

# 交通履歴のないアスファルト舗装の 経年的な支持力変化に関する研究

神谷 和明<sup>1</sup>・東 滋夫<sup>2</sup>・金井利浩<sup>3</sup>

<sup>1,2,3</sup> 正会員 鹿島道路(株)技術研究所(〒182 東京都調布市飛田給 2-19-1)

交通履歴のほとんどないD交通対応のアスファルト舗装(試験ピット)において、数年間にわたり定期的にFWD測定を実施した。得られたたわみデータに基づいて、たわみ量そのものの経年変化を調べるとともに、静的逆解析により舗装各層の弾性係数を推定し、米国アスファルト協会の疲労破壊規準式により疲労ひびわれとわだち掘れに関する破壊回数を算出した。その結果、アスファルト混合物の老化の影響により、1) 測定たわみは経年的に小さくなる、2) 逆解析で得られるアスファルト混合物層の弾性係数は経年的に増大する、3) 疲労ひびわれおよびわだち掘れに関する破壊回数はいずれも経年的に長くなる傾向を示すとともに、年数が経過するほど疲労ひびわれによる破壊が支配的となる、などの知見が得られた。

**Key Words** : FWD, asphalt pavement, deflection, elastic modulus, number of failure

## 1. はじめに

FWD試験機によるアスファルト舗装の構造評価方法は、測定たわみそのものや逆解析により得られる各層の弾性係数の大小を比較、検討して行うことが多い。舗装支持力は供用中の交通履歴(大型車累積交通量)により経年的に低下し、それに伴いFWD測定で得られるたわみ量は増大し、それを逆解析して得られる各層の弾性係数は減少するというのが一般的な現象と考えられる。一方、アスファルト混合物中のアスファルトは紫外線等の影響を受けて劣化・老化を生じ、アスファルト混合物のスティフネスは経年的に増大することが知られている<sup>1)</sup>。したがって、表層にひびわれがなく、路盤や路床にも支持力の低下がないことを前提とすれば、アスファルト混合物のスティフネスの増大により、交通履歴による場合とは逆にたわみ量は減少し、それから得られる弾性係数は増加する傾向を示すことが予想される。また、その影響を受けて、破壊規準式から求められるひびわれおよびわだち掘れに関する破壊回数も少なからず変化するものと考えられる。

供用中の道路舗装は、上述した交通履歴によるダメージと自然環境からの老化作用を同時に受けており、FWDによる舗装支持力評価は両者の相互作用を反映した結果であると考えられる。これまで、AASHO道路試験<sup>2)</sup>のように促進載荷による路面

性状の変化や舗装の支持力の変化を調べた研究事例は多く見受けられるが、アスファルト混合物層の老化が舗装支持力に与える影響を調べた研究はほとんどないのが現状である。そこで本研究では、アスファルトの老化による影響に着目して、交通履歴のほとんどない試験ピットにおいて数年間にわたりFWD測定を実施し、測定たわみや静的逆解析で得られる弾性係数、さらには破壊回数の経年変化について検討した。

その結果、アスファルト混合物の老化の影響により、①測定たわみは経年的に小さくなる、②逆解析で得られるアスファルト混合物層の弾性係数は経年的に増大する、③疲労ひびわれおよびわだち掘れに関する破壊回数はいずれも経年的に長くなる傾向を示すとともに、年数が経過するほど疲労ひびわれによる破壊が支配的となる、などの知見が得られたのでここに報告する。

## 2. FWD測定概要

本研究では、以下に示す試験ピットにおいて測定したFWDデータを使用した。測定概要は以下のとおりである。

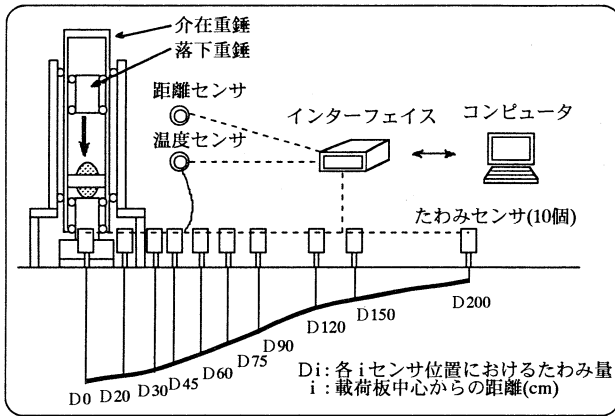


図-1 FWDの構成

### (1) FWD試験機の構成

本研究で用いたFWD試験機（KUAB社製）の構成は、図-1に示すとおりである。

### (2) 試験ピットの概要

当該試験ピットは以下に示すとおり構内に構築された舗装であり、交通履歴はほとんどなく大型車交通量は1台/週程度である。

- ・所在地：埼玉県北葛飾郡栗橋町大字高柳 2600（鹿島道路(株)機械センター構内）
- ・舗装断面：図-2に示すD交通対応のアスファルト舗装。なお、各層の厚さは8箇所での実測値の平均である。
- ・舗装面積：延長12m×幅5m=60m<sup>2</sup>
- ・竣工年月：1993年7月

