

輪荷重繰返し载荷による埋戻し土の剛性変化が埋設管の変形に及ぼす影響

大阪市立大学
中央復建コンサルタンツ

東田 淳・田中 淳
井上裕司・八谷 誠

阿南工業高等専門学校
大阪市都市環境局

吉村 洋
白井久順・大杉朗隆

まえがき 現行の埋設管設計法は、埋設時を対象として管の安全性を検討する。ところが、管周辺の地盤は施工後に車輦走行による交通荷重を数十年の間受け続け、密度増加によって剛性が高まっていく。一方、埋設管の方は応力緩和、劣化、腐食によって、時間経過とともに剛性が低下していく。その結果、管と土の相互作用として決まる埋設管の力学挙動(管に作用する土圧と管の変形)も、時間経過とともに変化することになる。

管材料の剛性の経時変化については材料力学の分野でデータの蓄積があるが、土の剛性の経時変化を対象とした研究はこれまでほとんど行われてこなかったため、埋設管の力学挙動の経時変化、ひいては埋設管の長期にわたる安全性の変化を予測する手法もまだ確立されていないのが実情である。そこで、前報¹⁾で開発した手法を踏襲して、 K_0 圧縮試験装置に詰めたまさ土供試体に対して、輪荷重相当の荷重を30万回載荷し、載荷回数すなわち車輦通過回数の増大に伴う土の剛性変化を測定し、この土の剛性変化がどのように埋設管の変形挙動に影響するか考察した。

実験方法 内面にゴム2枚とシリコングリスによるリュブリケーションを施した K_0 圧縮試験装置(図-1)内に、 $w=10\%$ に調整した細粒分含有率16%のまさ土(表-1、以下S16と呼ぶ)をゆる詰め(S16L)、または密詰め(S16D)状態になるように詰め、低サイクル繰返し載荷装置を用いて、管の埋設深度に相当する土被り圧 p_1 を載荷した状態で、輪荷重相当荷重 p_2 を1.5Hzで30万回まで繰返し載荷する(繰返し載荷)。累計繰返し回数が所定の回数になったら載荷を止めて p_1 を一旦ゼロ付近まで除荷し、供試体の膨張が終了するのを確認してから p_1+p_2 まで荷重を段階的に載荷する(段階載荷)。この段階載荷を、繰返し載荷過程の間に16回組み込む。段階載荷の過程では、軸応力 σ_1 、側方応力 σ_3 、および軸ひずみ ϵ_1 を測定し、土を等方弾性体と仮定した時のフックの式： $v_s=(\sigma_3/\sigma_1)/(1+\sigma_3/\sigma_1)$, $E_s=(1-v_s-2v_s^2)/(1-v_s) \cdot (\sigma_1/\epsilon_1)$ に代入して変形係数 E_s とポアソン比 v_s を求める。

表-2に土被り高Hと荷重強度の関係を示す。 p_1 は管の埋設深度が0.6 m、1.2 m、1.8 mになるように3通りに変えた。また、 p_2 は25tトラックの後輪荷重10tf×2輪×衝撃係数1.5=30 tfが車輦幅2.75 m×接

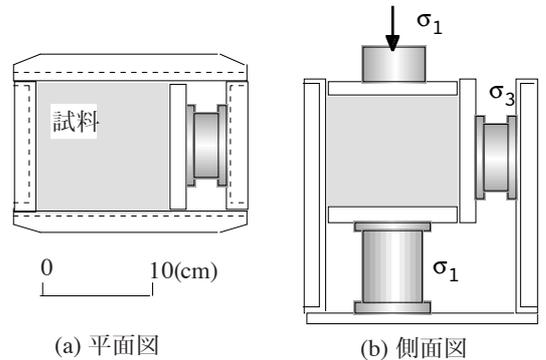


図-1 K_0 圧縮試験装置(内寸法12×12×10 cm)

表-1 地盤材料の性質

Soil	D_{max} G_s	ρ_{dmax} U_c	ρ_{dmin} (g/cm^3)	w_{opt} (%)	w (%)	ρ_d (g/cm^3)		
S16L	2.71	2	70	1.92	1.42	11.4	10	1.50
S16D								1.70

表-2 想定した土被り高と荷重強度

土被り高 H (cm)	土被り圧 p_1 (kgf/cm^2)	輪荷重 p_2 (kgf/cm^2)	p_1+p_2 (kgf/cm^2)
60	0.12	0.779	0.9
120	0.24	0.419	0.66
180	0.36	0.287	0.65

