153

土木研究所資料
第1213号

加熱アスファルト混合物の配合設計と施工に関する研究



昭和52年 3 月

建設省土木研究所
道路部舗装研究室

加熱アスファルト混合物の配合設計と施工に関する研究
昭和52年3月
建設省土木研究所
道路部舗装研究室

406

土木研究所資料
第1213号

加熱アスファルト混合物の配合設計と施工に関する研究

昭和52年 3 月

建設省土木研究所
道路部舗装研究室

707

まえがき

わが国においてアスファルト舗装が本格的に施工されはじめてから２０余年が経過した。当初は欧米の技術を参考にしたわが国のアスファルト舗装技術も、昭和３０年代後半より各種の室内試験、現場調査および試験舗装等の資料が収集されはじめるとともに、わが国独自の技術による部分が多くなってきた。この報告書はこれらのうち、加熱アスファルト混合物の設計と施工に関して、主として土木研究所舗装研究室が、昭和３０年代後半より集積してきた資料を総合的にとりまとめたものである。すでに結論の出た部分もあれば、また今後更に研究を続けるべき部分も多い。本報告書が直接現場にたずさわれる方々への有用な資料となり、また更に新しい問題解明への出発点ともなれば望外の喜びである。

なお、長年にわたりお世話になった建設省道路局、各地方建設局本局、工事々務所および大学関係、民間会社の関係者の方々、更に当土木研究所道路部舗装研究室に在籍された方々に厚く御礼申し上げる。

昭和５２年３月

建設省土木研究所　機械施工部長　松野三朗
同　道路部舗装研究室長　南雲貞夫

加熱アスファルト混合物の配合設計と施工に関する研究

目　　次

第1章　序　論

1－1　本研究の目的 …… 1

1－2　本研究の範囲 …… 3

1－3　本研究の内容 …… 4

参考文献 …… 6

第2章　配合設計の歴史

2－1　概　説 …… 7

2－2　19世紀におけるアスファルト舗装 …… 9

2－3　1920年代までのアスファルト舗装 …… 18

2－4　1930年以降の配合設計に関する研究の推移 …… 16

2－4－1　1930年以降第2次大戦終結まで …… 16

2－4－2　第2次大戦以降 …… 28

2－5　力学試験による配合設計の推移 …… 26

2－6　マーシャル安定度試験 …… 30

参考文献 …… 32

第3章　アスファルト舗装の破壊と加熱アスファルト混合物に必要な諸特性

3－1　概　説 …… 45

3－2　アスファルト舗装の破壊の分類 …… 45

3－3　アスファルト混合物の具備すべき諸特性 …… 46

参考文献 …… 49

第4章　配合設計に関する因子

4－1　概　説 …… 57

1709

4－2　舗装温度 …… 58
4－2－1　概　説 …… 58
4－2－2　観測位置および測定断面 …… 58
4－2－3　測定結果 …… 58
4－2－4　考　察 …… 60
4－3　交通荷重 …… 61
4－3－1　概　説 …… 61
4－3－2　輪荷重 …… 61
4－3－3　輪荷重通過位置 …… 63
4－3－4　車輌の走行速度および加速、減速 …… 64
4－4　骨　材 …… 64
4－4－1　概　説 …… 64
4－4－2　骨材の規格 …… 65
4－4－3　骨材の諸性状 …… 67
4－5　アスファルト …… 72
4－5－1　概　説 …… 72
4－5－2　舗装用石油アスファルト規格とその変遷 …… 72
4－5－3　規格試験の目的と意義 …… 73
4－6　結　語 …… 74
参考文献 …… 75

第5章　加熱アスファルト混合物の現状調査
5－1　概　説 …… 97
5－2　建設省技術研究会における調査 …… 97
5－2－1　概　要 …… 97
5－2－2　加熱アスファルト混合物の現状 …… 98
5－2－3　加熱アスファルト混合物の分析調査 …… 98
5－2－4　混合物の種類とわだち掘れ …… 99
5－2－5　わだち掘れの現状 …… 100
5－3　鋼床版橋の橋面舗装の実態調査 …… 101

5－3－1　概　　要 …… 101
5－3－2　鋼床版舗装の概要 …… 102
5－3－3　調査結果と考察 …… 103
5－4　結　　語 …… 104
参考文献 …… 106

第6章　試験舗装による研究
6－1　概　　説 …… 115
6－2　コンクリート版上のアスファルト混合物に関する試験舗装 …… 116
6－2－1　概　　要 …… 116
6－2－2　試験舗装の種類と組合せ …… 116
6－2－3　使用材料 …… 117
6－2－4　配　　合 …… 118
6－2－5　施　　工 …… 119
6－2－6　施工時における品質 …… 122
6－2－7　観測項目 …… 123
6－2－8　観測結果と考察 …… 124
6－2－9　コンクリート版上のアスファルト混合物に関する試験舗装のまとめ …… 127
6－3　たわみ性路盤上のアスファルト混合物に関する試験舗装 …… 129
6－3－1　概　　説 …… 129
6－3－2　試験道路の概要 …… 129
6－3－3　試験舗装の種類と組合せ …… 130
6－3－4　使用材料 …… 132
6－3－5　配　　合 …… 133
6－3－6　施　　工 …… 134
6－3－7　施工時における品質 …… 135
6－3－8　観測項目と測定方法 …… 137
6－3－9　観測結果と考察 …… 138
6－3－10　室内試験 …… 143
6－3－11　たわみ性路盤上のアスファルト混合物に関する試験舗装のまとめ …… 144

6－4　配合設計のまとめ …… 146
6－5　結　　語 …… 148
　　参考文献 …… 149

第7章　加熱アスファルト混合物の施工
7－1　概　　説 …… 201
7－2　混　　合 …… 201
7－2－1　概　　説 …… 201
7－2－2　アスファルトプラントの現状 …… 202
7－2－3　アスファルトプラントの構造 …… 203
7－2－4　アスファルトプラントの性能調査 …… 206
7－3　運　　搬 …… 221
7－3－1　概　　説 …… 221
7－3－2　混合物の分離 …… 221
7－3－3　温度低下 …… 221
7－4　敷きならし …… 222
7－4－1　概　　説 …… 222
7－4－2　アスファルトフィニッシャの構造 …… 222
7－4－3　敷きならされた混合物の均一性 …… 223
7－5　転　　圧 …… 224
7－6　結　　語 …… 224
　　参考文献 …… 226

第8章　加熱アスファルト混合物の検査
8－1　概　　説 …… 267
8－2　抜取検査の概要 …… 268
8－2－1　検査の分類 …… 268
8－2－2　抜取検査の種類 …… 269
8－2－3　抜取検査の条件 …… 270
8－2－4　計量規準型1回抜取検査 …… 271

8－3　加熱アスファルト混合物に関する過去の検査規準 …… 280
8－3－1　道路技術基準（昭和３９年） …… 280
8－3－2　アスファルト舗装要綱（昭和４２年） …… 282
8－3－3　アスファルト舗装工事共通仕様書（昭和４５年） …… 282
8－3－4　高速道路における検査基準 …… 284
8－4　抜取検査基準のまとめ …… 285
8－4－1　概　　要 …… 285
8－4－2　ロットの大きさ …… 285
8－4－3　検査項目 …… 287
8－4－4　標準偏差 …… 287
8－4－5　上、下限規格値 S_U、S_L、不良率 p_0、p_1 および平均値 m_0、m_1 …… 288
8－4－6　抜取検査基準のまとめ …… 291
8－5　結　　語 …… 291
参考文献 …… 292

第9章　結　　論 …… 305

第1章　序　　論

第１章　　序　　論

１－１　本研究の目的

大正10年に施工が開始された京浜国道と阪神国道において、わが国最初の近代的アスファルト舗装が施工された。すなわちアスファルトプラントで混合された加熱アスファルトコンクリートがセメントコンクリートベース上に人力で敷き均らされ、鉄輪ローラで転圧舗設されたのである。このような加熱アスファルト混合物を用いた舗装と共にアスファルト乳剤を用いた常温施工の浸透式簡易舗装も当時のわが国の経済力に見合った舗装型式として盛に施工された。むしろ昭和20年までの終戦前はアスファルト舗装と云えば簡易舗装というのが大方の常識であった。第２次大戦後の占領時代に米軍貸与の舗装機械を用いたアスファルト舗装が飛行場などの軍事施設や軍用道路に施工された。わが国独自の施工技術によるアスファルト舗装は昭和２８年に開始された札幌千歳間の弾丸道路が最初である。[1] 昭和２９年に第一次道路５ヶ年計画が発足し、各地で国道の改良舗装が行なわれ始めたが、昭和３５年頃までの国道舗装のほとんどがセメントコンクリート舗装であった。しかし昭和３５年以後に激増した道路事業を消化するためには、長期間の養生を必要とするセメントコンクリート舗装よりも、転圧冷却によって直ちに交通に開放でき、しかも施工速度の大きいアスファルト舗装を採用する方が得策と考えられ始めた。以後今日までアスファルト舗装が道路舗装の主体を占めている。この間昭和３５年に施工された名神高速道路を皮切りに施工機械の大型化、高性能化が進められ、アスファルト舗装技術全般についても飛躍的な進歩があった。

昭和３６年に日本道路協会よりアスファルト舗装要綱（以下旧要綱という）が改訂出版され、[2] こゝに初めてわが国の舗装技術が集大成された。旧要綱ではアスファルト舗装の構造設計にＣＢＲ法を採用し、混合物の配合設計にはマーシャル安定度試験を用いた。しかしながら当時はわが国のアスファルト舗装がようやくその緒についた段階であり、現場や実験室における調査研究成果も少なく、大部分が米国の仕様書の翻訳に近いものであった。国道における表層、基層の合計厚さは５～１０cmが多く、当時より多かった過載大型車の走行によって５年足らずの短期間にひびわれを生じ、大規模な補修の必要になる舗装が多かった。

昭和３７年にＡＡＳＨＯ道路試験の結果が公表され、[3] わが国においてもこの試験結果の導入がいろいろな型で試みられた。昭和４２年に改訂出版されたアスファルト舗装要綱[4]（以下要綱という）は構造設計にこの道路試験の結果をわが国独自の解釈のもとに取り入れている。この要綱以後重交通道路のアスファルト舗装は１０～２０cm厚の加熱混合式アスファルト安定処理層上

に１０～１５㎝厚の表層、基層を舗設した強靱なものとなり、短期間にひびわれを生ずることは極めて少なくなった。またこの要綱では混合物の配合設計にわが国の調査研究成果を取入れたマーシャル安定度試験を用いている。従来のアスファルト舗装にひびわれの生ずるものが多かった関係より、旧要綱によるものよりやゝアスファルト量が多くなるような配合設計方法とした。

昭和４０年代の高度経済成長は道路交通量を大幅に増加させた。また昭和４５年に改訂された道路構造令によってわが国の道路は車線を単位として幅員を区分する、いわゆる車線主義が打出された。このため車輪の走行位置が車線の両端部に集中するようになり、交通量の増大と混合物の安定性の不足も加わって、舗装表面に大きなわだち掘れを生ずるものが極めて多くなってきた。わだち掘れは車輪の走行頻度の多い部分が凹み、頻度の少ない側方に盛り上る現象で、路面の凹凸を大きくするため走行性を悪くし、ハンドルを取られるなどの危険性を増加させる。また降雨時には水たまりとなるため、激しい水しぶきを上げるもととなって視界を妨げるとともに、ハイドロプレーニングのような路面のすべり易さを生ぜしめ、極めて危険な状態を招く。昭和５０年に暫定改訂されたアスファルト舗装要綱[5]（以下５０年版要綱という）ではわだち掘れ対策として、やゝアスファルト量が少なく設計される方法を示しているが、常識的な判断によるもので、特に調査研究された結果を用いたわけではなく、根本的な解決には到っていない。

加熱アスファルト混合物は配合設計がいかに十分に行なわれても、施工の精度によってその性状が左右されることは論をまたない。特にアスファルト混合物は加熱混合され、加熱状態で舗設されることや、骨材粒度によってその性状が大きく影響をうけることなどから、セメントコンクリートに比べて施工精度によって影響をうける部分が多い。従来の経験によれば早期に欠点を生ずるアスファルト舗装には配合設計に原因のあるものよりも、施工に原因のあるものの方が多いと考えられている。しかしながらこの施工精度について十分に調査された資料は内外において少ない。これは施工に関する研究が施工機械メーカや施工業者の技術秘密に属する部分が多いためと考えられる。従って施工機械の性能標準の作成や、施工精度の照査のための基準の作成には、発注者側において直接試験調査を実施してその作成にあたらねばならない。

以上のような背景に立って本研究は次のような目的を持つ。

「加熱アスファルト混合物のわだち掘れに関係する諸要因の影響を実験的に明らかにし、これらをもとに信頼性の大きい配合設計方法を提案する。また施工方法、精度にも言及し、精度の高い施工方法を提案し、施工された舗装の照査方法についても提案する」以上を総合して長年月にわたって供用成績のよい加熱アスファルト混合物が設計施工できる。

716

1－2　本研究の範囲

加熱アスファルト混合物に必要な性状は、安定性、たわみ性、耐摩耗性、耐すべり性、耐久性および施工性である。安定性とは混合物が塑性流動を起しにくい性質のことで、わだち掘れは安定性の不足より生ずる。たわみ性はひびわれの生じにくい性質であって、曲げ疲労に対する抵抗性とも云える。耐摩耗性は一般には車輪の走行により表面が摩耗しにくい性質を云うが、近年はもっぱら冬期積雪寒冷地で用いられるタイヤチェンやスパイクタイヤによる路面の摩耗に対する抵抗性として取上げられている。耐すべり性は路面のすべり摩擦を確保する性状である。耐久性は広い意味では安定性、たわみ性を含むすべての性状の持続性と解釈されるが、せまい意味では耐老化性や耐剝離性のような構成材料の性状の経年変化に対する抵抗性として用いられている。ここでは後者のせまい意味で用いる。耐老化性は主としてアスファルトの老化に対する抵抗性であり、耐剝離性とは水分の浸入によりアスファルトが骨材表面より剝離する現象に対する抵抗性である。施工性は施工の難易を表わし、混合性の良否や締固めの難易等で表わされるが、一般には数値的に表現しにくい性状である。

本研究では以上の諸性質のうち主としてわだち掘れに関する安定性について言及する。一般の混合物では安定性、耐すべり性の両性状とたわみ性とは配合設計に対して相反する要求をする。すなわち単純に考えてアスファルト量の少ない混合物は一般に安定性、耐すべり性は良好であるが、たわみ性は悪くなる。逆にアスファルト量の多い混合物はたわみ性にすぐれるが、安定性、耐すべり性を損う。したがって安定性のみの追求では正しい配合設計方法を提案できない。本研究では主として安定性の面より言及しながら、たわみ性に対しても考慮する立場を取った。また耐すべり性についても一部述べた。耐摩耗性や耐剝離性および施工性については本研究はほとんどふれていない。これはわが国の多くの地域で問題とされているのが、安定性、たわみ性であり、これらの解決によって大部分の舗装の寿命を伸すことができることによる。また耐摩耗性や耐剝離性は特種な要因を含んでおり、問題点の解決が、配合設計ばかりではなく、特種材料の利用の分野にも及ぶことも本研究に取上げなかった理由である。例えば耐剝離性はフィラーとして消石灰を用いることにより大幅に改良される。施工性は既に述べたように数値的に議論の出来る段階ではないので取上げていない。

わが国で用いられている加熱アスファルト混合物は米国において発達した密粒度骨材を締固めるものであり、この技術は道路舗装技術の先進国である英国、ドイツを除いてほとんどの国で用いられているものである。したがって本研究も配合設計、施工方法とその精度を含めてほとんどこの種の混合物を対象として述べた。英国では細砂を使用して骨材間隙を大きくし、表面にプレ

717

コートチップを埋込むロールドアスファルトが用いられている。またドイツではフィラー量を多くして混合物に流動性をもたせたグースアスファルトが用いられている。これらはいずれも両国の経験より生み出された混合物であって、その配合は大部分経験による仕様によって決められている。これらの混合物はいずれもわが国で試験的に用いられており、本研究の一部でもこれらについて述べた。

以上のように加熱アスファルト混合物については現在なお、先進諸国においても経験的な判断によって設計されているところが多い。これは混合物の結合材であるアスファルトの性状が温度と載荷速度によって影響をうけるため、理論的な取扱いがむずかしく、また室内試験による性状の把握も現実の道路の環境や載荷条件の再現に限界があるためである。本研究ではこのような点をふまえ、舗装の環境因子や交通条件について言及するとともに、道路舗装の現状調査やまた現実の道路を利用した試験舗装あるいは試験施工等によって実験的に問題の解決を計った。したがって理論的な取扱いはしていない。また試験舗装に取上げた因子も経験的に重要と考えられるものにしぼった。

施工方法とその精度についてはアスファルトプラントの精度に重点をおいて研究した。運搬と舗設については資料が少なくわずかしか言及していない。施工に関する資料はすべて発注者の立場に立って土木研究所が直接求めたものである。

1－3　本研究の内容

本研究は序論と結論を除いて第2章より第8章まで7章にわたっている。第2章、第3章は主として過去の文献の取りまとめである。第4章では混合物の性状に影響する因子特に舗装温度や交通荷重について第5章ではアスファルト舗装の現状調査結果について述べた。第6章で試験舗装と関連室内試験の結果を示し、第7章では施工機械の性能調査結果について述べた。第8章では施工精度の照査方法としての検査について述べた。以下に各章の内容を概説する。

第2章では内外の文献をもとに加熱アスファルト混合物の配合設計の歴史的経過について示した。初期の表面積理論や空隙理論について述べ、また各種の室内試験の成立ちについても示した。これらの経過を見る限り混合物の配合設計に対して統一的な考え方、手法が未だに求められていないことが理解され、本研究の必要性と研究手法の妥当性が浮き彫りにされた。第3章では過去の文献等より得られたアスファルト舗装の破壊の型の分類について述べた。破壊形状の分類からその原因について言及し、混合物に必要な性状について示した。また性状相互の関連についても示した。

1718

第4章では加熱アスファルト混合物の性状に影響する諸因子のうち特に外部因子として性状に支配的な舗装温度と交通荷重について測定結果を用いて説明した。舗装温度についてはその値と継続時間について整理し、各温度における混合物の安定性と継続時間の積がある一定温度以上では大きく変化しないことを明らかにした。交通荷重については走行車輪重量計を試作して測定した結果、わが国では法定以上の過載車の多いことが明らかとなり、配合設計や構造設計において十分考慮すべきことを示した。またこれらの車輛が一定の軌跡を走行することについても述べた。

第5章では建設省技術研究会の調査や鋼床版舗装の調査から、加熱アスファルト混合物の現状について述べた。建設省技術研究会では毎年土木研究所と地方建設局の協力のもとに舗装に関する調査が行なわれており、この調査から、各種混合物の使用状況、安定性の大きい混合物、小さい混合物の種類が明らかになった。またわだち掘れとひびわれに影響する混合物の空隙等の諸要因が数値的に求められ、第6章の配合設計の提案の中で利用された。鋼床版舗装の調査では実態から安定性の大きい混合物やたわみ性の大きい混合物が求められた。

第6章では土木研究所が実施した国道17号線岡部地区の試験舗装および国道14号線幕張地区の試験舗装の概要、施工状況、試験結果等について示した。これらの試験舗装はいずれも混合物の安定性やたわみ性に関する諸要因を明らかにするために実施したものである。ともに約8年間にわたる観測の結果、取上げた各因子の中でわだち掘れに対して効果の大きいものを明確に示した。この試験結果と第5章で示した現状調査の結果とより加熱アスファルト混合物の配合設計方法の改善について提案した。また試験舗装に関連して行なった室内試験と試験舗装の結果の関連を求め、配合設計の照査に用いるべき室内試験方法についても提案した。

第7章では加熱アスファルト混合物の施工について主としてアスファルトプラントの性能調査試験より得られた結果について述べた。特にプラント各部の性能と製造される混合物の品質との関連を求め、改良すべき点や、施工上注意すべき点について示した。また混合物の運搬、舗設と品質の関連についても簡単にふれた。

第8章では加熱アスファルト混合物を用いた表層、基層の検査方法について述べた。土木構造物に抜取検査が応用されたことは少ないが、舗装工事では発注者の省力化を計るため抜取検査方法が提案されている。従来は主として施工能力の面より定められてきた検査基準諸数値を、出来るだけ混合物に必要な性状から導き出し、検査基準の改善について提案した。

第9章では以上の各章での結果を綜合して結論を述べるとともに、今後調査研究すべき課題、研究手法についても示した。

719

参 考 文 献

1) 「札幌～千歳間道路改良舗装工事」道路、昭２８－１１、P.432～433.

2) 「アスファルト舗装要綱」日本道路協会、昭３６.

3) 「AASHO Road Test」Highway Research Board,Special Report 61A～E. 1962.

4) 「アスファルト舗装要綱」日本道路協会、昭４２.

5) 「アスファルト舗装要綱（５０年版）」日本道路協会、昭５０.

第2章　配合設計の歴史

第２章　配合設計の歴史

２－１　概　　説

アスファルト舗装はロックアスファルトの発見と利用に始まる。このロックアスファルトによる舗装は１８５０年代より約３０年間１９８０年頃まで続くことになるが、１６世紀末に発見されていたトリニダッド島のレークアスファルトの利用価値が確認されてからは徐々に使用されなくなり、２０世紀初頭石油アスファルトの出現までレークアスファルトの時代が続くことになる。

ロックアスファルトの時代は、それを細かく破砕することで成り立っていた舗装も、レークアスファルトの時代となると人為的に骨材の配合とアスファルトの添加が必要となることから、今日でいう配合設計が行なわれるようになった。このような状況の中で１９世紀末Richardsonの標準粒度が生まれる。彼はアスファルト混合物の安定性が、骨材の表面積によって支配されるとした最初の人物であり、後の表面積理論の源流であるとしてよいであろう。

当時の交通は、いまだ鉄輪を持つ馬車交通が主体であり、今日でいうシートアスファルトに近い混合物であった関係上、その安定性に多くの問題を残していた。この中で剛性をもち安定性に優れた“Bitulithic”と呼ばれる特許舗装を開発したのがWarrenである。時に1901年のことである。彼は混合物が安定であるためには最大密度、最小空隙であることを主張した人物であり、後の空隙理論の源流であるとしてよいであろう。

１９２０年代になると、いわゆる石油アスファルトの時代になり、同時に自動車交通の時代を迎えた関係もあって、舗装も従来のシートアスファルト中心から徐々にアスファルトコンクリートへと移行する。それと同時に器具を用いて各種の力学試験を行ない混合物の安定度を計測しようとする試みが盛んになる。Hubbard－Fieldの安定度試験などはその一例である。

１９３０年代になると、混合物のたわみ性を確保するためのアスファルト量の重要さが指適され、同時に最大密度、最小空隙量とアスファルト量の関係が骨材間隙量（ＶＭＡ）から検討され始める。つまりたわみ性に富みかつ安定性の高い混合物とするためには、骨材間隙量にある最少限界の存在することが認識されるに至る。この考えを最初に唱えたのはJohannsen[21]であろう。

先に述べたようにRichardsonとWarrenはそれぞれ異なった学説から混合物の配合設計を提唱した。すなわち前者は、骨材表面積と最適アスファルト膜厚の積が最適アスファルト量とする概念に立ち、後者は骨材が最大密度、最小空隙である必要性を説いた。しかしながらどちらの考え方に立った場合においても、実際に混合物の配合を行なうにあたっては安定性とフ

722

リーディングを避けるために混合物中に若干の空隙を残すことを経験的に知っていたことから、密粒度の混合物であればどちらも同様のものが設計されたことになる。つまり前者の場合、骨材表面積と最適アスファルト膜厚の積、および空隙量の両者から判断して最適アスファルト量を決定し、後者の場合は、最大密度における骨材間隙量および空隙量の両者から判断して最適アスファルト量を決定していたことになる。

一方１９２０年代から１９３０年代にかけて、自動車交通の急激な伸展に対処するため、西部を中心に道路油もしくは液体アスファルトによる路上混合工法が盛んに行なわれた。この場合問題となったのが散布すべき油量もしくはアスファルト量であった。そこで、成功した舗装、あるいは失敗した舗装の調査研究から、最も簡単な方法として考えられたのが現場で混合する材料の粒度と油量もしくはアスファルト量との関係を明らかにすることであった。この関係を最初に示したのがMckesson と Frickstadtである。この考え方は当然のこととしてRichardson の唱えた表面積理論に結び付き、カリフォルニア州のＣＫＥ法（遠心ケロシン当量）による最適アスファルト量の決定法を生むことになる。

１９４０年代になると材料力学を応用した設計法が台頭してくる。すなわちモールの破壊理論に根拠を置いた３軸試験による配合設計法である。今日ではSmithの３軸試験として知られているものであるが、最初の提案は、１９４０年頃Endersby によってなされ、当時すでに米国アスファルト協会の設計法に取り上げられていた。３軸試験だけでなく安定度あるいはたわみ性に関して各種の試験法が開発されたのもこの時代である。このような力学試験に基礎を置く設計法は後にHveem に受けつがれ、さらに米国陸軍技術部隊の多くの試験によって裏付けされたMarshall試験へと発展する。特にマーシャル試験の場合、ＣＢＲ設計法と同様に米国陸軍技術部隊が中心となり経験による積み重ねで設計法を確立し、広く全世界に受け入れられた点とＣＢＲ試験器具の利用によりマーシャル試験を可能とした点が興味深い。

１９５０年代には、このような力学試験による配合設計法が完全に定着し、 アメリカでは各州各種の方法によって配合設計が行なわれるようになる。しかしながらその根底には 空隙理論と骨材間隙を埋めるアスファルト量、つまり今日でいう飽和度の両者に経験上ある基準を設け最終的にアスファルト量を決定していることは周知の通りである。さらに１９７３年英国規格ではロールドアスファルトの配合設計について、細骨材に対しては最大密度、最小空隙理論を、また粗骨材に対しては表面積理論を適用するという新しい考え方を導入した。

以下主として１９世紀におけるアスファルト舗装から、２０世紀初期における表面積理論および空隙理論にもとづく配合設計、力学試験による配合設計へとさらに詳細にアスファルト混合

723

物の配合設計を中心にアスファルト舗装の歴史を追ってみることにする。

2－2　19世紀におけるアスファルト舗装[1),2),3),4)]

アスファルト舗装の起源は、ロックアスファルトの発見とその利用に始まる。1712年Val de Travers(スイス)での医師D'yrinys博士によるロックアスファルトの発見を契機として、その後ヨーロッパ各地で発見されたロックアスファルトは、舗装を始め種々の目的に利用されたようであるが、1854年Leon Maloによって現在のシートアスファルトに近い舗装がパリのBergere通りで施工されたのが、近代、加熱舗装の始まりと考えてよいであろう。1869年にはW. H. Delanoによってイギリスに紹介され、ロンドンのThreadneedle通りの舗装に利用された。

勿論この間にTresaguet(1760)、Telford(1800)、MacAdam(1815)等の道路築造工法が次々に生れ、後世の道路舗装技術の基礎に大きな影響を及ぼしたことはいうまでもない。

当時用いられていたロックアスファルトは、石灰岩に8～15%のアスファルトがしみ込んだもので、舗装に利用するにあたっては、これを細かく粉砕し、コーヒーロースターと同様の器具を用いて加熱し、舗設転圧するものであった。

アメリカにおいては、1870年3月から1871年2月にかけてE. J. Desmedtがニューアーク市役所前の街路の舗装を行なったのが記録として残る最初のものとされている。彼はベルギー生れの化学者であり、1861年アメリカに渡るまでパリでロックアスファルト舗装の技術を修得していた。ニューアーク市における舗装は砂、石灰石粉およびトリニダードアスファルトを用いた舗装であり特許工法(U. S. Pat. 103581. May 31,1870)とするに至っている。これがアスファルト混合物の配合を人為的に行ない舗装した最初であるとして良いであろう。

勿論アメリカにおいてもヨーロッパから輸入されたロックアスファルトの利用がなかった訳ではない。T. H. Boormanによればニューヨーク市において28,000Yd²がロックアスファルトによって舗装され、うち15,000Yd²は彼自身の管理下で1850～1900年に施工したものであるとしている。

Desmedtはさらに1873年、ニューヨーク5番街で同様の舗装を行ない成功し、政府の技術者から注目される結果となった。

１８７６年になると、ワシントンＤ．Ｃのペンシルベニア通りの１街区から５街区までがValde Travers ロックアスファルトで、また6街区から１５街区をトリニダードレークアスファルトおよび石油残渣油を用いて舗装を行ない比較した。その結果ロックアスファルトを用いた舗装が、特にすべり易い舗装となった以外は共に満足すべき状態であった。しかしながらこの欠点から、ロックアスファルトを用いた区間は１８９０年に新しい形の混合物で打ち換えられるに至っている。これなどは今日でいう試験舗装の最初としてよいであろう。

この結果が原動力となり、１８８０年頃には舗装の主材料がロックアスファルトからレークアスファルトおよび石油残渣油へと移行したものと考えられる。その当時アメリカに輸入されたロックアスファルトの粒度は表2−1に示すようなもので、当時の舗装には0.０７４㎜フルイを通過するような細粒分は４０～５０％含まれていたことがわかる。

表２—1　ヨーロッパのロックアスファルトの組成（％）

フルイ目の開き（㎜）	Mons（フランス）	Seyssel（フランス）	Raugusa（シシリー）	Val-de-Travers.（スイス）
2.0	4.4	6.3	3.3	2.2
0.８４	5.5	7.5	4.4	3.3
0.５９	5.5	8.5	6.6	4.4
0.４２	5.5	8.5	7.7	4.4
0.２９７	9.9	7.5	１１.１	１５.３
0.１７７	6.6	6.3	8.8	１３.１
0.１４９	１１.０	9.6	１３.２	１６.４
0.０７４	５１.６	４５.８	４４.９	４０.９
瀝青分（全混合物）	8.7	6.1	１０.０	8.5

一方、Ｄｅｓｍｅｄｔの混合物においても２０％程度の石灰石粉が、今日でいうフィラーとして利用されており、しかもレークアスファルト中には３０—４０％程度の鉱物質微粉末が含まれて

いることを考えると、Desmedt の舗装はその作業性を保つために、石灰石粉を少量におさえその分を砂で補ったものと考えられ、基本的には偶然の発見と経験から生れたロックアスファルト舗装の形式と類似のものであったと推測される。

1894年になると、C. Richardson が Barber Asphalt 社の依頼を受けて、種々の環境下に置かれた舗装から供試体を得て科学的な研究を開始し、1898年には表2−2に示すようなシートアスファルトの標準粒度（配合）を示し特許（U.S Pat. №607,886）としている。

表2—2　Richardsonの標準粒度（配合）
（重交通用）

フルイ目の開き (mm)	通過重量百分率 (%)
2.0	100.0
0.84	96.6
0.59	91.0
0.42	82.1
0.297	69.8
0.177	43.5
0.149	29.0
0.074	14.5
瀝青分 (全混合物)	10.5

当時 Richardson はアスファルト混合物（シートアスファルト）の配合設計にあたって表面積理論を適用すべきであることを提唱し、フィラーに関しても詳細な検討を加え、種々ある鉱物質微粉末の中でも、特に石灰石粉とポルトランドセメントが最も適していると推奨し、中でも0.005mm以下の粒子が有効に働くことを強調すると同時に、フィラーもまた骨材の一部を形成するものであると定義した。これらの研究の集大成として1905年には著書 "The Mode-

726

rn Asphalt Pavement" を発刊し、先に示した標準粒度を紹介し、広く舗装技術の発展に寄与することとなった。こうした意味でRichardsonは表面積理論に基ずくアスファルト混合物の配合設計を提唱した最初の人物であるとしてよいであろう。

表2－3はRichardson によって求められたA，Bの2種類のシートアスファルト混合物の骨材表面積を示したものである。

表2—3 骨材粒子数と表面積（11b当り）

	A（粗目砂とダスト）			B（細目砂とダスト）		
フルイ目の開き（mm）	残留百分率（%）	骨材粒子数	表面積（yd^2）	残留百分率（%）	骨材粒子数	表面積（yd^2）
2.0	13	12,592	0.958	4	3,674	0.295
0.84	12	66,186	1.579	7	38,808	0.921
0.59	10	167,547	1.901	9	150,796	1.715
0.42	13	664,250	3.593	11	561,866	3.033
0.279	27	5,021,870	11.479	26	4,835,870	11.054
0.177	10	4,086,220	5.527	15	6,127,910	8.099
0.149	7	10,415,700	5.952	15	22,319,400	12.754
0.074	5	31,924,300	6.909	7	44,694,000	9.672
0.005	3	76,671,400	6.480	6	153,343,000	12.960
計	100	129,030,065	44.378	100	232,075,324	60.503

混合物Aは粗目砂とダストより成り1895年ニューヨークで施工されたもので供用性不良のものであり、混合物Bは細目砂とダストより成り1898年施工のもので成功したものとしている。

Richardson の提案による標準粒度はその後1920年代まで広く受け入れられると同時に、彼の提唱した表面積理論は2つの研究の源流とすらなった。その1つはフィラーに関する研究、特にコロイド理論へと発展し、他の1つは土砂をも含めた骨材粒度と表面積の関係に関する研

727

究であり、道路油あるいは液体アスファルトによる現道舗装の路上混合による舗装へと利用される。しかしながらRichardsonはこの表面積理論と実際の舗装の供用性との間には最終的に確たる関係を見い出すことはできなかった。

Richardsonにより表面積理論が提唱されるまで、当時一般に受け入れられていた理論は骨材間隙をアスファルトで填充するという、いわゆる骨材間隙飽和理論であった。1898年、Richardsonの標準粒度が示された頃、A. W. Dow[1]は、骨材間隙量を最小とするために、シートアスファルトに対する砂の粒度の重要性を説いている。さらに、F. J. Warrenも最大密度、最小空隙理論にたち当時一般に行なわれていたシートアスファルトに対して、粗骨材を加えた舗装を提案し、1901年"Bitulithic"として特許を申請している(U. S. Pat. 675, 430)。しかしながら、骨材空隙量が配合設計の基本要因であるとしながらも、これ等初期の理論はアスファルト量の決定を行なうまでには至らなかった。

以上述べてきたように、19世紀末においてRichardsonに代表される表面積理論と、Warrenに代表される最大密度(最小空隙)理論はすでに提起されていた。

2—3　1920年代までのアスファルト舗装

20世紀に入ると前節で述べたように"Bitulithic"に代表される特許舗装が次々に生れた一方、マサチューセッツ公式(1901)に代表されるように、舗装厚の設計も理論的、科学的方法に基ずくようになる。しかしながら、Richardsonによる19世紀の研究と経験が集大成され"The Modern Asphalt Pavement"として1905年に刊行された後1920年代までの文献を見ることは非常にむずかしい。現にHveemの晩年のレポート[5]によれば、「今日1900～1920年の活動について記述しようとするものは、当時の記憶なり、それらの仕事に従事した古老の思い出によるしかない」としている。

アメリカで初めて自動車が登録されたのは、1895年のことで乗用車4台であった。1913年フォード社が自動車の大量生産に乗り出すや、1916年には350万台の自動車が使用されるに至る。国民29人に1台の割合であった。[1]さらに1920年には900万台にまで急増する。この時期は、いわゆる混合交通の時代であり、いまだ鉄輪を付けた馬車あり、ソリッドタイヤのトラックあり、あるいは空気入りタイヤの乗用車ありという時代であったことが容易に想像できる。また一方では自動車による輸送距離も年間1台当り4,000マイルと大巾に進展し、都市部の道路だけでなく都市と都市を結ぶ幹線道路は勿論のこと、地方道に至るまで整備の必要が生じた時代であったと推測できる。前者の場合アスファルト舗装に耐摩耗性と水密性を要求したがた

めに、１９世紀以来のシートアスファルト舗装と各種の特許舗装なるものを主流とさせ、後者は防じん処理あるいはトラフィカビリティー確保のための、いわゆるローコストロードを進展させることとなる。

道路局のL. W. Page は１９１０年にEngineering Record に次のように報告している。「自動車交通が出現する前まで、道路技術は舗装表面の破壊の６０％は馬の蹄によるものと誰れしも信じていた……、自動車時代となって最初に見られた現象は著しいほこりであり……、輪荷重による表層のセン断破壊であり……、結合させていた細粒分を飛散させてしまうことによって生ずる砕石層全体の破壊であった」。[5] これからも判る通りこの時代の技術者は、これまでに無かった状況に置かれていたことが知られる。このような自動車交通に起因する道路の破壊に対して最初の公的見解を示したのは、マサチューセッツ州道路局の年次報告書であり、１９０７年のことであった。[4]

このような状況は特にアメリカだけの問題ではなく、ヨーロッパにおいても同様であり、マカダムを中心とする路面維持に関して、世界各国の技術者による情報を交換すべく１９０８年パリで国際道路会議が開かれるに至り、第２回ブリュッセル（１９０８）、第３回ロンドン（1913）と受け継がれる。[1]

その当時要求されたものは「経験」であった。その情報交換の場として機能したのは、国際会議のみならず、アメリカにおいては土木学会、ＡＳＴＭ、道路建設業協会、ＨＢＲであった。これらの機関における討議からも道路油もしくはアスファルトで処理したローコストロードの開発と、進展のための機械化の必要性が常に提唱された。[5] したがって道路舗装はマカダム道においては浸透式が、土砂道においては路上混合式が主流となり、それに応じてバインダーの質の検討や、施工機械の試作、改良に力が注がれることとなる。加熱浸透型の舗装のために大型トラックをディストリビュータとして用いたのが１９１０年頃からのことであり、道路油を散布混合した後の転圧にシープスフートローラが用いられたのもこの頃である。[5]

１９１４年７月より4年４ケ月にわたる第１次世界大戦がヨーロッパは勿論のことアメリカの道路にも少なからぬ影響を及ぼしたことは容易に想像でき、この時代に舗装に関する文献の少ないことを裏付ける大きな原因でもある。比較的影響の少なかったアメリカでさえ、軍需産業への傾斜から道路の維持管理もなおざりになり、１９２０年頃の道路状況は惨澹たるものであったという。[5]

以上のような状況が１９００年から１９２０年頃の状況であるが、この時代に配合設計の面では特記すべきことが２つある。その１つはトリニダッドアスファルトが完全に石油アスファルト

に変わったことである。つまり１９００年頃より大量に出荷され始めたカリフォルニアの重質残渣油より、さらに重質で良好な性質を持つメキシコ産残渣油が、１９１２年頃より輸入され始め、アメリカ西部や東海岸は勿論のことシカゴ、セントルイス、カンサスシティーにまで大量に出荷され、シートアスファルト混合物の多くが石油アスファルトで作られるようになった。[5)]

他の１つは、特許舗装に関するWarren 社の特許侵害訴訟に対し、１９１２年トペカ市の連邦裁判所がそれを却下し、ひとつのルールを作ったことである。つまり最大粒径を 1／2 in としているWarren 社 の舗装に対し最大粒径 1／2 in の小量の砕石と砂の混合物であれば特許侵害とはならないと裁定した。[5)] この裁定は道路産業全体にとって誠に価値あるものとなり、いわゆるトペカ混合物として全米に拡まり、シートアスファルト舗装からアスファルトコンクリート舗装へ移行する原動力となった。

第１次大戦後、１９２１年P．Hubbard は次のように述べている。[1)] 「アスファルト舗装の破壊は、ひびわれと変形の２通りに分類できる。過去においては、ひびわれが最もやっかいな問題であり、それに対し常に注意を払ったものである。しかしながら今日の交通条件下における流動、変形問題はわれわれが議論しなければならない重要課題であることに疑う余地はない」。約半世紀前に今日われわれが抱えている問題と同様のことが論じられていたのは興味深い。そこで、Hubbard は混合物の配合に対し種々の改良が行なわれるべきであると提案し、骨材粒度に対する配慮、特にフィラー量とアスファルト量の決定の重要性を説いている。

さらにM．F．MacNaughton[8)]は、１９２４年シートアスファルト混合物について詳細な実験的研究を行ない安定性を次の３つの要素から説明した。

１）締固められた骨材粒子の噛み合わせ

２）骨材粒子間の摩擦抵抗

３）骨材表面を被覆したアスファルトの粘性抵抗

さらに彼の説明によると、個々の骨材粒子は互に接触しあっていることが大切で、この間のアスファルト膜厚は十分薄いことが必要であるとし、密に締固められた状態で形成されている骨材間隙を充すアスファルト量が最適であるとした。さらに彼はいかなるアスファルト混合物であっても骨材表面積はアスファルト混合物の安定性とは無関係であると主張した。なおMacNaughton は貫入抵抗を測定することで安定性を評価している。

W．J．Emmons とB．A．Anderton[9)]はせん断試験によるアスファルト混合物の安定性の評価を行ない、１９２５年ＡＳＴＭの会議において、骨材間隙率とアスファルト混合物の安定性との間には密接な関係のあることを報告している。

1730

以上述べたように、一時期Richardsonの表面積理論が中心であったものの、交通の変化に伴ない１９２０年代になって再度空隙理論が台頭してくる。しかしながら骨材間隙量の決定方法は、いまだまちまちであり、最終的に最適アスファルト量の決定手段となり得なかった。

１９２５年P. HubbardとF. C. Field[10]は、アスファルト混合物の交通荷重による変形が、せん断に対する抵抗性によって支配されるとし、相対的な安定性を決定するための試験法を開発した。これが今日でいうハバード・フィールド法であり、特に後年粗骨材をも含む混合物にも適用できるよう修正したものに対してオリジナル法と呼ばれるものである。

１９２４年にはアスファルト舗装技術者協会（A. A. P. T）が創設され、第１回の会議が１９２８年ニューオルレアンズで開催されている。F. C. Fieldはこの会議でプラント出荷合材の品質管理に対して安定度試験の利用について報告している。

１９３０年代に入ってからも、表面積理論や空隙理論に基づく配合法が提案されたり、あるいは新たな力学試験による配合法が提案されたりして試行錯誤を繰り返すが、次章以下ではその主たるものと、主としてアスファルト舗装技術者協会の論文集の流れの中で配合設計法の推移を追って見ることとする。

２－４　１９３０年以降の配合設計に関する研究の推移

本節では１９３０年以降の配合設計およびそれに関連する研究について、表面積理論および空隙理論に基礎を置くものに区別してその推移を追うこととする。なお１９２０年代において既に抬頭した力学試験による配合設計の発展については次節において取りまとめることとした。

１９３０年以降の配合設計に関する研究を一覧すると、第２次世界大戦を境として大きく変化することに気付く。つまり表面積理論に基礎を置く研究は１９４０年頃を境としごく一部の研究を除いて激減し、配合設計はいわゆる空隙理論を基礎とし、施工性をも考慮した中で力学試験に基礎を置く合理的設計法へと努力が払われる。そこで１９３０年以降、第２次大戦終結までと、大戦以降今日に至るまでに区分して、その推移を追うこととした。

２－４－１　１９３０年以降第２次大戦までの歴史

1. 表面積理論を中心とした最適アスファルト量の研究

Richardsonによって提唱された表面積理論は、Hubbard, MacNaughton等の空隙理論で衰退するものの、砂利道あるいは土砂道の道路油あるいは液体アスファルトを用いた路上混合による舗装工法で形を変えて利用されるようになる。

１９２７年、C. L. MckessonとW. N. Frickstadt[11]は液体アスファルト（ＳＣ）

731

を用いた路上混合方式の舗装から骨材粒度と最適アスファルト量の間に次式の関係 のあることを示した。

$$P = 0.015a + 0.03b + 0.17c \quad (1)$$

ここに　P ；必要なオイル量（％）

a ；2.0㎜ふるいに止まる骨材（％）

b ；2.0㎜ふるいを通過し0.074㎜ふるいに止まる骨材（％）

c ；0.074㎜ふるい通過量（％）

カルフォルニア州でのこの式は、やや貧配合となることで1935年、SCあるいはMCを対象として次式の通り修正された。

$$P = 0.02a + 0.045b + 0.18c \quad (2)$$

しかも、粗粒混合物で5㎜ふるい通過量が50％以下で、0.074㎜ふるい通過量が4～5％の骨材の場合右辺第3項を0.2cとし、細粒混合物で5㎜ふるい通過量100％の場合は同じく0.15cと改めた。さらにアスファルト乳剤を利用する場合は

$$P = 0.05a + 0.1b + 0.50c \quad (3)$$

とした。

これ等の経験式はとりも直さず表面積を粒度で表示したものであって、路上混合工法などでは利用価値があったものと思われる。

これと同様の式は1932年のニューメキシコの公式[12]がある。

$$P = 0.02a + 0.076b + 0.15c + 0.20d \quad (4)$$

ここに　P；アスファルト量（SC，MC）

a；0.3㎜ふるい残留量（％）

b；0.3㎜ふるい通過，0.15㎜ふるい残留量（％）

c；0.15㎜ふるい通過，0.074㎜ふるい残留量（％）

d；0.074㎜ふるい通過量（％）

これ等の式は骨材の質，特に細粒分の質の相異により大きく変動することはいうまでもなく、あくまでも単なる目安であって最終的には現場の技術者の経験にたよるところが多かった。

そこでこのニューメキシコ公式を修正したのがネブラスカ州のR．E．Bollen[11]である。彼は骨材およびフィラーの質について検討を加え1937年次式を提案している。

$$P = A \cdot G(0.02a) + 0.06b + 0.10c + S \cdot d \quad (5)$$

ここに　P；アスファルト量（％）

A ； 0.3㎜ふるい残留骨材の吸収率によって定まる係数

G ； 0.3㎜ふるい残留骨材の単位体積重量によって定まる係数

S ； フィラーアスファルトの浮遊試験によって定まる係数

a ； 0.3㎜ふるい残留量（％）

b ； 0.3㎜ふるい通過、0.15㎜ふるい残留量（％）

c ； 0.15㎜ふるい通過、0.074㎜ふるい残留量（％）

d ； 0.074㎜ふるい通過量（％）

ここで係数Sについては種々の実験から次式を求めているものの、係数AおよびGについては相関性を見い出すまでには至っていない。

$$S = \frac{0.27\ A}{F} \qquad (6)$$

ここに A ；アスファルト量（重量）

F ； 0.074㎜通過のフィラー量（重量）

以上のように骨材粒度に注目して表面積を知り、最適アスファルト量を求める方法は、後年ヨーロッパにおいても行なわれるが、決して精度のよいものではなかった。つまり、骨材粒度や形だけでなく石質の問題も影響するであろうし、当時すでに骨材を被膜する適正厚さは、粒径が小さくなるに従がって薄くなることや、粒径だけでなく骨材表面性状によっても適正被膜に差の生ずることや、ふるい分けが重量で行なわれる以上に骨材比重によって最適アスファルト量に大きな差の生ずることが知られていた。[13)]

このような中で1934年H. G. Nevitt はより正確に表面積法により最適アスファルト量を求めようとした一人であった。彼は先に述べたふるい分けによる表面積決定のための欠点を避け、最適アスファルト量を決定するために6種類の因子を選び次式を示した。[14)]

$$P = M \cdot W \cdot S \cdot F \cdot D + V \qquad (7)$$

ここに P ； 液体アスファルト量

M ； 骨材のアスファルト吸収係数

W ； 骨材とアスファルトの密度から決まる係数

S ； 平均的な骨材粒子の形状から決まる係数

F ； アスファルトの粘度によって決まる被膜厚係数

D ； 骨材の表面係数

V ； 骨材間隙量から決まる係数

彼はこれ等の係数を求めるために、表3点と図2点を与え、骨材間隙率に関しては12%以上の場合について修正係数を示した。これらの係数は多くの実験から求めたものではあるものの、やはり最終的には現場の状況に応じて修正が必要であるとした。

第2次大戦後になると、このような表面積理論に基礎を置いたアスファルト量決定方法はヨーロッパでも行なわれるが、その代表的なものはM. Duriez と J. Arrambide によるもので谷藤の文献[15]に詳しい。

1927年A. R. Ebberts によって行なわれた研究は[16]、1934年T. E. Stanton Jr.と F. N. Hveem の研究[17]へと受け継がれ、1941年F. N. Hveem [18]による遠心ケロシン当量（CKE）による密粒度混合物のアスファルト量決定法の研究へと発展する。この方法はその後もデータの集積と改良が加えられ、今日では骨材の表面積は勿論のこと粒度、粗骨材の表面容量、アスファルトの種類などを組合わせ、図表を用いて最適アスファルト量を求める方法に改善されている。この方法は表面積理論に基礎を置く設計法としては最終的なものといえよう。

2. 模型実験あるいは在来舗装調査による配合と供用性の関連性の研究 ― 経験の定量化

1930年代に入ると模型あるいは実物大の輪荷重による回転走行試験が行なわれるようになり、配合と安定性、特にわだち掘れ現象との関連に関する研究が行なわれると同時に，供用性の良好な道路、ひびわれ破壊を生じた道路あるいは流動を生じた道路などから試験をして、その物理的性状あるいは力学的性状との比較研究が行なわれるようになる。このような研究成果から加熱混合物にとって粒度および空隙特性、アスファルトの質と量の重要性の裏付けが行なわれていく。

1933年、C. A. Carpenter は制御しうる条件下で舗装（この当時はいまだローコストロードを対象としていた）の供用成績、主として流動と配合の関係に関する研究を行なっている。彼は自動車タイヤを荷重とする円型走行試験機（直径12フィート、輪荷重800～1,600ポンド）により、アスファルトの質とアスファルト量がわだち掘れ深さに与える影響について研究を行ない、浮遊試験によってアスファルトの質が定量できることと、アスファルトの質によって最適アスファルト量に差のあることを示した[19]。一方、同年H. F. Kriege と L. C. Gilbert は Carpenter と同様の試験装置を小型化したもの（Kriegil Minitrack Test ）を試作し、今日でいうホイールトラッキング試験を行なった[20]。その結果最も重要なことは締固めの程度、つまり密度であり、骨材の粒度は勿論のこと、形状、表面性状、強度が混合物の構造強度に関係するとした上で、最大安定度を

734

得るアスファルト量の存在することを指適し、さらに過剰なアスファルトは混合物中において潤滑油の役割りを果し不安定なことを示した。

Carpenterと同様の試験は、１９３５年アメリカ砕石協会のA．T．Goldbeck[20]によっても行なわれている。彼はアスファルトを含まない砕石のみについても、変形に対する抵抗性に関して検討を加え、粒状材料の安定性が石質一定であれば粒度、特に5㎜フルイ通過量によって支配され、その通過量が多くかつ0.15㎜フルイを通過するような細粒分を多量に含むものほど、輪荷重による変形が大であるとした。さらに“Amiesite”（J．H．Amiesによる特許舗装で、MC系のカットバックアスファルトと消石灰をフィラーの一部に用いたもの）について実験を行ない、1）溶剤の減少、2）消石灰の増加、3）アスファルト量の減少、4）アスファルトの針入度の低減、がより高い安定度を持つ混合物とするとしている。彼はまた１９３４年秋ワシントンD．Cの道路部が実施したWisconsin通りでの各種材料を用いた試験舗装と同じ材料を用いた舗装を供試体とし、実験を行ない、加熱混合型の細粒度および粗粒度アスコンが摩耗および流動変形に対して最も強いことを示した。

この時代までの安定度試験は、Hubbard－Field、Skidmore、Emmons－Anderton、McNaughton、Besson等すべて静的条件下での混合物の変形に対する抵抗性を相対的に比較するもので、かつ比較的細粒の混合物たとえばシートアスファルトを対象としたものであった。しかしながらこの頃より徐々にアスファルトコンクリートへと移行していたことと、動的条件下でなければ変形挙動の正確な把握が不可能と考えられたことからこの種の試験研究が行なわれ始めたといえる。

R．Vokacは１９３６年よりシートアスファルト混合物の物性理論、力学的性質と実際の供用性との間の相関性に関する研究に着手し１９３８年にその最終結果を取りまとめた。[21]この研究では、混合物の密度、空隙率、Hubbard－Field安定度、Skidmoreせん断抵抗、一軸圧縮強度、弾性限界弾性係数、永久変形などについて検討が加えられた。彼が得た結論は、1）供用特性と混合物の空隙率との間には明瞭な関係が見い出せなかったこと、2）研究に用いた試験は、いずれも混合物の良否を判定するのに有用であったが、なかでも圧縮試験が最も信頼できることであった。

このようにシュミレーション試験あるいは在来舗装調査は、アスファルトの老化に伴なうひびわれの発生に関する研究[22]や、混合物の曲げ破壊強度および弾性係数に関する研究[23]にも利用され、これまでの単なる経験が定量化されていく方向を与えた。

3. 適正粒度に関する研究

骨材粒度は混合物の諸性質に及ぼす基本的性質であることから、適性粒度あるいはその表現方法に関する研究も盛んになる。１９世紀にあたっては、Richardson、Dow 等が粒度の重要性を説いたが、１９０７年には、Fuller と Thompson[24]の最大密度を得るための粒度に関する研究、あるいは最大安定度を得るための粒度としてはTalbot－Richartの研究が知られる。しかしながらアスファルト混合物とした際の挙動もしくは性質と粒度との関係に関する研究は少ない。

１９３９年、R. Vokac[25] は全米各地および南米に至るまでの産地から取りよせた骨材を３つの粒度に分類し、望ましい粒度を決定するために圧縮試験および空隙測定を行なった。その結果骨材粒度を、１）適性なもの、２）利用可能なものの決して満足でないもの、３）いかなる利用あるいは施工方法をとっても満足でないもの、とに区別した。それらを示したのが表２－４である。

表２－４　３型式の骨材粒度範囲

フルイ目の開き（mm）	ふるい通過量（%）					粒度曲線中央５０%部分のこう配
	6.73	2.0	0.42	0.177	0.074	
１型	１００	65.3～96.7	25.1～49.7	7.2～22.6	1.5～10.3	17.7～22.8
２型	１００	93.2～１００	40.9～70.7	5.4～17.0	0.4～ 2.4	31.9～46.4
３型	１００	99.8～１００	71.3～86.7	5.3～25.9	0.0～ 1.1	48.4～60.2

特に彼は半対数紙上における粒度曲線において、７５%通過粒径と２５%通過粒径の間にできるこう配が望ましい粒度に関係するとした。そのこう配をも合わせて表２－４に示した。

翌１９４０年、F. N. Hveem[26] によっても適性粒度に関する研究が行なわれ、図2－1に示すような粒度範囲が発表される。これは彼自身によって開発されたスタビロメータによる室内試験結果と過去における経験から定められたものである。図２－２は、１９３５年以来用いられてきた粒度と、１９３９年に提案された粒度を比較したもので、この粒度の差が安定度および密度に及ぼす影響を示したのが図2－3である。これからも安定度の点で改善されたことが知られる。同じ年 W. H. Campen[25] は、最大粒径が規定されれば最大密度とな

736

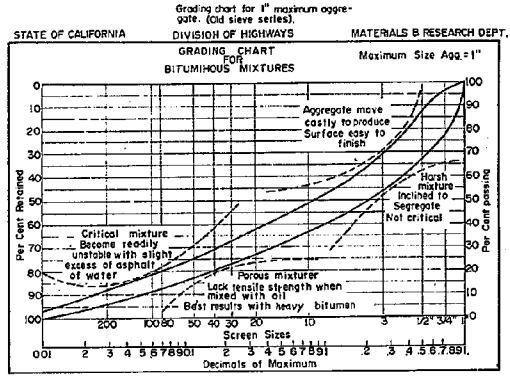


図2—1　Hveemの示した粒度範囲

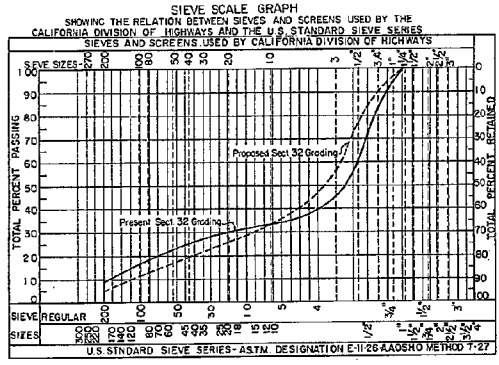


図2—2　新旧粒度の比較

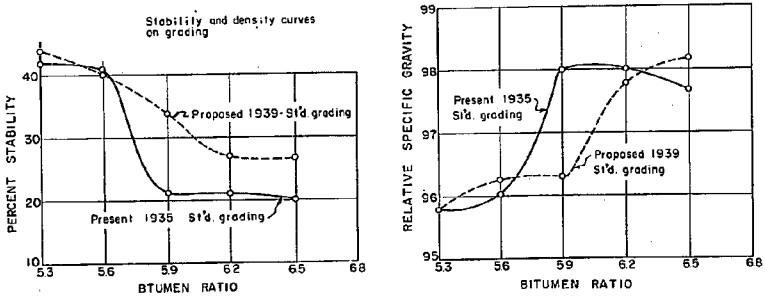


図2—3　新旧粒度の性状比較

737

る粒度曲線の基準を発表している。

以上述べてきたように、力学試験および舗装の現況調査からアスファルト混合物の粒度に関する研究が進展したのもこの時期の特徴といえよう。

2－4－2　第2次大戦以降の歴史

第2次大戦以降の配合設計に関する研究は、主として力学試験と空隙理論に基づいたものが主流を占める。特に1948年米国陸軍技術部隊によってマーシャル試験の現場確認が行なわれると、アメリカの多くの州はこの設計法を取り入れることになる。周知の通りこの設計法は力学試験と同時に、混合物の物理性状に対しても基準を設けたものであり、空隙理論に基づいたものと考えて良い。したがって多くの研究は、混合物の空隙量の制御、混合物の密度あるいは混合物の物理特性と安定性との関連等に関する研究が中心となり、その結果として配合設計時点での締固めと転圧による締固めの相異という研究を派生させ、配合設計と供用性との比較を行なうという努力が多くなされることとなる。また空隙量を正確に算出するためには骨材比重が基礎となることから、骨材のアスファルト吸収性あるいは吸収機構に関する研究も行なわれる。

空隙に関する研究は1947年KamptとRaischによって行なわれている。[30]
彼等は骨材粒度を種々変化させた一連の研究の中で次のような結論を引出している。1）高い空隙率を持つ混合物のアスファルトは老化の進行が早い。2）骨材の表面積はアスファルト量およびフィラー量の決定因子とはならない。3）フィラー量の増大はアスファルト量の増大にはつながらず、むしろ減少させる。4）いわゆる良い粒度というのは、かならずしも連続粒度もしくは良い粒度曲線を指すのではなく、むしろ多量の粗骨材と少量の細骨材そしてごく少量の中間的粒径をもつ混合物である。以上がKampt　等の主たる結論である。

空隙率の高い混合物に対する危険性は既に1937年にHubbardとGollombによって指適されており、[22]かといってあまりにも空隙を減少させることは施工の観点から適切ではなく、例え施工したとしても硬く、もろく、たわみ性に欠けた舗装となることは経験から認識されていた。

適正空隙は適正粒度と適正アスファルト量によって得られるわけであるが、適正空隙についても種々の研究がなされている。1930年代においてTaylorは、満足すべき混合物であるための条件として2～4%の空隙率を示し、[31]Hubbard と Fieldは1.5%～5%の空隙率を示した。[32]しかしながら、Nijbore[33]は、1947年混合物の配合と塑性の関係に関

する研究を3軸試験を用いて行なった結果から、空隙率が2～3%以下となると安定性の低下がより顕著となることを示した。一方 Weetman と Hurlburt[34] は適正な混合物とするための空隙率の上限を7%であるとした。この上限値に対しては当時既に Hubbard と Kriger[35] の研究があり、彼等によれば 6%以上の空隙率を持つ舗装に対してはシールコートを行なうべきであるとしていた。

一方古くは1940年 Endersby[36] によって、また1951年には Blott[37] によって、供用後の交通による圧密が原因で混合物中の空隙率が減少し、その結果として流動変形等の不安定な状態になることが指摘された。1954年にはノースカロライナ州でアスファルト混合物の配合設計を供用性に関する研究のため試験舗装が行なわれ Morgan によって報告されている。[38] それによれば配合設計は修正 Hubbard - Field 法によって行なわれ、主として締固め度、つまり現場密度と配合設計時の密度の比較が行なわれ、最適アスファルト量決定のための基礎資料を得ることを目的とした。1年間交通に供用した後の現場密度は配合設計時の密度の97.5%～99.1%、平均で98.1%であることがわかった。さらに1956年には、Monismith と Vallerga[39] によってニーディングコンパクターによる混合物の締固めと安定度の関係について詳細な室内試験が行なわれ、静的に締固めた混合物とニーディングコンパクターにより締固めた混合物とではまったく異なった応力—ひずみ関係となることを指摘した。また同年 Lingle[40] は空隙理論に基礎を置く配合設計の場合、供試体の締固めが最も重要であるとし、同時に理論密度を算出する際の骨材比重のとり方についても注意を喚起した。

このように締固めに関する諸問題の提起から、1957年にはA．A．P．Tで締固めに関するシンポジュームが開かれ、テキサス州道路局によって開発された機構によるジャイレトリーコンパクターが米国陸軍技術部隊によって作成され混合物の配合設計に供されるようになった。

1957年よりネブラスカ州オマハ試験所の Campen 等はアスファルトコンクリートの配合設計に関する基礎的な研究を継続的に行なう。1957年には、空隙量と密接な関係を持つ骨材間隙量と骨材粒度との関係を明らかにし、[41] 1959年には、骨材間隙量、骨材表面積およびアスファルト被膜厚と混合物の安定度との関係に関する研究を行ない、[42] さらに1963年には、アスファルト混合物のアスファルト量を支配する因子とアスファルト量決定法に関する研究へと発展する。[43] 彼等の一連の研究から次のことが明らかにされた。

1）最小骨材間隙率と表面積との間には何等関係がなく、同一間隙率であっても表面積は大きく異なる。

739

2）一般に表面積が増大すると最適アスファルト量も増大するが、表面積と被膜厚の積というように比例的に増大する訳ではない。

3）したがって表面積が増大すると、最適アスファルトは減少する。

4）一般的な混合物であれば、アスファルト被膜厚が6～8μのとき最も良好な混合物となる。

彼等はまた他の研究者のデータをも豊富に取り入れ、最適アスファルト量の支配因子を次の様に分類した。

1）骨材粒度

2）骨材の形状と表面性状

3）骨材の吸収性

4）骨材表面積とアスファルト被膜の厚さ

5）締固めエネルギー

6）空隙率の基準

7）安定度

8）交通条件および供用後の密度

骨材粒度はアスファルト量決定のための基本的性質であるとし、かつ骨材の形状や吸収性も場合によっては0.5～1.5%程度のアスファルト量の差になって現われるとした。特に空隙率を理論密度から求めるにあたっては骨材比重の取り方に十分注意する必要のあることを強調した。したがって彼等はアスファルト被膜の厚さかもしくは吸収性のどちらかを配合設計にあたって考慮すべきであるとした。そして安定度はアスファルト量決定のための基本的要因とはならず、むしろ粒度と骨材形状が安定度を左右するものとした。

このように骨材の吸収性の定量が困難なことが、再度表面積に注目することとなり、現に今日でもカリフォルニア州では遠心ケロシン当量試験（CKE試験）が用いられており、最近ではCechetini[44]によって修正CKE試験が提案されている。この研究の主たる目的は骨材表面積の測定法を確立することと同時に、骨材の吸収性を定量し、配合設計に役立てようとするものである。また粒度に関しても締固められた混合物の骨材間隙量をNijboerの図解法を発展させて、実験から得られた係数を用いて数値計算から求める方法がHudsonとDavis[45]によって提案された。簡単な計算から骨材間隙量を知ることは、耐久性に富んだ混合物とするために先ず必要なことであり粒度の検査を兼ねた配合設計のための予備設計に役立つとした。これと同様の試験はイギリスにおいても近年Lees[46]によって行なわれ、連続粒度であってもまたロールドアスファルトのような不連続粒度のものであっても、さらにはアスファ

740

ルトのような液体の存在に対しても図解法によって空隙率を算出する方法を提案している。

以上述べてきたように空隙理論に基礎をおいた配合設計法ではあるものの、同様の配合であっても材料の異なることによってその供用性には差が生じ、その原因を究明するとまた新しい問題が派生するというように、配合設計の歴史が始まって以来試行錯誤を繰返し一歩一歩合理的設計法確立へと努力が払われてきた。１９４１年、Hveem によって確立された表面積理論に基ずく設計法（ＣＫＥ試験に基ずく方法）も、１９５９年Campen によって、さらに最近ではCechetini によって再認識されようとしている。このような中でイギリスはロールドアスファルトの配合設計法を１９７３年全面的に改訂したことも興味深い。

ロールドアスファルトの設計法は周知の如く細骨材および粗骨材の粒度を規制し、アスファルト量も粗骨材量に応じて経験的に定められていたが、ＢＳ－５９４（１９７３）では細骨材（フィラーを含む）に対しマーシャル試験法を適用して最適アスファルト量を求め、つまりアスファルトモルタルの適性配合をマーシャル試験によって決定し、しかる後粗骨材の質と量に応じて最終的にロールドアスファルトの最適アスファルト量を決定する方法をとった。細骨材に対する最適アスファルト量の決定基準は、一般に行なわれているマーシャル基準とは若干異なり次の条件で最適アスファルト量としている点に特徴がある。

1）混合物が最大密度となるアスファルト量

2）混合物の骨材密度（土の場合の乾燥密度）が最大となるアスファルト量

3）最大安定度となるアスファルト量

以上３条件のアスファルト量の平均をもってモルタルの最適アスファルト量としている。また粗骨材についてはその質の面を砕石、砂利、スラグの３通りに区分した上で粗骨材量に応じてアスファルト量を修正することとした。これ等は細骨材に対しては最大密度理論、粗骨材に対しては表面積理論を適用し、従来の経験的手法を一歩前進させたものとして評価されよう。

２－５　力学試験による配合設計の推移

アスファルト混合物の力学試験は１９２１年のSmith[47]による衝撃試験に始まるとしてよいであろう。その後１９２５年のHubbardとField による一種のせん断試験が提案される。さらにSkidmore によるせん断試験（１９２９）を始め種々の力学試験が行なわれるが試験方法から大別して次のように分類される。

1）一軸圧縮試験

741

2) 三軸圧縮試験

3) 引 張 試 験

4) 曲 げ 試 験

5) せん断試験

6) 押しぬき試験（せん断試験の一種）

7) 貫入試験（せん断試験の一種）

8) 衝 撃 試 験

9) 動的載荷試験

10) その他の試験（振動、摩耗試験等）

これらの試験について代表的なものを示すと表2−5の通りである。このように多様に見える試験においても、供試体に対して何等かの形で応力を与え、変形に対する抵抗の度合を測定するという点では全て一致している。しかしながら複雑に作用する交通荷重下にあるアスファルト混合物を考えたとき、どの試験法を取り上げたとしても完全でないことは周知の通りであり、この多様化がむしろ交通荷重に対する混合物の挙動の複雑さを物語るものでもある。したがってこれらの試験法の中には、現在でも利用されているものもあるが、その多くは実情に合わないあるいは非合理的であるという理由でまったく忘れ去られたものとなってしまっている。たとえば、試験法としては古典とされるSkidmore のせん断試験は、当時の鉄輪を想定したものであり、輪荷重による圧縮によって生ずるせん断を意識したものではなかった訳けである。Hubbard−Field 法に代表される押しぬき試験もせん断の一種であり、１９５７年においてアメリカの１１州が配合設計に利用しているが、舗装のおかれる現実の力学的状況とははなはだかけ離れたものとみてよいであろう。こうした中でVokacは衝撃試験および圧縮試験を試みたうえで、圧縮試験の結果の方が舗装の良否を判定するのに役立つことを示し、Taylor もまた直接せん断試験より圧縮試験の方が価値あることを示した。

一方Lee,MarkwickあるいはPfeiffer は舗装のおかれる状況から圧縮と同様引張りに対する抵抗性も重要であるとして、曲げ試験あるいは引張り試験の重要性を唱えている。しかしながらStantonとHveem によれば引張り強さは交通荷重による破壊作用に対する基本的性質ではないとして、この時点で引張ひずみ速度の重要性を強調しており、他の研究者の多くも温度の低下に伴ない圧縮強度は増加の一途をたどるが、引張り試験は極大値を持ち、その時は著るしく強度の低下することを指摘していた。またNeumann は低温状態におかれた混合物の中には引張り応力が発生し、ひびわれ破壊は多く冬期に生ずるとして今日でいう内部応力による低温

742

破壊を指摘した。このような挙動を示す混合物を意識した上で、低温条件下における衝撃試験が取り入れられたものと考えられる。

3軸試験の基本概念は1901年AdamsとNicholsonによって大理石の変形挙動に関する研究に取り入れられたのが最初とされているが、舗装関係で3軸の概念を最初に導入したのはStantonとHveem であろう。今日でもカリフォルニア州における配合設計に利用されているスタビロメータである。その後いわゆる3軸試験がPfeiffer,Endersby等によって導入され1945年にはアメリカアスファルト協会の設計指針[78]に取り入れられるに至っている。1940年後半になると3軸試験は材料力学を利用し合理的に解析できるということから多くの研究者によって取り上げられ1949年にはスミスの3軸として知られる配合設計法が提案される。また翌1950年にはMcLeodによっても取りまとめられる。3軸試験によれば通常用いられているアスファルト量よりも若干少ないところで混合物は最大強度となるので、通常の試験に基ずく配合設計より、わだち掘れ、流動等に対して安定な設計が可能である、というのがSmithの説であった。

1948年軍事施設におけるアスファルト舗装設計のために混合物の配合設計が、いわゆるマーシャル試験を用いて行なわれ、配合設計と管理に関する検討が試験舗装によって行なわれた。その詳細はMcFaddenとRicketts によって詳細に報告され、翌1949年にはその評価がGriffithによってなされた。なお試験機の開発はB.Marshallによるもので1943年から着手されていた。

当時アスファルト混合物に要求された性質は、今日においても基本的には同様であるが、永久変形に対する抵抗性と同時に路盤の変形に追従しうる能力、つまりたわみ性であった。いわゆるたわみ性舗装の第1の利点は若干の変形に追従するということで、当時はたわみ性の評価が最も重要であったと考えられる。Nevitt によれば当時の試験方法としてはマーシャル試験が両者を最も適切に評価しうるものであるとしている。

一方では1950年McLeodによってマーシャル試験は基本的に一軸圧縮試験であるので、安定度の測定手法としてはまったく適していないと酷評を受ける。勿論マーシャルのみならず当時一般に受け入れられていたHubbard－Field,およびHveem のスタビロメータ法も同様であった。彼の反論の根底にあるものは、それぞれの試験法に力学的根拠がないということであった。彼はアスファルト混合物の安定度を支配する因子として次の8項目をあげた。

1) 載荷面に働く横方向の支持力

2) 舗 装 厚

743

3) 接地圧分布

4) 粘着力および内部摩擦角に及ぼす載荷速度の影響

5) 舗装表面とタイヤ内の摩擦抵抗

6) アスファルト層と路盤間の摩擦抵抗

7) 接地面における縦横断方向における安定性

8) 荷重条件（静止、制動、加速）

そして経験的に発展してきた先の３つの試験方法は混合物それ自体の安定性を測定しているのみであって、交通供用下の舗装とした際の安定性についてはまったく考慮されていないとした。

この論文は、当然のこととして大きな反響を呼ぶこととなり、W.C.Ricketts[73]により次の２点の理由から討議する価値があるとされた。

1) 実験室もしくは現場で確認されるべき種々の仮定条件に基礎をおいた図あるいは式について検討すること。

2) 現実に利用されている試験機および試験法、特にマーシャル、ビーム、ハバードフィールド法の不適正な点および誤解を明らかにし、現場の設計技術者の困惑を取り去ること。

そして討議の目的を1) ３軸試験に基礎を置く設計法とする前に実験室と実際の供用性との関連性を明らかにすること、2) ハバードフィールド、マーシャル、ビーム法の信頼性の確認、3) 経験から得た設計条件に基ずく方法の技術的価値の３点に置いた。

これに対し「３軸研究会」を中心に討議がよせられ、次の点でさらに研究の必要なことが提起された。

1) 実際の舗装と混合物の物理特性が比較できるよう供試体の作成方法の改善

2) ３軸試験により配合設計を行なった混合物の特性と供用性との相関関係

3) ３軸試験とこれまでに用いられてきた試験との比較

4) 現場技術者に対しても理解しうる簡単な３軸試験による設計法の転換

なお、ハバードフィールド法およびビーム法は既に２０余年の歴史を持ち、この方法で設計した舗装が現に良好な供用性を維持しているという実証があるため、この２方法は討議の対象から除外され、マーシャル法についてのみ、McLeodの誤解あるいは彼の意見に対する反論が実験データによってなされた。

以上のような推移の後、１９５２～５３年にかけてMcLeodはモール破壊包絡線による配合設計法を引続き提案する一方、３軸試験法をいち早く配合設計に取り入れたEndersbyは皮肉にも締固め方法がマーシャル、ハバードフィールド試験結果に及ぼす研究を行ない、両試験法

の比較を行なった。Goetz等は1軸とマーシャルを比較している。さらに１９５３年にはマーシャル試験による配合設計法と、オマハ法による配合設計の比較が行なわれるに至り、その信頼性は高く評価されるに至り、アメリカの多くの州にマーシャル試験が適用されていくことになる。

１９５７年におけるHRB の調査によれば表2－6に示す通り４９州のうち２０州がマーシャル試験による配合設計法を取り入れており、他の設計法によっていてもマーシャル試験を補足的に用いている州が5州あることがわかる。表2－7には安定度試験に基準を置いた当時の仕様を示した。また図2－4は当時用いられていた骨材粒度を示したものであり、州によってかなり大きな差を持っていたことが伺える。

以上述べてきたように、古くから力学試験に基ずく配合設計の努力は行なわれてきたものの、それ等の多くは非現実的であり、また力学に基礎を置いた3軸試験による方法も試験方法そのものが煩雑であることと、理論と実際の供用性との間に隔りがあることから定着せず、その中心は多くの経験に裏打ちされたマーシャル試験、ビームのスタビロメータ試験およびハバードフィールド試験へと集約されていく。

2－6　マーシャル安定度試験

マーシャル試験によるアスファルト混合物の配合設計に関する概念は、ミシシッピー州道路局の技術者であったB.Marshall によって打ち立てられたものである。その後米国陸軍技術部隊によって進展され、試験法も改善された上、試験舗装による裏付けが行なわれ設計基準が設けられたものである。陸軍技術部隊によって発展したこの設計法は、最大粒径１インチ以下の加熱アスファルト混合物にのみ適用されるものであり、実験室における配合設計と同時に、現場における施工管理にも適用しうるものであるとした。１９５８年にはASTM にも採用され（ASTM－D1559 58T）その後１９６０年、１９６２年と改訂され、１９６５年に標準試験方法として規定されるに至った。わが国では昭和３６年にこの配合設計法を取り入れ、若干の改訂を経て今日に至っている。

マーシャル安定度試験の結果より最適アスファルト量を求めるには、各試験値の基準値が用いられる。この基準値は、それぞれの機関が環境条件に応じて経験から定めているが、主たるものが表２－８である。

１９４９年に発表された米国陸軍技術部隊の基準値[10]は大規模な試験舗装から得られたもので、その後各機関の基準値の原典となったものである。この試験舗装は飛行場舗装に対するマーシャル安定度試験の適用性を検討するために１９４３年より開始されたものであった。

試験舗装に対して、飛行機の輪荷重を規定して、おのおの7.5 t、18 t、30 tの自走式スクレーパを約3,500回走行させ、舗装の供用性を観察するとともに各種の室内試験を実施した。これらの結果の一部をとりまとめ示したのが表2-9である。また、表より安定度とフロー値の関係および空隙率、飽和度、VMAと評価判定との関係を図示したのが、おのおの図2-5および図2-6である。表2-9の配合から見て、これらの混合物はわが国の密粒度アスファルトコンクリートに近いもので、フィラー量を変化させて目標安定度を大、中、小に変化させていることが知られる。

この試験舗装は、あくまでも空港舗装用の基準を作成するために行なわれたもので、繰返し回数が3,500回と少ない点が道路用として利用する場合に問題といえよう。なお1951年における米国陸軍技術部隊のマニュアル[81]では、タイヤ圧によって基準値を表2-8示したように変えている。またアメリカアスファルト協会の基準値[82]は、各州の基準値を参考として決定されたもので、交通量によって分類がなされた。さらにカナダの基準値は実際の道路でひびわれや流動の生じている個所より混合物を採取し、これを実験室で再加熱して締固め、その試験結果から定められたものである。

746

第２章参考文献

1) 谷藤他「道路舗装施工法」山海堂（昭和３４年）.

2) Emori, Y"A Study of Mineral Fillers in Sheet Asphalt Paving Mixture" Michigan Univ. 1927.

3) Richard, C "The Modern Asphalt Pavement" John wiley & Sons Co. 1905.

4) Foote, C.E "Practical Road Building" David Mckay, 1917.

5) Hoiberg.A.J, H.Spencer "Bituminous Materials : Asphalt, Tars, and Pitches" Vol.Ⅱ.-2, John-Wiley & Sons.1965.

6) F.N.Hveem, 山下弘美訳「古代東洋から近代西洋までのアスファルト舗装」舗装 Vol.6 №9, 1971.

7) Hubbard, P- "Cause of Shoving of Asphalt Pavement" Good Road, 11-1921.

8) MacNaughton, M.F "Laboratory Investigation of a New theory of Sheet Asphalt Mixture" Proc.of 10th Annual Conf. on Highway Engineering, Michigan, 1924.

9) Emmons, W.J & Anderton, B.A. "A Stability Test for Bituminous Paving Mixture" Proc. of A.S.T.M, 1925.

10) Hubbard, P "Practical Method for Determining the Relative Stability of Fine Aggregate Asphalt Paving Mixture" Proc. of A.S.T.M. Vol.25, 1925.

11) 土木学会関西支部「道路舗装工学」昭和３０年，土木学会関西都市研究会.

12) Bollen, R.E. "The Selection and Use of Mineral Fillers for Low Cost Roads" Proc. of A.A.P.T., 1937 (New Orleans.).

13) Hubbard, P. "Some Consideration Governing the Proportioning of Bitumen in Paving Mixture" Proc. of A.A.P.T. 1937 (New Orleans).

14) Nevitt, H.G. "Rational Design of Asphaltic-Oil Roads" Engineering News Record, 4-24, 1934.

15) 谷藤正三 "瀝青舗装の設計と施工" 理工図書、昭和３１年.

1757

16) Ebberts, A.R "Surface Area of Aggregate" 6th. Annual Asphalt Paving Conf. 1927.

17) Stanton Jr, T.E. and Hveem, F.N. "Role of Labaratory in the Preliminaly Investigation and Control of Materials for Low Cost Bituminous Pavements" Proc. of H.R.B. 12-1934.

18) Hveem, F.N "The Centrifuge Kerosene Equivalent as Used in Establishing the Oil Content for Dense Graded Bituminous Mixture" Calif. Highway and Public Works, 6-1941.

19) Carpenter, C.A "A Laboratory Service Test for Bituminous Surfacing Mixtures" Proc. of A.A.P.T., 12-1933.

20) Kriege, H.F and Gilbert, L.C "Some Factors Affecting the Resistance of Bituminous Mixtures to Deformation under Moving Wheel Loads" Proc. of A.A.P.T. 12-1933.

21) Vokac, R etal. "Correlation of Physical Test with Service Behavior of Asphaltic Mixture" Proc. of, A.A.P.T. 1-1939.

22) Hubbard, P and Gollomb, H "The Hardening of Asphalt with Relation to Development of Cracks in Asphalt Pavements" Proc. of A.A.P.T, 12-1937

23) Rasching, F.L and Doyle, P.C. "Some Recent Research on Asphalt Pavements" Proc. of A.A.P.T, 1-1939.

24) Goldbeck, A.T "Test for the Traffic Durability of Bituminous Pavements" Proc. of A.A.P.T, 2-1936.

25) Vokac, R "A Type of Aggregate Gradation for Non-Critical Asphaltic Paving Mixture" Proc. of A.A.P.T., 1-1939.

26) Hveem, F.N "Gradation of Mineral Aggregate for Dense Graded Bituminous Mixture" Proc. of A.A.P.T. Vol. 11, 1940.

27) Johannsen, E "Bitumose Dauerdecken, Stadte-bau und Strassenbau" Neue Folge, Bb. 11, 1933.

748

28) Fuller,W.B and Tompson,S.E "The Laws of Proportioning Concrete" A.S.C.E(Trans.) Vol.33 , 1907.

29) Campen,W.H. "The Development of Maximum Density Curve and Its Appricatión to the Grading of Aggregates for Bituminous Mixtures" Proc. of A.A.P.T.Vol. 11, 1940.

30) Kampf, L and R.William "A Study of Voids in Asphalt Paving Mixture" Proc. of A.A.P.T. Vol. 16 , 1947.

31) Taylar,H.N "The Design and Testing of Asphalt Paving Mixtures" J.S.C.I. Vol. 51, 1932.

32) Hubbard,Pand,Field, F.C. "The Rational Design of Asphalt Paving Mixtures" Asphalt Institute R.S No.1, 1935.

33) Nijbore, L.W. "The Determination of the Plastic Properties of Bitumen-Aggregate Mixtures and the Influence of Variation in the Composition of the Mix" Proc. of A.A.P.T. Vol.16,1947.

34) Weetman,B and Hurlburt,D "The Effect of Asphalt Viscosity on Stability of Asphalt Paving Mixtures" Proc. of A.A.P.T. Vol.16, 1947.

35) Hubbard,P and Kreiger,H.C "Some Considerations Governing the Proper Proportioning of Bitumen in Paving Mixture" Proc. of A.A.P.T. Vol.8 , 1937.

36) Endersby,V.A "Analytic Mechanical Testing of Bituminous Mixes" Proc. of A.A.P.T. Vol.11, 1940.

37) Blott,J.F.T "Aggregate Packing in Bitumen Macadam Carpets" Chem. and Ind. ,8-1951.

38) Morgan,A.D. "Bituminous Test Road for Study of Mix Design Correlation with Performance in North Carolina" Proc. of A.A.P.T., Jul.23, 1954.

39) Monismith,C.L and Vallerga, B.A. "Relationship between Density and Stability of Asphalt Paving Mixtures" Proc.

749

of A.A.P.T.Vol.25, 1956.

40) Lingle,J.J "The Importance of Thorough Compaction of Bituminous Test Mixture in Volume Design Methods" A.A.P.T.Vol.25, 1956.

41) Campen,W.H,Smith,J.R. ,Erickson,L.G, and Mertz,L.R. "The Control of Voids in Aggregates for Bituminous Paving Mixtures" Proc.of A.A.P.T. Vol.26, 1957.

42) Same Above "The Relationships Between Voids, Surface Area,Film Thickness and Stability in Bituminous Paving Mixtures" Proc. of A.A.P.T. Vol.28 , 1959 .

43) Same Above "Factors that Control Asphalt Requirement of Bituminous Paving Mixture and a Method for Determining the Proper Asphalt Content" Proc. of A.A.P.T. Vol. 32, 1963.

44) Cechetini,J.A "Modified CKE Test" Proc. of A.A.P.T. Vol.40,1971.

45) Hudson,S. Band Davis,R.L "Relationship of Aggregate Voidage to Gradation" Proc. of A.A.P.T. Vol.34 , 1965.

46) Lees,G "The Rational Design of Aggregate Gradings for Dense Asphaltic Compositions" Proc. of A.A.P.T. Vol.39, 1970.

47) Smith,E.B. "Measurement of Impact" Proc. of A.S.T.M, Vol.21,1921.

48) Milburn,H.M. "A Deformation Test for Asphaltic Mixtures" Proc. of A.S.T.M. Vol.25,1926.

49) West,W.C. "Hot-Laid Versus Cold-Laid Aasphalt Mixtures." Proc. of A.A.P.T. Vol. 2 1929.

50) Vokac,R. "Compression Testing of Asphalt Paving Mixtures." Proc. of A.S.T.M.Vol.36, 1936.

51) Pfeiffer,J.P. "Observations on the Mechanical Testing of Bituminous Road Mixtures" J.S.C.I. Vol.57 , 1938.

750

52) Lee,A.R., and Markwick,H.D. "The Mechanical Properties of Bituminous Surfacing Materials under Constant Stress" J.S.C.I., Vol. 56, 1937.

