

土木学会関西支部
共同研究グループ

「老朽化、および更生した
下水道管きよの耐震設計法に
関する研究」

平成 27 年度報告書

序

大阪市域の下水道管きよは老朽化が急速に進んでおり、法定耐用年数である布設後 50 年を経過した管きよが総延長 4800 km のうちのおよそ 3 割を占める。そのため、老朽管きよの耐震性確保が最重要課題となっており、更生工法による改築更新が鋭意、実施されている。

一方、日本下水道協会では、東日本大震災を契機として、設計指針である「下水道施設耐震対策指針と解説」(1997, 2006)を見直して 2014 年に改訂版を発行し、さらに設計マニュアルである「下水道施設耐震計算例(管路施設編)」(2001)を 2015 年に改訂した。一般に下水道管きよは、水道管、ガス管、共同溝などの線状地中構造物に比べて、管材質、形状、口径、埋設深さ、施工法が多種多様であるところに特徴があり、改訂された設計指針(2014)と設計マニュアル(2015)でも対象とする管種は、円形管、ボックスカルバート、シールド管きよを含めて 11 種類に上っている。

ところが、この改訂された設計指針(2014)と設計マニュアル(2015)は、旧指針(1997, 2006)・旧設計マニュアル(2001)と同様に、土と構造物の相互作用をバネモデルで表す応答変位法を採用しているため、実際とは定性的に異なる管きよの地震時挙動を予測すると推定されること、必ずしも老朽管きよを対象としたものではないこと、大阪市で幹線管きよとして用いられてきた馬蹄形管きよが対象外とされていること、ならびに更生した管きよを対象としていないことなどから、大阪市のように老朽化の比率が高い大都市の下水道管きよに対する適用性は未解明な部分が残っている。

そこで、老朽化した下水道管きよ、ならびに更生した下水道管きよの断面方向の耐震性の予測手法に関して調査研究を行うことを目的として、土木学会関西支部共同研究グループ「老朽化、および更生した下水道管きよの耐震設計法に関する研究」を組織した。本共同研究グループのテーマは、共同研究グループ設置の目的として記載されている 3 テーマのうちの「産官学の共同研究テーマ」に該当するものであり、官からは大阪市の下水道担当者がメンバーとして参加し、当調査研究事項に関して、大阪市の現状や抱えている問題点、課題解決の方向性を報告し、産官学が共同して大阪市の老朽管きよ対策、とりわけ耐震化対策の課題解決のための議論を行った。

平成 27 年度は、上記の目的を達成するため、健全な管きよを扱っている改訂設計指針(2014)と設計マニュアル(2015)を対象として以下の研究を行った。

- 下水道管きよの耐震設計法の問題点を整理した。
- 遠心実験の解析に用いた FEM 解析手法に対して、設計に適用するための改良を施した。
- 設計マニュアル(2015)に記載された健全な管きよ(鉄筋コンクリート管と強化プラスチック複合管)の土圧・変形挙動と FEM 解析による予測を比較した。

なお、本報告書では、上述した旧設計指針と旧設計マニュアルを含めて「旧設計法」、改訂設計指針と改訂設計マニュアルを含めて「現行設計法」とそれぞれ呼ぶことにする。

最後に、本研究グループの活動に積極的に参加されたメンバーの皆様、特に研究会の運営にご苦勞を頂いた幹事の皆様には深く感謝の意を表するものである。

土木学会関西支部共同研究グループ
「老朽化、および更生した下水道管きよの耐震設計法に関する研究」
代表 東田 淳

目次

1. 研究グループの活動報告
 - 1.1 研究成果
 - 1.2 構成員
 - 1.3 研究会と幹事会の議題
 - (1) 第1回研究会(H27. 4. 20)
 - (2) 第2回研究会(H27. 7. 15)
 - (3) 幹事会(H27. 9. 24)
 - (4) 第3回研究会(H27. 10. 23)
 - (5) 幹事会(H27. 12. 11)
 - (6) 第4回研究会(H28. 1. 29)
 - (7) 幹事会(H28. 2. 11)

2. 埋設管きよの地震時挙動の実態と旧設計法
 - 2.1 遠心実験の方法
 - 2.2 旧設計法による予測手法
 - 2.3 旧設計法による予測と実験結果の比較
 - 2.4 設計予測と実験結果が合わない理由

3. 現行設計法の概要と問題点
 - 3.1 現行設計法の概要
 - 3.1.1 設計条件
 - 3.1.2 フレーム計算による設計法と設計土圧・曲げモーメントの分布
 - (1) 設計法の概要
 - (2) 土圧・曲げモーメントの分布
 - 3.1.3 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)に基づく設計法
 - (1) 設計法の概要
 - (2) 土圧・曲げモーメントの分布
 - 3.2 現行設計法の問題点
 - 3.2.1 FRPM管以外の円形管の設計ばね定数
 - (1) 連続体モデルによる法線方向ばね定数の誘導
 - (2) 法線方向設計ばね定数
 - (3) 接線方向設計ばね定数
 - 3.2.2 FRPM管の設計ばね定数
 - 3.2.3 ボックスカルバートの設計ばね定数
 - (1) 法線方向設計ばね定数
 - (2) 接線方向設計ばね定数
 - 3.2.4 管面における開口の扱い方
 - 3.2.5 相対変位 ΔU による水平荷重 Q_h
 - 3.2.6 XY 方向に地盤ばねを設定する方法
 - 3.2.7 地震時周面せん断力の頭打ち
 - 3.2.8 常時の設計における埋設方式
 - 3.2.9 地下水圧の扱い方

- 4. 弾性 FEM による耐震設計法の開発
 - 4.1 FEM 解析手法の単純化
 - 4.2 解析モデルの寸法の検討
 - (1) 解析モデルの寸法の検討の必要性
 - (2) 単純せん断の場合
 - (3) 一次モードの場合
 - 4.3 地震時増分の計算方法
 - 4.4 水圧の与え方
 - 4.5 地盤条件
 - (1) 常時の地盤条件
 - (2) 地震時増分計算における地盤条件

- 5. 提案設計法と現行設計法の比較
 - 5.1 RC 管(開削工法)
 - (1) 解析モデル
 - (2) 解析結果
 - (3) 引張り σ の補正
 - (4) 現行設計法との比較
 - 5.2 FRPM 管
 - (1) 解析モデル
 - (2) 解析結果
 - (3) 現行設計法との比較

- 6. 残る課題

付録 研究会・幹事会 議事録

1. 研究グループの活動報告

1.1 活動成果

研究会を4回開催し、以下の活動成果を得た。

- ① 模型地盤を遠心場でせん断変形させた遠心実験によって判明した埋設管きよの地震時挙動と旧設計法による予測を比べ、両者の相違を具体的に示した。
- ② 現行設計法の問題点について検討し、以下を指摘した。
 - ・ 管きよに働く地震時土圧が地盤変位による土圧と地震時周面せん断土圧の和であるという応答変位法の仮定は疑問である。
 - ・ 現行設計法で新たに採用された地盤ばねは、管面の完全滑動条件を仮定した連続体モデルの弾性理論解を用いて決定されている。そのため、地盤変形と地盤内応力の両者に起因するせん断土圧 τ が管きよ表面に働くという現行設計法の仮定は、地盤ばねの決定方法と矛盾する。
 - ・ 地震時の設計垂直土圧 σ は広い範囲で引張りとなるが、土は引張りに耐えられないので、実際には管面で開口が生じてこの範囲の垂直土圧 σ はゼロになるはずである。
 - ・ 設計せん断土圧 τ が広い範囲で設計垂直土圧 σ よりも大きくなるが、実際には管面で発揮される摩擦はごく小さいので、この範囲の設計せん断土圧 τ は疑問である。
- ③ 弾性FEMによる耐震設計法について検討を加え、以下の手法を開発した。
 - ・ 管面の境界条件は、遠心実験の解析で採用していた管面境界条件よりも簡単で実用的な完全滑動・開口許容の管面境界条件を採用する。
 - ・ 常時と地震時では地盤の弾性定数が静的、動的と異なるので、解析は常時と地震時増分の2段階にわけて行い、両者の和を地震時とする。
 - ・ 対象地盤は改訂設計マニュアル(2015)に示された標準土質モデルのタイプIとする。
 - ・ 常時の解析では、管きよが埋設されてから長年月を経て、埋戻し土と周辺地盤の応力状態が均一化しているとみなし、弾性係数 E を管中央深さ位置における周辺地盤の N 値を用いて $E=700N$ (kN/m^2)によって決定する。ポアソン比は静止土圧係数 K_0 を0.5と仮定して得られる $1/3$ とする。地下水圧を考慮する。
 - ・ 地震時増分を求める解析では、土と管の自重を無視し、地盤両端と地表面の各節点に鉛直変位ゼロと一次モードの地震時水平変位を与える。地震時水平変位量と地盤の弾性定数は改訂設計マニュアル(2015)に従って決定する。
 - ・ 解析対象の地盤の全高 H_2 は改訂設計マニュアル(2015)に従う。地盤幅 B は、地震時増分解析で B を変化させた検討の結果に基づいて、遠心実験で採用した $B/H_2=1.1$ を採用する。
- ④ 改訂設計マニュアル(2015)に示された代表的な事例(鉄筋コンクリート管とFRPM管)について、開発したFEMによる解析を実施し、改訂設計マニュアル(2015)に示された設計値と比較し、以下の結果を得た。
 - ・ どの管きよについても、FEM解析と設計で土圧分布が大きく異なったため、最大曲げモーメント M_{\max} も以下のようにかなり異なる値となった。
 - ・ 鉄筋コンクリート管では、FEM解析の M_{\max} は設計値の1.3倍程度と大きかった。
 - ・ FRPM管では、FEM解析の M_{\max} は設計値の0.2程度しかなく、ごく小さかった。

1.2 構成員

表-1 に構成員名簿を示す。

| | 氏名 | 所属 |
|------------|--------|--|
| 代表 | 東田 淳 | 大阪市立大学客員教授 Buried Pipe Research Center |
| 幹事 | 吉村 洋 | (独) 国立高等専門学校機構 阿南工業高等専門学校 創造技術工学科 建設コース |
| 幹事 | 井上 裕司 | 中央復建コンサルタンツ(株) 構造系部門 保全再生グループ |
| 幹事 | 三品 文雄 | 日本ジッコウ株式会社 技術研究所 エースコンサルタント株式会社 |
| | 小高 康生 | 中央復建コンサルタンツ(株) 総合技術本部 技術マネジメントグループ |
| | 寒竹 英貴 | 中央復建コンサルタンツ(株) 道路系部門 トンネルグループ |
| | 矢野 博彦 | 積水化学工業株式会社 環境・ライフラインカンパニー 西日本支店 バリュ チェーン推進室 |
| | 日野林 譲二 | 大日本プラスチック株式会社 開発部 |
| | 高塚 義則 | 鹿島建設(株)関西支店 高槻インターチェンジ工事事務所 |
| | 谷川 伸一 | クボタシーアイ株式会社 開発部 開発第二グループ |
| 幹事 | 島津多賀夫 | (株) アサノ大成基礎エンジニアリング |
| | 丸吉 克典 | 日本ハウエル株式会社 技術グループ |
| 大阪市 連絡先 | 大杉 朗隆 | 大阪市建設局 下水道河川部 調整課 |
| | 今井 一彦 | (株) 建設技術研究所 東京本社 下水道部 |

1.3 研究会・幹事会の議題 (議事録と資料集は付録参照)

(1) 第1回研究会

日 時：平成 27 年 4 月 20 日 (月) 13:30~17:00

場 所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室

議 事：(司会：吉村委員)

1. 代表挨拶 (東田委員長)
2. 経過報告 (東田委員長、三品委員、大杉委員)
3. 東田委員長報告

- ・共同研究グループ関連資料
 - ・アジア会議論文の査読意見と回答
 - ・ばね定数に関する問題点
 - ・大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドラインの問題点
4. 吉村委員報告 (吉村委員)
 5. 島津委員報告 (島津委員)
 6. 今後の進め方について

(2) 第2回研究会

日 時：平成27年7月15日（月） 13:30～17:00

場 所：公益社団法人土木学会関西支部

議 事：(司会：吉村委員)

1. 代表挨拶 (東田委員長)
2. 新会員自己紹介 (今井委員)
3. 経過説明
 - ・下水道協会関係 (三品委員)
 - ・大阪市関係 (大杉委員)
 - ・計算例説明会 (東田委員長)
4. Muir 解の検討結果 (東田委員長)
5. 下水道耐震設計法の問題点の再整理 (東田委員長)
6. FEM 解析の結果 (島津委員・吉村委員)
7. 次回の研究会について

(3) 幹事会 (H. 27. 9. 24)

日 時：平成27年9月24日（木） 13:00～17:00

場 所：土木学会関西支部会議室

議 事：埋設管のFEM解析について (島津委員)

1. はじめに
2. K_0 条件とせん断条件の重ね合わせについて
3. 解析モデルのアスペクト比の検討
4. 次回の研究会までの研究計画

(4) 第3回研究会

日 時：平成27年10月23日（金） 13:30～17:00

場 所：公益社団法人土木学会関西支部

議 事：(司会：吉村委員)

1. 代表挨拶 (東田委員長)
2. 前回議事録確認 (井上委員)
3. 経過説明
 - ・下水道協会関係 (三品委員)
 - ・大阪市関係 (大杉委員)

4. RC 管の耐震計算例の紹介 (吉村委員)
5. 応答変位法の問題点 (東田委員長)
6. FEM 解析の結果 (島津委員)
7. 次回の研究会について

(5) 幹事会 (H27. 12. 11)

日 時：平成 27 年 12 月 11 日 (金) 13:30-16:00

場 所：中央復建コンサルタンツ株式会社本社 2F 中会議室

議 事：

1. 地盤の強制変位を cos カーブで与えた時の FEM のモデル寸法について
2. 耐震設計例との比較について
3. 常時の解析における地下水位と埋戻し土の取り扱いについて
4. 図の向きについて
5. 報告書の目次と執筆担当について
6. ワークショップの実施計画について

(6) 第 4 回研究会

日 時：平成 28 年 1 月 29 日 (金) 13:30~17:00

場 所：公益社団法人土木学会関西支部

議 事：(司会：吉村委員)

1. 代表挨拶 (東田委員長)
2. 前回議事録確認 (井上委員)
3. 経過説明
 - ・下水道協会関係 (三品委員)
 - ・大阪市関係 (大杉委員)
 - ・活動経過 (東田委員長)
4. FRPM 管の耐震計算例の紹介 (吉村委員)
5. 幹事会(2015. 12. 11) 報告 (井上委員)
6. 幹事会以降の F E M 解析の結果 (島津委員)
7. 報告書について (東田委員長)

(7) 幹事会 (H28. 2. 11)

日 時：平成 28 年 2 月 11 日 (木) 13:30-17:00

場 所：(株) アサノ大成基礎エンジニアリング(上野)3F 会議室

議 事：

1. 報告書について
2. アスペクト比の検討結果(管有り、地震時、自重なし開口なし)について
3. FRPM 管の FEM 解析結果と耐震設計例との比較について
4. その他の決定事項

2. 埋設管きよの地震時挙動の実態と旧設計法

本章では、埋設管きよの地震時挙動の実態を調べるために実施した遠心実験の測定結果^{1)~4)}と実験条件を旧設計法にできるだけ忠実に当てはめて算定した設計結果を比べ^{5)~8)}、実験結果と設計結果がかなり異なることを示す。

2.1 遠心実験の方法

実験に用いた馬蹄形、矩形、円形の3通りの形状を持つ硬質アルミ製の模型管きよ(A-type, B-type, C-type)を図-2.1に示す。C-typeでは、剛性の大きなR-pipeと小さいF-pipeの2本を用いた。模型管きよの幅と高さまたは外径 D は90 mm(原型で2.7 m)である。A-typeとB-typeの剛性は実際のRCプレキャストカルバートの剛性に、またR-pipeとF-pipeの剛性はそれぞれ実際のRC管およびFRPM管の剛性に合わせた。模型管きよには、管面に対して垂直方向と接線方向に働く垂直土圧 σ とせん断土圧 τ を測定する土圧計、および管壁に生じる曲げひずみ ε を測定するひずみゲージを多数設置した。

模型と実験装置を図-2.1に示す。模型は原型を1/30に縮小した二次元模型である。模型地盤は、S0(乾燥瀬戸砂)、およびS16(まさ土)を管軸方向に落下、または締め固めて作製したS0L(乾燥砂ゆる詰)地盤、S0D(乾燥砂密詰)地盤、S16L(まさ土ゆる詰)地盤である。S0L地盤では土被り高 H を9 cmと18 cm($H/D=1, 2$)に変え、S16L地盤とS0D地盤では H を9 cm($H/D=1$)に揃えた。基盤と管底の距離 H_b をはどの実験も15 cmと同じにした。全実験数は16である。

実験は、遠心加速度30 g場で模型地盤の両端に設置した剛なアルミ壁一対を、下端ヒンジとしてせん断ひずみ γ が3.2%になるまで平行を保ったまま左方向、次いで右方向へと10回、傾けて模型地盤に単純せん断変形を与えた。1サイクル所要時間は6分である。容器前後とアルミ壁の内面には摩擦軽減のためにリュブリケーションを施した。

2.2 旧設計法による予測手法

図-2.2に円形管の場合を例にとって旧設計法^{9)~11)}が想定する埋設管の地震時挙動モデルを示す。このモデルでは、地震によって生じる一次モードの水平地盤変位 δ_{GH} と地盤内せん断応力 τ_G の両者に起因する垂直土圧 σ とせん断土圧 τ が、地盤ばねで支持された管に働くとする。図の k 、 δ_G 、 δ_p はそれぞれ地盤のばね定数、地盤の変位、管の変位であり、添字の r と θ が法線方向と接線方向の成分を表す。ただし、旧設計法では、RC管の場合のみ、 τ_G に起因する土圧 $\sigma_r \cdot \tau_{\theta}$ を無視する規定になっている(理由は不明)。

旧設計法による予測計算では、B-type, R-pipe, F-pipeに対してRCプレキャストボックスカルバート、RC管、FRPM管の計算法をそれぞれ適用し、設計入力定数は旧設計法の規定をできるだけ忠実に当てはめて決めた。A-typeの設計法は規定がないので、予測対象から省いた。管きよに働く慣性力は無視した。各模型地盤の k は、 K_0 圧縮試験によって求めた管きよの管側深さの土自重応力レベル σ_s における変形係数 E_s とポアソン比 ν_s を、現行設計法が定める k の算定式に代入して求めた。また、 τ_G は E_s と ν_s 、ならびに実験で地盤に与えた $\gamma=3.2\%$ を次式： $\tau_G = G\gamma = E_s / \{2(1 + \nu_s)\} \cdot \gamma$ に代入して求めた。

2.3 旧設計法による予測と実験結果の比較

図-2.3と図-2.4はS0D地盤の場合を例にとって、模型地盤を左方向に $\gamma=3.2\%$ だけ変形させた時点

について、旧設計法^{9)~11)}による予測と実験の結果を原型換算で比較している。他の地盤条件の場合も比較結果の傾向はほぼ同じであったが、予測と測定の相違はSOD地盤の場合が最も顕著であった。各図のプロットとそれらを結ぶ細線は、模型地盤に与えたせん断変形の繰返し回数 N が1, 2, 5, 10回目の σ , τ , および M の測定結果を表わし、青太線が予測結果を表わす。 σ は圧縮、 τ は反時計回り、 M は内側引張りを正として極座標表示している。

B-typeの設計 σ の分布は、上床版で等分布なのを除いて右側壁上部、左側壁下部、底版左端が大きなせん断モードを示す。また右側壁下部、左側壁上部、底版右端の σ は引張りとなっており、実際にはそこでは開口が生じて土圧 $\sigma \cdot \tau$ はゼロとなるはずである。一方、測定 σ は上床版、底版ともせん断モードを示すが、側版の測定 σ はせん断モードが明確でない。設計 τ は設計 σ と同じオーダーであるが、測定 τ はごく小さく、両者は全く異なる。設計 σ と τ によって引き起こされる設計 M は、測定 M よりもせん断モードが卓越してかなり大きい。

R-pipeの設計 σ は、最大値は測定 σ の最大値と同程度の大きさであるが、それ以外は全体に測定 σ よりも小さい。また、設計 σ には、第2, 4象限に広い引張りの領域があり、実際にはそこで開口が生じて土圧は $\sigma \cdot \tau$ ともゼロになるはずである。設計 τ は、測定 τ よりも著しく大きく、両者は全く異なる。以上の設計土圧と測定土圧の相違によって設計 M は測定 M よりも2倍程度大きくなっている。

F-pipeでは、設計 σ の分布は測定 σ の分布とは位相が 90° 異なり、また設計 τ は測定 τ に比べて極めて大きい。このように土圧は $\sigma \cdot \tau$ とも設計と測定で大きく異なるが、設計 M と測定 M の大きさはあまり変わらない。これは設計で σ と τ によって生じる M が逆モードとなって互いに相殺しているためである。

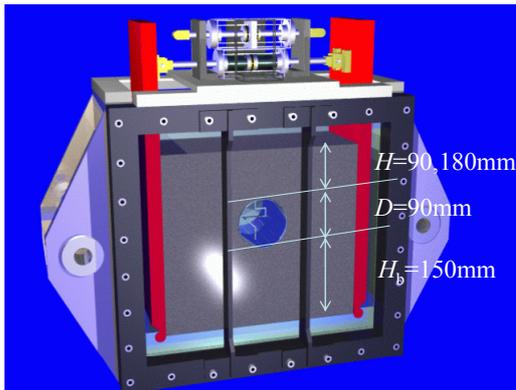
2.4 設計予測と実験結果が合わない理由

このように、設計結果が実験結果と大きく異なった理由は、旧設計法^{9)~11)}で採用されている応答変位法¹²⁾¹³⁾(図-2.2)に以下の問題があるためである。

- ① 応答変位法は、管きよと周囲地盤の変形が一致すると仮定している。この仮定は、遠心実験で示された管きよと周囲地盤の境界で滑動と開口が生じるという実験事実と矛盾する。すなわち、
 - ・ 地盤ばねは管面に結合されているので、 $k_0=0$ および $\tau_0=0$ としない限り、遠心実験で確認された管面の滑動条件(せん断土圧 $\tau \neq 0$)を表せない。
 - ・ 管面に引張り σ を作用させており、管面の開口を考慮できていない。
- ② 管面に働く垂直・せん断土圧 $\sigma \cdot \tau$ は地盤変位 δ_{GH} と地盤内せん断応力 τ_G の両者によって決まると仮定されるが、 δ_{GH} と τ_G の違いは同一のせん断現象を変位で表すか、応力で表すかの違いに過ぎないので、この仮定はダブルカウントである。
- ③ 地盤のばね定数 k は地盤固有の性質ではないため、地盤条件が与えられても事前に妥当な値を決定できない。なお、改訂された現行設計法¹⁴⁾¹⁵⁾では弾性理論解析による k の決定手法が新たに採用されたが、この手法にも次章(3.2)で述べるような問題がある。

以上のように、設計結果が実験結果と定性的、定量的に異なったので、耐震設計法の見直しが必要になった。

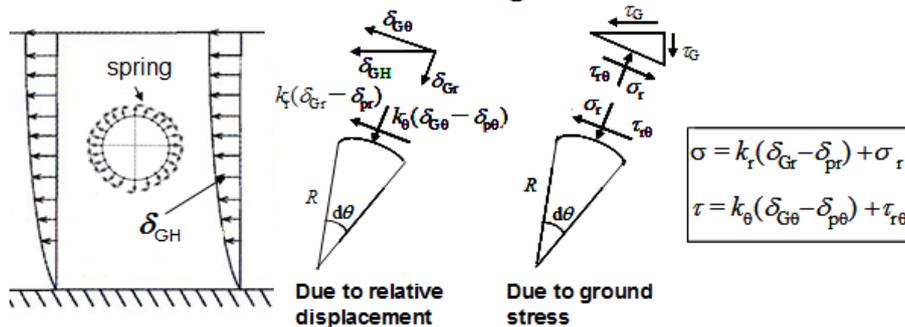
Static centrifuge model tests



Arch-type Box-type Rigid-pipe Flexible-pipe
Circular-type

- 1/30-scaled model was placed in 30 g field.
- Four model culverts were buried in three types of model sandy grounds with $H = 9$ cm and 18 cm.
- The surfaces of the model culverts were smoothly finished to simulate those of the prototype culverts.
- σ , τ , and ε on the model culverts were precisely measured during 10 cycles of simple ground shearing with $\gamma_{\max} = 3.2\%$.
- γ_{\max} was determined from level-2 seismic motions.
- Totally, 16 tests were conducted.
- High accuracy in the earth pressure measurement was confirmed through good agreement between the measured ε and the calculated ε under the measured earth pressure conditions, as well as the fulfilment of the external force equilibrium.

Prediction based on design standard



- The standard specifies that σ and τ acting on culverts are calculated through the equations by **the sum of earth pressures due to relative horizontal ground displacement δ_{GH} and ground stress τ_G** (no τ_G in RC-pipe).
- The design procedures of RC box-culvert, RC-pipe, and FRPM-pipe were applied to Box-type, Rigid-pipe and Flexible-pipe, respectively. Prediction for Arch-type was omitted, because the standard does not specify it.
- **Spring coefficient k** of the ground were determined in accordance with the standard specification by using E_s and ν_s **measured in the K_0 -compression test**. τ_G were obtained through $\tau_G = G\gamma = E_s\gamma / \{2(1+\nu_s)\}$ by using these E_s and ν_s , as well as $\gamma=3.2\%$.

図-2.2 旧設計法が想定する地震時挙動モデル

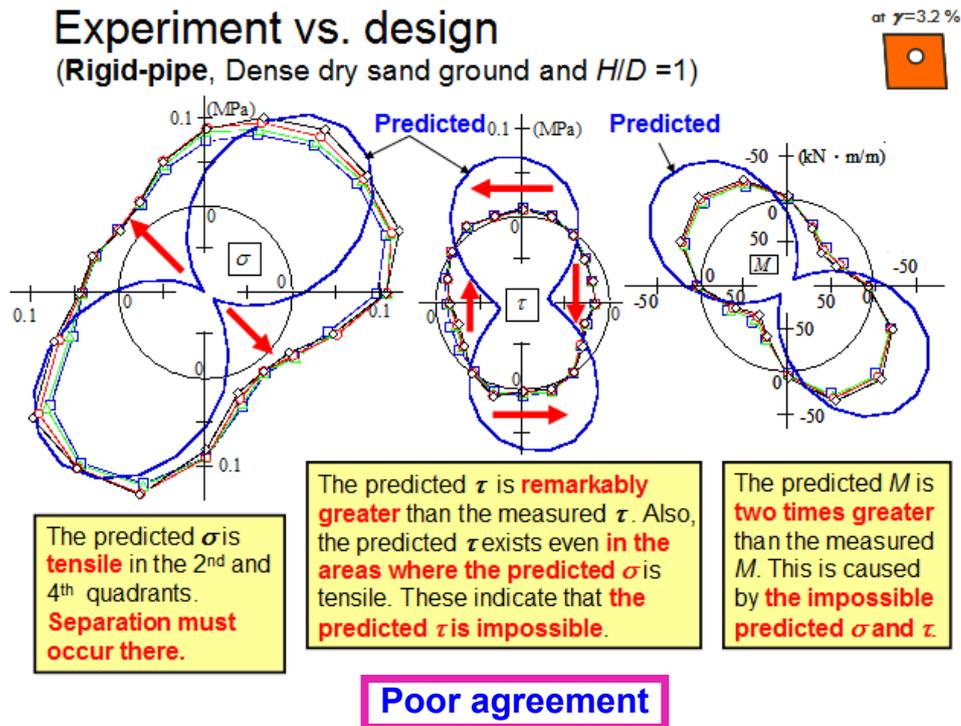


図-2.3 旧設計法による予測結果と実験結果の比較(Rigid-pipe, S0D-ground and $H/D=1$)

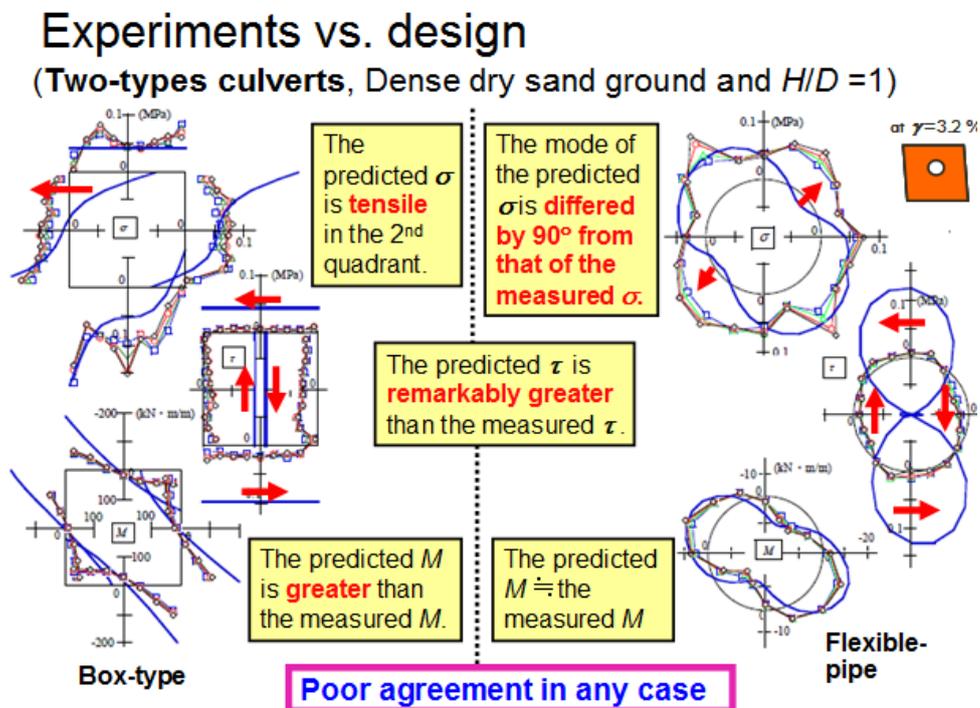


図-2.4 旧設計法による予測結果と実験結果の比較(Box-type and Flexible-pipe, S0D-ground and $H/D=1$)

第2章 参考文献

- 1) 丸吉他(2012): 地盤せん断遠心実験による埋設管きよの地震時挙動の検討(実験方法と矩形管きよの測定結果), pp.1279-1280, 第47回地盤工学研究発表会.
- 2) 東田他(2012): 地盤せん断遠心実験による埋設管きよの地震時挙動の検討(土被り高と地盤条件の影響), pp.1281-1282, 第47回地盤工学研究発表会.
- 3) 老朽化した埋設カルバートの復旧に関する研究委員会(2013): 既設および更生した管きよの力学挙動と設計に関する技術資料(案), pp.43-57, pp.64-77, 地盤工学会.
- 4) Tohda, J., Yoshimura, H., and Maruyoshi, K. (2013): An elastic continuum model for interpretation of seismic behavior of buried pipes as a soil-structure interaction, *Proc. of the 18th ICSMGE*, 1777-1780.
- 5) 東田他(2012): 地盤せん断遠心実験による埋設管きよの地震時挙動の検討(現行耐震設計法と測定結果の比較), pp.1283-1284, 第47回地盤工学研究発表会.
- 6) 老朽化した埋設カルバートの復旧に関する研究委員会(2013): 既設および更生した管きよの力学挙動と設計に関する技術資料(案), pp.58-63, pp.78-82, 地盤工学会.
- 7) 東田 淳(2014): 健全な管きよ(ヒューム管)の地震時の土圧・変形挙動と設計法, pp.8-12, ヒューム管ジャーナル, Vol.36.
- 8) J.Tohda, H.Yoshimura and K.Maruyoshi. (2015): Centrifuge Model Tests and Elastic FE Analysis on Seismic Behavior of Buried Culverts, *15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, JPN-106, Fukuoka.
- 9) 日本下水道協会(1997): 下水道施設の耐震対策指針と解説, 1997年版.
- 10) 日本下水道協会(2001): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2001年版.
- 11) 日本下水道協会(2006): 下水道施設の耐震対策指針と解説, 2006年版.
- 12) 川島一彦(1994): 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会.
- 13) 建設省土木研究所(1992): 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案).
- 14) 日本下水道協会(2014): 下水道施設の耐震対策指針と解説, 2014年版.
- 15) 日本下水道協会(2015): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2015年版.

