

基礎の着目変位レベルに応じた地盤反力係数の推定方法

新潟大学 正会員 ○大竹 雄

土木研究所 非会員 七澤 利明

岐阜大学 正会員 本城 勇介

土木研究所 正会員 河野 哲也

土木研究所 正会員 田辺 晶規

1. 目的

基礎の変位照査においては、弾性床上の梁理論に基づく計算法が用いられる。この際、地盤は単純化され弾性バネ（地盤反力係数 $k_{eq}(\text{kN/m}^3)$ ）でモデル化される。地盤材料は、小さなひずみレベルから非線形特性を示すことから、この解析を適切に行うためには、地盤の非線形特性と等価となる地盤パラメータの設定が重要となる。すなわち、着目する基礎の変位率 y ($=\delta/D$, δ は基礎の変位量, D は基礎の幅もしくは径) を適切に計算するための等価な地盤の変形係数 E_{eq} を設定することが求められる。ここでは、著者らが開発してきた地盤のひずみレベルを考慮した E_{eq} の推定方法¹⁾を考慮して合理的な地盤反力係数を推定する方法を提案する。

2. 地盤反力係数の推定方法

(1)弾性論に基づく定式化

ブシネスクの弾性変位解に基づけば、作用する荷重 p によって基礎に生じる変位は、以下式で求められる。

$$\delta = pD \frac{1-\nu^2}{E_{eq}} I_p \quad (1)$$

ここで、 δ は基礎の変位量(m), p は載荷される荷重度(kN/m^2), D は載荷幅(m) (ここでは基礎幅), ν は地盤のポアソン比である。 E_{eq} は地盤の変形係数(kN/m^2), I_p は形状係数である。 I_p とは、影響値とも呼ばれ、載荷面の形状と環境条件に応じて決定される。地盤反力係数 k_{eq} は、荷重度 p と変位 δ の勾配であり、(2)式で表される。

$$k_{eq} = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)} E_{eq} D^{-1} = \alpha_{eq} \frac{E_{eq}}{D} \quad \left(\alpha_{eq} = \frac{1}{I_p(1-\nu^2)} \right) \quad (2)$$

ここで、 α_{eq} は、 I_p と ν から決まる対象基礎固有の定数である。 I_p は、基本的な基礎形状（円形や矩形基礎の鉛直載荷など）の場合には弾性解が既に導かれている。もし、弾性解がない場合には、対象基礎を模擬した弾性解析（有限要素法など）により同定すれば良い。

これに対して、 E_{eq} は、着目する基礎の変位率 y ($=\delta/D$) に応じて変化させる必要がある。従って、任意の変位レベルに対して設計計算をすることを可能にするためには、変位率 y と地盤のひずみ量 ε_{eq} (変形係数 E_{eq}) の関係を明確する必要がある。

(2) k_{eq} を推定するための変形係数 E_{eq} の推定方法

k_{eq} を推定するための基準となる地盤反力係数を基準地盤反力係数 k_1 と呼称することとする。これは、変位率 $y_1=0.01$ (1%) 相当の地盤反力係数とした。従来の設計計算においても基準として用いられてきた指標であり、それを踏襲した²⁾。この値は、 N 値と相関性があることが分かっている。さらに、中谷らは、地盤反力係数は変位率 y の-1/2 乗に比例して変化するため、基準地盤反力係数が推定できれば任意の変位レベルに変換することができることを示している²⁾。

一方、著者らは、地盤のひずみ 0.01(1%)相当の変形係数 E_1 を基準変形係数と呼称し、これを推定する方法を提案している¹⁾。変形係数は、ひずみの-1/2 乗に比例することを確認し、任意の地盤ひずみレベルに変換できることを示した。

キーワード 地盤反力係数, 変位レベル, 変形係数, ひずみレベル, 構造物基礎

連絡先 〒950-2181 新潟市西区五十嵐2の町8050番地

従って、基礎の変位率 y と地盤のひずみ量 ε_{eq} を関係づけることができれば、任意の基礎の変位率に対して合理的な変形係数 E_{eq} を推定することができる。