### (3) FWDなどの測定要領

- ・測定位置：試験ピットの中央部
- ・載荷荷重：49kN
- ・測定頻度：表-1に示す年月毎に1日、1時間毎に24時間継続して測定した。
- ・温度測定：図-2に示す深さにおけるアスファルト混合物層の温度と気温（百葉箱内）を熱電対により1時間毎に自動記録した。

なお、D交通対応のアスファルト舗装での測定と同時に、隣接するコンクリート舗装（版厚：32.2cm）<sup>3)</sup>においてもFWD測定（載荷荷重：98kN）を行っており、本研究ではこれを後述するように参照データとして利用した。

## 3. データの層別と解析方法

本研究の目的は、アスファルトの老化により、交通履歴のほとんどない試験ピットにおいて舗装支持力などが経年的にどのように変化するかを調べるこ

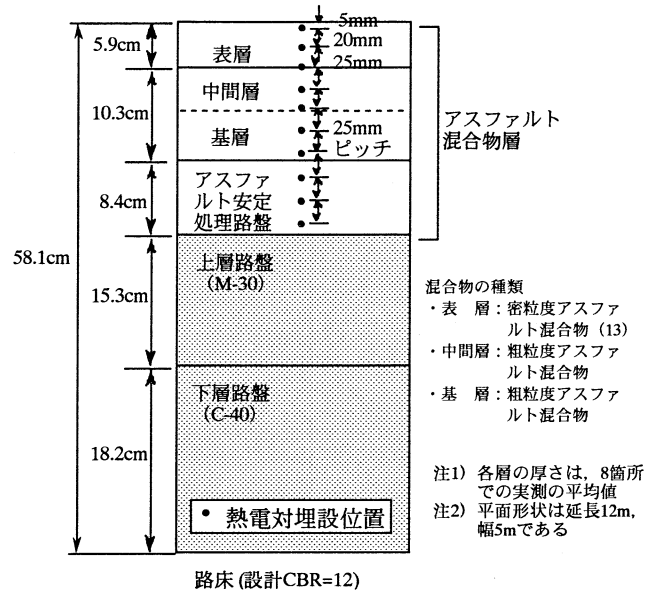


図-2 テストピットの断面図（D交通対応のアスファルト舗装）

表-1 FWD測定頻度

| 年月    | 1月 | 2月 | 3月 | 4月 | 5月 | 6月 | 7月 | 8月 | 9月 | 10月 | 11月 | 12月 |
|-------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|
| 1993年 |    |    |    |    |    |    |    | ○  |    |     |     | ○   |
| 1994年 |    | ○  |    | ○  |    |    |    | ○  | ○  | ○   | ○   | ○   |
| 1995年 | ○  | ○  | ○  |    | ○  |    |    |    |    |     |     |     |
| 1996年 |    |    |    |    |    |    |    | ○  |    |     | ○   |     |
| 1997年 |    | ○  |    | ○  |    | ○  |    |    |    |     |     |     |

とにある。そのため、以下に述べる方法により測定データを年度別に区分し、以降の検討（たわみ量、静的逆解析および破壊回数の算出）を行った。

### (1) 測定データの年度区分

データ解析にあたっては、アスファルト混合物層の温度が高く紫外線も強い夏期において混合物の老化が顕著に進行すると考え、1993年8月～1994年4月までを初年度、1994年8月～1995年5月までを2年度、そして1996年8月～1997年6月までを4年度として、各種データを年度区分した。なお、3年度（1995年8月～約半年間）はデータ数が少ないため検討対象から外している。

### (2) 逆解析方法

本研究においては、静的法による逆解析を実施した。なお、逆解析にあたっては、下部層の弾性係数が上部層のそれよりも大きくなる、いわゆる、逆転現象を回避するため、以下の要領で事前情報を与えた。

- ・解析モデル：アスファルト混合物層（表層・中間層・基層・アス処理層を一層）、上層路盤、下層路盤、路床の4層モデル（アスファルト混合物層の

弾性係数から順にE1～E4)

- ・理論：線形多層弾性理論
- ・最適化手法：Gauss-Newton法
- ・事前情報：上層路盤と下層路盤の弾性係数は、その層の厚さと直下の層の弾性係数により決まると仮定し、 $E2=2.04 \times E3$ 、 $E3=1.55 \times E4$ の関係を与えた<sup>4)</sup>。

