

高盛土下に埋設される排水管の遠心実験に対するFEM弾性解析

東田 淳¹・日野林譲二²・吉村 洋³・寒竹英貴⁴・不動雅之⁵

¹正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

²正会員 工博 タキロン(株) 産業資材事業部 (〒527-8580 滋賀県八日市市東沖野3-7-1)

³正会員 工博 阿南工業高等専門学校講師 建設システム工学科 (〒774-0017 徳島県阿南市見能林町青木265)

⁴正会員 工修 中央復建コンサルタンツ(株) 総合一部 (〒532-0004 大阪市淀川区西宮原1-8-29)

⁵正会員 工修 水産庁技官 漁港漁場整備部 (〒100-8907 東京都千代田区霞が関1-2-1)

最大100mに及ぶ高盛土下に埋設される排水管の合理的設計法構築を目的として、2シリーズの遠心実験に対するFEM弾性解析を行い、解析手法の妥当性を調べた。まず、比較的浅い盛土下に埋設した剛性の異なる2本の模型管に働く土圧測定実験の解析から、管周囲に設けた正台形の裏込め砂の部分的な剛性低下を考慮した解析結果が測定結果と良く一致することを見出した。次いで、2種類のポリエチレン管と硬質アルミ管から製作した3種類の小型模型管を用いた高盛土下埋設実験の解析から、裏込め砂の部分的な剛性低下とポリエチレンの材料非線形性を考慮した解析結果が、管剛性、土被り高、盛土材料、管下部の盛土厚を変化させた実験結果と良く一致することを確認し、この解析法が設計法構築の手段として有効であると結論した。

Key Words: drainage pipe, high fill, centrifuge model test, FE elastic analysis, design, deformation

1. まえがき

マーストン・スパングラ理論に基づく地中埋設管の現行設計法は、土と管の相互作用を正しく考慮していないため、実施工において種々の問題を引き起こしてきた。そこで、著者のうちの東田・吉村は、これまで長年にわたって埋設管の挙動を実験的、解析的に調べ、埋設管に働く土圧、曲げひずみ、管のたわみを高精度で測定する手法を開発し、この手法を用いて実施した多数の遠心実験、ならびに土を線形弾性体と仮定したFEM解析によって各種の要因の影響を正確に定量化し、土と管の相互作用の観点に立脚した地中埋設管の合理的設計法を提案した^{1), 2)}。

そして、この一連の研究に基づいて、以下の4項目が埋設管の挙動を変化させる基本要因と管挙動に関する基本事項であると結論した。①埋設管の力学挙動を支配する基本要因は、管面境界条件、地盤側方の境界条件、土と管の相対剛性の3つである。②プレキャスト埋設管の表面は平滑であり、実際の管面境界条件は摩擦抵抗がゼロの完全滑動条件にごく近い。③異なる埋設方式(矢板を用いる溝型、素掘り溝型、盛土型)による管挙動の違いは地盤側方の境界条

件の違いとして統一的に解釈できる。④土の変形特性が有する応力依存性と非線形性の管挙動に及ぼす影響は、地盤応力レベルに応じた割線変形係数を用いれば土を線形弾性体と仮定しても十分正確に定量化でき、その結果、土と管の相対剛性の影響は、土の変形係数と管の曲げ剛性の比である「たわみ性指数 κ 」をパラメータにとればうまく評価できる。

平地における地中埋設管の最大埋設深さは一般に10m未満であり、提案した設計法もこのような比較的浅い埋設の場合を対象とするものであった。ところが、最近、内陸の造成地において、旧谷部の排水確保を目的として谷部の盛土下部に敷設された排水管が、破損または過度な変形を引き起こす事例が増えている。盛土の高さは平地における埋設管の深さよりもはるかに大きく、50mを越すケースがまれではない。このような高盛土下に埋設される管の実挙動を反映した設計法は存在せず、通常の浅い埋設深さの場合を対象として提案した設計法も適用できない。

以上の状況から、著者らは、高盛土下に埋設される排水管の合理的設計法の構築を最終目的として、これまで以下の遠心実験を行って、高盛土下に埋設される排水管の変形挙動の実態を調べてきた。

まず、たわみ性が大きいことから高盛土下の排水管として広く用いられている高密度ポリエチレン(HDPE)排水管の変形挙動を遠心実験によって詳細に調べ^{3), 4)}、種々の要因の影響や対策工の効果を定量化し、クリープ挙動を有するHDPE排水管のバックリングを防ぐためには、埋設施工時の鉛直たわみ率 δ を短期供用の場合は15%以下、50年に及ぶ長期供用の場合は10%以下とすべきであると指摘した。上記の鉛直たわみ率 δ 、および δ の定義に用いられる管厚中心半径 R は次式(1)、(2)で表される。ここに ΔD は管の鉛直たわみ量、 D は管外径、 t は管厚である。

$$\delta = \Delta D / (2R) \quad (1)$$

$$R = (D - t) / 2 \quad (2)$$

次いで、合理的設計法構築に必要な基礎データを得るため、上記の実験よりも一般的な施工条件を網羅した2シリーズの遠心実験を実施した⁵⁾。まず、剛性の異なる2本の模型管を比較的浅い盛土下に埋設した土圧測定実験の結果から、従来施工のように管頂レベルまで正台形の裏込めを設けるのではなく、管頂レベルよりもさらに上まで裏込めを設ける埋設形式(以下、裏込め有り改良型と呼ぶ)の方が管の安全性を高めるのに有効であることを確かめた。次に、剛性の異なる3種類の小型模型管を用いて、埋設方式、管剛性、土被り高、盛土材料、管よりも下方の盛土の厚さ、裏込め砂の密度を変えて、原型の盛土高さが100mに及ぶ高盛土下埋設実験を行い、模型管の変形挙動を測定し、各要因が管の変形挙動に及ぼす影響水準を定量化した。そして、現行設計法による管のたわみ量と曲げモーメントの予測値がこの高盛土下埋設実験の結果よりも常に過大となったので、これに代わる設計法が必要であると結論した。

本論文では、合理的設計法構築に必要な基礎データを得るために実施した土圧測定実験と高盛土下埋設実験の中から、裏込め有り改良型の26ケースを選び、これらの実験に対するFEM弾性解析を行って実験結果と比較し、この解析手法が合理的設計法構築の手段として有効か否かを判定する。

弾性解析を選んだのは、文献1)で示したように、弾性解析によって埋設管の挙動が十分正確に近似できることが確認されたためである。この解析では、土の変形性の応力依存性と非線形性を地盤応力レベルに応じた変形係数を用いて表すことにより、土を線形弾性体と仮定しても実際の挙動を十分正確に近似できる結果を得た。さらに、文献2)において、管面の完全滑動条件の採用、ならびに管の埋設中央深さの地盤応力レベルに応じた土の変形係数を全ての地盤要素に対して与えるなどの単純化が許容できるこ

とを確認した。以上を踏まえて、本論文では解析手法として、文献2)で用いた単純化した弾性解析モデルを採用することにした。ただし、文献1), 2)の解析対象が通常の比較的浅い埋設条件の場合であったのに対して、今回は深い埋設条件を解析対象とするので、実験結果との比較を通してこの埋設条件に対する弾性解析の適用性を改めて確認することにした。

結果として、本論文の3.以降で述べるように予想通り弾性解析の適用性が確認されたので、本論文で採用したFEM弾性解析手法を用いて合理的設計法を提案するに至っている⁶⁾。したがって本論文の目的は、提案設計法構築の手段として用いた弾性解析手法の妥当性を立証する根拠を提出し、著者らがこれまで行ってきた高盛土下埋設排水管の力学挙動に関する一連の研究を補完することにある。

2. 解析手法と研究の位置付け

本章では、まず著者らの研究以外の既往の埋設管挙動解析事例の概要と問題点について述べ、既往の解析手法を設計法構築の手段として用いることが困難であることを指摘する。次いで、既往の解析事例の有する問題点を著者らがどのように克服してきたかを説明し、本論文で採用した解析手法と著者らの研究の位置付けを明確にする。

(1) 既往の埋設管挙動解析事例の概要

これまで汎用プログラム(CANDE⁷⁾、NUPIPE⁸⁾、DIANA⁹⁾、REA¹⁰⁾などを用いたFEMによる埋設管の挙動解析事例はかなり多い。これらの解析事例では、土と管の構成モデルとして、線形弾性体^{11)~16)}、応力レベルやひずみレベルに依存する非線形弾性体^{12), 14), 17), 18)}、弾塑性体^{9), 19)~29)}、粘弾塑性体⁹⁾などが用いられている。また、管面境界にジョイント要素を挿入することにより、結合、完全滑動、摩擦抵抗、開口、再結合などの条件を扱えるようにしたものが多い^{7), 9)~11), 16), 20), 21), 23), 27), 30)}。

これらの解析手法を用いて、現場計測実験^{9), 11), 19)~21), 25)~27), 30)}、実規模実験^{10), 12), 17), 18)}、大型・小型の土槽実験^{15), 24), 25), 28), 30)}などによって調べた各種パイプ(HDPE管²¹⁾、コルゲートメタルカルパート^{9), 19), 20)}、FRPM管^{24)~26)}、^{27), 30)}、鋼管^{15), 28), 29)}、コンクリート管^{10), 12), 17), 18)}、その他の管¹¹⁾の様々な挙動、例えば、高盛土下埋設^{9), 10)}、盛土型埋設^{9), 12), 15), 17), 18), 22), 24), 25)}、スロープカット形式やパーティカルカット形式の素掘り溝型埋設^{17)~21), 27), 30)}、仮設矢板の引抜き過程^{25), 26), 30)}、埋め戻し過程^{9), 11), 19), 20), 24)~28)}、転圧過程^{20), 27), 30)}、

地表面載荷^{9), 19), 24), 25)}, 長期埋設^{9), 21)}, 飽和地盤埋設^{28), 29)}, 近接埋設³⁰⁾などの挙動がシミュレートされ、測定された土圧、曲げひずみ、管のたわみとの照合を通して解析手法の妥当性が議論されている。

(2) 既往の解析事例の問題点と評価

前項で挙げた解析事例からも分かるように、埋設管の挙動は、管、土、埋設方式、施工方法など、多種多様な要因が絡んで複雑に変化するところに特徴があるので、埋設管の挙動解析に当たっては、まず多数の影響要因のうち、前章1.で指摘した基本要因を無視せず、これらを正當に扱った解析を実施すべきである。次に、埋設管は多かれ少なかれ土中で変形するため、これが禍いして測定結果(特に土圧)の精度確保が困難となり、この傾向は管の変形が大きくなるにつれて著しく強まる。したがって、解析結果と照合すべき測定結果は十分な精度を有している保証が必要である。最後に、管挙動に及ぼす多種多様な影響要因の非線形な相互作用を抽出し、これを定量的に評価するためには、要因をパラメトリックに変化させた実験と解析を実施して、実験と解析双方の検証を行う必要がある。ところが、既往の解析事例の大半は、以下に述べるようにこれらの課題を克服できていないところに問題がある。

まず、基本要因を無視している例として、管面境界条件を実際とは異なる結合としたものが既往の解析事例で大半を占めていることが挙げられる^{12)~15), 17)~20), 22), 24)~26), 28), 29)}。たとえ滑動条件を扱える汎用プログラムによる解析であっても、そこで用いられているジョイント要素の大半はGoodman³¹⁾の提案した形状関数が1次の長方形ジョイント要素であり、このジョイント要素を曲面境界を有する埋設管の挙動解析に適用すると、計算結果の収束が困難となるため、止むを得ず管面境界を結合とした解析がなされているのが実情である。このように実際とは異なる管面条件を用いた解析結果が実験結果を説明できないのは当然である。

次に、既往の解析例の中で、管面の滑動や摩擦抵抗を扱うことに一応成功したものがいくつかある。しかし、これらの解析例であっても、比較の対象とした実験の測定精度が不明、または不十分な例^{11), 30)}、理論解との比較に留まっている例¹⁶⁾、実験結果との比較が無い例²³⁾、解析と実験の結果が一致していない例^{10), 21)}、管のたわみ量は割合良く一致したものの土圧との比較が無い例^{9), 27)}、または土圧が測定結果とはかなり異なる例¹¹⁾などが多数見られる。特に土圧については、管の周囲全体の土圧分布を測定し、解析結果と比べた例は皆無で、その代わりに管頂や管側のような特定の点で測定された土圧との比較がな

