砂質土および礫質土地盤を支持層とする場所打ちコンクリート杭の
N 値を用いた極限先端支持力の評価に関する一考察A CONSIDERATION ON THE ULTIMATE END BEARING CAPACITY ESTIMATED
BY SPT N-VALUE FOR CAST-IN-PLACE CONCRETE PILES BASED
ON SAND AND GRAVEL LAYERS

畑 中 宗 憲*, 桑 原 文 夫**, 加 倉 井 正 昭***

Munenori HATANAKA, Fumio KUWABARA and Masaaki KAKURAI

The ultimate bearing capacity (q_p) estimated by SPT N -value (N) for cast-in-place concrete piles supported by cohesionless soils was investigated by analyzing the published vertical loading test results. Following findings were obtained. (i) It is better to separate the effects of the confining stress and soil density on both q_p and N . (ii) It is more rational to classify the cohesionless bearing stratum into sandy soils and gravelly soils in estimating their bearing capacity. (iii) A $q_p/\sigma'_v - N_1$ correlation based on the Terzaghi's theory well fits to the vertical loading test results for both sandy and gravelly soils where N_1 is a normalized SPT N -value by the effective overburden stress (σ'_v). The $q_p/\sigma'_v - N_1$ correlation is better than $q_p - N$ correlation. (iv) By modifying the Yamaguchi's theory, a $q_p/\sigma'_0{}^{0.75} - N_1$ correlation derived in the present study shows better fit to the results of vertical loading test of cast-in-place concrete piles supported by both sandy and gravelly soils.

Keywords: *Sandy soil, Gravelly Soil, Bearing capacity, Cast-in-place concrete pile, N-value, Confining Stress*砂地盤, 砂礫地盤, 極限先端支持力, 場所打ちコンクリート杭, N 値, 拘束圧

1. 序論

杭の先端地盤の支持力を求める支持力理論は多数提案されている。Terzaghi¹⁾の理論では、地盤を剛塑性体と仮定し、根入れ深さまでの地盤のせん断抵抗を無視し、この部分の地盤の自重による上載荷重の押え効果のみを評価している。しかし、浅い基礎の場合、つまり根入れが小さい場合はともかく、杭基礎のように、根入れが大きくなれば、この仮定は容認できないとの立場から、Meyerhof²⁾は基礎底面レベルより上部の地盤について、そのせん断抵抗をも考慮した考えを示した。Meyerhofの理論については、山口が指摘しているように^{3),4),5)}支持地盤の内部摩擦角が 40° になると、先端支持力は有効上載圧の600倍(埋込み杭)から900倍(打込み杭)にもなって、過大な支持力を与えるという欠点がある。そして、大崎の試算⁶⁾によると、杭底面から滑り面の上端までの範囲における地盤の静止土圧係数(k_0)の値や、根入れ(D_f)/杭径(D)の値によって、杭の支持力が大幅(数十パーセント)に変化する。一方、Vesic^{7),8),9)}や山口^{3),4),5)}らは同様に、Terzaghiの理論における基礎底面レベルより上部の地盤のせん断抵抗を無視した仮定の不合理さを指摘し、地盤を弾塑性体として仮定し、杭先端地盤を球空洞あるいは円柱空洞と想定して、この空洞に内圧を加えて押し広げる時の極限内圧を極限支持力とする考えを示した。しかし、これらの理論は実地盤を対象に実施した

杭の鉛直載荷試験の結果に比べて、根入れが大きくなると、いずれも過大な先端支持力を与え、載荷試験の結果を合理的に説明できていないことが指摘されている(建築基礎構造設計指針 2001 版¹⁰⁾、以下、「基礎指針」という)。この原因としては、理論を誘導した仮定の問題のほか、施工に伴って、先端地盤の応力状態や強度・変形特性が変化し、支持力を評価する地盤情報が十分な精度で得られないことなどが指摘されている(基礎指針)。そのため、実際の杭の設計では、これらの理論はそのままには活用されていないのが現状である。2001年に改訂された建築基礎構造設計指針でも、鉛直載荷試験によって極限先端支持力が得られない場合は、いわゆる荷重～沈下比曲線で沈下比(沈下量/杭径)が0.1における先端荷重度を第2限界抵抗力と称して極限先端荷重度相当として杭先端地盤の標準貫入試験の N 値との相関を統計的に処理し、関連付けて設計の考えを示している。

