

テーパー杭の周面摩擦抵抗の円筒空洞拡大理論による解析

(株) ジオトップ (正) ○ 平山 英喜  
同 上 (正) 藪内 貞男  
同 上 (正) 山下 啓明  
同 上 染川 常二

1. まえがき

テーパー杭 (tapered pile) は、直杭 (straight-sided pile) よりも大きな周面摩擦抵抗応力  $f$  を発揮する。これは、テーパー杭では沈下に伴い杭軸周辺地盤を側方に変位させ側方土圧を増加させることによる<sup>1)</sup>。 $f$  の増加と側方土圧の増加を定量的に評価するために、大型加圧実験土槽を用いて、同条件の砂中で、テーパー杭の鉛直載荷試験とプレッシャメーター試験 (pressuremeter test) を行った。本稿では、それらの実験結果を報告するとともに、円筒空洞拡大理論 (cylindrical cavity expansion theory) に基づいて両者を直接比較することにより、プレッシャメーター試験の結果からテーパー杭の  $f$  - 沈下関係が推定できることを示す。

2. 実験方法

2.1 モデル杭およびプレッシャメーター

実験に用いたモデル杭<sup>1)</sup>は、ステンレススチール製で、長さ100cm、杭頭径10cm、杭先端径10cm・9cm・5cm・0cm (すなわちテーパー度(図-1参照)0% (直杭)・1%・5%・10%) の4種類である。

プレッシャメーター試験は、LLT Model-4120 (ゾンデ径8cm・長さ90cm) を用いた。

2.2 実験土槽・地盤作成<sup>2)</sup>

実験土槽は、内径158cm、高さ178cmで、側圧 $\sigma_h$ 、鉛直圧 $\sigma_v$ を与えることができる。

実験に用いた砂は、気乾状態の珪砂6号 (愛知県瀬戸産、 $D_{60}=0.360\text{mm}$ ・ $D_{10}=0.195\text{mm}$ ・ $U_c=1.85$ ・ $\rho_{d\max}=1.597\text{g/cm}^3$ ・ $\rho_{d\min}=1.264\text{g/cm}^3$ ) である。

地盤作成は、多重フルイ法 (sand-rainner) で作成した。杭およびLLTゾンデは、地盤作成時に頭部を固定して予め設置し、地盤作成終了時にはほぼ

理想的な埋込み杭の状態にある。その後、 $\sigma_v=1.0\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_h=0.5\text{kgf/cm}^2$  の圧力により圧縮した後、載荷試験を実施した。実験は各2回行った。実験終了後に取り出した砂の総重量から計算した、各実験における地盤作成時 (圧縮前) および載荷試験前 (圧縮後) の地盤の乾燥単位体積重量 $\gamma_d$  および相対密度 $D_r$  を表-1に示す。

2.3 載荷方法

杭の載荷<sup>1)</sup>は、1mm/minで行い、杭頭沈下量5cmごとに除荷を行い、4サイクルで沈下量20cmまで載荷した。ただし、10%テーパー杭の2回目の試験 (実験No.T10-2) は、周面抵抗増加の限界を調べるため9cmごとの4サイクルで沈下量36cmまで載荷した。杭体のひずみ測定結果から、周面摩擦抵抗応力 $f$ を算定したが、先端部付近は、先端沈下に起因したゆるみの影響が生じるため、杭中央部 (杭下端から35~75cm、10%テーパー杭は30~75cm) のデータから $f$ を求めた。なお、ひずみの初期値は、地盤の圧縮開始前としている<sup>2)</sup>。

LLTでは、窒素ガス圧 $1.0\text{kgf/cm}^2$ までは $0.1\text{kgf/cm}^2$ ごと、以降 $6.0\text{kgf/cm}^2$  (ゴム張力を補正した有効圧 $p_e=5.1\text{kgf/cm}^2$ ) までは $0.2\text{kgf/cm}^2$ ごと、各ステップ2分加圧した。

