

# アスファルト舗装のたわみに及ぼす温度と構造の影響

## INFLUENCES OF STRUCTURE AND TEMPERATURE ON DEFLECTION OF ASPHALT PAVEMENT

三浦 裕二\*・河島 克美\*\*・内田 弘\*\*\*

By Yuji MIURA, Katsumi KAWASHIMA and Hiroshi UCHIDA

### 1. ま え が き

簡易舗装を含め一般国道は96%が舗装され、主要地方道を含む都道府県道においても約80%の舗装率に達した今日、舗装技術は「新設の時代」から「維持管理の時代」へと移行している。既設舗装の維持修繕の時期およびその方法を合理的に決定することは、したがってまことに重要な課題となる。一般には供用性評価により維持修繕の時期を判断するが、オーバーレイ厚さの決定を含め、工法の選択にあたっては、たわみ試験を中心とする舗装構造の力学評価が行われる。構造評価方法としてはすでにいくつかの手法が開発されているが、1952年WASHO道路試験に導入されたベンケルマンビームによるたわみ試験は容易なことから広く利用されるに至り、計測の自動化を含め舗装技術の進歩に多大なる貢献を残した。

しかしながら、ベンケルマンビームによるたわみ測定は、非破壊試験という利点はあるものの、測定機の構造に起因して実際のたわみ量と必ずしも一致しないことが知られている<sup>1)~3)</sup>。

一方、たわみが舗装体の温度や路床の状態によって大きく変動することは、すでにWASHO道路試験以来指摘されており、たわみから舗装構造の評価を合理的に行うためにはこれらの影響をも考慮しなければならない。さらに同一たわみであっても、路床支持力と舗装構造によっては評価に差の生ずることもあり、最大たわみのみならずたわみ曲線の形状にも注目する必要がある。

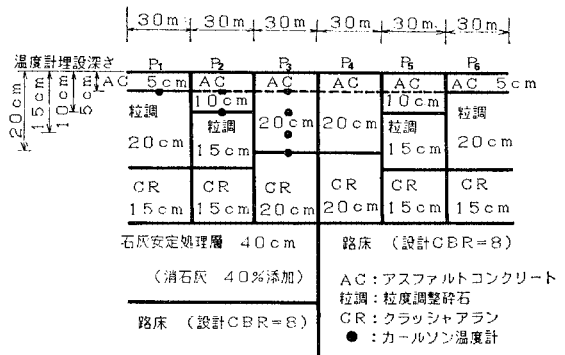
そこで、舗装構造評価に欠くことのできないたわみとたわみ曲線の曲率半径に注目し、それに及ぼす温度と舗

装構造の影響を知るために、供用中の道路を用い2つの支持力の異なる路床上に、3つの構造の異なる試験区間を建設し、約2年間にわたり調査を実施してきた。本研究は、ここから得られたデータをもとに、たわみと曲率半径に基づく既設舗装の構造評価方法<sup>5)</sup>について、ベンケルマンビームの脚沈下の影響を考慮に入れ、新たに評価方法の修正を行ったものである。また同時に修正したシステムより得られる舗装の弾性係数および構造の説明因子として温度とたわみ、および曲率半径算出のための偏差たわみの関係を分析検討し、たわみならびに偏差たわみの基準温度(20°C)への補正を試みたものである。

### 2. 試験舗装および調査の概要

#### (1) 試験舗装

試験舗装区間は、静岡県上木部の協力により伊東市内県道池東松原線十足地内に設けられた。舗装の構造は、図一に示す6断面より成る。なお、図に示すようにP<sub>1</sub>~P<sub>3</sub>の3断面には表層、基層およびアスファルト安定処理層(以下アスファルト処理層とよぶ)内にカー



図一 試験舗装断面

\* 正会員 工博 日本大学教授 理工学部交通土木工学科  
\*\* 正会員 国土道路(株)工事部研究室長  
\*\*\* 正会員 静岡県都市住宅部都市整備課主幹

ン型温度計を埋設し、たわみ測定時に舗装体内温度の勾配を把握できるようにした。

(2) 調査の概要

たわみ測定は輪荷重 5 t (49 kN)、タイヤ空気圧 6.5 kgf/cm<sup>2</sup> (63.7 kN/m<sup>2</sup>) の条件で行い、ベンケルマンビームの先端に曲率計を装着した改良型のものを用いた<sup>6)</sup>。この装置の利用により、同一地点でたわみ量と偏差たわみ (標点距離 14.14 cm) の同時計測が可能となる。

図-2 はその測定原理を示すものであり、1回の計測でたわみ量 ( $w_0$ ) および曲率半径算出のための偏差たわみ ( $\delta$ ) が計測される。なお、曲率半径 ( $R$ ) は次式により算出される<sup>5)</sup>。

$$R = \frac{l^2}{2 \cdot w_0 \cdot \delta / w_r} \dots \dots \dots (1)$$

- ここに、 $R$ : たわみ曲線の曲率半径 (cm)
- $w_0$ : たわみ量 (cm)
- $w_r$ : 载荷中心軸より距離  $l$  離れた点でのたわみ量 (cm)
- $\delta$ : 偏差たわみ量 (cm)
- $l$ : 標点距離 = 14.14 (cm)

