

地盤変状を受ける管路に作用する 地盤反力の弾塑性有限要素解析

野村 友仁¹・鈴木 崇伸²

¹ 学生会員 東洋大学大学院 理工学研究科都市環境デザイン学専攻 (〒350-8585 埼玉県川越市鯨井 2100)

² 正会員 東洋大学 教授 理工学部都市環境デザイン学科 (〒350-8585 埼玉県川越市鯨井 2100)
E-mail: tsuzuki@toyo.jp

埋設管の設計では土槽実験の結果に基づき地盤反力が決められている。既往の埋設管の管軸直角水平方向の地盤反力の実験的研究については、地盤材料が乾燥砂を用いた実験もあれば、湿潤砂(不飽和砂)を用いた実験もある。そこで、本研究では、乾燥砂と湿潤砂(不飽和砂)の違いが管軸直角水平方向の地盤反力に及ぼす影響に着目し、両者の違いは見かけの粘着力の有無と捉えて解析的に検討を行った。まず、既往の乾燥砂を用いた地盤反力実験を対象に、採用した数値解析手法により乾燥砂の実験結果の再現性を確認した。次に湿潤砂を用いた地盤反力実験を対象とし、同じ実験が乾燥砂を用いた場合の結果を FEM で予測し、湿潤砂の実験結果と比較した。最後に粘着力のパラメトリックスタディを行い、湿潤砂の実験結果の再現性を確認した。

Key Words: Pipelines acting on ground deformation, soil reaction force, elasto-plasticity of the soil, FEM

1. はじめに

地震動、液状化による側方流動や断層変位などが発生すると、埋設管を水平方向に大きく変形する可能性がある。そのため、埋設管の耐震性を照査する上では、地盤の水平変形に対する管路の応答を評価することが重要である。現在の埋設管の耐震設計では、管に作用する地盤反力は管を分布ばねにより支持されたはりでモデル化し、地盤の水平方向変位は分布ばねを介して管に作用する方法が一般的に用いられている¹⁾²⁾³⁾。管軸直角水平方向の地盤反力特性が結果の精度を大きく左右する。

従来、地盤反力特性に関して土槽に置いた管を引っ張った場合に発生した地盤反力と管の変位の関係から求められているが、実験の実施は手間や費用を要するために容易に行うことができない。一方、近来ではコンピューター性能の飛躍的な向上および解析技術の発展により、有限要素法解析(以下、FEM と呼ぶ)は地盤反力特性を評価する有力な手段となる。そのため、実務で FEM を設計ツールとして利用するには適用性を確かめる必要がある。

管軸直角水平方向のばね特性に関する実験的研究はいくつかある。Trautmann et al.⁴⁾は外径 102mm (一部外径

324mm) の鋼管を用いた水平載荷土槽実験から、地盤の密度と土被りの影響を明らかにし、地盤反力と変位の関係を最大荷重とそれを与えた変位で正規化した双曲線モデルを提案した。安藤ら⁵⁾は、管頂までの土被り厚が 1.2m の条件で呼び径 150~600 の鋼管に対して水平載荷実験を行った。島村ら⁶⁾は、管頂までの土被り厚を 1.8m にし、2 種類の埋戻土を用いて呼び径 300 と 600 の鋼管を対象に水平載荷実験を実施した。緒方ら⁷⁾は、敷設延長が最も長い呼び径 150 以下の小口径管に着目し、鋼管とポリエチレン管を対象に、管軸直角の水平、鉛直上、鉛直下の 3 方向の載荷実験を行い、地盤反力の異方性について調べた。

これらの実験的研究において Trautmann et al.⁴⁾は乾燥砂を、その他⁵⁾⁶⁾⁷⁾は湿潤砂(不飽和砂)を用いて実験を行った。しかし、乾燥砂と湿潤砂(不飽和砂)の違いが地盤反力特性に及ぼす影響に着目した研究は、著者らの知る限りに吉崎⁸⁾の実験的研究以外に研究事例が少ない。

管軸直角水平方向の反力特性に関する解析的研究について、Yimsiri et al.⁹⁾は深い埋設条件での管軸直角の鉛直上、水平の 2 方向の地盤反力について調べた。その結果、土被り厚は一定以上になると、管中心までの土被り圧で正規化した最大地盤反力(管投影面積あたりの)は一定値

になることが分かった。Kouretzis et al.¹⁰⁾と Chaloulos et al.¹¹⁾は再メッシュなどの高度な数値解析手法を用いて、管を埋設するために掘削した溝の寸法効果が管軸直角水平方向の反力特性に及ぼす影響について調べた。いずれの解析的研究^{9),10),11)}では地盤材料を乾燥砂として想定していた。湿潤砂を対象とした再現解析が少ないため、FEMの適用性について確認する必要があると考えた。

そこで、本研究は、乾燥砂と湿潤砂(不飽和砂)の違いが管軸直角水平方向の地盤反力に及ぼす影響に着目し、既往の実験がどの程度再現できるかを解析的に検討する。解析は Mohr-Coulomb の破壊基準に基づいた弾塑性解析を行い、乾燥砂と湿潤砂(不飽和砂)の違いは水分のサクシオンによる見かけの粘着力の有無と見なす。まず、Trautmann et al.⁴⁾の乾燥砂を用いた実験をシミュレーションし、採用した解析手法の妥当性を検証する。次に緒方ら⁷⁾の湿潤砂を用いた地盤反力実験を対象とし、同じ実験が乾燥砂を用いた場合の結果を FEM で予測し、湿潤砂の実験結果と比較する。最後に粘着力のパラメトリックスタディを行い、湿潤砂の実験結果の再現性を確認する。