されている例が大半であり、しかも測定土圧と良く一致した解析例はほとんど無い。すなわち、既往の解析例はいずれも、照合の対象とした実験の測定精度、特に土圧の測定精度が保証されていないところに最大の問題があり、その結果、解析結果の検証も不十分なままになっているのが実情である。

最後に、既往の解析事例は比較の対象とした実験や測定データの数が数個に過ぎないものが大半で、いずれも断片的なものに留まっているため、個々の要因の影響を正當に評価できていない。

例えば、既往の解析事例では、せん断に伴う土の非線形挙動、すなわちせん断に伴う土の剛性の低下が管挙動を支配する主要な要因であるとみなして、2.(1)で述べたように土を非線形弾性体や弾塑性体と仮定して解析を行ったものが多い。土の非線形挙動を正確に表すためには、既往の解析事例にも述べられているように、かなり面倒で複雑な手続きが必要となる。また、幾つかの解析事例^{15), 20)}に示されているように、土の非線形性を表すモデルの中には収束計算が困難になるものがあるので、それを克服する必要も出てくる。

ところが、前章1.や付録で述べたように、地盤応力レベルに応じた割線変形係数を用いれば土を線形弾性体と仮定しても十分正確に管挙動を定量化できることが著者らによって既に確かめられている。したがって、せん断に伴う土の非線形挙動は、地盤にすべりが生じるような場合、例えば地滑り箇所を横切って管路が埋設される場合や、不同沈下地盤のように管と地盤に顕著な相対変位が生じるような場合を除くと、埋設管の力学的挙動を支配する主要な要因とはなり得ないことが明らかである。なお、「応力レベルに依存する変形係数を用いた線形弾性解析手法で管挙動が正確に定量化できる」という著者らと全く同じ結論が、前述のような不十分な解析事例に基づくものではあるとはいえ、土の非線形挙動を詳細に扱ったRude¹⁵⁾、Corotis¹⁷⁾、Wenzel¹⁸⁾、Chang²⁰⁾らの研究によって得られているのは興味深い。

さらに、既往の解析事例で影響要因の評価を行っているものの中に、実験結果との照合無しに解析結果のみを用いて要因を分析したものが少なからずある^{12)~14), 23)}のは極めて疑問である。これに関連して、1976年のASTM Symposiumの編集者であるBealey & Lemons³²⁾がKatonaの報告⁷⁾に対して次のような総括を行っているので、紹介しておこう。「プログラミングは極めて良く構成されているが、その設計概念と理論は実験による検証を経ていない。ある方法による理論的設計法が真実で適切であるかどうかは、他の理論的設計法との比較によっては実証されない。"Arm Chair 解析"のみによって新しい設計理論を

発展させるのは不穏当で、結果の信頼性を損なうものである。」

以上をまとめると、従来の解析事例はいずれも、①個別的なものに留まっていること、②基本要因である管面境界条件が実際とは異なっているものや解析結果の検証が不十分なものが大半であること、③基本要因とはなり得ない土の非線形挙動を表すのに複雑な手続きと多大な労力が必要で、実用性に欠けること、などの点に問題がある。したがって、既往の解析手法はいずれも設計法としては成立し難く、また設計法構築の手段としても用いることが難しいと判断して良い。

(3) 本論文の解析手法と著者らの研究の位置付け

前項(2)で指摘した既往の解析事例の問題点を著者らがどのように克服してきたかを以下説明する。

まず、管面境界条件に関して、著者らは開口と摩擦抵抗を含む管面滑動条件を表すために、Sharma³³⁾の提案した2次曲面ジョイント要素を埋設管の挙動解析に初めて導入し、この要素を用いたFEM弾性解析によって遠心実験の測定結果と良好に一致する解析結果を得た^{1), 34)~40)}。よって、本論文で採用した解析法でもこのジョイント要素を用いている。なお、このジョイント要素を用いた埋設管の挙動解析は、著者らの他には河端らによるもの^{27), 30)}が報告されているにすぎない。ただし、河端らが用いたジョイント要素の接線剛性の値は著者らが採用した値よりもかなり大きいので、彼らの解析手法が実際に近い管面境界条件をシミュレートできているかどうかについてはやや疑問である。

次に、解析対象とした実験の測定精度に関して、著者らは剛性の異なるたわみ性模型管に働く垂直土圧とせん断土圧の分布、管壁に生じる曲げひずみの分布、管の鉛直たわみ量を遠心場で測定し、①測定土圧と管自重が鉛直力、水平力、曲げモーメントのつり合いを満足すること、②測定土圧と管自重を与えて算定した管壁の曲げひずみの分布が測定した曲げひずみの分布と一致すること、ならびに③測定した曲げひずみ分布を用いて算定した管の鉛直たわみ量が測定した鉛直たわみ量と一致すること、をそれぞれ確認することによって、測定精度の検証を行ってきた^{41)~43)}。また、文献⁴⁴⁾で示した剛な模型管を用いた遠心実験では土圧のみを測定したが、この実験では①により測定精度を検証した。本論文で示す2シリーズの遠心実験においても、土圧測定実験では上記の①~③の方法により、また土圧を測定しなかった高盛土下埋設実験では上記の③により、それぞれ測定精度の検証を行っている⁵⁾。以上のように、著者ら

は解析の対象とした全ての実験で測定精度が極めて高いことを確認している。

最後に、各種要因の影響を抽出するため、著者らは前述のように、これまで管挙動に対する主要な影響要因をほぼ網羅した多数の遠心実験^{41)~44)}を実施し、そのうちから代表例として選んだ剛な管を用いた遠心実験⁴²ケースと3種類のたわみ性管を用いた遠心実験³⁶ケースに対するFEM弾性解析を行って、矢板引抜きと輪荷重載荷過程を含めて実験結果を良好にシミュレートする解析結果を得た^{1), 34)~40)}。そして、これらの実験と解析の結果を用いて、埋設方式、管面粗度、管剛性、土の種類と状態、土被り高、基礎厚、掘削溝幅の違いによる管挙動の変化を正確に定量化し、各要因による管挙動の違いの発現機構を明確にしてきた。

本論文で採用したFEM弾性解析手法は、以上に述べた一連の研究で著者らが用いてきたものと基本的に同じである。したがって、要因をパラメトリックに変えて実施した多数の高盛土下埋設排水管的遠心実験で得られた精度良い測定結果が、これまでの著者らの研究と同様に、土を線形弾性体と仮定した比較的簡単な解析手法によって良好にシミュレートできることが確認されれば、実用上の価値は極めて高く、この解析手法を高盛土下埋設排水管的設計法構築の手段として用いることが可能となる。これこそが著者らの主張であり、本研究の位置付けである。

3. 遠心実験の概要

ここでは2シリーズの遠心実験⁵⁾のうち、解析の対象とした裏込め有り改良型の実験に絞って、その概要を述べる。

(1) 土圧測定実験

表-1に示す外径Dが9 cm(原型で2.7 m)のR管とF管(いずれも硬質アルミ7075製)を、図-1に示す方式(裏込め有り改良型)で、リュブリケーションを施した実験容器(幅45 cm×高さ30 cm×奥行き15 cm)内に埋め、これを遠心加速度30g場において、管に働く垂直土圧 σ とせん断土圧 τ の分布、管壁の曲げひずみ ϵ の分布、ならびに管の鉛直たわみ量 ΔD を高精度で測定した。裏込め部には、乾燥砂(以下、細粒分含有率を指標としてS0と呼ぶ。表-2参照)を用い、密度は $\rho_d=1.43$ g/cm³のゆる詰め状態とした。盛土材料は表-2に示すシルト質砂(以下、S30と呼ぶ)の1種類で作成した。

表-1に示した管の曲げ剛性 S_p は、著者らにより次式(3)で定義されている。式(3)中の E_p と v_p は管材料の

表-1 土圧測定実験に用いた模型管の諸元

模型管	材質	D (mm)	t (mm)	E _p (MPa)	ν _p	S _p (kPa)
F管	硬質アルミ	90	0.95	72500	0.33	63.7
R管	7075	90	3.5	72500	0.33	3189

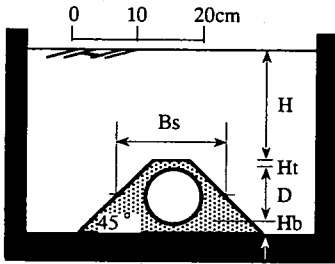


図-1 土圧測定実験の埋設方式(裏込め改良型)
D=9cm, H=18cm, Hb=2cm, Bs=18cm, Ht=2cm)

ヤング率とポアソン比, tは管厚, Rは式(2)で定義された管厚中心半径である。

$$S_p = E_p t^3 / \{12(1 - \nu_p^2) R^3\} \quad (3)$$

実験に用いたR管とF管のS_p値は, それぞれ3.19 MPaと63.7 kPaである。これらの値は外径が2.7 mのコンクリート管とHDPE管のS_p値に近い。

模型地盤の作成は以下のように行った。実際施工通りに裏込め部を築造しながらその周囲に盛土を立ち上げていく方法は, 乾燥砂(S0)による正台形の裏込め部の作成が困難なため, 実験容器の底に裏込め部と同じ形状のスペーサーをおき, 盛土をシルト質砂(S30)を用いて仕上がり層厚2 cmで締固めた後, 容器を逆さにして乾燥砂(S0)を管周囲に高さ1 cmから流しこみ, 容器を再度逆転させた。その際, 乾燥砂の流動が認められ, 裏込め部の上辺と管下部に隙間が生じるのが観察された。この砂の流動と隙間の発生は実験手法上, 避けられなかったため, R管とF管の測定土圧分布に基づいて裏込め砂の変形係数を低減することにより, この影響を解析に取り込んだ。

(2) 高盛土下埋設実験

高盛土下埋設実験に用いた3種類の模型管の諸元を表-3に示す。これらの模型管を, 剛性の小さい順からF*管, M*管, R*管とよぶ。F*管, M*管, R*管のS_p値はそれぞれ実物のHDPE管, 鋼管またはFRPM管, コンクリート管のS_p値に近い。各模型管の材質は, F*管がJISK6762に規定された水道用高密度ポリエチレン(HDPE), M*管が同規定の水道用中密度ポリエチレン(MDPE), R*管が硬質アルミ5052である。F*管とM*管の材質は非線形性を持つポリエチレンな

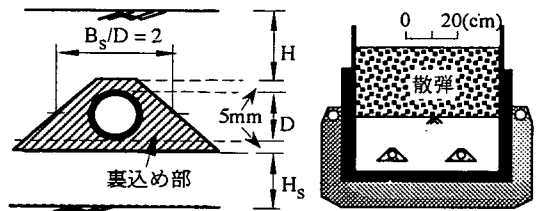
表-2 地盤材料の性質

地盤材料 ¹⁾	G _s	U _c	Pd max (g/cm ³)	Pd min (g/cm ³)	W _{opt} (%)	w (%)	ρ _d (g/cm ³)	D _r (%)	D _c (%)	c _d (kPa)	φ _d (°)
S0	2.65	1.75	1.58	1.32	—	0	1.43	47	91	0	37
S16	2.71	70	1.92	1.42	11.4	10	1.70	63	89	14	39
S30	2.67	115	1.86	1.29	13.5	12	1.70	79	91	30	35
S44	2.67	>500	1.79	1.31	16.2	14	1.60	68	89	40	26

1)略称に付した数値は細粒分含有率を表す。材料名はS0: 珪砂, S16: まさ土, S30: シルト質砂, S44: 粘土質砂である。

表-3 高盛土下埋設実験に用いた模型管の諸元

管	材質	D (mm)	t (mm)	E _p (MPa)	ν _p	S _p (kPa)
F*	HDPE	23.01	0.94	679	0.4	42.1
M*	MDPE	23.52	2.18	143	0.4	122
R*	硬質アルミ	23.52	1.25	74300	0.33	9820



(a) 埋設形式(裏込め有り改良型) (b) 管の設置状況
図-2 高盛土下埋設実験の埋設形式と管の設置状況

ので, 表-3の両管のS_p値とE_p値は, 管頂・管底への集中線荷重載荷試験(温度20 °C)で得られた荷重P~鉛直たわみ量ΔD曲線(図-6(b)参照)のΔD=1 mmにおける割線勾配から求めた公称値を示してある。

