



土木研究所資料第六一六号

土木研究所資料

第 616 号

試験舗装による調査研究

—発表会論文集—

昭和 45 年 10 月 29 日

建設省
総理府北海道開発局
日本道路公団

目次

試験道路における試験調査経過	土木研究所企画課長	松野三朗	
ならびにその概要	" 舗装研究室長	南雲貞夫	1
寒地道路の耐摩耗すべり止工法	東北地方建設局		
について	仙台技術事務所工務課		
	長	安藤茂光	8
暮張試験舗装の概要と供用状況	土木研究所企画課長	松野三朗	
について	" 舗装研究室	谷本誠一	13
アスファルト混合物のはくりに	九州地方建設局		
関する試験舗装	久留米技術事務所材料		
	試験課長	秋吉成美	24
上下層路盤の工法ならびに材料	関東地方建設局		
に関する大日、横戸、両試験舗	千葉国道工事事務所長	大野利幸	
装の概要	土木研究所舗装研究室長	南雲貞夫	
	" 舗装研究室	月成 稔	33
名四国道、有松試験舗装につい	中部地方建設局		
て	名古屋技術事務所副所		
	長	佐藤 彰	
	" 材料試験課	小沢靖夫	42
矢板および水戸バイパス試験舗	関東地方建設局		
装調査報告	東京技術事務所副所長	内山茂樹	
	東京材料試験出張所長	松崎 猛	
	" 材料試験係長	田島正八	52
コンクリート試験舗装について	近畿地方建設局		
	大阪技術事務所工務係		
	長	玉置 宏	59
各種のアスファルトを使って行	北海道開発局		
なった試験舗装について	札幌開発建設部	戸部智弘	
		三浦 宏	69
美々試験道路凍上試験	北海道開発局		
	土木試験所舗装研究室		
	長	若林 昌	
	" 舗装研究室	神崎 紘郎	78

高速道路におけるアスファルト

舗装追跡調査について

日本道路公団試験所

瀬戸

薫..... 86

試験道路における試験調査経過ならびにその概要

建設省土木研究所 企画課長 松野 三朗

舗装研究室長 南雲 貞夫

1. まえがき

わが国の舗装事業が本格的に開始された昭和29年の第1次5カ年計画以来舗装事業の伸展とともに、各地で多数の試験舗装や試験施工が行なわれてきた。これらはその施工の段階では有益な資料を残したが、その後の追跡調査がなごりにされたため、せっかくの努力が十分に報われなかった場合が少なくない。

本来試験舗装とは舗装の実物試験であり、寿命試験でもあるわけで、施工後の調査が伴わなければほとんど意味がない。従来、追跡調査を継続し難かった背景には、試験舗装が個人的に実施されており、組織的にとり上げられることが少なかったなどの問題点が指摘されよう。

試験舗装はいうまでもなく、舗装技術の向上のためには欠くことのできない研究手段のひとつであり、このことは例えばAASHTO道路試験の成果に見られるように舗装技術の歴史が証明している。わが国においても諸外国におとらず、今後とも試験舗装を実施して行くことが必要であり、舗装要綱の改訂において問題とされたような点は直ちに試験舗装を行ない、数年後にその結論をえておくなどのことが大切であろう。もっとも試験舗装の実施には費用と時間、あるいは外部条件などに問題点があり、理論的、実験的研究の併用と現場における経験の集約とによって、その不備をおぎなわなければならないが、考えうる研究手段の中心になるのはやはり試験舗装によるものであろう。

このような状況において、昭和42年度より道路事業調査費による“試験道路における研究”が正式にみとめられ、予算的裏付けとともに、土木研究所、各地方建設局技術事務所、工事事務所、あるいは施工業者の協力による研究組織面での問題が解決されたことは、わが国の舗装技術の発展のために画期的出来事といっても過言ではあるまい。このテーマのもとに行なわれる試験舗装は舗装技術に関する緊急な問題点を選びながら、全国各地において、各地建技術事務所が主体となって行なわれるもので、施工時の各種データはもちろんのこと、その後の破壊に至るまでのデータを蓄積して結論をえようとするものであり、従来の試験舗装よりも、さらに明確な結論をうることができると期待されている。

本研究テーマにもとづいて昭和42年度以来実施されてきた試験舗装は、アスファルト舗装に関するもの9箇所、コンクリート舗装に関するもの4箇所に及んでおり、いずれも現在観測中である。施工時のデータならびに供用中の試験調査の結果は、その都度とりまとめ、報告書として全国各地の実施機関、研究機関に送付されている。

ここでは、それら試験舗装の主として実施の概要をとりまとめて報告することとする。

2. 昭和42年度以来実施した試験舗装の概要

昭和42年度より3ケ年間にわたって各地で実施された試験舗装の概要は表-1に示す通りである。

各試験舗装を同表に示すテーマで識別する繁雑さをさけるため、それぞれに実施場所からとった名称を付している。また、舗装の種類、施工年次などを明示するために記号を付することとした。Aはアスファルト舗装、Oはコンクリート舗装に関するものであり、Mはその他のタイプの舗装に関するものを示す。例えば、A8-44の横戸試験舗装は昭和44年度に施工された、アスファルト舗装に関する通算8番目の試験舗装であることを意味する。

表-1 各年度に実施した試験舗装の概要

年度	テ　　マ	試　　験　　舗　　装				観　　測		
		名　　称	記　　号	実施場所	土研調査 研　　究　　室	地建調査事務所	項　　目	頻　　度
42	(1) アスファルト混合物の配合設計に関する試験舗装	専　　強	A1-42	国道14号線	舗　　装	千葉国道工事事務所	ベンケルマンピーム沈下量、縦横断凹凸、コーア密度、抽出、すべり抵抗、交通量、車軸重量、舗装強度、ひびわれ	年、2回
	A2-42		専強バイパス	化　　学	東京技術事務所		春、秋	
	アスファルト混合物のマイナジェンによる摩耗およびすべり抵抗に関する試験舗装	作　　業	A3-42	国道48号線 作業地区	舗　　装	仙台工事事務所 仙台技術事務所	交通量、すべり、摩耗量、縦断、コーアの密度、抽出	年、2回 すべり 年、4回
	アスファルト混合物のはく離に関する試験舗装	鹿児島	A4-42	国道10号線 単車一區分間	舗　　装	鹿児島国道工事事務所 久留米技術事務所	交通量、車軸重量、ひびわれ、沈下量、凹凸量、コーア密度、舗装強度	年 1-2回 自　　記 (強度)
43	各種上層舗装の支持力に関する試験舗装	大　　日	A5-43	国道16号線 大日地区	舗　　装 化　　学 機　　械	千葉国道工事事務所	交通量、車軸重量、ひびわれ、沈下量、凹凸、土圧、含水比、沈下計外	年、2回
	アスファルト混合物のマイナジェンによる摩耗およびすべり抵抗に関する試験舗装	岡　　岡	A6-43	国道13号線 村山地区	舗　　装	山形工事事務所 仙台技術事務所	交通量、すべり摩耗係数、摩耗状況観察、コーア密度、抽出	年、2回 4回 1回 1回
	アスファルト混合物のはく離に関する試験舗装	宮　　崎	A7-43	国道220号線 南郷地区	舗　　装	宮崎工事事務所 久留米技術事務所	交通量、車軸重量、ひびわれ、沈下量、凹凸、コーア	年、4回 2回
	(1) 各種鉄鋼によるコンクリート版の補強	水　　戸	O1-43	国道6号線 水戸バイパス	コンクリート	宮崎工事事務所 宇都宮工事事務所	交通量、車軸重量、ひびわれ、すべり摩耗係数、コーア採取	年、1回
	(2) アスファルト中埋置の比較		O2-43	国道4号線 矢板バイパス	舗　　装 機　　械	東京技術事務所		
	(3) 関連する施工調査							
44	(1) 各種鉄鋼の効果に関する試験舗装	加古川	O3-43	国道2号線 加古川バイパス	コンクリート 舗　　装 機　　械	姫路工事事務所 大阪技術事務所	交通量、車軸重量、ひびわれ、コーア採取、目地開閉、舗装強度	年、1回 年、4回 自　　記
	(2) 膨張目地なし舗装							
	(3) 関連する施工調査							
44	下層舗装の安定処理に関する試験舗装	横　　戸	A8-44	国道16号線 横戸地区	舗　　装	千葉国道工事事務所	交通量、車軸重量、ひびわれ、沈下量、凹凸、沈下計、土圧、ベンケルマン	年、2回 年、6回
	各種上層舗装の支持力に関する試験舗装	名　　四	A9-44	国道1号線 名古屋バイパス	舗　　装	名古屋国道工事事務所 名古屋技術事務所	交通量、舗装強度、車軸重量、ひびわれ、沈下量、凹凸	自　　記 年、2回
	コンクリート版の補強に関する試験舗装	加古川	O4-44	国道2号線 加古川バイパス	舗　　装 コンクリート 機　　械	姫路工事事務所 大阪技術事務所	交通量、車軸重量、ひびわれ 舗装強度	年、1回 自　　記

3. 昭和42年度に実施した試験舗装

3-1 幕張試験舗装(A1およびA2-42)

アスファルト混合物の配合設計に関する試験舗装には、土木研究所が大宮国道工事事務所との協同により昭和39年度に実施した岡部試験舗装がある。この観測結果により、取り上げるべき因子や試験、調査に伴う問題点なども比較的明らかにされており、しかも、アスファルト混合物の配合設計はその施工とともにアスファルト舗装の性能を左右する重要な問題であり、初年度の研究の格好のテーマと考えられた。

試験舗装の場所は国道14号線の2次改築として幕張海岸の埋立地に6車線の計画巾員をもつ幕張バイパスで、昭和42年度には片側3車線のみを施工したが、試験舗装には第1車線と第3車線が利用された。

試験用混合物は粗骨材の岩種、骨材粒度、アスファルト針入度などを変えて直交配列表に割りつけた24種類で、各々についてアスファルト量をマーシャル安定度試験による最適アスファルト量と、これより0.5%少ない2種類に変えている。更に同一配合の混合物を第1、第3の両車線に舗装したため区間数は合計96に及ぶ。

アスファルト材料に関する試験舗装(A2-42)では試験舗装A1-42に続いて13区間を設け、ここに同一骨材と粒度(密粒度)とによりストレートアスファルト(Pen 80~100)の種類(産地、製油所)のみを変えた混合物を舗装し、アスファルトの性状を比較することとした。それらにはイギリス、アメリカ、ドイツなどから輸入したアスファルトも含まれている。

いずれも1区間の延長25m、取付部分も含めて全延長2,000mに及ぶ交通量は昭和42年12月に第1第3車線をそれぞれ3,979台/日、4,372台/日であったが、第1車線に重量車が集中している。

3-2 作並試験舗装(A3-42)

積雪寒冷地におけるタイヤチェーンによる表層混合物の摩耗の問題は、北海道開発局を中心に研究が進められてきた。従来タイヤチェーンに対しては、表層上にアスファルトモルタルよりなる摩耗層を設けてきたが、平滑な路面となりやすいため、最近は粗骨材の入った耐摩耗トベカを用いることが多い。しかし、路面のすべりやすさと耐摩耗性の両方を満足する配合がどのようなものかについては、結論がえられていない。東北地方建設局では、この問題の解決のため、昭和41年度までに現地調査と室内試験を実施しており、地建独自の試験舗装の計画も持ち合わせていた。

試験舗装は国道48号線作並地区において、旧舗装上に3cm厚のオーバーレーとして施工された。耐摩耗トベカ混合物はアスファルト量、F/A、骨材粒度、アスファルト針入度、および粗骨材種類を変えた8新類で、これらを7月と10月の2回にわたり上、下車線に舗装した。従がって区間数は合計32となり、1区間延長40m全延長は700mとなった。

3-3 鹿児島試験舗装(A4-42)

アスファルト混合物における骨材とアスファルトのはく離の程度をはかる室内試験方法には、種々のものがあるが、これらの結果と実際のはく離現象との相関を明らかにした資料はほとんど見当らない。また、どのような方法によってはく離を防止することができるかについても明確な結論はえられ

ていない。

昭和41年に九州で観察されたはく離現象には水と温度、ならびに交通量が重要な因子であることが認められ、その現場条件を再現した試験舗装を設けることにより、はく離に伴う諸問題の解決を容易にすることができると考えた。

試験舗装は国道10号線華入一国分間で、旧舗装の打換え工事として行なわれた。試験舗装の上層路盤は粒度調整碎石とシラスを用いたソイルセメントの2種類とし、表層、基層は5cmと10cm厚とにした。シラスのソイルセメントは含んだ水を保持しやすく、アスファルト混合物層は薄いほど条件がきびしくなることが予想されている。混合物は骨材種類、アスファルトの針入度、フィラーに消石灰使用の有無、はく離防止添加材の有無、および厚さの各水準を直交表 L_{16} に割りつけた16種類でそれらを2つの上層路盤上に舗設した。1区間延長25m、全延長は800mとなる。

4. 昭和43年度に実施した試験舗装

4-1 大日試験舗装(A5-43)

改訂アスファルト舗装要綱では、アスファルト舗装の構造設計に際し、上層、下層路盤の工法および材料に対して、等値換算係数を適用することが示されている。それらの等値換算係数は、主としてAASHO道路試験の結果を参照して一応決定されているが、はたしてAASHO道路試験の結果がわが国の工法、材料に対してそのまま適用できるかどうかについては確証がない。また要綱に明確に示されていない工法、材料、たとえばアスファルト乳剤安定処理や、粒度調整スラグなどについては、その等値換算係数を求めておくことも必要である。さらに等値換算係数より求められる T_a と舗装の寿命との関係や、上層路盤の各種工法に対する基準も照査しておかなければならない。

試験舗装は土木研究所千葉支所に近い国道16号線長沼地区において、往復4車線の完成断面のうち片側2車線に設けられ、昭和43年10月より翌44年3月の間に施工された。

路床の関東ロームにはわずかに切盛りがあるが、支持力の均一化をはかって、路床の上部50cmを山砂におきかえた。下層路盤は1区間を除いてクラッシュランを厚さ40cmに積み上げた。上層路盤には粒度調整碎石や各種安定処理を含む11種類の工法と材料とを取り上げ、一部で厚さを10~30cmに変えた。合計20区間を設けた。基層、表層には厚さ6cm、4cmの粗粒および密粒アスコンをそれぞれ用いた。1区間延長40m、すりつけ部分を合めて全延長は約1.2Kmとなる。

4-2 楯岡試験舗装(A6-43)

本試験舗装は昭和42年度の作並試験舗装に引き続き行なわれたもので、因子の組合せは前回とほぼ同様であるが、ゴム入りアスファルトを加えたこと、針入度の水準を下げたこと、アスファルト量と粒度の決定は室内の配合試験によったことなどが異なる。

試験舗装は国道13号線山形県村山市楯岡地区で、旧舗装のオーバーレーとしての基層4cm、表層3cmのうち表層に舗設した。混合物は上記因子の組合せによる8種類で、上下車線と施工時期7月と10月の各々で計32区間となる。

また、これら8種類の混合物のほかに、アスファルト量を変えたアスファルトモルタル、ゴム入りおよび特殊なアスファルトを用いた開粒度アスコンと耐摩耗トベカ、およびグースアスファルトの計

7種類を上下車線に舗設した。従って合計46区間となり、1区間延長40m、道路の全延長920mとなる。

4-3 宮崎試験舗装 (A7-43)

本試験舗装も昭和42年度の鹿児島試験舗装に引き続いて行なわれた。前回にとり上げた因子も含め、はく離現象に関係すると考えられる要因はできうる限りとり上げることとし、消石灰使用のほかに、アスファルト量、アスファルトの乳化性の大小、骨材の含水比などの因子の組合せによる8種類を安山岩を含む3種類の粗骨材において繰返すこととした。

試験舗装は国道220号線宮崎県南郡阿部南郷地区の昭和42年度改良工事として下層路盤まで施工済みであった個所に設けられた。ここに厚さ15~30cmのシラスによるソイルセメント層を設け、上記24種類の混合物と、補足的にアスファルトの種類、添加材の使用、基層などを変えた10種類、合計34種類を厚さ5cmに舗設した。補足試験における基層は厚さ5cmの粗粒度アスコンおよび12cmの開粒度アスコンからなり、シラスソイルセメントからの水分の上昇を遮断することが目的である。

各区間延長20m、一部延長100m、全面積3,120m²となる。施工は昭和43年10月に着手、12月に完工した。

4-4 水戸試験舗装 (G1-43)

現行のセメントコンクリート舗装要綱では重交通道路のコンクリート舗装に対し版厚を25cmに規定しているが、いわゆる超重交通の道路においてはこのまゝでは舗装の強度が不足する場合が少なくない。その舗装方法としては、版に鉄筋を入れる。路盤を処理して支持力を高める。版厚を大きくするなどのことが考えられるが、本試験舗装は鉄筋の効果を明らかにするために行なわれた。

鉄筋には異形を含む6、9、13mmをほぼ同一ピッチで表面から7cmの位置に配し、一部では縁部の補強をねらったものもある。舗装は国道6号線水戸バイパスの下り線、1区間延長60mで5区間、全延長は300mである。路盤にはすべて歴青層を設け、版厚は25cmとしている。

また、本試験舗装に隣接した個所で、コンクリート版の施工性に関して、骨材の最大寸法40mmと25mmのコンクリート版を20mずつ25cm厚に舗設し、一般のコンクリートの品質試験の他に、硬化後版の各部より総計200以上のコアを抜きとり、版の平面位置版の上下方向の均等性を調査した。

版の均等性に関する資料として、特にコンクリート版内の加速度調査は、フィニッシャーの締固め効果を比較するもので、均等性向上に関する調査の一環として重要なものであるが、このほかの試験舗装においても調査が行なわれている。

平たん性についても、各試験舗装とも一応の測定を行っており、各種の縦フロート、斜め仕上げ機の性能を比較した。本試験舗装では、特に骨材最大寸法40mm、25mmについて、各々縦フロートをを用いた場合と用いない場合について平たん性を比較した。試験区間の延長は60mで、4区間240mであり、施工調査ともに試験舗装としてその耐久性を比較することもできる。

4-5 矢板試験舗装 (G2-43)

コンクリート舗装の施工性と耐久性とを向上させるために最近、版の下に歴青層を設ける設計が多くなったが、それらの工法と効果とについては明らかにされていない。国道4号線矢板バイパスで

は全線にわたって歴青層を設けたが、これを試験舗装としてとり上げ継続的に観測することとした。歴青層は厚さ3cmの加熱混合式アスコンと常温混合式のアスファルト乳剤混合物、ならびにタール乳剤による2層式アーマコートである。これら各々の延長100mを観測の対象とした。

コンクリート版厚を28cmとした場合の舗装の耐久性を試験するための区間を300mにわたって施工した。

4-6 加古川試験舗装 (G3-43)

超重交通道路におけるコンクリート舗装の耐久性に及ぼす、上層路盤の効果を明らかにすることを目的としている。上層路盤は厚さの異なる切込碎石、アスファルトとタールならびにセメントによる各安定処理の6区間で1区間延長40m、合計240mである。

また、現在の要綱では膨張目地間隔の最大を120mにおさえているが、欧米では膨張目地を省略した舗装が多くなっている。わが国における膨張目地省略の可能性を確かめるためにさし当り、その間隔を240mとし、収縮目地間隔は8mの版をその一部に設けた。

試験舗装は国道2号線の加古川バイパスに舗設された。このほかの試験舗装同様、施工中の締固め時における版内加速度分布、コンクリートの分離の程度、などの調査をあわせて実施した。

5. 昭和44年度に実施した試験舗装

5-1 横戸試験舗装 (A8-44)

現地材料を安定処理して下層路盤に用いる工法は最近広く利用されつつあるが、これら材料の経済性と舗装の耐久性に及ぼす効果とを比較する目的で、昭和43年度に実施した大日試験舗装に引き続いて国道16号線長沼地区に設けられた。

舗装の構造は関東ローム路床上に厚さ15cmの山砂の遮断層、次いで厚さ40cmの下層路盤が置かれる。現地材料としての切込碎石、山砂および関東ロームをセメントあるいは生石灰、消石灰により安定処理した7種類で、このうち山砂セメント安定処理と無処理の切込碎石では上層路盤に粒調碎石、セメント安定処理およびアスファルト安定処理の3種類を設け、他はすべて粒調碎石の上層路盤としている。上層路盤厚は20cm、基層、表層は合計10cm厚、各区間延長40mで11区間440mとなる。

施工は昭和44年12月より翌45年3月にかけて行なわれた。

5-2 加古川試験舗装 (G4-44)

コンクリート舗装の各種補強方法を比較検討するために昭和43年度に実施された同名の試験舗装に引き続き加古川バイパスに施工された。

鉄網を入れないコンクリート版の厚さは28、30および35cmとし、その他はすべて25cmとした。それらには異型を含む6、9、13および16mmの鉄網が版の上縁あるいは下縁に配されている。路盤は粒調碎石による厚さ20cmのもので、アスファルト安定処理による厚さ5cmの褥層が設けられている。各区間延長40m、8区間で合計320mである。

6. 昭和45年度に計画している試験舗装

6-1 橋上版上の薄層舗装に関する試験舗装 (M1-45)

長大橋梁の死荷重を減ずる上において、橋面舗装にはできるだけ薄層で、しかも耐摩耗、耐すべり性などの耐久性にすぐれた材料を用いなければならない。

国道16号線長湊地区で計画中の試験舗装は、舗装材料の耐久性を異なる床版構造との組合わせによって比較検討することを考え、次の様な、床版の種類と舗装材料とを取上げることとしている。

床版の種類：プレキャストコンクリート床版、Iビームロック、鋼床版

舗装材料：ゴム入りアスファルト、エポキシ樹脂、グースアスファルト

これらの組合わせによる9種類の舗装を各々延長約10m、巾員8mに施工する。施工中ならびに交通開放後の試験調査は従来の試験舗装のものに準じて行なわれるが、とりわけ、材料の流動性、たわみ性、耐すべり性などの観測に重点がおかれる。

6-2 各種下層路盤の安定処理に関する試験舗装 (A10-45)

本試験舗装は前述の横戸試験舗装と同様な目的で実施される。下層路盤材料には中国地方に豊富なマサを利用したセメントおよび消石灰による安定処理などを施工し、処理の効果を比較しようとするものである。

マサと対照される材料には切込碎石、スラグなどが考えられている。

試験舗装は国道2号線西広島バイパスの一部に設けられる計画である。

7. あとがき

昭和42年度以来44年度までの3ヶ年間に建設省各地方建設局管内において実施された試験舗装は以上の通りである。これらの設計施工に関する詳細はそれぞれの報告書に述べられているが、本文は試験舗装全体を概観する際の一助になれば幸である。

「試験道路における試験調査」を推進するに当たり、建設省道路局をはじめとする各地方建設局、工事事務所、技術事務所の各位ならびに施工に当られた各社の絶大な御協力をえた。ここに厚く御礼申上げる。

同テーマによる調査研究は今後も絶えず、新たな問題点の解決のために計画され実施されて行かなければならないが、関係各位に対し従来に変わらない御協力を仰ぐ次第である。

なお、各工事事務所ならびに技術事務所において発表された報告書等を更に土木研究所でとりまとめ、総合的な報告書として今までに公表されている土木研究資料は以下のとおりである。

○第359号 試験道路における試験調査報告書(その1)概要

試舗-42-1 昭43-3

同上(その2)調査報告書 試舗-42-2 昭43-3

同上(その3)資料編 試舗-42-3 昭43-3

○第547号 試験道路における試験調査報告書(その6)

昭和43年度に実施したアスファルト舗装関係の試験舗装における試験調査

試舗-43-3 昭45-3

○第561号 試験道路におけるコンクリート試験舗装調査報告書(その7)

試舗-43-4 昭44-3

寒地道路の耐摩耗すべり止工法について

建設省東北地方建設局 仙台技術事務所 工務課長 安藤茂光

1. まえがき

積雪、寒冷地における耐摩耗性アスファルト舗装工法としての配合が、昭和60年に標準化され実施されてきた。ところが、耐摩耗工法としてとりあげられた寒冷地タイプの舗装は、普通タイプに比較してすべりやすい傾向があるため、すべり抵抗に対してどのような性質をもっているかを知ることが課題となり「昭和61年度」から「寒冷地道路の耐摩耗、すべり止め工法調査」を取上げ、耐摩耗、すべり止工法としての一般的な配合基準を作成し、設計に反映させるために調査を実施した。

2. 調査経過

2-1 アスファルト舗装のすべり抵抗について(昭和61年度)

1). 現地調査

昭和61年9月より管内道路のアスファルト舗装から約60地点を選定、スグンレーにより系統的に調査を実施した。測定はすべて湿潤状態で行ったが、主な結果は次りとおりである。

イ. アスモルト焼付処理を除き、各種工法とも季節により大きく変動している。

ロ. この工法の摩擦係数は、1.5～2.0以上であるが、トベカだけは1.5を下回るものが、トベカ全体データでの1～2割に達した。

ハ. 路面温度と摩擦係数の関係は、この工法も20℃以下では摩擦係数は大きく、20℃以上では横ばい状態となる。

2). 室内実験

アスファルト舗装のすべり抵抗に関係する要因は、一般的にAs量と傾、粒度、骨材の形状と傾、締固め度と温度、添加剤、施工時期等が考えられる。

これらのうち、室内実験では寒冷地タイプと普通タイプの配合面を重視してAs量、 As/As 、粒度、締固め度、耐凍防止添加剤について、各々スループットをとり、直交配列表しにわりつけて実施した。その結果、As量、 As/As 、粒度がすべりに影響し、As量、 As/As を大きくした寒冷地タイプが普通タイプよりすべりやすくなっていることが判明した。

2-2 作業地試験舗装について(昭和62年度)

前年度の室内実験の結果を基礎とし、更に施工時期による影響、すべり摩擦係数の経年変化を把握するため、昭和62年7月と10月に、一般国道6号線伊達市地まで試験舗装として厚さ30cmのトベカオーバーレイを実施した。

とりあげた図は、室内実験で有意となったAs量と As/As 、粒度の他に、アスファルト針入度、粗骨材の傾(傾き)及び施工時期とし、各因子ともスループットを直交配列表しにわりつけて1区間60mとして計3種類、延長700mを施工した。その結果、すべりに影響する要因として粒度が最も寄与率が高く、施工後の経年変化に関係なく常にすべりにさいており、すべりを考える際の要因であることが立証された。又As量については施工当初においてすべりに影響するが、施工後時間経過と共に

つれて小さくなり、1年後のフラッシュ時期において僅か奇率を示すに過ぎなかった。その他、 F_1/A_1 、針入度、粗骨材の値(硬さ)施工時期等はそれ程影響しなかった。

因子と水準

因子	水準
A アスファルト量	A ₁ 80% A ₂ 95%
B F_1/A_1	B ₁ 1.0 B ₂ 1.5
C 粒度	C ₁ 下限(粗) C ₂ 上限(細)
D アスファルト針入度	D ₁ 60~80 D ₂ 100~120
E 粗骨材の値	E ₁ 硬岩(碎石I) E ₂ 軟岩(碎石II)
F 舗設時期	F ₁ 7月上旬 F ₂ 10月中旬

配合表

配合 No	A	B	C	D	E
1	アスファルト量 %	F_1/A_1	粒度	アスファルト針入度	粗骨材
1	80	1.0	下限	60~80	硬岩
2	95	1.5	上限	.	.
3	80	1.0	上限	.	軟岩
4	95	1.5	下限	.	.
5	80	1.5	下限	100~120	硬岩
6	95	1.0	上限	.	.
7	80	1.5	上限	.	軟岩
8	95	1.0	下限	.	.

2-3. 梅岡地区試験舗装について(昭和44年度)

室内実験、作並地区試験舗装における、すべりに影響する要因の再確認と現地に於ける磨耗について、降雪地である国道3号線、梅岡地区で試験舗装を実施した。この試験舗装にヒリあげた因子は、作並地区とほぼ同じであるが、新たにストリートアスファルトとゴム入りアスファルトの差を見ることが、針入度の水準と下り水量、粒度等の配合比率を配合試験により、舗装要綱所定値と比べた結果に合致する混合物とした。更に下記の舗装タイプについて施工し、その磨耗とすべりを比較することにした。

- イ. アスモル As量 11%と12.5%
- ロ. トベカ ゴム入りと特殊アスファルト
- ハ. グースアスファルト
- ニ. 湘松式 ゴム入りと特殊アスファルト

以上の各因子と水準について、直交配列表L₈(2⁷)にありつての舗装と、特殊舗装7種について、施工時期を7月、10月にかき延長920mを施工した。更に作並地区試験舗装区間について、すべり摩擦係数の年間変化傾向を実施した。この結果、すべりに影響する因子としてAs量、粒度、特に2.5mm以下のAsの量が、他の因子と比較して奇率が高いことが作並の場合と一致した。その他の因子はほとんど影響していない。As量の99.1、しかも下限粒度(粒度範囲内において下限値)の混合物がすべりやすい結果を示した。

わりつけNo毎の配合率

回 り つ け No	20% F 1	A量 B	25% F 2	A量 C	斜入度 D	A量 E	粒度分布 25%~100%	配 合 比						施 工 時 期
								特 号	六 号	七 号	粗 砂	細 砂	石 粉	
1	13.0	9	80	40-60	スリ-1	上~上①	-	9.0	15.9	14.4	32.9	14.8	9.0	F=7月 F=11月
2	13.0	9	70	40-100	スリ-1	F~上①	7.6	11.7	15.6	13.3	25.9	15.0	9.0	
3	13.0	8	80	40-100	スリ-1	上~上①	-	9.1	15.1	14.6	32.2	15.0	9.0	
4	13.0	8	70	40-60	スリ-1	F~上①	7.6	11.9	14.7	13.3	25.2	15.2	9.0	
5	8.7	9	80	40-60	スリ-1	上~下①	-	8.8	16.8	12.3	32.9	9.6	9.0	
6	8.7	9	70	40-100	スリ-1	F~下①	7.8	14.4	14.4	15.5	31.0	9.9	9.0	
7	8.7	8	80	40-100	スリ-1	上~下①	-	8.5	17.0	15.5	35.3	9.7	9.0	
8	8.7	8	70	40-60	スリ-1	F~下①	7.9	14.6	15.6	14.6	31.4	10.0	9.0	

特殊舗装配合表

	材料	20-13	13-5	5-2.5	粗砂	石粉	計	75%以上
No.9	アスファルト	-%	-%	-%	81.3%	18.7%	100%	11.0%
No.10	"	-	-	-	78.3	21.7%	100	11.5%
No.11	バカスコン	6.2	8.3	9.5	59.8	16.2	100	9.0
No.12	"	6.2	8.3	9.5	59.8	16.2	100	9.0
No.13	スラスコン	-	2.0	2.6	3.0	2.4	100	8.5
No.14	スラスコン	18	5.6	6	12	6	100	5.5
No.15	"	18	5.6	6	12	6	100	5.5

2-4 昭和44年度試験調査について

昭和42年度に試験施工で実施した作並地区及び、昭和43年度実施した植岡地区試験舗装区間で、すべり摩擦係数の継続調査、現地摩耗、混合物の全年変化、交通量等の調査を実施した。その結果、すべりについては、室内実験及び、作並、植岡の各試験舗装ともすべりに影響する要因の傾向は同じであった。摩耗については、作並の場合コアを採取して室内ラベリングを実施し、植岡地区ではコアラベリングの他に、現地直接摩耗量についても実施した。その結果、A量、粒度、続いて%、Aの種類のといった要因が影響しており、コアラベリングも現地直接摩耗も同じような影響度合でできている。A量、粒度といった主要な要因は総てすべりと反対の傾向である。

すべり摩擦係数の全年変化について作並、植岡とも施工当初すべりに対する寄与率も大きいA量、粒度等の要因は1~2年経過しても、その影響は残っており、Aの舗装路面のすべりを考える時の一つの要因と思われる。火、石質については施工当初よりそれ程大きな寄与率を示していないが、特にスタンレー清の場合タイヤチェーンによる摩擦を受けてからはすべりに及ぼす度合が大きくなった。その他、Aの斜入度、%、0.074mmフルイR₄₅、Aの種類はそれ程小さかった。又、路面のすべりやすさと時期的に見た場合、施工当初1~2ヶ月（特に夏場の施工）がすべり摩擦係数の最も低下する時期であり、1~2年経過した路面は81%で55前後と上下し、施工当初に比較して41~62くらい高い係数である。

次に現地直接摩耗量の分散分析の結果から、各因子毎にその傾向を列記すると

- 1) 0.074mmフルイR₄₅の多い混合物は摩耗に強い。
- 2) 2.5mmフルイR₄₅の多い混合物は摩耗に弱い。

3) アスファルト量の多い混合物は摩耗に強い。

4) 針入度の水準60~80, 80~100の間に影響がない。

5) アスファルトの種類、ストレートとゴム入りの混合物では、ゴム入りの混合物が耐摩耗にはよい。

又、アスモル、トベカ、グース、用粒状等の特殊舗装の現地直接摩耗については、アスモルが耐摩耗として、特にすぐれているとは思われず、トベカタイプと同じような傾向である。これは、めりつけ舗装で細かい粒状の摩耗しやすい傾向に一致し、室内ラベリングでもアスモルが他より大きい摩耗量であった。又、グースアスファントトベカ、アスモルよりも摩耗厚が大きく測定された。現地で見たとグルーローラの凹凸面がなく平坦になっており、凹凸面が消えたことにより大きな摩耗厚として測定されたものと思われる。

3. 耐摩耗、すべりない路面の設計

現在までのすべり、摩耗のデーター及び解析結果を検討し耐摩耗、すべりない路面の設計方法を考察する。

3-1 許容すべり摩擦係数

管内でのすべり事故と、すべり摩擦係数の関係と測定した結果、事故発生した地点は $\mu_{10} = 0.4 \sim 0.6$ 以下であった。

3-2 気象交通条件とすべり摩擦係数

すべり摩擦係数の年変化は、摩耗による路面の変化、路面温度、施工時期による表面仕上げ、フラッシュによる特殊変化等、現地の気象条件、交通条件を考慮し、最もすべりやすい条件の時のすべり摩擦係数に対して設計しなければならない。

3-3 すべりに及ぼす要因

作業、掘削地での摩擦係数を見ると、施工初期において最もすべりやすい状態となる。又、すべり摩擦係数に及ぼす要因は、As量、粒度が最も奇率が高く、As舗装路面のすべりと考えられる要因としてあげられる。

3-4 許容摩耗量

一般道路において、最も摩耗の激しい箇所はセンターラインをばさんで50cm前後である。又、室内ラベリング試験では、1.5cmと残っているが現地の円運が不明なので、道路の走行供用部分の年間摩耗量として、これを許容されようとして決定する必要がある。

3-5 摩耗に及ぼす要因

室内ラベリングの結果、作業の場合、As量、粒度に続いてAsの質、掘削ではAsの種類が最も影響し、20%、25%、各フルイPass、As量が比較的高い。

現地の摩耗に及ぼす要因は、施工に至るまでの測定結果では、As量、粒度(25%フルイPass)であり、Asの種類はかわっているにすぎない。従ってAs舗装の摩耗に及ぼす主要因は、As量、粒度があげられる。

4 耐摩耗、すべりを考慮した混合物の配合設計指針(案)

4-1 適用範囲

この指針(案)は、寒冷地タイプトバカの耐摩耗、すべりを考慮した、一般的アスファルト混合物の配合設定に適用する。

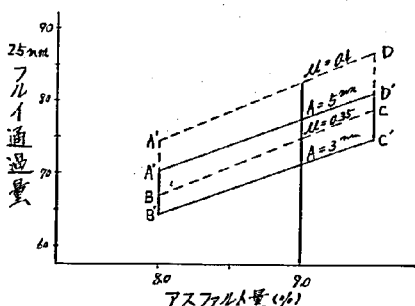
4-2 設定条件

道路線形は、一般的なものとし、勾配、曲線、交差突等は別途考慮するものとする。又、設計速度は60km/hとする

4-3 設定指針

- 1) 骨材粒度は、アスファルト舗装要綱耐摩耗トバカの標準粒度範囲とする。
- 2) F/A_s は1~15の範囲とし、経験を重視して決定する。
- 3) 骨材粒度の25mmフルイ通過量とアスファルト量は、下図を参考に施工後1~2ヶ月間のフラッシュ、タイヤチェーンの影響等を考慮して決定する。
- 4) 配合時のマーシャル試験の標準値は、下表を参考にすると同様にそれぞれの影響度合を考慮して決定する。

