

高盛土下に埋設される排水管の 合理的設計法の提案

東田 淳¹・日野林譲二²・吉村 洋³・不動雅之⁴・寒竹英貴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 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)

⁵正会員 工修 中央復建コンサルタンツ(株) 総合一部 (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

これまで適切な設計法が存在しなかった高盛土下埋設排水管の新しい設計法を、多数の遠心実験との照合によって検証されたFEM弾性解析手法を用いて構築し、最大100mに及ぶ高盛土下に埋設される排水管に生じる鉛直たわみ率と最大曲げモーメントを合理的に予測する2通りの設計図表を提示した。設計図表の一つは、管の材質が線形弾性体で、管の曲げ剛性が広い範囲で変わる場合、もう一つは管の材質が材料非線形性を持つHDPE(高密度ポリエチレン)管の場合に対してそれぞれ適用するものである。提案設計法は、管の寸法と材質、裏込め材料、盛土材料の組み合わせの大半を網羅しているため、現場で現れるほとんど全ての施工条件に対して適用でき、現行設計法が適用範囲外としている極めて高い盛土条件を扱うことができる。

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

1. まえがき

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高盛土の下部に敷設された排水管が、破損または過度な変形をひき起こす事例が増えている。盛土の高さは平地に敷設される埋設管の深さよりもはるかに大きく、50 mを超す場合がまれではない。このような高盛土下に埋設される排水管の力学挙動(管に働く土圧と管の変形)の実態は、これまで多くの現場計測が実施されてきたにも関わらず、未だに明確でない。これは、この問題が、多種多様な管、土、埋設方式、および施工規模が複雑に絡み合う管と土の相互作用であるため、説明が非常に困難であったことに因ると思われる。

高盛土下埋設を扱っている現行の埋設管設計基準には、道路土工カルバート工指針¹⁾(以下、道路土工指針と呼ぶ)と農水省土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」²⁾(以下、農水基準と呼ぶ)の2つがある。両者とも、高盛土下に埋設される管の設計はMarston-Spangler理論³⁾(以下、M-S理論と呼ぶ)に基づいて行うことになっている。ところが、この理論は多くの不合理な仮定に基づいて構築されているため、

この理論によって算定された土圧や管の変形は実際とはかなり異なることが従来から指摘されている。

さらに、道路土工指針では、管体に生じる曲げモーメントと管のたわみ率をM-S理論によって算定し、これらが管の有する抵抗曲げモーメントと許容たわみ率を超えないように、盛土下に埋設されるカルバートの最大土被り高を、剛なボックスカルバートとコンクリートパイプについては20 mまで、たわみ性のコルゲートメタルカルバート、硬質塩化ビニル管、強化プラスチック複合管については、それぞれ30 m、7 m、10 mまでと規定しているが、それ以上の土被り高の場合は「詳細な検討を加え、合理的な設計を行う必要がある」と述べているのみで、具体的な設計法を示していない。一方、農水基準では、剛な管についてはM-S理論が適用できる限界土被り高を示していないが、たわみ性管については土被り高15 mをM-S理論の適用限界としている。しかし、これを超える土被り高の場合の設計法はやはり示されていない。このように、高盛土下埋設を扱っている現行の設計基準はいずれも、実態を反映しないM-S理論に基づいて構築され、盛土高さが15 m、あるいは30 mを超える場合に対する具体的な設計法を示していない。

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緊急の工学的課題と位置付け、最大100 mに達する高盛土下に埋設される排水管の変形挙動の実態を多数の遠心模型実験によって調べてきた。この一連の研究によって得られた結果は、以下の通りである。

まず、高盛土下に埋設される排水管として近年、使用頻度が高まっているHDPE(高密度ポリエチレン)管の変形挙動と過度の変形を防ぐための対策工の効果を調べ^{4), 5)}、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。なお、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、管の鉛直たわみ量 ΔD 、管外径 D 、管厚 t を用いて、次式(1)、(2)で定義される。

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

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

次いで、設計法構築の基礎データを得るために、5種類の模型管を用いた2シリーズの遠心模型実験を実施して、管の曲げ剛性、管周囲の裏込め部の形状、盛土材料、盛土高さ、管下部の盛土の厚さの各要因が排水管の土圧と変形挙動に及ぼす影響水準を正確に定量化した⁶⁾。そして、現行設計法によって予測された管のたわみ率 δ と最大曲げモーメント M_{max} が実験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。

さらに著者らは、これら2シリーズの遠心模型実験の中から、乾燥砂による正台形の裏込め部を管周囲に設けた埋設方式(裏込め改良型)の場合を選び、これらの実験26ケースに対するFEM弾性解析を実施した⁷⁾。その結果、裏込め部の部分的な剛性の低下、および実験で用いた模型管のうちの2種類のポリエチレン管の材料非線形性を考慮すれば、解析結果が解析の対象としたほとんど全ての実験の測定結果と良好に近似することを確かめ、この解析手法が設計法構築の手段として有効であると結論した。

本論文では、このFEM弾性解析手法を用いて、高盛土下に埋設される排水管の新しい設計法を構築し、設計実務に用いるための2通りの設計図表を提示する。設計図表の一つは、管の材質が線形弾性体で、管の曲げ剛性が広い範囲で変化する場合に対して適用するものであり、もう一つは、管の材質が材料非線形性を持つHDPE排水管に対して適用するものである。これらの設計図表は、実際に使用される管の材質と寸法、裏込め材料、盛土材料のほとんど

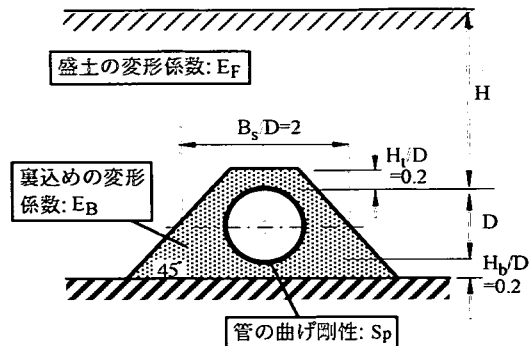


図-1 設計法構築の対象とした排水管の埋設条件

全ての組み合わせを網羅している。この設計図表を用いることにより、高さが100 mまでの高盛土下に埋設される排水管に生じる鉛直たわみ量と最大曲げモーメントを合理的に予測できる。

2. 設計法構築の対象とした埋設条件

高盛土下に埋設される排水管の施工形態は、使用される3つの材料(管、裏込め、盛土)、施工規模、裏込め部の形状、管下部の地盤条件、盛土高さの組み合わせが千差万別で、かなり複雑である。設計法を構築するためには、実際の施工形態を反映し、かつ実際の適用範囲ができるだけ広い埋設条件を選定する必要がある。ここでは、このような観点から設計法構築の対象として設定した埋設条件を説明する。

(1) 設定した埋設条件の概要

図-1に設計法構築の対象とした排水管の埋設条件を示す。設定した条件は、種々の材質と寸法を持つ円形プレキャスト排水管が、正台形の裏込め部によって囲われ、その周囲が盛土で覆われる条件である。盛土の高さは5mから最大100 mまで変化するものとする。図-1に示すように、裏込め部の下辺は硬い基盤に接する条件とする。なお実際施工では、管路の縦断勾配を確保するため、基盤の上に盛土を築造し、その上に裏込め部を設ける例も多いが、この場合も、後述するように裏込め部の下に捨てコンクリートを設けることを前提とすれば、図-1に示した条件に含まれる。裏込め、盛土両材料の種類と状態は、管と同様に制限を設けない。すなわち、現場で用いられる全ての円形管と土材料を設計の対象とする。

(2) 裏込め部の条件

図-1に示した裏込めの形式は、著者らが文献⁶⁾において裏込め有り改良型と名付けた形式である。文

献6)で用いた遠心実験模型と同じく、裏込め部の形状は正台形で、斜面勾配は45°、管の埋設中央深度(管のスプリングラインの深度)における幅 B_s は管外径 D の2倍、裏込め部の上辺と管頂の距離 H_t ならびに管底と基盤との距離 H_b はともに $0.2D$ である。

高盛土下の排水管の埋設方式には、裏込め部を設けない方式、従来施工のように管頂深度まで正台形の裏込め部を設ける方式、あるいは盛土をスロープ状、または鉛直に掘削した溝に管を設置して埋め戻す方式など、様々な形式があるが、これまでの著者らの研究によって、図-1に示した裏込め改良型の場合に、管に生じるたわみ率 δ と最大曲げモーメント M_{max} が最小となることが分かっているので、この裏込め形式を選定した。

次に、文献7)で示した遠心実験の解析では、裏込め部の剛性(変形係数)を部分的に低減することによって、実験結果と良く近似する解析結果を得たが、設定した埋設条件(図-1)では、以下の理由により、裏込め部の部分的な剛性の低下は無く、均一と仮定した。

文献6)に示した遠心模型実験では、乾燥砂による正台形の裏込め部の作成が困難なため、模型地盤作成を次のような方法で行った。まず、裏込め部と同じ形状のスペーサーを、上下逆転させた実験容器に据え付け、盛土部を締め固めて仕上げた。それから、スペーサーを取り外して管を置き、乾燥砂をゆるく詰めた後、実験容器の上下を再度逆転させた。この容器を逆転する際、裏込め砂の流動に伴う砂粒子の再配列と管の上下部に隙間が発生するのが観察された。そこで、文献7)に示したFEM弾性解析では、模型管に作用した測定土圧分布に基づいて、裏込め砂の変形係数 E_s を部分的に低減させたところ、実験結果と良く近似する解析結果を得た。ところが、実際施工では、正台形の裏込め部を築造しながら周囲の盛土を立ち上げていくため、模型実験で生じたような裏込め砂の再配列や隙間は生じ得ない。したがって、裏込め部を均一と仮定する方が実際に近いので、設計法構築の埋設条件としてこれを選定した。なお、文献7)で示したように、管の変形は、裏込め部を均一とした場合の方が変形係数 E_s を部分的に低減した場合よりも大きく、設計上は安全側である。

(3) 裏込め部下方の地盤条件

文献4)~7)で述べたように、排水管の変形挙動は、図-1に示したような管下部が硬い基盤の場合と裏込め部下方が盛土の場合とはかなり異なる。さらに裏込め部下方が盛土の場合、この盛土の厚さ H_s が変わると管の変形挙動は以下のように変化する。たわみ性の高い排水管では、たわみ率 δ と最大曲げモー

メント M_{max} は、裏込め部下方の盛土厚さ H_s が厚くなるほど大きくなるのに対して、剛性の高い排水管の δ と M_{max} は、 H_s が異なってもそれほど変わらない。

このように、たわみ性の高い管の場合、裏込め部下方の盛土厚さ H_s が大きいと管の変形が増大して危険側となるので、著者らはこの条件に対する種々の対策工の効果を遠心実験によって調べ、正台形の裏込め部の下に捨てコンクリートを打設すれば、たわみ性の高い管の δ と M_{max} は、 H_s がゼロの場合とほぼ同じ値まで減少することを見出した⁵⁾。さらに、文献6)で示した遠心実験と同じ手法で、たわみ性に富むHDPE製模型管(F*管)を用い、盛土材料を3通りに変えた確認実験を実施し、同様の結論を得た⁸⁾。一方、剛性の高い管では、前述のように捨てコンクリートの打設は断面方向の変形に対してはそれほど効果がないが、この場合も、裏込め部下方が盛土であるために管軸方向の変形が生じるので、これを抑制する対策工として、やはり裏込め部の下に捨てコンクリートを打設するのが妥当と判断した。

以上の実験結果と考察に基づいて、裏込め部下方が盛土の場合、常に裏込め部の下に捨てコンクリートを打設するものと決めた。この対策工の採用を前提とすることにより、裏込め部下方の盛土の厚さ H_s がゼロの時の設計値を任意の H_s の場合に対して適用できるので、設計法構築の対象とした埋設条件(図-1)では、 H_s がゼロの場合のみを選定した。

3. 排水管の変形挙動に対する考察

ここでは、図-1に示した条件で埋設される排水管の変形挙動を弾性論により検討し、現象を支配する要因を定めるとともに、管の変形挙動を的確に表現するための係数を定義する。