53) Neumann,E. "The Critical Examination of Bituminous Road & Transport Congress Paper №10, P.153, 1933.

54) Adam,W.G., and Murdoch,D.G. "Some Factors Involved in the Mechanical Testing of Bitumious Mixtures" Roads and Transport Congress and Exhibition, London, 1933.

55) Skidmore,H.W. "Some Low-Temperature Characteristics of Bituminous Paving Compositions" Trans. of Amer. Soc. C.E., Vol. 101, 1936.

56) Vokac,R. "An Impact Test for Studying Characteristics of Asphalt Paving Mixtures." Proc. of A.A.P.T. Vol. 6, 1935.

57) Taylor,D.W. "A Comparison of Results of Direct Shear and Cylindrical Compression Tests." Proc.of A.S.T.M, Vol. 39, 1939.

58) Tarwater,E.L, "A Roller-Testing Machine for Measuring the Stability of Bituminous Mixtures." Public Roads, Vol. 16, 1935.

59) Goldbeck,A.T., Gray,J.E., and Ludlow,L.L. "A Laboratory Service Test for Pavement Materials." Proc.of A.S.T.M., Vol.34, 1934.

60) Mack. "Rheology of Bituminous Mixtures Relative to Properties of Asphalt" Proc.of A.A.P.T., Vol.13, 1942.

61) Croeser,H.M.W. "Bituminous Mixtures" University of the Witwatersrand, Johannesburg : 1945.

62) McFadden, G, and Ricketts,W.C. "Design and Field Control of Asphalt Paving Mixtures for-Military Installations." Proc.of A.A.P.T., Vol.17, 1948.

751

63) Griffith J.M. "Evaluation of the Method of Asphalt Pavement Design Developed by the Corps of Engineers" Proc. of A.A.P.T , Vol.18 , 1949.

64) McLeod,N.W. "Canadian Investigation of Flexible Pavement Design" Proc. of A.A.P.T., Vol.16 , 1947.

65) Nijbore,L.W. "Mechanical Stalility of Bitumen-Aggregate Mixtures" J.S.C.I.,Vol.67, 1948.

66) Nijbore,L.W, "Plasticity as a Factor in the Design of Dense Bituminous Road Carpets" Elsevier Publ.Co , Amsterdam, 1948.

67) Smith,V.R. "Triaxial Stability Method for Flexible Pavement Design" Proc. of A.A.P.T. , Vol.18,1949.

68) Lee,A.R, and Rigden,P.J. "The Use of Mechanical Tests in the Design of Bituminous Road-Surfacing Mixtures : Part I-Dense Tar Surfacing" J.S.C.I.,Vol.64 , 1945.

69) Thomas,T.W. "The Testing of Asphalt Paving Specimens upon a Flexible Spring Base" Proc.of A.A.P.T.,Vol.17 , 1948.

70) Campen,W.H., and Smith, J.R. "A Study of the Role of Angular Aggregates in the Development of Stability in Bituminous Mixtures" Proc.of A.A.P.T ,Vol.17 , 1948.

71) Thelen, E. "Physical Testing of Asphalts and Similar Materials" Proc.of A.A.P.T.,Vol.18 , 1949.

72) McFadden ,G., and Ricketts,W.C. "Design and Field Control of Asphalt Paving Mixtures for Military Installations" Proc.of A.A.P.T., Vol.17 ,1948.

73) McLeod, N.W. "A Rational Approach to the Design of Bituminous Paving Mixtures" Proc. of A.A.P.T.,Vol.19, 1950.

74) Goetz,W.H., and Chen,C.C. "Vacuum Triaxial Technique

Applied to Bituminous—Aggregate Mixtures" Proc. of A.A.P.T., Vol.19, 1950.

75) Hveem, F.N., and Davis, H.E. "Some Concepts Concerning Triaxial Compression Testing of Asphalt Paving Mixtures and Subgrade Materials" Proc. of A.S.T.M., Vol. 50, 1950.

76) Hughes, E.C., and Faris, R.B. "Low Temperature Maximum Deformability of Asphalt" Proc. of A.A.P.T, Vol.19, 1950..

77) Campen, W.H. "A Study of the OTL Bearing Index Test for Bitumenous Mixtures" Proc. of A.A.P.T, Vol.19, 1950.

78) The Asphalt Institute "Manual on Hot—Mix Asphalt Concrete Paving", 1945.

79) Goetz, W.H, McLaughlin, J.F. and Wood, L.E "Load—Deformation Characteristics of Bituminous Mixture Under Various Conditions of Loading" Proc. of A.A.P.T. Vol.26, 1957.

80) H.R.B. "Symposium on Asphalt Paving Mixtures" H.R.B·RR. №7-13, 1949.

81) Corps of Eng., US Army "Engineering Manual, Military Construction, Part XII, Airfield Pavement Design" 7-1951.

82) The Asphalt Institute "Specifications and Construction Asphalt Paving for Streets and Highways".

1753

表2—5 試験の分類と主たる研究者

試験方法の分類	1920 年代	1930 年代	1940 年代	1950 年代
一軸圧縮試験（含マーシャル試験）	Milburn[48](1925)	Vokac[50][21](1936)(1937) Pfeiffer[51](1938)	Mack[60](1942) Croeser[61](1945) McFadden & Ricketts[62](1948) Griffith[63](1949)	
三軸圧縮試験（含スタビローメータ試験）		Stanton & Hveem[17](1935) Pfeiffer[51](1938)	McLeod[64](1947) Nijboer[65][66](1948) Smith[67](1949) Endersby[36](1940)	McLeod[73](1950) Goetz[74](1950) Hveem[75](1950)
引張り試験（含コヒージョメータ試験）		Adams & Murdoch[54](1933) Neumann[53](1933) Lee & Markwick[52](1937) Stanton & Hveem[17](1935)	Lee & Rigden[68](1945)	
曲げ試験		Lee & Markwick[52](1937		Hughes & Faris[76](1950)
せん断試験	West(1929)[49]	Skidmore[55](1936) Vokac[21](1937) Lee & Markwick[52](1937) Taylor[57](1939)	Thomas(1948)[69]	
押しぬき試験	Hubbard & Field[10](1925) Emmons & Anderton[9](1925)	Tarwater[58](1935)	Weetman & Hurlburt[34](1947)	
貫入試験		Wilson[59](1933) Neumann[53](1933)	Campen & Smith[70](1948)	Campen & Smith[77](1950)
断撃試験	Smith[47](1921)	Vokac[56](1935)	Thelen[71](1949)	
動荷重試験		Carpenter[19](1933) Kreige & Gilbert[20](1933) Goldbeck[59](1934)	McFadden & Ricketts[72](1948)	Goetz, McLaughlin[79] and Wood(1957)
その他				

表2－6　配合設計における安定試験の利用状況

安定度試験	機関数	補足のための試験	機関数
Marshall	20	Hubbard·Field Hveem Triaxial Comp.	3 1 1
Hveem	12	Marshall	1
Hubbard-Field	11	Marshall Immersion-Comp.	3 1
Unconfined Comp.	2	Immersion-Comp. Vibrating-Table	1
Triaxial-Comp.	2	Marshall	1
Immersion-Comp.	2	Hubbard·Field Unconfined-Comp. and Vibrating Table	1 1
Vibrating Table	2	Unconfined-Comp. and Immersion-Comp.	0
Direct-Comp.	1		
No Specific Test	5		
Total	49		

表2－7　安定度試験の基準値（１９５７年）

安定度試験	安定度 lb	フロー値 1／100 in	密度（％・理論密度）*
Marshall（ランカスター）	1000+	8－18	92－96 2)
（サウスカロライナ）	600+（中交通） 2000+（重交通）		
Hveem （オクラホマ）	35+		94－98 1),2)
（カリフォルニア）	35+		
（メンフィス）	35～50		
Hubbard.（ミズリー）	3000+		94－97 1),2)
－Field （モンタナ）	－		95－98 3)
（フロリダ）	1200（中交通） 3000（重交通）		95－98 2)
（バージニア）	1500（中交通） 2000（重交通）		90 2)

＊　理論密度決定のための比重のとり方

1）見掛比重　　2）かさ比重　　3）表乾比重

表2—8　マーシャル試験に対する基準値

試験項目＼分類	米軍技術部隊(1949)	米軍技術部隊(1951)		米国アスファルト協会(1957)			カナダ(1957)					
		タイヤ圧7 Kg/cm² の場合	タイヤ圧14 Kg/cm² の場合	重交通 超重交通	中交通	軽交通	地方道路		街路		ドライブウェー 駐車地域	バス ストップ
							軽〜中交通	重交通	住居地域	重交通		
突固め回数	50	50	75	75	50	35	75	75	75	75	75	75
安定度 (Kg)	250以上	250以上	500以上	350以上	250以上	250以上	250以上	350以上	350以上	600以上	500以上	1000以上
フロー値 (1/100cm)	50以下	50以下	40以下	20〜40	20〜45	20〜50	20〜50	20〜45	20〜45	20〜40	20〜40	20〜40
空隙率 (%)	アスコン 3〜5 サンドアスファルト 5〜7	表層 3〜5 基層 4〜6	表層 4〜6 基層 5〜7	表層 3〜5 基層 3〜8	表層 3〜5 基層 3〜8	表層 3〜5 基層 3〜8	2〜5	3〜5	2〜5	3〜5	3〜5	3〜5
飽和度 (%)	アスコン 75〜85 サンドアスファルト 65〜75	表層 75〜85 基層 65〜75	表層 75〜82 基層 65〜72	表層 75〜82 基層 65〜72	表層 75〜85 基層 65〜75	表層 75〜85 基層 65〜75						
VMA (%)							表層 15以上 基層 14以上	〃 15以上 〃 14以上	15以上 14以上	15以上 14以上	15以上 14以上	15以上 14以上
摘要												

表2—9　試験舗装の結果（C・Eのデータより抜き書きした）

混合物番	配合					1) 室内マーシャル安定度の目標（kg）	1500回走行後のコアの性状（最小・最大値を示す）					
	最大粒径（mm）	2.5 mm通過量（%）	フィラー量（%）	アスファルト量（%）	粗骨材種類		安定度（kg）	フロー値（1/100 cm）	空隙率（%）	飽和度（%）	VMA（%）	評価
10	20	45～50	2	5.6	石灰岩砕石	70	195～270	32～43	5.6～6.1	68～70	19.5～19.9	ややもろい
11	〃	〃	5	4.8	〃	160	380～440	30～48	5.3～5.9	66～68	16.6～17.1	〃
15	〃	〃	9	4.5	石灰岩砂利	250	380～500	38～40	4.6～5.6	66～69	15.0～15.7	〃
10	〃	〃	2	6.3	石灰岩砕石	70	250～330	33～45	3.6～3.9	79～80	18.3～18.5	良好
11	〃	〃	5	5.4	〃	160	435～475	35～45	3.6～4.2	75～77	16.6～16.9	〃
12	〃	〃	8	4.8～5.4	〃	250	470～550	38～53	3.1～4.4	71～81	15.6～16.3	〃
13	〃	〃	4	6.0～6.8	石灰岩砂利	70	220～360	38～55	2.1～3.9	78～88	16.9～18.0	〃
14	〃	〃	5	5.7～6.4	〃	160	295～380	38～55	2.3～3.5	79～86	16.3～17.4	〃
15	〃	〃	9	5.0～5.5	〃	250	410～555	40～55	2.8～3.6	76～82	15.1～16.0	〃
10	〃	〃	2	7.0	石灰岩砕石	70	280～320	43～55	2.6～3.3	83～86	18.9～19.5	やや流れやすい
11	〃	〃	5	6.0	〃	160	405～440	45～53	2.6～3.4	81～85	16.3～17.5	
12	〃	〃	8	6.0	〃	250	400～430	60～65	2.7～3.3	81～84	16.9～17.4	流れやすい
13	〃	〃	4	7.5	石灰岩砂利	70	210～255	58～78	2.3～2.5	87～88	19.2～19.4	
14	〃	〃	5	7.1	〃	160	245～288	58～78	2.2～2.7	86～88	18.3～18.7	

1）片面のみ15回突き、静荷重2.5 tによる。

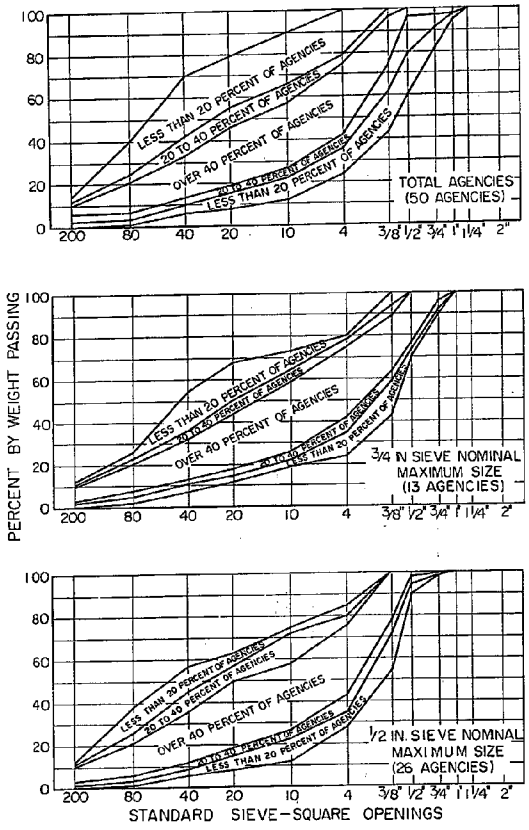


図2—4　各機関で用いられる骨材粒度

758

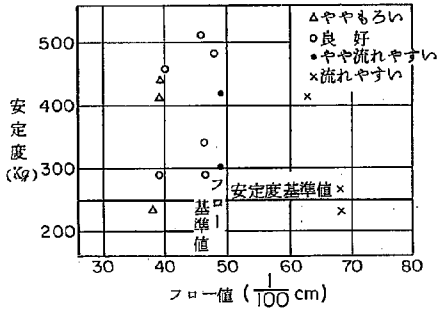


図2—5　安定度・フロー値と評価
（C．Eのデータより作成）

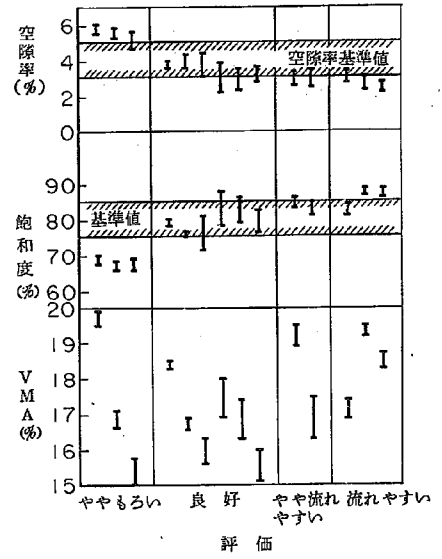


図2—6　空隙率、飽和度、ＶＭＡと評価
（C．Eのデータより作成）

759

第3章　アスファルト舗装の破壊と加熱
アスファルト混合物に必要な諸特性

第3章　アスファルト舗装の破壊と加熱
アスファルト混合物に必要な諸特性

3－1　概　　説

アスファルト舗装の破壊を考える場合には、現実の道路舗装に見ることのできる様々な路面性状の形態について、その原因別に分類しその因果関係から対応策を検討するのが一般的である。この原因についても、舗装構成要因、荷重要因、環境気象要因等が複雑に関係していると考えられる。本章では、アスファルト舗装の破壊の分類について歴史的経緯の考察に加えて、我国の道路舗装における経験的事例に基づく破壊分類の提案とこのような破壊に対応すべきアスファルト混合物の具備すべき諸特性について述べることとする。

3－2　アスファルト舗装の破壊の分類

アスファルト舗装の破壊の分類の歴史はかなり古く、１９２４年P.Hubbard[1]による簡単な次図に端を発して以来様々な分類が提案された。

破　　壊 ─┬─ ひびわれ（cracking）
　　└─ 押し出し（shoving）

１９５５年にはＢ．Ａ．Ｖallerga[2]による本格的な分類図が提案され、詳細な破壊の原因が記述されている。

１９６２年にはＮ．Hveem[3]が近年の破壊分類の基礎となった分類を提示し、翌年にはさらにこれを体系化して図３－１[4]を発表している。

図をみても知れるように、一次原因、二次原因、メカニズムに言及し、複雑な因果関係は余すところなく記述されているといってよい。

１９７２年には、Monismith[5]による現在で最も新らしい分類が提案され、図3－2のような簡略化された形で表現されている。

諸外国のこうした歴史的経緯に比べ我が国では、アスファルト舗装の破壊の分類に関し、我が国の経験に即したものが提示されていないのが実情である。

著者はこうした実情に鑑み建設省の多くの試験舗装その他の破壊形態を基に、平易で、改善策に即応できる分類として図３－３を提案した。

図3－3はアスファルト舗装の破壊の形と主なる原因とを示したものであり、その形は我々が目

761

でみて判断できる現象である。一般には２次的破壊が発生してこれらが重なりあっている場合が多く、図中①の表層の流動に対してひびわれがともなうことがあり、②の路床、路盤の流動に対してはひびわれ、分解をともなうことが多い。これらに続く主なる原因とは設計、施工によるものを示し，この他に勿論、気象条件が入る。⑤の平滑は忘れがちであるが交通を安全に迅速に通過させねばならない点より舗装の一種の破壊であると考える。

3－3　アスファルト混合物の具備すべき諸特性

図3－3に示したアスファルト舗装の破壊の原因より、アスファルト混合物に必要な諸特性を求めると次のようになる。

(1) 安　定　性
(2) 耐　久　性
(3) たわみ性
(4) 疲労抵抗性
(5) すべり抵抗性
(6) 透水性または非透水性
(7) 破断（引張）強さ

これらの特性以外に、施工の面からみた混合物の作業性は最も大きな要素の一つである。しかし、ここではすべての混合物の諸特性は通常の適切な施工法をとる限り問題はないと考え、むしろいかなるアスファルト混合物も上記の諸特性のそれぞれが充分に発揮できるように適切に施工される必要があり、この状態においてその混合物が最高の寿命を確保できると考える。

1）安　定　性

安定性は混合物の配合設計時に第一義的に考慮される特性で、載荷による変形に対する混合物の抵抗性と定義される。この変形とは次に示す事項によって生じる永久変形または塑性流動を意味する。

(a) 比較的高温における低速載荷重による側方流動
(b) 車線区分交通の繰り返し載荷によるわだち掘れ

１９２４年、MacNanghton[6]はシートアスファルトの安定性の支配的要因として、次の３項目をあげている。

(a) 骨材粒子の噛み合わせ
(b) 骨材接触による摩擦抵抗

1762

(c) 骨材粒子間のアスファルト被膜の粘性抵抗

HveemとVallergaは安定性に影響する要因を要約しており、これを一部修正したものを図3－4に示す。[7]

2) 耐 久 性

耐久性は、老化や水を含む気象作用に対する抵抗性および交通によるすりへり作用に対する抵抗性であると定義される。気象作用の影響[8]としては次のようなものがあげられる。

(a) 揮発、酸化、重合、分離および縮合などの原因によるアスファルトの諸性質の変化

(b) 水および水蒸気の作用による混合物の変化

気象作用の影響を最小にするには、経験からアスファルト量を多く、骨材粒度を密粒度にしてよく締固め、不透水性の混合物にすることが必要である。充分なアスファルト量は、交通車両のけん引力、またはすりへり力に充分耐えるだけの引張力を有し、混合物として充分一体となっていなければならない。

また骨材の耐久性も重要で、[9]施工中や交通に供されたときに加えられる力による破壊や劣化に充分抵抗しうるものでなければならない。

3) たわみ性

たわみ性は混合物がひびわれを生ぜず、長期間にわたる路床、路盤の変形などに順応する能力であると定義される。しかし、この特性がアスファルト舗装体の最も特質的なものであるにもかかわらず、明確な見解がなく、長期にわたる順応性と同時に繰り返し荷重下での疲労抵抗性も含んでいるものもある。[10]

長期間の沈下の例は、下層の軟弱化や圧縮性の土の圧密による沈下、または舗装体の下層の各層の交通により異なった締固めを受けることに起因する不等沈下である。たわみ性については、アスファルト混合物中のアスファルト量を多くし、骨材粒度を比較的オープン(密粒度の逆)にすることによって増進できると考えられる。

4) 疲労抵抗性

交通の繰り返しの多い重交通路線の舗装では、その材料が受ける弾性変形から、アスファルト混合物にひびわれを生じさせる。初期段階ではこのひびわれはその舗装の永久変形と全然関係ないと考えられ、この種の舗装破壊についてはHveemが詳しく起述している。[11]疲労によるひびわれの発生は、アスファルト混合物の諸性質によるばかりでなく、舗装を構成している各層の厚さや特性の他、舗装の受ける繰返し荷重の大きさ、振幅、数など多くの要素に関係する。したがって疲労抵抗の性質を調べるためには、舗装構造の全挙動を考えなければならない。すべての

混合物には疲労が生じる。疲労ひびわれの開始は、混合物内に生じた引張応力または引張ひずみの頻度、繰り返し回数の少ない大きな応力またはひずみのどちらかに関係する。

現実の供用性研究などから、混合物のアスファルト量と混合物密度は疲労抵抗に明確に影響を与えると考えられ、アスファルト量が多く、空隙が少ないほど舗装寿命は長くなると考えられる。

5) すべり抵抗性

すべり抵抗性はいろいろな環境条件のもとで、ブレーキをかけて適切な距離内で車両の停止できるに十分な摩擦を与えるアスファルト舗装混合物の表面能力と定義される。すべり抵抗性についても、混合物要素の他に油膜のような表面の汚れ、過剰な水膜、雪、氷などの諸要素があるが、これらの要素を認識しつつ、基本的に混合物自身のタイヤと舗装の接触面におけるすべり摩擦係数を充分保証できるよう考えるべきである。

一般的に大きなすべり抵抗は、安定性を大きくするのに寄与する要素と同じものによって増大される。すなわち、アスファルト量を比較的少なめにすること、また表面のきめの粗いポリッシング作用に抵抗力のある骨材を用いることである。

6) 透 水 性

アスファルト混合物の透水性とは、空気、水および水蒸気の混合物中への出入りの容易さであると定義される。したがって、不透水性の高い混合物ほで長期の耐久性をもち、先にあげた耐久性と同義であると考えることができる。混合物の不透水性について、耐水性に寄与すると同じ要素、すなわち、アスファルト量の多いこと、密粒度、よく締固めることなどが影響をもつと考えられる。

7) 破断(引張)強さ

破断強さは、引張力を受けたとき混合物の示す最大強度と考えられる。この強度は温度と載荷時間に左右され、一般に温度が低く、載荷速度が速くなるほど大きくなる。[12] 現実的には、表面は低温で、春先におけるように表層以下の層が凍結融解などによって比較的軟弱なときに重交通荷重を受ける場合や、[13] 混合物の温度変化、骨材吸収による容積変化、表層以下の層の容積変化によるひびわれ発生の可能性を評価する際には、破壊強度が重要となってくる。[14]

以上の様な特性は互に相乗作用、相反作用を有し、複雑な破壊要因に対応してアスファルト舗装が長い寿命を保つためには重ねて要求される特性間に、供用目的、地域特性、交通条件に相応したバランスが図られなくてはならない。図3-5 は著者がこれらの諸特性相互間の関係を概念的に図示したものであり、混合物タイプごと各特性間のバランスを図る指標を与えるものである。

764

参 考 文 献

1) Hubbard, P "Research Work to Improve Asphalt Paving Mixture" Municipal and County Engineering, 11—1924.

2) Vallerga, B.A. "On Asphalt Pavement Performance" Proc. of A.A.P.T Vol 24, 1955.

3) Hveem, F.N "Closing Statement of 1st. International Conf. on the S.D.A.P' 1962.

4) Hveem, F.N, Zube, E and Skok, J "Proposed New Tests and Specifications for Paving Grade Asphalts" Proc. of A.A.P.T. Vol. 32, 1963.

5) Monismith, C.L "Moderator's Report of Session II of 3rd. Internal. Conf. on the S.D.A.P." Vol. 2, 1972.

6) MacNaughton M.F. "Laboratory Investigation of New Theory of Sheet Asphalt Mixtures" Proc. of 10 th Annual Conf. on Highway Engineering, 1924.

7) Hveem F.N. "Types and Causes of Failure in Highway Pavements", H.R.B Bull. 187(1958).

8) R.R.L. "Bituminous Materials in Road Construction" H.M.S.O, London(1962).

9) Moanenzadeh aud Goetz, "Aggregate Degradation in Bituminous Mixtures" H.R.B. Rec. №24(1963).

10) Monismith C.L. "Flexibility Characteristics of Asphalt Paving Mixtures" Proc. A.A.P.T., Vol. 27(1958).

11) Hveem F.N. "Pavement Deflections and Fatigue Failures. H.R.B. Bull. 114(1955).

765

12) 菅原，上島，森吉，
"曲げ試験から求めたアスファルト合材の強さおよびスティフネスについて"
第２３回土木学会年次学術講演会講演概要(Ⅳ)（昭和４３年）．
13) 金谷，山下，山之口，
名神高速道路調査(2)舗装 VOL.3,VOL.3,NO.7（昭和４３年）．
14) Haas R.C.G and Toppec T.H.
"Thermal Fracture Phenomena in Bituminous Surface"
H.R.B.Spec.Rep.NO.101(1961).

766

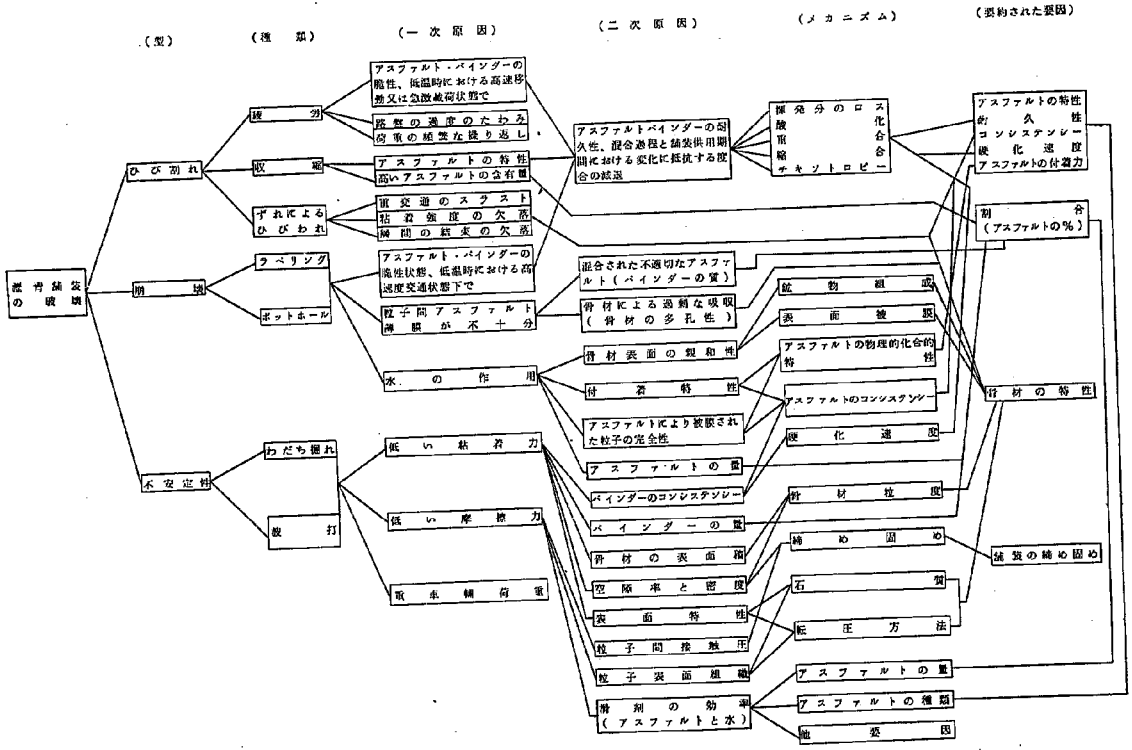


図3—1　瀝青舗装の破壊の分析（HVEEM & ZUBE & SKOK）

T617

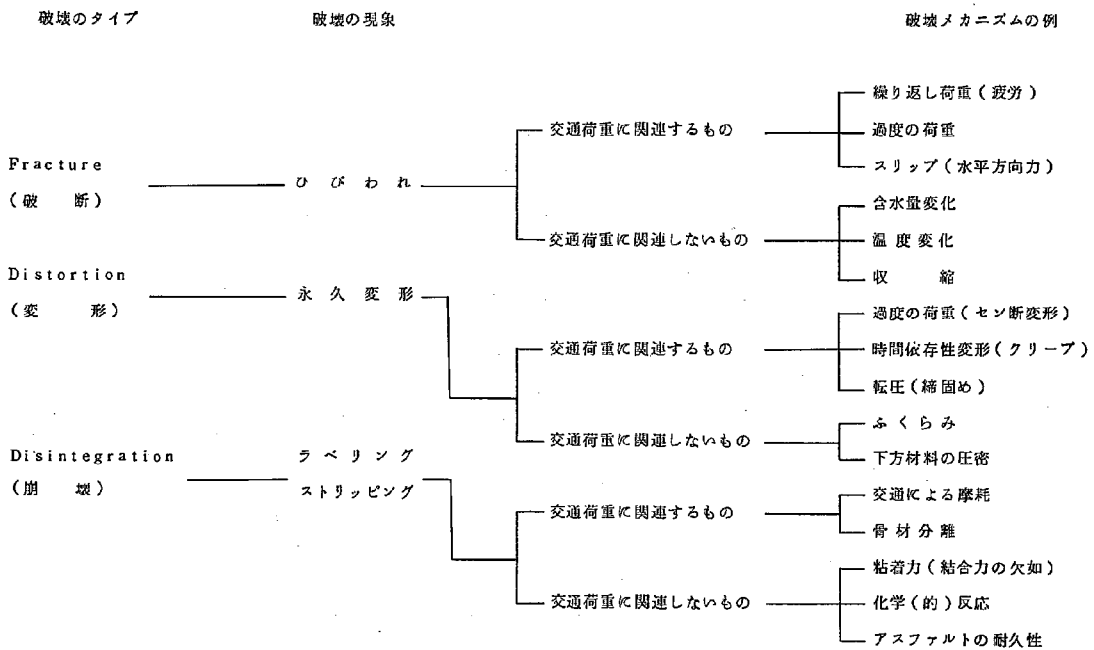


図3—2　アスファルト舗装に関する破壊の分類

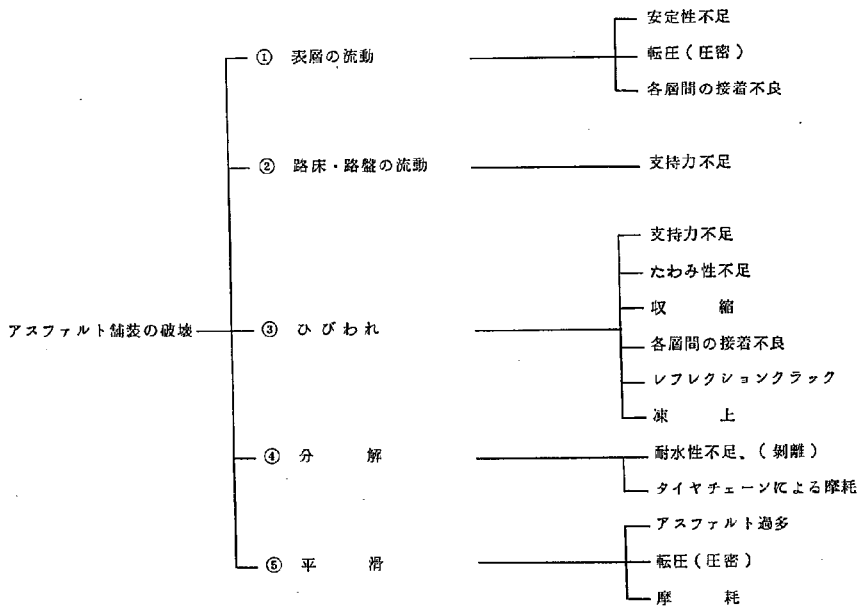


図3—3　アスファルト舗装の破壊の分類

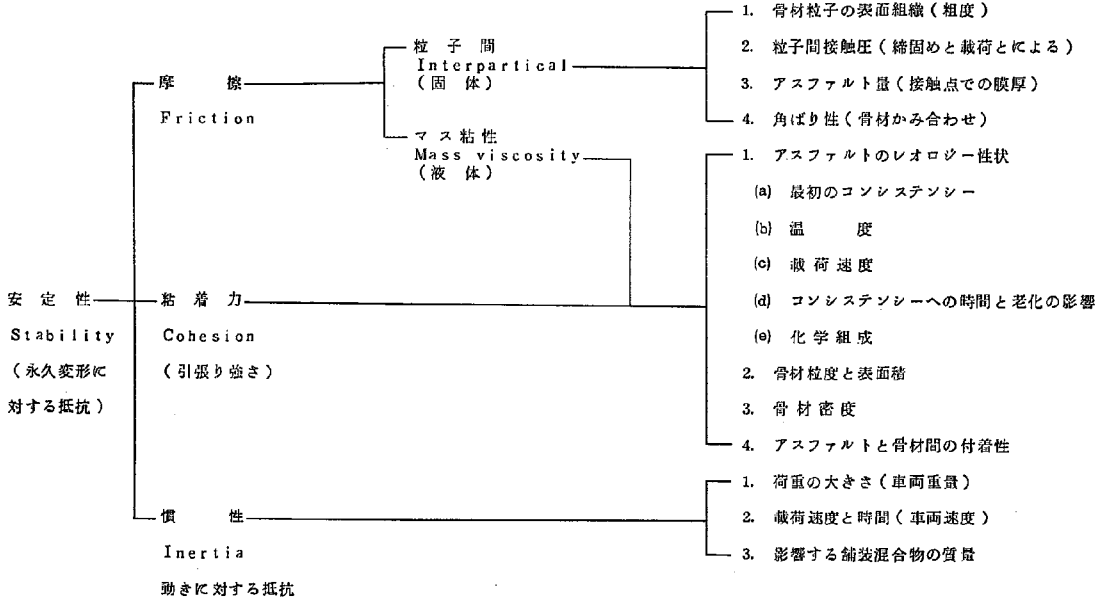


図3—4　HveemとVallergaによる安定性に影響する要素（一部修正）

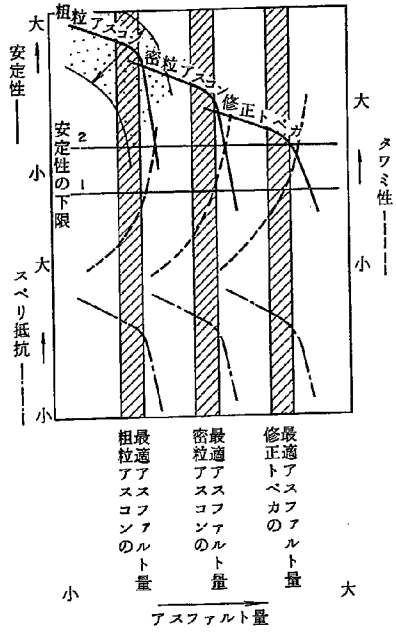


図3—5　各混合物のアスファルト量と性状の変化

771

第4章　配合設計に関する因子

第4章　配合設計に関する因子

4－1　概　　説

一般にアスファルト舗装の表層や基層に用いられる加熱アスファルト混合物（以下混合物という）は、次のような性質が必要である。

(i) 波やわだち掘れのような変形（流動）を起こしにくいこと（安定性）。

(ii) ひびわれを生じにくいこと（たわみ性）。

(iii) 車両がすべりにくい表層を与えること（すべり抵抗性）。

(iv) もろくなりにくいこと（耐老化性）。

(v) ばらばらになって飛散しないこと（耐水性）。

(vi) タイヤチェンなどよりすり減りにくいこと（耐摩耗性）。

(vii) 施工しやすいこと（施工性）。

これらの性質は、施工性を除いていずれも混合物の供用性状に係わるものであり、混合物に作用する交通、環境による外力によって生じた現象でもある。これらの現象は混合物を構成している骨材、フィラー、アスファルトの種類、品質ならびにこれらの配合によって異なったものとなる。

前者の外力を支配する因子群を外部因子とし、後者の混合物の潜在的な特性を支配する因子群を内部因子と呼ぶならば、以上の混合物の供用性状は外部因子と内部因子の相互の作用によって定まるものであり、いずれか一方の因子で左右されるものではない。

したがって、混合物の配合設計は2つの因子群、すなわち外部因子と内部因子の関連を明確に把握することによって、当を得た配合設計が原則的に可能であるといえよう。

一般に配合設計の具体的な作業は、内部因子の取扱いに終始するものであるが、これは経験的、実験的に内部因子に与える外部因子の影響を考慮して、内部因子の評価基準を定めていることによる。

本章では、混合物の配合設計における外部因子に重点をおいて述べ、内部因子として材料、配合の一般論について簡単にふれることにする。外部因子は交通に関する因子群と環境に係わる因子群に大別して考えることができる。交通に関する因子群としては、交通量特に大型車交通量、車両の通過位置分布、車線数と車線幅、導流交通のほかに場所的な要素、すなわち信号交差点、バスストップ、曲線部、登坂路さらに駐車場などが挙げられる。環境因子としては、原則的には気温、降雨、雪などが考えられる。混合物の配合設計における内

717

部因子としては、混合物を構成する各材料、すなわち骨材、アスファルトの品質に関するものがある。

4－2　舗装温度

4－2－1　概　　説

アスファルト混合物は、結合材として用いるアスファルトが熱可塑性材料であるため高温時に軟化しわだち掘れなどの現象が生ずる。アスファルト舗装の温度は気温の高低、降雨の有無、日照の有無などの気象条件によって基本的な支配を受けると考えられる。わが国において正確にアスファルト舗装の温度を長期間に渡って測定した例はそれほど多くない。

本節では、昭和３６年に建設省土木研究所（千葉支所）構内で測定した結果を基本に、その後各地で行われた観測結果と比較しながらわが国におけるアスファルト舗装温度の実際について述べる。

4－2－2　観測位置および測定断面

アスファルト舗装体の温度測定結果についてわが国で報告されている観測位置は表４－１の通りで、それらのうち千葉、北海道における舗装断面は、図４－１の通りである。(1), (2), (3), (4)

なお、千葉、北海道の気象条件の比較を表4－2に示した。(5)

4－2－3　測定結果

(1)　舗装体内温度の日変化

昭和３６年に土木研究所千葉支所構内で測定した結果を示すと図4－2、図４－３の通りである。(1)

図４－２、図４－３は昭和３６年１月、８月における代表的な晴天、雨天の日の舗装温度の変化を示す。温度変化は正しい正弦曲線とはならず日中の温度上昇、下降の勾配が大きく、夜中は温度変化が小さい。また舗装の深さ方向の温度勾配も日中に大きく８月においては夜中の２～３倍の値を示している。測定位置Ⅶの地中では全体にほとんど日変化がみられず、一年を通じてゆるやかに温度変化が行なわれている。雨天の日は晴天の日に比較して最高温度は低く、最低温度が高くなり日温度振幅は小さい。大田らの結果は図4－4,の通りで傾向はほぼ同様である。

(2)　最高最低温度の頻度

図4－5は千葉地方の測定結果から得た年間を通じての測定位置１、Ⅲ、Ⅴにおける最高、最低温度の頻度を示す。

074

舗装表面の最高温度は6°C より60°C にまで分布するが、58～60°C の最高温度を示す日数は1年に3日、50°C 以上になる日は1年に51日でそれぞれ全度数の1%、15%である。同じく表面の最低温度が0°C以下になる日数は1年に22日で全度数の7%である。最高温度は舗装の深さとともに低くなり、アスファルトマカダムの底面（深さ 10cm）では最高温度は50°C をこえない。最低温度は深さとともに高くなり、同じくアスファルトマカダムの底面では0°C 以下になる日はない。

(3) 気温と舗装温度

千葉測候所において測定された日最高、最低気温と、その日の舗装表面の最高、最低温度を1年にわたって比較したのが図4－6、図4－7である。千葉測候所は土木研究所千葉支所よりやや海岸寄りに位置しているので千葉支所構内の気温といくらかの差があると思われるが、気温の測定は行なわなかったので測候所の資料を利用した。図4－6、図4－7より最高気温が高いほど舗装温度が高い傾向はあるが、同じ気温に対して舗装温度は約±10℃の変化がある。舗装表面の最高温度は「最高気温×1.7」となる。図4－6の最低気温と舗装表面の最低温度の関係は図4－6に比較して相関性が大きく、同じ気温に対して舗装温度の変化は約±3°C 程度で、「最低気温×1.2」となる。

大田らの測定では図4－8、図4－9の通りで、表層内の温度まで対比してみるとほぼ同様の傾向を示している。大田らはこの結果から次のように述べている。

(a) 日最高気温と舗装表層の日最高温度の関係

気温が高いほど舗装の温度も高くなり、その度合いは観測地点によって多少異なる。全観測地点の平均では、およそ「気温×1.6」が舗装温度となっている。

(b) 日最高気温と舗装中間層の日最高温度の関係

全観測地点の平均ではおよそ「気温×1.4」が舗装温度となっている。

(c) 日最高気温と舗装基層の日最高温度の関係

全観測地点の平均ではおよそ「気温×1.2」が舗装温度となっている。

(d) 日最低気温と舗装体各層の日最低温度との関係

全観測地点の平均では、各層ともおよそ「気温＝舗装温度」となっている。

(e) 観測した年による違い

気温と舗装体温度との関係では、舗装体の層や観測地点によって多少の差があるが、年別（41年と42年）による差はないように思われる。

(4) 舗装温度の年間頻度

千葉地方の測定データについて2時間ごとに求めた舗装温度を温度巾5°C ごとに年間頻度百分率として示したのが図4－10で、図4－11はこれを累加百分率として示したものである。また図4－12は1月、4月、5月、8月、9月、10月、の頻度百分率を示す。図4－10より舗装温度の年間頻度百分率は梯形状の分布を示し、測定位置に関係なく、5～10°Cより30～35°Cの間の頻度がもっとも多く、またほぼ一定であると考えることができる。表層のアスファルトコンクリートが50°C以上になる頻度は約1％、表層表面のみが50℃以上になる頻度は2.6％である。したがって1年のうち舗装表面が50℃以上になる時間はのべ9.5日、表層5cmが50°C 以上になる時間はのべ3.7日にすぎない。0℃以下になるのべ日数も同様に計算できる。また図4－11より舗装温度がある温度以上あるいは以下になるのべ日数を計算することができる。15°C～35°Cの間で、こののべ日数は深さに関係なくほぼ一定である。この前後において深さの影響があらわれていることは興味深い。図4－12より舗装表面の温度が45°C を越えるのは5月～9月の間であることがわかる。

大田らの結果を示すと図4－13、図4－14の通りで傾向は同様であるが北海道という点より－5°C～20°C 程度の温度の頻度が最も多くなっている。(2)

千葉と北海道の結果を対比すると、舗装温度の年間頻度の百分率で見て千葉よりも北海道は約10°C 低い状態にあると見ることができる。

4－2－4 考　　察

わが国でアスファルト混合物の配合設計に用いられている安定度試験では、一般に舗装の最高温度と考えられている60°C を採用することが多い。しかし、舗装の温度が55～60 °C 近くになる時間は年間を通じて極めて短期間である。また表面からの深さに応じて最高温度は低くなり、表面より10cm下では50°C を越えることはまずないと考えられる。

一方、交通荷重によるアスファルト舗装の高密度化および塑性流動を考えると図4－15のように相対的に見て非常に短期間である高温時に進行している。(6)したがって耐流動に対する配合設計を合理的に進めるには、

(1) アスファルト混合物の耐流動性に対する温度の影響度の把握

(2) (1)で考慮すべき温度以上になる頻度（％）の把握

さらにこの期間に通る交通量の把握が必要となる。千葉地方における測定例に基づいてこの関係を検討して見ると以下のようになる。

アスファルト混合物の耐流動性に対する温度の影響度については、屋内実験によってかなり定量的につめることができる。

たとえば、図4－16に示すように温度、荷重をパラメータにくり返し回数と永久変形との関係をとればよい。図4－16は英国道路研究所がROAD MACHINEを用いて行なった実験結果である。[7] ROAD MACHINEの諸元は表4－3の通りである。

図4－16において、わが国の法定最大輪荷重5tonに近い5100Kgの場合について、最初の10.000回くり返しの温度の影響度を比較すると、20～30°C に対して30～40°C は約7倍、40～50°C は約20倍となっている。仮りにこの傾向を50～60°C まで外挿してみると50～60°C では20～30°C に対して40倍以上になるであろう。千葉地方の年間の舗装温度分布をみると、図4－11より20～30°C、30～40°C、40～50°C および50～60°C について、それぞれ28、17、7、3％となっている。

今、交通量が定常状態にあるとして上記の例を用いると、各温度分布帯の舗装の永久変形に与える影響度は表4－4のように計算できる。

30～40°C の分布帯は高温安定性について一見無視できるように考えられがちであるが、この例ではその分布の広さから舗装の永久変形について50～60°C の分布帯と同程度の影響度を与えている。したがって、合理的な配合設計に結びつけるには、各地方において舗装温度を測定して、確率論的に舗装温度の舗装の永久変形に与える影響度を決める必要があろう。

4－3 交通荷重

4－3－1 概　　説

交通荷重は舗装構造の設計にとっては勿論、アスファルト混合物の配合設計における必要条件を考える場合にも外部因子としては、その直接的な影響度の強さから第1にあげられるものである。本節では、交通量、輪荷重、車輌通過位置、走行速度、加速および減速などの特性の実態を各種の測定例を用いて述べる。

4－3－2 輪　荷　重

わが国の車輌は道路法および車輌制限令によって、車輌総重量＝20t以下、軸重＝10t以下、輪荷重＝5t以下に制限されている。しかし急速な経済活動の活発化は輸送貨物の絶対量の急激な増加を生みだし、一方輸送経済をできるだけ節減するあるいは節減せざるを得ないという情勢から大型トラックの過大積載が半ば公然化する事態となった。昭和40年代に入って過大積載を防止する各種措置が積極的にとられたが、現在においても満足すべき状態には至

っていない。

したがって、わが国の交通状況としては大型車混入率が多いとともにそのかなりの部分が法令の許容最大輪荷重を超過しているという特徴を有している。これは舗装構造の早期破壊ばかりでなく、アスファルト舗装路面の塑性流動に対しても大きな問題である。

(1) 輪荷重の舗装破壊効果

アスファルト舗装要綱によれば、舗装構造の設計の際に用いられる交通量は５t輪荷重換算輪数（輪／日・１方向）の１０ケ年間における総通過回数としている。５t輪荷重換算輪数は次式で与えられる。

$$N=\Sigma n \times \alpha_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここに　N：５t輪荷重換算輪数（輪／日・１方向）

n：各測定輪荷重（P_i）ごとの測定輪数（輪／日・１方向）

α_i：５t輪荷重の場合を１とした場合に P_i t輪荷重が舗装を破壊する割合で $(\frac{P_i}{5})^4$ で示す。

Nの値が大きくなるほどより厚い舗装構造が要求される。過載によって２割増しの６t輪荷重を示す車は $(\frac{6}{5})^4$ ＝2.1倍の破壊効果を与え、反対に２割減の４t輪荷重を示す車は $(\frac{4}{5})^4$ ＝0.4倍とその破壊効果は半分以下に減少する。一般に舗装設計の際、大型車のみに注目する理由がここにある。

なお α_i で示される輪荷重の破壊効果は、ＡＡＳＨＯ道路試験における縦断方向の凹凸度、ひびわれ度、パッチング度、わだち掘れ深さなどの総体的な評価から得ているものであり、わだち掘れだけに対する破壊効果としては当然異なる値をもつと考えられる。

(2) 輪荷重の実測結果

昭和３７年より建設省土木研究所において輪荷重の自動測定装置の開発を進め、３９年に実用化の段階に達した。[8]その後この装置が全国各地に設置されるようになり、輪荷重分布の実態が順次明らかになってきた。

この測定装置を利用した最初の測定は関東周辺の国道（１７号線、４号線、６号線）において実施した。[9]測定は昭和３９年１１月２４日から１２月１５日にわたって、各地点とも２４時間測定を、上り車線で行なった。

これらの結果は表４－５、に示す。４、６、１７号国道での最大輪荷重は１０～１１tと非常に大きくなっている。特に大型車輌（普通トラック、大型バスの積載状態時）について見ると、大型車輌中５t以上の輪荷重の占める割合は、４号線で４７％、６号線で６０％、

778

１７号線で７１％となっている。特に１７号線の場合、大型車輌中を占めるダンプトラックの割合は大きい。ダンプトラックの後輪荷重（積載時）の頻度分布を１７号線について調べたのが表４－６である。　これからも積載時ダンプトラックは５t輪荷重以上を占め、平均７t台であり、８t輪荷重以上が１４％も占めることを示している。

昭和４７年度に行なった輪荷重に関する全国調査結果を示すと図４－１７、図４－１８、図４－１９の通りである。[10]図４－１７によると、法定輪荷重５tを越える輪数は、車両１００台に 7.4回、８tを越える輪数は、約1回あることがわかる。１２t以上、１４t以上といった輪重を有する車両があることも過去の測定におけると同様に認められた。

各調査地点の最大輪荷重についてまとめてみると図４－１９から明らかなように、最大輪荷重が１２～１４tの地点が最も多く、設計輪荷重８tを７５％以上も越える最大荷重が１４t以上の地点が全体の１／３もあることがわかる。

以上の調査結果から、過去に行なわれた輪荷重の測定結果と同様、昭和４７年の段階でも、全国のほとんどの地点で、法定重量を越える車両が走行していることが確かめられ、輪荷重を法定以下に押えることは極めて困難であることが明らかである。

世界的にみた日本の実態を示すと表４－７、表４－８の通りで、許容軸荷重を超過している大型車の率ではそれほど目立たないが最大輪荷重は極めて大きいことがわかる。[11]

４－３－３　輪荷重通過位置

アスファルト舗装のわだち掘れは車輪通過位置が固定化するほど発生しやすく、車線幅がせまく交通量の多い道路ほどきびしい状態になる。またわだち掘れは数mm程度であってもひとたび発生すると走行性の関係から、通過車輪がさらに集中しやすくなり、いわゆる導流化（Channelization）を起こすことになる。したがって、車線幅、車線数によって輪荷重通過位置の固定程度がどれくらいになるかを知ることは重要なことである。表４－９、表４－１０、図４－２０、図４－２１は昭和４７年に各地建が測定した結果である。[10]

各地点において実測された輪荷重通過位置とその頻度との関係をヒストグラムで表わした結果、ほぼ正規分布することが認められた。車線の内側寄りのレーンマークより実測した左側車輪通過位置までの距離a（図４－２０、図４－２１参照）をその平均値および標準偏差で整理してみると表４－９に示すとおりになる。

昭和４６年度の調査から２車線と４車線では通過位置aの標準偏差に差があること、aの平均値および標準偏差と車線幅の間にはある程度の相関性があることが認められた。そこで、車線数ごとに通過位置aの平均値／車線幅およびaの標準偏差／車線幅の平均値を求めるととも

1779

に通過位置の分布を車線幅bに関して表示してみた。

その結果、４７年度は２車線道路では、通過位置aの平均値は0.７３b、標準偏差は0.09bで、４車線道路ではaの平均値は0.６９bで２車線に比べいくらか内側によっており、aの標準偏差は0.１３で２車線に比べばらつきが大きいことがわかる。図４－２０、図４－２１はこれらを図示したものである。

車線間の走行分布を片側３車線の高速道路における５t輪荷重の分布としてみると第１走行車線＝８７%、第２走行車線＝１２%、追越車線１%、また２車線の場合は走行車線＝９４%、追越車線＝６%である。[12]したがってわだち掘れは走行車線を重視すればよいことが明らかである。

４－３－４　車両の走行速度および加速，減速

アスファルト混合物の安定性は応力と変形の関係で表現されるが、これには温度と載荷速度だけでなく載荷モードが大きく影響する。すなわち、温度と荷重を一定に保持した繰返し載荷のもとでは載荷速度の遅いほど、また載荷時に発生する水平方向ひずみの大きいほどアスファルト混合物の変形は進む。したがって、アスファルト舗装は車両の走行速度が遅いほど、また加速や減速で表面にスラストの働くほど表面に変形を生じやすい。

図４－２２は、北大の菅原らがホイールトラッキング試験機を用いて、アスファルト混合物に単位変形量を起こすに必要な載荷回数（動的安定度）と載荷時間の関係を示したものである。[13]図４－２２より、載荷時間の長くなるほどすなわち走行速度の遅いほどアスファルト混合物の変形の早いことがわかる。低速度交通の多い道路、特に坂道、曲線部、交差点とその前後などに路面変形が多いのはこれらが加味されるためである。

４－４　骨　　材

４－４－１　概　　説

骨材はその生成過程から天然骨材と人工骨材に分けられる。破砕、フルイ分け、水洗等の人為的作業は伴なうが自然な状態のままで用いられる岩石からなる材料を一般に天然骨材といい、材質を物理的または化学的に変化させるような操作を人工的に行なわせてできた材料を通常、人工骨材という。

天然骨材には砂利、砂、および岩石または玉石や砂利を破砕した砕石（山砕）、玉砕、それらをさらに破砕した砕砂（スクリーニングス）、微粉砕した石粉（フィラー）などがある。

780

人工骨材には鉱物を原料にして特殊な方法で溶融して作られた軽量骨材、明（有）色骨材や、スラグのように副産物として得られた骨材などがある。

骨材はその粒径の大きさによって粗骨材、細骨材、フィラに分けられ、アスファルト舗装では2.5㎜フルイを境界として、それより大きいものを粗骨材、小さいものを細骨材という。さらにこれより細かい、主として0.074㎜ふるい通過量の多いものをフィラー（ダスト）と呼び、一般には石粉を用いている。

骨材はその石質、形状、粒度などがアスファルト混合物の性状に大きな影響を与えることになる。このことはアスファルト混合物に占める骨材の容量からも言えることで、重量で約90～96%、容積で約80%以上の量を占めているので、骨材の選定は、そのまま舗装の性状を左右することになる。

一方骨材の枯渇化は最近特に激しく、その品質は従来に比して劣化の傾向にある。積極的な地方材料の活用という現実的な問題に直面しているので、難かしい点ではあるが、主要幹線の表層用として良質骨材の確保は将来も含め最重要事項の一つと考えられる。

現在アスファルト舗装の骨材としてもっとも広く用いられているのは砕石、砂、石粉などの天然骨材であるので、ここではこれらについて規格、必要性状を述べる。

4－4－2　骨材の規格

(1) 粗　骨　材

日本工業規格（ＪＩＳＡ５００１道路用砕石）では砕石の品質に関して次のように規定している。

砕石は玄武岩、安山岩、花崗岩、硬質砂岩、硬質石灰岩または、これらに準ずる石質の岩石か、あるいは最大寸法の3倍以上の大きさの玉石を原石とする。砕石は均等質であり、清浄、強硬、耐久性があって、ごみ、どろ、有機物などの有害量を含んではならない。そして砕石の材質としては13～5㎜ふるいの粒径でＪＩＳＡ５００１規定の試験方法で表4－11に合格しなければならない。[14]また道路用砕石のＪＩＳには規定がないが解説の項で有害物含有量の程度として表4－12を示している。一方アスファルト舗装要綱には耐久性、および特に有害物含有量を吟味するときの限度の一例としてそれぞれ表4－13、表4－14を示している。[15]砕石の粒度にはＪＩＳ規格として表4－15がある。しかしこの規定に適合しない粒度の砕石であっても他の砕石、砂、石粉などと合成したときの粒度が所要の混合物の骨材粒度に適合するならば使用できるとされている。砂利の品質規定は上記を準用し、スラ

781

グは比重、吸水を除き他は上記規定を準用する。また親水性骨材はアスファルトの被膜が水によってはがれる傾向にある。骨材とアスファルト被膜との付着性は骨材の性質とアスファルトの性質とに関係する。過去の実績から付着性に問題があるとき、とくに付着性をたしかめなければならないときは、付着性に関する試験を行なう必要がある。

砕石はその地方に固有の産物であるから、実際問題として経済性に支配されて選択の範囲が限定される。たとえば吸水量が規定の３％以上でも現場の近くに産出するものでは使用を考慮すべきであろう。この場合には使用前に規格試験はもちろんのこと、その他の試験も行ない、あるいは試験施工などによってその使用方法を十分検討しておくべきである。また砕石工場を視察し、均一な砕石が生産されているかどうか確認しておくことが是非とも必要である。

(2) 細 骨 材

細骨材は川砂が一般的であるが砕砂（スクリーニングス）、海砂、山砂なども用いられている。アスファルト舗装要綱による細骨材の規定はその用途に応じ、清浄、強硬、耐久的で、適当な粒度をもち、ごみ、どろ、木くず、有害物などの有害量を含まないもの、と一般的な記述にとどまっている。ただし日本道路公団仕様書には土の液性、塑性限界試験（ＪＩＳＡ１２０６）でＮ・Ｐ（nonplastic）と耐久性（安定性）として減量１２％以下の規定を設けている。

要綱では耐久性や硬さなどの規定を特に設けていないが、それは砂が岩石の風化によって生じたもっとも抵抗性のある鉱物からなっていることが関係しているようである。しかし川砂は同じ採取場でも採取位置によって粒度などが変化しやすいので十分調査しなければならない。場合によっては土木学会のコンクリート標準示方書における砂の規定、あるいは道路用砕石のＪＩＳＡ５００１のスクリーニングスの規定を参考にして判断することが必要である。

(3) 石　　粉

石粉は石灰岩粉末または火成岩類を粉砕したもので、水分 1.0％以下で微粒子の団粒となったもののないものとされている。標準の粒度は表４－１６のとおりである。[18]

火成岩類を粉砕した石粉は品質として表４－１７の諸規定に適合するものとしている。

石粉には上記の他にポルトランドセメント、消石灰などがあり、最近では他産業からの副産物にも石粉といわれるものがある。さらにアスベストも石粉の範ちゅうと思われる。

石粉はアスファルト混合物の空隙を充填して混合物の密度を高め、水の浸入を減じ、

骨材の移転を防止するという充填材としての役割と、アスファルトとよく混練りされ、アスファルトの靱性を高め、感温性を低くするなど物理的性質の改善という補強材としての役割があるといわれる。とくに後記するように消石灰は骨材とアスファルトのはく離防止材としての効果が強い。

4－4－3　骨材の諸性状

(1) 骨材の石質

(a) 比重、吸水量

比重と吸水量とは一般に反対の関係にあり骨材を構成する鉱物の種類が同じであるならば、比重の大きいものほど吸水量は小さくなる。比重が大きく吸水量の小さい骨材は、密実で、一般に堅硬で耐久性があるとされており、比重、吸水量の試験結果だけで、ある程度骨材の良否は判別される。

砂利、玉砕あるいは堆積砂（陸砂、山砂）の中にしばしば存在する死石、または軟石などの不純物は堅硬な骨材に比べて比重が小さいので比重を調べることによって不純物の多い骨材は判別できることになる。

吸水量は骨材の表面、内部組織の空隙の大きさや状態に関係する比較的重要な性質である。吸水量の大きい骨材は強度が劣り、凍結融解に対する抵抗性が低いとされている。しかし、これらはあくまでも一般的な傾向と解釈すべきで吸水量が大きい骨材にも堅硬で耐久性なものがあることが認められている。骨材の吸水量はアスファルト混合物の耐久性に関係するといわれる。それは吸水量の大きい骨材を使用した場合、骨材は建設時に幾分アスファルトを吸収するばかりでなく交通に供した後も時間とともになおアスファルトを吸収し続けると考えられるからである。その結果、骨材表面のアスファルト被膜はうすくなり、混合物の空隙率は高くなり、したがって実質的にアスファルトの少ない混合物となる。しかし、地方材料活用の立場から、吸水量大の骨材を使用する場合も多くなっている。この使用に当っては配合設計、施工に特別な注意を払わなければならないのは当然として、骨材の含水状態、使用アスファルト量によってさまざまな現象が現れ、単に骨材に吸収されるアスファルト量を加えるだけで解決できるとはかぎらない。なお、理想的には骨材は適当な小空隙を有し適当にアスファルトを吸収するもののほうが骨材とアスファルトがよく付着し、水なども入りにくく、耐久的であるといえよう。

(b) 骨材の硬さ

ここで述べる骨材の硬さとは、アスファルト混合物の安定性に主として影響を与える耐

1783

摩耗性、破砕強さなどをいう。

混合物中の骨材は、交通による荷重を支持すると同時に、これを下層に伝達しなければならない。骨材は施工中および交通供用開始後に破砕されたり、すりへったりする傾向があるので堅硬であることが望ましい。骨材は骨材粒子相互の接触点が荷重によって圧縮されて砕け、あるいは粒子相互の移動によるすりへりを起す、いわゆる細粒化現象を呈する。細粒化の程度は外部荷重の大きさと骨材の破砕、摩耗等の抵抗に左右される。細粒化は骨材の粒度と関係があり、粗骨材に依存する程度の大きい混合物ほど多く、とくに開粒度アスファルト混合物ではこの傾向が強くなる。細粒化しやすい骨材を用いた混合物はアスファルトの被膜が不十分となりやすく、また過度の圧密によりアスファルト表層は流動を起こしやすくなる。このように骨材は破砕、摩耗等の強さに富むことが望ましいが、この評価方法としては岩石などで行なう硬度試験のようなものではなく、一般にはロサンゼルス試験機を用いたすりへり減量で行なっている。ロサンゼルス試験法が一般化したのは偏平あるいは細長い骨材の影響や、軟らかい骨材あるいはもろい骨材の含まれている影響が結果に表われてきて、実際の供用性との相関がよいといわれるからである。

(c) 骨材表面のきめ

骨材の表面のきめ（表面性状）は後述する外観形状（立方体あるいは偏平、細長）と同様に混合物の安定性にとって重要である。粗い表面組織をもった骨材粒子は相対的に移動を起しにくく、結果として混合物の安定性を増加させることになる。しかし、これらは一般的にいえることで、たとえば一見、骨材表面粒子が粗く不規則にみえても、アスファルトと混合されたものでは粒子相互のすべり抵抗はそれ程大きくないもの、あるいは逆になめらかな砂利でも大きな抵抗を示すものもある。このことは換言すれば、骨材表面のきめを適切に評価する方法が現在ないということになり、今後の研究に待たれるところである。

(d) 耐久性および加熱安定性

ここでいう耐久性とは、主として凍結融解、乾湿、寒暖などの作用に対する抵抗性をいう。通常このような耐久性を評価する方法としては、硫酸ソーダや硫酸マグネシウム溶液を用いる安定性試験がある。試験の結果と現実のアスファルト舗装の実用性状とはどのように一致するのか明らかでないが、過去永年にわたり規格に採用されている。道路用のＪＩＳには規定はないが、道路公団のように仕様書に明記しているところもある。吸水量が小さい骨材は、この耐久性はほとんど問題とならないが、吸水量が大きくかつ凍結融解作用をうけるおそれのある場合には評価の意味が生じてくるであろう。

1984

加熱混合方式によるアスファルト舗装では、骨材はドライヤーにより加熱乾燥され、その間にかなりの高温にさらされ、過熱される可能性がある。またプラントのドライヤー中では、骨材は短期間ではあっても５００°C 以上の熱を受けることもある。このような状況においてもろくなったり変質するものは、でき上った舗装の耐久性に影響すると考えられる。図４－２３はその１例を示したものである。[19] ３００°Cと６００°C の電気炉に約１時間加熱した１０数種の骨材についてＢＳ規格の破砕試験（ＢＳ８１２）での破砕値を求め、加熱前のそれと対比したものである。ほとんどの骨材について加熱の影響が表われており、試験値は１：１の線より上方に位置している。骨材の種類による差異はあまり明瞭ではないが、３００°C よりも６００°C に加熱したときの方が明らかに破砕値は大きくなっている。実際にはこのような高温に１時間もさらされることはあり得ないことであるが、プラントでは急激に加熱されることから、室内実験で骨材が受ける温度勾配よりも急と思われる。したがって加熱後の骨材の強さを求め、この値が規格値を満足すれば十分であるとするのも一つの考え方であろう。

(e) 付着性（耐はく離性）

アスファルト混合物は水の作用下で、しかも交通による繰返し荷重下で骨材からアスファルト被膜がはく離を起こす傾向にある。この現象はアスファルト舗装の破損を生ぜしめる主要な原因の一つとされており、舗装の安定性、耐久性に関連して重要な問題である。はく離現象は骨材とアスファルトのそれぞれに固有な物理的、化学的な性質によるばかりでなく混合物の諸条件、混合物の種類、供用条件など多くの要因に左右される。

骨材は水との親和性の程度に応じて親水性骨材と疎水性骨材に区別することがある。前者はアスファルトよりも水によるぬれが容易であるため、水の作用を受けると骨材表面からアスファルト被膜のはく離が起こりやすい。このような性質は花崗岩、石英はん岩、珪岩などの珪酸分に富んだ酸性火成岩あるいはそれらを母岩とした堆積岩の骨材に多く見られる。これに対し、玄武岩、はんれん岩などの塩基性火成岩、石灰岩などのアルカリ性の骨材はアスファルトとの付着が良好で容易に水の作用を受けることがなく疎水性の骨材が多いと考えられる。

粗骨材とアスファルト間の付着性あるいははく離の傾向を知るための試験として要綱では付録に、アスファルト被膜のはく離試験方法を掲げているが、この評価は必ずしも明確とはいいがたい。そこで供用性との関連で問題点は依然として残されているが、最近では混合物での試験として、ＡＳＴＭ、ＡＡＳＨＯでは水浸圧縮試験を採用している。我が国

ではマーシャル試験を利用した水浸マーシャル試験がアスファルト舗装要綱、日本道路公団の仕様書で採用されている。

建設省で全国的にアスファルト混合物のはく離現象の調査を行なったが、その結果から舗装の供用性に及ぼすはく離の影響は路面のひびわれ、わだち掘れあるいは舗装の修繕の実態から判断してきわめて大きいものであると述べている。はく離を防止する対策としては九州地建の試験施工などの結果から材料、配合で対処する方法と、工法として水を遮断する方法を暫定規準（案）として提案している。このうち材料の選定においてはフィラーの一部に消石灰、ポルトランドセメント、アスファルトにはく離防止剤、あるいは舗装用タールを混入する。また針入度の小さいアスファルトを用いるとしている。

(2) 形状寸法

(a) 角　ば　り

不規則に角ばっている骨材は丸味を帯びている骨材よりも若干締め固めにくいが、転圧されるとよくかみ合って機械的安定性をもつようになる。つまり骨材の角ばりはアスファルト混合物の安定性に影響を与える一要因である。このかみ合いは骨材が立方形状に近いほど良くきくといわれる。開粒あるいは粗粒型のアスファルト混合物の安定性は粗骨材同志が点接触しているのみに近いので、ほとんどこのかみ合いの効果によっているといえよう。また密粒型あるいは細骨材の多いトペカなどの混合物では細骨材の角ばりが安定性に非常に影響し、細骨材全量に占めるスクリーニングスの量を３０％程度使用しても混合物の安定性ははっきり良くなるといわれる。ただし細骨材に占めるスクリーニングスの量をあまりにも増やすと、現在一般に用いている転圧方式では十分締め固めできず結果として不安定な舗装をつくることになる。

現在のところ我が国には、骨材の角ばりについての適切な評価法はないが、砕石の原石として生産する砕石の最大粒径の３倍以上の玉石と規定している。また玉砕は５㎜ふるいに９０％以上残留するもののうち重量で４０％以上が少なくとも１つの破砕面をもつものとしており、道路公団では、玉砕は２５㎜ふるいに９０％以上残留する砂利を破砕したものとする等、骨材の角ばりを間接的に規定しているといえよう。

(b) 細長、偏平

骨材の中に細長あるいは偏平な骨材粒子が多く含有していると骨材のかみ合せが劣り、アスファルト混合物は安定性がそこなわれるといわれる。図５－２４はその１例であるが、偏平骨材を１０％用いたのみの混合物は立方体に近い良好な骨材を用いた混合物に対し、

786

マーシャル安定度は約７０％低下していることを示している。[17]

また細長、偏平骨材の多い混合物にニーディング作用の一種であるジャイレトリー運動を与えると、これら骨材は混合物中で水平方向にねていたものが垂直方向に立つことが認められている。このことは、これら骨材は交通供用中に移動しやすいのではないかと懸念される。

これら骨材は、アスファルトプラントの スクリーン で目詰りを起しやすいといわれる。そこで、細長、偏平に対する骨材の有害量の規準が問題となるわけであるが、我が国ではその統一した規定がなされていない。表４－１８はアスファルト舗装要綱と公団仕様書の具体的な規定である。[18]

(c) 最大粒径

アスファルト混合物は施工法や施工厚さ、それに環境条件などによってその粒度はもとより最大粒径を適切に選定する必要があり、それは混合物の安定性に寄与することになる。最大粒径とは、重量で少なくとも９５％が通過するふるいのうち、最小寸法のふるい目の開きで示される骨材の寸法のことである。最大寸法が大きいほど材料の混合、敷きならしが困難になるとともに材料の分離を起こしやすくなり均一な層を構成しにくくなる。一方最大粒径をあまり小さくすると上記のことは改善されるが、締固めにくくなり、転圧時の混合物の移動の原因となりやすい。最大粒径は一般にごく経験的にD＝１／２～１／４d（D；最大粒径、d；一層の施工厚さ）といわれている。

適切な最大粒径は主として１層の施工厚さに関連するが、機械施工した場合、最大粒径が１５～１３㎜の混合物は最もキメのよい路面が得られしかも、路面の均一性、ち密性、機械施工の容易さなどの優位さから要綱に採用されたと考えられる。これは、最大粒径の差は機械的安定性（内部摩擦角）にそれ程影響を与えず、むしろ粒度（粗骨材量）の方が問題であるとの解釈からきていると考えられる。

(3) 骨材の粒度

骨材の粒度はアスファルト混合物の安定性や作業性などに影響を与える骨材の特性のうち、もっとも重要なものの一つである。我が国で用いられている混合物の種類には粗粒度、密粒度、細粒度アスファルトコンクリートなどの連続粒度のものが大半で、その他には粗粒度、密粒度ギャップアスファルトコンクリートなどの不連続粒度のものがある。このように混合物の種類には各種の名称が付いているが、これはとりもなおさず骨材の合成粒度を指していることになり、粒度の重要性の一端を示しているといえよう。

7817

アスファルト舗装要綱（昭和４２年度版）では粗粒度1種、密粒度2種（最大粒径２０㎜と１３㎜）のアスファルトコンクリートおよび修正トペカの計４種の混合物の粒度に限定していた。しかし、近年の混合物の需要が著しく増大すると同時に混合物の種類も非常に数多くなっており、ことに耐流動性混合物に対する要望が強く各地で試行錯誤をかさねる傾向がさらに強まっていくことが想定された。そこで現状のままではアスファルト舗装技術の混乱をまねくおそれがあったので、全国の各機関を通じて調査し、その資料から具体的な提案を行って舗装技術の標準化、省力化、合理化を図ろうとしたものが新要綱（昭和５０年版）である。

どのような粒度の混合物を選定すればよいかは基層、表層等の用途、交通条件、気象条件などを考慮して適切に判断しなければならないが、新要綱においては表４－１９に示すように混合物の種類と選定基準の標準、表４－２０には混合物の粒度などを表わしている。表４－１９の注にも示されているが、混合物の分類としては 2.5㎜ふるい通過量で分けている。混合物の粒度を考えるうえで、この 2.5㎜ふるい通過量は粗細骨材の間の重要な、そしてまた現場管理上の特性点である。2.5㎜ふるい通過量が多くなると舗装表面は細かいキメとなり、少くなると粗いキメとなる。

４－５　アスファルトおよびアスファルト量

４－５－１　概　　説

わが国の原油はイラン、サウジアラビア、アブダビ、クェート等の中東地域から輸入されるものがほとんどである。[19]中東地域の原油はパラフィン基を多く含み、これより得られるアスファルトはその性状が舗装用としてはあまり好ましいものではないといわれてきた。しかし中東原油を輸入していることは欧州諸国においても同様であり、これらの諸国でさほど問題なく使用されている。また過去２０年近くのわが国の使用実績からも最近では、特に舗装用として問題がないとされてきている。本節では舗装用アスファルトの規格とその意味について簡単に述べる。

４－５－２　舗装用石油アスファルト規格とその変遷

(1) 規　　格

アスファルトの規格としてはＪＩＳＫ２２０７（石油アスファルト）の規定があるが、舗装用石油アスファルトの規格は、日本道路協会が制定してきた。現在に到るまでに「アスフ

ァルト舗装要綱」で規定されたものは、昭和３６年版（表４－２１）、昭和４２年版（表４－２２）および昭和５０年版（表４－２３）の３回である。

(2) 変　　遷

昭和３６年規格は、低温伸度に基づいてA、BおよびC型の３種類に分類している。A型は一般にアスファルト基原油より製造したもの、B型は混合基原油より、またC型はパラフィンを比較的多く含む混合基原油より製造したものとされている。[20]

この規格によるアスファルトの選定では、C型が敬遠され、A型、B型が使用される傾向が出てきた。アスファルト中のパラフィン含有量は定量法にも問題があり、また アスファルトの使用法に留意すれば温度別伸度測定による分類は必要がなく、測定は簡素化されるべきであるという考え方から、伸度による区分は省かれる方向に進み、昭和４２年の規格改訂となった。

３6年規格にくらべ、軟化点、蒸発量、蒸発後の針入度、引火点のいずれも厳しくなっている。なお伸度は１５°C　のときのみで行うこととなり、３６年のC型を省いたものと考えることができよう。

表4－23は昭和47年6月の舗装委員会において審議されたうえ暫定規格として決定を見たものであるが、４２年規格に基づいて行われた各地の舗装の中でわだち掘れ現象の著しいものが出現するに到ったことから、それに対処するため、蒸発後の針入度比の項目を追加し、また３６年規格よりもアスファルトの品質をよくするように薄膜加熱減量、薄膜加熱後の針入度、比重の項目を追加し、軟化点、蒸発後の針入度、引火点を厳しくしている。

４－５－３　規格試験の目的と意義

(1) 針入度試験

主として常温におけるコンシステンシー（硬さ）を知るために行われ、アスファルトの種類の分級に使用されている。

針入度は、軟化点試験の結果と結びつけたり、試験温度や試験時間などの条件を変えて測定すれば、アスファルトの感温性や弾性的性状（力学的特性）を評価するのに有効な手段となる。

(2) 軟化点試験

軟化点は、ある任意の条件のもとで、ある一定のコンシステンシー（硬さ）を表わす温度であると定義される。

アスファルトは加熱されると次第に軟かくなり、ついには流れ出すようになる。軟化点

1189

（R＆B）試験はその一定の流動状態を決めておき、その流動状態に達したときの温度を決めるものである。

(3) 伸度試験

伸度は、一般に、骨材に対する接着の良否、あるいは舗装のたわみ性などを表わすインデックスと考えられている。しかしアスファルトは舗装体内で薄膜で存在していることなどから、舗装内アスファルトの品質特性を示すに必要な条件を満たす項目ではないという意見もある。

(4) 蒸発量試験と蒸発後針入度試験

舗装用アスファルトは、その使用中において加熱されるので、このような状態で長時間保持されると、加熱の間に成分の一部が蒸発し、硬化する。

蒸発量試験はこのような揮発性成分の量を示すものであり、蒸発後の針入度試験は加熱による硬化の度合を調べ、老化し易いアスファルトを除く目的のものである。

(5) 薄膜加熱試験と薄膜加熱後の針入度試験

アスファルトの耐老化性に関連あるものとして、老化し易いアスファルトを除く目的で採用された。

アスファルトは加熱溶融された後、加熱骨材と混合される時点からはすべて、アスファルト混合物中の薄膜として存在する訳である。したがって、蒸発量試験の際のアスファルト試料は針入度試験に使う試料容器をそのまま使う関係上、試料深さが約３０㎜となるのに対し、薄膜加熱試験では試料深さが約３㎜であるから、蒸発量試験よりもはるかに厳しくなっている。

(6) 蒸発後の針入度試験

５０年規格より新しく取り入れられた規格で、諸外国にはこのような規格はない。アスファルトの耐老化性を絶体値で評価するものである。

4－6 結　　語

本章では配合設計に関する因子を外部因子と内部因子にわけ、外部因子として舗装温度、交通荷重を取り上げ内部因子として骨材、アスファルトとこれらの配合としての骨材粒度を取上げた。内部因子については一般的な規格とその意味について簡単にふれた。外部因子のうち舗装温度については実測結果を示し解析した。主な結果は次のとおりである。

1790

(1) 千葉地方においてアスファルト舗装表面温度は最高６０°Cとなる。

(2) アスファルト舗装の表面の最高温度は千葉地方で「最高気温×1.7」となるが、±１０°C程度のばらつきを示した。また舗装の表面の最低温度は「最低気温×1.2」となった。この場合のばらつきは±3°Cと小さい。

(3) 年間の舗装温度の累計百分率より、千葉地方で表層のアスファルトコンクリートが５０°C以上になる頻度は約１％である。また表層表面が５０°C以上になる頻度は約３％、４０～５０°Cで約７％、３０～４０°Cで約１７％、２０～３０°Cで約２８％となった。

(4) 北海道では千葉地方より約１０°C低い舗装温度を示す。

(5) 英国道路研究所の実験結果を用いると、舗装表面温度が３０～４０°C、４０～５０°C、および５０°C以上の３温度帯について永久変形への影響度はほぼ等しいと結論された。

交通荷重については走行車輌重量計の製作により、わが国の輪荷重分布が明らかにされた。わが国では法定輪荷重を超えるものが諸外国に比して極めて多いことがわかった。また輪荷重の通過位置の分布、車輌走行速度の影響についても示した。

参 考 文 献

(1) 松野三朗「アスファルト舗装の温度について」土木技術資料、５巻５号、P.２８－３１.

(2) 大田昌昭、他「北海道におけるアスファルト舗装体の温度について」建設省技術研究会報告、２３回、P.３４３－３４８.

(3) 吉本 彰、他「アスファルト舗装体の温度」舗装，１０巻１号，P.２９－３２.

(4) 野田和弘「アスファルト舗装体の温度およびたわみ性について」試験所報告、昭和４５年度、P.５５－６２.

(5) 理科年表，昭和４６年、気８、９ 気１６、１７.

(6) J. H. Dillard「Compaction of Density of Marshall Specimens and Pavement Cores」A. A. P. T. Vol. 24,

(7) N. W. Lister「The Transient and Long Term Performance of Pavements in Relation to Temperature」Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Vol.I.

(8) 松野三朗、他「走行車輌重量計と一級国道における自動車輪荷重分布について（I）」土木技術資料、Vol.7－2.

791

(9) 松野三朗、他「国道における自動車輪荷重分布と舗装の寿命への関連について」第8回日本道路会議論文集.

(10) 土木研究所橋梁研究室「既設橋梁の耐荷力と供用限界に関する研究」建設省技術研究会報告（26回）.

(11) OECD Road Research Group「Resistance of Flexible Pavements to Plastic Deformation」1972.

(12) 高速道路調査会、舗装分科会、「路面評価と交通荷重に関する調査報告書」昭和45年.

(13) 菅原照雄、他「アスファルト舗装のRutting に関する基礎的研究－第1報」土木学会24回年次学術講演会概要第Ⅳ部.

(14) 日本工業規格 道路用砕石、雑誌「舗装」、4巻2号、P. 9－11.

(15) アスファルト舗装要綱 昭和50年版 P.32－34.

(16) 南雲貞夫「アスファルト舗装用骨材の試験法」 土木技術資料、2巻12号、P.20－22.

(17) 筑瀬 「不良な骨材のアスファルト混合物について」 アスファルト， 9巻49号，P.25.

(18) 松野三朗、他 「アスファルトに関する試験法」 建設図書，P.28.

(19) 根来一夫「アスファルトの品質について」第30回アスファルト、ゼミナール、テキスト、日本アスファルト協会、昭和51年5月.

(20) 竹下春見、松野三朗、松崎 猛、南雲貞夫「A、B、C型アスファルトの二、三の性質について」建設省土木研究所報告、106号、昭和36年3月、P.33－43.

