

コンクリート舗装における路盤面の 残留変形解析に関する研究

竹内康¹・小梁川雅²・西澤辰男³・遠藤桂⁴・久保和幸⁵

¹ 正会員 工博 東京農業大学講師 生産環境工学科 (〒156-8502 東京都世田谷区桜丘 1-1-1)

² 正会員 工博 東京農業大学助教授 生産環境工学科 (〒156-8502 東京都世田谷区桜丘 1-1-1)

³ 正会員 工博 国立石川高専助教授 環境都市工学科 (〒920-0392 石川県河北郡津幡町北中条)

⁴ 正会員 工修 日本道路技術研究所 (〒146-8502 東京都大田区多摩川 2-11-20)

⁵ 正会員 工修 国土交通省 総合政策局 建設施工企画課 (〒100-8918 東京都千代田区霞ヶ関 2-1-3)

コンクリート舗装の荷重応答特性を検討するために、1997年8月に建設省土木研究所(PWRI)で実物大コンクリート舗装を用いた載荷実験が実施された。そして、この実験結果から繰返し載荷に伴う路盤面の残留変形が確認された。本研究では、路床材料と粒状路盤材料の繰返し3軸試験結果とから、弾性理論に基づいた簡易な残留変形の推定方法を提案し、PWRIでの載荷実験結果と路盤面の残留変形解析結果の比較を行った。その結果、測定値と解析値は非常に良く一致しており、本研究で提案した推定式の妥当性が証明された。

Key Words : concrete pavement, granular base course, cyclic triaxial compression test, residual deformation, elastic FEM analysis

1. 緒言

コンクリート舗装は、比較的剛性の低い路盤上に剛性の高いコンクリート版が載った構造となっており、その荷重支持は表層であるコンクリート版の曲げ作用によって主に負担されている。したがって、路盤面に残留変形が生じた場合コンクリート版は変形に追従しないため、相対的に支持力が低下することになる。これは、版に発生する応力を増大させ、疲労破壊を早める原因となると考えられる。

筆者らは、1997年に茨城県つくば市の建設省土木研究所(当時)においてコンクリート舗装の静・繰返し載荷実験を行い、載荷に伴うひずみ、たわみ及び路盤面圧力の変化を調べた。その結果、繰返し載荷によって路盤面に残留変形が生じ、これによって路盤反力係数が低下していることを確認した^{1,2)}。

また、繰返し載荷実験において載荷点直下でのひび割れを確認したが、路盤反力係数の低下を考慮した平板モデルによる疲労解析と実測応力による疲労解析を行った結果、このひび割れは養生の段階で発生していたものではなく、載荷によって発生した疲労ひび割れであり、路盤面の残留変形によるK値の低下は、疲労破壊を促進する原因のひとつであることがわかった²⁾。これらの一連の解析結果から、路盤面の残留変形を推定することは、コンクリート舗装の設計を行う上で重要であることがわかった。

路盤面の残留変形を推定するには、路盤面以下の

各層の残留ひずみを推定する必要がある。これは、アスファルト舗装におけるわだち掘れ量の推定と同様であるが、コンクリート舗装に関するこの類の研究は殆どなされていない。

アスファルト舗装のわだち掘れ量を推定するには、弾性理論か弾塑性理論の何れかが用いられる³⁾。一般には多層弾性理論を用い、アスファルト層以下の各層と路床内の応力分布もしくは路床面の変位を算出し、推定式より得られる残留変形量からわだち掘れ量を求めている。

路盤材料の残留ひずみの推定法に関する研究としては、Barksdale⁴⁾によるものが最も初期の研究として挙げることができる。Barksdaleは、大量の室内実験データから、応力状態および内部摩擦角、粘着力といった土質定数、載荷回数を用いて、複雑な推定式を提案している。しかし、Barksdaleの推定式は、静的三軸試験をベースに得られたものであり、これを用いるには応力状態に起因する多くの実験定数を求める必要があることから、実用的ではないと考えられる。また、最近の路盤材の残留変形に関する研究としては、西ら⁵⁾やUzan^{6,7)}のものが挙げられる。Uzanは、繰返し三軸試験から得られる累積残留ひずみと載荷回数との関係を式(1)に示す累乗曲線で近似し、載荷回数が1のときの残留ひずみを弾塑性理論から推定できることを示した。しかし、Uzanの研究では、 N の増加にともなう p を推定するまでには至っていない。

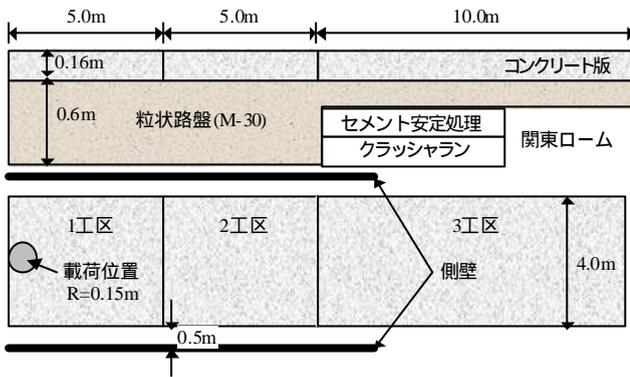


図-1 載荷実験試験区の概要

$$e_p = I \cdot N^S \quad (1)$$

ここに、
 e_p : 累積残留ひずみ
 N : 繰返し載荷回数
 I : $N=1$ のときの残留ひずみ
 S : 累積残留ひずみの増加率

西らは鉄鋼スラグ路盤材の繰返し三軸試験結果から e_p と N との関係性を双曲線関数で近似し、 N としたときの終局ひずみの推定式を平均応力と偏差応力の関数としてあらわした。ところが、コンクリート舗装での路盤面の残留変形の進行に伴う路盤支持力係数の低下は、輪荷重応力の増加と直接に関係していることから、残留変形の推定は繰返し載荷回数を含んだ関数であらわす必要がある。そのため、この推定式をそのままコンクリート舗装に適用することはできないと考えられる。これらの研究のほか、路盤材料の残留変形に関して幾つかの検討例^{8, 9)}が見られるが、残留変形が生じるという現象を捉えているのみで、推定式を提案するには至っていない。

これらのことから、コンクリート舗装における路盤材料の残留変形の推定式を新たに求める必要があると考えられる。また、推定式は、西らや Uzan によって行われたように、繰返し三軸試験結果から応力もしくはひずみ状態および繰返し載荷回数を含んだ関数としてあらわす必要があると考えられる。

また、路床材料の残留変形の推定に関する研究は、路盤材料に比べて多く行われている。それらの研究は、Barksdale⁴⁾によるものが最も早く、次いで Morris ら¹⁰⁾、Freeme ら¹¹⁾によって行われたが、これらのどれも静的条件下での推定式であり、繰返し作用する荷重に対応したものではない。その後、Brown ら¹²⁾、Monismith ら¹³⁾や西ら¹⁴⁾によって、繰返し三軸試験結果を用いた路床材料の残留変形に関する研究が行われた。これらの研究では、どれも残留ひずみと繰返し載荷回数の関係を式(1)に示した累乗曲線で近似している。しかし、これらの研究では、路床材料の残留変形を推定するために必要な I, S を応力もしくはひずみによって求めているのではなく、一定荷重下での弾性解析結果から得られる応力条件下

表-1 使用材料の材料特性

材料	材料特性値	
粒状路盤	最大乾燥密度 g/cm^3	2.255
	修正CBR %	105
	締固め度 %	95.7
	$K_{75} \cdot 10^{-2} N/mm^3$	8.3
コンクリート	密度 g/cm^3	2.4
	曲げ強度 N/mm^2	6.1
	弾性係数 kN/mm^2	31.4
	ポアソン比	0.2
	線膨張係数 1/	0.00001