(1) 排水管の変形挙動を支配する要因

問題を簡単にするため、管、裏込め、盛土を線形弾性体と仮定し、管の曲げ剛性を S_p 、裏込め部の変形係数を E_B 、盛土の変形係数を E_F と表す。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。ここに、 E_p と ν_p は管材料の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。

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

図-1において、埋設寸法は土被り高 H を除いて、全て管の外径 D との比が一定である。土被り高 H は、地盤の応力レベルを決定する。地盤応力は地盤の深さ

が増すにつれて増大するが、文献7)、9)で示したように、管の変形挙動を支配するのは、主として管近傍の地盤応力であり、これを管の埋設中央深度(管のスプリングラインの深度)における地盤応力 σ_s で代表させることができる。このようにして、図-1は結局、剛性の異なる3つの物質が組み合わさった系に、 σ_s が作用する弾性問題と置き換えることができる。

文献6)、7)で指摘したように、裏込めによっ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「管の変形に対する裏込め部の拘束」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が実験的、解析的に確認されている。そこで、これらの2つの作用を表す指数として、裏込め部の変形係数 E_B を基準にとり、次に示す2つの指数 κ^* と λ^* を新たに定義した。

$$\kappa^* = E_B / S_p \quad (4)$$

$$\lambda^* = E_B / E_F \quad (5)$$

式(4)の κ^* は、裏込め部の剛性 E_B と管の曲げ剛性 S_p の比であり、従来、著者が用いてきた土中管のたわみ指数 $\kappa = E_s / S_p$ に相当するものである⁹⁾。ただし、 κ は変形係数 E_s を持つ均一地盤の場合のものであったので、これとの混同を避けるため、ここでは*を付して表す。 S_p が一定の場合、 E_B が大きくなるにつれて κ^* の値は大きくなる。この場合、文献6)、7)で述べたように、 E_B の増大につれて「管の変形に対する裏込め部の拘束作用」が強まるので、管の変形は κ^* の増大につれて弱まる。

次に、式(5)の λ^* は、裏込め部の剛性 E_B と盛土の剛性 E_F の比であり、 E_B が E_F よりも相対的に大きくなるにつれて λ^* の値が大きくなる。この場合、文献6)、7)で述べたように、「盛土から正台形の裏込め部へ伝達される土圧の集中」の度合いが高くなるため、管の変形は λ^* の増大につれて強まる。

このように、図-1を弾性問題と置き換えた場合、管の変形を支配する要因は、地盤の応力レベルと管・裏込め部・盛土の相対剛性である。そして、地盤の応力レベルは管の埋設中央深度における地盤応力 σ_s で代表させることができ、また、管・裏込め部・盛土の相対剛性の影響は2つの指数 κ^* と λ^* によってうまく説明できる。

(2) 排水管の変形挙動を表す係数

管の材質が線形弾性体の場合をまず考える。式(1)

で定義される管の鉛直たわみ率 δ は無次元量であり、ひずみと物理的に同じ意味を持つので、2つの指数 κ^* と λ^* が不変であれば、 δ は地盤の応力レベル σ_s に比例して変化するはずである。したがって、 δ を σ_s によって正規化する形で無次元化すれば、この無次元量は、 σ_s 、 S_p 、 E_B 、 E_F が変化しても、 κ^* と λ^* が同じでさえあれば同じ値となると予想される。さらに、管に生じる最大曲げモーメント M_{\max} も σ_s によって正規化する形で無次元化すれば同様のことが言える。そこで、 δ と M_{\max} を、次式(6)、(7)によって定義される無次元量 ω^* と K^* を用いて表すことに決めた。

$$\omega^* = \delta E_B / \sigma_s \quad (6)$$

$$K^* = M_{\max} / (\sigma_s R^2) \quad (7)$$

式(6)で定義された ω^* は、著者のうちの東田・吉村が文献9)で均一地盤に対して用いた係数 $\omega = \delta E_s / (\gamma H)$ 中の E_s を E_B に、 γH を σ_s に変えたものである。ここに、 E_s は均一地盤の変形係数、 γ は地盤材料の単位体積重量、 H は管頂における土被り高である。また、式(7)で定義された K^* は、同じく文献9)で用いた係数 $K = M_{\max} / (\gamma H R^2)$ 中の γH を σ_s に変えたものである。

次に、管の材質が材料非線形性を持つHDPE(高密度ポリエチレン)の場合、管の変形挙動は地盤の応力レベル σ_s に比例しないので、 ω^* と K^* は σ_s の大きさによって変化することになる。そこで、この場合には、異なる σ_s を与えて ω^* と K^* を求め、その結果を σ_s の値ごとに κ^* と λ^* に対してプロットすることにした。なお、この場合の κ^* の値は、HDPE管の公称 S_p 値である42 kPaを用いて算定した。この公称 S_p 値は、文献6)で示した遠心実験で用いたHDPE製模型管(F*管)の集中線荷重試験(20℃、たわみ率増加速度0.23%/min)で得られた荷重～たわみ曲線におけるたわみ率 $\delta = 4.5\%$ の時の割線勾配から求めた S_p 値である。

4. 提案設計法の概要

(1) 設計用FEモデル

図-2に設計図表作成に用いたFEモデルを示す。使用した要素は、管、裏込め、盛土とも、平面ひずみ条件の8節点アイソパラメトリック要素である。設計用FEモデルの寸法は、管材質が線形弾性体の場合の管厚 t を除いて(後述(4))、文献6)に示した遠心実験模型のうち、外径 D が2.301 cmで最も管剛性が小さいF*管(HDPE製)を用いた場合の寸法と一致させた。さらに、文献6)に示した遠心実験では遠心チェンバーの高さの制約から、模型は管頂から10 cm上までを盛土と

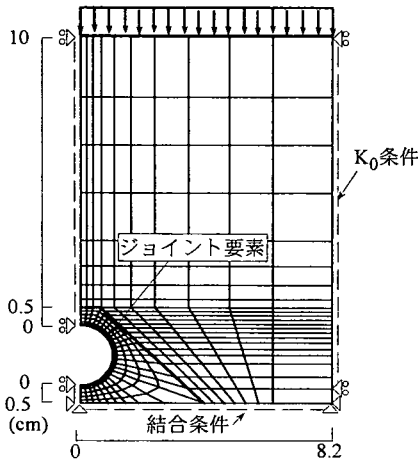


図-2 設計図表作成に用いたFEモデル

し、その上に盛土自重の重量に相当する鉛散弾と鉄板を敷いたが、設計用FEモデルでも実験に合わせて管頂から10 cm上までを盛土とした。

管の材質が線形弾性体の場合、設計用FEモデルに鉛直加速度として100 g(g: 重力加速度)を作用させ、管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が1.96 MPaになるように盛土要素の上面に節点荷重を与えた。一方、管の材質が材料非線形性を持つHDPE管の場合、鉛直加速度として40 g(管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が0.098 MPaの場合のみ)、ならびに100 gを作用させ、管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が、0.098, 0.49, 0.98, 1.47, 1.96 MPaになるように、盛土要素の上面に節点荷重を与えた。 σ_s が0.098 MPaの時だけ鉛直加速度を40 gにしたのは、それ以上の加速度では盛土自重によって生じる σ_s が0.098 MPaを越えるためである。

(2) 境界条件

境界条件は文献7)の解析モデルに合わせた。すなわち、管要素と裏込め要素の境界には、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 がゼロのジョイント要素(6節点)を挿入して、完全滑動の条件を与えた。地盤の下端境界と側方境界には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には連続条件を与えた。

(3) 裏込めと盛土の入力定数

裏込めと盛土は、均一な線形等方弾性体と仮定し、両要素の弾性定数(ポアソン比とヤング率)は、細粒分含有率の異なる5種類の土材料の密度をそれぞれ4通りに変えた合計20供試体を用いて行った K_0 圧縮試験の結果(後述8.)に基づいて以下のように定めた。

ポアソン比は、裏込め材料としてよく用いられる

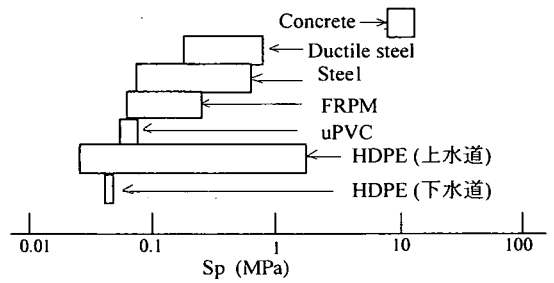


図-3 各種材質の管の S_p 値の範囲

クラッシャーランC-40(40は公称最大粒径40 mmを表す)の密度の大きい2供試体以外は、土の種類と状態に関わらず、いずれもほぼ0.3が得られた(8.の表-3参照)ので、この値を裏込め、盛土両要素に与えた。なお、裏込め材料のポアソン比が計算結果に及ぼす影響については、5.(4)で考察する。

次に、裏込め、盛土両要素のヤング率は以下のように与えた。 K_0 圧縮試験では、100 mの盛土高さによる地盤応力に相当する1.96 MPaまで応力を载荷した。試験結果によれば、20供試体の変形係数は载荷応力の大きさに依存し、0.98~49 MPaの範囲で変化した。よって、 $\lambda^*=E_B/E_F$ が取り得る範囲は0.2~50となるので、設計用FEモデルでは、 λ^* がこの範囲で9通りの値をとるように、裏込め要素の変形係数 E_B と盛土要素の変形係数 E_F を変化させた。

盛土、裏込め両要素の単位体積重量 γ は、文献6)に示した遠心実験で盛土材料、および裏込め材料として用いたシルト質砂(S30)と乾燥瀬戸珪砂(S0)の値である18.7 kN/m³と14.0 kN/m³をそれぞれ与えた。なお、盛土、裏込め両要素の γ が計算結果に及ぼす影響については5.(3)で考察する。

(4) HDPE管以外の管の入力定数

HDPE管以外の管に対する計算では、管を線形等方弾性体と仮定した。現在、供用されている各種材質の実物管の S_p 値の範囲は、図-3に示すように0.049~9.8 MPaである。この S_p 値と上述した裏込め材料の変形係数 E_B の範囲(0.98~49 MPa)から、式(4)で定義した $\kappa^*=E_B/S_p$ の範囲が0.1~1000と求められる。そこで、この範囲で κ^* の値が10通りに変化するように、 S_p 値を以下の方法で変化させた。

文献10)に示した弾性理論解析によれば、管材質のヤング率 E_p が2.94 GPaよりも大きい場合、式(3)で定義された管の曲げ剛性 S_p の値が同じであれば、 E_p , t , R , ν_p のいずれを変えても管の変形挙動が相似になることが分かっている。そこで、FEメッシュを作成し直す煩雑さを避けるため、ここでは文献9)と同様に、 S_p を変化させる手法として管の寸法と ν_p を同一にして

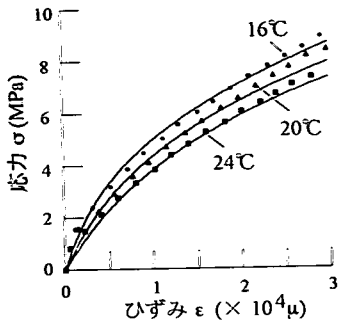


図-4 温度によるHDPEの応力～ひずみ関係の変化
(ひずみ増加速度0.1%/min)

E_p を変化させる方法を採用した。この場合、 S_p 値が小さい範囲では、 E_p が許容下限値の2.94 GPaを下まわるので、 E_p が許容範囲に納まるように、どの S_p 値の場合も管厚 t として、遠心実験で用いたF*管の $t(=0.94\text{ mm})$ よりも小さい 0.365 mm を与えた。なお、このように t を小さくすると、管要素のアスペクト比(要素の長さ/厚さ)が6程度に増え、計算誤差が大きくなる可能性がある。そこで、アスペクト比を変えたFEM計算を行って、弾性理論解¹⁰⁾と照合し、アスペクト比が10以下であれば計算誤差が無視できる程度に小さいことを確かめた。

