

圧縮性を考慮した杭先端支持力の実用的評価式とその適用

Pile End Bearing Capacity of Sandy Ground with Consideration of Soil Compressibility

安 福 規 之 (やすふく のりゆき)

九州大学助教授 大学院

落 合 英 俊 (おちあい ひでとし)

九州大学教授 大学院

大 野 司 郎 (おおの しょう)

近畿大学助手 工学部

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重要であることを指摘している³⁾。

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簡便な方法を提示する。対象とした杭は、処女載荷を想定した場所打ち杭などの非排土杭である。

2. 砂質地盤における先端支持力度の推定法

2.1 基本とする考え方

極限支持力を支持力推定式によって算定する場合には、適切な地盤調査結果を踏まえ、次式を用いて求めて良いことが、道路橋示方書・同解説⁴⁾に明記されている。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力、 A ：杭先端面積、 q_d ：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度、 U ：杭の周長、 L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚、 f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度と定義されている。ただし、この示方書で規定する「極限」は沈下量が杭径の10%の時の支持力度を当てることが多く、その意味ではいわゆる設計上の極限值であって、以下で議論する物理的な意味での極限值とは異なっている。

ここでは、地盤の物性と沈下量を関係づけた先端支持力度 q_d を算定するための比較的簡便な方法を地盤工学的な視点から示したい。なお、式(1)中の f_i に関する著者らの考え方は、参考文献5)、6)に詳しく記しているののでそちらを参考にさせていただきたい。

2.2 破壊形態と圧縮性評価の重要性

口絵写真—1は、砂中に挿入した模型杭を杭径程度貫入させた時の杭直下の様子を示している。写真(a)が豊浦標準砂、写真(b)は石灰質の砂の結果であり、両試料の破砕性や圧縮性は大きく異なることが調べられてい

る^{3),7)}。この結果を通して、1)破壊形態はいずれの場合も杭先端を中心とした球根状であり、試料の破砕性の違いは顕著に見られないこと、また、三浦の研究成果⁸⁾を踏まえると2)杭直下およびその周囲では土粒子の破砕が著しく、それに伴う圧縮量が極めて大きいことの二つが特徴的なこととしてあげられる。ここでは、物理的な極限支持力度を算定するために、この観察結果を踏まえ、図—1に示す破壊形態を考える⁹⁾。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 上に主働土圧 σ'_A が作用するとしたこと、さらに3) Vesic らの示す空洞膨張圧の考え方¹⁰⁾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。図—1で、B点における力のモーメントの釣合いを考えると、極限の先端支持力度 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⁹⁾。すなわち、

$$q_p = \frac{1}{1 - \sin \phi'} p_u \quad \dots\dots\dots (2)$$

である。ここでの q_p は、物理的な極限值であり、先端応力-沈下量曲線が沈下量の軸に平行と見なしうる時の先端応力を意味する。Vesic の理論に基づくと、式中の p_u は以下のように与えられるが、この考え方の特色は、塑性域に地盤材料の変形・強度特性を反映できるところにある。

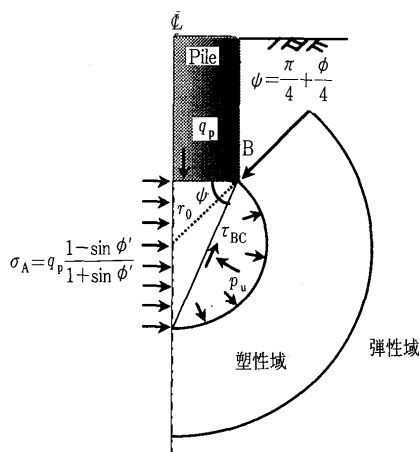
$$p_u = F_q \frac{(1 + 2K_0)}{3} \sigma'_v \quad \dots\dots\dots (3a)$$

$$F_q = \frac{3(1 + \sin \phi')}{3 - \sin \phi'} [I_{\pi}]^{(4 \sin \phi'/3(1 + \sin \phi'))} \quad \dots\dots\dots (3b)$$

$$I_{\pi} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta_{av}} \quad \dots\dots\dots (3c)$$

$$I_r = \frac{3G}{(1 + 2K_0) \sigma'_v \tan \phi'} \quad \dots\dots\dots (3d)$$

ここに、 F_q ：空洞膨張圧係数、 I_{π} ：修正剛性指数、 I_r ：剛性指数と呼ばれ、これらは、式(3)を見ればわかるように、強度定数 ϕ' 、有効土被り圧 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。したがって、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かかわる静止土圧係数、2)地盤の強さにかかわる内部摩擦角、



