

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

安福規之¹・落合英俊²・前田良刀³

¹正会員 工博 九州大学助教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

²フェロー会員 工博 九州大学教授

³正会員 工博 九州共立大学教授 (〒807-8585 北九州市八幡西区 自由ヶ丘 1-8)

本研究では、地盤力学的な考察に基づいて、主として砂質土地盤を対象とした場所打ち杭の周面摩擦力度と全周面摩擦力の合理的な算定方法を示し、その有用性を室内試験、原位置摩擦試験、実杭の載荷試験および既往の文献データによって検証した。主要な結論は次のとおりである。1) 土の限界状態における強度パラメーターは、周面摩擦力度を合理的に評価するための設計パラメーターとしては、有効である。2) 地盤と杭材の摩擦の発現メカニズムを考察することによって周面摩擦力度を精度良く評価するための水平土圧係数の算定式を提案した。3) この提案式を利用して、全周面摩擦力を算定するための平均化した水平土圧係数を導いた。4) これらの算定式の有用性及び妥当性を、しらす地盤を対象とした実杭の載荷試験および多くの文献データにより明らかにした。

Key Words : skin friction, cast-in-place pile, critical state friction angle, full scale load test, in-situ test

1. はじめに

杭の鉛直支持力は、杭先端地盤の鉛直方向抵抗と、杭と地盤の周面摩擦抵抗の和として求められる。ところが、先端支持力が発揮されるまでには大きな相対変位を必要とするために、実務設計における許容変位の範囲内では周面摩擦力が鉛直支持力の主要な部分となり、その精度の良い評価が重要となっている。

杭の周面摩擦力の算定法としては、1) N 値を直接利用した方法と 2) 杭と地盤との摩擦特性を反映した方法が代表的なものとして挙げられる。この中で、N 値を用いた半経験的な方法は、我が国では基準類等で既にその使用方法が示されており、実務上広く利用されている。しかしながら、この算定方法では、収集されたデータによる回帰式に基づくものであるために、個々の地盤特性を反映したものとはならず、その算定結果にはかなりの不確実性が含まれている。一方、地盤力学的な考察に基づく方法については、杭と地盤材料との摩擦特性に関する問題と地盤内応力の評価に関する問題の両面から検討がなされ、これまでに多くの知見が蓄積されている。しかし、Randolph らの指摘¹⁾にもあるように、実用的な設計パラメーターの同定を含めて、今後さらに検討すべき問題も多く残されており、特に支持力発

現メカニズムを考慮したバランスの取れた算定法の確立が望まれている。

本研究は、上述した状況を踏まえ、低振動、低騒音工法として市街地等で近年多用されている場所打ち杭を対象として、地盤力学的な考察に基づき、杭の周面摩擦力の合理的な算定法を提案するものである。また、その有用性をセルフポーリングタイプの原位置摩擦試験と実杭による載荷試験および既往の載荷データにより検証する。

なお、本研究の内容は、主として砂質土地盤を対象としたものであるが、排水条件あるいは地盤内の有効応力が明確な問題を想定した場合には、地盤の種類にはよらない。

2. 周面摩擦力度の算定式とパラメーターの決定

(1) 基本となる算定式

杭の周面摩擦力度は、一般に、杭と地盤の付着力と摩擦力の和として、次式で表される。

$$f_s = c'_0 + \sigma'_h \tan \phi'_0 \quad (1)$$

ここに、 f_s : 周面摩擦力度、 c'_0 、 ϕ'_0 : 杭と地盤との付着力と摩擦角、 σ'_h : 杭に作用する有効水平応力で

ある。上式の使用に際しては、地盤特性に係わるパラメーター c'_s , ϕ'_s と地盤内応力に係わるパラメーター σ'_h を合理的で精度良く決めることが重要となる。

地盤特性に係わるパラメーターについては、土の強度パラメーターと関連づけて多くの研究者によって検討されてきている。その代表的な研究として、Potyondy²⁾、石堂・山内³⁾、Vesic⁴⁾、Yoshimi and Kishida⁵⁾、Kishida and Uesugi⁶⁾らによるものが挙げられる。これらの研究結果に基づくと、杭と地盤との間で発現される摩擦角は土の種類と状態および杭材の種類やその表面粗度の違いによって大きく変化し、概ね $(0.5 \sim 1.0)\tan\phi'$ の範囲であることが知られている。また、有効水平応力 σ'_h は、有効土かぶり応力 σ'_v を用いて、 $\sigma'_h = K \sigma'_v$ として表すことが一般的であるが、水平土圧係数 K 値は Kezdi⁷⁾ がまとめているように、静止土圧係数 K_0 に近い値から、Ireland の実験結果⁸⁾ や Meyerhof⁹⁾ や Nordlund¹⁰⁾ の理論的な考察に基づいて導かれた受働土圧係数 K_p に至るまでの数多くの値が示されており、実務上決め難い係数となっている。さらに、石堂による実験的観察¹¹⁾ や Coyle ら¹²⁾、Randolph ら¹³⁾ による指摘のようにこの K 値は深さ方向に対して変化することが知られており、この特性をどのように表現するかが周面摩擦力度算定において重要となっている。以下では、周面摩擦力度の発現特性に着目しながら、これら3つのパラメーターをどのような考え方で、どのように算定するかを示す。