での繰返し三軸試験結果から実験的に求めるものとしている。そのため、版内温度差によるそり変形、車輪走行位置、輪荷重などによって路盤面に作用する圧力が変化するコンクリート舗装の設計では、相当量の繰返し三軸試験結果が必要となる。したがって、式(1)を例に取れば、 I, S を応力もしくはひずみによる関数としてあらわしたような推定式が必要となる。

また、最近では金井ら¹⁵⁾によって載荷回数と路床面の初期変形量から残留変形を推定する方法も提案されている。しかし、金井らの推定式は、Shellのアスファルト舗装設計法に示された路床の破壊基準式を改良したものであるが、コンクリート版とアスファルト混合物の荷重分散能力に差があり、算出される路床の応力状態が異なるため、この推定式は適用できないと考えられる。

これらのことより、本研究では、路盤および路床材料の繰返し三軸試験結果から簡易な残留変形推定法を提案し、土木研究所での実物大コンクリート舗装載荷実験結果からその検証を行うことを目的としている。なお、平板 FEM から得られる路盤面圧力を 3次元弾性 FEM の荷重条件とし、土木研究所での載荷実験の力学解析を行った^{16, 17)}。

2. コンクリート舗装載荷実験

(1) 載荷実験の概要

載荷実験は、1997年8月8日～13日まで、建設省土木研究所内に図-1に示す実物大コンクリート舗装の試験区を作製し、1工区の横自由縁部において屋外載荷実験装置を用いて行った。また、図-1に示したように、載荷点での舗装構造は、コンクリート版、粒調路盤(M-30)、路床の三層構造になっており、路盤およびコンクリートの材料特性は表-1に示す通りである。

載荷装置は、油圧制御によるサーボアクチュエータとこれを支持する剛性梁、移動用レールとから成り、試験区を挟む側壁上を移動することができる。また、本研究で使用される繰返し載荷実験のデータは、最大荷重 49kN、最小荷重 1kN、載荷周期 2Hz の条件下で得られたものである。

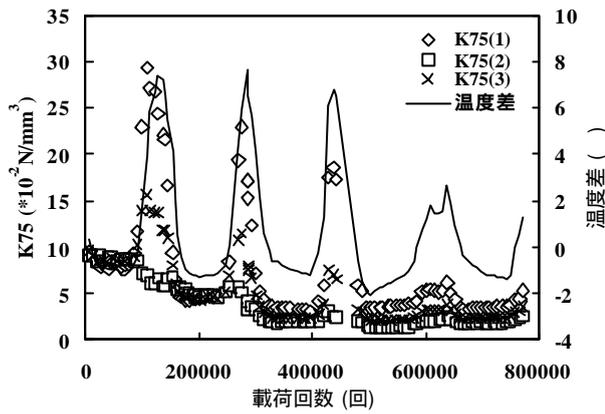


図-2 算出した路盤反力係数の経時変化

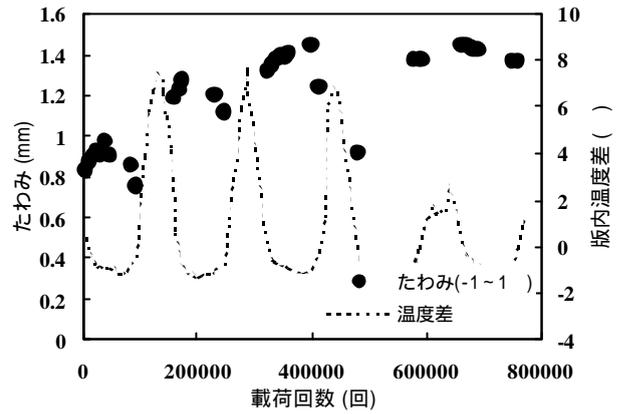


図-3 たわみと版内温度差の経時変化

表-2 路盤および路床材料の特性

種類	路盤材料		路床材料
	1997年	1998年	
最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.255	2.232	0.56
修正CBR (%)	105	84	-
最適含水比 (%)	4.7	4.8	90.1
P.I. (-)	N・P		40.1
CBR (%)	-	-	12.3
自然含水比 (%)	-	-	137.1

(2) 路盤面の残留変形

荷重点におけるたわみ、ひずみ及び路盤面圧力は、高感度変位計、埋込みゲージ及び土圧計を用いて測定した。

筆者らは、繰返し荷重実験における荷重と路盤面圧力、荷重とたわみから Vesic らの研究成果¹⁸⁾に基づき、Westergaard 公式を用いて3種類の路盤反力係数を算出した。その結果、図-2に示すように版上下面の温度差が0以下のときは両者の値は非常に良く一致していたが、温度差が正になったときには全く一致しなかった¹⁾。これは、温度差によるコンクリート版のそり変形の影響であったため、本研究ではそり変形の影響を殆ど受けない、温度差が0±1のときのデータをピックアップすることにした。

図-3は測定したたわみと温度差の関係を示している。この図からわかるように、荷重開始時のたわみは0.8mm程度であったが、その後繰返し荷重に伴ってたわみは増加し、最終的には1.4mm程度に達していた。

舗装において、土質系材料の残留変形を直接的に測定することは難しい。アスファルト舗装のわだち掘れ量は、土質系材料とアスファルト混合物の残留変形量を合計することによって推定されるが、コンクリート版は剛性が高く、アスファルト混合物のように土質材料の局所的な残留変形に追従しない。そのため、コンクリート舗装において路盤面に残留変形が生じた場合、コンクリート版と路盤面の間に隙間が生じることになる。この隙間の発生は、路盤面

のコンクリート版に対する荷重支持能力を低下させることから、最終的に荷重に伴うたわみが大きくなる。そこで、本研究では荷重開始時からのたわみ増分を路盤面に生じた残留変形量とした。その結果、繰返し荷重によって生じた路盤面の残留変形量は温度差が正に大きくなった後に増加し、最終的には約0.6mmに達していたことがわかった。

3. 繰返し三軸試験

(1) 使用材料

路盤材料は、土木研究所での荷重実験に用いられたものを含む2種類を用いた。何れの材料も茨城県新治村産の粒度調整砕石(M-30)であるが、生産年度が1997年と1998年の異なるものである。

また、路床材料は神奈川県大和市産の関東ロームである。関東周辺の土壌分布図¹⁹⁾を参照すると、土木研究所の路床土と今回採取したロームは、下末吉ロームに分類されていた。このことから、大和市産の関東ロームを用いて残留変形特性の検討をすることに問題は無いと考えられる。

路盤・路床材料の特性値は表-2に示す通りである。

(2) 試験条件

繰返し三軸試験は、路盤材では150×300mm、路床材では100×200mmの円柱供試体を用いて、表-3に示す条件下で行った。このときの応力条件は、基本的にASTMの推奨する値を参考にしたが、路盤材に関してはASTMの推奨値から求められる応力比 σ_1/σ_3 の範囲内で応力レベルを大きく変化させた。

路盤材料の供試体は、振動ランマーを用いて5層に分けて締め固めて作製した。また、路床土の供試体は、3層に分けて、加圧機によって各層を600kPaの圧力で静的に締め固めて作製した。何れの場合も最適含水比で締め固め、供試体作製時の目標締め固め度を98%とした。また、試験は各条件につき3~4個の供試体を用いて行った。

