

# 薄層コンクリートオーバーレイの構造評価 に関する一考察

中西弘光<sup>1</sup>・武井真一<sup>2</sup>・丸山暉彦<sup>3</sup>・唐 伯明<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 大有建設株式会社 中央研究所 所長 (〒454-0055 名古屋市中川区十番町 6-12)

<sup>2</sup>大有建設株式会社 中央研究所 グループリーダー (〒454-0055 名古屋市中川区十番町 6-12)

<sup>3</sup>正会員 工博 長岡技術科学大学教授 環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

<sup>4</sup>正会員 工博 長岡技術科学大学助教授 環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

アスファルト舗装の修繕工法の一つに、既設アスファルト舗装上に薄層コンクリートオーバーレイを行う方法がある。わが国では約 20 年前に各種の取組みがなされたものの、この段階では一般的工法として普及するには至らなかった。その原因の一つに、舗装設計手法として確立されなかったことが挙げられる。

本研究では、まず弾性基礎上の梁の理論を拡張した舗装版応力解析手法について検討する。次に、薄層コンクリート層と既設アスファルト舗装層との界面の付着性を考慮した複合体の構造モデルについて検討する。そして、この研究結果を組合せて薄層コンクリートオーバーレイ工法の設計法としての可能性を検証する。そして、実際に各種条件で試験舗装を行った結果、理論と実測値との整合性も確認した。

**Key Words:** whitetopping, thin layer concrete overlay, bonding coefficient, bending stress, shear stress, winkler foundation.

## 1. まえがき

舗装の修繕工法のひとつに、薄層コンクリートオーバーレイ工法(欧米では Whitetopping と称される。)がある。この工法は、既設アスファルト舗装面をセメントコンクリート材料で薄層にオーバーレイする工法である。薄層コンクリートオーバーレイ厚は 5cm から 15cm が一般的で、これが既設アスファルト混合物層面に接着することを前提に施工される。欧米では既に 1960 年頃から施工され始め、その長期供用性が確認され<sup>1), 2), 3)</sup>、施工実績も増えつつある。

わが国では、1980 年頃に集中的に研究され試験施工も実施されたがその後しばらく中断された状態が続いてきた。それは試験施工された現場での供用性能が必ずしも満足のいくものではなかったためであろう。しかし、1981 年 3 月に国道 23 号線で施工された SFRC 薄層オーバーレイ(t=10cm)舗装<sup>4)</sup>(昭和 55 年度弥富道路修繕工事、建設省名古屋国道工事事務所)は、筆者らもその施工に携わったのであるが、1996 年に打替えられるまで実に 15 年間に亘って重交通下でその役割を果たしてきた。

近年、舗装の長寿命化が望まれる中、本工法もにわかに注目され始め、最近になってまたいくつかの研究<sup>5), 6)</sup>がなされるようになってきた。

わが国でこの薄層コンクリートオーバーレイ工

法があまり発展しなかったことの最大の理由は、満足のいく長期供用性が得られなかったことにある。これは、現場の状況に合った適切な設計をするための合理的な構造評価の手法が確立されなかったことによる。

本工法の設計手法を確立するためには、輪荷重応力に対する設計法、温度応力に対する計算手法、セメントコンクリート材料の収縮による問題、目地の問題など解決しなければならない課題は多い。

本論文では輪荷重応力に限定して、このような薄層のコンクリート舗装に対する曲げ応力の計算法、および複合版としての適用法、そして 2 層構造の上下層間のせん断応力の計算法についての研究結果を報告するものである。

## 2. 既往の研究と本研究の目的

### (1) 既往の研究

現在のセメントコンクリート舗装要綱設計公式は、岩間博士が Westergaard 式、Teller & Sutherland 式の載荷状態を補正して修正した<sup>7)</sup>ものであるが、その検証は 19.9cm~24.9cm のコンクリート舗装版で行ったものである。

複合版的な考え方は福田博士により、その論文<sup>8)</sup>の中で提示された。福田博士の理論は、複合版の中

立軸を求め、中立軸までの距離の2倍の厚さを有する換算断面を想定するものである。軸方向の維応力の釣合い式から中立軸を求めるものであるが、外力モーメントと維応力の中立軸に関するモーメントとの釣合い式が考慮されていない。従って、換算断面を用いて応力を算定しても曲げ剛度が異なり、計算精度に影響を及ぼすという問題が残る。

空港コンクリート舗装構造設計要領における考え方<sup>9)</sup>は、界面の付着性の不完全さを考慮できる点、及び複合梁の断面2次モーメントについて考慮した点で福田の理論を更に発展したものと見える。しかし舗装体に生じる曲げモーメントの算定方法については具体的には示されていない。しかし、舗装体に生じる曲げモーメントを求めることは困難であり、同理論を実際の舗装設計に用いることは難しい。

Packard<sup>10)</sup>は、下層が特定の弾性係数を有するリールコンクリートである場合について、界面付着が50%、100%の場合についての換算断面の諸性状を理論と実験とから一覧表に提示している。しかし、界面の付着の程度を考慮した一般式の形には整理されておらず、実用面での使用が限定される。

将来的に薄層コンクリートオーバーレイの設計法として確立するためには、界面付着の影響を考慮できることが必要であることは当然であるが、そのためには界面に作用するせん断応力についての検討も不可欠である。特許公報<sup>11)</sup>の中に、複合体の界面せん断力を求める式が提案されている。載荷荷重によって複合体の界面に作用するせん断応力を、上層下面の維応力と下層上面の維応力との差として表現した。この考え方は、最近のわが国での研究<sup>5)・12)</sup>においても、また米国でのLarsenの研究<sup>13)</sup>でも用いられているが、考え方そのものに疑問がある。

一方、R. K. Ghoshら<sup>14)・15)</sup>は、複合構造において上層の収縮による界面の応力状態の計算方法を提案するとともに、輪荷重によるせん断応力の計算方法についても示した。しかし、弾性係数の異なる場合や界面の付着性を考慮していない点で、このままでは本研究には適用できない。また、ここでのせん断応力は舗装版の自由縁部に荷重が載荷した時に、縁部から舗装の幅員方向の、載荷位置境界におけるせん断応力を求めるものである。

また、従来のコンクリート舗装の設計方法では、主に荷重直下での輪荷重応力を求めることが中心となっており、輪荷重応力の分布を知るためにはFEMなどの数値解析手法に依らざるをえない。これに関しては西澤らの研究がある。西澤ら<sup>16)</sup>は弾性平板FEMを用いてコンポジット系舗装のポンド型、アンポンド型の場合の解析法を示し、弾性平板FEM

による界面付着の取扱いについての研究を行っているが、界面が完全接着と完全非接着の中間状態の場合については現在研究途上である。

一方、Hudsonら<sup>17)</sup>はコンクリート舗装版の解析において、コンクリート舗装版を剛性棒と弾性ジョイントそして振り棒からなる要素の集合体とし、弾性ジョイント部でばね基礎が支持する構造として解析する方法を提案している。この考え方の中には、複合版、あるいはその界面の付着性については考慮されておらず、かつ非常に複雑ではあるが、舗装版を有限個の棒要素に分割する考え方は参考になる。

このように、従来の研究においては複合体の界面の付着性の考慮が十分でなく、薄層コンクリートオーバーレイ工法の実用的な設計法としては確立されていない状態である。

## (2) 本研究の目的

本研究の主たる目的は、薄層コンクリートオーバーレイに生じる輪荷重応力、ひずみ、そして下層アスファルト舗装面との界面に生じるせん断応力を求めることにある。更に、将来的に目地部などでの荷重伝達についての研究に発展するためには、輪荷重応力やせん断応力の分布をも求めることが必要となる。

しかし、現在までに提案された種々手法では、該工法を実際の道路に適用するに際して実用的な設計手法にはなり得なかった。

該工法の長期耐久性は、上層の薄層コンクリート層（図表中ではコンクリートのことをCo.と略記する。）と下層のアスファルト混合物（以下、アスコンと称し、図表中ではAs.と略記する。）層とがどの程度一体的挙動をするかに係わっている。

両層の一体性は複合体そのものの剛性に深く関わり、コンクリート層下面に生じる応力や界面のせん断応力に影響を及ぼす。しかし、従来の設計法ではこの点に対する配慮ができず、完全接着を前提としたものであるため、実際の舗装で完全接着が得られていないならば、実際に生じる応力は設計された応力より大きくなる。即ち危険側の設計となる恐れがある。従って、この一体性の程度を考慮して版に生じる曲げモーメントやせん断力を算出することが必要となる。

