

速度依存性を考慮した管引抜き実験による 管軸方向地盤ばねのモデル化

鍬田 泰子¹・稲瀬 友樹²・澤田 純男³

¹正会員 神戸大学大学院准教授 工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1)

E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp

²学生会員 神戸大学大学院 工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1)

E-mail: 162t105t@stu.kobe-u.ac.jp

³正会員 京都大学防災研究所教授 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

E-mail: sawada@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

ガスや水道などの埋設管の地震応答解析において構造物の挙動を支配する管と地盤の間の地盤ばねは、静的な摩擦力特性をもつとして単純なクーロン摩擦が用いられているのが現状である。本研究では、実大規模の埋設深に対して振動台を用いて引抜き速度を変化させた管の引抜き実験を行い、管と地盤の間に働く地盤摩擦力の速度依存性を明らかにすることを試みた。その結果、地盤摩擦力の速度依存性には細粒分が多く、よく締まった地盤において、10cm/s程度で移動するなどの限られた条件において現れることが確認できた。これらの実験結果から、速度依存性を考慮した管軸方向の地盤ばねのモデルを提案した。

Key Words : axial soil spring, buried pipe, soil friction, velocity dependency, shaking table

1. はじめに

水道や下水道、ガスなどのライフラインの埋設管の耐震設計では、地震時の波動や地盤変状を管に伝達するために管・地盤間の相互作用を表現した地盤ばねが採用されている。管軸方向の地盤ばねは、地盤のせん断剛性に比例した値として、応答変位法が導入された石油パイプライン技術基準(案)¹⁾や共同溝設計指針²⁾で規定されて以降、久しく使用されている。現行の水道施設耐震工法指針(以下、水道指針)³⁾⁴⁾や下水道施設の耐震対策指針と解説(以下、下水道指針)⁵⁾では、管軸方向の地盤ばねに地盤のすべりは考慮されていない(水道のレベル2地震動の設計では、すべりを考慮した非線形応答計算の管体応力と等価な管体応力となるように外力を低減した速度応答スペクトルが導入されている)が、高圧ガス導管耐震設計指針(以下、ガス指針)⁶⁾ではすべりが考慮され、すべりが生じた後には一定の摩擦力が作用すると規定している。つまり、管路の移動速度に関わらず摩擦力は一定となっている。

これら耐震設計指針の基礎資料となる埋設管の引抜き実験⁷⁾⁸⁾では、地盤や敷設条件に応じた地盤ばねについて1cm/s以下の非常に遅い速度で管を移動させるために移動速度によるダイレイタンスーの効果は評価されてい

ない。しかし、島村ら⁹⁾は、実大規模の埋設管(口径600mm, 土被り180cm)の引抜き実験によって、限界せん断応力は載荷速度に応じて大きくなることを示している。また、竹本ら¹⁰⁾は、島村ら⁹⁾の実験結果を受けて、個別要素法にせん断ばねを導入し、地盤を模擬した粒状体の塊に一定の上載圧を加えたせん断実験を解析し、せん断力の速度依存性を明らかにしている。彼らは、この解析により引抜き速度に依存してせん断面の圧縮力が増加するためにせん断抵抗が強くなることを示している。

これらの実験や解析の研究により、管の移動速度による地盤摩擦力の速度依存性や地盤の締め固め状態による摩擦力の影響は明らかになってきている。著者ら¹¹⁾は、管の移動速度を変化できるように振動台の上に管を埋設した土槽を設置し、反力壁で固定された管に対して土槽を移動させる仕組みで管の引抜き実験を行い、管の移動速度や管周辺の地盤条件による摩擦力の特性を明らかにした。その結果、引抜き速度が速くなったり、管周辺の地盤材料に細粒分が多く含まれてよく締め固まると、最大せん断応力(管の表面積あたりの引抜き抵抗力の最大値)が2倍近く大きくなることを確認した。しかし、地盤摩擦力の速度依存性が定性的には明らかになったが、実験事例が十分でなく、耐震解析等に用いる地盤ばねに実験結果を反映させるまでには至っていなかった。

本稿では、拙著論文¹⁾の実験ケースに加えて新たに管の引抜き実験を行い、それらの実験結果を整理して地盤ばねのモデル化を試みる。

2. 実験方法

(1) 本研究における管の引抜き機構

本研究では管の移動速度による影響を検討するため、慣性力が生じず、直接管に作用する摩擦力を測定するように管を固定して土槽を移動させる方法を採用した。実験装置の概要図を図-1に示す。管は管外径より大きな穴を開けた土槽に貫通させ、土槽は振動台に固定する。振動台は高速荷重のアクチュエータとして利用する。加振時には反力壁側に土槽が移動し、管端部が反力壁に当たり、さらに変位を加えることで管と地盤との間で相対変位を生じさせる。

(2) 実験装置の概要

本実験で使用した振動台は、神戸大学の水平1軸のハイブリッド振動試験装置 (TMV型) である。土槽は、長さ1,600mm、高さ1,020mm、奥行き840mmで、鋼板で作製した。土槽の短手方向の壁には土槽底面から245mmのところ直径190mmの穴が開口しており、そこに管路を通す仕組みになっている。管と土槽の相対変位を管の両端に設置した変位ゲージで計測し、反力壁側の管の端に固定した圧縮型ロードセルで荷重を計測した。管には適宜ひずみゲージを貼り付け、管の軸ひずみを計測した。

