%、0.074㎜通過率は7～13%の粒度範囲を定め、その範囲内で想定される粒度について図－26に示すように、8種類の配合でマーシャル試験およびラベリング試験、ホイールトラッキング試験を実施し、最も適正な粒度範囲とマーシャル試験基準値を得て、昭和54年度に北陸地建管内の国道維持出張所で17カ所の試験施工を行い、施工性の検討や冬期間、タイヤチェーン等による摩耗と夏期の流動によるわだち掘れ調査を行った結果から(図－27)



図－26　配合粒度曲線



図－27　標準粒度範囲の設定曲線

粒度を設定した。

実用化されている現在は、ほとんど機械施工であり、に示すように、わだち掘れ補修用として、フィニッシャに装着可能な特殊アタッチメントが開発されており、安全で敏速な施工ができる。

2) わだち掘れ予測について

路面性状の変化に影響する要因としては、舗装構造、舗装材料、交通量（質）、道路の線形、幅員、気象条件などが考えられる。これらの要因を全て分析し予測式を作るのは汎用性はあるが、個所毎に全ての要因のデータを調査することとなるため、膨大なデータの収集、蓄積が必要となる。またデータ収集ができたとしても、各要因の影響度の分析が難しく、得られた式も複雑な式となって実用的には問題がある。

一方、実際の現場では、「トンネルの舗装の傷みが激しい」とか「ここは軟弱地盤だから沈下や流動が多い」あるいは、「この路線は幅員が狭いため、走行位置が一定しわだち掘れができやすい」などと言われる。そこで、路面性状変化は、ある路線や地区ごとに特徴があり、各種の要因はこの中に包括すると考え、これら道路管理者の経験をもとに地区ごとに現況の経年数とわだち掘れの進行量を見ることにした。また、今後の補修量や、補修工法の是非を検討するために、補修工法ごとにもわだち掘れの経年変化を見ることにした。

上記のような検討を約80ケースについて行い、変化の似かよったものをグループ化した結果、最終的には13ブロック（表－８）にまとめることができ、表－９に示す予測式を得た。これによって従来の一般地域、多雪地域の２本立ての予測式に比べて、現場に適合した予測式とすることができた。

表－8 予 測 区 分

ブロック No.	対象条件				
	路 線	地域区分	補強材の有無	工 法	備 考
1	7.8 1718 4149号	一般地域	無	新設	
2				わだち掘れ処理	
3				その他	
4			有	新設	8号原部周辺（軟弱）の補強材無も含む
5				わだち掘れ処理	
6				その他	
7			無	新設	
8				わだち掘れ処理	
9				その他	
10		多雪地域	有	新設	
11				わだち掘れ処理	
12				その他	
13	113.116.156.157.159.160号				交通量少地

表－9 予 測 式

ブロック No.	単位区間長 (100m)	年間増加量 (mm/年)	予測式 Y:わだち掘れ量(mm) (2次式) X:経年数(年)	備 考
1	1031	27	Y=7.7+265X	
2	570	65	Y=86+625X	
3	2960	49 28	Y=84+490X Y=126+280X	(Y<18.2, X<2) (Y≧18.2, X≧2)
4	18	27	Y=7.7+265X	ブロックNo.1
5	47	65	Y=137+625X	ブロックNo.2+51
6	121	49 28	Y=104+490X (Y:202) Y=145+280X (X: 2.7)	ブロックNo.3+20
7	368	27	Y=7.7+265X	ブロックNo.1
8	67	110	Y=119+1096X	
9	616	42	Y=7.7+423X	
10	－	27	Y=7.7+265X	ブロックNo.1
11	26	110	Y=128+1096X	ブロックNo.8+09
12	167	42	Y=147+423X	ブロックNo.9+7.0
13	2238	16	Y=83+156X	

3) 補修の実態と今後のシミュレーション

図－28に過去における補修の実態と、今後の路面性状変化の予測結果の一例を示す。過去においては、毎年路面が悪化する中で「わだちパッチング」の延伸により応急的に対処し悪化傾向をくいとめていることがわかる。

予測は、表－10に示す３つのケースにより５年後までシミュレーションを繰返した。この結果次のことが言える。

ケース１　「補修量増・現状維持型」

・年間補修量は25％～28％（220 ㎞ ～ 250 ㎞）となり

・ＭＣＩ４以下は、昭和51年レベルまで改善できる。

・ＭＣＩ５以下については、現状維持。

ケース２　「補修量57並・必要最小限型」

・年間補修量は約20％（175 ㎞）となり

・ＭＣＩ４以下は、現状維持。

・ＭＣＩ５以下については、毎年悪化。

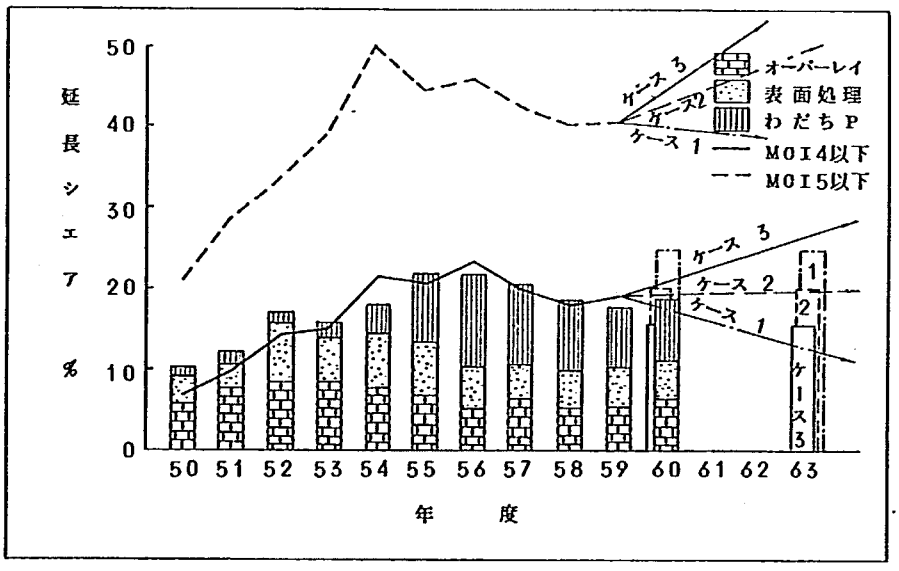
ケース３　「補修量減レベルダウン型」

・年間補修量は約17％（150 ㎞）となり

・ＭＣＩ４以下、５以下ともに悪化。

表－10　補修基準の例

ケース	条件及び工法	
ケース1	① ＭＣＩ＝5以下の区間が500m中に300m以上ある区間うち	
	② 平均ＭＣＩ０＝4以下 平均ＭＣＩ１＝4以下 平均わだち掘れ量＝40mm以上	オーバーレイ
	③ 平均わだち掘れ量＝30mm以上	表面処理
	④ 平均わだち掘れ量＝25mm～30mm	わだちパッチング
ケース2	① ＭＣＩ＝5以下の区間が500m中に300m以上ある区間うち	
	② 平均ＭＣＩ０＝4以下 平均ＭＣＩ１＝4以下 平均わだち掘れ量＝40mm以上	オーバーレイ
	③ 平均わだち掘れ量＝32mm以上	表面処理
	④ 平均わだち掘れ量＝28mm～32mm	わだちパッチング
ケース3	① ＭＣＩ＝5以下の区間が500m中に300m以上ある区間うち	
	② 平均ＭＣＩ０＝4以下 平均ＭＣＩ１＝4以下 平均わだち掘れ量＝40mm以上	オーバーレイ
	③ 平均わだち掘れ量＝35mm以上	表面処理
	④ 平均わだち掘れ量＝30mm～35mm	わだちパッチング



図－28　補修量とＭＣＩの変化

以上の結果から、少なくとも現状の路面水準を維持するためにはケース１の補修量確保が必要である。

また、ＭＣＩ５以下延長が年々増加するのは、応急的な「わだちパッチング」の増加によるもので、中・長期的には表面処理の割合を高めていく必要があることが判明した。

7. コンクリート舗装の補修

トンネル、スノーシェッドなどの路面がタイヤチェーン、スパイクタイヤによる損傷が著しく、路面を表面処理、パッチングで維持しながら、アスファルト合材で切削オーバーレイによる修繕をおこなってきているが、補修サイクルが短かく、その対策に苦慮している。

北陸地建のコンクリート舗装修繕については過去にも種々の試験舗装が実施されたが、現在まで確立された工法はいまだない。例えば17号では過去の修繕工法一部を調べると、表－11のとおりでアスファルトオーバーレイによる修繕が主体である。

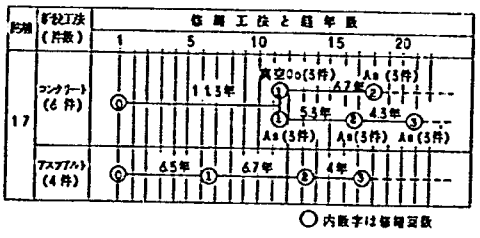
また補修歴は表－12の経過を示している。

和南津トンネルでコンクリートによる切削オーバーレイをベースにコンクリート薄層舗装を、また明り部におけるコンクリート舗装版の打換えにＰＣプレキャスト版を試験施工を実施した。

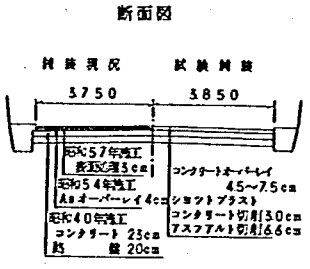
表－11

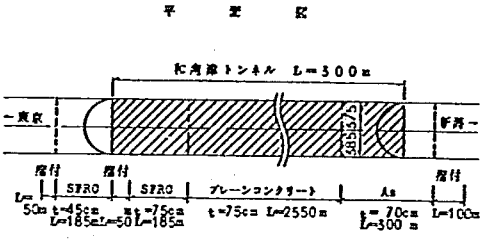
実施年度	工　　法	対象箇所名
昭和４５年～	通常のアスファルトによるオーバーレイ	七谷切スノーシェルター外６件
昭和４７年～５０年	トンネル内について真空コンクリートによる全面打換	二俣，蛇ノ沢各トンネル
昭和５４年	シノバール使用によるアスファルトオーバーレイ	和南津トンネル

表－12　修繕工法－経年数について

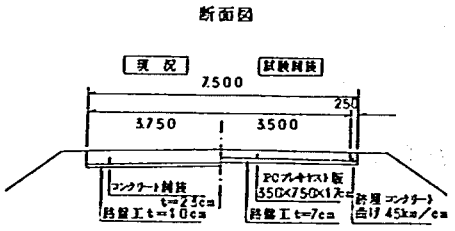


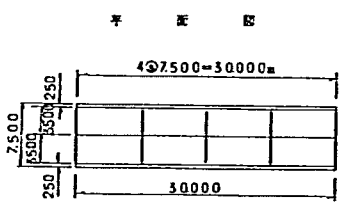
和南津地区





下島地区





図－29　試験舗装一般図

この結果、今後トンネル内における対摩耗性にすぐれたコンクリート舗装の修繕の手がかりが得られた。

あ と が き

現在道路の損傷の実態とこれを修繕するには莫大な費用がかかることから、道路資源の適切な保全や有効利用が強くさけばれ、限られた予算の中でライフサイクルやトータルコストを加味した合理的な維持修繕を行うことが要求されている。

このようなことから北陸地建として、今後の道路の維持管理を考えるにあたって、さらに個々のケ所ごとの経年変化の追跡調査を行い、舗装構造の設計に利用、発展させると共に舗装のリサイクルや、コンクリート舗装、インターロッキングブロック舗装なども含めた摩耗に強く、補修の容易な舗装材料や補修方法を研究し、舗装工事の合理化に向けて努力を続けたいと考えている。

寒冷地コンクリート舗装のわだち掘れ進行予測について

日本道路公団技術部　小野寺　　衛
同　　試験所　加　藤　武　彰
同　　古　賀　文　俊
同　　坂　本　　香

概　　要

現在我が国のコンクリート舗装の設計は、無筋コンクリート版の曲げ引張り強度に着目した疲労設計が一般的に行なわれているが、積雪寒冷地においては、疲労によりひび割れが発生する以前にスパイクタイヤ等によるすりへり作用により生じるわだち掘れによって舗装寿命が定まる場合が多い。このすりへり作用の予測は、コンクリートの材料・配合・交通条件によって各々すりへり特性が認められ一様ではない。

本報告は、回転式舗装試験機を用いた各種すりへり試験の結果および供用中の道路の交通特性（走行位置、速度、軸重）の調査結果から、高速道路におけるコンクリート舗装のわだち掘れ予測プログラムを開発し、供用中のコンクリート舗装のわだち掘れ実態と比較を試みたものである。

その結果、本予測プログラムを用いて計算したわだち掘れ推定値は、現状のわだち掘れ実態とかなりの精度で一致しており寒冷地コンクリート舗装推定に有効に活用できることが確認できた。

寒冷地コンクリート舗装のわだち掘れの進行予測について

日本道路公団技術部道路技術課　小野寺　衛
試験所コンクリート試験室　加藤武彰
同　古賀文俊
同　坂本香

1．はじめに

我が国の高速道路延長は、昭和58年度末3200kmに達し、我が国も本格的な高速道路時代をむかえた。しかし、この中のコンクリート舗装のシェアは、約200km（明り部100km、トンネル部100km）と低いのが現状である。一方、最近コンクリート舗装の耐久性が見直されるとともに、建設機械の省力化・コンクリート版厚の減少等の経済化によりアスファルト舗装との建設工費及び維持修繕費を含めたトータルコストでも大差がなくなってきており今後の発展が期待されるところである。

日本道路公団では、寒冷地のコンクリート舗装の冬タイヤ（スパイク、タイヤチェーン）によるすりへり抵抗性を把握するため、昭和45年以来、回転式舗装試験機を用いた一連の室内試験を実施してきている。これまでに外的要因（走行要因）として、タイヤの種類、走行速度および輪荷重また内的要因（供試体要因）として、舗装版の質に関連するセメントの種類・骨材の種類・配合・材令および施工法などが、コンクリート舗装のすりへりにどのような影響を与えるかを調べてきた。

本報告は、室内で実施した各種すりへり試験について、各要因ごとにまとめたものである。また、これらの室内試験の結果を基礎資料として、コンクリート舗装のすりへり量（わだち掘れ深さ）の推定方法を提案するものである。

2．試験概要

表－1にコンクリート舗装のすりへり試験の概要[1)～12)]を示す。試験機は、写真－1に示す回転式舗装試験機を使用した。また、回転式舗装試験機の仕様を表－2に示す。試験は、供試体要因として、材料・配合・施工・表面処理・強度に着目し、走行要因としては、タイヤの種別（スパイクタイヤ、タイヤチェーン）・輪荷重・走行速度・トルク・輪軌道のシフト量・タイヤ空気圧及びタイヤ通過回数について検討を行なった。路面の状態は、すべて湿潤とし、路面温度は、0°Cとなるように室内温度の設定を行なった。以下に、各試験水準で実施した試験結果について具体的に述べる。

3．走行車両の影響

3．1タイヤ

写真－2に回転式舗装試験に使用したタイヤの形状を示す。スパイクタイヤは、スノータイヤに70本のピンを打込んだものを使用した。図－1は、昭和52年度に実施した結果[9)]で、タイヤチェーン、

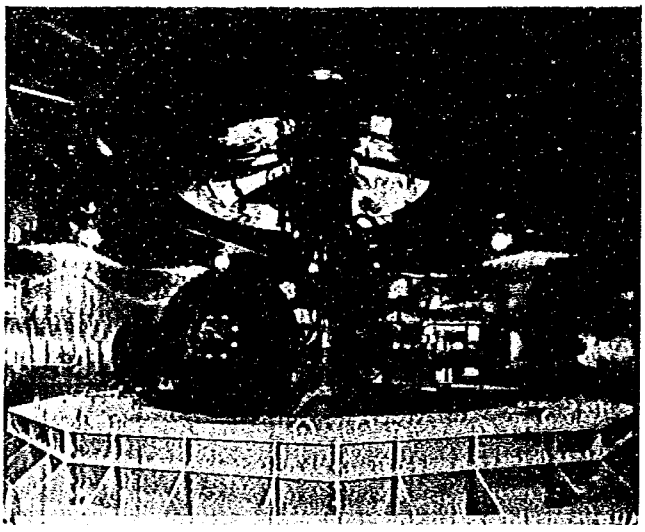
表－1　すりへり試験実施概要

試験No.	供試体要因						走行要因					
	材料（種類）				配合	表面処理	タイヤ個別（注2）	輪荷重（ton）	走行速度（Km/h）（注3）	トルク（kg-m）	輪軌道変位（mm）	タイヤ空気圧（kg/cm²）
	セメント	粗骨材最大寸法	細骨材	粗骨材								
1	N	25 60	4	6	単位セメント量　2種 細骨材率　1種 スランプ　〃	粗面仕上げ　1種	S－1	2.0	40	30	±60	6.0
2	N	40	1	1	スランプ　2種 単位セメント量　1種 細骨材率　〃	粗面仕上げ　2種	S－2	2.0	40	30	±60	6.0
3	N	40	1	1	単位セメント量　1種 細骨材率　〃 スランプ　〃	外国製耐摩耗材 人工エメリー 天然エメリー 鉄粉・珪砂	S－3	2.0	40	30	±60	6.0
4	N	40	1	1	単位セメント量　1種 細骨材率　〃 スランプ　〃	外国製耐摩耗材 人工エメリー 天然エメリー 鉄粉・珪砂	C－1	2.0	40	30	±60	6.0
5	N	40	1	6	単位セメント量　1種 細骨材率　〃 スランプ　〃	粗面仕上げ　1種	C－2	0.5 1.0 2.0	40	30	±30	3.0 6.0
6	N	40	1	1	単位セメント量　1種 細骨材率　〃 スランプ　〃	粗面仕上げ　1種	S－4	0.5 1.0 2.0	40	30	±30	3.0 6.0
7	H	40 15	3	3	単位セメント量　4種 スチールファイバーコンクリート	表面硬化剤　1種 粗面仕上げ　1種	S－5	2.0	20 40 60	30	±50	6.0
8	H	40	3	3	単位セメント量　3種 エポキシ樹脂コンクリート ポリエステル　〃 鉄粉入り　〃 スチールファイバーコンクリート	粗面仕上げ　1種	C－3	2.0	20 40 60	30	±15	6.0
9	M	25 40	3	3	単位セメント量　4種 細骨材率　3種 スランプ　1種	粗面仕上げ　1種 グルービング2種	S－6	2.0	60	30	±50	6.5
10	M	25 40	3	3	単位セメント量　4種 細骨材率　3種 スランプ　1種	粗面仕上げ　1種 グルービング2種	C－4	2.0	60	30	±15	6.5
11 12 13	M	13 40	2	2	単位セメント量　3種 細骨材率　〃 空気量　〃	粗面仕上げ　3種	S－7	2.0	60	30	±60	6.0
14 15	N H M	20 40 80	9	10	単位セメント量　6種 細骨材率　1種 コア供試体　4種	粗面仕上げ　2種 金ゴテ仕上げ1種 グルービング2種	S－8	2.0	60	30	±58	7.0

注1）S：回転式舗装試験機

注2）S：スパイクタイヤ　C：タイヤチェーン　N：普通トラックタイヤ

注3）二段書きの場合、上段：タイヤ回転速度
下段：供試体設置盤回転速度

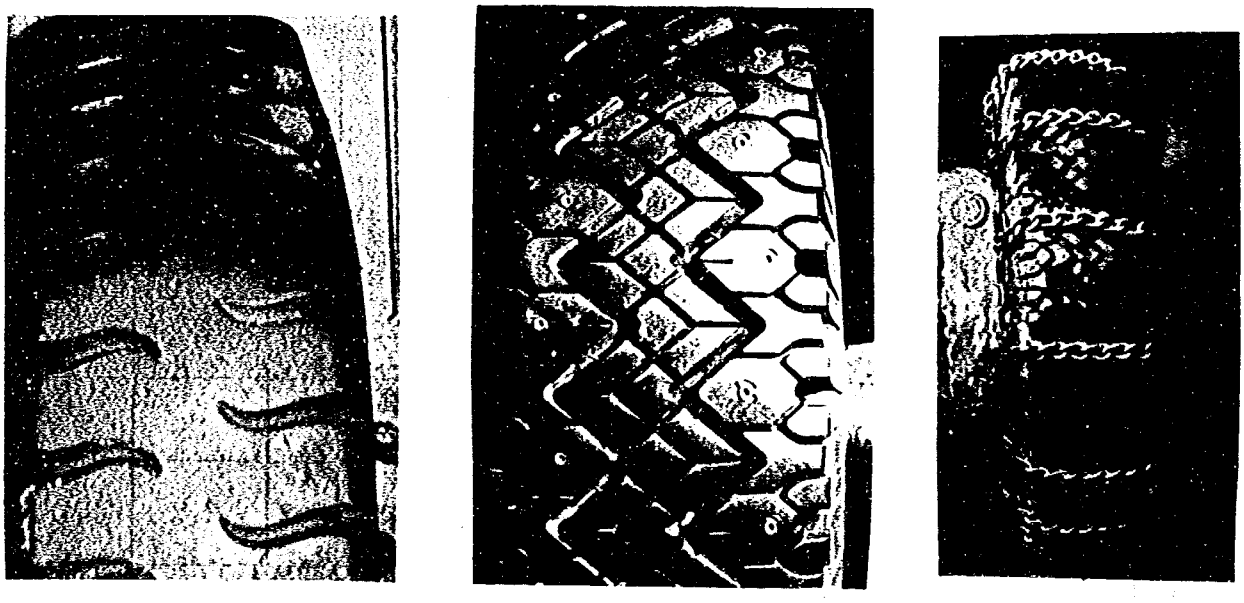


写真－1　回転式舗装試験機

表－2　回転式舗装試験機の仕様

走行路基準直径(mm)	6000
試験輪数	4 輪
輪荷重	0 ～3000kg/ 輪
走行速度	10～60km/hr
試験用タイヤ	ﾄﾗｯｸﾀｲﾔ10 ～20-14PR
回転指示輪の駆動モータ	150 KW
走行輪方向角の調整	ﾄｰｲﾝ付与角 ± 5° ｷｬﾝﾊﾞｰ 〃 ±15°
トルク	最大±6 %勾配まで

スパイクタイヤの他に、普通タイヤについても行なった。この図から、各タイヤには著しいすりへり特性の差が認められた。1～3万回の範囲で、タイヤチェーンによる平均すりへり深さは、スパイクによるものの10倍程度である。この相違は、スパイクタイヤとタイヤチェーンとの衝撃力の相違でありタイヤチェーンによるすりへり量は、粗骨材のロサンゼルス試験を行なった場合と同様に直線的に増加している[13]。また、写真－3に各タイヤによるすりへり性状を示した。

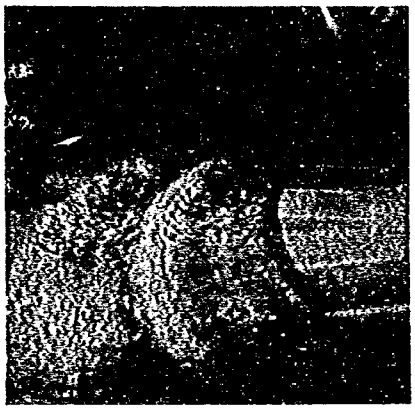


普通タイヤ　　スパイクタイヤ　　タイヤチェーン

写真－2 すりへり試験使用タイヤ

3．2 輪荷重

図－2、3に輪荷重の変化によるすりへり量の変化を示した[4]。スパイクタイヤにおいては、すりへり量が輪荷重に比例して増加しているが、タイヤチェーンでは、輪荷重1.0tと2.0tでは輪荷重の増加に比べて、すりへり量の増加が少なく、さらに輪荷重0.5tでは1.0t の約1／5となっている。タイヤチェーンの場合は、

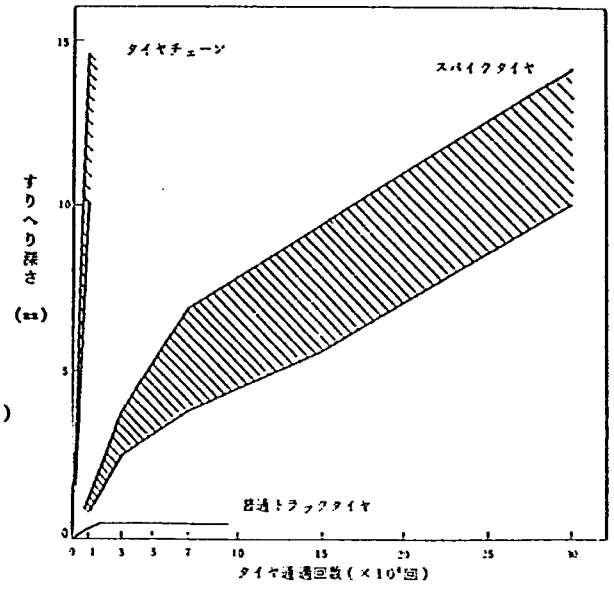


普通タイヤ
（４万回通過後）

タイヤチェーン（４万回通過後）

スパイクタイヤ（６０万回通過後）

写真－３ 各タイヤのすりへり状況

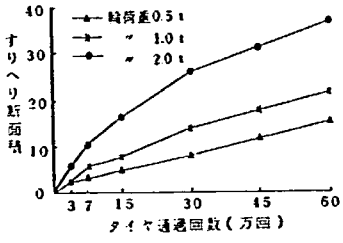


図－１ 各タイヤのすりへり特性（単位セメント量３２０kg／m³）[9]

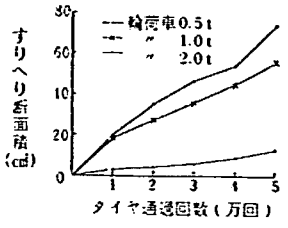
チェーンの激しい打撃作用が生じているため、打撃エネルギーと輪荷重は比例せず、すりへり量も輪荷重に比例しなかったものと思われる。

３．３走行速度

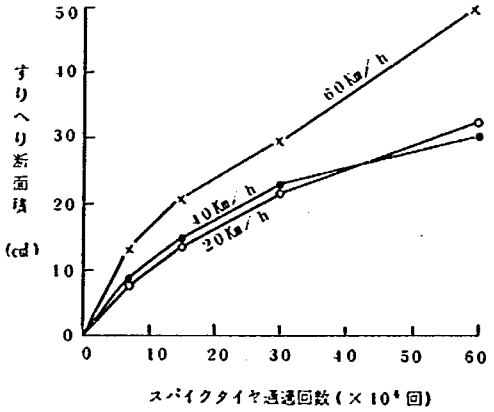
図－４、５にそれぞれスパイクタイヤ及びタイヤチェーンによる走行速度の変化に対するすりへり量の変化を示す[5)6)]。スパイクタイヤの場合、走行速度２０km／hrと４０km／hrの間にはほとんど差がなく、６０km／hrになるとすりへり量に大きな差が生じている。同一のスパイクタイヤ通過回数で、速度６０km／hrのすりへり量は２０km／hrの１．３～１．８倍となっている。タイヤチェーンの場合は、通過回数とすりへり量の関係はほぼ直線関係にあり、スパイクタイヤの場合と異なり、速度ごとにすりへり量の差は明確に表われており、走行速度２０km／hrを基準とし、通過回数３万回の場合について比較すると、４０km／hrで３倍、６０km／hrの場合で約６倍のすりへり量を示した。（写真－４参照）



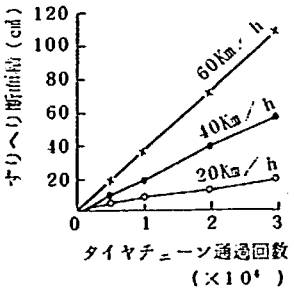
図－２ スパイクタイヤによるすりへり断面積[4)]



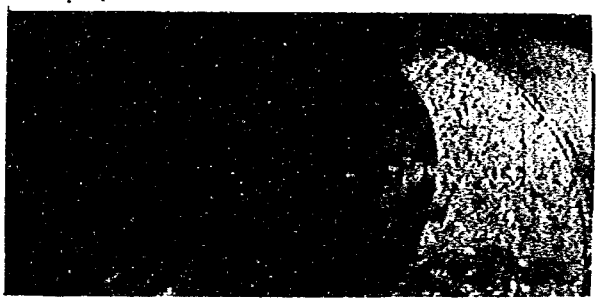
図－３ タイヤチェーンによるすりへり断面積[4)]



図－４ 走行速度によるすりへり量の比較[5)]
（スパイクタイヤ）



図－５ 走行速度による
すりへり量の比較[5)]
（タイヤチェーン）



20 Km／h　　60 Km／h　　40 Km／h

スパイクタイヤの場合（60万回通過後）



40 Km／h　　60 Km／h　　20 Km／h

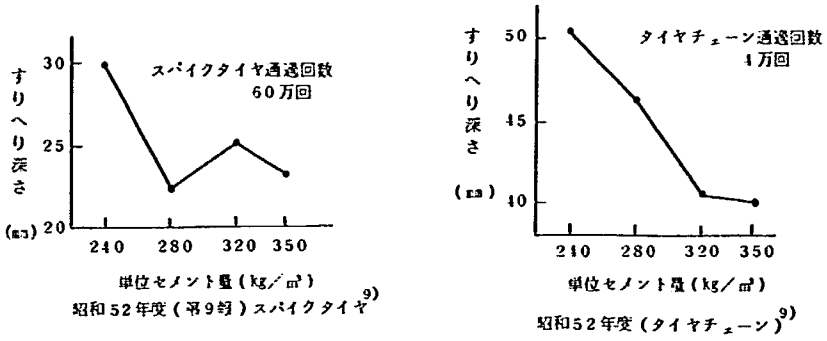
タイヤチェーンの場合（3万回通過後）

写真－4　速度別のすりへり状況

4．コンクリートの配合の影響

4．1単位セメント量

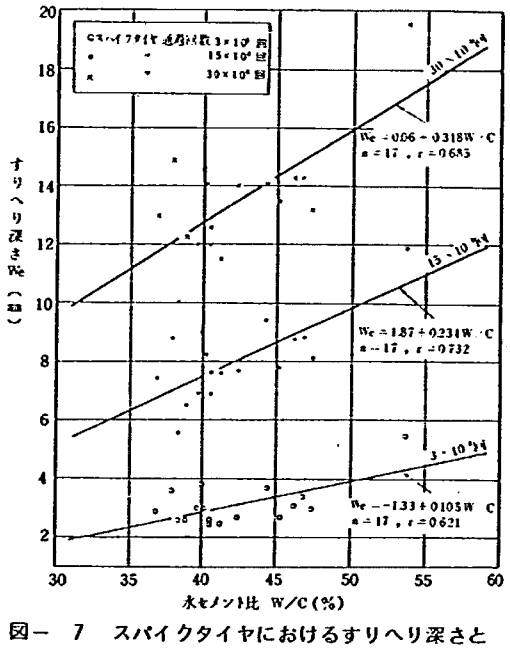
図－6に単位セメント量とすりへり深さの変化を示した。[9] スパイクタイヤ、タイヤチーンいずれの場合も単位セメント量240 kg／m³のすりへりが著しく、他の3種類の配合のものは、多少の順位の差はあるものの、すりへり深さの差は少ない。従って、鋪装要綱[16]に規定されている単位セメント量280~340 kg／m³の範囲では、単位セメント量を増加しても、すりへりに対する効果はあまり期待できないことがわかった。



図－6　単位セメント量の影響

4．2水セメント比

図－7は、水セメント比とすりへり深さとの関係である。[9] この図から、水セメント比の小さい配合のものほどすりへり量が少ないことがわかる。水セメントが小さくなれば、コンクリートは高強度で密実になることは広く知られており、安易に単位セメント量を増加することは避けるべきであろう。



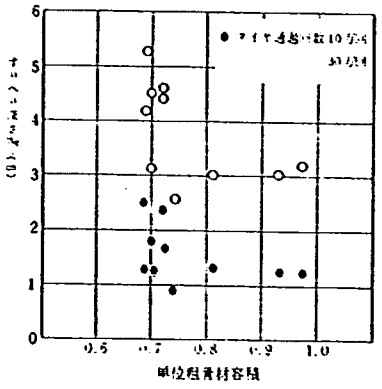
図－7　スパイクタイヤにおけるすりへり深さと水セメント比の関係
（単位セメント量240～350kg／m³）

4．3 単位粗骨材容積

コンクリートのすりへり作用は、初期段階においては、コンクリート表面に浮き出しているモルタルが、ブリージング水の上昇により W／C が増加してすりへりやすくなっている。[9] しかし、すりへり量が増加していくと、図－1に示したように、スパイクタイヤの場合は、すりへ

りの進行勾配が初期に比べてゆるくなる。これは、すりへりの進行に伴って粗骨材が露出してくることが考えられる。

図－8は、単位粗骨材容積とすりへりとの関係を示したもの[11]であり、モルタルの少ない配合（粗骨材量の多い配合）ほどすりへりに対する効果がすぐれていることが確められる。しかし、一般に使用されるコンクリート舗装の単位粗骨材容積の値は、0.73~0.80の範囲であり、この範囲でのすりへり深さの大小は明確ではない。

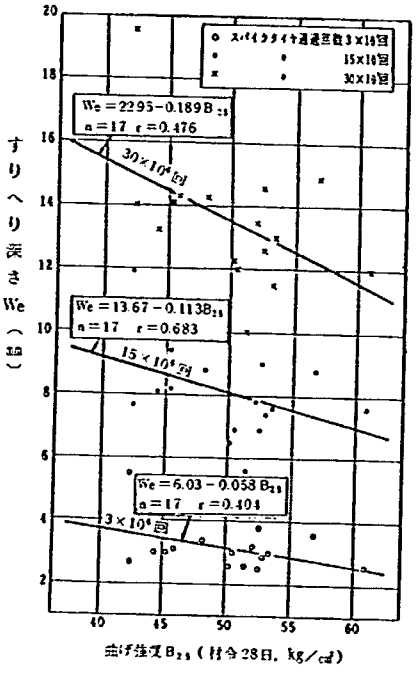


図－8　単位粗骨材容積とすりへりの関係[11]

5．コンクリートの強度の影響

5．1曲げ強度

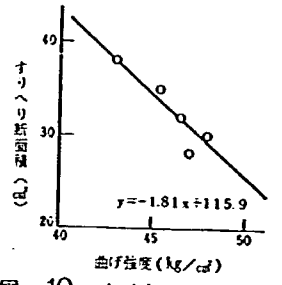
コンクリートの曲げ強度とスパイクタイヤによるすりへり量の関係を図－9に示した。[9)11)12)]この図から、曲げ強度が高くなるとすりへり深さが減少する傾向がある。一方図－10にタイヤチェーンの場合も同様の傾向が認められる。



図－9　スパイクタイヤにおけるすりへり深さと曲げ強度の関係
（単位セメント量240～350kg/m³）[9)]

5．2圧縮強度

図－11に供試体の圧縮強度とすりへりの関係を示した。[9)]一般に、圧縮強度が高いほど、すりへり量が減少する傾向が認められるが、圧縮強度が350kg/cm²を越えるとすりへり深さの差は明らかがなくなる。また、図－12は、モルタル（40×40×40mm）を粗骨材とみなして、ロサンゼルス試験を行ない、モルタルのすりへり減量と圧縮強度の関係を調べた結果である[8)]が、圧縮強度が大きいほど、すりへり減量も減少している。しかし、圧縮強度が大きくなると、すりへり量の差が少なくなる傾向が認められる。



図－10　タイヤチェーンにおける現場養生曲げ強度とすりへり量の関係[6)]

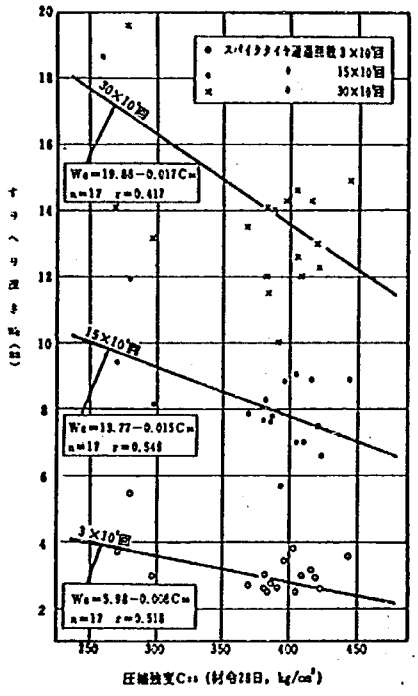
6．骨材の影響

6．1粗骨材の最大寸法

図－13、14に粗骨材の最大寸法の変化によるすりへり深さの変化を示した。[11)12)]粗骨材の最大寸法が大きくなるにつれて、すりへり深さが、減少する傾向がみられた。これは、最大寸法を大きくすると、単位水量を低くおさえることができ、曲げ強度が大きくなり、すりへり抵抗が増加したためと考えられる。

6．2粗骨材のすりへり減量

粗骨材のすりへり減量とすりへり深さの関係を図－15、16に示した。[1)4)]スパイクタイヤの場合は、粗骨材のすりへり減量が増加するにつれてすりへり量の増加がみられるが、



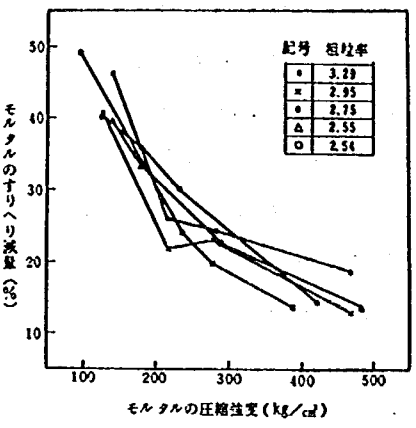
図－11　スパイクタイヤにおけるすりへり深さと圧縮強度との関係（単位セメント量240～350kg／m³）[9]

タイヤチェーンの場合は、すりへり量の差は明らかでなかった。

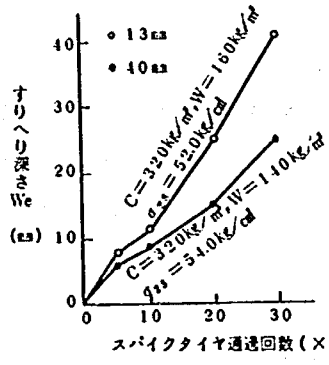
7．施工方法の影響

施工について、①締固め方法、②締固め時間及び③締固め振動数の変化がすりへり特性に及ぼす影響について試験を行なった。

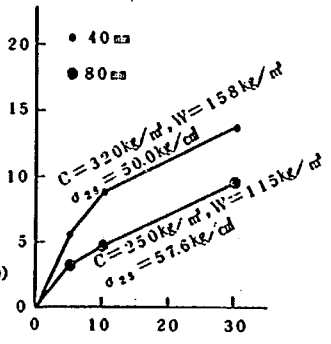
この結果を図－17～19に示した。これから、施工方法によるすりへり量の変化は確認できなかった。



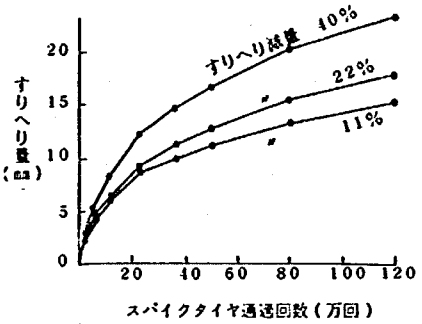
図－12　モルタルのすりへり減量と圧縮強度との関係



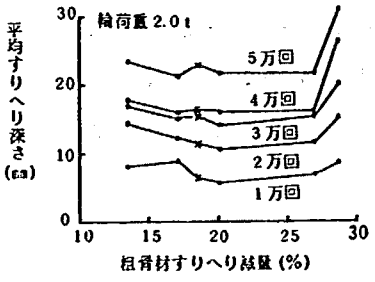
図－13　粗骨材の最大寸法とすりへりの関係（スパイクタイヤ）[11]



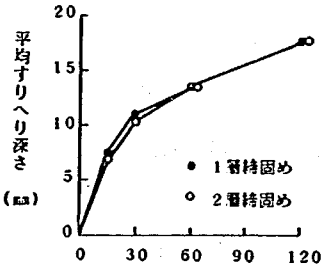
図－14　粗骨材の最大寸法とすりへりの関係（スパイクタイヤ）[12]



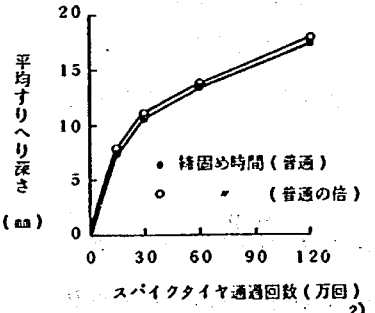
図－15　粗骨材すりへり減量とすりへりの関係（スパイクタイヤ）[1]



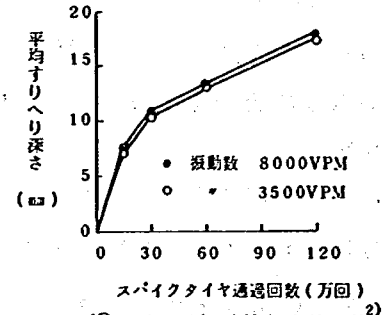
図－16　粗骨材すりへり減量によるすりへり量の比較（タイヤチェーン）[1]



図－17　締固め方法とすりへり[2]



図－18　締固め時間とすりへり[2]



図－19　締固め振動数とすりへり[2]

8．耐摩耗材の影響

耐摩耗材のすりへりに対する抵抗を把握するため、コンクリート表面に耐摩耗材（表－3）を散布し、スパイクタイヤ及びタイヤチェーンを使用したすりへり試験を実施した。これらの結果を図－20、21に示すが[3]、すりへり抵抗の改善はみられなかった。

試験終了後、各供試体よりコアを採取し調査した結果、各耐摩耗材は表面より深さ0～5㎜程度の範囲に分布しており、表面のモルタル層に埋込まれているが、すりへり試験中には、細骨材と同じように剥離飛散してしまうため耐摩耗材としての効果が表われてこないためと考えられる。

9．特殊コンクリートの影響

特殊コンクリートとして、鋼繊維コンクリート・レジンコンクリート（エポキシ系、ポリエステル系）及び鉄粉入りコンクリトについてすりへり試験を実施した。

図－22は、スパイクタイヤによるファイバーコンクリートのすりへり抵抗性を調べたものである[5]。これによると、ファイバーコンクリートは、普通コンクリートに比べ、80％程度のすりへり量になっており、すりへり抵抗性の改善がみられる。

図－23は、タイヤチェーンによる特殊コンクリートのすりへり抵抗性を調べたものである[6]。

（尚、特殊コンクリートの配合を表－4～7に示す。）

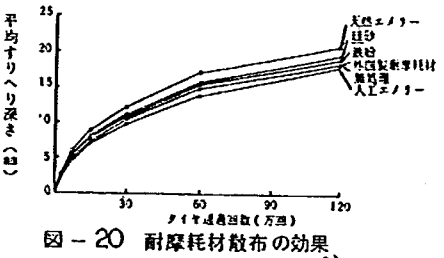
これによると、タイヤチェーンの通過回数が増加するにつれ、また走行速度が増すにつれてすりへり量は直線的に増加する傾向を示している。

また、コンクリートの種類ごとにみると、すりへり量は、エポキシ樹脂コンクリート、普通コンクリート、ポリエステル樹脂コンクリート、ファイバーコンクリート、鉄粉入りコンクリートの順に小さくなっている。

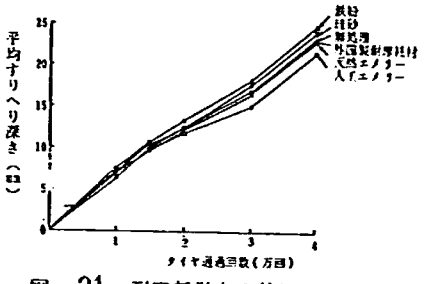
普通コンクリートのすりへり量を1とすると、エポキシが、0.46、ポリエステルが1.08、鉄粉入りが1.18、ファイバーが1.4となる。このことは、タイヤチェーンのすりへり作用に対しては、エポキシを除く他の特殊コンクリートを使用するメリットはほとんどないといえよう。

表－3　使用耐摩耗材

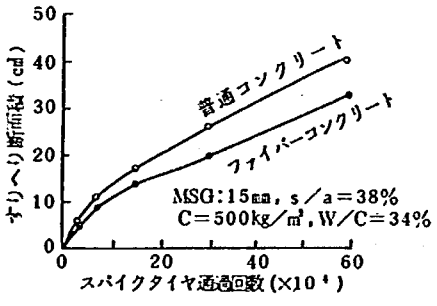
材料名	比重	モース硬度	備考
外国製耐摩耗材	3.21	9	主成分、シリコンカーバイト
人工エメリー	3.71	8	すりへり減量（D粒度）175％
天然エメリー	3.26	8	すりへり減量（D粒度）140％
鉄粉	7.26	8	磁鉄、焼戻しマルテンサイト
珪砂	2.52	7	すりへり減量（D粒度）419％



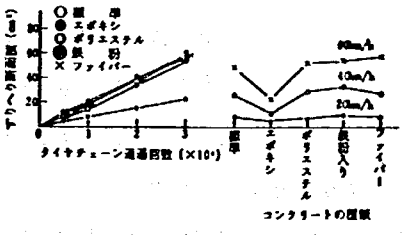
図－20　耐摩耗材散布の効果（スパイクタイヤ）[3]



図－21　耐摩耗散布の効果（チェーンつきタイヤ）[3]



図－22　ファイバーコンクリートの効果[5]



図－23　特殊コンクリートに関する要因効果図[6]

表－4　普通コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位粗骨材容積	単位量 (kg/m³)					
				W	C	S	G25/G10	減水剤	AE剤
40	32.5	31.6	0.74	130	400	582	773/515	1000	2A

表－5　鉄粉入りコンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)						
			W	C	S	G	鉄粉	減水剤	AE剤
15	48.4	35.2	157	324	595	1108	324	0.81	0.6A

表－6　レジンコンクリートの配合

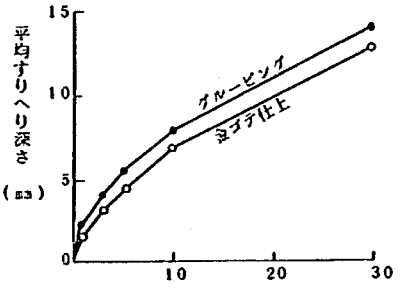
配合記号	区分	結合材	骸粉末 (炭酸)	珪砂 4号	珪砂 7号	粗砂	粗骨材 G15
エポキシ樹脂	単位量 (kg/m³)	270	270	405	405	—	810
	重量比	1	1	1.5	1.5	—	3
ポリエステル樹脂	単位量 (kg/m³)	180	180	180	180	720	900
	重量比	1	1	1	1	14	5

表－7　ファイバーコンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)						
			W	C	S	G15	ファイバー	減水剤	AE剤
15	34.1	38.0	167	490	617	971	154	1.225	1.5A

10．グルービングの影響

図－24は、グルービングの有無によるすりへり量の相違の1例を示したものである[12]。グルービングのある路面では、初期において急激にすりへりが進行するが、グルービングがすりへった後では、金ゴテ仕上げとほぼ同等の傾きですりへりが進行することがわかる。



図－24　グルービングのすりへり特性[12]

11．すりへり量推定法

11．1すりへり量の推定について

コンクリート舗装では、舗装版の寿命を20年間とし、自動車荷重および外気温の変化にともなって生じる応力により、ひびわれが発生しないように設計計算を行なった結果から舗装構造が規定されている。しかし、冬期交通としてスパイクタイヤ及びタイヤチェーンを装着した車両の通行量が多い地方では、コンクリート版は著しい損傷を受け路面のすりへりが大きく、わだち掘れによって寿命が定まる事例が多数発生している。道路維持修繕要綱[21]では、コンクリート舗装の維持修繕要否判断の目標値として、表－8が規定されており、種々の要因によって舗装寿命が定まるが、本文ではこのわだち掘れを推定することによって、コンクリート舗装の寿命を導こうとするものである。

表－8　維持修善要否判断の目標値

項目 / 道路の種類	わだち掘れ (mm)	段差 (mm)	すべり摩擦係数	縦断方向の凹凸 (mm)	ひびわれ度 (版底面まで達するもの) (cm/m²)	目地の破損
自動車専用道路	25	10	0.25	8mプロフィル 90(Pr1) 3mプロフィル 3.5(σ)	20	異常が認められたとき
交通量の多い一般道路	30～40	15	0.25	3mプロフィル 5.0(σ)	30	
交通量の少ない一般道路	40～50	—	—		50	

（注1）すべり摩擦係数は，自動車専用道路の場合は80km/h，一般道路の場合は60km/hで，路面を湿潤状態にして測定する。
（注2）Pr1は，プロフィルメーターで記録した凹凸の波の中央に±3mmの帯を設け，この帯の外にはみだす部分の波の高さの総和を測定距離で除した値である。
（注3）走行速度の高い道路では，ここに示す値より高い水準に目標値を定めるとよい。

11．2すりへり抵抗試験結果

積雪寒冷地においては、ひびわれ発生より前にスパイクタイヤ等によるすりへり作用により生じるわだち掘れ

によって、舗装寿命が定まる場合が多い。このすりへり作用は、材料・配合・交通条件によって各々のすりへり特性が認められ、特に交通条件であるタイヤ種別によって図－1 に示すようにまったく異なったすりへり機構をもっている。同図からわかるとおり、すりへり現象を起すのはスパイクタイヤとタイヤチェーンであり、普通タイヤではまったくすりへり現象は生じないと言っても過言ではない。また、チェーンを装着した走行状態を考えると、その使用時では路面には常に圧雪状態であると考えられ、高速道路では維持管理上すみやかに除雪が行なわれ、チェーン装着の必要性がきわめて少ない。従って、すりへり現象を最も大きく作用させるのはスパイクタイヤであることが想定される。

本研究では、回転式舗装試験機による測定結果から、すりへり量（Y）の1測定ごとにタイヤ通過回数等の各種要因（X1, X2----）をデータ整理し（樹脂コンクリートを除く）、独立変数を多変数としたY＝$ax1^{b1}\cdot x2^{b2}$---- にあてはめた多変量解析（重・偏相関分析）によって行なった。解析に当っては、スパイクタイヤの場合とタイヤチェーンの場合とに区分し、独立変数としては、全要因のうちから従属変数（X）に相関が強いと認められる諸要因を要因増加法によって選び、これらを採用した。表－9は解析した供試体の試験条件である。（以後、各要因は同表中の記号で表わす。）なお、すりへり量は断面積で表わし、すりへり幅は30cmとした。

表－9 データ解析した供試体（試験路面）の試験条件

項目 / 試験区分		Y	X_1, X_2, X_3,											
		すりへり断面積	車両条件			路面条件（コンクリート）								
						使用材料							コンクリート	
						セメント	細骨材			粗骨材				
			通過回数	軸荷重	速度	28日曲げ強度	比重	粗粒率	単位容積重量	最大寸法	吸水率	すりへり減量	28日曲げ強度	すりへり試験開始時材令
		A_s, A_c	N	W	V	C_{823}	$S\rho$	S_{FM}	S_w	G_{max}	G_q	G_L	B_{28}	D
		cm²	回	ton	Kg/h	kg/cm²	－	－	kg/ℓ	mm	%	%	kg/cm²	日
スパイクタイヤの場合	平均値	26.5	－	1.76	42.0	69.0	2.60	2.81	1.72	39	1.2	18.8	56.1	150
S	最大値	53.3	120万	2.00	60.0	70.2	2.63	3.41	1.85	60	4.3	43.1	93.1	365
（路面数＝127）	最小値	8.7	0	0.50	20.0	67.3	2.58	2.19	1.62	15	0.4	10.3	34.1	7
チェーンタイヤの場合	平均値	21.8	－	1.71	43.3	68.8	2.55	2.78	1.72	38	1.1	19.0	52.5	93
C	最大値	48.9	5万	2.00	60.0	72.6	2.62	3.01	1.83	40	2.0	28.7	80.5	271
（路面数＝103）	最小値	4.8	0	0.5	20.0	67.3	2.56	2.58	1.62	15	0.5	13.5	42.1	28

