

広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究

安福, 規之

<https://doi.org/10.11501/3054272>

出版情報 : 九州大学, 1990, 工学博士, 論文博士
バージョン :
権利関係 :

第7章 杭の先端支持力評価への応用

7.1 概説

前章までに、低、高圧域における砂の応力ひずみ挙動や降伏特性について言及し、その特性を評価できる弾塑性構成式について検討を加えてきた。これまでに得られた知見や提案してきた構成式は、現場における種々の問題に有効に利用できるものと考えられるが、特に、砂質地盤に設けられた大型直接基礎や杭基礎の先端支持力や沈下量の推定など、拘束圧の変動や粒子破碎現象が問題になるような場合には、大きな力を発揮するものと考えられる。

本章では、構成式の一つの有効な利用方法として、地盤の圧縮性と強度定数の拘束圧依存性を考慮した杭の先端支持力の予測の問題を取り上げる。

地盤の圧縮性を考慮した杭の先端支持力の有効な予測手法として、Vesicの示した空洞膨張の考え方(1972, 1977)を利用した手法がある。ここでは、この考え方と第4章で提案した構成式(IW-モデルと称する広範な応力域を対象とした等方硬化型モデル)を組み合わせることによって、杭の先端支持力の算定が、従来の方法よりも簡便でかつ合理的に行えることを述べるものである。このような構成式の利用の仕方は、本来の構成式のオーソドックスな利用の仕方からは多少逸脱しているものの、構成式そのものを工学的に役立てる意味においては、大変有益であると考えられる。

構成式を導入したこの方法を用いれば、地盤の圧縮性を取り入れた合理的な支持力値の予測を、わずかの三軸圧縮試験の情報だけで行え、便利になるばかりでなく、現行の支持力公式では評価できないような特性、つまり、直接基礎の幅が大きくなればなるほど、また杭基礎の根入れ深さが深くなればなるほど支持力係数が、小さくなる特性をうまく表現することができる。

以下、節に従って、本章の概要を述べる。まず、第2節では、球状空洞膨張圧理論の概要及び、先端支持力と極限空洞膨張圧との関係式を明確にする。次いで、第3節では、構成式を用いた圧縮性の評価、静止土圧係数の予測手法及び、せん

断抵抗角の拘束圧依存性の評価式について言及し、先端支持力の予測手順を明確にする。加えて、秋穂砂と乱さないまさ土(Murata and Yasufuku, 1987; Murata, Hyodo and Yasufuku, 1990)を対象として先端支持力の計算を行い、その結果を材料の持つ相対密度や自然間隙比に着目して考察する。加えて、秋穂砂に対する支持力の予測値は、三浦(1984)の示した模型実験の結果と比較され、その妥当性が示される。そして、最後に、全体のまとめを示し要約とする。



図1-1 土質力学の基礎概念 (左) 図1-2 土質力学の基礎概念 (右)

7.2 Vesic の球状空洞膨張圧理論による先端支持力の評価

7.2.1 はじめに

Vesic (1972, 1977) は、砂の圧縮性を考慮した杭の先端支持力を評価するために、均質な等方弾・完全塑性体を仮定した地盤材料（図7-1参照）が、図7-2に示すような一様な空洞圧によって、球状に膨張する問題を考えた。彼は、図7-1に示すような弾・完全塑性材料で囲まれた半径 R_1 の空洞を膨張させるために必要な極限の圧力 P_u を求め、それと杭の先端支持力とを関係づける計算式を明らかにした。この理論の利点は、支持力の評価に地盤の圧縮性を取り入れたところであり、また、解析的な立場から言えば空洞の膨張を一次元的に考えているために、地盤が複雑な特性を有していたとしても、その支持力計算が簡単に行えるところにある。

極限の空洞膨張圧 P_u を求めるための基本的な考え方をまとめると、次のようになる。

- 1) まず、図7-2に示すような一様に分布する内圧 p によって、初期半径 R_1 の球状空洞が膨張する問題を考える。なお、初期の地盤は、等方的な応力状態にあるとし、また、地盤材料自身の重さは無視している。
- 2) そこで、この内圧が増加し、ある応力以上になると、空洞周囲の球状のある領域は塑性釣合状態に至り、その後、この塑性領域は、内圧が極限值 P_u に至るまで広がるものとする。そして、この時、空洞は半径 R_u をもち、空洞周囲の塑性領域は、半径 R_p となっている（図7-2参照）。また、半径 R_p の外側の領域は、弾性釣合の状態にあるとする。

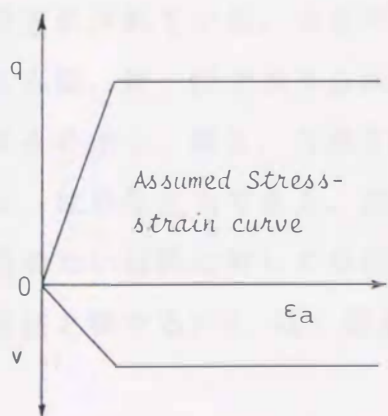


図7-1 仮定された応力ひずみ関係

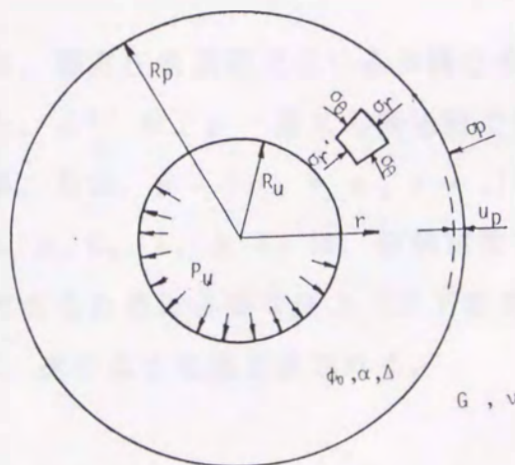


図7-2 球状空洞の説明

3)この時、空洞を囲む 塑性領域 ($R_u < r < R_p$ の領域)にある材料は、圧縮性を有し、かつ Mohr-Coulomb 基準に従う塑性体であるとし、さらに、塑性領域の外側の材料は、等方線形弾性体であるとする。

4)Vesic は、このような状況下における P_u 、 R_u 及び R_p の関係を球状空洞の平衡方程式を解くことによつて求めているが、その時の最も重要な考え方は、空洞の体積変化が弾性領域と塑性領域における体積変化 Δ_{av} の和に等しいとおくことである。なお、 Δ_{av} なる平均的な体積変化は、等方圧密試験と平均有効主応力一定試験或いは通常の三軸圧縮試験結果に基づいて評価できるとしている。

本章の特色は、概説でも述べたように Vesic のこの考え方をを用いて先端支持力を評価する際に、数多くの三軸試験を必要とする地盤の体積変化特性と強度特性の評価を、第4章で示した広範な応力域を対象とした等方硬化型の構成式 (I W モデル) を用いて行うところにある。

7. 2. 2 極限球状膨張圧の求め方と先端支持力の評価

(1) 極限球状膨張圧 P_u の求め方

Vesic (1972) は、破壊包絡線が直線近似でき、破壊時に Δ なる体積ひずみを示す材料に対する P_u を求めた。ただし、 Δ は、

$$\begin{aligned}\Delta &= \Delta' + \Delta'' \\ &= C_0 \left[\frac{P}{\sigma_0} \right]^m + C_1 + C_2 \left[\frac{P}{\sigma_0} \right]^n\end{aligned}\quad (7-1)$$

の関係で近似されている。ここで、 Δ' は、等方圧密過程で生じる体積ひずみであり、これは、第一項で与えられる。また、 Δ'' は、 p 一定せん断過程で生じる体積ひずみを示し、第2、3項で表される。なお、 $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ であり、 σ_0 は単位圧力である。加えて、 m 、 n 、 C_0 、 C_1 と C_2 は、材料定数である。

粘着性のない材料に対して空洞を膨張させるために必要な圧力 (以下簡単のために膨張圧と称する) P_u は、結果として、次のような形で表される。

$$P_u = F_q \cdot q_s \quad (7-2)$$

ここで、 q_s は、空洞が膨張する前の初期の等方応力状態を表わすが、もし、初期地盤の K_0 値が知れば、 q_s は

$$q_s = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \sigma_v \quad (7-3)$$

で与えられる。ここで、 σ_v と σ_h は、それぞれ垂直及び水平応力を表す。また、 F_q は、膨張係数であり、具体的には、次式で求められる係数である。

$$F_q = \frac{3(1+\sin\phi)}{3-\sin\phi} [I_{rr}]^{4\sin\phi / (3(1+\sin\phi))} \quad (7-4)$$

上式は、 F_q が、内部摩擦角 ϕ と修正剛性係数 I_{rr} と称する係数に依存することを表している。

この係数 I_{rr} は、 $R_p/R_u (= [I_{rr}]^{1/3})$ を決定する係数であり、せん断強度とせん断弾性係数を関係づける剛性係数 I_r と塑性領域 (図 7-2 参照) で生じる平均的な体積ひずみ Δ_{av} によって、以下のように定義される。

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta_{av}} \quad (7-5)$$

この係数は、 I_r が一定で、 Δ_{av} が増加すると減少するから、例えば、一様な地盤を考えた場合には、拘束圧の増加と共に、この値は小さくなる。また、上式で、 I_r は、せん断強度 S とせん断弾性係数 G の比によって表され、結果として、

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)q_s \cdot \tan\phi} = \frac{G}{S} \quad (7-6)$$

で与えられる。ここに、 ν と E は、それぞれ、ポアソン比とヤング係数である。さらに、 Δ_{av} は、塑性領域内の応力状態の関数であり、本来、式(7-1)に基づいて、繰り返し計算することによって求められる量である。Vesicは、 Δ_{av} の近似値として次式を誘導している。すなわち、

$$\Delta_{av} = C_0(F_m - 1) \left[\frac{P}{\sigma_0} \right]^m + C_1 + C_2 \cdot F_n \left[\frac{P}{\sigma_0} \right]^n \quad (7-7a)$$

ここで、

$$F_x = \frac{3(1 + \sin \phi)}{3 + (3 - 4x)\sin \phi} \quad (7-7b)$$

ただし、 F_m 、 F_n は、 $x = m$ と $x = n$ に対する関数 F_x の値である。

以上により、体積変化特性を表す定数 C_0 、 C_1 、 C_2 、 m 、 n と強度定数 ϕ が具体的に決定されれば、式(7-6)と式(7-7)から Δ_{av} と I_r が求まり、それにより、 I_{rr} が、式(7-5)によって計算される。 I_{rr} の値が求まると、式(7-4)から、膨張係数 F_q が評価でき、最終的に、式(7-2)から、球状膨張圧 P_u の極限值が計算できる。

(2) 先端支持力 p_{ult} と極限球状膨張圧 P_u の関係

p_{ult} と P_u の関係を導くために、図7-3に示す局所せん断破壊に対する破壊パターンを考える (Hirayama, 1988)。この破壊パターンの形状は、Miura(1985)の示した杭直下の等粒子破砕量線と大変よくにており、これは、深い基礎の破壊形態として、この仮定が妥当なものであることを示唆するものであろう。

さて、彼は、図7-3において、 ψ を、 $\psi = \pi/4 + \phi/2$ で仮定し、また、CD間のすべり線を対数らせん線 [$r = r_0 \cdot \exp(\theta \tan \phi)$] で近似し、そして、点Bにおけるモーメントの釣合を考えた。その結果、基礎が深い場合の先端支持力 p_{ult} は、

$$p_{ult} = k_L \cdot P_u \quad (7-8a)$$

ここに、

$$k_L = \frac{\exp [(\pi/2 - \phi) \tan \phi]}{1 - \sin \phi} \quad (7-8b)$$

の関係で与えられることを示した。この関係は、Vesic(1977) が先駆的に示した関係と等価なものである。以下では、式(7-8)の関係式を用いることによって、各種の砂質材料を想定した杭基礎の先端支持力の予測を行うこととする。

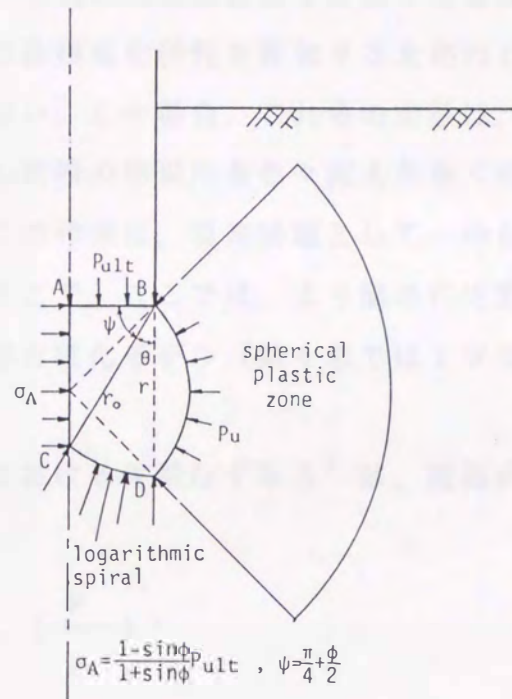


図7-3 先端支持力と極限空洞膨張圧の関係

7.3 構成式を用いた圧縮性の評価と支持力値の予測手順

杭の先端支持力を評価する上での構成式の役割は、先述したように(a)式(7-1)で示した材料の圧密、せん断過程における体積変化特性を評価すること、(b)地盤の初期応力を評価すること、(c)強度定数の拘束圧依存性を評価すること、の主として3つである。以下では、この3つの役割について簡単に述べる。

7.3.1 構成式による圧縮性、K₀値及びせん断抵抗角の評価

(1) 圧縮性の評価手法

空洞膨張圧理論を用いて杭の先端支持力を評価する場合、7.2節で述べたように、まず、支持地盤の体積変化特性を評価するための5つの定数〔式(7-1)参照〕を決定しなければならない。この場合、これらの定数は、広範な応力域を対象とした等方圧密試験とせん断時の拘束圧を色々変えた多くの平均有効主応力一定試験から決定されるが、この作業は、現実問題として、かなりの労力と時間を要するものと考えられる。そこで、ここでは、より簡単に定数を決定する方法として、先に提案した等方硬化モデル(第4章ではIWモデルと称している)の利用を考える。