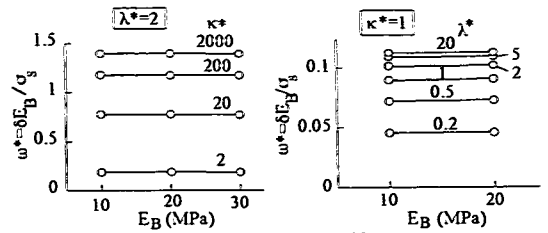
管要素の単位体積重量 γ と v_p は、実験で用いたF*管の材質であるHDPEの 9.62 kN/m^3 と 0.4 を与えた。管要素の γ が計算結果に及ぼす影響は5.(3)で考察する。

(5) HDPE管の入力定数

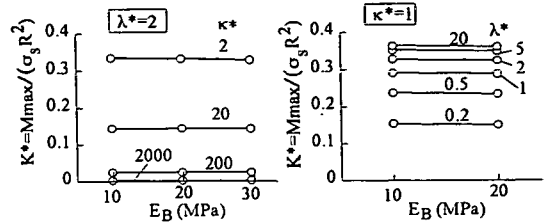
HDPE管に対する解析では、管を非線形等方弾性体と仮定した。この場合の管厚 t は、実験に用いたF*管(HDPE製)の t である 0.94 mm をそのまま用いた。

非線形計算の手法は文献7)と同じ方法(ルンゲクッター法)によった。ただし、図-4に示すように、ダンベル供試体の引張り試験から得られたHDPEの応力～ひずみ関係(プロット)は温度によって異なる。なお、図中の実線は文献7)で述べたように、応力～ひずみ曲線の逆関数を4次式で近似したラインを表す。そこで、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、この層の温度はその地域の年間平均気温よりも $1^\circ\text{C} \sim 4^\circ\text{C}$ 程度高いとされていること、および高盛土下に埋設されるHDPE管の変形に及ぼす温度の影響を安全側に見込めることを考慮して、高めの地中温度である 20°C を設計条件とすることに決めた。そして、この温度に対するHDPEダンベル供試体の近似応力～ひずみ曲線(図-4の実線)を用いて非線形計算を行った。

管要素の単位体積重量 γ と v_p は、前項と同じくHDPEの 9.62 kN/m^3 と 0.4 を与えた。



(a) $\omega^* \sim E_B$ 関係



(b) $K^* \sim E_B$ 関係

図-5 ω^* , K^* の κ^* , λ^* に対する一義性の確認

5. $\omega^* \cdot K^*$ の一義性と提案設計法の適用範囲

ここでは、設計用FEモデルによって算出される ω^* と K^* が、 κ^* と λ^* によって一義的に定まるかどうか、ならびに入力定数の違いによってどの程度変動するかを、以下の計算例により確認し、提案設計法の適用範囲を明らかにする。

(1) κ^* と λ^* に対する一義性の確認

式(6), (7)で定義した δ と M_{\max} を表す2つの係数 ω^* と K^* が、3.(2)で述べたように、 κ^* と λ^* に対して一義的に定まるかどうかを確認するため、管が線形弾性体・管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が 1.96 MPa ・鉛直加速度が 100 g の条件で以下に示す計算を行った。

① $\lambda^*=1$, および2の条件で、 E_B を 9.8 MPa , 19.6 MPa , 29.4 MPa の3通りに変え、それぞれに対して κ^* を $0.1 \sim 2000$ の範囲で4～5通りに変化。

② $\kappa^*=1$, および100と一定にし、 E_B を 9.8 MPa と 19.6 MPa の2通りに変え、それぞれに対して λ^* を $0.1 \sim 20$ の範囲で8通りに変化。

以上の計算では、 $\kappa^*=E_B/S_p$ や $\lambda^*=E_B/E_F$ が同じ値であっても、 E_B が異なれば、 S_p や E_F は異なる値をとる。

これらの計算で得られた ω^* と K^* を、 λ^* ごとに κ^* に対してプロットしてみたところ、予想通り、 ω^* と K^* は、 κ^* と λ^* が同じであればほとんど同じ値となることが確かめられた。図-5は、これらの計算で得られた ω^* と K^* の一部を、比較しやすいように E_B に対してプロットしたもので、 κ^* と λ^* の組み合わせが共通の時の ω^* と K^* の値は、 S_p , E_B , E_F が変化してもほとんど一致している。

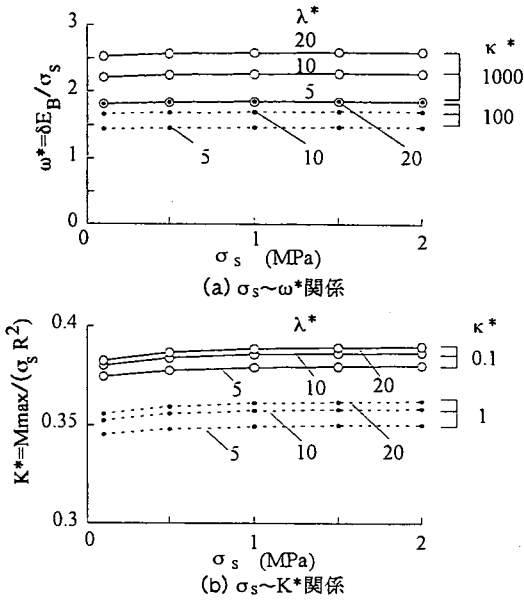


図-6 σ_s の違いによる ω^* と K^* の変化

次に、上記の計算は管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が1.96 MPaの条件の場合のものであったので、 σ_s が変わっても、 ω^* と K^* が κ^* と λ^* によって一義的に定まるかどうかを確認するため、設計用EEモデルに鉛直加速度として、40 g(管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が0.098 MPaの場合のみ)、ならびに100 gを作用させ、管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が0.098~1.96 MPaの範囲で5通りの値をとるように、盛土要素上面に節点荷重を与えた計算を行った。計算結果によれば、 ω^* と K^* は σ_s の違いによってわずかに変化した。

図-6は、 σ_s による違いが比較的大きかったケースの ω^* と K^* を σ_s に対してプロットしている。 σ_s が大きくなるにつれて ω^* と K^* はわずかに増大する傾向を示すが、 ω^* と K^* の変動幅は実用的には無視できる程度に微小である。なお、図-6において、 σ_s が最小の0.098 MPaの時の ω^* と K^* の値が他よりも少し小さくなっているのは、次項(2)で説明するように、設計用FEモデルに与えた鉛直加速度の違い($\sigma_s=0.098$ MPaの時: 40 g, それ以外の時: 100 g)によるものである。

このように、管が線形弾性体の場合、式(6)、(7)で定義した δ と M_{max} を表す2つの係数 ω^* と K^* は、 σ_s 、 S_p 、 E_B 、 E_F のいずれが変化しても、 κ^* と λ^* に対して実用に耐え得る範囲で一義性を持つことが確かめられた。そこで、管が線形弾性体の場合の設計図表では、 σ_s が最大の1.96 MPaの時の ω^* と K^* を安全側の値として用いることに決めた。

次に、管の材質が材料非線形性を持つHDPE管の場合は、 $\kappa^*=E_B/S_p$ に含まれる S_p 値として、3.(2)で述べたように公称 S_p 値の42 kPaを用いるので、 κ^* と λ^*

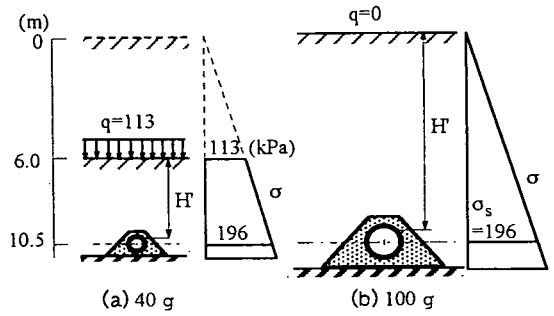


図-7 鉛直加速度を変化させた時の鉛直地盤応力 σ の深さ方向分布と原型埋設寸法の比較

が決まれば、 S_p 、 E_B 、 E_F の値は全て定まる。また、設計図表を σ_s ごとに示すことにしたので、 σ_s の値も定まる。結局、HDPE管の設計図表は、 σ_s 、 S_p 、 E_B 、 E_F の全てが定まった時の ω^* と K^* を示しているため、前述のような一義性の確認は必要ない。

(2) 鉛直加速度と原型管の外径 D_p の影響

4.(1)で述べたように、設計用FEモデルでは鉛直加速度として40 g、および100 gを作用させた。ここでは、モデルに作用させる鉛直加速度の違いが計算結果に及ぼす影響を検討する。

まず、設計用FEモデルに異なる鉛直加速度を作用させた場合、どのような問題が生じるかを説明する。図-7は、管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s が196 kPaとなるように、設計用FEモデル(図-2)に鉛直加速度40 gと100 gを作用させた場合を例にとって、地盤の鉛直応力 σ の深さ方向分布と埋設寸法を原型換算で示している。この場合、遠心実験と同様に、原型換算の寸法は設計用FEモデルの寸法を加速度倍したのとなり、またモデルと原型の地盤応力は等しい。

管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s を鉛直加速度に関わらず同じにしたので、鉛直加速度が40 g、100 gの場合とも、原型換算した管の埋設中央深度は $\sigma_s/\gamma=196 \text{ kPa}/(18.7 \text{ kN/m}^3)=10.5 \text{ m}$ と同じになる。ところが、設計用FEモデルでは、管頂から盛土表面までの距離 H' と管の外径 D はそれぞれ10 cm、2.301 cmであるので、原型換算したこれらの寸法は加速度が異なるとそれぞれ異なることになる。その結果、管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s を196 kPaにするために地表面に加える載荷応力 q 、ならびに管頂深度と管底深度における地盤応力は、図-7に示すように加速度が異なれば違う値となり、この影響を受けて計算結果が変化する。ただし、 H'/D は与えた加速度によらず一定なので、両者の計算結果の違いは、境界である地表面と管の相対的距離の違いによるものではない。

この鉛直加速度の変化による ω^* と K^* の変化を調

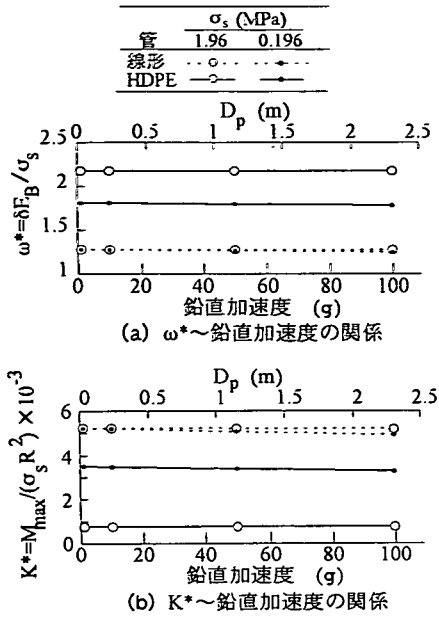
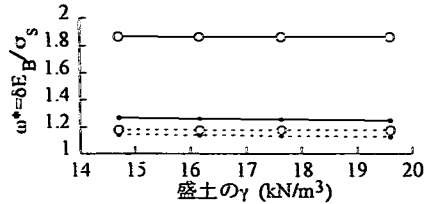


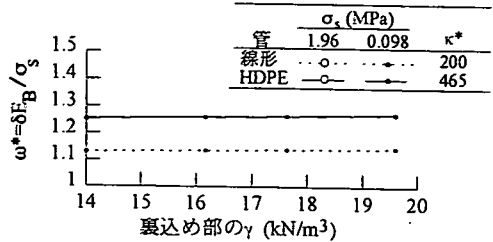
図-8 鉛直加速度による ω^* と K^* の変化

べるため、 $\lambda^*=2$ の条件で、管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s を0.196 MPaと1.96 MPaの2通り、 κ^* を5通り、加速度を1 g~100 gの範囲で4通りに変えた計算を、設計用FEモデルを用いて行った。計算結果によれば、 κ^* が大きく、かつ σ_s が小さい時、 ω^* 、 K^* 両者の加速度による変化が比較的大きく現れた。図-8(a)、(b)は、管の材質が線形弾性体の場合とHDPE管の場合について、 $\kappa^*=1000$ の時の ω^* 、 K^* と鉛直加速度の関係を示したものである。 σ_s が1.96 MPaの時は、加速度の違いによる ω^* と K^* の変化はほとんど無い。一方、 σ_s が0.196 MPaの時は、加速度の増加につれて ω^* と K^* が小さくなる傾向を示すが、その変化幅は微小であり、実用的に無視し得る量である。したがって、40 g、または100 gを与えた設計用FEモデルによって算定された ω^* と K^* は、与える加速度が異なっても実用的に十分な精度で一致すると言ってよい。

