

ISSN 0386-5878

土研資料 第1868号

マイクロフィルム第 号

土 木 研 究 所 資 料

日・加 科 学 技 術 協 議

「寒冷地舗装」ミニワークショップ

発 表 論 文 集

昭和57年11月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1982 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 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、複写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。

アスファルト舗装の磨耗に関する研究

ページ	行	誤	正
87	9	実験を予測式	実験の予測式
88	17	(7)	(n)
88	17	(24箇所×37年)	(28箇所×3年)
88	29	大型車交通量は $x=4900$ 台	大型交通量は $x=650$ 台
89	1	タイヤチェーン	タイヤチェーン
90	18	図-7、8の	図-8、10の
90	20	図-9、10に	図-7、9に
90	28	積雪降雪日	積雪降雪日
90	34	表-4の	表-5の
90	36	がとられている。Bないし・・・	がとられているBないし・・・
91	29	冬期間	冬期間
91	31	第2章	第1章
91	36	図-1~12	図-14~23
92	9	すなわち	また、図-16より
92	17	表-1	表-6
92	25	図13~14	図-24~25
92	27	図15~16	図-26~28
93	26	表-1	表-7
93	30	表-1,2	表-8
93	31	表-3	表-9
		表-4	表-10
93	32	表-5	表-11
93	35	表-6, 図-1	表-12, 図-1
94	17	表-7, 図-2	表-13, 図-29
94	18	表-2	表-8
94	33	表-8	表-12
94	36	表-9	表-15
95	2	図-2より	時間-磨耗量の関係より
96	7	表-8	表-14
96	11	表-9	表-15
96	12	表-10	表-16
101	一番上の図の表題		表-10 骨材の配合

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

ページ	行	誤	正
109	13	併用した	併用した
114	6	特性を生かせる	特性を生かせる
114	36	考慮し、	もとに
115	30	試験条件	試験条件
115	表-2.5 表題	開発バインダー試験条件	開発バインダー試験条件
116	32	表-2.6	表-2.7
116	表-2.7 リカバリ特性	引張速度: 100g	引張速度: 500 $\frac{m}{h}$
116	表-2.7 簡易粘性試験	試験量: 500 $\frac{m}{h}$	試験量: 100g
118	7	大きく原料アスファルトに	大きく原料アスファルトに
119	11	(MH) で	MH で
119	22	変化が小さいこと。	変化が小さいこと。
119	24	デキシティが	デナシティが
121	1	次のとおりである。	次のとおりである。
124	30	No. 118,	No. 118,

本報告は、日本とカナダの二国間における日・加科学技術協議協力課題「寒冷地舗装」に関連して、昭和57年10月18～22日にカナダのバンクーバーで実施された「寒冷地舗装」ミニワークショップの発表論文（日本側7編，カナダ側12編）のうち，日本側発表論文7編をまとめたものである。

建設省土木研究所

道 路 部 舗装研究室

地質化学部 化学研究室

目

次

アスファルト舗装の低温クラックについて ……	北海道大学工学部 ……	菅 原 照 雄 ……	1
	北海道開発局土木試験所	久 保 宏 ……	
	北海道大学工学部	森 吉 昭 博 ……	
空港アスファルト舗装でのアスファルトコ ……	運輸省港湾技術研究所 ……	佐 藤 勝 久 ……	21
ンクリートの老化にともなう温度応力クラ	”	福 手 勤 ……	
ック	”	八 谷 好 高 ……	
道路舗装の凍上対策 ……	北海道開発局土木試験所 ……	久 保 宏 ……	37
高速道路における寒冷地舗装の設計・建設 ……	日本道路公団技術部 ……	金 谷 重 亮 ……	52
および管理	” 試験所	川 島 義 昭 ……	
	” ”	福 島 公 ……	
維持修繕の実態とリフレクションクラック ……	建設省土木研究所 ……	飯 島 尚 ……	69
防止工法	金沢大学	松 野 三 朗 ……	
アスファルト舗装の摩耗に関する研究 ……	建設省土木研究所 ……	飯 島 尚 ……	87
	”	小 島 逸 平 ……	
日本における改質アスファルトの現状とゴ ……	前建設省 ……	多 田 宏 行 ……	109
ム入りアスファルトの開発	建設省土木研究所	蒔 田 実 ……	
	”	飯 島 尚 ……	
	”	坂 本 浩 行 ……	

アスファルト舗装の低温クラックについて

北海道大学工学部

菅 原 照 雄

北海道開発局土木試験所

久 保 宏

北海道大学工学部

森 吉 昭 博

1. 概 説

最近日本においても北海道を中心に、多数の温度応力によるとみられる低温クラックが発生しており、それらは既設舗装ばかりでなく、新設舗装にまで及び、深刻な話題になっている。

これらの低温クラックは単に舗装に不連続性をもたらして車輛走行の障害となるのみならず、クラックから浸入する水によって路盤の支持力が失われて、舗装の破壊を進行させ、維持費の増大をもたらすものである。

この問題は単に日本のみではなく、カナダ、北米においても古くから関心を集め、数多くの研究者によって研究が進められてきている。^{1), 2), 3), 4)}

温度応力によるクラックは、舗装体のアスファルト混合物の応力緩和性状に大きく依存している。この意味では、単に温度低下のみならず、混合物の老化に伴う変形係数の増大も関係している。従って、この温度応力による破壊は、単に寒冷地ばかりでなく、比較的温暖な地方でも急激な温度変化、たとえば降雨なども、アスファルト混合物の性状次第では、その原因となり得るものである。

このクラックは通常、舗装の横断方向、最小断面においてほぼ同間隔に生じている。しかし一方しばしば、道路中心の施工ジョイントなどの弱い部分で延長方向にクラックが発生している。またこのクラックは、車輛によるニーディング作用の少ないところに多発する傾向がある。この意味では舗装体に生じているニーディング作用も大きな関係をもつしななければならない。このような発生形態からみれば、この種のクラックは、寒冷地においてみられる凍上被害としてのクラックとは全く異なるタイプの破壊と考える必要がある。

筆者らは、北海道大学と北海道開発局の共同研究としてこの問題をとりあげ、現地での調査研究と基本的な実験研究の両面から研究を進めてきた。筆者らの調査の結果によれば、この種の破壊のメカニズムはきわめて複雑なもので、およそ次のようなことに起因していることが明らかになった。

すなわち、これに関係する因子は、大気温度ならびにその変化、アスファルト混合物の膨張係数と応力緩和性状、アスファルトの物理性状、アスファルト層と粒状材料路盤との付着などである。

本報告では北海道における各種の調査の結果と、アスファルト混合物の温度応力による破壊に関する研究の成果について報告する。^{5), 6), 7)}

2. 低温クラックに関する調査研究

2-1. 現地調査

2-1-1. 被害状況

筆者らは、北海道全域にわたって、国道ならびに道々における被害調査を実施した。その結果多くの事実が明らかにされた。表-1は、1978年における北海道内の約12,000 Kmにわたる国道ならびに道々の被害状況を示したものである。これによれば、幹線道路の約12.3%、1,500 Kmが被害をうけていることがわかる。表には、クラック間隔ごとにその発生状況が示されている。

表-1 北海道における低温クラックの発生状況
(国道ならびに道々、1978調査)

Class	Length of paved Highway (Km)	Crack Interval (m)			Total	
		under 10	10-30	30-100	Length (Km)	%
National Highway	4,974	250.1	184.7	407.5	842.3	16.9
Prefectural Highway	7,098	278.9	167.3	197.6	643.8	9.1
Total	12,072	529.0	352.0	605.1	1,486.1	12.3

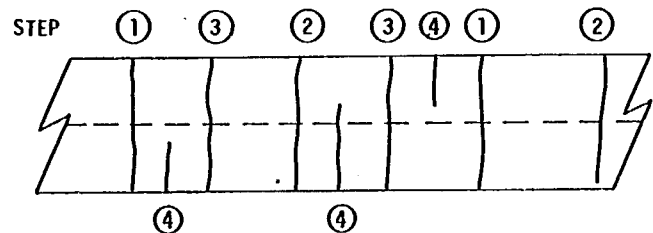


図-1 クラックの発生と進行

2-1-2. クラックの形態

図-1はクラックの発生ならびにその進行の一般的な形態である。

最初に20~30mの間隔で横断

方向にクラックが発生し、次の段階でこのクラックの中間にさらにクラックが発生する。最初の発生点は、舗装端部のトラフィックペイントの収縮クラック、雨水マス、角、コア採取箇所など、舗装の弱点となるところが多い。写真-1 ないし、写真-5はその発生状況、形態を示している。

また図-2は南富良野町におけるクラックの発生状況を示すものである。

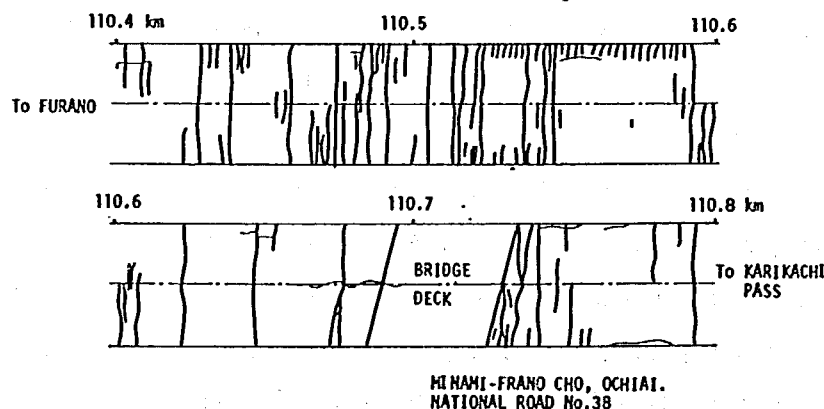


図-2 一般国道38号、南富良野町における低温クラック

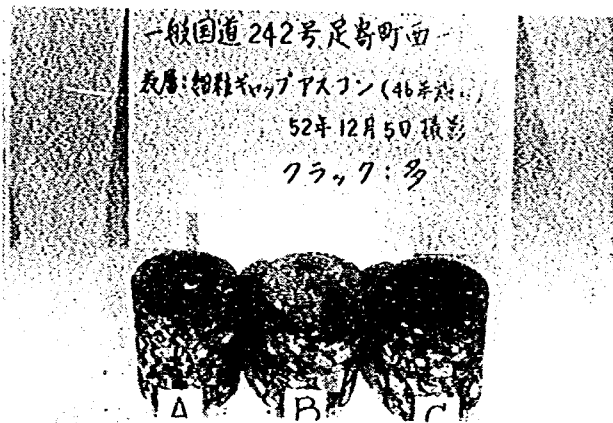


写真-1 クラックの発生した箇所から採取したコア、クラックは表面から発生し、全厚に達する。
 A は全厚、B は表面、C は未発生を示している。



写真-3 こまかく発生したクラック、発生後数年を経過

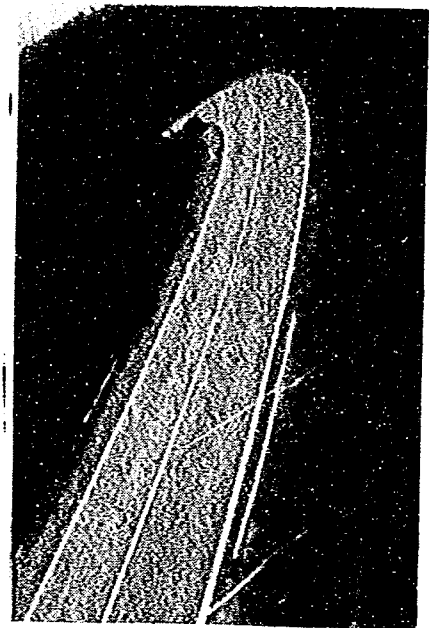


写真-2 国道 3 8 号線南富良野、曲線部に発生したクラック

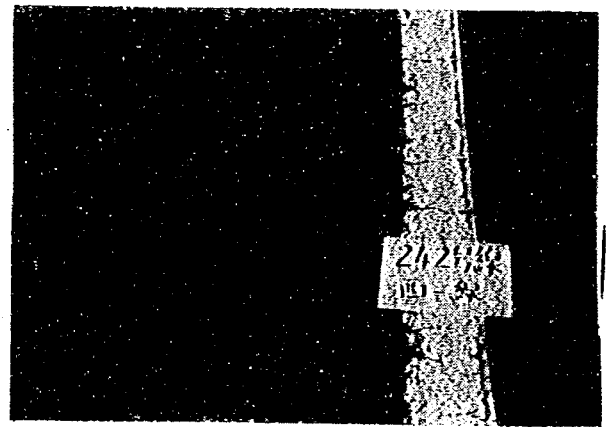


写真-4 トラフィックペイントの収縮から発生するクラック

これらのクラックは夏になっても消えることはない。交通量のきわめて多いところは別として、クラック幅は次第に拡大するのが通常の形態である。舗設後10年以上経過した舗装では夏季に発生した例もあり、その発生は冬季に限定されるものではない。

2-1-3. 大気温度

図-3は北海道におけるこの種クラックの発生状況と凍結指数との関係を示したものである。この図では、クラックの状況を、クラック間隔10m以下、10～30m、30～100mの3つに分類している。この統計は、道路延長1km以上にわたって、車線全幅にわたって、約100m以下の間隔で発生したものをとりまとめたものである。この図からこの種のクラックは、過去10年間にわたって、凍結指数が1000 $^{\circ}$ C・日以上のところが多発していることがわかる。しかし、この種のクラックの発生は単に凍結指数の大きさに支配されるものではなく、たとえば同一の積算寒度でも発生状況が同じでないことがそれを裏付けている。

表-2は1977年に施工された、全く同一構造の3つの調査箇所における、気温の変化割合、発生クラックの本数を示したものである。この表は、温度応力による低温クラックの発生が厳寒期の最低気温ならびに気温の変化割合と密接に関係していることを示している。

2-1-4. 供用年数、交通量

図-4は北海道の一般国道で、延長1km以上にわたって発生した低温クラックの箇所数とその舗装の供用年数との関係を、表層用混合物の種類ごとに示したものである。この図からわかるように、クラックの発生箇所数は、供用年数とともに

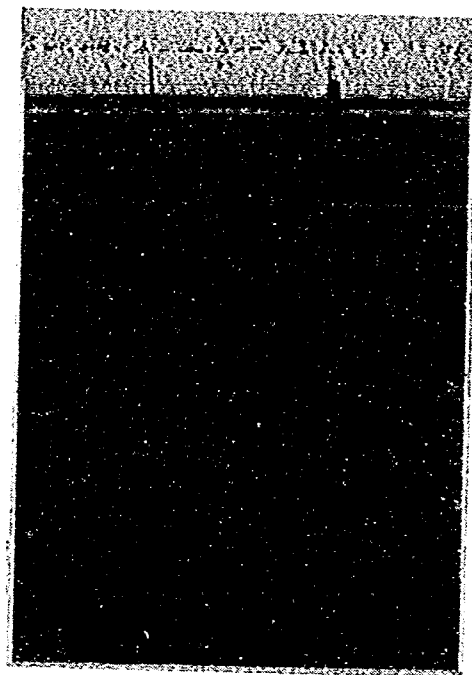


写真-5 雨水マスから発生するクラック

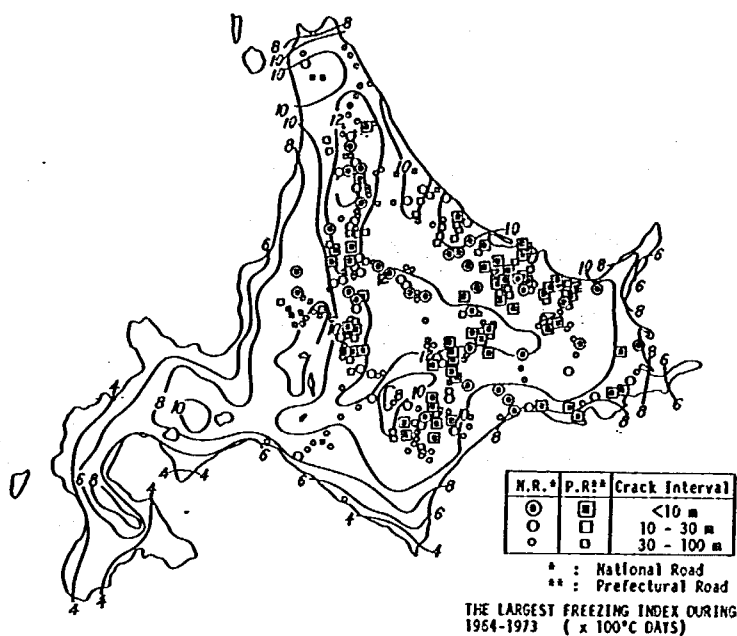


図-3 北海道におけるクラックの分布と最大凍結指数

に増大している。また交通量の多いほどクラック間隔はせまくなる傾向がある。供用年数とともにクラック数が増大するのは、外気温変動の繰返しによる熱疲労と、交通荷重による疲労が複雑に関係していることをうかがわせる。

図-2で示したように、一般国道38号線南富良野町落合のアスファルトモルタル舗装と密粒ギャップアスファルト舗装において、中央線ベイントから発生したクラック数は、外側線からのものに比して半分以下であった。一般地方部の道路では交通車輛が中央線付近に集中することからして、この種のクラックは、ニーディング作用ならびにアスファルト層の路床、路盤への拘束（付着）の程度と密接な関係にあることが明らかである。

表-2 冬季間の気温の変化とクラックの関係

Locations*	Freezing Index (°C days)	Lowest Air Temp. (°C)	Max. Range of Temp. in a Day	Air Temp. Gradient (°C/h) in Feb. 1978		No. of Crackings**
				Average Value	Max. Value	
Horokanai (No. 275 Road)	1150	-38.5	30.5	1.09	2.68	58
Ashoro (No. 242 Road)	1270	-32.5	26.8	1.18	1.91	4
Nukabira (No. 273 Road)	1280	-30.5	20.0	0.91	1.65	0

*; Paved in Oct. 1977

**; Observed in June 1978

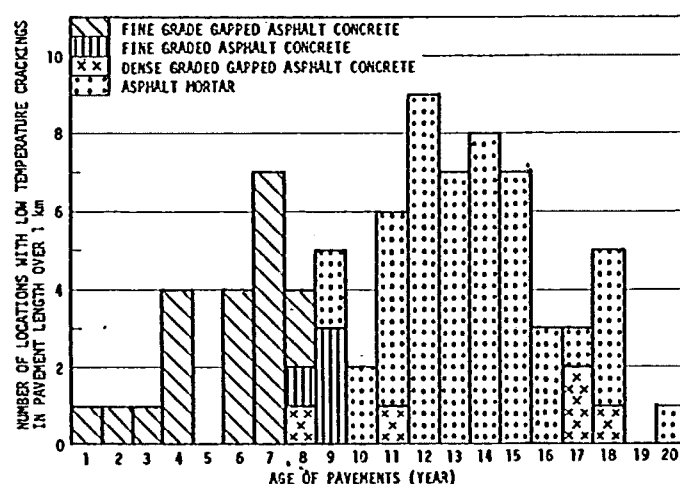


図-4 供用年数、表層混合物の種類とクラックの関係

2-1-5. 舗装構成材料

舗装を構成する材料の性状とこの種のクラックとの関係で、アスファルト混合物の種類と配合ならびに路盤、路床材料について現地調査結果を検討すると次のようになる。

a. アスファルト混合物の種類

北海道の一般国道における表層用混合物の種類としては、古くからアスファルトモルタル、細粒度アスファルトコンクリート、密粒度ギャップアスファルトコンクリート（すべり止め舗装）、細粒度ギャップアスファルトコンクリートの4種類が用いられてきた。図-5はこれらの混合物ごとにクラックの間隔と、その発生箇所数の頻度との関係を示したものである。この図から、構造上問題となる10m以下の間隔で発生している箇所数は、その混合物に含まれるアスファルト量、石粉量に比例し、密粒ギャップアスコン、アスファルトモルタルの順で大きくなっている。

一方、クラックが10m以下の間隔で発生しているところと、比較的少ないか、または全く生じていないところで、それぞれ解体調査を行なった。この結果では、表層、基層、上層路盤用材料中の、アスファルト量、74ミクロンふるい通過量とクラック発生状況との間には明確な関係は得られな

った。しかし、粒径 5 mm 以上の骨材の吸水量が大きいほどクラック発生の危険性の高いことが明らかになった。

b. 路盤、路床材料の性状

低温クラックが多数発生している 4 地点において、解体調査を行ない、路盤、路床材料とクラックの関係を調査して次のようなことが明らかになった。

- 1) 路床土はシルト質砂、在来砂利道など非凍上性材料から成っている。
- 1) 路盤、凍上抑制層を構成する切込砂利と細粒火山灰は、すべて非凍上性材料であり、この種のクラックの発生との相関は認められない。
- 2) クラック発生箇所のアスファルト混合物層直下の路盤材料は、多くが最大粒径 50 mm 以下の切込砂利である。これは切込碎石路盤の場合にくらべて、混合物層との付着の程度が悪いものと考えられる。

このように路盤、路床材料が凍上をおこしにくい場合に、この種のクラックが発生しやすく、また一度このようなクラックが発生すると、路盤の密度が小さくなり、路盤支持力の急激な低下ならびに混合物層の路盤からの分離が生ずるものと思われる。図-6 は路盤材料の種類と、クラック発生頻度との関係を示すものである。

2-1-6. クラックの動き

クラックの開きが季節ごとにどのように変化するかについて現地で調査を行なった。図-7 はその実測例である。この結果から舗装体の温度が 10°C 以下ではクラックの開きと温度の間には密接な関係があるが、20°C 以上では温度に関連した動きのないことがわかる。これは、20°C 以上の比較的高温では応力が緩和しやすく、路盤との拘束の方の作用が大きく、舗装体が伸長せず、低温では収縮が大きく、この繰返し作用で、クラックの開きが次第に拡大する。供用年数のながいところで平均 5 mm 程度の動きと、冬季で約 15 mm の開きが観測され

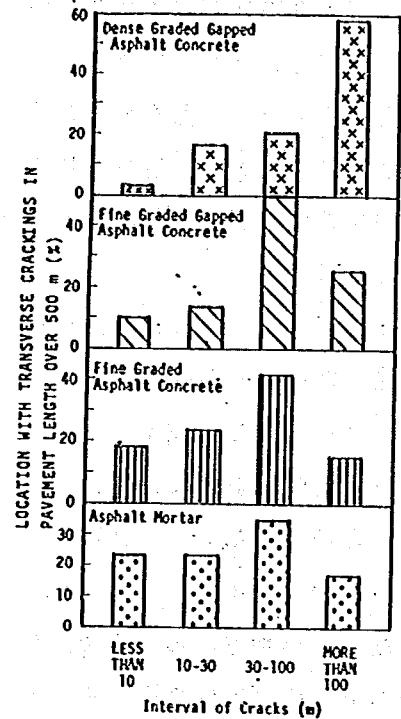


図-5 混合物の種類とクラック箇所数の関係

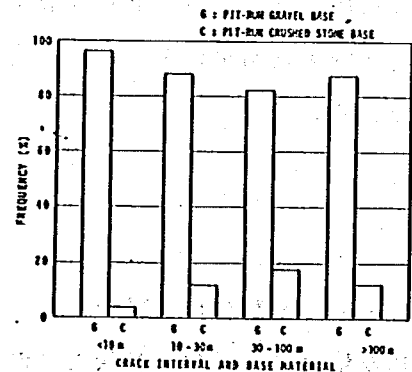


図-6 路盤材料の種類とクラックの関係

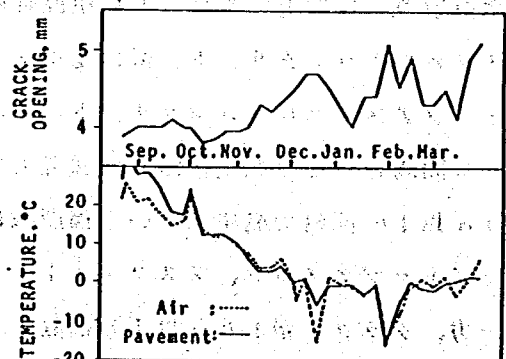


図-7 クラックの開きの動き

2-1-7. 舗装のたわみの変化

この種のクラックはアスファルト層の全厚に及ぶため、舗装のたわみが増大し、過大な応力が発生して、破壊が進行することが予想される。事実これらのクラックが発生した重交通道路では、わだち部分に多くの亀甲状クラックが発生している実例もみられる。

図-8は、2つの地点での軌跡部におけるたわみ量を示したもので、路肩側、センターライン側とも、クラックの発生した箇所の方が、大きなたわみを生じていることがわかる。この低下の度合を路肩側で比較してみると、雨煙別の25%に対し沼牛は40%も低下しており、比較的古い舗装でクラックが多数発生しているものほど、支持力の低下が大きかった。この意味でもこの種のクラックの発生は、舗装の耐久性に大きな関係をもつことが明らかになった。

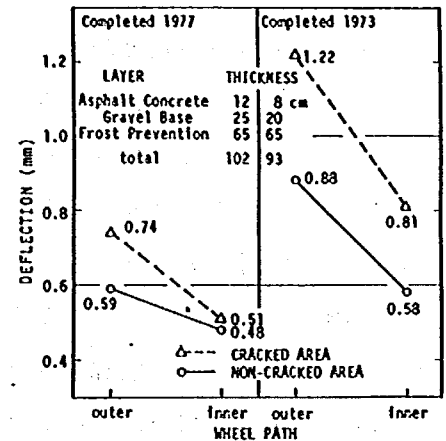


図-8 クラック発生箇所のたわみ量

2-2. クラック発生のメカニズム

筆者らの現場での調査研究、既往の研究ならびにアスファルト混合物の熱的、力学的性状に関する基礎研究によって、この種のクラックの発生のメカニズムをおおよそ説明することができる。その基礎をなすものは、アスファルト混合物の温度応力とその応力緩和性状である。

2-2-1. クラック発生のメカニズム

一般に粒状材料からなる路盤上にアスファルト混合物が舗設され、路盤とアスファルト混合物が完全に接着された状態にあり、しかも外気温の低下にともなってアスファルト層の温度が低下した場合、その混合物に温度応力が発生する。通常の状態では仮に温度応力が発生しても、混合物のもつ応力緩和性状にもとづいて、その応力は時間の経過にともなって消滅してしまう。これがアスファルト舗装にコンクリート舗装のような目地が不要な理由である。しかし、外気温が低く、混合物の変形係数の大きいときに、短時間で舗装の温度が降下すると、過大な応力が生じ、その応力が緩和されず、混合物は当然収縮しようとする。一方、混合物の路盤との摩擦力はその収縮を許さず、かつ延長方向に無限の長さをもつアスファルト層には引張り力が作用し、引張りひずみを与えた状態になる。このときの応力またはひずみが、アスファルト層のもつ強度、破壊限界ひずみを超えたときにクラックが発生する。コンクリートとアスファルトの差は、温度と時間の条件次第で、応力の緩和、伸びの有無にある。たとえ、1回の温度低下でクラックが発生しなくとも、繰返しを受けて、その混合物が疲労し、クラックが発生するものと思われる。供用年数がながくなると、アスファルトの老化に伴って、アスファルト混合物が脆化したり、交通車輛によって材料の強度、破壊ひずみが低下したりした状態でもこの種クラックの発生は容易になるのは当然である。

2-2-2. クラックの発生に関係する要素

クラックの発生メカニズムを考えると、次にあげる要素が、この種クラックの発生を支配していることがわかる。

- a. アスファルト混合物の膨張係数
- b. アスファルト層と路盤との摩擦係数（付着の程度）
- c. アスファルト混合物の変形係数
- d. 混合物に生ずる温度変化、温度
- e. 混合物の応力緩和性状
- f. 混合物の引張強度、許容伸び限度

アスファルト混合物の線膨張係数は $2 \sim 3 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ であり、アスファルト量が増大すれば大きくなる。下層との付着は終局的にはアスファルト混合物層と路盤との摩擦係数に帰せられようが、ここでいう摩擦係数は、付着が完全で混合物の収縮が下層の路盤までを引きずる状態から、両者が独立して自由に収縮するものまでかなり広範囲に変化する。この状態は、クラックの発生の程度や、夏季における交通車輛によるニーディング作用によってかなり広範に変化することが予想される。

温度降下時に生ずる応力は、アスファルト混合物の変形係数に依存する。この変形係数はいうまでもなく、時間と温度の関数として示され、アスファルトコンクリートの低温時、短時間載荷時のそれは、 $2 \sim 3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ に達する。

アスファルト混合物は粘弾性体であり、応力を緩和する特性をもっている。この緩和は高温時において顕著であり、温度が低下するにつれて緩和しがたくなる。一般にアスファルト量が多くなれば、応力は緩和しやすくなるが、膨張係数も大きくなってこの両者の間には複雑な相互関係が存在する。また、冬季間における気温の低下割合が大きくなるほど、また使用するアスファルトのコンシステンシーが大になるほどこの種のクラックが発生しやすいことになる。

3. アスファルト混合物の温度応力による破壊に関する実験研究

3-1. 研究の概要

北海道全域にわたる調査と併行して、実験室においてアスファルトに直接温度応力を発生させて、破壊させる実験を試みた。既往の研究^{8), 9), 10), 11), 12)}によっても、温度応力による破壊には使用するアスファルトの性質が大きく影響していることが知られている。

この研究では、温度応力によって混合物がどのようなレスポンスを示すかについて、針入度、軟化点、感温性（針入度指数）のことなる多くのアスファルトについて実験を試みた。

この実験は、直接供試体に応力を発生させて、温度応力の測定を行なうと同時に破壊温度を求めて、温度応力の発生状況、破壊強さなどをも同時に求めようとするものである。

3-2 低温におけるアスファルト混合物の力学的性状

温度応力による破壊に先立ち、アスファルト混合物の基礎的な性状を求めるため、実験が比較的容易な曲げ試験により、主として低温における力学的性状を求めた。^{3),4)}

実験には表-3に示すような配合のアスファルトコンクリートを用い、多くの種類のアスファルトを用いて、 $2.5 \times 2.5 \times 2.5$ cmの供試体を作成し、 $+30^{\circ}\text{C} \sim -20^{\circ}\text{C}$ の範囲で、ひずみ速度を 1.88×10^0 から 1×10^{-4} 1/secまで変化させて実験を行った。この結果を、横軸にひずみ速度、縦軸に強度、破壊ひずみ、破壊時変形係数にとって、マスターカーブの形で示したものが図-9である。図から明らかなように、曲げ強さは山形を描きピークが存在する。このピークは試験温度によって

全く同じ形状のまま、左右に規則正しく移動する。筆者らは、この点に脆化点なる名称を付した。ひずみ速度と破壊時のひずみの関係は、ゆるやかなS字の曲線で示される。この曲線もまた、温度ごとに全く同じ形状のまま、左右に規則正しく移動する。変形係数は 10^5 kg/cm^2 をピークとして、片流れの曲線で示される。それはひずみ速度の大きなところで 10^5 kg/cm^2 で一定値に達する。

これらの図は次のようなことを示している。

- 曲げ強さ、破壊ひずみ、破壊時変形係数は、ひずみ速度、温度に大きく依存する。
- 曲げ強さのピークは、 110 kg/cm^2 にも達する。脆化点以下の温度でそれは $90 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ の値を示す。
- 破壊時ひずみの上限値は、 $2 \sim 4 \times 10^{-2}$ 近辺に、また下限値は、 10^{-3} 近辺にあって、低温時と高温時、ひずみ速度の大小によって著しく変化する。

これらの実験を多数のアスファルトに適用し、混合物の脆化点での性状は通常表層に用いられるアスファルトコンクリート ($O_v = 0.86$ 程度) では、

表-3 配合

Table-3 Composition of asphalt concrete

Fracture test		Thermal test	
sieve opening (mm)	pass (%)	sieve opening (mm)	pass (%)
13	100	13	100
10	92	10	89
7	75	7	78
5	68	5	67
2.5	47	2.5	48
1.2	36	1.2	35
0.6	25	0.6	33
0.3	14	0.3	23
0.15	7.2	0.15	11
0.074	6.0	0.074	8.5
Asphalt content 6%		Asphalt content 5.8%	

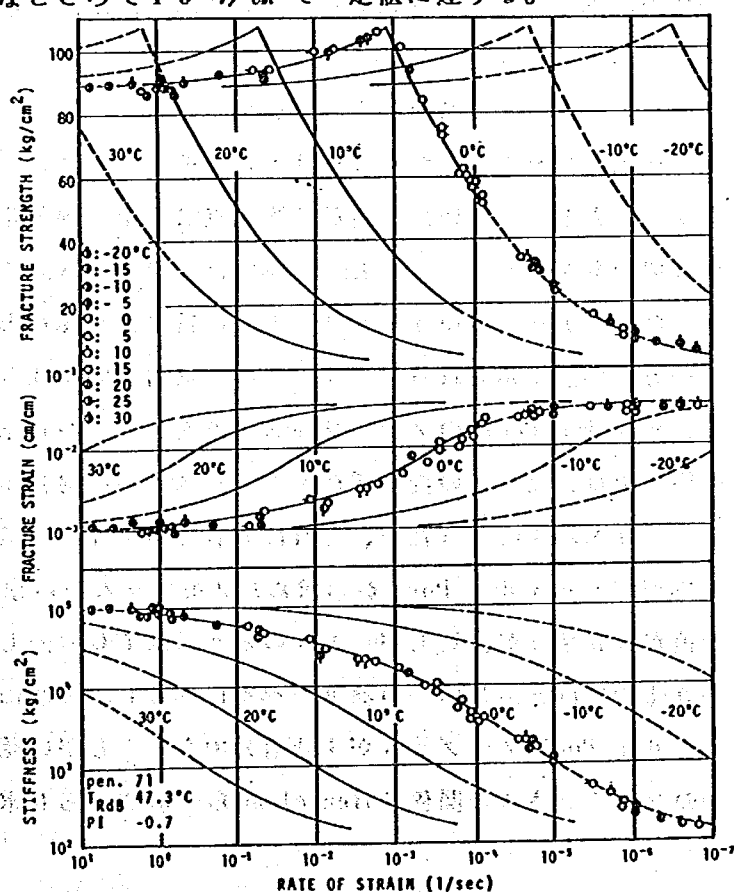


図-9 曲げ強さ、破壊時のひずみ、破壊時変形係数とひずみ速度の関係を示す

マスターカーブ

$$\sigma_b = (115 \pm 15) \text{ kg/cm}^2$$

$$\xi_b = (5 \pm 1) \times 10^{-3}$$

$$S_b = (2 \pm 1) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

であることが明らかになった。

脆化点より右側では応力-ひずみ曲線は曲線として示され、また左側ではそれが直線として示される。このことは、右側では応力が緩和され、左側では緩和がほとんど存在しないことを示しており、脆化点は応力緩和の限界点として考えることができる。この観点からすれば曲げ試験による緩和限界は、変形係数にして、時間、温度に無関係に、 $(2 \pm 1) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ として示される。もし時間またはひずみ速度が示されるなら、それは温度として求めることができる。温度応力による破壊においてもこの応力緩和の限界という概念は、大きな意味をもつであろう。

図-10は以上の結果にもとづいて、この脆化点温度を求めるために作成したノモ

グラムである。この図は、縦軸に脆化点温度を、横軸に使用アスファルトの軟化点を取り、針入度と針入度指数をパラメータにとって描いたものである。この図は載荷速度を、 $1.88 \times 10^{-2} \text{ 1/sec}$ 、にとったが、1ケタのひずみ速度の差は、脆化点温度にして約 6°C の差をもたらす。

一方、実線で示されるノモグラムは、載荷時間を 0.27 秒 ($5 \times 10^{-3} / 1.88 \times 10^{-2} \text{ 1/sec}$) として、van der Poel のステイフネスノモグラム¹⁵⁾ から求めた結果をプロットしたものである。なおこの整理では、混合物の変形係数 $2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ に対応するアスファルトのステイフネスとして $2 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ にとったが、これは筆者らのクリープに関する研究¹⁶⁾ から得られたものである。

実測値と van der Poel から求めたノモグラムから求めた数値の間には、P.I.の高いときに 3.5°C の差が存在するが、P.I.が -1.0 のときには 1°C の差しか存在しない。この2つのノモグラムは、この意味ではほとんど同一の温度レベルに存在し、破壊における混合物の応力緩和限界の推定に、van der Poel ノモグラムが十分有効であることが確認された。アスファルトのステイフネスと混合物のステイフネスの関係は Heukelom らの研究からも求めることができる。¹⁷⁾

3-3. 温度応力によるアスファルト混合物の破壊

3-3-1. 実験の方法

アスファルトの針入度を34から470まで、針入度指数を+3.5から-1.1まで変化させたアス

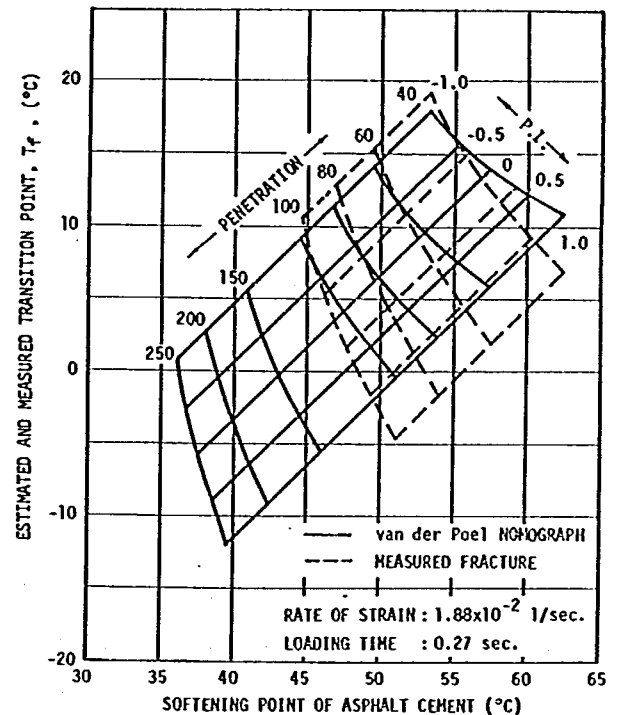


図-10 アスファルト混合物の脆化点ノモグラム

(点線は実測値によるもの、実線は van der Poel ノモグラムから求めたもの)

ファルトを用い、表-3に示したアスファルト コンクリートについて、冷却開始温度を $+10^{\circ}\text{C}$ 、冷却速度を 12°C/hr として破壊温度を求める一方、冷却速度を変化させるなどの実験を行なった。

実験としては、実験期間中供試体に長さの変化が生じないように、両端を拘束した供試体をコールドブライン槽に入れ、外部から降下速度をコントロールしたブラインを循環させる方式をとった。実験中、水槽外のロードセルによって応力を測定し、一方膨張係数を平均値 $2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ として解析を行った。供試体寸法は、 $2.5 \times 2.5 \times 26\text{ cm}$ であり、供試体はゴム乳剤を用いてコートし、水による影響を排除した。実験操作はきわめて困難であり、また長期間の実験期間を必要とした。

図-11はその装置の概要を示したものである。なおこの装置で実験可能な最低温度は -39°C である。写真-6、写真-7は装置の概要を示す。

3-3-2. 応力-時間、応力-ひずみ関係

図-12は供試体を徐々に冷却していった場合の、応力と時間の関係の一例を示すものである。この際、温度の低下によって収縮する試料を拘束しているので、膨張係数と低下温度から計算上のひずみが求められる。図-12には膨張係数を 2×10^{-5} としたときの計算ひずみをも示している。

この応力-ひずみ曲線は、通常の温度一定での応力-ひずみ曲線とは逆に、下に凸の曲線になっている。これは、温度の低下とともに変形係数自体が大になり、上向きになって行くためである。この曲線は明らかに2つの部分、すな

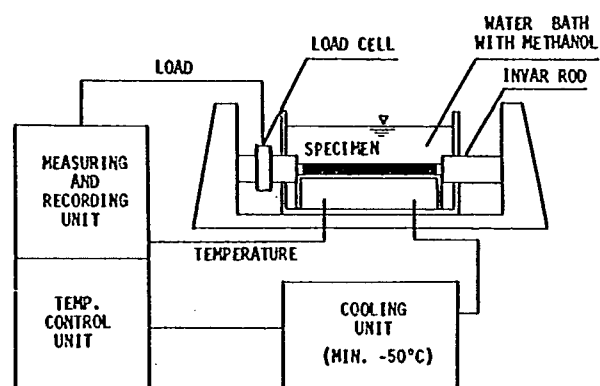


図-11 温度応力実験装置

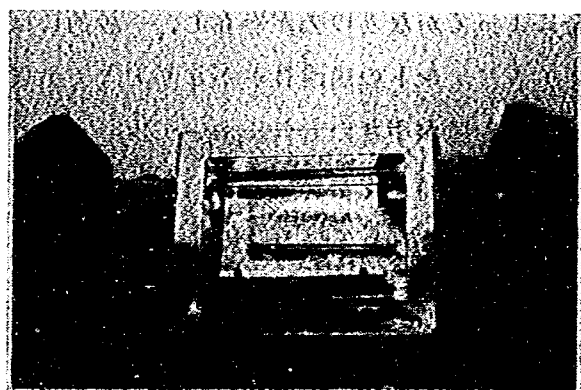


写真-6 装置に供試体をセットした状態

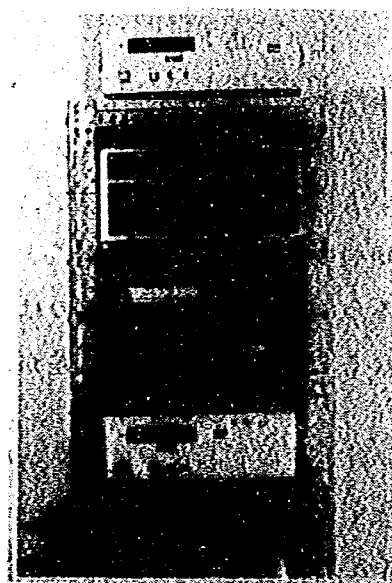


写真-7 制御、計測部分

わち、下に凸の曲線と直線の部分から成立っている。この曲線の部分は応力の緩和が存在する部分であり、直線部分は弾性体に近い挙動を示している。この応力-ひずみ曲線が2つの部分から構成されることは、この境界の温度あるいは変形係数が、温度応力に非常に大きな意味をもっていることを示している。筆者らはこれを応力緩和限界点と呼ぶことにした。この緩和限界点は、前項における脆化点に対応する性格をもつことになると予想される。

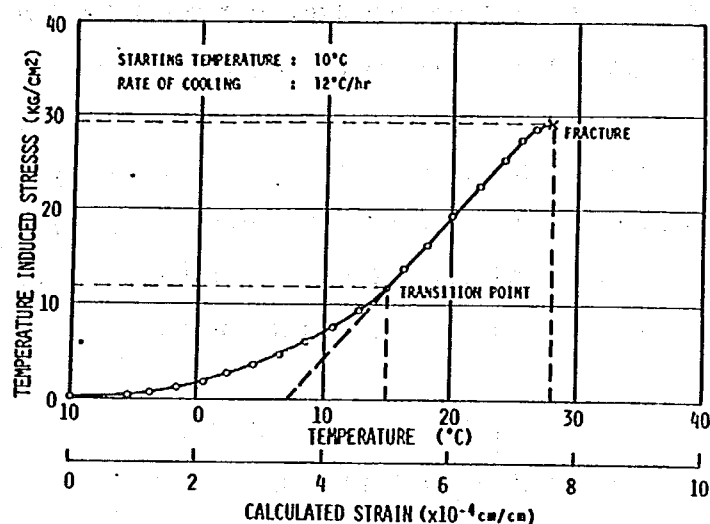


図-1 2 温度応力と、温度、計算ひずみの関係
(冷却開始温度 10°C、冷却速度 12°C/hr の場合)

3-3-3. 各種のアスファルトを用いた混合物の性状

表-4 は各種のアスファルトを用いた同一混合物について

アスファルトの性状

破壊点におけるひずみ

緩和限界点における温度

直線区間における温度差

同 上 応力

同 上 変形係数

同 上 ひずみ

破壊点における温度

同 上 応力

の一覧を示したものである。

この表でみる限り、破壊温度にはアスファルトの相違によってかなりの差が存在し、一般的には針入度の大きいものの破壊温度は低い。破壊温度には、アスファルトの感温性がかなり大きく影響している。破壊強度は、 $2.5 \sim 3.0 \text{ kg/cm}^2$ が大半であるが、針入度が小さいものについては、かなり小さな数値もみられる。大変興味あるのは、直線区間の勾配、すなわち変形係数が $6 \sim 8 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とほぼ一定なこと、直線区間の温度差が、ほとんどの場合 10°C となっていることである。

3-3-4. 針入度のことなるアスファルトの比較

針入度指数が $-1.1 \sim -0.4$ (但 Pen, 382、Pen, 470 を除く) の範囲内で、針入度を 34 から 470 まで変化させて、温度応力-温度、温度応力-ひずみ関係を示したのが図-1 3 である。この図を見れば、針入度は、破壊温度に非常に大きな影響を与えていることがわかる。Pen, 34 と 470 の間には 20°C もの差が存在している。ここでみる限りでは、破壊強さは、アスファルトによ

ってあまり大きな差を示していない。しかし、この伸び限度は明らかに針入度級に依存している。ここに示されている直線区間の伸びひずみはほぼ 2×10^{-4} と各アスファルトについて一定であり、各アスファルトでことなる伸び限度の差は、ほとんど応力緩和区間での差である。

3-3-5 アスファルトの

感温性の影響

破壊温度は針入度の大きさに依存するが、同一針入度のアスファルトでも、感温性が変化すれば、破壊温度もまた変化する。図-14は針入度指数のことなる5種のアスファルトについて示したものである。この図は、アスファルトの感温性が、緩和限界点、破壊温度に大きく関係していることを示しており、感温性の低いアスファルトはより低い温度で破壊することを明らかに示している。

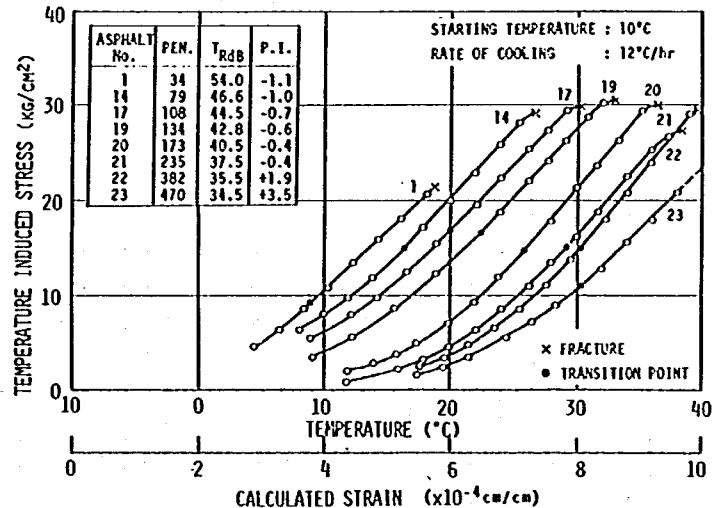


図-13 ことなる針入度を用いたときの、応力-計算ひずみ、緩和限界点、破壊点

3-3-6. 冷却速度を変化させた場合

冷却速度が破壊温度に与える影響を求めするため、冷却開始温度を 10°C とし、冷却速度を 3°C/hr から 30°C/hr まで6段階に変化させて実験を行なった。表-5はその結果を示したものである。この表によれば、破壊に至る時間は変化するものの、破壊温度、強度にはほとんど差はみられない。これは、このような低温では、ひずみ速度の1ケタの差は顕著な破壊温度の差をもたらさないことを示している。このときの応力-時間曲線を、応力-ひずみ曲線になおしてみると、6本の線はほとんど重なってしまう。変形速度から考えれば、冷却速度の小さいほど破壊温度が低くなるはずであるが、ここではそのような結果は得られなかった。これは、供試体が低温で応力を発生した状態で、試料内部にマイクロクラックが発生し、時間がながくなればそれが進行することにより、比較的高い温度で破壊しているものと思われる。破壊強度が、冷却速度のおそいものほど小さな数値になっていることも、これを裏付けている。

3-3-7. 冷却開始温度を変化させた場合

表-6は冷却開始温度を変化させて、 12°C/hr で冷却したときの破壊温度、ひずみ、強度を示している。この実験では、とくに低温で、供試体のセットが大変困難で、かなりの誤差を含むので、実験結果にかなりの実験誤差が含まれる。カッコ内には応力-ひずみ曲線から推定した補正した数値を示している。これによれば、破壊温度にはあまり大きな差はないが、開始温度の低いものほど強度が

表-4 種々のアスファルトを用いた場合の性状

(冷却開始温度 10°C、冷却速度 12°C/hr)

No.	Pen.	T _{RdB}	P. I.	Transition Point			Fracture			Temp. dif. °C	Slope kg/cm ²
				Temp. °C	stress kg/cm ²	strain ×10 ⁻⁴	Temp. °C	stress kg/cm ²	strain ×10 ⁻⁴		
1	34	54.0	-1.1	-9.0	8.5	3.8	-19.0	21.5	5.8	10.0	6.0
2	40	58.1	+0.1	-15.7	13.5	5.1	-26.0	28.6	7.2	10.3	7.2
3	44	60.5	+0.8	-17.5	17.0	5.5	-29.0	32.8	7.8	11.5	7.9
4	50	56.5	+0.3	-19.0	15.5	5.8	-26.6	21.3	7.3	7.6	4.7
5	60	50.6	-0.6	-15.0	10.1	5.0	-25.6	20.9	7.1	10.6	5.7
6	67	50.0	-0.5	-17.5	14.7	5.5	-28.3	30.0	7.7	10.8	6.4
7	67	56.5	+1.1	-23.9	16.4	6.8	-34.3	29.7	8.9	10.4	7.2
8	68	53.5	+0.5	-20.5	13.1	6.1	-32.3	28.9	8.5	11.8	7.0
9	69	48.2	-0.9	-16.0	14.0	5.2	-25.4	29.4	7.1	9.4	8.2
10	69	50.5	-0.2	-20.0	15.7	6.0	-28.5	26.0	7.7	8.5	6.6
11	71	51.0	-0.1	-18.5	16.6	5.7	-27.7	26.3	7.5	9.2	6.5
12	71	57.0	-1.3	-25.0	13.6	7.0	-36.4	26.4	9.3	11.4	5.8
13	72	50.5	-0.1	-20.0	17.0	6.0	-27.3	28.0	7.7	8.3	7.1
14	79	46.6	-1.0	-16.3	15.0	5.3	-26.6	29.0	7.3	10.3	7.3
15	86	47.8	-0.4	-18.7	18.7	5.7	-31.0	31.5	8.2	12.3	7.4
16	86	51.0	+0.5	-25.5	21.2	7.1	-33.4	31.3	8.7	7.9	7.5
17	108	44.5	-0.7	-20.0	16.6	6.0	-30.1	29.3	8.0	10.1	7.0
18	131	43.0	-0.6	-22.0	18.7	6.4	-31.1	32.9	8.2	9.1	7.9
19	134	42.8	-0.6	-22.5	17.0	6.5	-33.1	30.5	8.6	10.6	7.2
20	173	40.5	-0.4	-26.0	14.5	7.2	-32.4	25.0	8.5	6.4	7.9
21	235	37.5	-0.4	-29.3	15.0	7.9	-38.4	27.3	9.7	9.1	7.6
22	382	35.5	+1.9	-30.3	15.0	8.1	-39.5	29.5	9.9	9.0	8.0
23	470	34.5	+3.5	-30.5	10.7	8.1	—	—	—	—	6.0

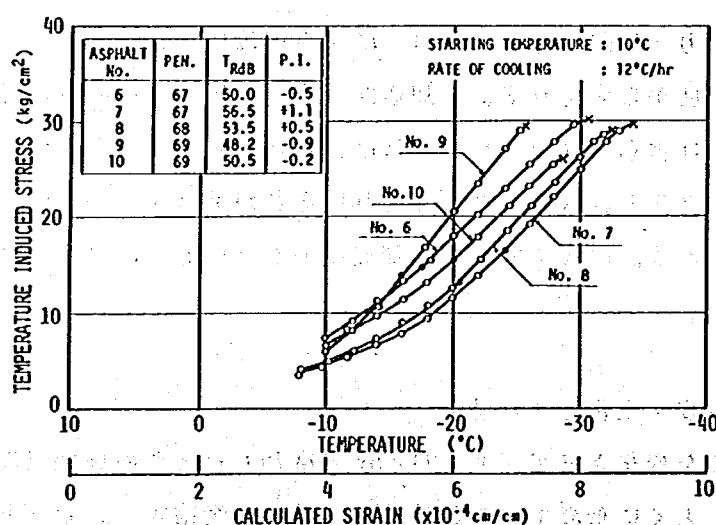


図-14 ことなる感温性をもつアスファルトの比較

表-5 冷却速度を変化させたときの
破壊温度、ひずみ、強度
(針入度 86、軟化点 47.8°C、
冷却開始温度 +10°C)

Rate of Cooling °C/hr	Fracture Temperature °C	Fracture Strain $\times 10^{-4}$	Fracture Strength kg/cm ²
-3	-27.1	7.4	27.3
-6	-30.2	8.0	27.6
-12	-31.0	8.2	31.0
-18	-31.0	8.2	32.7
-24	-32.0	8.4	33.0
-30	-32.5	8.5	31.8

表-6 冷却開始速度を変化させたときの
破壊温度、ひずみ、強度
(針入度 86、軟化点 47.8°C、
冷却速度 12°C/hr)

Starting Temperature °C	Fracture Temperature °C	Fracture strain $\times 10^{-4}$	Fracture Strength kg/cm ²
-10	-32.3	4.5	23.9
-5	-29.1(-31.0)	4.8(5.3)	21.2(25.0)
0	-23.5(-33.0)	4.7(6.3)	17.2(26.5)
+5	-33.1	7.6	27.4
+10	-30.2	8.2	31.0
+20	-33.6	10.7	26.8

小さくなっている。また破壊ひずみには大きな差がある。このことは、破壊ひずみが 2×10^{-4} になることもあり得ることを示唆している。

3-4. 破壊温度の推定

以上述べた実験結果をとりまとめて見ると次のようなものになる。

- 応力-ひずみ曲線の直線部分の大きさは、温度にして約 10°C、ひずみに換算して約 2×10^{-4} に相当する。
- 直線部分の勾配は応力とひずみから計算して $(6 \sim 8) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ になる。これはこの部分の変形係数とみなすことができる。この数値は低温での混合物の変形係数よりかなり小さい。
- 破壊強度は約 25 ~ 30 kg/cm^2 程度であり、通常の低温での引張り強さの約 50 % に相当している。これはこの種の低温、緩速载荷時には、試料の内部に、微細なクラックが徐々に発生して破壊が進行して行くことを示すものと考えられる。
- 破壊ひずみはアスファルトによって変化し、かなりことなる数値を示し、軟質アスファルトほど大きな数値を示すが、針入度が 400 以下では 10^{-3} を超えることはない。冷却を低い温度から開始したときの極限を考えれば、それは 2×10^{-4} となる。この場合には緩和領域が含まれないためである。
- アスファルトの針入度、針入度指数、緩和限界、破壊温度には規則正しい関係がある。
- 冷却開始温度、温度勾配は、緩和限界、破壊温度に顕著な差をもたらさない。

以上の結果から破壊温度の推定が可能になる。すなわち応力-ひずみ曲線の曲線部分は応力が緩和できる領域、それ以下はほぼ弾性的な挙動を示すとすれば、応力緩和限界温度を求め、それから 10°C 低い温度を求めれば破壊温度になる。非緩和領域の変形係数は $(6 \sim 8) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ であるから、

これを仮りに $7 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とする。このときのアスファルトの変形係数は $7 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ である¹⁶⁾。従ってアスファルトの変形係数が温度の低下とともに次第に上昇して、 $7 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ になる温度を求めることにより、緩和限界点が求められる。時間の設定さえできればここでも van der Poel ノモグラムを利用できる。しかし温度応力に関する実験では、時間の経過とともに温度も変化するので、破壊までの時間を単に時間にとることはできない。そこで実験で求めた緩和限界温度で変形係数が、 $7 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ になる温度を逆算してみると、すべてについて载荷時間は約 100 秒になることがわかった。表-7 はこのようにして得られた緩和限界温度と、それより 10°C 低いところに破壊温度が存在するとして求めた推測値を示したものである。

これによれば、最高の差は 2.2°C であり、比較的よい一致を見せており、破壊温度をアスファルトの性状のみから予測できることが明らかになった。しかし針入度 382、470 については予測は困難である。

表-7 緩和限界温度、破壊温度の実測値と予測値

No.	Pen.	T_{RdB}	P. I.	Transition Point		Fracture	
				Predicted	Measured	Predicted	Measured
				$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$
1	34	54.0	-1.1	-6.8	-9.0	-16.8	-19.0
2	40	58.1	+0.1	-14.3	-15.7	-24.3	-26.0
3	44	60.5	+0.8	-18.2	-17.5	-28.2	-29.0
4	50	56.5	+0.3	-17.8	-19.0	-27.8	-26.6
5	60	50.6	-0.6	-15.4	-15.0	-25.4	-25.6
6	67	50.0	-0.5	-17.0	-17.5	-27.0	-28.3
7	67	56.5	-1.1	-24.9	-23.9	-34.9	-34.3
8	68	53.5	+0.5	-22.5	-20.5	-32.5	-32.3
9	69	48.2	-0.9	-14.8	-16.0	-24.8	-25.4
10	69	50.5	-0.2	-19.5	-20.0	-29.5	-28.5
11	71	51.0	-0.1	-19.8	-18.5	-29.8	-27.7
12	71	57.0	+1.3	-26.3	-25.0	-36.3	-36.4
13	72	50.5	-0.1	-20.3	-20.0	-30.3	-28.3
14	79	46.6	-1.0	-15.4	-16.3	-25.4	-26.6
15	86	47.8	-0.4	-20.2	-18.7	-30.2	-31.0
16	86	51.0	+0.5	-25.0	-25.5	-35.0	-33.4
17	108	44.5	-0.7	-20.5	-20.0	-30.5	-30.1
18	131	43.0	-0.6	-23.0	-22.0	-33.0	-31.1
19	134	42.8	-0.6	-23.2	-22.5	-33.2	-33.1
20	173	40.5	-0.4	-27.5	-26.0	-37.5	-36.4
21	235	37.5	-0.4	-30.3	-29.3	-40.5	-38.4
22	382	35.5	+1.9	—	-30.3	—	-39.5
23	470	34.5	+3.5	—	-30.5	—	—

図-15は以上の結果をもとにして作成した緩和限界温度、破壊温度の推定のためのノモグラムである。この図は、縦軸に緩和限界温度と破壊温度をとり、横軸にアスファルトの軟化点をとって、針入度と針入度指数をパラメータとして示したものである。

実測値と推定値がよく一致しているので、この図は、van der Poel ノモグラムから得られた数値をそのままプロットすることによって得られた。

この図の形状は、曲げ破壊によって得られた脆化点ノモグラムと全く同じ形状である。このノモグラムは通常の表層用アスファルトコンクリートに適用が可能である。

3-5. 結 語

種々のアスファルトを用いたアスファルトコンクリートについて、温度応力より破壊実験を行ない、おおよそ次の結論を得た。

1) 応力-時間(ひずみ)曲線は、応力緩和のみられる曲線部分と緩和のみられない直線区間とから成る。

1) アスファルトの相違による破壊温度の差は主として、緩和区間の大小による。

2) 曲線部分と直線部分との境界の応力緩和限界点は、アスファルトの性状に依存し、アスファルトの載荷時間100秒におけるステイフネスが $7 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ になる温度に相当している

3) 破壊温度は、緩和限界温度から約 10°C 低いところに位置している。

4) 緩和限界温度、破壊温度は、冷却開始温度、冷却速度にあまり大きく影響は受けていない。

5) van der Poel ノモグラムを利用することにより、破壊温度を推定するノモグラムを作成することができる。

4. 結 論

日本のなかでもっとも寒冷な北海道に、多数発生している低温クラックについて、現場調査ならびに、室内研究を行ない、おおよそ次に述べる結論を得た。

a. 北海道における幹線道路の12.3%に相当する約1,500kmに低温クラックの発生がみられる。

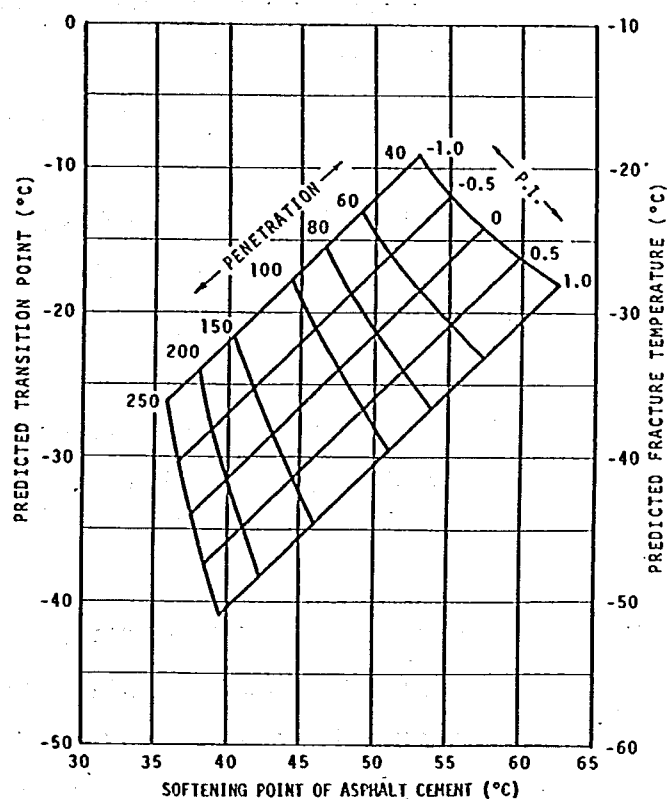


図-15 緩和限界点、破壊温度を推定するためのノモグラム

- b. 舗装の供用年数に伴って低温クラックは増加の傾向にある。一方、新設舗装においても発生している。
- c. 路盤材料が切込砂利の場合に発生が多く、碎石路盤の場合には少ない。このことは、アスファルト層の路盤との付着が大きく影響していることを示している。
- d. 低温クラックの発生した箇所の支持力は顕著に低下しており、舗装の耐久性に影響を与えている。
- e. アスファルト混合物の温度応力による破壊の実験において、アスファルトの性状が支配的な因子になっていることが明らかにされた。
- f. van der Poel ノモグラムを用いることにより、アスファルト混合物の破壊温度の推定が可能である。
- g. 北海道においては、現在、すべての舗装に 80/100 級アスファルトが用いられているが、現場調査の結果と総合して、これより若干軟質のアスファルトの利用についても検討してみる必要があろう。

日本における低温クラックに関する研究は緒についたばかりであり、データの集積は未だ十分とは云い難い。今後さらに次に述べるような事項について検討を進めて行かねばならない。

- a. 実際の道路に発生している温度応力の実測ならびにその理論的解析
- b. 外気温ならびに舗装体温度とクラック発生状況
- c. 路盤、アスファルト混合物の熱的・力学的性状
- d. 路盤とアスファルト層の付着の影響、年間を通じてその変化の状況
- e. 低温クラックと舗装の耐久性との関係
- f. 低温クラックを発生した舗装の経済的な補修工法、とくにクラックシーリングならびにオーバーレイ層のレフレクションクラックの防止工法の開発
- g. 低温クラック防止工法ならびに材料の開発

最後に本研究の遂行にあたり、御協力をいただいた、北海道開発局、北海道の各位、ならびに北海道大学工学部道路工学研究室の各位に厚く御礼申上げる。なお本研究の基礎実験は文部省科学研究費によるものである。

参 考 文 献

1. Haas, R. O. G., "A Method for Designing Asphalt Pavements to Minimize Low-Temperature Shrinkage Cracking," The Asphalt Institute, Research Report 73-1 (RR-73-1), 1973.
2. McLeod, N. W., "Influence of Hardness of Asphalt Cement on Low Temperature Pavement Crackings," Proceedings, Canadian Good Roads Association, 1970.
3. Ad Hoc Committee on Low Temperature Behavior of Flexible Pavements, Canadian Good Roads Association, "Low Temperature Pavement Cracking in Canada: The Problem and Its Treatment," Proceeding, Canadian Good Roads Association, 1970.
4. Roads and Transportation Association of Canada, "Low Temperature Cracking Study in Canada," Proceedings, Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1972, London.
5. Sugawara, T., H. Kubo and A. Moriyoshi, "Low Temperature Cracking of Asphalt Pavement," Journal of Japan Society of Civil Engineers, April 1979. (in Japanese)
6. Sugawara, T., H. Kubo and A. Moriyoshi, "Transverse Cracking of Asphaltic Pavements," Annual Report of Road, Japan Road Association, 1979.
7. Kubo, H. and T. Sugawara, "Transverse Crackings of Asphalt Pavements in Cold Regions," Report of the Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau, No. 73, May 1980.
8. Burgess, R. A., O. Kopvillem and F. D. Young, "Ste. Anne Test Road: Relationships between Predicted Fracture Temperatures and Low Temperature Performance," Proceedings, A. A. P. T., 1971.
9. Haas, R. O. G. and W. A. Phang, "Case Studies of Pavement Shrinkage Crackings Feedback for Design Subsystem," H. R. B. Research Record No. 313, Highway Research Board, 1970.
10. Hignell, E. T. J., J. Hajek and R. O. G. Haas, "Modifications of Temperature Susceptibilities of Certain Asphalt Concretes," Proceedings, A. A. P. T., 1972.
11. Tuckett, C. M., G. M. Jones and G. Littlefield, "The Effects of Mixture Variables on Thermally Induced Stresses in Asphalt Concrete," Proceedings, A. A. P. T., 1970.
12. Hills, J. F. and D. Brien, "The Fracture of Bitumens and Asphalt Mixes by Low Temperature Induced Stresses," Proceedings, A. A. P. T., 1966.
13. Sugawara, T., "Mechanical Response of Bituminous Mixture Under Various Loading Conditions," Proceedings, Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1972, London.