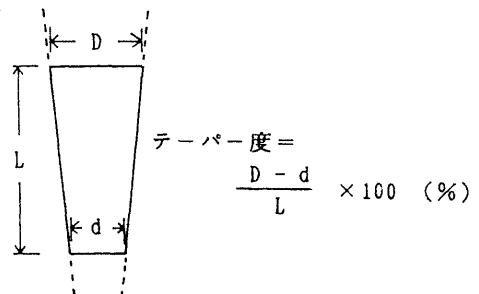


図-1 テーパー度

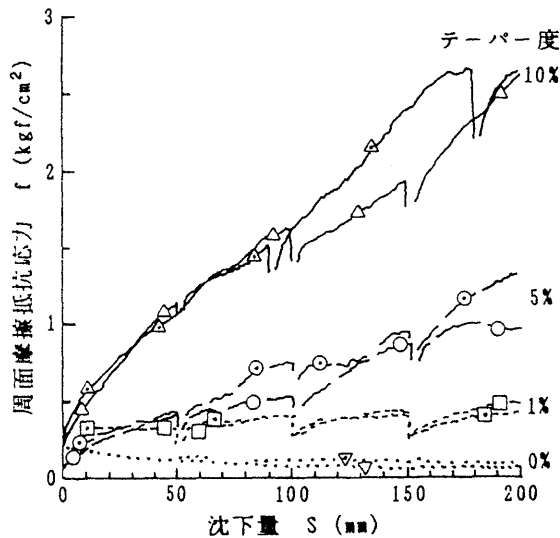
"Analysis of Skin Friction of Tapered Piles Based on Cylindrical Cavity Expansion Theories",

H. HIRAYAMA, S. YABUCHI, H. YAMASHITA & J. SOMEKAWA (GEOTOP Corporation)

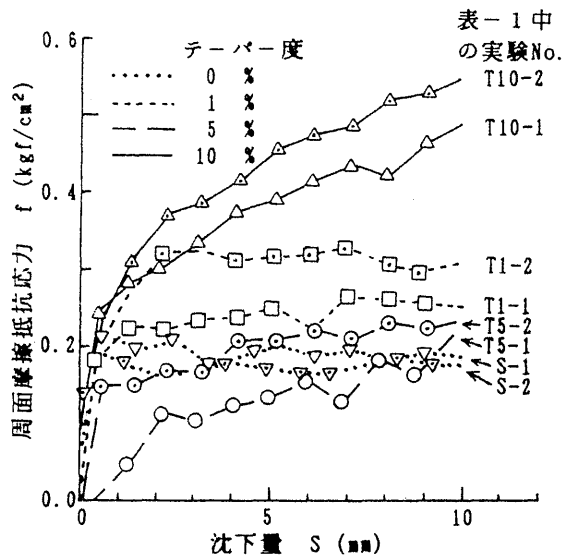
表-1 実験地盤条件

杭の種類		直杭		テーパ杭				ブレッシャメータ			
テーパ度		0%		1%		5%		10%			
表面粗さ $R_{ms} \times \mu m^{-1}$		12.3		18.5		7.3		10.7			
実験 No.		S-1	S-2	T1-1	T1-2	T5-1	T5-2	T10-1	T10-2	LLT-1	LLT-2
圧縮前	$\gamma_d$ (gf/cm <sup>3</sup> )	1.511	1.507	1.504	1.483	1.499	1.494	1.500	1.498	1.480	1.496
	$D_r$ (%)	78	77	77	71	75	74	75	75	70	74
圧縮後	$\gamma_d$ (gf/cm <sup>3</sup> )	1.524	1.517	1.518	1.507	1.513	1.509	1.514	1.513	1.496	1.512
	$D_r$ (%)	82	80	80	77	79	78	79	79	74	79

\*1: 基準長さ 2.5mm、10点の平均値      \*2:  $\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_h = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$  で圧縮