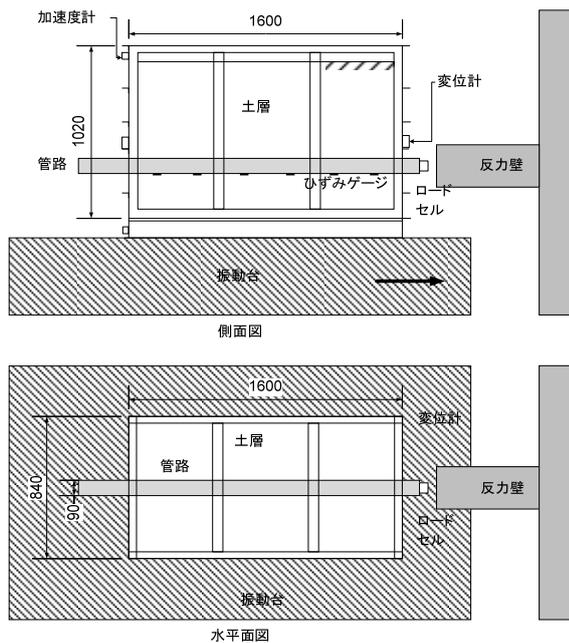


図-1 実験装置の概要図

本実験で使用する埋設管は、配水用ポリエチレン管 (PE管) $\phi 75$ (外径90mm, 管厚7.5mm, 長さ1,900mm) である。PE管は剛性が低く柔軟であり、荷重時に気中部分で座屈する恐れがあるために、PE管の両端10cmには外側と内側から鋼管と鋼棒で補強した。さらに、PE管の中に鉄製の軸芯 (直径20mm) を通して両端を繋げることで、管路の両端で同じ外力が作用する構造になるように工夫した。継手部の張り出しによる摩擦の影響をみるために、熱融着 (EF) 継手が管供試体の中央にある場合も検討した。継手のソケットの厚さは10mm、長さは120mmある。また、拙著論文¹⁾の実験ではダクタイル鋳鉄管 (DIP管) $\phi 75$ (外径93mm, 管厚9.0mm, 長さ2,000mm) も使用している。

土槽内の地盤については、図-2に示すように管の上下100mmは検討する地盤材料を用い、それ以外の下層の地盤については同じ地盤材料か砂材料を100mm敷き詰めた。一方、上層の地盤については、同じ地盤材料で500、300、100mm積載したものに相当する重さの土嚢袋を積載した。管周りの地盤の締固めについては、体積と含水比で管理し、複数の層に分けながら一定の体積になるよう足で踏み固めた。実験に用いた地盤材料の締固め度は後述する。

(3) 地盤材料の特性

拙著論文¹⁾の3種類の地盤材料 (表-1のS1からS3) の内、混合土 (S3, 光明寺土と掛津古砂を体積比 1:1 で混合したもの) と新たに川砂 (S4) を用いた。これらの

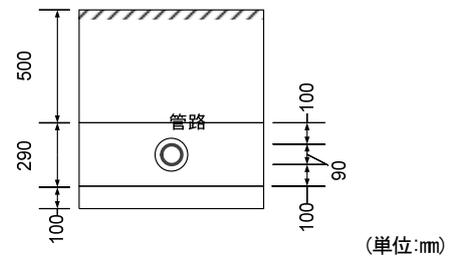


図-2 管路の埋設条件

表-1 実験に用いた地盤材料の物性

項目	掛津古砂 S1	光明寺土 S2	混合土 S3	川砂 S4	
土粒子密度 (g/cm^3)	2.65	2.78	2.66	2.67	
最大乾燥密度 (g/cm^3)	1.60	1.51	1.85	1.78	
最適含水比 (%)	11.0	26.2	14.2	11.4	
粒度分布	礫分 (%)	0	19.5	20.0	0
	砂分 (%)	98.0	26.6	69.9	89.7
	細粒分 (%)	2.0	53.9	10.1	10.3
	均等係数 U_c	1.57	516	28	5.97
	曲率係数 U_c'	1.09	65.5	12.4	0.55
平均粒径 D_{50} (mm)	0.33	0.050	0.31	0.32	

物性を表-1 に示す。川砂は掛津古砂に近い状態にするために用いた。一方、光明寺土と混合土は、現行施工の地盤材料とは異なり、管周辺地盤が締固まりやすい条件にするために細粒分の多い材料を採用した。光明寺土は細粒分が多い粘性土であり、最適含水比に近い状態で使用する。

