

V-219 動的三軸試験による粒状路盤材料の残留ひずみ推定方法に関する一考察

東京農業大学 生産環境工学科 正会員 竹内康
 東京農業大学 生産環境工学科 正会員 小梁川雅
 日本道路㈱ 技術研究所 正会員 遠藤桂
 日本道路㈱ 北関東支店 橋本友光
 東京農業大学 生産環境工学科 正会員 牧恒雄

1.はじめに 筆者らは、1997年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動载荷実験結果から、载荷回数の増加に伴い路盤面に残留変形が生じ、これによって路盤K値が低下していたことがわかった。また、このK値の低下がコンクリートの疲労破壊を促進させることも確認されたことから、コンクリート舗装の設計において路盤面の残留変形によるK値の低下を考慮することは重要であることがわかった。しかし、路盤K値の低下を推定するには、路盤面以下の各層の残留ひずみを推定する必要がある。本研究では、特に路盤層の変形特性に注目し、载荷実験に用いた粒状路盤材料の動的3軸試験結果から、様々な応力条件下での変形特性の推定方法について検討することを目的としている。また、変形特性は復元特性と残留特性とに分けて検討した。

2.実験方法 動的3軸試験は、1997年と1998年に茨城県で作られた2種類の粒度調整砕石（M-30）を用い、表-1に示す条件下でAASHTO T-294に示された試験方法に準拠して行った。

3.復元特性 復元特性として、レジリエントモジュラス Mr 、最大主応力方向における回復ひずみ ε_r と軸方向ひずみ ε_1 の関係を図-1、2に示した。また、 Mr は(1)式による、最も一般的方法で整理した。なお、 Mr は、载荷回数に伴う変化が殆ど認められなかったため、各供試体での平均値を用い、 ε_r と ε_1 は全ての測定データをプロットした。

$$Mr = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (1)$$

ここに、 θ ：応力の第一不変量(Mpa)

k_1, k_2 ：材料定数

Mr を整理した結果、材料定数 k_1, k_2 の値は1997年の材料で(k_1, k_2) = (7.8395, 0.5792)、1998年の材料で

(k_1, k_2) = (5.0289, 0.64)であり、2つの材料に殆ど差は見受けられなかった。

図-2の直線は ε_r と ε_1 とが1:1であるときの関係で示しており、 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 はほぼ等しいことがわかる。このことから、本実験での応力レベル下では、路盤材は弾性挙動を示していると言える。

表-1 実験条件

	1997年	1998年
供試体寸法 (mm)	$\phi 150 \times 300$	
目標締固め (%)	98	
载荷波形	ハーバーサイン波	
周波数 (Hz)	2	
载荷回数 (回)	10000~50000	
軸差応力 (kPa)	123, 245	20~88
拘束圧 (kPa)	25~147	20~78

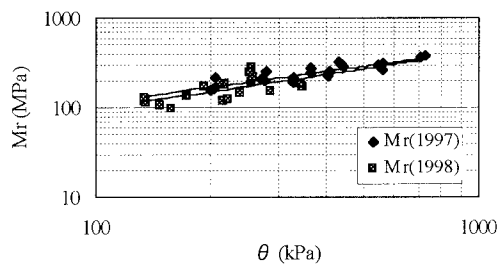


図-1 レジリエントモジュラス測定結果

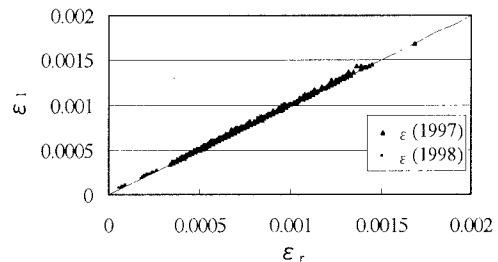


図-2 回復ひずみと軸ひずみの関係

Key Words：粒状路盤、残留変形特性、ひずみエネルギー、コンクリート舗装。

〒156-8502 世田谷区桜丘 1-1-1 東京農業大学地域環境科学部生産環境工学科 Tel：03-5477-2342 Fax：03-5477-2620

4. 残留特性 復元特性の検討結果に示したように、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、载荷に伴って残留変形が生じる。一般に、最大主応力軸方向の累積残留ひずみ ε_p と载荷回数 N の関係は、双曲線もしくは累乗曲線によって近似される。本研究では、実験結果を(2)式によって累乗近似した。

$$\varepsilon_p = I \cdot N^S \quad (2)$$

ここに、 N ：载荷回数、

I, S ：両対数スケール上での切片、勾配

また、 ε_p は作用する応力状態によって変わることも知られており、 σ_d と平均応力 σ_m の関数で表されることが多い。そこで、 I および S を σ_d/σ_m で整理した結果を図-3 に示す。

