

土の弾塑性挙動を考慮した半地下構造物に作用する地震時土圧 Seismic earth pressure acting on semi-underground structures considering elastoplastic behavior of soil

○森 元康・後藤 浩之・栗間 淳・澤田 純男・五十嵐 徹

○Motoyasu MORI, Hiroyuki GOTO, Jun KURIMA, Sumio SAWADA, Toru IGARASHI

In this study, the elasto-plastic constitutive model of soil was used to determine the seismic soil pressure acting on a semi-underground structure, and it was confirmed that the distribution of soil pressure is the same as that shown in previous studies when the elasto-plastic behavior of soil is taken into account. The effects of shear wave velocity depth distribution and rotation of the structure on the soil pressure distribution were also examined. The results showed that the soil pressure distribution was similar to that obtained in the previous study, except for the soil constitutive law.

1. はじめに

配水池などの水道施設には、地表付近に埋設された構造物がある。本研究では、大部分が地中にあるが地表面付近に配置され、上載土が無いか或いは薄い構造物を半地下構造物と定義し研究対象とする。このような構造物を設計するためには地震時土圧の評価が必要であるが、擁壁に働く土圧のように震度法による地震時土圧だけでなく、地中構造物に働くような地盤の変形による土圧の影響も考えられ、複雑なメカニズムをもつ。

Igarashi et al.¹⁾は、非線形2次元FEMを用いて、半地下構造物に作用する地震時の土圧分布を調べたが、地盤の弾塑性モデルにモール・クーロンのモデルを使用しており一般的な土の挙動を表していない可能性がある。そこで本研究では、土の弾塑性構成モデルを用いて半地下構造物に作用する地震時土圧を求め、土の弾塑性挙動を考慮した際にも Igarashi et al. が示したような土圧分布が認められるか確認することを目的とする。

2. 既往研究

Igarashi et al. は地盤にモール・クーロンの完全弾塑性モデルを用いて非線形2次元FEM解析を行い、半地下構造物に作用する地震時土圧を調べた。図1は Igarashi et al. による解析結果である。青色の線は受働側が最大となる時の土圧、赤色の線は主働側の土圧が最小となる時の土圧を示している。受働側が最大となる時の土圧は地表面付近ではほぼ受働土圧の値になっており、受働土圧

が生じる最深部で最も大きな土圧が発生し、それ以深で主働土圧に近づく。主働側が最小となる時の土圧は構造物の上端から下端までほぼ主働土圧に近い値をとる。

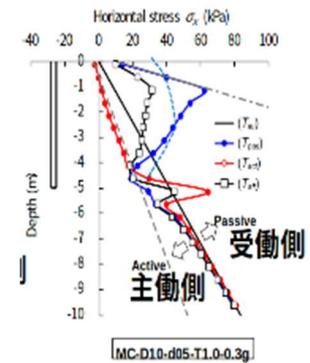


図1. 解析結果(Igarashi et al.¹⁾)

3. 解析結果

図2に解析モデルを示す。

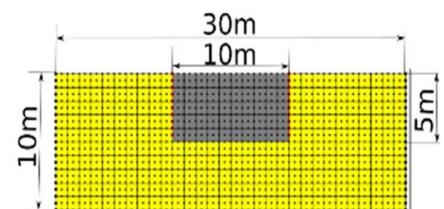


図2. 解析モデル

Igarashi et al. は4節点要素を使用し

節点間隔は0.25mであるが、本研究では9節点要素を使用し節点間隔は0.5mである。Igarashi et al. と同様に構造物は周辺地盤と比べて剛性が高い条件を扱う。

図3に示した入力加速度をモデル底面に水平方向に入力する。地表での応答加速度が0.3gとなるように最大振幅と周波数をそれぞれ調節した。また、土圧は構造物右壁に最も

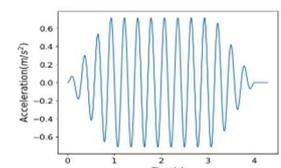


図3. 入力加速度

近い要素の水平応力としている。地盤の弾塑性モデルには, Li²⁾のモデルを使用した。パラメータは土の三軸圧縮試験を模した要素試験を行うことで得られる破壊時のモール円が, 粘着力 $c=3\text{kPa}$, 内部摩擦角 $\Phi=30^\circ$ のクーロンの破壊規準線に接するようにフィッティングした。

