

撓性管周囲の埋戻土の反力係数に関する土槽実験 (その2)

Experiment for the Modulus of Soil Reaction of Compacted Soil around the Flexible Pipe (II)

秀島好昭* 廣田達雄** 藤田 勝***

Yoshiaki HIDESHIMA, Tatsuo HIROTA and Masaru FUJITA

撓性管側面に作用する受働土圧は、受働抵抗係数と称される土のバネ定数によって計算され、その際の土圧の大きさによって撓性管の変形が考察される。本報では土槽実験により、火山灰の受働抵抗係数について考察を加えた。本実験では、埋戻土の締固め密度の違いにより、土の受働抵抗係数が1~1/20程度の比で変化することなどが判明した。《受働抵抗係数；三軸圧縮試験；撓性管；火山灰》

Passive earth pressure around a flexible pipe is estimated by the modulus of soil reaction and the shape of pipe is transformed by this pressure. In this report, we investigated the coefficient of soil reaction in an earth tank.

It was found that the coefficient of soil reaction are significantly different depending on the compaction of soil and the coefficient ratio varies from 1 to 0.05.

Keywords: modulus of soil reaction, tri-axial compression test, flexible pipe, volcanic sand.

1. はじめに

この実験的研究の目標は、道内に種々分布する火山灰の受働抵抗係数に関する知見の集積と系統的な整理を実施することにある。本実験に先んじて、著者のうち1人は、乾燥砂を用いた土槽実験などを実施・報告済みで、管体近傍の土中応力について次の知見が得られている。ひとつは、土槽上部より上載荷重を作用させた場合、管体側面の土中では、最大主応力は水平方向に生じること。2つめは、その土中部において水平土圧と垂直土圧が等圧に近い状態となることなどである。これらのことからは、室内力学試験で受働抵抗係数を考察する場合の試験条件を示唆するもので、例えば、三軸圧縮試験では拘束圧を主軸と等圧的に制御し、力学定数を決定することなどが考えられる。3つめは、土の弾性係数と受働抵抗係数とが比例的関係におかれることである。本実験は

このような成果をもとに、火山灰の受働抵抗係数について実験を進めたもので、埋戻土の締固め密度の違いによる受働抵抗係数の違いなどについて報告する。

2. 実験方法と記号

図-1の土槽中央部に、直径20cm・肉厚7mm・長さ28cm・弾性係数28000kgf/cm²の塩化ビフェニールパイプを埋設し、管壁のひずみ・管の鉛直内空変位・水平内空変位などを計測した。用いた火山灰は、樽前系の火山灰・恵庭系の粗粒火山灰・支笏系の細粒火山灰の3種類で、管模型規模より5mmフルイ通過分試料で土槽実験を行った。試料の物理的・力学的性質の試験結果は、表-1、図-2に示した。さらに、当節以降の考察は、表2の記号を使って論ずる。

*農業土木研究室副室長 **同室長 ***同室主任研究員

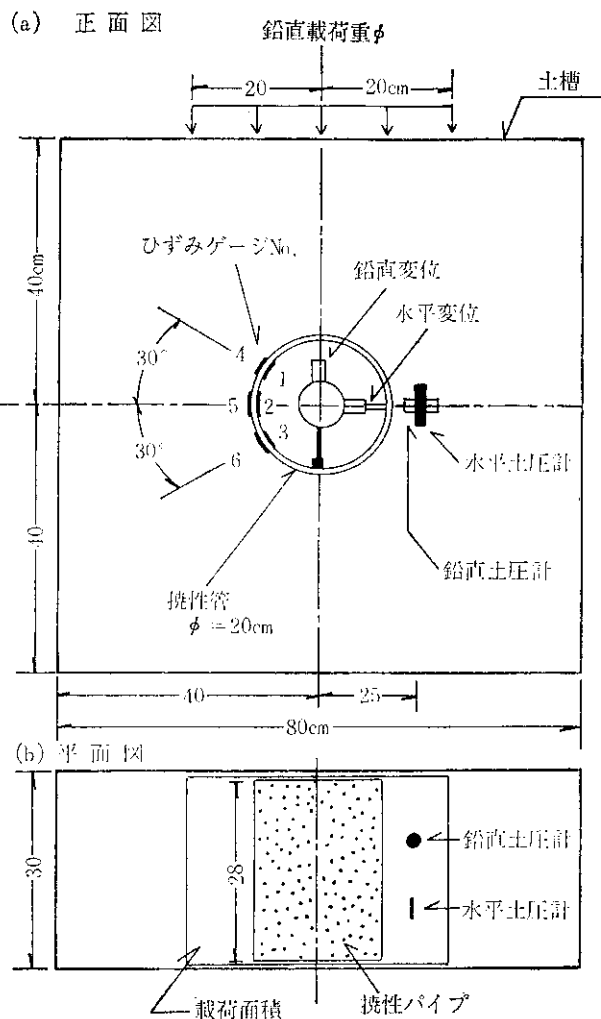


図-1 土槽実験模様

表-1 火山灰試料

試料	樽前系火山灰	恵庭系火山灰	支笏系火山灰
名称	粗粒火山灰	粗粒火山灰	軽石混火山灰
分類	S-V	G-V	SV
Symbol	T	E	S
比重	2.905	2.906	2.386
自然含水比 (%)	25~30	50~60	40~50
5mm 残留率 (%)	4.2	46.3	11.9
最適含水比 1-3 法 (%)	26	32	45
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.270	1.140	0.930