注）A_s：スパイクタイヤによるすりへり断面積（データは30万回の場合），A_c：チェーンタイヤによるすりへり断面積（データは1万回の場合）

表－10は、スパイクタイヤによるすりへり量と各種要因との重相関分析結果である。これによるとすりへり量に対しても最も大きく作用している要因は、当然のことながら通過回数（交通量）であり、軸重（車輌重量）である。これに反して材料・配合および強度要因では、曲げ強度が高い水準ですりへり量に寄与している程度で、他の要因はさほどの影響を示していない。換言すればコンクリート舗装のすりへり量は、交通条件（交通量・車輌重量および走行速度）と曲げ強度によって推定が十分可能であると思われる。これは、表－10の Case－1と Case－7 の実験式の検定結果（標準偏差および相関係数）を比較してもほとんど差がなく、高度な相関性を有していることにより明確に判断できるところである。

表－10 すりへり量の重相関分析結果（スパイクタイヤ）

Y ＼ $N_1, N_2, N_3, \cdots\cdots$	走行条件 N	W	V	セメント C_{as}[5]	細骨材 S_{FM}	S_P	粗骨材 G_t	G_{max}	G_q	材令 D	強度 B_3[5]	データ数	実験式の検定 Y／Y' 平均値	標準偏差	最大値	最小値	Y相関Y'係数
Case－1	0.955 ①	0.733 ③	0.250 ④	0.202 ⑦	0.265 ⑥		0.182 ⑧	0.118 ⑨	0.110 ⑩	0.239 ⑥	0.352 ⑤	769	0.996	0.232	1.949	0.348	0.966
〃 －2	0.954 ①	0.730 ③	0.290 ④	0.181 ⑦	0.253 ⑥		0.159 ⑧			0.230 ⑥	0.331 ⑤	769	0.996	0.234	1.942	0.331	0.965
〃 －3	0.953 ①	0.722 ③	0.263 ④	0.186 ⑦	0.235 ⑥					0.226 ⑥	0.377 ⑤	769	0.997	0.236	1.908	0.326	0.964
〃 －4	0.954 ①	0.756 ②	0.283 ④		0.250 ⑤						0.397 ③	769	0.999	0.242	1.912	0.329	0.933
〃 －5	0.949 ①	0.784 ②	0.258 ④							0.105 ⑤	0.324 ③	769	1.002	0.249	1.906	0.336	0.960
〃 －6	0.952 ①	0.782 ②	0.243 ④								0.378 ③	769	1.003	0.251	1.962	0.331	0.960
〃 －7	0.955 ①	0.612 ③	0.199 ⑤			0.272 ④					0.407 ③	769	0.998	0.239	1.866	0.331	0.963

実験式 注1)	
Case－1	$As=10^{1.000}\cdot N^{1.000}\cdot W^{0.000}\cdot V^{0.000}\cdot C_s^{-0.000}\cdot S_{FM}^{0.000}\cdot G_{t+0}^{0.000}\cdot G_{max}^{-0.000}\cdot Gq^{-0.000}\cdot A_c^{-0.000}\cdot B^{-0.000}$
〃 －2	$As=10^{0.000}\cdot N^{1.000}\cdot W^{0.000}\cdot V^{0.000}\cdot C_s^{-0.000}\cdot S_{FM}^{0.000}\cdot G_{t+0}^{0.000}\cdot A_c^{0.000}\cdot B^{-0.000}$
〃 －3	$As=10^{0.000}\cdot N^{1.000}\cdot W^{0.000}\cdot V^{0.000}\cdot C_s^{-0.000}\cdot S_{FM}^{0.000}\cdot A_c^{-0.000}\cdot B^{-0.000}$
〃 －4	$As=10^{0.000}\cdot N^{1.000}\cdot W^{0.000}\cdot V^{0.000}\cdot S_{FM}^{0.000}\cdot B^{-0.000}$
〃 －5	$As=10^{0.000}\cdot N^{1.000}\cdot W^{0.000}\cdot V^{0.000}\cdot A_c^{0.000}\cdot B^{-0.000}$
〃 －6 注1)	$As=10^{0.000}\cdot N^{1.000}\cdot W^{0.000}\cdot V^{0.000}\cdot B^{-0.000}$
〃 －7	$A=10^{0.000}\cdot N^{0.000}\cdot W^{0.000}\cdot V^{0.000}\cdot B^{-0.000}$

注1） 実験式
$Y=a\cdot X_1^{b1}\cdot X_2^{b2}\cdot X_3^{b3}\cdots\cdots$
注2） すりへり量を推定するための提案式

表－11 すりへり量の重相関分析結果（タイヤチェーン）

Y ＼ $X_1, X_2, X_3, \cdots\cdots$	走行条件 N	W	V	セメント C_{as}	細骨材 S_{FM}	S_P	粗骨材 G_t	G_{max}	G_q	材令 D	強度 B_3[5]	データ数	実験式の検定 Y／Y' 平均値	標準偏差	最大値	最小値	Y相関Y'係数
Case－1	0.953 ①	0.678 ③	0.786 ②			−0.128 ⑦			−0.279 ④	−0.141 ⑥	−0.152 ⑤	620	1.033	0.357	3.027	0.390	0.964
〃 －2	0.952 ①	0.744 ③	0.787 ②						−0.273 ④	−0.087 ⑥	−0.137 ⑤	620	1.032	0.351	3.009	0.387	0.964
〃 －3	0.959 ①	0.768 ③	0.802 ②						−0.276 ④		−0.139 ⑤	620	1.030	0.357	3.039	0.393	0.964
〃 －4	0.954 ①	0.652 ③	0.773 ②			−0.042 ④					0.015 ⑤	620	1.032	0.437	4.635	0.424	0.961
〃 －5	0.981 ①	0.726 ③	0.769 ②							−0.097 ④	0.021 ⑤	620	1.035	0.429	4.500	0.428	0.961
〃 －6	0.956 ①	0.749 ③	0.784 ②								0.020 ④	620	1.032	0.434	4.585	0.425	0.960

実験式 注1)	
Case－1	$As=10^{5.026}\cdot N^{1.021}\cdot W^{0.036}\cdot V^{1.28}\cdot S_w^{-1.502}\cdot Gq^{-0.476}\cdot B^{0.052}\cdot B^{-0.522}$
〃 －2	$As=10^{-0.017}\cdot N^{1.019}\cdot W^{0.039}\cdot V^{1.282}\cdot Gq^{-0.476}\cdot B^{-0.063}\cdot B^{0.522}$
〃 －3	$As=10^{-0.015}\cdot N^{1.03}\cdot W^{0.063}\cdot V^{1.266}\cdot Gq^{-0.435}\cdot B^{-0.476}$
〃 －4	$As=10^{0.632}\cdot N^{1.033}\cdot W^{0.016}\cdot V^{1.195}\cdot S_w^{-0.661}\cdot B^{0.046}$
〃 －5	$As=10^{-2.041}\cdot N^{1.016}\cdot W^{0.053}\cdot V^{1.249}\cdot D^{-0.03}\cdot B^{0.062}$
〃 －6 注2)	$As=10^{-1.038}\cdot N^{1.028}\cdot W^{0.012}\cdot V^{1.206}\cdot B^{0.038}$

注1） 実験式
$Y=a\cdot X_1^{b1}\cdot X_2^{b2}\cdot X_3^{b3}\cdots\cdots$
注2） すりへり量を推定するための提案式

表－１１は、タイヤチェーンによるすりへり量と各種要因との重相関分析結果である。タイヤチェーンによるすりへり抵抗性は図－１にも見られるとおり、供試体の要因（材料・配合要因）にはまったく関係なく、タイヤ通過回数に比例して直線的なすりへり抵抗性を示している。表－１１の結果にもそれが裏付けされており、交通条件がすりへり量に対して高い寄与率を示している。したがって、タイヤチェーンによるすりへり量推定の基本式は、Case－６を取り上げた。

表－12 輪荷重分布データ

車種	輪荷重（ton）	相対度数
大型車	1.0 （0 ～ 1.0）	0.1300
	2.0 （1.1 ～ 2.0）	0.2200
	3.0 （2.1 ～ 3.0）	0.3515
	4.0 （3.1 ～ 4.0）	0.2080
	5.0 （4.1 ～ 5.0）	0.0905
小型車	0.25	1.0000

注）１輪当り５ton以上のタイヤは，ダブルタイヤと仮定し，シングルタイヤ換算のため半分の荷重を仮定した。

表－15 速度分布データ

車種区分 / 速度(Km/h)注)	大型車	小型車
60.0以下	0.065	0.010
60.1～70.0	0.215	0.075
70.1～80.0	0.470	0.245
80.1～90.0	0.200	0.340
90.1～100.0	0.050	0.220
100.1以上	－	0.110

注）スパイクタイヤは，上表の速度より，10Km／h低下と仮定
タイヤチェーンは，50Km／hの交通規制を行うため，すべて50Km／hとする。

表－13 走行分布データ （明り部）

大型車	走行位置（自由線）（レーンマークからのcm）	1 (-60～-31)	2 (-30～-1)	3 (0～30)	4 (31～60)	5 (61～91)	6 (91～120)	7 (121～150)
	頻度	0.005	0.020	0.075	0.125	0.155	0.055	0.025
	走行位置（縦目地）（レーンマークからのcm）	1 (151～180)	2 (181～210)	3 (211～240)	4 (241～270)	5 (271～300)	6 (301～330)	7 (331～360)
	頻度	0.015	0.035	0.120	0.160	0.080	0.035	0.005
小型車	走行位置（自由線）（レーンマークからのcm）	1 (-60～-31)	2 (-30～-1)	3 (0～30)	4 (31～60)	5 (61～90)	6 (91～120)	7 (121～150)
	頻度	0.005	0.005	0.015	0.025	0.035	0.060	0.065
	走行位置（縦目地線）（レーンマークからのcm）	1 (151～180)	2 (181～210)	3 (211～240)	4 (241～270)	5 (271～300)	6 (301～330)	7 (331～360)
	頻度	0.075	0.060	0.060	0.060	0.060	0.035	0.015

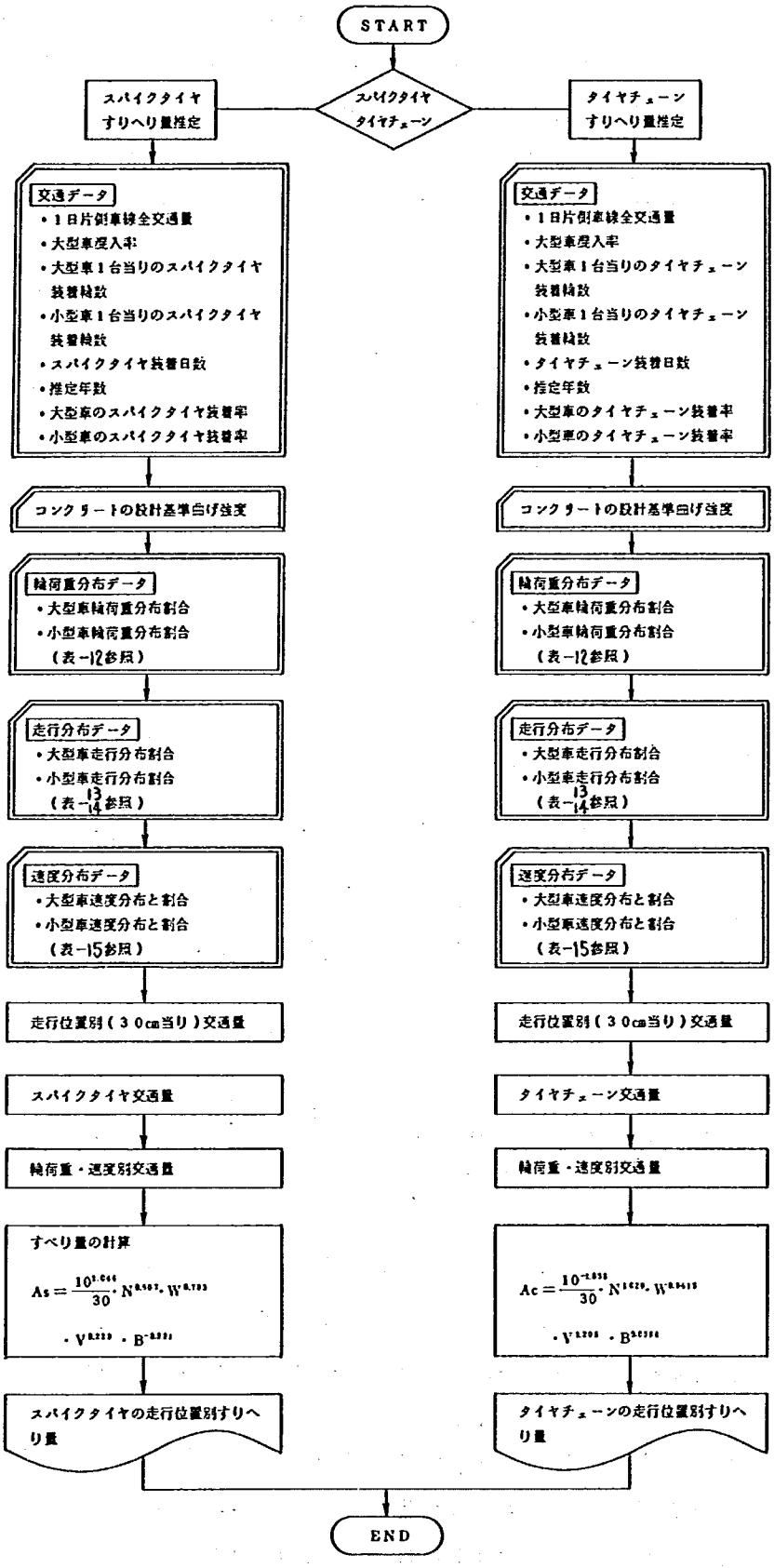
表－１４ 走行分布データ(トンネル内)

走行位置 (レーンマークからの距離cm)	1 (0～30)	2 (31～61)	3 (61～90)	4 (91～120)	5 (121～150)	6 (151～180)	7 (181～210)	8 (211～240)	9 (241～270)	10 (271～300)	11 (301～330)	12 (331～330)
頻度	0.001	0.030	0.122	0.152	0.030	0.026	0.012	0.017	0.089	0.162	0.103	0.020

１１．３すりへり量推定法

以上の検討結果から、すりへり量の推定法として図－25 を提案する。表－１２～１５に、すりへり量推定のための交通データを示した。この交通データは、東名・名神等の高速道路から調査したものであり、高速道路上を走行する一般的な交通特性として評価できるものと思われる。しかし、スパイクタイヤあるいはタイヤチェーンで走行する時の速度分布およびタイヤチェーンの走行分布は、その調査資料が皆無であり今後の調査を待つところである。したがって、スパイクタイヤの走行分および速度分布はとりあえず、東名・名神等のデータで代表することとした。また、タイヤチェーンは通常５０km／hの交通規制が行なわれているため、本計算では５０km／h と仮定することにした。

このすりへり量推定法は電子計算機で処理できるように、プログラムを作成しており、これによって演算を行うものとする。

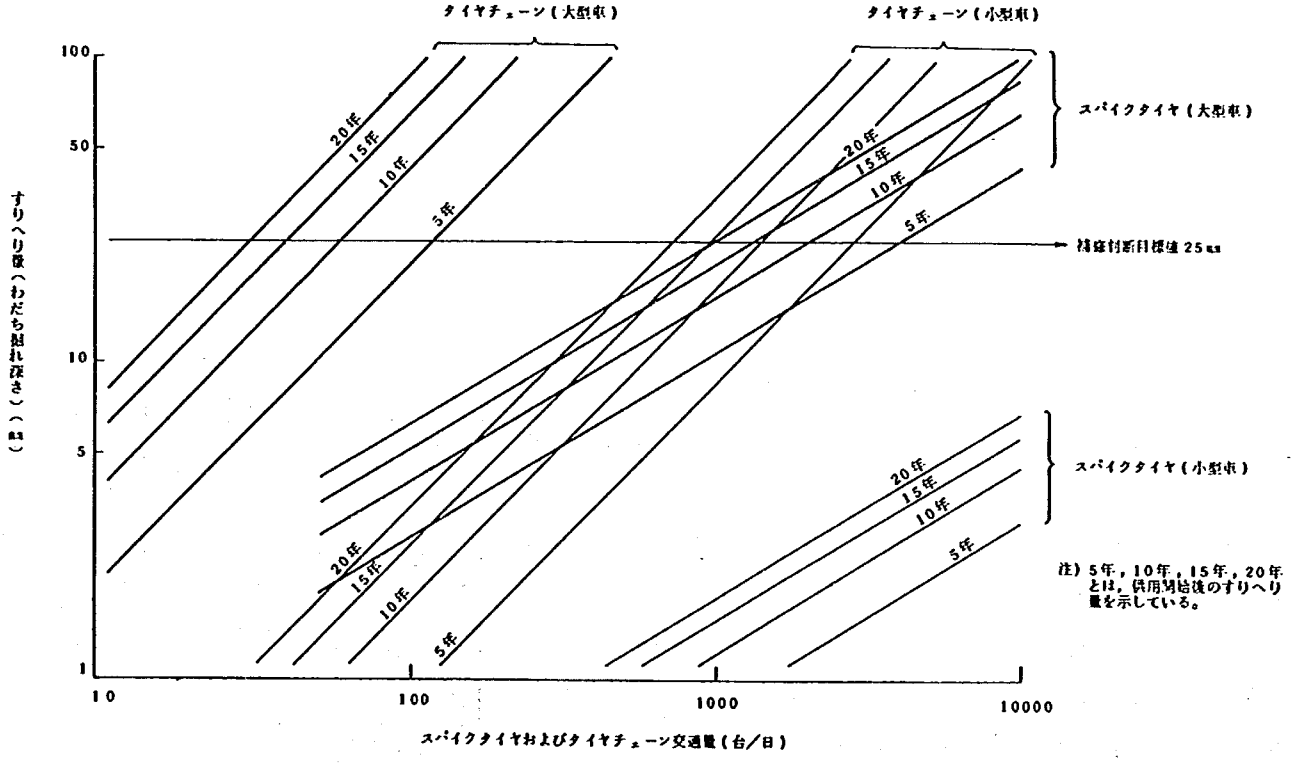


図－25　コンクリート舗装のすりへり量推定法

１１．４すりへり量推定計算例

図－２５に示す推定法により演算を行なった。本演算は、スパイクタイヤおよびタイヤチェーンに大分類し、さらに大型車と小型車に分け、計４種類についてすりへり量の推定を行なった。その演算結果は、図－２６に示すとおりである。この図は、縦軸にすりへり量を、横軸には、スパイクタイヤ及びタイヤチェーンの日交通量を示しており、１日当り何台のスパイクタイヤおよびタイヤチェーンが走行すればどのくらいのすりへり量に達するかがわかるようにした。

本演算結果によれば、補修判断目標値[21]（表－８参照）であるわだち掘れ深さが２５㎜に達する時の日交通量は、供用開始後２０年を経過した時に２５㎜のわだち掘れが生じると考えた場合、タイヤチェーンの大型車では約３０台／日、小型車では約７００台／日、スパイクタイヤの大型車では約1,０００台／日、小型車で約９０,０００台／日となった。このように、タイヤチェーンの影響力は、非常に大きくなっており、タイヤチェーンとスパイクタイヤのすりへり量の比率は、大型車で考えた場合スパイクタイヤを1.０と考えた時、タイヤチェーンは約３３倍となっており、さらに小型車では　約１３０倍もの差を生じた。

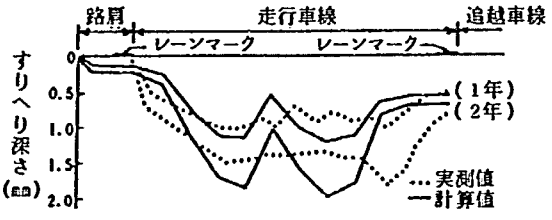


図－26　スパイクタイヤおよびタイヤチェーン交通量とすりへり深さ（推定計算結果）

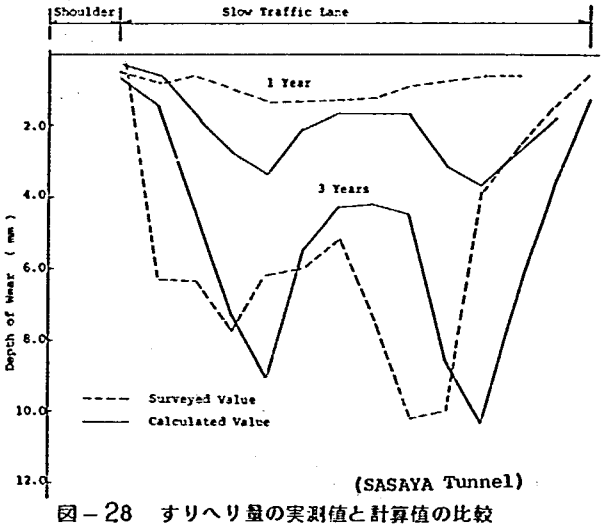
１１．５すりへり量推定計算例

東北自動車道および笹谷トンネルにおいては、路面の経年変化として、道路横断方向のすりへり形状の追跡調査を実施している。これを前述の「１１．２すりへり抵抗試験結果の解析」によって得られた回帰式による計算値と比較したのが、図－２７、２８である。ここでの計算のための各種の条件は表－１　のとおりである。

実測値は、供用後２～３年までの結果のみではあるが、計算値と実測値のすりへり量を対比すると、計算値のピーク値が特に右輪側の走行帯について路肩側寄りに出ており、また若干大き目になっている。しかし、これらの結果から、走行条件を精度よく推定できれば、かなりの精度ですりへり量も計算できるものと思われる。



図－27　すりへり量の実測値と計算値の比較
（東北道，矢板～白河間）



図－28　すりへり量の実測値と計算値の比較

１２．あとがき

コンクリート舗装のすりへり抵抗に与えるコンクリートの配合、表面処理、交通要因などの影響を室内試験で検討し、その成果を用いてすりへり進行予測プログラムを作成し、供用中のコンクリート舗装のすりへりの進行との対比を行なった。その結果、ここで作成したプログラムを用いれば、かなりの精度ですりへりの進行予測を行なえる目途がついたと考えられる。

今後は、特に交通要因に着目し、輪荷重分布データ、速度分布データ及び走行分布データの集収・整理を行ない、さらに推定精度を上げるよう努力してゆきたいと考えている。

なお、本報告を記述する際に、多くの文献を参考にさせていただいた。関係各位に対して深く感謝の意を表わす次第である。

表－１６　計算条件

項　目	東北道	笹谷ﾄﾝﾈﾙ
交通量（台／日片側）	2500.0	1898.0
大型車混入率（%）	33.3	9.25
装置輪数（大型）	2.0	2.0
〃　（小型）	3.0	3.0
装置日数（日）	120	120
設計年数（年）	20	20
ｽﾊﾟｲｸﾀｲﾔ 混入率（大型）（%）	20.0	69.7
〃　〃（小型）（%）	20.0	93.4
輪荷重分布データ	表－12	同左
走行分布データ	表－14	表－15
速度分布データ	表－13	同左

参 考 文 献

1） 三田・堀田・金子・飯田：コンクリート舗装のすりへり抵抗に関する室内試験，試験所報告（昭和４５年度）日本道路公団試験所，昭和４６年１１月

2） 金子・飯田：同上―第２報―，試験所報告（昭和４６年度），日本道路公団試験所，昭和４７年１２月

3） 金子・飯田：同上―第３報―，試験所報告（昭和４６年度），日本道路公団試験所，昭和４７月１２月

4） 兼田・堀田・飯田：同上―第４報―，試験所報告（昭和４７年度），日本道路公団試験所，昭和48年12月

5） 三和・豊福・飯田：同上―第５報―，試験所報告（昭和４９年度），日本道路公団試験所，昭和50年12月

6） 三和・豊福：同上―第６報―，試験所報告（昭和４９年度），日本道路公団試験所，昭和６０年１２月

7） 三和・細田：同上―第７報―・―コンクリート舗装のすりへり・すべり特性に影響する配合および施工要因―，試験所報告，（昭和５０年度），日本道路公団試験所，昭和５１年１１月

8） 三和・村木：同上―第８報―・コア供試体を用いたすりみがき試験―，試験所報告（昭和５１年度），日本道路公団試験所，昭和５２年１２月

9） 豊福・村木：同上―第９報―・タイヤ，骨材，配合およびグルービングのおよぼす影響―，試験所報告（昭和５２年度），日本道路公団試験所，昭和５３年１２月

１０）宮崎・村木：コンクリート舗装のすりへり・すべり抵抗に関する室内試験，―新しい材料・配合による研摩試験―，試験所報告（昭和５３年度），日本道路公団試験所，昭和５４年１２月

１１）宮崎・村木：同上―第２報―，新しい材料・配合による研摩試験―，試験所報告（昭和５４年度），日本道路公団試験所，昭和５４年１２月

１２）宮崎・村木：同上―第３報―，路面性状とすべりについて―，試験所報告（昭和５５年度），日本道路公団試験所，昭和５５年１２月

１３）高桑・土田・村尾：ロサンゼルス試験における骨材のすりへり損量発生に関する実験報告，セメント技術年報，ＸＶ．１１１，１９６４年

１４）三和・豊福：コンクリート舗装の耐久性に関する試験（第２報），試験所報告（昭和４９年度），日本道路公団試験所，昭和５０年１２月

１５）土木学会：昭和４９年制定コンクリート標準示方書，（昭和５５年版）

１６）日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，１９７２年９月

１７）柳田・樽沼：コンクリートの摩損試験，土木技術資料１７－４，１９７５年４月

１８）奥田・中野・角田：ロサンゼルス試験機による粗骨材のすりへり減量に関する２，３の考察，セメントコンクリート，№２５２，１９６８年２月

１９）日本道路公団試験所：コンクリートの打設実態等の調査結果報告書（その１）―コンクリート試験結果のまとめ―，昭和５３年３月，試験所技術資料第４０２号

２０）プラスチックコンクリート特集，コンクリートジャーナル，Vol. １１，№４，７３年４月

２１）日本道路協会：道路維持修繕要綱，昭和５３年７月

２２）日本道路公団・東京第一管理局：交通荷重調査報告書，昭和５０年３月，昭和５２年３月

２３）日本道路公団：走行車線巾と追越車線巾との相関性の研究，１９６９年３月

２４）高速道路調査会：高速道路の交通実態に関する研究，昭和５０年２月

日本における改質アスファルトの研究開発例

前　建　設　省　多　田　宏　行
同　　小　島　逸　平
建設省土木研究所　蒔　田　　実
同　　飯　島　　尚
同　　坂　本　浩　行

概　　要

日本における経済の著しい発展は、車両の大型化および交通量の増加をもたらし、道路は苛酷な条件で供用されている。これに加えて道路の新しい社会的要望は、安全面や騒音対策等に関しても、アスファルト舗装の質的水準の高度化を求めている。すなわち、道路に対する苛酷な供用条件はアスファルト舗装の流動あるいは摩耗をもたらし、一方、交通安全あるいは騒音、振動などの点からは舗装の損傷をそのままに放置することが許されなくなっており、今までより一層耐久性があり、かつ供用性の優れたアスファルト舗装が求められている。

日本では、アスファルト舗装の耐流動あるいは耐摩耗を考慮する場合一般的に、混合物の粒度や設計アスファルト量など配合設計を変化させることによって対応を計っているが、最近では特殊対策として、アスファルトにゴム、熱可塑性樹脂、熱可塑性エラストマーなどの改質材を添加した改質アスファルトが用いられる場合がある。これらの改質アスファルトは、適切な使用条件のもとでは一応の成果が得られているものの、特に最近の重交通道路および積雪寒冷地道路での供用性状については必ずしも十分とはいえず、さらに高品質のアスファルト材料の開発が望まれている。

そこで、建設省土木研究所を中心にこれらの問題に対処するため、官・民の技術を結集して次に示す改質アスファルトの研究開発を進めている。

1）重交通道路の流動対策を考慮した“耐流動舗装用セミブローンアスファルトの研究開発”

2）重交通道路の流動対策および積雪寒冷地道路の摩耗対策の両面を考慮した“耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトの研究開発”

本報告では、これらの改質アスファルトの研究開発の現状について紹介するものである。

日本における改質アスファルトの研究開発例

前	建設省	多田宏行
	同	小島逸平
建設省土木研究所		蒔田実
	同	飯島尚
	同	坂本浩行

1．耐流動舗装用セミブローンアスファルトの研究開発

1．1　序論

本研究は、アスファルト舗装の混合物の流動によるわだち掘れを軽減する方法としてアスファルトの質の改良に着目し、「舗装用セミブローンアスファルト」を開発したうえ、その重交通道路の舗装への適用性を検討したものである。昭和５０年の研究着手以来、中間の各時点における成果を幾つかの報文として発表してきたが[1)~4)]、現在に至りほぼ研究全体の結論が得られたので、本論文をもってその集大成とする。

昭和４０年代半ばから、わが国ではアスファルト舗装の混合物の流動に起因するわだち掘れが、年を追うごとに顕著となり、その対策に苦慮するようになってきた。これは、車輪走行軌跡の直下にある混合物が、繰返し載荷を受けているうちに少しずつ側方に移動する現象で、結果として生ずる路面の凹凸が大きくなれば、舗装構造の面で特に問題がなくとも、走行車両の安全確保のため修繕を余儀なくされる。

流動の原因を混合物についてみれば、アスファルトの粘弾性的性質にあるものと考えられる。混合物中で骨材を結合しているアスファルトは、温度が高いほど、また載荷速度が遅いほど、粘性的性質が卓越し、骨材を把握する力が失われていくからである。この影響は、夏季の高温時にわだち掘れが特に進行すること、交差点付近や交通渋滞区間のわだち掘れが特に大きいことなどの現象として舗装に現われている。

そのため、従来の研究においては、対策として①アスファルト量を少なくする、②骨材粒度を粗くする、③硬いアスファルトを使用する、などの手法がとられてきた。①および②は配合設計の面からの調整であるが、従来一応のバランスのとれていた配合をこのように変更することは、他の破損、特にひびわれを誘発する結果となるため、この面からの解決はいまだに得られていない。一方、③は昭和４０年代に、従来主として使われてきた針入度80／100 のアスファルトから60／80に移行し、さらには40／60も試みられるというアスファルトの種類の選択の変化としてとらえることができる。しかし、これらのアスファルトのうち最も硬い針入度40／60でも耐流動効果が必ずしも期待できないのが

現状である。[5]

本研究は以上のような背景をふまえ、高温時の粘度を従来の舗装用アスファルトの数倍に高めたアスファルトを試作し、試験舗装を行ってその耐流動性効果を確認するとともに、実用化を図ろうとするものである。研究開始は昭和５０年にさかのぼるが、現在までの研究経過は図－１に示す通りである。

１．２　我が国の舗装の環境

海外におけるこの種の研究例はきわめて少ない。これは流動によるわだち掘れ現象が、日本ほど深刻な問題となっていないためのようである。本章では、わが国で流動が特に著しく発生している原因を、我が国の舗装に課せられた環境の面から考察する。

（１）　舗装補修の現況

昭和５７年４月現在、我が国の道路延長は約110 万Ｋｍ，舗装延長約18万Ｋｍ（簡易舗装を除く）で舗装率は16%である。これを欧米の代表的な国の現況と比較すると、表－１に示すように我が国の舗装率はかなり低い水準にあることがわかる。しかし舗装事業費からみると、補修費の占める割合は年々増加してきており、昭和５５年度で25%を超えている。

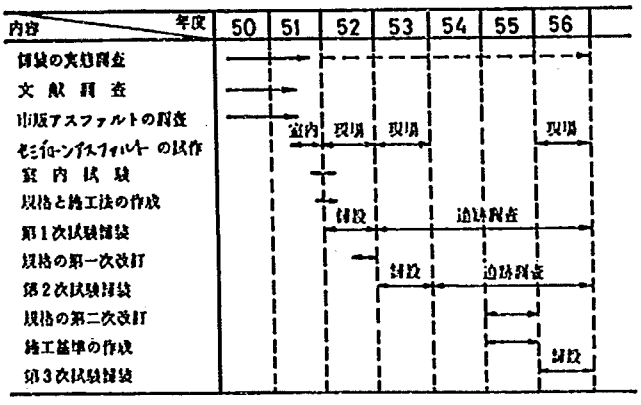
舗装補修費における工種別内訳の資料は乏しいがたとえば建設省道路局の調査によれば、一般国道指定区間（延長12000 ｋｍ）のオーバーレイによる舗装の修繕事業量のうち、わだち掘れ対策が56%を占めている。（表－２）

また、首都高速道路では、従来の舗装打換え面積のうち、わだち掘れを原因とするものが全体の約75%にも及んでいることが報告されている[6]。さらに、我が国でも代表的な重交通道路である東京都の環状７号線についてみれば、修繕工事面積におけるわだち掘れ対策の比率は、昭和５０年以降毎年90%を超えている[7]。

以上のような状況にあるため、耐流動効果のある材料の開発が緊急の課題として渇望されている。

（２）　車道の幅員と交通混雑

表－３は、欧米主要国と我が国の車道幅員を比較したものである。入手できる資料に限界があるため調査年次、幅員の基準に多少のずれはあるものの、



図―1　研究経過

表―1　舗装整備の国際比較

国　名	道路延長 (千 km)	舗装延長 (千 km)	舗装率 (%)
アメリカ	6304	5169	82.0
西ドイツ	482	419	86.9
イギリス	352	340	96.6
フランス	803	738	91.9
日　本	1111	178	16.0

(注)　IRF Edition 1981による．ただし，日本は道路統計年報 1981による一般道路で，簡易舗装を除く．

表―2　一般国道のオーバーレイ事業量の内訳

地方建設局	ひびわれ対策オーバーレイ (km)	わだち掘れ等の対策 オーバーレイ (km)	わだち掘れ等の対策 切削オーバーレイ (km)	わだち掘れ等の対策 計 (km)	舗装区間内路肩対策オーバーレイ (km)	合計 (km)
東北	16	3	93	96	—	112
関東	36	3	31	34	6	76
北陸	5	10	13	23	20	48
中部	22	14	41	55	11	88
近畿	31	11	59	70	—	101
中国	37	—	31	31	—	68
四国	24	3	3	6	—	30
九州	58	1	23	24	—	82
計	229	45	294	339	37	605
構成比	37.9%	7.4%	48.6%	56.0%	6.1%	100%

(注)　建設省道路局資料による．
昭和 55 年度直轄・修繕工事

我が国の車道幅員が欧米諸国と比べてきわめて低い水準にあることは明らかである。

車道幅員が狭ければ、当然のことながら交通混雑が生じやすくなる。表－4には、我が国の幹線道路における交通混雑の解析の一例を示した。全体で33%にものぼる区間が少なくとも朝夕のラッシュ時には渋滞することがわかる。

以上に述べた車道幅員の狭隘と自動車交通の渋滞は、本研究が対象としているわだち掘れの大きな誘因となる。なぜなら、前者は大型車の走行軌跡を一定の位置に集中させ、後者は緩速載荷に弱いアスファルト混合物の流動を促進させるからである。

（3）交通荷重

我が国の自動車保有台数は約3800万台であり、表－5のヨーロッパ諸国に比べるとほぼ2倍である。これを舗装延長で除した値（E欄）は、舗装に対する交通の密度を示す一種の指標となろうが、我が国のそれは他の数倍になっている。

表－5にみられる我が国の自動車保有の特徴は、他に比べ大型車の割合が大きいことで、これは舗装の破損に重大な影響を与えることになる。この特徴をさらに明確にするために、舗装延長1km当たりの大型車保有台数を同表のF欄に示した。これを舗装に対する破壊作用の指標としてみると、我が国は欧米の10倍以上になっており、我が国の舗装がきわめて苛酷な荷重条件にさらされていることがわかる。

表のG欄は、自動車の年間総走行台キロである。ここで、大型車と乗用車の走行距離が等しいと仮定すれば、これに大型車混入率を乗ずることにより大型車の年間総走行台キロが計算できる。これを舗装延長で除した値（I欄）は、舗装に対する大型車走行密度ともよぶべきもので、舗装上の1地点を年間に通過する大型車台数を表わしている。この値も、我が国では欧米諸国の10倍前後の値

表—3　車道幅員の比較

国名	道路種別	延長 (km)		比率 (%)	年次
アメリカ	連邦補助一級道路	総延長	416750	100	1978
		うち幅員7.3m以上	335489	80.5	
西ドイツ	連邦道路	総延長	32490	100	1976
		うち幅員 7m 以上	21420	65.9	
フランス	国道	総延長	29104	100	1977
		うち幅員 7m 以上	22380	76.9	
日本	一般国道	総延長	39946	100	1980
		うち幅員7.5m以上	6521	16.3	

(注) 1. 資料出所　アメリカ：「Highway statistics 1978」
西ドイツ：「Verkehr in Zahlen 1978」
フランス：「Annuaire Stat ist igue pes Transport 1978」
日本：「昭和55年度全国道路交通情勢調査」
2. 各国とも高速道路を除いてあり，一部推計を含む．
3. 幅員7mの道路とは，大型車が楽にすれちがえる道路である．

表—4　幹線道路の混雑状況

道路種別	混雑度別延長 (km)					走行台キロ (千台キロ)		
	全延長	0.5以上	0.8以上	1.0以上	1.5以上	総走行台キロ A	混雑区間走行台キロ B	A/B (%)
一般国道	39946 (100)	27111 (68)	18003 (45)	12677 (32)	4394 (11)	284843	156371	55
都道府県道	130166 (100)	79074 (61)	54644 (42)	44208 (34)	28084 (22)	322622	147689	46
計	170112 (100)	106185 (62)	72647 (43)	56885 (33)	32478 (19)	607465	304060	50

(注) 1. 昭和55年度全国道路交通情勢調査による．
2. 混雑区間走行台キロは，混雑度1.0以上の区間における走行台キロを示す．
3. 混雑度1.0とは，交通量が道路の交通容量に等しい状態をいう．
4. 混雑度1.0～1.5の場合は朝夕のピーク時間を中心に渋滞が生じ，混雑度1.5以上の場合は1日中渋滞する．
5. （）内の数値は，累積度数による構成比（%）である．

表—5　自動車保有台数と走行台キロ

国名	舗装延長 A (千km)	自動車保有台数 B (千台)	大型車台数 C (千台)	D=C/B (%)	E=B/A (台/km)	F=C/A (台/km)	年間総走行台キロ G (億台キロ)	H=G×D (億台キロ)	I=H/A (万台)
アメリカ	5169	154118	33870	22.0	29.8	6.6	24250	5335	10.3
西ドイツ	419	24769	1533	6.1	59.1	3.7	3259	199	4.7
イギリス	340	16951	1878	11.1	49.9	5.5	2774	308	9.1
フランス	738	21780	2650	12.2	29.5	3.6	3030	370	5.0
日本	178	37874	14214	37.5	212.8	79.9	4380	1640	92.1

(注) 1. IRF Edition 1981による．ただし，日本は道路統計年報1981および建設省道路局資料による．
2. 日本の舗装延長は市町村道も含む全道路の場合（簡易舗装を除く）

となっている。

（４）温度

我が国では、夏季の気温が30℃を超える日数がかなり多く、しかもそれが２週間以上続くこともあるのに対し、ヨーロッパなどでは30℃を超す日はきわめて少ない[8]。

気温が上がれば舗装の温度も上昇し、我が国のアスファルト舗装の場合、夏季の表面温度は60℃にも達する。ヨーロッパでの観測例をみると、舗装表面温度で一般にこれより10℃程度低く、その継続日数も我が国に比べて短くなっている。この温度の相違は、アスファルト混合物の高温安定性を調べるホイールトラッキング試験の温度条件、すなわちヨーロッパでは45℃、我が国では60℃で行うという差ともなって現われている。アスファルト混合物の耐流動性からみれば、これらの温度における10℃の差はきわめて大きいものがあり、動的安定度では７～１０倍の違いとなる[9]。このように我が国のアスファルト舗装は、夏季の温度という点からみただけでも、流動を生じやすい苛酷な環境にあるといえる。

以上、舗装のおかれた環境を考察してきたが、諸外国に比べ我が国の舗装は特に、わだち掘れが促進される条件にあることがわかった。このような条件は今後も持続するため、コントロールしやすい材料面からの効果的な対策が切望されている現状である。

１．３　セミブローンアスファルトの開発

本研究では、耐流動に効果的な混合物を得る目的で、アスファルトの高温時の粘度に着目し、これを高めたアスファルトを試作したが、その経過と試作アスファルトの性状を本章で述べる。

（１）６０℃粘度の導入

アスファルト混合物の流動は、アスファルトのコンシステンシーに大きく支配されるが、コンシステンシーの尺度として従来使用されてきた針入度、軟化点に代え、本研究では、アスファルトの60℃における粘度（以下、60℃粘度と略す）を導入した。これは、次に述べる理由によるものである。

①　我が国の路面最高温度が60℃とされていることから考えて、流動現象を検討するにはこのような高温時のアスファルトの性質をとらえる必要がある。

②　アスファルト混合物の高温安定性を評価する方法であるマーシャル試験、ホイールトラッキング試験は、いずれも60℃で行われており、この温度におけるデータが豊富である。

この方針のもとに、一般に市販されている舗装用ストレートアスファルト（以下市販アスファルトと略す）の60℃粘度を調査した結果、次のような範囲にあることが明らかとなった　。

針入度　80／100 ……1000～1500 ポアズ

針入度　60／80 ……1500～3000 ポアズ

針入度　40／60 ……3000～4000 ポアズ

（２）セミブローンアスファルトの試作

本研究はアスファルトの60℃粘度を高めて耐流動効果を上げようとするものである。このようにアスファルトを改質する方法として可能なものは、①蒸留法、②プロパン脱れきによるブレンド法、③触媒を添加してアスファルトを重縮合する方法、④軟質アスファルトを触媒なしでブローイングする

方法、などがある[10]。以上の方法を比較検討した結果、粘度調整が比較的容易である、低温施下の危険が少ない、経済的に大量供給が可能である、などの理由により本研究が目的とする60°C粘度を高めたアスファルトの製造には、④のブローイング法を採用することにし、これによって得られるアスファルトをセミブローンアスファルトとした。

60°C粘度を4000±800 ポアズ（2種類）、8000±1600 ポアズ（3種類）、16000 ±3200 ポアズ（2種類）に高めた目標を定め、セミブローンアスファルト計7種類をブローイング法で試作した。ここで目標粘度の許容誤差は20%程度と考えている。なお、この試作にあたっては針入度を40以下とする、180 °C粘度を2 ポアズ 以下とするなど低温性状、施工性にも支障のないように配慮した。

（3）試作アスファルトの物理的性状

セミブローンアスファルトは実際の舗装に使用するものであるから、粘度を高めたとしても舗装用アスファルトとして必要な他の性状を損なうことがあってはならない。これを確認するため、試作アスファルト7種類と市販アスファルト3種類につき、各種の規格試験を実施した。

試験結果（表－6）によれば、試作アスファルトの特徴は次のように要約することができる。

① 試作アスファルトは、それぞれ前もって定められた60°C粘度の目標値の範囲にあり、市販アスファルトに比べてかなり高い値となっている。

表—6 市販・試作アスファルトの性状試験結果

規格試験 ＼ 試料	ストレートアスファルト			セミブローンアスファルト						
	市販80/100	市販60/80	市販40/60	試作4000 poise		試作8000 poise			試作16000 poise	
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10
針入度 (25°C, 100g, 5秒)	92	68	55	59	82	46	64	64	45	60
軟化点 °C	46.3	50.2	50.2	53.0	50.8	57.6	55.8	56.7	59.5	58.7
伸度 (15°C)cm	150+	150+	150+	48	50	15	7	7	11	5
蒸発質量変化率 %	0.02	0.02	増0.01	増0.01	増0.01	増0.01	0.01	0.02	0.01	0.01
蒸発後の針入度 (原針入度に対して) %	91.0	92.6	94.2	96.5	91.7	93.8	93.8	98.4	95.0	94.9
蒸発後の針入度比 %	100.0	100.0	100.0	101.8	102.6	102.2	101.7	100.0	102.0	100.0
薄膜加熱質量変化率 %	+0.05	+0.06	−0.11	−0.06	+0.02	−0.04	+0.05	+0.09	+0.03	+0.09
薄膜加熱後の針入度 (原針入度に対して) %	59.8	61.8	74.5	69.5	63.4	73.9	79.7	76.6	71.1	76.7
四塩化炭素可溶分 %	99.68	99.86	99.98	99.93	99.89	99.66	99.77	99.88	99.76	99.96
引火点 °C	316	316	350	286	288	336	304	306	312	290
比重 (25/25°C)	1.0245	1.0299	1.0379	1.0311	1.0122	1.326	1.0001	1.0090	1.0314	1.0117
60°C 粘度 poise	1290	2430	3110	4220	4590	9100	8350	8380	14550	13430

表—7 アスファルトの分析結果

項目 ＼ 種類	セミブローンアスファルト					市販アスファルト		ブローンアスファルト
	第1次試験舗装		第2次試験舗装		第3次試験舗装	ストレートアスファルト		
	原アスファルト	回収アスファルト(1)	原アスファルト	回収アスファルト(1)	原アスファルト	針入度 40/60	針入度 60/80	針入度 20/30
60°C 粘度 poise	16200	201000	15500	454000	9600	3500	2200	8.9×10^7
組成分析 アスファルテン分 %	18.6	25.9	18.0	27.3	18.4	14.4	14.8	28.3
組成分析 レジン分 %	17.9	20.7	17.6	21.4	18.0	21.6	19.8	22.9
組成分析 芳香族分 %	39.2	33.5	39.5	31.6	38.8	46.3	47.3	31.2
組成分析 飽和分 %	24.0	15.6	24.4	15.9	24.2	16.7	18.2	16.1
分子量(1) M_w(2)	2000	2340	1940	2200	2070	1380	1400	2490
分子量(1) M_n(3)	780	820	740	790	770	710	750	890
分子量(1) M_w/M_n(4)	2.56	2.85	2.62	2.78	2.69	1.94	1.87	2.80

注 (1) 平均分子量を示す。
(2) 重量平均分子量を示し，分子量の大きいものの存在を反映している。
(3) 数平均分子量を示し，存在する分子の数による平均である。
(4) M_w/M_n は分子量分散度を示し，大きいほど分布が広いことを示す。
(5) 回収アスファルトは表層から回収したアスファルトである。

② 試作アスファルトは、アスファルト舗装要綱（昭和５０年版）の規格値をほとんど満足している。

以上の結果より、セミブローンアスファルトはブローイング法により製造可能なこと、舗装用アスファルトとして使用しても特に問題はないことが明らかとなった。

（４）試作アスファルトの化学的性状

アスファルトの分子構造は複雑で、分子量の異なる多くの化学成分が混在している。これらの成分はブローイング、骨材との加熱混合、舗設および供用などの各過程を通して酸化作用を受け、化学的性状が変化する。

表－７は、後に１．５で述べる試験舗装（第１次～第３次）に使用したセミブローンアスファルトと、市販アスファルト、ブローンアスファルトの化学的性状を比較した結果である。なお組成分析には飯島式４成分分離法[11]、分子量および分子量分布の測定にはＧＰＣ(GEL PERMEATION CHROMATOGRAPHY)を採用した。試験結果は、次のように要約される。

① 組成分析によれば図－２から明らかなように、セミブローンアスファルトは市販アスファルトに比べ、アスファルテン分と飽和分が多く芳香族分は少ない。しかし、ブローンアスファルトに比べるとその逆となり、組成的には両者の中間に位置している。なお、図－２でＡＣ－140 、ＡＣ－100 はそれぞれ60℃粘度が14000ポアズ、10000ポアズのアスファルトを示す。また回収アスファルトＩは基層から、IIは表層から回収したアスファルトを意味している。

② 分子量の大きさ、分子量分布からみても、セミブローンアスファルトは、市販アスファルトとブローンアスファルトの中間的な位置にある。

１．４ セミブローンアスファルトを用いた混合物の性状

前章で述べた７種のセミブローンアスファルトと３種の市販アスファルトを用いて混合物を作製し、高温安定性をみるためにマーシャル安定度試験、ホイールトラッキング試験、低温靱性の検討に高速曲げ試験、はく離抵抗性を調べるために水浸マーシャル安定度試験をそれぞれ実施した。

（１）マーシャル安定度試験

供試体の作製にあたっては、アスファルト舗装要綱（昭和５０年版）に準拠し、次のとおりとした。

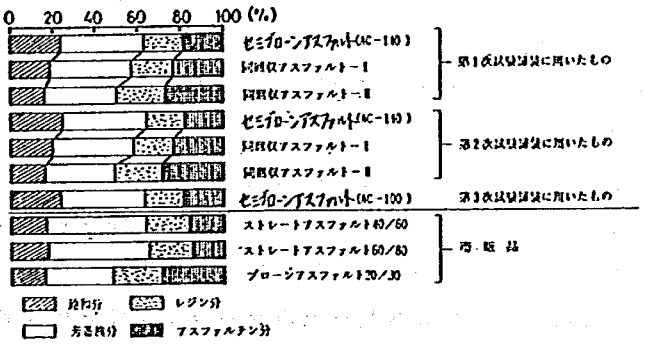
骨材粒度：密粒度アスファルトコンクリートの粒度

アスファルト量：5.0 ～7.0 %の範囲で0.5 %おきに５種類

突固め回数：表裏それぞれ75回

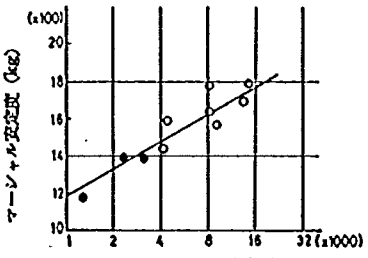
マーシャル試験から求めた設計アスファルト量は、アスファルトの種類に関係なくほぼ6.0 %であり変動幅も小さかった。そのため、４．２～４の混合物試験においてはアスファルト量を6.0 %と一定にした。

図－３は、アスファルトの60℃粘度とマーシャル安定度の関係を示したものである（アスファルト量＝6.0 %）。図から明らか



図－２
セミブローンアスファルトおよび市販アスファルトの組成

なように、60°C粘度が高いほどマーシャル安定度も高く、高温安定性に優れているといえる。



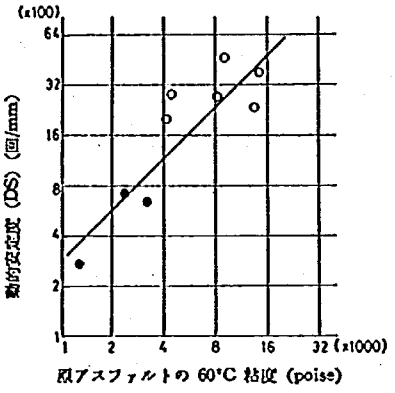
図—3 原アスファルトの 60°C 粘度とマーシャル安定度の関係

（２）ホイールトラッキング試験

ホイールトラッキング試験はアスファルト混合物の高温における耐流動性を評価する試験であり、この結果として得られる動的安定度（DYNAMIC STABILITY、以下ＤＳと略記する）は、実際の舗装のわだち掘れと高い相関のあることが実証されている[12]。