耐摩耗、すべりを考慮した混合物の配合線



□ ABCD新着スリ $\mu = 0.35 \sim 0.4$
 施工後1週間目 湿潤
 □ ABCD耐摩耗 A: 5~3
 施工後1年目

	項目	標準値	備考
マーシャル試験	70-値 $\%$	40-70	骨材の25mmフルイ通過量
	安定度 $\times 9$	450 02.500kN	
	空隙率 $\%$	3-7	骨材の25mmフルイ通過量

耐摩耗、すべりを考慮した混合物の標準値

5. おわりに

以上述べたように、すべりと耐摩耗は逆相性格をもち、その基準化は非常に難しい問題である。すべりについては、施工後1~2ヶ月(特に夏期施工)が最もすべり摩擦係数が低下し、 A_s 量が少ない混合物及び上限粒度程すべりにくくなり、摩耗は、 A_s 量の多い混合物2.5mm P_{85} の小さい混合物の摩耗に強くなり、すべりとの両立は難しいことを示している。

又、設計指針(案)の中で示した摩擦係数 $\mu_0 = 0.35 \sim 0.4$ については、管内道路の事故発生多発地の摩擦係数は、ほとんど0.35以下となること、道路の幾何構造の中で計算の基準となっているすべり摩擦係数は、縦方向60km/h、湿潤で0.32程度となり0.35以下安全率1.1となることから $\mu_0 = 0.35 \sim 0.4$ とした。同じく磨耗量3~5mmについて、アスファルト舗装のオーバーレイ時期(4~5年)を考慮して、3~5mmの範囲を用いて基準(案)を作成した。なお本調査で耐摩耗、すべり止め工法について一応の成果をあげることができたが、アスファルト舗装のアスファルト老化層、室内ラベリングと現地交通量との関連が不明であることなどまだ解明されない点が多く今後更に調査を継続しより良い配合設定指針を導く考えである。

幕張試験舗装の概要と供用状況について

建設省土木研究所 企画課長 松野 三郎

同 舗装研究室 谷本 誠一

1. まえがき

幕張試験舗装はアスファルト混合物の配合設計とアスファルト材料に関するもので、前者は現在アスファルト混合物の配合設計法として一般に用いられているマーシャル試験が、舗装の供用性からみるとかならずしも満足したものでなく、過去において配合が不適当なために舗装が早期に破壊するといった例にみられる如く、混合物の配合設計方法が適切でないことが取りざたされてきた。この試験舗装ではアスファルト混合物の配合設計法の問題を舗装の供用性との関係から明らかにし、わが国の道路事情に適した配合設計方法を求めるために、また後者はわが国に広く使用され、過去々々その性状の問題が議論された中近東系アスファルトと他のものとを比較し、舗装用アスファルトとしての優劣を見分けることを目的として、昭和42年度東京と千葉を結ぶ一般国道14号線の千葉市幕張町地先に、アスファルト混合物の配合設計に関するもの48種類、アスファルト材料に関して13種類、計61種類の混合物を1車線と3車線それぞれに、延長1,500m、面積13,650㎡にわたって施工した。

この報告は、試験舗装の計画、設計および施工の概要と昭和42年9月供用開始以降現在まで3ヶ年間の供用状況を述べたものである。

2. 計 画

2-1 アスファルト混合物の配合設計に関する試験舗装

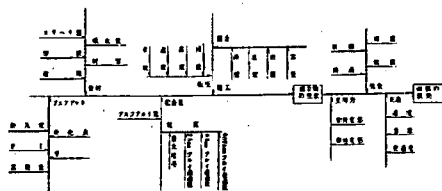
アスファルト舗装の供用性を支配する要素として、1) 亀裂、2) 流動、3)

摩耗、4) すべり抵抗が考えられる。こ

れらはいずれもアスファルト混合物の性状、特に配合に大きく関係する。図

一1は加熱アスファルト混合物の性状に関係すると考えられる要因を示したものであるが、試験舗装においてとり上げた因子は、このうち混合物の配合と供用性と関係があると思われる要

一1に示す因子と水準を選んだ。



図一1 アスファルト混合物の特性要因図

これら5つの因子を図-2の点

表-1 混合物の配合にとり上げた因子と水準

範囲に示す如く直交表 L_{18} 1部追加法($A_2 \rightarrow A_3$)により表-2のように24種類を割付け、さらにアスファルト量をマーシャル試験より求めた最適アスファルト量と最適-0.5%の2段階増減した48種類をそれぞれ1車線と3車線に合計96種類の混合物について施工することとした。

因 子	水 準	要 求
A 2.5mm通過率	$A_1: 43\%$ $A_2: 58\%$ $A_3: 28\%$	直交表 L_{18} に割付け
B 0.6mm通過率	$B_1: 23\%$ $B_2: 34\%$ $B_3: 48\%$ $B_4: 16\%$ $B_5: 23\%$	
C 0.074mm通過率	$C_1: 4\%$ $C_2: 10\%$ $C_3: 5\%$ $C_4: 11\%$ $C_5: 2\%$ $C_6: 8\%$	
D 粗骨材の種類	玉 砂 砕 石	
E アスファルトの計入量	40 ~ 60 80 ~ 100	直交 L_{18} の 増減
A ₁ アスファルト量	A_{11} : 最適-0.5% A_{12} : 最適	
L 交通条件	L_1 : 1車線 L_2 : 3車線	

表-2 因子と水準の組合せ

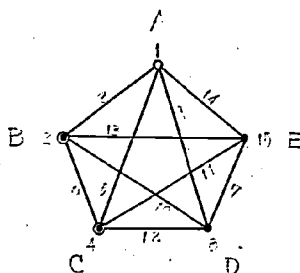


図-2 因子の割付け

なお、粒径に関する各水準は、アスファルト舗装設計に示されている粒度をもとに、2.5mm通過率では密粒度アスファルトコンクリート、修正トベカおよび粗粒度アスファルトコンクリートの各粒度範囲の中央値、3水準とし、0.6mm通過率および0.074mm通過率は、前述

3種類の混合物について0.6mmでは要粗粒度範囲の中央値附近と上限を、0.074mmでは下限附近と上限を定めるものそれぞれ2水準とした。

2-2 アスファルト材料に関する試験結果

「アスファルト混合物の配合設計に関する試験結果」と同一路線上に国産品8種類、輸入品4種類合計12種類のアスファルトを用いた密粒度アスファルトコンクリートを施工することとした。

使用したアスファルトは表-3のとおりである。

なお、 B_1 B_2 B_3 については、それぞれメーカーのちがうものを使い、トリニダット・レーキ・ア

スファルトは針入度150~200のストレートアスファルトと1:1の割合で混合して使用した。この場合の密粒度アスファルトコンクリートの予定粒度は製粒粒度範囲の中央値とし、使用する骨材は砂岩とした。

2-3 室内試験

試験舗装に用いた同一混合物を室内において、1)トラクタテストによる流動試験、2)マーシャル、ジャイレトリーおよびニーディングコンパクターなどによる締固め方法を異にした混合物の性状に関する実験等を行ない舗装の供用状態との相関を求める室内試験を行なうこととした。

表-3 使用アスファルト種類

	アスファルトの種類	使用数
国産品	ゴム混入アスファルト	2 種
	ベネズエラ産アスファルト	2 種
	中東ネープローン	2 種
	中東カフジセープローン	1 種
	中東カシゴストレー	1 種
輸入品	イギリス製	1 種
	アメリカ製(カリフォルニア産)	1 種
	ドイツ製	1 種
	トリニダード・レーキアスファルト	1 種

3. 設計および施工の概要

試験舗装は図-3に示す東京と千葉を結ぶ一般国道14号線の千葉国道工事事務所管内の千葉市草野町に位置する。この試験舗装区間は交通渋滞を解消するため、バイパス道が計画され昭和42年既にその舗装工事が行なわれた。試験舗装は表面アスファルト混合物を対象にして工事の1部に繰り入れて施工したもので、全延長2,000mの写真-1に示す。3車線のうち第1車線(歩道側)と第3車線に舗装した。このうち橋梁、交差点など条件の悪い所は除いて、

- 1) アスファルト混合物の配合設計に関するものに1,200m、
- 2) アスファルト材料に関するものに300mを配した。

この試験舗装区間の道路条件は次のとおりである。

- 1) 巾 員: 12.5m
- 2) 最小半径: 1,000m
- 3) 最急勾配: 0.5%
- 4) 横断勾配: 1.5%
- 5) 交通量: 全交通量18,845台/日(大型車: 3,710台/日)
 第1車線 4,339台/日(大型車: 1,915台/日)
 第3車線 4,508台/日(大型車: 664台/日)

写真-1 試験道路状況

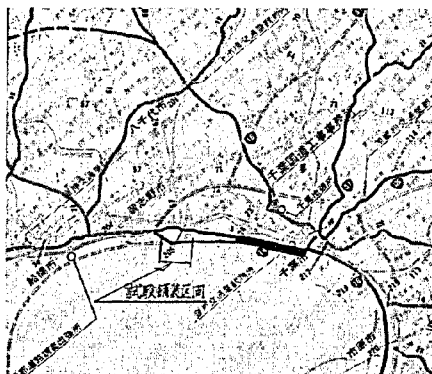


図-3 試験舗装の位置



舗装断面は図-4に示すと
あり、このうち今回試験舗

装の対象となるものは、表層
(4 cm厚)の混合物である。

混合物の1種類の施工延長
は25mで、その面積は第1
車線で950m²、第3車線で
850m²であり、混合物別の
全施工面積は、配合設計に関
する密粒層、修正トベカおよ
び粗粒層にそれぞれ3,600m²

アスファルト材料に関するもので2,870m²である。

なお、舗装断面は前述の交通量から5年後の大型車交通量を推定して、設計軸荷重を1車線で9ト
ン、3車線で6トン、路床土の設計CBRGとして設計している。

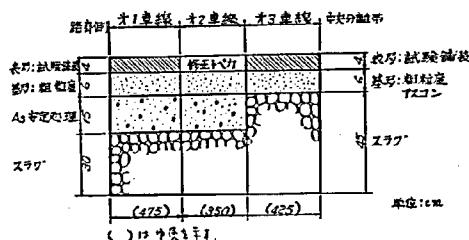


図-4 舗装断面図

3-1 試験混合物の配合設計

試験混合物の配合は、前述の割付け
に従って行ない使用した材料は表-4
の骨材と表-5のアスファルトを使用
した。

表-5 使用したアスファルト

種別	品名	納入量	製造地	製造所	合計 NO
A区	ストリート	80-100	アサヒ	大田	
	フ	80-100	フ	フ	
B区	ボリベア	80-100	アサヒ	日石	第1
	ボリベア	80-100	アサヒ	日石	第2
	ストリート	80-100	アサヒ	大田	第3
	ストリート	80-100	アサヒ	大田	第4
C区	ボリベア	80-100	アサヒ	日石	第5
	ストリート	80-100	アサヒ	日石	第6
	フ	80-100	アサヒ	日石	第7
	ストリート	80-100	アサヒ	日石	第8
D区	ボリベア	80-100	アサヒ	日石	第9
	ストリート	80-100	アサヒ	日石	第10
	フ	80-100	アサヒ	日石	第11
	ストリート	80-100	アサヒ	日石	第12

A区はアスファルト配合設計に関するもの
B区はアスファルト材料に関するもの

表-4 使用した骨材の性状

骨材	特性	表見比重	見掛け比重	吸水率	産地
玉砂	5号	2.643	2.695	1.2	埼玉県秩父市
	6号	2.613	2.678	1.5	
	7号	2.611	2.694	1.9	
砂	5号	2.736	2.760	0.5	茨城県石岡
	6号	2.702	2.744	0.9	
	7号	2.719	2.792	1.5	
荒目砂(川砂)		2.592	2.636	1.1	千葉県木下利便川
細目砂(川砂)		2.588	2.653	2.1	茨城県鹿島
フィラー(石灰岩)			2.685		栃木県富士

アスファルト量は表-6に示すとおりで、マーシャル試
験より求めた基準アスファルト量をそのまま用いたもの
と、その基準アスファルト量より0.5%少なくしたものの2
段階とした。なお、基準アスファルト量は空隙率、旗和度
フロー値などについてアスファルト舗装設計に示される範
囲に達さないものが若干あったが、この場合空隙率の基準
範囲内で経験的に決めた。

なお、アスファルト材料に関するもの、アスファルト量
は概ね基準アスファルト量より0.5%少なくした。

3-2 施 工

以上の設計にもつき昭和42年7月から9月まで
工期80日間で請負工事として東横道路(株)によって施
工された。

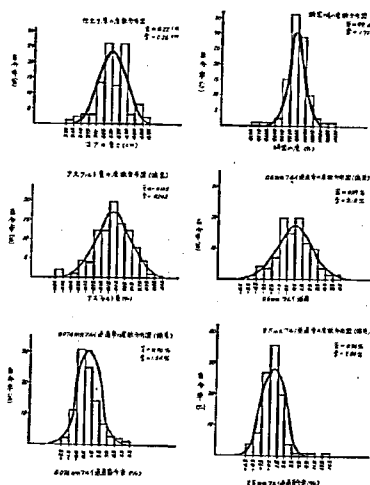
施工は混合物の種類が多く、かつその舗装配置を無
作為に行なったため、プラントの計量の粗みかえ、舗
装機材の移動等によりかなり長い工程を要した。

管理試験は試験舗装であるためその項目、頻度とも
一般工事と比して多くした。その結果は図-5の時刻

表-6 設計アスファルト量(%)

混合物の 種類	層	厚さ (cm)	密粒度(D)		修正V ₅₀ (T)		粗粒度(O)	
			最速 -0.5	最速	最速 -0.5	最速	最速 -0.5	最速
A 区 間	1	5.3	5.3	5.8	6.0	6.5	5.7	6.2
	2	4.6	5.1	5.5	6.0	6.0	4.7	5.2
	3	4.4	4.9	4.5	5.0	5.5	5.5	6.0
	4	4.3	4.8	4.3	4.8	3.8	4.3	
	5	6.5	7.0	8.3	8.8	6.0	6.5	
	6	6.2	6.7	7.5	8.0	5.5	6.0	
	7	5.5	6.0	6.8	7.3	5.5	6.0	
	8	5.0	5.5	6.1	6.6	4.6	5.1	
B区間		5.3						

図-5 品質管理特性の度数分布図



分布図と表-7~8に示す如く、十分
な精度で施工されていることを示し、
この試験舗装の今後得られる結論の普
偏性、現実性は問題がないと思われる。

表-7 混合物の品質の変動

	厚さ (cm)	修正の重 (%)	アスファルト 量 (g)	25mm Pass (g)	0.075mm Pass (g)
アスファルト舗装 現場の平均	0.55	2.0	0.3	3.5	1.35
今日の施工 V	0.26	1.75	0.24	2.84	1.54

表-8 規格値を外れる百分率

	厚さ (cm)	修正の重 (%)	アスファルト 量 (g)	25mm Pass (g)	0.075mm Pass (g)
アスファルト舗装 現場の規格値	± 0.9	8.0	± 0.9	± 12	± 5
規格を外れるもの の百分率 (%)	3.8	10.0	0.6	0.2	0.3

注) 96ページ参照

この管理試験のデータからコアと室内およびプラントにおける各種マージナル試験値間の相関を求
めると表-9に示すとおりである。

コアとプラントの相関とコアと室内の相関の間には明らかに差がありコアとプラントマージナルの
方が相関関係が強い。コアとプラントの間では密度、安定度、空隙率、フロー値、飽和率ともに相関
は危険率1%以下で有意である。コアと室内の間では密度と空隙率が危険率5%以下で有意であり、
飽和率、フロー値が危険率1%以下で有意である。このように両者通じて相関の強いものは飽和率と
フロー値であり、アスファルト量が飽和度、フロー値によって決ることが多いので、この傾向は好しい

ものである。

また、コア、プラント、室内の3者の関係は、相関式にみる如く、密度はプラントの値が最も大きく、次いでコアであり、室内の値が最も小さい傾向にある。この傾向は、密度から算出される空隙率、飽和度にそのまゝ表われ、空隙率ではプラントが最も小さく室内が大きい。飽和度では逆にプラントが大きく室内が小さくなる。

安定度はコアが最も小さく、室内、プラントの順に大きくなる。フロー値では室内が最も大きく、コア、プラントの順に小さい。

表-9 各種マーシャル試験値の相関

	相関係数	相 関 式
コアとプラントの相関		
密 度	0.85 **	$Y = 0.819X + 0.41$
安定度	0.54 **	$Y = 0.75X - 150$
空隙率	0.54 **	$Y = 0.70X + 1.3$
飽和度	0.67 **	$Y = 0.75X + 170$
フロー値	0.54 **	$Y = 0.75X + 10$
コアと室内の相関		
密 度	0.79 *	$Y = 0.80X + 0.48$
安定度	0.22	$Y = 1.09X - 250$
空隙率	0.51 *	$Y = 1.33X - 4.0$
飽和度	0.77 **	$Y = 0.95X + 16.0$
フロー値	0.69 **	$Y = 0.41X + 19$

** : 危険率1%で有意 Y : コアの値

* : 危険率5%で有意 X : 室内とプラントの値

4. 供用状況

施工後の舗装の供用性に関する観測は、その経時の変化と供用状況を知るため、表-10に示すとおり昭和42年9月供用開始以降現在まで約3ヶ年間に7回の観測を行った。

この観測から現在のところ表-11に示すとおり2、3の混合物において、ヒビワレ、ワダチ掘れが発生しているが、アスファルト混合物の配合設計あるいはアスファルト材料による供用性の差異は顕著でなく、その解析は今後の観測を待たなければならない。

こゝでは、本試験舗装の交通条件、各特性値の経時変化および若干であるが混合物の配合により差異のみられた特性値の分散分析の結果等について述べる。

表-10 観測項目とその実績

特性値	昭和42年9月	43年12月	44年12月	45年4月	45年9月	46年5月	46年11月	47年6月
ヒビワレ *								○
ワダチ量	○	○	○	○	○	○	○	○
縦断面凸 *		○	○	○	○	○	○	○
横断面凸 *		○	○	○	○	○	○	○
密 度	○		○	○	○	○	○	○
すべり抵抗 *	○		○		○			
アスファルトの性状	○			○				○
表面観測						○	○	
交 通 量	○			○				○
車輦重量	○			○				○

* 供用性に関する特性値

4-1 交通量と車輦重量

試験舗装区間の交通条件は図-6に示すとおりで、各車線の3年間の累積交通量は全交通で 10×10^4 、大型車で 5×10^4 をこえている。また車輦重量は5トン換算累積通過輪数で1車線で 2×10^4 、3車線で 1×10^4 になっており、交通の質的条件は設計どおり1車線が厳しい。この5トン換算累積通過輪数から各車線の設計軸荷重(1車線9トン、3車線6トン)の累積通過輪数をみると1車線で 2×10^4 、3車線で 5×10^4 になっており、設計の通過輪数(設計軸荷重の通過輪数: 1×10^4)に対して1車線で1/5、3車線2/3がすでに通ったことになる。

4-2 ヒビワレ

表一11(1) 配合設計に関する区間の観測値

区間番号	ヒビワレ率(%)			観測割合(mm)	
	1区間	2区間	3区間	1区間	2区間
11	0	0	0	1.00	2.00
12	0	0	0	1.00	1.00
13	0	0	0	1.00	1.00
14	0	0	0	1.00	1.00
15	0	0	0	1.00	1.00
16	0	0	0	1.00	1.00
17	0	0	0	1.00	1.00
18	0	0	0	1.00	1.00
19	0	0	0	1.00	1.00
20	0	0	0	1.00	1.00
21	0	0	0	1.00	1.00
22	0	0	0	1.00	1.00
23	0	0	0	1.00	1.00
24	0	0	0	1.00	1.00
25	0	0	0	1.00	1.00
26	0	0	0	1.00	1.00
27	0	0	0	1.00	1.00
28	0	0	0	1.00	1.00
29	0	0	0	1.00	1.00
30	0	0	0	1.00	1.00
31	0	0	0	1.00	1.00
32	0	0	0	1.00	1.00
33	0	0	0	1.00	1.00
34	0	0	0	1.00	1.00
35	0	0	0	1.00	1.00
36	0	0	0	1.00	1.00
37	0	0	0	1.00	1.00
38	0	0	0	1.00	1.00
39	0	0	0	1.00	1.00
40	0	0	0	1.00	1.00
41	0	0	0	1.00	1.00
42	0	0	0	1.00	1.00
43	0	0	0	1.00	1.00
44	0	0	0	1.00	1.00
45	0	0	0	1.00	1.00
46	0	0	0	1.00	1.00
47	0	0	0	1.00	1.00
48	0	0	0	1.00	1.00
49	0	0	0	1.00	1.00
50	0	0	0	1.00	1.00
51	0	0	0	1.00	1.00
52	0	0	0	1.00	1.00
53	0	0	0	1.00	1.00
54	0	0	0	1.00	1.00
55	0	0	0	1.00	1.00
56	0	0	0	1.00	1.00
57	0	0	0	1.00	1.00
58	0	0	0	1.00	1.00
59	0	0	0	1.00	1.00
60	0	0	0	1.00	1.00
61	0	0	0	1.00	1.00
62	0	0	0	1.00	1.00
63	0	0	0	1.00	1.00
64	0	0	0	1.00	1.00
65	0	0	0	1.00	1.00
66	0	0	0	1.00	1.00
67	0	0	0	1.00	1.00
68	0	0	0	1.00	1.00
69	0	0	0	1.00	1.00
70	0	0	0	1.00	1.00
71	0	0	0	1.00	1.00
72	0	0	0	1.00	1.00
73	0	0	0	1.00	1.00
74	0	0	0	1.00	1.00
75	0	0	0	1.00	1.00
76	0	0	0	1.00	1.00
77	0	0	0	1.00	1.00
78	0	0	0	1.00	1.00
79	0	0	0	1.00	1.00
80	0	0	0	1.00	1.00
81	0	0	0	1.00	1.00
82	0	0	0	1.00	1.00
83	0	0	0	1.00	1.00
84	0	0	0	1.00	1.00
85	0	0	0	1.00	1.00
86	0	0	0	1.00	1.00
87	0	0	0	1.00	1.00
88	0	0	0	1.00	1.00
89	0	0	0	1.00	1.00
90	0	0	0	1.00	1.00
91	0	0	0	1.00	1.00
92	0	0	0	1.00	1.00
93	0	0	0	1.00	1.00
94	0	0	0	1.00	1.00
95	0	0	0	1.00	1.00
96	0	0	0	1.00	1.00
97	0	0	0	1.00	1.00
98	0	0	0	1.00	1.00
99	0	0	0	1.00	1.00
100	0	0	0	1.00	1.00

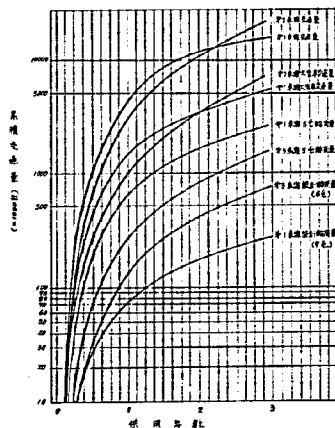
注) 観測は昭和45年10月に行われた

表一11(2) アスファルト材料に関する区間の観測値

区間番号	ヒビワレ率(%)		観測割合(mm)	
	1区間	2区間	1区間	2区間
1	0	0	1.0	1.0
2	0	0	1.0	1.0
3	0	0	1.0	1.0
4	0	0	1.0	1.0
5	0	0	1.0	1.0
6	0	0	1.0	1.0
7	0	0	1.0	1.0
8	0	0	1.0	1.0
9	0	0	1.0	1.0
10	0	0	1.0	1.0
11	0	0	1.0	1.0
12	0	0	1.0	1.0
13	0	0	1.0	1.0

注) 観測は昭和45年10月に行われた

図-6 試験舗装区間の交通量



ヒビワレは昭和45年の冬期に発生したもので、6月の観測においてアスファルト混合物の配合設計に関するもので17区間の混合物に、

アスファルト材料に関するもので3区間の混合物に表われた。そのヒビワレの発生位置は写真-2で

わかるように車輪の通過位置で、そのクラックはほとんどが縦状である。また、このクラックの発生状態は写真-3に示すように、表層の試験混合物の表面から発生したもので、基層にはまだ発生していない。

このヒビワレ発生要因は、まだヒビワレの発生区間も少なく、ヒビワレ率の最大値が12.7%、そのほとんどが10%以下ということで明確でないが、参考までに現時点におけるヒビワレ率から分散分析を

行なったものを示すと図-7のとおり要因効果(1%危険率で有意であることが)が認められた。

主効果では粒径の0.6mmと0.074mm、粗骨材の種類およびアスファルト量などで、0.6mmではその通過量が多いもの、0.074mmで逆に通過

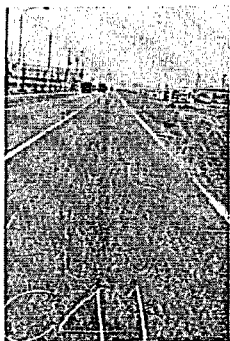


写真-2 ヒビワレの発生状況

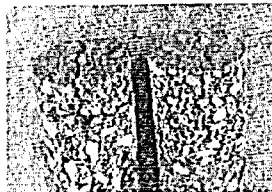


写真-3 ヒビワレ発生状態

率が少ないものゝヒビレ率が大い。

また粗骨材の種類では砂岩のヒビレ率が大い、アスファルト量は少ないものが大い。

交互作用では、混合物の種類(2.5mm通過率)と0.6mm、0.074mm通過率、0.074mmアスファルトの針入度、アスファルト量と0.6mm、0.074mm、骨材の種類の間などに認められた。

アスファルト材料に関するものでは表一11(2)に示した如く、1車線のみに3区間に発生したが、そのヒビレ率は3%以下であり、まだヒビレに対するアスファルト材料による要因は明らかでない。

4-3 横断凹凸量

横断凹凸量は1区間延長2.5mの3箇所について横断プロフィールメータで測定し、記録紙に画かれた横断形状から等間隔に縦距を量とり、 $\sqrt{V}$ を算出して横断凹凸量としたものである。

この横断凹凸量の経時変化は、図-8に示す如く供用開始の初期には車のニーディングにより凹凸量は小さくなり、その後は混合物の温度が降温となる夏期に凹凸量はかなり増加して、冬期には若干であるが減少する傾向にある。

さらに昭和45年6月のデータよりこの横断凹凸量についての影響を及ぼす要因を分散分析によって求めてみると、図-9に示とおり、主効果では混合物の種類、0.6mm通過率、アスファルトの針入度、アスファルト量および車線に危険率1%で有意であることが認められた。

その要因効果は、混合物の種類では修正トベカの凹凸量が最も大い、密粒度が若干大いものゝ粗粒度とは同じである。

図-7 ヒビレの要因効果図

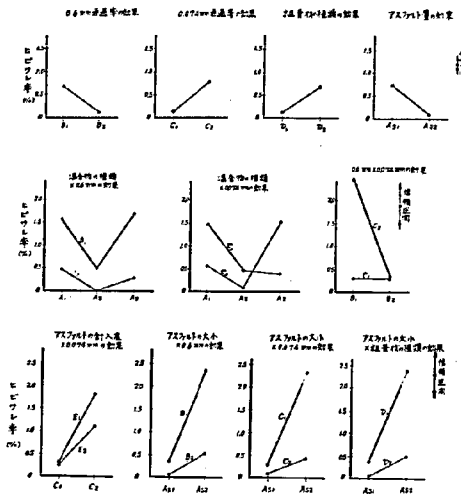
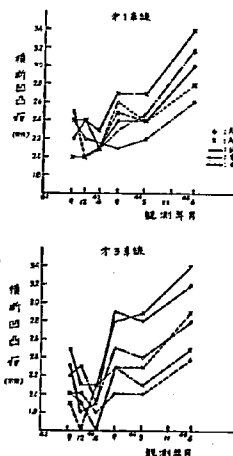


図-7 ヒビレの要因効果図

注) 9ページ参照

図-8 横断凹凸の経時変化



アスファルト量はその負の多いもの
 の大きい。また0.6mm通過率お
 よびアスファルトの針入度はいずれ
 もその値の大きい水準の方の凹凸値
 が大きい。さらに車線では交通条件
 の厳しい1車線の凹凸値が大きい。

その他、交互作用の効果もかなり
 認められたが顕著でないので省略す
 る。

4-4 密 度

密度は各混合物より2個のコアを
 採取し、その測定を行ってきたが、その
 経時変化は図-10に示す如く、粗粒質ア
 スファルト混合物を除き、供用2年間の
 密度の増加がいちじるしく、その後の増加
 はわずかになってくる。粗粒質アスファ
 ルトコンクリートでは供用3年間、増加をし
 ており、今後もさらに増加するであろうこ
 とが推察される。

このコアの密度と室内マーシャル密度の
 関係は図-11に示すとおりである。

施工直後のコアの密度は室内の約101
 %であるが、2ヶ年間の供用で約102.5
 と1.5%程度増加している。その後は先に
 述べたとおり粗粒質アスファルトコンクリ
 ートを除き変化はない。

4-5 そ の 他

縦断凹凸値、すべり抵抗、タワミ量および混合物のアスファルトの性状等についての概要は次のと
 おりである。

縦断凹凸値($\sqrt{V}$)は最大値で2.5 cmで、平均値は第1車線で1.3 cm、第3車線1.2 cm程度であり、
 その値が小さく、施工直後の凹凸値とほとんど変わらない。

すべり抵抗値は、速度40 km/hで0.45~0.65の範囲にあり混合物による差異等は顕著でない。

タワミ量は軸荷重4.1トン、タイヤの空気圧6.5 kg/cm²で測定したもので、その値は0.5mm以
 下で、施工後の供用の初期に若干小さくなる。

図-9 横断凹凸の要因効果

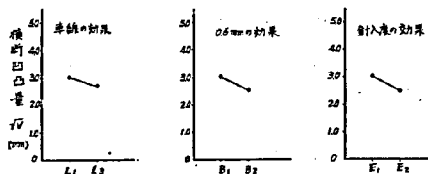
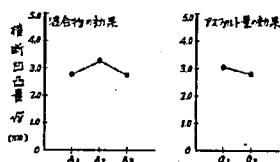
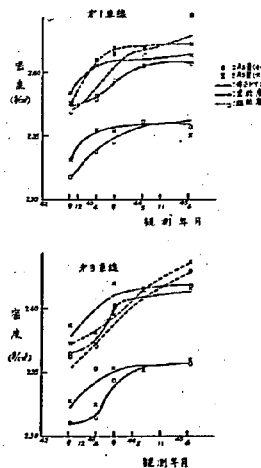


図-10 密度の経時変化



その後2.5ヶ年間はほとんど変化しなかったが、今回の測定ではいずれも小さくなっている。このタワミ値の平均値は供用の初測で約0.35mmで今回は約0.28mmであった。

アスファルトの性状の変化は、舗設した混合物よりアブソン法でアスファルトを回収して、針入度、軟化点および伸度の各試験を行ない性状変化を求め、その性状が舗装の供用性に如何に影響するかを明らかにするために行なっているもので、現在まだ施工1年後のデータを得た段階でその解析は行なっていないが、1年後の針入度の値をみると、残留針入度が30%から65%の範囲で針入度は大きく低下している。また軟化点は約10℃上昇しており、アスファルトの劣化のいかにしていることが伺われる。

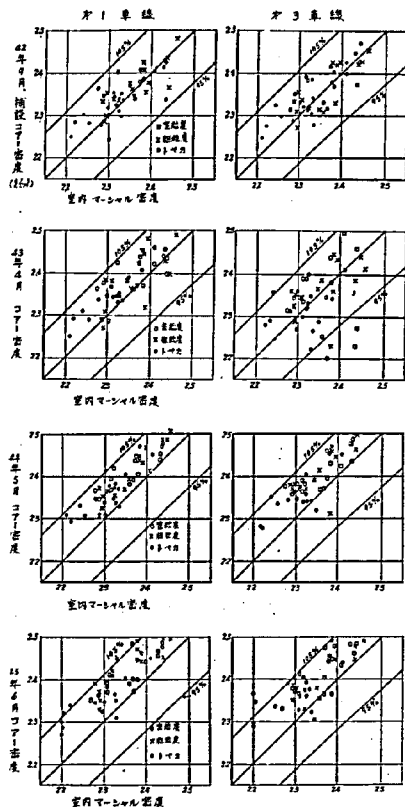
5. 室内試験

室内試験はトラックテスターによる混合物の流れに関する実験と、マーシャル、ニーディング、ジャイレトリーなど締固め方法の異なるものによる混合物の締固め密度に関する実験を行なったが、その結果の概要は次のとおりである。

混合物の流れに関するトラックテスターによる実験では、混合物の種類を密粒質アスファルトコンクリートと修正トベカにしぼって行なったものであるが、骨材の種類、0.074mm通過率、アスファルトの針入度およびアスファルト量に要因効果が認められ、この因子の水準と特性値凹凸量との関係も前述の試験結果とはほぼ一致しており、舗装の流れ（ワダチ堀れ）を推定する室内試験として、このトラックテスター（ホイルトラッキング試験機）がかなり有用であろうと思われる。

締固め密度に関する室内試験では、マーシャル、ニーディング、ジャイレトリー試験の締固め方法の異なる者についてそれぞれ締固め回数を変えて密度を求め、それぞれの締固め回数における平均で舗装の施工直後および供用2ヶ年後のコアの密度と対比すると表-13に示す如く、混合物の種類と締固め方法によって、舗装体の密度と同一となる各試験の締固め回数は異なる。

図-11 室内マーシャル密度とコア密度の関係



注) 98ページ参照

表-13 施工直後および供用2ヶ年のコアの密着
と等しい室内試験の結固め回数

6. あとがき

以上、基盤試験舗装の計画と設計および施工の概要と現在までのその供用状況について述べたが、まだ供用期間が短いために本試験舗装の目的である。1) アスファルト混合物の配合設計法の検討あるいは2) アスファルト材料による供用性差の検討を行なうには至らない。

しかし、すでに述べた如く施工管理データによる室内およびプラントマーシャルとコアのマーシャル特性の関係、あるいは舗装の密着による経時変化、ヒビワレの発生時の状態等々の貴重な資料が得られた。

本報告はこれらの施工時のデータと、舗装の供用性に関する初期の変化をとらえて若干の解析を行なったものと、室内試験結果の概要を述べたものであるが、今後長期にわたる試験舗装の御視察と関連室内試験を継続実施して、本課題の解明に寄与したいと考える。

おわりに、本試験舗装の実施にご尽力のあった建設省道路局、関東地方建設局ならびに、設計、施工管理に当たられた千葉県工務局、試験調査を担当された土木研究所化学研究室および舗装研究室内の担当官、施工に当たられた東亜道路の各位に対し深甚の謝意を表する。

試験方法	施工直後のコア-密度と等しい回数			供用2ヶ年のコア-密度と等しい回数		
	マーシャル試験 (実測値) (回数)	ニーディング試験 (結固め) (回数)	ジャイレット 7-試験 (結固め) (回数)	マーシャル試験 (実測値) (回数)	ニーディング試験 (結固め) (回数)	ジャイレット 7-試験 (結固め) (回数)
密粒度アスコン	70	70	10	(150)	(150以上)	40
修正ベカ	70	40	10	(150以上)	100	25
粗粒度アスコン	40	100	25	(150以上)	(150以上)	80
平均	60	70	15	(150以上)	(150以上)	48

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所舗装研究室 試験道路における試験調査報告書(その2)

土木研究所資料 第359号 昭43-3

- 2) 田口玄 - 新築実験計画法 丸善

アスファルト混合物のはくりに関する試験舗装

建設省九州地方建設局 久留米技術事務所 材料試験課長 秋吉成美

1 目的

アスファルト舗装の破壊原因は多岐あうが、その一つとしてアスファルト混合物のはくりが考へられる。この試験舗装は、混合物のはくり現象の原因を明らかにすると同時に、その防止対策の検討を行うものである。

2 経過

アスファルト混合物のはくり現象は、一般国道3号線の三太郎国道においてかなりの規模で発生した昭和39年頃からアスファルト舗装の新しい問題として取りあげられ格的な調査ならびに試験に着手し、昭和42年度、鹿児島での試験舗装（以下「鹿児島試験舗装」と言う）、昭和43年度の宮崎での試験舗装（以下「宮崎試験舗装」と言う）を実施し、現在追跡調査をおこなっている。