実験ではこれら地盤材料の締固め試験の結果を図-3 に示す。掛津古砂は含水比 2.0%で使用し、光明寺土は最適含水比に近い 24.3%、混合土は 1.9%、川砂は 1.6% で使用した。砂材料を最適含水比にする場合には、管の引抜きによって周辺地盤が液状化を起こす恐れがあるために、乾燥状態にした。実験における各地盤材料の締固め度は、掛津古砂で 94.5%、光明寺土で 75.5%、混合土で 87.2%、川砂で 87.0% となった。さらに、管と地盤との関係は、地盤材料のせん断変形特性が影響すると考えられるため、実験で使用する含水比に近い状態で一面せん断試験（いずれも $\sigma_v=50\text{kPa}$ ）を行い、せん断変位に対する体積変化を確認した。一面せん断試験の結果を図-4 に示す。その結果、光明寺土はせん断直後から正のダイレイタンスーがみられた。また、掛津古砂と混合土は光明寺土程ではないが、少し変位した後にダイレイタンスーが現れる。川砂は、正のダイレイタンスーは現れなかった。

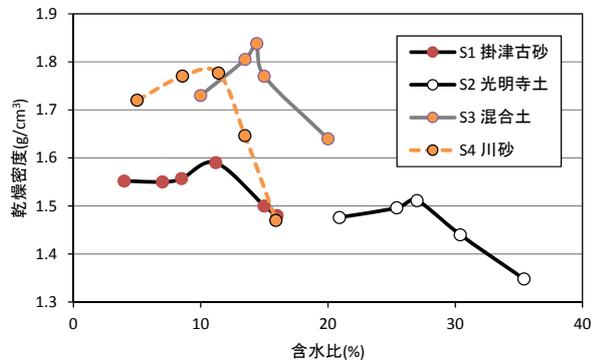


図-3 地盤材料の締固め曲線

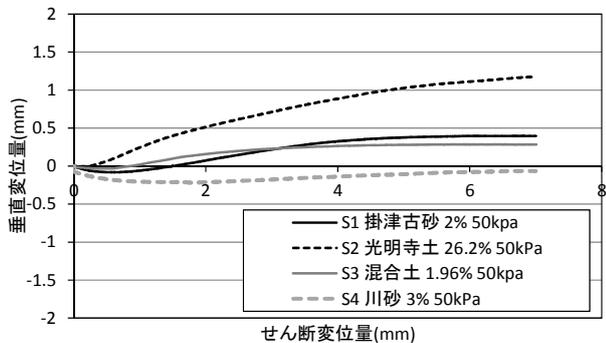


図-4 一面せん断試験

(4) 実験ケース

本実験では管・管周りの地盤材料・速度を変えながら全23ケース行った。表-2には拙著論文¹¹⁾の実験の13ケースの一覧を、表-3には本論文のために新たに実施した10ケースを示す。後者の実験は2017年7月に実施した。

加振速度は、低速、高速、それ以外の 0.2, 0.5, 1.0Hz の5種類がある。限界せん断応力が生じる微小な相対変位時の速度制御のため、高速の加振ケースでは最大 60cm/s になるように設定していたが、衝撃によって土粒子の噛み合わせが外れ、摩擦力が小さくなる傾向がみられた。そこで、拙著論文¹¹⁾の実験で速度による摩擦力増加が見られた 1.0Hz の加振ケースと低速の加振ケースの2種類を用いた。管路の移動速度は低速加振の場合に 2cm/s 程度、1.0Hz 加振の場合に 10~20cm/s になる。以下の分析ではそれぞれの実験ケースを（管種 (DIP, PE) - 地盤材料 (S1, S2, S3, S4) - 加振ケース (L, H, 0.2, 0.5, 1.0) - 埋設深 (20, 40 の時のみ) または継手有 (J)）として図の凡例を表記する。

表-2 実験ケース¹¹⁾

番号	名称	管	地盤	速度	継手
1	PE-S1-L	PE	掛津古砂	低速	無
2	PE-S1-H	PE	掛津古砂	高速	無
3	PE-S1-L-J	PE	掛津古砂	低速	有
4	PE-S1-H-J	PE	掛津古砂	高速	有
5	PE-S2-L	PE	光明寺土	低速	無
6	PE-S2-H	PE	光明寺土	高速	無
7	DIP-S2-L	DIP	光明寺土	低速	
8	DIP-S2-H	DIP	光明寺土	高速	
9	DIP-S3-L	DIP	混合土	低速	
10	DIP-S3-H	DIP	混合土	高速	
11	DIP-S3-0.2	DIP	混合土	0.2Hz	
12	DIP-S3-0.5	DIP	混合土	0.5Hz	
13	DIP-S3-1	DIP	混合土	1.0Hz	

表-3 実験ケース

番号	名称	管	地盤	速度	継手
14	PE-S3-L	PE	混合土	低速	無
15	PE-S3-L-40	PE	混合土	低速	無
16	PE-S3-L-20	PE	混合土	低速	無
17	PE-S3-1.0	PE	混合土	1.0Hz	無
18	PE-S3-1.0-40	PE	混合土	1.0Hz	無
19	PE-S3-1.0-20	PE	混合土	1.0Hz	無
20	PE-S4-L	PE	川砂	低速	無
21	PE-S4-1.0	PE	川砂	1.0Hz	無
22	PE-S4-L-J	PE	川砂	低速	有
23	PE-S4-1.0-J	PE	川砂	1.0Hz	有