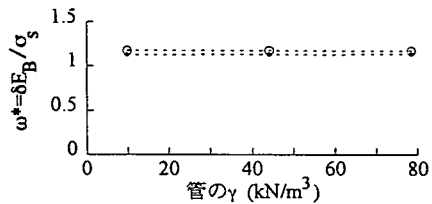
このように、 ω^* と K^* が設計用FEモデルに作用させる鉛直加速度によらずほぼ一定となることが分かったが、この知見は以下に示す重要な結論を導くものである。すなわち、上記の計算で設計用FEモデルに与えた鉛直加速度の変化は、図-8の上側の横軸として示したように、原型管の外径 $D_p (=D \times n, n: \text{鉛直加速度/重力加速度})$ の変化と等値できるので、図-8は、 D_p による ω^* と K^* の変化を表すものと捉えることができ、したがって、図-8は D_p が変化しても、 ω^* と K^* が実用的に許容できる範囲で一致することを示す。このことから、管要素の外径 D を2.301 cmと一定にした設計用FEモデルを用いて算定された ω^*



(a) 盛土の γ を変化させた場合



(b) 裏込め部の γ を変化させた場合



(c) 管の γ を変化させた場合

図-9 盛土、裏込め部、管の γ の違いによる ω^* の変化

と K^* は、管の材質が線形弾性体、非線形弾性体の場合とも、管の外径が異なった場合に対してそのまま適用できると結論される。

(3) 土と管の単位体積重量 γ の影響

設計用計算モデルでは、管、裏込め、盛土の各要素の単位体積重量 γ は、4、(3)~(5)で述べたようにそれぞれ一定値を与えた。ここでは、これらの γ の変化が計算結果に与える影響を検討する。

計算は、 $\lambda^*=2$ ($E_B=19.6$ MPa, $E_F=9.8$ MPa)の条件で、管要素と盛土要素の γ を変える場合は、管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s を0.098 MPa (鉛直加速度40 g)と1.96 MPa (100g)の2通りに変え、裏込め要素の γ を変える場合は $\sigma_s=0.098$ MPa(40 g)についてのみ行った。変化させた以外の γ は設計用モデルの値に合わせた。また管材質が線形弾性体の場合の S_p 値は98 kPa、HDPE管の場合の S_p 値は公称値の42 kPaを与えた。 $E_B=19.6$ MPaなので、 κ^* はそれぞれ200、465となる。

図-9(a)は、盛土要素の γ を14.7~19.6 kN/m³の範囲で4通りに変えた場合、図-9(b)は、裏込め要素の γ を14.0~19.6 kN/m³の範囲で4通りに変えた場合、図-9(c)は、管材質が線形弾性体の場合に管要素の γ を9.6~78.4 kN/m³の範囲で3通りに変えた場合の ω^* の変化を示す。これらの図から、盛土、裏込め、管の各要

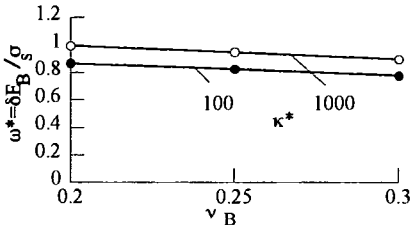


図-10 裏込め材料のポアソン比 ν_B の違いによる ω^* の変化

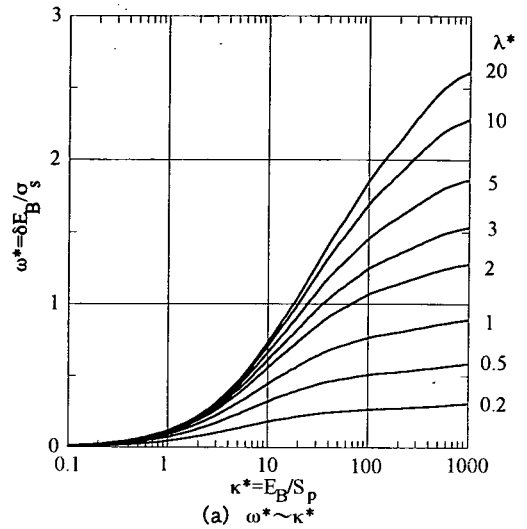
素の γ を広い範囲で変化させても、 ω^* の変化は微小であると言える。同様の結果が K^* についても得られた。なお、HDPE管に対する設計用モデルでは、HDPEの γ を与えたので、管要素の γ を変える必要はない。

以上より、管、裏込め、盛土の各要素の γ として一定値を与えた設計用モデルを用いて算定された ω^* と K^* は、管、裏込め、盛土の γ が異なる場合に対しても十分な精度で適用できることが確かめられた。

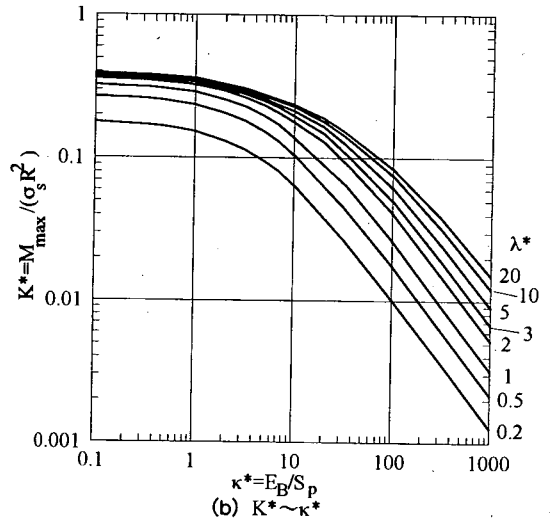
(4) 裏込め材料のポアソン比 ν_B の影響

設計用モデルでは、裏込め材料のポアソン比 (ν_B) として 0.3 を与えた。ところが、 K_0 圧縮試験の結果 (8. の表-3) によれば、実際の高盛土下埋設施工で裏込め材料として一般によく用いられるクラッシャーラン C-40 (以下 C40 と呼ぶ) の 2 供試体 ($\rho_d = 2.2 \text{ g/cm}^3$ と 2.0 g/cm^3)、ならびに実験で裏込め材料として用いた乾燥砂 (S0) のポアソン比は、設計用モデルで与えた値よりも小さい。このように裏込め材料の ν_B が小さい場合、著者らのこれまでの研究から類推して管の変形は大きくなるので、設計用モデルで算出した ω^* と K^* は危険側になる恐れがある。そこで、確認のため、裏込め材料の ν_B として、設計用モデルで与えた 0.3 よりも小さい 0.2 と 0.25 を与えた時の ω^* と K^* を、 $\lambda^* = 1$ ($E_B = E_F = 19.6 \text{ MPa}$) の条件で算定し、 $\nu_B = 0.3$ の場合と比較した。この計算では、管を線形弾性体と仮定し、 κ^* を 0.1 ~ 1000 の範囲で 5 通りに変えた。

図-10に、影響が最も大きかった κ^* が 1000 と 100 の場合の $\omega^* \sim \nu_B$ 関係を示す。 ω^* は ν_B の減少につれて予想通り増える。 ν_B が 0.2 と 0.3 の時の ω^* の差は最大 12% で無視できない大きさである。しかし、 ν_B が 0.25 と 0.3 の時の ω^* の差は 6% 以内と小さく、また ν_B が C40 の $\rho_d = 2.0 \text{ g/cm}^3$ 相当の 0.26 の場合、この差は 4.8% とさらに減り、実用的に無視できる量となる。同様の結果が K^* についても得られた。なお、C40 を用いた裏込め築造では、管の破損を防ぐために 50 kg タンピングランマーによる人力締め固めが採用されるのが一般的であるが、このような方法で締め固められた C40 の ρ_d の最大値は 2.0 g/cm^3 ($D_c = 86\%$, $D_r = 72\%$) 程度に留まることが、著者の一人である日野林によって確認されている¹¹⁾。したがって、実際施工で



(a) $\omega^* \sim \kappa^*$



(b) $K^* \sim \kappa^*$

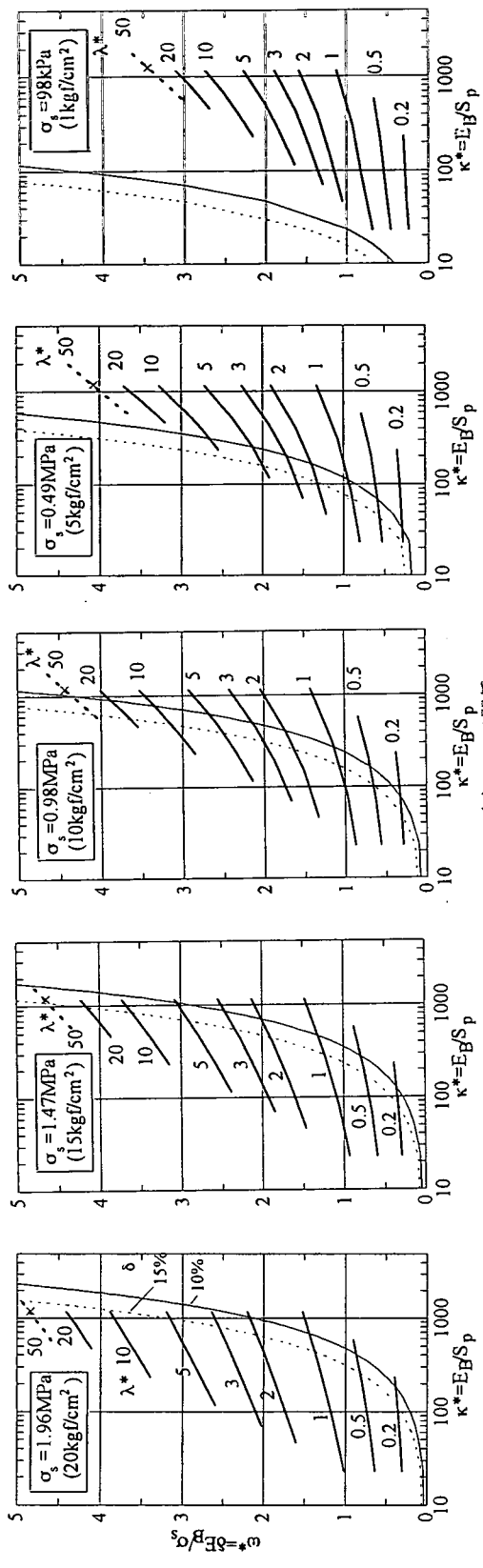
図-11 設計図表(管の材質が線形弾性体の場合)

裏込め材料の ν_B が 0.26 を下回ることはほとんどないので、設計用モデルによって算定された ω^* と K^* は大半の施工条件に対して適用可能と結論される。