この間の経過はまず、昭和39年度に三太郎国道のアスファルト混合物の流動破壊の現地調査、昭和40年度、41年度は建設管内のはくり発生状況調査とその原因の調査をおこない、昭和42年度には、一般国道10号線の鹿児島国道工事に事務所管内に鹿児島試験舗装を実施した。鹿児島試験舗装では、アスファルト混合物のはくりの要因を明らかにしようとして、路盤の種類、アスコンの厚さ、骨材の種類、アスファルトの種類、スラーの種類等の因子をいろいろあげなが、はくり現象は見られなかった。そこで昭和43年度の宮崎試験舗装を一般国道220号線に実施し、施工の良否がアスファルト混合物のはくり面に何如に影響するかについて、骨材の含水比、アスファルトの量を因うとした施工上の問題と、鹿児島試験舗装とは重複するが、骨材の種類、アスファルトの種類、スラーの種類等の主要因と思はれるものを取りあげ、はくりの原因とその防止に関する資料を得ることも目的とした。

昭和43年度は、この二つの試験舗装の追跡調査として、はくり状況の観察を中心に各層の含水比、ひび割れ率、たわみ量、縦横断凹凸、採取コア一層度、安定度と2回年に観測し、胡装体湿度、気象状況は弄間を通じて観測を実施している。試験舗装の施工及管理試験関係等の詳細は、鹿児島試験舗装は土木研究所資料オ359号、宮崎試験舗装は同じくオ547号に記載されているので省略した。

3 計画

アスファルト混合物のはくり現象の要因は、骨材、アスファルト、混合物の性状（アスファルト量、締固め度）外部要因としては地下水、交通条件及び気象条件等を数多く考へられる。

鹿児島試験舗装と宮崎試験舗装でとりあげた因子をまとめると次のとおりである。（表-1）

宮崎試験舗装では、雨期あるいは冬期の降水量の比較的多い時期に施工してはみる。アスファルト混合物のはくりが起きる割合が多いという仮定の要因を想定して、鹿児島試験舗装でとりあげながった骨材の含水比、アスファルト量の二つをえらんだ。その他の因子としては鹿児島試験舗装と重複するが、骨材の種類は3種類とし、スラー、添加剤等とりあげた。

なお、はくり現象の防止は検討する意味で、ストレートアスファルトにパーラーを混入したものを一部採用した。

表-1

地区	鹿児島試験舗装	宮崎試験舗装
図号	1	2
アスコンの厚さ	5 cm	10 cm
骨材の種類	砂岩	玄武岩
アスファルト種類	ST 60-80	ST 80-100
フィラーの種類	炭カレ	炭カレ+消石灰
添加剤の有無	あり	なし
路盤の種類	粒調碎石	ソイルセメント
アスファルト量		最適
骨材の含水比		高い

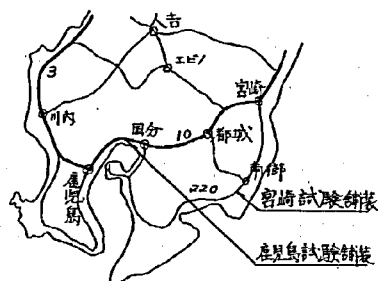
4 試験舗装

4-1 鹿児島試験舗装

鹿児島試験舗装の図のり方表 表-2

図号	アスコン厚	骨材	アスファルト	フィラー	添加剤
C-1	5 cm	砂岩	80-100	炭カレ	なし
C-2	5	・	・	炭カレ+消石灰	あり
C-3	5	・	60-80	炭カレ	あり
C-4	5	・	・	炭カレ+消石灰	なし
C-5	5	玄武岩	80-100	炭カレ	あり
C-6	5	・	・	炭カレ+消石灰	なし
C-7	5	・	60-80	炭カレ	なし
C-8	5	・	・	炭カレ+消石灰	あり
C-9	10 cm	砂岩	80-100	炭カレ	あり
C-10	10	・	・	炭カレ+消石灰	なし
C-11	10	・	60-80	炭カレ	なし
C-12	10	・	・	炭カレ+消石灰	あり
C-13	10	玄武岩	80-100	炭カレ	なし
C-14	10	・	・	炭カレ+消石灰	あり
C-15	10	・	60-100	炭カレ	あり
C-16	10	・	・	炭カレ+消石灰	なし

試験舗装位置図 図-1



4-1-1 計画概要

鹿児島試験舗装は図に示すように一般国道10号線国分-鹿児島間で、シラスを材料としたソイルセメント及び粒調碎石の路盤を設け、各々ロッドで上表(表-2)に示す16種合計22種類のアスファルト混合物を各25m舗装した。施工時期は昭和42年8月の最も暑い時期であった。

試験舗装の道路条件は下のとおりである。

試験舗装断面図

平面線型 直線

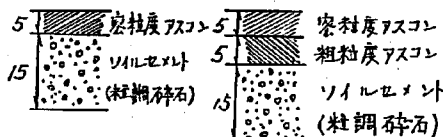
巾員 875-650-675

縦断勾配 0~0.5%

横断勾配 1.5%

横断型状 左盛切

交通条件 下り 2410台/日 上り 2435台(542.8)



4-1-2 使用材料及配合

1) 粒調碎石

碎石は安山岩のフラッシュラーンを使用した。最大乾燥密度2.6、最適含水比9.7%であり、粗度は0.075mm通過が0.5%以下。

2) ソイルセメント

ソイルセメントに使用するシラスは、三角産産では砂質ローム、改訂PR法ではA-2-4に含まれる。シラスの比重は2.57、均等体数 γ_p 、塑性指数NP、最大粒径25%であり、セメントは、普通ポルトランドセメントを使用した。ソイルセメントの配合は次のとおりである。

シラス 92% γ_p 43 %
セメント 8% γ_d 1.527
O.M.C 17.6 %

3) アスファルト混合物

アスファルト混合物に用いた砕石は、砕石の比重は玄武岩の2.96に比べ2.65と小さく、吸水、すりハリについて玄武岩の0.7、14.3に比べ1.5、17.1となっている。細骨材については双方とも同一のもので使用した。アスファルト混合物の配合及性状は表-3、表-4のとおりである。

表-3 アスファルト混合物の配合

材種	種類	基	石	表	石
		砂岩	玄武岩	砂岩	玄武岩
砕石	20-10	12.30		9.80	
	10-5	36.23		25.00	
	5-2.5	25.35		24.82	
玄武岩	20-10		30.84		22.51
	10-5		26.07		21.39
	5-2.5		16.80		16.70
粗砂		10.22	11.39	9.42	9.19
細砂		4.54	3.71	16.70	16.88
フィラー		5.76	6.07	7.56	7.13
アスファルト		5.40	5.10	6.70	6.20

表-4 アスファルト混合物の性状

性状	基	石	表	石
	砂岩	玄武岩	砂岩	玄武岩
密度	2.296	2.479	2.316	2.470
	(61.0)	(63.0)	(71.5)	(73.0)
飽和度	71.0	69.5	85.8	84.0
	(7.9)	(7.4)	(6.0)	(5.5)
空隙率	4.9	5.4	2.5	2.8
安定度	1,040	910	1,260	1,060
フロー	29	27	32	36

4-2 宮崎試験舗装

4-2-1 計画要旨

宮崎試験舗装は、日南港岸を通する一般国道220号線の宮崎県南郷町(図-1)に位置し、シラスを用いたソイルセメント路盤を設け、延長480mの区間を外工区に分けてアスファルト混合物で舗装した。1工区は70工区間、中負3.5m、延長20m、31~34工区は中負3.25m、延長100mである。

表-5 宮崎試験舗装の因子のわりつけ (フィラーの消石灰は、炭カレート消石灰=1:1)

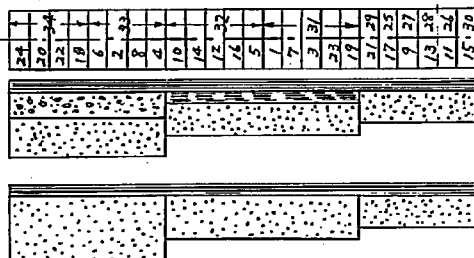
区間	層種	AS量	AS種類	割合	フィラー	外工区	中負	AS量	AS種類	割合	フィラー	添付
1	砂岩	最速	炭カレ	高	炭カレ	-	17	中負	-0.5%	炭カレ	高	炭カレ
2	玄武岩	最速	炭カレ	低	炭カレ	-	18	中負	-	炭カレ	高	炭カレ
3	砂岩	最速	炭カレ	高	炭カレ	-	19	中負	-	炭カレ	高	炭カレ
4	砂岩	最速	炭カレ	低	炭カレ	-	20	中負	-	炭カレ	高	炭カレ
5	砂岩	最速	炭カレ	高	炭カレ	-	21	中負	-	炭カレ	高	炭カレ
6	砂岩	最速	炭カレ	低	炭カレ	-	22	中負	-	炭カレ	高	炭カレ
7	砂岩	最速	炭カレ	高	炭カレ	-	23	中負	-	炭カレ	高	炭カレ
8	砂岩	最速	炭カレ	低	炭カレ	-	24	中負	-	炭カレ	高	炭カレ
9	玄武岩	-0.5%	炭カレ	高	炭カレ	-	25	砂岩	-0.5%	炭カレ	高	炭カレ
10	玄武岩	-	炭カレ	低	炭カレ	-	26	砂岩	-	炭カレ	高	炭カレ
11	砂岩	最速	炭カレ	高	炭カレ	-	27	砂岩	-0.5%	炭カレ	高	炭カレ
12	砂岩	最速	炭カレ	低	炭カレ	-	28	砂岩	-	炭カレ	高	炭カレ
13	砂岩	最速	炭カレ	高	炭カレ	-	29	砂岩	-0.5%	炭カレ	高	炭カレ
14	砂岩	最速	炭カレ	低	炭カレ	-	30	砂岩	-	炭カレ	高	炭カレ
15	砂岩	最速	炭カレ	高	炭カレ	-	31	砂岩	-	炭カレ	高	炭カレ
16	砂岩	最速	炭カレ	低	炭カレ	-	32	砂岩	-	炭カレ	高	炭カレ

試験舗装の直路条件は次のとおりである。なお宮崎試験舗装の施工は昭和43年11月~12月に実施した。

平面線形 直線

舗装工区わり 図-2.

巾員 125-65-125 下リ
縦断勾配 -0.2~-0.3% 上リ
横断勾配 1.5% 下 10%
横断形状 盛土 (H=1.2m) リ 20%
交通量 年 1000 台 30%



4-2-2 使用材料及配合

1) リーメント

リーメントに使用レシラス

は、土質分類で砂質ローム、4-2-4 粗粒度アスコン 粗粒度アスコン 粗粒度アスコン リーメント。

に含まれ、比重 2.49、最大粒径 20% で鹿児島試験舗装で用いたシラスより細目である。セメントは高炉セメント B 種も使用した。リーメントの配合は次のとおりである。

シラス 88% σ_f 30%
セメント 12% σ_f 124
QMC 26%

2) アスファルト混合物

本試験舗装では施工性の問題で骨材の含水比を採用した他アスファルトの乳化性の大小にフッても留意した。乳化性の大小にフッては通常用いられている 3 社のストレートアスファルトにフッて ST-60~80、80~100 の 2 種類計 6 種にフッて、ハレルホモナイザー乳化機で試験した結果表-6 のとおりで、この中から乳化性の

表-6 乳化性試験

大きい C 社の ST 80~100、乳化性の小さい A 社の ST 60~80 を選んだ。

	A 社		B 社		C 社	
ST	60~80	80~100	60~80	80~100	60~80	80~100
吸水量	13.6	17.6	17.6	20.4	26.4	27.2

なおこの試験では、水計では

乳化不可能であった B のアルカリ水も使用した。試験温度は、 $As 140^{\circ}C$ 、 $水 75^{\circ}C$ で乳化性の判定はアスファルトに混入した水の量で判定した。骨材にフッては、鹿児島で使った骨材と同じ傾向を示した武蔵が比重高く吸水量、スクアリが最少となっており安山岩がその逆を示している。粗骨材にフッては全て同様のものを使用した。アスファルト混合物にフッては南粒度アスコンを除く他は

表-7 アスファルト混合物の配合

骨材	種類	比重	吸水	すり	表	示
砂	20~13	2.646	0.90	20.6	9.32	24.6
	13~5	2.630	2.06		28.8	35.1
	5~2.5					7.5
玄武岩	20~13	2.970	0.65	14.3		17.9
	13~5	2.912	0.84			24.8
	5~2.5					8.0
安山岩	20~13	2.645	1.71	22.8		22.7
	13~5	2.617	1.87			17.1
	5~2.5					6.7
粗 石	20~13	2.577	1.83	11.5	12.9	18.8
	13~5	2.611	1.08	12.5	9.5	18.5
	2.5~1				5.7	2.3
アスファルト				4.0	5.2	6.1

表-8 アスファルト混合物の性状

性状	基 石	表 示
骨材	砂	玄武岩 安山岩
密度	2.256	2.340 2.354 2.491 2.353
空隙率		1.8 3.5 3.5 3.5
飽和度		72 80 81 80
安定度	600	810 1,000 1,030 760
70~100	31	33 34 33 34

全てアスファルト舗装要綱に従い出来るだけ3種の粗骨材の各粒度過過率が同じになるように配属した。なお粗骨材の含水比の高低については、低い方はシート骨材を敷き高い方は雨水にあつた状態とした。

5 観測

観測は、特性値である舗装体残留安定度及びはく離状況の観察を中心に試験舗装の供用状況とアスファルト混合物のはく離状態について下記のとおり実施する。

5-1 観測要綱

5-1-1 観測項目

- 1) 特性値 …… 舗装体残留安定度
- 2) 補助特性値 …… 舗装面うじわれ率、縦横断凹凸、アスファルト混合物及ソイルセメントの性状、舗装体各層の含水比、舗装体各層の湿度、交通量、気象条件、たわみ量、等。

5-1-2 観測時期

観測時刻は毎年おおむね5月、10月の年2回とし、昭和48年まで継続した後更迭して検討するものとする。但し舗装体各層の湿度および気象条件については、期間中常時観測とする。なお観測結果から、アスファルト混合物のはく離原因が明らかになり、その舗装の性状を掴めれば観測は短縮する。

5-1-3 観測要綱

特性値及補助特性値の調査試験要綱は下記のとおりとする。

1) 舗装体残留安定度

舗装体残留安定度は下記とし、これを要因解析の特性値とする。

$$\text{舗装体残留安定度} = \frac{\text{調査時の舗装体安定度}}{\text{施工時の舗装体安定度}} \times 100\%$$

舗装体の安定度は各工区施工時5ヶ所の平均、調査時3ヶ所の平均とし標準（60℃30分水浸）で試験する。コアの採取はコア採取代で各工区10～50m間隔で車輪の通過する部分を選ぶ。

2) 舗装表面うじわれ率

$$\text{舗装表面うじわれ率} = \frac{\text{各工区うじわれ率}}{\text{各工区面積}} \times 100$$

舗装表面うじわれ率は、アスファルト混合物

のはく離現象が舗装のうじわれ破壊として、

どのように現れるかを調べようとする。

うじわれ面積の求め方

うじわれの原因がアスファルト混合物のはく離現象によるものでなく、他の例えばソイルセメントのフラップに原因すると判断される場合は区別して考へるものとする。

3) 縦横断プロフィール

縦横断プロフィールは、アスファルト混合物のはく離現象が路面形状に如何に影響するかも調査するものである。縦断プロフィールは自記路面凹凸計で各工区毎に路肩から0.75、2.5mの2線にわたる二ない、横断プロフィールは各工区両端を除き10m間隔で2ヶ所測定する。横断プロフィールも凹凸計で測定するものの凹凸計の長さ35mとしている。

横断プロフィールは介で表すが、縦断プロフィールは次の2方法で示す。

- 1) P-I 記録用紙・中心附近の6mmバンドをばみだした量の合計を測定距離で除して求める
- 2) 標準偏差 σ (舗装要綱 P 157参照)

4) 路面のたわみ量

路面のたわみ量は、アスファルト混合物のはく離現象が路面のたわみにどのように影響するかを調べたものである。測定箇所は各工区毎にほぼ車輪通過部分の両側に1つ、5m間隔に千島で測定する。測定輪荷重は5トネとし、ベンケルマンボーラで決下の複元量を測定する。

たわみ量 = (おとの読み - 最初のおよみ) × 試験車の倍率

たわみ量については舗装構造の他にアスファルト舗装では温度に影響されると考へられるので、気温、路面温度等も測定すれば参考になるのではないと思はれる。

5) 舗装体各品の含水比

舗装体各品の含水比は、アスファルト混合物のはく離現象に大きく影響すると考へられる。

試料の採取は、舗装体各品について水が入らないように注意し、採取したコーの含水量が変化しないように直に缶またはビニール袋に入れる。

はく離現象が認められない場合は路盤、路床について全工区5ヶ所とする。

6) アスファルト混合物及リールセメントの性状

アスファルト混合物及リールセメントの性状については、品質の再確認の目的で必要に応じて行う。

7) 舗装体各品の温度

舗装体各品の温度は含水比と同じくアスファルト混合物のはく離現象に大きく影響し重要な調査項目である。温度測定は位置は舗装表面から1cm 5cm 10cm 15cm 25cmとし自記式で測定する。

8) 交通量及車輛重量

交通量及車輛重量は、舗装体の含水比、温度とともにアスファルト混合物のはく離現象に及ぼす3つの要因の一つであり、試験舗装の結果の適宜範囲を定める重要な調査事項である。交通量及車輛重量の観測は技術事務所業務へ環として毎年春秋の2回実施する。

9) 気象条件

気象条件は前述のいずれの項目にも関係があるので、気温、降雨量、天候、湿度等について、試験舗装附近の観測データと収集する。

10) その他

以上9項目の調査の他、アスファルト混合物のはく離の状態、路面の状態などは出来るだけ詳細に写真に収録する。路面状態が異状のときはその都度詳しく調査を行う。

5-2 観測結果

昭和42年度に施工した鹿児島試験舗装の昭和43年度観測は現地調査の結果変化が見られなかったで中止した。昭和44年度の観測は、鹿児島試験舗装に接して宮崎試験舗装も始まり同年5月及10月の2回行った。観測内容は宮崎鹿児島ともに同じで、残留安定度、たわみ、凹凸、U値割水率であり、10月には路盤の含水比も加えた。なお45年の観測は5月に実施したがデータとしては44年度のみとした。交通量、車輛重量はつきとし、6月と10月に観測調査を実施した。

5-2-1 鹿児島試験舗装

当区間は、昭和42年に施工約3年を経過している。現状の状況は施工当時の交通量2400台(上り車線)が2550台と増加しているが、アスファルト舗装面は異状なく、はく離現象も見られず、ソイルセメント路盤に於くと考えられるクラックが発生してはいる程度である。

舗装面の残留安定度は、施工当時(昭和44年5月)で全体的に約15%増加しており、これは同年10月の調査で多少の変化は見られない。粒調砕石とソイルセメントの路盤に於ては、ソイルセメントの方が若干のみ少い。これは施工後の圧縮みし少く又K値も高いたのと思はれるが、ひび割れはほとんどソイルセメント路盤の方に発生している。これは先述のレフレクションクラックと思はれる。路盤の含水比については粒調砕石で施工後65%が44年10月45%と約2%減少してはいるがソイルセメントでは約17%とほとんど変化はない。ソイルセメント路盤は粒調砕石に比し相当高い含水比を示す。

5-2-2 宮崎試験舗装

宮崎試験舗装は、昭和42年12月施工43年5月の観測では変化は見られなかったが10月の観測で一部にはく離らしき現象が見られた。代表的工区は22工区で施工条件は表-5、図-2のとおりである。

この工区にはく離らしき現象は下から10cmくらいでアスファルト混合物の底が茶褐色となつてゐる。残留安定度は次のとおりである。(表-9、表-10参照)施工直後と44年5月の調査では、安定度は平均よりいくぶん低い程度で全工区平均と差はないが、44年10月の調査では極端に低く、全工区で最低を示し、残留安定度が100を割っている。その他の要因については他工区とほとんど同じである。

	安定度	残留安定度
施工直後	560 (639)	
44年5月	698 (739)	125 (118)
44年10月	545 (635)	97 (129)

()は全工区平均

骨材の含水比の高さは、材料置場のみに限られ、ドライヤーを通過後は認められなかったが1年を経過後の44年10月の調査では若干の差が現れてはいるようであるが含水比の低い方が圧縮みし量が少ない。その他については余り変化は認められませんが、ソイルセメント路盤は鹿児島試験舗装より高い含水比を示している。

おわりに

鹿児島、宮崎両試験舗装も昭和44年度2回調査した(45年度は未)が、アスファルト混合物のはく離の原因となるものは見出せない。今後引き続き観測をおこなないその原因を明らかにすると同時に、その防止対策の検討を行ひたい。

表-9 鹿児島試験舗装

工区	管理試験				昭和44年5月観測				昭和44年10月観測				
	舗装 含水比	アスファルト 比	舗装 密度	舗装 安定度	舗装 含水比	アスファルト 比	舗装 密度	舗装 安定度	舗装 含水比	アスファルト 比	舗装 密度	舗装 安定度	
C-1	5.8	100	2,354	744	—	129	0	17.0	2,369	1,072	—	116	0
2	6.2	110	2,300	635	—	137	0	32.8	2,362	836	—	136	0
3	6.7	100	2,318	721	—	126	0	36.8	2,346	969	—	105	0
4	6.3	130	2,323	828	—	153	1.8	41.8	2,369	1,111	62(60)	128	0.5
5	6.1	90	2,427	772	—	118	0	21.4	2,481	731	63(60)	120	0
6	7.0	110	2,449	946	—	126	0	16.6	2,497	940	—	117	0
7	6.4	140	2,415	817	—	169	1.2	69.4	2,487	972	—	143	0
8	6.1	80	2,476	729	—	113	0	27.8	2,462	880	—	101	0
9	6.9	80	2,359	1,063	—	107	0	19.4	2,385	970	—	103	0
10	6.1	120	2,303	1,037	—	131	0	24.6	2,350	946	—	119	0
11	6.6	80	2,341	1,038	—	127	0	47.4	2,375	1,103	—	96	0
12	6.8	90	2,304	939	—	110	0	35.6	2,347	1,168	68(20)	85	0
13	6.0	100	2,438	693	—	141	0	32.0	2,502	798	—	131	0
14	7.0	120	2,396	866	—	124	0	32.6	2,477	946	—	119	0
15	5.9	80	2,462	777	—	103	0	47.1	2,480	999	—	77	0
16	6.7	102	2,476	821	—	116	0	25.1	2,491	911	—	95	0
S-1	15.8	80	2,344	1,101	—	106	4.21	79.4	2,395	1,225	259(17)	27	33.6
2	14.8	70	2,310	1,077	—	94	5.2	65.8	2,353	1,004	—	26	6.0
3	15.7	90	2,368	992	—	92	0	38.4	2,308	1,071	169(21)	72	0
4	19.1	60	2,356	828	—	98	0	39.4	2,358	1,041	—	77	0
5	16.8	90	2,447	696	—	105	6.3	46.6	2,507	1,037	—	99	5.3
6	13.7	100	2,444	808	—	116	3.0	36.6	2,499	994	—	105	6.9
7	17.3	70	2,447	866	—	83	14.3	48.0	2,505	850	—	82	11.7
8	13.9	60	2,680	917	—	92	0	72.0	2,520	938	—	76	0
9	14.6	70	2,360	1,007	—	74	0	33.2	2,381	977	—	70	0
10	13.0	70	2,798	809	—	59	3.0	46.0	2,361	1,128	—	57	2.2
11	16.6	80	2,337	1,177	—	82	0	33.8	2,362	1,053	—	71	0
12	14.1	60	2,331	947	—	76	0	71.8	2,352	1,053	—	62	0
13	15.6	70	2,429	799	—	60	2.2	31.4	2,499	1,010	—	42	1.7
14	16.1	80	2,380	826	—	68	0.2	43.6	2,486	802	—	61	0
15	15.1	80	2,460	809	—	88	0	26.0	2,577	1,049	—	76	0
16	18.2	70	2,436	786	—	71	0	55.4	2,498	1,079	122(25)	61	0

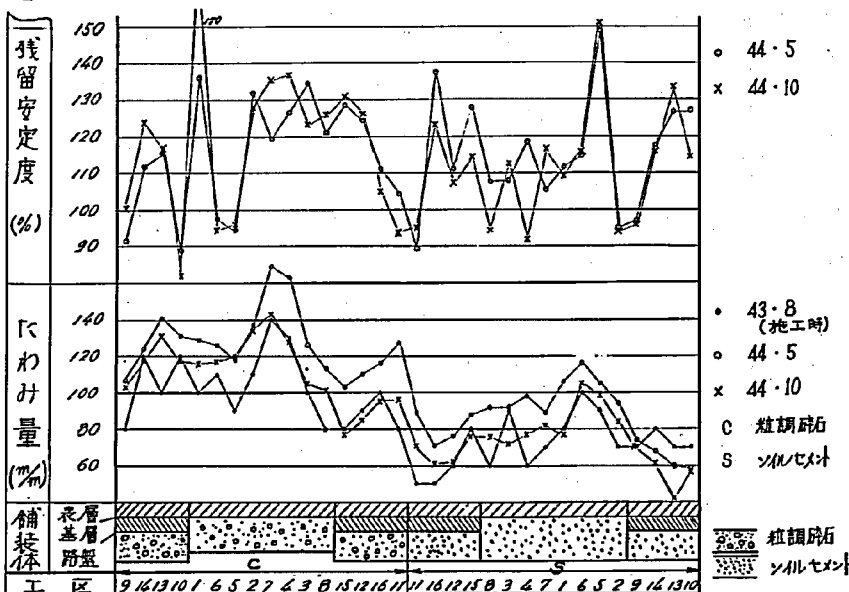
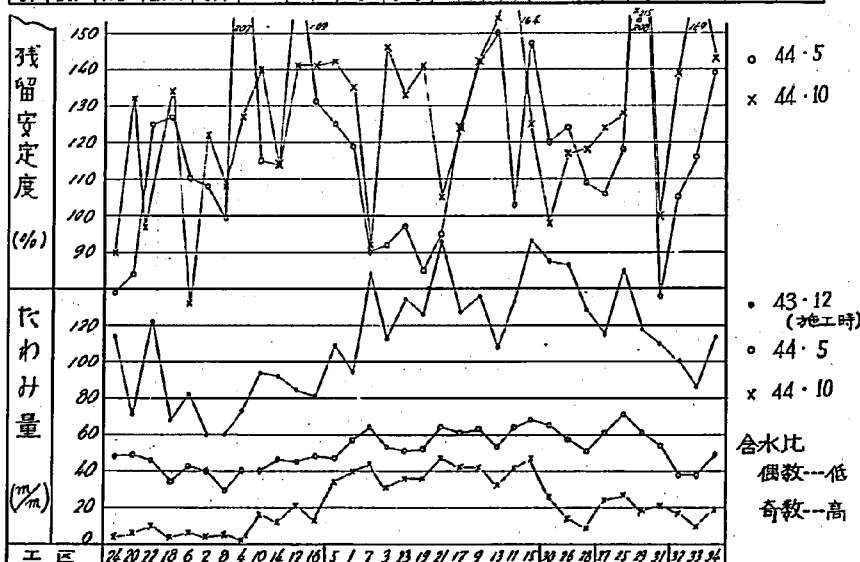


表-10 留時試験結果

工 区	管理 試 験					昭和44年5月 観 測					昭和44年10月 観 測				
	経度	アスファルト舗装	経度	アスファルト舗装	経度	経度	アスファルト舗装	経度	アスファルト舗装	経度	経度	アスファルト舗装	経度	アスファルト舗装	経度
	含水比	下層	堅度	安定度	含水比	下層	堅度	安定度	含水比	下層	堅度	安定度	含水比	下層	堅度
1	22.5	96	2,352	572	—	57	0	2,382	690	—	40	0	28.0	2,389	778
2	24.2	60	2,299	796	—	40	0	2,242	859	—	6	0	40.5	2,393	963
3	26.2	112	2,336	759	—	53	0	2,531	698	—	31	0	17.5	2,372	1,110
4	28.3	73	2,315	594	—	40	0	2,412	1,359	203(62)	2	0	42.5	2,376	753
5	20.6	109	2,320	551	—	47	0	2,379	689	—	34	0	28.3	2,391	785
6	20.6	82	2,356	718	—	43	0	2,425	790	—	6	0	44.5	2,367	595
7	22.4	140	2,339	793	—	64	0	2,467	707	—	44	0	42.5	2,372	723
8	21.6	60	2,327	685	—	29	0	2,355	669	—	5	0	40.3	2,365	747
9	21.7	136	2,454	573	—	63	0	2,371	764	—	42	2.1	93.0	2,533	762
10	22.6	94	2,447	709	—	40	0	2,459	701	—	16	0	62.0	2,520	850
11	24.3	133	2,415	543	—	64	0	2,493	561	—	42	0.5	33.0	2,509	890
12	24.1	84	2,460	537	—	45	0	2,404	809	—	21	0	52.5	2,462	757
13	24.2	109	2,491	490	—	53	0	2,515	768	267(49)	32	1.4	33.5	2,523	767
14	20.6	92	2,495	622	—	46	0	2,515	712	—	12	0	21.3	2,536	712
15	20.6	166	2,460	444	—	63	0	2,515	655	—	47	0.6	28.0	2,528	553
16	20.9	81	2,474	614	—	48	0	2,563	804	263(65)	13	0.4	28.0	2,537	860
17	25.2	127	2,357	704	—	61	0	2,360	872	—	42	0.6	21.0	2,403	875
18	20.5	68	2,342	635	—	34	0	2,376	804	—	4	0	62.5	2,391	853
19	26.0	126	2,349	728	—	52	0	2,360	210	—	36	0	2.0	2,401	1,227
20	27.3	71	2,408	669	—	69	0	2,355	559	280(51)	6	0	34.0	2,400	880
21	25.1	166	2,306	795	—	64	0	2,389	757	—	47	0.5	17.5	2,380	817
22	24.1	122	2,316	560	—	46	0	2,367	698	—	10	0	73.0	2,378	545
23	22.0	134	2,286	707	—	51	0	2,368	687	—	36	0	60.0	2,399	862
24	23.7	114	2,297	872	—	48	0	2,379	686	—	4	0	58.3	2,402	780
25	23.5	150	2,323	606	—	21	0	2,407	716	—	27	0	62.5	2,395	723
26	19.6	153	2,334	610	—	57	0	2,372	755	—	14	0	27.5	2,400	715
27	25.0	115	2,291	643	—	61	0	2,396	680	—	34	0	28.0	2,375	800
28	25.1	120	2,327	876	—	51	0	2,409	735	—	9	0	22.5	2,380	797
29	26.5	110	2,303	440	—	61	0	2,370	910	—	19	0	34.0	2,425	960
30	23.4	155	2,321	563	—	65	0	2,396	676	—	26	0	83.0	2,399	553
31	24.1	110	2,376	811	—	54	0	2,366	631	—	21	0	16.0	2,363	808
32	23.7	100	2,357	580	—	38	0	2,378	607	—	17	0	2.5	2,380	807
33	23.4	86	2,370	673	—	38	0	2,383	779	—	10	0	20.1	2,440	1,138
34	25.1	113	2,355	514	—	49	0	2,374	715	—	19	0	16.0	2,389	733



上、下層路盤の工法ならびに材料に関する大日、 横戸両試験舗装の概要

建設省関東地方建設局 千葉国道工事事務所長 大野 利幸

建設省土木研究所 舗装研究員長 南雲 貞夫

研究員 月成 稔

1. まえがき

アスファルト舗装の構造設計においては従来、路床のCBRにもとづいて舗装の総厚のみを規定していたが、改訂アスファルト舗装要綱では総厚のほかには舗装構造の強度特性を表わすTA新たに規定するようになった。TAとは表層、基層用アスファルト混合物をはじめとするあらゆる舗装用材料に定められている等値換算係数と各々の材料による層の厚さとの積の累計によって求められる値である。

改訂要綱に示されている等値換算係数はAASHO道路試験の結果によりえられた推定値を参考としてきめられたものであるが、気象や路床などの異なるわが国においては同様な数値をそのまま適用することは必ずしも合理的ではない。また道路試験において取り上げられなかった諸材料に対しては改めて等値換算係数を求める必要が生じる。大日、横戸両試験舗装はこのような背景において計画され実施されたものである。前者は工法も含めた上層路盤材料に関するものであり、後者は主として下層路盤材料に関するものである。いずれも供用時には路面における縦横断面方向凹凸、ベンケルマンたわみ量、ヒビワレ率など異状の観察、交通量、車両重量測定、埋設計器類による各種測定などが年間2～4回にわたって行なわれる予定であるが、完成後間もないために十分なデータはとられていない。従ってここでは両試験舗装の実施の概況を紹介し、あわせて施工中ならびに供用開始後の路面でえられたベンケルマンたわみ量により各種路盤材料の支持力効果を簡略に比較することとする。

2. 大日試験舗装

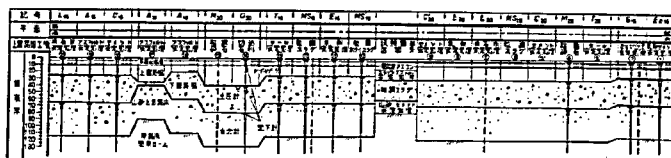
2-1 試験舗装の場所

一般国道16号線千葉市長沼町大日地区に位置する。地形は平坦で道路の切成土量は少なく、路床はほぼ均一な関東ロームである。周囲は畑地で排水条件は良好と考える。道路の完成断面は4車線であるが、試験舗装は昭和43年度に施工される片側2車線巾員7.25mに設けられた、測定区間は直線で横断こう配1.5%、縦断こう配は0.2～1.0%である。

2-2 舗装の構造と上層路盤材料

試験舗装は図-1に示すように、厚さ10cmの加熱アスファルト混合物よりなる表層と基層、各種材料よりなる厚さ10～25cmの上層路盤および切込砕石による厚さ40cmの下層路盤から構成される。ただし、アスファルト安定処理上層路盤の厚さ25cmの区間においてのみ下層路盤厚は5cmとしている。この区間は路床に直接加熱アスファルト混合物層を置く、いわゆるフルデプス舗装に相当するものであるが、厚さ5cmの切込砕石層は下層路盤というより山砂層表面の施工性を改良するためのものである。

図一 大日試験組装の構成



スラグと切込砂利の粒層図

表-1 大日試験舗装の上層路盤工種と材料

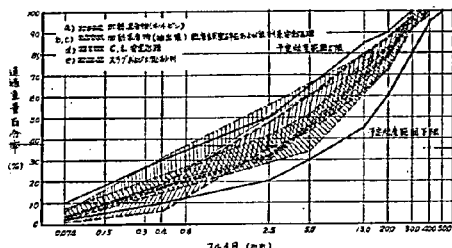
[illegible]

▲ 按富区煤厚 (mm) 上煤量

いる粒度としながら、アスファルト量を4.0%とし、室内でのマーシャル安定度は約1,200 kgであった。タル安定処理には加熱混合用のC-2を用いている。カットバックアスファルト安定処理には特殊な添加剤を含むストリートアスファルトから作られたMCタイプのものを使用し、加熱混合によ

る合材はあらかじめ貯蔵しておき（ここでは24時間）鋪設は常温で行なわれた。アスファルト乳剤安定処理にはカチオン系のMK-3を用いた。セメント安定処理の骨材粒度は目標とする一軸圧縮強さ 30 kg/cm^2 をえやすくするために細骨材分をやや多くしたもので、セメント量は一軸強さ 30 kg/cm^2 と 50 kg/cm^2 に対しそれぞれ3.7%と5.5%に決めた。アスファルト乳剤・セメント安定処理は両安定材の特長をかね併え、強度とたわみ性にまさる材料の開発を意図して

図-2 大日試験舗装上層路盤材料の管理試験による粒度範囲



おり、このアスファルト乳剤はある種の添加材を含んだアニオン系のものである。表-1の添加料における1週養生後の一軸圧縮強さは 15 kg/cm^2 であった。石灰安定処理における消石灰添加量は20日養生1日水浸後の一軸圧縮強さ 10 kg/cm^2 を目標にきめることとしたが、室内試験では消石灰量6~14%の範囲でこの値を満足しなかった。したがって、締固め密度や施工例から判断して10%にきめたがなお検討を要しよう。スラグを除く粒度調整材の修正CBRは40~70となり上層路盤材料の規定80以上を必ずしも満足していない。