そこで筆者らは、Hudsonらの研究を参考に、更にこれを簡略化して、①舗装版をWinkler基礎上の梁の集合体と考え、梁の理論を版に適用する方法について検討し、②界面の付着程度を考慮した複合梁の輪荷重応力、および輪荷重によるせん断応力の計

算方法について検討する。そして③①、②の成果を統合して薄層コンクリートオーバーレイの輪荷重応力の設計法としての可能性を検討することを目的とするものである。

### 3. 薄層コンクリート版の輪荷重応力

#### (1) 組合せ梁構造

コンクリート舗装は、Winkler 基礎上の版として解析されるべきものである。しかし、上下層の付着の程度を考慮した版の解析は極めて困難である。

そこで、舗装版を図-1に示すような複数個のスリットに分割して、各スリットに Winkler 基礎上の梁の理論を適用して考えることとする。

即ち、組合せ梁構造は、舗装版を Winkler 基礎上に置かれた主梁と複数個の側梁との組合せ構造と考え、主梁と側梁との境界条件を設定することで、梁の剛性を版のそれに近似させるものである。

#### (2) 組合せ梁構造のモデル化

図-2は、主梁と側梁との接合点の状態を示す。ここで、主梁としては無限長梁、半無限長の梁、および有限長の梁を考えることができる。側梁としては半無限長の梁、有限長の梁を考えることができる。

また、側梁は主梁の両側にある場合と片側にのみある場合を考えることができ、計算しようとする載荷状態、即ち中央部、自由縁部、隅角部などによって主梁と側梁の配置方法を適切に選択できる。

主梁から側梁へはその接合面を通じて、基本的にせん断力とモーメントが伝達される構造と考える。また、この考え方においては隣接する側梁間での荷重伝達は考慮していない。しかし、後述する式(8)により側梁幅を剛性に対応して適切に決めることで、版との剛性を同一にすることができる。

舗装版に作用する輪荷重は、主梁に作用するものと考え、応力の計算は主梁について行う。即ち、主梁について、全ての輪荷重外力と側梁からのせん断力およびモーメントを外力と見なして計算すれば、主梁に生じる曲げモーメント、せん断力、たわみを求めることができる。

まず側梁との接合点におけるせん断力 ( $S_i$ ) を求める。未知数を単位長さ当たりのせん断応力 ( $\tau_i$ ) として、これに側梁幅 ( $b$ ) を乗じたものをせん断力 ( $S_i = \tau_i \times b$ ) とし、これを外力と見なして主梁の側梁接合点におけるたわみを求める。一方側梁には、主梁側と同じ大きさで逆向きのせん断力が載荷

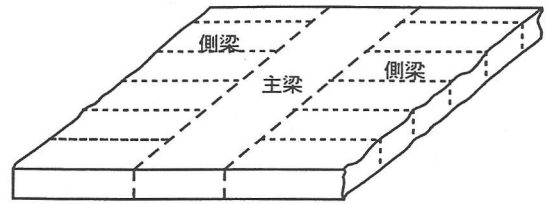


図-1 組合せ梁構造の概念

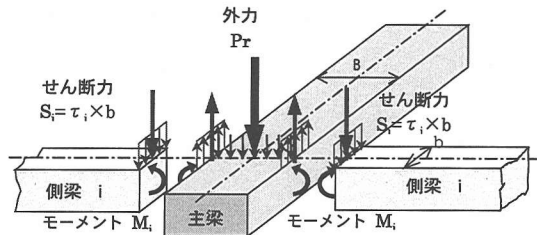


図-2 組合せ梁構造のモデル化

したと見なして主梁との接合点でのたわみを求める。

次に、接合点に生じるモーメントについてはその取扱いを厳密に行おうとすると、主梁の側梁方向のたわみ角と側梁のたわみ角が等しいという条件を満たすようにモーメントを導けば良いが、実際には主梁の主軸に直交する方向のたわみ角を求めることは簡単ではない。また、主梁に対して片方だけに側梁がある場合（自由縁部を想定する場合）のモーメントについて考慮すると、主梁にはねじりモーメントが作用することになり計算が困難となる。

そこで、モーメントについては次のように考え、処理することにする。

主梁の両側に側梁がある場合（版中央部を想定する場合、図-2参照）は、左右対称の構造で載荷中心であれば当然たわみ角はゼロであるので、主梁の幅を小さくすることで、側梁の接合点のたわみ角をゼロと仮定できる。即ち、側梁の端部のたわみ角をゼロとするモーメントを考慮する。

ただし、このモーメントが主梁に作用しても主梁の主軸方向の曲げモーメント、せん断力には影響しないものと考えことにする。

また、主梁の片方に側梁がある場合（自由縁部や隅角部を想定する場合）は、主梁の幅を小さく考えれば主梁と側梁との接合面でのモーメントはほとんどゼロと見なすことができる。従ってこの場合はこのモーメントを無視することとする。

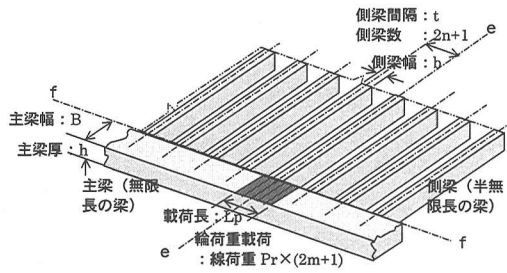


図-3 組合せ梁構造の自由縁部への適用例

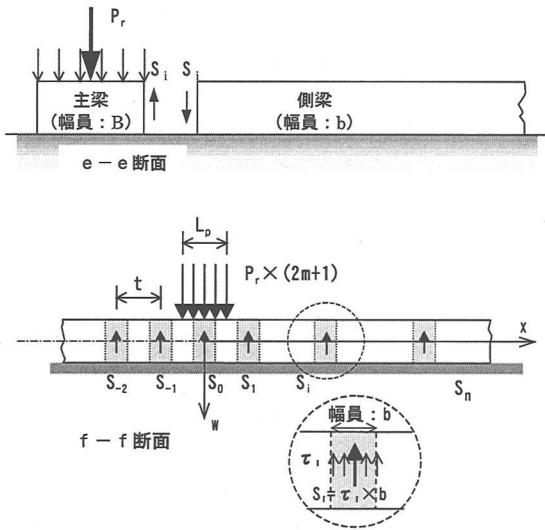


図-4 主梁に作用する外力

### (3) 自由縁部への適用

組合せ梁構造を自由縁部に適用した場合の概念図を図-3、図-4に示す。

図-3のe-e断面で主梁と側梁とを切り離して考えた図が図-4の上段、図-3のf-f断面を示したのが図-4の下段である。主梁と側梁との接合面にはせん断力( $S_i$ )とモーメント( $M_i$ )が作用しているはずであるが、自由縁部縁端部では縁部に直交する方向のモーメントはゼロであり、ここでは主梁の幅を小さくすることにより、近似的に接合面でのモーメントも無視し、せん断力のみを考慮することにした。

また、外力としての輪荷重は、主梁のみに作用する線荷重群と考える。また、輪荷重は大型車のダブルタイヤを想定し、その接地形状は実測データに基づき、図-5に示すような長方形載荷形状と考える。そして、線荷重( $P_r$ )とその載荷間隔( $m_p$ )は、式(1)、式(2)のように定義する。

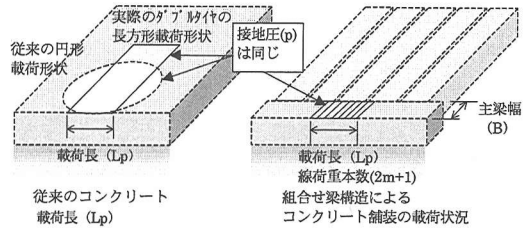


図-5 輪荷重の載荷状況

$$P_r = \frac{p \times (L_p \times B)}{2m+1} \quad (1)$$

$$m_p = \frac{L_p}{2m} \quad (2)$$

ここに、

$P_r$  : 線荷重 (N)

$m_p$  : 線荷重の載荷間隔(mm)

$p$  : 接地圧 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_p$  : 接地長(mm)

$B$  : 主梁幅(mm)

$2m+1$  : 線荷重の数 (計算する上で左右の対称性を利用し易いので奇数 : 整数)

$r$  : 輪荷重の添字 ( $r : -m, \dots, 0, \dots, m$ )

図-4に示す通り、主梁には外力( $P_r$ )とせん断力( $S_i$   $i=0,1,2,\dots,n$ )が作用しているものとして、各側梁との接合面中心におけるたわみは、接合面に作用するせん断応力( $\tau_i$   $i=0,1,2,\dots,n$ )の関数として表せる。