792

表4—1　舗装温度の測定箇所

報告者	位置	測定期間	観測方法
松野三朗	千葉 土木研究所千葉支所構内	昭和36年1月 ～ 12月	打点式自記温度記録計 銅—コンスタンタン線を用いたもので、JIS規格で0.75級の精度をもつ1.0㎜の銅線およびコンスタンタン線をエナメル被覆した上にさらにゴム被覆したもの
大田昌昭	北海道 観測地点 No. / 担当建設部 / 観測地点 1 函館 37号 山越郡長万部町字旭浜地内 2 室蘭 37号 蛇田郡蛇田町字高砂 3 〃 235号 静内郡静内町字駒場 4 小樽 5号 余市郡仁木町字上山道 5 旭川 40号 士別市南町 6 帯広 38号 中川郡幕別町札内 7 釧路 44号 釧路市貝塚町地内 8 網走 240号 網走郡美幌町地内字美富 9 雄内 238号 枝幸郡浜頓別町北2—3 10 留萌 233号 留萌市礼文山町地内 11 小樽 5号 磯谷郡蘭越町地内	昭和41年 ～ 42年	電気抵抗温度計
吉本彰	京都 京都市衣笠山の南山麓の立命館大学理工学部内の一隅	昭和43年5月 ～ 44年8月	表面積50×50㎝、厚さ50㎝の舗装体の模型を作り、側面を発泡スチロールで断熱し地中に埋めた
野田和弘	東京 日本道路公団試験所構内	昭和45年7月 ～ 46年1月	3種の断面構成を有する試験フィールドを設け、それぞれの断面の深さごとにカールソンタイプの温度計を埋設

793

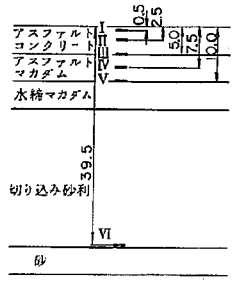


図4—1—(a) アスファルト舗装
断面および計器埋込位置(cm)

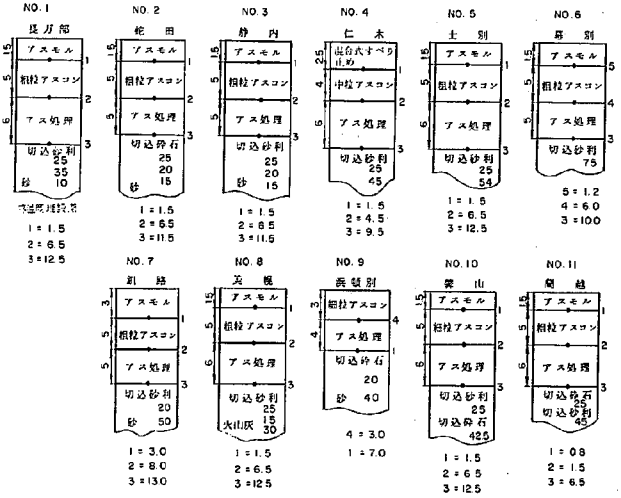


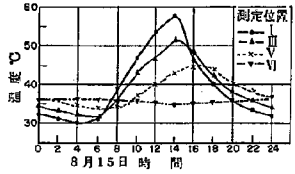
図4—1—(b) 計器埋込位置(cm)

表4—2 各位置の気象条件(気温、降水量)

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年間
千葉	上段	5.7℃	6.0	8.5	12.9	16.5	19.1	23.0	(24.9)	22.8	18.2	13.5	8.4	15.0
	下段	84mm	113	129	139	138	167	119	131	196	(250)	159	91	1,715
北海道	上段	-5.5℃	-4.7	-1.0	5.7	11.3	15.5	20.0	(21.7)	16.8	10.4	3.6	-2.6	7.6
	下段	111mm	83	67	66	59	67	100	107	(145)	113	112	104	1,136

上段 月平均気温(℃) 下段 月降水量(mm) ( ) 内は最高

1994-



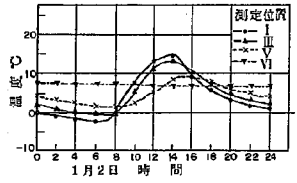
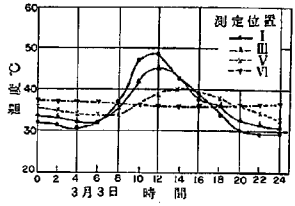


図4—2 日温度変化（晴天の場合）



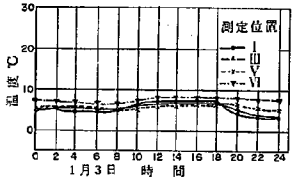


図4—3 日温度変化（雨天の場合）

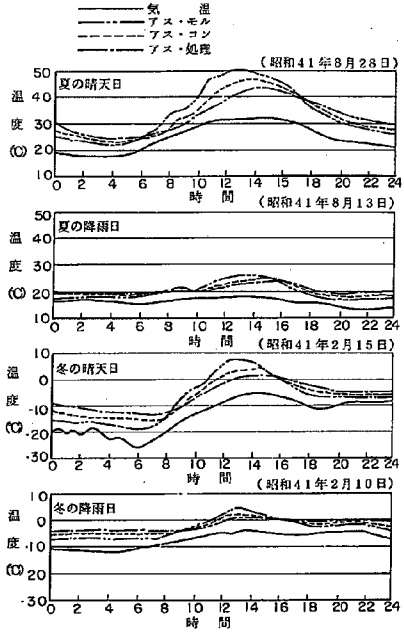


図4—4 舗装体温度の日変化例

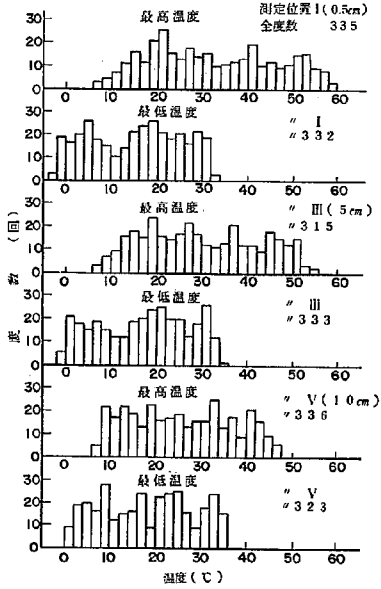


図4—5 最高最低温度の頻度

795

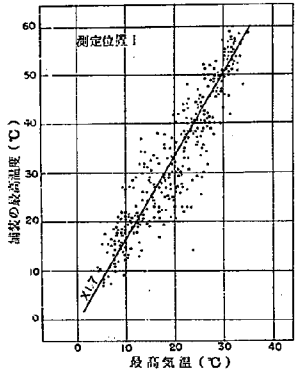
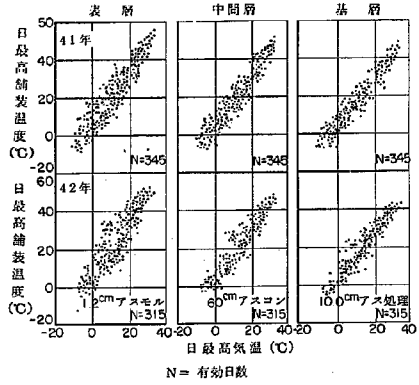


図4—6　舗装表面の最高温度と最高気温



N＝有効日数

図4—8　日最高気温と舗装体各層
日最高温度（No 6 幕別）

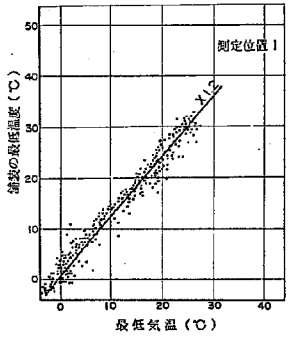
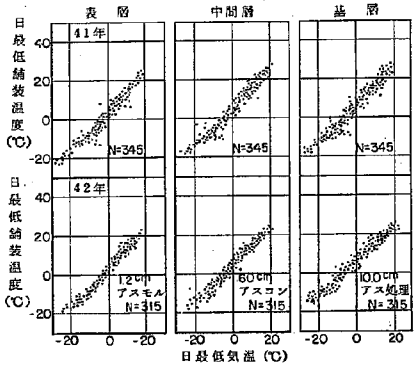


図4—7　舗装表面の最低温度と最低気温



N＝有効日数

図4—9　日最高気温と舗装体各層
日最低温度（No 6 幕別）

796

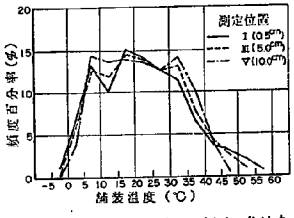


図4—10　2時間ごとに求めた舗装温度の年間頻度百分率

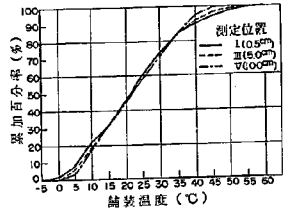


図4—11　2時間ごとに求めた舗装温度の年間頻度累加百分率

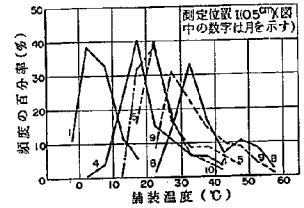


図4—12　2時間ごとに求めた舗装温度の月間頻度百分率

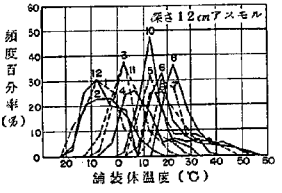
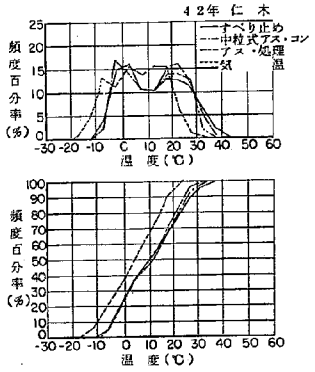


図4—13　温度の月間頻度の例（No.6幕別）



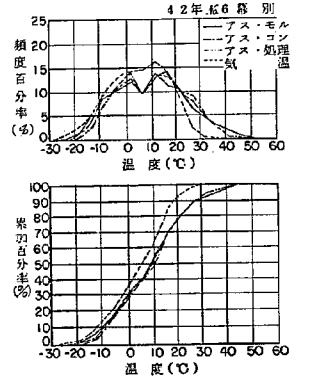


図4—14　温度の年間頻度

797

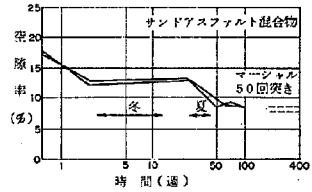


図4—15　表層空隙率の経年変化

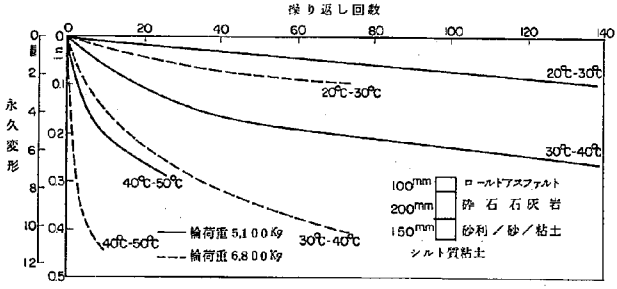


図4—16　表面における永久変形と繰り返し回数の関係

表4—3　ロードマシンの諸元

試験トラックの大きさ	直径 67.2m (220ft) 幅 3.0m (10ft)	試験温度	20～50℃
試験車輪の数、大きさ	———	供試体厚	ロールドアスファルト 100㎜ (4in.)
輪荷重	5,100㎏, 6,800㎏ (空気制御)	路盤の種類	コンクリートベースに砂利排水層150㎜,砕石ベース200㎜
接地圧	———	その他	太陽直射光線を防ぐよう周囲に屋根を設けている。 加温は赤外線ランプによる
輪走行速度	28 ㎞／h		

798

表4—4　舗装温度の永久変形に与える影響度

①温度分布(℃)	②分布割合(%)	③変形に対する影響比	④舗装の永久変形に与える影響②×③
20 − 30	28	1	1
30 − 40	17	7	4.3
40 − 50	7	20	5.0
50 − 60	3	40	4.3

＊ 20−30℃を1とする。

表4—5　輪荷重分布の測定例

輪荷重 (t)	輪数（又は軸数）			百分率（%）		
	4号線間々田	17号線吹上	6号線牛久	4号線間々田	17号線吹上	6号線牛久
0 ～ 1	7,190	12,520	7,315	52.10	50.9	64.4
1 ～ 2	3,156	4,400	1,916	22.99	17.85	16.86
2 ～ 3	1,379	3,140	953	10.00	12.75	8.38
3 ～ 4	490	754	265	3.50	3.06	2.33
4 ～ 5	616	592	208	4.50	2.40	1.83
5 ～ 6	562	974	245	4.10	3.94	2.16
6 ～ 7	305	1,008	244	2.18	4.09	2.15
7 ～ 8	80	776	109	0.60	3.16	0.96
8 ～ 9	18	351	52	0.10	1.42	0.46
9 ～ 10	2	102	43	0.01	0.41	0.38
10 ～ 11	2	5	9	0.01	0.02	0.08
11 ～ 12	0	0	1	0	0	0.01
12 ～	0	0	0	0	0	0
合計	13,800	24,622	11,360	100.0	100.0	100.0

表4—6　ダンプトラックの輪荷重分布

内訳＼輪荷重(t)	4 ～5	5 ～6	6 ～7	7 ～8	8 ～9	9 ～10	10 ～11	計
台　数（台）	0	28	70	80	40	17	0	235
百分率（%）		11.9	29.8	34.0	17.1	7.2	0	100
内訳＼輪荷重t	4 t以上	5 t以上	6 t以上	7 t以上	8 t以上	9 t以上	10 t以上	計
台　数（台）	0	235	207	137	17	17	0	—
百分率（%）	—	100.0	88.1	58.3	24.3	7.2	0	—

(注)　測定は国道17号線吹上地区での13：40～15：10の実測結果（土研）

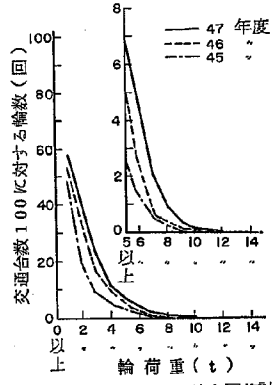


図4—17　輪荷重実測値全国集計
（39地点，のべ77日間）

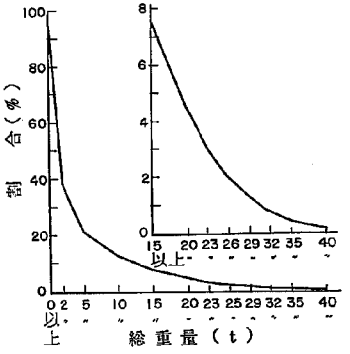


図4—18　車両総重量実測値全国集計
（12点，のべ35日間）

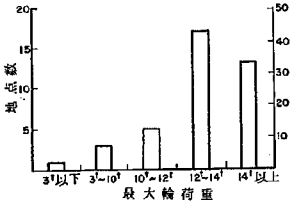


図4—19　最大輪荷重に関する集計（39地点）

200

表4－7　各国の大型車の法定軸重(1)

（1974.1.1 調査）

	最大荷重（t）	
	単軸	タンデム
オーストラリア	10	16
ベルギー	13	20
ブルガリア	8	15.5
カナダ（州によって異なる）	8.2	12.7～14.5
キプロス	5	10
チェコスロバキア	10	16
デンマーク	8	14.5
西ドイツ	10	16
フィンランド	8	13
フランス	13	21
東ドイツ	10	16
ギリシャ	8	14.5
ハンガリー	8	14.5
アイルランド	10	16
イタリー	10	14.5
日本	10	
ルクセンブルク	13	20
オランダ	10	16
ノルウェー	6	9
ポーランド	8	14.5
ポルトガル	10	16
ルーマニア	10	16
スペイン	13	14.7～21
スウェーデン	8	12
スイス	10	14
トルコ	8	14.5
イギリス	9	16
アメリカ	8(9)(2)	14.5(15.5)
ソ連	10	18
ユーゴスラビア	10	16

EECから引用（1972年討議）

(1) 大部分の国はある条件のもとでの例外を認めている。
しかしその条件は非常に様々であるのでこの表では述べない。

(2) アメリカについて、カッコの数字は1974年4月1日に採用される予定の値である。

801

表4—8　過大軸重に関する規定

	法定軸重を越える大型車の推定百分率	法定軸重に対する推定または実測最大荷重の超過率
ベルギー	はっきりした規定はないが比較的大	少なくとも50%
カナダ	州によって異なる	70%
フランス	15%（3.5%＞16t）（日交通数 6,000～15,000の主要な道路に対する推定値）	最大100%（単軸）
ドイツ	9%（単軸） 12%（タンデム）	30%まで
アイルランド	はっきりした規定はないが少なくとも10%	未定
イタリー（高速道路について）	60%	50%
日本	2.9%（単軸）	180%
オランダ	主要な道路（3,000台／日）について5.8%（0.1%—0.2%＞15t）	
スペイン	47%（1969年の全国調査）	少なくとも50%
トルコ	法定軸重を越えるのが普通	
イギリス	1%（推定）	

表4—10　測定の対象とした車両の種類

ナンバープレートの番号	車種
1	大型貨物車
2	大型乗用車（バス） 普通乗用車（11人乗以上のマイクロバス）
8	大型特殊用途車（ミキサー、クンク、消防車）
9	大型特殊車
0	大型特殊車（建設機械）

802

表4—9 輪荷重通過位置の調査地点および調査結果

地建名	測定地名	路線番号	車線数	車線幅(m)	車線右端からの通過位置αの平均値(m)		αの標準偏差(cm)		αの平均値/車線幅(%)		αの標準偏差/車線幅(%)	
北海道開発局	富良野市南富良野町 江別市野幌	38 12	2 4	3.3 3.6	2.50	2.59	27.1	47.8	75.8	72.0	8.20	13.3
東北地方建設局	秋田市山王3丁目 盛岡市愛宕町 仙台市郡山	7 4 4	2 4 4	4.2 3.25 3.25	3.32	2.26 2.23	46.6	39.3 38.5	79.1	69.6 68.6	11.1	12.1 11.8
関東地方建設局	埼玉県大里郡吹上町 川越市大仙波	17 16	2 4	4.5 3.25	2.97	2.62	31.8	28.8	66.1	80.6	7.06	8.87
北陸地方建設局	新潟市柴竹 新潟市関屋団九郎	7 8	2 4	3.3 3.6	2.61	2.47	23.1	42.7	79.1	68.7	7.00	11.8
中部地方建設局	春日井市金口 小牧市小針新田	19 41	2 4	3.8 3.5	2.75	2.32	35.1	44.1	72.3	66.3	9.23	12.6
近畿地方建設局	大津市竜ケ丘 京都市伏見区中島	1 1	2 4	4.2 3.6	2.89	2.40	41.1	48.1	68.8	66.7	9.80	13.4
中国地方建設局	浜田市久代 福山市大門町	9 2	2 4	3.3 3.25	2.49	2.46	44.1	41.8	75.5	75.7	13.4	12.9
四国地方建設局	松山市福音寺 高松市屋島西町	11 11	2 4	3.6 3.25	2.47	2.16	27.6	46.8	68.6	66.5	7.67	14.4
九州地方建設局	大分県速見郡日出町 鹿児島市宇宿町	10 225	2 4	3.75 3.25	2.72	1.90	29.1	61.8	72.6	58.5	7.75	19.0
平均値	2車線 4車線						34.0	44.0	73.1	69.3	9.02	13.02

902-208

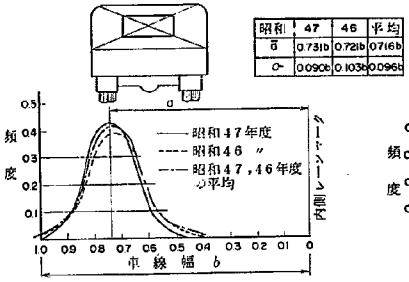


図4—20　2車線道路におけるaの分布

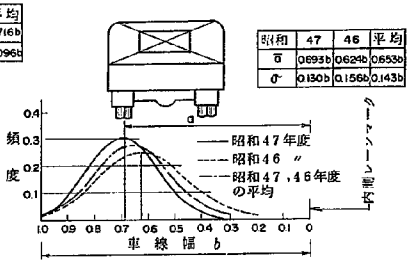


図4—21　4車線道路におけるaの分布

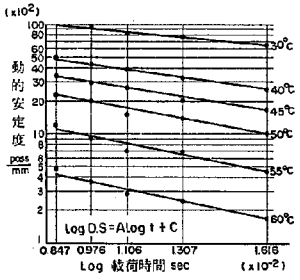


図4—22　log D・S—log t〔載荷時間〕〔菅原〕

図 表4—11　砕石の規格

種別	比重	吸水量（%）	すりへり減量（%）
1種	2.45 以上	3.0以下	35 以下
2種	—	—	40 以下

804

表4—12　有害物含有量の程度

（重量百分率）

種　　類	最　大　値
粘　土　塊	0.25
やわらかい石片	5.0
洗い試験で失われるもの	1.0*
比重2.0の液体に浮くもの	1.0**

＊　砕石の場合で、洗い試験で失われるものが砕石粉であるときは最大値を1.5％にしてよい。

＊＊ 高炉スラグからつくった砕石には適用しない。

表4—13　耐久性の限度の例

用　　途	表層・基層	上層路盤
損　失　量　％	12	20
〔注〕　試験方法はJIS A 1122の硫酸ナトリウムを用いるものによる5回くり返しとする。		

表4—14　有害物含有量の例

有　害　量	含　有　量（全試料に対する重量百分率％）
粘　土、粘土塊	0.25
やわらかい石片[1]	5.0
細長いあるいはうすっぺらな石片[2]	10.0

1）試験方法はJIS A 1126による。

2）骨材を包む直方体の最大長と最小長との比が5より大きい石片、5㎜以下の骨材には適用しない。

80

表4—15　道路用砕石の粒度

呼び名		粒の大きさの範囲 (mm)	ふるいを通るものの重量百分率 (%) ふるいの呼び寸法 (mm) 2)											
			100	80	60	50	40	30	25	20	13	5	2.5	1.2
単粒度砕石	1 号	80～60	100	85～100	0～15									
	2 号	60～40		100	85～100	－	0～15							
	3 号	40～30				100	85～100	0～15						
	4 号	30～20					100	85～100	－	0～15				
	5 号	20～13							100	85～100	0～15			
	6 号	13～ 5								100	85～100	0～15		
	7 号	5～2.5									100	85～100	0～25	0～5
クラッシャラン	C－40	40～ 0				100	95～100	－	－	50～80	－	15～40	5～25	
	C－30	30～ 0					100	95～100	－	55～85	－	15～45	5～30	
	C－20	20～ 0							100	95～100	60～90	20～50	10～35	

注　2) これらのふるいは、それぞれ JIS Z 8801（標準ふるい）に規定する標準網ふるい、101.6 mm，76.2 mm，63.5 mm，50.8 mm，38.1 mm，31.7 mm，25.4 mm，19.1 mm，12.7 mm および標準網ふるい 4,760 μ，2,380 μ，1,190 μ である。

表4—16　砕石の粒度

ふるい目 mm	ふるい通過重量の百分率 %
0.6	100
0.15	90～100
0.074	70～100

806

表4—17　火成岩類の石粉の規定

項　　目	規　　定
P　　I	6　以　下
加　熱　変　質　①	な　　し
フ　ロ　ー　試　験　②	50％以下
浸　水　膨　張	3％以下
は　く　離　試　験	合　　格

〔注〕①　200℃に加熱して観察する。

②　石粉に水を加えてペースト状とし、セメントモルタル用フローテーブルで15回落下で200㎜を示すときの石粉に対する水の重量比。

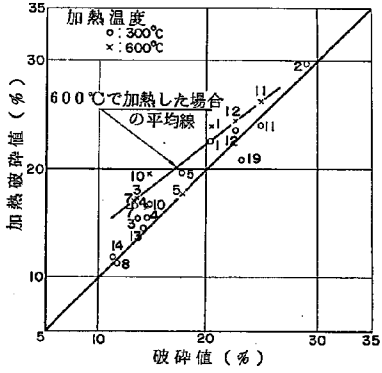


図4—23　BS破砕値と加熱破砕値との関係

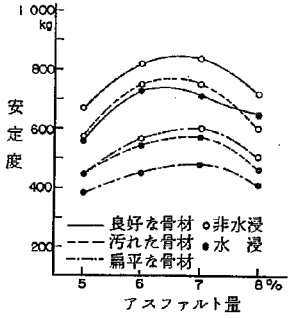


図4—24　骨材の状態とマーシャル安定度

表4—18　粒形の規定と有害量

機　　関	粒　形　規　定	有害量(％)	備　　考
アスファルト舗装要綱（日本道路協会）	骨材粒子を包む直方体の最大長さと最小長さの比が5以上のとき、うすっぺらで細長い骨材であるとする。	10以上	表層・表層用アスファルト混合物に適用。5㎜ふるい残留分に適用。
日本道路公団共通仕様書（日本道路公団）	細長い石片とは、幅に対する長さの比が3以上のもの、うすっぺらな石片とは厚さに対する幅の比が3以上のものであるとする。	25以上	5㎜ふるい残留分に適用。

807

表4—19 混合物の種類と選定基準

用途＼地域		一般地域	積雪地域
基層		①粗粒度アスファルトコンクリート（20）	
表層		②密粒度アスファルトコンクリート（20） ③密粒度アスファルトコンクリート（13） ④細粒度アスファルトコンクリート（13） ※⑤密粒度ギャップアスファルトコンクリート（13）	⑥細粒度ギャップアスファルトコンクリート（20F） ⑦密粒度アスファルトコンクリート（13F） ⑧細粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F） ⑨細粒度アスファルトコンクリート（13F） ※⑩密粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F） ※※⑧密粒度アスファルトコンクリート（13）
摩耗層	耐摩耗用		⑧細粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F） ⑨細粒度アスファルトコンクリート（13F）
摩耗層	すべり止め用	⑪開粒度アスファルトコンクリート（13） ⑤密粒度ギャップアスファルトコンクリート（13）	⑩密粒度ギャップアスファルトコンクリート（13F）

注1 ※⑤⑩の混合物はすべり止め効果を兼ねた表層に用いる。

2 ※※⑧の混合物は摩耗層を設ける場合の表層として用いる。

3 ○内の番号は混合物の整理番号を（ ）内の数字は最大粒径を、またFは石粉を多く使用していることを示している。

〔注1〕 混合物の名称は粗骨材の割合と粒度分布の形によって区分し、開粒度、密粒度、細粒度アスファルトコンクリートは2.5㎜ふるい通過百分率がそれぞれ30％以下、35～50％、50％以上となっている。また、不連続粒度のものをギャップという

〔注2〕 冬期タイヤチェーンなどによる摩耗が問題になる地域を積雪地域といい、耐摩耗性の高い混合物を用いる。その他の地域を一般地域という。

〔注3〕 基層（中間層）には表4—19に示す①を用いる。

〔注4〕 一般地域の表層には②③④を用い、特に大型車交通量の多い場合（交通区分Dおよび、特に流動によるわだち掘れが予想される場合）には②③を用いる。

表4—20 混 合 物 の 標 準 配 合

用途		表層	一般地域							積雪地域							
			表層				摩耗層 すべり止め用			表層					摩耗層		
															耐摩耗用		すべり止め用
混合物の種類		① 粗粒度アスコン (20)	② 密粒度アスコン (20)	③ 密粒度アスコン (13)	④ 細粒度アスコン (13)	⑤ 密粒度ギャップアスコン (13)	⑪ 開粒度アスコン (13)	⑤ 密粒度ギャップアスコン (13)	⑥ 細粒度ギャップアスコン (20F)	⑦ 密粒度 (13F)	⑧ 細粒度ギャップアスコン (13F)	⑨ 細粒度アスコン (13F)	⑩ 密粒度ギャップアスコン (13F)	⑤ 密粒度アスコン (13F)	⑧ 細粒度ギャップアスコン (13F)	⑨ 細粒度アスコン (13F)	⑩ 密粒度ギャップアスコン (13F)
仕上り厚 (cm)		4～6	5～6	4～5	3～5	3～5	3～4	3～4	5～6	4～5	4～5	3～4	3～5	4～5	3～4	3～4	3～4
最大粒径 (mm)		20	20	13	13	13	13	13	20	13	13	13	13	13	13	13	13
通過重量百分率 (%)	25	100	100						100								
	20	95～100	95～100	100	100	100	100	100	95～100	100	100	100	100	100	100	100	100
	13	70～90	75～90	95～100	95～100	95～100	95～100	95～100	80～95	95～100	95～100	95～100	95～100	95～100	95～100	95～100	95～100
	5	35～55	45～65	55～75	65～80	35～55	23～45	35～55	55～75	55～75	60～80	75～95	45～65	55～75	60～80	75～95	45～65
	2.5	20～35	35～50	35～50	50～65	30～45	15～30	30～45	45～65	35～50	45～65	65～80	30～45	35～50	45～65	65～80	30～45
	0.6	11～23	18～29	18～29	25～40	20～40	8～20	20～40	35～60	18～29	35～60	40～65	25～40	18～29	35～60	40～65	25～40
	0.3	5～16	10～21	10～21	12～27	15～30	4～15	15～30	20～45	12～21	20～45	20～45	20～40	10～21	20～45	20～45	20～40
	0.15	4～12	6～16	6～16	8～20	5～15	4～10	5～15	10～25	10～18	10～25	15～30	10～25	6～16	10～25	15～30	10～25
	0.074	2～7	4～8	4～8	4～10	2～10	2～7	2～10	8～15	8～15	8～15	8～15	8～15	4～8	8～15	8～15	8～15
アスファルト量 (%)		4.5～6.5	5～7	5～7	6～8	4.5～6.5	3.5～5.5	4.5～6.5	6～8	5.5～7.5	6～8	7.5～9.5	5.5～7.5	5～7	6～8	7.5～9.5	5.5～7.5
アスファルト針入度		60～80 80～100															

表4—21 石油アスファルトの規格（日本道路協会）

種類	針入度（25℃, 100g, 5秒）	軟化点 ℃	伸度 A型	伸度 B型	伸度 C型	蒸発量 %	蒸発後の針入度（原針入度に対して） %	四塩化炭素可溶分 %	引火点 ℃
40～60	40～60	40以上	25℃ 100以上 15℃ 100 〃 10℃ 100 〃	25℃ 100以上 15℃ 100 〃 10℃ 30 〃	25℃ 70以上 15℃ 70 〃 10℃ 5 〃	0.5以下	70以上	99.5以上	230以上
60～80 80～100	60～80 80～100		25℃ 100以上 15℃ 100 〃 10℃ 100 〃	25℃ 100以上 15℃ 100 〃 10℃ 100 〃	25℃ 70以上 15℃ 70 〃 10℃ 10 〃				
100～120 120～150	100～120 120～150	35以上	10℃ 100以上 5℃ 100 〃	10℃ 100以上 5℃ 50 〃	10℃ 70以上 5℃ 5 〃				210以上
150～200	150～200		10℃ 100以上 5℃ 100 〃	10℃ 100以上 5℃ 50 〃	この種類にはC型のものがない				200以上
200～300	200～300	30以上							

〔備考〕 A型は一般にアスファルト基原油より製造したもので、吸前のものと同様固形パラフィン含有量は1％内外またはこれ以下であり、乳化が良好である。伸度は比較的低温でも100以上であるが、僅かの温度低下によって急激に0となる。感温性は大である。

B型は一般に混合基原油より製造したもので、固形パラフィン量は3％内外であり乳化は困難である。伸度の変化および感温性はA、C両型の中間にある。

C型はパラフィンを比較的多く含む混合基原油より製造したもので、製造の過程で僅かの空気処理をしたものが多く一般に固形パラフィン含有量はB型より多く、乳化は極めて困難である。伸度は15℃付近で100以下であるが、低温になってもなかなか0にならず、ある数値を示す。感温性は小である。

なお固形パラフィン含有量はマーカッソン法によって測定したものである。

表4—2.2 舗装用石油アスファルトの規格

（日本道路協会規格）

種類	針入度 (25℃, 100g, 5秒)	軟化点 ℃	伸度 (15℃)	蒸発量 %	蒸発後の針入度（原針入度に対して） %	四塩化炭素可溶分 %	引火点 ℃
60～80	60～80	43.0～53.0	100以上	0.3以下	75以上*	99.5以上	240以上
80～100	80～100	41.0～51.0					
100～120	100～120	40.0～50.0		0.5以下			210以上
120～150	120～150	38.0～48.0			70以上		

＊ 軟化点47.5℃以上のものの蒸発後の針入度は80%以上が望ましい。

〔備考〕比重および粘度温度関係を付記することが望ましい。比重および粘度温度関係の試験方法は受渡当事者間の協定による。

表4—23 舗装用石油アスファルトの規格

舗装用石油アスファルトは均質で水分を含まず、180℃まで加熱してもあわ立たないものであって、次の規定に適合しなければならない。

種類	60～80	80～100	100～120	120～150
針入度（25℃，100g，5秒）	60を越え80以下	80を越え100以下	100を越え120以下	120を越え150以下
軟化点 ℃	44.0～52.0	42.0～50.0	40.0～50.0	38.0～48.0
伸度（15℃）cm	100以上	100以上	100以上	100以上
蒸発減量 %(1)	0.3以下	0.3以下	0.5以下	0.5以下
蒸発後の針入度（原針入度に対して）%	80以上	80以上	(3) 75以上	70以上
蒸発後の針入度比 %(2)	110以下	110以下	—	—
薄膜加熱減量 %(1)	0.6以下	0.6以下	—	—
薄膜加熱後の針入度 %	55以上	50以上	—	—
四塩化炭素可溶分 %	99.5以上	99.5以上	99.5以上	99.5以上
引火点 ℃	260以上	260以上	210以上	210以上
比重（25℃/25℃）	1,000以上	1,000以上	—	—

〔注〕① 減量は増量となる場合もある。

② 蒸発後の針入度比

$$= \frac{\text{蒸発後の針入度（蒸発皿試験操作終わったままの試料）}}{\text{蒸発後の針入度（JIS K 2207による）}} \times 100\ (\%)$$

③ 軟化点47.5℃以上のものの蒸発後の針入度は80%以上が望ましい。

種類の60～80，80～100については120℃，140℃，160℃，180℃における動粘度をCGS単位で明示しなければならない。他の測定器によって測定して動粘度を算出した場合は測定器の形式と換算式とを示さなければならない。

種類の100～120，120～150については比重および粘度温度関係を付記することが望ましい。比重および粘度温度関係の試験方法は受渡発事者間の協定による。

〔注1〕 日本道路協会規格では、種類40～60，150～200，200～300は使用量が少ないのでとくに規定していない。これらについてはJIS K 2207の規定を参照すること。

〔注2〕 種類100～120，120～150について、軟化点が46.0℃以上のアスファルトには、混合時に異常に変質したり、締固めにくい混合物ができたりするものもあるので、温度管理や転圧作業に十分注意しなければならない。

〔注3〕 アスファルトのはく離試験はアスファルトにより骨材との組合せなどによってはく離抵抗性に相当大きな差があるので、購入にさきだってはく離抵抗性に関する試験をおこなうことが望ましい。なお、材料の試験方法としては付録静的はく離試験があり、混合物の試験方法としては水浸マーシャル試験などがある。

812

第5章　加熱アスファルト混合物の現状調査

第５章　加熱アスファルト混合物の現状調査

５－１　概　　説

舗装に関する研究手段として、理論的な解析や室内試験、試験舗装や現実の舗装調査などがある。舗装材料は、土、骨材のような自然材料を広く用いており、また直接気象作用を受けることや載荷重の種類が多く、載荷速度も多様なことなどから、理論的な解析や室内試験による再現には限度がある。したがって試験舗装や現実の舗装の調査を基に解析されることが多く、AASHO道路試験[1]はその代表的なものである。しかし試験道路や試験舗装による研究は多額の費用を要するので、取り上げる要因や水準が室内試験におけるものより大幅に制限される欠点がある。この点現実の舗装の調査は数多く行なうことによってすべての要因や水準を取上げて解析することが可能である。しかしまたこれらの要因や水準が多様であり過ぎるため、往々にして誤差の中に多くの効果が埋もれてしまう欠点がある。したがって舗装技術の研究にあたってはこれらの研究手段のすべてを効果的に活用していかなければならない。

建設省においては、昭和３０年代より、現場の事務所と土木研究所がタイアップして現実の舗装に対して各種の調査を実施してきた。これらは建設省技術研究会の指定課題として整理され報告されている。それらの一覧表は表５－１に示すとおりである。本章ではこれらの調査のうち、特に加熱アスファルト混合物の配合やわだち掘れに関するものを取上げ、混合物の現状と問題点について述べる。

また昭和３０年代当初より実施してきた鋼床版橋の橋面舗装の実態調査について示し、各種混合物の特性についても言及する。

５－２　建設省技術研究会における調査

５－２－１　概　　要

建設省技術研究会は毎年１回開催され、発表は指定課題と自由課題について行なわれる。指定課題は毎年度当初、担当部局と土木研究所が相談の上課題を決定し、主として土木研究所の作成した調査要領に基づいて、地方建設局工事事務所が調査を実施し、これを土木研究所において取まとめ報告するものである。昭和３５年来の舗装関係調査課題は表５－１に示すとおりで、コンクリート舗装やアスファルト舗装あるいは維持修繕と舗装全般にわたって行なわれている。アスファルト混合物の現状と性状に関する調査はこれらのうち、昭和４０、４５、４８、４９、５０および５１年度において実施され報告されている。ここではこれらを混合物の現状、わだち掘れの現状および混合物の性状に分けて述べることにする。

5－2－2　加熱アスファルト混合物の現状

昭和４４、４５年度に実施した舗装の支持力についての研究[2)3)]では４４年、４５年度度当初に施工された改良、新設、打換えおよびオーバーレイなどの工事について、ベンケルマンビームたわみ量試験を行ない、各層の構成、材料および配合等と支持力の関係を求めたものである。調査された表層、基層の分類は図５－１に示すとおりである。これらの混合物は北海道から九州まで使用されているものを網羅しており、当時の使用混合物の実態を示すものと考えてよいであろう。

基層には2.5㎜通過量が２０～３５％の粗粒度アスコンが使用されており、３５～５０％の密粒度アスコンの使用例は少ない。アスファルト舗装要綱では基層には粗粒度アスコンのみが示されているが、寒冷地等では密粒度アスコンが用いられることもある。表層は2.5㎜通過量が３５～５０％の密粒度アスコンを用いるものが圧倒的に多く、2.5㎜通過量５０％以上の修正トペカを用いているのは１／５と少ない。

基層の0.074㎜通過量は２～６％と要綱の範囲のものが大部分を占め、表層では４～８％が多い。表層で９％を超えるものは寒冷地用のフイラーの多い混合物である。

抽出試験より求めたアスファルト量は基層で4.5～6.5％、表層で5.0～7.5％の範囲にある。アスファルト量がこれらの範囲を超えるものは寒冷地用混合物である。切り取りコアによるマーシャル安定度はほとんどが要綱に示す基準値５００Kg以上を示しており、７００Kg～1,１００Kgのものが多い。

アスファルト混合物の種類やマーシャル安定度による支持力の相異は認められなかった。

5－2－3　加熱アスファルト混合物の分析調査

昭和４０年度に実施したアスファルト舗装の破壊状況に関する調査ではひびわれを生じている部分とその近傍の良好な部分およびわだち堀れを生じている部分とその近傍で良好な部分の各々についてコアを採取し、密度と抽出試験による組成を求め、空隙率、飽和度を算出した。[4)5)]図５－２は求められた結果を示している。

図５－２(a)は2.5㎜通過量とアスファルト量の関係を示すもので、図中の実線はアスファルト舗装要綱に示す粗粒度アスコン、密粒度アスコンおよび修正トペカの2.5㎜通過量とアスファルト量の範囲の中点をむすんだものである。点線は更にこれより0.5％少ないアスファルト量を示している。実線より上の部分すなわちアスファルト量の多い範囲に流動部分の混合物がやや多いが、流動部分の混合物はアスファルト量５％以上の範囲に全体的に変動していて特定の傾向はみられない。しかしひびわれ部分の混合物は点線以下の範囲に圧倒的に多く、要綱に

示す中点のアスファルト量から0.5％以上少な目の混合物はひびわれの入りやすいことを示している。それらの値は粗粒度アスコンで5.0％以下、密粒度アスコンで5.5％以下、修正トペカで6.5％以下である。図5－2(b)は2.5㎜通過量と空隙率の関係を示すもので、実線の付近でひびわれ部分の混合物とわだち掘れ部分の混合物を比較的明確に分離することができそうである。すなわち粗粒度アスコンで空隙率2.5％、密粒度アスコンで3％、修正トペカで4％がひびわれ混合物とわだち掘れ混合物の境界となる。これらの値はいずれもある程度の交通量を通した後のコアに対するものであるから、マーシャル試験の値としてはこれより更に大きな値をとる必要がある。室内マーシャルの密度に対して交通開放後の密度が平均的締固め度で103％程度になるものとすれば、空隙率は上記の値に3％弱を加えねばならない。室内マーシャル試験の空隙率は粗粒度アスコンで5.5％、密粒度アスコンで6.0％、修正トペカで7％ということになる。これらの値は図中の点線に示すように要綱の空隙率の基準のほとんど上限にあり、比較的大きな値であって、少なくとも舗装直後はたわみ性に乏しく、気象作用の影響をうけやすい混合物を作ることになる。したがってこのような混合物は施工時に十分転圧して締固め度を上げ、空隙率を小さくするように注意しなければならない。図5－2(c)は2.5㎜通過量と飽和度の関係を示す。図中の実線より上の部分にわだち掘れ部分の混合物が多く、以下の部分にひびわれ部分の混合物が多い。この飽和度の値も交通開放後のコアの値であるから室内マーシャル試験の値とするためには空隙率と同様締固め度によって補正しなければならない。交通開放後の密度が室内マーシャル試験の密度の103％であるとすれば、飽和度で約15％近くの差を生ずる。したがって室内マーシャル飽和度は粗粒度アスコンで65％、密粒度アスコンで70％、修正トペカで65％となり、要綱の飽和度の下限値を下まわることになる。

5－2－4　混合物の種類とわだち掘れ

昭和51年度に実施したアスファルト舗装の塑性流動に関する研究では、流動対策混合物（わだち掘れを少くするための混合物）として施工されたものについて、約100ケ所の調査を行なっている[6]。図5－3は調査結果を大略示したものである。図中の改質アスファルトとはゴム入りアスファルト、樹脂入りアスファルトおよび触媒系アスファルトなどで、ストレートアスファルトを何らかの形で改良して流動しにくくしたものである。またマーシャル締固め回数はそれぞれ50回と75回で配合設計したものを示している。ホットロールドアスファルトは英国で広く使用されているものである。図よりみて平均わだち掘れ量はかなり変動が大きく、特に改質アスファルトにおいて顕著である。一般に75回締固めによる設計の平均わだち掘れ量は小さい。また針入度40～60を用いた密粒度アスコンおよびホットロールドアスファルトのわだち掘れ量も小さい。これらの混合物は調査数が多いにもかかわらずその変動範囲も小

816 1

さく、重交通道路でよく使用に耐えている。調査結果より一応耐流動混合物として推奨できる。

5－2－5　わだち掘れの現状

昭和48、49年度には舗装寿命とオーバーレイ厚に関する調査研究を行ない、この調査の中でわだち掘れの一般的傾向について言及した。[7][8] アスファルト舗装がオーバーレイされた後ひびわれを生じたものは約15%にすぎず、またそれらのひびわれ率も5%以下であった。しかしわだち掘れの発生は図5－4にみられる通りで、20㎜を超えるものがかなりあり、なお進行しつつある。したがってオーバーレイされた混合物の寿命はひびわれよりもむしろわだち掘れの進行によって決まることが多いといえる。表5－2は密粒度アスコンとトペカについての累積交通量とわだち掘れとの関係を示す。表5－2より密粒度アスコンの方が、交通量の少ないA、B交通でわだち掘れが小さく、[9] C交通ではほぼトペカと同程度の値を示している。図5－5は密粒度アスコンとトペカ（北海道の耐摩耗用密粒度アスコンを含む）のわだち掘れの発生状況について比較して示したものである。ここに示す超過確率とはある大型車累積交通量を通したとき、示されたわだち掘れ量を超える舗装の比率を表わしている。わだち掘れ量10㎜、15㎜および20㎜のそれぞれにおいて超過確率20%を示す大型車交通量は図の下の方に示すようになり、トペカの方が少ない交通量でわだち掘れを生じやすいことを示している。わだち掘れ10㎜に対する超過確率80%の累積大型車の交通量はトペカで約450万台、密粒度アスコンで約600万台となる。

表5－3は交差点の手前におけるわだち掘れについて調査したものである。また図5－6は交差点手前のわだち掘れの型と渋滞長について示したものである。図5－6の①②③④は交差点直前の部分に大きなわだち掘れを生じているもので、⑤⑥は全体的にわだち掘れが大きいため、渋滞長に関係なく、わだち掘れを生じているもの、⑦⑧は交差点が近接しているため、交差点の影響範囲が重なったものである。表5－3で Rmax は交差点手前の最大わだち掘れ、Rcon は渋滞の影響を受けない部分のわだち掘れを示している。一般に最大渋滞長に等しいくらいの区間に深いわだち掘れが生じており、Rmax／Rconは、2～6となっている。交差点の手前で車輌が停止したとき混合物に対する載荷時間は長くなる。輪荷重5 tの大型トラックの後輪の接地面は図5－7に示す。タイヤ接地面は車輌進行方向に平均30㎝の長さをもつとして、混合物表面のある1点に対する載荷時間は車輌速度とともに図5－8のようになる。時速5 Km／hr で載荷時間は約0.2秒、時速150 Km／hr では0.007秒である。これらの載荷時間に比べて、交差点前では赤信号時間に近く停車するため、数秒から数10秒まで載荷することになる。つまり交差点手前の混合物の載荷時間は走行車輌より桁違いに大きくなる

ことがわかる。例えば50Km/hrで走行中の車輪の載荷時間は約0.02秒、この車輪が信号で20秒停止したとすれば、載荷時間は1,000倍となるから、50Km走行の車輪1,000台に相当する。交差点におけるわだち掘れが大きいのは載荷時間によると考えられるが、載荷時間の分布とわだち掘れの関係についてはまだ十分に把握されていない。いずれにしろ交差点の手前には十分に安定な混合物を舗設する必要がある。

5－3　鋼床版橋の橋面舗装の実態調査

5－3－1　概　　要

鋼床版橋は昭和30年頃よりわが国各地で建設されている。鋼床版は従来のコンクリート床版に比べて軽量なことや、施工性のよいことから、長スパンの橋梁に対して用いることが今後ますます増加する傾向にあり、特に本州四国連絡架橋に対しては大幅に採用されようとしている。しかし鋼床版橋の橋面舗装（以下鋼床版舗装という、ほとんどがアスファルト系の混合物で施工されている。）には比較的早期に破壊するものが多く、鋼床版橋の大きな隘路となっている。このような状況は欧米諸国においても同様であって、1968年の国際橋梁構造会議（IABSE）においては特に鋼床版舗装に対するシンポジウムが持たれている。[10] 鋼床版舗装に対する研究は当初供試体の曲げ疲労試験や室内の材料試験に主体がおかれていた。しかし実際の載荷状態の再現のためには、実橋面に施工し観察するのが最良の手法とされはじめ、上記シンポジウムの多くの報告がこのような観察について述べている。

わが国においても鋼床版舗装に対する実態調査が過去4回にわたって行なわれており、[11][12][13][14][15] その一部が上記シンポジウムにも報告されている。[16] しかしこれらの実態調査の結果も未だに明確な結論を出していない。これは舗装の性能に関する要因が複雑であることや鋼床版舗装の解明がアスファルト混合物の本質の解明につながっていることなどによる。鋼床版舗装はコンクリート舗装版やコンクリート床版上におかれたアスファルト混合物と同様に、床版の大きな剛性のために鉄床現象を起してわだち掘れや縦断方向の凹凸等の流動を生じやすい。ここでいう鉄床現象とは鉄床上で鋼材が効率よく加工されるように、剛性の大きい床上に荷重が加わるためアスファルト混合物が流動化しやすい現象をいう。また鋼床版舗装は床版のたわみによって大きな応力状態におかれやすい。特に床版の縦リブ上では車輪の走行によって大きな引張り歪が生じひびわれが入りやすい。これらの流動とひびわれ現象は一般の舗装におけるよりも厳しく、混合物性状のわずかの違いによって急激に破壊に到る。これが先に述べたアスファルト混合物の本質の解明につながる部分である。

818

第1回の実態調査は１２橋で、施工直後のものが多く、解析にまでは到っていない。第2回は15橋に対して行ない、その多くについて調査者自身が出向いて破壊状況を観察している。しかしこの報告も主観的判断によっている部分が多い。第3回と第4回の調査はそれぞれ２５橋、３８橋と対象も多く、ひびわれ率やわだち掘れ率などを求めることによって数量的に評価することを試みている。以下には主として第3回の調査を中心に特に混合物の特性について述べる。

5－3－2　鋼床版舗装の概要

表5－4は第3回の調査対象とした橋梁と橋面舗装の状況について示す。舗装形式Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴはそれぞれ図5－9に示すとおりである。舗装形式Ⅰは主として東京都において採用されているもので、床版上に防水層を施工し、下層に針入度１００～１２０のアスファルトを用いた密粒度アスコン、上層に密粒度アスコンやトペカを用いたものである。舗装形式Ⅱは上層にアスファルトモルタルを主体とするワービットを用いたもので、下層は一般にグースアスファルトである。舗装形式Ⅲは上下層ともにグースアスファルトを用いたもので、舗装形式Ⅳは下層のグースアスファルトの上に密粒度アスコンやトペカを用いたものである。舗装形式Ⅴは樹脂系材料を用いた薄層舗装で、わが国の施工例はまだ少ない。

表5－4に示すひびわれ率、縦流れ率およびわだち掘れ率はそれぞれ次式で計算される。

$$\text{ひびわれ率} = \frac{\text{橋面のひびわれ面積} + \text{パッチング面積}}{\text{歩道を除く橋面の面積}} \times 100(\%)$$

$$\text{縦流れ率} = \frac{\text{縦流れ部分の面積}}{\text{歩道を除く橋面の面積}} \times 100(\%)$$

$$\text{わだち掘れ率} = \frac{\text{わだち掘れ長さ}}{\text{全車線長}} \times 100(\%)$$

ひびわれ率はひびわれ部分をなるべく長方形で取り囲みその合計面積と、すでにパッチングしてある部分の合計面積とを加えて求める。縦流れとは車輌の進行方向にアスファルト混合物が流動したものである。わだち掘れは道路横断方向に路面が凹むことをいい、車輪の走行位置に生ずる。したがって各車線に2本生ずる。この調査では深さ5㎜以上をわだち掘れとしてその長さを求めた。

表5－4のサービス指数は特定の調査員が舗装の現状に対して、小学校の成績と同じような採点を行なったもので、それぞれ次のような意味である。

サービス指数；5　舗設時と全く変化がない。

4　わずかに欠点を生じているが舗装としての機能は十分である。

3　欠点はあるが、部分的に補修すればまだ寿命はある。

2　オーバーレイ等かなり大規模な修繕が必要である。

1　早急に全面打換えねばならない。

5－3－3　調査結果と考察

図5－10は各舗装形式ごとの供用成績を示す。いずれの形式も供用成績にかなり大きなばらつきを示しており、また調査数も異なるので比較しにくい面があるが、一応平均値より判断してみる。

形式Ⅰは4橋のうち3橋が良好で、流動は全くないが、いくらかひびわれを生じている。サービス指数の平均は3.5と最も良好である。アスコンでもかなりたわみ性に富むものが可能なことを示している。形式Ⅱは2橋ともサービス指数が2とよくない。すなわち表層のワービットは重交通に耐え得ない。形式Ⅲはサービス指数2と4とに明らかに区別されている。サービス指数4のものは昭和39年9月以降に施工されたもので、2のものはそれ以前の施工である。この時点の前後で施工技術が明らかに異なり、大幅な進歩のあったことがうかがわれる。この形式の破壊にはひびわれと流動の両者がある。形式Ⅳはサービス指数においてⅢとほぼ同様であり、破壊状況もひびわれと流動の両者がある。しかしひびわれ率の平均値は最も小さく、流動については形式Ⅲとほぼ同程度である。形式Ⅴは全く流動していないが、ひびわれの危険が大きい。特にこの形式の橋は交通量の少ない処に施工されているので、重交通道路に用いるには更に研究が必要である。

図5－11は交通量および供用年数とサービス指数の関係を舗装形式ごとに示したものである。ばらつきはかなり大きいが、交通量の多いほど、供用年数の長いほどサービス指数が小さくなる傾向がみられる。形式Ⅲには新しいものが多いが、交通量は形式Ⅰとほぼ同等かそれ以上である。形式Ⅳは全体として交通量や供用年数とサービス指数との関係は少ないようである。図5－11を見る限りでは形式Ⅰが最も良好で、次いで形式Ⅲ、Ⅳの順となる。

形式Ⅰではアスコンやトペカを用いており、形式Ⅲ、Ⅳはグースを用いている。両者を比較してアスコンおよびトペカには流動が少なく、グースには流動を生じているものが多い。形式Ⅳはグースとアスコンの組合せであるが、流動の原因がグースにあると思われるものが多く、反面ひびわれの原因はアスコンにあるものが多いようである。したがってグースは硬めに設計して流動しないようにする必要があり、アスコンはたわみ性を大きくするように配慮すべきであろう。

820

以上が第3回の調査のうち混合物に関する部分であるが、第4回の調査でもほぼ同様な結果が得られている。すなわちサービス指数で比較すると全層グースの形式Ⅲが最良で、次いで形式Ⅰ、形式Ⅳの順となる。また破壊の形は形式Ⅲでは流動（縦ながれ、わだち掘れ）、形式Ⅰではひびわれ、形式Ⅳでは流動とひびわれのいずれかが生じやすい。

グースアスファルトはドイツで用いられており、高速道路を含めて主として表層に使用されている。ドイツではわが国と違って夏期の気温が低く、舗装温度も最高50℃と考えられることや法定輪荷重がよくまもられていて、わが国のように異常な荷重が少ないこと[17]などから、グースアスファルトの流動は少ない。しかしわが国で用いる場合にはドイツにおけるより流動しにくいものすなわち硬いものを用いる必要がある。わが国のアスコンは一般的傾向としてこのグースアスファルトより耐流動性がよく、反面たわみ性に劣ることを結論してよさそうである。従って現在わだち掘れが問題になっているような道路でグースアスファルトを使用する場合はよほど硬いものとする必要があり、またこのような道路においてさえ流動を生じているアスファルトコンクリートをより硬くした場合には更にたわみ性が損われるおそれがあり、耐流動性に対する改良に際しては十分な検討を要しよう。

5－4　結　　語

以上の加熱アスファルト混合物の現状調査は本来他の目的で調査されたものも含まれているため、断片的でまとまりが悪いが、混合物の本質に触れる部分も含まれている。結論としてまとめてみると次のようである。

1) 寒冷地用混合物を除いてほぼアスファルト舗装要綱に従った混合物が用いられている。

2) 現場より採取したアスファルト混合物の分析の結果、アスファルト舗装要綱に示すアスファルト量の中央値より0.5％少ない混合物にひびわれを生じているものが多いことがわかった。この値は粗粒度アスコンで5.0％以下、密粒度アスコンで5.5％以下、修正トペカで6.5％以下である。

3) 混合物の分析の結果、ひびわれとわだち掘れの境界の空隙率、飽和度は室内マーシャル試験値でそれぞれ次のような値と推定される。

空隙率	粗粒度アスコン	5.5％
	密粒度アスコン	6.0％
	修正トペカ	7.0％
飽和度	粗粒度アスコン	65　％

821

密粒度アスコン　７０　％

修正トペカ　　６５　％

これらの値はいずれもアスファルト舗装要綱に示されているマーシャル安定度試験の基準値の下限値に近い値である。

4) ホットロールドアスファルトや針入度４０～６０のアスファルトを用いた混合物のわだち掘れは比較的小さく、耐流動混合物として推奨できる。またマーシャル試験の締固め回数７５回で設計された混合物はわだち掘れが小さい。

5) オーバーレイされた混合物はその後わだち掘れを生じているものが多い。また密粒度アスコンとトペカを比較するとトペカの方が少ない交通量でわだち掘れを生じやすい。

6) 交差点の手前では車輛の停止荷重によりわだち掘れが生じやすく、Rmax／Rconは２～６となる。ここにRmaxは交差点直前の最大わだち掘れ、Rconは交差点手前で渋滞の影響を受けない部分のわだち掘れである。交差点直前の舗装は十分安定なものとすべきである。

7) 鋼床版舗装の調査の結果、グースアスファルトは流動しやすく、アスコンはひびわれの生じやすいことがわかった。したがってアスコンの流動対策にはひびわれが生じやすくならないように十分配慮すべきである。アスファルトモルタルを用いたワービット舗装はわが国の重交通には耐え得ない。

参 考 文 献

(1) 「The AASHO Road Test」 Highway Research Board Special Report 61-A～61-E, Washington, D.C., 1961.

(2) 「舗装の支持力についての調査研究」第23回建設省技術研究会報告, P.241～258, 1969.

(3) 「舗装の支持力についての調査研究」第24回建設省技術研究会報告, P.255～278, 1970.

(4) 「アスファルト舗装の破壊状況に関する調査」第19回建設省技術研究会報告, P.187～196, 1965.

(5) 松野三朗「アスファルト舗装講座」舗装, Vol. 4, No. 4, 1969, P.27～31.

(6) 「アスファルト舗装の塑性流動に関する調査研究」第30回建設省技術研究会報告, 道路部門指定課題, 昭51-11, P.231～274.

(7) 「舗装寿命とオーバーレイ厚に関する調査研究」第27回建設省技術研究会報告, 1973, P.221～254.

(8) 「舗装寿命とオーバーレイ厚に関する調査研究」第28回建設省技術研究会報告, 1974, P.199～212.

(9) 「アスファルト舗装要綱, 50年版」日本道路協会, 1975, P.7.

(10) 「Symposium on Wearing Surfaces for Steel Bridge Decks of Lightweight Construction」 Sept., 1968.

(11) 多田, 大橋「橋面舗装の実態調査報告(鋼床版の舗装)」土木技術資料, Vol. 2, No. 7, 昭35-7, P.11～16.

(12) 竹下, 松野「鋼床版舗装の実態調査」道路, 昭38-6, P.436～445.

(13) 松野三朗「鋼床版舗装の実態調査(第3回)」土木技術資料, Vol. 11, No. 3, 昭44-3, P.12～17.

(14) 「鋼床版舗装の実態調査(第3回)と橋面の薄層舗装について」土木研究所資料, 第425号, 昭44-3.

(15) 「鋼床版舗装の現況調査」土木研究所資料, 956号, 昭49-3.

(16) E. Murakami, S. Kikegawa, S. Matsuno 「The Thin Layer Pavement on the Bridge Decks」 Symposium. ref.(10), Preprint. P.213～219.

823

(17) 「Resistance of Flexible Pavements to Plastic Deformation」
Report of OECD Road Research Group, May. 1975.

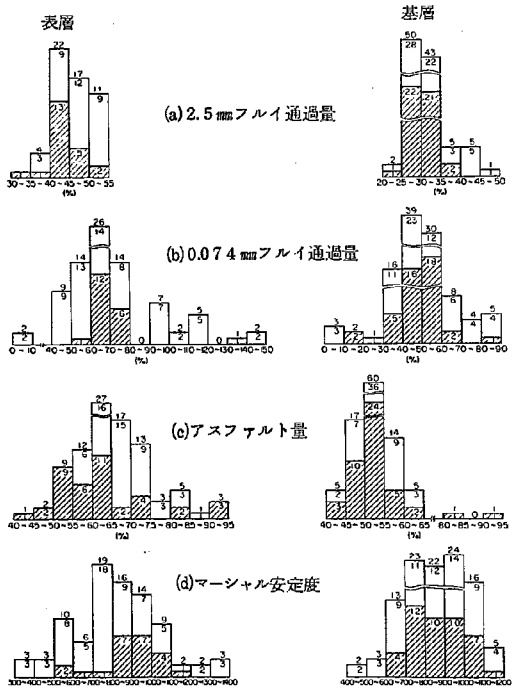
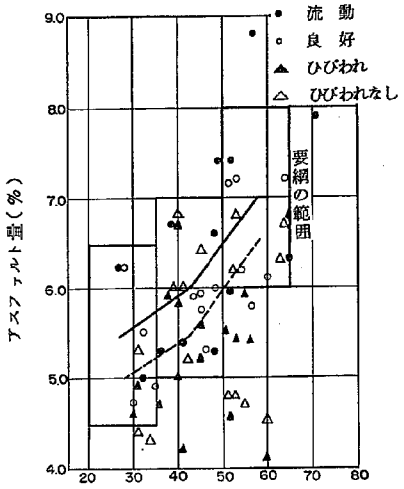


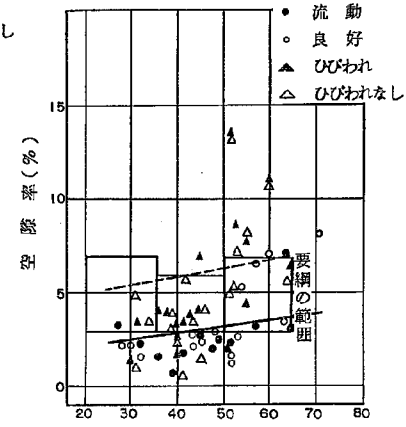
図5—1 アスファルト混合物の施工状況

表5—1 建設省技術研究会課題一覧表

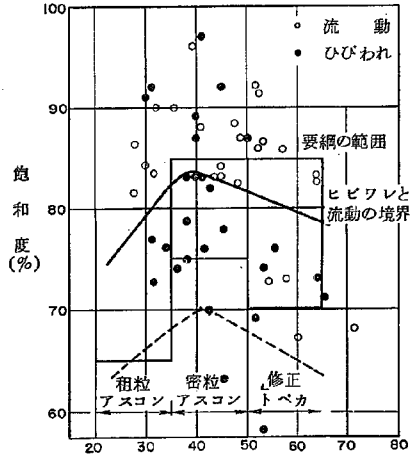
年次	課題名	回数
昭和35年	舗装修繕工法としての注入工法および被覆工法の採択基準に関する調査	第14回
36	アスファルト舗装のすべり止め工法に関する研究	15
37	アスファルト舗装のすべり止め工法に関する研究	16
38	コンクリート舗装の破壊に関する調査 アスファルト舗装の破壊に関する調査	17
39	コンクリート舗装の破壊に関する調査	18
40	アスファルト舗装の破壊状況に関する調査	19
41	アスファルト舗装の破壊に関する研究（総括報告）	20
42	舗装の維持修繕に関する調査	21
43	舗装の維持修繕に関する調査	22
44	舗装の支持力についての調査 （ベンケルマンビーム沈下量による舗装各層の荷重分散効果の推定）	23
45	舗装の支持力についての調査研究 （ベンケルマンたわみ量による舗装の荷重分散効果について）	24
46	アスファルト混合物のはく離現象に関する調査研究(I)	25
47	アスファルト混合物のはく離現象に関する調査研究(II)	26
48	舗装寿命とオーバーレイ厚に関する調査研究	27
49	舗装寿命とオーバーレイ厚に関する調査研究	28
50	舗装寿命とオーバーレイ厚に関する調査研究	29
51	アスファルト舗装の塑性流動に関する調査研究	30



(a) 2.5㎜フルイ通過量とアスファルト量の関係



(b) 2.5㎜フルイ通過量と空隙率との関係



(c) 2.5㎜フルイ通過量と飽和度の関係

図5—2 アスファルト混合物の分析結果

826

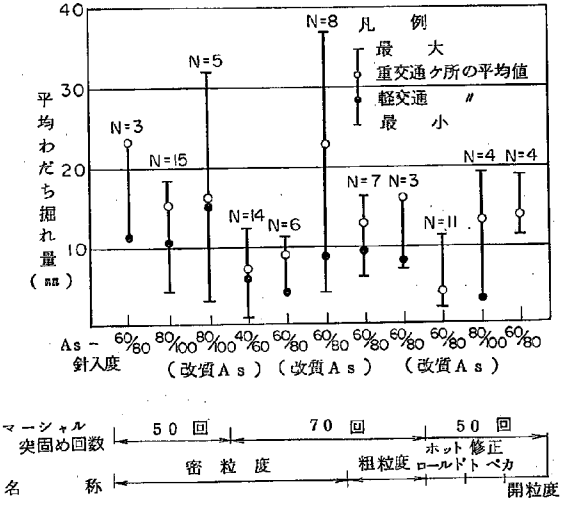


図5—3　混合物の種類とわだち掘れ量

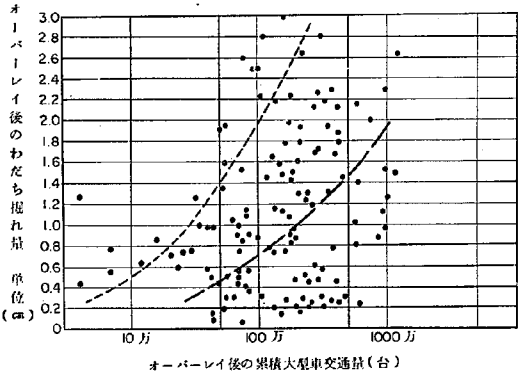


図5—4　オーバーレイ後のわだち掘れ量と累積大型車交通量

827

表-5－2　大型車交通量区分とわだち掘れ

(a) 密粒アスコン

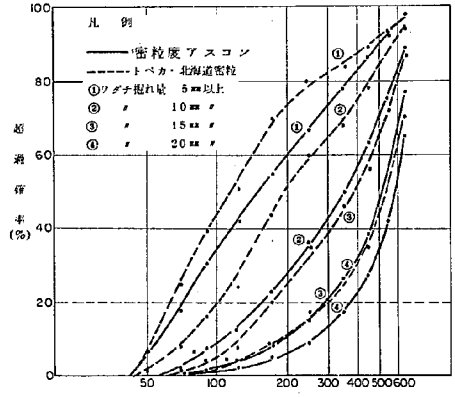
期間＼区分		A B 交通	C 交通	D 交通
オーバーレイ後の供用年数	～0.5	0.67（ 3）	0.92（12）	0.55（ 2）
	～1.5	0.60（ 2）	1.08（12）	0.43（ 8）
	～2.5	0.60（ 3）	1.02（ 7）	0.33（ 3）
	～3.5	0.80（ 1）	0.99（ 8）	1.46（ 4）
	～4.5	0.63（ 3）	1.52（ 4）	1.80（ 3）
	～5.5	0.40（ 1）	0.10（ 5）	1.10（ 1）
	～6.5		1.42（ 4）	1.20（ 3）
	～7.5			
	～8.5	0.30（ 1）		
	8.5～			

(b) トペカ

期間＼区分		A B 交通	C 交通	D 交通
オーバーレイ後の供用年数	～0.5			
	～1.5	1.0（ 3）	0.7（ 5）	
	～2.5	0.3（ 5）	1.2（ 3）	
	～3.5	1.7（ 4）	1.5（ 3）	
	～4.5	0.5（ 3）	0.9（ 4）	
	～5.5	1.5（ 2）	0.9（ 2）	0.9（ 1）
	～6.5	2.7（ 3）	1.1（ 5）	
	～7.5			
	～8.5			
	8.5～		1.4（ 1）	

平均　わだち掘れ量（単位cm）
表中の数字は平均のわだち掘れ戻さ
（ ）内の数字はデータ数

平均　わだち掘れ量（単位cm）



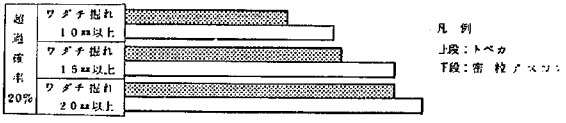


図5－5　密粒アスコンとトペカのワダチ掘れ進行度の比較

828

表5—3 交差点前のわだち掘れ調査一覧表

No.	路線名 / 地点	大型車交通量 (供用年数)	表層合材	最大渋滞長 (m)	交差点によるわだちの深い区間長 (m)	交差点前最大わだち掘れ量 (Rmax)	非路部わだち掘れ量 (Rcon)	Rmax / Rcon
①	1号 大阪府枚堤川	1600 (12h) (……)	—	>1500m	400m	25㎜	6㎜	4.2
②	11号 高松市	1800 (2車) (4.7)	密粒	250	150	19	10	1.9
③	8号 金沢市	1500 (2車) (4.2)	改正トペカ (ゴム入り)	350	220	22	6	3.6
④	12号 札幌市	3300 (2車) (20)	密粒 (北海道型)	260	350	25	5	5.0
⑤	4号 埼玉県越谷	5900 (2車) (7.7)	改正トペカ	140	—	30	—	—
⑥	1号 愛知県飛島	3800 (2車) (7.7)	密粒	100	—	45	—	—
⑦	2号 広島市	4200 (2車) (7.0)	密粒	180	200	45	15	3.0
⑧	1号 横浜市	6900 (2車) (……)	密粒	250	300	28	5	5.6 3.9

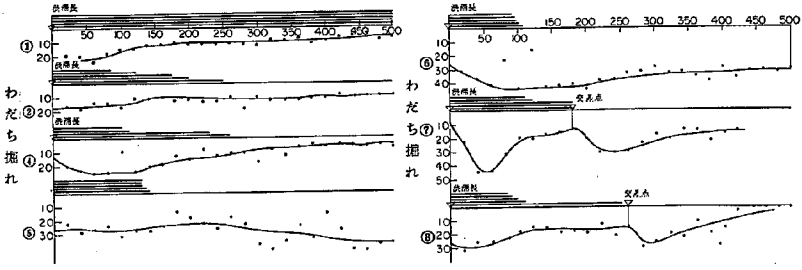


図5—6 交差点前のわだち掘れと渋滞長

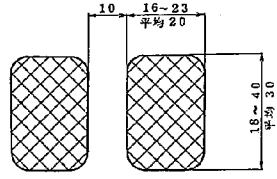


図5—7 大型トラックの後輪の接地面(cm)

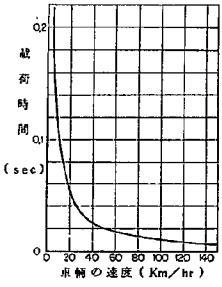


図5—8 車輪速度と載荷時間

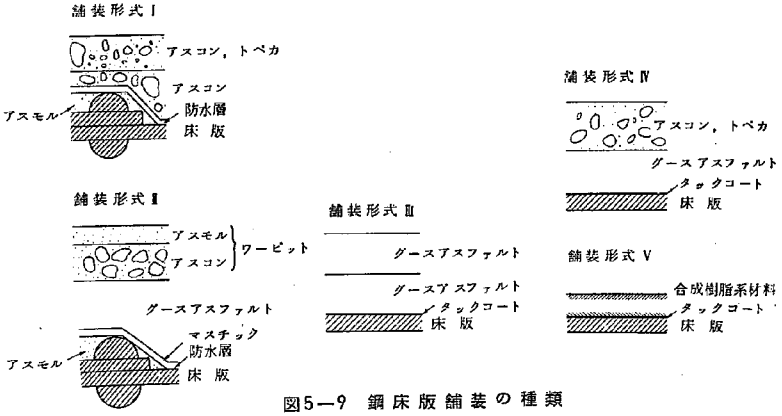


図5—9 鋼床版舗装の種類

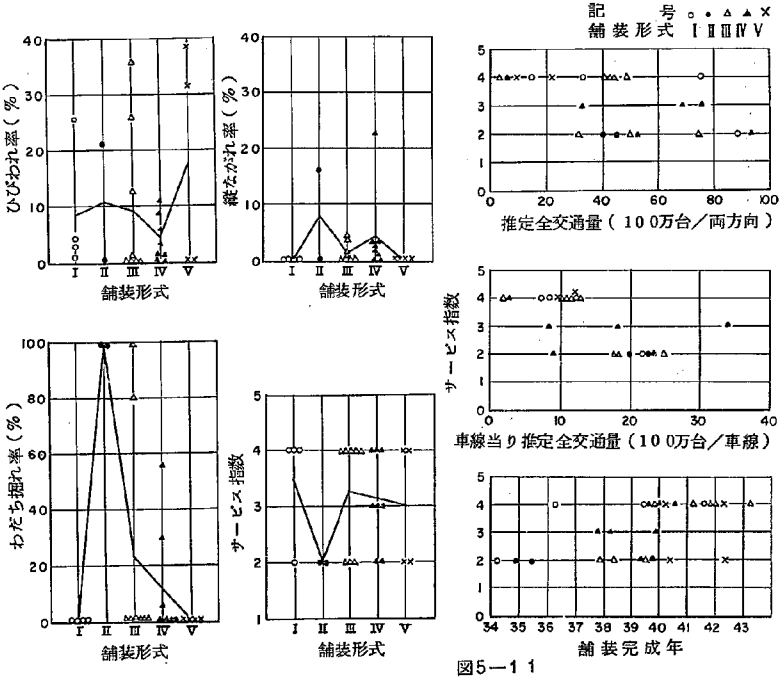


図5—10 舗装形式と供用成績

図5—11 交通量，供用年数とサービス指数

830

表5—4 舗装の種類と供用成績

No.	橋名	舗装完成年月	舗装形式*	舗装全厚(cm)	舗装構造 表層(厚さcm)	舗装構造 中間層(cm)	舗装構造 下層(レベリング層)(cm)	舗装構造 防水層(cm)	舗装構造 タックコート	舗装の供用成績 ひびわれ率(%)	舗装の供用成績 縦 whだれ率(%)	舗装の供用成績 わだち掘れ率(%)	舗装の供用成績 サービス指数	舗装形式
1	新六の橋	41.7	I (I)	70	アスコン細粒⑬ 30	—	砂質アスコン 34	三層式防水層 6	—	4.5	0	0	4	I
2	西新井橋	36.3	〃	70	トペカ 30	—	砂質アスコン 34	三層式 〃 6	—	3.1	0	0	4	
3	新宿跨線橋	39.5	〃	80	トペカ 50	—	砂質アスコン 25	三層式 〃 5	—	1.2	0	0	4	
4	白髭橋	34.2	〃	66	トペカ 60	—	—	マスチック 6	タールラバーラテックス	25.8	0	0	2	
5	ガス橋	34.11	II	71	ワービット 45	—	グースアスファルト 20	アスベストマスチック 6	—	21.3	0	100	2	II
								オバノールBAシート					2	
6	城ヶ島橋	35.4	〃	86	ワービット 45	—	グースアスファルト 29	アスベストマスチック 6	—	0	16	100		
								三層式防水層 6					2	
7	大正橋	39	III (II)	60	グースアスファルト 30	—	グースアスファルト 30	—	タールラバーラテックス	10.3	0	80.		III
8	新淀川大橋	39.9	〃	75	〃 35	—	〃 40	—	〃	0	0	0	4	
9	新十三大橋	41.10	〃	60	〃 30	—	〃 30	—	〃	0	0.3	0.3	4	
10	淺辺橋	41.9	〃	80	〃 40	—	〃 40	—	〃	0	1.7	0	4	
11	肥後橋	41.9	〃	80	〃 40	—	〃 40	—	〃	0	4.1	0	4	
12	高松橋	37.12	〃	50	〃 25	—	〃 25	—	〃	26.3	0	0	2	
13	秋ヶ瀬橋	43.3	〃	60	〃 30	—	〃 30	—	〃	1.1	0	0	4	
14	安治川大橋	38.4	〃	96	〃 35	グースアスファルト 25	〃 36	—	〃	36.0	3.9	100	2	
		〃	IV	96	トペカ 35	〃 25	〃 36	—	〃	6.2	3.1	30	3	
15	宇喜田橋	39.11	〃 (II)	80	アスコン細粒① 40	—	〃 40	—	〃	9.0	0	56	3	VI
16	日の出橋	37.9	〃 (III)	60	密粒アスコン 30	—	〃 30	—	〃	3.5	3.4	5.7	3	
17	西大橋	39.5	〃 (I)	60	〃 35	—	〃 25	—	ラテックス乳剤	0	2.3	0	2	
18	琵琶湖大橋	39.9	〃	80	修正トペカ 40	—	〃 40	—	ラバーアスファルト	0	1.4	0	4	
19	港新橋	39.8	〃	97	密粒アスコン 40	—	〃 57	—	タールラバーラテックス	11.1	3.4	0	2	
20	建槎大橋	40.6	〃	80	〃 40	—	〃 40	—	ラバーアスファルト	0.3	0.5	0	4	
21	阪神高速S字橋	39.11	〃	74	シリカサンド 10	修正トペカ 25	〃 39	—	タールラバーラテックス	0.7	0.2	0	4	
22	文化橋	40.4	V (**)	10	タールエポキシモルタル 10	—	—	—	R321 0.3 Kg/m²	31.5	0	0	2	V
23	東高州橋	42.4	〃 (II, V)	25	エポキシモルタル 25	—	—	—	エポキシプライマー	38.5	0	0	2	
24	三十木橋	40.1	〃	5	エポキシモルタル 5	—	—	—	エポキシプライマー	0	0	0	4	
25	沼川防潮水門橋	42.3	〃	20	エポキシモルタル 20	—	—	—	〃	1.0	0	0	4	

* ( ) 内は旧舗装の形式

** 旧舗装アスファルトラバーラテックス乳剤浸透式舗装

第6章　試験舗装による研究

第6章　試験舗装による研究

6－1　概　　説

試験舗装による研究は一般工場製品の寿命試験に相当するものであって、舗装の研究には欠くことのできない研究手段である。このため古くから試験舗装を用いた研究が繰返されてきた。米国においては陸軍技術部隊によるアスファルト混合物の試験、[1]ＷＡＳＨＯ道路試験、[2]更にAASHO道路試験と続けられており、この間にも各地で小規模な試験舗装が実施されてきた。特にAASHO道路試験はアスファルト舗装の構造設計について多大な貢献をした。この試験舗装以後欧米各国の構造設計方法が一新されたといっても過言ではない。英国においても古くから試験舗装が各地で実施されており、英国道路研究所の舗装の研究のほとんどが試験舗装によっている。

わが国においても舗装工事の伸展とともに全国各地において小規模な試験舗装が実施されてきた。これらはその施工の段階においては有益な資料を残したが、その後の追跡調査がなおざりにされたため、試験の目的を十分に達することのできなかったものがほとんどである。これは試験舗装が個人的に行なわれたため、組織としての調査が長期にわたって継続できなかったことによる。わが国における最初の大規模な試験舗装は北海道開発局土木試験所が昭和３５年より実施した美々試験道路[3]である。これは一般道路に試験用の側道を設け、常時この側道に交通を通すという本格的なものである。この試験道路では寒冷地の舗装構造に対する各種の試験が実施され、現在なお試験に供されている。

建設省土木研究所においても各種要綱の問題点について直に試験舗装を実施して、次期の改訂までに解決を計ることを意図した。昭和４０年２月に施工された岡部試験舗装はその嚆矢をなすもので、その後幕張試験舗装、横戸、大日試験舗装あるいは簡易舗装に関する宮野木試験舗装と現道を用いる試験舗装が実施されてきた。[4][5]また全国的にも土木研究所を中心とした試験舗装が計画され、主として地方建設局技術事務所の手により実施観測されている。[4]これらは従前のものと異なり、毎年定期的に観測され報告されている。

本章では加熱アスファルト混合物の配合設計方法の研究のため実施された岡部、幕張両試験舗装の結果について述べる。これらはいずれも８年間の観測実績があり、得られた結果はアスファルト舗装要綱の改訂において用いることができる。本章の最後に第５章の現場調査結果と合せて加熱アスファルト混合物の配合設計に対する提案を行なった。

833

6－2　コンクリート版上のアスファルト混合物に関する試験舗装

6－2－1　概　　要

この試験舗装は加熱アスファルト混合物のわだち掘れについて調査するため、埼玉県大里郡岡部村大字岡部地先の国道17号線に施工したものである。（以下岡部試験舗装という）

昭和40年2月の施工以来48年1月に打換えるまで約8年間観測を続けた。(6)(7)(8)(9)(10) 建設省としては最初に実施された本格的な試験舗装であり、調査結果は加熱アスファルト混合物の配合設計に関して示唆するところが多い。この試験舗装の設計と監督は同国道の管理者である建設省関東地方建設局大宮国道工事事務所が担当し、土木研究所舗装研究室（以下土研という）は実験の計画と材料、配合、管理の各種試験と施工後の観測を担当した。工事の施工は東洋舗装株式会社（以下東洋舗装または東洋という）が行ない、材料、配合、管理の各種試験も担当した。

岡部地先の試験舗装区間は巾員9mの2車線道路で、両側に人家が連並び、路面はすでにコンクリートで舗装されている。このコンクリート舗装版にかなり多くのひびわれが生じたため、一部の版を打ち換えるとともに、全面に10cm厚の加熱アスファルト混合物をオーバーレイすることとなった。試験舗装はこのオーバーレイの一部を利用して、東京方面への上り線に施工した。舗装の断面は図6－1に示すとおりで、全区間にわたり一様な平均厚6.5cmの粗粒度アスファルトコンクリート上に摩耗層として4cm厚の各種混合物を舗設した。この4cm厚の摩耗層を試験の対象とした。なお試験舗装区間以外は6.5cm厚の粗粒度アスファルトコンクリート上に4cm厚の一般の密粒度アスファルトコンクリートを舗設した。試験舗装をコンクリート版のオーバーレイとして行なったのは、全区間を通じて基礎の支持力が一様であると考えてよいこと、路盤の永久変形が無視できること、またコンクリート版が堅固であるため混合物の流動が起きやすく、試験をある程度加速できることによる。

6－2－2　試験舗装の種類と組合せ

AASHO道路試験における1試験区間長はアスファルト舗装の場合33mであるが、これは路床や路盤の試験を含む場合の最小必要長と考えられる。岡部試験舗装は4cm厚の摩耗層のみを試験の対象としているので、1試験区間長はAASHO道路試験におけるものより短くてよいと考えられる。しかし予算や施工上の制約からむやみに数多くの短い区間を設けることもできないので、1区間長20m、全区間延長400～500mとして、約20種類の試験混合物を舗設することとした。コンクリート版の目地間隔は5mなので、1試験区間20mはちょうど版4枚にまたがることになる。このうち中央の版2枚、10mの間に舗設した混合物を観察の対象とし、前後5mは接続区間と考えた。

交通、気象、基礎の支持力および施工条件などの因子は、このような規模、形式の試験舗装では検討することがむつかしいので、この試験舗装に取上げた因子は材料および配合に関するものにしぼった。同部試験舗装に取上げた因子と水準は表６－１に示すとおりである。これを実験計画法の直交表$L_{16}^{(II)}$に割りつけ、１６区間を第１試験舗装とした。各区間毎の因子と水準は表６－２に示す。表６－２に示す配合番号のDは密粒度アスファルトコンクリート、Tはトペカを意味する。付属の数字の１０位は１が玉石砕石（以下玉砕という）、２が山砕石（以下山砕という）を示し、１位は1.2が最大粒径１０㎜、3.4が最大粒径２０㎜、また1.3は0.074㎜フルイ通過量小、2.4は同フルイ通過量大を示している。たとえばT_{23}はトペカ、山砕使用、最大粒径２０㎜、0.074㎜通過量小の配合をあらわしている。（以下主としこの配合番号で示すことにする）。この第１試験舗装の外に、第２試験舗装として、アスファルト材料のみを変えた区間を５区間設けた。表６－２に示すようにT_{21}の材料、配合に対して、アスファルト材料の種類を変えている。

試験区間はなるべく無作意に配置することが望ましいが、交通を通しながらの舗設作業のため、１方向に順次舗設する必要があり、またプラント用地がせまく、２種の骨材を同時に供給することが不可能なため、骨材の種類別に１６区間を２分し、各８区間のみを無作意に配置した。施工順序も表６－２に示した。第２試験舗装の５区間は第１試験舗装が終了した後連続して表６－２の順序に従って舗設した。各区間の配置を図６－２に示す。試験舗装区間のうち新たに打換えたコンクリート版やマンホールのあるコンクリート版は他の部分と条件が異なるためできるだけさけて、一般の密粒度アスファルトコンクリートを舗設した。また一部試験舗装の再施工を行なったり、すりつけ区間を設けたりしたので、試験舗装の全延長は６２０mとなった。

６－２－３　使用材料

(1) アスファルト

第１試験舗装に用いたアスファルトは針入度を２種、ＰＩを２種にかえたので合計４種類となり、いずれも中東アジヤ産原油より精製したものである。ＰＩは当初０および１を目標としたが、これに合致するものを製造するのがむづかしく、いくらか違った値のものとなった。これらの物理試験結果を表６－３に示す。

(2) 第２試験舗装では骨材と配合を一定にしてアスファルトのみをかえ、５種のアスファルトを用いた。このうち１種は硬いアスファルトの代表としてストレートアスファルト４０～６０で、他の４種は各種のゴム化アスファルトである。ゴム化アスファルトA、Bは第１試験舗装に用いたストレートアスファルトCにそれぞれ３％、５％の天然ゴムをオイルマス

ターバッチ[12]の形で加えたものである。植助剤にはアミン系活性剤を用いている。ゴム化アスファルトCは市販品でA、Bとほぼ同様に作られたものである。ゴム化アスファルトDはやはり市販品で、ゴムをラテックス状にして加えたものである。これらの物理試験結果も表6－3に示す。表6－3に示すメーカーと東洋舗装の試験値の差異はサンプリングによるものと思われる。

(2) 骨　材

粗骨材には玉砕と山砕の2種を用いた。玉砕は群馬県佐波郡境町（利根川）産のもので、物理試験およびふるい分け試験の結果は表6－4、表6－5に示す。山砕は栃木県葛生町産の石灰岩で、試験結果は表6－4、表6－5に示す。土研と東洋の試験結果の差異は明らかにサンプリングによって生じたもので、事前の試験においては骨材のサンプリングをできるだけ施工時に近いものとするように配慮する必要のあることを示している。

細骨材には粗砂、細砂いずれも川砂を用いた。粗砂は利根川産、細砂は荒川産で、試験結果は表6－4、表6－5に示す。

フィラーは栃木県阿蘇郡田沼町産の石灰岩を粉砕したもので、その試験結果も表6－4、表6－5に示す。

6－2－4　配　合

(1) 骨材粒度

骨材粒度は粗骨材に山砕、玉砕を用いたもののいずれも表6－2の水準に合せた。予定粒度は表6－6に示す。この予定粒度は米国アスファルト協会の示方粒度[13]を参照して決定した。昭和40年当時のわが国のアスファルト舗装要綱[14]に示されている骨材粒度は表6－7に示すとおりである。この試験舗装に用いた骨材粒度は最大粒径が20㎜，10㎜と小さいこと、0.074㎜通過量に2水準を取ったことなどが舗装要綱とやや異なっている。しかし舗装要綱に示す骨材粒度そのものが、米国アスファルト協会の示方粒度を用いているので、両者の間に大きな差異はない。0.074㎜通過量は大小の2水準をとったので、密粒度アスファルトコンクリート（以下密粒アスコンという）、トペカとも1：1.25の割合で水準をかえてある。土研と東洋で用いた骨材サンプルの粒度が表6－5のように異なったので、両者とも各骨材の配合比を変えてできるだけ予定粒度に近くなるように配慮してマーシャル安定度試験を行なった。2.5㎜以上の骨材粒度は比較的予定に合せやすいが、0.6㎜以下の細粒部分は用いた砂の粒度に左右されて予定粒度に合せることがむづかしく、一般に0.6㎜通過量が大きく、0.15㎜通過量が小さくなっている。特に砂の使用量の多いトペカでこの傾向が著しい。わが国の自然砂の粒度の測