これらの模型管を, 図-2(a)に示すように, 乾燥砂(S0)による裏込めを設けた裏込め有り改良型で, リュブリケーションを施した実験容器に2~3本埋め(図-2(b)), これを10 gずつ100 gまで遠心載荷し, 各段階において3分間遠心加速度を保持した後, 管の鉛直たわみ量ΔDと管壁に生じる曲げひずみεの分布を測定した。各実験の遠心載荷時間は40~50分である。なおポリエチレン製のF*管とM*管のS_p値は温度によって変わるので, 実験時の両管のS_p値を特定できるように実験ごとに模型地盤の温度を測定した。

模型の作成は前項の土圧測定実験と基本的に同じ方法を採用した。裏込め部下方の盛土厚さH_sは0 cmまたは4.5 cm (以下, 管外径Dとの公称比を用いてH_s/D=0, 2と呼ぶ)の2通りに変えた。土被り高Hは, H=10 cm, 40 cm, 70 cm, 100 cm(以下, 公称比を用いてH/D=4, 17, 31, 44と呼ぶ)の4通りに変化させた。なお, 実験容器の高さに制約があるため, 盛土の厚さは管頂から10 cm上までとし, 仕上げた地盤の上に上部の盛土重量に相当する量の鉛の散弾, もしくは鉛の散弾と鉄板を敷いた。

4. 解析方法の概要

ここでは、高盛土下埋設実験で用いたポリエチレン製の模型管(F*管とM*管)の入力定数を除く解析の概要について述べる。F*管とM*管の入力定数の扱い方はやや複雑であるので次章5.で述べる。

(1)解析対象実験, 解析モデル, および要素特性

解析の対象とした実験は、表-4に示すように、土圧測定実験と高盛土下埋設実験における裏込め有り改良型・裏込め砂がゆる詰め($\rho_d=1.43 \text{ g/cm}^3$)の場合である。土圧測定実験の解析は、模型管がR管、F管の場合の2ケースについて、遠心加速度30 gを与えて行った。高盛土下埋設実験の解析は、模型管をF*管、M*管、R*管の3通り、盛土材料をまさ土(S16)、シルト質砂(S30)、粘土質砂(S44)の3通り、換算土被り高H/Dを17, 44の2通り、裏込め部下方の盛土厚さ H_s/D を2, 0の2通りに変化させた24ケースの実験について、遠心加速度を20 g~100 gまで20 gごとに变化させて行った。

土圧測定実験および高盛土下埋設実験に対する解析モデルを図-3に示す。解析モデルは半断面とし、寸法は遠心実験模型と一致させた。高盛土下埋設実験に対する解析モデルでは、実験に合わせて管頂から10 cm上までを盛土とし、散弾もしくは散弾と鉄板の遠心加速度場の重量を盛土要素の上面に節点荷重として与えた。解析はいずれも平面ひずみ条件で行った。使用した要素は、管、裏込め砂、盛土とも、8節点のアイソパラメトリック要素である。管と裏込め砂の境界には6節点のジョイント要素を挿入した。

裏込め砂と盛土は、線形等方弾性体と仮定した。管は、硬質アルミ製の管(土圧測定実験で用いたR管とF管、および高盛土下埋設実験で用いたR*管)は線形等方弾性体、また2種類のポリエチレン製の管(高盛土下埋設実験で用いたF*管とM*管)は非線形等方弾性体とそれぞれ仮定した。どの管の場合も管要素の寸法(外径Dと管厚t)は模型管に合わせ、単位体積重量は模型管の遠心加速度場の重量を管要素に均等に割り振った。

(2)境界条件

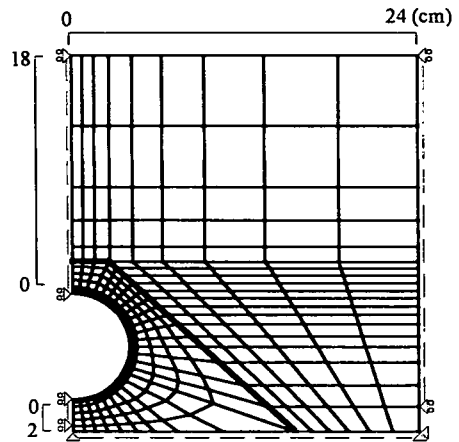
地盤の下端境界と側方境界には、文献1, 2)と同じく、それぞれ結合条件と K_0 条件を与えた。また、裏込め部と盛土の境界条件は連続と仮定した。

管面の境界条件は、垂直剛性 k_n が単位奥行き当たり0.98 GPa、せん断剛性 k_s がゼロの2次曲面ジョイント要素を管面に挿入して完全滑動条件を与えた。この k_n と k_s の値は、文献1)に示した通常の浅い埋設深さの実験の解析で与えた値とは次のように異なる。

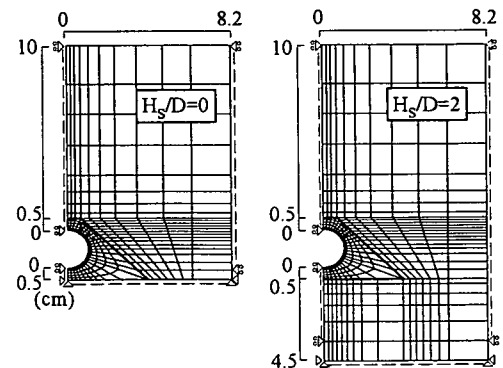
表-4 解析の対象とした実験

シリーズ	模型管	盛土材料	H_s/D	H/D
土圧測定実験	F・R	S30	0	2
高盛土下埋設実験	F*・R* M*	S16#・S30・S44# S30	2・0 2・0	17・44 17・44

$H_s/D=0$ ・ $H/D=17$ の場合を除く。



(a) 土圧測定実験



(b) 高盛土下埋設実験

図-3 解析モデル

まず、今回の解析で与えた k_n の値は、文献1)の解析で与えた $k_n=98 \text{ MPa}$ よりも一桁大きい。これは、高盛土の場合、ジョイント要素内の応力が通常の浅い埋設深さの場合よりも一桁程度大きくなり、ジョイント要素の管要素への食い込み量が大きくなるので、これを抑えるために一桁大きな k_n を選んだ。さらに、文献1)の解析では、 k_s の初期値として294 kPaを与え、計算されたジョイント要素のせん断応力が管面で発揮されるせん断抵抗を超えないように、 k_s の低減を収束するまで繰り返すことによって管面の摩擦抵抗と滑りを表現した。しかし、今回の土圧測定実験で得られた管面に働くせん断土圧 τ の値は、文献1)で示した実験で測定された τ よりも明らかに小さく、そ

のため、管面での摩擦抵抗を無視した方が土圧測定実験の結果により近い結果を得られることが分かったので、今回の解析では文献2)の解析モデルと同じく、 k_s がゼロの完全滑動条件を与えた。なお、今回の解析では、文献1), 2)の解析と同様に、管面における管と土の開口も扱うことができるが、解析結果によればどのケースでもジョイント要素内の応力は圧縮のみであり、管面での開口は生じなかった。

(3)地盤の入力定数

裏込め砂(S0)と盛土(S16, S30, S44)の単位体積重量 γ_t は、模型地盤作成時の γ_t を遠心加速度倍した値を与えた。実験容器にリュブリケーションを施して容器内壁に働く摩擦力を低減させたので、文献1)の解析で与えたような容器内壁の摩擦の影響を考慮して γ_t を変化させる手法は採用しなかった。

裏込め砂と盛土の変形係数 E_s 、ならびにポアソン比 ν_s は図-4に示す K_0 圧縮試験の結果から定めた。 K_0 圧縮試験²⁾ (6), 45)は、12 cm×12 cm×高さ10 cmの立方体供試体を側方変位ゼロの K_0 条件で、軸応力 σ_1 を段階的に载荷して一軸圧縮し、各 σ_1 で測定した側方応力 σ_3 と軸ひずみ ϵ_1 を、Hookeの法則から得られる図-4中の2式に代入して E_s と ν_s を求めるものである。高盛土を対象としているので、 σ_1 は盛土高さが100 mの土被り圧に相当する2.0 MPa付近まで载荷した。

試験結果によれば、どの地盤材料の ν_s も、 σ_1 が0.49 MPaよりも小さい範囲では複雑に変化したが、 σ_1 がこの範囲よりも大きくなると応力レベルに関わらず一定(S0: 0.29, S16とS30: 0.30, S44: 0.33)となった。 σ_1 が小さい範囲の ν_s の変化は、 K_0 圧縮試験で供試体作成が終わった段階でも側方応力 σ_3 の値がゼロとならないこと、ならびに载荷容器の側壁に働く摩擦力の影響の2つによって、見掛け上、拡大されていると考えられるため、解析では $\sigma_1 \geq 0.49$ MPaで得られた一定値を各地盤要素に対して与えた。

一方、 $E_s \sim \sigma_1$ 関係は、各地盤材料によって以下のように大きく異なった。すなわち、乾燥砂(S0)の E_s は図-4に示すように σ_1 の増大とともに単調に増加した。これに対して、試験結果によれば、3種類のc- ϕ 材料(S16, S30, S44)の E_s は、 σ_1 の増加に伴って最初は増大していき、 σ_1 の値が締め固めによって導入された降伏応力 σ_y に達した時点でピークを示し、それから σ_1 が σ_y を超えると、一旦減少した後、 σ_1 の増大とともに直線的に増大した。この σ_1 が σ_y を超えた時点で生じた E_s の減少の度合いは細粒含有率が大きい材料ほど大きく、そのため σ_1 が大きい範囲では細粒含有率が大きい材料ほど E_s が小さくなった。なお、図-4に示した $\sigma_1 \leq \sigma_y$ の範囲におけるc- ϕ 材料の $E_s \sim \sigma_1$ 関係は、複雑さを避けるため、この範囲で土が線

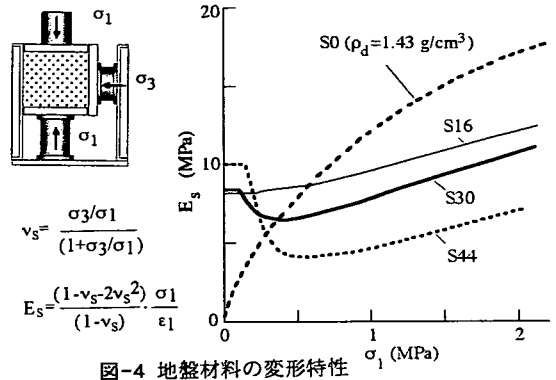


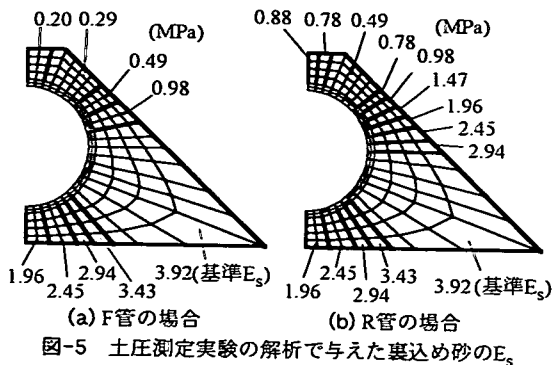
図-4 地盤材料の変形特性

形弾性体として挙動するものと仮定して、 E_s を一定値($\sigma_1 = \sigma_y$ の時のピーク値)に置きかえた。

文献2)に示した解析によれば、管の埋設中央深度(管のスプリングライン深度)の応力レベルの E_s 値をどの地盤深度に対しても一定として与えれば、地盤の深度ごとに応力レベルに応じた異なる E_s 値を与えた場合と大差ない結果が得られることが確認されている。そこで、盛土要素については、各遠心加速度場における管の埋設中央深度の地盤応力レベルに対応する E_s の値を図-4から読み取り、どの地盤深度に対してもこの一定値を与えた。