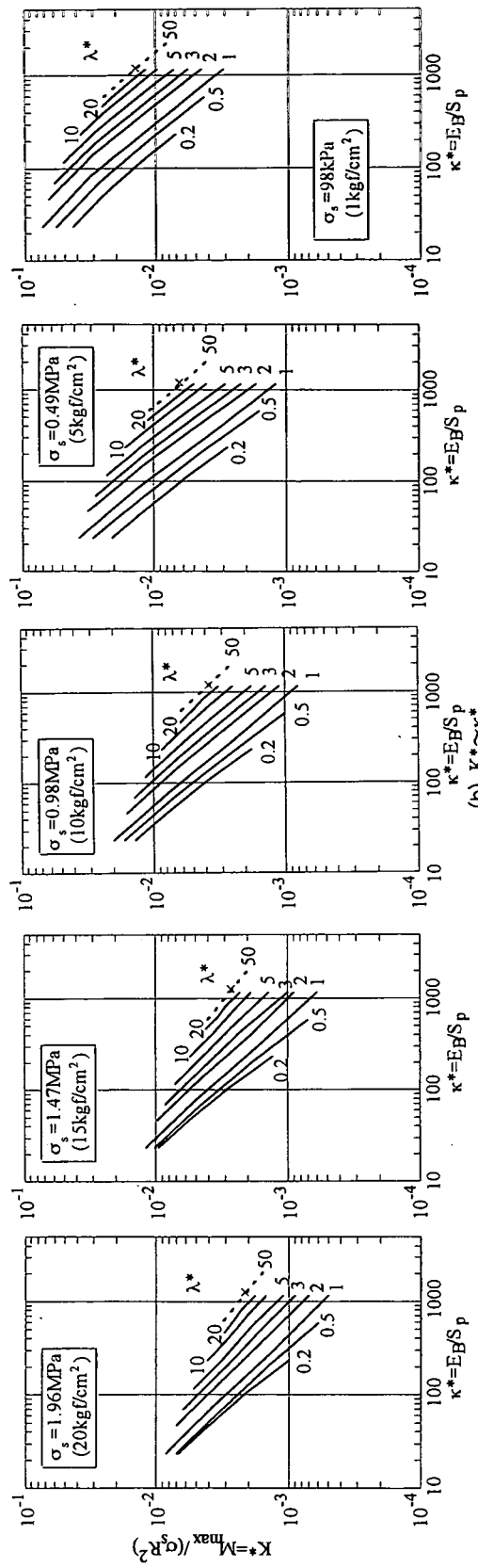
このように、本章の検討から、設計用 FE モデルを用いて算定した ω^* と K^* は、管の寸法、施工規模、ならびに管と土材料の材質が異なっても、 κ^* と λ^* が同じであれば、大半の施工条件に対して十分な精度で一義的に定まることが確かめられた。

6. 提案設計図表

設計用 FE モデルによる計算結果を用いて作成した設計図表を、図-11 (HDPE 管以外の排水管の場合) と図-12 (HDPE 排水管の場合) に示す。いずれも、図-(a) が $\omega^* \sim \kappa^*$ 関係を、また、図-(b) が $K^* \sim \kappa^*$ 関係を、そ



(a) $\omega^* \sim \kappa^*$ 関係



(b) $K^* \sim \kappa^*$

図-12 設計図表(HDPE排水管の場合)

それぞれλ*別に示している。図-(a)のω*は普通目盛で表したが、図-(b)のK*は対数目盛で表わした。K*を対数表示したのは以下の理由による。K*の値は、κ*が大きくなって管のたわみ性が増すにつれて急激に小さくなるが、この小さいK*のもとでも、管の破損に関わる管壁の曲げひずみは管厚の減少に伴って逆に増大する。そこで、κ*が大きい範囲でもK*の値を正確に読み取れるように対数表示することにした。

図-11は、管の材質が線形弾性体と看做せる排水管に対して適用するものである。この設計図表は前章で確認したように、埋設寸法、管の埋設中央深度の地盤応力σ_s(すなわち、盛土高さ)、S_p、E_B、E_F、D_p、ならびに管、裏込め、盛土の単位体積重量の違いに関わらず、実際の排水管の埋設施工で現れるほとんど全ての条件に対して適用できる。

次に、図-12はHDPE排水管の場合に適用するものである。HDPEの材料非線形性のため、管の埋設中央深度の地盤応力σ_sごとにω*とK*を示している。各図のλ*別に示したラインの範囲は、裏込め部と盛土の変形係数がとり得る範囲(0.98~49 MPa)から定めている。ただし、λ*=50の場合、これらの変形係数の範囲では×印で示した点(κ*=1163, E_B=49 MPa, E_F=0.98 MPa)のみが存在するので、ラインの形が分かるように、この場合だけ変形係数の範囲を広げた計算を行い、結果を破線で示した。また、図-(a)中の細かい実線と破線は、鉛直たわみ率δがそれぞれ10%、15%のラインを示す。これらのたわみ率は、文献4)、5)で指摘したように、HDPE管の50年間にわたる長期供用、および短期供用に対して、バックリングを生じさせないための埋設施工時の限界たわみ率を表しており、これらのラインよりも右側の範囲を占めるようにE_BとE_Fを選べば、HDPE管はバックリングを生じない。図-12は、図-11と同様に、埋設寸法、E_B、E_F、D_p、ならびに管、裏込め、盛土の単位体積重量の違いに関わらず、実際のHDPE排水管の埋設施工のほとんど全ての条件に対して適用できる。ただし、管の埋設中央深度の地盤応力σ_sがこれらの図表のσ_sと異なる時は、内挿によりω*とK*を決める必要がある。

7. 提案設計法と現行設計法の比較

ここでは、提案設計法と現行設計基準(道路土工指針と農水基準)によって予測した6種類の排水管のたわみ率δと最大曲げモーメントM_{max}を比較する。

(1) 設計条件

埋設条件は、図-1に示した形式で、土被り高Hは5

表-1 比較した管の諸元

管	d ₁)	D	t	E _p	ν _p	S _p	M _r ²⁾
	cm	cm	cm	MPa		MPa	kN·cm/cm
RC	100.0	116.4	8.2	19.6	0.167	5.85	7.1
	200.0	229.0	14.5			4.14	20.1
PC	103.4	121.4	9.0	39.2	0.167	13.8	24.2
	200.0	234.0	17.0			12.9	67.6
FRPM	100.0	104.0	2.0	14.7	0.30	0.12	21.0
	200.0	208.0	4.0			0.12	83.6
Steel	100.0	101.7	0.9	206	0.30	0.11	3.1
	200.0	203.6	1.8			0.11	13.2
uPVC	29.8	31.8	0.92	2.94	0.38	0.07	0.5
	59.2	63.0	1.78			0.06	1.8
HDPE	100.0	109.0	4.5	0.68	0.40	0.043	2.9
	200.0	218.0	9.0			0.043	11.5

1) 管の内径。uPVC管はd30, d60, uPVC管以外の管はd100, d200とそれぞれ公称する。2) 管の抵抗曲げモーメント。

mから100 mの範囲で変化するものとする。盛土材料と裏込め材料は、文献6)の遠心実験で用いた乾燥砂(S0, ρ_d=1.43 g/cm³, w=0%), シルト質砂(S30, ρ_d=1.70 g/cm³, w=12%)をそれぞれ用いるものとする。これらの土材料の性質は、8章の表-2, 3にS0-I, S30-IIIとして示してある。地中温度は20℃とする。

表-1に比較した6種類の排水管の諸元を示す。管の種類は、RC管(遠心力鉄筋コンクリート管, JIS A 5303, 2種), PC管(コア式プレストレストコンクリート管, JIS A 5333, 1種), FRPM管(強化プラスチック複合管, JIS A 5350, 1種), 鋼管(JIS G 3443), uPVC管(硬質塩化ビニル管, JIS K 6741), HDPE管(高密度ポリエチレン管, JIS K 6780, 2種)である。各管の公称内径は、uPVC管が30 cmと60 cmで、それ以外は100 cmと200 cmである。なお、HDPE管(2種)の規格では、どの管径でも、管の曲げ剛性S_pとして集中線荷重載荷試験(23℃, 鉛直たわみ量の増加速度10 mm/min)から求めた値(60 kPa)が示されているが、表-1に示したHDPE管のS_p値は、この値を提案設計法で規定した地中温度の20℃, および文献6)に示した鉛直たわみ率の増加速度0.23%/minの場合に換算した値である。

(2) 現行設計基準による設計手順

農水基準と道路土工指針とも、まず管を材質によって剛性管とたわみ性管に分ける。そして、剛性管の設計では、管のたわみ量をゼロと看做し、曲げモーメントの照査のみを行う。一方、たわみ性管の設計では、管のたわみ量と曲げモーメントの両者を照査する。設計対象とした管のうち、RC管とPC管は剛性管に、それ以外はたわみ性管に分類される。

図-13は、農水基準と道路土工指針が定める設計土圧分布である。鉛直土圧w_vは以下のように求める。

両基準とも、剛性管の w_v はマーストンの突出式を用いて算定する。たわみ性管の w_v は、農水基準ではマーストンの溝型式、道路土工指針では垂直土圧式($w_v=\gamma H$, γ : 地盤の単位体積重量)により算定する。マーストン式による w_v 算定に必要な沈下比は、農水基準の推奨値である剛性管で+0.7, たわみ性管で-0.1を採用する。また突出比も農水基準の推奨値である1.0を採用する。鉛直反力土圧は、両基準とも今回の埋設条件に対して設計支承角 $\theta=90^\circ$ を規定しており、 $w_v/\sin(\pi/4)$ により求められる。

次に、水平土圧は以下のように求める。農水基準では、剛性管の水平土圧は、図-13(a)の左に示すようにランキンの主動土圧を台形分布(管頂で p_1 , 管底で p_2)で与える。設計計算では、主動土圧係数 K は裏込めに用いたS0の $\phi_d=37^\circ$ を用いて算定した。また、農水基準では、たわみ性管の水平土圧を管側を中心とする 100° の範囲に管の水平変位量に比例した放物線分布で与える。たわみ性管の最大水平土圧 p_H は $p_H=1/f \cdot e' \Delta X / (2R)$ により求める。ここに、 f は変形遅れ係数(=1.0), e' は裏込め材の反力係数, ΔX は図-12(a)の右に示した土圧分布を用いて計算される管側部の水平変位量, R は管厚中心半径である。 e' の値は土の種

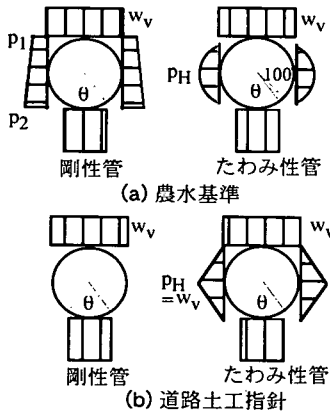


図-13 現行設計法の設計土圧

類と締固めの程度別に推奨値が示されており、その中から裏込め材料として用いた乾燥砂(S0)の e' の値を選ぶと3.92 MPaとなる。一方、道路土工指針では、図-13(b)に示すように、剛性管の水平土圧はゼロとし、たわみ性管の水平土圧は管の埋設中央深度で最大値 $p_H=w_v$ をとる三角形分布を与えている。

以上の土圧を設計荷重として管に加え、最大曲げモーメント M_{max} と鉛直たわみ率 δ (たわみ性管の場合のみ)を算定する。剛性管の δ は前述のようにゼロとする。なお、農水基準では、たわみ性管の場合、水平たわみ量を算定することになっているが、ここでは文献(6)で示した鉛直たわみ量算定式を用いて鉛直たわみ率 δ を計算し、これを農水基準による設計 δ 値とした。たわみ性管の許容たわみ率 δ_d は、農水基準では3%, 道路土工指針では5%と定められている。

(3) 提案設計法による設計手順

まず、土被り高 H と盛土の単位体積重量 γ を用いて管の埋設中央深度の地盤応力 σ_s の値を $\sigma_s=\gamma(H+D/2)$ により算定する。次に、次章8.で示す地盤材料の種類と状態(表-2, 3)の中から、設計条件として与えられた盛土材料と裏込め材料に最も近いものを選ぶ。そして、それらに該当する $E_s \sim \sigma_1$ 曲線を図-23に示す曲線の中から選ぶ。ここでは、与えられた設計条件から、盛土材料としてS30-III, 裏込め材料としてS0-Iの曲線を選ぶ。そして、これらの曲線を用いて、 $\sigma_1=\sigma_s$ の時の変形係数 E_s の値を読み取る。以上により求めた E_s (E_F と E_B), ならびに管の S_p から、式(4), (5)で定義した $\kappa^*=E_B/S_p$ と $\lambda^*=E_B/E_F$ を算定する。次に、設計図表(図-11, 図-12)のラインから、 κ^* と λ^* の交点の縦軸の値として ω^* と K^* を読み取り、定義式(6), (7)の $\omega^*=\delta E_B/\sigma_s$ と $K^*=M_{max}/(\sigma_s R^2)$ に E_B, σ_s, R を代入すれば、 δ と M_{max} が求まる。