図一 杭直下の支持機構

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四つ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。まず, I_r , I_r , Δ_{av} が求められたとしたときに, それらが支持力に与える影響を式(2), (3)を通して考察する。

図一2は, 式(3c)の関係を描いたものであり, これにより I_r に与える圧縮性の影響を知ることができる。縦軸が対数表示であることに注意してこの図を見ると, 剛性 (I_r) の大きな地盤ほど, 圧縮性のわずかな変化で, I_r の大きな低下, つまり支持力の急激な減少をきたし得ることが理解でき, 圧縮性を正當に算定することの大切さが読み取れる。

2.3 地盤の圧縮性と物理的な極限支持力度の算定

静止土圧係数の算定式として, 塑性論的考察から限界状態の摩擦角 ϕ'_{cv} と関係づけた落合による次式¹¹⁾を用い,

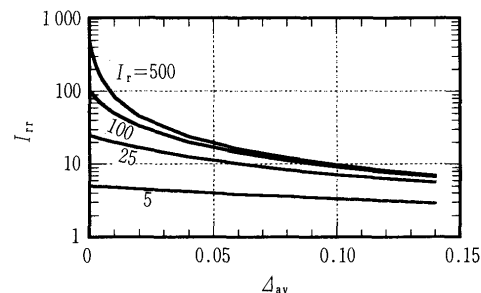
$$K_0 = 1 - \sin \phi'_{cv} \quad (4)$$

加えて, 杭直下が高拘束圧状態にあることから, 式(2), (3)中の ϕ' として ϕ'_{cv} を適用することが有効であるとする, 式(1)の q_p は ϕ'_{cv} , I_r と σ'_v によって,

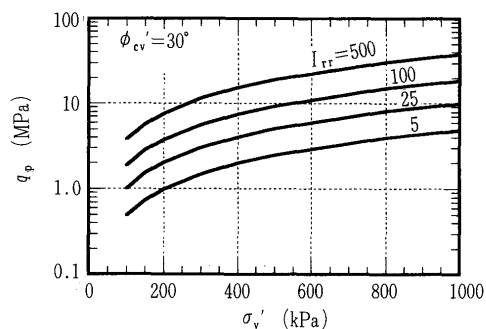
$$q_p = \frac{3(1 + \sin \phi'_{cv})}{(1 - \sin \phi'_{cv})(3 - \sin \phi'_{cv})} [I_r]^{(4 \sin \phi'_{cv} / (3(1 + \sin \phi'_{cv})))} \times \left(\frac{3 - 2 \sin \phi'_{cv}}{3} \right) \sigma'_v \quad (5)$$

と表現される。

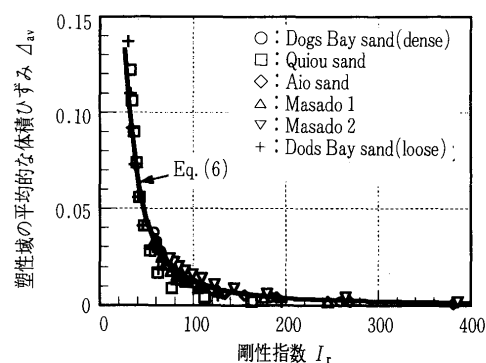
図一3は, $\phi'_{cv} = 30^\circ$ として q_p と σ'_v の関係を I_r をパラメーターとして描いた結果である。縦軸が対数表示であることに注意して図を見ると, I_r の値によっては, σ'_v と ϕ'_{cv} が同じであっても, 1 オーダー程度支持力がことなることもあり, 地盤の剛性や圧縮性を反映した I_r を正當に評価しかつ合理的に算定することの重要性が示唆される。Vesic は, 幾つかの三軸圧縮試験から図一1中の塑性域での平均的な体積ひずみ Δ_{av} を求めることを言及しているが¹⁰⁾, 実際問題への利用を考えるとこの方法は簡単とはいえない。著者らは Baligh の手法¹²⁾を利用した数値解析的検討に基づいて, 地盤の圧縮性を反映する Δ_{av} と式(3d)で定義される剛性指数 I_r の関連性について考察した。結果として, 図一4のように両者には地盤材料や応力状態に関係なく, ユニークな関係が存