次に、土圧測定実験の裏込め砂(S0)の E_s は以下のように与えた。まず前章で述べたように、模型作成時に砂の流動による砂粒子の再配列、ならびに管の上部と下部で隙間の発生が観察されたので、これらの影響を調べるため、盛土要素の場合と同じく図-4から読み取った管の埋設中央深度の地盤応力レベルにおける E_s の値(以下、基準 E_s 値と呼ぶ)を正台形の裏込め要素全体に一定として与えて、土圧測定実験の解析を行い、実験結果と比べてみた。土圧測定実験における基準 E_s 値は3.92 MPaである。後述(6.(1))するように、この計算によって得られた σ の分布は、F管では測定 σ よりも全体にかなり大きく、またR管では測定 σ よりもかなり縦長となり、その結果、計算で得られた ΔD も測定値に比べて相当大きくなって、明らかに実験結果とは異なる解析結果となることが分かった。そこで、砂粒子の再配列と隙間の影響を裏込め砂の E_s を低減させることによって考慮できないかと考え、土圧測定実験で得られたF管とR管の土圧分布に基づいて E_s の低減度合いを推定した。その結果、 E_s を図-5に示すように低減させれば、後述(6.(1))のように、解析結果が土圧測定実験の測定結果と良く近似することが分かったので、裏込め砂の E_s としてこれを与えた(付録参照)。

一方、高盛土下埋設実験においても土圧測定実験と基本的に同じ模型作成方法を採用しているため、土圧測定実験と同様に裏込め砂の E_s を低減させた。



ただし、高盛土下埋設実験では管の埋設中央深度における地盤応力レベルが、H/Dと遠心加速度によって異なるので、計算ケースごとに基準 E_s 値を変え、F*管とM*管を用いた実験の解析では図-5(a)(F管の場合)の比率に、またR*管を用いた実験の解析では図-5(b)(R管の場合)の比率にそれぞれ合わせて E_s を低減した。なお、試みに裏込め砂が均一と仮定して基準 E_s 値を与えた解析を行ったところ、どの模型管の場合も、やはり管のたわみ率 δ は測定値よりも相当大きくなり、明らかに実験結果とは異なった。

(4) 硬質アルミ製模型管(F管, R管, R*管)の入力定数

土圧測定実験で用いたF管とR管の材質は硬質アルミ7075、高盛土下埋設実験で用いたR*管の材質は硬質アルミ5052である。解析では、これらの硬質アルミ製模型管のヤング率 E_p とポアソン比 ν_p は、原材料管から切り出したダンベル供試体の引張り試験によって得た値(表-1と表-3参照)を与えた。

5. ポリエチレン管の非線形挙動と解析方法

(1) ポリエチレン管の非線形変形挙動

高盛土下埋設実験で用いたポリエチレン製模型管の材質は、F*管が高密度ポリエチレン(HDPE)、M*管が中密度ポリエチレン(MDPE)である。管から切り出したダンベル供試体に2軸ひずみゲージを貼付し、引張り試験を行って求めたポアソン比 ν_p は、供試体の温度、ひずみレベル、ひずみ増加速度に関わらず、HDPE、MDPEとも、ほぼ0.4と一定であったので、解析ではF*管とM*管の ν_p としてこの値を与えた。一方、ポリエチレンのヤング率 E_p は、ひずみレベル、ひずみ増加速度、および温度によって変化する。そこで、模型管の集中線荷重試験とダンベル供試体の引張り試験を行って、これらの3つの要因の変化による E_p の変化を詳細に調べた。

図-6は、F*管とM*管の管頂・管底に集中線荷重P

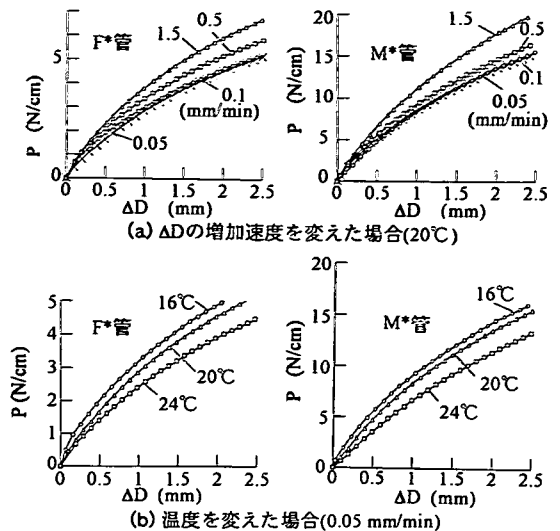


図-6 集中線荷重試験で得られたF*管とM*管のP~ ΔD 関係

を載荷して求めた模型管のP~鉛直たわみ量 ΔD 関係である。図-6(a)は、模型管の温度を20°Cと一定にし、 ΔD の増加速度を0.05 mm/min~1.5 mm/minの4通りに変化させた場合、また図-6(b)は ΔD の増加速度を0.05 mm/minと一定にし、模型管の温度を16°C、20°C、24°Cの3通りに変化させた場合である。どの場合も管を恒温室にて設定温度で12~13時間養生した後、試験を実施した。図-6から、両管のP~ ΔD 関係は非線形となり、かつ ΔD の増加速度が小さいほど、また管体の温度が高いほど、P~ ΔD 曲線の勾配が小さくなること分かる。

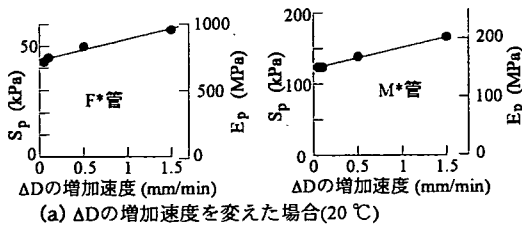
管の曲げ剛性 S_p の定義式(3)から、ポアソン比 ν_p が一定の場合、 S_p は管材料のヤング率 E_p のみの関数となる。そこで、図-6に示したP~ ΔD 曲線の $\Delta D=1$ mmにおける割線勾配から次式:

$$\Delta D=0.149P/S_p=0.149PR^3/[E_p t^3/\{12(1-\nu_p^2)\}] \quad (4)$$

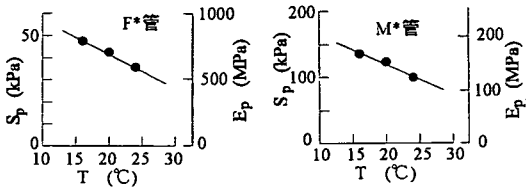
によって求めた S_p と E_p をF*管とM*管のそれぞれの公称値と決めた。ただし、式(4)から求める E_p は、集中線荷重試験時の管の変形モードに対する平均的なヤング率を表すので、以下、これを平均ヤング率と呼ぶ(実際のヤング率は、管の断面位置ごとにひずみが異なるので、管の断面位置によって変わる)。

図-7は、 ΔD の増加速度と管体温度を変化させた時の公称 S_p 値と平均ヤング率 E_p 値の変化を示したものである。両管の公称 S_p 値、ならびに平均 E_p 値は、 ΔD の増加速度の減少と温度の上昇によってほぼ直線的に減少している。

高盛土下埋設実験の遠心荷重時間は40~50分であり、測定された管のたわみ率 δ は最大でも30%程度で



(a) ΔDの増加速度を変えた場合(20℃)



(b) 温度を変えた場合(0.05 mm/min)

図-7 F*管とM*管の公称 S_p 値と平均 E_p 値の変化

あったので、遠心実験における ΔD の増加速度は0.15 mm/min以下と算定される。図-7(a)から、 ΔD の増加速度が0.15 mm/min以下の範囲では公称 S_p 値、ならびに平均 E_p 値の変化はほとんど無いので、遠心実験と集中線荷重試験で管の変形モードに違いがあったとしても、 ΔD の増加速度が遠心実験時の両管の公称 S_p 値、ならびに平均 E_p 値に及ぼす影響はほぼ無視できることが分かる。なお、現場の埋設施工スピードは当然、遠心実験の場合よりもはるかに遅いので、 ΔD の増加速度の影響は同様に無視できる。一方、遠心実験時の模型地盤の温度は、夏季に実施した3ケースのみが27℃、24℃、19℃と高かったが、それ以外は冬季に実施したため、11℃～15.5℃(平均12.4℃)の範囲であった。図-7(b)によれば、温度による両管の公称 S_p 値と平均 E_p 値の変化はかなり大きく、これを無視できないことが分かる。

次に、引張り試験に用いたダンベル供試体は、F*管とM*管の原材料管を管軸に沿って切り開き、190℃の温度を加えた状態でプレスして厚さ2 mmの板に加工した後、JIS K6301規定の1号ダンベル試験片形状(直線部の幅10 mm、長さ50 mm)に打ち抜き成形した。なお、ポリエチレンの機械的性質は、上記のような1回程度の熱プレス加工を施してもほとんど変化しないことが分かっている。これらの供試体を恒温室にて16℃、20℃、24℃の3通りの温度でそれぞれ12～13時間養生した後、0.1%/minのひずみ増加速度で引張り試験を行った。図-8に示したプロットは、このダンベル供試体の引張り試験で得られたHDPEとMDPEの応力～ひずみ関係である。HDPE、MDPEとも、応力～ひずみ関係は非線形で、温度が増すにつれて曲線の勾配、すなわちヤング率 E_p が小さくなることが分かる。

ここで、ダンベル供試体の引張り試験で採用した

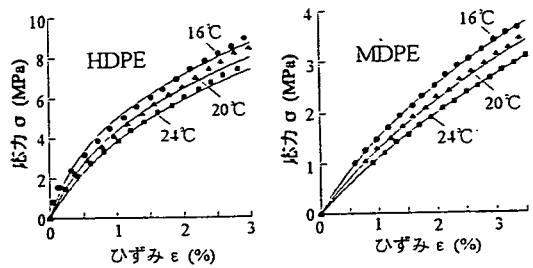


図-8 ダンベル供試体の引張り試験から得られたポリエチレンの応力～ひずみ関係と近似曲線

0.1%/minのひずみ増加速度について考察する。前述のように、集中線荷重試験の結果(図-7(a))によれば、 ΔD の増加速度が0.15 mm/min以下の範囲では平均ヤング率 E_p のひずみ増加速度による変化はほぼ無いとみてよい。 ΔD の増加速度が0.15 mm/minの時の集中線荷重試験において管頂と管底で生じる理論上の最大ひずみ増加速度は、F*管で0.12%/min、M*管で0.3%/minである。したがって、ダンベル供試体の引張り試験においても、ひずみ増加速度がこれらの最大ひずみ増加速度よりも小さければ、ひずみ増加速度による E_p の変化は、平均 E_p の変化と同様に無視できることになる。以上より、図-8に示した応力～ひずみ関係では、ひずみ増加速度による E_p の変化は無視できると結論される。

(2) 非線形解析の方法

図-8に示したように、HDPEとMDPEのヤング率 E_p は、ひずみレベルと管体温度によって変化する。そこで、これら2つの要因による E_p の変化を以下に述べる手法によって解析に取り込むことにした。

まず、図-8に示した3通りの温度におけるHDPEとMDPEの応力～ひずみ曲線の逆関数を、それぞれ4次式と2次式で近似した。そして、これらの式の各項の係数が温度に対して直線的に変化すると仮定した。図-8中の実線はこれらの近似曲線を示したもので、図中にプロットした測定結果と良く一致している。異なる温度に対する応力～ひずみ関係は、その温度に対応する4次式(HDPE)、または2次式(MDPE)の各項の係数を与えることによって定まる。以上より、異なった温度で実施された遠心実験の解析に使用すべきF*管とM*管の材質の応力～ひずみ関係を決定し、これを用いて非線形計算を行うことにより、ひずみレベルの違いによるヤング率 E_p の変化、すなわち材料非線形性を解析に取り入れた。

非線形計算には増分法の一種であるルンゲクッタ法⁴⁶⁾を用いた。設定した応力～ひずみ関係は圧縮、引張りの両過程で同経路をたどるものと仮定した。計算の具体的な過程は以下ようになる。

- ①全体荷重ベクトル(遠心加速度)を m 分割する。

- ②荷重増分の1/2を解析モデルに作用させる。
- ③管要素の4点のガウス積分点における最大主応力と最小主応力の各平均値のうち、絶対値が大きい方をその要素の応力とする。
- ④近似した応力～ひずみ曲線の一次導関数にこの要素応力を代入して、ヤング率 E_p を定める。
- ⑤剛性マトリックスを作成する。
- ⑥荷重増分を作用させ、変位と応力を計算し、前の段階で求めた変位と応力に足しあわせる。
- ⑦以上の②～⑥を m 回繰り返す。