(4) 設計結果の比較

図-14, 15に設計結果を示す。なお、現行設計法で

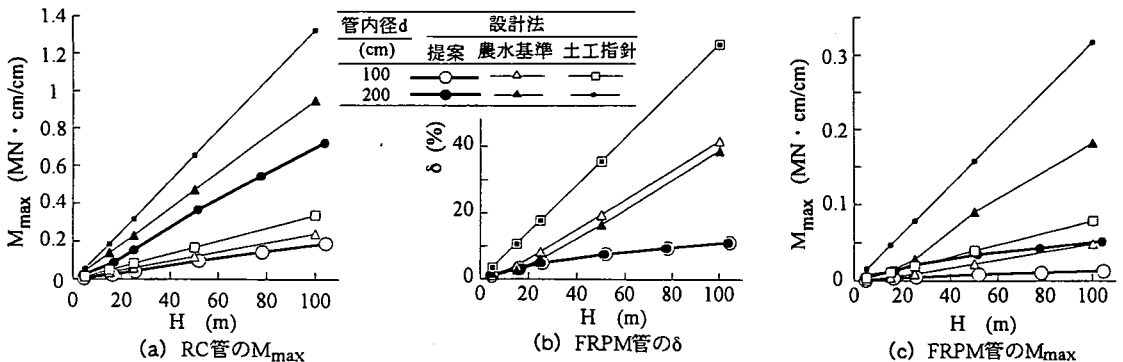


図-14 提案設計法と現行設計法の比較(RC管とFRPM管)

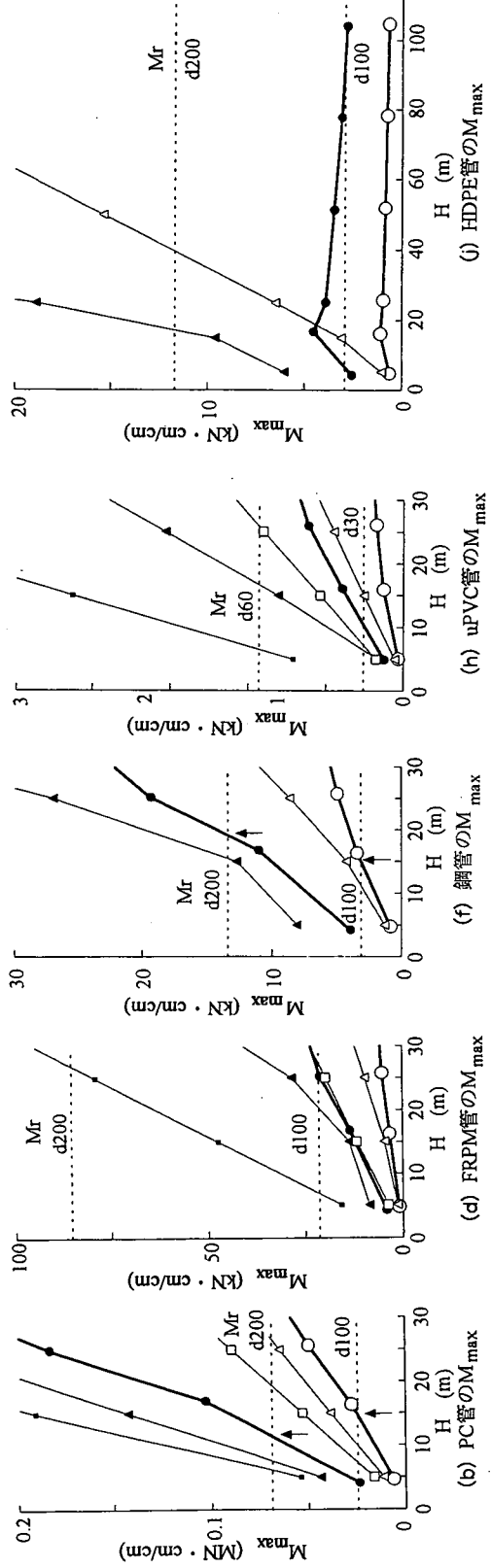
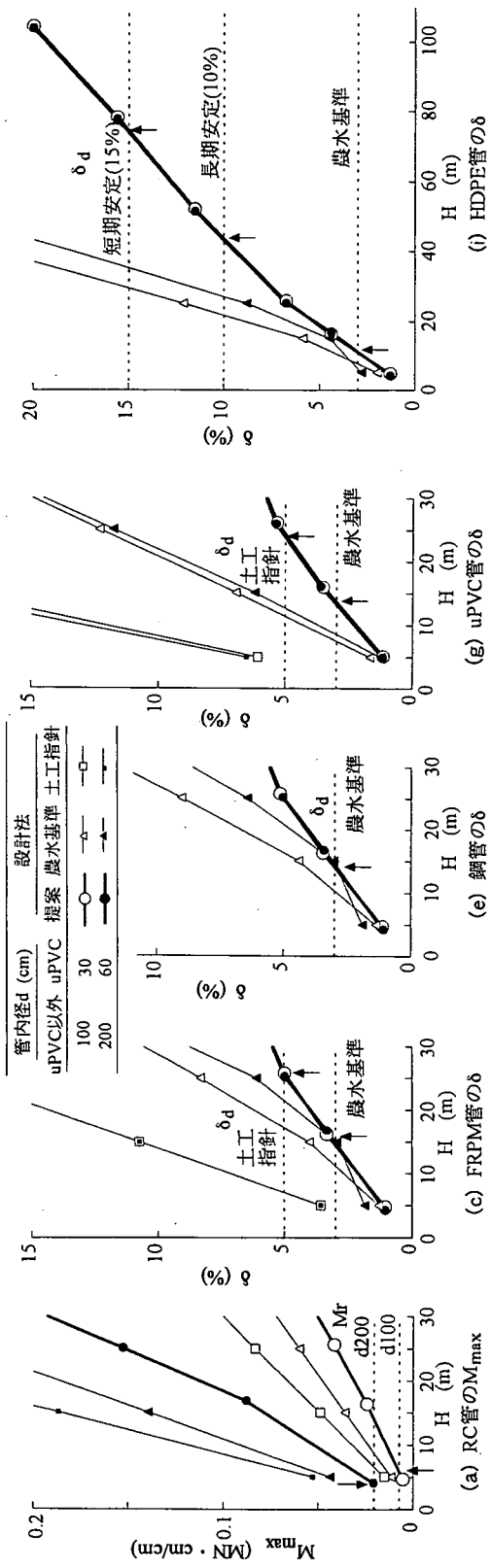


図-15 現行設計法と提案設計法の比較(6種類の管のたわみ率 δ , 最大曲げモーメント M_{max} , 許容たわみ率 δ_d , および抵抗曲げモーメント M_r)

表-2 K₀圧縮試験に用いた土材料の一次性質

Soil ¹⁾	G _s	D _{max} Gravel Sand Fine				U _c	ρ _{dmax}	ρ _{dmin}	w _{opt}
		mm	%						
S0	2.65	1.4	0	100	0	1.75	1.58	1.32	—
S16	2.71	2.0	0	84	16	70	1.92	1.42	11.4
S30	2.67	2.0	0	70	30	115	1.86	1.29	13.5
S44	2.67	2.0	0	56	44	>500	1.79	1.31	16.2
C40	2.70	37.5	70	20	10	127	2.32	1.48	5.4

1) S0: 珪砂, S16: まさ土, S30: シルト質砂, S44: 粘土質砂, C40: クラッシャーランC-40.

は1.で述べたように、排水管の限界高さは15 m(農水基準)、または30 m(道路土工指針)と決められているが、ここでは比較のため、これらを超える盛土高の場合に対しても現行設計法をそのまま適用している。

図-14は、農水基準と道路土工指針が共に扱っているRC管とFRPM管を例にとって、提案設計法と現行設計基準による設計結果を比較している。この図から、現行設計基準は提案設計法に比べて、 δ と M_{max} を常に過大評価しており、この傾向は土被り高Hの増大につれて著しく強まることが分かる。これと同様な結果は、文献6)に示した遠心模型実験と現行設計基準の比較でも得られており、これと図-14を併せると、現行設計基準は排水管の変形挙動を著しく過大評価すると結論してよい。

図-15(a)~(j)は、全ての管の設計結果を図-13よりも拡大して比較している。図中の破線は許容たわみ率 δ_d 、ならびに管の有する抵抗曲げモーメント M_r を表す。また、図中の矢印は提案設計法によって求められる δ と δ_d 、および M_{max} と M_r の交点である。図-14と同様に、現行設計基準は提案設計法に比べて、 δ と M_{max} を常に過大評価している。その結果、 δ_d 、ならびに M_r と設計ラインの交点の横座標値として求まる限界土被り高 H_c は、農水基準によって算定されたFRPM管と鋼管のd200 cmの2ケースを除いて、矢印で示した提案設計法による H_c の方が、現行設計基準による H_c よりも常にかなり大きい。また、提案設計法による δ は、管径が変わってもほぼ一致し、道路土工指針による δ もそうになっている。ところが、農水基準では管の S_p が同じ場合(FRPM管とHDPE管)でも、小さい管径の δ の方が大きい管径の δ よりも大きくなっており、これは経験的事実と矛盾する。

次に、提案設計法によって算定されたHDPE管の δ (図-15(i))に対して農水基準の $\delta_d=3\%$ を適用すると、限界土被り高は10 m程度にすぎないが、著者らがHDPE管の長期、短期の安定に対して提案した $\delta_d=10\%$ 、 15% を採用すれば、限界土被り高はそれぞれ45 m、80 mに増え、実用上のメリットが大きい(付録1参照)。さらに、図-15(j)に示した提案設計法によるHDPE管の M_{max} は、HDPEの材料非線形性のため、Hの増大に伴って減る傾向を示すのに対して、同図に示した農水基準の M_{max} は、Hの増大に伴って急激に増えており、HDPE管の特性を考慮できていない。

以上に述べた提案設計法と現行設計基準による設計結果の顕著な差異は、現行設計基準が、問題のあるM-S理論に依拠し、土と管の力学的性質を直接用いず、その代わりに力学的に明確でない沈下比などの設計定数や地盤反力係数 e' を用い、さらに文献9)

表-3 土材料の二次性質(wと ρ_d)と設計用ポアソン比(ν_s)

Soil	w %	ρ _d (g/cm ³)				ν _s			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV
S0	0	1.43	1.47	1.50	1.55	0.29	0.29	0.29	0.28
S16	10	1.50	1.60	1.70	1.80	0.30	0.30	0.30	0.27
S30	12	1.50	1.60	1.70	1.80	0.32	0.31	0.30	0.30
S44	14	1.40	1.50	1.60	1.70	0.33	0.33	0.33	0.32
C40	5	1.60	1.80	2.00	2.20	0.30	0.31	0.26	0.21

で指摘したような実態と異なる設計土圧分布を仮定しているため、実際の排水管の力学挙動を反映できないことから生じている。一方、提案設計法は、土と管の力学的性質を合理的に考慮しているのので、排水管の力学挙動を矛盾なく予測でき、その結果、各種排水管の限界埋設深さを、現行設計基準の規定を超えるかに超える範囲まで拡張できることが分かった。

8. 盛土材料と裏込め材料の設計用弾性定数

6.で提示した設計図表を使用するに当たっては、盛土、裏込め両材料の変形係数(E_F と E_B)が必要である。ここでは、K₀圧縮試験によって求めた5種類の土材料の設計用弾性定数を示す^{12),13)}。なお、この章では盛土材料と裏込め材料を区別する必要がないので、両者の変形係数を E_s 、ポアソン比を ν_s と表す。

(1) K₀試験に用いた土材料

試験に用いた土材料は、表-2に示す乾燥砂、まさ土、シルト質砂、粘土質砂、クラッシャーランC-40の5種類で、クラッシャーランを公称最大粒径を用いてC40、それ以外を細粒分含有率を用いてそれぞれS0、S16、S30、S44と表す。C40は高盛土下の排水管理施設工において裏込め材料として一般的に用いられる。

供試体の密度は表-3に示すように各土材料とも、 ρ_d を4通りに変え、 ρ_d の小さい方からI、II、III、IVと表す。S0供試体は漏斗を用いた空中落下法、S16、S30、S44の3種類の土供試体は仕上がり層厚2 cmの締固め、またC40供試体は仕上がり層厚5~7 cmの締固めによりそれぞれ作成した。