14. 菅原 照雄, 笠原 篤 "アスファルトの性状のアスファルト混合物の力学的性状に及ぼす影響" 土木学会論文報告集, 第268号, 1977年12月.
15. van der Poel, O., "A General System Describing the Visco-Elastic Properties of Bitumens and Its Relation to Routine Test Data," Journal of Applied Chemistry, Vol. 4, 1954.
16. 牛尾 俊介 "アスファルトの工学特性(第3報), アスファルト混合物の変形特性, とくにクリープ特性について" 石油学会誌, 24, (4), 1981.
17. Heukelom, W. and A. J. G. Klomp, "Road Design and Dynamic Loading," Proceedings, A. A. P. T., 1964.

1. まえがき

空港舗装では、広大な面的な舗装のうち、交通荷重が載るのはほんの一部分で、大半の部分には交通がないという特色がある。表層のアスファルトコンクリートにとっては、交通荷重がないことは、荷重によるニーディング作用を受けないため、それだけ老化が速く進行すると考えられる。

日本のいくつかの空港のアスファルト舗装で、この老化に関連した温度応力クラックの発生がみられた。寒冷地の空港では、厳しい気象条件から、発生する温度応力も大きく、一部に低温クラックの発生がみられる。

本報告書では、温度応力クラックの発生に対し、アスファルトコンクリートの老化がどのような影響を持つのかを、室内において熱履歴により促進劣化させた試料に対し繰返して温度応力を発生させて調べた結果を示す。試験は、2種類の骨材（通常のもものと吸水性の大きなもの）に対し、2種類のアスファルト（ストレートアスファルトとセミブローンアスファルト）を用い、アスファルト量も変えて行った。そして、これらの要素が熱劣化および温度変化にともなって発生する温度応力に対して及ぼす影響について、ある程度明らかにした。

2. 空港アスファルト舗装における表層アスファルトコンクリートの老化と温度応力クラックの実態

図-2.1は、北海道の釧路空港の1973年に製作された滑走路およびそれに付帯するショルダーのアスファルト舗装での1982年5月のクラック調査結果の一部である。滑走路については、交通がほとんどない縁端帯のみを調べた。これによれば、滑走路本体には若干低温による温度応力クラックがみられるものの、それほど顕著ではない。一方ショルダーには、極めて多くのクラックがみられる。しかしこのクラックは、必ずしも温度応力クラックだけではなく、凍上性のクラックも含まれたものと考えられる。釧路空港の1981年の凍結指数は、 $591.8^{\circ}\text{C}\cdot\text{日}$ である。

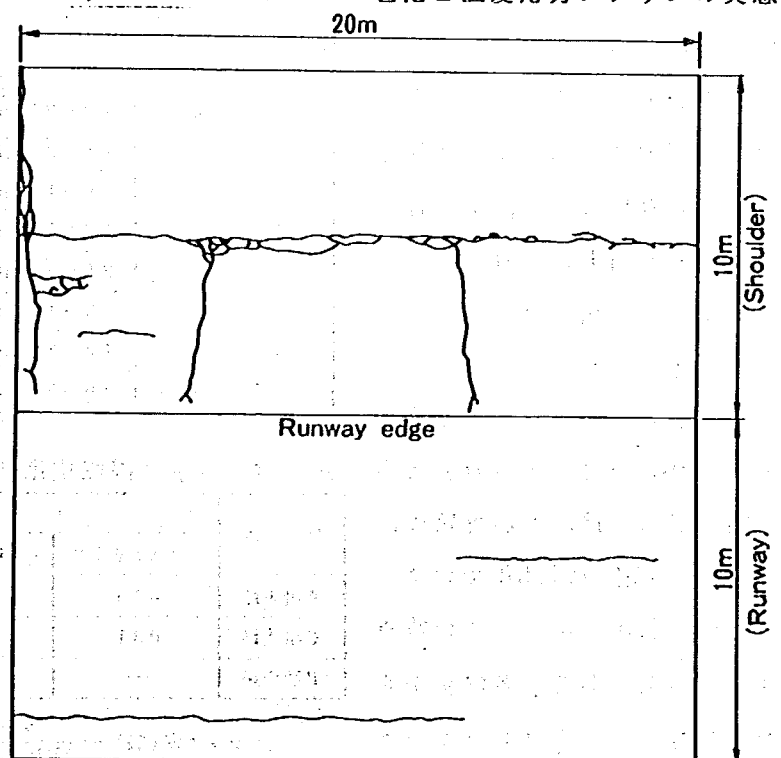


図-2.1 釧路空港滑走路縁端帯およびショルダーでのクラックの例

1982年5月の調査によれば、2年前に新設したショルダーのアスファルト舗装は、今のところ何らのクラックの発生もみられず良好な状態にあった。

このように、日本の寒冷地の空港のアスファルト舗装は、一部に温度応力によるクラックの発生がみられるものの、全体的にはあまり温度応力クラックは顕著なものとはなっていない。これについては、日本の空港アスファルト舗装で使用する表層アスファルトコンクリートが、老化を考慮し、かなり細粒でしかもアスファルト量をできるだけ多くしていることと何らかの関係があるものと考えられる。表-2.1は、日本の空港アスファルト舗装の表層アスファルトコンクリートに使われている骨材の粒度で、表-2.2は、マーシャル試験の基準値である。また表-2.3は、釧路空港でのクラック調査時に表層から採取した試料の回収アスファルトの物理試験結果で、約10年経過したわりには老化の程度は小さい。

表-2.1 空港の表層アスコン用骨材粒度

ふるいの呼び寸法 (mm)	通過重量百分率	
	A	B
	最大粒径20mm	最大粒径13mm
25	100	—
20	95~100	100
13	75~90	95~100
5	45~65	55~75
2.5	35~50	35~50
0.6	18~29	18~29
0.3	10~21	10~21
0.15	6~16	6~16
0.074	4~8	4~8

表-2.2 表層アスコンのマーシャル基準値

突き固め回数	75
安定度(kgf)(最小)	900
フロー値(1/100cm)	20~40
空げき率(%)	2~5
飽和度(%)	75~85

他方寒冷地ではないのに、一表-2.3 釧路空港アスファルト舗装表層の回収アスファルトの物性部の空港で、供用前の滑走路や誘導路のアスファルト舗装に温度応力によると考えられるクラックが著しく発生し問題となった。供用前で交通荷重の作用を受けていないことと、その他の状況から判断し、これらのクラックは、温度応力クラックの一種と考えられた。

区画 (クラック状態)	試料深さ	針入度 (1/10mm, 25°C)	軟化点 (°C)	P I	伸度 (cm, 15°C)
わざか	原アスファルト	93	46.0	-0.7	100+
	0~10mm	31	58.0	-0.4	12
	13~23mm	30	57.0	-0.7	15
	26~36mm	42	54.5	-0.5	22
中位	0~10mm	26	59.0	-0.6	10
	13~23mm	34	56.5	-0.6	13
	26~36mm	44	55.0	-0.3	18
ひどい	0~10mm	29	61.5	0.1	5
	13~23mm	30	57.0	-0.7	5
	26~36mm	41	55.5	-0.4	15

表-2.4は、新東京国際空港の1970~1972年に施工されたA滑走路、C滑走路、P誘導路の、3~5年経過後の1975年でのクラック発生状況である。この時点は、供用前である。各区画から表層アスファルトコンクリートの試料を採取し、これらからアスファルトを回収し、それらの

表-2.4 新東京国際空港アスファルト舗装のクラック状況(供用前)

区画	クラック率(%)				使用アスファルト
	プリスタリング	線状クラック	面状クラック	合計	
A滑走路	0.10	2.01	0.54	2.65	セミブローン
C滑走路	0.31	0.15	—	0.46	ストレート
P誘導路	—	0.25	—	0.25	ストレート

$$\text{クラック率(}\%) = \frac{\text{クラック面積}(\text{m}^2)}{\text{調査区画の面積}(\text{m}^2)} \times 100$$

$$\text{プリスタリングによるクラック面積}(\text{m}^2) = 0.09 \times \text{プリスタリングの個数}$$

$$\text{線状クラックの面積}(\text{m}^2) = 0.3 \times \text{クラックの長さ}(\text{m})$$

物理的性質を調べた結果が表-2.5 新東京国際空港アスファルト舗装表層の回収アスファルトの物理的性質

表-2.5である。クラックの発生
の多いA滑走路には、セミブ
ローン系のアスファルトが使
われたが、表-2.5 からわかる
ように、表面部については、
他の区画よりかなり硬化が進
んでいる。

また図-2.2は、かなり温暖
地域にある下地島空港で、誘
導路のアスファルト舗装にみ
られたクラックの状況である。
1976年12月に施工が完了した

使 用 アスファルト	区 画	試 料 深 さ	針 入 度 (1/10mm, 25°C)	軟化点 (°C)	P I	伸 度 (cm, 15°C)
セミブローン	A滑走路	原アスファルト	70	49.5	-0.5	—
		0~5mm	16	74.6	1.1	1.0
		8~13mm	31	61.8	0.3	4.5
		16~35mm	47	57.7	0.4	9.0
ストレート	C滑走路	原アスファルト	65	52.0	-0.1	—
		0~5mm	19	56.7	-1.6	4.0
		8~13mm	41	50.7	-1.5	25.0
		16~35mm	55	48.3	-1.4	100+
	P誘導路	原アスファルト	65	52.0	-0.1	—
		0~5mm	16	61.3	-1.0	0.5
		8~13mm	25	56.5	-1.2	5.0
		16~35mm	51	50.5	-1.0	26.5

ところ、約9か月後頃から、温度応力によるとみられるクラックが発生しだした。図-2.2には、施工後約3年半の間（ほとんど交通はない）のクラックを示している。ここのアスファルトコンクリートには、この島には骨材としてコーラルリーフロックしかないことから、吸水率が2.9%とやや大きなコーラルリーフロックが使われ、またアスファルトとしては、わだちぼれを考慮し、針入度が47、軟化点が69.5°Cのセミブローン系のアスファルトが用いられた。クラック発生後、表層アスファルトコ

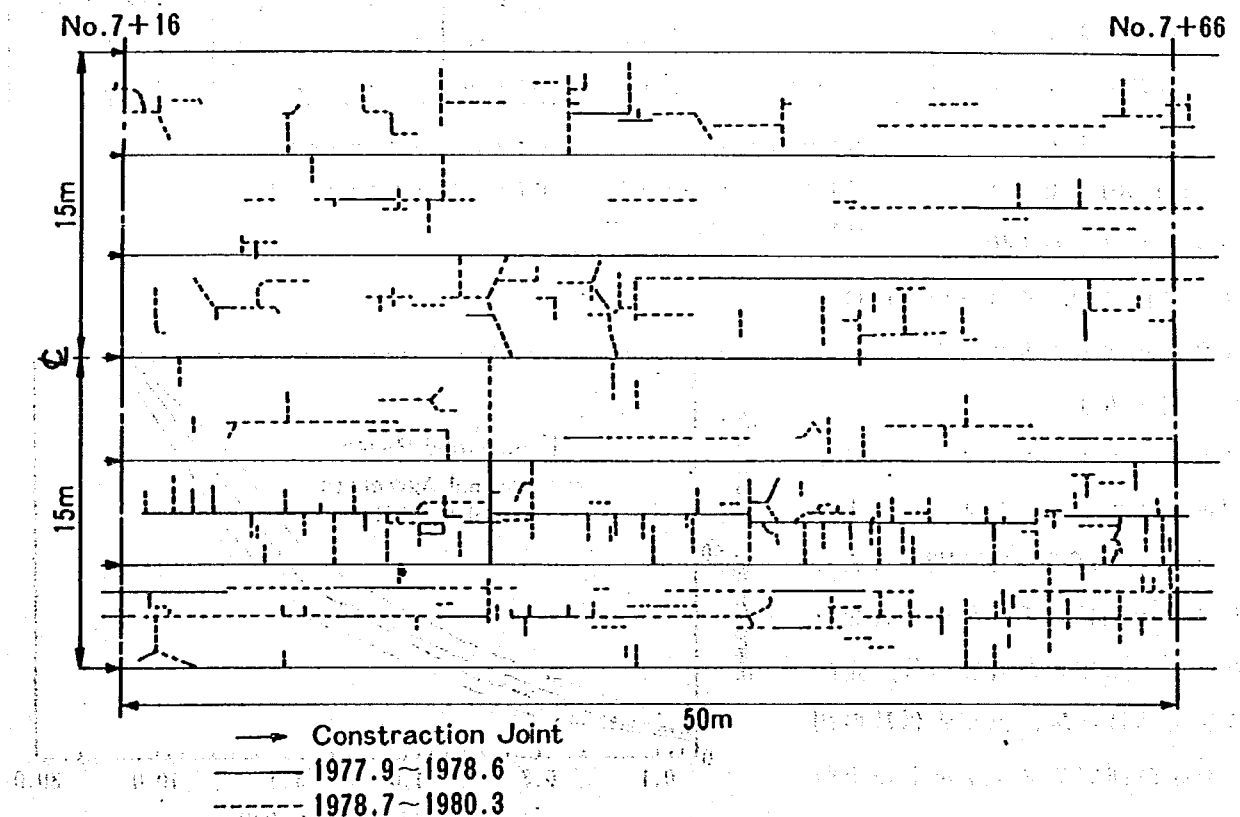


図-2.2 下地島空港アスファルト舗装にみられたクラックの状況

ンクリートから試料を採取し、回収アスファルトの試験を行ったところ、針入度が18、軟化点が125℃と著しい硬化を示していた。

このように、寒冷地でない比較的温暖な地域の空港でも、アスファルトコンクリートの老化が進み硬化すると、温度応力によるクラックが発生するようで、交通荷重の作用しない区域の多い空港舗装では、特にこの老化現象に注意が必要であろう。

3. 試験の概要

本報告は、アスファルトコンクリートの老化（硬化）が、アスファルトコンクリート自身の性状にどのような変化をもたらすかを調べ、また同時に、温度変化によってアスファルトコンクリート中に生ずる温度応力とそれによって起る温度応力クラックにどのような影響を持つのかを調べたものであるが、このために実施した室内試験の使用材料と試験方法について以下に説明する。

3.1 試験材料

試験に用いたアスファルトコンクリートの種類を表-3.1に示す。

アスファルトコンクリートに使用した骨材は、主に安山岩よりなる通常骨材（吸水量2.28%）と、沖縄県読谷産のコーラルリーフロック（

吸水率9.5%）の2種類

であり、それらの粒

径加積曲線は図-3.1に

示すとおりである。ま

た、使用アスファルト

は、ストレートアスフ

ァルト60/80、セミブ

ローンアスファルト40

/60の2種類で、それらの物性は表

-3.2に示すとおりである。

3.2 試験方法

アスファルトコンクリートの硬化を促進するために、アスファルトコンクリートに70℃の熱履歴を与えた。そしてこの熱による硬化の影響をみるために、所定の熱履歴の後、定ひずみ速度曲げ試験、熱膨張係数の測定、および回収アスファルトの物理試験を実施した。また、熱とともに温度変化がアスファルトコンクリート

表-3.1 試験したアスファルトコンクリートの種類

アスファルトコンクリート	使用アスファルト	使用骨材	アスファルト量(%)
NS	ストレート60/80	通常骨材	6.2(OAC)
CS	ストレート60/80	コーラルリーフロック	9.3(OAC)
CS+1	ストレート60/80	コーラルリーフロック	10.3(OAC+1)
NP	セミブローン40/60	通常骨材	6.2(OAC)
CP	セミブローン40/60	コーラルリーフロック	9.3(OAC)

N:通常骨材

S:ストレートアスファルト

C:コーラルリーフロック

P:セミブローンアスファルト

OAC:最適アスファルト量

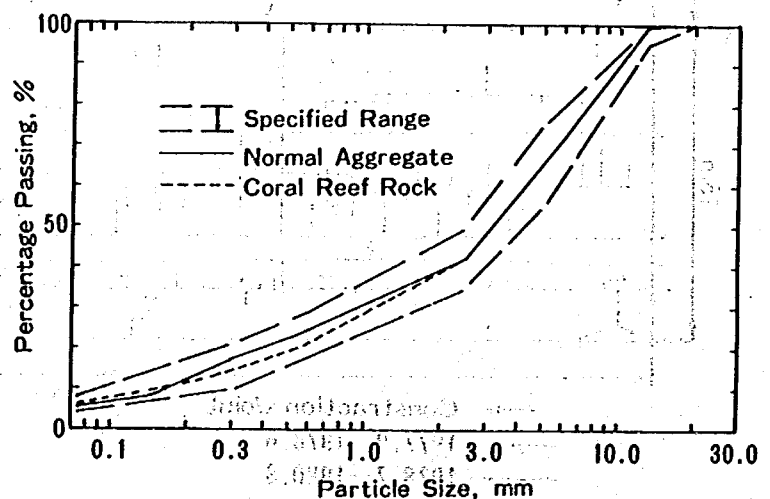


図-3.1 使用骨材の粒度

トに及ぼす影響を調べるために、熱履歴を与えたものと与えないものについて、 $+10^{\circ}\text{C} \sim -20^{\circ}\text{C}$ の温度変化を周期的に与え、発生する応力を測定し、さらにこの温度変化を100サイクル与えた後に定ひずみ曲げ試験を実施した。これらの試験のフローチャートを図-3.2に示す。

このフローチャートに示した各々の項目について、以下で説明する。

(1) 供試体の作製

表-3.1に示したアスファルトコンクリートを、 $40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 6\text{cm}$ の型枠内に入れてその密度がマッシュアル基準密度の98%以上となるように締固めた後、熱履歴を与えない場合はそのまま、熱履歴を与える場合はその操作の後、 $4\text{cm} \times 4\text{cm} \times 2.5\text{cm}$ の大きさの供試体を切り出した。

(2) 熱劣化

熱履歴は、(1)の試料($40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 6\text{cm}$)を、 70°C に保った恒温炉に所定期間入れることによりアスファルトコンクリートに与えられた。その期間は、熱履歴のみの影響を調べるための定ひずみ速度曲げ試験および熱膨張係数測定試験用については8週間、それ以外のものについては1, 2, 4, 8週間とした。

(3) 温度応力

温度応力を与えたアスファルトコンクリートは、表-3.1に示す5種類であり、それぞれ熱履歴を与えたものと与えないものである。これには、熱膨張係数の小さい金属であるインバール製のフレーム(図-3.3)を用いた。供試体に温度応力を与える方法は、まず供試体をフレームに取り付け

表-3.2 使用アスファルトの物性

物 性	ストレート60/80	セミブローン40/60
針入度 ($1/10\text{mm}$, 25°C)	68	50
軟化点 ($^{\circ}\text{C}$)	49.5	59.0
伸び (cm , 15°C)	140+	—
PI	-0.6	0.8
粘度 (cst)	120 $^{\circ}\text{C}$	—
	140 $^{\circ}\text{C}$	704
	160 $^{\circ}\text{C}$	294
	180 $^{\circ}\text{C}$	131
比 重	1.029	1.021

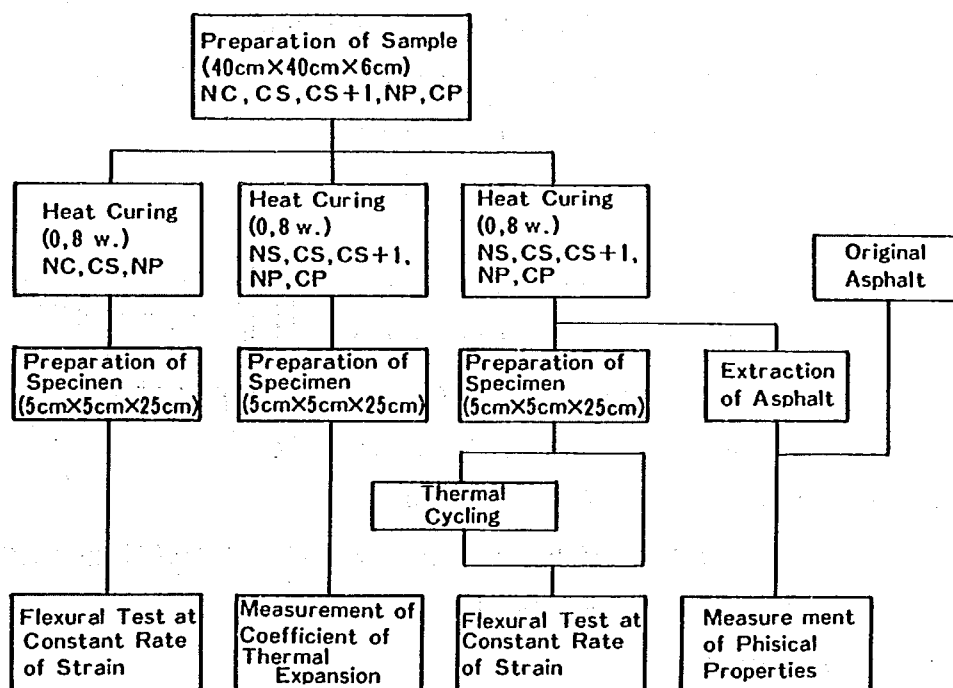


図-3.2 試験のフローチャート

てその変位を拘束し、それらをナイブライン水溶液中に浸し、 $+10^{\circ}\text{C} \sim -20^{\circ}\text{C} \sim +10^{\circ}\text{C}$ の周期的温度変化（温度下降時 $-16^{\circ}\text{C}/\text{h}$, 上昇時 $+20^{\circ}\text{C}/\text{h}$ ）を100サイクル与えるものである。そのときにアスファルトコンクリートに生ずる応力は、あらかじめフレームに設置しておいたひずみゲージにより測定された。

(4) 定ひずみ速度曲げ試験

温度変化を与えた供試体に対しては、ひずみ速度 $1 \times 10^{-2} \text{sec}^{-1}$, 温度 10°C で試験した。また、表-3.1に示したNS, CS, NPについては、熱履歴だけの影響を調べるために、熱履歴を与えたものと与えないもののそれぞれに対して、ひずみ速度 $5 \times 10^{-5}, 1 \times 10^{-4}, 1 \times 10^{-3}, 1 \times 10^{-2} \text{sec}^{-1}$, 温度 $-20, -10, 0, +10, +20^{\circ}\text{C}$ の各条件で試験した。

(5) 熱膨張係数の測定

熱膨張係数の測定は、表-3.1に示す5種類のアスファルトコンクリートに対して、熱履歴を与えたものと与えないものについて行った。測定は、供試体の変形が拘束されることなく自由に伸縮できるように状態で、温度を 10°C から -20°C まで変化させ、 10°C ごとに供試体の長さを測ることによった。供試体の長さの測定には、図-3.4のようなフレームを用いた。

(6) アスファルトの回収ならびに回収アスファルトの物性試験

アスファルトの回収ならびに回収アスファルトの物性試験は、表-3.1に示す5種類のアスファルトコンクリートに対し、それぞれ熱履歴を与えたものと与えないものについて行った。アスファルトの回収方法としては、ASTM D 1856に規定されたアブソン法を採用した。その回収アスファルトに対して、以下に示す物性試験を実施した。

(a) 粘度試験：ASTM D 2171の方法

(b) 針入度，軟化点，フローゼい化点試験：JIS K 2207の方法

(c) 化学組成分析：クロマトグラフ分別法により、アスファルトをアスファルテン，飽和分，芳香族，レジンの4成分に分別した。

(d) 赤外線分析：アスファルテンの四塩化炭素溶液に赤外線を照射することによりアスファルテンを分析した。

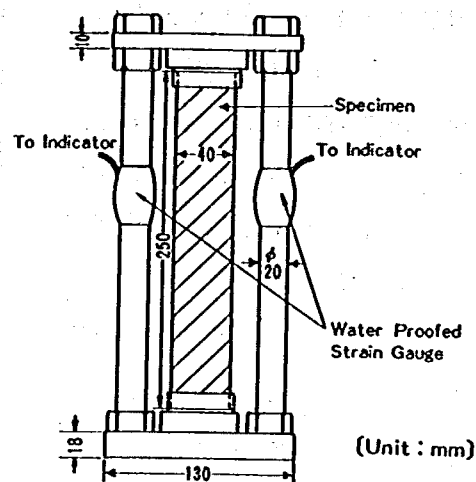


図-3.3 温度応力測定用フレーム

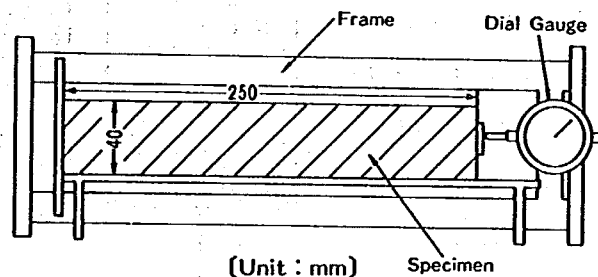


図-3.4 熱膨張係数測定装置

4. 試験結果と考察

4.1 熱履歴によるアスファルトコンクリートとアスファルトの性質の変化

(1) アスファルトコンクリートの力学性状の変化

定ひずみ速度曲げ試験の結果から、強度と破断ひずみ、ならびに0.1%のひずみにおけるスティフネスを読み取った。試験条件は、ひずみ速度 $1 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$ 、試験温度 10°C である。また、以下のプロットに用いた点は、いずれも、同一条件下の3本の供試体による結果の平均値である。

まず、図-4.1に曲げ強度と熱履歴時間の関係を示す。この図より、セミブローンアスファルトを用いたものは、熱履歴時間の経過とともに強度も増加していくことがわかる。これに対して、ストレートアスファルトを用いたものでは、時間の経過とともに強度はほぼ一定または減少という傾向を示している。このような強度の変化の様子は、ストレートアスファルト、セミブローンアスファルトともに、通常骨材を用いた場合にその特徴が著しいようである。

図-4.2には、破断ひずみの変化を示している。いずれも、熱履歴時間の経過とともに破断ひずみは減少している。そして、NSの1週間目を除けば、破断ひずみのこう配はほぼ等しいようである。

スティフネスの変化の様子は、図-4.3に示されている。いずれも、時間の経過とともに増加し

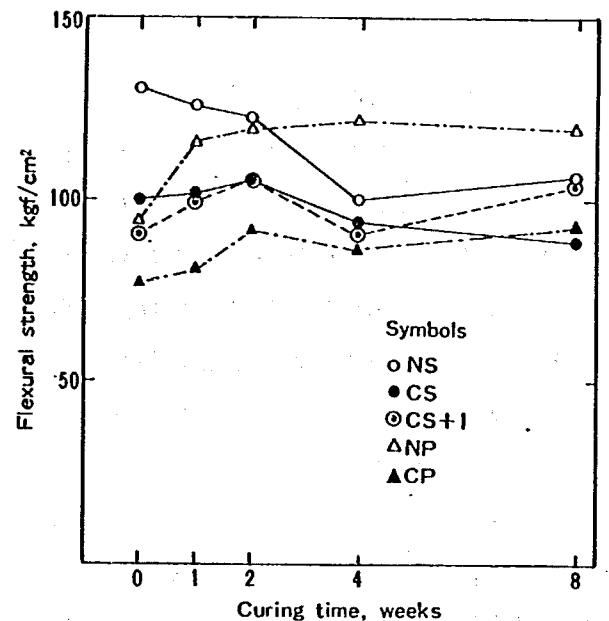


図-4.1 熱履歴時間が曲げ強度に及ぼす影響

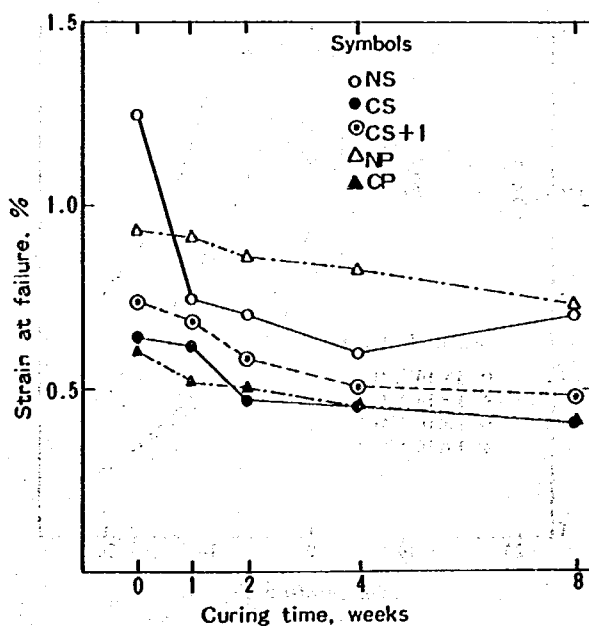


図-4.2 熱履歴時間が破断ひずみに及ぼす影響

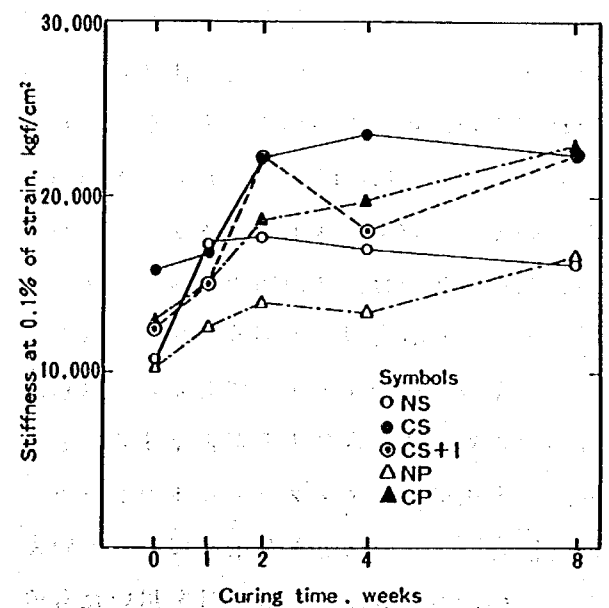


図-4.3 熱履歴時間がスティフネス(0.1%ひずみ)に及ぼす影響

ており、熱履歴を受けることによってアスファルトコンクリートが硬くなっている。なかでも、骨材にコーラルリーフロックを用いたものでその傾向が著しく、アスファルト量やアスファルトの種類に関係なく、8週間後には約 $22,000 \text{ kgf/cm}^2$ にまで増加している。これは、コーラルリーフロックが通常骨材に比較して吸アスファルト性に富み、アスファルトを硬くしやすいためと考えられる。

図-4.1~4.3を総合すれば、ストレートアスファルトを用いた供試体の曲げ強度の変化を除けば熱履歴時間の経過とともに強度は増加し、破断ひずみは減少し、またスティフネスは増加しており、アスファルトコンクリートが熱劣化で硬く、もろくなっていることがうかがえる。

次に、NS, CS, NP の3種類の試料で、熱履歴が0週と8週のものについて、温度条件とひずみ速度条件を広範囲に変化させて定ひずみ速度曲げ試験を実施した。その結果のうちNPについて曲げ強度と温度の関係を図示したものが図-4.4であるが、曲げ強度~温度曲線のピークで表わされるぜい化点における温度は、8週間の熱履歴によっていくらか高温側に移動しており、アスファルトコンクリートが硬くなっていることを示している。

同じシリーズの試験から、曲げ強度と破断時のひずみの関係をプロットしたものを図-4.5に示す。図中には、3本の供試体の結果を平均する前の個々のデータがプロットされている。このような図は一般に破壊包らく線と称され、アスファルトコンクリートの配合が決まれば、温度やひずみ速度にかかわらず一本の曲線になるといわれている。図-4.5もおおむねその傾向を示している。ただし、ストレートアスファルトを用いた供試体では、8週間の熱履歴によって、破断ひずみが0.5%以上の部分の包らく線が、いくぶん左側へ移動するようである。これは、ある応力に対する許容ひずみが低下することであり、熱劣化によってアスファルトコンクリートが破損しやすくなることを示しているといえよう。またこの傾向は、通常骨材を用いたものよりも、コーラルリーフロックを用いたものの方が大きい。これに対し、セミブローンアスフ

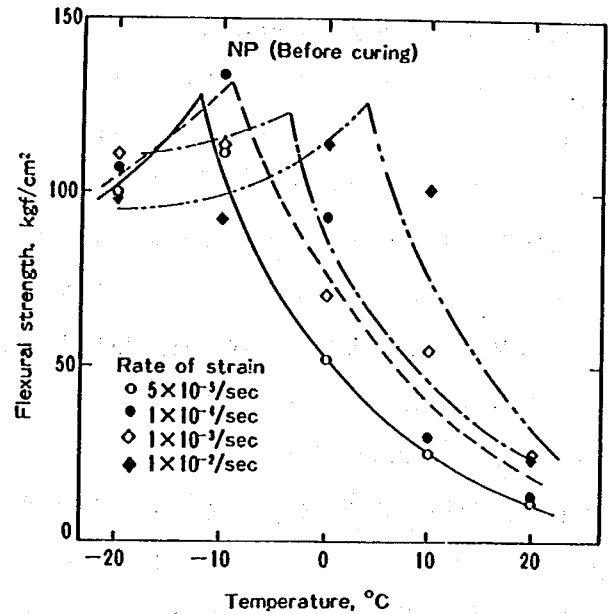


図-4.4(a) 温度が曲げ強度に及ぼす影響（熱履歴前）

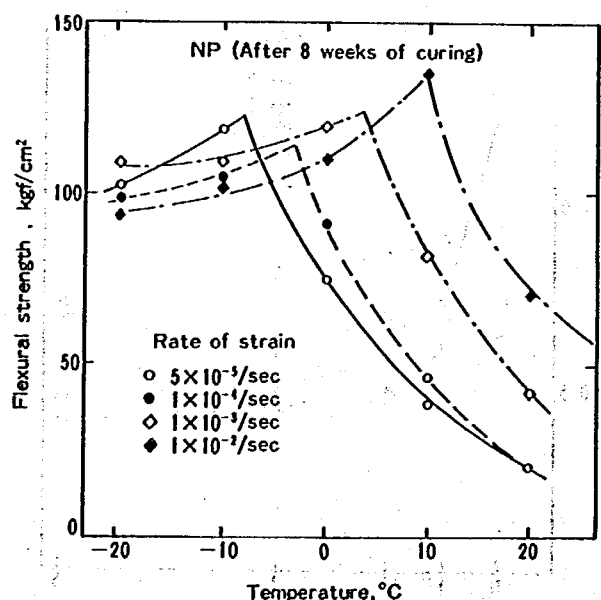


図-4.4(b) 温度が曲げ強度に及ぼす影響（8週間の熱履歴後）

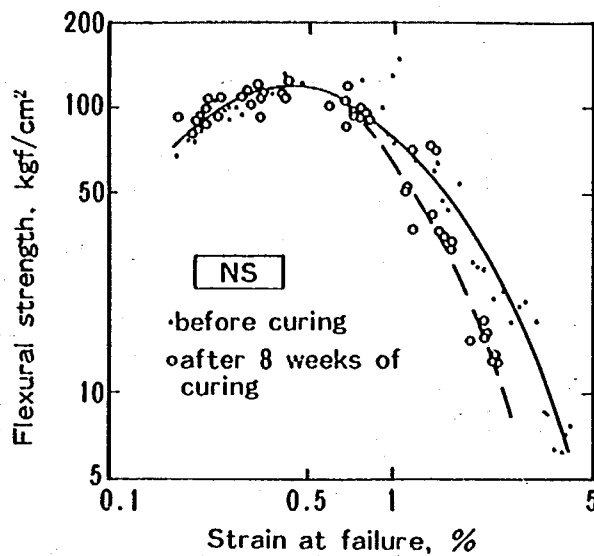


図-4.5(a) NS の破壊包らく線

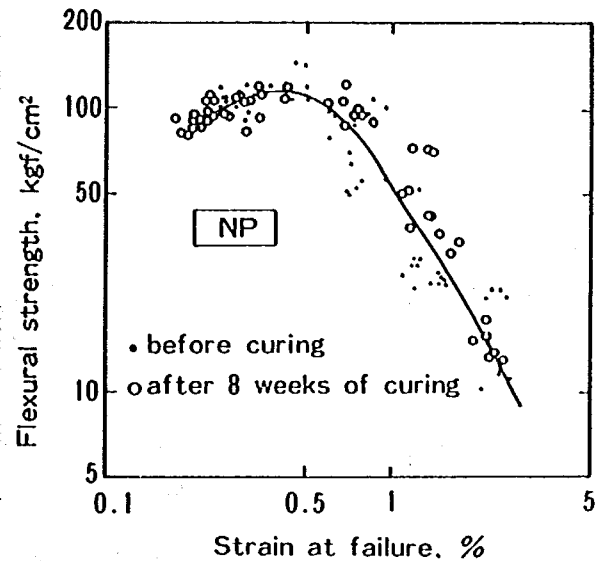


図-4.5(b) NP の破壊包らく線

ァルトを用いたものでは、図-4.5(b)に示すように、8週間程度の熱履歴は、破壊包らく線の位置やその形状にほとんど影響を及ぼさないようである。

(2) アスファルトコンクリートの熱膨張係数

8週間の熱履歴の前後に測定したアスファルトコンクリートの熱膨張係数を図-4.6に示す。この図では熱履歴の有無、骨材やアスファルトの種類の違いが熱膨張係数の大きさに及ぼす影響は明らかでない。一方アスファルト量の多いアスファルトコンクリートの方が、熱膨張係数が大きくなる傾向はみられる。これは、一般には骨材よりもアスファルトの熱膨張係数の方が大きいという事実起因しているものと思われる。

(3) アスファルトの物理的、化学的性質の変化

熱履歴時間が回収アスファルトの残留針入度、針入度指数PI、フラスゼい化点、60℃粘度などの物理的性質に及ぼす影響を図-4.7～4.10に示す。いずれの指標をとっても、熱履歴時間の増加とともにアスファルトが硬化し、感温性が小さくなる傾向を示している。図-4.7では、通常骨材を用いた供試体からのアスファルトは、ストレートアスファルト、セミブローンアスファルトともに、供試体を作成した時点ですでにその針入度が、原アスファルトの70%以下に低下したことを示している。これは、コーラルリ-ブロックを用いたものに比較して使用アスファルト量が少ないため、骨材表面上のアスファ

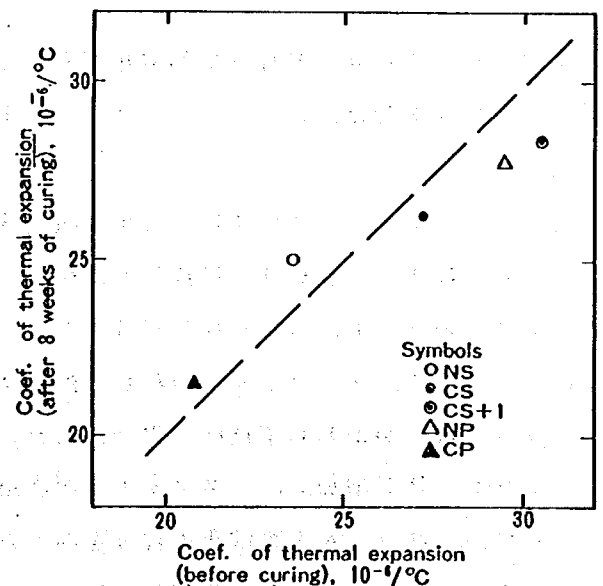


図-4.6 8週間の熱履歴前後の熱膨張係数の比

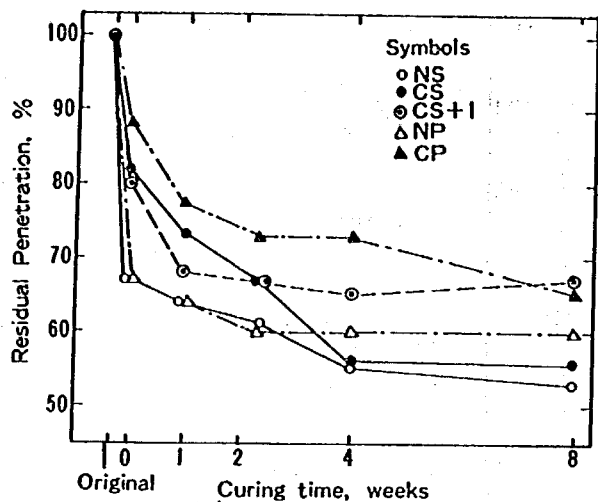


図-4.7 熱履歴時間が残留針入度に及ぼす影響

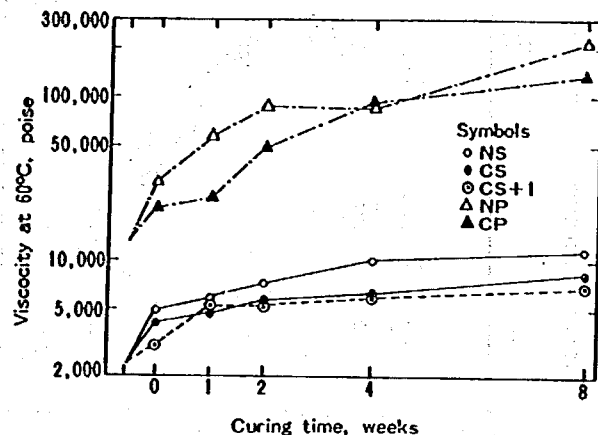


図-4.8 熱履歴時間が60°C粘度に及ぼす影響

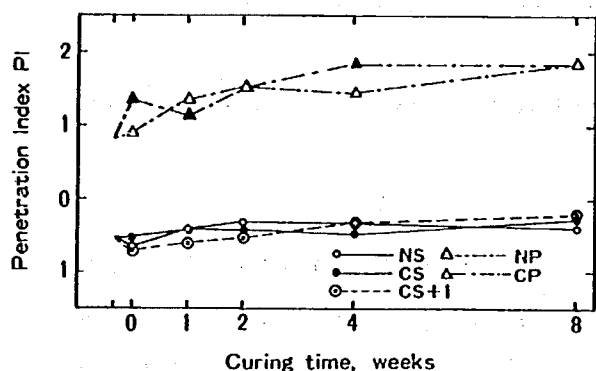


図-4.9 熱履歴時間が針入度指数に及ぼす影響

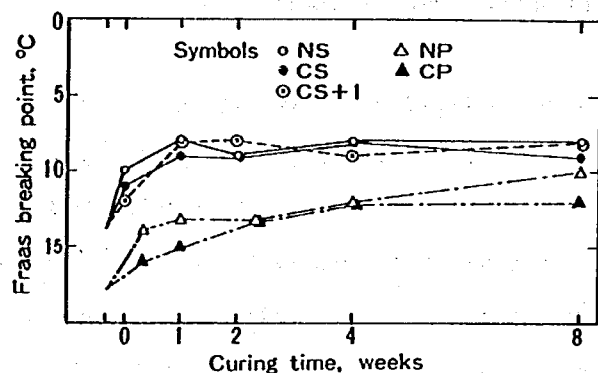


図-4.10 熱履歴時間がフラスゼい化点に及ぼす影響

ルト膜厚が薄くなり、混合時に熱劣化が大きく進行したためであろう。また図-4.8, 4.9から、60°C粘度やPIの増加は、ストレートアスファルトに比較してセミブローンアスファルトの方が著しいことがわかる。

次にクロマトグラフ分別法による化学組成分析の代表的な結果を図-4.11に示す。まず、バインダーの種類によって各成分の構成比率が大きく異なることを2枚の図から読みとれる。またいずれのアスファルトでも、芳香族成分が減少し、アスファルテンが増加している。他の混合物の結果と比較したところ、アスファルトの種類と熱履歴時間が定まれば、各成分の比率は、骨材の種類やアスファルト量にかかわらずほぼ一定であった。このことは、いずれの混合物も、熱履歴によってアスファルテン分が増加し、アスファルトが次第に劣化していることを化学的に示している。

さらに、アスファルトの酸化の程度を調べるために実施した赤外線分析の結果の1例を図-4.12に示す。実際の舗装では、熱の作用以外に、アスファルトの酸化もアスファルトの硬化、老化の大きな原因となっている。そして酸化の進んだアスファルトに対して赤外線分析を行うと、一般に波数が 1700cm^{-1} の付近に、カルボニル基($\text{C}=\text{O}$)に起因するピークが現われるといわれている。しか

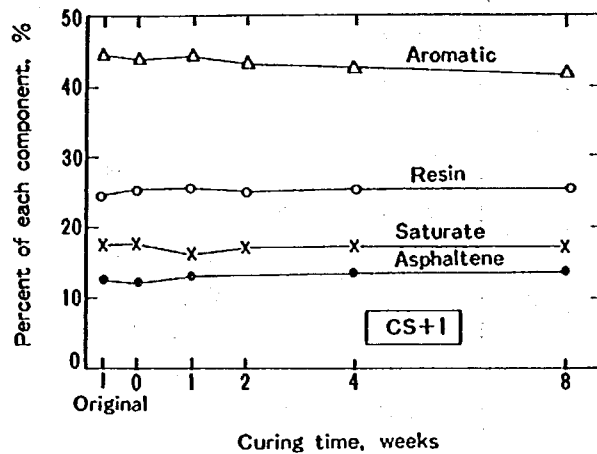


図-4.11(a) 熱履歴時間が化学組成に及ぼす影響 (CS+I)

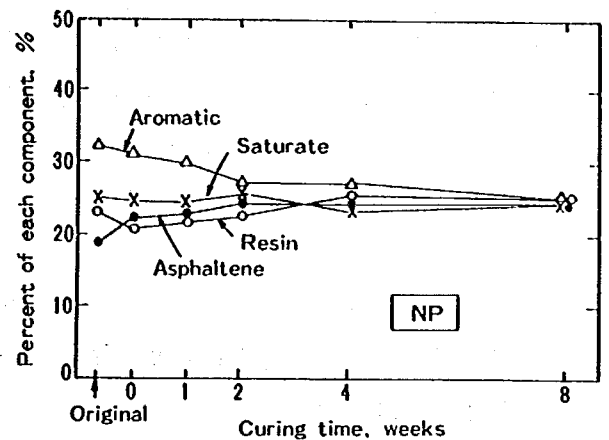


図-4.11(b) 熱履歴時間が化学組成に及ぼす影響 (NS)

し図-4.12では、顕著なピークは見られず、8週間程度の熱履歴では、酸化はほとんど進行していないものと推定される。

これらのことから、70℃で8週間の熱履歴は、アスファルトの物理的性状ならびに化学組成の変化を促進させる効果はあるものの、酸化を促進させることはほとんどないようである。今後、熱作用と酸化によるアスファルトコンクリートの老化を、できるだけ忠実に再現できるような実験手法の開発が望まれる。

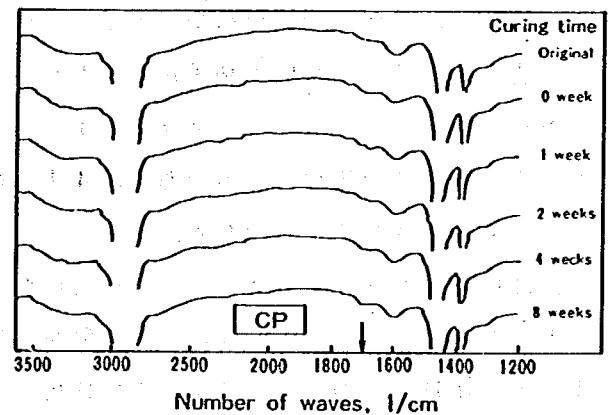


図-4.12 赤外線分析の結果 (CP)

4.2 アスファルトコンクリートに発生する温度応力に寄与する要因

3.2(3)に示した手順で、5種類のアスファルトコンクリートの供試体に対し温度応力の载荷を100サイクルまで行った。なお、繰返し温度応力の影響についての検討は4.4で行うこととし、本節では、第1サイクル目で発生した温度応力についての考察を行うことにする。

まず、熱履歴を与える前の供試体に対して、温度変化につれて発生応力が変化していく様子を図-4.13に示す。いずれの配合も、温度～応力曲線は反時計回りのヒステリシスを描いている。また、アスファルトコンクリートの種類別にみると、-20℃における発生応力は、セミブローンアスファルトを用いたものよりもストレートアスファルトを用いたものの方が大きいよ

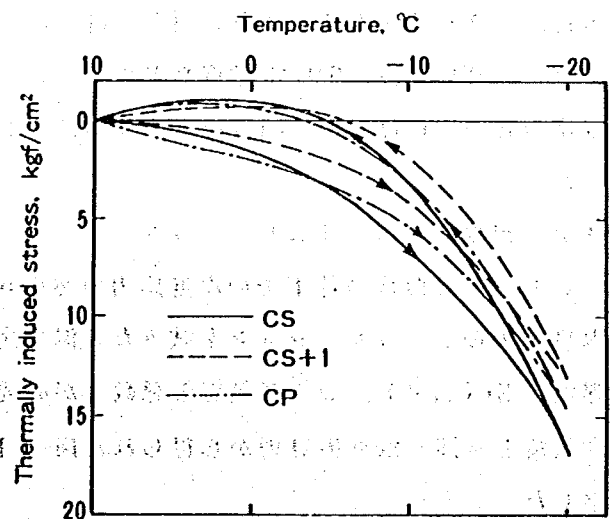


図-4.13 温度応力の実測値

うである。これは、先に示した針入度や粘度の
関係から予想されるものと逆の傾向であるが、
その原因として両者の感温性の違いが考えられ
る。この点に関しては、4.3で計算例を紹介す
る。また、アスファルト量の多い配合の方が、
発生応力が小さいようである。これは、アスフ
ァルト量が多い方が、熱膨張係数が大きくなり
発生応力が大きくなる方向に作用するものの、
その影響を上回る程度にまで緩和弾性率が減少
したためと考えられる。

図-4.14には、熱履歴が発生温度応力(-20°C)
に及ぼす影響を示す。いくぶんばらつきは
あるものの、熱履歴時間の増加とともに発生温
度応力も大きくなっていく様子がうかがえる。
これは、熱履歴にともなうアスファルトコンク
リートの硬化に起因するものであり、4.1の結
果からも予測されることである。

熱履歴にともなうアスファルトの物性が変
化し、それによって発生温度応力も影響を受け
ることに注目し、抽出アスファルトの軟化点と
発生温度応力(-20°C)の関係を示したものが
図-4.15である。両者の間には比較的大きな相
関があるようで、今回の試験の範囲では、骨材
が変ってもアスファルトの種類と軟化点温度が
与えられれば、発生温度応力の大小の比較はあ
る程度できそうである。これに対し、針入度、
フラースゼい化点、 60°C 粘度などの物性と温
度応力との間には、図-4.15ほどの相関はなか
った。

4.2 温度応力のシミュレーション

いろいろな温度条件下での温度応力の発生状況を推定するために、線形粘弾性理論を利用して、
温度応力のシミュレーションを試みた。温度応力の計算には、時間 t と温度 T の関数としての緩和
弾性率 $E_r(t, T)$ 、および熱膨張係数 α が必要である。今回の計算には、前者については、応力緩
和試験と時間～温度換算則から得られた図-4.16を用い、熱膨張係数としては、 $25 \times 10^{-6} / ^{\circ}\text{C}$ を仮
定した。

