

# コンクリート舗装における路盤K値と弾性係数の換算式に関する実験的研究

竹内康<sup>1</sup>・小梁川雅<sup>2</sup>・牧恒雄<sup>3</sup>・丸山暉彦<sup>4</sup>・木村慎<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 農修 東京農業大学講師 地域環境科学部 (〒156-8502 東京都世田谷区桜丘1-1-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 東京農業大学助教授 地域環境科学部 (〒156-8502 東京都世田谷区桜丘1-1-1)

<sup>3</sup>正会員 農博 東京農業大学教授 地域環境科学部 (〒156-8502 東京都世田谷区桜丘1-1-1)

<sup>4</sup>正会員 工博 長岡技術科学大学教授 建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

<sup>5</sup>正会員 建設省土木研究所 道路部舗装研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

本研究では、1997年から98年にかけて建設省土木研究所(PWRI)で行われた実物大コンクリート舗装の静的載荷実験データおよび平板FEMによる応力解析結果から、路盤支持力係数(K値)とBoussinesq路盤の弾性係数の換算式について検討した。その結果、コンクリート版での曲げ応力の解析を行うためには、Vesicによって導かれたK値から弾性係数を求めるための換算式に1.50を乗じる必要があることがわかった。

**Key Words :** concrete pavement, liquid foundation, solid foundation, K-value, elastic modulus, bending stress, deflection

## 1. はじめに

コンクリート舗装の構造は、一般に地盤によって支持された弾性平板として考えられている。このとき、地盤モデルはWinkler, Boussinesq, Burmisterの3つが主として挙げられる。

Winkler地盤モデルは地盤を互いに独立した、せん断力を伝達しない鉛直方向の1次元弾性バネで表したものであり、liquid地盤とも呼ばれる。また、BoussinesqおよびBurmister地盤モデルは、路盤以下を単層および多層の弾性体で表しており、それぞれsolidおよびlayered地盤と呼ばれている<sup>1)</sup>。

コンクリート舗装の設計指針には、大別してセメントコンクリート舗装要綱<sup>2)</sup>とコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>の二つがあるが、何れの設計指針においても、応力解析はWinkler地盤上の弾性平板モデル、いわゆるWestergaardモデルを用いて行っている。

筆者ら<sup>4),5)</sup>は、1997年に建設省土木研究所で実施された実物大コンクリート舗装の静・動載荷実験結果から、載荷によって路盤面に残留変形が生じ、これによってK値が低下していたことを示した。更に、この結果から、求められたK値を用いた応力解析結果と実測結果が良く一致していたこと、コンクリー

ト版の疲労解析結果からK値の低下によって破壊が促進されることを示した。

これらのことから、コンクリート舗装の設計において路盤面の残留変形を考慮することは重要であると考えられる。ところが、路盤面の残留変形を考慮する場合、路盤以下の層を連続体として捉え、載荷に伴って生じる応力状態を知る必要があるため、現行の設計法で用いているWestergaard理論のみでは対応できない。

路盤K値と路盤以下を単層とみなした場合の弾性係数との関係は、式(1)によって求めることができる。 $\gamma=1.00$ のときの換算式は、WestergaardおよびHoggによって得られた応力解が等しくなるように、Vesic and Saxena<sup>6)</sup>によって導かれたものであるが、これは版中央部に対してのみ示されたものである。そのため、Huang and Sharpe<sup>7)</sup>は、FEMプログラムを用い、隅角部および自由縁部のWinkler地盤上(Westergaard)とBoussinesq地盤上(Hogg)での応力解析結果を比較し、 $\gamma$ の値を変化させる必要があることを指摘した。そして、縁部および隅角部では、 $\gamma$ をそれぞれ1.75, 0.91にして算出された応力が等しくなることを示した<sup>1)</sup>。

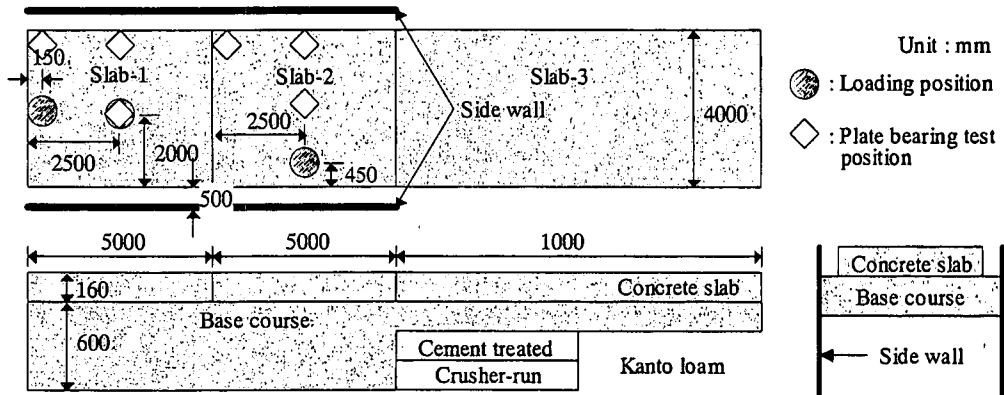


図-1 載荷実験の行われた試験区の概要

$$K_{75} = \gamma \cdot 3 \sqrt{\frac{E_f}{E_c} \cdot \frac{E_f}{(1-\nu_f^2) \cdot h}} \quad (1)$$