3. 現行設計法の概要と問題点

本章では現行設計法¹⁾²⁾の概要と問題点をそれぞれ3.1、3.2で説明する。

現行設計法は、旧設計法^{3)~5)}と同様に、土と構造物の相互作用をばねモデルで表す応答変位法⁶⁾⁷⁾を採用している。旧設計法に対する主な変更点は、地盤のばね定数を弾性理論解析に基づいて決定すること、ならびにRC管の設計土圧の地盤内応力 τ_G に起因する土圧 $\sigma_r \cdot \tau_0$ を他の管種の場合に揃えて考慮すること、の2点である。

3.1 現行設計法の概要

本節では現行設計法の概要を説明し、鉄筋コンクリート管(開削用)、強化プラスチック複合管、シールド管きよ(コンクリート系セグメントと鋼製セグメント)を例にとり、現行設計法によって求められた設計土圧と設計曲げモーメントの分布を示し、問題点を指摘する。以下、これらの管きよをRC管、FRPM管、RCセグメント、鋼製セグメントと呼ぶことにする。

設計土圧と設計曲げモーメントの分布は、改訂設計マニュアル(2015)²⁾の表し方が分かりにくく、不正確なものも見られるので、いずれも極座標で示すことにする。また、地震時増分の土圧と曲げモーメントは、改訂設計マニュアル(2015)とは逆に、第2章で紹介した遠心実験の場合に合わせて地盤を左側にせん断変形させた場合のものとする。

3.1.1 設計条件

改訂設計マニュアル(2015)²⁾では、図-3.1.1に示す「タイプI土質モデル」に各管きよが設置される状況を計算例として示している。各管のおもな諸元と埋設土被り高を表-3.2.1に示す。

3.1.2 フレーム計算による設計法と設計土圧・曲げモーメントの分布

(1) 設計法の概要

改訂設計マニュアル(2015)²⁾では、RC管、RCセグメント、鋼製セグメントについては、円形の管を24~48の骨組み(フレーム)に分割し、構造計算(フレーム計算)によって管の曲げモーメント、せん断力、軸力を算出する手法を採用している。

常時の死荷重は、どの管きよも、鉛直土圧として土被り圧を等分布で与え、水平土圧は深さとともに直線的に増加する台形荷重として与える。RC管の水平土圧は、埋め戻し土の静止土圧係数 K_0 を0.5とし、RCセグメントと鋼製セグメントの水平土圧は、側圧係数 $\lambda=0.8$ として求めている。RCセグメントと鋼製セグメントでは、水平土圧の他にセグメントの変形に起因する水平地盤反力として、管側部を頂点とする三角形分布荷重を与える。

いずれの管きよでも地震時増分荷重として、地盤の地震時水平変位振幅から求めた管頂と管底の間の相対変位に地盤のばね定数を乗じて算出した「相対変位による水平荷重」と地震時に地盤に生じる「地震時周面せん断力」の和を与える。ただし、前者では、相対変位と管きよの変位の差に地盤のばね定数を乗じたものが管きよに作用する土圧となる。地震時周面せん断力は、地盤のせん断強度を上限とする。

(2) 土圧・曲げモーメントの分布

図-3.1.2、図-3.1.3、図-3.1.4にRC管、RCセグメント、鋼製セグメントの垂直土圧 σ 、せん断土圧

τ 、曲げモーメント M の分布を示す。各図の (a)、(b)、(c) がそれぞれ常時、地震時増分、地震時の分布である。常時の図 (a) の①には改訂設計マニュアル(2015)²⁾に示されている常時の鉛直土圧 p_v と水平土圧 p_h の分布、ならびに p_v と p_h から垂直土圧 σ とせん断土圧 τ を求める変換式を示している。さらに、地震時増分の図 (b) の①②はそれぞれ、相対変位と地震時周面せん断力による $\sigma \cdot \tau$ と M の分布を、また図 (b) の③は両者の和を示している。地震時の図 (c) は常時と地震時の和として得られる地震時の $\sigma \cdot \tau$ と M の分布を示している。どの図でも、 σ は管中心向き、 τ は反時計回り、 M は内側引張をそれぞれ正として極座標表示している。

各図から以下のことが分かる。

- ・ 図 (a) に示した常時では、 σ はどの管きよも均等に近い分布で、大きさは管きよの土被り高に比例して変化している。 τ はどの管きよも σ に比べてごく小さい。 M はどの管きよも管頂の方が管底よりも大きく、RC セグメント > 鋼製セグメント >> RC 管となっている。
- ・ 図 (b) ① に示した相対変位による地震時増分では、土圧 $\sigma \cdot \tau$ の大きさが最大の RC セグメントの M が特に大きく、 M は RC セグメント >> 鋼製セグメント > RC 管の順に変化している。
- ・ 図 (b) ② に示した地震時周面せん断力による地震時増分では、RC 管の土圧 $\sigma \cdot \tau$ と M は①の相対変位による $\sigma \cdot \tau$ や M と同程度の大きさである。一方、RC セグメントと鋼製セグメントの M は、周面せん断力が地盤のせん断強度で頭打ちされて土圧 $\sigma \cdot \tau$ が小さいため、①の相対変位による M に比べてごく小さくなっている。
- ・ 図 (b) ③ に示した地震時増分(①+②)の M は、RC セグメント >> 鋼製セグメント > RC 管となっている。
- ・ 図 (c) に示した地震時では、RC 管の第 2、4 象限で σ が引張り、および $\tau > \sigma$ となっている領域があり、実際にはあり得ない分布である。 M の分布形は、どの管きよも対称軸が鉛直軸から反時計回りに 45 度程度回転している。また、 M の大きさは、相対変位による地震時増分の大きさに支配されて、RC セグメント >> 鋼製セグメント > RC 管の順になっている。

3.1.3 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)に基づく設計法

(1) 設計法の概要

改訂設計マニュアル(2015)²⁾では、FRPM 管の場合、常時の死荷重については、図-3.1.5(a)に示すように、鉛直土圧として土被り圧を等分布で与え、鉛直反力土圧は支承角 $2\alpha=120^\circ$ 部分を等分布で与える。水平荷重は管側部で土被り圧と等しい頂点を持つ三角形分布を与える。

地震時増分の FRPM 管の曲げモーメント M は、大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)⁶⁾に示された近似式で算出する。この近似式の仮定条件は以下の通りである。

- ① 表層地盤は均一である。
- ② 表層地盤は基本固有振動モードで振動する。
- ③ 表層基盤および管きよの挙動は線形である。
- ④ 管きよの慣性力の影響を無視する。
- ⑤ 土被りが管きよ外径以上あり、かつ、管きよ布設位置が基盤面に近接していない。

図-3.1.5 に FRPM 管の土圧と曲げモーメントの分布を示す。垂直・せん断土圧 ($\sigma \cdot \tau$) の分布は次

式で求めたものを示している。

$$\sigma = \beta \cdot \frac{3\pi EI}{R^3 H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi H_c}{2H_g}\right) \cdot C \cdot \left(1 - \frac{G_D R^3}{6EI}\right) \cdot \sin 2\theta$$

$$\tau = -\beta \cdot \frac{3\pi EI}{R^3 H_g} \cdot U_h \cdot \sin\left(\frac{\pi H_c}{2H_g}\right) \cdot C \cdot \left(1 + \frac{G_D R^3}{3EI}\right) \cdot \cos 2\theta$$

$$C = \frac{4(1-\nu_D) \cdot G_D \cdot R^3}{(3-2\nu_D) \cdot G_D \cdot R^3 + 6(3-4\nu_D) \cdot EI}$$

ここに、 θ : 管きよ断面の管頂からの角度

H_g : 表層地盤の層厚

H_c : 地表面から管きよ中心までの深さ

R : 管きよの管厚中心半径

EI : 管きよの曲げ剛性

U_h : 地表面における地盤の水平変位振幅

G_D : 表層地盤の動的せん断弾性係数

C : 表層地盤の動的ポアソン比 ν_D に関する係数

β : 計算式の精度を補う係数 (1.3 とする)

上式の垂直・せん断土圧 ($\sigma \cdot \tau$) は、曲げ剛性が一樣なリングに作用する土圧 ($\sigma \cdot \tau$) と断面力 (M 、 N 、 Q) の釣合い式(次式)に、改訂設計指針¹⁾の式(4.2.25)、または「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」⁶⁾の解(4.3.1)～解(4.3.4)として示されている M 、 N 、 Q を代入して求めた。なお、この式の符号の定義は「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」⁶⁾のものに合わせてある。

$$dQ/d\theta = -N + \sigma R, \quad dN/d\theta = Q + \tau R, \quad dM/d\theta = -QR$$

(2) 土圧・曲げモーメントの分布

図-3.1.5 に FRPM 管の土圧と曲げモーメント M の分布を示す。各図の (a)、(b)、(c) はそれぞれ常時、地震時増分、地震時の分布である。

各図から以下のことが分かる。

- ・ 常時では、 σ は管側に広がった分布形で、たわみ性管で一般に認められている均等分布とは異なっている。 τ は σ に比べて小さい。 M は管頂と管底の大きさに差がない。
- ・ 地震時増分では、せん断土圧 τ は垂直土圧 σ よりもかなり大きい範囲があり、管の変形軸を左側に回転させる向きに分布している。また垂直土圧 σ は第 2、4 象限が圧縮、第 1、3 象限が引張りとなっており、管の変形軸を右側に回転させる向きに働いている。このような τ と σ の大きさや分布は、実際にはあり得ないものになっている。 M の分布は、 σ よりも大きな τ の影響により、対称軸が左側に回転している。
- ・ 地震時の土圧 $\sigma \cdot \tau$ の分布は、常時と地震時増分の和になっているので、地震時増分のような矛盾はかなり解消されているものの、実験や理論で明らかにされてきた「たわみ性管の土圧緩和現象(垂直土圧 σ が均等な分布に近づいて、曲げモーメントが小さくなる現象)」^{8)~14)}を表しきれていないと考えられる。

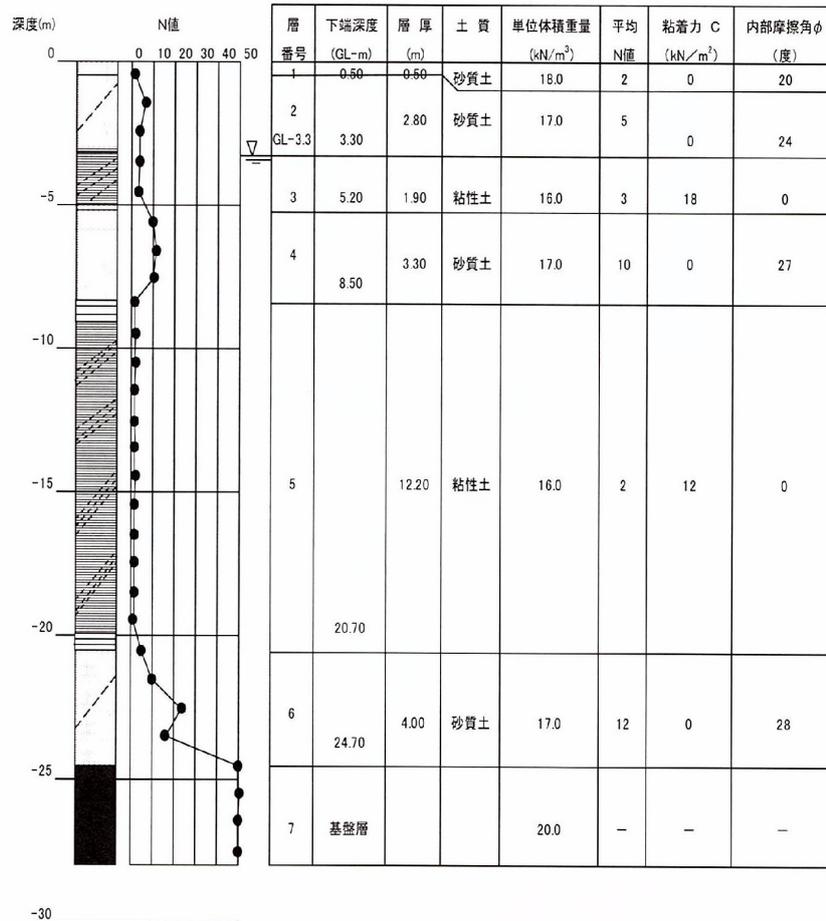


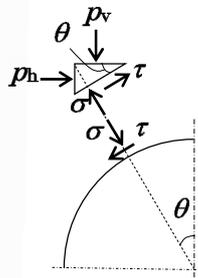
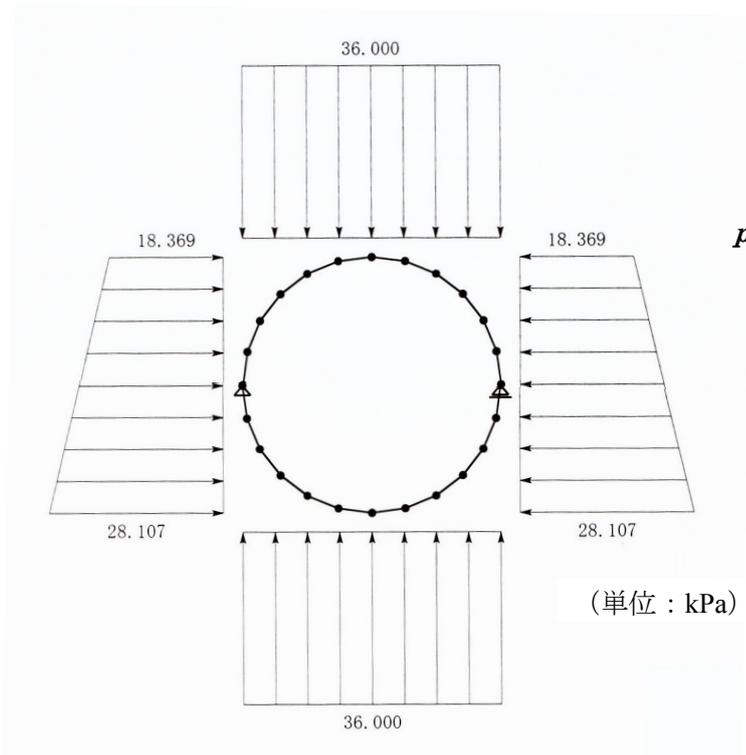
図-3.1.1 タイプ I 土質モデル

表-3.1.1 管きよのおもな諸元と埋設土被り高さ

| 管きよ | 管種 | 外径D (cm) | 管厚t (cm) | 弾性係数E (N/mm ²) | ポアソン比ν | 管剛性S _p ¹⁾ (kN/m ²) | 土被り高H (m) |
|-------------|--|----------|--------------------|--|--------|--|-----------|
| RC管 | 下水道用鉄筋 コンクリート管 B形管 | 116.4 | 8.2 | 33000 | 0.167 | 9850 | 2 |
| FRPM管 | 下水道用強化 プラスチック 複合管 B形管 | 124.8 | 2.4 | 14700 | 0.3 | 81.2 | 5 |
| RC セグメント | 下水道シールド 工事用セグメント コンクリート系 セグメントC23 | 355 | 12.5 | 33000 | 0.167 | 1100 | 12.5 |
| 鋼製 セグメント | 下水道シールド 工事用セグメント 鋼製系セグメント S50 | 355 | 12.5 (主桁高 さ) | 210000(材料) 7990(管厚換 算) ²⁾ | 0.3 | 284 | 12.5 |

¹⁾ $S_p = [E \cdot t^3 / \{12(1 - \nu^2)\}] / R^3$, $R = (D - t) / 2$

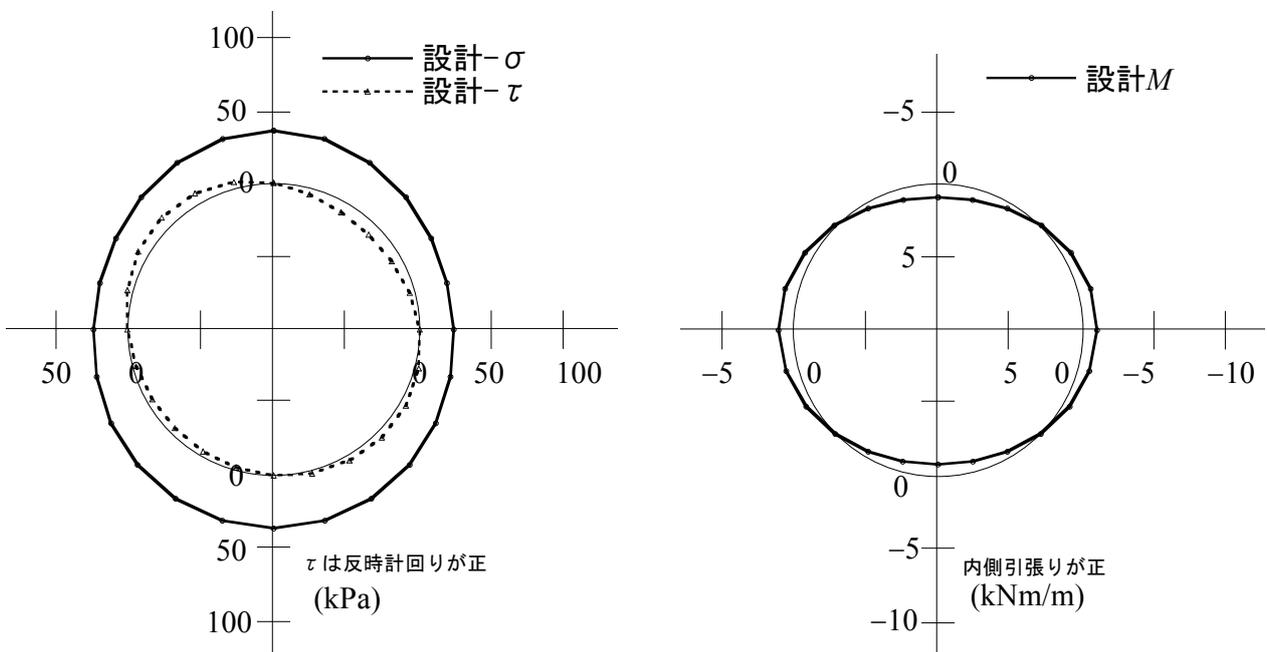
²⁾ 主桁高さtから求めたIを計算例に示されたEIの値に当てはめて算定したE



$$\sigma = p_v \cos^2 \theta + p_h \sin^2 \theta$$

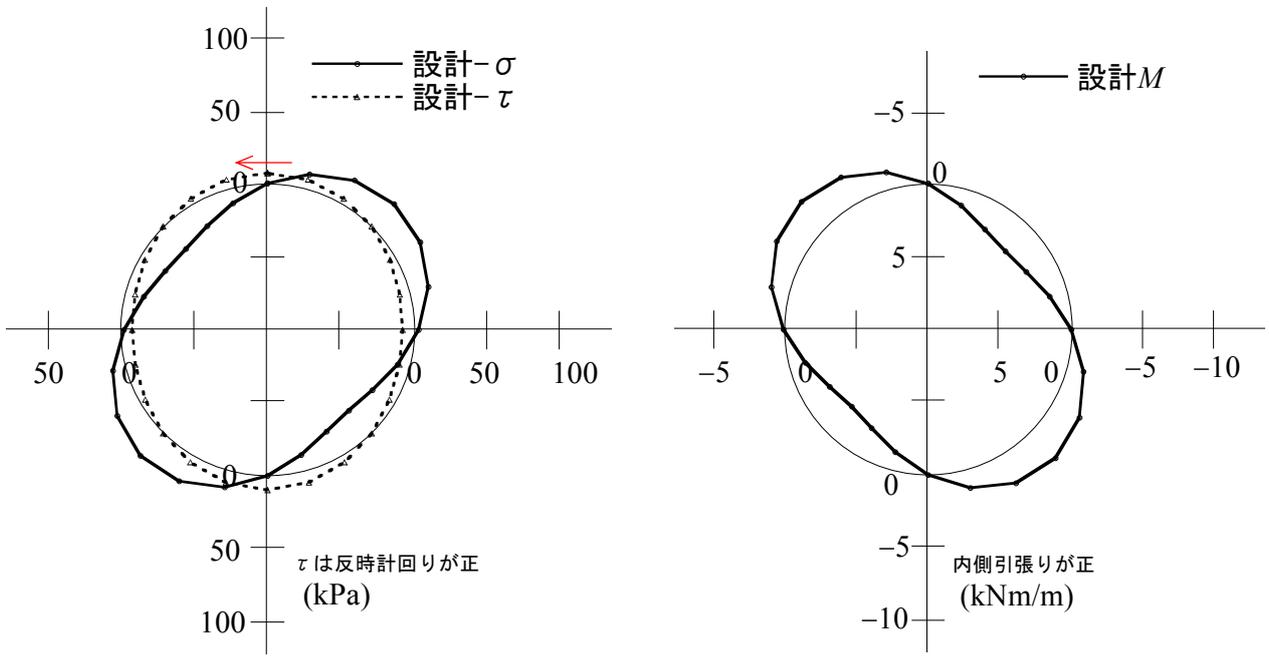
$$\tau = (p_v - p_h) \sin \theta \cos \theta$$

① 鉛直・水平土圧 ($p_v \cdot p_h$) の分布と垂直・せん断土圧 ($\sigma \cdot \tau$) への変換式

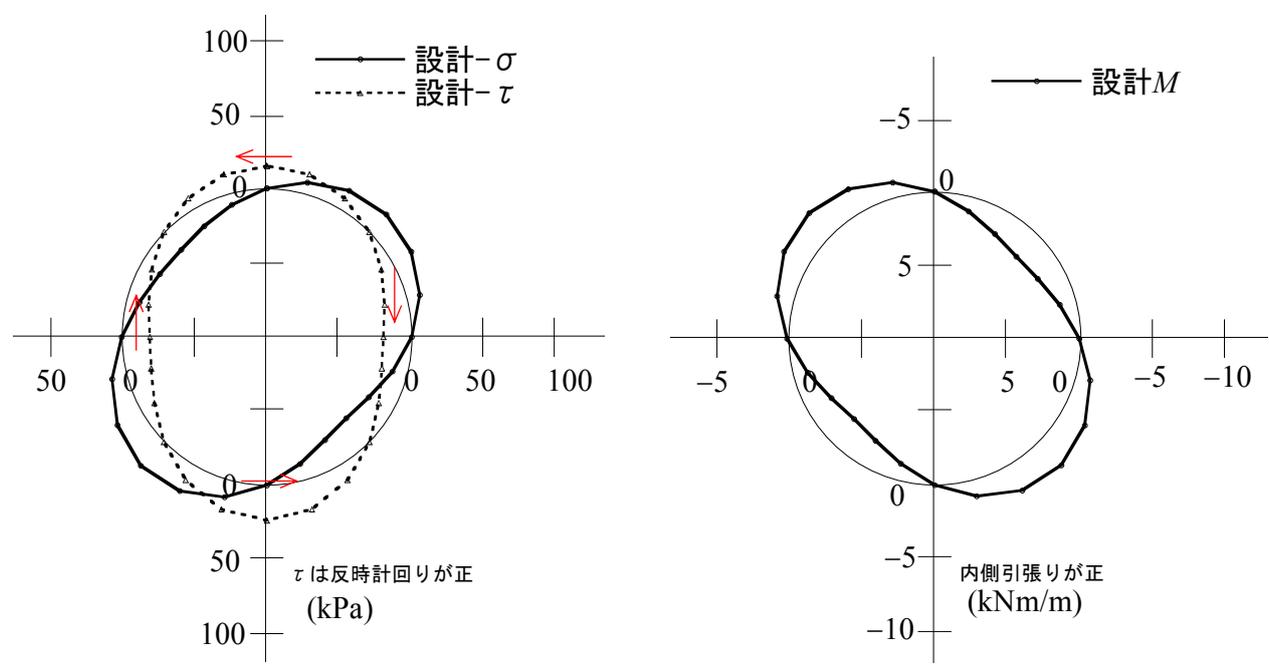


② $\sigma \cdot \tau$ と M

図-3.1.2(a) RC 管の土圧と M の分布 (常時)

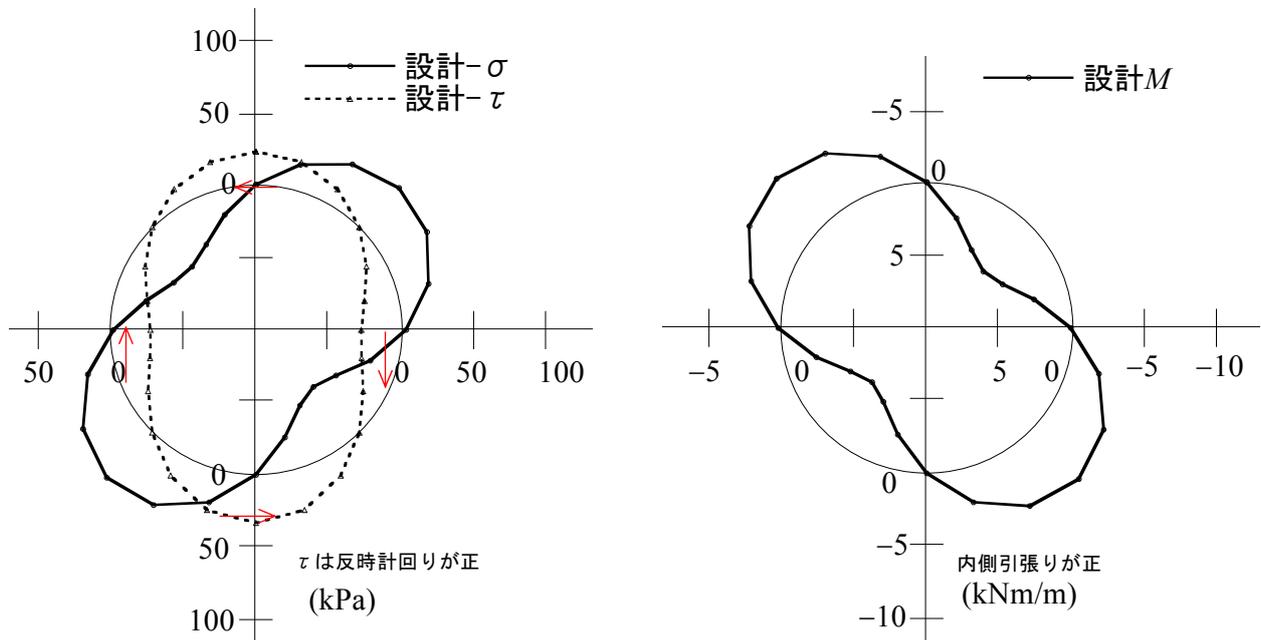


① 相対変位による σ ・ τ と M



② 地震時周面せん断力による σ ・ τ と M

図-3.1.2(b) RC管の σ ・ τ と M の分布(地震時増分) (続く)



③地震時増分＝相対変位＋地震時周面せん断力

図-3.1.2(b) RC管の σ ・ τ と M の分布(地震時増分)