主梁は、Winkler基礎上の無限長の梁の基本式<sup>18)</sup>から、側梁との接合点におけるたわみを求めると、式(4)の通りとなる。

$$\phi = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (3)$$

$$w_{it} = \frac{pL_p\phi}{2(2m+1)K_{75}} \sum_{r=-m}^m F_1[abs(rm_p - it)] - \frac{b\phi}{2BK_{75}} \sum_{j=-n}^n \tau_j F_1[abs((-i+j)t)] \quad (4)$$

ここに、

$i$  : 主梁に付した側梁との接合番号 ( $i=0,1,2,\dots,n$ )

$j$  : 側梁に付した側梁番号 ( $j=-n,\dots,-1,0,1,2,\dots,n$ )

$w_{it}$  :  $i$ 番目の側梁設置位置におけるたわみ量(mm)

$F_1(x) = e^{-\phi x} (\cos \phi x + \sin \phi x) \quad x \geq 0$

$abs(x)$  :  $x$ の絶対値であることを示す

$K_{75}$  : 路盤支持力係数 (N/mm<sup>3</sup>)

$p$  : 外力輪荷重の接地圧 (N/mm<sup>2</sup>)

$E$  : 梁材料の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  :  $K_{75}$ に梁の幅を乗じた値 (N/mm<sup>2</sup>)

$I$  : 梁の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)  
 $2n+1$  : 側梁の設置数  
 $t$  : 側梁の設置間隔 (mm)  
 その他の記号は、図-4、図-5 に示す通りである。

主梁は左右対称であり、 $\tau_j = \tau_{-j}$ 、 $F_1(x) = F_1(-x)$ とできるので、式(4)は (n+1) 個の未知数 ( $\tau_j$ ,  $j=0,1,\dots,n$ ) に対して (n+1) 個の式を示している。式(4)の第1項は輪荷重外力によるたわみを示す項、第2項は側梁との接合面のせん断力によるたわみを示す項である。

一方、 $j (=i)$  点における主梁と側梁との接合点での側梁のたわみもせん断応力 ( $\tau_j$ ) の関数として表せる。側梁にはその端部に外力として、せん断応力 ( $\tau_j$ ) が主梁に作用した方向とは逆方向に作用するものとする。

$j$  番目の側梁の、その端部におけるたわみ ( $W_j$ ,  $j=0,1,\dots,n$ ) は、Winkler 基礎上の半無限長梁の基本式<sup>18)</sup>より、式(5)の通り表すことができる。

$$w_j = \frac{\tau_j \phi}{2K_{75}} [AF_1(0) - 2BF_2(0) + F_1(0)] \quad (5)$$

ここに、

$$\begin{aligned} F_1(x) &= e^{-\phi x} (\cos \phi x + \sin \phi x) & F_2(x) &= e^{-\phi x} \sin \phi x \\ F_3(x) &= e^{-\phi x} (\cos \phi x - \sin \phi x) & F_4(x) &= e^{-\phi x} \cos \phi x \\ A &= F_3(0) + 2F_4(0) & B &= F_3(0) + F_4(0) \end{aligned}$$

$x$  : 梁の材軸方向の距離 (この場合は  $x=0$ )  
 その他の記号は、前出と同じである。

この式(4)と式(5)とから、 $i$  点における主梁のたわみ ( $w_{it}$ ) と  $j$  番目の側梁のたわみ ( $W_j$ ) とが等しいという条件で、 $n+1$  個の連立方程式を解けば、未知数であるせん断応力 ( $\tau_j$ ,  $j=0,1,2,\dots,n$ ) を計算することができる。そしてここで求めたせん断力を主梁に作用する外力に含めて計算すると、主梁に生じる断面力としての曲げモーメントとせん断力を求めることができる。

$$M(x) = -\frac{pL_p B}{4(2m+1)\phi} \sum_{r=-m}^m F_3 \{abs(x-rm_p)\} - \frac{b}{4\phi} \sum_{j=-n}^n \tau_j F_3 \{abs(x-jt)\} \quad (6)$$

$$S(x) = -\frac{pL_p B}{2(2m+1)} \sum_{r=-m}^m sign(x-rm_p) F_4 \{abs(x-rm_p)\} + \frac{b}{2} \sum_{j=-n}^n sign(x-jt) \tau_j F_4 \{abs(x-jt)\} \quad (7)$$

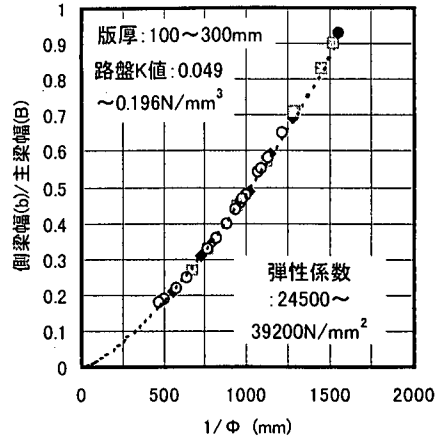


図-6  $\phi$  と (b/B) の関係

ここに、

$x$  : 主梁の材軸方向の座標 (外力載荷位置を原点)  
 $M(x)$  : 位置  $x$  における曲げモーメント (N $\cdot$ mm)  
 $S(x)$  : 位置  $x$  におけるせん断力 (N)  
 $abs(\xi)$  : ( $\xi$ ) の絶対値であることを示す  
 $sign(\xi)$  :  $\xi \geq 0$  の場合 1,  $\xi < 0$  の場合 -1 を示す  
 その他の記号は、既に示した通りである。

式(6)、式(7)のそれぞれ右辺第1項は輪荷重外力によるもの、第2項は側梁との界面に生じたせん断力によるものである。

#### (4) 組合せ梁構造による計算結果の検証

式(4)が示すように、自由縁部を対象とした組合せ梁構造の場合、計算精度に及ぼす条件として側梁幅と主梁幅との比 (b/B)、側梁数  $n$ 、側梁間隔  $t$  がある。(b/B) が限りなくゼロに近づいた時の荷重載荷中心での曲げモーメントは、側梁のない単純な弾性基礎上の梁の値を示す。逆に無限大になると、計算される荷重載荷中心での曲げモーメントはゼロに収斂する。即ち、この組合せ梁構造において (b/B) は、構造体の剛性に関する定数と考えることができる。従って、他の計算結果や実測値との比較で最も適当な (b/B) を決定することとなる。

図-6 には、輪荷重 49kN、接地圧  $p=0.54\text{N/mm}^2$ 、主梁幅  $B=100\text{mm}$ 、側梁数  $n=100$ 、側梁間隔  $t=50\text{mm}$  とした組合せ梁構造で計算される輪荷重応力が、コンクリート版厚、弾性係数、路盤支持力係数の種々組合せに対してコンクリート舗装要綱で計算される値と同等の値を示すための (b/B) の値を  $\phi$  との関係で示したもので、その関係式を式(8)に示す。

