

日本道路公団試験所 正会員 松井正弘
〃 〃 〃 小川紀生
〃 〃 〃 土屋忠三

1. まえがき

交通荷重によつて生ずる路床 路盤の変形について考える事は、合理的な舗装構造を考える上で重要な事と考えられる。道路交通荷重による路床 路盤への載荷は瞬間的なもので、また非常に多くのくり返し回数を経るものである。このような条件下で次のような変形特性等が重要とならう。

- 1) 瞬時的な荷重下における材料の変形係数 (Resilient Modulus) およびポアソン比。
- 2) 多数のくり返し荷重下における累積塑性変形および材料の強度、変形係数などの変化。

これらの性質を調べるために くり返し三軸圧縮試験機を用いて交通荷重を想定した荷重(パルス波のくり返し)のもとにおける路床 路盤材の変形に関する試験を行った。

2. 試験方法

試験は くり返し三軸圧縮試験機を用いて図-1に示すように、拘束圧 (σ_3)、軸方向静荷重 (σ_1) を載荷した後、くり返し荷重 ($\Delta\sigma_1$) を最大 10^4 回まで加え その間の供試体の変形を測定した。荷重の大きさは、アスファルトコンクリート舗装の現場測定の結果を参考の上 くり返し荷重 $0.125 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$ 、拘束圧 $0.125 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で種々変化させた。試験に用いた供試体は 直径 10 cm 高さ 20 cm の円柱形のもので、その作成は 2.5 kg ランマーで5層に分けてモールド内で突固める事によって行った。突固めは、JIS A 1210-1970 突固めによる土の締固め試験方法のうち 呼び名 2.5 に従つて行つた試験によって得られる最大乾燥密度 (ρ_{dmax}) の 95% 密度となるように調整した。また 突固め時の含水比は同規定によつて得られる最適含水比 (w_{opt}) と最大乾燥密度の 95% が得られる湿潤側の含水比 (w_{w95}) の2状態で行った。

供試体の変形の測定は、くり返し荷重載荷によつて生ずる軸方向の変形(弾性ヒズミ、残留ヒズミ)および供試体周方向の変形(弾性ヒズミ)について行った。

なお くり返し載荷中の供試体の排水条件は、非排水状態である。

3. 試験に用いた試料の性質

本試験において使用した試料は、フラツシャーランなどのレキおよびレキ質土(9種類)、マサ土(3種類)および岩の風化したレキ質土(2種類)の計14種類であるが ここでは代表的な2種類である 試料1(フラツシャーラン)および試料2(マサ土)について述べる。

表-1は、それぞれの試料の一般的性質を示したものである。試料1はアスファルト舗装要綱(昭和42年)の下層路盤材の規定を満たす良質な材料であり 試料2はマサ土としてはあまり良質なものではない。

4. 試験結果

舗装体の変形問題を考える上で必要となる変形係数 E_R (

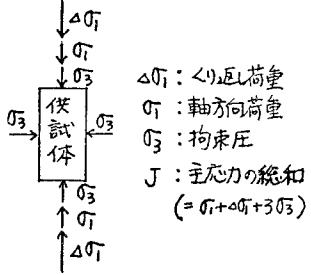


図-1 くり返し荷重載荷状態

試験項目	材料	試料 1		試料 2	
		w_{opt}	w_{w95}	w_{opt}	w_{w95}
土粒子の比重 G_s		2.82		2.70	
4.76mmフル通過分%		58.1		99.4	
0.074mm + " %		5.2		15~18	
日本統一貨分類	(G-M)			(SM)	
塑性指数 I_p	N.P			1.0	
含水比 w %	8.0	—		9.5	15.2
95%修正CBR %	44.8	—		18.5	9.0

表-1 試験に用いた材料の性質

軸方向くり返し荷重/軸方向弾性ヒズミ)、ポアソン比 ν_r (周方向弾性ヒズミ/軸方向弾性ヒズミ)および軸方向の残留ヒズミ、 E_p の試験結果について述べる。変形係数およびポアソン比については舗装体の弾性変形、応力等を論ずるとき必要となる材料の性質であり また残留ヒズミについては舗装路面の永久変形(Rutting)などに影響を及ぼす要素である。