ここに、 $h$  : コンクリート版厚 (mm)  
 $E_c$  : コンクリートの弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_f$  : 地盤の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\nu_f$  : 地盤のポアソン比  
 $\gamma$  : 載荷位置の変化に伴う定数

しかし、地盤の材料定数が場所によって変化することは、現行設計法に盛り込まれているような車輪走行位置が変化した場合の力学解析を行う場合、そして路盤面の残留変形解析時に必要な各層の弾性係数を推定する場合に不都合であることは言うまでもない。また、Huangの換算式は、FEM解析上での輪荷重応力を比較したものであり、直接的に実験結果と比較したものではない。

これらのことより、本研究ではK値から路盤を単層と見なしたときの弾性係数への換算式について検討することを目的に、建設省土木研究所で行われた実物大コンクリート舗装の静的載荷実験結果とFEM解析結果との比較を行った。更に版厚を変化させたコンクリート舗装の応力解析から換算式の検証を行った。なお、本研究でのFEM解析はHuangによって開発された平板FEM解析プログラムKENSLABSおよびプリプロセッサSLABSINP<sup>®</sup>を用いて行った。

## 2. 実物大コンクリート舗装載荷実験

### (1) 実験の概要

載荷実験は、1997年8月と1998年8月の2回にわたって茨城県つくば市の建設省土木研究所内に図-1

表-1 使用材料の材料特性

Material	Parameter	Value
Concrete slab	Density	2.4 00(g/cm <sup>3</sup> )
	Bending strength	6.1 (N/mm <sup>2</sup> )
	Young's modulus	31.4 (kN/mm <sup>2</sup> )
	Poisson's ratio	0.2
	Coeff. of linear expansion	0.00001 (1/°C)
Base course	Maximum dry density	2.255 (g/cm <sup>3</sup> )
	Modified CBR	105 (%)
	Degree of compaction	95.7 (%)
	K <sub>75</sub> (Slab1, Corner)	7.3 (10 <sup>2</sup> N/mm <sup>3</sup> )
	K <sub>75</sub> (Slab1, Edge)	7.8 (10 <sup>2</sup> N/mm <sup>3</sup> )
	K <sub>75</sub> (Slab1, Center)	8.0 (10 <sup>2</sup> N/mm <sup>3</sup> )
	K <sub>75</sub> (Slab2, Corner)	9.6 (10 <sup>2</sup> N/mm <sup>3</sup> )
	K <sub>75</sub> (Slab2, Edge)	9.4 (10 <sup>2</sup> N/mm <sup>3</sup> )
K <sub>75</sub> (Slab2, Center)	7.8 (10 <sup>2</sup> N/mm <sup>3</sup> )	
K <sub>75</sub> (Average)	8.3 (10 <sup>2</sup> N/mm <sup>3</sup> )	

に示す実物大コンクリート舗装の試験区を作製して行った。コンクリート版と上層路盤は、同年3月に新規打設したものであるが、下層路盤および路床は既設のものを利用した。なお、各々のコンクリート版は直径20mm、長さ700mmのダウエルバー（スリップバー）によって連結されている。

載荷実験装置は、油圧制御によるアクチュエータとこれを支持する剛性梁とから成り、アクチュエータは、静的では98kN(10tf)まで、動的では49kN(5tf)で5Hzまでの載荷能力を有し、試験区を挟む側壁上に設けられたレールによって移動することができる。

静載荷実験は図-1に示すSlab-1の自由縁部（以下、自由縁部1）、Slab-2の自由縁部（以下、自由縁部2）および中央部の3箇所、自由縁部では0～49kN(5tf)、中央部では0-69kN(7tf)の範囲で9.8kN(1tf)おきに行った。