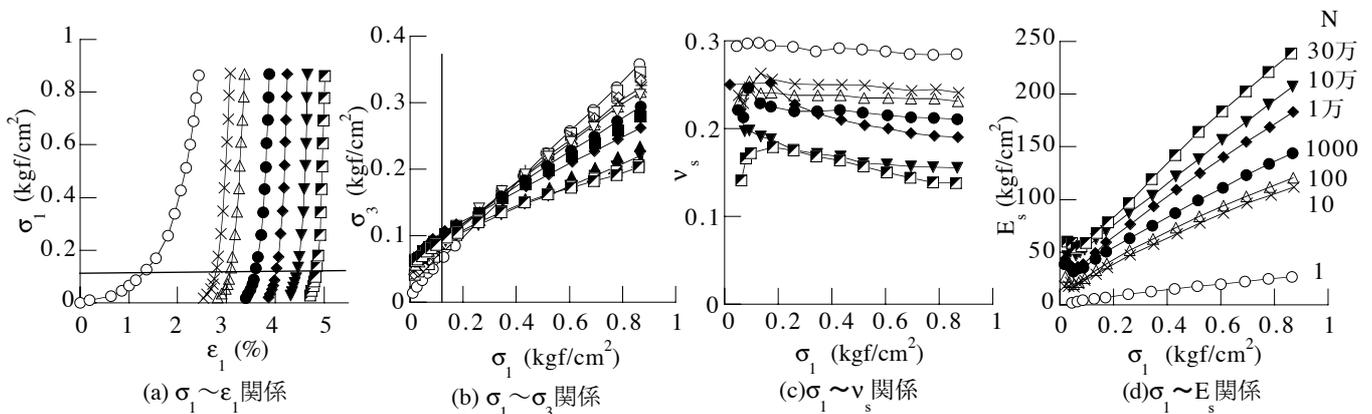


図-2 S16D・H=60 cmの実験結果

キーワード：埋戻し土、剛性、繰返し載荷、輪荷重

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

地幅20 cmに働くものとして、45°地中分散式によって求めた。

実験結果 図-2にS16D・H=0.6mの場合を例にとって段階荷重過程で得られた実験結果を示す。図-(c)の v_s と図-(d)の E_s はいずれも各荷重段階において σ_1 がゼロの時(σ_1 荷重前)を初期値とする ϵ_1 と σ_3 の増分を用いて求めている。繰返し回数Nの増大につれては v_s は0.3から0.15付近まで低下し、 E_s は大きく増える。

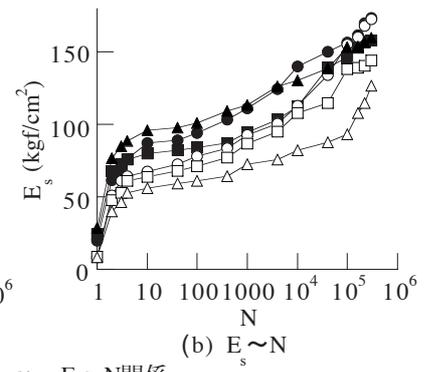
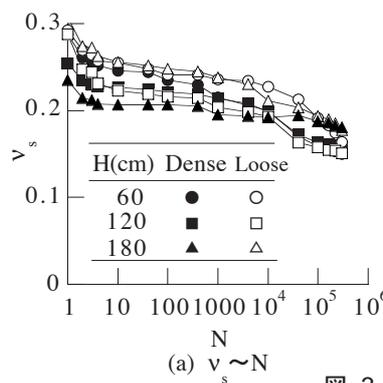


図-3 $v_s \cdot E_s \sim N$ 関係

全実験で得られた段階荷重過程の $v_s \cdot E_s \sim N$

関係を図-3に示す。各ケースで p_1+p_2 の値が異なるので、同一荷重レベルで比較するため、ここでは $p_1+p_2=0.6$ (kgf/cm²)の時の値を示している。Hが小なほど、また土の密度が大なほど、 v_s (S16L・H=120 cmを除く)と E_s は大となる。

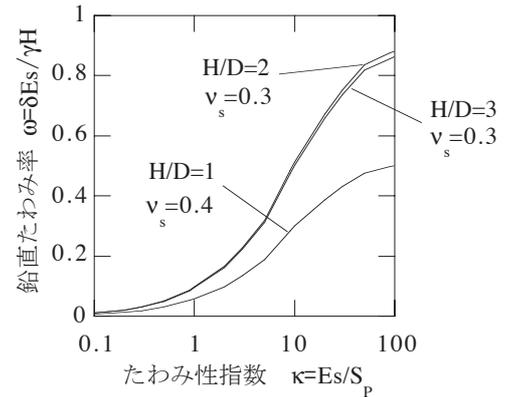


図-4 設計図表(盛土型)