(3) 復元変形特性

復元変形特性として、レジリエントモジュラス

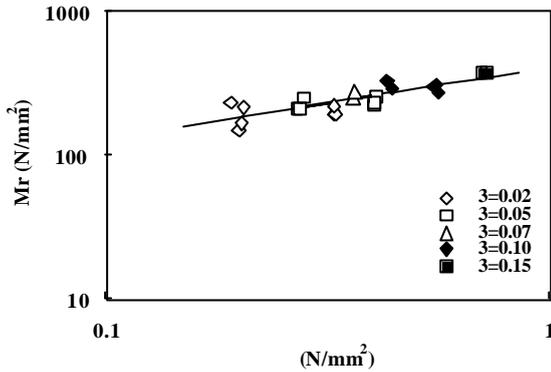


図-4 路盤材料での M_r 測定結果

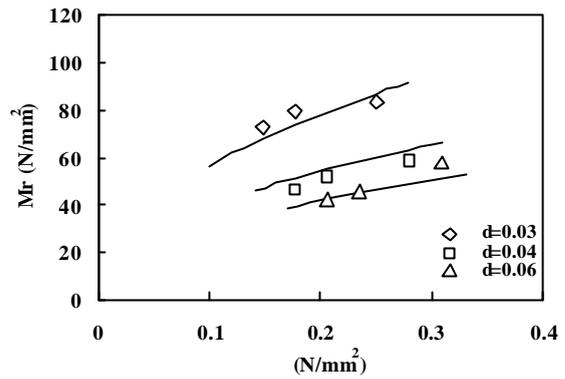


図-5 路床材料での M_r 測定結果

表-3 路盤および路床材料の特性

実験条件(路盤)		1997年	1998年
供試体寸法 (mm)		150×300	
目標締固め度 (%)		98	
載荷波形		ハーバーサイン波	
載荷周波数 (Hz)		1	
載荷回数 (回)		10000 ~ 50000	
d (N/mm ²)		0.12, 0.25	0.02 ~ 0.09
s_3 (N/mm ²)		0.03 ~ 0.15	0.02 ~ 0.08
実験条件(路床)			
供試体寸法 (mm)		100×200	
目標締固め度 (%)		100	
載荷波形		ハーバーサイン波	
載荷周波数 (Hz)		1	
載荷回数 (回)		30000 ~ 80000	
d (N/mm ²)		0.03, 0.04, 0.06	
s_3 (N/mm ²)		0.04 ~ 0.08	

表-4 M_r に関する実験定数

実験定数	路盤		路床
	1997	1998	
k_1	405.98	412.22	*
k_2	0.5083	0.6321	*
k_3	*	*	181.66
k_4	*	*	0.4699
k_5	*	*	-0.9100

$$M_r = k_3 \cdot Pa \cdot \left(\frac{q}{Pa}\right)^{k_4} \cdot \left(\frac{s_d}{Pa}\right)^{k_5} \quad (3)$$

ここに、
 q : 応力の第一不変量 (N/mm²)
 s_d : 軸差応力 (N/mm²)
 Pa : 大気圧 (N/mm²)
 $k_1 \sim k_5$: 材料定数

M_r , 最大主応力方向における回復ひずみ ϵ_r と全ひずみ ϵ_1 の関係を取上げることとした。なお、 M_r は、載荷回数に伴う変化が殆ど認められなかったため、各試験条件での平均値を用い、ひずみに関しては全ての測定データをプロットした。

路盤および路床材料の M_r には、拘束圧および軸圧のレベルによって変化する、いわゆる応力依存性がある。そのため、 M_r を応力の第一不変量や偏差応力、八面体平面上のせん断力などを用いて整理する方法が幾つか提案されている (6, 20, 21)。

日本における研究例 (22, 23) では、路盤、路床材料ともに式(2)を用いて M_r を整理している。しかし、AASHTO GUIDE (24) では、路盤材料に関しては式(2)を、路床材料に関しては式(3)を適用している。何れの式においても、応力の第一不変量 q が共通項として存在するため、 q と M_r の関係を両対数軸上にプロットした場合、式(2)にフィットするものであれば全てのデータが1直線で回帰され、(3)式では拘束圧 s_3 もしくは s_d の何れかを一定とした数点のデータが複数組あったとすれば、それらの組毎に直線が得られことになる。

$$M_r = k_1 \cdot q^{k_2} \quad (2)$$

このことから、各材料の M_r とそれに対応する q を両対数軸上にプロットし、回帰式について検討することとした。路盤材料での結果を図-4に、路床材料での結果を図-5に示す。ただし、路盤材料に関しては、1997、1998年ともに回帰曲線が類似しており同一グラフ内で表示したときにデータが密集してしまうため、載荷実験に用いた1997年のデータのみを表示した。なお、路盤・路床材料ともに s_3 が同じ場合についてデータを組分けしてプロットした。その結果、路盤材料に関しては、各組毎に顕著な差はなく、直線で近似できることがわかった。また、路床材料では、各組毎に差が生じていることから、式(3)で近似できることがわかった。このことから、路盤および路床材料について、表-4に示す実験定数を得た。

また、図-6および図-7は、それぞれ路盤材料および路床材料での ϵ_r と ϵ_1 の関係を示している。なお、図中の直線は ϵ_r と ϵ_1 とが1:1であるときの関係を示している。これらの図より、 ϵ_1 のレベルが大きくなったときに、僅かにラインから外れてはいるものの、 ϵ_r と ϵ_1 はほぼ等しく、路盤、路床材料ともに弾性挙動を示していると言える。そこで、弾性解析を行ったときのポアソン比の概略値を知るために、8節点アイソパラメトリック要素を用いた軸対称弾性

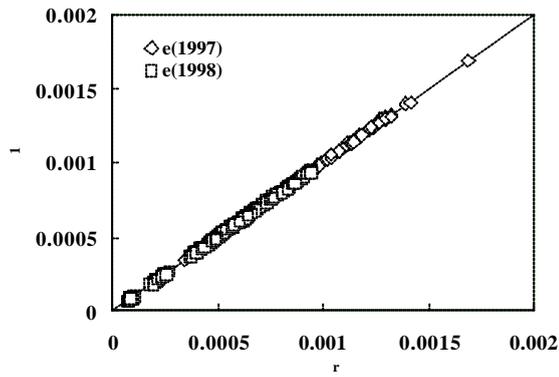


図-6 路盤材料での軸ひずみと回復ひずみの関係

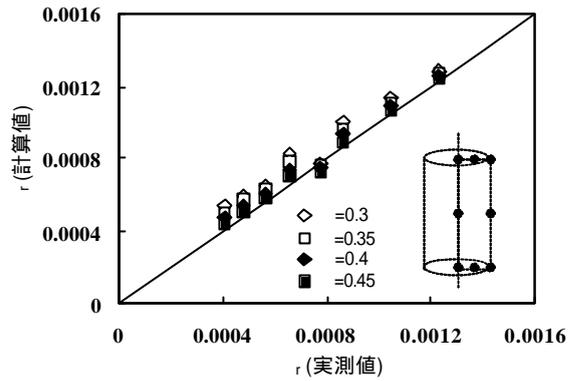


図-8 計算回復ひずみと実測回復ひずみの関係

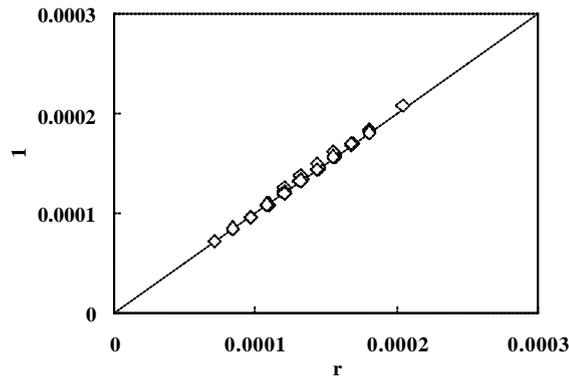


図-7 路床材料での軸ひずみと回復ひずみの関係

FEM 解析による三軸試験のシミュレーションを行った。このシミュレーションでは、弾性係数として Mr を用い、ポアソン比を変化させ軸圧および拘束圧に伴う r の変化を求めた。これは、本実験に用いた繰返し三軸試験機では、荷重に伴う横ひずみを測定できなかったためである。

図-8 は、路盤材料での測定結果を用いたシミュレーション結果を示している。このときの測定結果は、測定時の応力比 σ_1 / σ_3 が 2, 4, 6, 8, 10 に近くなる条件のものを用いた。また、 r は測定開始から終了までに得られた全データの平均値を用いた。

