

側方移動を模した遠心模型実験の弾性解析による再現

国立研究開発法人土木研究所 正会員 ○飯島 翔一

国立研究開発法人土木研究所 正会員 桐山 孝晴

1. 背景と目的

道路橋の橋台を設計する際に、建設予定位置の地盤が軟弱粘性土で構成されている場合、側方移動による変形の恐れがあるため、道路橋示方書・同解説IV下部構造編¹⁾（以下、道示）に規定されているI値による判定を行い、側方移動の恐れがある場合には、対策を講じるのが一般的である。しかし、側方移動に対する安全余裕を定量的に評価する方法は規定されておらず、不経済もしくは安全性が不足する可能性があり、不確実性が高いといえる。そこで、側方移動に対する安全余裕を定量的に評価することを目的として、側方移動の照査式の構築を検討している。その初期段階として、側方移動による流動圧の推定方法を検討しており、本稿では、側方移動を発生させた遠心力载荷実験を弾性解析で再現することを試みた結果を報告する。

2. 側方移動による流動圧の推定方法

側方移動の照査として考えられるのが、側方移動によって作用する流動力が、基礎体および地盤の抵抗力に安全率をかけた値以下であることを確認する耐荷性能照査である。安全率をかけることで側方移動による安全余裕を考慮するのである。この照査式の構築には、側方移動によって作用する流動力と、基礎体および地盤の抵抗力の算定方法が必要となる。その初期段階として、作用力の算定のために流動圧の推定方法を検討する。本稿では、実験で計測された流動圧を、以下に示す二種類の方法で推定し、その妥当性を確認する。

一つ目の方法は、文献²⁾で提案されている側方移動による流動圧の推定式である、地盤の弾性変位にバネ定数を乗じることで表される式(1)を用いる。地盤変位は既往の実測値から推定することが望ましいとしているが、実測値のない場合は、有限要素法（以下、FEM）か Boussinesq の式により推定するとしている。そこで、本稿では軟弱粘性土を弾性体として FEM により弾性変位を算出し、式(1)により流動圧を推定することとする。

$$p_x = k \cdot B \cdot \delta_x \quad \text{式(1)}$$

ここに、 p_x を深さ x における側方流動圧（kN/m）、 k を水平方向地盤反力係数（kN/m³）、 B を基礎幅（m）、 δ_x を深さ x における地盤の弾性変位（m）とする。

二つ目の方法は、一つ目と同様に軟弱粘性土を弾性体とした FEM により水平応力を算出し、それを流動圧として推定する方法である。また、解析結果の検証として、式(2)に示される、等分布帯状荷重による地盤内応力の推定式である Boussinesq の式より水平応力を算出し、解析結果と比較する。

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos \psi) \quad \text{式(2)}$$

ここに、 σ_x を深さ z の点における水平応力（kN/m）、 q を等分布帯状荷重（kN/m）、 β を帯状荷重端と深さ z の点を結ぶ線のなす角度（rad）、 ψ を帯状荷重中心と深さ z の点を結ぶ線が深さ方向となす角度（rad）とする。

3. 遠心力载荷実験

文献⁴⁾では、橋台背面からの流動力を受け流す構造として壁基礎を並列させた構造の適用性について検討している。本稿では、文献に示されている実験のうち1ケースを対象とする。実験は、壁基礎模型を軟弱粘性土地盤に設置し、80Gの遠心力を作用させた状態でジャッキにより基礎背面地盤に鉛直荷重を載荷することによって発生した流動圧を基礎背面に設置した土圧計により計測している。実験の模式図を図-1に示し、図中に地盤の変形係数を示している。軟弱粘性土層の変形係数は三軸圧縮試験で計測された値を用いて深度分布を推定し、砂質土とセメントを混ぜて作成した支持層の変形係数は一軸圧縮試験から算定している。盛土高さを4m

キーワード 側方移動, 流動圧, 弾性解析, 軟弱粘性土, 橋台

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (国研) 土木研究所 CAESAR 橋梁構造研究グループ TEL 029-879-6773

とした場合（荷重強度 72kN/m^2 ）の計測された流動圧の深度分布を実験結果として図-2 に示す。横軸を対数表示としているため、0 以下の計測値は示していない。なお、値はすべて相似則に基づき模型スケールを 80 倍の実物スケールに換算したものである。

4. 弾性解析

解析モデルは、水平方向に 200m、鉛直方向に 100m の弾性地盤の地表面から 20m を軟弱粘土層、それ以深を支持層として、変形係数 1000kN/m^2 , 135700kN/m^2 , ポアソン比 0.49, 0.3 を入力し、境界は全てローラーとした。荷重は遠心力載荷実験と同じく盛土高さ 4m と等価な等分布荷重 72kN/m を、実験の土層端から基礎背面までの距離 62m と同じ幅で作用させた。そして、荷重の載荷幅の端部位置における軟弱粘土層の水平変位および水平応力を算出した。