3. 実験の結果

(1) 引き抜き速度による摩擦力の違い

実験結果の整理にあたり、管と地盤の相対変位と摩擦力の関係を示す場合、相対変位は基本的に管の両端で計測している土槽と管の相対変位の平均としている。摩擦力はロードセルで計測された荷重である。さらに管種によって異なる外径があるため、摩擦力を管の表面積で除したせん断応力に統一して比較を行う。基本的には、新たに実験した結果を示すが、一部については拙著論文¹¹⁾の実験との比較のために図を引用する。

まず、実験 14 から実験 19 のせん断応力を比較する(図-5 参照)。混合土 (S3) は細粒分を多く含む土で、拙著論文¹¹⁾の DIP の実験では、低速加振よりも速度が上がると最大せん断応力が増加した。同じ条件で、管種を DIP から PE に替え、地盤の埋設深を変化させた場合を検討した。その結果、低速加振よりも 1.0Hz の高速加振の方が最大せん断応力は大きくなり、最大せん断応力も埋設深さに応じて比例的に大きくなることがわかった。実験 14 (PE-S3-L) のみ、他の結果から類推されるせん断応力以上の大きな応力が生じていた。この理由として、埋設深 500mm 分の土嚢を積載する時に、1t 近くの土嚢袋を管路上の土槽中央に配置し、土槽の四隅には空洞ができ、荷重を均等に積載できていなかったことが考えられる。そのため、管路には想定した以上の上載圧が作用しており、せん断応力が大きくなった。実験 14 以降の実験については、なるべく小さい土嚢袋に分配して土嚢袋との間に空洞ができないように対応した。図-5 には、埋設深 500mm 分の荷重が積載したとして実験 15、16 の最大せん断応力の比から実験 14 のせん断応力を 0.67 倍した値も参考として示している。

低速加振の場合には、初期の剛性が大きく、管路の変位が 1mm 程度に達した直後にすべりが生じているのに対し、1.0Hz の高速加振の場合には、低速加振よりも若干ではあるが初期剛性が緩やかで、管路の変位が 5mm 程度ですべりに至る。この傾向は、管種が DIP の時にも確認できた。図-6 は拙著論文¹¹⁾の実験で得られた DIP のせん断応力を図-5 と同じように示している。DIP の方が低速・1.0Hz の加振ともに PE の場合よりも大きなせん断応力が生じているが、すべりに至るまでの地盤ばねの初期剛性の傾向は同じであった。せん断応力の差異は、管表面の摩擦の影響が考えられる。しかし、拙著論文¹¹⁾で述べたように地盤の粘性が非常に高い場合は、最大せん断応力で若干の差異が見られたが、地盤ばねの剛性に管表面の摩擦の影響はみられなかった。

一方、管の周辺地盤によって摩擦力の速度依存性は全く異なる性質をもつ。図-7 は図-5 で示した PE 管に対して S4 の砂地盤で実験をした結果である。前述したよう

に加振ケースの高速の場合には、初期に 60cm/s 程度の衝撃を与えていたので、粘性のある光明寺土 (S2) の時でも摩擦力の伝達機構が外れ、低速時の最大せん断応力ほども生じなかった。1.0Hz の加振ケースでは、管路の移動速度は 10~20cm/s 程度になり、光明寺土 (S2) や混合土 (S3) の場合には低速よりも大きなせん断応力が発生した。川砂 (S4) においても同様の速度依存性が現れることを期待したが、結果として 10~20cm/s の速度であれば砂地盤では 2cm/s 程度の低速時の最大せん断応力は発生せず、高速の加振ケースと同様な挙動を示した。以上のことから、地盤摩擦力の速度依存性は、速度や地盤の条件が揃った場合にのみ現れ、あらゆる速度や地盤のもとで示せないことが確認できた。

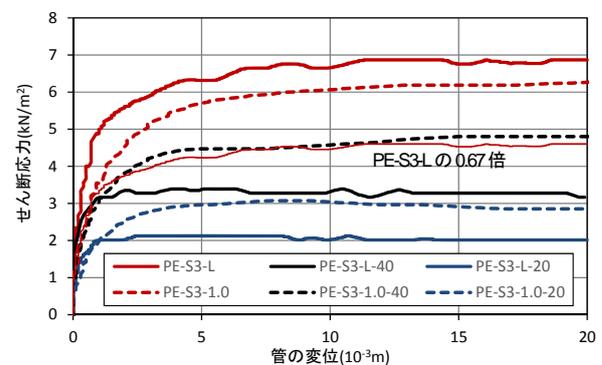


図-5 引抜き速度と埋設深さによる摩擦力の違い (実験 14~19)

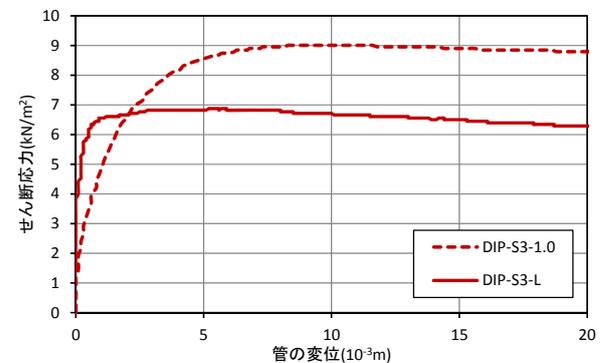


図-6 DIPの引抜き速度による摩擦力の違い (実験 9, 13)