2-3 施 工

試験舗装は昭和43年10月15日に着工したが、上層路盤は同年12月中頃より翌44年2月初旬にかけて施工され、同年3月13日に至りすべてが完成した。

上層路盤は図-1の配置の起点側より順次鋪設した。アスファルト、タールおよびカットバックアスファルトの各安定処理では、合材の混合にパッチ式のアスファルトプラント（三栄工業70t/時）を用い、そのほかの材料では連続式のソイルプラント（セダラビッド120~150t/時）を用いた。アスファルト乳剤を除く歴青安定処理合材の敷きならしにはアスファルトフィニッシャー（セダラビッド）を用いたが、そのほかではモータグレーダによった。一層の仕上げ厚は歴青安定処理で7.5および10cm、セメント安定処理では15および20cm、そのほかで10および15cmとした。締固めは10tマカダムローラによる1往復の仮転圧の後、15tタイヤローラによる、歴青安定処理で8往復そのほかで10往復の仕上げを原則とした。

3. 横戸試験舗装

3-1 試験舗装の場所と構造

横戸試験舗装は前年度の大日試験舗装より約1km離れた同一路線上にある。地形はやや起伏に富んでおり、切盛りによる路床条件の変化を避けるため試験舗装は高さ1.0~5.0mの連続した盛土部分に設けることとした。平面形状はゆるい曲線となっており、縦断こう配は0.3~0.5%である。路側には疎林があって路面日照条件は一様にはならない。

図-3 横戸試験罐装の構造

[illegible]

るため山砂層は厚さ15 cmとしたが、施工中に軟弱化した一部においてのみ、深さ1~2 mのロームを山砂で磨き換えた。

3-2 下層路盤材料

CBRおよび一軸圧縮強さの目標値はそれぞれ3日養生4日水浸後に30、20日養生1日水浸後に10kg/cm²とした。配合試験の結果求められた各安定材の添加量は表-2のとおりである。試料の東ロームと山砂の含水比はそれぞれ119.5%および12%であった。

表-2 横戸試験舗装の下層路盤工種と材料

[illegible]

施工性と強度に問題を生ずるおそれがある。山砂水サイ消石灰安定処理でははじめ山砂と水サイとの割合を50:50としたが、消石灰量3%でCBRは100をこえたため設計では水サイを30%に減じた。山砂消石灰安定処理では消石灰量4~10%のときCBRは30~40、一軸圧縮強さは4kg/cm²程度で、消石灰量を10%以上に加しても1週後の強度の大幅な増加は期待できそうにない、20日養生後のCBRをとれば消石灰量4%を除くほかはいずれも100前後となり養生の影響が顕著であった。従って設計値は4%よりやや多目の6%とした。山砂セメント安定処理では、セメント量4~10%で一軸圧縮強さは5~12kg/cm²であった。CBR100に対応する一軸圧縮強さはこの場合2~3kg/cm²であることが知られていたが、目標値を十分満足することを予想し設計値は3%とした。山砂切砕では両者の混合比50:50の場合修正CBRは62、70:30では29であった。切砕碎石は大日試験舗装と同様なものである。

3-3 施 工

工事は昭和44年12月13日に着工し、下層路盤の施工は翌45年2月初旬に始まり、同年3月28日に至ってすべてが完成した。

下層路盤は図-3の配量の起点側より順次鋪設した。材料の切込碎石(M₁~M₂)は直接現場に搬入したが、そのほかの各安定処理材料はすべて連続式ソイルプラント(M&M、70~120T/H)により混合した。石灰添加量の多い関東ロームの処理では、フィダーの容量の多い関東ロームの処理では、フィダーの容量不足のためプラントの混合能力が落ちた。敷きならしにはいずれもモータグレーダを用い、厚さ20cmの2層仕上げとした。締固めは10tマカダムローラによる1往復の仮転圧と、15tタイヤローラによる10往復の仕上げ転圧を原則とした。関東ローム山砂消石灰安定処理のほかは自然含水比の材料を用いて、締固めの最適含水比付近で締固めることができた。4成分安定材による関東ロームの処理では混合後締固めまでに1時間以上の反応時間を要するが、その後の含水比は80%以下に低下し締固めは容易になる。関東ローム4成分安定材処理を除く表面には仕上げ後縦柱が生じ、そのつど転圧を繰り返した。

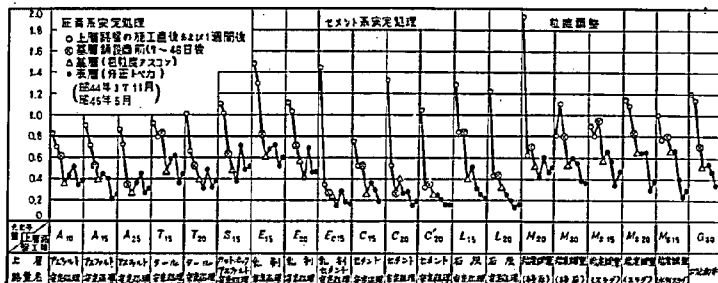
4. ベンケルマンたわみ量の推移

試験舗装の施工中ならびに交通開放後には、種々の試験や測定が行なわれたが、各種路盤材料の当面の比較にベンケルマンたわみ量(d値)を取上げることとする。d値の測定は4.1t輪荷重を用い、複元たわみ法により延長40mの各区間内32点(横断方向4点、縦断方向8点)で行なったが、上層路盤以上の各層表面における平均値の推移は図-4(a)(b)に示す通りである。表層面での測定はこれまで大日試験舗装で4回、横戸試験舗装で2回にわたって行なわれた。

これらd値には下層路盤以下の支持力の影響を当然考慮しなければならないが、大日試験舗装における各工法グループ(歴青系安定処理、粒屑舗装)ごとにその推移は特徴的である。セメント系安定処理では初期のd値の減少が著しく、表層での測定値は大きな変動を見せずに漸減している。最近の値は0.2mm以下に及んでいるが、この程度の値では一般に重交通道路の舗装として十分な期間の供用に耐えうることが予想される。歴青系安定処理におけるd値には、歴青材料の粘性による影響が小さくないと考えられるが経時的変動の大きさは温度の影響の大きいことを示している。カットバックアスファルトならびにアスファルト乳剤安定処理ではd値は比較的大きく今後の動向に注目されるところ

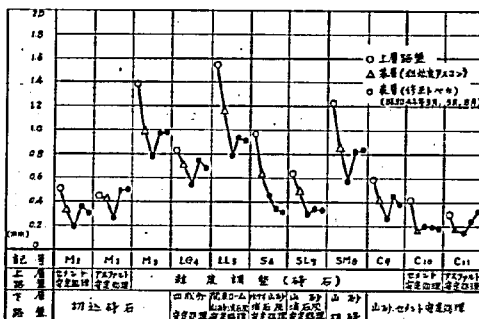
ろである。粒度試験においては、d 値の経時的変動は壓密系安定処理ほど大きくなく、特にスラグまたはスラグと水サイとを用いた場合にその減少量が大きい。

図-4(a) 大日試験舗装のたわみ量推移



横戸試験舗装の d 値は大日に比べ
て全般に大きい、粒路上層路盤の
区間が多いこと、山砂層がうすく、
路床が礫土によっていることなどが
影響している。関東ローンを含む材
料を除けば、下層路盤に安定処理を
施工した区間の d 値の経時的変動は
小さいことが予想される。山砂消石
灰安定処理 S L₇ と山砂セメント安
定処理 C₇ とを比較すれば、両者は
設計時の材料強度に差がありながら
支持力に対してほぼ同様の効果を与え

図-4(b) 横戸試験舗装のたわみ量推移



ていることがわかる。また、切込砕石 M₁、M₂、M₃ と山砂セメント安定処理 C₉、C₁₀、C₁₁ とを比較す
れば、山砂セメント安定処理の下層路盤は切込砕石よりも支持力に与える効果の大きいことが推測さ
れる。また、関東ローン山砂消石灰安定処理 L L₅、切込砕石 M₃ などの区間の d 値は重交通道路舗装
としてはやや過大である。

図-5は横戸試験舗装下層路盤における、施工直後と1週間経過後における d 値である、支持力の
向上は山砂セメント安定処理 (C₉、C₁₀、C₁₁) においてもっとも顕著であり、次いで山砂および水
サイ山砂の消石灰安定処理 (S L₇、S₈) である。安定材を含まない切込砕石などでは支持力に大きな
変化の多いのが当然であるが、大日試験舗装でも示されたように材料の含水比の分布や細粒分の影響
あるいは、路床の支持力回復などにより d 値は時間と共にわずかながら減少している。

路盤材料の舗装支持力に与える効果を、路盤の上下面において測定した K 値または d 値の比によっ

て表わすことがあるが、施工中の測定値ではその後の支持力増加があるため各種安定処理材を含めて、材料の支持力効果の十分な評価は困難である。従って、ここでは補修完成後の路面d値を用い計算によって各層の弾性係数を求め、材料の支持力効果を推定することにした。計算には簡便のためBurmisterの2層理論にもとづいた近似計算を利用した。はじめ表-3に示す材料のEを計算と実測(昭和45年5月)の両値が近づくように仮定しこれらのEを変えずに同様に各材料のEを求めた結果を表-4に示した。大き目のたわみ量を与える近似計算によるため、各材料のEは従来考えられている値よりかなり大きい、ここに示した値はEの推定値というよりもたわみ量に対する相対的な効果を表わすものと解釈される。このように求めたEと施工中に実測したd値による層の支持力効果 d_1/d_2 との関係を図-6に示した。d値は施工1週間後の測定によっているため、特にセメント系安定処理路盤の d_1/d_2 は過少に評価されているものがあり、施工後十分な時間をおかない場合のd値によると、路盤材料の支持力効果の推定はむずかしいことになる。

また、表-3、4のEを用いて、施工中の測定による上層路盤上d値(基層補設直前)と計算値と比較すれば図-7の通りである。表層面におけるd値の実例と計算両値がほぼ等しくなるよう図-7にきめた各材料のEによれば、上層路盤上d値の実測値は計算値より大きくなる場合が少ない。この相違は主として各安定処理材の養生効果、乱した路床土の強度回復などによると考えられるが施工中のd値の利用においては十分な配慮が必要である。

5. 横断凹凸量の推移

横断凹凸量は延長40m区間の3個所で測定するが試験路は毎回補修両側に併せて標示した同一の基準点に設置する。記録紙に画かれた横断形状から等間隔に縦距を読み取り、 $\sqrt{V}$ を計算して横断凹凸量

図-5 横断凹凸量推移

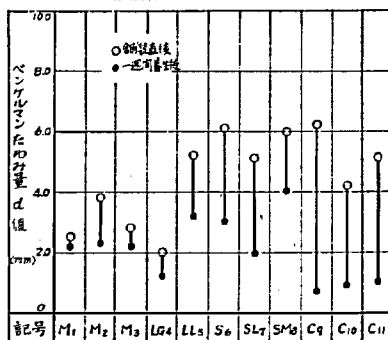


表-3 はじめに仮定した弾性係数

材 料	弾性係数 E (kg/cm ²)
表層基層用 加熱アスファルト混合物	4,000
アスファルト安定処理	2,500
粒 調 砕 石	4,000
切 込 砕 石	3,000
山 砂	1,500

註) 1. 載荷重 4 t 接地半径 16 cm

2. 路床土 E = (150 または 200) × OBR (kg/cm²)

3. ポアソン比、すべてについて 0.5

表-4 近似計算による弾性係数推定値

材 料・工 法	弾性係数 E (kg/cm ²)
セメント安定処理	80,000 160,000 300,000
石灰安定処理	310,000 340,000
アスファルト乳剤	450,000
セメント安定処理	85,000 110,000
石灰安定処理	15,000
アスファルト乳剤安定処理	15,000 以下
松調スラッグ	12,000 3,000
松調水アスラッグ	60,000
切込砕石	3,500
山砂、セメント	20,000
山砂、砕石	38,000
山砂、水アス、砕石	38,000
関東ローム山砂、砕石	15,000 以下
関東ローム土部分	
山砂、切込砕石	

図-6 路盤の支持力効果と材料の弾性係数

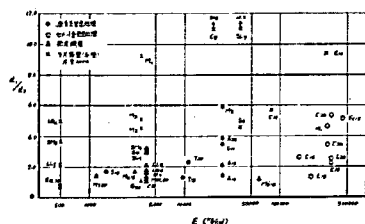


図-7 実測たわみ量と計算たわみ量の比較

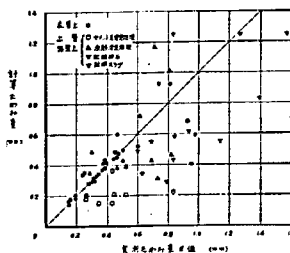
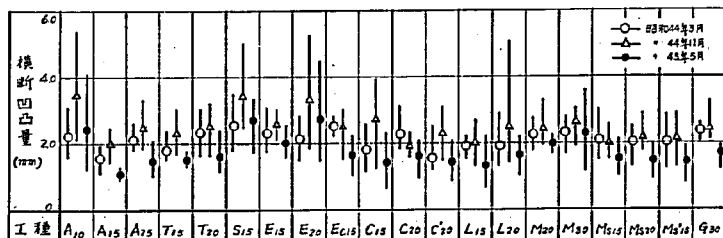


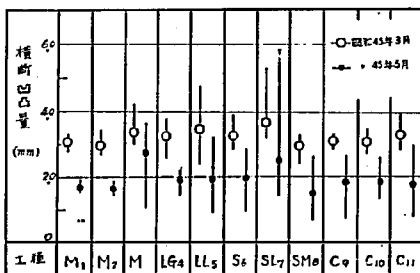
図-8(a) 大日試験舗装横断凹凸量の推移



(注) 図中の ○, △, ● は平均値を示す。—— は上下車線各々延長方向3長計区間の範囲を示す。

とする。図-8(a), (b)はこれまでの測定結果の推移である。路面の横断形状ははじめ凸形に仕上げられる。主として走行車線の重貨車の走行により路肩側が沈下し反対にある区間では分離帯側はわずかに隆起し、結果的に凹凸量は増加する。更に交通が増せば沈下は広範囲となり、最初の凸形の横断形状は両側の基準点を結ぶ直線に近づき、凹凸量は減じてくる。横戸試験舗装の場合は施工後の横断形状がより凸型であり、交通により平坦化されたものと

図-8(b) 横戸試験舗装の横断凹凸量の推移



(注) ○ 平均値, ● 平均値, —— 6個の範囲

解釈される。横断凹凸量の求め方にも議論の余地があるので今後の経過を見なければ路盤材料の正しい評価はむずかしいようであるが一応経時変化の大きさに注目すれば、区間A₁₀, S₁₅, E₂₀, C₁₅、

などでは比較的大きく、その供用性との結びつきはこれらの間頭点である。

6. 結 論

アスファルト舗装の主として支持力に及ぼす路盤材の効果に関してこれまでの資料の範囲でえた結論は次の通りである。

(1) 各種材料による上層路盤の施工時の実測 d 値により評価される支持力効果はセメント系安定処理においてもっとも大きく、次いで歴骨系安定処理であり、粒度調整ではもっとも小さい。

(2) 安定材を含まない粒度調整材などによる路盤をもつ舗装の支持力は一様に低いがかりでなく、経時的な変動の大きいことが予想される。

(3) 消石灰安定処理では室内試験で示される材料強度には若しく差があるがセメント安定処理とほぼ同時の支持力効果が期待される。

(4) 供用時の路面 d 値の推移より、スラグおよび水サイを含むスラグの粒度調整では支持力効果の漸増がうかがわれる。

(5) 山砂のセメントまたは消石灰による安定処理の下層路盤は舗装の支持力を高める上できわめて有効で、切込砕石路盤にまさる。

(6) 路面の横断凹凸量の経時的変動量は舗装の供用性に関係すると考えるが、これまでは A_{10} 、 S_{15} 、 E_{20} 、 C_{15} などの区間で大きい。

あとがき

路盤材料の今後の利用は砕石などの粒状材料をそのまま使用するよりも何らかの安定材による処理を施すべきであり、特に下層路盤の処理は効果的であろう。また山砂をセメントで処理するより下層路盤においては薄い層の路上混合や橋固めなど施工面での検討が必要となろう。石灰安定処理の効果や特に水サイスラグの特性については従来の考えを再確認することになったが同様に今後の検討を要する。

本試験舗装は昭和45年4月の試験による7,000台/日、2重線以上の交通下にあり9月現在、2、3区間を除けば路面には大きな異状は発見されていない。試験舗装の供用性の比較は数年間あるいはそれ以上の観測の結果によらなければならないが今後の長期間の試験調査の継続が大きな作業として残されている。

おわりに、本試験舗装の実施にご尽力のあった建設省道路局、関東地方建設局からびに設計と試験調査の千葉国道工事事務所、土木研究所舗装研究室の担当官、施工に当たられた大宮道路KKの各位に対し深甚の謝意を表する。

文 献

- 1) 建設省土木研究所舗装研究室 試験道路における試験調査報告 その6
土木研究所資料 第547号 昭-45-3
- 2) 河野 宏、山崎 晋、路面たわみ量の計算値と実測値の比較
土木技術資料 10-11、昭-43-11

名四国道有松試験舗装について

建設省中部地方建設局 名古屋技術事務所副所長

佐藤 彰

小沢靖夫

まえがき

わが国の舗装事業の伸展とともに各地で多数の試験舗装や試験施工が行なわれている。試験舗装は舗装技術の向上と種々の問題点を究明するためには欠くべからざる研究手段であり、今後とも試験舗装を実施し、特にその後の追跡調査を行いその結論をえておくことが必要である。

このような状況において、昭和42年より土木研究所と各地方建設局との間で「試験道路における試験調査」という統一テーマの下に、舗装技術に関する緊急な問題点を選び全国各地で試験舗装が実施されている。当有松試験舗装もこの統一テーマに従って昭和44年度に一般国道1号線の名四国道において行い、特にアスファルト締結設計における重要な指標である上層路盤材料の等値換算係数を検討するための資料を得ることと、使用材料および施工方法の検討を目的に実施したものである。

1 試験舗装の目的

本試験舗装は上層路盤材料を中心として、アスファルト舗装要綱に示された等値換算係数の検討および要綱に示されていない工法、材料の等値換算係数の推定のための資料を得ることを目的とした。上層路盤の工程としてアスファルト安定処理、セメント安定処理、石灰安定処理、アスファルト乳剤安定処理、マカダム安定処理、粒砕砕石および粒砕スラグ処理等、材料と配合を変えた15種について各種の工法と材料が舗装の耐久性に与える効果を比較した。

また試験舗装にとり上げた材料の範囲内でもつとも経済的で、しかも耐久性にまさる安定処理工法を見出すことが今回の試験舗装の主な目的である。

2 試験舗装の計画および設計

本試験舗装は図-1に示すように一般国道1号線名四バイパス(愛知県知多郡大府町井田地区)に決定したが、舗装区間の選定に際しては外部因子が試験舗装に与える影響を最小にするため選定に当っては次の諸条件を検討した。①試験舗装区間に障害物がないこと。②路床の支持力、土質が一様であること。③巾貝構成が一様であり、縦断面勾配が緩やかな所。④舗装区間に平面交差を含まないこと。以上の条件に対し地質的には洪積層、レキ流り土を切土しこれを一部使用し路床、路体を築造している。また、地形的には丘陵地帯を切開き作った路床下に障害物のない、しかも地下水位の同一状況区間、縦断的にも緩やかな曲線区間である。

上層路盤材料の選定についてはローカル色を持つた材料の採取に留意し、この地方に多くみられる山砂利、山砂を主として採用した。

道路規格としては3種1級として4車線道路(将来6車線道路に拡張可能)で設計施工している。舗装厚設計のための設計O.B.R.は、100~200^{mm}間隔を定規として路床面下より区間の代表地点と思われる箇所より試料を採取し、6という試験結果を得た。

舗装厚の決定に際してはアスファルト舗装要綱表-2.3よりTAと合計厚をそれぞれ36、55^{cm}のD交通に

目標を置き、表-2.4より表層+基層の最小厚を15cmとした。またこの試験舗装の目的である等価換算係数の検討のため上層路盤厚は各工種とも同一とし、合計厚、TAの試算は歴背安定処理（安定度350以上）を使用した。

設計O.B.Rとして舗装厚を計算した結果図-2のように決定した。

図-2 舗装断面

表層	密砕アスコン	15	5.5
中層	密砕アスコン	15	5.5
上層	試験層	15	5.5
基層	ソイルアスコン	15	5.5
下層	砕石	15	5.5
路盤	砕石スラグ	15	5.5
路床(山砂)		60	

TA=15X10+15X
 OB+15X0.35
 +15X0.25=3.6cm
 合計厚 60cm

上層路盤厚を一定としたために歴背安定処理工程以外の工種についてのTAは、浸透式マカダム処理、セメント安定処理、アスファルト乳剤安定処理、石灰安定処理については3225cm(換算係数0.55)粒砕石、スラグ粒砕石2925cm(換算係数0.35)となる。

上層路盤工の配合設計については、特にアスファルト安定処理の場合仕様書の材料を使用して低安定度(350~500kg)を得ることが出来ず、各工種とも数回の試験碾りを繰り返した結果工種は骨材として山砂の単粒度にて実施し、他の工種についてはアスファルト添加量の差を大きくすることによって安定度の差を随いた。このため当初目標とした安定度を変更することとしたが、今回の試験舗装工

図-1 試験舗装位置図

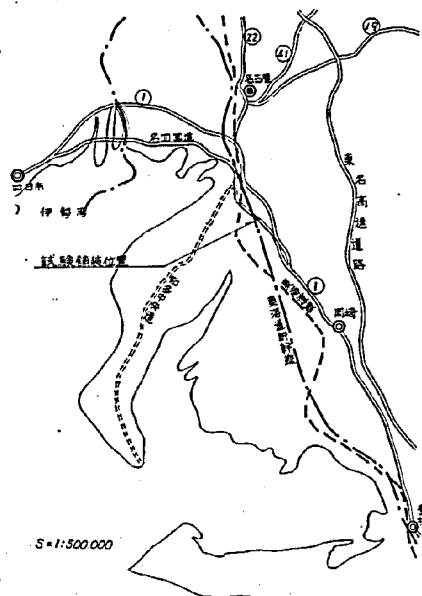


表-1 実施配合一覧表

工 種	表層(厚mm)	中 層 骨 材	結 合 材	備 考
1. 浸透式マカダム	60	砕石 2~7号	A.B.乳剤 85% 100%	F. E-1
2. アスファルト安定	40	砕石 40%	山砂 50% スクリーニングス10%	安定度 500kg以上
3. #	#	#	A.B. 5%	# 350 #
4. #	#	山砂 90%	山砂 10%	A.B. 5% # 500 #
5. #	#	#	A.B. 3.0%	# 350 #
6. #	10	山砂 100%	A.B. 3.5%	#
7. セメント安定	40	砕石 70%	グスト 30%	ρ=50kg/cm³ Q.M. 0.72%
8. #	#	#	# 3.0%	ρ=50kg/cm³ Q.M. 0.70%
9. #	#	砕石 30%	山砂 50% グスト 20%	# 4.0% # Q.M. 0.22%
10. A.B.乳剤安定	#	砕石 90%	スクリーニングス 10%	A.B. 乳剤 8.0%
11. 砕石石灰処理	#	砕石 60%	山砂 10% グスト 30%	M.E-2 含水比 4.0%
12. スクリーニングス処理(硬質)	25	砕石スラグ 100%	#	ρ=50kg/cm³ Q.M. 0.51%
13. #	#	#	#	# Q.M. 0.81%
14. 石灰安定	40	山砂 90%	山砂 10%	石灰 2.5%
15. アスファルト安定	25	砕石 80%	山砂 20%	A.B. 4.0%
16. 砕石 度 型	20	砕石 74.9%	スクリーニングス95% 砕石4.1%	A.B. 5.1%
17. 砕石 度 型	13	砕石 61.3%	スクリーニングス12.5% 砕石47.7%	A.B. 5.8%

3

工種番号	上層利益工種	円/㎡
1	従式マカダム処理	850
2	アスファルト安定処理	980
3	#	940
4	#	820
5	#	760
6	#	730
7	セメント安定処理	570
8	#	510
9	#	550
10	アスファルト割削安定処理	1220
11	砕石粒層安定処理	490
12	スラブ割削安定処理	550
13	#	550
14	石状安定処理	330
15	アスファルト安定処理	870

五、施工

本試験舗装は昭和44年6月14日～11月13日の工期で施工されたもので、上部路床工以上の工種は7月14日～8月5日にて施工された。

施工管理試験は表-3に示す項目について実施し、各試験の方法はJIS、アスファルト舗装要綱、セメントコンクリート舗装要綱等に従った。試験結果の解析には相当多量のデータを必要とするため表-3の項目を選択したが、ベンケルマン沈下量、平坦度、温度を除き1丁種(40m)につき3点の

	現 場		設計	修正	平仮	シメタ シヤ	金木比	密 度	粒 度	抽出	一輪 圧 強	マーシ ヤル	平温	湿度
	C. B. F	C. B. F												
下野路土														
上野路土	○	○			○		○	○	○					
切土スラグ	○				○			○	○					
粒野路石	○				○			○	○				○	
馬場マダラ					○			○	○					
イヌブナ					○			○	○			○		
土メン					○		○		○				○	
馬場石					○			○	○		○			
馬場石		○			○			○	○				○	
スラグ					○			○	○				○	
馬場土					○			○	○			○		
石炭灰					○		○		○		○			
灰質砂					○			○	○			○	灰質	○

測定を実施した。また上階路盤工のベンケルマン沈下量については、経時変化をみるために同一地点にて5回の測定を隔日に行い、経時による支持力効果をみた。

路床および下層路盤の施工は前年度完成された下部路床に引き続き、本舗装にて上部路床より施工した。上部路床30cm施工後、下層路盤工として切込スラグ、粒部砕石を各15cmの厚さに施工した。材料の運搬は西工運とも土場より直接現場へ搬入し、粒部砕石の合成粒度は土場にて調整した。

上府路盤工の施工経目は縦横経目ともラップジョイントとし、工種のラップは15~20 mを原則とした。混合についてはアスファルト安定処理の6工種は愛知県東海市の常設中央プラント、7~14工種については現場附近の簡易プラントを使用した。

浸透式マカダムは1層75cmの2層仕上げてアスファルト舗装要料に準じた骨材及び乳剤量で行い、砕石の敷均しは全て人力にて施工した。1層目の5~25mm骨材を仕上げた状態にてT・Rにて低圧の緊締装体の挽み量がかなり大きく、2層目の敷均しは約2時間後に施工した。1層の転圧回数はM・R4回、T・R8回を標準とした。

アスファルト安定処理工程 2-4 についてはAs量が5%と多く、骨材粒径の大きいことによるバラツキも小さく問題点はなかつたように思う。転圧回数は10t M.Rにて3回、15t T.Rにて8回を標準とした。アスファルト安定処理工程 3-5 はAs量が3%と少く敷均し時に骨材分離が多くなり、又M.Rによる初転圧は工程 2-4と同様に3回を標準としたが、転圧回数が2回、3回となるに従い横方向に出来るクラックが多く、又大きくなる傾向にあつた。このため、この工程については初転圧をM.R 2回とし、T.R 8回を標準とした。転圧温度も初転圧のクラックとの関係もありセイボルトフロール粘度の転圧温度よりも -20° 位にて施工した。

アスファルト安定処理工程 6 は山砂の単粒にてAs量35%で施工したが、初転圧が2回以上になると横方向に多くクラックが発生し、これにつれ縦方向にもクラックが生じ、T.Rによる2次転圧にも消すことが困難であつた。このため初転圧はM.Rにて1回とし転圧温度もセイボルトフロール粘度の転圧温度よりも -40° 位とした。またM.Rの転圧の際車輪に水又は油性の液体を使用した場合、この工程については混合時の附着が激しく平坦性が非常に悪い結果となるため、この工程については車輪に何もつけずに施工した。

セメント安定処理および石灰安定処理の材料の敷均しは小型ブルドーザーおよび人力で行ない、モーターグレーダーにて整正後転圧した。転圧回数はM.R 4回、T.R 8回を目標に行つたが、基準高より幾分高めに施工し2次転圧後にグレーダーにて高さの調整を行い、最終的な転圧をM.R 2回程にて行つた。

アスファルト乳剤安定処理は骨材の最大粒径が大きいことと粘性が小さいため分離が激しく、敷均し時の分離は人力にて調整し転圧した。また分離ヶ所は転圧の際に表面水が生じ、2層目の舗設は1層目転圧後約2時間位置き、表面水のある程度なくなるのを待つて施工した。転圧回数はM.R 4回、T.R 8回を標準とした。

粒調整石安定処理の粒度の調整は現場簡易プラントにて実施し、粒調整スラグ安定処理は土場にて調整された材料を使用した。含水量の調整は現場に設置された骨材ビン、簡易プラントを使用しミキシングしながら調整した。転圧はM.R 4回、T.R 8回を標準とした。

基層、中間層、表層の施工は従来の方法と何ら変るところはないが、表層の最終仕上げには三軸タンデムローラーを使用し、ジョイントは全てバットジョイントとした。混合は常設中央プラントにて行いダンプトラックにて現場へ搬入し鋪設したものである。

4. 管理試験結果

プラントにおける試験以外の管理試験は全てその試験時の仕上がり後に実施したものである。路床、路盤の管理試験結果は表-4にみられるごとく、支持力(K値、0.5-R値)についてはほぼ同じような結果が出ているが、各測定毎の最大と最小の差は下部路床が大きい。

上層路盤は表-4にみられるごとく管理試験も非常に密に実施したが、表に示したベンケルマン沈下量、平反は荷の値は施工後1日目の値であり、セメント、石灰の縁に経時的に硬化して行く工程とそうでないアスファルト安定処理と比較することは困難であるが、概してセメント安定処理の支持力は大きく出ている。浸透式マカダム、アスファルト乳剤安定処理のK値は他の工程と比較し極端に小さくなっているが、ベンケルマン沈下量の値をみればそれほどの差が出ていない所が目玉される。

工 番	工 種	マーシャル試験				単位一般平均値		コア抽出		現場 密度	現場 含水率	現場 乾燥 密度	現場 空隙率	設計 空隙率	設計 乾燥 密度	平均 乾燥 密度	フランク試験				コア抽出試験				
		強度	圧縮	引張	引張	強度	強度	強度	強度								強度	強度	強度	強度	強度	強度	強度	強度	強度
1	片式マカダム							2182				14.7				24.9	0.63			688	25.8	66	0.9		
2	右 アスファルト	2405	83.8	5.5	68.0	4.9	4.9	2539			972	15.3				413	0.75	100	756	45.8	5.0	100	779	44.8	5.2
2	左	2405	82.2	5.2	67.4	4.9	5.1	2561			977	15.3				413	0.71		764	47.6	5.1		874	49.8	5.1
3		2274	55.4	13.5	33.0	3.0	9	285	22.7		996	15.6				412	0.79		784	42.3	5.6		952	49.7	0.0
4		2231	67.6	6.4	65.5	5.0	6	496	22.6		993	15.2				362	0.76		767	43.3	4.0		840	47.6	5.6
5	右	2235	53.4	10.9	37.4	3.0	5.0	200	7.6		986	15.5				402	0.72		799	44.3	4.1		823	49.0	5.2
5	左	2195	50.4	12.5	34.4	3.0	5.0	217			985	16.7				503	0.66		806	47.2	4.7		829	49.6	4.6
6	右	2070	37.0	16.6	35.0	3.0	5.4	209			1000	16.7				515	0.90		800	45.6	5.6		1009	64.7	6.5
6	左	2072	37.2	17.4	28.8	3.0	9	240	20.9		1004	16.5				535	0.73		804	45.6				616	6.6
7	セメント					5.7	57.2	48.4			2257	10.9	15.4			650	0.67	100	695	28.2	6.3				
8	右					6.1	30.1	34.9			2564	10.29	15.7			671	0.59		407	24.9	4.6				
9	左					5.9	28.8	32.2			2276	9.90	16.1			448	0.75		665	28.0	4.5				
9						7.0	78.4	57.2			2198	10.20	16.4			558	0.68		761	44.1	10.1				
10	A 砂利	2420	63.6			6.23		2304			925	14.4				252	0.71		429	24.3	2.8				
11	砕石粒露					5.3					2492	10.40	14.0		850	58.4	1.08		762	54.7	6.0				
12	スラグ粒露					7.2					2243	10.45	15.7		1470	45.3	0.90		762	40.1	7.6				
13						8.5					2141	10.15	15.1		1200	48.5	0.81		763	32.1	6.2				
14	石 灰					7.4	10.3	25.2			2156	10.42	14.6			570	54.8	0.92		614	47.6	13.0			
15	右 アスファルト	2388	74.2	10.8	45.3	4.0	2	408	25.1		977	14.9				59.8	0.83		39.5	5.5	100	84.2	43.3	5.0	
15	左	2389	73.6	10.8	45.4	4.0	1	39.9	25.6		956	15.8				40.5	0.83		39.0	5.6	100	84.2	43.3	5.0	
16	右 粗粒密度型	2475	99.3	3.9	76.1	5.0	9	506	26.9		987	5.8				670	0.67		965	31.6	5.0	100	85.7	33.7	5.8
16																									

基層、表層については合材そのものの管理は他の工種に比較して良くなっているのは当然であるが、支持力は上層路盤の影響が大きく出ている。

5.1 施工管理試験について

舗装工事における路面の平坦性は走行時におけるドライバーに与える影響が大きい。凹凸に対する原因については材料、施工機械、アスファルト混合物の転圧温度、施工方法等の要因が上げられる。今回の測定では下層路盤で $\pm 15\text{cm}$ 、上層路盤および基層が $\pm 10\text{cm}$ 、表層 $\pm 5\text{cm}$ 程度であった。

セメント系、砂利系上層路盤のほとんどの工種の締固め度は、基準値に対して100%以上となっているが、この原因としては基準密度算出の場合のモールドと実固め回紋、現場密度測定の際の砂

置換法と使用するベースプレートの大きさ等にあるのではないと思う。

一般に現場における配合は最適含水比よりも減少率なめにして出荷しているが、今回の制設においても約1%程度低めにした。また原因は明らかでないが工種8と工種9において、配合設計時のセメント量と βu の関係が逆になったが、これは多分に含水比の影響が出ているのではないと思う。

5.2 上層路盤の荷重分散効果について

試験層各工種間の荷重分散効果の差を知るために、各層において平板載荷試験による地盤係数 K 30値と、ベンケルマンビームによるタワミ量の測定値を求めており、これらの数値から文献により各層上の等値変形係数を算出することが出来る。今回の荷重分散効果については K 値を使用するものとし、各層上の等値変形係数を求めたものが表-5である。

この値を用いて Nascimento 表-5 平板載荷試験による地盤係数 K 値より求めた等値変形係数

ento 法により各層の E 及び分散半径を求めた結果、路床支持力の多少のバラツキがあるとは言え、下層路盤のスラグ層の E および粒砕石層の E はそれぞれ全工種共通の材料が用いられており、それ程大きな差が生ずるとするのは間題があるが、計算結果には大きな差が生じた。このため、下層路盤の変形係数の平均

工種	表層	基層	上層路盤	下層路盤(粒砕)	下層路盤(スラグ)	上層路床
1	1141	729	441	792	710	505
2	1171	1095	756	850	500	465
3	1130	1248	729	797	356	382
4	1000	966	640	599	425	311
5	1139	1052	624	607	551	317
6	1034	869	578	712	116	374
7	2014	2014	2720	678	697	556
8	1472	1915	1346	798	602	479
9	1512	1911	989	757	536	409
10	1075	709	366	643	475	407
11	1134	979	683	728	553	432
12	1535	995	801	675	116	478
13	1551	997	859	664	503	407
14	1159	1416	800	656	530	416
15	995	1117	710	703	396	395
平均				800	510	390