まず、等方圧密過程における体積ひずみ Δ' は、提案式を用いると、

$$\Delta' = k_a \left[\frac{p}{p_a} \right]^l \quad (7-9)$$

で与えられるから、結果として、式(7-1)中の定数 C_0 と m は、式(7-9)中の材料定数 k_a と l に帰着する。なお、 p_a は単位圧力である。

次いで、式(7-1)の p 一定試験によって生じる破壊時の体積ひずみ Δ'' を規定する定数 C_1 、 C_2 及び n は、以下のようにして求める。すなわち、まず図7-4に示すIW-モデルの中の二重の枠の中のベクトル表示した構成式に、 $dp = 0$ なる条件を代入し、種々の p のもとでの応力比 η -軸ひずみ ϵ_1 -体積ひずみ v 関係を計算する。次いで、ここでは、便宜上、軸ひずみ ϵ_1 が15%の時の体積ひずみを破壊時の体積ひずみと見なし、いくつかの p 値に対する破壊時の体積ひずみ

構成関係 (IW-モデル) のマトリックス表示

$$v = \sum_{i=1}^n dv, \quad \epsilon = \sum_{i=1}^n d\epsilon$$

$$\begin{bmatrix} dv \\ d\epsilon \end{bmatrix} = \frac{1}{H} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix}$$

ここに、

$$C_{11} = \frac{H}{K} + \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial g}{\partial p}, \quad C_{12} = \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial p}$$

$$C_{21} = \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial g}{\partial q}, \quad C_{22} = \frac{H}{3G} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial q}$$

$$K = \frac{p}{h \cdot k_a} \left(\frac{p_a}{p}\right)^l; \quad \nu = \frac{K_o}{1+K_o}$$

$$G = \frac{3(1-2\nu)K}{2(1+\nu)}$$

$$\frac{\partial f}{\partial p} = \frac{2}{p} (N^2 - \eta^2); \quad \frac{\partial f}{\partial q} = \frac{2}{p} \eta$$

$$\frac{\partial g}{\partial p} = \frac{M^2 - \eta^2}{p(M^2 + \eta^2)}; \quad \frac{\partial g}{\partial q} = \frac{2\eta}{p(M^2 + \eta^2)}$$

ここに、

$$f = \eta^2 + 2 \cdot N^2 \cdot \ln p/p_o = 0$$

$$H = - \left[\frac{\partial f}{\partial p_o} \frac{\partial p_o}{\partial k_p} \right] \left[\frac{\partial g}{\partial p} + \left(\frac{\eta_p^2 - M^2}{2\eta_p^2} \right) \eta \frac{\partial g}{\partial q} \right]$$

$$\frac{\partial p_o}{\partial k_p} = \frac{p_o}{(l-h)k_a} \left(\frac{p_a}{p_o}\right)^l$$

ここに、 $p_o = p \cdot \exp \left\{ \frac{(\eta - \alpha)^2}{2N(N - \alpha)} \right\}$

$$\frac{\partial f}{\partial p_o} = - \frac{2N^2}{p_o}$$

η_p の評価

$$\eta_p = \alpha_h \text{ for } p < p_h; \quad \eta_p = \alpha_r \left(\frac{p}{p_a}\right)^{b-1} \text{ for } p_h < p < p_t; \quad \eta_p = M \text{ for } p > p_t$$

図 7-4 圧縮性を評価するための構成式 (IW-モデル)

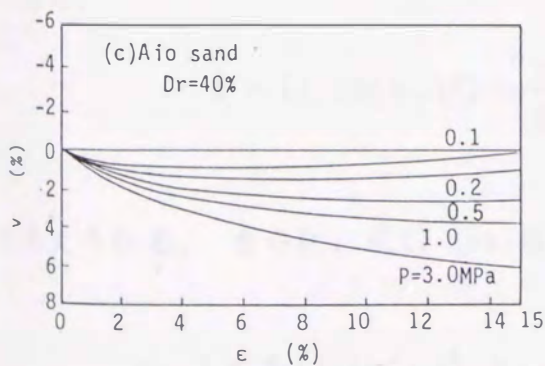
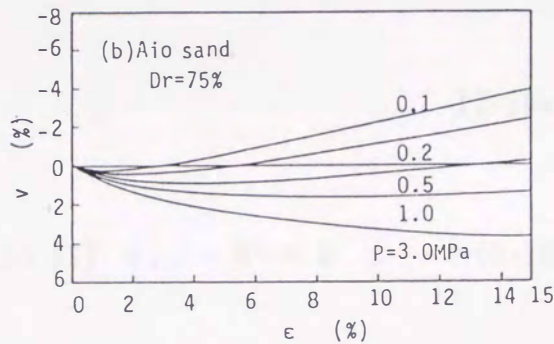
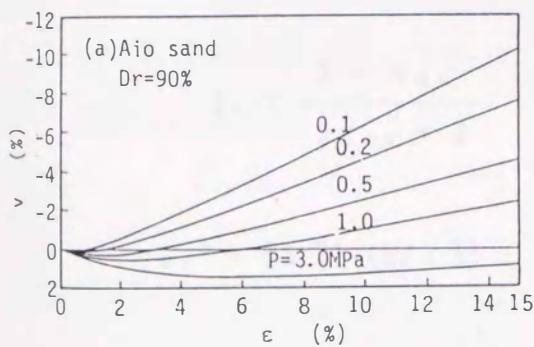


図 7-5 $v - \epsilon_1$ 関係の予測値

- (a) $D_r=90\%$ の結果、
- (b) $D_r=75\%$ の結果、
- (c) $D_r=40\%$ の結果

v_f を求める。そして、各 p の値に対する v_f と p の関係に対数表示し、その結果から、定数 C_1 、 C_2 及び n を決定する。

図7-5は、秋穂砂の相対密度が90%、75%、40%であることを想定して計算した体積ひずみ v - 軸ひずみ ε_1 関係の一例を示しているが（用いた材料定数については後述）、ここでは、通常よく用いられる、軸ひずみ15%のところを破壊とみなし、それに対応する体積ひずみ v を Δ'' と考えることとしている。そうすると、式(7-1)中の C_1 の値は、 $p/p_a = 0$ の時の体積ひずみの値を外挿することによって求められ、 C_2 及び n の値は、 $\ln[\Delta'' - C_1] - \ln p$ 関係を直線近似することによって簡単に決定される。これらの定数の一連の評価は、マイコンによって簡単に行えるものである。

(2) 静止土圧係数 K_0 の評価

初期の応力状態を決めるためには、式(7-3)からも理解できるように、 K_0 値の評価が不可欠である。ここでは、先の圧縮性の評価と同様に、提案式（IW-モデル）を用いた砂質地盤の K_0 値の評価を試みた。

さて、提案式（図7-4参照）において、軸差ひずみの弾性成分が0であることを仮定し、 K_0 値の条件（ $d\varepsilon_2 = d\varepsilon_3 = 0$ ）を導入すると、 K_0 値は、近似的に、

$$K_0 = \frac{3 - \eta_{k_0}}{2\eta_{k_0} + 3} \quad (7-10a)$$

$$\eta_{k_0}^2 + [3\{1 - (h/l)\} - 2(h/l)X] \eta_{k_0} - M^2 = 0 \quad (7-10b_1)$$

ここに、

$$X = [1 - (M/\eta_p)^2] \frac{\eta_{k_0}}{2} \quad (7-10b_2)$$

で与えられる。さらに、式(7-10b)は、 $\eta_p = M$ を仮定すると、

$$\eta_{k_0}^2 + 3\{1 - (h/l)\} \eta_{k_0} - M^2 = 0 \quad (7-10c)$$

と簡単になる。ここで、定数 h と l は、第4章で述べたように、等方圧密除荷試験から求まる材料定数で、 h は、 $\ln v - \ln p$ 直線関係の除荷時の勾配、定数 l は、載荷時の勾配である。また、 η_{K_0} と η_p は、それぞれ K_0 状態における応力比と破壊状態における応力比 (式(4-24)参照) を意味する。 η_p の値は、第4章で議論したように拘束圧に依存する量であるから、結果として、予測される K_0 値は、拘束圧に依存した量となるが、式(7-10b)を用いた種々の計算結果から言えば、 η_p の大きさが K_0 値に及ぼす影響は無視できるほど小さいと判断できる。例えば、 $\eta_p = 1.2M$ と置いて計算した K_0 値は、 $[h/l]$ の値に依存するものの、 $\eta_p = M$ とした場合より、0.01 程度小さくなるだけであった。

図7-6は、式(7-10c)を用いて、 K_0 値と M 値の関係を $[h/l]$ をパラメータとして描いたものであるが、 K_0 値は、 M と $[h/l]$ 値に依存して、変化していることが理解できる。また、図中には、次節で取り扱う秋穂砂と7種類の乱さないまさ土に対して予測される K_0 値の取り得る範囲をバンドで示しているが、その領域は、総じて、ヤーキの式(1944)で予測される K_0 値 (図中の点線) より若干大きな値を示している。しかし、この結果は、過去の事例 (Bishop, 1958; Cole, 1967 [注: 落合の学位論文(1977)の図7-8によった。]) から判断すると、概ね妥当なものであると考えて良いように思われる。

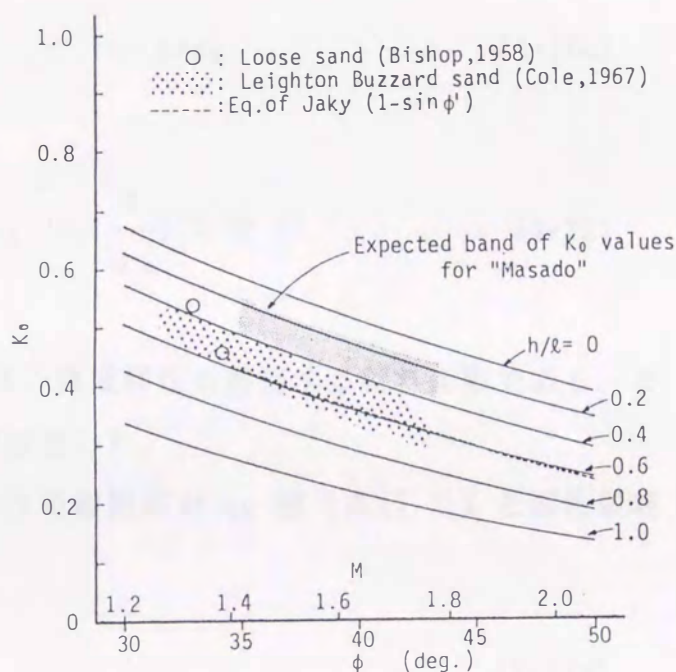


図7-6 IW-モデルによる K_0 値の予測と検証

(3) せん断抵抗角 ϕ の拘束圧依存性の評価

杭の先端支持力 P_{ult} は、式(7-8)にあるように、せん断抵抗角 ϕ の関数で与え

られるから、結果として、 p_{ult} は、 ϕ 値依存性、言い替えれば、拘束圧または、根入れ深さ依存性を示すこととなる。ここでは、解析中、 ϕ 値の拘束圧依存性を取り入れるために、構成式の中で規定した破壊包絡線を導入する。提案式は、破壊時の応力比 η_p を p の関数として、以下のように与える。

$$\eta_p = \alpha_h \quad \cdots p < p_h \quad (4-24a)$$

$$\eta_p = \alpha_p \left(\frac{p}{p_a} \right)^{b-1} \quad \cdots p_h < p < p_t \quad (4-24b)$$

$$\eta_p = M \quad \cdots p > p_t \quad (4-24c)$$

ここに、

$$p_h = \left(\frac{\alpha_h}{\alpha_p} \right)^{1/(b-1)} ; \quad p_t = \left(\frac{M}{\alpha_p} \right)^{1/(b-1)} \quad (4-23)$$

である。上式で、 α_h 、 α_p 、 M と b は、強度特性を評価する材料定数であり、その決定の仕方については、4.4節で詳述した。

Vesic(1972) は、球状空洞問題における初期応力 q_s 値〔式(7-3)〕と塑性領域(図7-2参照)における p 値には、

$$p = q_s \cdot F_{x=1} \quad (7-11a)$$

ここに、

$$F_{x=1} = \frac{3(1+\sin\phi)}{3-\sin\phi} \quad (7-11b)$$

の関係があることを示している。従って、式(7-3)から計算される、ある q_s の値から、適切な ϕ の値を決めるには、まず、妥当と思われる ϕ_1 を上式に代入し、それと q_s 値から、 p を計算する。そうすると、計算された p に対する η_p が式(4-23)から求まり、結果として、 η_p に対する ϕ_2 値が、

$$\sin \phi_2 = \frac{3\eta_p}{6 + \eta_p} \quad (7-12)$$

で与えられる。次いで、計算された ϕ_2 と ϕ_1 の値を比較し、その差が許容の範囲 (0.1° 以内) に入っていないければ、 ϕ_2 を ϕ_1 に置き換えて、収束値が得られるまで上の計算を繰り返す。そして、最終的に収束した ϕ 値を使って、 P_{ult} の計算を行う。また、この計算の中で、最も安全側を考えるのであれば、 $\phi = \phi_{cv}$ とおいて、次式を考えればよい。

$$\sin \phi_{cv} = \frac{3M}{6 + M} \quad (7-13)$$

7.3.2 先端支持力値の予測手順と計算例

ここでは、本章で述べてきたことのまとめとして、まず、砂質地盤を対象とした先端支持力の具体的な予測手順を示す。次いで、秋穂砂を支持地盤として考えた時の計算結果を示し、三浦の行った模型実験の結果(1984b, 1985)との比較によって、解析手法の妥当性を検証する。また、解析結果に基づいて、支持力値に及ぼす材料の圧縮性と強度特性の影響を相対密度に着目して考察する。さらに、種々の乱さないまさ土(Murata and Yasufuku, 1987; Murata, Hyodo and Yasufuku, 1990)を支持地盤とした時の先端支持力の予測も行い、風化度の違いが支持力値に与える影響を検討する。

