

地盤せん断変形遠心実験と連続体モデルによる埋設管の地震時挙動の検討
(土圧・曲げモーメントの測定結果と弾性解の比較)

大阪市立大学 丸吉克典・東田 淳
大阪市建設局 大杉朗隆・中西啓輔

阿南工業高等専門学校 吉村 洋
中央復建コンサルタント 井上裕司

まえがき 前報¹⁾では、土自重と水平震度を考慮した連続体モデルによって求めた埋設管の地震時土圧と変形挙動が、動的遠心実験²⁾と静的遠心実験³⁾で測定した模型管の地震時挙動と定性的に整合することを示した。今回は、地震によって生じる地盤せん断変形をシミュレートした静的遠心実験⁴⁾と連続体モデルの解を定量的に比べる。静的遠心実験では曲げ剛性の異なる5本の模型管を用いたが、本報告では土圧測定管を用いた4ケースの実験と解析を比較する。なお、曲げひずみ測定用の3本の薄肉模型管を用いた実験と解析の比較を別報⁵⁾に示したので、併せて参照されたい。

遠心実験の方法 実験に用いた模型管は、2本の土圧測定管(F管とR管)と曲げひずみのみを測定する3本の模型管(F07管、F05管、F03管)で、いずれも外径 D が90 mm、管長が148 mmである。模型管の機械的性質は別報⁵⁾に示した。これらの模型管を、図-1に示すように、乾燥瀬戸砂(S0)で作製したゆるい状態の模型地盤(S0L地盤、表-1)中に土被り高 H を4.5 cm、9 cm、18 cm ($H/D=0.5, 1, 2$)の3通りに変え、基盤と管底の距離 H_b を15 cmと一定にして埋め、遠心加速度30 G場で模型地盤の両端に設置した剛なアルミ壁一対を、下端ヒンジとしてせん断ひずみ γ が3.2 %になるまで平行を保ったまま左方向、次いで右方向へと10回、回転させて模型地盤に単純せん断変形を与えた。1サイクル所要時間は6分である。容器前後とアルミ壁の内面にはリュブリケーションを施した。なおF03管・ $H/D=2$ のケースは管の破壊を防ぐために実施せず、またR管を用いた実験は $H/D=1$ の1ケースのみ実施した。

連続体モデル 図-2に、今回用いた二次元連続体モデルを示す。土と管は等方弾性体と仮定し、管面の境界条件は完全滑動条件(管面で発揮されるせん断抵抗がゼロ、半径方向の変位が管と土で同じ)を与えた。境界応力は、無限遠の水平境界面に垂直応力 $\sigma_x=\sigma_0$ と $\tau_{xy}=K_h\sigma_0$ を、また無限遠の鉛直境界面に $\sigma_y=K_0\sigma_0$ と $\tau_{xy}=K_h\sigma_0$ をそれぞれ与えて、土自重応力 σ_0 が働く K_0 状態の地盤に水平震度 K_h の水平地震力が作用する状態をシミュレートした。最大主応力 σ_1 、

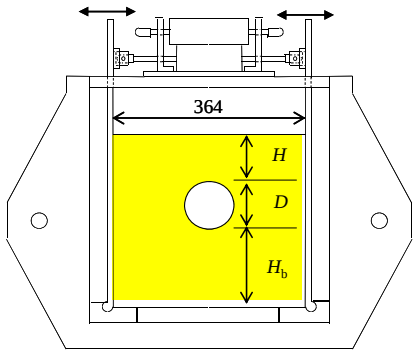


図-1 模型と実験装置 (unit: mm)

表-1 模型地盤の性質

		$D_{\max}$			ρ_{dmax}	ρ_{dmin}	ρ_{d}	w
Ground	G_s	(mm)	F_c	U_c	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)
S0L	2.65	1.4	0	1.75	1.58	1.32	1.43	0