2. Trautmann et al.の実験のシミュレーション

(1) 解析対象と解析方法

本研究の第一段階は、Trautmann et al.⁴⁾が乾燥砂を用いた実験における外径 $D=102\text{mm}$ の鋼管を対象とした。中程度と密に締固めた2種類の地盤に対して、管中心までの土被り厚 H_c を $3.5D$, $5.5D$, $8D$, $11D$ の4通りに変化させた。合計8ケースの再現解析を実施した。

解析は汎用 FEM 解析プログラム「ADINA」を用い、2次元平面ひずみ条件で行った。図-1に解析モデルのメッシュ分割図の一例を示す。解析領域の設定は Trautmann et al.の実験土槽と同寸法とし、管中心までの土被り厚 H_c は解析ケースによって変化させた。管と地盤は4節点四角形要素でモデル化した。管と周辺地盤の相互作用面にはすべりや剥離を再現できる表面接触でモデル化し、管

面の摩擦係数を 0.3 と仮定した。境界条件はモデルの底面を完全固定、側面を鉛直ローラーとした。

水平荷重の前工程は地盤を弾完全塑性体として自重解析を行った。管を設置するための地盤の掘削と埋戻しを考慮せずに、管が予め地盤に埋設された状態から鉛直方向に重力加速度をかけ、自重による応力を算出した。その値を次の荷重過程の初期応力状態とした。荷重方法は、管の 12 と 6 時方向の節点に水平方向の強制変位を与え、鉛直方向は自由に動けるように設定した。

管要素は弾性モデルとした。地盤要素は弾完全塑性モデルとし、降伏関数 f は Mohr-Coulomb 基準を、塑性ポテンシャル g は Drucker-Prager 基準を採用した非関連流れ則を適用した。解析では Tension cut-off も考慮した。弾塑性解析法については他に詳しい文献¹²⁾があるため、ここでは説明を省略とする。

表-1 に地盤材料の物性値を示す。地盤のヤング係数の選定は、先行研究^{9),10),11)}を参考して地盤のひずみ依存性と拘束圧依存性を同時に考慮した。解析に用いた地盤の割線ヤング係数 E_{sec} は式(1)より算出した。式(1)は June¹³⁾が Duncan&Chang¹⁴⁾の双曲線モデルから求めた初期ヤング係数 E_i と割線ヤング係数 E_{sec} を関連づけたものである。

$$E_{sec} = E_i(1 - R_f\alpha) \quad (1)$$

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

ここで、 E_{sec} は割線ヤング係数、 R_f は破壊比、 α は割線ヤング係数を定義する係数、 E_i は初期ヤング係数、 σ_3 は最小主応力、 K は初期ヤング係数を定義する定数、 n はヤング係数の拘束圧依存性を表す定数、 P_a は大気圧(=100kPa)である。

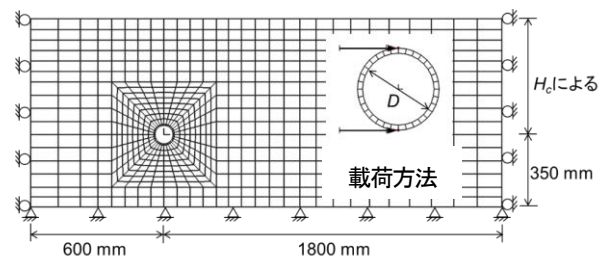


図-1 解析モデルのメッシュ分割図 (一例)

表-1 地盤の物性値

解析ケース	締固め度	管径 D (mm)	H_c/D	割線ヤング係数 E_{sec} (kPa)	初期ヤング係数を定義する定数 K	ヤング係数の拘束圧依存性を表す定数 n	破壊比 R_f	割線ヤング係数を定義する係数 α	ポアソン比 ν	土の乾燥単位体積重量 γ_d (kg/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kPa)	膨張角 ψ (°)							
1	中程度	102	3.5	1400	500	0.64	0.9	0.92	0.3	16.4	36	0.3	6							
2			5.5	1900																
3			8	2400																
4			11	2900																
5	密		3.5	5100	1500	0.57								0.9	0.92	0.3	17.7	44	0	14
6			5.5	6600																
7			8	8200																
8			11	9900																

本研究では、破壊比 R_f は Trautmann et.alが報告した 0.9 を用いた。割線ヤング係数を定義する係数 α は June の提案値 0.9~0.95 から、中間的な値 0.92 と設定した。最小主応力 σ_3 は管中心までの土被り圧 $\gamma_d H_c$ (γ_d は土の乾燥単位体積重量, H_c は管中心までの土被り厚)として算出した。

K と n について、Duncan et.alの実験結果では緩い砂(相対密度 $D_r=38\%$)の場合は $K=295$, $n=0.65$, 密な砂($D_r=100\%$)の場合は $K=2000$, $n=0.54$ となっている。このことから、相対密度 D_r が 38%~100%の範囲内では、 $K=295\sim 2000$, $n=0.54\sim 0.65$ が一般的な値だと考えられる。Trautmann et.alの実験では中程度に締固めた条件の D_r は 45%, 密に締固めた条件の D_r は 80%となっている。ここでは相対密度 D_r を基に中程度に締固めた条件の場合 $K=500$, $n=0.64$, 密に締固めた条件が $K=1500$, $n=0.57$ と仮定して解析を行った。土の乾燥単位体積重量 γ_d と内部摩擦角 ϕ は Trautmann et.al.⁴が報告した値を採用した。膨張角 ψ は $\psi=\phi-30^\circ$ より算出した。ポアソン比 ν は Yimsiri et.al.⁹の解析と同様に 0.3 と仮定した。乾燥砂を用いたため、粘着力 c は基本 0 とする。しかし、中程度に締固められた条件では膨張角 ψ が小さく設定しているため、解析は降伏に達したらすぐに発散し、塑性変形に至らない可能性があり、それを防ぐために解析結果に影響を及ぼさないようにわずかな粘着力 c を与えた。