計算の考え方は、次のとおりである。まず、ある微小温度変化 ΔT によるアスファルトコンクリ

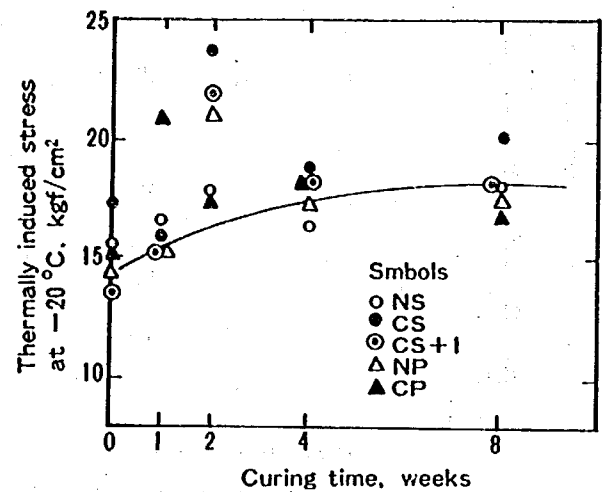


図-4.14 熱履歴時間が -20°C における温度応力
に及ぼす影響

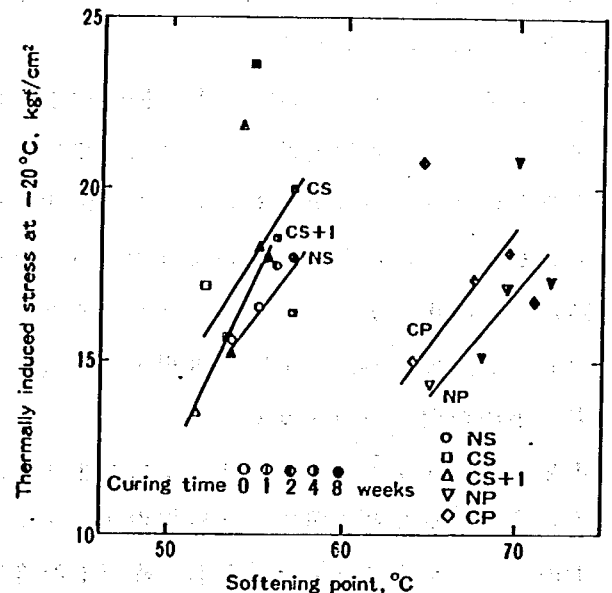


図-4.15 温度応力とアスファルトの軟化点温度
の関係

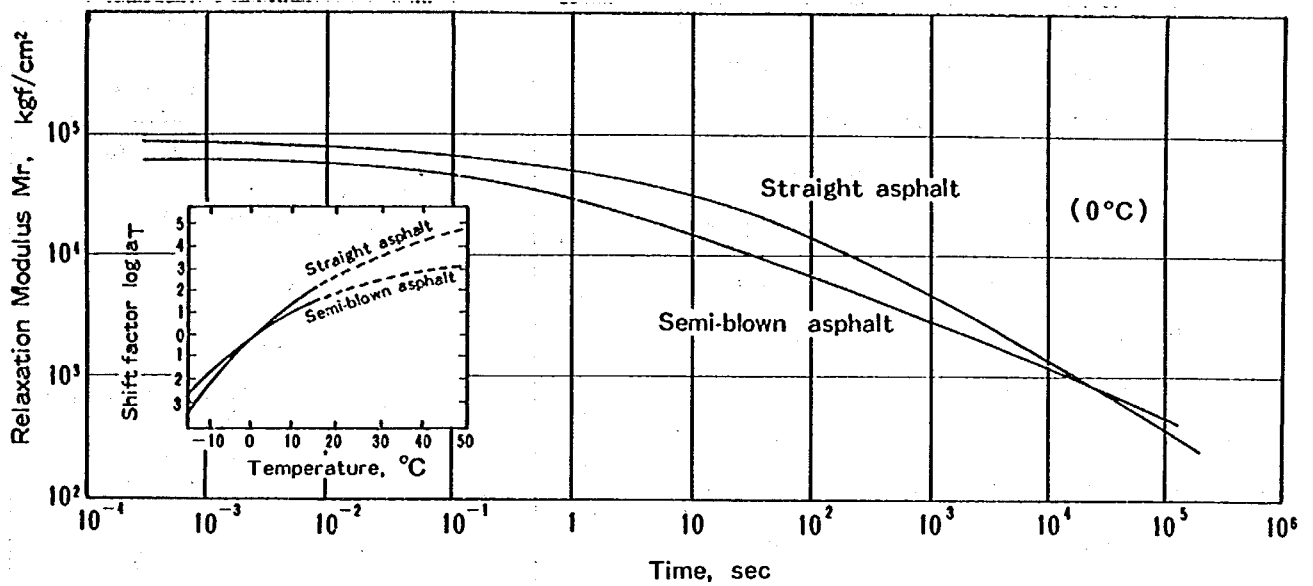


図-4.16 緩和弾性率のマスターカーブ

ートのひずみが $\alpha \Delta T$ で表わされる。このひずみを拘束することによって発生する応力の時間的变化は、

$$\Delta \sigma(t) = \Delta \epsilon \cdot E_r(t, T) = \alpha \cdot \Delta T \cdot E_r(t, T)$$

で計算される。ここで、温度が時間とともに変化する場合は、図-4.17 に示すように、そのマスターカーブを温度変化の順序に応じて時間軸方向にシフトすることにより求めた。微小温度変化に起因するこのような温度応力の時間的变化を、各時間ステップごとに重ね合わせていくことによって、与えられた温度条件下での発生温度応力を計算することが可能となる。

図-4.18 は、このような仮定で、3.2 (3) に示した温度条件のもとでの発生温度応力をシミュレートしたものである。この計算過程では、インパルフレームの弾性変形 ($3.75 \text{ kgf}/10^{-6}$) および熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$) の影響も考慮している。図-4.18 より、温度～応力曲線は反時計回りのヒステリシスを描くこと、 -20°C において

ではセミブローンアスファルトを用いたものよりもストレートアスファルトを用いたものに大きな応力が計算されていることなどがわかり、図-4.13 に示した試験結果の傾向をよく表わしている。

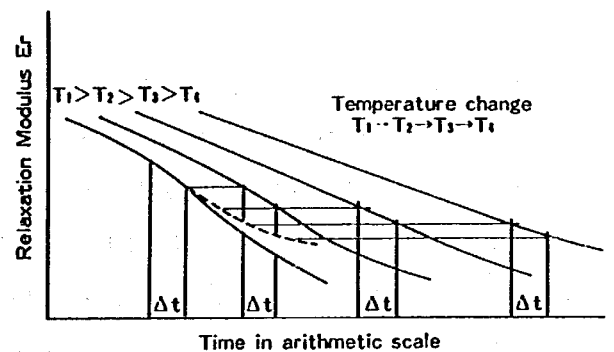


図-4.17 温度が変化する場合は緩和弾性率の決定法

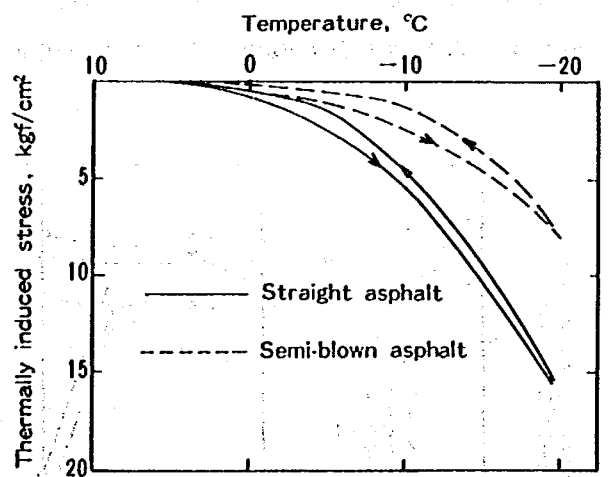


図-4.18 温度応力の計算結果

次に、温度条件やアスファルトコンクリートの感温性の違いが発生温度応力に及ぼす影響を検討した。温度条件としては、初期温度 T_0 °Cの状態から (T_0-30) °Cの状態へ30分間で直線的に変化する場合を考えた。フレームの弾性変形などを考慮しない、つまり完全拘束の仮定のもとで得られた (T_0-30) °Cでの発生応力を T_0 の関数として図-4.19に示す。この図から、初期温度が高くなると、等しい温度こう配や温度低下量のもとでも発生温度応力は急激に低下すること、また使用アスファルトの感温性の違いを反映して高温領域ではストレートアスファルトを用いた場合の方が発生温度応力が小さくなることがうかがえる。

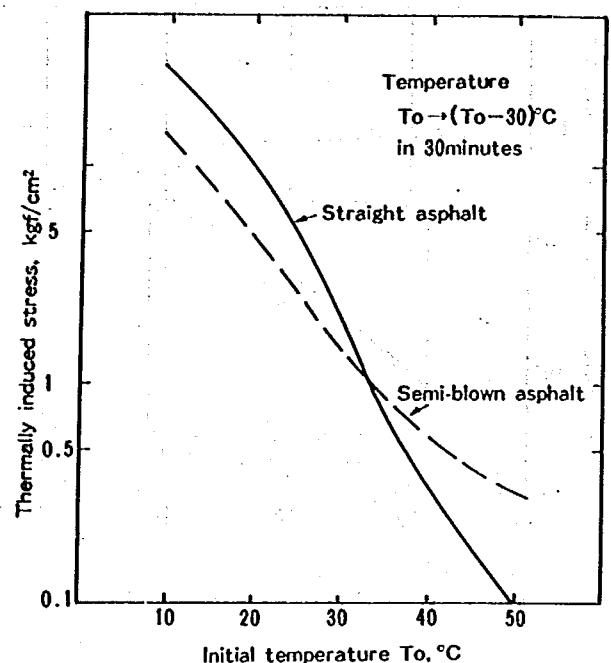


図-4.19 初期温度やアスファルトの種類が温度応力に及ぼす影響

このように、ここで用いた方法は、アスファルトコンクリート中の発生温度応力がある程度推定できるので、適切な緩和弾性率を与えることにより、アスファルトの硬化や老化が温度応力の大きさに及ぼす影響を推定するのに利用できそうである。ただし、アスファルトコンクリート層の深さ方向の温度こう配が大きい場合には、そり拘束による応力も検討していく必要があるかもしれない。

4.4 繰返し温度応力がアスファルトコンクリートの力学性状に及ぼす影響

図-4.20は、熱履歴を受けていない供試体に100サイクルまでの温度変化を与えた場合の影響を示したものであるが、繰返し数の増加につれて発生温度応力が次第に低下していく様子がすべての供試体に対して認められる。図-4.21は、NSの供試体について、熱履歴時間の影響も考慮してその結果を再整理したもので、すべての熱履歴時間に対して、繰返し回数の増加につれて発生応力

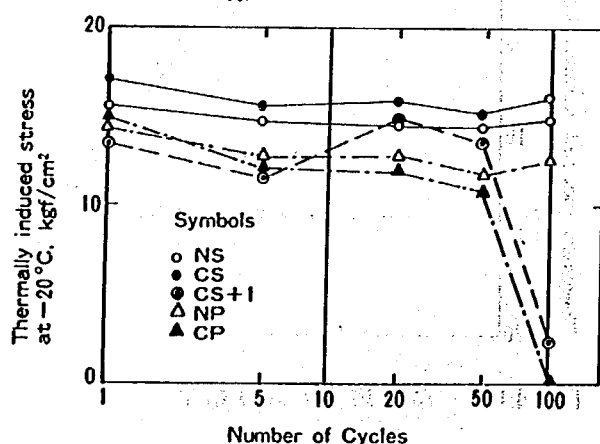


図-4.20 繰返し温度変化が温度応力に及ぼす影響

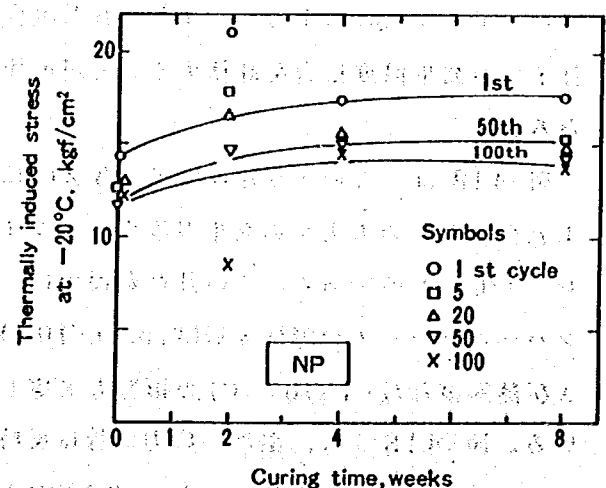


図-4.21 繰返し温度変化と熱履歴時間が温度応力に及ぼす影響

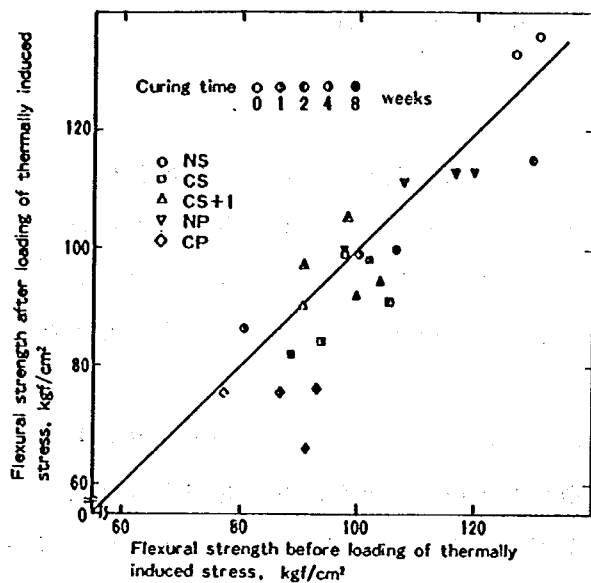


図-4.22 100 サイクルの温度応力载荷前後の
曲げ強度の比較

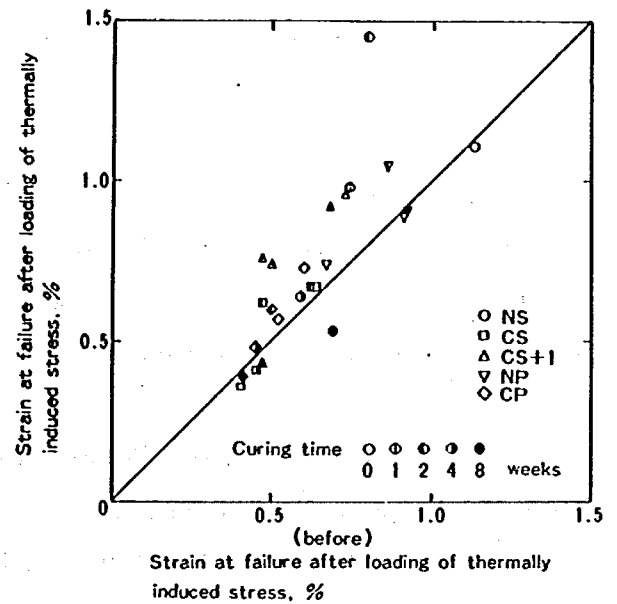


図-4.23 100 サイクルの温度応力载荷前後の
破断ひずみの比較

はやはり減少している。

次に、100 サイクルの繰返し温度応力を载荷したものとそうでないものに対して行った定ひずみ速度曲げ試験の結果を図-4.22, 4.23 に示す。これらの図より、100 サイクルの繰返し温度応力によって、曲げ強度は減少し、破断ひずみは増大するようである。

このように、繰返し温度応力はその供試体を軟くする効果があるようであるが、今回は温度条件や温度応力の繰返し数も限定されているので、詳細な検討はさらに多くの実験によろう。

4.5 温度応力クラックの発生の可能性

今回試験したアスファルトコンクリートはいずれも、熱劣化を与えていない状態では、 $+10^{\circ}\text{C} \sim -20^{\circ}\text{C}$ の温度変化の100 サイクル程度では、なんら破断といった現象は示さなかった。これに対し、熱劣化を与えたものでは、アスファルトコンクリートの種類によっては、材料の硬化が大きく、発生温度応力も大きくなり、繰返し温度応力により一部に破断もみられた。

今回の一連の試験から判断すると、アスファルトコンクリートの温度応力クラックの発生にとっては、アスファルトコンクリートの老化にともなう硬化が大きな効果を持っているものと考えられる。すなわち、熱あるいは酸化によりアスファルトコンクリートが硬化すると、アスファルトコンクリートがもろくなり破断しやすくなり、また同時に、アスファルトコンクリート中に発生する温度応力の値も増加し、一部に破断現象を呈するようになる。

逆にこのようなアスファルトコンクリートの硬化を防げば、温度応力クラックの発生を減少させることになると考えられる。今回、OAC+1%のアスファルト量の試料に対して試験しているが、アスファルトコンクリートの硬化の程度が小さくなり、熱膨張係数は若干大きくなるものの、緩和弾性率が小さくなるため発生温度応力も小さくなる傾向があった。これより、過大にならず適切な量であるならば、アスファルト量の増加が、アスファルトコンクリートの老化の進行を遅くし、温

度応力クラックの発生の減少によって1つの対策になるものと考えられる。

5. 結論

日本の空港用のアスファルトコンクリートについて、70℃の熱履歴による促進劣化を与え、これが、+10℃～-20℃の温度変化にともない発生する温度応力にどのような影響を持つかを調べることにより、アスファルトコンクリートの温度応力クラックの発生に対し、アスファルトコンクリートの老化がどのような影響を持つのかを明らかにした。以下は、本研究により明らかになった主な事項である。

- ① アスファルトコンクリートは、熱履歴の経過とともに、硬く、もろくなっていく。すなわち、強度は増加し、破断ひずみは減少し、スティフネスは増加していく。また、ぜい化点温度は高温側へ移動していく。同様に、破壊包らく線で、破断ひずみが0.5%以上の部分がいくぶん左側へ移動していく。
- ② ①の傾向は、吸水率の大きな骨材を用いた場合に特に著しい。
- ③ 熱履歴を受けたアスファルトコンクリートからの回収アスファルトの針入度、軟化点、PI、化学組成などは、いずれも、アスファルトが硬化していていることを示している。
- ④ アスファルトコンクリート中に-20℃で発生する温度応力は、熱履歴時間の経過とともに増加していく。
- ⑤ アスファルトコンクリート中のアスファルト量が適当に多いと、熱膨張係数の若干の増加はあるものの、緩和弾性率が小さくなるため、発生する温度応力はいくぶん小さくなる。
- ⑥ アスファルトコンクリートに発生する温度応力(-20℃)とそのアスファルトコンクリート中のアスファルトの軟化点との間には、かなり大きな相関がみられる。
- ⑦ アスファルトコンクリートに発生する温度応力は、アスファルトコンクリートの緩和弾性率と熱膨張係数を用い、与えられた温度条件に対しかかなりの精度で推定できる。
- ⑧ 温度応力の繰返しにより、アスファルトコンクリートは、曲げ強度を減じ、破断ひずみの増加を示す。いわば、軟化現象を呈す。
- ⑨ 日本の空港アスファルト舗装での温度応力クラックの実態ならびに今回の室内試験の結果から、表層アスファルトコンクリートの温度応力クラックの発生に対しては、そのアスファルトコンクリートの老化が、大きな影響を持つと考えられる。
- ⑩ 表層アスファルトコンクリートの温度応力クラックは、アスファルトコンクリートの老化を防ぐことによりある程度減少できると考えられる。アスファルトコンクリートの老化防止としてアスファルト量を多くすることは、それが過度でなければ、⑤の事実から判断して、妥当なものとなる可能性がある。

道 路 舗 装 の 凍 上 対 策

北海道開発局土木試験所 久 保 宏

1. 概 説

積雪寒冷地での道路舗装とそれに付帯するトンネルや擁壁などの構造物で、土や岩石の凍上現象による被害には極めて大きいものがある。この凍上による道路の被害は、日本の北海道や東北地方はもとより、本州の温暖地域に属する地方でも山岳地帯のように冬期間低温気象にさらされるところでは起こり得ることである。¹⁾

道路の凍上は、道路構造の路床中に生じたアイスレンズ状の霜柱が寒気の入ってくる方向に成長することによって路面が隆起する現象と定義づけられている。これによる道路舗装の破壊形態としては、凍上が道路の横断方向に不均一に発生し、ほぼ中央で最大となるため道路舗装の場合にはそのセンターラインに沿って走行方向に大きな舗装の亀裂となって現われるのが一般的である。この被害には、冬期間の道路の除雪形態と舗装新設時の施工ジョイントが密接な関係をもっている。また、トンネルや擁壁などの構造物の凍上被害もこれに類するものである。凍上現象による道路舗装のもう一つの破壊形態としては、春の融雪期に地中の霜柱が融解することによって起こる路床・路盤支持力の低下によるものがあげられる。この種の破壊は、冬の凍結期に地下深くから多量の水が霜柱発生部分に吸引されるが、春期にその融解水が下層の凍結層によって排水を妨げられた際に、道路の路面上を多くの重車両が通ると舗装混合物層下面の引張応力が過大となって舗装路面に局部的な沈下と亀甲状のひびわれ現象として生ずるものである。²⁾ また、砂利道においては噴泥現象を起こし交通杜絶の原因となる。

これらの凍上による道路の被害を防止する対策工法としては、置換工法、断熱工法、安定処理工法、遮水工法などが行われてきたが、わが国の道路で主として用いられているものは、その経済性、施工性、信頼性などの面から冬期間に最大となる凍結深さの約70%までを、凍上を起こしにくい粒状材料で置き換える置換工法である。³⁾ しかし、寒冷地で広く採用されている凍上対策としてのこの工法にも、最近の海岸・河川保護からの砂、砂利不足ならびに凍上性粘質土の捨て地確保の困難さなどから問題が生じ、他の特殊工法も用いられるようになった。

積雪寒冷地域の道路舗装の設計と施工に当たっては、既設舗装の凍上被害の実態と凍上に関する要素を十分に調査するとともに、道路舗装の厚さを決めるための基本となる凍結深さの算定、ならびに置換材料の品質と厚さに主として関係する春の融雪期における路床・路盤支持力評価について検討しなければならない。この論文では、日本の寒冷地における道路舗装の凍上被害とその対策について述べるものである。

2. 道路舗装の凍上被害

凍上現象による道路舗装の被害形態としては、粘質土路床などに生じた霜柱によって路床土が膨張することに起因する凍上そのものによるものと、春の融雪期に地中の氷層が地表面から溶けて路床・路盤支持力低下をもたらし道路舗装が破壊されるものの二つに分けることができる。

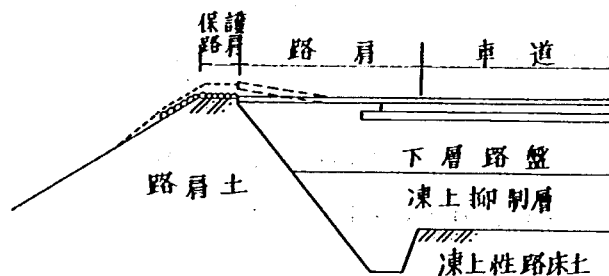
2・1 凍上そのものによる被害

凍上そのものによる被害は、路面での凍上量が主として道路の横断方向に不均一に生じ、ほぼ中央で最大となるため、写真－1で示すように道路の中央線付近に大きなクラックとなって現われるものである。横断方向の不均一な凍上は、除雪による路面の暴露状態の違いで生ずる。道路の路肩付近は堆雪によって舗装構造が断熱されるのに対して中央部分は除雪と多くの交通車両の通過で雪の断熱効果が失われ、凍結深さと凍上量が路肩部分より大きくなり、舗装面に曲げ引張応力が生じて破壊される。アスファルト舗装におけるこの種の破壊は、中央付近の施工時の継手とも一致するために道路の延長方向に生ずるのがその大きな特徴となる。また、土かぶりの比較的浅い横断陥きよやパイプで、その埋戻し材料が凍上を起こしやすい場合には横断構造物の内側から寒気が入って冷却され、他の部分より凍上量が大きくなって道路の横断方向に路面に凸形の出張りを伴ったクラックが生ずることがある。これは冬期間における自動車の高速走行によって非常な危険性をもたらすものとなる。



写真－1 凍上そのものによる舗装被害

トンネル内のコンクリート覆工の凍上被害は、岩石が泥岩や頁岩のような軟質のときに起きやすい。寒気がトンネルの坑口から入るために、その延長が数百m以下の比較的短いものに被害が出ることが多い。この凍上被害の特徴は、冬の厳寒期に覆工の土平とクラウンの接続部分がトンネルの中心方向に浮き出してくることである。道路の保護路肩部分の除雪を完全に行うと図－1に示すようにその個所の凍上量が大きくなり路肩や車道端の舗装が引きずり上げられてクラックが生ずるとともに冬期間その部分が凹形の溝となる。この路肩近くの溝は、2月から4月にかけて昼間に溶けて溜った水が夜に氷層に変化させる原因となって交通安全上危険となる。



図－1 道路路肩部の凍上被害

2・2 融解期の路床・路盤支持力低下による被害

春の融雪期には路床土中の霜柱からなる氷層が主として地表面から溶けてその付近の土層は飽和状態となる。特に、これらの融解水がまだ下層に残っている凍結層にはばまれて地下に浸透しにくい。さらに、一度土中に多数の氷層が生成されると融解後はその密度も小さくなるので、この部分の支持力は極端に低下する。このような状態のときに多くの重車両が供用すると舗装用混合物の下面の引張応力と路床上面の垂直ひずみが増大して舗装は破壊し、アスファルト舗装の場合には写真

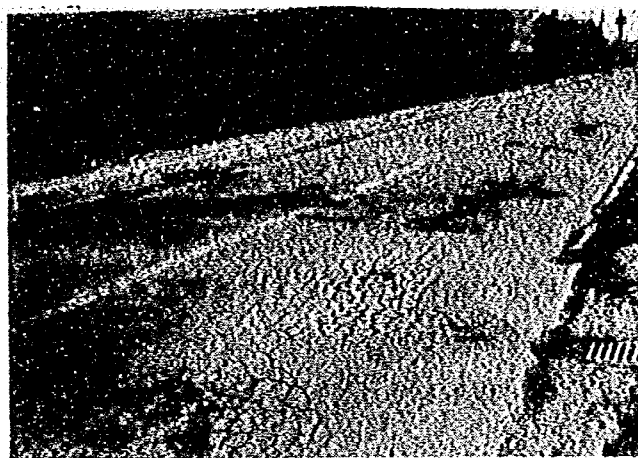


写真-2 春の融雪期の支持力低下による亀甲状ひびわれ

真-2に示すように、路面のわだち部分に亀甲状のひびわれが生ずるとともに沈下が起こる。

路床土の軟化、路床・路盤支持力低下の原因を要約して列記すると次のようになる。⁴⁾

- ① 凍結進行の際、地下からの毛管水で生じた過剰水によって土層の含水量は著しく増大する。
- ② 氷層の融解過程において残存している下層の凍結層があたかも遮水層のように働いて排水が妨げられる。
- ③ 路床土の組織は霜柱の発生によって分離し、その密度が低下する。
- ④ 交通荷重によって路床土の泥ねい化が一層促進されて舗装は破壊し、ときには噴泥現象が起こる。
- ⑤ 舗装路面のクラックから表面水が浸透し、路床・路盤の支持力がさらに低下して破壊を進行させる。

3. 凍上調査

積雪寒冷地の道路舗装において有害な凍上を起こす恐れがないかどうかを検討するために、凍上現象を支配する要素の土質、気温、地中水などについて十分な調査を実施しなければならない。³⁾ 同時に凍上調査では地盤の凍結深さと凍上量も求めておく必要がある。

3・1 土質

土質の調査は、凍上対策の要否を決めるうえで極めて重要なものである。調査項目は土層各層の粒度組成、密度、含水比、比重、塑性限界、塑性指数、透水係数などである。また、もし計画路線に平行して既設の道路や鉄道がある場合には、それらの建設時の土質調査結果とその後の凍上被害の有無を調べるとともに、トンネル、擁壁、側溝などの付帯構造物についても調査する。凍上を支配する土質の要素としては、土の含水比や土の粒子の大きさと形状などのほか、化学的性質や熱学的性質も考えられるが、このうち土粒子の大きさは極めて重要で、凍上現象には少なくともシルト以下の微粒分の存在が必要となる。

シルト・粘土分の少ない砂、砂利、碎石などは凍上を起こさないことが実験的に確かめられてい

るが、北海道に広く分布する火山灰質土の中には、適度の微粒子に富み吸水性も大きいのにほとんど凍上を起こさないものもある。実際に火山灰を凍結の及ぶ範囲に利用するときは、洗い試験によるシルト以下の量や強熱減量試験による有機物量のほかに凍上試験を行ってその火山灰が凍上を起こさないことの確認が必要である。

泥岩や頁岩のような軟質岩もまた凍上現象を呈することがあるので、トンネル内の舗装や巻立てでは十分に注意する。また、岩石の凍上試験によると次に示すものが凍上性と判断できる。⁵⁾

- ① 軟質で細粒な泥質岩または凝灰質岩である
- ② 比重が2.0以下と小さく、かつ吸水量が20%以上である
- ③ 風化作用を受けて破碎され、岩屑状のもの

3・2 気 温

気象条件の調査は、凍上現象の有無を推定する場合の重要な要素となる。特に、気温と積雪深は地盤の凍結深さを推定するうえで必要である。地盤上の積雪は、熱伝導率が極端に小さいために一種の断熱材の役目を果たすので、積雪深の大きい山岳道路で冬期間除雪計画のないところでは凍上被害は考えられない。⁶⁾

地盤の凍結深さを支配する最大の要素として、現地の地表面温度があるが実用的には近くの気温観測所のデータをもってこれに代えている。また、山岳道路などで気温観測所がないときには最寄りの現場事務所や測候所のデータを用いる。この場合は現地と観測所との標高差について気温を補正しなければならないが、道路の凍結深さの推定には標高差100mにつき一日の平均気温が0.5℃変化するとしている。⁷⁾ 気温の観測は、晩秋の気温が0℃以下を記録する少し前くらいから始め、翌春0℃以下とならない時期まで継続する。

3・3 地 中 水

地盤中の地下水位の調査は、凍上現象における水の補給を支配するものとして重要であり、土質調査と同時に進行されることが多い。初期含水比の大きい土は凍上性で、初めの含水比が小さいものはその後飽和状態まで吸水させても、凍上量は前者の場合に比較して小さくなる。

一般に地下水位が凍上に大きな影響を与える。凍上速度は粗い透水性の土では、もし載荷圧力が小さく無視できる程度ならば地下水位までの距離の2乗に反比例し、相当に密で非透水性の土では凍上速度はその距離の2/3乗に反比例する。また、道路の路床土として一般的なシルト質土の場合は、ほぼ地下水位までの距離に反比例して凍上への影響は小さくなる。⁸⁾

3・4 凍結深さと凍上量

道路舗装の凍結深さと凍上量は、主として気温、土質、地中水など凍上を支配する要素によって決まるが、このほかに日射量、舗装の種類、路面の色、路面上の積雪量など多くの要素に支配される。凍結深さは気象観測データと道路構成材料の物理定数を用いて推定することもできるが、2、3月の凍結深さの最大を示す時期に地中温度を実測して凍結深さを求めることが望ましい。

実測によって凍結深さを求める方法としては、メチレンブルー凍結深度計を利用する方法、調査孔を掘削して凍結期の地中温度および地盤凍結の様相を観測する方法、地中に測温抵抗体温温度計や熱電対を埋設する方法などがある。調査孔による方法は多くの労力を必要とするので研究その他重要な構造物の場合を除いてあまり用いられず、一般にはメチレンブルー凍結深度計による方法で十分である。

凍上量は、凍上前後の路面の高低差であり、地中に生じた氷層厚の総和にほぼ等しい。凍上量の最大となる時期は、最大凍結深さとなるときと一致する場合もあるが、多くはそれ以前に起こる。

(1) メチレンブルー凍結深度計による方法³⁾

この方法は、地中の0°C面の位置を求めるもので、地中の温度分布と凍結の様式の確認はできない。メチレンブルー凍結深度計は、スウェーデンのGandahlによって開発されたもので、写真-3で示すようにはめ込み容易な二つの透明な合成樹脂に0.03%のメチレンブルー溶液を内管のみに封入して作られている。この溶液は、凍結すると青色から白色に変わるので、これをあらかじめ地盤中に埋設しておき、凍結期にときどき内管を引き出し、青色と白色の変わり目までの長さを測定して凍結深さを求める。

凍結深度計も、冬期間凍上によって移動するので凍結前に路面の標高と凍結測定時に深度計内管の頂部の標高を、付近の冬期間不動の基準点からレベルで測定しておく必要がある。

(2) 調査孔を掘削する方法³⁾

この方法は、凍結期の地中温度の鉛直分布を求めると同時に、地盤中における凍上の様相を観察するものである。観測は、冬期間定期的に継続して行うのが望ましいが、最大凍結期だけを選んで行うこともある。

常時除雪されている道路で、なるべく交通の支障とならない位置に図-2に示すように、道路の走行方向に約1.5m、横断方向に約1m、深さは凍結の及ばないところまでの調査孔を掘る。壁面の約10~15cm間隔に、または土質の変わる場合は、その変わり目に棒状温度計を挿入するための長さ約20cmの細管を水平に打込む。測定面になるべく近い孔底に木杭を打込んで基準点とする。

次に、基準点から細管までの長さを正確に測



写真-3 メチレンブルー凍結深度計

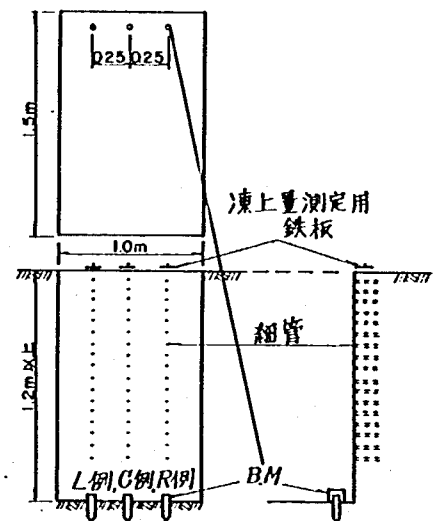


図-2 凍上調査孔

表-1 凍結様式

番号	1	2	3	4	5
様式	コンクリート 状凍結	微細霜降状を含む コンクリート状凍結	微細霜降状凍 結	霜降状凍結	霜柱状凍結
形状					
説明	氷晶が全く認 められない	一部に氷晶が 細かく入って いる	氷晶が非常に 細かく切れぎ れに入っている	1～2 mm 程度 の氷晶が入っ ている	純霜柱の発達 したもの

定し、棒状温度計を細管に入れて地中温度をはかり、補間法によって0℃面を計算して凍結深さを求める。同時に測定面の氷晶分離や凍結の様相を肉眼で観察してスケッチし、路面からスケールを下げて写真記録する。また、基準点から細管までの長さの変化によって各層の凍上量が求められる。

凍結の様相は、表-1のように凍結と凍上のパターンを示すもので、凍上の影響の小さい順にコンクリート状凍結、微細霜降状を含むコンクリート状凍結、微細霜降状凍結、霜降状凍結、霜柱状凍結の5種類に分類される。

3・5 凍結深さ内の各層の凍上量

砂利道の凍結深さ内における各層はどのような凍上量を示すか、すなわち凍結深さのどの部分でどれだけの凍上を受け持っているかを知ることは、凍上対策の置換厚さを決めるうえで重要である。凍結した砂利道を切開してみると、霜柱の多くは砂利層の直下に発達し凍上量の大部分は、路床の上層部で占め下層に向って急激に減少している。

図-3は、昭和27、28年度の北海道の道路における凍上調査のデータを用い伊福部が、砂利道各層の凍上量と凍結深さの関係を図示したものである。⁴⁾ ここで、縦軸 x はある深さの点の凍結前深さの、凍結深さに対する百分率($\varepsilon/\varepsilon_{max} \times 100$: 凍結深さ比)を示し、横軸 y はその点の凍上量の全路面凍上量に対する百分率($f/f_{max} \times 100$: 凍上影響比)を表わしている。この図から、例えば在来砂利道の凍結深さの約80%を凍上を起こしにくい材料で置き換えれば、統計的にはそのときの凍上量は置き換えを行わないときの全凍上量の約1%となり、凍上の影響はほとんど受けないことがわかる。

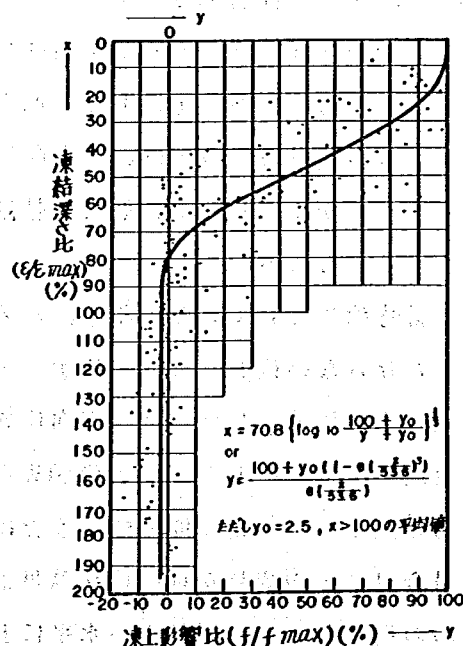


図-3 凍結深さ比と凍上影響比の関係

4. 凍 結 深 さ

凍結深さは、土質、地下水、日射量、積雪量などによって大きく変化するので計算だけで精度の高いものを求めることは困難である。しかし、これを熱伝導論的に っ て計算する式として一般的なものが、静水の氷層厚を求める Stefan および Neumann の式とよばれるものである。

伊福部は、この式を簡易化した修正 Berggren の式⁹⁾を日本の砂利道の凍結深さの推定に適用して実測値とよく一致することを示した。⁴⁾ また、久保はこの簡易式が路盤の一部に断熱材のような非含水性のものやアスファルト混合物、セメントコンクリートからなる舗装構造に適用しても実用上は問題がないことを明らかにした。¹⁾

4・1 地盤が様な土質の場合の凍結深さ

地盤が様な土質からなるときの凍結深さは次式から求めることができる。

$$Z = \lambda \sqrt{\frac{172800KF}{L}}$$

ここに、 Z : 凍結深さ (cm)

F : 凍結指数 (°C・days)

K : 凍結時と未凍結時の平均熱伝導率 (Cal/cm・S・°C)

L : 融解潜熱 (≒0.80 ω・rd, Cal/cm³) ω : 含水比 (%) rd : 乾燥密度 (g/cm³)

λ = f(μ, τ) : 補正係数 μ = |C₁| C・rd/L = Q・F/L・t = 融解パラメータ

C₁ = F/t : 凍結期間中の平均気温 (°C) t : 凍結期間 (days)

O = (0.17 + 0.0075 ω) : 比熱 (Cal/g・°C) Q = C・rd : 熱容量 (Cal/cm³・°C)

τ = C₂/|C₁| = C₂・t/F : 熱比 C₂ : 年平均気温 (°C)

Aldrich は補正係数 λ = f(μ, τ)、融解パラメータ μ、熱比 τ の関係を図-4 のように示した。⁹⁾ また、神崎は北海道における熱比と凍結指数の関係を図-5 のように求めている。¹⁰⁾

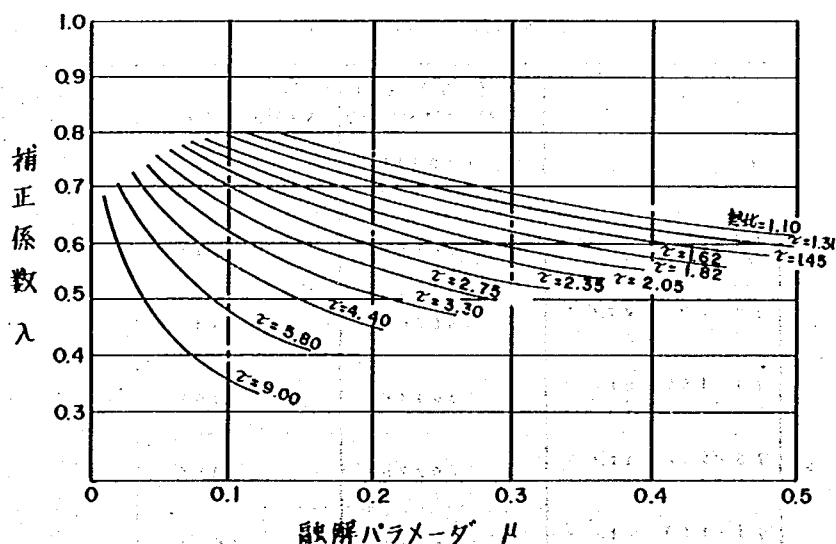


図-4 補正係数、融解パラメータ、熱比の関係

4・2 多層系地盤の凍結深さ

実際の道路舗装のように多層からなる場合の凍結深さを求めるものとしてAldrichはBerggrenの式を次のように示した。⁹⁾

$$Z = \lambda \sqrt{\frac{172800 F}{(L/K)_{\text{eff}}}}$$

ここに、

$$(L/K)_{\text{eff}} = \frac{2}{X} \left\{ L_1 d_1 \left(\frac{d_1}{2K_1} \right) + L_2 d_2 \cdot \right.$$

$$\left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{2K_2} \right) + L_3 d_3 \left(\frac{d_1}{K_1} + \right.$$

$$\left. \frac{d_2}{K_2} + \frac{d_3}{2K_3} \right) + \dots + L_n d_n$$

$$\left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{K_2} + \dots + \frac{d_n}{2K_n} \right) \}$$

$X = d_1 + d_2 + \dots + d_n$: 予想凍結深さ (cm)

d_n : 予想凍結深さ内の各層の厚さで、 d_1 は最上層の厚さ (cm)

K_n : 各層の熱伝導率 (Cal/cm・S・°C) L_n : 各層の融解潜熱 (Cal/cm³・°C)

$\lambda = f(\mu, \tau)$: 補正係数

$$\mu = Q_{wt} \cdot F / L_{wt} \cdot t$$

$Q_{wt} = (Q_1 d_1 + Q_2 d_2 + \dots + Q_n d_n) / X$: 加重平均による熱容量で、 Q_1 は最上層のもの (Cal/cm³・°C)

$L_{wt} = (L_1 d_1 + L_2 d_2 + \dots + L_n d_n) / X$: 加重平均による融解潜熱で、 L_1 は最上層のもの (Cal/cm³)

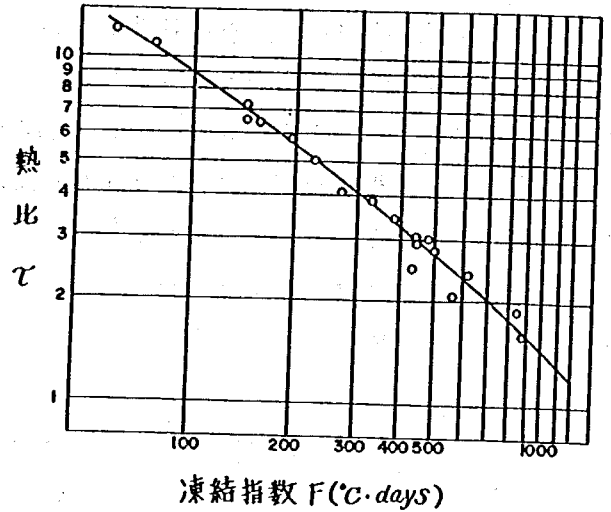


図-5 凍結指数と熱比の関係

表-2 舗装構成材料の熱的定数

材 料 名			熱伝導率 (K) (cal/cm・sec・°C)	熱容量 (Q) (cal/cm³・°C)	融解潜熱 (L) (cal/cm³)
アスファルトコンクリート			0.00346	0.448	0
セメントコンクリート			0.00224	0.480	0
切込砕石	$\gamma d = 2.0$ $w = 5$	gr/cm³ %	0.00509	0.415	8.0
切込砂利	$\gamma d = 2.0$ $w = 7$	gr/cm³ %	0.00600	0.445	11.2
砂	$\gamma d = 1.65$ $w = 15$	gr/cm³ %	0.00470	0.466	19.8
火山灰	$\gamma d = 0.95$ $w = 50$	gr/cm³ %	0.00275	0.518	38.0
土	$\gamma d = 1.15$ $w = 50$	gr/cm³ %	0.00343	0.627	46.0

修正 Berggren の式を舗装構造の凍結深さに適用するためには、舗装を構成する各層の熱的定数を求めなければならないが、久保は北海道で産出される道路用材料について、現地での平均的な含水比と乾燥密度を実測して熱的定数を表-2のように求めた。⁶⁾ この場合、舗装構成材料の熱伝導率は Kersten が示した式から求めた。¹¹⁾

舗装構造各層の厚さと材料の種類ならびに凍結期間、凍結指数がわかると、予想凍結深さ X を仮定して表-2の熱的定数から融解パラメータ μ を求め、図-5から熱比 τ 、図-4から補正係数 λ が求められる。修正 Berggren の式から凍結深さを計算し予想凍結深さと一致するまで繰り返し計算して最終的な凍結深さが求められるが、最近では計算プログラムが用いられている。

4・3 舗装設計への適用と理論最大凍結深さ

計算によって凍結深さを求める方法を現地の舗装設計に適用するためには、計算法を単純化して要綱等³⁾⁷⁾に示す必要がある。修正 Berggren の式を極く簡単なものに変形すると次のようになる。

$$Z = \lambda \sqrt{\frac{172800F}{(L/K)_{\text{eff}}}} = \lambda \sqrt{\frac{172800}{(L/K)_{\text{eff}}}} \cdot \sqrt{F} = C\sqrt{F}, \quad C = \lambda \sqrt{\frac{172800}{(L/K)_{\text{eff}}}}$$

このことから地盤の熱的定数、含水比、乾燥密度、凍結期間、凍結指数などで決まる C の値を適当に選択することによって、凍結指数と凍結深さのおおよその関係が求められる。舗装構造の路盤と凍上抑制層を構成する土質の含水比が15%、乾燥密度が1.8 g/cm³で、凍上を起こしにくい均一な粒状材料と仮定したときの地盤の凍結深さと凍結指数の関係は図-6のようになる。⁷⁾ この場合、 $Z = C\sqrt{F}$ の関係式で、 C の値を逆算して求めると凍結指数が1000~1100 °C・days に対してその値は3.7~5.2の範囲となる。

理論最大凍結深さ³⁾

積雪寒冷地における道路舗装の置き換え深さの決定では、従来、伊福部が示した在来砂利道の凍結深さの約80%を基準にしてきた。これは、30~50 cmの凍結した砂利道において霜柱の多くは砂利層直下に発達し、凍上量の大部分は路床の上層部で占められており、下層に向かって急激に減少しているという実測結果に基づいている。しかし、最近基準となる在来砂利道がほとんどなくなったこと、その砂利道の厚さが30~50 cmまで変化することによって凍結深さが大きく変わるという舗装構造設計上不都合な点が生じてきた。よって、久保らは舗装構造での置き換え深さの基準として「理論最大凍結深さ」の概念を導入した。

理論最大凍結深さとは、凍上対策としての置換工法での厚さを検討するときの凍結深さをいい、凍上を起こしにくい均一な粒状材料からなる地盤の、最近10年間のうち最も寒さの厳

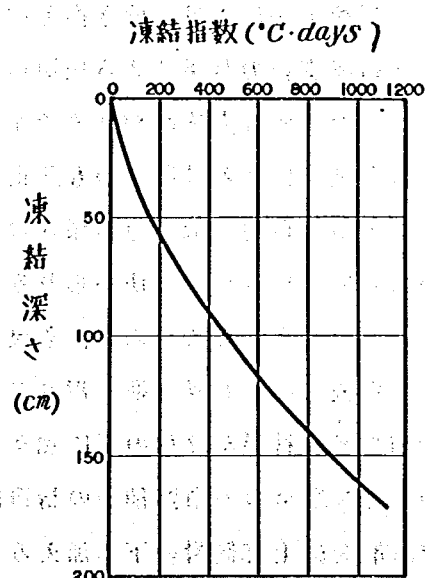


図-6 凍結指数と凍結深さの関係

しい年の最大凍結深さのことである。気温観測データから平均的な地盤条件における理論最大凍結深さを求めようとする場合は、凍結指数として最近10年間のその地域の最大のものをとり、これに対応する凍結深さを図-6から読み取って理論最大凍結深さとする。

5. 凍上対策工法

凍上現象は、土質、温度、地中水などの要因が同時に満足されたときに起こる。従って、これらの要因のうち一つ以上を除去または改善することによって凍上を防止または抑制することができる。それには凍上性の土を凍上を起こしにくい材料で置き換える方法（置換工法）、路盤に断熱層を設けて凍上性の路床土の温度低下を少なくし凍上を減少させる方法（断熱工法）、セメントや薬剤などを凍上性の土に添加混合して土の性質を変化させるか、または凍結温度を下げる方法（安定処理工法）路床土中にビニールシートやアスファルトなどの遮断層を設けて地中水から凍上性の土を遮断する方法（遮水工法）などがある。このうち現在主として採択されているのは、予想される凍結深さ内にある凍上性の土を非凍上性材料で置き換える置換工法である。

断熱工法は凍結深さが大きく、しかも交通量が比較的少なく、かつ良質な置換材料が得にくい場合に用いられる。安定処理工法は、路床土質が粘質土または砂質土からなり、軟弱な場合に置換工法と併用して選ばれることがある。また、遮水工法は現地での施工が難しいこともあって、日本ではあまり用いられていない。

積雪地域において、冬期に除雪が行われない山岳道路では路面上の雪が一種の断熱材の役目を果たすので、凍結深さが浅くなり凍上現象は起きにくい。従って、道路の凍上対策からは路面上にはなるべく少量の雪を残すようにするのがよく、また、将来にわたって除雪計画のない場合には凍上対策は必要がない。

5・1 置換工法での置き換え深さの決め方

置換工法における置き換え深さは、舗装の破壊形態で凍上そのものによる破壊と春の融雪期の路床・路盤支持力低下による破壊の双方を防止するように決められる。凍上そのものを防ぐには、4・3で述べた理論最大凍結深さまで非凍上性材料で置換する。このようにすると春の融雪期の路床・路盤支持力低下による舗装破壊も防止できる。しかし、寒さの厳しいところでは、経済的な理由と経験による実績から理論最大凍結深さの約70%まで低減した置換を行えばよいが、実際にはその地方での過去の経験に基づいて決められることが多い。

このようにして求めた置き換え深さと凍結深さを考慮しないで求めた表層・基層・路盤の合計厚さを比較し、もし置き換え深さの方が大きい場合には、その差だけ非凍上性である砂、火山灰、切込砂利などの材料を路盤の下に加える。この部分を凍上抑制層とよんで路床の一部と考える。凍上抑制層を含む寒冷地の道路舗装の構造は図-7のようである。もし、路床が軟弱な場合には2.0m程度の遮断層を凍上抑制層の下に加えることもある。この場合の遮断層材料は一般にシルト以下微粒分が10%以下の砂であることが多く、軟弱な路床土とその上の粗粒材料からなる路盤とのこね返し防止を主たる目的としている。

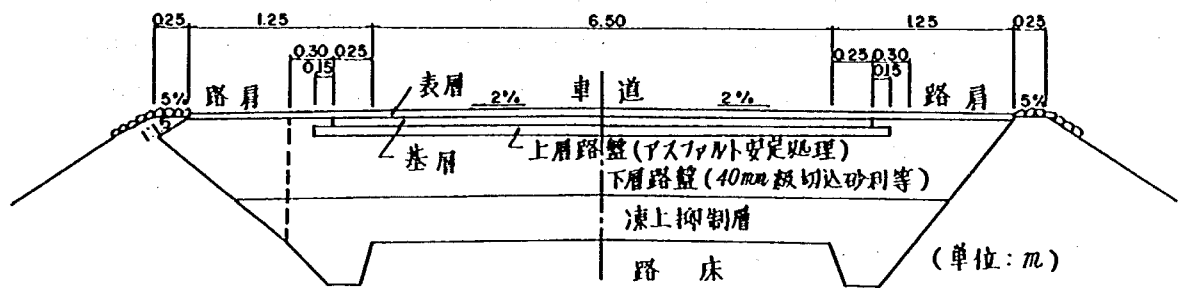


図-7 道路舗装の構造 (第3種2級北海道の国道の場合)

5・2 置き換え深さ内の粒状材料の品質

道路舗装の置き換え深さ内の材料は、その使用する目的に応じて必要な品質と規格に合致すると同時に、凍上を起こしにくい材料であることが必須の条件となる。凍上を起こしにくい粒状材料としては、日本における寒冷地の道路では次に示すような規格が設けられている。³⁾

- ① 砂：0.074mmふるいを通過するものが6%以下
- ② 切込砂利：全試料について0.074mmふるいを通過するものは、4.76mmふるいを通過する量に対して9%以下
- ③ 切込碎石：全試料について0.074mmふるいを通過するものは、4.76mmふるいを通過する量に対して15%以下
- ④ 混合砂利碎石：全試料について0.074mmふるいを通過するものは、4.76mmふるいを通過する量に対して12%以下
- ⑤ 火山灰、火山礫：粗粒で風化の徴候がなく、排水性が良好で0.074mmふるいの通過量が20%以下で、強熱減量が4%以下のもの。しかも、凍上試験によって凍上を起こしにくい材料と判定されたもの

これらの材料に対する限界値の設定の根拠については、凍上抑制層または遮断層として一般に用いられている砂は、室内における凍上実験によって決められた。¹²⁾ 切込砂利の限界値は、切込砂利中の4.76mmふるいを通過する砂分に含まれるシルト以下を6%とし、そのふるいにとどまる砂利の部分にある微粒分を3%と仮定している。また、切込碎石の微粒分許容量が切込砂利のそれに比べて大きいのは、室内実験の結果から一般に無機質の微粒分は普通土砂のものに比べて凍上を起こしにくいためである。¹³⁾

最近、玉石を破碎して生産する混合砂利碎石が凍上抑制層や下層路盤に多く用いられるようになったが、このシルト以下の限界値は切込砂利と切込碎石の現場での使用経験による比較で決められたものである。また、凍上抑制層に使用される火山灰、火山礫については、室内実験による凍上性状で定められた。¹⁴⁾

しかし、これらの微粒分限界値を越えた材料は現地において直ちに凍上の影響があるとは限らない。これは、現場施工の実態からある程度の許容量が含まれているからである。実際に、施工日時を経た置換材料のシルト以下含有量は、現地への搬入時のものよりかなり大きくなるものである。施工中あるいはそれ以降に外部から車両のタイヤとともに微細粒子が搬入されたり、路床や路肩から侵入したりすることが、増加する原因である。

5・3 特殊工法による凍上対策

道路舗装の凍上対策としての置換工法は、日本では現在広く用いられており主流をなすものである。しかし、良質な置換材料が次第に得難くなったこと、得られるにしても著しく高価となる場合が少なくないこと、凍上性の粘質土を掘削して容易に捨てる場所が確保しにくくなったことなどの理由から置換工法のみ依存した凍上対策は必ずしも得策ではなくなりつつある。このため置換工法と併せ施工する補助的な特殊工法の技術開発が要望されている。

凍上対策としての特殊工法には、断熱工法、安定処理工法、遮水工法などがあるが、現在のところ日本では前二者が有望視されている。

(1) 断熱工法

断熱材を凍上対策のために道路に利用されたのは、日本では昭和38年ころからであるが、その耐圧強度が小さいこと、吸水による断熱効果の減衰などの理由から最近まで実用に供するに至らなかった。しかし、近年、高分子化学工業の飛躍的な発展によって有効な断熱材が開発され、道路用断熱材として適用されるようになった。

凍上防止のための断熱材としての必要な条件は、熱伝導率が小さいことによる断熱効果が大きく、その効果が長く持続し、耐荷力・耐久性が大で、かつ経済的であることである。これらの条件を満足する材料は、現在のところ板状の押出し発泡ポリスチレンであり、北海道において15年以上の実績を持っている。押出し発泡ポリスチレン板は石油化学から生れた熱可塑性樹脂で、その一般物性のうち主なものは、密度 $0.03 \sim 0.04 \text{ g/cm}^3$ 、5%歪の圧縮強さ $3.0 \sim 3.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、引張強さ 5 kgf/cm^2 、熱伝導率 $0.000080 \sim 0.000083 \text{ Cal/cm} \cdot \text{S} \cdot ^\circ\text{C}$ 、熱容量 $0.011 \text{ Cal/cm}^3 \cdot ^\circ\text{C}$ 、吸水量 0.01 g/100 cm^3 などである。¹⁵⁾ 断熱材の熱伝導率は、通常の土の3%程度であり、吸水量も極めて小さい。断熱材が自然含水量を持つ地中であって長期間その断熱性が保持されるかどうかは断熱工法の死命を制することになるが、現在までの現場実験結果によればこの発泡ポリスチレン板の断熱効果は長期にわたって消失していない。

凍結が路盤から凍上性の路床土へ侵入するのを抑制するには、図-8に示すように断熱層は路盤と路床

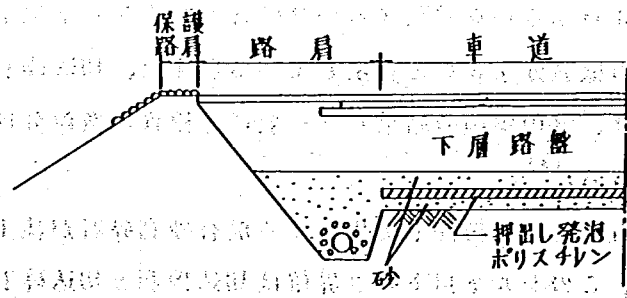


図-8 国道における断熱工法の例

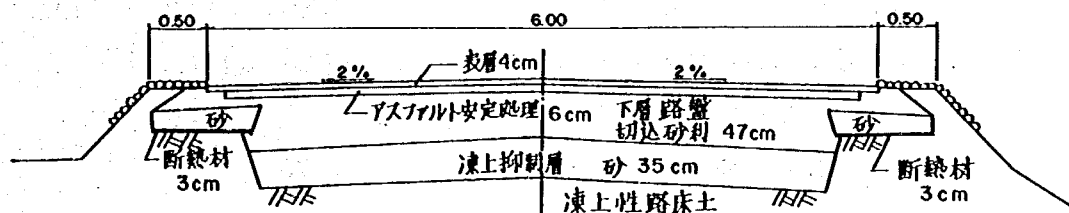


図-9 断熱工法による道路路肩部の凍上対策

の間に設けられることが多い。この場合、断熱層の上の路盤の施工過程では路盤材料の締固め機械による断熱材の破壊と粗粒材の圧入に注意する必要がある。その対策は断熱材上に20～30cmの砂または砂利層をまき出して転圧することである。

また、図-9に示すように在来砂利道の路肩部分のみに断熱材を設置して舗装し、路盤の拡幅を併わない経済的な断熱工法も最近採用されるようになった。

発泡コンクリートによる断熱工法は、現場近くでセメント、砂、発泡ビーズなどをミキサで混合し、打設するもので機械施工に適していることと養生後は相当程度の圧縮強度が得られるので舗装の表層近くの浅い位置に使用することができ、歩道の凍上対策などでは経済的な工法となることがある。¹⁶⁾

(2) 安定処理工法

塩化ナトリウム、塩化カルシウムなどの塩類や消石灰、セメントを凍上性の土に適量混合すると、その凍上性は著しく低下する。これらの添加混合剤は、土の粒子相互間の凝固、空隙中の水の氷点降下、土粒子の吸着性の増大、透水性の低下などをもたらすためと考えられる。図-10は、塩化カルシウムなど10種類の添加混合剤を1～5%、凍上性の土に混合して凍上試験を行った結果である。¹⁷⁾

この工法の最大の難点は、その効果の持続時間が短いことである。従って、この工法は凍結深さが著しく大きい地方で置換深さをあまり大きくできないような場合に置換工法の補助的手段として道路の路床部分に採用されることがある。

また、路床土が高含水で凍上性の細粒土の場合、添加混合剤を均一に混合させることが困難であるという欠点もあり、土質に応じて適切な添加剤の

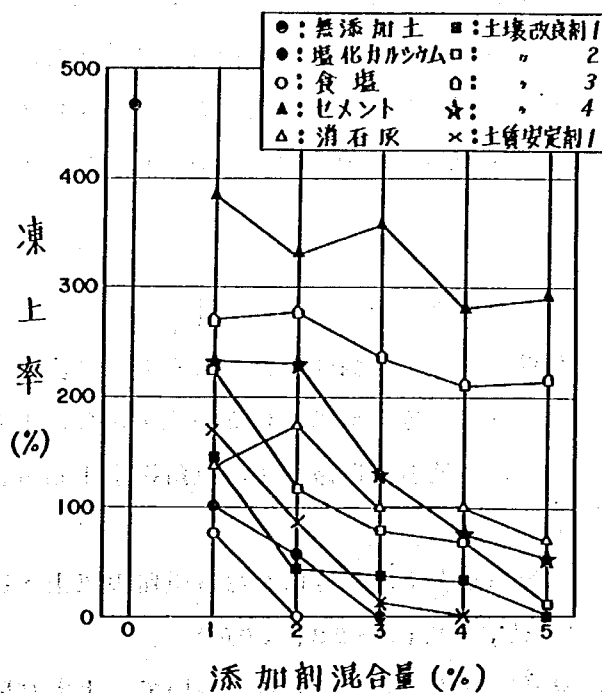


図-10 土質安定剤混合量と凍上率の関係

選択が必要である。

一般に砂質土に対してはセメントが有効で、シルト質および粘性土には石灰が凍上対策には効果的である。また、使用する石灰には消石灰と生石灰の2種類があるが、路床土が高含水比の場合は、生石灰の効果が大きいことが日本では認められている。