(a) S = 200mmまで



(b) 初期部分の拡大図

図-2 周面摩擦抵抗応力-沈下量関係

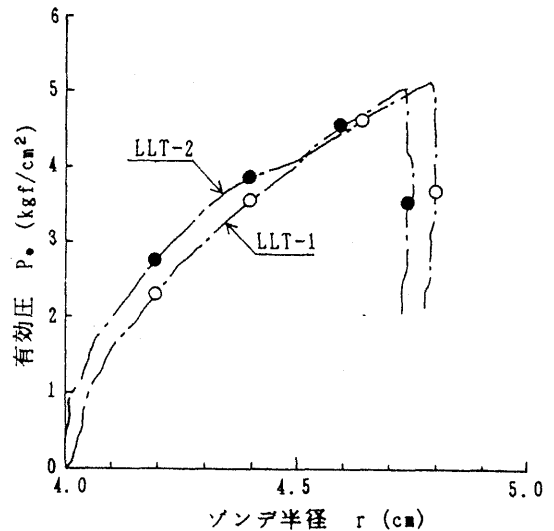


図-3 ブレッシャメータ試験の  $p_e$ - $r$  関係

### 3. 実験結果

杭の載荷試験から得られた周面摩擦抵抗応力-杭頭沈下量 ( $f-S$ ) 関係を図-2に、LLTの有効圧-ゾンデ半径 ( $p_e-r$ ) 関係を図-3に示す。

### 4. 円筒空洞拡大理論に基づく考察

#### 4.1 円筒空洞拡大理論解

弾性体に対する円筒空洞拡大理論解は、次式で与えられる<sup>3)</sup>。

$$p = \sigma_{ho} + 2G\varepsilon \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 $p$  = 空洞孔圧 (=  $p_e$ )

$\sigma_{ho}$  = 初期地盤内水平圧

$G$  = せん断弾性係数

$\varepsilon$  = 孔壁-土境界面における円周方向ひ

ずみ (hoop strain or circumferential strain) =  $\Delta r / r_0$  ( $\Delta r$  = 孔半径増分、 $r_0$  = 初期孔半径)

実際には、 $p$  の増加につれて空洞周辺の地盤内に塑性領域が発生し拡大していく。種々の応力-ひずみ関係を仮定した  $\phi$  材料 ( $c=0$ ) に対して、 $p \geq \sigma_{h0}(1+\sin\phi)$  におけるこのような条件下での理論解も得られている。例えば、完全弾塑性体で塑性体積ひずみがゼロと仮定すると、塑性領域の発生以降、すなわち  $p \geq \sigma_{h0}(1+\sin\phi)$  において、微小変形の場合の解は (2) 式で、大変形を考慮した場合の解<sup>4)</sup> は (3) 式で与えられる。

$$p = \sigma_{h0}(1+\sin\phi) [2G\varepsilon / \sigma_{h0}\sin\phi]^s \quad \dots(2)$$

$$p = \sigma_{h0}(1+\sin\phi) [2G\alpha / \sigma_{h0}\sin\phi]^s \quad \dots(3)$$

ここに、 $s = \sin\phi / (1+\sin\phi)$

$$\alpha = (1/2)(\Delta V / V) \quad (\Delta V = \text{孔体積増分、} V = \text{その時点での孔体積})$$

$$= (1/2) [ \{ (1+\varepsilon)^2 - 1 \} / (1+\varepsilon)^2 ] < 1/2$$

また、塑性体積ひずみをダイレイタンス角  $\Psi$  で考慮する場合、(2) 式に対応する解として (4) 式が提案されている<sup>5)</sup>。ただし、大変形の場合は、数値解析が必要となる<sup>6)</sup>。

$$p = \sigma_{h0}(1+\sin\phi) \left[ \frac{(2G\varepsilon / \sigma_{h0}\sin\phi) + \sin\Psi}{1+\sin\Psi} \right]^t \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 $t = \sin\phi(1+\sin\Psi) / (1+\sin\phi)$

上記以外にも、種々の仮定のもとに理論解が提案されているが<sup>3)</sup>、円筒空洞拡大問題におけるひずみとしては (1)・(2)・(4) 式で用いられている円周方向ひずみ  $\varepsilon$  を用いるのが便利である。ただし、極限拡大圧力の算定など、大変形を考慮しなければならない場合は (3) 式で説明した  $\alpha$  等を用いる必要がある。

#### 4. 2 $f-S$ 関係と $p_0-r$ 関係の直接比較

図-2 のテーパ杭の  $f-S$  関係と、図-3 のプレッシャメーター試験の  $p_0-r$  関係を、座標軸を共通のものに変換して、比較・検討してみる。

横軸としては、前節で説明した  $\varepsilon = \Delta r / r_0$  を採用する。テーパ杭では、図-1 から  $f$  を算定した部分の中央位置で  $\varepsilon$  を算定すると、

$$\varepsilon = S [2(D-d) / \{L(D+d)\}] \\ = S \{ (\text{テーパ度}/100) / (\text{中点での直径}) \} \dots(5)$$