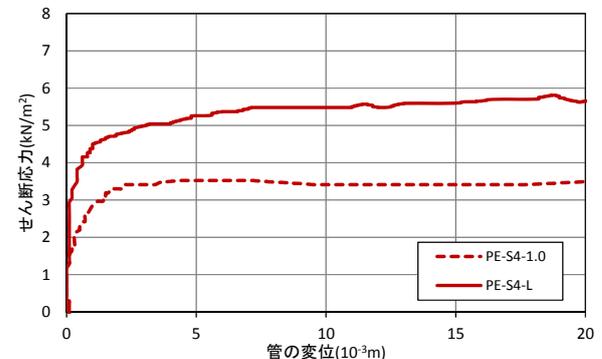


図-7 PEの引抜き速度による摩擦力の違い (実験 20, 23)

(2) 継手の凸部による速度依存性への影響

PE 管の継手ソケットの抵抗による摩擦力の速度依存性について確認するため、管種、地盤、加振速度が同じで継手の有無の実験ケース間の摩擦力の差をソケットの抵抗力として比較した。図-8 は川砂 (S4) に PE 管を埋設した実験ケースのせん断応力を比較したものである。継手のない管の川砂 (S4) で 1.0Hz の加振ケースの場合には、限界せん断応力は低速の方が大きかったが、継手が付いても低速の方が大きくなるのがわかった。また、継手の有と無の実験ケースの差は、継手の抵抗力となり、管軸方向とは異なり管軸直角方向の地盤摩擦力となるが、砂地盤であればこれについても管軸方向と同様に低速の方が大きな抵抗力となることが推察される。速度依存性のある細粒分のある地盤においても同様の実験をして、管軸方向以外にも管軸直角方向の地盤摩擦力の速度依存性についても今後検討が必要といえる。

図-9 は、実験 20~23 の川砂 (S4) における継手抵抗力の他に、実験 1~4 の掛津古砂 (S1) における継手抵抗力¹¹⁾と、中低圧ガス導管耐震設計指針¹²⁾で規定されている継手抵抗力を比較した。掛津古砂 (S1) よりも川砂 (S4) の方が、低速・高速ともに継手抵抗力は小さくなった。また、川砂 (S4) の 1.0Hz 加振ケースを除き、本実験の継手抵抗力は、中低圧ガス導管耐震設計指針のそれよりも大きくなることを確認できた。

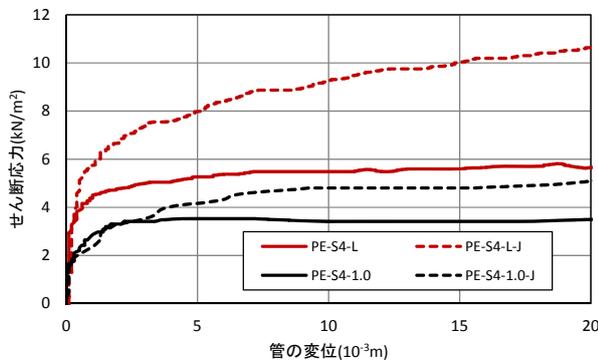


図-8 継手ソケットの有無による摩擦力の違い (実験 20~23)

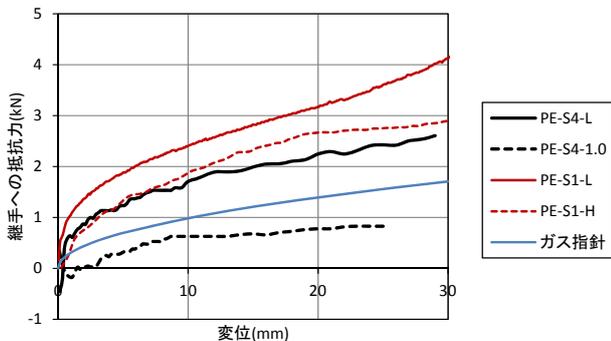


図-9 継手ソケットの抵抗力の比較 (実験 1~4, 20~23)

4. 地盤ばねのモデル化

(1) 現行指針の地盤ばね

実験結果を反映した地盤ばねをモデル化するにあたり、まず、現行の耐震設計指針の地盤ばねを参照しておく。水道指針⁹⁾の地盤ばねは以下のように設定されている。

$$K_{g1} = C_1 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \quad (1)$$

ここで、 K_{g1} : 埋設管路の管軸方向の単位長さあたりの地盤剛性係数(kN/m²)、 γ_t : 土の単位体積重量(kN/m³)、 g : 重力加速度(9.8m/s²)、 V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度(m/s)。 C_1 はおおむね1.5前後。

下水道指針⁵⁾の地盤剛性も水道指針と同じである。

一方、ガス指針⁶⁾では地盤ばね K_1 (kN/m²)は地盤の剛性に関わらず以下で示される。

$$K_1 = \pi D k_1 \quad (2)$$

ここで、 D : 外径、 k_1 : 地盤ばね係数=6,000 kN/m³

本研究で用いた管の口径 ϕ 75 (外径90 mm) の場合、ガス指針⁶⁾の地盤ばね係数を用いて地盤ばねを算出すると、 $K_1=1,696$ kN/m²である。水道指針の場合、仮に $V_s=50$ m/s、 $\gamma=14$ kN/m³、 $C_1=1.5$ として、 $K_{g1}=5,357$ kN/m²となり、ガス指針で想定されている地盤は相当軟弱な地盤であることがわかる。