アスファルト舗装のわだち掘れ解析を行う場合に多層弾性理論を利用することが多い。また、本実験で検討したような低い応力レベルであれば、弾性理論を用いた応力解析が適用できると考えられるが、実際に多層弾性理論を用いて応力解析を行った場合、路盤層内に生じる応力は深さ方向に低下する。 M_r は応力状態によって変化するため、载荷に伴って路盤層の M_r は上部と下部で変わることになる。また、これに伴い内部に生じるひずみも変化する。そこで、これらの要因を加味し、(3)式に示すひずみエネルギー E を用いて I と S を整理した結果を図-4 に示す。

$$E = \frac{1-2\nu}{6Mr} \theta^2 + \frac{1+\nu}{Mr} J_2 \quad (3)$$

ここに、 ν ：ポアソン比 $(=(\sigma_1 - Mr \cdot \varepsilon_1)/2\sigma_3)$

J_2 ：偏差応力の第2不変量

図-3,4 に示したように、何れにおいても最大主応力軸方向の応力が増大した場合、 S および I は増加する、即ち残留変形が進行する傾向にあった。

これらの推定方法の違いによるアウトプットの違いを検討するために、多層弾性理論プログラム ELISA を用いて図-5 に示す条件の路盤層の残留変形解析を行った。その結果を表-2 に示す。ただし、 $N=10000$ 回とし、1997 年の実験データを用いた。

表-2 の結果を見ると、ひずみエネルギーによる推定残留変形量に比べ、応力比による推定量は極端に大きい結果となった。これは、鉛直方向応力ほどの

ような条件下でもほぼ一定であることから、単純な応力比では拘束圧低下の影響を解析因子として十分に反映されていないためと考えられる。

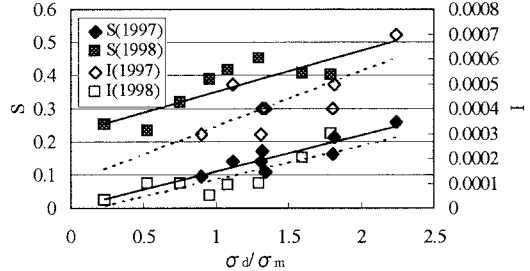


図-3 σ_d/σ_m と S, I との関係

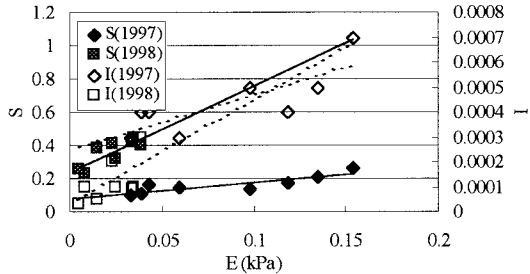


図-4 ひずみエネルギーと S, I との関係

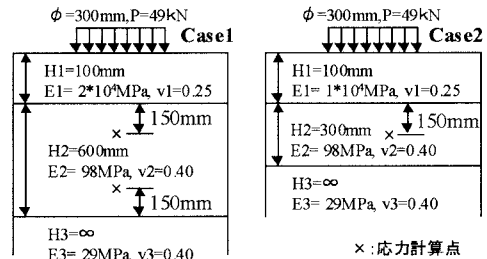


図-5 多層弾性理論による解析断面

表-2 路盤の残留変形解析結果

	Case1		Case2	
	E	σ_d/σ_m	E	σ_d/σ_m
計算点1	0.0062	1.7123	0.0160	4.6789
計算点2	0.0046	392.54	-	-
残留変形量(mm)	0.4050	1.4E+173	0.2398	34.6323

5. あとがき 今後は土木研究所での载荷実験結果の解析を行い、推定残留変形量と測定値との比較を行い、残留ひずみ推定方法について更に検討する予定である。また、動的三軸試験の実施にあたり、永田浩章氏(農水省)、樫本大輝氏(ライト工業)には御協力を頂いた。記して感謝の意を表します。

参考文献 竹内他：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、舗装工学論文集, Vol.3, pp.93-100, 1998