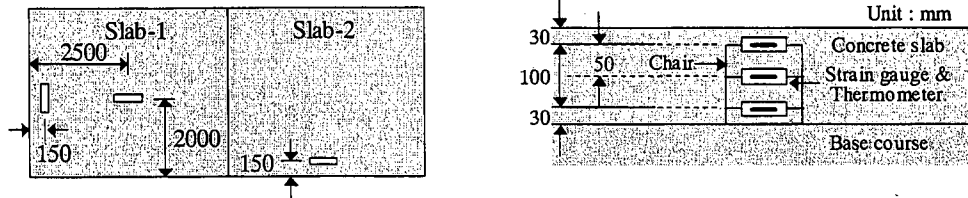


図-2 埋込みゲージの埋設位置

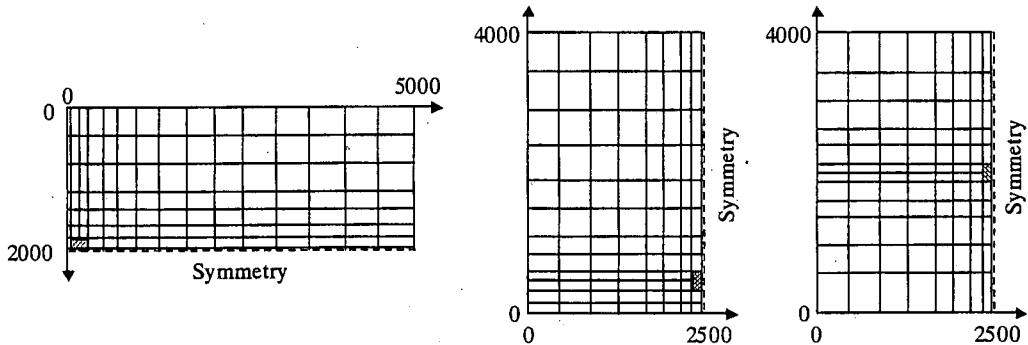


図-3 FEM解析に用いたメッシュ

また、静載荷実験は、版内温度差によるそり応力の影響を取り除くために、版内温度差が小さくなる夕方に実施した。なお、アクチュエータの載荷直径は300mmであり、載荷面に硬質ゴム板を貼り付けて実験を行った。

## (2) 使用材料

表-1に試験舗装で用いられた路盤とコンクリートの材料特性を示す。路盤材料は、上層路盤材として最も多く用いられている粒度調整砕石(M-30)を用いた。また、コンクリートの力学特性は、試験開始直前までテストピット敷地内でコンクリート版と同じ条件で養生した供試体を用いて測定した。

一般に、コンクリート舗装の構造計算には、Winkler地盤上の平板FEMプログラムやWestergaardの応力式が用いられるが、このときの路盤支持力係数(K値)は、 $K_{75}$ である。しかし、一般的には直径30cmの載荷板での $K_{30}$ が測定されるため、道路舗装では多くの測定実績から、 $K_{30}$ を2.2で除して $K_{75}$ を求めている<sup>8)</sup>。

本実験では、図-1に示した位置で平板載荷試験から $K_{75}$ を求めた。各位置での値は、表-1に $K_{75}$ (Slab1, Corner)~ $K_{75}$ (Slab2, Center)として示した。本実験でのK値は、位置毎にばらついており、側壁に近い位置での結果が一概に高い値を示している訳ではなかった。したがって、本実験では、K値に対する側壁の影響は認められなかったことから、K値の平均値 $K_{75}$ (Average)を代表値として用いることとした。

## (3) 測定内容

静載荷実験では、載荷に伴うコンクリート版のひずみと載荷時の温度を測定した。図-2は、測定に用いた円筒状埋込みゲージの埋設位置と埋設パターンを示している。なお、埋込みゲージには温度センサが内蔵されており、載荷点での版内温度分布を測定することができる。また、埋込みゲージでの測定結果の確認は、版表面に箔型ひずみゲージを貼り付けて行った。ただし、自由縁部2では、図-1および図-2からわかるように、埋込みゲージの埋設位置が載荷位置とは異なっていたため、載荷位置でのひずみは貼付けゲージで、非載荷点でのひずみは埋込みゲージを用いて測定した。なお、表面ゲージは研磨されたコンクリートの表面にエポキシ系樹脂をプライマとして貼りつけて使用した。

温度はデータロガーで、載荷重およびひずみは、動ひずみ計からA/D変換機を介してコンピュータで計測した。なお、版内の温度は非線形で分布することから、版上下面の温度差は測定データを二次曲線で近似して推定した<sup>9)</sup>。

## 3. 載荷実験解析

### (1) 要素分割

解析に際しては、図-1のSlab-1および2に相当する $4000 \times 5000$ mmのコンクリート版を図-3に示すように、載荷位置毎にXおよびY軸に関して線対称になるように解析領域を設定し要素分割を行った。図-3

表-2 FEM解析時の材料条件

Material	Parameters	Value
Concrete	$E_c$	31.4 (kN/mm <sup>2</sup> )
	$\nu_c$	0.2
Base course	$K_{75}$	8.3 (10 <sup>-2</sup> N/mm <sup>3</sup> )
	$E_f$ ( $\gamma=1.00$ )	81.5 (N/mm <sup>2</sup> )
	$E_f$ ( $\gamma=1.50$ )	60.2 (N/mm <sup>2</sup> )
	$E_f$ ( $\gamma=1.75$ )	53.7 (N/mm <sup>2</sup> )
	$\nu_f$	0.4

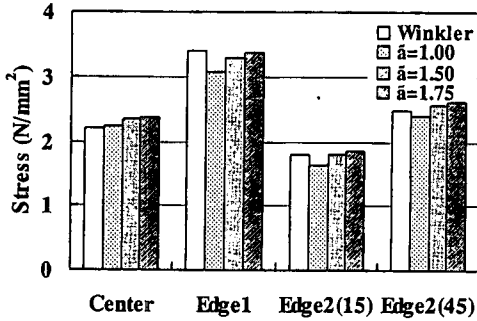


図-4 Winkler路盤とBoussinesq路盤での推定応力

は左から自由縁部1, 自由縁部2および中央部の要素分割図を示している. なお, 各分割図を作成する際には, 荷重載荷位置とメッシュ間隔が一致するように配慮した.