(1) 予測手順

根入れ深さ Z にある杭基礎の先端支持力 P_{ult} の予測手順をまとめると次のようになる(図7-7参照)。

- (1) 杭の根入れ深さ Z に対応するある適切なせん断抵抗角 ϕ_1 を仮定する。
- (2) 提案式 (IW-モデル) によって、静止土圧係数 K と材料の圧縮性を評価する定数 (m , n , C_0 , C_1 と C_2) を求める。 K 値は、式(7-10)で、また、定数 m , n , C_0 , C_1 と C_2 は、式(7-9)と先に示した提案式による数値計算によって求められる。

(3) K_0 値、垂直応力 σ_v から初期応力 q_s を計算する：「式(7-3)、ただし、
 $\sigma_v = \gamma_t Z$ 、 γ_t : 湿潤単位体積重量」。

(4) 初期応力 q_s 、 K_0 値、 ϕ_1 、及び圧縮性を評価する定数から、ポアソン比 ν と体積弾性係数 K を次式で計算する。

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (7-14) ; \quad K = \frac{1}{m \cdot C_0} \left[\frac{P_a}{q_s} \right]^{m-1} \quad (7-15)$$

(5) まず、 ν と K から、せん断弾性係数 G を次式によって求める。

$$G = \frac{3(1-2\nu)K}{2(1+\nu)} \quad (7-16)$$

次いで、体積ひずみ係数 F_x を定数 n と m に対して計算する〔式(7-7b)〕。

(6) G 、 ϕ_1 、 q_s から剛性係数 I_r 〔式(7-6)〕を、また、 F_x と圧縮性を評価する定数から塑性領域における平均的な体積ひずみ Δ_{av} 〔式(7-7a)〕を計算する。

(7) I_r と Δ_{av} から、修正剛性係数 I_{rr} 〔式(7-5)〕を計算する。

(8) ϕ_1 と I_{rr} から、膨張係数 F_q 〔式(7-4)〕を計算する。

(9) F_q と q_s から、 ϕ_1 に対する極限膨張圧 P_u 〔式(8-2)〕の計算を行う。

(10) 仮定した ϕ_1 のチェックのために、 ϕ_1 と q_s から、塑性領域における平均的な p 〔式(7-11)〕を計算する。次いで、計算した p から、新たな ϕ_2 の計算を式(4-24)か、または、式(7-13)によって行う。そして、 ϕ_1 と ϕ_2 の比較を行い、もし、次式を満足していなければ、 ϕ_2 を ϕ_1 とおいて、(4)からの計算を繰返し行う。適切な ϕ_1 を仮定すれば、経験として、2～3回の繰返し計算で収束する。

$$|\phi_2 - \phi_1| < 0.1^\circ \quad (7-17)$$

(11) ϕ の収束値 ϕ_1 から支持力換算係数 k_L 〔式(7-8)〕を計算し、この値と P_u 値から、次式によって深さ Z における杭の先端支持力 P_{ult} が求まる。

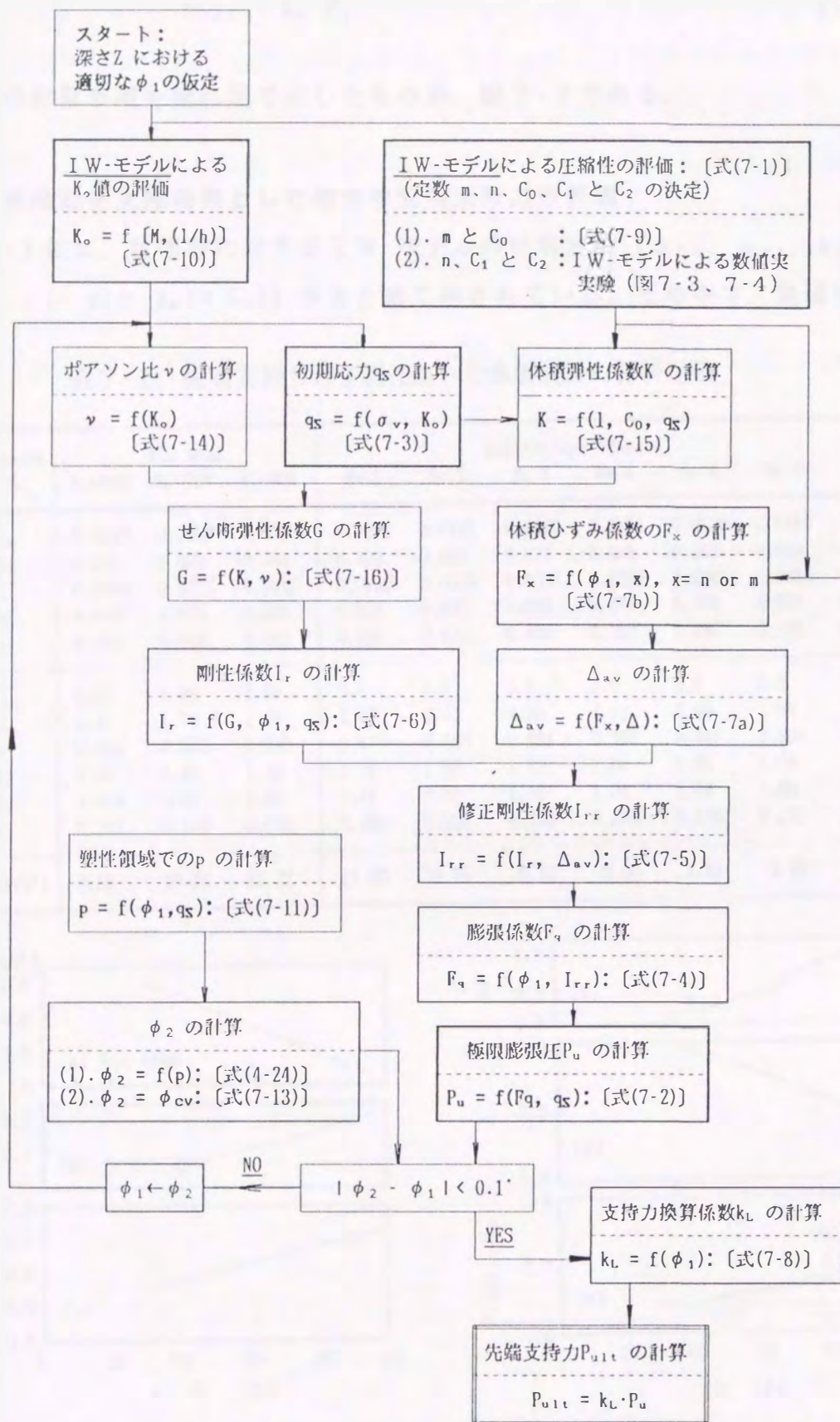


図7-7 杭の先端支持力の予測手順

$$P_{ult} = k_L \cdot P_u \quad (7-8a)$$

以上の計算手順を流れ図で示したものが、図7-7である。

(2) 秋穂砂を支持地盤とした場合の先端支持力の評価

表7-1には、秋穂砂に対するIW-モデルの材料定数〔 α_{hc} 、 α_{pc} 、 b 、 M_c 、 N_c 、 h 、 λ (= m)と k_a (= C_0)〕がまとめて示されている。その中で、秋穂砂の相対

表7-1 先端支持力の予測に用いた各種試料の材料定数

Sample	Aio sand			Undisturbed "Masado"						
	$D_r=90\%$	$D_r=75\%$	$D_r=40\%$	No.1	No.2	No.3	No.4	No.8	No.10	No.11
C_0	0.0027	0.0057	0.0130	0.0210	0.0222	0.0212	0.0186	0.0130	0.0140	0.0195
C_1	-0.100	-0.062	-0.080	-0.100	-0.062	-0.077	-0.052	-0.052	-0.030	-0.021
C_2	0.0266	0.0295	0.0813	0.0539	0.0360	0.0357	0.0359	0.0345	0.0358	0.0306
m	0.699	0.665	0.580	0.527	0.657	0.570	0.675	0.774	0.914	0.781
n	0.402	0.349	0.160	0.306	0.473	0.462	0.459	0.497	0.503	0.501
α_{hc}	2.25	1.80	1.50	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
α_{pc}	2.15	1.74	1.49	2.40	2.40	2.55	2.11	2.09	1.94	1.88
b	0.898	0.925	0.990	0.877	0.880	0.884	0.868	0.881	0.889	0.875
M_c	1.40	1.40	1.40	1.72	1.50	1.82	1.63	1.65	1.64	1.52
N_c	1.015	0.97	1.50	1.14	0.99	1.16	1.08	1.09	1.08	0.96
h	0.201	0.153	0.070	0.169	0.126	0.220	0.150	0.129	0.132	0.127
γ_s (kN/m ³)	9.98	10.31	11.22	11.06	11.24	10.95	9.60	8.83	8.22	8.82

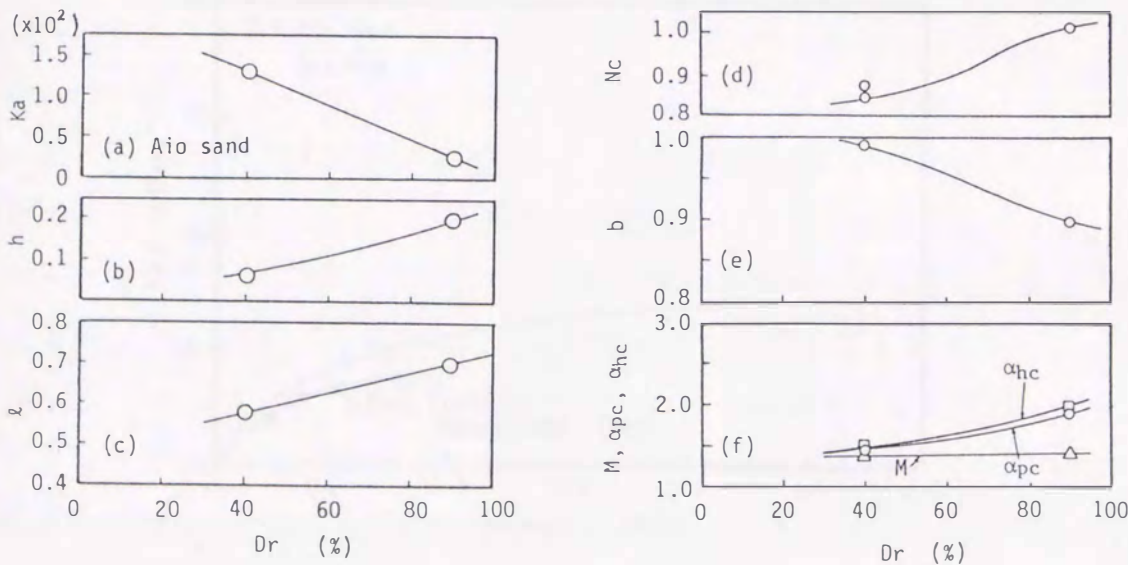


図7-8 IWモデルに含まれる材料定数と相対密度の関係 (秋穂砂の場合)

密度 D_r が75%の時の材料定数は、図7-8に示すように、相対密度が40%の時と90%の時の材料定数間を内挿することによって決定されたものである。また、表7-1には、IW-モデルに基づいて求められた、材料の体積ひずみ特性を表す定数(m , n , C_0 , C_1 と C_2)もまとめて示されている。先端支持力を求めるための解析は、ここに示した5つの定数 m , n , C_0 , C_1 と C_2 を用いて行うことになる。なお、構成式中の材料定数の具体的な決定の仕方については、4.5節で詳述している。

図7-9(a)は、相対密度の異なる秋穂砂を支持地盤とした時の上載荷重 $\sigma_v(=$

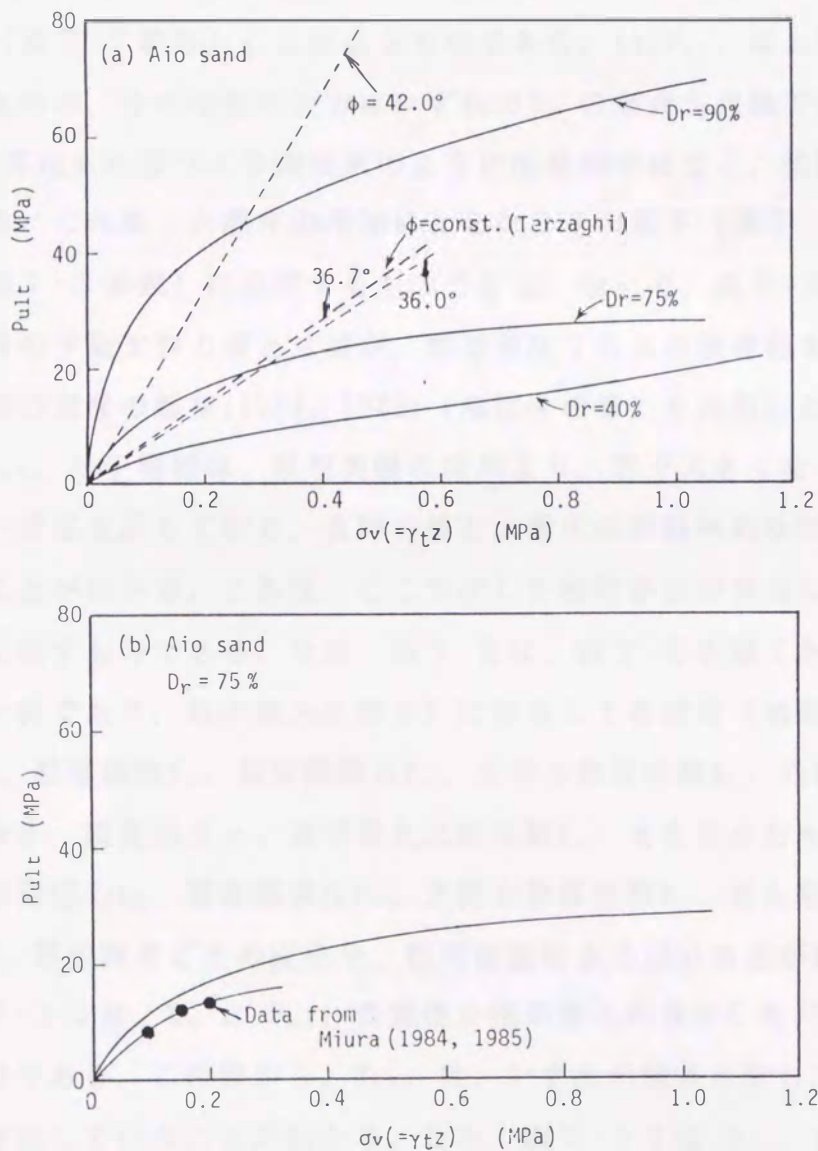


図7-9 秋穂砂地盤を想定した場合の先端支持力の評価
 (a)相対密度に着目した先端支持力と上載圧の関係
 (b)相対密度75%の場合の予測結果と模型実験結果との比較