2. R. 14工種については
施工後 7日目の値

値を使用し $E4=1053$ (切込スラグ)、 $E3=3029$ (粒砕砕石)とし、更にアスコンの変形係数は地盤係数測定条件下では一般的に 2000kg/cm^2 であるところからその値を採用し、上層路盤の変形係数および荷重分散半径を表層上および下層路盤(粒砕)上の等値変形係数をもとに算出結果を示したものが表-6および図-2である。このうち3.4および15工種の部分は上層路床地盤係数の平均値がやや小さくバラツキもやや大きく、この工種が相隣した場所にあるところから判断して路床の地盤係数がやや低いことに影響され表-6 平板載荷($K30$)より Nascimento 法により求めた各層の変形係数(工種2.5.6.8.15については

平均値を示す)ため、この工種についてのみ同一工種中の最大値をもとて計算した。

また本来ならばアスファルト安定処理層は表層、表層と一体となつた版としての置きをすることは明らか

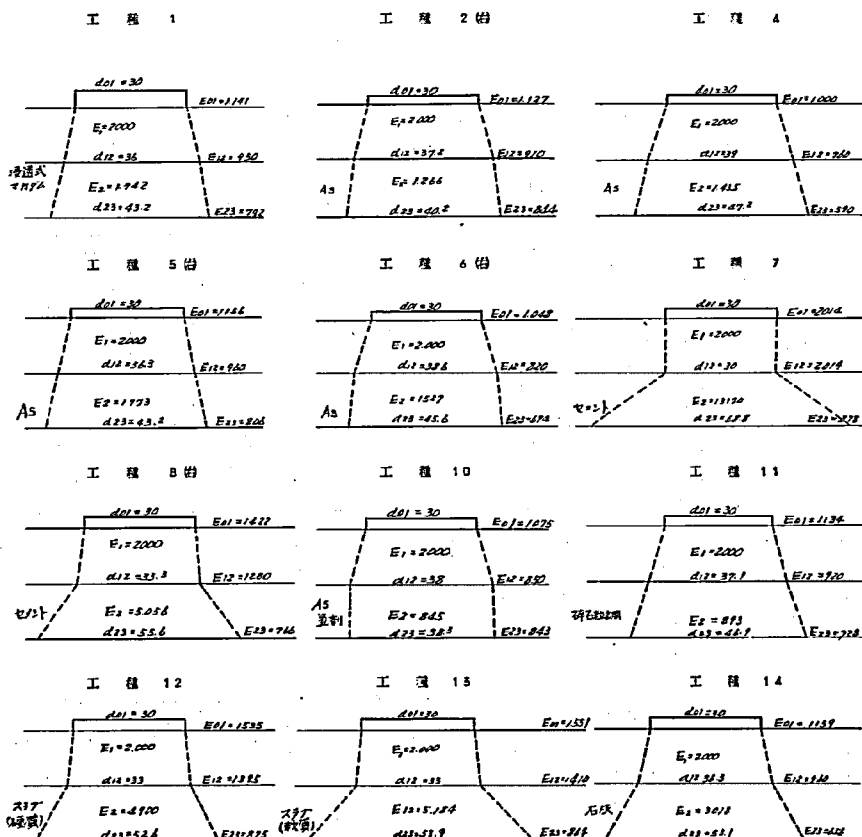
表-6 平板載荷($K30$)より Nascimento 法により求めた各層の変形係数(工種2.5.6.8.15については平均値を示す)

工種	アスコン 2000														
	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層
1	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
2	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
3	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
4	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
5	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
6	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
7	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
8	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
9	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
10	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
11	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
12	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
13	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
14	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
15	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
平均	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995
スラグ	1141	1171	1130	1000	1139	1034	2014	1472	1512	1075	1134	1535	1551	1159	995

であるため層を分割して計算することによりささかの疑問も生じるが、ここでは上層路盤の比較として検討を加えるためにあえて別の層として取り扱った。

これによれば懸青系では1の浸透式、2,3,4,5,6の加熱アスファルト混合系では $E_2=1742\sim1516$ kg/cm^2 で材料および配合の差は傾向として見出せないが、表層、基層の E_1 に近い値を示している。乳剤安定処では、施工直後の乳剤の分解がまだに充分でないことによるためか $E_2=845\text{kg/cm}^2$ と約半分の変形係数を示している。セメント系では一軸圧縮強度が 30kg/cm^2 程度の8.9工種では $E_2=5267$ 、4207とかなり低下しており、E2と上層路盤材料と一軸圧縮強度との相関はかなり明確となつている。粒料系材料では工種11の修正O.B.R85%の粒料砕石が $E_2=1895$ 、工種12の硬質スラグでは修正O.B.R147%で $E_2=4900$ 、工種13の軟質スラグでは修正O.B.R120%で $E_2=5184$ となりある程度修正O.B.Rとの相関がみられる。

図-2 荷重分散図(代表工種のみ)



いずれにしても下層路盤の粒調碎石層の $E_2=3029\text{kg/cm}^2$ を上廻るセメント系の7.8.9工種と粒調系の12.13工種に過ぎないが、アスファルト系は測定時の温度および観荷時間により大きく変形係数が変化することは明らかであるため、この例のように静的観荷による測定では荷重の分散効果が小さく評価されることになるが、動的観荷条件ではコンクリートを上廻る変形係数を示すことは多くの文献で知られているので、実際の交通荷重の分散効果はもつと大きなものと予測される。今回の測定には直接動的な測定を行はなかつたので明確な評価を加えることは出来ず試算結果を示すに過ぎないが、今後部分的解体調査により経時変化等を求めて各層路盤係数の変化等を知れば各工種の耐久性を知るに役立つものと考えらる。

5.3 経時変化測定結果

昭和45年度に第1回の経時変化測定を実施中であるが、6月（舗設後8ヶ月）、8月（舗設後10ヶ月）の調査結果を2.3報告する。

図-3 ベンケルマン沈下量測定結果

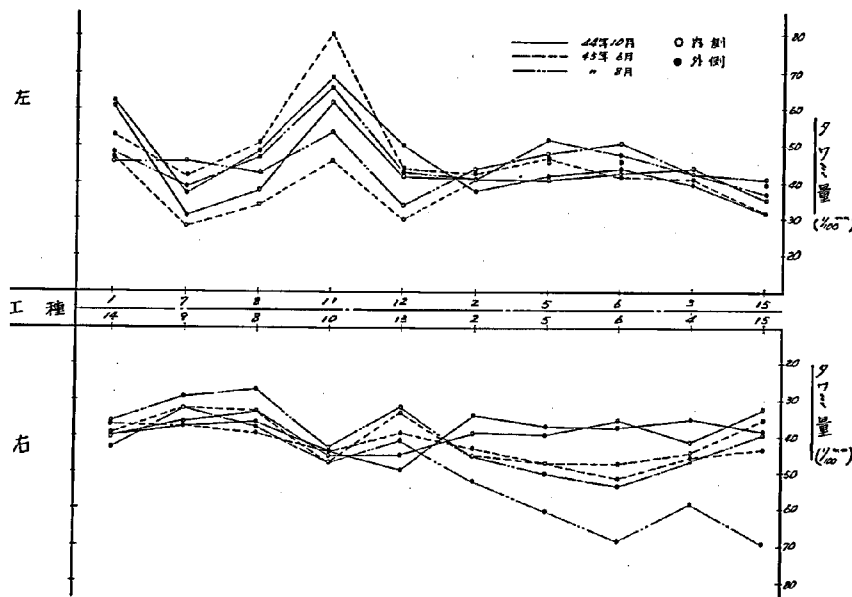


図-3はベンケルマン沈下量を表層面上で測定したものであるが、アスファルト安定処理工種は舗設直後に比較し全体に大きくなっている。これは舗設直後に比較し路面温度が非常に高く、6月が40前後、8月が40~50mmとなつていることの影響が大きいと思われる。また、工種11は舗設直後同様大きな値を示しているのが注目される。

表-7は切取供試体による一軸圧縮強さ試験の結果である。これは6月に採取した試料であり、工種8は施工時に対して約3倍の値を示している。また軟質スラグ、石灰安定処理についてはコアを採取することが出来なかつた。

表-8は抽出アスファルトによる物理試験結果である。アスファルトの性状は混合時の温度、調整後の氣候、交通荷重、骨材の材質に影響され老化するといわれているが、その最も大きな原因は混合時の温度であると考えられる。表-8をみると同一材料を使用した場合、アスファルト量の多い工種は老化

は小さい傾向にある。また材料による場合は砂利、碎石、山砂の順に大きくなっている。つまり砂利と碎石を比較した場合、針入度の低下は前者は後者に比較し少ない。また伸度も前者の方がよく伸びている。このことは粒径および接角による影響が出ているようである。試験結果の検討については施工時の性状試験が行われていず明確でないが、今後同様の試験を行った時点にて比較検討してみたいものである。

5.4 施工の難易と問題点について

今回の試験は路盤工として採用出来る工種を、使用する骨材の種類、結合材および量を種々変えて配合決定し、15種類の路盤を施工したものであつて、現場施工において一般的な規模で行なわれる量の工事として考えれば次の様な問題点があると思われた。

(1) 浸透式マカダム処理は1層7.5cmで仕上げたものであるが、骨材寸法による各散布を5層行つたもので、骨材散布は総て人力施工しか出来ないし燃費を必要とする。ローラー転圧することにより厚さの確保がむづかしく、2層目7.5cm施工転圧により1層目に粒目込込による舗装の破壊が考えられる。

以上、マカダム工法は機械力が使用出来ず、施工能率も非常に低いものと思われる。

(2) アスファルト処理工はフィニッシャーを使用して施工出来るので人力が少くて能率的であり、材料の入手を現地材料を考慮すれば問題はない。しかしアスファルト量の少ない5、6工種については初転圧によるクラックの発生率が大きく、転圧温度とも考えて施工する必要がある。工種6については山砂100%であり最均し時の割増係数がつかみにくかつた。

(3) セメント安定処理は混合用のプラント設置の必要があるが、1層厚さ15cmで施工出来るので能率が良く施工性も良いが、最適含水量の確保が難しい。しかし転圧、締固め、養生等の管理を充分すれば問題はない。

(4) アスファルト乳剤安定処理は混合物の粘性が少なく、湿潤中のやれ、荷おろし等により材料の分離が生じた。また骨材粒径40mmは少し大きい感じがした。施工後のタワミも経時的にあまり変化しなかつたが、これは1層目と2層目の乳剤が分解し1つの層を形成し、1層目の混合物の含水比が少なくならず、乳剤自体の分解が十分に進行していないのではないかとと思われる。

(5) 粒調安定処理は碎石とスラグ2種類により3工種の施工が行われたが、施工性はよく別に問題はなかつたが、含水比の管理を充分に行う必要がある。なお名古屋附近では別に軟質スラグが入手

表-7 一軸圧縮試験(45年6月)

工 種	車 線	最大圧縮応力
12	走行車線	63.9 kg/cm ²
	道路車線	44.9 kg/cm ²
8	走行車線	82.6 kg/cm ²

表-8 抽出アスファルトの物理試験(45年6月)

	施工時 物理試験	2 右	2 左	3	4	5 右	5 左	6 右	6 左	密粒 右	密粒 左
軟化点	45	52.4	52.5	53.3	50.2	49.6	51.4	53.6	53.7	53.7	54.5
針入度	90	35.6	37.2	47.8	68.6	68.4	63.6	47.2	46.4	46.2	42.0
伸度	150mm	5.4	53.0	27.0	14.5	13.4	9.4	3.8	2.6	2.8	1.1

使用アスファルト... ストレートアスファルト 80~100

し易いが、硬質スラグはむづかしい。

(6) 石灰安定処理はセメント安定処理と同じような傾向であつた。

おとがき

石灰安定処理についての概要は以上の通りであるが、今後行う追跡調査資料と合せて毎年度換算係数の確定を行つていく考えである。しかし今後の調査は主として表層面上での測定であり、今回の目的が上層路盤についての調査であるところから、上層路盤についてはあくまでも確定の域を出ないのではないかと心配している。

なお、追跡調査は原則として年1回行い、季節変化の測定を併行して行う予定である。また、調査項目は舗装表面の観察、縦断面凹凸、ベンケルマン沈下量(穴開きベンケルマンを含む)、交通量と車両重量および吐出アスファルトの性状変化等の測定を行い、解析検討を加え今後の資料としたい。

最後に本試験調査に関し御尽力いただいた方々に深甚の謝意を表する。

設計担当

名四国道工事事務所

前事務所長 松井宏一

副 所 長 中野昭二

工 務 課 長 竹内治夫

東部出張所長 清水守光

調査担当

名古屋建設事務所

前事務所長 大橋秀夫

副 所 長 佐藤 彰

材料課長 橋本正夫

建設技官 小沢靖夫

施 工

大石建設株式会社

矢板および水戸バイパス試験舗装調査報告

建設省関東地方建設局 東京技術事務所 副所長 内山茂樹
松崎 猛
田島正八

まえばき 昭和43年度に関東地建の常陸工事事務所、宇都宮国道工事事務所および所が、建設省土木研究所と共同で、セメントコンクリート舗装に関する各種の試験調査を行なった。これらの試験舗装は、施工時の調査などにより、比較的短期間に、結果の得られる試験と認められ、相当長期間にわたる観測を必要とする試験を含め全部で4項目である。これらの試験舗装の上記記録、施工時および施工後の観測結果は、東京技術事務所の報告書および土木研究所資料第561号（昭和45年3月）に報告されている。今回とりまとめたものは、その概要についで述べるものである。

1 実施した試験項目

- (1) 各種鉄網によるコンクリート舗装版の補強方法（矢板バイパス、水戸バイパス）およびコンクリートの版厚を増した場合の耐久性に関する調査（矢板バイパス）
- (2) コンクリート舗装の圧着系層の設計、施工に関する試験調査（矢板バイパス）
- (3) コンクリート舗装版の平坦性および施工性向上に関する試験調査（水戸バイパス）
- (4) コンクリート舗装版の均等性向上に関する試験調査（水戸バイパス）

これらの課題は、現在コンクリート舗装の設計、施工上の問題点としてあげられているもののなかから、重要な課題と見做されたいと思われるものを選び、当事務所として、上記の4項目の観測その他を担当した。試験項目(1)は、現在のコンクリート舗装に規定されている鉄網による版の補強方法の適否を検討するものであり、項目(2)は、現在明確な設計、施工の考え方の裏付けがなっていない層（ここでは、コンクリート舗装版と路盤の中間の厚さ3cmのアスファルトまたはオール混合物による層と層層と呼ぶ）の耐水性を現場試験を通じて、明確にしようとするものである。項目(3)は、アスファルト舗装と比較して、一般劣るといわれているコンクリート舗装の平坦性を改善するための試験である。項目(4)は、コンクリート舗装版が他の構造物と異なり、交通荷重によりおこる過剰な変位の下にたかくなるために、その均等性が非常に重要視され、そのため現在の施工方法における均等性などの諸度のものがあるが、それより均等性を向上させるにはどのような方法をとるかを調査するものである。

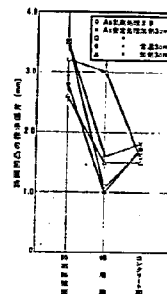
2 矢板バイパスにおける試験舗装

矢板バイパスにおける主な試験項目は(1)であるが、区間内に版厚28cmの圧着を延長 $L=305$ mにわたって施工した。

- 2-1 各種鉄網によるコンクリート舗装版の補強方法およびコンクリート版厚を増した場合の耐久性に関する調査

の壁に平坦性が悪くなった。しかしコンクリート版のそのの平坦性はどの区間もほぼ同じであり、橋脚の平坦性の影響を多少は受けていないようである。これらの関係を図示したのが表4図である。アスファルト乳剤の直まき処理試験も除いて、その平坦性は、標準偏差1.0～1.7の間にあるにもかかわらず、コンクリート版の平坦性は1.5～1.8と悪くなっている。これは、コンクリート舗装の平坦性を改善するために橋脚の施工をするという理由を否定する結果となる。これは、主として型わくの形状、設置の方法、版の表面仕上げ方法に原因があるものと思われる。

表4 水戸バイパスのコンクリート版の平坦性



3. 水戸バイパスにおける試験舗装

水戸バイパスでは5区間を設け、試験地盤(山、川)と全施工した。

3-1 各種鉄網によるコンクリート舗装版の舗装方法に関する調査

3-1-1 計画および施工 コンクリート舗装要綱に即座とよむ。縁部補強の方法および鉄筋径、断面と量とを鉄網と使用してコンクリート舗装を施工し、長期間にわたる舗装版の化用性を比較検討する。また砕石路盤、アスファルト底床処理試験の平板載荷試験、ベンケルマンピームによるたわみ量の測定を行い、施工時の状況と把握する。施工後は長期にわたる舗装版のひびわれ状況、沈下の程度、交通量などの観測を行い、各種鉄網の効果を比較しようとするものである。表5図に示すように、測定NO130～NO145の全区間300mの区間に5種類の鉄網を施工した。

3-1-2 観測 今回の試験舗装区間は

路床の改良工事および下層路盤の工事などは完了して完了したため、調査は主として、上層路盤工以降を対象とした。路床の設計C.B.R.はNO133～NO157で3.2～6.5%、NO159～NO160で4.6～16.1%であり、下層路盤の平板載荷試験による支持力係数は前区間が $k_{30}=19\sim26\%$ 、後区間では $24\sim26\%$ である。上層路盤は両区間とも鉄鋼伸石0～10mmを用いた支持力係数は $k_{30}=36\sim53\%$ であり、大部分は $42\sim49\%$ であった。舗装後60日目にひびわれ観測を行った。果敢に認められた。なお、交通用収束に版の沈下測定および交通用収束に交通量調査、重量調査を行った。

3-2 コンクリート舗装版の平坦性および施工性向上に関する調査

3-2-1 計画および施工 コンクリート舗装版の平坦性におよび原因として、表面仕上げ方法、型わくの設置状況などが考えられる。また施工時に付いた、粗骨材の最大寸法や細骨材率などが大きな影響をおよびることが考えられる。このために、表面仕上げ法の有無、型わくの継ぎ目、レールの継ぎ目、粗骨材の最大寸法などの影響を調査する。具体的には、コンクリート舗装の施工に先立ち、砕石路盤の平板載荷試験、ベンケルマンピームによるたわみ量測定を行い、アスファルト橋脚の平坦性を測定して施工前の状況を把握する。コンクリート版の打設中における管理試験のほか、コンクリートのポンピング位置、人力化上げ、機械化上げと

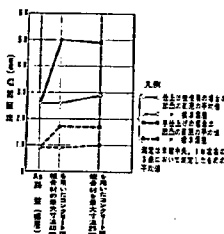
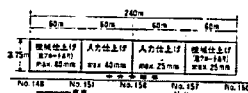
表5 水戸バイパスの各種鉄網による舗装方法の調査結果

区間	鉄網の種類				鉄網の寸法
	鉄網の種類	鉄網の種類	鉄網の種類	鉄網の種類	
区間1	A (鉄筋)	B (鉄筋)	C (鉄筋)	D (鉄筋)	鉄筋径10mm
区間2	A (鉄筋)	B (鉄筋)	C (鉄筋)	D (鉄筋)	鉄筋径10mm

附圖 單相位 500 公施 2 徑向上
測量位置 (本戶 111 人)

第7回 木戸川に於て試験鋪張の表面のシゲル
量の結果

第4回 水戸大いふに於ける試験結果の四〇



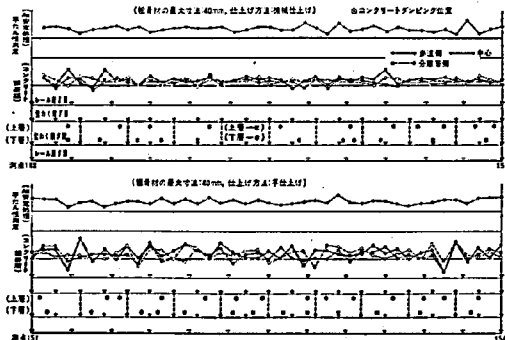
3-2-2 観察 コンクリート部材中のガンペン位置を断面に於て、平たん面に於て影響は明かではないが、縦断面に於てはガンペン位置が後の縦断面のモルタル層の形成結果により異なる。コンクリート部材が硬化した後、直径10mmのコアを抜き取り、上下2層に切断し、正確に厚さを測定(24日)と単位重量を測定した。この結果の一例を表2に示す。表の値は下層部の測定結果であり、強度比は下層/上層と表わす。コンクリート部材設前の厚みの平均値およびコンクリート部の平均強度を測定した結果を表3に示す。また、コンクリート部材設時の型枠およびレーールの結合部、コンクリートのガンペン位置などにも調査したものの一例を表4に示す。

表2 水とパイパスにおける抜き取りコアの上下部の強度試験

		原 (原材)			引 (线材)		
		重量 (kg)	长度 (m)	重量 (kg)	长度 (m)	重量 (kg)	长度 (m)
大	476	2.48	154	772	44.1	2,628	152
中	366	2.378	85	79	22.6	2,372	80
小	210	96	80	5	12.5	65	73
细	110	50	35	3	6.6	30	30
最细	60	2.588	114	20.7	3,600	115	110
原 材 总 重	23.2	12.2	141	8.7	4.1	17.9	6.9
原 材 总 长	5.3	5.1	12.4	0.7	1.4	5.5	25.6

(注) 紙骨材の最大寸法は約 1000mm の長さ、単位体積重量およびコア上下底の張力比、単位体積重量比

サ9 国 水戸バハマスに於ける平担性測定結果



3-3 コンクリート舗装版の均等性向上に関する調査

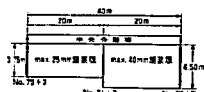
3-3-1 計画不十分施工 一般に舗装コンクリートは、その性質により、コンクリート版より採取したコアには骨格骨格の傾向があるが、版の強度もかなりばらつきが大きいと存する。このためコンクリート版の均等性向上を図るため、骨格骨格の最大寸法を小さくすることによる効果を調査するものである。図10に示すように、幅厚3.75m、長さ20mと幅厚4.5m、長さ20mの舗装版を施工し、均等性向上に関する調査を行った。

路床および路盤の材料、施工、支持力などについては前回の試験結果と同様である。コンクリート版打設の際に、型枠の継ぎ目、コンクリートのダレ防止装置、コンクリートの養生など、完成の調査による施工後版の強度をコアにより調査、上下層の圧縮強度、引張強度および単位体積重量などの試験を行った。

3-3-2 試験 採取したコアから圧縮強度および引張強度試験を行った。結果の一例を図11に示す。コンクリート版打設中に、フィニッシャーの振動ローの速度と版内の速度を測定した。その結果、版の端部方向および横断方向の速度はかなりのばらつきがあることがわかった。またコアの上層、下層の強度のばらつきも図12に示す。

図10 水戸バイパスの均等性向上の調査計画

図11 水戸バイパスの均等性向上の試験結果

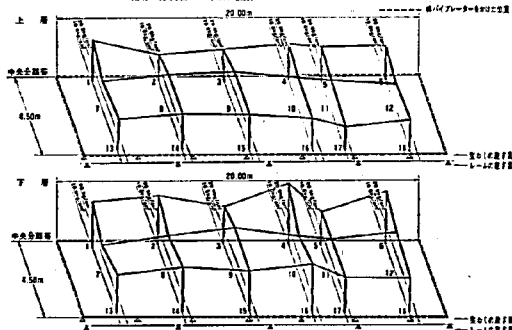


注：舗装版の調査は、上記の図に示すように、版の端部方向および横断方向の速度を測定した。その結果、版の端部方向および横断方向の速度はかなりのばらつきがあることがわかった。またコアの上層、下層の強度のばらつきも図12に示す。



図12 水戸バイパスの均等性向上の調査結果の一例

(骨格の最大寸法mm、20日調査)



4 考察および今後の課題

今回の試験調査は、その内容から見て、5～10年の長期的観測によって初めて結論がとれるものと施工中あるいは施工後短期間の間に結果のわかるものとに分けることができるが、一応の考察を試みれば、そのとおりである。

4-1 路盤の支持力係数 各種の路盤および路盤の載荷試験の結果、支持力係数 K_0 は20
へおのの間にあるものが多い。とくに強度調整した砂質路盤あるいはソイルセメントなどの
安定な路盤上ではおのの間の値が多い。現行の舗装要綱では、路盤の支持力係数 K_0 は15
以上と規定しているが、これは実情を考慮したものでないと思われる。

4-2 層厚補償 補償の目的が平たん性、施工性の改善にのみあると判定すれば、アラート
混合の合戦をフィニッシャーを用いて施工するのみ、どの合戦も明確な差はない。しかし、
耐久性の改善という観点からは、今後の観測結果を待たなければならない。つぎに、層厚調整
による支保の位置は、路盤によらず、非常に大きな影響を受けるが、厚さ比較の場合（5cm以内）にはこの影響は少ない。層厚調整の支持力の評価は、これは今後の研究が待た
れる。

4-3 平たん性 層厚補償による路盤の平たん性、施工性はむしろよく改善される。当座
のことでは、直上によるアスファルト敷の処理およびソイルセメント路盤の平たん性は、
アスファルト混合材もフィニッシャーを用いて施工した路盤に比較して劣る。

補償の平たん性においてもおのの間の値が多い。その上に敷いたコンクリート版の平たん性は、補
償の平たん性と同等か若干上っているのが一般的である。これは補償とコンクリート版の平たん性
の改善を主たる目的として施工したにもかかわらず、その後の型枠の設置や施工中の作業の
不手際による、その目的がなくなるといえる。他方、現在の工事では、セメント
式コンクリートの型枠の設置、コンクリートの打設の方式では、路盤の平たん性に直
接する影響もあるかもしれないと思われる。

4-4 コンクリートのアンボンプの位置 アンボンプ位置と平たん性および強度の関係は明確
ではない。とりより無関係と思われる。

4-5 仕上り機の使用 最終的な版表面の仕上りには仕上り機を用いることは、人力仕上りより
最も効果的である。北ドイツの結果によれば、機械仕上りと人力仕上りによる版の
平たん性は標準偏差で比較すると、1:1.7となった。

4-6 版の仕上りやすさ 骨材最大寸法40mmと25mmの場合、版表面におけるモルタル量にかなり
の差がある。版の仕上りやすさを表面におけるモルタル量の均一さというところから判断すべ
い。40mmよりも25mmの方が有利となる。

4-7 型枠の継ぎ目 骨材最大寸法40mm、25mmとも、型枠の継ぎ目とレールの継ぎ目か
重なった場合には、重なり合った部分に比較して、凹凸が大きくなり平たん性は悪くなる。また
その部分では、ほとんど凹となる。すなわち、レールと型枠の継ぎ目部は型枠の中央部
に比較して凹凸が大きくなる。型枠の継ぎ目と平たん性には相関があり、一般的に継
ぎ目部に相当する版表面は凹となり、中間の部分は凸となる。

4-8 強度 骨材最大寸法40mmと25mmを使用した版からコアを抜き取り、上下2層ともに
圧縮、引張試験をした。その結果を示す表に示す。すなわち、上下層の比は40mmの場合、
圧縮強度は12~14%、25mmの場合13~14%、引張強度は、40mmの場合15%、25mmの場合
11%と4割も下層が大きくなる。また骨材寸法による強度比を示す表に示す。上下層とも約一

品質が要求される舗装路にあり、しかも圧縮強度もよいもの舗装、引張強度が重要であるコンクリート舗装にあり、最もすばらしいもの、コンクリートが圧縮強度も引張強度も25mmを用いたものより大きいという事は、有利といえる。しかしながら、路面の仕上げや、すばらしい表面に下す、それより集約の面とより、このころ、主材料の分類のより考慮すれば、この舗装の強度の差を無理に水は、40mmより25mmの方が有利ともいえる。今回の調査では、単位重量が同一であり、圧縮・引張強度とも40mmと比較して25mmの方が数%あるという事になった。したがって、コンクリート舗装にあり、最もすばらしい舗装の選定にあたり、表面の仕上げや、全体の材料の品質、供給状態、施工機械との関連、強度、経済比較などを総合的に判断して、すばらしい舗装を選定するである。

4-9 加速度 コンクリートフィニッシャーの振動板の加速度、板内の加速度は、振動部および中央部ではかなりの差があり、フィニッシャーの種類、コンクリートの配合などによって異なる。しかし振動部より試験結果では、強度の明確な違いは少ない。表 振動部上下層部の強度(1層/1層) 表 振動部下の骨格材の強度比

層別番号 (単位)	圧縮強度比	引張強度比	備 考
25	1.14	1.11	水戸バイパスに於ける平均値
40	1.14	1.11	東京湾に於ける平均値
25	1.13	1.09	水戸バイパスに於ける平均値
40	1.12	1.12	東京湾に於ける平均値

層別番号 (単位)	圧縮強度	引張強度	備 考
40	1.05	1.04	水戸バイパスに於ける平均値
25	1.05	1.04	東京湾に於ける平均値
40	1.05	1.04	水戸バイパスに於ける平均値
25	1.05	1.04	東京湾に於ける平均値

おとがき 以上、矢板・水戸バイパスの調査、試験報告の概要について述べたが、このうちのいくつかの試験は現在、継続中であり、最終的に結果があらうのはまた別のところである。指導していただいた関係各位の方々に深く御礼申し上げます。

コンクリート試験舗装について

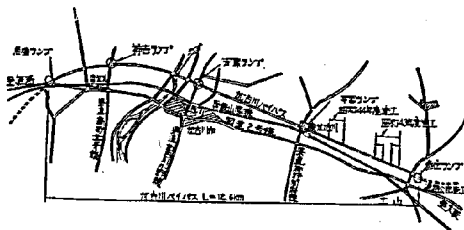
近畿地方建設局 大阪技術事務所 工務係長 玉置 宏

主気がき

近時セメントコンクリート舗装に対する評価が見直され、昭和48年度より土木研究所を中心に各技術事務所及び工事事務所に協同して実際に現場で試験舗装を行なつたうち、近畿地建が担当した加古川バイパス試験舗装及び、補足調査として大阪技術事務所構内で行なつた試験舗装の結果を報告するものである。

図-1 加古川バイパスの一般図

図-1 加古川バイパスの一般図



1. 加古川バイパス試験舗装

1-1 試驗鋪裝個所概要

加古川バイパスは、国道2号線加古川周辺の交通混雑を緩和し、あわせて播磨工業地帯と京阪神方面を結ぶ幹線道路として計画された。延長12.6kmで起点は、日本道路公団施工の明石バイパスにつながり、終点は姫路バイパスに連結する高速道路区間内（図-1）の一部で試験区間を設け、昭和43年度、44年度と2ヶ年に亘り施工調査を行ない、現在経年変化調査を継続中である。本試験区間は42年度に改良工事を施工し、

表-1 施工年度別調査項目

表 - 1 施工年度別調査項目

施工年度	施工場所	試験区間	主な調査項目
昭和 43年度	国道2号線 加古川	40m×6工区 = 240m	路登影響調査
昭和 43年度	"	240m×1工区 = 240m	膨張目地なし舗装調査 (版内温度及び挙動調査)
昭和 44年度	"	40m×8工区 = 320m	舗装版の補強に関する調査 (版内温度測定)

☐ 交通量測定
 ☐ 輪荷重調査
 ☐ たわみ
 ひびわれ測定

1-2 施工年度別調査内容

年度別調査項目を表-1に示す通りである。
また、鑑装版の種類および、断面構造図を
年度別に(1)、(2)に示す。

(1) 昭和43年度施工試験構造

表-2 コンクリート舗装版の種類(加古川バイパス)

工 区	コンクリート舗装				摘 要
	舗装厚cm	鉄 柵	膨張目地	収縮目地	
1	30	ナシ	40 m	8 m	路盤試験所
2	25	有	"	"	
3	25	"	"	"	
4	25	"	"	"	
5	25	"	"	"	
6	25	"	"	"	
7	25	"	240	"	舗装版調査区間

图-2 標準断面图

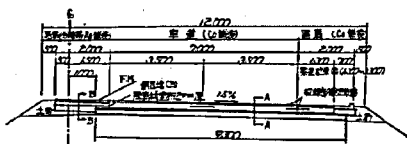


表-3 路盤の種類および材料配合

工区	路盤		工		層		材 料	厚 さ	材 料	材 料	用 量
	種 類	厚 さ	種 類	材 料	種 類	厚 さ					
1	砕石路盤	20cm	クラッシャーラン	砂	層	1cm	砂		路盤紙		
2	"	20	"	タール安定処理	5	タール 4.5%			石粉 2.2%		
3	ソイルセメント安定処理	20	山土・セメント 3%	砂	層	1	砂		路盤紙		
4	砕石路盤	20	クラッシャーラン	"	1	"			同上		
5	AS安定処理	15	砕石アスファルト 3.5%		-				石粉 2.2%		
6	砕石路盤	45	クラッシャーラン	砂	層	1	砂		路盤紙		

図-3 加古川バイパス舗装標準図

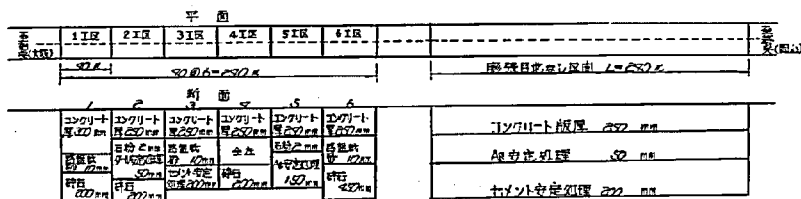
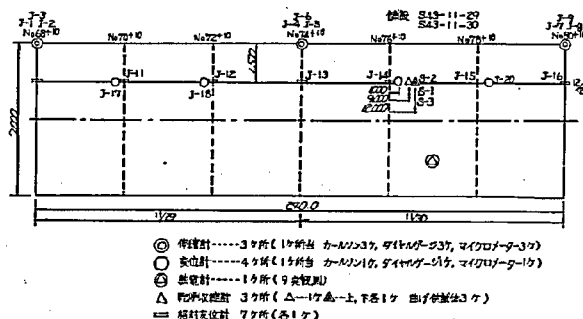


図-5 膨張目地なし試験区間計器設置位置図



(1) 昭和44年度施工舗装構造

図-6 平面図

試験舗装区間 ①の寸法=377							
1区	2区	3区	4区	5区	6区	7区	8区

图-7 断面槽造

板厚 28cm	板厚 30cm	板厚 35cm	板厚 25cm	板厚 25cm	板厚 25cm	板厚 25cm	板厚 25cm
鉄網なし	鉄網なし	鉄網なし	裏面 φ10mm×2支	裏面 φ13mm×2支	裏面 φ16mm×2支	φ12mm φ12mm×1支	φ12mm φ16mm×1支

		材 料		規 格	標準配合	備 考
200 mm	11	コンクリート (生コン)	セメント	普通セメント		
			砂	5mm以下		
			砂利	5~40mm		普通級(2.3)欠
				5~25mm		針線級(5.6)欠
		石 粉			2%以下	
200 mm	11	アスファルト	アスファルト	針入度80~100	4.5%	
		アスファルト処理	アスファルト	15mm以下	95.5%	
		アスファルト	アスファルト			
		アスファルト	アスファルト	30mm以下		

1-3 昭和48年度、コンクリート舗装版に与える路盤の影響に関する調査

1 - 3 - 1 目的

現在コンクリート舗装の路盤支持力を大巾に引上げることによつて、耐久性等を改善することが可能となることが考えられる。その場合、材料の種類と厚さが問題となりこれらを究明する。

1-3-2 施工時の調査

施工は図-2の断面構造とし、路盤試験の種類を表-3の通り底1~底6の1工区40m計240mでもつて施工した。施工時の路床、路盤調査として、支持力係数、現場密度、ベンケルマンビームによる沈下量の測定を行ない結果を表-4に示した。

表-4 路床、路盤の管理試験結果

表 - 4 臨床、路盤の管理試験結果

工区	支持力係数 K_{20} kg/cm ²				現場密度 (ρ /cm ³)				比重量(ベンタマン) γ_{20}				
	個数	平均値	標準偏差	係数	個数	平均値	標準偏差	係数	平均値	標準偏差	係数	平均値	標準偏差
1	4	44	10	4	1.969	0.04		6	0.53	0.12			
2	4	47	12	4	2.061	0.04		6	0.56	0.24			
3	4	53	13	4	1.985	0.12		6	0.53	0.14			
4	4	38	10	4	1.936	0.07		6	0.77	0.43			
5	4	32	2	4	1.934	0.11		6	0.58	0.09			
6	4	50	11	4	2.049	0.22		6	0.47	0.04			