6. 結 語

積雪寒冷地の道路舗装の凍上とその対策工法に関する調査研究は、日本において特に北海道では昭和26、27年ころから現地での試験調査を主体に継続実施されている。主に、昭和35年度からの美々試験道路での調査では、道路の凍結深さの算定法、各種凍上対策工法の検討、置換工法による舗装構造の力学的評価など数多くの成果が得られている（写真-4参照）。また、これらの結果は凍上現象による舗装破壊に関して、従来から経験的に得られている各種の知見を理論的によく裏付けていることも明らかとなった。更に、凍上対策に関し、主として北海道で得られた成果が日本でのすべての地域に活用されるようになった。

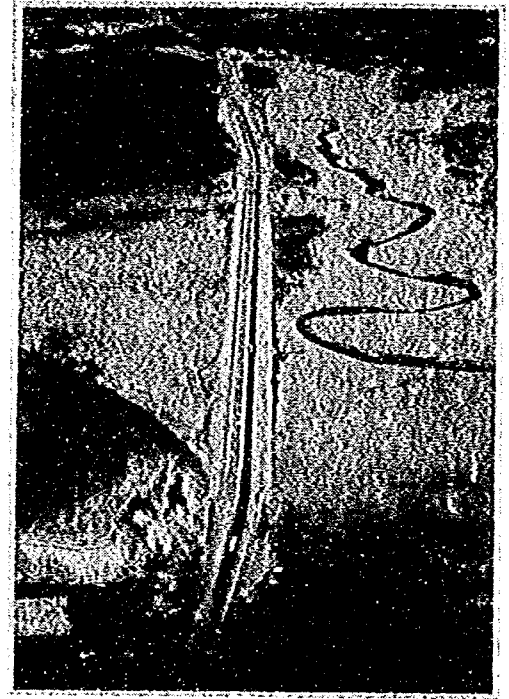


写真-4 美々試験道路

現在積雪寒冷地で広く採用されている凍上対策としての置換工法にも、わが国においては多くの問題点がある。その最大のものは、最近の海岸・河川保護からの砂、砂利不足、ならびに凍上性粘質土の捨て地確保の困難性などである。そのためには、今まで経済性、施工性、耐久性の面から本格的に採用されなかったセメントや石灰で安定処理する工法、発泡スチロールをセメントモルタルと混合して路上処理する断熱工法、あるいは凍上性土中にシートを埋設して毛管水の上昇を断つ遮水工法など特殊凍上対策工法の適用についても再検討してみる必要がある。

参 考 文 献

- 1) 久保 宏：道路舗装の凍上とその対策、土と基礎、vol.29、№2、PP.9～14、1981
- 2) 河野文弘：寒冷地における路床・路盤、土と基礎、vol.20、№6、PP.19～25、1972
- 3) 日本道路協会：道路土工、道路排水工指針、PP.147～160、PP.188～192、PP.203～208
1979
- 4) 伊福部宗夫：北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究、土木試験所報告
№26、PP.10～22、1962
- 5) 星野 亮：岩石の凍上性について、土木試験所報告№60、PP.45～50、1973
- 6) 久保 宏：積雪寒冷地舗装の凍上対策、土木学会誌 vol.64、№2、PP.10～16、1979
- 7) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱、丸善 P.159、1978

- 8) Beskow, G : Soil Freezing and Frost Heaving with Special Application to Roads and Railroads, the Swedish Geological Society, №375, PP.32~56, 1947
- 9) Aldrich, H.P : Frost Penetration below Highway and Airfield Pavement, Bul.135, HRB 1956
- 10) 神崎紘郎 : 道路の凍結深さの近似計算について、第11回日本道路会議論文集、PP.363~364、1973
- 11) Kersten, M.S : The Thermal Conductivity of Soil, HRB, Proc 1948
- 12) 大越孝雄・新井貞夫 : 凍上対策置換材料の品質に関する実験的研究、土木試験所報告 №16、PP.41~73、1957
- 13) 高橋 毅・佐々木政男ほか : 切込碎石の粒度およびシルト以下含有量とCBRについて、土木試験所月報 №170、PP.1~10、1967
- 14) 小山道義・高橋 毅・川井 優 : 火山灰の凍上性について、土木試験所月報 №131、PP.12~17、1964
- 15) 伊福部宗夫 : 道路の凍上とその対策、北海学園大学工学部報告、1973
- 16) 岡崎勝正・久保 宏ほか : 積雪寒冷地における凍上対策工法——I.Lコンクリートを用いた断熱工法——第14回日本道路会議論文集 PP.395~396、1981
- 17) 小山道義ほか : 薬剤を混入した土の凍上実験について 土木試験所月報 №122、1963

高速道路における寒冷地舗装の設計・建設および管理

日本道路公団技術部 道路技術課長 金谷 重亮

” 試験所 舗装試験室長 川島 義昭

” ” 舗装試験室 福島 公

1. まえがき

日本の高速道路は、1963年に名神高速道路（名古屋－神戸間）の一部が開通して以来、1982年3月現在で3,010Kmが供用されている。法律で定められている高速道路の予定延長は7,600Kmであるので、約4割が供用されたにすぎない。しかし、供用中の高速道路は日本列島を北から南へ縦貫し、背骨にあたる部分がおおむね形成されている。高速道路の舗装種別は経済性、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。

1980年度の高速道路の交通量は約11万台／日から数千台／日で、場所により大きく異なっている。また、日本の気象は多雨多雪で、気温が場所や季節により大きく変化するのが特徴で、亜寒帯気候から亜熱帯気候までにわたる種々の気候を呈している。このように、舗装に大きな影響を与える交通条件・気象条件が場所によって大きく異なるため、舗装の設計・建設・管理に対して、きめ細かい対応が要求される。

本文では、日本道路公団が高速道路のアスファルト舗装の設計・建設そして管理の各段階でどのように対応しているか、さらに、一般地域と対比しながら、特に寒冷地域の舗装の実態について述べる。

2. 日本の高速道路の概要

日本の道路は法律により、次の4つに分類される。即ち、a) 高速自動車国道、b) 一般国道、c) 地方道、d) 市町村道である。このうち、高速自動車国道（以下「高速道路」と言う）は全国的な自動車交通網の枢要部分を構成するもので、国の政策、経済活動、その他各種のプロジェクトと調和して、国土開発を推進する幹線道路として計画、建設される。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る。そして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で、その一部が1963年に日本で初めて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、日本を北から南へ縦貫する高速道路が建設され、供用されていった。1982年3月現在、3,010Kmの高速道路が供用中であり、2,405Kmの区間が建設中である。図－1は高速道路の現況および将来計画を示している。高速道路は全国高速道路網建設計画に従って、将来7,600Kmが建設される計画となっている。従って、現在、全体計画の約4割が供用されたにすぎない。今後、建設される高速道路は横断道路が主となり、ほとんどが山岳地域を通過するため、地形条件、気象条件がより一層厳しいものとなる。

1980年度のインターチェンジ間ごとの年平均日交通量の分布を示すと図－2のようになる。図－2

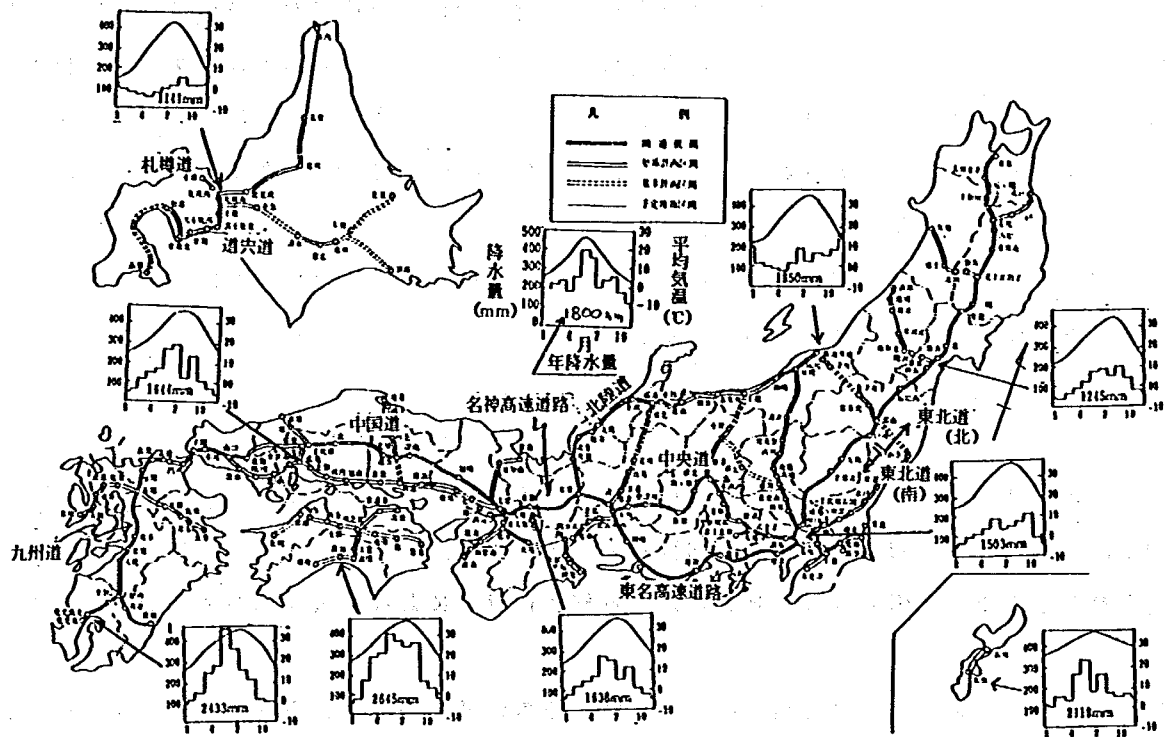


図-1 全国高速道路網図および日本の代表的都市の降水量と気温 (1982年3月現在)

から、年平均日交通量は約11万台/日から数千台/日に分布し、平均で2万3千台/日となっている。図-2の地域区分は表-5で示す区分によっている。なお、本文の中で、一般地域とは温暖地域も含めたものをいう。図の斜線は一般地域の中の東名・名神両高速道路の交通量を示している。この東名・名神高速道路は、日本の首都、東京と第2の都市、大阪を結ぶ幹線道路で、極めて重交通となっている。それに対して、寒冷地域的高速道路は交通量が少ないことがわかる。このように、交通条件は場所によって大きく異なる。

一方、気象条件も場所によって大きく異なっている。日本はユーラシア大陸の東縁に沿って位置し、その地形は極めて複雑である。そのため、日本の気象は、図-1に見られるように、多雨多雪そして季節と地域が異なると気温が著しく変化することが特徴となっている。高速道路が通過する地域の気象条件も、最大積雪深が280cmに達する積雪寒冷地から、夏期にはアスファルト舗装の路面温度が60°C (140°F)を越える亜熱帯地域にまでわたっている。

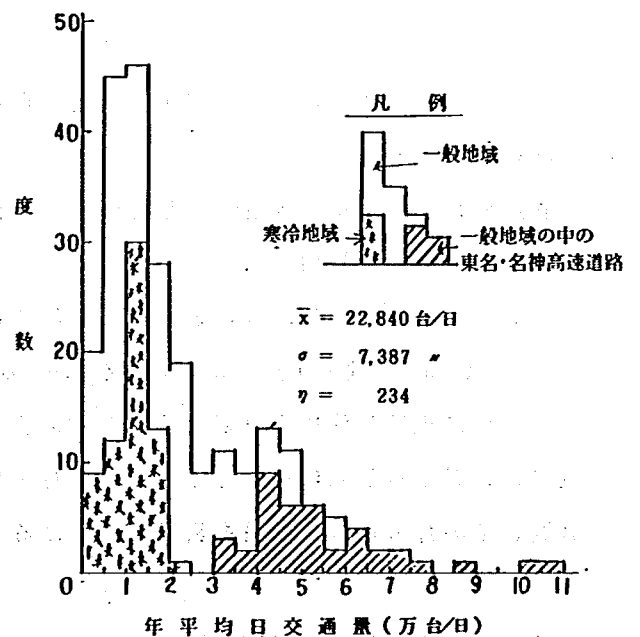


図-2 1.C間年平均日交通量の分布

3. 寒冷地舗装の設計

寒冷地域で本格的に建設された高速道路は、道央自動車道・札幌～千歳間（1971年12月開通）である。舗装構造の設計に際しての問題点は、凍結深度の推定、凍結量の検討および融解期の路床路盤の支持力低下であった。また、アスファルト混合物の配合設計に際しての問題点は、チェーン付タイヤおよびスパイクタイヤによる表層摩耗であった。さらに道路の横断構成の設計に当っては、除雪が効率よくかつ高速でできるようにすること、および路肩と分離帯の堆雪からの融水が車線に流出しないように考慮することであった。

これらの問題に対して、日本道路公団では、室内試験および試験舗装の結果や他機関の規定などを参考にして、設計要領としてとりまとめている。以下に、その概要を述べる。

3.1 構造設計

高速道路のアスファルト舗装の厚さの設計は、路床土の設計CBRと、軸荷重10ton車に換算した車両の10年間に於ける一方向当りの総通過回数から決定される。この方法はAASHO道路試験の結果を發展させたもので、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られたものである。

しかし、凍結、凍上を受ける寒冷地域においては、その地域の凍結深さを求め、凍結深さが舗装全厚より大きい場合には、凍結深さまで凍結を起こしにくい材料で置換えるようにしている。その時の置換えの規定は次のとおりである。¹⁾

(1) 材料の性質

最大寸法：50mm， 4.76mmふるい通過量：30～70%， 74μふるい通過量：10%以下， 420μふるい通過分の塑性指数：6以下， 水浸修正CBR：10以上

(2) 置換え厚さの決定

置換え厚さは凍結深さを測定して決めるのを原則とするが、経験的に置換え厚さがわかっている場合はその値を採用する。

なお、経験的な値もわからずまた実測も出来ない場合は（式－1）により求めるものとする。

$Z = C\sqrt{F}$ …（式－1） ここに、Z＝凍結深さ（cm），C＝定数，F＝凍結指数（℃日）

定数Cは現場条件により変化するが通常4とする。凍結指数Fは、過去10年間に於ける月平均気温の指料から冬期に最低を示した年の月平均気温が0℃以下を示した月のみについて、月平均気温とその月の日数との積を累計して求める。

3.2 アスファルト混合物の配合設計

(1) 耐摩耗アスファルト混合物の検討

寒冷地域の表層には、特に摩耗抵抗性が要求される。また、日本では寒冷地域でも夏期にはアスファルト舗装の路面温度が60℃程度まで昇るので高温安定性も要求される。これらの性質を満足する表層用アスファルト混合物の配合設計基準を定めるために、日本道路公団では、回転式舗装試験機（写真－1）を用いた室内試験および試験舗装を行った。

1) 耐摩耗を目的としたアスファルト混合物の比較

高速道路では走行の安全性の面から路面のすべり抵抗値の維持が、一般道路に比べてより厳しく要求される。このために、従来、密粒度アスファルト混合物が主に使用されていた。しかし、寒冷地で使用された実績が少なく、摩耗に対する抵抗性がどの程度期待できるか予測できなかった。そこで、一般に耐摩耗混合物として評価されている耐摩耗トベカとグースアスファルト混合物との比較試験が前述した日本道路公団所有の回転式舗装試験機を使用して行われた。²⁾

表-1は、試験条件を示したもので、表-2に、比較したアスファルト混合物の種類と各混合物の合成粒度を示す。

図-3は3種類の混合物の平均摩耗深さと輪通過回数³⁾の関係を表したものである。図-3から、摩耗抵抗性はグースアスファルト、耐摩耗トベカ、密粒度アスファルト混合物の順に悪くなること、また、グースアスファルトは他に比べて摩耗抵抗性が高いと評価できるが、耐摩耗トベカと密粒度アスファルト混合物は有意差がないことがわかる。

一方、グースアスファルトと耐摩耗トベカは高温時⁴⁾の安定性が悪く、また、すべり抵抗性の確保にも問題があることから、最終的に高速道路では密粒度アスファルト混合物を基本として寒冷地舗装の摩耗に対処することとした。

2) 寒冷地用密粒度アスファルト混合物の検討

密粒度アスファルト混合物を基本として、さらに摩耗抵抗性の改良を図るために、骨材の最大粒径、粒度、アスファルト量などについて検討を加えた。主な検討結果は以下のとおりである。

a) 粗骨材の最大粒径による摩耗量の比較

粗骨材の最大粒径20mmと13mmの密粒度アスファルト混合物についての⁵⁾回転式舗装試験機による摩耗試験結果を図-4、-5に示す。図中のグースアスファルトは両者と比較のために実施したものである。

図-4はチェーン付きタイヤ、図-5はスパイクタイヤの結果であるが、摩耗抵抗性は両者とも最大粒径20mmの混合物が大きく、次にグースアスファルト、最大粒径13mmとなっている。硬質な骨材

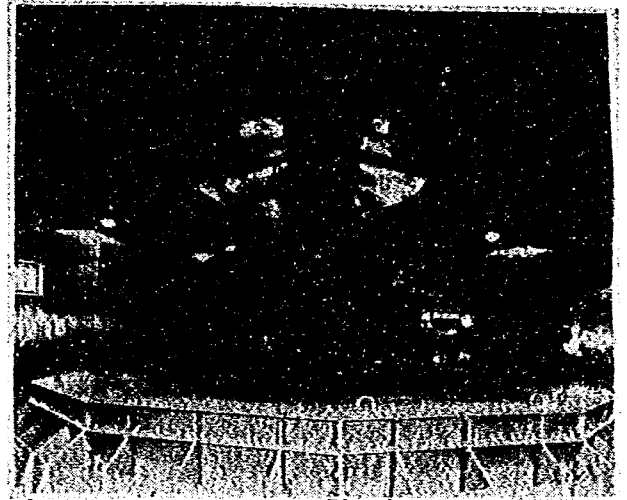


写真-1 回転式舗装試験機

表-1 摩耗試験条件

項目	条件
タイヤの種類	スノースパイクタイヤ (10.00-20, 14PR)
輪重, 空気圧	2 ton, 6Kg/cm ²
走行路半径, トルク	R=3m, トルク±30Kg·m
走行速度	40Km/hr
輪通過回数	0, 1.5, 3, 6, 10, 12.7 (×10 ⁴)
路面条件	湿 潤
試験温度	0℃
シフト量※	±10cm, ±6cm

※ 設定輪通過回数ごとに前半は±10cm, 後半は±6cmのシフトを与えた。

表-2 アスファルト混合物の種類と粒度

混合物の種類 ふるい通過重量百分率(%)	ふるい通過重量百分率(%)							
	13	10	5	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074
密粒度アスファルト混合物	100	89.0	69.0	51.3	39.6	20.2	9.3	7.6
耐摩耗トベカ	100	93.5	78.0	61.1	47.4	24.5	11.3	9.3
グースアスファルト	100	92.6	74.9	55.1	44.6	35.2	28.4	26.1

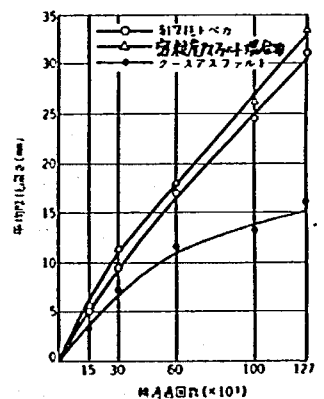


図-3 各種混合物の摩耗量

を使用した場合、粗骨材の最大粒径を20mmとすることによって密粒度アスファルト混合物でもグースアスファルトに匹敵する摩耗抵抗性を持たせることができることが確認された。

b) 粒度による摩耗量の比較

図-6は最大粒径が20mmの密粒度アスファルト混合物の2.38mmふるい通過量と摩耗量および変形割合の関係を示したものである。図-6から、2.38mmふるい通過量が多くなるにつれて摩耗量は小さくなる傾向にあるが、2.38mmふるい通過量が44~45%以上ではあまり有意差がない。また、2.38mmふるい通過量をむやみに多くすると高温時の変形が大きくなり安定性が失われる傾向にあり、道路の環境条件に応じて適切な粒度の選定が必要であることがわかる。

c) アスファルト量による摩耗量の比較

図-7は最大粒径20mmの密粒度アスファルト混合物のアスファルト量と摩耗量および変形割合の関係を示したものである。図-7から、アスファルト量が増加するにつれて摩耗量は直線的に減少することがわかる。また、前述の2.38mmふるい通過量と同様に、アスファルト量をむやみに多くすると高温時の変形が大きくなるため、道路環境条件に応じた考慮が必要である。

d) その他

材料選定や配合設計に直接関係はないが、回転式舗装試験機による室内試験で興味ある結果が得られているので、ここで併せて紹介する。

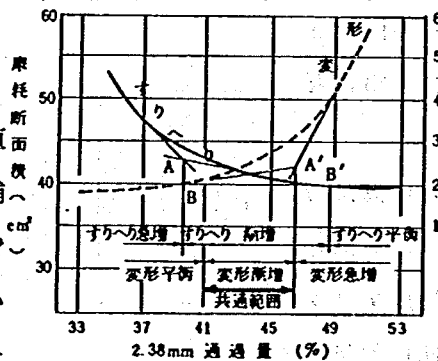


図-6 2.38mm通過量と摩耗及び変形の関係

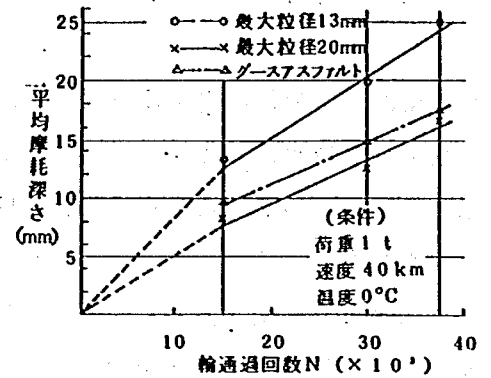


図-4 最大粒径と摩耗深さ (チェーン付タイヤ)

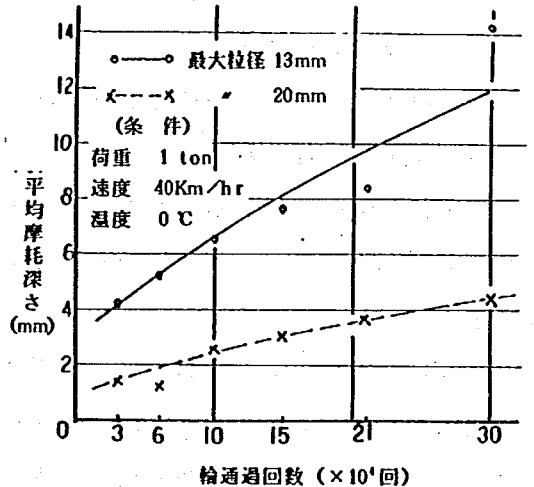


図-5 最大粒径と摩耗深さ (スパイクタイヤ)

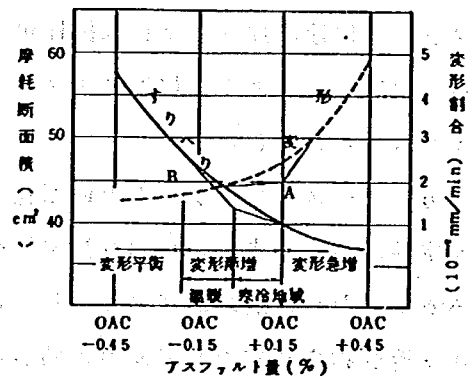


図-7 アスファルト量と摩耗、変形

図-8は、路面の乾湿の

違いと摩耗量の関係を示している。この結果によると、スパイクタイヤでは湿潤路面が乾燥路面の1.5~2.0倍の摩耗量を示し、チェーン付タイヤでは2.5~3.0倍の摩耗性を示している。このことは寒冷地域の路面条件が摩耗量を左右し、特に湿潤状態の路面が長く続く地域では摩耗が厳しいことを示唆している。

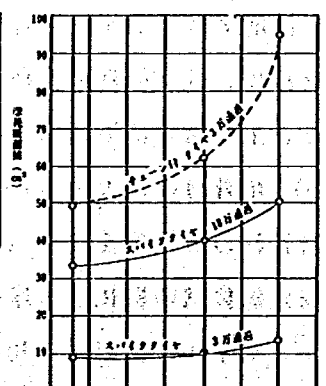
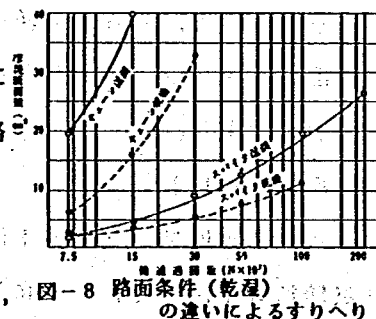


図-9は走行速度の違いによる摩耗量を示したものである。スパイクタイヤの場合、速度の増加に伴い摩耗量が増加するがその割合は小さい。チェーン

図-9 速度の違いによるすりへり

ン付タイヤの場合、増加割合がスパイクタイヤに比べて大きく、特に 40Km/h から 50Km/h の間で急増している。このことからチェーン付タイヤについては、走行速度を 40Km/h 以下に制限することにより、摩耗量を小さくすることが可能であることを示唆している。

その他輪荷重と摩耗量の関係では、スパイクタイヤによる摩耗量は、荷重の増加に伴いほぼ直線的に増加する。一方、チェーン付タイヤの場合、荷重が増加すると摩耗量も増加するが、その増加の割合は小さくなる。^{10) 11)}

現在までの試験研究から得られた摩耗抵抗性および流動抵抗性に寄与する要因をまとめると表-3のようになる。

(2) 耐摩耗アスファルト混合物の配合設計基準

(1)で述べた耐摩耗アスファルト混合物の室内試験の結果を踏まえ、日本道路公団では積雪寒冷地用アスファルト混合物の配合設計基準を表-4、-5および図-10に示すとおり規定している。^{12) 13)}

なお、日本ではアスファルト混合物の配合設計は、マーシャル安定度試験により行っている。表-5は、マーシャル安定度試験の突固め回数と適用するアスファルトの針入度によるグレードを示したものである。

3.3 道路横断構成の設計

積雪寒冷地における高速道路の横断構成の設計で、特に問題となるのが、中央分離帯の形状、路肩の横断勾配と排水施設および堆雪拡幅量である。これらの問題に対し、日本道路公団では次のように規定している。¹⁴⁾

(1) 中央分離帯の形状

中央分離帯の形状は、堆雪が融けて本線に流れ出さないようにするため、また本線の機械除雪を円滑にするため、分離帯の面が車道側帯部より低いディプレストタイプを標準としている。図-11に中央分離帯構造の例を示す。

(2) 路肩の横断勾配と排水施設

積雪寒冷地域で路肩の堆雪が融けて融雪水

表-3 流動抵抗性、摩耗抵抗性に寄与する要因

要 因	耐流動混合物	耐摩耗混合物
粗骨材の最大粒径	大きい程 良	大きい程 良
細骨材量 (No.8フルイ通過量)	少ない程 良 (図-6)	多い程 良 (図-6)
アスファルトの針入度 (粘度)	硬質アスファルト 程 良	軟質アスファルト 程 良
アスファルト量	少ない程 良 (図-7)	多い程 良 (図-7)
粗骨材の石質	—	硬質な程 良

表-4 アスファルト混合物の粒度範囲

ふるい呼び寸法 (mm)	ふるい通過重量百分率(%)		
	規 格		
	タイプ I	タイプ II	
	13mm	13mm	20mm
25			100
20	100	100	95~100
13	95~100	95~100	75~95
10	75~95	75~95	68~88
5	55~75	52~72	
2.5	38~58	40~60	
0.6	21~36	25~45	
0.3	13~25	16~33	
0.15	6~16	8~21	
0.075	4~8	5~12	

(注) ここにいうタイプIは一般の場合を対象とし、タイプIIは積雪寒冷地を対象としたものである。

表-5 配合設計のための地域区分と交通区分

交通区分	項目	地域区分		
		温暖地域	一般地域	寒冷地域
重 交 通	突固め回数	75	75	50
	アスファルトの級別	60-80	80-100	80-100
中・軽交通	突固め回数	50		
	アスファルトの級別	80-100		

(注) (1) 地域区分は次のとおりである。(図-10 参照)

温暖地域：年平均気温が14℃以上の地域

一般地域：年平均気温が14℃未満かつ10月平均最大積雪量が30cm以下の地域

寒冷地域：10月平均最大積雪量が30cm以上の地域

(2) 交通区分は次のとおりである。

重 交 通：初年度大型車交通量 1500台/日/1方向以上

中・軽交通： 〃 1500台/日/1方向未満

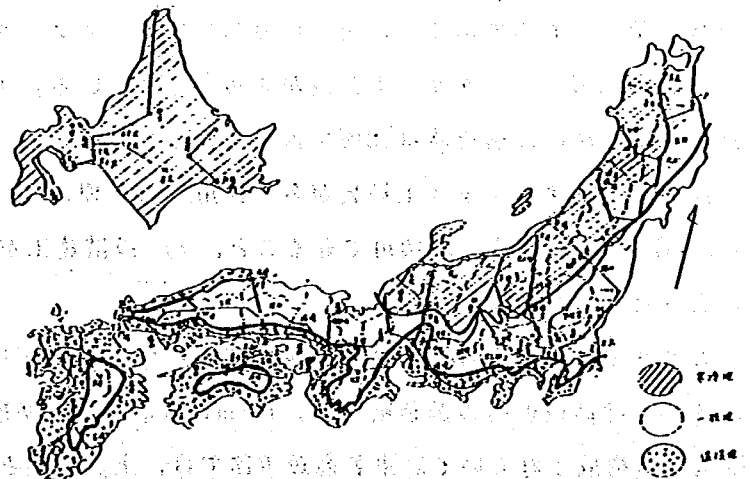


図-10 アスファルトの種類およびマーシャル突固め回数選定のための地域区分

7

4. 寒冷地舗装の建設

表一7 舗装種別と地域別延長（1982年3月現在）

区 分	一般地域	寒冷地域	計
アスファルト舗装	2044	838	2882
	67.9	27.8	95.7
コンクリート舗装	116	12	128
	3.9	0.4	4.3
計	2160	850	3010
	71.8	28.2	100

上段：延長(Km)，下段：割合(%)

これまでに建設されたアスファルト舗装とコンクリート舗装の標準断面は、図-14に示すとおりである。名神高速道路の舗装断面は、10cmの表層および基層、20cmの粒状上層路盤と20cmの粒状下層路盤から構成されている。東名高速道路では、上層路盤としてアスファルト安定処理混合物が15～20cm厚さで用いられている。また、下層路盤として粒状あるいはセメント安定処理混合物が標準厚20cmで使

われている。この東名高速道路の舗装構成が、以降の高速道路（以下「新規道」と言う）の標準として採用されている。

4.2 耐摩耗アスファルト混合物の配合

3.2で述べたように、高速道路の耐摩耗混合物は硬い骨材での最

大粒径、粒度およびアスファルト量に留意して設計、施工されている。ここでは、このような項目に留意して建設された混合物の配合について述べる。

(1) 粒度

図-15は名神、東名および新規道の2.38mmふるい通過量の相対度数分布を示したものである。2.38mmふるい通過量の平均は、名神の45.8%、東名の47.3%に対して、新規道の一般地域では45.9%、寒冷地域では48.0%である。これは、高温時の変形やすべりを重視する路線では粗骨材量を多めにした粒度が採用され、寒冷地域や交通量の少ない地域のように摩耗や老化を重視した路線では、粗骨材量を少なめにした粒度が採用されている結果である。

また、0.074mmふるい通過量に関して、新規道では石粉（石灰石粉）使用量を3%以上、あるいはダスト量の50%以上と規定して石粉の最小使用量を確保するようにしている。さらに、寒冷地域の表層混合物はフィラービチューメンの耐摩耗効果を期待して石粉量を多く使用している。

(2) アスファルト量

アスファルト量の相対度数分布は図-16に示すとおりである。平均アスファルト量は、名神の6.15%、東名の6.39%に対して、新規道では一般地域で6.08%、寒冷地域で6.27%である。新規道のアスファルト量の決定方法は名神、東名の経験に基づいて、地域条件、交通条件にあったマーシャル安定度試験の突固め回数やアスファルトのグレードを適用するように修正が加えられている。この結果、寒冷地域のアスファルト量は、一般地域に比べて約0.2%多くなっている。

(3) マーシャル特性値

名神、東名、新規道の表層混合物のマーシャル特性値を図-17、

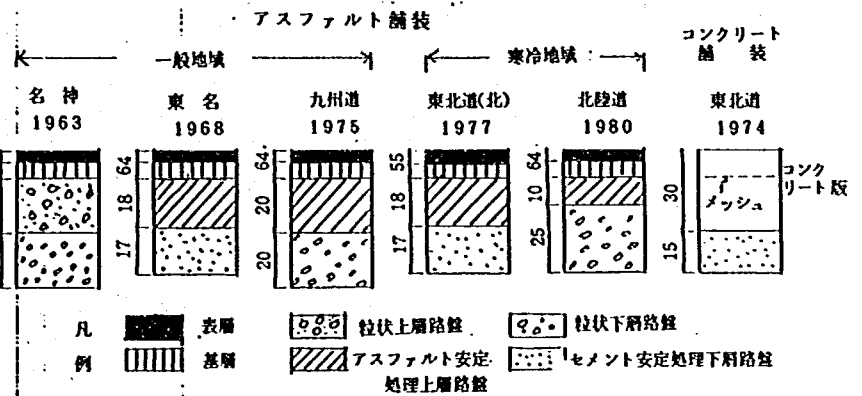


図-14 標準舗装断面図

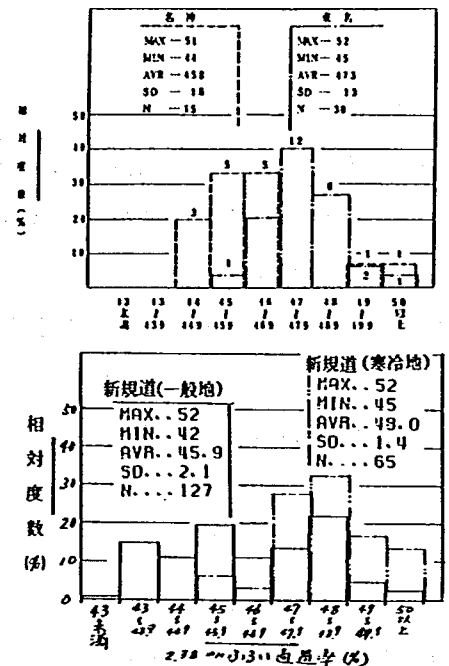


図-15 表層混合物の2.38mmふるい通過量

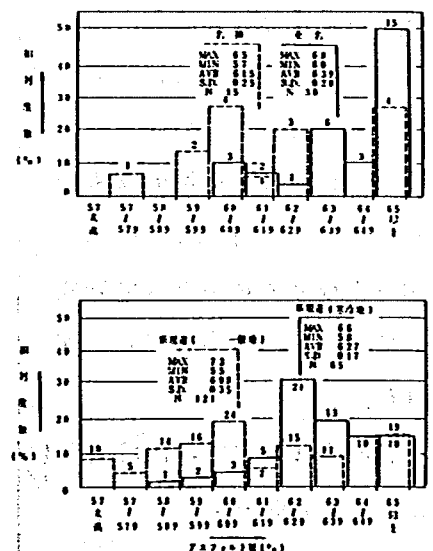


図-16 表層混合物のアスファルト量

ー18に示す。スチフネス（安定度／フロー値）は、平均値で見ると名神 30.6，東名 31.2，新規道の寒冷地域 34.8，一般地域 37.2 と徐々に剛性の大きい混合物となっている。

(4) 最大粒径

寒冷地域における最大粒径を変えた試験舗装の追跡調査の一例として道央自動車道Ⅰ・Ⅱ期の結果¹⁵⁾を図-19に示す。ここでは以下の結果が得られている。

- 最大粒径20mmの混合物は13mmのものより摩耗抵抗性は大きい。しかし、最大粒径が40mmになると施工性が悪く、混合物の耐久性が劣ってくる。
- ゴムの有無によって摩耗抵抗性に有意差は見られない。

5. 寒冷地舗装の維持修繕

5.1 路面評価と維持修繕基準

(1) 維持修繕の流れ

日本道路公団における高速道路の管理は、管理延長50～60Kmごとに設けられた道路管理事務所と、同じく250～400Kmを統轄する管区管理局によって行われている。

高速道路における標準的な維持修繕業務の流れを図-20に示す。¹⁶⁾図-20を作成するにあたって管理すべき項目を次の2つのグループに分けた。

- 局部的なひび割れ、段差およびポットホール
- わだち掘れ、摩耗、ひび割れおよびすべり抵抗

前者を“維持”に関する項目と

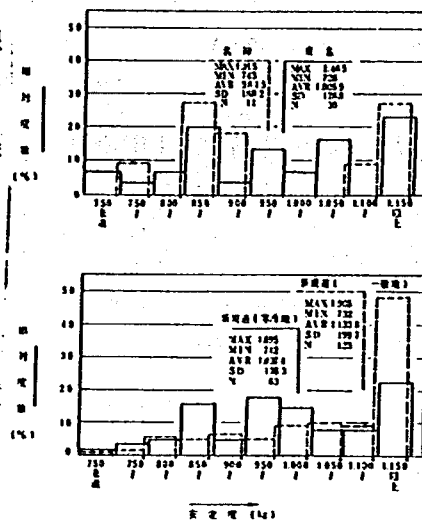


図-17 表層混合物のマーシャル安定度

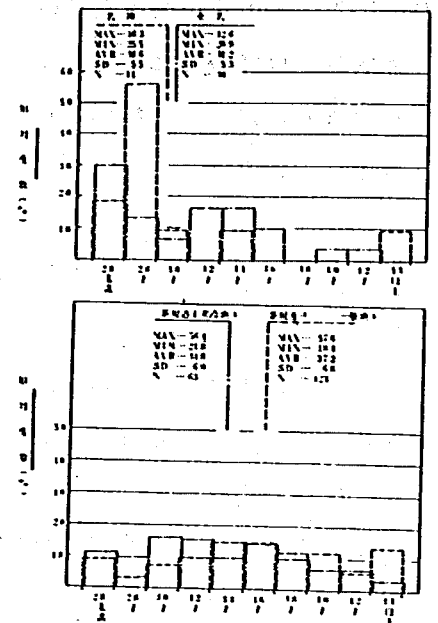
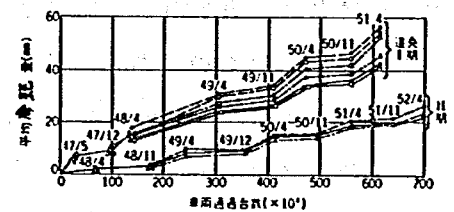


図-18 表層混合物のスチフネス (S/F)



道央Ⅰ期	道央Ⅱ期
ストラス	ストラス
○—○	●—●
□—□	△—△
最大粒径	最大粒径
13mm	13mm
20	20
40	40
ゴム入り	ゴム入り
●—●	△—△
○—○	□—□
13	13
20	20
40	40
Sc=0	Sc=0

図-19 追跡調査結果の一例
(道央自動車道)

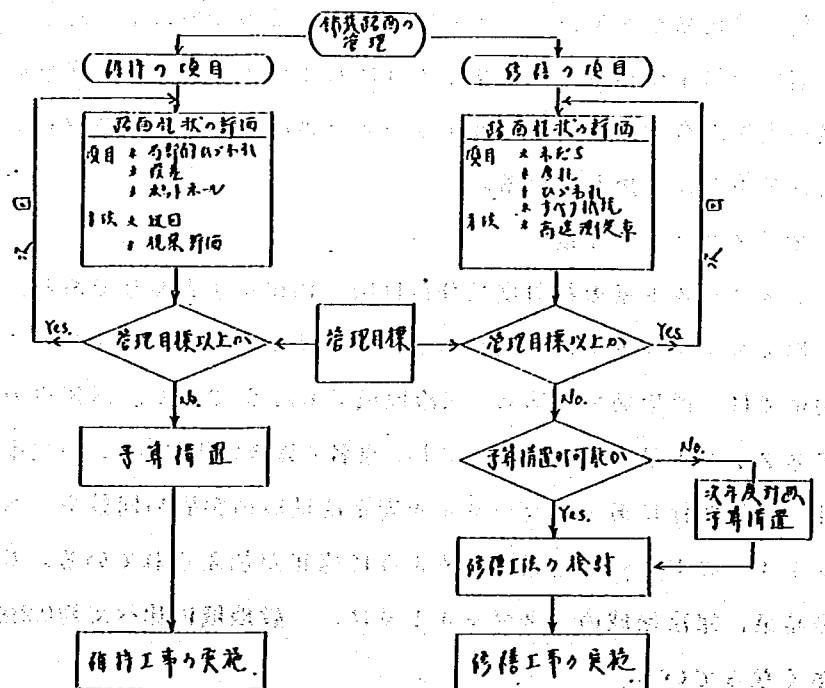


図-20 高速道路における舗装の維持修繕業務の流れ

し、主として各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。後者は相当長い区間にわたり損傷現象が発生し、従って大規模な修繕工事が必要となるため、“修繕”に関する項目とし、各管理局単位で統一した現況把握と判断を行うものである。

図-20に示す維持修繕の流れは、a) 路面性状の現況評価、b) 維持管理目標値の設定とこの目標値と路面現況の比較、c) 維持修繕工事の実施と将来計画の立案、の3段階に大別される。これらの点について以下に述べる。

(2) 路面性状の測定

合理的かつ体系的な維持修繕業務の第一段階は、路面性状の現況評価である。“維持”に関する路面性状の評価については、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。一方、“修繕”に関する路面性状の評価には、定量化と自動計測を目指した最新技術を使用している。現在、高速道路の路面性状評価に用いられている測定法について、概要を示せば表-8のとおりである。

表-8 高速道路の路面性状調査に使用している測定法の概要

測定項目	測定法または測定機	測定法(機)の概要	要 求 し る 性 能						測定法の留意性
			測 定 性	測 定 性	交通規制	測 定 性	コスト	測 定 性	
わだち掘れ	わだち掘れ測定車	車載カメラによる写真計測	測 (10~100mごと)	測 (5~60m/m)	不要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 大
	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	大	必要	必要性 大
ひび割れ	ひび割れ測定車	ストロブカメラによる写真計測	測 (連続写真)	測 (5~60m/m)	不要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 大
	ストロボカメラ	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	大	必要	必要性 大
路面性状	路面性状測定車	車載カメラによる写真計測	測 (50~200mごと)	測 (60~80m/m)	不要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 大
	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	大	必要	必要性 大
たわみ	ペンタメータンピータム	この装置による路面性状測定	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
	ペンタメータンピータム	この装置による路面性状測定	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
路面性状	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
路面性状	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
路面性状	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
路面性状	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中
	路面性状測定車	路面性状測定車による写真計測	測	測	必要	専用会社へ依頼が必要	中程度	必要	必要性 中

ここで、高速測定車によるわだち掘れとひび割れの測定概要を述べる。

1) わだち掘れ

わだち掘れの測定は、わだち掘れ測定車(8)により行う。測定は、ストロボを用いた条線投影方式であるため夜間を選んで行う必要がある。測定の原理は図-21に示すとおりである。図-21から、わだち掘れ量を求める一般式は(式-2)のとおりである。

$$RD = \frac{H}{f} \cdot \frac{d_1 + d_2}{\cot \theta} \quad \dots\dots\dots (式-2)$$

ここに、RD：わだち掘れ量

H：撮影高

$d_1 + d_2$ ：写真の見かけのわだち掘れ量

θ ：条線投影角度

実際には、 $\theta = 26^\circ 33'$ 、 $H = 3 \text{ m}$ 、 $f = 15 \text{ mm}$ であるので、これらを(式-2)に代入すると(式-3)のとおりとなる。

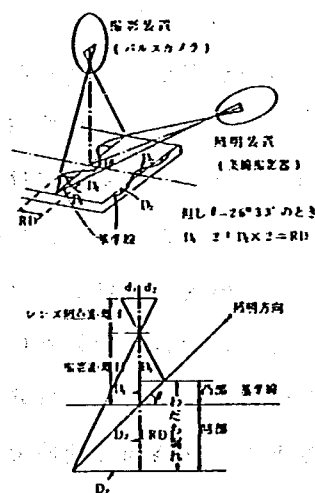


図-21 測定原理図

$$RD = \frac{3000}{15} \times \frac{d_1 + d_2}{2} = 100 \times (d_1 + d_2) \dots\dots\dots (式-3)$$

なお、高速道路では、わだち掘れ量は図-22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、その差をわだち掘れとしている。¹⁹⁾

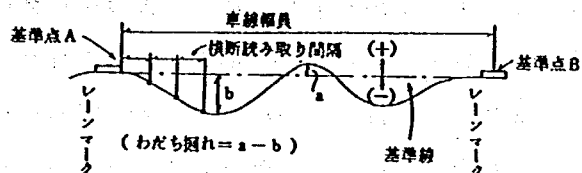


図-22 わだち掘れの定義

わだち掘れ測定車による測定内容の概要は次のとおりである。

- a) 測定速度 0～80 Km/h²⁰⁾ b) 測定幅 4.6m (最大)
- c) 測定間隔 5・10・20・50・100m d) 測定精度 ±2mm

2) ひび割れ

ひび割れの測定は、ひび割れ測定車を使用して行う。ひび割れ測定車により路面の連続写真が撮影され、車線幅を4分割、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ひび割れ面積が計算される。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(0.875m²)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=0.263m²を掛けて求める。ひび割れ率は(式-4)により、100mごとに算出する。

$$\text{ひび割れ率CR (\%)} = \frac{\text{ひび割れ面積(m}^2\text{)} + \text{パッチング面積(m}^2\text{)}}{\text{調査区間の面積(m}^2\text{)}} \times 100 \dots\dots\dots (式-4)$$

撮影は交通障害が少なく、昼間に比べて常に一定条件下で適正な露出が得られることから夜間を原則としている。ひび割れ測定車による測定内容の概要は次のとおりである。

- a) 測定速度 10～60 Km/h²¹⁾ b) 測定幅 5.0m
- c) 測定可能範囲 ヘアクラック程度以上 d) 撮影縮尺 1/200

(3) 路面の管理目標

表-9 維持修繕の要否判断値と目標値

路面の現況が把握されれば、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。そのためには管理目標値を定める必要がある。維持修繕の要否判断値と目標値を示せば表-9のとおりである。²¹⁾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

項目	わだち掘れ (mm)				段差 (mm)				すべり抵抗 (SN80)				ひびわれ (%)			
	登坂車線以外の車線		登坂車線		橋梁の取付部		橋断構造物取付部		橋梁高架伸縮継手部		通常区間		線形等のきびしい区間			
道路の種類	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
準高速道路	20	30	25	45	—	30	—	30	—	20	30	25	35	30	20	40
上記以外の一般道路	25	—	30	—	30	—	40	—	20	—	—	—	—	—	40	—

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。

表-9に示した値は、各路面性状ごとに定めたものである。実際の路面では、いくつかの路面性状が複合して現れるが、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、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。

(4) 維持修繕の実態

第3の段階は、維持修繕の将来計画、予算の手当および修繕工事の検討と実施である。工事内容自

体は建設段階におけるそれらと本質的に変わらないが、交通規制、作業時間、狭い作業現場における作業機械の選定など特殊な制約条件を十分考慮する必要がある。

5.2 路面性状の実態

現在のところ高速による測定が可能となっている路面性状は5.1で述べたように、わだち掘れ、ひび割れおよびすべり抵抗である。高速道路では、このうちわだち掘れとひび割れの調査が1975年度より実施されており、1982年3月までの延べ調査延長は34,000Km車線（わだち掘れ 25,000Km車線、ひび割れ 9,000Km車線）である。ここでは、過去7箇年分の路面性状値（わだち掘れ、ひび割れ）に関する解析結果について述べる。

(1) わだち掘れ

わだち掘れは種々の要因によって生ずると考えられるが、特に交通の質によってその発生形態は異なると言える。すなわち、寒冷地域に多いスパイクタイヤおよびチェーン付タイヤによって生ずる摩耗によるものと、一般地域の重交通などによって引き起こされる流動によるものがそれである。図-23は摩耗タイプと流動タイプの横断形状を示したものである。

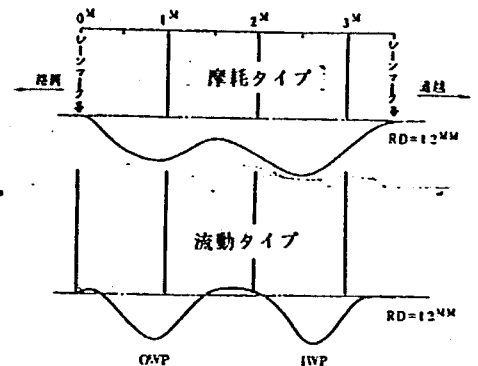


図-23 わだち掘れの形状

図-24はわだち掘れが15mmを越える走行車線延長の経年変化を地域別に表わしたものである。図-24のなかの数字は調査率を示し、調査率は（式-5）で表わされる。

$$\text{調査率} = \frac{\text{各年度の調査走行車線延長}}{\text{各年度末における供用走行車線延長}} \times 100 \dots\dots (式-5)$$

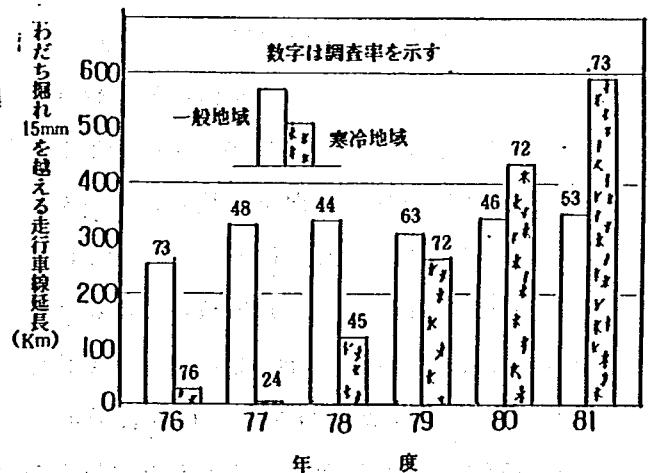


図-24 わだち掘れ15mmを越える走行車線延長の経年変化

図-24より、わだち掘れは一般地域の“流動タイプ”から寒冷地域の“摩耗タイプ”へ移りつつある。

これは年々供用される高速道路の延長のうち、寒冷地域が占める割合が1972年頃から増えてきていることに起因している。同時に、寒冷地域の摩耗によるわだち掘れが15mmを越えるのは、図-26からわかるように、供用後ほぼ6～7年であることから、漸次摩耗タイプのわだち掘れが増加している。

図-25は、土工部、橋梁部およびトンネル部のわだち掘れを相対度数で表わしたものである。図から摩耗タイプを除けば、わだち掘れはトンネル部が最も小さく、土工部が最も大きくなっている。これは夏季の暑い期間でも、トンネル部や橋梁部の路面温度は土工部に比べると低いため、温度の影響が現われたものと思われる。一方、摩耗タイプのわだち掘れは、土工部、橋梁部、トンネル部の差はほとんど生じていない。トンネル部は摩耗を均一にしかも相当量受けている。

わだち掘れは経年および交通量の増加などにより、進行していくことが知られている。図-26は、経年によるわだち掘れの進行を摩耗および流動タイプ別に示したものである。図-26から、流動タイ

プに比べ摩耗タイプの進行速度は3倍も早いものとなっており、その経年との相関も高いものとなっている。

次に、わだち掘れの交通量による進行速度を定量的に把握するため、(式-6)および(式-7)を用いて、大型車1万台当りのわだち掘れ進行量 a を求めた。

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n d a_i}{\eta} \quad \dots\dots\dots (式-6)$$

$$d a_i = (R D_{i2} - R D_{i1}) / \Delta T_i \quad \dots\dots\dots (式-7)$$

ここに、 a : わだち掘れ増加係数のインターチェンジ間の
 平均値 (mm/大型車1万台)

$d a_i$: i 地点のわだち掘れ増加係数

(mm/大型車1万台)

$R D_{i2}$: i 地点のある年度のわだち掘れ量 (mm)

$R D_{i1}$: i 地点のある年度の前年度のわだち掘れ量
 (mm)

ΔT_i : i 地点における $R D_{i1}$ から $R D_{i2}$ になる間の大型車の一方向交通量 (万台)

η : インターチェンジ間の地点数 (データ数)

このわだち掘れ増加係数 a と1980年度における大型車交通量の年度平均日一方向交通量との関係を図-27に示した。図から、寒冷地域と一般地域では、その a の値に著しい差があり、寒冷地域では0.37~0.05 (平均0.13)、一般地域では0.24~0.008 (平均0.04)となっている。また a の0.05~0.08付近には寒冷地域と一般地域の境界が存在することが明らかとなった。

このように、寒冷地域におけるわだち掘れは、一般地域に比べ、その進行速度が3.5倍程度速く、

かも均一に摩耗するので、今後さらに大きな問題となることが明白である。

(2) ひび割れ

図-28は、最近のひび割れ率が10%を越える延長を道路ごとに示したものである。図中の数字は、(式-5)で表わされる調査率を示す。図から以下のことが推察される。

- 高速道路における最近のひび割れ率10%を越える個所の車線延長は150Km程度である。
- ひび割れが発生している道路は、名神、中央、中国、九州、東北(北)の各高速道路で、地域による違いは見られない。なお、寒冷地域の東北(北)におけるひび割れは、ポットホールがその主な原因と考えられている。

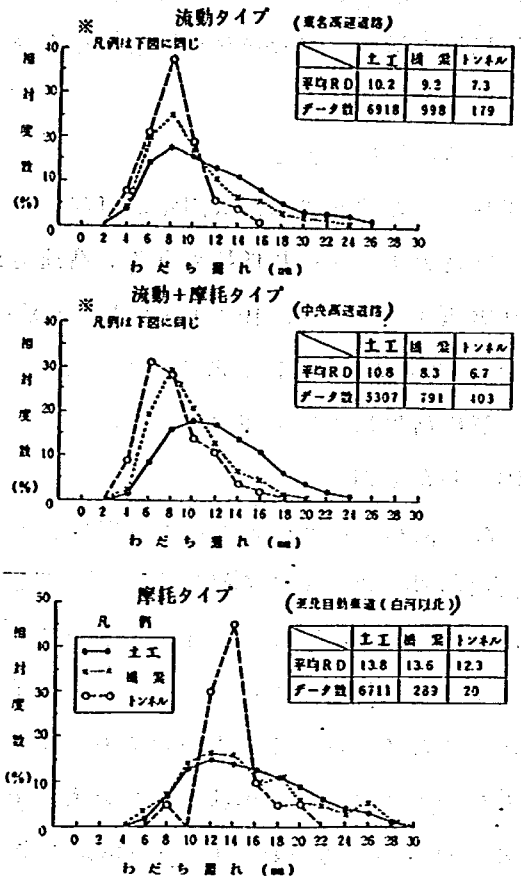


図-25 土工・橋梁・トンネル部のわだち掘れ

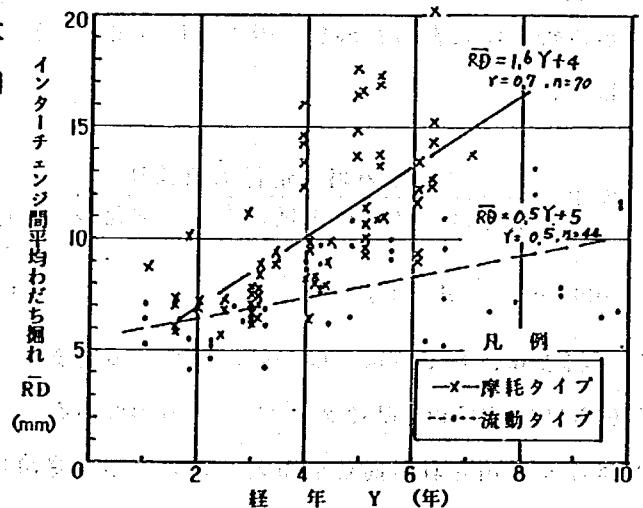


図-26 経年とわだち掘れ

ひび割れは、一般的に経年すなわち交通荷重のくり返しやアスファルトの老化、路床・路盤の支持力低下、リフレクションクラック、温度応力などにより発生し進行していくものと考えられる。図-29および図-30は、1%以上のひび割れにおける平均と経年および累積大型交通量の関係を示したものである。図より、経年では7年(80ヶ月程度)を越える頃から、交通量では200～300万台の通過時からひび割れが目立ち始める傾向にある。

以上のように、高速道路において修繕の対象となる路面性状は、わだち掘れが車線延長で約1,000Km(うち寒冷地域が600Km)、ひび割れが約25Kmで、わだち掘れ、特に寒冷地域の摩耗が大きな問題となっている。

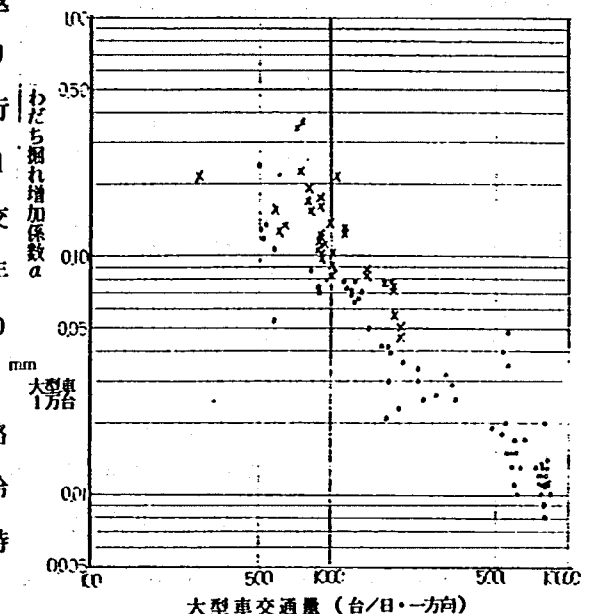


図-27 わだち掘れ増加係数

5.3 維持修繕の実態

(1) 修繕の実態

図-31は、最近6年間に於ける年度ごとの舗装修繕延長の経年変化を地域別に示したものである。図から次のことが明らかとなった。

a) 毎年の車線延長ではほぼ300Kmの修繕が実施されており、最近2箇年では若干増加の傾向がある。

b) 寒冷地域の占める延長はまだ少ないが、1979年度以降、急速に増加している。このことが、全体の修繕延長の最近の増加の原因となっている。

c) 一般地域では毎年ほぼ250Kmの車線延長が修繕されており供用年数が長くて重交通の東名、名神高速道路の占める割合が極めて大きい。

図-32は、(式-8)により求めたI.C.間の累積修繕率と累積大型車交通量との関係を示したものである。

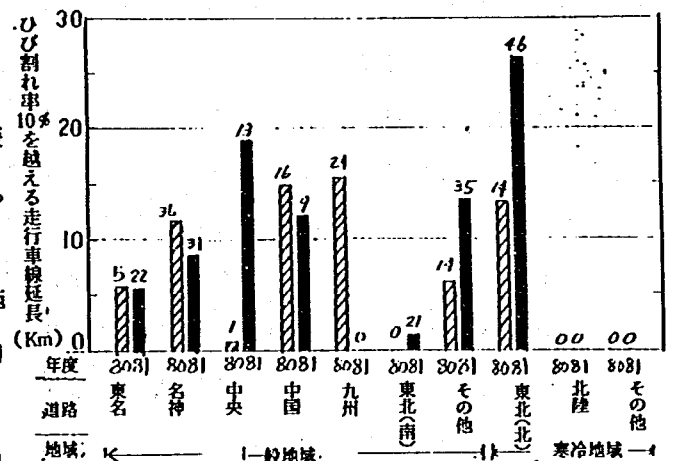


図-28 ひび割れ率10%を超える延長

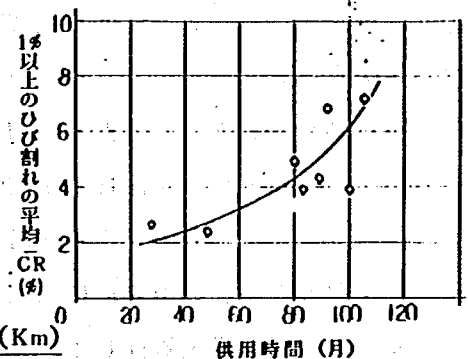


図-29 ひび割れの進行と経年

$$\text{I.C.間の累積修繕率(\%)} = \frac{\text{そのI.C.間で実施した総修繕延長(Km)}}{\text{I.C.間の走行車線延長(Km)}} \times 100 \quad \text{..... (式-8)}$$