図1は基礎指針において、提案されている砂地盤あるいは砂礫地盤を支持層とする場所打ちコンクリート杭の極限先端支持力度を杭先端地盤の平均 N 値を用いて求める方法((1)式及び(2)式)とその基になる杭の鉛直載荷試験のデータを示している。ここで、杭先端地盤の平均 N 値、 $\bar{N}$ は杭先端底面より上下 $1D$ の範囲の平均 N 値であり、 q_p は杭の極限先端支持力度、 D は杭の直径を示す。

* 前 千葉工業大学 教授・工博

Previous Prof., Dept. of Architectural and Civil Engineering, Chiba Institute of Technology, Dr. Eng.

** パイルフォーラム(株) 取締役副社長・工博

Vice President, Pileforum Inc., Dr. Eng.

*** パイルフォーラム(株) 取締役社長・博士(工学)

President, Pileforum Inc., Dr. Eng.

$$q_p = 100\bar{N} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 0 \leq \bar{N} \leq 75 \quad (1)$$

$$q_p = 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 75 < \bar{N} \quad (2)$$

極限先端支持力度も N 値も、ともに有効上載圧と地盤の相対密度の増大とともに増大するので、データ全体が N 値の増加に伴って極限先端支持力度が増加する傾向があるのは当然である。図 1 中の太い実線で示されている (1) 式及び (2) 式に関しては、基礎指針の中で「 $N \geq 75$ のデータ 18 個のうち 39%にあたる 7 個のデータが上限値を満足していない。特に、先端地盤が細砂層の場合は、砂礫層の場合に比べて先端支持力が小さくなる傾向が認められる。これは、細砂層が砂礫層と比較して、施工によって緩みやすいことも一因と考えられる。従って、先端地盤が細砂層の場合は、ここで示された方法で得られる先端支持力を適宜低減するなどの配慮が必要となる。」とのコメントが述べられている。一方、 $N \leq 75$ のデータでも 39 個のうち 28%にあたる 11 個のデータが設計値を満足していない。これらの結果を踏まえて、本研究では、評価指標である N 値および求められる極限先端支持力度 q_p に及ぼす有効上載圧および粒径の影響に着目して、より詳細な検討を試みた。

図 1 場所打ちコンクリート杭の極限先端支持力度と杭先端地盤の平均 N 値の関係¹⁰⁾

2. 支持力に影響を及ぼす要因と検討に用いたデータ

2.1 支持力に影響を及ぼす要因

図 1 に示す N 値－極限先端支持力度関係のばらつきは、評価する N 値も評価される q_p もともに①杭先端地盤の相対密度、②杭先端地盤の粒径および③杭先端地盤に作用している有効上載圧の影響を受けていると考えられるが、それらの影響が混合して評価されているためである。そこで、 N 値および極限先端支持力度 q_p のそれぞれについて 3 つの影響要因を分離した形での評価を試みた。まず、 N 値に及ぼす三つの要因の影響について検討し、その後、極限先端支持力度に及ぼす要因について検討した。

2.2 検討に用いたデータ

本研究では、検討に必要な条件がそろっている（社団法人）建築業協会が平成 11 年 8 月にまとめた「BCS 基礎杭評価研究会」終了報告書（文献 11）の表 3.1.1 に示された場所打ちコンクリート杭についての先端荷重試験データをもとに検討した（表 1 参照）¹¹⁾。これらのデータはすべて図 1 に含まれている。No.10 のデータを除き、

N 値はいずれも 70 以上で、基礎指針で特に砂地盤の支持力の過大評価が懸念されている範囲である。杭はいずれも円形断面を持つ直杭である。表 1 中の σ'_v は杭の支持層上端での有効上載圧であり、文献 11 に記載の値をそのまま用いている。すべての荷重試験で沈下量は $0.1D$ (D : 杭径) まで荷重しており、その時の杭先端ジャッキで読み取った値を「極限先端支持力度 q_p 」としている。 N 値は、杭先端の上下 $1D$ 範囲の N 値の平均値である。 N 値が 50 で貫入量が 30cm 未満のものは、貫入量が 30cm となるよう比例換算した N 値とし、その上限は 100 としている¹¹⁾。なお、表 1 に示す地盤の「細砂」と「砂礫」の区分については、文献 11) 中の表示をそのまま用いている。