### (3) 破壊回数の算出

舗装の破壊規準式については、多くの機関や研究者が提案しているが、本研究においては、米国アスファルト協会の提案している、アスファルト混合物層の疲労ひびわれ（以下、単に疲労ひびわれという）と全層圧縮による変形（以下、わだち掘れという）に関する破壊規準式<sup>5)</sup>（各々式（1）、式（2））を用いて破壊回数を算出することとした。

なお、アスファルト混合物の空隙率 $V_v$ およびアスファルト容積率 $V_b$ は、試験ピット施工時の品質管理データから、それぞれ3.9%、13.5%とし、アスファルト混合物層下面および路床上面のひずみは、逆解析により得られた弾性係数に基づき、載荷荷重条件を49kN（半径15cmの円形等分布荷重）として多層弾性プログラムにより求めた。

$$N_{fa} = 18.4 \times 10^M \times \frac{6.167 \times 10^{-5}}{\varepsilon_t^{3.291} \times E_A^{0.854}} \quad (1)$$

ここに、

- $N_{fa}$ ：アスファルト混合物層の破壊回数
- $\varepsilon_t$ ：アスファルト混合物層下面の引張りひずみ
- $E_A$ ：アスファルト混合物の弾性係数（MPa）
- $M$ ：アスファルト混合物の空隙率（ $V_v$ ）とアスファルト容積率（ $V_b$ ）の関数

$$M = 4.84 \left[ \frac{V_b}{V_v + V_b} - 0.69 \right]$$

$$N_{fs} = \frac{1.365 \times 10^{-9}}{\varepsilon_z^{4.477}} \quad (2)$$

ここに、

- $N_{fs}$ ：路床の破壊回数
- $\varepsilon_z$ ：路床上面の圧縮ひずみ

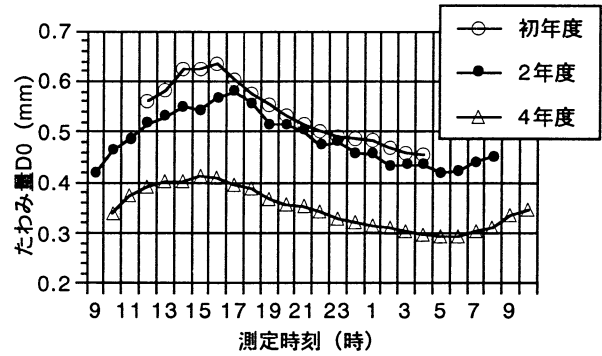


図-3 測定時刻の違いによるたわみ量変化  
(各年度とも8月)

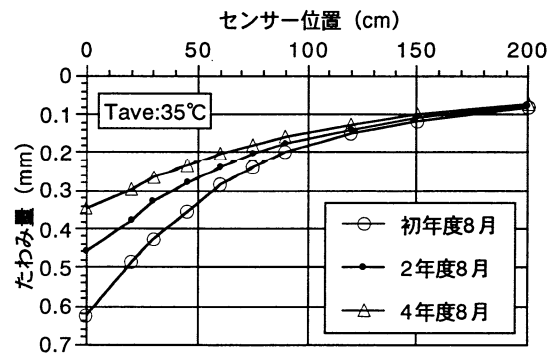


図-4 たわみ曲線の経年変化

## 4. たわみ量の経時変化

たわみ量は舗装の支持力を評価するための最も基本的な指標であるため、まず、FWDで測定されたたわみ量そのものの日変化と経年変化について検討した。なお、本研究に用いたデータのうちに最後に測定した1997年6月現在において、試験ピットの路面にはひびわれなどの損傷は全く認められず、施工直後の状態を保持していた。

### (1) たわみ量の日変化

たわみ量は、測定時の温度条件によって大きく変化することが知られている。図-3は、初年度、2年度および4年度の8月におけるたわみ量D0の経時変化を、横軸に時刻をとって示したものである。これを見ると、いずれの年度においてもたわみ量D0は、アスファルト混合物層の温度が高くなる日中（午後2時～4時）において最も大きく、反対に温度が低くなる早朝（午前5時～6時）に最も小さくなっており、1日の中でのたわみ量の変動は0.1mmを超えている。