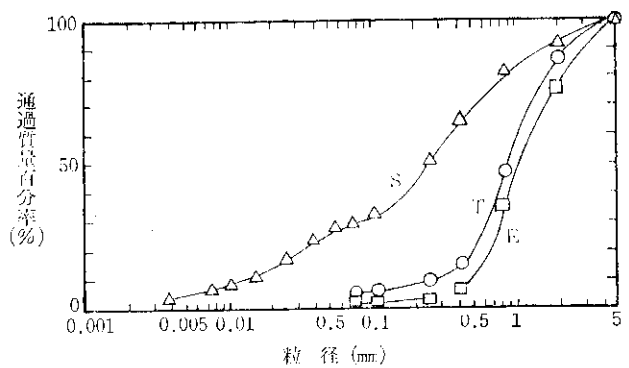


図-2 火山灰 5mm 通過材料の粒度分布

表-2 記号

- M_C ; パイプ C 点での曲げモーメント
- r ; パイプの半径
- Δx ; 管側面の水平変化量 (X 方向)
- ΔY ; 管頂部の鉛直変化量 (Y 方向)
- e' ; 埋戻土の受働抵抗係数 (土の反力係数)
- E_i ; 土質材料の初期接線弾性係数
- 2θ ; 埋戻土の支持角
- 2β ; 埋戻土の側面水平土圧の分布角
- σ_1 ; 土質材料の最大主応力
- σ_3 ; 土質材料の最小主応力
- p ; 鉛直載荷荷重強度

3. 実験結果

(1) 受働抵抗係数

土槽中の土の含水比は、樽前系で $w=18\%$ ・恵庭系で $w=28\%$ ・支笏系で $w=35\%$ に調整し、簡易バイプレータなどを用い、それぞれ締まった状態とルーズな状態の 2 つの締め密度を任意に作成した。

土槽表面上より鉛直載荷重 P を増加するに応じて、土中に応力が伝播し、撓性管の内空変位や管壁にひずみが生じる。管壁の所要位置に生じる曲げモーメントを計算するため、管壁の両面に相対して張ったひずみゲージは、図-3 の一例のように伸縮を示す。図-3 の例では、管側部中央の相対するゲージ番号 2 と 5 のひずみが大きく、この部所で最大の曲げモーメントが生じていることがわかる。各実験ケースより、管側部中央 (C 点と呼ぶことにする) の曲げモーメントおよび C 点での水平内空変位より、以下のように受働抵抗係数について考察を進めた。

図-4 の凡例に示すように、鉛直等分布荷重が管上下面より加わり、放物線型の側面水平分布土圧が作用する場合の C 点での曲げモーメントは (1) 式²⁾ で与えられる。

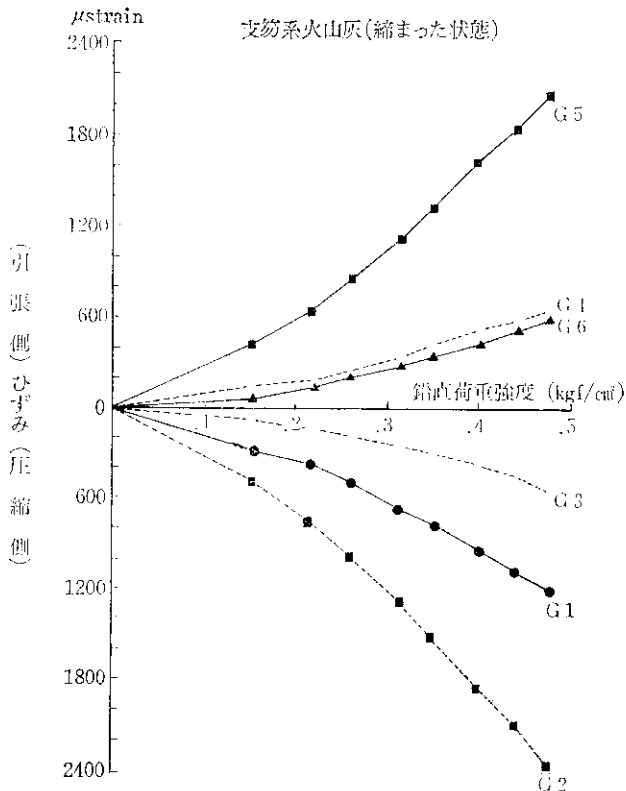


図-3 管壁のひずみ (G: ゲージ番号)