管の外径は 102mm, 肉厚 t は 6.4mm である。管材料は ASTM の A-36 の鋼⁴であるから、管の物性値はヤング係数 E_p を 200GPa, ポアソン比 ν_p を 0.3, 管の密度 ρ_p を 7850 kg/m³と設定した。

(2) 解析結果

a) 自重解析の結果

例として密に締固めた条件の自重解析結果を以下に示す。図-2に自重解析による管周辺の土要素に生じた鉛直方向応力 σ_y と管中心までの土被り圧 $\gamma_d H_c$ の比を示す。どの土被り厚においても σ_y は管頂と管底に集中して分布していた。また、土被り厚が厚くなるに伴って管頂の $\sigma_y/\gamma_d H_c$ が増加するのに対し、管底の $\sigma_y/\gamma_d H_c$ が減少する。土被り厚によっては管頂の σ_y が $\gamma_d H_c$ の 1.18~1.33 倍、管底の σ_y が $\gamma_d H_c$ の 1.47~1.59 倍となった。管側部 σ_y は土被り厚によらずおおむね $\gamma_d H_c$ の約 0.6 倍となった。

図-3に自重解析による管周辺の土要素に生じた水平方向応力 σ_x と管中心までの土被り圧 $\gamma_d H_c$ の比を示す。どの土被り厚においても σ_x の分布は凹形に近い。また、 $\sigma_y/\gamma_d H_c$ と同様に、土被り厚が厚くなるにつれて管頂の $\sigma_x/\gamma_d H_c$ が増加するのに対し、管底の $\sigma_x/\gamma_d H_c$ が減少する。管頂では σ_x が $\gamma_d H_c$ の 0.38~0.44 倍、管底では σ_x が $\gamma_d H_c$ の 0.5~0.54 倍となった。管側部の σ_x は土被り厚によらずおおむね $\gamma_d H_c$ の 0.39 倍となった。

図-4に自重解析による管周辺の土要素に生じた水平方

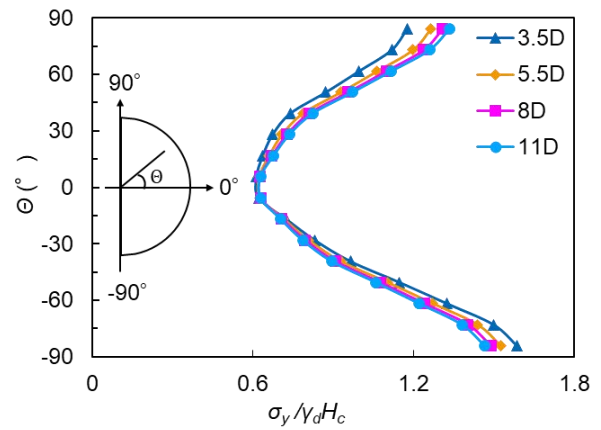


図-2 鉛直方向応力 σ_y と管中心までの土被り圧 $\gamma_d H_c$ の比

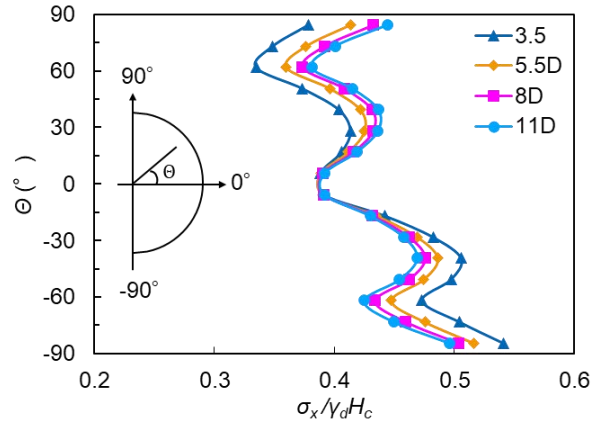


図-3 水平方向応力 σ_x と管中心までの土被り圧 $\gamma_d H_c$ の比

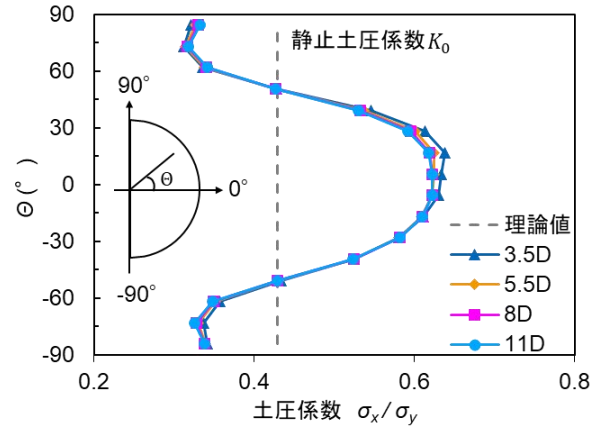
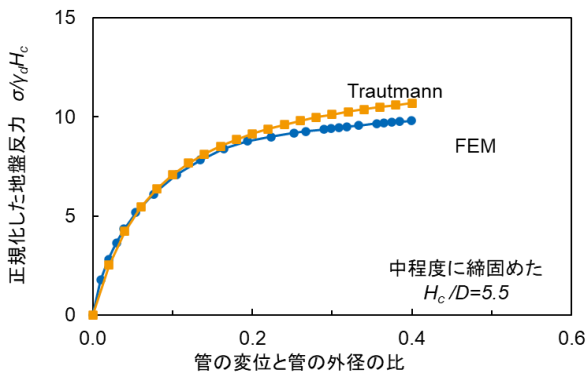