γ, Z)と先端支持力 P_{ult} の計算結果(白抜きの○)を比較したものである。こ
での計算に用いたせん断抵抗角 ϕ は、式(4-24)に基づくものであり、拘束圧に依
存して変化するものとしている。また、図中には、実測結果に基づいて、相対密
度 $D_r = 90\%$ 、 75% 、 40% の場合の平均的な ϕ がそれぞれ、 42.0° 、 36.7° 、 36.0°
とした時の Terzaghi の支持力算定式に基づく予測結果(点線)も併せて示され
ている。その時の支持力係数 N_q はそれぞれ、近似値として170, 72, 65 となる
(Lambe and Whitman, 1969)。この図から、(a)先端支持力 P_{ult} の計算結果に著し
い相対密度依存性が存在し、相対密度 D_r が小さくなると P_{ult} も低下することが
わかる。これは、 D_r の小さい試料ほど、圧縮性が大きく(図7-5参照)、 ϕ の
値も小さい(表7-2参照)ことによるものである。(b) P_{ult} は上載圧の増加と共
に増加するものの、その増加の仕方はいずれの D_r の場合も点線で示した Terzag
hi の支持力算定式に基づく予測結果のように直線的ではなく、指数関数的である
ことがわかる。これは、上載圧の増加にともなう ϕ の低下(表7-2参照)と圧縮
性の増大(図7-5参照)に起因するものである。次いで、図7-9(b)は、相対密
度75%の時の予測支持力値と三浦が、相対密度75%の秋穂砂を対象として行
った模型支持力実験の結果(1984, 1985)(黒抜きの●)を比較したものである。
これから、 P_{ult} の予測値は、模型実験の結果より、若干大きくなっているが、近
似的にはよい対応を示しており、支持力値と上載圧の非線形的な特性をうまく表
現していることがわかる。これは、ここで示した解析手法が妥当なものであるこ
とを間接的に示すものである。なお、表7-2は、図7-9を描くために出力した
計算結果の一例であり、杭の根入れ深さ Z に注目して各項目(初期応力 q_s 、修正
剛性係数 I_{rr} 、膨張係数 F_q 、極限膨張圧 P_u 、支持力換算係数 k_L 、先端支持力 P_{ult} 、
せん断抵抗角 ϕ 、鉛直応力 σ_v 、及び静止土圧係数 K_s)をまとめたものである。こ
の表から、初期応力 q_s 、極限膨張圧 P_u 、支持力換算係数 k_L 、せん断抵抗角 ϕ 、静
止土圧係数 K_s 等の深さごとの変化や、相対密度による違いなどが読み取れる。

次に、図7-10は、 D_r と P_{ult} の関係を杭の根入れ深さ Z をパラメータにし
て描いたものである。この図から、 P_{ult} は、いずれの深さに対しても、ある D_r
から急激に増加していることがわかる。また、図7-11は P_{ult} と ϕ の関係を
 D_r をパラメータにして示したものである。この図から注目すべきことは、 ϕ の値
が同じであっても D_r が異なると、その時、発揮される P_{ult} の値は異なってく

表 7-2 先端支持力を計算するための出力結果の一例
(秋穂砂の場合)

Aio sand $D_r=90\%$ $\gamma_t = 9.98 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.068	210.358	51.927	3.510	9.714	34.097	49.8	0.100	0.52
20.0	0.135	144.363	37.076	5.019	8.143	40.868	46.6	0.200	0.52
40.0	0.271	98.011	26.645	7.224	6.982	50.439	43.6	0.399	0.52
60.0	0.407	77.838	22.049	8.976	6.434	57.751	42.0	0.599	0.52
80.0	0.543	65.994	19.318	10.493	6.091	63.917	40.9	0.798	0.52
100.0	0.679	58.100	17.439	11.848	5.836	69.137	40.0	0.998	0.52

Aio sand $D_r=75\%$ $\gamma_t = 10.31 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.071	126.367	27.505	1.961	6.163	12.087	41.2	0.103	0.54
20.0	0.143	84.899	20.547	2.933	5.619	16.480	39.4	0.206	0.54
40.0	0.286	56.888	15.480	4.424	5.154	22.803	37.5	0.412	0.54
60.0	0.429	37.115	11.958	5.130	4.905	25.164	36.4	0.619	0.54
80.0	0.572	25.927	9.742	5.575	4.750	26.483	35.7	0.825	0.54
100.0	0.716	20.528	8.514	6.093	4.635	28.243	35.2	1.031	0.54

Aio sand $D_r=40\%$ $\gamma_t = 11.22 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.080	38.440	12.208	0.976	4.923	4.804	36.5	0.112	0.57
20.0	0.160	21.725	9.109	1.456	4.867	7.088	36.2	0.224	0.57
40.0	0.320	13.873	7.236	2.314	4.815	11.140	36.0	0.449	0.57
60.0	0.480	10.980	6.419	3.079	4.785	14.731	35.9	0.673	0.57
80.0	0.640	9.375	5.920	3.786	4.764	18.036	35.8	0.898	0.57
100.0	0.799	8.322	5.570	4.453	4.747	21.141	35.7	1.122	0.57

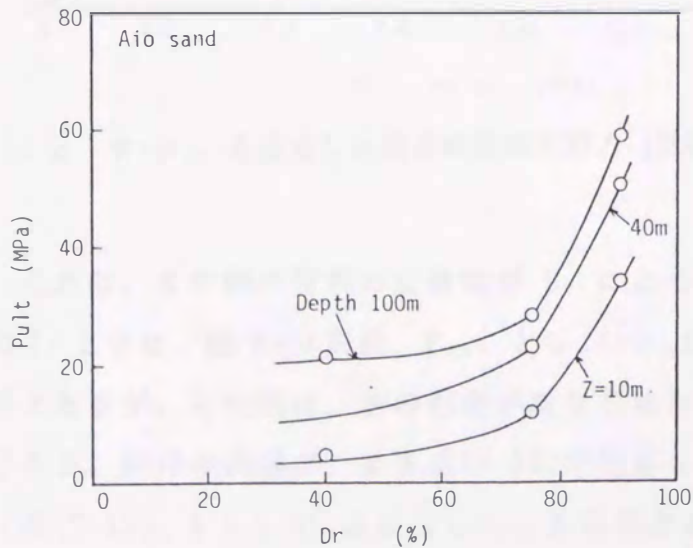


図 7-10 根入れ深さごとにみた先端支持力と相対密度の関係

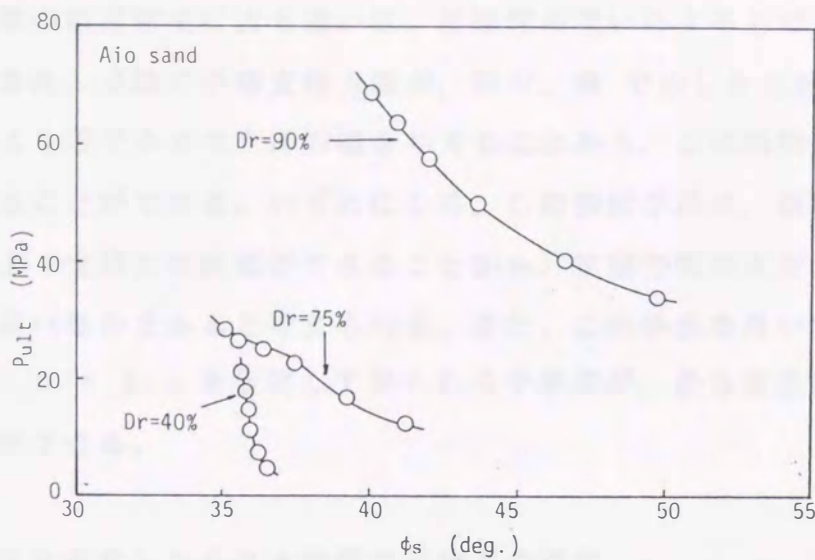


図7-11 相対密度に着目した先端支持力とせん断抵抗角の関係

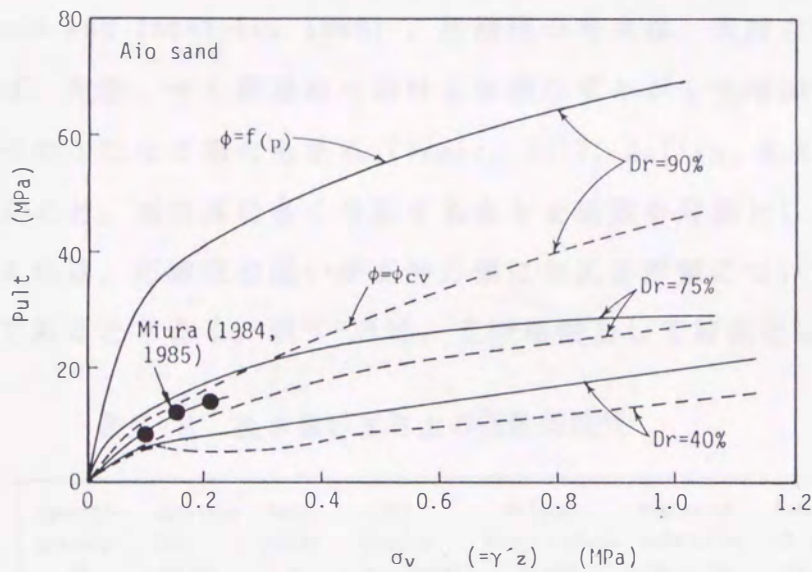


図7-12 $\phi = \phi_{cv}$ を仮定した場合の先端支持力 (秋穂砂の場合)

ることである。これは、その時の材料の圧縮性が D_r によって、異なるためである。さらに、図7-12は、図7-9同様、 P_{ult} と $\sigma_v (= \gamma_1 z)$ の関係を相対密度ごとに示したものであるが、この図は、 ϕ の仮定が異なる場合の P_{ult} に与える影響を見たものである。図中の実線が、 ϕ を式(4-24)で仮定した結果であり、点線が $\phi = \phi_{cv}$ [式(7-13); $M = 1.4$] を仮定したときの結果を示している。ここでは、 ϕ_{cv} を相対密度に関係なく一定であるとして計算していることから、点線の

予測支持力値の相対密度による違いは、圧縮性の違いによるものであると結論づけられる。また、点線の予測支持力値が、図中、●で示した三浦らの行った模型実験の結果より若干小さな支持力値を与えることから、この解析手法の有用性を間接的に知ることができる。いずれにしろ、この解析手法は、簡単に行え、かつ比較的精度よく支持力の評価ができることから、実際の杭の支持力予測に対して利用価値の高いものであると考えられる。また、この手法を用いて実際の設計を考えた場合、 $\phi = \phi_{cv}$ を仮定して得られる予測値が、最も安全側の結果を与えるものと判断できる。

(3) 風化度を考慮したまさ土地盤の支持力の評価

まさ土は、第2章で示したように破碎性に富む材料として知られ、風化度が大きくなるとその圧縮性は一般に著しく増加する (Murata and Yasufuku, 1987; Murata, Hyodo and Yasufuku, 1990)。圧縮性の増大は、支持力値を著しく低下させ、例えば、圧密、せん断過程における体積ひずみが1%増加するだけで、支持力値が5分の1になる場合もある (Vesic, 1972; Baligh, M.M., 1976)。このことを踏まえると、西日本に多く分布するまさ土地盤を対象として、風化度の違い、言い替えれば、圧縮性の違いが支持力値に与える影響について検討しておくことは必要であると考えられる。表7-3は、支持地盤として対象とした乱さないまさ

表7-3 乱さないまさ土の指数的性質

Sample No.	Specific gravity Gs	Ignition* loss Li(%)	Void ratio e	Dry density ρ_d (g/cm ³)	Natural water content ω_n (%)	Degree of saturation Sr _{nat} (%)	Water content at saturation ω_{sat} (%)	Color	
Slightly weathered samples	1	2.617	1.37	0.464	1.789	8.7	49.07	17.7	Light gray ↓ Indian red
	2	2.664	1.44	0.480	1.800	8.5	47.18	18.0	
	3	2.611	2.19	0.474	1.773	7.9	43.52	18.1	
Moderately weathered samples	4	2.619	2.90	0.667	1.560	10.8	42.41	25.4	
	5	2.610	3.16	0.778	1.561	16.9	56.70	29.8	
	6	2.616	3.81	0.780	1.464	19.1	64.06	29.8	
	7	2.630	3.91	0.781	1.477	18.1	60.95	29.7	
	8	2.623	4.04	0.834	1.428	13.6	42.77	31.8	
	9	2.629	4.50	0.768	1.487	16.3	55.80	29.2	
Highly weathered samples	10	2.630	4.99	0.983	1.326	24.2	64.75	37.3	
	11	2.629	5.41	0.860	1.420	28.0	85.60	32.7	

Note: * defined by the contents of water of crystallization and absorbed water according to the standard of JSSMFE

土の指数的性質をまとめたものである(Murata and Yasufuku, 1987; Murata, Hyodo and Yasufuku, 1990)。一般に、風化度が大きくなると、自然間隙比 e_{nat} や強熱減量 L_1 が大きくなるのが知られているので、この表では、Sample No.の大きい試料ほど風化が進んでいる試料だと考えてよい。