836

定例[15]によれば、以上の傾向は一般的なものである。

(2) マーシャル安定度試験と設計アスファルト量

アスファルト量の決定にはマーシャル安定度試験を用いた。突固め回数は表裏各50回である。アスファルトの入荷と工程の関係で、すべての骨材粒度に対してストレートアスファルトCのみを用いて試験した。これは等粘度温度で混合、突固めを行なえば、安定度とフロー値以外はほぼ同様な試験結果が得られると考えたからである。安定度とフロー値についても従来の経験から、表6－3のストレートアスファルトA、B、C、D程度の性状の相異はマーシャル試験値にはさほど大きな影響を与えないものと考えられる。

混合温度は150℃、突固め温度は140℃とした。またマーシャル試験に用いたアスファルト量は土研では1%きざみに、東洋舗装では0.5%きざみに行なった。マーシャル試験の結果を舗装要綱に示されている基準値と対照して示したのが図6－3,図6-4である。図中の直線の左右端は要綱の基準値の上下限に相当するアスファルト量を示し、黒、白丸は基準値の中央に相当するアスファルト量を示している。また安定度と密度は最大値のアスファルト量を示している。土研では一部の配合について試験舗装舗設後再試験を行なった。

この結果よりアスファルト舗装要綱に示されている方法で基準アスファルト量を求めたが、いずれの場合も一般に用いられているアスファルト量よりやや多めの設計アスファルト量を与えた。実際に用いた設計アスファルト量は土研の試験結果をもとに、空隙率を基準として表6－2のように決定した。すなわち要綱の空隙率の基準値の平均値と最大値に相当するアスファルト量をそれぞれ大小の2水準に選んだ。

6－2－5 施　工

(1) 概　要

施工は昭和40年2月14日から3月1日まで16日間にわたって行なった。施工中は天候に恵まれ1日2試験区間を午前、午後にわけて舗設し、再施工部を含めて23区間全部を14日で完了した。混合には30$^{t}/_{hr}$のアスファルトプラントを用いた。舗設にはフィニッシャーを用い、マカダムローラとタイヤローラを併用して転圧を行なった。図6－2に示すように玉砕区間から先に（配合番号T_{13}）舗設を開始した。

(2) 施工機械

a・アスファルトプラント

日工KK製のNAP－250AZV（全自動）を使用した。能力は20^{t}～30$^{t}/_{hr}$で、ミキサーは2軸パグミル式、1バッチ容量500Kgである。骨材篩分は振動篩で2段5種

837

に分かれており、ホットビンは骨材用として5種（全貯蔵量4ｔ）、石粉用は貯蔵量300 Kgである。アスファルトの溶解には小型のケットルを2基使用した。これは必要なアスファルト量が少量のために試験舗装用に特に用意したものである。骨材の計量装置は600 Kg振子式ダイヤル型で5種の骨材の累積計量が可能であり、石粉およびアスファルト計量器はそれぞれ200Kg振子式ダイヤル型である。

b．アスファルトフィニッシャ

住友機械工業製で、ブルノックス社HA35型と同型のものである。能力は60ｔ/hrで毎分3ｍの速度で敷きならすことが可能である。敷きならし幅は最大3.5ｍである。

c．ローラ

転圧に用いたローラは10ｔマカダムローラと9～15ｔタイヤローラの2種類である。いずれも自走式のもので、渡辺機械工業ＫＫ製である。

d．骨材貯蔵所

試験舗装に用いる骨材が少量なため、特に専用の板囲いの貯蔵所を作った。板囲い下方に振動フイダが設けてあり、適量ずつベルトコンベヤに落下するようになっている。

(3) 混　合

混合は上記プラントを使用して午前、午後にそれぞれ1種類づつ行なった。アスファルトはドラム入りのものを使用したので、加熱溶解にかなり時間を要した。アスファルトの加熱温度は第1試験舗装では大体145～170℃の範囲にあり、第2試験舗装ではこれよりやや高目であった。骨材の加熱温度は第1試験舗装で175～190℃、第2試験舗装で210～230℃、混合物温度は前者で150～170℃、後者で165～180℃であった。

計量、混合は全て自動的に行なったが、当初ミキサの羽根が摩耗していたためフイラの混合が十分うまく行なわれなくなったので、山砂区間終了後新しい羽根と取り替えた。これ以後の混合は良好に行なわれた。なお配合番号T_{23}はフイラとの混合が特に悪かったため再舗装した。（図6－2参照）アスファルトケットルはアスファルトの種類の変る毎に清掃して使用した。骨材はホットビンから取ったサンプルで篩分けを行ない、所定の合成粒度になるように計量を調整した。なお試験舗装混合物の混合に先立って試験混合を行ない、ホットビン骨材粒度の傾向を調べ、計量の調整が確実に行なえるように準備した。

混合時間は試験練りの混合物の状況からストレートアスファルトについては45秒、ゴム化アスファルトについては60秒とした。

なお混合に際しては加熱温度（骨材、アスファルト）、トラック上の混合物温度、ホット

838

ピンの骨材粒度を測定すると同時にトラック上の混合物からアスファルト抽出試験用およびマーシャル試験用の混合物をサンプリングした。

(4) 舗　設

舗設は気温が10℃以上であることと舗設後の交通開放までの放置時間が2時間以上あるようにするため、午前10時から午後3時の間に行なった。タックコートにはアニオン系アスファルト乳剤PE－4を0.5ℓ／m²の割合で散布した。

最大幅3.5mのフィニッシャを用いたので、フィニッシャ両側75cmはフィニッシャより出た混合物を人力により敷きならした。初転圧はマカダムローラ、2次転圧はタイヤローラとマカダムローラで行ない、仕上げはマカダムローラとした。アスファルトの温度－粘度曲線から求めた転圧開始温度はストレートアスファルトで140～150℃、ゴム化アスファルトで160～180℃とかなり高い温度であった。ストレートアスファルトの場合2、3の例を除いて敷きならし直後の混合物温度がすでにこれを下まわっていたので、いずれの区間も敷きならし後すぐに転圧を開始した。ゴム化アスファルトでは高温の場合ローラに混合物が付着しやすいため、付着しなくなる温度140℃～145℃に冷えるまで待ってから転圧を開始した。なお混合物がローラ車輪に付着しないようにするため車輪に切削油を塗布した。仕上げ転圧時に混合物温度は60～70℃に低下していた。

転圧回数はD_{14}、T_{13}についてはそれぞれ20回程度行なったが、これらの観察の結果以後15回以上を目標とした。

舗設に際しての品質管理としては混合物現場到着温度、転圧温度、転圧回数、タックコートの量、舗装厚、コアによるマーシャル安定度試験および抽出試験を行なった。舗装厚は舗設の翌日にコアカッターで10cm径のコアを9個採取し、これより測定した。

配合番号D_{14}はローラ転圧終了後1時間で交通に開放したため、混合物の温度が冷却しきっておらず、タイヤのわだちの跡が付くなど、最初から表面を凹凸にしたことや、平均厚5～6cmと厚かったことなどからT_{23}と同様に再舗装を行なった。

(5) その他

表層混合物の流動を数量的に観測するための白線を舗装表面に設けた。ダイヤモンドブレードで幅10㎜、深さ15㎜の溝を切り、この中に白色カラーアスファルト乳剤とフイラとの混合物を注入した。

6－2－6　施工時における品質

(1) 骨材粒度

骨材粒度は表6－6に示す予定粒度をもとに、試験混合時のプラントのホットビン粒度を使用して決定した（以後これを標準実施粒度という）。骨材粒度の変動はプラントにおける各ホットビンの粒度を合成したもの（以下ホットビン合成粒度という）と混合物の抽出試験後の骨材粒度（以下抽出粒度という）より求めた。ホットビン合成粒度はトペカ、密粒度アスコンともにほぼ±5％以内に入っていた。特に2.5㎜通過量と0.074㎜通過量は一部を除いてほとんど±2％以内となった。しかし抽出粒度は混合物および切取りコアによるものいずれもが±10％に及ぶ変動を示した。トペカの2.5㎜通過量はプラス側に、密粒度アスコンも同じくプラス側に5％以上の差を示し、0.074㎜通過量はトペカで±3％以内に入っており、密粒度アスコンではマイナス側に5％以上の差を示した。

ホットビン合成粒度はほぼＪＩＳＡ１１０２骨材ふるい分け試験方法に基づく量（１㎏～５㎏）のサンプルにより試験しているので変動が小さく、抽出粒度はわずか１㎏足らずのサンプルにより試験するためサンプリング誤差が大きく、ほぼ倍に近い変動を示したものである。変動の幅に差はあるが、ホットビン合成粒度と抽出粒度には同じような傾向がみられる。表6－8はその後観測中にコアを採取して求めた抽出粒度も加えて、骨材粒度のうち2.5㎜通過量と0.074㎜通過量について標準実施粒度と比較したものである。トペカは一部を除いて標準実施粒度との差が小さい。しかし密粒度アスコンでは2.5㎜通過量が3～7.5％大きく、また0.074㎜通過量も1～4％大きくなっている。したがって明らかにホットビン合成粒度とは異なるものが舗設されたことになる。この理由として考えられるのは各ホットビン骨材のサンプリングの片寄りおよびプラントの計量誤差が考えられる。以上のデータではこれらのいずれが大きく影響したかは判断できない。表6－8の結果より密粒度アスコンは修正トペカに近いものが舗設されたことになり、また0.074㎜通過量の大小の水準は明確に区別できなくなっている。試験結果の解析にあたってはこれらの事柄を十分心得ておくべきである。

(2) アスファルト量

施工時の混合物および観測中の切取りコアより抽出したアスファルト量は表6－9に示す。第1試験舗装では全体に少な目のアスファルト量を与えているが、T_{13}を除いてこの程度の差異であれば比較的良好な施工であり、アスファルト量大小の水準もほぼ満足されていると考えられる。第2試験舗装は第1試験舗装に比べて更にアスファルト量が少ないが、T_{21}との比較には支障がないと考えられる。アスファルト量が少なく抽出された理由として計量誤差の外にゴム化

840

アスファルト中のゴム分が十分抽出されなかったことが考えられる。

(3) 舗装厚

舗装厚は切取ったコアの厚さより求めた。各試験区間とも延長２０ｍと短いので、フィニッシャによる仕上げに多少むらを生じ、厚さが変動していたが、大体４～4.5㎝厚におさまった。各区間毎の範囲（Ｒ）は0.5～1.0㎝とほぼ一定しており、舗装厚については満足すべき結果が得られたと考えられる。

(4) 温　度

図６－５および図６－６に第１試験舗装の温度測定結果を示す。アスファルト、骨材および混合物の温度は比較的変動が小さく、混合物の現場到着温度や転圧開始時の温度は変動の幅が大きくなっている。プラントで測定した混合物温度より現場到着温度が高くなっているのは、測定場所の違いによるものであろう。これより各バッチ毎の温度の変動がかなり大きいことが予想される。図６－７は粘度試験より求められたアスファルト加熱温度、転圧温度と実際の施工温度との関係を示す。アスファルト加熱温度はゴム化アスファルトを除いてほぼ指定温度に近く、転圧温度は指定温度より１０～２０℃低目であった。

(5) マーシャル試験

マーシャル試験はプラントで採取した混合物を突固めた供試体および切り取りコア供試体に対しても行なった。転圧後の密度はトペカで大略2.２０～2.３０ｇ／㎤で配合設計時の97％以上の値を示した。密粒度アスコンでは2.３０～2.４０ｇ／㎤の間にあり、配合設計時の98％以上の値を示した。空隙率はトペカで４～８％、密粒度アスコンで３～８％の間にあり、配合設計時の1.1～1.9倍となった。切取りコアのマーシャル安定度はプラント混合物のマーシャル安定度に比べて、トペカで0.5～0.7倍、密粒度アスコンで0.3～0.7倍である。またプラント混合物のマーシャル安定度に比して、配合設計時の安定度はトペカ、密粒度アスコンとも0.8～1.0倍であった。

６－２－７　観測項目

(1) 概　要

舗設後の観測項目と測定方法および頻度を表６－１０に示す。

(2) 交通量と交通荷重

交通量は全国交通情勢調査の結果によることとし、特に試験舗装地点での観測は実施しなかった。表６－１１は交通情勢調査の結果を示す。１７号線のこの地区は特に大型車の混入率が大きい。試験舗装地点よりやや東京寄りの吹上地区において昭和３９年１２月に測定した車輌重量分布は表６－１２に示す。大型車輌の大半は輪荷重５～１０ｔで、車輌保安基準

に示す輪荷重5tをはるかに超えている。車輪の通過位置は図6－8、図6－9に示す通りで、同図に示すわだち掘れの大きい部分に集中していることがわかる。

(3) 路面温度

路面温度についてはすでに第5章にのべた千葉市における測定結果と大きな相違はないものと考え、特に測定は行なわなかった。

(4) 縦断方向の凹凸

縦断方向の凹凸は路面凹凸測定器[16][17]を用いて測定した。これは長さ4mの台車を水平方向に直線に固定された10個の車輪によって接地させ、中央にある測定車輪によって路面の凹凸を自記記録するものである。測定値は50cm毎によみ取り、その変動を標準偏差で示して比較した。

(5) 横断方向の凹凸（わだち掘れ）

横断方向の凹凸はバンボメータまたは横断プロフイロメータ[18]により測定した。測定値は図6－8、図6－9に示すようになる。測定は1試験区間で2ケ所行なった。左右輪のわだち掘れを求めて、平均し、更にこれを2ケ所の測線についても平均してわだち掘れ量とした。

(6) 縦流れ

各試験区間に2ケ所白線を埋込み、この移動量を図6－8、図6－9に示すように測定した。測定結果は2白線の最大流れ量の平均で表わした。

(7) コアの密度

各試験区間よりコアを採取し、密度を測定し、空隙率等の変化を求めた。またコアについて抽出試験を実施し、骨材粒度、アスファルト量を照査した。

(8) すべり摩擦係数

すべり摩擦係数はポータブルすべり抵抗測定器[19]と試験車[19]によって測定した。

6－2－8　観測結果と考察

(1) 縦断方向の凹凸

縦断方向の凹凸の標準偏差は施工当初に大きく、施工後1年の間にむしろ小さくなる傾向を示している。この傾向は一般的なものであり、施工当初の凹凸が車輪の走行により均らされることを表わしている。一般に舗装の施工直後の凹凸については、それが走行性に直接かかわり、施工の良否を判断される材料となるものなので、現場の施工に関係する技術者が最も注意を払う点である。しかし施工後の平担化を考慮すれば、一定の基準値内にあれば十分と考えられる。

842

施工後5年以上を経過したとき標準偏差はかなり大きくなり、8年後の状態ではいずれの舗装も補修を必要とするほどになっていた。これはわだち掘れや縦流れの進行とともに縦断方向にも大きな凹凸が発生しはじめたことによる。8年後の標準偏差はトペカで一般に大きな値を示したが、わだち掘れとは明確な相関はなかった。

(2) 横断方向の凹凸（わだち掘れ）

図6－10はわだち掘れの経年変化を各試験区間について示したものである。すべての試験区間で施工後1～2年間に急激なわだち掘れの進行がみとめられ、また5年以後の進行はゆるやかになっている。これはわだち掘れの進行にともなって混合物の流動に対する抵抗が大きくなることをうかがわせる。図6－11は累計大型車交通量とわだち掘れの関係を片対数紙上にプロットしたもので、平均的に直線関係があり、図6－10と同様なことが言えよう。

わだち掘れはトペカで大きく、またアスファルト量大で大きいことは両図より明らかである。またゴム化アスファルトでは非常に小さい値となっている。表6－13はわだち掘れの分散分析結果で図6－12は有意な因子に対する要因効果図である。表6－13よりわだち掘れに対して最も寄与率の大きい因子は2.5㎜通過量で、全体の40％を占め、次いでアスファルト量と最大粒径となる。その他主効果のある因子は針入度と0.074㎜通過量であるが寄与率は小さい。アスファルト量と粗骨材種類について交互作用があるがこの寄与率も小さい。図6－12より2.5㎜通過量の効果の大きいことがわかる。これは密粒度アスコンのように安定度の大きいものと安定度の低いと考えられるトペカの両極端に近い粒度を採用した結果であろう。いずれにしろトペカはそのまま重交通道路のコンクリート舗装のオーバーレイには用いることができない。アスファルト量がわだち掘れに対して影響の大きいことは当然予想されることで、アスファルト量の差0.5％の寄与率は2.5㎜通過量を別にすれば、大きな値である。しかしアスファルト量を0.5％少なくすることは、混合物のたわみ性を小さくし、またタイヤチェンに対する耐摩耗性を小さくするなどの影響があるので、この結果だけで簡単に実用上の判断はできない。最大粒径は近年小さくする傾向があった。それは小さい方が施工の仕上りがよいという単純なものである。20㎜では仕上りはやや悪くなるが、わだち掘れに対する影響の大きいことから、重交通道路では最大粒径20㎜を採用すべきであろう。図6－12より0.074㎜通過量の大きい方がわだち掘れが大きいのは、混合物空隙が0.074㎜以下の粒子により充填されるからであろう。0.074㎜通過量は粒度範囲の中央値程度におさえるべきであろう。アスファルトの針入度の水準は60～80と80～

843

100で，またこの両者の軟化点の差はさほど大きいものではない。したがって針入度の影響は予想したものより大きいといえよう。図6－11において第2試験舗装のわだち掘れは第1試験舗装におけるものより小さく、アスファルトの種類による効果の大きいことを示している。図6－13はアスファルトの種類によるわだち掘れを比較したもので、針入度の小さいアスファルトやゴム化アスファルトの効果の大きいことを示している。今後硬いアスファルトの使用を考慮すべきであろう。

図6－14はわだち掘れとプラント混合物のマーシャル安定度試験の関係を示すものである。ゴム化アスファルトを含めて空隙率、飽和度および安定度／フロー値（以下S／Fとして示す）に比較的よい相関がみられる。配合設計時のマーシャル安定度試験値および舗装後のコアによるマーシャル安定度試験値とわだち掘れの間にはよい相関がなかった。いま累計大型車交通量1000万台／車線 おける許容わだち掘れ量を10㎜とすれば、プラント混合物のマーシャル安定度試験値は空隙率で6％以上、飽和度70％以下、S／Fで30Kg・cm^{-1}×100以上必要となる。これらの値は現要綱[20]のマーシャル試験に対する基準値に比べると、ほぼ限界の値となっている。

(3) 縦流れ

縦流れは縦断方向の凹凸と同様に8年後もなお進行している。図6－15は累計大型車交通量と縦流れの関係を示す。この図からも縦流れがなお進行中であることがわかる。また縦流れに対しても2.5㎜通過量、アスファルト量およびアスファルト種類の影響の大きいことがわかる。

(4) コアの密度

図6－16は密度の経年変化である。密度はわだち掘れとほぼ同様に舗装後2年間に急速に大きくなり、以後はほとんど変化しない。つまり高密度化（Densification）は2年間でほぼ終了したといえよう。

図6－17はこの試験舗装の各種の密度を比較したものである。第1試験舗装における配合設計時の室内マーシャル試験の密度に対しプラント混合物のマーシャル密度は99～102％、舗設密度は98～100％、8年後の密度は101～104％となった。これらの値はトペカ、密粒度アスコンとも同様である。ゴム化アスファルトの場合は室内マーシャル試験の密度として第1試験舗装のT_{21}の値を用いているので、締固め度は小さくなっている。6－2－6(1)に示したように配合設計時の骨材粒度と実際に舗設した混合物の粒度との間にかなり大きな差があったにもかかわらず、ゴム化アスファルトを除いて、室内マーシャル密度と

8年後の終極密度は比較的よい相関を有しているようである。

第1試験舗装においてプラントマーシャル密度に対する舗設密度は97～100%、8年後の終極密度は101～104%である。また舗設密度に対する終極密度は102～105%となっている。これらの値はトペカ、密粒度アスコンの間に大きな差異はない。ゴム化アスファルトについて終極密度の締固め度はプラントマーシャル密度について105%、舗設密度について104%以上といずれも大きな値となっている。

アスファルト舗装要綱では舗設密度の管理、検査に用いる基準密度として、「工事の初期に実際に使用する混合物の締固め試験を行ない、標準締固め密度を決定する。」となっていて、プラントマーシャル密度を基準として舗設密度を管理することは、図6－17よりみてほぼ妥当のように思われる。しかし終極密度はプラントマーシャル密度の100%以上となり、特にゴム化アスファルトのように硬いアスファルトを用いた混合物では105%以上の値となることは、混合物の性状の各種試験を実施する上で十分注意すべき事柄である。表6－14および図6－18はプラントマーシャル密度に対する終極密度の締固め度の分散分析結果である。主効果の大きいのは粗骨材種類と0.074㎜通過量である。粗骨材については山砕の締固め度が大きい。また0.074㎜通過量の小さい方が締固め度が大きい。これらの水準のものが交通荷重により締固まりやすいか、もしくはプラントマーシャル密度が小さくでるためであろう。

(5) すべり摩擦係数

40年5月および8月に測定した路面のすべり摩擦係数は湿潤状態で玉砕を用いた密粒度アスコンがやや大きな摩擦係数を与えているが、それ以外特に大きな差異はなかった。5年後に大型バスにより測定した値も同様に混合物毎の差は見出せなかった。

(6) その他

打換え時に基層混合物が、コンクリート版の横継目の前後で剝離していた。コンクリート版の継目より水分が版と混合物の間に入り込み、混合物を剝離させたものと推定される。コンクリート版のオーバーレイに際しては継目部分の防水性を十分に確保する必要がある。

6－2－9　コンクリート版上のアスファルト混合物に関する試験舗装のまとめ

岡部試験舗装は8年間にわたって1,000万台の大型車を通した。その間大きなわだち掘れが生じ、目的とした流動性に対していくらかの結果を示してくれた。この種の試験舗装はわが国で最初の試みであったため、当初の実験計画や裏付けとする室内試験にかなり不備な点もあったが、それなりに新しい知見も得られた。主な結果をまとめると次のとおりである。

845

(1) アスファルト舗装の縦断凹凸量は舗設後しばらくは小さくなる傾向がある。したがって舗設時の縦断凹凸量に神経質になり過ぎるのは無用のことと思われる。わだち掘れが大きくなると縦断凹凸量も大きくなる。しかし両者の間によい相関はない。

(2) わだち掘れは交通開放後1～2年で急速に進行し、5年以後は進行がゆるやかになる。これはわだち掘れの進行とともに混合物の流動抵抗が大きくなるためと考えられる。

(3) 密粒度アスコンはトペカに比して明らかにわだち掘れの発生量が小さい。トペカは重交通道路のコンクリート舗装のオーバーレイに用いてはならない。

(4) アスファルト量を0.5%少なくすることによりかなりわだち掘れを小さくできる。

(5) 骨材最大粒径は大きい方がよい。一般には20㎜とすべきであろう。

(6) 0.074㎜通過量は要綱の粒度範囲の中央値がよい。

(7) アスファルトの針入度はわだち掘れに対して影響する。特にゴム化アスファルトや針入度40～60のアスファルトによって大幅にわだち掘れを小さくできる。今後硬いアスファルトの採用を考慮すべきである。

(8) プラント混合物のマーシャル安定度試験の空隙率、飽和度および安定度／フロー値とわだち掘れの間によい相関がみられた。累計大型車交通量1,000万台／車線における許容わだち掘れ量を10㎜とすれば、プラント混合物のマーシャル安定度試験値は空隙率で6%以上、飽和度70%以下、S／Fで30$Kg \cdot cm^{-1}$×100以上となる。

(9) 縦流れもわだち掘れと同様の傾向を示すが、わだち掘れのように数年で進行が止まることがない。

(10) 密度はわだち掘れとほぼ同様に舗設後2年間で高密度化が終了する。室内マーシャル密度に対する舗設密度、終極密度はそれぞれ98～100%、101～104%である。プラントマーシャル密度に対する舗設密度、終極密度はそれぞれ97～100%、102～105%となり、いずれの場合もトペカと密粒度アスコンで差がなかった。プラントマーシャル密度を基準として舗設密度を管理することは妥当である。加熱アスファルト混合物の室内における性状試験には終極密度を考慮すべきである。

(11) すべり摩擦係数の測定結果は舗設後の日の浅いときのものしかないが、混合物種類によって特に大きな差はなかった。

(12) コンクリート版の継目付近の基層混合物に剥離がみられた。オーバーレイの設計にあたって防水性を考慮すべきである。

846

6－3　たわみ性路盤上のアスファルト混合物に関する試験舗装

6－3－1　概　　要

この試験舗装はアスファルト混合物の配合設計方法について、岡部試験舗装より更に詳細な調査を行なうため、昭和42年9月に国道14号線千葉市幕張地先に施工したもの[21][22][23][24]である。(以下幕張試験舗装という)配合設計方法に関するA区間の外にアスファルト材料の比較を行なうB区間を加えて、合計60種類におよぶ混合物をそれぞれ第1車線、第3車線に舗設した。観測は現在なお継続中であるが、この報告は舗設後約5年間の調査結果をとりまとめたものである。

6－3－2　試験道路の概要

(1) 概　　要

東京都と千葉市を結ぶ国道14号線のうち交通渋滞の著しい千葉市幕張地先において、海岸寄り埋立地にバイパス道路が施工された。このバイパス道路の一部約2,000mを試験舗装区間とし、橋梁、交差点等を除外した実延長1,500mに60種類の混合物を舗設した。1種類の混合物の試験区間長は25mである。試験舗装は大きくわけて次のA、B2区間より構成されている。

(i)　A区間：アスファルト混合物の配合設計に関する試験舗装、48種類、1,200m

(ii)　B区間：アスファルト材料に関する試験舗装、12種類、300m

舗装断面は図6－19に示す。この試験舗装の対象としたのは第1車線と第3車線の表層(4cm厚)である。試験舗装部分の施工はすべて東亜道路KKが実施し、基層以下は東亜道路KKと東京舗装KKが分担して施工した。なお第2車線には表層に一般の修正トペカを施工した。

昭和42年12月における交通量の実測値は表6－15に示すとおりである。また同年の車両重量測定結果は表6－16に示す。車輌重量測定結果より5年後の交通量の伸び率を1.6とした場合、設計輪荷重P[25]は、第1車線で9t、第3車線で6tとなる。路床の設計CBR＝6としたときに必要なT_A、合計厚と実際のT_Aと合計厚は表6－17に示すようになり、ほぼ舗装要綱の条件を満足していることがわかる。

(2) 路床、路盤および基層

路床土は東京湾の海底砂を吹上げたもので、貝片が多い。この上に山砂を約35cm程度敷き均し転圧した。海砂は砂質ローム、山砂は砂に分類される。路床上の支持力試験の結果は表6－18に示すとおりで、海底砂による埋立地としては比較的良好な路床と判断される。

下層路盤材料は川崎製鉄千葉工場の鉱滓を30cm厚に舗設した。転圧は10tマカダムローラおよび15tタイヤローラによった。下層路盤の支持力試験の結果は表6－19に示す。

847

スラグは水硬性を有するので[26]、下層路盤支持力はその後かなり大きくなっているものと予想される。

上層路盤にはアスファルト安定処理を用いた。骨材には最大粒径２５㎜の川鉄スラグのクラッシャーランを用い、これにフイラ３％とストレートアスファルト８０～１００を４％混合した。試験舗装と同じアスファルトフイニッシャにより８㎝，７㎝の２層に仕上げ、１０ｔマカダムローラ、１５ｔタイヤローラにより転圧した。上層路盤上の支持力試験の結果は表６－２０に示す。

基層は粗粒度アスファルトコンクリートで粗骨材に石灰岩を用いたこととストレートアスファルト８０～１００を用いたこと以外は試験舗装と同じ材料を使用している。粒度は図６－２０に示す。マーシャル安定度試験の結果は、表６－２１に示すとおりで、設計アスファルト量を 5.2％とした。施工は試験舗装と同様に行なった。施工された基層の品質は表６－２２に示す。

６－３－３　試験舗装の種類と組合せ

(1) アスファルト混合物の配合設計に関する試験舗装

両部試験舗装においてわだち掘れに対して寄与率が大きかった因子はアスファルト量、アスファルト針入度、２.５㎜通過量および０.０７４㎜通過量であった。幕張試験舗装では以上の諸因子に加えて 0.6 ㎜フルイ通過量と粗骨材種類の２因子を追加した。各因子と水準については表６－２３に示す。

a．２.５㎜フルイ通過量

アスファルト舗装要綱に示す粗粒度アスファルトコンクリート（以下粗粒度アスコンという）、密粒度アスファルトコンクリート（以下密粒度アスコンという）および修正トペカの３水準とした。目標とした２.５㎜フルイ通過量は要綱に示す範囲の中央値で、それぞれ２８、４３、５８％である。

b．０.６㎜フルイ通過量

０.６㎜フルイ通過量はこの試験舗装において新らたに加えた因子である。近年わが国では、０.６㎜フルイ通過量の多い細砂が多くなっており、０.６㎜フルイ通過量を要綱に示す粒度範囲に入れることが困難になりつつある。したがって０.６㎜通過量の影響を調査しておくことは、今後のわが国の骨材事情からみて重要なことである。また英国で用いられているロールドアスファルト[27]の骨材粒度は０.６㎜フルイ通過量が大きく、この混合物では締固めた状態での骨材間隙率（ＶＭＡ）が大きくなり、多量のアスファルトを含ませ得るといわ

848

れている。この点も0.6㎜フルイ通過量を因子として取上げた理由である。0.6㎜フルイ通過量は粗粒度アスコン、密粒度アスコン、修正トベカとも大小の2水準とした。水準大は舗装要綱の範囲の上限、水準小は舗装要綱の中央値である。実際の配合で水準大は要綱の上限より更に大きくなった。

c．0.074㎜フルイ通過量

各混合物とも大小の2水準をとった。水準の大は要綱の範囲の上限を超えるもの、水準小は要綱の下限付近である。

d．粗骨材の種類

玉石砕石（以下玉砕という）と砂岩の山砕（以下砂岩という）の2水準をとった。

e．アスファルト針入度

岡部試験舗装において針入度40～60のストレートアスファルト区間のわだち掘れが小さかったので、この試験舗装では40～60と80～100の2水準をとった。

f．アスファルト量

アスファルト量は表6－23に示すすべての配合について大小2水準をとった。これは各配合について最適なアスファルト量を求めることを目的としたためである。本来この目的からいえばアスファルト量として3水準を取るべきであると考えられたが、試験区間の関係でやむおえず2水準とした。水準大はマーシャル安定度試験による最適アスファルト量、水準小は最適アスファルト量－0.5％である。

g．その他の因子

A区間で取上げた因子は表6－23に示したものだけであるが、第1車線と第3車線に同じ混合物を繰返して舗設したので、車線の相異も1つの因子と考えられる。すなわち第3車線ではアスファルト安定処理上層路盤を用いていないので、第1車線と支持力が異なり、また走行する車輌の数、重量等も異なるからである。

以上に述べたa～e.の5因子を実験計画法にもとづく直交表L_{16}に割り つけた。粗粒度アスコンはL_{16}に対する一部追加として取扱った。実験計画法を用いたのは、ここに取上げた因子以外の因子の影響を確率化するためである。最終的に表6-23に示す24種の混合物とし、これらの各配合についてアスファルト量を大小2水準にとったので、A区間は合計48種類である。更に第1車線と第3車線に同じ混合物を舗設したので、合計96試験区間となった。

(2) アスファルト材料に関する試験舗装

アスファルト材料として国産品8種類、輸入品4種類合計12種類を用いた密粒度アスコ

ンを舗設した。アスファルトの種類は次のとおりである。

国 産 品

1. ゴム化アスファルト	2 種
2. ベネズエラ原油によるアスファルト	2 種
3. 中東アジヤ原油によるセミブローンアスファルト	2 種
4. 中東アジヤカフジ原油によるセミブローンアスファルト	1 種
5. 中東アジヤカフジ原油によるストレートアスファルト	1 種

輸 入 品

6. イギリス製	1 種
7. アメリカ製（カリホルニヤ原油による）	1 種
8. ドイツ製	1 種
9. トリニダッドレーキアスファルト	1 種

ゴム化アスファルト、ベネズエラアスファルト、中東セミブローンアスファルトについてはそれぞれメーカの異なるものを用いた。ベネズエラアスファルトはナフテンベースに近いストレートアスファルトで、パラフィンベースのセミブローンアスファルトとの比較のために採用した。中東セミブローンアスファルトやカフジセミブローンアスファルトはわが国で最も一般的に用いられているものである。セミブローンアスファルトとの比較のためカフジストレートアスファルトも採用した。イギリス製、ドイツ製はいずれもパラフィンベースのセミブローンアスファルトで、アメリカ製はナフテンベースの代表的なものである。トリニダッドレーキアスファルトは欧州で今日なおよく用いられているもので、舗装用として非常によい性状を示すといわれている。この試験舗装ではこれに針入度１５０～２００のストレートアスファルトを１：１で混合して針入度を調整した。

骨材粒度は密粒度アスコンで、舗装要綱に示す粒度範囲の中央値を予定粒度とし、粗骨材には砂岩を使用した。

６－３－４ 使用材料

(1) アスファルト

使用したアスファルト材料の物理試験結果は表６－２４に示す。A区間の配合設計に関する試験舗装では丸善石油製のストレートアスファルト４０～６０および８０～１００を使用した。B区間では上記以外の１２種類のアスファルトを用いた。

250

(2) 骨　材

骨材の材種と産地は表6－25に示す。また各骨材の比重、吸水量、粒度は表6－26に示すとおりである。

6－3－5　配　合

(1) A区間の配合

a. 骨材粒度

予定粒度は表6－27に示す。粗粒度アスコン、密粒度アスコンおよび修正トペカについてそれぞれ4種類の粒度を予定した。この4種類は0.6㎜フルイ通過量2種と0.074㎜フルイ通過量2種をそれぞれ組合せたものである。0.6㎜フルイ通過量は舗装要綱の粒度範囲の中央値と、粗粒度アスコンで1%、密粒度アスコンで5%、修正トペカで8%上限をとび出すものの2水準、0.074㎜フルイ通過量は要綱の粒度範囲の上、下限値の2水準である。室内試験に用いた骨材粒度は表6－27の予定粒度に対して、2.5㎜フルイ通過量と0.074㎜フルイ通過量で1%以内に入るよう各骨材の配合比を調整したものである。合成粒度を表6－28に示す。

b. マーシャル安定度試験と設計アスファルト量

材料の決定から施工開始まで十分な時間が取れなかったので、設計アスファルト量の決定のためのマーシャル安定度試験は簡略な方法で行なった。アスファルトは丸善石油製80～100のみを用い、アスファルト量は予想量を中心にして1%間隔に3点を選んだ。両面各50回突きで供試体を作成した。混合温度は160℃、締固め温度は150℃で、いずれも温度－粘度関係より求めたものである。マーシャル安定度試験の結果は図6－21に示す。図6－21は舗装要綱に示す各特性の基準値の範囲に相当するアスファルト量を示したもので点線の部分は推定範囲である。図6－21から暫定の設計アスファルト量として空隙率の基準範囲の下限に相当するアスファルト量をとった。（図中の○印）この暫定の設計アスファルト量で再びマーシャル試験用供試体を作成し、供試体外観を数人の試験者で観察してアスファルトの過不足を判断し、最終的な設計アスファルト量を決定した。この試験舗装ではすべての混合物についてアスファルト量を大小2水準にとり、アスファルト量大には設計アスファルト量を、アスファルト量小は設計アスファルト量から0.5%減じたものとした。各因子と水準の組合せおよび配合番号とアスファルト量を表6－29に示す。

(2) B区間の配合

B区間では粗骨材に砂岩を使用し、粒度および設計アスファルトを一定として、アスファルトの種類のみを１２種類に変えた。マーシャル試験までにアスファルトがすべて揃わなかったので、A区間と同じ丸善石油の針入度８０～１００を用いて試験した。骨材粒度は表６－３０に示すような密粒度アスコンである。この合成粒度を用いて0.5％きざみに5種のアスファルト量を選び、両面各５０回突固めて供試体を作成した。試験結果は図６－２２に示す。各特性の基準値に相当するアスファルト量の範囲から、共通範囲の中点を取ると4.9％となる。密粒度アスコンに対し4.9％のアスファルト量はいかにも少ないこと、供試体外観よりみてアスファルト量が多少、少な目であると判断されることなどから、飽和度に対する上限5.3％までアスファルト量を多くした。

(3) マーシャル安定度試験の再試験

A、B両区間とも施工後再度マーシャル安定度試験を行なった。粗粒度アスコンでは実際に使用したアスファルト量が、再試験より求めたアスファルト量よりやや少な目となり、密粒度アスコンと修正トペカでは両者の間にさほど大きな差はみられなかった。

６－３－６　施　　工

(1) アスファルトプラント

表６－３１にアスファルトプラントの諸元を示す。

(2) 混　　合

コールドフイーダはレシプロ形式で、ゲートの開度と各骨材の流量とを事前にチェックして送量を調整した。ホットビンの骨材に対してフルイ分け試験を行ない、合成粒度内に入るよう計量比を決定した。工事開始当初１０回程度ホットビン合成粒度をチェックした結果、粗骨材（２０.０㎜～５.０㎜）までほとんど差がなく、２.５㎜以下の細骨材に多少差を生ずることがわかったので、以後は2.5㎜、0.6㎜のみをフルイ分けしてコールドフィーダの送量と計量比を調整した。

アスファルトはプラント本来のアスファルトタンクを用いないで、小型のアスファルトケットル2基によった。アスファルトケットルは直接加熱式で、試験舗装のために特に用意したドラム入りアスファルトを溶解した。アスファルトはケットルから特別に取付けたパイプにより吸上げられ、計量器に送られる。混合温度は温度－粘度曲線より求められる温度によった。

852

(3) 舗　設

試験舗装はA区間とB区間を区分した。また玉砕と砂岩を同時に貯蔵する能力がプラントになく、同時施工ができないので、A区間は玉砕区間と砂岩区間にわけ、それぞれ日を分けて施工した。この細分された区間毎にそれぞれ無作為に各混合物の配置を割付けた。全体の配置は図6－23に示す。

舗設順序は図6－24に示すとおりである。図中D61とD62は粒度が同じで、アスファルトの使用量のみが異なるので、プラントではまずD61を混合して第1車線に舗設し、次いでプラントでは粒度はそのままにアスファルト量のみを変えたD62を混合して舗設し、次いで粒度を変えてT41、同じ粒度でアスファルト量の異なるT42というように、第1車線、第3車線と移動しながら舗設した。全面交通開放しながら舗設したため、交通の整理上D61とD62の間は75m～100m間隔をあけて施工した。

混合物はダンプトラック1台に1区間分（25m）約11～12tを積載して運搬した。アスファルトフィニッシャは幅3.5mのものに左右各50cmのエクステンションを取付けて4.5mとし、第1車線では更に路肩側25cmを手仕上げとした。転圧には10tマカダムローラと15tタイヤローラを使用し、各15～20回往復転圧した。

6－3－7　施工時における品質

(1) 混合物の温度

混合物の温度はミキサからトラック上に排出された直後5～10バッチ間隔に温度計により測定した。また転圧開始時の温度も測定した。これらの結果は表6－32に示すとおりである。プラントにおける混合物温度は温度－粘度関係より求められる所定の温度に近いが、変動の範囲がかなり大きい。また転圧温度は所定の温度よりかなり低目である。

(2) 舗装厚

設計厚は4cmである。各試験区間より6個のコアを採取し、その厚さの平均を求めた。舗装厚の平均は4.22cmと設計値よりやや大きい。$\sqrt{V}$は0.64cmと舗装要綱の検査基準に用いられている標準偏差0.55cmよりかなり大きくなった。これは25mという短区間毎に区切られた舗設であったため、アスファルトフィニッシャの厚さの調整が十分にできなかったことによることは明らかである。厚い区間と薄い区間では1.5cm以上の厚さの差を生じている。

(3) 骨材粒度とアスファルト量

各試験区間からそれぞれ2ケのコアを採取し、抽出試験を行なって、アスファルト量、2.5㎜、0.6㎜、0.074㎜各フルイ通過量を求めた。アスファルト量は設計値よりやや少な目

843

で、$\sqrt{V}$は0.34とアスファルト舗装要綱の検査基準の作成に用いた標準偏差0.3よりいくらか大きい。これも少量多種の混合のため、骨材、アスファルトの計量が十分にできなかったためと考えられる。抽出アスファルト量と設計アスファルト量の差について、直交表により分散分析を行なったが、2.5㎜、0.6㎜、0.074㎜通過量の各因子について有意とはなったが、寄与率は小さかった。0.6㎜通過量が大きいとアスファルト量は多く、0.074㎜通過量が大きいと逆にアスファルト量は少なくなる。0.074㎜通過量が多い混合物ではアスファルトが十分に抽出されないためと考えられる。

2.5㎜および0.6㎜通過量の平均は設計値に対して0.3～0.4％と差が小さいが、試験区間によっては10％以上の差を示すものがあった。2.5㎜通過量の$\sqrt{V}$は要綱で用いた標準偏差3.5％よりやや大きかった。0.074㎜通過量も平均して多目になっていた。これは抽出試験により洗い分析されたためと考えられる。$\sqrt{V}$は要綱の標準偏差1.35％よりかなり大きい。骨材粒度に対する分散分析では、2.5㎜、0.6㎜通過量に有意な因子は見出されなかった。0.074㎜通過量は0.074㎜通過量の大小2水準によって顕著な差を示し、0.074㎜通過量大の水準の方が、抽出した0.074㎜通過量が比較的大きい。

(4) 密度、締固め度

コアの密度のプラントマーシャル密度に対する締固め度のヒストグラムは図6－25に示す。平均値は99％と大きい。$\sqrt{V}$は要綱の検査基準の作成に用いた標準偏差2.0％の約2倍となっている。締固め度の分散分析の結果寄与率の大きい因子はなかった。

プラントマーシャル密度およびコアの密度に対する分散分析で、粗骨材種類および2.5㎜通過量の寄与率の大きいのは当然であるが、0.074㎜通過量の寄与率は比較的大きく、0.074㎜通過量の大きい方が密度は大きくなる。コアの密度ではアスファルトの針入度の寄与率も大きく、またアスファルト量も有意である。針入度の大きいアスファルトを使用した場合およびアスファルト量が多い場合の方が　当然密度は大きい。プラントマーシャル密度よりもコアの密度に対して有意な因子が多いことは、プラントマーシャルがコアの状態を十分に反映していない証拠とも考えられる。

(5) マーシャル安定度試験値

配合試験時の室内マーシャル試験、プラントマーシャル試験およびコアに対するマーシャル試験の各測定値間の相関を表6－33に示す。プラントマーシャル試験値とコアマーシャル試験値に有意の相関が多いのは、プラントで混合された同一の混合物を用いているので当然予想されるとおりである。アスファルト舗装要綱では「大規模な舗装工事などの場合は舗設

に先立って設計アスファルト量の混合物を実際のアスファルトプラントで製造し、その混合物についてマーシャル試験を行ない、基準値とてらし合わせ、もしそれを満足しない場合は骨材粒度またはアスファルト量の修正を行ない、最終的な配合を決定する。」となっている。つまり配合設計時に室内で実施したマーシャル試験は骨材サンプルの相異やアスファルトプラントでの配合の相異などによって実際に舗設されるものといくらか異なるおそれがあるため、上記の修正の規定を設けたが、表6－33からみてもその妥当なことがうかがわれる。

6－3－8　観測項目と測定方法

(1) 概　要

観測項目は交通量（台数、車輪重量、走行位置）、ひびわれ率、ベンケルマンビームたわみ量、縦断凹凸、横断凹凸（わだち掘れ）、密度、すべり抵抗、アスファルト性状および表面状態の観察である。岡部試験舗装ではコンクリート版上のオーバレイとして施工したため、ひびわれ率、ベンケルマンビームたわみ量の測定は行なっていない。ベンケルマンビームたわみ量、縦断凹凸、横断凹凸については毎年2回（夏、冬）と測定している。その他の項目については適当な間隔をおいて測定した。

(2) 交通量

舗設後1年、3年、5年目に測定した。車輪重量は第1車線、第3車線に設置した車輪重量計により、交通量調査と同時に測定した。走行位置の分布は1年目に実施した。累積交通量はこれらの調査結果より推定した。

(3) ひびわれ率

ひびわれの発生している部分の面積を計り集計する。ひびわれ面積はひびわれを抱絡する短形の面積として求める。ひびわれ率は次式により計算する。

$$\text{ひびわれ率（\%）} = \frac{\text{各区間のひびわれ面積}}{\text{各区間の全面積}} \times 100$$

(4) ベンケルマンビームたわみ量[28]

たわみ量は4.1トン輪荷重による復元たわみ量によった。測定箇所は縦断方向に5m間隔とし、横断方向には2ケ所（車線縁より約1m内側）とした。

(5) 縦断方向の凹凸量

3mのプロフィロメータで測定した。測線は2本とし、車輪の最もよく通過する車線縁より約1m内側とした。0.5m間隔に基準線からの波高を読みとり、これらの変動を標準偏差

であらわすアスファルト舗装要綱の方法によった。

(6) 横断方向の凹凸量（わだち掘れ）

わだち掘れは岡部試験舗装と同じく横断プロフィロメータによって測定した。1試験区間について3ケ所測定し、施工直後の値を基準として、これからの変化を読みとった。

(7) 密　度

試験舗装よりコアを採取して測定した。また同じコアを抽出試験してアスファルト量、骨材粒度も照査した。

(8) すべり摩擦係数

すべり摩擦係数は試験車[19]とポータブルテスタ（RR L型[19]）を用いて測定した。

(9) アスファルトの性状

試験舗装より採取したコアについてアブソン抽出試験[29]を行なってアスファルトを回収し、その性状の変化を測定した[30]。

6－3－9　観測結果と考察

(1) 概　要

試験舗装は50年9月に8年目を迎えた。この間第3車線は上下線が切換えられ、また途中に2ケ所交差点ができるなど大きな変化があった。以下には第1車線の観測結果を中心に考察する。

(2) 交通量

45年までの観測交通量を表6－34に示す。第1車線の大型車交通量は岡部試験舗装におけるよりも多い。図6－26は大型車の走行位置で、岡部試験舗装の場合より幅広く分布している。

(3) ひびわれ率

供用開始2年目より一部の試験区間にひびわれが入りはじめた。ひびわれ部分のコアを採取した状況は写真6－1に見られるように表層表面から縦ひびわれが入りはじめている。今日までの各種応力計算結果ではアスファルト安定処理層の底面に入ったひびわれが、表層表面に進行するという結果が得られているが[31]、今回の舗装のひびわれはこの定説に相反する。ひびわれは車輪の走行頻度の最も高い部分に車の進行方向、すなわち縦方向に入っている。図6－27[32]に示すように表層表面のタイヤの側方に道路横断方向にかなり大きな引張りひずみが生ずるが、このひずみによる繰返し疲労により表層表面より縦ひびわれが入り始めたと推定される。表層表面の応力については従来の等値円の載荷面のかわりに、複輪タイヤの載

876

荷重を正確に加えて応力計算を行なうべきであろう。

供用開始8年後のひびわれ率は図6－28に示すとおりである。A区間で、ひびわれ率が5％以上の区間数が多いのは密粒度アスコンで6区間、次いで粗粒度アスコン3区間、修正トペカ1区間である。修正トペカはほとんどひびわれが入っていない。またアスファルト量が小さい区間にひびわれ率の高いものが多く、0.5％のアスファルト量の差が大きく影響していることがわかる。

表6－34はひびわれ率の分散分析結果である。0.6㎜フルイ通過量、粗骨材種類、アスファルト量が5％で有意であり、アスファルト量、0.6㎜フルイ通過量、0.074㎜フルイ通過量の3因子の交互作用およびアスファルト量、0.074㎜フルイ通過量、粗骨材種類の3因子の交互作用も5％で有意である。要因効果図を図6－29に示す。すなわち

a. 0.6㎜通過量小の方がひびわれ率は大きい。これは左下の交互作用の要因効果図において、アスファルト量が小で、0.074㎜通過量大の場合にひびわれ率が大きくなっていることによっている。0.6㎜通過量が小さく、0.074㎜通過量の多い混合物は骨材間隙率が小さくなって、少量のアスファルトで間隙が満たされる。しかも0.074㎜通過量が多いので、アスファルト膜の厚さは薄くなり、最もひびわれの生じやすい混合物となる。つまり少量のアスファルト量変化に敏感な混合物である。

b. 砂岩の方がひびわれを生じやすい。同図の右下の交互作用の要因効果図において、アスファルト量が小さく、0.074㎜通過量が大きい場合、砂岩のひびわれ率が大きい。砂岩は比較的締固りやすく、骨材間隙率が小さくなりやすい。したがって0.074㎜通過量が大きい場合a.と同様にアスファルト量の変化に敏感な混合物となりやすい。

c. アスファルト量が小の場合ひびわれ率が大きい。0.5％のアスファルト量差が影響することは注目すべきであろう。

B区間では半数の区間が5％以上のひびわれ率を示している。特に輸入アスファルトの区間にひびわれが多く発生している。B区間のアスファルト量は5.3％と密粒度アスコンとしては少な目であるため比較的ひびわれが入りやすい混合物となったものと思われる。輸入アスファルトの区間にひびわれが多いのは、それが使用される国の施工技術に合せて製造されており、わが国の施工方法にマッチしなかったためとも考えられるが、いずれにしろ今回の試験のみで判断できるとは思われない。

(4) ベンケルマンビームたわみ量

施工当初0.5㎜前後であったベンケルマンビームたわみ量はその後0.1～0.3㎜程度に小さくなった。これは下層路盤やアスファルト安定処理に用いたスラグが硬化したためと考えら

847

れる。たわみ量0.1～0.3㎜のアスファルト舗装はかなり支持力の大きい分類に入る[33]。この試験舗装の結果は支持力の大きい舗装の場合に相当する。したがってこの試験舗装で早々とひびわれを生じた混合物はほとんど実用にならないものと考えてよい。ひびわれを生じた区間のたわみ量が他の区間より特に大きいことはなかった。ただB区間ではひびわれの発生後たわみ量が0.1～0.2㎜程度大きくなった。

(5) 縦断方向の凹凸量

縦断方向の凹凸量の$\sqrt{V}$は施工後ほとんど変化していない。これは混合物の車輛進行方向への移動がまだほとんど起っていないためであろう。次節に示すわだち掘れと$\sqrt{V}$との相関も全くない。

(6) 横断方向の凹凸（わだち掘れ）

わだち掘れの経年変化の1例を図6－30に示す。一般に夏期の測定で大きく、その他の季節ではやや小さくなる傾向をみせている。わだち掘れは岡部試験舗装の場合よりやや長期間、すなわち3～5年大きくなり続け、以後はほとんど進行しない。交通量との関係は図6－31に示す。交通量との関係は片対数紙上でなお上向きであって、岡部試験舗装のような直線関係ではない。交通量とともになお大きくなると推定される。

図6－28は供用開始8年後のわだち掘れを各試験区間について示したものである。A区間の最大は15㎜と岡部試験舗装の場合より小さい。しかもこの試験舗装のわだち掘れには、岡部の場合とちがって上層路盤以下の永久変形も含まれている。また表面の状況も岡部試験舗装では路側に大きく流動してこぶができていたが、幕張の場合は一部の混合物以外こぶも見られない。累計大型車交通量は1,000万台に対し800万台と幕張の場合がやや少ないが、200万台の差がこのように顕著な差を生じさせたとも思われない。その理由として考えられることは、基層の下の層が、コンクリートの場合とアスファルトの場合の相異である。つまりコンクリートのように剛性の大きいときは、交通荷重のエネルギーが下層で吸収されないので、表層、基層への影響が大きくなる。以上の事例は一般論として云われており、コンクリート版上にオーバーレイした混合物や、コンクリート橋床版上に舗設された混合物が流動しやすく、わだち掘れを生じやすいことは経験的にわかっている。しかしコンクリート版上とアスファルト安定処理上で、その影響がどの程度異なるかについては明確に示したものがない。

図6－28においてわだち掘れは修正トベカでやや大きく、またアスファルト量大の場合が大きい。いま累計大型車交通量（N）とわだち掘れ（R）とより

流動抵抗FI ＝ N／R

と定義する。表6－36はFIの分散分析結果である。また図6－32はこれの要因効果図である。FIに対して寄与率の特に大きいのは、アスファルト針入度、アスファルト量であり、2.5㎜通過量、0.6㎜通過量、0.6㎜と0.074㎜各通過量の交互作用、アスファルト量と2.5㎜通過量の交互作用、アスファルト量と0.6㎜通過量、アスファルト針入度の交互作用なども1%で有意となる。2.5㎜通過量については修正トベカでFIが小さく、粗粒度、密粒度アスコンについては同程度である。したがってわだち掘れに対してはある程度以上の粗粒材料を含む混合物が好ましいといえよう。0.6㎜通過量が大きいとFIは小さく、わだち掘れを生じやすい。これは0.6㎜通過量が大きいと骨材間隙率が大きくなり、空隙率を一定とした場合多量のアスファルトを含み得るからであろう。アスファルト量の多い混合物はわだち掘れを生じやすい。

アスファルト針入度が小さい方がわだち掘れを生じにくい事は予想されたことではあるが、その寄与率が0.5%のアスファルト量よりも大きいことは特筆すべきであろう。岡部試験舗装においても針入度60～80と80～100では差があったが、針入度40～60が更に効果的であることが確められた。

図6－32(d)、(e)、(f)は各交互作用の要因効果を示している。図6－32(d)において0.074㎜通過量が大きい場合は0.6㎜通過量に関係なく一定のFIを示すが、0.074㎜通過量が小さい場合は0.6㎜通過量の大小によって大きく影響をうける。すなわち0.6㎜通過量が大きいとFIが小さくわだち掘れを生じやすい。これは0.6㎜通過量が大きく、0.074通過量が小さい混合物は骨材間隙率が大きく、アスファルト量の多い混合物となりやすいことによると推定される。図6－32(e)においてアスファルト量の効果は粗粒度アスコンにおいて小さく、密粒度アスコンで最も大きい。したがって密粒度アスコンがアスファルト量の変化に敏感な混合物といえそうである。したがって配合設計にあたって設計アスファルト量の選定には最も注意すべきであろう。しかしアスファルト量がやや少な目に設計された密粒度アスコンは流動に対する抵抗が最も大きい。図6－32(f)においてアスファルトの針入度の効果はアスファルト量が小さく、0.6㎜通過量が小さい場合に特に小さい。これはアスファルト量の小さい混合物であるためアスファルトの粘性の効果が小さいためと考えられる。

図6－33はアスファルトプラントで混合物を採取して行なったマーシャル試験値とわだち掘れの関係を示す。岡部試験舗装と違って空隙率、飽和度ではよい相関がなかったが、安定度／フロー値（S／F）では相関がみられた。わだち掘れの限界を10㎜とすれば、S/F30以上が望ましい。

B区間のわだち掘れは図6－28に示すように平均して小さく、B区間の混合物のアスファルト量が少な目で、流動抵抗の特に大きな混合物となったためと考えられる。

(7) 密　度

コアの密度の経年変化の1例を図6－34に示す。交通開放後ほぼ3年間で舗装の高密度化（densification）は終了して、終極密度に達している。図6－35はブラントマーシャル密度に対するこの終極密度の百分率を示すものである。岡部試験舗装ではブラントマーシャルに対する終極の締固め度は101～104%の間にあったが、寿張試験舗装では100%以下の混合物も多く、99～103%と岡部に比して締固まっていない。これはわだち掘れの項でも述べたように基層の下の層がアスファルト安定処理であるため交通荷重のエネルギー吸収が大きいことによると考えられる。B区間の混合物は101～105%とやや締固め度が大きい。

(8) すべり摩擦係数

施工後半年後に実施したすべり摩擦係数について分散分析した結果は2.5㎜通過量にのみ効果がみとめられた。粗粒度アスコンで大きく、密粒度アスコンと修正トペカでほぼ同程度となった。その後の測定は行なわれていないので、すべり摩擦係数については今後の調査に待ちたい。

(9) アスファルトの性状変化

使用したアスファルトの性状変化については舗設後3年間測定した[30]。アブソン抽出試験[29]により回収したA区間のアスファルトの針入度の変化は図6－36に示すとおりである。また残留針入度率としてまとめたのが図6－37である。これらより次のことがいえよう。

a. 混合時における劣化が大きく、また舗設後1年間の劣化がこれに次いでいる。その後の劣化の進行は小さい。

b. アスファルト量が多い場合劣化の進行はアスファルト量が少ない場合より小さく、その傾向は経年的に広がる傾向がある。

B区間も混合時と舗設後2年間は劣化が進行し、その後は比較的進行がゆるくなっている。輸入アスファルトは針入度がやや小さ目であること以外国産品とさほど大きな差は示していない。

3年後の混合物の性状とアスファルトの性状の間には明確な関連のあると思われるものがなかった。今後更に調査を続ける必要があろう。

6－3－10　室内試験

(1) 概　要

幕張試験舗装の材料によって室内でホイールトラッキング試験を行ない、実際のわだち掘れとの比較を行なった[34][35]。またマーシャル試験用締固め装置、カリホルニヤ州のニーディングコンパクタ[36][37]およびテキサス州のジャイレトリーコンパクタ[38][39]の3種の締固め装置を用いて締固め試験を行ない、終極密度と比較した。

(2) ホイールトラッキング試験

室内ローラにより供試体を作成し、この供試体をホイールトラッキング試験機にかけ、供試体温度60℃で試験ホイールを横断方向に10cm/分でトラバースさせ、1時間にわたって更に締固めた。このようにして作成した供試体はほぼ終極密度となった。この供試体に対し45℃で、荷重52Kgのホイールトラッキング試験を行ない、動的安定度（D．S）を求めた。A区間のすべての配合について2個の供試体を作成してD．Sを求め、分散分析を行なった結果を表6－37、および図6－38に示す。表6－37と表6－36とを比較して要因効果の大きい因子はほぼ似かよっている。ホイールトラッキング試験において寄与率の高い0.6mmフルイ通過量、アスファルト針入度、アスファルト量およびアスファルト量、0.6mm通過量、アスファルト針入度の交互作用は、実際の舗装のわだち掘れでも寄与率が高かった。ホイールトラッキング試験ではアスファルト針入度の寄与率が特に大きくなっている。ホイールトラッキング試験ではアスファルトの粘性が強調されることを示しているといえよう。逆に2.5mm通過量は有意な差を示さなかった。図6－38は1%で有意な因子の効果を示しているが、その傾向は図6－32とほぼ同様である。

図6－39は試験舗装のFIとホイールトラッキング試験のD．Sの関係を、図6－40はわだち掘れとD．Sの関係を示す。両図ともかなりよい相関を示しており、わだち掘れを10mmにおさえるためにD．Sは2,500（回／mm）以上は必要である。この値はホイールトラッキング試験による混合物配合のチェック[40]に使用することができる。以上の結果よりホイールトラッキング試験は加熱アスファルト混合物の安定性をよく表現することが明らかで、マーシャル安定度試験より有効であると結論される。

(3) 締固め試験

幕張試験舗装に用いた同じ材料、配合（A区間）で3種の締固め試験を実施した。試験方法は次のとおりである。

861

a．マーシャル安定度試験の締固め装置

アスファルト舗装要綱に示す標準方法を用い、締固め回数のみを５０、７５、１００回に変えて締固め度、密度を求めた。

b．ニーディングコンパクタ

ＡＳＴＭ Designation Ｄ１５６１－７１[37]により、締固め回数のみを７５、１５０回に変えて締固め度、密度を求めた。

c．ジャイレトリーコンパクタ

米国陸軍技術部隊の標準方法[39]によったが、締固め回数１５、３０、５０、１００、150回のそれぞれの回において密度を測定した。今回の締固め回数の範囲では一般にジャイレトリーコンパクタで、最もよく締固り次いでニーディングコンパクタで、マーシャル安定度試験の密度が最も低い。

施工直後の密度および供用開始２年後の密度との比較は表６－３８に示す。

マーシャル安定度試験は本来供用開始後２、３年の舗装密度を目標に締固め回数５０回を定めたものであるが、施工機械や交通量が変化した現在、締固め回数６０回でようやく舗設密度に相当し、供用開始２年後の密度に合せるためには１５０回以上の締固め回数となる。実験室のミキサを用いて行なうマーシャル安定度供試体の密度は、プラントの混合物のマーシャル密度より小さい傾向がある。したがってプラントマーシャル密度を用いれば、供用開始後２年の密度に合う締固め回数は上記の値よりいくらか小さくなるであろう。いずれにしろマーシャル安定度試験において突固め回数５０回、７５回は供用開始後の終極密度を表わすことは不可能で、試験方法の一つの表現としての意味しかない。

ニーディングコンパクタの標準締固め回数は１５０回であるが、密粒度アスコンや粗粒度アスコンでは１５０回でなお終極密度に到達し得ない。ジャイレトリーコンパクタの標準締固め回数は３０回であるが、これも密粒度アスコンや粗粒度アスコンでは終極密度に達するためには更に多くの回数締固めなければならない。

６－３－１１　たわみ性路盤上のアスファルト混合物に関する試験舗装のまとめ

幕張試験舗装は現在まだ観測中であり、また一部の観測項目については観測頻度が少なく、今後の観測に待たねばならないが、室内試験の結果を含めて今日までに得られた主な結果をまとめると次のとおりである。

(1) プラントマーシャル試験の結果と舗設直後のコアのマーシャル試験の結果は相関が大きく、室内の配合設計時のマーシャル試験の結果をプラントマーシャル試験により再チェックするというアスファルト舗装要綱の規定は、配合設計にマーシャル安定度試験を用いる限りでは

862

意味のあることといえる。

(2) ひびわれは表層表面より縦方向に入りはじめ、従来の定説とは異なる結果を示した。今後実際のタイヤの走行状態での表層表面の応力計算や応力測定を実施する必要がある。

(3) ひびわれ率に対して、0.6㎜フルイ通過量、粗骨材種類、アスファルト量の各因子が単独で有意であった。0.6㎜通過量が小さいとひびわれ率は大きく、同時に0.074㎜通過量の大きいものは特にひびわれ率が大きい。粗骨材に砂岩を用いた混合物もひびわれ率が大きい。いずれも骨材間隙率が小さいため、アスファルト量に敏感な混合物となりやすく、アスファルト量が小さい場合のひびわれ率が大きくなったものである。適度な骨材間隙を有する配合とすることが必要である。0.5％のアスファルト量の差はひびわれ率に対して大きく影響する。このことは配合設計や施工管理が少なくとも0.5％以内の精度で行なわれなければならないことを示している。

(4) 輸入アスファルトを用いた区間でひびわれ率が大きかった。この点については更に検討が必要であろう。

(5) ベンケルマンビームたわみ量は0.1～0.3㎜と小さく、舗張試験舗装は比較的支持力の大きい舗装に対する結果を与えるものといえる。したがって早々とひびわれを生じた混合物はほとんど実用にならない混合物である。

(6) 岡部試験舗装よりわだち掘れは小さく、これは基層の下の層の剛性の相異によるものと推定され、コンクリート版やコンクリート橋床版上のアスファルト混合物はより厳しい基準で設計、施工すべきであろう。

(7) 流動抵抗FIにはアスファルト針入度、アスファルト量、2.5㎜通過量および0.6㎜通過量の各因子が単独で有意である。これらよりわだち掘れを生じにくい混合物の配合は次のようになる。密粒度アスコンあるいは粗粒度アスコンで、0.6㎜通過量および0.074㎜通過量が粒度範囲の中央を通り、アスファルト量は50回締めのマーシャル試験の最適よりやや少な目とする。使用アスファルトの針入度は40～60とする。

(8) プラントマーシャル試験の値とわだち掘れの間に相関のあったのはS／Fのみであった。S／Fは30以上が望ましい。マーシャル安定度試験は配合設計の方法として適切なものとは考えられないので、他の配合設計方法についても将来考慮する必要があろう。

(9) 供用開始後ほぼ2年間で終極密度に達したが、プラントマーシャル密度に対する締固め度は岡部試験舗装における場合よりやや小さく、コンクリート版上におけるよりやや締固まりにくいことを示した。

863

(10) アスファルトの劣化は混合時、供用開始後1年間の順に大きく、2年目以降劣化は小さくなる。またアスファルト量の多い方が劣化しにくく、この傾向はアスファルトの原針入度によらない。

(11) ホイールトラッキング試験とわだち掘れの間に明らかな相関があり、安定な混合物はD. Sが2,500（回／㎜）以上は必要である。大規模な工事等の配合設計にはホイールトラッキング試験を用いるべきである。

(12) マーシャル安定度試験による締固めもニーディングコンパクタによる締固めも終極密度を得るには150回以上の締固め回数が必要である。試験した範囲ではジャイレトリコンパクタが比較的終極密度を得やすい。

6－4　配合設計のまとめ

岡部試験舗装、碓張試験舗装および第4章に示した現状調査のそれぞれの結論によれば、加熱アスファルト混合物の配合設計方法を矛盾なくまとめ上げることができる。以下に重交通道路の配合設計に対する提案を示す。

(1) 骨材粒度

基層には粗粒度アスコン、表層には密粒度アスコンを用いる。最大粒径はともに20㎜とし、骨材粒度は表6－39に示す範囲とする。これはアスファルト舗装要綱（50年版）[41]に示す骨材粒度①および②に相当する。実施する骨材粒度はこの粒度範囲の中央になるべく近ずけるようにする。ただし現在の骨材事情より0.6㎜フルイ通過量がやや大きくなることはやむをえない。トペカや修正トペカは用いない。

(2) 使用アスファルトの針入度は40～60とする。その他ゴム化アスファルトの使用も推奨されるが、経済的ではない。

(3) マーシャル安定度試験の基準値は表6－40に示す値とする。締固め回数は50回とし、すべての基準値を満足するアスファルト量の下限値を設計アスファルト量とする。ただし表層上のベンケルマンたわみ量が0.3㎜以下であることが必要である。この下限値が中央値より0.5%以上少なくなるような混合物では中央値－0.5%を設計アスファルト量とする。図6－41はマーシャル安定度試験による設計アスファルト量の決定例を示したものである。

(4) 大規模な舗装工事等で十分な時間的余裕のある場合はホイールトラッキング試験により以上の配合の混合物を照査し、動的安定度が2,500（回／㎜）以上であることを確める必要がある。もし動的安定度がこれに達しないときは材料の種類、骨材粒度およびアスファルト量等を

変えて再試験を行なう。

表6－39　推奨される骨材粒度

用途		基層	表層
混合物の種類		粗粒度アスコン（20）	密粒度アスコン（20）
仕上り厚（cm）		4～6	5～6
最大粒径（mm）		20	20
通過重量百分率（%）	25	100	100
	20	95－100	95－100
	13	70－90	75－90
	5	35－55	45－65
	2.5	20－35	35－50
	0.6	11－23	18－29
	0.3	5－16	10－21
	0.15	4－12	6－16
	0.074	2－7	4－8
アスファルト量（%）		4.5－6.5	5－7
アスファルト針入度		40～60	

表6－40　マーシャル安定度試験の基準値

混合物種類	粗粒度アスファルトコンクリート	密粒度アスファルトコンクリート
用途	基層	表層
突固め回数	50	
安定度 Kg	500以上	
フロー値 1/100cm	20～40	
空ゲキ率 %	3～7	3～6
飽和度 %	65～80	70～85
S／F	30以上	

867

6－5　結　　語

本章では岡部、幕張両試験舗装について示し、これに第5章の結果を加えて、重交通道路における加熱アスファルト混合物の配合設計に関して6－4に示す提案を行なった。この提案以外に混合物性状に関して得られた主な結果は次のとおりである。

(1) アスファルト混合物は舗設後ほぼ2年間は高密度化とわだち掘れが進行するが、その後はこの進行がゆるやかになる。プラント混合物のマーシャル密度に対する終極密度の締固め度は岡部試験舗装で102～105%、幕張試験舗装では99～103 %とやや低い値となった。この差は基層の下の層の剛性の差によるものと推定される。この終極密度はマーシャル安定度試験の締固めで150回以上である。したがって混合物性状の室内試験にあたっては終極密度に対して十分配慮しておくことが必要である。

(2) 幕張試験舗装においてひびわれは舗装表面より車輪の進行方向に入りはじめ従来の定説とは異なる結果を示した。したがってアスファルト舗装の応力状態について今後更に実験的、理論的研究を試みる必要がある。

(3) 国産アスファルトと輸入アスファルトでは少なくとも差はなかった。アスファルトの劣化は混合時に大きく、次いで供用開始後1年間である。2年目以降の劣化は小さい。またアスファルト量の多い方が劣化しにくい。

以上が試験舗装の結果得られた主要な結果である。幕張試験舗装は現在なお観測を継続しており、今後主にひびわれに関するデータが補足されるはずである。従ってたわみ性の良否についても近い将来よりよい結果が求められるであろう。また幕張試験舗装に用いた材料も室内試験には十分な量が保存されているので、締固め密度等に関する室内試験を継続することが可能である。

岡部、幕張試験舗装は混合物の試験舗装としてはその規模が諸外国にも例のないもので、当初どのような結果が得られるか予測が困難であった。ある程度の結果の得られた現時点で反省して気付くことは次のとおりである。今後この種の試験舗装を実施するときの参考にすべきであろう。

(1) 試験舗装に実験計画法を用いるのが望ましいが、施工が繁雑になり、かえって欠点を生ずるおそれがある。したがって施工能力について事前に十分調査し、施工能力のないときはばらつきを確率化をさけて順序よく施工すべきであろう。

(2) 試験舗装を施工する道路は少なくとも10年間は沿道の状況が変化しないものでなければならない。千葉市周辺の国道では沿道の開発が激しく、急速に変化するので好ましくない。幕張試験舗装では第3車線が逆方向に使用されたし、現在信号機が2ケ所も設置された。したがって自動車専用道路に施工すべきであろう。

(3) 混合物性状に関する試験舗装として今後特に取上げるべき因子は、路盤の支持力、混合物の

866

締固め度、アスファルト種類、骨材種類などである。特に混合物のたわみ性に関するデータを求めるべきである。またアスファルトや骨材の種類を変えて比較試験を行なう場合は試験施工によってこれらの材料を十分に把握しておくことが望ましく、また1試験区間も長めに取るのがよい。

(4) 混合物の試験舗装においては各配合に対してアスファルト量を3水準に変化させることが望ましい。つまり各配合に対して最適なアスファルト量を求めこのアスファルト量において各配合の性状を比較するわけである。

参考文献

(1) 「Symposium on Asphalt Paving Mixture」
Highway Research Board, Research Report No. 7-B, 1949.

(2) The WASHO Road Test.,
「Part 1 : Design, Construction, and Testing Procedures」,
Highway Research Board, Special Report 18, 1953.
「Part 2 : Test Data, Analyses, Findings」
Highway Research Board, Special Report 22, 1955.

(3) 小山外、「美々試験道路の安定処理基層について」
第7回、日本道路会議論文集、昭和38年10月.

(4) 「試験舗装による調査研究」土木研究所資料、第616号、昭45－10.

(5) 「宮野木簡易舗装試験工事調査報告書(その1)」
土木研究所資料 第328号、昭43－7.

(6) 建設省土木研究所舗装研究室外「アスファルト混合物の流動性に関する試験舗装(その1)」
道路、昭40－10、P. 828～836.

(7) 建設省土木研究所舗装研究室外「アスファルト混合物の流動性に関する試験舗装(その2)」
道路、昭40－11、P. 926～935.

(8) 建設省土木研究所舗装研究室外「アスファルト混合物の流動性に関する試験舗装－主としてその後の観測結果－」道路、昭40－12、P. 1058～1066.

(9) 松野、月成、真田「アスファルト混合物の流動性に関する試験舗装について」第9回日本道路会議論文集、昭44－10、P. 151～152.

(10) 月成、谷本、川原「アスファルト混合物の流動性に関する岡部試験舗装の最終報告」土木技

867

術資料、Vol. 16, No. 4, Apr. 1974, 昭49－4, P. 27～32.

(11) 田口玄一「新版実験計画法」上、下巻. 丸善書店.

(12) 日瀝化学工業KK編「アスファルト舗装講座」第1巻、P. 57～72.

(13) 「Specifications and Construction Methods for Hot-mix Asphalt Paving for Streets and Highway」The Asphalt Institute, Spec. Series No. 7, P. 64～65.

(14) 「アスファルト舗装要綱」(財) 日本道路協会、昭36版、P. 47.

(15) 上野祐康「細骨材の粒度は規定に合していないものが多い」土木技術資料、Vol. 3, No. 7, 昭36－7, P. 48.

(16) 河野宏「竣工時の舗装の平担性検査について(I)、平担性の測定方法」土木技術資料 Vol. 9, No. 4, 昭42－4, P. 20～24.

(17) 河野宏「竣工時の舗装の平担性検査について(II)」土木技術資料 Vol. 9、No. 7, 昭42－7, P. 41～42.

(18) 南雲外「道路舗装に関する試験法」P. 534～538, 山海堂, 昭50－8.

(19) 文献(12), P. 491～495. およびP. 486～487.

(20) 「アスファルト舗装要綱」(財) 日本道路協会, 昭42版, P. 60.

(21) 「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, P. 1～104.

(22) 文献(4). P. 13～23.

(23) 松野、谷本「アスファルト混合物の配合とその供用性」土木技術資料, Vol. 13, No. 3, 昭46－3, P. 11～17.

(24) 「アスファルト混合物の配合設計, 材料に関する幕張試験舗装および室内実験による研究」土木研究所資料, 第923号, 昭49－3.

(25) 文献(20), P. 160～161.

(26) 畑博昭外,「粒度調整鉱滓の一軸強度試験について」,P. 131. 第10回日本道路会議論文集, 昭46－10.

(27) 「Bituminous Material in Road Construction」Road Research Laboratory, 1962, HSMO, P. 258～274.

(28) 文献(20), P. 139～141.

(29) 松野外「アスファルト舗装に関する試験」建設図書, 昭46, P. 288～293.

868

(30) 「尾張試験舗装におけるアスファルトの性状の経年変化に関する調査報告」土木研究所資料第734号、昭47－3.

(31) F. N. Finn「Factors Involved in the Design of Asphaltic Pavement Surfaces」Highway Research Board, NCHRP. Report 39, 1967.

(32) 松野三朗:「アスファルト舗装の基層について」第7回 日本道路会議論文集 昭38－10. P. 332～333.

(33) 文献(18)のP. 579～589.「道路舗装に関する試験法」山海堂 昭50－8.

(34) 文献(27), P. 140～144.

(35) 文献(29), P. 250～253.

(36) V. A. Endersby,「Laboratory Compaction Methods and Their Effects on Mechanical Stability Tests for Asphaltic Pavements」, Proc. Association of Asphalt Paving Technologist Vol. 21, 1952.

(37) ASTM Designation; D1561－71「Standard Method for Preparation of Test Specimens of Bituminous Mixtures by Means of California Kneading Compactor」1976 Anual Book of ASTM Standards, Part 15, P. 433～436.

(38) B. F. Kallas;「Gyratory Testing Machine Procedures for Selecting the Design Asphalt Content of Paving Mixtures」Proc. A. A. P. T., Vol. 33, 1964.

(39) ASTM Designation D3387－74T;「Tentative Method of Test for Compaction and Shear Strain Properties of Hot Bituminous Mixtures by Means of the U. S. Corps of Engineers Gyratory Testing Machine Using Fixed Roller」, 文献(37), P. 822～826.

(40)「Resistance of Flexible Pavements to Plastic Deformation」OECD, Road Research Group, May. 1975, P. 70. (National Report from Japan)

(41)「アスファルト舗装要綱, 50年版」(財)日本道路協会, 1975, P. 60～61.