図から、修繕率は大型車交通量の増加に伴って一回帰的に増加の傾向を示し、大まかには図中の実線に囲まれる範囲に入る。修繕の傾向を大型車交通量との関係でみると、大型車交通量が100万台を越えた時点から修繕が必要となり、1000万台ではほぼ100%の修繕率となる。一方、図-32のなか

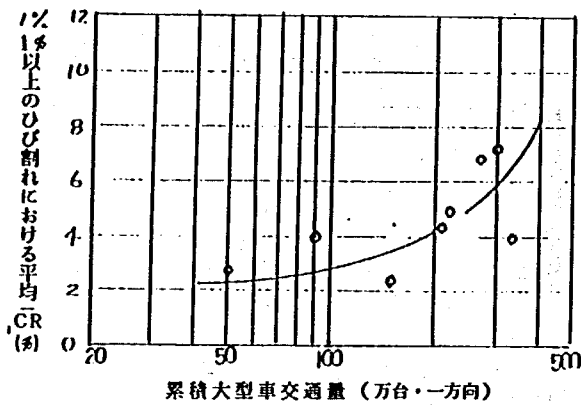


図-30 ひび割れの進行と交通量

の実線で囲まれる範囲外の点は、一般地域であっても、積雪寒冷地域で、かつ重交通の区域でチェーン規制などの措置がとられる特殊な区域のものである。

図-33は、寒冷地域として道央、札幌自動車道、一般地域として東名、名神高速道路の一回目の修繕が実施されるまでの経年を累積相対度数で示したものである。これによれば、一般地域の重交通路線では、第1回目の修繕が80%実施されるまでの経年は、10年を示している。一方、寒冷地域では5年となっている。このことは、摩耗タイプのわだち掘れが修繕の主な原因である場合は、流動タイプの場合に比べて、修繕の周期は短く、かつ一定の周期で修繕を行う必要があることを示している。

(2) 修繕工法

高速道路において、通常第1回目の修繕はオーバーレイ工法が実施されている。しかし、2回目、3回目となると、修繕工法も防護柵の高さ不足、オーバーブリッジやトンネル内の建築限界の制約、排水施設との関連などから、切削打換え工法に変わってきている。この切削を伴う工法は、1972年頃から本格化し、その後の施工機械の改良を通じて、維持修繕における大規模施工の標準工法として定着した。この工法は、施工技術の面からは完成の域に達したものであるが、切削したアスファルト混合物を廃棄処分していることについて、一つは廃棄場所の確保あるいは廃棄処分すること自体に経費がかかること、今一つは、品質的に使用可能なアスファルト混合物を廃棄していることなど省資源省エネルギーの観点から再生利用に期待がかけられた。

最近の世界的傾向としても、アスファルト舗装の再生利用技術（リサイクリング）が実用段階に達したと考えられ、日本でも、まず中央プラント再生方式が実用化された。しかし、高速道路は線状に伸びているため、廃材をプラントまで長距離にわたって運搬し、再生混合物を再び現場まで運搬する

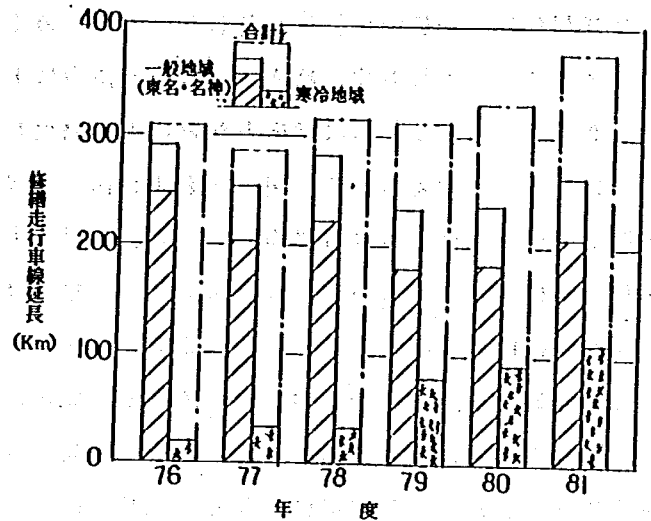


図-31 修繕延長の経年変化

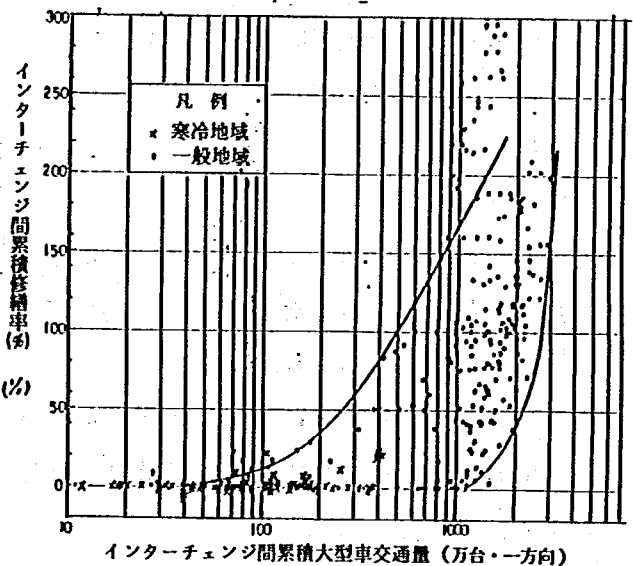


図-32 累積修繕率と大型車交通量

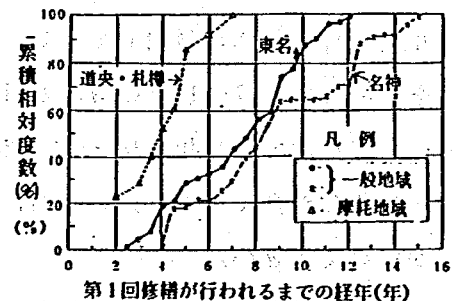


図-33 第1回目の修繕が行われるまでの経年

ことは再生方式のメリットが大幅に減少する。また、高速道路の舗裝修繕は、表層のわだち掘れを修繕するものがほとんどであることから、路面表層再生方式に着目し、1978年から基礎研究を開始した。この基礎研究と民間における施工機械の開発研究の成果を得て、1981年度には本格的な試験施工を実施した。²²⁾これらの施工は一応成功したものと考えているが、再生混合物の耐久性を把握するために、現在追跡調査を行っている。

6. まとめ

寒冷地域を主に日本の高速道路の舗装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) 高速道路をとりまく気象、交通条件は場所によって大きく異なるため、舗装の設計、建設、管理に対して、きめ細かい対応を余儀なくされている。
- (2) 寒冷地舗装の設計
 - a) 構造設計において、凍結深さが舗装全厚より大きい場合には、舗装厚さと凍結深さまでの間の材料は、凍結しにくい材料で置換えることにしている。
 - b) 寒冷地域の表層混合物は、耐摩耗性、すべり抵抗性および夏期の耐流動性を考慮して、密粒度アスファルト混合物を基本としている。その配合設計は、硬質で最大粒径の大きい粗骨材を富配合のアスファルトモルタルで結合する混合物が得られるような基準となっている。
 - c) 道路横断構成の設計では、堆雪からの融水が車道に流れ出て再び路面が凍結しないように、積雪寒冷地の中央分離帯はディプレストタイプに、また路肩はその一部を道路の外側に折るようにしている。
- (3) 寒冷地舗装の維持修繕
 - a) 高速道路の維持修繕業務は路面性状の評価、維持管理目標値の設定とこの目標値と路面現況の比較、維持修繕工事の実施と将来計画の立案の3段階に大別される。路面性状のうち、わだち掘れ、ひび割れおよびすべり抵抗性の調査には、高速による測定車が使用されている。
 - b) 高速道路における修繕は、表層のわだち掘れによる供用性の低下を回復させる目的のものがほとんどであり、ひび割れが進展した構造破壊に対する修繕は局部的なものにとどまっている。
 - c) 路面性状の実態については、わだち掘れが大きな問題となっている。特に、寒冷地域では、冬期のスパイクタイヤおよびチェーン付タイヤによる摩耗のわだち掘れは、一般地域に比べ約3.5倍速い進行速度となっている。
 - d) 寒冷地域の舗裝修繕は、一般地域の2倍の頻度となっている。
 - e) 今後、寒冷地域の路線の供用に伴い舗裝修繕が急増し、その修繕費用の増加が大きな問題となることが予想される。この問題に対処するため、より経済的な舗裝修繕の一工法として、路上表層再生工法が、試験的に施工されている。

7. あとがき

高速道路における舗装の設計、建設、維持修繕については、過去25年の経験を踏まえて一応の体系化は確立されている。しかし、今後全国的に展開する数千Kmに及ぶ高速道路の建設、管理を考えると、

環境との融和および経済的な技術の開発が必要となってくる。特に、寒冷地域における舗装では、スパイクタイヤやチェーン付タイヤによる摩耗に対する修繕に多大な努力が必要となることが明らかである。従って、より経済的に舗装を建設、管理するため、舗装のライフサイクルを考慮した設計や地域条件にあった適正な管理目標の検討など、より合理的かつ体系的な設計、建設、管理が要求される。

そのためには、過去の資料を今後の建設、管理に活用し、さらに将来予測も行い、トータルコストを考慮した舗装の設計、管理を可能にするマネジメントシステムの開発が必要であろう。また、摩耗対策を含めた舗装をとりまく問題に対しては、舗装技術の面ばかりでなく、交通管理上や法的な運用と規則を含めた幅広い観点からの見直しが必要である。

最後に、本文をとりまとめるにあたり、日本道路公団内外における諸先輩の業績として足跡を利用して頂いたことに深く感謝する次第であります。

〔参考文献〕

- 1) 日本道路公団：設計要領 第一集，昭和45年1月
- 2) 日本道路公団試験所：回転式舗装試験機によるアスファルト表層混合物の実験結果，日本道路公団技術情報増刊号，1971年10月
- 3) 瀬戸：広島大橋鋼床版舗装の室内実験結果，日本道路公団技術情報 第21号，1974年1月
- 4) 金谷，泉谷，小泉：北海道縦貫自動車道（千歳～札幌間）の表層配合，舗装 Vol.7 No.2，1972年2月
- 5).10) 上田，小川：アスファルト表層混合物のすりへりに関する試験，日本道路公団試験所報告（昭和46年度），昭和47年12月
- 6).7) 日本道路公団試験所：試験所技術資料 第501号 新規高速道路舗装実態調査報告書，昭和50年1月
- 8).9) 上田：アスファルト表層混合物のすりへり特性に関する試験（その3），日本道路公団試験所報告（昭和48年度），昭和49年11月
- 11) 上田，小川：アスファルト表層混合物のすりへり特性に関する室内試験（その2），日本道路公団試験所報告（昭和47年度），昭和48年12月
- 12) 日本道路公団：土木工事共通仕様書，昭和54年4月
- 13) 日本道路公団：舗装設計要領の一部改正，昭和50年5月
- 14) 日本道路公団：積雪寒冷地における道路構造・附帯施設設計要領，昭和53年7月
- 15) 栃木：高速道路の耐摩耗混合物について，舗装 Vol.16 No.2，1981年2月
- 16).19) 日本道路公団：維持修繕要領（舗装編），昭和54年4月
- 17) 小林：高速道路における舗装の維持修繕，舗装 Vol.16 No.5，1981年5月
- 18).20) 高速道路調査会：アスファルト舗装路面性状の実態調査に関する解析結果報告書，昭和53年2月
- 21) 藤井：「舗装廃材のリサイクリング」の現状，道路技術シンポジウム“舗装廃材のリサイクリング”，日本道路建設業協会，1980年
- 22) 例えば，吉田，佐藤：東北自動車道におけるすりへり路面の修繕—路上再生工法による試験舗装，舗装 Vol.17 No.5，1982年5月

建設省土木研究所道路部舗装研究室長 飯島 尚

金沢大学工学部土木工学科教授 松野三朗

1. まえがき

1960年代から70年代へかけての道路建設への努力によって、主要道路の舗装率は急激に増加した。表-1は我国の道路延長と舗装種別であり、道路延長110万Kmに対して舗装延長は約43%である。ただし、43%はアスファルト舗装要綱やコンクリート舗装要綱によるいわゆる高級舗装と簡易舗装要綱による舗装をすべて含めた数字であり、簡易舗装を除くとわずか16%にしかすぎない。

また、これらの道路のうち高速道路を除く道路の交通量別の区分は表-2のとおりとなり、国道ではB交通（大型車交通量250～1000台/日/方向）がほぼ40%、C交通（大型車交通量1000～3000台/日/方向）が24%、またA交通（大型車交通量100～250台/日/方向）が20%となっている。一方、地方道ではほとんどがL交通であり、C交通以上の区間は数%にしかすぎない。

しかし、最近の大型車交通量の増大から各道路においてB、C、Dの区間が暫時増大している傾向にある。

これらのことより、各道路において維持修繕の比率が高まって来ており、維持修繕の適切な時期、あるいは工法についての研究が進められつつある現状である。

この論文は、最初に代表的な国道における維持修繕の実態について述べ、次にオーバーレイを実施する場合の設訂法の概要と歴青繊維シートを用いたリフレクシオンクラック防止工法の実施例について述べるものである。

2. 維持修繕の実態

2-1. 実態調査の概要

建設省が管理している国道15,000Kmのうち、およそ10%に相当するアスファルト舗装区間を、交通条件および供用年数を考慮して抽出した。そして各区分ごとに昭和53年度、昭和54年度、および昭和55年度の各1年間に実施した維持工事および修繕工事の工法、面積、費用、および材料等の調査を行った。

表-3は地域別および交通区分別の調査延長および調査面積である。調査結果は同一箇所を3箇年継続して調査した結果であるとともに、地方および交通区分による偏りも少ないと考えられたことから、わが国の平均的な実態を反映した結果であると考えられる。

(1) 維持工事の実態

(II) 面積

維持工事とは、応急処理的に実施される比較的小規模な補修工事を指し、工法には切削工法、厚さ3cm以下のアスファルトコンクリート（以下アスコンと略す）でカバーする表面処理工法、局部的な打換工法がある。

式(1)で表わされる維持工事実施面積率は、一般地域では4.3％、雪寒地域では5.9％であり、全地域では5.0％であった。

$$\text{維持工事実施面積率} = \frac{\text{維持工事実施面積の合計}}{\text{調査対象面積の合計}} \times 100(\%) \quad \dots\dots\dots (1)$$

図-1は維持工事実施面積率を供用年数1年ごとに算出し、その累計を示したものである。B交通以下の区間における維持工事実施面積率の10年間の累計は、一般地域が約33％、雪寒地域が約29％であり、15年以上のものを加えた全累計はそれぞれ約52％、約58％で地域による差は小さい。しかし、C交通区間においては、10年間の累計はそれぞれ約20％、約48％であり、全累計はそれぞれ約51％、約94％で大きな差がみられる。同様にD交通区間では10年間の累計はそれぞれ約41％、約73％で差がみられる。

全区間については、一般地域が10年間に約32％、全期間で約64％の面積に維持工事を実施するのに対し、雪寒地域では10年間に約57％、全期間で約95％の面積に維持工事を行うものと考えられ、雪寒地域における維持工事は一般地域のそれと比べて、頻度あるいは工事規模が大きいことがわかる。

図-2は工法別実施面積の割合を示したものである。

一般地域では、重交通になるにしたがって切削工法の割合が非常に大きくなり、切削を伴う表面処理工法の割合も増えている。そして全区間では切削工法が約1/4、切削を伴う表面処理工法が約1/3、切削を伴わない表面処理工法が約1/3、残りが局部打換工法という構成になっている。

これに対して雪寒地域では、切削を伴わない表面処理工法の割合が非常に大きく、切削工法の割合と切削を伴う表面処理工法の割合の合計は一般地域のその半分程度である。D交通区間では切削を伴う表面処理工法の割合が約80％を占めているものの、D交通区間の維持工事実施面積は $102 \times 10^3 \text{m}^2$ で、雪寒地域の全補修面積に対する割合はあまり大きくないため、全区間では切削を伴う表面処理工法が約30％、切削を伴わない表面処理工法が約60％、残りが切削工法と局部打換工法という構成になっている。

また、いずれの地域においても、局部打換工法の割合は約3％であった。

(ii) 材料

図-3は表面処理工事に使用された補修材料別の面積の割合を示したものである。

一般地域において、B交通以下の区間では最大粒径13mmの密粒度アスコンの割合が大きく、約84％を占めている。C交通およびD交通区間においても、B交通以下の区間の場合と同様に、最大粒径13mmの密粒度アスコンの割合は大きい。しかし流動対策と考えられる粗粒度アスコンおよび最大粒径20mmの密粒度アスコン、すべり対策と考えられる密粒度ギャップアスコンの割合も増えており、一般地域の全区間における割合はそれぞれ約2％、約11％、約19％である。

また特殊アスファルトのうち、ゴム入りアスファルトが使用されていた面積の割合は一般地域で約1.7％、雪寒地域で約2.9％であり、同様に樹脂入りアスファルトは一般地域において約0.1％で、雪

寒地域では使用されていなかった。全地域ではこのような改質アスファルトは約2.4%の面積に使用されていた。

(iii) 費用

図-4は、式(2)で表わされる維持項目の工法別割合を示したものである。なお本文において費用は直接工事費でもって表わしており、間接経費は含めていない。

$$\text{維持費用} = \frac{\text{維持費の合計}}{\text{調査対象面積の合計}} \dots\dots\dots (2)$$

図-2と比較して、切削工法および切削を伴わない表面処理工法の割合は減少し、切削を伴う表面処理工法および局部打換工法の割合は増えている。全区間では切削工法は面積的には約14%を占めるが、費用的には約7%となり、同様に切削を伴わない表面処理工法は約51%が約43%に、切削を伴う表面処理工法は約33%が約42%に、局部打換工法は約3%が約8%になる。

また重交通になるにしたがって維持費用は増えており、地域を考慮しない場合B交通以下の区間では45円/m²、同様にC交通では63円/m²、D交通では71円/m²である。ただし一般地域においてC交通区間の維持費用はB交通以下の区間のそれより小さい値を示している。

地域別の維持費用は、B交通以下の区間を除いて雪寒地域の方が一般地域より大きく、全区間では一般地域の約1.25倍の値を示している。これは維持工事実施面積率では1.37倍(=5.9/4.3)の差がみられたものの、材料的には両地域の差は小さいものと考えられ、さらに工法的には雪寒地域は一般地域と比べて切削を伴う表面処理工法の割合が小さく、切削を伴わない表面処理工法の割合が大きかった。したがってこの程度の値になったものと考えられる。

切削は261箇所で行われており、その平均深さは0.1～11.5cmの間に分布していたが、そのうちの231箇所の切削平均深さは1cm以上4.5cm未満であった。そして切削平均深さの平均値は約3.0cmであり、地域および交通区分による差はみられなかった。さらにこのうち切削のみを行った129箇所の切削費用から、最小二乗法によって単位深さ当りの切削単価を求めた結果、一般地域では212円/m²/cm、雪寒地域では149円/m²/cm、全地域では186円/m²/cmであった。これらの全額は前述したように昭和53年度から昭和55年度の3年間の平均的な金額である。

これらのことから、標準的な維持工事は表-4に示すようであると考えられる。例えば100m²の舗装区間を想定した場合、一般地域においては1年間にその4.3%に相当する4.3m²の面積に維持工事を実施するものと考えられる。そしてそのうちの1.0m²には切削工法を、1.5m²には切削を伴う表面処理工法を、1.6m²には切削を伴わない表面処理工法を、0.2m²には局部打換工法を行い、その時の維持費用はそれぞれ600円(=6円/m²×100m²)、2,400円、1,800円、600円で合計5,400円であると考えられる。

図-5は供用年数1年ごとに維持費用を算出し、その累計を示したものである。維持費用の5年間の累計は242円/m²であり、同様に10年間では555円/m²、15年間では958円/m²で、1年間当りの維持費用は供用年数が大きくなるにしたがって、わずかではあるが大きくなっている。

また雪寒地域は一般地域と比べて、維持費用が多いだけでなく比較的はやい時期に維持費用を費やしている傾向がみられる。この時間的な差をみるために、金利を7%と仮定して式(3)により金利を考

慮した場合の10年間の維持費用を求めた。

$$S = (1.07)^9 C_1 + (1.07)^8 C_2 + \dots + (1.07)^0 C_{10} \quad (3)$$

ここに S : 10年間の維持費用 (円/㎡)

C_i : 供用年数が $(i-1)$ 年～ i 年未満の舗装の維持費用 (円/㎡)

その結果、表-5に示すように雪寒地域の10年間の維持費用は、一般地域のそれと比べて金利を考慮しない場合は約1.50倍 ($= 683/456$) であるが、金利を考慮した場合は約1.69倍 ($= 952/564$) となった。

(2) 修繕工事の実態

(i) 面積

修繕工事とは、供用予定期間に達したと判断される舗装に対して実施される比較的大規模な補修工事を指し、工法はオーバーレイ工法でもって代表される。オーバーレイ工法が不適当な場合には打換工法が採用される。

図-6は切削面積、オーバーレイ面積、および打換面積の割合を地域別および交通区分別に表わしたものである。

一般地域では重交通になるにしたがって切削面積の割合は増加し、打換面積の割合は減少している。そして全区間ではオーバーレイ(1層)工法とオーバーレイ(2層)工法の割合は、それぞれ約32%と約35%で同程度であり、それぞれの面積の半分程度は切削を行った後オーバーレイを実施しているものと推察される。

雪寒地域では、いずれの交通区分においてもオーバーレイ(2層)工法の割合がオーバーレイ(1層)工法の割合より大きく、全区間ではそれぞれ約66%と約16%で、4:1の比となっている。切削工法の割合は約15%で、一般地域におけるその約1/2である。

また調査対象面積に対するオーバーレイ工法と打換工法の合計面積の割合は、一般地域では8.0%、雪寒地域では7.1%で、全地域では7.6%であった。

(ii) 材料

オーバーレイ工事に使用された材料別面積の割合を図-7に示す。

一般地域では、維持工事において約19%の面積に用いられていた密粒度ギャップアスコンは、わずかの面積にしか用いられていない。1層工事の場合には、最大粒径13mmおよび20mmの密粒度アスコンが多く用いられており、約68%を占めている。また、D交通区間において、粗粒度アスコンはすべてゴム入りであり、このほかに樹脂入り密粒度アスコンも用いられていた。これらの全区間に対する割合はそれぞれ約26%、約1.6%であった。2層工事の場合には、基層に粗粒度アスコンを使用している場合がほとんどであり、表層には密粒度アスコンだけでなく、細粒度アスコン、細粒度ギャップアスコンも用いられていた。改質アスファルトはC交通およびD交通区間に用いられており、全区間に対する割合はゴム入りアスファルトが約1.6%、樹脂入りアスファルトが約0.9%であった。

雪寒地域では維持工事の場合と同様の傾向がみられる。1層工事の場合には、箇所数が少ないため、ややばらつきがみられるが、密粒度アスコンおよび細粒度ギャップアスコンが用いられており、改質アスファルトは使用されていなかった。2層工事の場合には、一般地域の場合と同様に基層のほと

んどに粗粒度アスコンが用いられていた。表層には密粒度アスコン、細粒度アスコン、細粒度ギャップアスコンが用いられており、それらが用いられている約54%の面積のうち約9%の面積にはゴム入りアスファルトが使用されていた。

(iii) 費用

オーバーレイ工事における切削平均深さ、オーバーレイ厚さ、供用年数の平均値は表-6のとおりである。切削平均深さはオーバーレイ厚さが厚いほど大きい傾向がみられ、1層工事の場合には3~5 cm、2層工事の場合には一般地域では5~10 cm、雪寒地域では3~5 cmの箇所が多かった。このように一般地域では1層工事と2層工事の場合で差がみられ、平均的に約5.5 cmで維持工事の場合の約2倍の値であった。雪寒地域では1層工事と2層工事の場合の差はみられず、約3 cmで維持工事の場合と同程度の値であった。

オーバーレイ厚さは、1層の場合は約5 cmで地域による差はないが、2層の場合には一般地域では約10 cm、雪寒地域では約8 cmであった。

供用年数は、新設時、打換時、あるいは以前のオーバーレイ実施時から今回のオーバーレイ実施時までの年数である。オーバーレイ2層の場合の供用年数は1層の場合より長い傾向がみられ、雪寒地域は一般地域より約1年長い結果となっている。また切削を伴うオーバーレイを実施する場合の供用年数は、オーバーレイだけを実施する場合のそれより短い傾向がみられた。ちなみに打換工事を実施するまでの供用年数は、一般地域では46箇所の平均が約11.1年であり、雪寒地域では28箇所の平均が約11.3年であった。

さらに単位厚さ当りのオーバーレイ単位を、オーバーレイだけを実施した箇所の工費から最小二乗法によって求めると、一般地域では269円/m²/cm、雪寒地域では264円/m²/cm、全地域では267円/m²/cmであった。

以上のことから、一般地域では雪寒地域と比べてオーバーレイ2層工事の割合は少ないものの、切削工事の割合、切削平均深さ、オーバーレイ厚さは大きく、オーバーレイ実施までの供用年数も短いことから、雪寒地域より多い修繕費用を費やしているものと考えられる。よって地域ごとの標準的な修繕工事を表-7に示すように設定し、修繕費用を計算した。例えば雪寒地域において修繕工事実施面積率は7.1%であり、オーバーレイ(1層)工法とオーバーレイ(2層)工法の面積比は、図-6より1:4であった。よってそれぞれ1.4%および5.7%とした。また切削工法の面積はオーバーレイ工法の1/5であったことから1.4%とした。供用年数および厚さは表-4より定めた。

いま、100 m²の舗装区間を想定し、オーバーレイ単価を270円/m²/cm、切削単位を190円/m²/cmとしてそれぞれの地域の修繕費用を求めると以下ようになる。

(一般地域) 1) 切削費用は切削平均深さ(5.5 cm)と面積(1.4%)から計算する。

オーバーレイ(1層) 1層工法は切削面積(1.4%)と厚さ(5 cm)から計算する。

$$100 \text{ m}^2 \times 4.0 \% \times 270 \text{ 円/m}^2/\text{cm} \times 5 \text{ cm} = 5,400$$

オーバーレイ(2層) 2層工法は切削面積(1.4%)と厚さ(10 cm)から計算する。

$$100 \text{ m}^2 \times 4.0 \% \times 270 \text{ 円/m}^2/\text{cm} \times 10 \text{ cm} = 10,800$$

切削 切削平均深さ(5.5 cm)と面積(1.4%)から計算する。

$$100 \text{ m}^2 \times 4.0\% \times 190 \text{ 円/m}^2/\text{cm} \times 5.5 \text{ cm} = 4,180$$

合 計 20,380 円

〔雪寒地域〕

オーバーレイ（1層）

$$100 \text{ m}^2 \times 1.4\% \times 270 \text{ 円/m}^2/\text{cm} \times 5 \text{ cm} = 1,890$$

オーバーレイ（2層）

$$100 \text{ m}^2 \times 5.7\% \times 270 \text{ 円/m}^2/\text{cm} \times 8 \text{ cm} = 12,312$$

切削

$$100 \text{ m}^2 \times 1.4\% \times 190 \text{ 円/m}^2/\text{cm} \times 3 \text{ cm} = 978$$

合 計 15,000 円

よって1年間当りの修繕費用は一般地域では1,940円（＝20,380/10.5）、雪寒地域では1,300円（＝15,000/11.5）となり、一般地域は雪寒地域の約1.49倍の修繕費用を要していることが推察される。これは表-3に示したように、一般地域は雪寒地域と比べて重交通区間の割合が大きいこと、市街地区間の割合が大きいと考えられること等により、オーバーレイ厚さおよび切削平均深さが厚くなり、切削面積も多くなることが原因であると思われる。

3. 維持修繕工法の概要

2に於て維持修繕の実態について述べたが、維持工事に於ては表面処理が多く、また修繕工事に於てはほとんどがオーバーレイ工事となっている。これらの工法の設計施工に当っては1978年に改訂発行された道路維持修繕要綱が参考にされている。

この要綱に示すものは当時までの調査結果や経験を集大成したものである。ここでは主としてオーバーレイを実施する場合の設計方法についてアスファルト舗装とコンクリート舗装に分けてその概要を示す。

3-1. アスファルト舗装上のオーバーレイ

(i) 路面の評価と工法の選定

維持修繕を行う路面の評価には、次式で示すPSIが用いられる。

$$PSI = 4.53 - 0.518 \log \sigma - 0.371/\bar{C} - 0.174 D^2 \dots\dots\dots (4)$$

ここに PSI：供用性指数

σ ：縦断方向凹凸の標準偏差（mm）

$\bar{C}$ ：ひびわれ率（%）

D：わだち掘れ深さの平均（cm）

表-8はPSIとおおよその対応工法の関係を示す。最近の研究では更に新しい指数MCIが提案されている。表-9は各破損項目毎の維持修繕の判断基準を示している。図-8はひび割れ率と交通量による維持修繕工法の種類を示している。どの維持修繕工法を採用するかは表-8、9、図-8を参考に現地条件や予算等を考慮して総合的に判断される。

(ii) オーバーレイの設計と施工

オーバーレイ厚さの設計には、(1)路床土のCBRによる方法、(2)ベンケルマンビームたわみ量によ

る方法、の2方法が用いられている。

路床土CBRによる方法は、破損した舗装を表-10の等値換算係数により評価して T_{A0} を求め、新設舗装に必要な T_A との差 t をオーバーレイ厚とする方法である。すなわち

$$t = T_A - T_{A0} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに t : オーバーレイ厚 (cm)

T_A : 路床土CBRに対する等値換算厚さ (cm)

T_{A0} : 破損した舗装の T_A (cm)

ベンケルマンビームたわみ量による場合、破損した路面のたわみ量(輪荷重5トン)を10m間隔で測定し、次式で整理する。

$$D = (\bar{d} + 2\sqrt{V}) \times f \quad \dots\dots\dots (6)$$

D : 破損した路面のたわみ量 (mm)

$\bar{d}$: 測定たわみ量の平均値 (mm)

$\sqrt{V}$: 測定値の標準偏差 (mm)

f : アスファルトコンクリート層の平均温度による補正係数

表-11はたわみ量 D とオーバーレイ厚さの関係を示す。重交通道路では上記の2方法が検討され、総合的に判断してオーバーレイ厚さが決定される。

わが国の重交通道路のアスファルト舗装では、表層や基層の永久変形によるわだち掘れや表層表面より入るひび割れなどの破損が多く、アスファルト層下面から層を通して入るようなひび割れは少ない。したがって破損の生じた表層や基層を切削して、オーバーレイを行う工法が多用されている。この場合のオーバーレイ厚さの設計はすでに示した一般のオーバーレイの場合と同様に行われる。近年サーフェスリサイクリング工法も試みられている。

一般のオーバーレイでは、破損が激しい部分を、パッチング、レベリングあるいは打換えにより処置した後にオーバーレイを行う。

3-2 コンクリート舗装上のオーバーレイ

(I) 路面の評価と工法の選定

表-12は破損項目毎の維持修繕の判断基準を示す。また図-9は維持修繕工法の選定のための基準である。実際の工法の選定は表-12、図-9を参考に、現地条件や予算等を考慮して総合的に判断される。一般には比較的早い時期にオーバーレイが行われ、全面打換えを行うようなケースは少ない。オーバーレイによる場合は破損の激しい版を打換えることや、版の下にアスファルトやセメントを注入すること、などが行われることが多い。

(II) オーバーレイの設計と施工

オーバーレイ厚さの設計は表-10に示す等値換算係数を用いて T_{A0} を求め、アスファルト舗装の路床土CBRによる方法と同様に行われる。オーバーレイ厚の最小は8cmである。したがって路床土が特に軟弱化しているような場合を除いて、8~10cm厚のオーバーレイが設計されることが多い。交通量の少ない場合には、経済性の点より、3~5cmのオーバーレイを採用し、リフレクションクラックの状況により順次オーバーレイを重ねることが行われる。

リフレクションクラック防止のために、基層に開粒度アスファルトコンクリートを用いることや、版の目地やひび割れ部分に歴青繊維シートを張り付ける工法が推奨されている。歴青繊維シートは綿布またはポリプロピレン布にブローンアスファルトを塗布した、いわゆる防水シートが用いられる。シートの張り付けに先立ち、目地やひび割れ部分はごみ、泥等を取除き、砂とアスファルト乳剤の混合物で填充される。シートはアスファルト乳剤で張り付け、1日以上交通に開放して版に密着させる。

4. リフレクションクラック防止工法の例

4-1. 歴青繊維シートによるリフレクションクラック防止工法

図-10は国道におけるコンクリート舗装上のオーバーレイのひびわれ発生状況を取りまとめたものである。コンクリート舗装とオーバーレイの状況は表-13に示す。図-10は例えば、オーバーレイ後の大型車交通量が500万台の場合、全調査地点の約30%がひびわれ率5%以上であることを示している。同様に約20%がひびわれ率10%以上である。シートを用いた場合は大型車交通量500万台に対し、約20%がひびわれ率5%以上である。シートがオーバーレイ初期のリフレクションクラック防止に効果のあることを示している。しかし逆の見方をすれば、シートにより完全にリフレクションクラックを防止することも困難である。

4-2. カットバックブローンアスファルトを用いた歴青繊維シートによるリフレクションクラック防止工法

この歴青繊維シートに用いるアスファルトは針入度10~20のブローンアスファルトを潤滑油でカットバックし、これに消石灰を加えてマスチック状にしたもので、性状は表-14に示す。麻布にこのアスファルトを塗布して、厚さ3mmの歴青繊維シートとする。表面に5~10mmのチップングを圧入したのも用いられる。このシートの特色はカットバックブローンアスファルトを用いたことと、厚さが従来用いられてきた歴青防水布より厚いことにある。

コンクリート舗装上に用いるときは、目地やひびわれ部分をシートに用いたと同じカットバックブローンアスファルトで填充し、幅30cmに切ったシートを同じアスファルトで張り付ける。オーバーレイの前に1~2日間交通に開放して密着させる。硬いアスファルトで張り付けるため、交通開放によって動いたり、はがれることはほとんどない。写真-1は段差を生じたコンクリート舗装の目地部分に張り付け、そのまま1年間交通に開放した状況を示す。写真-1ではひびわれが生じていないが写真-2はヘヤクラックを生じている。オーバーレイの下に置かれたシートよりも、苛酷な条件下にあると思われるが、リフレクションクラックを完全に防ぐためには、直接交通にさらされても、ひびわれを生じないものであることが望ましいであろう。

表-15はこのシートを用いたオーバーレイのリフレクションクラック発生状況を示す。1982年の調査は不完全ではあるが、リフレクションクラックの表生は比較的少ないと言えよう。No.2のオーバーレイ厚3cmの区間は、7年後高速道路への取り付けのため、切削オーバーレイされたもので、オーバーレイ前の状況は写真-3に示すようにリフレクションクラックが目立つような状況ではなかった。

アスファルト舗装上に用いるときもコンクリート舗装の場合と同様に、ひびわれ部分をシールして幅1mのシートを張り付け、1~2日間交通に開放した後、オーバーレイを行う。写真-4、5はアスファルト舗装のひびわれ部分に張り付け、そのまま交通に開放した場合の状況を示す。いずれも

ットホールを生じてパッチングされている。これはシートの下の混合物にはく離を生じたためと推定される。したがってコンクリート舗装の場合と異なり アスファルト舗装の場合は、ひびわれ部分の水分が逃げやすいような、ベンチレーションを考える必要があるように思われる。

写真6～10はひびわれ部分にシートを張り付け、厚さ1.5 cmの薄層オーバーレイを行った状況を示す。7年後わずかにリフレクションクラックが発生している。写真11はシートを用いなかった部分の1年後の状況で、完全にリフレクションクラックが発生している。重交通道路であることを考えると、非常に効果があったものと判断される。

カットバックブローンアスファルトを用いた歴青繊維シートの施工例はまだ数が少なく、完全な結論を得るには至っていないが、リフレクションクラックの防止に関していくらかの示唆を与えてくれた。それらをまとめると以下の通りである。

1) 歴青繊維シートに用いるアスファルトはひびわれの発生しにくいものであること。したがってブローンアスファルトをそのまま用いるよりも、何らかの加工を加えた方がよい。特にマスティック状のアスファルトについて検討すべきである。これらのシートの比較は写真1、2に示したように、直接交通を通して行うのがよいと考える。

2) シートの厚さは供用成績に関係すると思われる。シート自体にある程度の厚さと剛性のあるものが望ましいが、この点は使用する歴青材によっても変わるであろう。また貼付後交通開放したときに、大きな振動を生ずるような厚さは好ましくない。厚さ3 mmでは振動の発生はむしろ小さくなり乗り心地も全く影響されなかった。

3) 目地やひびわれ部分はアスファルトモルタルや硬いアスファルトで充分に填充し、交通開放によって凹まないようにしなければならない。填充後数日交通に開放し、不十分な部分は更にシールするとよい。

4) アスファルト乳剤でシートを貼り付けると交通開放によってシートが動く場合が多い。したがって硬いアスファルトで貼り付けることが望ましいと考えられる。しかしオーバーレイへの集中応力を緩和させるためのアスファルト性状についても今後更に検討すべきであろう。

5) アスファルト舗装上にシートを貼り付けた場合、ひびわれ部分の水分によって、混合物のはく離が促進される恐れがある。このはく離がオーバーレイの供用にどの程度影響するかは明確ではない。しかし何らかの通気性の確保を考えた方がよいと思われる。

6) アスファルト舗装上の場合、歴青繊維シート工法のコストは、ひびわれ部分を掘り起こして打換えるよりは安く、ひびわれ部分をそのままにして混合物で表面処理よりはやや高い。したがって、表面処理との供用成績の比較がこの工法採択の決め手となる。コンクリート舗装上の場合はリフレクションクラックの発生数とこれが長年月の車輛走行性に与える影響が評価の基準となろう。

参考文献

- (1) JAPAN ROAD ASSOCIATION. "Manual for Design and Construction of Asphalt Pavement, 1980"
pp. 12 ~ 25
- (2) JAPAN ROAD ASSOCIATION. "Road Maintenance Manual, 1978" (In Japanese)

(3) MINISTRY OF CONSTRUCTION "Study on Pavement Life and Thickness of Overlay Proc. of Engineering Research in 1974," pp. 199 ~ 212 (In Japanese)

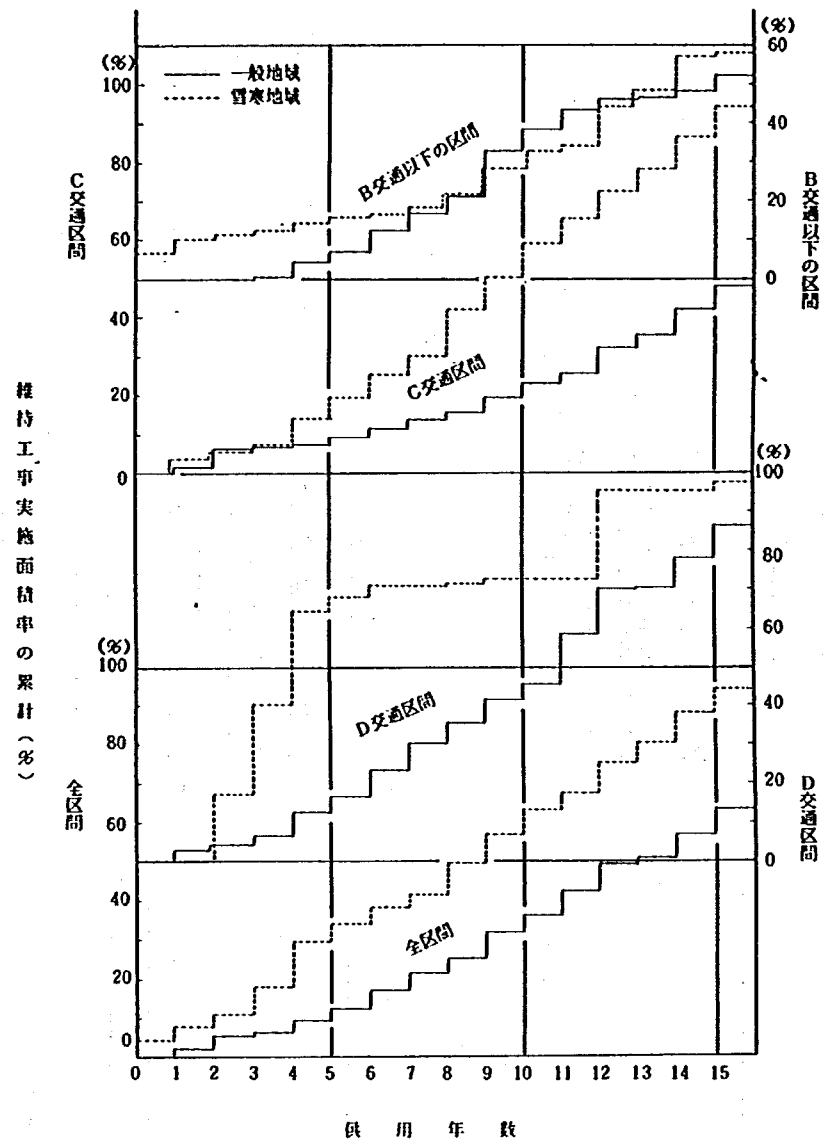


図-1 維持工事実施面積率

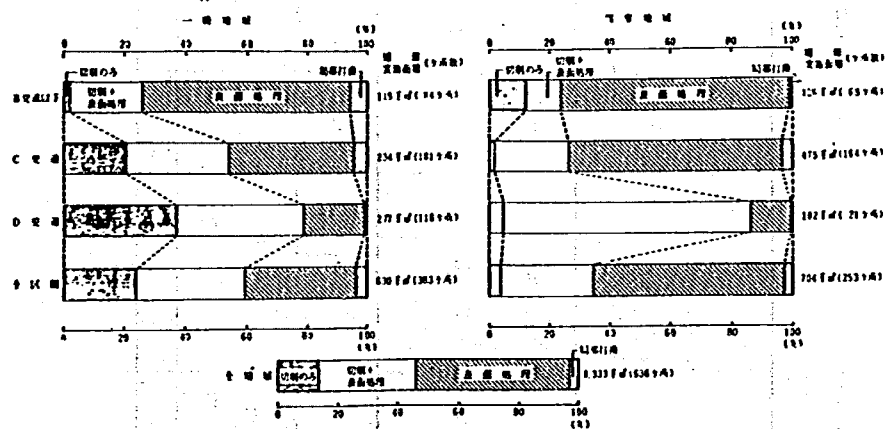


図-2 工法別面積の割合(維持工事)

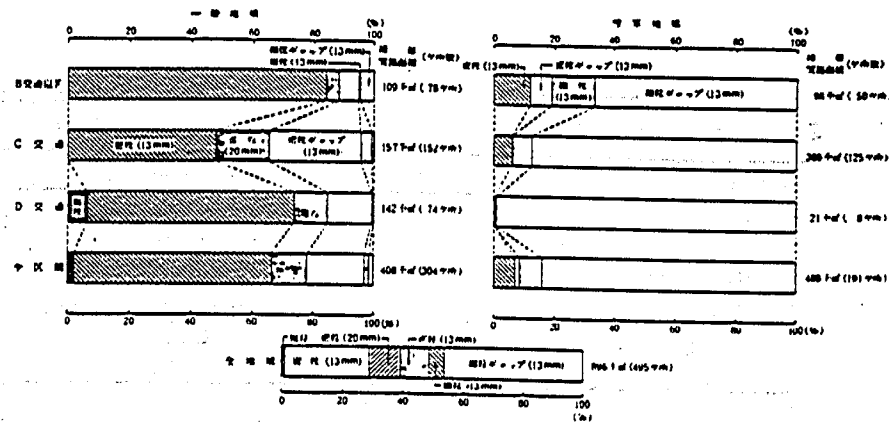
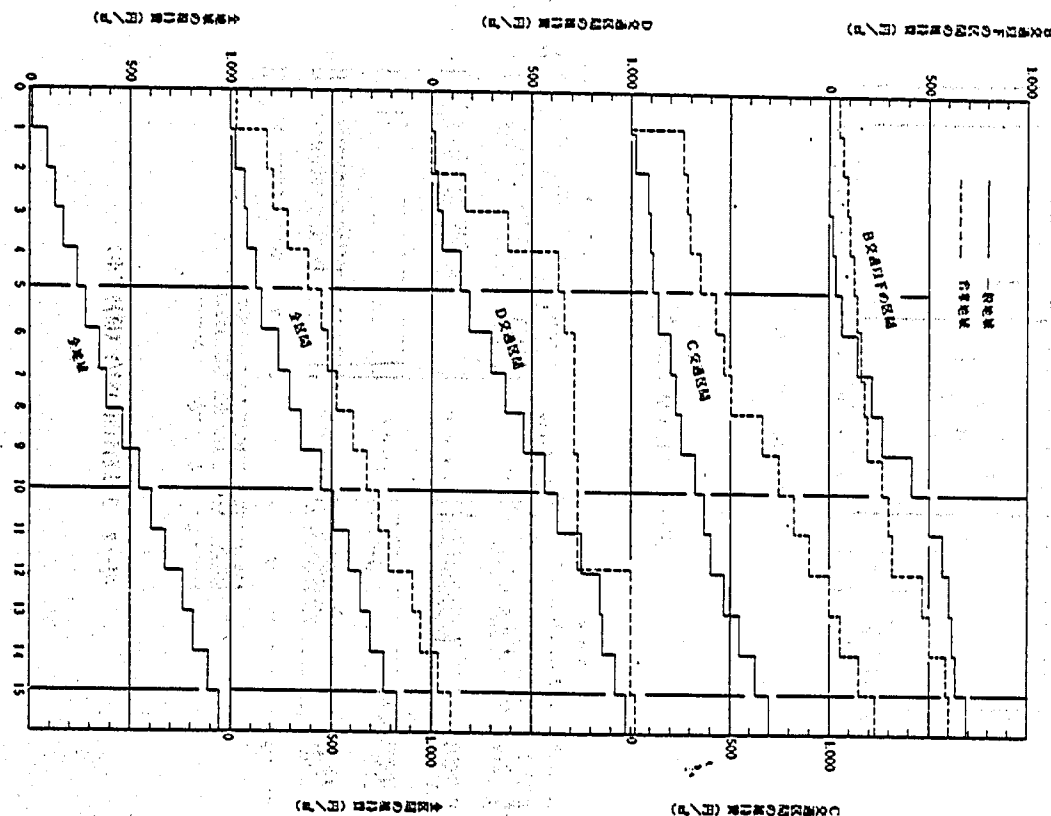


図-3 補修材料別面積の割合 (維持工事)

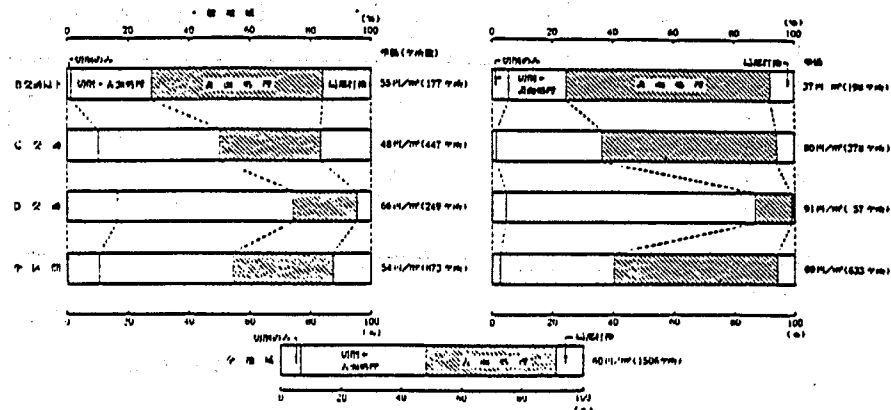


図-4 工法別費用の割合 (維持工事)

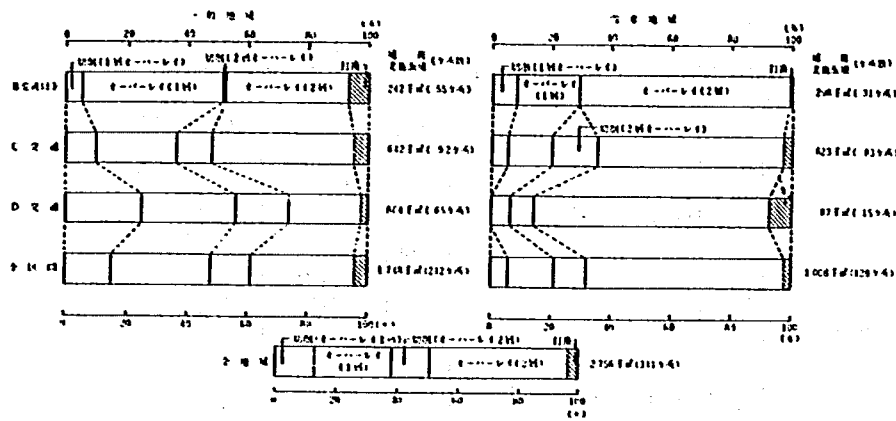


図-6 工法別面積の割合 (修繕工事)

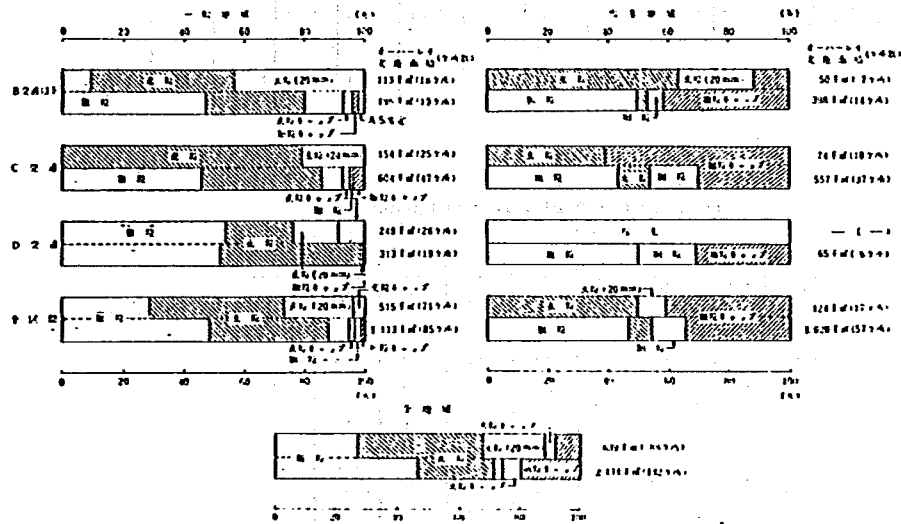


図-7 材料別面積の割合 (オーバーレイ工事)
(上段: オーバーレイ1層, 下段: オーバーレイ2層)

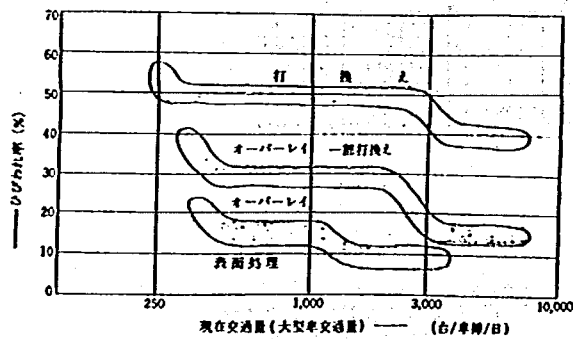


図-8 ひびわれ率, 現在交通量と維持修繕工法

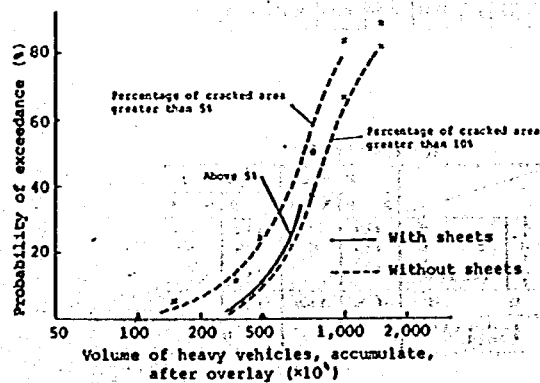


図-10 Effectiveness of Use of Sheets

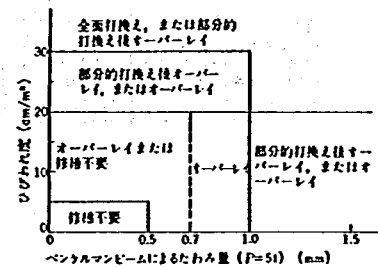


図-9 ひびわれ度とたわみ量による維持修繕工法の選定

- (注1) プロットした点が修繕不要の範囲に入った場合は, 日常の維持修繕を入念に行いながら, ひびわれやたわみ量の進行状況を定期的に観測する。
- (注2) プロットした点が二つの工法の共通範囲に入った場合には, やむを得ない場合をのぞいて上位の工法を採用する。
- (注3) プロットした点がオーバーレイ工法に入った場合でも, 版の下に空けきがある場合やひびわれ部分の平均たわみ量が0.7mm以上の場合およびひびわれ度が高い場合には, オーバーレイに先立ってサブシーティングを行うか, その部分の部分的打換えを行うことが望ましい。

Table 1. Breakdowns of Public Roadways in Japan, as of April 1, 1979 (Unit: km)

	Total	Improved Roads	Unimproved Roads	Paved Roads					Breakdown of Roadway by Structure		
				Total	Portland-Cement-Concrete Pavement	Asphaltic Pavement			Earth-work	Bridge	Tunnel
						Total	High Quality Pavement	Low Cost Pavement			
National Expressways	2430	2430	0	2430	108	2322	2322	0	2074	291	65
Ordinary National Highways	40206	35044	5162	35066	2457	35599	30723	4876	38709	1036	461
Prefectural Roads	130162	75932	54230	106697	2425	98272	45879	52393	127931	1943	288
Municipal (City, Town and Village) Roads	933364	239033	694331	333249	26578	306671	61420	245251	929585	3656	123
Total	1106162	352439	753723	474442	31578	442864	140344	302520	1098299	6926	937

Table 2 Length Distribution of Public Roads in Japan by Traffic Classification, as of 1979 (Unit: %)

	Road Classification by Traffic				
	L	A	B	C	D
One-way Volume of Heavy Vehicle Traffic (vpd)	~100	~250	~1000	~3000	3000~
National (urban) Expressways	0	3.6	39.0	32.4	25.0
Ordinary National Highways	11.4	19.9	39.3	24.0	5.5
Prefectural Roads	56.9	23.7	15.9	3.2	0.3
Subtotal	45.3	22.8	21.8	8.4	1.6
Major Municipal (City, Town and Village) Roads	78.6	12.0	7.7	1.6	0.1
Total	49.5	21.4	20.1	7.6	1.4

Note: For details on road classification by traffic volume, see table 2.3.

表-3 調査延長

区別	延長	一般地域		都市地域		合計	
		延長	面積	延長	面積	延長	面積
B交通以下	1,000台/日・1方台未満	59	140.0km	66	166.5km	125	306.5km
C交通	1,000台~3,000台未満	149	339.9	136	310.0	285	649.9
D交通	3,000台以上	83	191.2	19	43.1	102	234.3
合計		291	671.0	211	519.6	502	1190.6

表-4 維持工事の概要

区別	延長	一般地域		都市地域		合計	
		延長	費用	延長	費用	延長	費用
防除のみ	1.0%	677	0.7%	277	0.7%	477	0.7%
防除+表面処理	1.5%	347	1.8%	267	1.4%	257	1.6%
表面処理	1.6%	187	3.7%	377	2.5%	267	2.6%
路盤打換	0.3%	67	0.2%	47	0.2%	67	0.2%
合計	4.4%	1277	6.4%	667	3.8%	1077	6.0%

表-5 オーバーレイ工事の概要

区別	延長	一般地域		都市地域		合計	
		延長	費用	延長	費用	延長	費用
切削平均厚さ	4.7cm	0.9cm	5.7cm	3.1cm	3.1cm	3.1cm	3.1cm
オーバーレイ厚さ	5.0cm	9.0cm	7.7cm	5.1cm	8.3cm	7.7cm	7.7cm
オーバーレイ費用	10.4円	10.5円	10.5円	10.7円	11.9円	11.6円	11.6円

表-6 10年間の維持費用の合計

区別	延長	一般地域		都市地域		合計	
		延長	費用	延長	費用	延長	費用
B交通以下	1167	4717	2547	387	387	5117	3037
C交通	377	427	747	1,037	1,037	1,417	1,037
D交通	57	707	737	1,057	1,057	1,637	1,057
合計	1567	5647	1,057	2,937	2,937	8,587	5,037

表-7 修繕工事の概要

区別	延長	一般地域		都市地域		合計	
		延長	費用	延長	費用	延長	費用
オーバーレイ	1.0%	0.0%	5cm	1.4%	5cm	5cm	5cm
オーバーレイ	1.0%	0.0%	10cm	5.7%	8cm	8cm	8cm
オーバーレイ	1.0%	0.0%	10cm	7.1%	7.1%	7.1%	7.1%
オーバーレイ	1.0%	0.0%	8.5cm	1.4%	3cm	3cm	3cm
オーバーレイ費用	10.4円	10.5円	10.5円	10.7円	11.9円	11.6円	11.6円

表-8 供用性指数とおおよその対応工法

供用性指数 (PSI)	おおよその対応工法
3 ~ 2.1	表面処理
2 ~ 1.1	オーバーレイ
1 ~ 0	打換え

表-9 維持修繕要否判断の目標値

項目 道路の種別	わだち 掘れお よびラン グ (mm)	段 差 (mm)		すべり 摩擦係数	縦断方向の凹凸 (mm)	ひびわ れ率 (%)	ポット ホール 径 (cm)
		横	縦				
自動車専用道路	25	20	30	0.25	8mプロファイル 90 (PrI) 3mプロファイル 3.5 (σ)	20	20
交通量の多い 一般道路	30~40	30	40	0.25	3mプロファイル 4.0~5.0 (σ)	30~40	20
交通量の少ない 一般道路	40	30	—	—	—	40~50	20

- (注 1) 段差は自動車専用道路の場合は15mの水系、一般道路の場合は10mの水系で測定する。
- (注 2) 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 3) PrIは、プロファイルメーターで記録した凹凸の波の中央に±3mmの帯を付け、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 4) 走行速度の高い道路ではここに示す値よりも高い水準に目標値を定めるとよい。

表-11 たわみ量による所要オーバーレイ厚 (単位: cm)

在来路面のたわみ量 D (mm)	交 通 量 の 区 分				
	L交通	A交通	B交通	C交通	D交通
0.6未満	—	—	—	4	4
0.6以上	—	—	4	6	8
1.0以上	—	4	6	10	12
1.5以上	4	6	10	12	15
2.0以上	6	10	12	15	—

表-10 T_{RI}の計算に用いる換算係数

在来路面の構成材料	各層の状態	係 数	注 意
表層・基層	破損の状態が水準1で水準2の状態に進行するおそれのある場合	0.9	破損の状態が水準1に近い場合は最大値水準3に近い場合は最小値に考え、中間は破損の状況に応じて適当な係数を定める。
	破損の状態が水準2で水準3の状態に進行するおそれのある場合	0.85~0.6	
	破損の状態が水準3の場合	0.5	
上層路盤	加熱アスファルト安定処理	0.8~0.4	新設時と同程度の強度をもつと認められるものを最大値にとり、破損の状況に応じて係数を定める。
	セメント安定処理	0.55~0.3	
	石灰安定処理	0.45~0.25	
	水硬性石灰調整スラッグ	0.55~0.3	
	粒状調整砂石	0.35~0.2	
下層路盤	切込砂利および切込砂石	0.25~0.15	
	セメント安定処理および石灰安定処理	0.25~0.15	
コンクリート版	破損の状態が水準1または水準2の場合	0.9	
	破損の状態が水準3の場合	0.85~0.6	

(注) 舗装破損の状態の基準

- 水準1: はほぼ完全な供用性を有しており、当面の維持修繕は不要であって日常の維持を行えばよいもの (おおむねひびわれ率が15%以下のもの)
- 水準2: はほぼ完全な供用性を有しているが、局部的な維持修繕が必要なもの (おおむねひびわれ率が15~35%のもの)
- 水準3: オーバーレイあるいはそれ以上の大規模な維持修繕が必要であるもの (おおむねひびわれ率が35%以上)

表-12 維持修繕要否判断の目標値

項目 道路の種別	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/m ²)	日地の 状況
自動車専用道路	25	10	0.25	8mプロファイル 90 (PrI) 3mプロファイル 3.5 (σ)	20	異変が認められたとき
交通量の多い 一般道路	30~40	15	0.25	3mプロファイル 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) PrIは、プロファイルメーターで記録した凹凸の波の中央に±3mmの帯を付け、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、ここに示す値よりも高い水準に目標値を定めるとよい。

表-13 調査したコンクリート舗装の概要

版厚 (cm)	調査数	オーバーレイまでの 平均年数	全大型車交通量 平均 (台)	オーバーレイ厚さ (cm)
20	105	15.8	1055 万台	4 ~ 20 平均 10
23	115	13.7	1009 万台	6 ~ 23 平均 10

表-14 特殊アスファルトの配合と性状

針入度 (25℃)	33	薄膜加熱減量 (%)	0.52
軟化点 (℃)	96	後針入度 (%)	73
		後軟化点 (℃)	104.0
針入度指数	+5.1	後針入度指数	+5.2
		フラスゼイ化点 (℃)	-19
引火点 (℃)	266	伸度 (20℃)	2.0
		" (15℃)	2.0
蒸発減量 (%)	0.09	" (10℃)	1.0
後針入度 (%)	95	比重 (25℃/25℃)	1.20

表-15 Performance of Overlay with Cut-Back Blown Asphalt Sheet, on Concrete Pavement.