図7-13～図7-16は、代表的な乱さないまさ土(Sample No.6)のI W-モデルに含まれる材料定数の特徴と、表7-3に示したまさ土の各材料定数と e_{nat} 。(風化度の指標として用いられることが多い)との関係を示したものである。この図から、それぞれの材料定数の風化度依存性を知ることができる。先に示した表7-1には、I W-モデルに含まれる材料定数と共に、I W-モデルによる数値実験から決定された体積ひずみ特性を表す定数(m , n , C_0 , C_1 と C_2)が、秋穂砂と同様にまとめて示されている。ここでは、この表の定数に基づいて解析した先端支持力 P_{u1} の結果を示すこととする。なお、表7-4には、その時得られた主

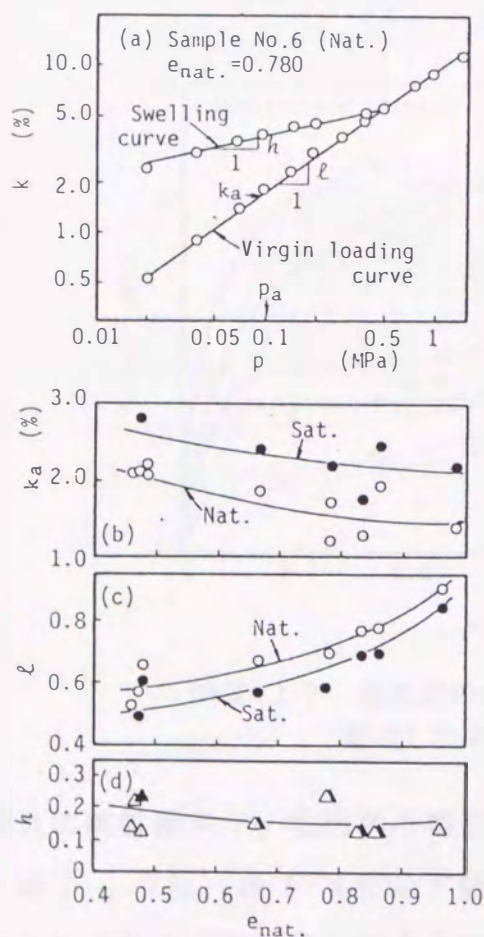


図7-13 乱さないまさ土の圧縮性を評価する材料定数と間隙比の関係

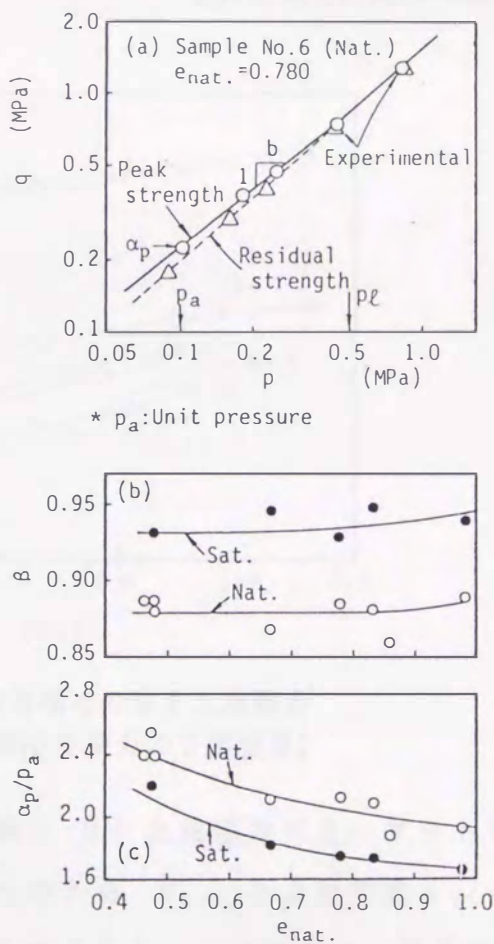


図7-14 強度特性を評価する材料定数と間隙比の関係

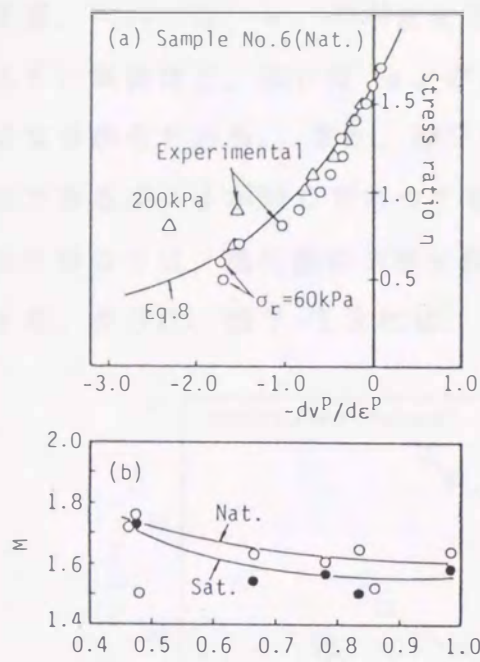


図7-15 ダイランシー特性を評価する材料定数と間隙比の関係

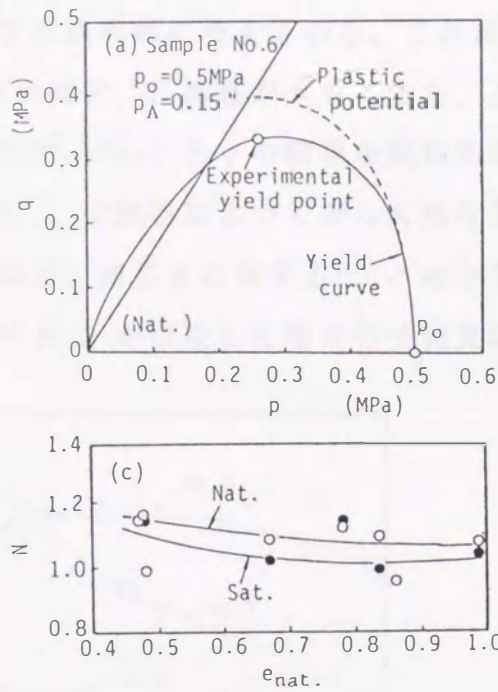


図7-16 降伏特性を評価するための材料定数と間隙比の関係

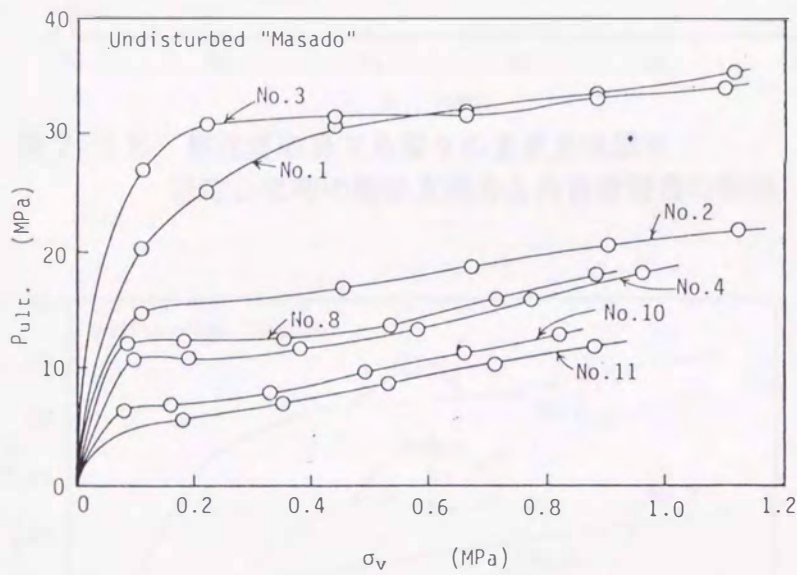


図7-17 風化度の異なる種々のまさ土地盤を想定した時の極限支持力の予測結果;

要な項目の解析結果が、秋穂砂の場合（表7-2）と同様なフォーマットで示してある。図7-17は、表7-4に示す結果の中から、 P_{u1t} と上載荷重 $\sigma_v (= \gamma_t Z)$ の関係をそれぞれの試料に対してまとめたものである。この図から、総じて、風化度の大きい試料ほど、同じ σ_v に対する P_{u1t} は小さいことがわかる。また、秋

總砂同様、 P_{ult} は、 σ_v の増加に対して非線形的に増えている。これは、風化度の大きい試料ほど、或いは σ_v が大きいほど、圧縮性が大きくまた、 ϕ の値も小さくなるからである。また、図7-18は、 P_{ult} と ϕ の関係を試料別に比較したものであるが、 ϕ が同じであっても、 P_{ult} は試料によって著しく異なる。全体的に見た場合には、風化度の大きい試料ほど、同じ ϕ に対する P_{ult} は小さいと結論できる。さらに、図7-19には、 $\phi = \phi_{cv}$ を仮定した場合の予測支持力値

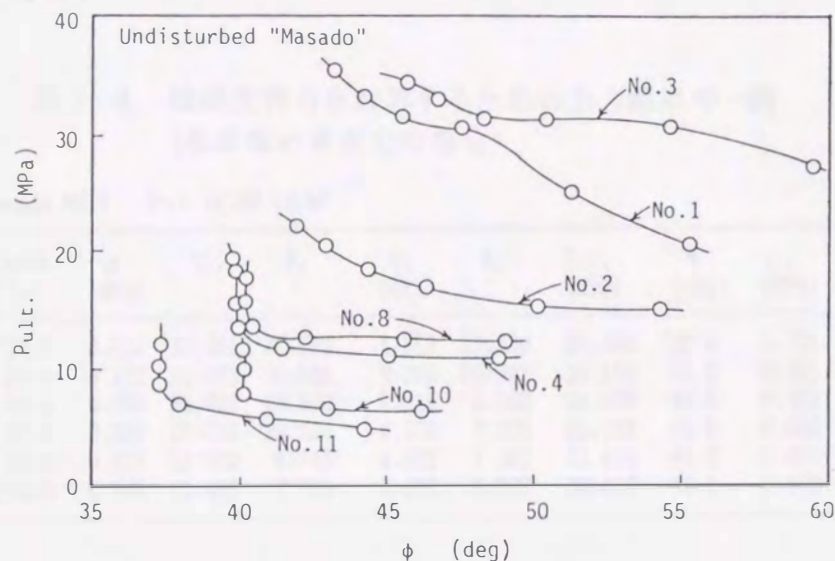


図7-18 風化度の異なる種々のまさ土地盤を想定した時の極限支持力と内部摩擦角の関係；

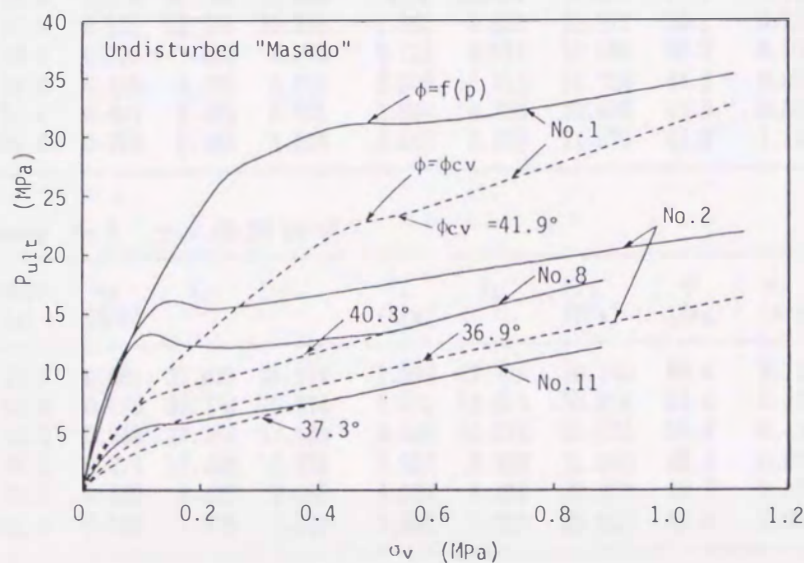


図7-19 $\phi = \phi_{cv}$ を仮定した場合の先端支持力（まさ土の場合）

(点線) と ϕ を式(4-24)で仮定した場合のその比較が示されている。結果としては、図7-12で示した秋穂砂の場合と同様のことが認識できる。以上のような特性は、材料の圧縮性を考慮して初めて表現できるものであり、現行の支持力算定式では表わせない特性である。今後、より、合理的で実用的な支持力算定方法確立していくという立場に立てば、ここで示したような材料の強度特性や圧縮特性を何らかのかたちで合理的に評価できる算定方法を検討していくことが大切だろうと考える。

表7-4 先端支持力を計算するための出力結果の一例
(乱さないまさ土の場合)

Masado No.1 $\gamma_t = 11.06 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.066	39.454	22.933	1.513	13.530	20.469	55.4	0.111	0.39
20.0	0.132	31.542	18.048	2.389	10.532	25.155	51.2	0.221	0.40
40.0	0.266	23.055	13.609	3.615	8.568	30.965	47.5	0.442	0.40
60.0	0.399	15.538	10.316	4.120	7.702	31.733	45.5	0.664	0.40
80.0	0.533	12.303	8.740	4.662	7.182	33.484	44.2	0.885	0.40
100.0	0.668	10.448	7.780	5.194	6.822	35.432	43.2	1.106	0.41

Masado No.2 $\gamma_t = 11.24 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.076	21.666	15.598	1.179	12.637	14.898	54.3	0.112	0.51
20.0	0.151	12.675	10.315	1.561	9.850	15.372	50.1	0.225	0.51
40.0	0.303	7.437	6.975	2.113	8.018	16.940	46.3	0.450	0.51
60.0	0.455	5.636	5.710	2.596	7.212	18.724	44.3	0.674	0.51
80.0	0.607	4.676	5.001	3.034	6.726	20.406	42.9	0.899	0.51
100.0	0.759	4.064	4.534	3.440	6.389	21.975	41.9	1.124	0.51