F*管とM*管を用いた高盛土下埋設実験の解析は、遠心加速度を20gごとに変えて行うため、計算時間が長くなる。よって、計算時間を短縮するためには、荷重分割数 m をできるだけ少なく選ぶ必要がある。荷重分割数 m の値を決めるため、 $H/D=44 \cdot H_s/D=2 \cdot 100$ g場の条件でF*管を用いた高盛土下埋設実験の解析を、 m を25～3まで8通りに変化させて行った。その結果、 m が10以上であればたわみ率 δ の計算値はほぼ収束し、かつ $m=5$ の時のたわみ率 δ の計算値と収束値の誤差が0.3%以内に納まることが分かった。以上の計算結果に基づいて、F*管とM*管を用いた高盛土下埋設実験の解析では、どの遠心加速度場でも荷重分割数 m として5を採用することに決めた。

(3) 計算方法の検証

まず、ダンベル供試体の引張り試験に対する解析を、ダンベル供試体の直線部を40個の要素に分割したFEメッシュを用いて行い、図-8に示した全ての近似曲線とほぼ一致する計算結果を得た。なお、この計算では荷重の分割数 m は20とした。

次いで、図-6(b)に示したF*管とM*管の集中線荷重試験に対するFEM解析を行った。解析に用いたモデルは、図-3(b)に示した半断面の解析モデルから管要素のみを取り出したもので、このモデルの管頂と管底の節点に、集中線荷重試験時に加えた最大線荷重の1/2を節点荷重として与えた。

図-9は3通りの管体温度に対する線荷重 $P \sim \Delta D$ 関係の解析結果を測定結果と比較したもので、白抜きマークが測定結果を表し、黒塗りマークと×印が荷重分割数 m をそれぞれ20, 5とした場合の解析結果を表す。 m が20と5の時の解析結果は良く一致している。これらの解析結果と測定結果を比べると、F*管、M*管とも、20℃の場合を除き、両者は良く一致している。20℃の場合の測定結果は16℃の場合の測定結果に近いが、図-8に示したダンベル供試体の引張り試験の応力～ひずみ関係が温度に対してほぼ等間隔となっていることを考慮すると、この20℃の場合の測定結果はやや信頼性に欠けると判断できる。したがってこの場合を除くと、解析結果は測定結果を

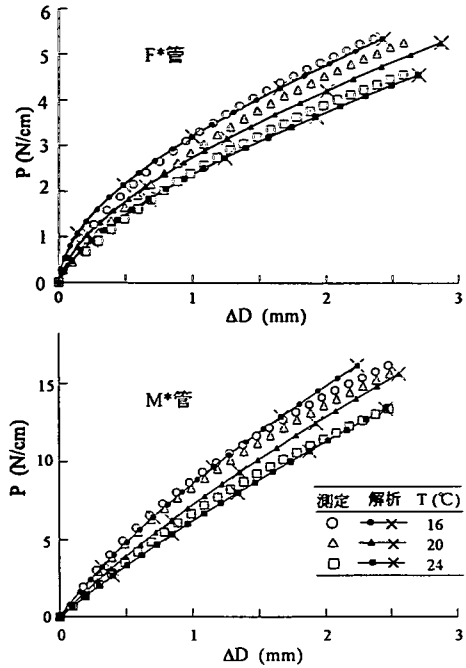


図-9 集中線荷重試験で得られたF*管とM*管の $P \sim \Delta D$ 関係と解析結果の比較

十分正確にシミュレートしていると言える。

以上の比較から、ここで用いた解析手法はポリエチレン管の非線形変形挙動をかなり正確に表すことが確認できた。

6. 土圧測定実験の解析結果と考察

(1) 実験と解析の比較

図-10と表-5は、土圧測定実験で得られた測定結果と解析結果を比較している。図-10はF管(左半分)、R管(右半分)の垂直土圧 σ とせん断土圧 τ の分布を極座標表示している。 σ は圧縮を、また τ は下向きを正として表している。図中の白抜きマークのプロットが、実験で測定した σ と τ の分布を表し、黒塗りマークを結んだ実線と破線が、4.(3)で述べた裏込め砂の E_s 低減の有り、無しの場合で得られた垂直土圧 σ の分布をそれぞれ表す。なお、解析では、管面境界で完全滑動条件を与えたので、計算で得られたせん断土圧 τ はいずれの場合もゼロである。次に、表-5は、実験と解析で得られた管の鉛直たわみ量 ΔD と管に生じる曲げモーメントの最大値 M_{max} を比較している。

いずれの解析でも、4.(3)で述べたように盛土の E_s は深さに関わらず管の埋設中央深度の地盤応力レベル(126 kPa)に対応する7.71 MPaを一定として与えた。同じく4.(3)で述べたように、裏込め砂の E_s は、低減無しの場合、基準 E_s 値(上記の管の埋設中央深度の

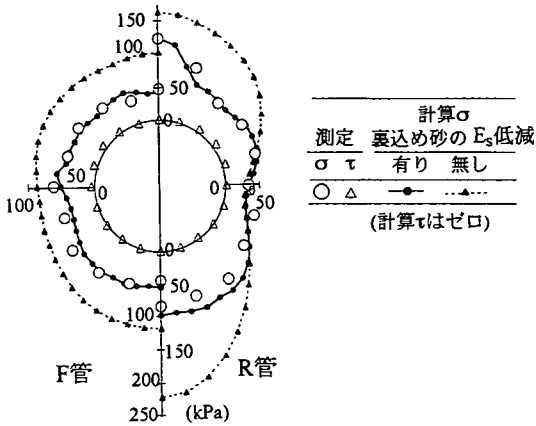


図-10 土圧測定実験の測定結果と解析結果の比較:
垂直土圧 σ とせん断土圧 τ

表-5 土圧測定実験の測定結果と解析結果の比較: 管の
鉛直たわみ量 ΔD と最大曲げモーメント M_{max}

項目	F管			R管		
	解析			解析		
	測定	裏込め E_s 低減 有り	無し	測定	裏込め E_s 低減 有り	無し
ΔD (mm)	-0.23 ¹⁾	0.20	1.44	0.11	0.08	0.21
M_{max} ²⁾	2.66	3.56	6.37	24.3	21.3	57.1

1)縦長に変形. 2)unit: N·cm/cm.

の地盤応力レベルに対応する E_s 値)である3.92 MPaを正台形の裏込め要素全体に一定として与え、また、低減有りの場合、 E_s の分布を図-5に示したように与えた。

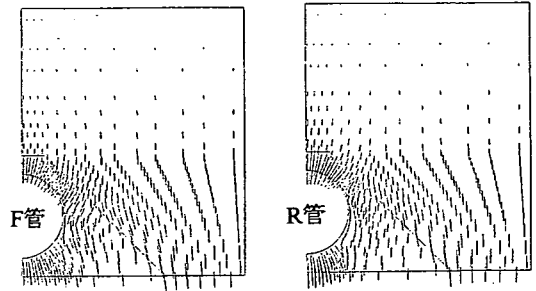
図-10から分かるように、裏込め砂の E_s 低減無しの場合、解析によって得られた σ の分布(破線)は、F管では測定された σ よりも全体に大きく、またR管では測定された σ よりもかなり縦長となっており、その結果、表-5に示したように ΔD と M_{max} の計算値も測定値に比べて相当大きくなって、明らかに実験結果とは異なる結果となっている。一方、裏込め砂の E_s 低減有りの場合、解析で得られた土圧 σ (実線)は測定土圧と良く近似しており、 ΔD と M_{max} の計算値も実験値とかなり近い値となっていることが分かる。

以上より、実験模型作成時に観察された裏込め砂の再配列と隙間の影響は、裏込め砂の E_s の低減によってうまく表せることが確かめられた。

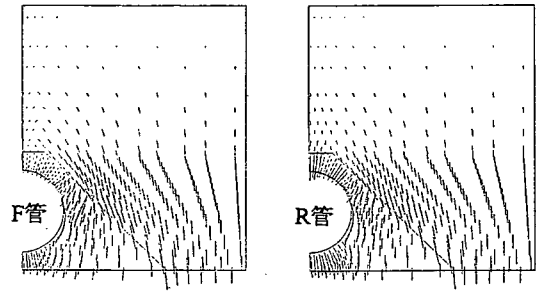
(2) 裏込め砂の E_s 低減の影響に対する考察

ここでは、裏込め砂の E_s の低減の有無によって解析結果が大きく異なった理由について考察する。

図-11は、裏込め砂の E_s 低減の無し、有りの場合の解析で得られた地盤内の最大主応力の分布を、F管



(a) 裏込め砂の E_s 低減無し

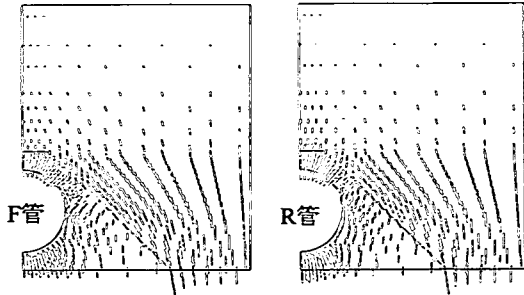


(b) 裏込め砂の E_s 低減有り

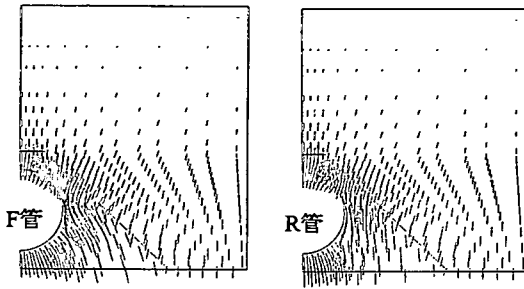
図-11 裏込め砂の E_s 低減の有無による地盤内の最大主応力分布の比較(裏込め砂の基準 $E_s=3.92$ MPa、盛土の $E_s=7.71$ MPa)

とR管について示したものである。どのケースでも、管の埋設中央深度よりも深い範囲では、裏込め部近傍の盛土の最大主応力は裏込め部の斜面に沿うように傾いており、地盤下端を足とするアーチが裏込め部の周囲に形成されていることが分かる。一方、管の埋設中央深度よりも浅い範囲における裏込め部近傍の盛土の最大主応力は、裏込め砂の E_s を低減しない場合(図-11(a))には裏込め部に向かって集中しているのに対して、 E_s を低減した場合(図-11(b))には裏込め部の斜面に沿うように傾いている。そのため、裏込め砂の E_s 低減有りの場合のアーチは低減無しの場合よりも明瞭で強くなっている。

このように、裏込め部近傍の盛土にアーチが生じ、さらにこのアーチが裏込め砂の E_s の低減によって強まる理由は以下のように説明できる。6.(1)で述べたように、土圧測定実験の地盤応力レベルでは、裏込め砂の E_s は低減の有無に関わらず、盛土の E_s よりもかなり小さい。そのため、裏込め部の圧縮量は盛土の圧縮量よりも大きくなり、裏込め部近傍の盛土はせん断変形するので、盛土の最大主応力が裏込め部の斜面に沿う方向に傾いて、地盤下端を足とするアーチが盛土内に形成される。さらに裏込め砂の E_s を低減した場合、管の埋設中央深度よりも浅い範囲の裏込め部の E_s は基準 E_s 値よりもかなり小さいので、



(a) 裏込め砂の $E_s=1.96$ MPa



(b) 裏込め砂の $E_s=29.4$ MPa

図-12 裏込め砂の E_s の違いによる地盤内最大主応力分布の変化(裏込め砂: E_s 低減無し, 盛土: $E_s=7.71$ MPa)

裏込め部上部の圧縮量は E_s を低減しなかった場合よりも大きくなる。その結果、この範囲で裏込め部近傍の盛土のせん断変形が強まり、最大主応力が裏込め部の斜面に沿うように方向を変えることになる。

次に、裏込め砂の E_s の低減の有無による裏込め内部の最大主応力の違いを比べると、 E_s を低減した場合(図-11(b))、管の上部と管底附近で応力緩和が生じており、最大主応力の大きさが E_s を低減しない場合(図-11(a))よりもかなり小さくなっている。一方、管の埋設中央深度附近では、裏込め砂の E_s の低減の有無による最大主応力の違いはあまり見られない。

以上より、裏込め砂の E_s の低減の有無によって解析結果が大きく異なったのは、 E_s を低減した場合、①盛土に形成される強いアーチによって、盛土から裏込め部上部に伝達される地中応力が減少し、さらに、②裏込め部内の管の上部と管底附近で地中応力が緩和するためであると説明できる。