表 1 検討に用いたデータ¹¹⁾

No.	杭径/杭長 (m)	N 値	q_p (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)	地盤
1	2.5/38.1	70	7088	359	砂礫
2	1.5/38.2	92	10749	363	砂礫
3	1.2/27.1	100	9722	176	砂礫
4	1.0/12.8	72	7100	123	扇状地砂礫
5	1.0/12.8	72	9945	123	扇状地砂礫
6	2.2/48.0	73	5748	407	細砂
7	1.2/47.0	71	3392	382	細砂
8	1.2/38.0	71	4204	289	細砂
9	1.2/26.5	70	4967	175	細砂
10	1.2/30.2	57	5400	200	細砂
11	1.2/38.5	84	6738	308	細砂
12	1.2/38.5	84	7638	308	細砂

3. N 値に及ぼす有効上載圧の影響

3.1 N 値に影響を及ぼす要因

図 2 は円筒形タンク内の模型砂地盤を用いて Gibbs & Holtz が実施した標準貫入試験の N 値に及ぼす有効上載圧、地盤の相対密度と土粒子の粒径の影響についての実験結果を示している¹²⁾。Gibbs & Holtz が用いた細砂の粒径はわが国の細砂とほぼ同等である。一方、粗砂は JIS の規格では礫分 (2mm 以上) を 40% も含んでおり、粗砂というよりは礫に相当する¹³⁾。図 2 の結果から、 N 値と地盤の相対密度の関係には有効上載圧と粒径が大きな影響を及ぼすことを理解できる。しかし、二つの影響の大小を議論する情報は無い。この様

図 2 Gibbs & Holtz の模型砂地盤実験結果¹²⁾

な状況から、図 1 に示すデータのばらつきを理解するためには、現状のように砂地盤と砂礫地盤を同様に扱うのではなく、区別した方が合理的である。なお、図 1 に示すデータの砂と礫の区分について

は、引用したデータに粒度曲線に関する情報がないので、文献中の「砂」と「礫」の表示をそのまま用いた。

3.2 N 値に及ぼす拘束圧の影響の評価

図3は検討に用いた表1のデータについて、図1と同じ極限先端支持力度 q_p と杭先端地盤の平均 N 値との関係を示している。結果として、平均 N 値が約70以上のデータが殆どになっている。そして、同じ平均 N 値に対して、極限先端支持力度の値はかなりばらつきがある。

図3 極限先端支持力度 q_p と平均 N 値 ($\bar{N}$) の関係

まず、 N 値に及ぼす地盤の相対密度の影響について検討する。そのためには、粒径による影響の他、有効上載圧の影響を分離する必要がある。本研究では、 N 値に及ぼす相対密度の影響を明らかにするため、基礎指針において、砂地盤の液状化の検討や砂地盤の内部摩擦角の推定に用いられている (3) 式¹⁰⁾を活用して、 N 値に及ぼす有効上載圧の影響を分離した換算 N 値、 N_1 値を用いた。

$$N_1 = N(98/\sigma'_v)^{0.5} \quad (3)$$

ここで、 σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²)

3.3 N 値に及ぼす地盤の粒度特性の影響の評価

杭先端地盤の粒度特性の N 値への影響について検討する。図4は表1に示す元データの区分に従い、杭先端地盤を砂地盤と砂礫地盤に区別して極限先端支持力度と平均 N 値の関係を示した。図中の○印は砂地盤、●印は砂礫地盤である。検討に用いたデータの範囲では、砂礫地盤と砂地盤のデータは区別されており、かつ、砂礫地盤の極限先端支持力度が大きい。この結果は杭先端地盤が「砂」か「礫」かを区別して評価した方が杭の極限先端支持力度をわかり易い形で評価できることを示唆している。そして、砂地盤および礫地盤のデータについて、図1に示す q_p - N 値の関係を踏まえて、それぞれ原点を通る直線関係があるとして、最小二乗法で求めた関係を図4に示した。

図4 先端地盤の粒度特性が q_p - 平均 N 値の关系到及ぼす影響

4. 極限先端支持力度に及ぼす有効上載圧の影響

3.2 節において、杭の極限先端支持力度を評価する N 値について、 N 値に及ぼす有効上載圧の影響を分離したように、杭の極限先端支持力度についても杭先端深さでの有効上載圧の影響を分離して議論するほうが合理的である。図4のデータを元に、杭の極限先端支持力度に及ぼす杭先端地盤での有効上載圧の影響について、先端地盤を剛塑性体と仮定した Terzaghi の理論¹⁾ および先端地盤を弾塑性体とした山口の球形空洞押し広げ理論^{3),4),5)} を用いて考察した。