Masado No.3 $\gamma_t = 10.10 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.061	37.929	24.574	1.509	17.726	26.753	59.4	0.110	0.34
20.0	0.123	30.279	19.214	2.371	12.915	30.628	54.6	0.219	0.35
40.0	0.248	17.343	12.489	3.099	10.074	31.224	50.4	0.438	0.35
60.0	0.374	11.898	9.521	3.557	8.896	31.640	48.2	0.657	0.35
80.0	0.499	9.426	8.048	4.019	8.206	32.979	46.7	0.876	0.36
100.0	0.626	7.976	7.137	4.465	7.735	34.533	45.6	1.095	0.36

Masado No.4 $\gamma_t = 9.60 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.061	41.292	19.702	1.206	9.200	11.099	48.8	0.096	0.46
20.0	0.123	21.055	11.999	1.473	7.467	10.996	44.9	0.192	0.46
40.0	0.246	11.475	7.779	1.914	6.234	11.933	41.4	0.384	0.46
60.0	0.370	8.418	6.328	2.339	5.782	13.523	39.9	0.576	0.46
80.0	0.493	6.707	5.622	2.770	5.782	16.018	39.9	0.768	0.46
100.0	0.616	5.668	5.150	3.172	5.782	18.342	39.9	0.960	0.46

Masado No.8 $\gamma_t = 8.83 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.057	55.394	23.454	1.334	9.299	12.402	49.0	0.088	0.47
20.0	0.114	27.772	14.206	1.818	7.669	12.407	45.5	0.177	0.47
40.0	0.228	12.949	8.488	1.936	6.482	12.551	42.2	0.353	0.47
60.0	0.343	9.077	6.679	2.288	5.931	13.571	40.4	0.530	0.47
80.0	0.457	7.021	5.829	2.662	5.914	15.743	40.3	0.706	0.47
100.0	0.571	5.807	5.277	3.013	5.914	17.816	40.3	0.883	0.47

Masado No.10 $\gamma_t = 8.22 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.053	30.058	15.159	0.811	7.948	6.445	46.1	0.082	0.48
20.0	0.107	14.884	9.379	1.005	6.766	6.798	43.0	0.164	0.48
40.0	0.215	8.256	6.305	1.352	5.848	7.909	40.1	0.329	0.48
60.0	0.322	5.778	5.232	1.684	5.848	9.846	40.1	0.493	0.48
80.0	0.429	4.515	4.600	1.974	5.848	11.541	40.1	0.658	0.48
100.0	0.536	3.738	4.168	2.235	5.848	13.071	40.1	0.822	0.48

Masado No.11 $\gamma_t = 8.82 \text{ kN/m}^3$

Depth (m)	q_s (MPa)	I_{rr}	F_q	P_u (MPa)	k_L	P_{ult} (MPa)	ϕ (deg)	σ_v (MPa)	K_o
10.0	0.060	20.563	11.571	0.689	7.173	4.941	44.2	0.088	0.51
20.0	0.119	12.116	7.893	0.941	6.086	5.726	40.9	0.176	0.51
40.0	0.239	7.471	5.628	1.344	5.257	7.064	37.9	0.353	0.52
60.0	0.358	5.554	4.772	1.710	5.121	8.755	37.3	0.529	0.52
80.0	0.478	4.479	4.282	2.045	5.121	10.475	37.3	0.706	0.52
100.0	0.597	3.796	3.940	2.353	5.121	12.049	37.3	0.882	0.52

7. 4 本章の要約

本章では、構成式の実際の問題への一つの有効な適用の仕方として、Vesic の示した空洞膨張圧理論(1972, 1977)に、第4章で示した等方硬化型構成式 (I W モデル) を導入し、砂層の圧縮性と強度特性の拘束圧依存性を考慮に入れた杭の先端支持力の簡便な推定手法について検討した。得られた知見をまとめると次のようであった。

(1) ここでの構成式の役割は、(a)空洞膨張圧の考え方を利用して支持力を予測する時に必要な圧密による体積ひずみと p 一定せん断による破壊時の体積ひずみを評価すること、言い替えれば、圧縮性を評価するために必要な5つの定数

[式(7-1)] を求めること、(b)初期応力 q_s [式(7-3)] を決定する際の静止土圧係数 K 。[式(7-10)] を求めること、(c)強度定数の拘束圧依存性を評価すること

[式(7-12)] の主に3つである。以上のような評価を構成式を用いて行うことによって、空洞膨張圧理論に基づく杭の支持力の予測が、わずかの三軸圧縮試験の情報から簡単に行えることを示した。

(2) 秋穂砂を支持地盤とした杭の先端支持力の計算がなされた。結果として、(a)先端支持力 P_{ult} の計算結果に著しい相対密度依存性が見られ、相対密度 D_r が小さくなると P_{ult} が著しく低下することが示された。これは、 D_r の小さい試料ほど、圧縮性が大きく、また、その時発揮されるせん断抵抗角 ϕ も小さいことによる。(b) P_{ult} は上載圧の増加と共に増加するものの、その増加の仕方は、いずれの D_r の場合も Terzaghi の支持力算定式に基づく予測結果のように直線的ではなく、指数関数的であることが見いだされた。(c) ϕ の値が同じであっても D_r が異なると、その時、発揮される P_{ult} の値は大きく異なることが示された。これは、その時の材料の圧縮性が D_r によって、異なるためである。(d) P_{ult} の予測値は、三浦の示した模型実験の結果(1983)より、若干大きくなっているが、近似的にはよい対応を示している。このことは、ここで示した解析手法および、用いた構成式のダイレタンシ-特性の評価能力が妥当なものであることを結論づける。また、最も、安全側の支持力値を考えるのであれば、限界状態における内部摩擦角を導入するとよいことを示した。

(3) 風化度の異なる種々のまさ土を支持地盤とした時の杭の先端支持力の計算

を行った。結果として、(2)の結果と同様なことが示されたが、特に特徴的なこととして、風化度の大きい試料ほど、同じ上載圧での支持力は小さくなること、また、まさ土のような破碎性の材料では、ある程度上載圧が大きくなると、先端支持力の増加が期待できなくなることを明確にした。

参考文献

- Baligh, M.M.(1976):"Cavity expansion in sands with curved envelopes," ASCE, Journal of GE Div., Vol.102, No.GT11, pp.1131-1146.
- Bishop, A.W.(1958):"Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest," Proc. Conf. on Earth Press. Problems, Brussels, Vol.1, pp.2-14.
- Cole, E.R.L.(1967):"The behaviour of soils in the simple shear apparatus," Ph.D. thesis, Cambridge University.
- Hirayama, H.(1988):"A unified base bearing capacity formula for piles," Soils and Foundations, Vol.28, No.3, pp.91-102.
- Jaky, J.(1944):"The coefficient of earth pressure at rest," Magyar Mernokes Epiyesz Egylet Kozlonye, Budapest, No.22, in Hungarian, pp.355-358.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V.(1969):"Soil mechanics," John Wiley and Sons, Inc., New York, pp.498-513.
- 三浦哲彦(1984):"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.
- Miura, N.(1985):"Point resistance of piles in sand," Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.3, pp.1445-1448.
- Murata, H. and Yasufuku, N.(1987):"Mechanical properties of undisturbed decomposed granite soils," Proc. 8th ARCSMFE, Kyoto, Vol.1, pp.193-196.
- 日本建築学会(1988):"建築基礎構造設計指針," pp.117-179
- 落合英俊(1977):"砂の直接せん断試験における主応力の表示とその応用に関する研究," 九州大学博士論文.
- Vesic, A.S.(1972):"Expansion of cavities in infinite soil mass," ASCE, Journal of SM Div., Vol.98, No.SM3, pp.265-290.
- Vesic, A.S.(1977):"Design of pile foundations," National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Yasufuku, N., Murata, H. and Hyodo, M.(1988):"Application of elastoplastic constitutive model to undisturbed soil "Masado," Proc. Int. Conf. on Engineering Problems of Residual Soils, Beijing, Vol.1, pp.759-764.

第8章 総括

本論文は、拘束圧の大きさと圧密経路履歴に着目して、砂の変形、強度特性及び降伏特性について実験的、或いは理論的な検討を加え、その成果に基づいて、広範な応力域における砂の応力ひずみ挙動、特に、その拘束圧依存性と誘導異方性をうまく表現できる構成式の検討を弾塑性論的立場から試みたものである。

各章に得られた成果をまとめているが、それを総括すると以下のようなものである。

第1章 序論

本章では、砂の降伏に関する実験的研究と砂の単調載荷モデルに関する研究を概観し、それぞれの研究の現状をまとめると共に、本論文における砂の降伏に関する研究と構成式（弾塑性構成式）の開発に関する研究における検討課題や着目点を明らかにした。その中で、本論文の目的を述べると共に、その構成及び内容を簡単に紹介した。

第2章 広範な応力域における砂の応力ひずみ挙動

本章では、まず、砂の応力ひずみ挙動の拘束圧依存性を粒子の破碎性と関係づけて考察した。次いで、異方応力状態にある砂の応力ひずみ挙動の特徴を、応力経路に着目して論じた。本章で得られた主な点を要約すると次のようであった。なお、実験には秋穂砂、宇部まさ土と称する破碎性の異なる2つの試料を用いた。

(1) 等方圧密試験によって得られた $e - \ln p$ 関係には、秋穂砂、宇部まさ土共に、明瞭な折れ曲がり点（圧密降伏応力 p_v ）が存在する。また、同様の傾向は、粒子破碎の指標である表面積増加量 ΔS と $\ln p$ の関係にも存在し、結果として、粒子破碎の顕著に生じ始める応力と圧密降伏応力がよい対応を示す。この折れ曲がり点以降、間隙比の変化も表面積の増加量も共に顕著になっていることから、 $e - \ln p$ 空間における間隙比の著しい変化は、主として、粒子破碎に起因するものである。さらに、圧密降伏応力は、破碎性の違いによって、宇部まさ土、花崗岩礫、秋穂砂、豊浦標準砂の順に小さくなり、宇部まさ土の場合、0.2 MPa、秋穂

砂の場合、4.0 MPa 程度である。

(2) 排水三軸圧縮試験によって得られた秋穂砂と宇部まさ土の $\eta - \epsilon$ 曲線、 $\eta - v$ 曲線、 $\epsilon - v$ 曲線（ひずみ経路）は、共に、ある拘束圧レベルまでは、拘束圧の影響を大きく受けるが、ある拘束圧以上になるとその影響は消失する。このある拘束圧が、秋穂砂の場合、ほぼ 10 MPa であり、宇部まさ土の場合、ほぼ 1 MPa 程度である。この違いは、(1) と同様、破砕性の違いに起因するものであり、結果として、粒子破砕がある程度進行し、粒子破砕の生じる速度が一定となった段階で、各曲線の拘束圧依存性は消失する。このことは、各曲線の拘束圧依存性が最も顕著に表れるのは、粒子破砕の生じる速度が一定になるような高い応力域ではなくて、粒子破砕が生じないか、或いは粒子破砕の生じる速度が急激に変化するような応力域であることを示している。また、各試料の $\eta - dv/d\epsilon$ 関係についても検討したが、この関係には、先の3つの曲線ほど、拘束圧の影響は見られない。

(3) 非排水三軸圧縮試験によって得られた正規化された有効応力経路、 $\eta - \epsilon$ 曲線、及び、間隙水圧比 u/p_0 と ϵ の関係は、秋穂砂、宇部まさ土共に、拘束圧の影響を受けるが、ある拘束圧以上になると、(2) の結果と同様、その影響は消失する。その拘束圧は、秋穂砂の場合 8 MPa 程度であり、宇部まさ土の場合、ほぼ 1 MPa である。有効応力経路は、いずれの試料も密な状態であるにも拘らず、拘束圧の増加と共に、膨張性に富んだ特性から、正規圧密粘土で見られるような収縮性のみの特性へと変化する。しかし、その変化の仕方は、秋穂砂と宇部まさ土で、若干異なる。

(4) 純粹に異方圧密を行って、所定の異方応力状態に至らしめた供試体（A 供試体と称する）と、等方圧密後、 p 一定のせん断を加えることによって所定の応力状態に到達させた供試体（B 供試体と称する）を用いて、色々な応力経路下でのせん断試験を行った。結果として、せん断前には同じ異方応力状態にある砂であっても、その応力状態に至るまでの応力経路が異なると、その後の変形の仕方がことなり、応力履歴に起因した異方的な特性が存在する。つまり、A 供試体と B 供試体のせん断中に生じるせん断ひずみ ϵ と体積ひずみ v の大きさは、せん断前に受けた応力経路とせん断中の応力経路との相対的な位置関係によって規定され、せん断時の応力経路がせん断前に受けた応力経路に近いものほど、その時生

じるひずみ量は抑制される。

(5) 応力比 0.8、0.0 (等方圧密) 及び -0.8 で、それぞれ異方圧密した砂の $\eta - \epsilon$ 関係、 $\eta - v$ 関係、 $\epsilon - v$ 関係、及び $\eta - dv/d\epsilon$ 関係をせん断経路に着目して検討し、次のことを明らかにした。(a) 圧縮側 (圧密時の応力比より大きい応力域) のせん断ひずみと体積ひずみ、伸張側 (圧密時の応力比より小さい応力域) でのせん断ひずみと体積ひずみは共に、 q の増分に対して p の増分の大きいせん断経路ほど、同じ応力比に対するそれらの生じ方は、大きくなる傾向にある。(b) いずれの圧密条件においても、せん断ひずみの生じない経路が存在するが、その経路は、圧密時の応力状態によって異なる。(c) $\eta - dv/d\epsilon$ 関係には、圧密経路依存性が見られ、ダイランシー挙動には異方的な特性が存在する。

第3章 広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性

異方応力状態にある砂の降伏特性を応力域と圧密経路に着目して検討するために、密な砂を対象に、低、高圧域において5つのタイプの三軸試験を行った。得られた主な知見を整理すると以下のようであった。