KENSLABSでは, 載荷形状が矩形のみであるため, 荷重ベクトルは, 一辺の長さが直径300mmの円の面積(70686mm<sup>2</sup>)の平方根となるような正方形で作用するものとした. ただし, 図-3に示したように, 解析領域はXおよびY軸に関して線対称になるように設定したため, 載荷形状は長方形となる.

また, KENSLABSでは載荷形状が解析結果に及ぼす影響について検討することはできない. しかし, 円形載荷条件に基づく自由縁部および中央部におけるWestergaard公式<sup>7)</sup>による応力解析結果と正方形載荷条件でのWinkler地盤上のFEM解析結果とを比較したところ, 両者の載荷点での曲げ応力は非常に良く一致していた. このことから, 今回の解析において載荷形状の相違は, 解析結果に影響を及ぼさないものと考えられる.

## (2) 解析条件

解析に用いた地盤モデルは, Winkler地盤とBoussinesq地盤の2種類であり, Winkler地盤では実測された $K_{75}$ を, Boussinesq地盤では $K_{75}$ から式(1)を用いて $E_f$ を算出した. これを表-2にまとめて示した. ただし, 版内温度差は, 実測の結果1℃未満であったため, 解析では温度差を0℃とした. また,

表-3 推定応力に対する対する実測応力の範囲

		$\gamma=1.00$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma=1.50$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma=1.75$ (N/mm <sup>2</sup> )
Center	FEM	2.226	2.342	2.381
	Maximum	0.135	0.018	-0.020
	Minimum	-0.165	-0.281	-0.319
Edge1	FEM	3.077	3.298	3.374
	Maximum	0.394	0.172	0.097
	Minimum	0.013	-0.208	-0.284
Edge2 (15cm)	FEM	1.619	1.792	1.851
	Maximum	0.027	-0.145	-0.205
	Minimum	0.019	-0.153	-0.213
Edge2 (45cm)	FEM	2.403	2.557	2.608
	Maximum	-0.519	-0.674	-0.725
	Minimum	-0.567	-0.722	-0.772

Boussinesq地盤での解析は, Huangによって求められたように, 式(1)の $\gamma$ の上限を1.75とし, 1.00から1.75の間で変化させて行った. なお, 解析を行うにあたって, 図-1に示した側壁およびコンクリート版間のダウエルバーの影響は無いものとした.

## (3) 解析結果

### a) 路盤モデルによる解析結果の相違

図-4に49kN(5tf)載荷時の各載荷位置でのWinkler路盤上とBoussinesq路盤上での解析結果を示す. なお横軸のカテゴリーは, 左から中央部, 自由縁部1, 自由縁部2の非載荷点, 自由縁部2の載荷点を示している.

Boussinesq路盤上での解析結果は,  $\gamma$ の値が大きくなるにしたがって増加することがわかる. また, 実測応力と良く一致するといわれているWinkler路盤上での推定応力と比較すると, Boussinesq路盤上での結果は, 中央部では $\gamma=1.00$ , 自由縁部1では $\gamma=1.75$ , 自由縁部2の非載荷点では $\gamma=1.50$ のときに一致していた. また, 自由縁部2の載荷点では, Winkler路盤での推定応力は $\gamma=1.00$ と1.50の平均値を示していた.

このことより, Winkler路盤上での推定応力は,  $\gamma=1.00\sim 1.75$ としたBoussinesq路盤上の推定応力の中に分布していることがわかる. また, 両者の差は, 自由縁部において, 最大で0.3N/mm<sup>2</sup>(約3kgf/cm<sup>2</sup>)であった.

### b) 載荷実験および解析結果

中央部と自由縁部1において, 49kN(5tf)載荷時に0.3~0.4 N/mm<sup>2</sup>(約3~4kgf/cm<sup>2</sup>)と比較的大きいばらつきが生じていた.