(2) 支持力算定のための強度パラメーター

構造材料の表面粗さがある値を越えると、土（地盤）と構造材料との接触面でのすべりは通常起こらず、土のせん断変形のみが生じることとなる。表面粗さをその材料の凹凸の最大値で表した実験結果によれば、その値は、粘土で $10 \mu\text{m}$ 、砂質土で $20 \sim 60 \mu\text{m}$ 程度であることが示されている（Yoshimi and Kishida⁵⁾；落合ら¹³⁾）。従って、杭表面が滑らかでない場所打ち杭ではその周面抵抗は、杭と地盤との間のすべりよりむしろ、杭周面の地盤のせん断抵抗によって発揮されていると考えられる。このことは、杭と地盤との間の付着力と摩擦角を求める際に、土の強度定数を用いて良いことを示している。石堂は、この考え方の妥当性を模型実験を通して確かめている¹¹⁾。

載荷試験結果（Fig.12）によれば、場所打ち杭の場合、周面摩擦力度の最大値は、杭径の2%程度の比較的小さな相対沈下量で生じる。ところが、2%程度の相対沈下量であっても、主要なせん断層が最大粒径の20倍程度であることを想定した薄層でのせん断変形を考えた場合には、そのせん断ひずみ量は数十%にも及び、杭近傍では十分大きな変位状態

にあるものと推察される。このことは、周面摩擦力度を算定するための地盤物性値として、十分大きなせん断変形が与えられた状態、即ち土の限界状態に対応する摩擦角 ϕ'_{cv} を用いることが合理的であることを示唆する。土の限界状態においては粘着力成分はなく、摩擦成分のみが発揮されるから、この時、

$$c'_s = 0 \quad (2a): \quad \phi'_s = \phi'_{cv} \quad (2b)$$

である。ここで、 ϕ'_{cv} は限界状態における摩擦角であり、この ϕ'_{cv} は、後述するように地盤密度や堆積構造によらず一義的に求まり、また通常の砂質土地盤では、その地盤の強さの最小値を保証する摩擦角であると考えられることから、地盤物性値として用いる場合には、有用である。

(3) 水平土圧係数の算定

式(1)によって杭周面摩擦力度を算定するためには、有効水平応力 σ'_h を具体的に与えなければならない。この有効水平応力は、杭と地盤の接触面近傍の応力状態に支配され、地盤の物性値や堆積環境の影響を受ける。周面摩擦力度が発揮されている時の有効水平応力 σ'_h は、有効鉛直応力 σ'_v と関連づけて、次式で表すことができる。

$$\sigma'_h = K \sigma'_v \quad (3)$$

したがって、上式に基づいて σ'_h を算定するということは、水平土圧係数 K 値を算定することに他ならず、その際地盤物性値、杭と地盤の相対変位特性、地盤の堆積環境等を考慮することが必要である。

場所打ち杭の場合、 K 値は通常、 $K_0 \leq K \leq K_p$ の範囲にあると想定される。ここに、 K_0 は静止土圧係数、 K_p は受働土圧係数である。設計では、 K 値は杭長や深さによらず一定であるとして算定されることが多い。しかし、地盤の物性値や変形特性が有効土かぶり応力つまり拘束圧の影響を受けることを想定すると、 K 値も有効土かぶり応力によって変化すると考えるほうがむしろ自然である。また、このような傾向は、いくつかの事例を通して報告されており、 K 値の深さ依存性を評価することの重要性が指摘されている（例えば Vesic⁴⁾）。ここでは、この K 値の特性を次のように考える。

1) 地表面近傍では、有効土かぶり応力が小さく、せん断変形に伴う正のダイレタンシーは潜在的に卓越する傾向にある。このため、それを周囲の地盤が拘束しようとし、結果として、 K 値は地表面に近いほど大きく、地表面では受働土圧係数 K_p に収れんする。