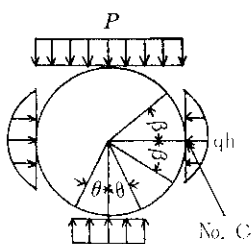


図-4 作用荷重の凡例

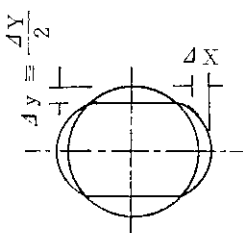


図-5 管壁の中空変位 ΔX

$$\begin{aligned}
 M_C = & pr^2 \left[\frac{1}{\pi} \left(\frac{\theta}{4 \sin \theta} + \frac{3}{4} \sin \theta + \frac{\theta}{2} \sin \theta \right) - \frac{5}{8} \right] \\
 & + q_h r^2 \left[\frac{1}{\pi} \left(\frac{\beta}{2} - \frac{\beta}{16 \sin^2 \beta} + \frac{\beta}{2} \sin^2 \beta \right. \right. \\
 & \left. \left. + \frac{\cos \beta}{16 \sin \beta} + \frac{7}{8} \sin \beta \cdot \cos \beta \right) - \frac{1}{4} \sin^2 \beta \right] \\
 & \dots \dots \dots (1)
 \end{aligned}$$

ここに、 q_h ; 放物線形状で水平土圧が発生するとした

水平直径軸上での水平土圧

管壁側部 C 点に生じる水平受働土圧 q_h は、Spangler が定義したような管壁の水平変位量と線形な関係の (2) 式で表わされるものとする (図-5 参照)。

$$q_h = \frac{e' \cdot \Delta X}{F \cdot r} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 F ; 変形遅れ係数で本実験では 1 とした。

本土槽実験で得た管壁のひずみより曲げモーメントを求め、さらに実測した水平変位量 ΔX を (2) 式に代入し、(1), (2) 式を使った逆算法により受働抵抗係数 e' を、いくつかの荷重段階で求めてみた。また、この計算の際、土の締固め度が比較的高い場合は支持角 θ を 45° とし、緩い場合には θ を 30° とし、 β はいずれも 50° とした。

荷重 P を漸増する方法では、荷重の増加により土の再配列が進み、一様な値の e' が得られるとは想像しがたいが、荷重強度 p を横軸に受働抵抗係数を縦軸に示すと、図-6 のような結果を得る。図-6 では、荷重強度 p が小さい段階では e' がいくぶん大きく計算されるものの、さらに荷重強度が増した段階では、ほぼ一定の e' が示される。同図で示される本質的ことがらは、締固め密度の違いにより 10^2 kg f/cm^2 オーダの e' が 10^1 kg f/cm^2 以下の値に変ずることであり、施工により e' が相当異なることが示唆される。

(2) 受働抵抗係数と三軸圧縮試験

土槽実験と同一含水比に調整した試料で締固め度を変え供試体を作成し、3種類の拘束圧・圧密排水条件で三軸圧縮試験を行った。突固め回数を3通りに変えて、供試体の作成を行ったが、火山灰特有の締固め特性により、締固め度 94~100% の最大 6% 程度の開きのものしか得られていない。締固め度と土の弾性係数との関係は図-7

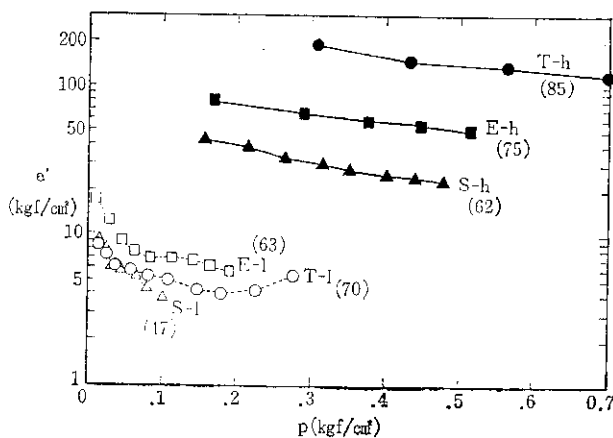


図-6 土の締固め状態と受働抵抗係数

[添字 h; 締まった密度状態の例 l; 緩い密度状態の例] () 内数字; 締固め度 (%)