また、限界せん断応力 τ_{cr} は埋設深1.8mに対して15kN/m²と規定されており、本実験のように埋設深0.6mの場合には、5kN/m²となる。地盤ばね係数が規定されているので、限界せん断応力に達する時の地盤との相対変位は0.8mmとなる。実験1や実験20の低速で砂地盤の場合には、限界せん断応力や降伏時の変位は指針に近い状態を再現できているといえる。

(2) 実験の考察から考えられる地盤ばねのモデル

本実験から、地盤摩擦力の速度依存性は、限られた速度や地盤の条件においてのみ現れることがわかった。速度依存性を考慮した地盤ばねをモデル化するにあたって、実験結果を総括する。図-10は諸条件による地盤ばねモデルの概念図を示している。直管のみの摩擦力について述べる。

既往のガス指針で示されている完全弾塑性型の地盤ばねモデルは、著者らの実験や西川ら⁸⁾の実験からみて、移動速度が2cm/s以下で粘性土のような地盤でなければ、踏襲できる。

低速であっても地盤の粘性が強い場合には、地盤剛性が高く、管の移動に伴う土粒子の再配置が行われにくいので、完全弾塑性型の地盤ばねの限界せん断応力以上の

せん断応力が生じる。さらに、地盤の粘着が強く、先に管と地盤との粘着が外れるため、あるせん断応力に達すると一気にせん断応力は低下する。

次に、高速で管が移動する場合について述べる。砂のように土粒子が均質で締め固まりにくい地盤は、正のダイレイタンスーは発現しにくく、摩擦力は低速移動のものよりも小さくなる。さらに、完全にすべると低速加振の限界せん断応力に漸近することがわかった。実験は乾燥状態に近い状態で行っているが、含水比が高ければ、管の移動に伴うせん断力が作用すると同時に液状化する可能性が考えられる。地盤ばねのモデルとしては、低速加振のモデルに対してより小さな地盤ばね係数が導入されるべきである。

一方、細粒分が多く含まれ、乾燥状態に近いと地盤摩擦力に速度依存性が現れる。速度が増加するにつれて、限界せん断応力は増す。著者らの実験では管種による差異がみられ、管表面に僅かな凹凸があるDIPの方が大きな限界せん断応力となった。さらに、速度に応じて限界せん断応力は増すが、その一方で地盤ばね係数は小さくなる傾向が見られた。地盤摩擦力に速度依存性が現れるには、管路の移動速度にも範囲があり、著者らの実験では40cm/s以上の高速加振であれば、細粒分の多い地盤であっても衝撃振動となり、土粒子の再配置が間に合わずに摩擦力として現れず、低速加振よりもせん断応力は小さくなり、完全にすべると低速加振の限界せん断応力に漸近することがわかった。

現在の埋設管路の工事においては、各種管路協会から管路の10cm四方は掘削で出た原土の代わりに砂で置換することが推奨されている。しかし、砂地盤を締め固め

るのは難しく、地震時に液状化をして管路が被害を受けやすい環境をつくっている。砂に原土を一部混ぜ込むなどすれば、締固めやすい地盤となり、液状化もしにくくなる。さらに、本実験で示されたように地盤ばねの剛性も上がることが期待される。

(3) 限界せん断応力

低速時、高速時の限界せん断応力について分析する。管路が遅い速度でゆっくり移動して地盤との間にすべりが生じる場合には、移動速度の影響はなく、管路の上の地盤による上載圧に一定の摩擦係数を乗じて得られるクーロン摩擦が作用すると考えられる。低速加振ケースの場合、一般の管路引き抜き試験のように最大せん断応力に達した後に一定のせん断応力に収束することは確認できている。そこで、上載圧 (= 管路上の地盤重量 / 管路の投影面積) に対する限界せん断応力 (= 管の引き抜き力 / 管路の表面積) を摩擦係数 μ として、低速加振の実験で得られたこれらを比較してみる。ただし、前述の実験結果からも粘性の高い地盤では、最大せん断応力に達した後に、地盤との伝達機構が切れてせん断応力が低下する場合や、締固めの緩い地盤では、せん断応力の立ち上がりが鈍く、限界せん断応力に達するまでの変位が大きくなる場合もある。そこで、本研究では相対変位が20mmに達するまでのせん断応力の最大値を限界せん断応力と定義して算出した。

図-11は低速の加振ケースの実験で得られた摩擦係数である。実験14については、図-5で補正したせん断応力によって算出している。0.4から0.7の間にばらついているが、地盤材料がS2と、S3のDIPの場合には最大せん断応力に達した後にせん断応力が低下しており、低下時に収束しているせん断応力で見た場合には摩擦係数は0.5程度になる。また、埋設深ごとに摩擦係数を比較しても、低速で加振している限りにおいては0.4から0.6程度になっており、上載圧とせん断応力との関係は比例的である。