このばらつきを検討するため, 図-5, 6に示すように静載荷実験の実施回数による実測応力の変化を

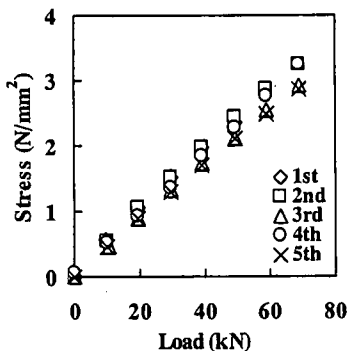


図-5 中央部での荷重回数による実測応力の変化

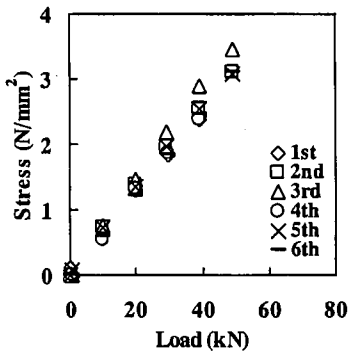


図-6 自由縁部1での荷重回数による実測応力の変化

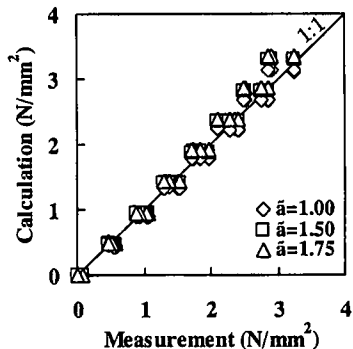


図-7 中央部での実測応力と推定応力の関係

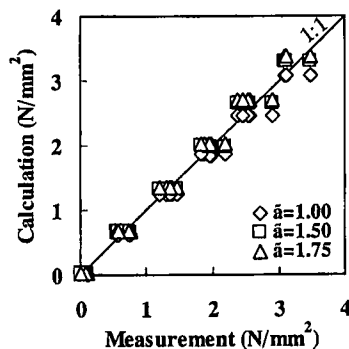


図-8 自由縁部1での実測応力と推定応力の関係

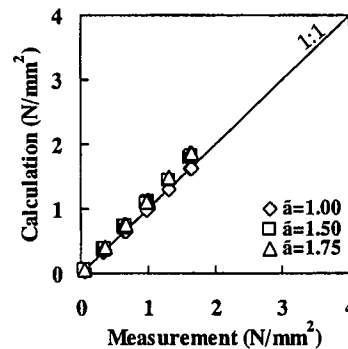


図-9 自由縁部2の非荷点での実測応力と推定応力の関係

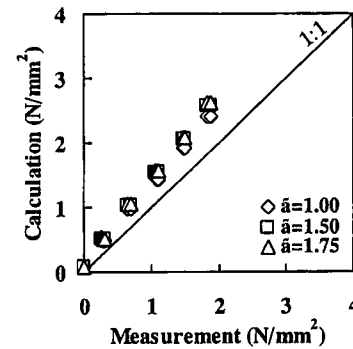


図-10 自由縁部2の荷点での実測応力と推定応力の関係

調べた。なお、図-5, 6 では荷重重と実測応力の関係を荷重順に示した。これらの図より、中央部、自由縁部1において実施回数と実測応力には相関がないことがわかる。したがって、本実験で得られた応力レベルでは図-5, 6 に示した程度のばらつきが含まれるものと考えられる。

このことから、各荷重個所での実測応力と Boussinesq 路盤上での推定応力との関係を図-7~10 に示す。なお、グラフ内の直線は、実測応力と推定応力が等しいときの関係を示しており、自由縁部2では、荷重位置と自由縁部より 150mm の位置でのデータを比較した。また、表-3 に 49kN(5tf)荷重時の推定応力とそれに対する実測応力のばらつき(実測応力-推定応力)を示した。Maximum および Minimum の符号が正のときは、実測応力が推定応力よりも高いことを示しており、負の場合はその逆である。

中央部では、図-7 に示すように推定応力は  $\gamma=1.00$  のときに最も良く実測結果と一致しており、 $\gamma$  が大きくなるにしたがって実測応力と乖離する傾向にあることがわかる。しかし、表-3 からわか

るように、 $\gamma=1.50$  のときの推定応力と実測応力の関係の範囲内には 1:1 のラインが含まれているため、荷重に伴って中央部で生じる曲げ応力は、 $\gamma=1.00$  と 1.50 の解析結果の範囲内にあると考えられる。また、自由縁部1では、図-8 および表-3 に示すように、 $\gamma=1.75$  および 1.50 のときに、推定応力が実測応力とほぼ 1:1 の関係にあった。

自由縁部2の非荷点での実測応力は、中央部、自由縁部1に比べばらつきが少なく、 $\gamma=1.00$  のときには推定応力よりも僅かに大きい最も一致しており、 $\gamma$  が大きくなるにしたがって推定応力よりも小さくなる傾向にあった。また、 $\gamma=1.00\sim 1.50$  の間で、推定応力は実測応力とほぼ 1:1 の関係にあった。

自由縁部2の荷点での推定応力は、図-10および表-3のEdge2(450mm)の結果からわかるように、実測応力よりも高い値を示していた。この原因として設置および荷重位置の「ずれ」もしくは設置状態の不良が考えられる。しかし、図-9に示すように、縦自由縁部から150mmの点での測定結果は、解析結果と比較的に良く一致していたため、荷重は図-1に示した