(3) 盛土、裏込め砂、管の相対剛性に関する考察

盛土、裏込め砂、管の相対剛性の変化によって管の力学挙動(管に働く土圧と管の変形)がどう変化するかを考察するため、裏込め砂の E_s 低減無しの条件で、裏込め砂の E_s を1.96~29.4 MPaの範囲で5通りに変化させた計算を、R管とF管について行った。なお、盛土の E_s は7.71 MPaと一定である。

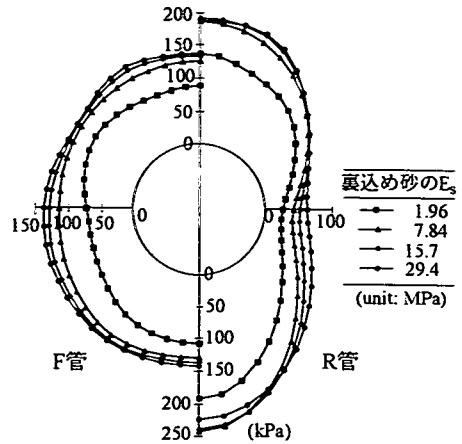


図-13 裏込め砂の E_s の変化による土圧 σ の変化

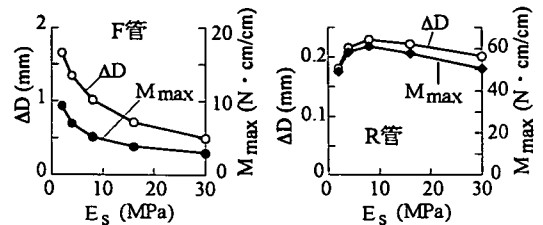


図-14 裏込め砂の E_s の変化によるたわみ量 ΔD と最大曲げモーメント M_{max} の変化

この計算で得られた地盤の最大主応力の分布の例(裏込め砂の E_s が最小と最大の場合)を図-12に、F管とR管に働く土圧 σ の分布を図-13に、また管のたわみ量 ΔD 、および管に生じる曲げモーメントの最大値 M_{max} と裏込め部の E_s との関係を図-14にそれぞれ示す。なお、裏込め砂の E_s が3.92 MPaの場合の土圧分布と主応力分布は図-10と図-11(a)に示してある。

図-12と図-13から、R管、F管とも裏込め砂の E_s の増大に伴って、盛土の最大主応力が裏込め部上部へ集中して裏込め部内部の応力レベルが強まる結果、管に働く土圧 σ が大きくなり、また土圧の分布形も変わることが分かる。一方、図-14から ΔD と M_{max} は裏込め砂の E_s が増大すると、F管では次第に減るが、R管では裏込め砂の E_s が盛土の E_s とほぼ等しい7.84 MPaの時にピークを示した後、減ることが分かる。

このような盛土、裏込め砂、管の相対剛性の変化による管挙動の変化は、前報5)で述べたように、「正台形の裏込め部上部へ向かう盛土からの土圧の集中」と「管の変形に対する裏込め砂の拘束」の2つの作用がこれら3者の剛性の違いによって以下のように変化するために生じるものと説明できる。

裏込め砂の E_s が大きくなるにつれて「裏込め部上部への土圧集中」と「裏込め砂の拘束」の2つの作用は同時に強まり、両者は管の変形に関して互いに逆向きに働く。そして、「裏込め砂の拘束」作用の影響

度合いは管の剛性が低い方が大きい。したがって、剛性の低いF管では、「裏込め部への土圧集中」の効果よりも「裏込め砂の拘束」の効果の方が勝るため、裏込め砂の E_s が大きくなるにつれて ΔD と M_{max} が減ると説明される。一方、R管では、裏込め砂の E_s が盛土の E_s とほぼ等しくなる時を境として「裏込め部への土圧集中」と「裏込め砂の拘束」の効果の大きさが逆転するため、裏込め砂の E_s が大きくなるにつれて、図-13に示したように土圧が変化する結果、 ΔD と M_{max} が一旦増大してピークを示した後、減ると説明される。

以上の考察の結果は、「高盛土下に埋設される排水管の変形挙動の各要因による変化は、盛土、裏込め砂、管の相対的な剛性の大きさが地盤の応力レベルによって変化するのに伴って、『裏込め部上部への土圧の集中』と『管の変形に対する裏込め砂の拘束』の2つの作用の大きさが変化するために生じている」という前報5)で述べた主要な結論の妥当性を補完するものである。

7. 高盛土下埋設実験の解析結果と考察

(1) 実験と解析の比較

$H/D=17, 44$ の場合の高盛土下埋設実験に対する解析で得られた管のたわみ率 $\delta \sim$ 原型管の外径 $D_p (=nD, n: \text{遠心加速度/重力加速度})$ の関係を、図-15(F*管とR*管の場合)と図-16(M*管の場合)に黒塗りマークと実線で示す。これらの図に白抜きマークと破線で示したものが実験結果である。また、F*管とM*管のラインに付した括弧内の数値は管体温度を表す。

解析結果と実験結果を比べると、 δ がごく小さいR*管の場合の2ケース(盛土 $S16 \cdot H_s/D=0 \cdot H/D=44$ と盛土 $S30 \cdot H_s/D=0 \cdot H/D=44$ の場合)を除いて、両者はどの場合も良く一致している。この良好な一致は、今回の解析で採用した仮定が妥当であることを示すとともに、解析結果が実験で生じた現象をうまくシミュレートしていることを実証している。

(2) ポリエチレン管: 材料非線形性と温度の影響

ポリエチレン管の $\delta \sim D_p$ 関係に及ぼす材料非線形性と管体温度の影響水準を確認するため、F*管を線形弾性体、および実験の解析と同じ非線形弾性体と仮定した時の計算を、管体温度を3通りに変化させて行った。計算は、 $H/D=44 \cdot H_s/D=2 \cdot$ 盛土 $S30 \cdot$ 裏込め砂の E_s の低減有りの条件で行った。F*管を線形弾性体と仮定した時の E_p は、図-7(b)に示した各温度における平均 E_p 値を用いた。

この計算で得られたF*管の $\delta \sim D_p$ 関係を図-17に

示す。F*管を非線形弾性体と仮定した時の δ (実線)は、 D_p の増大に伴って直線的に増大し、その勾配は管体温度が高いほどきつくなっている。一方、F*管を線形弾性体と仮定した時の δ (破線)は、 D_p の増大につれて増加が頭打ちとなる傾向を示す。その結果、両計算による δ の差は D_p の増大に伴って拡大しており、高盛土下に埋設されるポリエチレン排水管の $\delta \sim D_p$ 関係に及ぼす材料非線形性の影響は無視できないことが確かめられた。

さらに、図-17から、ポリエチレン管の材料非線形性を考慮する場合、管体温度の違いによる $\delta \sim D_p$ 関係の変化は、やはり無視できない位大きいことが分かった。ただし、実地盤では一般に地表面から10数m下に季節変動がそれほど無い恒温層が現れ、この恒温層の温度はその地域の年間平均気温よりも1~4℃程度高いとされていることを考慮して、高盛土下に埋設されるポリエチレン排水管の設計条件として20℃程度の高めの地中温度を規定しておけば、管体温度の影響を安全側に見込むことができ、また管体温度の違いによるポリエチレン排水管の $\delta \sim D_p$ 関係の変化を設計の際に考慮せずに済むことになる。

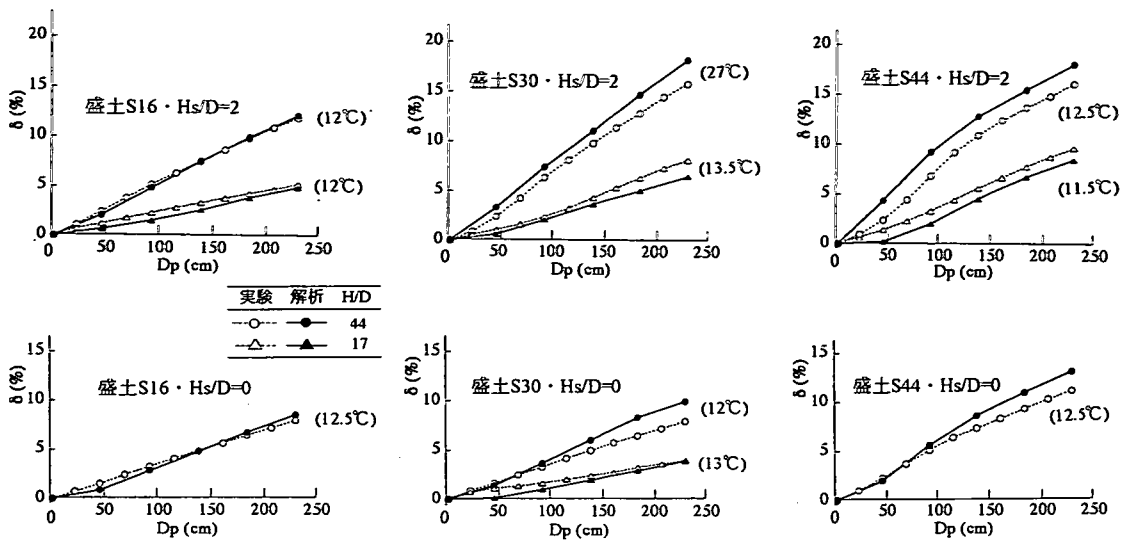
(3) 裏込め砂の E_s 低減の影響

図-18は、裏込め砂の E_s の低減が有り、無しの場合の解析で得られたF*管(非線形考慮、20℃)とR*管の $\delta \sim D_p$ 関係を、前項(2)と同じく、 $H/D=44 \cdot H_s/D=2 \cdot$ 盛土 $S30$ の場合を例として比較している。図から、実験の解析と同様に、裏込め砂の E_s 低減有りの場合の δ は、管剛性と D_p に関わらず、 E_s の低減無しの場合の δ よりもかなり小さいことが分かる。この δ の差は、6.(2)で述べたように、裏込め砂の E_s を低減した場合、裏込め部上部への土圧集中の緩和と裏込め内部の地中応力の緩和が生じるためと説明される。

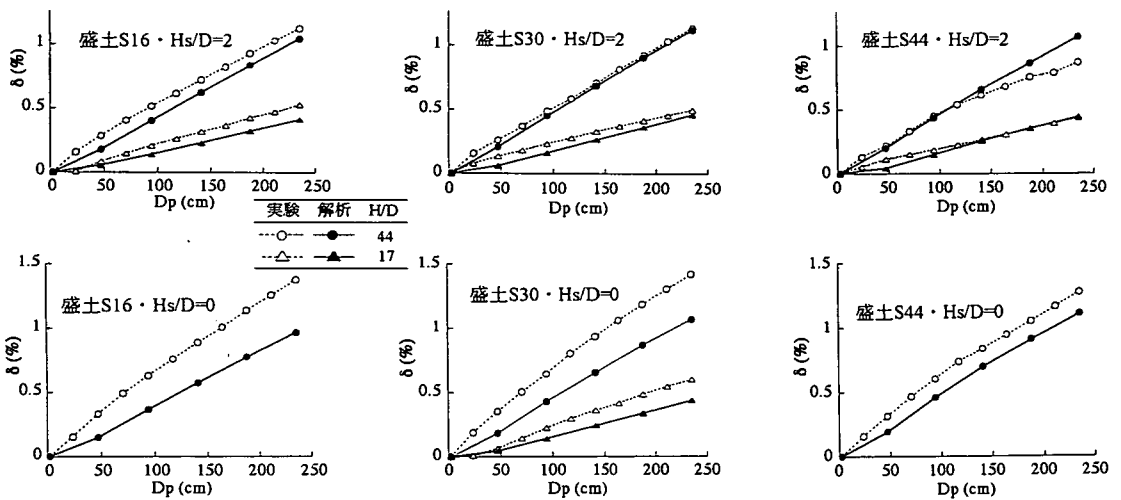
(4) 管剛性と裏込め部下方の盛土厚さ H_s/D の影響

裏込め部下方の盛土厚さ H_s/D の違いによる管の公称 S_p 値 $\sim \delta$ 関係の変化を図-19に示す。これは、 $H/D=44 \cdot$ 盛土 $S30 \cdot$ 裏込め砂の E_s の低減有り \cdot F*管とM*管の非線形性考慮(管体温度20℃)の条件の解析結果を示している。F*管とM*管では、 $H_s/D=2$ の時の δ は $H_s/D=0$ の時の δ よりも大きく、またR*管ではほぼ同じとなっており、いずれも実験結果と傾向が一致している。