No	Location	Thickness of Overlay (cm)	Year Overlay	Volume of * Heavy Vehicles	Length of Joints and cracks (m)	Length of Refraction cracks, 1978 (m)	1982 Condition
1	N. Hwy 134 Nohi	10	1975	1,895	10,476	20.9	Excellent *
2	P. Road Funakoshi	3	1975	1,665	522	16	Very Good, but Reconstructed 1982
3	N. Hwy 134 Tsukuihama	10	1975	1,895	2,268	3.8	Excellent *
4	N. Hwy 134 Yanagishima	13	1975	7,147	2,784	0	Excellent *
5	P. Road Ohimaizumi	10	1975	4,449	2,048	2.6	Excellent
6	N. Hwy 134 Nohi	13	1976	1,895	1,630	0	Excellent

* 1977, 12 hr.

** Total Crack length, No.1, No.2 and No.4 = 178m, 1.2%.

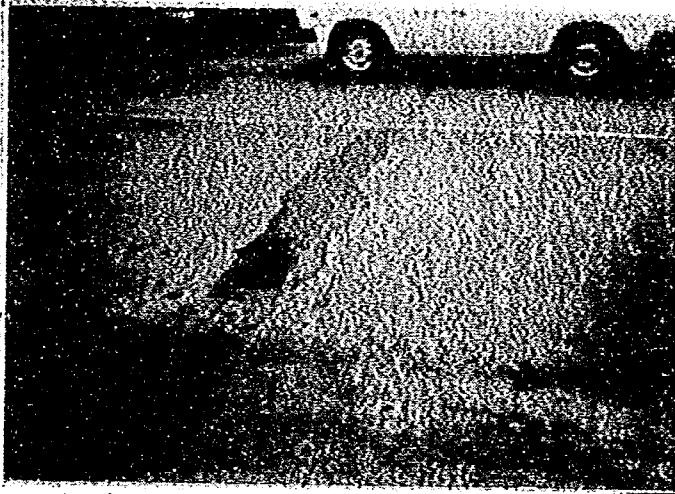


写真-1 コンクリート舗装の目地に貼り付けたシート、
1年後、クラックなし



写真-4 アスファルト舗装クラックに貼り付けたシート、
1年後、一部パッチング

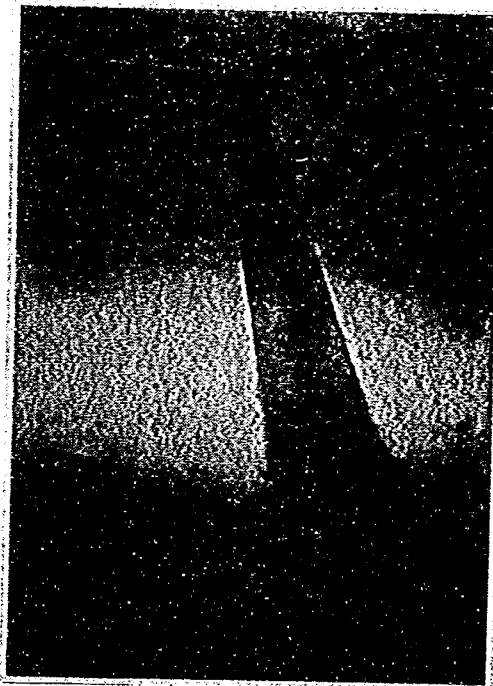


写真-2 1年後、クラックなし

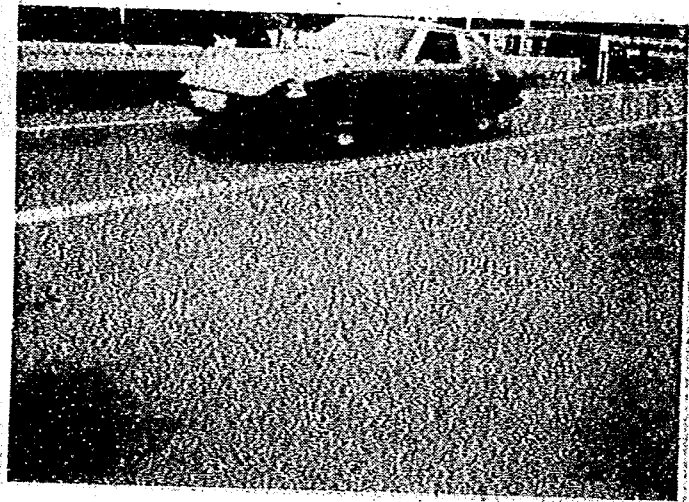


写真-5 アスファルト舗装クラックに貼り付けたシート、
7年後、一部パッチング

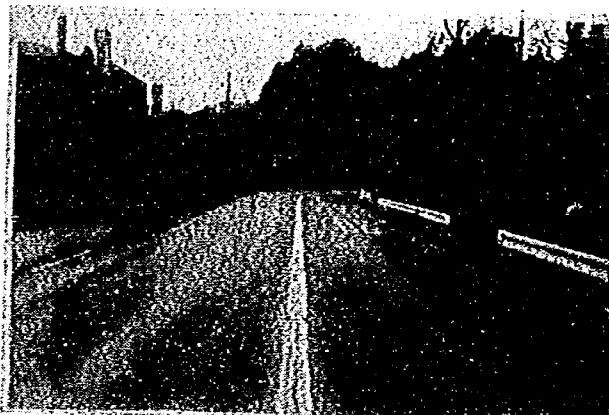


写真-3 コンクリート舗装オーバーレイ
3 cm 7年後

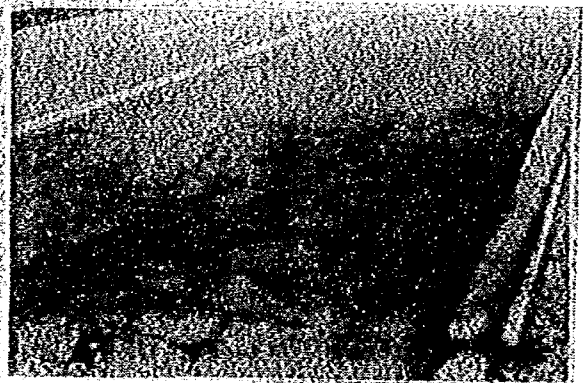


写真-6 オーバーレイ前のひびわれ

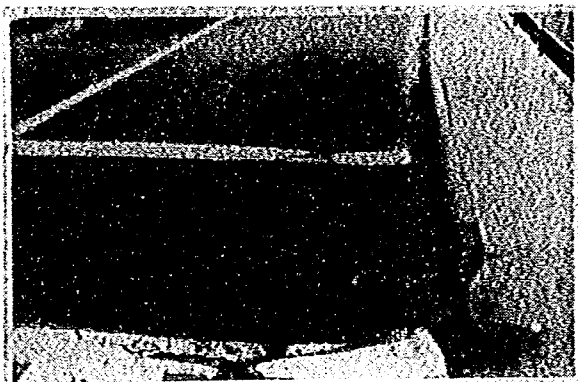


写真-7 オーバーレイ前のひびわれ



写真-10 1.5cmオーバーレイの7年後の状況
写真-7の部分

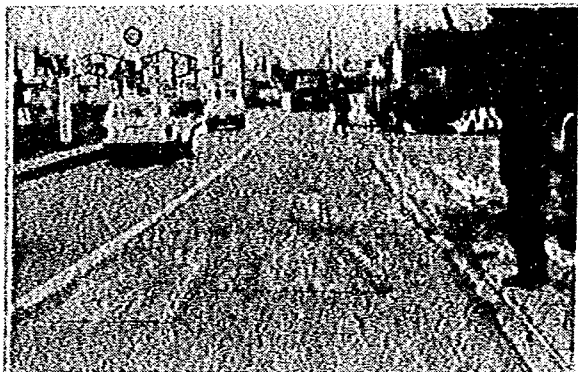


写真-8 シート貼り付け後



写真-11 1.5cmのオーバーレイの1年後、
シートなし

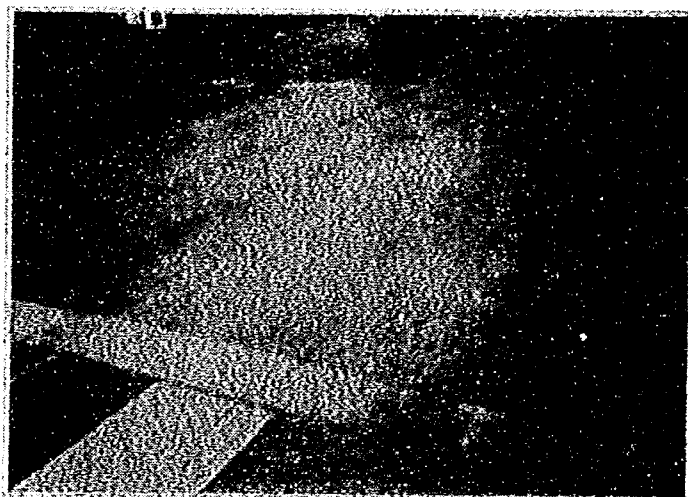


写真-9 1.5cmオーバーレイの7年後の状況
写真-6の部分

「アスファルト舗装の摩耗に関する研究」

建設省土木研究所道路部舗装研究室長 飯島 尚

“ ” 舗装研究室 小島逸平

まえがき

日本では、スパイクタイヤ等について特別な規制措置がとられていないため、冬期間の舗装の摩耗現象が著しく、道路管理の面から問題となっている。

本論文は、先ず、摩耗の実態調査について述べ、交通量、気象条件等のデータをもとに、摩耗量の推定式について検討を加える。次に、耐摩耗性舗装を目的として、ゴム入りアスファルトなどの改質アスファルトが使用されているので、その効果を実際の道路における試験舗装の結果から推察する。最後に、室内において、アスファルト混合物の耐摩耗性を評価するために種々のタイプのラベリング試験が使用されているので、それらの試験法の相互比較を行うために共通試験を実施した結果を報告する。

これらのことより、わが国の国道における舗装の摩耗量の実態を予測式、耐摩耗性舗装用混合物の開発、試験方法の評価について総合的に考察したものを紹介する。

1. 摩耗の実態と推定

1-1. 調査方法

積雪寒冷地域（以下積寒地域と略す）の舗装の摩耗実態調査として、積寒地域の代表地点における摩耗量の実測調査を計画した。調査は次のフローに従って実施した。

イ) 調査要領をまとめた摩耗実態調査表と、摩耗量測定の基本点となる測定ピンを作成し、各県に送付する。

ロ) 調査要領に沿って個所選定を行い、測定ピンを埋設する。

ハ) 摩耗量調査と関連する調査を3ヵ年実施する。

ニ) データのとりまとめおよび解析を行う。

摩耗実態調査表は様式1～5により構成されており、それらの概要を紹介すると次のとおりである。

様式1：測定位置、路線名、舗装構成各層の厚さおよび材料、測定ピンの埋設位置を図示する表。

様式2：摩耗層のアスファルトコンクリート（以下アスコンと略す）の種類、厚さ、秋期および冬期の交通量、冬期交通のタイヤ種類別頻度（冬期交通量の10%程度に相当する交通量のタイヤ種類別頻度を実測したデータ）、摩耗量実測データ、路面露出日数、消雪パイプ使用日数などを記入する表（ただし、積雪降雪日数、路面露出日数は道路情報モニターおよび巡回パトロール等により記録された日数を月単位にまとめた日数とした）。

様式3：横断凹凸量（測定ピンを基準とし、これにスタッフ等を立て、道路の横断方向の凹凸量を10 cm間隔に測定したデータ）による凹凸を表す図を記入する表。

様式4：横断凹凸量のデータ表

様式5：写真集

測定ピンは、北海道開発局土木試験所で実績のある図-1に示すような形状のアルミニウム製のピンである。頂点の直径を $\phi = 10\text{ mm}$ としてあるのは、測定ピン自体が摩耗した場合、この部分の直径を測定し、10 mmとの差を求めればピンの摩耗量が求められるように工夫されたものである。ピンは1個あたり横断方向1.5 m間隔に3個、縦断方向3 m間隔に3個、合計9個を路面に埋め込み、ここを基準点としたものである。

摩耗量は、様式3の横断凹凸量を表した図の下がりを横断的に平均し、さらに縦断方向の3測線の平均値を平均摩耗量とした。最大値は下がりが最大のものとした。

調査は、昭和52年から54年まで実施した。この結果、図-2に示すように、1道12県、28個所の道路の摩耗の実態を調査することができた。

1-2. 調査結果

調査結果の一例を表-2に示した。これを53年、54年について同様に集計し、3カ年間をとりまとめたものを表-1に示した。

調査箇所数(カ)は、全体で74箇所（24箇所 $\times$ 3年）であるが、項目によっては1年目や、2年目で終了している箇所が含まれているので、一定の個数になっていないところもある結果になった。

調査期間とは、冬期間と判断される期間（日）のことであり、地域によって差はあるものの、平均120日間であることが分かる。

最低気温は52年度のデータで -20°C が記録されているが、3年間の平均値($\bar{x}$)は -9°C であった。平均気温は $\bar{x} = 1.3^{\circ}\text{C}$ であった。

路面露出日数は平均72日であり、これは冬期間の60%に相当する値であった。このように比率が大きいのは、調査期間の3年間は比較的雪が少なかったことによるものと思われる。

凍結指数が最大461($^{\circ}\text{C}\cdot\text{日}$)を示している箇所は、北海道の2箇所であり、逆に0($^{\circ}\text{C}\cdot\text{日}$)を示しているのは、新潟、富山、福井、鳥取等に認められる。

道路条件をみると、今回の調査が県道を中心に実施したために、平均的には2車線でB交通区分の道路が多く（46%）、次いでC交通区分の道路が多い（33%）。これら2つを合わせると80%近くになる。

交通量は平均値でみると、秋期は全交通量が $\bar{x} = 4,900$ 台/日・方向、大型車交通量は $\bar{x} = 4,900$ 台/日・方向である。冬期はそれぞれ $\bar{x} = 4,100$ 台/日・方向、 $\bar{x} = 520$ 台/日・方向となり、冬期の方が秋期より約20%近く交通量が少なくなる傾向が認められる。

通過輪数は、次式で計算したデータを集計したものである。

全通過輪数 = 全交通量 $\times$ 2 + 3軸車交通量（輪/日・方向）

全大型車通過輪数 = 大型車交通量 $\times$ 2 + 3軸車交通量（輪/日・方向）

タイヤチェーン等の装着率は、冬期交通量（台/日・方向）の10%程度に相当する交通量の装着状況を調査し、各々のタイヤ種類別による輪数の割合を計算し、上式で求めた通過輪数との積に

よって求めた値である。ただしタイヤチェーン（以下TCと略す）については、次のような補正を行った。すなわちTC装着率は、スノータイヤ（以下SNと略す）とスパイクタイヤ（以下SPと略す）以外のタイヤ使用車がTCを装着すると判断し、TCの構成比率を次式で求めた。

$$TC = 100 - (SP + SN) (\%)$$

これより、SN装着率は、全交通量で $\bar{x} = 39\%$ 、大型車交通量で $\bar{x} = 53\%$ となった。全交通量および大型車交通量のいずれにおいてもSN装着率の高い（70%以上）地域は、山形、福島、新潟、富山、岐阜である。

SP装着率は全交通量で $\bar{x} = 47\%$ 、大型車交通量で $\bar{x} = 28\%$ となり、乗用車等でSPが普及している様子が見えてきた。SP装着率が特に高い地域（70%以上）は、北海道、青森、長野であることから、地域差があることがわかった。

TC装着率は全交通量で $\bar{x} = 7.4\%$ 、大型車交通量で $\bar{x} = 10.0\%$ であり、SPの装着率に比べて使用頻度が少ないことがわかった。

摩耗量の最大値は、20.0～1.0 mmの範囲にあり、ばらつきが大きいことがわかった。摩耗量が大きい（8 mm以上）地域は、北海道、青森、群馬、新潟、長野に認められ、逆に小さい（4 mm以下）地域は福島、栃木、岐阜、福井等がある。平均の摩耗量は $\bar{x} = 2.5$ mm、90%信頼区間は1.2～3.8 mmである。このようなことから、冬期間の舗装の平均摩耗量は3.0 mm程度と推定できた。

表層混合物の種類別に摩耗量を調べ、表-3の結果を得た。データ数は少ないながらも積寒地域では細粒度アスコン、細粒度ギャップアスコンが使用される頻度が高いことがわかる。混合物の種類別による平均摩耗量をばらつきも含めて検定すると、細粒度アスコンや細粒度ギャップアスコンは、細粒度アスコン（13F）と差があり、細粒度アスコン（13F）の方が前2者より約1.5倍耐摩耗であることがわかる。

1-3. 考察

1-3-1 摩耗に関する要因

調査表のうち3年間欠測がない13箇所（表-1のNo. 3, 4, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 15, 16, 17, 21, 24）の3ヵ年分計39箇所の全交通量、大型車交通量、タイヤ種類別交通量の累積値と累積最大摩耗量、累積平均摩耗量との単相関、および重相関を調べ、摩耗要因の検討を行った。この結果の一例を表-4に示した。

要因の中には $(100 - (SP + SN))$ の累積交通量も含めたが、これは前述のようにTC装着交通量に関する検討を行うためのものである。一方、 $(100 - SP)$ とは、積雪降雪日または路面凍結時の累積交通量と摩耗量を検討する場合には、SP以外の車輛はすべてTCを用いると仮定し、 $(100 - (SP + SN))$ よりTC装着率を高めたインデックスによる検討を試みたものである。

この結果、摩耗量としては最大摩耗量を取り上げた方が各要因との相関係数が高くなること、最大摩耗量と平均摩耗量の間には図-3に示すように良好な相関関係があり、推定が可能であること、および現地で問題になる箇所も最大摩耗量が現れる箇所であること等を考慮して、以下の解析には最大摩耗量を取りあげることとした。

単相関では冬期間日数、積雪降雪日日数、大型車交通量、およびSP装着交通量のファクターの摩

耗量の相関係数が高いことが分かった。このことは冬期間が長く同時にSP頻度の高い地域で摩耗が進行することを表すものと言える。

重相関で相関係数の高い要因はやはりSP装着交通量であり、次いで全交通量であることが分かる。この意味からSP交通量を正確にとらえるかまたは全体交通量を正確に測定することが舗装の摩耗量を推定するうえで重要であることが分かった。

一方、TC交通量は全交通量に占める頻度がSP交通量より小さいことから、相関係数も低い結果となった。したがって、TC交通量を主体にして摩耗量を推定することは精度的に問題があるようである。

冬期間の各種交通量と摩耗量の関係を調べた中で、相関係数が高い3例を図-4～6に示した。図中の実線は回帰曲線を示し、破線は80%信頼区間を示している。これによれば、冬期間のSP交通量や累積交通量を用いれば摩耗量を推定することができるようである。さらに、累積大型車交通量が累積全交通量より摩耗に対しては影響が大きいであろうと予測したが、図-5と図-6の比較では逆の結果になった。

これは、今回の調査では、大型車交通量の比率が平均で15%程度と低い道路の調査が主体であったことが影響しているものと思われる。したがって、この結果のみで大型車交通量は舗装の摩耗に大きな影響を及ぼさないとみるべきではないと思われた。

相関係数が高いSP交通量を冬期間で整理するほかに、積雪降雪および路面露出日数におけるSP交通量で整理すると図-7、8の関係を得た。相関係数は若干劣るけれども、積雪降雪日数や路面露出日数におけるSP交通量の値は摩耗量の推定に役立つものと思われた。

補正TC交通量と摩耗量の関係を図-9、10に示した。それぞれの図はTC交通量を補正しない前より相関係数(R)がそれぞれ $R = 0.08$ 程度大きくなり、 $R = 0.232$ 、 $R = 0.327$ となっている。

このようなことから、全交通量の10%程度についてタイヤ装着率を調べた値から摩耗量を推定する場合には、TC装着率に補正を加えた値を用いる方が、若干ではあるが推定精度を高めることになり有効であると思われる。しかし、さらに精度を高めるためには、TC装着率を精度良く測定する必要があると言える。

1-3-2 摩耗量の予測

累積最大摩耗量と交通量を軸とした要因の検討において、相関係数が0.65以上となったグループの相関式の一覧を表-5に示した。冬期間の日数(x_1)と冬期間の累積SP交通量(x_2)か、 x_1 と積雪降雪日におけるSP累積交通量(x_{10})を用いれば、摩耗量はかなり精度良く推定できることが分かる。

さらに、積雪降雪期間(x_3)を中心としたグループでは、 x_3 と累積全交通量(x_4)、 x_3 と x_7 、 x_3 と路面露出期間の累積SP交通量(x_{15})の式が相関係数が高いことが分かる。このようなことから、 x_1 、 x_2 、 x_4 、 x_7 、 x_{15} 、 x_{10} 等の値のうち精度よく測定できる2因子のデータを用いれば摩耗量の予測が可能になると言える。

表-4の中で相関係数が最も高いNo.11の式を用いて摩耗量が5、10、15mmに達する時期を推定したものが図-11である。ただし、この図が適用できる道路は除雪率が25～100%、平均80%程度の除雪体制がとられている。BないしC交通区分程度の道路である。この図を用いれば、路面露出日にお

けるSP累積交通量と積雪降雪期間から摩耗量の予測が可能になる。

1-4. まとめ

都道府県道を中心としたアスファルト舗装の摩耗実態調査を実施した結果、次のような関係を明らかにすることができた。

- (1) 冬期間（平均約120日間）に舗装が摩耗する量は平均2.5mm、最大20.0mmの範囲にある。
- (2) スパイクタイヤの装着率は全交通量に対して約47%、大型車交通量では約28%程度である。装着率の高い地域は北海道、青森、長野である。
- (3) 摩耗に関係する要因としては、冬期間の累積SP交通量や、累積全交通量が大きく影響している。しかしTC累積交通量は前2者の要因よりは影響が小さいと言える。
- (4) 摩耗量の予測式は、積雪降雪期間および路面露出期間におけるSP累積交通量を用いればかなり精度良く推定できる。
- (5) 摩耗量が10mm、20mmに対する累積交通量およびSP累積交通量はそれぞれ 40×10^4 台、 14×10^4 台、および 280×10^4 台、 90×10^4 台である。
- (6) 積寒地域のアスファルト舗装の表層には細粒度アスコン、細粒度ギャップアスコンが多く用いられている。さらに耐摩耗性の面からは細粒度アスコン（13F）が良い結果を示している。

2. 各種混合物の摩耗比較

2-1. 調査方法

積雪地域や路面が凍結するおそれのある個所では、タイヤチェーンやスパイクタイヤ等による路面の摩耗が激しい。このため、積寒地域では、耐摩耗性舗装が必要になる。

耐摩耗性舗装には、混合物の材料と配合の検討が重要であり、各種の改質アスファルトの検討も進められている。

改質アスファルトには、スチレンーブタジエンゴム（SBR）、イソプレンゴム（IR）、クロロプレンゴム（CR）等をアスファルトに混合溶解したゴム入りアスファルトやエチレンービニルアクリレート（EVA）、エチレンーエチルアクリレート等の熱可塑性樹脂や、エポキシ樹脂などの熱硬化性樹脂を配合した樹脂入りアスファルトなどが使用されている。

積寒地域の代表地である北海道、東北、および北陸において、ゴム入りアスファルトを主体とした改質アスファルトを使用した試験舗装を実施しているので、これらの摩耗量を昭和54年、同55年に調査して、耐摩耗性の検討を行った。

冬季間の摩耗量は、各地域でスパイクタイヤを装着しはじめる時期（一般には11月下旬）とこれを脱着する時期（一般には3月下旬）にそれぞれ舗装の横断凹凸量を測定し、凹部の差の最大を最大摩耗量、巾目方向に平均化した値を平均摩耗量として整理している。また、第2章「摩耗の実態と推定」で述べたように最大摩耗量と平均摩耗量には相関性があり、同時に現地で問題となる個所は最大摩耗量が現れる所であることから、解析には最大摩耗量を用いて行った。

2-2. 測定結果

各地域の摩耗量をもとに冬期間の全交通量、大型車交通量および大型車のスパイクタイヤ装着交通量との関係をそれぞれ図1～12に示した。

北海道地方は、耐摩耗性舗装用混合物としては細粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F）の使用例が多く、次いで密粒度アスファルトコンクリート（13F）が使用されている。

東北地方は、やはり密粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F）が多く、次いで細粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F）、細粒度アスファルトコンクリート（13F）が使用されている。

北陸地方は、昭和50年に仕様を定めたことから、細粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F）が主体である。

全交通量でみると、北海道＞北陸＞東北、の順で摩耗量が大きい傾向にある。また、北海道では、ストレートアスファルト区間とゴム入りアスファルト区間で、摩耗量に10%程度／100万台の差があり、後者の方が大きい。これは交通量の差の影響といえる。すなわち、冬期間の累積全交通量は、前者が $\bar{x} = 69 \times 10^4$ 、後者が $\bar{x} = 107 \times 10^4$ であり、交通量の多い後者の方が摩耗が大きくあらわれるのは当然といえよう。

東北地方では、ストレートアスファルト区間とゴム入りアスファルト区間で差があり、特に密粒度アスファルトコンクリート（13F）区間では、ゴム入りアスファルトの耐摩耗性がうかがえる。北陸地方においてもゴム入りアスファルト区間がストレートアスファルト区間より摩耗量が少ない傾向にある。

摩耗量と交通量の関係で相関性が高い大型車交通と摩耗量の回帰式を用いて、累積交通量（N）が、 $N = 50 \times 10^4$ 、 100×10^4 、 300×10^4 台供用時の摩耗量を求めると表-1の関係を得た。

北海道地方を除けば、マクロ的な見方をすると、ゴム入りアスファルト使用区間はストレートアスファルト使用区間より、10～20%摩耗量を改善できる傾向がわかる。

大型車のSP交通量と摩耗量の関係は全体的に相関性が低い。これは他の地域で測定したSP交通量をもとに推定しているためであると思われる。

スパイクタイヤ（SP）装着率を昭和56年度に実施した。調査は、大型車と小型車に分け、昭和56年11月～昭和57年5月まで、毎月1回第2週の火曜日に目視による調査を行った。4月、5月は装着率が0%となる地域があることから、データの集計には11月～3月までのデータのみを用いた。

大型車、小型車の冬期間の装着率の $\bar{x} \pm 1\sigma$ の値を図示したものが図13～14である。各車種とも、北海道、岩手、長野での装着率が高いことがわかる。

大型車の11月、1月、3月の装着率の推移を図15～16に示した。装着率は11月が低く、1月頃がピークに達し、3月頃まで続いている様子がわかる。

3. 摩耗に関する試験方法の検討

3-1. ラベリング試験について

ラベリングという用語は、一般にはタイヤチェーンなどによる破損に限らず、配合の悪いアスファルト混合物（以下アスコン）やコンクリート舗装版の表面が車輛の走行により破損することを言うが、最近では、スパイクタイヤなどによる舗装の摩耗現象を指して言う場合が多い。

室内的なラベリング試験は、昭和20年代の後半に北海道開発局土木試験所で、自動車の後輪を持上げて回転させ、タイヤに取付けたチェーンで供試体を叩くという方法がとられた。昭和29年には、小型の室内試験機の試作が行われ「鋼球の珠玉」で叩く方法がとられた。昭和31年には、基本的には現在

のアスファルト舗装要綱型と同型式のラベリング試験機による実験が開始された。この方式は、車輪が供試体に接してチェーンを擦りつける作用がないという指摘はあったが、舗装の摩耗対策が急務であったことと、試験機の機構が簡単なこともあって、そのままデータの蓄積が進められた。この方式を供試体往復型とすれば、昭和40年代には、供試体回転型のものが各寒冷地域で種々考案され、日本道路公団では実物のトラック用タイヤを取付けられる大型回転摩耗シミュレータを開発した。

現在では、寒冷地域をかかえる各地方建設局や舗装業界で何らかのラベリング試験機を保有している。舗装の耐摩耗性を評価する場合、最終的には試験舗装等の現地における実物試験で確認されるが、その前段で種類を絞る手段、配合設計や材料選定的手段として、必ずラベリング試験が行われている。

3-2. ラベリング試験の共同試験について

前項で述べたように、ラベリング試験は耐摩耗性混合物の配合設計等の手段として一般化しているが、各機関で保有する機械の型や試験条件が統一されていないため、他機関の試験値を論ずる場合、同じ基準では比較できない状況にある。しかし、これらはアスファルト舗装要綱に往復型の標準機による試験方法が載る以前から、各機関でそれぞれ工夫した試験機や試験方法で、データの蓄積も行われてきているため、同一試験機、同一試験方法による標準化は難しい状況にある。一方、実態調査等によれば地域差はあるものの、スパイクタイヤの普及が著しく、タイヤチェーンを付けることは「応急処置」程度になっている傾向があり、これらを踏まえて試験機もスパイク式に変わろうとする情勢がある。しかし、標準的なスパイク式試験機が揃うまでは、当分チェーン式試験機を使用することになる。

こういう背景から、現在保有する試験機を用いた試験値の各機関間の換算方法を検討することにした。

3-2-1 ラベリング試験機と試験方法の実態

共同試験を実施するにあたり、ラベリング試験機と試験方法の実態調査を建設省および北海道開発局を対象に行った。

その結果、試験機保有機関は、北海道開発局（以下北海道）、東北地方建設局（以下東北）、関東地方建設局（以下関東）北陸地方建設局（以下北陸）土木研究所（以下土研）の5機関であった。試験機の諸元および試験方法を表-1に示す。試験機、試験方法とも様々であるが、東北、関東、北陸に類似点が多い。

3-2-2 共同試験実施方法

共同試験は54、55年度に分け、54年度は各機関で従来行ってきた方法による試験とし、55年度は出来る限り統一した方法による試験を行った。試験条件を表-1、2に示す。

アスコンの供試体は表-3に示す北海道産の骨材を用い、配合は表-4に示すものとした。供試体作製は表-5に示すとおりであり、54年度は北海道産の材料を単体で各機関に配布し、統一した配合で各機関の方法で作製した。55年度は供試体を北海道で作製し各機関に発送した。

3-2-3 各機関の従来方法による共同試験結果

54年度の試験結果を表-6、図-1に示す。

機関により試験温度、試験時間、摩耗作用および供試体作製等が違いため、すりへり量も大きく違

っている。

回転式の試験機でのすりへり量を見ると、2つのグループに分かれ、大きいところはクロスチェーンを使用した北海道と土研であり、小さいところはサイドチェーンを使用した東北、関東、北陸である。その割合は約3:1である。また、北海道で行った往復型の試験機でチェーンの種類を変えた試験でのすりへり量は、クロスチェーンがサイドチェーンの約2倍大きい。これより摩耗に及ぼす要因は種々あるもののチェーン材質が可成り大きいものと思われる。

供試体の締固め度は、北海道を除く4機関は99.5～102.6%であるのに対して、北海道は93.2～94.6%である。この原因は、転圧機種が4機関ではローラーコンパクターであるのに対し、北海道は圧縮試験機であるためと思われる。アスファルト舗装要綱では、室内作製のホイールトラッキング用供試体は締固め度を100±1%と規定している。これと比べると、北海道の供試体は締固めが十分でなく、すりへりも大きくなるものと推定される。このことから碎石を含む混合物作製では、締固め度が十分得られるローラーコンパクターを使用することが望ましいといえる。

同一機関でのすりへり量の $\bar{x}$ は、一部の機関で0.3と大きいがその他は0.2以下である。しかし、変動係数を見ると全てが20%以下であり、バラツキは少ないと思われる。

3-2-4 試験条件を統一した共同試験結果

54年度の試験結果では、試験条件によりバラツキが大きかったため、55年度は試験条件を出来るだけ統一してすりへり量を比較した。試験結果を表-7、図-2に示す。

同一試験時間でのすりへり量は、機関によって異っている。これは表-2より明らかなように回転速度(車輪、供試体)や輪数が異なっていることが大きな原因と考えられる。特に北海道(回転式)の場合、チェーン数は一輪について2本少ないものの車輪が2輪のため、すりへり量は他の機関の約2倍の値となっている。土研の場合は、1輪のチェーン数が各機関より2倍程度多いものの、車輪径が約2倍で速度が約1/2であり、他とあまり条件が違わないため、すりへり量も近似した値である。よって北海道の回転式による値を1/2にして、同一時間(3時間)での回転式によるすりへり量を見ると、アスファルト量が(OAC)の細粒では0.74～1.57、密粒では0.38～1.30であり、アスファルト量が(OAC-1.0および0.8%)の細粒は0.98～2.74、密粒は0.82～2.44である。これらのバラツキは、主に回転速度の影響が大きいものと思われる。回転速度の違いは、機構上から簡単に修正はできないので、各機関の試験値を一律に見ることはできない。

3-2-5 機関間の試験値の換算

碎石を含む混合物で、しかも動的な試験では再現性は良くない。さらに試験装置が異なるものの試験値の比較は正確には不可能であろう。しかし大体の目安が必要であるため、機関間の試験値の比較を行った。

まず、54年度の試験結果から、従来各機関が行ってきた試験方法によるすりへり量がどのような関係にあったのかを比較したものが表-8である。基準はアスファルト舗装要綱法である往復型でサイドチェーンを付けたものとした。

次に55年度の試験結果を、北海道で行った往復型にクロスチェーンを付けたものを基準にとり、試験時間3時間のすりへり量を比較したものが表-9である。

また、往復型試験機 1.5 時間時のすりへり量と同じすりへり量を得る試験時間を求めたものが表 10 である。表中の()内の数字は図-2 より推定した値である。これより、試験時間は 3 ~ 18 時間と大きな差があり、東北は 18 時間と最も大きい。

3-3. 今後の課題と方向

イ. 試験機について

1, 2 章でも述べたように、現実の車輛は殆んどがスパイクタイヤ装着となり、タイヤチェーン装着は限られた車輛が特定の地域で一時的に使用する程度に留まっているので、チェーン式の試験では実際の道路の摩損と摩耗機構が異なる。混合物の耐摩耗評価をチェーン式のものだけで評価しているとシュミレーション試験としての性格が薄れてくるといえよう。このようなことから、今後は、スパイク式による標準試験機を定めて試験条件を統一する検討を行うことにした。

しかし、スパイク式の小型試験機は、まだ開発途上にあり、標準機種の見途がついていないことや、チェーン式は装置、試験方法が比較的簡便であること等により、当面は現在の試験機を運用しながら互換性をはかっていくのが妥当であるという結論に至った。

一方、スパイク式試験機を保有する機関は、チェーン式の問題点やチェーン式との相関性を明らかにし、将来の標準試験法を定めるためのデータを揃えることとした。

ロ. 実際道路の摩耗との関係

混合物の配合設計の際には、耐摩耗の指標となる基準値が必要である。このためには耐摩耗性混合物の寿命を 3 年にするか、6 年にするかという判断が先ず必要になる。骨材事情、交通条件など各地域の事情も考慮されるべきもので難しい問題がある。

このためには、各地域の道路の摩耗実態と使用混合物の室内評価との関連を把握する必要がある。

ハ. チェーンについて

当面、現有試験機を運用するとなれば、試験方法の中でも早急に改善できるチェーンについての見直しを行った方がよい。

アスファルトモルタルのような細粒度混合物を対象とするならば、アスファルト舗装要綱の試験方法(チェーンは JIS G 4051 S35C)で十分であるが、近年のように砕石を主体とする混合物を直接試験する場合には、チェーンはクロスチェーン(JIS D 4241-B-5, 材質 JIS G 3505, SWR M₃)にした方が促進試験になる。

ニ. 供試体のバラツキを小さくする改善策

アスファルト舗装要綱の試験方法では、供試体の転圧にアムスラーを用いることになっているが、砕石を多く含む混合物を作製する場合は、静荷重では十分な締固め度が得にくいことから転圧にはローラコンパクターを使用した方がよい。

ホ. その他

チェーン材質、重量、速度や温度条件により、すりへり量は異なるため、今後はこれらの条件での摩耗性を検討する必要がある。

情報交換には、試験値の換算が伴うことが多いため、データには必ず試験条件を付記することが喚起された。

3-4. まとめ

今回の共同試験をふまえて合意された事項をまとめると、次のとおりである。

1. ラベリング試験機は、供試体回転式が多く、機構、試験方法とも様々である。東北、北陸、関東に類似点が多い。
2. 各機関の従来の方法による試験結果では、機関間の差が大きくすりへり量は最大5～6倍の開きがあった。
3. 各機関のすりへり量を往復型に換算するには、表-8が目安となる。
3. 供試体やチェーン等の試験条件を出来るだけ統一した試験結果では、機関間のすりへり量が最大3.5倍程度の開きとなった。この原因は、車輪および供試体の回転速度の違いが影響しているが、統一することは難しいようである。

同一時間での機関間の換算係数は表-9、往復型1.5時間に相当するすりへり量を得る試験時間は表-10である。

4. 試験機は、当面現有機で運用する。
5. 各機関で、舗装の摩耗実態と使用混合物の室内評価の関連を調査する。
6. 碎石を含む混合物では、クロスチェーンを使用すると促進試験となり、供試体の転圧はローラーコンパクターがよい。

表-1 測定データ一覧表 (52年)

			調査 期間	気 温			路面 露出 日数	消パイ 使用 日数	凍結 指数	車 線 数	秋 (12 h)		冬 (12 h)		秋 (24 h)		冬 (24 h)		タイヤ種別(全交通)					" (大型車)					摩耗量							
				最低	最高	平均					全交通	大型車	全交通	大型車	全交通	大型車	全交通	大型車	S	N	S	P	N	O	T	C	S	N	S	P	N	O	T	C	最大	平均
1	北海道	道道	122	-15.7	5.5	- 4.9	50		461.0	2	8107	891	6489	757	16654	2234	13630	1808	25.6	74.4	0	0	65.0	34.3	0	0.7	4.0	1.6								
2		道道	122	-15.7	5.5	- 4.9	50		461.0	2	8107	891	6489	757	16654	2234	13630	1808	25.6	74.4	0	0	65.0	34.3	0	0.7	5.0	2.0								
3	青 森	国道 101号	121	-12.0	14.5	- 0.9	45.5		123.7	1	8238	559	6062	342	16887	1229	12428	754	25.0	59.0	0	0	16.0	25.0	59.0	0	16.0	12.0	5.3							
4		県 道	122	-12.3	13.5	- 1.5	41.0		176.2	2	10748	961	11502	887	21496	1921	23218	3546	22.9	71.0	0	0	6.1	22.9	71.0	0	6.1	14.0	9.2							
5		県 道	123	-17.9	13.2	- 2.1	60		205.1	1	7130	635	5700	615	14615	1300	11685	1260	10.0	85.0	2.0	3.0	22.0	65.0	2.5	10.5	13.0	6.1								
6		県 道	122	-15.0	16.3	- 1.2	73		193.1	2	11394	1622	5073	651	22950	3406	10688	1364	9.6	90.4	0	0	75.4	24.6	0	0	3.0	1.3								
7		県 道	122	-12.2	12.2	- 2.2	46		214.7	1	4029	778	2763	557			6076	1120	13.0	75.0	0	0	12.0	13.0	75.0	0	12.0	9.0	3.3							
8	宮 城	県 道	100	- 9.8	17.4	3.6	66.5		28.0	1	604	40	437	29	1277	125	941	88	34.8	54.0	7.6	3.6	40.9	45.5	6.8	6.8	4.0	0.6								
9		県 道	122	-14.0	10.0	- 1.6	80.0		151.6	1	12002	2630	11726	1314	24322	5578	23978	3154	11.3	79.8	2.2	6.7	58.7	22.9	1.3	17.1	8.0	3.5								
10	山 形	国道 287号	93	-20.0	15.0	- 1.5	86.5	27.0	153.2	1	4102	390	6484	540	8288	838	13103	1146	71.5	21.6	2.0	4.9	25.0	9.9	5.0	60.1	9.3	4.5								
11		県 道	130	-11.9	16.4	- 2.5	82.0		157.0	2	10610	2252	8488	2139	21537	5413	17230	5142	2.3	78.1	0	0	14.6	92.0	0	0	8.0	2.5	1.2							
12	福 島	県 道	104	-12.0	4.0	- 1.6	72.0	18.0	171.0	1	3039	438	7043	1204	6141	941	14233	2588	62.9	35.5	0.7	0.9	62.9	35.5	0.7	0.9	6.0	2.8								
13		国道 21号	122	- 7.0	21.0	2.0			5.6	2	16102	810	11648	328	32543	1638	23514	663	64.7	18.3	0	0	17.0	43.7	7.4	0	48.9	4.0	1.6							
14	栃 木	国道 120号	122	-15.0	10.6	- 4.0	82.0		350.9	1	14136	1638	10746	1245	29284	4288	22261	3259	30.0	12.0	43.0	15.0	38.0	8.0	49.0	5.0	3.0	1.2								
15		県 道	124	-10.0	15.1	2.8	83		0	2	4464	489	3398	372	9078	1128	6946	894	37.0	14.0	39.0	10.0	13.9	13.9	38.9	8.3	8.0	2.7								
16	群 馬	国道 44号	133	-15.0	20.0	- 2.9	23		256.4	1	1523	483	1250	262	3427	1328	2843	743	43.3	17.9	12.3	26.5	52.0	3.7	15.4	67.0	3.0	1.2								
17		県 道	121	-10.0	15.0	- 1.4	43		118.0	1	4341	392	4057	271	8878	976	8235	663	58.9	13.1	21.0	7.0	38.9	0.6	32.1	15.3	2.5	1.0								
18	新 潟	県 道	122	-11.0	14.0	2.0	75.0	35.0	0	3	7272	928	12883	1664					98.9	0	0	1.1					10.0	2.0								
19		県 道	120	-10.6	17.2	2.9	90		0	2	802	31	644	29	1615	73	1318	68	30.9	23.4	0	45.7	30.9	23.4	0	45.7	9.0	2.7								
20	長 野	国道 158号	122	- 7.0	9.7	0.4	90		42.0	2	7478	3002	4621	1265	19268	11590	11630	4332	12.0	80.1	6.6	1.3	9.0	78.6	10.5	1.9	2.0	1.0								
21		国道 147号	118	- 9.5	3.0	- 3.0	46.5		261.8	2	4212	1193	3052	955	10866	4607	7685	3274	12.8	80.8	5.0	1.4	11.0	80.0	7.0	2.0	7.0	3.6								
22	富 山	県 道	116	-13.0	23.0	5.1	72.0		0	2	16029	1236	1070	135	33836	4250	2283	324	47.7	18.8	0	33.5	76.9	0	0	23.1	17.0	8.0								
23		県 道	122	- 2.5	10.1	2.5	77		0	2	18855	1220	13695	776	38106	2620	27670	1648	59.9	40.0	0	0	195.3	0	2.4	2.3	10.0	2.4								
24	岐 阜	国道 158号	118	-16.7	9.6	- 2.3	69		206.0	1	4129	478	2580	287	8340	1026	5211	610	40.0	20.0	10.0	30.0	40.0	20.0	10.0	30.0	1.0	0.4								
25		国道 156号	121	-11.0	12.0	2.2	78.5	23.0	47.6	1	2921	431	3630	246			7261	493	59.7	5.0	35.3	0	78.5	0.4	21.1	0	7.5	1.9								
26	福 井	国道 158号	152	- 7.1	18.5	3.5	70		0	2	17202	963	12163	116			24326	232	75.0	25.0	0	0	72.0	28.0	0	0	4.0	1.0								
27		県 道	152	- 7.1	18.5	3.5	70		0	1	8743	930	2463	108			4926	216	75.0	25.0	0	0	75.0	25.0	0	0	8.0	1.9								
28	鳥 取	県 道	126	- 4.2	18.4	4.8	64		0	2	7108	1111	6752	1099	14358	2388	13640	2340	50.0	25.0	50.0	20.0	40.0	1.0	30.0	29.0	4.0	1.0								

表-5 摩耗量推定式一覧表

1) 最大摩耗量

No.	$Y = A_0 + A_1 \cdot X_1 + A_2 \cdot X_j$	R
1	$Y = -18.770 + 0.051 \times X_1 + 5.426 \times X_4$	0.651
2	$Y = -40.566 + 0.041 \times X_1 + 8.194 \times X_7$	0.713
3	$Y = -31.158 + 0.044 \times X_1 + 6.679 \times X_{15}$	0.688
4	$Y = -33.071 + 0.046 \times X_1 + 6.572 \times X_{18}$	0.673
5	$Y = -30.493 + 0.044 \times X_1 + 6.774 \times X_{19}$	0.712
6	$Y = -40.146 + 0.047 \times X_2 + 9.468 \times X_{19}$	0.669
7	$Y = -30.690 + 0.092 \times X_3 + 9.247 \times X_4$	0.707
8	$Y = -45.050 + 0.089 \times X_3 + 8.492 \times X_6$	0.693
9	$Y = -40.762 + 0.071 \times X_3 + 8.718 \times X_7$	0.718
10	$Y = -40.006 + 0.100 \times X_3 + 7.794 \times X_{14}$	0.706
11	$Y = -37.915 + 0.082 \times X_3 + 8.402 \times X_{15}$	0.731
12	$Y = -19.670 + 0.098 \times X_3 + 5.022 \times X_{16}$	0.658
13	$Y = -29.327 + 0.076 \times X_3 + 6.488 \times X_{18}$	0.655
14	$Y = -23.549 + 0.067 \times X_3 + 6.114 \times X_{19}$	0.668
15	$Y = -71.681 + 20.843 \times X_7 - 6.548 \times X_{11}$	0.686
16	$Y = -72.785 + 20.609 \times X_7 - 6.375 \times X_{17}$	0.689
17	$Y = -71.336 + 19.053 \times X_7 - 4.836 \times X_{23}$	0.662
18	$Y = -69.962 + 27.341 \times X_{18} - 15.283 \times X_{25}$	0.671
19	$Y = -51.081 + 17.387 \times X_{19} - 5.816 \times X_{23}$	0.653

2) 平均摩耗量

No.	$Y = A_0 + A_1 \cdot X_1 + A_2 \cdot X_j$	R
1	$Y = -26.454 + 0.028 \times X_3 + 5.418 \times X_7$	0.656
2	$Y = -45.518 + 17.992 \times X_6 - 11.456 \times X_{13}$	0.658
3	$Y = -25.503 + 8.538 \times X_7 - 3.179 \times X_{13}$	0.652
4	$Y = -29.083 + 10.080 \times X_7 - 4.214 \times X_{16}$	0.654

Y : 摩耗量 (mm)
 X_1 : 冬期間 (日)
 X_2 : 路面露出期間 (日)
 X_3 : 積雪・降雪期間 (日)
 X_4 : 全交通量 (log台/日・一方向)
 X_6 : 冬期間の累積交通量 ($\Sigma \log$ 台/日・一方向)
 X_7 : " 累積SP交通量 (")
 X_{11} : " 累積大型車SP交通量 (")
 X_{13} : " 累積大型車補正TC交通量 (")
 X_{14} : 路面露出期間の累積交通量 (")
 X_{15} : " 累積SP交通量 (")
 X_{16} : " 累積大型車交通量 (")
 X_{17} : " 累積大型車SP交通量 (")
 X_{18} : 積雪・降雪期間の累積交通量 (")
 X_{19} : " 累積SP交通量 (")
 X_{23} : " 累積大型車SP交通量 (")
 X_{25} : " 累積大型車補正TC交通量 (")
 R : 相関係数

表-2 摩耗量推定式の結果

項目	単位	推定値	観測値	相対誤差	相関係数
最大摩耗量	(mm)	151.0	151.0	0.00	0.99
平均摩耗量	(mm)	25.0	25.0	0.00	0.99
交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
路面露出期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
積雪・降雪期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
冬期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車補正TC交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
路面露出期間の累積交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車補正TC交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99

表-3 交通量推定式の結果

項目	単位	推定値	観測値	相対誤差	相関係数
最大交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
平均交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
路面露出期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
積雪・降雪期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
冬期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車補正TC交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
路面露出期間の累積交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車補正TC交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99

表-6

項目	単位	推定値	観測値	相対誤差	相関係数
最大交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
平均交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
路面露出期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
積雪・降雪期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
冬期間	(日)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車補正TC交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
路面露出期間の累積交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車SP交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99
累積大型車補正TC交通量	(log台/日・一方向)	1.0	1.0	0.00	0.99

表-4 相 関 係 数 一 覧 表 (54 年)

	冬 期 間 (9)	路 面 露 出 期 間 (日)	積 雪 ・ 降 雪 期 間 (日)	換算交通量		累 積 交 通 量 (Σlog)																									
				小 型 車 換 算	大 型 車 換 算	冬 期 間 ()								路面露出期間 ()				積雪・降雪期間 ()													
						小型車換算交通量				大型車換算交通量				小型車換算		大型車換算		小型車換算交通量				大型車換算交通量									
						全交通	S P	100-(sp sn)	100- sp	全交通	S P	100-(sp sn)	100- sp	全交通	S P	全交通	S P	全交通	S P	100-(sp sn)	100- sp	全交通	S P	100-(sp sn)	100- sp	全交通	S P	100-(sp sn)	100- sp		
						1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
1	0.000	0.511	0.511	0.492	0.467	0.491	0.626	0.479	0.454	0.466	0.550	0.493	0.464	0.463	0.575	0.455	0.528	0.526	0.625	0.461	0.450	0.483	0.559	0.475	0.452						
2		0.000	0.511	0.392	0.355	0.398	0.602	0.252	0.241	0.340	0.463	0.270	0.244	0.310	0.538	0.269	0.424	0.476	0.609	0.242	0.279	0.402	0.493	0.242	0.259						
3			0.000	0.585	0.537	0.574	0.656	0.515	0.509	0.530	0.592	0.527	0.500	0.573	0.645	0.541	0.594	0.549	0.617	0.528	0.500	0.509	0.572	0.556	0.505						
4				0.000	0.399	0.399	0.609	0.484	0.579	0.395	0.488	0.509	0.635	0.484	0.541	0.463	0.460	0.465	0.593	0.417	0.412	0.412	0.511	0.439	0.434						
5					0.000	0.412	0.647	0.360	0.350	0.323	0.445	0.443	0.527	0.326	0.562	0.356	0.416	0.467	0.595	0.328	0.319	0.365	0.463	0.379	0.358						
6						0.000	0.610	0.516	0.575	0.408	0.468	0.538	0.658	0.453	0.539	0.467	0.463	0.463	0.591	0.440	0.434	0.409	0.507	0.466	0.469						
7							0.000	0.617	0.608	0.649	0.604	0.636	0.652	0.616	0.617	0.654	0.609	0.602	0.608	0.610	0.603	0.619	0.602	0.627	0.637						
8								0.000	0.156	0.373	0.441	0.106	0.099	0.363	0.550	0.300	0.408	0.634	0.611	0.172	0.390	0.437	0.457	0.011	0.225						
9									0.000	0.350	0.450	0.192	0.117	0.409	0.550	0.292	0.414	0.511	0.590	0.112	0.236	0.368	0.473	0.128	0.156						
10										0.000	0.445	0.461	0.525	0.330	0.557	0.345	0.417	0.471	0.599	0.338	0.322	0.363	0.461	0.402	0.362						
11											0.000	0.448	0.443	0.459	0.539	0.441	0.462	0.526	0.530	0.443	0.471	0.458	0.456	0.444	0.442						
12												0.000	0.179	0.367	0.567	0.362	0.415	0.605	0.620	0.166	0.343	0.505	0.463	0.134	0.317						
13													0.000	0.430	0.593	0.413	0.411	0.556	0.605	0.084	0.239	0.425	0.456	0.102	0.189						
14														0.000	0.571	0.307	0.423	0.463	0.592	0.310	0.305	0.366	0.488	0.324	0.307						
15															0.000	0.609	0.538	0.554	0.601	0.538	0.537	0.538	0.551	0.546	0.548						
16																	0.000	0.408	0.468	0.592	0.269	0.275	0.364	0.459	0.297	0.271					
17																		0.000	0.518	0.591	0.413	0.446	0.444	0.456	0.409	0.412					
18																			0.000	0.593	0.648	0.587	0.491	0.520	0.639	0.672					
19																				0.000	0.624	0.594	0.640	0.592	0.643	0.637					
20																					0.000	0.303	0.439	0.457	0.134	0.160					
21																						0.000	0.371	0.476	0.308	0.213					
22																							0.000	0.462	0.549	0.518					
23																								0.000	0.466	0.456					
24																									0.000	0.288					
25																										0.000					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25						
最大車流量	0.623	0.405	0.603	0.465	0.363	0.469	0.608	0.151	0.231	0.365	0.291	0.063	0.189	0.397	0.565	0.323	0.275	0.533	0.597	0.187	0.325	0.399	0.515	0.104	0.260						
平均車流量	0.450	0.241	0.500	0.390	0.319	0.394	0.599	0.035	0.111	0.321	0.441	-0.052	0.060	0.303	0.535	0.266	0.408	0.460	0.528	0.063	0.205	0.362	0.453	0.031	0.155						

N = 39

※ 最高値

重相関式 $Y = A_0 + A_1 \cdot X_1 + A_2 \cdot X_2$

単相関式 $Y = A_0 + A_1 \cdot X_1$

表-7 ラベリング試験機の諸元と試験方法(54年度試験条件)

項目	機 関 名		北 海 道 道 路 局		東 北 地 区	関 東 地 区	北 陸 地 区	土 木 研 究 所	
	形 式	回 転 式	往 復 式	回 転 式	回 転 式	回 転 式	回 転 式	回 転 式	
試験機 の 諸 元	試験機 (車輪or供試体)	供 試 体	供 試 体	供 試 体	供 試 体	供 試 体	供 試 体	供 試 体	
	車輪の外径、幅	270,100(mm)	250,100(mm)	270,100(mm)	250,100(mm)	250,100(mm)	鉄輪 500,100(mm)	自動車用タイヤ (5.0-10-40)	
	軸 数	2 軸	1 軸	1 軸	1 軸	1 軸	1 軸	1 軸	
	テーブル寸法 (走行距離)	150cm	—	110cm	100cm	110cm	100cm	100cm	
試験 条 件	供試体寸法	40×15×5(cm)	40×15×5(cm)	33 55×25(cm)	30 50×25(cm)	328 535×25×5(cm)	33 50×25×5(cm)	33 50×25×5(cm)	
	摩 耗 作 用	タイヤチェーン (クロスチェーン)	チェーン	チェーン	チェーン	チェーン	チェーン	チェーン	
	テーブル速度	16回転/分	66往復/分	20回転/分	5回転/分	2回転/分	265~1327回転/分	5.6km/h	
	車輪回転数	212回/分	200回/分	200回/分	200回/分	200回/分	111~555回/分	11.8km/h	
試験 方 法	軸 荷 重	0 kg (中空)	0 kg	0 kg	0 kg	0 kg	0~500 kg	0 kg (中空)	
	試験温度	-10°C±1	-10°C±1	-10°C±1	0°C±1	0°C±1	-10°C±1	10°C±1で数本	
	試験時間	片面3時間×2	片面1.5時間×2	約10時間	3 時 間	5 時 間	3 時 間	6 時 間	
	チェーン 材 質	JIS D4211 B-5 SW18A3 (クロスラング)	JIS G4051 S35C	JIS G4051 S35C	JIS G4051 S35C	JIS G4051 S35C	JIS G4051 S35C	自動車用タイヤチェーン (クロスラング)	
注	チェーン 数 量	10コマ×10本×2	10コマ×12本×1	11コマ×12本×1	10コマ×12本×1	6コマ×12本×1	10コマ×24本×1	1組×1	
	すりへり量測定	砂置換法と表の平均	ダイヤルゲージ式 表裏6断面の平均	砂置換法	ダイヤルゲージ法 3断面の平均	ダイヤルゲージ法 3断面の平均	ダイヤルゲージ法 2断面の平均	ダイヤルゲージ法2断面の平均	

表-8 55年度試験条件

項目	機 関 名		北 海 道		東 北	関 東	北 陸	土 研
	回 転 式	往 復 式	回 転 式	往 復 式	回 転 式	回 転 式	回 転 式	回 転 式
試験温度	-10±1°C	-10±1°C	-10°C±1°C	-10°C±1°C	-10°C±1°C	-10°C±1°C	-10°C±1°C	-10°C±2°C
養生時間	24時間以上	24時間以上	24時間以上	24時間以上	24時間以上	24時間以上	24時間以上	17時間以上
チェーン材質	クロスチェーン JIS G3505 SWRM3	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左
チェーン及び車輪数	10コマ×10本×2輪	10コマ×12本×1輪	10コマ×12本×1輪	10コマ×12本×1輪	10コマ×12本×1輪	10コマ×12本×1輪	10コマ×24本×1輪	10コマ×24本×1輪
車輪回転数	212回/分	200回/分	200回/分	200回/分	200回/分	200回/分	125.4±3.3回/分	125.4±3.3回/分
供試体回転数	16回/分	66往復/分	19.2回/分	5回/分	2回/分	2回/分	29.9±0.5回/分	29.9±0.5回/分
チェーン取付ボルトと 供試体上面の間隔	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
すりへり量測定方法	ダイヤルゲージ 3 断 面	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	ダイヤルゲージ 2 断 面	ダイヤルゲージ 2 断 面