図-4 土圧係数 σ_x/σ_y と理論値の比較

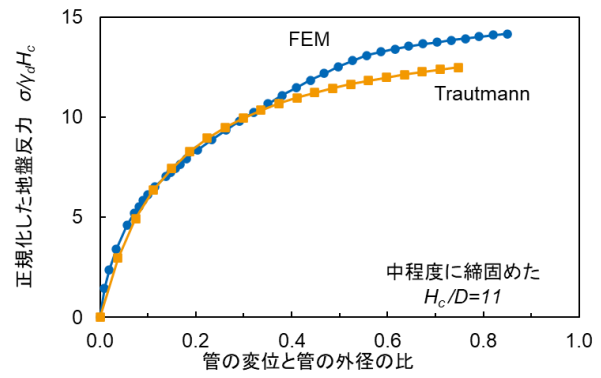
向応力 σ_x と鉛直方向応力 σ_y の比を土圧係数として示す。比較のために式(2)に示したポアソン比 ν 比から求めた静止土圧係数 K_0 を併せて示す。土圧係数の最大値は土被りにより 0.62~0.63 となり、最小値は 0.32 となっていた。すなわち、管側部は受動側、管頂と管底は主動側となっていた。さらに、管周辺の土要素を平均化した土圧係数は 0.47 であり、理論値の 0.43 ($\nu=0.3$ で求めた)よりもわずかに大きい。

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2)$$

ここで、 ν はポアソン比である。

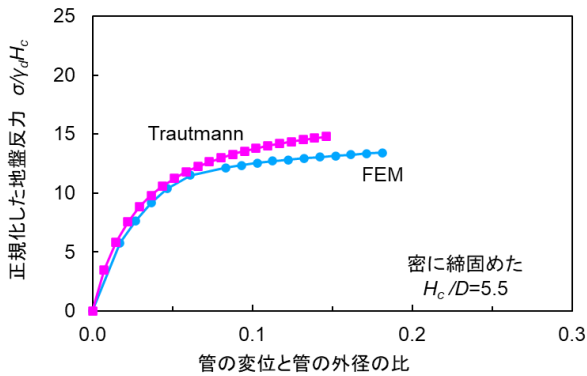


(a) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=5.5$

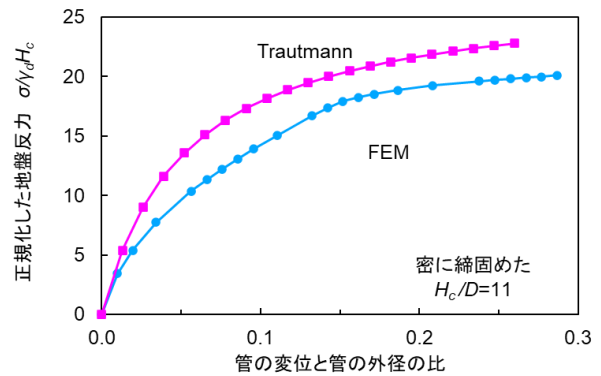


(b) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=11$

図-5 中程度に締固めた条件での正規化した地盤反力と変位の関係



(a) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=5.5$



(b) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=11$

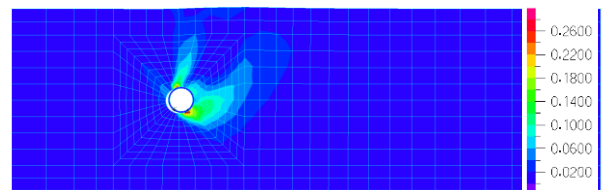
図-6 密に締固めた条件での正規化した地盤反力と変位の関係

図-5 と図-6 に中程度と密に締固めた条件の解析で得られた正規化した地盤反力と変位の関係を一部示す。縦軸は管に生じる反力 F を管の投影面積 DL (D は管の外径, L は管長 (=1.2m)) で除して単位面積あたりの地盤反力 σ を求め、さらに管中心までの土被り圧 γH_c で正規化した値である。横軸は管の変位と管の外径の比である。また、比較のために Trautmann et al.⁴⁾ の実験による提案式を併せて図-5 と図-6 にプロットして示す。

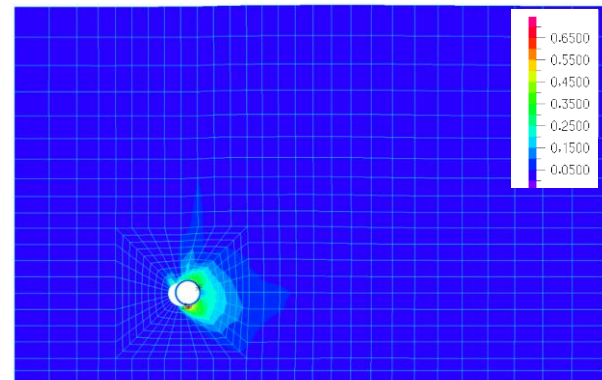
図-5 の(a) は中程度に締固めた条件で管中心までの土被り厚比 $H_c/D=5.5$ の場合である。解析結果と提案式を比べると、正規化した地盤反力が 8.5 に達するまでの挙動はよく一致していたが、その後解析結果は提案式よりも下廻り、正規化した地盤反力の最大値は、解析値の 9.7 に対して提案値は 10.7 となり、解析値は提案値よりも約 10% 小さい。