図一2 I_r と Δ_{av} の関係



図一3 I_r をパラメーターとした q_p と σ'_v の関係



図一4 I_r と Δ_{av} の関係

在することを示し, その関係式として次式を与えている¹³⁾。

$$\Delta_{av} = 50 (I_r)^{-1.8} \quad (6)$$

この関係を式(5)に代入し, 若干の整理を行うと, 物理的な意味をもつ極限先端支持力度 q_p は地盤のせん断剛性 G , ϕ'_{cv} と σ'_v の関数として, 次のように求まる。

$$q_p = \frac{A}{1 - \sin \phi'_{cv}} \left\{ \frac{G/\sigma'_v}{B + D(G/\sigma'_v)^{-0.8}} \right\}^C \sigma'_v \quad (7)$$

ここに,

$$A = \frac{3(1 + \sin \phi'_{cv})}{(3 - \sin \phi'_{cv})} \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right); \quad B = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) \tan \phi'_{cv}$$

$$C = \frac{4 \sin \phi'_{cv}}{3(1 + \sin \phi'_{cv})}; \quad D = 50 \left\{ \frac{(1 + 2K_0)}{3} \tan \phi'_{cv} \right\}^{1.8}$$

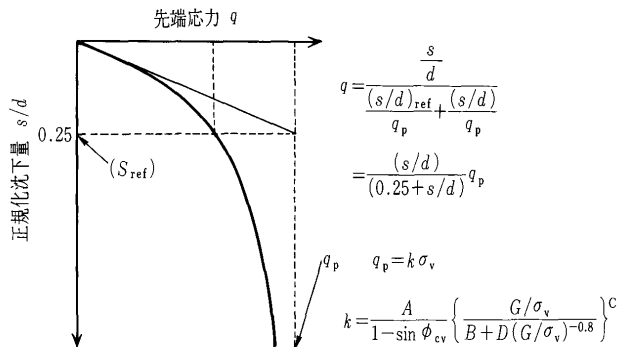
表一1は, この評価式を他の幾つかのモデルと比較したかたちで整理したものである。

2.4 沈下量と関係づけた杭先端応力の算定

杭の荷重-沈下量関係を推定するために双曲線関数がしばしば利用される^{14), 15)}。ここでは, 式(7)による q_p と Kondner タイプの双曲線関数を結びつけ, その際に平山による基準沈下量¹⁴⁾を取り入れることを考える (図

表—1 先端支持力評価式の概要

基本式	$q_p = k \sigma_v$	$A = \frac{3(1+\sin \phi_{cv})}{(3-\sin \phi_{cv})} \left(\frac{1+2K_0}{3} \right)$
提案式	$k = \frac{A}{1-\sin \phi_{cv}} \left\{ \frac{G/\sigma_v}{B+D(G/\sigma_v)^{-0.8}} \right\}^C$	$B = \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) \tan \phi_{cv}$
Vesic.の式 (1977)	$k = \frac{A e^{(2-\phi_{cv})/10} \phi_{cv}}{1-\sin \phi_{cv}} \left\{ \frac{G/\sigma_v}{B+D(G/\sigma_v)^{-0.8}} \right\}^C$	$C = \frac{4 \sin \phi_{cv}}{3(1+\sin \phi_{cv})}$
山口的式 (1975)	$k = A \left\{ \frac{(3-\sin \phi_{cv})G}{(1+2K_0)\sigma_v \sin \phi_{cv}} \right\}^C$	$D = 50 \left\{ \frac{(1+2K_0)}{3} \tan \phi_{cv} \right\}^{18}$
Prandtlの式 (1921)	$k = \tan^2(\pi/2 + \phi_{cv}) e^{\pi \tan \phi_{cv}}$	材料定数: $K_0 = (1 - \sin \phi_{cv}') \sqrt{OCR}$ $G = G_{at}, r = 10^{-3} \sim 7.0 N^{0.72}$ (山口的式, 1975) $\phi_{cv}: 30 + \Delta \phi_1 + \Delta \phi_2 (\text{deg.})$ $\Delta \phi_1: 0 \sim 4, \Delta \phi_2: 0 \sim 4$ (BSコード, 1994)