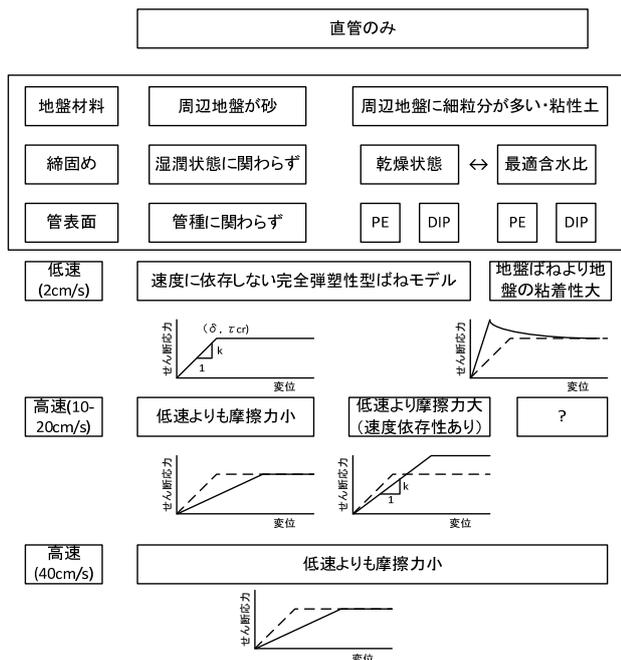


図-10 諸条件による地盤ばねの概念図

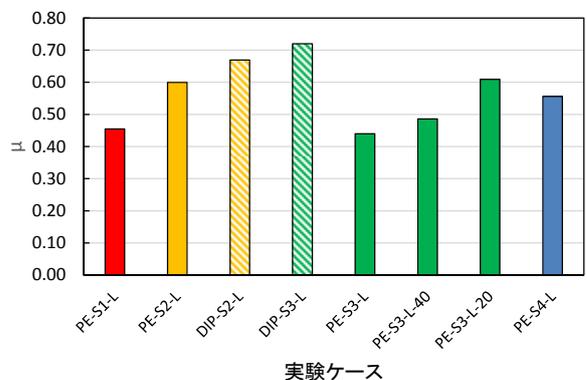


図-11 低速加振ケースによる摩擦係数の評価

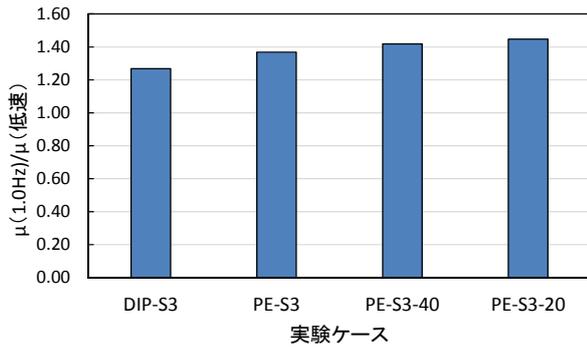


図-12 高速加振による摩擦係数の増加

西川ら⁸⁾も配水用ポリエチレン管で同様の管の引抜き実験を行っており、著者らの実験よりも含水比の高い地盤材料を用いて実験を行っている。しかし、上載圧に対するすべり時のせん断応力として摩擦係数で比較すると、本実験で得られているように摩擦係数は0.5程度になり、再現性の高い値であることが分かる。

一方、低速加振の摩擦係数に対して、地盤材料、管種、埋設深が同じ条件で、高速の加振ケースの摩擦係数を比較する。前述したように60cm/s程度の高速ケースでは、摩擦力が小さくなる。そこで1.0Hzの加振ケースを用いて検討する。同じ埋設条件である低速と1.0Hzの加振ケースの実験結果を用いて摩擦係数の比を図-12のようにとると、1.2~1.4の間に分布することがわかる。このことより、明らかに速度によって摩擦力は増加し、その増加割合は同じ地盤、管種であれば、上載圧に関わらず一定となることも確認できた。

以上より、限界せん断応力は埋設深さ等に限らず上載圧と0.5を基準とした摩擦係数で算出し、高速加振によって限界せん断応力が増加する場合には、摩擦係数を1.2~1.4倍にする方法が考えられる。

(4) 地盤ばね係数

本実験の地盤ばね係数を整理するにあたり、図-13に示すモデルを用いる。ガス指針のように限界せん断応力に達すると、完全にすべりに以降するようなバイリニア型を想定する。地盤ばね係数は、変位20mmまでの最大せん断応力の70%時のせん断応力とその時の相対変位から算出する。

図-14は、低速加振または地盤摩擦力の速度依存性によって限界せん断応力が低速加振のものよりも増大した実験から算出した地盤ばね係数を示している。係数は2,500~22,500kN/m³の間に分布している。前述したようにガス指針で規定されている6,000kN/m³は、本実験で使用したS1やS3、S4の地盤に近いといえる。また、高速加振になれば地盤ばね係数は低速加振の係数よりも0.2~0.5倍に小さくなることもわかった。