2) 地表面から深くなるにつれて有効土かぶり応力が増加し、せん断変形に伴う正のダイレタンシー

の発生が潜在的に拘束される。このため、深さと共にK値は、低下し、杭先端の深さでは、静止土圧係数 K_0 と一致する。

3) 深さの増加に伴うK値の低下の仕方は、地盤の堆積環境に影響される。

この3つの考え方をK値の算定に反映するために、次式を提案する。この考え方の合理性は、後述の載荷試験と既往のデータベースの結果との比較によって検証される。

$$K = \left\{ 1 - \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha \right\} K_p + \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha K_0 \quad (4)$$

ここに、 α は、応力履歴や年代効果に代表される地盤の堆積環境を反映するためのパラメーターであり、通常 α の取りえる範囲は $0 \leq \alpha \leq 1$ である。また、この α は、杭の施工法の違いを反映できるパラメーターでもあり考えられるが、このことの詳細な検討については次のステップとして別の機会に譲る。 z は深さ($0 \leq z \leq L$)、 L は杭の長さである。先の破壊モードの仮定を考慮すると、 K_p 値は ϕ'_{cv} の関数として次式で与えられる。

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'_{cv}}{1 - \sin \phi'_{cv}} \quad (5)$$

また、落合は、 K_0 状態が非塑性変形状態のもので発揮されるという考えに基づいて、 ϕ'_{cv} の関数として次の関係式を導いている¹⁴⁾。

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_{cv} \quad (6a)$$

この式は、過圧密の影響を考えない処女載荷時の平均的な静止土圧係数をうまく表すことが確認されている。ここでは、この式を過圧密効果を取り入れた算定式に拡張するために、経験式として次式を導入する。

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_{cv}) \sqrt{OCR} \quad (6b)$$

ここに、“OCR”は過圧密比である。Fig.1は、この式から予測される K_0 値とOCRの関係をもとに、 ϕ'_{cv} をパラメーターとして描いたものである。図中には豊浦砂とBoston Blue Clayに対する実測値^{15),16)}が比較のために示されているが、少なくともOCRが1.0程度までであれば、試料の種類にかかわらず予測値は実測値と比較的良好に対応にあることがわかる。

Fig.2は、式(4)を用いて、OCR=1、 $\phi'_{cv}=40^\circ$ の場合のK値と (z/L) の関係をもとに、 α の値をパラメーターにし

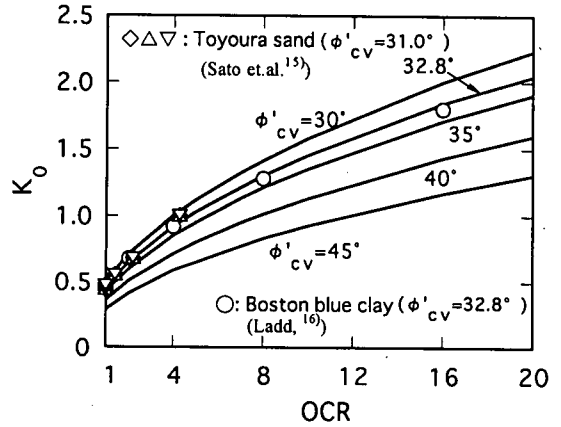


Fig. 1 Relationship between K_0 and OCR related to ϕ'_{cv}

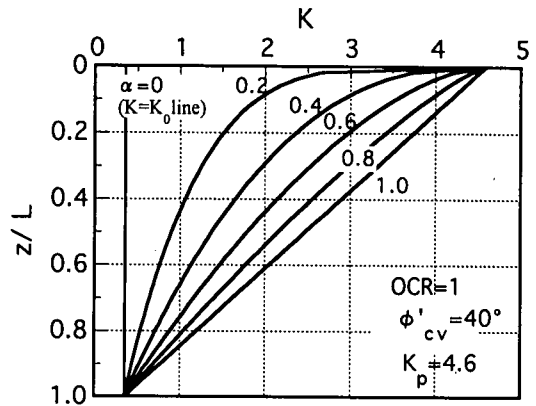


Fig.2 Relationship between z/L and K with various α

て示したものである。式(4)は、 $z=0$ の時 $K=K_p$ 、 $z=L$ の時 $K=K_0$ を与えること、また、特殊な場合として $\alpha=0$ の時、 (z/L) によらず常に $K=K_0$ となることを表現できる。また、堆積環境を反映した α の値によって、K値の変化の仕方が大きく異なることも理解でき、 α の値が小さいほど、深さに伴うK値の低下の割合は大きくなることが知れる。

(4) 周面摩擦力度の算定式

今までに述べた考え方に基づくと、式(1)は、

$$f_s = K \sigma'_v \tan \phi'_{cv} \quad (7)$$

として集約される。通常、杭に下方方向の変位が与えられれば、杭周辺のある範囲内の土粒子は下方方向に動くことから、その周囲の有効土かぶり応力 σ'_v には、アーチ作用によって減少する要因と杭と地盤との摩擦力によって増加する要因のあることが知られている(例えば Vesic⁹⁾、Berezantzev¹⁷⁾、石堂・山内³⁾)。