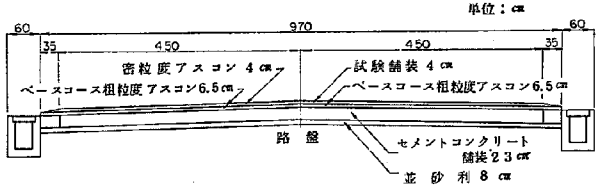


図6—1　試験舗装標準断面図

表6—1　試験した因子とその水準

因　　子	水 準 1	水 準 2
アスファルト量	小	大
アスファルト針入度	小 60～80	大 80～100
アスファルト針入度指数 PI	大	小
粗骨材種類	山　　砕	玉　　砕
2.5㎜フルイ通過量	小 42.5 % （密粒度アスコン）	大 72.5 % （トペカ）
0.074㎜フルイ通過量	小	大
最 大 粒 径	小 10 ㎜	大 20 ㎜

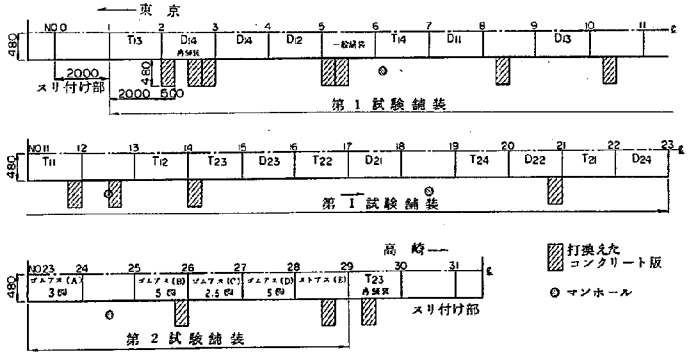


図6—2　試 験 区 間 の 配 置

表6—2 因子と水準の組合わせ

項目 / 種類	直交表番号	区間番号 施工順序	配合番号	アスファルト量		アスファルト種類	針入度	PI		ゴム量(%)	骨材種類	2.5mmフルイ通過量 混合物種類	2.5mmフルイ通過量 (%)	0.074mmフルイ通過量 (%)		骨材最大粒径(mm)	摘要
第1試験舗装	1	12	D_{21}	小	5.55	ストアスA	60～80	大	−0.1		山砕	密粒アスコン	42.5	小	6	10	
	2	4	T_{14}	小	7.95	ストアスA	60～80	大	−0.1		玉砕	トペカ	72.5	大	10	20	
	3	9	T_{23}	小	8.15	ストアスB	60～80	小	−1.3		山砕	トペカ	72.5	小	8	20	再舗装した
	4	3	D_{12}	小	6.35	ストアスB	60～80	小	−1.3		玉砕	密粒アスコン	42.5	大	7.5	10	
	5	7	T_{11}	小	8.45	ストアスC	80～100	大	−0.4		玉砕	トペカ	72.5	小	8	10	
	6	16	D_{26}	小	5.00	ストアスC	80～100	大	−0.4		山砕	密粒アスコン	42.5	大	7.5	20	
	7	6	D_{13}	小	5.85	ストアスD	80～100	小	−1.0		玉砕	密粒アスコン	42.5	小	6	20	
	8	11	T_{22}	小	7.85	ストアスD	80～100	小	−1.0		山砕	トペカ	72.5	大	10	10	
	9	15	T_{21}	大	8.45	ストアスA	60～80	大	−0.1		山砕	トペカ	72.5	小	8	10	
	10	2	D_{14}	大	6.55	ストアスA	60～80	大	−0.1		玉砕	密粒アスコン	42.5	大	7.5	20	再舗装した
	11	10	D_{23}	大	5.90	ストアスB	60～80	小	−1.3		山砕	密粒アスコン	42.5	小	6	20	
	12	8	T_{12}	大	8.75	ストアスB	60～80	小	−1.3		玉砕	トペカ	72.5	大	10	10	
	13	5	D_{11}	大	7.55 (6.75)	ストアスC	80～100	大	−0.4		玉砕	密粒アスコン	42.5	小	6	10	( )内は実際に用いた値
	14	13	T_{24}	大	8.30	ストアスC	80～100	大	−0.4		山砕	トペカ	72.5	大	10	20	
	15	1	T_{13}	大	10.15	ストアスD	80～100	小	−1.0		玉砕	トペカ	72.5	小	8	20	
	16	14	D_{22}	大	5.95	ストアスD	80～100	小	−1.0		山砕	密粒アスコン	42.5	大	7.5	10	
第2試験舗装		17	T_{21}	大	8.45	ゴムアスA				3	山砕	トペカ	72.5	小	8	10	骨材粒度は直交表番号9に同じ
		18	T_{21}	大	8.45	ゴムアスB				5	山砕	トペカ	72.5	小	8	10	
		19	T_{21}	大	8.45	ゴムアスC				2.5	山砕	トペカ	72.5	小	8	10	
		20	T_{21}	大	8.45	ゴムアスD				5	山砕	トペカ	72.5	小	8	10	
		21	T_{21}	大	8.45	ストアスE	40～60		−0.4		山砕	トペカ	72.5	小	8	10	

1418

表6—3 アスファルト物理試験結果

項目 / アスファルト種類	試験者	比重	針入度	軟化点	伸度	PI	セイボルトフロール粘度試験 混合温度(℃)(1)	セイボルトフロール粘度試験 突固め温度(℃)(1)
ストレートアスファルト 60／80 A	メーカー	1.023	63.0	53.0	25℃ +100	−0.1	161	152
	東洋舗装	1.020	71.8	51.5	25℃ +100	+0.1	170	153
	土研						175	155
ストレートアスファルト 60／80 B	メーカー	1.023	67.0	46.5	25℃ +100	−1.3	150	143
	東洋舗装	1.023	78.0	45.0	25℃ +100	−1.5	148	137
	土研						170	155
ストレートアスファルト 80／100 C	メーカー	1.024	99.0	46.5	25℃ +100	−0.4	153	144
	東洋舗装	1.025	91.0	46.0	25℃ +100	−0.7	158	146
	土研						156	142
ストレートアスファルト 80／100 D	メーカー	1.022	93.0	45.0	25℃ +100	−1.0	146	138
	東洋舗装	1.026	97.0	43.5	25℃ +100	−1.3	152	141
	土研						153	140
ストレートアスファルト 40／60 B	メーカー	1.023	53.0	53.3	25℃ +100	−0.4	163	154
	東洋舗装	1.019	60.8	50.5	25℃ +100	−0.6	172	156
	土研						165	150
ゴム化アスファルト 3% A	メーカー	1.030	78.0	50.8	10℃ 32.0	+0.1	190	176
	東洋舗装	1.025	110.1	45.0	25℃ +100	−0.5	154	142
	土研						162	148
ゴム化アスファルト 5% B	メーカー	1.030	82.0	50.7	10℃ 20.0	+0.3	190	183
	東洋舗装	1.030	87.5	47.5	25℃ 74.0	−0.5	174	161
	土研						174	156
ゴム化アスファルト 2.5% C	メーカー	1.030	80.0	47.7	10℃ +120	−0.6	174	162
	東洋舗装	1.023	101.0	45.0	25℃ +100	−0.7	154	142
	土研						167	151
ゴム化アスファルト 5% D	メーカー	1.023	93.0	52.0	5℃ 100	+1.0	165	148
	東洋舗装	1.026	108.2	44.5	25℃ +100	−0.7	193	171
	土研						176	161

(1) それぞれセイボルトフロール粘度85秒、140秒に相当する温度を示す。

8172

表6—4 骨材物理試験

	玉砕			山砕			粗砂			細砂			フィラー スリヘリ試験（ロスアンゼルス式）		
	表乾比重	見掛比重	吸水率 %	表乾比重	見掛比重	吸水率 %	表乾比重	見掛比重	吸水率 %	表乾比重	見掛比重	吸水率 %	見掛比重	5号損失 %	5号主砕 %
5 土研	2.633	2.711	1.75	2.718	2.735	0.368	2.618	2.729	2.52	2.536	2.714	4.26	2.717	17.0	20.9
号 東洋舗装	2.621	2.699	1.75	2.680	2.706	0.360	2.605	2.670	1.54	2.590	2.719	2.31	2.706		
6 土研	2.623	2.702	1.81	2.702	2.721	0.623									
号 東洋舗装	2.620	2.702	1.85	2.575	2.709	0.675									
7 土研	2.632	2.732	2.25	2.714	2.740	1.405									
号 東洋舗装	2.642	2.713	1.99	2.655	2.692	0.885									

表6—5 骨材粒度分析結果

材種 / フルイ目	玉砕								山砕								粗砂		細砂		石粉	
	5号		6号				7号		5号		6号				7号							
	土研	東洋	土研		東洋		土研	東洋	土研	東洋	土研		東洋		土研	東洋	土研	東洋	土研	東洋	土研	東洋
20	100	100							100	100												
13	70.4	6.16	100		100				59.2	68.6	100		100									
10	46.5	37.3	97.0	100	99.3	100	100	100	38.5	24.9	95.5	100	99.9	100	100	100	100	100		100		
5	13.3	11.1	25.5	19.6	23.0	25.2	91.0	97.3	16.5	3.3	10.0	15.1	10.5	10.5	91.0	98.9	92.5	95.9	100	99.5		
2.5	4.6	2.3	5.5	4.2	3.7	3.7	38.0	44.3	1.5	1.6	1.2	4.0	1.4	1.4	12.5	30.3	68.0	74.5	98.0	98.5	100	
0.6	1.4		1.0	1.0	2.0	2.0	1.5	2.7	0.7			1.7			1.0	5.3	21.0	26.0	89.0	90.0	99.5	100
0.3								1.5								3.2	7.5	8.5	53.5	50.7	98.8	96.5
0.15																2.2	2.0	1.6	11.0	9.7	89.8	85.6
0.074																1.8		0.5	3.0	2.4	73.5	68.5

表6—6(a)　予定および合成粒度

舗装種	材種 / フルイ目 (mm) / 予定粒度及び試験者	玉 20.0	玉 13.0	砕 10.0	砕 5.0	砕 2.5	砕 0.6	砕 0.3	砕 0.15	砕 0.074
D_{11}	予定粒度			100	65.0	42.5	23.5	18.0	12.0	6.0
	土研			100	65.9	42.6	26.5	16.1	9.3	6.5
	東洋舗装			100	65.7	42.7	24.0	15.2	8.6	6.2
D_{12}	予定粒度			100	65.0	42.5	23.5	18.0	12.0	7.5
	土研			100	65.3	42.4	27.1	17.3	10.8	8.0
	東洋舗装			100	65.8	42.8	24.2	16.2	10.1	7.5
D_{13}	予定粒度	100	90.0	80.0	60.0	42.5	23.5	18.0	12.0	6.0
	土研	100	90.2	81.9	59.4	42.0	25.3	16.9	9.5	6.6
	東洋舗装	100	89.4	82.4	58.9	41.8	25.6	16.5	8.9	6.2
D_{14}	予定粒度	100	90.0	80.0	60.0	42.5	23.5	18.0	12.0	7.5
	土研	100	90.1	81.7	59.7	42.5	26.5	18.5	11.2	8.1
	東洋舗装	100	89.4	82.4	58.9	41.8	25.9	17.4	10.4	7.6
T_{11}	予定粒度			100	86.0	72.5	47.5	36.5	22.5	8.0
	土研			100	85.8	72.0	57.7	38.3	15.9	10.0
	東洋舗装			100	86.7	72.6	56.4	35.8	14.5	9.1
T_{12}	予定粒度			100	86.0	72.5	47.5	36.5	22.5	10.0
	土研			100	86.2	72.1	57.8	39.3	18.0	11.7
	東洋舗装			100	86.7	72.5	56.6	36.9	16.5	10.8
T_{13}	予定粒度	100	95.0	91.0	82.0	72.5	47.5	36.5	22.5	8.0
	土研	100	95.9	92.3	81.6	71.8	60.9	40.5	16.3	10.1
	東洋舗装	100	94.6	91.2	81.1	71.9	58.7	36.8	14.7	9.1
T_{14}	予定粒度	100	95.0	91.5	82.0	72.5	47.5	36.5	22.5	10.0
	土研	100	95.9	92.3	81.6	71.9	61.2	41.6	18.3	12.3
	東洋舗装	100	94.6	91.2	81.1	71.9	58.2	37.9	16.7	10.8

874

表6—6(b)　予定および合成粒度

舗装種	材種 / フルイ目 (mm) / 予定粒度及び試験者	山				砕				
		20.0	13.0	10.0	5.0	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074
D_{21}	予定粒度			100	65.0	42.5	23.5	18.0	12.0	6.0
	土研			100	65.8	42.4	27.5	18.1	9.8	6.7
	東洋舗装			100	65.6	41.9	24.7	16.0	9.1	6.6
D_{22}	予定粒度			100	65.0	42.5	23.5	18.0	12.0	7.5
	土研			100	65.4	42.1	27.5	18.1	11.3	8.1
	東洋舗装			100	65.7	42.0	24.9	16.9	10.6	7.9
D_{23}	予定粒度	100	90.0	80.0	60.0	42.5	23.5	18.0	12.0	6.0
	土研	100	89.0	82.7	61.7	41.9	27.1	18.1	9.7	6.6
	東洋舗装	100	91.6	80.5	59.3	42.0	25.9	17.4	10.9	7.8
D_{24}	予定粒度	100	90.0	80.0	60.0	42.5	28.5	18.0	12.0	7.5
	土研	100	89.0	82.7	61.7	43.0	27.7	19.3	10.9	8.1
	東洋舗装	100	91.8	80.5	59.3	42.0	25.6	16.5	9.1	6.5
T_{21}	予定粒度			100	86.0	72.5	47.5	36.5	22.5	8.0
	土研			100	89.2	72.5	52.7	34.4	15.1	9.7
	東洋舗装			100	86.5	72.5	53.0	32.8	14.0	9.1
T_{22}	予定粒度			100	86.0	72.5	47.5	36.5	22.5	10.0
	土研			100	88.4	72.2	52.9	35.5	17.2	11.4
	東洋舗装			100	86.9	72.5	53.3	34.0	16.0	10.4
T_{23}	予定粒度	100	95.0	91.0	82.0	72.5	47.5	36.5	22.5	8.0
	土研	100	94.7	91.8	83.2	72.0	58.5	38.7	16.0	10.0
	東洋舗装	100	95.8	90.3	83.2	71.9	53.0	32.8	14.0	9.0
T_{24}	予定粒度	100	95.0	91.5	82.0	72.5	42.5	36.5	22.5	10.0
	土研	100	94.7	91.8	83.8	72.4	58.7	39.8	18.1	11.7
	東洋舗装	100	95.8	90.3	83.2	71.9	53.3	34.0	16.0	10.6

875

表6—7　加熱アスファルト混合物の標準配合（旧要綱）

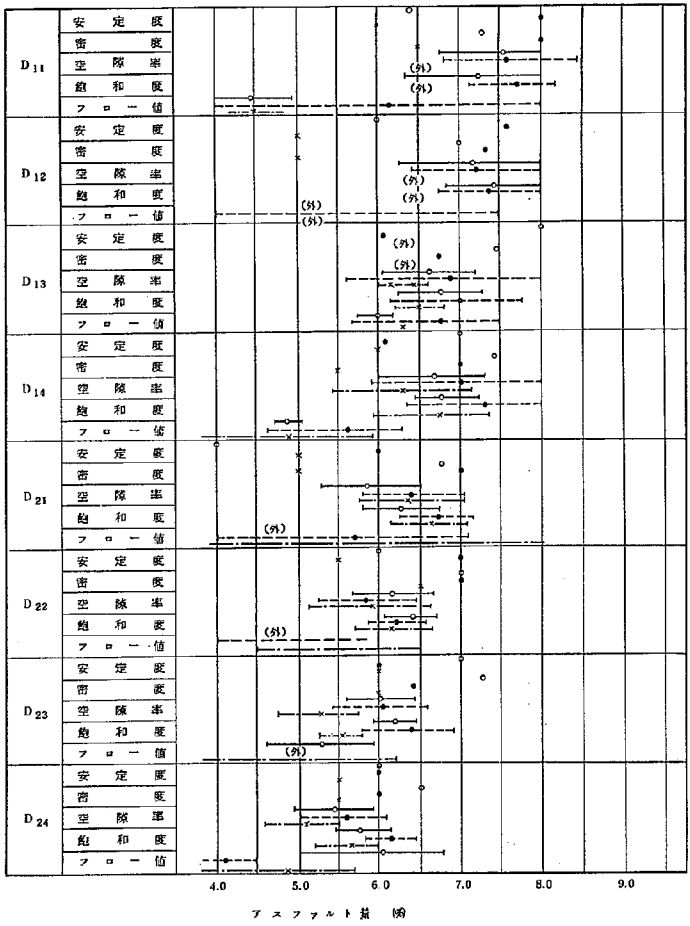
		粗粒度アスファルトコンクリート		密粒度アスファルトコンクリート		修正トペカ	トペカ	シートアスファルト
主な用途		表層または基層	基層	表層	表層または基層	表層	表層	表層
舗装厚 cm		2.5～5.0	4.0～7.5	2.5～5.0	4.0～6.5	2.5～5.0	2.5～5.0	1.5～2.5
骨材粒度・フルイ通過重量百分率 %	25 mm		100		100			
	20	100	75～100	100	80～100	100		
	13	75～100	—	80～100	—	85～100	100	
	10	60～85	45～70	70～90	60～80	—	85～100	100
	5	35～55	30～50	50～70	48～65	65～80	—	85～100
	2.5	20～35	20～35	35～50	35～50	50～65	65～80	80～95
	0.6	10～22	5～20	18～29	19～30	25～40	35～60	55～80
	0.3	6～16	3～12	13～23	13～23	—	25～48	30～60
	0.15	4～12	2～8	8～16	7～15	10～20	15～30	10～35
	0.074	2～8	0～4	4～10	0～8	3～10	6～12	4～14
アスファルト量（混合物全量に対する）%		4.5～7.5		4.5～7.5		6.0～8.5	7.0～9.5	9.5～12.0
アスファルト針入度		60～80	80～100	100～120	120～150	60～80	40～60	40～60
						80～100	60～80	60～80
						100～120	80～100	

〔注〕 (1) アスファルト針入度は、気象条件、路床路盤条件、アスファルトの型を考えて選定する。

(2) 修正トペカ、トペカ、シートアスファルトはそれぞれ在来のものよりも粗骨材の多いものを採用している。

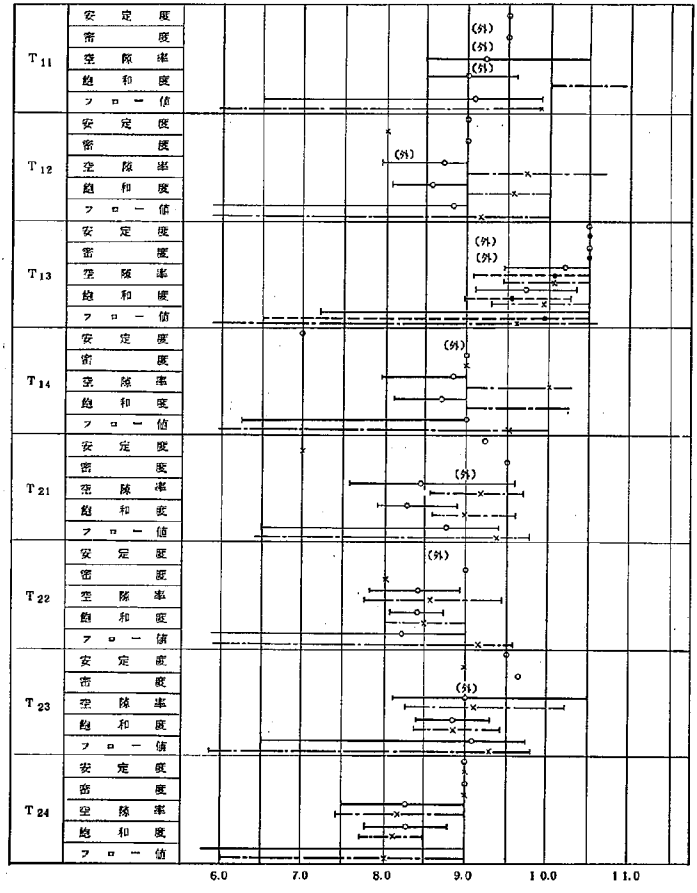
978

図6—3 マ ー シ ャ ル 試 験 結 果



8917

図6—4 マーシャル試験結果



878

表6—8 抽出試験粒度と標準実施粒度との差

舗装番号		2.5 ㎜ 通過質量				0.074 ㎜ 通過質量			
		標準実施粒度	範囲	平均	差	標準実施粒度	範囲	平均	差
T_{11}		73.3	71.9～75.3	73.4	+0.1	8.7	10.8～12.3	11.3	+2.6
T_{12}		73.4	71.4～75.5	73.4	+0.1	10.4	10.3～14.9	12.3	+1.9
T_{13}		72.9	68.5～72.7	70.7	−2.2	8.7	9.2～10.9	9.4	+0.7
T_{14}		72.9	69.9～73.6	71.9	−1.0	10.4	8.2～12.8	10.2	−0.2
T_{21}		72.3	75.5～79.1	77.5	+5.2	10.0	8.1～9.9	9.2	−0.8
T_{22}		72.3	72.9～78.2	76.3	+4.0	11.7	9.4～13.1	11.1	−0.6
T_{23}		71.7	66.0～74.0	70.4	−0.9	10.0	7.2～12.2	9.7	−0.3
T_{23}(再)		71.7	66.0～74.3	71.7	0	10.0	7.2～8.9	7.9	−2.1
T_{24}		71.7	72.1～75.9	74.5	+2.8	11.7	9.4～13.1	11.1	−0.6
D_{11}		42.9	42.7～48.4	46.6	+3.7	6.1	5.5～9.5	7.7	+1.6
D_{12}		43.0	46.7～51.2	49.1	+6.1	7.6	7.0～12.5	9.6	+2.0
D_{13}		42.5	46.9～54.1	49.5	+7.0	6.1	7.6～13.7	9.8	+3.7
D_{14}		42.4	41.5～48.9	46.6	+4.2	7.6	6.3～9.7	8.5	+0.9
D_{14}(再)		42.4	44.8～47.8	45.4	+3.0	7.6	8.3～10.6	8.8	+1.2
D_{21}		43.2	42.7～50.6	46.8	+3.6	6.6	6.7～8.3	7.4	+0.8
D_{22}		43.2	47.1～49.0	48.1	+4.9	7.9	9.2～10.5	9.9	+2.0
D_{23}		42.4	47.1～58.2	49.3	+6.9	6.6	7.2～14.5	9.9	+3.3
D_{24}		42.4	48.1～52.6	49.9	+7.5	7.9	6.2～10.7	8.8	+0.8
T_{21} A	ゴムアスA	72.3	74.2～76.2	75.5	+3.2	10.0	6.9～10.7	9.2	−0.8
〃 B	〃 B	72.3	77.2～78.5	77.7	+5.4	10.0	6.3～13.0	9.5	−0.5
〃 C	〃 C	72.3	73.6～77.5	75.2	+2.9	10.0	6.7～10.8	8.1	−1.9
〃 D	〃 D	72.3	72.7～76.9	74.7	+2.4	10.0	6.2～11.2	8.2	−1.8
〃 E	ストアスE	72.3	72.5～74.8	73.1	+0.8	10.0	5.9～9.2	7.1	−2.9

表6－9 抽出アスファルト量

記号	設計 % アスファルト量	抽出アスファルト量%		
		範囲	平均	差
T_{11}	8.45	7.98～8.51	8.27	－0.18
T_{12}	8.75	7.54～9.04	8.50	－0.25
T_{13}	10.15	8.76～10.13	9.70	－0.45
T_{14}	7.95	7.53～7.87	7.66	－0.29
T_{21}	8.45	7.53～8.58	8.15	－0.30
T_{22}	7.85	7.39～8.13	7.79	－0.06
T_{23}	8.15	7.81～8.64	8.09	－0.06
T_{23}（再）	8.15	7.72～8.64	8.12	－0.03
T_{24}	8.30	7.67～8.27	8.04	－0.26
D_{11}	6.75	6.32～7.40	6.74	－0.01
D_{12}	6.35	6.21～6.72	6.46	＋0.11
D_{13}	5.85	4.74～5.94	5.49	－0.36
D_{14}	6.55	6.43～6.89	6.68	＋0.13
D_{14}（再）	6.55	6.43～7.06	6.75	＋0.20
D_{21}	5.55	4.94～5.60	5.21	－0.34
D_{22}	5.95	5.70～6.22	5.91	－0.04
D_{23}	5.90	5.59～6.22	5.93	＋0.03
D_{24}	5.00	4.87～5.62	5.21	＋0.21
T_{21} A	8.45	7.48～8.62	8.14	－0.31
〃 B	8.45	7.36～8.49	8.01	－0.44
〃 C	8.45	6.95～8.37	7.90	－0.55
〃 D	8.45	7.48～8.52	8.11	－0.34
〃 E	8.45	7.36～8.48	8.09	－0.36

886

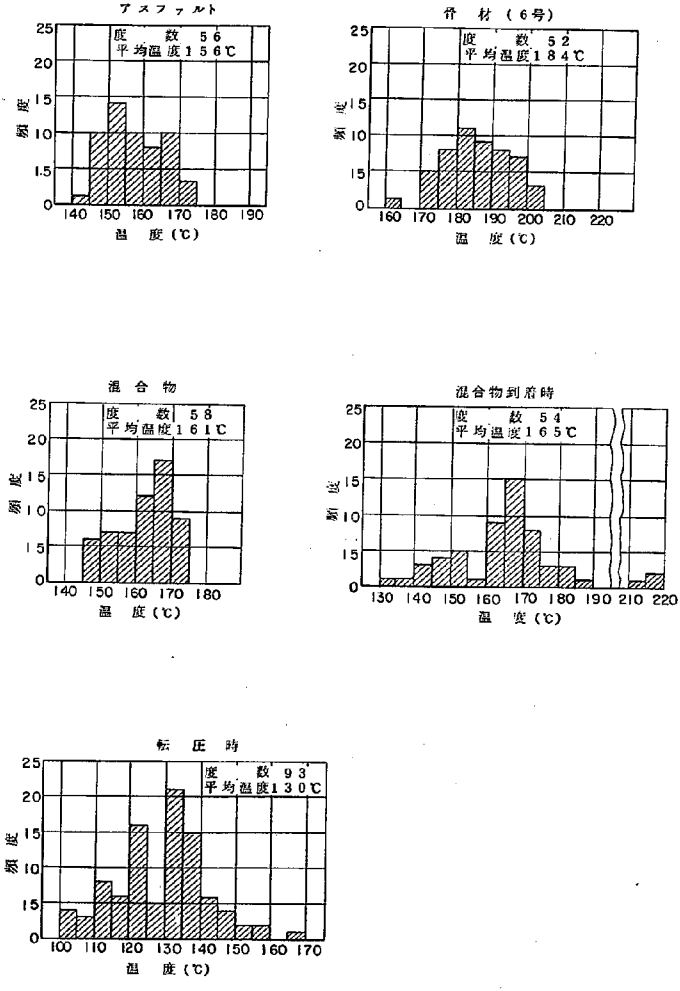


図6—5　測定温度の頻度分布図(第1試験舗装)

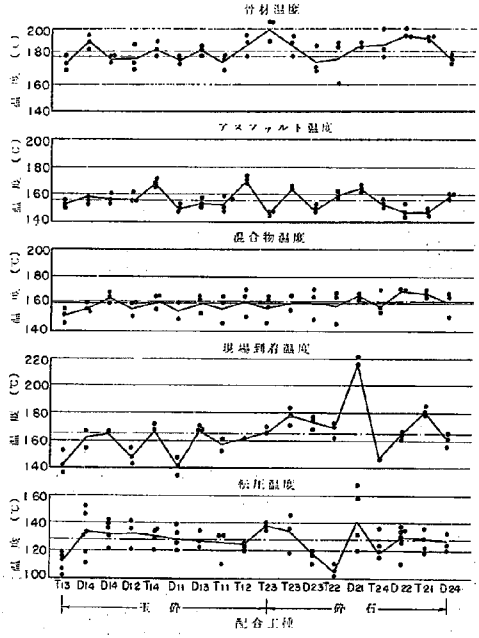
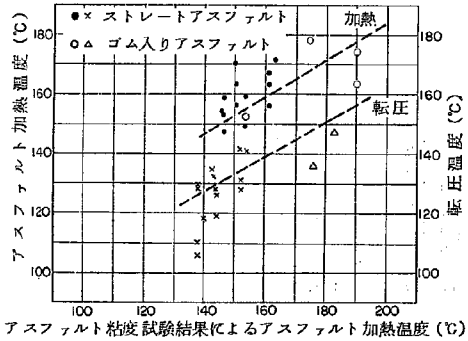


図6—6 第1試験舗装における温度管理



アスファルト粘度試験結果によるアスファルト加熱温度 (℃)
またはアスファルト粘度試験結果による転圧温度 (℃)

図6—7 アスファルト粘度試験結果を用いた指定温度と実際との関係

表6—10 観測項目および方法

観測項目	方法	時期
交通量	全国交通情勢調査	40、43、46、49年度
車輌重量	車輌重量計	39年度
走行位置	路面標識による	40年度
横断凹凸	路面凹凸測定器	40、41、42、45、48年度
横断凹凸、わだち	横断プロフィロメータ	40、41、42、45、48年度
横流れ	観測用白線による	40、41、42、43、44、45、48年度
コアの密度	コア採取、密度測定	40、41、43、44、48年度
すべり摩擦係数	試験車 ポータブルすべり抵抗測定器	40年度

表6—11 交通情勢調査による交通量（24時間、両方向）

車種 / 年度	乗用自動車類				貨物自動車類						合計	大型車合計
	軽自動車	乗用	乗合	小計	軽自動車	小型	貨客車	普通	特殊	小計		
40	279	2,978	479	3,736	729	3,890	1,111	4,137	362	10,329	14,065	4,978
43	540	3,900	431	4,871	497	4,038	2,323	4,448	559	11,865	16,736	5,438
46	900	6,044	346	7,290	408	3,289	2,038	4,782	600	11,117	18,407	5,728
49	671	5,652	346	6,671	302	2,452	2,034	3,534	910	9,232	15,903	4,790

表6—12 24時間輪荷重分布

（昭和39年12月9日測定）

輪荷重	輪数（または軸数）	百分率(%)
0～1t	11,198	18.06
1～2	4,400	18.89
2～3	3,140	13.47
3～4	754	3.24
4～5	592	2.54
5～6	974	4.02
6～7	1,008	4.33
7～8	776	3.33
8～9	351	1.50
9～10	102	0.42
10～11	5	0.02
11～12	0	0
合計	23,300	100.00

883

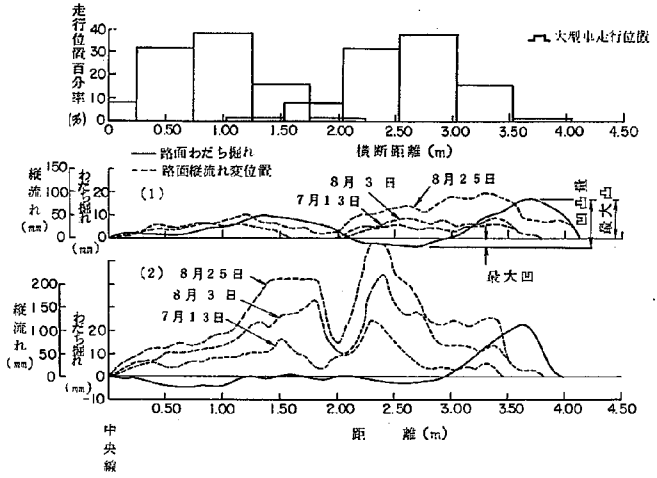


図6—8　トペカのわだち掘れおよび縦流れの状況

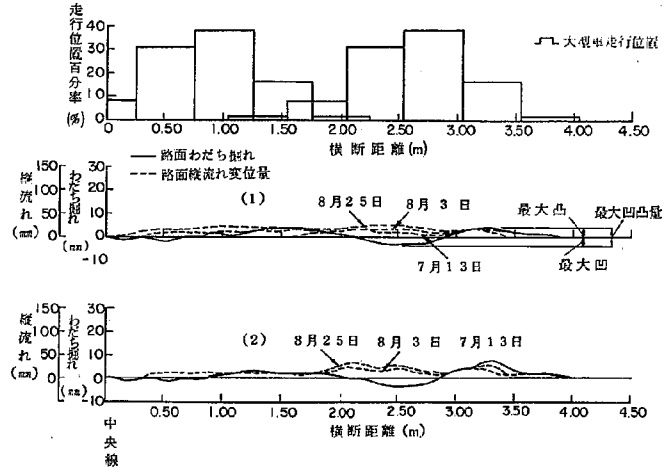
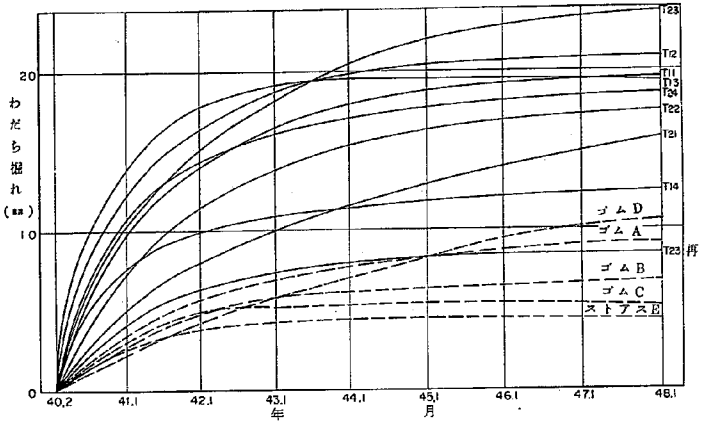


図6—9　密粒度アスコンのわだち掘れおよび縦流れの状況

884

(a) トベカおよび第2試験舗装



(b) 密粒度アスコン

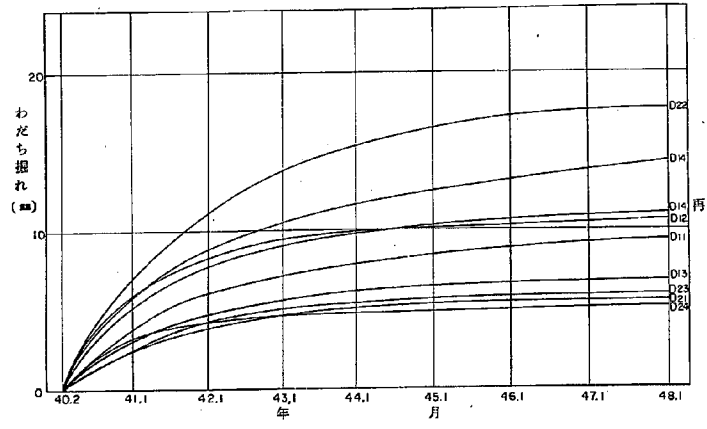


図6—10 わだち掘れの経年変化

488

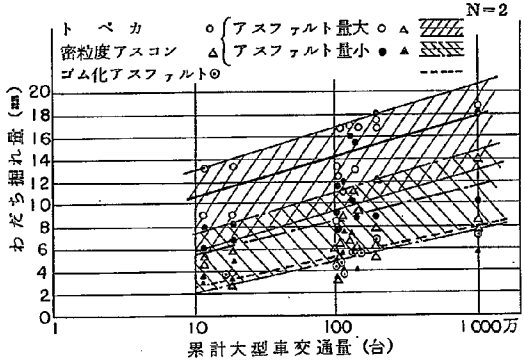


図6—11 わだち掘れと累計大型車交通量の関係

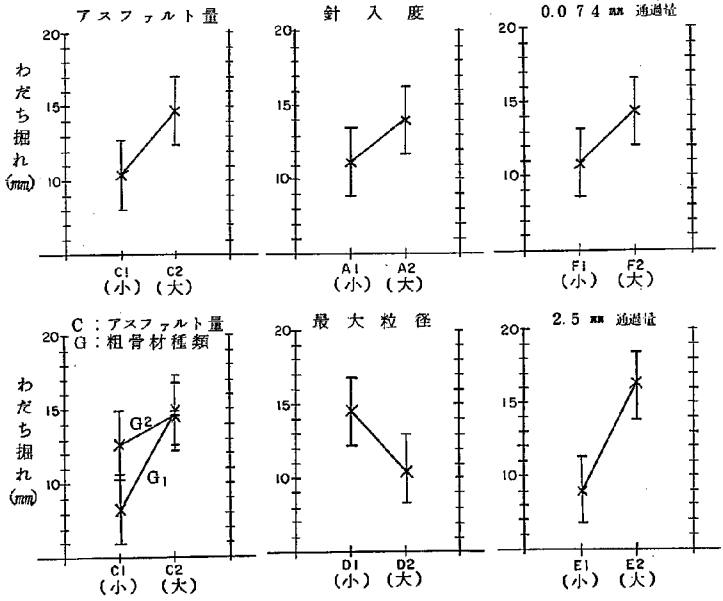


図6—12 わだち掘れの要因効果図

表6－13　わだち掘れの分散分析

要　　因	df	ss	ms (ss÷df)	F	ρ (寄与率)
1. C　(アスファルト量)	1	73.5	73.5	＊＊ 36.8	15.3
2. A　(針　入　度)	1	30.5	30.5	＊＊ 15.3	6.1
3. A × C	1	0.2	0.2	—	—
4. B　(針入度指数PI)	1	0.7	0.7	—	—
5. B × C	1	0	0	—	—
6. A × B	1	5.2	5.2	—	—
7. E × F	1	4.3	4.3	—	—
8. F　(0.074㎜ Pass)	1	46.6	46.6	＊＊ 23.3	9.6
9. C × F	1	1.8	1.8	—	—
10. G　(粗骨材種類)	1	15.4	15.4	7.7＊	2.9
11. C × G	1	22.8	22.8	＊＊ 11.4	4.5
12. D　(最大粒径)	1	60.5	60.5	＊＊ 30.3	12.5
13. C × D	1	3.7	3.7	—	—
14. C × E	1	0.1	0.1	—	—
15. E　(2.5㎜ Pass)	1	200.9	200.9	＊＊100.6	42.7
計	15	466.2			100
プールした誤差 e	8	16.0	2.0		6.4

F(5%)＝5.32　　F(1%)＝11.3

287

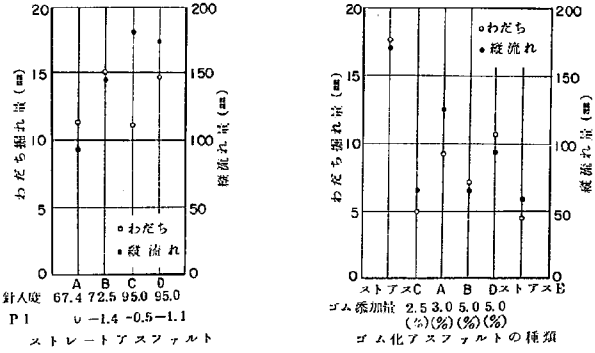


図6—13　アスファルトの種類とわだち掘れおよび縦流れ

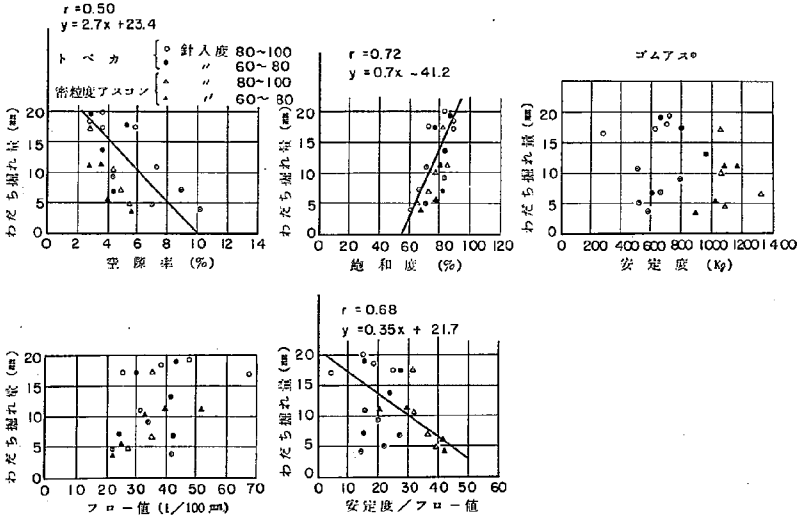


図6—14　わだち掘れとマーシャル特性値の関係

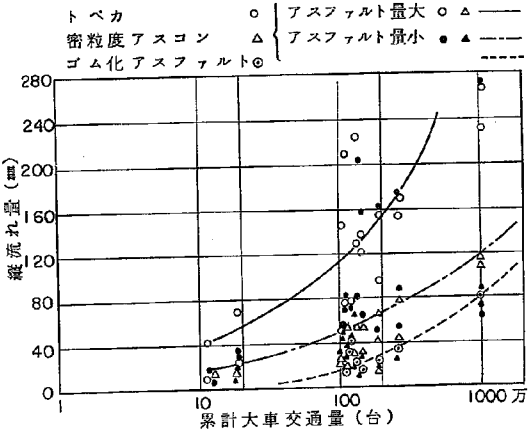


図6—15　縦流れ量と累計大型車交通量の関係

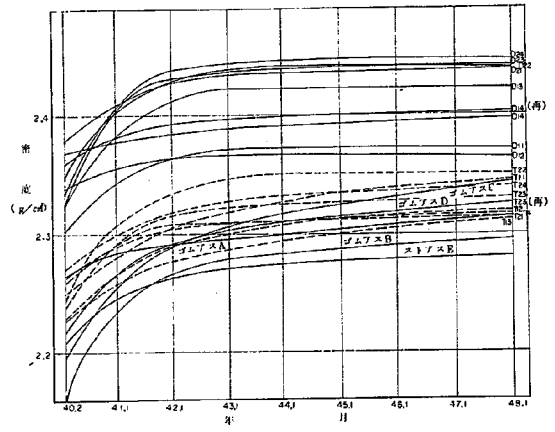


図6—16　コアの密度の経年変化

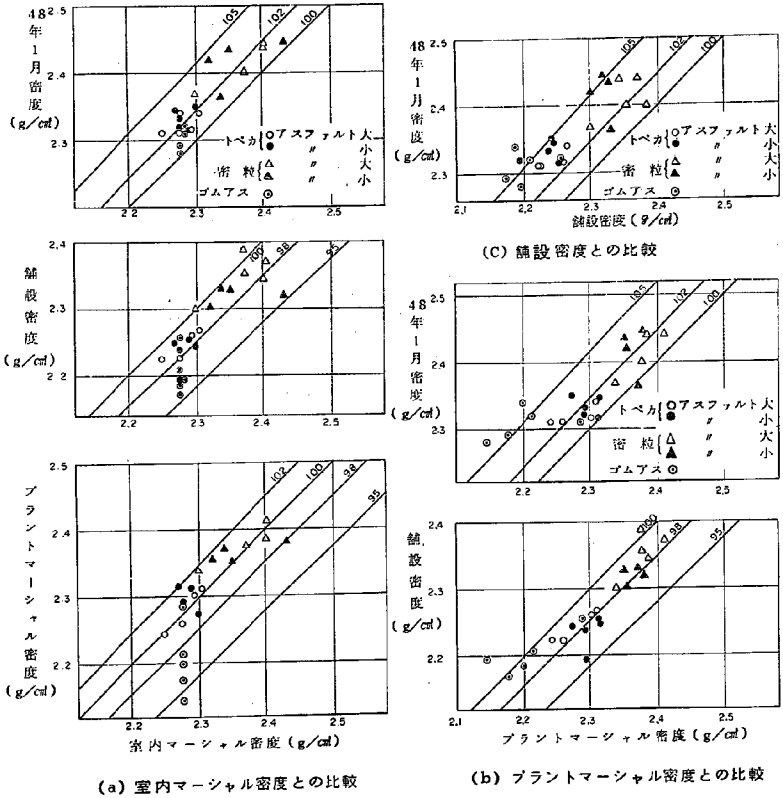


図6—17 各密度の比較

890

表6—14　終極密度のプラントマーシャル密度に対する締固め度の分散分析

要　因	df	ss	ms (ss÷df)	F	ρ (寄与率)
1. C (アスファルト量)	1	1.4	1.4	—	—
2. A (針入度)	1	26.4	26.4	10.8＊	12.1
3. A × C	1	15.0	15.0	6.1＊	6.3
4. B (針入度指数 PI)	1	0.3	0.3	—	—
5. B × C	1	2.8	2.8	—	—
6. A × B	1	26.4	26.4	10.8＊	12.1
7. B × F	1	8.9	8.9	—	—
8. F (0.074㎜ Pass)	1	35.2	35.2	14.4＊＊	16.5
9. C × F	1	1.8	1.8	—	—
10. G (粗骨材種類)	1	43.1	43.1	17.6＊＊	20.5
11. C × G	1	21.8	21.8	8.9＊	9.8
12. D (最大粒径)	1	0.8	0.8	—	—
13. C × D	1	6.8	6.8	—	—
14. C × E	1	10.5	10.5	4.3	4.1
15. E (2.5㎜ Pass)	1	1.8	1.8	—	—
計	15	197.8			100
プールした誤差 e	8	19.6	2.4		18.5

F(5%)＝5.32　　F(1%)＝11.3

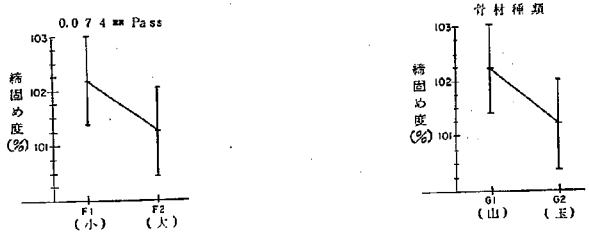


図6—18　終極密度のプラントマーシャル密度に対する締固め度の要因効果図

891

表6—15　交通量調査結果（42年12月）

車種	二輪車類	乗用自動車類				貨物自動車類						軍用車類	合計
		軽自動車（乗用）	乗用	乗合	計	軽自動車（貨物）	小型	貨客車	普通	特殊用途車	計		
全交通量	223	316	5,081	181	5,874	674	4,532	2,670	4,234	859	12,969	2	18,845
第1車線（車線計上）	16	100	540	45	685	250	1,152	353	1,510	360	3,625	3	4,313

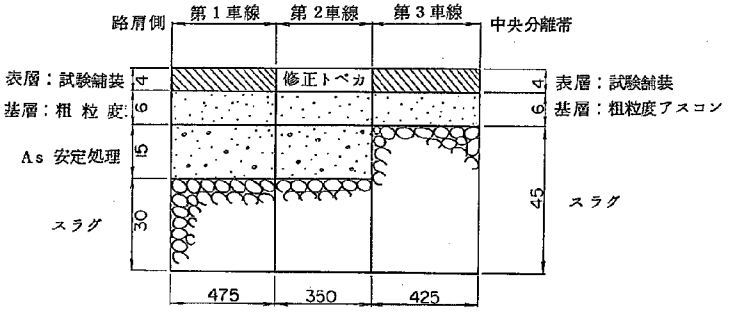


図6—19　舗装断面図（cm）

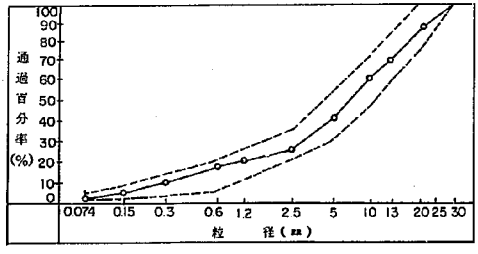


図6—20　基層の粒度加積曲線

892

表6—16 車輌重量分布（第1車線）

測定地点名 / 換算係数(αi) / 輪荷重(t)	幕張地区 輪数(輪)	輪荷重分布(%)(fi)	(fiαi)
0～2 (0.0081)	1,778	40.84	0.331
2～3 (0.06)	1,198	27.52	1.651
3～4 (0.24)	507	11.65	2.796
4～5 (0.66)	355	8.15	5.379
5～6 (1.46)	278	6.39	9.329
6～7 (2.86)	210	4.8	13.728
7～8 (5.06)	12	0.28	1.417
8～9 (8.35)	14	0.32	2.672
9～10 (13.03)	1	0.02	0.261
10～12	0		0
12～14	0		0
14～	0		0
合計	4,353	100.00	37.564
平均換算係数 $(\alpha o=\frac{\Sigma fi\alpha i}{100})$			0.376
24時間 5.0 ton 輪荷重換算輪数（輪）			1636

表6—17 舗装厚の必要値と実際値の比較

		第1車線	第3車線
TA (cm)	必要値	30	23
	実際値	29.5	21.5
合計厚 (cm)	必要値	47	40
	実際値	55	55

893

表6—18　路床上の試験結果

	第　1　車　線		
	n	R	$\bar{x}$
K30　(Kg/cm)	10	18.9 / 3.6 > 15.3	9.8
現場 CBR	10	30.5 / 5.5 > 25.0	19.27
設計 CBR (乱)	10	15.8 / 5.3 > 10.5	9.75
設計 CBR (不乱)	10	15.5 / 5.0 > 40.5	18.68
設計 CBR 支持力	10	23.2 / 2.2 > 21.0	10.43

表6—19　下層路盤の試験結果

	第　1　車　線			第　3　車　線		
	n	R	$\bar{x}$	n	R	$\bar{x}$
下層路盤 K30 (Kg/cm)	10	35.6 / 14.8 > 20.8	25.42			
下層路盤 修正 CBR	10	125.0 / 35.0 > 90.0	72.00			
下層路盤 ベンケルマン(1/10cm)	10	303.0 / 100.0 > 203.0	163.54	60	272.0 / 93.0 > 179.0	141.47

表6—20　上層路盤の試験結果

	第　1　車　線			第　3　車　線		
	n	R	$\bar{x}$	n	R	$\bar{x}$
上層路盤 K30 (Kg/cm)	10	62.4 / 17.6 > 44.8	43.52			
上層路盤 ベンケルマン(1/100cm)	55	185 / 58 > 127	86.93	60	175 / 57 > 118	86.47

表6—21　基層のマーシャル試験結果

アスファルト量 (%)	密度 (g/cm)	理論密度 (g/cm)	空隙率 (%)	飽和度 (%)	安定度 (Kg)	フロー値 (1/100cm)
4.0	2.367	2.532	6.48	58.8	614	21
4.5	2.388	2.513	4.97	67.8	697	24
5.0	2.393	2.494	4.05	74.4	941	27
5.5	2.411	2.475	2.59	83.3	910	31
6.0	2.408	2.456	1.95	87.9	327	34

894

表6—22　基層試験結果

	基層（粗粒度アスコン）								
	厚さ (cm)			密度 (g/cm)			ベンケルマンたわみ量 (1/100cm)		
	n	R	X	n	R	X	n	R	X
一車線	14	0.7	6.2	14	0.102	2.392	49	83	69.43
							61	103	77.54

表6—23　因子と水準の組合せ

	混合物	2.5mm Pass	0.6mm Pass	0.074mm Pass	粗骨材	アスファルト	粒度番号	備考
1	密粒度	43	23	4	玉砕	40～60	5	D1
2	〃	43	23	4	砂岩	80～100	5	D2
3	〃	43	23	10	玉砕	80～100	6	D3
4	〃	43	23	10	砂岩	40～60	6	D4
5	〃	43	34	4	玉砕	80～100	7	D5
6	〃	13	34	4	砂岩	40～60	7	D6
7	〃	43	34	10	玉砕	40～60	8	D7
8	〃	43	34	10	砂岩	80～100	8	D8
9	修正トペカ	58	33	5	玉砕	80～100	9	T1
10	〃	58	33	5	砂岩	40～60	9	T2
11	〃	58	33	11	玉砕	40～60	10	T3
12	〃	58	33	11	砂岩	80～100	10	T4
13	〃	58	48	5	玉砕	40～60	11	T5
14	〃	58	48	5	砂岩	80～100	11	T6
15	〃	58	48	11	玉砕	80～100	12	T7
16	〃	58	48	11	砂岩	40～60	12	T8
17	粗粒度	28	16	2	玉砕	80～100	1	C1
18	〃	28	16	2	砂岩	40～60	1	C2
19	〃	28	16	8	玉砕	40～60	2	C3
20	〃	28	16	8	砂岩	80～100	2	C4
21	〃	28	23	2	玉砕	40～60	3	C5
22	〃	28	23	2	砂岩	80～100	3	C6
23	〃	28	23	8	玉砕	80～100	4	C7
24	〃	28	23	8	砂岩	40～60	4	C8

895

表6—24　各種アスファルトの物理試験結果

（各社メーカーの試験による）

項目 ＼ アスファルト種類		丸善石油 ストレート		シェル石油 中東産セミブロン		三和石油 ベネゼーラ産原油	大協石油 中東 カフジセミ	日本石油 中東 カフジスト	協世磯油 ベネゼラ産 ストレート	日歴化学 ガムファルトS	日本石油 ポリベーブ	カリホルニヤ原油 アメリカ	シェル石油 イギリス	三菱商事 ドイツ	トリニダット エピューレ
		40～60	80～100	60～80	80～100	80～100	80～100	80～100	80～100	80～100	80～100	80～100	80～100	80～100	*
比重	25/25℃	1.020	1.025	1.024	1.023	1.020	1.022	1.050	1.020	1.040	1.080	1.029	1.023	1.035	1.212
引火点	℃	311	346	310	306	314	308	310	304	300	264	275	—	276	—
針入度	0℃	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	25℃	54	90	67	90	85	89	92	90	92	91	95	96	—	—
	46℃	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
軟化点	℃	51	45.5	50.5	48.5	47	47.5	44	46	47	52	43.5	45.5	48	—
伸度	10℃	—	100	—	—	—	—	100	100	120	—	—	—	100	—
	15℃	43	—	—	—	100	130	100	—	—	—	—	—	—	—
	25℃	100	—	100	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
蒸発量	多	0.006	0.01	0.06	0.04	0.01	—	0	0.01	0.1	0.16	0.01	—	—	—
蒸発後針入度	多	87.8	91.0	** 9.3	** 8.9	** 83.0	—	93.7	86.5	98.0	86.8	—	—	—	—
四塩化炭素可溶分	多	99.8	99.9	99.8	99.8	99.8	99.8	99.7	97.9	99.0	—	99.9	—	—	—
針入度指数	PI	—	−0.8	−0.4	−0.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
粘度 ***	混合	166～171	158～162	165～172	164～171	160～166	161～167	160～167	155～162	168～175	178～194	147～153	165～171	168～173	160～180
	転圧	154～159	147～152	151～157	151～157	147～153	150～155	147～153	141～148	156～162	172～179	135～140	153～158	155～161	120～130

＊　丸善石油ストレート150～200、トリニダットを50：50配合

＊＊　針入度減少(%)

＊＊＊　東亜道路(株)試験による

表6—25 骨材種類と産地

材料名	材種	産地名
5号	玉砕	埼玉県秩父市産
6号	玉砕	〃
7号	玉砕	〃
5号	砂岩	茨城県石岡産
6号	砂岩	〃
7号	砂岩	〃
細目	川砂	千葉県木下利根川産
荒目	川砂	茨城県鹿島産
フィラー	石灰岩	栃木県葛生産

表6—26 骨材粒度と性状

玉砕	5号	6号	7号	粗砂	細砂	石粉
20.0 mm	100					
13.0		100				
10.0	13.2	92.6	100	100		
5.0	2.5	18.3	91.3	92.4		
2.5	2.0	4.9	29.6	72.2	100	
0.6	1.4	1.8	1.4	31.6	95.6	100
0.3				10.0	40.1	96.0
0.15				1.3	6.2	90.1
0.074				0.6	2.3	80.0
比重 表乾	2.643	2.613	2.611	2.592	2.588	
比重 見掛	2.595	2.678	2.694	2.636	2.683	2.685
吸水率	1.195	1.496	1.888	1.071	2.080	

砂岩	5号	6号	7号	粗砂	細砂	石粉
20.0 mm	100					
13.0		100				
10.0	4.3	99.5	100	100		
5.0		12.5	90.5	92.4		
2.5		0.7	3.4	72.2	100	
0.6		0.6	0.9	31.6	95.6	100
0.3			0.7	10.0	40.1	96.0
0.15			0.7	1.3	6.2	90.1
0.074				0.6	2.3	80.0
比重 表乾	2.736	2.702	2.719	2.592	2.588	
比重 見掛	2.760	2.744	2.792	2.636	2.683	2.685
吸水率	0.496	0.904	1.514	1.071	2.080	

897

表6—27 試 験 舗 装 予 定 粒 度

種類 / 番号 / フルイ目	粗粒度アスコン				密粒度アスコン				修正トベカ			
	$C_{1,2}$	$C_{3,4}$	$C_{5,6}$	$C_{7,8}$	$D_{1,2}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$	$D_{7,8}$	$T_{1,2}$	$T_{3,4}$	$T_{5,6}$	$T_{7,8}$
20.0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10.0	73	73	73	73	80	80	80	80	90	90	90	90
5.0	45	45	45	45	60	60	60	60	73	73	73	73
2.5	28	28	28	28	43	43	43	43	58	58	58	58
0.6	16	16	23	23	23	23	34	34	33	33	48	48
0.3	6	13	16	18	12	19	23	25	23	25	23	35
0.15	6	11	8	13	10	14	13	17	14	18	13	23
0.074	2	8	2	8	4	10	4	10	5	11	5	11

表6—28 骨 材 合 成 粒 度

玉 砂	5号	6号	7号	粗砂	細砂	石粉	骨材合成粒度											
	(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)	D_1	D_3	D_5	D_7	T_1	T_3	T_5	T_7	C_1	C_3	C_5	C_7
20.0 mm	100	100					100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10.0	13.2	92.6	100	100			80.7	79.8	79.8	79.8	89.6	90.5	90.1	89.4	73.3	73.3	71.1	72.2
5.0	2.5	18.3	91.3	92.4			59.4	58.7	60.1	60.1	74.1	74.4	72.7	72.5	46.2	46.3	43.3	44.1
2.5	2.0	4.9	29.6	72.2	100		42.7	42.5	43.2	43.3	57.7	57.8	58.3	58.3	28.1	28.5	28.9	28.9
0.6	1.4	1.8	1.4	31.6	95.6	100	22.9	24.3	33.5	33.8	38.1	35.0	47.7	47.7	16.0	15.9	22.4	22.3
0.3				10.0	40.1	96.0	10.4	15.1	15.5	20.0	14.9	19.6	22.1	26.2	6.8	10.8	9.9	13.9
0.15				1.3	6.2	90.1	4.9	11.3	5.4	12.1	6.4	12.7	7.1	13.4	2.6	8.8	3.0	9.3
0.074				0.6	2.3	80.0	3.9	9.8	3.8	10.1	4.9	10.8	5.0	10.9	1.9	7.7	2.1	7.9

砂 岩	5号	6号	7号	粗砂	細砂	石粉	骨材合成粒度											
	(I)	(II)	(III)	(VI)	(V)	(VI)	D_7	D_9	D_6	D_8	T_2	T_4	T_6	T_8	C_2	C_4	C_6	C_8
20.0 mm	100	100					100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10.0	4.3	99.5	100	100			78.2	80.6	80.1	80.1	90.5	90.5	89.5	90.5	72.6	73.6	73.5	73.5
5.0	0	12.5	90.5	92.4			61.6	59.9	59.8	59.9	71.6	72.3	74.2	72.8	44.6	44.1	46.4	46.4
2.5		0.7	3.4	72.2	100		42.6	42.5	43.5	42.6	57.8	58.0	58.4	57.9	27.9	28.0	28.1	28.1
0.6		0.6	0.9	31.6	95.6	100	23.3	25.4	33.3	34.3	33.4	32.8	47.7	48.3	16.1	18.1	22.9	23.2
0.3			0.7	10.0	40.1	96.0	10.6	16.2	15.5	20.1	15.0	18.7	21.1	26.5	6.7	12.0	10.1	14.3
0.15			0.7	1.3	6.2	90.1	4.9	11.6	5.8	12.1	6.4	12.5	7.1	18.9	2.5	9.3	3.0	9.4
0.074				0.6	2.3	80.0	4.0	10.1	4.2	10.1	5.0	10.8	5.0	11.2	1.9	8.1	2.1	7.9

899

図6－21　マーシャル安定度試験結果とアスファルト量

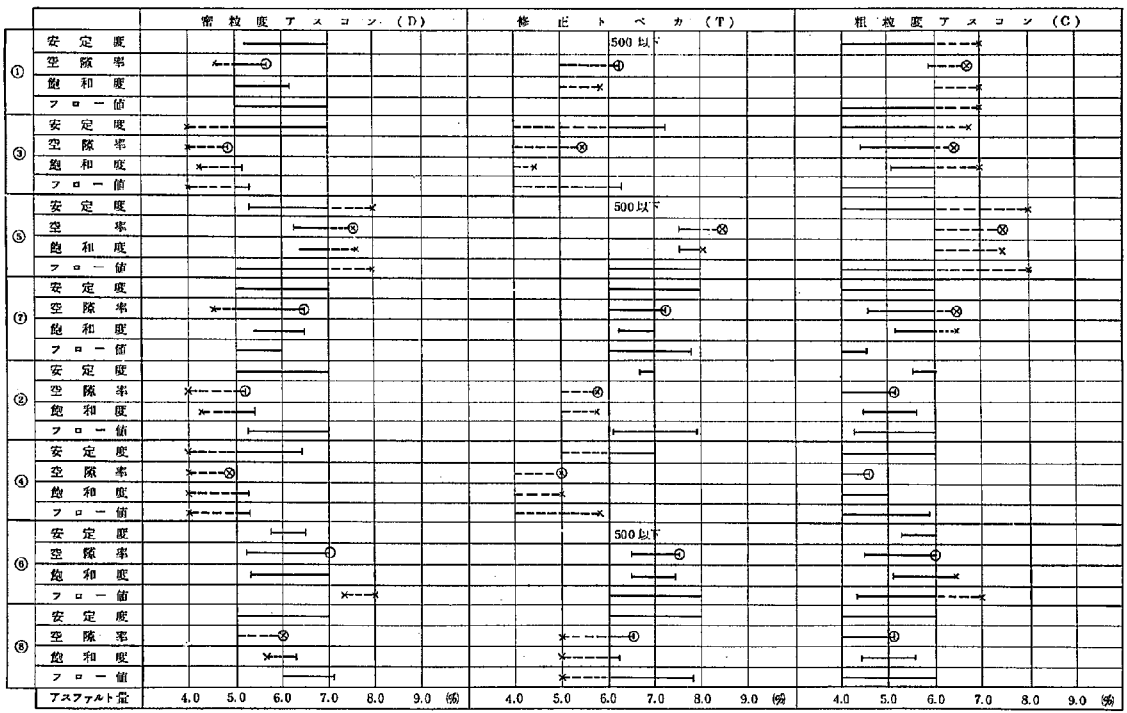


表6—29 因子と水準の組合せ及び基準アスファルト量

A区間 玉砂利									A区間 砂岩									B区間 砂岩 アスファルト変化						
No	混合物	2.5㎜ Pass	0.6㎜ Pass	0.074㎜ Pass	アスファルト針入度	粒度No	合成番号	アスファルト(%)	No	混合物	2.5㎜ Pass	0.6㎜ Pass	0.074㎜ Pass	アスファルト針入度	粒度No	合成番号	アスファルト(%)	No	アスファルト針入度	2.5㎜ Pass	0.6㎜ Pass	0.074㎜ Pass	合成番号	アスファルト(%)
①	密粒度	43	23	4	40～60	5	D11 D12	5.3 5.8	②	密粒度	43	23	4	80～100	5	D21 D22	4.6 5.1	①	ポリペーブ 80～100	42.0	28.9	4.5	B_1	5.3
③	密粒度	43	23	10	80～100	6	D31 D32	4.4 4.9	④	密粒度	43	23	10	40～60	6	D41 D42	4.3 4.8	②	ガムアスファルト S 80～100	42.0	28.9	4.5	B_2	5.3
⑤	密粒度	43	34	4	80～100	7	D51 D52	6.5 7.0	⑥	密粒度	43	34	4	40～60	7	D61 D62	6.2 6.7	③	ベネゼーラ 日瀝 80～100	42.0	28.9	4.5	B_3	5.3
⑦	密粒度	43	34	10	40～60	8	D71 D72	5.5 6.0	⑧	密粒度	43	34	10	80～100	8	D81 D82	5.0 5.5	④	トリニダット* 80～100	42.0	28.9	4.5	B_4	5.3
⑨	修正トペカ	58	33	5	80～100	9	T11 T12	6.0 6.5	⑩	修正トペカ	58	33	5	40～60	9	T21 T22	5.5 6.0	⑤	セミプロン（シェル） 80～100	42.0	28.9	4.5	B_5	5.3
⑪	修正トペカ	58	33	11	40～60	10	T31 T32	4.5 5.0	⑫	修正トペカ	58	33	11	80～100	10	T41 T42	4.3 4.8	⑥	カフジセミプロン（大協） 80～100	42.0	28.9	4.5	B_6	5.3
⑬	修正トペカ	58	48	5	40～60	11	T51 T52	8.3 8.8	⑭	修正トペカ	58	48	5	80～100	11	T61 T62	7.5 8.0	⑦	カフジストレート（日石） 80～100	42.0	28.9	4.5	B_7	5.3
⑮	修正トペカ	58	48	11	80～100	12	T71 T72	6.8 7.3	⑯	修正トペカ	58	48	11	40～60	12	T81 T82	6.1 6.6	⑧	ベネメエラ（三和） 80～100	42.0	28.9	4.5	B_8	5.3
⑰	粗粒度	28	16	2	80～100	1	C11 C12	5.7 6.2	⑱	粗粒度	28	16	2	40～60	1	C21 C22	4.7 5.2	⑨	セミプロン（シェル） 80～100	42.0	28.9	4.5	B_9	5.3
⑲	粗粒度	28	16	8	40～60	2	C31 C32	5.5 6.0	⑳	粗粒度	28	16	8	80～100	2	C41 C42	3.8 4.3	⑩	イギリス 80～100	42.0	28.9	4.5	B_{10}	5.3
㉑	粗粒度	28	23	2	40～60	3	C51 C52	6.0 6.5	㉒	粗粒度	28	23	2	80～100	3	C61 C62	5.5 6.0	⑪	アメリカ 80～100	42.0	28.9	4.5	B_{11}	5.3
㉓	粗粒度	28	23	8	80～100	4	C71 C72	5.5 6.0	㉔	粗粒度	28	23	8	40～60	4	C81 C82	4.6 5.1	⑫	ドイツ 80～100	42.0	28.9	4.5	B_{12}	5.3
																		⑬	ストレート** (九善) 80～100	42.0	28.9	4.5	B_{13}	5.3

(注) D：密粒度アスファルトコンクリート、 T：修正トペカ
C：粗粒度アスファルトコンクリート

* トリニダットエピューレ（ストレートアスファルト丸善150～200に1：1混入）
** 添加剤ロードスター（アスファルト比別して10%入る）

付属の数字の10位が1、3、5、7奇数は玉砂、2、4、6、8偶数は砂岩を示し、又1.5および2.6は0.074通過量が小、3.7および4.8は大を示す。
1位は1がアスファルト使用量の少ないもの、2は多いもの。

表6—30　予定及び合成粒度（B区間）

	20.0	10.0	5.0	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074
予定粒度	100	80	60	42.5	29.0	18.0	11.0	7.0
合成粒度	100	79.3	60.3	42.0	28.9	13.7	5.8	4.5

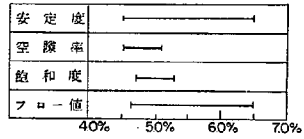


図6—22　基準値とアスファルト量

表6—31　アスファルトプラントの諸元

製作年月日　昭和39年7月			公称能力　T/H　30～35
コールドビン	各サイズ別貯蔵槽	m^3	5.0
	数量	台	5
コールドフィーダ	形式		レシプロ
	数量	台	5
ドライヤー	回転速度	r.p.m	9
	バーナー形式		重油低圧
骨材フルイ分装置	形式	37,20,11,5,6,3 mm×mm	5種水平バイブレーションスクリーン
	巾×長×段数		600×1800×4.5
ホットビン	形式		5種
	全貯蔵量	kg	5,000
骨材計量	計量形式		振子ダイヤル累加計量式
	計量範囲	最大～最小kg	600～2
フィラー	貯蔵形式		木造倉庫
	貯蔵		袋
	計量形式		振子ダイヤル式
	計量範囲	最大～最小kg	80～0.2
アスファルト	アスファルトケットル		直接加熱式
	容量	t	3.1
	供給形式		メタリングポンプ
	計量形式		振子ダイヤル式
	計量範囲		80～0.2
	ミキサー投入法		噴射ポンプ式
ミキサー	形式		二軸パグミルスパイラルフロー方式
	混合容量	kg	500
	回転数	r.p.m	53
	混合羽根	枚	32
操作装置	電子管式全自動操作		
	ミキシングオートメアー操作		
記録装置	アスファルトおよび各骨材ビン部の計量自記記録		
	アスファルトおよび各骨材ビン部の温度自記記録		

902

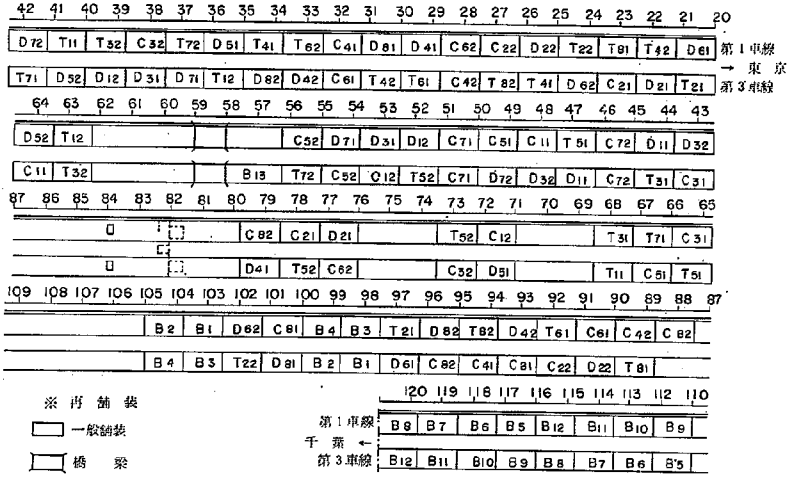


図6—23 幕張試験舗装配置図

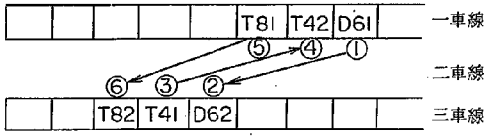


図6—24 舗設順序見取図

903

表6—32 混 合 温 度

車線	表 層 混 合 物					
	混 合 物 温 度 ℃					
	プ ラ ン ト			現 場 転 圧		
	n	R	$\bar{X}$	n	R	$\bar{X}$
一車線	61	50.8	165.7	56	39.3	111.5
三車線	61	38.0	162.4	61	16.7	109.5

表6—33 各種マーシャル試験間の相関

		相関係数	関 係 式
コアーとプラントの相関	密 度	0.85**	$y = 0.41 + 0.819 x_1$
	安 定 度	0.54**	$y = -1.50 + 0.75 x_1$
	空 隙 率	0.54**	$y = 1.3 + 0.7 x_1$
	フ ロ ー 値	0.54**	$y = 10 + 0.75 x_1$
	飽 和 度	0.67**	$y = 17 + 0.75 x_1$
コアーと室内マーシャルの相関	密 度	0.79**	$y = 0.48 + 0.800 x_2$
	安 定 度	0.22	$y = -25.0 + 1.09 x_2$
	空 隙 率	0.51*	$y = -4.00 + 1.33 x_2$
	フ ロ ー 値	0.69**	$y = 19 + 0.417 x_2$
	飽 和 度	0.77**	$y = 16 + 0.95 x_2$

危険率1%…** で有意
5%…*

y：コアの値

X_1：プラントマーシャルの値

X_2：室内試験の値

909

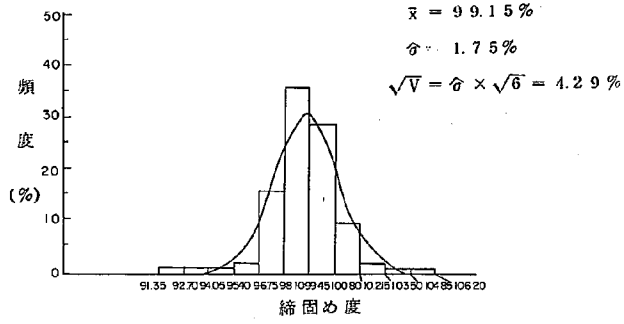


図6—25 締固め度の度数分布図

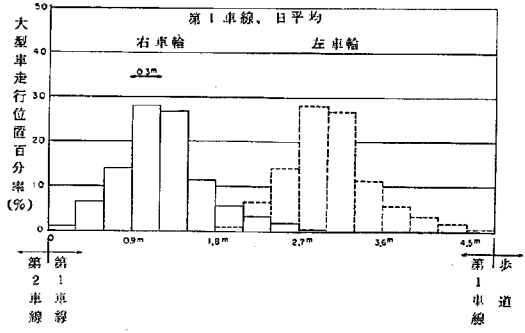


図6—26 大型車の走行位置

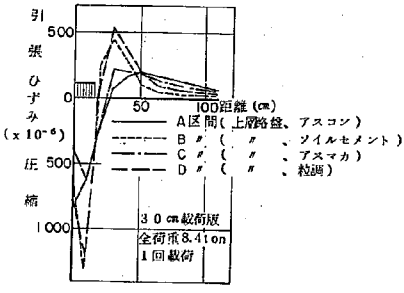


図6—27 表層表面のひずみ量

90h

表6－34　交通量調査結果（第1車線上）

車種 / 年度	乗用自動車類				貨物自動車類						合計	大型車合計
	軽自動車	乗用	乗合	小計	軽自動車	小型	貨客車	普通	特殊	小計		
42. 12	100	540	45	685	250	1,152	357	1,510	360	3,629	4,314	1,915
43. 10	23	626	110	759	50	1,471	394	2,014	613	4,492	5,251	2,737
45. 3	211	2,745	202	3,158	600	2,032	1,033	3,193	780	7,638	10,796	4,175
47. 3*											8,620	2,902

全交通量と大型車のみ測定。45．4 に2車線から3車線に増加したため、第1車線の交通量は減少した。

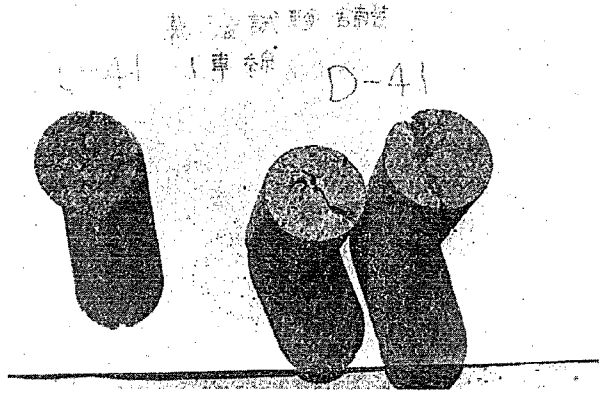


写真6－1　表面より入ったひびわれ

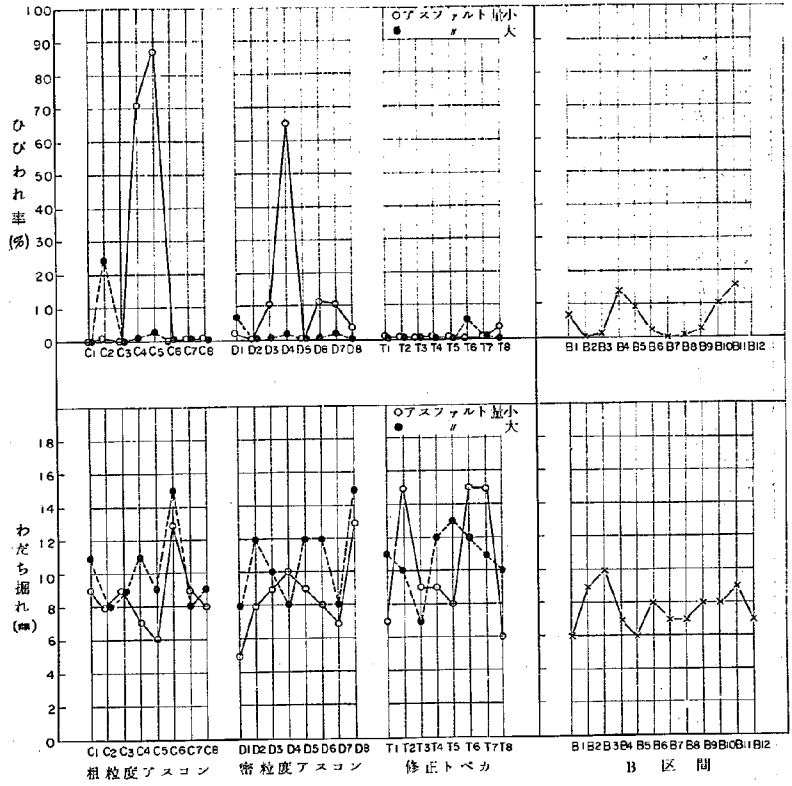


図6－28 供用開始8.年後のひびわれ率、わだち掘れ（第1車線）

907

表6—35 ひびわれの分散分析表

要　因	S S	d f	M s	F o	F(0.01)	F(005)	P o
A (2.5㎜)	231	2	115	2.39	5.72	3.44	
B (0.6㎜)	203	1	203	4.30*	7.75	4.30	5.0
C (0.074㎜)	134	1	134	2.79			
D (岩　種)	279	1	279	5.80*			6.9
E (針入度)	31	1	—				
A × B	180	2	90				
A × C	277	2	138	2.87			
A × D	65	2	—				
A × E	94	2	—				
B × C	188	1	188	2.90			
B × D	53	1	—				
B × E	8	1	—				
C × D	81	1	81	1.68			
C × E	42	1	—				
D × E	70	1	70	1.45			
e_2	20	3					
ST_2	1,956	23					
As(アスファルト量)	231	1	231	4.80*			5.7
As × A	86	2	—				
As × B	75	1	75	1.56			
As × C	44	1	—				
As × D	84	1	84	1.75			
As × E	92	1	92	1.91			
As × A × B	21	2	—				
As × A × C	274	2	137	2.85			
As × A × D	110	2	—				
As × A × E	313	2	156	3.25			
As × B × C	369	1	369	7.68*			9.1
As × B × D	130	1	130	2.70			
As × B × E	8	1	—				
As × C × D	251	1	251	5.23*			6.2
As × C × E	3	1	—				
As × D × E	89	1	89	1.85			
e_1	472	3	—				
ST_1	242	24	—				
プールしたe	1,057	22	48				
S T	4,017	47					

注)　*は5%危険率で有意

908

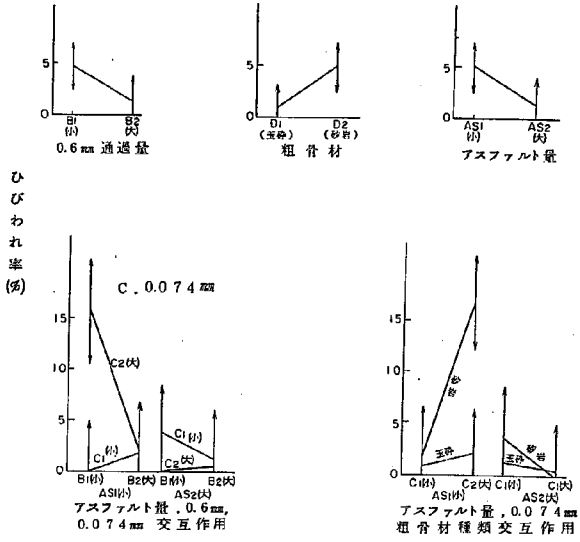


図6—29 ひびわれ率の要因効果図

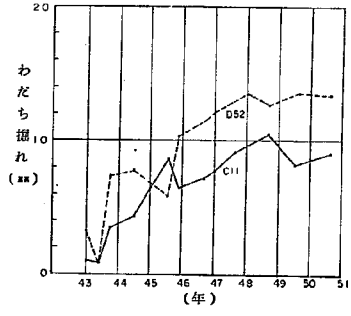


図6—30 わだち掘れ経年変化例

909

表6—36　FIの分散分析表

要　因	SS	Df	MS	Fo	F(001)	F(005)	Po
A（2.5㎜）	104,075	2	52,037	6.41**	5.39	3.32	6.3
B（0.6㎜）	110,805	1	110,805	13.66**			6.7
C（0.074㎜）	2,173	1	2,173				
D（岩　種）	37,976	1	37,976	4.68*	7.56	4.17	2.3
E（針入度）	394,227	1	394,227	48.60**			23.8
A × B	1,546	2	3,273				
A × C	40,809	2	20,404				
A × D	54,456	2	27,228				
A × E	20,482	2	10,241				
B × C	89,775	1	89,775	11.07**			5.4
B × D	27,763	1	27,763	3.42*			
B × E	50,008	1	50,008	6.16*			3.0
C × D	1,341	1	1,341				
C × E	7,119	1	7,119				
D × E	21,425	1	21,425				
E_2	76,559	3	25,519				
ST_2	1,045,539	23					
As（アスファルト量）	276,544	1	276,544	34.09**			16.7
As × A	117,564	2	58,782	7.25**			7.1
As × B	6,260	1	6,260				
As × C	12,742	1	12,742				
As × D	2,036	1	2,063				
As × E	14,250	1	14,250				
As × A × B	23,806	2	11,933				
As × A × C	504	2	252				
As × A × D	1,706	2	853				
As × A × E	446	1	446				
As × B × C	11,653	2	5,826				
As × B × D	511	1	511				
As × B × E	127,538	1	127,538	15.72**			7.7
As × C × D	791	1	791				
As × C × E	4,675	1	4,675				
As × D × E	1,838	1	1,838				
e_1	9,771	3					
ST_1	612,895	24					
プールしたe	267,703	33					
ST	1,658						

(注)　＊は5％危険率で有意

＊＊は1％　〃

910

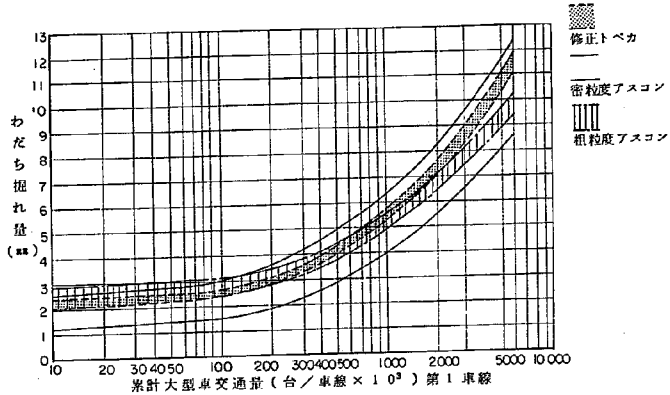


図6—31　累計大型車交通量とわだち掘れの関係

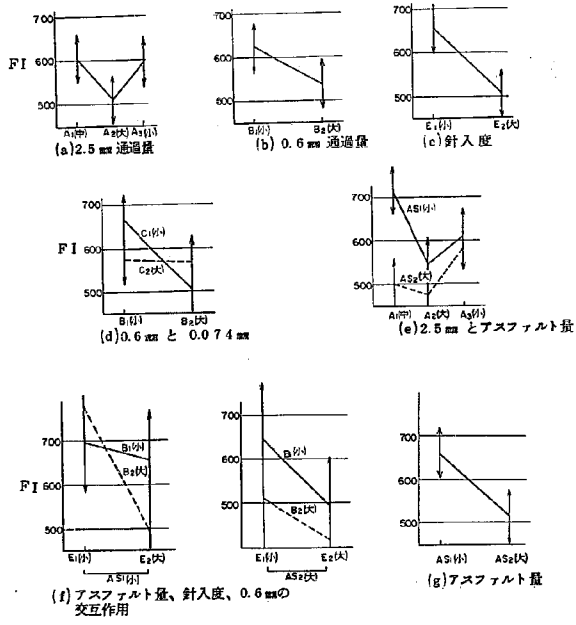


図6—32　FIの要因効果図

911

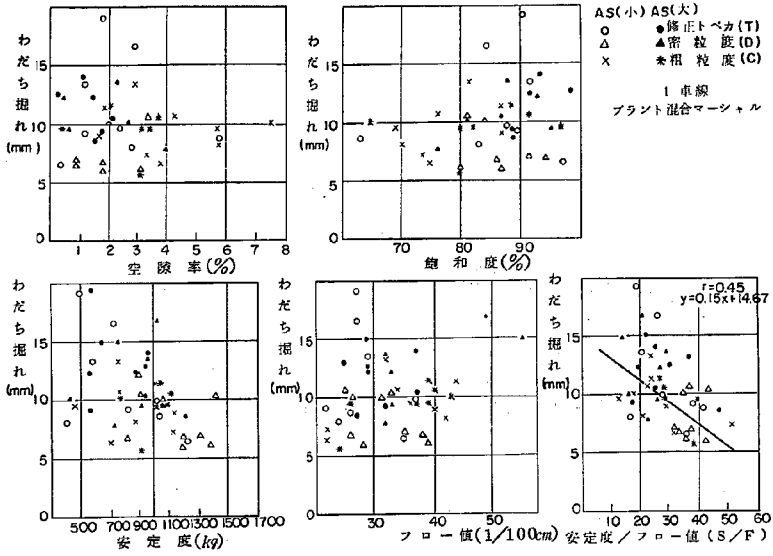


図6—33　プラントマーシャル試験値とわだち掘れ関係

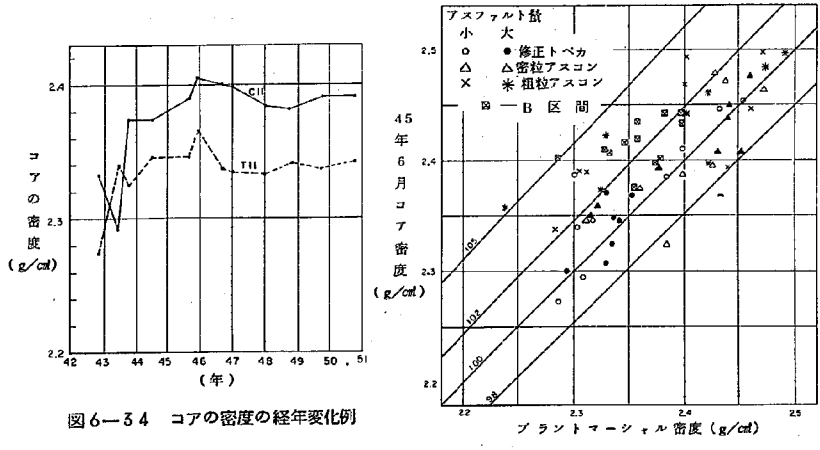


図6—34　コアの密度の経年変化例

図6—35　プラントマーシャル密度と終極密度

912

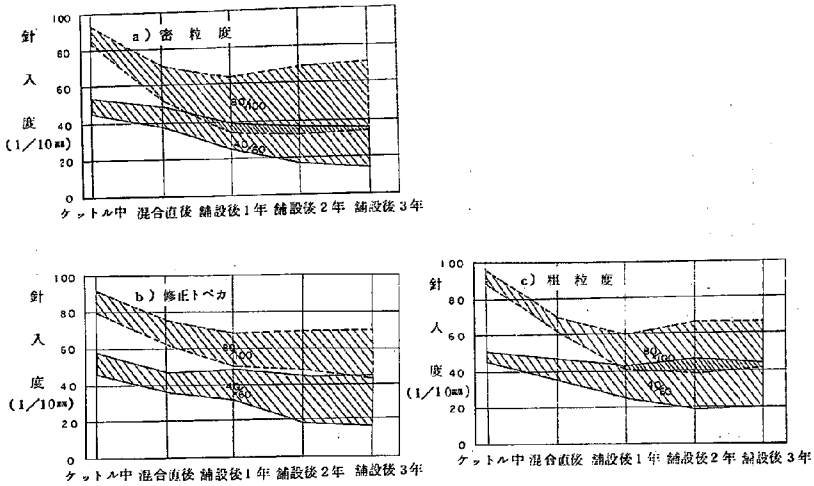


図6—36 アスファルトの劣化

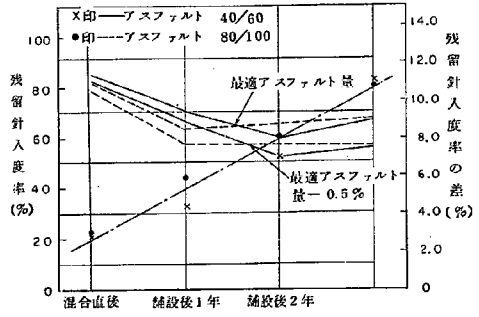


図6—37 アスファルト量の大、小による残留針入度率の経時変化

913

表6—37　D・Sの分散分析表

要　因	SS	df	Ms	Fo	F(0.01)	F(0.05)	Po
A（2.5㎜）	120.1	2	—		5.49	3.35	
B（0.6㎜）	307.1	1	307	8.0**	7.68	4.21	3.6
C（0.074㎜）	129	1	129	3.3			
D（岩　種）	4	1	—				
E（針入度）	3,208	1	3,208	83.1**			37.8
A×B	304	2	152	3.9*			3.6
A×C	395	2	198	5.1*			4.7
A×D	28	2	—				
A×E	170	2	85	2.2			
B×C	121	1	121	3.1			
B×D	41	1	—				
B×E	90	1	90	2.3			
C×D	36	1	—				
C×E	294	1	294	7.6*			
D×E	8	1	—				
e	54	3					
ST_2	5,307	23					
As（アスファルト量）	637	1	637	165**			7.5
As×A	327	2	166	4.3*			3.9
As×B	242	1	242	6.3*			2.9
As×C	128	1	128	3.3*			
As×D	16	1	—				
As×E	10	1	—				
As×A×B	20	2	—				
As×A×C	14	2	—				
As×A×D	234	2	117	3.0			
As×A×E	135	2	—				
As×B×C	1	1	—				
As×B×D	4.1	1	—				
As×B×E	1,243	1	1,243	322**			14.7
As×C×D	1	1	—				
As×C×E	19	1	—				
As×D×E	12	1					
e_1	123	3					
ST_1	2,167	24					
プールしたe	1,041	27					
ST	8,476	47					

注）＊は5％危険率で有意
＊＊は1％　〃

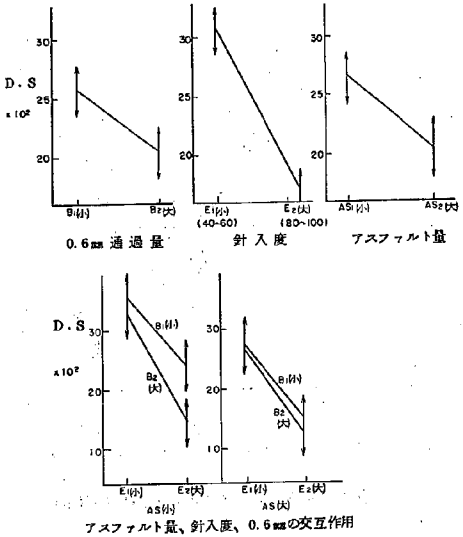


図6—38　動的安定度（D・S）の要因効果図

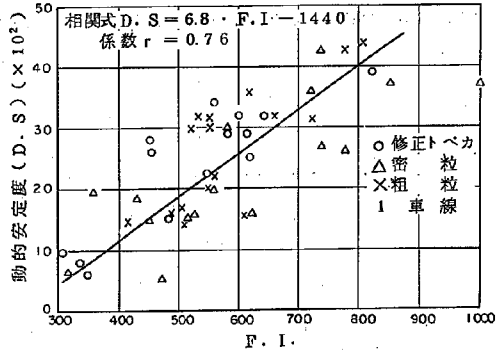


図6—39　D・SとF・Iの関係

915

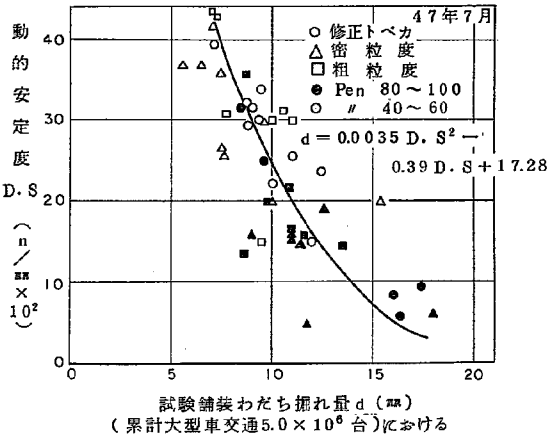


図6—40　D・Sとわだち掘れ量の関係

表6—38　施工直後および供用2ケ年のコア—の密度と等しい各室内試験の締固め回数

締固め方法	施工直後のコア—密度と等しい回数			併用2ケ年のコア—密度と等しい回数		
	マーシャル試験 (突固め回数)	ニーディング試験 (締固め回数)	ジャイレトリー試験 (締固め回数)	マーシャル試験 (突固め回数)	ニーディング試験 (締固め回数)	ジャイレトリー試験 (締固め回数)
密粒度アスコン	70	70	10	(150)	(150以上)	40
修正トベカ	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