この結果から、ポアソン比が大きくなるにつれて実験結果と解析結果が近い値を示しているのがわかる。このことから、FEM によって荷重実験の弾性解析を行う場合、路盤材のポアソン比は 0.4~0.45 程度にするのが良いと言える。また、路床材料についても同様の検討を行ったところ、ポアソン比は路盤と同様に 0.4~0.45 程度であることがわかった。

(4) 残留変形特性

復元変形特性の検討結果で示したように、本実験での応力レベルであれば、路盤はほぼ弾性的な挙動を示すが、ひずみの回復率は 100% ではないため、荷重に伴って残留ひずみが累積する。このとき、累積残留ひずみ r_p と荷重回数 N の関係は、前述したように双曲線もしくは累乗曲線によって近似できる。本研究では、実験結果を式(1)に示した累乗曲線によ

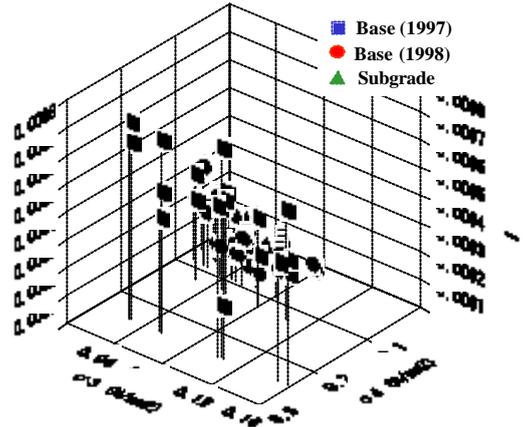


図-9 応力状態に伴う I の変化

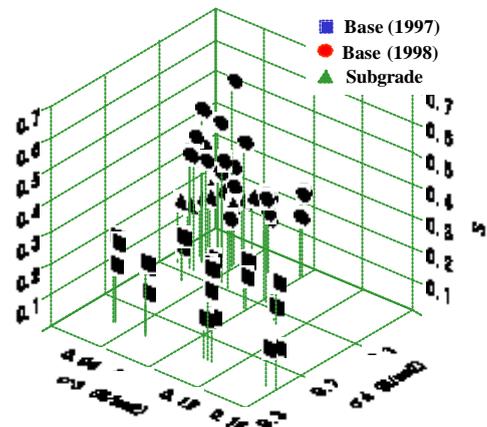


図-10 応力状態に伴う S の変化

って近似し、 I 、 S の応力およびひずみ状態に伴う変化について調べることにした。これは、累乗曲線近似が市販の表計算ソフトウェアを用いて容易に行うことができるためである。

図-9 および図-10 は、路盤・路床材料の I および S の σ_1 と σ_3 による変化状況を 3 次元表示したものである。これらの図より、 I は σ_1 に比例し、 σ_3 には反比例して変化する傾向にあることがわかった。また、 S に関しては、路床材料の変化は路盤材料ほど大きくはないが、 I と同様の傾向を示していた。 S は r_p の増加割合を、 I は $N=1$ のときの r_p を示していることから、これらの結果は、同じ拘束圧下であれ

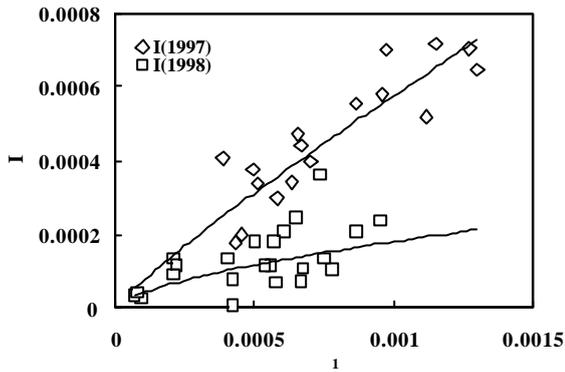


図-11 ひずみの変化に伴う ϵ の変化 (路盤)

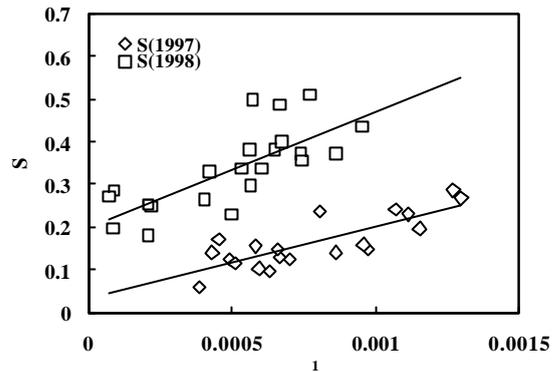


図-12 ひずみの変化に伴う S の変化 (路盤)

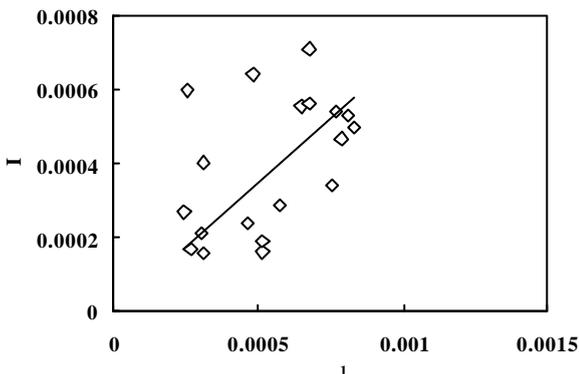


図-13 ひずみの変化に伴う ϵ の変化 (路床)

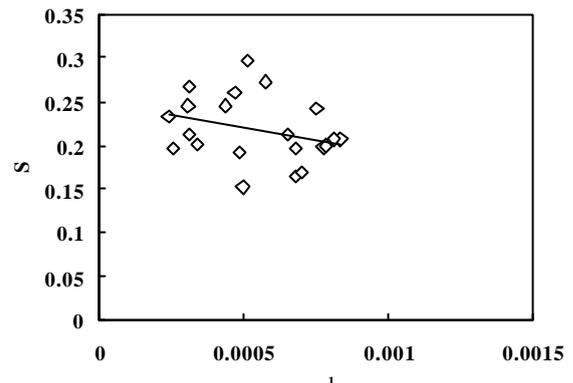


図-14 ひずみの変化に伴う S の変化 (路床)

ば ϵ_d が大きいほど、同じ軸差応力下であれば ϵ_3 が小さいほど ϵ_p が増加することを示している。

次に、路盤、路床材料での軸方向ひずみ ϵ_1 と ϵ および S との関係を図-11~14 に示す。これらの図から、路盤、路床の何れにおいても ϵ_1 の減少に伴いゼロに収束する傾向にあることがわかる。また、 S の傾向は、 ϵ とは異なってゼロに収束せず、特に路床に関しては大小にかかわらずほぼ一定の傾向を示すことがわかった。なお、図-11~14 で用いた ϵ_1 は、測定開始から終了までに得られた全データの平均値である。

これらのことから、応力およびひずみの何れも ϵ および S の変化を現し得る要因であることがわかった。

4. 累積残留変形量の推定

載荷に伴う残留ひずみの増大、いわゆる繰返し塑性の解析は、Uzan^{6,7)}の研究例に見られるように弾塑性理論を用いたアプローチが好ましいと考えられる。Uzan が用いた弾塑性解析法は、Drucker-Prager の破壊基準を用いたものであったが、この破壊基準自体が繰返し塑性の解析に適していないとの指摘もある²⁸⁾。このことから、繰返し塑性に関する研究、特に舗装における弾塑性理論の適用は、未だ途上にあると言える。

そこで本研究では、舗装の設計あるいは構造解析に多層弾性理論が多く用いられているという現状を踏まえ、弾性理論に基づいた簡易な残留変形推定法について検討することとした。