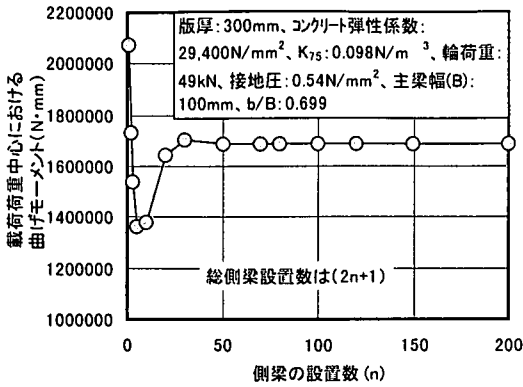


図-7 側梁数と荷重中心における曲げモーメント

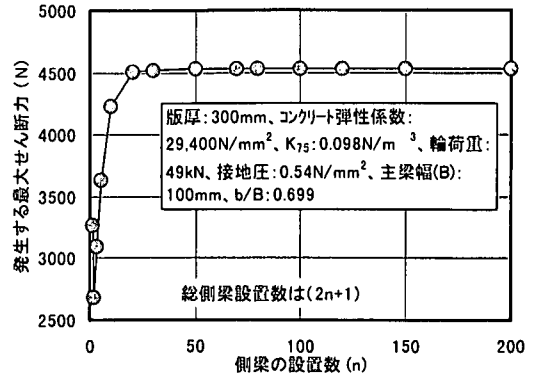


図-9 側梁設置数と最大せん断力

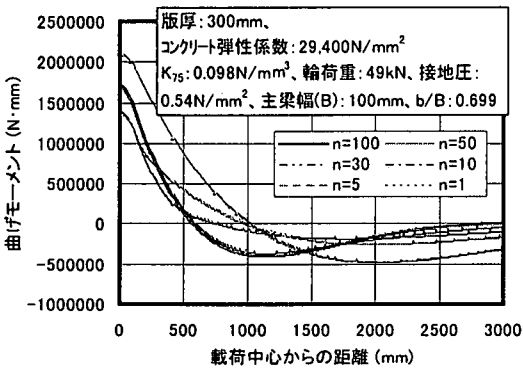


図-8 側梁数と曲げモーメント図

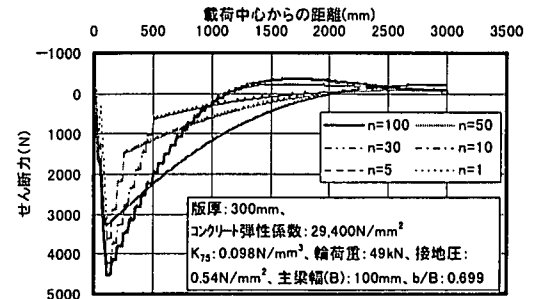


図-10 側梁設置数とせん断力図

$$\frac{b}{B} = 2.7 \times 10^{-5} \times \left(\frac{1}{\phi}\right)^{1.42} \quad (8)$$

ここに、記号は前述の通りである。

図-7、図-8 は主梁幅(B)を 100mm、側梁間隔(t)を 50mm として、側梁数と組合せ梁構造で計算される曲げモーメントの関係を示す。また、図-9、図-10 は主梁幅(B)を 100mm、側梁間隔(t)を 50mm として、側梁数と組合せ梁構造で計算されるせん断力の関係を示す。

以上の結果より、側梁数としては n=50 以上であればほぼ一定値に収束することが分かる。この結果を踏まえて、組合せ梁構造の計算条件として、主梁幅を 100mm、側梁間隔は 50mm、側梁数は n=100 で計算することにする。

組合せ梁構造における載荷荷重は先に示した通りであるが、組合せ梁構造による計算結果に及ぼすコンクリート版厚の影響を確認するために、表-1 に示す計算条件で比較計算を行い、その結果を図-11 に示す。

表-1 Co. 版自由縁部応力計算の計算条件

	舗装要綱式	組合せ梁構造
路盤 K <sub>75</sub> 値 (N/mm <sup>3</sup> )	0.049, 0.098, 0.196	同左
Co. 版厚 (mm)	20~300	同左
Co. 弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	29,400	同左
Co.ポアソン比	0.25	—
輪荷重 (kN)	49	同左
接地面形状	円形 (半径 17cm)	長方形* (20.2×45cm)
側梁幅/主梁幅 (b/B)	—	式(8)による
側梁数 (n)	—	100
側梁間隔 (t) (mm)	—	50

\* 5t ダブルタイヤ荷重の接地面の実測値

図-11 に示したように、(b/B) を式(8)により適切に与えることにより組合せ梁構造による計算結果はコンクリート舗装要綱式の計算結果とはほぼ一致する。ただし、コンクリート版厚が 50mm 以下のような薄層版については傾向が異なり、コンクリート舗装要綱式の場合版厚が薄層になるとある厚さから圧縮側に変化するのに対し、組合せ梁構造の場合では薄層になるに伴い輪荷重応力は増加していく。

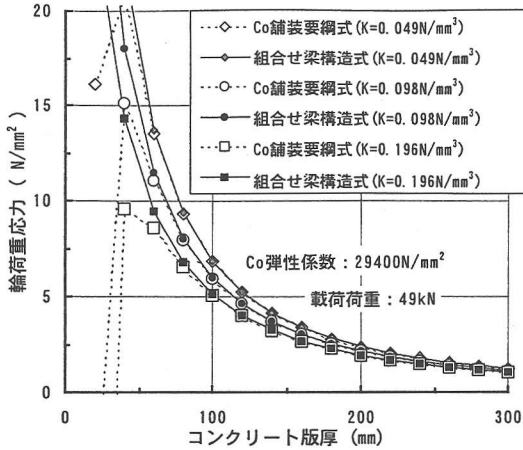


図-11 従来法と組合せ梁構造で計算したコンクリート版厚と輪荷重応力の関係

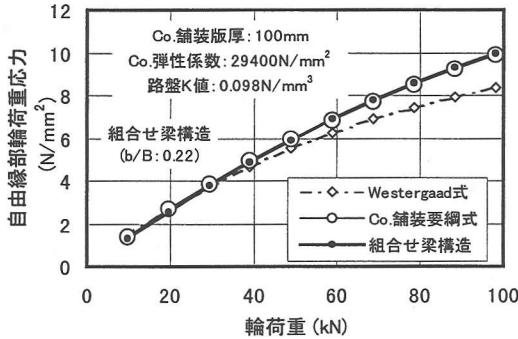


図-12 従来法と組合せ梁構造で計算した輪荷重と輪荷重応力の関係

組合せ梁構造による計算は、計算の手法は全く異なるものの計算結果としての荷重直下での輪荷重応力がコンクリート舗装要綱式と同等の結果を与えるように各計算条件やパラメータを決定しているの、コンクリート版厚が 50mm 以下の場合のようにコンクリート舗装要綱式と異なる結果を与える範囲での適用は、今後実測データを蓄積して判断する必要がある。現段階での組合せ梁構造の適用範囲としてはコンクリート版単一版に換算して版厚が 50mm 以上、300mm 以下と考えることとする。

図-12 は、組合せ梁構造による荷重直下での輪荷重応力の計算結果に及ぼす輪荷重の影響を確認するためのものである。その結果、組合せ梁構造で計算した結果はコンクリート舗装要綱式で得られる結果とほぼ一致する。

これらのことから、組合せ梁構造を用いることで、版の問題を梁の問題として変換でき、そのようにし

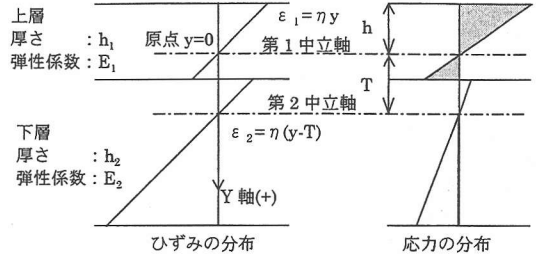


図-13 不完全接着状態にある複合体

て求まる輪荷重応力は従来方法であるセメントコンクリート舗装要綱式でえられる結果とほぼ同等の結果を示すことが分かる。その結果舗装体自由縁部に生じるであろう曲げモーメントやせん断力、そしてこれらの分布を簡単に求めることができる。

#### 4. 界面の付着性を考慮した複合梁

##### (1) 基本式

アスコン層の上に薄層コンクリート舗装を施工する薄層コンクリートオーバーレイ工法の場合、アスファルト面の処理の方法、施工上の問題、そして荷重が載荷される時の温度や速度など条件によっては、上下層が完全に接着した理想的な複合版の状態を保てる保証はない。一般的には完全接着状態と完全分離状態の中間的な状態について検討しておく必要がある。

完全接着状態では、中立軸が一箇所一つ決まる。完全非接着状態の場合は、中立軸が二本できる。この場合の中立軸は、それぞれ各層の中間にできると考えられる。いずれの場合も、ひずみの分布はBernoulli-Eulerの平面保持の法則に従うと考える。また、二つの層が同じ曲率で変形するものと考えると、複合体に生じる二つのひずみの分布は同じ勾配でなければならない。

図-13 は、完全接着状態と完全非接着状態の中間の不完全接着状態を示すものである。

図-13 に示す第 1 中立軸の生じる位置を座標の原点に取り、第 2 中立軸は原点から T の位置に生じるものと考えると、上層のひずみの分布 ( $\epsilon_1$ )、下層のひずみの分布 ( $\epsilon_2$ ) は、以下のように表せる。

$$\epsilon_1 = \eta y \quad (9)$$

$$\epsilon_2 = \eta(y - T) \quad (10)$$

$$T = (1 - t_b) \left( \frac{h_1 + h_2}{2} \right) \quad (11)$$

ここに、

$t_b$  : 上下層界面の接着係数 ( $t_b = 0 \sim 1$ ,  $t_b = 0$  は

完全分離,  $t_b=1$  は完全接着を示す.)

T: 中立軸間の距離

その他の記号は, 図-13 に示した通りである.