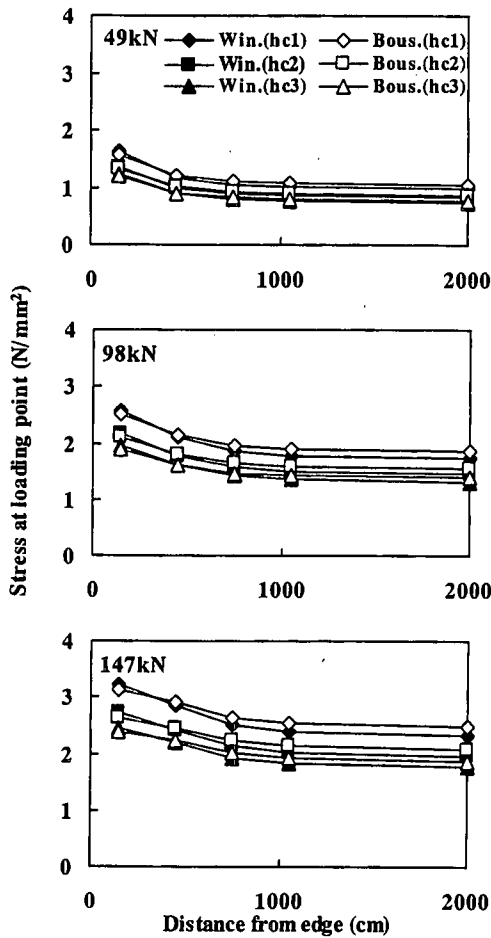


図-11 自由縁部から中央部までの各個所で荷重したときの載荷点での推定応力

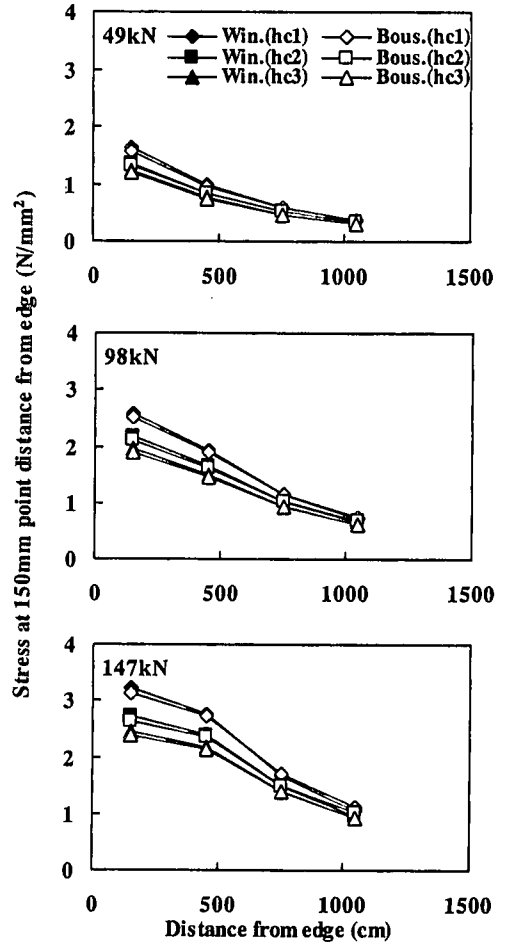


図-12 自由縁部から1050mmの位置まで荷重したときの自由縁部での推定応力

位置で行われたと考えられる。また、荷重中心点とゲージの”ずれ”が原因であれば、実測結果と解析結果が一致するには、縁方向に100mm以上の”ずれ”が必要となる。さらに、荷重板の範囲内であれば、貼付けゲージの傾斜による測定値の変化は殆ど無い。したがって、自由縁部2の載荷点における測定結果と解析結果の乖離の原因は、コンクリート版上に施したプライマとゲージの接着不良によるものと考えられる。

セメントコンクリート舗装要綱では、その設計法の中で、縦自由縁部より45cm中央部に寄った点に輪荷重が作用したときの15cmの点での曲げ応力は、15cmの点に輪荷重が作用した場合の0.7倍であるとしている。これは、岩間<sup>9)</sup>によって実験的に確認された値である。そこで、本研究では、 $\gamma=1.00, 1.50, 1.75$ のときの縦自由縁部での載荷点と非載荷点の解析結果の比を調べてみた。その結果、非載荷点/載

荷点は、それぞれ0.68, 0.70, 0.71であり、 $\gamma=1.50$ での結果を中心に、セメントコンクリート舗装要綱と同様の値を示していた。

これらの結果をまとめると、中央部から縁部にかけての載荷点での実測応力は、中央部では $\gamma=1.00 \sim 1.50$ 、自由縁部では $\gamma=1.50 \sim 1.75$ とした推定応力の範囲にあることがわかった。また、自由縁部から45cmの位置に荷重したときの自由縁部での実測応力は、 $\gamma=1.00 \sim 1.50$ とした推定応力の範囲にあることがわかった。したがって、静荷重実験の解析結果より中央部、自由縁部1、自由縁部2での結果の共通項である $\gamma=1.50$ とすることで、実測応力と推定応力はほぼ一致し、コンクリート舗装でのK値と弾性係数の換算式を一義的に捉えることができると考えられる。