(1) 応力域の区分として、低圧域は、粒子破碎の生じない応力域、高圧域は、粒子破碎が顕著に生じる応力域とするのが妥当である。この定義によれば、密な秋穂砂の場合、高圧域は、等方圧密応力で 2 MPa 以上の領域に対応する。

(2) 降伏応力は、 $\eta - v$ 、 $\eta - \epsilon$ 、 $\eta - W$ 及び $\eta - k_m$ の各曲線において、 v 、 ϵ 、 W 、 k_m が急増する点とし、その具体的手法として、算術図上での応力ひずみ曲線を2つの直線で近似し、その交点で降伏応力を与える方法を提示した。各曲線から定められた降伏点は、 $p - q$ 図上で、ほぼ同じ応力点を与える。しかし、いずれの応力経路試験に対しても、比較的明瞭に降伏点を決定できるという意味において、正規化した仕事量 k_m [式(3-2)] や仕事量 W [式(3-1)] が、せん断ひずみ ϵ や体積ひずみ v に比べて、降伏点を求めるパラメータとしては適切である。

(3) 砂の降伏曲線の形状は、低、高圧域共に、異方圧密を受けた方向に回転した形状を呈し、圧密経路履歴の方向に大きく依存したものである。また、その形状は、概ね、圧密経路を軸にする歪んだ楕円で形容でき、加えて、砂の降伏曲線の形状には、除荷経路や除荷幅の違いによる影響はあまり表れない。

(4) 実験的に得られた低、高圧域における降伏曲線を正規化して比較すると、

応力比の高い領域で、低圧域における降伏曲線が、高圧域におけるそれに比べて、若干外側に膨らんだ形となる。しかし、実用的な観点、例えば、構成式に導入するという立場に立てば、この違いは無視した方が都合がよい。

(5) 降伏曲線近傍において求められた塑性ひずみ増分ベクトルの方向は、得られた降伏曲面に対して、特に応力比の高い領域で直交性が保たれない。また、その方向は圧密経路履歴に依存したものであるが、応力域の影響はさほど受けない。

(6) 降伏曲線の勾配の特性は、圧密経路には無関係に、式(3-4)の応力比と異方性を評価するパラメータ α のみの関数で与えられる。

(7) 実験的に得られた降伏曲線の $\eta - dq/dp$ 特性の考察から、式(3-4)の具体的な関数型として、双曲線の仮定が妥当であることを示し、それに基づいて、異方圧密砂の降伏関数として、式(3-12a, b, c)を導いた。これらの式のどれを用いるかは、実験結果との対応と、構成式の中での使いやすさ等との兼ね合いから判断されるべきである。

(8) 等正規化仕事量曲線、等仕事量曲線及び等せん断ひずみ曲線共に、降伏曲線同様、圧密経路の方向に大きく依存するものである。また、等正規化仕事量曲線、等仕事量曲線は、 $p - q$ 空間において、原点を中心にして、相似的に広がった歪んだ楕円型の特性を有しており、降伏曲線の形状をラフではあるが、近似できる。

第4章 広範な応力域における異方圧密砂の弾塑性構成式

本章では、前章までの議論によって明確にされた事項を踏まえ、単調載荷条件下での砂の応力ひずみ挙動の拘束圧依存性と応力誘導異方性の表現が可能な一つの弾塑性構成式を提示した。加えて、構成式に含まれる材料定数の決定方法を明示し、また、三軸条件下での種々の応力経路試験の実測値と計算値の比較から、構成式の適用性を検証した。構成式の特徴、定式化及び検証結果についてまとめると以下のようであった。

(1) ここで示された構成式〔式(4-38), AW-1モデル(第4節参照)〕は、三軸空間を対象としたものであり、“土は塑性的な体積ひずみとせん断ひずみの両成分に依存しながら、異方的に硬化する連続的な材料(弾塑性材料)である”という考え方に基礎をおくものである。

(2) ひずみ増分と応力増分の関係を規定する具体的な構成関係 (AW-1モデル) を、式(4-38)で与えた。この構成関係は、関連しない流れ則に立脚したものであり、結果として、降伏曲線の広がり方を規定する硬化パラメータ k_p [式(4-25)] と降伏曲線の回転の仕方を規定するパラメータ α [式(4-27)] を含む降伏関数 f [式(4-13)]、塑性ポテンシャル関数 g [式(4-21)]、破壊を規定する関数 η_p [式(4-24)] 及び硬化係数 H [式(4-30)] から構成されている。

提案式の特徴として、(a)破壊包絡線の拘束圧依存性を考慮したこと [式(5-24)]、(b)硬化は、塑性体積ひずみと塑性せん断ひずみの両ひずみ成分に依存して進行し、かつその依存の仕方が応力状態によって変化することを仮定したこと [式(4-25)、式(4-26)]、また、結果として、この仮定の導入が、砂の挙動の拘束圧依存性を評価するための重要なポイントとなっていること、(c)異方応力状態にある砂の降伏特性、ストレス・ダイランシー特性に関する詳細な検討に基づいて、降伏関数と塑性ポテンシャル関数の定式化がなされたこと [式(4-13)、式(4-21)]、(d)硬化則として、等方圧密過程における $\ln k - \ln p$ 直線関係 [式(4-33)~式(4-36)] を利用したこと、などが挙げられる。

(3) 提案式に含まれる材料定数は、10個であり、これらは、通常の三軸圧縮試験を数本行うことによって簡単に決定でき、その物理的意味も理解しやすい。

(4) 3種類の試料を用いて、種々の応力経路試験を実施し、その実測値と予測値の比較から、以下の結論を得た。(a)排水条件下において、提案式は、異方応力状態にある砂の応力ひずみ関係の応力経路依存性を良好に予測する。(b)過圧密比2程度であれば、提案式は、異方応力状態にある砂の過圧密的な挙動をうまく表す。(c)排水条件下において、提案式は、砂の応力ひずみ関係の拘束圧依存性、特に、圧縮性の増大や破壊時の応力比の減少していく様子をうまく評価できる。(d)提案式は、非排水試験結果に及ぼす圧密経路の影響をも良好に予測する。(e)提案式の適用性は、砂の種類が違ってても良好である。

(5) 以上は、AW-1モデル、すなわち、応力ひずみ挙動の拘束圧依存性と応力誘導異方性を考慮できるモデルについてのまとめであるが、対象とする問題によっては、限られた応力域だけを考えれば良い場合もあるし、異方性を考慮する必要性のない場合もある。そこで、4.4節では、このことを踏まえて、AW-1モデルの他に、それを単純化した5つのモデルを示し、これらのモデルが、目的に

よって使い分けられるべきであることを述べた。6つのモデルの特色は、表4-1、図4-10にまとめた。

第5章 相異なる三主応力状態における異方圧密砂の降伏曲線

中空せん断試験機を用いて、三主応力を独立に制御した試験（ p 一定、中間主応力係数 b 値一定の試験）を種々行い、正八面体面上における降伏曲線の形状を、圧密経路に着目して調べた。本章で得られた主な点を要約すると次のようであった。

(1) 降伏応力には、破壊応力（ひずみの計測ができなくなった点）と同様、明確な強度異方性（ θ 値依存性）が存在する。等方圧密除荷履歴を与えた砂供試体の場合、降伏点は、 $\theta=0^\circ\sim 60^\circ$ の範囲（ b 値 $=0\sim 1$ の範囲）では、 $\theta=0^\circ$ の時（三軸圧縮）の降伏応力（降伏時の応力比）が、最も大きく、 $\theta=60^\circ$ の時（三軸伸張）が最も小さい。結果として、正八面体面上における降伏曲線の形状は、静水圧軸を中心とし、やや σ_z 軸方向に膨らんだ卵型の形状を呈し、全体的には Matsuoka-Nakai や Lade and Duncan の 示すようなおむすび型の破壊基準の特性とよい対応を示す。

(2) 異方圧密除荷履歴を与えた砂供試体の場合、降伏点の表れ方は、異方圧密の方向（正八面体面上での方向）に大きく依存したものである。すなわち、異方圧密履歴を与えた方向に対して、せん断の方向が相対的にどの位置にあるかによって、降伏点の生じ方が、異なってくる。すなわち、圧密の方向に対して、せん断の方向がある角度以上離れると、その時の応力ひずみ関係は、処女供試体のそれと同様なものとなり、せん断初期から降伏が生じる。これは、Tatsuoka and Ishihara の指摘する変形の独立性ということの意味するが、この場合、突然に変形が独立になるのではなくて、圧密の方向とせん断の方向の位置関係によって、徐々に独立的な特性へと変化するものである。

(3) $\theta = 0^\circ$ 方向に応力比 0.6 で異方圧密した場合、 $\theta = 30^\circ$ 方向に応力比 0.6 で異方圧密した場合、 $\theta = 60^\circ$ 方向に応力比 0.6 で異方圧密した場合の降伏曲線の形状は、いずれも異方圧密を受けた方向に相対的に膨らんだ卵型の形状を呈し、結果として、それには異方的な特性が表われる。

(4) 以上のような実験結果を踏まえ、第3章で提案した降伏関数に、降伏特性

の θ 値依存性と応力誘導異方性の影響を取り入れることを試みた。まず、正八面体面上での降伏曲線の形状を式(5-22)で与えた。この関数は、係数の与え方によって色々な形状をとることのできるものであり、特殊な場合として、Drucker-Prager タイプの形状にもなるし、三軸圧縮と伸張で Mohr-Coulomb 基準に従うおむすび型の形状を与えることもできる。次いで、この式を第3章で示した降伏関数に組み込み、等方硬化型の降伏関数として、式(5-23)、式(5-24)を、また、異方硬化型の降伏関数として、式(5-29)或いは、式(5-30)を与えた。

第6章 相異なる三主応力状態における異方圧密砂の弾塑性構成式

本章では、第4章で提案した軸対称条件下での異方硬化型の構成式(AW-2モデル)に、第5章で議論した降伏特性、強度特性、ダイレタンシー特性の θ 値依存性と応力誘導異方性の影響を取り入れ、異方硬化型構成式の一般応力状態への拡張を試みた。本章の主要な結果をまとめると以下のものであった。

(1) ここで、誘導した弾塑性構成式は、(a)降伏関数として式(6-3)、(b)塑性ポテンシャル関数として式(6-5)、(c)破壊包絡線として式(6-7)、(d)硬化係数として式(6-22)、(e)硬化則として式(6-26)を仮定し、加えて、(f)降伏特性、ストレス・ダイレタンシー特性及び強度特性の θ 値(ロードアングル)依存性を評価するために、式(6-4)を導入するものである。このモデルは、第5章で示したAW-2モデル(4.4節参照)を一般化したものであり、結果として、砂の挙動の拘束圧依存性、初期の応力誘導異方性、及び θ 値依存性を評価することが可能である。具体的な塑性ひずみ増分の計算は、式(6-27)に基づく。

(2) このモデルに含まれる材料定数は、10であるが、10の定数は4.5節の手法に従うと、3本の三軸圧縮試験を行うことによって簡単に決定できる。

(3) 色々な応力履歴を与えた後に、 p 一定、 θ 値(ロードアングル)一定のせん断試験を実施し、その実測値と計算値の比較から、次のような結論を得た。まず、提案式は、等方圧密砂のストレス・ダイレタンシー関係、応力比-主ひずみ関係、及びひずみ経路の特徴をうまく評価する。また、提案式は、異方圧密履歴を受けた砂の応力比-主ひずみ関係をうまく表す。特に、主ひずみが顕著に生じ始める応力状態や異方圧密の方向の違いに起因した応力比-主ひずみ関係の異方的な特性を表現可能である。

第7章 杭の先端支持力評価への応用

本章では、構成式の実際の問題への一つの有効な適用の仕方として、Vesicの示した空洞膨張の考え方に、第4章で示した等方硬化型構成式（IWモデル）を導入し、砂層の圧縮性と強度特性の拘束圧依存性を考慮に入れた杭の先端支持力（先端支持力）の簡便な推定手法について検討した。得られた知見の中で主なものをまとめると次のようであった。

(1) 先端支持力の予測に際し、ここでの構成式の役割は、(a)空洞膨張圧の考え方を利用して支持力を予測する時に必要な圧密による体積ひずみと p 一定せん断による破壊時の体積ひずみを評価すること、言い替えれば、圧縮性を規定する5つの定数〔式(7-1)〕を求めること、(b)初期応力 q 〔式(7-3)〕を決定する際の静止土圧係数 K 〔式(7-10)〕を求めること、(c)強度定数の拘束圧依存性を評価すること〔式(7-12)〕の主に3つである。以上のような評価を構成式を用いて行うことによって、空洞膨張の考え方に基づく杭の支持力の予測が、わずか数本の三軸試験の情報から簡単に行える。なお、IWモデルの概要は、図7-3に、また、このモデルを用いた空洞膨張圧理論による具体的な支持力の予測手順は、図7-6にまとめた。この手法の大きな特徴は、材料の変形特性を考慮した支持力の評価がポケコンベースで行えるところである。

(2) 秋穂砂を支持地盤とした杭の先端支持力の計算を行った結果、(a)先端支持力 P_{ult} の計算結果に著しい相対密度依存性が表れる。(b) P_{ult} の値は上載圧の増加と共に増加するものの、その増加の仕方は、いずれの相対密度 D_r の場合も Terzaghi の支持力算定式に基づく予測結果のように直線的ではなく、指数関数的である。これは、主として、上載圧の増加にともなう ϕ の低下と圧縮性の増大に起因するものである。(c) ϕ の値が同じであっても D_r に違いがあると、材料の圧縮性が異なるために、その時、発揮される P_{ult} の値は違ったものとなる。

(d) P_{ult} の予測値は、三浦の示した模型実験の結果より、若干大きくなっているが、近似的にはよい対応を示す。これは、ここで示した解析手法、および用いた構成式のダイレタンシー特性の評価能力が妥当なものであることを間接的に表すものである。また、最も危険側の支持力値を考えるのであれば、常に限界状態における内部摩擦角を導入するとよい。