路盤の試験結果

工区	支持力係数 R_{30} kg/cm ²				セメント処理				アスファルト処理				現場密度 (γ /cm ³)		比重量 (ベンゲルマン) γ_{10}	
	砕石処理		タール処理		平均値		標準偏差		平均値		標準偏差		平均値		標準偏差	
1	33	6											1.27	0.06	0.13	
2	63	9	A 75	8									2.26 砕石	0.07	0.05	
3	—	—	B 72	10									2.30 タール	0.05	0.03	
4	56	7			C 63	7							1.00	0.11	0.06	
5	—	—			D 69	6							1.23	0.26	0.16	
6	—	—					E 74	7					2.28	0.18	0.07	
7	57	4					F 58	6					2.22	0.25	0.21	

A : 15℃における測定値	C : 3日養生における測定値	E : 16℃	支持力係数の資料数はそれぞれのJ区毎に4枚
B : "	D : 7日 "	F : 28℃	現場密度 "

	7.86℃	現出度	4%
		注下層	6%

に三つある。第一は、

なお、路盤工種と支持力係数 K 値との関係を表-5に示した。これら一連の測定結果より、路床支持力は 32 匁～53 匁と非常に良い値を得た。またその路床の上に施工された種々の厚さ、材料による路盤の支持力係数は 53 匁～73 匁となつて、支持力の伸びは 1.13～2.32 となつた。

舗装要綱による路盤厚と支持力効果 K_1/K_2 は、碎石路盤の場合、路盤厚が20cmの支持力の効果は、2

であり、今回得られた値の平均 1.33 と

比較するとかなりの差がある。

また、タールおよびアスファルトによる安定処理上における支持力は測定時の温度によつてかなり差があり、測定値と表面温度の関係を示せば図-8 のようになった。

元来アスファルト安定処理のように温度によつてその力学的特性が著しく変

化する層においては、平板載荷試験をすることが妥当であるかどうか議論されていたが、今回の調査によると層厚が小さいときには温度の影響が比較的少なく、層厚が大きくなるとその影響も大きくなるものと思われた。

しかし、今回の測定においては同じ材料、同じ路盤を用いて試験を行なつてないので、一般的に結論づけることができるかどうかは明らかでない。

次に、各種路盤の平坦性とその上の舗装版の平坦性の測定結果を図-9 に示した。

この結果から遷背系の安定処理を用いて路盤の平坦性を改善することは、コンクリート舗装版の平坦性をよくすることにつながるものと思われる。

1-3-3 長期観測(経年変化調査)

工事施工後1年余り経過して居るが供用を開始して、わずか6ヶ月余りしか経て居らず、現在のところ特に舗装版に異状は認められていない。

1-4 膨張目地なしコンクリート舗装の供用性に関する調査

1-4-1 目的

現在コンクリート舗装版の大きな弱点とされている走行性が、膨張目地前後の不陸が大きな影響を与えている。そこで240mの膨張目地なし区間を設け、コンクリート版の温度膨張による座屈あるいは路盤とコンクリート版の挙動を解明する必要がある、長期にわたつて供用性を検討するものである。

1-4-2 施工時の調査

施工時調査として次の項目について実施した。

- (1) 路床および路盤試験 支持力係数測定 (K_{30})、平坦性の測定
- (2) 舗装版の試験 コンクリートの圧縮、曲げ、引張強度、版内部温度測定、伸縮量および変位量測定(計器埋設位置図は図-5参照)。

表-5 路盤工種とK値

工区	路床K値	路盤K値		路盤厚	路盤K値/路床K値	資料数
		路盤工種	K値			
1	44	砕石	53	20cm	1.22	4
2	47	砕石	63	20	1.35	4
3	47	砕石+タール処理層	73	5	1.57	4
3	53	ソイルセメント3%	69	20	1.30	4
4	38	砕石	56	20	1.44	4
5	32	As 安定処理	16℃=74 38℃=58	15	2.32 1.80	4
6	50	砕石	57	45	1.13	4

図-8 支持力係数の温度による変化

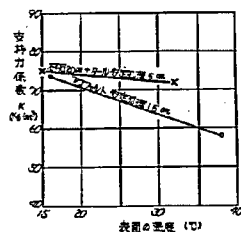
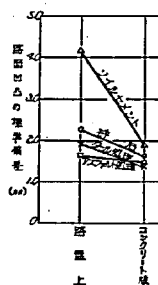


図-9 各種路盤の平坦性とコンクリート版表面の平坦性



これら、施工時における管理試験結果は、路床の乾燥密度は平均 1.96 g/cm^3 、含水比 8.6% 、支持力係数 $K_{30} = 46 \text{ kg/cm}^2$ 、セメント安定処理層における支持力係数 $K_{30} = 80 \text{ kg/cm}^2$ であった。

舗装版コンクリートの白け強度は $\sigma_c = 36.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{c1} = 49 \text{ kg/cm}^2$ であり、7日強度に比較して28日強度は約 35% の伸びであった。また115日における圧縮強度は $\sigma_{cm} = 37.1 \text{ kg/cm}^2$ であった。

膨張目地なし版においては、特に版の温度による挙動が問題となり、このために前述したように、温度測定、版の相対変位、伸縮移動量、目地伸縮および歪量を測定した。これらに使用した計器は次の通りである。

(4) 温度測定

銅-コンスタンタン熱電対を舗装版、路盤および路床中に8点埋設し、外気温を含め計9点を測定する。計測は施工直後より開始し、連続測定を行なう。

(5) 版の挙動

- a 版相対変位測定 カールソン経目計、不動点設置
- b 伸縮移動量測定 同上
- c 目地伸縮測定 同上 目地部に埋設
- d 目地の乾燥収縮測定 カールソン歪計

調査期間は10年間で、これら一連の観測は現在実施中であり、これまでのデータによる解析結果は次の通りである。

1-4-3 長期観測

(1) 版温度測定および伸縮量との関係

まず、舗設直後のコンクリート硬化期間において、その伸縮変化を調べたところ、舗設後14日位までは1日の伸縮量は閉(+)で膨張を示し、その値は $20 (1/100 \text{ mm}) \sim 60$ の3つの大きな山状の変化をしながら全体に(+)側であったのが、徐々に開(-)の方向に変化し15日~16日頃より(-)、つまり収縮側に移り21日頃からは(-) $40 \sim 60$ 位の移動量がみられた。これより推定すれば、打設後2週間位までは、コンクリート自体の硬化温度による影響と考えられ、3週間以降は外気温のみの影響のようである。

また、それ以後のデータにより各計器

表-6 温度と伸縮量の相関関係

埋設位置の伸縮量と温度の相関関係は、表-6、7の結果となり、版の伸縮量は温度と相関関係が強く現われており、版の挙動は中央部の変動が目立ち、端部の挙動はあまりみられてないようである。

なお、現在舗装版に特に異状は認められていないが、短期間のデータでは何もいえないので今後の調査の結果に期待をしたい。

計器点	相関係数 R	計器点	相関係数 R
J-1	0.34	J-11	0.74
J-2	0.20	J-12	0.89
J-3	0.62	J-13	0.89
J-4	0.90	J-14	0.76
J-5	0.68	J-15	0.92
J-6	0.81	J-16	0.82
J-7	0.04	J-17	0.53
J-8	0.41	J-18	0.24
J-9	0.28	J-19	0.03
J-10	0.49	J-20	0.57

表-7 温度とひずみの相関係数表

計測点	相関係数	計測点	相関係数
S.1	0.07	S.4	0.01
S.2	0.50	S.5	0.21
S.3	0.17	S.6	0.05

1-5 各種鉄網によるコンクリート舗装版の補強方法およびコンクリート版厚を増した場合の耐久性に関する調査(昭和44年度施工)

1-5-1 目的

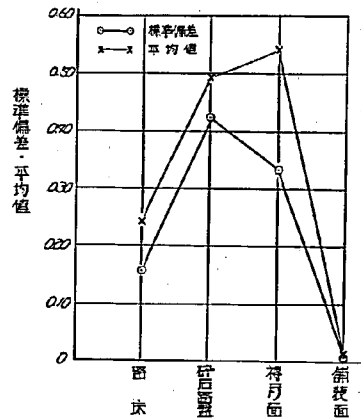
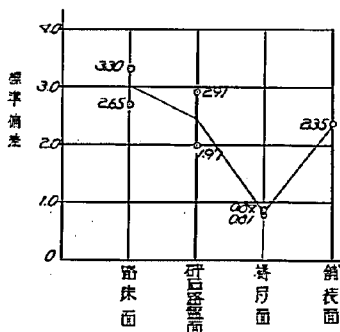
現在のコンクリート舗装に規定されている鉄網の補強方法の適否を検討するため、版厚25cmにして鉄筋径を変えたもの、あるいは鉄網なしで版厚を28cm、30cm、35cmと版厚を厚くした場合等における舗装版の供用性を調査するものである。

1-5-2 施工時調査

施工は図-6、7の平面、断面構造により施工した。施工時における調査は、路床、路盤の支持力係数を平板荷重試験によつて、同一地点にて4回繰返し測定を1工区各々4点測定した。結果は路床で全工区平均値が1回目、1.00とした時、回を追う毎に1.60、1.71、1.84と支持力の伸率を示し、路盤では1.18、1.24、1.34と伸率は少ないが同じ傾向を示している。

また、たわみ及び平担性測定結果は 図-10 たわみ量の標準偏差及び平均値(mm)
図-10に示し、平担性測定結果を図-11に示した。

図-11 平担性測定結果



なお、コンクリートの打設時におけるフィニッシャーの加速度と表面モルタル及びコンクリートの品質の関係については、2. 構内試験舗装および3. 加古川と構内試験舗装の比較検討の項で詳しく述べるので省略する。

1-5-3 長期観測

本調査は、前述の目的からいつて長期的観測が必要であり、施工中あるいは施工直後に結果を得られるものでなく、供用後の調査も本年7月～8月に才1回の調査を行ない現在とりまとめ中であるが交通量は12時間で平均16,000台、24時間で30,000台、内乗用車以外の車が60%を占めており、わずか6ヶ月で施工時の節目がなくなつて来て居るような状況である。

2. 構内コンクリート試験舗装

2-1 目的

加古川試験舗装の補助調査として、また、舗装版の品質向上を計るため、影響あると思われる諸因子を幾つかとりあげ、各因子が品質にいかにか寄与するかを、判明させるべく調査を実施した。

2-2 計画および施工

2-2-1 実験計画

舗装版厚を鉄網入りで25cm、無筋コンクリート版厚30cm、35cmの3種類とし、版厚25cmに対しては舗装版の品質に關係する因子として考えられる。

(A) フィニッシャー速度、(B) 粗骨材の最大粒径 (C) 細骨材のF.M.、(D) スランプ、の主効果4因子と交互作用3因子をとりあげた。

また、舗装版厚30cm、35cmについては、

(A) フィニッシャー速度、(B) 版厚、(C) スランプ、の3因子をとりあげ計画した。

なお、因子の組合せは表-9、10のようにわけつけ、表-8の舗装構造でもつて、巾員は3.5m延長316mで12工区にわけ施工した。

表-10 因子組合せ表 (30, 35cm版)

因子 番号	A フィニッシャー 速度	B 版 厚	C スランプ
9	遅い 水準(2)	30 水準(2)	5.0 水準(1)
10	遅い 水準(1)	30 水準(2)	2.5 水準(2)
11	遅い 水準(2)	35 水準(1)	2.5 水準(2)
12	遅い 水準(1)	35 水準(1)	5.0 水準(1)

表-8 舗 装 構 造

工 区	合 計 厚	下層路盤		上層路盤		コンクリート舗装	
		種 類	厚さ	種 類	厚さ	版厚	鉄 網
1	90	砂砕石	35	鉱さい	30	25	φ6mm 150×150mm
2	85	"	35	"	25	25	"
4	75	"	35	"	15	25	"
5	80	"	35	"	20	25	"
6	85	"	35	粒調砕石	25	25	"
8	90	"	35	"	30	25	"
11	85	"	35	"	20	30	"
12	90	"	35	"	20	35	"

表-9 因子組合せ表 (25cm版)

因子 番号	A フィニッシャー 速 度	B 粗骨材 最大粒径	C 細骨材 F.M.	D スランプ
(工区) 1	遅い 水準(1)	40mm 水準(1)	3.4 水準(1)	2.5cm 水準(1)
2	"	"	2.8 水準(2)	5.0cm 水準(2)
3	"	25mm 水準(2)	3.4 水準(1)	"
4	"	"	2.8 水準(2)	2.5cm 水準(1)
5	遅い 水準(2)	40mm 水準(1)	3.4 水準(1)	"
6	"	"	2.8 水準(2)	5.0cm 水準(2)
7	"	25mm 水準(2)	3.4 水準(1)	"
8	"	"	2.8 水準(2)	2.5cm 水準(1)

註 交互作用

A×B A×C A×D

2-2-2 舗装版調査

舗装版の調査としては、舗設時版内加速度の測定、コンクリート洗ひ試験などを行なつた。

加速度測定の結果は表-10

表-10 舗装版内加速度測定結果

単位：g

に示すように、フィニッ

シャーが小型のためか全体に低い値がでているようである。

舗設後の調査としては、コアを1工区24本計288本採取し、圧縮試験および、引張割裂試験を行ない、版の上部、下部の状態を調べるため、上部、下部にわけ試験をおこなつた。

工区	採断位置 (縦断方向)	縦断位置 (横断方向)					
		6 cm	11 cm	16 cm	21 cm	26 cm	31 cm
1	44	2.13	2.09	1.74	1.61		
	89	2.04	2.08	1.69	1.23		
	258	2.08	1.88	1.38	1.18		
2	44	2.38	2.41	1.28	1.45		
	89	1.70	1.69	1.32	1.35		
	258	2.10	1.70	1.44	0.98		
3	44	2.50	2.53	2.06	1.68		
	89	1.86	1.74	1.17	1.22		
	258	2.42	2.11	1.75	1.05		
4	44	1.99	1.95	1.27	1.27		
	89	1.57	1.30	0.71	0.61		
	258	2.34	1.75	0.94	1.34		
5	44	2.78	2.05	1.98	1.41		
	89	1.36	0.95	0.65	0.61		
	258	1.50	1.20	0.94	0.83		
6	44	2.25	2.12	1.13	1.00		
	89	1.80	1.56	1.21	0.89		
	258	1.19	1.25	1.06	0.84		
7	44	2.92	2.35	2.27	1.12		
	89	2.35	2.03	2.08	1.67		
	258	2.77	1.87	1.80	1.51		
8	44	1.79	1.43	1.28	1.39		
	89	2.09	1.84	1.41	1.91		
	258	2.03	1.37	1.05	1.08		
9	44	2.10	1.97		1.59	1.25	
	89	2.91	1.66		1.45	1.22	
	258	1.99	1.54		1.38	0.79	
10	44	2.37	2.04		1.27	1.02	
	89	1.80	1.70		0.98	0.97	
	258	2.15	1.94		1.08	0.92	
11	44		3.81				1.85
	89		2.11	2.05	1.75	1.53	0.70
	258		2.65				0.81
12	44		2.14				1.52
	89		1.78	1.43	1.62	1.42	0.88
	258		2.21				1.36

2-2-3 試験結果による検討

実験計画により、わりつけた直交表により検討解析した結果は表-11,12のとおりである。

特性値は圧縮強度試験値を用い解析した。その結果、25cm版については、C(細骨材のFM)およびD(スランプ)が有意となり、30cm、35cm版については、A(フィニッシャー速度)が有意となつてあらわれた。

図-12にその要因効果図を示した。

表-11 分散分析表 (1~8 工区)

要因名称	要因	SS	df	V	F ₀	p
フィニッシャー速度	A	2047	1	2047	3.0	
細骨材最大径	B	138	1	138		
	A×B	53	1	53		
細骨材 FM	C	9361	1	9361	13.9 [※]	47
	A×C	371	1	371		
スランプ	D	4935	1	4935	7.3 [※]	23
	A×D	1743	0	1743		
	e ₁	0	0	0		
	e ₂	4415	8	552		
	e	8767	13	674		

SS:平方和

df:自由度

V:分散

p:寄与率

e₁:1次単位誤差

e₂:2次 "

e:プールした誤差

表-12 分散分析表 (9~12 工区)

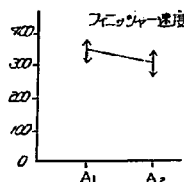
要因名称	要因	SS	df	V	F ₀	p
フィニッシャー速度	A	4,050	1	4,050	25 [※]	75
版 厚	B	265	1	265	2	
スランプ	C	882	1	882	5	14
	e ₁	0	0	0		
	e ₂	537	4	134		
	e	802	5	160		

図-12 要因効果図

○ 25cm版



○ 30,35cm版



(註) ○ 25cm版

C: 細骨材 FM

C₁ = 3.4 C₂ = 2.8

D: スランプ

D₁ = 2.5 D₂ = 5.0

○ 30,35cm版

A: フィニッシャー速度

A₁ = 速い A₂ = 遅い

(1.0 m/min) (0.7 m/min)

以上のことから 25cm 版については上部、下部の強度差には FM が大きく影響しており、また、30cm 35cm 版については、フィニッシャーの速度が影響していることが判明した。

8. 加古川試験舗装と構内試験舗装による比較検討

構内試験舗装においてコンクリート舗装版の品質を左右すると思われるいくつかの因子をとりあげ、施工法、材料面より検討を加えた結果、最も品質に影響を与えるのは、フィニッシャーの加速度であるように思われた。それは、また版厚の厚い版において顕著に現われている。

そこで、加古川試験舗装で使われた大型フィニッシャーと構内でのフィニッシャーより比較してみると表-13のとおりとなった。

加速度の大きいものについては骨材の分離などが心配されていたが、表面モルタル量3mm位の浮き上がりでは、本調査限りにおいては、強度に影響なく満足した強度がでている。

また、加速度の小さいものについては、モルタル量の浮き上がり量は、25cm版で平均1mm程度、30cm、35cm版では、0mmと締固めが不充分と思われる。

なお、強度については上下に有意な差は認められないが、加速度が小さい場合、版厚が厚く

なると、全体的に強度が下がっている。抜取コアより観察した結果では、場所によつて下部5cm位に空隙が集まっているコアもあった。このことより、今後施工にあつては版厚等によつて、フィニッシャーの機種選定が必要と思われる。よつて、加速度の大きい機種であれば版厚30cm位までは一層仕上げて施工可能と思われる。

ひ す び

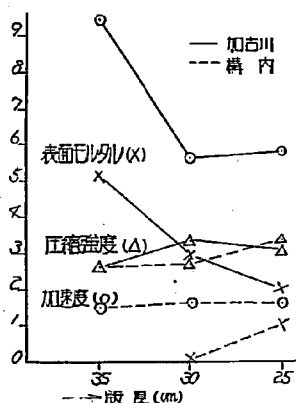
従来試験舗装には実際現場で施工する場合と各種条件が異なる場合が多く、結果の適用には限界があつたが、今回この様に現場で実施し、土木研究所を中心として各地建で実施される関係より、試験条件が限定されることが少なく、試験結果の信頼性はかなり大きいものとする。今回は近畿地建の担当する試験項目の紹介並びに施工調査報告にとどまつたが、今後の経年変化状況が期待されるものである。最後に本調査施工に当り御指導賜つた、土木研究所舗装研究室、機械研究室、はじめ地建関係、工事施工業者各位に対し厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

土木研究所資料、才561号「試験道路におけるコンクリート試験舗装調査報告書」

表-13 加古川試験舗装と構内試験舗装の比較

項目 版厚	加速度 (G)		圧縮強度 (kg)		表面モルタル (%)		密 度	
	加古川	構 内	加古川	構 内	加古川	構 内	加古川	構 内
35	19.2 2.0 (9.4)	3.8 0.6 (1.5)	上256 下277	上264 下271	5.2	0	上2.41 下2.41	上2.38 下2.38
30	7.3 3.3 (5.7)	2.9 0.8 (1.6)	上328 下332	上271 下267	2.9	0	上2.43 下2.43	上2.38 下2.39
25	10.6 1.4 (5.6)	2.9 0.6 (1.6)	上294 下326	上336 下341	2.0	1.0	上2.41 下2.43	上2.37 下2.38



各種のアスファルトを使って行なった試験舗装について

北海道開発局札幌開発建設部 戸部智弘・三浦 宏

まえがき

寒暖の差が大きく、また雪の多い北海道のような所のアスファルト混合物には、冬期低温時におけるアスファルトの脆弱化に伴い発生する亀裂の現象、タイヤチェーンなどによる過度の摩耗や破壊の現象、更には夏期高温時における安定度不足から来るウエービングなどの現象等、さまざまな苛酷な自然の条件が加えられている。

これらの現象に対して考えられる対策としては、数多くあるが中でも結合材であるアスファルトによつて大きく左右されることが多い。最近耐摩耗性などの観点からいろいろの手段により改良を加えた各種のアスファルトが登場して来た。これらは大別すると次の3系統のものである。

イ、触媒系アスファルト ロ、ゴム系アスファルト ハ、樹脂系アスファルト

この試験舗装では、これらの各種アスファルトを同一条件のもとに並べて施工することによつて、耐摩耗性を中心に各種の性状変化を比較検討することにより、北海道のような積雪寒冷地における表層用アスファルトとしての方向を見出すことを大きな目的として行なっているものである。

1 試験舗装の概要について

1967年からはじめたこの試験舗装では、触媒系アスファルト・・・2種類、ゴム系アスファルトの内現場混入の方法によつたもの・・・3種類と工場混入の方法によつたもの・・・3種類、樹脂系アスファルト・・・2種類、触媒系アスファルトに現場でゴムを混入する方法のもの・・・2種類、これらの各種アスファルトを比較する意味から、ストレート・アスファルトを1種類加え、合計13種類のアスファルトによつて行なっているものである。

試験舗装を実施した場所は一般国道12号札幌市白石地区で、各種のアスファルトはそれぞれ延長100m、面積1600㎡、ストレート・アスファルトが延長50m、面積800㎡の合計延長1250m、面積2000㎡である。この附近の交通量は30400台(1968・9・25)である。

施工は3年間に亘つて行ない1967年度は延長550m、面積8800㎡で6種類、1968年度は延長400m、面積6400㎡で4種類、1969年度は延長300m、面積4800㎡で3種類を実施したのである。これらのアスファルトは、同一条件のもとに並べて実施することにより比較検討を加えるということから、工種・配合・骨材の種類・粒度・産地・施工機械などを同一とした。従つて工種はトベカ(1=40mm)とし、その配合は北海道開発局道路工事設計基準にもとずき

アスファルト・・・9.5% ファイラー・・・16.0%

砂(粗砂:細砂=50:50)・・・53.0% 碎石(13mm以下)・・・21.5%

とした。ゴム系アスファルトの内、現場でゴムを混入する方法によつたもののゴム量は5%(ラテックスとして10%)、触媒系アスファルトに現場でゴムを混入する方法によつたもののゴム量は2%(ラテックスとして4%)とした。

2 スリヘリ量について

北海道におけるアスファルト混合物にとつて、冬期間低温で硬くなつた路面を重車輛がタイヤチェーンを着けて走行する際の激しく強打・強圧することによつて生ずる摩耗現象ほど大きな問題はない。

この試験舗装では室内のラベリング試験機によるスリヘリ量と、現場の舗装表面のスリヘリ量測定装置を用いたスリヘリ量の両者について調査を行つた。これらによるスリヘリ量は、表-1の通りである。但2段に記入した値は、再加熱供試体では午前と午後、切り取り供試体では左、右の値である。

1) 室内のラベリング試験機によるもの

冬期のタイヤチェーンによる舗装表面の摩耗作用を、実験室で再現しようということで作られたラベリング試験機によるスリヘリ量については、アスファルト・プラントにおいて採取した混合物を実験室に搬入し、再び加熱して締め固めた供試体と、舗装現場よりカッターで切り取つた供試体について、それぞれモルタル用試験機でテストしたものである。スリヘリ量の測定は、粗骨材を含む混合物であるので標準測定法の3断面平均法によらず、中央部15cmについて砂によりその体積を求め平均断面積に換算したものである。

再加熱供試体についてスリヘリ量が0.1~0.3 cm³までのものは、触媒系アスA B、ゴム系アスA B F、触媒系アス+ゴムA Bの計7種類のものであり、0.3~0.6 cm³までのものは、樹脂系アスB、ゴム系アスC D Eの4種類、また0.6~0.7 cm³のものは、スト・アス、樹脂系アスBの2種類のものである。中でも触媒系アスA、ゴム系アスA Bの3種類のものについては0.1 cm³というスリヘリ量を示し、すぐれて良い結果である。

切り取り供試体についてスリヘリ量が0.1~0.3 cm³までのものは、触媒系アスB、ゴム系アスF、触媒系アス+ゴムA Bの4種類のものであり、0.3~0.6 cm³までのものは、ゴム系アスA B C D E、樹脂系アスBの計6種類、また0.6~0.8 cm³のものは、スト・アス、触媒系アスA、樹脂系アスAの3種類のものである。中でもゴム系アスFは0.1 cm³とすぐれて良い値を示している。

2) 現場のスリヘリ量測定装置によるもの

この測定装置は、北海道大学菅原博士のアイデアをもとにして作製した簡単なもので、舗装体に埋込みコンクリートで固定した2個の直径40mmの鋼製の台と、これにまたがせるパイプフレーム、ダイヤルゲージを使つて測定するものである。測定は10cm間隔の9点について読みをとり各点の舗装直後の読み値と、経年後の読み値との差を単純に平均したものである。

満1年を経過したものの中では、1.0~3.0 mmまでのものはスト・アス、触媒系アスB、触媒系アス+ゴムのA B、ゴム系アスB C F、樹脂系アスBの計8種類であり、3.0~4.0 mmまでのものは、ゴム系アスA D E、樹脂系ア



写真はスリヘリ量測定作業中

スAの計4種類、触媒系スAのみが6.1mmのスリヘリ量である。中でも触媒系ス+ゴムAは、1.5mmとすぐれて良い値を示している。2年間のもの(10種類)ではスト・ス、樹脂系スBが4.8、4.7mmと良く、触媒系スAB、ゴム系スEが8.2~8.3mmで大きい。

表-1 ラベリング試験などによるスリヘリ量

試験項目 種 類				ラベリング試験によるもの				現場における測定装置を使ったもの			備 考
				再加熱供試体		切り取り供試体		施工後1年	施工後2年	施工後3年	
				密 度	摩耗量	密 度	摩耗量				
スト・アス				2.143	0.7	2.255	0.6	0.0～4.7	2.6～7.1	7.1～13.8	
						2.293	0.8	2.6	4.8	10.0	
触 媒 系	A	2.298	0.1	2.313	0.6	3.0～8.0	5.4～10.5	10.4～17.6			
				2.311	0.6	6.1	8.2	14.1			
	B	2.173	0.2	2.261	0.3	0.0～4.8	2.7～11.1	—			
				2.210	0.2	2.247	0.2	2.9	8.2		
触 媒 系 + ゴ ム	A	2.233	0.3	2.293	0.2	1.0～2.3	—	—			
				2.212	0.2	2.354	0.2	1.5	—	—	
	B	2.167	0.2	2.310	0.1	0.2～5.0	—	—			
				2.190	0.3	2.288	0.2	3.0	—	—	
ゴ ム 系	現場で混入する方法	A	2.230	0.1	2.316	0.3	3.1～5.1	5.6～9.5	11.3～17.3		
					2.314	0.6	4.0	7.6	13.4		
		B	2.205	0.1	2.297	0.5	1.0～3.6	4.6～7.7	8.7～12.4		
					2.269	0.2	2.5	6.5	10.8		
		C	2.206	0.3	2.297	0.4	0.0～4.0	2.8～7.6	6.9～12.5		
					2.254	0.6	2.2	5.3	10.3		
	工場で混入する方法	D	2.188	0.6	2.234	0.4	—	0.5～9.0	—		
					2.235	0.4	2.259	0.5	6.0	—	
		E	2.173	0.5	2.282	0.4	0.0～6.4	2.7～11.2	—		
					2.210	0.6	2.255	0.4	4.0	8.3	—
		F	2.233	0.2	2.281	0.1	1.4～2.7	—	—		
					2.212	0.2	2.293	0.1	2.1	—	—
樹 脂 系	A	2.286	0.6	2.271	0.6	0.5～5.8	3.8～9.1	8.3～13.5			
				2.267	0.7	3.3	7.0	11.1			
	B	2.191	0.4	2.284	0.3	0.0～4.0	1.1～7.0	—			
				2.232	0.3	2.260	0.4	2.3	4.7	—	
単 位		g/cm ³	cm ³	g/cm ³	cm ³	mm	mm	mm			

3 アスファルトの性状変化について

アスファルト混合物の老化を支配する主なものは、空気中の酸素による酸化の作用であることはいうまでもない。施工直後の性状変化は、プラントのケトル内での溶融と、ミキサー内で骨材と混合する際に骨材の広い表面上に薄い膜状に広げられ、急激に空気と接触することによって起きた酸化によるものであり、その後の性状変化は、自然ばく露の過程に起きた酸化の作用によるものである。

性状変化を調べたアスファルトは、ケトルより午前と午後の2回に分けてサンプリングしたもの・・・A、混合物を舗装し締め固めた後にカッターで左右から2個の供試体を切り取り、それから抽出したもの・・・B、満1年を経過した後に左右から2個の供試体を切り取り、それから抽出したもの・・・C、満2年を経過した後に左右から2個の供試体を切り取り、それから抽出したもの・・・Dである。その性状は表-2の通りである。

表-2 アスファルトの性状変化

種 類 項 目		ス ト ・ ア ス	触 媒 系		触媒系+ゴム		ゴ ム 系						樹 脂 系	
			A	B	A	B	A	B	C	D	E	F	A	B
針 入 度	A	117	111	106	(123)	(112)	(97)	(97)	(97)	94	105	113	93	100
	B	101	117	111	100	93	90	76	75	91	98	109	76	89
	C	92	95	95	—	—	52	63	73	83	88	—	69	82
	D	82	70	—	—	—	55	55	60	—	—	—	52	—
軟 化 点	A	45.0	64.0	62.0	(54.5)	(61.0)	(54.0)	(54.0)	(54.0)	47.5	46.0	48.0	47.0	54.0
	B	47.0	60.0	60.5	55.5	65.0	52.5	55.5	54.5	48.0	46.5	49.0	52.0	53.0
	C	48.0	63.0	62.0	—	—	65.0	61.5	59.5	48.0	47.4	—	53.0	54.0
	D	49.0	65.1	—	—	—	61.0	62.0	62.0	—	—	—	55.5	—
伸 度	A	100+	5.5	5.8	(100+)	(100+)	(100+)	(100+)	(100+)	100+	100+	100+	28.0	22.0
	B	39.0	6.0	5.9	100+	89	100+	100+	100+	100+	100+	100+	11.0	19.0
	C	43.0	6.3	5.8	—	—	100+	100+	100+	55.5	100+	—	15.0	14.5
	D	42.0	5.8	—	—	—	100+	100+	100+	—	—	—	6.5	—
アス ファ ル テ ン 量	A	14.9	22.8	23.0	18.1	20.2	15.0	15.2	15.0	15.6	14.4	13.7	16.9	16.7
	B	17.5	22.8	26.9	19.6	21.1	17.9	16.0	17.5	20.4	17.2	16.1	19.2	19.1
	C	20.0	24.5	25.6	—	—	18.5	19.1	18.2	22.4	18.5	—	19.5	20.0
	D	21.0	26.1	—	—	—	21.4	21.0	19.6	—	—	—	23.0	—
施工年度		1967	1967	1968	1969	1969	1967	1967	1967	1968	1968	1969	1967	1968
備 考														

但 針入度：25℃、軟化点：R&B法、伸度：10℃、アスファルテン量：エーテル法

() 内の数値は、推定によるものである。

1) 針入度の変化

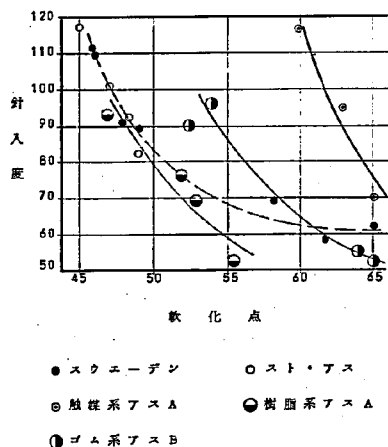
触媒系アスA Bが共に舗設直後に切り取り抽出したものの方が、ケトルより採取したものの値より大きくなっている理由は、はつきりとしなが、他のアスファルトでは、針入度は低下している。B/Aについて見ると、77~96%の範囲で低下が見られ、その割合の一番小さなアスファルトはゴム系アスFであり、一番大きなものはゴム系アスCである。またスト・アスでは86%、触媒系アス+ゴムが81~83%、樹脂系アスでは82~89%である。次にC/Aについては、54~90%の範囲で低下が見られ、触媒系アスBが一番低下の割合が小さく、ゴム系アスAが一番大きく低下している。D/Aではスト・アスが70%で一番小さく、樹脂系アスAが56%で一番大きな割合で低下している。

1年を経過したアスファルト中で、スト・アスと触媒系アスA Bが、90以上の針入度を保持していることは、注目して良いであろう。

2) 軟化点の変化

軟化点は一般に上昇しているが、触媒系アスA B、樹脂系アスB、ゴム系アスAが減少している。この理由は、はつきりしない。B/Aについて見ると、樹脂系アスAが11%と一番大きく上昇し、次いで触媒系アス+ゴムの7%であり、またC/Aではゴム系アスAが20%と大きく上昇し、ゴム系アスB、樹脂系アスAが13~14%上昇している。図-1は、代表的なアスファルトについて経年変化による針入度・軟化点の関係を示したものであり参考までに1958年にスウェーデンのストックホルム道路で行なつた試験舗装の結果をのせた。これによれば約7年経過した場合にほぼ固定することがわかる。

図-1 針入度・軟化点の関係



3) 伸度の変化

伸度については、ケトルの性状と舗設直後の性状と比べて見ると、スト・アス、触媒系アス+ゴムBが大きく低下しているが、他のアスファルトは、あまり変化が見られない。ゴム系のアスファルトは一般に経年しても100+であるが、ゴム系アスDのみが、100を割っているのは注目すべきである。

4) アスファルテン量の変化

アスファルトの老化は、熱や光による酸化や重合によるもので、その結果マルテン分がアスファルテン分に変化する。B/Aについて変化の割合を見ると、ゴム系アスDが31%増加し、触媒系アスAは変化が見られない。C/Aではスト・アスが一番大きく34%増加し、触媒系アスAが7%増

と一番小さい。経年によるアスファルテン量の増加の傾向が不規則なものは、触媒系アスBであるが、その理由は、はつきりとしなない。

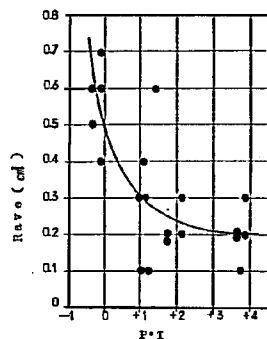
アスファルト中に占めるアスファルテン量の割合は、触媒系アスA Bが 22.8~23.0%と当然のことながら多くスト・アス、ゴム系アスA~Fは13.7~15.6%と少ない。

5) P・I とラベリングの関係

アスファルトの感温性を評価する針入度指数 (P・I) について見ると、一番小さなアスファルトは-0.38のゴム系アスEであり、一番大きなものは触媒系アスAの+3.67である。すなわちP・Iが大きいうことは、温度針入度直線の勾配が小さいということであるので、温度による硬さの変化が小さく、感温性が低いということになる。P・Iが+2以上のブローン型に属するアスファルトは、触媒系アスA Bおよび触媒系アス+ゴムA Bであり、他のアスファルトは、すべて普通型のアスファルトに属する。

次にP・Iと再加熱供試体のラベリング試験によるスリヘリ量との関係を図-2について見ると、一般にP・Iがブローン型のアスファルトに近づけば近づく程スリヘリ量は小さくなる傾向が見られる。

図-2 P・Iとラベリングの関係



4 マーシャル試験について

マーシャル試験を行なつた供試体は、プラントにおいて採取したコアーと、鋪設直後に切り取つたコアーについて行なつた。ここで切り取りコアーについて行なつた安定度試験については、なんら意味がない。表-3はその結果である。