また 試験に用いた材料はすべて静的な三軸圧縮試験(UU試験)を併せて行なっており、その結果得られる材料の強度、変形特性とも関連づけた。

4-1 変形係数 E_R およびポアソン比 ν_r

図-2は、拘束圧 σ_3 とその拘束圧のもとにおける変形係数 E_R との関係を示したものである。変形係数の値はくり返し載荷回数の増加に伴ってやや増加するが $N = 10^3 \sim 10^4$ 回ではほぼ一定の値となり 図に示したものはほぼ一定になった時の値である。

図によると変形係数はくり返し荷重 $\Delta\sigma_1$ の大きさにかかわらず拘束圧 σ_3 が増す程増加し二者の関係は次式に示すような指数関数で近似することができる。

試料1(クラッシャーラン)

$$E_R = 2000 \sigma_3^{0.46} \quad (W_{opt})$$

$$E_R = 2220 \sigma_3^{0.46} \quad (W_{w95})$$

試料2(マサ土)

$$E_R = 805 \sigma_3^{0.40} \quad (W_{opt})$$

$$E_R = 968 \sigma_3^{0.48} \quad (W_{w95})$$

また図-3は 同様に主応力の総和 J_1 (不変量)と変形係数との関係を示したものであるが 拘束圧 σ_3 との場合と同様に指数関数で近似することができる。

試料1(クラッシャーラン)

$$E_R = 900 J_1^{0.51} \quad (W_{opt})$$

$$E_R = 980 J_1^{0.51} \quad (W_{w95})$$

試料2(マサ土)

$$E_R = 440 J_1^{0.38} \quad (W_{opt})$$

$$E_R = 400 J_1^{0.57} \quad (W_{w95})$$

上式はいずれの材料も応力とヒズミとの関係は、非線型性を有していることを示している。また 含水比の高い湿潤側含水比 W_{w95}

の方が変形係数の大きい部分があるが、これは湿潤側含水比の供試体の方が塑性変形が著しい事が影響しているのではないかと考えられる。

上式から判断する限り試料1(クラッシャーラン)の方が試料2(マサ土)に比べて2~3倍変形係数は大きいと言える。

図-4は、ポアソン比 ν_r と主応力比 $(\Sigma\sigma/\sigma_3)$ との関係を示したものである。

図によれば ばらつきはあるが主応力比が大きくなるほどポアソン比 ν_r は増加する傾向

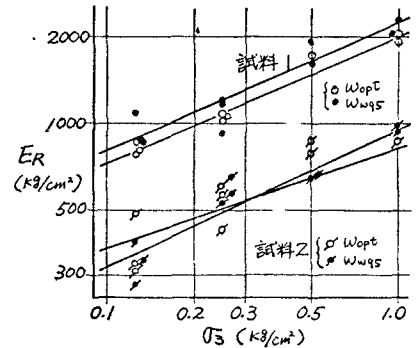


図-2 拘束圧と変形係数

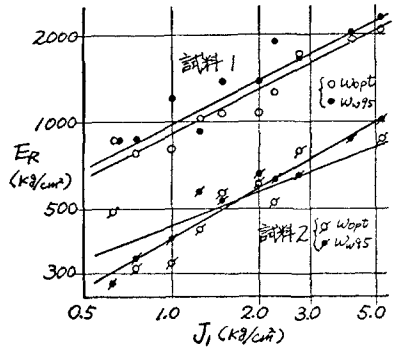


図-3 主応力の総和と変形係数

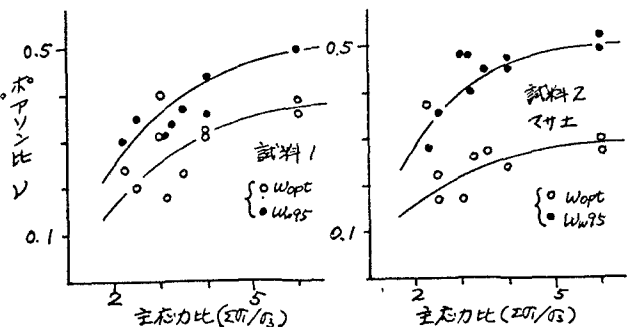


図-4 主応力比とポアソン比

が認められる。動的載荷時のポアッソン比について数式化する試みもあるが、測定値にかなりのバラツキがあり測定方法、精度など疑問の残る点もあると考えられる。また、図から含水比（飽和度）の高くなるほどいずれの試料もポアッソン比は大きくなることが認められる。