となる。プレッシャメーター試験では、(1) 式を参考にして、 $\varepsilon @ p_0 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$  を図-3 に示した実測値から差し引く。

縦軸は、 $f$  と杭周面に作用する直応力 ( $\approx$  杭周面での地盤内水平応力  $\sigma_h = p_0$ ) との関係から決める。杭-土境界面ですべり面が発生している状態では、 $f = \sigma_h \tan\delta = \mu \sigma_h$  ( $\mu = \tan\delta =$  摩擦係数) と表されるので、

$$\Delta f = \mu \Delta \sigma_h \quad \dots\dots(6)$$

となる。 $\mu$  の値は、沈下の増加とともに変化しピーク値から残留値に減少するが、図-2 に示した直杭の  $f$  の実測値から  $\mu = 0.2 \sim 0.3$  程度となる。プレッシャメーター試験において、 $\Delta \sigma_h = p_0 - \sigma_{h0} = (p_0 - 0.5) [\text{kgf/cm}^2]$  であるので、(6) 式から図-3 のプレッシャメーター試験の  $p_0$  を次式で  $\Delta f$  に変換する。

$$\Delta f = (0.2 \sim 0.3)(p_0 - 0.5) [\text{kgf/cm}^2] \quad \dots(7)$$

一方、テーパ杭では、直杭ですべり面が発生したと見なせる時の  $f$  の値  $f_0$  (平均値  $0.203 \text{ kgf/cm}^2$ 、図-2 (b) 参照) を実測値から差し引いて  $\Delta f = f - f_0$  とする。また、 $f_0$  に対応する沈下量  $S_0$  (平均値  $0.525 \text{ mm}$ ) を  $S$  の実測値から差し引いて (5) 式の  $\varepsilon$  を計算する。

以上の条件で図-2・図-3 の結果から計算したテーパ杭およびプレッシャメーターの  $\Delta f - \varepsilon$  関係を図-4 に示す。ただし、簡潔のために、各結果は 2 つの値の平均値で示してある。

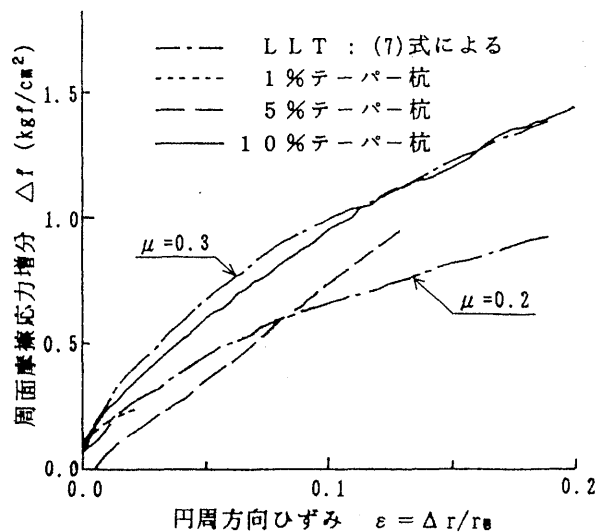


図-4 テーパ杭およびプレッシャメーターの試験結果から算定した  $\Delta f - \varepsilon$  関係の比較

#### 4. 3 考察

(1) テーパー杭の  $f-S$  曲線とプレッシャメーター試験結果の関係

図-4に示した両者の比較結果から、テーパー杭の沈下に伴う周面摩擦抵抗の増加は、プレッシャメーター試験結果と、良く対応していることが分かる。

5%テーパー杭が初期部分で  $\Delta f < 0$  となっているのは、図-2(b)に示した特に実験No. T5-1の初期部分のデータが影響している。これに加えて、杭-土境界面ですべりが発生している本実験において<sup>1)</sup>、表-1に示したように、杭の表面粗さの影響で、この杭のピーク時の摩擦係数が低い<sup>7)</sup>ことも影響していると考えられる。