図-5 の(b) は中程度に締固めた条件で管中心までの土被り厚比 $H_c/D=11$ の場合である。解析結果と提案式を比べると、正規化した地盤反力が 10.3 に達するまでの挙動はよく一致していたが、その後解析結果は提案式よりも上廻り、正規化した地盤反力の最大値は、解析値が 13.9 に対して提案値は 12.5 となり、解析値は提案値よりも約 10% 大きい。

図-6 の(a) は密に締固めた条件で管中心までの土被り



(a) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=3.5$



(b) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=11$

図-7 密に締固めた条件の最大せん断ひずみのコンター図

厚比 $H_c/D=5.5$ の場合である。解析結果は提案式よりも全体的にやや下廻り、特に正規化した地盤反力が 11.8 に達した後その差はさらに大きくなった。正規化した地盤反力の最大値は、解析値が 13.2 に対して提案値は 14.8 となり、両者には約 1 割程度の差が生じた。

図-6の(b)は密に締固めた条件で管中心までの土被り厚比 $H_c/D=11$ の場合である。解析結果と提案式は初期段階から乖離し、解析結果の全体は提案式よりも小さい。しかし、最大値について解析値と提案値の差は約1割程度であり、 $H_c/D=5.5$ の場合と同様である。そのため、解析結果と提案式は初期段階から乖離した理由は地盤の割線ヤング係数を過小評価していた影響だと考えられる。

図-7に密に締固めた条件の最大せん断ひずみのコンター図を管中心までの土被り厚比別にそれぞれ示す。図は最大地盤反力の時の最大せん断ひずみの分布である。同図(a)の $H_c/D=3.5$ に着目すると、管の移動方向により前方、鉛直上、後方にすべり線が形成し、前方、鉛直上のすべり線は地表面まで延びていた。一方、同図(b)の $H_c/D=11$ の場合では管の前方に広いせん断帯を形成した。すべり線の形状は管を取り囲むような円形になった。

3. 緒方・鎌田らの実験のシミュレーション

(1) 解析対象と解析方法

本研究の第二段階は、緒方ら⁷⁾が湿潤砂を用いた管軸直角水平方向の地盤反力実験をシミュレーションした。外径 $D=60.5\text{mm}$, 114.3mm , 165.2mm の鋼管を対象とした。管中心までの土被り厚 H_c は $2.5D \sim 10.5D$ の範囲内に変化させた。

解析手法は、基本的に第2章の実験のシミュレーションと同様である。図-7に解析モデルのメッシュ分割の一例を示す。解析領域の設定は緒方らの実験土槽と同寸法とし、管の外径 D と管中心までの土被り厚 H_c は解析ケースに応じて変化させた。どの管も解析モデルの底面から管中心までの距離を 240mm 、管の移動側の側面から 1200mm の位置に設置した。

表-2に管中心までの土被り厚比 H_c/D ごとの地盤割線ヤング係数 E_{sec} を示す。地盤割線ヤング係数は第2章と同様の方法を用いて算出した。破壊比 R_f は 0.9 と仮定した。 α は 0.92 にした。 σ_3 は管中心までの土被り圧 γH_c (γ は湿潤単位体積重量、 H_c は管中心までの土被り厚)として算出した。実験に用いた砂の相対密度 D_r は 61% ⁷⁾ であることから、Duncan et al.¹³⁾ の実験結果を参考し、 $K=900$ と $n=0.6$ という中間的な値と仮定した。

表-3に地盤と管の物性値を示す。実験で用いた砂の湿潤単位体積重は 13.5kN/m^3 と報告されていた。土質定数について緒方らは、一面せん断試験の垂直応力を 10kPa , 20kPa , 30kPa の3段階に変化させ、内部摩擦角 ϕ は 34° 、粘着力 c は 11kPa という値を得た。一方、実験の地盤深さは最大でも約 1m であり、鉛直土圧に換算すると最大

でも約 13.5kPa である。実施した一面せん断試験の垂直応力よりも遥かに低い。そのため、一面せん断試験で得た ϕ と c を解析にそのまま適用することが厳しいと考えた。そこで、内部摩擦角 ϕ を 34° と固定し、地盤材料が乾燥砂と仮定した場合は粘着力 c を 0.3kPa (0.2kPa とするケースもある) とし、湿潤砂とみなす場合は粘着力 c を 1kPa , 2kPa , 3kPa の3段階に変化させた。粘着力 c を合計4段階に変化させて解析を行った。乾燥砂と仮定した場合は粘着力 c を 0 にしない理由は前述と同様に解析の安定のためである。膨張角 ψ は $\psi = \phi - 30^\circ$ 、ポアソン比 ν は 0.3 と仮定した。

(2) 解析結果

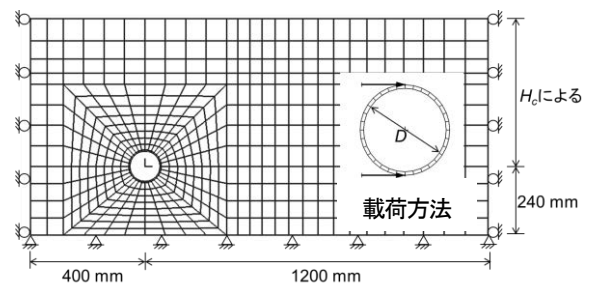


図-7 解析モデルのメッシュ分割図

表-2 管中心までの土被り厚比ごとの地盤割線ヤング係数

H_c/D	割線ヤング係数 E_{sec} (kPa)		
	$D=60.5\text{mm}$	$D=114.3\text{mm}$	$D=165.2\text{mm}$
2.5	1500	2200	2700
3.5	-	-	3400
4.5	2100	3100	3900
6.5	2700	3900	-
10.5	3500	-	-