一つ目の方法により、解析で算出した水平変位を地盤の弾性変位として、流動圧を推定した。水平方向地盤反力係数 k は図-1 に示した変形係数を用いて道示に規定されている方法で推定した。推定した流動圧の深度分布の結果を「弾性解析（水平変位）」として図-2 に示す。実験結果と比較するため、横軸を対数表示とした。また、弾性解析で得られた水平変位のコンター図を図-3 に示す。

二つ目の方法により、解析で算出した水平応力を流動圧として推定した。推定した流動圧の深度分布の結果を「弾性解析（水平応力）」として図-2 に示す。また、式(2)により算定される水平応力を「Boussinesq の弾性解」として図-2 に示す。

「弾性解析（水平変位）」の推定結果は、実験結果と比べてオーダーが異なっており、実験よりも大きな流動圧が推定された。実験結果の最大値は 77.8kN/m^2 であり、荷重強度 72kN/m^2 と同程度であるのに対して、推定結果の最大値は 2809.2kN/m^2 であり、弾性解析で地盤に作用させた荷重（ $72\text{kN/m} \times 62\text{m} = 4464\text{kN}$ ）に近い値の流動圧となった。深度分布の形状は放物線のような形状となっており、実験結果と同様となった。これは図-3 からわかるように水平変位は深度が深くなるほど 0 に収束していくが、水平方向地盤反力係数 k の値は実験で推定した変形係数の深度分布に従い、深いほど大きくなるためであると考えられる。水平変位は軟弱粘性土層の中間よりやや上方で大きくなっており、文献 5) で示されている結果と同様の傾向を示すことがわかった。

「弾性解析（水平応力）」の推定結果は、実験結果の最大値の約 1/2 となった。分布形状は深度によらず直線的であり、深いところで流動圧が減少する傾向は再現できなかった。また、「Boussinesq の弾性解」と比較すると、ほぼ一致する結果となった。

5. まとめと今後の課題

側方移動を発生させた遠心実験の弾性再現解析を行った。水平変位より推定した流動圧は実験結果より非常に大きい分布形状は再現できた。水平応力より推定した流動圧は実験結果より小さく、分布形状は異なる結果となった。今後は、側方移動による摩擦力についても検討を行っていく予定である。

参考文献

1)(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編,2018.11. 2)建設省土木研究所：橋台の側方移動に関する研究,土木研究所資料第 1804 号,1981.12. 3)河上房義：土質力学第 7 版,森北出版株式会社,2008. 4)(国研)土木研究所,地中連続壁協会：橋台に作用する側方流動力の評価および側方流動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価に関する共同研究報告書,共同研究報告書第 479 号,2016. 5)飯島翔一,藤村彰,桐山孝晴：側方流動圧が作用する道路橋基礎の遠心模型実験,土木学会令和元年度全国大会第 74 回年次学術講演会,2019.9

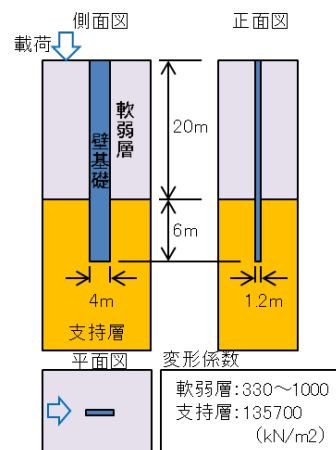


図-1 模式図

(実物スケール)

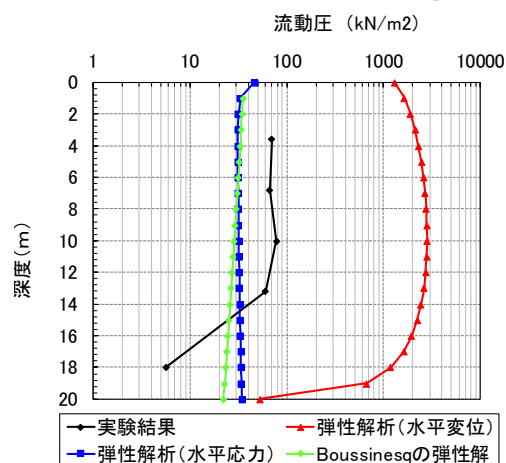


図-2 流動圧の深度分布

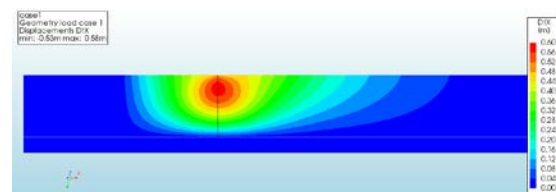


図-3 水平変位のコンター図