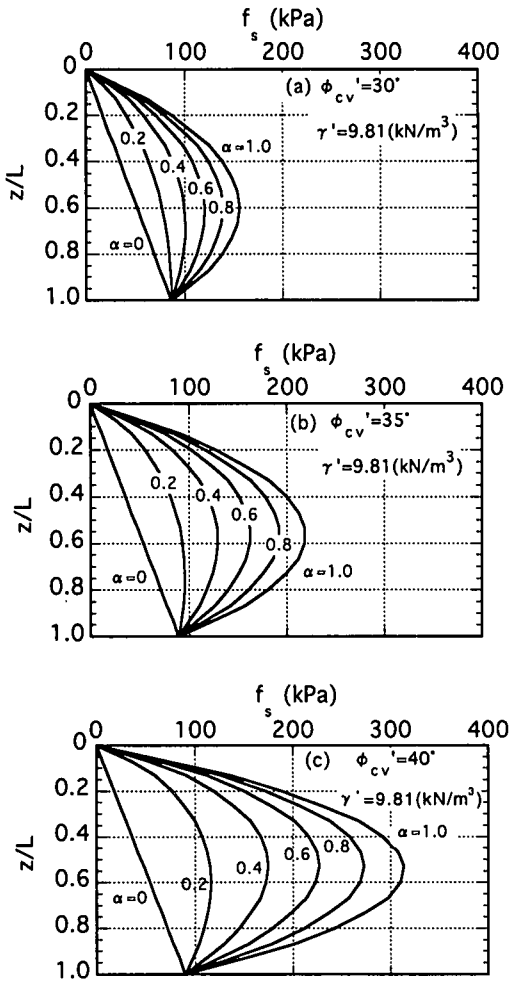


Fig.3 f_s - z/L relationship related to parameter α ;
 (a) $\phi_{cv}' = 30^\circ$, (b) $\phi_{cv}' = 35^\circ$, (c) $\phi_{cv}' = 40^\circ$

ここでは、この2つの効果が近似的に相殺されるという石堂・山内の考え方³⁾に基づき、有効土かぶり応力 σ_v は次式で表せることを仮定する。なお、この近似の精度は、杭長や地盤の種類など多くの要因によって影響されるが、実務上の第一近似としては有効であると考えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma' z + \sigma_f - \sigma_a \\ &\approx \gamma' z \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 γ' : 水中単位体積重量、 σ_f : 摩擦力による分布圧、 σ_a : アーチングによる減少圧である。したがって、式(7)に式(8)と式(4)を代入し、さらに式(5)と式(6)を考慮することによって、深さ比 z/L における周面摩擦力度 f_s は、

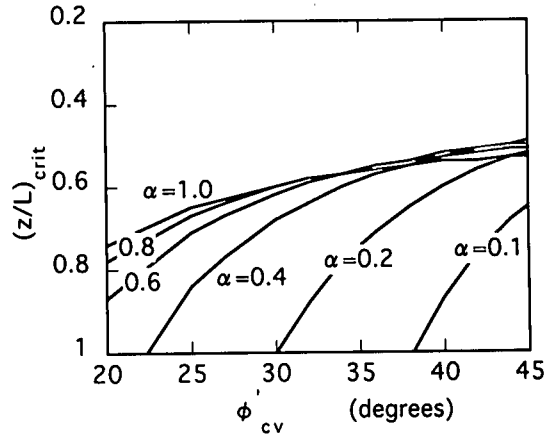


Fig.4 Relationship between $(z/L)_{crit}$ and ϕ_{cv}' related to α

$$f_s = \gamma' z \left[\left\{ 1 - \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha \right\} K_p + \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha K_0 \right] \tan \phi_{cv}' \quad (9)$$

ここに、

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi_{cv}'}{1 - \sin \phi_{cv}'} ; \quad K_0 = (1 - \sin \phi_{cv}') \sqrt{OCR}$$

