

提案設計法と現行設計法によって予測したRC管の地震時挙動の比較

アサノ大成基礎エンジニアリング 島津多賀夫・大阪市立大学客員教授 東田 淳
阿南工業高等専門学校 吉村 洋・中央復建コンサルタンツ 井上裕司

まえがき 応答変位法に基づく下水道管きよの耐震設計基準¹⁾に従って計算されたRC管の断面方向の耐震計算例²⁾と著者らが提案した耐震設計法³⁾による予測(土圧と曲げモーメント)を比べ、現行耐震設計法の問題点を指摘した。なお、耐震計算例²⁾には地震時に地盤を右側にせん断する場合が例示されているが、本報告では著者らが実施した遠心実験⁴⁾の整理方法に合わせて地盤を左側にせん断する場合の結果を示した。

提案設計法による計算結果 提案設計法は、別報³⁾に示した弾性FEM解析を用いている。表-1に示した入力パラメータは、別報³⁾に示した方法で設定した。RC管の内径は1000mm、土被り高は2m、管側深度における周辺地盤は $N=5$ の砂質土である。地下水位はGL.-3.3mなので、管に水圧は作用しない。

図-1に提案設計法によって求めた管面に作用する垂直土圧 σ と管に生じる曲げモーメント M を示す。各図の点線、破線、実線がそれぞれ常時、レベル2地震動による地震時増分、両者の和として求めた地震時の結果である。 σ は圧縮、 M は内側引張りの場合を正として表してある。管に働くせん断土圧 τ は管面で完全滑動条件を採用したので、どの時点でもゼロである。

図-1から以下が分かる。

- ・常時では、 σ は管頂、管底に集中し、 M 分布は管が扁平になって楕円状に変形していることを示す。
- ・地震時増分では、 σ 、 M とも分布の対称軸が45°程度回転し、 σ は常時 σ に比べて小さいが、 M は常時よりも大きくなっている。
- ・地震時では、 σ と M の対称軸の回転角は地震時増分よりも減り、 σ と M の最大値は地震時増分の最大値よりも少し大きい。

なお地震時の σ 分布には第2、4象限に引張りの領域が存在するが、この引張り σ が M に及ぼす影響は10%程度であることをフレーム計算によるno-tension解析で確かめた。

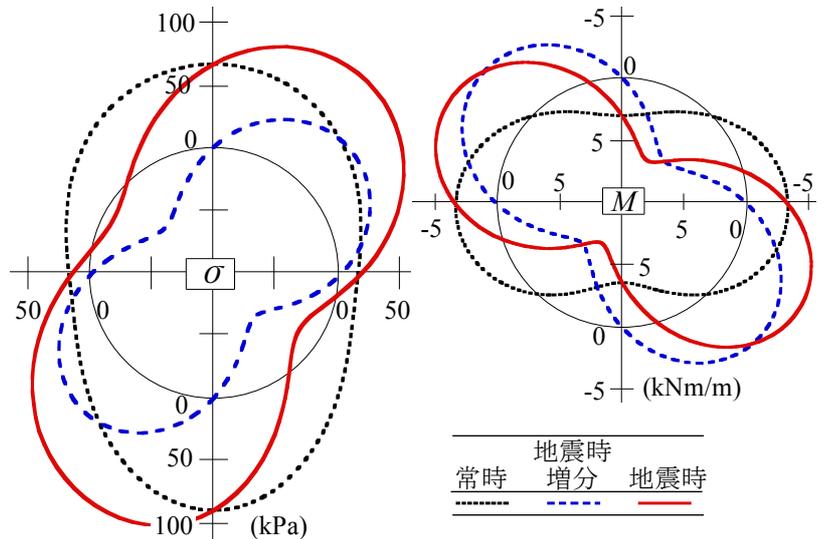


図-1 提案設計法によって求めた σ と M

現行設計法による計算結果 現行設計法では、構造計算(フレーム計算)によってRC管の断面力を算定することになっている。常時の設計死荷重は、鉛直土圧と鉛直反力土圧として管頂での土被り圧を等分布で与え、水

表-1 提案設計法(FEM)の入力パラメータ

解析時点	地盤の弾性係数 E_s (kN/m^2)	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 (kN/m^2)	管のポアソン比 ν_p	管の曲げ剛性 S_p ³⁾ (kN/m^2)	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 ⁴⁾ (MN/m^2)	ジョイント要素のせん断剛性 k_s (MN/m^2)
常時	3500 ¹⁾	0.333 ²⁾	17.194	1.164	0.082	33000000	0.167	9850	24	100	0
地震時増分	24539	0.493	0								

1) $E_s=700N$, 2) $K_0=0.5$, 3) 管剛性 $S_p=[E_p \cdot t^3 / \{12(1-\nu_p^2)\}] / R^3$, $R=(D-t)/2$, 4) 地震時増分の計算では管面の開口なし

キーワード: RC管、耐震設計法、FEM、現行設計基準、設計比較、土圧、曲げモーメント

連絡先: 島津多賀夫 東京都台東区北上野 2-8-7 アサノ大成基礎設計エンジニアリング E-mail: shimazu@atk-eng.jp

平土圧は静止土圧係数 K_0 を 0.5 として深さとともに直線的に増える台形荷重として与える。地震時増分荷重は、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」の和とする。