表-9 使用材料の性状

项目 材料	通 過 重 量 百 分 率 (%)							比 重 (g/cm³)	吸水量 (%)	損失量 (%)
	13mm	5	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074			
6 号 砂 石	100	0	—	—	—	—	—	2600*)	1.60	—
7 号 砂 石	—	100	0	—	—	—	—	2600*)	1.60	—
粗 砂	—	100	94	57	26	5	0	2714*)	1.25	1.2
細 砂	—	—	—	100	98	12	2	2616*)	1.82	0.5
石 粉	—	—	—	—	100	97	88	2709*)	—	—

*) 表乾比重

混 合 物 の 種 類		細粒度ギャップアスコン		密粒度ギャップアスコン	
配 合 比 (%)	バインダー量	6.0	7.0	5.0	5.8
	6号砕石	25.1	24.3	43.3	42.2
	7号砕石	14.2	13.8	14.7	14.3
	粗 砂	26.7	25.8	13.8	13.5
	細 砂	17.8	17.2	14.7	14.3
	石 粉	10.2	11.9	8.5	9.9
合 成 粒 度 (%)	13 mm	100		100	
	5	74		55	
	2.5	57		39	
	0.6	47		34	
	0.3	38		29	
	0.15	16		13	
	0.074	12		10	

表-11 供 試 体 作 製 条 件

項 目		実施年度	54 年 度					55 年 度
		実施機関	北海道開発局	東北地建	関東地建	北陸地建	土木研究所	北海道開発局
アスファルト加熱	温 度 (°C)		145	145	140	140	140~150	150
	時 間 (min)		15	20	60	10	20	15
骨 材 加 熱	温 度 (°C)		175	150	140	150	140~150	175
	時 間 (hr)		4	4以上	19	16	12	4
混 合	温 度 (°C)		145	145	140	150	140	150
	時 間 (sec)		180	120	ドライ 60 ウィット 120	ドライ 60 ウィット 120	ドライ 約 60 ウィット 180	180
	ミキサー容量		30 kg	45 kg	20 ℓ	20 ℓ	60kg	30kg
	回 転 数		1軸 60rpm 2軸 20rpm	公転 10rpm 自転 35rpm	1軸 66rpm 2軸 23rpm	23 rpm	45rpm	1軸 60rpm 2軸 20rpm
締 固 め	温 度 (°C)		135	135	110	120	110	139
	機 種		圧縮試験機	ローラコンクター	同 左	同 左	同 左	同 左
	荷重または線圧		20 t	62.2 kg/cm	13.3kg/cm, 31.7kg/cm	40 kg/cm	60 kg/cm	20 kg/cm
	時間または回数		5分	7往復	10往復, 15往復	鉄 輪 5往復 ゴム板 5往復	20往復	スチール ゴム22 スチール 5往復

表-12 昭 和 54 年 度 試 験 結 果

項 目		細 粒 度 ギ ャ ッ プ ア ス コ ン							密 粒 度 ギ ャ ッ プ ア ス コ ン						
		東 北		関 東		北 陸		土 研	東 北		関 東		北 陸		土 研
		*2)	*2)	*2)	*1)	*1)	*2)	*1)	*2)	*2)	*2)	*1)	*1)	*2)	*1)
n		3	3	3	3	3	2	2	3	3	3	3	3	2	2
す り へ り 量 (cm ²)	$\bar{X}$	080	081	086	290	277	117	240	035	089	076	265	300	158	287
	$\sqrt{V}$	013	0005	014	030	010	009	018	006	006	003	015	014	010	022
	S	163	06	163	103	36	77	75	171	67	39	57	47	63	77
密 度 (g/cm ³)	$\bar{X}$	2339	2335	2378	2353	2207	2187	2192	2387	2364	2369	2352	2212	2184	2196
	$\sqrt{V}$	0005	0007	0007	0007	0003	0004	0	0002	0004	0007	0006	001	0006	0004
	S	02	03	03	03	01	02	0	01	02	03	03	05	03	02
締 固 め 度 (%)	$\bar{X}$	997	995	1013	1003	940	932	934	1020	1010	1013	1005	946	933	939
	$\sqrt{V}$	021	032	026	030	012	014	0	012	015	032	026	057	020	021
	S	02	03	05	03	01	02	0	01	01	03	03	06	02	02

*1) クロスチューン
*2) サイドチューン

表-13 昭和 55 年度試験結果

混合物	試験機	供試体 数×量 断面積	密度 $\bar{x}_2$ (g/cm ³)	すりへり量 $\bar{A}$ (cm ²) (時間毎)						
				1H	2H	3H	5H	6H	8H	9H
細粒度 ギャップ アスコン (OAC)	東北	2×3	2302	0.29	0.53	0.74	-	-	1.85	-
	関東	2×3	2314	0.68	1.10	1.57	-	-	-	-
	北陸	2×3	2315	0.35	0.58	0.81	1.19	-	-	-
	土研	2×2	2318	0.51	0.75	1.03	-	1.69	-	2.23
	北海道	回転式	2×3	2305	1.07	1.73	2.27	-	-	-
		往復式	2×3	2305	1.50	2.37	3.00	-	-	-
	東北	2×3	2258	0.56	0.76	0.98	-	-	1.91	-
	関東	2×3	2252	1.20	2.03	2.74	-	-	-	-
	北陸	2×3	2261	0.66	0.98	1.33	1.99	-	-	-
	土研	2×2	2262	0.76	1.34	1.63	-	2.78	-	3.41
密粒度 ギャップ アスコン (OAC-1%)	北海道	回転式	2×3	2264	1.34	2.05	2.67	-	-	-
		往復式	2×3	2264	2.12	3.31	3.88	-	-	-
	東北	2×3	2325	0.26	0.32	0.38	-	-	0.84	-
	関東	2×3	2317	0.58	1.01	1.30	-	-	-	-
	北陸	2×3	2318	0.50	0.60	0.85	0.94	-	-	-
	土研	2×2	2320	0.43	0.68	0.87	-	1.41	-	1.80
	北海道	回転式	2×3	2319	1.00	1.53	1.84	-	-	-
		往復式	2×3	2319	1.56	2.28	2.83	-	-	-
	東北	2×3	2274	0.34	0.64	0.82	-	-	1.44	-
	関東	2×3	2269	1.37	2.09	2.44	-	-	-	-
密粒度 ギャップ アスコン (OAC-0.8%)	北陸	2×3	2270	0.44	0.73	1.15	1.50	-	-	-
	土研	2×2	2267	1.15	1.74	2.09	-	3.16	-	3.82
	北海道	回転式	2×3	2263	1.60	2.17	2.79	-	-	-
		往復式	2×3	2263	2.30	3.47	4.25	-	-	-

表-14 アスファルト舗装要綱型を基準にとった場合の換算係数

		北海道 北往 サ	北海道 北往 サ	北海道 北往 サ	北海道 北往 サ	北海道 北往 サ	北海道 北往 サ	北海道 北往 サ
細粒度 G	すりへり量 (cm ²)	1.17	2.40	2.77	2.90	0.81	0.86	0.80
	換算係数 a ₁	1.00	0.49	0.42	0.40	1.44	1.36	1.46
密粒度 G ₂	すりへり量 (cm ²)	1.58	2.87	3.00	2.65	0.89	0.76	0.35
	換算係数 a ₂	1.00	0.55	0.53	0.60	1.78	2.08	4.51
a ₁ + a ₂ / 2		1.00	0.52	0.48	0.50	1.61	1.72	2.99

表-15 北海道往復型を基準にとった場合の機関間の換算係数
(試験時間 3 時間)

	A (cm ²)	北海道		関東	土研	北陸	東北
		往復式	回転式				
A-1	A	3.00	2.27	1.57	1.03	0.81	0.74
A-1	a	1.00	1.32	1.91	2.01	3.70	4.05
A-2	A	3.88	2.67	2.74	1.63	1.33	0.98
A-2	a	1.00	1.45	1.42	2.38	2.92	3.96
B-1	A	2.83	1.84	1.30	0.87	0.85	0.38
B-1	a	1.00	1.54	2.18	3.25	3.33	7.45
B-2	A	4.25	2.79	2.44	2.09	1.15	0.82
B-2	a	1.00	1.52	1.74	2.03	3.70	5.18
平均	A	1.00	1.46	1.81	2.64	3.41	5.16

* A:すりへり量 a:換算係数

表-16 要綱型 1.5 時間相当の試験時間

供試体	東 北	北 陸	関 東	土 研	北海道 (回転式)
A-1	(17.5)	(9.5)	(4.0)	7.2	2.3
A-2	(17.5)	(8.0)	2.9	5.7	3.0
B-1	-	-	(5.5)	(9.5)	3.3
B-2	-	-	(4.0)	5.2	3.1
平均	17.5	8.8	4.1	6.9	2.9
$\sqrt{V}$	0	0.8	0.9	1.7	0.4
実用値	18	9	4	6	3

() は外挿による推定値

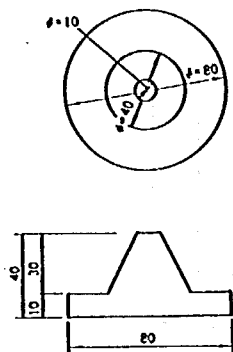


図-1 摩耗ピンの形状 (単位: mm)

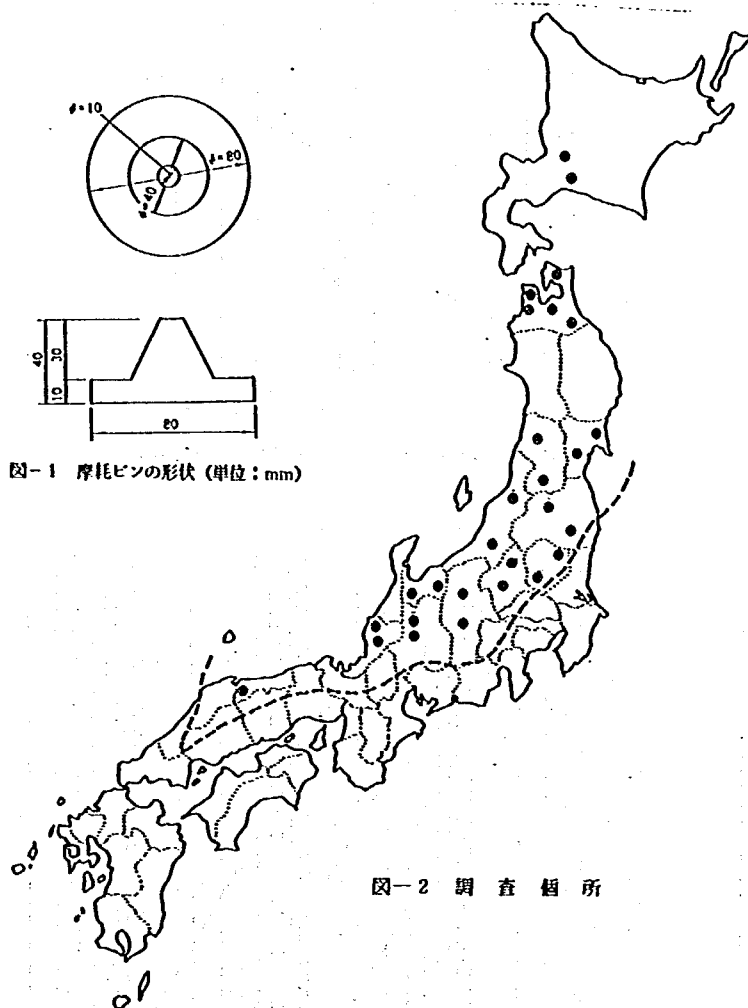


図-2 調査箇所

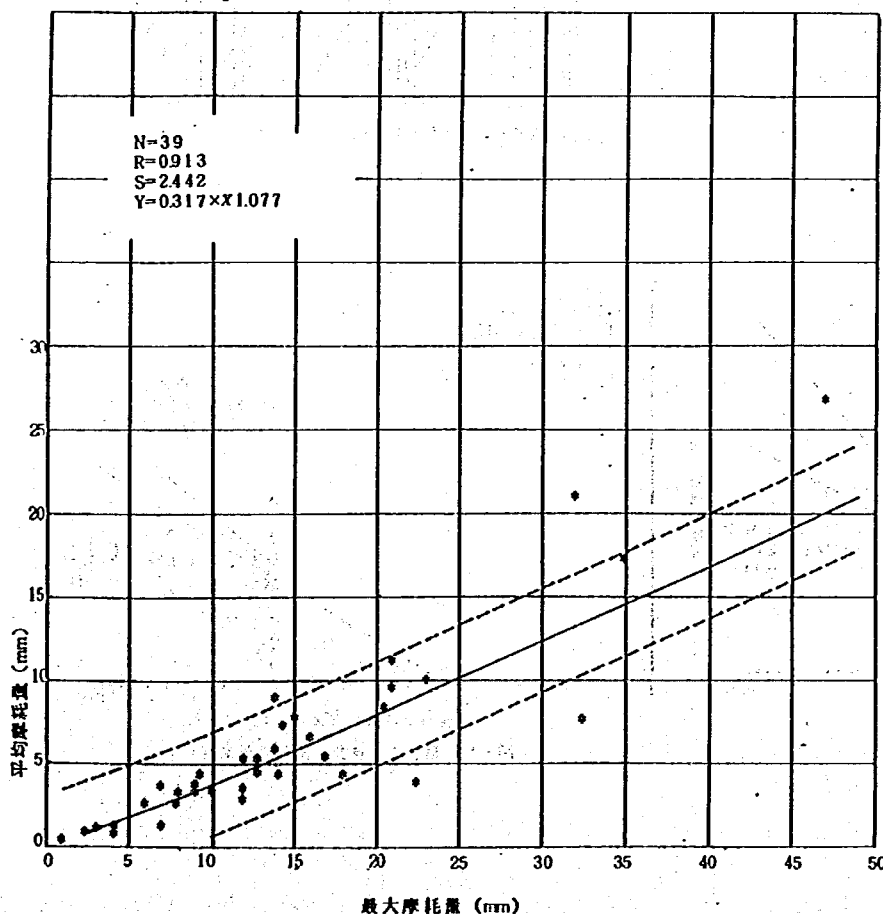


図-3 最大摩耗量と平均摩耗量の関係

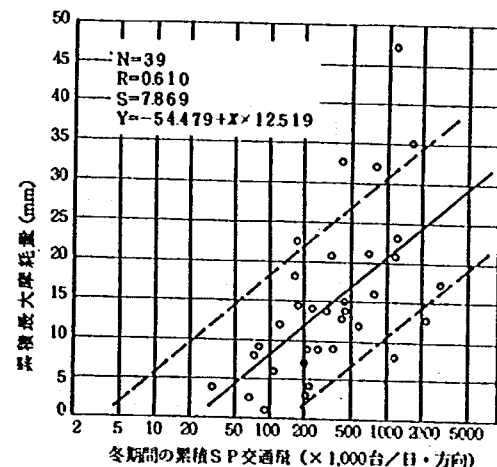


図-4 冬期間の累積SP交通量と摩耗量の関係

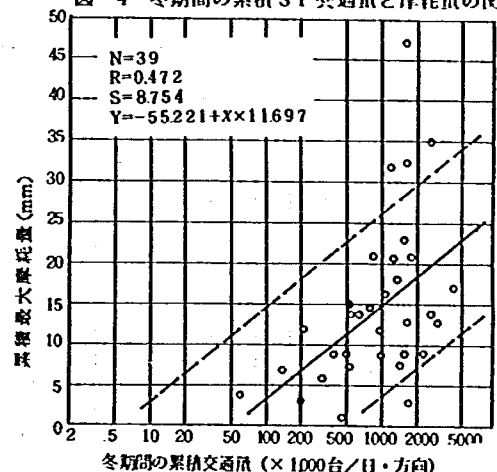


図-5 冬期間の累積交通量と摩耗量の関係

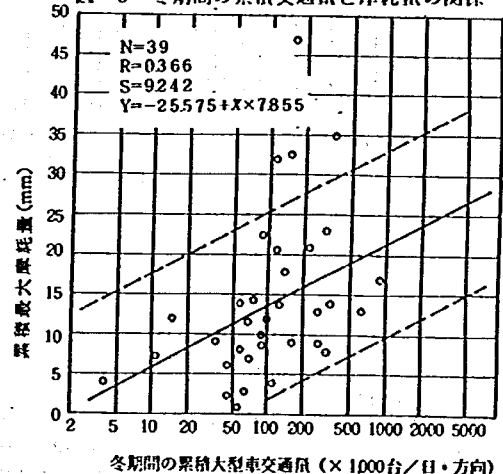


図-6 冬期間の累積大型車交通量と摩耗量の関係

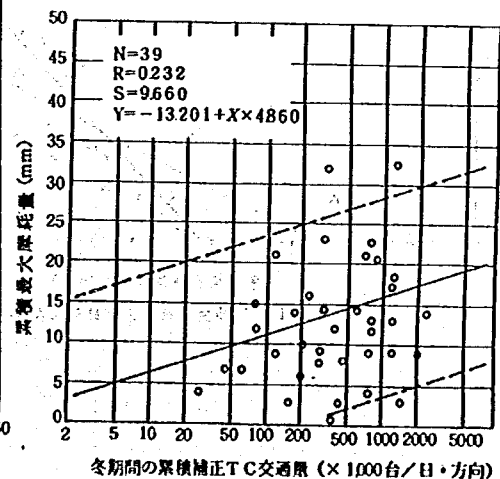


図-7 冬期間の累積補正TC交通量と摩耗量の関係

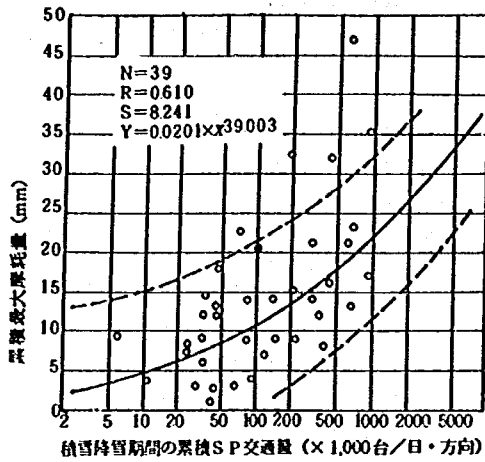


図-8 積雪降雪期間の累積SP交通量と摩耗量の関係

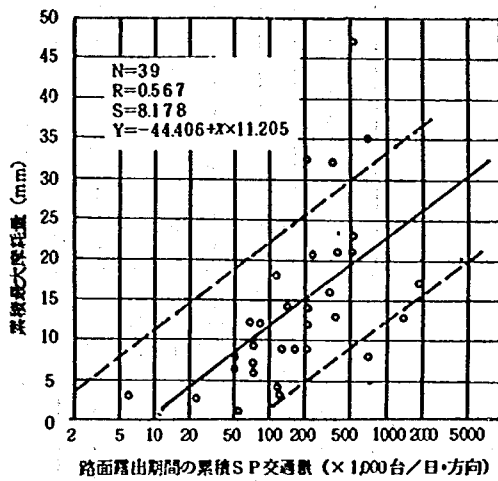


図-10 路面露出期間の累積SP交通量と摩耗量の関係

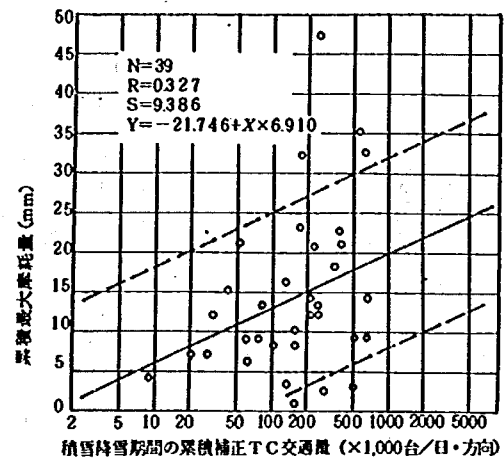


図-9 積雪降雪期間の累積補正TC交通量と摩耗量の関係

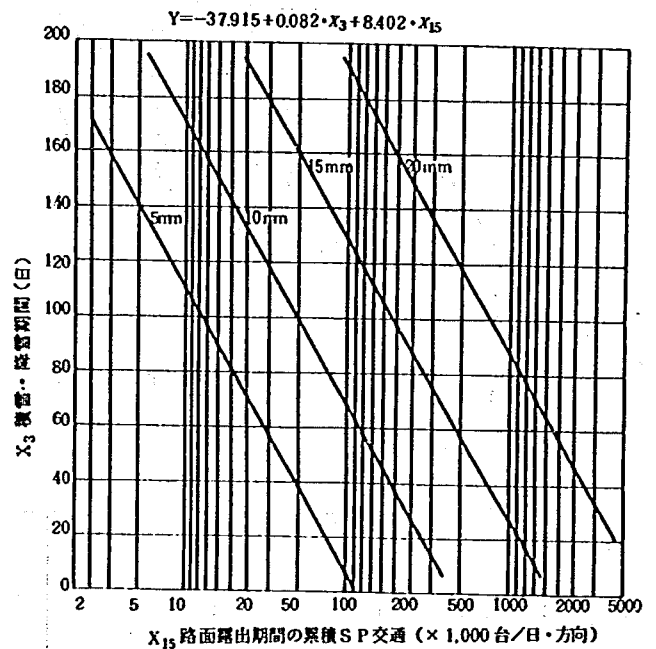


図-11 摩耗量の予測

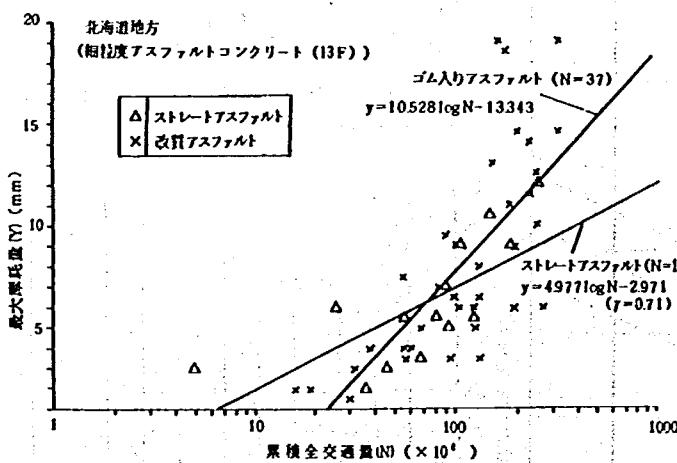


図-12 累積全交通量と摩耗量の関係

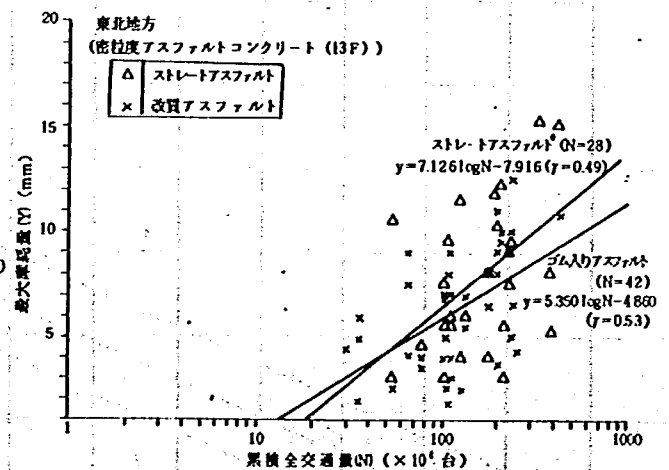


図-13 累積全交通量と摩耗量の関係

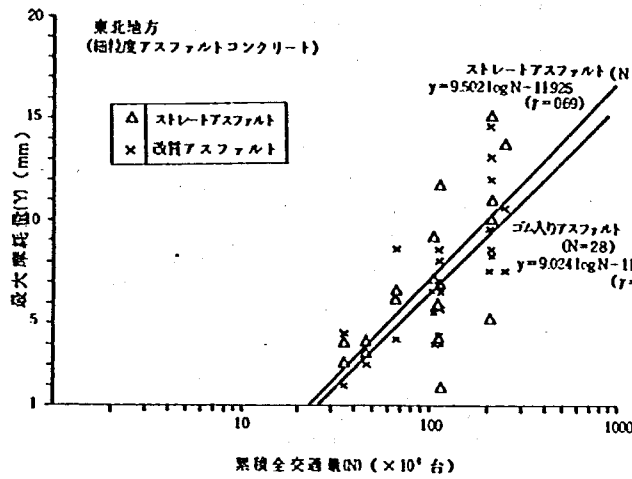


図-14 累積全交通量と摩耗量の関係

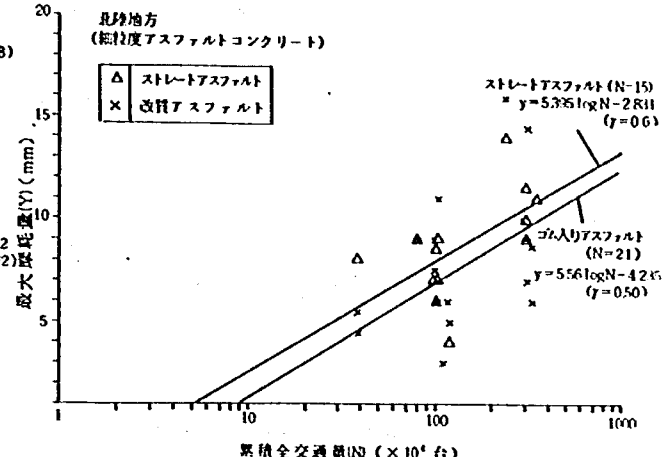


図-15 累積全交通量と摩耗量の関係

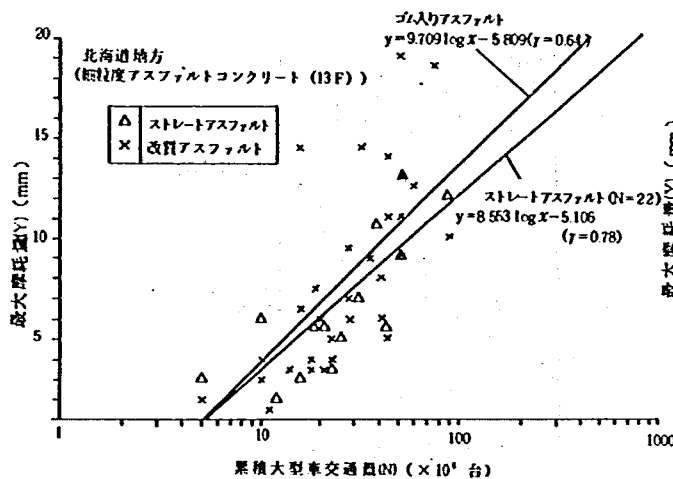


図-16 累積大型車交通量と摩耗量の関係

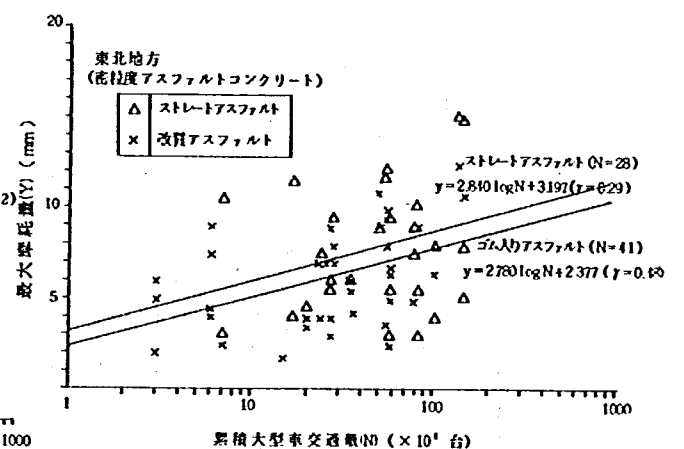


図-17 累積大型車交通量と摩耗量の関係

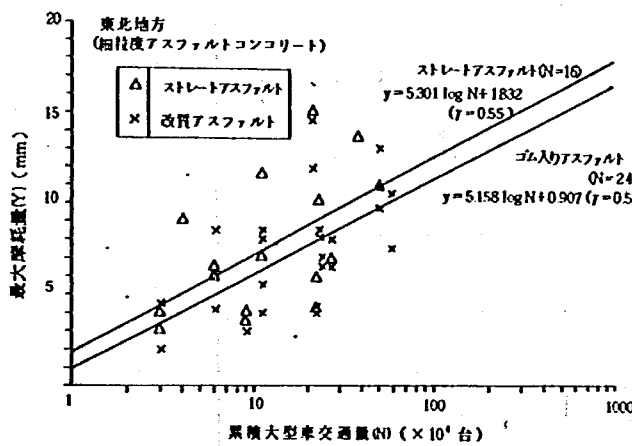


図-17 累積大型車交通量と摩耗量の関係

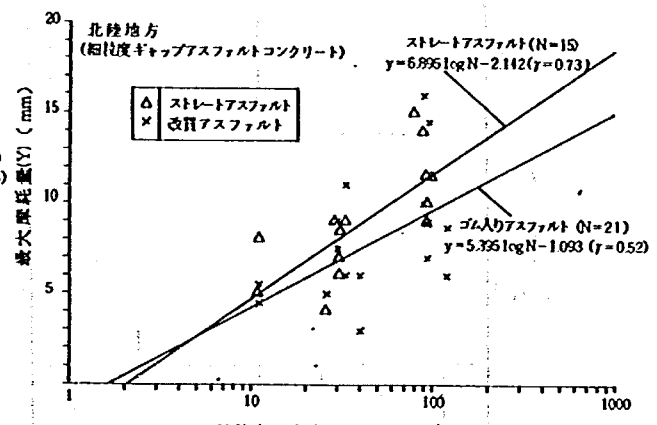


図-18 累積大型車交通量と摩耗量の関係

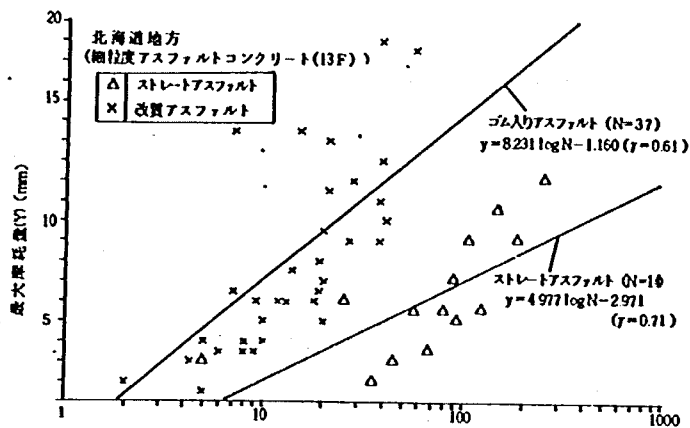


図-20 累積大型車SP交通量と摩耗量の関係

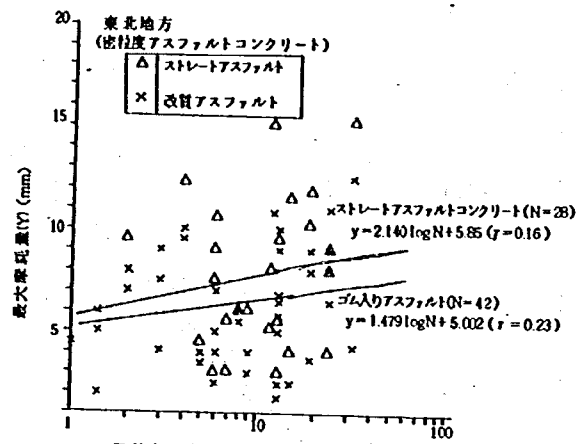


図-21 累積大型車SP交通量と摩耗量の関係

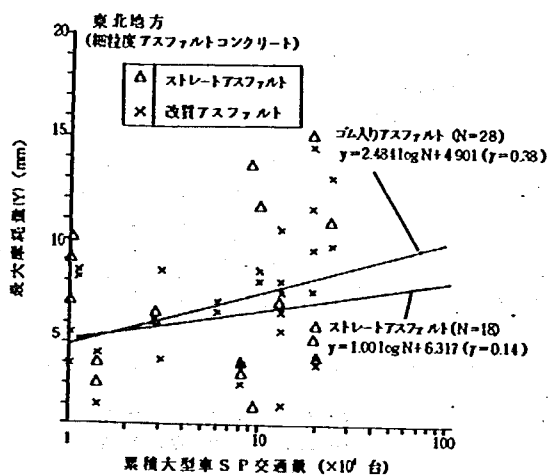


図-22 累積大型車SP交通量と摩耗量の関係

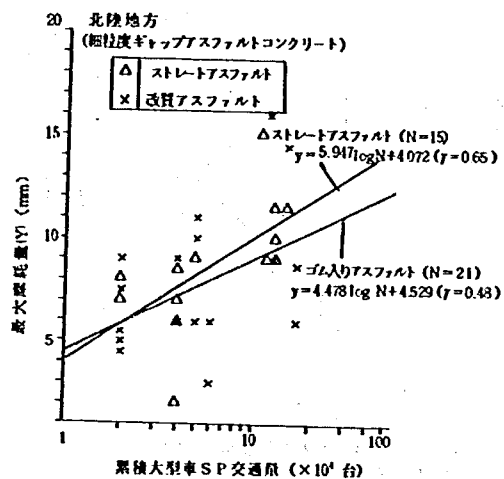


図-23 累積大型車SP交通量と摩耗量の関係

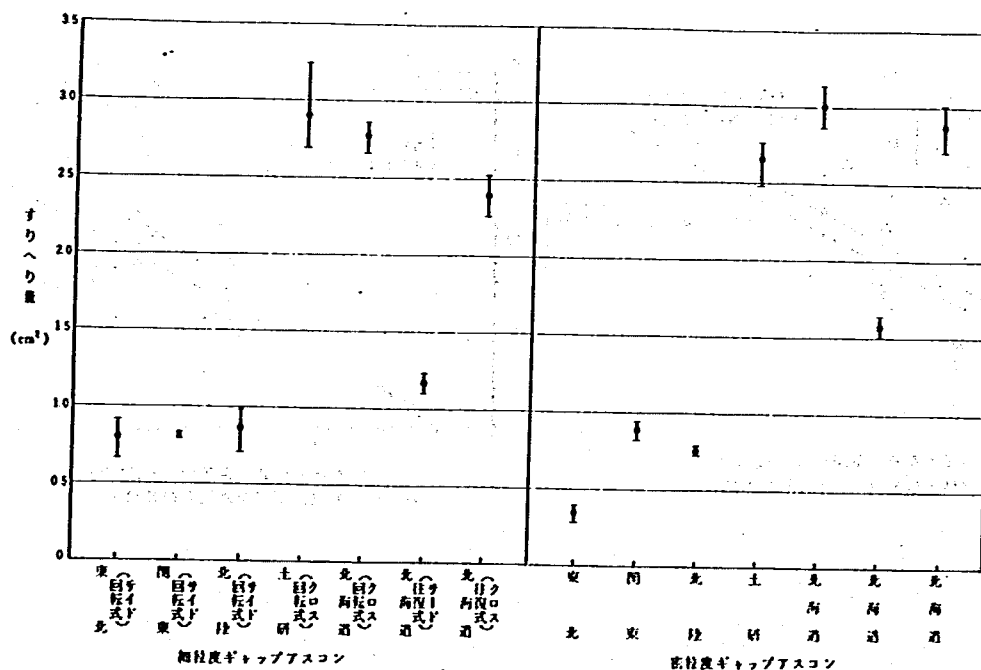


図-29 機間別のすりへり量結果

図-24 冬期間の小型車SP装着率(%)
(1981年11月～1982年3月調査の $\bar{x} \pm 1\sigma$)

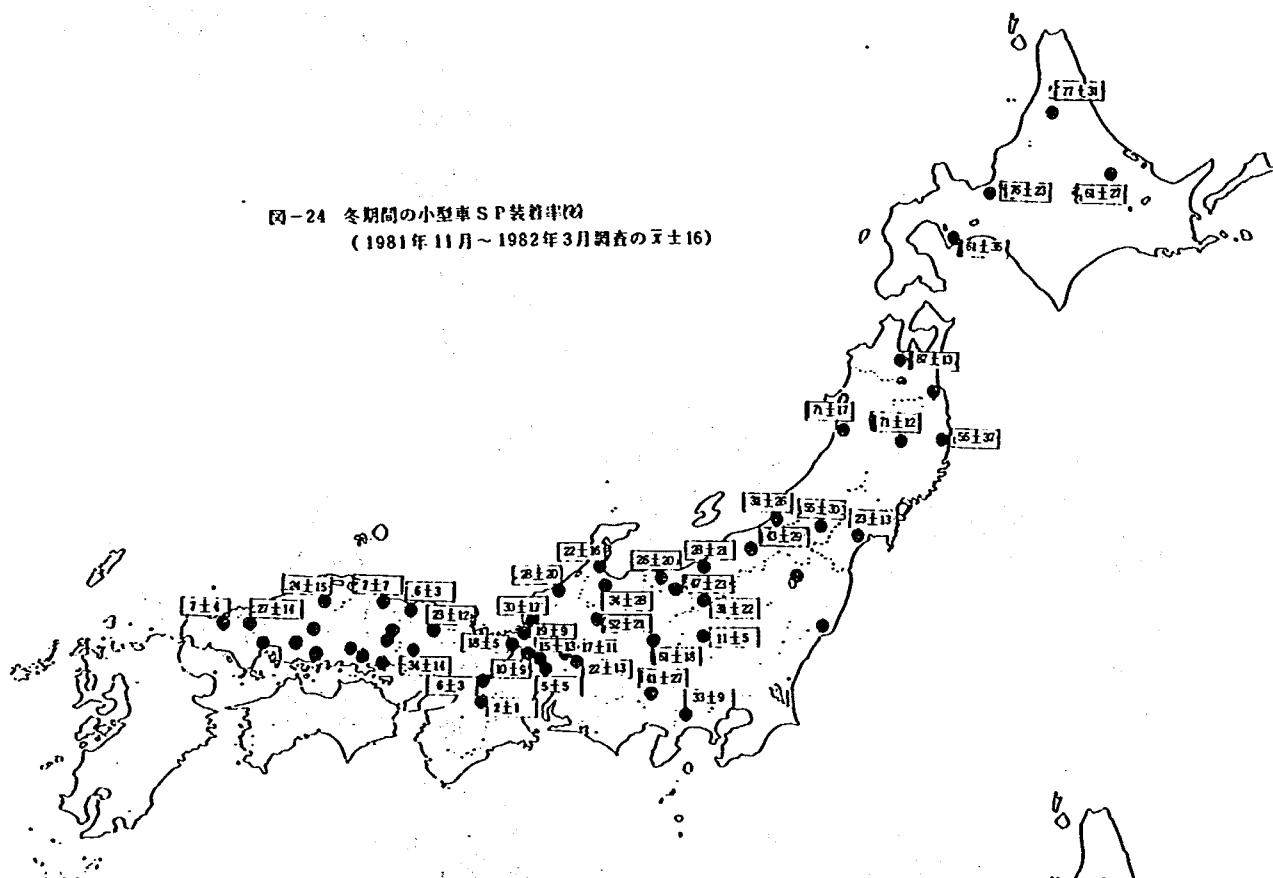


図-25 冬期間の大型車のSP装着率(%)
(1981年11月～1982年3月調査の $\bar{x} \pm 1\sigma$)

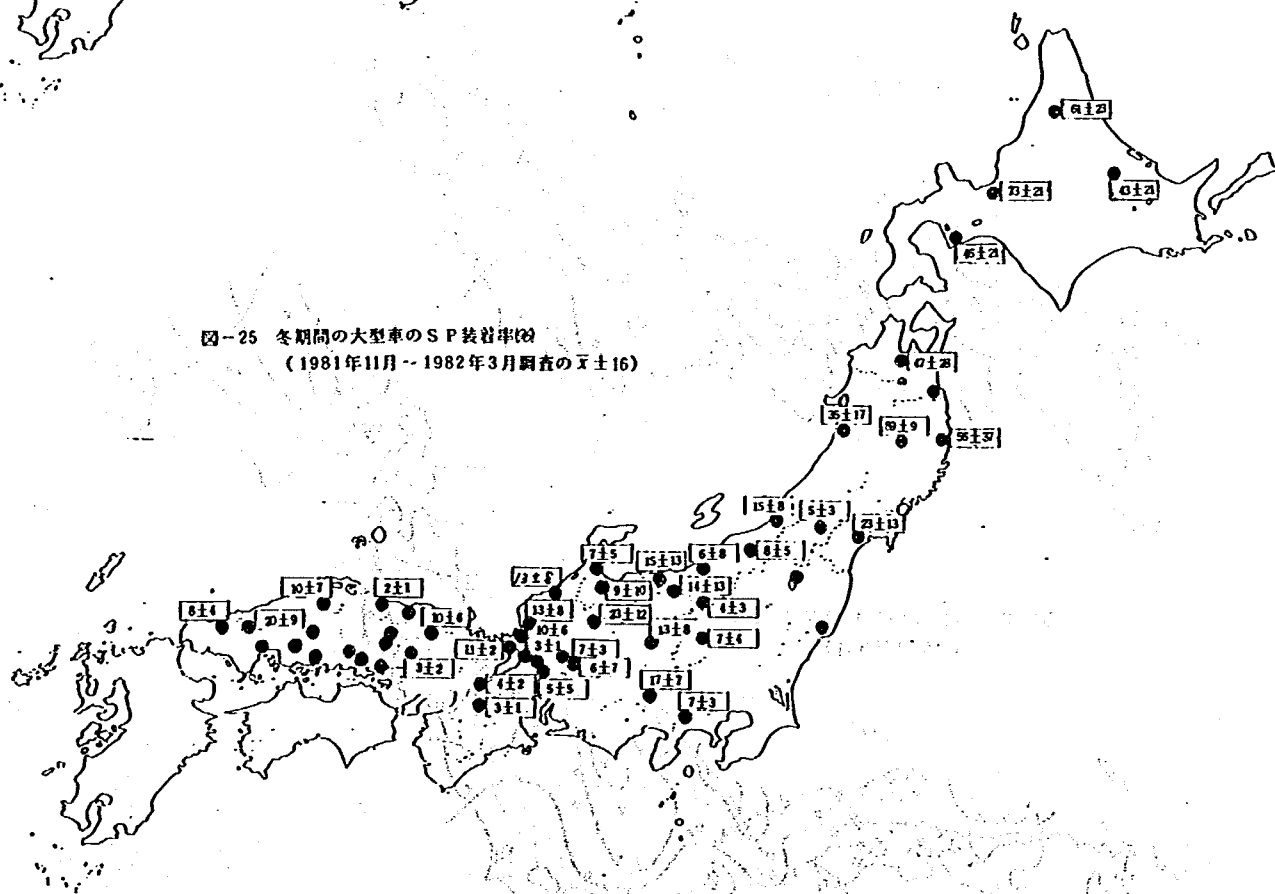


図-26 大型車のSP装着率の変化
(1981年11月)



図-27 大型車のSP装着率の変化
(1982年1月)

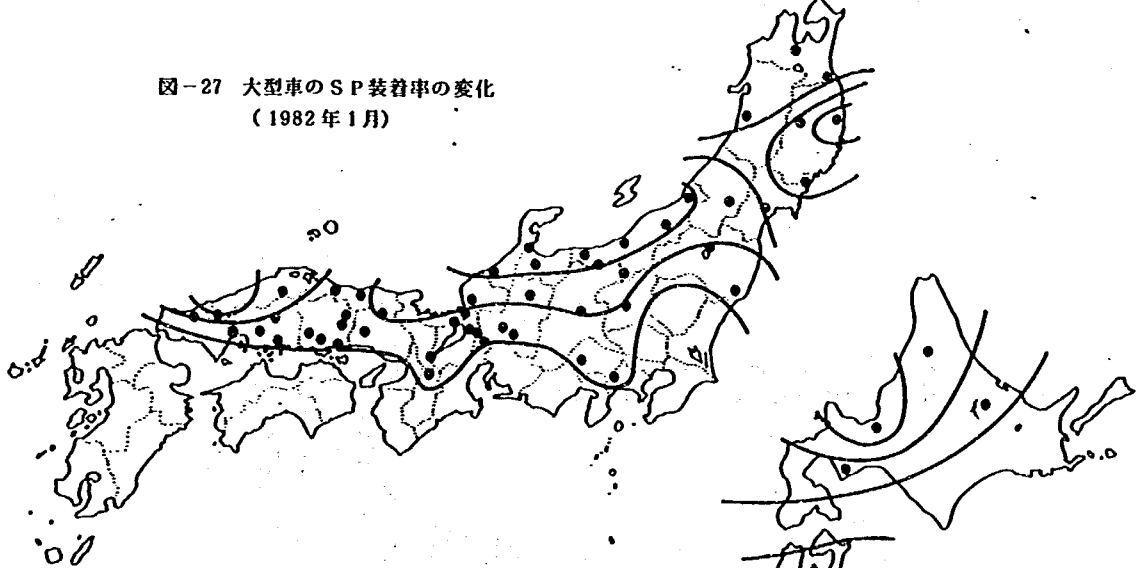
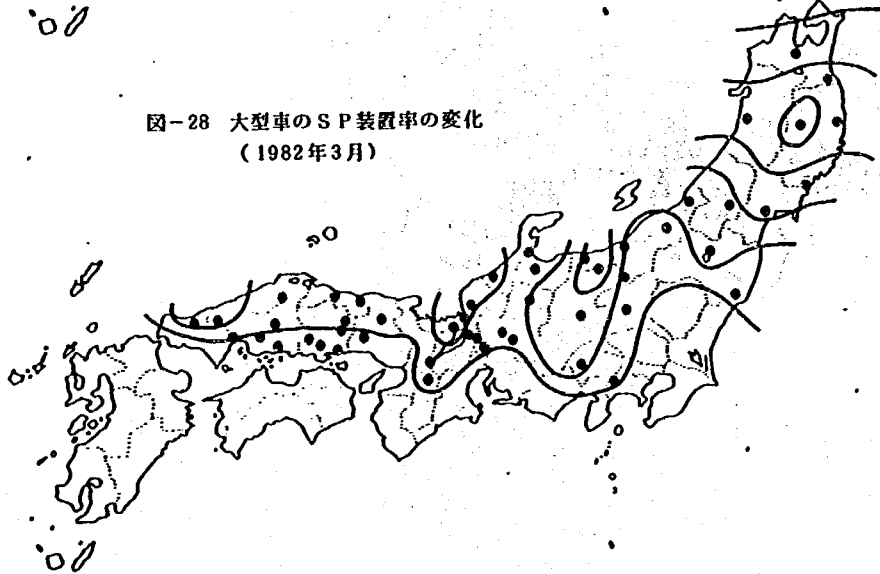


図-28 大型車のSP装置率の変化
(1982年3月)



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

前 建 設 省	多 田 宏 行
建設省土木研究所	蒔 田 実
同	飯 島 尚
同	坂 本 浩 行

ま え が き

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改質アスファルトが用いられる場合がある。

アスファルトは、感温性が高いため高温時には流動し易く、低温時には脆弱となる性質を持っている。このような性質を改善する目的でゴムを添加した改質アスファルトの研究は、建設省、大学、民間の諸研究機関において行われ各種の評価がなされてきた。この結果、ゴム入りアスファルトの需要は年々増加してきており、また、この間に熱可塑性樹脂を供用した改質アスファルトについても検討され、現在では各種の改質アスファルトが市販されている。これらの改質アスファルトについては、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。

本報告では、日本における改質アスファルトの現状と、特に重交通道路における耐流動・耐摩耗対策として現在、研究開発を進めているゴム入りアスファルトについて紹介するものである。

1. 日本における改質アスファルトの現状

1.1 概 要

日本における改質アスファルトの現状については、これまでに日本国内で発表されている改質アスファルトに関する文献および資料などを参考にして述べることにする。

1.2 改質アスファルトの経緯

日本にゴム入りアスファルト舗装が登場したのは、1952年 東京都がNR（天然ゴム）粉末を用いたものが最初で、同年神戸市が屑ゴムにより、続いて1954年には北海道開発局によりNR粉末が国道36号線に使用された。

1960年には天然ゴム研により、NR/アスファルトマスターパッチ方式が開発され、プレミックス方式が商品化された。その後、日本における石油化学の発展にともない、NRと併せて合成ゴムのSBR（スチレン・ブタジエンゴム）も多量に使用されるようになった。

プラントミックス方式は、1965年に輸入SBRラテックスにより札幌市で、次いで翌年には北海道開発局の手で国道36号線に実施された。この方式は、簡便かつ合理的にゴム入りアスファルト混合物が製造し得ることと、国産SBRラテックスの登場（1967年国道12号線）により、急速に需要が伸び最近では、

表-1.1に見られるように年間10～15トン（アスファルト換算）が、耐摩耗・耐振動・耐すべり舗装用のバインダーとして広く使用されるようになった。

この他、現在は熱可塑性樹脂や熱可塑性エラストマーなどをアスファルトに添加した各種の改質アスファルトが耐流動・耐摩耗舗装用バインダーとして使用されている。また、建設省では重交通道路の流動対策として、アスファルトに改質材を添加することなく、単にブローイング操作を行うことによって感温性を改善し、かつ60℃粘度を高めたセミブローンアスファルトの研究開発が行われている。セミブローンアスファルトは、建設省の国道において試験施工が行われ、その結果、耐流動性については良好な供用性状が得られている。しかし、現在耐ひび割れの点から現行の60℃粘度規格 14000 ± 4000 ポアズを 10000 ± 2000 ポアズとすることで再検討が行われている。

1.3 改質アスファルトの使用状況

改質アスファルトは、積雪寒冷地におけるスパイクタイヤおよびタイヤチェーン使用による舗装の摩耗対策あるいは温暖地域における流動対策の1つとして用いられている。

これらによる施工結果が報文として数多く見られ、ある程度の効果は発揮しているが、いずれも抜本的な対策となっていないのが実状である。その主な理由として改質アスファルトは種々性状のものがあるためと、実際の道路における供用性状はアスファルト混合物の配合および施工条件、路床路盤の条件、日照などの環境条件などの多数の要因の影響を受け、バインダーの効果が判然としないためと考えられる。

1.4 改質アスファルトの種類

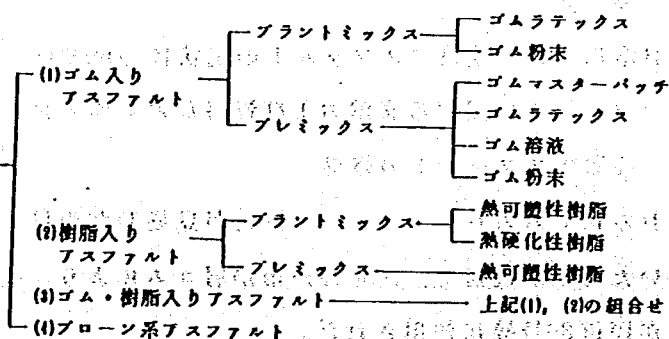
現在、耐流動・耐摩耗を目的として市販されている改質アスファルトは、表-1.2のように分類できる。通常これらには、改質材として高分子材料が用いられている。現在一般に使用されているもの、あるいはアスフ

表-1.1 ゴム入りアスファルトの増減動向（アスファルト換算 ton）¹⁾

年度		1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
アスファルト	ゴム入りアスファルト	24,300	22,500	36,900	38,500	41,600	46,500	39,300
	樹脂入りアスファルト	7,500	6,900	6,500	10,100	13,200	13,400	13,700
	小計	31,800	29,400	43,400	48,600	54,800	59,900	53,000
プラントミックス		37,500	39,000	50,000	62,500	78,000	85,000	67,500
計		69,300	68,400	93,400	111,100	132,800	144,900	120,500

日本ゴムアスファルト協会調査

表-1.2 改質アスファルトの種類



ァルト改質材として検討されているものをまとめてみると表-1.3のようになる。

1.5 改質アスファルトの品質基準

改質アスファルトの品質基準としては、アスファルト舗装要綱に60℃粘度を高めたセミ

表-1.3 アスファルトの改質材 (3), 4)

分類	ポリマーの種類	分類	ポリマーの種類	分類	ポリマーの種類
ゴ	天然ゴム (NR) スチレンブタジエン共重合体 (SBR)	熱可塑性ラ	スチレンブタジエンブロックポリマー スチレンイソプレンブロックポリマー ポリエチレンエラストマー ポリクロテンエラストマー ポリエチレンブチルゴムグラフトポリマー ポリオレフィン系エラストマー エチレンビニル共重合体 エチレンアクリル酸エステル共重合体	熱可塑性樹脂	ポリ塩化ビニル ポリ塩化ビニリテン ポリエチレン ポリプロピレン ポリスチレン アクリロリルブタジエンスチレン共重合体 アクリル系樹脂 ポリアミド ポリ酢酸ビニル ポリビニルアルコール 飽和ポリエステル ポリブテン 石油樹脂 ポリカーボネート ポリアブレン 天然ロジン
	ポリクロロブレン アクリロニトリルブタジエン共重合体 イソブチレンイソプレン共重合体 ポリブタジエン ポリイソブレン エチレンプロピレン三元重合体 シリコン ポリアクリル酸エステル スチレンイソブレン共重合体	熱硬化性樹脂	フェノール樹脂 ユリア樹脂 メラミン樹脂 不飽和ポリエステル樹脂 ポリウレタン樹脂 エポキシ樹脂 シリコン樹脂		

ブローンアスファルトの規格とプレミックスタイプおよびプラントミックスタイプのゴム入りアスファルトの標準的性状が規定されている。この他、長期の耐久性が要求される長大橋の橋面舗装用の改質アスファルトの基準としては、本州四国連絡橋橋面舗装基準 (案) にゴムを添加した (I 型)、ゴムと熱可塑性樹脂を添加した (II 型) が規定されている。

これらの改質アスファルトの品質基準は、セミブローンアスファルトを除いて第2章の表-2.2の開発バインダーの物性目標値のところに示している。

1.6 改質アスファルトの性状

改質アスファルトの性状は、使用する原料アスファルト、改質材の種類、品質、添加量および製造方法によって大きく変化する。これらの例として、表-1.4にゴムの種類とゴム入りアスファルトの性状を、表-1.5に原料アスファルトの相違によるゴム入りアスファルトの性状を示す。

表-1.4 ゴム種類とゴム入りアスファルトの性状 (7)

項目	天然ゴム (NR)	NR*	SBR	CR	SIR
針入度 (25℃, 100g, 5秒)	85	84	85	86	86
軟化点 (℃)	45.5	50.0	49.5	47.0	46.5
タフネス (25℃) kg-cm	25.3	125.9	26.7	44.8	56.4
テナシティ (25℃) kg-cm	1.1	96.3	2.3	24.4	26.7
針入度 (25℃, 100g, 5秒)	84.8	74.2	72.7	74.5	90.6
軟化点 (℃)	42.4	66.2	72.8	66.1	65.8
タフネス (25℃) kg-cm	110	271	215	178	167
テナシティ (25℃) kg-cm	50	111	110	82	78
針入度 (25℃, 100g, 5秒)	27	26	57	37	35

注) NR: 添加時に加熱

表-1.5 原料アスファルトの相違によるゴム入りアスファルトの性状 (7)

項目	A	B	C	D	E
針入度 (25℃, 100g, 5秒)	94	91	83	96	94
軟化点 (℃)	48.0	47.0	48.5	47.5	46.5
タフネス (25℃) kg-cm	81.7	51.5	34.2	22.3	47.8
テナシティ (25℃) kg-cm	53.9	24.4	9.8	5.5	23.1
伸度 (5℃) cm	24	44	40	41	16

注) ゴム添加量: 天然ゴム2% (ゴム固型分)

表-1.6 市販改質アスファルトの性状 (8)

試験項目	ストレータスファルト										ゴム入りアスファルト										標準入型アスファルト	
	AC-10										AC-80										AC-80	
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒
60℃粘度 (Poise)	5,300	1,950	1,350	7,000	12,200	9,720	9,170	1,950	863	4,810	2,560	1,830	838	2,400	1,150	2,640	7,000	6,070				
120℃粘度 (Poise)	0.120	0.070	0.057	17.77	20.37	19.67	17.80	3.17	8.40	5.10	6.27	3.07	24.63	9.50	60.33	41.67	36.17	24.63				
150℃粘度 (Poise)	0.080	0.047	0.035	0.82	1.10	1.57	1.95	1.31	0.96	1.61	1.73	1.48	2.56	1.45	7.23	0.94	2.57	2.25				
タフネス (kg-cm)	25.3	13.8	21.9	32.6	53.7	61.1	22.3	22.9	10.7	106.4	75.9	25.4	51.5	59.0	60.6	119.0	150.3	160.2				
テナシティ (kg-cm)	6.9	7.4	8.1	4.3	14.3	100.3	0.7	92.3	3.1	46.3	24.4	6.8	31.4	98.0	3.9	35.1	92.3	16.0				
針入度 (25℃, 100g, 5秒)	43	66	74	57	51	69	77	73	100	50	61	76	64	60	49	60	49	54				
軟化点 (℃)	53.5	48.5	47.0	54.0	58.5	53.0	52.0	49.5	45.0	51.0	54.0	52.0	57.0	55.0	53.4	61.5	60.0	55.5				

によるゴム入りアスファルトの性状を示す。

また、表-1.6に現在市販されている改質アスファルトの性状試験結果の1例を示す。これより市販改質アスファルトの性状について比較してみると、針入度はストレータスファルトとほぼ同じ程度のものが多いが、耐流動性の指標である60℃粘度および軟化点はストレータスファルト80~100に近いものから、セミブローンアスファルトのAC-80に相当するものまであり、改質アスファルトの種類によって非常に異なる。

骨材に対する粘着力および把握力の指標であるタフネス・テナシティは、アスファルト舗装要

網に示されているゴム入りアスファルトの標準的性状を満足しないものから、その値より2～3倍高い値まで示すものがある。

混合物を製造する時の混合および舗装時の締め固めの難易度の指標である180℃および120℃の粘度は、ストレートアスファルトに比べて高いが、ゴム入りアスファルトより樹脂入りアスファルトの方が高くなる傾向がある。

これらのことより、改質アスファルトといっても決して一様に扱えないことがわかる。

1.7 改質アスファルトの混合物性状

1.7.1 耐流動性

アスファルトの改質効果が舗装混合物にしたときの耐流動性に対してどの様に影響しているか、代表的な試験結果を図-1.1～1.2に示した。

図-1.1は、ホイールトラッキング試験に対してSBRの添加効果が顕著であることを示している。図-1.2は、ホイールトラッキング試験の動的安定度は改質アスファルトの種類によってかなりの差があり、この場合にはゴム入りアスファルトの効果があまりなく、樹脂入りアスファルトが著しい効果を示している。