4.1 Terzaghi の支持力理論による考察

Terzaghi の杭基礎の支持力理論は基本的には浅い基礎の支持力理論をそのまま杭基礎に活用している。既往の研究により、本研究が対象としている支持地盤が粘着力をゼロと考えてよい砂地盤あるいは砂礫地盤の場合、安全側の評価として、杭の極限先端支持力度は (4) 式で表せる。(4) 式における $\gamma_2 \cdot D_f$ は杭先端深さでの有効上載圧 σ'_v であり、支持力係数 N_q は内部摩擦角の関数であるから、地盤の相対密度の関数となる。つまり、(4) 式は、杭の極限先端支持力度は先端地盤での有効上載圧と地盤の相対密度の関数の積で表せることを示す。

$$q_p \approx \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = \sigma'_v \cdot N_q \quad (4)$$

ここで、 γ_2 は根入部分の土の単位体積重量 (kN/m³)、 D_f は根入れ深さ (m) を示す。

そこで、 N 値から有効上載圧の影響を除いて N_1 値としたのと同じように、図4の縦軸の極限先端支持力度を先端地盤での有効上載圧で正規化して q_p/σ'_v とし、 q_p/σ'_v と N_1 値の関係について検討した。得られた結果を図5に示した。データは少なく、ばらつきは大きいが、砂地盤と砂礫地盤はほぼ区別されている。それぞれの q_p/σ'_v と N_1 値の間には図1に示す q_p - N 値の関係を踏まえて、原点を通る直線関係があるとして、最小二乗法で求めた関係式が (5 式) および (6 式) である。そして、データの範囲内では同じ平均 N_1 値では、砂礫地盤の方が砂地盤よりも極限先端支持力度が大きい傾向が見られる。

図5 q_p/σ'_v - 平均 N_1 値関係

$$q_p/\sigma'_v = 0.87N_1 \quad (\text{砂礫層}) \quad (5)$$

$$q_p/\sigma'_v = 0.47N_1 \quad (\text{砂層}) \quad (6)$$

同じ N 値に対して先端地盤の粒径の大きさによって支持力に差があるのは①標準貫入試験の N 値への粒径の影響、②施工に伴う先端地盤の応力解放による変形・強度特性への影響及び③杭先端地盤が荷重を受けて粒子破砕に消費するエネルギーが粒径によって異なるからと考えられる。砂礫地盤の場合、粒径の大きさにより、貫入抵

杭が地盤構造の強さに加えて、礫の硬さの影響が卓越して、結果として N 値で推定される極限先端支持力度が実地盤の極限先端支持力度を過大評価している可能性がある。このことを踏まえて考えると、同じ N 値で、砂礫地盤の方が支持力度が大きいことから推察すると、②および③項の影響が相対的に大きいことを示唆している。

以上の検討により、現状の図3と本研究の検討で得られた図5を比較すれば、極限先端支持力度及び N 値に及ぼす有効上載圧の影響を分離することにより、砂地盤と砂礫地盤が分離されて、さらに、図4の q_p-N 関係よりも q_p/σ'_v -平均 N_1 関係の方が相関が良く、平均 N_1 値より極限先端支持力度を推定できる可能性を示唆している。

ところで、先述のように、図5の縦軸 q_p/σ'_v は砂地盤あるいは砂礫地盤についての鉛直載荷試験結果から逆算で求めた支持力度係数 N_q になる。そこで、(4)式を用いて q_p/σ'_v より求めた N_q (以下、「 N_q' 」という) と平均 N_1 値を用いて(7)式¹⁴⁾で推定した地盤の内部摩擦角 ϕ_d から直接求められる支持力度係数 N_q (基礎指針の提案値) とを比較し、結果を図6に示した。

$$\begin{aligned} \phi_d &= (20N_1)^{0.5} + 20 & 20 \geq N_1 \geq 3.5 \\ \phi_d &= 40 & N_1 > 20 \end{aligned} \quad (7)$$