表-3 地盤と管の物性値

項目	値
土のポアソン比, ν	0.3
土の湿潤単位体積, γ_t (kN/m^3)	13.5
粘着力, c (kPa)	0.2 or 0.3, 1, 2, 3
内部摩擦角, ϕ ($^\circ$)	34
膨張角, ψ ($^\circ$)	4
管の外径, D (mm)	60.5, 114.3, 165.2
管の肉厚, t (mm)	3.8, 4.5, 5
管の変形係数, E_p (kPa)	2.06×10^8
管のポアソン比, ν_p	0.3
管の密度, ρ_p (kg/m^3)	7850
管面摩擦係数, μ	0.3

a) 自重解析の結果

一例として、図-8に管中心までの土被り厚 $H_c=4.5D$ の時の各口径の管頂の土要素に生じた鉛直方向応力の分布図を示す。縦軸は自重解析による土要素に生じた鉛直方向応力 σ_y と管中心までの土被り圧 γH_c の比とする。どの管も σ_y は管頂に集中して凸形に分布していた。外径 $D=114.3\text{mm}$ の場合は $\sigma_y/\gamma H_c$ が最も大きい、 σ_y は γH_c の約 1.3 倍となった。 $\sigma_y/\gamma H_c$ が次に大きいのは外径 $D=165.2\text{mm}$ の場合であり、 σ_y は γH_c の約 1.26 倍となった。 外径 $D=60.5\text{mm}$ の場合は $\sigma_y/\gamma H_c$ が最も小さい、 σ_y は γH_c の約 1.21 倍となった。

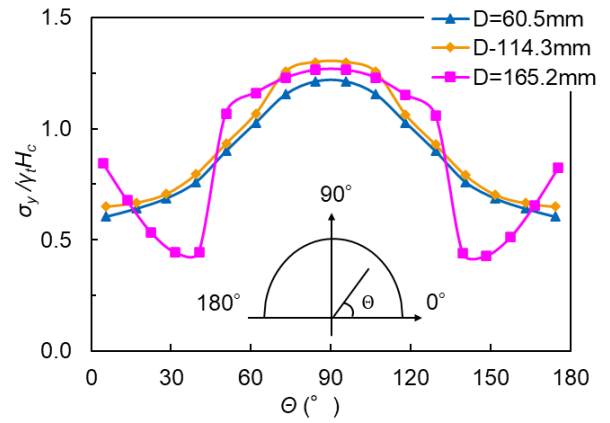


図-8 管頂の土要素に生じた鉛直方向応力の分布図

b) 地盤反力と変位の関係

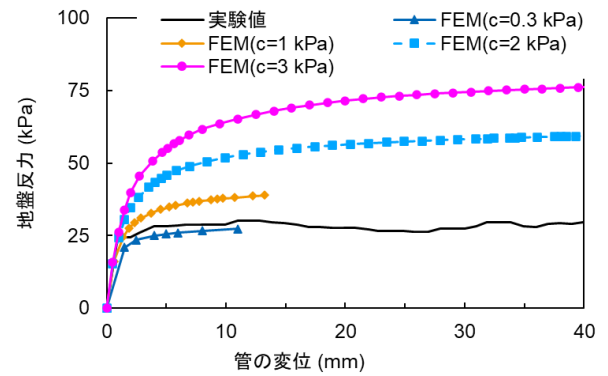
図-9~図-11に解析で得られた地盤反力と管の変位の関係の一部を外径別でそれぞれ示す。管に生じる反力 F を管の投影面積 DL (D : 管の外径, L : 管長) で除して単位面積あたりの地盤反力 σ を縦軸とする。管長 L は 700mm として換算した。比較のために緒方ら⁷⁾の実験データも併せて示す。

図-9に外径 60.5mm の管に対する地盤反力と管の変位の関係の解析結果を示す。まず、乾燥砂（粘着力 $c=0.3\text{kPa}$ のケース）の解析結果と実験データを比較する。管の変位が約 10mm になった時点の地盤反力に着目すると、同図(a)の H_c/D が 2.5 の場合、乾燥砂の解析値は 27kPa に対して実験値は 30kPa であり、実験値は解析値の 1.11 倍となった。しかし、同図(b), (c)の H_c/D が 4.5 , 6.5 の場合は、実際の実験値は解析値の約 $1.26\sim 1.39$ 倍となった。

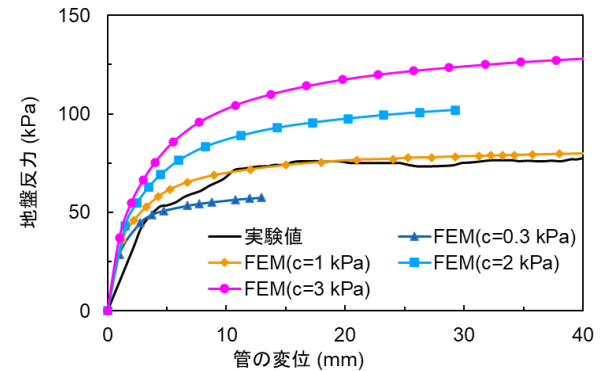
最も実験データに近い地盤反力と変位の関係を得られた粘着力 c について、同図(a)の H_c/D が 2.5 の場合は 0.2kPa 、同図(b)の H_c/D が 4.5 の場合は 1kPa 、同図(c)の H_c/D が 6.5 の場合は 2kPa である。実験データを比較的再現できた粘着力 c は、土被り厚が厚くなるに伴って増加し、拘束圧に依存していることがみられた。