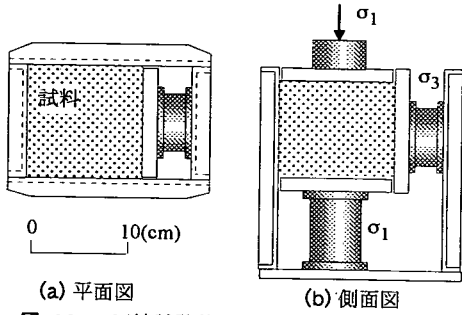


図-16 K_0 圧縮試験装置(内寸法12×12×10 cm)

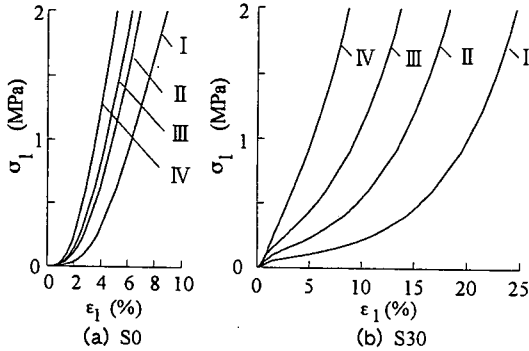


図-17 単調載荷試験で得られた $\sigma_1 \sim \epsilon_1$ 関係

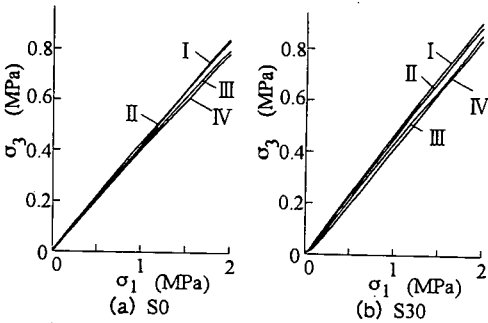


図-18 単調載荷試験で得られた $\sigma_1 \sim \sigma_3$ 関係

(2) K_0 試験装置と試験方法

K_0 圧縮試験は2種類の装置を用いて行った。C40以外の土材料の試験に使用した小型の K_0 圧縮試験装置(内寸法12cm×12cm×高さ10cm)を図-16に示す。C40の試験には、図-16と同じ形式で、内寸法が30cm×30cm×高さ27cmの大型装置を使用した。

これらの装置を用いて、側方変位を拘束した K_0 条件下で、直方体供試体に垂直応力 σ_1 を段階的に載荷し、軸ひずみ ϵ_1 と側方応力 σ_3 を測定した。そして、各段階で測定された σ_1 、 σ_3 、 ϵ_1 を、土を等方弾性体と仮定した場合のHookeの法則から求まる次式：

$$v_s = (\sigma_3 / \sigma_1) / (1 + \sigma_3 / \sigma_1) \quad (8)$$

$$E_s = (1 - v_s - 2v_s^2) / (1 - v_s) \cdot \sigma_1 / \epsilon_1 \quad (9)$$

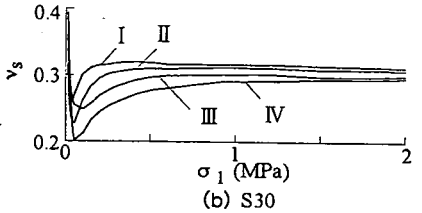
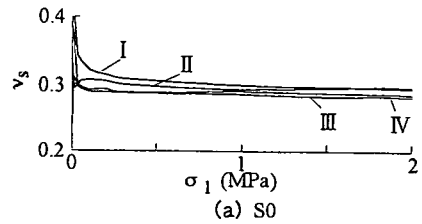


図-19 単調載荷試験で得られた $\sigma_1 \sim v_s$ 関係

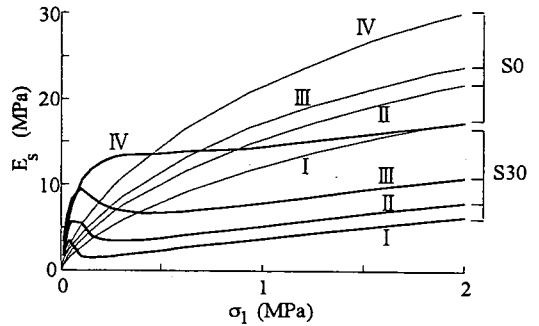


図-20 単調載荷試験で得られたS0とS30の $\sigma_1 \sim E_s$ 関係

に代入して E_s と v_s を求めた。摩擦の影響を除くため、圧縮箱の側壁にリュブリケーションを施すとともに、上下載荷板に接続したロードセルによる測定値の平均を式(8)、(9)の σ_1 として用いた。

σ_1 は、最大100mの高盛土下に管が埋設される場合にも対応できるように、1.96 MPaまで載荷した。載荷方法は、段階的に σ_1 を増やす単調載荷と、 $\sigma_1 = 0.29$ MPa、および0.88 MPaまで載荷した後、除荷、再載荷を行う繰返し載荷の2通りとした。繰返し載荷試験はS0-I、S16-II、S30-I、S44-IIの4供試体のみ行った。

(3) 単調載荷試験の結果

単調載荷試験の結果をS0とS30の場合を例にとって説明する。図-17、18に $\sigma_1 \sim \epsilon_1$ 関係と $\sigma_1 \sim \sigma_3$ 関係を示す。図-19は、図-18のデータを式(8)に代入して求めた $\sigma_1 \sim v_s$ 曲線である。次に、図-20は、 $\sigma_1 \sim \epsilon_1$ 関係(図-17)と $\sigma_1 \sim v_s$ 関係(図-19)を式(9)に代入して求めた $\sigma_1 \sim E_s$ 関係である。 σ_1 の増加に伴い、S0の E_s は単調に増える。一方、S30の E_s は、図-17(b)に示したように、 $\sigma_1 \sim \epsilon_1$ 曲線が σ_1 載荷の初期にS字形の曲線(下に凸の曲線から上に凸の曲線に変わる。この傾向は図-21の方が明瞭である)となるため、 E_s は急勾配で増えてピークに達し、その後、いったん減ってから

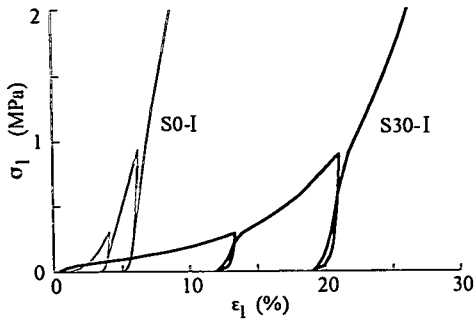


図-21 繰返し載荷試験で得られた $\sigma_1 \sim \varepsilon_1$ 関係

直線的に増える。他のc- ϕ 材料でも、 σ_1 の増大に伴う E_s の変化はS30の場合と定性的に同じであった。

(4) 繰返し載荷試験の結果

繰返し載荷試験の結果を、S0-IとS30-Iの場合を例にとって説明する。図-21に $\sigma_1 \sim \varepsilon_1$ 関係を示す。S30-Iの再載荷過程では、 σ_1 が除荷前の応力(0.29 MPaと0.88 MPa)をこえると、 $\sigma_1 \sim \varepsilon_1$ 曲線の勾配が緩くなる。この傾向はS0を除くc- ϕ 材料で共通して見られた。一方、S0-Iの再載荷過程では、除荷前の応力を超えても明確な勾配の変化が見られない。

図-21の $\sigma_1 \sim \varepsilon_1$ 関係と繰返し載荷試験で得られた $\sigma_1 \sim v_s$ 曲線を用いて求めた $\sigma_1 \sim E_s$ 関係を、S30-I ($\rho_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$)の場合を例にとって図-22に示す。図中の3本の実線が σ_1 を増加する過程、2本の破線が除荷過程を表す。2回の再載荷過程の E_s は、除荷前に加えた最大 σ_1 (2種類の矢印)でピークを示し、これらの σ_1 が降伏応力 p_y であることが分かる。この結果は、c- ϕ 材料の単調載荷試験から得られた $\sigma_1 \sim E_s$ 関係(図-20)においても、 E_s がピークを示す時の σ_1 が締固めによって導入された p_y であることを示す。

(5) 設計用 E_s と v_s

単調載荷試験結果から設計に用いる E_s と v_s をどう求めるかを説明する。

まず、 σ_1 が小さい範囲の v_s は、図-19に示したように一定ではないが、この変化を無視し、単調載荷試験で得られた $\sigma_1 \sim \sigma_3$ 曲線(図-18)の $\sigma_1 \geq 0.49 \text{ MPa}$ の範囲の直線部の勾配を用いて式(8)により設計用 v_s 値(表-3)を求める。このように v_s を応力レベルによらず一定値としたのは、供試体作成の際、締固めを終わった段階でも σ_3 の値がゼロとならないので、 σ_1 が小さい範囲では v_s の変化が見かけ上、拡大されていると考えられること、ならびに v_s を一定とすることによって設計が非常に簡単になる(E_s は少し減って安全側となる)という実用上の理由による。

つぎに、この一定の設計用 v_s 値、および各 σ_1 にお

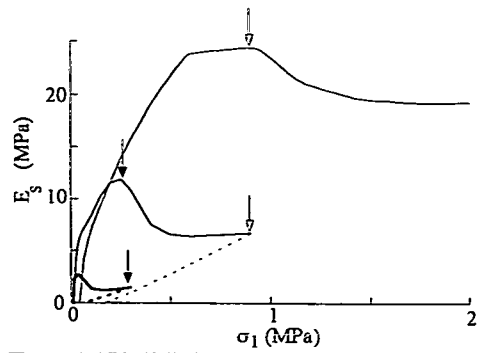
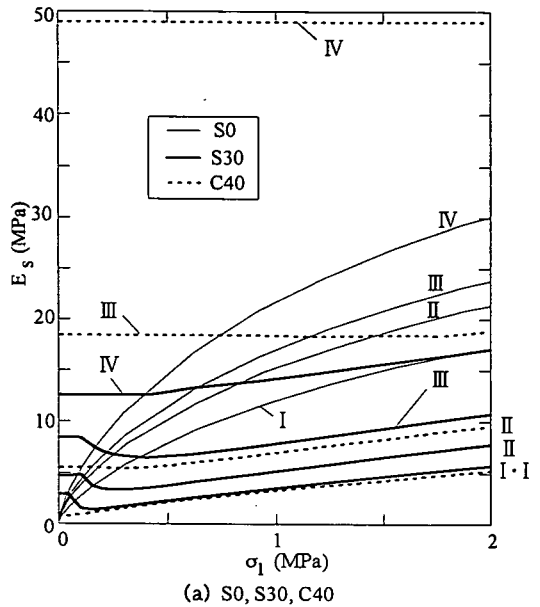
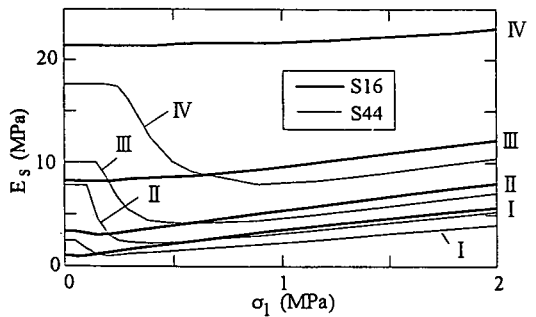


図-22 繰返し載荷試験で得られたS30-Iの $\sigma_1 \sim E_s$ 関係



(a) S0, S30, C40



(b) S16, S44

図-23 設計用 $\sigma_1 \sim E_s$ 関係

る σ_1/ε_1 の値を用いて式(9)により E_s と σ_1 の関係を求める。そして、c- ϕ 材料では図-20に示した $\sigma_1 \sim E_s$ 曲線の初期に見られる E_s のピーク時の σ_1 として p_y を定め、 $\sigma_1 \leq p_y$ の範囲(過圧密領域)では土が線形弾性体として挙動するものと仮定して E_s を一定値(=ピーク値)と置く。また、 $p_y < \sigma_1$ の範囲では設計用 v_s を用いて