(1) 累積残留ひずみの推定

繰返し三軸試験結果で示したように、軸方向ひずみと回復ひずみはほぼ 1:1 の関係にあり、残留変形特性は軸方向ひずみの関数として表すことができる。すなわち、載荷に伴う軸方向ひずみを捉えることで累積残留ひずみから変形量を算出することができる。しかし、レジリエントモジュラス M_r は応力レベルによって非線形に変化することから、 M_r の非線形性を含めてひずみを評価する必要がある。

ここで、応力の変化に伴うひずみの変化を弾性体内部に蓄えられるエネルギーの変化として捉えると、このエネルギーは各軸方向応力とこれに対応するひずみ、せん断応力とせん断ひずみの積の和として表すことができる。このエネルギーは、ひずみエネルギーと呼ばれ、弾性体に関しては特に弾性ひずみエネルギーと呼ばれる。

繰返し三軸試験では路盤、路床ともに弾性挙動を示していたことから、これに弾性理論を適用すると、載荷に伴う軸方向およびせん断方向に生じるひずみを変形係数と応力の関数として置き換えることができる。そのため、弾性ひずみエネルギーは、式(4)に示すように変形係数と応力の関数として計算するこ

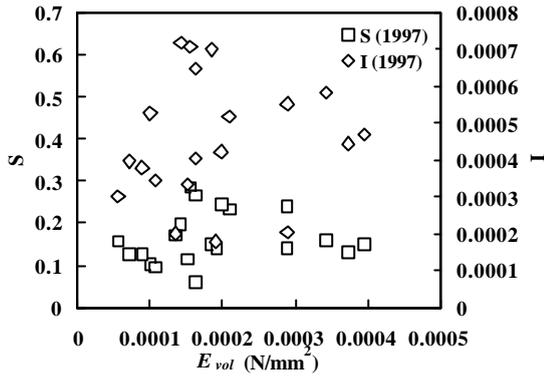


図-15 路盤(1997)における E_{vol} と I, S の関係

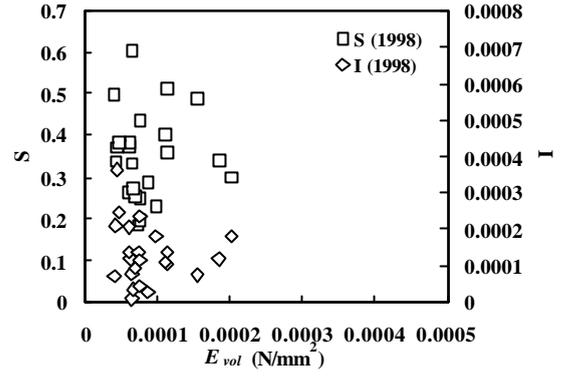


図-16 路盤(1998)における E_{vol} と I, S の関係

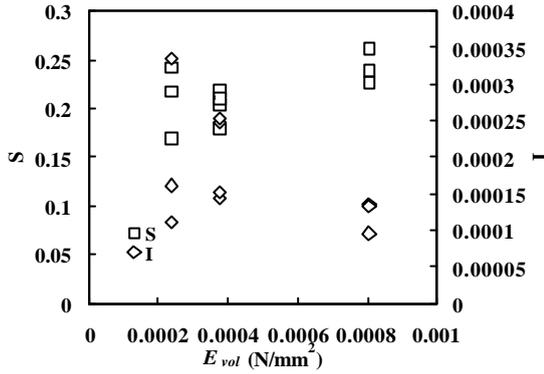


図-17 路床における E_{vol} と I, S の関係

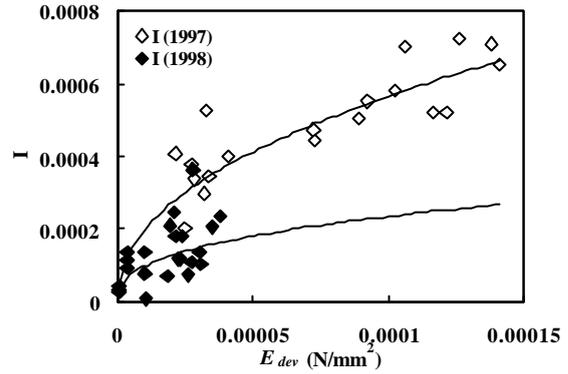


図-18 路盤における E_{dev} と I の関係

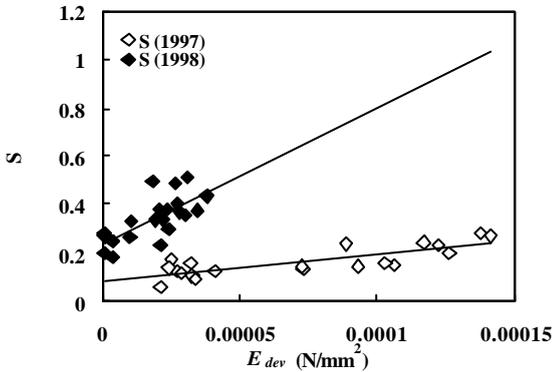


図-19 路盤における E_{dev} と S の関係

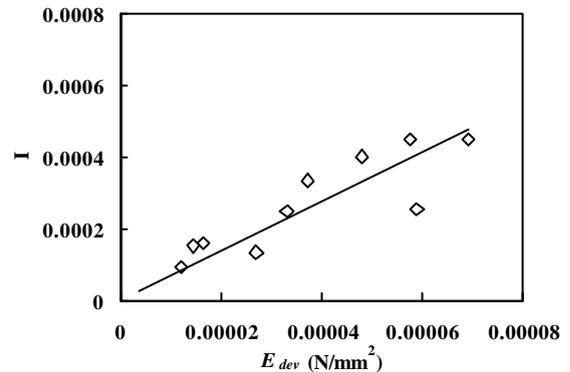


図-20 路床における E_{dev} と I の関係

とができる²⁵⁾。

式(4)は弾性係数が一定であるという条件下で導かれたものであるが、弾性係数を繰返し三軸試験から得られたレジリエントモジュラス Mr に置き換え、応力に実験条件を代入して算出しても問題はないと考えられる。したがって、弾性ひずみエネルギーを用いることによって弾性係数の変化に伴うひずみの変化を間接的に捉えることができると考えられる。

$$E = \frac{1}{2} p e_v + \frac{1}{2} (S_x \bar{e}_x + S_y \bar{e}_y + S_z \bar{e}_z) \quad (4)$$

$$= E_{vol} + E_{dev} = \frac{1-2n}{6Mr} q^2 + \frac{1+n}{Mr} J_2$$

ここに、 E ：全ひずみエネルギー (N/mm²)

p ：平均主応力 (N/mm²)

v ：体積ひずみ

S_x, S_y, S_z ：偏差応力 (N/mm²)

$\bar{e}_x, \bar{e}_y, \bar{e}_z$ ：偏差ひずみ

E_{vol} ：体積ひずみエネルギー (N/mm²)

E_{dev} ：偏差ひずみエネルギー (N/mm²)

n ：ポアソン比

J_2 ：偏差応力の第2不変量 (N²/mm⁴)

このとき、右辺第一項は体積変化に伴う体積ひずみエネルギー E_{vol} 、第二項はせん断変形に伴う偏差ひずみエネルギー E_{dev} を示している。

路盤および路床材料における各ひずみエネルギーと I および S の関係を調べた結果を図-15～21に示す。

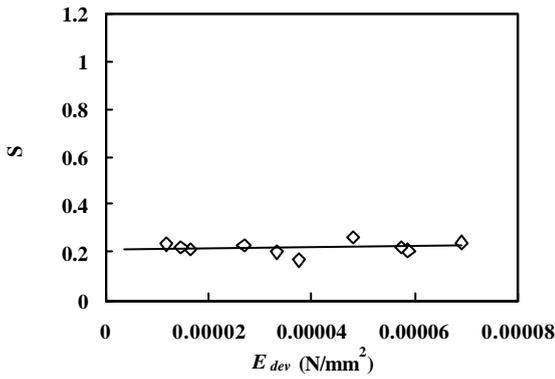


図-21 路床における E_{dev} と S の関係

表-5 各材料での I, S 推定のための実験定数

実験定数	路盤		路床
	1997	1998	
$m1$	0.0205	0.0075	*
$m2$	0.3997	0.3762	*
$m3$	*	*	14.574
$m4$	1117.4	5680.7	-737.56
$m5$	0.0837	0.2356	0.2341