供試体作製に使用した材料、骨材粒度はマーシャル安定度試験の場合と同様であり、試験条件も通常の方法に従った。

図－４は、アスファルトの60°C粘度とＤＳの関係を示したものである。図から明らかなように、60°C粘度が高いほどＤＳも大きくなる傾向にある。

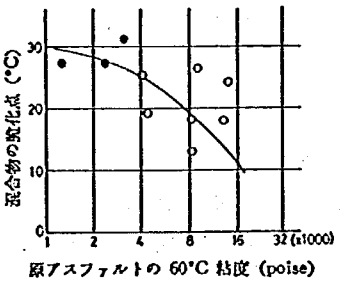


図—4 原アスファルトの 60°C 粘度と動的安定度（DS）の関係

以上、２つの試験を通じて、60°C粘度は混合物の高温安定性と高い相関のあること、従って60°C粘度を高めたセミブローンアスファルトは耐流動効果を期待できることが明らかとなった。

（３）高速曲げ試験

本研究で試作したセミブローンアスファルトは高温安定性を重視したものであるが、これと表裏の関係にある低温脆性をないがしろにすることは、耐ひびわれの面で問題がある。そこで、この点を検討すべく高速曲げ試験を実施した。



図—5 原アスファルトの 60°C 粘度と混合物の脆化点の関係

混合物の作製方法はホイールトラッキング試験の場合と同様にし、ダイヤモンドカッターで供試体（4×4×30ｃｍ）を切り出し恒温室中で２点支持中央載荷により載荷速度13ｃｍ／ｓで曲げ試験を行った。試験温度を種々に変えて（－10°C～35°C）実験した結果から、温度を横軸、曲げ強度を縦軸にとってプロットした図で、曲げ強度が極大値を示すときの温度を脆化点とよび、一般に低温性状の目安とされている。脆化点が低いほど脆くなりにくいことを意味し、低温性状は良好と判断される。

図－５は、アスファルトの60°C粘度と混合物の脆化点の関係を示したものである。データにかなりのばらつきはあるが、60°C粘度を高くするとむしろ脆化点が低くなり、低温性状も安全側に移行する傾向がある。

（４）水浸マーシャル安定度試験

試作したセミブローンアスファルトは、表－６にみられるように市販アスファルトに比べて硬く、伸度も小さい。このため、混合物とした場合、骨材とのはく離抵抗性が懸念された。

一般に、はく離抵抗性は水浸マーシャル安定度試験によって判定されるが、本研究においてもこの試験を採用し、アスファルト１０種類それぞれを用いて作製した混合物の性状を調べた。その結果、

セミブローンアスファルトでは残留安定度の平均値が85%あり、アスファルト舗装要綱（昭和５３年版）の75%以上という規定を上回っているため、はく離の心配はないと判断された。

以上の結果からみると、本研究で試作したセミブローンアスファルトは、舗装用アスファルトとして必要な性状を備えながら、なおかつ耐流動効果の期待できるアスファルトであると結論できる。しかし、これは小規模のブローイング装置で試作した材料の室内試験による結果であって、実際の舗装に使用した場合、効果があるか否かについては推定の域を出ない。また、60℃粘度を高めたことにより発生する可能性がある他の破損の検討も十分とはいえない。従って、本研究の次の段階は、セミブローンアスファルトを用いた混合物を実際の舗装に舗設して、その供用性を検討することとなる。

１．５　試験舗装による検討

前章までの室内試験結果をふまえて、セミブローンアスファルトを用いた混合物を供用中の道路に舗設し、その適用性を検討した。試験舗装のおもな目的は、セミブローンアスファルトの耐流動効果の確認と、60℃粘度の適正値を見出すことにある。

表－８
セミブローンアスファルトの品質規格

項目＼粒類	第１次規格		第２次規格	第３次規格
	AC-140	AC-80	AC-140	AC-100
粘度 (60°C poise)	14000 ±4000	8000 ±2000	14000 ±4000	10000 ±2000
粘度比 (60°C (経時加熱後/加熱前))	—		6.0以下	5.0以下
動粘度 (180°C cSt)	200 以下		200以下	200以下
薄膜加熱質量変化率 (%)	0.6 以下		0.6以下	0.6以下
針入度 (25°C, 100 g, 5 秒)	40 以上		40以上	40以上
三塩化エタン可溶分 (%)	99.0 以上		99.0以上	99.0以上
引火点 (°C)	260 以上		260以上	260以上
比重 (25/25°C)	1.000 以上		1.000以上	1.000以上

（１）セミブローンアスファルトの品質規格

試験舗装に先だって、セミブローンアスファルトの品質規格を表－８のように定めた（第１次規格）。なお、同表には試験舗装の成果を反映して改訂を加えた第２次、第３次規格も比較のため載せてある。

通常の舗装用アスファルトの品質規格に比べ、この第１次規格の最も特徴とするところは、60℃粘度の項目を設け、その目標を14000 ±4000 ポアズというきわめて高い値に規定した点にある。この値を採用したのは次のような理由による。

① 通常の舗装用アスファルトの60℃粘度は1500～4000 ポアズであるが、このうち最も粘度の高い種類である針入度40／60のアスファルトでも他に比べて耐流動効果があまりみられないことから、4000 ポアズの２～３倍、すなわち10000ポアズ程度は必要と考えられる。

② 従来の経験をもとに、ひびわれ発生の著しい舗装のアスファルトの性状から推定すると、60℃粘度を20000ポアズ以上にすることはひびわれの危険性がある。

③ アスファルトの60℃粘度を、ブローイング方式で10000ポアズ以上の所定の値に調整することは初めての試みであるため、製造上の精度から判断すると±4000 ポアズの誤差はやむを得ない。

このように、14000 ±4000という数字は、この時点で、種々の要因を総合的に判断して暫定的に定めたものである。従って、この値は以後の第２次、第３次の試験舗装の結果により調整された。

（２）試験舗装の概要

試験舗装は、建設省各地方建設局、東京都建設局、神奈川県土木部、首都高速道路公団などの協力を得て、下記のとおり三次にわたり延べ約12万m² を実施した。

第１次　昭和５２年度　9箇所・37工区　41538 m²

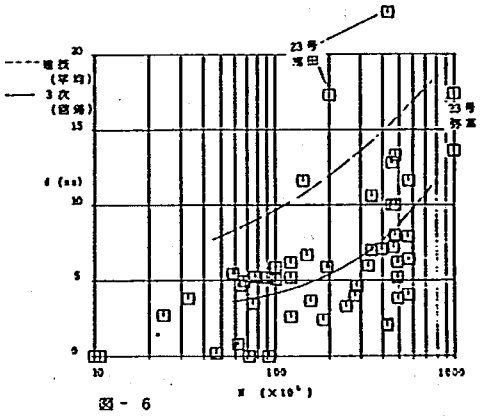
第２次　昭和５３年度　14箇所・53工区　46255 m²

第３次　　昭和５６年度　　11箇所・11工区　　32171 m²

（３）第１次試験舗装

本章で定めた第１次規格を目標とするセミブローンアスファルトを製造し、これを用いて上記の規模の試験舗装を行った。なお、参考のため、8000 ㌱ｱｽﾞ目標のアスファルトも供試した。混合物の種類は、表層に密粒度アスファルトコンクリートを、基層には粗粒度アスファルトコンクリートを中心とし、アスファルト量はほとんどの混合物でアスファルト舗装要綱の定める設計アスファルト量とした。

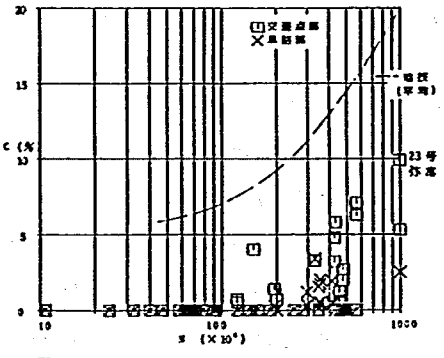
試験舗装の結果から、セミブローンアスファルトは耐流動にきわめて効果のあることがわかった。しかしながら、多くの箇所で早期にひびわれの発生をみたため、これらについて検討したところ、そのほとんどの場合、原アスファルト（加熱混合する前のアスファルト）の60℃粘度が規格以上に高いことが明らかとなった。また、薄膜加熱試験後の原アスファルトに対する60℃粘度の比（以下、粘度比と略す）が大きい場合に、ひびわれ発生が顕著であることが判明した。このため、粘度のみならず粘度比をも新たに規定する必要に迫られた。



図－６
累積大型車交通量とわだち掘れ量の関係

（４）第２次試験舗装

第１次試験舗装を参考にして、粘度比を6.0 以下と定める（第２次規格）とともに、60℃粘度の規格を厳守することに十分配慮してセミブローンアスファルトを製造し、第２次試験舗装を実施した。その結果は、耐流動性のみならず、ひびわれ防止についてもほぼ満足できるものであった。しかし、個々のデータについて詳しくみれば、次のような傾向のあることが判明した。



図－７
累積大型車交通量とひびわれ率の関係

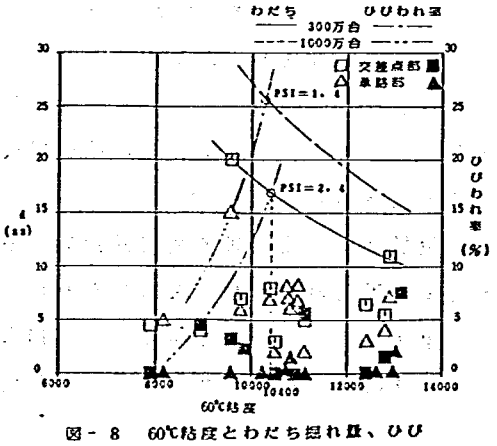
①　粘度比が6.0 以下の規格内にあっても、5.0 以上の場合にはひびわれが発生した。

②　60℃粘度が15000㌱ｱｽﾞを超える箇所でひびわれが発生した。

③　60℃粘度が 7000㌱ｱｽﾞを下回る箇所では流動が生じた。

（５）第３次試験舗装

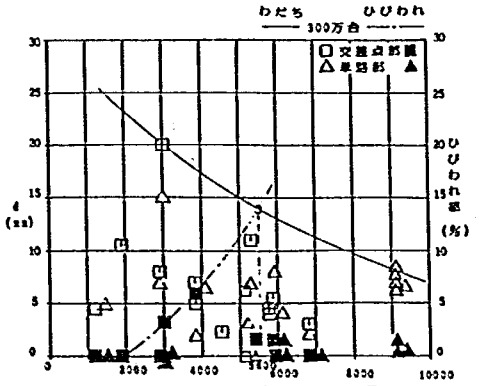
これまでの試験舗装の結果から、品質規格のうち60℃粘度を10000 ±2000 ㌱ｱｽﾞ、粘度比を5.0 以下に改訂した（第３規格）。これは耐流動性を重視しながら、なおかつ耐ひびわれも考慮した、60℃粘度および粘度比の適正範囲と考えられるものであるが、さらにこれを確認すべくこの規格に基づいた第３次試験舗装を実施した。これらの供用性状のうち主要



図－８　60℃粘度とわだち掘れ量、ひびわれ率の関係

な結果を図－６～図－９に示した。

図－６は、大型車交通量（Ｎ）に対するわだち掘れ量の変化をみたものである。図中には、ストレートアスファルトとの比較のため、第２９回建設省技術研究会の調査結果を点線で示した。データにばらつきはあるものの、セミブローンアスファルトの耐流動効果は明らかであり、わだち掘れ量はストレートアスファルトを使用した場合のほぼ1／2程度と推定できる。



図－９　動的安定度とわだち掘れ量、ひびわれ率の関係

図－７には、累積大型車交通量とひびわれ率の60℃粘度による変化を平均的な線で示した。図－８には、わだち掘れとひびわれ率の60℃粘度による変化を示した。図より60℃粘度が高くなるにつれてわだち掘れは減少するが、60℃粘度が増加すると急激にひびわれ率が増大することがわかる。すなわち、わだち掘れとひびわれを両方阻止するには、60℃粘度を10000ﾎﾟｱｽﾞ程度に調整することが望ましいといえる。

図－９には、60℃粘度と動的安定度を示した。これらの図より、わだち掘れとひびわれを両方考慮したＤＳの適正範囲が見出せる。

１．６　結論

本研究によって得られた成果は次のとおりである。

（１）我が国の舗装で流動が特に著しい理由を、舗装のおかれた環境の面から明らかにした。

（２）アスファルト混合物の耐流動性は、アスファルトの諸性質のうち60℃粘度を目安にするのが合理的であることを示した。

（３）ブローイング方式により、60℃粘度を所定の値に高めたセミブローンアスファルトの製造が可能であることを明らかにした。

（４）セミブローンアスファルトを開発し、これが耐流動に富むことを試験舗装により実証した。

（５）耐流動とともに耐ひびわれも考慮した60℃粘度の適正範囲を見出した。

謝辞：本研究の実施にあたっては、下記の機関に格別のご協力を賜った。

建設省道路局、同土木研究所、同地方建設局、東京都建設局、神奈川県土木部、大阪府土木部、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、社団法人日本道路協会、社団法人日本アスファルト協会および会員研究機関

これらの関係各位ならびに貴重な資料を快くご提供下さった方々に対し、厚く感謝の意を表する。

参考文献

1)「特集・舗装用アスファルトの研究」アスファルト、Ｎｏ．110、日本アスファルト協会、昭和５２年。

2)「重交通道路の舗装用アスファルトの研究」日本アスファルト協会、昭和５３年。

3)多田宏行ほか：セミブローンアスファルトを用いた試験舗装、道路、1980-8、日本道路協会、昭和５５年。

4)多田宏行ほか：特集・昭和５６年度舗装用セミブローンアスファルトの試験施工、アスファルト、Ｎｏ．130 、日本アスファルト協会、昭和５７年。
5)小野　豊ほか：わだち掘れ対策としての針入度40／60アスファルトの効果、舗装、1977-8、建設図書、昭和５２年。
6)「高架橋等の舗装に関する調査研究報告書」首都高速道路協会、昭和５６年。
7)連下文一ほか：重交通都市道路舗装の維持管理、舗装、1981-5、建設図書、昭和５６年。
8)「理科年表」東京天文台編、丸善、昭和５６年。
9)「近畿地建における一日土研」建設省土木研究所資料第1612号、昭和５５年。
10)菅原照雄ほか：土木材料 III、アスファルト、共立出版、昭和４９年。
11)松原三千郎：組成分析法、アスファルト、120 号、日本アスファルト協会、昭和５４年。
12)建設省土木研究所資料第923 号、昭和４９年。

2　耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトの研究開発

2．1　序論

日本の気候は四季の気温の移り変わりが明瞭で、その地形は南北に細長く、中央に山脈が連なっているため、南と北、日本海側と太平洋側とで変化が激しい。このため、日本では季節と地域が異なると気候条件が著しく変化するので、アスファルト舗装の要求される性能は地域によって異なる。すなわち、温暖な地域では夏期の高気温時の耐流動、積雪寒冷地では、冬期のタイヤチェーンやスパイクタイヤを装着した車両に対する耐摩耗に優れた舗装の開発が当面の課題として要求されている。

従って、このようなアスファルト舗装の要求性能を満たすことを目的として、耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトの研究開発を行っている。これについては、日本・カナダ科学技術協議の第１回、「寒冷地舗装」のミニワークショップで研究開発の一端を紹介したが、さらに研究を進展させているので、その後の研究開発の状況を報告することにする。

2．2　研究方法

耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルト（以下新規バインダーという）の開発目標は、供用性の面から耐流動・耐摩耗の目標値を表－１に示すように設定した。また、新規バインダーの物性は、アスファルト舗装要綱のゴム入りアスファルトの標準的性状、本州四国連絡橋橋面舗装基準（案）および市販品の改質アスファルトの物性値等を考慮し、供用性の目標が十分達成可能であるとの想定のもとに、表－２のように設定して開発することとした。

新規バインダーの研究開発は、表－３に示すよ

表-1　新規バインダーの供用性の目標

1)　耐流動性・耐ひび割れ性（累積大型車交通量 1,000万台通過時）

項　目	性　状	箇　所	現　況	目標水準	備　考
耐流動性	わだち掘れ(mm)	交差点部	20[1]	10以下	現在のストレートアスファルト舗装の５割程度におさえる。
		単路部	12[1]	6以下	
耐ひび割れ性	ひび割れ率(%)		17[2]	9以下	

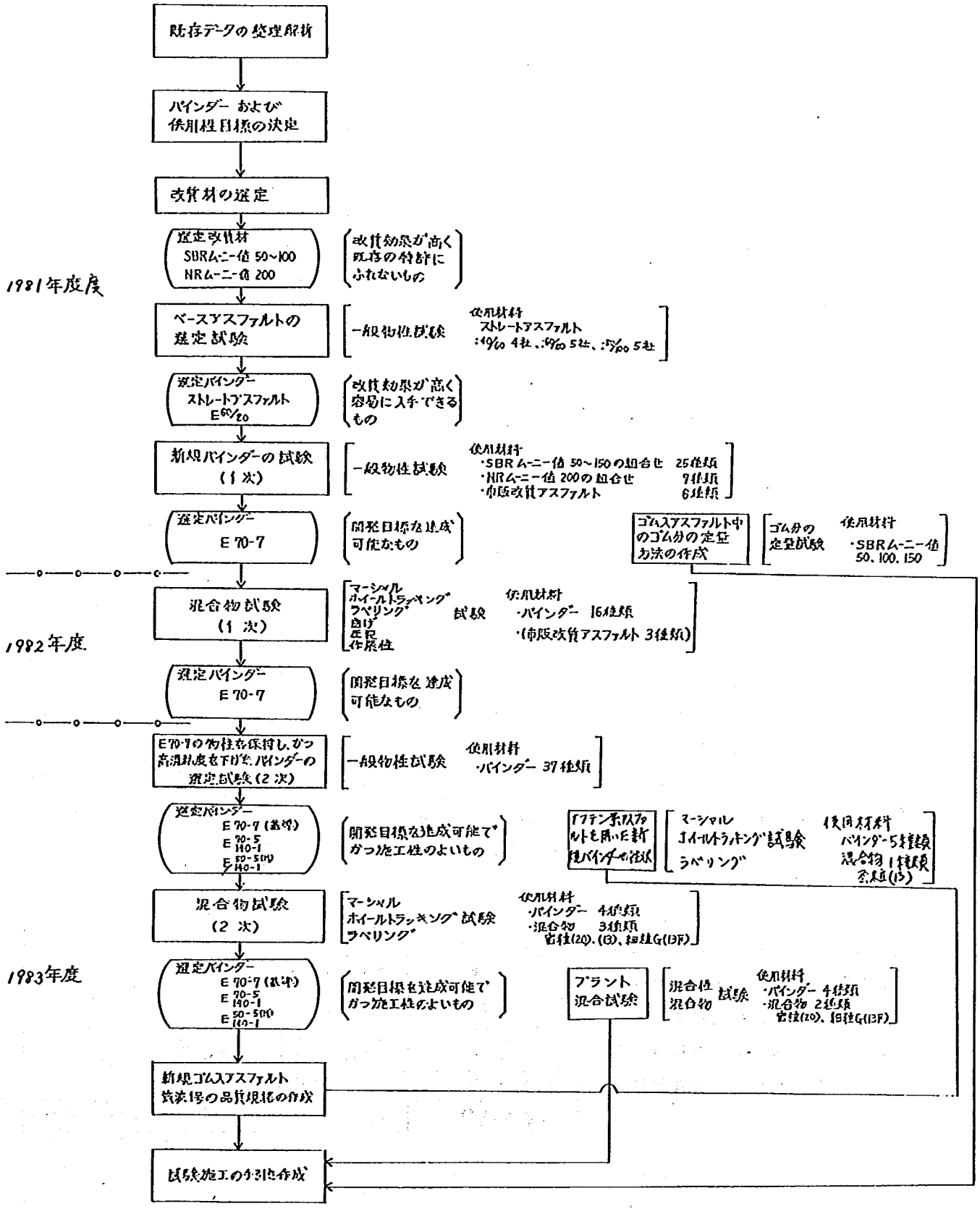
注）1)「道路」1981-1による
2) 第29回建設省技術研究会報告による

2)　耐摩耗性（累積大型車交通量 100万台通過時）

項　目	性　状	箇　所	現　況	目標水準	備　考
耐摩耗性	摩耗量(mm)	—	15[3]	12以下	現在のストレートアスファルト舗装の８割程度におさえる。

注）3)「道路」1980-8（供用年数３年７カ月，スパイク装着率95%，S53年2月全北海道平均）

表－3　新規バインダーの
研究開発試験の経緯



うに1981～1983年度の3ヶ年にわたって行われた。このうち1981年度の新規バインダー関係の研究は、第1回、「寒冷地舗装」ミニワークショップで報告しているので、ここでは1982～1983年度に行った研究開発の結果について報告する。

表-2 新規バインダーの物性目標

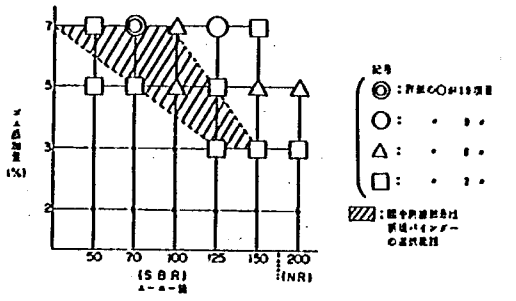
項目		新規バインダー(プレミックスタイプ) 目標物性値	備考	市販品の代表的物性(プレミックスタイプ) ゴム系	樹脂系	要請ゴムアスの標準(プレミックスタイプ) 60～80	80～100	本四道路アス規格(プレミックスタイプ) I型	II型
針入度 (25℃, 100g, 5秒)		50～100		65	65	60～80	80～100	60～100	60～100
軟化点 (R&B)	℃	57以上	(PI+0.5～+2.2)	50.5	57.0	48.0～56.0	46.0～54.0	55～65	60～75
伸度 (7℃)	cm	50以上		65	100以上 (25℃)	20以上	50以上	50以上[1]	10以上[1]
蒸発後の針入度比	%	110以下		102	—	110以下	110以下	—	—
薄膜加熱針入度変化率	%	65以上	180℃ 2.5h	75.2	87.2	55以上	55以上	65以上[2]	65以上[2]
フラースぜい化点	℃	−12以下		—	−18	—	—	−12以下	−12以下
タフネス (25℃)	kg・cm	100以上		91	138	60以上	50以上	120以上	30以上
テナシティ (25℃)	kg・cm	50以上		56	87	30以上	25以上	100以上	10以上
粘度 60℃	Poise[4]	6,000以上		4,810	5,750			4,000以上	16,000以上
粘度 200℃	cst[5]	300以下		71	120			200以下[3]	200以下[3]

注) 1) 試験温度 10℃　2) 180℃, 2.5時間　3) 単位, SFS (cst=2.16SFS)　4) 粘度は CGS 単位
5) 粘度をその液体と同一状態における密度で割った値で, 動粘度ともいう。

なお、本報告では紙面の都合ですべてを報告することは無理なので、研究の主要な部分のみを抽出して紹介することにする。従って、一貫性を欠き理解しにくい面も多くなることは否めないが御容赦願いたい。

2．3　新規バインダーを用いた混合物試験（一次）

新規バインダーの選択範囲は、1981年度のバインダーに関する研究結果から、図－1に示すように決定している。これらの経緯は第1回、「寒冷地舗装」ミニワークショップで報告したとおりである。



図－1　新規バインダーの選択範囲

新規バインダーを用いた混合物試験（一次）では、これを受けて新規バインダーの改質効果を比較検討するため、バインダーとしてストレートアスファルト（以下ストアスという）および市販の改質アスファルトを含めて混合物試験を行った。

混合物試験に用いるバインダーの種類は表－4に、試験項目と試験方法は表－5に示す。

混合物試験は、骨材として硬質砂岩を使用し、混合物種類は、密粒度アスコン（骨材の最大粒径13mm）とした。これらの混合物試験結果を示すと次のとおりである。

表　－4　使用バインダーの種類

アスファルト	針入度	ゴムの種類	ムーニー値	添加量%	略記号
E	60/80	—	0	0	E 60/80
		SBR	50	5	E 50-5
			70	5	E 70-5
				7	E 70-7
			100	5	E 100-5
			125	5	E 125-5
				7	E 125-7
			150	3	E 150-3
				5	E 150-5
		NR	200	5	E NR-5
A		—	0	0	A 60/80
		SBR	70	7	A 70-7
D	40/60	—	0	0	D 40/60
市販改質アスファルト	G－c ゴム入りアスファルト				G－c
	F－a 樹脂入りアスファルト				F－a
	H－b ゴム・樹脂入りアスファルト				H－b

2．3．1　マーシャル試験

表－6に示すマーシャル試験結果から、最適アスファルト量（OAC）における安定度は、新規バインダーを用い混合物がストアスを用いた混合物よりも大きくなり、改質効果が

表　－5　混合物試験項目と試験方法

試験項目	試験方法	試験条件
マーシャル試験	アスファルト舗装要綱	75回×両面
ホイールトラッキング試験	〃	60℃, 6.4 kg/cm²
ラベリング試験	土木研究所法	−10℃, チェーン打撃
曲げ試験	本四舗装基準	支点距離：20cm ひずみ速度：6.25×10^{-3} sec^{-1}
圧裂試験	土木研究所法	厚さ：4.5cm 載荷速度：50mm/min
作業性試験	ミキシングトルクメーター法	ミキサー回転数：34, 46, 68 rpm

表 －6 マーシャル試験のOACにおける値

バインダー名	OAC% (共通範囲)	密 度 (g/cm³)	空げき率 (%)	VMA (%)	飽和度 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100cm)	スティフネス (S/F)
E 60/80	5.7 (5.25~6.20)	2.364	4.0	17.0	77	1,370	31	44
E 50-5	5.5 (5.10~5.80)	2.370	3.8	16.5	77	1,480	29	51
E 70-5	5.5 (5.05~5.95)	2.369	4.0	16.6	76	1,580	30	53
E 70-7	5.5 (5.10~5.80)	2.371	3.8	16.5	77	1,570	33	48
E 100-5	5.6 (5.20~5.90)	2.364	4.0	16.8	76	1,600	34	47
E 125-5	5.7 (5.15~6.25)	2.362	4.0	17.1	78	1,460	33	44
E 125-7	5.4 (5.05~5.75)	2.373	3.9	16.4	75	1,530	36	43
E 150-3	5.5 (5.05~5.90)	2.369	4.0	16.6	76	1,350	30	45
E 150-5	5.6 (5.25~6.00)	2.359	4.1	17.0	75	1,560	34	46
E NR-5	5.5 (5.05~5.90)	2.366	4.2	16.8	75	1,490	29	51
A 70-7	5.6 (5.15~6.00)	2.369	4.0	16.8	76	1,470	30	49
A 60/80	5.6 (5.20~6.05)	2.364	4.2	16.9	75	1,190	24	50
D 40/60	5.7 (5.25~6.05)	2.367	3.8	16.9	77	1,370	34	40
G － c	5.6 (5.10~6.15)	2.361	4.1	16.9	76	1,450	32	45
H － b	5.5 (5.15~5.90)	2.363	4.3	17.0	75	1,560	31	50
F － a	5.6 (5.10~6.10)	2.365	4.0	17.0	76	1,440	31	46

認められた。また、ＯＡＣは全体で見ると5.4～5.7%（アスファルト舗装要綱値 5～7 %）の範囲にあり、特殊なゴム入りアスファルトではあるが、アスファルト量範囲はストアスを用いた混合物と同じか、それ以下になる傾向にあった。

２．３．２ ホイールトラッキング試験

混合物の耐流動性を評価するホイールトラッキング試験の結果をもとに、ＳＢＲ、ＮＲのムーニー値と動的安定度（以下ＤＳという）の関係をゴム添加量別に分けて整理すると、図－２のようになる。これより、ＳＢＲ系では、ムーニー値が大きくなり、さらにゴム添加量が多くなる程ＤＳが大きくなる傾向が認められる。特に、ムーニー値150 のものは他と異なりＤＳが著しく大きくなる特徴がわかる。

一方、ＮＲはムーニー値が200 と高いにもかかわらず、ＳＢＲ系のものよりＤＳがかなり小さい結果になりポリマーの種類の差が明確になった。さらに、ストレートアスファルトの種類によってもＤＳに差があり、ゴム添加後のＤＳにも差が認められることから、原料ストレートアスファルトの選定が重要であることがわかった。

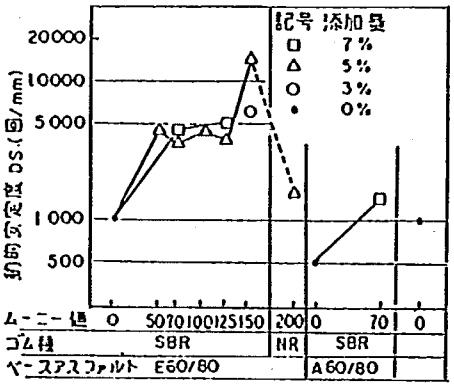


図-2 OAC における各種バインダーを使用した混合物の動的安定度（プレミックス法）

２．３．３ ラベリング試験

混合物の耐摩耗性を評価するラベリング試験結果を図－３に示した。ここでストアスＥ60／80の６時間試験後の摩耗量は1.62ｃｍ² の値であり、これを100 %とした比率で示したものである。これよりバラツキはあるものの、ムーニー値の高いゴムを使用したゴム入りアスファルトはやはり摩耗量が小さくなり改善効果が明らかである。

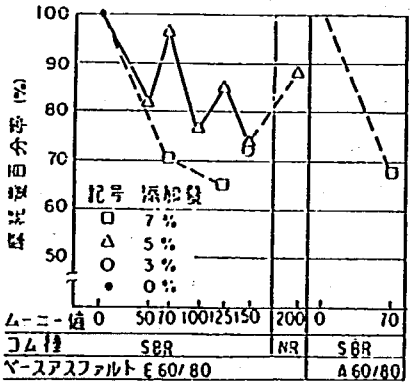


図-3 ベースアスファルト混合物に対する各種バインダー使用混合物の耐摩耗性の比較（6時間）

混合物の密度と摩耗量との間には高い相関性（γ＝－0.91）が認められ、締固め度１ %を高めることは摩耗量を0.3 %小さくできる改善効果があることが認められた。この意味から通常の混合物と同様、ゴム入りアスファルト混合物も密度を大きくし、

結固め度を高めることは耐摩耗性舗装として重要なことといえる。

2．3．4　曲げ試験

曲げ試験結果を表－7に示す。これより曲げ破断強度は、低温域（－10～0 ℃）ではストアス（65～75Kg／cm²）より1.1 ～1.4 倍、ひずみ量は同様に低温域でストアス（6×10^{-3}～ 7×10^{-3}）の約1.3 倍、常温域（10～15℃）ではストアス（19×10^{-3}～22×10^{-3}）の約85%程度となった。さらに、スティフネスはストアスに近似した値となった。このようにゴム添加によって舗装のひびわれに関係する低温の曲げ破断強度、ひずみが大きくなることから、ひび割れの改善につながる性状になることがわかった。

2．3．5　圧裂試験

圧裂試験結果を表－8に示す。これより圧裂試験による引張強度を比較すると、－10℃では1.1～1.2倍、60℃では1.2～1.4倍で改質効果が認められた。

2．3．6　作業性試験

新規バインダーはタフネス、テナシティの高い高粘度アスファルトであることから、混合物製造時の作業性がストアスより難しくなることが予想される。そこで、図－4に示すミキシングトルクメーターを用いて作業性に関する検討を行った。

試験結果の一例として、ストアスおよびE 70－7 のものを図－5に示す。これよりE 70－7 は、ストアスより160 ℃以下ではトルクが大きい（混合しにくい）ことが認められる。しかし、160 ℃ではトルクはほぼ一定となり、試験誤差を考慮しても180 ℃程度で混合すれば均一な混合物が得られるものと推定できる。従って、セイボルトフロール粘度試験による温度－粘度曲線から得られる混合温度より低

表 －7　各種バインダー混合物（プレミックス法）の曲げ試験結果

バインダー名	項　目	試験温度 −10℃	0℃	5℃	10℃	15℃
E 60／80	破断強度	64.7	75.3	85.7	92.7	66.5
	ひずみ	6.04	7.08	9.55	18.78	21.85
	スティフネス	11.14	10.78	8.98	5.12	3.08
E 50－5	破断強度	72.6	104.1	129.5	75.6	61.6
	ひずみ	7.62	9.12	12.13	15.85	17.83
	スティフネス	9.64	11.43	10.67	4.78	3.46
E 70－5	破断強度	75.3	80.1	120.7	101.5	65.6
	ひずみ	7.26	8.31	12.54	16.30	20.71
	スティフネス	10.64	9.71	9.64	6.23	3.25
E 70－7	破断強度	72.7	98.4	119.8	90.7	64.7
	ひずみ	5.97	9.74	10.27	14.37	18.58
	スティフネス	12.20	10.16	11.63	6.34	3.52
E 100－5	破断強度	70.4	80.4	102.6	90.1	70.2
	ひずみ	5.75	8.62	11.05	15.72	19.20
	スティフネス	12.52	9.74	9.35	4.85	3.66
E 125－5	破断強度	76.3	89.2	130.7	97.3	63.7
	ひずみ	7.50	9.77	14.15	16.81	20.45
	スティフネス	10.50	9.39	9.41	5.82	3.23
E 150－5	破断強度	71.5	109.5	108.9	83.4	48.9
	ひずみ	6.89	9.58	15.67	17.15	23.21
	スティフネス	10.95	11.53	6.99	4.87	2.12
E NR－5	破断強度	84.6	105.4	130.9	83.9	57.4
	ひずみ	7.44	7.77	18.25	21.05	25.93
	スティフネス	11.83	13.61	7.21	4.02	2.25
G－c	破断強度	75.3	81.9	127.9	94.7	68.1
	ひずみ	7.48	7.71	12.91	17.39	19.23
	スティフネス	10.13	10.68	10.02	5.56	3.57
H－b	破断強度	74.6	94.8	103.2	119.5	86.7
	ひずみ	7.64	9.64	10.42	13.38	17.02
	スティフネス	9.76	9.83	9.90	8.93	5.09
F－a	破断強度	82.9	98.6	141.6	104.9	78.3
	ひずみ	5.65	7.52	12.50	17.02	17.21
	スティフネス	14.66	13.22	11.37	6.21	4.60

単位：破断強度kg/cd，ひずみ$\times10^{-3}$cm/cm，スティフネス$\times10^{3}$kg/cd

表 －8　各種バインダー混合物（プレミックス法）の圧裂試験結果（$\frac{n}{\text{平均値}}$）

（単位）破断荷重：kg，変形量：cm，引張強度：kg/cd

バインダー名	項　目	試験温度 −10℃	20℃	40℃	60℃	備考 5℃	備考 12℃
E 60/80	破断荷重	2.583	1.019	203	86	2.413	1.713
	変形量	1.05	2.40	1.70	1.60	1.51	2.07
	引張強度	36.74	14.53	2.95	1.22	34.53	24.35
E 50－5	破断荷重	2.857	1.044	256	111	2.550	1.650
	変形量	1.11	2.03	1.72	1.69	1.91	1.97
	引張強度	41.17	14.98	3.66	1.61	37.94	23.65
E 70－5	破断荷重	2.930	1.101	278	113	2.607	1.617
	変形量	1.25	2.20	1.83	1.57	1.52	2.07
	引張強度	43.17	15.82	3.98	1.62	37.15	25.99
E 70－7	破断荷重	2.762	1.033	287	121		
	変形量	1.23	1.98	1.90	1.68		
	引張強度	39.77	14.78	4.10	1.74		
E 100－5	破断荷重	2.763	1.081	269	105		
	変形量	1.04	2.19	1.68	1.47		
	引張強度	39.85	15.49	3.88	1.51		
E 125－5	破断荷重	2.748	1.059	259	102		
	変形量	1.23	2.18	1.62	1.57		
	引張強度	39.03	15.21	3.71	1.46		
E 150－5	破断荷重	2.678	1.030	291	118		
	変形量	1.14	2.17	1.75	1.56		
	引張強度	37.96	14.72	4.00	1.68		
E NR－5	破断荷重	3.155	999	234	95		
	変形量	1.24	2.32	1.52	1.37		
	引張強度	45.23	14.25	3.33	1.35		
G－c	破断荷重	2.972	1.015	242	95		
	変形量	1.10	2.13	1.55	1.34		
	引張強度	42.49	14.44	3.44	1.34		
H－b	破断荷重	3.200	1.225	302	130		
	変形量	1.23	1.78	1.52	1.33		
	引張強度	45.94	17.55	4.27	1.85		
F－a	破断荷重	3.133	1.021	295	126		
	変形量	1.41	1.92	1.50	1.33		
	引張強度	45.16	14.59	4.23	1.82		
圧裂破断供試体の断面状態		骨材の割れと混合物のマイクロ界面破壊	一部骨材の割れを含む界面的破壊	混合物の粘性的破壊	混合物の粘性的破壊	バインダー単体での値は得られない	

くても作業ができるものと考えられる。

2．3．7　結論

新規バインダーを用いた混合物試験（一次）結果から、新規バインダーは耐流動、耐摩耗の点からは、かなりの期待のできるものであることがわかった。

表－9に、混合物の特性値に改質効果が大きいもの、また逆に効果が小さいものを抽出して示す。これらの評価から望ましいバインダーの組合せとしては、E150－5，E125－7およびE70－7が選定される。しかし、E150－5およびE125－7は、アスファルトとの溶解性の面で均一性に欠け、加えて高温粘度が極めて高くなることから、最終的にはE70－7が選定される。E70－7は、アスファルトとの溶解性には問題がないものの、高温粘度はストアスと比べてかなり高く、施工性を考慮すると改善の余地が残されていると思われた。

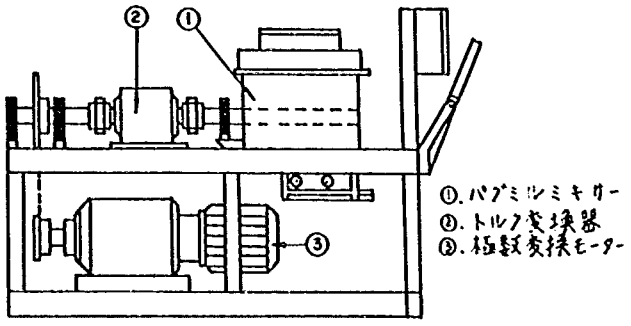
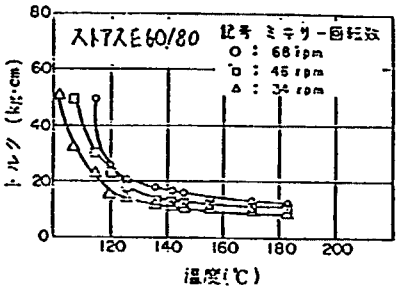


図　－4　ミキシングトルクメーター



2．4　新規バインダーを用いた混合物試験（二次）

新規バインダーを用いた混合物試験（一次）から、開発目標および混合物性状の両方を満足する組合せとして、ムーニー値70のＳＢＲラテックスをアスファルトに7%配合したものが選定された。しかし、この新規バインダーは、ストアスと比べて高温粘度が高くなることから、粘度～温度曲線から推定できる混合温度が非常に高くなり、施工性の面から高温粘度を低下させるようなバインダーの改質を検討する必要のあることがわかった。

そこで、新規バインダーを用いた混合物試験（二次）では、E70-7の基本物性を保持し、施工性の面から高温粘度の低下を重視したバインダーの開発を行い、改良効果の高いものを選定して混合物試験を行いその特性値を評価した。

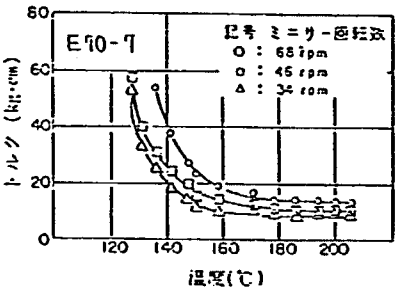


図-5　混合物のトルクと温度の関係

表　－9　混合物試験における新規バインダーの評価

試験項目		特性値	
		改良効果大	改良効果小
マーシャル試験	残留安定度	E70－5（プラントミックス） NR－5	E150－5 （プラントミックス）
ホイール トラッキング試験	動的安定度	E150-5，E125-7 E70-7	NR-5
ラベリング試験	摩耗量	E125－7，E70－7 E150－3，A70－7	E70－5
曲げ試験	脆化温度	E150－5	E100－5
	破断歪	NR－5	—
圧裂試験	60℃引張強度	E70－7，E150－5	—
	－10℃変形量	E70－5，7，E125－5， NR－5	E100－5
作業性試験	最適混合温度 （トルクより推定）	B70－7	B100－7，B125－5 B150－5

2．4．1　新規バインダーの開発選定試験

バインダーの開発選定試験は、ゴムの種類および添加量の組合せを変えて37資料について行った。この中から、E70-7の基本物性を保持し、かつ高温粘度の低下が計られたものとして、次のものが選定された。

① ストアス60／80に、ムーニー値70のＳＢＲラテックス 5%とムーニー値150 のＳＢＲラテックス 1%を併用して添加したもの。（以下、E^{70-5}_{140-1} という）

② ストアス60／80に、ホット重合のムーニー値50のＳＢＲラテックス 5%とムーニー値150 のＳＢＲラテックス 1%を併用して添加したもの。（以下、$E^{50-5(H)}_{140-1}$ という）

２．４．２ 新規バインダーの加熱分離試験

新規バインダーはムーニー値が高いものを用い、かつ添加量が多くなることから、アスファルトへの溶解性に均一性を欠くことが懸念される。そこで、室内で加熱分離試験を行い、その性状を評価した。試験の結果、新規バインダーは高温の貯蔵ではストアスに比べて、上、下の分離が大きかった。しかし、この分離は貯蔵温度を低くする、または貯蔵中撹拌することで防止できることがわかった。従って、新規バインダーの工場製造後のケットル貯蔵では、この点に留意する必要がある。

２．４．３ 混合物試験

混合物試験の試験項目は、マーシャル、ホイールおよびラベリング試験を行った。試験方法は混合物試験（一次）と同様である。

使用バインダーは、高温粘度の低下を計ったE^{70-5}_{140-1}、$E^{50-5(H)}_{140-1}$の２種類とこれらの改質効果を比較するための、ストアス60／80、E 70-7の２種類を加えて合計４種類である。

骨材は混合物一次試験と同様、硬質砂岩を使用した。また混合物種類は、密粒度アスコン（20）、（以下、密粒（20）という）、密粒度アスコン（13）、（以下、密粒（13）という）、細粒ギャップアスコン（13F），（以下、細粒Ｇ（13F）という）の３種類である。これらを用いた混合物試験結果を示すと次のとおりである。

（１）マーシャル試験

マーシャル試験のＯＡＣにおける特性値を表－１０に示す。これより新規バインダーの安定度は、細粒Ｇ（13F）では、ストアスに比べてあまり大きくはなっていないが、密粒（20）および密粒（13）ではかなり大きくなっており改質効果が認められる。これらのバインダーのＯＡＣは同一粒度の混合物においては、ストアスのほぼ同じ値を示している。

また、残留安定度試験結果から新規バインダーの耐水性を評価してみると、残留安定度はストアスの60～74%に対し、新規バンダーは80～93%となり、耐水性の向上が期待できるといえる。

表－10 マーシャル試験の OAC における値

項目 / 混合物の種類	バインダー名	OAC % (最適範囲)	密度 g/cm³	空隙率 %	VMA %	飽和度 %	安定度 kg	フロー値 1/100cm	スティフネス kg/cm
密粒(20)	E 60/80	5.1 (4.75 ～ 5.45)	2.381	4.1	15.8	74.5	1360	26	52.0
	E 70-7	5.1 (4.7 ～ 5.45)	2.390	3.7	15.6	77.0	1600	30	51.0
	E^{70-5}_{140-1}	5.1 (4.7 ～ 5.4)	2.391	3.8	15.6	76.0	1630	29	57.0
	$E^{50-5(H)}_{140-1}$	5.1 (4.65 ～ 5.55)	2.388	3.8	15.7	76.0	1500	30	50.0
密粒(13)	E 60/80	5.8 (5.35 ～ 6.3)	2.355	4.2	17.5	73.5	1190	25	45.1
	E 70-7	5.7 (5.3 ～ 6.1)	2.357	4.1	17.2	76.0	1410	27	51.2
	E^{70-5}_{140-1}	5.7 (5.2 ～ 6.1)	2.364	3.8	16.9	77.0	1450	29	49.0
	$E^{50-5(H)}_{140-1}$	5.7 (5.3 ～ 6.1)	2.355	4.1	17.2	76.0	1420	27	49.5
細粒G(F)	E 60/80	6.6 (6.15 ～ 7.1)	2.336	3.6	18.5	80.0	1100	24	58.0
	E 70-7	6.4 (6.05 ～ 6.75)	2.340	3.7	18.2	80.0	1590	25	64.0
	E^{70-5}_{140-1}	6.5 (6.05 ～ 6.9)	2.337	3.7	18.5	80.0	1450	29	47.0
	$E^{50-5(H)}_{140-1}$	6.5 (6.1 ～ 6.9)	2.334	3.8	18.6	80.0	1460	30	47.0

① バインダー量と動的安定度の関係

ストアスおよび新規バンダーとも、アスファルト量が変化するとＤＳも変化する。変化の傾向は一部のものにバインダー量の少ない部分でＤＳの低くなっているものもあるが、大部分のものはアスファルト量が多くなるにつれて、ＤＳが低くなっていく。この傾向の強いものとして、密粒（20）のストアスがある。

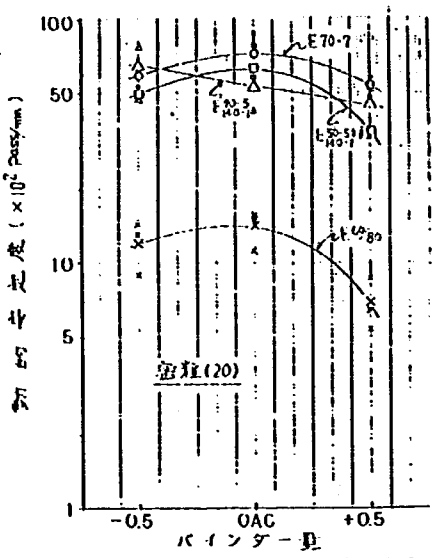


図-6 バインダー量と動的安定度の関係
（締固め度100±1%，n=3）

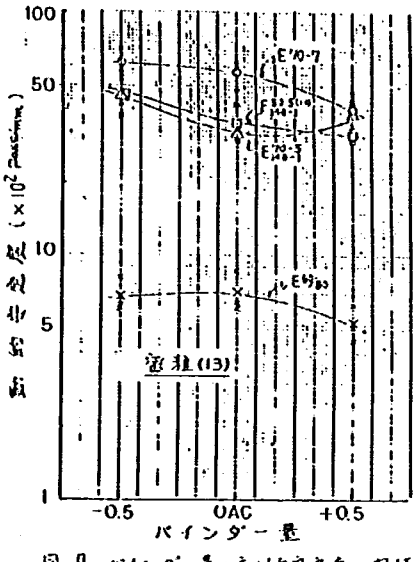


図-7 バインダー量と動的安定度の関係
（締固め度100±1%，n=3）

② 混合物種類と動的安定度の関係

混合物種類とＤＳの関係は、細粒Ｇ（13Ｆ）のＥを除いて、すべてのバインダーが密粒（20）＞密粒（13）＞細粒Ｇ（13Ｆ）の順にＤＳが高い。

新規バインダーを用いた混合物のＤＳはストアスのＤＳ240～1400回／ｍｍの範囲に対して、3000～7000回／ｍｍの範囲にあり、かなりの改質効果が認められる。さらに、ストアスでは混合物の種類によって差が大きいが、新規バンダーではこの差は小さい。また、新たに高温粘度の低下を計った２種類のものはＥ70-7と比べるとＤＳは少し小さ

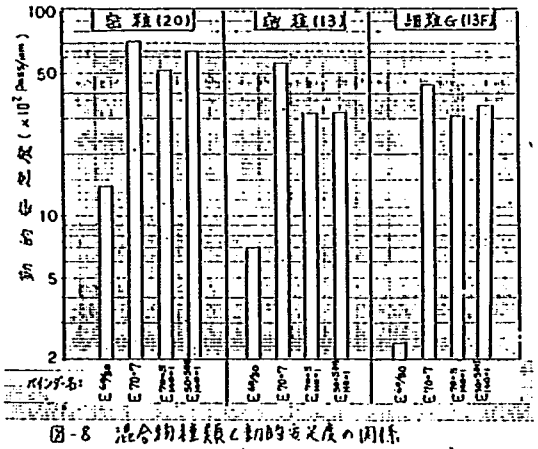


図-8 混合物種類と動的安定度の関係
（OAC，締固め度100±1%，60℃，1.4kg/cm²）

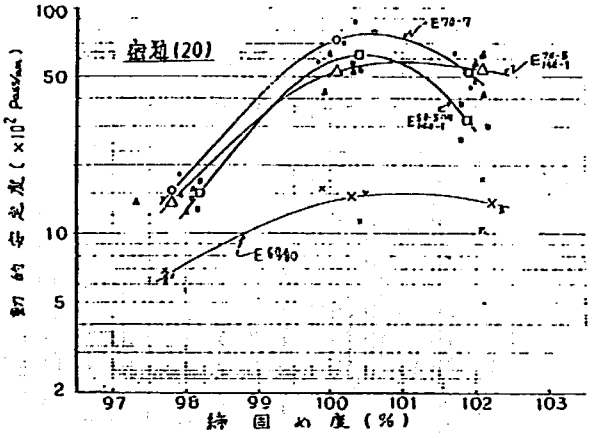


図-9 混合物の締固め度と動的安定度の関係
（バインダー量，OAC）

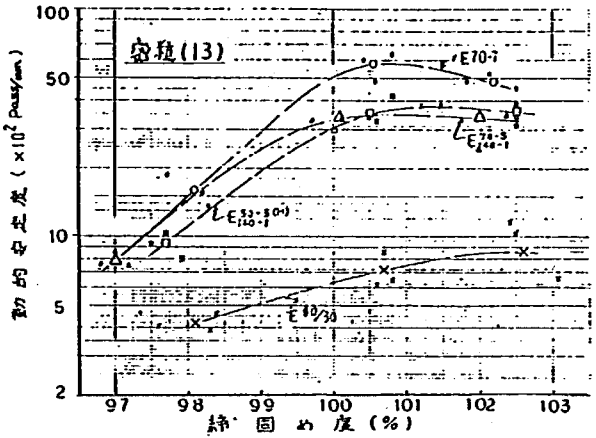


図-10 混合物の締固め度と動的安定度の関係
（バインダー量，OAC）

値となっているが、その値は3000以上あり、耐流動性に関しては、かなりの期待が持てるバインダーであるといえる。

③　混合物の締固め度と動的安定度の関係

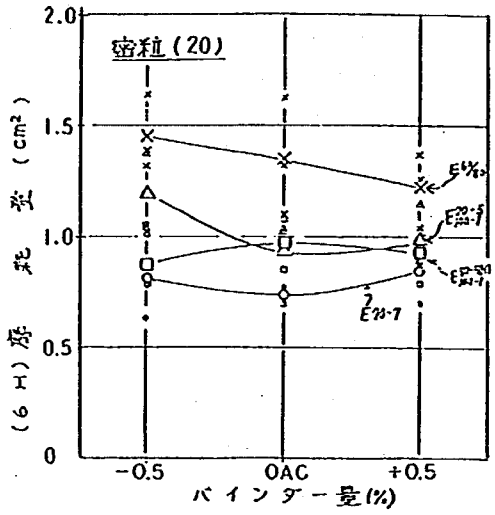
ＤＳは、締固め度が100％よりプラス側にピークが認められ、それより±2％程度変化させた締固め度98および102％では、ピーク時の20～70％まで低下した。従って新規バインダーの実施工に当っては、この点に留意し、適正な締固め度が得られるよう配慮しなければならない。