4-2 軸方向残留ヒズミ ϵ_p

図-5は くり返し回数 N と軸方向残留ヒズミ ϵ_p の変化を示したものである。いずれの試料もくり返し回数がふえるに従って、残留ヒズミの増加する割合は徐々に減少しているが $N=10^4$ 以降もまだヒズミが増してゆく傾向が認められる。

試料2（マサ土）の残留ヒズミは 試料1に比べて大きく、また含水比の増加に伴って著しく増大している。含水比の違いによる変形特性の差異は、変形係数 E_R に比べると残留ヒズミ ϵ_p において顕著にあらわれている。

図-6は 静的三軸圧縮試験によって得られる E_{50} ($(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} \times 1/2$ に対応する割線係数)と残留ヒズミ ϵ_p との関係を示したものである。図中の点は2試料以外のすべての材料についても含まれているが 材料の違いにかかわらずほぼ同一の傾向を示し、 E_{50} の小さい程 残留ヒズミ ϵ_p は大きく、くり返し荷重 $\Delta\sigma$ の大きい程 残留ヒズミ ϵ_p は大きくなることを示している。また 材料の E_{50} は図-7に示すようにその材料のせん断強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ から推定することができる。

以上の関係から実際の地盤においてくり返し荷重をうけた場合の累積塑性変形量を推定することができる。すなわち 地盤内の応力状態を知ることにより、次式からその応力状態におけるせん断強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を知ることができ、また $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を知ることによりその材料の E_{50} を知ることができる。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = \frac{2C \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (C, \phi \text{ は強度定数})$$

$$E_{50} = K \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} \quad (K \text{ は材料によって異なる定数})$$

定数 K の示す意味は たとえば同じせん断強度を有する材料でも K の大小によってくり返し荷重下における塑性変形量の大きさが異なる事を示している。図-7によれば、定数 K はマサ土では30~40 特に悪いもので15、またレキおよびレキ質土では55~95である。

このほか安定処理土では セメント安定処理土（砂）で180 石灰安定処理土（砂）で300 程度と無処理のものに比べて非常に大きく、永久変形などの生じにくい材料であると判定できる。