(7)式は本来、砂地盤について提案された式であるが、ここでは、他に適切な方法がないので、砂礫地盤にも適用して、検討した。図6に示す N_q はいずれも有効上載圧に関係なく 64.2 と一定になっているのは、(7)式において $N_1 \geq 20$ では、 $\phi_d = 40$ と一定となっているためである。これに対して、 N_q' 値は σ'_v の増大とともに減少している傾向がみられる。つまり、極限支持力度に及ぼす根入れ部地盤の自重による押え効果は有効上載圧の増加に対して比例して増加していないことを示唆している。この理由については、既往の研究では、アーチ作用による押え荷重の低下 (Vesic, 1963) や、高圧下の ϕ' の低下 (BCP 委員会, 1969¹⁵⁾ など) が挙げられている。一方、高野らは (1974) 大型地盤タンク実験結果の解釈により、アーチ作用や ϕ' の低下だけでは説明できないと述べている¹⁶⁾。今日の所、まだ結論は出ていない。

図6 $N_q, N_q' - \sigma'_v$ の関係

4.2 山口の空洞押し上げ理論による考察

4.2.1 山口の空洞押し上げ理論と支持力度式の誘導

山口の空洞押し上げ理論は図7に示すように、地盤は弾全塑性体であって、塑性条件が Mohr-Coulomb の規準に従うとした場合の弾塑性押し上げ問題として解析し、結果を砂質地盤あるいは礫質地盤中に設けられた深い基礎の支持力度評価に適用したものである。図7に示すように、無限土中の内部に圧力(P)を加え、土塊を押し上げ

る場合、内部に球状の塑性域が形成され、外部は弾性域が残る。その結果、埋込み杭および打込み杭について、それぞれ、(8)式と(9)式を得た。ただし、埋込み杭の場合は $K_0=0.5$ 、打込み杭の場合は $K_0=1.0$ と仮定した。

$$P = 1.23(E \cdot \gamma \cdot D_f)^{0.5} = 1.87(G \cdot \gamma \cdot D_f)^{0.5} \quad (\text{埋込み杭}) \quad (8)$$

$$P = 1.52(E \cdot \gamma \cdot D_f)^{0.5} = 2.30(G \cdot \gamma \cdot D_f)^{0.5} \quad (\text{打込み杭}) \quad (9)$$

ここで、 E は地盤のヤング係数 (kN/m^2)、 γ は地盤の単位体積重量 (kN/m^3) を示す。 P は極限先端支持力度 (kN/m^2) を示す。

山口はさらに杭先端地盤のせん断剛性 G と N 値の関係について太田らが提案した (10) 式¹⁷⁾について、せん断ひずみの G への影響を考慮して、(11)式および(12)式を得た。

$$G = 6860N^{0.72} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (10)$$

$$P = 155N^{0.36}(\gamma \cdot D_f)^{0.5} \quad (\text{埋込み杭}) \quad (11)$$

$$P = 190N^{0.36}(\gamma \cdot D_f)^{0.5} \quad (\text{打込み杭}) \quad (12)$$

ここで、(11)式及び(12)式における γ と D_f の単位はそれぞれ kN/m^3 および m である。

図7 円柱状空洞押し上げの概念³⁾

本研究の対象である場所打ちコンクリート杭は地盤を削孔して、杭を作るという意味では埋込み杭の先端地盤での応力、ヒズミの条件に近いと考えてよい。従って、本研究では埋込み杭の(11)式を場所打ちコンクリート杭に適用して検討に用いた。図8は本研究に用いた載荷試験のデータと山口が導いた(11)式との対応を示したものである。まず、砂地盤及び砂礫地盤データの $q_p - N^{0.36}(\gamma D_f)^{0.5}$ 関係の相関は良いとはいえない。次に、式とデータとの対応について見ると、元来(11)式は砂層と礫層を区別していないが、(11)式は実験データのうちの砂礫地盤のデータとの対応が比較的良好で、砂地盤の結果とはまったく対応していない。このような結果になった原因の一つは、山口自身が論文の中で述べているように(10)式の活用の妥当性に議論の余地があると考えている。