図—5 杭先端応力と正規化沈下量を評価するためのモデルの概要

—5 参照)と、結果的に地盤物性値を反映した以下の先端応力 q -正規化沈下量 s/d (s : 杭の先端沈下量, d : 杭径)の算定式が導ける。

$$q = \frac{(s/d)}{\{0.25 + (s/d)\}} q_p \quad \dots\dots\dots (8)$$

この式で、例えば、設計支持力度として $(s/d) = 0.1$ の時の支持力度を想定すると、設計極限值 $q_{0.1}$ は、 q_p 値により、

$$q_{0.1} = \frac{0.1}{0.25 + 0.1} q_p = 0.29 q_p \quad \dots\dots\dots (9)$$

で与えられる。したがって、この算定式は、設計上の極限值 $q_{0.1}$ が、式(7)で計算される q_p 値の約30%であることを主張する。また、この式は q_p の推定に必要なパラメーターが求まれば、沈下量に応じた設計上の極限先端支持力度が規定できることを表す。

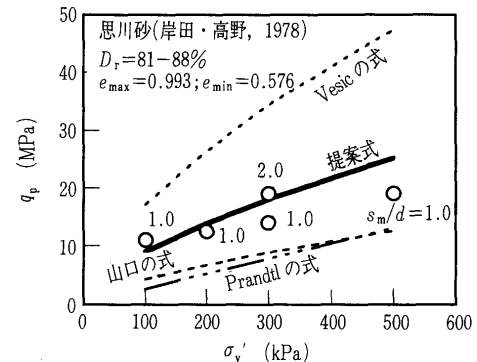
3. 情報量に応じた材料定数の評価

実務への適用を念頭において、式(7)と(8)で与えられる先端支持力度 q を推定するためには、 G 、 ϕ_{cv} と σ'_v の三つをバランスよく評価し、簡便に求める方法を考えることが必要となる。表—2は、標準的な室内試験と原位置調査結果を活用したパラメーターの決定法をまとめたものである。情報量に応じた二つの評価法を示しているが、一つは、室内試験に基づく方法、他の一つは、標準的な原位置調査による方法である。

有効土被り圧 σ'_v は、平均的な湿潤単位体積重量 γ_{av} から、 $\sigma'_v = \gamma_{av} z$ で算定する。また、 γ_{av} が求まらない場合には、 N 値と地質に関する情報を踏まえて、道路橋

表—2 情報量に応じた材料パラメーターの決定法

必要なパラメーター	1. 室内試験から直接求める方法	2. 原位置試験から間接的に求める方法 (地盤情報が不足の場合)
ϕ_{cv}'	a) 三軸圧縮試験結果に基づいて限界状態あるいは便宜的に特性状態での ϕ を求めて、 ϕ_{cv}' とする (e.g. JGS 0524-2000)。この場合供試体は、再構成のものでよい。	d1) BSコードを利用して、均等係数と粒子形状の特性から ϕ_{cv}' を推定する (BS-code, 1994)。 d2) 安息角を近似的に限界状態の摩擦角とする。
G	b) 三軸あるいはねじりせん断試験を行い、 10^{-3} のオーダーのひずみレベルでのせん断剛性を求めればよい (e.g. JGS 0542-2000)。	e) N 値から G の推定を行う。その場合、山口の式が有効である。すなわち、 $G = 7.0 N^{0.72}$ (MPa)
σ'_v	c) サンプル試験料に基づき、各層における地盤の平均的な湿潤単位体積重量を求め、 $\sigma'_v = \gamma_{av} z$ として算定する (e.g. JGS 0191-1990)。	f) 土質分類と N 値に基づいて決定する。例えば、日本道路協会：道路橋示方書・同解説の利用。