軸方向応力の釣合い方程式を解いて整理すると, 第1中立軸の位置 (h) は, 式(12)のようになる.

$$h = \frac{h_1 + \alpha \beta h_2 + 2\alpha h_2 - 2\alpha \beta T}{2(1 + \alpha \beta)} \quad (12)$$

ここに,

$$\alpha = E_2 / E_1, \quad \beta = h_2 / h_1$$

h: 上層表面から第1中立軸までの距離

また外力モーメントと, 内部維応力の中立軸についてのモーメントは釣り合わなければならない.

上層についての第1中立軸についてのモーメントと下層についての第2中立軸についてのモーメントの合計が外力モーメント (M) と釣り合うという条件のもとに計算して整理すると,

$$J = \frac{b}{3} \left[ \begin{array}{l} (h_B^3 - h_A^3) + \alpha(h_C^3 - h_B^3) \\ -3T\alpha(h_C^2 - h_B^2) + 3T^2\alpha(h_C - h_B) \end{array} \right] \quad (13)$$

ここに,  $h_A = -h$ ,  $h_B = -h + h_1$ ,  $h_C = -h + h_1 + h_2$   
b: 梁の幅 (cm), T: 中立軸間の距離

として,

$$\eta = \frac{M}{E_1 J} \quad (14)$$

となる. 即ちここで求めた (J) は付着性を考慮した複合梁の断面2次モーメントと考えることができる. 従って, Winkler 基礎上の付着性を考慮した複合梁について考える場合, 前述の式(3)中の断面2次モーメントとして式(13)でえられる値 (J) を用いればよい.

## (2) 付着性を考慮した複合梁の応力・ひずみ

付着性を考慮した複合梁の任意の断面におけるひずみと応力は, 前項で求めた, 式(9), 式(10), 式(14)から求めることができる. 即ち,

$$\varepsilon_1 = \frac{M}{E_1 J} \cdot y \quad (15)$$

$$\sigma_1 = \frac{M}{J} \cdot y \quad (16)$$

但し,  $-h \leq y \leq -h + h_1$

$$\varepsilon_2 = \frac{M}{E_1 J} \cdot (y - T) \quad (17)$$

$$\sigma_2 = \frac{M\alpha}{J} \cdot (y - T) \quad (18)$$

但し,  $-h + h_1 \leq y \leq -h + h_1 + h_2$

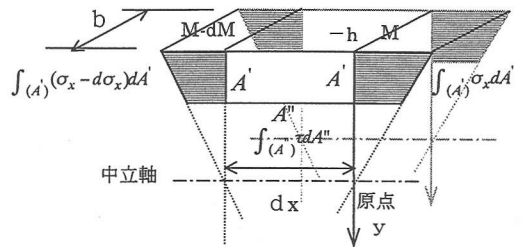


図-14 せん断応力

ここで, 各記号は前述の通りである.

## (3) 付着性を考慮した複合梁界面のせん断応力

せん断応力 ( $\tau$ ) は, 梁の x 方向の微小部分 (dx) についての維応力度 ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_x \cdot d\sigma_x$ ) との釣合い式より求めることができる<sup>19)</sup>. 図-14 に示す微小部分の釣合い式を整理すると, せん断応力の一般式は式(19)で示すことができる.

$$\therefore \tau = \frac{1}{b} \int_{(A')} \frac{d\sigma_x}{dx} dA' \quad (19)$$

この式(19)を付着性を考慮した複合梁に適用すると, 上層部材のせん断応力は,

$$\tau = \frac{S}{2J} (y^2 - h^2) \quad (20)$$

ただし,  $(-h \leq y \leq -h + h_1)$

となる.

同様に, 下層部材については,

$$\tau = \frac{S}{2J} \left[ (-h + h_1)^2 - h^2 \right] + \frac{\alpha S}{2J} \left[ (y - T)^2 - (-h - T + h_1)^2 \right] \quad (21)$$

ただし,  $(-h + h_1 \leq y \leq -h + h_1 + h_2)$

となる.

この式(20), 式(21)により複合梁の厚さ方向のせん断応力の分布を知ることができる.

薄層コンクリートオーバーレイ工法で問題となるせん断応力は, 上下両層の接着性と関係する上下層界面のせん断応力 ( $\tau_{in}$ ) であり, これは式(22)で表せる.

$$\tau_{in} = \frac{S}{2J} \left[ (-h + h_1)^2 - h^2 \right] \quad (22)$$

## (4) 界面付着を考慮した組合せ梁構造

薄層コンクリートオーバーレイ断面の諸元と界面の付着係数がわかれば, 式(11), 式(12), 式(13)により, 断面2次モーメント (J) が計算できる. この (J) を式(3)中の断面2次モーメント (I) の代わりに用いて,



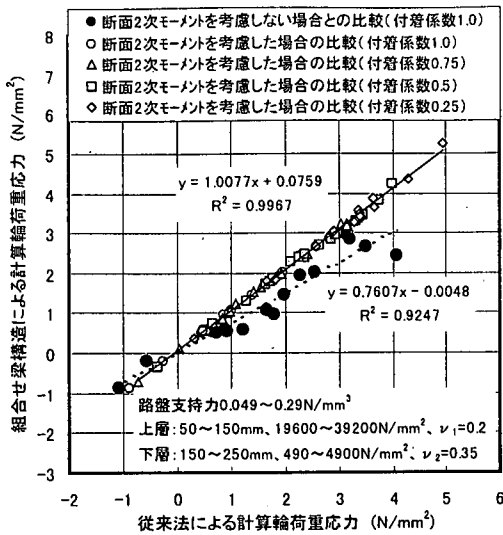


図-15 従来法と組合せ梁構造との計算結果の比較 (輪荷重応力)

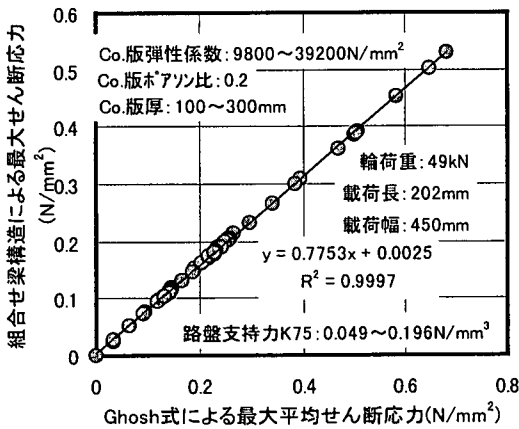


図-16 従来法と組合せ梁構造との計算結果の比較 (せん断応力)

組合せ梁構造の手順に従って計算することで、自由縁部に生じる曲げモーメント( $M(x)$ )とせん断力( $S(x)$ )を式(6)、式(7)から求めることができる。

この曲げモーメントを式(16)、式(18)に代入することで輪荷重応力が求まる。また、せん断力を式(20)、式(21)、式(22)に代入することにより、輪荷重によるせん断応力を求めることができる。

現在最も一般的に用いられている複合版舗装の輪荷重応力の計算式<sup>20)</sup>は、福田の理論に従うものであるが、既に述べた通りこの方法ではモーメントの釣合い条件を考慮していない。しかし、先に式(13)で示した断面2次モーメントと等価な仮想断面を想定して、この等価断面をコンクリート舗装要綱式に用いて計算し、さらに複合版に換算し直すことで、断面2次モーメントを考慮した複合版舗装の載荷直下

表-2 試験施工の工種

Co.版厚 (mm)	100				150						
As.層厚 (mm)	150										
Co.弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	43900		34800		34800						
界面処理	A	A	A	B1	B2	B3	B2	C			
路盤支持力 K <sub>75</sub> (N/mm <sup>3</sup> )	0.25		0.20		0.44		0.41		0.39		
工種 No.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII			
施工幅員 (m)	3.6		3.6		3.6						
施工延長 (m)	32		9		9		9		5	5	10

位置における輪荷重応力は計算できる。

この方法を用いて計算される輪荷重応力と、組合せ梁構造で計算される輪荷重応力との関係を示したのが図-15である。

図-15は種々断面条件について試算したものであるが、断面2次モーメントを考慮しない従来型の計算法とは計算結果がかなり異なる。しかし、断面2次モーメントを考慮した従来式の計算式との関係はほぼ同一の計算結果を与えることが分かる。

舗装体内部のせん断応力の計算式としては、単一版についての Ghosh ら<sup>14), 15)</sup>の式が唯一である。ただし、組合せ梁構造でのせん断応力は自由縁部での道路延長方向のせん断応力を計算するものであるのに対し、Ghosh らの式は道路の幅員方向でのせん断応力を計算するものである。図-16は、単一版について断面諸条件を変化させて両方法について比較計算した。