図-20は、この解析で得られたF*管の場合の管と地盤の変形を示したものである。この図から、F*管は、 $H_s/D=2$ の時は四角形状に、また $H_s/D=0$ の時は管の上半分のみが扁平に変形していること、ならびに、この H_s/D の違いによるF*管の変形モードの違いは裏込め部下部の変形が H_s/D の違いによって異なる(正



(a) F*管



(b) R*管

図-15 高盛土下埋設実験の測定結果と解析結果の比較: F*管とR*管の $\delta \sim D_p$ 関係

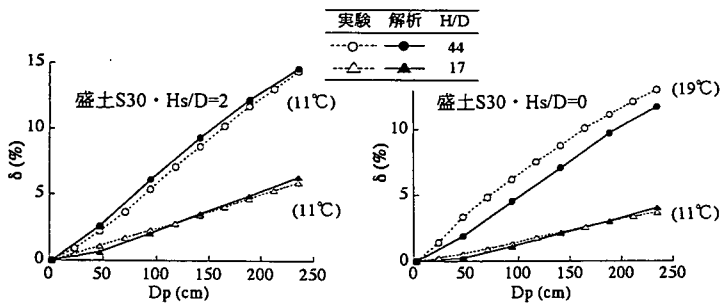


図-16 高盛土下埋設実験の測定結果と解析結果の比較: M*管の $\delta \sim D_p$ 関係

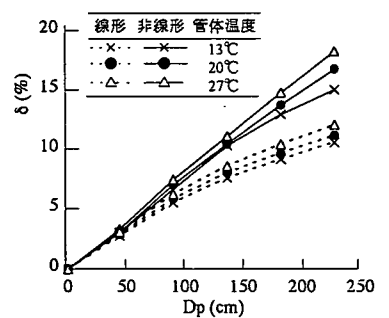


図-17 F*管の非線形性と管体温度の影響

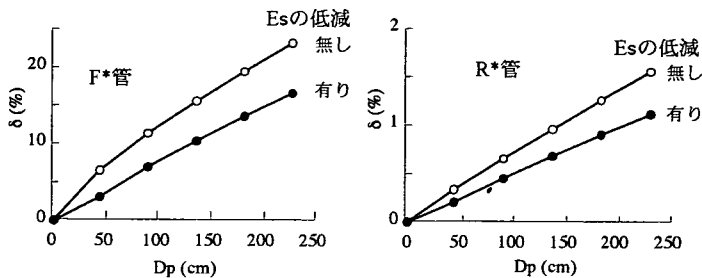


図-18 裏込め砂のEs低減の有無によるF*管とR*管の δ ~Dp関係の変化($H/D=44$ ・ $H_s/D=2$ ・盛土S30)

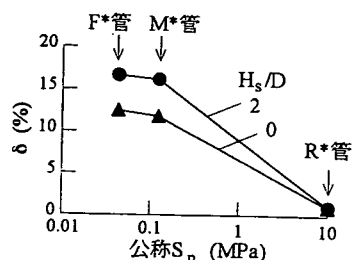


図-19 H_s/D の違いによる管剛性 S_p ~ δ 関係の変化

台形の裏込め部の下辺が、 $H_s/D=2$ では端部で垂れ下がって凸形となっているのに対して、 $H_s/D=0$ では直線のままのために生じていることが理解される。この解析結果は、前報5)に示した実験終了後の撮影写真による観察結果と非常に良く一致している。

図は省くが、R*管の場合、 $H_s/D=2$ の場合の解析で得られた正台形の裏込め部の下辺の変形は、F*管の場合の図-20とは逆に凹形となっており、これは実験でも確認された。さらに、前報5)では、F*管以外の変形モードについて、「R*管は H_s/D に関わらず常に楕円形に変形する。M*管は、 $H_s/D=2$ の時はR*管の、また $H_s/D=0$ の時はF*管の変形モードにそれぞれ類似する」と述べたが、今回の解析結果もやはりそうになっていることが確かめられた。

以上より、今回の解析手法は、管と地盤の変形に関しても実験結果を正確にシミュレートしていると結論される。

(5) 盛土の細粒分含有率の影響(盛土の E_s の影響)

図-21は、 $H/D=44$ ・裏込め砂の E_s の低減有り・F*管とM*管の非線形性考慮(20℃)・ H_s/D が2と0の条件で、盛土材料を変化させた場合の解析で得られた3つの模型管の δ を、盛土の E_s に対してプロットしている。R*管・ $H_s/D=2$ ・盛土S44の場合を除くとどの場合も、実験結果と同様に、盛土の細粒分含有率が低くて E_s が大きくなるにつれて δ は減少している。また、F*管とM*管の δ と盛土の E_s の関係は、ほぼ直線

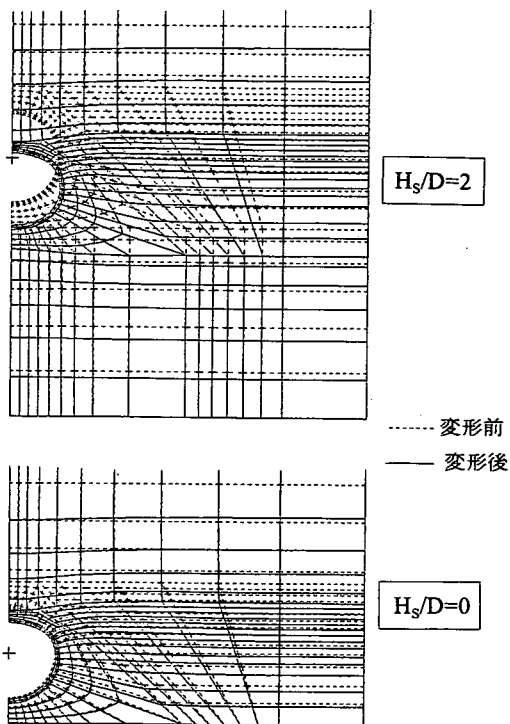


図-20 H_s/D を変えた時のF*管と地盤の変形(部分)

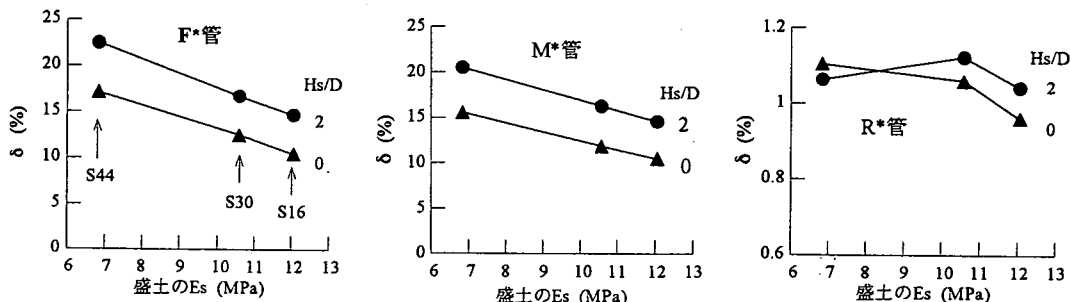


図-21 盛土の E_s の違いによる δ の変化

となっている。

解析結果によれば、R*管の場合の一例を除き、どの場合も、土圧 σ は盛土の E_s の減少に伴って大きさを増すが、分布形はほぼ同じであった。この土圧 σ の変化は、盛土の E_s の減少に伴って裏込め部の剛性が相対的に大きくなるので、前章の6.(3)で述べた「裏込め部上部への盛土からの土圧の集中」が強まるために生じたものと説明できる。また、F*管とM*管の δ と盛土の E_s の関係がほぼ直線となったことは、この土圧集中の度合いが盛土の E_s の増大に伴って比例的に小さくなることを示している。

さらに、例外的な傾向を示したR*管・ $H_s/D=2$ ・盛土S44の場合、盛土の E_s が最小であるため、裏込め部の下辺が凹形となる度合いが他の盛土の場合よりも強く、この影響を受けて管に働く σ が管側付近で大きくなっており、そのため δ が図-21に示すように小さくなったことが分かった。

以上に述べた実験と解析の比較、および考察の結果から、高盛土下埋設実験に対する解析結果は、ごく一部の例外を除いてほとんど全ての実験結果と良く一致し、実験で取り上げた各要因による管の力学挙動の変化を合理的に説明できていることが確かめられた。

8. 結論

最大100mに及ぶ高盛土下に設置した裏込め部内に埋設される排水管の合理的設計法を構築するため、2シリーズの遠心実験26ケースに対するFEM弾性解析を行って、解析手法の妥当性と設計法構築の手段としての有効性を調べた。本研究で得られた主な結論は以下の通りである。

(1) 土圧測定実験の解析と考察

①比較的浅い盛土下に埋設した剛性の異なる2本の模型管に働く土圧測定実験の解析から、管周囲に設けた正台形の裏込め乾燥砂の部分的な剛性(変形係数 E_s)の低下を考慮した弾性解析の結果が測定結果と良く一致することを見出した。

②裏込め砂の変形係数 E_s の低減の有無によって解析結果は大きく異なったが、これは、 E_s を低減させることによって、裏込め部の周囲に強いアーチが形成されて裏込め部上部に盛土から伝達される地中応力が減少し、さらに、裏込め部内において地中応力の緩和が生じるためであると説明できた。

③裏込め砂が均一と仮定して、裏込め砂の剛性を変化させた場合の解析の結果から、裏込め砂によ

て囲われた排水管の力学挙動は、「裏込め部上部への盛土からの土圧の集中」と「裏込め砂の管の変形に対する拘束」の2つの作用によって支配され、盛土・裏込め砂・管の3者の相対的な剛性の大きさの違いによって、この2つの作用の強さが変化するため、管に働く土圧と管の変形挙動に顕著な変化が生じることを示した。これは、前報5)で述べた主要な結論の妥当性を補完するものである。

(2) 高盛土下埋設実験の解析と考察

①2種類のポリエチレン管と硬質アルミ管から製作した3本の小型模型管を用いた24ケースの高盛土下埋設実験に対する解析を行い、裏込め砂の変形係数 E_s の低下とポリエチレンの材料非線形性を考慮した解析によって得られた管の鉛直たわみ率 δ と原型管の外径 D_p ($=nD$, D : 模型管の外径, n : 遠心加速度/重力加速度)の関係が、管剛性、土盛り高、盛土材料、管下部の盛土厚さを変化させたほとんど全ての実験で得られた $\delta \sim D_p$ 関係と良く一致することを確かめた。

②ポリエチレン管の材料非線形性と管体温度の影響について考察を加え、両者がポリエチレン管の変形挙動に与える影響を無視できないことを示した。ただし、管体温度の影響については、実際の高盛土内部の地中温度がほぼ一定であることを考慮して地中温度を規定すれば、設計上は考慮せずに済むことを指摘した。

③解析で得られた管の変形モードと裏込め部の変形は、管の曲げ剛性と裏込め部下方の盛土の厚さを変えた場合の実験における観測結果と良く一致し、今回の解析手法によって管と地盤の変形についても正確にシミュレートできることが確かめられた。

④細粒分含有率の異なる盛土を用いた場合の解析から、細粒分含有率が高くて盛土の剛性が低いほど、裏込め部の剛性が相対的に大きくなって「裏込め部上部への盛土からの土圧の集中」が強まるため、管の変形が増大すると説明できた。

(3) 設計法構築の手段としての解析手法の有効性

以上に述べたように、2シリーズの遠心実験のFEM弾性解析の結果が、ごく一部の例外を除いてほぼ全ての実験結果と良く一致したことから、実験で得られた排水管の変形挙動が、土を線形弾性体と仮定した解析手法によって十分正確に定量化できることが確かめられた。したがって、本解析手法は合理的設計法構築の手段として有効であると結論される。

なお、今回の解析では、実験模型作成の手法上、避けることができなかった裏込め砂の再配列と裏込め部の上下部における空隙発生の影響を、裏込め砂の変形係数の低減によって考慮したが、実際施工にお