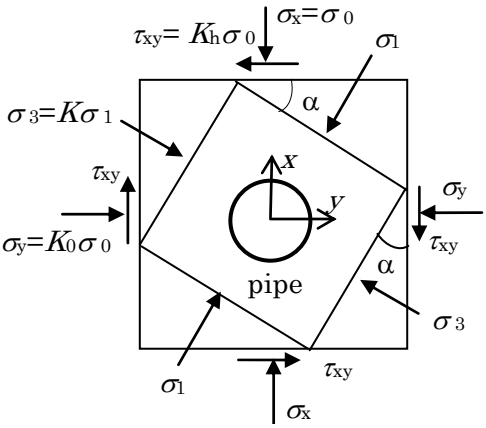


図-2 二次元連続体モデル

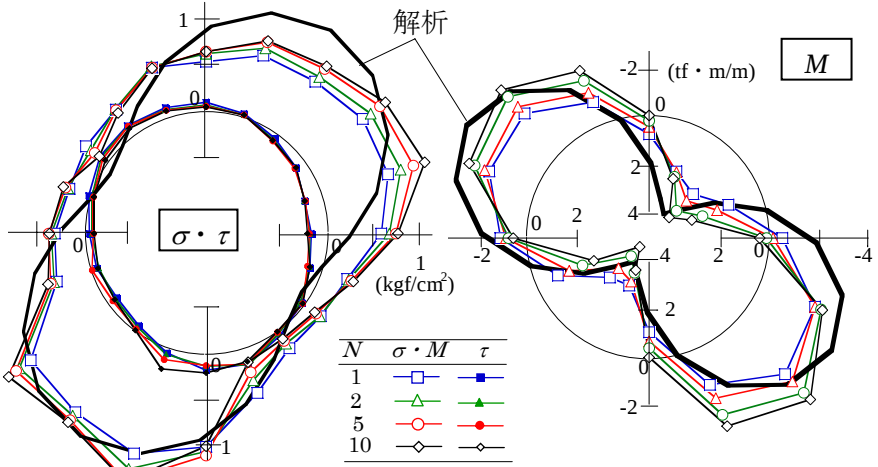


図-3 実験結果と連続体モデルによる解析結果の比較 (R管)

キーワード: 埋設管、地震時挙動、連続体モデル、弾性理論解析、遠心実験

連絡先: 大阪市住吉区杉本 3-3-138、大阪市立大学工学部、TEL & FAX: 06-6605-2725

最小主応力 $\sigma_3=K\sigma_1$ 、および水平・鉛直面と主応力面のなす角度 α は、それぞれ $\sigma_1=[(1+K_0)/2+\{(1-K_0)^2/4+K_h^2\}^{1/2}]\sigma_0$ 、 $\sigma_3=[(1+K_0)/2-\{(1-K_0)^2/4+K_h^2\}^{1/2}]\sigma_0$ 、 $\sin 2\alpha=K_h/\{(1-K_0)^2/4+K_h^2\}^{1/2}$ であり、 $\sigma_y=K_0\sigma_0$ と $\tau_{xy}=K_h\sigma_0$ の係数 K_0 と K_h を与えれば、 $K=\sigma_3/\sigma_1$ と α が決まる。よって、 σ_1 と σ_3 が無限遠方の境界応力として働く場合の連続体モデルの解⁶⁾を xy 座標に変換することによって、図-2のモデルの応力・変位成分が得られる。

無限遠の境界応力 $\sigma_x=\sigma_0$ として、これまでの研究に基づいて実験の管側深度における土自重応力をとると、 K_0 圧縮試験で求めたSOL地盤のポアソン比 ν_s は応力レベルによらず一定で0.37、変形係数 E_s は $H/D=0.5, 1, 2$ ($\sigma_0=0.19, 0.24, 0.34 \text{ kgf/cm}^2$)に対して16, 20, 29 kgf/cm^2 となる。 $\nu_s \cdot E_s$ と地盤に与えた最大せん断ひずみ $\gamma=3.2\%$ から、模型地盤の $K_0(=\nu_s/(1-\nu_s))=0.59$ と $\tau_{xy}=G\gamma=E_s/\{2(1+\nu_s)\} \cdot \gamma=K_h\sigma_0$ が定まり、 $H/D=0.5, 1, 2$ に対して K_h が0.48, 0.41, 0.35と求まる。

実験と解析の比較 図-3(R管)、図-4(F管)は地盤を左方向に $\gamma=3.2\%$ だけ変形させた時の実験と解析の比較である。プロットとそれらを結ぶ細線がせん断変形の繰返し回数 N が1, 2, 5, 10回における垂直・せん断土圧 $\sigma \cdot \tau$ 、および曲げモーメント M (原型換算)の測定結果、黒太線が解析結果を表わす。解析 τ はゼロである。また、図-4(c)の M のスケールは図-4(a)(b)と異なるので注意されたい。

解析結果は、どのケースも測定結果と良好に近似している。なお、F管で $H/D=1$ と2のケースでは N の増大に伴って測定 σ 分布に特異な集中が生じているが、この理由については別報⁵⁾の考察を参照されたい。