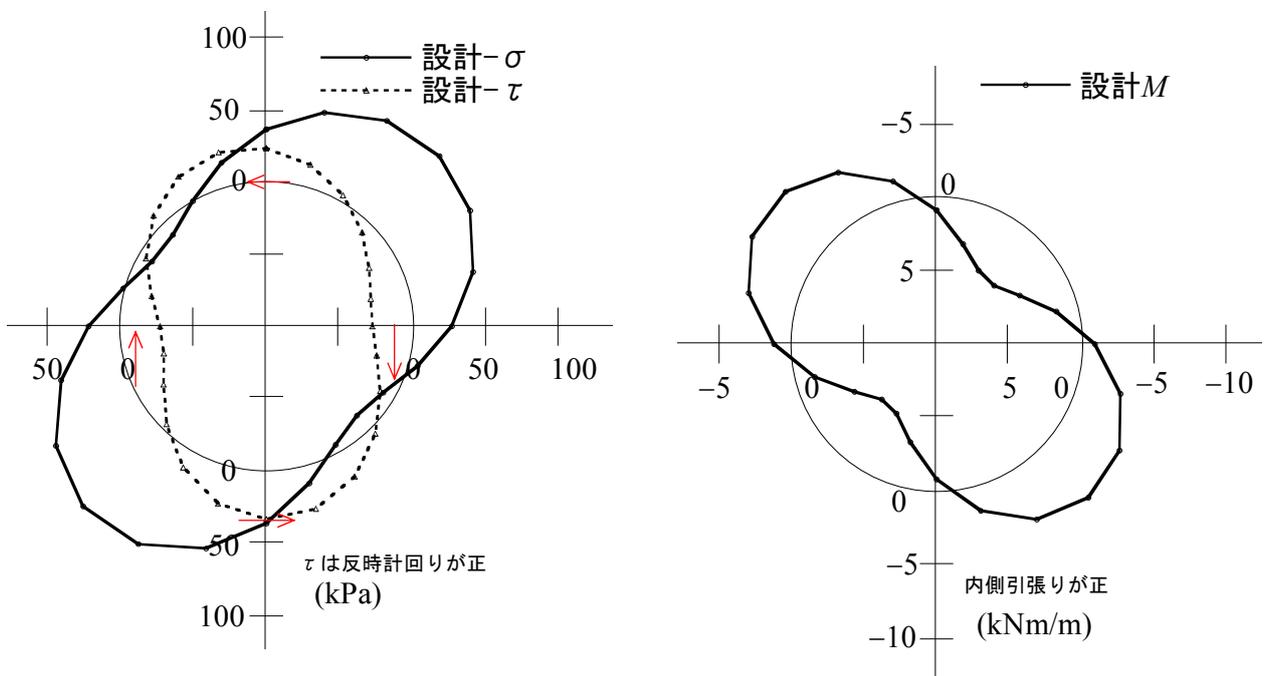
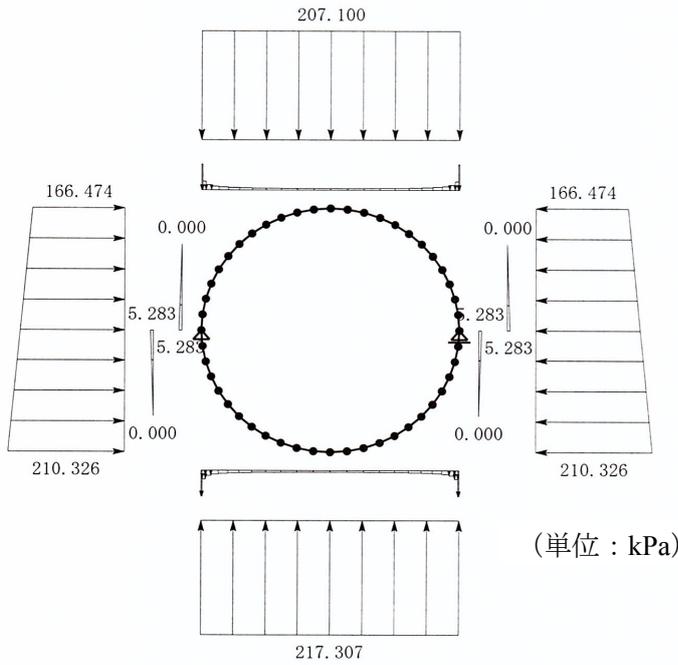


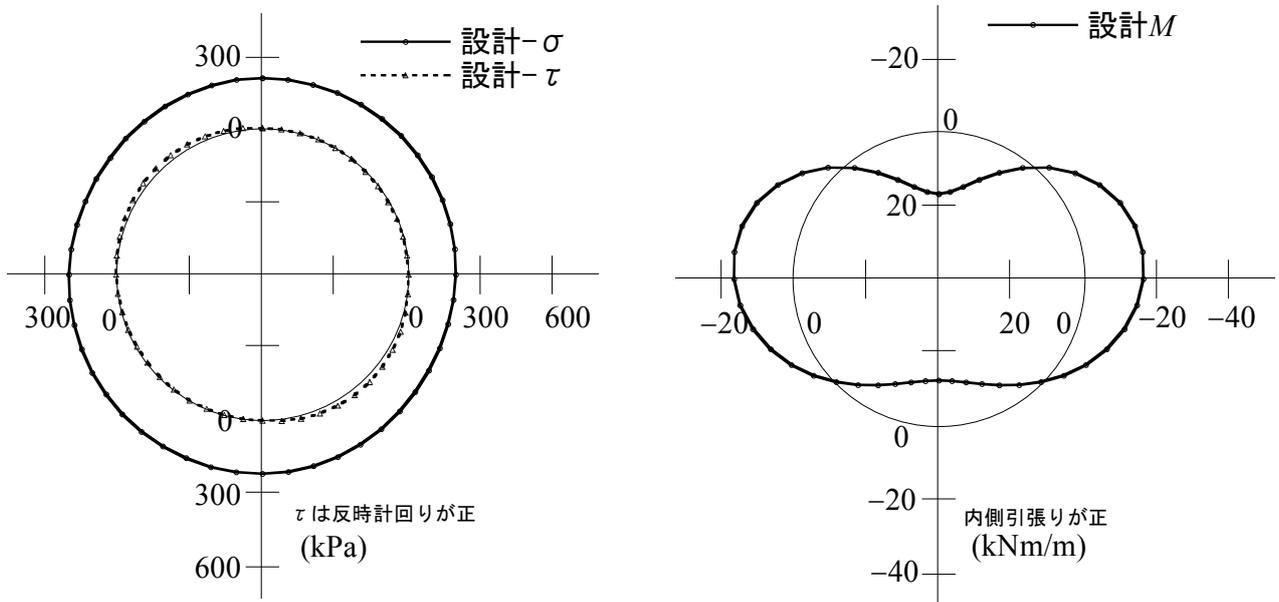
図-3.1.2(c) RC管の σ ・ τ と M の分布(地震時＝常時＋地震時増分)



$$\sigma = p_v \cos^2 \theta + p_h \sin^2 \theta$$

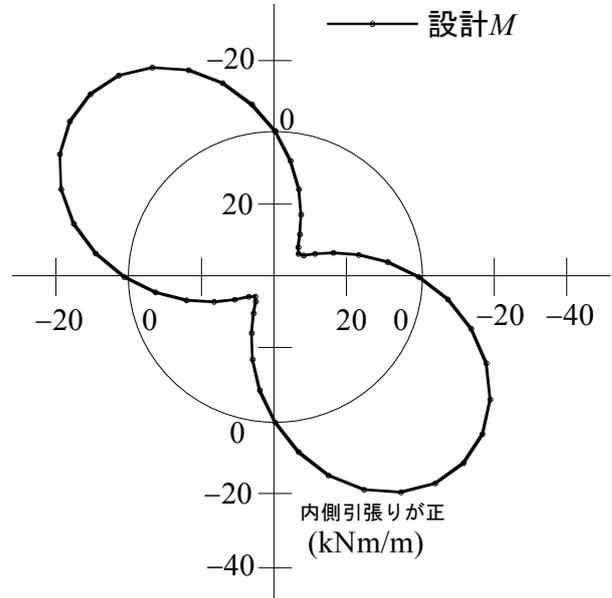
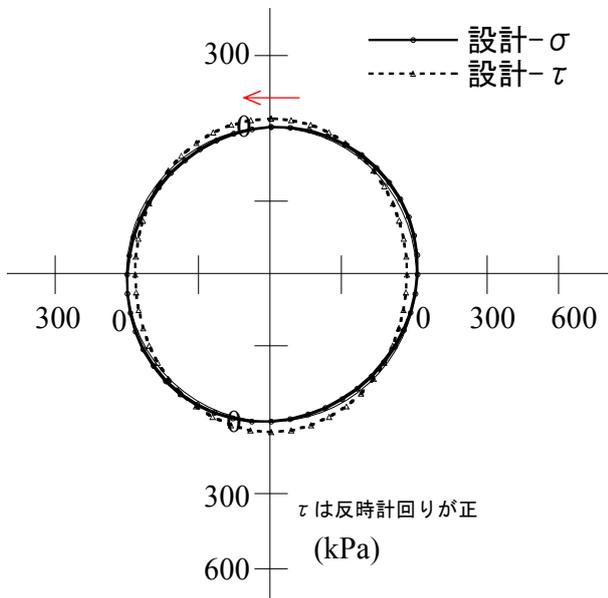
$$\tau = (p_v - p_h) \sin \theta \cos \theta$$

① 鉛直・水平土圧 ($p_v \cdot p_h$) の分布と垂直・せん断土圧 ($\sigma \cdot \tau$) への変換式

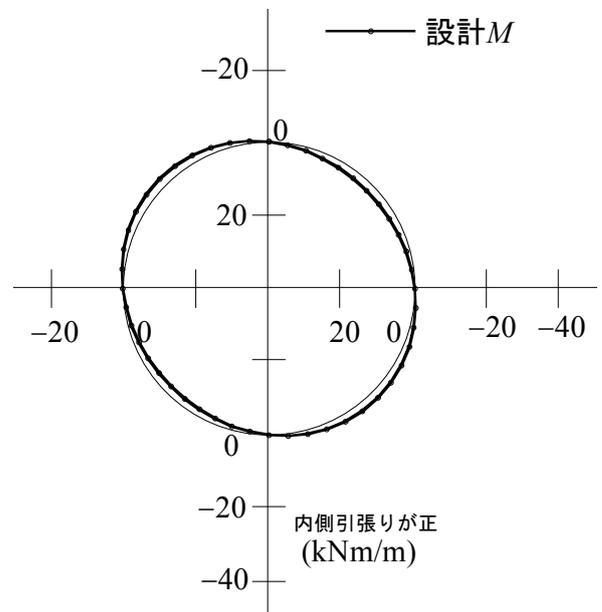
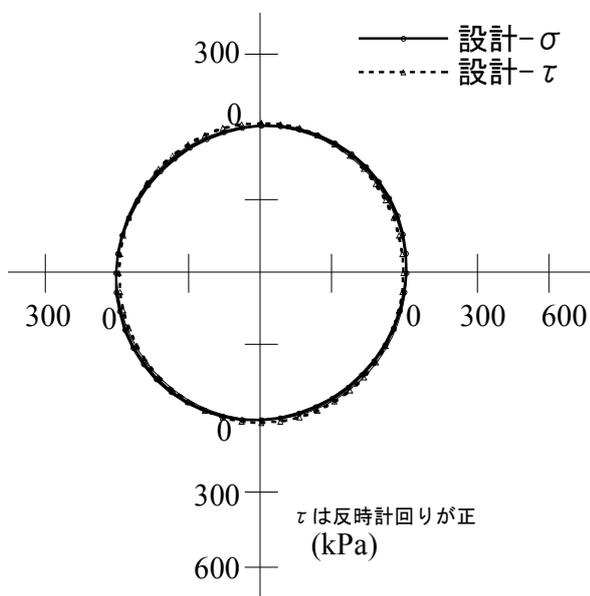


② $\sigma \cdot \tau$ と M

図-3.1.3(a) RC セグメントの $\sigma \cdot \tau$ と M の分布 (常時)



① 相対変位による σ ・ τ と M



② 地震時周面せん断力による σ ・ τ と M

図-3.1.3(b) RCセグメントの σ ・ τ と M の分布 (地震時増分) (続く)

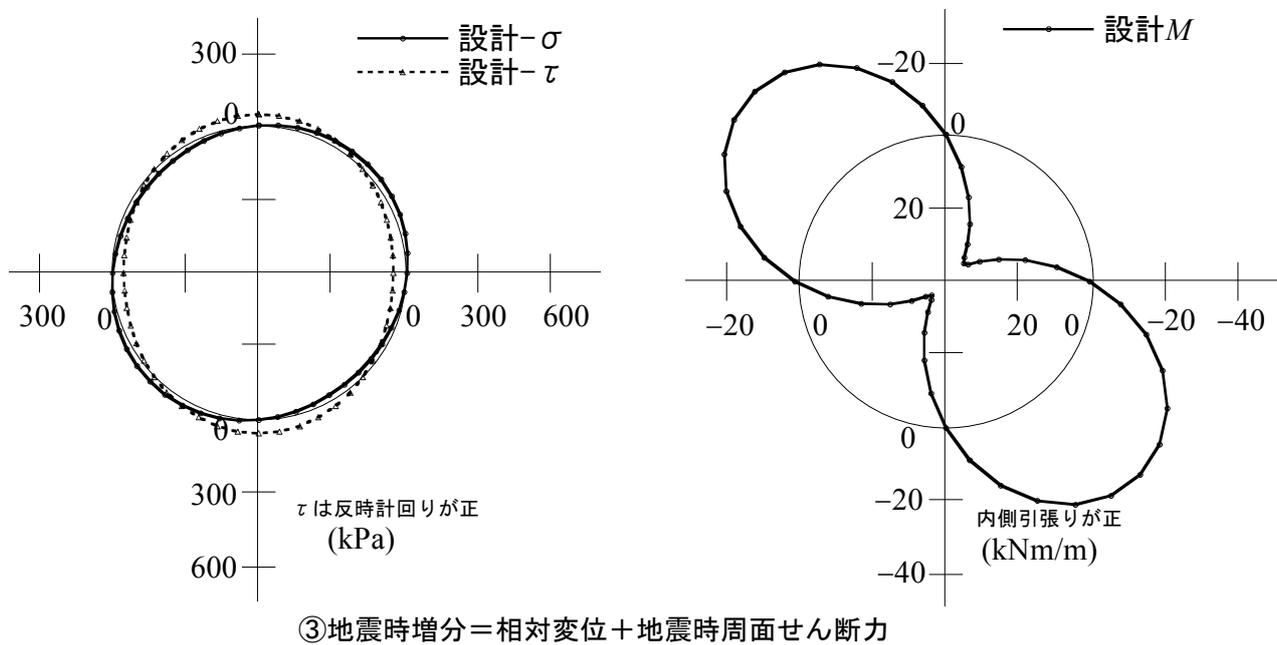


図-3.1.3(b) RC セグメントの σ ・ τ と M の分布 (地震時増分)

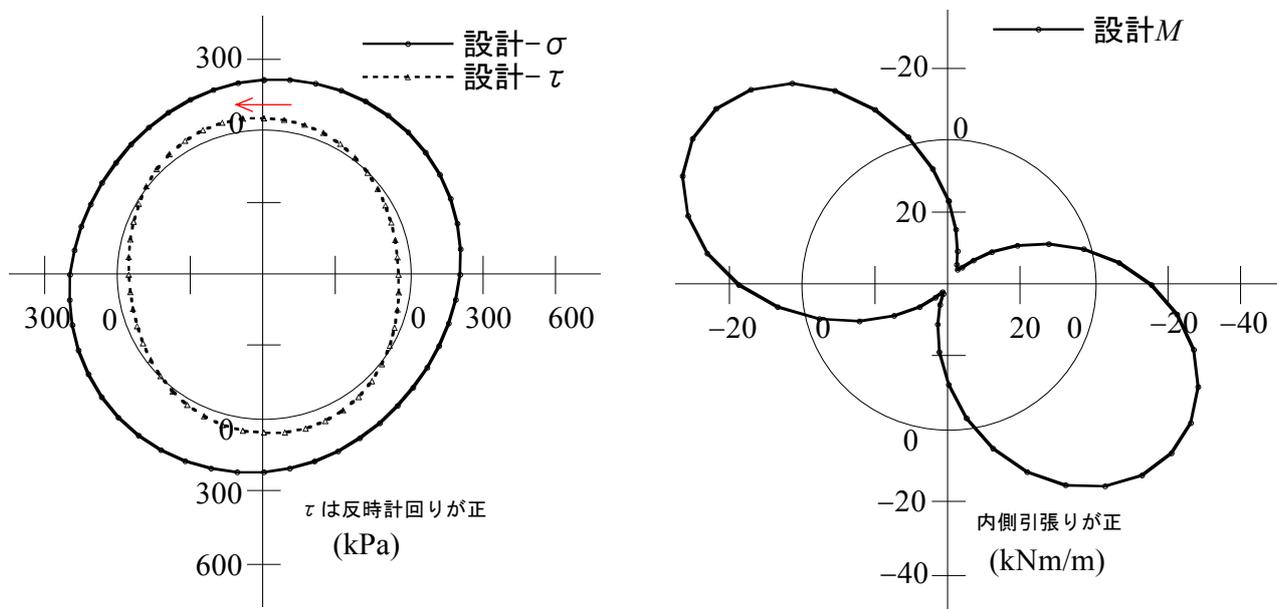
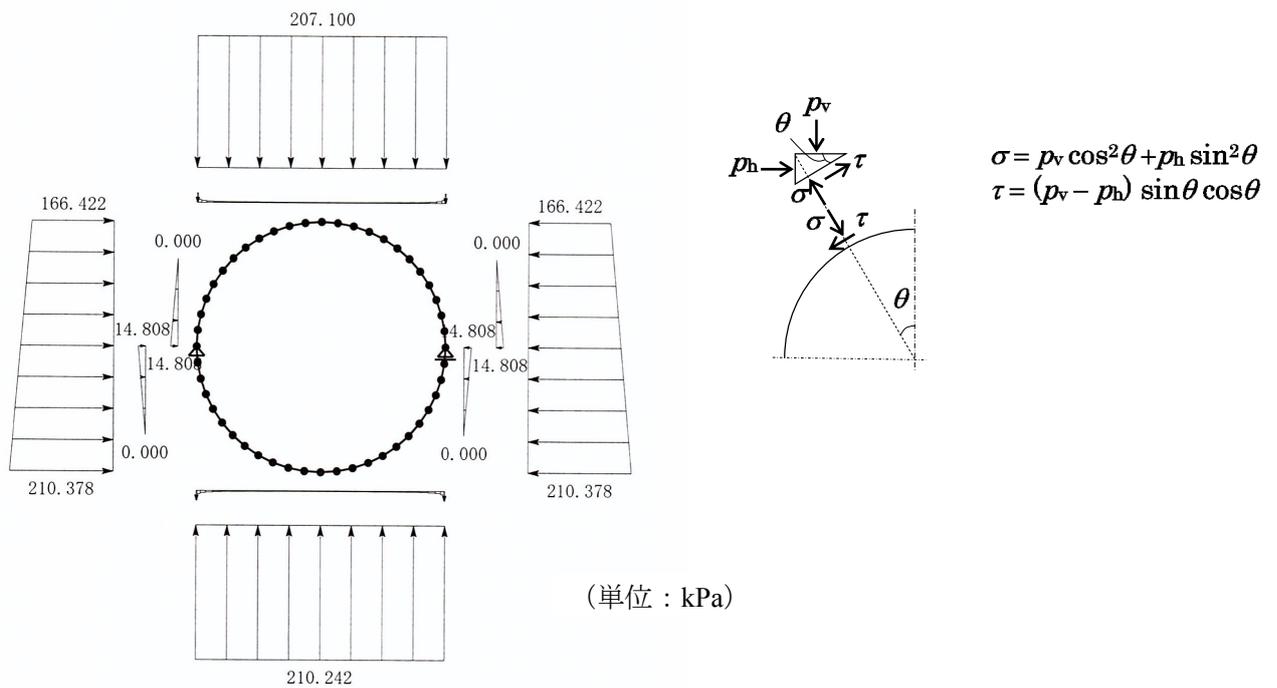
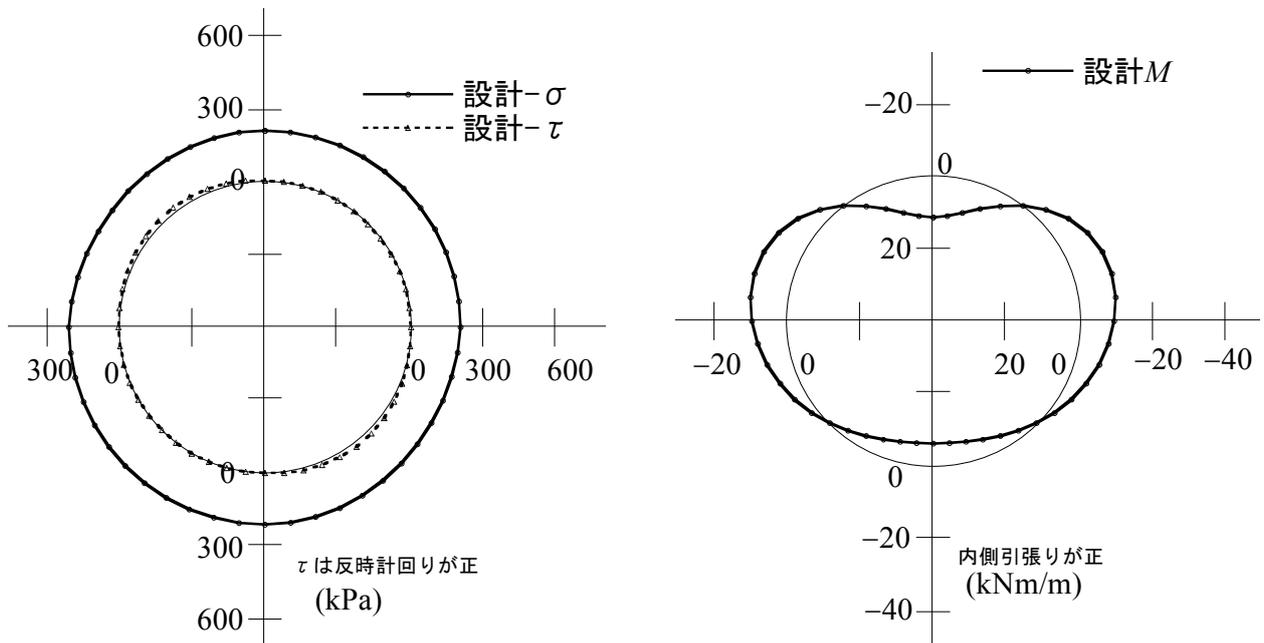


図-3.1.3(c) RC セグメントの σ ・ τ と M の分布 (地震時=常時+地震時増分)

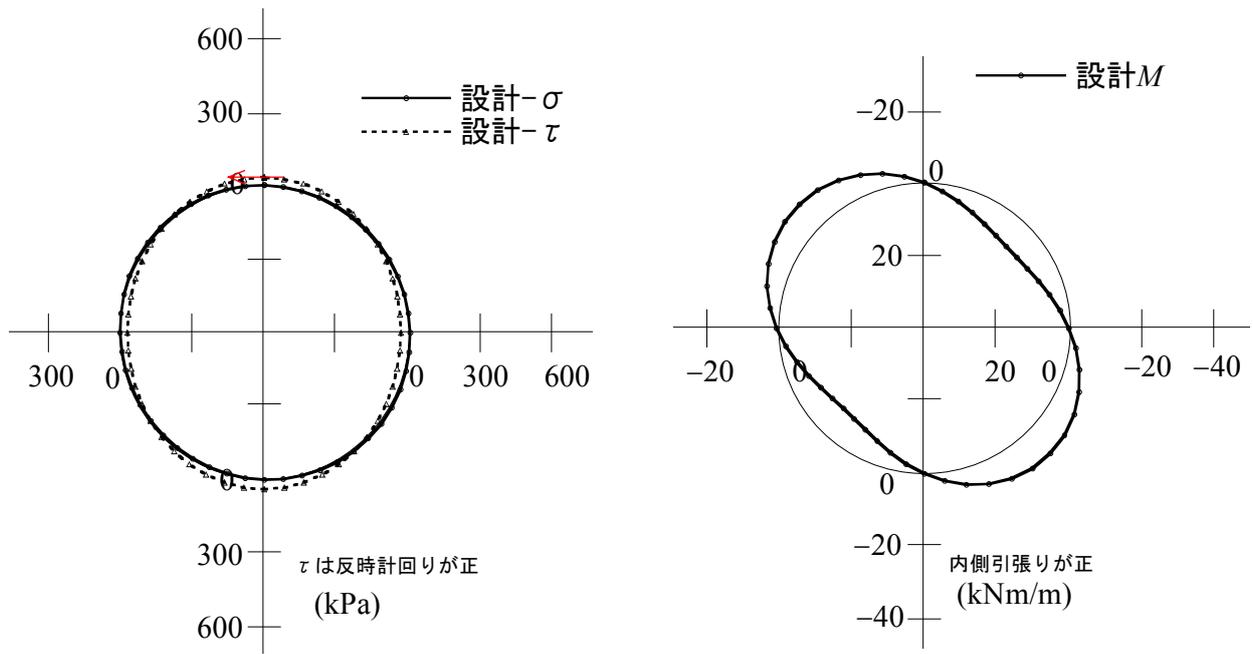


(a) 鉛直・水平土圧 ($p_v \cdot p_h$) の分布と垂直・せん断土圧 ($\sigma \cdot \tau$) への変換式

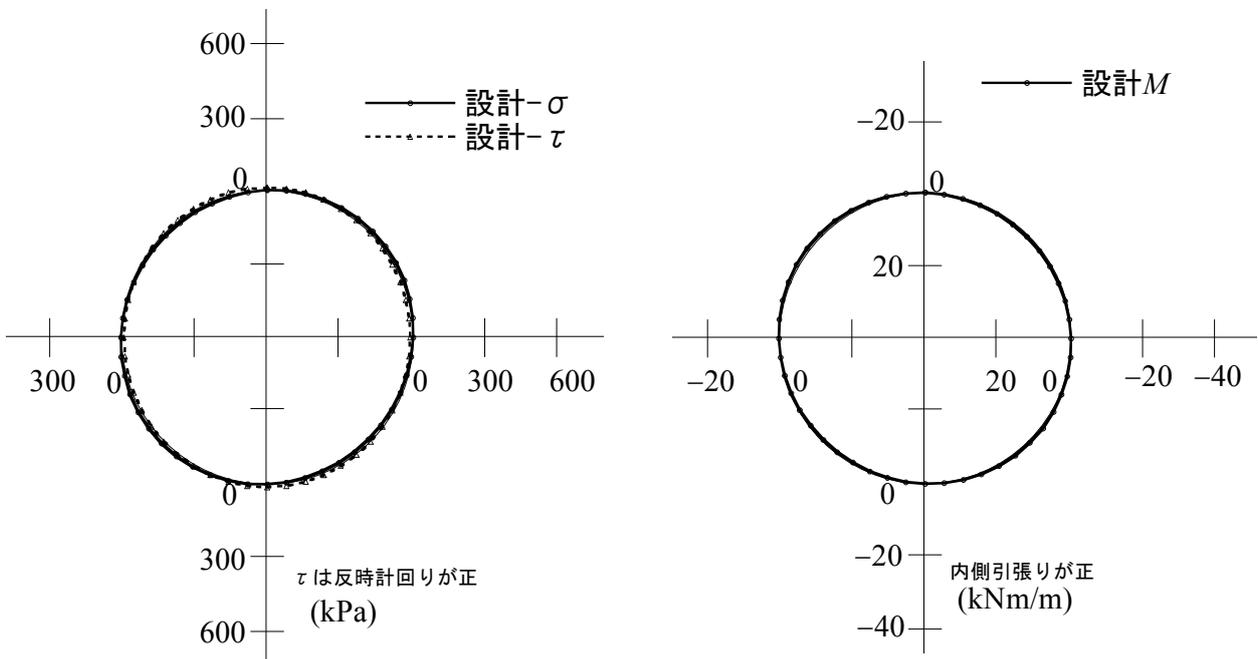


② 常時の $\sigma \cdot \tau$ と M

図-3.1.4(a) 鋼製セグメントの $\sigma \cdot \tau$ と M の分布

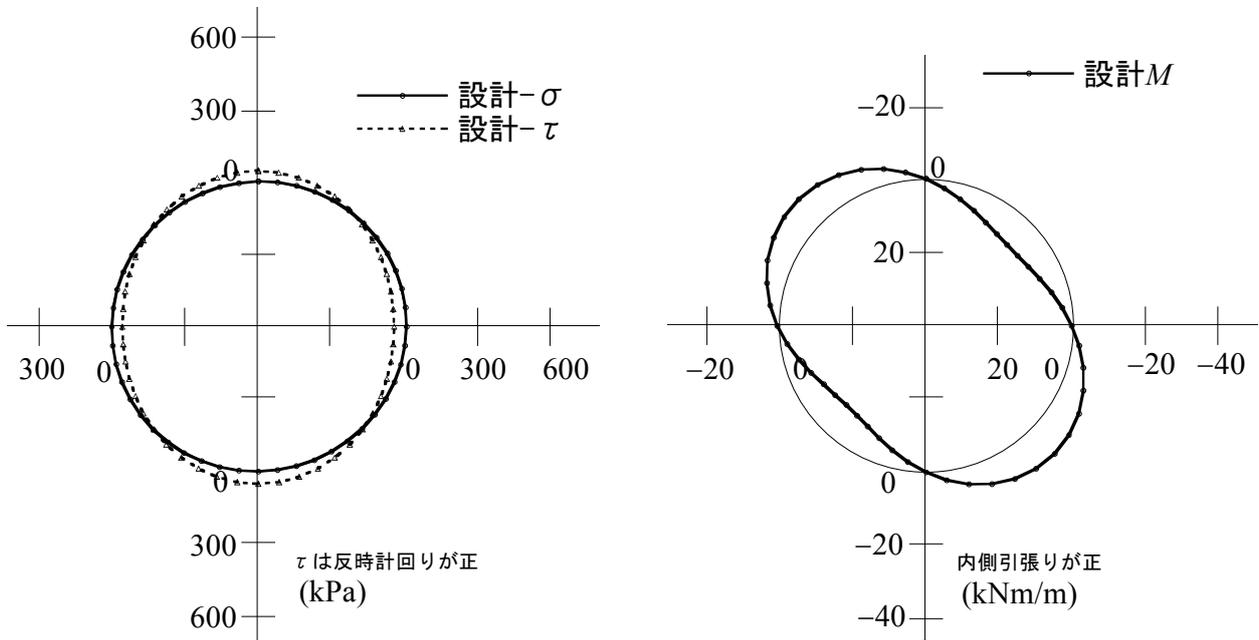


① 相対変位による σ ・ τ と M



② 地震時周面せん断力による σ ・ τ と M

図-3.1.4(b) 鋼製セグメントの σ ・ τ と M の分布 (地震時増分) (続く)