### (2) たわみ量の経年変化

各年度のたわみ量の大小を比較するためには、ア

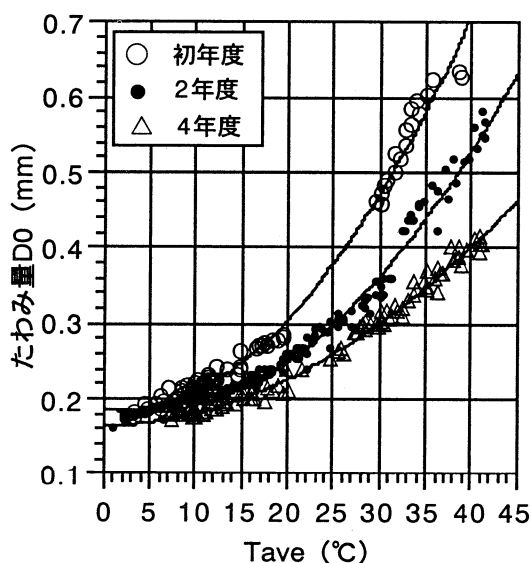


図-5 たわみ量 D0 の経年変化

スファルト混合物層の平均温度（各深さの実測温度を積分平均したもの、以下、Taveという）が等しい時点におけるデータをピックアップする必要がある。

一例として、各年度において8月に測定したTaveが35℃のときのたわみ曲線を図-4に示す。これを見ると経年的にたわみ量はかなり小さくなっており、その傾向は載荷板に近いセンサー位置ほど顕著に現れている。そこで、より詳細に検討するために各年度毎にTaveと載荷板直下のたわみ量D0の関係を調べた。結果は図-5に示すとおりであり、同一Taveで比較すると、Taveの大小にかかわらず経過年数が増すにつれてたわみ量D0は小さくなり、Taveの高い領域ほどその差が大きくなっている。また、例としてTaveが35℃の時を比較すると、初年度と2年度の差は約0.15mm、2年度と4年度の差は約0.10mmとなっていることから、たわみ量の変化（減少）は経過年数の初期ほど大きいようである。

紙面の関係で、ここでは、たわみ量D0のみの結果を示したが、残りの9つのセンサー位置におけるたわみ量についても程度の差はあるものの、同様の傾向を示している。

このようなたわみ量の経年変化が生じた理由として、当該試験ピットは交通履歴を受けていないことを考慮すると、アスファルトの老化によるアスファルト混合物層のスティフネスの増大に主たる原因があるものと推察される。しかし、その他にも①FWD試験機の測定精度の低下、②FWD測定の載荷点における圧密による支持力増加が懸念されたため、以下でこれらについても検討することとした。

表-2 回収アスファルトの性状試験結果  
(1998年12月実施)

| 層名称   | 針入度<br>(1/10mm) | 軟化点<br>(℃) | 60℃粘度<br>(Pa・s) |
|-------|-----------------|------------|-----------------|
| 表層    | 26              | 58         | 1330            |
| 中間層   | 20              | 59.5       | 1780            |
| 基層    | 27              | 57.5       | 1240            |
| As処理層 | 23              | 59         | 1330            |
| 規格*   | 60~80           | 44.0~52.0  | -               |

※出典：アスファルト舗装要綱

表-3 コンクリート舗装における  
たわみ量 D0 の経年変化

| 年度       | 初年度    | 2年度    | 4年度    |
|----------|--------|--------|--------|
| データ数(個)  | 22     | 100    | 119    |
| 平均値(mm)  | 0.2146 | 0.2065 | 0.2085 |
| 標準偏差(mm) | 0.012  | 0.020  | 0.018  |
| 変動係数(%)  | 5.7    | 9.4    | 8.9    |

### (3) 経年的なたわみ量の減少傾向に関する原因究明

#### a) アスファルトの老化に関する検討

アスファルトの老化によりアスファルト混合物層のスティフネスが増大し、たわみ量が小さくなる現象の妥当性を検証するため、1998年12月に試験ピットからアスファルト混合物層のコアを採取し、アスファルトを回収して針入度、軟化点および60℃粘度試験を実施した。試験結果を表-2に示す。

試験ピットの施工直後（1993年7月）における同様の性状試験結果がないため、今回の性状値から定量的にアスファルトの老化を評価することはできないが、使用アスファルトの種類がストレートアスファルト（60/80）であること、および針入度が表層からアスファルト安定処理路盤まですべての層で30未満となっていることから判断して、1998年12月現在において試験ピットのアスファルトは相当老化が進んでいると評価できる。アスファルトが老化してスティフネスが大きくなれば、アスファルト混合物のスティフネスも同様に増大するため、図-5に示した経年的なたわみ量の減少傾向に関して、アスファルトの老化の進行が関与していることはほぼ間違いないと考えられる。

#### b) FWD試験機の測定精度に関する検討

本研究で使用したFWD試験機については、毎年1回定期的にセンサーやロードセルなどの検定を実施しており、測定精度については問題ないと考えられた。しかし、確認のために今回の調査対象であるD交通対応のアスファルト舗装に隣接したコンクリート舗装において同時期に実施したFWD測定の結果に基づき、FWD試験機の測定精度を検証することにした。