ただし、各ひずみエネルギーの算出にあたっては、軸対象 FEM 解析結果より、路盤、路床ともにポアソン比=0.4とした。

図-15~17は、路盤、路床における E_{vol} と I および S との関係を示しているが、これらの図から E_{vol} は I, S の変化と相関がないことが一見してわかる。これに対し、図-18~21に示すように、 E_{dev} が大きくなるにしたがって、 I および S はともに増大する傾向にあることがわかった。

また I と E_{dev} の関係は、 $m1$ の結果と同様に E_{dev} の減少に伴いゼロに収束する傾向にあることがわかる。これに対し S は、1998年での試験結果および路床での試験結果からわかるように、 E_{dev} がゼロに近づいてもゼロにはならない。よって、 $m3$ の推定式を導くにあたって、 I と E_{dev} の関係は、 E_{dev} の減少に伴いゼロ付近に収束するように近似し、 S と E_{dev} の関係は直線によって近似することにした。ただし、 I の近似に関しては、路盤では累乗曲線で、路床では一次関数で行った。したがって、 I, S の近似式は式(5)に示すようになる。なお各材料での実験定数を表-5にまとめて示す。

$$\begin{aligned}
 \text{路盤} : I &= m1 \cdot E_{dev}^{m2} \\
 \text{路床} : I &= m3 \cdot E_{dev} \quad (5) \\
 S &= m4 \cdot E_{dev} + m5
 \end{aligned}$$

ここに、 $m1 \sim m5$: 実験定数

(2) 累積残留変形量の解析

累積残留ひずみの推定方法を用い、多層弾性理論による解析結果から路盤面の残留変形量を算出する場合、以下に記す手順が考えられる。

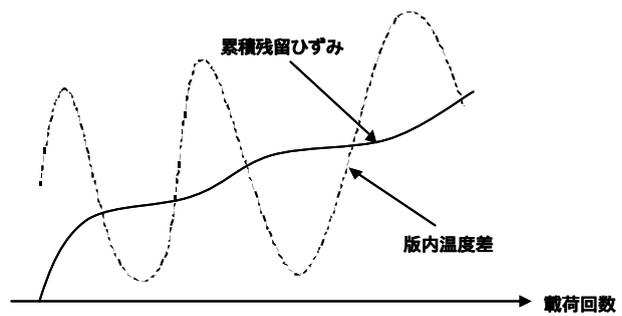


図-22 載荷に伴う累積残留ひずみと版内温度差の関係のイメージ

・累積残留変形量算出手順

路盤、路床の初期弾性係数、ポアソン比を設定する。
算出した各層内応力分布から J_2 と ϵ_p を求める。
求めた ϵ_p と M_r から E_{dev} を算出し、 ϵ_p を求める。
各層を幾つかに分割した場合は、 ϵ_p に分割した層厚を乗じ、これを累計して残留変形量を求める。
版内温度差が x のときの累積残留ひずみは式(6)によって計算できる。

$$\epsilon_{pn} = I_n \cdot \left(N_n + 10^{(\log \epsilon_{pn-1} - \log I_n) / S_n} \right)^{S_n} \quad (6)$$

ここに、

ϵ_{pn}, I_n, S_n : 版内温度差が x のときの累積残留ひずみ及び I, S

N_n : x が持続している間の載荷回数

$pn-1$: pn の前段階での累積残留ひずみ

コンクリート舗装ではコンクリート版内温度差によって路盤面圧力が変化するため、これに伴い I と S も変化することになる。つまり、路盤、路床での累積残留ひずみは図-22のように示すように変化すると考えられる。式(6)の括弧内右側の指数関数は、 ϵ_{pn-1} すなわち pn のワンステップ前の残留ひずみが生じたときの載荷回数を示している。したがって、式(6)は、累積残留ひずみの変化を連続して求めるための式であることがわかる。

5. FEMによる残留変形量解析

(1) 解析方法

コンクリート舗装の力学解析を行う場合、目地が存在するため、全ての載荷条件を軸対称問題として解くことはできない。また、平板理論に立脚したコンクリート舗装の解析では、路盤内の応力状態を知ることができない。そのため、三次元の解析が必要となる。しかし、コンクリート版を含めた三次元弾性解析において残留変形解析を行う場合、コンクリ

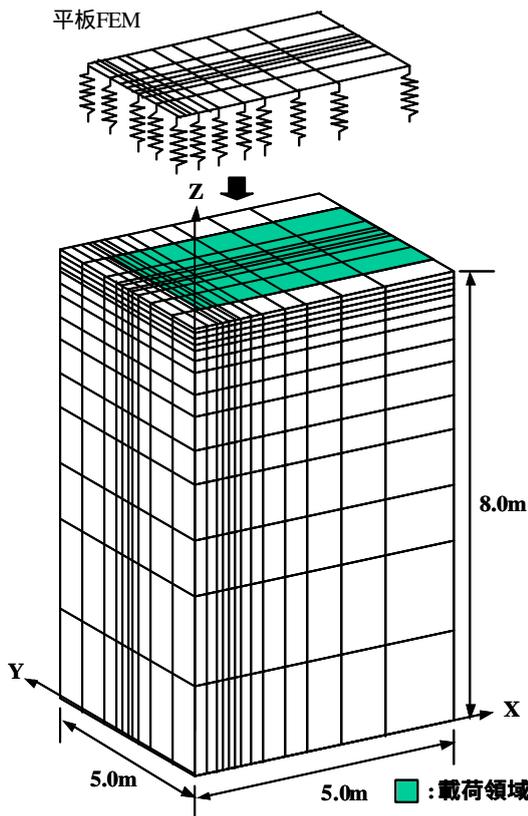


図-23 FEM要素分割図および解析のイメージ

ート版と路盤面との間に空隙を設け、残留変形が進行する度にメッシュを切りなおす必要があるため、解析が困難となる。そこで、本研究では、西澤によって開発された平板 FEM プログラムパッケージ CpWin²⁽⁶⁾と 3次元弾性 FEM プログラムとを併用し、次に記す手順を踏まえて自由縁部での路盤の応力解析を行うこととした。

・ FEM 解析手順

平板 FEM 解析から路盤面圧力分布を算出する。3次元 FEM での解析領域の表面に、平板 FEM で算出された路盤面圧力が作用するものとし、各要素に作用する圧力の平均値を算出する。