図4は本研究における解析結果である。図2の Igarashi et al. の解析結果と比較すると, 初期土圧からの増分が小さく, 構造物下端部で大きな土圧が働くなど大きく異なる土圧分布が得られた。図4(a)の解析結果は地盤のせん断波速度が拘束圧依存をもち, かつ底面の鉛直自由度が有る条件で計算したものである。一方で, Igarashi et al. の結果は, 周辺地盤のせん断波速度の深さ依存性が無く, かつ底面の鉛直自由度のない条件で計算されたものである。2つの計算条件が異なるため, 図4(b), (c)はそれぞれの条件を変えた結果である。

図4(b)は, 底面の鉛直自由度の影響を比較するため, 底面の鉛直自由度を無くして解析を行った結果である。底面の鉛直自由度が有る場合には構造物の回転(ロッキング振動)が生じるが, 鉛直自由度が無い場合には抑制される。図4(a)と(b)の結果を比較すると, (b)では(a)で見られたような構造物下端部に生じる大きな土圧は見られない。これは, ロッキング振動を抑制したことにより, 構造物下端部に生じていた過大な土圧が消失したと考えられる。

次に, 図4(c)は図4(b)の計算条件からせん断波速度の深さ依存性を無くし, せん断波速度一定とした場合の解析結果を示している。図4(b)と(c)では, 初期土圧や残留土圧は似た傾向を示すが, (b)では, 深さ1.5m, 2.5mの受働側の土圧が(c)より大きくなっている。この土圧の大小は, 設定したせん断波速度が深さ2.5mまでは深さ依存性が有る方が小さく, それ以深は大きくなっていることに対応する。Igarashi et al. の結果(図2)と図4(c)の結果を比較すると, 図4(c)の方が地表付近の受働側の土圧が小さく, 主働側の土圧が大きい。これは, Liのモデルは徐々に剛性が小さくなることから, 同程度の地盤—構造物間の変形に対して発揮する地盤反力が小さくなると考えられるため, 地震時土圧の増分が小さい解析結果が得られたと考えられる。

図5には図4(c)の深さ0.5mの要素の三次元応力状態から描いたモール円を示す。図4(c)では受

働側の土圧が最大となる時に受働土圧に達していないものの, モール円ではクーロンの破壊規準線に達している。

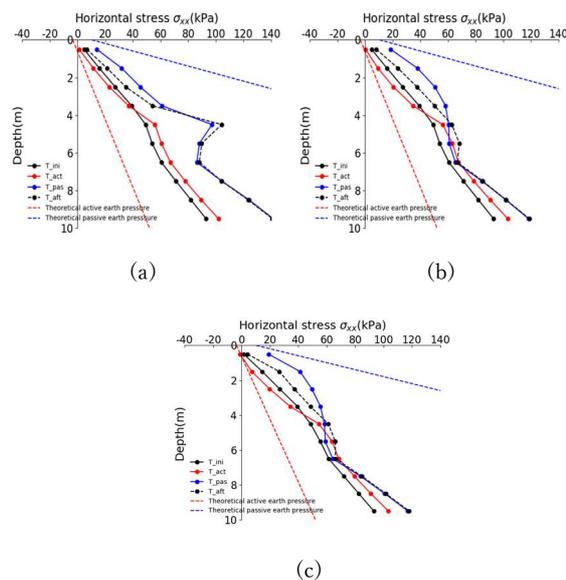


図4. 解析結果

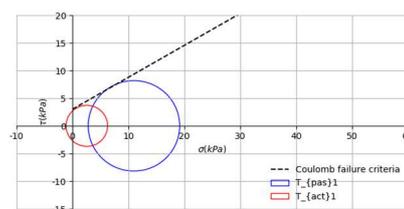


図5. 図4(c)の0.5mの要素に対する三次元応力状態から描いたモール円

参考文献

- 1) T,Igarashi, S,Sawada, and H,Goto. Numerical study of earth pressure acting on semi-underground structures during and after earthquakes. Journal of JSCE, Vol.10,No.1,pp.111-123,2022.
- 2) XS Li. A sand model with state-dependent dilatancy. G´eotechnique, Vol.52, No.3, pp.173-186,2002.