求めた $\sigma_1 \sim E_s$ 曲線をそのまま用いる。さらに E_s のピークが見られない ϕ 材料では、設計用 v_s 値を用いて求めた $\sigma_1 \sim E_s$ 曲線をそのまま設計に用いる。以上により、設計用 $\sigma_1 \sim E_s$ 曲線が図-23に示すように求められる。このようにして求めた設計用 $\sigma_1 \sim E_s$ 曲線の信頼性が高いことは、文献7)で示した遠心実験に対するFEM弾性解析において、図-23に示したS0-I, S16-III, S30-III, S44-IIIの設計用 $\sigma_1 \sim E_s$ 曲線を用いて計算した結果が実験結果と良好に一致したことにより確認されている。

実際の設計では、 v_s は、表-3から分かるように例外的なC40-IVを除き、どの土材料でも設計図表で採用した0.3を用いれば良い。また、 E_s は、図-23に示したように σ_1 によって異なる値をとるので、設計図表を用いる時は、7.(3)に述べた手順に従って、まず、表-2, 3から設計条件として与えられた土材料の種類と状態に最も近いものを選び、それに該当する設計用 $\sigma_1 \sim E_s$ 曲線を用いて、管の埋設中央深度の土自重応力を σ_1 とした時の E_s 値を決めれば良い。

9. 結論

適切な設計法が存在しない高盛土下埋設排水管に対する合理的設計法を、多数の遠心実験との照合によって検証されたFEM弾性解析手法を用いて構築した。本研究で得られた主な結論は以下のようにまとめることができる。

(1) 設計法構築の対象とした埋設条件

高盛土下に埋設される排水管の施工形態は、種々の要因が絡んで複雑であるが、実際の施工形態を反映し、かつ実際への適用範囲ができるだけ広い埋設条件として、円形のプレキャスト排水管が正台形の裏込め部によって囲われ、その周囲が盛土で覆われる「裏込め改良型」を設計法構築の対象として選定した。裏込め部は硬い基盤から直接立ち上がる条件とした。裏込め部下方が盛土の場合も、裏込め部の下に捨てコンクリートを打設することによってこの条件に組み入れた。

(2) 排水管の変形挙動に対する考察

排水管の変形挙動を弾性論により検討し、管の変形挙動を支配する「管の変形に対する裏込め部の拘束作用」と「盛土から裏込め部へ伝達される土圧の集中作用」の影響の大きさが、裏込め部と管、および裏込め部と盛土の剛性の比として定義した2つの指数 κ^* と λ^* によって表せることを示した。さらに、

排水管の変形挙動が地盤の応力レベルに依存することを考慮して、管に生じる鉛直たわみ率と最大曲げモーメントを表す2つの係数 ω^* と K^* を定義した。

(3) $\omega^* \cdot K^*$ の一義性の判定と提案設計法の適用範囲

高盛土下埋設排水管の遠心実験の解析で用いたモデルと基本的に同じ設計用FEモデルを用いて、 ω^* と K^* の一義性の判定を行い、 κ^* 、ならびに λ^* が同じであれば、地盤の応力レベル、管の寸法、管と土の単位体積重量がそれぞれ変化しても、 ω^* と K^* が実用的に十分な精度で一義的に定まることを確かめた。

(4) 設計図表の提案

高さが最大100 mに達する高盛土下の埋設排水管に生じるたわみ率と最大曲げモーメントを設計用FEモデルを用いて算定し、設計実務に使用できる2通りの設計図表(図-11, 図-12)を提示した。設計図表の一つ(図-11)は、管の材質が線形弾性体で、管の曲げ剛性が広い範囲で変化する場合に対して適用するものであり、もう一つ(図-12)は、管の材質が材料非線形性を持つHDPE排水管に対して適用するものである。提案設計図表は、実際施工で用いられる管の材質と寸法、裏込め材料、盛土材料の組み合わせの大半を網羅しているので、現場で現れるほとんど全ての施工条件に対して適用できることを指摘した。

(5) 提案設計法と現行設計法の比較

提案設計法と現行設計基準(道路土工指針と農水基準)によって予測した6種類の排水管のたわみ率 δ と最大曲げモーメント M_{max} を比較し、現行設計基準が問題のあるMarston-Spangler理論に依拠しているため、提案設計法に比べて、 δ と M_{max} を常に過大評価し、この傾向は盛土高さの増大につれて著しく強まることを具体的に示した。一方、提案設計法は、現行設計法が依拠するような曖昧な設計定数は一切用いず、その代わりに管と土材料の力学的性質を直接用いて構築されているので、各種排水管の δ と M_{max} を合理的に予測でき、その結果、排水管の限界埋設深さを、現行設計基準の規定をはるかに超える範囲にまで拡張できることが確かめられた。

(6) 盛土材料と裏込め材料の設計用弾性定数

提案設計図表を使用する際に必要な裏込め材料、ならびに盛土材料の変形係数と地盤応力の関係を、細粒分含有率と最大粒径が異なる5種類の砂粒土に対して、密度をそれぞれ4通りに変化させて実施した K_0 圧縮試験から求め、図-23に示した。図-23と提案設計図表(図-11, 図-12)を組み合わせ用いるこ

とによって、高盛土下埋設の場合に特に問題となる土材料の変形係数の応力レベル依存性を正当に評価した排水管の設計が可能となる。

謝辞：K₀圧縮試験にご協力頂いた伊地朝太(現 日立造船)・佐藤雄一(現 森本組)の2君に謝意を表します。

付録1：HDPE排水管の設計許容たわみ率について

農水基準と著者らの提案したHDPE排水管の設計許容たわみ率 δ_d にはかなり差があるので、両者の提案根拠、ならびに著者らの提案する δ_d を採用しても問題ないことを説明する。

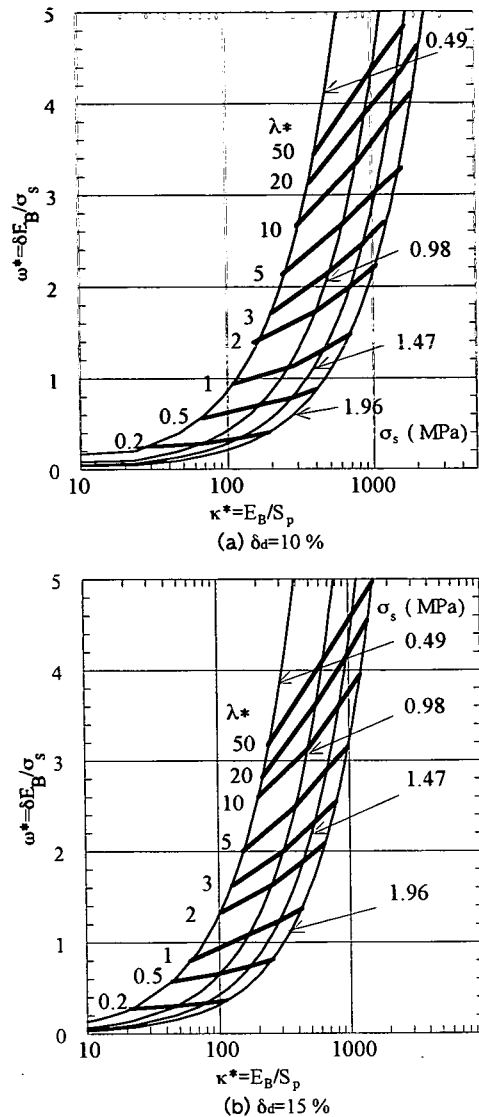
まず、農水基準の δ_d は、道路土工指針と同じ $\delta=5\%$ をたわみ性管に対する推奨たわみ率と決め、これから施工のばらつきを考慮して2%を差し引いて $\delta_d=3\%$ を定めている。そして、推奨たわみ率 $\delta=5\%$ の根拠として、それ以上のたわみ率では、①継ぎ手からの漏水、②塗装の亀裂、③通水断面の不足が生じることを挙げている。一方、著者らが提案した $\delta_d=10\%$ 、および15%は、遠心実験の結果^{4), 5)}を安全側に評価(安全率は1.2程度)したものである。

つぎに、本論文で対象とした自然流下式のHDPE排水管では、著者らの提案する δ_d を採用しても問題ない理由は以下の通りである。

- ①HDPE排水管の継ぎ手は、断面変形に十分追随ように、シート状の止水パッキンをプラスチックシートや成形品によって拘束する構造となっているので、一般に内水圧が作用しない条件で用いられる自然流下式のHDPE管では、 $\delta_d=15\%$ の下でも継ぎ手からの漏水は生じない。なお、49 kPaの内水圧を作用させたより厳しい条件でも、10%のたわみ率では継ぎ手からの漏水がないことを実験的に確認している。
- ②HDPE排水管には塗装を施さないのが普通である。
- ③ $\delta_d=15\%$ で管が楕円に変形すると仮定した場合、マンシング式により算定される満流流量の低下は、たわみ率がゼロの真円管の満流流量の5%程度にすぎない。このことと、通常の排水管の通水量が満流流量の80%で計画されることを併せると、 $\delta_d=15\%$ を採用しても通水断面の不足は生じない。

付録2：HDPE排水管の $\delta_d=10\%$ と15%に対する設計用 $\omega^* \sim \kappa^*$ 関係

本文の図-12では、HDPE排水管の設計図表を σ_s ごとに示したが、 σ_s がこの図表の値と異なる時は内挿により ω^* と K^* を決める必要があり、実務上やや不便



付図 $\delta_d=10\%$ と15%に対するHDPE排水管の $\omega^* \sim \kappa^*$ 関係

と思われる。そこで、 $\delta_d=10\%$ と15%に対する $\omega^* \sim \kappa^*$ 関係を σ_s と λ^* をパラメータとして描き、付図として示す。設計条件として、例えば裏込め材料の種類と状態、ならびに σ_s が与えられた場合、7.(3)で述べた手順に従って E_B を求め、公称 S_p 値(0.043 MPa)との比として $\kappa^*=E_B/S_p$ を決定し、付図から対象 σ_s 曲線と κ^* の交点における $\lambda^*=E_B/E_F$ を定めれば、 $\delta_d=10\%$ 、または15%とするために必要な盛土の E_F が定まる。よって、対象とする σ_s においてこの E_F をとるような盛土の種類と状態を、図-23、表-2、表-3を用いて選ばよ。なお、HDPE排水管に生じる曲げモーメントについては、本文の図-15(j)に示したように常に安全であるので照査は不要である。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路土工—カルバート工指針, 1999.
- 2) 農林水産省構造改善局: 土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」基準書・技術書, 1998.
- 3) Spangler, M.G.: Underground conduits—Appraisal of modern research, *Trans. of ASCE*, Vol.113, pp. 316-374, 1948.
- 4) 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.
- 5) Tohda, J., Li, L., and Hinobayashi, J.: Deformation of HDPE drainage pipes buried under high fills in centrifuge models, *Proc. of 7th Australia and New Zealand Conf. on Geomechanics*, pp.563-568, 1996.
- 6) 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.
- 7) 東田淳, 日野林讓二, 吉村洋, 寒竹英貴, 不動雅之: 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, 土木学会論文集, 投稿中.
- 8) 不動雅之, 東田淳, 佐藤雄一, 日野林讓二: 高盛土下に埋設される排水管の変形抑制対策工, 土木学会第56回年次学術講演会, pp.242-243, 2001.
- 9) 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, 1998.
- 10) 東田淳, 三笠正人: 弾性論による埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 376号/Ⅲ-6, pp.181-190, 1986.
- 11) タキロン(株)八日市工場技術部: タキロンダブル管土槽埋設試験報告書, 1997.
- 12) 伊地朝太, 東田淳, 日野林讓二: 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.
- 13) 東田淳, 不動雅之, 佐藤雄一, 日野林讓二: クラッシューランC-40の変形特性, 土木学会第56回年次学術講演会, pp.238-239, 2001.

(2001.3.14 受付)

A NEW DESIGN METHOD FOR DRAINAGE PIPES BURIED UNDER HIGH FILLS

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

A rational design method for drainage pipes buried under high fills that considers the mechanical properties of fill material, backfill material, and pipe reasonably was proposed. The method was constructed by an FE elastic analysis that was validated by comparison with extensive series of centrifuge model tests. The method provided two types of design charts for practical applications to predict vertical deflections and maximum bending moments of pipes reasonably: one for any type of pipe that behaves as linear-elastic body, and the other for HDPE (high density polyethylene) pipes that behave as non-linear elastic bodies. The proposed method can be applied for almost all field conditions involving extremely high fills with heights up to 100 m that current design standards do not specify.