表-3 マーシャル試験

種 類 項 目	スト・ アス	触 媒 系		触媒系+ゴム		ゴ ム 系						樹 脂 系		
		A	B	A	B	A	B	C	D	E	F	A	B	
ブ ラ ン ト	安定度	570	813	649	455	480	820	651	461	461	521	587	815	527
	フロー値	40	50	47	49	49	43	39	39	42	45	37	41	47
	密 度	2.22	2.27	2.27	2.29	2.29	2.23	2.23	2.22	2.25	2.26	2.28	2.27	2.26
切 り 取 り	安定度	207	375	243	380	487	—	456	342	148	200	327	409	316
	フロー値	58	55	56	50	50	—	50	52	52	52	58	56	59
	密 度	2.27	2.29	2.29	2.30	2.29	—	2.28	2.25	2.26	2.26	2.28	2.28	2.29

各種アスファルトの安定度について見ると、プラント・マーシャルによる傾向と切り取りマーシャ

ルの傾向はほぼ一致している。中でも触媒系アス+ゴムA Bでは、両者の値がほぼ同じ値である。プラント・マーシャルでは、触媒系アスA、ゴム系アスA、樹脂系アスAが813~820 kgと大きく、ゴム系アスC Dが461 kgで一番小さい値である。スト・アスを1.00とした場合に比較して見ると、触媒系アスA、ゴム系アスA、樹脂系アスAが1.43~1.44であり、触媒系アスB、ゴム系アスB Cが1.14、樹脂系アスB、ゴム系アスFが0.92~1.03、ゴム系アスD Eが0.81~0.91、触媒系アス+ゴムA Bが0.80~0.84である。

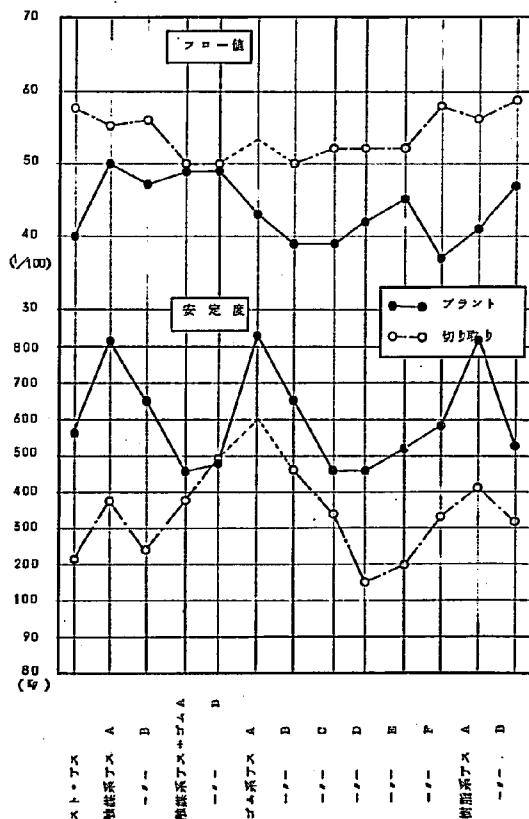
フロー値については触媒系アスA、触媒系アス+ゴムA Bのものが大きく、ゴム系アスDが一番小さな値である。

次にマーシャル試験の結果からアスファルト混合物における弾性係数を推定する方法がありその式によつて求めると、弾性係数の一番大きなものは樹脂系アスAの8900 kgであり、一番小さなものは触媒系アスAの4200 kgである。ゴム系のアスファルトの場合では、平均して現場でゴムを混入する方法のものが、工場でゴムを混入する方法のものより大きな値を示している。またスト・アスでは6400 kgである。

密度については、プラント・マーシャルで触媒系アス+ゴムA Bが2.29で一番大きく、ゴム系アスC、スト・アス2.22で一番小さい。

切り取りコアについて見ると触媒系アス+ゴムAが2.30で一番大きく、ゴム系アスCが一番小さく2.25である。ラベリング試験のために切り取ったコアについては、触媒系アス+ゴムAが一番大きく、ゴム系アスDが一番小さい。

図-3 マーシャル安定度・フロー値



5 ホイル・トラッキング・テストについて

車輪走行と類似の力学的作用を実験室で模型的に再現させ、高温におけるアスファルト混合物の安定性を調べる目的のホイル・トラッキング・テストの結果では、45℃における変型率(㎜/㎜)について

ストレート・アスファルト	...0.070
触媒系アスファルトA	0.050
樹脂系アスファルトA	0.034
ゴム系アスファルトB	0.015

であり、ゴム系のアスファルトは、ストレート・アスファルトの約1/4とすぐれた値を示していることは注目すべきである。この数値が小さいければ小さいほど高温の安定性が良いということである。

6 スペリ抵抗値について

この測定は Portable Skid Resistance Tester によつて行ない、路面に水を流して湿潤状態にし、1横断6点の測定を20℃における補正值に直し単純に平均したものである。舗設して後1週間たつてから測定したものでは、ゴム系アスDが52.3で一番小さなスペリ抵抗値を示し、一番大きな値を示したものは、ゴム系アスCの65.2である。またスト・アスでは64.2であり、これら結果からは、アスファルトの種類による差は認められない。

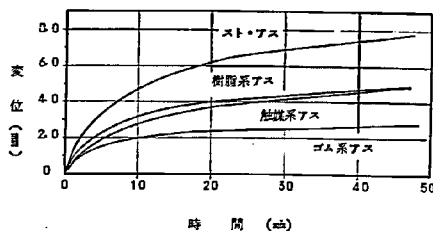
一般にスペリ抵抗値は、経年と共に増加する傾向が見られ、舗設直後52.3~65.2であつたものが満1年後では59.0~68.8となり、満2年後では66.7~69.5となつている。これは経過する日数と共に施工時表面にあつた油類が風化や交通車輛によつてとれ、更に冬期間のタイヤチェーンなどによつて路面が摩耗を受け、スリへつた骨材面が路面にあらわれたために変化したものであろう。

7 骨材の粒度について

骨材の粒度によつて混合物の性状は大きく変る。開発局道路工事仕様書に基づいたトベカの粒度で行なつたこの試験舗装では、午前と午後の2回行ない、また抽出後の粒度は2個の供試体の結果である。プラントにおいてフルイ分けを行なつたものについては、13㎜で100~97.4、5㎜で86.7~80.6、2.5㎜で72.0~68.2、0.6㎜で55.6~43.7、0.3㎜で40.6~33.6、0.15㎜で3.5~1.8であり、0.074㎜で0.9~0.2である。但ファイラーを含まない粒度である。また抽出後の粒度では13㎜で100~97.6、5㎜で96.1~84.6、2.5㎜で83.3~71.1、0.6㎜で69.1~53.3、0.3㎜で59.1~46.3、0.15㎜で24.5~16.6、0.074㎜で14.7~10.5である。抽出後の0.074㎜通過の中ではゴム系アスBが一番少なく、ゴム系アスEが一番多い。

プラントにおける午前と午後のフルイ分け結果では、各フルイにおいて5%以上の差があるものはスト・アスの5、1.2㎜、ゴム系アスCの5、0.6㎜である。

図-4 代表的なホイル・トラッキングの値



あ と が き

札幌市内の国道では2次改築・舗装修繕を問わず、ゴム系のアスファルトについては、すでに多くの実績を持っている。1966年度・・・約56 000㎡、1967年度・・・約54 000㎡、1968年度・・・約116 000㎡、1969年度・・・約102 000㎡、1970年度・・・約107 000㎡と本年度を含めて、約435 000㎡を実施し、触媒系アスファルトについては1968年度・・・47 000㎡、1969年度・・・約36 000㎡、1970年度・・・約24 000㎡と本年度を含めて約107 000㎡を実施している。

この試験舗装において使用した各種のアスファルトは

触媒系アスファルト・・・Super As.、Super C・B As.、

ゴム系アスファルト・・・Rub-R-Road R-504、Roadstar、Roadex、

・・・R・A・Cement、Gumphalt-S、Tuf-Road、

触媒系アスファルト・・・Premium As.、Polyphalt-S、

ストレート・アスファルト

である。現場でゴムを混入する方法によるもののストレート・アスファルトは、比較の意味で加えたものと同一のアスファルトである。

現在までこの試験舗装を実施してから僅か3冬しか経過していない。従つて結論的なものは未だ得られないのであるが、'冬の北海道は、日本技術の研究室である - 草柳大蔵'といわれる天然の実験室を充分に利用し、破壊に至るまでのデーターを蓄積して、舗装技術の向上に少しでも役立つことが出来れば幸いと考へているものである。

最後にこの試験舗装を実施するに当り、北海道大学菅原教授・丸善石油K・K商品研究所および北海道支店・開発局土木試験所舗装研究室の方々には、多大の御指導と御協力を頂き、深く感謝するものである。

参考文献

丸善石油K・K商品研究所

「札幌市白石町に於ける各社特殊アスファルトを使用した合材の耐摩耗性

実地比較試験報告書 その1～4、

アスファルト技術情報第9号エフソスタンダード石油K・K

「スクエーデンの試験舗装に於けるアスファルトの実態について、

アスファルト Vol.9 No.52 - 竹下春見

「たわみ性舗装の設計法に関する研究、

北海道開発局技術研究発表会 第11、12、13回 - 草野 卓・戸部智弘・三浦 宏

「各種アスファルトを使つて行なつた試験舗装について、

美々試験路凍上試験

北海道開発局土木試験所舗装研究室長 若林 昌
神崎 紘郎

はじめに

北海道における舗装道路は、昭和27年、28年度施工の札幌〜千歳間に始まり、たとえ。これと併行して道路の除雪も本格的に行なわれて、道路が冬期間直接寒気に曝されるようになり、新たに舗装道路としての凍上対策が問題となった。

凍上に関する諸問題を説明する目的で、北海道開発局は苫小牧市千歳市界りに国道23号に添って美々試験道路を昭和35年、36年度で築造し、調査を開始した(図-1参照)。その後、調査断面の2.3の変更を経て、再び昭和41年、42年度に大巾に調査断面を変更し、調査を続けている。

ここでは、美々試験道路における調査のあらましとその結果に2.3の検討を加えて示す。

1. 目的

当初の目的は次のことについて検討することであつた。

- ① 気象条件と地中の凍結進行状態の関係、特に外気温が凍上抑制層を介して路床に与える温度の影響
- ② 凍上抑制層の材料種別と厚さの違いによる荷重分散効果と路盤支持力ならびにその季節的変動の差異、特に融解期の支持力
- ③ 凍上抑制層の材料種別と厚さの違いによる凍上抑制効果の差異

昭和41年度以降はこれらの再確認と安定処理層の効果を確認することを目的としている。

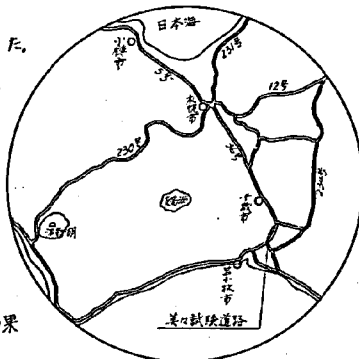


図-1 美々試験道路位置図

2. 構造

美々試験道路は全長約1km、車道巾員4.5mで両側に各1mの路肩を有し、苫小牧方面から千歳、札幌方面に向う一方通行になっており、調査のため臨時交通を遮断できる。(写真-1参照)

昭和35年、36年度施工および昭和41年、42年度施工の調査断面を図-2に示す。試験プロットとしてはこの外に昭和35年〜41年度には、安定処理層の荷重分散効果に主眼をおいた安定処理15プロット合計300mの長さの区間があった。また、表層に亀裂が入り破壊したと考えられた凍上抑制層厚

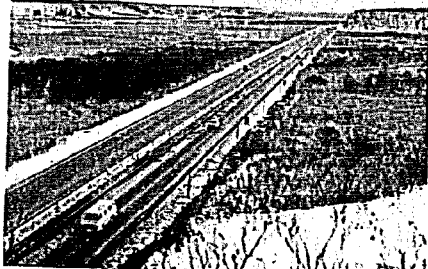


写真-1 美々試験道路全景

15cmのブロッを逐時解体して新しい断面に置き換えたがここではそれらについて省略する。表層および路盤の材料試験結果を表-1に示す。なお、以下の文章においては、昭和35年、36年度施工のブロッを総称してFブロッ、昭和41年、42年度施工のブロッを総称してSHブロッと呼ぶ。

3. 調査項目

調査内容は次のとおりである。

ら、

1) 地温：深さ方向に約15cmの間隔で地中に埋め込んたPt50Ωの抵抗温度計で測定。

2) 凍上量：(Fブロッ)地温と同じ位置に埋め込んた凍上板の動きを、これに取り付けた銀芯(心棒)の頭の基準点との差をノギスで読みとることにより測定(図-3参照)。

(SHブロッ)地温と同じ位置に沈下量測定用の沈下素子を小型化したものを塩化ビニルパイアに通して埋め込み、塩化ビニルパイア内に沈下量測定器を挿入してこの位置を求め、区間の伸

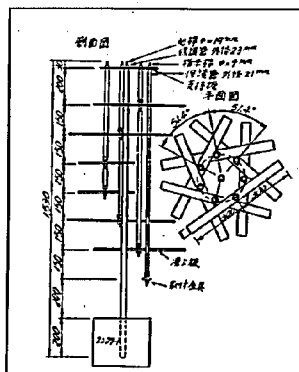


図-3 Fブロッ凍上量測定装置

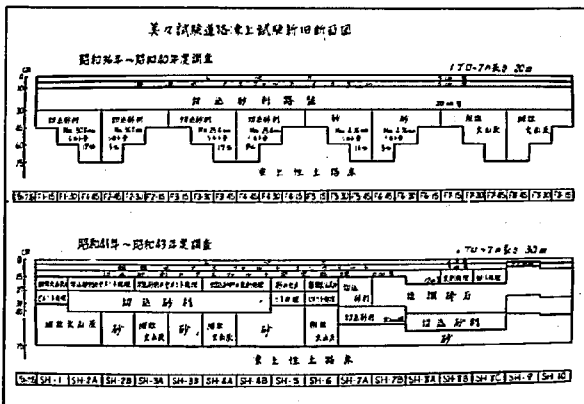


図-2 美々試験道路断面

歴年合戦の設計配合

種類	石灰土	石粉	砂	砂石	摘要
トベリ	8%	15%	57%	20%	
粗粒石灰コン	5%	5%	27%	63%	
種類	石灰土	石粉	砂	砂石	摘要
石灰土改良土	35%	5%	94%		

昭和35年度施工 材料の数量と修正CBR									
Fブロッ									
材料	項目	数量分析	通過重量百分率 (%)	CBR	修正	CBR	修正	CBR	修正
路盤砂利	100	87	35	25	9	0	1	49	156
1 砂利	100	87	65	53	40	25	12	17	65
2 砂	100	64	47	34	18	3	5	59	126
3 砂	100	90	77	64	40	14	17	52	133
4 砂	100	89	80	67	41	7	9	73	112
5 砂	100	99	92	82	46	11	11	29	159
6 砂	100	100	85	82	5	5	87	152	190
7 粗粒石灰	100	95	83	6	0	0	14	118	193
8 粗粒石灰	100	91	82	57	25	27	29	354	111
路床土	100	97	90	75	62	13	62	8	121

昭和41年度施工 SH-1 ~ SH-6									
SH-1									
材料	項目	数量分析	通過重量百分率 (%)	CBR	修正	CBR	修正	CBR	修正
切込砂利	100	87	62	69	42	12	4	1	2
粗粒石灰	100	94	84	15	4	2	2	26	170
粗粒石灰	100	91	82	25	27	29	354	111	
砂	100	97	74	24	7	1	1	12	140

昭和42年度施工 SH-7 ~ SH-10									
SH-7									
材料	項目	数量分析	通過重量百分率 (%)	CBR	修正	CBR	修正	CBR	修正
切込砂利	100	80	60	45	30	17	12	8	4
切込砂利	100	78	48	33	26	12	2	6	9
切込砂利	100	92	33	21	16	7	1	5	
砂	100	95	63	15	2	1	1		

表-1 材料試験結果

びより凍上量を測定(写真-2参照)。

引支持力：(Fブロック)内径約80cmのマンホール上部を表層、基層に埋め込み、この蓋を取ると上層路盤が露出するようになっていて、この位置にて径30cm、径75cmの平板載荷試験を行った。

(SHブロック)路床、下層路盤、上層路盤面に埋め込んだ径30cmの平板を使い、載荷試験を行なう。

調査はおよそ10月から翌年6月までを1年度とし、地温測定毎週1回、凍上量、支持力毎月1回を原則とする。試験道路は10月から翌年5月まで調査期間と除き一般交通に開放する。

調査項目として上記3つの外に、土圧、ベンゲルマンピーム、地下水位、密度・含水比(アイソープ利用)、気温、湿度、日射量、交通量、走行車重量、路面凹凸等の測定や路面振動、観測等を1却ない全期間を通じて実施しているが、ここでは地温、凍上量、支持力を主にして述べる。



写真-2 SHブロック凍上量測定状況

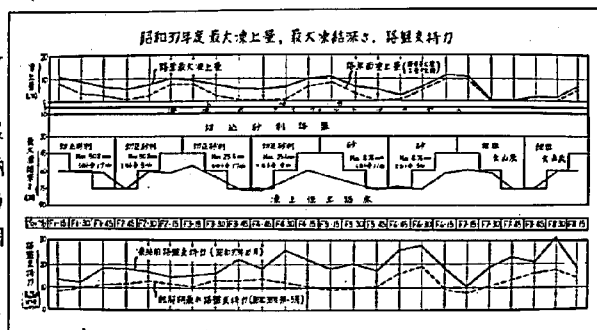


図-4 昭和37年度調査結果

4. 結果と検討

調査結果の代表的なものとして昭和37年度と昭和43年度の結果をそれぞれ図-4、図-5に示す。また、昭和35年〜40年度について交通量および融解期の支持力不足によると思われる亀裂の発生状況を表-2に示す。なお、SHブロックに關しては累加交通量は昭和43年5月現在で約165万台であるが舗装面にさしたる亀裂は発生していない。

これらの結果を参考にし、

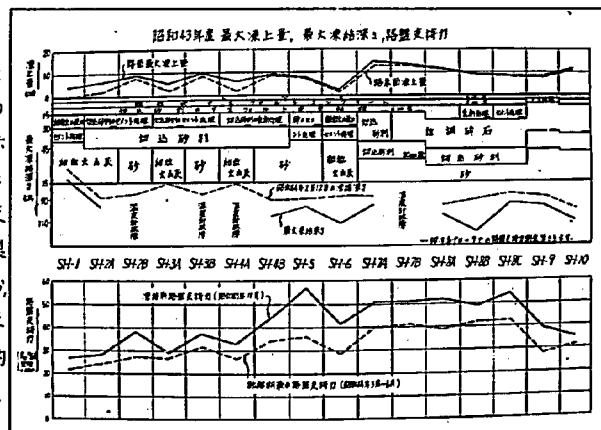


図-5 昭和43年度調査結果

の間に推定でき、実用上は -0.2°C と考えてもよさそうである。しかし、温度計の精度が通称 $\pm 0.2^{\circ}\text{C}$ (JIS 0.3級)であるから、この間の相違を取りあげるのは無理と考える。かつ、これに関連した大きな問題は凍結深さが最大となる時期(2月末~3月始め)に、地温と深さの関係をグラフに描いて $\pm 0.2^{\circ}\text{C}$ を示す区間長を求めると、37年2月19日の調査で3~25cm(平均12cm)、43年2月12日の調査で4~22cm(平均12cm)であり、43年3月には10~50cm(平均26cm)もあって 0°C の位置を求めることがいかに難かしいかわかる。北海道においては、現在メチレンブルーを利用した凍結深さの測定方法も行っているが、その良否は検討中である。

さらに見方を変えて、凍結深さの実用的な面からの検討も問題となる。

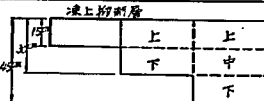
2) 凍上量

凍上量に関しても全般的に次のことが言える。

- イ 凍上のしにくい材料に置き換えた場合、同じ材料については置き換え厚が大きい程、路面凍上量は小さい。
- ロ 凍上抑制層材料に火山灰を用いた場合、砂や砂利を用いたものに比べて凍上量は小さい。特に、美々試験道路に使用した粗粒火山灰は、抑制層内の凍上も路床の凍上も小さく抑えて大変良い結果を示した。
- ハ 同種の材料については 0.074mm 以下含有量が多くなる程、その材料の凍上量は大きくなる傾向にある。
- ニ 全般的に於て一部の材料を除き、ほとんどの場合現在の置き換え厚では凍上を防ぐことができる。

ロについて具体的に検討を加えると次のとおりである。表-3は、凍上抑制層厚15cmのブロックについては1層15cmの区間の凍上率、抑制層厚30cmのブロックでは上下2層15cmずつの区間のうち区間凍上率の大きいもの、抑制層厚45cmのブロックについては上中下3層各15cmのうち区間凍上率の一番大きいものを選んで表にしたものである。ここで言う区間凍上率とは区間長に対する区間凍上量の割合のことである。表-3には抑制層の 4.76mm 以下分に対する

年度	35年度	36年度	37年度	38年度	39年度	40年度	4.76mm以下分	500g以下分
凍上率	凍上率	凍上率	凍上率	凍上率	凍上率	凍上率	凍上率	凍上率
F1-15	10.3	24.4	21.8					
30	11.3	33.3	19.9	23.2	32.1	20.7	17%	18%
45	9.8	23.1	14.6	28.1	27.3	26.8		22%
F2-45	4.5	18.7	11.0	20.6	20.6	16.7		
30	9.8	8.9	20.0	26.2	28.3	22.5	5%	14%
15	5.0	24.6	12.4	8.5				19%
F3-15	3.1	18.1	12.5					
30	12.7	33.6	21.3	32.5	36.8	4.2	17%	16%
45	11.5	21.9	17.7	20.7	32.5	22.4		15%
F4-45	5.1	17.5	16.2	28.5	18.8	18.3	9%	16%
30	11.1	23.8	29.3	36.1	30.1	27.5		17%
15	18.1	41.0	20.5	18.7				
F5-15	7.2		12.5					
30	2.6	17.5	15.5	19.9	29.9	27.0	11%	15%
45	3.9	31.0	18.5	26.6	27.4	26.4		
F6-45	4.6	7.3	4.7	6.8	11.4	16.7		
30	0.7	17.0	3.4	8.8	12.3	13.5	5%	
15	2.0	13.5	7.4	4.8				
F9-30				41.1	54.9	42.9	25%	30%
45				44.7	31.0	33.1		33%



$$\text{凍上率} = \frac{\text{区間凍上量}}{\text{区間長}} \times 100 (\%)$$

表-3 Fブロック凍上抑制層の凍上率と 0.074mm 通過量

る 0.074mm 通過量の施工時と解体時のデータも載せてある。この表からわかるとおり、昭和41年の解体時には 0.074mm 以下含有量が施工時より増加している。これは凍上によって泥濘化した路床のシルト以下分が振動等によって上昇したものと考えられるが、どの時点でどれ位の量になったかわからない。35年度と36年度を比べると、抑製層の凍上量はいずれも36年の方が大きいのでこの間に抑製層の 0.074mm 以下含有量が増加したと考えたいところである。しかし、 0.074mm 以下含有量の増加の認められなかったF3アブロッフでも他と同様に36年度に凍上量が増加していること、36年度には表層トベカの舗設を行っているので、この影響で冷却の仕方がゆるやかとなり凍上が上層に移行したための全般的現象とも考えられては、うりしめない。従って、 0.074mm 以下含有量と凍上率との関係の明確に判断することは困難である。現在結論として言えることは、切込砂利や砂で 476mm 以下分に対する 0.074mm 通過量が15%位になるとかなり凍上する可能性があること、路床に凍上する可能性があるとキアル7層が必要なことである。

3) 支持力

美々試験道路における凍結前および融解期の支持力の平均値を一覧表にして表4に示す。図7には表4のFアブロッフの値を使って路盤支持力の低下率と図示した。ただし、路盤支持力の低下率とは次式で示される値である。

路盤支持力の低下率

$$= \frac{\text{凍結前支持力} - \text{融解期最小支持力}}{\text{凍結前支持力}} \times 100$$

これらの図表によれば次のことが言える。

1) 路盤支持力の融解期における

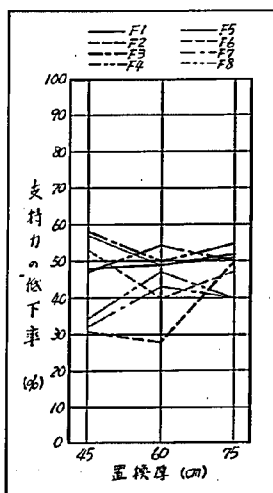


図-7 路盤支持力の低下率

昭和35,36年施工のアブロッフ									
アブロッフ	凍結前 凍結前	凍結前 融解期	アブロッフ	凍結前 凍結前	凍結前 融解期	アブロッフ	凍結前 凍結前	凍結前 融解期	アブロッフ
F1-15	13.8	2.2	F1-30	12.6	2.0	F1-45	20.2	2.7	
F2-15	15.7	10.8	F2-30	12.7	12.7	F2-45	24.9	10.9	
F3-15	20.0	3.4	F3-30	19.7	9.8	F3-45	23.6	10.6	
F4-15	18.7	10.0	F4-30	27.0	12.5	F4-45	22.6	11.2	
F5-15	17.8	7.6	F5-30	21.0	11.0	F5-45	21.8	10.7	
F6-15	20.4	9.5	F6-30	23.4	14.1	F6-45	24.9	13.3	
F7-15	11.4	7.8	F7-30	20.2	11.6	F7-45	23.6	14.2	
F8-15	18.0	11.9	F8-30	24.7	13.2	F8-45	21.1	12.7	
平均値	17.2	9.4	平均値	21.5	11.7	平均値	22.2	11.7	

昭和41年施工のアブロッフ									
アブロッフ	凍結前 凍結前	凍結前 融解期	路盤上 凍結前	路盤上 融解期	路盤上 凍結前	路盤上 融解期	路盤上 凍結前	路盤上 融解期	路盤上 凍結前
SH-1	36.1	28.1	20.9	21.3	10.7	7.2			
SH-2A	49.2	42.0	23.5	18.8	2.7	4.8			
SH-2B	54.1	46.1	32.8	21.1	8.5	6.7			
SH-3A	44.4	38.0	23.9	20.7	2.6	7.2			
SH-3B	*	45.7	31.1	22.7	2.9	6.5			
SH-4A	35.1	28.1	28.4	12.7	2.6	7.3			
SH-4B	42.8	32.7	32.9	31.2	2.6	6.3			
SH-5	*	52.1	41.6	37.6	2.6	6.7			
SH-6	50.7	36.7	33.7	28.9	2.9	7.9			

昭和42年施工のアブロッフ									
アブロッフ	凍結前 凍結前	凍結前 融解期	路盤上 凍結前	路盤上 融解期	路盤上 凍結前	路盤上 融解期	路盤上 凍結前	路盤上 融解期	路盤上 凍結前
SH-7A	49.4	35.2	15.0	27.8	25.2	40.0	11.0	8.6	
SH-7B	46.4	35.6	*	27.8	23.8	*	10.0	8.0	
SH-8A	48.4	27.8	21.0	24.6	20.0	46.0	8.8	7.0	
SH-8B	44.4	28.2	*	27.8	22.8	*	8.8	7.0	
SH-8C	48.4	33.4	*	27.2	22.6	*	13.2	12.2	
SH-9	33.8	28.4	37.0	22.0	18.8	47.0	10.0	8.6	
SH-10	34.0	28.2	34.0	21.8	18.4	49.0	10.4	7.2	

表-4 凍結前および融解期最小路盤支持力

低下は著しく、Fアロフでは凍結前の値の60~50%程度しか確保できない。安定処理層を有するSHアロフでも凍結前の60%位になるものがある。

④ Fアロフにおいては路盤内に凍上を起すため、路盤支持力の低下率が舗装厚と関係なく、むしろ平均値では舗装厚60cmより75cmの方の低下率が大きく、舗装厚を増したからと言ってかならずしも有利になっていない。

⑤ 安定処理層のないFアロフと安定処理層を有するSHアロフ

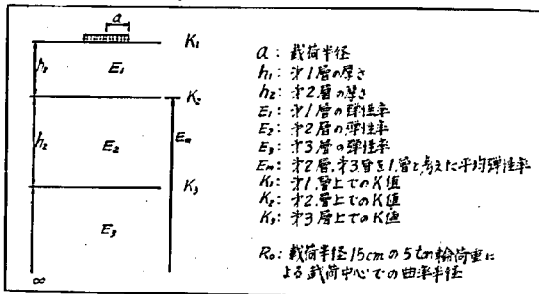


図-8 三層近似解

との上層の支持力を比較すると、支持力の低下率はどちらも大きいが融解期に確保できる支持力には格段の差が認められ、安定処理の良さがわかる。

次に、ODEMARKによる三層近似解を使って表-4とさらに詳しく検討している。施工時の支持力試験結果より、FハF4アロフについて上層路盤、凍上抑制層、路床の弾性率はホアソンをすべて0.5と仮定してそれぞれ500~1000kg/cm²、450~700kg/cm²、100~120kg/cm²と算定される。そこで凍結前の上層路盤、凍上抑制層、路床の弾性率をそれぞれ $E_1=700$ 、 $E_2=500$ 、 $E_3=120$ と仮定して図-8のどき舗装のモデルを考え、 E_2 、 E_3 の値を変え（融解期に半分になると仮定）、厚さを変え（15cm、30cm、45cm相当）で、30cm平版に対するK値と5cm輪荷重を想定した載荷面中心下の曲率半径とを求めたものが表-5である。同様にSHアロフを想定して表-5と同様にK値、 R_0 を求めて表-6に示す。表-4と表-5を比較すると融解期の支持力（K値）の落ち方は丁度上層路盤の弾性率も半分位になった状態に相当することわかる。表-5と表-6を比較すると載荷による曲率半径に大差があり、安定処理の効果が想像できて面白い。また、表層の破壊を問題にする限りにおいて舗装厚を増してもある程度以上はあまり効果のないこと等が推定できる。ODEMARK法は実験結果と良く合うというものではないがこのような傾向は推測されよう。

あとがき

以上、美々試験道路調査について簡単に述べた。美々試験

各層の弾性率 (kg/cm ²)	E_1	700	700	700	700
E_2	500	250	500	500	250
E_3	120	120	60	60	60
$h_1=15$	K_1	178	160	122	112
	K_2	108	87	66	54
$h_2=10$	K_3	68	68	34	34
	E_m	176	149	96	81
の場合	R_0	15"	11"	16"	11"
$h_1=15$	K_1	207	174	150	130
$h_2=10$	K_2	131	105	104	75
$h_3=20$	K_3	68	68	34	34
	E_m	225	163	132	105
の場合	R_0	18"	12"	22"	14"
$h_1=15$	K_1	229	183	174	142
$h_2=10$	K_2	165	115	131	84
$h_3=30$	K_3	68	68	34	34
	E_m	263	183	169	123
の場合	R_0	19"	12"	22"	14"

表-5 三層近似解

各層の弾性率 (kg/cm ²)	E_1	10000	10000	10000	10000
E_2	1000	500	1000	500	500
E_3	120	120	60	60	60
$h_1=1$	K_1	347	322	221	205
	K_2	132	108	82	66
$h_2=1$	K_3	68	68	34	34
	E_m	173	136	89	81
の場合	R_0	114"	92"	114"	98"
$h_1=1$	K_1	421	370	275	245
$h_2=1$	K_2	208	151	138	104
$h_3=2$	K_3	68	68	34	34
	E_m	229	187	122	104
の場合	R_0	166"	113"	192"	138"
$h_1=1$	K_1	488	409	328	282
$h_2=3$	K_2	263	168	183	131
$h_3=3$	K_3	68	68	34	34
	E_m	284	219	159	128
の場合	R_0	177"	119"	238"	159"
$h_1=1$	K_1	548	442	378	314
$h_2=4$	K_2	303	197	224	151
$h_3=4$	K_3	68	68	34	34
	E_m	336	246	196	149
の場合	R_0	175"	118"	247"	164"

表-6 三層近似解

道路の調査データは膨大なものであり、これを詳しく検討することは大変意義のあることと思われる。例えば、地下水位と含水、凍上量との関係、熱伝導論による路盤の断熱効果、舗装構造の微細解による検討等々である。また、凍上対策にしても現在の置き換え厚のもとでは一部の材料（粗粒火山灰）を除いて凍上を防げず、凍上するが融解期の支持力はまあまあ確保しているといったのが美々試験道路の現状であると考えられ、この点に関する検討も重要である。北海道内においては融解期の支持力低下もさることながら、凍上そのものにより舗装面に亀裂の入っていることを考えるならば、まだ十分に対策がなされているとはいえない。許容凍上量はどの位なのか、断熱材を効果的に使用できないか、といった問題が多々ある。

なお、美々試験道路においては昭和44年度に断熱材を併用したコンフリート舗装を施工し、SHプロックと併せて現在調査を継続していることを付け加える。

最後に、美々試験道路の調査に携わった多くのの方々、ならびに本報告の作成にあたり御指導下さった河野孝二研究部長に感謝致します。

以上

参考文献

1. 伊福部宗次 「北海道における道路の凍上・凍結解凍および置換率に関する研究」土木試験所報告 第26号
2. 遠藤 靖 「舗装の計算における Odemark法の理論と要点その他」道路建設 No. 192~193
3. 北海道開発局土木試験所舗装研究室 「美々試験道路調査報告書」 第1巻〜第4巻

高速道路におけるアスファルト舗装追跡調査について

日本道路公団試験所 第一土質試験室 瀬戸 薫
建設省土木研究所 舗装研究室

まえがき

アスファルト舗装の設計は、従来CBR法によって行なわれていたが、1962年AASHTO試験道路の結果が発表され、交通荷重、材料ならびに路面評価などにより、かなり合理的に行なわれるようになった。わが国の高速道路においても1965年以降に建設されるアスファルト舗装の設計には、これらの成果が導入されている。たゞこの実験は、わが国の立地条件とは、かなり異なり若干の問題を残しており、これらを解決して、わが国においても十分に適用できるようにする必要がある。

日本道路公団では、東名・中央両高速道路に調査地点を選定し建設時のオリジナルデータの正確な集積を行ない、目下追跡調査の実施中である。

ここでは、追跡調査の概況を簡単に述べ、主として建設時のオリジナルデータのうち走行載荷試験によって得られた舗装体力の測定結果と供用後一年半経過した路面性状やアスファルトコンクリートの材質変化などについて述べる。

1. 調査計画

1-1. 目的

- この調査は、AASHTO流の設計法をわが国流に適用するため、設計条件の明らかな地点を選定し、交通荷重の分布、路面性状ならびに供用成績評価などを行ない、舗装体が供用年数の経過に伴い、どのように変化していくかを調査し、今後の設計、施工ならびに補修時点の評価などを、より合理的にしようとするものである。

1-2. 選定条件ならびに調査地点

(1) 選定条件

区間の選定は次の諸条件を考慮して行なった。

- ① 切土あるいは盛土の単区間。
- ② 路面測定に必要な延長(最小約300m)をもち、同質の材料ならびに断面で施工された区間。
- ③ 特異性のあるローカル材料を使用している区間。
- ④ 気象条件の著しく変化する区間。
- ⑤ 交通荷重および交通量の測定ないし推定のつく区間。
- ⑥ できるだけ舗装断面の異なる区間(厚さ構成材料など)

(2) 調査地点

調査の実施は、A、Bの2つの区間に分け、

A点：舗装体の材料のみならず力学的特性をも詳細に調査する地点。

B点：舗装体の材料の経年変化を調査しようとする地点。

に分類して行った。

実施された調査規模は、表-1-1のとおりである。

表-1-1 定点観測の路線別規模

路線名	調査分類		軸重調整数
	A地点	B地点	
東名高速道路	17	138	10
中央高速道路	5	16	2

調査(A)点は、原則として各I・C向に1箇所程度としているが、項目の選定条件によっては2～3点選定したところもある。また、調査(B)点については、舗装の破壊に至る経過を追跡するためのもので、B点間の距離は、原則として2Kmに1個程度設けることにした。両調査とも定点は走行車線に設けた。東名中央高速道路に設けられた各I・C向のA点の調査個所の位置を図-1-1に示す。

