

1. はじめに

通常の地盤材料は、拘束圧の増大に伴って内部摩擦角は減少し、その圧縮性も増大することが知られている¹⁾。このような材料特性の変化は、地盤の支持力特性に影響を与え、特に、この影響は破砕性の卓越した材料ほど顕著であることが報告されている²⁾。著者らは、破砕性地盤を対象とした杭の支持力特性について検討を進めており、その中で先端支持力の評価に際しては、地盤の圧縮性を考慮することが極めて重要であることを指摘している^{3),4)}。本報では、地盤の圧縮性を陽な形で取り入れた杭の極限先端支持力と荷重沈下関係を予測する実用的で簡便な方法を提示する。対象とした杭は、場所打ち杭などの非排土杭である。

2. 極限の先端支持力評価式

図1は、著者らの仮定する杭先端支持における典型的な破壊メカニズムを示している⁴⁾。このモードの特色は、1) 主働くさびを想定して $\phi = \pi/4 + \phi'/2$ を仮定したこと、2) AC上に図1中に示すように主働土圧 σ_a が作用すると考えること、さらに3) 支持機構に材料の圧縮性を取り入れるために、Vesicらの示す空洞膨張圧の概念を利用し、BCの円弧上に極限の空洞膨張圧 p_u が作用すると考えたことである。

さて、図1で、B点における力のモーメントの釣合を考えると、極限の先端支持力 q_p と空洞膨張圧 p_u を関係づける比較的簡単な式が導ける⁴⁾。すなわち、

$$q_p = \frac{1}{1 - \sin \phi} p_u \quad (1)$$

である。Vesicの理論に基づくと、式中の極限空洞膨張圧 p_u は結果として次のように与えられる。この考え方の特色は、球状空洞の周囲に塑性域が存在すると考え、また、その塑性域に材料の圧縮性の効果を取り入れているところにある。

$$p_u = F_q \frac{(1 + 2K_0)}{3} \sigma_v \quad (2a); \quad F_q = \frac{3(1 + \sin \phi')}{3 - \sin \phi'} [I_{rr}]^{\frac{4 \sin \phi'}{3(1 + \sin \phi')}} \quad (2b)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta_{av}} \quad (2c); \quad I_r = \frac{3G}{(1 + 2K_0) \sigma_v \tan \phi'} \quad (2d)$$

ここに、 F_q : 空洞膨張係数、 I_{rr} : 修正剛性指数、 I_r : 剛性指数と呼ばれ、これらは、式(2)を見ればわかるように、土かぶり圧 σ_v 、静止土圧係数 K_0 、地盤の圧縮性を定める係数 Δ_{av} (図1中の塑性域で生じる平均的な体積ひずみとして定義される)および、地盤の等価なせん断剛性 G の関数として与えられる。従って、この考え方に基づいて、支持力を合理的に推定するためには、1) 地盤の初期応力と密接に係わる静止土圧係数、2) 地盤の強さに係わる内部摩擦角(強度パラメータ)、3) 地盤の圧縮性を反映した体積変化特性、4) 地盤の固さに関係するせん断剛性の4つの事項をバランスよく評価し、かつ簡便に求める方法を考える必要がある。

3. 実用的な材料パラメータの評価法

3.1 基本となる考え方: 式(1)と(2)に基づいて極限の先端支持力を評価する上で、主要な考え方を整理すると次のようである。1) 静止土圧係数の算定式として、 $K_0 = 1 - \sin \phi_{cv}$ で与えた落合の式⁵⁾が有効である。2) 杭直下では10MPaにも及ぶ高圧となることが知られている。このことを想定すると、式

(2)中の内部摩擦角として、土の限界状態における強度定数 ϕ_{cv} を用いることは、設計の理念からして合理的である。力学試験によらず ϕ_{cv} を算定する場合にはBS-コードが有効である。3) 支持力評価のためのせん断剛性 G として、 10^{-3} のせん断ひずみレベルでの G を用いるべきだとした山口の理論的考察は支持力評価に有効である。4) Balighの理論を利用した数値解析的検討に基づく、地盤の圧縮性を反映する Δ_{av} と式(2d)で定義される I_r の間には、地盤材料に関係なく、概ねユニークな関係が存在する(図2参照)。その関係は経験式として次式で与えられる。

$$\Delta_{av} = 50(I_r)^{-1.8} \quad (3)$$

3.2 材料パラメータの同定:

上記の考え方に基づくと、式(1)による先端支持力算定には、土かぶり圧、初期せん断剛性および支持地盤の強さを評価する3つのパラメータが必要である。ここでは土質データの情報量に応じた実用的決定法を表1にまとめた。予測に必要な最低限の土質データは、標準貫入試験から求まる N 値、支持地盤を構成する地盤材料の粒度および粒子形状である。図3は、20程度の原位置および室内での載荷試験の結果を用いて予測値の特徴を調べたものである。予測値 $q_{p,cal}$ は、 $s_m/d > 1$ (d : 杭径、 s_m : 杭先端の沈下量)の場合の実測値 q_m とよい対応関係にあり、近似的あるいは工学的には極限の先端支持力を与えると考えてよい。

4. 荷重・沈下関係の評価式とその適用

式(1)による極限支持力算定式と平山による基準沈下量⁶⁾を取入れた双曲線関数とを結びつけることにより、地盤の圧縮性を考慮した荷重・沈下量の実用的評価式を導いた。図4に双曲線関数で近似した評価式の特色をまとめている。なお、ここで対象とした事例は、非排土杭における処女載荷時の挙動である。この評価式を用いれば、対象とする荷重・沈下量関係を先に述べた現場で得られる標準的な土質データのみで推定することが可能となる。本評価式の適用性を原位置での載荷試験結果に基づいて検証した。検証のために用いたデータは20程度であるが、評価式の推定の精度は図5に示すように比較的良好である。

5. まとめ

N 値と土質分類のデータがあれば、非排土杭における処女載荷時の荷重・沈下曲線が推定できる実用的評価式を示した。この評価式は支持地盤の土かぶり圧の違い、強さの違い、圧縮性の違いを考慮できる点で地盤工学的に意味を持つと判断できる。

参考文献:

- 1) 三浦・山内: 砂のせん断特性に及ぼす粒子破砕の影響, 土木学会論文報告集, No.260, pp.109-118, 1977.
- 2) Semple, R.M.: Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, pp.837-836, 1988.
- 3) 安福ら: 土木学会論文集, No.505/ -29, pp.191-200, 1994.
- 4) Yasufuku, N. & Hyde, A.F.L.: Pile end-bearing capacity in crushable sands, Geotechnique 45, No.4, 663-676, 1995.
- 5) 落合: 砂の静止土圧係数, 土質工学会論文報告集, Vol.16, No.2, pp.105-111, 1976.
- 6) Hirayama, H. (1990): "Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions," Soils and Foundations, Vol.30, No.1, pp.55-64.