4.2.2 山口の仮定についての再検討

山口が導いた先端支持力度を求める実用式の誘導に当たっての仮定と杭基礎への適用にあたっての地盤物性の評価についての考えについて検討する。

① ポアソン比

山口の論文⁴⁾が示された1960年代後半から70年代初頭では、地

図8 山口の(9)式と載荷試験結果との対応

盤の変形係数に関する実験的研究が始まったばかりで、 G や E に比べて、ポアソン比に関する研究はさらに少なく、山口がポアソン比として0.15を採用したのはやむをえない。しかし、基礎指針において示されているように、地下水位以下の飽和地盤では、粘性土では0.5、砂質地盤では通常0.3から0.4程度が用いられている。0.15という値は飽和度がかなり低い場合を除くと小さすぎると考えられる。その影響は、(11)式と(12)式の誘導で極限先端支持力度 $p (=q_p)$ の値の10%程度である。

② 拘束圧依存性

山口は N 値による杭の極限先端支持力度推定の道筋を求めるため、太田らの(10)式を導入し、結論となる(11)式と(12)式を得た。本研究では、地盤の変形係数 G についての1970年代以降の多くの研究成果を踏まえて検討した。具体的には代表的な提案の一つとして知られるRichart他ら¹⁸⁾の砂地盤の経験式((13)式)を用いた。(13)式に見られるように、地盤の微小ひずみにおけるせん断剛性 G は有効平均主応力(σ_m)の平方根に比例する。つまり、 G は有効上載圧の平方根に比例する。

$$G = 7000\{(2.17 - e)^2 / (1 + e)\} \sigma_m^{0.5} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (13)$$

$$= f(e) \sigma_m^{0.5} = f(e) \{(1 + 2K_0) / 3\}^{0.5} \sigma_v'^{0.5}$$

ここで、 σ_m は有効平均主応力($= (1 + 2K_0) \sigma_v' / 3$)、 $f(e)$ は地盤の間隙比の関数を示す。 K_0 は静止土圧係数で、0.5とした。

せん断剛性 G の値そのものはひずみレベルによって大きく低下するが、 σ_m のべき乗はひずみが 10^{-4} 程度であれば、ほぼ0.5としてよい¹⁹⁾。つまり、せん断剛性 G は有効上載圧の平方根に比例する。この関係を(8)式に代入すると、杭の極限先端支持力度 $p (=q_p)$ は有効上載圧($\gamma \cdot D_f = \sigma_v'$)の0.75乗に比例する(14)式に示すような関係を導いた。

$$p = 1.87(G \cdot \gamma \cdot D_f)^{0.5} = 1.87(G \cdot \sigma_v')^{0.5} = f(e) \sigma_v'^{0.75} \quad (14)$$

4.2.3 N 値に基づく極限先端支持力度の評価

以上のような検討から、山口が空洞押し広げ理論により誘導した杭基礎の極限先端支持力度の式に、若干の修正を加えた結果、極限先端支持力度は有効上載圧の0.75乗に比例するという結果を得た。そこで、図5について、 $q_p / \sigma_v'^{0.75}$ を縦軸として、平均 N_1 値との関係について再度データを整理して示したのが図9である。砂礫地盤と砂地盤のデータもほぼ区別されている。そして、砂礫地盤も砂地盤も $q_p / \sigma_v'^{0.75}$ - 平均 N_1 関係は q_p / σ_v' - 平均 N_1 関係より高い相関を示し、

図9 $q_p / \sigma_v'^{0.75}$ - 平均 N_1 関係

それぞれ、(15)式及び(16)式のような原点を通る直線関係で表すことができる。

$$q_p / \sigma_v'^{0.75} = 3.1 N_1 \quad (\text{砂礫層}) \quad (15)$$

$$q_p / \sigma_v'^{0.75} = 1.9 N_1 \quad (\text{砂層}) \quad (16)$$

Terzaghi理論による図5、山口理論による図8及び本研究で得られた図9について見ると、いずれの考えでも、砂礫地盤と砂地盤は良く区分されている。別な言い方をすれば、場所打ちコンクリート杭の極限先端支持力度の評価にあたっては、支持地盤について、砂地盤と砂礫地盤に区別して評価すべきであると言える。また、相関関係の観点から見ると本研究の結果がより高い相関が得られている。

5. 結論

建築基礎構造設計指針に示されている場所打ちコンクリート杭の極限先端支持力度について、支持力式を導いた場所打ちコンクリート杭の鉛直載荷試験結果のデータ(の一部)を活用して、 N 値及び杭の極限先端支持力度に及ぼす有効上載圧の影響を考慮し、さらには、支持地盤の粒径の影響も含めて検討し、以下の結論が得られた。