埋設管の長期変形挙動の予測と考察 今回の実験結果を図-4に示す設計図表²⁾(盛土型)に適用して、口径が60 cmの塩化ビニル管(表-3)の長期変形挙動の予測を行った。図-4の横軸の κ に含まれる $S_p = E_p \cdot (t/R)^3 / \{12(1-\nu_p^2)\}$ は管の曲げ剛性を、また縦軸の ω に含まれる $\delta = \Delta D / 2R$ (ΔD : 鉛直たわみ量、 R : 管厚中心半径)は管の鉛直たわみ率をそれぞれ表す。さらに予測に用いる v_s と E_s としては、図-2(a)(b)に実線で示した $\sigma_1 = p_1$ レベルの ϵ_1 と σ_3 の絶対値を用いて求めた。以下、これらの v_s と E_s を設計用弾性定数と呼び、 v_s^* と E_s^* と表す。

表-3 予測に用いたuPVC管の諸元

外径D (cm)	管厚t (cm)	半径R (cm)	E_p (kgf/cm ²)	ν_p	S_p (kgf/cm ²)
63	1.78	30.6	30000	0.38	0.57

図-5は $v_s^* \cdot E_s^* \sim N$ の関係である。 v_s^* と E_s^* はNの増大につれて収束する傾向を示す。図-5の v_s^* と E_s^* を図-4に適用して求めた $\delta \sim N$ 関係を図-6に示す。 δ は、Hが大なほど大きく、また30万回繰返し荷重によって最大1%程度増える。

ところで図-6の予測結果は、リラクゼーションによる管体の E_p の低下を考慮していない。Janson³⁾のデータによれば、塩化ビニル管の E_p は50年経過すると約1/4に低下する。そこで S_p を表-3の値の1/4(=0.14 kgf/cm²)にとり、N=1回時点とN=30万回時点の v_s^* と E_s^* を用いて、管が埋設後50年経過した時の $\delta \sim E_s^*$ 関係を推定した。結果を図-7に示す。同図の E_s^* の大、小における δ がそれぞれN=1回時点、30万回時点を表す。図-6と図-7のN=30万回時点の δ の比較から、 E_p の減少によって δ は大きく増え、設計たわみ率5%を超えるケースが生じることが分かる。また図-7のN=30万回時点の δ は、N=1回時点の δ よりも1.7~3.5%大きい。この δ の増大量は輪荷重繰返し荷重による土の剛性変化によって生じている。

参考文献: 1) 東田他、輪荷重繰返し荷重による埋戻し土の剛性変化、第59回土木学会年講、2004。2) 東田・吉村、たわみ性埋設管の合理的設計法の提案、土木学会論文集、No.617/III-46、pp.49-63、1999。3) Janson, Investigation of the long-term creep modulus for buried PE pipes subjected to constant deflection, Advances in Underground Pipeline Eng., pp.253-262,1985。

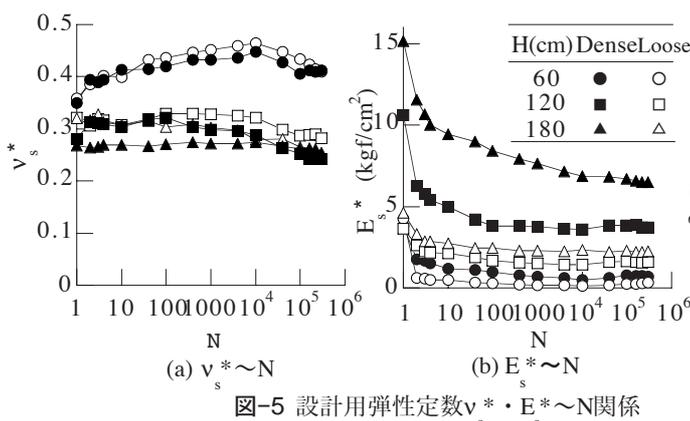


図-5 設計用弾性定数 $v_s^* \cdot E_s^* \sim N$ 関係

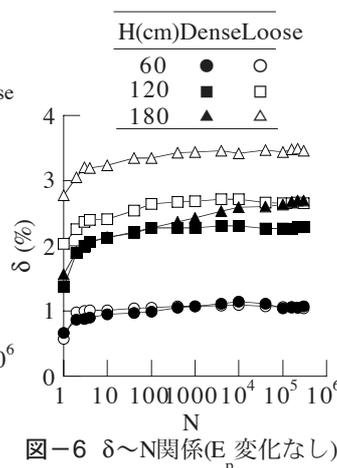


図-6 $\delta \sim N$ 関係(E_p 変化なし)

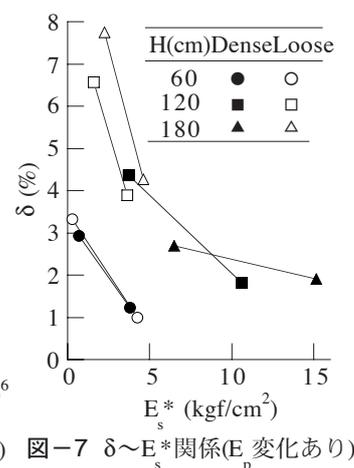


図-7 $\delta \sim E_s^*$ 関係(E_p 変化あり)