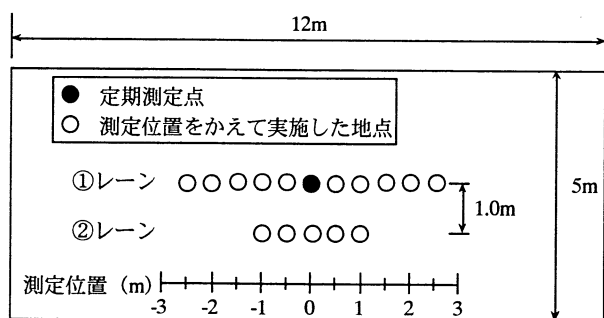
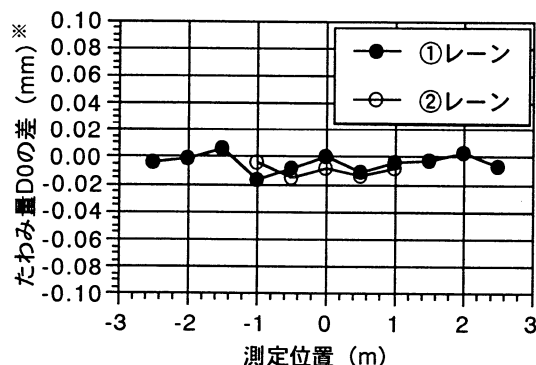


図-6 舗装の圧密確認のためのFWD測定位置



※たわみ量D0の差=各地点のD0-定期測定点のD0

図-7 測定位置の違いによるたわみ量D0の相違

隣接するコンクリート舗装における各年度のたわみ量D0の平均値、標準偏差および変動係数を表-3に示す。初年度の測定データ数が他に比べ少ないものの、いずれの年度においてもたわみ量D0の平均値はほぼ等しく、また、測定データ数が同程度の2年度と4年度の各統計値は概ね同様の値となっており、年度間に大きな差異は認められない。このことから判断して、FWD試験機の測定精度は良好であったと考えられる。

なお、表-3に示した変動係数が一般に言われている同一測点、同一温度条件でのFWDの変動係数（コンクリート舗装で5%程度）よりも大きくなっているのは、版内温度変化にともなうコンクリート版のそり変形が影響しているためと考えられる<sup>3)</sup>。

#### c) FWD測定位置の圧密に関する検討

FWD測定は、試験ピットの中央の測点（以下、定期測定点という）で数年間にわたり定期的に実施しているため、定期測定点において舗装が圧密されて支持力が大きくなり、その結果として経年的にたわみ量が小さくなっている可能性も考えられた<sup>6)</sup>。

そこで、1998年12月に、図-6に示すように定期測定点以外の地点においてもFWD測定を実施し、定期測定点とのたわみ量D0の比較を行った。図-7は、定期測定点におけるたわみ量D0を基準として各地点に

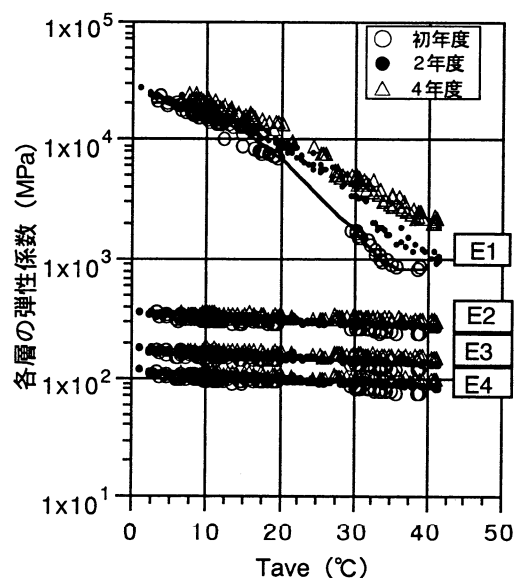


図-8 弾性係数の経年変化

おけるたわみ量D0との差を示したものである。これを見ると地点間のたわみ量D0の差は±0.02mm以内にあり小さいこと、また、定期測定点より小さなたわみ量を示す測点が多数存在することから、定期測定点において著しい圧密が生じたために経年的にたわみ量が小さくなったとは考え難い。

#### d) まとめ

以上の検討結果より、試験ピットにおいて経年的にたわみ量が小さくなっているのは、FWD試験機の測定精度や当該試験ピットの定期測定点における圧密によるものではなく、アスファルトの老化に主たる原因がある可能性が高いと言える。

### 5.弾性係数の経年変化

たわみの経年変化が舗装各層の弾性係数にどのように反映されるかを調べるため、静的逆解析を行うとともに、その結果について米国における研究事例と比較した。

#### (1) 4層構造モデルにおける弾性係数の経年変化

「3.(2) 逆解析手法」で述べた方法により、各年度の測定たわみを静的に逆解析した結果をTaveで整理したものが図-8である。

図-8を見ると、上層路盤、下層路盤、路床の弾性係数(E2, E3, E4)については経年的に若干の増加は認められるものの顕著な差はみられず、路盤以下の支持力にはほとんど変化はないと言える。このことは、前述した定期測定点において顕著な圧密傾向が認められなかったという結果とも一致する。ま