図—6 提案式による極限先端支持力の特徴

示方書・同解説等を利用して決定する。

ϕ_{cv}' については、三軸圧縮試験から決定する方法、安息角を利用する方法とBSコードを利用する方法などがある。BSコードの場合、例えば、砂礫の ϕ_{cv}' は、表—1中に示すように粒子形状と粒度分布に依存して、30度から38度の範囲で求まる形となっている。すなわち、

$$\phi_{cv}' = 30 + \Delta \phi_1 + \Delta \phi_2 \quad \dots\dots\dots (10)$$

で与えられる。

先端支持力評価のためのせん断剛性 G については、山口の理論的考察¹⁶⁾から導かれた、 10^{-3} のせん断ひずみレベルでの G を利用する。表中には三軸あるいはねじりせん断試験から直接 G を求める方法と山口の示した N 値から推定する方法をまとめている。山口はこの G と N 値の関係を経験的に次式で与えている。

$$G = 7.0 N^{0.72} \text{ (MPa)} \quad \dots\dots\dots (11)$$

図—6は岸田らの模型実験の結果¹⁵⁾を用いて式(7)で与える q_p 値の特徴を調べたものである。予測に必要な G と ϕ_{cv}' は先の求め方により評価し、図中には、表—1に示した幾つかのモデルによる予測結果も比較のために描いている。式(7)による極限の先端支持力度は、 $s/d = 1 \sim 2$ の時の実測値を表現する。このことは他の多くの原位置載荷試験の結果との比較からも同様に言えた¹³⁾。図—7は、二つの原位置載荷試験の結果と式(8)で得られる予測値を比較したものであるが、対象とするの s_m/d 範囲に関係なく実測値と予測値の対応は全体的には良好である。

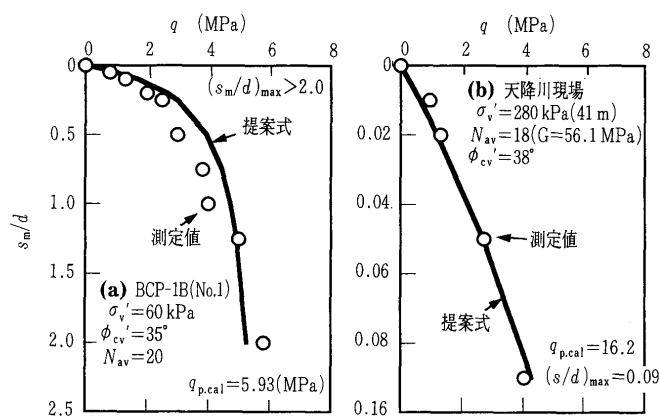


図-7 杭先端応力と正規化沈下量の関係

4. 原位置載荷試験による検証

式(8)で与えられる提案式の適用性を既往の原位置での載荷試験結果に基づいて検証した。図-8は、先端支持力の実測値を予測値で割った量 q_m/q_{cal} と実測の正規化沈下量 s_m/d の関係を示している。図(a)は、提案式による結果、図(b)は既往の規準である $q_N = 15N$ とした時の結果を一例として示している。多くの事例の場合、予測に必要な三つの材料定数を直接決められるほどの十分な土質データはなかったため、表-2の間接的に求める方法を利用して、 ϕ_{cv} は BS コード、 γ_{av} は地質概要、そして G については N 値から推定した。図(a)、(b)の比較から、 N 値をベースにした結果にはかなりの本質的なばらつきがあるのに対して、提案式の推定の精度は沈下量にかかわらず比較的良好である。また、図(b)から N 値による算定結果は、正規化沈下量が0.1~0.2の時の実測値と概略対応していることも理解できる。