既設舗装を2層構造とした場合、たわみと曲率半径および第1層の厚さを知ることによって2層の弾性係数を推定することが可能となるが、本論ではアスファルト処理層とそれ以下の支持層との2層として解析することとした。

3. ベンケルマンビームの脚沈下の影響

ベンケルマンビームによって測定されたたわみ ( $w_b$ ) は路面のたわみ ( $w_0$ ) より小さくなり、その傾向は剛な舗装体ほど、また路床支持が小さくなるほど顕著になることが知られている。

図-3 は一般に用いられているベンケルマンビームの構造と寸法を示したものである。実際にたわみ測定時には荷重の影響により、図-4 に示すようにビームを支える前・後脚の沈下が生じる。この場合、路面のたわみとダイヤルゲージの変動量の関係は幾何学的に次式で表わすことができる。

$$d_b = w_0 \frac{b}{a} - d_f \frac{ab + b^2 + be}{a(d_f + e)} + d_r \frac{ac + ad + bc}{a(d_f + e)} \dots \dots \dots (2)$$

- ここに、 $d_b$ : ダイヤルゲージの変動量
  - $d_f$ : 前脚沈下量
  - $d_r$ : 後脚沈下量
  - $w_0$ : 路面のたわみ量
  - $a, b, c, d, e$ : ベンケルマンビームの各部寸法
- さらに式 (2) にベンケルマンビームの各部寸法を代入し路面のたわみ量と測定たわみ量の関係を求めると次式の

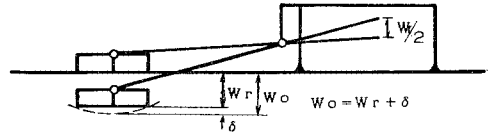


図-2 改良型ベンケルマンビームの測定原理

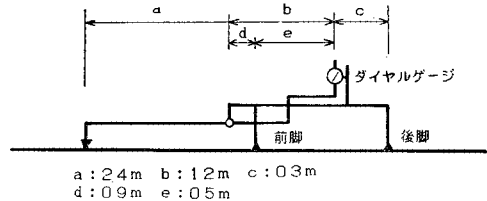


図-3 ベンケルマンビームの構造と各部寸法

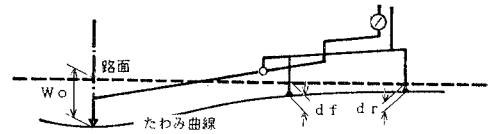


図-4 ベンケルマンビームの沈下

とおりとなる。

$$w_b = w_0 + 2.92 d_f - 1.93 d_r \dots \dots \dots (3)$$

一方、Canadian Good Road Association (以下 CGRA と略す) は式 (2) の幾何学的関係をもとに、前脚沈下を考慮したたわみ測定方法を提案し、 $d_{2.7} - d_{9.1} > 0.025$  mm の場合補正式として次式を与えている。

$$\left. \begin{aligned} D_c &= (d_0 - d_{9.1}) \times 2 + 2.91 Y \\ Y &= (d_{2.7} - d_{9.1}) \times 2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

- ここに、 $D_c$ : 補正たわみ量
- $Y$ : 前脚沈下量
- $d_0$ : 荷重中心がビーム先端に位置したときのダイヤルゲージの読み
- $d_{2.7}$ : 荷重中心がビーム先端より 2.7 m 離れたときのダイヤルゲージの読み
- $d_{9.1}$ : 荷重中心がビーム先端より 9.1 m 離れたときのダイヤルゲージの読み

本研究ではたわみ測定時の前脚沈下を知るため、さらに別のベンケルマンビームを準備し、前脚の沈下を直接測定することを試みた。また比較のために CGRA 法による測定方法も同時に実施した。

図-5 は直接法と CGRA 法により求めた前脚沈下量を比較したものである。図からも明らかなように両者間には相関性が認められず、特定の関係を見出すことは不可能であったが、アスファルト処理層の厚さが増大するにつれて前脚沈下量は大きくなることが認められた。

そこでベンケルマンビームが2層弾性理論解析から得られるたわみ曲線上に位置するものと仮定し、载荷中心軸上でのたわみ ( $w_{0a}$ ) と前・後脚の位置でのたわみ