(3) 種々のまさ土を支持地盤とした時の杭の先端支持力の計算を行った結果として、(2)の結果と同様なことが言えたが、特に特徴的なこととして、風化度の大きい試料ほど、同じ上載圧での支持力は、総じて小さくなること、また、まさ土のような破碎性の大きい材料では、ある程度上載圧が大きくなると、先端支持力の増加が期待できなくなり、支持力値に材料の圧縮性の影響が大きく表れる。

謝 辞

本論文は、著者が山口大学大学院修士課程を修了後、山口大学工学部に助手として任官して以来行ってきた一連の研究成果をとりまとめたものである。このような学位申請論文をまとめることができるまでには、多くの方々にお世話になり、御援助と御助力をいただきました。

九州大学工学部教授 落合英俊先生には、日頃から折りにふれ身に余る暖かい励ましの御言葉を賜っており、本論文をまとめるにあたっては、懇切な御教示を仰ぎ、終始変わらぬ御指導と衷心変わらぬ御鞭撻を賜りました。先生との長時間の議論は、著者にとって大変刺激的であり、新鮮なものでありました。

また、九州大学工学部教授 彦坂 熙先生、同楠田哲也先生、同江崎哲郎先生には、本論文の内容について御指導を仰ぐとともに、不備な事項についても適切な御指導をいただきました。ここに、あわせて深甚の謝意を表わす次第です。

山口大学工学部教授 村田秀一先生には、常日頃から、ともすれば独善に陥りがちな著者を道に迷わぬよう軌道修正していただき、本研究を進めるにあたり、暖かい御指導と激励を賜りました。先生の独特の口調での公私にわたる励ましは、著者を大変勇気づけました。先生は、「積極的な人生でありなさい」ということと「リズムのある生活をおくりなさい」ということをよく言われます。今後ともそうあるよう努力したいと思います。

佐賀大学理工学部教授 三浦哲彦先生（前山口大学教授）には、著者の研究者への道を開いて頂いたばかりでなく、卒業研究以来、直接的あるいは間接的に終始変わらぬ心温まる御指導と御鞭撻を賜りました。学部および修士課程の学生の時に先生の御指導の下で行った砂の粒子破碎現象や降伏特性に関する研究が本論文の出発点となりました。先生の実験に対する取り組み方の厳しさや研究に対する真摯で情熱的な姿勢は、今も著者の憧れであり目標とするところです。今後は、本論文を一つのステップとしてより一層の研鑽を積んでいきたいと思います。

山口大学工学部助教授 兵動正幸先生には、著者の研究全般にわたって直接的に数多くの御教示をいただき、良き相談相手となって下さいました。時として発散しがちな著者の話を辛抱強く聞いて下さり、その度にいつもの的確なアドバイスを

お与え下さいました。議論が趣味と公言される先生とのゼミや雑談の中から、研究を進める上での新しい知恵の生まれることがよくありました。先生の研究に対する内に秘めた情熱と厳しい姿勢は、著者にとって手本となるものです。

山口大学工学部技官 山本修三氏には、実験装置の組立てや取扱い方をはじめ、数多くのことを教えていただきました。山本氏とは、著者が学生の頃から一緒に研究を進めており、著者にとって頼もしく思える存在です。彼の実験に対する辛口の厳しい意見や助言は、著者を大いに奮い立たせました。今後とも、大いに議論をし、研究を共に進めて行きたいと思います。また、測量実習や学生実験のスタッフの皆様はじめ、山口大学工学部社会建設工学科の諸先生、教職員の方々からは本研究をまとめるにあたり数々の便宜を図っていただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

宇部工業高等専門学校校長 大原資生先生（前山口大学工学部教授）、山口大学工学部助教授 山本哲朗先生、同松田 博先生、同三浦房紀先生をはじめ「山口県の土と基礎を考える会」の皆様からは、その会を通して、或いは個人的に心温まる励ましを数多くいただきました。著者は、学部の時、土質力学を大原先生に教えていただきました。今考えるとそれは大変幸せなことだったと思います。大原先生の優しく、力強い励ましを著者はいつもうれしく思いました。また、山本先生、松田先生、三浦先生には、折りにふれ励ましの御言葉をいただき大変勇気づけられました。多くの先生方や色々な職種の方々と一緒に勉強できたことは、研究に対する視野を広げるという意味で大変有益であったと思います。

山口大学工学部助手 関根雅彦先生は、専門の分野は違いますが、著者にとって心強く頼りになる同僚であります。著者が、色々な事情で精神的に落ち込んだり、迷っている時、親身になって心配し励まして下さいました。関根先生の力強い励ましがどれほど著者を勇気づけたことでしょうか。

九州大学工学部名誉教授・九州産業大学教授 山内豊聡先生には、国際会議、学会、講習会、現場視察等で、心温まる励ましを何度となく賜りました。著者が助手になって間もない頃、コーヒーとチーズケーキを前にして、先生とお話した色々なことを今もよく覚えています。先生が大変身近かに感じられたひとときでした。

茨城大学工学部教授 安原一哉先生には、日頃から幅広く暖かい励ましと、共同

のセミナーや勉強会などを通して、本研究に対する的確な御助言、御指導を賜りました。また、先生は英国ブラッドフォード大学の主任講師 A.F.L.HYDE 先生と「破砕性が卓越した砂の挙動と支持力の評価」についての共同研究を実施するチャンスを著者に与えて下さいました。この共同研究は、著者の興味と合致するものであり、本論文をまとめる一つの目標や意義を明確にするものとなりました。先生の国際性豊かな研究スタイルは、著者が憧とするものです。

西日本工業大学助手 平尾和年先生には、実験の手法や試験機のあり方など数多くのことを御教示いただきました。先生の実験に対する造詣の深さは驚きに値します。また、どっしりとした研究への取り組み方は、著者が真似たいと思うところです。

徳山工業高等専門学校教授 藤原東雄先生、同助教授 上 俊二先生には、合同の勉強会や研究室との交流を通して、心温まる激励や御助言を賜りました。先生方の地道に、そして着実に成果を挙げられる研究への取り組み方は、著者が勉強すべき点だと思います。

九州大学工学部助教授 林 重徳先生は、研究室にお伺いしたときなど、いつも優しく声をかけてくださり、落合先生との議論で少々疲れ気味の著者を元気づけて下さいました。先生の見識の広さとあの落ち着いた雰囲気は著者はいつも憧れます。

九州大学農学部教授 橋口公一先生には、学会や学術論文を通して、多くの御助言と御指導を賜りました。特に、構成式に関する会議で御一緒させていただいた時、先生にお伺いした多くのお話は、その後構成式を検討する上で大いに助けとなりました。

九州大学工学部助手 大谷 順先生、同梅崎健夫先生には、同年代ということもあり、研究上の悩みを何度となく聞いていただき、その度に的確な御助言を賜りました。特に、大谷先生には、杭の研究に関する現状を分かりやすく説明していただきました。また、梅崎先生には、構成式の内容について具体的な議論をしていただきました。両先生がおられることで、著者は気楽な気分で研究室に伺うことができました。

また、長崎大学工学部助教授 棚橋由彦先生、鹿児島大学工学部教授 北村良介先生、同講師 三隅浩二先生、鹿児島工業高等専門学校助教授 岡林 功先生、佐賀

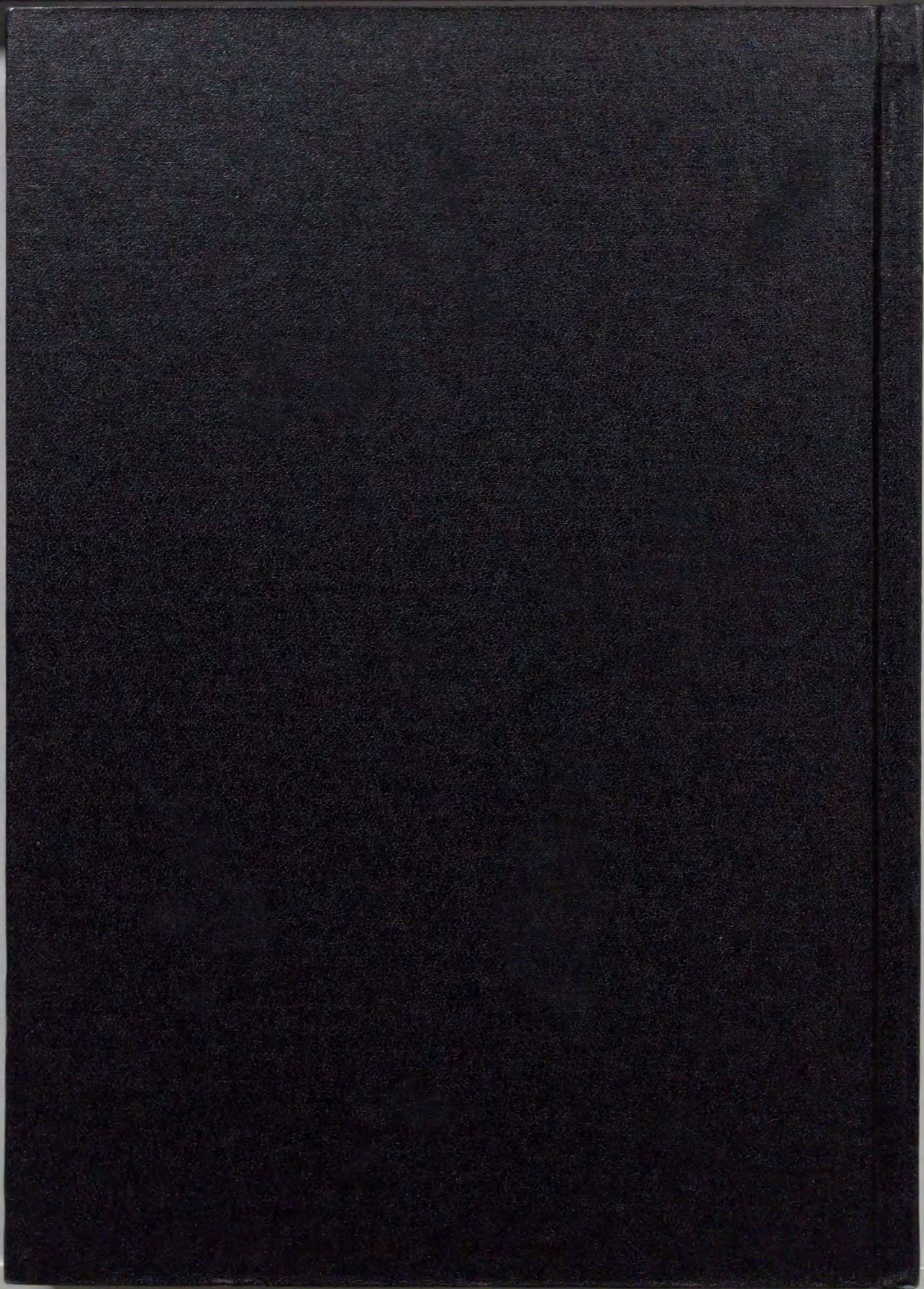
大学理工学部教授 鬼塚克忠先生、同助手 吉武茂樹先生、同助教授 坂井 晃先生、中津工業高等学校教諭 立石義孝先生はじめ「九州地区土質工学研究会」の皆様には、本研究に対する示唆に富んだ数多くの貴重な御意見を賜りました。本論文をまとめるに当たり大変助けとなりました。ここに、厚くお礼を申し上げます。

著者の無理強いにも拘らず、貴重な学位論文を送って下さった東京大学生産研究所助教授 龍岡文夫先生、北海道大学工学部講師 三浦均也先生、金沢大学工学部助手 飯塚 敦先生には、学会やセミナーなどを通して多くの御助言を賜りました。また、東京大学生産研究所助手 渋谷 啓先生には、中空せん断に関する貴重な資料を提供していただいたばかりでなく、その試験機に関して色々なことを御教示いただきました。そして、京都大学工学部助手 佐野郁雄先生、岡山大学工学部助手 竹下祐二先生には、著者と同年代であることから、研究の進め方や考え方について日常的な相談に乗っていただくことが多くありました。また、八戸工業大学教授 諸戸靖史先生、名古屋工業大学助教授 中井照夫先生には、学会や講習会を通して構成式や降伏特性に関して貴重な御意見を賜り、また著者の海外出張の際にも多大な便宜を図っていただきました。さらに、奥村組（株）技術研究所 森尾 敏氏、同筑波研究所 日下部 伸氏には、共同研究を通して構成式と中空せん断試験機に関する数多くの有益な御意見と情報を提供していただきました。この他にも、本当に多くの方々の御助力と御指導を賜りました。ここに、深甚の謝意を表す次第です。

本研究を具体的に進めるにあたり、多くの卒業生および修了生諸氏に実験、計算、解析にわたって惜しみない協力をいただきました。なかでも、昭和60年卒業の吉山虎夫氏、渡辺哲也氏、昭和61年修了の浅上洋一氏、岡藤博国氏、近藤保徳氏、昭和61年卒業の秋山基史氏、村崎慎一氏、昭和62年卒業の安東正晃氏、笠原洋二氏、昭和63年卒業の大木公明氏、平成1年修了の藤井照久氏、平成1年卒業の伊藤謙一郎氏、高取秀和氏、古川俊也氏、平成2年修了の伊東周作氏、小西義夫氏、館上和史氏、谷水秀行氏、平成2年卒業の坂梨誠二氏、西 裕士氏、伊達勇治氏、吉川幸夫氏および現在、修士課程に在籍中の中田幸男氏、西川元樹氏には著者との共同研究を通して本研究の進展に多大の貢献をしていただきました。また、本論文の具体的な作成にあたり、地域開発研究室に在籍中の大学院生 小浪岳治氏、山本陽一氏はじめ多くの学生諸氏の献身的な助力に著者は大変

励まされました。ここに、心から感謝の意を表します。ありがとうございました。

今年は、例年になくあわただしい春、夏、秋を過ごしました。しかし、振り返れば、大変充実した毎日だったように感じます。今後、この充実した気持ちを大切にし、大学人として、社会人として、そして人間として真摯により一層の努力をしていきたいと思えます。最後に、私事にわたりますが、著者が健康であることを心から願う両親に深く感謝いたします。



Inches 1 2 3 4 5 6 7 8
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak



Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19