5. 想定断面における計算

4-1では材料の応力とヒズミとの関係が非線型であることを示したが この結果を用いて図-8に示す様な断面を想定して 鋪装体に働く応力およびタワミの計算を行った。

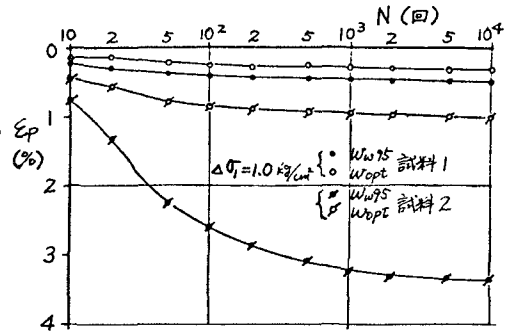


図-5 くり返し回数と残留ヒズミ

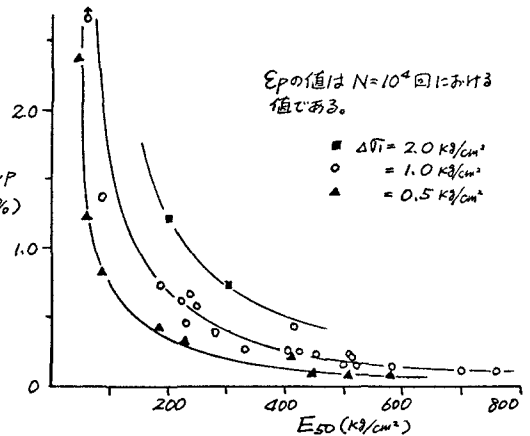


図-6 E_{50} と残留ヒズミの関係

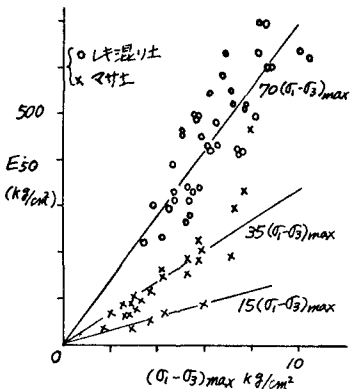


図-7 せん断強度と E_{50}

図に示す Case 1 は 路盤に試料 1 (クラッシャーラン) を用い 路床上部には試料 2 (マサ土) を使用した場合で, Case 2 は路盤および路床上部に相当する部分に試料 1 を用いた断面である。なおアスファルトコンクリート層および路床下部以下は一定の変形係数を与えた。計算は有限要素法により, DEMOS (電々公社科学技術計算システム) を使用して行った。計算結果については, 図 9 に垂直応力および水平応力を, 図 10 にそれぞれ各の層面におけるタワミ量を示した。なお舗装面上に与えた荷重は $7 \text{ ton } 7 \text{ kg/cm}^2$, 半径 7.5 cm の円形等分布荷重である。

また 上述の計算によって路盤および路床 (上部) 内応力があるうらになったので 4-2 で述べた方法によってくり返し荷重が働いた場合のそれぞれの層の残留ヒズミを推定した。なお 推定値の材料は最適含水比 w_{opt} 状態で最大乾燥密度 ρ_{dmax} の 95 % に締固めう水とした場合のものである。

表-2 は Case 1 と Case 2 について路盤および路床上部の残留ヒズミを, 次式に示す係数 C_s を用いて表わしたものである。

$$C_s = \frac{100 \sum E_{pl} h_L}{\sum h_L} \quad \begin{array}{l} h_L: \text{1 層の厚さ} \\ E_{pl}: \text{1 層の残留ヒズミ} \end{array}$$

C_s は 材料の単位厚さ当りの残留況下の度合いを示すものであるから 試料 2 (マサ土) を路床上部に用いた断面は, Case 2 の場合に比べて約 2 倍の残留況下が生ずると推定できる。

	Layer	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} \text{ kg/cm}^2$	$E_{50} \text{ kg/cm}^2$	$\varepsilon_p \%$	C_s
Case 1	II	2.62	180	0.40	0.63
	III	2.97	100	0.75	
Case 2	II	2.62	180	0.36	0.33
	III	2.85	200	0.33	

表-2 C_s の計算結果

6 あとがき

路床 路盤の変形特性には 非常に多くの要素を含むものであり 今後更に試料の状態 (含水比 密度 締固め方法など), あるいは 10^4 回以上のくり返し回数を加えた場合などについて研究を進めて行く必要がある。

また 得られた試験結果の適合性については現在現場試験を進めている。

参考文献

- 1) 鶴窪広洋他, "アスファルト舗装追跡調査結果について" 日本道路公団試験所報告 昭和 46 年度 PP37~53
- 2) R G Hicks et al "Factors Influencing the Resilient Response of Granular Materials" H. R R No 345 (1971) PP 15~31
- 3) 三嶋信雄, "粒径のそろった山砂の強度特性について" 日本道路公団試験所報告 昭和 46 年度 PP18~36

	Case 1	Case 2
アスコン層	$E = 10000 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.45$	$E = 10000 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.45$
サブベース	$E = 2000 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.35$	$E = 2000 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.35$
上部路床	$E = 805 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.30$ ($E \geq 50$)	$E = 2000 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.35$ ($E \geq 50$)
下部路床および路体	$E = 400 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.40$	$E = 400 \text{ kg/cm}^2, \nu = 0.40$

図-8 計算に用いた断面

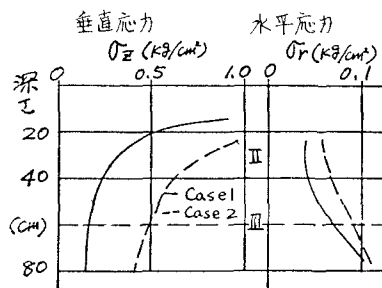


図-9 各層内の応力の分布

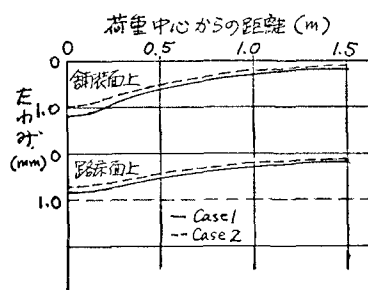


図-10 各層面上のたわみ