計算される値は当然のことながら異なるが、図-16に示すように両者の関係はほぼ正比例の関係のあることが分かる。

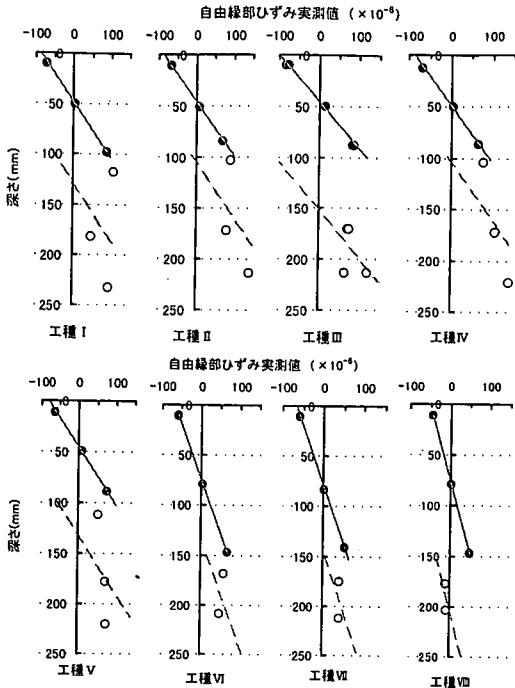
## 5. 薄層オーバーレイの試験施工による検証

### (1) 試験施工の種類

前項までで検討した手法の、実際の薄層コンクリートオーバーレイ工法に対する適用性を検討するために、試験施工とひずみ測定を実施した。まず、表-2に試験施工の工種を示す。

薄層コンクリート層としては、超硬練り鋼繊維補強コンクリート(以下、鋼繊維補強コンクリートのことを SFRC と称する。)と通常の SFRC を用い、オーバーレイ厚は 100mm のものと 150mm のものの2種類を施工した。

またコンクリート層とアスコン層との界面処理を大別して3種類行った。まず、下層アスファルト舗装面を切削機で切削したもの(表-2中のA)、切削したアスファルト面に横断方向に深さ30mmのカッター溝を道路延長方向に1m間隔で設置し、その溝に幅50mmのフラットバーを拘束板として差



注) 図中●はコンクリート層の実測ひずみ、○はアスコン層の実測ひずみを示す。

図-17 ひずみ実測値とその回帰直線

し込んだもの(表-2中のB1), 同じく65mmのフラットバーを差し込んだもの(表-2中のB2), 同じく75mmのフラットバーを差し込んだもの(表-2中のB3), そして付着を阻害する目的で切削しないアスファルト面に路盤紙を用いたもの(表-2中のC)を採用した。

## (2) ひずみ測定結果と界面の付着係数

ひずみ測定はコンクリート中に埋設した埋設ゲージ(BS-8FT)と、ひずみ測定直前に舗装断面に貼り付けた線ゲージ(PL-60-11-3LT, (株)東京測器研究所製)により行った。

ひずみゲージは、上層コンクリート版路肩側端面に合わせて下層のアスコン層を切断し、コンクリート版端面とアスコン層切断面にそれぞれ上部、中央部、下部の3箇所(工種によっては2箇所)に貼り付けた。

測定に用いた荷重車は、8tダンプ(後輪単軸)の後輪を49kNに調整して用いた。接地面積は、接地長20.2cm, 接地幅45cmであり、接地圧は0.54N/mm<sup>2</sup>であった。載荷位置は、ゲージ貼付け箇所直上で、タイヤ外側が舗装版端となる位置とし、載荷時間は約10秒とした。ここでは静的載荷によるひずみ測定結果のみを図-17に示す。

図中に示した実線と破線は、ひずみ実測値より求

表-3 界面処理法と付着係数

工種	Co./As. 界面の処理法	各中立軸の位置		中立軸間距離 (T)	付着係数	
		第1	第2		(t <sub>b</sub> )	平均
I	A	48.6	130.6	82.0	0.34	0.34
		46.8	106.8		0.52	
		46.1	125.9		0.15	
IV	B1	49.2	105.4	56.2	0.55	0.46
V	B2	45.6	134.4	88.8	0.29	
VI	B3	72.9	134.4	61.5	0.51	
VII	B2	80.3	14.61	65.8	0.47	
VIII	C	76.2	201.2	125.0	0	0

注) 各中立軸の位置はCo.面表面からの距離(mm)

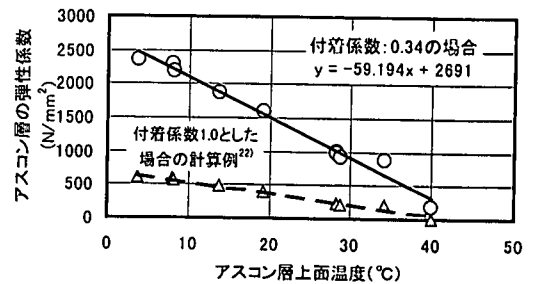


図-18 アスコン層温度と弾性係数

めた回帰直線である。コンクリート層のひずみ分布についてはBernoulli-Eulerの平面保持の仮定がほぼ成り立つので、これを直線式に回帰させて第1中立軸の位置を求めた。下層のアスコン層のひずみ分布については必ずしも成り立つとは言い難い。また、ひずみ分布はコンクリート層のひずみ分布と平行となっていない。これは静的な載荷によりアスコン層でクリープ変形挙動が生じたこと、および断面が外側に膨れようとする面外の引張りひずみを伴ったものと考えられる。

しかし、図-17を見るかぎり少なくとも従来の考え方である、完全接着型で平面保持の法則に従うことを前提とした複合版理論が成り立っていないことは明白であり、これに対する計算上の配慮が必要であると考えられる。本論文で提案する付着係数の概念は、この問題に対する一つの提案である。

本論文で提案する計算式は平面保持の法則と、上下層は同じ曲率のひずみ分布を有することを前提としたものである。アスコン層でのひずみ分布はコンクリート層のひずみ分布と同じ勾配であるとの仮定の基に回帰させ、これにより第2中立軸の位置を求めた。こうして求めた2つの中立軸間の距離(T)から式(11)を用いて付着係数(t<sub>b</sub>)を計算する。結果を表-3に示す。

コンクリートとアスコン層界面の付着性に関して、従来の方法であるアスコン面の切削による場合

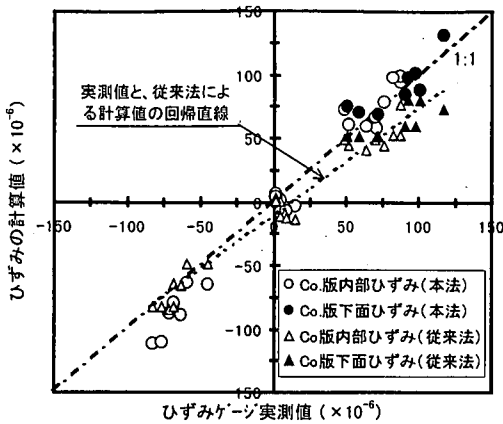


図-19 ひずみ実測値と計算ひずみの関係

の付着係数は平均的に 0.34 程度にしか見積もれないことが分かる。これに対し、アスコン面に拘束板設置のものは平均で 0.46 とやや大きな値を示している。路盤紙を介在させた場合は全く複合版的挙動は期待できないとの結果を得た。

### (3) アスコン層の弾性係数の評価

次に前述の付着係数を用いてアスコン層の弾性係数について検討した。

検討のためのデータとして、冒頭記述した国道 23 号線で施工された SFRC 薄層オーバーレイ ( $t=100\text{mm}$ ) 舗装での追跡調査データ<sup>21)</sup>を用いる。この追跡調査では 5t 輪荷重の静的荷重によるコンクリート層の下面でのひずみとアスコン層の上面温度との関係が測定されている。そこで、該舗装構造に対してその界面付着係数を本実験で得られた 0.34 として組合せ梁構造を適用し、計算されるひずみが実測値と同じとなるアスコン層弾性係数を逆算して求めた。

結果を図-18 に示す。

筆者らは先の報告<sup>22)</sup>で、付着係数を考慮せず該舗装のアスコン層の弾性係数は  $0\sim 700\text{N/mm}^2$  程度と評価した。しかし、本報告で付着係数を考慮したことにより  $200\sim 2700\text{N/mm}^2$  と評価できることが分かった。アスコン層上面温度とアスコン層の弾性係数の関係は式(23)のように求まった。

$$E_{as} = -59.194T_{as} + 2691 \quad (23)$$

ここに、

$E_{as}$  : アスコン層弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$T_{as}$  : アスコン層上面温度 ( $^{\circ}\text{C}$ )