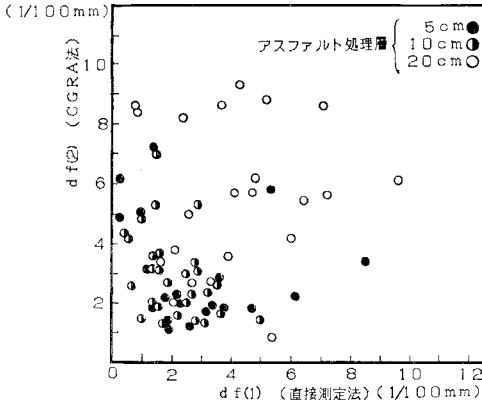


図-5 直接測定法と CGRA 法による前脚沈下測定値の比較

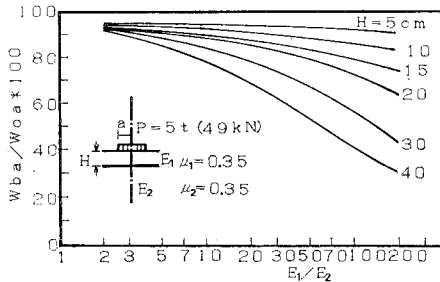


図-6 路面のたわみとベンケルマンビームによる測定たわみの比較 (理論計算)

( $d_{fa}$ ,  $d_{ra}$ ) から式 (3) によりベンケルマンビームによる測定たわみ ( $w_{ba}$ ) を算出すると,  $w_{ba}$  と  $w_{oa}$  の関係は 図-6 に示すとおりとなる. 図からも知られるようにアスファルト処理層の厚さが増大するほど, また 2 層弾性係数比が大なるほど前脚沈下の影響は大となり, ベンケルマンビームで測定されるたわみは, 構造によって異なるものの実際に生じているであろうたわみの 60~95% 程度であることがわかる. したがってベンケルマンビームより求めたたわみから舗装構造の力学評価を行うに際しては脚沈下の補正が重要となる.

#### 4. 脚沈下を考慮した舗装構造評価システム

たわみと曲率半径による舗装構造の評価システムは, 舗装を 2 層構造とし各層のポアソン比を仮定すれば, 第 1 層の厚さおよび荷重条件から式 (5), (6), (7) により, 各層の弾性係数を推定するものである<sup>5)</sup>.

$$w_0 = \frac{2(1-\mu_2^2) \cdot p \cdot a}{E_2} \cdot F_w \dots\dots\dots (5)$$

$$\left. \begin{aligned} R_0 &= \frac{a \cdot E_2}{(1-\mu_2^2) \cdot p} \cdot F_R \\ F_R &= \left(\frac{r}{a}\right)^2 \cdot \frac{F_{wr}}{4 F_w (F_w - F_{wr})} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{w_0 \cdot R_0}{a^2} = 2 F_w \cdot F_R = \left(\frac{r}{a}\right)^2 \cdot \frac{F_{wr}}{2(F_w - F_{wr})} \dots\dots\dots (7)$$

- ここに,  $w_0$ : 載荷中心軸上でのたわみ (cm)
- $R_0$ : 載荷中心軸と半径方向  $r$  離れた点でのたわみ曲線の半径 (cm)
- $F_w, F_R = f(E_1/E_2, h/a, \mu_1, \mu_2)$ : それぞれ沈下係数および曲率係数
- $F_{wr}$ : 載荷中心軸より半径方向に  $r$  離れた点での沈下係数
- $\mu_1, \mu_2$ : ポアソン比
- $a$ : 載荷半径 (cm)
- $p$ : 接地圧 (kgf/cm<sup>2</sup>, N/m<sup>2</sup>)
- $h$ : 第 1 層の厚さ (cm)
- $r$ : 半径方向の標点距離 (=14.14) (cm)
- $E_1, E_2$ : 各層の弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>, N/m<sup>2</sup>)

いまベンケルマンビームを用いた実際の測定にあたって, 脚沈下を無視することは路面たわみを小さく評価することになり, 上式により構造評価を行った場合, 支持層を過大評価することになる. しかしながら現実には脚沈下を精度よく求めることは困難であることから, 本論では路面のたわみ曲線が 2 層構造解析より得られる理論上のたわみ曲線と一致するものと仮定し, 従来の評価システム<sup>5)</sup>の修正を行った. つまりベンケルマンビームによる実測たわみ ( $w_b$ ) は先に式 (3) から算出したたわみ ( $w_{ba}$ ) と等しいものとし, 沈下係数および曲率係数の再計算を行った.

図-7 は 2 層弾性係数推定のためのノモグラムの一例であり, 脚補正を加えた新システムと旧システムとの差を比較するために示したものである. 図ではたわみ量 0.0794 cm, 曲率半径 927.0 cm の場合について示したが, 推定される 2 層の弾性係数は 表-1 に示すとおり新・旧システムで差が生ずる. これから脚沈下を考慮することにより 2 層弾性係数比が旧システムに比較して大