1.7.2 耐摩耗性

アスファルトの改質効果が舗装混合物にしたときの耐摩耗性に対してどの様に影響し

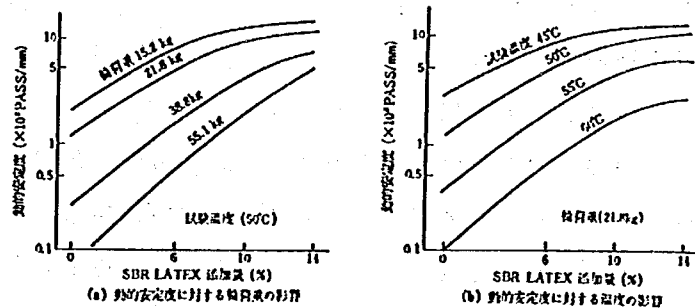


図-1.1 ホイールトラッキング試験結果におよぼすSBRの影響⁹⁾

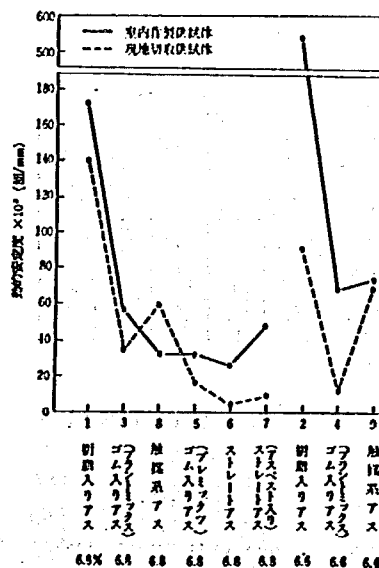


図-1.2 各種改質アスファルトのホイールトラッキング試験結果¹⁰⁾

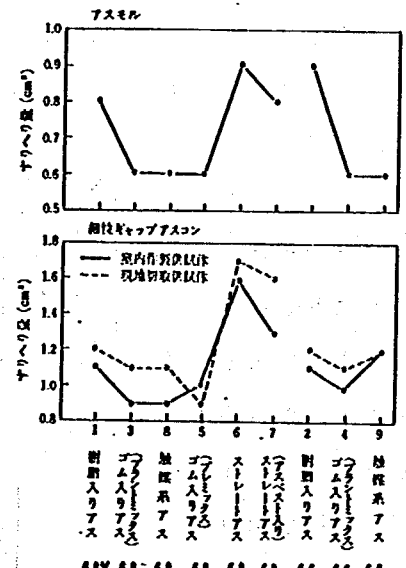


図-1.3 各種改質アスファルトのラベリング試験結果¹⁰⁾

ているか、代表的な試験結果を図-1.3～1.5に示した。図-1.3～1.4は、ラベリング試験の結果を示したものであるが、改質アスファルトの種類による差が著しく、耐すりへりに対してかなりの改善効果のあるものと、全く効果のないものがあることを示している。これらの結果は、改質のために添加する高分子材料の種類のみならず、ベースとなるアスファルトの性状にも大きく影響されることを予想させる。

図-1.5は、低温時の脆性に対する改善効果を示したものであ

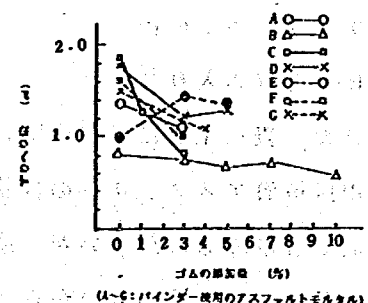


図-1.4 ラベリング試験結果に及ぼすゴムの影響¹¹⁾

るが、脆化点（曲げ強度が最高になる温度）はSBRの添加によってあまり変化はしていないが、脆性領域での曲げ強度には添加の効果のあることを示している。

1.8 改質アスファルトの供用性状

改質アスファルトを実際の道路舗装に供用したときの供用性状を評価するために、各種の試験舗装が実施されている。代表的な試験舗装の結果を図-1.6～1.7に示す。図-1.6は、光珠内の試験舗装の3年の結果を示したものであるが、冬期のわだち掘れ（すりへり）の進行には改質アスファルトの種類による差が大きく、樹脂入りおよび一部のゴム入りアスファルトに改質の効果が見られている。しかし、夏期のわだち掘れ（流動）に対しては、改質アスファルトの効果は必ずしも判然としていない。

図-1.7は、岡部の試験舗装の8年の結果を示したものであるが、ゴム入りアスファルト舗装はわだち掘れ量が小さくゴムによる改質効果が示されている。

その他の試験舗装でもゴムあるいは樹脂入りアスファルトの効果が認められるケースと、全く認められないケースがあり、改質アスファルトの実用的な性能については評価が割れる結果となっている。

1.9 結論

改質アスファルトの改質効果は、添加する高分子材料の種類および添加されるアスファルトの種類によっても異なる。すなわち、一口に改質アスファルトといっても種々性状のものがあり、近年の舗装に対する高度の要求を満たすには、耐流動、耐摩耗など目的とする舗装に応じて適材適所の利用をはかること、あるいは、より高品質の改質アスファルトの開発を進めることが必要である。

また、ゴムなどの高分子材料を添加した改質アスファルトは、一般に粘性が高く混合物の混合、

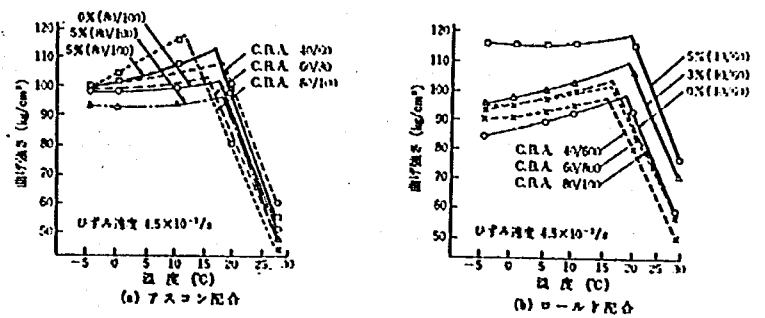


図-1.5 曲げ強さに及ぼすSNRの影響

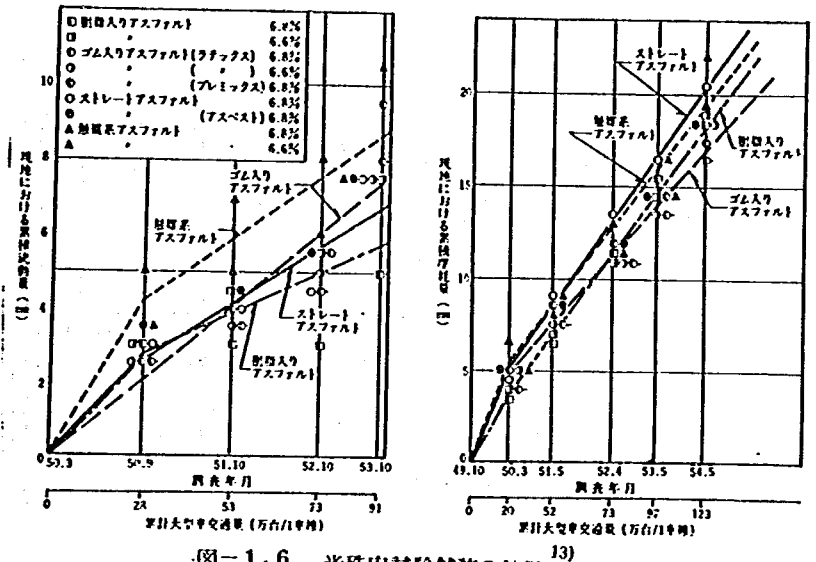


図-1.6 光珠内試験舗装の結果

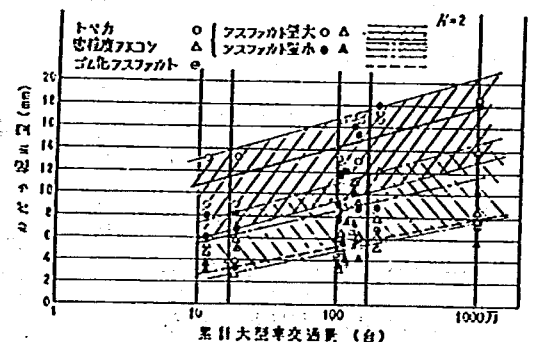


図-1.7 岡部試験舗装の結果

締め固めがストレートアスファルトに比べて難しくなる欠点がある。改質アスファルトの真の効果を発揮させるには、十分な施工が行われる必要があり、併せて、これらの新しい舗装材料の時性を生かせる施工技術の確立もまた必要である。

2. ゴム入りアスファルトの開発

2.1 研究概要

改質アスファルトは、アスファルト舗装の耐流動・耐摩耗などの供用性を高める目的で使用されている。しかし、最近の重交通道路では、改質アスファルトの供用性状は必ずしも十分とはいえず、より高品質の改質アスファルトの開発が望まれる。

そこで、現在舗装に用いられている改質アスファルトの品質性状を明らかにするとともに、さらにより耐流動、耐摩耗に優れたバインダーの開発を行うことを目的として研究を実施するものである。

開発バインダーの開発目標は、供用性の面から耐流動、耐摩耗の供用性状の目標値を表-2.1に示すように設定した。また、バインダーの物性値の面からは、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・四舗装基準改質アスファルト規格およびその他の調査資料を考慮し、

表-2.1 開発バインダーの供用性の目標

1) 耐流動性・耐ひびわれ性(車線大断面交通量1,000万台過通時)

項目	性状	調査所	供用性	目標水準	備考
耐流動性	わだちぬれ(%)	—	2.0 ^①	1.0以下	現在のストレートアスファルト舗装の8割程度に抑えらる。
耐ひびわれ性	ひびわれ率(%)	—	1.2 ^②	0.5以下	
			17 ^③	9以下	

注) ①国路1981-1 ②西29回道路研究会報告

2) 耐摩耗性(車線大断面交通量100万台過通時)

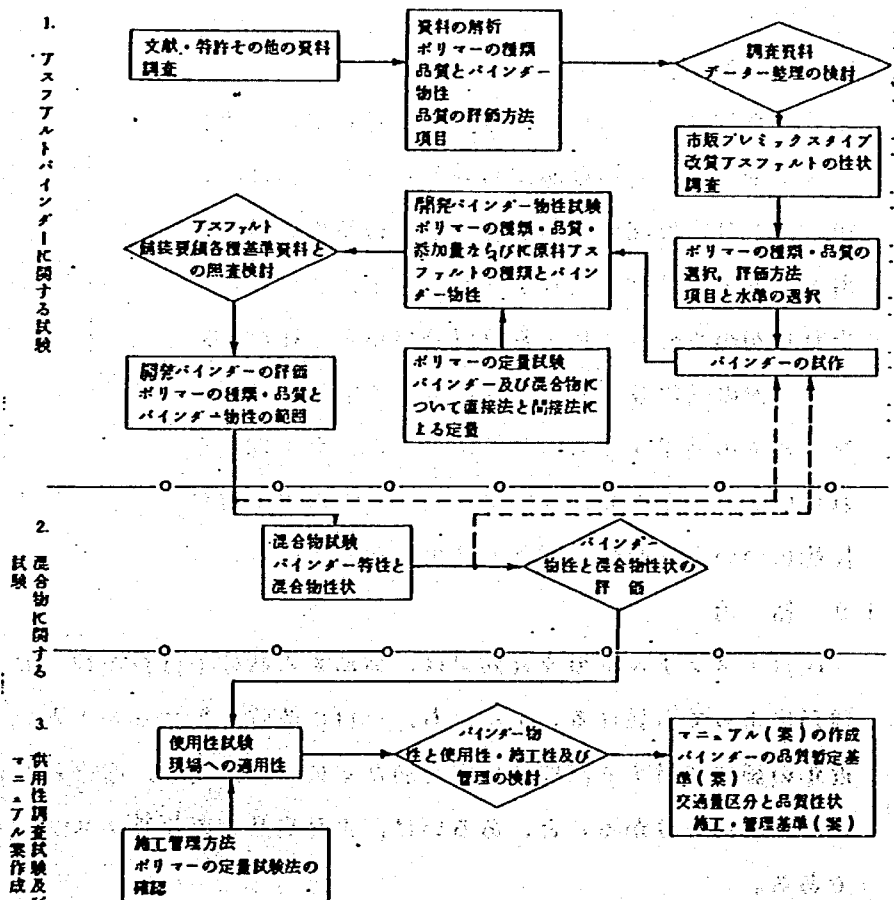
項目	性状	調査所	供用性	目標水準	備考
耐摩耗性	摩耗量(mm)	—	1.5 ^④	1.2以下	現在のストレートアスファルト舗装の8割程度に抑えらる。

注) ④国路1980-8(供用年以3年7ヵ月、ス・パイア路面率95%、S53年2月全北道通平均)

表-2.2 開発バインダーの物性目標

項目	新設バインダー (フレッシャスタイプ)		市販品の代表的物性 (フレッシャスタイプ)		改質アスファルトの標準 (フレッシャスタイプ)		本邦改質アスファルト (フレッシャスタイプ)	
	目標値	備考	ゴム	割合(%)	60~80	80~100	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	43.0~56.0	45.0~54.0	55~65	60~75
伸び度(1℃)cm	50以上		65	100以上(25℃)	20以上	50以上	50以上(10℃)	10以上(10℃)
道路後の針入度比%	110以下		102	—	110以下	110以下	—	—
道路加熱針入度変化率%	65以上	180℃ 2.5%	75.2	87.2	55以上	55以上	65以上	65以上
フラスコ軟化点℃	-12以下		—	-18	—	—	180±2.5% -12以下	-12以下
マフネス(25℃)kg/cm	100以上		91	133	60以上	50以上	120以上	30以上
タナシテ(25℃)kg/cm	50以上		56	87	30以上	25以上	100以上	10以上
粘度	60℃ Poise	6000以上	4810	5750			4000以上	16000以上
	200℃ cst	300以下	71	120			200以下(SFS)	200以下(SFS)

表-2.3 研究のフローチャート



供用性の目標が十分達成可能であるとの想定のもとに開発バインダーの物性目標値を表-2.2のように設定して開発することとした。

研究の進め方は、表-2.3の研究のフローチャートに示すように、まず第1に文献および資料の調査により改質アスファルトの特性およびその供用性状に関する技術の現状を把握し、併せて、現在市販されているプレミックスタイプ改質アスファルトの物性試験により、従来の改質アスファルトの性状を明らかにする。次いで、これらの結果をもとに開発バインダーの開発目標およびその試作方法を明らかにし、各種の試作開発バインダーの物性試験により開発バインダーとして可能性のあるものを選定する。さらに、選定された開発バインダーに関して混合物試験を行い、混合物とした時に優れた特性の発揮できる開発バインダーを選定し、供用性試験により現場への適用性を検討する。これらの結果をもとに、開発バインダーの品質基準および施工管理基準を明らかにしようとするものである。

なお、本研究は1981年～1983年の3ヶ年に渡って行うものであり、今回報告するものは、表-2.3に示す研究フローチャートの中の初年度に研究を行ったアスファルトバインダーに関する試験のうち、開発バインダーの試作とこれらの物性評価試験について報告するものである。

2.2 試験試料

開発バインダーの試作に用いる原料アスファルトおよびアスファルト改質材の選択は、次のように行った。

2.2.1 原料アスファルトの選択

原料アスファルトの選択は、針入度40～60, 60～80, 80～100の各グレードについて石油会社の単一製油所当りの製造量を参考にして、使用量の多いものから5メーカーを選択した。なお、針入度40～60は、4メーカーしか入手できなかった。

2.2.2 アスファルト改質材の選択

アスファルト改質材としては、文献および特許調査などからゴムを選択することとし、ゴムの代表としてSBR（合成ゴム）とNR（天然ゴム）の2種類を選択した。

これらの改質材の基本物性については、表-2.4に示す。

表-2.4 SBRおよびNRラテックスの基本物性

ゴムの種類	名称	スチレン/ブタジエン比	実固分 ムーニー値	全固形分 (%)	pH	表面張力 (dyne/cm)	BF 値 (cp)	粘度 (%)	機械的 安定性 (%)	化学的 安定性 (%)
SBR ラテックス	SBR-50	25:75	48.5	49.9	10.4	—	180	0.001	—	—
	SBR-70	25:75	69.0	56.1	10.6	37	137	0.001	0.004	0.23
	SBR-100	25:75	98.0	50.0	10.5	36	160	0.001	0.003	0.24
	SBR-125	25:75	128	50.2	10.5	41	590	0.001	0.001	0.22
	SBR-150	25:75	150	70	10.1	328	450	0.003	0.030	0.10
NRラテックス	NR-200	実固分ムーニー値200								

注) ムーニー値：未加硫ゴムの粘性値

2.3 開発バインダーの諸条件

開発バインダーの試作は、図-2.1に示す室内製造装置を用い、表-2.5に示す条件で試作した。

2.4 試験方法

開発バインダーに関する試験は、図-2.1 室内製造装置原料アスファルトの選定試験、開

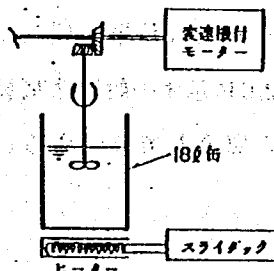


表-2.5 開発バインダー試験条件

項目	条件
アスファルト(温度)	165±5℃
ラテックス添加時間	2～3%：約20分 5～7%：約40分
攪拌時間	1.5～2.0 hr
攪拌速度	350 rpm
試験の位置	アスファルト面より5cm下
試験荷重	10kg
ゴムの割合	ラテックス状態で添加 割合(%)、内訳(%)

発バインダーの試作および物性試験の順序で行った。

2.4.1 原料アスファルトの選定

原料アスファルトの選定試験としては、一般物性試験と化学的性状試験を行った。

1) 一般物性試験

試験組合せおよび試験内容は、

表-2.6 に示すように針入度グレード3種類、メーカー5社、SBR(ムーニー値50)3%を添加したバインダーを試作して表-2.7に示す一般物性試験を行い、その改質効果を評価した。

2) 化学的性状試験

原料アスファルトの諸性状のうちゴムとの相溶性の観点から特に、組成分析および分子量分布について化学分析を行った。

アスファルトの組成分析方法は、溶媒による分別法のうち、¹⁵⁾ 図-2.2に示す飯島法により測定した。

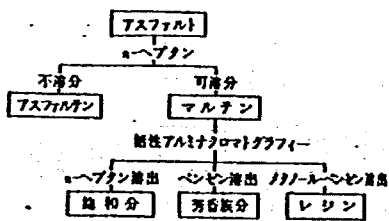


図-2.2 アスファルトの組成分析法 (飯島法) ¹⁵⁾

また、分子量分布の測定は、GPC法 (Gel Permeation Chromatography Method: 三次元網目構造を有するゲル粒子内部への物質の浸透性の差を利用して、分離を行う形式のクロマトグラフィー) により測定した。

2.4.2 開発バインダーの試作および物性試験

原料アスファルトの選定試験結果から、改質効果の優れているものを選んで開発バインダーを試作した。これらのものについて表-2.6に示す一般物性試験およびレオロジー特性試験を行い、その特性値をバインダーの開発目標値と照合して評価する。

2.5 試験結果および考察

2.5.1 原料アスファルトの選定試験

1) 一般物性試験

表-2.6 原料アスファルト試験組合せおよび試験内容

試験項目	アスファルト 針入度	メーカー	ラテックス			II	試験内容
			種類	含有率	添加量		
原料アスファルトの選定試験	40/60 60/80 80/100	A B C D E	SBR	50	0 3	28	一般物性試験 ・化学的性状試験 (組成、分子量分布)

注) ①40/60: メーカー4社
②添加量: ゴム固形分換算内割重量 (%)

表-2.7 試験方法および条件

試験区分	試験項目	試験方法	試験条件
一般物性試験	バインダーの針入度、軟化点、粘度、引張強度、弾性率、熱安定性などの性状を調べる。	アスファルトの一般物性を試験する。	JIS-K1411: その他のアスファルトに関する試験方法に準ずる。
レオロジー特性試験	リカバリー特性	バインダー厚膜のリカバリー特性を求める。	【方法】インストロン万能試験機を使用し定速で伸張させ一瞬を自由にした時の時間と収縮率を求める。 【条件】測定温度: 15℃ 伸張速度: 200%/min
	間着粘性試験	温度と時間から粘性特性を求める。	【方法】フォースボール試験装置を使用し軟化点付近に於けるコンシステンシーを求める。 【条件】測定温度: 60℃ 試験速度: 500mm/min
	耐衝撃性試験	低温に於ける耐衝撃性を調べる。	【方法】ベーク試験装置を使用し、バインダー厚膜の値を求める。 【条件】測定温度: -5, 0, +5℃ 供試体: φ20mm × H30mm
	応力緩和試験	応力緩和性を温度軸で整理し、その特性を調べる。	【方法】インストロン万能試験機を使用し各温度での応力緩和を求める。 【条件】測定温度: 10, 15, 20℃ 試験速度: 500mm/min 荷重: 10mm 供試体: 押入型枠を使用
	スチフネス特性	低温域に於けるレオロジー特性を調べる。	【方法】スライディングプレートレオメータを使用し低温域のスチフネスを求める。 【条件】温度: 0, 20℃ 試験速度: 10mm 荷重: 50~2000g
	高速引張試験	抗張力を温度軸で整理し、その特性を調べる。	【方法】インストロン万能試験機を使用し高速引張り試験を行いバインダーの抗張力を求める。 【条件】測定温度: 10, 15, 20℃ 試験速度: 500mm/min 供試体: 押入型枠を使用

原料アスファルトの選定一般物性試験結果を表-2.8に、その改質効果の評価を表-2.9に示す。

表-2.8 原料アスファルトの選定一般物性試験結果

項 目		針 入 度		軟 化 点		仲 度 (7℃)		仲 度 (15℃)		再加工の針入度比 (163℃ 5 H)		再加工の軟化点 (165℃ 5 H)		再加工の軟化点 (180℃ 2.5 H)		再加工の針入度 (163℃ 5 H)		再加工の軟化点 (180℃ 2.5 H)		再加工の針入度比 (163℃ 5 H)		再加工の軟化点 (180℃ 2.5 H)		
ノ ー マ ー	グ レ ー ド	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	ベ ー ス	SB/R3% 追 加	
A	イ 40/60	57	47	490	515	0	0	100+		118	98	+011	+008	+005	39	520	40	41	702	872				
	ロ 60/80	68	61	460	495	0	11	100+		92	102	+011	+007	+005	47	495	51	58	750	906				
	ハ 80/100	94	87	440	470	11	100+	100+		98	99	+012	+009	+005	67	470	71	75	755	866				
	イ 40/60	46	46	520	565	0	10	590		95	138	+011	+006	+003	33	560	38	38	826	826				
B	ロ 60/80	67	60	490	550	6	100+	100+		92	116	+005	+007	1000	48	535	46	50	687	833				
	ハ 80/100	91	79	450	490	7	100+	100+		93	96	+011	-003	-0005	60	495	62	64	681	810				
	イ 40/60	63	51	500	550	1	100+	100+		94	126	-002	-009	-008	37	550	39	42	736	823				
	ロ 60/80	66	61	485	535	5	100+	100+		93	113	+002	-001	-001	42	531	46	48	697	603				
C	ハ 80/100	82	77	460	505	6	100+	100+		96	103	+004	-001	-003	55	505	56	60	683	779				
	イ 40/60	50	51	495	545	0	12	100+		105	108	+010	+007	+004	36	535	39	42	780	824				
	ロ 60/80	72	65	470	520	6	100+	100+		98	106	+010	+007	+004	48	510	51	55	708	846				
	ハ 80/100	89	78	450	505	7	100+	100+		97	103	+011	+007	+004	37	495	63	65	708	833				
D	ロ 60/80	67	63	475	520	6	100+	100+		95	108	+010	+009	+003	47	520	50	51	746	810				
	ハ 80/100	90	83	445	490	10	100+	100+		93	109	+011	+007	+002	62	470	63	63	700	831				

項 目		溶剤添加の 硬化点 °C (100℃ 2.5H)		引 大 点		比 真		三硫化エタン 可塑率 %		フラスコ内 硬化点 ℃		R 分 %		ノブキス 25℃, kg/cm		タナシチ 25℃, kg/cm		60℃ 結皮 cst		200℃ 結皮 poise	
ノ ー ム	グレード	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加	ベース	SBR3% 添加
A	イ 40/60	510	520	352	340	10431	10388	9995	9989	-3	-3	0.03	0.21	963	1256	215	143	2562	4012	38	132
	ロ 60/80	465	505	345	346	10402	10363	9997	9991	-3	-7	0.09	0.16	565	759	149	266	1598	2656	47	87
	ハ 80/100	460	475	351	342	10362	10313	9993	9989	-9	-10	0.10	0.18	319	475	105	205	1033	1829	32	106
	ニ 40/60	550	580	349	343	10366	10328	9992	9884	-9	-8	0.17	0.26	916	929	159	270	4660	10621	85	150
B	ロ 60/80	530	550	327	330	10403	10371	9991	9880	-11	-10	0.10	0.18	584	707	127	218	2083	7769	59	140
	ハ 80/100	480	500	331	336	10294	10265	9994	9883	-12	-9	0.13	0.19	328	590	83	211	1431	2850	48	127
	イ 40/60	480	555	302	301	10270	10254	9996	9996	-7	-5	0.30	0.32	744	1054	127	313	4213	1269	56	118
	ロ 60/80	525	550	329	325	10301	10287	9991	9883	-9	-10	0.17	0.23	542	710	102	227	2604	6353	42	109
C	ハ 80/100	500	615	331	325	10297	10268	9991	9819	-11	-9	0.13	0.25	374	603	63	212	1928	4301	42	104
	イ 40/60	530	550	347	349	10365	10334	9991	9889	-2	-9	0.04	0.31	984	1057	212	331	3283	6878	53	120
	ロ 60/80	505	525	354	341	10296	10270	9990	9886	-8	-11	0.09	0.15	567	712	194	218	2126	4536	50	114
	ハ 80/100	490	515	337	335	10256	10245	9991	9886	-10	-10	0.09	0.27	384	565	101	207	1619	3317	39	106
D	ロ 60/80	515	546	345	338	10308	10294	9996	9888	-9	-9	0.08	0.22	561	740	146	261	2300	5484	57	136
	ハ 80/100	480	500	340	335	10289	10239	9996	9888	-12	-10	0.15	0.27	361	520	119	205	1551	3674	39	119

注) SBR添加量:ゴム固形分換算内割重量 (%)

表-2.9 原料アスファルトの選定一般物性試験の改質効果評価

[illegible]

項 目		比 重	三酸化エ ン時百分	フラスベ 化点	灰 分	ナフキス	フナシテ	60℃ 結 晶 point	200℃ 結 晶 est
ノーカー	グレード								
A	イ 40/60	○	○	○	○	○	○	○	○
	ロ 60/80	○	○	○	○	○	○	○	○
	ハ 80/100	○	○	○	○	○	○	○	○
B	イ 40/60	○	○	△	○	×	○	○	○
	ロ 60/80	○	○	△	○	○	○	○	○
	ハ 80/100	○	○	×	○	○	○	○	○
C	イ 40/60	○	○	○	○	○	○	○	○
	ロ 60/80	○	○	○	○	○	○	○	○
	ハ 80/100	○	○	×	○	○	○	○	○
D	イ 40/60	○	○	○	○	△	○	○	○
	ロ 60/80	○	○	○	○	○	○	○	○
	ハ 80/100	○	○	○	○	○	○	○	○
E	イ 40/60	○	○	○	○	○	○	○	○
	ロ 60/80	○	○	○	○	○	○	○	○
	ハ 80/100	○	○	×	○	○	○	○	○

比較項目	評 価 基 準			比較項目	訂 正 基 準		
	○	△	×		○	△	×
計 入 率	炭化率10%以下	炭化率11%以上		引 込 点	200℃以上		
炭 化 点		〃			1000℃以上		
揮 発 分	100%以上	99~100	90以下	三酸化エタン 揮 発 分	96%以上		
炭化後の計入率比	110%以下		111%以上	1. クラース ヤシ油	-7℃以下		-6℃以上
揮発物炭の炭化率 (130℃2.5分)	0.6%以下			炭 分	1.6%以下		
揮発物炭の計入率 (110℃2.5分)	炭化率100%以上			タ フ ネ ス	80%-以上	49%-以下	
揮発物炭の計入 炭化率(130℃2.5分)	85%以上			チ ナ シ テ イ	28%-以上	24%-以下	
				80℃結 度	両方なるもの		
揮発物炭の炭化点 (130℃2.5分)	炭化率10%以下	炭化率10%以上		700℃結 度	300℃以下		

原料アスファルトにゴムを添加した場合の一般物性試験結果から、針入度と軟化点は、原料アスファルトに比べ針入度は低下し、軟化点は上昇している。この度合は、使用した原料アスファルトのメーカーや針入度グレードにより異なったものになっている。

低温伸度 (7℃)
は、ゴムを添加した
ことにより大幅に改
善されている。しか
し、原料アスファル
トのうちAの針入度

40～60は、他と異なり低温伸度の改善効果は認められない。

蒸発後の針入度比は、ゴムを添加することにより大きくなる傾向にある。なかでもアスファルト舗装要綱で定める規格値 110%以下を越えるものが14試料中 4 試料、規格値 の上限に近いもの (105～110%の範囲)が 4 試料となっている。これは、原料アスファルトと深い関係があり、特に B, C の針入度40～60, 60～80のグレードのものがすべて不合格となっている。このことは、使用する原料アスファルトのメーカーにより、ゴムの溶解性が相違することを示している。

タフネス・テナシティは、ゴムを添加することにより大きく変化する。その度合は、大きく原アスファルトに対し約 1.5～2 倍の値となっている。

高温粘度は、ゴムを添加することにより高くなっている。その変化の度合は、2～3 倍となっている。

原料アスファルトにゴムを添加した場合の改質効果の評価表－2.9から、原料アスファルトのメーカーの相違は、ゴム入りアスファルトの物性に影響することが明らかになった。すなわち、原料アスファルト 5 メーカーのうち A では針入度グレード40～60, B では40～60と60～80, C では40～60と60～80の計 5 種類が他と異なっていることを示している。

2) 化学的性状試験

(1) 組成分析

表－2.10 原料アスファルトの組成分析結果

組成分析の結果を表－2.10に示した。試験結果の特徴をまとめてみると次のとおりである。

針入度 成分 メーカー	40～60				60～80				80～100			
	アスファルテン	飽和	芳香	レジン	アスファルテン	飽和	芳香	レジン	アスファルテン	飽和	芳香	レジン
A	7.1	12.3	8.1	22.5	7.7	14.8	55.9	21.6	7.2	15.6	55.6	21.6
B	15.8	16.2	47.2	20.8	17.1	15.1	48.1	19.7	11.5	17.1	49.2	22.2
C	14.6	21.9	41.1	22.4	16.0	18.7	43.8	21.5	14.8	20.0	45.1	20.1
D	14.4	17.7	46.3	21.6	13.8	19.5	45.4	21.3	14.7	22.7	43.6	19.0
E					14.8	18.2	47.3	19.7	12.0	19.5	47.8	20.7

① アスファルトのメーカーとアスファルテン量

アスファルテン量は、測定試料14試料のうち A の針入度グレード 3 種類とも他のものに比べ約 $\frac{1}{2}$ と低く 7.1～7.7%の間にあり特異である。

② 針入度グレードとアスファルテン量

針入度グレードとアスファルテン量の間には、相関性が見られない。

③ アスファルトのメーカーとその他の成分

飽和分は、アスファルトのメーカーによって差が認められ、なかでも A と B は、他と比べ約 4～10%少ない値となっている。また、芳香分は、A が他に比べ 9～15%多くなっている。しかし、レジン分は、メーカーや針入度グレード間に差がほとんどなく 19～22%の間にある。

④ 分離成分の外観

アスファルトのメーカー 5 社の C の針入度40～60について各成分に分離した成分の外観に特異なものが認められた。以下にその特異点を述べる。

イ. アスファルテンが、きれいな褐色の粉末ではなく炭化したような黒い固まりが多い。

ロ. 飽和分が、通常のは白沈パラフィン状を呈しているのに対し、透明な状態を示し

室温（15～20℃）で流動性がある。

ハ、レジン分は、回収時に白濁したものがなく意外に透明なものから形成されている。

(2) 分子量分布

分子量分布の測定結果を表-2.11に示した。特徴をまとめてみると次のとおりである。

① メーカーと分子量

表-2.11に示すように分子量は、アスファルトの組成のうち高分子量成分であるアスファルテン量と関係が認められる。すなわち、5社のアスファルト中アスファルテン量の極端に少ないAと他のメーカーでは、分子量が M_w で約250～400、 (M_n) で約60～80も相異し、アスファルテン量の少ないAは、分子量も低い傾向を示している。

② メーカーと分子量分散度

分子量分散度 ($PdI = M_w/M_n$) は、アスファルトのメーカーにより相異がありアスファルテン量との関係が認められる。たとえば、アスファルテン量の少ないAのものは、 $PdI \div 2.26$ に対してB～Eの平均値は2.57となっている。

3) 開発バインダーに用いる原料アスファルトの選定

原料アスファルトの選定を目的とした試験結果から開発バインダーに使用する原料アスファルトとして、Dの針入度40～60、60～80、80～100の3種類、Eの60～80の1種類の計4種類があげられる。この結果、針入度グレードの選定にあたっては、①ゴムを添加することにより針入度変化が小さいこと。②全国的に入手が容易でかつ均一な製品が多量に供給できること。の2点を考慮して60～80とした。また、原料アスファルトの選定にあたっては、ゴムを添加することによって、①タフネス・テキシティが大きくなること。②針入度変化の少ないこと。の2点を考慮した。

以上の理由から開発バインダーの試作に用いる原料アスファルトとして、Eの針入度グレード60～80を選定した。また、原料アスファルトの改質効果の差異をみるため、メーカー4社のものを選んでゴムの種類を変え開発バインダーを試作した。これらの組合せを表-2.12に示す。

2.5.2 開発バインダーの物性試験

開発バインダーの一般物性試験結果を表-2.13に、レオロジー特性試験結果を表-2.14に示す。

表-2.11 原料アスファルトの分子量測定結果

試料名	重量平均分子量 M_w	数平均分子量 M_n	分子量分散度 PdI	アスファルテン量 (%)
A-I (40-60)	1040	465	2.23	7.1
A-II (60-80)	1083	474	2.28	7.7
A-III (80-100)	1036	458	2.26	7.2
B-I (40-60)	1544	606	2.55	15.8
B-II (60-80)	1521	554	2.75	17.1
B-III (80-100)	1303	474	2.75	11.5
C-I (40-60)	1335	480	2.78	14.6
C-II (60-80)	1441	551	2.62	16.0
C-III (80-100)	1392	520	2.68	14.8
D-I (40-60)	1259	501	2.51	14.4
D-II (60-80)	1326	554	2.39	13.8
D-III (80-100)	1311	516	2.54	14.7
E-I (60-80)	1317	540	2.44	14.8
E-II (80-100)	1287	534	2.41	12.0

表-2.12 開発バインダー試験組合せおよび試験内容

試験目的	アスファルト		ラテックス				試験内容
	針入度	メーカー	種類	ムーニー値	添加量		
開発バインダーの物性試験	60/80	E	SBR	50	2	20	一般物性試験 ・レオロジー特性試験
				70	3		
				100	5		
				125	7		
	60/80	A B C D	SBR	150	3	4	
60/80	E	NR	200	2	3		
				3			
				5			
60/80	A B C D	NR	200	3	4		

注) 添加量: ゴム固形分換算重量 (%)

表-2.13 開発バインダーの一般物性試験結果

[illegible]

注) ① 添加量: 2.5 固形分換算重量(%)
② —: 測定不可的

表-2.14 レオロジー特性試験

ア ス メ ン ト	グ ラ ム 種	ム ニ ー 種	加 量	リカバリー特性 15℃ 200%伸張30秒 後の回復率(%)	フースト・ゴール 前引張試験 60℃ フースト・ゴール (秒)	耐衝撃性試験 ベージュ試験 (回)			応力区別試験 応力が最大応力の1/2に 緩和する時間(秒)				スティフネス スライディング・ブリード試験 ローディングタイム: 10秒時(1g/1mm)				高速引張試験 最大強度(%)		
						-5℃	0℃	+5℃	10℃	15℃	20℃	-10℃	0℃	10℃	20℃	10℃	15℃	20℃	
E	S	B	50	0	57	27.25	2	3	6	-	284	232	250	493	167	2457×10^{-1}	(180)	653	302
				2	160	4262		4			400	348		650		2401×10^{-1}		903	
				3	146	6586	3	4	5	524	364	348		137		1078	(171)	833	391
			5	208	11130		9			584			218		3623×10^{-1}		1437		
			7	208	19521		20			560		384			3152×10^{-1}		830		
			2	118	4956		3			344			384		2335×10^{-1}		717		
		3	208	6826	3	4		568	382	258		981		2623×10^{-1}	(107)	913	431		
		5	229	13575		9			524			488		3532×10^{-1}		1047			
		7	257	21877		9			657			325		4776×10^{-1}		1160			
		2	125	4480		5			356			245		2050×10^{-1}		547			
		3	181	6849	2	4	6	552	396	312		490		2123×10^{-1}	149	803	372		
		5	186	17061		3			492			390		3375×10^{-1}		1180			
	7	264	36233		15			603			272		6871		1127				
	R	100	2	188	4385		5			348			392		1747		887		
			3	222	6387	3	4	15	684	414	320		490		3023×10^{-1}	210	997	340	
			5	243	18040		6			524			981		6637×10^{-1}		1067		
		7	299	37472		11			738			490		9149×10^{-1}		1133			
		2	222	7246		6			444			272		3902×10^{-1}		760			
		3	264	10660	3	6	7	642	510	384	286	466	104	2756×10^{-1}	234	917	363		
	N	125	5	313	47308		10			644			320		3099		853		
			7	368	73617		14			858			327		6861		1117		
			2	153	5809		4			204			976		2121		953		
			3	285	14514		6			644			475		3307×10^{-1}		817		
			5	271	8316		6			484			279		4678×10^{-1}		790		
7			194	16696		6			390			654		2673×10^{-1}		710			
2		160	4059		5			322			976		3459×10^{-1}		767				
3		243	4915	4	6	8	624	408	283		392		3152×10^{-1}	190	933	429			
5		236	7299		8			604			392		3431×10^{-1}		883				
R		200	3	56(10'01)	4079		4			144			657		5185×10^{-1}		783		
			5	148	16076		6			592			390		3431		747		
			7	236	6987		6			444			238		4092		878		
	9		201	7771		6			412			408		1819×10^{-1}		747			

注)①添加量:ゴム固形分換算内割量(%)
②-:測定不可

これらの試験結果をまとめてみると次のとおりである。

1) ゴムの添加量と開発バインダーの性状

開発バインダーの諸性状は、ゴムの添加量により変化し、その傾向はゴムの添加量が増すにつれ性状が改善される。ただし、高温の粘度は、上昇し施工性の面からは好ましくない方向にある。

2) ゴムのムーニー値と開発バインダーの性状

開発バインダーの性状は、同一アスファルトでは使用するゴムのムーニー値に大きく依存し、ムーニー値が高くなるにつれ改善効果が大となる。しかし、ムーニー値が高くなるとアスファルトとの混合性、相溶性などが難しくなり、粘性増加による泡の包含といった傾向を示し均一なゴム入りアスファルトが得られにくいため、試験値のバラツキが大きくなる。また、三塩化エタン可溶分の測定は、ムーニー値150のものはゴムがルーズゲルを含むため溶剤に簡単に溶解せずドロドロした状態になったため試験を行うことができなかった。これに対してNRは、ムーニー値200と高いが加熱により鎖状分子が切れるため溶剤に溶解するので試験が可能であった。

3) SBRおよびNR添加の開発バインダーの性状比較

SBRとNRの相違による開発バインダーの性状を比較してみるとNRの性状は、SBRのムーニー値125と150の中間に位置している。低温性状の指標といわれているフラスゼ化点がやや低いこと。低温伸度(7℃)がSBRに比べ小さいこと。高温粘度(200℃)が低くSBRの125と同程度になっていること。などが上げられる。これは、NRが加熱アスファルト中で分子が切断するためといわれている。また、タフネス・テナシィがSBRに比べて大きくなっている。

4) レオロジー特性

レオロジー特性試験のうち、バインダーのレオロジー性状に関してはゴムとの相関が認められ、その傾向は、ムーニー値が高くなるにつれ各性状値が大きくなっている。なお、スチフネ

表-2.15 開発バインダーの開発目標値に対する評価

開発番号	品名	規格	単位	物 性												粘 度								
				計入度 25℃ (50~100)		軟化点 (57以上)		伸度 TC (59以上)		通入量の比 (110以下)		炭化率の割合 (65以上)		フラスコ化点 (-12以下)		タフネス (100以上)		テナシィ (50以上)		60℃ 粘度 (6000以上)		200℃ 粘度 (300以下)		
				計入度	試験値	軟化点	試験値	伸度	試験値	通入量の比	試験値	炭化率の割合	試験値	フラスコ化点	試験値	タフネス	試験値	テナシィ	試験値	粘 度	粘 度			
A B C D	E N R	200	3	0	○	67	×	47.5	×	6	○	93	×	53.7	×	-9	×	56	×	14	×	2500	○	57
				2	○	63	×	48.5	○	100+	○	107	○	78.4	×	-9	×	67	×	19	×	4700	○	91
				3	○	63	×	52	○	100+	○	103	○	81.6	△	-11	×	73	×	21	○	6000	○	136
				5	○	59	○	57	○	100+	×	137	○	93.2	○	-13	×	76	×	35	○	9500	○	211
				7	○	57	○	61.5	○	100+	○	104	○	87.7	△	-11	×	82	×	35	○	17000	○	234
				1	○	60	×	58.5	○	100+	○	169	○	83.3	△	-10	×	66	×	22	×	5100	○	95
				3	○	58	×	53	○	51	×	125	○	87.9	△	-10	×	82	×	33	△	5900	○	131
				5	○	55	○	58	○	100+	×	147	○	92.7	△	-10	△	93	△	48	○	11900	○	206
				7	○	55	○	63	○	100+	○	102	○	87.3	△	-12	○	109	○	54	○	21400	○	248
				2	○	62	×	53	×	14	×	126	○	85.5	△	-11	△	90	×	43	×	4700	○	108
				3	○	61	×	54	○	100+	△	111	○	85.2	×	-9	△	96	○	32	○	6000	○	115
				5	○	55	○	57	○	100+	×	145	△	81.0	△	-13	○	111	○	51	○	13900	○	236
7	○	53	○	68.5	○	150+	×	127	○	88.1	○	-13	○	130	○	77	○	19700	×	477				
A B C D	E N R	150	3	0	○	62	×	51.5	×	20	○	109	○	93.1	△	-10	×	65	×	49	×	5200	○	73
				3	○	61	×	54	○	100+	×	135	○	88.3	△	-11	○	181	○	56	○	6900	○	167
				5	○	53	○	61.5	○	100+	×	124	○	100.0	×	-9	○	122	○	71	○	16900	△	301
				7	○	52	○	68.5	○	83	○	95	○	98.1	○	-14	○	135	○	79	○	33900	×	766
				2	○	60	○	58	×	22	×	129	○	103.3	×	-8	○	162	○	103	○	9200	×	912
				3	○	58	○	57.5	×	21	○	107	○	89.1	△	-11	○	153	○	94	○	10000	×	1318
				5	○	54	○	63	○	58	△	118	○	87.0	△	-12	○	230	○	240	○	21800	×	—
				7	○	57	○	74.5	○	100+	△	115	○	95.2	△	-10	○	339	○	277	○	28400	×	—
				2	○	59	×	55.5	×	12	○	100	○	78.3	×	-7	○	152	○	181	×	5000	×	317
				3	○	54	○	58.5	×	26	×	139	○	96.3	×	-9	○	161	○	95	○	13300	×	563
				5	○	61	○	58.5	×	22	△	112	○	83.4	×	-7	○	155	○	96	○	10600	×	1226
				7	○	64	○	57.5	×	27	○	104	○	87.9	△	-10	○	165	○	111	○	8500	×	935
A B C D	E N R	100	3	2	○	61	×	52.5	×	10	○	84	○	91.8	△	-11	○	127	○	84	×	4100	○	123
				3	○	60	×	54.5	×	18	×	122	○	95.0	△	-14	○	137	○	88	○	7800	○	108
				5	○	56	○	58	×	14	○	110	○	105.4	○	-16	○	143	○	88	○	12440	×	332
				7	○	77	×	49	×	24	○	100	○	85.7	×	-7	○	126	○	90	×	3500	○	159
				2	○	57	○	58.5	×	10	×	134	○	95.6	×	-9	○	139	○	76	×	5000	○	182
				3	○	56	○	57.5	×	10	△	111	○	100.0	×	-8	○	144	○	87	○	16900	○	129
				5	○	60	×	54.5	×	15	△	111	○	95.0	○	-13	○	117	○	125	×	3200	○	95
				F	○	73	×	50	○	30	△	111	○	83.0	○	-12	×	86	△	47	×	4000	○	185
				G	○	78	×	48.5	○	100+	○	103	○	84.3	△	-10	×	76	×	35	×	3600	○	130
				H	○	68	×	58	×	11	△	115	○	86.5	△	-11	○	111	○	50	○	8600	○	177
				I	○	54	○	57.5	×	26	○	100	○	86.2	○	-14	○	176	○	121	○	9100	○	178
				J	○	54	○	57.5	×	16	○	102	○	81.5	△	-11	○	119	○	71	○	6400	○	141
K	○	53	○	62.5	×	21	×	127	○	90.9	△	-11	○	203	○	134	○	12700	○	177				
A B C D	E N R	50	○	50~100	57以上	59以上	110以下	65以上	-12以下	100以上	50以上	6000以上	100以下											
			△	47~49 101~104	50未満	45未満	111以上	61未満	-10~-11	90未満	45未満	6000未満	301~315											
			×	46以下 105以上	55以下	44以下	122以上	61未満	-9以上	90未満	45未満	5700未満	316以上											
			○	47~49 101~104	50未満	45未満	111以上	61未満	-10~-11	90未満	45未満	6000未満	301~315											

注) 添加量: ゴム固形分換算内割重量(%)

ス、高速引張試験、耐衝撃性試験においては、データーのパラッキが大きく若干の傾向を認めるもののムーニー値との関連性を見出すことは出来なかった。

5) 開発バインダーの目標物性値に対する評価

開発バインダーの物性値を開発目標値と照合し、目標値を満足するものを○、わずかにはずれたものを△、大幅にはずれたものを×印として評価したものを表-2.15に示す。また、これらの結

果を整理して、目標物性値の評価を原料ゴムのムーニー値と添加量の関係でプロットしたものを図-2.3に示す。さらに、開発目標値に対する評価を特性値別に図化したものを表-2.4-(1)~(2)に示す。

図-2.3、2.4から、SBRおよびNRを使用した開発

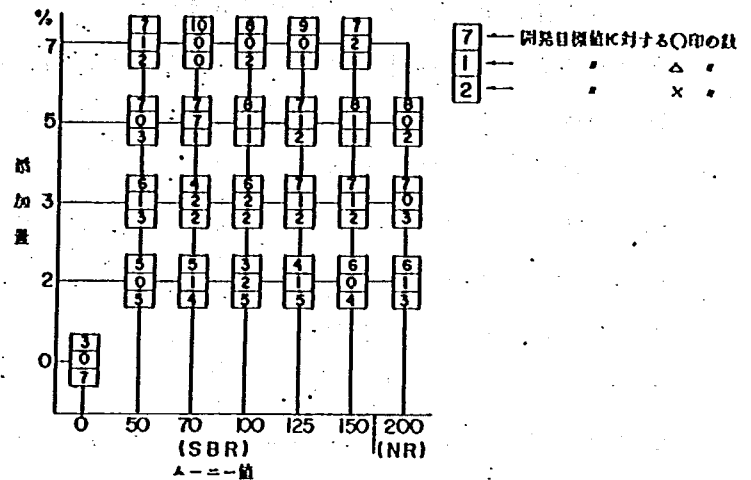


図-2.3 ムーニー値と添加量における目標物性値の評価

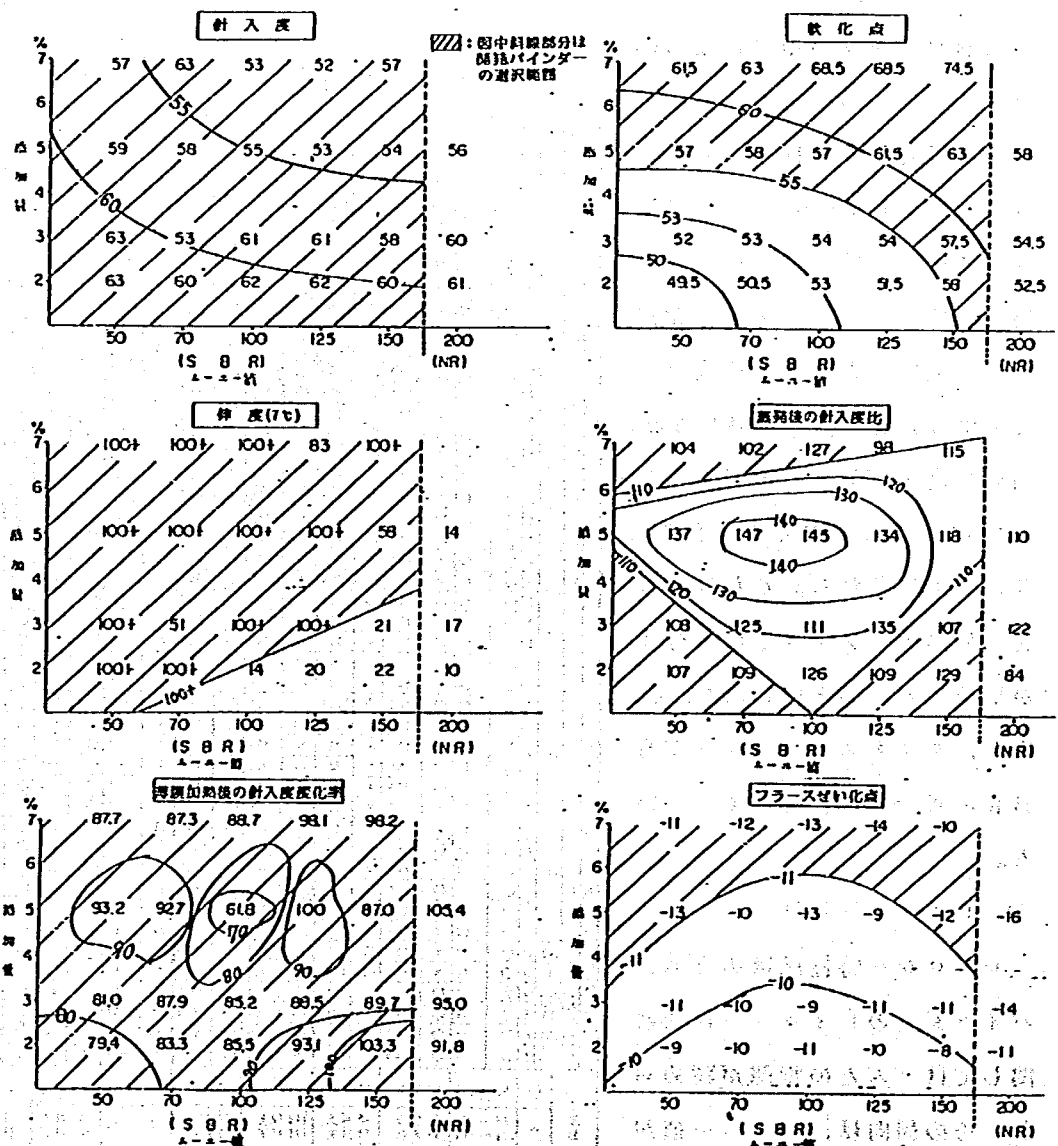


図-2.4-(1) 各特値の開発目標に対する評価

バインダーのうち、目標物性値を満足しうるもの、または、使用形態、施工方法等によっては十分使用が可能であると考えられるもの（評価の○印が7個以上）を選択して、ムーニー値とゴ

ム添加量で分類すると図-2.5のようになる。

これより開発バインダーの選択範囲を求めると、本研究の目的達成のために実現し得る可能性の極めて大きいものとして下記に示すものが考えられる。

① SBR, ムーニー値100

以下では添加量5~7%

② SBR, ムーニー値125

以上では添加量3~5%

従って、これらのものについては、今後、混合物試験および供用性試験などを通じて、その性能を確認する予定である。

2.6 結論

2.6.1 原料アスファルトの選定試験

1) ゴムを添加したゴム入りアスファルトの性状は、原料アスファルトの相異により物性値が異なることが判明した。

2) 市販舗装用アスファルトには、組成の大幅に異なるものが認められた。

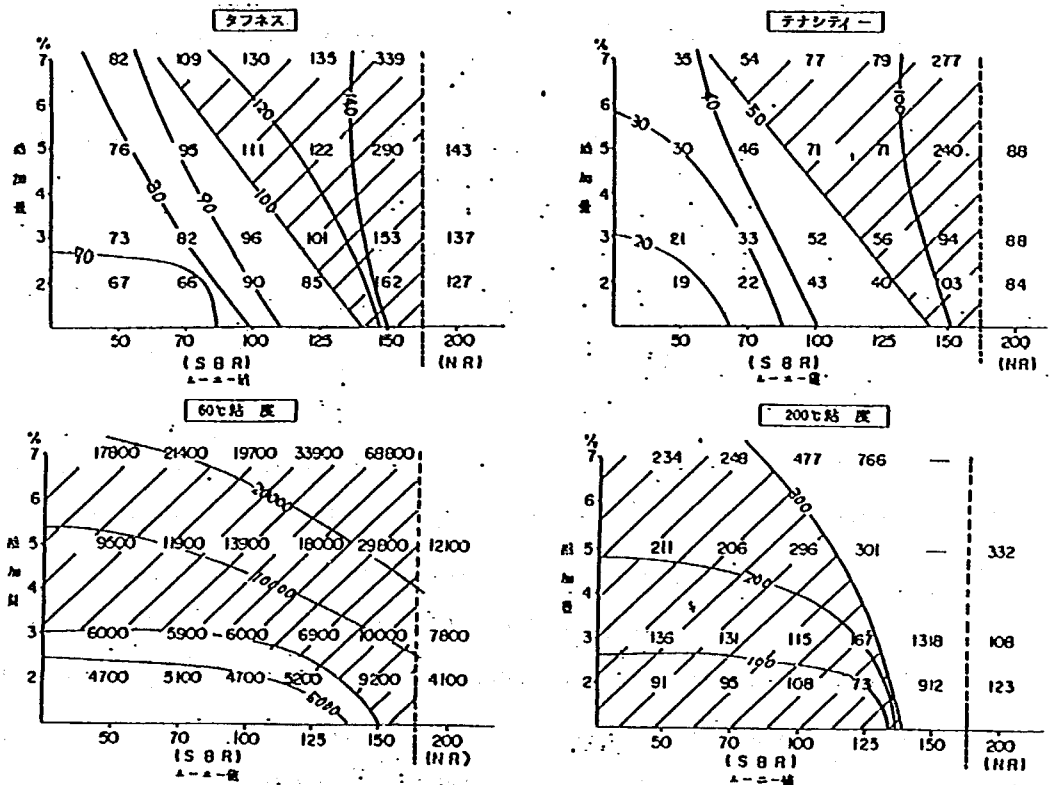


図-2.4-(2) 各特性値の開発目標に対する評価

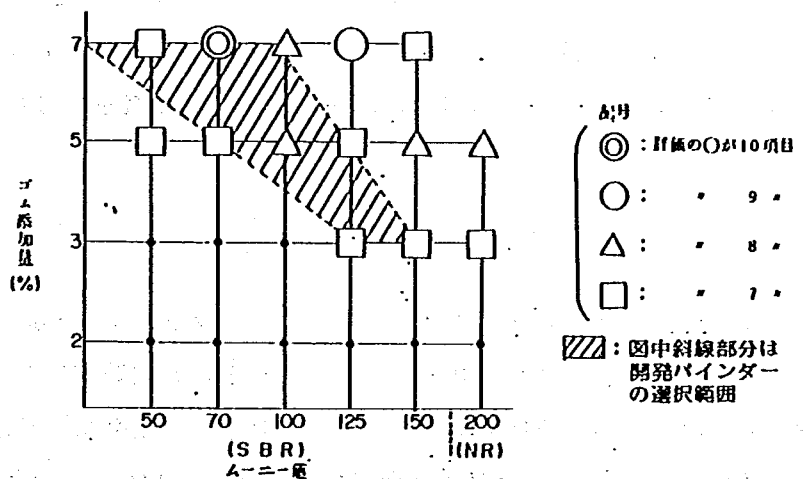


図-2.5 開発バインダーの選択範囲

2.6.2 開発バインダーの開発目標値に対する評価

- 1) 開発目標値をすべて満足するバインダーとして、SBR ムーニー値70の7%添加することにより可能であることが判明した。
- 2) 開発目標値のうち1～2項目をクリアし得なかったものについても、検討の余地はあると考える必要がある。

あ と が き

本報告では、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研究について紹介した。

日本において改質アスファルトは、主として耐流動・耐摩耗対策などとして各種のものが使用されているが、特に重交通道路にこれを適用した場合、いずれのものも要求性能を十分満たすものとはなっておらず、より高品質の改質アスファルトの開発が望まれているのが現状である。

また、ゴム入りアスファルトの開発研究については、バインダーの試作およびその品質特性試験結果からあらかじめ設定したバインダーの開発目標値の達成が、ゴムの種類、添加量などを変化させることによって可能であるとの見通しがこの研究結果から得られた。今後は、これらの研究成果をもとにアスファルトの混合物試験、実路における供用性試験などを通して開発バインダーの性能を確認し、これらの品質基準、配合設計基準および施工基準の確立を計っていくことにしている。

なお、本報告は、“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ている研究成果の中から引用したものであり、発表を許可していただいた関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 金 野：「ゴム入りアスファルト」 アスファルト Vol. 24, No. 129, P. 22～25, 1981年
- 2) 多田他：「セミブローンアスファルトを用いた試験舗装」 道路, 1980年8月号, P. 37～43
- 3) 西 沢：「熱可塑性エラストマー」 日本ゴム協会誌, Vol. 51, No. 10, P. 779～796
- 4) 化学経済, 1981年8月臨時増刊号, P. 141～144, 1978年6月
- 5) 日本道路協会：「アスファルト舗装要綱」, P. 141～144, 1978年6月
- 6) 日本道路協会他：「本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)」, 1977年3月
- 7) 太 田：「改質アスファルトの特性(その1)」, アスファルト, Vol. 22, No. 118, P. 17～25
- 8) 蒔 田：「ゴム入りアスファルト舗装」, 道路 1980年8月号 P. 29～33
- 9) 菅原他：「ゴムアスファルト合材に関する研究」 第10回日本道路会議, P. 225～226
- 10) 岩崎他：「光珠内試験舗装の調査結果について」 第20回北海道開発局技術研究発表会論文集, P. 188～195
- 11) 南雲他：「ゴム入りアスファルト混合物の流動、ラベリング性状」 第12回日本道路会議

P. 263 ~ 264

- 12) 中島他：「舗装用アスファルト合材の流動性と脆性」 第19回日本道路会議 P. 139 ~ 140
- 13) 久 保：「積雪寒冷地舗装の摩耗とその対策について」 アスファルト Vol. 22, No. 121
- 14) 月成他：「アスファルト混合物の流動性に関する岡部試験舗装の最終報告」土木技術資料
Vol. 16, No. 4
- 15) 飯 島：「アスファルトの組成と物性について」, 石油学会誌, Vol. 13, No. 18, P. 606 ~ 611
- 16) 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3月

日・加科学技術協議「寒冷地舗装」ミニワー
クショップ発表論文集

土研資料第1868号
昭和57年11月
建設省土木研究所

要 旨

カナダのバンクーバーで行われた日・加科学技術協議
「寒冷地舗装」ミニワークショップの日本側発表論文を
まとめたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

化学研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1868号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