アスコン層の弾性係数の評価については、多くの研究がある。植下ら<sup>23)</sup>は穴あけベンケルマンビーム

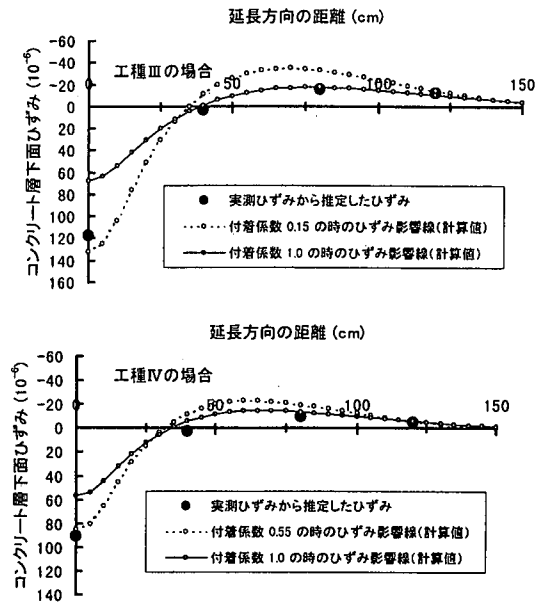


図-20 Co. 下面ひずみ影響線 (工種Ⅲ, Ⅳ)

試験を路面温度  $22\sim 24^{\circ}\text{C}$  の時に実施し、アスコン層の弾性係数を  $784\sim 1470\text{N/mm}^2$  (筆者が SI 単位系に修正した) と述べている。この結果は、荷重条件は少し異なるが、同一の温度条件で比較すると本研究の結果とかなり近い値である。

佐藤ら<sup>24)</sup>はダイナフレクトを用いて、アスコン温度と変形係数の関係を示し、Van der Poel のノモグラフから推定される変形係数と似通った値であると述べている。しかし、これは振動数 8Hz の動的荷重であり  $20^{\circ}\text{C}$  で  $4900\text{N/mm}^2$  となり、本研究での静的荷重状態の結果と比較するとかなり大きな値を示している。

### (4) 実測ひずみと計算値の整合性

本試験施工でのひずみ測定時のアスコン層上面の温度は  $19.5^{\circ}\text{C}\sim 20.5^{\circ}\text{C}$  であったので、これを  $20^{\circ}\text{C}$  とし式 (23) からアスコン層の弾性係数を  $1520\text{N/mm}^2$  とした。また、付着係数については表-3 に示した値、舗装体に関連するその他の条件は表-2 の値を用いて計算する。また、組合せ梁構造での計算条件は表-1 に例示した条件、および (b/B) は式(8)より求まる値をこのケースに当てはめて計算する。

図-19 は、舗装端断面に貼付けたひずみゲージの測定値と、界面の付着性を考慮した組合せ梁構造による計算で求めた値との関係 (図-19 中○印) を示す。また同図中にはひずみゲージの測定値から求めた直線回帰式より求めたコンクリート層下面のひずみと同計算で求めたひずみの関係 (図-19 中●印)

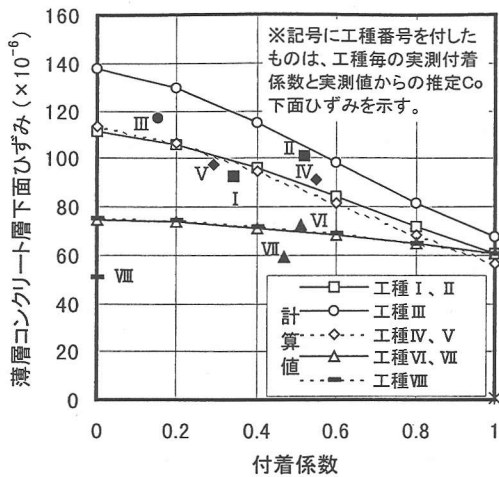


図-21 界面の付着係数と Co. 版下面ひずみ

も含めて示した。また、比較のために界面が完全接着状態を前提とした従来の計算法<sup>20)</sup>による関係(図-19 中△, ▲印)も示した。

図-19 より、コンクリート層下部、もしくはコンクリート層下面に生じる引張り側のひずみについては、界面の付着性を考慮した組合せ梁構造による計算値の方が、完全接着を前提とした従来法による計算値より実測値との整合性が良いことが分かる。

また、従来法によるコンクリート層に生じる引張りひずみの計算値は、実測値より 10~20%小さく計算されている。これは付着係数を考慮していない結果であろう。

次に、工種ⅢおよびⅣについて荷重位置をゲージ貼付け位置から延長方向に 0, 40, 80, 120cm 移動させてひずみに与える影響を測定した結果について述べる。荷重直下ではコンクリート層のひずみ分布とアスコン層のひずみ分布にはズレが生じ、そのズレを付着係数に変換した。その結果工種Ⅲでの付着係数は 0.15、工種Ⅳでの付着係数は 0.55 と評価されたことは表-3 の通りであるが、荷重位置が直上から移動するに連れて付着の程度が変化することが分かった。

図-20 はコンクリート層下面ひずみのひずみ影響線を示すものであるが、ひずみゲージ貼付け位置から 40, 80, 120cm 離れた場合では付着係数 1.0 の計算値にほぼ一致している。

これらのことから、コンクリート層とアスコン層との界面の付着係数は界面処理だけの問題でなく、荷重される条件によっても変化するといえる。即ち、荷重位置から離れるに伴い生じるせん断応力が小さくなり、せん断応力が小さくなるのに伴い界面付着状態が完全接着状態に近づくということであると考

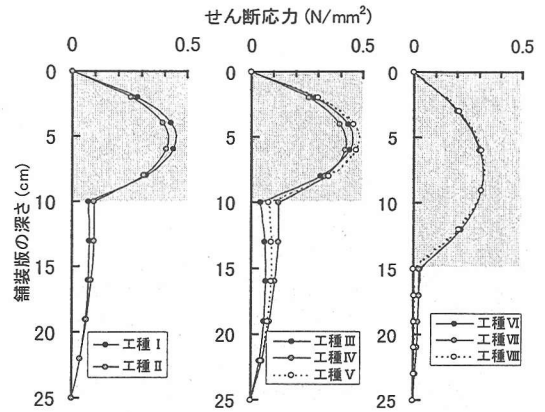


図-22 工種毎のせん断応力

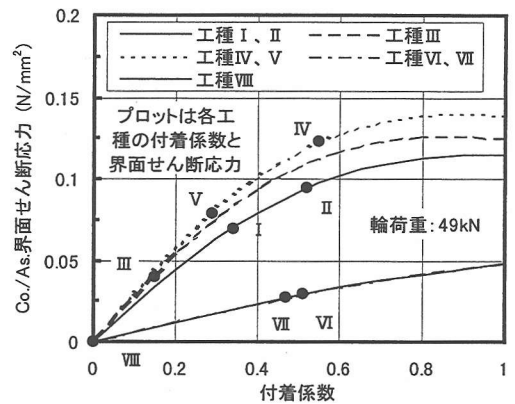


図-23 界面の付着係数とせん断応力

えられる。

次に、各工種について付着係数の値によってコンクリート層下面に生じるひずみがどのように変化するか計算してみた。図-21 には、付着係数とコンクリート層下面ひずみの関係と、実測で得た付着係数および実測ひずみから推定した下面ひずみを示す。

以上の結果、界面の付着係数によりコンクリート層下面に生じるひずみは大きく変化することが分かる。

界面付着の程度、即ち付着係数の影響を最も大きく受けているのは工種Ⅲであり、次いで工種Ⅰ、Ⅱ、Ⅳ、Ⅴである。これらの工種はいずれもコンクリート層厚が 10cm である。工種Ⅲと工種Ⅳ、Ⅴとは同じ弾性係数のコンクリートを用いているが路盤の支持力が、工種Ⅳ、Ⅴは工種Ⅲの 2 倍以上である。また、工種Ⅲと工種Ⅰ、Ⅱとは、路盤支持力はほぼ同等であるが使用したコンクリートの弾性係数が工種Ⅰ、Ⅱの方が工種Ⅲより約 25%大きい。これらの工種については、完全分離(付着係数 0)の場合の発生ひずみは完全付着(付着係数 1.0)の場合の発生