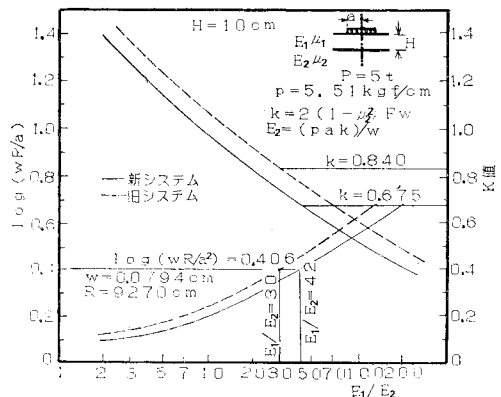


図-7 たわみおよび曲率半径からの弾性係数の推定

表一1 脚補正による評価比較

	旧システム (脚補正前)	新システム (脚補正後)
$E_1/E_2$	30.0	42.0
$k$	0.840	0.675
$E_1$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	29 700	33 400
$E_2$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	990	800

(1 kgf/cm<sup>2</sup> = 98 kN/m<sup>2</sup>)  
 $k = 2(1 - \mu_2^2) F_w$   
 $E_2 = (\text{pak})/tw$

きくなり構造評価としてはより厳しい評価となることがわかる。なお以下に述べる解析結果はすべて修正した評価法により算出した弾性係数を用いている。

5. 舗装体内温度とたわみおよび曲率半径

(1) 舗装体内温度

舗装体内温度は時間と深さを関数として変動していることは周知のとおりである。したがってたわみ等と舗装体温度との関係を明らかにするためには、たわみ測定時の舗装体の代表温度を決定しなければならない。

そこで、たわみとアスファルト処理層の各深さでの温度との相関分析を行った結果、表一2に示すとおりたわみはアスファルト処理層の表面、中央および下縁の温度の平均（以下平均温度という）と最もよい相関が得られた。これは米国アスファルト協会の舗装体温度の定義と同様である。また平均温度がアスファルト処理層の代表

表一2 深さ別の温度とたわみの相関係数

断面 深さ (cm)	5		10		20	
	P <sub>1</sub>	P <sub>0</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>4</sub>
0	0.744	0.796	0.835	0.744	0.681	0.610
5	0.818	0.855	0.923	0.977	0.906	0.950
10	—	—	0.899	0.862	0.882	0.942
15	—	—	—	—	0.859	0.899
20	—	—	—	—	0.805	0.828
平均温度	0.867	0.991	0.944	0.992	0.944	0.973

温度となることは偏差たわみについても同様であった。

しかしながら通常の舗装を考えた場合、たわみ測定時に入手し得る温度データは表面付近のみで、深さ方向の分布を知ることは不可能である。

一方、著者らは長期にわたる船橋市での観測結果より表面温度を媒介として任意時刻、任意深さの舗装体内温度の推定式を次式のとおり提案した<sup>9)</sup>。

$$T_{p(z,t)} = A_s \cdot 10^{\alpha_A \cdot z} + B_{S1} \cdot 10^{\alpha_{B1} \cdot z} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{12}t + \alpha_{\theta 1} \cdot z + \theta_{S1}\right) + B_{S2} \cdot 10^{\alpha_{B2} \cdot z} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{6}t + \alpha_{\theta 2} \cdot z + \theta_{S2}\right) \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $T_{p(z,t)}$ : 深さ  $z$ 、時刻  $t$  における舗装温度 (°C)

$A_s$ : 月平均舗装表面温度 (°C)

$B_{S1}, B_{S2}$ : 舗装表面温度の振幅 (°C)

$\theta_{S1}, \theta_{S2}$ : 舗装表面温度の位相角 (rad)

$t$ : 時間 (0~23 h)

$z$ : 深さ (cm)

表一3は式(8)の各定数を示したものである。しかしながら式(8)は、あまりにも複雑であることから、より簡便に代表温度を推定する目的から式(8)を用いて算出した平均温度と表面温度の関係を整理し次式を得た<sup>9)</sup>。

$$T_{av} = (1 - 0.005 H) \cdot T_s + b \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $T_{av}$ : 平均温度 (°C)

$T_s$ : 舗装表面の温度 (°C)

$H$ : アスファルト処理層の厚さ (cm)

$b$ : 7~14時 (14時を含む) -0.322  
 14~19時 0.766

式(9)で  $b$  を時間帯によって区分したのは、通常たわみ計測が日中に行われ、かつ14時頃を境にして舗装体内の温度勾配が変化することを配慮したものである。

ここで式(9)の妥当性を検証するために、今回試験舗装区間で熱電対形表面温度計により測定した表面温度から式(9)を用いて得た平均温度と実測値から求めた平均温度を比較してみた。結果は図一8に示すとおり、標準

表一3 舗装体内温度推定式の各定数

月	$A_s$	$B_{S1}$	$B_{S2}$	$\alpha_A$	$\alpha_{B1}$	$\alpha_{B2}$	$\alpha_{\theta 1}$	$\alpha_{\theta 2}$	$\theta_{S1}$	$\theta_{S2}$
1	4.31	5.78	1.14	0.002 1	-0.024 2	-0.003 29	-0.006 53	-0.007 34	4.216	7.300
2	5.84	4.70	2.32							
3	14.32	8.79	3.72							
4	22.09	7.00	3.18							
5	27.93	7.19	2.54							
6	29.26	6.73	1.65							
7	37.16	9.60	3.94							
8	38.45	8.90	3.45							
9	31.21	6.17	3.09	-0.001 0						
10	20.08	4.09	2.07							
11	12.70	6.73	2.82							
12	6.42	5.62	4.22							
					0.002 1					