と算定される。この式から、周面摩擦力度の推定に必要なパラメータは、 α の値と地盤の初期応力と関連した γ' とOCRおよび設計強度パラメータとしての ϕ_{cv}' である。また、この算定法は、杭に十分な沈下が与えられた状態での周面摩擦力度を求めるものであるから、対象となる地盤は、杭全体にわたって、限界状態すなわち ϕ_{cv}' が発揮されている状態に既にあることを想定している。Fig.3は、式(9)に基づいて、OCR=1、 $\phi_{cv}' = 30^\circ, 35^\circ$ および 40° の場合の f_s 値と z/L の関係を α の値をパラメータにして描いたものである。 f_s - z/L 関係は、深さと共に単調に増加する静水圧分布とはならず α と ϕ_{cv}' 値に依存した凸な曲線であることが知れる。この傾向は、Vesic⁹⁾や藤田ら¹⁸⁾によって実験的に示された試験結果からも読み取れるものである。さて、この関係で f_s が最大値(極値)を示す深さ比 $(z/L)_{crit}$ は、 $df_s/dz = 0$ の条件を満たす z/L として求められるから、式(9)に基づいて若干の計算を行なうと結果的に

$$\begin{aligned} \left(\frac{z}{L} \right)_{crit} &= \left\{ \frac{K_p}{(1 + \alpha)(K_p - K_0)} \right\}^{\frac{1}{\alpha}} \\ &= \left\{ \frac{1 + \sin \phi_{cv}'}{(1 + \alpha)(3 - \sin \phi_{cv}') \sin \phi_{cv}'} \right\}^{\frac{1}{\alpha}} \end{aligned} \quad (10)$$

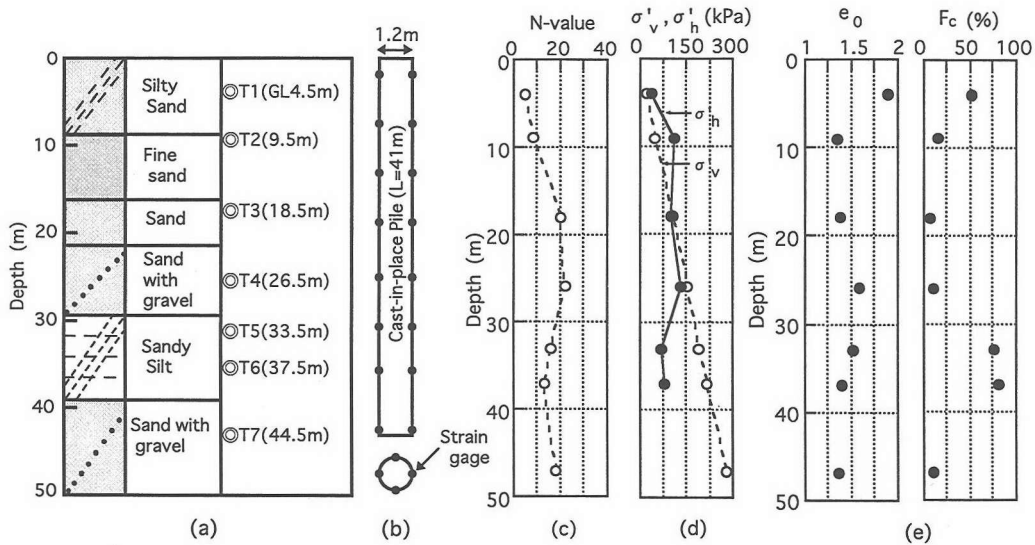


Fig.5 Soil profiles and the various soil parameters with depth for volcanic ash soil 'Shirasu' sediments

の関係が導ける。Fig.4は $(z/L)_{crit}$ と ϕ'_{cv} の関係を α をパラメーターとして示したものである。これより、 f_s が最大値となる深さ $(z/L)_{crit}$ は ϕ'_{cv} と α に依存して変動し、杭頭から杭先端内 $(0 < z/L < 1)$ で f_s の最大値が存在するかどうかは ϕ'_{cv} と α の大きさによって決まり、特色として ϕ'_{cv} が大きい程、また α 値が大きいほど f_s の最大値は表われやすい。

3. 原位置試験による検証

(1) 設計パラメーター

a) 地盤条件

Fig.5は、原位置試験を実施した天降川橋現場の二次堆積しらす地盤のプロフィールをまとめたものである¹⁹⁾。Figs.5(a)と(b)には地質概要と載荷試験杭の杭長を、Figs.5(c)と(d)には標準貫入試験の結果及び有効土かぶり応力 σ'_v とプレシオメーター試験により求めた降伏時の水平応力 σ'_h の測定結果を示している。なお、プレシオメーター試験は、杭設置前のジャストポイントで行われている。また、Fig.5(e)は初期間隙比 e_0 と細粒分含有率 F_c (75 μ m以下)の深さ分布を示したものである。これらの結果より、1) 当該地盤のN値は4~28の範囲にあり、深さ50mにおいても明確な支持層が表われないこと、2) 有効土かぶり応力 σ'_v は深さと共にほぼ直線的に増加するが、水平応力 σ'_h は深さに対して一義的な関係はなく、応力履歴の影響をかなり受けていると推察されること、3) 地盤の初期間隙比 $e_0=1\sim 1.5$ 、細粒分含有率 $F_c=5\sim 80\%$ の範囲に分布し、深さによってかな