ひずみの2倍程度になっている。

最も付着係数の影響を受け難いのが工種VI, VII, VIIIのコンクリート層厚が15cmの工種である。

これらのことから、上層コンクリート層が薄く、弾性係数が小さく、路盤支持力の小さい場合には界面の付着係数の影響を受け易いと考えられる。

このように、設計の中で付着係数を考慮しないと、得られる結果の信頼性は著しく低いものとなる恐れがあることがわかる。

#### (5) 舗装体に生じるせん断応力

次に、薄層コンクリートオーバーレイで重要な付着性と係わる界面のせん断応力について検討した結果を示す。せん断応力分布の計算には、組合せ梁構造にて主梁に生じるせん断力 ( $S(x)$ ) を式(7)により求め、次にそのせん断力を用いて式(20)、式(21)によりせん断応力を求めることができる。

工種I~VIIIについて、発生するせん断応力を計算すると、図-22の通りとなる。せん断応力の分布は式(20)、式(21)に示すように中立軸で極大値を示す2次放物線を描く。完全な付着性がえられない場合は中立軸が2本生じるので、第2の中立軸の位置でも極大値となるが、この第2の中立軸が上層内にある場合には下層についての極大値は見られない。工種VIIIのように付着係数が0の場合、界面でのせん断応力も0となる。

また、界面の付着係数と界面のせん断応力の関係について式(22)により計算し、その結果を図-23に示す。

付着係数が小さい場合には界面に生じるせん断応力は当然のことながら小さくなり、付着係数が大きくなるにつれて界面に生じるせん断応力は大きくなる。また、せん断応力は中立軸で最も大きくなるので、上下層の厚さ、弾性係数、そして付着係数により、中立軸の位置が界面の位置に近づくような場合に大きな界面せん断応力が生じることとなる。今回実施した試験舗装の構造や試験条件で、発生する界面せん断応力の大きさが異なるが、49kN 輪荷重が作用した場合の界面でのせん断応力は、せいぜい0.15N/mm<sup>2</sup>程度である。

## 6. 結論

薄層コンクリートオーバーレイの輪荷重応力と輪荷重による界面せん断応力の評価方法について、界面の付着性を考慮した複合梁理論を拡張する方法により検討した。その結果をまとめると以下の通りである。

(1) コンクリート舗装版を、Winkler 基礎上の梁の

組合せ構造に置換えて計算することが実用上可能であり、これに付着性を考慮した複合梁を適用することで、薄層コンクリートオーバーレイの設計に用いることができる。このことにより、従来の設計法では完全接着状態しか取扱えなかったのに対し、この方法により実際に起こり得る界面の付着状態に応じた設計が可能となった。

- (2) 既設アスファルト舗装面と薄層コンクリートオーバーレイ層との付着係数は、静的載荷状態の載荷直下で約0.3~0.5程度である。しかし、載荷直下から40cm程度以上離れた箇所ではほぼ完全接着として挙動する。
- (3) アスコン層の弾性係数は載荷速度と温度に依存し、静的載荷状態ではアスコン面温度が0~40℃の場合200~2700N/mm<sup>2</sup>程度である。
- (4) 薄層コンクリートオーバーレイ層下面に生じるひずみや応力は界面の付着係数により大きく異なる。従って付着係数を考慮しない計算値の信頼性は著しく低下する。
- (5) 既設アスファルト舗装面と薄層コンクリートオーバーレイ層との界面に生じるせん断応力は、静的載荷状態ではせいぜい0.15N/mm<sup>2</sup>程度である。しかし更にアスコン層温度の低い状態、動的載荷の場合など、アスコン層弾性係数が大きくなると考えられる状態での界面せん断応力はより大きくなるものと考えられる。

謝辞：本研究で用いた、組合せ梁構造の開発に当たって、多くのご助言とご指導を頂いた名古屋工業大学教授、長谷部宣男博士に深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) James D. Grove, Gary K. Harris and Bradley J. Skinner, : Bond Contribution to Whitetopping Performance on Low Volume Roads, Construction Report for Iowa Highway Research Board Research Project HR-341, January 1993.
- 2) Strauss, P., Lourens, J. and van der Walt, J. : Performance of Thin Concrete Overlays in South Africa, 8<sup>th</sup> International Symposium on Concrete Roads, Theme IV, pp.133-138, Lisbon-Portugal, September 1998.
- 3) Salcedo, M. A.: Ultra-Thin Whitetopping Applications in Mexico, 8<sup>th</sup> International Symposium on Concrete Roads, Theme IV, pp.173-182, Lisbon-Portugal, September 1998.
- 4) 丸山仁：名四国道における重交通道路舗装の維持修繕(鋼繊維補強コンクリートを用いた薄層舗装)、舗装、pp.16-21, 1981年5月。
- 5) 野田悦郎、孔永健：アスファルト舗装上の薄層付着型コンクリートオーバーレイの界面付着せん断応力について、土木学会第52回年次学術講演会、pp.94-95, 1997年9月。
- 6) 西澤辰男、国分修一、福手勤：コンクリート薄層オーバーレイの力学的モデル、土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部、pp.98-99, 1998年10月。
- 7) 岩間滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究

- (3), 1962年12月, 土木研究所報告.
- 8) 福田正: コンクリート舗装の荷重分散機構に関する研究, 土木学会論文報告集, 第242号, pp. 63-72, 1975年10月.
  - 9) 運輸省航空局監修: 空港コンクリート舗装構造設計要領, pp. 107-108, 1990年.
  - 10) Robert G. Packard: Structural Design of Concrete Pavements with Lean Concrete Lower Course, *Proceeding of 2<sup>nd</sup> International Conference on Concrete Pavement Design*, pp.119-131, 1981.
  - 11) 公開特許公報, 昭54-157123, 昭和54年12月11日公開.
  - 12) 野田悦郎, 孔永健, 笠原好則: 付着型初トッパ工法に関する基礎的研究, 第2回舗装工学講演会講演論文集, pp. 45-52, 1997年12月.
  - 13) Larsen, T. J.: A Composite Pavement Design Procedure, *Proceeding of 2<sup>nd</sup> International Conference on Concrete Pavement Design*, pp.99-105, 1981.
  - 14) Ghosh, R. K. and Garg, A. K.: Shear Stress in Concrete Pavements - Analytical Procedure for Highways and Airfields, *Civil Engineering and Works Review*, pp.577-582, June 1969.
  - 15) Ghosh, R. K. and Phull, Y. R.: Bonded Concrete Overlays, *Civil Engineering and Public Works Review*, pp.821-826, Aug. 1972.
  - 16) 西澤辰男, 国分修一, 福手勤: 弾性平板 FEM に基づくコンジット系舗装の解析法に関する研究, 土木学会論文集, No. 613/V-42, pp. 237-247, 1999. 2.
  - 17) Ronald Hudson, W. and Hudson Matlock: Analysis of Discontinuous Orthotropic Pavement Slabs Subjected to Combined Loads, *HRR131*, pp.1-48, 1966.
  - 18) 土木学会: 構造力学公式集, pp.173-179, 1994年.
  - 19) 荒井利一郎: 応用力学, pp.60-62, 技報堂, 1972年.
  - 20) 土木学会: 舗装工学, pp.107-108, 1995年.
  - 21) 中部道路研究会: 昭和57年度中部道路研究会報告, pp. 19-31, 1983年6月18日.
  - 22) 中西弘光, 武井真一, 前田英和: SFRC 薄層舗装の複合梁理論による構造評価に関する一考察, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, pp. 52-53, 1998年9月.
  - 23) 植下協, 吉兼亨, 玉野富男: 穴あけベンケルマンビーム試験による舗装構造の解析, 土木学会論文報告集, 第214号, pp.17-25, 1973年6月.
  - 24) 佐藤勝久, 福手勤: ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装強度評価とかさ上げ厚設計, 土木学会論文報告集, 第303号, pp.109-118, 1980年11月.

(1999. 2. 25 受付)

## A STUDY ON THE STRUCTURAL EVALUATION FOR A THIN CEMENT CONCRETE OVERLAY

Hiromitsu NAKANISHI, Shinichi TAKEI, Teruhiko MARUYAMA and Boming TANG

There is a method to place thin cement concrete overlay on an asphalt concrete pavement as one of the rehabilitation methods for improving an existing asphalt pavement. However this method doesn't become popular at present. In this research, to begin with, applying the theory of a beam on Winkler foundation, we will investigate the stress analysis procedure of pavement slabs. Next, we will investigate the model of composite structure that consists of a thin cement concrete layer and an existing asphalt pavement layer, taking the degree of bond between these two layers into consideration. We will combine the results of these two investigations and establish the design procedure of the thin layer cement concrete overlay as a composite pavement.