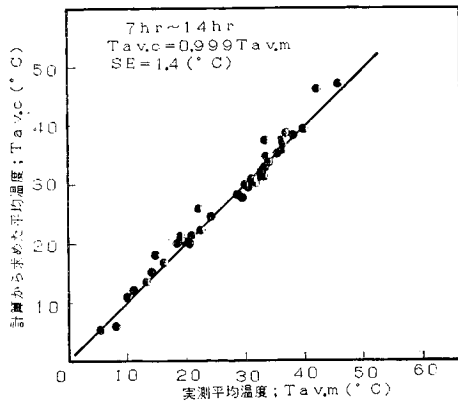


図-8 平均温度の実測値と計算値の比較

誤差は 1.5°C 以内と実用上差し支えない精度で平均温度の推定が可能であった。

(2) たわみと曲率半径に及ぼす温度と構造の影響

舗装に生ずるたわみは、時々刻々変化する舗装体内温度はもとより、供用過程で変動する舗装構造の力学的性質および路床の支持力条件によって変化する。したがってたわみと温度の関係を論ずる際には、その時点での舗装構造と支持力の状態を把握しておく必要がある。

そこで既設舗装をアスファルト処理層とそれ以下の支持層の2層構造とし、それぞれの弾性係数を先に示したシステムにより推定し、調査時点の舗装構造の状態を表わすものとした。図-9は2層弾性係数比とアスファルト処理層の平均温度との関係を示した一例である。各断面ごとの支持層の弾性係数は経時的に大きな変動がないものの各断面間ではそれぞれ異なっており、2層弾性係数比の温度依存性はアスファルト処理層の厚さおよび支持層の弾性係数によって異なることが明らかとなった。

表-4は各区間の平均温度と2層弾性係数比に関する1次回帰分析結果と支持層の弾性係数を示したものである。

一方、平均温度とたわみおよび偏差たわみの関係を示したのが図-10および図-11である。

ある温度範囲では両者の間にもとに直線関係が認めら

表-4 平均温度と2層弾性係数比の1次回帰分析結果および支持層の弾性係数

舗装	アスファルト処理層厚 H (cm)	勾配 α	切り辺 β	支持層の弾性係数 E <sub>2</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
P <sub>1</sub>	5	-0.033	2.131	2310
P <sub>2</sub>	10	-0.043	1.999	2360
P <sub>3</sub>	20	-0.037	2.379	1020
P <sub>4</sub>	20	-0.033	2.497	500
P <sub>5</sub>	10	-0.034	2.379	920
P <sub>6</sub>	5	-0.021	2.632	760

(1 kgf/cm<sup>2</sup> = 98 kN/m<sup>2</sup>)