図-2(a)、(b)、(c)はそれぞれ常時、地震時増分、地震時の設計 $\sigma \cdot \tau$ と M の分布である。各図から以下のことが分かる。

- ・常時では、 σ は均等に近い分布で、 τ は σ に比べてごく小さい。 M 分布は管が楕円状に変形していることを示す。

- ・地震時増分では、 σ は第 1、3 象限に集中し、 τ は σ と同程度に大きい。 M は対称軸が鉛直軸から 45°程度回転している。なお、地震時増分は地盤の相対変位によるものと地盤内応力によるものの和として求められるが、両者の $\sigma \cdot \tau$ と M はほぼ同じ大きさと分布であった。

- ・地震時には、 σ は第 1、3 象限に集中し、第 2、4 象限に引張りの領域が残る。 τ は、第 2、4 象限で σ よりも大きく、かつ σ が引張りの領域でもゼロではない点に疑問が残る。 M は地震時増分とあまり変化が無い。

現行設計法と提案設計法の比較 図-2 と図-1 の比較から以下が分かる。

- ・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・管底への集中度がかなり高い。そのため、提案設計法による M は現行設計法による 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・現行両設計法でよく似ているが、 σ_{max} は提案設計法のほうが大きく、また τ 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、 M_{max} は現行設計法が $M_{max} = 4.72$ kNm/m であるのに対して、提案設計法では図-1 の引張り領域ありの場合は $M_{max} = 6.42$ kNm/m、フレーム計算によって引張り σ を補正した場合は $M_{max} = 5.88$ kNm/m となり、それぞれ現行設計法の M_{max} の 1.36 倍、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設計となっていることが分かった。

このように提案・現行両設計法の土圧 $\sigma \cdot \tau$ と曲げモーメント M の予測は異なったが、この相違は著者らがこれまで指摘してきたように⁴⁾⁵⁾⁶⁾、現行設計法が依拠する応答変位法に問題があるために生じたものである。

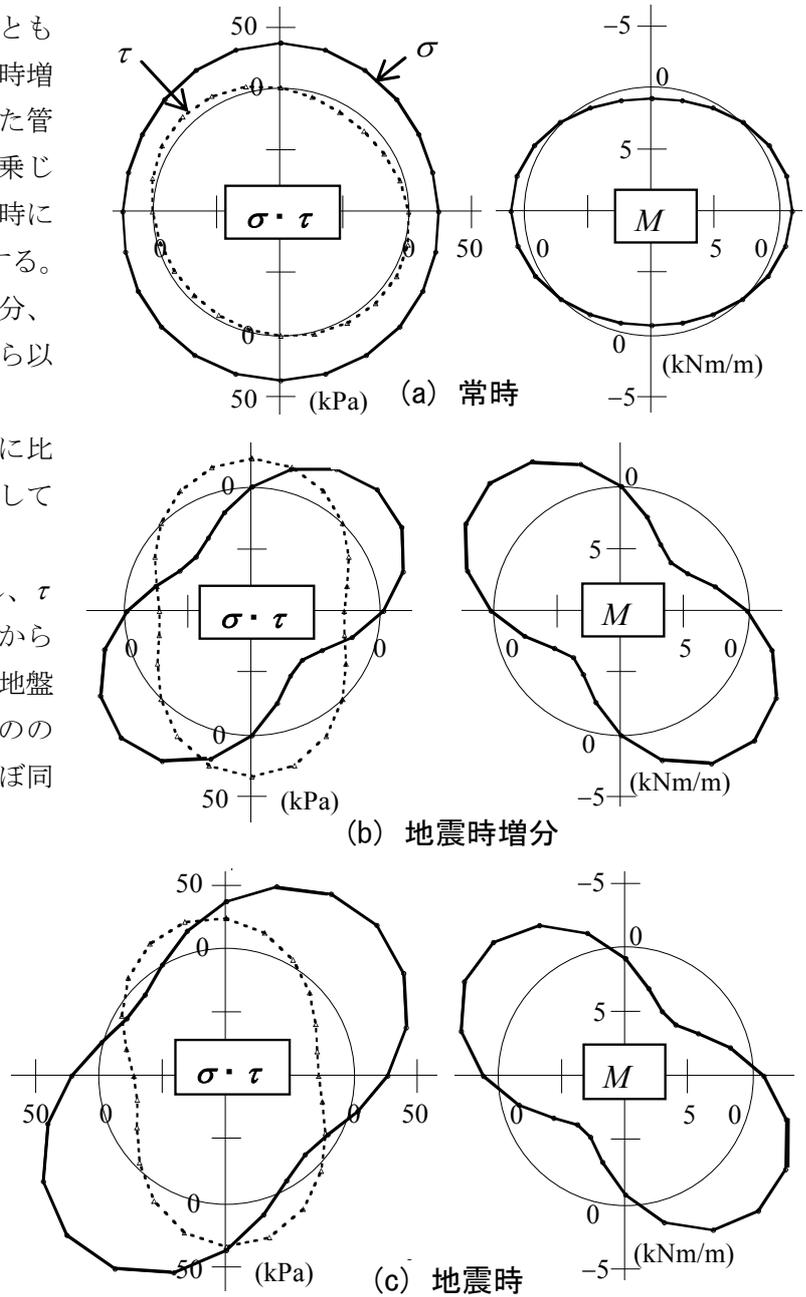


図-2 現行設計法によって求めた $\sigma \cdot \tau$ と M

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) 井上他 (2016): 円形管の耐震設計法(断面方向)の開発, 71 回土木学会年講 (投稿中). 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 SMGE, JPN-106. 5) 東田淳, 吉村洋, 井上裕司, 向市清司 (2010): 下水道カルバートの動的挙動(断面方向)に関する遠心実験と解析手法, 地盤工学会誌, 58-2, pp.18-21. 6) 東田淳 (2016): 弾性論に基づく円形管の応答変位法に対する批判的考察, 71 回土木学会年講 (投稿中).