（３）ラベリング試験

新規バインダーを用いたラベリング試験結果を図－１１～１５に示す。これらの結果から次のことがいえる。

①　バインダー量と摩耗量の関係

一般的に混合物の摩耗は、バインダー量が増加すると減少するといわれている。ストアスでは密粒（20）および細粒Ｇ（13Ｆ）ともバインダー量が増加するにつれ、摩耗量が減少する一般的な傾向を示している。これに対して新規



図－11　バインダー量と摩耗量の関係
（締固め度 100±1％）

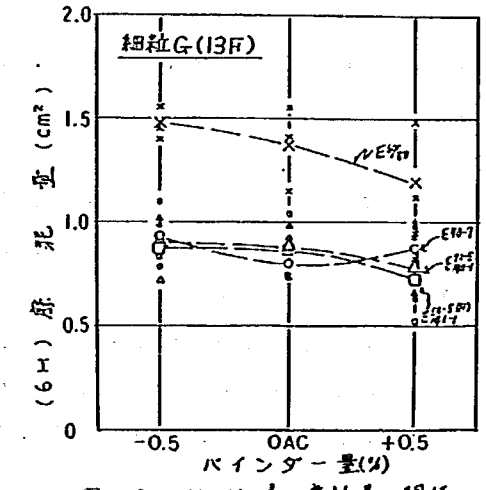


図 12　バインダー量と摩耗量の関係
（締固め度 100±1％）

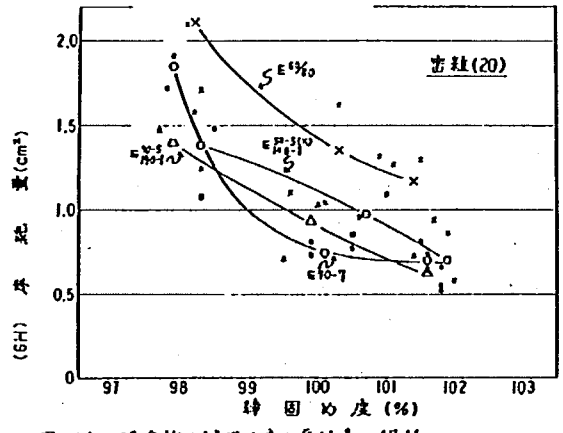


図-14　混合物の締固め度と摩耗量の関係
（バインダー量，OAC）

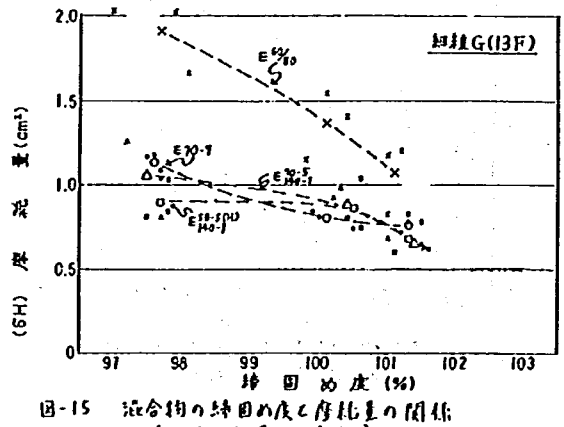
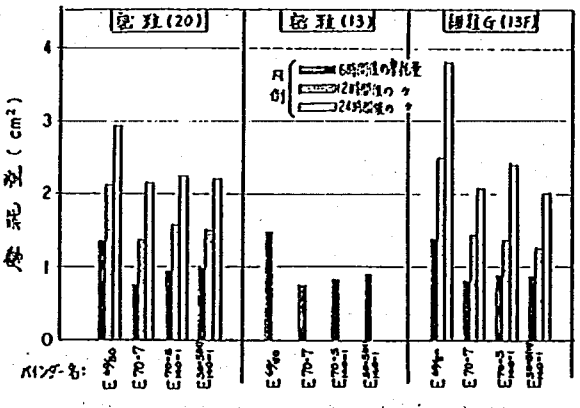


図-15　混合物の締固め度と摩耗量の関係
（バインダー量，OAC）



図－13　混合物種類と摩耗量の関係
（OAC，締固め度100±1％，-10℃）

バインダーはいずれの混合物においても、バインダー量と摩耗の関係はストアスのように明確ではなく、バインダー量の影響を受けにくいという特有の傾向を示す。

② 混合物種類と摩耗量の関係

ラベリング試験は、6時間後の摩耗量で評価することになっているが、参考までに12および24時間後の摩耗量も測定した。従ってここでは6時間後の摩耗量から、混合物種類の摩耗量を評価する。

混合物の種類と摩耗量の関係は、密粒（20）、密粒（13）および細粒G（13F）の間で摩耗量にほとんど差がないといえる。

新規バインダーを用いた混合物は、いずれの混合物とも、ストアス比で摩耗量が30～50%減少し、かなりの改質効果が認められる。また、高温粘度の低下を計った2種類の混合物の摩耗量は、いずれの混合物ともE70-7と同等に近い値を示し、耐摩耗性も耐流動性と同様、かなりの期待ができるものであることがわかった。

③ 混合物の締固め度と摩耗量の関係

混合物の締固め度は、いずれのバインダーおよび混合物種類とも、締固度が高くなるほど摩耗量は小さくなる傾向にあった。これらの傾向の著しいものとして、密粒（20）のストアスおよびE70-7、細粒G（13F）がある。混合物種類別では、締固め度の影響は細粒G（13F）より密粒（20）の方が大である。

2．4．4 結論

新規バインダーを用いた混合物試験（二次）結果から、E70-7と同等の基本物性を保持し、かつ施工性の面から高温粘度の低下を計って新たに開発選定された、E^{20-5}_{140-7} および $E^{50-5(4)}_{140-7}$ の2種類の新規バインダーはE70-7と同等あるいはそれ以上の混合物性状を有していることが把握できた。

2．5 耐流動・耐摩耗舗装用の新規バインダー（筑波1号）の品質基準（案）

耐流動・耐摩耗舗装用として開発した新規バインダーの品質基準（案）は、3箇年の研究成果を集積して、表－11のように定めた。また、この品質基準（案）を満足する新規バインダーの名称を筑波1号ということにした。

さらに、筑波1号を用いる場合の舗装工事の手引きについても、ここでは紹介を省略するが、表－3、研究開発の経緯に示すように作成している。

表-11 筑波1号の品質基準(案)

筑波1号は、石油アスファルトに低ムーニ値と高ムーニ値のSBRラテックスを、4～10重量%含有したプレミックスタイプのゴム入りアスファルトである。その品質は、均質で水分を含まないものであって、次の規定に合格しなければならない。

項目			規定	試験方法
針入度（25℃ 100g 5秒）			50 - 100	JIS K 2207
軟化点（R B）		℃	57以上	JIS K 2207
伸度（7℃）		Cm	50以上	JIS K 2207
蒸発後の針入度比		%	110以下	JIS K 2207
薄膜加熱針入度変化率		%	65以上	本四舗装基準
フラースぜい化点		℃	−10以下	JIS K 2207
タフネス（25℃）		kg．cm	100以上	ベンソン法
テナシティー（25℃）		kg．cm	50以上	ベンソン法
粘度	60℃	Poise	10,000以上	土木研究所法
	200℃	CST	300以下	JIS K 2207

2．6 3箇年の研究の結論と今後の課題

耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入

りアスファルトの研究開発は、1981～1983年度の3箇年にわたって実施された。この結果、本研究の当初に開発目標として掲げた、供用性の目標を十分達成可能と判断できる、筑波1号の品質基準（案）およびこれを用いた場合の舗装工事の手引きを作成することができた。

しかし、実道路での筑波1号の供用性の確認は、本研究では行っていない。従って、今後は早い機会に筑波1号の試験施工を実施するとともに、その施工性および供用性の調査を行い、品質基準（案）が妥当であるか否かの確認をすることが急務であるといえる。

謝辞

本研究は、“耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトの開発に関する研究”として、建設省土木研究所、財団法人土木研究センターおよび日本ゴムアスファルト協会の3機関の共同研究で行った研究成果の中から引用したものであり、発表を許可して下さった関係各位に謝意を表する。

参考文献

1)多田、蒔田、飯島、坂本：日本における改質アスファルトの現状とゴム入りアスファルトの開発、日本・カナダ科学技術協議、第1回、「寒冷地舗装」、ミニワークショップ、1982年10月

2)耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトに関する研究委員会：耐流動・耐摩耗舗装用ゴム入りアスファルトの開発に関する研究報告書、1981年度、1982年度および1983年度

空港舗装の新しい修繕設計方法の開発

運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
同　八谷好高
同　林洋介

概　　要

空港舗装が荷重作用や環境作用により破損し，供用性が低下したり荷重支持力が不十分となると何らかの修繕が実施される。従来この修繕は，空港の管理者の主観的判断により行われてきたが，今回路面性状や舗装の荷重支持力等に基づき客観的に修繕の必要性を判断して実施する方法を開発した。

まず舗装の路面性状の実測値を用いて舗装の供用性を表わす評価式を作成し，この式より求まる指数ＰＲＩ(Ｐａｖｅｍｅｎｔ　Ｒｅｈａｂｉｌｉｔａｔｉｏｎ　Ｉｎｄｅｘ)に関し，滑走路，誘導路，エプロンのそれぞれに対し修繕の必要性の基準値を求めた。

次に舗装構造の荷重支持力の評価に関し，従来から行われている解体調査に基づく方法に代るものとして，アスファルト舗装に対し，ダイナフレクトを用いた非破壊評価法を提案した。

新しい修繕設計の方法は，以上の客観的な評価に基づき修繕の必要性の判断および修繕工法の選定を行う。

修繕工法の設計では，空港舗装で最も一般的なオーバーレイにつき，新しい方法を提案した。アスファルト舗装上のアスファルトコンクリートによるオーバーレイには，ダイナフレクトの評価に基づくオーバーレイ厚の算定法を，コンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるオーバーレイには，多層弾性計算に基づくオーバーレイ厚の算定法を示した。

空港舗装の新しい修繕設計方法の開発

運輸省港湾技術研究所　佐藤勝久
同　八谷好高
同　林洋介

1．まえがき

空港舗装は，一旦舗設され交通に開放されると，維持・修繕により舗装機能を保持し，供用寿命を延ばしていく土木施設であることから，いかに維持・修繕を行うかは重要な要件である。しかし従来わが国の空港舗装の維持・修繕は，空港管理者の経験的判断により実施されてきており，必ずしも統一的な取り扱いがなされてきておらなかった。そして，限られた予算をより効率的に運用していくためには，より客観的，科学的な判断に基づき維持・修繕を実施していく方法の開発が望まれていた。

筆者らは，このような要望に対し，空港舗装の路面性状に基づく供用性評価，舗装の荷重支持力の適切な把握，これらの将来予測，およびこれらに基づく合理的な維持・修繕方法の検討を行っている。

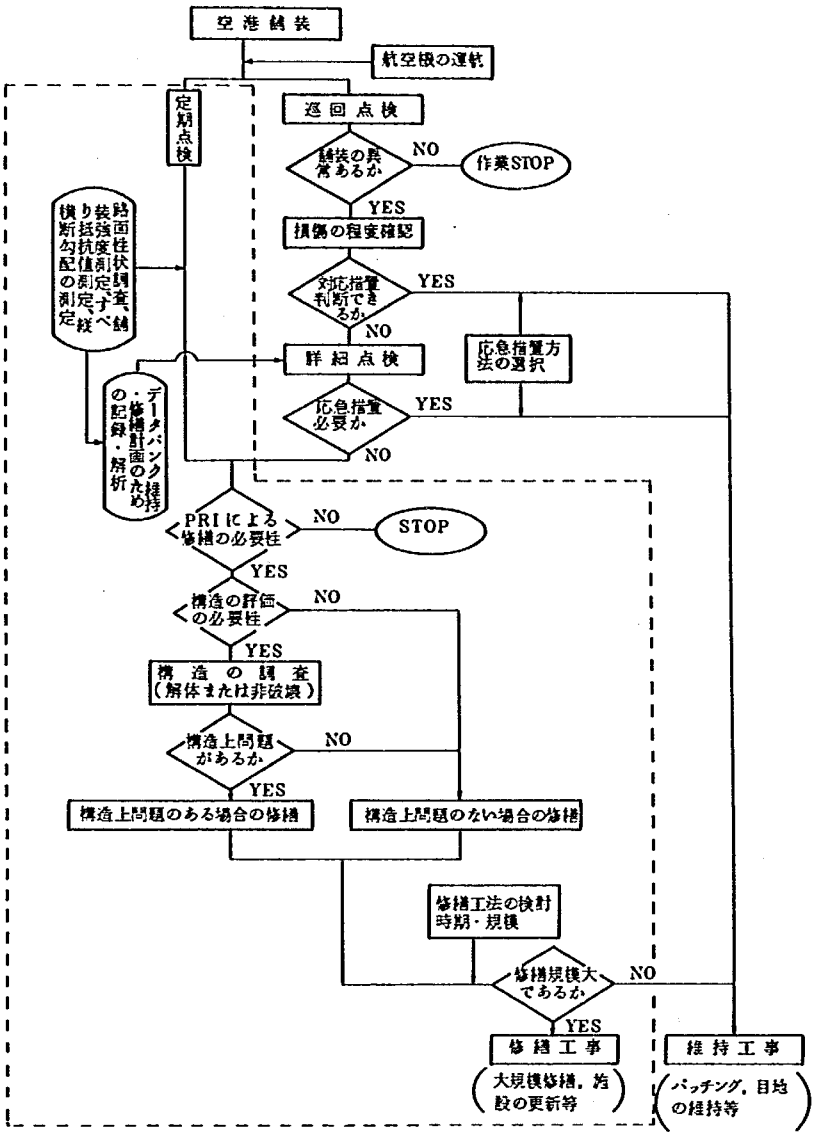
この結果，舗装のクラック，わだちぼれ，平坦性などの路面性状の実測値を用いて舗装の供用性を表わす評価式を作成し，この式より求まる指数ＰＲＩ（Pavement Rehabilitation Index）に基づく修繕の必要性の判断の基準値を得たほか，舗装構造の荷重支持力の評価についても，従来から行われている解体調査に基づく方法に代り，アスファルト舗装に対してはダイナフレクトによる非破壊評価法を開発した。また空港舗装の修繕工法で最も一般的なオーバーレイの設計法についても，舗装の非破壊評価に基づく簡便な方法を開発した。

このような新しい知見が数多く得られてきたことから，今回空港舗装の修繕について新しい設計のシステムを提案したので，本論文でこの主要な点をとりまとめて示すことにする。

2．修繕設計の基本方針

空港舗装では，舗装に繰返し作用する航空機等の荷重あるいは気象等の履歴によって舗装路面や舗装体に及ぼす影響が大きくなり所要の機能が維持できなくなると，必要な機能回復の手当てを行う。図－１はその作業の流れを示している。本論文で取り扱う空港舗装の修繕は，図中の点線の内側の流れである。

今回提案した空港舗装の修繕の基本方針は，まず舗装の路面性状の評価により修繕の必要性の判断を行い，これにより修繕が必要となったものについて必要に応じて舗装構造の評価を行い構造上問題があるかどうかを判断し，これらに基づき適切な修繕方法を選定し，最後にそれぞれの修繕工法の設計を行う流れである。



図－1　空港舗装の修繕のフロー

3．アスファルト舗装

3.1　舗装の評価

(1)　路面性状の評価

舗装の持つ供用性を数量化することは，その舗装の破損程度を把握し，修繕の必要性を判断するために大変重要なことである。

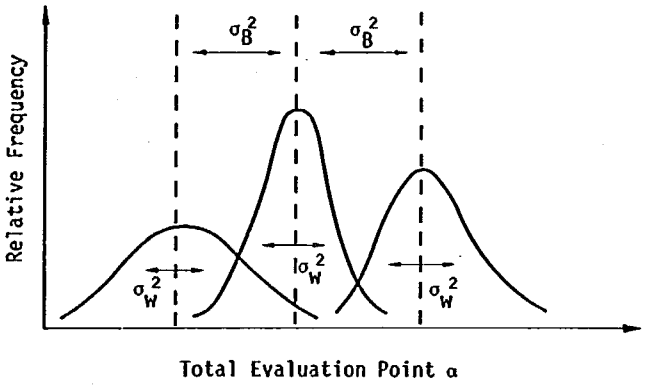
空港舗装の供用性を表わす評価式を作るために，実際の空港舗装において舗装技術者の視察による主観的評価および計測器による客観的定量測定を行い，舗装技術者による定性的評価に対して数量化理論Ⅱ類を用いて数量化を図り，これらの結果を各項目の実測値と関連づけ，供用性評価式を作成した。

アスファルト舗装については，各種破損状況の42箇所の調査区画（１区画は30ｍ×20ｍ）を選び，これらの調査区画ごとに表－１の項目および損傷の程度，修繕の必要性（①滑走路としてみた場合，②誘導路としてみた場合，③エプロンとしてみた場合）に対し，合計24名の舗装技術者へのアンケートおよび定量測定を行った。

舗装技術者へのアンケート調査の結果は，質的データを数量化する理論のうちのⅡ類により数量化を図った。数量化理論Ⅱ類の概要はおおよそ次のようなものである。まずある評価項目（例えばわだちぼれ）でその評価がＡなら x_{11}，Ｂなら x_{12}，Ｃなら x_{13}，というようにして，各評価項目（アイテム）に含まれている選択肢（カテゴリー）に適切なスコアーを与え，その調査地点の総合評価点を，

$$\alpha_i = \sum_{j=1}^{R} \sum_{k=1}^{kj} \delta_i(jk)\, x_{jk} \qquad (1)$$

で表わすことにする。ここに x_{jk} は j アイテム，k カテゴリーのスコアー，$\delta_i(jk)$ は回答が j アイテム，k カテゴリーに反応したときに１，k 以外のカテゴリーに反応したときに０をとる変数であり，また kj は j アイテムに含まれるカテゴリー数，R は全アイテム数である。次に，調査地点群の総合評価点 α の度数分布を図－２のように視察評価のＡ，Ｂ，Ｃ各グループごとに考える。そのとき，各グループ内の変動（内分散 σ_W^2）を最小に，かつグループ間の変動（外分散 σ_B^2）を最大にするように各スコアーを決定すれば，式 (1) で得られる α によって視察評価Ａ，Ｂ，Ｃが精度よく予測，判別できることになる。一方相関比 η^2 が $\sigma_B^2/(\sigma_W^2+\sigma_B^2)$ で表わされるため，上述のことは η^2 を最大にするようなスコアーを求めることと等価となる。今回のアンケート結果にこのような数量化理論Ⅱ類を適用して得られた各アイテム，カテゴリーのスコアーは表－１のとおりである。



図－２　総合評価点の分布の概念図

式 (1) の形からもわかるように，Ａ，Ｂ，Ｃに与えられたスコアー間の点差が大きい視察評価項目ほど同式の左辺，つまり調査地点の総合評価点に大きな影響を及ぼしていることになる。ＡとＣに与えられた点の差をレンジとして表－１に示し，表－２にはこのレンジの大きい項目順に並べた。

次に，数量化理論の結果から推定された視察総合評価に対する寄与率の大きな項目の実測値を用いて，供用性の総合評価式を作る。実際の評価式にとり入れる項目としては，将来この式を利用していくときの定量測定のしやすさなども考慮し，次の３項目を選んだ。

① クラック率ＣＲ（％）＝クラック面積×100／各調査区画の面積

② わだちぼれＲＤ（mm）

③ 平坦性ＳＶ（mm）：３ｍプロフィロメーターの標準偏差

これらの項目を用いて次の手順で評価式を作成した。まず表－１に示されている各項目，カテゴリーごとのスコアーを式 (1) に代入して各視察者の総合評価点を計算し，その平均点を従属変数として

各調査区画ごとに算出した。さらに各調査区画ごとのクラックなどの上にあげた項目の実測値を独立変数として，先の総合評価点に対し重回帰分析を行った。回帰式のあてはめにおいては，各独立変数の常用対数やべき乗の形に変換した後に行った方が線形回帰の場合に比べて相関係数はいくらか大き

表－1　各選択肢（カテゴリー）に与えられたスコアー

調査項目	選択肢		損傷の程度		修繕の必要性					
					滑走路		誘導路		エプロン	
			評価点	レンジ	評価点	レンジ	評価点	レンジ	評価点	レンジ
(1) わだちぼれ	（ほとんど）ない	A	−0.209		−0.279		−0.243		−0.200	
	いく分見られる	B	0.058	0.539	0.070	0.732	0.051	0.653	0.003	0.604
	著るしい	C	0.330		0.453		0.410		0.404	
(2) 平坦性（縦断方向の凹凸）	良好	A	−0.431		−0.494		−0.397		−0.416	
	やや悪い	B	0.152	1.147	0.244	1.202	0.116	1.093	0.186	1.044
	非常に悪い	C	0.716		0.708		0.696		0.628	
(3) 施工継目の開きまたはリフレクションクラック	（ほとんど）ない	A	−0.280		−0.165		−0.174		−0.180	
	いく分見られる	B	0.012	0.697	0.040	0.499	−0.041	0.525	−0.023	0.507
	著るしい	C	0.417		0.334		0.351		0.327	
(4) 線状クラック	（ほとんど）ない	A	−0.189		−0.193		−0.150		−0.137	
	いく分みられる	B	0.130	0.414	0.145	0.374	0.027	0.626	0.015	0.609
	著るしい	C	0.225		0.181		0.476		0.472	
(5) 網状クラック	（ほとんど）ない	A	−0.024		−0.079		−0.082		−0.145	
	いく分見られる	B	0.000	0.230	0.076	0.400	0.091	0.358	0.177	0.558
	著るしい	C	0.206		0.321		0.276		0.413	
(6) はがれまたはポットホール	（ほとんど）ない	A	−0.100		−0.022		−0.068		−0.050	
	いく分見られる	B	0.158	0.687	0.033	0.151	0.044	0.633	0.012	0.512
	著るしい	C	0.587		0.129		0.565		0.462	
(7) 路面の粗度	滑らか	A								
	適切	B								
	粗い	C								
(8) ブリージング	（ほとんど）ない	A	−0.010		−0.022		−0.021		−0.032	
	いく分見られる	B	0.204	0.214	0.040	0.156	0.000	0.360	0.022	0.434
	著るしい	C			0.134		0.339		0.402	

くなるがその差はわずかであったことから，今回は取り扱いの簡単な線形回帰とした。つまり次式のような形を持つものと仮定した。

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_3 x_3 \qquad (2)$$

ここに，yは総合評価点，x_1～x_3はクラックなどの路面性状の実測値，a_0～a_4は回帰係数である。

このような手順で得られた修繕の必要性に関する回帰式は，次式のようになった。

$$y = a_0 + 0.0776CR + 0.00881RD + 0.113SV \qquad (3)$$

ただし，a_0：－0.845（滑走路），－0.836（誘導路），−0.847（エプロン）

表－2　スコアーのレンジが大きな視察評価項目

総合評価		順位	項目
損傷の程度		1	平坦性
		2	施工継目の開きまたはリフレクションクラック
		3	はがれまたはポットホール
修繕の必要性	滑走路	1	平坦性
		2	わだちぼれ
		3	施工継目の開きまたはリフレクションクラック
	誘導路	1	平坦性
		2	わだちぼれ
		3	はがれまたはポットホール
	エプロン	1	平坦性
		2	線状クラック
		3	わだちぼれ

しかし，このままの形では使いにくいため，最高点10点，最低点0点となるような線形変換をほどこし次式を得た。

$$y = 10 - 0.450CR - 0.511RD - 0.655SV \qquad (4)$$

この式によって得られるyをＰＲＩ（Pavement Rehabilitation Index）と名づけ，修繕の必要性の判断基準をＰＲＩについて求めてみると表－３のようになった。

したがって，空港アスファルト舗装を路面性状により評価しようとするときには，クラック，わだちぼれ，平坦性を実測し，式(4)によりＰＲＩを算出し，表－３の基準で判断すればよいこととなった。

しかし場合によっては，舗装の破損が一項目だけに片寄って生じることがある。このような場合には，式(4)，表－３による評価はできないため，一項目ごとの評価基準を求めた。これが表－４である。

表－３　ＰＲＩの境界値

舗装区域	アスファルト舗装	
	AとB	BとC
滑走路	8.0	3.8
誘導路	6.9	3.0
エプロン	5.9	0

（注）A：修繕の必要なし
B：近いうちの修繕が望ましい
C：早急に修繕が必要

表－４　単項目ごとの修繕の必要性の境界値

項目	舗装区分	評価の境界	
		AとB	BとC
クラック率（%）	滑走路	0.1	6.5
	誘導路	0.9	12.7
	エプロン	1.9	17.0
わだちぼれ（mm）	滑走路	10	38
	誘導路	17	57
	エプロン	22	70
平坦性（mm）	滑走路	0.26	3.64
	誘導路	0.91	6.57
	エプロン	1.50	8.63

（注）A，B，Cの意味は表－３と同じ

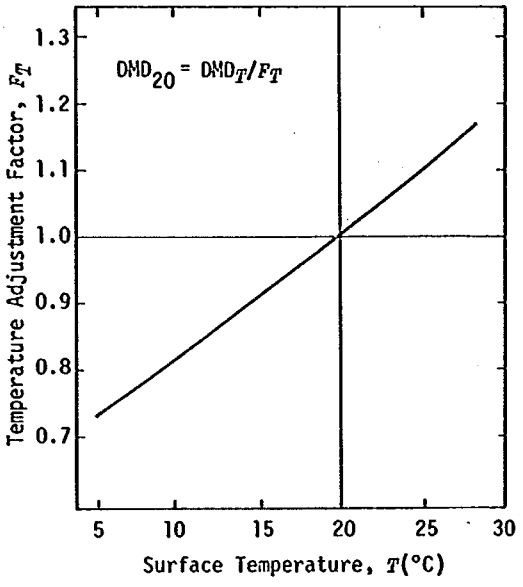
(2) 荷重支持力の評価

路面性状に基づく供用性評価から修繕が必要と判断された舗装でも，舗装表面だけの破損で構造全体の問題でない場合は，構造上問題でない場合の修繕を行えばよい。一方構造上問題がある場合には，荷重支持力を改善するための修繕を行わなければならない。

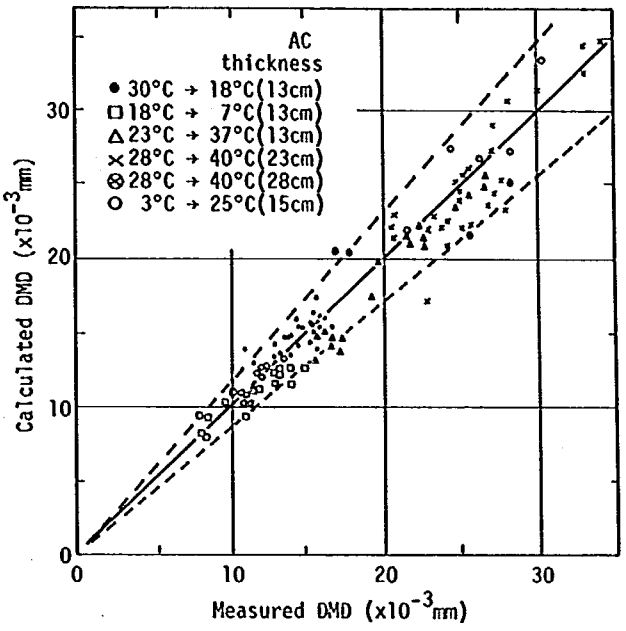
舗装の荷重支持力を評価するには，従来解体調査に基づく方法で行われていた。しかしこの解体調査は，一箇所の調査にも長時間がかかり，また経費も高いため，制約条件の多い空港舗装では不向きと考えられ，これに代るものとして，舗装を非破壊で調査し評価できる方法が望まれていた。空港アスファルト舗装については，非破壊試験機の一つであるダイナフレクトによる舗装の荷重支持力の評価が研究され，新しい方法の開発が図られた。[2)]

一般にアスファルト舗装のたわみは，荷重と舗装温度の影響を受ける。しかしダイナフレクトの場合，荷重は8Hzの振動荷重450kgに決められ一定であることから，舗装温度の影響だけを考えればよい。ダイナフレクトの載荷輪に最も近いセンサーのたわみ(DMD)については，この温度補正が検討され，路面温度によって標準温度20°Cでのたわみ（DMD_{20}）に補正する係数F_Tが図－３のように得られた。この図を用い，ある温度における実測ＤＭＤを他の温度におけるＤＭＤに補正し，その温度の実測ＤＭＤと比較したものが図－４で，補正ＤＭＤの95%以上が実測のＤＭＤの100±15%の中に入っていることから，この路面温度による補正で実用上問題ないと考えられた。

空港のアスファルト舗装の厚さは，航空機荷重とその交通量および路床の支持力に基づいて設計さ



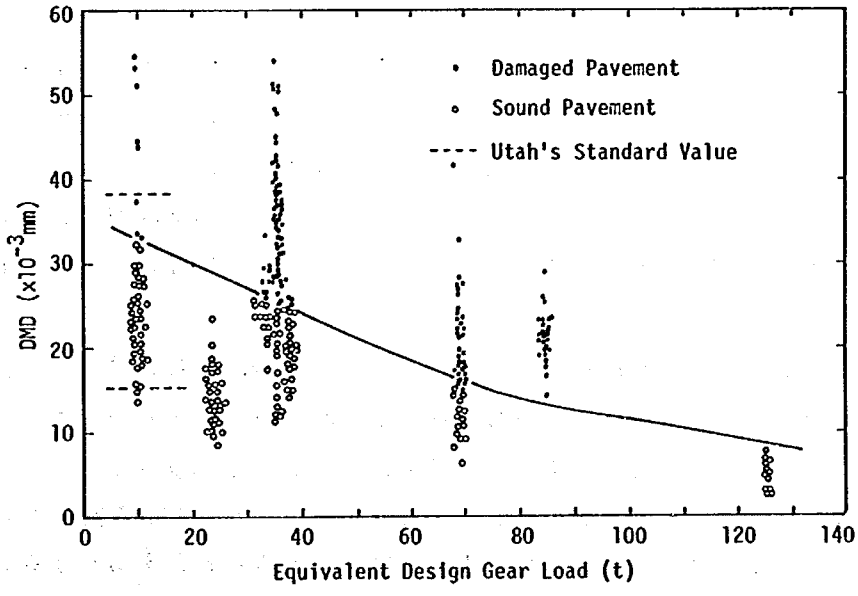
図－３　ＤＭＤに対する温度補正係数



図－４　補正後ＤＭＤと実測ＤＭＤの比較

れるので，ダイナフレクトのたわみも，設計航空機荷重およびその設計反復作用回数（カバレージ，舗装の同一点の繰返し通過回数）に影響される。各地の空港アスファルト舗装で測定されたダイナフレクトのたわみ（DMD_{20}）を等価設計脚荷重（ＥＤＧＬ）に対しプロットしてみると図－５のようになった。ここにＥＤＧＬは，当該舗装について設計反復作用回数を5,000回としたときの設計脚荷重である。例えば，路床の設計ＣＢＲが５％で設計荷重がB－747－200Ｂ（脚荷重82.5ｔ）の設計反復作用回数20,000回の場合の舗装厚は170ｃｍで，この舗装厚に対応する設計反復作用回数5,000回の設計脚荷重，すなわちＥＤＧＬは115ｔとなる。

図－５からは，構造上の破損のある舗装でのＤＭＤは，構造上問題のない健全な舗装のDMDより大きいことがわかる。破損した舗装でのＤＭＤのばらつきが大きいのは，破損の程度がいろいろであるからである。図中の実線は，破損のある舗装でのＤＭＤと健全な舗装でのＤＭＤの境界に引いたもので，この実線より上にくるＤＭＤの舗装は，構造上何らかの破損があると考えられる。この境界線については，他に路床面上の応力の検討



図－５　ＥＤＧＬに対するＤＭＤの基準値

なども行った結果，空港アスファルト舗装の構造の評価の基準として用いることができると判断された。

こうして，路面の評価で修繕が必要と判断された舗装のうち，構造上問題がありそうなものについての構造の評価にあたっては，従来の解体調査に代り，非破壊試験機ダイナフレクトによる舗装のたわみの調査結果を用い，図－5に基づいて構造上の問題があるかないかの判断ができるようになった。

3.2　修繕工法の選定

3.1でも述べたように，舗装の破損には，舗装路面だけの破損と舗装構造まで破損の及んでいるものとがある。したがって，その修繕にも，舗装路面だけを修繕すればよい場合と，舗装構造の改善まで目指す場合とがある。

舗装構造には問題なく舗装路面だけを修繕する工法としては，空港アスファルト舗装の場合，一般に，オーバレイか切削打換えが採用される。具体的には次のような場合がある。

① 縦断方向の凹凸やくぼみ等で平坦性が低下している場合は，一般には平坦性の改良のためのオーバーレイが行われる。しかし，エプロン区域などで周辺の構造物等との取り付けに問題が生じる場合は，切削打換えとならざるを得ない。

② 表層・基層の塑性流動によるわだちぼれは，わだちぼれ発生部の切削打換えかオーバーレイにより平坦性の改良を図る。

③ 表層材に老化等のクラックが入っているが構造上は問題ない場合は，一般には切削打換えが行われる。

④ 施工目地が開口しているが構造上は問題ない場合は，この部分の修繕として部分的な切削打換えが行われる。

⑤ 路面のすべり抵抗性が小さく問題の場合には，まずグルービングの設置あるいは路面に付着しているごむの除去を考慮し，これらの対策では不十分なときには，さらにオーバーレイあるいは切削打換えを考える。

舗装路面ばかりでなく舗装構造上も問題のある場合には，舗装の荷重支持力を改善するための修繕が必要で，修繕工法としては，空港アスファルト舗装では一般に，切削打換え，オーバーレイ，全面打換えが採用される。具体的には次のような場合がある。

① 既設舗装の表層・基層・上層路盤といった上部だけが劣化し破損している場合には，破損の程度やオーバーレイ後のリフレクションクラックの恐れなどを考慮し，必要に応じて破損部の切削打換えを行う。

② 既設舗装が劣化し破損が進行している場合，あるいは設計荷重が増加し舗装厚が不足している場合には，オーバーレイが行われることが多い。オーバーレイは一般にはアスファルト舗装によるが，場合によってはコンクリート舗装によることもありうる。

③ 既設舗装の表層が老化しているがオーバーレイ舗装の基層としては使えると考えられる場合は，新しく表層をオーバーレイするだけにとどめることもありうる。

④ 状況によっては，既設舗装の切削打換えを行った後にオーバーレイを実施する場合もある。

⑤ 切削打換えやオーバーレイでは舗装の長期的な安定性や耐久性が保てない場合には，既設舗装を全面的に打換えてまったく新しい舗装で検討する。

空港舗装の修繕では，施設の運用との関連から修繕のための施設閉鎖の期間を長く取ることがむずかしいことが多いので，できるだけ短時間で十分な効果が得られる工法が望まれ，このような工法を常に選定していくようにしなければならない。滑走路舗装の修繕などでは，運用上から夜間に工事をし翌朝は供用しなくてはならない場合が多く，このような場合は，主として運用上から工法が決まってしまうこともある。

3.3 修繕工法の設計

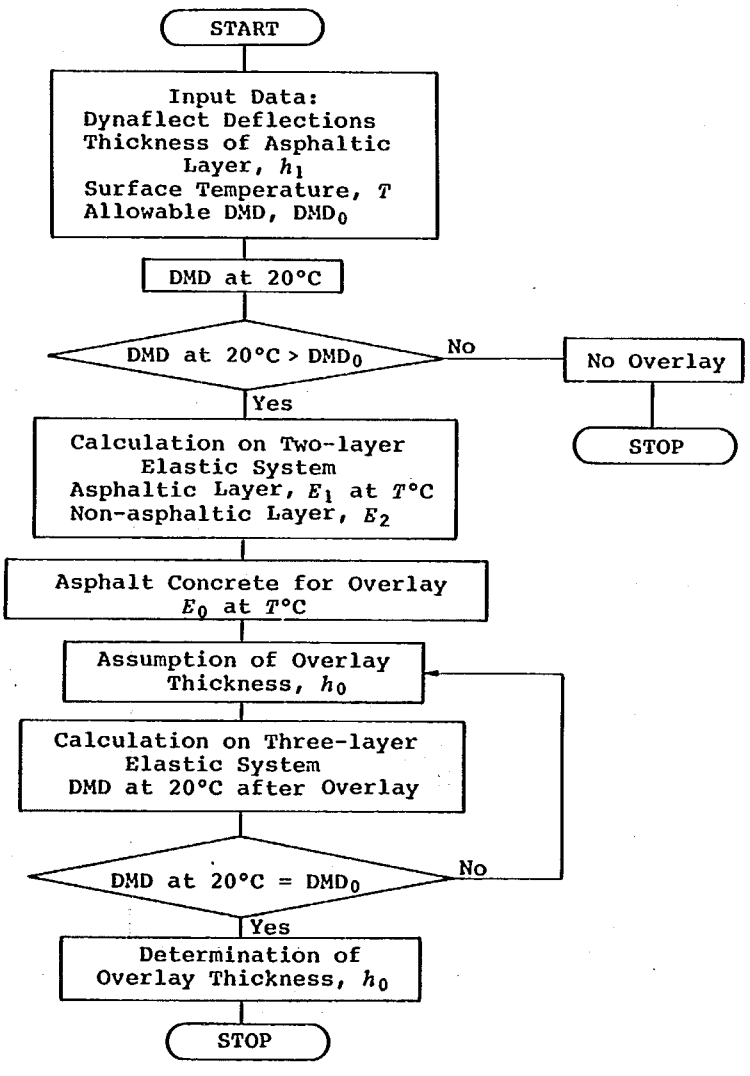
3.2でも述べたように，空港アスファルト舗装の修繕ではオーバーレイが一般的である。本節では主としてこのオーバーレイの設計について述べる。なお，オーバーレイ以外の修繕工法の切削打換えおよび全面打換えの設計には特別なことはなく，新設時の舗装設計に準じて行えばよい。

オーバーレイの設計は，従来は解体調査による路床と舗装各層の力学的評価に基づいて行われていた。しかし，3.1の(2)でも述べたような欠点が解体調査にはあることから，舗装の非破壊評価に基づいてオーバーレイを設計する方法の研究がなされ，以下のような簡便な方法が開発された。[2)]

ダイナフレクトのたわみを用い多層弾性理論を適用してアスファルトオーバーレイの厚さを設計するプロセスは，図－6のとおりである。各ステップの概要は，以下のとおりである。

① インプットデータとしてダイナフレクトのたわみ（d_1～d_5, d_1=DMD）既設舗装でのアスファルト混合物層の厚さ（h_1），路面温度（T℃），新しい設計荷重に対する基準DMD（DMD_0 －路面温度20℃での値）を用意する。

② 図－3を用いてDMDを20℃での値に補正する。



図－6 アスファルトオーバーレイ厚の設計のフロチャート

③ ②のＤＭＤとＤＭD_0を比較する。ＤＭＤの方が大きい場合は④のステップに進む。

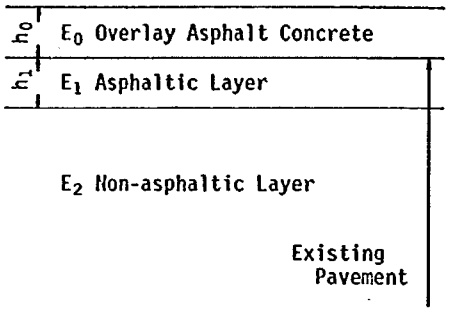
④ 既設舗装をh_1の部分とそれ以下の部分に分け，ダイナフレクトのたわみd_1～d_5に基づき２層弾性理論を適用して上下２層の弾性係数を計算する。これにより，路面温度がT℃のときの既設アスファルト混合物層の変形係数E_1とそれ以下の層の変形係数E_2とが得られる。

⑤ 路面温度がT℃のときのオーバーレイ用アスファルトコンクリートの変形係数E_0を次式から計算する。

$$\log E = 5.237 - 0.02688\,T \qquad (5)$$

ここに，E：アスファルトコンクリートの変形係数（kgf／cm²）

T：路面温度（℃）



図－７　オーバーレイ舗装構造

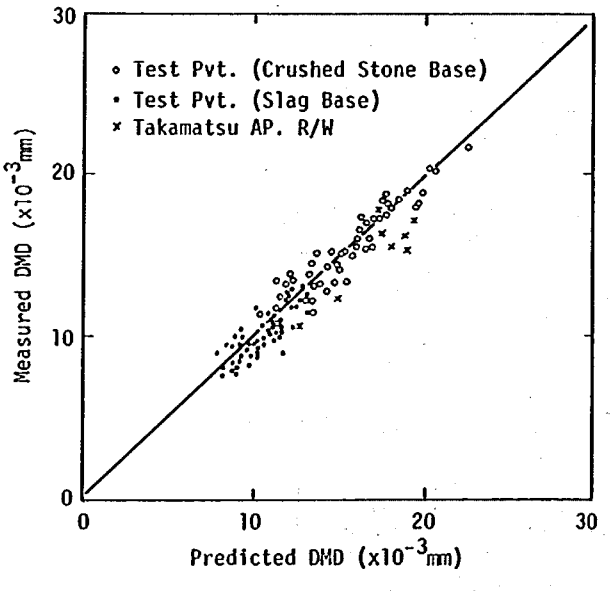
⑥ オーバーレイ厚h_0を仮定する。

⑦ 厚さh_0のオーバーレイがなされた後の舗装を図－７のような３層弾性体とみなし，３層弾性計算から路面温度がT℃のときのＤＭＤを計算する。

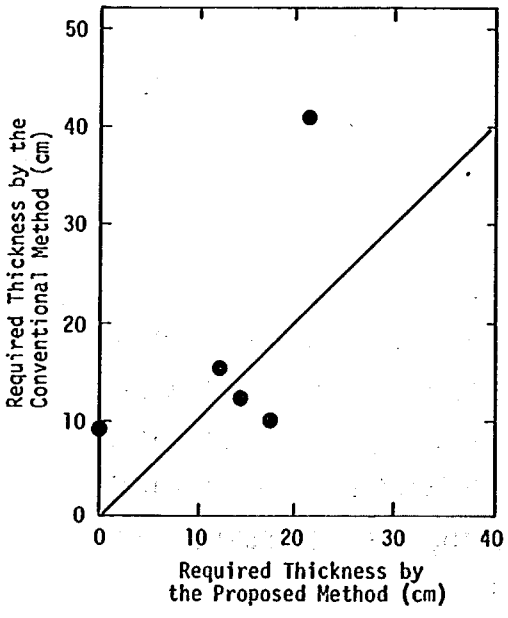
⑧ 図－３を用いて⑦で得られたＤＭＤを20℃における値に変換する。

⑨ オーバーレイ後の20℃におけるＤＭＤが図－５の基準ＤＭＤに等しいかどうかを調べる。もし等しければこのh_0が所要オーバーレイ厚となる。しかし計算されたＤＭＤが基準ＤＭＤとかけ離れているときは，⑥に戻って以後のステップを繰返す。

このオーバーレイ厚の設計法の妥当性を調べるために，オーバーレイ後の計算により予測されたＤＭＤと実際に測定されたＤＭＤを比較してみたものが図－８である。両者はかなりよい一致をしてお



図－８　オーバーレイ後のＤＭＤの実測値と計算値の比較



図－９　所要オーバーレイ厚の比較

り，3層弾性計算をオーバーレイ後のＤＭＤの予測に利用することは適切と考えられた。また，ここで示した設計法によるオーバーレイ厚と従来の解体調査に基づく設計法によるものとを比較したものが図－9で，両者はほぼ対応している。これらのことより，ダイナフレクトのたわみを用いるオーバーレイ厚の設計法は，今後の空港アスファルト舗装の修繕工法の設計に適用していけると考えられた。

4. コンクリート舗装

4.1 舗装の評価

(1) 路面性状の評価

コンクリート舗装についても，アスファルト舗装の場合と同様な手法により，供用性の評価式およびその式による修繕の必要性の判断基準を求めた。[1)]

コンクリート舗装については，各種破損状況の25箇所の調査区画（1区画は20m×20m）を選び，これらの調査区画ごとに表－5の項目および損傷の程度，修繕の必要性（①滑走路としてみた場合，②誘導路としてみた場合，③エプロンとしてみた場合）に対し，合計24名の舗装技術者へのアンケートおよび定量測定を行った。

舗装技術者へのアンケート調査結果を数量化理論により数量化し，各アイテム，カテゴリーのスコアーを求めてみると表－5のようになった。この表でレンジの大きなもの，すなわち視察総合評価への寄与率の大きなものを順に並べたものが表－6である。

そしてこの寄与率の大きな項目を用いて供用性の総合評価式を作ったが，アスファルト舗装の場合

表－5　各選択肢（カテゴリー）に与えられたスコアー

調査項目	選択肢		損傷の程度		修繕の必要性					
					滑走路		誘導路		エプロン	
			評価点	レンジ	評価点	レンジ	評価点	レンジ	評価点	レンジ
(1) 線状クラック	（ほとんど）ない	A	−0.373	0.769	−0.328	0.728	−0.292	0.956	−0.272	1.019
	いく分見られる	B	0.224		0.162		−0.063		−0.147	
	著るしい	C	0.396		0.400		0.664		0.747	
(2) 網状クラック	（ほとんど）ない	A	−0.019	0.147						
	いく分見られる	B	0.015							
	著るしい	C	0.128							
(3) 隅角クラック	（ほとんど）ない	A	0.056	0.132	−0.081	0.224	−0.072	0.391	−0.043	0.401
	いく分見られる	B	0.076		0.103		0.061		0.009	
	著るしい	C			0.143		0.319		0.358	
(4) 目地部の破損（スポーリングや角欠けなど）	（ほとんど）ない	A	−1.053	1.654	−1.039	1.533	−0.814	1.597	−0.668	1.359
	いく分見られる	B	0.175		0.216		−0.007		−0.029	
	著るしい	C	0.601		0.494		0.783		0.691	
(5) 平坦性（各版の間の段差）	（ほとんど）ない	A	−0.047	0.138	−0.162	0.343	−0.066	0.335	−0.061	0.650
	いく分見られる	B	0.025		0.114		0.007		0.589	
	著るしい	C	0.091		0.181		0.269			
(6) はがれまたはポットホール（スケーリング）	（ほとんど）ない	A	−0.133	0.450	−0.168	0.440	−0.154	0.610	−0.139	0.612
	いく分見られる	B	0.049		0.119		0.018		−0.011	
	著るしい	C	0.317		0.272		0.456		0.473	
(7) 路面の粗度	滑らか	A								
	適切	B								
	粗い	C								
(8) パッチング	（ほとんど）ない	A	−0.046	0.211	−0.025	0.115	−0.022	0.010	−0.046	0.211
	いくらかある	B	0.165		0.090		0.079		0.165	
	多い	C								

と同様に実際の評価式にとり入れる項目としては，将来この式を利用していくときの定量測定のしやすさなども考慮し，次の３項目を選んだ。

① クラック度ＣＲ（ｃｍ／ｍ²）＝クラックの長さ／各調査区画の面積

② 目地部の破損率ＪＣ（％）＝目地部の破損長さの和×１００/目地の長さの和

③ 段差（最大値）ＳＶ（ｍｍ）

これらの項目を用いて作成した評価式は，最終的に次のような形になった。

$$y = 10 - 0.290\,CR - 0.296\,JC - 0.535\,SV \qquad (6)$$

この式によって得られるyをＰＲＩと名づけ，修繕の必要性の判断基準をこのＰＲＩについて求めてみると，表－７のようになった。ここで空港コンクリート舗装を路面性状により評価しようとするときには，クラック，目地部の破損，段差を実測し，式（６）によりＰＲＩを算出し，表－７の基準で判断すればよいこととなった。

表－６　スコアーのレンジが大きな視察評価項目

総合評価		順位	項目
損傷の程度		1	目地部の破損
		2	線状クラック
		3	はがれまたはポットホール
修繕の必要性	滑走路	1	目地部の破損
		2	線状クラック
		3	はがれまたはポットホール
	誘導路	1	目地部の破損
		2	線状クラック
		3	はがれまたはポットホール
	エプロン	1	目地部の破損
		2	線状クラック
		3	平坦性

表－７　ＰＲＩの境界値

舗装区域	コンクリート舗装	
	AとB	BとC
滑走路	7.0	3.7
誘導路	6.4	2.3
エプロン	5.7	0

（注）A：修繕の必要なし
B：近いうちの修繕が望ましい
C：早急に修繕が必要

しかし場合によっては，舗装の破損が一項目だけに片寄って生じることがある。このような場合には，表－８によって修繕の必要性を判断する。

表－８　単項目ごとの修繕の必要性の境界値

項目	舗装区分	評価の境界	
		AとB	BとC
クラック度（cm/m²）	滑走路	0.2	5.6
	誘導路	0.6	7.6
	エプロン	1.1	11.1
目地部の破損率（%）	滑走路	0.1	1.3
	誘導路	0.1	3.2
	エプロン	0.1	5.7
段差（mm）	滑走路	5	10
	誘導路	5	12
	エプロン	6	14

（注）A，B，Cの意味は表－７と同じ

(2)　荷重支持力の評価

舗装構造の評価の必要性ならびにそれに基づく修繕の必要性の判断についての基本的な考え方は，アスファルト舗装の場合と同様である。

しかし，コンクリート舗装の荷重支持力の評価については，非破壊試験に基づく評価が残念ながら現段階では確立されていないため，従来からの解体調査に基づく方法によらざるを得ない。

路盤の設計支持力係数および既設コンクリートスラブの曲げ強度を用い，設計荷重が作用したときの既設コンクリートスラブの安全率を算定し，表－９の基準に従って荷重支持力の評価ならびに修繕の必要性の判断をする。[3)]

表－9　既設コンクリート舗装の評価

安　全　率	評　　価
2.0 以上	設計反復作用回数 10,000回～20,000回に耐える。
1.7 以上 2.0 未満	設計反復作用回数 3,000回～10,000回に耐える。もし交通がより多いなら，何らかの補修を考える。
1.7 未満	設計反復作用回数 3,000回未満の交通しか耐えないので，何らかの補修を行う。

4.2　修繕工法の選定

コンクリート舗装の修繕工法にも，アスファルト舗装の場合と同様に，舗装路面だけの修繕を目的とするものと，舗装構造の改善までを目的とするものとがある。

老化や交通に起因して発生した路面の荒れ，あるいは平坦性の悪化などだけで舗装構造上の問題はない場合は，舗装路面だけを修繕すればよく，アスファルト混合物によるオーバーレイが一般的である。しかし，エプロン区域などでアスファルト混合物のオーバーレイではわだちぼれの恐れが大きいときには，コンクリートによるオーバーレイも考える。また，単なるオーバーレイでは周辺の構造物等との取り付けに問題が生じる場合には，既設舗装を一部切削してオーバーレイを行わざるを得ないこともある。

舗装構造に問題のある場合は，荷重支持力を改善するための修繕を行うが，既設舗装の破損の程度，修繕後の施設の使用条件等を配慮し，①アスファルト舗装によるオーバーレイ，②コンクリート舗装によるオーバーレイ，③コンクリート舗装による打換えの中から選択する。

アスファルト舗装によるオーバーレイは，夜間工事をし翌朝には施設を供用しなくてはならない場合などの施設閉鎖に制約が付くときに適している。しかし，アスファルト舗装の欠点であるわだちぼれができやすく気象作用等で老化しやすいので，その適用には制約が付く。

コンクリート舗装によるオーバーレイには，現段階で付着オーバーレイ，直接オーバーレイ，分離オーバーレイの3種類があるが，付着オーバーレイにはオーバーレイスラブが周辺ではく離しやすいといった問題があるため，一般には直接オーバーレイあるいは分離オーバーレイが適用される。分離オーバーレイは，既設スラブの状況いかんにかかわらず適用可能であるのに対し，その他のオーバーレイは既設スラブの破損があまりひどくない場合にのみ適用可能である。