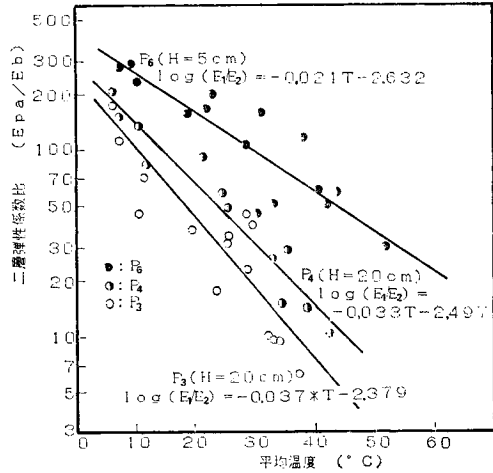


図-9 平均温度と二層弾性係数比の関係

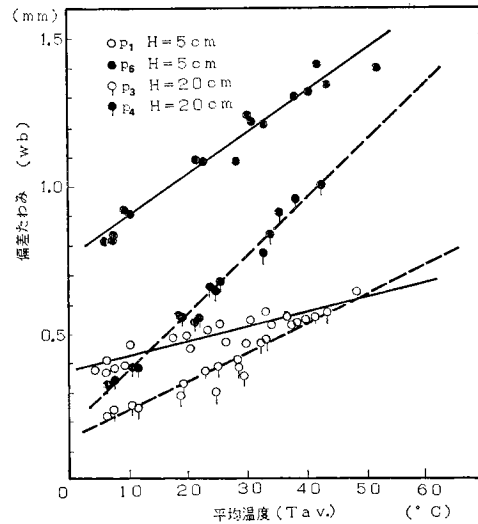


図-10 平均温度とたわみの関係

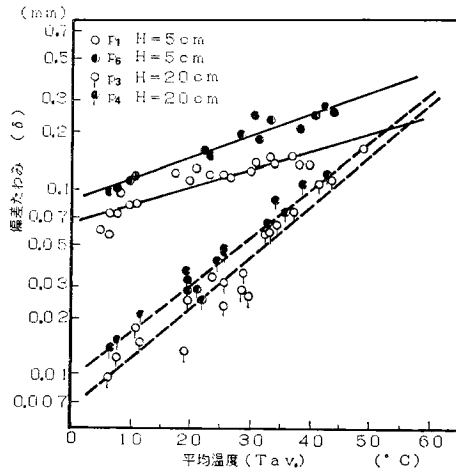


図-11 平均温度と偏差たわみの関係

表-5 平均温度とたわみならびに偏差たわみの1次回帰分析

舗装	たわみ (y)*		偏差たわみ (y)**	
	勾配 (a)	切辺 (b)	勾配 (a)	切辺 (b)
P <sub>1</sub>	0.005 05	0.373	0.015 8	-1.185
P <sub>2</sub>	0.008 10	0.203	0.024 3	-1.713
P <sub>3</sub>	0.009 78	0.138	0.027 5	-2.258
P <sub>4</sub>	0.019 6	0.164	0.029 1	-2.059
P <sub>5</sub>	0.016 4	0.342	0.021 0	-1.519
P <sub>6</sub>	0.014 0	0.754	0.018 2	-1.159

\*  $y=ax+b$   
\*\*  $\log y=ax+b$

れる。これらの関係について1次回帰分析を行った結果を整理して示したのが表-5である。

以上の結果から次のことがいえる。

- 1) P<sub>1</sub> と P<sub>3</sub> あるいは P<sub>4</sub> と P<sub>6</sub> を比較すればわかるようにアスファルト処理層厚が厚いほど、たわみに及ぼす温度の影響は大である。
- 2) P<sub>1</sub> と P<sub>6</sub> あるいは P<sub>3</sub> と P<sub>4</sub> を比較すればわかるようにアスファルト処理層厚が同一であれば、路盤以下の支持力が小さいほど、たわみに及ぼす温度の影響は大である。
- 3) 同様のことは偏差たわみについてもいえるが、偏差たわみに及ぼす温度の影響は主としてアスファルト処理層厚に支配され、厚さが大なるほど影響は大きい。
- 4) したがってたわみおよび偏差たわみに及ぼす温度の影響を吟味するにあたっては、アスファルト処理層厚だけでなく、支持層の弾性係数および2層の弾性係数比にも注目しなければならない。

### 6. たわみおよび偏差たわみの温度補正

以上述べてきたように、たわみおよび偏差たわみは、舗装構造はもちろんのこと温度によっても大きく変動する。したがって舗装構造の評価にあたっては、たわみ等を基準温度に補正する必要が生ずる。基準温度への補正は次式の形をとるのが便利である。

$$w_{bs} = f \cdot w_{bt} \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $w_{bs}$ : 基準温度でのたわみ  
 $w_{bt}$ : 任意温度でのたわみ  
 $f$ : 温度補正係数

ここで基準温度として 20°C を取り上げ各断面のたわみと平均温度の回帰式より温度補正係数を算出し、20°C において  $f=1$  となる温度補正式を重回帰分析より求めた。説明変数はたわみに影響を及ぼすアスファルト処理層厚 ( $H$ : cm)、任意温度で計測したたわみおよび偏差たわみから得られた支持層の弾性係数 ( $E_b$ : kgf/cm<sup>2</sup>; 1 kgf/cm<sup>2</sup>=98 kN/m<sup>2</sup>)、および2層弾性係数 ( $E_{pa}/E_b$ ) とし、次式で示した。

表-6 温度補正式の重回帰係数

係数	たわみ		偏差たわみ	
	T<20	T>20	T<20	T>20
a	0.024 9	0.025 0	10 <sup>-2.38</sup>	10 <sup>-1.98</sup>
b	1.141	0.870	1.075	0.882
c	0.778	0.499	0.836	0.535
d	-0.226	-0.157	0.057	0.012
e	-0.089	-0.050	0.050	-0.002

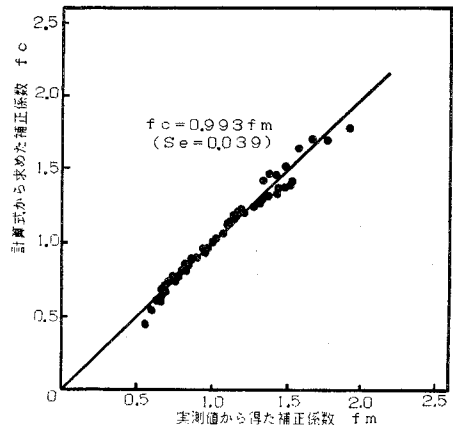


図-12 温度補正係数の実測値と計算値の比較

$$f = 1 \pm a|T-20|^b \cdot H^c \cdot E_b^d \cdot (E_{pa}/E_b)^e \dots \dots (11)$$