図-10に外径 114.3mm の管に対する地盤反力と管の変位の関係の解析結果を示す。最初に乾燥砂（粘着力 $c=0.3\text{kPa}$ のケース）の解析結果と実験データを比較する。図-9と同様に管の変位が約 10mm になった時点の地盤反力に着目すると、同図(a)の H_c/D が 2.5 の場合は、実験値は乾燥砂の解析値の約 1.2 倍となった。一方、同図(b)の H_c/D が 6.5 の場合はほぼ一致していた。しかし、地盤反力と管の変位の関係を全体的に見ると、乾燥砂と仮定した場合は、解析結果は実験データより小さい。

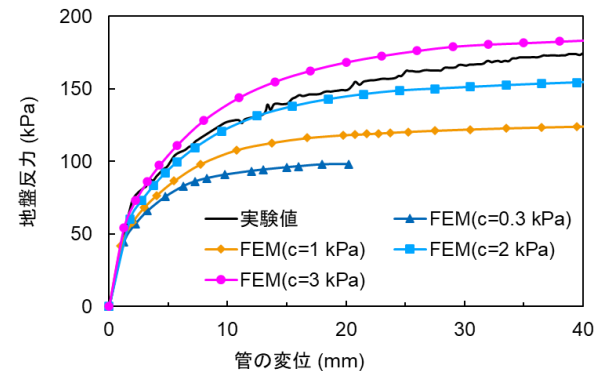
最も実験データに近い地盤反力と変位の関係を得られた粘着力 c について、同図(a)の H_c/D が 2.5 の場合は 1kPa 、同図(b)の H_c/D が 6.5 の場合も 1kPa である。外径 60.5mm の管と同様な土被り厚が厚くなるにつれて実験を再現できる粘着力が大きくなる傾向が見られなかった。