5. ま と め

地盤工学的な視点から圧縮性に着目して砂地盤中の杭の極限先端支持力とその荷重-沈下関係の算定法を提示した。この算定法は、地盤の物性や堆積環境の影響を考慮したものとなっている。また、地盤工学的にバランスのとれた算定式としての実務への適用の可能性について言及した。 N 値と地盤材料の基本的な特性に基づいて材料定数を同定し、実際の載荷試験結果への適用を試みたが、その予測精度は全体的に良好であった。今後は、日下部の指摘¹⁷⁾にある「多段的な設計法」に耐え得る支持力の実用的な評価手法の検討、特に地盤の不確定性を考慮した手法をこうした考え方を活用して行っていきたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 三浦・山内：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，土木学会論文報告集，No. 260，pp. 109~118，1977。
- 2) Semple, R. M.: Mechanical properties of calcareous soils, Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, pp. 807~836, 1988。

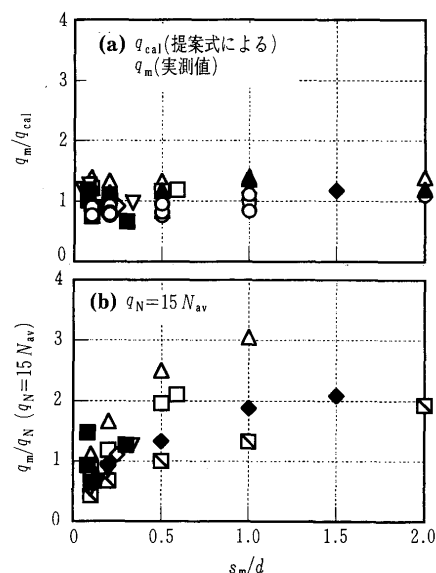


図-8 先端応力の実測値と算定値の比と正規化沈下量の関係

- 3) 安福・田中・村田・兵動：圧縮性の卓越した砂中の杭の先端支持力とその評価，土木学会論文集，No. 505/III-29，pp. 191~200，1994。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，pp. 330~337，1996。
- 5) 安福・落合・前田：限界状態摩擦角に着目した場所打ち杭の周面摩擦力算定法，土木学会論文集，No. 617/III-46，pp. 89~100，1999。
- 6) 安福・落合・大野：原位置調査結果を活用した杭の鉛直支持力の地盤工学的推定法とその適用，第45回地盤工学シンポジウム，Vol. 1，pp. 163~168，2000。
- 7) Kwag, J. M., Ochiai, H. and Yasufuku, N.: Yielding stress characteristics of carbonate sand in relation to individual particle fragmentation strength, Engineering for Calcareous Sediments, Vol. 1, pp. 79~86, 1999。
- 8) 三浦：杭先端付近における砂の粒子破碎と杭の支持機構，土と基礎，Vol. 32，No. 2，pp. 45~50，1984。
- 9) Yasufuku, N. and Hyde, A. F. L.: Pile end-bearing capacity in crushable sands, Geotechnique 45, No. 4, pp. 663~676, 1995。
- 10) Vesic, A. S.: Expansion of cavities in infinite soil mass, J. Soil Mech. Fdn. Engng, ASCE 98, SM3, pp. 265~290, 1972。
- 11) 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。
- 12) Baligh, M. M.: Cavity expansion in sands with curved envelopes, J. Geotech. Engng Div., ASCE 102, GT11, pp. 1131~1145, 1976。
- 13) Yasufuku, N., Ochiai, H. and Ohno, S.: Pile end-bearing capacity of sand related to soil compressibility, Soils and Foundations, 2001 (submitted)。
- 14) Hirayama, H.: Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 1, pp. 55~64, 1990。
- 15) 岸田・高野：砂地盤中の埋込み杭先端部の接地圧分布(その2)，日本建築学会論文報告集，第261号，pp. 25~40，1977。
- 16) 山口：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. 7，pp. 7~11，1975。
- 17) 日下部：基礎構造物設計法の変遷に思う，土と基，Vol. 48，No. 9，pp. 1~3，2000。

(原稿受理 2000.11.14)