916

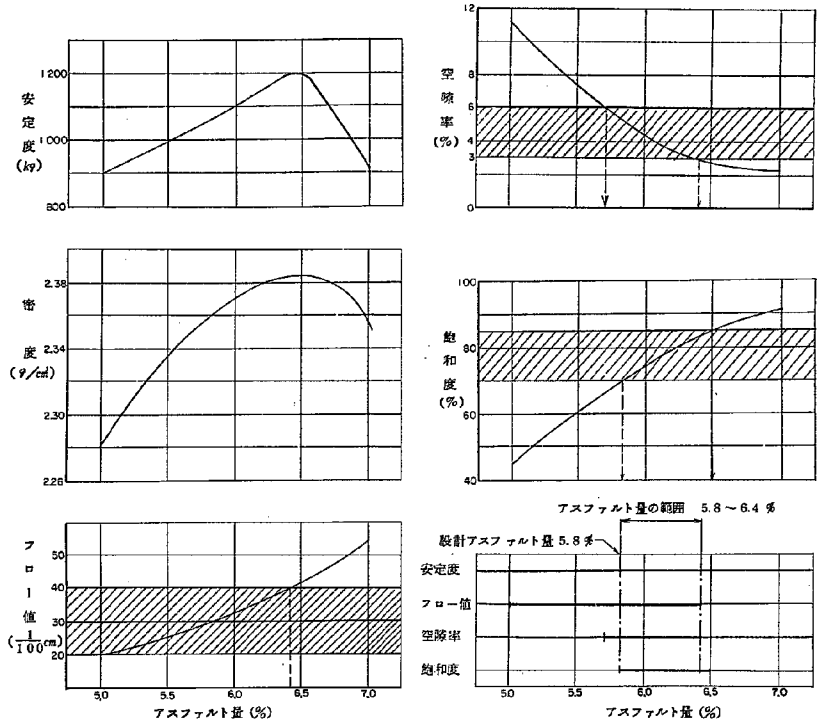


図6—41　設計アスファルト量の設定例（表層）

917

第7章　加熱アスファルト混合物の施工

第7章　加熱アスファルト混合物の施工

7－1　概　　説

一般に道路舗装はその維持修繕が比較的容易なことから、品質に対する要求が、構造物に対するほどは厳しくないのが現状である。これは砕石や砂のように自然生産物あるいはこれに近いような材料を使用することが多いことから無理からぬ面もあるが、しかし舗装の破損や路面のすべりなどに原因する自動車事故は人命に関するものであり、また道路舗装延長の急伸による維持修繕費用の増大などを考えるとき、道路舗装の品質に対する要求は少なくとも一般構造物におけると同様に厳しいものでなければならない。

加熱アスファルト混合物の品質は材料の選択や配合設計がいかに適切であっても、その施工が十分でなければ良好なものとなり得ないことは論を待たない。加熱アスファルト混合物で早期に破壊したものには、その原因が施工に起因すると推定されるものが多く、わが国の現状としては材料の選択や配合設計と同様に施工の精度について考慮しなければならないと考えられる。

しかるに加熱アスファルト混合物の施工に関する研究は欧米においても材料や配合設計に関する程多くは報告されていない。これは施工業者あるいは施工機械メーカの技術秘密に関する部分が多いため一般に公開されないことが大きな理由であろう。わが国においては近代的なアスファルト舗装工事が始められてから未だ日が浅いため、施工の精度に関する研究も断片的に行なわれているに過ぎない状態である。

本章ではわが国における加熱アスファルト混合物の施工状況を知り、施工機械や作業標準の改良のための資料を得るために実施した一連の試験結果について報告する。加熱アスファルト混合物の施工は混合物の混合、運搬、敷きならし、転圧の工程にわけられるが、本章では主として混合物の混合の点について論及し、その問題点の解決について得られた2,3の結論を示す。結果的にみて現在の施工機械をもってすれば必要十分な品質をもった加熱アスファルト混合物の製造が可能であり、品質に最も影響するのは機械を操作する人間の技術と判断される。したがって加熱アスファルト混合物の施工に関する適切な作業標準の確立が必要であり、その要点についても示した。

7－2　混　　合

7－2－1　概　　説

現在加熱アスファルト混合物の混合はすべてアスファルトプラントによっており、人力によ

919

る混合は全くみられなくなった。したがって混合に関する研究のほとんどはアスファルトプラントに関連している。本節でのべるのは主としてアスファルトプラントにより製造される混合物の品質に関するものであり、アスファルトプラントの機械的性能などについては、混合物の品質に関係する部分にのみとどめる。

7－2－2　アスファルトプラントの現状

アスファルトプラントの能力は古くは1日に混合物を舗設できる面積で表わし、たとえば2,000ヤードのプラントといえば約5cm厚の混合物を1日に2,000平方ヤード舗設できる能力を有するプラントという意味であった。近年プラントが大型化し、更に舗装構成が複雑化するとともに、1時間当りの混合物の製造可能量で20t／hrというように表現されるようになった。しかしこれもまた骨材の性状などにより異なるため、現在ではミキサーの定格容量で示されることが多い。アスファルト舗装要綱によれば、1時間当りの製造可能量とミキサーの定格容量との関係は表7－1に示すとおりである。

現在わが国では小は10t／hr未満のプラントから、大は200t／hr程度のプラントまで種々雑多なものが使用されており、その性能もまちまちである。50t／hr以上の大型プラントは高速道路、有料道路あるいは建設省直轄のバイパスなどの工事に、あるいは大都市周辺の混合物販売などのように主として大規模な工事に使用されており、20～40t／hrプラントは建設省直轄あるいは府県の中規模工事に使用されている。10t／hr程度のプラントは府県あるいは市町村の小規模工事に使用されているものが多い。

近年わが国のプラントの大型化は著しく、昭和35～39年に行なわれた名神高速道路の施工時には60t／hr程度のものが主として用いられていたのに、昭和40～44年に施工された東名高速道路では100～150t／hrのものが主力を占めた。これらの多くはその工事の初期において主として米国より輸入されており、機種としてはBarber－Green社およびCeder－Rapid社製のものが圧倒的である。しかし国産プラントも最初はこれら輸入プラントを模倣しながら順次大型化し、東名高速道路の施工においては遂に120～150t／hrの国産プラントが使用され、ほぼ輸入プラントと比して遜色のない混合物を生産できることが確められた。しかし現在米国では舗装工事の合理化のために、1,000t／hrのプラントまで使用されており、このような大型化の傾向はわが国でも順次進められていくであろう。

図7－1は日本道路建設業界に依頼して調査した各能力別のアスファルトプラントの台数である。図7－1よりわが国では20～40t／hrのプラントが主力を占めているが、20t

／hr以下のプラントもかなり多いことがわかる。また製作年代もかなり古いものがまだ使用されている。プラントの公式消却年数は5年であり、一般にこれ以上の年数を経たプラントは大規模な修繕が必要である。図7－1に示すようにわが国のプラントが大小さまざまであるのは、舗装工事の一単位が細分化されていることに大きな原因があり、これの是正が容易でない現状としては、20t／hr以下の小プラントあるいは年代の古いプラントでも何とか使用に耐えるように考えていかなければならない。勿論中小舗装業者においてもプラントの大型化の努力はなされており、また大型プラントによって混合したものを購入するという生コンクリートに類する形態が除々に普及しつゝあるので、数年後にはほとんどの混合物が20t／hr以上の一応設備の整ったプラントにより製造されるものと推定できる。

7－2－3　アスファルトプラントの構造

アスファルトプラントの構造はバッチ式と連続式に大別される。前者はバッチ毎に計量、混合するもので、後者は連続的に計量、混合するものである。わが国ではバッチ式が圧倒的に多く、連続式は100t／hr程度の能力のものが3台使用されているに過ぎず、特殊プラントに属する。従って本項ではバッチ式のプラントについてのみ示すことにする。

図7－2は一般的に用いられているアスファルトプラントの構造と細部の名称について示したものである。これらの細部の機構をフローチャートとして示したのが図7－3である。図7－2、図7－3に従って簡単に説明を加える。

(1) 骨材貯蔵区画

骨材貯蔵区画には表7－2に示すような種類がある。一般には野積みの骨材をトラクターショベルでコールドビンへ運搬するものが多い。

(2) コールドビン

コールドビンは鋼鉄製で、下部にコールドフィーダをもち、コールドフィーダに連続して骨材を供給する。

(3) コールドフィーダ

コールドフィーダには表7－3に示す種類がある。コールドフィーダは骨材を容積計量して一定の比率でプラントに送り、骨材粒度を調整するためのものである。

(4) ベルトコンベヤ、コールドエレベータ

コールドフィーダより骨材を受け、ドライヤに投入するものである。コールドエレベータにはバケット型のものが多いが、一部のプラントでは耐熱ベルトコンベヤによるものもある。

921

(5) ドライヤ

骨材を乾燥加熱するもので、円筒型の鉄製ドラムである。水平より2～6°に傾斜しており、約13rpmの速度でドラム全体が回転する。傾斜の下端部に重油バーナをもちこれにより内部の温度を上げる。ドライヤ内部の周辺には羽根がとりつけられていて、骨材をかき上げバーナ火炎の中央に落下させ加熱する。

(6) 排風機、ダストコレクタ

ドライヤ中の燃焼ガス、加熱空気はドライヤの傾斜の上端に取りつけられた煙道から排風機により吸引され、ダストコレクタを通して煙突より排出される。排風機はまたスクリーン、ホットビン、計量器にもつながれており、これらの部分の集じん吸湿をも行なう。ダストコレクタには乾式と湿式がある。乾式はほとんどのプラントに取付けられていて、排気中の微細骨材を集める。集められた微細骨材はホットエレベータあるいは計量器にもどされる。湿式は排気中の極微細じんや有害ガスを除くために用いられる。

(7) ホットエレベータ

ドライヤにより加熱乾燥された骨材をミキシングタワー上に運ぶもので、バケット型のものが多い。ホットエレベータ下部には加熱骨材を一時貯留し、細、粗骨材温度の均一化をはかるようにしたものもある。

(8) スクリーン

加熱骨材のふるい分け装置。トロンメル方式と振動ふるい方式があるが、現在は後者が広く使用されている。使用されるふるいの数はホットビンの数により4～5種で、これを図7－4のように2～3段に重ねてふるい分けた骨材が所定のホットビンに入るようになっている。振動は水平方向に加えるものと斜め方向に加えるものがあり、また目ずまりを防ぐため振動数を2種類組合せた複雑な振動を加えるものがある。ふるい目はふるい分けようとする目標の骨材寸法の1.3～1.5倍とする。目標の最大粒径以上の骨材はオーバサイズシュートよりプラント外に排出される。

(9) ホットビン

ふるい分けられた骨材を各寸法毎に一時貯留するビンで、3～5室にわけられている。ホットビンの容量は5バッチ分以上は必要とされている。ある範囲の粒径の骨材が多量に供給され、その骨材用のホットビンがオーバーフロー状態となって他のビンへ流れ込まないように、オーバーフローシュートが各ビン毎に取付けられていて、オーバーフローした骨材はプラント外に排出される。ホットビン内の骨材の貯留量を大まかに知るた

922

め、空満表示をつけたものもある。ホットビン下部に骨材を計量器に流下させるためのゲートがある。ゲートの下にサンプリング容器がとりつけられている。

(10) 骨材計量器

骨材を重量計量するもので、計量容器の全重量をテコを介してスプリング式あるいは振子式の台秤へ導く。ホットビンよりの細、粗骨材は累積計量される。石粉を同じ計量器で計るものもあるが、最近は別計量となっているものが多い。大型のプラントではホットビンゲートと連動させて全自動計量を行なうようになっており、計量重量を自記記録させるものも多くなっている。計量容器下部にはゲートが取付けられていて、骨材をミキサに投入する。

(11) 石粉サイロ

搬入されたバラ輸送石粉を貯蔵するもの。袋詰の場合は石粉ホッパーに人力で投入する。最近はサイロを用いるのが多い。

(12) 石 粉 ビ ン

石粉はサイロよりバケットコンベアとスクリューコンベアにより石粉ビンに一時貯留される。

(13) 石粉計量器

石粉を計量するもので、骨材計量器と同様に台秤につながっている。石粉ビンより石粉計量器への投入はスクリューコンベアによるものが多くなっている。大型プラントでは骨材計量器とともに全自動計量となっており、自記記録計をつけたものもある。

(14) アスファルトケットル、アスファルトタンク

アスファルトを貯蔵し、保温、加熱するもの。最近はアスファルトのバラ輸送が一般的なため、主として保温の目的でアスファルトタンクを用いる場合が多い。ケットル、タンクとバ ー ナをもち、大型のタンクではバーナを自動的にコントロールして一定温度に保つ。容量はプラントの能力の1日分程度が用意される。

(15) アスファルト供給装置

ケットル、タンクよりアスファルトを計量器に送るため保温したパイプとアスファルトポンプよりなる。計量時以外はアスファルトはバイパスを通ってパイプ中を順環している。

(16) アスファルト計量装置

アスファルトの計量方式は重量によるものが多くなっており、容積計量は小型プラン

トおよび特殊プラントに限られている。計量容器は一般に保温されており、計量精度を上げるための各種の工夫がなされている。

(17) ミ キ サ

ミキサは2軸パグミル型で、その定格容量は軸心以下の容積で表わす。軸にはアームと羽根(チップ)が取付けられていて、回転数は30～80rpmが普通である。アスファルトはミキサ上部のスプレイパーより噴射される。ミキサ下部には混合物排出用のゲートがある。

(18) 検 温 装 置

骨材の温度計はドライヤ出口のシュートおよびホットビン中にとりつけられている。アスファルトの温度計はケットル、タンク中につけられている。これらの外にドライヤの排気温度を測定するもの、赤外線温度計により混合物温度を測定するものもある。測温部は半導体が多く用いられており、自記記録できるものも多い。

7－2－4 アスファルトプラントの性能調査

(1) 性能調査の目的

昭和39年に道路技術基準のアスファルト舗装の品質管理の部分が改正され、アスファルト混合物について抜取検査を行なうことが規定された。しかし当時のアスファルトプラントは20t／hr程度のものが多く、このようなプラントでこの抜取検査の基準に合格するような混合物を製造できるかどうかについてかなり不安があった。そこで日本建設機械化協会道路工事機械化専門部会第3分科会では20t／hr程度のプラントの性能を調査し、この種のプラントで製造されるアスファルト混合物がどの程度この基準に適合するか、またプラントのどのような点を改良すべきかなどについての資料を得ることを計画した。この調査にあたって実際の試験は土木研究所舗装研究室が担当し、上記分科会の助言を得ながら試験を行なった。当初は以上述べたような目的で3機種の試験を実施したが、この間に国産アスファルトプラントは能力、性能とも大幅に改善されたため、4機種目は120t／hr級の国産プラントについて試験した。したがって最終的には国産の大型プラントの性能調査も目的の一つに加えられることになった。

(2) 調査したアスファルトプラントの概要

調査したアスファルトプラントの諸元の概要は表7－4に示すとおりである。個々のプラントの概要を以下に示す。

Aプラントは本体の製造年月は非常に古く、その後大きく改造されており、試験時の

公称能力は２０ｔ／ｈｒ、ミキサ定格容量は４００Kgである。その全景は写真７　１に示すよう防音のため本体はカバーされている。コールドビンは写真７－２に示すように鉄製で６区画に分けられており、コールドフィダはすべて電磁式である。スクリーンは図７－４に示すように２８，１８，１３，２.５㎜と４種３段に取りつけられており、ホットビンは３ビンである。骨材計量器は手動式累加計量である。石粉は人力により台秤で計量し、１バッチ毎ミキサにベルトコンベヤで投入する。アスファルトは写真７－３に示す２台のケットルで加熱され、計量器はスプリング式吊秤に下げられたバケットによっており、計量容器を転倒させてミキサに投入する。この間の操作はすべて手動である。ミキサは混合物が中央に集中するように羽根がとりつけられている。

Bプラントは U 社の試作１号機で比較的新しく、２５ｔ／ｈｒ級のプラントとしては昭和３０年代後半には広く使用されていたものである。その全景は写真７－４に示す。骨材貯蔵区画を板囲いとし、その板囲いの一端に一列にコールドフィダがとりつけられている。骨材貯蔵区画は５区画で、コールドフィダはすべて電磁式である。このような板囲いによる形式は現在でもまだ使用されている。スクリーンは２２㎜、11㎜、６㎜、３㎜の４種３段で、ホットビンは図７－５に示すように４ビンよりなる。骨材計量器は台秤自動累加計量式である。石粉は袋詰めのものを人力によりベルトコンベヤでホッパに投入し、これをスクリューコンベヤで台秤に入れ、ベルトコンベヤでミキサに投入する。計量は自動的に行なわれるがその他の操作は手動である。アスファルトの計量器はオーバーフロー型の容積計量である。ミキサは定格容量５００Kgで、混合物が水平方向に循環するようになっている。ミキサより排出された混合物はミキサ下部のスキップバケットに落ち、これをホッパーに入れて一時貯留する。

Cプラントは国産プラントの性能が向上した時代に作られた新しいもので、最近の３０ｔ／ｈｒ級プラントはこの種のものとあまり変っていない。試験を行なった昭和４１年当時の最新鋭機である。その全景を写真７－５に示す。骨材貯蔵区画は写真７－６のようなサイロより成っていて、サイロ下部の地中に電磁式のコールドフィダがとりつけられている。スクリーンは２２.５㎜、１１.５㎜、６.０㎜、３.０㎜の４種３段で、ホットビンは図７－６に示すように５ビンより成る。ホットビンのうち１ビンはこの試験に用いた混合物では使用していない。骨材計量器は全自動累加計量式で、骨材重量の自記記録計をもつ。石粉はサイロに貯蔵され、図７－６に示すように計量される。図７－６に各材料のミキサ投入位置も示されている。アスファルトはケットルで加熱

され、図7－6に示すように保温ジャケットをもつ容器で重量計量される。石粉重量、アスファルト重量も自記記録される。ミキサは定格容量５００Kgで混合物が水平方向に循環する。プラントの操作はすべて全自動式で、温度もまた自記記録される。骨材温度と排気温度よりドライヤバーナが自動制御され、骨材温度を一定に保つようになっている。

Dプラントは国産初の１２０t／hr級プラントで、その全景は写真7－7に示す。すでに述べた3機のプラントに比して大容量のため、付属設備を含めた規模は大きく、また諸設備、装置も完備している。骨材貯蔵区画は写真7－8にみられるようにサイロ式で、骨材はサイロ下部よりベルトコンベヤにより写真7－9の鉄製のコールドビンに入れられ、エプロンフィダによりプラント本体に送られる。なおコールドビンの空満によりサイロより送られる骨材をコントロールできる。ドライヤのバーナは骨材温度と排気温度により骨材温度を自動制御できる。スクリーンは３０㎜、１５㎜、６㎜、３㎜の４種４段で、ホットビンは４ビンである。ホットビンには空満表示がある。骨材は石粉を含めて全自動計量され、重量は自記記録される。計量装置と各材料のミキサへの投入位置は図7－7に示す。石粉の貯蔵、計量はCプラントと同様である。アスファルトは写真7－１０に示すアスファルトタンクに貯蔵され、保温装置を有する計量器で計量される。ミキサの定格容量は2,０００Kgで、保温ジャケットをもつ。骨材、アスファルトの温度はすべて自記記録される。プラントは遠隔操作され、運転室はプラント本体と別の場所にある。

(3) 性能調査の項目と試験方法

性能調査の項目、調査方法、試験方法などは表7－5に示すとおりである。また図7－8は調査試験の順序および場所を示す。

気象条件はプラントの性能を判断する上での基礎資料とするために測定した。ホットビンの溜り具合は骨材が送られる状態やスクリーンのふるい分けの状態を判断するために求めた。アスファルトおよび混合物の使用量は抽出試験により求めたアスファルト量を確認するために求めた。使用骨材の含水比は気象条件と同じく基礎資料としてまた骨材温度、混合物温度に影響する因子と考えられる。

A、C、Dプラントでは表7－5に示すほとんどの項目について試験したが、Bプラントでは現場作業の都合で、アスファルト量と骨材粒度を求める抽出試験とミキサ混合精度の試験の2つにしぼった。

926

表７－６は各プラントの使用骨材の予定粒度、表７－７は同じく予定合成粒度を示す。また表７－８は各プラントにおける各骨材の配合割合、表７－９は各ビン、石粉およびアスファルトの予定配合比を示す。表７－６の使用骨材の予定粒度はプラントの稼動前に配合を決定するときに求めたもので、これらの粒度を表７－８に示す配合割合によって合成したのが表７－７に示す予定合成粒度である。したがって各骨材の配合割合はプラントにおけるコールドフィーダの送りの割合と同じである。予定合成粒度の骨材をプラントでふるい分け、各ビン毎の配合比を求め、これに石粉およびアスファルトの配合比を合せたのが表７－９で、これはプラントにおける計量比率をあらわしている。

(4) 試験結果と考察

a．気 象 条 件

気象条件の測定結果は表７－１０に示す。いずれの調査日も天候に恵まれ、アスファルトプラントの運転条件として最良であった。後述の骨材含水比の状況をも考え合せて非常によい条件下の試験結果であったといえる。また各プラントを比較する場合、同一運転条件のもとで行なったとして比較してよい。

b．計量器の検定

表７－１１は計量器の検定結果を示す。表に示す重量は計量器にのせた標準分銅の重量である。また計量器誤差は標準分銅の重量と計量器指針との差とこれを計量重量の百分率で示したものである。各プラントともアスファルト計量器の誤差が大きく、次いで石粉、骨材の順となる。A、Cプラントで作業前と作業後ではAプラントのアスファルト計量器を除いて大きな差はない。分銅を順次のせていった場合、誤差と計量重量の間には特に一定の傾向はない。これは計量器各部の摩擦やくるいが常に一定ではないためである。計量誤差の最大値は石粉計量器で0.3～0.5%、アスファルト計量器で0.75～1.3%、骨材計量器で0.2～0.75%である。アスファルト計量器の誤差がいずれのプラントにおいても大きい理由については明らかではない。またプラントの大小による差もほとんどなかった。

米国アスファルト協会の仕様書[10]によれば「アスファルトプラントの計量器の精度は指定された重量に対し0.5%以内でなければならない」としている。米国各州でも同様の仕様が多い。[13][14][15][16]今回の試験結果ではこの0.5%を越える場合がアスファルト計量器に多くみられる。石粉、骨材の計量器ではほぼ0.5%の精度を満足している。アスファルト計量器の誤差が他の計量器に比して大きい理由は明らかでないが、

927

これらのプラントでアスファルト計量容器が外気にふれる位置にあり、くるいを生じやすいためではないかと推定される。いずれにしろ0.5％という精度の規定を用いる限り、かなり頻繁に計量器の検定を行なわねばならない。一般のプラントでは計量器の検定はプラントを据えつけたとき以外にはあまり行なわれていない。また標準の分銅を常時備えているプラントも少ない。

計量器の精度を保つためには、計量器各部にくるいの少ない材質を用いるべきであり、またナイフエッジの部分については常にすりへっていないか注意し、ほこりなどの清掃も常時行なう必要があろう。計量器の検定は雨天など作業の休みを利用して週に一度程度は行なうべきであり、標準分銅の備えつけは義務づけるべきであろう。

0.5％という精度は現状としてはやゝきびしいようであるが、設計アスファルト量6％に対してアスファルト量として0.03％の誤差を生ずることを考えると、この精度を1.0％程度に引上げて規定することは疑問である。したがって現在の規定としては「計量器の精度は計量重量の0.5％以下になるように常時保守しなければならない」とするのがよいと考える。

C、Dプラントはすべて全自動式計量器であり、その精度は手動式のAプラントより良いものと一般に考えられがちであるが、骨材計量器にその傾向がみられるだけで、石粉、アスファルトの計量器はAプラントの方がC、Dプラントと同等あるいはそれら以上の精度を有している。このことは計量器そのものの精度は一般の台秤やスプリング式の吊秤を用いても、大型の自動式計量器を用いても大差のないことを示している。

c．計量精度

各プラントにおけるアスファルト、石粉および骨材の計量精度は表7－12に示す。Aプラントでは計量器の指針を読み、C、Dプラントでは計量自記記録器より読みとった。

アスファルト量についてAプラントでは計量値に対し最大8.6％の誤差を示している。C、Dプラントではこの誤差は最大2％である。また全体としてマイナス側の誤差の方がプラス側の場合より大きい。設計アスファルト量6.0％とした場合、計量誤差－8.6％はアスファルト量－0.52％にあたり、このバッチのアスファルト量はわずか5.48％となる。計量誤差－2.0％はアスファルト量0.12％にあたり、このバッチのアスファルト量は5.88％となる。Aプラントに用いられているスプリング式

吊秤、転倒式バケットのアスファルト計量器は非常に誤差が大きい。英国道路研究所において行なった各計量器毎のアスファルト量の変動を表７－１３[7]に示す。この試験は各計量器を用いて計量混合した混合物のアスファルト量を求めたもので、やはりスプリング式吊秤を用いた場合のアスファルト量の変動が大きい。米国アスファルト協会の仕様書ではこの形式のアスファルト計量器を用いることを禁じており、これは表７－１３の結果より当然と考えられる。現在この種の計量器を用いているプラントは２０ｔ／ｈｒ以下のものについてわずかであろうが、早急な改善が望まれる。

石粉の計量誤差はＣプラントで最大3.6％、Ｄプラントでは最大8.0％である。また骨材の計量誤差はＡプラントで最大１１.０％、Ｃプラントで最大9.5％、Ｄプラントでは最大５％である。土木学会コンクリート標準示方書では各材料の１回計量分に対し表７－１４に示す許容誤差を示している。[5]また2,3の重力ダム工事における各材料の計量誤差の実例は表７－１５に示す。これらの表に示す数値をそのまゝアスファルトプラントの計量誤差と比較することは、コンクリートとアスファルトの性状の違いから必ずしも妥当ではないが、一応の見当をつけるのには利用できよう。表７－１２の試験結果は表７－１４に示す許容誤差に比してかなり大きい。アスファルトの計量はコンクリートにおけるセメントの計量に相当すると考えれば、Ｃ、Ｄプラントは合格するが、Ａプラントは問題にならないくらい誤差が大きい。石粉の計量はセメントや細骨材に相当するとみたとき、Ｃ、Ｄプラントでも不合格となる。骨材の計量についてもＡ、Ｃ、Ｄプラントいずれも不合格である。このようなコンクリートプラントとの差異は次のような理由によるものであろう。

ｉ）アスファルトは加熱した状態でもかなり粘性があり、計量器への付着など誤差をともなう原因となる。

ii）石粉はセメントに比して含有水分が多く、計量器へ供給するときの流動がよくない。

iii）骨材の場合コンクリートではジョッキングにより微調整されるが、アスファルトの場合は１バッチの計量時間が１分以内と短いためジョッキングを行なう時間的余裕がなく、計量の微調整は不可能である。

iv）一般の生コンクリートあるいは重力ダム用に用いられているミキサは１バッチの計量重量が2 ton 以上と大きく、Ｄプラントのみがこれに相当する。１バッチの計量重量が大きいとき誤差は小さくなるのが一般的である。

図7－9はCプラントの計量自記記録の一部である。アスファルトプラントではジョッキングが不可能のため、ホットビンのゲートを閉じる間に骨材はいくらか流出する。これを一般に落差といいプラントの稼動前に試験しておき、落差の重量分だけ骨材を少なく計量する。しかしホットビンが空になり骨材待ちの状態では落差は小さくなり、図7－9に示すように最初に予定した落差分だけ骨材を少なく計量する。表7－12に示す骨材の計量誤差のマイナス側の最大値はすべてこの落差補正に原因している。しかしいずれにしろ落差は常に一定ではなく、かなりの誤差を生ずることはまぬかれない。

米国アスファルト協会やその他の州の仕様書、あるいはわが国の各仕様書においてもアスファルトプラントの計量誤差を示しているものは少なく、わずかに米国アスファルト協会と数州においてアスファルトの計量誤差を±2.0％と規定しているのみである。石粉、骨材については仕様された粒度の混合物が得られればよいというのが、計量に関する基本的態度のようである。アスファルトの計量誤差－2.0％は設計アスファルト量6.0％に対し、実際のアスファルト量が5.88％になることはすでに示したが、いま石粉を含めた全骨材の計量誤差が＋2.0％であったとすれば、アスファルトが正確に計量されていたとしても、設計アスファルト量6.0％に対して－0.1％、すなわちそのバッチのアスファルト量は5.9％となる。更に面倒なことに、アスファルト量の計量はマイナス側に誤差が出やすく、骨材ではプラス側に誤差が出やすい。以上の計算例で示したような計量誤差が重なる機会は多いわけで、この場合の実際のアスファルト量は設計値6.0％に対し5.78％となり、混合物の性状に影響を与える程大きな誤差となる。したがってアスファルトの計量誤差と骨材全量の計量誤差については何らかの規定をもうけ、またその計量方法についても、ある程度の改善が必要のようである。この点についてはアスファルト量の変動の項で更に考察する。

d．温　　度

表7－16は各プラントにおけるアスファルト、骨材および混合物の温度の測定結果をまとめたものである。この表よりA、BプラントとC、Dプラントでは温度の変動に格段の差があることがわかる。すでに示したようにC、Dプラントは自動温度調整装置を有しており、温度の変動は小さい。

わが国および米国における材料、混合物の温度に対する規定は表7－17に示す。

030

アスファルトの温度については米国では最高温度を１７７～１６３℃に規定しているのが多く、変動範囲については指示された温度のプラス、マイナス何度という表現は用いていない。わが国ではアスファルト舗装要綱で１８５℃以下と最高温度のみを規定しているが、建設省のアスファルト舗装標準仕様書では監督員が承だくした温度の±１５℃、日本道路公団の高速自動車国道土木工事共通仕様書では指示した温度の±１０℃となっており、米国の仕様書よりはやゝ厳しい表現となっている。アスファルトの最高温度の規定の差異は米国とわが国で使用されているアスファルトの性状の差異に基ずくものである。混合温度付近において同じ粘度を示すアスファルトの温度はわが国のアスファルトの方が米国のものより約１０℃程度高い。したがってわが国の場合は米国より最高温度の規定が高くなるのはやむをえない。Aプラントでは最高温度はアスファルト舗装要綱の規定を満足しない場合があるが、B、C、Dプラントでは十分である。また指示温度が平均温度$\bar{x}$に同じとしても、Aプラントでは道路公団の規定は勿論、建設省の規定をもはずれるものが多い。B、C、Dプラントはいずれの規定も満足しており、十分といえる。Bプラントは自動温度調整装置を有していないが、アスファルト温度は人力による調整のみで±１０℃の範囲に入れ得る可能性のあることを示した。

表７－１７より骨材温度は最高温度がアスファルトの場合と同様で、また指示温度よりの変動は±8.3℃、±１４℃、±２０℃とばらばらな規定がある。Aプラントの骨材温度はドライヤ吐出口付近で測定しているため、バーナの火炎に影響されてすべて２００℃以上と非常に高い温度を示している。しかし混合物温度より推定するとこれより約６０℃は低いものと思われる。このように補正してみても道路公団の規定±２０℃にぎりぎりであり、指定温度が平均温度$\bar{x}$と異なる場合は不合格の混合物が出る。Bプラントの骨材温度はホットビンで測定している。まず砂ビンの温度の変動は非常に大きい。また１０～５㎜と砂との温度差も平均値で４０℃以上の差がある。このような温度の変動はいずれの規定にも合致しておらず、また２００℃を越える混合物はかなりの変質が予想される。ミキサ投入前のアスファルトと骨材の温度差は１４℃以下と規定されているものが多いが、Bプラントではこの規定にもはずれる場合が多い。Cプラントは自動温度調整装置を有するため、骨材温度の変動はA、Bプラントよりかなり小さい。しかしこの装置をとりつけた初期のものであるため、Dプラントよりは変動が大きい。したがって道路公団の規定である指定温度の±２０℃の条件

をはずれる場合があり、また細粒の骨材ではアスファルトの最高温度と考えられる１８５℃を越える場合も見受けられる。細粒と粗粒では細粒の方が１５℃以上高くなる場合がある。この傾向はBプラントの場合も同様である。これはドライヤ中で細粒の方が加熱されやすいために起こる。アスファルトと骨材の温度差は１４℃を越える場合があり、この点でも十分ではない。Dプラントは以上3プラントに比べて、骨材温度はすべての点で満足できる。骨材温度はすべて１８５℃以下、±２０℃を満足しており、±8.3℃の規定にほぼ近い。アスファルト、骨材の温度差はほとんど１４℃以下であり、更に各粒度の骨材間の温度差はほとんどないといってもよい。このように各骨材間の温度差が小さいのは、ホットエレベータの前に骨材を一時貯留させて、温度の均一化をはかったことと、ドライヤ内部の羽根を工夫して粗粒が加熱されやすいようにしたことの2つの理由によるものである。

表７－１７において混合物温度は１８５℃以下、±１１～１４℃程度に考えるのが妥当のようである。建設省の仕様書における±２５℃はわが国の中、小プラントの場合を考慮した現実的な規定である。Aプラントでは指定温度の±１４℃程度には入っている場合が多いが、Bプラントでは±２５℃を越える場合も多く、人力による温度調節はその巧拙によって大きく左右されることがわかる。Cプラントでは自動温度調整装置を有するにもかゝわらず±１４℃の規定をはずれる場合がある。しかし±２５℃の規定には合格する。Dプラントではほぼ±５℃の範囲に入り、±１１℃の規定に対しては余裕がある。

図７－１０は骨材の平均温度と混合物温度をプロットしたもので、いずれのプラントも両者の相関は大きい。Aプラントの場合はすでに示したように測定位置の関係で骨材温度は高いが、他のプラントではホットビンで測定した骨材の平均温度は、混合物温度とほぼ等しい。アスファルト温度と混合物温度の間にはこのような相関はみられない。これは混合物中に骨材が重量で９０％以上を占めることより明らかである。したがって混合物温度の管理のためには、骨材温度を十分に管理しておく必要があり、仕様書としては混合物温度を規定しておけばよい。骨材温度については各ホットビン間の温度差を規定すべきであろう。いずれにしろ自動温度調整装置の取付けを義務ずけることを急ぐべきである。アスファルト舗装要綱の±２５℃は現実的には妥当なものであり、手動調整の場合はこれでもいくらかのミスバッチがでよう。

以上の測定において、乾燥前の骨材含水比はAプラントで２～３％、Cプラントで

932

2～4.5％、Dプラントで0.5～1.5％の範囲にあり、Dプラントが骨材温度に対して最もよい条件であった。Cプラントは含水比も多く、また変動も大きかったので、自動温度調整装置を有しながらも、Dプラントより温度の変動が大きかったものと考えられる。しかし骨材含水比がこの程度であれば、ほぼ普通の運転が可能であり、骨材の乾燥加熱に大きな支障はない。

e．アスファルト量

表7－18は混合物中のアスファルト量の試験結果をまとめたものである。混合物、コアともソックスレー抽出試験方法により求めたもので、ミキサーより排出された混合物では1バッチから代表的サンプルを各1Kg2個、コアはそのバッチが含まれている1台の運搬車の混合物を舗設した箇所よりランダムに2個コアを採取した。したがって混合物は1バッチを代表しており、コアはその1バッチ付近の混合物を代表している。またコアでは運搬、舗設時の変動やサンプリング方法の差異による変動も含まれている。

Aプラントの抽出アスファルト量は設計値に対して混合物、コアとも0.5％以上少ない。これはすでに(3)計量精度の項で示したように、アスファルトおよび骨材の計量誤差に起因する。表7－18に示す全使用アスファルト重量／全混合物重量はAプラントの場合、プラント作業前にアスファルトケットルに印をつけておき、作業終了後のアスファルトの液面高の差から計算により求めたアスファルト重量と1バッチ400Kgとしてこれにバッチ数を掛けた全混合物重量との比である。これより求めたアスファルト量は6.70％と設計値より多い。しかしこれは何らかの測定間違いがあったためと推定される。アスファルト計量器における1バッチのアスファルト計量値の平均は25.64Kgと設定値26Kgより0.36Kg少ない。また骨材の計量値は石粉を除き1バッチ349.5Kgと設定値より5.5Kg多い。これらの数値よりアスファルト量を求めると表7－18に示すように6.30％となる。このアスファルト量と抽出アスファルト量との差は多分アスファルト計量器の零点補正にあったものと考えられる。すなわち1バッチ毎アスファルト計量器にアスファルトが付着し、計量器の指針が零にもどらないうちに次のアスファルトを計量したわけである。

Bプラントも設計アスファルト量6.0％に対し5.0％以下と1％もアスファルト量が少ない。このプラントは自動容積計量であるが、試験終了後の推定では計量器のスイッチがプラントの大きな振動により早く入ったことにより、十分なアスファルト量

を計量しなかったものと考えられた。

Cプラントは設計アスファルト量6.5％に対し、表7－18に示すように－0.15～0.25％と前の2プラントに比して良好である。また全使用アスファルト重量／全混合物重量も抽出アスファルト量に近く、計量値の平均より求めたアスファルト量はほぼ設計値に近い。以上よりCプラントではアスファルト量はやゝ少な目であるが、この程度であれば一応合格であろう。

Dプラントは設計アスファルト量5.0％に対し、抽出アスファルト量、その他のアスファルト量もほぼこれに近く、十分満足すべきものである。

以上よりアスファルト計量器は保温装置のある重量計量式のものが望ましいことがわかる。また大型プラントで1バッチの計量重量が大きい程、アスファルト量の誤差が小さいことがわかる。

図7－11は表7－18に示す群間誤差$\overline{R}s$、群内誤差$\overline{R}m$をプロットしたものである。$\overline{R}s$、$\overline{R}m$ともアスファルト量で0.2～0.4％の間にあり、プラント毎に別々の傾向を示していて、特に一定の傾向はないようである。

f．骨材粒度

表7－19は各骨材粒度の平均値（$\overline{x}$）、予定粒度－平均値（$x-\overline{x}$）、最大～最小（max～min）、群間誤差$\overline{R}s$、群内誤差$\overline{R}m$について示したものである。図7－12は予定粒度と平均値との差を各フルイ目毎に各プラントについて示したものである。

予定粒度と平均値との差が全体的に最も大きいのはDプラントであり、次いでCプラント、A、Bプラントの順となる。したがって予定粒度との差はむしろプラントの大きさとは逆の関係となる。C、Dプラントでは混合物およびコアの粒度とも予定粒度との差が5％を越える場合があり、特に10㎜、5㎜フルイ目においてこの差が大きい。また一般に2.5㎜フルイ部分の予定粒度との差は10㎜、5㎜より小さく、粒度調整が2.5㎜を目標として行なわれている効果がうかがわれる。

C、Dプラントにおいてコールドビン骨材粒度合成値とその他の骨材粒度とは異なる傾向を示しており、その他の骨材粒度はフルイ目全体の傾向がほぼ似かよっている。Aプラントではコールドビン骨材粒度合成値を各時間毎に求めていないので、図には示していないが、その他の骨材粒度はC、Dプラントと同様に似かよった傾向を示している。Bプラントにおける混合物とコアの粒度の予定粒度との差も比較的近接して

いる。図7－13、図7－14、図7－15はA、C、Dプラントの骨材粒度の平均値を施工の流れに沿って示したものである。コールドビン骨材粒度合成値は骨材貯蔵区画より各種類毎に採取してふるい分け、コールドフィダの配合比によって計算上合成したものであるから、予定粒度に近いのが当然である。しかし骨材がコールドフィーダを通過した後に採取したコールド合成骨材粒度にはコールドフィーダの調整不備による誤差が含まれてくる。またホットビンにおける骨材粒度と混合物の粒度の間にはプラントの骨材計量器があるため、計量誤差や計量比が正しくないための誤差が生ずる。Aプラントではコールドビン骨材粒度合成値を各時間毎に求めていないので、コールドフィダによる誤差を見ることはできないが、コールド合成骨材粒度以後の骨材粒度には大きな変化はみられず、ホットビンにおける骨材粒度と混合物の粒度の間にも大きな差異はなく、この程度であれば各粒度間に有意な差はないであろう。Cプラントのコールドビン骨材粒度合成値とコールド合成骨材粒度の間には比較的大きな差があり、特に13㎜、10㎜、2.5㎜および0.15㎜フルイでこの差が大きい。コールド合成骨材粒度以後の骨材粒度については全般的にコアに至るまで細粒分が多くなるような傾向はみられるが、コールド骨材間におけるほど大きな差はない。Cプラントにおける傾向はDプラントにおいても同様である。しかしDプラントでは2.5㎜～13㎜の間においてホットビン骨材粒度と混合物の粒度の間において大きな差を生じており、計量時に粒度が変ったことを示している。図7－16、図7－17は、C、Dプラントにおける各フルイ間の骨材重量百分率を各骨材粒度毎に示したものである。

Cプラントでは予定粒度とコールドビン骨材粒度合成値がほぼ同じ傾向で、その他の粒度はまた別の同じような傾向を示している。DプラントでもCプラントとほぼ同じことがいえる。

以上より1日間の平均骨材粒度はコールド合成骨材粒度以後コアの粒度に至るまで大きな変化はないといえよう。計量による粒度の調整はDプラントにおいてわずかにみられた程度である。本来コールドフィーダより供給された骨材はオーバーサイズの部分とホットビンよりオーバーフローした部分しかプラント外に排出されない。したがってコールド合成骨材粒度と混合物粒度とが大きく相異する場合はオーバーフローによってプラント外に排出されたものと考えるべきであり、Dプラントでは13㎜～20㎜の部分が排出されたと推定される。しかし一般のプラントではオーバーフローを極

力なくするようにコールドフィーダやプラントの計量比を調整するのが普通であり、このような場合はコールドフィーダより送られてくる骨材はすべて混合物となって舗設されることになる。したがって舗設される混合物の骨材粒度はコールドフィーダによってほぼ決定されるといえる。したがって骨材粒度に対してはコールドフィーダが非常に重要な意味をもち、プラントにおける骨材の計量はむしろオーバーフローの状態とにらみ合せて、コールドフィーダの調整がうまくいっているかどうかを照査するものとなる。コールドフィーダの送り量の調整はプラント係員の能力に負うところが多いため、すでに述べたように大形プラントで必ずしも粒度がよいとは限らない現象がおきるわけである。

実際にプラントで十分な粒度管理を行なうためには各コールドフィーダの送り量を正確におさえるとともに、搬入される各種の骨材の粒度変化をよく調査しておき、ホットビンのいずれかがオーバーフローしたときは直ちにコールドフィーダの送り、搬入骨材の粒度を試験し、コールドフィーダの送りの調整、プラントにおける計量比の変更あるいは両者を合せ行なって予定粒度に近ずけるようにしなければならない。従来プラントの骨材粒度の管理にはホットビン骨材粒度合成値が用いられていたが、むしろコールドフィーダより送られてコールドエレベータに入る前の骨材粒度を用いる方がよいように思われる。しかしコールド骨材はふるい分け前に乾燥する必要があり、また粒度の変動も後述するように一般に大きいので、これらの点について更に研究を進める必要はあろう。

図7－18は各フルイ目における骨材粒度の群間誤差$\overline{R}s$を各プラント毎に示したものである。また図7－19、図7－20は同様に各プラント毎の群内誤差$\overline{R}m$および標準偏差の推定値$\hat{\sigma}$である。

群内、群間誤差とも全体のフルイ目について5％以下である。群間誤差で大きいのはAプラントでホットビン骨材粒度合成値、Bプラントの混合物粒度、Cプラントのコールド合成骨材粒度、Dプラントのコールド合成骨材粒度およびコア粒度である。コールド合成骨材粒度はいずれのプラントでも$\overline{R}s$が大きい。これはコールドフィーダよりベルトコンベヤに乗せられた骨材はまだ十分混合されておらず、またコールドフィーダの送りがわずかの時間では一定でないため、今回のサンプリング方法では代表的なサンプルが得られにくかったためと考えられる。

サンプリングおよび試験誤差をあらわす群内誤差$\overline{R}m$はコールド合成骨材粒度でや

936

ゝ大きく、ホットビン合成骨材粒度でやゝ小さ目である。また混合物とコアではA、Dプラントでコアの方がやゝ大きい $\overline{Rm}$ を示すが、全体的にみれば同程度である。混合物の場合は1バッチ内のサンプリングであり、しかも4分法により縮分しているのに対し、コアは同バッチを含むトラック1台分の混合物よりコアをランダムにサンプリングしていて、縮分など特別な手段を用いていない。両者の間の $\overline{Rm}$ に大きな差のないことは、混合物をサンプリングした前後のバッチに変動が少ないこと、舗設された混合物が比較的均一になっていることなどの理由によると考えられる。

図7－20より標準偏差の推定値 $\hat{\sigma}$ は $\overline{Rs}$ と同様の傾向を示しているが、C、Dプラントではコールドビン骨材粒度合成値の変動がもっとも小さく、搬入された骨材粒度は比較的均一であったにもかゝわらず、プラントを通過することによってかえって変動が大きくなることを示している。

0.074㎜フルイ通過量の変動はAプラントとDプラントで小さく、Cプラント、Bプラントの順に大きくなる。これらはいずれも主として石粉計量器の精度を示すものと考えられる。Aプラントは一般の台秤による計量であるが、大型プラントに比す程精度のよいことを示し、Bプラントでは石粉の計量器に何らかの欠かんのあることを示している。Bプラントの石粉計量の計量精度については求めていないが、ベルトコンベヤより計量器に石粉を投入する際にベルトコンベヤの停止がスムースにいかなかったものであろう。

g. ミキサ混合精度

ミキサ混合精度はミキサより排出される混合物が、最初に排出される部分と中間および最後に排出される部分で差異があるかどうかを連続15バッチについて求めたもので、ミキサの混合が十分でない場合はこれらの部分の混合物に片寄りが生ずるはずである。表7－20は各プラント毎に混合物の片寄りを示したものである。例えばAプラントの各バッチ毎のアスファルト量について最初に排出された部分が中間、最後に排出された部分より多かったバッチが7バッチ、中間に排出された部分が最初、最後に排出された部分より多かったバッチが3バッチ、最後に排出された部分が他の部分より多かったバッチが5バッチであったことを示しており、各バッチの最初に排出された部分にやゝアスファルト量が多くなっている傾向がうかがわれる。Aプラントでは各バッチの最後に排出される部分でアスファルト量が少なくなる傾向がある。同様にAプラントの骨材粒度については、各バッチの最初に排出される部分で10㎜フルイ通過量が多く、2.5㎜フルイ通過量が少なく、0.074㎜フルイ通過量が多い傾

937

向があり、最後に排出される部分では１０㎜フルイ通過量が少なく、2.5㎜フルイ通過量が多く、0.074㎜フルイ通過量が少ない傾向がある。１５バッチのうち１０バッチ以上が一定の傾向を示すミキサーは混合が十分に行なわれていないことを示しているものと考えてよさそうである。Aプラントは今回試験したものの中でもっとも混合物の片寄りが大きい。B、Cプラントは片寄りが少なく、比較的よい混合が行なわれている。Aプラントのミキサは羽根の角度が混合物を中央に集中させるようになっており、他のプラントでは混合物がミキサ中を水平方向に循環するように羽根がとりつけられていて、後者が前者よりも良好なことがわかる。Dプラントではアスファルト量と2.5㎜フルイ通過量に片寄りが大きいようで、この原因がミキサの大きさによるものかどうかは明確ではない。

表７－２１は各時刻毎に求めた混合物のアスファルト量および骨材粒度とミキサ混合精度を求めた連続１５バッチの混合物のそれらの平均値と変動を示す。Aプラントを除いて、各時刻毎の平均値と連続１５バッチの平均値は大きな差異を示していない。Aプラントではアスファルト量が少なくなった作業終了前に行なったため、アスファルト量が少なくなっており、作業終了前の各時刻毎の混合物と似かよっている。標準偏差の推定値は連続１５バッチの方が各時刻毎より全般に小さい。これは連続１５バッチの方が１日間の混合物より変動の小さいことを示しており、当然の結果である。１５分たらずのわずかの時間では混合物の変動は小さい。連続１５バッチの混合物における群間誤差$\bar{R}s$と群内誤差$\bar{R}m$では$\bar{R}s$が全般に小さく、１５バッチ間の変動より、１バッチ内の変動の方が大きい。

h．マーシャル安定度試験

A、Cプラントにおいてミキサより排出された混合物について求めたマーシャル安定度試験の各測定値と抽出試験により求めたその混合物の組成の間には明確な相関はなかった。したがってプラントにおいてマーシャル安定度試験によって混合物組成の変化を求めることは困難と考える。この原因は主としてマーシャル安定度試験の試験誤差によるものであろう。混合物の品質管理に抽出試験による組成分析とマーシャル安定度試験のいずれを用いるべきかについては議論の多いところであるが、今回のプラント試験については抽出試験による方がよいと結論できる。

7－3　運　　搬

7－3－1　概　　説

加熱アスファルト混合物はダンプトラックによって舗設現場に運搬される。運搬に関する問題点は運搬中の混合物の分離，混合物の温度低下および荷台への混合物の付着などである。荷台への付着は油や石けん水を塗布することによって防ぐことができる。ここでは主として分離と温度低下について述べる。

7－3－2　混合物の分離

一般のアスファルトプラントでは混合物はミキサ排出口から1～2m下のトラック荷台に直接投下される。粒状材料は山積みにされた場合，粗粒分が周辺に分離飛散するが，混合物の場合も同様である。トラック荷台の周辺に粗粒が，中央には細粒分が集まる。表7－22はミキサより約1m下のスキップバケットに混合物をうけ，図7－21に示すような位置からサンプリングしたときの抽出試験結果を示す。中央部分の混合物と山すそ部分の混合物とでは，2.5㎜通過量に差異があり，山すそ部分では粗粒分が比較的多い。山の頂点の混合物は細粒分が多く，アスファルト量も極端に多くなっているが，これはミキサの混合不十分によるものであろう。

表7－23は上と同じミキサで混合した各バッチ毎の混合物をスキップバケットに投下し，連続15バッチについて図7－21に示す②③の部分よりサンプリングし，抽出試験を行なった結果である。7－2－4(4)g．に示したように，アスファルト量，骨材粒度とも1バッチ内の変動の方が，各バッチ間の変動より大きい。

表7－24は上述の15バッチの混合物をホットストレージビンに一時貯留し，トラック上に排出したときの分離の状態を示す。サンプリング位置は図7－22のとおりである。これらの図表よりトラック荷台の周辺の混合物は2.5㎜通過量が少なく，分離して粗粒が多くなっていることを示している。またアスファルト量も多目である。トラック上の混合物は極端に分離していることを示している。このような混合物の分離は一般の工事でも同様であろうと推定される。しかし7－4舗設において示すように，このように分離した混合物も舗設時に再混合されて均一化しており，このトラック上の混合物の分離を少なくすることが必要かどうかは議論の残るところである。一般の仕様書では混合物の運搬の項で，このことにふれているものがないことからみると，混合物の品質に関してさほど重要な問題ではないかもしれない。

7－3－3　温　度　低　下

日本道路公団の高速自動車国道土木工事共通仕様書によれば，運搬用トラックからアスファ

939

ルトフィニッシャにおろされた混合物の温度は現場配合のときに指定された温度より－２０℃以下であってはならない、となっている。また建設省アスファルト舗装工事共通仕様書では敷きならし時の混合物温度は１２０℃以上、日本道路協会のアスファルト舗装要綱では同じく１１０℃以上となっている。また米国各州では敷きならし時の混合物温度は１２０℃以上あるいは指定された現場混合温度の－１４℃以上としているものが多い。

ミキサより排出されて運搬中の混合物の温度低下の限界について特に指定した仕様書は少ないが、一般には以上に示したような敷きならし時の混合物温度によって実際には運搬中の温度低下について規定している。運搬中に混合物温度がどの程度低下するかについて、特に実験した資料はないようである。アスファルト混合物はトラック上に山積みされた状態では中心部の温度低下は、２時間程度の運搬時間で１０℃程度である。しかし混合物表面は気温や風速により異なるが、シート、カンバスなどで保護しても７０～８０℃は温度が下り、現場に到着したときには固結していることがある。経験的には冬季１時間、夏季１時間半ぐらいが限界とみられる。勿論この場合はシート、カンバスあるいはそれ以上の保温装置を必要とする。いずれにしても混合物の温度低下については混合物の劣化の問題を含めて今後更に研究すべきである。

７－４　敷きならし

７－４－１　概　　説

アスファルト混合物の敷きならしはアスファルトフィニッシャによるのが一般的であり、フィニッシャによれない部分、例えばマンホール周辺などは人力によって敷きならす。アスファルトフィニッシャは１００～２００ｔ／ｈｒ以上の舗設能力のある大型のものは輸入、これ以下の中、小型のものは国産というように大体分けられており、輸入と国産では機械的な面で輸入品が良いとされているが、舗設された混合物の性状は大差がないといわれている。

アスファルトフィニッシャに関する研究は仕上りの平たん性に関するものが多く、混合物の均一性に重点をおいたものは少ない。ここでは主として混合物の均一性について述べる。

７－４－２　アスファルトフィニッシャの構造

アスファルトフィニッシャの構造は図７－２３に示す。混合物の流れに沿って主要部分の概要を示すと次のとおりである。

1) ホッパ

ダンプトラックより混合物を受ける部分。ホッパの両側は油圧により押上げられ、混合物をバーフィーダのある中央に集めることができる。

900

2) パーフィーダ

ホッパ中の混合物をフイニッシャ後部へ送るフィーダ。一般に2列になっていて、左右別々に平均して混合物を送ることができる。

3) スクリュースプレッダ

パーフィーダにより送られてきた混合物はスクリュースプレッダによりフイニッシャ全幅に広げられる。スクリュースプレッダは左右別々に動き、両側に平均して混合物を送ることができる。舗設幅を広くする場合は後述のタンパ、スクリードとともにエクステンション部分を付けることができる。

4) タンパ

スクリュースプレッダにより広げられた混合物を舗設すべき厚さに近くなるようカットオフし、落着かせるために締固めるもの。一般に振動数は1,100～1500 rpm、振幅は3～5㎜である。エクステンション部分を付けることができる。

5) スクリード

敷きならし厚さを調節する部分。レベリングアームにとりつけられていて、シックネスコントローラによってレベリングアームに対する角度を変えることができる。この角度を大きくすると敷きならし厚が大きくなり、逆にすれば薄くなる。スクリードボックスはバーナで加熱され、スクリード下面は平たんなアイロンとなっている。スクリードにバイブレータを取付け締固めの機能をもたせたものもある。平たん性を良くするための敷きならし厚自動調整装置はレベリングアームの高さやスクリードの角度を敷きならし面の凹凸に応じて自動的に変えるものである。スクリードもエクステンション部分を付けることができる。

6) 駆動装置

駆動にはクローラを用いたものとタイヤを用いたものがある。タイヤは移動速度が大きいが、ホッパの混合物量によりフイニッシャ全体が多少上下する傾向がある。

7－4－3　敷きならされた混合物の均一性

国産のアスファルトフイニッシャを用いて、表7－23、表7－24に示した混合物を舗設し、図7－24に示すようにサンプリングし、抽出試験を行なった。とりまとめた結果を表－7－25に示す。またこれらの一連の試験結果をアスファルト量と2.5㎜フルイ通過量について示したのが図7－25である。

トラック上で大きな変動を示した混合物も、アスファルトフイニッシャーにより再混合されほぼ均一になったことがわかる。この変動は表7－23に示す連続15バッチの混合物に対す

るものよりやゝ大きい傾向がみられるが、切取り供試体に対する値としては一般的なものである。

以上の試験の結果敷きならされた混合物はほぼ均一になることがわかった。しかしこれらの試験のサンプリングは敷きならし幅の内側のものであり、敷きならし幅の端部における結果は得られていない。端部すなわち継目部分ではアスファルトフィニッシャの側板によりおさえられ混合物は分離しにくいと考えられるが、一般に用いられているエクステンション部分を付けたとき、フィニッシャによっては混合物の広がりが悪くなり、側方へ粗粒部分がくずれ落ちることがある。このような場合には継目部分に粗粒が集まり均一性が悪くなると考えられる。したがってエクステンションを付けたときの端部の分離については更に試験を行なう必要があろう。

7－5　転　　圧

混合物の転圧には各種ローラが用いられる。部分的にローラの入りにくい場所にはビブロプレートやタンパなどが用いられる。混合物の転圧に対しては土の転圧における程十分な研究は行なわれていない。これは混合物の転圧に関係する要因が多く、有意な結果が得難いためであろう。転圧後の混合物密度については第6章において述べたので本章では省略する。

7－6　結　　語

以上に示した試験調査は断片的なものであり、全体的にみて今後更に調査すべき点が多い。しかしアスファルト混合物の施工について、混合物の性状との関連から総合的に調査した例が少ないことから、かなり有用と思われる調査結果も得られた。また国産の大型、中型プラントの混合物の製造に対する性能が大略把握できた。今回の試験調査結果より、従来の作業標準に対する忠告を取まとめて以下に示す。

1) アスファルトプラントの計量器の精度はプラントの大小によりさほど大きな差はない。一般の大中規模工事においては計量器の精度は最大容量の0.5％以下になるよう保つべきで、このためには標準分銅の備えつけを義務づけ、おゝむね一週間に一度精度の点検を行なうべきである。また計量器の維持補修は常時行なう必要があり、この状況は工事発注者により常に検査の対象としておかねばならない。

2) アスファルト計量器のうちスプリングバランスによる転倒式、保温装置のない容積計量式は使用してはならない。これらを有するアスファルトプラントは早急に改造すべきである。アスファルトの計量誤差は秤量の2％以内と規定すべきであろう。

942

3) 骨材計量器の落差補正を義務ずけ、落差補正に関する試験結果は工事発注者に提出すべきである。骨材の計量誤差については、アスファルト量との関連において全骨材重量に対する誤差を規定すべきで、その値は全骨材秤量の３％以内ぐらいが妥当であろう。

4) スクリューフィーダにより石粉を計量器に送る方式は十分である。石粉の計量誤差は骨材と同程度でよい。石粉を骨材と同じ計量器で累加計量することは、骨材の計量誤差が大きいことからさけるべきで、石粉計量器は骨材と別にすべきである。

5) アスファルトの温度は人力によって調節しても注意深く行なえば指定温度の±１５℃の範囲に入れることは可能である。骨材温度は自動温度調節装置によってコントロールすべきで、この場合混合物温度は指定温度の±１５℃に入らなければならない。自動温度調節装置を義務ずけられない場合は±２５℃という規定は妥当と思われるが、これをはずれるものも多いことから、混合物温度の検査は厳重に行なわねばならない。骨材間の温度差を少なくするため骨材をドライヤ出口で一時貯留することは有用であり、将来はこれを義務ずけるべきであろう。アスファルトと骨材の温度差が混合物性状にどのような影響するか明らかでない現状では温度差について規定するよりも、アスファルトおよび骨材温度の規定を十分に守る方が現実的であろう。

6) 抽出試験後のアスファルト量は設計値より少なくなる傾向があり、これは各材料の計量精度より一応推定できる値である。したがって中、小プラントでは特に注意深く諸材料を計量しなければならない。

7) 骨材粒度を支配するのはコールドフィーダの調整にある。この技術の巧拙はプラントの大小によらない。したがって搬入骨材の粒度について十分注意し、必要があれば試験してフィーダを調整するとともに、プラントにおけるオーバーフローに対してはその原因を早急に確めてフィーダの調整または計量比の変更を行なわねばならない。またコールドフィーダは信頼性の高いものを用いるべきで、特に１００ t/hr 以上の大型プラントで十分な設備が可能なものでは、フィーダより吐出される骨材の重量を測定する装置をつけることが望まれる。工事開始後の数日間は骨材粒度に関するプラント全体の調子を把握するため、試験の頻度を多くすることが望ましい。

8) ミキサーは水平循環式でなければならない。

9) マーシャル安定度試験は、混合物組成の変動を敏感にとらえることができない。したがって品質管理試験には用いられない。

10) 混合物は運搬車上で大きく分離するが、舗設された状態では均一化しており、特に分離について規定する必要はない。

以上の結論に関して今後更に調査研究すべき点は次の如くである。

1) 骨材計量精度向上のための手段。

2) ミキサの大きさと混合精度の関係。

3) コールドフィーダの形式と精度の関係。

4) 敷きならしの均一性とフィニッシャの型式との関連、特に継目部分について。

参 考 文 献

1) 土木研究所道路部舗装研究室「アスファルトプラント性能調査試験（第1報）」土木研究所資料等184号昭40－11.

2) 同（第2報）、土木研究所資料第383号、昭43－4.

3) 同（第3報）、土木研究所資料第384号、昭43－4.

4) 「Specifications and Construction Methods for Hot－mix Paving for Streets and Highways」The Asphalt Institute, Spec.Series 私7, pp. 43～45.

5) 「コンクリート標準示方書解説」土木学会、昭42, pp. 40, pp. 314.

6) 「アスファルト舗装要綱」日本道路協会、昭42, pp. 74.

7) 「A Survey of Some Mixing Plants for Asphalt and Coated Macadam」RRL, Road Research Techhical paper 私27. pp. 25.

8) 松野三朗外「アスファルトプラントの性能調査」土木技術資料 Vol. 10, 私12, 昭43－12, pp. 18～27.

9) 松野三朗「アスファルトプラントの調査結果について」日本建設機械化協会、昭和42年度研究発表会、資料私2, 昭43－10.

10) 「The Asphalt Handbook」The Asphalt Institute, Mar. 1960. pp. 156～193.

11) 建設省「アスファルト舗装工事共通仕様書」昭45－3.

12) 日本道路公団「高速国道土木工事共通仕様書」昭43－3.

13) State of Ohio, Department of Highway 「Construction and Materials Specifications」Jan. 1961.

14) Missori State Highway Commission 「Standard Specifications for State Roads, Materials, Bridges, Culverts and Incidental Structure」1955.

994

15) Tennessee, Department of Highway and Public Works, 「Standard Specifications for Road and Bridge Construction」 July, 1961

16) State of Illinois, Department of Public Works and Buildings 「Standard Specifications for Road and Bridge Construction」 Jan. 1958

表7—1　プラントの呼称能力とミキサ容量

呼称能力t／h	ミキサ容量 Kg
10～15	200
15～20	300
20～25	400
25～30	500
40～50	750
60～70	1,000
70～90	1,300
100～120	1,600

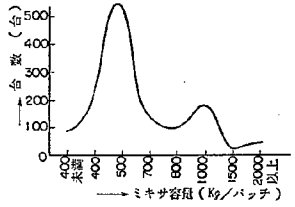
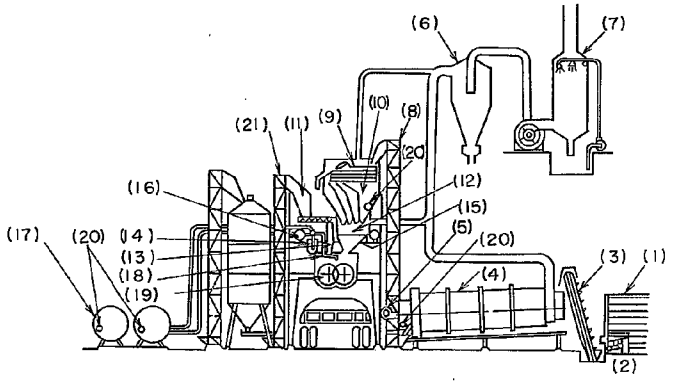


図7—1　ミキサ容量別台数（全国計）



1	コールドビン	7	乾式集じん装置	13	石粉計量槽	19	ミキサ
2	コールドフィーダ	8	ホットエレベータ	14	アスファルト計量槽	20	温度検出器
3	コールドエレベータ	9	フルイ	15	骨材バカリ	21	石粉エレベータ
4	ドライヤ	10	ホットビン	16	石粉・アスファルトバカリ		
5	バーナ	11	石粉ビン	17	アスファルトタンク		
6	湿式集じん装置	12	骨材計量槽	18	アスファルト放出装置		

図7—2　バッチ式プラントの構造

946

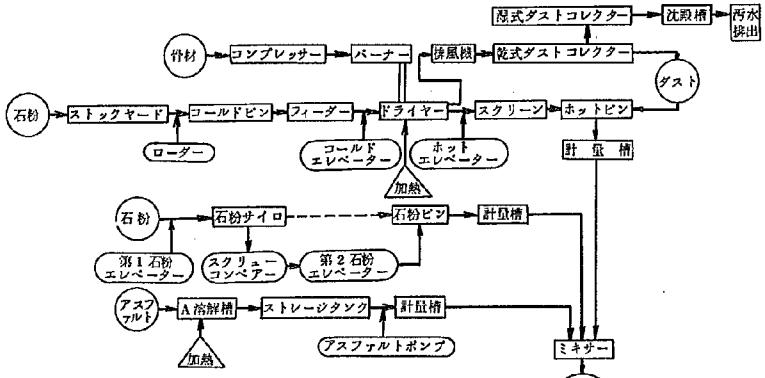


図7—3　バッチ式プラントのフローチャート

表7—2　骨材貯蔵区画

名　　称	概　　要
ストックヤード方式	各粒径ごとに壁で仕切り、一部に骨材流出口を設けたもの
サイロ方式	各粒径ごとに円筒形あるいは立方形のサイロにストックするサイロ直下に骨材流出口を設けてある。

表7—3　コールドフィーダの種類

名　　称	機　　構
レシプロケーティングフィーダ	底板を往復運動させて骨材をベルト上に吐き出すもので、出口の引き上げゲートの開き、またはストロークを変えて流出量を加減する。
ベルトフィーダ	シュートコンベヤを回転させて骨材をベルト上に吐き出すもので、出口の引き上げゲートの開き、または回転数を変えて流出量を加減する。
エプロンフィーダ	エンドレスチェーンを回転させて骨材をベルト上に吐き出すものでベルトフィーダと同じくゲートを開き、または回転数を変えて流出量を加減する。
振動フィーダ	シュートに電磁による振動を与えて骨材をベルト上に吐き出すもので、引き上げゲートの開きまたは振動数を変えて流出量を加減する。細骨材用としては流出量が不定になる傾向がある。

947

表7—4　各アスファルトプラントの諸元

	種別		A プラント	B プラント	C プラント	D プラント
	購入年月		昭和21年	昭和36年6月	昭和41年2月	昭和42年4月
	改造年月		昭和34年	昭和37年6月	—	—
	形式(呼称)		FN-2007 バッチ式	全ポータブルバッチ式	AZYW, AGYWセット式	全自動重量バッチ式
	公称能力(T/H)		20	20～25	30～35	120～150
コールドビン	数量	台	6	野積5区画	6	6
	各容量	t	3.8	100	150	200
	全容量	t	22.8	500	900	1200
フィーダ	形式		電磁式	電磁式	電磁式	エプロンフィーダ調整ゲート付
	数量	台	6	5	6	6
コールドエレベータ	形式		バケットエレベータ	バケットエレベータ	バケットエレベータ	バケットエレベータ
	能力	T/H	20	25	35	150
ドライヤ	形式		傾斜 5°	水平スクリュー迄の斜傾	傾斜 2°	傾斜対流円筒形 2°
	ドラム径×長	mm	1160×3880	970×4820	1300×4200	2200×8400
	回転速度	r.p.m	13	13	9	6.2
	バーナー形式		重油低圧	重油低圧	重油低圧	重油低圧噴霧式
	最大重油消費量	ℓ/min	3.0	1.6～4.0	3.3～5.8	20～30
送風機	形式		プレートファン	プレートファン	プレートファン（消音型）	プレートファン遠心式
	容量	m³/min	80	80	200	1100
	回転速度	r.p.m	1200	1200	1460	
集塵装置	形式		水洗浄遠心力形	サイクロン式ダストコレクター	湿式・サイクロン式	乾式・サイクロン二室ダンパー付
	直径×全長	mm	700×1750		1270×4100	2700×7300
ホットエレベータ	形式		バケットエレベータ	バケットエレベータ	バケットエレベータ	バケットエレベータ
	能力	T/H	27	30	40	180
スクリーン（篩分装置）	形式		水平振動篩	水平振動篩	5種，水平振動篩 37,225,11.5,6D,30as	4種水平振動篩
	篩段数		3	4	600×1,800×4.5	1,500×3600×4
ホットビン	形式		3区画	4区画	5区画	4区画
	全貯蔵量	t	2.7	2.8	5	24
骨材計量器	形式		振子手動案加計量	振子自動案加計量	振子自動案加計量	振子自動案加計量
	最大～最小	Kg	600～2	600～2	600～2	2000～5
フィラー	貯蔵		倉庫袋積	倉庫袋積	サイロ300Kg	サイロ35㎥
	計量形式		手動台ばかり	振子自動ばかり	振子自動ばかり	振子自動ばかり
	最大～最小	Kg	100～0.1	100～0.2	80～0.2	300～0.5
	ミキサー投入法		ベルト・コンベヤー	ベルト・コンベヤー	自動投入	自動投入
アスファルト	アスファルトケットル		直接加熱式	直接加熱式	直接加熱式	間接加熱式・ホットオイル循環自動調整
	容量	t	5.5×2台	3.5×2台	2.5,7.5	30
	供給形式		ギャーポンプ圧送式	ギャーポンプ圧送式	メタリングポンプ	ギャーポンプ
	計量形式		手動吊ばかり	容積自動ばかり	振子自動ばかり	振子自動ばかり
	最大～最小	Kg	100～0.1	10～60	80～0.2	300～0.5
	ミキサー投入法		容器転倒式	噴射ポンプ式	噴射ポンプ式	圧力噴射式
ミキサ	形式		二軸パグミル中央集中式	二軸パグミル循環式	二軸パグミルスパイラルフロー法式	二軸パグミルバッチ式
	混合容量	Kg	400	500	500	2000
	幅×長さ×深さ	mm	1200×1100×650	1300×1100×1200	1300×1100×1200	2240×2180×1360
	回転数	r.p.m	61	53	53	57
	混合羽根数	枚	32	32	32	40

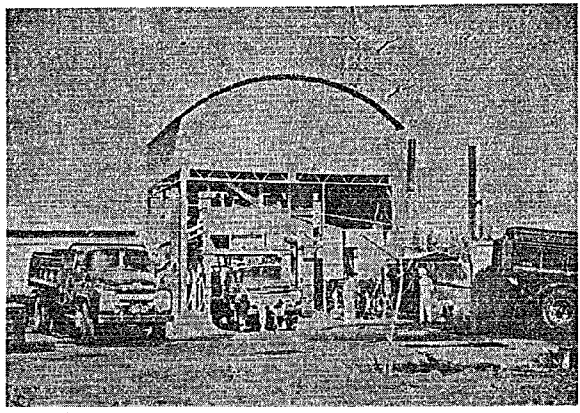


写真7—1　Aアスファルトプラント全景

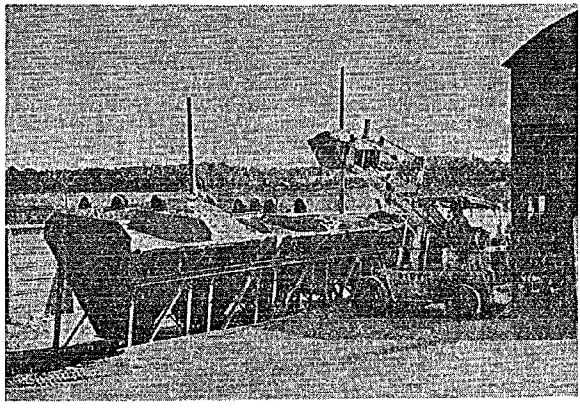


写真7—2　各コールド骨材貯蔵ビン

909

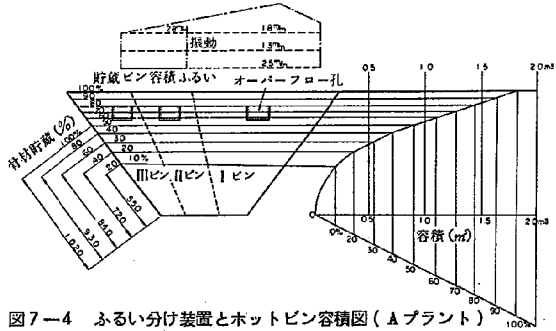


図7—4　ふるい分け装置とホットビン容積図（Aプラント）

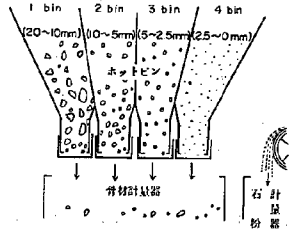


図7—5　ホットビンの種類（Bプラント）

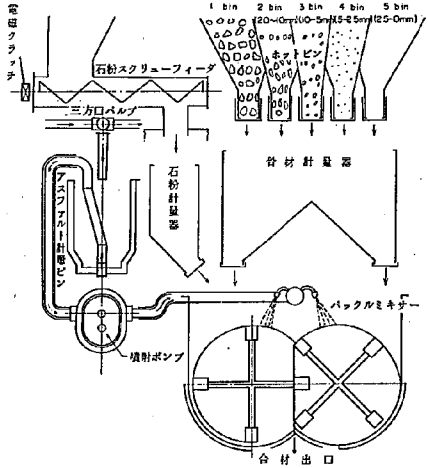


図7—6　ホットビンと計量器（Cプラント）

450

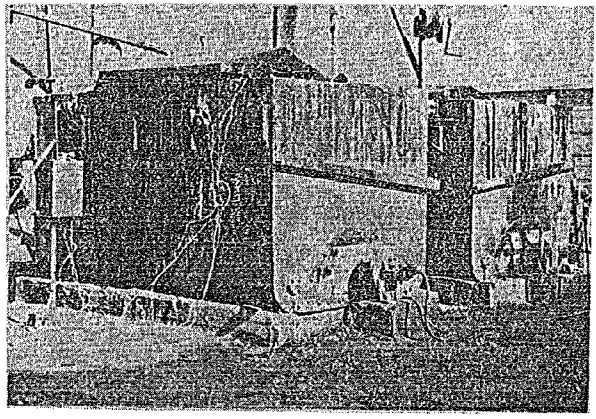


写真7—3　アスファルトケットル

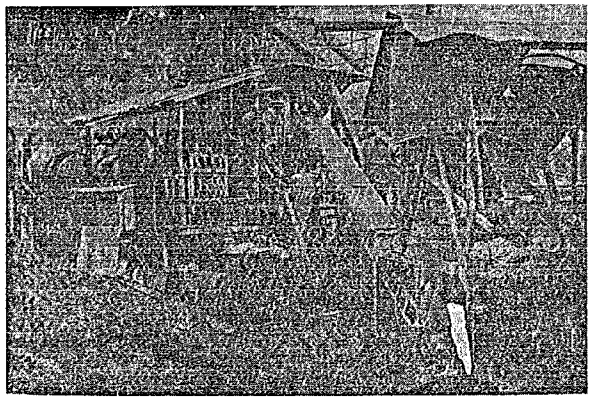


写真7—4　Bアスファルトプラント全景

951

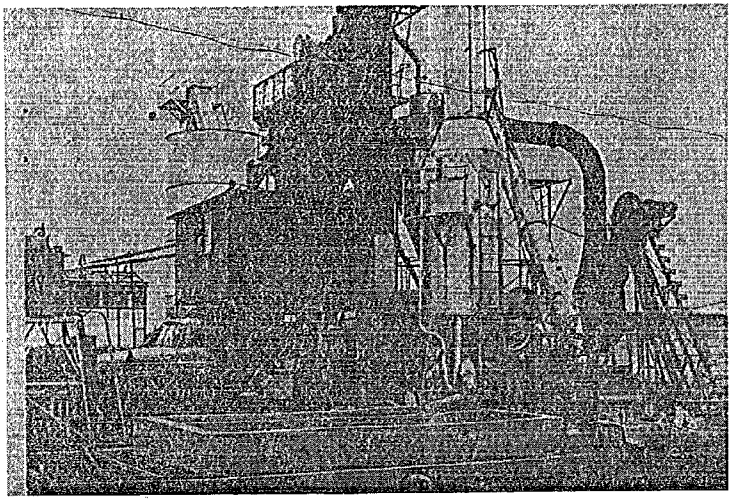


写真7—5　Cアスファルトプラント全景

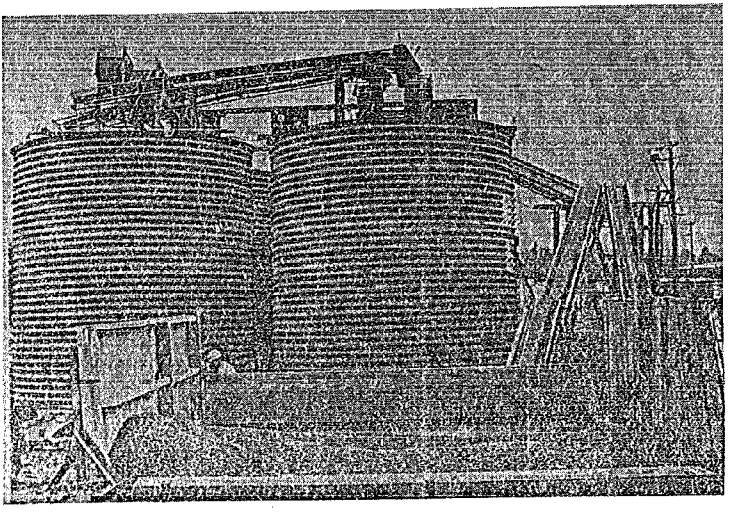


写真7—6　骨材サイロ全景

952

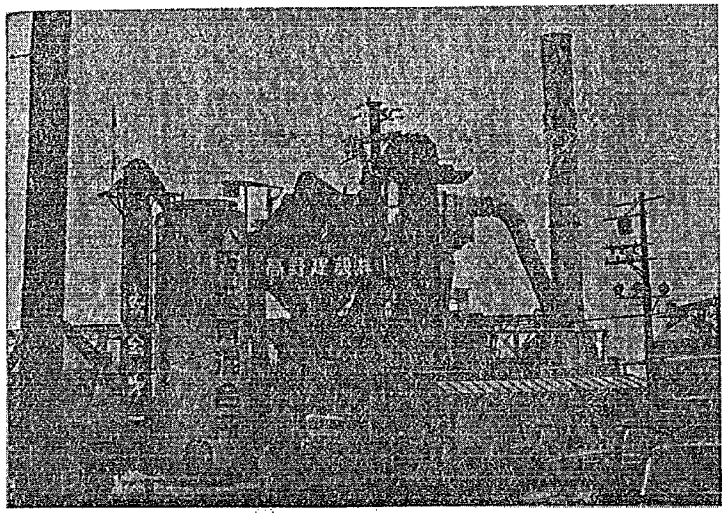


写真7－7　プラント全景

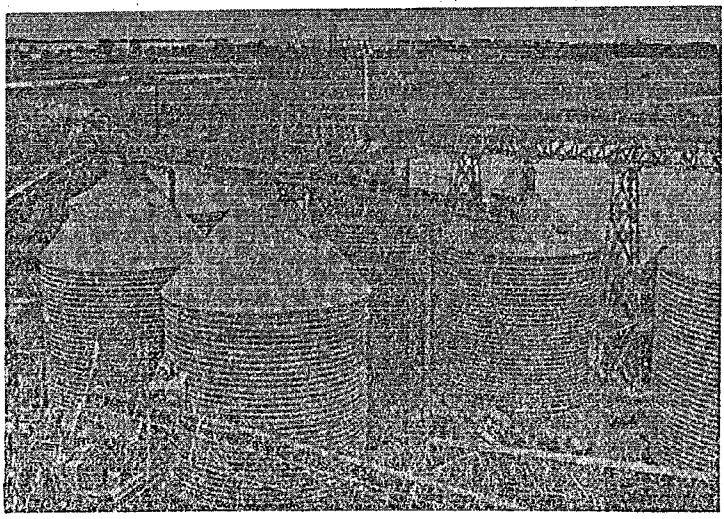


写真7－8　骨材サイロ全景

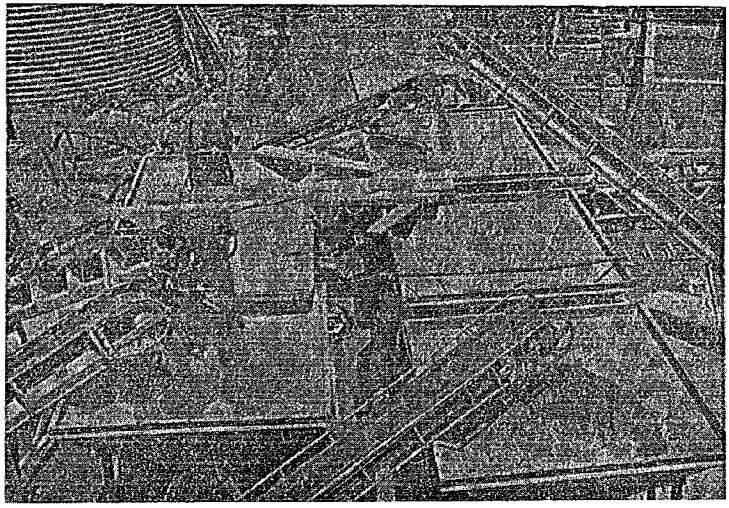


写真7－9　各コールドビン

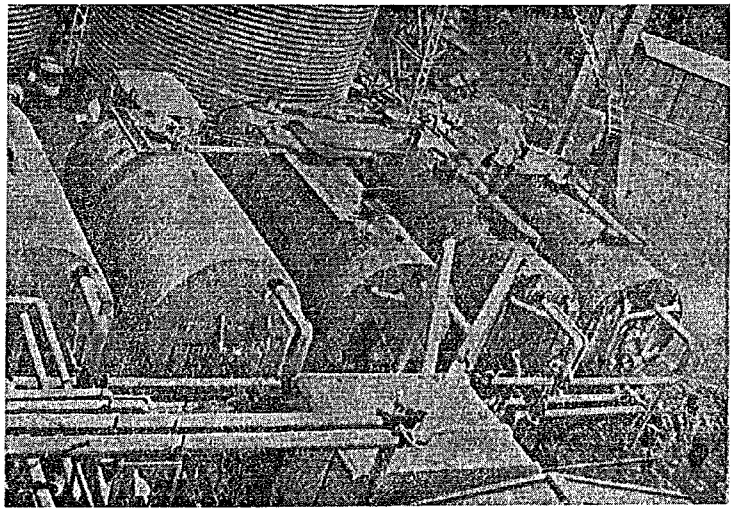


写真7－10　アスファルトタンク

954

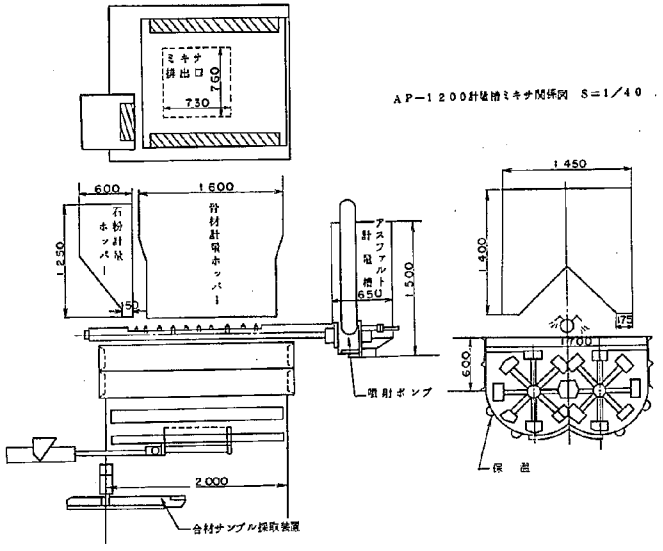


図7－7　計量槽およびミキサ関係図（Dプラント）

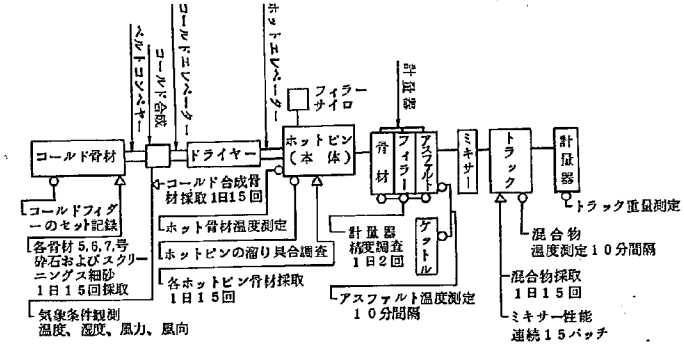


図7－8　調査および試料採取順序

955

表7—5(a)　観測項目と方法

観測項目	対象	観測調査方法	調査回数
気象条件	気温,湿度 風力,風向	プラントの敷地内において、気温、湿度は乾湿温度計により測定、風力はビラム風力計で風向はプラントの煙の流れを磁石と比較しながら測定を行なった。	各30分毎 1日15回
計量器検定	アスファルト,フィラー,骨材	計量器の検定は作業開始前と作業終了後に、フィラー計量器（振子式）およびアスファルト計量器（振子式）は10.20.30.40Kg、骨材計量器（振子式）は100,200,300,400Kgと順次標準分銅をのせてそれぞれ検定を行なった。	開始前 終了後 1日2回
材料温度測定	アスファルト，骨材，混合物	温度は各々10分間隔に測定を行なった。骨材は各ホットビン毎に、アスファルトはタンク（ケットル）および計量装置内にそれぞれ埋設された熱電対式温度計により測定した。混合物はミキサーからトラック上に排出された直後水銀温度計を混合物に挿入して測った。	各30分毎 1日15回
ホットビンの溜り具合	骨材の貯蔵量	ホットビンの外壁に各ビン毎の容積を示す目盛をつけ、プラントの運転中に木ハンマーで各ビンをたゝきながら骨材の溜り具合を調査した。	30分毎 1日15回
計量精度	アスファルト	振子ダイヤル式計量器による1バッチ当りのアスファルト計量をバッチ毎に測定した。	30分毎 1日15回
	骨材	振子ダイヤル累加計量式による1バッチ当りの骨材計量を各骨材毎に自記記録させたものを読み取り整理を行った。	30分毎 1日15回
アスファルトおよび混合物の総使用量	アスファルト	アスファルトの総使用量は、使用前のタンク内のアスファルトの水位を測っておき、使用後のアスファルトの水位を測定し、その容積を計算によって求めた。	使用前 終了後
	混合物	バッチ数の累計およびトラックスケールによるトラック1台毎の重量を記録調査した。	30分毎 1日15回
騒音	プラント周囲	簡易騒音計によりアスファルトプラントを中心に半径10,20,30,40mの周囲で測定を行なった。	随時