③地震時増分=相対変位+地震時周面せん断力

図-3.1.4(b) 鋼製セグメントの σ ・ τ と M の分布(地震時増分)

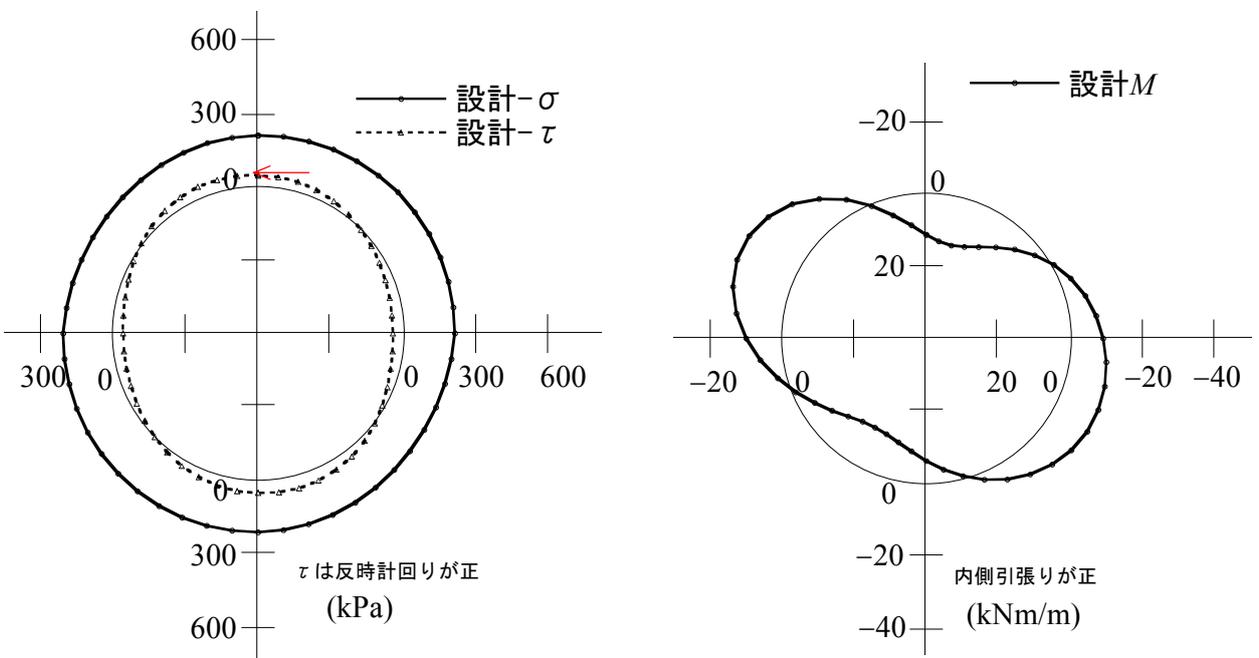
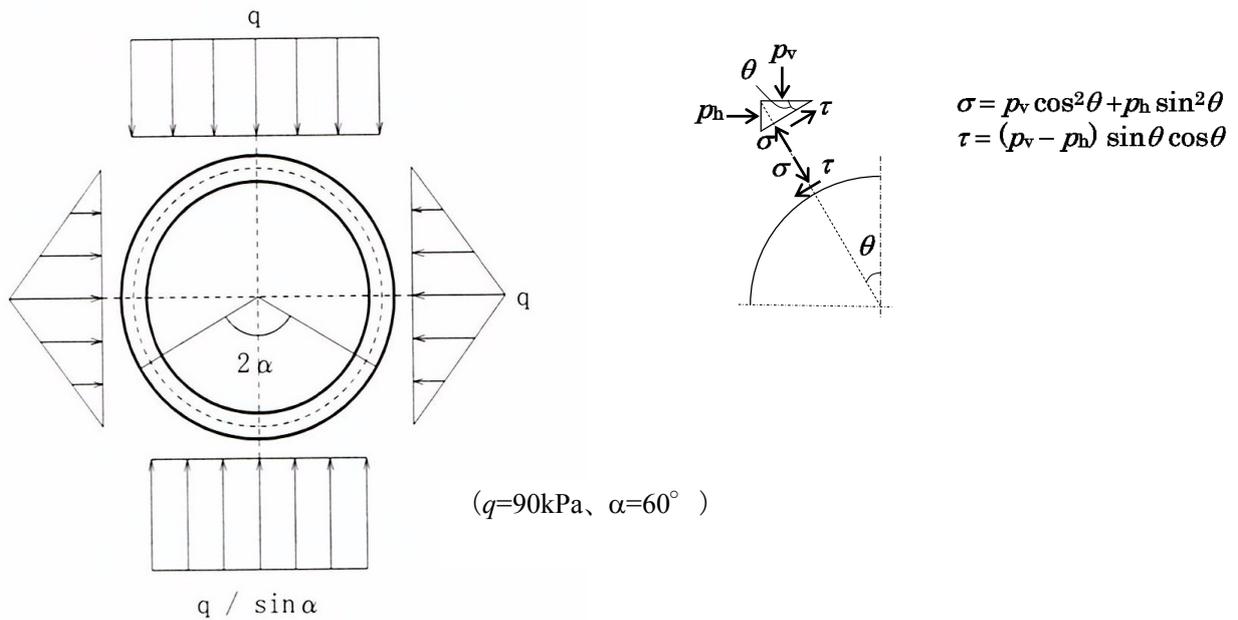
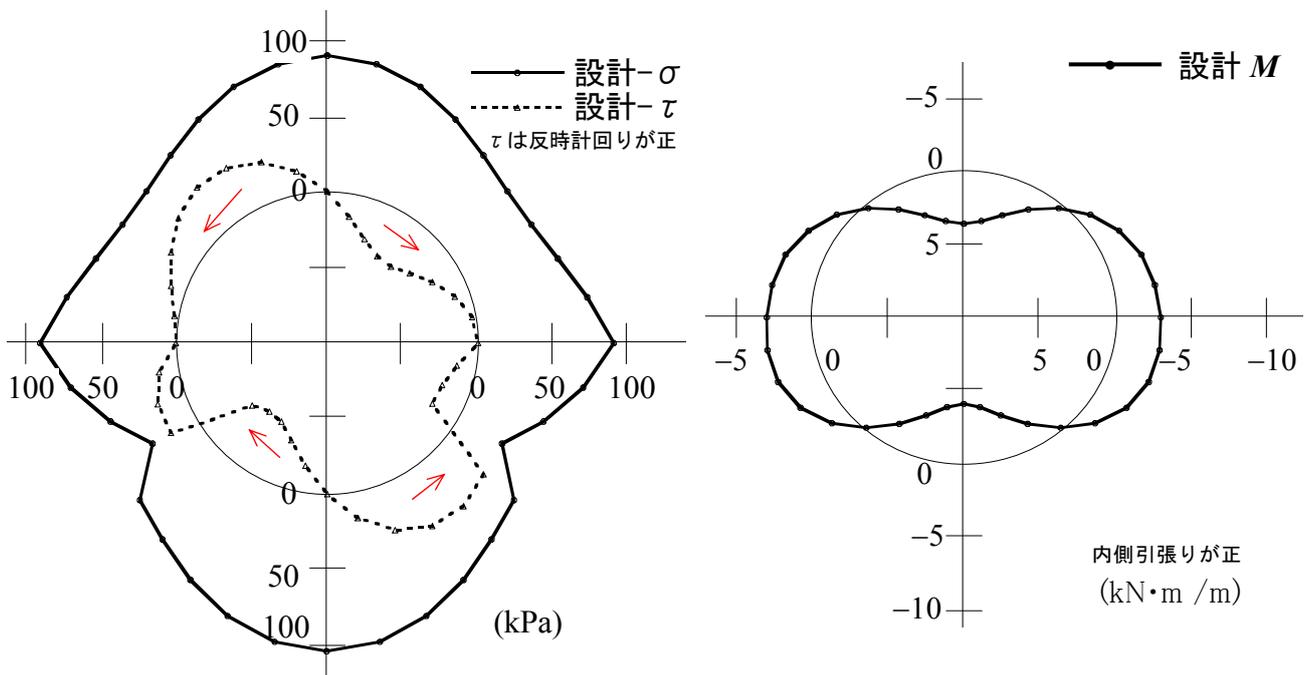


図-3.1.4(c) 鋼製セグメントの σ ・ τ と M の分布(地震時=常時+地震時増分)



(a) 鉛直・水平土圧 ($p_v \cdot p_h$) の分布と垂直・せん断土圧 ($\sigma \cdot \tau$) への変換式



② $\sigma \cdot \tau$ と M

図-3.1.5(a) FRPM 管の $\sigma \cdot \tau$ と M の分布 (常時)

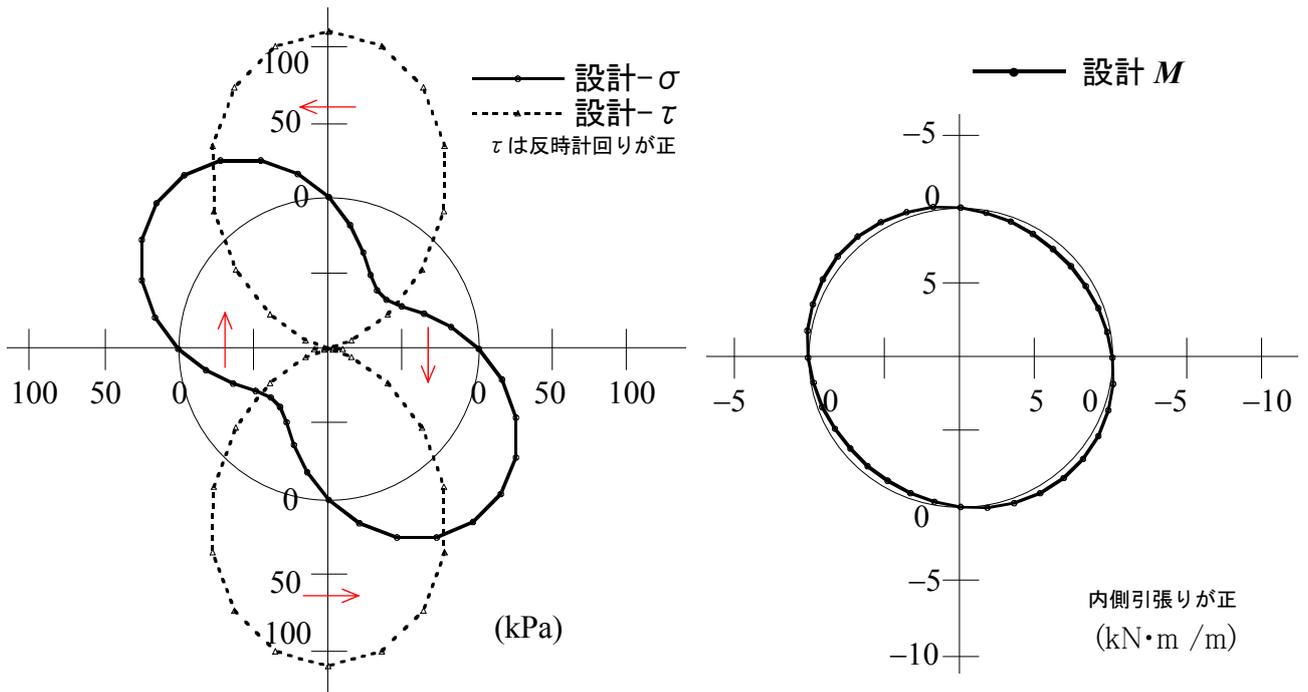


図-3.1.5(b) FRPM 管の σ ・ τ と M の分布 (地震時増分)

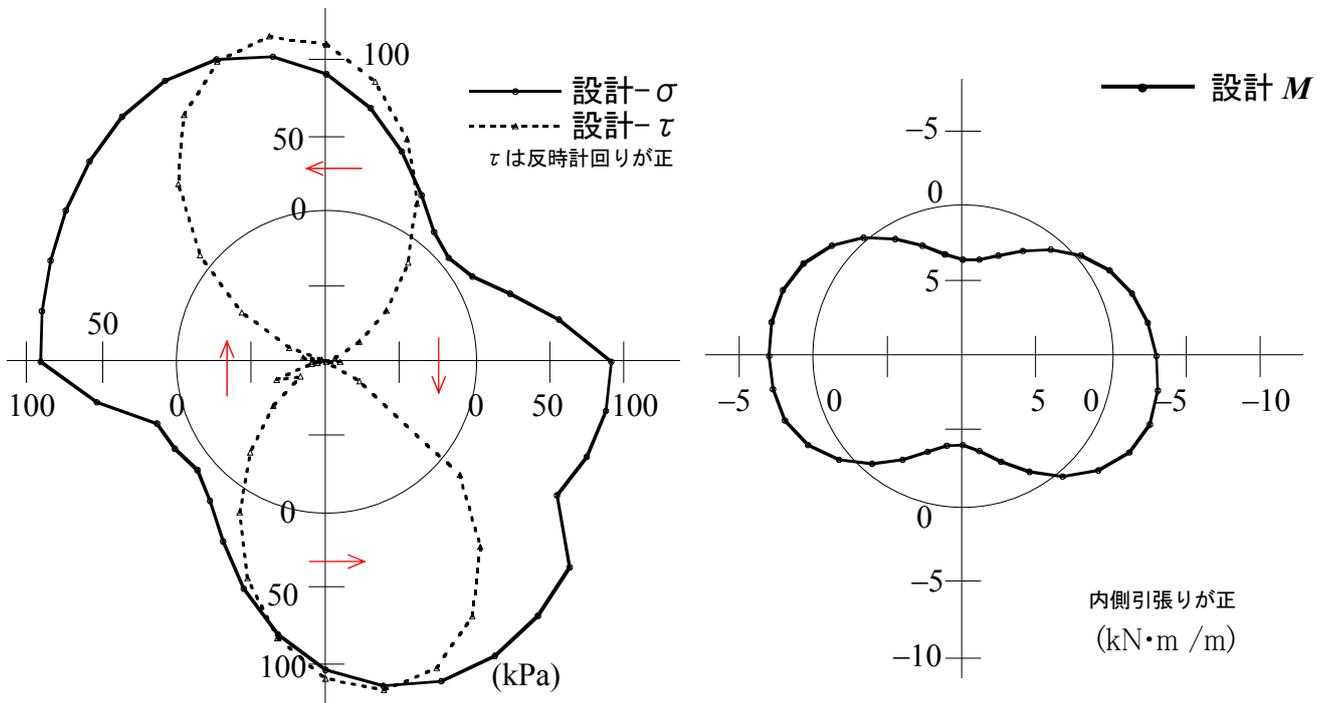


図-3.1.5(c) FRPM 管の σ ・ τ と M の分布 (地震時=常時+地震時増分)

3.2 現行設計法の問題点

3.2.1 FRPM 管以外の円形管の設計ばね定数

本節では、円形管の設計ばね定数の妥当性について考察する。

現行設計法¹²⁾では、FRPM 管を除く円形管の設計に用いる地盤ばねの設定方法として、土木学会編：トンネル耐震設計の方向と基本課題(トンネル耐震性研究委員会、平成 10 年)¹⁵⁾で提案された法線方向地盤ばねの算定方法を採用している。この地盤ばねの算定方法は、弾性論に基づく管面滑動条件の連続体モデルの解を用いている。

(1) 連続体モデルによる法線方向ばね定数の誘導

連続体モデルは、無限に広い弾性地盤の中央に円形管が置かれた状態を想定し、地盤と管の弾性定数、ならびに無限遠と管面の境界条件を与えて、地盤と管面に生じる応力と変位を弾性理論によって解く解析モデルである。管面の境界条件には滑動と結合の 2 通りがあるが、結合条件は管面に垂直土圧 σ と同等のせん断土圧 τ が働くことになり、第 2 章で示した実験事実と合わないので、滑動条件のみが現実的な解を与える。また、管面における開口は理論的に扱えないので無視する。

連続体モデルには管の存在の有無と無限遠の境界条件の違いの組み合わせによって図-3.2.1 と図-3.2.2 に示す 4 通りのモデルが考えられるので、ここではまずこれらのモデルと解について説明する。

図-3.2.1 は円孔が楕円状に変形する場合の Model ①と Model ②について、また図-3.2.2 は円管が楕円状に変形する場合の Model ③と Model ④について、円孔面あるいは管面位置の $r=a$ における垂直応力 σ_r と法線方向変位 u_r 、ならびにばね定数に相当する σ_r と u_r の比： $k = \sigma_r / u_r$ を示している。Model ①¹⁶⁾のばね定数 $k_①$ はゼロ、Model ②のばね定数 $k_②$ はMuir解¹⁷⁾による値、Model ③のばね定数 $k_③$ は東田解^{8)~10)}による値である。Model ④のばね定数 $k_④$ は存在しない。

現行設計法による円形管の設計では、ばね定数の算定式として図-3.2.1のModel ②に対してMuirが求めた

$$k_② = -\sigma_r / u_r = 6\mu / \{(5-6\nu)a\} = 3E_s / \{(1+\nu)(5-6\nu)a\} \quad \dots\dots\dots (3.2-a)$$

を採用している。式(3.2-a)の $k_②$ は「トンネル耐震設計の方向と基本課題」¹⁵⁾のp.73に式(4.4-1)として示された地盤反力係数 k_r と一致している。

つぎに、東田は図-3.2.2 に示した Model ③の解を求め、この解によって算定した垂直土圧 σ_r と管壁の曲げひずみの分布が第 2 章で紹介した遠心実験の測定結果と良好に近似することを確認した^{11)~14)}。したがって、埋設管の土圧変形挙動を調べる際には、ばね定数を介する必要はなく、この弾性解を直接用いれば良いが、現行設計法のばね定数 $k_②$ と対比するために、あえてばね定数 $k_③$ を求めると、

$$k_③ = \sigma_{r③} / u_{r③} = 9EI / a^4 \quad \dots\dots\dots (3.2-b)$$

が得られる。

ここで、 k_2 と k_3 の関係を求めてみよう。

Model ②によって円孔の変位 u_{r2} を、Model ③によって管の変位 u_{rp3} を求め、両者の差($u_{r2}-u_{rp3}$)に Model ②で求めた k_2 を乗じて Model ③で管に働く σ_{rp3} が生じると仮定すると、次式(3.2-c)が得られる。

$$\sigma_{rp3} = k_2(u_{r2} - u_{rp3}) \quad \dots\dots\dots (3.2-c)$$

東田解による次式(3.2-d)

$$\sigma_{rp3} = k_3 u_{rp3} \quad \dots\dots\dots (3.2-d)$$

を式(3.2-c)に代入し、

$$\xi^* = k_2 / k_3 = a^4 k_2 / 9EI \quad \dots\dots\dots (3.2-e)$$

とおけば次式(3.2-f)が得られる。

$$u_{rp3} = \xi^* / (1 + \xi^*) \cdot u_{r2} \quad \dots\dots\dots (3.2-f)$$

一方、「トンネル耐震設計の方向と基本課題」¹⁵⁾の p.73 には以下のような設計の考え方が示されている。

「式(4.4-1) (著者注: 上述の式(3.2-a)と同じ)で示される地盤反力係数を設計で用いるためには覆工の存在しない円孔の地震時の変形が必要になる。厳密には有限要素法などを用いた動的解析などでこれを求めるが、簡便にはトンネルの存在しない自然地盤中でせん断ひずみ γ がトンネル該当部分に均一に作用している状態で円孔をあけた場合の傾いた楕円状の変形を求め、これを地盤ばねを介して覆工に作用させてよい。」

この考え方に基づいて、「トンネル耐震設計の方向と基本課題」¹⁵⁾の p.73 には、円孔の法線方向変位 w_r 、トンネルの変位 u_r 、および ξ として式(4.4-2)、式(4.4-3)、式(4.4-4)が示されている。ここに、 r_0 は円孔の半径(図-3.2.1と図-3.2.2の a に相当)、 γ は管の無い自然地盤のせん断ひずみ(Model ①で無限遠の境界応力 $\tau = \sigma_0$ によって生じるせん断ひずみ: $\tau/\mu = \sigma_0/\mu$ に相当)、 k_r は地盤のばね定数(k_2)である。

$$w_r = 2\gamma r_0(1-\nu) \sin 2\theta \quad \dots\dots\dots \text{「トンネル耐震設計の方向と基本課題」 (4.4-2)}$$

$$u_r = \xi / (1 + \xi) \cdot w_r \quad \dots\dots\dots \text{「トンネル耐震設計の方向と基本課題」 (4.4-3)}$$

$$\xi = r_0^4 k_r / 9EI \quad \dots\dots\dots \text{「トンネル耐震設計の方向と基本課題」 (4.4-4)}$$

式(4.4-2)の角度 θ の取り方を図-3.2.1、図-3.2.2に一致させると、式(4.4-2)の $\sin 2\theta$ は $\cos 2\theta$ に変わり、また γ は Model ①の管面の u_{r1} に含まれる σ_0/μ に相当するので、結局、式(4.4-2)の w_r は Model ①の管面における u_{r1} と一致する。

ここで、上述した「トンネル耐震設計の方向と基本課題」の考え方に沿って、Model ②の円孔の変形が Model ①の変形によって与えられると仮定すれば $u_{r1} = u_{r2}$ となり、また $k_r = k_2$ なので、「トンネル耐震設計の方向と基本課題」に示された式(4.4-3)と式(4.4-4)はそれぞれ式(3.2-f)と式(3.2-e)と一致することになる。

すなわち、「トンネル耐震設計の方向と基本課題」に示された式(4.4-1)～式(4.4-4)が成立するためには $u_{r①}=u_{r②}$ の条件が必要であり、この条件の成立を前提として、式(3.2-c)を正解である式(3.2-d)の代わりに用いることができる。

(2) 法線方向設計ばね定数

円形管の設計に用いられる法線方向ばね定数の誘導過程は以下の通りである。

管に働く垂直応力 $\sigma_{rp③}$ が前節で示した式(3.2-c)で算定されると仮定する。

$$\sigma_{rp③} = k_{②}(u_{r②} - u_{rp③}) \quad \dots\dots\dots \text{再掲(3.2-c)}$$

前節(1)で述べたように、「トンネル耐震設計の方向と基本課題」¹⁵⁾に示された式(4.4-1)～式(4.4-4)は、式(3.2-c)で $u_{r①}=u_{r②}$ の条件において成立する。 $u_{r①}$ は、図-3.2.1 に示した Model ①の解として求められているので、これをそのまま用いれば良いはずである。

ところが、円形管の現行設計法では、 $u_{r①}$ を用いず、円孔の変位 $u_{r②}$ を、「管の無い自然地盤がせん断される時に円孔位置に生じる変位」と「管の無い自然地盤がせん断される時に円孔位置に生じるせん断土圧による変位」の和で得られると仮定し、次式が成立するものとする。

$$u_{r②} = \delta_{Gr} + \triangle \quad \dots\dots\dots (3.2-g)$$

ここに、 δ_{Gr} は管の無い自然地盤の円孔位置における法線方向変位、 \triangle はせん断土圧によって生じる管の無い自然地盤の円孔位置における法線方向変位の増分である。このように円形管の現行設計法で $u_{r①}$ を用いずに式(3.2-g)を用いる理由は、想定する地震時の地盤変形が Model ①のような純粋せん断ではなく、一次モード(cosine カーブ)であることを考慮したためと推定される

式(3.2-g)を式(3.2-c)に代入し、 $k_{②}\triangle$ が管の無い自然地盤のせん断土圧の法線方向成分 σ_{Gr} に等しいと仮定すると、式(3.2-c)は次式(3.2-h)のように書ける。ただし現行設計法に従って $u_{rp③}$ を δ_{pr} 、 $\sigma_{rp③}$ を σ_r 、 $k_{②}$ を k_r とそれぞれ置き直す。

$$\begin{aligned} \sigma_r &= k_{②}\{(\delta_{Gr} + \triangle) - \delta_{pr}\} \\ &= k_{②}(\delta_{Gr} - \delta_{pr}) + k_{②}\triangle \\ &= k_r(\delta_{Gr} - \delta_{pr}) + \sigma_{Gr} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.2-h)$$

以上の式の誘導過程で問題となるのは以下の点である。

- ・ 前述のように、現行設計法が用いている式(3.2-c)は $u_{r①}=u_{r②}$ が成立する場合に限って式(3.2-d)に示した正しい解と一致するが、式(3.2-g)は円孔が存在する Model ①ではなくて、円孔が存在しない自然地盤の変位を用いて $u_{r②}$ を推定しているので、円孔の変位 $u_{r①}$ とは一致しない。
- ・ 式(3.2-h)の $k_{②}\triangle = \sigma_{Gr}$ は仮定であり、これが成立するかどうか不明である。
- ・ したがって、式(3.2-g)と式(3.2-h)の妥当性は別途チェックが必要である。

そこで、管の無い自然地盤がせん断される場合について仮想管面位置における δ_{Gr} と σ_{Gr} を弾性論を用

いて計算し、これらを式(3.2-h)に当てはめて算定した σ_r と正解である Model ③の $\sigma_{rp③}$ を比較することによって、式(3.2-g)と式(3.2-h)の妥当性をチェックしてみた。

計算は、管の剛性 EI が0(ケース 1)と ∞ (ケース 2)の2通り行った。ケース 1は管の剛性が無く、円孔が地盤中に存在する場合(≒極たわみ性管の場合)、ケース 2は管の剛性がRC管に近い場合(≒剛性管の場合)を想定している。

両ケースの設計地盤変位 δ_{Gr} と設計地盤応力 σ_{Gr} の算定

空洞の無い自然地盤の無限遠境界に境界応力 $\tau = \sigma_0$ が働く場合(図-3.2.1の Model ①で、空洞が無い場合に相当)における仮想管面位置 $r=a$ における δ_{Gr} と σ_{Gr} は、図-3.2.1と同じ座標を用いて以下のように求められる。

$$\delta_{Gr} = \sigma_0 a / (2\mu) \cdot \cos 2\theta \quad \dots\dots\dots (3.2-i)$$

$$\sigma_{Gr} = \sigma_0 \cos 2\theta \quad \dots\dots\dots (3.2-j)$$

ケース 1 ($EI=0$) の場合

- Model ③による $\sigma_{rp③}$ と $u_{rp③}$ の算定(正しい解)

$$\sigma_{rp③} = 0$$

$$u_{rp③} = 2a(1-\nu)/\mu \cdot \sigma_0 \cos 2\theta$$

- 設計土圧 $\sigma_r = k_r(\delta_{Gr} - \delta_{pr}) + \sigma_{Gr}$ の算定

$$k_r = k_2 = 6\mu / \{(5-6\nu)a\}$$

$$\delta_{Gr} = \sigma_0 a / (2\mu) \cdot \cos 2\theta$$

$$\delta_{pr} = u_{rp③} = 2a(1-\nu)/\mu \cdot \sigma_0 \cos 2\theta$$

$$\sigma_{Gr} = \sigma_0 \cos 2\theta$$

これらより、設計土圧 $\sigma_r = (-4+6\nu)/(5-6\nu) \cdot \sigma_0 \cos 2\theta$ が得られる。

- よって、 $\sigma_r \neq \sigma_{rp③}$ である。さらに円孔面に σ_r が働くことになり、あり得ない解である。

ケース 2 ($EI=\infty$) の場合

- Model ③による $\sigma_{rp③}$ と $u_{rp③}$ の算定(正しい解)

$$\sigma_{rp③} = 12(1-\nu)/(5-6\nu) \cdot \sigma_0 \cos 2\theta$$

$$u_{rp③} = 0$$

- 設計による $\sigma_r = k_r(\delta_{Gr} - \delta_{pr}) + \sigma_{Gr}$ の算定

$$k_r = k_2 = 6\mu / \{(5-6\nu)a\}$$

$$\delta_{Gr} = \sigma_0 a / (2\mu) \cdot \cos 2\theta$$

$$\delta_{pr} = u_{rp③} = 0$$

$$\sigma_{Gr} = \sigma_0 \cos 2\theta$$

これらより、 $\sigma_r = (8-6\nu)/(5-6\nu) \cdot \sigma_0 \cos 2\theta$ が得られる。

- ・ よって、 $\sigma_r \neq \sigma_{rp③}$ である。 $\sigma_{rp③}/\sigma_r$ の値は、 ν が0.2~0.5の場合、1.41~1.20となる。

以上の検討から、円形管の設計土圧 σ_r と正解である Model ③の $\sigma_{rp③}$ は一致せず、したがって式(3.2-g)と式(3.2-h)は成立しないことが確認された。

(3) 接線方向設計ばね定数

現行計算法¹²⁾では、円形管の場合、接線方向に法線方向ばね係数 k_r の1/3の値を持つ接線ばねを配置することになっている。接線ばね係数の値は法線ばね係数の値に比べて小さく設定されているものの、この接線ばねの配置によって以下の矛盾が生じる。

- ・ 前述したように、法線方向ばね係数 k_r は、連続体モデルの管面滑動条件の弾性理論解である式(3.2-a)として与えられるので、接線ばねを介して管にせん断土圧が働くと仮定することは理論上、矛盾する。
- ・ 実際には摩擦がゼロの理想的な管面滑動条件は存在せず、管面に何らかのせん断土圧が作用することは否定できないが、第2章で「せん断土圧がゼロに近い」という実験事実が提出されているので、接線ばねを配置して大きなせん断土圧が管に働くと仮定することは実験事実と矛盾する。