打換えは一般に，既設舗装の破損がかなりひどいときに適用が考慮される。そして打換えスラブを現場打ちする場合は，養生期間が必要なため，施設閉鎖を所定の期間取れる場合にのみ適用可能である。しかし最近，この養生期間の問題を解決するため工場製作のプレキャストスラブを用いる舗装が研究開発され実用化が図られたので[4)]，これによれば，夜間工事をし翌朝は供用できるコンクリート舗装が可能となった。

以上アスファルト舗装によるオーバーレイ，コンクリート舗装によるオーバーレイ，およびコンクリート舗装による打換えの3工種の選択基準を既設コンクリートスラブの破損程度で比較すると，この

順序でスラブの破損程度が大きくなってくるのが一般的傾向と考えられる。

4.3 修繕工法の設計

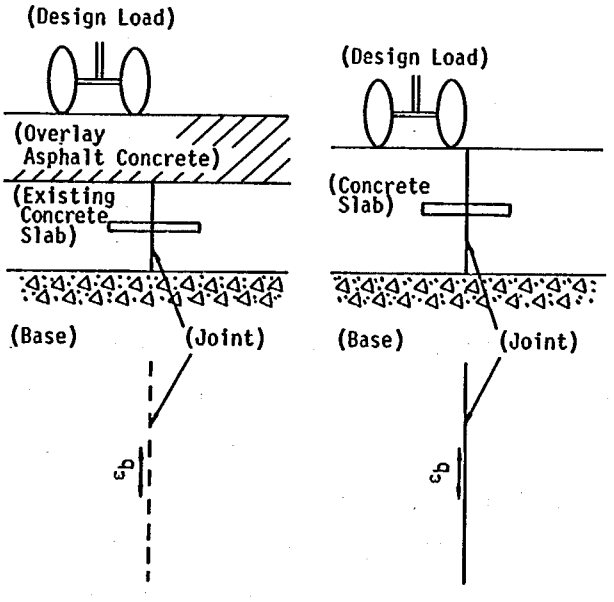
コンクリート舗装の場合，修繕工法の設計についても，舗装構造の評価の場合に述べたのと同じ理由から，既設舗装の解体調査の結果に基づかざるを得ないのが現状である。

アスファルト舗装によるオーバーレイの設計では，従来既設コンクリートスラブをオーバーレイアスファルト舗装の路盤と考え，路床の設計ＣＢＲと当該設計荷重から求まる舗装厚に対し，既設コンクリートスラブに表－10のような等価値を与え，必要オーバーレイ厚を算定してきた。しかし，この算定法は，既設コンクリートスラブがまだ十分スラブ効果を持っている場合は不経済となるため，この改善が望まれていた。そこで，既設コンクリートスラブがまだ十分スラブとしての機能があると考えられる場合のオーバーレイについて研究し，次のようなオーバーレイ厚の算定法を開発した。[5)]

研究の結果，オーバーレイにリフレクションクラックがない場合，コンクリートスラブとその上のアスファルトオーバーレイの挙動は，既設路盤以下，既設コンクリートスラブ，オーバーレイアスファルト混合物の３層弾性体に次のような弾性定数を与えたときの計算結果とよく一致することがわかった。これより，所要オーバーレイ厚は，設計荷重により３層弾性体のコンクリートスラブに生ずるひずみが，この設計荷重に対する所定のコンクリート舗装のコンクリートスラブに生ずるひずみに等しくなるように決めればよいこととなった。

表－10　既設コンクリートスラブの等価値

状　　況	等価値
鉄筋で補強されポンピングもなく安定なもの	2.5
鉄筋で補強されていないが，ポンピングもなく安定なもの	2.0
クラックはあるが，約１㎡以下の小片がなく，またポンピングもなく安定なもの	1.5
その他の場合	1.0
粒度調整砕石（基準）	1.0



図－10　アスファルトオーバーレイ厚の設計の考え方

① 既設路盤以下

① 弾性係数：式(6)により求める

$$K_{75}=\frac{1}{h}\sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}^4} \qquad (6)$$

ここに，

K_{75} ：路盤の設計支持力係数(kgf/cm³)

h ：コンクリートスラブ厚（cm）

E_1：既設コンクリートスラブの弾性係数（kgf/cm²）(②より求まる値）

E_2：路盤以下の層の平均的な弾性係数（kgf/cm²）

⑪ ポアソン比：0.3

② 既設コンクリートスラブ

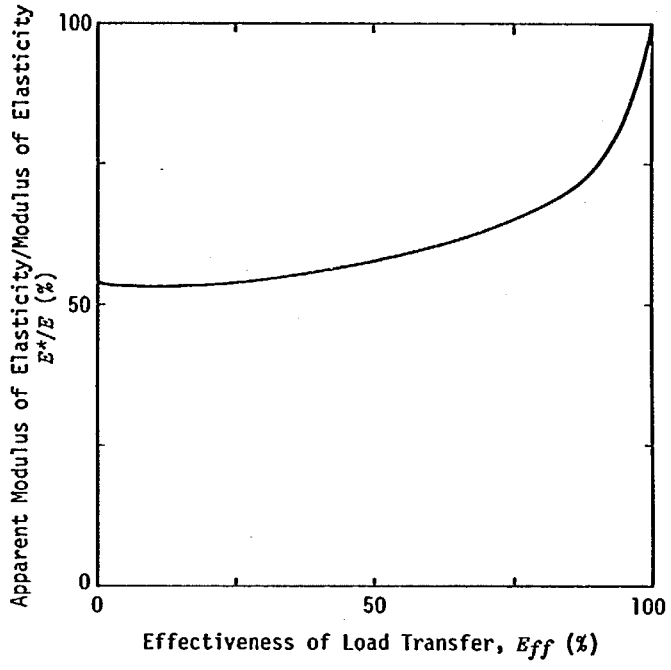
① 弾性係数：目地の荷重伝達率E_{ff}に基づき，図－11より見掛けの弾性係数を算定する。

ここに，荷重伝達率E_{ff}は，式(7)で定義され，既設舗装のたわみ試験より得られる。

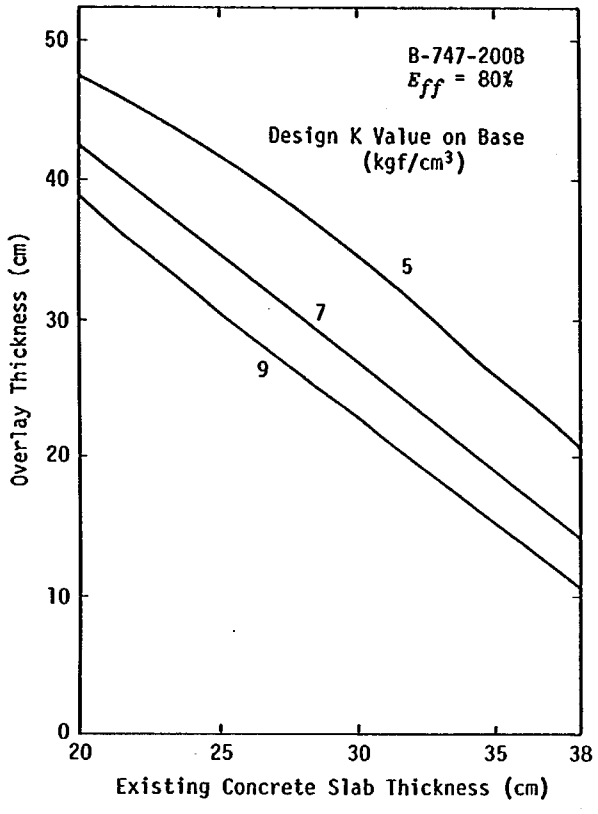
$$E_{ff}=\frac{d_2}{(d_1+d_2)/2}\times 100 \qquad (7)$$

ここに，d_1：載荷側のスラブのたわみ

d_2：非載荷側のスラブのたわみ



図－11 目地部の荷重伝達率とコンクリートスラブの見掛けの弾性係数



図－12 B－747－200Bに対するオーバーレイ厚（E_{ff}＝80％の場合）

⑪ ポアソン比：0.15

③ オーバーレイアスファルト混合物

① 弾性係数：7,000 kgf/cm²

⑪ ポアソン比：0.3

以上述べたような方法で得られたオーバーレイ厚の設計曲線の一例が図－12で，設計荷重がB-747－200Bで既設コンクリートスラブの目地の荷重伝達率が80%の場合である。

次にコンクリート舗装によるオーバーレイの設計である。これについては，従来各機関で用いている式(8)～(10)のオーバーレイ厚の算定式が適用できると考えられた。

付着オーバーレイ：$h_o=h_d-h_e$ (8)

直接オーバーレイ：$h_o=\sqrt[1.4]{h_d^{1.4}-C\left\{\left(\frac{h_d}{h_{db}}\right)h_e\right\}^{1.4}}$ (9)

分離オーバーレイ：$h_o=\sqrt{h_d^{2}-C\left\{\left(\frac{h_d}{h_{db}}\right)h_e\right\}^{2}}$ (10)

ここに，h_o：オーバーレイのコンクリートスラブ厚（cm）

h_d：既設路盤上に直接敷設されると仮定し，オーバーレイコンクリートスラブのコンクリート設計基準曲げ強度を用いて設計したコンクリートスラブ厚（cm）

h_{db}：既設路盤上に直接敷設されると仮定し，既設コンクリートスラブのコンクリート設計基準曲げ強度を用いて設計したコンクリートスラブ厚（cm）

h_e：既設舗装のコンクリートスラブ厚（cm）

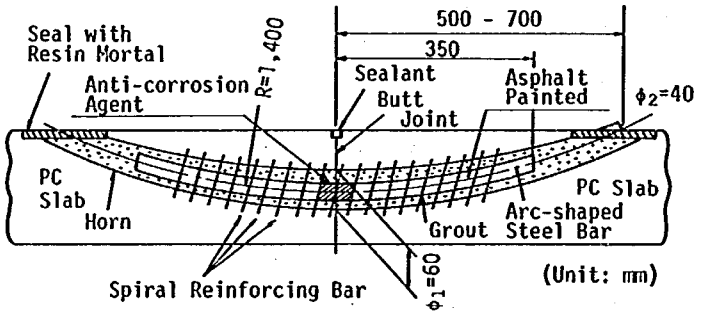
C：既設舗装の状態による係数（表－11）

しかしこのうち付着オーバーレイについては，現段階では，既設スラブとオーバーレイスラブの間の付着に若干確実性に欠けるといった問題があるので，その適用にあたっては注意を要する。

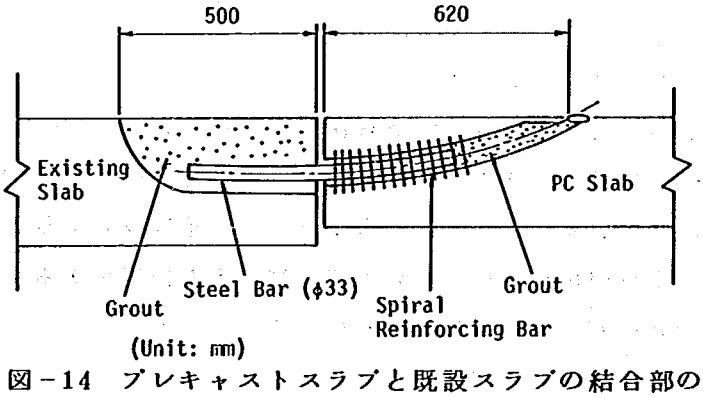
最後にコンクリート舗装による打換えである。この設計は，路盤の設計支持力係数と打換え後のコンクリートスラブ厚のバランスを考えた上，ほぼ新設時に準じて行えばよい。なお打換えスラブを工場製作のプレキャストスラブによる場合は，プレキャストスラブどうしの結合およびプレキャストスラブと既設スラブとの結合に工夫を要する。図－13はプレキャストスラブどうしの結合のために開発されたホーンジョイントである。また図－14は，プレキャストスラブと既設スラブの結合ジョイントである。これらのジョイントは，載荷試験等で十分な荷重伝達機能を持つことが証明された[4]上，実際の空港コンクリート舗装の修繕工事にも適用され十分な成績を収めている[7]。

表－11　Cの値の標準

コンクリートスラブの状態	Cの値
既設舗装のコンクリートスラブにはほとんどあるいはまったく構造的クラックがなく，スラブが良好な状態の場合	1.00
既設舗装のコンクリートスラブが荷重による目地または隅角部での初期クラックを呈しているが，それらのクラックが進行していない状態の場合	0.75
多数の既設舗装コンクリートスラブがひどいクラックを呈しているが，スラブの大部分は完全で，初期クラックのみ呈している状態の場合	0.50
既設舗装のコンクリートスラブの大部分がひどいクラックを呈しているか，または破壊している状態の場合	0.35



図－13　ホーンジョイントの一例



図－14　プレキャストスラブと既設スラブの結合部の一例

5．あとがき

本論文で示した新しい方法によれば，空港舗装の修繕の必要性を定量的な値に基づき判断できるようになり，またある程度の予防的な修繕の判断も可能となった。また，修繕工法の設計においても，オーバーレイの設計などは，従来に比べ極めて簡便になり，経済的な設計も可能となった。

このように空港舗装の修繕設計に多くの前進がみられたが，空港舗装の合理的な維持・修繕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。例えば，舗装の修繕計画にとって最も重要な舗装の破損予測や供用性予測といったことについては，今データを収集し出した段階である。また，経済分析等数多くの課題はまだ手つかずであり，今後これらに精力的に取り組み所期の目的達成に努めていくつもりである。

参考文献

1）福手勤，他：路面性状による空港舗装の供用性評価，港湾技術資料,No.414，1982年3月，20pp.

2）Fukute,T., K. Sato : Structural Evaluation and Overlay Thickness Design of Airport Asphalt Pavement by Dynaflect Deflections, Int.Symp.on Bearing Capacity of Roads and Airfield, June 1982 , pp. 797～805.

3）運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領，1977年，105pp.

4）Sato,K., et al : Some New Construction Methods for Prestressed Concrete Airport Pavements, 2nd Int.Cont. on Concrete Pavement Design , April 1981, pp. 149～159.

5）八谷好高，他：コンクリート舗装上のアスファルトかさ上げの荷重分散効果とかさ上げ厚算定法，港湾技術研究所報告，Vol,22 ,No.4 ， 1983年12月，pp. 121～140.

6）例えば，U.S.Department of the Army : Rigid Pavements for Airfields Other than Army , TM5-824-3, Dec. 1970.

7）黒目元雄，他：滑走路コンクリート舗装のPCプレキャスト版による打換え，舗装，Vol. 19，No.5 ,1984年5月，pp. 3～8.

アスファルト舗装のクラックの挙動と補修

北海道開発局土木試験所　久保　宏
同　熊谷茂樹
同　小栗　学

概　　要

北海道では、アスファルト舗装の温度応力クラックが国道の約17%に発生しており、その防止と補修は重要な課題である。

我々は、国道や道々におけるクラックの発生程度、特徴、長さの経年変化、クラック幅の経年変化を調査、観測した。特に、クラック幅の変化は自記々録観測を行った。また、クラックの発生した年が明らかな場所については、外気温や温度勾配を調査して、検討した。

その結果、クラック幅が瞬間的に拡大する動きのあることや、応力緩和によって残留する幅の変化を詳細にとらえることができた。

クラックの補修方法の検討では、オーバーレイ厚さを変えたもの、鉄網を一部に埋設したものの試験舗装を施工して、供用性を観察、比較した。一方では、オーバーレイをしないでクラックだけの充填を行った。方法は、細いノズルによる吹き込み充填による方法、クラックをV型に切削して充填する方法で、充填材料も数種類使用した。

その結果、材料よりも施工方法とプライマーに工夫を要することがわかった。

アスファルト舗装のクラックの挙動と補修

北海道開発局土木試験所　久保　宏
熊谷茂樹
小栗　学

まえがき

最近、各国の寒冷地域で問題となっているアスファルト舗装の温度応力クラックは、北海道でも1978年の調査で国道の約17%、道々の約10%に発生していることがわかり、その防止と補修が重要な課題となっている。

我々は、この種のクラックの防止と補修対策の基礎資料とするため、クラックの特徴、発生程度と気温などとの関係、クラックの分布や幅の経年変化などを調査、観測してきた。特に、クラック幅の動きは自記々録観測を行い、幅の変化を詳細にとらえることができた。

クラックの補修方法の検討では、クラック数の多い箇所はオーバーレイによる方法で、その厚さを変えたり、舗装の一部に金網や鉄網を埋設するなどの試験舗装を施工し、その効果を観察している。

また、クラック数の少い箇所は、細いノズルによる充填材の吹き込みによる方法、クラックをV型に切削して充填する方法などで、充填材料も数種類を使って検討した。

本文は、北海道におけるこれら温度応力クラックの挙動とその補修結果を紹介し、あわせてクラック防止のための試験舗装の経過も報告する。

1. 現地調査[1)]

1－1. クラックの分布状況

1978年の調査に基づく北海道の国道、道々におけるクラックの分布は、図－1のとおりである。

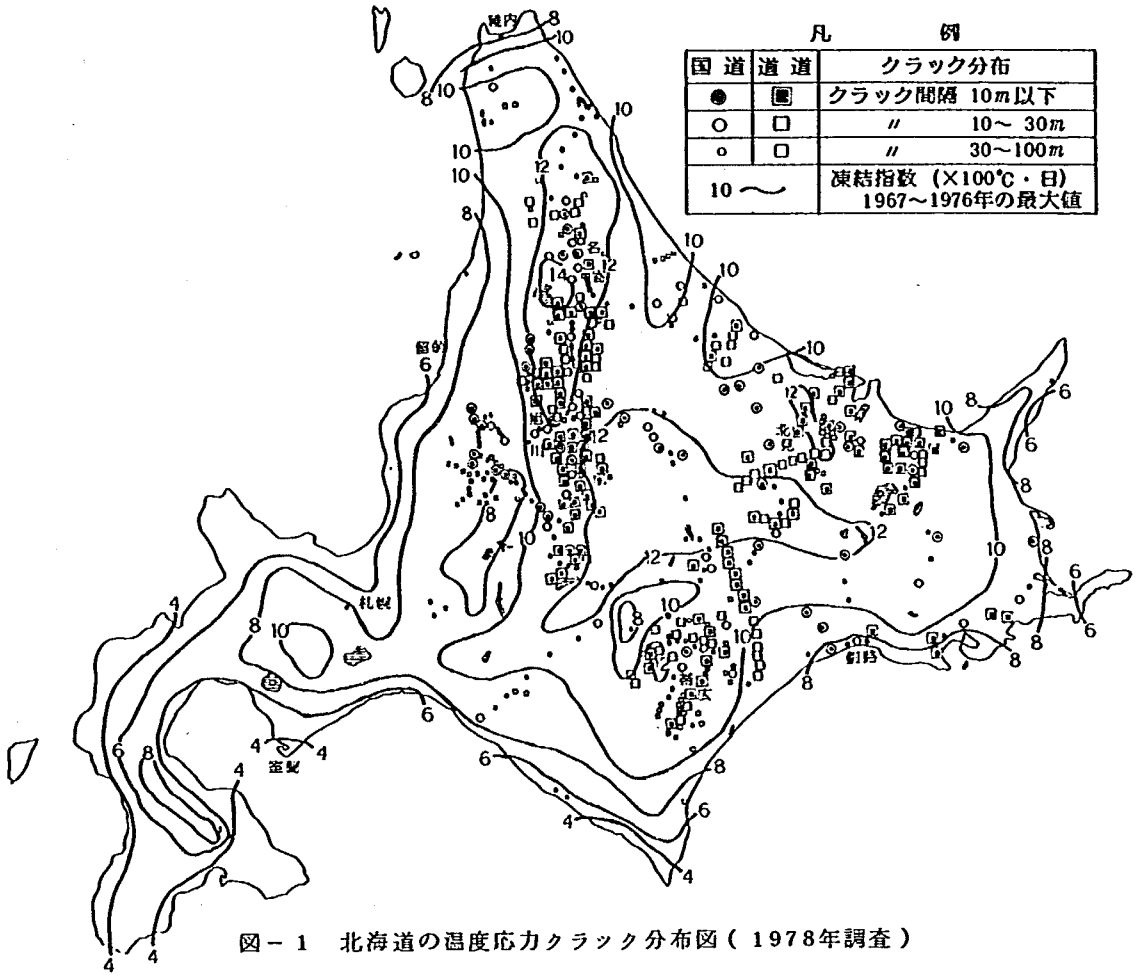
なお、この図では未舗装区間がまだあること、国道と道々の道路網や舗装構成の違いのあること、オーバーレイによってクラックが覆われていることなどは考慮されていない。また、図の煩雑さを避けるため、延長にかかわらず1工区1地点としたり、連続する工区は多少省略して示している。

クラック間隔の分類は、視察による精度、発生間隔の不均一性を考慮して、便宜上決めたものである。

この図から、北海道の温度応力クラックは、調査時までの最近10年間における最大凍結指数が、約1000℃・日以上の厳寒地域に多発していることがわかる。しかし、気温の調査から、このクラックは単に凍結指数の大きさだけに関係するものでもなく、このような地域でも最低気温、日温

度差、温度勾配などが影響しているようである。

また、クラック間隔が10m以下に多発している箇所は、クラックの発生している道路のうちの約35%にも及んでいることがわかり、補修工法の確立が急がれている。



図－1　北海道の温度応力クラック分布図（1978年調査）

1－2. クラックの形態

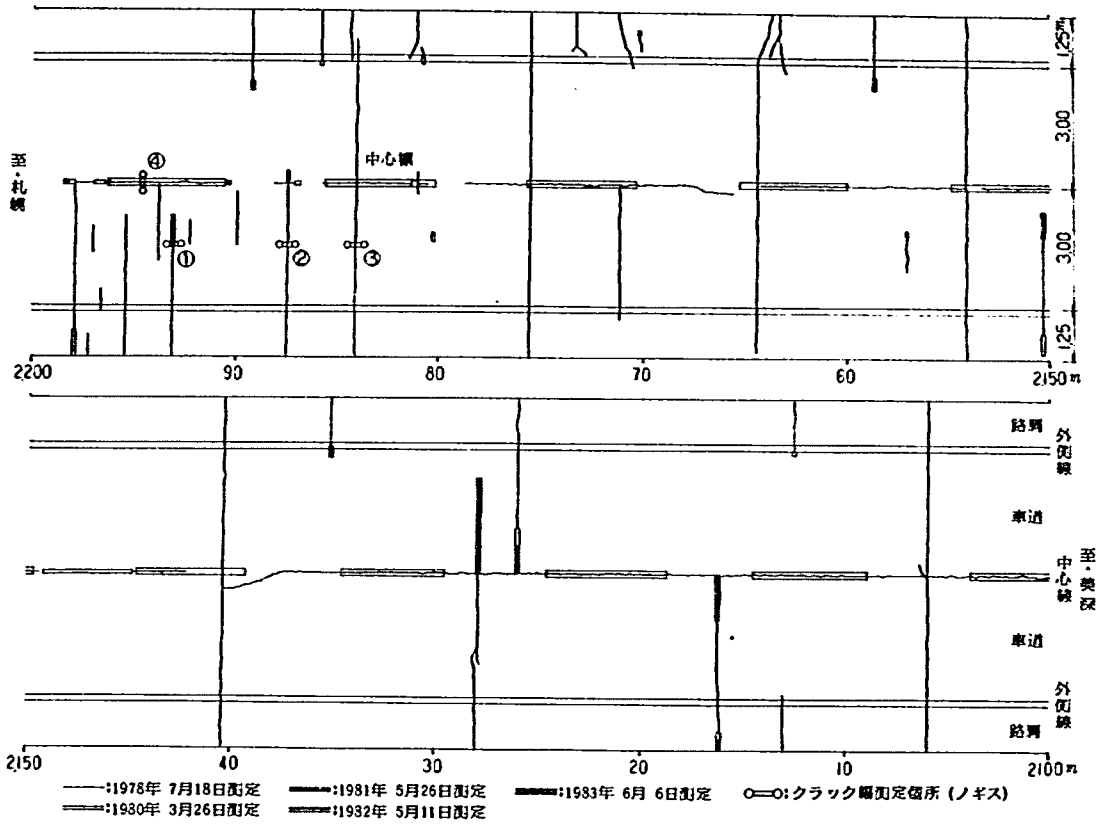
北海道のこの種のクラックの発生形態や特徴としては、現地調査から主に次のようなことがわかった。

①道路の横断方向にほぼ直角で、直線的に発生する。

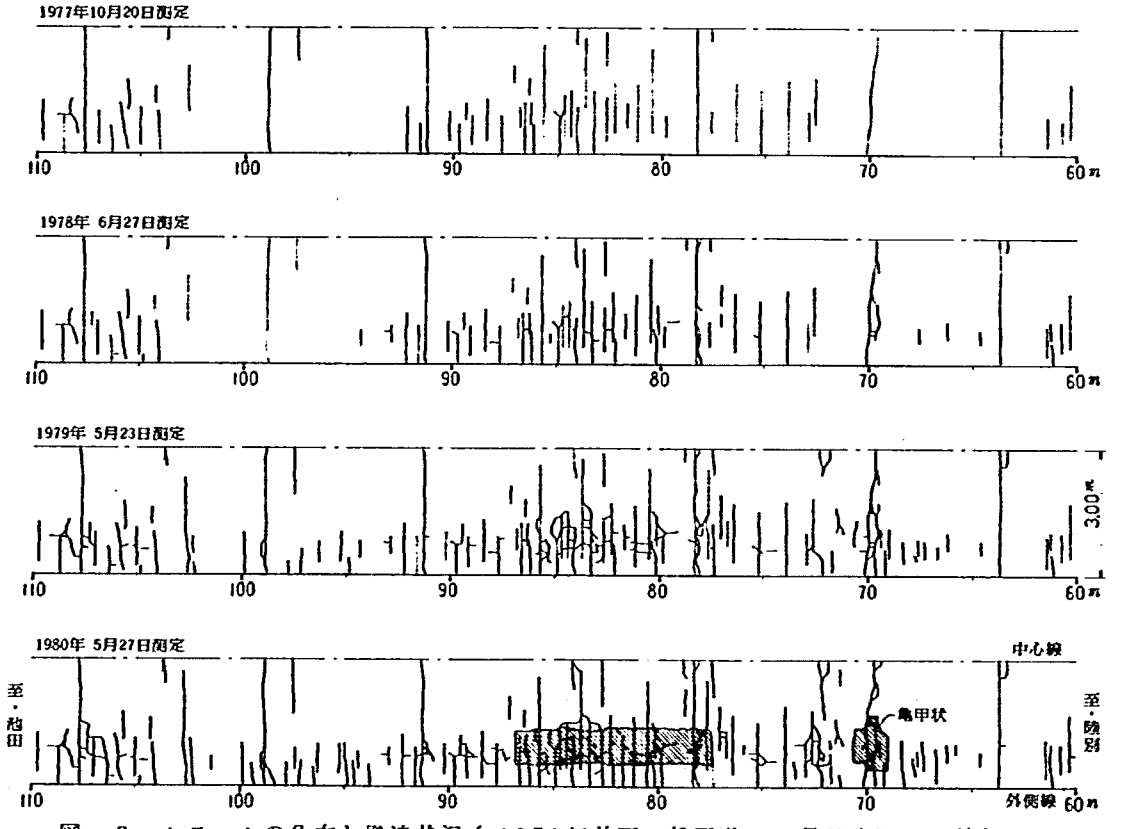
②路肩など道路の端部からの発生が最も多く、中央の施工ジョイントから発生して車線内へと進行していくものも結構多い。また、車線の中央から発生して両側に進行するものもある。

③このように車線の端部や中央からの発生が多い反面、車輌通過位置のいわゆるわだち部からの発生が少ないのは、ニーディング作用による路盤への密着程度や混合物の密度増加が関係しているものと思われる。（以上、図－2～3、写真－1）

④道路区画線のペイント表面の細かいクラックからの発達、コア採取痕からの発生、雨水桝の角や道路中心標からの発生、路肩部の破損箇所からなど、舗装の弱点とみられる部分からの発生も多い。

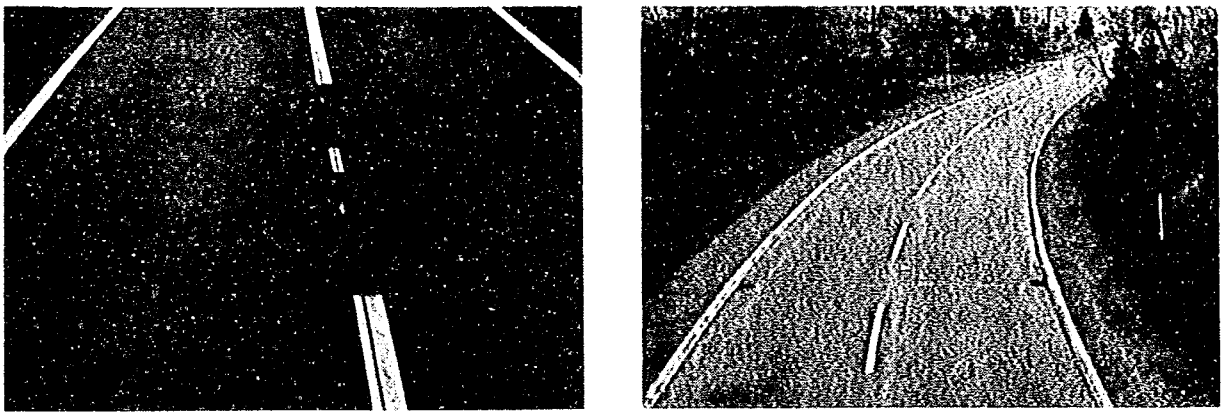


図－２　クラックの分布と発達状況（１９７７年施工一般国道２７５号幌加内町雨煙別）



図－３　クラックの分布と発達状況（１９７１年施工一般国道２４２号足寄町西一線）

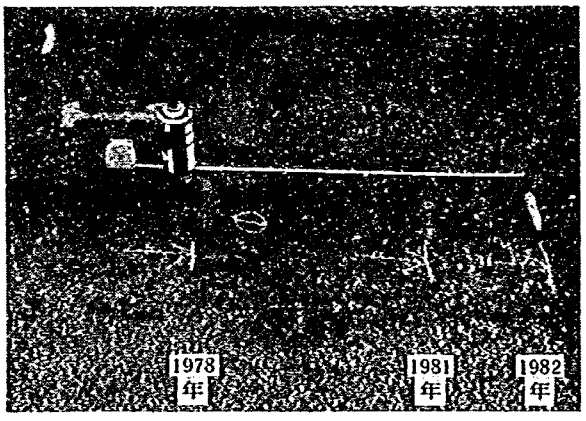
⑤クラックの深さ方向の発達は、クラック先端部のコア抜きによる調査で、舗装表面から発達していることがわかった。舗装表面は傷が多く、温度変化も大きいためと思われる。



写真－1　北海道におけるクラックの形態（右；一般国道237号　占冠村占冠
左；　〃　275号　幌加内町沼牛）

1－3.　クラック数の経年変化

クラック数の増加の傾向は、当初10～30mのほぼ等間隔で発生したあと、経年とともにその中間や既に発生しているクラックの伸長を繰り返してクラック数は増加し、その間隔が次第に狭くなってくる。（図－2～3、写真－1～2）



写真－2　クラックの伸長（1977年施工
一般国道275号　幌加内町雨煙別）

発生当初の間隔は、当該場所の種々の外的、内的な要因で異なるようである。図－2は舗設後1年でクラックが発生した幌加内の例であるが、その間隔は約10m程度であり、その後はあまり増加していない。また、図－3は舗設後6年以降の足寄の例であるが、1977年10月測定の全幅クラックの分布から、当初の間隔は同じようにほぼ10m程度だったと考えられ、その後の増加は著しい。

このように経年でのクラック増加傾向も、舗装の供用年数やその年の寒さの程度などによって異なるようである。

2. 温度応力クラックの挙動[2, 3)]

クラックの発生防止や既に発生したクラックの補修対策を検討するうえでも、クラックの動きを把握する必要があるため、現地のアスファルト舗装に発生しているクラックについて、その幅の動きを自記々録装置とノギスで測定した。

2－1. 測定箇所と舗装構成

測定箇所は、図－2～3の2箇所の舗装のクラックで測定した。

① 1971年施工　一般国道242号　足寄町西一線

② 1977年施工　一般国道275号　幌加内町雨煙別

これらの箇所の舗装構成は、どちらもA交通量区間で表－1のようなものである。混合物層の厚さは12cmであり、凍結深さも同程度の地域である。なお、凍上抑制層材料の違いによって、下層路盤と凍上抑制層の厚さの構成割合が異なっている。

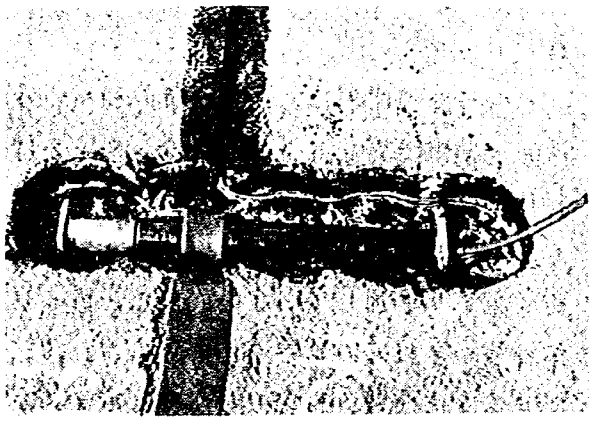
表－1　クラック幅測定箇所の舗装構成

施工年度	1971年	1977年
個所	一般国道242号　足寄町西一線	一般国道275号　幌加内町雨煙別
表層	細粒度ギャップアスコン (3cm)	
基層	粗粒度アスコン (4cm)	
上層路盤	アスファルト安定処理 (5cm)	
下層路盤	切込砂利 40mm級 (40cm)	切込砂利 40mm級 (25cm)
凍上抑制層	火山灰 (50cm)	〃 80mm級 (65cm)
路床	黒ぼく (繊維交り)	粘土質 (砂利交り)
解体調査時の状況	・アス処理下面はく離している。 ・路盤上面汚損し、約10cm土状で軟らかい	・路盤上面ダスト多く、平滑である

2－2. 自記々録装置

クラック幅の動きは、両箇所とも写真－3のような継目計（ひずみゲージ式変換器、測定変位量20mm）を舗装のクラック部に直角に埋設し、舗装の伸縮に伴って起きるゲージのひずみを電気抵抗に変換して測定した。

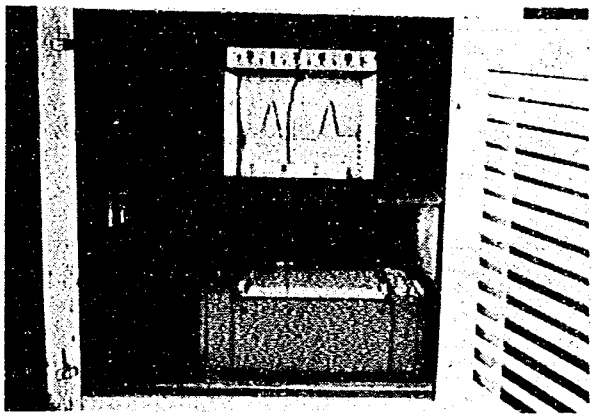
自記々録計は、足寄箇所については写真－4のように温度とクラック幅は別々に記録した。しかし、幌加内箇所については太陽電池を利用したバッテリー充電方式で、写真－5のような多点式記録計を用い、温度とクラック幅を同一用紙に記録することにした。



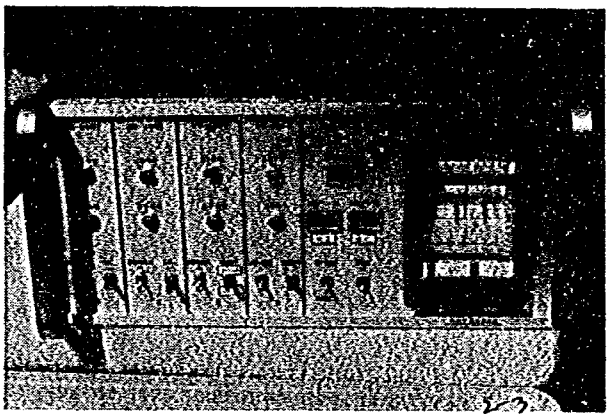
写真－3　現地に埋設した継目計（ひずみゲージ式変換器、測定変位量20mm）

舗装体温度や付近の気温測定は、足寄では銅－コンスタンタンの熱電対を、幌加内では白金抵抗体を使用した。

なお、自記々録測定は両箇所とも約1年間行ったが、経年変化をみるために、ノギスによる測定（最小読み取り0.05mm）は数年間にわたって行った。



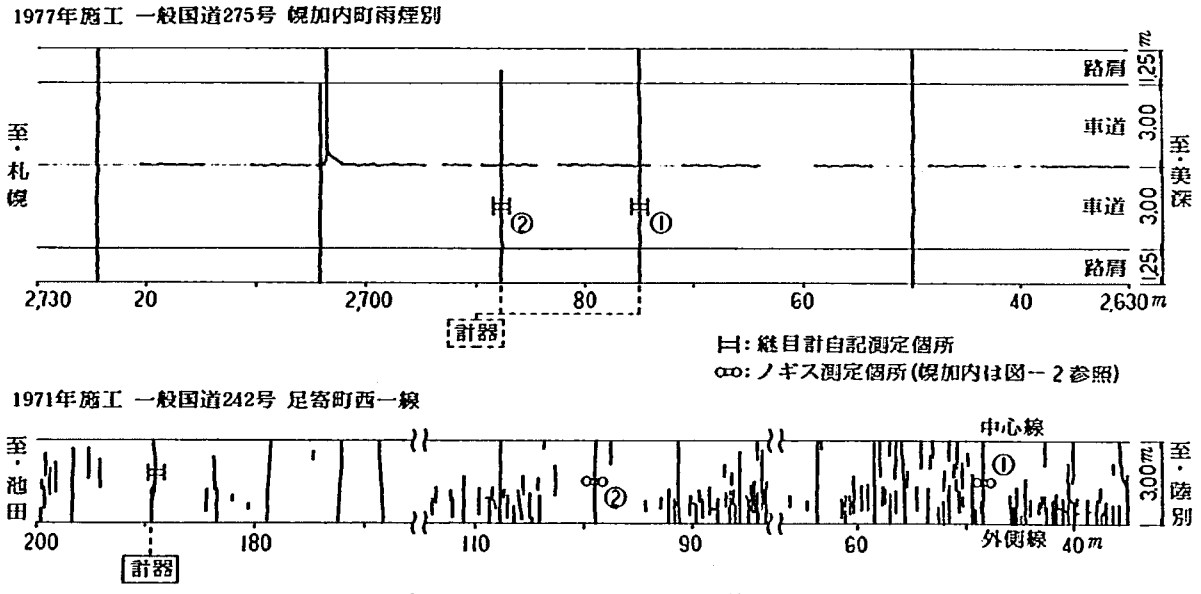
写真－4　自記々録計（足寄）
上段；温度、熱電対、12打点式
下段；クラック幅、マルチペンレコーダ、
3ペン式



写真－5　多点式自記々録計（幌加内）

2－3. クラック幅の動き

クラック幅の動きは、舗装の伸縮によって起きるので、その回りの伸縮する舗装の範囲にも関係するが、両舗装の測定箇所付近のクラック分布は図－4に示すとおりである。



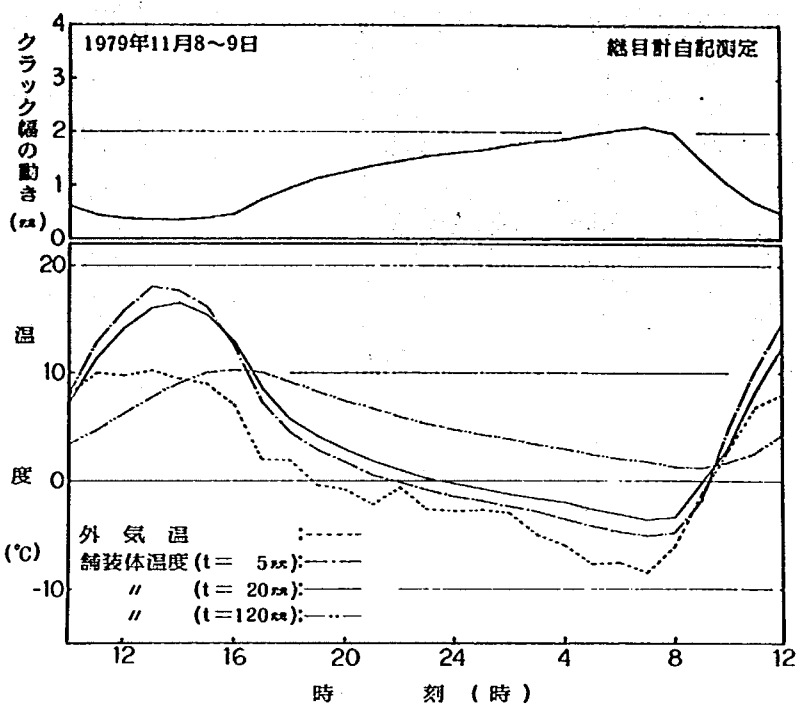
図－4　クラック幅測定箇所

図－5は、動きの大きかった足寄箇所の秋季におけるクラック幅と舗装温度の、ある1日の動きを示す。この図の3種類の舗装体温度のうち、深さ20㎝のものを代表させ、この温度とクラック幅の動きの関連性をみると、低温域での幅の動きは温度の変化に応じた動きをする反面、高温域での幅の変化は小さいことがわかる。しかし、これらの変化量や形態は時期によって異なるようである。

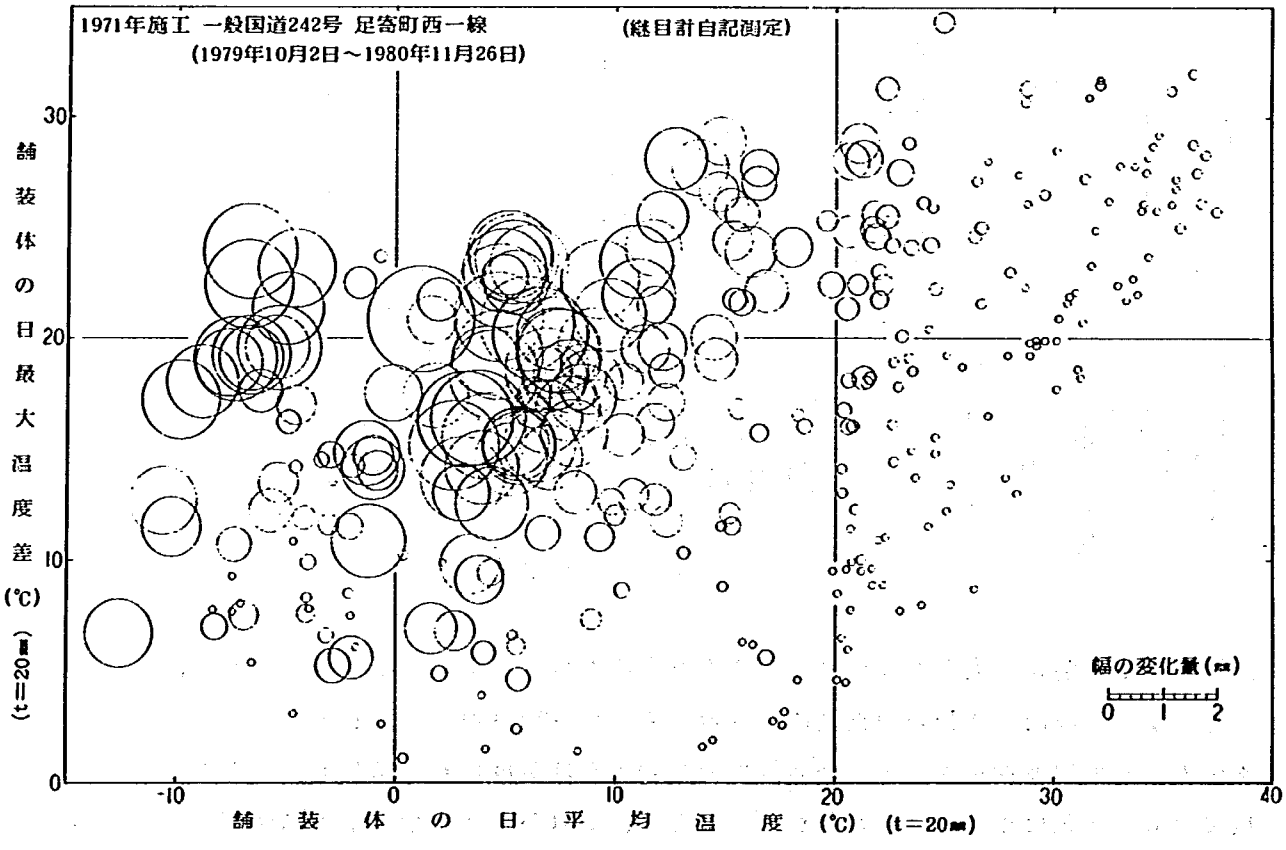
図－５の秋季におけるクラック幅と深さ20㎜の舗装体温度の変化量から、現地アスファルト舗装の線膨張係数を推定すると、約1.5～２×10^{-5}／℃程度で室内での実験値より少々小さな値となっている。

図－６は、足寄箇所の１日におけるクラック幅の変化と、舗装体温度および日温度差の関係をほぼ１年間にわたって示したものであり、円の直径が幅の変化量を表している。

この図から、舗装体温度が20℃以上の高温域では、クラック幅の変化は極めて小さく、



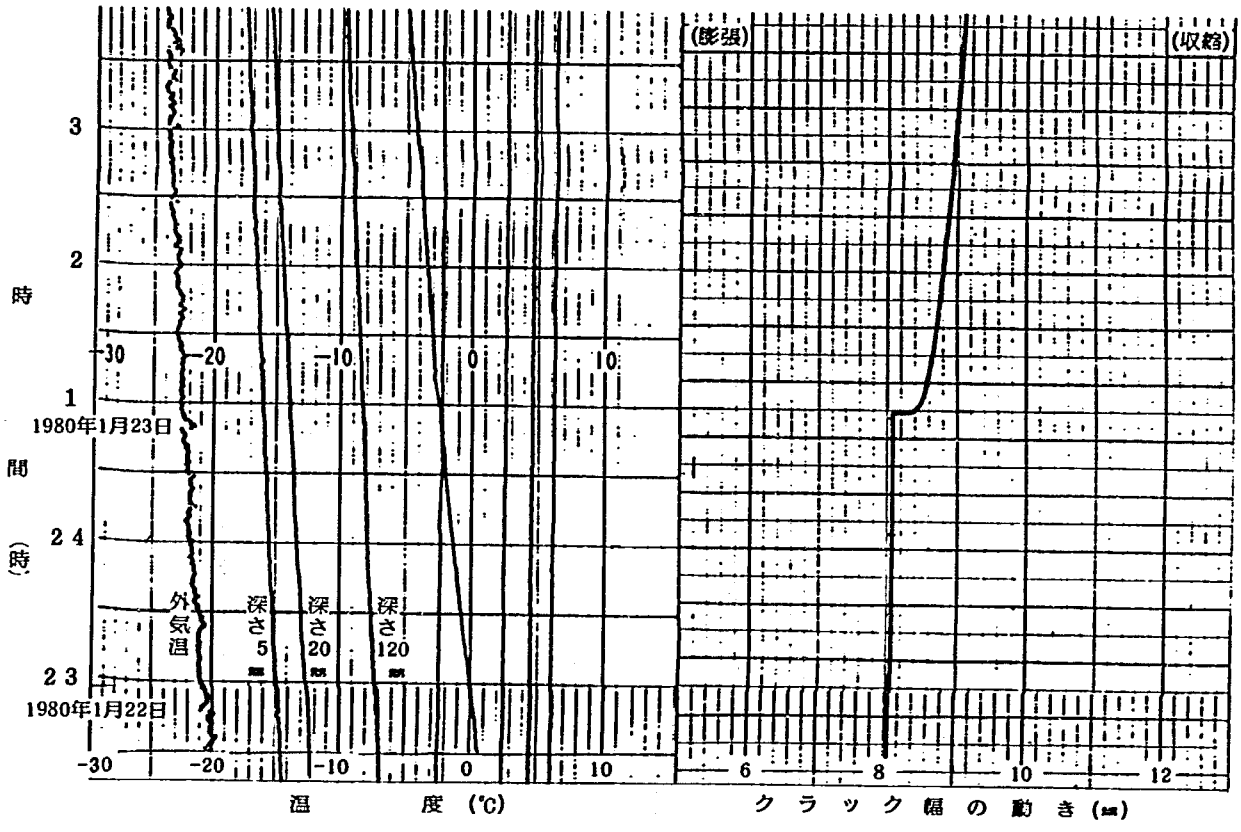
図－５　クラック幅と舗装体温度の経時変化
（1971年施工 一般国道242号　足寄町西一線）



図－６　クラック幅の１日の変化量と舗装体温度および日温度差との関係

舗装がほとんど伸縮していないことがわかる。その反面、低温域では10℃以上の温度差があれば伸縮も大きくなり、低温でかつ温度差の大きいときには、最大で1日2㎜くらいも変化していることがわかった。

さらに、寒さの非常に厳しい1～2月にかけての温度低下時に、図－7のような舗装の大きな収縮が30日間くらいみられ、1日に数回起きている日もあった。この理由としては、このような厳寒期の低温時には、アスファルトの応力緩和が少ないうえ、路盤との摩擦で温度低下に従った動きができないため、大きな応力が生じ、これがある限界を越えて急に動きだすものと考えられる。