プレッシャメーター試験における  $p_0-\varepsilon$  曲線のパターンは、弾性解の(1)式から弾塑性解の(2)・(4)式に移行する。地盤の乱れの影響は、強度定数よりも変形係数に顕著に現れるので、初期部分ほど乱れの影響を受けやすい<sup>8)</sup>。本実験におけるプレッシャメーター試験は、図-3に示したように除荷部分とほぼ同勾配の(1)式に対応する初期部分を得られており、2.2節で述べたゾンデ設置法からも、乱れの影響のほとんどない結果と見なせる。図-4において、1%・10%テーパー杭でもこの初期部分がある程度見られるが、沈下に伴う杭周辺地盤のせん断ひずみによる乱れの影響はさほど無いようである。

ただし、現場では乱れの影響のほとんどないプレッシャメーター試験結果を得ることは困難であるので、テーパー杭の施工法との関連等を考慮したうえで、 $\varepsilon$ の小さい部分の補正を行う必要があると考えられる。

また、粘性土地盤の場合には、テーパー杭の沈下速度との対応から決まるひずみ速度でプレッシャメーター試験を行い、その際に発生する間隙水圧の測定も行って有効応力による  $p_0$  を用いれば、同様な結果が得られると考えられる。

(2) テーパー杭の周面摩擦抵抗の特性

テーパー杭の周面摩擦抵抗に対して、壁面の受動土圧理論に基づく設計法が提案されている<sup>9)</sup>。しかし、軸対称問題であることは当然として、地表面に近いごく浅い部分や杭先端付近を除いて上下方向に平面ひずみ条件がほぼ満たされるので、(1)で述べたように円筒空洞拡大理論が適用できる。この場合(2)~(4)式から分かるように、 $p$ の極限值および

それに至るまでの変形は、変形拘束性が強いいため、壁面問題の場合よりずっと大きくなる。したがって、テーパー度の有効限界や摩擦抵抗の増加限界は、壁面の受動土圧理論で推定されるよりも数倍高い。例えば、(3)式から類推して、 $\log p_0 - \log \alpha$  関係を  $\alpha = 1/2$ まで外挿することにより  $p_0$ の極限值が推定できると考えられるが、図-3の結果からは極限值は  $10 \text{ kgf/cm}^2$ 程度、すなわち初期水平応力の約20倍と推定される。

また、直杭の  $f$  が、杭径の1%程度の沈下量でピーク値になった後すべり面が発生してきわめて脆い挙動を示すのと対照的に、テーパー杭の  $f$  は、すべり面の発生後も増加を続け先端抵抗と類似したねばり強い挙動を示す。この類似性は、先端抵抗に対しては球空洞拡大理論 (spherical cavity expansion theory) が適用しうる<sup>10)</sup>ことから、説明できる。したがって、量だけでなく質の点でも、テーパー杭の周面摩擦抵抗は直杭のそれよりも優れているといえよう。

謝辞: LLTの実験に対して、ご協力をいただいた(株)東京ソイルリサーチ 本社調査工事事部 中越光義氏に感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 平山・藪内・山下・上紺屋(1991): "砂中のテーパー杭の周面摩擦抵抗", 第26回土質工学研究発表会, pp.1385-1388.
- 2) 藪内・山下・上紺屋・平山(1991): "砂中の節杭・コルゲート杭のモデル実験", 第26回土質工学研究発表会, pp.1351-1354.
- 3) Baguelin, F., Jezequel, J.F. & Shields, D.H. (1978): *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Trans Tech Publications.
- 4) Gibson, R.E. & Anderson, W.F. (1961): "In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter", *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol. 56, pp. 615-618.
- 5) Hughes, J.M.O., Wroth, C.P. & Windle, D. (1977): "Pressuremeter tests in sands", *Geotechnique*, Vol. 27, No. 4, pp. 455-477.
- 6) Carter, J.P., Booker, J.R. & Yeung, S.K. (1986): "Cavity expansion in cohesive frictional soils", *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, pp. 349-358.
- 7) Uesugi, M. (1987): "Friction between dry sand and construction materials", D. Eng. Thesis, Tokyo Institute of Technology.
- 8) Fahey, M. & Randolph, M.F. (1984): "Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeter tests in sand", *Geotechnique*, Vol. 34, No. 1, pp. 81-97.
- 9) Norlund, R.L. (1963): "Bearing capacity of piles in cohesionless soils", *Proc. ASCE*, Vol. 89, No. SM3, pp. 1-35.
- 10) 平山(1988): "杭の鉛直支持力に関する理論と実際への適用", *土と基礎*, Vol. 36, No. 7, pp. 5-10.