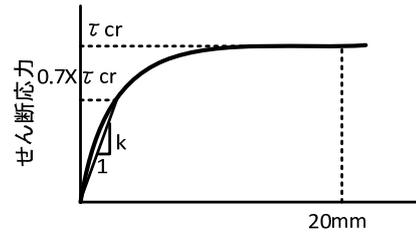


図-13 本実験の地盤ばね係数の設定

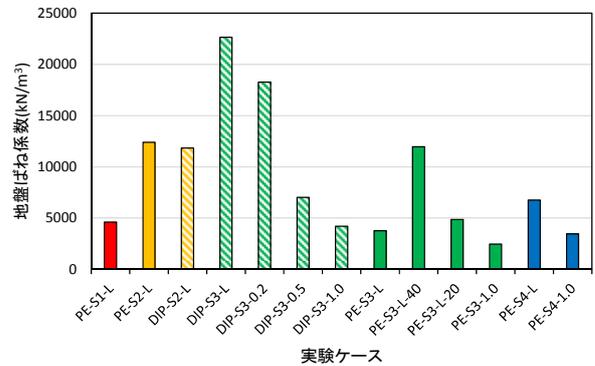


図-14 本実験の地盤ばね係数

5. 結論

本研究では、実大規模の埋設深に対して振動台を用いて引抜き速度を変化させた管の引き抜き実験を行い、管と地盤の間に働くせん断応力の速度依存性を明らかにすることを試みた。さらに、速度依存性を考慮した管軸方向地盤ばねのモデルを提案した。

- ・ 地盤摩擦力の速度依存性は、管路の移動速度が10cm/s程度や細粒分の多い良く締まった地盤など、限られた条件においてのみ現れることがわかった。
- ・ 2cm/s以下の遅い速度で管と地盤に変位が生じる場合、地盤や管種による差異はなく、摩擦係数は0.4から0.6程度になることが確認できた。したがって、すべりが生じる時の限界せん断応力は埋設深さ等に限らず上載圧と0.5を基準とした摩擦係数を導入することが提案される。
- ・ 地盤摩擦力に速度依存性を考慮する場合には、地盤材料や管種、上載圧に関係なく、低速の限界せん断応力に対して1.2~1.4倍程度になるように設定することが提案される。
- ・ 地盤ばね係数に関しては、砂地盤の場合であればと現行のガス指針の6,000kN/m³と同様の結果を実験で確認することができた。
- ・ 管路の移動速度が速くなれば、地盤ばね係数は低速時の0.2~0.5倍になる。地盤ばねのモデル化にこれらの値を考慮することが提案される。

管軸方向の地盤ばねのモデル化にあたって体系化を行ったが、実験数に限りがある今後も、実験数を増やしてさらに検討が進められるべき課題といえる。

また、実験では管の移動速度を2cm/sから60cm/sまでの範囲で変化させたが、これらの条件と設計時の地震外力との関係についてはまだ検討に至っていない。速度依存性が適用される場合の構造物側、地震外力側の条件を整理する必要がある。

謝 辞

本研究は、科学研究費（基盤研究(B)（代表者：澤田純男））の助成を受けたものである。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本道路協会：石油ガスパイプライン技術基準（案），1974.
- 2) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 3) （社）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997年版，1997.
- 4) （社）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，2009年版，2009.
- 5) （公社）日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説，2014年版，2014
- 6) （社）日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，2000.3
- 7) 飯村正一，宇梶忠雄，福島修司：埋設管に作用する土の動的軸方向拘束力について，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第III部，pp.570-571，1980.
- 8) 西川源太郎，塩浜裕一，鈴木剛史，大沼博幹，清野純史：水道配水用ポリエチレン管の地震動に対する耐震性評価に関する研究，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 72, No. 4, pp. I_424-I_433, 2016.
- 9) 島村一訓，竹之内博行，三木千壽，福澤小太郎：実大実験による埋設パイプラインの軸方向動的地盤ばね特性の研究，土木学会論文集，No. 612I-46, pp. 55-66, 1999.1
- 10) 竹本幸士郎，澤田純男，後藤浩之：数値解析に基づく粒状体のせん断抵抗の速度依存性に関する考察，土木学会第71回年次学術講演会講演概要集，I-562, 2016.
- 11) 稲瀬友樹，鎌田泰子，澤田純男：振動台を用いた管軸方向地盤ばねの速度依存性に関する実験的研究，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 73, No. 4, 2017（印刷中）.
- 12) （社）日本ガス協会：中低圧ガス導管耐震設計指針，2013.4

MODELING OF AXIAL SOIL SPRING BASED ON PIPE PULLING TEST CONSIDERING VELOCITY DEPENDENCY

Yasuko KUWATA, Tomoki INASE and Sumio SAWADA

Axial soil spring between the pipe and ground is treated under the coulomb friction law in the seismic response analysis of buried pipeline such as water and gas pipelines. In this study, the velocity dependency of shear stress between the pipe and ground was tried to make clear by the real-scale pipe pulling-out test using the shaking table. As a result, it has been understood that the velocity dependency of soil friction acts under the limited condition where the ground is the fine compacting with much fine-grained fractions or pipe-moving velocity is about 10m/s. Based on the experimental results, the modeling of axial soil spring considering the velocity-dependency is proposed.