3.2.2 FRPM 管の設計ばね定数

FRPM 管では、大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)⁶⁾に示された近似式による方が現行設計法によるよりも管にとって危険側の結果を与える場合には、近似式を採用することとしている。この近似式では、管面に法線方向と併せて接線方向のばねを配置し、各ばね定数を連続体モデルによって以下の手法によって求めている。

すなわち、図-3.2.1に示した Model ②において、滑動条件($\tau_0=0$)ではなくて、円孔に法線方向変位 u_r と接線方向変位 u_θ を強制変位として与えた場合の弾性解を求める。そして、管面に働く垂直応力 σ とせん断応力 τ をそれぞれ $u_r \cdot u_\theta$ 両者の関数として表した上で、式に含まれる u_r と u_θ の係数を見かけ上のばね定数とみなす。

この手法は、管面に垂直土圧とともにせん断土圧が同等に働くと想定し、実験事実である管面滑動条件とは異なる管面境界条件を仮定しているところに問題がある。そのため、第2章、および前節3.1で示したように、予測される地震時の管の土圧・変形挙動は、せん断土圧 τ のほうが垂直土圧 σ よりも大きくなるなど、定性的、定量的に実際とは大きく異なるものになる。

3.2.3 ボックスカルバートの設計ばね定数

(1) 法線方向設計ばね定数

現行設計法では、ボックスカルバートに対して、「トンネル耐震設計の方向と基本課題」¹⁵⁾のp.74に示された Kurasudhi の弾性理論解¹⁸⁾を法線方向ばね定数として用いている。この Kurasudhi の弾性理論解は、半無限二次元弾性地盤の地表面に置かれた幅 $2b$ の滑らかな剛板を鉛直方向に振動させた時の解

である。

この弾性理論解によって得られた荷重振幅と変位振幅の比をとれば、鉛直方向ばね定数 k_v として次式が得られる。

$$k_v = \pi E_s / \{4(1 - \nu)2b\}$$

ボックスカルバートの設計では、カルバートの幅を B_w 、高さを H_w とした時、底版の法線方向ばね係数 k_v と側版の法線方向ばね係数 k_H をそれぞれ次式で与えている。頂版には法線方向ばねを配置しない。

$$k_v = \pi E_s / \{4(1 - \nu) B_w\}$$

$$k_H = \pi E_s / \{4(1 - \nu) H_w\}$$

以上のように、ボックスカルバートの底版と側版に配置される法線方向ばね定数は、円形管と同様に、壁面が完全滑動条件で求められていること、ならびに土被り圧の影響が無視されていることに注意すべきである。なお、「トンネル耐震設計の方向と基本課題」¹⁵⁾ の p.74 には、法線方向ばね定数の決定に当たって、剛板の反力分布が一律でないことや側版で生じる回転の影響が無視されていることが留意点として述べられている。

(2) 接線方向設計ばね定数

ボックスカルバートの現行設計法では、頂版を除く底版と側版に接線方向ばねを配置し、その値を円形管の場合に合わせて、法線方向ばね係数の 1/3 としている。この接線方向ばねの設置は、円形管の場合と同様に、壁面が完全滑動条件で求められた法線方向ばね定数の決定方法と矛盾し、また第 2 章で示した遠心実験で得られた「模型ボックスカルバートに働くせん断土圧の測定値がごく小さかった」という実験事実とも一致しない。

3.2.4 管面における開口の扱い方

現行設計法では、地震前、地震時とも、管面の垂直土圧 σ が引張りとなってもこれをゼロとせず、そのまま管に作用させることになっている。実際には、土は引張りに耐えられないので、管面の σ が引張りとなった領域では管と土が開口し、 σ はゼロになるはずである。

第 2 章で示した遠心実験に対する連続体モデルによる弾性理論解析と弾性 FEM 解析によれば、密度が大きく、剛性が高い地盤中に剛な管が埋設される場合、広い範囲で管面の開口が生じることが確認されている。したがって、現行設計法における開口の無視は疑問である。

3.2.5 相対変位 ΔU による水平荷重 Q_h

現行設計法では、円形管の地震時荷重の一つとして、一次モード(cosine カーブ)の水平地盤変形に伴って管頂・管底の間に相対変位 ΔU が生じ、これによって次式の水平荷重 Q_h が管に働くものとしている。ここに、 k_h は水平方向地盤反力係数である。

$$Q_h = k_h \Delta U$$

ところが、荷重 Q_h が水平荷重にはならないことを以下、説明しよう。

改定設計マニュアル²⁾に記載された説明(例えば RC 管の p.4-1-48)によれば、 ΔU の法線方向と接線方向の変位(ΔU_r と ΔU_s)は次式で表される。

$$\Delta U_r = \Delta U \sin \theta, \quad \Delta U_s = \Delta U \cos \theta$$

そして r 、 θ 方向のばね定数をそれぞれ k_r 、 k_s とすれば Q_h の法線方向、接線方向の各成分(q_r と q_s)が次式で得られるとしている。

$$q_r = k_r \Delta U_r = k_r \Delta U \sin \theta, \quad q_s = k_s \Delta U_s = k_s \Delta U \cos \theta$$

ところが、 q_r と q_s を合成して水平土圧 p_h を算定すると次のようになる。

$$p_h = q_r \sin \theta + q_s \cos \theta = k_r \Delta U \sin^2 \theta + k_s \Delta U \cos^2 \theta = \Delta U (k_r \sin^2 \theta + k_s \cos^2 \theta)$$

したがって、 $k_r = k_s$ であれば $p_h = Q_h$ となるが、円形管の場合、 $k_s = 1/3 \cdot k_r$ と決められているので、 $p_h = Q_h$ は成立しない。設計の際に q_r と q_s を用いれば上記の問題は無いが、 Q_h を水平荷重と呼ぶことは誤解を招くので、現行設計法で Q_h を水平荷重としている表現はすべて削除すべきである。該当箇所は、例えば改訂設計指針¹⁾の p.136-137、ならびに改訂設計マニュアル²⁾の p.1-5 の図 1.2、p.1-6 の図 1.4、p.4-1-14、p.4-1-48、p.4-2-51 である。改訂設計マニュアル²⁾のシールドセグメントについても同様に削除すべき表現が見られる。

3.2.6 XY方向に地盤ばねを設定する方法

改定設計マニュアル²⁾の p.1-28 には、XY 方向に地盤ばねを設定する方法が図 1.13 として掲載されているが、すでに指摘しているように¹⁹⁾、この設定方法は応力、ならびに変位のベクトル和を満足しておらず、誤りなので、削除したほうが良い。

3.2.7 地震時周面せん断力の頭打ち

これまで述べてきたように、管に働くせん断土圧 τ はごく小さく、実用的にはこれを無視しても差し支えないが、現行設計法ではすべての管きょにおいて、管面に地震時周面せん断力が働くものとし、その最大値が地盤のせん断強度を上回る場合には、周面せん断力として地盤のせん断強度をとることになっている。

この規定は、地震時に地盤に生じるせん断応力によって管が埋設されている位置の地盤が破壊するかどうかを問題にしたものであり、例えば液状化や地盤崩壊を対象としているので、管面に働くせん断土圧 τ とは関係が無い。さらに、現行設計法では、管面に働くせん断土圧 τ は、周面せん断力によるものと地盤変位によるものの和によって算定することになっているので、管面に働くせん断土圧 τ の頭打ちに周面せん断力によるもののみを考慮するのは疑問である。

したがって、本来ならば、「管面で発揮されるせん断強度を超えるせん断土圧 τ が管面に働くと想定さ

れる場合は、せん断土圧 τ を管面で発揮されるせん断強度で頭打ちする」と修正すべきである。さらにその際には、管面で発揮されるせん断強度がごく小さいことを考慮する必要がある。

3.2.8 常時の設計における埋設方式

現行設計法では、常時の設計土圧の算定に当たって、埋戻し土の単位体積重量と静止土圧係数 $K_0=0.5$ を用いることになっているが、それ以上のことは述べられておらず、既設管の常時の埋設方式が不明である。

既設管きよの埋設方式に関しては、地盤工学会の「既設および更生した管きよの力学挙動と設計に関する技術資料(案)」²⁰⁾に、以下の考え方が示されている。

「通常の管きよの新設施工では、一般に開削工法によって掘削溝を築造し、管きよを敷設した後、掘削溝を埋戻す方式(溝型)が採用される。ところが供用を開始してから 30 年を越えるような長年月を経た既設管きよの場合、新設時にゆるかった掘削溝内の埋戻し土は長年にわたる荷重変動や乾湿繰返しなどの作用によって締まっていき、応力状態が地山と均一化するため、管きよ周囲に土砂を盛り立てながら管きよを埋設する盛土型設置方式の場合の応力状態に近づく」と推定される。よって既設管きよの力学挙動の把握や設計法構築においては、管きよの設置方式として、新設時の溝型設置方式ではなく、盛土型設置方式を対象とするのが良いと考えられる。」

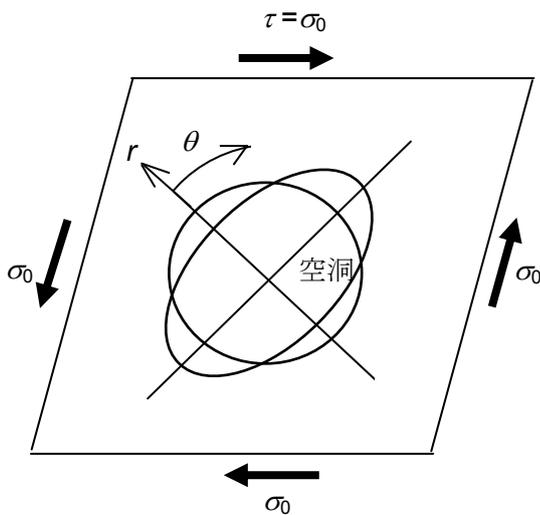
したがって、既設管きよの常時の設計土圧の算定に当たっては、埋戻し土と周囲地盤の応力状態が均一となった盛土型を採用するのが妥当と考えられる。

3.2.9 地下水圧の扱い方

現行設計法では、常時、地震時とも地下水圧を無視した設計になっている。

地震時増分の設計では、表層地盤の応答変位量の算定にせん断弾性波速度を用いるので、液状化や周面せん断力の頭打ちの判定を除いて、地下水圧の影響はせん断弾性波速度に含まれるとみなされるので、これを無視することに問題は無い。

これに対して、常時においては、新設時に水替工によって下がった地下水位は比較的短期間で回復するので、埋設後長期間を経過した既設管きよを検討対象とする場合、常時の設計で水圧を無視するのは現実的でない。よって、既設管きよの常時の設計荷重として水圧を考慮すべきである。



チモシェンコ Theory of elasticity, Third Edition, p.92-93より、 a を空洞の半径、 u_r を空洞の法線方向変位とすれば、地盤中の r における垂直応力 σ_r 、せん断応力 $\tau_{r\theta}$ 、法線方向変位 u_r は次式となる。

$$\sigma_r = \sigma_0(1 + 3a^4/r^4 - 4a^2/r^2)\cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = -\sigma_0(1 - 3a^4/r^4 + 2a^2/r^2)\sin 2\theta$$

$$u_r = \sigma_0/2\mu \cdot \{(1-2\nu)r - (1-2\nu)a^4/r^3 + 4(1-\nu)a^2/r\} \cdot \cos 2\theta$$

$r=a$ において

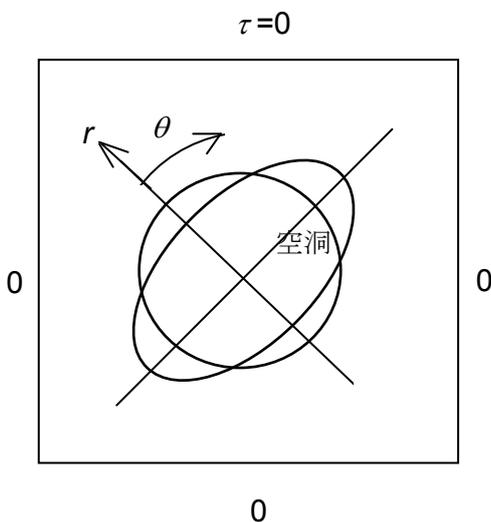
$$\sigma_{r①} = 0, \tau_{r\theta①} = 0$$

$$u_{r①} = 2a(1-\nu)\sigma_0/\mu \cdot \cos 2\theta$$

よって、Model ①のばね定数 $k_{①}$ は次式となる。

$$k_{①} = \sigma_{r①}/u_{r①} = 0$$

Model ① (無限遠境界に $\tau = \sigma_0$ が働く場合)



空洞面に変位 $u_r = A_0 \cos 2\theta$ と垂直応力 σ_r を与える。空洞面のせん断応力 $\tau_{r\theta} = 0$ (滑動条件)を与えた時の連続体モデルの解より、 $r=a$ における垂直応力 σ_r と法線方向変位 u_r は次式となる。

$$\sigma_{r②} = -6 A_0 \mu / (5 - 6\nu) \cdot a^{-1} \cos 2\theta$$

$$u_{r②} = A_0 \cos 2\theta$$

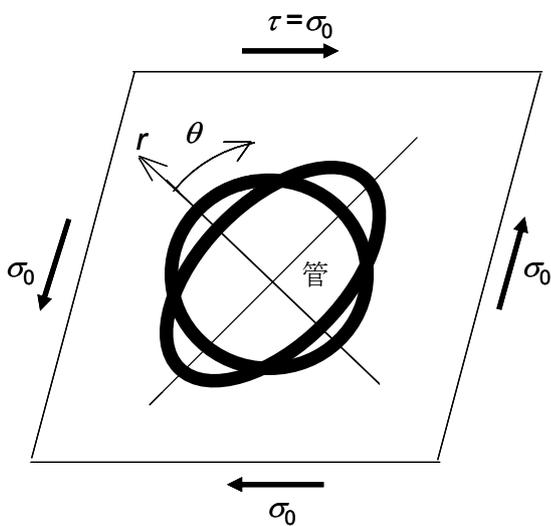
よって、Model ②のばね定数 $k_{②}$ は、Muiriによれば次式となる。

$$k_{②} = -\sigma_{r②}/u_{r②} = 6\mu / \{(5 - 6\nu) a\} \\ = 3E_s / \{(1 + \nu)(5 - 6\nu)a\}$$

注) $k_{②}$ を求める式でマイナスがついているのは、弾性床上の梁理論に符号の定義を合わせたためである。

Model ② (円孔に強制変位を与える場合)

図-3.2.1 円孔が楕円状に変形する場合の弾性解とばね定数



管面 $r=a$ の境界条件として、せん断応力 $\tau_{r\theta}=0$ (滑動条件)、および地盤の法線方向変位 u_r =管の法線方向変位 u_{rp} を与える。

東田による連続体モデルの解より、 $r=a$ における垂直応力 σ_r と法線方向変位 u_r は次式で表される。 EI は平面ひずみ条件の管の曲げ剛性である。

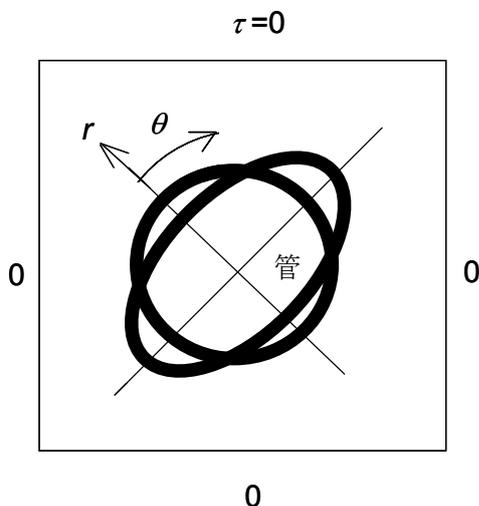
$$\sigma_{r3} = \{12(1-\nu)a/\mu\} / \{2/3 \cdot a^4/EI + (5-6\nu)a/\mu\} \cdot \sigma_0 \cos 2\theta$$

$$u_{r3} = \{4/3 \cdot a^5(1-\nu)/EI\} / \{2/3 \cdot a^4 \mu/EI + (5-6\nu)a\} \cdot \sigma_0 \cos 2\theta$$

よって、Model ③のばね定数 k_3 は次式となる。

$$k_3 = \sigma_{r3}/u_{r3} = 9EI/a^4$$

Model ③(無限遠境界に $\tau=\sigma_0$ が働く場合)



管に強制変位 $u_{rp}=A_0 \cos 2\theta$ を与え、管面 $r=a$ における境界条件として、せん断応力 $\tau_{r\theta}=0$ (滑動条件)、ならびに地盤の法線方向変位 u_r =管の法線方向変位 u_{rp} を与える。

連続体モデルでこれらの条件を満足する解はない。よって、Model ④のばね定数 k_4 は存在しない。

Model ④ (円管に強制変位を与える場合)

図-3.2.2 円管が楕円状に変形する場合の弾性解とばね定数

第3章 参考文献

- 1) 日本下水道協会(2014): 下水道施設の耐震対策指針と解説, 2014 年版.
- 2) 日本下水道協会(2015): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2015 年版.
- 3) 日本下水道協会(1997): 下水道施設の耐震対策指針と解説, 1997 年版.
- 4) 日本下水道協会(2001): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2001 年版.
- 5) 日本下水道協会(2006): 下水道施設の耐震対策指針と解説, 2006 年版.
- 6) 建設省土木研究所(1992): 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案).
- 7) 川島一彦(1994): 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会.
- 8) 東田淳(1986): 剛な埋設管の土圧に関する研究, 大阪市立大学学位請求論文.
- 9) 東田淳・三笠正人(1986): 弾性論による埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第 376 号/III-6, pp.181-190.
- 10) 東田淳(1998): 連続体モデルの弾性解, 大阪市立大学大学院講義資料, 2011 年 2 月 16 日最終講義配布 CD に収録.
- 11) 東田他(2012): 地盤せん断遠心実験による埋設管きよの地震時挙動の検討(円形管きよの測定結果と連続体モデルの弾性解の比較), pp.1285-1286, 第 47 回地盤工学研究発表会.
- 12) 丸吉他(2013): 円形管の地盤せん断遠心実験に対する弾性 FEM 解析と弾性理論解析, pp.1467-1468, 第 48 回地盤工学研究発表会.
- 13) 老朽化した埋設カルバートの復旧に関する研究委員会(2013): 既設および更生した管きよの力学挙動と設計に関する技術資料(案), pp.119-126, 地盤工学会.
- 14) Tohda, J., Yoshimura, H., and Maruyoshi, K. (2013): An elastic continuum model for interpretation of seismic behavior of buried pipes as a soil-structure interaction, *Proc. of the 18th ICSMGE*, 1777-1780.
- 15) 土木学会地震工学委員会 (1998): トンネル耐震設計の方向と基本課題, トンネル耐震性研究小委員会報告.
- 16) S.P. Timoshenko and J.N. Goodier (1951): *Theory of Elasticity*, Third Ed., McGraw-Hill Book Co..
- 17) A.M. Muir Wood (1975): The Circular Tunnel in Elastic Ground, *Geotechnique*, Vol.25, No.1, pp.115-127.
- 18) Kurasudhi, P., Keer, L.M., and Lee, S.L. (1968): Vibratory Motion of a Body on an Elastic Half Plane, *Jour., Applied Mechanics*, Vol.35, Trans. ASME, 90, Series E, pp.1-9.
- 19) 東田他 (2009): 下水道幹線カルバートの現行耐震設計法(断面方向)に関する考察, 第 64 回土木学会年次講演会, pp.861-862.
- 20) 老朽化した埋設カルバートの復旧に関する研究委員会(2013): 既設および更生した管きよの力学挙動と設計に関する技術資料(案), p.3, 地盤工学会.

4. 弾性 FEM による耐震設計法の開発

本章では、遠心実験の解析に用いた弾性 FEM 解析手法^{1)~5)}を耐震設計法として適用するために必要となる改良点やモデル寸法について検討を加える。

用いた FEM 解析手法は、地盤および管を線形弾性体として扱い、管面と地盤の要素の境界にジョイント要素を挿入して、管と地盤の境界の開口および滑動を考慮している。

4.1 FEM 解析手法の単純化

これまでの研究¹³⁾によれば、遠心実験の解析に用いた弾性 FEM 解析手法に対して以下の単純化が許容されることが判明している。

- ・ 地盤の弾性係数 E_s については、管側深度の鉛直応力に対応する値を地盤全体に均一に与えた解析の結果が E_s を要素の鉛直応力レベルに応じて変えた場合の解析結果とそれほど変わらないことが確認されている。
- ・ さらに、第 2 章の図-2.3 と図-2.4 に示したように、遠心実験で測定された管面のせん断土圧はかなり小さいので、管面に挿入したジョイント要素のせん断弾性係数 k_s を 0 とおいて完全滑動条件を与えても、破壊や滑り抵抗を考慮して繰り返し計算を行った場合とそれほど変わらない解析結果が得られることが確認されている。

そこで、耐震設計法として用いる FEM 解析においても、これらの単純化の手法を採用することにし、その適用性を計算例によって確認した。

図-4.1 は R 管、SOL 地盤、 $H/D=1$ の場合の比較例である。この図で、実線は上記の単純化を施さない場合、破線が E_s を地盤全体に均一に与えた場合、一点鎖線が均一 E_s と $k_s=0$ を与えた場合の結果である。この図から以下のことが分かる。

- ・ 地盤をせん断する前の K_0 条件の場合、 E_s と k_s の与え方が異なっても、土圧分布、および曲げひずみ ε_M はほぼ変わらない。
- ・ せん断時では、均一 E_s を与えた場合(破線と一点鎖線)には、 E_s を拘束圧に応じて区分した場合(実線)に比べて、垂直土圧 σ が管の上部で若干増え、また開口範囲が広がる結果、 ε_M も若干大きくなっているが、安全側の評価を与えることとなり、問題はないと判断できる。
- ・ k_s をゼロとしたことによる違いは、 σ 、 ε_M ともごく小さい。

以上の結果から、提案する耐震計算法では、 E_s は管側深度の鉛直応力に対応する値を地盤全体に一定値で与え、ジョイント要素のせん断弾性係数 k_s は 0 として管面の境界条件を完全滑動条件とすることに決めた。

4.2 解析モデルの寸法の検討

(1) 解析モデルの寸法検討の必要性

遠心実験の FEM 解析では、地盤の寸法を実験模型にあわせて、図-4.2 に示すように、モデル幅 $B(36.4$

cm)と管の外径 D (9 cm)の比 B/D を 4.04、モデルの全高 H_2 (33 cm)と D の比を 3.67 とした。また、実験に合わせて、地盤を単純せん断する前もせん断した時も 30 g の遠心加速度を加え、せん断前は地盤両端に K_0 条件を、またせん断時には地盤両端に実験で与えた $\gamma=3.2\%$ 相当の単純せん断の水平強制変位を与えて、実験結果と良好な近似を得た。

ところが、改訂設計マニュアル⁶⁾に示された地盤条件は、3章の図-3.3.1に示したように、全高 H_2 が 24.7 m で、管径と土被り高も表-3.1.1に示したように管種によって異なっている。したがって、解析に用いるべきモデルの地盤幅について検討が必要になった。

(2) 単純せん断の場合

地盤側方の境界条件の影響を確認するために、表-4.1に示す条件を与えて、管なし・地盤のみの単純せん断時の解析を行い、モデル中央の水平変位を比較した。計算は、アスペクト比の違いの影響を確認するために、モデル幅 B を 180 cm と一定にしてモデルの全高 H_2 を変えた $B/H_2=1.0$ と 5.454 の場合について行った。表-4.1において、側方境界と地表面で水平方向に与えた「せん断水平変位」は、 $\gamma=3.2\%$ 相当の単純せん断の水平強制変位をせん断時に与えたことを示す。また鉛直方向の「 K_0 鉛直変位」は、せん断前に 30 g の遠心加速度によって生じた土自重による圧縮量をせん断時に与えたことを示す。

地盤をせん断した時点で得られた地盤両端境界の水平変位分布とモデル中央の水平変位分布を図-4.3に示す。この図から、ケース C ならびにケース D では、アスペクト比が異なっても、モデル中央の水平変位分布は側方境界に与えた水平変位と一致することが分かる。そこで、ケース C ならびにケース D のうち、境界条件が簡単なケース C を採用することに決定した。

さらに、ケース C の境界条件は、これまで遠心実験を対象として行った境界条件(表-4.1のケース A)とは異なるので、ケース C の境界条件で改めて遠心実験の解析を行い、ケース C の土圧と曲げひずみはケース A よりもわずかに大きめであるが、実験結果とほぼ一致するとみなせることを確認した。

(3) 一次モードの場合

前項の地盤の境界条件の検討は、遠心実験に合わせて単純せん断状態を対象としてきた。ところが、改定設計マニュアルでは、一次モードの cosine カーブの水平変位を地盤両端に作用させることになっている。そこで、地盤両端の地震時変形を一次モードの cosine カーブで与えた場合について、解析モデルのアスペクト比の検討を行った。

図-4.4は、管なし・地盤のみで B/H_2 を 1.0 と 5.454 の 2 通りに変えた場合のせん断時におけるモデル中央の水平変位の深度分布を示している。前項(2)で述べた単純せん断のケース C では、モデル中央の水平変位はアスペクト比にかかわらず地盤側方の水平境界変位と一致していたが、一次モードの cosine カーブの場合には一致しておらず、したがって B/H_2 を小さく選ぶ必要があることが分かる。

そこで、R 管、SOL、 $H_2=33\text{cm}$ の条件で、側方境界変位を一次モードの cosine カーブで与えた場合について B/H_2 と管に生じる $\varepsilon_{M\max}$ の関係を調べた。図-4.5に一次モードの B/H_2 と $\varepsilon_{M\max}$ の関係を cosine カーブとして示す。図には比較のために側方境界変位を単純せん断で与えた場合の結果も併せて示した。

図-4.5から、単純せん断の場合、 B/H_2 が 1 より大きい範囲では一定であるが、1 より小さいと側方境界の存在の影響によって $\varepsilon_{M\max}$ が大きくなることが分かる。一方、一次モードの cosine カーブで与えた場合には、 B/H_2 が 2 付近で最も小さく、2 から離れるのにしたがって大きくなって単純せん断の $\varepsilon_{M\max}$ に

近くなることが分かる。

以上から、単純せん断で B/H_2 を 1.1 よりも小さくすると側方境界の存在の影響が現れること、および実験模型の B/H_2 が 1.1 であることを考慮すれば、一次モードの cosine カーブで境界変位を与える場合、 B/H_2 を 1.1 とするのが妥当と結論した。

4.3 地震時増分の計算方法

前節 4.2 の検討では、静的に実施した遠心実験に合わせて、地震前と地震時の弾性定数として同一の静的弾性定数を用い、地震時の解析は自重とせん断変形を与えて行った。実際には、常時は静的現象、地震時は動的現象なので、地震前と地震時ではそれぞれ静的、動的弾性定数を用いた別々の解析によって常時と地震時増分の計算を行い、両者の和として地震時とするのが妥当である。

前節 4.2 で示した FEM 解析の結果は地盤をせん断した時のものなので、地震時増分はせん断時と常時の K_0 条件との差によって求めることになるが、 K_0 条件では、管と地盤が開口することはなく、常時と地震時増分の和として求められる地震時でも、管剛性が高い場合以外は開口を生じないので、常時と地震時増分の重ね合わせは許容されると考えられる。そこで、せん断時の計算において、自重を与えず、管面の開口を許容しない条件で、側方境界の鉛直変位をゼロに固定し、地表面と側方境界に水平強制変位を与えれば、地震時増分の土圧計算が成立する可能性があると考えられる。

この考察の妥当性を確認するため、前節 4.2 と同様の条件で、自重なし・開口なしの地震時増分の計算を行い、前節 4.2 の計算で得られた地震時増分(せん断時と常時の差)と比較したのが図-4.6 である。図から、単純せん断、一次モードの cosine カーブの場合とも、両手法によって求めた地震時増分にほとんど差がないことが分かる。

以上の検討の結果から、地震時増分の計算では、自重を与えず、管面の開口を許容しない条件で、側方境界の鉛直変位をゼロに固定し、地表面と側方境界に強制水平変位を与える方法を採用することに決めた。

4.4 水圧の与え方

管きよに作用する外力としては、自重ならびに地震時の荷重以外に静水圧がある。

地震時増分の計算では、表層地盤の応答変位量の算定にせん断弾性波速度を用いるので、液状化や周面せん断力の頭打ちの判定を除いて、地下水圧の影響はせん断弾性波速度に含まれるとみなされるので、地震時増分計算で水圧を無視することに問題は無い。

これに対して、常時においては、新設時に水替工によって下がった地下水位は比較的短期間で回復するので、埋設後長期間を経過した既設管きよを検討対象とする場合、常時の設計で水圧を無視するのは現実的でない。よって、既設管きよの常時の設計荷重として水圧を考慮することにした。

静水圧は、常時の FEM 計算において、管面(ジョイントの管側の節点)に作用する分布荷重として与えることとする。

4.5 地盤条件

(1) 常時の地盤条件

RC 管と FRPM 管のように開削して埋める場合、改定設計マニュアル⁶⁾では地盤として埋戻し土を想定しているが、単位体積重量と静止土圧係数以外の条件は記載されていない。

新設管きよの施工では、図-4.7 の左側に示すように、一般に開削工法によって掘削溝を築造し、管きよを敷設した後、掘削溝を埋め戻す方式が採用される。供用が開始され、ある程度時間が経過すると、新設時にゆるかった掘削溝内の埋戻し土は、荷重変動や乾湿繰返しなどによって締まっていき、応力状態が地山と均一となる。すなわち、応力状態は、新設時の溝型設置方式の状態から、盛土型設置方式の状態に近づくと考えられる。以上から、埋設されて長年月を経た既設管きよの常時の状態を、図-4.7 の左側の状態から右側の状態に遷移しているものと想定し、管底から基床厚分下にある地盤底から上部の盛土内に施工される盛土型に近いものと考えた。

さらに、これまでの研究^{1)~3), 7)8)}によって、埋設管きよの挙動は、管中心深さにおける地盤内応力、ならびに同位置での地盤の弾性定数に支配されることが分かっている。