(a) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=2.5$

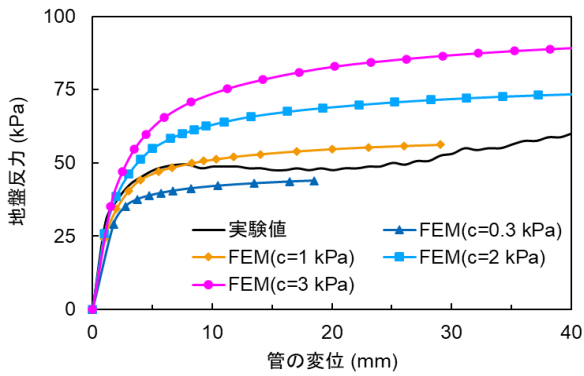


(b) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=4.5$

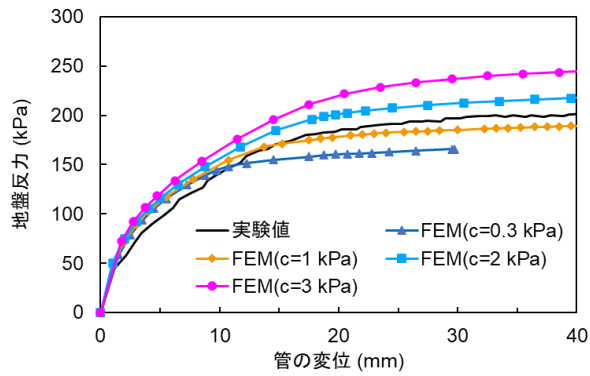


(c) 管中心までの土被り厚比 $H_c/D=6.5$

図-9 外径 $D=60.5\text{mm}$ の管に対する地盤反力と変位の関係

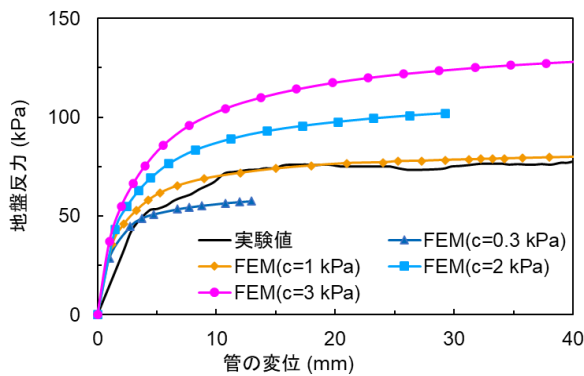


(a) 管中心までの土被り厚 $H_c/D=2.5$

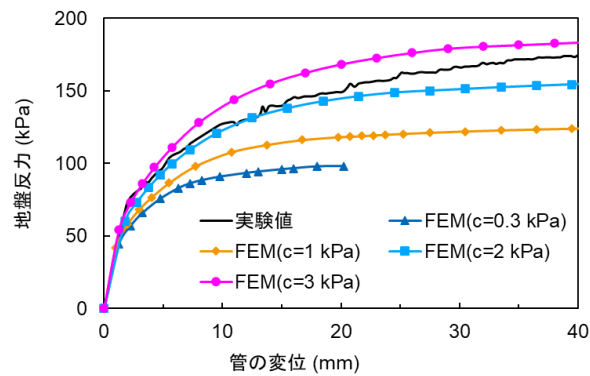


(b) 管中心までの土被り厚 $H_c/D=6.5$

図-10 外径 $D=114.3\text{mm}$ の管に対する地盤反力と変位の関係



(a) 管中心までの土被り厚 $H_c/D=2.5$



(b) 管中心までの土被り厚 $H_c/D=3.5$

図-11 外径 $D=165.2\text{mm}$ の管に対する地盤反力と変位の関係

図-11 に外径 165.2mm の管に対する地盤反力と管の変位の関係の解析結果を示す。最初に乾燥砂（粘着力 $c=0.3\text{kPa}$ のケース）の解析結果と実験データを比較する。管の変位が約 20mm になった時点の地盤反力に着目すると、実験値は乾燥砂の解析値の約 1.07~1.21 倍となった。

最も実験データに近似する地盤反力と変位の関係を得られた粘着力 c について、同図(a)の H_c/D が 2.5 の場合は 1kPa、同図(b)の H_c/D が 3.5 の場合は 2kPa となった。実験データを比較的再現できた粘着力 c は、土被り厚が厚くなるにつれて大きくなり、拘束圧に依存していることがみられた。

4. まとめ

本研究は埋設管に作用する地盤反力をより正確に計算するために弾塑性地盤解析を応用している。地盤反力は埋設管の地震時変形に大きく影響するが、土槽実験の限られた条件に比べ解析では埋設地点の地盤条件や管の条件を詳細に設定することができる利点がある。地盤弾塑性解析の適用性を確かめるため、既往の実験がどの程度再現できるかを検討した結果を報告している。

まず、Trautmann et al.⁴が乾燥砂を用いた管軸直角水平

方向の実験のシミュレーションを行った。解析で得られた地盤反力と変位の関係が最大地盤反力の約 80% に達するまでの挙動は Trautmann et al. の提案式とよく一致していた。最大地盤反力では約 10% の差の範囲内に収まっていた。また、最大せん断ひずみのコンター図から土被り厚によりすべり線の形状の違いがみられた。

次に緒方ら⁷の湿潤砂を用いた地盤反力実験を対象とし、同じ実験が乾燥砂を用いた場合の結果を FEM で予測し、湿潤砂の実験結果と比較した。その結果、管の変位が約 10mm になった時点の地盤反力に着目すると、管径によっては湿潤砂の実験値が乾燥砂の解析値よりも約 1.1~1.39 倍大きい。外径 165.2mm の管では管の変位が約 20mm になった時点の地盤反力に関して湿潤砂の実験値が乾燥砂の解析値よりも約 1.07~1.21 倍大きい。

最後に粘着力のパラメトリックスタディを行い、湿潤砂を用いた実験の再現性を確認した。外径 60.5mm、165.2mm の管では、解析ケースによって実験データを比較的再現できた粘着力 c は変化した。その変化は土被り厚が厚くなるに伴って粘着力 c が大きくなり、粘着力 c の拘束圧依存性がみられた。

謝辞：本研究を進めるにあたり，神戸大学大学院鍬田泰子准教授には貴重な実験データを提供していただきました。また日本水道鋼管協会の長谷川延広氏には解析に関してご助言をいただきました。あわせて感謝いたします。

REFERENCES

- 1) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，2013.
- 2) 日本ガス協会：中低圧ガス導管耐震設計指針，2013.
- 3) 日本水道協会：水道施設耐震工法設計・解説，2009.
- 4) Trautmann, C. H. and O'Rourke, T. D. : Later Force-Displacement Response of Buried pipe, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 9, pp. 1077-1092, 1985.
- 5) 安藤宏和, 小林実央, 小口憲武：地震時地震の側方変位により埋設管に作用する拘束力の検討，第23回地震工学研究発表会，pp. 409-412, 1995.
- 6) 島村一訓, 竹ノ内は博行, 福澤小太郎, 三木千壽：実大実験による埋設パイプラインの管軸直角水平方向地盤ばね特性の研究，土木学会構造工学論文集，48A 巻2号，pp. 489-496, 2002.
- 7) 緒方太郎, 大室秀樹, 鍬田泰子, 長谷川延広：小口径管に作用する管軸直角方向の地盤拘束力のモデル化，第41回地震工学研究発表会，2021.
- 8) 吉崎浩司：埋設管に作用する軸直角水平方向地盤拘束力に及ぼす含水比の影響についての実験的検討，土木学会第57回年次学術講演会，I-717, 2002.
- 9) Yimsiri, S., Soga, K., Yoshizaki, K., Dasari, G. R. and O'Rourke, T. D. : Later and upward soil pipeline interactions in sand for deep embedment conditions, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 8, pp. 830-842, 2004.
- 10) Kouretzis, G. P., Sheng, D., Sloan, S. W. : Sand-pipeline-trench lateral interaction effects for shallow buried pipelines, *Computers and Geotechnics*, Vol. 54, pp. 53-59, 2013.
- 11) Chaloulos, Y. K., Bouckovalas, G. D., Zervos, S. D., Zampas, A. L.: Sand-Lateral soil-pipeline interaction in sand backfill: Effect of trench dimensions, *Computers and Geotechnics*, Vol. 69, pp. 442-451, 2015.
- 12) 地盤工学会：弾塑性有限要素法がわかる，2020.
- 13) Jung, J. K.: Soil-pipe interaction under plane strain conditions, Ph.D. thesis, Cornell University, Ithaca, N. Y., 2010.
- 14) Duncan, J. M. and Chang, C. Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653, 1970.