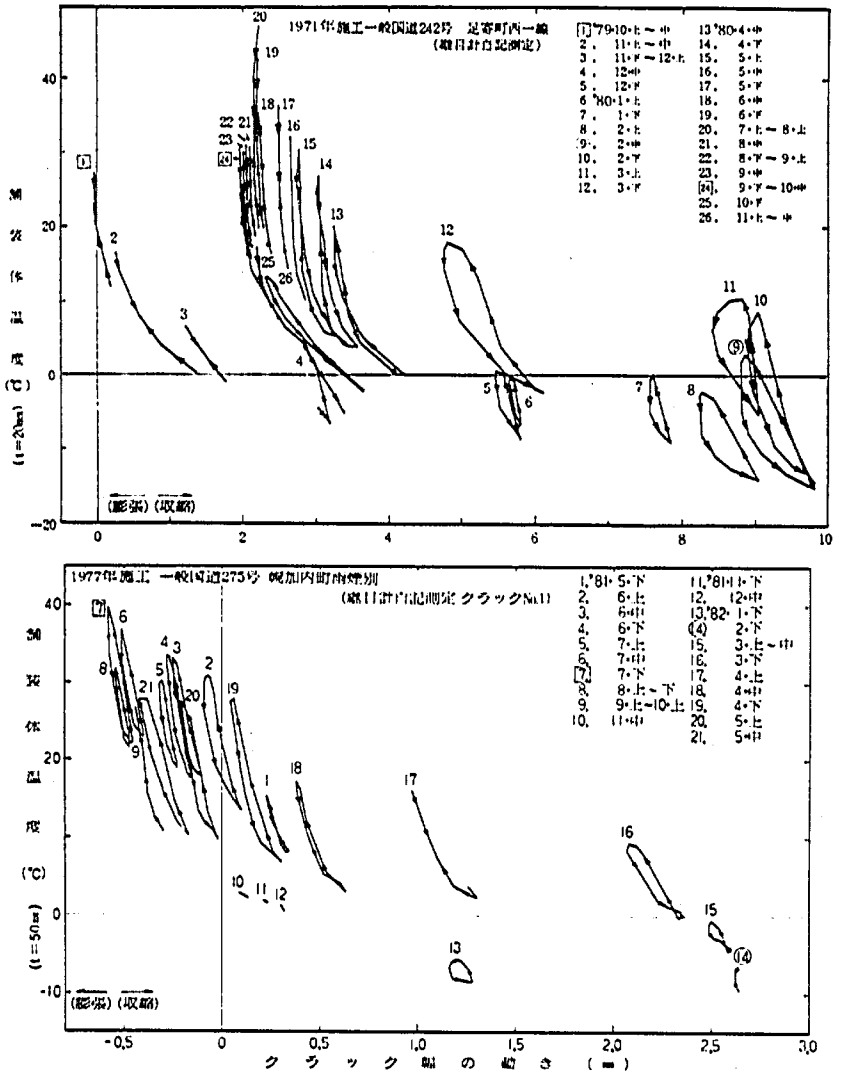


図－7　クラック幅の急激な拡大現象例

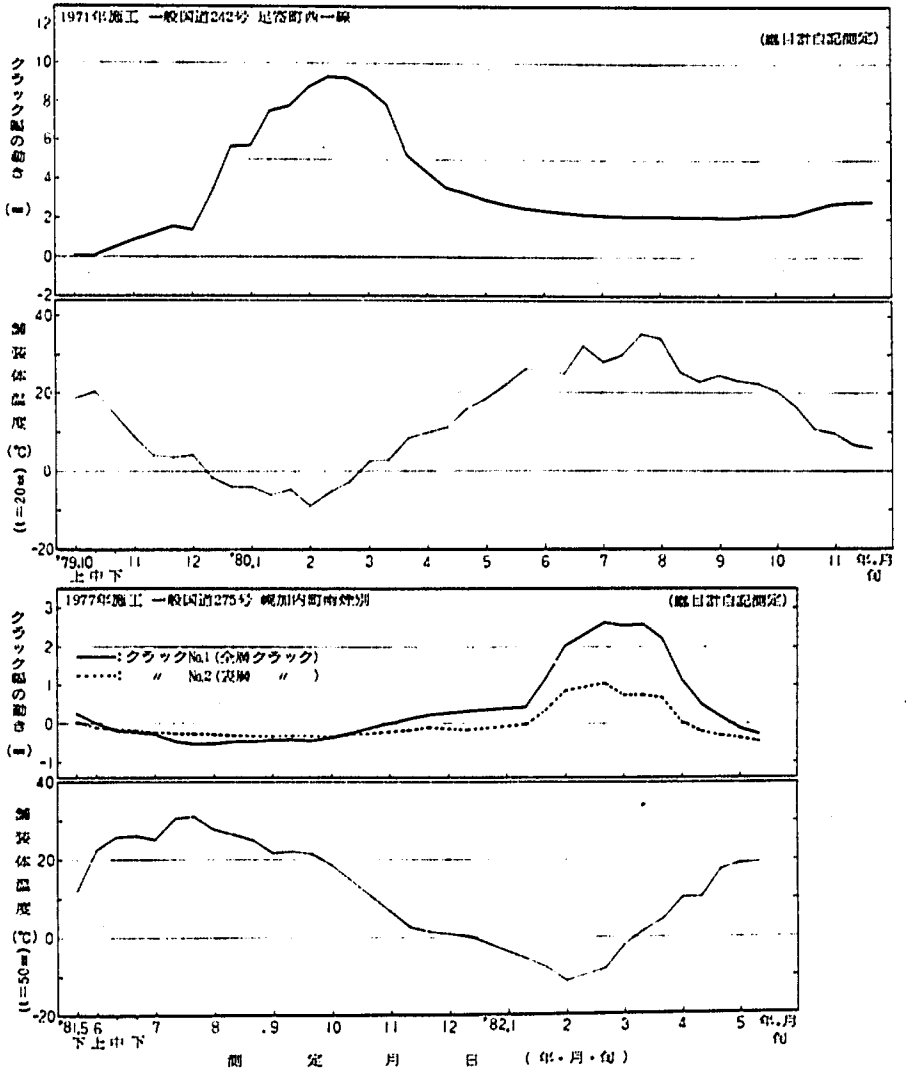
2－4. クラック幅の経年変化

図－8は足寄、幌加内両箇所におけるクラック幅の動きと舗装体温度の毎月の旬平均値をプロットし、1年間の動きをみたものである。また、図－9は1日の動きを旬ごとに平均値で表わし、1年分を示したものである。なお、これらの図では、目盛が異なることを留意されたい。

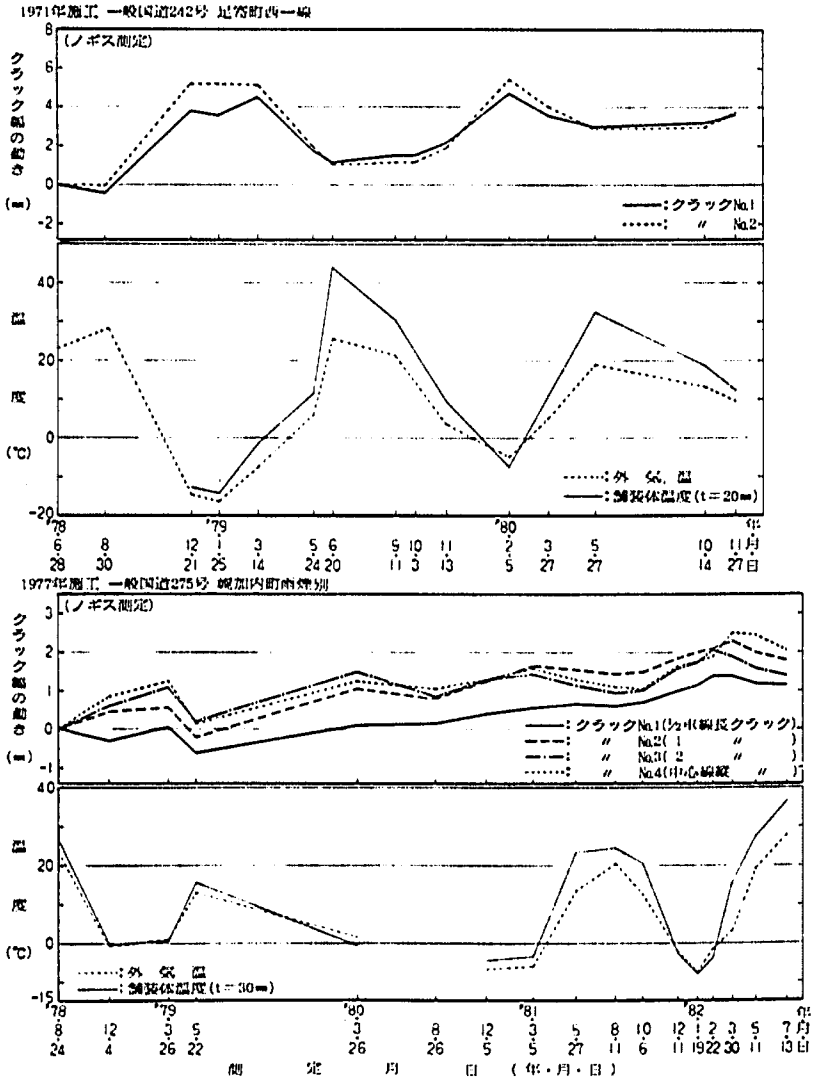
これらの図から、両箇所のクラック幅は2月中～下旬頃に最大となり、足寄箇所で9月下旬に、幌加内箇所では7月下旬に最小となっていることがわかる。また、足寄箇所の例ではこの最小クラック幅が前年の元の幅まで戻らず、約2㎜の残留開きが生じていることがわかった。幌加内箇所ではこの図からはっきりしないが、後述のノギス測定データの経年変化によると、やはり残留開きが生じている。



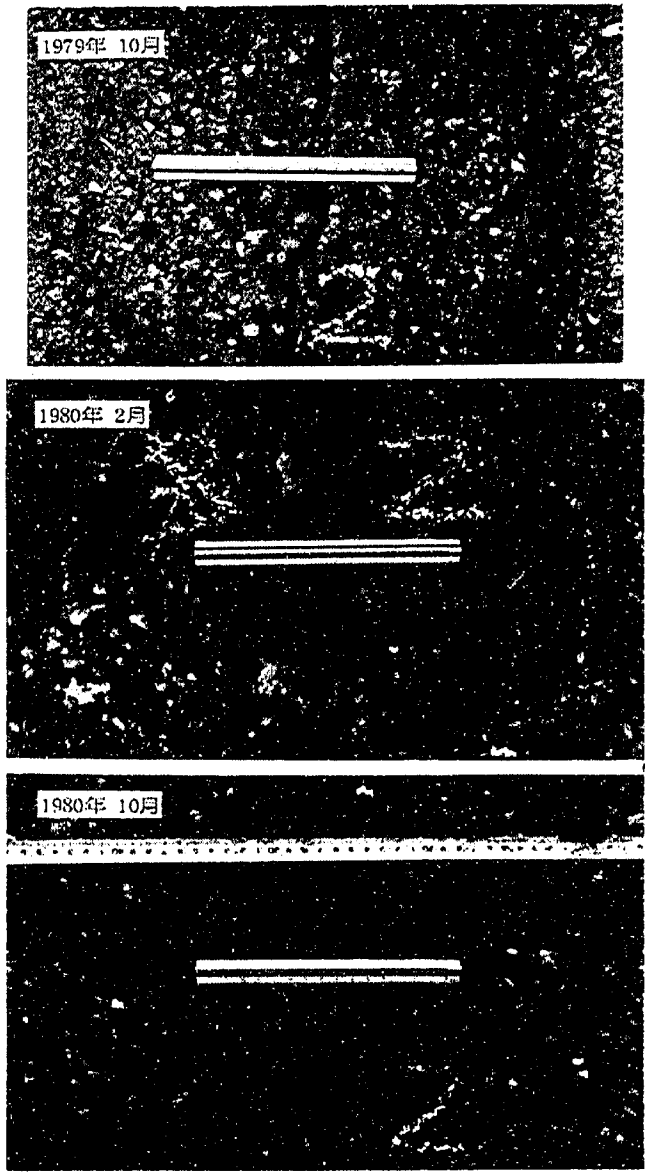
図－9　クラック幅の年間の動き（旬平均による日変化）



図－8　クラック幅の年間の動き（旬平均値）



図－10　クラック幅の経年変化



写真－6　クラック幅の変化
（1971年施工 一般国道242号　足寄町西一線）

これらの図でも舗装体温度が20℃以上では、クラック幅の動きがほとんどないことがわかる。これによって残留開きが生じ、さらにこの繰り返しでクラック幅が年々拡大していくものと思われ、この主原因はアスファルトの応力緩和と考えられる。

クラック幅の年間変動量は、後述のノギス測定データも含めると、足寄箇所では約4～10㎜もある。写真－6は、この足寄箇所のあるクラックの1979年10月～1980年10月にかけての幅の変化であるが、厳寒期の2月には幅そのものが20㎜くらいにも拡がる。同じように幌加内箇所の変動量は、約1～2.5㎜程度である。図－8の幌加内箇所のクラックNo.2の動きが小さいのは、継目計埋設時にわかったことであるが、クラックの深さが表層しか入っていなかったことによるものと思われる。

図－10は、両箇所のノギス測定によるクラック幅の経年変化を示したものである。どのクラックについても、年数とともにその幅の拡大していることが確認された。拡大量は、1年に足寄箇所で約1～2㎜もあり、幌加内箇所では約0.2～0.5㎜程度である。

ひずみゲージ式継目計の利用によって、クラック幅の動きと温度との関係が明確になった。

このように年間のクラック幅の変動が大きく、年々拡大することは、クラックの補修が難しいことを示している。

3. 新設道路における試験舗装[3)]

1978年に行った実態調査や解体調査などの結果から、この種のクラックに関係があると考えられるもののうち、比較的現場で採用可能な材料の質や配合などの要因を変えた試験舗装を施工し、現在もその効果を観察している。これら試験舗装の概要と、これまでの経過を報告する。

3－1. 試験舗装箇所

舗装箇所としては早期に成果を得ることから、北海道でも特に寒さが厳しい地域で、舗装厚も比較的薄く、現在改築が進められている道路の次の箇所で施工した。3箇所ともA交通量区分で、混合物層の厚さは設計値12㎝である。

① 一般国道275号　幌加内町雨煙別（1978年施工）
② 〃　〃　幌加内町母子里（1979年施工）
③ 〃　273号　上士幌町糠平三の沢（1981年施工）

3－2. 試験舗装の概要

それぞれの舗装において取り入れた要因や使用材料、配合、混合物の性状などは、表－2～4のとおりである。

①箇所では、混合物へのゴムの混入と使用骨材の質、および路盤材料の種類を変えた。

②箇所では、アスファルトの硬さ、フィラー量、および混合物の種類を変えた。

③箇所では、改質アスファルトを使用して針入度級を変えた。なお、表層混合物の粒度は同じであるが、針入度が極端に異なるため、ストレートと改質アスファルトではアスファルト量を変えた。

3－3. クラックの発生状況

幌加内町雨煙別箇所のクラック発生状況の経過は、表－2に示すとおりで、この表のA．B工

区は施工者の違いである。また、施工箇所もA工区は平坦部で盛土区間、B工区は山すその切土区間で縦断勾配がわずかにあるという違いがあるが、距離的には1㎞程しか離れていない。しかし、クラックはA工区の方しか発生しておらず、この原因が地形的なものか、使用材料の違いや施工性などによるものなのかはっきりしない。

クラックのあるA工区について述べると、この地区も降雪量の多い所であるが、施工後の凍結指数が最も大きかった3冬目の1980年に初めてクラックが発生した。その後は凍結指数が比較的小さいが、クラックは増加している。

また、クラックが発生したもののほとんどは曲線部で、かつ外側の舗装厚の薄い路肩部であった。

クラック発生要因の防止の中で最も効果の有りそうなのは路盤材料の種類で、A工区の切込砂利使用の箇所は3ブロックとも発生したが、切込砕石の方はいまだに発生していない。これは路盤の拘束程度の差によるものと思われ、切込砕石の方が摩擦が大きく、混合物層の応力が分散されるものと考えられる。

混合物に使用した砕石の吸水量は、大・小どちらの方も同じ年に発生し、他の条件が同じNo.3と4ブロックを比較するとNo.4ブロックの吸水量の大きい方にクラックが多い。しかし、ブロック延長や曲線部の長さも関係しているのではっきりしない。

ゴム入りアスファルトは、小さな感温性と大きな破断歪の効果を期待したが、最も多くクラックが発生した。これは、密度が他のブロックに比べて小さかったことと、全区間が曲線部と重ったためと思われる。

表－2　新設道路における試験舗装の概要と経過（1978年施工 一般国道275号　倶知内町雨煙別）

年度	凍結指数 (℃・日)	工区		A工区				B工区	
		ブロックNo.		1	2	3	4	3	4
		延長 (曲線部) (m)		(90) 150	(150) 150	(32) 227	(150) 997	(130) 150	(368) 722
		材料・混合物の性状	表層混合物	細粒度ギャップアスコン					
			アスファルト量 (%)	7.0 (F/A=1.7)					
			アスファルト針入度	93		93		88	
			〃 軟化点 (℃)	46		46		45	
			〃 P・I	-0.7		-0.7		-1.2	
			骨材吸水量 (%)	1.72 (当麻開明)			2.62 (和寒)	1.55 (当麻)	2.38 (和寒)
			混合物全厚 (cm)	12.9	12.9	12.9	12.8	12.7	13.0
			表層締固度 (%)	99.2	98.8	99.2	99.1	99.1	99.2
		要因	ゴム混入の有無	St	Ru	St		St	
			骨材吸水量	小			大	小	大
			路盤材料	切込砕石	切込砂利			切込砂利	
'78	899	クラック本数		0	0	0	0	0	0
'79	994			0	0	0	0	0	0
'80	1,040	( )値は曲線部の本数		0	1(1)	1(1)	4(3)	0	0
'81	572			0	16(16)	2(1)	8(6)	0	0
'82	892	1983年6月現在		0	17(17)	2(1)	9(6)	0	0

1) No.2ブロックのゴム混入量は、ローデックス 4%である。

2) クラック本数は累計で、翌年の春までに発生したものである。

幌加内町母子里の箇所の経過は、表－３に示すとおりである。この地区は北海道でも特に寒さの厳しい所であるが、降雪量が多く完全除雪でないために、４冬目になって初めて数本のクラックが発生したにすぎない。

ここでも発生した年と凍結指数の関係は明らかでなく、やはり曲線部でいずれも中心標の埋設箇所の部分に発生している。

クラック発生要因としては、アスファルト針入度の小さいことがあげられる。針入度級の異なるアスファルトの温度応力による破壊試験では、低針入度のアスファルトは破壊点温度も高く、

表－３　新設道路における試験舗装の概要と経過（1979年施工一般国道275号　幌加内町母子里）

年度	凍結指数 (℃・日)	ブロックNo.		1	2	3	4	5	6	7	8
		(曲線部) 延長 (m)		(80) 150	(36) 179	(75) 164	208	150	150	150	289
		材料・混合物等の性状	歩道の有無	無				有（片側）		有（両側）	
			路盤材料	切込砂利 40 mm 級							
			表層混合物	密粒度ギャップアスコン		細粒度ギャップアスコン		密粒度ギャップアスコン		細粒度ギャップアスコン	
			骨材吸水量 (%)	1.96							
			混合物全厚 (cm)	12.5	12.4	13.4	12.8	12.9	12.8	13.6	13.2
			表層締固度 (%)	98.3	98.5	100.0	100.0	99.5	98.8	99.0	99.2
			アスファルト軟化点 (℃)	48.0				46.5			
			〃 P・I	-0.8				-0.6			
		要因	アスファルト針入度	73				91			
			〃 量 (%)	5.5		7.0		5.5		7.0	
			フィラー量 (F/A)	1.3	1.7	1.3	1.7	1.3	1.7	1.3	1.7
'79	1,062	クラック本数		0	0	0	0	0	0	0	0
'80	1,107			0	0	0	0	0	0	0	0
'81	722	( )値は曲線部の本数		0	0	0	0	0	0	0	0
'82	861	1983年6月現在		0	1(1)	1(1)	1	0	0	0	0

1) クラック本数は累計で、翌年の春までに発生したものである。
2) 発生したクラックは、いずれも中心標の部分からのものである。
3) 冬期間は路面上の圧雪深さが15cm位ある。
4) 細粒度ギャップアスコンの区間は、当初からフイニッシャーによる引張り割れが目立った。

低ひずみ領域に位置するといわれている。[4,5] また、この針入度の小さい区間に曲線部が重なったことと、中心標の埋設による傷なども関係していると思われる。

混合物の種類とフィラー量については、全体にクラック発生数が少ないのでまだ解析することができない。

表－４　新設道路における試験舗装の概要と経過
（1981年施工一般国道273号　上士幌町糠平三の沢）

年度	凍結指数 (℃ 日)	ブロックNo.		1	2	3
		(曲線部) 延長 (m)		(164) 340	(130) 130	(12) 130
		材料混合物の性状	路盤材料	切込砂利 40 mm 級		
			表層混合物	細粒度ギャップアスコン		
			骨材吸水量 (%)	1.12		
			アスファルトの種類	St.80～100	改質 M 150	改質 M 200
			〃 軟化点 (℃)	46.0	39.8	37.1
			〃 P・I	-0.8	-0.9	-0.6
			〃 量 (%)	7.3	7.0	
			フィラー量 (F/A)	1.71		
			混合物全厚 (cm)	13.5	12.9	13.3
			表層締固度 (%)	100.6	99.7	100.0
		要因	アスファルト針入度	91	168	236
'81	940	クラック本数		0	0	0
'82	970	1983年9月現在		0	0	0

1) ブロックNo.1は、起・終点工区の合計である。
2) 切・盛土工界に発生しているクラックは除いてある。
3) 区画線表面の細かいクラックが多い。

糠平箇所の経過は、表－４に示すとおりである。この箇所も冬期間の降雪量が多いところであるが、２冬経過しても温度応力によると思われるクラックは発生していない。なお、区画線表面の細かいクラックが多発している。

これらの新設道路における試験舗装から現段階でいえることは、路盤材料に切込砕石を用いることが、温度応力クラックを防止するための有効な手段であることがわかった。また、高針入度アスファルトの使用も有効なようであり、アスファルト量とフィラー量も少ない混合物の方が、クラックが発生しにくい傾向になっている。

4. クラック補修の試験施工[3)]

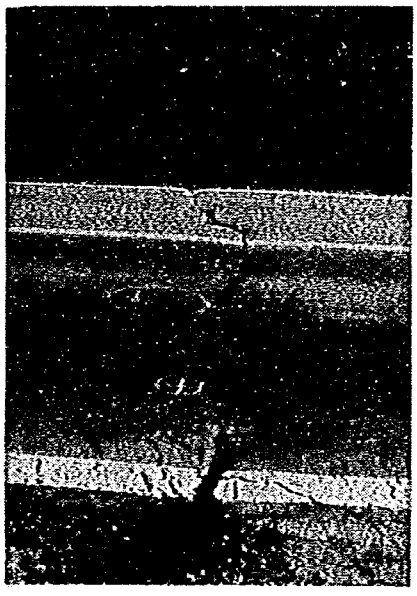
これらのクラックをそのまま放置すると、雨水や雪解け水などの浸入によって路床、路盤の支持力低下を招き、付近からの破壊を助長して全面的な破壊に至るので、早期に補修する必要がある。

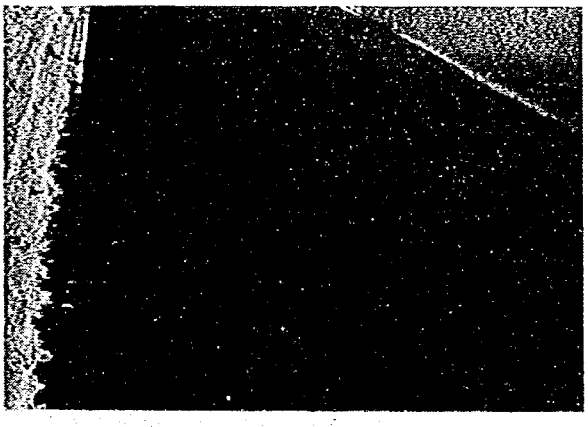
この補修については、クラックの分布状態や破壊の進行度合によって、その補修の程度や方法が変わってくる。これまでに行ったオーバーレイによる補修と、クラックだけの充填による補修の試験施工についての結果は、次のとおりである。

4－1. オーバーレイ補修によるリフレクションクラックの防止

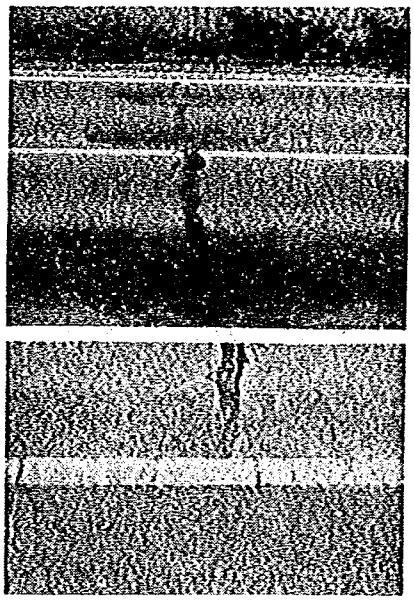
写真－７のようにクラック前後の舗装が落ち込んだり、クラック間隔が10m以下に増加して亀甲状にまで破壊が進んでいる舗装では、全面的な補修が必要となる。

現場での維持例をみると、写真－８～９のようなパッチングや４cm程度の薄層補修では、気象条件などにもよるがその年の冬期間にはクラックが発生してしまうことも少なくない。従って、リフレクションクラックを防止するために、オーバーレイの厚さを変えたり、鉄網などを埋設して舗装の動きを拘束するなどの工夫をした、オーバーレイによる舗装補修を試みた。





写真－７　支持力低下によるクラック付近の亀甲状破壊



写真－8　アスファルトによるシールと車輌
通過部のパッチングによる補修
（一般国道40号　美深町）



写真－9　薄層オーバーレイ補修箇所に施工後
1年で発生したリフレクションクラック
（1981年施工　一般国道40号　美深町）

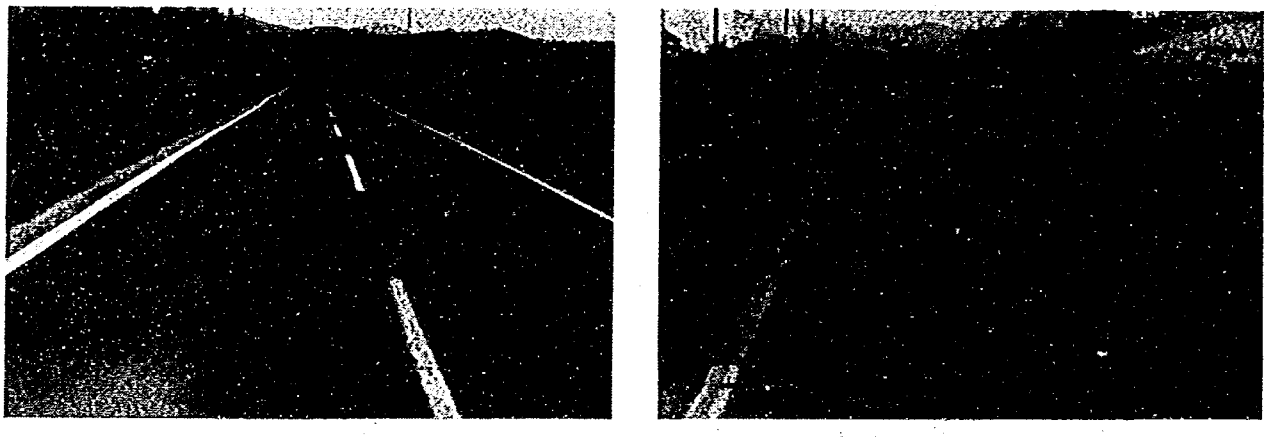
4－1－1.　試験舗装箇所

クラック間隔が10m以下に増加して、近々オーバーレイによる維持補修の計画があった次の2箇所で実施した。両国道とも北海道の主要な幹線道路で交通量も多いことから、摩耗によるわだちを何度か補修してきている道路でもある。

①　一般国道38号　　南富良野町狩勝（1978年施工）

②　〃　39号　　愛別町豊里（1979年施工）

両箇所の施工前における既設舗装のクラック分布は、大小クラックが入り混った写真－10のような状態であり、寒さも北海道では厳しい地域である。



写真－10　オーバーレイ補修前の既設舗装のクラック分布
（左；一般国道38号 南富良野町狩勝、　右；一般国道39号 愛別町豊里）

4－1－2. オーバーレイ補修の概要

両箇所のオーバーレイに用いた混合物の使用材料、オーバーレイ厚さなどの要因、埋設した網類の規格などは表－5のとおりである。また、オーバーレイの断面や網類の埋設位置は、図－11のとおりである。この埋設位置などは、現地調査結果からクラックの発生しやすい位置と、経済性を考慮して決めたものである。写真－11は、愛別町における鉄網入りオーバーレイの施工状況である。

表－5 オーバーレイ補修工の概要と経過

年度	箇所名		1978年施工 一般国道38号 南富良野町狩勝				1979年施工 一般国道39号 愛別町豊里			
	ブロックNo.		1	2	3	4	1	2	3	4
	延長(m)		50	50	50	50	60	60	60	60
	材料・混合物の性状など	表層混合物	細粒度ギャップアスコン				細粒度ギャップアスコン			
		アスファルト量(%)	7.0				7.3			
		F／A	1.71				1.7			
		アスファルト針入度	89				85			
		〃 軟化点(℃)	46.5				44.5			
		〃 P・I	−0.7				−1.4			
		骨材吸水量(%)	2.13(富良野)				1.99(鹿留)			
		金網または鉄網 規格	メッシュ：クリンプ金網(亜鉛引)，網目50㎜，径2.5㎜				溶接鉄網，網目25×50cm，径6㎜			
		埋設深(cm)			9(基層下)	4(表層下)		9(基層下)		
		幅(cm)			91			25	100	
		位置			車線中央			車線端部		
		その他	直線で少々縦断勾配がある				直線で平坦部，1981年に拡幅・片歩道増設			
	要因	オーバーレイ厚(cm)	8	13		8	13			8
		網などの有・無	−		○		−	○		−
'78	クラック本数		0	0	0	0	−	−	−	−
'79			1	0	0	0	0	0	0	0
'80	( )値は既設クラックの伸び本数		1 (1)	0	0	2	0	0	0	0
'81			1	1	3	4 (2)	0	0	0	6
'82	1983年9月現在		−	−	−	−	0	0	0	6

1) クラック本数は累計で、翌年の春までに発生したもの。なお、伸び本数はその年のものである。
2) 発生したクラックは、いずれもリフレクションであった。

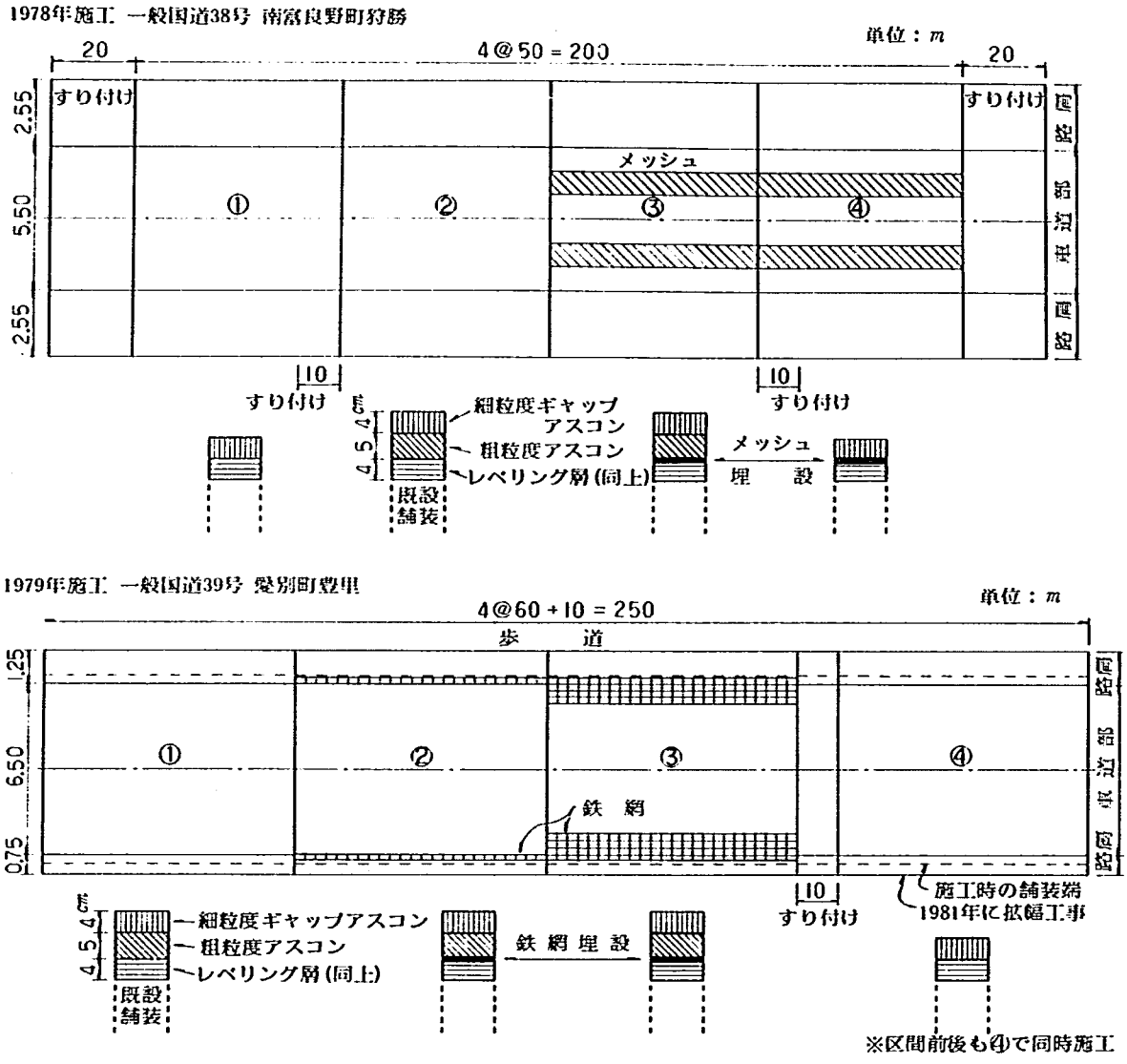
4－1－3. リフレクションクラック防止への効果

南富良野町狩勝箇所で最も早くクラックが発生したのは、オーバーレイ厚さが薄くて金網のないもので2年、次が同じ薄い方の金網あるもので3年、最も長持ちしたもので厚いものの金網の有・無ともに4年であった。

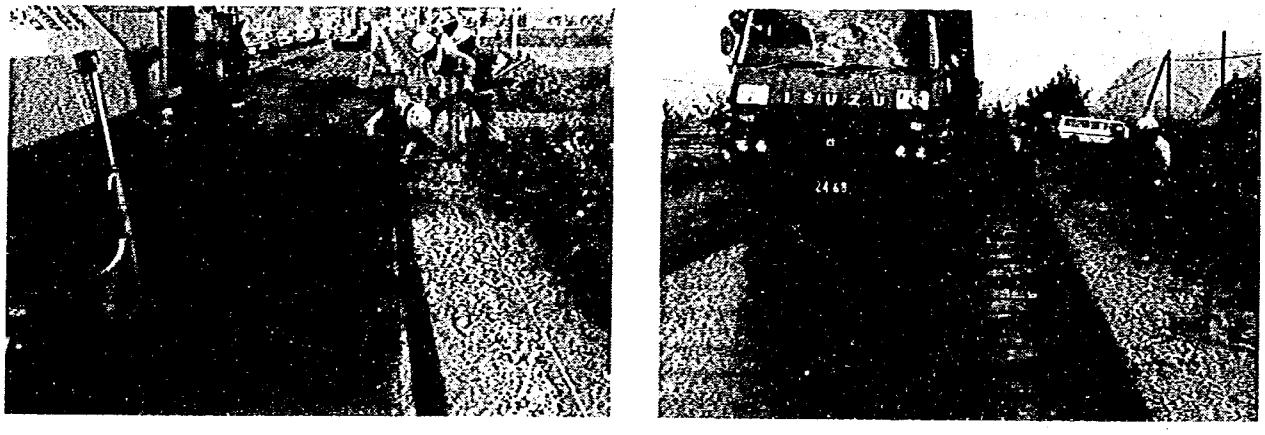
オーバーレイ厚さ8㎝のものどおしを比較すると、金網の効果があるようである。しかし、13㎝のものでは差異はなく、既設舗装のクラック分布によるのかもしれないが、逆に金網の埋設した方にクラックが多かった。特にNo.4ブロックは、金網埋設深さを4㎝としたが、施工時に金網がずれて更に浅くなったり、網目の動きによって施工後翌月には一部に亀甲状のクラックができ、混合物のはく離があって金網が一部露出した。このような金網では網目のずれなど、埋設による欠点が表われたものと思われる。

この舗装での結果は、その厚さが大きいオーバーレイが有効であった。

次に愛別町豊里箇所では、鉄網のない一般タイプのオーバーレイ厚さが8㎝のものに3年目でクラックが発生してきたが、13㎝のものには鉄網の有・無にかかわらず発生していない。



図－11　オーバーレイ補修工の試験舗装



写真－11　鉄網入りオーバーレイ補修の鉄網と施工状況
（左；鉄網幅25cm，　右；鉄網幅100cm）

この舗装でも今のところはその厚さが効いているようであるが、溶接によって網目がずれない鉄網に期待するところである。

これらのリフレクションクラックの発生は、各地域の気象条件や既設舗装のクラック分布などによって影響を受けるため、その箇所ごとに異なってくると思われる。

従って、これを抑制する方法の検討は非常に難かしく、一概にはいえないが、この2つの試験舗装のこれまでの結果からまとめると、次のことがいえそうである。

①厚さが8㎝程度のオーバーレイ舗装では、2～3年程でクラックが発生してくる。

②クリンプ金網では、網目のずれや施工上の問題で効果は小さいと思われる。

③オーバーレイ厚の大きいものが有効である。

4－2．クラックの補修

大きな間隔で発生しているクラックについても、その後の破壊の進行をくい止めるために、何らかの補修が必要である。しかし、今までの調査から明らかなように、このクラックは伸縮の変動を繰り返しながら、その幅が年々拡大する特徴をもっているのと、冬期間のスパイクタイヤによる路面の摩耗や除雪機械によるはく離などもあって、補修は困難である。

現状は、初期のクラックではアスファルトによるシールや焼ゴテによるすり潰しなどの表面処理、クラック幅の開いたものではアスファルトの充填や人力開削後混合物の充填などが行われているが、ほとんど1年で破損している。

このようなことから、材料や工法などを変えたクラックだけの補修をいくつか検討してみた。

4－2－1．使用材料と施工方法

補修箇所は表－6の4箇所で、それぞれその場所ごとにクラックの状態が同じようなものを選んだ。使用材料は、クラックの動きや車輌の衝撃などに対応できるように感温性の小さいものとし、施工の容易さから常温タイプのものも含めて、表－6のような市販の材料を用いた。

施工方法は、クラック幅などに応じて、クラック表面にテープ状のものを貼り付ける方法や、クラック中に充填する方法およびこれらの併用法などを検討した。

4－2－2．補修結果

補修後の経過は、表－6に示すとおりである。

1980年に補修を実施したNo.1～3は、割れたままのクラックの清掃だけを行って補修した。

写真－12のようなテープ状の貼り付け類は、路面より高くなって写真－15のように冬期の除雪機械で削られたり、薄いものではクラックの動きによって割れた。



写真－12　テープ状に加工したシール材の貼り付け補修例

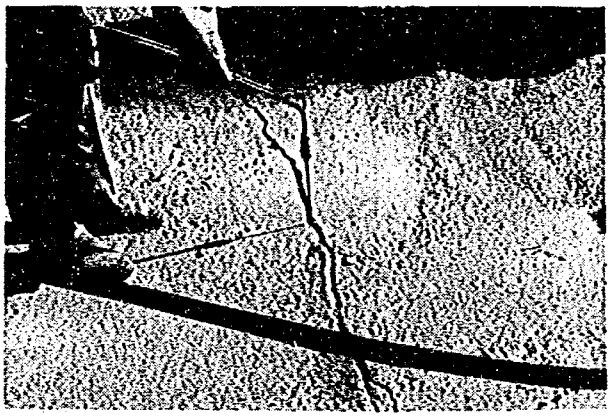
ロープ状の溶圧着や写真−13のような圧さく空気の清掃だけで、注入による充填を行った方法はクラック幅も狭いうえクラックの中に泥なども詰まっているため、写真−16のように材料の浸入が浅くはがれやすい。また、併用したシート類も写真−17のように水の影響に弱く、はがれやすい。

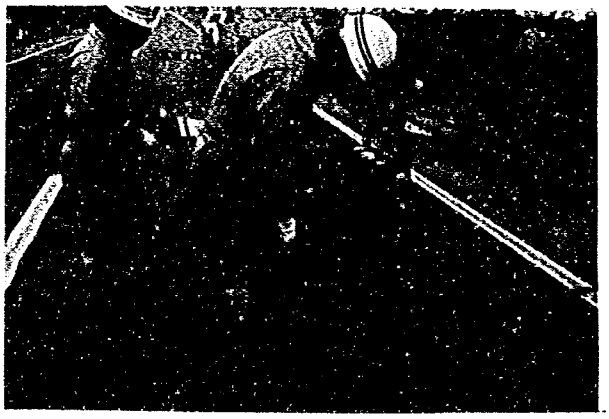
このような結果をふまえて、1982年に実施したNo.4の箇所では、写真−14のようなコンクリートカッターを応用した溝切削機によってクラック部分をV型の溝に切削し、側面にはプライマーを施して充填する補修を行った。クラック幅を拡げたので通過車輪による衝撃が大きいのか、プライマーが不完全なのか、写真−18のように側面の付着が悪くてすき間ができる。また、冬期間のスパイクタイヤによる通過部の破損も大きい。一部にシートも併用したが、はがれやすかった。

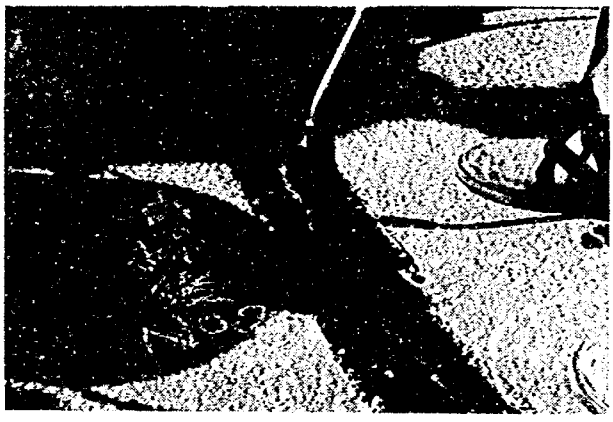
充填材料は残存して軟らかさを保っており、充填材料は良いが、溝の形状やプライマーに工夫を要するようである。

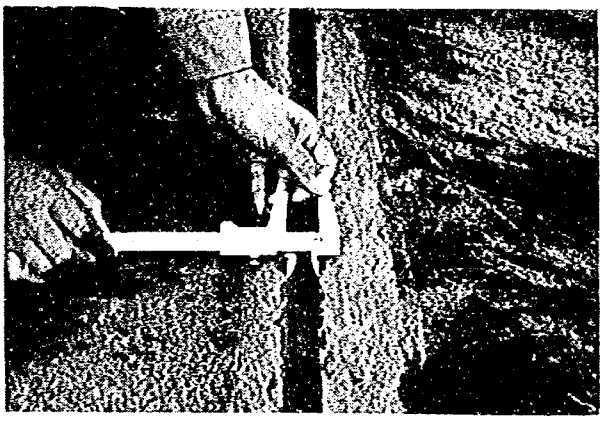
表−6　クラックの補修工法と経過

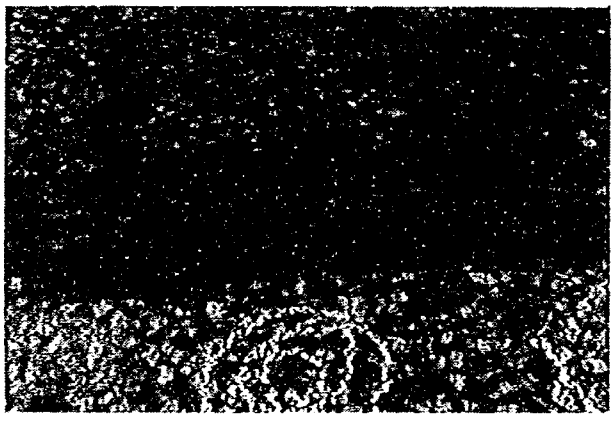
No.	1	2，3	4
補修 年度	1980年	1980年	1982年
箇所名	一般国道275号 幌加内町上幌加内	一般国道274号 長沼町南長沼 〃　275号 幌加内町雨煙別	一般国道274号 長沼町南長沼
種　類	2	6 ／ 3	4
材　質	・アスファルト系ポリウレタン ・水硬性ポリウレタン ともに主剤と硬化剤を混合し、常温で流動状である。	・ゴム＋アスファルトマスターバッチの基材に粘着剤を添加し、常温での粘着性を有したシール材。 性状　針入度　109 軟化点　120℃ P・I＋10.6	N・　No.2、3のシール材に増量材（フィラーなど）を混合したもの。 T・RCボンド（アスファルト系） ・CAM注入材（セメント・アスファルトモルタル）
工　法	※ 補修時のクラック状況 ・割れたままでの補修	・割れたままでの補修	・上幅26、深さ30㎜のV型に切削して補修（溝切削機）
	・常温注入 T 社製	・シール材をテープ，ロープ，マット状にして、溶圧着あるいは貼付ける ・加熱注入や上記との組合せ　N社製	N・加熱注入 T・　〃　および常温注入とシートの組合せ　N・T 社製
経　過	・いずれも補修初年の冬までは良好であったが、貼付け類は路面より高くなって冬期の除雪車に削られ、また、シートは水の影響もあってはがれやすい。 ・割れたままでの注入や溶圧着は、クラック幅が狭いため材料の浸入が浅く、側面付着も悪いためはがれやすい。 ※ よって、いずれも不良であり、施工法を改良すべきである。		・充てん材料は良好であるが、側面の付着がよくない。 ・シートは水の影響もあってはがれやすい。 ・冬期に車輪通過部の舗装端やその回りが痛みやすい。



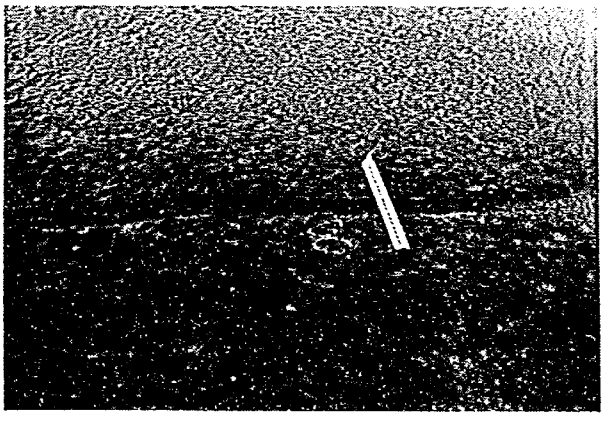




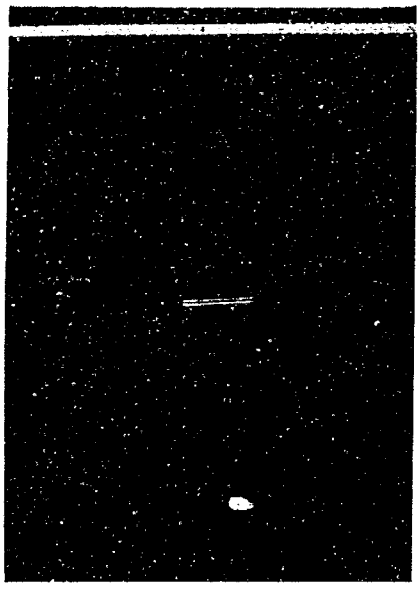


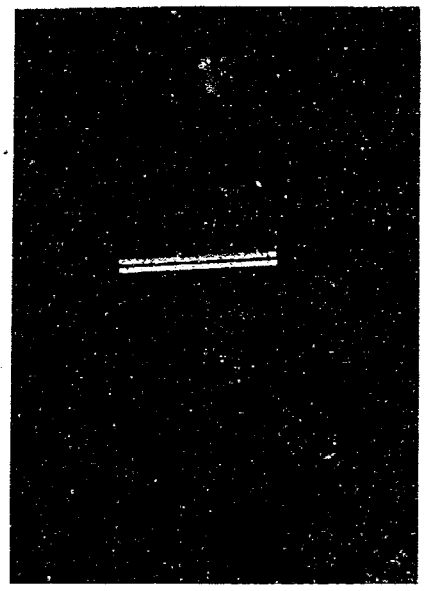


写真－13　圧さく空気の清掃とシール材の充填補修例

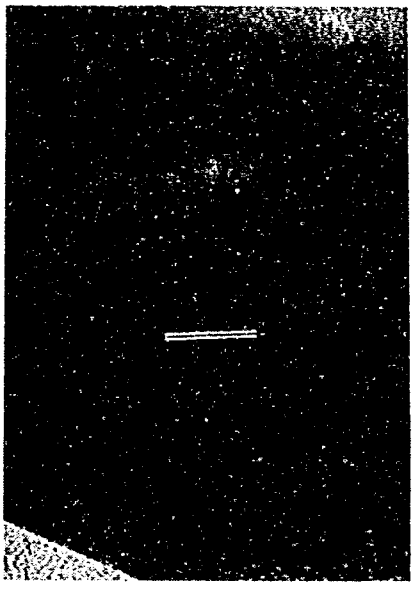


写真－14　クラックをV型に切削した充填補修例

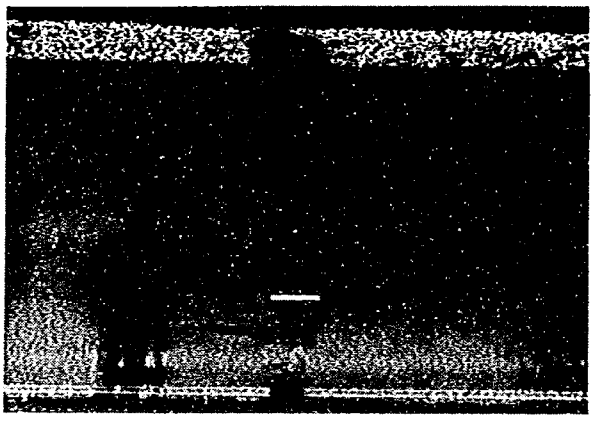




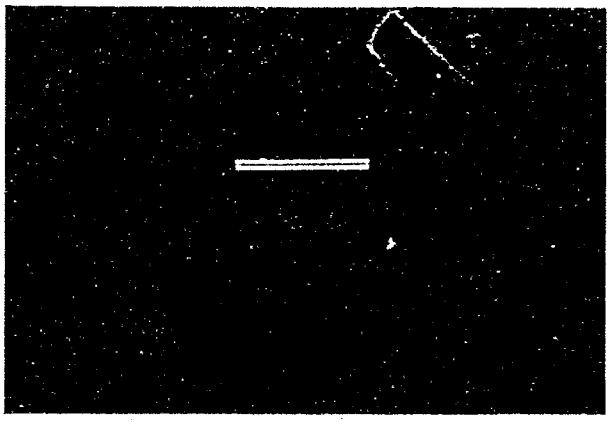
写真－15　除雪機械に削られたり、伸縮の大きいクラックで切れたテープ状のシール材



写真－16　充填材の浸入が浅く、付着が悪いためにはがれた充填材



写真－17　充填材の上に貼ったシートは、漬水によってはく離した





写真－18　Vカットの充填補修の付着不良と、冬期間のスパイクタイヤによる車輌通過部の破壊

5. ま と め

温度応力クラックの発生防止のための試験舗装、現場におけるクラック幅の自記々録観測、および補修方法などの結果をまとめると、おおよそ次のとおりである。

①ひずみゲージ式継目計の埋設によって、現地アスファルト舗装のクラックの時間的に連続した幅の動きが把握できた。

②クラック幅の変化は、舗装の経年数、クラックの分布、寒さなどの影響で異なる。施工後6年以降の古い舗装では、1年で約4～10㎜も変動し、厳寒期には1日で最大約2㎜も動き、最も拡がる時のクラック幅は20㎜くらになるものもある。このクラック幅の動きから推定した現地アスファルト舗装の線膨張係数は、約1.5～2×10^{-5}/℃くらいである。

③また、厳寒期においてはクラック幅の急激な拡大のあることがわかった。

④舗装体温度が20℃以上の高温域では、混合物の応力緩和性状によってクラック幅の動きが小さくなり、元の位置には戻らない。この繰り返しによって、クラック幅は年々拡大していくことが明らかになった。その量は古い舗装で約1～2㎜もあり、新しいもので約0.2～0.5㎜である。

⑤クラックの発生防止に関しては、路盤材料に切込砕石を用いが拘束度合を大きくすることや、高針入度の軟らかいアスファルトの使用が有効である。

⑥オーバーレイによるリフレクションクラックの防止は、現時点でオーバーレイ厚の大きなものが有効である。8㎝程度の厚さのものでは、2～3年でクラックが入る。

⑦クラックだけの補修は、その幅が年々拡大することから困難な工法である。充填方法による時は、材料の浸入を確実にするため、クラックをある程度切削するのが好ましいが、溝の形状や清掃、接着に工夫を要する。