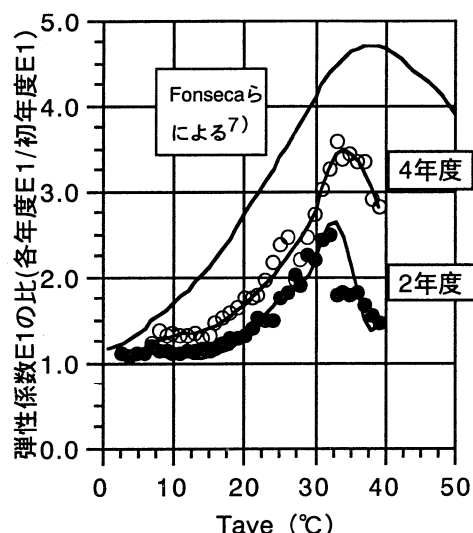


図-9 アスファルト混合物層の弾性係数比  
(初年度を1.0とする)

た、E2、E3、E4はTaveによる影響もほとんど受けておらずほぼ一定であり、粒状材料の特性から考えて妥当な結果であると考えられる。次に、アスファルト混合物層の弾性係数E1に着目すると、Taveの上昇にともないE1が低下するという傾向は各年度とも共通しているが、同一TaveにおけるE1は経年的に増大しており、アスファルトの老化の進行によりアスファルト混合物のスティフネスが増大する経過が読み取れる。

## (2) 弾性係数比による米国の研究事例との比較

図-8に示した経年変化にともなうアスファルト混合物層の弾性係数E1の増加傾向について、その妥当性を検証するため以下の要領で弾性係数比を算出し、米国の研究事例と比較した。

### a) 弾性係数比の算出

同一Taveにおいて、各年度のアスファルト混合物層の弾性係数E1を初年度のE1で除して弾性係数比を算出した。ただし、初年度については、20～30℃のデータがないためスプライン補間により弾性係数E1を推定した。

弾性係数比の算出結果は図-9に示すとおりであり、2年度、4年度とも、プロットした点を滑らかな線で近似すると、30～35℃付近にピークをもつ凸型の曲線が得られた。2年度と4年度の弾性係数比を比較すると、解析対象とした温度範囲においては、概ね4年度の方が2年度よりも大きくなっており、アスファルトの老化により経年的にアスファルト混合物層の弾性係数が増大していることが窺われる。

### b) 米国の研究事例との比較

図-9には、密粒度アスファルト混合物（バイン

表-4 試験ピット所在地の年間平均気温

| 月           | 1   | 2   | 3   | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10   | 11   | 12  | 年間平均気温** (°C) |
|-------------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|---------------|
| 月平均気温* (°C) | 3.5 | 4.7 | 8.8 | 14.5 | 18.4 | 21.2 | 25.9 | 26.7 | 21.6 | 17.9 | 12.0 | 6.1 | 19.0          |

\* 月平均気温：1993年～1997年において、1時間毎に自動記録した気温データを月毎に平均して求めた。

\*\* 年間平均気温：月平均気温をシェルの方法<sup>9)</sup>により重付け平均して求めた。

ダ；AC-20）において、老化作用を受ける前の初期弾性係数と年間平均気温が21℃（70°F）という条件下で無限時間老化させた後の弾性係数との比を、室内試験などに基づいて得られたモデル式を用いて求めた米国のFonsecaほかによる研究事例<sup>7)</sup>を併記している。

当該試験ピットのアスファルト混合物層には、一部アスファルト安定処理路盤が含まれてはいるが、使用しているバインダがストレートアスファルト60/80であること、また、表-4に示すように試験ピット所在地の年間平均気温が19℃であることなど、本研究と米国の研究事例における材料条件や環境条件は非常に類似しており、本研究の結果を考察するにあたりこの米国の研究事例が参考になると思われる。

このような事情を踏まえて再度図-9をみると、アスファルト混合物層の弾性係数比は初年度に対して、2年度、4年度と経年的に増大しながら、次第に無限時間老化させた米国における研究事例の計算結果に近づいており、アスファルトの老化によりアスファルト混合物のスティフネスが増大するという考えが妥当なものであることを裏付ける結果となっていることがわかる。

## 6. 破壊回数の経年変化

舗装の供用性の変化を予測することは、舗装マネージメントの中でも非常に重要な部分である。疲労破壊式は多数の研究者や機関で提案されているが、老化のみの影響に着目した研究はなされていない。そこで今回は、荷重と老化の両要因より求められた式ではあるが、米国アスファルト協会が提案している疲労ひびわれとわだち掘れに関する破壊規準式を用いることとし、年度毎に破壊回数を求め、その経年変化について考察するとともに、疲労ひびわれとわだち掘れ規準による破壊回数を比較して舗装の破壊形態について検討した。