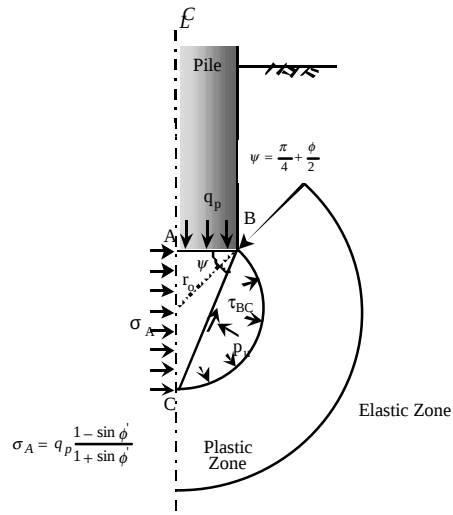


Fig. 1 Failure mechanism proposed for frictional soils

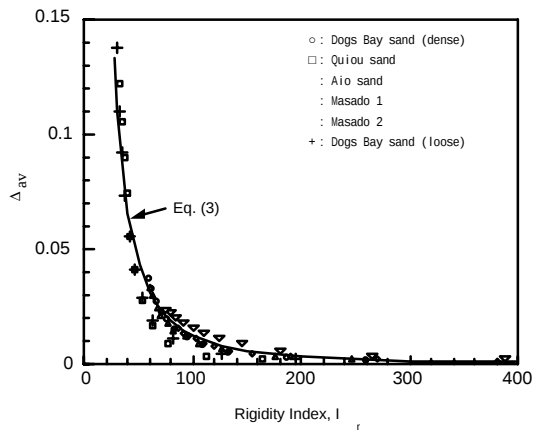


Fig. 2 Uniqueness of Δ_{av} with rigidity index I_r

Table 1 Practical procedure for determining three parameters needed

Parameters needed	1. Method from laboratory testing	2. Method from in-situ test data (Case with poor soil data)
ϕ_{cv}	a) ϕ -value at critical or characteristic state which determined from a triaxial compression test (e.g. JGS 0524-2000)	d) Determination from uniformity and angularity of soils in the corresponding pile tip ground (BS-code, 1994, see table 1)
G	b) G-value at shear strain level of 10^{-3} which obtained from a triaxial or torsional tests with relatively small strain measurement.	e) G is determined from N-value which has already been presented by Yamaguchi (1975) such that : $G = 7.0N^{0.72}$ (MPa)
σ_v	c) σ_v is generally given as $\gamma_{av}z$, where γ_{av} : average value of submerged unit weight from the surface layer to pile tip depth z (e.g. JGS 0191-1990)	f) Determination from a code based on soil classification

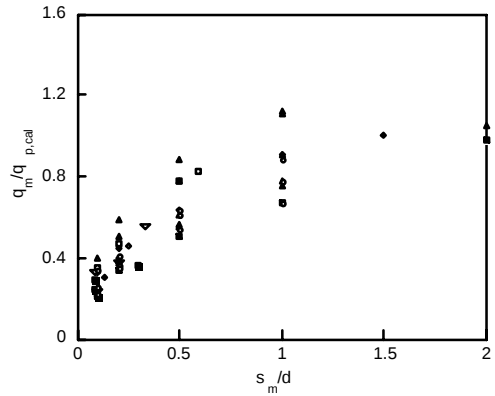


Fig. 3 Relationship between $q_m/q_{p,cal}$ and normalized settlement s_m/d for in-situ and model pile load tests

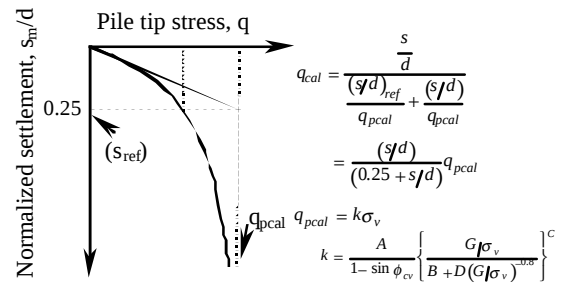


Fig.4 Outline of model for evaluating pile tip stress with normalized settlement

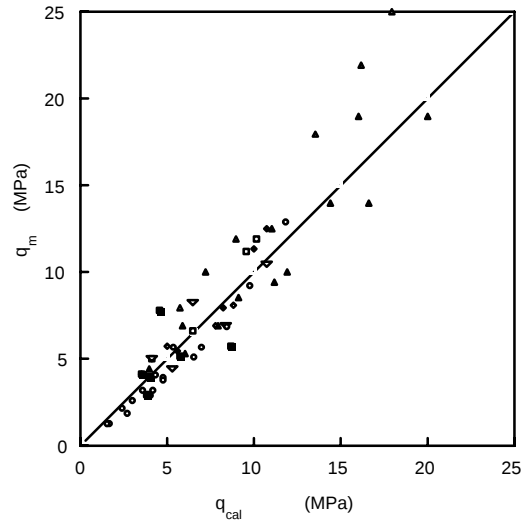


Fig. 5 Comparison of calculated pile stress with measured one for in-situ and model pile load tests