あ と が き

この温度応力クラックは、温度変化に伴ってアスファルト混合物層に生じる温度応力が主原因であるが、これに関係すると思われる要素が多く、かつ複雑に絡みあって、その防止は容易なものではない。

このクラックの発生防止や補修については、寒さの程度が地域や年によって変わるために結果が一様でなく、特別な材料を選定した場合には経済性などの問題もある。しかし、効果があると思われる要因を少しでも取り入れるとともに、確実な施工を行うなどによって、ある程度クラックの発生や増加を抑えることができるものと思われる。

今回の試験舗装については更に調査検討するが、クラックだけの補修では路上での加熱再転圧工法による補修も検討したい。

最後に、クラック幅の測定や計器の用紙取換などに関して、札幌、帯広両開発建設部の関係者および当研究室員の多大な御協力を載いた。記して謝意を表する。

〈参　考　文　献〉

1). 熊谷、久保、小栗：アスファルト舗装の横断方向ひびわれについて、第33回建設省技術研究会講演概要集、1979年10月

2). 久保、熊谷、小栗：アスファルト舗装の温度応力クラック、土木学会第36回年次講演概要集、1981年10月

3). 小栗、久保、熊谷、猪口：アスファルト舗装道路の横断ひびわれ防止・補修に関する一考察、第26回北海道開発局技研資料、1983年2月

4~5). 森吉、菅原：アスファルト混合物の熱応力に関する研究、第13・14回日本道路会議論文集、1979・1980年10月

6). 菅原、久保、森吉：温度応力によるアスファルト舗装のクラック破壊、土木学会誌、1979年4月

アスファルト舗装の縦表面クラックの発生原因に対する推論

前金沢大学土木工学科　松　野　三　朗
金沢大学土木工学科　西　沢　辰　男

概　　要

アスファルト舗装のクラックはアスファルト混合物層の底面より、荷重の繰返し応力による疲労によって発生する。しかしわが国のアスファルト舗装においては、表層表面より車輪走行位置付近に縦方向に発生するクラックが多い。この現象はアスファルト舗装のクラックに対する一般通念とは全く異なるものである。したがってわが国のアスファルト舗装の構造設計および配合設計上の一つの問題点として指適されている。この現象は寒冷地舗装に特有なものとは考えられないが、現在の構造設計理論に対する一つの問題点を提起するものと考えている。

この報告は、この種のクラックの発生状況を説明し、多層弾性理論および有限要素法による計算結果から、発生原因の推定を行ったものである。計算結果によれば、夏季高温時に表層表面に大きな引張り歪が発生し、これがクラックの発生原因ではないかと推定される。特に表層のアスファルトが老化した時に発生の危険率が大きい。

アスファルト舗装の縦表面クラックの発生原因に対する推論

前金沢大学工学部　松野　三朗
金沢大学工学部　西沢　辰男

1．まえがき

ここにいう縦表面クラックとはアスファルト舗装の車輪走行位置付近に、道路縦断方向に表層表面より発生するクラックのことである。現在の理論的構造設計法においては、路床路盤の変形による沈下量が大きくない場合、輪荷重によるクラックはアスファルト混合物層底面より繰返し疲労により発生するとしている。したがって縦表面クラック（以下LSCという）がわが国各地のアスファルト舗装に見られることには大変奇異な感をいだかざるを得ない。この点についてはすでに日本道路会議においても検討を要する課題として取上げられている。

わが国の重交通道路においてはアスファルト混合物の塑性変形によるわだち掘れが大きな問題点となっているが、LSCはこのようなわだち掘れの小さい道路に発生することが多く、わだち掘れと裏腹な関係にある。まだ全国的に組織的な調査は行われていないので、ここに示すのは断片的なデータと著者の推論である。しかしこの現象が存在することはまぎれもない事実であり、またこれがアスファルト舗装の構造に起因するものとすれば、現在の理論的構造設計方法は見直されなければならないという点において、大変に重要な意味を持つものと考えている。

2．現象の説明

写真－1,2は国道と市道におけるLSCで、車輪走行位置付近に縦方向にクラックが発生している。写真－3は写真－1の部分より採取したコアで、混合物層厚10cmのうち表層部分にのみクラックが生じている。LSCの形状や発生位置にはいくつかのパターンがある。形状としては比較的直線的なものと写真－2にみられるようにややじぐざぐしたものがある。発生位置には①車輪の走行頻度の多い部分の中央に発生するもの、②この中央よりタイヤの幅ぐらい外側に入るものがあり、またこれらがOWPとIWPに生ずるものにも分類できる。道路の一つの工事区間に一様に発生するものや部分的に発生する場合もある。一般に走行車線に発生し始めるが、時には追越車線にのみ発生することがある。このようなパターンの違いについては現状では説明することができない。

写真－4は橋面舗装のLSCであり、コンクリート床版のように充分な支持力のあるアスファルト舗装にも発生する。

3．発生の条件

表－1は写真－1,3に示した道路の表層混合物の分析結果である。クラック部分のアスファルトは極端に老化しており、また混合物の分離の傾向もある。高速道路におけるLSC部分の混合物の分析結果も同

様にアスファルトの老化傾向を示しており、針入度25~35、軟化点54~60℃がクラックの発生限界として指適されている。[1][2] このような硬いアスファルトを持つ混合物では塑性変形によるわだち掘れは当然小さい。このようなことから、LSCの発生はアスファルトの老化、硬化と強い関連があるように思われる。LSCが交通開放後2,3年で発生し始める例の多いことから見ても、交通量が主要な条件とは考えにくい。

常識的にクラックの発生条件には支持力不足すなわちたわみ量の大きいことがあげられる。しかし今日まで測定された例ではLSC部分のたわみ量は特に大きいことは無い。[2] 橋面のコンクリート床版上の舗装にもLSCが生ずることから、たわみ量はLSC発生の条件には入らないようである。

以上のことから、LSCの発生には表層のアスファルトの老化、硬化が強く関係しているものと判断される。

4．表層表面歪の計算

LSCが表層混合物の疲労現象によるものとすれば、表層表面の横断方向にかなり大きな引張り歪が発生しなければならない。多層弾性プログラムBISARを用いて、次のような条件で表層表面歪の計算を行った。

1) 舗装断面を図－1に、計算条件を表－2に示す。使用アスファルトⒶは極端に老化したアスファルト、Ⓑは通常程度に老化したアスファルトである。

2) アスファルト混合物のスチフネスは図－2より求めた。文献(3)に比べてやや大きい値である。各舗装温度におけるアスファルトのスチフネスはシェルノモグラフより求めた。

3) 舗装温度としては九州地方における実測値を用いた。[4] 図－3は1月、4月、7月、10月の晴天における深さ方向の温度分布で、表層では上部2cmの平均温度と下部3cmの平均温度を用いた。基層は深さ7.5cm、アスファルト安定処理では深さ17.5cmの位置の温度を用いた。

4) 標準輪荷重5t、タイヤ荷重2.5t、荷重半径11.3cm、接地圧6.2kg/cm² とし、1つのタイヤについて計算した。

計算結果は以下の通りである。

1) 図－4は断面Aのケース1,2について、7月晴天16時（表面温度51℃）における横断方向の表面歪である。タイヤ縁部外側に大きな引張り歪が発生する。この歪はスチフネスの小さいケース1の場合が大きい。

2) 図－5はA断面における表層5cmの平均スチフネスとタイヤ縁部外側の最大引張り歪の関係である。最大引張り歪は表層のスチフネスとの相関が大きい。

3) 図－6は各断面における引張り歪を比較したものである。コンクリートを基礎にもつ断面B,Dの方が、断面A,Cよりも大きな歪を示す。アスファルト混合物層厚の差は表面歪には大きく影響しない。

4) 図－7はタイヤ縁部とタイヤ中央における横断方向歪の深さ方向の分布を示す。タイヤ縁部では、表面よりわずかの深さ（図では5mm）から急激に引張りとなっている。これは高温時にタイヤ縁部にパンチシヤ状の応力が生じているものと予測される。

以上のような計算結果については、すでに西が反復有限要素法による計算から、高温時に表層表面

に引張り歪の生ずることを指適している[5]。またシェルグループの報告にも図－５と同様な計算値と実測値が示されている[6]。図－８は有限要素法を用いた計算結果で[7]、軸対象有限要素法では当然のことながら、多層弾性理論による結果とほぼ等しい傾向を示している。以上のことから高温時にアスファルト舗装表面に大きな引張り歪が発生すると結論される。

５．LSC発生機構の推論

写真－５は手前のアスファルト舗装にクラックが発生しているが、橋面の下には全くクラックの発生していない例である。橋面の下は日陰になるため、夏季においても舗装表面温度が気温より高くなることはないと推定されるので、計算上表層表面に大きな引張り歪は発生しない。このようなことから、LSCは夏季高温時に発生するものと推定される。図－５においてアスファルトの軟いケース１の場合の方がアスファルトの老化したケース２より引張り歪は大きい。しかし経験的にLSCはケース２の場合に発生して、ケース１の場合には発生しにくい。これはケース２のようにアスファルトが老化した状態では、ケース１の場合より応力緩和性状やヒーリング性状に劣るため、引張り歪の繰返しによる疲労が蓄積してLSCが発生しやすいものと推定される。

LSCの研究はまだその緒についたところであり、今後現道における現象をより明らかにするとともに、アスファルト混合物の性状との関連や永久変形との関連についても明確にする必要がある。

６．あとがき

BISARプログラムによる計算については建設省土木研究所のお世話になった。また計算にあたっては神戸大学西勝氏、日本大学三浦裕二氏、日本道路株式会社山下弘美氏のご助言を得た。更に日本道路公団の貴重なデータを引用させていただいた。以上を付記して感謝の意を表する。

参考文献

(1)川口ほか；高速道路の舗装性状の実態、舗装、PP.8~17、（昭58.7）

(2)谷ほか；アスファルト舗装のひび割れ修繕工法の検討、舗装、PP.3~10（昭58.10）

(3)A.Hofstra.et"The Modulus of Asphalt Layers at High Temperatures ; Comparison of Laboratory Measurements under Simulated Traffic Condition with Theory" proc.3rd ICSDAP. P.430~443。

(4) 建設省九州地方建設局久留米技術事務所；アスファルト舗装体温度成果測定調査報告書（昭45.3）

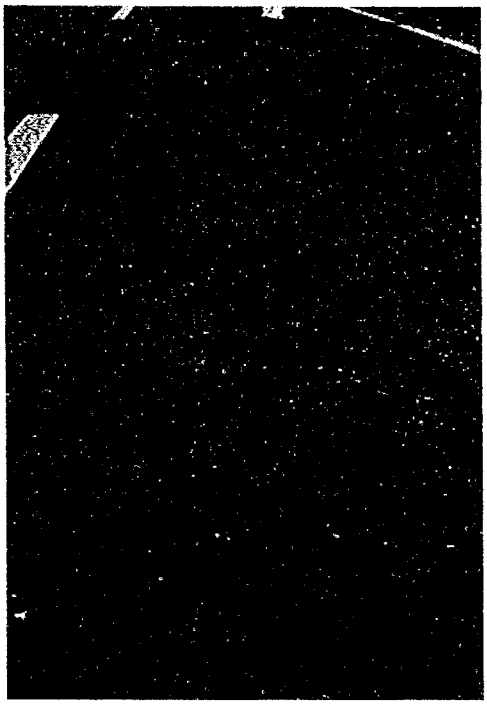
(5) 西；Structural Analysis and Design of Flexible Pavements, Dr. Thesis（1981.11）

(6)W.G. Bleyenberg et. "Fully Monitored Motorway Trials in the Netherlands Corroborate Linear Elastic Design Theory" proc. 4th ICSDAP. P.75~98

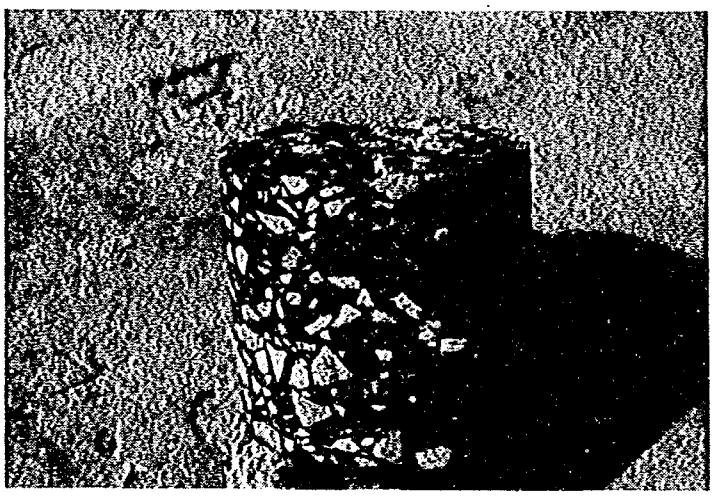
(7)松野ほか；有限要素法によるアスファルト舗装表面歪の解析、土木学会中部支部講演会（昭593）



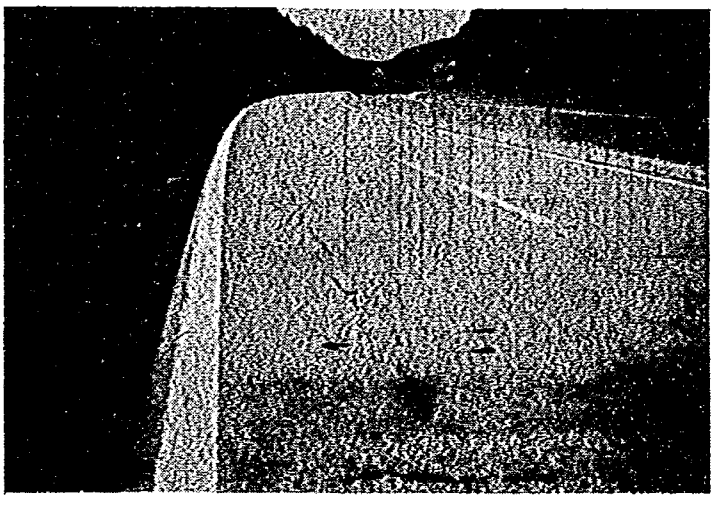
写真－１　LSCの例（国道）



写真－２　LSCの例（市道）



写真－３　写真－１の部分のコア（表層のみにクラックが入っている）



写真－４　橋面舗装のLSC

表－1　混合物の分析結果（写真－1の部分，2個の平均）

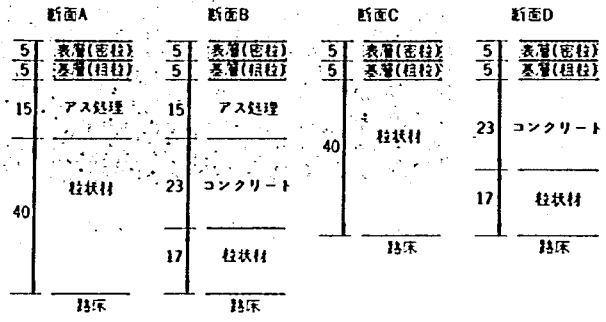
項目		ひび割れ部	正常部
回収アスファルト	針入度(1/100cm)	24	34
	軟化点（℃）	61.5	59.5
	60℃粘度(ポアズ)	24,000	13,000
アスファルト量(%)		5.7	6.4
粒度(%)	13 mm	97	99
	2.5 mm	41	49
	0.074 mm	11	12

表－2　計算条件

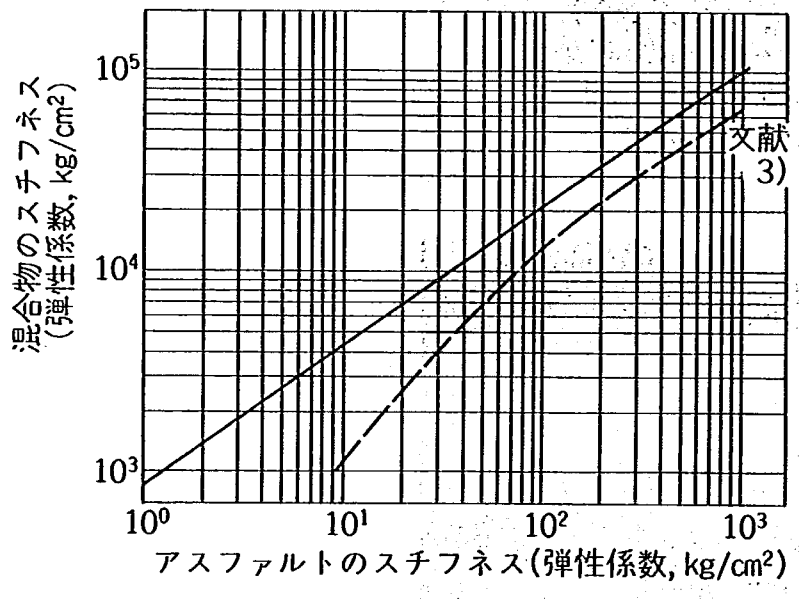
アスファルト混合物	E：温度による，$\mu=0.35$
粒状材	$E=2,000 kg/cm^2$，$\mu=0.35$
コンクリート	$E=3.5\times10^5 kg/cm^2$，$\mu=0.25$
路床	$E=400 kg/cm^2$，$\mu=0.35$

断面	層	ケース1	ケース2	ケース3
A	表層	Ⓑ	Ⓐ	Ⓐ
B	基層	Ⓑ	Ⓑ	Ⓐ
	アス処理	Ⓑ	Ⓑ	Ⓑ
C	表層	Ⓑ	Ⓐ	Ⓐ
D	基層	Ⓑ	Ⓑ	Ⓐ

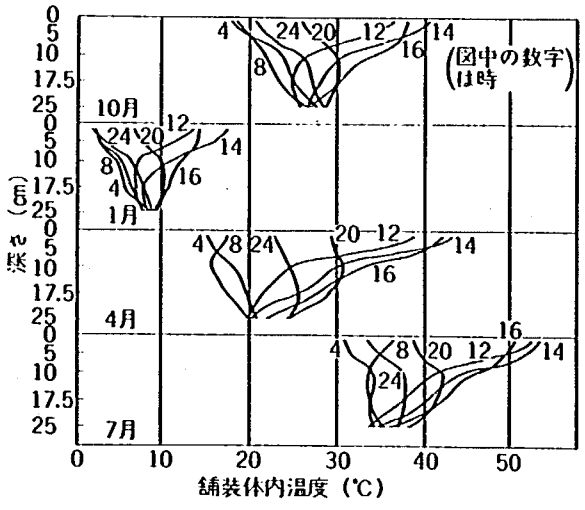
Ⓐ：使用アスファルト針入度25，軟化点65℃
Ⓑ：〃　針入度46，軟化点55℃



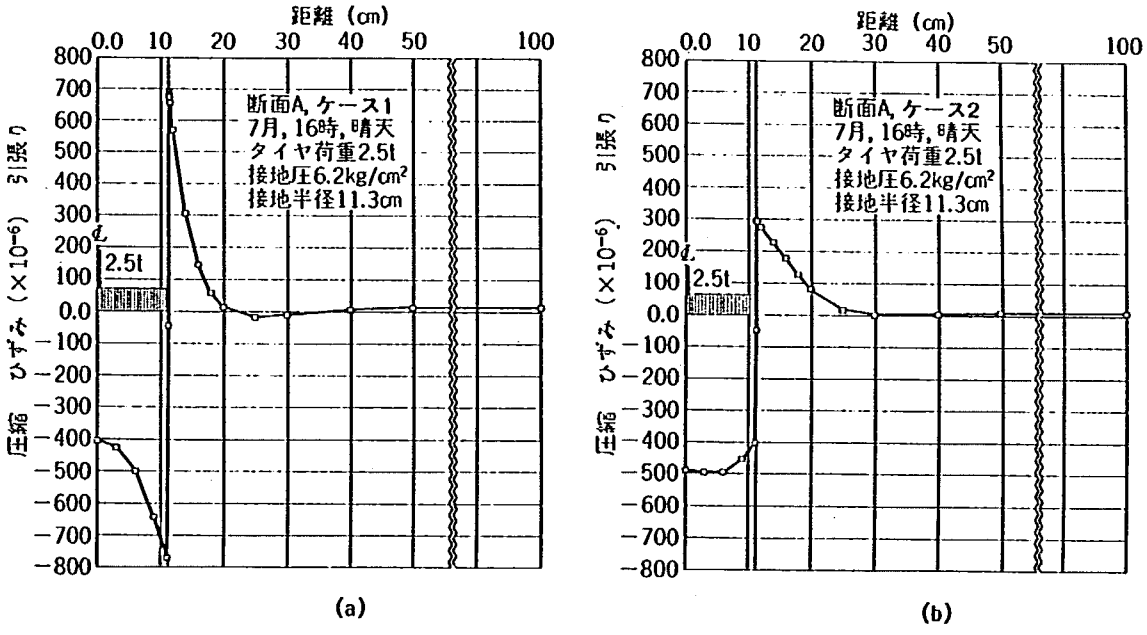
図－1　舗装断面（単位：cm）



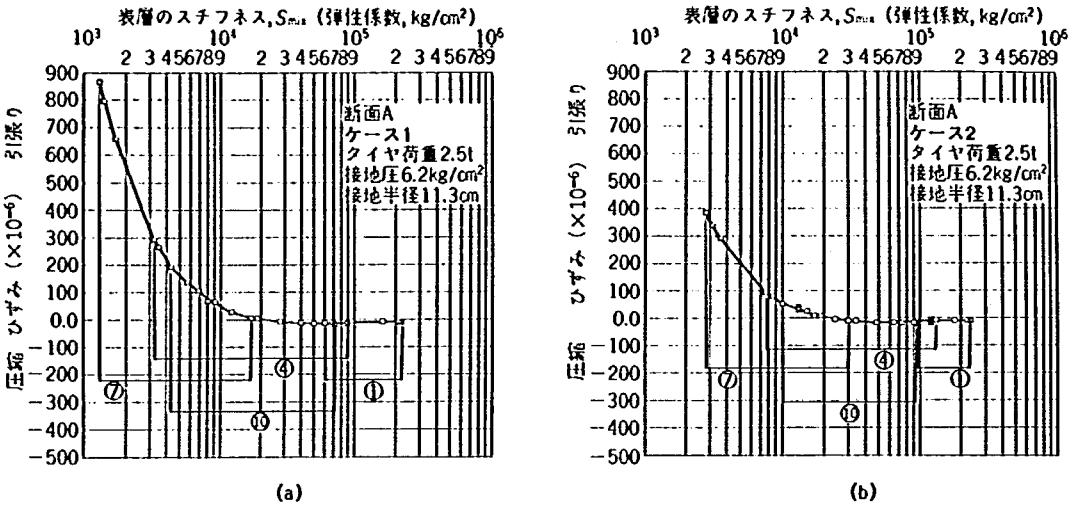
図－2 アスファルトのスチフネスと混合物（密粒アスコン）のスチフネスの関係



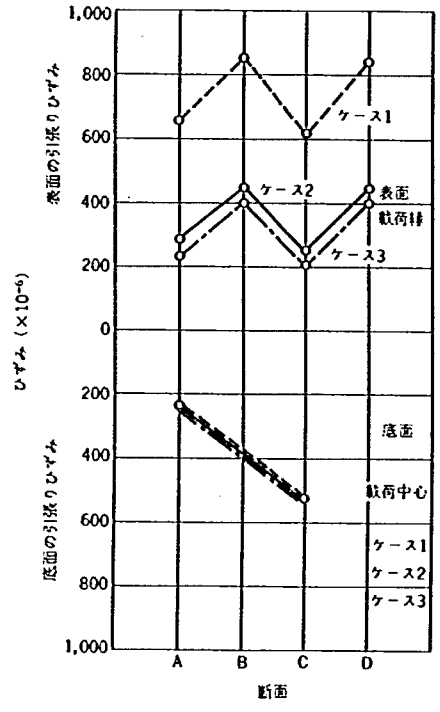
図－3　計算に用いた深さ方向の温度変化（晴天時）



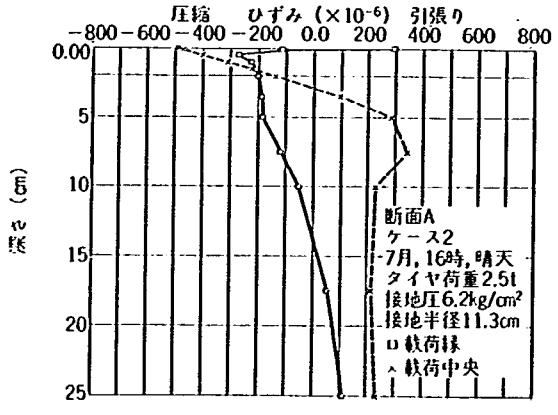
図－4　道路横断方向の表面ひずみ



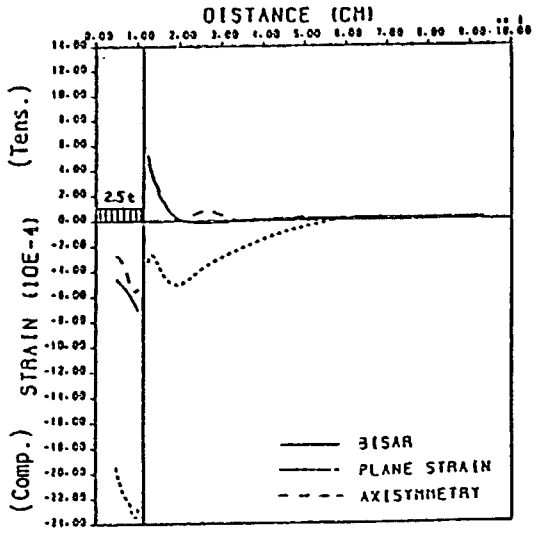
図－5　表層のスチフネスと載荷縁のひずみ（図中の数字は月）



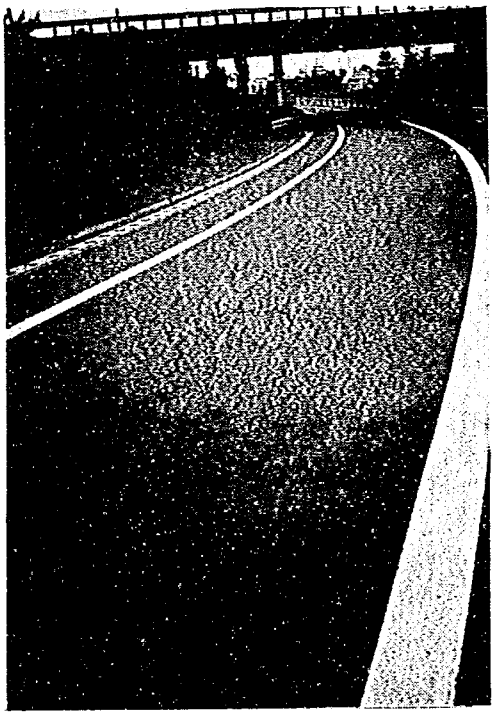
図－6　各断面の引張ひずみの比較（7月晴天，16時）



図－7　載荷中央，載荷縁における深さ方向横断ひずみ



図－8　横断方向表面ひずみ分布（7月,晴天,16時）



写真－5　手前にクラックがあり,オーバーブリッジの下には全くクラックのない例

薄いブロックのオーバーレイについて

北海道工業大学土木工学科　犬　塚　雅　生
札　幌　市　役　所　佐　藤　　巌

概　　要

この論文は薄版コンクリートブロックとアスファルト接着とをもちいた新しい舗装方法を提唱するものである。本方法に関する理論的な研究と実験についてのべる。

札幌市における道路は—１５℃から約７０℃迄，かなり厳しい気象条件を受ける。温度巾の大きい繰り返しが道路のクラックの原因である。そのうえ路面は冬期間の車両が履くスパイクタイヤのために損傷を受けるのである。

提唱するような方法でコンクリートを用いることによって，そのような一連の問題のかなりが解決する。本報告で提唱する一案は，表面コンクリートを薄い小ブロックのモザイク模様にするものである。なをブロックは接着材料で既存アスファルトの上に直接はりつける。本方式の成否は寸法と固定の仕方に掛かっており，そのことが，これまでのコンクリートを用いた道路施工技術と異なる点でもある。

本方式におけるブロックの最適寸法はつぎのような三要因による—— 熱的な被服効果，機械的強度，取扱や運搬のコスト。計算と実験によれば既存のアスファルトコンクリート舗装の上にかける薄層コンクリートオーバーレイに発生するランダムな亀裂はブロック化しその厚さと下地の条件によってブロックの寸法を定めることによって避けることができる——負荷を受ける前の「前破壊」がそのような壊れかたを防ぐことができる。

ブロックの最小厚は，舗装内の温度の大きい変動を避けるための被服効果からも定めることができる。アスファルト接着は水分が下地中に侵入することを防ぐためにも役立つ。これはリフレクションクラックにとっては意味のあることである。

ブロックも接着膜も薄いので平坦さと縦断プロフィールは既存の仕上げ面の質による

薄いブロックのオーバーレイについて

北海道工業大学　犬塚雅生
札幌市役所　佐藤厳

1．まえがき

日本の寒冷地において，幹線道路の大部分は既にアスファルト舗装が完了している。また北海道においては道路全長の７０％以上が舗装されている。今後も舗装道路の新設工事は年々減少していくであろう。一方，路面の維持と補修に関しては新しい問題が生じている。現行のアスファルト路面はスパイク磨耗に対し必ずしも耐久的ではない。またその車粉は水硬性が無く比重も小さいので何度も空中に舞い上がるから環境汚染の原因となっている。これまでは，冬期のスパイクタイヤによる路面の損傷が公共財産の損害と言う経済的な問題であった。いまではアスファルト粉末の飛散による環境汚染とそれによる健康への影響が，社会の大きい関心事になった。また，車両の大型化によってアスファルト舗装が高温下で大荷重を受けることも多くなり，交通量が多くなるにつれて，アスファルトの流動わだち掘れも深刻な問題となってきた。これに対して有効なアスファルトを用いようとすると，その配合では低温収縮によるアスファルトクラックの発生と云う問題が生じてくる。これらの一連の問題は，時間と重量の両面で道路に与える負荷量が飛躍的に増大したことによるものである。このような予測していなかった事態にたいし，おおくの組織で有効な方法を模索しているが，路盤から表層まで含めて，全道路を構造から造り直すことは財政的に負担が大きくなる。新しい問題にはそれに適した解決方法を見出すべきである。

本研究は従来のアスファルト舗装表層における上述のような多くの問題点を解決する可能性を持つものとしてアスファルト上に薄いプレキャストコンクリートのオーバーレイを行う構造及びその工法を検討したものである。現存のアスファルト道路を積極的に利用してこれに車両の荷重分散効果を発揮させ表層のみを薄い耐磨耗ブロックで覆う方法である。新設工事においても，車両重量を現地盤に伝える構造体としてはアスファルト道路はなを他の材料による道路よりも経済性や強度の点で優れた点が多い。また長期間使用したアスファルト道路は各位置の荷重支持力を実際の車両によって入念に検討した製品と考えるとそれ自体で大きい価値を持つ。それを生かしオーバーレイにおけるプレキャストコンクリートの力学的な挙動について，さまざまの因子に関する影響を解析した。

コンクリートオーバーレイは耐磨耗層として機能するばかりでなく下地の温度負荷の軽減にも大きく寄与する。このことはアスファルト特有の夏季の高温わだちぼれと冬期の収縮クラックの双方に防止効果を発揮しアスファルトの層厚や配合にも有利な影響を与える。本報告はブロックのコンクリート層厚と舗装アスファルトの温度分布との関係を実験的に求め、この点からのプレキャストオーバー

レイ厚の設計のための資料をも得ようとしたものである。

2．寒冷地の冬期交通に関する問題点

現在，世界の多くの都市が冬期の自動車交通確保に問題を抱えている。即ち，路面の凍結にたいし環境汚染と車両走行のコントロールとを如何に調節するかに関することであるが，この問題は車両数が増加し，市民生活のテンポが早くなるにつれて深刻さも増している。その理由は，凍結路面上でのスリップを防ぐ方法が，スパイクタイヤの使用によるか，または塩類を主とした融雪剤の散布かと言う二つの方法しか無いと考えられているからである。

日本はこれまで前者をとり，欧米では後者をとる国が多かった。何れの方法を取るにせよ，それぞれの利点と欠点がある。日本のようにスパイクタイヤを用いれば，路面の磨耗とこれによる車粉の発生は必然であり，そこから経済上および環境上の多くの問題が生じている。主たるものを上げると次のようなものである。

①。路面表層部が削り取られることによる問題

a．平面性を失い安全で快適な走行に支障を生ずる。（凹凸が著しくなる）

b．路面上に多くの穴が生じ水溜まりになってハイドロプレン現象の原因になる。

c．路面上の交通標識が削られ交通機能低下の原因になる。

d．削られた物質は所謂車粉となり街を汚染し公衆衛生上の問題を生ずる。

②。スパイクタイヤが削り取られることによる問題

a．スパイクは特殊合金であり様々な金属粉が人体や動植物に吸収される。

b．乾燥時はスリップし易い状態を作り交通事故の原因になる。

c．車両の走行抵抗を増し燃料の消費量が増加する。

d．走行時の振動と騒音が増加するので，運転者側の乗心地を悪くし街の騒音を増す。

③。その他の問題

a．度重なる修理はその間道路が閉鎖され社会生活に支障を生ずる。

b．多くのドライバーに責任がありながら個人が特定され無い仮面性犯罪の増加はその社会の規律維持の精神を弛緩させ市民の団結心をも損ない，公共物の愛護精神を著しく損なう。

d．路面の補修費用が掛かる。

一方，欧米の多くの国に見るようにスパイクタイヤの使用を禁じ，これに対し融雪剤としての塩類の散布による除雪を行ったとしても，次のような問題点が指摘されている。

①。車両の錆発生速度が極めて早く車両寿命も短くなり，各所有者の経済的損害は大きい。

②。道路周辺の鉄材も錆びやすく建物や橋梁の損害も大きく危険でもある。

③。塩類の蓄積による環境変化は街路樹や周辺農地の植生に塩害枯れを生ずる。

④。不時の降雪には機械による除雪が必要でありこれらを総合した費用は大きい。

⑤。系統別の下水システムや設備を必要としその社会負担も大きい。

以上のように，これまでの方法を利用する限り，地域や社会の特性をよく考慮しなければどちらの手段が適切であるかを判断することは難しい。従来スパイクタイヤを採用してきた日本独自の歴史の

背景には土地の狭さと云う条件が大きな要因であったと考えられる。日本の場合，降雪量が多く，その国土の大部分が山地で利用可能の面積が狭く，人口が都市部に集中し，農地が散布道路に近く，かつ社会資本もまだ欧米に較べると充実が後れ都市整備のために必要な投資が道路の他にも多い等の現状を見ると塩類の多量散布にはなじみにくい条件が多い。国土が広く，これまでは問題が生じていなかったところでも，融雪剤が万能薬でなくなっている。

札幌市近辺における，スパイクタイヤを用いる場合の問題点を考えてみると，路面とスパイクタイヤとが削り取られる現象は凍結や積雪の無い路面程大きく生じている。場所としては交通量が多い道路は当然であるが，アンダーパスやトンネルのような，表層の露出頻度が高く，スパイクタイヤが不必要な時間が長い場所に生じている。季節的には降雪前と融雪開始以後の路面が氷や雪で覆われていない時である。一方，多くの人の経験では，一冬，年によるが約半年の間スパイクを必要とする実時間は驚くほど少ないとする報告がある。スパイクタイヤが他のタイヤよりその路面抵抗機能で優るのは凍結路面に限られ，かつその凍結温度は　－１℃から－７℃の範囲と言われる。スパイクレスタイヤで走行することを提唱する市民団体も発足しスパイクなしの冬期走行の可能性も検討されている。実際にスパイクタイヤなしで冬をこした経験を持つドライバーも増加している。これらの一連のことがらは現在使用されているスパイクタイヤもその大部分が本来の目的に役に立つよりも，むしろ必要とされる場合のために備えられたものであり，使用期間の大部分は，専ら上述の問題の発生にのみ手を貸していることの証明でもある。従って，スパイクタイヤが本来の目的に使用される時のみスパイクが道路に接触するような工夫ができれば路面とスパイクとの磨耗量は二桁または三桁減少するものと見込まれる。その場合は，スパイクも現行のものより効果の大きいものを用いることができる。そして使用時間当たりの路面磨耗量が大きくなっても一冬の路面における全体的な損害は遙かに軽減されよう。

本来，氷のような摩擦係数の小さい物質上で所望の制動効果や加速反力を小面積の地面で確実に得ようとするとスパイクをさしこんでこれを媒介に力を氷に伝える方法は有効である。特に，差し込まれたスパイクがそのまま周囲の氷を破壊しようとするときの仕事量は大きいからそのエネルギーを使用して制動と加速を行えばさらに有効である。そしてこのような効果を任意の時間と場所で得ようとすると，さしこまれたスパイクは必然的に下面の凍結面を破壊し続けることになる。言い換えれば，スパイクタイヤは下面を削り取って破壊するときの消費エネルギーによって，その効果の相当部分を発揮しているのである。従って，スパイクタイヤを用いて制動と加速を行う限り路面の磨耗は必然である。自動車や機関車の制動ブレーキは回転体を締めつけるライニングの磨耗によって機能を発揮している。この意味では，路面は真っ直ぐ伸ばした大きいブレーキライニングである。耐磨耗路面を基本的にブレーキライニングとして機能させるためには磨耗量が一定値になると取替えることを予めシステム化しておかなければならない。この取替のためには，煉瓦やブロックを並べる方式が適している。

以上のことから，望ましい冬期交通のシステムは，一つには必要とされる場合のみ作動するスパイクタイヤであり，他の一つはその使用頻度が高い場所における路面のライニング化である。そして両者の組み合わせが可能であれば，いよいよ理想的なシステムとして機能する。交差点や急坂等で凍結

が見られる処には長くて太いスパイクを大量に使用して交通の安全を確保する。当然のことながら，交通量の増加と車両重量の増加によっては，このような場所での路面の磨耗はこれまで以上に大きくなるかも知れない。従って，ライニングとしての路面は耐磨耗性がありながら，あわせて交換が容易なシステムとしての工法が必要になる。その他の場所ではスパイクレスで済ますことが望ましい。このようなアクセントのついた寒冷地交通体系の開発が今後の課題であろう。交換を前提とした表層システムとしてプレキャストコンクリートのオーバーレイは興味深い。

3．薄いコンクリートブロックのオーバーレイ

我が国における，寒地舗装の大部分がコンクリート舗装からアスファルト舗装になってきた主たる理由は，次のようなものであったと言われている。

①凍上発生による舗装の不等支持に対しコンクリート舗装が追随変形できない。

②凍上防止のために路盤の厚さが厚く，その支持力と荷重分散能力とが大きいからコンクリート舗装の必然性がない。

③スパイクタイヤ等による表層の薄い磨耗に対しコンクリート舗装では補修が難しい。

④日照や気温から寒地では年間の工事適期が限られているから，施工速度の遅いコンクリート舗装では不利である。

⑤舗装コンクリートを現場打設すると施工技術，材料，使用機械等によって品質や強度のばらつきが大きくなる。

⑥コンクリート舗装特有の膨張目地のため自動車走行時の乗り心地が悪い。

一方，当然のことながら，アスファルト舗装にも多くの問題点がある。①舗装面が暗黒色で，暗い場所，夜間，濃霧等の天候条件では運転者が危険を感ずる。②最近の冬期交通量の増大，スパイクタイヤやタイヤチェーン装着率の増加等が，路面のアスファルト表層の磨耗とそれに伴う車粉の発生を招き社会問題となっている。③夏季の高温時にはアスファルトの流動轍掘れによる路面形状の変形や溶融したアスファルトの付着による汚れが生ずる。④冬期の低温によるクラックが発生する。等の点である。

アスファルト舗装の問題点のうち，車粉発生の問題に対し耐磨耗性の材料としてコンクリートが見直されてきているが，この問題に限らずアスファルト舗装の表面をコンクリートでオーバーレイすることによる利点は多い。（資料1）。特にオーバーレイコンクリート層を小さくブロック化した薄いプレキャストコンクリート層でアスファルトを覆う工法を用いることにより、上記の様な問題点の大部分が解消される。即ちブロック化により変形の融通性を得るとともに補修が容易になり，施工速度が早くなる。またブロックが工場生産されることにより表層材料の品質と強度のばらつきは大きく改善される。さらに現場におけるコンクリート養生の必要が無いから道路閉鎖の問題も解決する。一つのブロックの寸法が小さくなると目地間隔がそれに応じて狭くなるから目地特有の走行振動も大幅に減少する。従って基本的な構造としてはアスファルト道路の表面を薄いコンクリートブロックで覆う形式が考えられる。経験的に路面の磨耗限度は約3cmであるから使用されるコンクリートブロックもこの磨耗限度に達した時点で取り替えるシステムを準備する。走行車両の後ろにできるサクションや振動による散乱を防ぐためには，これらのブロックは既存アスファルトに接着されていなければなら

ない。またこのような接着は施工スピードと接着強度に加えてブロックが磨耗した時点での除去が容易であることが望ましい。

4．ブロックの強度

ブロックの強度はその寸法や基礎の条件のような多くの因子に影響される（資料2）。通過車両のタイヤ接地圧pによる最不利条件は，ブロックの上におかれた硬い棒を踏み込んだように，車輪の圧力が，その圧力と接地面積の積として，集中荷重のように載荷されたような場合とされる。経験上からクラックがブロックの中央付近に生ずるので，破壊は中央断面の応力から計算する。これらの応力は基礎の条件によって変化するが，特に基礎とブロックとの間の接着の影響が大きい。弾性基盤上に置かれたブロックでは引張応力を受け，基礎と一体化したブロックは圧縮応力をうける。
また接着層に異物が挟まれると隙間が生じ最不利条件はブロック端を支点とする単純梁になる。

①．弾性基盤上のブロック

計算のステップは図1に示す。応力は繰り返しによって計算される。最初は無限長のブロックについて変形と断面力を計算する。このとき変形yに関する微分方程式は

$$d^4y/dx^4 + 4\nu y = 0 \cdots\cdots (1)$$

但し　$\nu = \sqrt[4]{(c_W/4EI)}$

境界条件は

$x = 0$　で　$dy/dx = 0$　及び　$dy^3/dx^3 = 0$

$x = \infty$　で　$y = 0$

従って第1近似値はつぎのようである。

$$y = (w\,p/2c)\exp(-\nu x)(\cos \nu x + \sin \nu x) \cdots (2)$$

$$M = (b_W p/4\nu)\exp(-\nu x)(\cos \nu x - \sin \nu x) \cdots (3)$$

$$Q = (b_W p/2)\exp(-\nu x)\cos \nu x \cdots (4)$$

但しMは曲げモーメント，Qは剪断力

ブロック長は有限であるからブロックの両端で曲げモーメントと剪断力が零でなければならない。

次に今求めた曲げモーメントと剪断力との符号をかえたものをブロック両端にかけ再度変形を求め垂直力成分の釣り合いを算定する。不釣り合い分を調整して，同様の手順を繰り返す。不釣合分が充分小さくなるまでこのループを続ける。

②基盤に結合されたブロック

ここに提唱する方法ではブロックが有効に基礎に結合されていることを前提としている。最も不

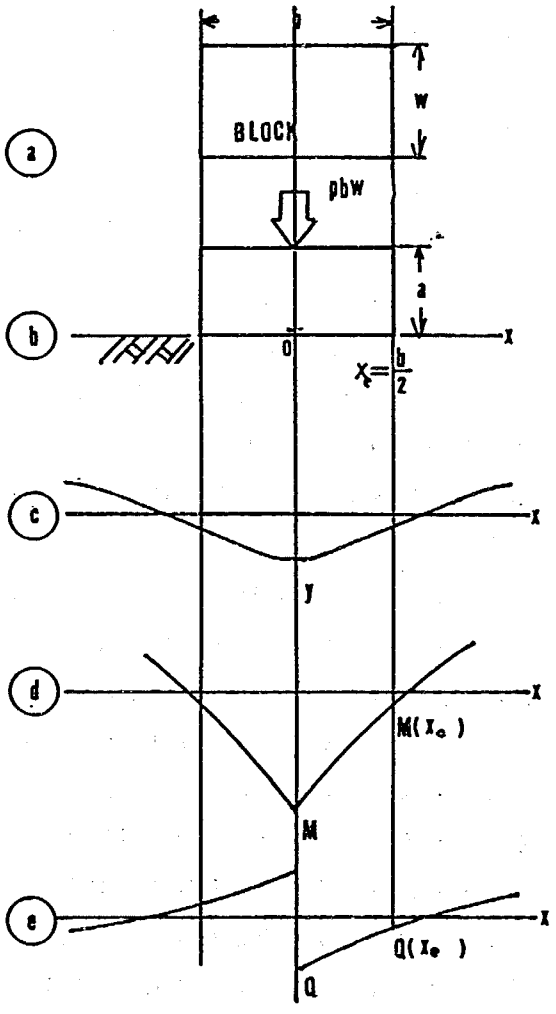


図1．弾性基盤上のブロックの変形と断面力

利な場合は図２のようなものである。ブロックが恰も基盤から突き出たように堅固に基礎に接着されている場合は全応力をウエッジ型の芯部で支える。アイリーの応力関数により応力は次の式から求められる。　$\nabla^4 \Phi = 0$　従って

$$S_r = (b/a)\cdot\cos^2 q\cdot(-2pb)/(2t + \sin 2t) \quad \cdots(5)$$

但し　$t = \tan^{-1}(a/2b)$

最大応力は　$q = 0$ の時

$$S = -2p\,(b/a)/(2t + \sin 2t) \quad \cdots(6)$$

③接着層に小石等の異物が挟まれた時

等分布荷重ｐとしブロック両端を支点ととする最大の縁応力Ｓは　$S = (3/4)\cdot p\cdot(b/a)^2 \cdots(7)$

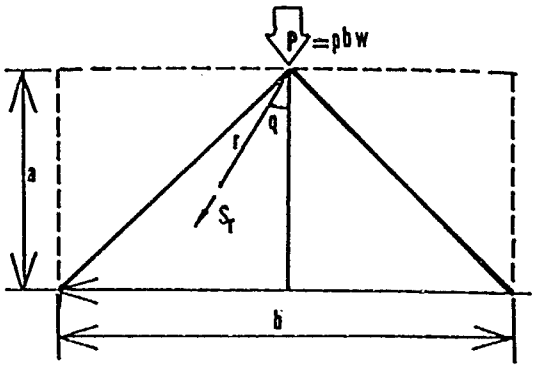


図２．基盤と一体化したブロックの応力

実際の条件は上記の極端の中間で生ずる。従って，ブロックの中央底部の実際に生ずる主応力は上記のように求めた値の間に存する。図３はブロックの厚さが２㎝の場合のものである。

但し$p=5.5\ kg/cm^2$，$c=1000kg/cm^3$

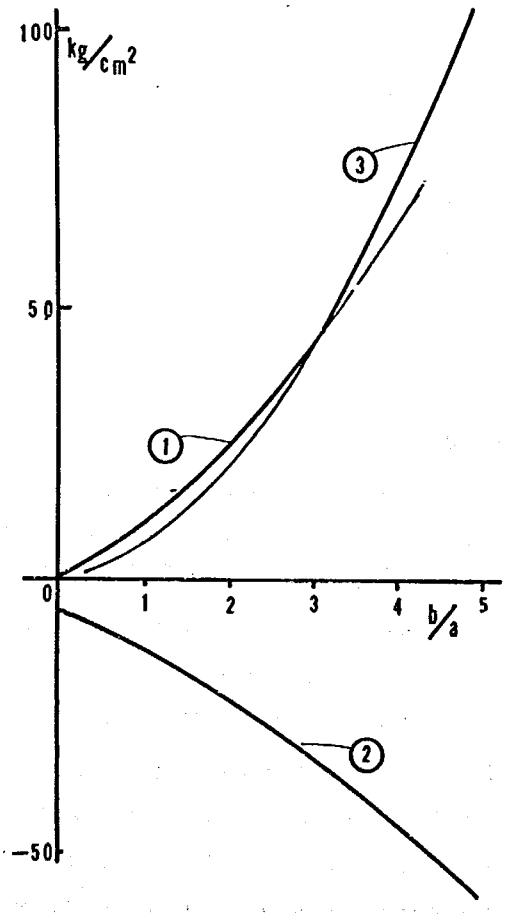


図３．ブロックの細長比と発生主応力

④接着効果

ブロックが空中に飛ばないためには充分な接着力が必要である。然し強すぎると温度変形を拘束するので望ましくない。熱応力は図４のように中央で大きく端部で小さくなっているとする。

$$S_T = S_{T0}\cos(\pi x/l) \quad \cdots\cdots(8)$$

応力分布が半ブロックで同様であるから中央は移動しない。従ってブロック端の自由移動量は

$$\Delta_T = \varepsilon\, dT\,(b/2) \quad \cdots\cdots(9)$$

但しΔ　はブロックと基盤の温度差

任意点での釣り合い方程式から剪断応力は

$$\tau = -a\, dS_T/dx \quad \cdots\cdots(10)$$

剪断力が拘束して押し戻す量は

$$\Delta_S = \int_0^{b/2} S_T / E\, dx \quad \cdots\cdots(11)$$

従ってブロック中央では

$$S_{T0} = (\pi\cdot\varepsilon\cdot\Delta T\cdot E/2)\cdot(1 - n/(b^2 + n)) \cdots$$

但し　$n = (h/G)\cdot\pi^2 E\cdot a$

ブロック端部の剪断応力が二物質間で一定

の摩擦力 τ_y で与えられる場合は

$S_{T0} = (\tau_y / \pi) \cdot (b / a) \cdots$

以上のようにブロック自体の強度は偏平になる程弱くなる。また弱いブロックも亀裂を生じて偏平比が小さくなるとその寸法で安定する。

5．ブロックの被覆効果

同一の層構造を持つアスファルト路面上に厚さの違うブロック（0cm，2cm，4cm，6cm）を張りつけた供試体の地表面からのその温度分布を熱電対を埋設して測定し自記記録計にプロットする。コンクリートは市販のインターロッキングブロックを石材カッターで所定の厚さに切断し、接着はストレートアスファルト膜（2mm厚）を用いた。それぞれの供試体は東と北に建物があり南面から直射日光を受けるように水平に並んだ状態で温度を測定した。

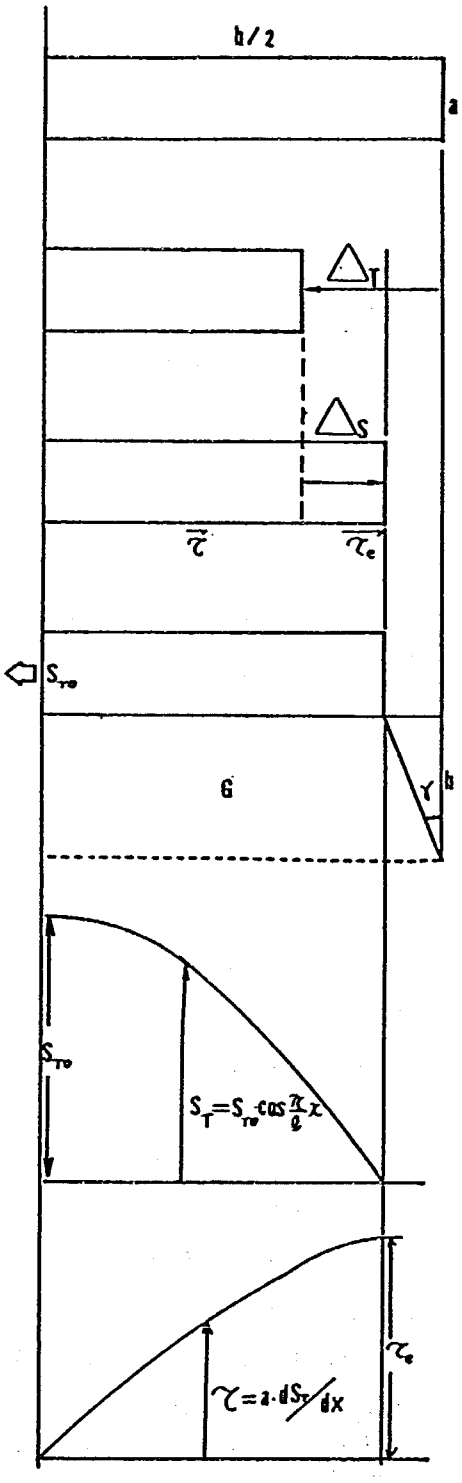


図4．ブロック寸法と温度応力

a．夏季　高温によるアスファルトの流動わだち掘れは，アスファルトの温度上昇を抑えることによって軽減　される。札幌市に於ける昭和58年の最高気温を記録した日の測定結果を示すと図5—図8のようである。ブロック厚2cmまではアスファルト中の温度に関し気温の日内リズムによる温度分布の逆転が見られるが夕方の冷却時に生ずる表面付近の温度勾配は上昇時に比べ緩い。この間、弾性係数も小さく、夏季の温度逆転による収縮クラックの発生する可能性は小さい。しかし、裸アスファルトの最高温度は68℃にもなり、載荷時間が長くなれば流動の可能性は高い。ブロック厚とアスファルト最高温度との関係を見ると図9のようである。2cm厚の薄いブロックでも輻射熱を遮断し、アスファルトの最高温度を裸アスファルトより約20℃下げることができ最高到達温度を48℃以下に抑える。これは路面の流動の抑止に寄与する。施工性が良好で老化のしにくいアスファルト配合のために空隙率を小さくことやアスファルト接着膜に軟化点の低い材料の使用する