り変動しているが、いずれの層の地盤も活性のないシルトや礫を含む砂質土系のしらす地盤であること、などがわかる。

Table 1は、本しらす地盤の基本的な特性を深さに着目してまとめたものである。表中には、土粒子密度 ρ_s 、水中単位体積重量 γ' 、平均粒径 D_{50} 、細粒分含有率 F_c 、初期間隙比 e_0 、有効土かぶり応力 σ'_v 、有効水平応力 σ'_h 、過圧密比OCR、N値および限界状態での摩擦角 ϕ'_{cv} の具体的な値が示されている。なお、OCRは一次元圧縮試験の結果を $e\text{-log}p'$ 曲線として整理し、キャサグランデ法により降伏応力を求め、それと有効土かぶり応力の比として算定している。

b) 原位置地盤の ϕ'_{cv}

限界状態における摩擦角 ϕ'_{cv} を求めるためにトリプルチューブサンプラーを用いてT1~T7の位置(Fig.5(a)参照)で採取した不攪乱供試体について、排水三軸圧縮試験を実施した。実験は、拘束圧50-400kPaの範囲で、ひずみ速度0.05%/minで行った。

Fig.6は、実験から得られたT1~T7試料の地盤物性値としての ϕ'_{cv} と細粒分含有率 F_c の関係をまとめたものである。この結果から、杭長よりも深部にあるT7のデータを除くと、 ϕ'_{cv} の平均値は $39^\circ\sim 42^\circ$ の範囲にあり、 F_c による変動が 3° 程度とかなり小さいことがわかる。

c) 強度パラメーターとしての ϕ'_{cv} の求め方と特色

土の応力ひずみ関係が次式で定義される状態を満足する時、その土は限界状態にあるといい、その時発揮される摩擦角を限界状態における摩擦角 ϕ'_{cv} と呼ぶ(Schofield and Wroth²⁰⁾; Wood²¹⁾。

Table 1 Fundamental properties of sandy ground with depth

Site	Depth (m)	ρ_s (g/cm ³)	γ' (kN/m ³)	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)	e_0	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	OCR	N-value	ϕ'_{cv} (°)	$f_{s(max)}$ (kPa)
T1	4	2.484	5.00	0.067	-	52.5	1.892	20.5	36.0	3.4	5	40.7	37.5
T2	9	2.436	5.98	0.170	55.6	16.2	1.345	48.6	112.0	5.1	8	43.0	128.2
T3	18	2.450	5.98	0.290	3.6	7.5	1.373	103.7	100.0	2.0	20	41.1	61.1
T4	26	2.484	5.69	0.290	24.4	10.7	1.582	151.1	130.0	1.2	22	41.0	98.5
T5	33	2.418	5.49	0.023	-	76.4	1.520	191.0	71.0	1.0	16	40.1	72.9
T6	37	2.436	5.89	0.019	-	81.4	1.393	214.2	81.0	1.2	13	39.2	93.1
T7	47	2.660	6.87	0.320	30.8	9.6	1.359	279.4	-	-	18	38.0	-

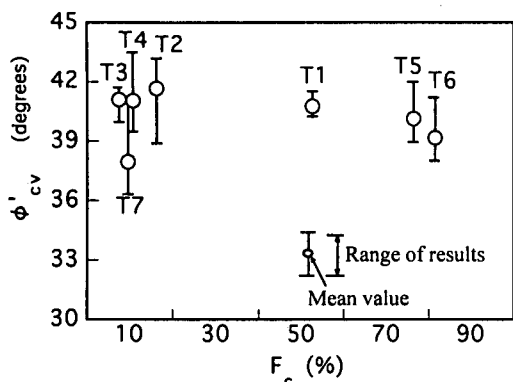


Fig.6 Characteristics of ϕ'_{cv} for undisturbed 'Shirasu' related to F_c -values

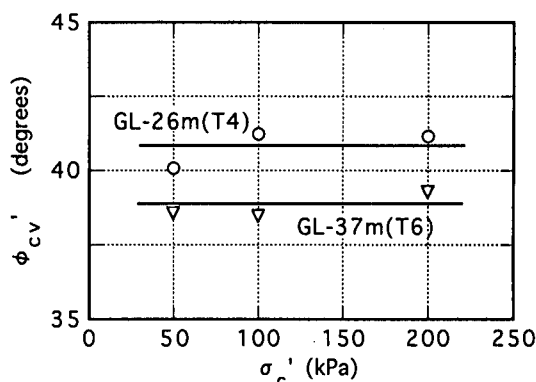


Fig.7 Effect of confining pressure on ϕ'_{cv}

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial \varepsilon} = 0 \quad (11)$$