また、Winkler路盤の推定応力は、図-4に示したように、中央部では $\gamma=1.00$ 、自由縁部1では $\gamma=1.75$ 、

表-5 Winkler路盤とBoussinesq路盤との推定応力の差

	Position (cm)	$h_{c1}$			$h_{c2}$			$h_{c3}$		
		49kN (N/mm <sup>2</sup> )	98kN (N/mm <sup>2</sup> )	147kN (N/mm <sup>2</sup> )	49kN (N/mm <sup>2</sup> )	98kN (N/mm <sup>2</sup> )	147kN (N/mm <sup>2</sup> )	49kN (N/mm <sup>2</sup> )	98kN (N/mm <sup>2</sup> )	147kN (N/mm <sup>2</sup> )
Fig. 9	150	0.055	0.072	0.090	0.038	0.062	0.079	0.033	0.054	0.069
	450	-0.018	-0.037	-0.056	-0.010	-0.020	-0.030	-0.007	-0.014	-0.021
	750	-0.043	-0.085	-0.128	-0.030	-0.059	-0.089	-0.024	-0.048	-0.072
	1050	-0.051	-0.102	-0.152	-0.037	-0.074	-0.111	-0.031	-0.061	-0.092
	2000	-0.053	-0.106	-0.158	-0.039	-0.079	-0.118	-0.033	-0.065	-0.098
Fig. 10	150	0.055	0.072	0.090	0.038	0.062	0.079	0.033	0.054	0.069
	450	0.014	0.028	0.040	0.015	0.030	0.044	0.014	0.028	0.041
	750	-0.008	-0.016	-0.024	-0.001	-0.003	-0.005	0.000	0.000	0.000
	1050	-0.021	-0.042	-0.062	-0.012	-0.024	-0.036	-0.009	-0.017	-0.026

表-4 換算式の検証に用いたFEMでの材料条件

Material	Parameters	Value
Concrete	$E_c$	29.4 (kN/mm <sup>2</sup> )
	$\nu_c$	0.2
	$h_{c1}$	250 (mm)
	$h_{c2}$	280 (mm)
	$h_{c3}$	300 (mm)
Base course	$K_{75}$	8.9 (10 <sup>-2</sup> N/mm <sup>3</sup> )
	$E_f(h_{c1})$	85.6 (N/mm <sup>2</sup> )
	$E_f(h_{c2})$	93.2 (N/mm <sup>2</sup> )
	$E_f(h_{c3})$	98.2 (N/mm <sup>2</sup> )
	$\nu_f$	0.4

自由縁部2の非載荷点では $\gamma=1.50$ のときのBoussinesq路盤での推定応力と一致する。これを図-7~9の結果に照し合せてみると、予てから言われているように、Westergaard理論による推定応力は実測応力と良く一致していることがわかる。

#### 4. 換算式の検証

本研究では、載荷実験の解析結果から得られた換算式の検証を行うために、版厚を変化させた場合のコンクリート舗装の応力解析を行った。ただし、コンクリート版厚は、セメントコンクリート舗装要綱よりB,C,D交通用の構造<sup>2)</sup>となるようにした。

なお、路盤の弾性係数は $\gamma=1.50$ として算出し、Boussinesq路盤とWinkler路盤での推定応力の比較を行った。

##### (1) 要素分割

コンクリート版の寸法を決定するにあたり、様々な寸法での予備解析を行った。その結果、版内温度の温度勾配が無い状態では、コンクリート版の面積に対する載荷面積の割合が極端に大きくなければ、

コンクリート版の寸法が計算結果に及ぼす影響は殆ど無かった。そのため、解析には用いた版の寸法は、図-3と同じとした。

荷重は、実験解析と同様に一辺の長さが式(2)<sup>3)</sup>から得られる接地半径を持つ円の面積の平方根となるような正方形で作用するものとした。

$$a = 12 + \frac{P}{1000} \quad (2)$$

ここに、 $a$  : 接地半径 (cm)  
 $P$  : 輪荷重 (kgf)

##### (2) 解析条件

セメントコンクリート舗装要綱では、B,C,D交通での路盤の支持力係数は $K_{30}$ で $19.6 \times 10^2 \text{N/mm}^3$  (20kgf/cm<sup>3</sup>)以上となるように記されており、これに基づいて施工された例が多い。そこで、本研究では $K_{30}$ を設計の最低ラインである $19.6 \times 10^2 \text{N/mm}^3$ とし、表-4の条件で解析を行った。このときの載荷位置は、縦自由縁部から150,450,750,1050cmの個所および中央部の5点とし、輪荷重は49,98,147kN (5,10,15tf)とした。なお、表-4中の $h_{c1} \sim h_{c3}$ はコンクリート版の版厚の条件を示しており、 $E_f(h_{c1}) \sim E_f(h_{c3})$ は版厚が $h_{c1} \sim h_{c3}$ の条件の元に式(1)から算出された路盤の弾性係数を示している。