いては裏込め部を構築しながら周囲の盛土を立ち上げていくので、裏込め部の粒子再配列と空隙の発生は生じない。したがって、設計法構築に当たっては、裏込め部の変形係数を低減しない条件で、今回の解析手法を適用するのが妥当と考えられる。この観点から、著者らが先に報告した文献6)においては、裏込め部の変形係数を低減しない条件のFEM弾性解析の結果に基づいて、高盛土下に埋設される排水管の合理的な設計法を提案している。

付録: 裏込め砂の E_s 低減無しの場合の解析結果と実験結果の不一致の原因について

本文では、模型作成時に観察された裏込め砂の再配列と隙間発生の影響を、裏込め砂の変形係数 E_s の部分的な低減によって表した。一方、裏込め砂に一定の基準 E_s 値を与えた場合の解析結果と実験結果の不一致の理由として、①土のせん断変形に伴う剛性の低下、②管面で発揮される摩擦、③ E_s の低減をしない場合に盛土で生じるアーチ作用などの可能性も考えられるが、これらは不一致の主因とはなり得ないことを以下、説明する。

①著者らのうちの吉村・東田は文献1)の解析によって、土の変形性の応力レベル依存性(拘束圧による非線形性)の影響は無視できないので、今回の解析手法と同様に K_0 圧縮試験で得られた応力～ひずみ関係の割線変形係数を用いてこの影響を考慮すれば、土を線形弾性体と仮定しても実際の埋設管の土圧と変形挙動を実用的に十分な精度で近似できることを確認した。このことは、埋設管の土中挙動問題においては、土のせん断変形に伴う剛性の低下は二次的な要因であり、したがってこれが不一致の主因にはなり得ないことを示している。

②これまでの著者らの研究により、実際のプレキャスト管の管面条件は完全滑動に近いことが実験的にも解析的にも確認されている。したがって、管面で発揮される摩擦抵抗は不一致の主因にはなり得ない。なお、管面条件が完全滑動に近いことは、本文の図-10に示した土圧測定実験で得られたせん断土圧 τ の大きさが垂直土圧 σ よりもごく小さく、ほぼゼロと見なせることから再確認できる。

③本文の図-11(a)によれば、裏込め砂の E_s 低減無しの場合、裏込め部の周囲の盛土に弱いアーチが認められるが、このアーチによる管頂・管底の土圧減少は生じていない。したがって、この場合、盛土に生じるアーチは不一致の主因にはなり得ない。

参考文献

1) 吉村洋, 東田淳: たわみ性埋設管の遠心模型挙動に対するFEM弾性解析, 土木学会論文集, 596号/III-43, pp.175-

188, 1998.

- 2) 東田淳, 吉村洋: たわみ性埋設管の合理的設計法の提案, 土木学会論文集, 617号/III-46, pp.49-63, 1999.
- 3) 東田淳, 李黎明, 日野林讓二: 高盛土下に埋設されるHDPE排水管の変形挙動, 土と基礎, 44-7(462), pp.7-10, 1996.
- 4) Tohda, J., Li, L., and Hinobayashi, J.: Deformation of HD PE drainage pipes buried under high fills in centrifuge models, *Proc. of 7th Australia and New Zealand Conf. on Geomechanics*, pp.563-568, 1996.
- 5) 日野林讓二, 東田淳, 寒竹英貴: 高盛土下に埋設される排水管の変形挙動に関する遠心模型実験, 土木学会論文集, 673号/III-54, pp.143-161, 2001.
- 6) 東田淳, 日野林讓二, 吉村洋, 不動雅之, 寒竹英貴: 高盛土下に埋設される排水管の合理的設計法の提案, 土木学会論文集, No.701/III-58, pp.263-281, 2002.
- 7) Katona, M. G.: Discussion and application of CANDE computer program to design of reinforced concrete culverts, *Concrete pipe and the soil-structure system, ASTM STP 630*, pp.17-40, 1976.
- 8) Parmelee, R. A.: A new design method for buried concrete pipe, *Concrete pipe and the soil-structure system, ASTM STP 630*, pp.119-130, 1976.
- 9) Berg, P. and Zorn, N. F.: Numerical analysis of flexible culverts in layered soils, *Proc. of ASCE Inter. Conf. on Pipeline Design and Installation*, pp.383-397, 1990.
- 10) Rochke, P. N. and Davis, R. E.: Rigid culvert finite element analysis, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, pp.749-767, 1987.
- 11) Brown, C. B., Green, D. R., and Pawsey, S.: Flexible culverts under high fills, *ASCE Journal of Structural Division*, pp.905-917, 1968.
- 12) Krizek, R. J. and Atmatzidas, D. K.: Assessment of soil constitutive models for numerical analysis of buried concrete pipe systems, *Concrete pipe and the soil-structure system, ASTM STP 630*, pp.76-90, 1976.
- 13) Abel, J. F. and Kay, J. N.: Synthesis of finite element analyses of culverts, *Proc. of 2nd Inter. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Vol.2, pp.873-885, 1976.
- 14) Nayak, G. C., Prakash, S., and Gupta, R.: Finite element analysis of ditch conduits, *Inter. Sympto. on Soil-structure Interaction*, pp.51-59, 1977.
- 15) Rude, L. C.: Measured performance of a laboratory culvert, *ASCE Journal of Geotechnical Division*, pp.1624-1641, 1983.
- 16) Desai, C. S., Lightner, J. G., and Siriwardane, H. J.: Thin-layer element for interfaces and joints, *Inter. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, pp.19-43, 1984.
- 17) Corotis, R. B. and Krizek, R. J.: Analysis and measurement of soil behavior around buried concrete pipe, *Concrete pipe and the soil-structure system, ASTM STP 630*, pp.91-104, 1976.
- 18) Wenzel, T. H. and Parmelee, R. A.: Computer-aided structural analysis and design of concrete pipe, *Concrete pipe and the soil-structure system, ASTM STP 630*, pp.105-118, 1976.
- 19) Duncan, J. M.: Behavior and design of long-span metal culverts, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, pp.399-418, 1979.
- 20) Chang, C. S., Espinoza, J. M., and Selig, E. T.: Computer

- analysis of Newton Creek culvert, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, pp.531-556, 1980.
- 21) Petroff, L. J.: Stiffness requirements for HDPE, profile wall pipe, *Proc. of ASCE Inter. Conf. on Advances in Underground Pipeline Engineering*, pp.243-252, 1985.
 - 22) 成田国朝: 地中埋設管に関する有限要素解析, 埋設管に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.9-12, 1975.
 - 23) Valliappan, S., Matsuzaki, K., and Sekar, H.L.R.: Non-linear stress analysis of buried pipes, *Inter. Sympo. on Soil-structure Interaction*, pp.1-8, 1977.
 - 24) 田中忠次, 毛利栄征: 可とう性パイプの土中挙動—埋戻し過程を考慮した弾塑性解析と大型埋設実験, 農業土木学会論文集, 第118号, pp.9-16, 1985.
 - 25) Mohri, Y. and Tanaka, T.: Load study and numerical analysis of buried pipelines, *Proc. of AIT Sympo. on Underground Excavation in Soils and Rocks Including Earth Pressure Theories, Buried Structures and Tunnels*, pp.81-90, 1989.
 - 26) Mohri, Y., Tsurumaru, Y., and Asano, I.: Measured performance and numerical analysis of buried pipe, *Proc. of ASCE Inter. Conf. on Pipeline Design and Installation*, pp.383-397, 1990.
 - 27) Kawabata, T. and Mohri, Y.: Behavior of buried large thin wall flexible pipe—field test and numerical analysis considered with stage of construction of buried flexible pipe, *ASCE 2nd Inter. Conf. on Advances in Underground Pipeline Engineering*, pp.13-24, 1995.
 - 28) 石崎嘉明, 江刺靖行, 西 好一, 中村秀治: 水中大口径埋設管—地盤系の有限要素解析, 第13回土質工学研究発表会, pp.1297-1300, 1978.
 - 29) 江刺靖行, 西 好一, 吉田保夫, 中村秀治: 大口径取水管の水中埋設時の挙動, 土質工学会, 土と基礎, Vol. 27-3, pp.63-69, 1979.
 - 30) 河端俊典: 埋設たわみ性パイプの力学的挙動に関する研究, 神戸大学博士号請求論文, 1993.
 - 31) Goodman, R. E., Taylor, R. L., and Brekke, T. L.: A model for the mechanics of jointed rock, *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, pp.637-659, 1968.
 - 32) Bealey, M. and Lemons, J. D.: Summary of ASTM Symposium on Concrete Pipe and the Soil-structure System, *Concrete pipe and the soil-structure system, ASTM STP 630*, pp.131-134, 1976.
 - 33) Sharma, H. D., Nayak, G. C., and Maheshwari, J. B.: Generalisation of sequential nonlinear analysis—a study of rockfill dam with joint elements, *Proc. of Inter. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, pp.662-685, 1976.
 - 34) Tohda, J., Mikasa, M., and Hachiya, M.: Earth pressure on underground rigid pipes—centrifuge model tests and FEM analysis, *Proc., of Inter. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling (Centrifuge 88)*, pp.395-402, 1988.
 - 35) 東田 淳, 三笠正人, 八谷 誠, 中橋貞雄: 遠心模型実験による剛性埋設管の実測土圧とFEM弾性解析, 土木学会論文集, 第406号/III-11, pp.263-272, 1989.
 - 36) Tohda, J., Mikasa, M., Hachiya, M., and Nakahashi, S.: FE elastic analysis of measured earth pressure on buried rigid pipes in centrifuge models, *Proc. of ASCE Inter. Conf. on Pipeline Design and Installation*, pp.557-571, 1990.
 - 37) Tohda, J., Li, L., and Yoshimura, H.: FE elastic analysis of earth pressure on buried flexible pipes, *Proc., of Inter. Conf. Centrifuge 94*, pp.727-732, 1994.
 - 38) Tohda, J., Yoshimura, H., and Li, L.: Mechanical behavior and design of buried pipes as a soil-structure interaction, *Proc. of 14th ICSMGE*, pp.1049-1052, 1997.
 - 39) Tohda, J. and Yoshimura, H.: A new design method for buried pipes, *Proc. of 15th ICSMGE*, pp.1319-1322, 2001.
 - 40) 米谷彰司: たわみ性埋設管の遠心模型挙動に対するFEM弾性解析, 大阪市立大学大学院修士論文, 1997.
 - 41) Tohda, J., Yoshimura, H., Morimoto, T., and Seki, H.: Earth pressure acting on buried flexible pipes in centrifuge models, *Proc. of ASCE Inter. Conf. on Pipeline Design and Installation*, pp.17-31, 1990.
 - 42) Tohda, J., Li, L., and Yoshimura, H.: Analysis of the factors in earth pressure and deformation of buried flexible pipes through centrifuge model tests, *Buried Pipe Technology, ASTM STP 1222*, pp.181-194, 1994.
 - 43) 吉村 洋, 東田 淳, 李 黎明: 遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.245-255, 1997.
 - 44) 東田 淳, 三笠正人: 遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, No.376/III-6, pp.171-180, 1986.
 - 45) 伊地朝太, 東田淳, 日野林譲二: 埋設管施工に用いられる砂粒土の設計用弾性定数, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, 第3部門, Vol.8, pp.278-279, 1999.
 - 46) 川本眺万, 林正夫: 地盤工学における有限要素解析, 培風館, pp.98-100, 1984.

(2000.12.28 受付)

FE ELASTIC ANALYSIS FOR CENTRIFUGE MODEL TESTS ON DEFORMATION OF DRAINAGE PIPES BURIED UNDER HIGH FILLS

Jun TOHDA, Joji HINOYASHI, Hiroshi YOSHIMURA,
Hidetaka KANCHIKU and Masayuki FUDO

Earth pressure on and deformation of drainage pipes buried under high fills with prototype heights up to 100 m, measured in a total of 26 centrifuge model tests using five types of model pipes with different flexibilities, were compared well with results computed by FE elastic analysis. The analysis considered the existence of loosened zones inside the trapezoidal dry-sand-backfill area surrounding the model pipes, as well as non-linear deformation behavior of polyethylene model pipes. The analysis explained change in the deformation behavior of the pipes due to pipe flexibility, cover height, fill material, and thickness of fill under the pipe reasonably well. It was concluded, therefore, that this FE method is useful to develop a new design method for drainage pipes buried under high fills.