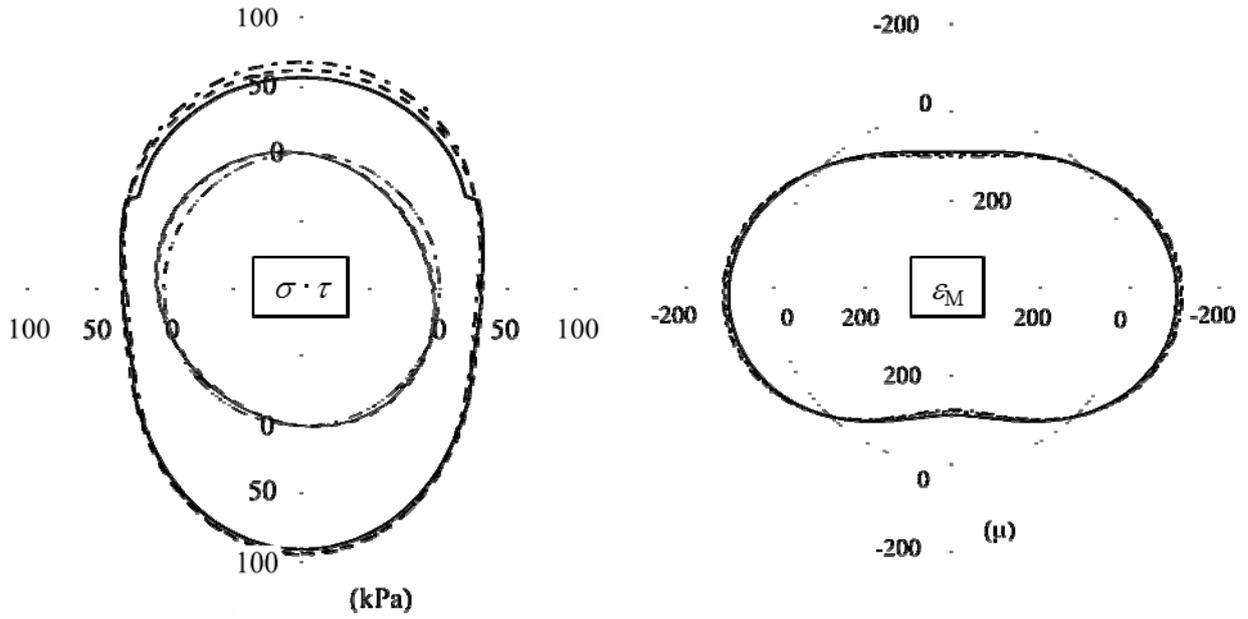
そこで、常時の FEM 解析に必要な単位体積重量などの常時の地盤条件を、以下のように決めた。

- ① 単位体積重量は、地表面から管側深度までの平均有効重量とした。
- ② 地盤の弾性係数は $E_s=700N$ (kN/m²) とし、管側深度の原地盤の N 値から求めることとした。
- ③ 地盤のポアソン比は、砂質土と考え、 $K_0=0.5$ の時の値をとって $\nu=0.333$ とした。
- ④ 基床厚は道路土工-カルバート工指針⁹⁾から 30 cm とし、その位置で変位を固定した。

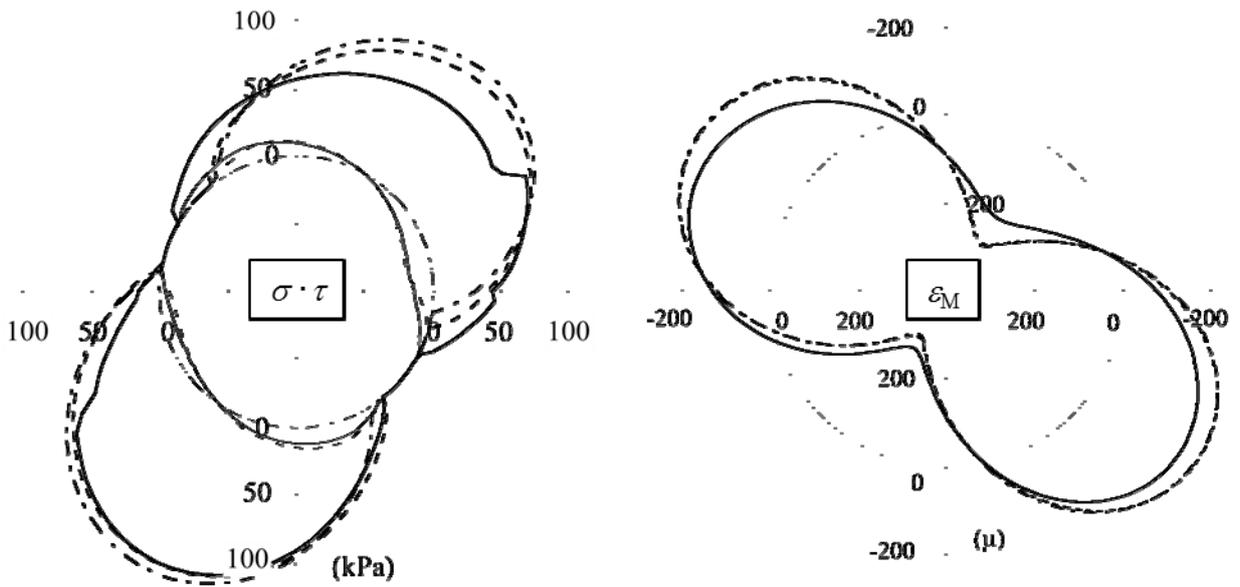
(2) 地震時増分計算における地盤条件

改定設計マニュアル⁶⁾では、地震時増分計算の対象地盤は、S 波速度から設定されるせん断弾性係数 G_0 を持つ一様地盤として与えているため、FEM 解析においてもこの地盤条件に合わせることにし、弾性係数とポアソン比として、改定設計マニュアル⁶⁾で採用されている動的弾性係数と動的ポアソン比を与えた。

| σ, ε_M | τ | E_s | k_s (MPa) |
|-------------------------|--------|--------|-------------|
| —— | —— | 拘束圧で区分 | 0.3 |
| --- | --- | 均一 | 0.3 |
| ---- | ---- | 均一 | 0 |



(a) k_0 条件



(b) せん断時

図-4.1 管面の境界条件および地盤の弾性係数による違い

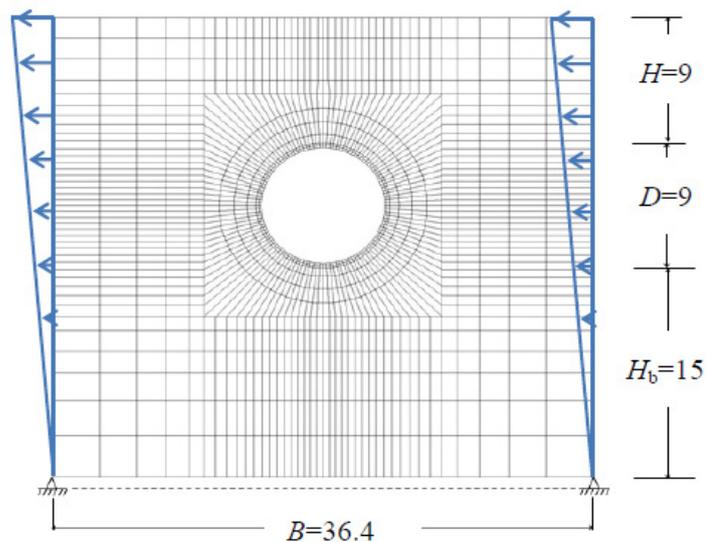
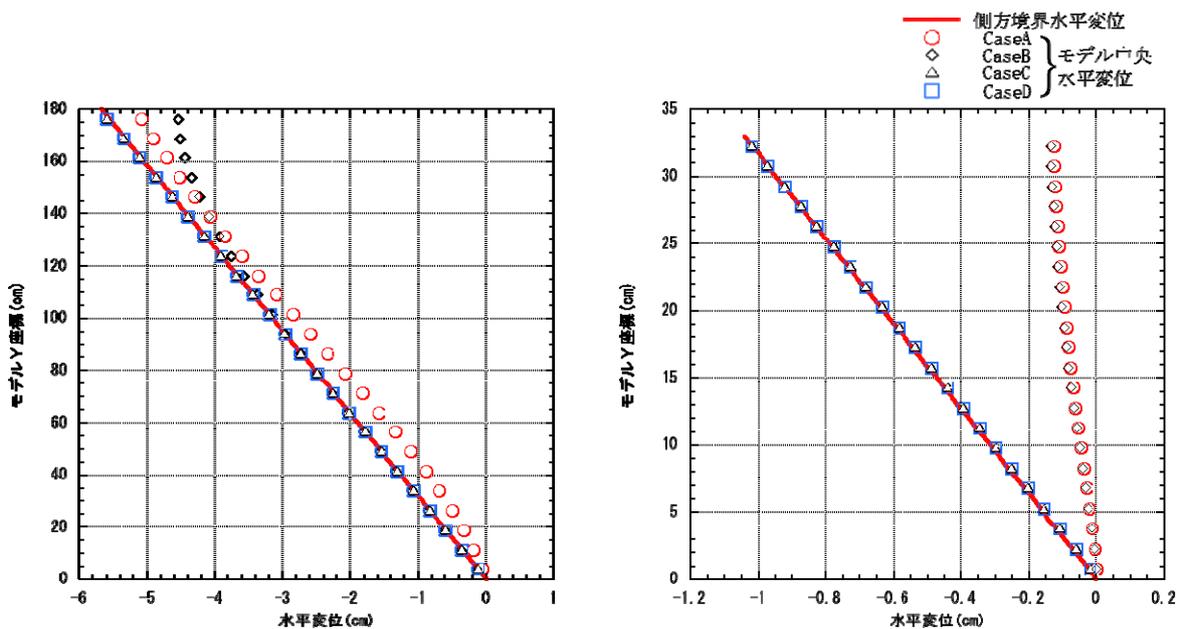


図-4.2 解析モデル ($B/D = 4.04$, $30g$, unit: cm)

表-4.1 境界条件の検討における検討ケース

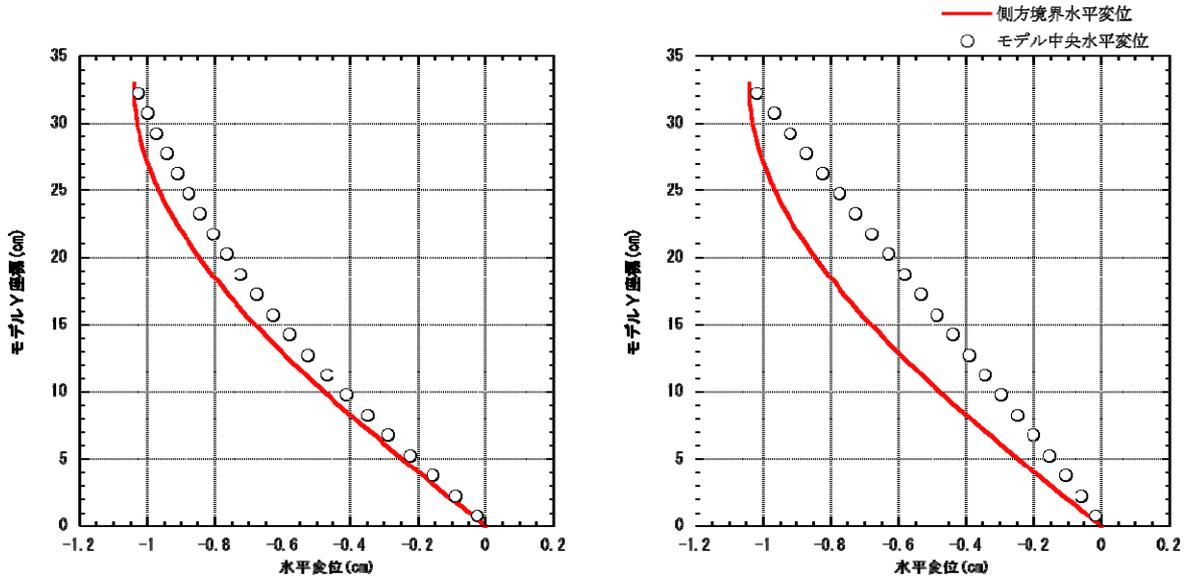
| Case | 側方境界 | | 地表面 | |
|------|---------|--------|---------|--------|
| | 水平方向 | 鉛直方向 | 水平方向 | 鉛直方向 |
| A | せん断水平変位 | フリー | フリー | フリー |
| B | せん断水平変位 | K0鉛直変位 | フリー | フリー |
| C | せん断水平変位 | K0鉛直変位 | せん断水平変位 | フリー |
| D | せん断水平変位 | K0鉛直変位 | せん断水平変位 | K0鉛直変位 |



$B=180\text{cm}$, $H_{\Sigma}=180\text{cm}$
(a) $B/H_{\Sigma}=1.0$ の場合

$B=180\text{cm}$, $H_{\Sigma}=33\text{cm}$
(b) $B/H_{\Sigma}=5.454$ の場合

図-4.3 境界条件によるモデル中央の水平変位分布の違い



$B=33\text{cm}, H_{\Sigma}=33\text{cm}$

(a) $B/H_{\Sigma}=1.0$ の場合

$B=180\text{cm}, H_{\Sigma}=33\text{cm}$

(b) $B/H_{\Sigma}=5.454$ の場合

図-4.4 cosineカーブを側方境界に与えた場合のモデル中央の水平変位の深度分布

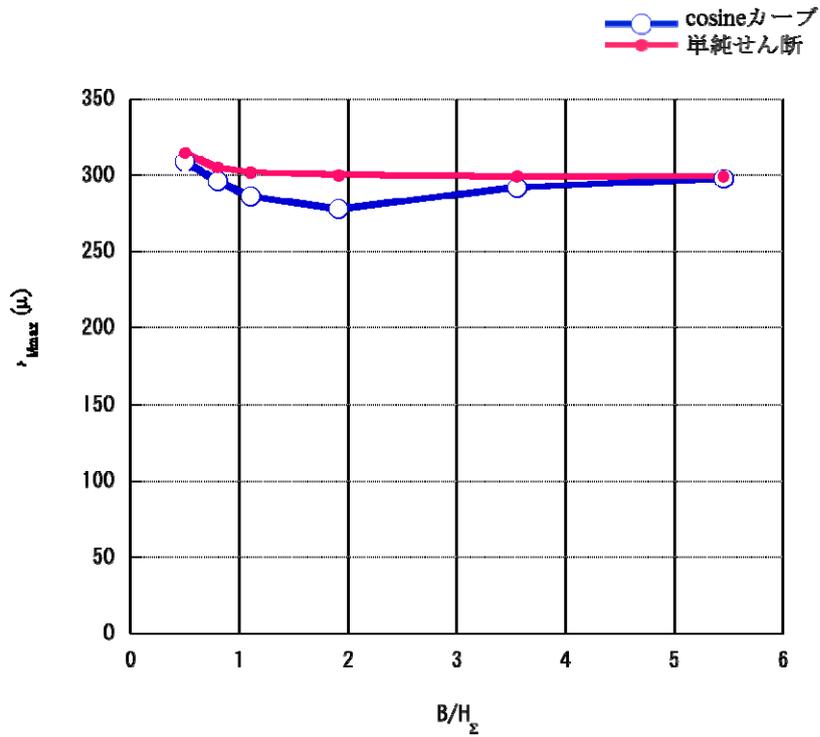


図-4.5 B/H_{Σ} と ϵ_{Mmax} の関係

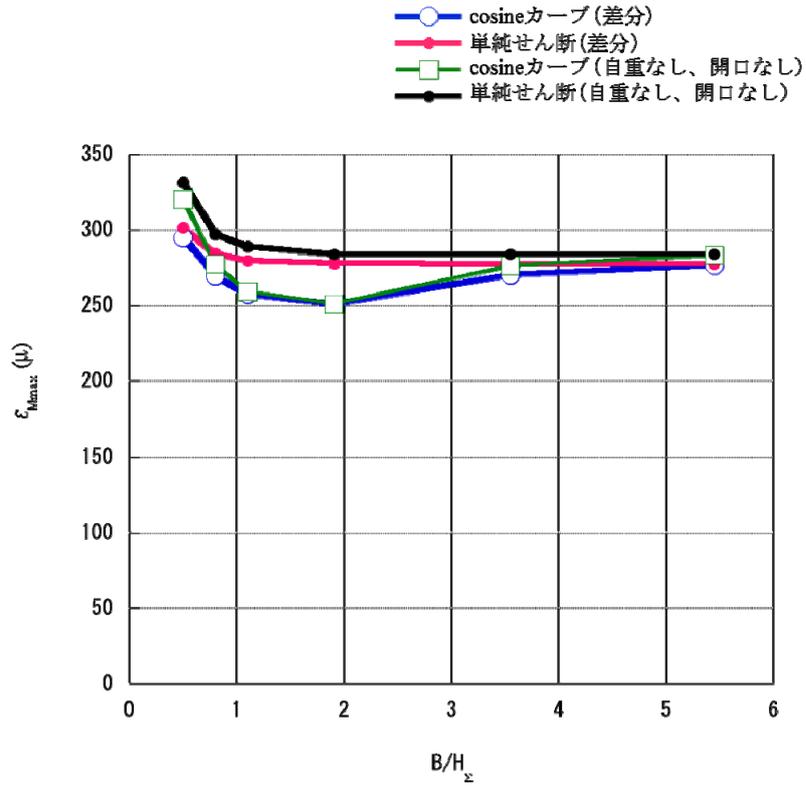


図-4.6 地震時増分における B/H_{Σ} と ε_{Mmax} の関係

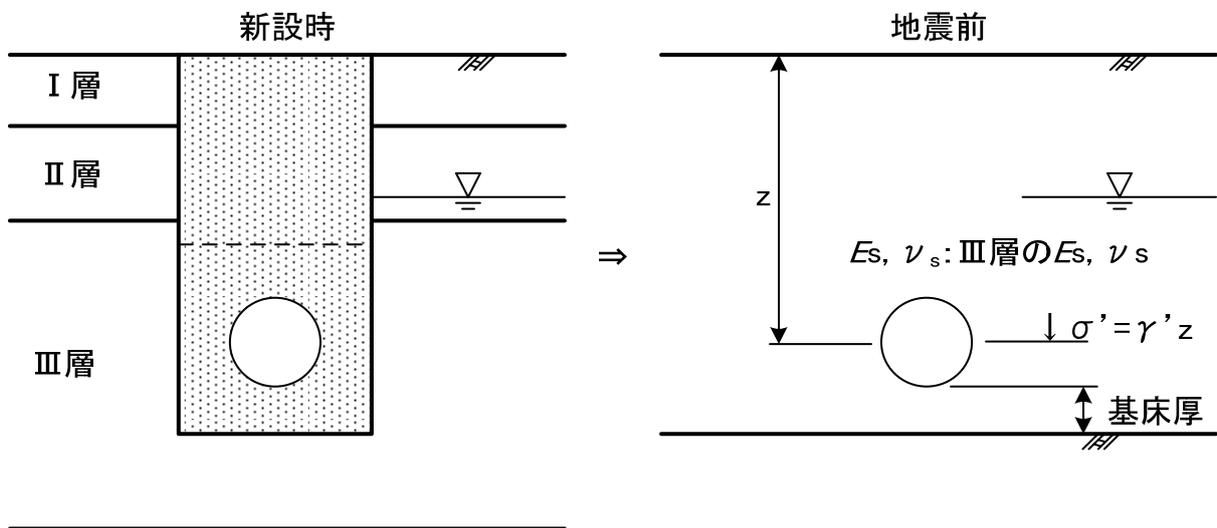


図-4.7 地震前の地盤条件の概念図

第4章 参考文献

- 1) 吉村 洋：たわみ性埋設管の力学挙動と設計法に関する研究, 大阪市立大学学位請求論文, 1998.
- 2) 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, No.596, III-43, pp.175-188, 1998.
- 3) 島津多賀夫：斜掘り溝型方式で設置される埋設管の力学挙動と設計法に関する研究, 大阪市立大学学位請求論文, 2010.
- 4) J.Tohda, H.Yoshimura and K.Maruyoshi. (2015): Centrifuge Model Tests and Elastic FE Analysis on Seismic Behavior of Buried Culverts, *15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, JPN-106, Fukuoka.
- 5) Tohda, J., Yoshimura, H., Inoue, Y., and Mukaichi, H. (2010b): Centrifuge model tests and FE analysis on seismic response of sewer trunk culverts, *Journal of JGS (Tsuchi-to-kiso)*, 58(2), 18-21 (in Japanese).
- 6) 日本下水道協会(2015): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2015 年版.
- 7) 日野林譲二：高盛土下に埋設される排水管の変形挙動と設計法に関する研究, 大阪市立大学学位請求論文, 2001.
- 8) 東田 淳, 日野林譲二, 吉村 洋, 不動雅之, 寒竹英貴 (2002): 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.
- 9) 日本道路協会: 道路土工 カルバート工指針, 平成 21 年度版, 2010.

5. 提案設計法と現行設計法の比較

本章では、弾性 FEM による提案設計法を用いて RC 管(開削工法)と FRPM 管の耐震設計を実施して、現行設計法¹⁾²⁾による予測と比較した。

5.1 RC 管(開削工法)

(1) 解析モデル

図-5.1.1 は提案設計法による RC 管の予測計算に用いた解析モデルである。常時の解析モデルでは、図-5.1.1(c)に示すように、管底から 30 cm 下の全節点の鉛直・水平変位を固定し、地盤両端を K_0 条件とし、土と管の自重を荷重として与えた。地震時増分の解析モデルでは、土と管の自重を無視して、地盤底の変位を固定し、地盤両端に一次モードの水平変位、地表面に水平変位を与えた。

表-5.1.1 に示した入力パラメータは、前章の 4.5 に示した方法、および改定設計マニュアル²⁾に準じて設定した。

(2) 解析結果

図-5.1.2 に RC 管の解析で得られた垂直土圧 σ と曲げモーメント M の分布を示す。せん断土圧 τ は管面で完全滑動条件を採用したので、ゼロである。いずれも常時、地震時増分、および両者の和として得られる地震時の分布をそれぞれ黒、赤、青の実線で表してある。

図-5.1.2(a)の σ 分布から以下が分かる。

- ・ 常時 σ は、管頂、管底に集中した長円形の分布である。
- ・ 地震時増分 σ は、管頂、管底から時計回りに 45° 程度回転した位置で圧縮の最大を示し、管側から同角度だけ回転した位置で引張りの最大を示す。
- ・ 常時と地震時増分の和として得られる地震時 σ は、圧縮側の最大値が地震時増分 σ の最大値よりも大きく、また最大を示す位置の回転角が地震時増分よりも小さい。第 2、4 象限には引張りの領域が存在している。

図-5.1.2(b)の M 分布については以下が分かる。

- ・ 常時には管が扁平になって楕円状に変形している。
- ・ 地震時増分 M は、分布の対称軸が鉛直水平軸から 45° 程度回転している。
- ・ 地震時 M は、分布対称軸の回転が地震時増分 M よりもゆるくなるが、最大値は地震時増分 M とあまり変わらない。

(3) 引張り σ の補正

図-5.1.2(a)の σ 分布には、第 2、4 象限に引張りの領域が存在しており、実際にはここで開口が生じて σ はゼロになるはずである。そこで、 σ の引張り領域において、引張り σ と等しい圧縮 σ を外力として与えた時の曲げモーメント M の分布をフレーム計算で求め、FEM 計算で得られた地震時 M 分布に足し

こむことによって、引張り σ の影響を補正してみた。

図-5.1.3に与えた σ と M の分布を示す。図(a)において、青実線、黒実線、赤破線が、それぞれFEM解析で得られた地震時 σ 、フレーム解析で与えた圧縮 σ 、両者の和として得られた σ を表す。また、図(b)の同じ色の線が図(a)の σ によって生じる M を表す。この図から、引張り σ の大きさと範囲が大きくないので、引張り σ をゼロにしても M の最大値はわずかに減るものの、それほど大きな変化を生じさせないことが分かる。

なお、引張り σ を生じた範囲を開口させると、 σ の再配分が生じて開口範囲の拡大や圧縮 σ の増大が生じると考えられる。上記のフレーム計算はこれを無視しているため、フレーム計算で得られた M は下限値を与えると考えられる。

(4) 現行設計法との比較

提案設計法によるRC管の土圧、曲げモーメントを第3章の図-3.1.2に示した現行設計法によるRC管の土圧、曲げモーメントと比較して、以下の結果を得た。

- ・ 常時では、提案設計法による σ の方が現行設計法による σ よりも縦長で、管頂・管底への集中度が高い。そのため、提案設計法による M の方が現行設計法による M に比べて3倍程度大きくなっている。
- ・ 地震時では、 σ の分布形は提案・現行両設計法で異なり、また σ は提案設計法ではゼロなのに対して現行設計法ではかなり大きい。このように土圧が異なる結果、現行設計法の地震時 $M_{\max}=4.721$ kNm/mに対して提案設計法の $M_{\max}=6.42$ kNm/m(開口なし)は1.36倍、 $M_{\max}=5.88$ kNm/m(フレーム計算によって引張り σ を補正)は1.25倍となり、現行設計法は提案設計法に比べて危険側の数値を与えることが分かる。

5.2 FRPM管

(1) 解析モデル

解析モデルを図-5.2.1に示す。解析モデルの寸法や境界条件は、管の径と埋設深さを除くと、RC管の場合と基本的に同じである。ただし、地下水位はGL.-3.3 mで、FRPM管の土被り高は5 mなので、対象とするFRPM管は地下水位以下に埋設されている。そこで、第4章4.4で述べたように、常時の解析では地下水圧を管面(ジョイント要素の管側節点)に荷重として作用させた。

入力パラメータを表-5.2.1に示す。地盤の弾性定数と平均単位体積重量(有効重量)は、管側レベルの周辺地盤が異なり、また地表面から管側レベルまでの平均重量を用いることから、RC管の場合とはそれぞれ異なっている。

(2) 解析結果

図-5.2.2(a)(b)にFRPM管の解析で得られた外力と曲げモーメント M の分布を示す。各図の黒、赤、青の実線は、常時外力、地震時増分 σ 、地震時外力の分布とそれらによって生じた M の分布を示している。図-5.2.2(a)において黒実線で示した常時外力は、図-5.2.3に示したように、FEM解析で求めた常時有効土圧 σ (緑の実線)と地下水圧(青の実線)の和として求めている。また、図-5.2.2(a)において青実線で示した地震時外力は、常時外力と地震時増分 σ の和である。

図-5.2.2(a)から、外力に関して以下のことが分かる。

- ・ 常時では、有効垂直土圧 σ は、水圧によって発生した浮力の影響で、管の上半分が下半分よりも大きくなり、その結果、常時外力は管側付近が少し小さいが、ほぼ均等な分布を示す。
- ・ 地震時増分 σ はごく小さい。
- ・ 両者の和である地震時の外力は、地震時増分 σ がごく小さいので、常時の外力とほぼ重なっている。

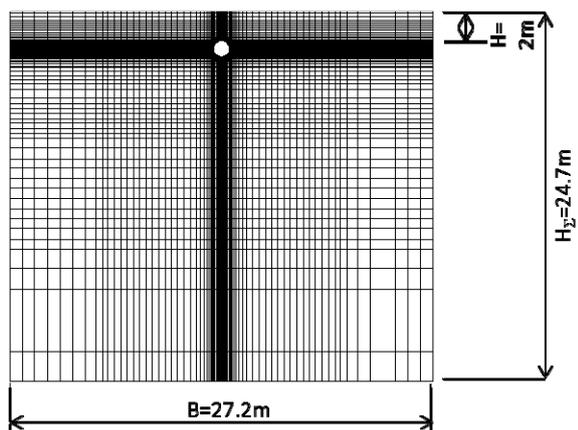
図-5.2.2(b)の M 分布の特徴を、図-5.1.2(b)に示した RC 管の M 分布と比べると以下のようになる。

- ・ 常時の M は、管底がやや小さく、管の上半分が下半分よりも変形が大きく、RC 管とは異なる。
- ・ 地震時増分 σ によって生じる M は、RC 管と同様に、分布の対称軸が鉛直水平軸から 45°程度回転しているが、 M の大きさは RC 管の場合よりも小さい。
- ・ 両者の和として得られる地震時の M は、常時からの変化が少なく、RC 管の場合とは変形モードが異なっている。

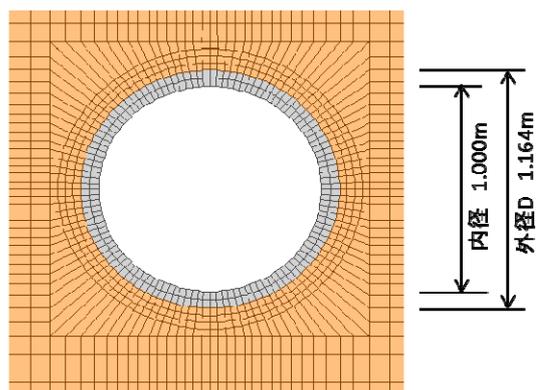
(3) 現行設計法との比較

提案設計法による FRPM 管の外力と曲げモーメント M を第 3 章の図-3.1.5 に示した現行設計法による FRPM 管の土圧と曲げモーメント M と比較して、以下の結果を得た。