路盤面圧力を受ける要素の載荷面積を求め、式(7)から荷重を求める。

各節点での荷重を累計し、3次元 FEM での荷重データを作成する。

$$F_i = \frac{\bar{P} \cdot A}{4} \quad (i = n \cdots n+3) \quad (7)$$

ここに、 F_i : 節点に作用する荷重

i : 荷重が作用する節点番号

\bar{P} : 要素に作用する路盤面圧力の平均値

A : 路盤面圧力が作用する面積

式(7)の右辺の分母が4であるのは、一要素が8節点で構成されているためである。また、この方法で解析する場合、コンクリート版と路盤との境界条件

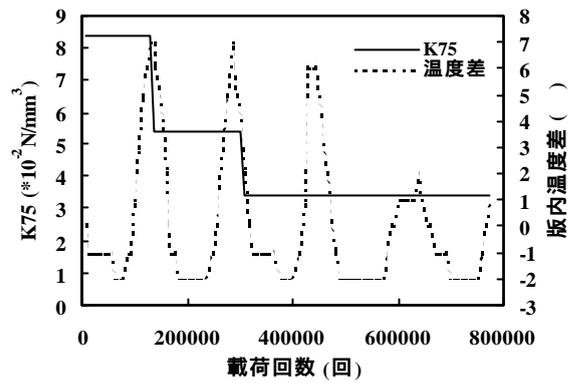


図-24 単純化した路盤 K 値と版内温度差の変化

表-6 平板 FEM および三次元 FEM の解析条件

材料	パラメータ	平板FEM	3DFEM
コンクリート	厚さ mm	160	*
	密度 g/cm ³	2.40	*
	弾性係数 N/mm ²	31392	*
	ポアソン比	0.2	*
	線膨張係数 1/版内温度差	0.00001	*
路盤	K値 N/mm ³	図-24参照	*
	厚さ mm	*	600
	弾性係数 N/mm ²	*	120.8
路床以下	ポアソン比	*	0.4
	厚さ mm	*	7400
	弾性係数 N/mm ²	*	26.9
	ポアソン比	*	0.4

が問題となる。しかし、コンクリート版と路盤面との界面は smooth であり、本研究では載荷直下での 3次元 FEM 解析結果を対象とすることから、平板 FEM によって得られた路盤面圧力を 3次元 FEM の節点力とすることに問題はないと考えられる。

実物大コンクリート舗装載荷実験の解析を行うにあたって、平板 FEM、3次元 FEM の各々で解析領域を設定した。平板 FEM では、図-1 に示した全てのコンクリート版を解析の対象とし、3次元 FEM では図-23 に示すように、載荷したコンクリート版と路肩を含む部分を解析領域とした。なお、3次元 FEM においては、路盤層は 150mm おきに、路床層（路盤下 1m）は 200mm おきに深さ方向に節点を配した。

また、平板及び三次元 FEM の解析条件は、表-6⁽²⁷⁾ に示すように設定した。ただし、平板 FEM で路盤面圧力を算出するにあたり、図-2 に示した路盤反力係数を図-24 に示すように単純化して解析した。なお、コンクリート版のひずみ解析結果から、温度差が正に大きいときの路盤反力係数は、図-2 の凡例のうち $K_{75}(2)$ が適当であることが確認されている²⁾。

(2) 残留変形解析結果

FEM 解析結果から載荷点直下での偏差ひずみエネルギー E_{dev} の鉛直方向分布を求めた。路盤反力係

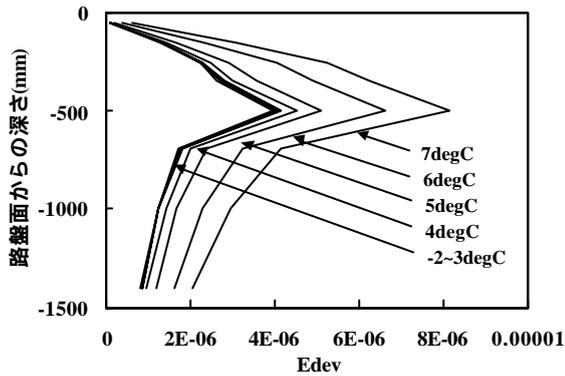


図-25 E_{dev} の深さ方向の変化($K=8.3 \cdot 10^{-2} \text{N/mm}^3$)

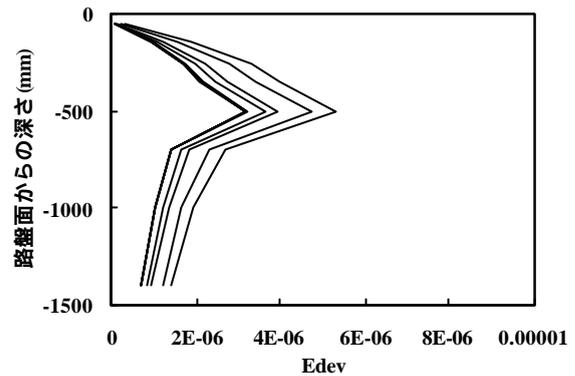


図-26 E_{dev} の深さ方向の変化($K=5.4 \cdot 10^{-2} \text{N/mm}^3$)

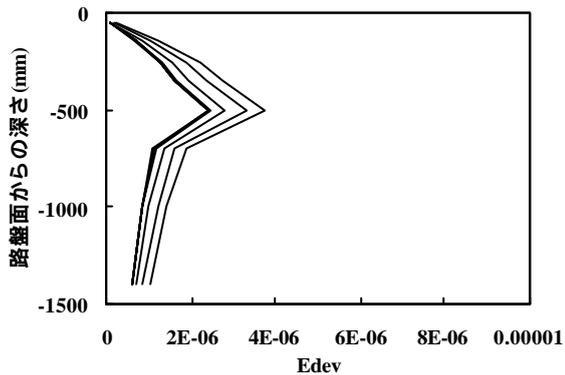


図-27 E_{dev} の深さ方向の変化($K=3.4 \cdot 10^{-2} \text{N/mm}^3$)

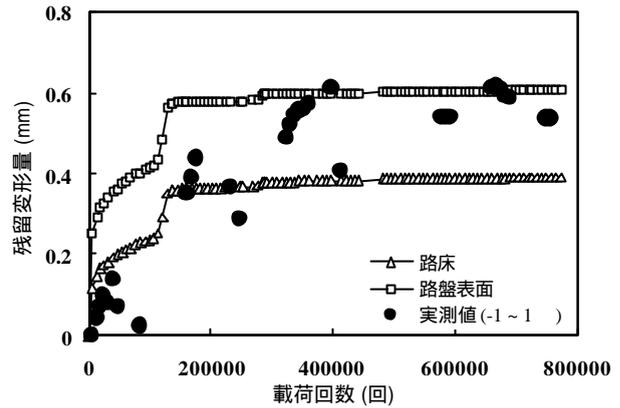


図-28 残留変形の解析結果と実測結果

数は、3段階に分けて低下するとしたことから、各反力係数での版内温度差による E_{dev} の変化を図-25 ~ 27 に示す。なお、縦軸の深さは、路盤表面をゼロとし鉛直下向きをマイナスとした。

これらの結果から、 E_{dev} は路盤表面から路床表面までは増加し続け、路床表面からは減少する傾向にあることがわかる。これは、路盤表層部では、鉛直方向力が最大であるが水平方向応力（拘束圧）も最大であるため、偏差応力は最小となる。これに対し、路盤層の底面では引張ひずみが算出され、偏差応力が最大となるためである。また、路盤反力係数および版内温度差が低下するにつれて E_{dev} が低下していることがわかる。これは、コンクリート版にそり変形が生じたときに残留変形が進行しやすく、残留変形がある程度進むと相対的に反力係数が低下するために残留変形の進行度合いが小さくなることを示している。

次に、算出した E_{dev} を用いて路盤および路床の残留変形量を解析し、土木研究所での実験結果との比較を行った。これを図-28 に示す。なお、比較に用いた実験結果は、载荷に伴うたわみの変化であるが、残留変形量を求めるために各载荷回数での実測値から载荷初期のたわみを差し引いたものである。その結果、载荷回数が20万回前後のデータは一致しているとは言えないが、最終的には実測結果、解析結果ともに $0.5 \sim 0.6 \text{mm}$ 程度の残留変形量を得ており、解析結果と実測結果は良く一致していた。このこと

から、本研究で提案した路盤および路床材料の残留変形推定法はコンクリート舗装の残留変形量を求める上で有効であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、繰返し3軸試験結果を用い、弾性理論に基づいた簡易な路盤・路床材料の残留ひずみの推定方法を提案した。そして、この推定法と平板FEMと三次元弾性FEMを併用して得られた路盤・路床内の応力情報を用い、土木研究所でのコンクリート舗装载荷実験の残留変形量解析を行った。その結果をまとめると以下ようになる。