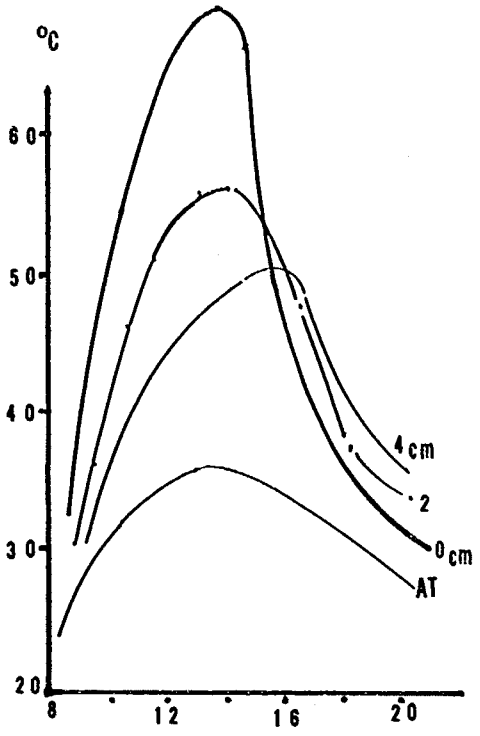


図５．夏季裸アスファルトの温度変化

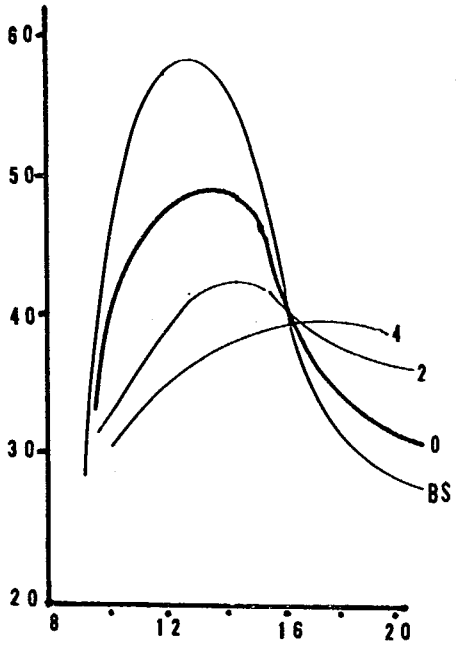


図６．夏季２cm厚ブロックの温度変化

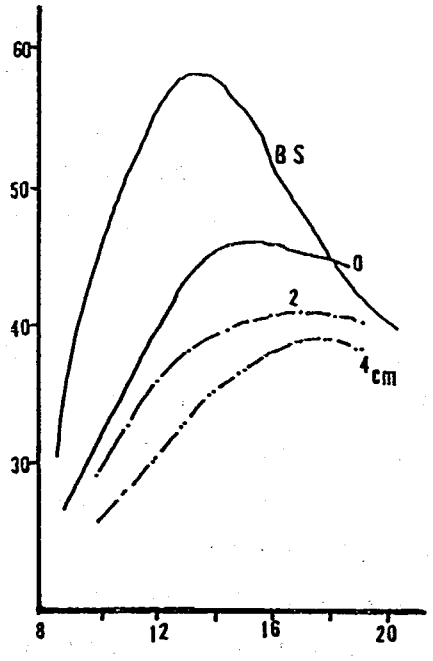


図７．夏季４cm厚ブロックの温度変化

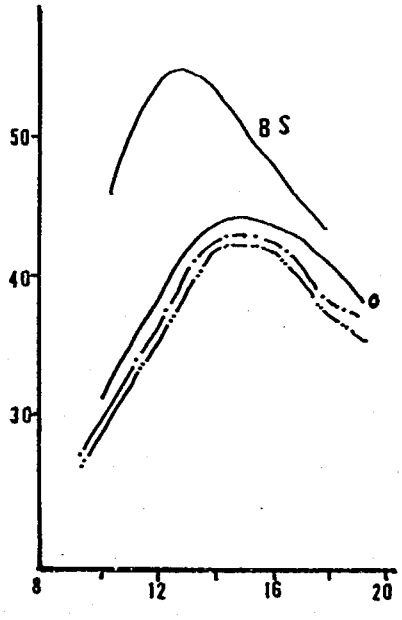


図８．夏季６cm厚ブロックの温度変化

こと等を可能にすることができる。従ってこのような薄いブロックオーバーレイがわだち掘れ抑制のための簡単で有効な方法になることを示すものと考えられる。

b．冬期　日中に陽が射し夜間の冷え込む日についてアスファルト表面部の日内リズム温度変化を比較すると図１０－１３のようである。厚さの薄いブロックでも，アスファルトの最高および最低温度を大幅に緩和し，日内リズムにおける変化の速度を遅くするので，収縮クラックの発生を防ぐことに寄与するものと考えられる。なを，冬期でもアスファルト表面部の最高温度はブロックによって抑制され日内温度差は，図１４に示すように小さくなる。

６．考察

一軸圧縮強度が７００kg/cm²，引張強度を７０kg/cm²程度のコンクリートを用いるとする。薄いブロックがアスファルト上で，重車両の輪荷重を受けても破壊されないためには，図３から平面形の最長辺が厚さの数倍を越えないことが必要である。いま厚さを２cmとすると最長細長比は４倍であるから，ブロックは８cm x ８cm x ２cm（厚さ）であればよい。これらを既存のアスファルト上に配列接着する。最大辺長を６，１０，１２，２４cmとし，接着膜にアスファルトを用いて実験をおこなった。膜の厚さ３mmとした。接着力は２０℃で６kg/cm²である。交通量が略１５０００台／日でスパイクタイヤの期間６個月（約２７０万台）と夏タイヤの期間８個月において，ブロックは最大長２４cmのものを除き，いずれも破壊が見られない。さらに長期の観察を要するが，実際の交通条件に対し，上記の最不利条件がやや安全がわと考えられる。ブロックのランダムな破壊は適切な細長比で決まることを見たが，一方この比は従来のプレキャストオーバーレイの破壊の程度に関して，ある大きさに到達すると破壊の進行が停止することを説明する。よく管理された『前破壊』は有効なブロックの補強手段である（資料３）。

これまでの工法ではブロックの寸法が大きい程，面積単価が低くなった。磨耗層として最小厚とすると必然的に小ブロックになるから，施工単位としては大型化することが望ましい。様々の繊維が開発されており連結した小ブロックの大型板化も今後の課題である。

アスファルト接着膜は不透水膜としても機能することが出来る。上述の実験では一部アスファルト高い気温で解け出すことがみられた。見掛け粘性を上げ膜の強度を向上させることが必要である。

７．結論

①理論値及び実験結果からブロックは基盤係数とブロック厚から，細長比によって最大寸法を選ぶことによってクラックを防止することができる。図３の最大細長比はやや安全側の値をあたえる。

②プレキャストコンクリートのオーバーレイは下地のアスファルトにたいし温度遮蔽効果が大きいく夏季の流動化と冬期のクラック防止に寄与する。最高温度に関しては略１０℃／cmの低下をみた。

③アスファルト膜接着は作業を迅速容易にする。また不透水膜としても有効であるが従来の屋根防水用のシートでは強度が弱い。接着力が夏季でも２kg/cm²以上を発揮する接着膜が必要である。

資料１．「プレキャストコンクリートの磨耗について」　犬塚，山口　セメント技術年報　昭５７
資料２「プレキャストコンクリートのオーバーレイについて」犬塚雅生　セメント技術年報　昭５８
資料３．「Concrete Block Pavements on Asphalt High-way」M.Inuzuka & I.Sato
2nd International Conference on Concrete Block Paving/Delft/April 1984

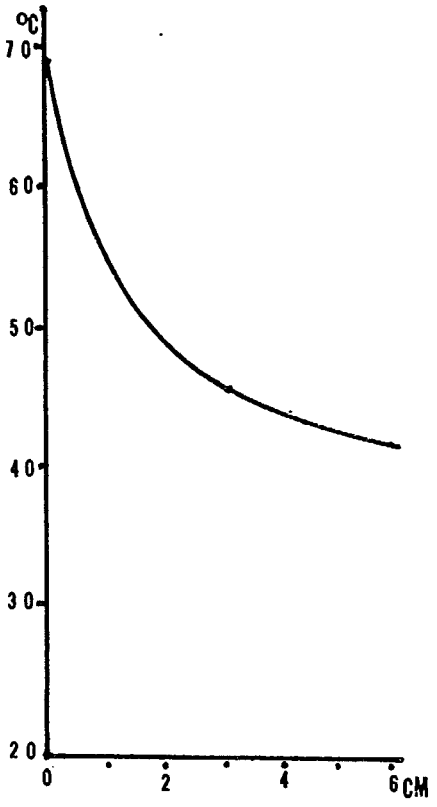


図９．ブロック厚さとアスファルトの年間最高温度

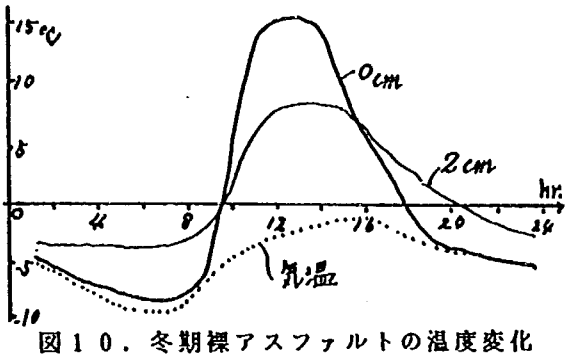


図１０．冬期裸アスファルトの温度変化

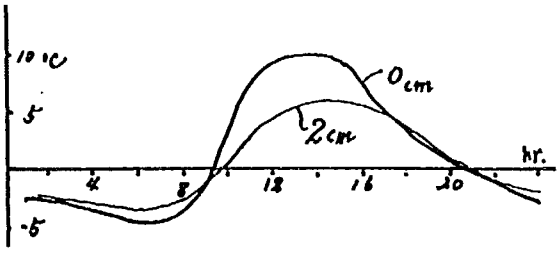


図１１．冬期４cm厚ブロックの温度変化

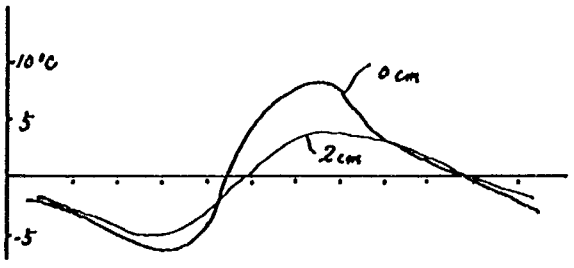


図１２．冬期６cm厚ブロックの温度変化

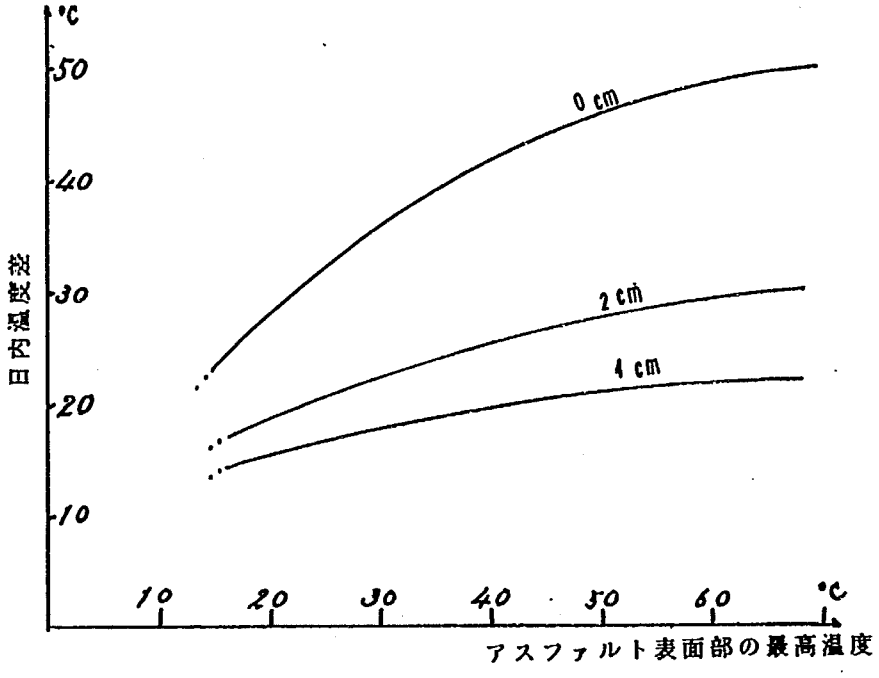


図１３．ブロック厚さと冬期日内温度差

セメント・アスファルト乳剤混合物の凍結融解に対する抵抗性

日本大学土木工学科　阿　部　頼　政

概　　要

本論文は、セメント・アスファルト乳剤混合物の力学特性のうち、特に凍結融解に対する抵抗性に重点をおいて報告するものである。

従来、セメントとアスファルト乳剤は、路盤の安定処理材料として広く使われてきたが、前者の混合物は、支持力が大きいという長所を持つ反面、収縮クラックの発生という欠点があり、後者はたわみ性には富むものの初期の支持力不足という問題が指摘されてきた。新幹線の道床材料として端を発したセメント・アスファルト乳剤混合物は、セメント，アスファルト乳剤それぞれの特徴を期待できるものと道路舗装の路盤材料に試験的に使用されてきたが、その力学的性状は必ずしも明らかにされていない。著者は、各種の力学試験により一連の研究を行なってきたが、本論文は、その延長上にあり、セメント，アスファルト乳剤，水の配合比を変えて実験し寒冷地における適用性を検討したものである。

凍結融解試験は、ASTM C 666に準じた方法で所定の材令、すなわち、7日，14日，28日，56日まで養生した後、試験を行なった。

その結果、配合比，材令，養生期間中の水分蒸発量，水浸中の吸水量等が凍結融解抵抗性に大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。

セメント・アスファルト乳剤混合物の凍結融解に対する抵抗性

日本大学理工学部　阿部頼政

1．まえがき

従来、少量のセメントやアスファルト乳剤を添加して粒状材料を安定処理する工法は、わが国はもとより海外でも広く利用されてきた。その実績によれば、セメント安定処理は剛性が高く荷重分散効果が期待できる反面、収縮クラックが発生しやすいという短所を有し、アスファルト乳剤安定処理は、下層の沈下に追従できるたわみ性に長所がある反面、初期の強度不足という短所を有することが指摘されてきている。セメント・アスファルト乳剤混合物（以下，CE混合物と略す）は、両者の特徴を生かしてバランスのとれた舗装材料を得ることを目的に開発されたものである。まだ歴史が浅いため、研究報告[1)2)3)]は限られており、一般地域における試験施工例でも、セメントとアスファルト乳剤の重量比は3：4[4)]，3：5[5)]，5：4[6)]と種々の配合がとられている。すなわち、CE混合物の力学的性状は、現在研究中の段階であると言えよう。

本研究は、CE混合物の寒冷地への適用性を凍結融解試験により検討したものである。凍結融解に対しては、混合物中の水分が大きな影響を及ぼすと考えられるため、この水分の影響を中心に記述することにする。

2．実験方法

（1）使用材料

供試体作製に使用した材料はセメント，アスファルト乳剤（以下，単に乳剤と略す），骨材である。セメントは市販の普通ポルトランドセメントを、乳剤は日本アスファルト乳剤協会による「セメント混合用アスファルト乳剤規格」[7)]に適合する表－1の材料を使用した。また骨材は、栃木県葛生産の単粒度硬質砂岩を使用し、混合物の作製にあたっては図－1の粒度分布とした。

（2）供試体の作製

供試体の作製にあたっては、同一種類の骨材に対しセメント量と乳剤量を次のように変化させた。

①セメント混合物：セメント添加率　C＝2％，4％の2種類

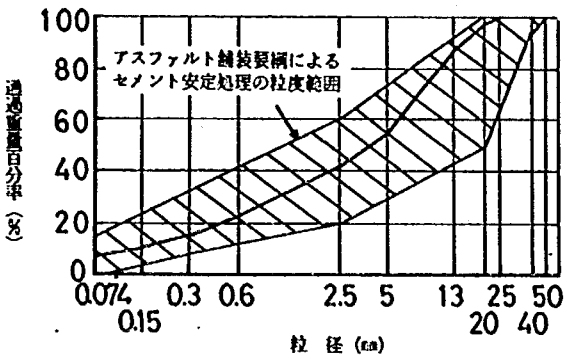
②乳剤混合物：乳剤添加率　E＝6％の1種類

③CE混合物：C＝2％，4％，E＝2％，4％，6％，8％の組合せで合計8種類

以上の配合に対し、それぞれあらかじめ求めておいた最適含水比になるように水を添加した後、一軸圧縮試験用供試体作製方法（アスファルト舗装要綱付録）に準拠して締固めた。なお、添加率は次式によるものである。

表－1　アスファルト乳剤の規格と試験値

項目		日本アスファルト乳剤協会規格	使用した乳剤の試験値
エングラー度（25℃）		2～30	4.4
ふるい残留分（1.190μm）%		0.3以下	0.06
セメント混合性	%	1 以下	0.3
蒸発残留分	%	57 以上	58.0
蒸発残留物	針入度（25℃）	60～300	162
	伸度　（15℃）　cm	80 以上	100以上
	三塩化エタン可溶分%	97 以上	99.2
貯蔵安定度（5日）	%	5 以下	1.3
電荷の種類		規定なし	ノニオン



図－1　骨材粒度

$$\text{セメント添加率 C（\%）} = \frac{\text{セメント重量}}{\text{セメント重量＋乳剤重量＋骨材重量}} \times 100$$

$$\text{乳剤添加率 E（\%）} = \frac{\text{乳剤重量}}{\text{セメント重量＋乳剤重量＋骨材重量}} \times 100$$

（３）供試体の養生

締固めた供試体は、脱型後、温度20± 3℃の恒温室（相対湿度60～80％）で空中養生し、材令が7日，14日，28日，56日それぞれの時点で凍結融解試験に供した。なお、供試体は各条件につき3個づつ作製し、3個のデータの平均を代表値とした。したがって、以下は3個×11種（配合比）×4種（材令）＝ 132個の供試体による実験結果の報告である。

（４）凍結融解試験方法

凍結融解試験はASTM C 666[8]に準じて行った。すなわち、4時間水浸後、供試体に1サイクル6時間で凍結融解を与え、数サイクルごとに供試体重量と動弾性係数（超音波法）を測定した。なお、凍結融解は30サイクルまでとし、終了後その供試体で一軸圧縮試験を行った。

3．最適含水比の決定

本研究に使用する骨材に対し、セメント混合物（セメント＋添加水＋骨材），乳剤混合物（乳剤＋添加水＋骨材），ＣＥ混合物（セメント＋乳剤＋添加水＋骨材）それぞれの最適含水比を求めた。

図－2は、セメント混合物のセメント量と添加水量を変えて最適含水比を求めた結果である。図から明らかなように、最適含水比はセメント量によらず、 8.0％とほぼ一定である。

一方、乳剤混合物の最大乾燥密度をあたえる添加水量は、図－３のように乳剤添加率が大きくなるにしたがって直線的に減少することがわかった。しかし、乳剤は、もともと（アスファルト＋乳剤水）によって構成されていることを考慮し、（添加水量＋乳剤水量）が混合物の締固めを左右する因子であるとみなせば、最適含水比は図－４のようにほぼ 8.0％前後にあり、セメント混合物の場合と同一の値となった。したがって、締固め効果からみれば、乳剤中の水（乳剤水）は添加水と同様の働きをすると考えた方が合理的であると判断できる。

以上の考察を進めれば、ＣＥ混合物において、セメント添加率，乳剤添加率を種々に変えても最適含水比はほぼ一定であろうと推定できる。図－５の実験結果は、若干のバラツキはあるもののこの推定がほぼ妥当であることを示していると言えよう。すなわち、ＣＥ混合物の最適含水比も（添加水量＋乳剤水量）によって決定されると結論できる。

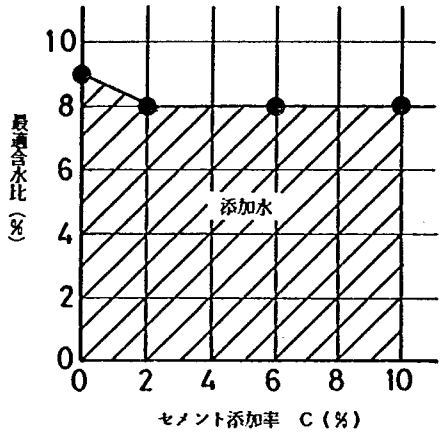


図-2　セメント混合物の最適含水比

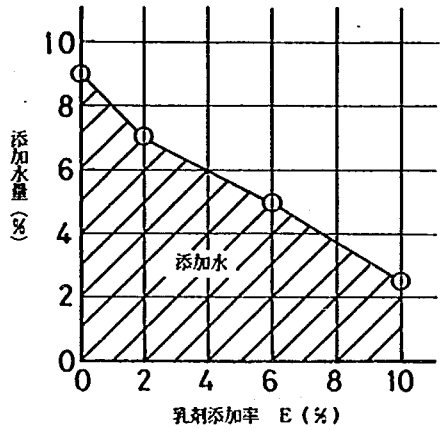


図-3　乳剤混合物の添加水量

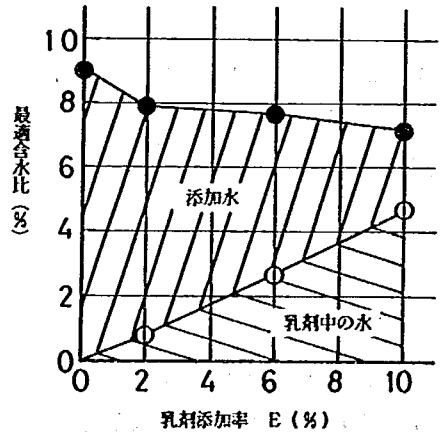


図-4　乳剤混合物の最適含水比

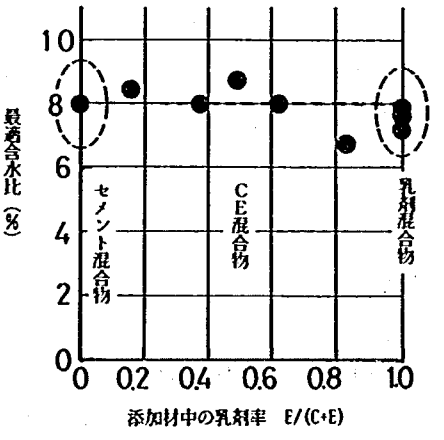
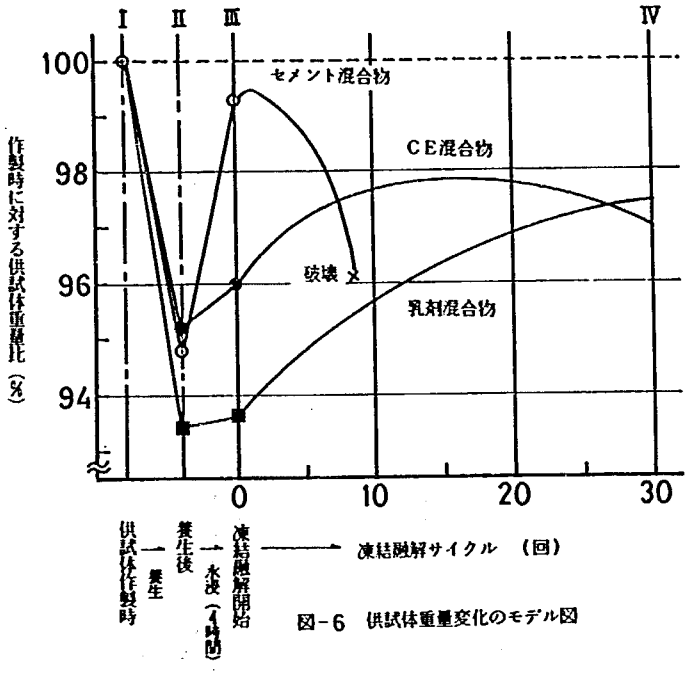


図-5　CE混合物の最適含水比

4．実験結果の検討

（1）供試体の重量変化

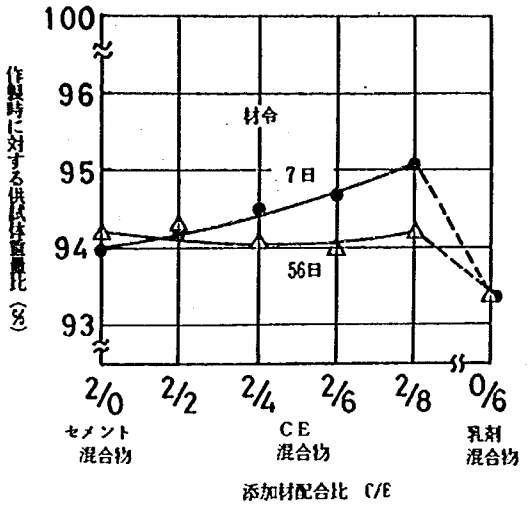
供試体は、養生，水浸，凍結融解試験の間に水分の蒸発と吸収のため重量が変化する。図－6は、この重量変化を作製直後の供試体重量に対する百分率であらわし、混合物ごとに変化の様子をモデル化して示したものである。すなわち、最適含水比8％で作製された供試体（段階Ⅰ）は、その後、空中養生の間に水分が蒸発して所定の材令ではⅡの段階まで重量が減少するが、試験に先だった水浸（4時間）の間に吸水してⅢの段階まで重量が増加する。凍結融解試験では、さらに重量増加が続くが、30サイクル（段階Ⅳ）まで単調に増加するもの（乳剤混合物，乳剤量の多いCE混合物），ピークに達した後減少しはじめるもの（セメント混合物，乳剤量の少ないCE混合物）の2種類に分類できる。以下、このモデルにそって重量変化を考察する。



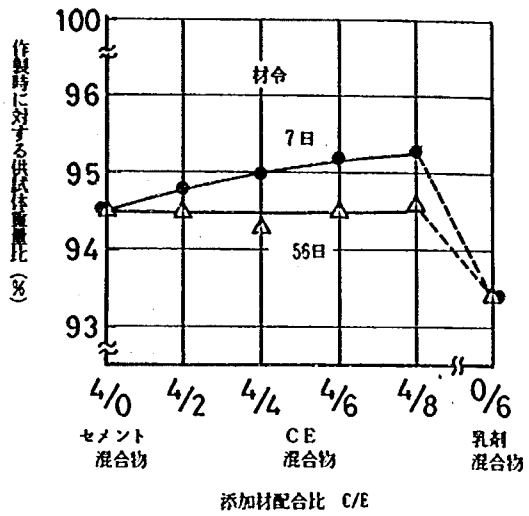
図－6 供試体重量変化のモデル図

（2）水分蒸発による重量変化

これは、モデル図の段階ⅠからⅡへ移る過程で生じる重量変化である。変化量は、混合物の種類と養生日数（材令）によって左右されるが、C＝2％の場合（図－7），セメント混合物および乳剤混合物では材令によらず重量比がそれぞれ94.0％，93.5％程度に減少する。しかし，CE混合物では、材令によって変化が異なる。すなわち、材令7日では乳剤量が多いほど水分蒸発が少ないが、材令56日では、乳剤量にかかわらずほぼ一定で、セメント混合物と同一の94.0％となっている。以上を総合すると、長期間でみれば水分蒸発を左右する因子はセメントであり、乳剤はその水分蒸発を遅延させる働きをしていると推定できる。C＝4％（図－8）の場合は、重量比が94.5％で一定となるが、全体の傾向はC＝2％の場合と同様である。



図－7　水分蒸発による供試体重量の変化
（C＝2％）



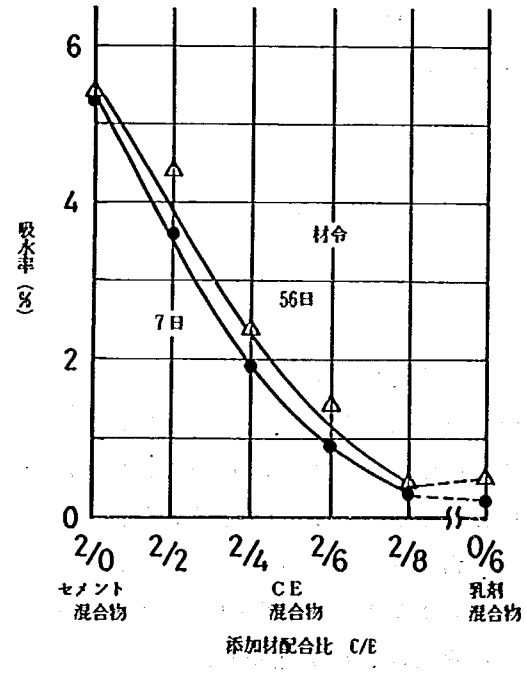
図－8　水分蒸発による供試体重量の変化
（C＝4％）

（3）吸水による重量変化

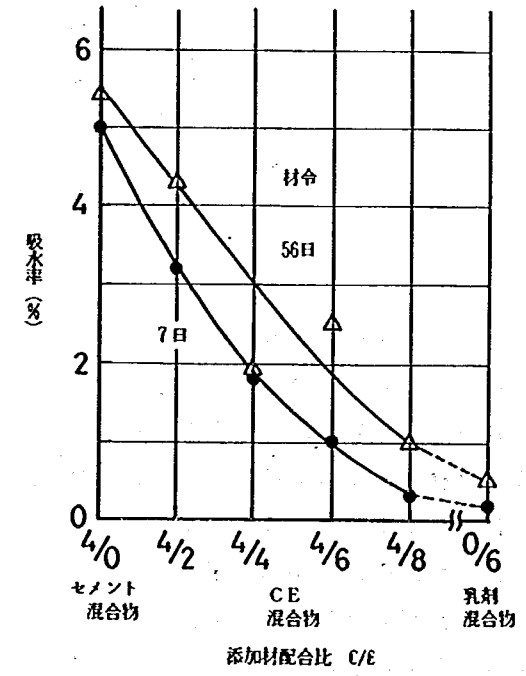
これは、モデル図の段階ⅡからⅢへ移る過程の吸水による重量変化である。ここでは、吸水率を次のように定義し、混合物の種類と材令による変化をみることにする。

$$\text{吸水率}(\%) = \frac{\text{水浸後の供試体重量} - \text{水浸前の供試体重量}}{\text{水浸前の供試体重量}} \times 100$$

図－9は、C＝2％の場合の吸水率を示したものである。材令にかかわらず、吸水率は乳剤添加率に大きく影響される。C＝4％の場合も同様である（図－10）。すなわち、CE混合物中の乳剤は、水分吸収を減少させる働きがあり、添加率が大きいほどその効果も大きいと言える。



図－9　供試体養生後4時間水浸による吸水率
（C＝2％）



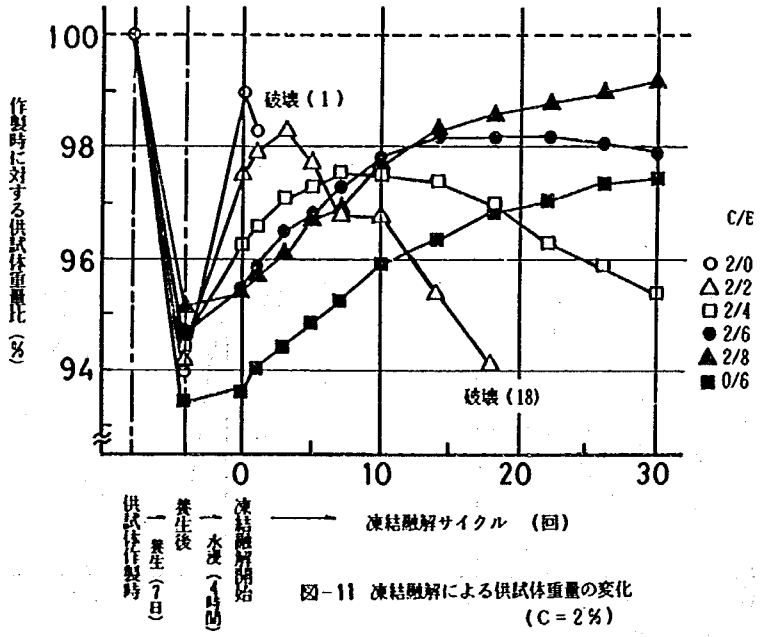
図－10　供試体養生後4時間水浸による吸水率
（C＝4％）

（４）凍結融解試験による重量変化

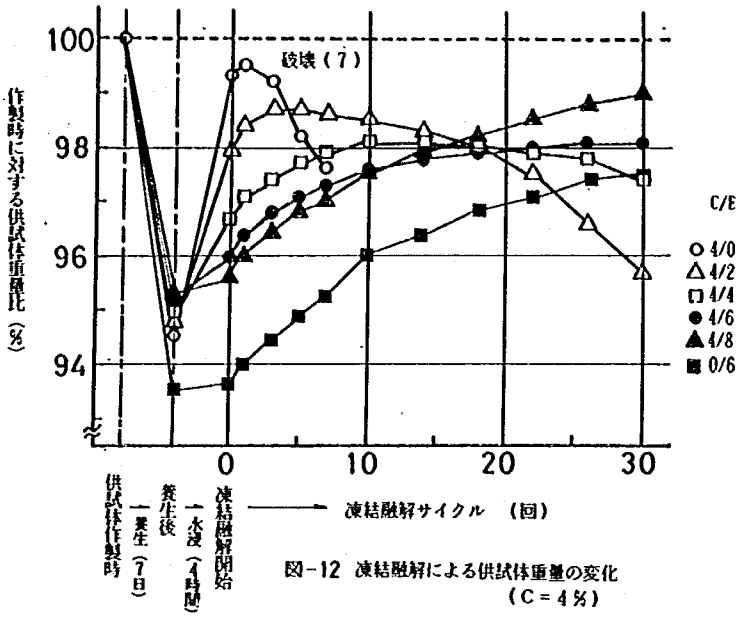
これはモデル図のⅢからⅣに至る重量変化である。試験が開始されると、各混合物とも吸水，体積膨張などのため最初は一般に重量が増加する。セメント混合物は、数サイクルで供試体の一部がはげ落ちるようになって重量減少が始まり、さらに凍結融解が繰り返されると破壊にいたってしまう。一方、乳剤混合物は、30サイクルまで重量増加が続く。ＣＥ混合物は、重量増加に関してセメント混合物と乳剤混合物の中間的な性状を示し、配合によって、重量増加がピークに達した後減少しはじめるものと、単調に増加するものとに分類できる。

図－11は、Ｃ＝２％の場合につき材令７日で試験した供試体のⅠ～Ⅳにおける重量変化を示したものである。まず、セメント混合物をみると、７日間の空中養生による水分蒸発で供試体は作製時重量の94％に減少する。その後、４時間の水浸で吸水し重量は99％に増加するが、これを凍結融解すると１サイクルで破壊にいたっている。乳剤混合物は、養生中に93％程度まで重量が減少するが、セメント混合物と異なり水浸による吸水量はきわめて小さい。そして、凍結融解試験では徐々に重量が増加し、30サイクル終了時点でもまだ増加中となっている。ＣＥ混合物でＣ＝２％，Ｅ＝２％の配合による供試体は、セメント混合物に近い挙動をし、30サイクル前に破壊することもセメント混合物と同様である。しかし、セメント混合物に比べてＥ＝２％を加えた影響は、蒸発量の減少，吸水量の減少，そして破壊に対する抵抗性の増大となってあらわれている。乳剤添加率が２％から４％，６％，８％と多くなるにしたがい、この効果が大きくなることは図より明らかであろう。

図－12は、Ｃ＝４％の場合を示したものである。セメント量が増加すると凍結融解に対する抵抗性は高くなるが全体の傾向は図－11とほぼ同様である。



図－11 凍結融解による供試体重量の変化
（Ｃ＝２％）



図－12 凍結融解による供試体重量の変化
（C＝4％）

（５）相対動弾性係数の変化

相対動弾性係数は次の式によって計算された値であり、凍結融解に対する抵抗性をあらわす指標として一般に使用されている。

$$\text{相対動弾性係数（\%）} = \frac{\text{任意のサイクル時の動弾性係数}}{\text{凍結融解前の動弾性係数}} \times 100$$

材令７日で，C＝２％，４％につき相対動弾性係数の変化をそれぞれ図－13，14に示す。サイクル数が多くなると全体に相対動弾性係数は低下するが、一般に乳剤量が多いほど、低下はゆるやかになっている。材令が長くなると（図－15，16）凍結融解の初期には相対動弾性係数が 100％を超えるも

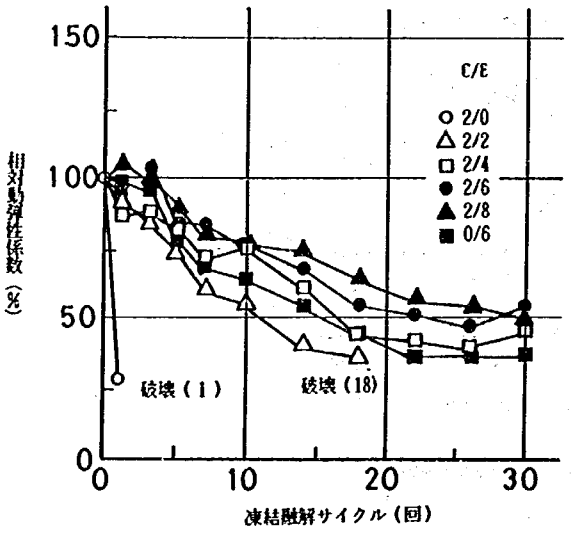


図-13 凍結融解による相対動弾性係数の変化
（材令7日，C＝2％）

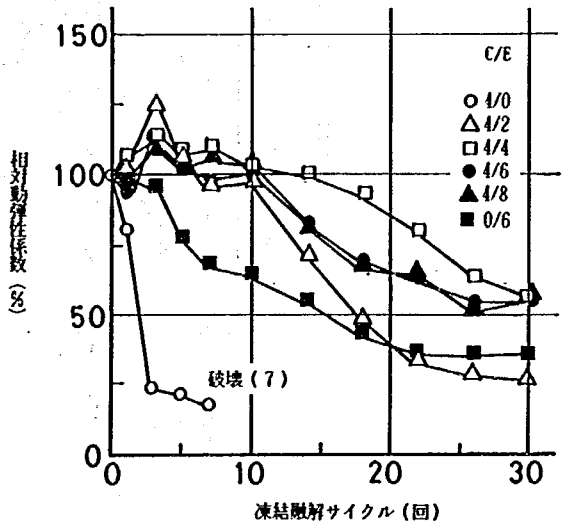


図-14 凍結融解による相対動弾性係数の変化
（材令7日，C＝4％）

のが多くなり、その後徐々に低下しはじめる。しかし、セメント混合物や乳剤量の少ないもの(C/E=2/2, 4/2) を除き、30サイクル後でも 100％に近い相対動弾性係数を有しており、材令７日の場合（約50％）に比べ凍結融解に対する抵抗性が大きくなっている。

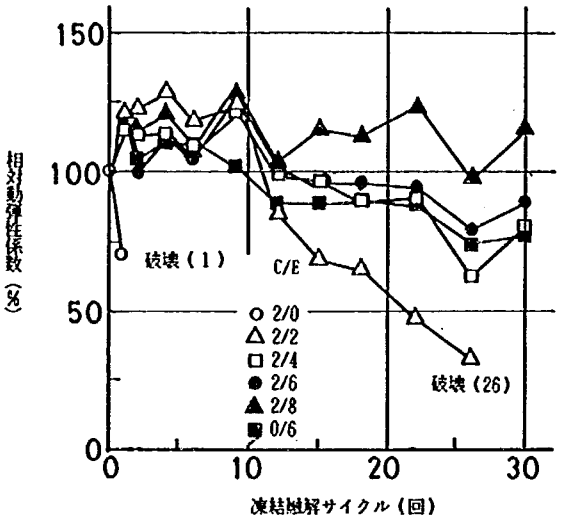


図-15 凍結融解による相対動弾性係数の変化
（材令56日，C＝2％）

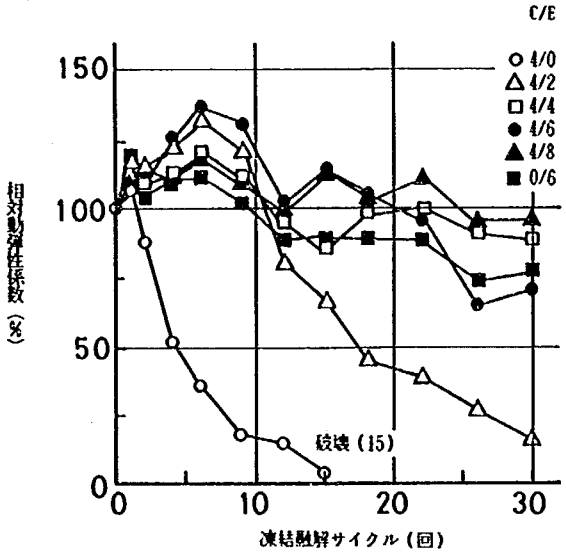


図-16 凍結融解による相対動弾性係数の変化
（材令56日，C＝4％）

図－17，図－18は30サイクル終了後の相対動弾性係数を、セメント量，乳剤量，材令によって比較したものである。セメント量による差はあまり顕著ではないが、乳剤量と材令は相対動弾性係数に大きな影響を及ぼすことがわかる。全体的に、乳剤量が多いほど、また材令が長いほど相対動弾性係数は大きくなっている。

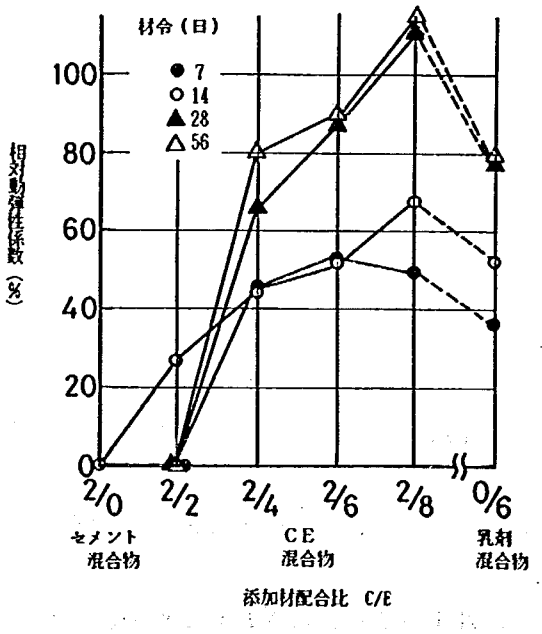


図-17 相対動弾性係数と添加材配合比の関係
（凍結融解 30サイクル，C＝2％）

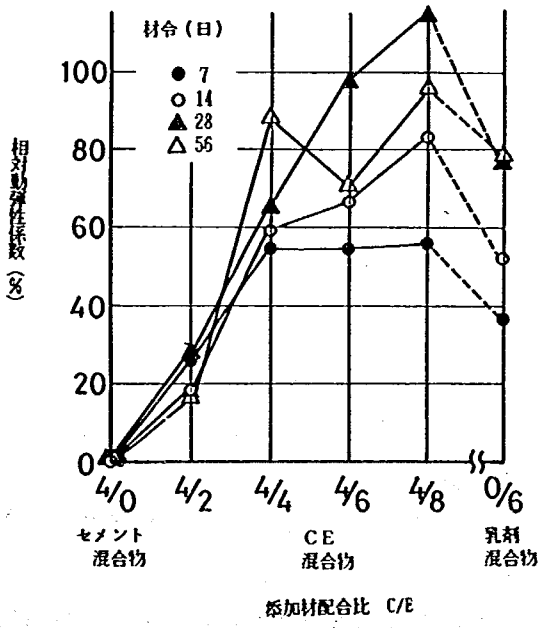


図-18 相対動弾性係数と添加材配合比の関係
（凍結融解 30サイクル，C＝4％）

（６）一軸圧縮強度の変化

凍結融解30サイクルを経た供試体の一軸圧縮強度は図－19，20のとおりである。両図を比較すると、まずＣ＝４％のＣＥ混合物は、Ｃ＝２％のＣＥ混合物に比べ２倍程度の一軸圧縮強度を有することがわかる。すなわち、凍結融解後においてもＣＥ混合物の一軸圧縮強度のレベルはセメント添加率に支配されると言えよう。また、乳剤添加率でみるとＥ＝４～６％付近に一軸圧縮強度のピークがあり、それ以上の添加は逆に強度を減少させることになる。なお、ＣＥ混合物の一軸圧縮強度は乳剤混合物に比較するとかなり大きい。セメント添加の効果がここにあらわれている。

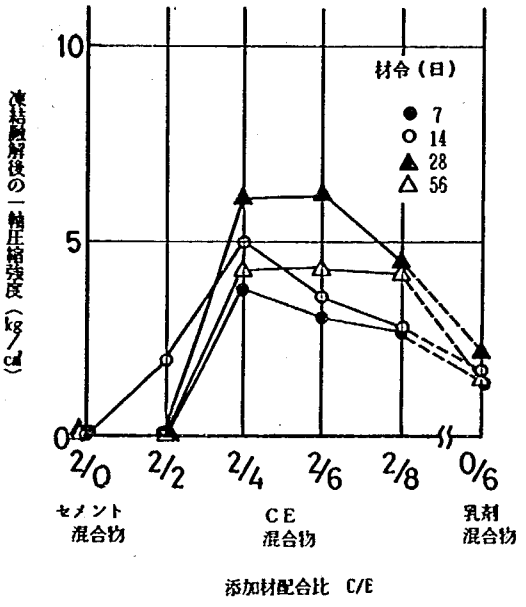


図-19 一軸圧縮強度と添加材配合比の関係
（凍結融解 30サイクル，Ｃ＝２％）

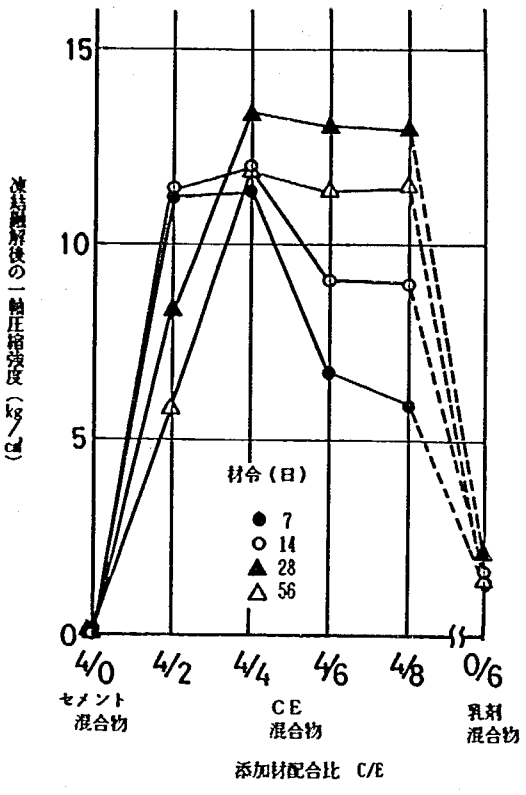


図-20 一軸圧縮強度と添加材配合比の関係
（凍結融解 30サイクル，Ｃ＝４％）

５．まとめ

本研究により得られた成果は以下のとおりである。

（１）ＣＥ混合物の最適含水比を求める場合、（添加水量＋乳剤中の水量）を指標にとるのが合理的である。

（２）ＣＥ混合物中の乳剤は、凍結融解の大きな因子である水分の吸収を制限する働きがある。乳剤量が多いほどこの効果は大きい。

（３）本研究の実験条件では、セメント混合物の凍結融解に対する抵抗性はきわめて低い。しかし、凍結融解を受けたＣＥ混合物の一軸圧縮強度はセメント量に大きく支配される。

（４）本研究の範囲（Ｃ≦４％，Ｅ≦８％）において、ＣＥ混合物の凍結融解に対する抵抗性はセメント量が多いほど、また乳剤量が多いほど大きくなる傾向がある。

以上の結果をまとめると、ＣＥ混合物におけるセメントと乳剤の役割は、前者が強度増加，後者が吸水量の制限であり、両者の添加量を多くするほど、凍結融解に対する抵抗性は高くなる傾向にあることが明らかとなった。しかし、セメント量をあまり多くすると収縮クラックの懸念があり、また、乳剤量をあまり多くすることは経済的に問題である。両者の適正な配合設計が今後の大きな研究課題である。

６．あとがき

本研究の推進にあたって、日本大学理工学研究所所属の研究生である野村敏明君には、実験と解析で多大の御協力をいただいた。また、当研究室所属の大学院生である亀田昭一君および栢野宏君，滝瀬稼君にはデータの整理，資料の作成などに御協力いただいた。

以上の諸君をはじめ、本研究に対し適切なアドバイスと激励を賜った関係各位に心から感謝の意を表する。

参考文献

１）　植村　正，笠原　靖：セメント，アスファルト乳剤混合物の諸性状，あすふぁるとにゅうざい，No.39 ，pp14～20，1974

２）　秋山政敬：セメント・アスファルト乳剤混合物について、あすふぁるとにゅうざい，No．52，pp14～21，1978

３）　召田紀雄，鈴木秀敏：セメント・アスファルト乳剤安定処理混合物に対する一考察，　第13回日本道路会議論文集，　pp207～208，1979

４）　徳田弘毅：セメント・アスファルト乳剤による現状土安定処理路盤について，舗装，Vol.12，No.7，pp13～18，1977

５）　森上輝政，菅野利之，玉野俊行：神戸市における発生材利用について，第10回日本道路会議論文集，　pp135～136，1971

６）　橋本和行，平塚　仁：セメント・アスファルト乳剤安定処理工法の実施例，道路建設，pp52～56，1981年１月

７）　特殊アスファルト乳剤規格の新旧対比，あすふぁるとにゅうざい，No.70，p25，1982

８）　ASTM C 666-80 ：Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing

日加科学技術協議「寒冷地舗装」
第2回ミニワークショップ発表論
文集

土研資料第2133号
昭和59年10月
建設省土木研究所

要　旨

建設省土木研究所で開催された日加科学技術協議「寒冷地舗装第2回ミニワークショップの日本側発表論文をとりまとめたものである。

○

郵便はがき

四十円切手をはって下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

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2133号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印