95-6

表7－5(b)　試料採取および試験方法

調査項目	対象	調査回数	全供試体数	試料採取方法	試験方法
使用骨材の含水比	コールド合成骨材	30分毎 1日15回	1個×15回 合計 15個	各コールドフィダーからベルトコンベヤーに流れ、合成された骨材（以下コールド合成骨材と云う）が、コールドエレベーターの受け口に落ち込む所において約20秒間隔で3回、合計量が約20Kgになるように採取し、これをよく混合した後、骨材分取器で縮分して、約2～3Kgの試料を毎回2個づゝ採取した。これらの試料は自然含水比を測定するため正確に計量をした後ビニール袋に入れ試験室に送付した。	試験室において乾燥器で乾燥させ、含水比を測定した。
アスファルト量	混合物	30分毎 1日15回	2個×15回 合計 30個	ミキサーからトラック上に1バッチ分の混合物が排出され山状になった所から上、中、下の部分の3ケ所より合計量約20Kg程度、アスファルト量の抽出試験用として採取、これを良く練りかえした後、分取器により約1Kgの混合物を毎回2個づゝ採取した。	アスファルト量抽出試験は、アスファルト舗装要綱付録4に示す、ソツクスレー抽出試験法を用い、溶剤中に流出したフィラー分は、加圧濾過器により定量した。
	コアー	30分毎 1日15回	2個×15回 合計 30個	上述の30分毎に採取した混合物を乗せたトラック1台分を舗設した場所に印を付け、この範囲内で無作意に3個づゝコアーの採取を行なった。	アスファルト量抽出試験は、コアー3個の内2個を上と同じ方法で行なった。
骨材粒度	各使用骨材	30分毎 1日15回	5種×1個×15回 合計 75個	コールドフィダーから出てくる各使用骨材5.6.7.号砕石およびスクリーニングス、細砂を各フィダー出口から1個づゝ約2～3Kg程度毎回5種づゝ採取した。	試験室において、乾燥した後、フルイ振とう器によって粒度分析を行なった。この試験結果から各骨材の配合比に応じて各コールドビン骨材粒度合成値を求めた。
	コールド合成骨材	30分毎 1日15回	2個×15回 合計 30個	前述の含水比の測定を行なったコールド合成骨材を、骨材分取器により2分し、約1Kgの試料2個とした。	粒度分析は上に同じ。
	各ホットビン骨材	30分毎 1日15回	4種×1個×15回 合計 60個	各ホットビン2、3、4、5から各々約20Kgの骨材を抜き取り、この内からそれぞれ各ホットビン骨材として約3Kgづゝ毎回採取した。	粒度分析は上に同じ。この試験結果から各骨材ビン計量比に応じて各ホットビン骨材粒度合成値を求めた。
	ホットビン合成骨材	30分毎 1日15回	2個×15回 合計 30個	上述の各ホットビンから採取した骨材を計量配合比に応じて、正確に20Kgの合成骨材を作り、これを骨材分取器で約1～2Kgの試料を毎回2個づゝ採取した。	粒度分析は上に同じ。
	混合物およびコアー	各30分毎 1日15回	2個×15回 合計 30個	混合物およびコアーのアスファルト量抽出試験後の骨材をそのまま試験試料とした。	粒度分析は上に同じ。
マーシャル安定度試験	混合物	30分毎 1日15回	3個×15回 合計 45個	抽出試験用に採取した同じバッチの混合物をマーシャル試験用として約20Kg採取し、良く練りかえした後、容器内で平にして3等分し各1個づゝマーシャル供試体を現場で作成した。突き固め試験は自動突固め機により各50回突きとし、突き固め温度は140℃で行なった。	マーシャル試験供試体は試験室においてアスファルト舗装要綱付録4に示す方法で行なった。図面、安定度およびフロー等を測定し参考とした。
	コアー	30分毎 1日15回	3個×15回 合計 45個	前述のコアー採取供試体3個を使用。	試験は上と同じ。
ミキサー混合精度	混合物（アスファルト量）（骨材粒度）	連続15バッチ1日1回	3個×15回 合計 45個	ミキサーからトラック上に1バッチ分の混合物が落ちる時に、時間的に最初、中間、最後の各3個約1Kgづゝ連続15バッチの混合物より試料採取した。	前述の試験方法でアスファルト量抽出試験および骨材粒度試験を行なった。

表7—6 使用骨材の予定粒度

ふるい目（mm） ＼ 骨材 ＼ プラント名	5号				6号				7号				粗砂（スクリーニングス）				細砂				石粉			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
25	100	100		100																				
20	97.0	96.4	100	94.6				100																
13	40.0	45.8	41.0	19.5	100	100	100	96.7																
10	7.0	21.3	6.8	2.9	97.0	95.5	95.2	71.2	100	100	100	100												
5		3.9		1.3	10.0	18.5	3.8	14.2	90.0	97.8	91.1	89.9	100	100	100	100			100	100				
2.5		2.6			2.0	5.0		3.3	21.0	29.9	2.6	33.1	89.0	96.6	98.0	96.9	100	100	96.6	98.4				
0.6						2.3			1.0	4.2		3.9	53.0	50.7	51.3	49.8	82.0	92.0	69.8	95.0				100
0.3						1.7				2.7			27.0	106	38.1	31.0	46.0	51.2	36.4	58.6	100	100	100	98.9
0.15													6.0	0.4	27.1	15.9	9.0	4.3	7.0	5.3	87.0	97.5	91.0	94.5
0.074													1.1		19.0	9.4	3.0	0.9	2.0	1.9	67.0	77.9	70.0	77.6

粗砂の欄でC，Dプラントはスクリーニングスである。

表7—7 各予定合成粒度

粒度＼ふるい目(mm)	プラント別	20.0	13.0	10.0	5.0	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074
予定合成粒度	A	100	88	81	60	43	29	19	9.3	6
	B	100	90	80	60	43	24	18	12.0	7
	C	100	89.2	81.4	60.1	41.7	27.1	20.1	13.3	9.4
	D	98	69.4	57.2	41.1	27.2	14.0	9.0	4.5	3.0

（注） A，B，Cは密粒度アスコン，Dは粗粒度アスコン

表7—8 各プラントにおける骨材の配合割合

比率＼骨材	プラント別	5号	6号	7号	粗砂（スクリーニングス）	細砂	石粉
配合比（%）	A	20	20	20	17	15	8
	B	25	21	22	13	9	10
	C	20	20	19	22	13	6
	D	37	24	18	15	4	2

表7—9 各プラント予定配合比

配合比＼材料	変更時間	プラント別	Iビン	IIビン	IIIビン	IVビン	Vビン	フィラー	アスファルト
予定配合比	7時30分～12時30分	A	10	50	32	—	—	8	6.5
	13時00分～15時30分	A	12	53	27	—	—	8	6.5
	ナシ	B	18	24	15	32	—	11	6.0
	8時00分～10時00分	C	—	21	20	25	28	6	6.5
	10時30分～16時00分	C	—	21	23	20	30	6	6.5
	ナシ	D	37	20	20	21		2	5.0

〔注〕 Aプラント＝Iビン＝20～10mm IIビン＝10～2.5mm IIIビン＝2.5～0mm

Bプラント＝Iビン＝20～10mm IIビン＝10～5mm IIIビン＝5～2.5mm IVビン＝2.5～0mm

Cプラント＝IIビン＝20～10mm IIIビン＝10～5mm IVビン＝5～2.5mm Vビン＝2.5～9mm

Dプラント＝Iビン＝25～13mm IIビン＝13～5mm IIIビン＝5～2.5mm IVビン＝2.5～0mm

959

表7—10 気象観測調査結果

(a)

A プラント気象条件	調査項目＼調査時刻	7時30分	8.00	8.30	9.00	9.30	10.00	10.30	11.00	12.30	13.00	13.30	14.00	14.30	15.00	15.30
	気温	5.0（℃）	6.0	7.0	8.0	10.0	11.0	13.0	13.0	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0	14.0	13.0
	湿度	67.0（%）	69.0	56.0	58.0	49.0	51.0	44.0	44.0	39.0	39.0	46.0	46.0	46.0	46.0	54.0
	風速	0.50m／s	0.20	0	0.75	0.86	1.10	0	1.30	0.81	0.86	1.00	1.00	0.66	1.50	0.30
	風向	北西	北西	無風	北西	北	北	無風	北	北	北	北	北東	北東	北東	北東

(b)

C プラント気象条件	種別＼調査時刻	8時00分	8.30	9.00	9.30	10.00	10.30	11.30	12.00	13.00	13.30	14.00	14.30	15.00	15.30	16.00
	気温	25（℃）	25	26	28	28.5	30	32	32	33	33	33	33.5	33	32	31
	湿度	90（%）	90	86	74	71	68	62	62	57	57	57	54	54	62	62
	風速	0.73m／s	1.42	1.42	1.58	2.00	1.08	1.53	1.13	2.50	2.13	1.77	2.33	2.33	1.67	2.33
	風向	南	南	南西	南西	南	南	南	南西	南西	南西	南西	南西	南西	南	南
	天候	雲	雲	雲	雲	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴

(c)

D プラント気象条件	項目＼調査時間	8時30分	8.50	9.10	9.30	9.50	10.10	10.30	10.50	11.00	13.00	13.20	13.40	14.00	14.20	14.40	15.00
	気温	28（℃）	29	29.5	30	30	30.5	31	31	31.5	33	33	33	33	33	33	32.5
	湿度	69（%）	63	61	53	58	56	53	48	51	41	39	39	39	39	39	41
	風速	2.2（m／s）	2.3	2.7	3.3	4.2	2.2	2.0	2.5	2.0	3.5	3.3	3.5	3.7	2.5	2.5	2.0
	風向	南西	南西	南西	南西	南西	南々西	南西	南	南	南西	南々西	南	南々西	南々西	南	南々西
	天候	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴	晴

表7—11 計量器検査結果

(a) Aプラント

	重量（Kg）	計量器誤差（%）		
		作業開始前	昼休	作業終了後
石粉の計量	10.0	+0.30	0.00	+0.15
	20.0	0.00	−0.08	+0.08
	30.0	+0.03	0.00	+0.13
	40.0	−0.05	−0.06	+0.10
アスファルト計量	10.0	0.00	−0.50	+1.00
	20.0	0.00	−0.75	+0.25
	30.0	0.00	−0.67	+0.17
	40.0	0.00	−0.13	+0.25
骨材の計量	1000.0	0.00	0.00	0.00
	2000.0	+0.30	−0.50	−0.75
	3000.0	0.00	0.00	0.00
	4000.0	+0.50	+0.50	+0.50

(b) Cプラント

	重量（Kg）	計量器誤差			
		作業開始前		作業終了後	
		誤差（g）	誤差（%）	誤差（g）	誤差（%）
石粉計量	10.0	000	0	000	0
	20.0	000	0	+100	+0.5
	30.0	000	0	000	0
	40.0	−200	−0.5	000	0
アスファルト計量	10.0	000	0	−100	−1.0
	20.0	−200	−1.0	000	0
	30.0	−100	−0.3	−100	−0.3
	40.0	+500	+1.3	000	0
骨材計量	1000.0	000	0	000	0
	2000.0	000	0	000	0
	3000.0	000	0	000	0
	4000.0	000	0	000	0

961

(c) Dプラント

計量機区分	原器重量(Kg)	重量記録計のよみ(Kg) 本ダイヤルのよみ(Kg)	誤差(%)
フィラー計量機	20	18.9	−5.5
		20.0	0
	40	38.9	−2.8
		39.8	−0.5
	60	59.0	−1.7
		59.8	−0.3
アスファルト計量機	80	80.0	0
		80.0	0
	100	100.0	0
		101.0	+1.0
	120	120.5	+0.4
		120.1	+0.08
骨材計量機	700	698.0	−0.3
		700.0	0
	1,000	1,001.0	+0.1
		998.0	−0.2
	1,500	1,504.0	+0.3
		1,502.0	+0.1
	1,800	1,806.0	+0.3
		1,802.0	+0.1

962

表7—12 計　量　誤　差

プラント名		項目	骨材					フィラー	アスファルト
			Ⅰビン	Ⅱビン	Ⅲビン	Ⅳビン	Ⅴビン		
A	単一	計量値(Kg)	101～120	187～192	37～45				26
		計量誤差(Kg)	+2～+13	−10～+6	−5～+3				−2.2～+0.9
		計量誤差(%)	+1.7～+9.2	−5.3～+3.1	−8～+11				−8.5～+3.5
	累加	計量値(Kg)	344	224～243					
		計量誤差(Kg)	+2～+14	−2～+2					
		計量誤差(%)	+0.6～+4.1	−0.9～+0.9					
C	単一	計量値(Kg)		48	93.5～107.5	93.5～117.0	131.0～140.5	28.0	32.5
		計量誤差(Kg)		0～+2	−10.5～+4.5	−8.0～+11.5	−3.5～+3.5	−0.4～+1.0	−0.7～+0.3
		計量誤差(%)		0～+2	−9.8～4.8	−6.8～+12.3	−2.5～+2.5	−1.4～+3.6	−2.2～+0.9
	累加	計量値(Kg)			191.5～205.5	299.0～308.5	439.5		
		計量誤差(Kg)			−8.5～+6.5	−3.5～+6.0	−1.5～+7.5		
		計量誤差(%)			−4.1～+3.4	−1.1～+2.0	−0.3～+1.7		
D	単一	計量値(Kg)	705	380	380	400			98.9
		計量誤差(Kg)	−15～+5	0～+20	−10～+5	−10～+10			−0.9～+2.1
		計量誤差(%)	−2.1～+0.7	0～+5.3	−2.6～+1.3	−2.5～+2.5			−0.9～+2.1
	累加	計量値(Kg)		1,083	1,465	1,865			
		計量誤差(Kg)		0～+15	−5～+10	0～+15			
		計量誤差(%)		0～+1.4	−0.3～+0.7	0～+0.8			

表7—13　各種のアスファルトプラントにおけるアスファルト混合率の変化（RRL）

プラント番号	プラント形式	混合物種類	アスファルトの計量方法	抽出試験による混合物中のアスファルト量の変動				骨材の計量方法
				全混合物に対するアスファルト量（%）		試験数	変動係数	
				範囲	平均（（）内は設計量）			
5	アスファルト用	アスファルトコンクリート	重量；スプリングバランス φ20㎝目盛盤、0—150Kg	4.6—7.0	6.0	14	12.3	目盛盤重量
7	併用式	アスファルトコンクリート細粒表層混合物	骨材と同じ計量器 φ60㎝目盛盤、0—1200Kg	5.7—6.9	6.4（6.5）	20	5.5	アスファルトに同じ
				4.2—5.4	4.8（5.0）	20	6.5	
4	アスファルト用	基層混合物	重量：φ45㎝ 目盛盤 0—150Kg	4.3—5.6	4.8（5.2）	14	7.5	目盛盤、重量
		表層 〃		7.6—8.1	7.8（8.0）	10	2.7	
2	混合式マカダム用	細粒表層混合物	重量：φ35㎝ スプリングバランス，0—150Kg	4.8—5.6	5.1（5.1）	20	9.0	多天秤式
		タールマカダム		4.0—4.9	4.3（4.3）	10	10.0	
3	混合式マカダム用	細粒表層混合物	重量：天秤	4.1—5.4	4.7（4.7）	20	8.5	電気的計量
		タールマカダム		3.2—4.1	3.6（4.4）	20	9.4	
1	混合式マカダム用	タールマカダム	重量：天秤	3.7—4.6	4.1（4.7）	20	7.1	計量槽、容積
6	連続式	アスファルトコンクリート	容積	5.6—6.8	6.4（5.9）	11	5.7	ゲートとコンベヤー
			ポンプ	5.9—6.4	6.2（5.9）	12	2.7	

表7—14　計量の許容誤差

（土木学会、コンクリート標準示方書解説）

材料の種類	許容誤差（%）
水および混和剤溶液	1
セメントおよびフライアッシュ	2
細骨材	2
粗骨材	3

表7—15　二，三の重力ダム工事における各材料の計量誤差の実例

材料の種類		計量値の変動係数（%）	許容誤差内にはいる確率(%)
水		0.7～1.0	84.6～68.4
セメント		0.9～1.5	97.4～81.8
フライアッシュ	粉末の場合	2.0	68.4
	ペーストの場合	1.0	95.5
細骨材		0.7～1.0	99.6～95.0
粗骨材		1.0～2.5	99.9～77.0

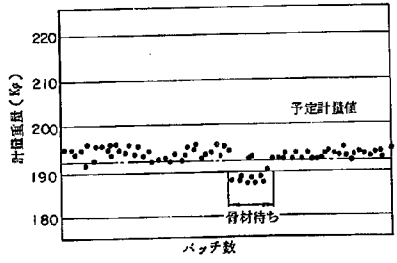


図7—9　骨材計量自記記録の一部

96

表7—16　各アスファルトプラントごとの温度測定結果

	Aプラント			Bプラント				Cプラント						Dプラント					
	アスファルト	骨材	混合物	アスファルト	■■ 10～5	■■ 5～2.5	砂	混合物	アスファルト	■■ 20～10	■■ 10～5	■■ 5～2.5	砂	混合物	アスファルト	■■ 25～13	■■ 13～5	■■ 5～2.5	砂	混合物
$\bar{x}$（℃）	170	224	164	170	135	176	164	160	145	153	162	155	151	157	167	167	166	168	158
max～	196～	243～	175～	179～	158～	220～	220～	163～	169～	166～	186～	188～	173～	165～	174～	170～	174～	178～	167～
min	154	204	147	162	105	123	125	159	122	128	148	145	140	151	161	163	150	163	157
Rs	3.8	15.0	12.8	1.9	7.7	15.6	12.1	0.75	5.8	3.4	4.3	2.6	4.6	0.5	1.7	1.5	3.6	2.7	2.1

（注）　Aプラントの骨材温度はドライヤ出口による温度である。他はホットビンの温度を示す。

表7—17　材料、混合物の温度に対する規定

	米国	アスファルト舗装要綱	建設省アスファルト舗装標準仕様書	日本道路公団高速自動車国道土木工事共通仕様書
混合物温度	アスファルトの動粘度が、セイボルトフロール度75～150に対応する温度範囲	アスファルトの動粘度150～300 cstの温度範囲 185℃以下	監督員承諾温度に対し±25℃の範囲内 185℃以下	現場配合で指示する骨材温度に対し±14℃の範囲内
アスファルト温度	最高温度は177～163℃	混合温度を標準とする。	監督員承諾温度に対し±15℃の範囲内	監督員の指示する温度に対し±10℃の範囲内
骨材温度	121～163℃の範囲内より選ぶ	———	———	監督員の指示する温度に対し±20℃の範囲内 アスファルト温度より14℃以上高くてはならない。

996

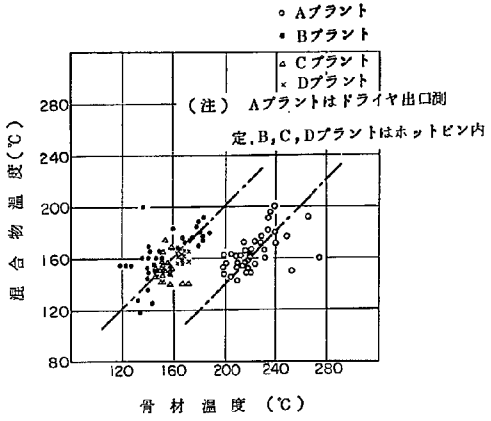


図7—10　各プラントの骨材温度と混合物温度の相関

表7—18　各アスファルトプラント毎のアスファルト量抽出試験結果（%）

	Aプラント		Bプラント		Cプラント		Dプラント	
	混合物	コア	混合物	コア	混合物	コア	混合物	コア
設計アスファルト量	6.50		6.00		6.50		5.00	
$\bar{X}$	5.76	5.90	4.98	4.94	6.27	6.37	5.00	5.02
max−min	6.58～4.71	7.29～4.32	5.46～4.84	5.32～4.42	6.84～5.92	6.80～5.97	5.41～4.57	5.75～4.37
$\bar{R}_s$	0.27	0.33	0.40	0.32	0.22	0.16	0.16	0.19
$\bar{R}_m$	0.20	0.66	0.36	0.31	0.20	0.32	0.32	0.34
使用アスファルト量	9.89t／147.61				13.61／213t×100		3.20t／63.21×100	
混合物量	=6.70				=6.38		=5.06	

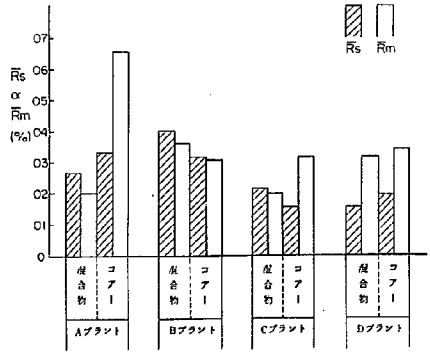


図7—11　各プラントにおける抽出アスファルト量の群間誤差と群内誤差

947

表7—19　各骨材粒度管理一覧表　(a)Aプラント

項目 ＼ フルイ目 (mm)		20.0	13.0	10.0	5.0	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074
予定粒度		100.0	88.0	81.0	60.0	43.0	29.0	19.0	9.3	6.0
コールド合成骨材粒度	$\bar{x}$	99.3	87.3	78.6	58.4	40.6	28.7	16.6	9.1	6.7
	$\bar{x}-x$	− 0.7	− 0.7	− 2.4	− 1.6	− 2.4	− 0.3	− 2.4	− 0.2	+ 0.7
	max—min	100～99.6	94.6～76.9	87.0～67.6	66.7～47.1	49.3～32.1	35.0～22.0	19.8～14.0	10.3～8.2	7.1～6.3
	$\bar{R}s$	0.9	1.2	5.0	3.1	2.8	2.4	1.2	0.7	0.1
	$\bar{R}m$	0.9	3.5	2.3	1.0	0.8	0.8	0.6	0.6	0.2
各ホットビン	骨材粒度合成値 $\bar{x}$	99.2	87.0	78.2	59.0	41.9	29.1	18.1	11.2	7.1
	$\bar{x}-x$	− 0.8	− 1.0	− 2.8	− 1.0	− 1.1	+ 0.1	− 0.9	+ 1.9	+ 1.1
	max—min	99.9～96.9	90.0～84.1	82.7～67.6	66.7～42.8	50.9～34.5	38.5～21.8	22.3～14.7	14.0～9.3	7.7～6.8
	$\bar{R}s$	0.9	2.3	5.6	8.1	2.7	3.2	2.8	1.9	0.3
ホットビン	合成骨材粒度 $\bar{x}$	99.3	87.3	76.2	56.4	39.4	28.1	17.1	9.4	6.8
	$\bar{x}-x$	− 0.7	− 0.7	− 4.8	− 3.6	− 3.6	− 0.9	− 1.9	+ 0.1	+ 0.8
	max—min	100～96.8	94.1～80.9	80.8～66.0	63.8～45.2	43.8～33.7	33.8～22.5	22.4～14.0	11.7～8.6	7.7～6.4
	$\bar{R}s$	0.3	2.4	4.2	4.3	1.7	2.3	1.3	0.7	0.2
	$\bar{R}m$	1.0	1.8	1.6	1.5	1.5	0.9	0.9	0.5	0.3
混合物	$\bar{x}$	99.3	87.0	77.2	56.9	40.2	28.1	17.7	11.7	6.8
	$\bar{x}-x$	− 0.7	− 1.0	− 3.8	− 3.1	− 2.8	− 0.9	− 1.3	+ 2.4	+ 0.8
	max—min	100～96.7	93.8～81.1	84.8～71.4	78.7～45.0	49.6～33.0	37.2～22.2	20.4～14.6	17.0～9.6	9.8～5.7
	$\bar{R}s$	0.5	3.1	3.3	4.8	2.7	2.1	1.4	1.0	0.7
	$\bar{R}m$	0.9	3.0	3.0	3.3	2.5	1.7	1.0	1.4	0.7
コアー	$\bar{x}$	99.8	88.3	76.8	58.5	41.1	28.4	18.5	12.7	7.5
	$\bar{x}-x$	− 0.2	+ 0.3	− 4.2	− 1.5	− 1.9	− 0.6	− 0.5	+ 3.4	+ 1.5
	max—min	100～98.0	92.7～80.8	85.2～66.6	73.4～47.6	49.1～33.8	33.8～23.0	26.6～16.2	16.7～9.7	10.4～6.0
	$\bar{R}s$	0.3	3.0	3.5	4.5	3.4	2.2	1.4	2.1	0.9
	$\bar{R}m$	0.5	3.8	4.3	4.1	2.4	2.0	1.3	2.1	1.2

(註)　$\bar{x}$ ：測定粒度
　　x ：予定粒度

468

表7－19　各骨材粒度管理一覧表　(b)Cプラント

項目 ＼ フルイ目(mm)		20.0～13.0	13.0～10.0	10.0～5.0	5.0～2.5	2.5～0.6	0.6～0.3	0.3～0.15	0.15～0.074
予定粒度		10.8	7.8	21.3	18.4	14.3	7.3	6.8	3.9
コールド合成骨材値	$\bar{x}$	8.7	8.9	21.4	17.9	15.6	11.2	6.8	3.6
	$\bar{x}-x$	−2.1	+1.1	+0.1	−0.5	+1.3	+3.9	0	−0.3
	min～max	5.8～13.7	5.4～17.3	17.3～26.7	14.3～24.2	13.5～17.9	7.1～12.7	5.3～8.2	2.3～4.1
	$\bar{R}s$	1.9	3.2	2.0	2.0	1.5	1.4	0.6	0.4
コールド合成骨材	$\bar{x}$	12.4	9.0	14.2	26.9	8.2	12.1	9.2	1.2
	$\bar{x}-x$	+1.6	+1.8	−7.1	+8.5	−6.1	+4.6	+2.4	−2.7
	min～max	8.7～19.5	4.4～14.7	4.7～22.5	16.1～43.3	4.5～11.6	3.2～20.2	4.8～14.8	0.7～1.7
	$\bar{R}s$	3.1	3.5	4.7	7.0	2.6	4.1	3.7	0.4
	$\bar{R}m$	3.3	2.3	3.3	3.2	1.9	3.8	2.5	0.7
ホット合成骨材値	$\bar{x}$	11.1	9.2	13.5	27.0	10.0	14.9	7.2	3.1
	$\bar{x}-x$	+0.3	+1.4	−7.8	+8.6	−4.3	+7.6	+0.4	−0.8
	min～max	4.5～17.1	2.7～15.3	6.4～17.8	19.5～39.4	4.0～16.8	7.1～19.4	1.0～9.6	2.3～4.7
	$\bar{R}s$	2.3	2.4	3.4	6.1	3.8	3.1	1.9	0.7
ホット合成骨材	$\bar{x}$	11.3	9.8	12.9	21.5	11.4	14.8	9.5	2.0
	$\bar{x}-x$	+0.5	+2.0	−8.4	+3.1	−2.9	+7.5	+2.7	−1.9
	min～max	7.5～16.0	5.4～12.6	7.9～16.1	14.4～25.8	7.4～17.2	12.0～19.1	6.4～12.4	1.2～3.5
	$\bar{R}s$	1.9	2.2	2.9	2.5	2.9	1.9	1.7	0.6
	$\bar{R}m$	2.2	2.3	2.1	2.3	3.9	0.9	1.3	0.8
混合物一回	$\bar{x}$	10.3	10.5	12.8	24.5	11.5	11.9	6.6	4.9
	$\bar{x}-x$	−0.5	+0.5	−8.5	+6.1	−2.8	−4.9	−0.2	+1.0
	min～max	4.0～14.1	7.7～15.8	9.6～18.0	17.1～30.7	7.2～17.5	6.2～19.1	0.0～11.6	1.6～8.7
	$\bar{R}s$	2.8	2.9	3.0	3.7	2.3	2.8	4.0	3.2
	$\bar{R}m$	3.3	2.3	2.5	3.0	2.4	1.8	4.8	4.4
混合物二回	$\bar{x}$	9.6	9.0	13.8	24.5	11.5	11.2	10.4	2.8
	$\bar{x}-x$	−1.2	+1.2	−7.5	+6.1	−2.8	+3.9	+3.6	−1.1
	min～max	7.0～13.6	3.6～13.7	9.8～17.7	21.2～30.4	9.0～16.4	6.2～14.4	3.7～16.5	1.8～4.6
	$\bar{R}s$	3.2	2.3	2.6	3.2	1.7	2.8	3.6	0.7
	$\bar{R}m$	3.8	2.5	3.0	2.8	1.7	2.5	1.6	0.9
コアー	$\bar{x}$	8.7	9.0	15.0	22.2	12.5	12.7	9.6	2.4
	$\bar{x}-x$	−2.1	+1.2	−6.3	+3.8	−1.8	+5.6	+2.8	−1.5
	min～max	5.5～12.7	6.2～11.5	11.6～20.9	16.6～25.2	9.4～14.7	10.6～15.2	4.1～12.6	1.5～6.0
	$\bar{R}s$	2.6	1.8	2.1	3.7	1.7	1.5	1.8	1.1
	$\bar{R}m$	2.3	2.3	2.0	4.8	2.2	1.6	2.1	1.6

969 1

表7—19　各骨材粒度管理一覧表（C)Dプラント

項目 ＼ フルイ目 (mm)		25.0— 20.0	20.0— 13.0	13.0— 10.0	10.0— 5.0	5.0— 2.5	2.5— 0.6	0.6— 0.3	0.3— 0.15	0.15— 0.074
予定粒度 x		2.0	28.6	12.2	16.1	13.9	13.2	5.0	4.5	1.5
コールド合成骨材	$\bar{x}$	1.1	24.1	17.5	17.3	12.6	11.6	4.2	5.9	2.1
	$\bar{x}-x$	− 0.9	− 4.5	+ 5.3	+ 1.2	− 1.3	− 1.6	− 0.8	+ 1.4	+ 0.6
	min～max	97.4～100.0	71.3～78.2	55.1～59.5	38.3～43.9	22.2～32.0	14.6～16.9	10.7～12.4	4.9～6.5	3.1～4.0
	$\bar{R}s$	0.92	2.72	2.17	1.48	2.69	2.19	0.22	0.29	2.66
ホット合成骨材	$\bar{x}$	3.3	31.5	11.3	6.4	19.4	15.9	3.2	3.1	1.1
	$\bar{x}-x$	+ 1.3	+ 2.9	− 0.9	− 9.7	+ 5.5	+ 2.7	− 1.8	− 1.4	− 0.4
	min～max	91.3～100.0	57.7～76.5	44.2～64.9	28.6～59.0	21.5～37.5	6.4～16.7	4.8～12.0	4.3～6.7	3.8～5.7
	$\bar{R}s$	15.7	5.49	2.75	2.91	6.45	4.29	0.79	1.87	0.39
	$\bar{R}m$	2.07	3.74	1.82	2.03	2.33	2.21	0.74	0.77	0.32
ホット骨材合成値	$\bar{x}$	1.9	31.9	13.1	7.5	19.4	12.4	3.4	4.5	2.2
	$\bar{x}-x$	− 0.1	+ 3.3	+ 0.9	− 8.6	+ 5.5	− 0.8	− 1.6	0	+ 0.7
	min～max	96.6～99.7	62.9～73.8	49.1～61.6	42.6～48.2	24.0～28.1	11.1～15.9	8.4～12.8	4.1～7.6	2.7～4.8
	$\bar{R}s$	1.06	2.71	4.14	1.83	1.59	2.72	0.56	0.79	0.58
ホット合成骨材	$\bar{x}$	2.5	31.2	15.5	8.3	18.7	12.1	2.6	3.3	1.6
	$\bar{x}-x$	+ 0.5	+ 2.6	+ 3.3	− 7.8	+ 4.8	+ 0.5	− 2.4	− 1.2	+ 0.1
	min～max	92.9～99.9	58.7～72.0	43.3～55.5	35.8～47.0	20.7～27.0	7.9～14.5	6.4～11.7	4.4～8.3	3.6～5.4
	$\bar{R}s$	1.33	2.59	2.06	1.16	1.95	2.47	0.75	0.54	2.93
	$\bar{R}m$	1.69	2.88	2.19	1.14	1.75	0.83	0.40	0.39	0.25
混合物	$\bar{x}$	1.5	25.4	11.7	8.3	22.2	18.0	3.2	3.3	1.7
	$\bar{x}-x$	− 0.5	− 3.2	− 0.5	− 7.8	+ 8.3	+ 4.8	− 1.8	− 1.2	+ 0.2
	min～max	94.3～100.0	66.3～78.6	55.5～68.5	47.6～59.5	26.6～39.2	10.9～14.4	7.9～11.4	5.1～7.7	3.4～5.9
	$\bar{R}s$	1.08	2.07	2.20	1.21	2.25	1.53	0.23	0.39	0.22
	$\bar{R}m$	1.56	4.43	2.09	0.95	2.36	1.61	0.15	0.18	0.23
コアー	$\bar{x}$	0.5	27.1	13.5	8.6	19.5	17.9	3.2	3.2	1.7
	$\bar{x}-x$	− 1.5	− 1.5	+ 1.3	− 7.5	+ 5.6	+ 4.7	− 1.8	− 1.3	+ 0.2
	min～max	95.0～100.0	62.1～81.3	45.8～68.4	37.5～58.8	23.9～49.3	10.8～14.7	7.8～11.5	5.0～8.0	3.5～5.7
	$\bar{R}s$	1.07	4.81	1.41	1.54	3.91	2.50	0.15	0.35	0.23
	$\bar{R}m$	1.01	3.08	2.05	1.64	4.85	3.63	0.21	0.16	0.29

970

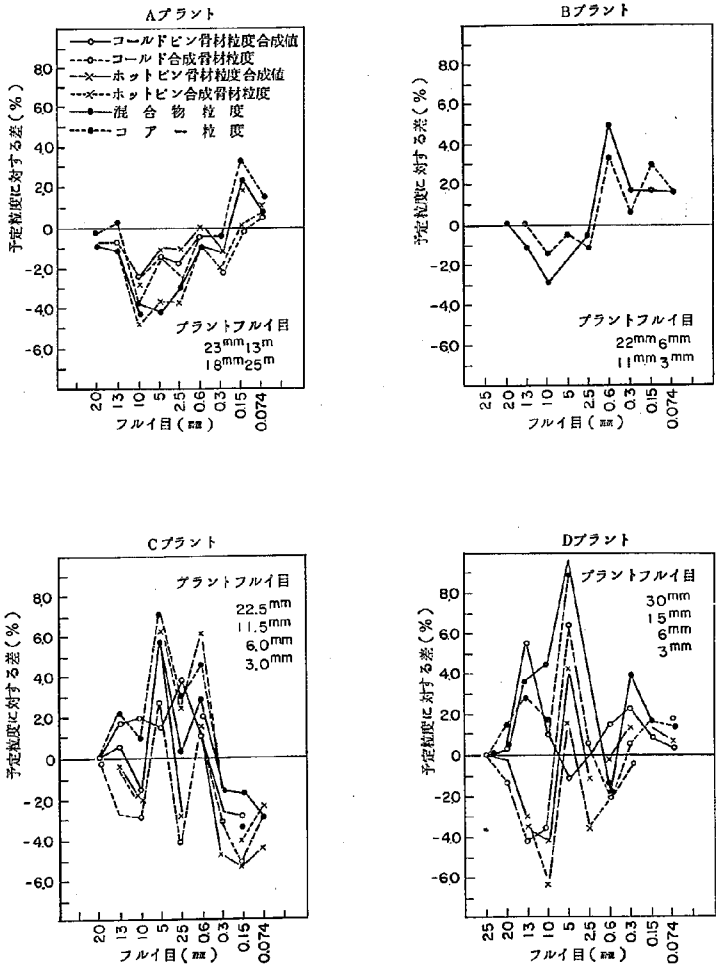
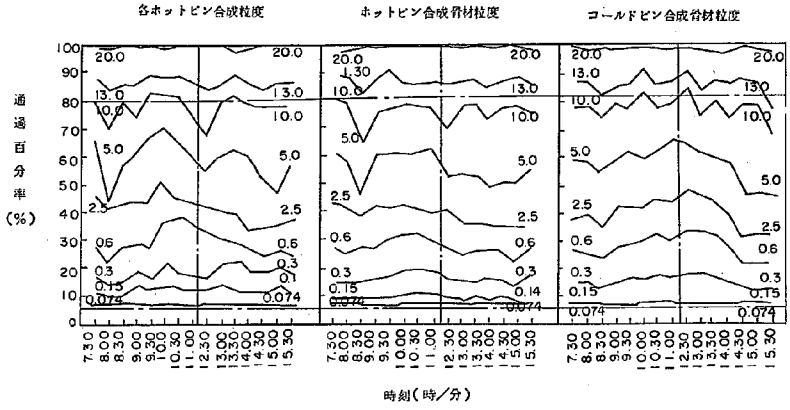


図7－12　予定粒度と1日間の平均粒度の差

971



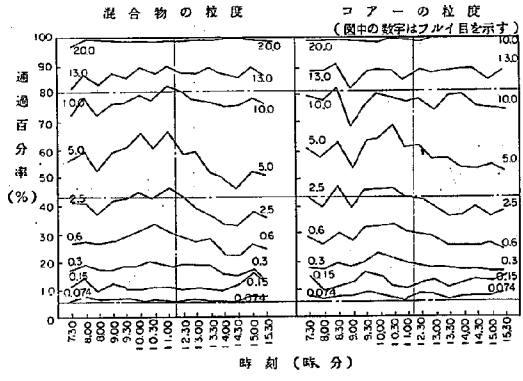


図7—13　各合成骨材粒度の日変化(図中の数字はフルイ目を示す)，Aプラント

972

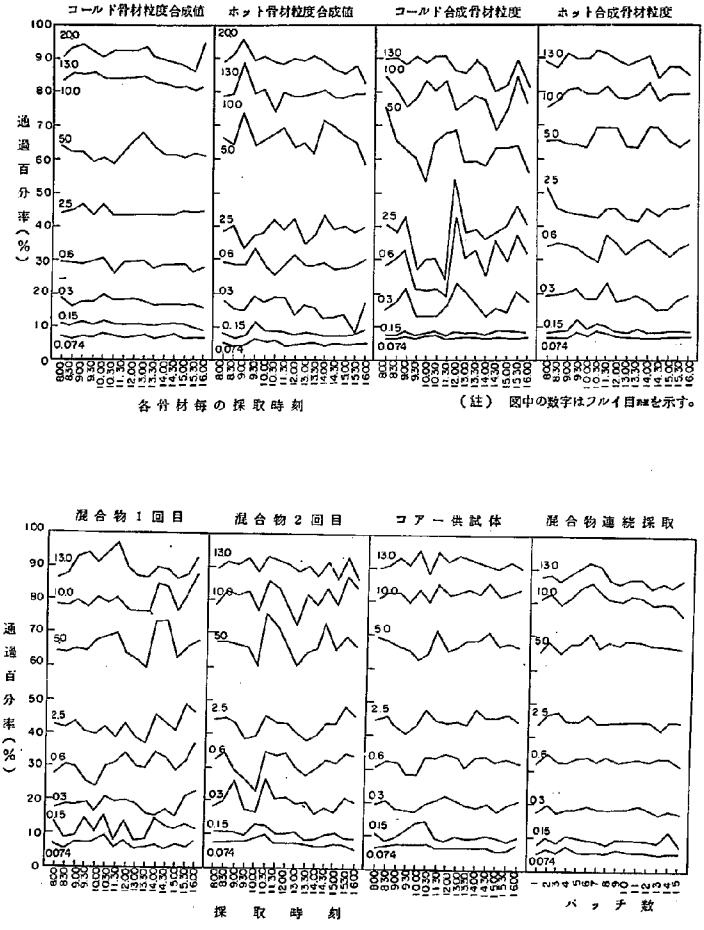
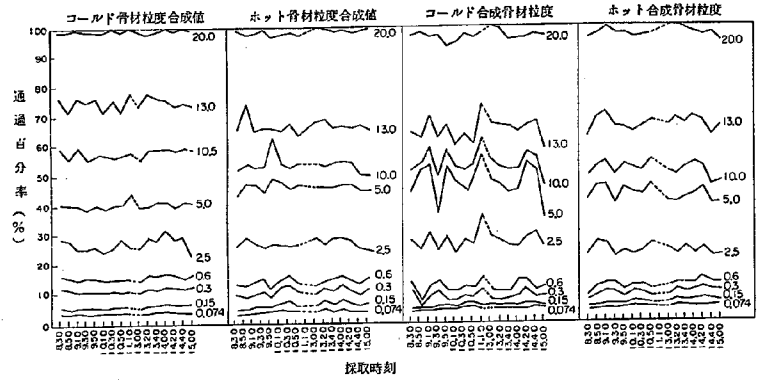


図7—14 各合成骨材粒度の日変化，Cプラント

973



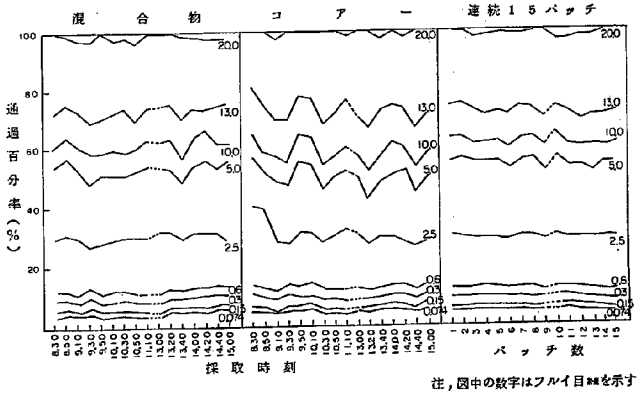


図7—15　各合成骨材粒度の日変化，Dプラント

9174

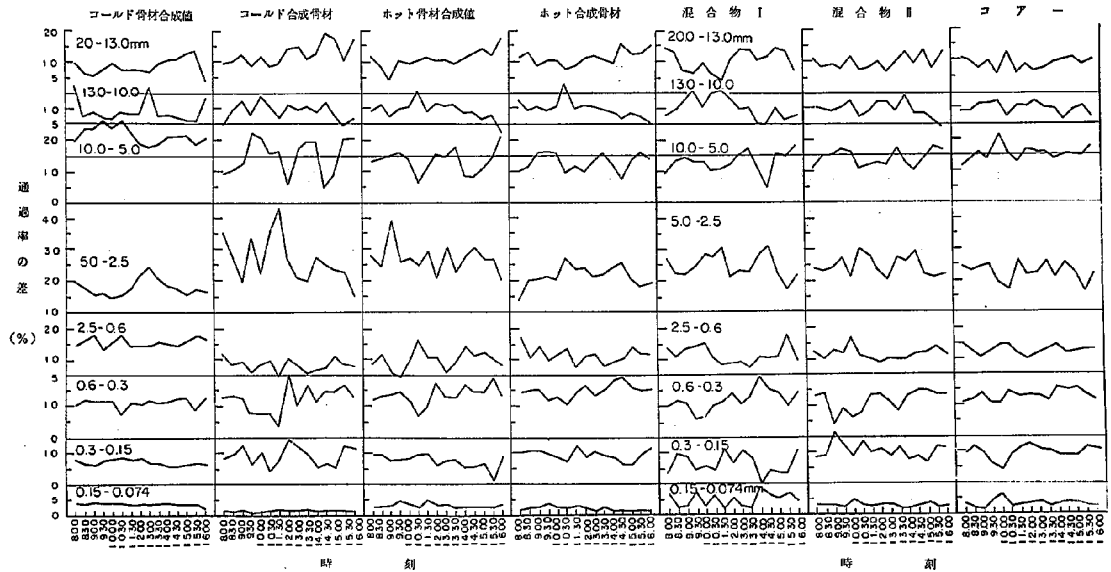


図7—16 各フルイ目通過率毎の差の日変化，Cプラント

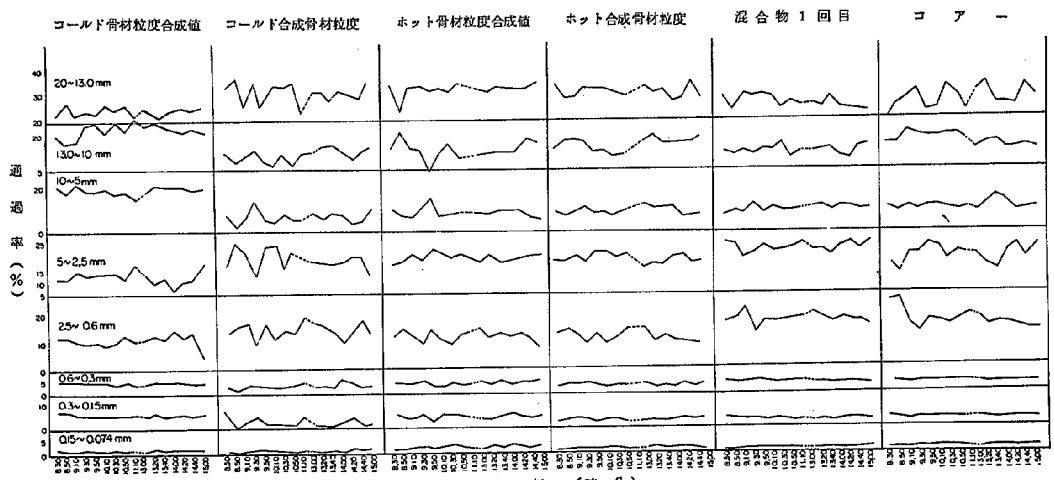


図7—17　各フルイ目通過率毎の差の日変化，Dプラント

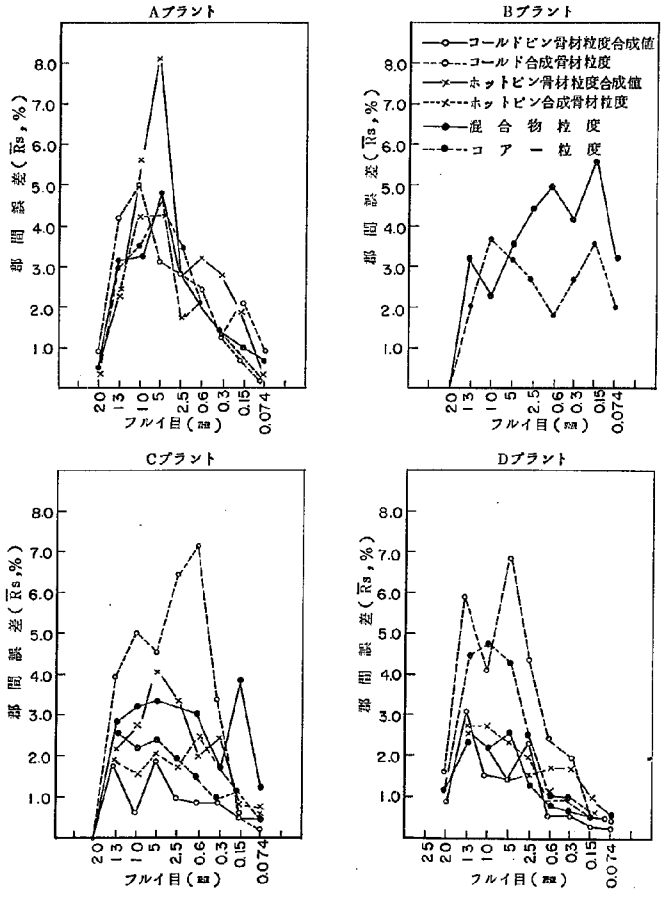
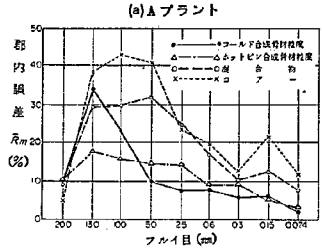
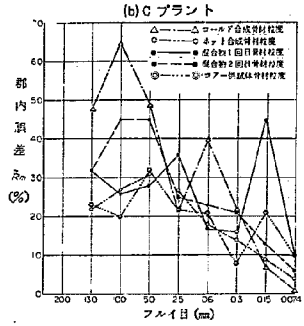


図7—18　フルイ目ごとの群間誤差

007





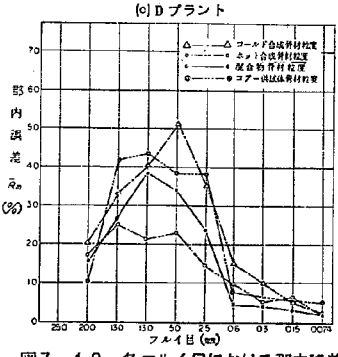
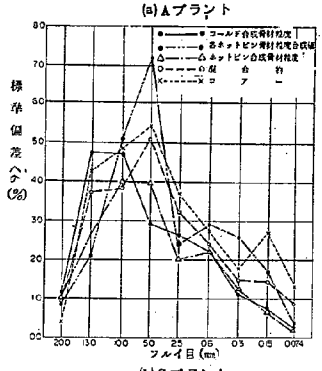
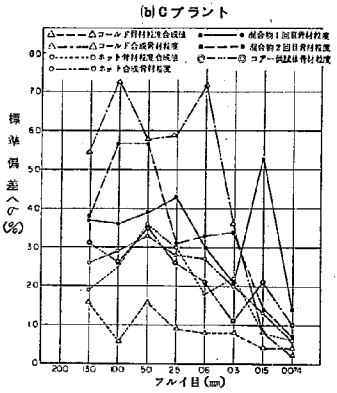


図7—19　各フルイ目における郡内誤差





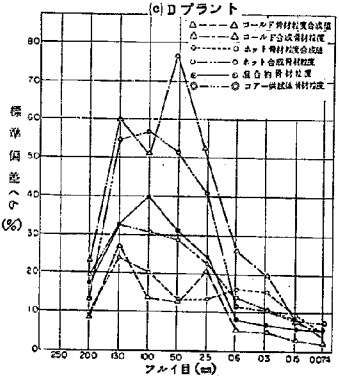


図7—20　各フルイ目における標準偏差

表７－２０　ミキサー混合精度の比較

プラント別 / 項目	値	Aプラント 最初	Aプラント 中間	Aプラント 最後	Bプラント 最初	Bプラント 中間	Bプラント 最後	Cプラント 最初	Cプラント 中間	Cプラント 最後	Dプラント 最初	Dプラント 中間	Dプラント 最後
アスファルト	最大値	⑦	3	5	2	5	⑨	⑧	6	3	⑦	⑦	1
	中間値	6	⑨	0	6	⑤	5	4	⑧	3	6	5	4
	最小値	2	3	⑩	⑦	4	1	5	1	⑨	2	3	⑩
10(mm)通過	最大値	⑧	4	3	4	⑥	⑤	4	⑥	5	⑧	6	1
	中間値	4	⑩	1	5	5	5	5	5	⑤	4	⑧	5
	最小値	3	1	⑪	⑥	4	4	⑨	4	5	3	3	⑨
2.5(mm)通過	最大値	5	2	⑧	3	⑦	5	4	⑥	5	⑦	⑧	0
	中間値	2	⑩	4	4	3	⑧	⑧	3	⑥	7	6	2
	最小値	⑧	3	3	⑧	5	2	5	6	4	1	1	⑬
0.074(mm)通過	最大値	⑨	6	1	3	6	⑥	⑪	1	3	⑦	⑥	2
	中間値	6	⑧	1	4	⑦	6	3	⑦	5	7	4	3
	最小値	0	1	⑬	⑨	2	3	1	7	⑦	4	5	⑥

表７－２２　スキップバケット内の混合物の分離

種類 \ 番号	1	2	3	4	5	6	7	8
細骨材（2.38mm以下）（フィラーを含む）	51.7	46.5	49.2	50.3	44.3	44.8	42.5	47.4
アスファルト	6.2	4.6	5.4	5.3	5.1	4.7	4.9	5.1

974

表7—21　各プラント毎の試験値の平均と変動

種類	管理 ＼ 社名	A社 時刻毎	A社 連続	B社 時刻毎	B社 連続	C社 時刻毎	C社 時刻毎	C社 連続	D社 時刻毎	D社 連続
抽出アスファルト量	$\bar{x}$	5.76	5.10	4.98	5.04	6.23	6.27	6.33	5.00	4.92
	max～min	4.71～6.55	4.18～5.81	4.34～5.46	4.70～5.56	5.27～7.30	5.92～6.84	6.01～6.89	4.57～5.41	4.62～5.40
	$\bar{R}$s	0.27	0.52	0.40	0.23	0.37	0.22	0.21	0.16	0.19
	$\bar{R}$m	0.20	0.56	0.36	0.34	0.38	0.20	0.29	0.32	0.31
	σ	0.30	0.45	0.48	0.20	0.47	0.26	0.21	0.31	0.2
10 (mm) 通過量	$\bar{x}$	77.2	76.0	77.2	76.9	79.6	80.9	81.3	61.7	62.31
	max～min	71.9～82.6	68.4～83.2	72.1～84.0	72.9～82.5	73.5～87.1	66.6～88.0	75.0～87.7	57.0～68.4	56.5～68.7
	$\bar{R}$s	3.3	3.5	2.3	4.4	3.2	4.5	1.6	2.26	1.54
	$\bar{R}$m	3.0	5.0	4.7	4.5	2.6	4.6	4.6	3.86	5.35
	σ	3.9	3.7	4.6	3.7	3.6	5.6	2.8	3.96	3.29
2.5 (mm) 通過量	$\bar{x}$	40.2	35.2	42.4	40.3	41.9	42.7	44.7	30.9	29.73
	max～min	33.6～46.9	27.5～40.2	36.1～51.0	35.7～45.1	36.9～53.3	35.9～49.3	40.7～55.0	26.6～39.2	27.2～32.9
	$\bar{R}$s	2.7	2.0	4.4	4.1	3.3	2.4	0.9	1.30	0.50
	$\bar{R}$m	2.5	5.1	3.7	7.1	3.7	2.5	3.0	2.40	2.47
	σ	3.3	3.2	5.2	4.8	4.4	3.1	1.9	2.42	1.41
0.074 (mm) 通過量	$\bar{x}$	6.8	6.3	8.5	8.2	6.7	7.3	5.8	4.2	4.61
	max～min	6.2～8.5	4.1～9.4	4.1～16.7	7.0～9.2	4.4～10.4	5.8～9.5	4.6～9.1	3.4～5.9	2.5～5.4
	$\bar{R}$s	0.7	1.0	3.2	0.8	1.3	0.5	0.6	0.46	0.31
	$\bar{R}$m	0.7	2.5	2.5	2.3	1.0	0.6	1.3	0.24	0.59
	σ	0.8	1.6	3.5	1.4	1.4	0.7	0.8	0.46	0.23

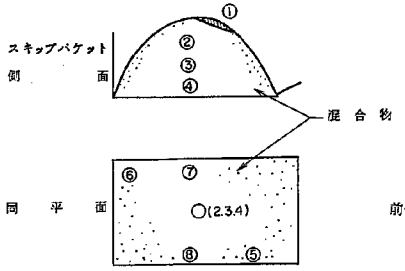


図7—21　スキップバケット中の混合物サンプリング位置

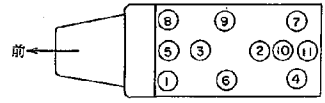
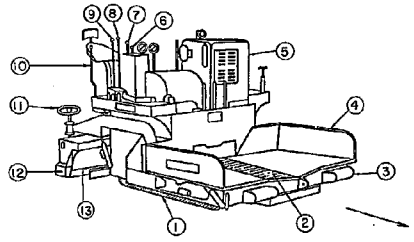


図7—22　トラック上のサンプリング位置（平面）



(1) クローラ
(2) パーフィーダ
(3) プッシュローラ
(4) ホッパ
(5) エンジン
(6) 変速機レバー
(7) スクリュースプレッダクラッチレバー
(8) 左前進後進レバー
(9) 右前進後進レバー
(10) スクリュースプレッダクラッチレバー
(11) シックネスコントローラ
(12) スクリード
(13) タンパ

図7—23　アスファルトフィニッシャーの一例

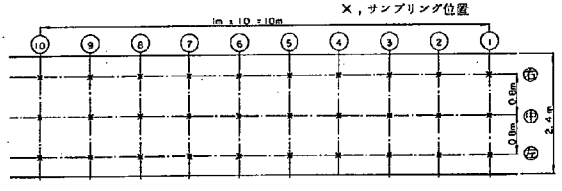


図7—24　アスファルトフィニッシャーによる舗設後のサンプリング位置

981

表7—23　連続15バッチの抽出試験結果

No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
アスファルト量	5.22	5.26	5.01	5.64	5.26	5.04	5.12	5.03	5.05	4.81	4.97	4.76	5.04	5.07	5.06
25㎜	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
20	98.5	98.2	95.9	98.1	100	97.7	97.4	92.8	96.9	96.0	96.6	98.2	93.0	97.5	96.7
13	81.2	81.3	82.2	83.0	90.0	81.2	78.8	82.5	86.5	77.4	85.0	82.7	84.9	84.9	87.1
10	74.1	67.2	73.2	71.7	79.0	69.7	72.4	72.7	75.3	71.0	77.8	76.4	76.6	73.2	73.5
5	60.4	53.5	58.3	58.8	63.4	55.7	57.8	56.2	59.5	57.3	62.4	60.3	60.0	55.6	57.1
2.5	44.4	40.1	43.9	43.0	47.2	41.9	42.8	40.5	45.6	41.9	46.7	45.4	45.8	42.4	41.3
1.2	32.3	29.9	31.9	32.0	34.8	31.7	32.3	30.1	33.4	26.8	32.7	33.4	32.5	30.5	29.6
0.6	19.6	17.0	19.2	19.4	20.5	18.7	19.9	17.9	20.7	14.2	19.7	21.2	19.6	18.9	18.0
0.3	10.2	6.4	9.3	10.6	9.8	9.4	10.4	8.7	10.8	6.5	10.1	12.0	10.0	10.0	8.8
0.15	7.3	4.1	5.1	8.0	6.8	6.8	7.9	6.2	7.4	4.2	7.1	9.0	6.8	7.0	5.9
0.074	5.8	3.0	3.8	6.4	5.7	5.7	6.4	5.1	6.0	3.4	5.8	7.4	5.4	5.6	4.6

表7—24　トラック上の混合物の分離

試	1	5	8	6	3	9	4	11	2	10	7
アスファルト量	3.93	4.71	5.32	5.90	5.80	5.40	5.07	4.93	6.05	4.98	5.60
25㎜	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
20	88.3	95.5	94.2	89.1	93.5	95.1	97.5	90.2	98.5	98.6	93.8
13	67.7	78.7	76.5	71.5	84.2	78.3	81.7	72.6	89.5	91.7	72.9
10	52.0	68.0	68.3	64.0	73.8	71.8	72.9	64.7	83.1	85.0	67.7
5	37.6	54.9	53.5	50.8	59.9	59.1	58.4	51.9	69.5	69.8	56.5
2.5	26.2	40.3	39.7	37.8	44.0	43.6	42.6	38.2	50.9	52.7	41.6
1.2	19.3	29.9	29.1	28.6	31.9	31.9	32.7	29.3	36.2	42.5	30.6
0.6	11.5	18.5	17.6	17.2	19.4	18.7	20.1	18.4	21.2	30.5	18.1
0.3	5.3	9.0	8.3	8.3	10.4	9.0	11.1	9.7	10.1	21.7	8.7
0.15	3.6	6.6	6.3	5.7	7.9	6.3	8.7	7.2	7.6	19.0	6.5
0.074	3.1	5.6	4.7	4.8	6.8	5.0	7.1	5.7	6.3	18.0	5.3

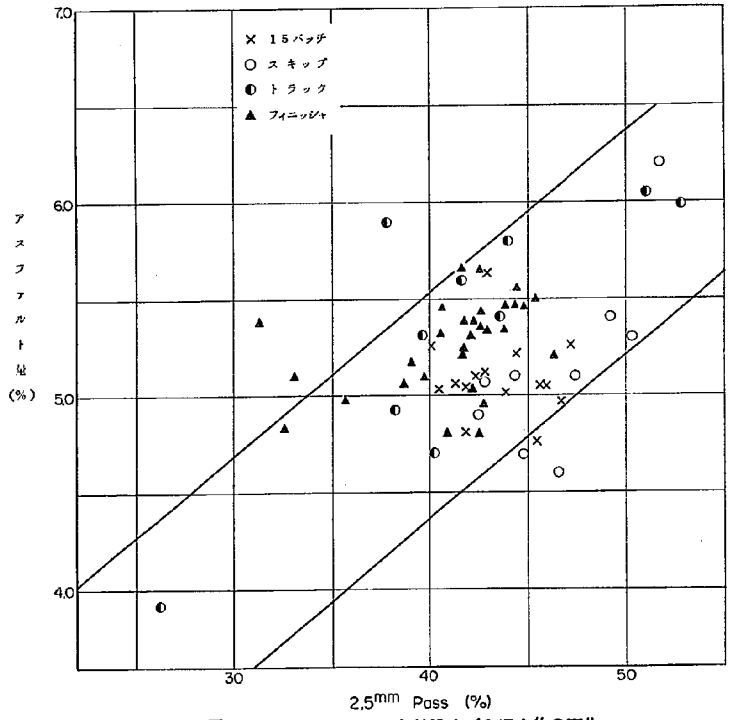


図7—25　ミキサーから舗設までの混合物の変化

983

表7—25　アスファルトフィニッシャによる混合物の変動

点		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
アスファルト量	左	4.81	5.51	5.10	5.39	5.18	5.39	4.98	4.81	5.04	5.39
	中	5.34	5.47	5.44	5.66	5.21	5.21	4.84	5.07	5.47	5.22
	右	5.37	5.32	5.34	5.66	5.46	5.11	5.32	5.56	5.47	4.97
左	20mm	96.0	98.6	92.4	80.5	100	95.8	92.5	95.2	90.6	98.7
	13	77.8	86.3	77.8	69.2	83.2	81.0	71.2	81.7	80.8	82.5
	10	70.4	77.2	70.7	56.3	69.5	73.1	60.7	71.4	72.2	72.8
	5	57.6	62.5	54.6	42.2	54.2	57.4	47.5	55.9	59.4	58.2
	2.5	42.5	45.4	39.8	31.3	39.1	41.8	35.7	41.0	42.2	42.2
	1.2	31.3	33.5	29.6	18.8	29.1	30.7	27.2	31.1	31.0	33.9
	0.6	19.3	23.5	17.6	9.3	17.0	18.1	16.5	19.4	18.3	21.1
	0.3	9.7	20.6	8.4	6.8	8.0	8.7	8.5	10.3	9.0	11.5
	0.15	7.5	19.5	6.2	5.8	5.6	6.0	6.2	7.8	6.5	8.6
	0.074	6.4	18.8	5.6	5.4	4.6	5.0	5.4	6.8	5.3	7.4
中	20mm	92.4	98.7	98.9	98.5	94.7	93.8	95.0	94.5	97.1	92.1
	13	81.9	86.5	85.5	92.5	83.3	72.2	69.3	74.8	84.0	77.5
	10	72.8	76.3	74.7	72.5	70.6	63.4	57.2	65.5	73.8	71.2
	5	60.3	60.1	57.6	57.1	54.2	59.0	44.0	52.0	59.3	57.8
	2.5	43.8	44.8	42.6	42.6	41.7	46.3	32.6	38.7	43.9	41.7
	1.2	33.0	33.8	31.9	32.0	33.0	37.3	24.9	28.7	33.0	31.0
	0.6	20.3	20.5	19.2	19.0	22.0	26.8	15.3	17.9	19.5	18.7
	0.3	11.1	11.1	9.5	10.0	13.9	18.7	7.8	9.1	10.0	9.2
	0.15	8.9	8.7	6.8	7.0	11.9	16.3	5.4	6.7	7.5	6.8
	0.074	8.0	7.5	5.6	5.2	11.1	15.3	4.6	5.6	6.4	5.7
右	20mm	96.3	94.9	98.5	98.7	98.9	97.4	96.7	96.2	98.9	98.1
	13	78.0	81.1	82.2	80.1	82.1	72.7	78.7	90.2	87.4	91.9
	10	70.6	73.5	72.1	69.7	68.5	59.5	67.5	76.6	74.5	71.6
	5	57.7	57.4	57.5	56.2	54.9	45.3	54.5	59.3	60.2	56.1
	2.5	42.5	42.1	42.9	41.7	40.7	33.1	40.6	44.4	44.3	42.8
	1.2	31.2	31.2	31.7	31.1	30.8	24.8	30.2	33.9	32.6	31.0
	0.6	19.1	18.5	19.6	18.6	18.3	14.5	23.3	21.5	19.9	20.0
	0.3	9.5	9.2	9.9	9.5	9.1	6.6	16.7	9.0	10.5	10.0
	0.15	7.3	6.6	7.2	7.0	6.5	4.4	8.4	6.5	8.1	7.0
	0.074	5.8	5.6	6.1	5.9	4.9	3.3	5.9	5.4	7.1	6.5

第8章　加熱アスファルト混合物の検査

第8章　加熱アスファルト混合物の検査

8－1　概　　説

舗装工事における品質管理の導入は、昭和２０年代後半に始められた建設省直轄直営のセメントコンクリート舗装においてであった。当時ダムコンクリートにおける品質管理手法が導入され、現場事務所の材料試験室では毎日試験結果が管理図にプロットされていた。今日に比べればまだ人員に余裕のあった時代であり、各事務所が施工技術の向上のために鎬を削っていた。昭和３０年代に入り道路事業の増大とともに舗装工事量も多くなり、セメントコンクリート舗装にかわって施工能率のよいアスファルト舗装が採用され、施工形態も直轄直営工事から請負工事へと変遷した。この間品質管理手法も直轄直営工事におけるやり方がそのまゝ請負業者（以下受注者という）に肩変りされた形となった。すなわち仕様書の中で受注者は定められた項目の試験を定められた回数実施し、試験結果を管理図にプロットして提出することになった。発注者はこれらの試験結果を眺めて品質の良否を判定する。つまり発注者は受注者の品質試験結果を間違いのないものとして受取り、品質管理即検査となるわけである。昭和３０年代においてはそれでもまだ現場事務所に材料試験室があり、発注者側において受注者の一部のデータの照査ができたが、３０年代後半より工事量の激増から試験員の不足を生じ、これもまた不可能となった。このため建設省では昭和３９年に道路技術基準[(1)]の一部を改正し、アスファルト舗装の品質検査に発注者による抜取検査手法を導入した。このような統計的手法に基づく抜取検査方法の舗装工事への適用は、当時欧米諸国においても例のなかったことである。

欧米においては試験要員の不足というような理由と違って、仕様書に示されている許容誤差の統計的曖昧さの指摘から、合理的検査基準の設定の問題が取上げられるようになった。例えば１９６５年当時の米国アスファルト協会の標準仕様書[(2)]では、加熱アスファルト混合物の許容変動として表８－１を示している。各州の仕様書はほぼこの協会の仕様書に準じている。表８－１の数値が規格値なのか、目標値なのか、あるいは統計的にこれをはずれることがどこまで許容されるのかは一切示されていない。従って当時は試験結果が表８－１をはずれるときは、再試験によって、合格することを確認するというような手段がとられていた。これは明らかに不合理である。このため１９７０年頃より統計的手法を用いた見直しが始められており、米国連邦道路局より新しい仕様書が示されている。[(3),(4)]英国においても１９６０年代当初より統計的手法を用いた舗装工事の管理について道路研究所において研究が始められている。[(5)]

しかしこのような統計的手法による品質管理、検査の合理化は、統計理論の応用の範囲内にお

986

いてははなはだ簡単であるが、現実の仕様書への適用となると複雑な問題が生じてくる。例えば抜取検査によって不合格の場合の処置であるが、

1) 打換えまたはオーバーレイ。

2) 工事費の減額。

3) 採点による減点によって以後の工事の発注を加減する。

等々その他にもいろいろと方法が考えられそうであるが、現在の規定では明確にされていない。工事費の減額は米国[4]、デンマーク[6]、オランダ 等ですでに採用され、わが国でも日本道路公団においても試行されたことがあり[7][8][9][10]、最もよい手段と考えられているのだが、わが国の会計法でこのような処置が許されるかどうかについて明確な解釈がまだ下されていない。抜取検査が発注者において厳格に実施されたならば、受注者の品質管理は自主性にまかせて、管理データ等の提出は不用と考えられるのだが、これも積算されている以上実施した証拠としての価値はあるので廃止できない。廃止しようとすればこのような積算形態から再検討しなければならない。

このような抜取検査の実施一つを取ってみても、これに付随する社会的要因が多いのであるが、本章では純技術的な抜取検査手法の説明を中心に、昭和３９年の道路技術基準の改訂、４２年のアスファルト舗装要綱の改訂、更に４５年のアスファルト舗装共通仕様書[11]の作成と歴史的経過を追いながら、加熱アスファルト混合物の品質と検査について述べる。また日本道路公団で試行された責任施工についても簡単に触れ、これらを総括して主として今後の方向への結論を示す。

8－2 抜取検査の概要

8－2－1 検査の分類

ＪＩＳ Ｚ ９００１抜取検査通則[12]によれば"検査とは品物をなんらかの方法で測定して、その結果を判定基準と比較し、個々の品物の良、不良あるいはロットの合格、不合格の判定を下すこと"と定義されている。また目的などにより、次のような種類がある。

1) 目的による分類

a. 受入れ検査または購入検査

材料を受入れたり、完成品を購入する場合の検査で土木工事の中間検査や竣工検査はこれに相当する。

b. 工程検査または中間検査

品物の製造工程や工事の途中で行なわれるもので、一般には品物の生産者あるいは工

9817

事の受注者が自主的に行なう検査をいう。土木工事の場合の中間検査は受入れ検査として行なわれる場合が多く、こゝでいう中間検査とはやゝ意味が異なるようである。

c．最終検査

製造工程の最終段階で行なわれるもので、やはり生産者や受注者が自主的に行なうものである。

d．出荷検査など。

2）検査の性質による分類

a．破壊検査

検査のために品物を破壊しなければならないもので、土木工事の検査では一般に破壊検査が多い。

b．非破壊検査

土木工事では橋梁部材の寸法や路面の平たん性などのように破壊しないで検査できるものもある。アスファルト混合物中のアスファルト量をアイソトープなどで測定すれば、非破壊検査となるわけで、一般に破壊検査より非破壊検査の方が容易である。

3）検査のやり方による分類

a．全数検査

個々の品物について全数を検査するもので、土木工事において例が少ないが、一般の工業製品で検査が機械的に容易に行なえるものや、欠点が人命等に関係して重大であるものなどでは全数検査が行なわれている。

b．ロット別抜取検査

ロットごとにサンプルを抜取り、これを調べてロットの合格、不合格を決めるもので、土木工事における従来の出来形の検査はこれに属する。

c．管理抜取検査

工程の途中で行なうもので、直轄直営工事における品質管理試験はこれに属する。

以上の分類のうちわれわれがアスファルト混合物の検査に用いるのは、ロット別抜取検査で、主として破壊検査により、受入れ検査として行なわれるものである。

8－2－2　抜取検査の種類

抜取検査は第2次大戦中米軍に納入される多数の物品の検査において実用性が認識された。わが国では1950年ごろより日本規格協会において各種の方法がＪＩＳ規格化され、現在9種の抜取検査規格がある。抜取検査は大きくわけて、

1) 計数抜取検査

2) 計量抜取検査

にわけられる。計数抜取検査は、あるロットより何個か決められた数のサンプルを抜取り、この中の不良品の数によってロット全体を受取るかどうかを判断する検査方法である。計量検査はあるロットから何個か決められた数のサンプルを抜取り、その性状を測定してサンプル全体の平均値を求め、この平均値が判定のための基準値に達しているかどうかによってそのロット全体の合格、不合格の判定を下すものである。

一般に抜取検査では計量抜取検査によるほうが、試験して得られたデータをより有効に利用できるので有利である。例えば10個の測定の平均値より判定する計量抜取検査と同等の精度で計数抜取検査を行なう場合、25個の測定により3個以上不良値があってはならないという規定となり、検査に要する労力と時間は倍以上になる。

以上2つの方式の各々についてサンプルの取り方や基準値の求め方などにより、次のような各種の抜取検査方式がある。

1) 規準型(逐次型も含む)

2) 選別型

3) 調整型

4) 連続生産型

現在舗装工事に用いられているのは1)の規準型である。逐次型というのは1個づつ試験をしながら判定を下していくもので、1個で判定できないときは2個、2個で判定できないときは3個というように逐次サンプル数を増していくものである。したがって品質が良好なときは規準型よりサンプル数が少なくてすみ、効率がよくなる可能性がある。選別型、調整型あるいは連続生産型は一般工業製品について広く用いられているが、抜取検査の経験の浅い舗装工事では取敢えず最も単純な規準型によってデータの蓄積を計るのが良いと考えられる。

8−2−3 抜取検査の条件

抜取検査を行なうにあたっては、次の条件があてはまるかどうかをまず考えておかねばならない。

1) 製品がロットとして処理できること。

抜取検査ではロットという用語が常に用いられるが、これは舗装でいえば"表層5,000㎡を1ロットとする"というように検査の単位となる品物の集りを表わしている。抜取検査はロットの処理を決めるものであって、ロット内の個々の品物を別々に処理するものではな

い。したがって品物がロットとして処理できなければならない。舗装工事では5,000m^2とか10,000m^2あるいは全工事区間というように条件のそろったものを1ロットと考えることができる。この場合、合格、不合格はこの1ロット全体を対象として行なわれる。

2) 合格ロットの中にもある程度ならば不良品の混入を許せること。

抜取検査で合格したロットでも、その中に不良品が全くないというわけにはいかない。表層5,000m^2に対するコアサンプルがすべて合格するようにするためには全数を検査し、不合格コアサンプルを除く必要があるが、これは勿論不可能なことである。従来のデータよりみて、舗装工事においては判定の基準にもよるが、一般にはわずかの不良部分が残ることはさけられない。局部的な不良部分が致命的な欠点となることは少なく、これらは維持修繕によって改良することが可能である。

3) サンプルの取り方がランダムにできること。

抜取検査はサンプルをランダムに抜取り、確率化することを基本としている。道路技術基準の改定以前においては出来形の検査が100mに1個所と等間隔にとられており、確率化されていなかった。また検査する人によっては悪そうなところばかりねらうという場合もあり、検査する人の主観が品質の中に表われることがあったが、これは正しくない。

4) 品質基準が明確であること。

個々の試験値が信頼できるものであり、かつ判定の基準が明確でなければロットを正しく判定することができない。したがって適切な計測方法を用い、だれがいつ測定しても同じような結果が得られるようにしておくことが必要である。

5) 計量検査ではロットの検査対象特性値の分布がほぼわかっていること。

計量検査では一般に特性値が正規分布をしていることを前提条件としている。舗装工事では一般に特性値は正規分布をしていると考えて間違いはない。

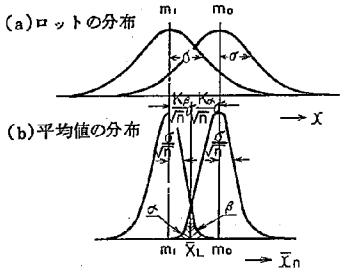
8－2－4 計量規準型1回抜取検査

1) 標準偏差既知、平均値保証の場合[13]

図8－1に示すm_0のような平均値をもつロットは"よいロット"としてなるべく受け入れたい。しかしm_1のような平均値をもつロットは悪いロットとして受け入れたくない場合が平均値保証に相当する。この場合ロットの標準偏差が過去のデータからわかっているときは、標準偏差が既知として取扱うことができ効率のよい検査をすることができる。いま各ロットからn個のサンプルを抜取りその平均値を求めたとき平均値の分布は$N\left(m, \frac{\sigma^2}{n}\right)$の正規分布をし、図8－1(b)に示すようになる。個数nを多くすれば両方の分布はよく分離されて

990

くるが、個数nをわやみに多くすることは不経済になるので、実用上はある程度分布が重なるのを許している。m_0のロットすなわち"よいロット"であるにもかゝわらずこれを"悪いロット"と判断する危険性α（生産者危険率）とm_1のロットすなわち"悪いロット"であるにもかゝわらずこれを"よいロット"と判断する危険性β（消費者危険率）とをある程度許容している。ＪＩＳでは$\alpha=0.05$すなわち5％、$\beta=0.10$すなわち10％になるようにしている。いま特性値が高い方が望ましい場合はロットからn個のランダムサンプルを抜取り、特性値の平均値$\overline{x_n}$を求め、これを下限合格判定値$\overline{X_L}$と比較し、



$\overline{x_n} \geqq \overline{X_L}$ なら合格

$\overline{x_n} < \overline{X_L}$ なら不合格　　図8—1　特性値が高いほうが好ましい場合

と判定する。

図8—1(b)より"よいロット"について

$$\overline{X_L} = m_0 - K\alpha\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \cdots\cdots (8.1)$$

となる。こゝに$K\alpha$は正規分布の片側確率αに相当する$K\alpha = \frac{x-m}{\sigma}$である。

"悪いロット"m_1については

$$\overline{X_L} = m_1 + K\beta\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \cdots\cdots (8.2)$$

両式より

$$m_0 - K\alpha\frac{\sigma}{\sqrt{n}} = m_1 + K\beta\frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

$$m_0 - m_1 = (K\alpha + K\beta)\frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

$$n = \left(\frac{K\alpha + K\beta}{m_0 - m_1}\right)^2\sigma^2 \quad \cdots\cdots (8.3)$$

a91

m_0、m_1、σおよびα、βが与えられたとき必要な検査個数nは式（8.3）より求められる。nが求められると式（8.1）、（8.2）より$\overline{X_L}$が計算される。また$K\alpha/\sqrt{n}=G_0$とおけば、式（8.1）は

$$\overline{X_L} = m_0 - G_0\sigma \qquad (8.4)$$

となる。"JIS Z 9003-1957計量規準型1回抜取検査"では表8－2に示すようにm_0、m_1をもとにサンプル数nとG_0を与えている。特性値が低い方が望ましい場合は図8－2を参考に

表8－2　m_0，m_1をもとにしてサンプルの大きさnと合格判定値 $X_{U,L}$ を計算するための係数G_0を求める表

$\frac{\lvert m_1 - m_0 \rvert}{\sigma}$	n	G_0
2.069以上	2	1.163
1.690 ～ 2.068	3	0.950
1.463 ～ 1.689	4	0.822
1.309 ～ 1.462	5	0.736
1.195 ～ 1.308	6	0.672
1.106 ～ 1.194	7	0.622
1.035 ～ 1.105	8	0.582
0.975 ～ 1.034	9	0.548
0.925 ～ 0.974	10	0.520
0.882 ～ 0.924	11	0.496
0.845 ～ 0.881	12	0.475
0.812 ～ 0.844	13	0.456
0.772 ～ 0.811	14	0.440
0.756 ～ 0.771	15	0.425
0.732 ～ 0.755	16	0.411
0.710 ～ 0.731	17	0.399
0.690 ～ 0.709	18	0.383
0.671 ～ 0.689	19	0.377
0.654 ～ 0.670	20	0.368
0.585 ～ 0.653	25	0.329
0.534 ～ 0.584	30	0.300
0.495 ～ 0.533	35	0.278
0.463 ～ 0.494	40	0.260
0.436 ～ 0.462	45	0.245
0.414 ～ 0.435	50	0.233

$$n = \left(\frac{K\alpha + K\beta}{m_1 - m_0}\right)^2 \sigma^2 \qquad (8.5)$$

992

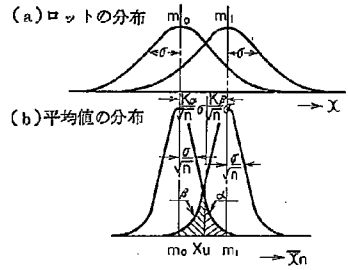


図8—2　特性値が低いほうが好ましい場合

$$\overline{X_U} = m_0 + K\alpha \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \cdots\cdots (8.6)$$

となり、表8－2を用いるときは

$$\overline{X_U} = m_0 + G_0\sigma \quad \cdots\cdots (8.7)$$

となる。

2) 標準偏差既知、不良率保証の場合[1:3]

不良率保証の抜取検査はある上下限規格値に対して不良品の出る確率すなわち不良率をある値以下におさえようという考えにもとづいている。いま下限規格値 S_L が与えられている図8－3のような場合について考えてみる。図中 p_0、p_1 は下限規格値 S_L を下まわる不良率を表わしている。平均値保証ではロットの平均値 m_0、m_1 を保証したが、不良率保証の場合は下限規格値 S_L を不良率 p_0 で下まわるロットは"よいロット"としてなるべく合格にし、S_L を不良率 p_1 で下まわるロットはなるべく不合格とするように検査する。この場合も生産者危険率 α を5％、消費者危険率 β を10％にする。

図8－3において $\overline{X_L}$ は下限合格判定値を表わしており、n 個のサンプルを抜取って試験し、その平均値 $\overline{x_n}$ が

$\overline{x_n} \geqq \overline{X_L}$　ならばロット合格

$\overline{x_n} < \overline{X_L}$　ならばロット不合格

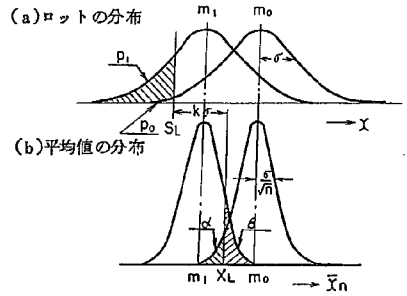


図8—3　下限規格値 S_L が与えられた場合

993

とする点は平均値保証の場合と同様である。いま特性値が大きい方が好ましい図8－3の場合について

$$S_L = m_0 - K_{p_0}\sigma \quad \cdots\cdots (8.8)$$

$$S_L = m_1 - K_{p_1}\sigma \quad \cdots\cdots (8.9)$$

となる。ここにK_{p_0}、K_{p_1}はそれぞれ確率p_0、p_1に対する$K_p = \frac{x-m}{\sigma}$である。図8－3(b)より

$$\overline{X_L} = m_0 - K_\alpha \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \cdots\cdots (8.10)$$

$$\overline{X_L} = m_1 + K_\beta \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \cdots\cdots (8.11)$$