- 1) 杭の極限先端支持力度もそれを評価する標準貫入試験の N 値も杭先端地盤の有効上載圧と相対密度に大きく影響される。現状のように、有効上載圧と相対密度の影響を混在させた状態で両者を直接結びつける評価方法は大きなばらつきを伴う。有効上載圧と相対密度の影響を分離した形で評価する方が杭の極限先端支持力度をより理解し易い。
- 2) 同じ N 値であれば、砂礫地盤のほうが砂地盤よりも極限先端支持力度が大きい傾向が見られる。その原因としては、①地盤の粒径は N 値に大きな影響を及ぼすこと、②削孔に伴う応力解放による支持地盤の強度・変形特性への影響が砂地盤と砂礫地盤で異なると推定されること、および③荷重による先端地盤の粒子破壊に消費されるエネルギーが砂と礫では異なることなどが考えられる。それら要因の支持力への影響の大小は現時点では明らかではない。このような現状から、少なくとも粒径の異なる砂地盤と砂礫地盤を同一に扱うのではなく、支持地盤を区別して扱うほうが合理的である。本研究ではこの考えの基に支持地盤を砂地盤と砂礫地盤に区別して実験結果を評価し、下記の結果が得られた。

- a) Terzaghiの浅い基礎の理論に基づく検討では、近似的に、杭の極限先端支持力度は有効上載圧に比例するという結果が得られ、載荷試験データとの対応を図5に示した。 $q_p - N$

関係 (図 4) よりも相関の良い q_p/σ'_v - 平均 N_1 関係が得られ (図 5)、砂地盤と砂礫地盤のデータもほぼ区別されている。それぞれの関係は原点を通る直線関係で表現できそうである ((5) 式及び (6) 式)。

- b) 山口の理論から実用式への誘導について修正を加えて、「先端支持力は土被り圧の 0.75 乗に比例する」という結論を導いた。この結論に基づき、 q_p/σ'_v - 平均 N_1 の関係でデータを再整理して図 9 を得た。図から、砂地盤のデータと砂礫地盤のデータがほぼ区別されている。それぞれの関係は原点を通る相関関係の高い直線関係 ((15) 式及び (16) 式) を得た。

以上、本研究により得られた結果を述べたが、検討に用いたデータは少なく、そのためできるだけデータを収集するように努めた。しかし、残念ながら新たなる公開されたデータは得られず、今後、更なるデータによる検証を進めると同時に、埋込み杭についても検討を進めていきたいと考えている。

謝辞

本研究は日本建築学会基礎構造運営委員会における「建築基礎設計に用いる地盤定数検討小委員会」の活動の一部として実施した。本研究で用いたデータの原本は「BCS 基礎杭評価研究会終了報告書 (建築業協会、1999)」であり、貴重なデータを利用させていただいた。また、委員会では有益な議論をいただいた委員の皆様に感謝いたします。データの整理および図表の作成には千葉工業大学建築都市環境学科平成 21 年度卒業生長久保啓太君、北島弘章君、および平成 23 年度卒業生池田達也君に協力をいただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Terzaghi K.: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.134 -142, 1943
- 2) Meyerhof G.G.: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, Proc. ASCE, 82, SM 1, pp.1-19, 1956
- 3) 山口柏樹: 無限土中における空洞押抜けの弾塑性解析と応用, 東京工業大学土木工学科研究報告, No.15, pp.1-11, 1973
- 4) 山口柏樹: 弾塑性解析による支持ぐいの先端支持力, 東京工業大学土木工学科研究報告, No.16, pp.1-9, 1974
- 5) 山口柏樹: 弾塑性解析によるクイの先端支持力式とその適用性, 土と基礎, Vol.23, No.875, pp.7-11, 1975.
- 6) 大崎順彦: 建築基礎構造, 技報堂, pp.238-249, 1991
- 7) Vesic A.S.: Bearing capacity of deep foundation in sands, Highway Research Record, No.39, pp.112-153, 1963
- 8) Vesic A.S.: Ultimate Loads and Settlement of deep foundation in sands, Proc. Symp. on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke Univ., pp. 53-68, 1965
- 9) Vesic A.S.: Expansion of cavities in finite soil mass, Proc.ASCE, 98, SM3, pp.265-290, 1972
- 10) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.206-212, 2001
- 11) 建築業協会: BCS 基礎杭評価研究会終了報告書, pp.3-12, 1999
- 12) Gibbs. H.J. and Holtz. W.G.: Research on determining the density of sand by spoon penetration test, Proc. 4th ICSMFE, pp.35-39, 1950
- 13) Hatanaka M. and Lei Feng: Estimating relative density of sandy soils, Soils and Foundations, Vol.46, No.3, pp.299-313, 2006
- 14) 畑中宗憲, 内田明彦, 加倉井正昭, 青木雅路: 砂地盤の内部摩擦角 ϕ_0 と標準貫入試験の N 値の関係についての一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 506 号, pp.125-129, 1998
- 15) BCP 委員会報告書: 砂層へ支持された杭の支持力に関する研究, 1969.