ここに、 p' ($=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$) :平均有効応力, q ($=\sigma'_1-\sigma'_3$) :軸差応力, ε_v ($=\varepsilon_1+2\varepsilon_3$) :体積ひずみ, および ε ($=2(\varepsilon_1-\varepsilon_3)/3$) :せん断ひずみである。この式が定義する状態は、 p' , q と ε_v が変化せずにせん断ひずみのみが連続的に進行する状態であり、通常極めて大きなせん断ひずみを与えてはじめて到達しえる状態である。ここでは、上式で $d\varepsilon_v/d\varepsilon=0$ のみを満足する状態、すなわちせん断中の体積ひずみが圧縮から膨張に転ずるときの応力比 η' ($=q/p'$) を求め(Fig.8の矢印参照), その値から $c'_{cv}=0$ を前提として、 $\sin\phi'_{cv} = 3\eta'_{cv}/(6+\eta'_{cv})$ の関係により ϕ'_{cv} を算定した。この ϕ'_{cv} が、第一近似として式(11)を満たす ϕ'_{cv} とよい対応にあることは、すでに多くの研究者により確認されている(例えば Negussey ら²², Yasufuku ら²³)。

周面摩擦力度算定において、この限界状態における摩擦角 ϕ'_{cv} を導入する利点として特に強調すべきは、次の3つの事項である。

1) 土の密度、初期構造や拘束圧によらず、 ϕ'_{cv} は一義的に決定できる。つまり、これは、地盤材料が決まれば、土の初期状態や応力状態によらず強度パラメーターがひとつ求められことを意味し、パラメーターを決めるという立場からすると極めて都合がよい。Fig.7は拘束圧の影響をみるためにT4とT6

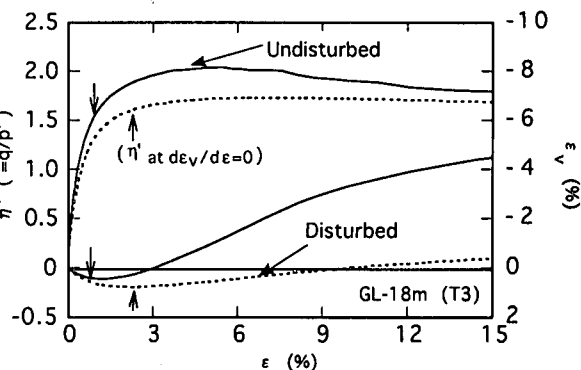


Fig.8 Comparison of stress-strain relationship for undisturbed and disturbed 'Shirasu' specimen

地点の結果をまとめたものであるが、いずれの試料も拘束圧の影響を受けていないことが概ね確認できる。

2) 試料が同じであれば、試料の状態に関係なく、すなわち乱さない試料であろうが、乱した試料であろうが、得られる ϕ'_{cv} に有意な差はない。したがって、 ϕ'_{cv} を求める場合には、乱した試料を用いても良いことを意味する。Fig.8は、T3での乱した試料と乱さない試料の応力ひずみ関係を示している。応力比はせん断変形が大きくなると、概ね一致する傾向にあ

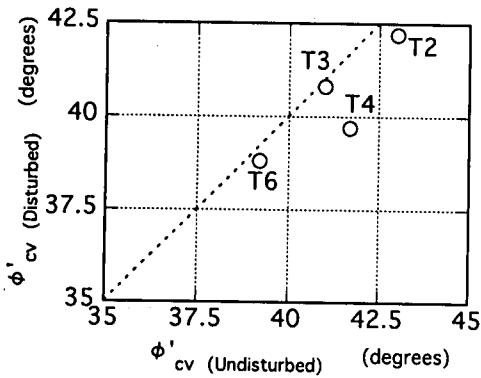


Fig.9 Comparison of ϕ'_{cv} for undisturbed and disturbed specimen

ることがわかる。さらに、Fig.9は、T2, T3, T4とT6での乱した試料と乱さない試料の ϕ'_{cv} を比較したものである。乱さない試料の ϕ'_{cv} と乱した試料の ϕ'_{cv} の比をとると、0.97~1.00の範囲であり、近似的にはこの考え方の妥当性が示されている。