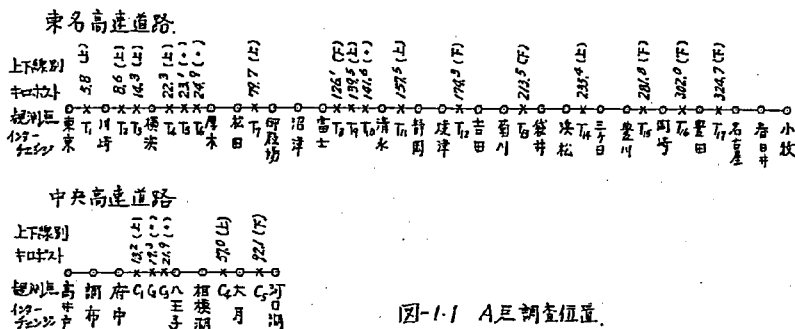


図-1-1 A点調査位置

1-3. 調査項目

調査は内容別に建設時と供用時に大別し、表-1-2に示す調査項目について実施している。

建設時の調査項目は、舗装の初期状態を把握するためのものであり、供用時の調査項目は、舗装の経年変化を知るためのものである。

1-4. 計測法

表-1-2 調査内容一覧表

アスファルト舗装の設計は、従来経験的な手法によって処理されているが、最近の情勢をみるに、幾多の困難は伴うが客観的な数値をもって処理しようとする方向にあることがうかがわれる。

アスファルトの場合、セメントなどと異なり施工されるアスファルト混合物が、かなり

高温で処理されること。また、これらの混合物は、湿度や載荷速度によって強度的特性を著しく異にすることにより一義的な数値処理を行なうことはむずかしい。

A点建設時調査内容		B点建設時調査内容		供用時調査内容	
No.	項目	No.	項目	No.	項目
1	施工管理資料収集	10	横断形状	1	路面下層の含水率変動
2	代表材料の採取	11	含水比の測定	2	地下水位変動
3	現状の採取	12	地下水位変動	3	交通量
4	施工管理資料収集	13	路面下層の含水率変動	4	交通所要
5	スベリ測定	14	走行試験	5	ひびわれ
6	スベリ測定	15	路面下の含水率変動	6	パッキング
7	スベリ測定	16	路面下の含水率変動	7	ひびわれ
8	スベリ測定	17	路面下の含水率変動	8	路面下の含水率変動
9	スベリ測定	18	路面下の含水率変動	9	路面下の含水率変動

ここでは、多少のむずかしさはあるがアスファルト舗装の力学的特性をつかむための測定量として、次の項目を実施した。

要 因	測 定 量	仕 様
①アスファルトのひび割	交通荷重によって生ずる各層の材料ひび割の測定	特殊鏡を必要の深さに挿入してひび割をシージを使用。
②土 圧	交通荷重によって路床、路盤に生ずる水平垂直土圧の測定	ストレインジ式ダイヤフラム 層厚1～5cm
③泥 下	交通荷重による路盤および舗装体各層の泥下組量の測定	スローワ: 20" (5層) $\phi 30$ $\times 118$ mm
④交通荷重	走行車両の荷重を軸重でとらえ、その頻度を測定	スラッシュタイプのストレインジ式ロードセル 軸重-軸重感度: 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 以上
⑤含水量	ゲルションメーターによる含水量比計により測定	最大負圧: 630 $\frac{1}{2}$ cm
⑥舗装体温度	舗装体の各層温度の測定	

これら各測定計器の埋設位置の例を図-1.2に示す。

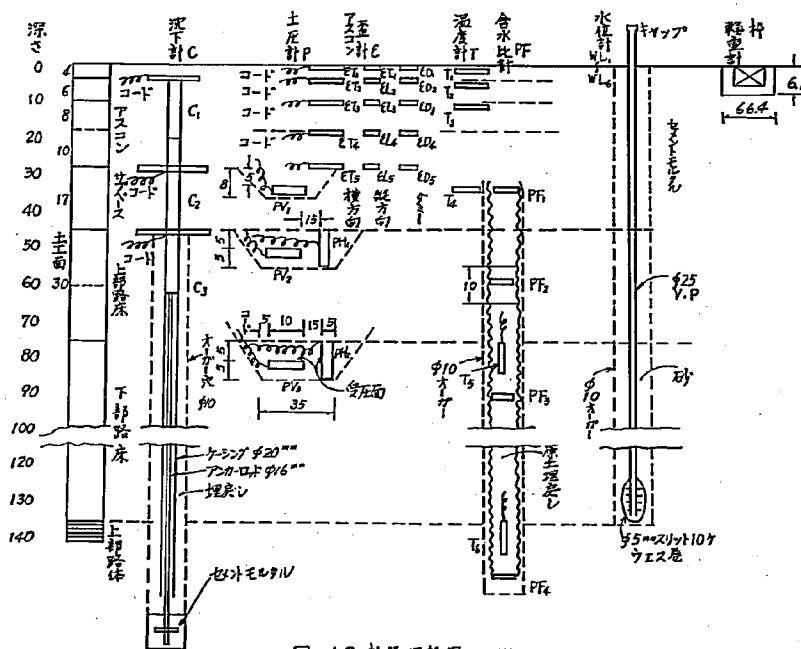


図-1.2 計器埋設深さ (単位: cm)

2. 試験結果

ここでは、建設時に実施した走行載荷試験による舗装体力からひび割れ発生回数に伴うアスファルト混合物の材質変化、東名高速道路における交通荷重の実態、などについて調査測定を行った結果について述べる。

2-1. アスファルト舗装体の耐力

(1) 測定方法

走行車には、ダンプロックを用い後輪軸荷重:7.5, 3.1 tの4種、走行速度:2, 4, 40, 80 km/hの4種の各条件で走行車線の外側端から部を原点として、外側に40 cm、内側に160 cmを20 cm間隔に輪跡跡を変えて走行させ、それぞれの条件での舗装体応力を測定した。

(2) 測定結果

① 走行荷重によるアスファルトコンクリート内のヒズミ分布

図-2-1は後輪荷重7.5 t(軸重14 t)の車を走行速度80 km/hでアスファルトコンクリート内ヒズミ計理設置位置(0.0 m)直上を走行させた時の、各層の水平ヒズミの深さ方向の分布をみるために描いたものである。測定地点のアスファルトコンクリート厚さは、18 cmから31 cmまでの範囲にわたっている。これを厚さごとに4断面に分けて示した。

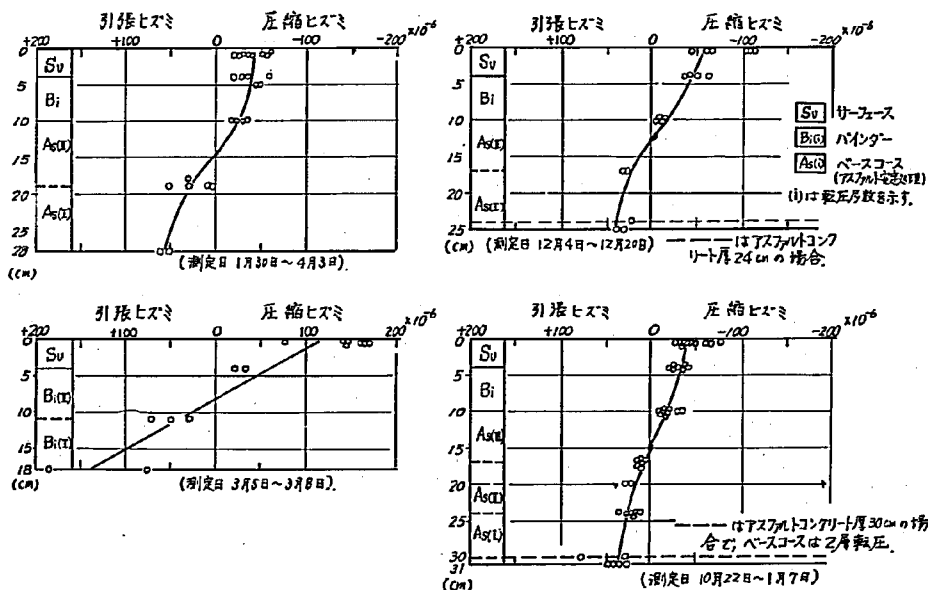


図-2-1 アスファルトコンクリート内のヒズミ分布図(軸重7.5 t, 走行速度80 km/h)

この図から、アスファルトコンクリート各層は互に分断することなく一体となって挙動し、表面では圧縮ヒズミが、下面では引張ヒズミが発生し、厚さのほぼ半分の点が中立面となっていることが判る。また、アスファルトコンクリート層が厚くなるにつれて圧縮ヒズミ、引張ヒズミとも減少していき、ヒズミは小さくなる。走行速度によって、アスファルトコンクリートのヒズミは変化するが、その変化の一例として、アスファルトコンクリートサーフェス上面の圧縮ヒズミについて、走行速度との関係を図-2-2に示した。これは、後輪荷重7.5 tの車をヒズミ計直上を走行させた時の圧縮ヒズミをプロットしたものである。

この図から、アスファルトコンクリートのヒズミは走行車の速度が増すにつれて減少しており、荷重速度によってヒズミが変化するを示している。

② 走行载荷による土圧

路盤内土圧は走行速度によってどのように変化するかを見るために図-22に垂直応力との関係を示す。これは積荷重量700kgの車を走行させた時、アスファルトコンクリート下面5cmの地点の路盤内垂直応力を、アスファルトコンクリート厚さをパラメータにしてプロットしたものである。

アスファルトコンクリートの厚さが厚くなると(タイプA、タイプB) 路盤内応力は積荷重に比べてかなり小さな値になりアスファルトコンクリート内で荷重分散されていることが判る。また、走行速度が増加するにつれて垂直応力は減少しアスファルトコンクリート表層の圧縮ヒズミと同様な傾向になる。

サブベースの荷重分散効果を調べるために、路床内応力とサブベース内応力とを比べ、アスファルトコンクリート厚さに応じてプロットしたのが図-24である。調査地点でのサブベースは、粒状材とセメント安定処理材との2つのグループに分れるが、これらの2つと比較すると、セメント安定処理サブベースの方が分散効果があるようである。粒状材サブベースの荷重分散の程度は、図より見ると2つのブロックに分れるが、その原因が下層の路床の性質によるものか、サブベースそのものにあるかは、はっきりしていない。また、アスファルトコンクリートが厚くなると分散効果が小さくなるようである。

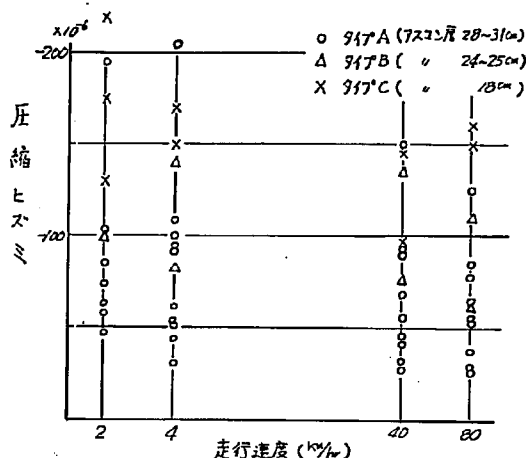


図-22 走行速度によるアスファルト表層の圧縮ヒズミ (積荷重700kg)

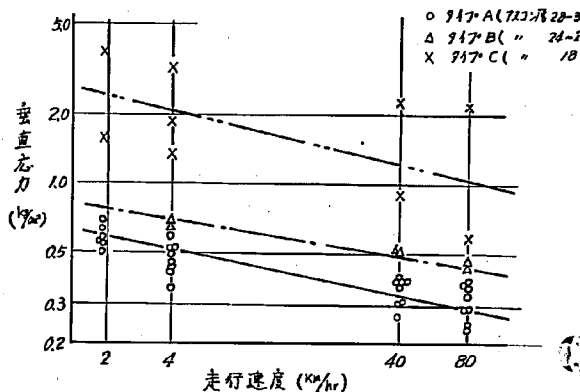


図-23 走行速度による路盤内垂直応力の変化 (積荷重700kg)

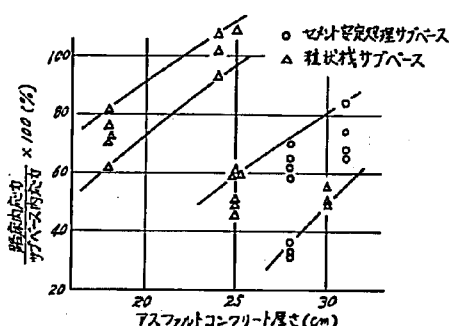


図-24 サブベースによる荷重分散効果 (積荷重700kg)

図-2.5a) 図-2.5b) は垂直方向の深さ方向の分布について示したものである。これは複輪荷重 7ton の車と 80km/hr (図-2.5a) と 4km/hr (図-2.5b) で走行させた時のものをプロットしたものである。

これによると、走行速度 4km/hr の時はかなり明瞭にアスファルトコンクリート厚さによる差が出ているが、走行速度 80km/hr の時は垂直応力そのものが小さくはっきりした差が出ていない。

③ 表面沈下量

図-2.6 は、厚別圧縮計によりアスファルトコンクリート表面の瞬時的な沈下(沈下)の走行速度による変化を示したものである。

瞬時的な沈下も走行速度が大きくなると、減少するが、アスファルトコンクリート厚さによる差は認められない。

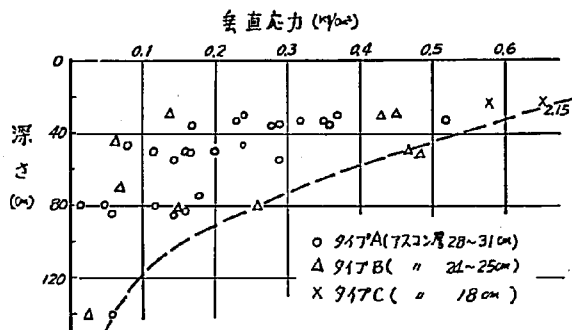


図-2.5a) 垂直応力の深さ方向分布図(複輪重7ton, 走行速度80km/hr)

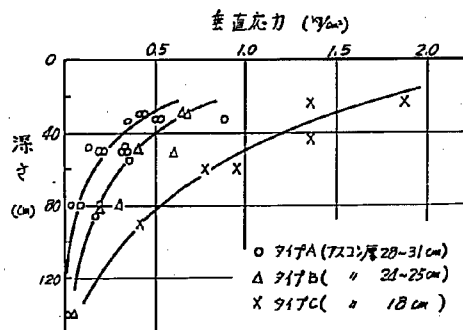


図-2.5b) 垂直応力の深さ方向分布図(複輪重7ton, 走行速度4km/hr)

2-2. アスファルトコンクリートの沈下変化

(1) 測定方法

供用後の舗装体(特にアスファルトコンクリート)の沈下変化をとらえるため、約6ヶ月ごとに前述の観測点より切取コアを採取し、アスファルトコンクリート各層の密度、コア厚の測定およびアブソン抽出試験を行った。

密度測定においては、各層別に表乾かり密度を測定し、

空隙率の算出には、ライスの方法によって測定した切取供試体の最大比重を使用している。

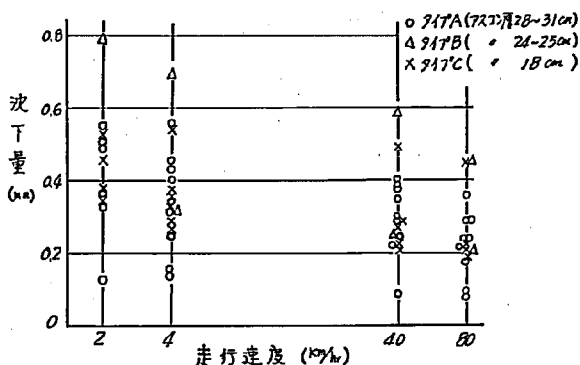


図-2.6 走行速度による表面沈下量の変化図

(2) 測定結果

① 密度変化

東名高速道路の走行車線の外側(路肩側)車輪通過位置(O.W.P)の密度変化と空隙率で層別にプロットしたのが図-2-7a), b) である。

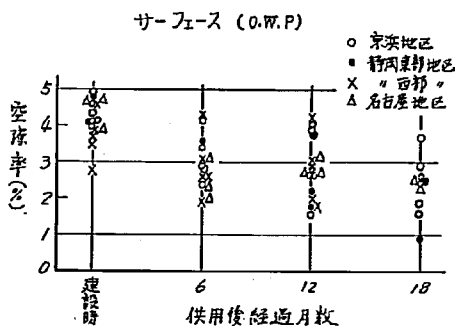


図-2-7a) 空隙率の経年変化

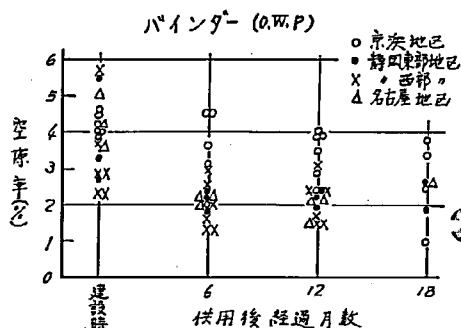


図-2-7b) 空隙率の経年変化

これによると、サーフェス、バインダーとも使用開始後半年間で著しい密度変化が見られる。東名高速道路の供用開始は、3～5月であったので、この半年間に含まれる夏期高温時がこの傾向を強めたものと思われる。この事は、サーフェスにおいて次の高温時にあたる供用後12ヶ月日から18ヶ月日にも密度増加が大きいことから確認できる。しかしバインダーでは、この傾向は認められず使用後半年間で増加した密度は、その後あまり変化していない。これはバインダー層が荷重を直接受けにくいためであろう。

また、地区別に見ると静岡西部地区がサーフェス、バインダーとも他地区に比べて、若干密度増加が大きいほかは、ほとんど差は出ていない。

② アスファルトの老化

アスファルトの老化を示すひとつのインデックスである回収アスファルトの針入度の経年変化を原アスファルトの針入度に対する回収アスファルトの針入度の比(残留針入度率)で層別に示したのが図-2-8a)～c) である。

図より、針入度は各層ともプラントにおける合次の混合時に著しく減少していることが判る。この図より供用後6ヶ月ごとの全測点の残留針入度率を層別に平均して、右対数グラフにプロットした図-2-9を見ると、サーフェスとアスベースは、ほとんど同じように変化しているが、バインダーでは初期の老化は少なく、減少率はサーフェス、アスベースに比べて大きい。

名神高速道路の舗装調査結果によれば、原アスファルトの針入度が80～100の場合には、残留針入度率が50%以上あるところのものは路面のヒビワレが少ないことから、アスファルトの老化によるヒビワレが生じにくいという報告がなされている。

図中に示した鎖線は、その50%ラインであるが、東名高速道路でもアスファルトコンクリートにすべて80～100のアスファルトを使用しており、図-2-9によれば、回収アスファルトの残留針入度率

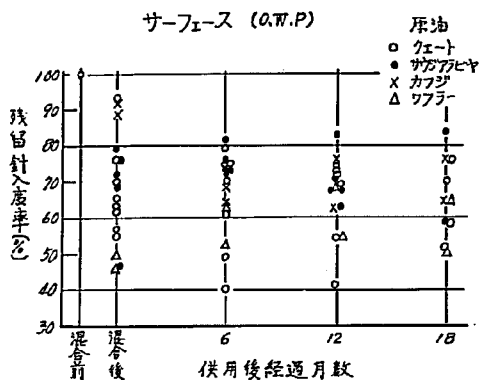


図-2.8a) 針入度の経年変化

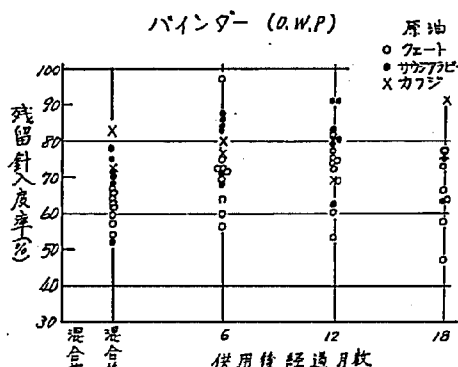


図-2.8b) 針入度の経年変化

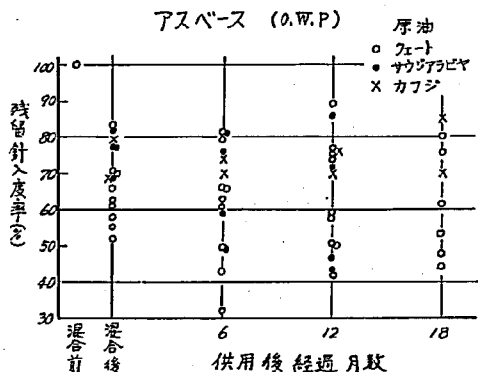


図-2.8c) 針入度の経年変化

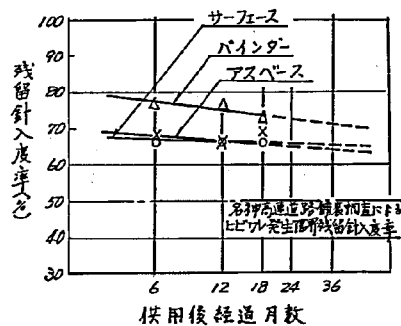


図-2.9 針入度の経年変化

は、50%を充分上回り、供用後18ヶ月までの老化的程度から推定すれば、アスファルトの老化的によるヒビ割れの発生の可能性は極めて少ないといえる。

軟化点についても針入度と同様プラントにおける合戦の混合時にかんりの上昇が見られ、その後の変化はあまりないという結果が得られている。

2-3. 交通荷重の実態調査

この調査は、1969年全線供用開始した、東名高速道路と1965年に全線開通された名神高速道路に設置されている8個所の定点に軸重計を設置し、交通荷重(軸重)の測定を実施したものである。

今回、実施した軸重測定的主要因は次のとおりである。

- ① 区間別分布。
- ② 車線分布(4車線、6車線別について)。

② 日変動と時間変動。

(1) 調査方法

① 軸重種類別の計測装置（ヒズミゲージ式）

この測定装置は、外荷、検出部および指示部より構成されている。

検出部、指示部の構成は次のとおりである。

タイプ	差数	検出部	指示(カウンター)部
東名タイプ	6	スラブ下8個のストレインゲージ型ロードセル	4.3~1.5ton 各道通車軸として184、 各軸重722区分、2(11~20)、4(2~6)、6、8、10、12、14、16 ton以上、 各軸重722区分、2(11~21)、3(21~3.6)、4、6、……、17、20 ton
名神タイプ	1		

② 軸重測定位置

この調査における軸重測定位置は、次のとおりである。

(2) 測定結果

調査結果を前述した要因別にまとめ

ると次のとおりである。

① 軸重の区間別分布

京浜、中央両経済圏を結ぶ東名高速

図-2-10 軸重測定位置

道路の利用度特性を調べた結果によると、京浜経済圏がやや中央をしのぐ利用率を示しているが、同一圏内であっても、都庁的に重車両の利用率の高い区間（横浜-厚木、又は静岡-清水）がある。これは、高速道路のバイパス的な部分利用と経済圏の流動が比較的近距離輸送に依存していることかうかがわれる。

なお、上り（東京方面）、下り（名古屋方面）別に、とうえた軸重を10 ton 軸重に換算し、実測地点ごとに示したのが図-2-11 である。これによると、大部分の区間で上り線方向にやや重い車両が多いようである。

② 軸重の車線分布

この調査は、4車線道路と6車線道路とにおいて、各軸重別に車線の利用状況を調べたものである。その結果を表-2-1(a)、表-2-1(b) に示す。なお測定区間は、東京-川崎(6車線区間、上り線)、豊田-名古屋(4車線区間、下り線) 間で各1点ずつ選定して行った。

調査結果によると、重量車の通過は、殆んど走行車線に集中しており、4車線と6車線とでは若干利用率が異なる。

全通過軸重と10 ton 軸重に換算したものの車線利用率は次のとおりである。

車線区分	車線利用率(%)		
	走行車線	追越車線(1)	追越車線(2)
4車線区間	93.7 (12.3)	6.3 (4.7)	
6車線区間	96.6 (87.0)	43.6 (12.0)	10.1 (1.0)

表中()内数字は通過軸重を10 ton 軸重に換算したものの利用率を示す。

日本道路公団では、6車線以上の道路舗装を設計する場合、交通解析は、大型車の全交通量の80%を用いることにしているが、今朝査の結果によると幾分分布テイ減率(20%みている)は多いようであるが実情によくあっている。この表からも判るように追越車線の10ton換算軸重の通過回数は極めて少なく、走行車線と比較すれば僅かに14%程度である。

この現象は、トラックの混入率が多くなれば、また幾分利用率が変わることも考えられるので、今後更に追跡調査を実施し、軸重分布の実態を把握すると同時に、それらの実態に便した舗装断面の検討を行なつてみる必要があると思われ。

③ 軸重の日変動及び時間変動 (軸重の日変動)

通車データより日別軸重分布をみると、平日と休日とで軸重分布は異なるが交通量でみる程、顕著な差は現れていない。

(軸重の時間変動)

1日24時間についての時間変動を調べた結果によると、通過軸重の場合、朝7時頃と夕方5時頃の2回にわたってピーク現象が起っている。夜10時をすぎれば乗用車種の混入は急激に減少し、朝の6時頃までは貨物トラックが主体を占めているようである。10ton換算軸重としてみると、早朝6~7時頃にかけて最大のピークがおこりその他の時間は、ほぼ同じ位の軸重回数になっている。

あとがき

建設時の調査及びその後のアスファルトの材質変化等について現在判明した事項について述べたがまだ、この道路は開通後1~2年程度しか経過しておらず特に舗装に変化を生じた箇所もない状況(軟弱地盤部等特殊箇所を除く)なので現時点ではまだ取り上げて解析する段階に到っていない。

今後更に追跡調査を続け、舗装構成の違い及び地盤特性等による変化が現れた時点で調査データの解析を行い舗装設計の指針を得ようと考えている。尚ほ各位の御意見を拝聴出来れば幸いである。

表-2-1(a) 車線別軸重分布(1)

東京上り

車線	日平均軸重別通過回数					日平均換算10t軸重通過回数					車線分布(%)					備考
	10t以下	10t以上	10t以下	10t以上	計	10t以下	10t以上	計	走行車線	追越車線	計	走行車線	追越車線	計		
0.7	1,050	2,700	3,750	1,100	4,850	1,050	2,700	3,750	0	0	0	0	0	0	0	(A) 10t以上換算(%) x100
2	1,700	4,400	6,100	1,800	7,900	1,700	4,400	6,100	0	0	0	0	0	0	0	
4	1,100	2,700	3,800	1,100	4,900	1,100	2,700	3,800	0	0	0	0	0	0	0	
6	1,300	2,600	3,900	1,300	5,200	1,300	2,600	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
8	1,400	2,500	3,900	1,400	5,300	1,400	2,500	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
10	1,500	2,400	3,900	1,500	5,400	1,500	2,400	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
12	1,600	2,300	3,900	1,600	5,500	1,600	2,300	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
14	1,700	2,200	3,900	1,700	5,600	1,700	2,200	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
15	1,800	2,100	3,900	1,800	5,700	1,800	2,100	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
計	14,400	34,200	48,600	14,400	63,000	14,400	34,200	48,600	0	0	0	0	0	0	0	(1)内10t換算軸重の割合

表-2-1(b) 車線別軸重分布(2)

名古屋下り

車線	日平均軸重別通過回数					日平均換算10t軸重通過回数					車線分布(%)					備考
	10t以下	10t以上	10t以下	10t以上	計	10t以下	10t以上	計	走行車線	追越車線	計	走行車線	追越車線	計		
0.7	1,050	2,700	3,750	1,100	4,850	1,050	2,700	3,750	0	0	0	0	0	0	0	(A) 10t以上換算(%) x100
2	1,700	4,400	6,100	1,800	7,900	1,700	4,400	6,100	0	0	0	0	0	0	0	
4	1,100	2,700	3,800	1,100	4,900	1,100	2,700	3,800	0	0	0	0	0	0	0	
6	1,300	2,600	3,900	1,300	5,200	1,300	2,600	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
8	1,400	2,500	3,900	1,400	5,300	1,400	2,500	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
10	1,500	2,400	3,900	1,500	5,400	1,500	2,400	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
12	1,600	2,300	3,900	1,600	5,500	1,600	2,300	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
14	1,700	2,200	3,900	1,700	5,600	1,700	2,200	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
15	1,800	2,100	3,900	1,800	5,700	1,800	2,100	3,900	0	0	0	0	0	0	0	
計	14,400	34,200	48,600	14,400	63,000	14,400	34,200	48,600	0	0	0	0	0	0	0	(1)内10t換算軸重の割合

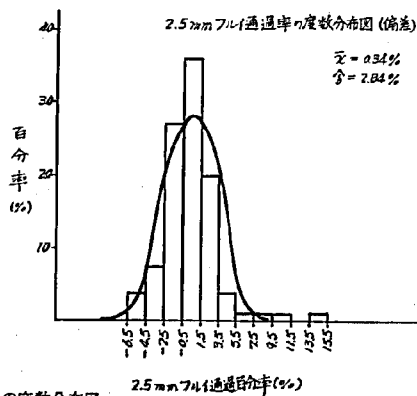
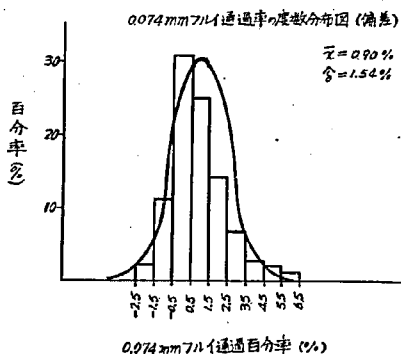
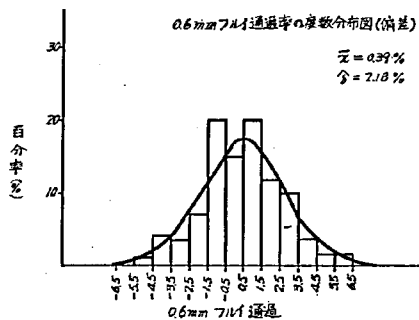
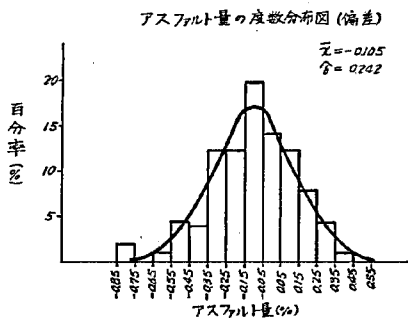
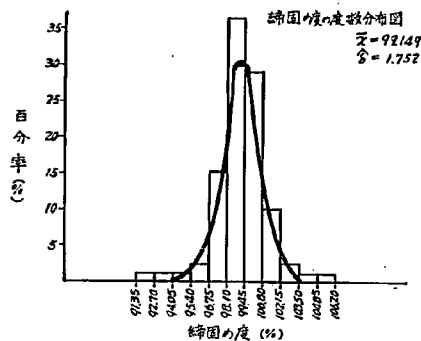
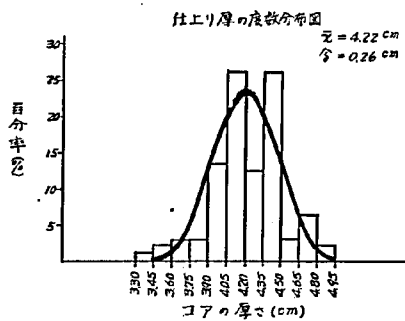
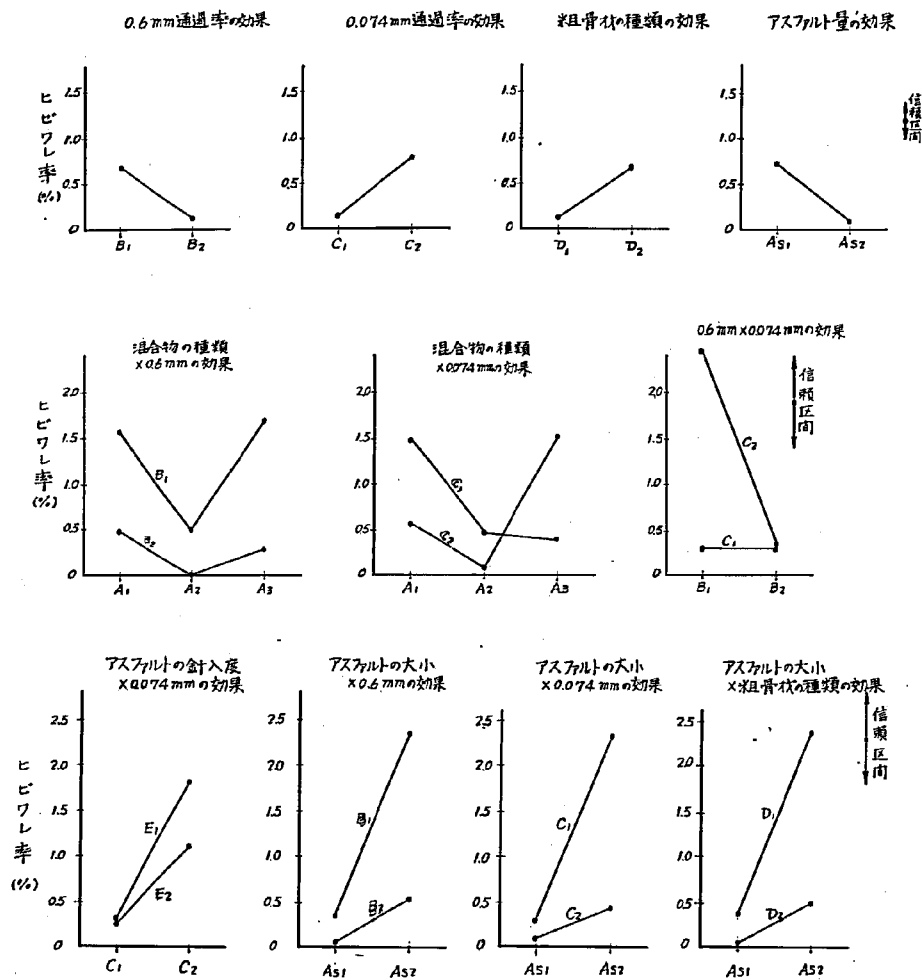


図-5 品質管理特性の度数分布図



図一七 ヒビワレの要因効果図

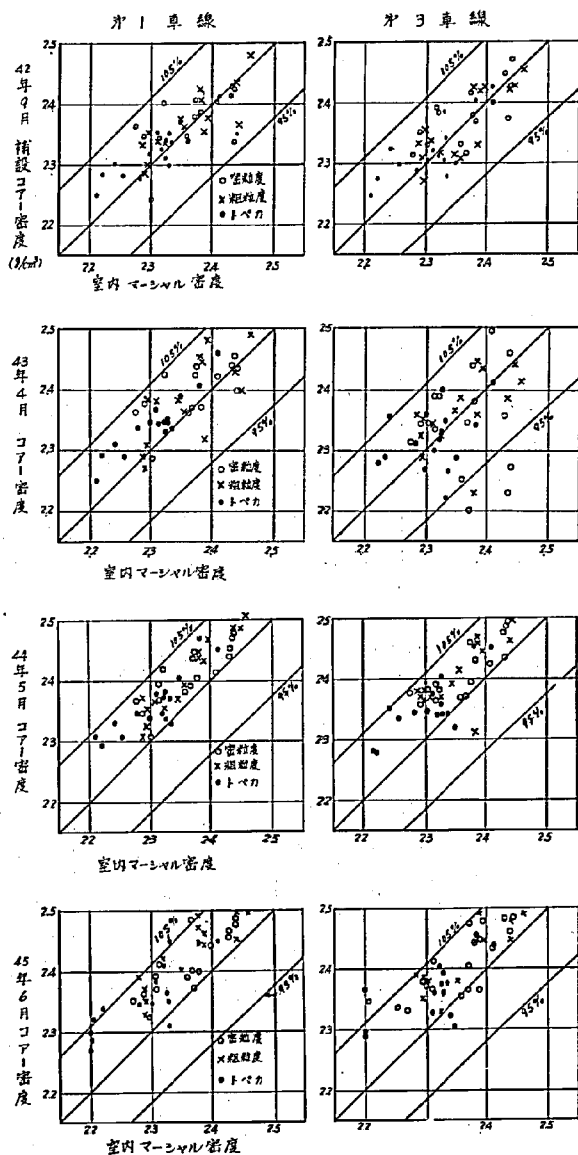


図-11 室内マーシャル密度とコアイ密度の関係