偏差たわみについても同様の手法により重回帰分析を行い温度補正式を求めた。表-6 はこうして得られた重回帰係数を示したものである。

図-12 は式 (11) から算出した補正係数と実測値 (平均温度が 20±1.5°C のときの実測たわみ量を 1 とした値) から求めた補正係数とを比較したものであり、よい一致が認められた。また偏差たわみについても同様の検証を試みた結果  $f_c = 0.988 f_m$ 、標準誤差  $S_e = 0.070$  が得られた。

### 7. 温度補正式の検討

たわみの温度補正に関する研究の代表的なものに、Kingham<sup>10)</sup>の研究がある。一般に米国アスファルト協会 (A.I.) の補正曲線として知られるもので、わが国の道路維持修繕要綱にも取り入れられている。しかしながらその後 Southgate らは路床の支持力、あるいは砕石路盤の厚さによって補正係数は変化することを指摘し<sup>11)</sup>、また Beagle も 19 cm のフルデプス舗装が A.I. の補正曲線の A 曲線 (アスファルト処理層厚 10 cm 以下に適用) に近い形となることを示した<sup>12)</sup>。

一方、イギリス T.R.R.L においては図-13 に示すように温度 10~30°C の範囲内で、アスファルト処理層の構成と厚さによって3つのタイプに分類し、それぞれ

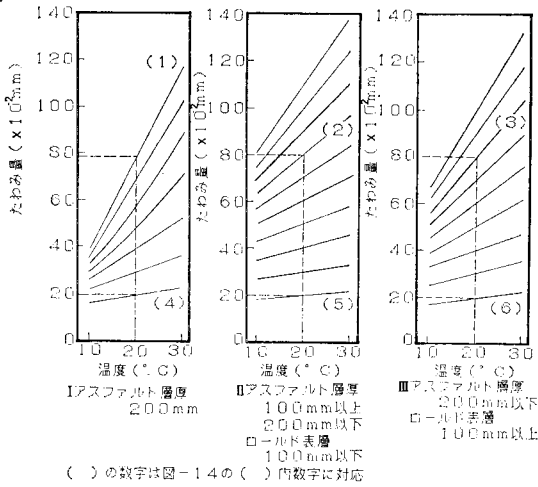


図-13 イギリスにおける温度とたわみの関係 (TRRL)

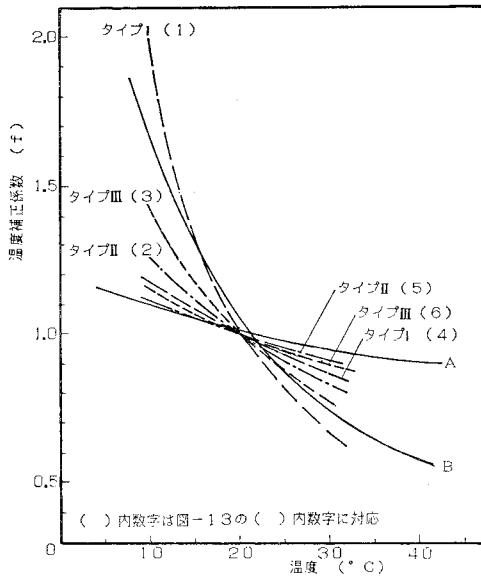


図-14 温度補正係数の比較 (AI-TRRL)

温度たわみ曲線が示され、基準温度 (20°C) への補正が行われる<sup>13)</sup>。この T.R.R.L の方法を A.I の方法に整理すると 図-14 に示すように、20°C において同一たわみであっても舗装のタイプならびに温度-たわみ曲線の勾配によって補正曲線が異なることが確かめられる。

本研究において式 (11) で求められた補正係数を、A.I の補正曲線と比較したのが 図-15 である。図からもわかるように、アスファルト処理層の厚さの変化に伴う補正曲線の変化は Kingham の示した傾向と一致し、また支持層の弾性係数の変化によっても補正曲線に差の生ずることがわかる。

さらに、先に述べたように温度-たわみ関係の勾配および切辺がアスファルト処理層厚、支持層の弾性係数お

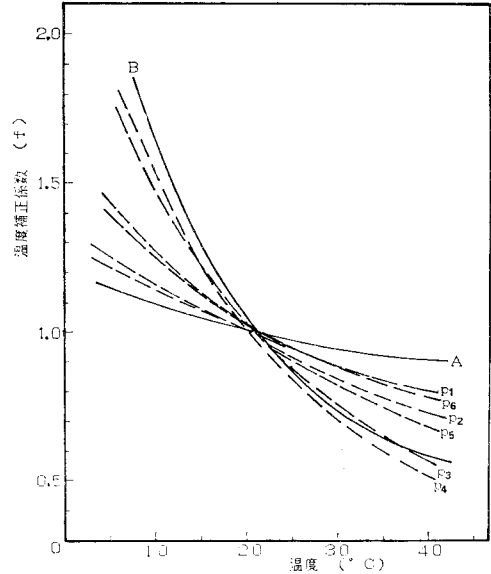


図-15 温度補正係数の比較 (提案式)