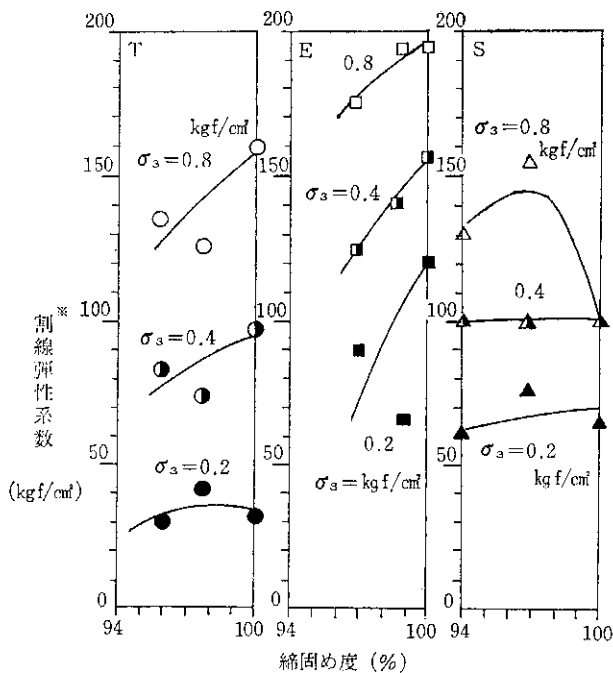


図-7 拘束圧 σ_3 の違いによる火山灰の弾性係数
(※ 軸ひずみ 1~2% の割線弾性係数, 曲線は任意である。)

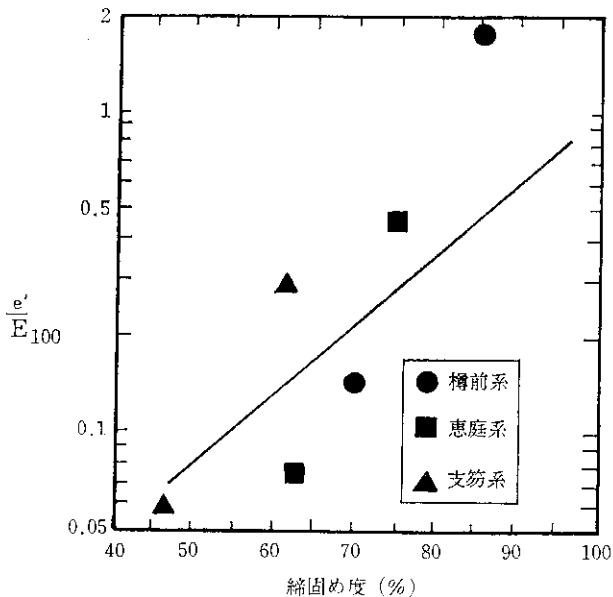


図-8 火山灰の締固め度と受働抵抗係数の変化

に示したとおりで、拘束圧 σ_3 の違いによる土の弾性発現の違いは明瞭なものの、締固め度との関係はその範囲が狭いせいで不明確のままである。

土の受働抵抗係数と弾性係数との関係が比例的関係を示すことは前に述べたとおりで、ただ両者を同一値とすることは今後の調査などにまたれるが、図-7 で示される締固め度 100% の弾性係数 (割線) を分母にし (E_{100} の記号をとる)、土槽実験の e' の比と締固め度との関係を図-8 に示した。具体的な作業は、土槽の締固め度が小さい場合には $p=0.1 \text{ kg f/cm}^2$ のときの e' と $\sigma_3=0.2 \text{ kg f/cm}^2$ の弾性係数との比を示し、土槽の締固め度が高いケースでは $p=0.4 \text{ kg f/cm}^2$ のときの e' と $\sigma_3=0.4 \text{ kg f/cm}^2$ のときの弾性係数との比を示した。図-8 では、締固め度と e'/E_{100} とは対数直線的関係がみられ、本土槽実験の締固め度の範囲では、1~0.05 程度の受働抵抗係数の変化割合が認められる。

4. おわりに

本土槽実験より、以下のことが明らかになった。

- i) 埋戻し土の締固め状態によって、土の受働抵抗係数は大きく変わり、本実験では対数的に変化する傾向がうかがわれた。
- ii) 火山灰の弾性係数は、土の拘束状態によって変化し、さらに e' も同様な変化がうかがわれる。

本実験では、3種類の火山灰についてのみ実施したもので、今後は試料数を増し同様な実験を繰返し、系統的な整理を進めるとともに、施工手順の違いによる土の力学特性などについても検討を加えていくことにしている。

参考文献

- 1) 秀島好昭; 撓性管周囲の埋戻し土の反力係数に関する土槽実験, 土木試験所月報, No. 392, pp. 20-28, 1986年1月.
- 2) 猿渡良一; 改訂パイプラインハンドブック (計画・設計および施工), 昭和58年改訂, 山海堂.
- 3) 秀島好昭・廣田達雄・藤田 勝; 火山灰土の受働抵抗係数に関する土槽実験 (その1), 第35回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集, pp. 10-13, 昭和61年10月.