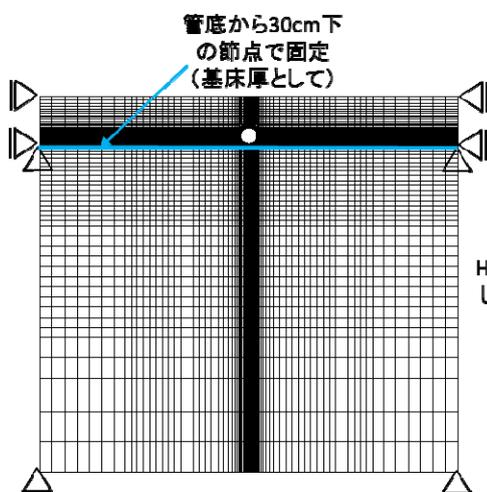
- ・ どの時点でも、現行設計法の土圧と提案設計法の外力は全く異なる。この理由については、第 3 章 3.1.2(2) に詳述してあるので、ここでは省略する。
- ・ 常時の M は現行設計法の方が 5 倍程度大きくなっている。
- ・ 地震時増分の M はよく似た分布と大きさになっている。
- ・ 地震時の M は常時の M の違いを反映して、現行設計法の方が 5 倍程度大きい。 M_{\max} を比べると、現行設計法の $M_{\max}=4.09$ kNm/m に対して、提案設計法の $M_{\max}=0.88$ kNm/m で、比は 1 : 0.22 となり、現行設計法の M_{\max} は提案設計法の M_{\max} に比べて極めて大きい。



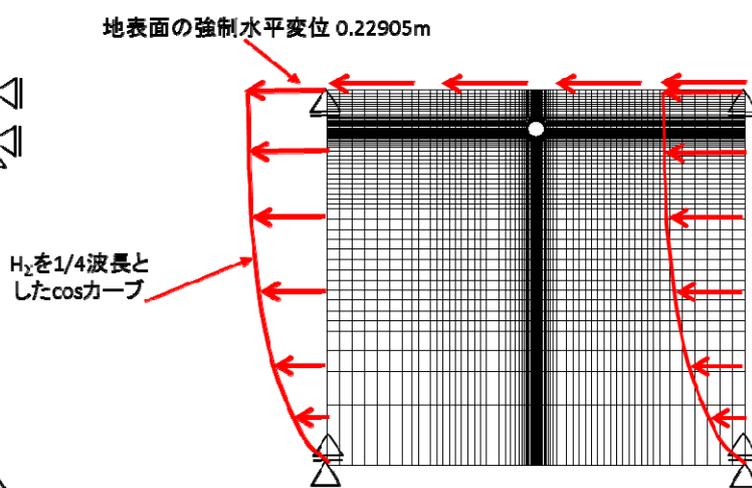
(a) メッシュ図(全体図)



(b) 管周辺のメッシュ図(内側2層が管)



(c) 常時の境界条件



(d) 地震時増分の境界条件

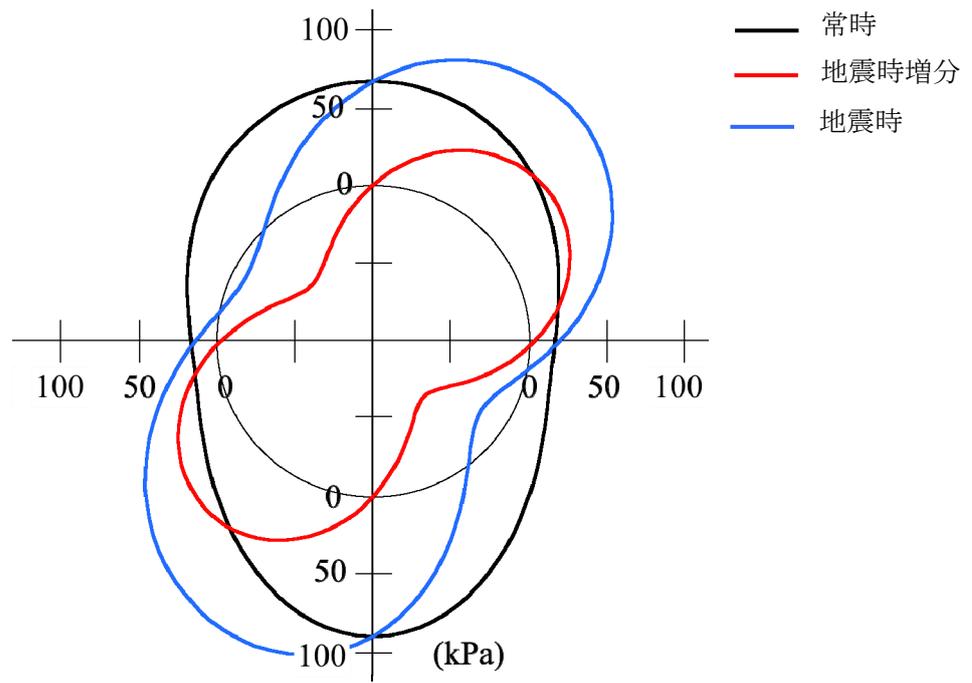
← 強制変位
 △ 固定
 ◁▷ 水平固定・鉛直フリー
 △ 水平フリー・鉛直固定

図-5.1.1 RC 管の解析モデル

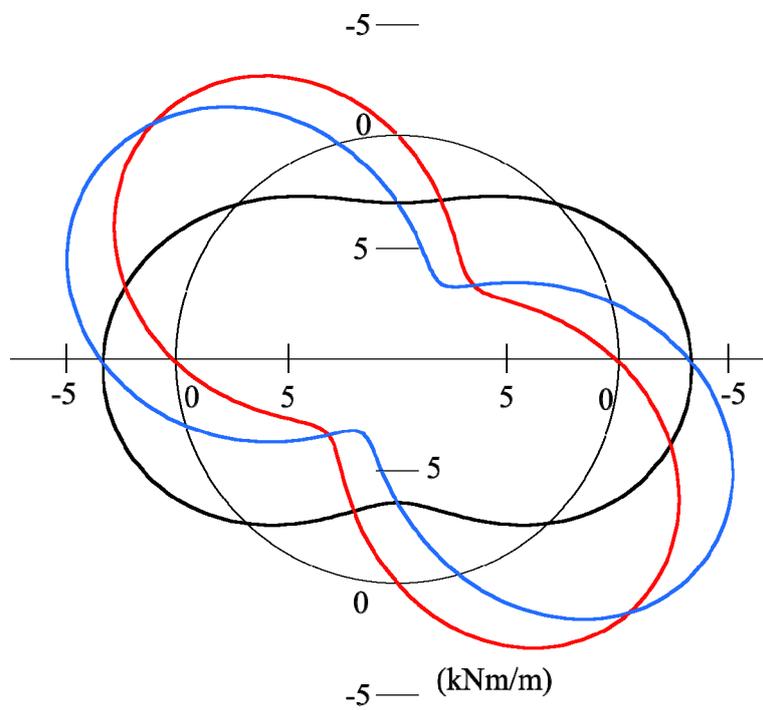
表-5.1.1 入力パラメータ (RC管)

| 解析時点 | 地盤の 弾性係数 E_s (kPa) | 地盤の ポアソン比 ν_s | 地盤の 平均単位 体積重量 γ (kN/m ³) | 管の 外径 D (m) | 管の 管厚 t (m) | 管の 弾性係数 E_p (kPa) | 管の ポアソン比 ν_p | 管の単 位体積 重量 γ_p (kN/m ³) | ジョイント 要素の 垂直剛性 k_n (MPa) | ジョイント 要素の せん断剛性 k_s (MPa) |
|-------|-------------------------------|-------------------------|---|------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|--|--|---|
| 常時 | 3500 | 0.333 | 17.194 | 1.16 | 0.08 | 33000000 | 0.167 | 24 | 100 | 0 |
| 地震時増分 | 24538.72 | 0.493 | 0 | 1.16 | 0.08 | 33000000 | 0.167 | 24 | 100 | 0 |

※地震時増分のジョイントは開口させない

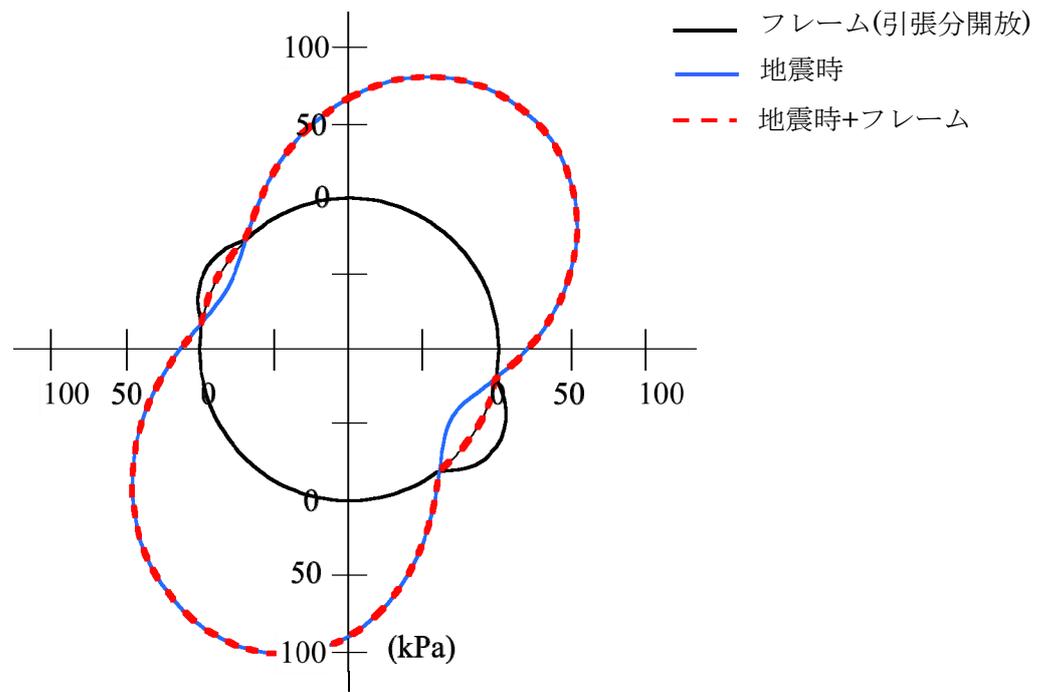


(a) σ 分布

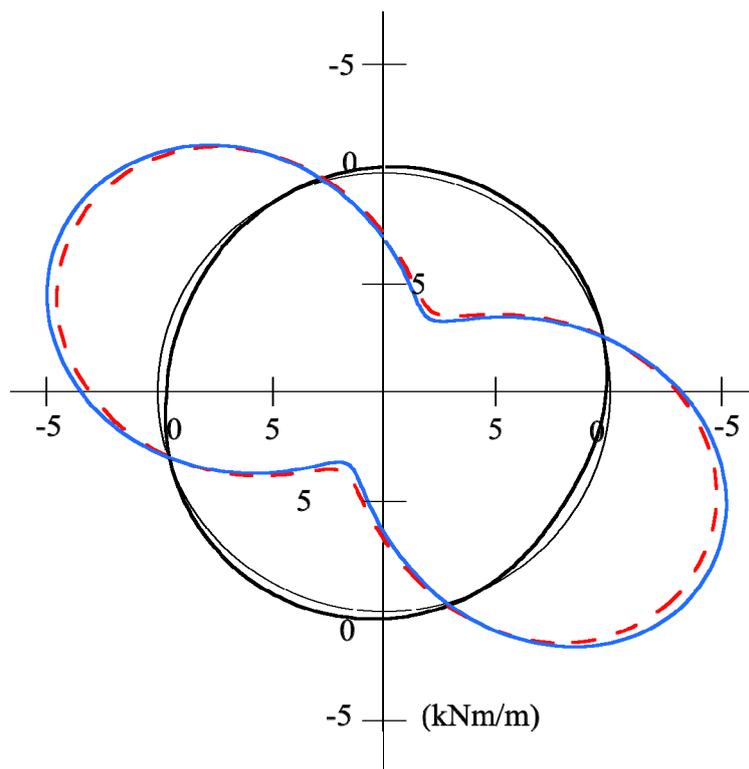


(b) M 分布

図-5.1.2 RC管の解析結果

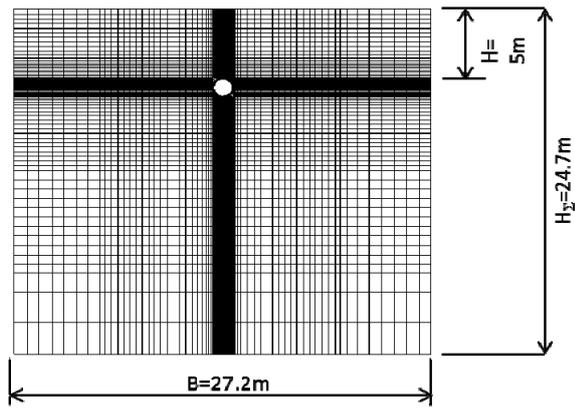


(a) σ 分布

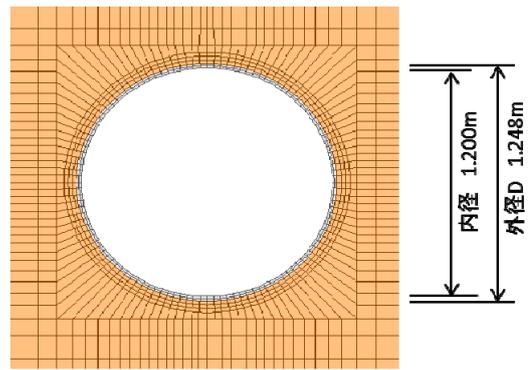


(b) M 分布

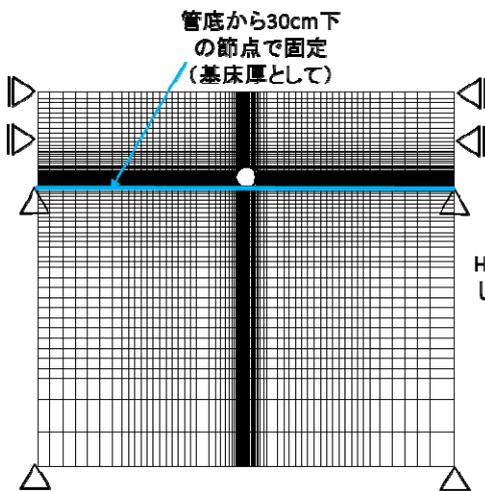
図-5.1.3 フレーム計算により引張分を補正した結果



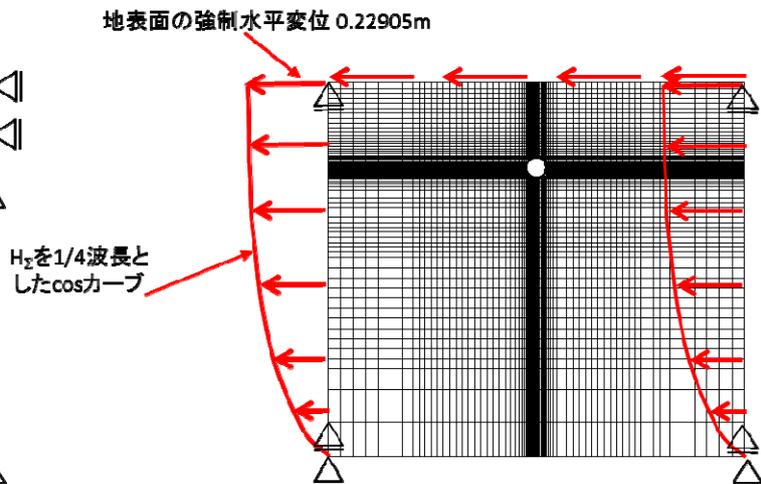
(a) メッシュ図(全体図)



(b) 管周辺のメッシュ図(内側2層が管)



(c) 常時の境界条件



(d) 地震時増分の境界条件

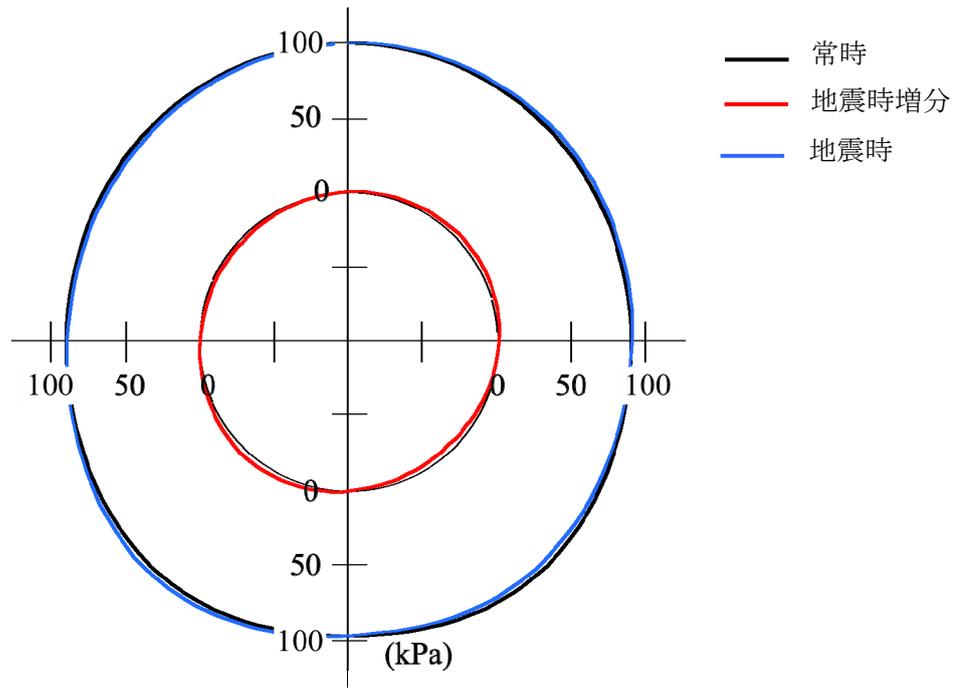
← 強制変位 △ 固定 ≡ 水平固定・鉛直フリー ≡ 水平フリー・鉛直固定

図-5.2.1 FRPM 管の解析モデル

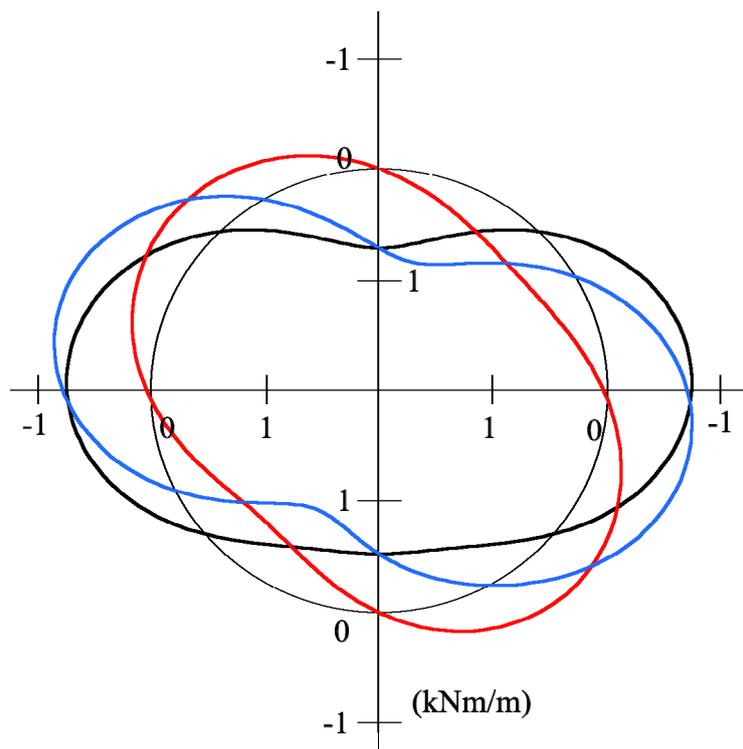
表-5.2.1 入力パラメータ (FRPM管)

| 解析時点 | 地盤の 弾性係数 E_s (kPa) | 地盤の ポアソン比 ν_s | 地盤の 平均単位 体積重量 γ (kN/m ³) | 管の 外径 D (m) | 管の 管厚 t (m) | 管の 弾性係数 E_p (kPa) | 管の ポアソン比 ν_p | 管の単 位体積 重量 γ_p (kN/m ³) | ジョイント 要素の 垂直剛性 k_n (MPa) | ジョイント 要素の せん断剛性 k_s (MPa) |
|-------|-------------------------------|-------------------------|---|------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|--|--|---|
| 常時 | 7000 | 0.333 | 13.032 | 1.25 | 0.02 | 14700000 | 0.3 | 23.4 | 100 | 0 |
| 地震時増分 | 24538.72 | 0.493 | 0 | 1.25 | 0.02 | 14700000 | 0.3 | 23.4 | 100 | 0 |

※地震時増分のジョイントは開口させない



(a) 外力分布



(b) M 分布

図-5.2.2 FRPM 管の解析結果

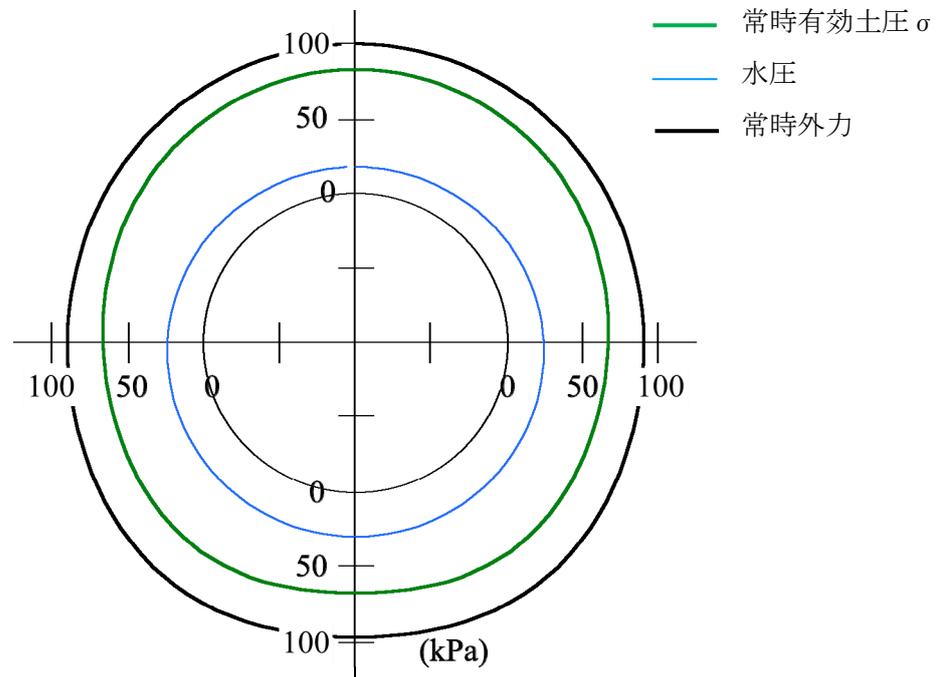


図-5.2.3 FRPM 管に作用する常時の外力

第5章 参考文献

- 1) 日本下水道協会(2014): 下水道施設の耐震対策指針と解説, 2014 年版.
- 2) 日本下水道協会(2015): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2015 年版

6. 残る課題

本章では本共同研究グループの平成 27 年度の活動で解決できなかった検討課題について述べる。

(1) 健全な管きよの耐震設計法の開発

① 管と土の開口によって生じる σ の再配分の扱い方

改訂設計マニュアル¹⁾の埋設条件で実施した RC 管の解析(5.1)では、地震時の垂直土圧 σ の分布に狭い範囲ではあるものの引張りが生じた。そこで、この領域において引張り σ と等しい圧縮 σ を外力として与えたフレーム計算を行って、FEM 計算で得られた σ と曲げモーメント M に足しこむ手法を開発した。ところが、実際に管と土の接触面で開口が生じて σ がゼロになると、 σ は再配分されて FEM 計算で得られた σ の分布とは若干変化すると考えられる。

一方、地下水位以下に埋設される FRPM 管の解析(5.2)においては、水圧を外力として管面節点に与える FEM 解析手法を用いている。そこで、RC 管の解析において生じた引張り σ を、水圧と同じ手法で FEM 解析に取り込んで収束計算を行えば、 σ の再配分を考慮した解析が可能になると考えられる。

② RC ボックスカルバートの解析

RC ボックスカルバートの解析は時間切れで実施できなかった。RC ボックスカルバートは RC 管と同じく、管剛性が大きく、浅埋設条件なので、遠心実験からも推定されるように、隅各部近傍で開口が生じると考えられる。よって、上述した水圧と同様な解析手法の適用性が確認できれば、この手法を用いて解析を実施する必要がある。

③ シールド管きよの解析手法の検討

改訂設計マニュアル¹⁾の埋設条件(同一外径、同一土被り高)における RC セグメントと鋼製セグメントの解析は実施したが、地震時増分の解析結果には問題はなかったものの、常時の解析において下記のように満足できる結果を得られなかったので、更なる検討が必要である。

RC セグメントと鋼製セグメントの常時の解析では、埋設方式が開削施工ではないので、盛土型を適用できる。また、地盤条件は自然地盤の $N=2$ の粘土層のものを採用すれば良いので、地盤の弾性定数として、 $E=700N$ (kN/m^2)を採用できるが、粘土層のポアソン比 ν の選定が課題となった。

改訂設計マニュアル¹⁾では、トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説²⁾にしたがって、軟弱粘土の土水一体・側圧係数 $\lambda=0.8$ を用いている。そこで、 λ が K_0 に相当するものと考え、 $\nu=4/9$ が得られる。ところが、この条件(土水一体・ $\nu=4/9$)で FEM 解析を行うと、RC セグメントと鋼製セグメントとも常時の安定性を確保できない結果となった。そこで、土水を分離して、水圧を考慮し、 $K_0=0.5$ から粘土骨格の ν を $1/3$ として解析してみたが、やはり常時の安定性を確保できない結果となった。さらに、土水分離、水圧考慮、粘土骨格の $\nu=4/9$ とすれば、一応、RC セグメントと鋼製セグメントとも常時の安定性を確保できる結果となったが、粘土骨格の ν を $4/9$ とするのは過大と考えられた。

シールド管きよに働く土圧は、施工過程の影響や均一な梁構造とは異なるセグメント構造の影響を受けて簡単には決定できない。特に、実際のセグメント構造の EI は、セグメントをボルトで接合するので、改訂設計マニュアルで採用されている値よりも小さいと想定される。 EI が小さくなると、 σ の分布は均等に近くなって、曲げモーメント M は上記の FEM 解析で得られたものよりも小さくなり、常時の安定性を確保できるようになる可能性がある。このように EI の変化によって土圧分布が変化するという考え方は、土と構造物の相互作用の正しい考え方であるが、これまでのシールド管きよの設計ではこのような考え方が採られていなかったところに問題があると言える。 EI を低下させて、常時の設計土圧が許容できるようになれば、提案 FEM 解析によって現行設計法に見られるような矛盾が無い地震時増

分土圧が得られるので、両者の和としてシールド管きよの地震時土圧を決定することが可能になると考えられる。

(2) 老朽化、および更生した管きよの耐震設計法の開発

老朽化レベルを変化させたコンクリート管を用いた集中線荷重試験の FEM 解析によって、老朽化、および更生した管きよの構造シミュレーションが可能になっているので、前項(1)で述べた問題を解決して地震時 FEM 解析を完成させ、この解析にこれらの管きよの管体構造を取り込んで地震時解析を行い、老朽化、および更生した管きよの耐震設計法を提案することが来年度の検討課題である。

第 6 章 参考文献

- 1) 日本下水道協会(2015): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2015 年版.
- 2) 土木学会(1996): トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説.