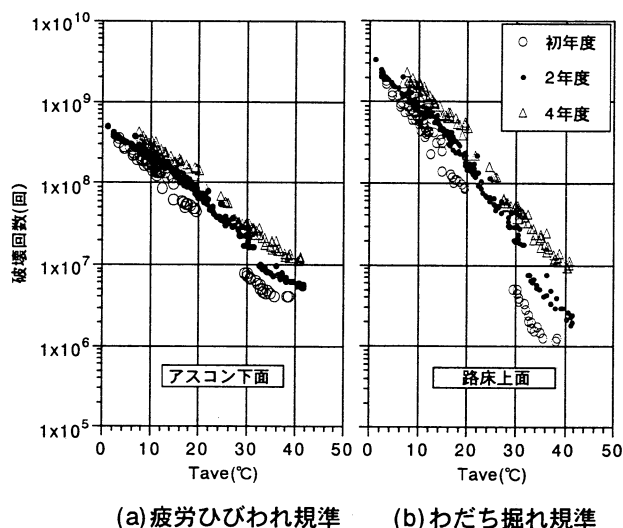


図-10 破壊回数算出結果

### (1) 破壊回数の経年変化

「3.(3) 破壊回数の算出」において述べた要領で、各年度における疲労ひびわれとわだち掘れに関する破壊回数を算出し、 $T_{ave}$ との関係で整理した結果を図-10に示す。この図をみると、疲労ひびわれ、わだち掘れのいずれについても、① $T_{ave}$ が高くなるほど破壊回数は小さくなる、②同一 $T_{ave}$ における破壊回数は経年的に増加する、という評価となる。

### (2) 疲労ひびわれとわだち掘れ規準による破壊回数の比較

疲労ひびわれとわだち掘れ規準に関する破壊回数を比較して舗装の破壊形態について検討した。図-10に示したデータを各年度毎にまとめ直したものを図-11に示す。なお、図中には疲労ひびわれとわだち掘れに関する破壊回数毎に近似曲線も付記している。

図-11において疲労ひびわれとわだち掘れのうち破壊回数の少ない方が破損形態として先に顕在化すると考えると、まず、初年度では、25℃付近を境にそれより低温側では疲労ひびわれが、反対に高温側ではわだち掘れによる破損が支配的になることがわかる。2年度、4年度についても同様の見方をすると、疲労ひびわれとわだち掘れの破壊回数が逆転する温度は、初年度の25℃に対し、2年度で約32℃、4年度では約39℃と、経年的に高温側に移行していることがわかる。このことは、アスファルト混合物層の弾性係数が経年的に増大していくと、破損形態としてわだち掘れよりも疲労ひびわれの方が広い温度領域において支配的になることを意味しており、アスファルトの老化が進行するとわだち掘れよりも疲労ひびわれが顕在化しやすくなると言える。

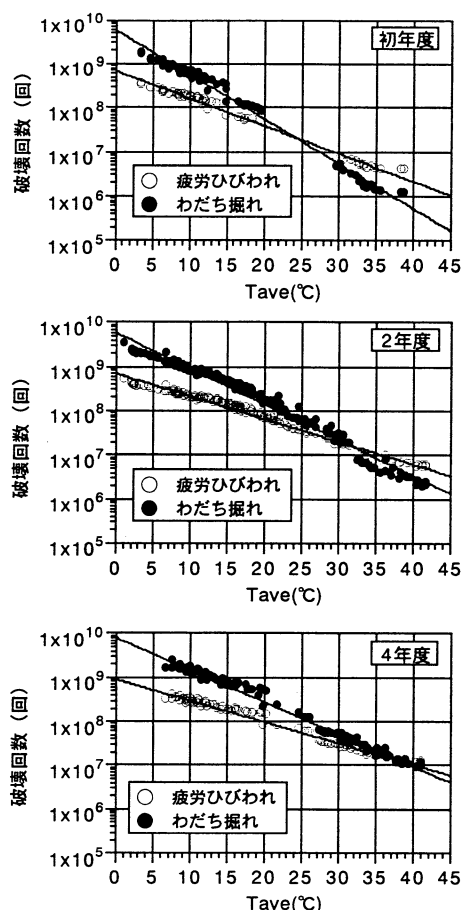


図-11 疲労ひびわれおよびわだち掘れに関する破壊回数の経年変化

### (3) 破壊回数に関する考察

図-10より、疲労ひびわれ、わだち掘れのいずれについても、破壊回数は経年的に増加するという結果が得られた。しかし、本検討で用いた米国アスファルト協会のひびわれに関する破壊規準式は、アスファルト混合物層下面の引張りひずみに着目したものであり、老化の進展した舗装ではその他のひびわれ形態（例えば、縦表面ひびわれ等）の発生も考えられる。一方、わだち掘れについても現実には全層圧縮による変形のみでなくアスファルト混合物層の流動わだちによる機能的破損も生じる。