- ・路盤および路床材料の繰返し三軸試験より、レジリエントモジュラスの回帰式は、AASHTO GUIDE に示されているように、各々異なっていることが確認された。
- ・路盤および路床材料の繰返し三軸試験から得られた復元変形特性および残留変形特性から、各材料の累積残留ひずみを求めるための実験パラメータの変化は、弾性理論に基づいた偏差ひずみエネルギーの変化から推定できることがわかった。
- ・三次元FEM解析によって算出した偏差ひずみエネルギーから繰返し三軸圧縮試験による実験パラメータを推定し、路盤および路床の残留変形量を解析し、土木研究所での実験結果との比較を行った。その結果、解析結果と実測結果は良く一致し

ており、本推定方法によって比較的精度良く路盤面の残留変形を推定できることが確認された。

三次元弾性 FEM 解析で求めた残留変形量は、そのまま平板 FEM のたわみ増分として捉えることができる。また、得られたたわみ増分から路盤反力係数の低下状況を求めることができる。これらのことから、現行の平板 FEM を用いたコンクリート舗装の疲労解析、すなわちコンクリートの版厚設計に路盤面の残留変形の影響を反映させることができると考えられる。

現在、コンクリート舗装ではセメント安定処理路盤やアスファルト中間層が多用されている。今後は、これらの材料を用いた場合の路盤面の残留変形解析を行い、コンクリート版自由縁部での疲労解析における残留変形解析の適用性について検討したい。また、将来的には横目地部の残留変形解析と路盤のエロージョン解析を併用することで、コンクリート舗装の機能的破壊のひとつである目地部段差についても検討していきたい。

謝辞：繰返し三軸試験の実施にあたり、日本道路㈱北関東支店 橋本友光氏、農水省関東農政局 永田浩章氏、故 榎本大輝氏、和歌山 JA 辻本敏文氏(当時東京農業大学学生)には御協力を頂いた。また、元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。さらに、中央大学理工学部 姫野賢治先生には三次元弾性 FEM プログラムを提供していただいた。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Takeuchi, Y., M. Koyanagawa, T. Nishizawa, E. Noda, K. Kubo : An experimental study on the properties of granular base course deformation in concrete pavement under cyclic loads, 4th International Workshop on Design theories and their verification of concrete slabs for pavement and railroads, 1998.
- 2) 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, Vol3, pp.93-100, 1998.
- 3) Monismith, C. L. : Rutting prediction in asphalt concrete pavements, TRB, Research record, Vol.616, pp.2-7, 1976.
- 4) Barksdale, R. D. : Laboratory evaluation of rutting in base course materials, Proc. of 3^d International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.161-174, 1972.
- 5) 西勝,河端薫 : 路盤材としての高炉スラグの基礎的性質と力学特性,土木学会論文集, No.414/ -12, pp.89-98, 1990.
- 6) Uzan, J. : Granular material characterization for mechanistic pavement design, Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol.125, No.2, pp.108-113, 1999.
- 7) Uzan, J. : Permanent deformation of a granular base material, TRB, Research record, 1999.
- 8) 茨木龍雄,佐藤謙一,牧田哲也 : アスファルト安定処理路盤材の室内試験による変形挙動の研究, 第 20 回日本道路会議論文集, pp.436-437, 1995.

- 9) 阿部忠行,竹井利公 : 繰返し載荷試験による路盤材の評価, 第 20 回日本道路会議論文集, pp.424-425, 1995.
- 10) Morris, J., R. C. G. Haas, P. Reilly and E. T. Hingnell : Permanent deformation in asphalt pavements can be predicted, Proceeding of AAPT, Vol.43, pp.41-76, 1974.
- 11) Freeme, C. R. and C. L. Monismith : The analysis of pavement deformation in asphalt concrete pavement structures, Proc. of 2nd Conference on Asphalt Pavements for southern Africa, 1974.
- 12) Brown, S. F., A. K. F. Lashine and A. F. L. Hyde : Repeated load triaxial testing of a silt clay, Geotechnique, Vol.25, No.1, pp.95-114, 1975.
- 13) Monismith, C. L., N. Ogawa and C. R. Freeme : Permanent deformation characteristics of subgrade soils in repeated loading, TRB, TRR 537, pp.1-17, 1975.
- 14) 西勝,河端薫,飯田幸男 : 円形走行試験におけるアスファルト舗装の挙動とその解析,土木学会論文集, No.426/ -14, pp.101-110, 1991.
- 15) 金井利浩,東 滋夫,林 信也 : 路床変形を考慮したわだち掘れ予測に関する一考察,土木学会第 53 回年次学術講演会, -20, pp.40-41, 1998.
- 16) 竹内康,小梁川雅,遠藤桂,橋本友光,牧恒雄 : 動的三軸試験による粒状路盤の残留ひずみ推定方法に関する一考察,土木学会第54回年次学術講演会概要集, pp.438-439, 1999.
- 17) 竹内康,小梁川雅,西澤辰男,遠藤桂 : コンクリート舗装における路盤面の残留変形解析,土木学会第 56 回年次学術講演会概要集, CD-ROM, 2001.
- 18) Vesic, A. S., S. K. Saxena, "Analysis of structural behavior of AASHTO road test rigid pavements." NCHRP Report 97, 1970.
- 19) 土地分類調査研究会 : 日本の自然と土地利用, 関東, 社団法人全国国土調査協会, 1980.
- 20) AASHTO : Standard specification for transportation material and methods of sampling and testina, T-294, 1992
- 21) Kamon, M., H. Gu and T. Katsumi : Engineering properties of soil stabilized by ferrum lime and used for the application of road base, Soils and Foundations, Vol.39, No.1, pp.31-41, 1999.
- 22) 阿部長門,雑賀義夫,丸山暉彦 : 粒状路盤材・路床土のレジリエントモジュラス, 土木学会第48回年次学術講演会概要集, pp.878-879, 1993.
- 23) 遠藤桂, 橋本友光 : 多層弾性理論にレジリエントモジュラスを適用する祭の課題についての一考察, 土木学会第51回年次学術講演会概要集, pp.22-23, 1996.
- 24) AASHTO : Design pamphlet for the backcalculation of pavement layer moduli in support of the 1993 AASHTO guide for the design of pavement structures, FHWA -RD-97-076, 1997
- 25) Timoshenko, S.P., J.N. Goodier : Theory of elasticity 3^d edition, McGraw-Hill, Inc., 1970.
- 26) 西澤辰男,野田悦郎,福田正 : プレキャストコンクリート舗装の温度応力に関する基礎的検討, 土木学会論文集, No.508/V-26, pp.101-107, 1995.
- 27) 竹内康, 西澤辰男,小梁川雅,丸山暉彦 : コンクリート舗装における層弾性係数推定方法に関する研究, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, CD-ROM, 2000.
- 28) 橋口公一 : 弾塑性構成方程式-基礎理論および最近の主要な成果の整理-, 弾塑性構成方程式講習会資料(大阪), 2000.

STUDY ON PERMANENT DEFORMATION ANALYSIS OF
BASE COURSE SURFACE UNDER CONCRETE PAVEMENT

Yasushi TAKEUCHI, Katsura ENDO, Masashi KOYANAGAWA, Tatsuo NISHIZAWA
and Kazuyuki KUBO

In August 1997, the loading test with a concrete pavement was carried out at the Public Works Research Institute (PWRI). From this experimental result, the permanent deformation of the base course surface by cyclic loading was confirmed. In this study, the estimation method of permanent deformation of base course surface was suggested based on the theory of elasticity and the repeated tri-axial compression test result of granular base course material and subgrade material. And then, the analytical result was compared with the experimental result. As the result of comparison, the estimated value and the measured value agreed well, and the adequacy of this estimation method was confirmed in this paper.