となり、式(8.8)、(8.9)とともに

$$S_L - \overline{X_L} = -\left(K_{p_0} - \frac{K_\alpha}{\sqrt{n}}\right)\sigma \quad \cdots\cdots (8.12)$$

$$S_L - \overline{X_L} = -\left(K_{p_1} + \frac{K_\beta}{\sqrt{n}}\right)\sigma \quad \cdots\cdots (8.13)$$

となりm_0、m_1が消去される。式(8.12)、(8.13)より

$$K_{p_0} - \frac{K_\alpha}{\sqrt{n}} = k \quad \cdots\cdots (8.14)$$

とおく。また

$$K_{p_0} - K_{p_1} = (K_\alpha + K_\beta)\frac{1}{\sqrt{n}}$$

より

$$n = \left(\frac{K_\alpha + K_\beta}{K_{p_0} - K_{p_1}}\right)^2 \quad \cdots\cdots (8.15)$$

また式(8.15)と式(8.14)より

$$k = K_{p_0} - K_\alpha \cdot \frac{K_{p_0} - K_{p_1}}{K_\alpha + K_\beta} = \frac{K_{p_0} \cdot K_\beta + K_{p_1} \cdot K_\alpha}{K_\alpha + K_\beta} \quad \cdots\cdots (8.16)$$

が得られる。下限合格判定値$\overline{X_L}$は式(8.12)、(8.14)より

$$S_L - \overline{X_L} = -k\sigma$$

a99

すなわち

$$\overline{X_L} = S_L + K\sigma \quad \cdots\cdots (8.17)$$

となる。式（8.15）、（8.16）、（8.17）を用いると S_L、p_0、p_1 および σ が与えられたときの抜取個数 n、合格判定係数 k、下限合格判定値 X_L を求めることができる。"ＪＩＳ Ｚ ９００３－１９５７"では表8.3に示すような計算表を与えている。以上は特性値が大きいほど好ましい場合であるが、特性値が小さいほど好ましい場合すなわち上限規格値 S_U が与えられた場合も S_L の場合と同様に計算され、必要な式は以下のようになる。

$$n = \left(\frac{K\alpha + K\beta}{Kp_0 - Kp_1}\right)^2$$

$$k = \frac{Kp_0 K\beta + Kp_1 K\alpha}{K\alpha + K\beta}$$

となって下限規格値の場合と全く同じく、したがって表８－３もそのまゝ使用できる。上限合格判定値 $\overline{X_U}$ は

$$\overline{X_U} = S_U - k\sigma \quad \cdots\cdots (8.18)$$

となる。

3) 検査特性曲線（ＯＣ曲線）と平均出検品質（ＡＯＱ）[13]

式（8.14） $k = Kp_1 + K\beta/\sqrt{n}$ において n、k が決まると Kp_1 と $K\beta$ との関係式となる。いま p_1 を一般の不良率 p で表わし、β をこれに応じて $L(p)$ の形で表わすと

$$k = Kp + \frac{K_{L(p)}}{\sqrt{n}} \quad \text{となり、これより}$$

$$K_{L(p)} = (k - Kp)\sqrt{n} \quad \cdots\cdots (8.19)$$

式（8.19）より p と $K_{L(p)}$ との関係を求め、さらに p と $L(p)$ の関係を求めることができる。このようにして求めた結果を p を横軸に、$L(p)$ を縦軸にとって図示したのが、この抜取検査方式の検査特性曲線（以下ＯＣ曲線という）となる。"ＪＩＳ Ｚ ９００３"では $n = 2$, 3, 4, 5, 7, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50 について k を変えた場合のＯＣ曲線が示されており、表８－３によって n、$\overline{X_L}$ または $\overline{X_U}$ を求めた場合ＯＣ曲線によって α、β をチェックできるようにしている。図８－４は $n = 10$ に対するＯＣ曲線である。表８－３におい

995

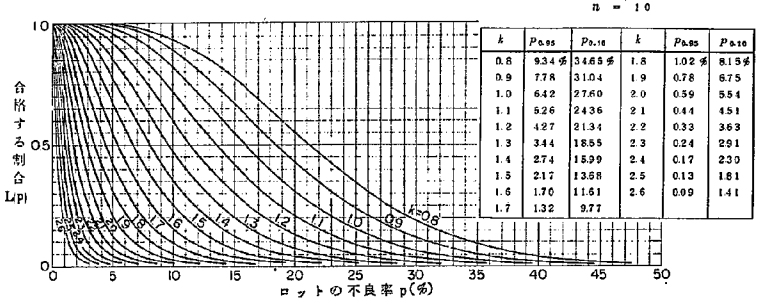
表8—3　P_0（%），P_1（%）をもとにしてサンプルの大きさnと合格判定値を計算するための係数kを求める表（$\alpha \fallingdotseq 0.05$　$\beta \fallingdotseq 0.10$）

m_0（%）代表値 / m_1（%）範囲		0.80	1.00	1.25	1.60	2.00	2.50	3.15	4.00	5.00	6.30	8.00	10.0	12.5	16.0	20.0	25.0	31.5
代表値	範囲	0.71 ～ 0.90	0.91 ～ 1.12	1.13 ～ 1.40	1.41 ～ 1.80	1.81 ～ 2.24	2.25 ～ 2.80	2.81 ～ 3.55	3.56 ～ 4.50	4.51 ～ 5.60	5.61 ～ 7.10	7.11 ～ 9.00	9.01 ～ 11.2	11.3 ～ 14.0	14.1 ～ 18.0	18.1 ～ 22.4	22.5 ～ 28.0	28.1 ～ 35.5
0.100	0.090～0.112	271 18	266 15	261 12	256 10	251 8	246 7	240 6	234 5	228 4	230 4	214 3	208 3	199 2	191 2	184 2	175 2	166 2
0.125	0.113～0.140	268 23	263 18	258 14	253 10	248 9	243 8	237 6	231 5	225 5	219 4	211 3	205 3	196 2	188 2	180 2	172 2	162 2
0.160	0.141～0.180	264 29	260 22	255 17	250 13	245 11	239 9	235 7	228 6	222 5	215 4	209 4	201 3	194 3	184 2	177 2	168 2	159 2
0.200	0.181～0.224	261 39	257 28	252 21	247 16	242 13	236 10	230 8	225 7	219 6	212 5	205 4	198 3	191 3	181 2	173 2	165 2	155 2
0.250	0.225～0.280	〃	254 37	249 27	244 20	238 15	233 12	228 10	221 8	215 6	209 5	202 4	195 4	187 3	180 3	170 2	161 2	152 2
0.315	0.281～0.355	〃	〃	246 36	240 25	235 19	230 14	224 11	218 9	212 7	206 6	199 5	192 4	184 3	176 3	166 2	157 2	148 2
0.400	0.356～0.450	〃	〃	〃	247 33	232 24	226 18	221 14	215 11	208 8	202 7	195 6	189 5	181 4	172 3	164 3	153 2	144 2
0.500	0.451～0.560	〃	〃	〃	233 46	228 31	223 23	217 17	211 13	205 10	199 8	192 6	185 5	177 4	168 3	160 3	150 2	140 2
0.630	0.561～0.710	〃	〃	〃	〃	225 44	219 30	209 21	208 15	202 12	195 9	189 7	181 6	174 5	165 4	156 3	146 2	136 2
0.800	0.711～0.900	〃	〃	〃	〃	〃	216 42	210 28	204 20	198 15	191 11	184 8	178 7	170 5	161 4	152 3	144 3	132 2
1.00	0.901～1.12		〃	〃	〃	〃	〃	206 38	200 26	194 18	188 14	181 10	174 8	166 6	158 5	150 4	142 3	130 3
1.25	1.13 ～ 1.40			〃	〃	〃	〃	〃	197 36	191 24	184 17	177 12	170 9	163 7	154 6	145 4	137 3	126 3
1.60	1.41 ～ 1.80				〃	〃	〃	〃	〃	186 34	180 23	173 16	166 12	159 9	150 6	141 5	132 4	121 3
2.00	1.81 ～ 2.24					〃	〃	〃	〃	〃	176 31	169 20	162 14	154 10	146 8	137 6	128 5	116 3
2.50	2.25 ～ 2.80						〃	〃	〃	〃	172 46	165 28	158 19	150 13	142 9	133 7	124 5	113 4
3.15	2.81 ～ 3.55							〃	〃	〃	〃	160 42	153 26	146 17	137 11	129 8	119 6	109 5
4.00	3.56 ～ 4.50								〃	〃	〃	〃	149 39	141 24	133 15	124 10	114 7	102 5
5.00	4.51 ～ 5.60									〃	〃	〃	〃	137 35	128 20	119 13	110 9	099 6
6.30	5.61 ～ 7.10										〃	〃	〃	〃	123 30	114 18	106 12	094 8
8.00	7.11 ～ 9.00											〃	〃	〃	〃	109 27	100 16	089 10
10.0	9.01 ～ 11.2												〃	〃	〃	103 44	094 23	083 14

備考　＊の欄は、別途に計算する。空欄に対しては抜取検査方式はない。

666

てp_0＝５％、p_1＝２５％とすれば、n＝９、k＝1.１０となる。この場合n＝１０、k＝1.１０として抜取検査を行なえば、p_0＝５％のロットの合格する割合は図８－４より96％となり、α＝１００－９６＝４％と最初に決めたα＝５％をやゝ下まわることがわかる。p_1＝２５％のロットの合格する割合は図８－４より９％となり、β＝９％とこれも最初の１０％をやゝ下まわっている。普通この程度のα、βの変化は許容されている。



k	$P_{0.95}$	$P_{0.10}$	k	$P_{0.95}$	$P_{0.10}$
0.8	9.34％	34.65％	1.8	1.02％	8.15％
0.9	7.78	31.04	1.9	0.78	6.75
1.0	6.42	27.60	2.0	0.59	5.54
1.1	5.26	24.36	2.1	0.44	4.51
1.2	4.27	21.34	2.2	0.33	3.63
1.3	3.44	18.55	2.3	0.24	2.91
1.4	2.74	15.99	2.4	0.17	2.30
1.5	2.17	13.68	2.5	0.13	1.81
1.6	1.70	11.61	2.6	0.09	1.41
1.7	1.32	9.77			

図8－4　n＝１０のOC曲線

いまロットの不良率がすべて２５％とした場合、このうち消費者が受取るロット数は上例でβ＝９％である。残りの９１％のロットは不合格となって、なんらかの処置をされて合格となるわけであるから全体をみれば

$$0.25\times 0.09=0.0225$$

すなわち不良品は2.２５％しか含まれないことになる。このように数多くのロットについて、全体としてどれだけ不良品が混入しているかを表わすのに平均出検品質（以下ＡＯＱという）という値を用いる。ＡＯＱは次式で表わされる。

$$AOQ=p\times L(p) \qquad \cdots\cdots\cdots\

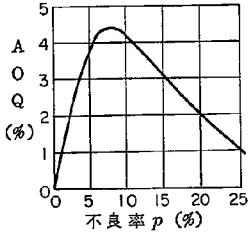


図8—5　AOQとp

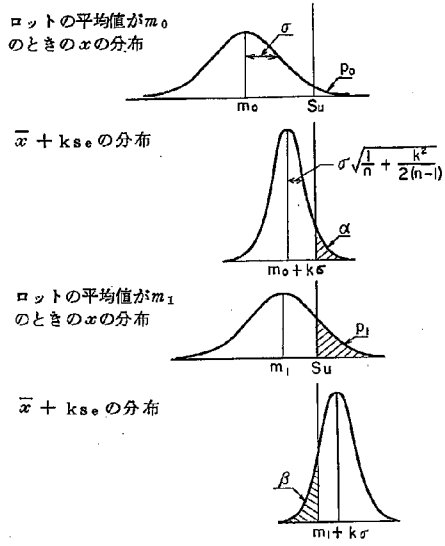


図8—6　標準偏差未知の場合
（上限規格値Sが与えられたとき）

4) 標準偏差未知の場合の抜取検査[14]

標準偏差が未知の場合には個数nのサンプルについて平均値$\bar{x}$と不偏分散の平方根$\sqrt{V}$を求める。$n \geqq 5$のとき$\bar{x}+k\sqrt{V}$の分布は実用上平均値$m+k\sigma$、標準偏差$\sigma^2\left(\frac{1}{n}+\frac{k^2}{2(n-1)}\right)$の正規分布とみなすことができる。図8—6より上限規格値Suが与えられた場合

$$m_0 - Kp_0\sigma = Su \quad \cdots\cdots (8.21)$$

$$m_1 - Kp_1\sigma = Su \quad \cdots\cdots (8.22)$$

また

$$m_0 + k\sigma + K\alpha\sigma\sqrt{\frac{1}{n}+\frac{k^2}{2(n-1)}} = Su \quad \cdots\cdots (8.23)$$

$$m_1 + k\sigma - K\beta\sigma\sqrt{\frac{1}{n}+\frac{k^2}{2(n-1)}} = Su \quad \cdots\cdots (8.24)$$

となる。

998

式（8.21）、（8.23）より

$$k = Kp_0 - K\alpha\sqrt{\frac{1}{n} + \frac{k^2}{2(n-1)}} \quad \cdots\cdots (8.25)$$

式（8.22）、（8.24）より

$$k = Kp_1 - K\beta\sqrt{\frac{1}{n} + \frac{k^2}{2(n-1)}} \quad \cdots\cdots (8.26)$$

式（8.25）、（8.26）より

$$k = \frac{Kp_0 K\beta + Kp_1 K\alpha}{K\alpha + K\beta} \quad \cdots\cdots (8.27)$$

$n \fallingdotseq n-1$ として近似的に

$$n = \left(1 + \frac{k^2}{2}\right)\left(\frac{K\alpha + K\beta}{Kp_0 - Kp_1}\right)^2 \quad \cdots\cdots (8.28)$$

したがってロットから式（8.28）で決まる n 個の試料を抜き取って $\overline{x}$ と $\sqrt{V}$ を計算し、

$\overline{x} + k\sqrt{V} \leqq S_U$　ならばロットを合格とし、
$\overline{x} + k\sqrt{V} > S_U$　ならばロットを不合格とする。

下限規格値の場合も同様に

$\overline{x} - k\sqrt{V} \geqq S_L$　ならばロットを合格とし、
$\overline{x} - k\sqrt{V} < S_L$　ならばロットを不合格とする。

ＪＩＳ Ｚ ９００４－１９５５計量規準型一回抜取検査（標準偏差未知で上限または下限規格値のみ規定した場合）では $\alpha = 0.05$、$\beta = 0.10$ としたとき p_0(%)、p_1(%) をもとにサンプルの大きさ n と合格判定係数 k を求める表が示されている。

8－3　加熱アスファルト混合物に関する過去の検査基準

8－3－1　道路技術基準（昭和３９年）

昭和３７、３８年頃会計検査院の現地検査において、アスファルト混合物の実際の品質と品質管理データとの間に大きな相違のあることが指摘された。そこで建設省は道路技術基準の一部を改正して、取敢えず表層、基層に対して抜取検査を行なうことを決めた。これは工事量の増大により、品質に至るまで十分監督できる人員を確保することができない状況において、効

229

率よく品質を保証するためには、抜取検査以外に方法がないと判断したからである。３９年当時はまだ品質に関する信頼できるデータも少なく、推定によった部分もあったが、基準の作成によって必要なデータもまた得られやすくなるとの予想から検査基準の作成に踏切った。表８－４は当時の検査基準作成に用いた数値である。

検査個数はA級工事で1工事1ロットとして１０個、B級工事で1工事1ロットとして5個である。こゝでA級とは主として建設省の一般舗装工事を対象としており、B級工事は府県の補助工事を対象としている。この検査基準では計量規準型1回抜取検査の標準偏差既知、平均値保証の方法を用いている。標準偏差既知としたのは、できるだけ検査個数を少なくし、省力化をはかりたかったことによる。平均値保証を用いたのは特に理由があったわけではない。強いて云えばm_0程度の平均値をもつロットは合格にしてもよさそうだと判断したところから、平均値保証の方が親みやすいと考えたからである。厚さについてはA級、B級工事ともm_0を設計厚さにおいた。これは今日なお新しい考え方である。厚さについては従来ともかなり厳格な検査が行なわれており、設計厚さより薄いものは許容できないというのが、明確に仕様書に書かれていたわけではないが、検査上の一つの不文律として通用していた。しかし積算には設計厚さが用いられていた。設計厚以上という検査基準によれば厚さの変動を考えるとかなり厚く施工しなければならない。いま厚さの標準偏差σを0.３５cmとし、２σを用いたとしても、5cm厚さの舗装は5.7cm以上に施工しないと合格しないことになる。これは明らかに積算と矛盾する。発注者側に実に都合のよい基準だったわけである。しかしm_0を設計厚さにおくと、当然薄い舗装も許容されることになり、統計的には正しい取扱いとなる。したがって検査基準はA級工事で－0.１５cmというような値となった。

切取りコアの密度については従来一般にプラント混合物のマーシャル密度の９５％以上の締固め度という表現が用いられてきた。現実には平均的にこれをかなり越えていることが知られていたので、m_1＝９７％以上とした。

骨材粒度についてはコアの抽出試験後の１０mm、2.5mm、0.０７４mm各フルイ通過量を検査項目としてとりあげた。この外に最大粒径や0.6mmを規定する考え方もあったが、できるだけ項目を少なくしたいこと、最大粒径については１０mmフルイ残分で一応の推定が可能なこと、0.6mm通過量は自然砂の粒度により決まる部分であって、わが国の骨材事情からこれを厳格に規定することがむつかしく、自縄自縛となる恐れのあること、などにより３種のフルイにしぼった。各フルイのm_0の値はアスファルトプラントの施工試験等の数少ないデータより推定した値より決めた。

アスファルト量はコアの抽出試験より求める。m_0はやはりプラントの施工試験のデータや

1000

その他名神高速道路等の施工データより推定して決めた。

以上の他に混合物温度や表面の平担性についても規定したが、ここでは混合物性状の最終品質に関するものの説明にとどめた。

8－3－2　アスファルト舗装要綱[15]（昭和４２年）

表８－４には昭和４２年に改訂されたアスファルト舗装要綱の検査基準に用いられた諸数値も示す。この要綱の検査基準には計量規準型１回抜取検査、標準偏差既知、不良率保証の方法が採用された。不良率保証の方法を用いたのは品質管理に用いられる規格値SU、SLを導入し、これに対する不良率で表現する方が理解しやすいと考えたからである。たとえば従来の"規格値を下まわるものがあってはならない"という表現に近いからである。表層、基層についてp_0＝５％、p_1＝２５％を採用し、路盤以下についてはp_0＝７％、p_1＝３０％を採用した。p_0、p_1は本来発注者と受注者の合議によって決めるものである。この場合は検査個数nをほぼ１０個程度としたかったこと、p_0＝５％すなわち規格値を下まわるものが５％程度は統計の常識として許せること、p_1＝２５％は規格値を$\frac{1}{2}$も下まわるロットは受け取りたくないことなどを考慮して決めたものである。検査個数はp_0＝５％、p_1＝２５％の場合、表８－３よりn＝９個となる。

検査項目は道路技術基準と比べて、基層厚さの基準を設計厚さにより２種に変えたことと骨材粒度で１０㎜フルイ通過量をやめたことが異なっている。当時基層の厚さは１０㎝以上に施工される例があり、このような場合は規格値をより大きく下げてよいと推定された。１０㎜フルイ通過量については、一般に変動が小さく、あまり意味がないので採用しなかった。

道路技術基準に比べて合格判定値は密度以外すべてゆるくなっている。道路技術基準以降の調査より全般に標準偏差が大きいことがわかった。また不良率保証によってm_0が全体として規格値に近づく方向にづれた。以上の２点が合格判定値がゆるくなった理由である。

ロットの大きさは一工事区間とする。ここでいう一工事区間とは１施工業者の受持ち区間に相当する。なおこの検査基準はアスファルト混合物の全トン数が3,０００トン以上の中規模工事を目標に定めたもので、小規模工事については表８－４の※印の項目すなわち厚さ、密度およびアスファルト量の３項目のみについて行なえばよい。頻度や規格値は表８－４の数値を参考に適宜決定してよい。これは小規模工事特に府県工事では監督人員の不足からできるだけ簡便にしたためである。

8－3－3　アスファルト舗装工事共通仕様書[11][16]（昭和４５年）

建設省においては昭和４２年発行の日本道路協会のアスファルト舗装要綱に基づき、建設省直轄工事および都道府県に対する国の補助工事に使用する"アスファルト舗装工事共通仕様書

1001

（以下共通仕様書という）"を作成した。これは建設省土木工事共通仕様書の舗装の部分を補完するものである。対象とした工事は仕様書〔I〕がC、D交通区分の混合物量3,000t以上の工事、仕様書〔II〕はその他の小規模工事となっていて、高速道路等の大規模工事は除外した。ここでは主として仕様書〔I〕について述べる。この共通仕様書の検査基準はアスファルト舗装要綱といくらか異なっている。これはその後のデータにより修正したことと逐次抜取りに近い便法を用いたことなどである。表8－4にこの共通仕様書の検査基準の作成に用いた諸数値を示す。なおロットの大きさは10,000m^2を単位とし、これより大きい工事はロットを分割する。

表8－4よりわかるように、ほとんどの数値はアスファルト舗装要綱と同じで、表層、基層の厚さについていくらか異なるだけである。規格値に対する不良率も$p_0=5\%$、$p_1=25\%$と変えていない。共通仕様書では厚さ等出来形に関する部分と粒度等の品質に関する部分を分けて考えた。厚さについては要綱の数値が従来の考え方すなわち"厚さは設計値以上でなければならない"と違い過ぎて混乱のあることから、やゝ合格判定値を厳しくし、また個々の測定値は10個に9個以上の割合で規格値以上にならなければならないという計数検査に準ずる項を設けた。表層の厚さについていえば、ロットより10個のコアサンプルを採取して厚さを計り、10個の平均値が合格判定値－0.2cm以上にあるとともに、個々の測定値が9個以上－0.7cm以上でなければならない。このように個々の測定値を採用したのは、平均値で合格しても、その中にあまり薄い部分がないように、工事の精度にしばりを設けたことによる。この場合計量検査と計数検査のOC曲線は図8－7[17]のようになり、ロットの不良率が5%の場合ロ

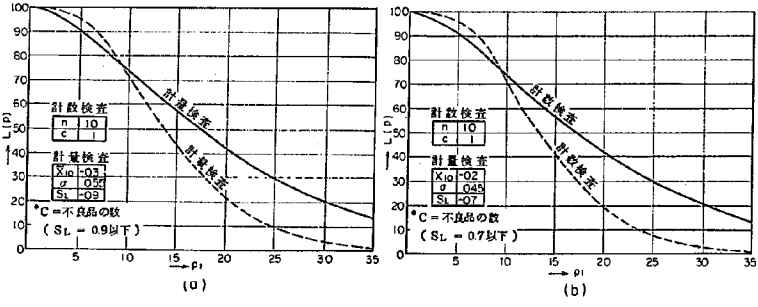


図8－7　表層、基層厚さのOC曲線

1002

ットの合格率は計数検査に支配されて生産者危険率は約１０％に大きくなり、不良率２５％の場合は計量検査に支配され、消費者危険率約１０％と当初の設計通りとなる。このように計数検査と計量検査の両方を使用するのは合理的ではない。しかし従来の慣習を急に変更するのもむつかしいので、両者を採用したわけで、生産者すなわち受注者は危険率がやゝ大きいことに注意しておかねばならない。

粒度、アスファルト量、密度については１０個による最終検査の前に３個、６個の段階検査を設けた。これも検査の手数をできるだけ省くことにより考えられたもので、１０個のコアを採取して、そのうちまず3個を検査して合格すればよく、不合格の場合は更に３個追加して６個として合否を求め、不合格の場合は最終的に１０個で判定する。３個の抜取検査によると生産者危険率αも消費者危険率βも大きくなる場合があり、あくまでも便法と考えられる。３個、６個の場合の合格判定値は表８－４に示すように当然大きい。

8－3－4　高速道路における検査基準

日本道路公団では工事量の増大にともなう人員の不足から、抜取検査を主体とする責任施工制度について昭和４１年より検討を開始し、昭和４９年までの長年にわたって関連の各種法規、保険に到るまで検討を加えた。この間京葉道路、東名阪道路および第２神明道路、西名阪道路において各種抜取検査を試行的に適用した。それらの抜取検査に用いた諸数値についても表８－４に示す。

京葉道路は昭和４３年度に発注されたもので、道路公団として最初に抜取検査を適用した工事である。[8] このため表８－４に示すように検査項目も厚さ、密度およびアスファルト量と少なく骨材粒度には適用していない。ロットは5,０００m^2と小さく取られていて、これよりサンプル３個を抜取り試験し、不合格の場合はさらに３個を追加して６個で検査する。抜取検査の設計は最終の個数６個で行なわれているので３個づつ２回の抜取検査は正しくないが、受注者と発注者の間で合意は得られている。不良率は$p_0 = 2\%$、$p_1 = 20\%$と要綱や共通仕様書より共に小さな値を用いている。これは高速道路ではより高い品質を要求されるという考え方に基づくものであるが、反面必要なサンプル数は６個と少なくなる。

厚さについては表層の欄に示すように $\overline{X_L} = -0.4\,cm$ を全厚4cmに対する百分率で示したので－１０％という値となった。この厚さに対する規定は要綱や共通仕様書よりゆるやかであるが、標準偏差0.１５cmは非常に厳しく、実際問題として不可能に近い値をとっている。密度、アスファルト量共にほぼ共通仕様書の値に近く、標準偏差はやゝ小さくとられている。全体的に共通仕様書等の一般の舗装に対するものよりやゝ厳しくしようとする姿勢がうかがわれる。

1002

表8－4に示す限定値とは個々の値がこれを切ってはならないとするもので、規格値 $S_{U,L}$ をそのまゝ用いている。これは明らかに統計的処理をしようという意図とは矛盾するが、これも最初の適用例ということで受注者と発注者の間で合意が得られた。結果的に表層、基層の再検査、不合格はなかった。

東名阪道路は44年度に施工され、抜取検査の第2回目の適用例となった。[10] ロットは10,000m^2と大きくして、抜取個数を6個のみにしたこと、京葉道路の適用結果等から標準偏差を再検討して合格判定値を新しくしたこと、骨材粒度を項目に入れたこと、限定値をやめたことなどが京葉道路と異なり、全体としてすっきりした型となった。共通仕様書に比べてやはり全体にやゝ厳しい規定となっている。

第2神明道路および西名阪道路では全工事区間を1ロットとして全体を最終検査1回のみで判断する方法をとった。[18][19] そのため標準偏差未知の場合のJIS Z 9004を適用した。$p_0=3\%$、$p_1=16.9\%$としたため抜取個数は20個となった。したがって20個のサンプルについて平均値$\bar{x}$と不偏分散の平方根$\sqrt{V}$を計算し、式(8.27)より求まる合格判定係数kを用いて、

$\bar{x} \pm k\sqrt{V}$ を計算して$S_{U,L}$と比較して合否を判定する。

標準偏差未知の場合の規定を既知の場合の規定と直接比較はできないが、西名阪および第2神明道路における検査の結果はすべて合格であった。

8－4 抜取検査基準のまとめ

8－4－1 概　　要

昭和39年に抜取検査が道路技術基準に採用されてから今日まで、すでに述べてきたように種々の改善が加えられてきた。しかしながらまだ採用以来の日が浅く、十分検討されたものとはなっていない。それは受注者と発注者が合意すれば、多少の不合理も非現実的な面もカバーされることや未だに十分なデータがないことによる。こゝでは現在の抜取検査方法の問題点について言及し、検討の結果得られた点を新しい抜取検査基準という形で提案する。勿論すべてが理論的に説明できるわけではないので、新しい提案も多くの判断を含むことは予めお断りしておかねばならない。

8－4－2 ロットの大きさ

抜取検査では品物がロットとして処理できることが前提となっている。これはロット内の個個の品質については言及しないことなので、ある程度の不良品がロットの中にあってもやむえないという考え方にもとづく。したがってロット全体が合否の対象となるので、一般にはロッ

1003

トの小さい方が生産者には危険が少ない。しかしロットをあまり多くすると同じ品質のロットを数多く試験することになって無駄が多くなる。

道路技術基準やアスファルト舗装要綱では1工事1ロットと決められていたが、共通仕様書では10,000$m^2$1ロットに改められた。また高速道路においても京葉道路の5,000m^2が東名阪道路で10,000m^2となり、西名阪等の最終検査のみの場合は1工事1ロットになっている。図8－8は昭和51年度に調査したアスファルト舗装工事のアスファルト混合物トン数（アスファルト安定処理を含む）を分類したものである。道路公団の工事では混合物トン数が17,000t以上と直轄工事等に比べて大きい。建設省直轄工事ではトン数は10,000～3,000tが多く、府県の工事では3,000t以下のものが多い。補修工事は10,000t以下1,000t未満まで大きく変化している。いま5cm厚のアスファルト混合物を大略0.1t/m^2と仮定する。混合物10,000トンは混合物厚20cmとして25,000m^2に相当する。同様に10,000m^2に相当する混合物トン数は4,000tとなる。したがって道路公団の工事では1ロット10,000m^2としても数ロット以上に分割される。建設省の直轄工事では1ロット10,000m^2として1～2ロットとなる。

表8－5は京葉道路および東名阪道路における検査実績である。[20] 検査ロットの大きさは表8－4に示すものより小さくなっていて、ロット数は7～14、全試料数は30～54個である。また西名阪道路等の最終検査のみによるものは全工事で試料数20個となる。これらの工事の1工区の表層、基層用混合物の工費は約1億円程度と推定され、また検査費用は1万円/個程度であるから、費用の上からこの程度の個数は十分検査可能である。しかし試験に精通した検査人員が少なく、発注者が直接実施するのはかなりむつかしい。検査の外注、立会い等による手段を考えねばならないであろう。この点1工事1ロット方式では検査個数が少なくなり、工事の完了後集中的に試験ができるので、検査を効率化することができる。表8－6、表8－7、表8－8、表8－9は京葉道路における検査結果を解析したもので、表8－6、表8－7はそれぞれ表層、基層の平均値とその差の検定を示し、表8－8、表8－9は同じく表層、基層のばらつきと一様性の検定について示している。[21] なおこれらの試験、解析は建設省土木研究所において直接実施した。京葉道路1工区、3工区は抜取検査を実施した工区で責任施工工区という。2、4工区は一般の工区であるが、比較のために工事完了後試料を採取して試験した。$\overline{X}$の差の検定は例えば1工区の表層厚さについて、14ロット中の個々のロットの$\overline{X}$が全ロットに対する平均値$\overline{\overline{X}}$と差があるかどうかを検定したものである。平均値で差のあったものは表8－6、表8－7に示すようにわずかである。特に一般施工区間は3,000m^2～12,000m^2

を1ロットとして全体と差がなく、責任施工区間でも4,500㎡程度を1ロットとして差がない。表8－8、表8－9は分散の比の検定について示しており、平均値の場合と同様に差のあるものは少ない。分散については全工区についても検定を行なっており、差のあるものが多いのは、設計値、施工機械等が各工区毎に異なるのでやむを得ないであろう。以上の結果はロットの大きさが4,500㎡でも10,000㎡でもまた一つの工区全体をとってもあまり違わないことを示している。したがって建設省直轄工事以下の規模の工事についても1工事1ロットとしてよさそうである。1工事1ロットとした場合は工事完了後抜取検査を行ない、全体の合否を決定することになるので受注者は工事中十分な品質管理を行なう必要があり、また発注者側では不合格の場合の処置について、受注者と合議し決定しておくことが必要である。

8－4－3 検査項目

表8－4に示す各種の検査基準における検査項目は、アスファルト舗装要綱に示されたものとほぼ同じである。これらの検査項目はアスファルト混合物の性状を支配する基本的要素であって、これらの採用については問題がない。岡部、幕張試験舗装ではこれらの検査項目の他に、材料の性状、骨材最大粒径、0.6㎜通過量を因子として取上げている。材料についてはその選択と材料試験に関する問題なので、ここでは取上げない。骨材最大粒径と0.6㎜通過量は混合物の性状に関して共にかなりの寄与率を示している。このうち骨材最大粒径が設計値と大きく変ることはほとんどあり得ない。それはプラントに搬入される骨材が各号に分級されていて、最大粒径20㎜のときは5号砕石を、13㎜のときは6号砕石というようにほぼ間違いなくプラントに送り込まれるからである。0.6㎜については検査項目として取上げる必要があると考えられるが、以下の理由でなお検討を要しよう。0.6㎜フルイ通過量はプラントにおいて粗目砂と細目砂の配合比で管理されるが、わが国の砂は0.6㎜通過分が一般に大きく、粗目砂、細目砂の配合比だけで管理をすることがむつかしく、各々の砂の自然の粒度に支配される部分が多い。このように自然の材料の性状で支配され、人為的に管理できない部分について、検査項目として取上げるには抵抗がある。今後自然砂の粒度の変動についてより多くのデータを求める必要があろう。以上のように現在の時点で検査項目は要綱や共通仕様書に示されているものでよいと考える。

8－4－4 標準偏差

抜取検査を標準偏差既知で行なうか未知で行なうかは検査の能率、経済性に大きく影響する。できれば既知として行なう方が望ましく、過去の検査基準では西名阪道路や第2神明道路を除いてすべて標準偏差既知としている。標準偏差既知の場合の標準偏差σの定め方は次のように

して行なう。

ロットの標準偏差があらかじめわかっている場合、または受注者と発注者間の協定できめられている場合にはその値を用いる。σが与えられていないときは最近の10～20ロットの検査データについて各ロット毎の不偏分散Vを計算し、その全ロットの平均値$\overline{V}$を求める。$\overline{V}$とVをF検定し差がなければロット内のばらつきが安定していると判定し、$\sqrt{\overline{V}}$を標準偏差σの推定値とする。一般の工業製品のようにベルトコンベヤに乗っている品物では長期間にわたってσを推定し、引続いて行なわれる検査に用いることができるが、舗装工事のように1工事で同一条件の施工が終了する場合には以上のようなやり方でσを推定できない。工事中の品質管理データより$\overline{x}$－R管理図を作成し、範囲Rよりσを推定する方法もある。この方法は工事が比較的長期間にわたる高速道路工事には利用できる可能性がある。しかし直轄工事以下では工事規模が小さいため数日足らずで舗設が終了することが多く、十分な品質管理データが得られないことが多い。また品質管理試験は本来受注者が自主的に行なうものであるから、そのデータを検査に用いることは抵抗がある。

表8－10は表8－6～表8－9に示すデータも含めて大規模工事における品質の変動をまとめたものである。[22] また図8－9、図8－10、図8－11は中規模工事の表層、基層および小規模工事の表層についての変動をヒストグラムで示したものである。[23] 表8－10においてF検定で異常となった不偏分散Vは各項目について16工事中1～3工事である。また図8－9～図8－11で分散の異常値は工事件数の10～20％で表8－10に示す大規模工事よりやゝ率が大きい程度である。特にこの小、中規模工事は抜取検査の予告なしに一般の工事について実施したものであるから、抜取検査を適用することになれば更に変動を小さくできると予測される。したがってこれらのデータから異常値を除いた値を、受注者と発注者が合意して用いるのが、現状では最良の方法と考えられる。

表8－11は試験舗装におけるデータも含めて、工事規模と品質の変動$\sqrt{\overline{V}}$について示したものである。[23] これらはすべて異常値を除いてある。共通仕様書に用いた標準偏差と比較して、大き目の$\sqrt{\overline{V}}$を示すのは中、小規模工事の表層、基層のアスファルト量のみである。逆に0.074㎜通過量は小さ目の$\sqrt{\overline{V}}$を示している。従って大規模工事と中、小規模工事に代表される直轄工事、府県工事では表8－11の下欄に示す標準偏差の採用が推奨される。

8－4－5　上、下限規格値Su、SL、不良率p_0、p_1および平均値m_0、m_1

図8－12は各検査基準の表層に対する下限規格値SL、合格にしたいよいロットの平均値m_0、不合格にしたい悪いロットの平均値m_1、抜取個数10個のときの合格判定値$\overline{X}_{10}$および

1006

6個のときの合格判定値 $\bar{X}_6$ を図示したもので、用いられている標準偏差 σ と m_0 、m_1 に対応する不良率 p_0 、p_1 も示してある。道路技術基準では平均値保証のため S_L、p_0、p_1 は用いられていない。その他の基準では不良率保証なので S_L、p_0、p_1 が示されており、この不良率と σ を用いて計算した m_0 、m_1 を図示した。この m_0 、m_1 を除くすべての数値は表8－4に示したものである。図からわかるように各検査基準毎にいろいろな数値が用いられている。道路公団の京葉道路、東名阪道路の基準では p_0 、p_1 が各々2%、20%であり、標準偏差 σ もやゝ小さ目に取られている。共通仕様書と要綱では p_0 、p_1 がそれぞれ5%、25%である。したがってこれらから計算される m_0 、m_1 も当然異なってくる。

JIS Z 9003－1956計量規準型一回抜取検査によれば、m_0 、m_1 または p_0 、p_1 は品物を渡す側と受け取る側の合議のうえ決めるとなっていて、その決め方についてくわしく示されていない。また上、下限規格値についても単に"定める"とされているだけである。しかし本来これらの数値は製品の性能や製造能力より決められるべきものであって、一般の工場製品の場合のようにラインに乗って製造されるものは、長期間の測定によって必要な性能から検査基準が定め得るし、また製造能力についても十分な資料を求め、検査基準と対比することができる。しかしアスファルト混合物において必要な性能については未だ十分解明されているとは言い難い。例えば厚さについて何㎜薄ければ、舗装の寿命にどの程度関係してくるかについて、十分な説明のできるデータがあるわけではない。そこで図8－12に示す各種基準は過去に用いられてきた仕様書に含まれている基準値を参考として、現在の施工能力に関するデータを中心に発注者と受注者の合議によって決められたものである。したがって検査基準の作成時期や作成者によって異なる値が採用されている。そこでこゝでは主として試験舗装の結果より得られた必要な性能との対比によって基準の作成を試みる。

1) 不良率保証と平均値保証

不良率保証の場合は上、下限規格値を定め、更にこれに対する不良率を定めなければならない。例えば表層のアスファルト量に対して下限規格値として－0.8%、－0.9%という数値が用いられているが、これの理論的根拠はない。また更にこの下限規格値を下まわる不良率は一般の工事で p_0 ＝5%、p_1 ＝25%、高速道路で p_0 ＝2%、p_1 ＝20%となっていて、これらの数値も特に根拠があるわけではなく、主として必要な抜取個数等を勘案して決められている。従って高速道路において抜取個数が6個であるのに対して、省力化すべき一般工事で抜取個数10個とかえって多くなる矛盾が生じている。この抜取個数の差による合格判定値の違いは下限規格値の差を考慮すればほとんどないといってよい。上、下限規

1007

格値に対する不良率保証の検査基準は舗装工事の場合はどのようにも作ることができるといえそうである。したがってロットの性質を直接表わすことができる平均値保証の方が舗装工事の検査に対しては適していると考えられるので以後主として平均値保証で設計する。

2) 厚　さ

厚さについてなるべく合格させたいロットの平均値m_0は設計値を締固め度で割った値でよい。こゝで用いる締固め度は積算に用いた密度に対する実際の密度の百分率であって、普通は締固め度１００としてよい。従って設計値がm_0となる。なるべく不合格にしたいロットの平均値m_1についてはS_L、p_0、p_1と同様に根拠のある数値を示すことができない。むしろ抜取個数により決まる値となる。

3) 密　度（締固め度）

試験舗装の舗設直後の密度はプラントマーシャル密度に対して９７～９８％であった。この値は施工能力から求められるm_0として適当であろう。混合物の性状に対して密度は主としてたわみ性に関係すると考えられる。よく締固められた混合物は交通荷重による曲げ疲労に対する抵抗が大きく、またタイヤチェン等による摩耗作用にも抵抗が大きい。秋口に舗設された混合物が冬期間にひびわれを生じたり大きく摩耗するのは、それが交通荷重により締固められていないからである。春、初夏に舗設された混合物は夏の高温時に交通荷重により十分締固められるので、冬期間の抵抗が大きくなる。したがって舗設時に１００％以上の締固め度を得るのが理想であるが、これは現在のローラの施工能力の面より不可能である。したがって密度のm_0は９７％を取るのが妥当のようである。なるべく不合格にしたい値については厚さと同様決め手がない。抜取り個数より決まる値と考える。

4) 2.5㎜通過量

2.5㎜通過量は粗粒度アスコンで２０～３５％、密粒度アスコンで３５～５０％、修正トペカで５０～６５％、トペカで６５～８０％と１５％きざみになっている。岡部試験舗装ではトペカを用いた関係か2.5㎜通過量の寄与率が大きいが、幕張試験舗装では寄与率が小さい。一般に配合設計では粒度範囲の中央値が選ばれ、粗粒度アスコンで２7.5％、密粒度アスコンで4 2.5％、修正トペカで5 7.5％、トペカで７2.5％となる。したがってこの中央値より±7.5％以上差のある混合物はもはやその名称の混合物ではなくなるわけである。したがってこの場合m_1は±7.5％に取るのがよいと考えられる。岡部試験舗装のわだち掘れについて、2.5㎜通過量の差３０％に対する寄与率４2.7％である。いま寄与率が2.5㎜通過量に単純に比例するとして寄与率５％以下にするには2.5㎜通過量は３～４％差ぐらいに

1052

おさえる必要がある。したがって抜取り個数より求められるm_0がこの程度になればよい。

5) 0.074㎜通過量

岡部試験舗装舗装では0.074㎜通過量のわだち掘れに対する寄与率は比較的大きく、幕張試験舗装ではほとんど影響がない。いま岡部試験舗装のデータを採用すれば、合格させたくないロットの平均値m_1は±2%程度になろう。m_0は抜取個数により決まる値とする。

6) アスファルト量

岡部試験舗装も幕張試験舗装も0.5%のアスファルト量の差でわだち掘れはかなり大きく影響をうける。したがって不合格としたいロットの平均値は±0.5%としたい。しかし施工能力の面から云ってこれはかなり厳しい値である。したがってm_0を±0.3%に取り、これに相当するm_1を抜取個数より決めるのが現実的で妥当であろう。

8－4－6 抜取検査基準のまとめ

表8－12は8－4－5に述べた平均値保証の諸数値を抜取り個数3個、6個および10個についてまとめたものである。表8－12よりアスファルト量について抜取個数3個および6個の場合m_1が大きくなり過ぎるきらいがあり抜取個数10個とするのが妥当のようである。最終的には数値をまるめて表8－12の右欄のような合格判定値となる。図8－12にも表層に対する最終案を提案として示した。密度、2.5㎜通過量およびアスファルト量については東名阪道路の検査基準に近いものとなった。厚さについては要綱や共通仕様書に近く、0.074㎜通過量については標準偏差とm_1を厳しくしたため道路技術基準に近いものとなった。

8－5 結　語

本章では抜取検査の概要について述べ、加熱アスファルト混合物に関する過去の検査基準を紹介した。これらの検査基準の作成には種々の数値が用いられていて統一されたものがなく、任意に選択できるような印象さえあった。本章の後半では試験舗装で得られた要因の効果等を勘案して、検査基準に用いるべき諸数値を検討した。高速道路のような大規模工事を除いて、建設省直轄工事や都道府県工事では次に示す検査基準が推奨される。

1) 1工事1ロットとして抜取検査を行なう。

2) 検査項目は表層、基層とも厚さ、密度（締固め度）、2.5㎜フルイ通過量、0.074㎜フルイ通過量およびアスファルト量とする。

3) 検査方式には計量規準型1回抜取検査、標準偏差既知、ロットの平均値保証を用いる。

4) 標準偏差として表8－11に示す推奨値を用いる。

1009

5）抜取個数は１０個とし、表８－１２最終案に示す合格判定値により合否を判定する。

以上が抜取検査基準の提案であるが、本報では特に詳細に言及しなかった事柄として、以下に示すものが検討事項として残されている。

1）工事規模と検査効率のより詳細な検討。

2）不合格の場合の処置。罰則規定等。

3）サンプリング、試験方法の省力化と精度の検討。

4）材料試験、配合試験等の承認検査の基準化。

5）検査外注制度の検討。

参考文献

(1) 「道路技術基準」建設省、昭－３６、p 1251～1281、昭－３９改定.

(2) 「Specification and Construction Methods for Hot-mix Asphalt Paving for Streets and Highways」The Asphalt Institute, Spec. Series №7.

(3) 「Standard Specifications for Construction of Road and Bridges on Federal Highway Projects, FP-69, Section 403-Hot Bituminous Pavement.」Federal Highway Administration, U.S.Dept. of Transportation, 1971.

(4) 荒川正一「ペイファクターを導入した米連邦道路庁の瀝青舗装工事仕様書」道路、1975-5、p. 30～38.

(5) R. Hardman 「A System for the Judgement of Compliance with Specification for Rolled Asphalt B.S.594」Road Research Laboratory, Report LR 276, 1969.

(6) 「責任施工制度研究報告、中間報告」（財）高速道路調査会、昭４２－３、p. 22～56.

(7) 「責任施工制度研究報告書（舗装工事）」（財）高速道路調査会、昭４３－２、p. 89～98.

(8) 「責任施工制度研究報告書（舗装工事）その２」（財）高速道路調査会、昭４４－４、p. 111 ～ 112.

(9) 「責任施工制度研究報告書（舗装工事）その３」（財）高速道路調査会、昭４５－２、p. 34～51.

(10) 「責任施工制度研究報告書（舗装工事）その４」（財）高速道路調査会、昭４６－３、p. 46～48.

1010

(11) 「アスファルト舗装工事共通仕様書、解説」(社) 日本道路協会、昭45.

(12) 「JIS Z 9001-1956、抜取検査通則」日本規格協会.

(13) 「JIS Z 9003-1957、計量規準型一回抜取検査、(標準偏差既知でロットの平均値を保証する場合および標準偏差既知でロットの不良率を保証する場合)」日本規格協会.

(14) 「JIS Z 9004-1955、計量規準型一回抜取検査、(標準偏差未知で上限または下限規格値のみ規定した場合)」日本規格協会.

(15) 「アスファルト舗装要綱」(社) 日本道路協会、昭42.

(16) S. Matsuno 「Current Situation of Sampling Inspection of Asphalt Pavement Contruction in Japan」 Proc. of the Symposium on the quality control of road works, OECD. Road Research Group, Nov. 1970. p. 188～200.

(17) 遠藤靖外「道路舗装の品質管理」鹿島出版会、昭48-6、p. 168.

(18) 「責任施工制度研究報告書(その5)」(財) 高速道路調査会、昭47-2.

(19) 「責任施工制度研究報告書(その6)」(財) 高速道路調査会、昭48-2.

(20) 文 献(10)のp. 101.

(21) 文 献(8)のp. 25～28.

(22) 「アスファルト混合物の品質調査報告書」建設省土木研究所、昭46-2、または文献(19)のp.32.

(23) 松野、谷本、国武「アスファルト混合物の品質の変動」第7回土木研究発表会資料、昭44-10、p. 101～114.

101

表8—1　粒度，アスファルト量の許容変動（A・I）

フルイ目	許容変動*(合混合物に対する重量百分率%)
5 mmとそれ以上	5.0
2.5 mm	4.0
0.6 mm	3.0
0.074 mm	1.0
アスファルト	0.3

* Permissible Variation

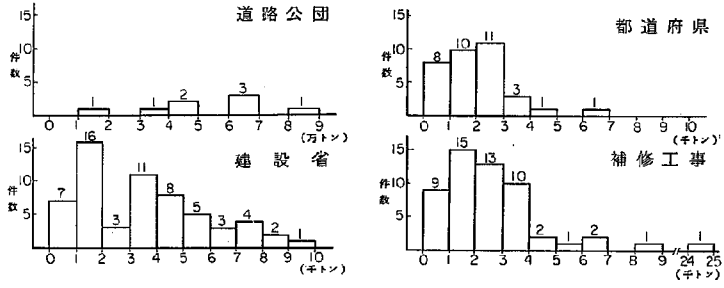


図8—8　アスファルト舗装工事の混合物トン数による分類

表8—5　責任施工工区における検査実績

		検査ロットの大きさ（m^2）	試料の大きさ（抜取コアの数）	検査回数（ロット数）	全試料数	備　考
京葉道路	1工区	（平均）　4,500	3	（表層）14 （基層）11	（表層）42 （基層）33	対象とした工種は表層および基層の2工種。
	3工区	（平均）　4,200	3	（表層）10 （基層）14	（表層）30 （基層）42	
東名阪道路	1工区	8,000～10,000	6	9	54	
	2工区	8,000～10,000	6	7	42	

1012

表8—4　各種基準、仕様書における抜取検査基準作成に用いた諸数値

項目等＼基準名等		道路技術基準				アスファルト舗装要綱				アスファルト舗装工事共通仕様書				
抜取検査方式		計量規準型一回抜取検査 標準偏差既知、平均値保証				計量規準型一回抜取検査 標準偏差既知、不良率保証				計量規準型一回抜取検査[1] 標準偏差既知、不良率保証				
ロットの大きさ		一工事				一工事				$10,000\,m^2$				
試料の大きさ(n)		A級10個[4]、B級5個				10個				10個(3個、6個)[3]				
P_0、P_1		m_0、m_1による				5%、25%				5%、25%				
α、β		5%、10%				5%、10%				5%、10%				
工種	項目	m_0	m_1	σ	$\bar{X}_U, \bar{X}_L$	S_U, S_L	σ	$\bar{X}_U, \bar{X}_L$		$S_{U,L}$	σ	$\bar{X}_{U,L}$ $\bar{X}_3$	$\bar{X}_6$	$\bar{X}_{10}$
基層	厚さ(cm)	0	−0.32	0.35	−0.15	−1.0 −1.4	0.6	−0.4 [5] −0.6		−0.9	0.55			−0.3[6]
	密度(%)	97	95	1.5	96	94	1.75	96		94	1.75	96.5	95	96
	粒度(%) 10mm	±2.8	±6.7	4.0	±5.0									
	粒度(%) 2.5mm	±2.3	±5.4	3.0	±4.5	±12	3.5	±8		±12	3.5	±7	±7.5	±8
	粒度(%) 0.074mm	±0.9	±2.0	1.2	±2.5	±5	1.35	±3.5		±5	1.35	±3	±3.5	±3.5
	アスファルト量(%)	±0.23	±0.53	0.2	±0.3	±0.9	0.30	±0.55		±0.9	0.30	±0.5	±0.5	±0.55
表層	厚さ cm	0	−0.32	0.35	−0.15	−0.9	0.55	−0.3		−0.7	0.45			−0.2[6]
	密度(%)	97	95	1.5	96	94	1.75	96		94	1.75	96.5	96	96
	粒度(%) 10mm	±2.8	±6.7	4.0	±5.0									
	粒度(%) 2.5mm	±2.3	±5.4	3.0	±4.5	±12	±3.5	±8		±12	3.5	±7	±7.5	±8
	粒度(%) 0.074mm	±0.9	±2.0	1.2	±1.5	±5	±1.35	±3.5		±5	1.35	±3	±3.5	±3.5
	アスファルト量(%)	±0.23	±0.53	0.2	±0.3	±0.9	0.30	±0.55		±0.9	0.30	±0.5	±0.5	±0.55

項目等＼基準名等		京葉道路仕様書				東名阪道路仕様書			西名阪道路および第2神明道路仕様書
抜取検査方式		計量規準型一回抜取検査 標準偏差既知、不良率保証				計量規準型一回抜取検査 標準偏差既知、不良率保証			計量規準型一回抜取検査 標準偏差未知、不良率保証
ロットの大きさ		$5,000\,m^2$				$10,000\,m^2$			全工事区間
試料の大きさ(n)		3個、(6個)				6個			20個
P_0、P_1		2%、20%				2%、20%			3%、16.9%
α、β		5%、10%				5%、10%			5%、10%
工種	項目	$S_{U,L}$	σ	$\bar{X}_{U,L}$	限定値[7]	$S_{U,L}$	σ	$\bar{X}_{U,L}$	$S_{U,L}$
基層	厚さ(cm)			−10(%)	−15(%)[8]	−1.2	0.55	−0.5	−1.2
	密度(%)	94	1.0	96	94	94	1.5	96	95
	粒度(%) 10mm								
	粒度(%) 2.5mm					±12	3.5	±7	±12.0
	粒度(%) 0.074mm					±4	1.0	±2.6	±3.0
	アスファルト量(%)	±0.8	0.2	±0.5	±0.8	±0.9	0.3	±0.5	±1.0
表層	厚さ cm	(−0.6)	(0.15)	(−0.4) −10(%)	−15(%)[8]	−0.8	0.55	0	−1.0
	密度(%)	94	1.0	96	94	94	1.5	96	95
	粒度(%) 10mm								
	粒度(%) 2.5mm					±9	2.5	±5.5	±9.0
	粒度(%) 0.074mm					±4	1.0	±2.6	±3.0
	アスファルト量(%)	±0.8	0.2	±0.5	±0.8	±0.8	0.25	±0.45	±0.9

1) 便法として3個、6個、10個と3回抜取についても規定している。
2) 便法として3個、6個の2回抜取り、基準の設計は5個による。
3) 10個抜取り、3個のみ試験し、3個不合格のときは3個追加して6個とする。6個不合格のとき10個で最終判定する。
4) ここではA級の基準を示す。
5) 10cm以下で−0.4、10cm以上で−0.6
6) 厚さについては10個全数で判断する。また10個のうち9個以上がS_L以上でなければならない。
7) この値を下まわってはならない。
8) 設計厚に対する百分率

1013

表8—6　ロットの平均値とその差の検定（表層）

工区	特性値		基準値（平均）	$\bar{X}$ max	$\bar{X}$ min	$\bar{\bar{X}}$	ℓ※	$\bar{X}$の差の検定※※
1工区（責任施工）	厚さ (cm)		4.00	5.05	3.96	4.45	14	差なし
	締固め度 (%)		100.0	99.8	97.7	98.8	14	〃
	アスファルト量 (%)		6.20	6.55	5.79	6.06	14	差あり
	粒度 (%)	10mm Pass	93.0	98.0	94.2	96.5	14	差なし
		2.5mm 〃	46.9	50.1	46.6	48.4	14	〃
		0.074mm 〃	5.9	8.3	6.4	7.5	14	〃
3工区（責任施工）	厚さ (cm)		4.00	5.41	4.10	4.41	10	〃
	締固め度 (%)		100.0	100.9	98.6	99.6	10	〃
	アスファルト量 (%)		6.00	62.5	5.74	5.98	10	〃
	粒度 (%)	10mm Pass	91.8	90.0	86.1	88.0	10	〃
		2.5mm 〃	43.4	49.9	46.5	48.5	10	〃
		0.074mm 〃	6.9	8.4	6.6	7.9	10	〃
2工区（一般施工）	厚さ (cm)		4.00	4.27	3.83	4.00	6	〃
	締固め度 (%)		100.0	100.9	97.4	99.10	6	〃
	アスファルト量 (%)		6.20	6.31	5.95	6.12	6	〃
	粒度 (%)	10mm Pass	100.0	98.9	95.2	98.0	6	〃
		2.5mm 〃	43.0	52.0	46.6	50.0	6	〃
		0.074mm 〃	7.1	8.6	6.4	7.7	6	〃
4工区（一般施工）	厚さ (cm)		4.00	6.23	4.17	4.77	4	〃
	締固め度 (%)		100.0	102.0	98.5	100.0	3	〃
	アスファルト量 (%)		6.20	6.47	5.83	6.22	4	〃
	粒度 (%)	10mm Pass	90.8	95.2	92.8	94.4	4	〃
		2.5mm 〃	47.4	55.4	50.8	53.4	4	差あり
		0.074mm 〃	6.4	8.9	7.7	8.2	4	差なし

注　※：検査ロット数

※※：危険率5%

1014

表8—7　ロットの平均値とその差の検定（基層）

工区	特性値		基準値	$\overline{X}$ max	$\overline{X}$ min	$\overline{\overline{X}}$	ℓ※	$\overline{X}$の差の検定※※
1工区（責任施工）	厚さ (cm)		6.00	6.83	6.00	6.35	11	差なし
	締固め度 (%)		100.0	100.0	97.3	98.5	11	〃
	アスファルト量 (%)		5.30	5.77	4.88	5.39	11	差あり
	粒度 (%)	10mm Pass	71.7	74.9	63.9	69.9	11	差なし
		2.5mm 〃	39.5	42.6	34.8	39.4	11	〃
		0.074mm 〃	4.6	5.9	5.1	5.5	11	〃
3工区（責任施工）	厚さ (cm)		6.00	6.63	5.60	6.16	14	〃
	締固め度 (%)		100.0	102.1	99.7	101.1	14	〃
	アスファルト量 (%)		5.00	5.32	4.72	5.05	14	〃
	粒度 (%)	10mm Pass	69.2	74.7	67.7	72.1	14	〃
		2.5mm 〃	35.9	44.5	34.9	40.4	14	〃
		0.074mm 〃	6.5	8.6	4.8	7.3	14	差あり
2工区（一般施工）	厚さ (cm)		6.00	6.34	5.67	6.09	6	〃
	締固め度 (%)		100.0	102.9	99.9	100.6	6	差なし
	アスファルト量 (%)		5.20	5.05	4.69	4.82	6	〃
	粒度 (%)	10mm Pass	72.4	78.3	74.8	76.8	6	〃
		2.5mm 〃	38.7	43.3	38.5	40.0	6	〃
		0.074mm 〃	4.3	6.5	5.0	5.4	6	差あり
4工区（一般施工）	厚さ (cm)		6.00	6.98	6.23	6.48	3	差なし
	締固め度 (%)		100.0	102.4	100.6	101.5	3	〃
	アスファルト量 (%)		5.20	5.46	5.19	5.31	3	〃
	粒度 (%)	10mm Pass	74.0	76.4	71.5	73.5	3	〃
		2.5mm 〃	40.0	43.1	39.6	41.0	3	〃
		0.074mm 〃	6.9	6.9	5.9	6.3	3	〃

注　※：検査ロット数

※※：危険率5%

1015

表8－8　ロットのバラツキとその一様性の検定（表層）

工区	特性値＼分散		V max	V min	$\bar{V}$	※ ℓ	$\sqrt{\bar{V}}$	※※ Vの検定
1工区（責任施工）	厚さ (cm)		0.877	0.005	0.312	14	0.558	差なし
	締固め度 (%)		3.531	0.230	1.506	14	1.227	〃
	アスファルト量 (%)		0.232	0.0003	0.002	14	0.049	〃
	粒度 (%)	10 mm Pass	4.875	0.070	1.460	14	1.208	〃
		2.5 mm 〃	14.879	0.402	3.277	14	1.810	〃
		0.074 mm 〃	1.453	0.003	0.460	14	0.678	〃
3工区（責任施工）	厚さ (cm)		1.428	0.009	0.317	10	0.563	差なし
	締固め度 (%)		1.859	0.447	1.201	10	1.096	〃
	アスファルト量 (%)		0.133	0.004	0.035	10	0.187	〃
	粒度 (%)	10 mm Pass	23.457	0.287	7.744	10	2.783	〃
		2.5 mm 〃	21.613	0.129	5.991	10	2.448	〃
		0.074 〃	2.110	0.040	0.469	10	0.685	〃
2工区（一般施工）	厚さ (cm)		0.423	0.012	0.143	6	0.378	差なし
	締固め度 (%)		18.318	0.576	5.633	6	2.373	〃
	アスファルト量 (%)		0.064	0.001	0.021	6	0.145	〃
	粒度 (%)	10 mm Pass	38.936	0.031	0.080	5	0.283	〃
		2.5 mm 〃	24.904	2.889	11.371	6	3.372	〃
		0.074 mm 〃	2.173	0.023	0.936	6	0.967	〃
4工区（一般施工）	厚さ (cm)		1.428	0.118	0.776	4	0.881	差なし
	締固め度 (%)		4.303	0.531	2.457	3	1.567	〃
	アスファルト量 (%)		0.272	0.004	0.107	4	0.328	〃
	粒度 (%)	10 mm Pass	12.008	0.719	4.619	4	2.149	〃
		2.5 mm 〃	6.480	0.416	2.372	4	1.540	〃
		0.074 mm 〃	2.230	0.120	1.278	4	1.130	〃
全体（全工区）	厚さ (cm)		1.428	0.005	0.388	34	0.581	差なし
	締固め度 (%)		4.302 (18.318)	0.230	1.671	33	1.292	差あり (1)
	アスファルト量 (%)		0.117 (0.273)	0.003	0.148	34	0.122	〃 (2)
	粒度 (%)	10 mm Pass	12.008 (38.936)	0.031	1.569	34	1.252	〃 (2)
		2.5 mm 〃	21.613 (24.904)	0.129	4.351	34	2.085	〃 (1)
		0.074 mm 〃	2.230	0.003	0.643	34	0.802	差なし

注）※　ロットの数、　※※　バラツキの一様性の検定で数はバラツキの異常ロット数を示す。

1016

表8—9　ロットのバラツキとその一様性の検定（基層）

工区	特性値	分散	V max	V min	$\overline{V}$	ℓ	$\sqrt{\overline{V}}$	$\overline{V}$の検定
1工区（責任施工）	厚さ(cm)		0.601	0.018	0.287	11	0.536	差なし
	締固め度(%)		4.535	0.090	1.586	11	1.259	〃
	アスファルト量(%)		0.247	0.007	0.081	11	0.284	〃
	粒度(%)	10㎜ Pass	79.211	1.330	31.417	11	5.605	〃
		2.5㎜ 〃	51.926	2.264	14.114	11	3.757	〃
		0.074㎜ 〃	2.170	0.023	0.489	11	0.700	〃
3工区（責任施工）	厚さ(cm)		0.685	0.003	0.230	14	0.480	差なし
	締固め度(%)		2.252	0.025	1.027	14	1.013	〃
	アスファルト量(%)		0.133	0.007	0.054	14	0.233	〃
	粒度(%)	10㎜ Pass	118.090	0.125	26.513	14	5.149	〃
		2.5㎜ 〃	44.865 (71.144)	0.545	7.000	13	2.646	差あり (1)
		0.074㎜ 〃	3.293	0.023	0.733	14	0.856	差なし
2工区（一般施工）	厚さ(cm)		0.217	0.037	0.094	6	0.307	差なし
	締固め度(%)		7.109	0.258	4.205	6	2.051	〃
	アスファルト量(%)		0.165	0.009	0.074	6	0.272	〃
	粒度(%)	10㎜ Pass	47.589	1.701	17.568	6	4.202	〃
		2.5㎜ 〃	18.750	0.414	6.158	6	2.481	〃
		0.074㎜ 〃	0.653	0.063	0.266	6	0.516	〃
4工区（一般施工）	厚さ(cm)		0.796	0.170	0.386	3	0.621	差なし
	締固め度(%)		3.117	0.572	2.187	3	1.479	〃
	アスファルト量(%)		0.085	0.013	0.053	3	0.230	〃
	粒度(%)	10㎜ Pass	8.525	2.789	5.179	3	2.276	〃
		2.5㎜ 〃	10.109	7.605	9.175	3	3.029	〃
		0.074㎜ 〃	0.900	0.144	0.308	3	0.555	〃
全体（全工区）	厚さ(cm)		0.796	0.003	0.238	34	0.488	差なし
	締固め度(%)		7.109	0.025	1.871	34	1.368	〃
	アスファルト量(%)		0.247	0.007	0.066	34	0.257	〃
	粒度(%)	10㎜ Pass	79.211 (118.089)	0.125	18.479	34	4.297	差あり (1)
		2.5㎜ 〃	51.926 (71.144)	0.414	9.139	34	3.023	〃 (1)
		0.074㎜ 〃	2.170 (3.293)	0.023	0.280	34	0.529	〃 (1)

注）※　ロットの数、※※　バラツキの一様性の検定で数はバラツキの異常ロット数を示す。

1017

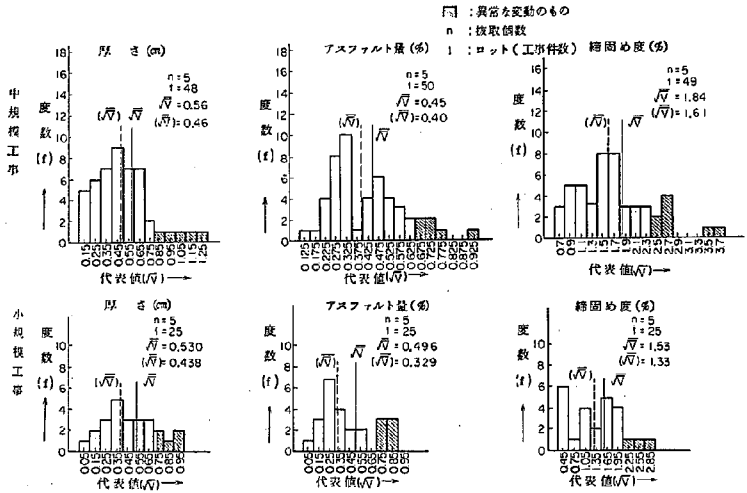


図8—9 $\sqrt{V}$ の 分 布 （基層）

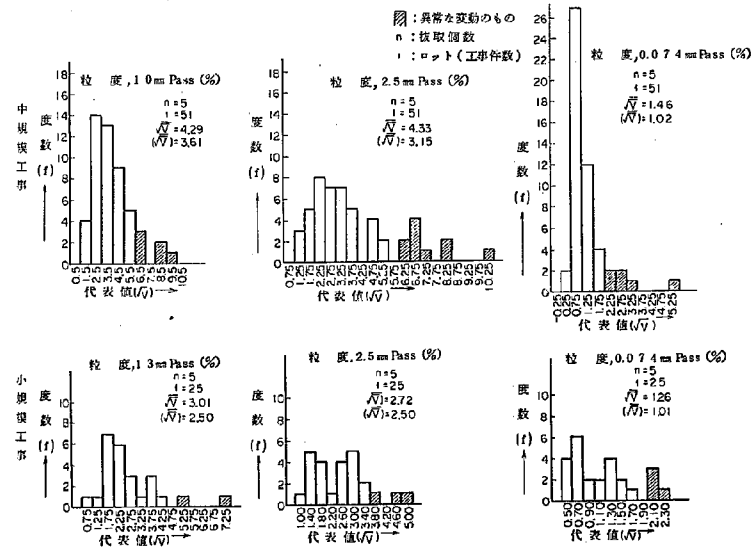


図8—10 $\sqrt{V}$ の 分 布 （表層）

1018

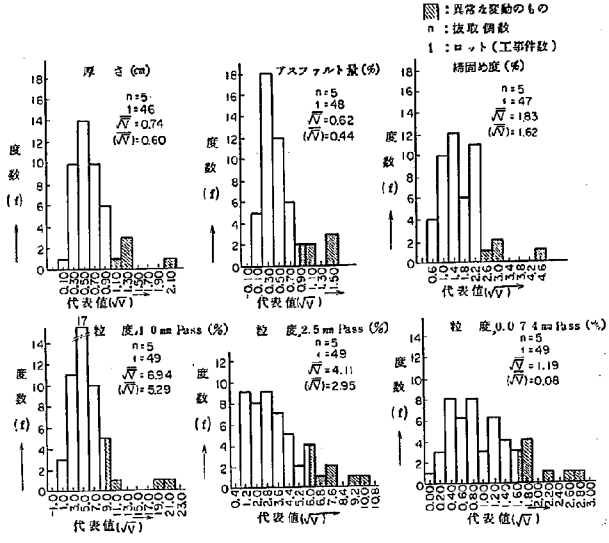


図8—11 $\sqrt{V}$ の分布（基層）中規模工事

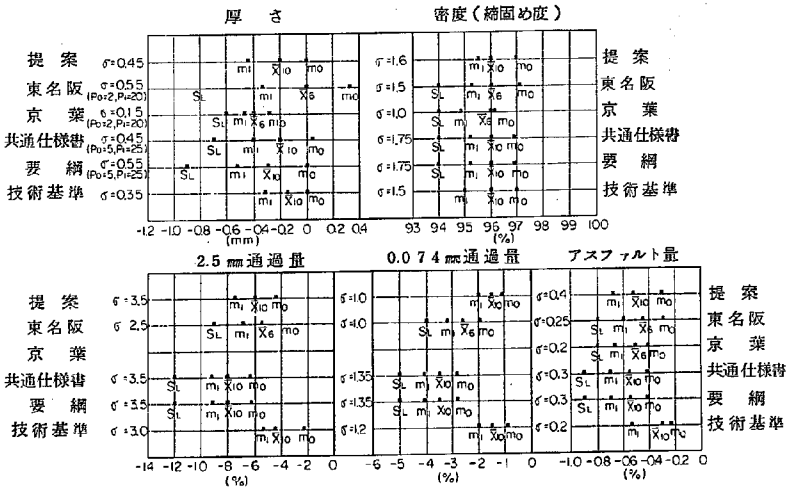


図8—12 各検査基準の比較（表層の下限値の場合）

1019

表8—10　大規模工事における品質の変動（$\sqrt{V}$）（表層及び基層）

道路名 ＼ 工種 ＼ 特性値		表層 厚さ (cm)	表層 締固め度 (%)	表層 アスファルト量 (%)	表層 粒度 (%) 2.5 mm Pass	表層 粒度 (%) 0.074 mm Pass	基層 厚さ (cm)	基層 締固め度 (%)	基層 アスファルト量 (%)	基層 粒度 (%) 2.5 mm Pass	基層 粒度 (%) 0.074 mm Pass
京葉道路	責任	0.57	1.12	0.29	1.85	0.79	0.50	1.31	0.35	3.82	0.67
	〃	0.60	1.14	0.22	2.47	0.75	0.35	1.15	0.27	4.06*	1.16*
	一般	0.33	2.37*	0.16	3.35*	1.11	0.38	1.98	0.27	2.57	0.63
	〃	1.04*	2.06	0.40*	2.29	1.07	0.65	1.49	0.23	3.08	0.87
東名高速道路	一般	0.21	1.42	0.25	1.60	1.08	0.74	1.46	0.33	2.09	0.80
	〃	0.41	1.16	0.30	1.41	0.63	0.54	1.20	0.51*	2.93	0.76
	〃	0.27	1.57	0.32	3.95*	0.99	0.63	1.29	0.51*	4.72*	0.92
東名阪道路	責任	0.48	1.98	0.27	2.00	0.99	0.92*	2.34*	0.39	3.85	1.07*
	〃	0.29	1.61	0.28	2.52	0.72	0.60	1.25	0.41	3.84	1.03
	一般	0.81*	1.86	0.31	1.57	0.63	0.68	1.87	0.40	2.89	0.51
	〃	0.29	1.86	0.16	2.70	1.06	0.54	1.40	0.46	4.23	1.29*
神明道路	責任	0.35	1.33	0.23	2.72	0.75	0.59	0.88	0.35	1.67	0.78
西名阪道路	責任	0.27	1.02	0.19	1.75	0.72	0.46	1.78	0.26	2.65	0.79
	一般	0.21	0.96	0.19	2.30	0.57	0.23	1.12	0.24	1.80	0.46
	〃	0.24	1.07	0.23	1.20	0.69	0.27	1.06	0.25	1.66	0.58
	〃	0.25	0.64	0.20	1.84	0.44	0.47	1.50	0.27	1.33	0.42
標準偏差の推定値**		0.36	1.45	0.25	2.07	0.84	0.53	1.41	0.33	2.89	0.73

注）　*印は変動Vの異常なもの（$V>\overline{V}\cdot F_{\infty}^{n-1}(0.01)$）

　　**印はVの異常値を除いた$\sqrt{V}$

1020

表8—11　工事規模と品質変動（$\sqrt{V}$）

層種 / 特性値 / 工事規模	基層					表層				
	厚さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒度 (%) 2.5 mm Pass	粒度 (%) 0.074 mm Pass	厚さ (cm)	アスファルト量 (%)	締固め度 (%)	粒度 (%) 2.5 mm Pass	粒度 (%) 0.074 mm Pass
アスファルト舗装要綱に採用した標準偏差	0.55	0.30	1.75	3.50	1.35	0.45	0.30	1.75	3.50	1.35
大規模工事	0.53	0.33	1.41	2.89	0.73	0.36	0.25	1.45	2.07	0.84
中規模工事	0.60	0.44	1.62	2.95	0.88	0.46	0.40	1.61	3.15	1.02
小規模工事	0.55	0.35	0.92	3.00	0.58	0.44	0.33	1.33	2.36	1.01
試験舗装	0.57	0.35	1.70	2.40	0.80	0.35	0.41	1.70	2.60	1.30
標準偏差の推奨値	0.55	0.40	1.60	3.50	1.00	0.45	0.40	1.60	3.50	1.00

表8—12　抜取個数と m_0, m_1, $\overline{X}$

層別	諸数値 / 項目	標準偏差	抜取個数 3個			抜取個数 6個			抜取個数 10個			最終案、抜取個数10個		
			m_0	m_1	$\overline{X}_3$	m_0	m_1	$\overline{X}_6$	m_0	m_1	$\overline{X}_{10}$	m_0	m_1	$\overline{X}_{10}$
基層	厚さ (cm)	0.55	0	−0.93	−0.52	0	−0.66	−0.37	0	−0.51	−0.29	0	−0.51	−0.3
	密度 (%)	1.6	97	94.3	95.5	97	95.1	95.9	97	95.5	96.2	97	95.5	96
	2.5 mm通過量(%)	3.5	± 1.6	± 7.5	± 4.9	± 3.2	± 7.5	± 5.6	± 4.3	± 7.5	± 6.1	± 4.3	± 7.5	± 6.0
	0.074 mm通過量(%)	1.0	± 0.3	± 2.0	± 1.3	± 0.8	± 2.0	± 1.5	± 1.1	± 2.0	± 1.6	± 1.1	± 2.0	± 1.5
	アスファルト量(%)	0.4	± 0.3	± 0.98	± 0.68	± 0.3	± 0.78	± 0.57	± 0.3	± 0.67	± 0.51	± 0.3	± 0.67	± 0.5
表層	厚さ (cm)	0.45	0	−0.76	−0.43	0	−0.54	−0.30	0	−0.42	−0.23	0	−0.42	−0.2
	密度 (%)	1.6	97	94.3	95.5	97	95.1	95.9	97	95.5	96.2	97	95.5	96
	2.5 mm通過量(%)	3.5	± 1.6	± 7.5	± 4.9	± 3.2	± 7.5	± 5.6	± 4.3	± 7.5	± 6.1	± 4.3	± 7.5	± 6.0
	0.074 mm通過量(%)	1.0	± 0.3	± 2.0	± 1.3	± 0.8	± 2.0	± 1.5	± 1.1	± 2.0	± 1.6	± 1.1	± 2.0	± 1.6
	アスファルト量(%)	0.4	± 0.3	± 0.98	± 0.68	± 0.3	± 0.78	± 0.57	± 0.3	± 0.67	± 0.51	± 0.3	± 0.67	± 0.51

※ ▨ 決めた値

1022

第9章　結　　論

第９章　結　論

本研究の結論は次の通りである。

1) 千葉地方でアスファルト舗装の表層の表面温度は60℃に達する。表層表面が50℃以上になる時間は年間9.5日、表層5cmが50℃以上になる時間は年間3.7日となった。また表層表面の温度が20℃～30℃、30～40℃、40～50℃および50℃以上になる時間はそれぞれ28、17、7、3%となった。加熱アスファルト混合物は温度が低い程永久変形を受けにくくなるが、逆に低温の時間帯の方が長いので、30～40℃、40～50℃および50℃以上における混合物の変形量は同程度と推定された。今後この点について更に研究する必要がある。表層表面の日最高温度は「日最高気温×1.7」日最低温度は「日最低気温×1.2」の関係があった。ただし最高温度についてはかなり変動が大きい。北海道は千葉地方に比べて舗装温度は約10℃低い。舗装温度に関しては今後全国的規模で調査し、凍結指数の計算値のように整理をする必要がある。

2) 交通荷重の実測の結果、法定輪荷重を超える過載車の多いことがわかった。過載状態は諸外国の測定値に比べても極めて大きく、わが国のアスファルト舗装の構造や配合の設計においてこの点を十分考慮しなければならない。特に外国の資料を利用するときに注意が必要である。また車輌の走行位置はかなりせまい範囲に集中していて、わだち掘れの生じやすい状態にあることがわかった。

3) 本研究における主要な結論は重交通道路における加熱アスファルト混合物の配合設計に関する改善案を提案したことである。この提案は岡部試験舗装、幕張試験舗装および現状調査より求められたもので、各試験舗装と調査の結果は比較的矛盾なくまとめられた。以下にこの提案を示す。

a．基層には粗粒度アスコン、表層には密粒度アスコンを用いる。最大粒径はともに20mmとし、骨材粒度は表9－1に示す範囲とする。トペカや修正トペカは用いない。

b．使用アスファルトの針入度は40～60とする。

c．マーシャル安定度試験の基準値は表9－2に示す値とする。締固め回数は50回とし、すべての基準値を満足するアスファルト量の下限値を設計アスファルト量とする。この下限値が中央値より0.5%以上少なくなるような混合物は中央値－0.5%を設計アスファルト量とする。ただし表層上のベンケルマンビームたわみ量が0.3mm以下であることが必要である。

d．大規模な舗装工事等で十分な時間的余裕のある場合はホイールトラッキング試験により以

1024

表９－１　推奨される骨材粒度

用途		基層	表層
混合物の種類		粗粒度アスファルトコンクリート	密粒度アスファルトコンクリート
仕上り厚（cm）		4 ～ 6	5 ～ 6
最大粒径（mm）		20	20
通過重量百分率（%）	25	100	100
	20	95 － 100	95 － 100
	13	70 － 90	75 － 90
	5	35 － 55	45 － 65
	2.5	20 － 35	35 － 50
	0.6	11 － 23	18 － 29
	0.3	5 － 16	10 － 21
	0.15	4 － 12	6 － 16
	0.074	2 － 7	4 － 8
アスファルト量(%)		4.5 － 6.5	5 － 7
アスファルト針入度		40 ～ 60	

表９－２　マーシャル安定度試験の基準値

混合物種類	粗粒度アスファルトコンクリート	密粒度アスファルトコンクリート
用途	基層	表層
突固め回数	50	
安定度 Kg	500 以上	
フロー値 1／100 cm	20 ～ 40	
空ゲキ率 %	3 ～ 7	3 ～ 6
飽和度 %	65 ～ 80	70 ～ 85
S／F	30 以上	

上の配合の混合物を照査する。動的安定度は2,５００（回／mm）以上でなければならない。

4）以上の配合設計に対する提案以外に試験舗装と現状調査より得られた結論は次の通りである。

a．グースアスファルトはわだち掘れを生じやすく、ホットロールドアスファルトは比較的安定であった。今後これらの混合物についても試験舗装によって調査、研究をする必要がある。

1025

b．交差点の手前ではわだち掘れが大きい。これは車輌の停止時間が長いためと考えられる。またコンクリート版上に舗設されたアスファルト混合物は流動しやすいと推定された。以上のような条件の道路では混合物の安定性に特に注意しなければならない。

c．アスファルト舗装の表面の縦断凹凸量は舗設後しばらくは小さくなる傾向があり、わだち掘れが大きくなるとともにまた大きくなる。

d．わだち掘れは交通開放後1～3年間は急速に進行し以後発達がゆるやかになる。混合物の高密度化も同様に1～3年間急速に進行して、終極密度に達する。混合物の車輛進行方向への移動すなわち縦流れはわだち掘れや密度と違って8年後も進行し続けている。

e．表層混合物の終極密度はプラントマーシャル密度に対して、岡部で102～105%、幕張で99～103%であった。一部のものを除いてマーシャル試験の50回締固め以上に締固まることがわかった。平均的にはマーシャル締固めの150回以上の密度となる。したがって今後アスファルト混合物の性状の室内試験においてはこの終極密度を考慮した供試体を作成する必要がある。

f．ひびわれは表層表面より縦方向に入りはじめ、従来の定説とは異なる結果を示した。今後実際のタイヤを用いた走行状態での表層表面の応力計算や応力測定を行なって確認する必要がある。

g．輸入アスファルトを用いた混合物でひびわれ率が大きかった。今後更に試験舗装等によって確める必要があろう。

h．アスファルトの劣化は混合時、供用開始後の1年間の順に大きく、2年目以降劣化は小さくなる。またアスファルト量の多い混合物の方が劣化しにくい。

i．コンクリート版の目地部分でオーバーレイされた混合物に剝離を生ずるものがあった。したがってコンクリート版や床版上のオーバーレイに際しては防水性を保つことが必要である。

5）施工機械と施工精度に関する主要な結論は次の通りである。

a．骨材計量器で注意すべき点は骨材の落差補正である。したがって落差補正の必要のない構造に改善すべきであって、それまでは発注者側で落差補正を義務づけておく必要がある。

b．骨材温度は自動温度調節装置によって温度コントロールを行なう必要がある。この場合は混合物温度の規定を指定温度±15℃とする。

c．骨材粒度を支配するのはコールドフィーダである。コールドフィーダの調節の巧拙はプラントの大小によらないが、信頼性の高いコールドフィーダを用いることが大切である。また工事開始直後は骨材粒度に関するプラント全体の調子を把握するため試験の頻度を多くすることが望ましい。

d．混合物は運搬車上で分離するが、アスファルトフィニッシャで再混合され舗設された状態では均一化している。

6) 建設省直轄工事や都道府県工事では次のような検査基準が推奨される。

a．1工事1ロットとして抜取検査を行なう。

b．検査項目は表層、基層とも厚さ、密度（締固め度）2.5㎜フルイ通過量、0.074㎜フルイ通過量およびアスファルト量とする。

c．検査方式には計量規準型1回抜取検査、標準偏差既知、ロットの平均値保証を用いる。

d．標準偏差として表9－3に示す値を用いる。

e．抜取個数は10個とし、表9－3に示す合格判定値により合否を判定する。

表9－3　検査基準

層別	諸数値 / 項目	標準偏差 σ	抜取個数10個 m_0	m_1	$\bar{x}_{10}$
基層	厚さ（cm）	0.55	0	－0.51	－0.3
	密度（%）	1.6	97	95.5	96
	2.5㎜通過量（%）	3.5	±4.3	±7.5	±6.0
	0.074㎜通過量（%）	1.0	±1.1	±2.0	±1.5
	アスファルト量（%）	0.4	±0.3	±0.67	±0.5
表層	厚さ（cm）	0.45	0	－0.42	－0.2
	密度（%）	1.6	97	95.5	96
	2.5㎜通過量（%）	3.5	±4.3	±7.5	±6.0
	0.074㎜通過量（%）	1.0	±1.1	±2.0	±1.6
	アスファルト量（%）	0.4	±0.3	±0.67	±0.5

以上が本研究の結論であるが、全体として今後に残された問題も多い。それらのうち主要なものは次の通りであり、これらについて今後更に研究を続ける必要がある。

1027

1) 舗装温度に関して全国的な測定を行ない、とりまとめること。このようにすれば舗装温度について全国を高、中、低温地域に区分し、配合設計の基準を地域毎に変えることができる。

2) 加熱アスファルト混合物の配合設計に関して、混合物の現状調査を継続するとともに更に何回かの試験舗装によってより多くの因子と水準の影響を確認すべきである。これらの因子とは路盤の支持力、混合物の締固め度、アスファルトの種類、骨材種類、グースアスファルトやロールドアスファルト等の混合物種類等である。特にたわみ性に関してひびわれの観測を主体にした試験舗装を実施すべきである。またアスファルト量は同一混合物で3水準以上変えるのがよい。試験舗装との関連を求めるための室内試験も十分に行なわねばならない。

3) アスファルトプラントに関して骨材計量方法の改善、コールドフィーダの改良等を早急に行なう必要がある。またアスファルトフィニッシャの型式と舗設の均一性の関係を求める必要があり、特にエクステンション部の均一性について調査しなければならない。

4) 混合物の検査に関して、検査効率、罰則規定、試験方法、および承認検査について検討するとともに、検査外注制度についても検討すべきである。

1028