##### (3) 解析結果

コンクリート版厚、輪荷重、載荷位置を変化させた場合の解析結果を図-11, 12に示す。図-11は載荷位置による推定応力の変化を示しており、図-12は、現行の設計法と同様に、載荷位置が自由縁部から中央部に向けて150,450,750,1050mmと変化したときの自由縁部から150mm中央部に寄った個所での推定応力を示している。なお、図中の凡例Win.( $h_{c1}$ ) ~ Win.( $h_{c3}$ )は、コンクリート版厚が $h_{c1} \sim h_{c3}$ の場合の

Winkler路盤上での計算結果を示しており、同様に  $Bous.(h_{c1}) \sim Bous.(h_{c3})$  は Boussinesq 路盤上での計算結果を示している。

また表-5は、図-11, 12に対応した、Winkler路盤と Boussinesq路盤との推定応力の差を示している。なお表内の数値が正のときは、Winkler路盤での推定応力の方が大きいことを示している。

図-11より、何れの解析結果においても載荷点が自由縁部から中央部に移行するにつれて、Winkler路盤と Boussinesq路盤の推定応力は、乖離する傾向にあることがわかる。また、表-5より推定応力の差は最大で  $0.15 \text{ N/mm}^2$  (約  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$ ) であったが、載荷実験結果を鑑みると、Winkler路盤と  $\gamma=1.50$  としたときの Boussinesq路盤での推定応力は、ほぼ同程度と考えることができる。

また、図-12および表-5より、載荷位置が変化したときの自由縁部から150mm中央部に寄った個所での推定応力は、何れの解析結果においてもほぼ一致しており、差も  $0.1 \text{ N/mm}^2$  (約  $1 \text{ kgf/cm}^2$ ) 以下と小さいことがわかった。

これらのことから、Boussinesq路盤上のコンクリート版の中央部から自由縁部において応力解析を行う場合、式(1)の  $\gamma$  を1.50とすることでK値と弾性係数の関係を一義的に捉えることができると考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、1997年から1998年にかけて建設省土木研究所で行われた実物大コンクリート舗装の静的載荷実験結果を用いて、K値と路盤の弾性係数の換算式について検討した。得られた結果をまとめると、以下ようになる。

- (1) 静載荷実験の解析結果より、Vesicにより求められたK値と弾性係数の換算式に1.50を乗じることで、中央部と自由縁部での実測応力と推定応力はほぼ一致することがわかった。また、Westergaard理論による推定応力は実測応力と良く一致していることを確認した。
- (2) Vesicの換算式に1.50を乗じたときの弾性係数を用いた自由縁部での載荷点と非載荷点の解析結

果の比を調べたところ、非載荷点/載荷点は、0.70であり、セメントコンクリート舗装要綱とほぼ一致していた。

- (3) 版厚が変化した場合のコンクリート舗装の応力解析結果から、載荷実験結果より得られた換算式を用いることで、中央部および縁部での応力解析を同じ路盤条件で求めることができることが確認された。

謝辞：データ解析を行うにあたり、乾 達雄氏(パスコ株、当時修士2年)、高木一英氏(東京都、当時4年生)、青木大昌氏、尤 乃正氏(東農大 修士2年)のご協力を得た。また、建設省土木研究所舗装研究室故池田拓哉室長には載荷実験データを快く提供していただいた。記して感謝の意を表するとともに、故池田拓哉室長のご冥福をお祈り致します。

## 参考文献

- 1) Huang, Y.H. : Pavement Analysis and Design, Prentice-Hall, Inc. 1993.
- 2) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱, 1984.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書「舗装編」, 1996.
- 4) Takeuchi, Y., Koyanagawa, M., Nishizawa, T., Noda E., and Kubo, K. : An experimental study on the properties of granular base course deformation in concrete pavement under cyclic loads, CROW Record 19, pp.411-422, 1998.
- 5) 竹内康, 小梁川雅, 西澤辰男, 木村慎：路盤の経年変形がコンクリート舗装の疲労破壊に及ぼす影響, 土木学会舗装工学論文集, Vol.3, pp.93-100, 1998.
- 6) Vesic, A. S. and Saxena, S. K. : Analysis of structural behavior of AASHO road test rigid pavements, NCHRP Report 97, 1970.
- 7) Huang, Y.H. and Sharpe, G. W. : Thickness design of concrete pavements by probabilistic method, Proceedings, 4<sup>th</sup> International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue University, pp.251-265, 1989.
- 8) 日本道路協会：舗装試験法便覧, 1989.
- 9) 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, 土木研究所報告, 建設省, No.117, 1964

(1999. 9. 21 受付)



**AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE CONVERSION EQUATION OF K-VALUE AND ELASTIC  
MODULUS IN CONCRETE PAVEMENT**

**Yasushi TAKEUCHI, Masashi KOYANAGAWA, Tsuneo MAKI,  
Teruhiko MARUYAMA and Makoto KIMURA**

In this study, the conventional relation between K-value and elastic modulus of the Boussinesq's foundation examined from the FEM analysis and the results of the static loading test for concrete pavements conducted at the Public Works Research Institute from 1997 to 1998. From results of the examination, it was found that to obtain the bending stress of concrete slab, a factor of 1.50 must be applied to the coefficient of Vesic's conversion equation.