付録

研究会・幹事会 議事録

第 1 回研究会 議事録

■ 開催概要

日 時：平成 27 年 4 月 20 日（月）13:30-17:00

場 所：大阪市立大学 文化交流センター

出 欠（敬称略）：※下線：欠席

東田、吉村、井上、三品、小高、寒竹、矢野、日野林、高塚、谷川、島津、丸吉、大杉

資 料：

資料 01-0 第 1 回研究会開催案内

資料 01-1 第 1 回研究会議事次第

資料 02-1 第 1 回耐震設計法研究会 東田説明資料集

資料 03-1 土木研究所資料 大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン（案）

資料 04-1 埋設管の FEM 解析における地盤側方境界の位置の影響について

資料 04-2 二層構造管の要求性能について

資料 05-1 FEM モデルのアスペクト比の検討

資料番号なし 下水道協会第 3 回管路更生工法検討調査専門委員会 次第（案）

資料番号なし 下水道協会管路更生工法検討調査専門委員会 第 3 回中間とりまとめ（案）

■ 議事概要

1. 代表挨拶

東田代表より本共同研究グループへ応募した経緯や目的について説明がなされた。

2. 経過報告

2. 1 共同研究グループ関連資料の説明

東田代表より本共同研究グループの企画書、承認書、制度規則、制度細則について説明があり、年度内に 4 回開催する予定であること、運営について意見があれば提案していただきたいとの報告があった。

2. 2 アジア会議論文の査読意見と回答

東田代表よりアジア会議提出論文の査読意見と回答について説明があり、遠心実験と一面せん断試験で管面の摩擦係数が異なることについて議論した。

2. 3 下水道協会管路更生工法検討調査専門委員会の状況報告

三品委員より、「管路更生工法における設計・施工ガイドライン」の改定作業の状況について報告があり、二層構造管については本編ではなく参考資料に含めることとなったとの報告があった。

2. 4 ばね定数に関する問題点と大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドラインの問題点

東田代表より、昨年度改定された「下水道施設の耐震対策指針と解説 2014 年版」で新たに設定されたばね定数の問題点、および「大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン」の問題点について、文献に基づいて説明が行われた。

(質疑)

- 1) 三品委員より、「より適切な計算方法があるのであれば、なぜばねによる計算にこだわるのか？」との質問があり、東田代表より「現行の設計基準は、一次モードの地盤変形を扱うためにばねモデルを使用する必要があるためである。またすでにばねによる設計が規準として一般的になっており、設計基準を変えることに対する抵抗があることなどが理由である」との回答があった。
- 2) 矢野委員より、「常時と地震時では最大モーメントの発生位置が異なるため、地震時でも常時の最大モーメントを超えないので地震時の計算は必要ないというのがこれまでの見解である。常時に地震時を加えたときに、常時の最大モーメントを超えるのかどうかを確認する必要があるのではないか」との意見があった。

2. 5 FEMの地盤側方境界位置とアスペクト比の影響

吉村委員と島津委員より、FEMにてモデル化する地盤の側方境界位置とアスペクト比（モデル幅B／モデル高さH）の影響について報告があった。

(質疑)

- 1) 井上委員より、「元々、解析は無限遠方まで広がる平面地盤に埋設された管に地震による水平加速度が作用する状況を対象としており、加速度を強制変位に置き換える段階で影響は避けられない。ものさし（答え）がないので、どれが正しいという議論ができないのではないか？」との意見があり、東田代表より「地盤モデルの範囲を適切に設定すれば、モデル内の水平変位も側方境界に与えた地盤の水平変位とほぼ同じになる。この状況であれば、水平加速度を与えた場合と同じと見なすことができると考えている」との回答があった。
- 2) 東田代表より「今回報告された地盤モデルに埋設管を挿入することは簡単か？」との質問があり、島津委員より比較的簡単にできると思うとの回答があった。

2. 6 二層構造管の要求性能について

大杉委員より、大阪市として二層構造管による管更生を補助対象にしてもらいたいとの要望を国に出していることや、管路更生工法検討調査専門委員会に働きかけて、「管きよ更生工法ガイドライン」の参考資料に二層構造管を含めることが決まったことが報告された。

(質疑)

- 1) 井上委員より「資料の表1では二層構造管の既設管の残存強度を『見込む』と記載されているが、これまでの一連の研究によると、終局状態では既設管の残存強度を見込まなくても空洞を確保できる。この点を管路更生工法検討調査専門委員会の委員の方々が理解されていないのではないか？」との意見があった。

3. 今後の進め方

東田代表より、次回は7月頃に開催する予定であるとの報告があり、予算の用途についてご意見をいただきたいとの依頼があった。

第2回研究会 議事録

■ 開催概要

日 時：平成27年7月15日（月）13:30-17:00

場 所：公益社団法人土木学会関西支部

出 欠（敬称略）：※下線：欠席

東田、吉村、井上、三品、小高、寒竹、矢野、日野林、高塚、谷川、島津、丸吉、大杉、今井

資 料：

資料 02-0 第2回研究会開催案内

資料 02-1 第2回研究会議事次第

資料 02-2-1 名簿

資料 02-2-2 第1回研究会議事録

資料 02-3-1-1 下水道法の改正(点検の頻度)

資料 02-3-1-2 管路更生修繕セミナー

資料 02-3-1-3 管路補修の国際化

資料 02-3-3 東田資料1 計算例説明会

資料 02-4 東田資料2 Muir 解の検討

資料 02-5 東田資料3 下水道耐震設計法の問題点の再整理

資料番号なし FEM 解析モデルの寸法に関する検討

■ 議事概要

1. 代表挨拶

東田代表より開会の挨拶があった。

2. 新会員自己紹介と前回議事録確認

新たに委員に加わった今井委員から挨拶があった。また、井上委員より前回（第1回）の議事録の内容が報告され、内容については異議なく了承された。なお、議事録の内容に関して以下の質疑がおこなわれた。

（質疑）

- 3) 議事録2. 4、2)の矢野委員からの意見に対し、東田代表より「地震時の曲げモーメントが常時を上回ることがあるのではないか」との質問があり、「剛性管では有り得るかもしれないが、現行の耐震設計法による予測では、たわみ性管の場合、地震時における曲げモーメントの増分は小さく、常時の方がかなり大きい。またプラスチック管が断面破損を引起した震災事例も無い。」との回答があった。

3. 経過説明

3. 1 下水道協会関係

三品委員より、下水道法の改正に関連し、新たな事業計画が求められるようになったこと、および維

持修繕基準が創設されたことが報告された。また、7月29日と30日に管路更生修繕セミナーが開催されること、ならびに管路の補修の国際化に向けた動向について報告があった。

(質疑)

- 1) 東田代表より、「ISOなどの国際規格との整合によって、国内の基準も見直されるのか？」との質問に対し、三品委員より「日本は材料品質規格の国際化に進んでいて、EUのライニング工法の国際化とが噛み合っていない。構造体としての国際標準化は、まだ不透明と思われる。」との回答があった。
- 2) 小高委員より、資料 02-3-1-1 と資料 02-3-1-3 に示されている資料が抜粋であるため、可能なら全資料を提示してほしいとの依頼があった。

3. 2 計算例説明会

東田代表より、「下水道施設耐震計算例―管路施設編―2015年度版説明会」の内容が報告され、剛性管とたわみ性管の考え方の整合が図られたが、まだ応答変位法の計算方法には問題点が残されているとの指摘があった。

(質疑)

- 1) レベル2地震動における鉄筋コンクリート管の耐震設計手法について、東田代表より「非線形応答を弾性応答に置き換える方法は、鉄筋コンクリート構造物でも用いているのか？」との質問に対し、井上委員より「高架橋ではエネルギーを変形で吸収させる設計が行われているが、比較的小規模な下水道管に同様の考えを用いることが適切なのかは疑問である。」との意見が述べられた。

4. Muir 解の検討結果

東田代表より、Muir 解の検討内容が報告され、Muir 解は弾性支承上の梁理論に依っているため、弾性論による解と符号が異なっていることに注意が必要であること、ならびにライニングに生じる最大モーメントの計算過程にミスがあるとの報告があった。

5. 下水道耐震設計法の問題点の再整理

東田代表より、下水道耐震設計法の問題点について報告があり、空洞がない時の地盤変位と空洞がある時の地盤変位は異なるにもかかわらず、これを同じと見なしていること、および周面摩擦力 σ_{Gr} の付加はダブルカウントであることなどが報告された。また、本研究会後に再度資料を見直してご意見をいただきたいとの依頼があった。

(質疑)

- 3) 井上委員より、「ダブルカウントは厳しい条件となるのか？」との質問があり、東田代表より「耐震設計法から算出した地震時垂直土圧は、連続モデルによって計算した垂直土圧の0.7~0.8倍で過小評価であり、ダブルカウントされている σ_{Gr} を省略するとさらに過小評価である。」との回答があった。

6. FEM 解析モデルの寸法に関する検討結果

島津委員より、FEMモデルの幅と高さが管の最大ひずみに与える影響についての検討結果が報告され、地盤モデルを高くすると管に発生する最大ひずみが小さくなるため、この影響を削除するためには基礎厚 H_b を小さくなどの考慮が必要であるとの報告があった。これに対して、モデルの高さを恣意的に変化させることに対して多数の意見があり、引き続き、検討を続けることとなった。

(質疑)

- 2) 井上委員より「無限遠方に広がる地盤が単純せん断変形した場合、地表面に凸凹は生じないため、モデル側方の境界条件のうち、上下方向 (y 方向) を固定してはどうか？」との意見があり、島津委員より「一つの方法ではあるが、固定することにより不適切な応力が生じる可能性があるので、この方法も含めて検討を進めたい。」との回答があった。

幹事会 (H27. 9. 24) 報告

■ 開催概要

日 時：平成 27 年 9 月 24 日（木）13:00-17:00

場 所：土木学会関西支部会議室

出 欠（敬称略）：東田、吉村、井上、島津、

埋設管の FEM 解析について（中間報告）

（株）アサノ大成基礎エンジニアリング 島津

1. はじめに

第二回研究会（7/15）において、FEMモデルの幅と高さが管の最大ひずみに与える影響についての検討結果が報告され、地盤モデルを高くすると管に発生する最大ひずみが小さくなるため、モデルの影響を削除するためには基礎厚 H_b を小さくなどの考慮が必要であるとの報告を行った。これに対して、モデルの高さを大きくすると地盤が曲げ変形を受けて管に発生する最大ひずみが小さくなっている可能性があるため、無限地盤のせん断変形をシミュレートするために地盤両端の鉛直変位を固定してはどうかとの意見があり、この検討を行ってきた。

本資料は、9/24 に東田代表、吉村委員、井上委員と私の 4 名で、第二回研究会以降、実施した検討結果について、打合せた内容について、報告するものである。

2. K0 条件とせん断条件の重ね合わせについて

2.1 解析方法の検討

K0 条件（常時）とせん断条件（地震時）の重ね合わせの解析方法について、以下の 3 通りの検討を実施した。いずれも境界鉛直変位 fix の条件である。

- ・ Case 1: 自重なしで、境界に強制水平変位およびせん断前の解析(K0 条件、自重あり、管あり)で求めた鉛直変位を与えて、せん断による増分を求める。せん断前とせん断による増分を重ね合わせて、せん断時の解とする。
- ・ Case 2: 自重有りで、境界に強制水平変位およびせん断前の解析で求めた鉛直変位を与えて、得られた解をせん断時の解とする。
- ・ Case 3: 自重なしで、全節点の座標をせん断前の解析で求めた座標に置き換え、境界の鉛直変位を固定し、境界に強制水平変位を与える。得られた解をせん断による増分とする。

このうち、Case 3 については、計算が収束せず、現在のところ、ペンディングである。

<検討結果>

資料①に示す。

- ・ 1 ページ目の変形図から、地表面の変位は、case1 では、地表面では、中央が盛り上がっているが、case2 では、地表面は、比較的平坦である。また、せん断による曲げひずみの増分の比較として、2 ページ目、4 ページ目の曲げひずみの図を比較すると、Case2 の方が最大曲げひずみは大きい。
- ・ 変形図から、K0 条件とせん断条件の重ね合わせの解としては、Case2 の方法の方が望ましいと考

えた。

<打合せでの意見>

- ・ Case1 で中央が膨らむ原因は、自重を作用させておらず、境界の鉛直変位を作用させていることによるが、せん断を作用させない状態でも、同様な変形が出ると考えられるので、その確認をした方が良い
- ・ 自重による曲げひずみと自重無しのせん断による曲げひずみを個別に計算し、それらの曲げひずみを足し合わせた場合と、Case2 の結果がどの程度異なるか、確認した方が良い（管面境界の影響の影響がどの程度かわかるのでは？）

2.2 Case2 の方法による実験と解析の比較

2.1 に示した Case2 の解析方法に対して、実験を対象とした解析を実施した。

資料②、資料③、資料③'に結果を示す。

(1) 資料②：実験条件：R 管（剛性管）、土被り 1 D、地盤材料 SOL（緩詰め）を対象に解析した結果

- ・ 最終ページに、土圧と曲げひずみについて、実験と解析との比較を示している。
注）図中の鉛直フリーとは、実験と同様に鉛直方向の変位は拘束していないことを示す。鉛直強制変位固定とは、Case2 の条件である。
- ・ 実験と FEM での結果に大きな違いは見られない

(2) 資料③：比較対象とした実験条件は資料②と同じであるが、地盤の弾性係数 $E_s=2.2\text{MPa}$ で一様とした場合と、さらに管面のジョイント要素のせん断方向の弾性係数 $k_s=0$ とした場合について、比較検討した結果。

- ・ k_s の影響は小さい
- ・ 弾性係数を一様とすることで、最大曲げひずみは、大きくなり、土圧も上部の土圧が特に大きくなっている。
- ・ ただし、それほど大きな違いはないと考える。

<打合せでの意見>

- ・ 上部の土圧が大きくなっていることに関して、せん断時の土圧分布のバランスをチェックする必要がある。

(3) 資料③'：以下の 3 つの実験に対しても解析を実施した結果

- 1) R 管、土被り 1 D、地盤条件 SOD（密詰め）
- 2) F 管（たわみ性管）、土被り 1 D、地盤材料 SOL（緩詰め）
- 3) R 管（剛性管）、土被り 2 D、地盤材料 SOL（緩詰め）

- ・ いずれのケースでも、実験と FEM での結果に大きな違いは見られない

<打合せでの意見>

- ・ E 一様、 $k_s=0$ の場合についても検討をする確認する

3. 解析モデルのアスペクト比の検討（資料④）

第一回研究会で報告した、管なしモデルを用いて、Case2 の方法における、アスペクト比の影響について検討した。

今回計算したのは、3 ページ目の条件表に示す 1-2、1-3、1-4 のモデルである。

1 ページ目に、モデル中央の水平変位の深度方向分布を示す。左側は、鉛直フリー、右側は鉛直強制変位（Case2 の方法）の結果である。

資料④の 2 ページは前回示した鉛直フリーのモデル中央の水平変位である。

- ・ 境界の鉛直拘束条件を変えても、アスペクト比の影響は大きく変わらず、B を大きくすると地盤中央の水平変位は小さくなる。よって、何らかの対策が必要である。

<打合せでの意見>

- ・ B=18cm を追加し、変形モードを確認する。
- ・ B=180cm とし、地表面に強制水平変位を与える。地表面の鉛直変位をフリーとした場合と強制変位を与えた 2 ケースの解析を行う。
- ・ B について進展があれば H の影響を検討する。その後、管ありのモデルで検討を行う

4. 次回の研究会まで

上記の内容で、出された確認事項について、チェックし、3.でのアスペクト比の検討を実施していく。

5. 東田代表と島津委員の打ち合わせ(9/25, 10/1)

解析方法を早急に確定するため、以下の順に進めていく。

- ・ B=180cm で、地表面に強制水平変位を与える 2case の計算により、変形モードを確認する。
- ・ 満足できる変形モードが出てきたら、その境界条件で実験の解析 1case を行い、実験の近似を確認する。
- ・ B について進展があれば、管無しで H の影響を検討し、次いで管有りの検討を行って、解析方法を確定する。

第3回研究会 議事録

■ 開催概要

日 時：平成27年10月23日（月）13:45-17:00

場 所：公益社団法人土木学会関西支部

出 欠（敬称略）：※下線：欠席

東田、吉村、井上、三品、小高、寒竹、矢野、日野林、高塚、谷川、島津、丸吉、大杉、今井

資 料：

資料 03-0 第3回研究会開催案内

資料 03-1 第3回研究会議事次第

資料 03-2-1 第2回研究会議事録

資料 03-3-1 共同研究グループ H28 年度企画書

資料 03-3-2 共同研究グループスケジュール表

資料 03-3-3 埋設管の FEM 解析について（中間報告）

資料 03-4-1 下水道施設耐震計算例－管路施設編－前編 「鉄筋コンクリート（開削用）」

資料 03-4-1 参考 参考図

資料 03-4-2 第3回研究会 東田資料その1 RC管設計法の問題点

資料 03-5 第3回研究会 東田資料その2 応答変位法の問題点

資料 03-6-1 埋設管の FEM 解析について（中間報告） ※資料 03-3-3 と同じ

資料 03-6-2 境界条件の検討

資料 03-6-3 ※資料名なし

資料 03-6-4 東田メモ

■ 議事概要

1. 代表挨拶

東田代表より開会の挨拶があった。

2. 前回議事録確認

井上委員より前回（第2回）の議事録の内容が報告され、東田代表より以下の指摘があった。この指摘を受けて、指摘の2)については議事録の記載内容を修正することになった。

（指摘）

- 4) P3 の「5. 下水道耐震設計法の問題点の再整理」で過小と評価したのは、あくまで理論的に過大か過小かを評価した結果である。
- 5) P3 の「6. FEM 解析モデルの寸法に関する検討結果」、2行目最後からの「モデルの影響」は「この影響」に修正すること。

3. 経過説明

3. 1 H28 年度企画書及びスケジュール

東田代表より、H28年度の企画書の説明があり、来年度も共同研究グループ活動を継続する予定であることが報告された。また井上委員より、今後のスケジュールとして今年度の活動をワークショップにて報告しなければならないとの報告があり、ワークショップの開催と経費について土木学会関西支部事務局に確認したところ、以下の回答があった。

(回答)

- (ア)次年度も引き続き共同研究グループの活動を継続する場合でもワークショップは年度ごとに開催する必要がある。
- (イ)ワークショップに必要な経費(会場費、印刷費等)には当初予算の充当が可能である。そのため、必要な経費を残しておいていただきたい。
- (ウ)次年度の土木学会関西支部年次学術講演会は平成28年6月11日(土)立命館大学びわこ・くさつキャンパスにて開催予定である。

3. 2 管更生に関する基準類改訂の動向について(報告)

三品委員より管更生に関する基準類改訂の動向について、新たなガイドラインは、第1章と第2章が基本的事項、第3章が設計、第4章が施工で構成されること、適用範囲は剛性管に限定すること、国総研の横田下水道室長より指摘のあった標準化については整理作業が進んでいないこと等の報告があった。また、大杉委員より上記ガイドラインの参考資料に大阪市における二層構造管の設計法を載せる予定であり、委員より大阪市の設計法の適用条件を記載するようとの要望があったこと等が報告された。

(質疑)

- 2) 東田代表より改訂版の発行時期について質問があり、次年度(平成28年度)に改訂する予定であるとの回答があった。
- 3) 三品委員より「複合管では既設管に耐荷力があることが前提であり、耐荷力の有無は鉄筋が健全であるか否かによって評価される予定である」との報告があり、これに対してコンクリートのひび割れ状況で剛性が大きく異なるため、鉄筋のみで判断するのは不適切ではないかとの意見があった。

4. 下水道耐震計算例の紹介と問題点について

吉村委員より、下水道施設耐震設計例によって計算された鉄筋コンクリート管(開削用)の常時と地震時における垂直土圧(σ)、せん断土圧(τ)、及び曲げモーメントの分布が提示され、特に地震時の土圧分布は σ が引張りとなったり、 τ が σ より大きい範囲が広く存在したりして、有り得ない分布であることが報告された。また東田代表より、耐震設計例に示された相対変位 ΔU による荷重 Q_h は水平に対して傾くので、水平荷重と呼ばないほうが良いとの指摘があった。

(質疑)

- 1) 三品委員より、より適切な設計法があるのであれば設計法を見直すべきであり、設計法が見直されるように、地盤以外の専門家も含めて協力していく必要があるのではないかとの指摘があった。

5. 応答変位法の問題点

東田代表より、応答変位法では、構造物に働く外力 F_I をばね定数 k と構造物の変位 U_I の積として求めるべき所を、ばね定数 k と空洞の変位 δ_c の積として求めており、これが応答変位法の基本的な問題点であるとの指摘があった。

6. FEM 解析モデルに関する検討結果

島津委員より、FEMモデルの幅や高さに関する検討結果が提示され、地震時の解析では、地盤両端にせん断前の土自重による鉛直変位とせん断による水平変位を与え、かつ地表面に水平変位を与えると、地盤がほぼ単純せん断され、さらに地盤内に埋設管を挿入すると実験結果と概ね一致し、境界の存在の影響がほぼ無視できることが報告された。

(質疑)

- 3) 井上委員より、境界を狭くしていくとどこかで影響が現れるため、適用条件を明確にするためにも限界を確認する必要があるのではないかとの指摘があり、島津委員より、他にも確認すべき要因があるため、優先順位の高いものから順に確認したいとの回答があった。
- 4) また、側方境界の強制変位が直線ではなく、一次モードとなった場合も、地盤内が均一なせん断変形となるか確認する必要があるとの指摘があった。

幹事会(H. 27. 12. 11) 議事録

■ 開催概要

日時：平成 27 年 12 月 11 日（金）13:30-16:00

場所：中央復建コンサルタンツ株式会社本社 2 F 中会議室

出席（敬称略）：東田、吉村、井上、三品、

資料：

- ・ 東田メモ 2015.12.10
- ・ 151122_アスペクト比検討管なしまとめ
- ・ 151122_境界条件の検討（管なし）
- ・ 管あり単純せん断
- ・ 管あり cos カーブ
- ・ 平成 27 年度報告書目次（案）

■ 議事概要

1. 地盤の強制変位を cos カーブで与えた時の FEM のモデル寸法について

地震時における地盤の強制変位を耐震設計例に従って一次モードの cos カーブで FEM のモデル側方境界に与えた時、モデル幅 B が大きくなるのにつれてモデル中央の水平変位が単純せん断の変形に近づくことが判明した。そこで、モデルのアスペクト比 (B/H_{Σ}) と最大曲げひずみ (ϵ_{\max}) について検討した結果、単純せん断の ϵ_{\max} は B/H_{Σ} が 1.1 よりも大きい範囲で一定、1.1 よりも小さくなると増えることから $B/H_{\Sigma} < 1.1$ で境界の影響が生じると判定できた。さらに、一次モードでは、 $B/H_{\Sigma} = 1.91$ で ϵ_{\max} が最小となるが、その場合でも $B/H_{\Sigma} = 1.1$ の ϵ_{\max} に比べて 3% 程度の相違しかないので、解析モデルの寸法を境界の影響を受けない $B/H_{\Sigma} = 1.1$ とすることに決定した。なお、 $B/H_{\Sigma} = 1.1$ は遠心実験の B/H_{Σ} に等しい。

2. 耐震設計例との比較について

耐震設計例との比較について、耐震設計例では常時と地震時の土圧・曲げひずみを異なる設計法で算出していることから、FEM 解析も常時と地震時のそれぞれに対して解析方法を設定することとし、常時は静的変形係数を用いた自重解析にて管の土圧・曲げひずみを算出し、地震時（地震時の増分）は動的変形係数を用いた自重解析にて算出した鉛直変位と一次モードの水平変位をモデルの側方境界に、また地表面に一次モードの水平変位をそれぞれ与えることによって管の土圧・曲げひずみを算出する。以上の解析結果と耐震設計例を比較し、併せて常時と地震時のどちらが危険なのかを判定する。

3. 常時の解析における地下水位と埋戻し土の取り扱いについて

計算例では、埋戻し土は単位体積重量 $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ 、 $K_0 = 0.5$ のみが与えられている。埋戻し土を用いて解析するか、自然地盤を用いて解析するかは今後検討する。地下水位以下では、管体と地盤の単位体積重量を γ' とする。水圧の扱いは別途考える。

4. 図の向きについて

耐震設計例での地震時における地盤の強制変位の方向は右向きであるが、既往の実験結果や論文との整合性を図るために、地震時における地盤の強制変位の方向は左向きへの変形に統一する。そのため、報告書では耐震設計例と変形方向が逆向きであることを記載する。

5. 報告書の目次と執筆担当について

東田先生より配布された報告書の目次案に従い、執筆担当は下記の通りとする。

(執筆担当)

1. 研究グループの活動報告 (東田・井上)
2. 埋設管きよの地震時挙動の実態と下水道耐震設計法 (2001) (東田)
3. 下水道耐震設計法 (2014) の概要と問題点 (東田、吉村)
 - 3.1 下水道耐震設計法の概要 (吉村)
 - 3.2 下水道耐震設計法の問題点 (東田)
4. 弾性 FEM による耐震設計法の開発 (島津)
5. 開発した耐震設計法と下水道耐震計算例 (2015) の比較 (島津・吉村)
6. まとめ (東田)

付録-1 研究会議事録

付録-2 参考文献

6. ワークショップの実施計画について

ワークショップの参加予定は 100 名から 45 名に変更する。また、報告書のデータは学会 HP から DL するようにできるかを土木学会関西支部に確認し、可能であれば各自で DL していただくように案内し、当日は発表に用いる PPT をプリントアウトしたものを配布する。また、入庫用として製本が必要か、必要であればどのような形式の製本で何部必要かを土木学会関西支部に確認する。

第4回研究会 議事録

■ 開催概要

日時：平成28年1月29日（金）13:30-18:00

場所：公益社団法人土木学会関西支部

出欠（敬称略）：※下線：欠席

資料：東田、吉村、井上、三品、小高、寒竹、矢野、日野林、高塚、谷川、島津、丸吉、大杉、今井

資料 04-0 第4回研究会開催案内

資料 04-1 第4回研究会議事次第

資料 04-2 第3回研究会議事録

資料 04-3-1 第4回研究会東田説明資料

資料 04-3-2 基床部の厚さ・ボックスカルバートの解析対象

資料 04-4-1 下水道施設耐震計算例ー管路施設編ー前篇「強化プラスチック複合管」より

資料 04-4-2 土圧分布と曲げモーメント分布（地盤を左側にせん断させたとき）

資料 04-5 幹事会(H27.12.11)議事録

資料 04-7 平成27年度報告書（案）

資料 04-7 平成27年度報告書（案）

資料 04-8-1 共同研究グループワークショップ実施計画書

資料 04-8-2 共同研究グループのワークショップ開催について（メール回答）

資料 04-8-3 予算差引簿

■ 議事概要

1. 代表挨拶

東田代表より開会の挨拶があった。

2. 前回議事録確認

井上委員より前回（第3回）の議事録の内容が報告され、東田代表より以下の指摘があり、議事録の記載内容を修正することとなった。

（指摘）

- 1) P3の4.の最終行の記載を「相対変位 ΔU による荷重 Q_h は水平に対して傾くので、水平荷重と呼ばれるほうが良いとの指摘があった。」に修正すること。

3. 経過説明

3. 1 下水道協会関係

三品委員より、下水道協会関係の動向について報告があり、管更生の委員会はあまり進展していないこと、下水道法が改定され、腐食が進行しやすい個所は5年ごとの点検が義務付けられたこと、国がイ

ンフラ長寿命化計画を策定し、下水道に対しても計画の策定が求められていること等の報告があった。

3. 2 活動経過

東田代表より、これまでの活動内容が報告され、地震前と地震時増分の解析を別個に行い、両者の和を地震時とする手法の考え方、ならびに地震時に生じる管面の開口の扱い方について方針が示され、この方針に沿った FEM 解析によって算定された RC 管の M_{max} と耐震計算例に示された M_{max} との比較が報告された。

(質疑)

- 1) 井上委員より「地震時の変形係数に動的変形係数を用いているが、静的解析なので静的変形係数を用いる方が良いのではないか」との質問があり、東田代表から「耐震設計例では、地震時における地盤変位、ばね定数、および周面せん断力の算出に動的変形係数を用いているので、比較のために動的変形係数を用いている」との回答があった。
- 2) 三品委員より「地震時に地盤や埋設管は水平方向にしか変位しないのか」との質問があり、東田代表から「実際の地震では鉛直方向も含めて三次元的な変位が起きていると思うが、下水道管の設計では埋設管の断面に対して水平の変位しか考慮していない」との回答があった。

4. FRPM管の耐震計算例の紹介

吉村委員より、FRPM管の耐震計算例に従って算出された土圧と曲げモーメントの分布について報告があった。

5. 幹事会報告

井上委員より、12月11日に開催した幹事会の内容について報告があり、側方境界の影響から FEM 解析のモデルは $B/H_g=1.1$ とするに決定したこと、地下水位と埋戻し土の取り扱いは引き続き検討中であること、図の向きは左側に変位させた場合に統一すること等が報告された。

(質疑)

- 1) 矢野委員から「側方境界の強制変位が一次モードの \cos カーブではなく、単純せん断モードの直線であっても、地盤幅が大きくなれば、 M_{max} の違いが大きくなるのではないか」との質問があり、東田代表から「側方境界の強制変位が直線であれば、側方と中央で地盤の水平変位がほぼ同じとなるため、地盤幅が大きくなっても差は生じない」との回答があった。

6. 報告書について

東田代表より報告書について説明があり、今年度の研究会は本日が最終であるため、委員の方々にはメール等にて報告書の内容を確認していただきたいこと、また、研究会は次年度も継続する予定なので、今年度に対応できなかったテーマは次年度に対応したいとの報告があった。

7. ワークショップの開催について

井上委員よりワークショップの開催について報告があり、P93 では「概要集への掲載を希望する」と

しているが「希望しない」に変更したこと、成果品は電子データ（PDFファイル）のみで製本は必要ないこと、成果品は学会のホームページよりダウンロード可能であることが報告された。合わせて現時点での収支について報告があり、余剰金は次年度に繰り越し可能であることが報告された。

8. 幹事会以降のFEM解析の結果について

島津委員より、幹事会以降のRC管のFEM解析の結果について以下の報告があった。

- ・ これまでの検討では、遠心実験の解析に合わせて地震前と地震時増分で地盤の弾性定数を同じとして解析してきたが、耐震計算例と比較するために、地震前、地震時増分に対してそれぞれ静的、動的弾性定数を用いることにした。
- ・ 地震前の管の設置方式として盛土型を採用した場合、地震時(地震前と地震時増分の和)の M_{max} は計算例の 1.36 倍となった。
- ・ さらに、地震時に生じた引張り σ を荷重として与えて開口をなくした場合、地震時 M_{max} は計算例の 1.25 倍となった。

幹事会 (H. 28. 2. 11) 議事録

■ 開催概要

日 時：平成 28 年 2 月 11 日 (木) 13:30-17:00

場 所：(株) アサノ大成基礎エンジニアリング(上野)3F 会議室

出 欠 (敬称略)：東田、吉村、井上、島津、

資 料：

- ・ 平成 27 年度報告書 あらがき
- ・ アスペクト比の検討(管有り、地震時、自重なし開口なし)
- ・ FRPM 管の解析結果

■ 議事概要

1. 報告書について

途中原稿が示され、今後の日程と担当者を決定した。最終原稿は東田代表が取りまとめることになった。

2. アスペクト比の検討結果(管有り、地震時、自重なし開口なし)について

地盤両端に一次モードの水平変位、地表面に水平変位を与えた管有り・自重なし・開口なしの解析で得られた ε_{\max} と B/H_{Σ} の関係が示され、これまで検討した自重あり・開口ありの単純せん断変形ならびに一次モード変形を与えた場合と類似の結果が得られたことから、これまで通り $B/H_{\Sigma}=1.1$ の寸法で解析を行うことに決定した。

3. FRPM 管の FEM 解析結果と耐震設計例との比較について

解析結果について検討し、水圧の与え方、土圧分布、曲げモーメント分布に矛盾が無いことを確認した。地震前に比べて地震時増分の M_{\max} が小さいことから、たわみ性管が地震に強い理由を確認した。一方、耐震計算例は FEM 解析で得られた土圧分布とはまったく異なる土圧分布を想定しているため、地震前の M_{\max} を FEM 解析結果よりも過大に評価していることが分かった。

4. その他の決定事項

報告書に掲載する解析事例は、RC 管、FRPM 管、シールド管きよ(コンクリートセグメントとスチールセグメント)とし、現場打ちボックスカルバートの解析は後回しとすること、解析で得られた RC 管の地震時土圧の引張り領域の処理方法については報告書提出後に検討すること、ならびに成果を土木学会全国大会で発表することをそれぞれ決定した。