よび 2 層弾性係数比から説明されること、ならびに T. R.R.L の温度-たわみ関係による補正方法を考慮すると、式 (11) による温度補正は、A.I の補正曲線の利用に比較してより精度が高く合理的といえよう。

## 8. 結 論

たわみ等の温度補正は、舗装の力学的性質を正しく評価するうえで欠かせないことである。これまで提案されてきた補正曲線は、多くアスファルト処理層の厚さを要因として作製されてきたが、本論ではたわみと偏差たわみを計測することから導入し得る支持層の弾性係数および 2 層弾性係数比をも要因として取り入れ、より精度よく温度補正を行うための回帰式の提案を行った。同時に過去の研究では考慮していなかったベンケルマンビームの脚沈下が舗装構造評価に際していかなる影響を及ぼすかを検討した。以上の結果次の結論が得られた。

(1) 前脚沈下を実測することは不可能であり、C. G.R.A の方法による補正方法の精度確認も困難であった。

(2) 理論解析の力を借りて脚沈下を考慮した舗装構造評価システムの修正を行ったが、その結果脚沈下の補正を行うことによって支持層の評価が小さくなり、全体として厳しい評価システムとなった。

(3) 舗装表面温度とアスファルト処理層厚が与えられれば、計測時の時間によってかなり精度よくアスファルト処理層の平均温度の推定が可能である。

(4) アスファルト処理層厚、支持層の弾性係数および 2 層弾性係数比を説明変数として、たわみと温度の関

係が明らかにされたことから、任意温度のたわみおよび偏差たわみを基準温度（20°C）のそれに精度よく補正をすることが可能となった。なお、この場合単にたわみ測定だけでなく偏差たわみ、あるいは曲率半径を知ることによって2層構造として力学定数による評価が可能な場合にのみ有効となる。

## 9. あとがき

今回求めた温度補正式は1か所の試験舗装から求めたもので、今後とも多くの検証を重ねる必要がある。また実際に生ずるたわみ曲線は、今回設けた仮定に基づくたわみ曲線とは異なるであろう。今後は3層構造へと発展させさらに検討を加える予定である。

最後に研究を進めるにあたり試験舗装区間を提供していただいた静岡県土木部の関係各位ならびに調査解析にご協力いただいた谷亀緑郎君（世田谷区役所）、矢部真之君（勝村建設）、神野稔久君（日本大学大学院）に深甚の謝意を表する次第である。

### 参考文献

- 1) Kennedy, C.K., et al. : Pavement Deflection; equipent for measurement in the United Kingdom, Department of the Environment, Dept. of Transport, TRRL Report LR 834, 1978.
- 2) Kennedy, C.K., et al. : Pavement Deflection; operating procedures for use in the United Kingdom, Department of The Environment, Dept. of Transport, TRRL Report LR 835, 1978.
- 3) 阿部頼政：ベンケルマンビームによるたわみ測定値の補正に関する理論的研究，土木学会論文報告集，第287号，1978.
- 4) Burggraf, F. : Major Findings of the WASHO Road Test, AAPT, Vol. 25, 1956.
- 5) 三浦裕二・十倍 伝：Evaluation of Existing Pavement Based on Deflection and Radius of Curvature and Overlay Design, 4th Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements Vol. 1, 1977.
- 6) 三浦裕二・河島克美・藤本良裕：たわみ量とたわみ形状に基づく半剛性舗装の構造評価，土木学会第35会年次学術講演会概要集，第5部，1980.
- 7) Canadian Good Road Association : Pavement Evaluation Studies in Canada, 1st Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements 1962.
- 8) 近藤佳宏・三浦裕二：アスファルト舗装体内温度の推定に関する研究，土木学会論文報告集，第250号，1976.
- 9) 三浦裕二・河島克美・内田 弘：Influences of Structure and Temperature on Deflection of Asphalt Pavement, Int. Sympto. on Bearing Capacity of Roads and Air-fields, Proc. Vol. 1, 1982.
- 10) Kingham, R.I. : A New Temperature-Correction Procedure for Benkelman Beam Rebound Deflections, Asphalt Institute RR 69-1, 1969.
- 11) Southgate, H.F. and R.C. Deen : Deflection Behavior of Asphaltic Concrete Pavement, Proc. of AAPT, Vol. 44, 1975.
- 12) Beagle, C.W. : Deflection and Performance Evaluation of Woodbridge Full-Depth Pavement, Proc. of AAPT, Vol. 42, 1973.
- 13) Croney, D. : The Design and Performance of Road Pavements, Department of the Environment, Dept. of Transport TRRL, HMSO, 1977.

(1983.5.11・受付)