参考文献 1) 東田他(2010): 土自重と水平震度を考慮した連続体モデルによる地中埋設管の地震時挙動の検討, 65回土木学会年講, III-354, pp.707-708. 2) 大杉他(2009): 製管工法で更生された老朽下水道管の地震時安全性に関する動的遠心実験, 64回土木学会年講, pp.867-868. 3) 丸吉他(2010): 劣化した更生管(複合管)の地震時安定性に関する遠心実験(地盤せん断変形実験), 45回地盤工学研究発表会, pp.1331-1332. 4) 大杉他(2011): 更生された下水道幹線カルバートの地震時地盤せん断変形に対する安全性, 46回地盤工学研究発表会(投稿中). 5) 東田他(2011): 地盤せん断変形遠心実験と連続体モデルによる埋設管の地震時挙動の検討(管剛性, 土被り高, せん断変形繰返し回数の影響), 66回土木学会年講(投稿中). 6) 東田・三笠(1986): 弾性論による埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第376号/III-6, pp.181-190. 7) 東田(2001): 弾性論による地中埋設管のバックリング挙動の検討, 土と基礎, 49-4, pp.19-22.

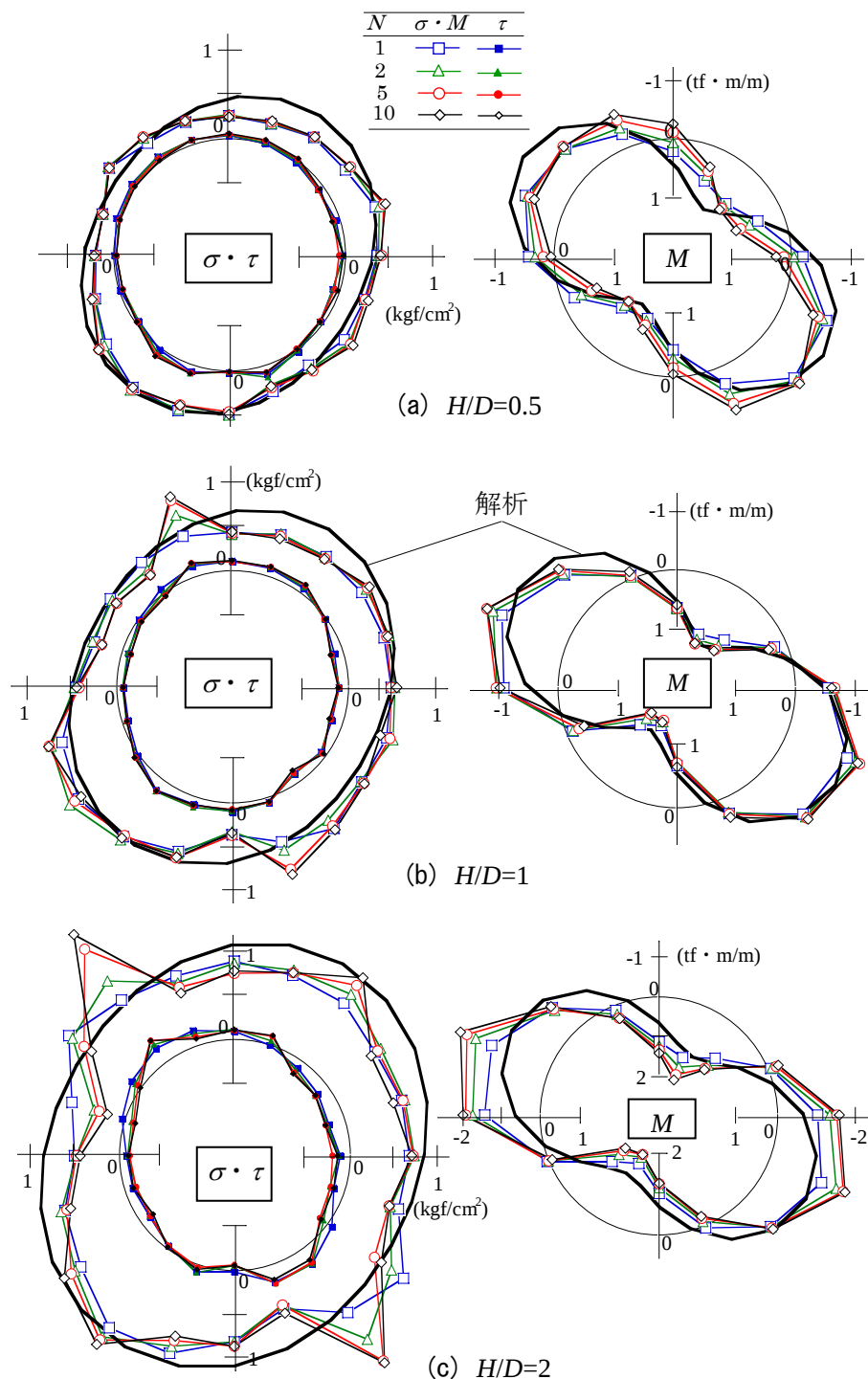


図-4 実験結果と連続体モデル計算結果の比較 (F管)