- 16) 高野昭信, 岸田英明: 埋込みグイ先端の荷重沈下特性, 第 10 回土質工学研究発表会, pp.479-482, 1975
- 17) 太田外気晴, 原昭夫, 丹羽正徳, 坂野正: N 値により推定される地盤の弾性定数, 7 回土質工学研究発表会, pp.269-272, 1972
- 18) Richart. F.E., Hall. J.R. and Woods. R.D.: Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall Inc., pp.153-155, 1970.
- 19) 石原研二: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, p.141, 1976

A CONSIDERATION ON THE ULTIMATE END BEARING CAPACITY ESTIMATED BY SPT N-VALUE FOR CAST-IN-PLACE CONCRETE PILES BASED ON SAND AND GRAVEL LAYERS

Munenori HATANAKA *, *Fumio KUWABARA* ** and *Masaaki KAKURAI* ***

* Previous Prof., Dept. of Architectural and Civil Engineering, Chiba Institute of Technology, Dr. Eng.

** Vice President, Pileforum Inc., Dr. Eng.

*** President, Pileforum Inc., Dr. Eng.

There are many theoretical approaches for estimating ultimate end bearing capacity (q_p) of piles based on sand and gravel layers, such as Terzaghi's theory and Meyerhof's theory. However, such theories can't rationally explain the published vertical loading test results of piles, mainly because of the differences between the field condition and assumptions used in deriving these theories, and also due to the effects of the changes in stress condition and deformation characteristics of bearing stratum during piling works. Terzaghi's theory may underestimate the ultimate bearing capacity of piles because it neglects the shearing resistance of soil layer above the end of piles. Meyerhof's theory may significantly overestimate the ultimate end bearing capacity of piles when the degree of internal friction of bearing stratum larger than 40 degree as pointed by Yamaguchi. As a result, these theories have not been used in practice of design of building foundations as they are even now.

In the design of building foundations, the ultimate end bearing capacity of piles based on sand and gravel layers is estimated from SPT-N value (N) based on the empirical correlations derived from published vertical loading test results of piles, as shown in Recommendations for Design of Building Foundations (AIJ, 2001). However, there are some cases in which, the end bearing capacity of piles will be overestimated by these empirical correlations. In the present study, the ultimate end bearing capacity (q_p) estimated by SPT N -value (N) for cast-in-place concrete piles based on sand and gravel layers was investigated by analyzing the published vertical loading test results.

Following findings were obtained.

- (i) It is better to separate the effects of the confining stress and soil density on both q_p and N .
- (ii) It is more rational to classify the cohesionless bearing stratum into sandy soils and gravelly soils in estimating their bearing capacity.
- (iii) A $q_p/\sigma_v' - N_1$ correlation based on the Terzaghi's theory well fits to the vertical loading test results for both sandy and gravelly soils where N_1 is a normalized SPT N -value by the effective overburden stress (σ_v'). The $q_p/\sigma_v' - N_1$ correlation is better than $q_p - N$ correlation.
- (iv) By modifying the Yamaguchi's theory, a $q_p/\sigma_{v0}'^{0.75} - N_1$ correlation derived in the present study shows better fit to the results of vertical loading test of cast-in-place concrete piles supported by both sandy and gravelly soils.

The above findings were obtained from limited data of vertical loading test results in the present study. More data, with N_1 values smaller than about 30 are hoped to be collected for examining the availability of the empirical correlations proposed in the present study.

(2014 年 12 月 4 日原稿受理, 2015 年 4 月 28 日採用決定)