したがって、今回の結果のみで舗装の破壊回数が経年的に増加すると結論づけることはできないと考える。しかし、交通履歴がなく環境作用のみを受ける舗装の破壊回数を当該破壊規準式を用いて算出すると、上記のような結果となることを把握しておくことは有意義であろう。

## 7. まとめ

本研究で得られた知見は次のとおりである。

### (1) たわみ量の経年変化

交通履歴のほとんどないD交通断面のようなアスファルト混合物層が厚い舗装において、FWD試験を長期間にわたって実施すると、得られるたわみ量はアスファルトの老化に起因して経年的に小さくなる。

### (2) 弾性係数の経年変化

上記の測定たわみを静的に逆解析すると、路盤、路床については弾性係数の経年変化がほとんどないのに対し、アスファルト混合物層の弾性係数はアスファルトの老化による影響を反映して増大する。

### (3) 破壊回数の経年変化

静的逆解析で得られた弾性係数を用いて、米国アスファルト協会が提案しているアスファルト混合物層の疲労ひびわれおよび全層圧縮によるわだち掘れに関する破壊規準式に基づき破壊回数を算出した結果、以下のことが判明した。

- ①疲労ひびわれおよびわだち掘れに関する破壊回数は経過年数の増加にともなって、ともに増大する。
- ②アスファルトの老化にともないアスファルト混合物層の弾性係数が経年的に増大していくと、破壊形態としてわだち掘れよりも疲労ひびわれの方が広い温度領域において支配的になる。

## 8.おわりに

本研究では、FWD試験機により交通履歴のほとんどないD交通対応断面の試験ピットにおいて数年間にわたり測定したたわみデータを用いて、たわみ量、各層の弾性係数および破壊回数の経年変化について

検討した。

しかし、今回得られた舗装の破壊回数に関する結論は、アスファルト混合物層下面と路床上面に生じる応答ひずみに着目したものであり、老化が進行したアスファルト舗装においては縦表面ひびわれなどといった本検討で対象とした以外の破壊形態も想定されることから、これらについてもさらに詳細な研究が必要と考える。

今後も継続して測定を行い、逆解析結果と混合物の力学特性の関係、さらには舗装表面に生じるひずみも考慮した新たな舗装構造評価方法などについて検討していきたいと考えている。

## 参考文献

- 1) 谷口 豊明, 伊藤 達也: アスファルトの劣化, アスファルト, pp.67-82, 1990年7月
- 2) (社)セメント協会: AASHO道路試験(再版), 1973年4月
- 3) 岡部 俊幸, 千葉 博敏, 西澤 辰男: コンクリート舗装におけるFWDの逆解析に及ぼす温度の影響, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.42-43, 1996年9月
- 4) 林 信也, 東 滋夫, 金井 利浩, 岡部 俊幸: FWD試験における測定たわみの温度補正システムの開発, 第2回舗装工学講演会講演論文集, pp.95-104, 1997年12月
- 5) Asphalt Institute: *Research and Development of The Asphalt Institute's Thickness Design Manual(MS-1)*, 9th Edition, pp. 7-10, August, 1982
- 6) Deren Yuan, Soheil Nazarian, Dar-Hao Chen, and Fred Hugo: Use of Seismic Pavement Analyzer To Monitor Degradation of Flexible Pavements Under Texas Mobile Load Simulator, *TRB*, No.1615, pp.3-10, 1998
- 7) Osvaldo A.Fonseca and Matthew W.Witczak: A Prediction Methodology for the Dynamic Modulus of In-Place Aged Asphalt Mixtures, *AAPT*, pp.532-572, 1996
- 8) 阿部 頼政: アスファルト舗装の構造設計における最近の動向(2), アスファルト, pp38-44, 1978年5月

## STUDY ON THE BEARING CAPACITY CHANGE OF ASPHALT PAVEMENT WITH NO TRAFFIC LOAD

kazuaki KAMIYA, shigeo HIGASHI, and toshihiro KANAI

FWD tests have been carried out for these four years at the testpit, whose bearing capacity was designed for D traffic. The measured deflection basins were statically back-calculated and failure analysis was performed by Asphalt Institute's formula. From the measured deflection and the back-calculated layer moduli, and furthermore, the calculated cumulative traffic passes to the failure by fatigue crack and rutting, the following results were obtained, 1) the measured deflection becomes smaller year by year, 2) the back-calculated modulus of the asphalt layer is larger as the years go by, 3) the calculated cumulative traffic passes to the failure tend to be bigger and the fatigue crack is more critical, as the asphalt itself becomes harder due to ultra-violet and other aging factors.