理論的に両者を結び付けることは困難であるため、载荷試験データを多数収集し統計的に結びつけることが現実的である。式(3)は、式(2)の k_{eq} と E_{eq} に k_1 と E_1 を代入したものである。両者は便宜的に定めた基準値であり、物理的関係はないので、比例定数は別な指標 ω とおいた。

$$k_1 = \omega \frac{E_1}{D} \quad (3)$$

すると、式(2)、式(3)と地盤反力係数の変位率依存性、変形係数のひずみ依存性から以下のように展開できる。

$$\alpha_{eq} = \omega \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1} \right)^{1/2} \left(\frac{y}{y_1} \right)^{-1/2} \quad (4)$$

$$\frac{\varepsilon_{eq}}{\varepsilon_1} = \left(\frac{\alpha_{eq}}{\omega} \right)^2 \frac{y}{y_1} \quad (5)$$

以上の定式化は、汎用性の高いものであり、様々な基礎形式の地盤反力係数へ適用することができる。

3. 杭基礎の水平変形問題への適用

(1) α_{eq} の同定

杭基礎の水平変位については弾性解が求まっていない。紙面の都合上詳細は省くが、3次元全応力弾性 FEM 解析を実施して杭の水平変位問題における形状係数 I_p を同定した。杭頭の拘束の有無にかかわらず統一的に結果を整理することができ、 $\alpha_{eq}=0.92$ が得られた。これを形状係数 I_p に換算すると 1.46 程度となる。図 1 には FEM 解析の概要を示す目的で水平変位のコンター図示を示した。

(2) ω の同定

中谷らが収集した全国の橋梁架設地点における水平载荷試験データ（データ数 36）から逆算した 36 の k_1 とそれぞれの現場の N 値から推定した E_1 から回帰分析により $\omega=2.6$ を得た。

(3) 基礎の変位率と地盤のひずみの関係

式(5)より、杭基礎の場合、地盤のひずみは基礎の変位率の 0.00125 倍の関係になる。例えば変位率が 0.01 (1%) の場合には、 $\varepsilon_{eq}=0.00125$ (0.125%) 程度の変形係数を用いて地盤反力係数を推定することができる。

図 2 は、36 の水平载荷試験データに対して、変位率 1, 2, 3, 4, 5% の逆算実測 k と推定値の散布図を示している。右図は既往の推定式による結果である。大幅に推定精度が改善していることが分かる。

4. 今後の課題

本手法の適用限界を明確にすること、他の基礎形式へ展開することにより、本提案手法の汎用性を高める計画である。また、定量化された推定精度を用いて地盤調査や着目変位レベルに応じた部分係数の提案を行っていく予定である。

参考文献

- 1)大竹雄, 七澤利明, 本城勇介, 河野哲也, 田辺晶規: 地盤調査法とひずみレベルを考慮した地盤変形係数の推定方法, 土木学会第 71 回年次学術講演会, 投稿中
- 2)中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之: 性能規定化における杭基礎の安定照査に関する研究, 土木研究所資料, 第 4136 号, 2007
- 3)Poulos, H.G and Davis, E. H.: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley and Sons Inc., 1973.

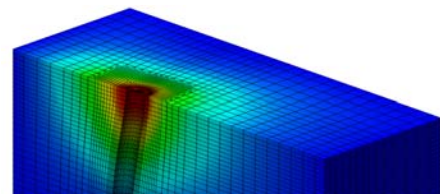


図1 水平変位コンター図

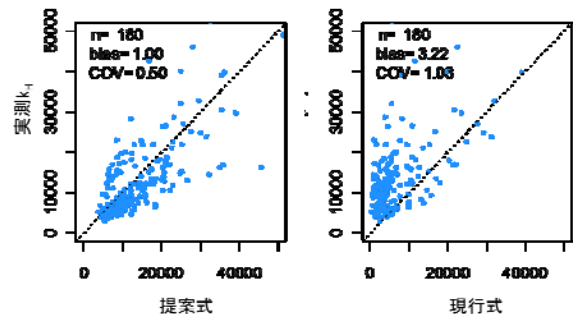


図2 k_{eq} の推定精度（载荷試験から逆算した実測 k と提案式による推定値の散布図）