3) この摩擦角は、式(11)に示されるように物理的な定義が明確である。また、せん断過程でタープレントなフロー(turbulent flow)²¹⁾を示す通常の砂質土地盤では、土の強さの最低限を保障する摩擦角であり、安全性の確保を第一とする設計の理念からすると都合の良いパラメーターと言える。

d) 水平土圧係数とパラメーター α

Fig.10は、Fig.5の σ'_h と σ'_v から求めた水平土圧係数 $K = \sigma'_h / \sigma'_v$ 値と深さ比 z/L の関係を示したものである。また、図中には後述する実杭の載荷試験から得られた各深さでの周面摩擦強度の最大値 $f_{s(max)}$ (Table 1, Fig.12 参照)から、

$$K = \frac{f_{s(max)}}{\sigma'_v \tan \phi'_{cv}} \quad (12)$$

の関係を使って算定されたK値と z/L の関係、および $\alpha=0.2$ とした場合の提案式(式(4))によるK値、また式(5)と式(6)による K_p 値と K_0 値も比較のために併せて示している。この図から当該地盤の場合、プレシオメーター試験と実杭の載荷試験の結果に基づいて求められたK値は、いずれも静止土圧係数と受働土圧係数の中間の状態にあり、深さの増加とともに徐々に減少し、 K_0 値に近づいてゆくことがわかる。また $\alpha=0.2$ とした提案式(式(4))が深さに伴うこのK値の変化を良好に表わしており、実測値をうまく表現するためには、 $\alpha=0.2$ 程度が有効であると言える。

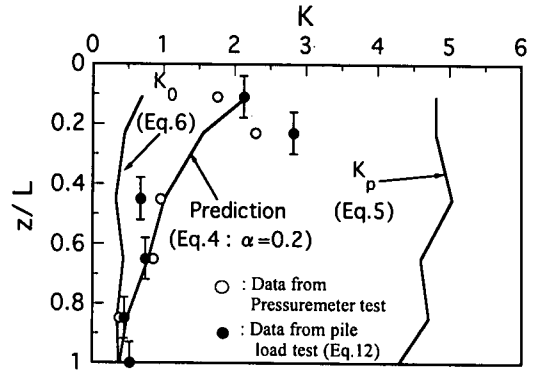


Fig.10 Comparison of lateral effective stress coefficients obtained from pile load test and calculated ones

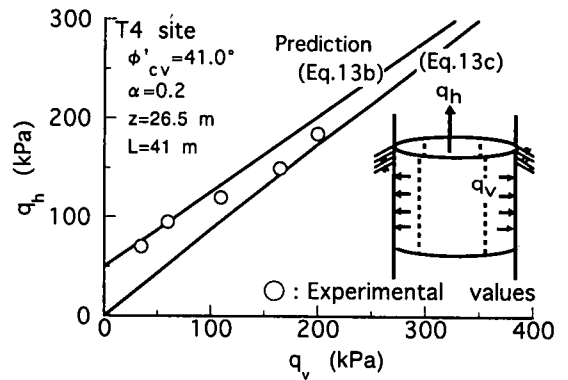


Fig.11 Comparison of stress values q_h obtained from in-situ friction tests at T4 site and computed ones

(2) 原位置摩擦試験結果との比較

新たに製作した原位置摩擦試験装置では、Fig.11中に模式的に示しているようにボーリング孔内の壁に円筒状の四つ割載荷板(せん断プレート)を設置し、一定の垂直応力 q_v を加えた状態で載荷板を上方に引き上げ、その時のせん断応力 q_h を測定する。この試験装置の概要については、既に前田らによって示されている²⁴⁾。本研究において、せん断プレートと地盤の摩擦抵抗 f_s 、すなわち q_h は $(q_v, z/L, \sigma'_v, \phi'_{cv})$ の関数として式(13a)のかたちで与えられ、その具体的な算定式として式(9)が有効であるとする。すなわち、

$$f_s = q_h \left(q_v, \frac{z}{L}, \sigma'_v, \phi'_{cv} \right) \quad (13a)$$

ここで、 q_v が式(9)における $K_0 \sigma'_v$ に対応し、ボーリング孔の深さをLとみなすと、 q_h は次式となる。

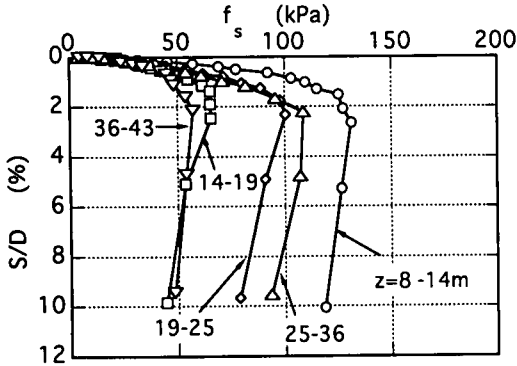


Fig.12 Relationship between skin friction and pile normalized settlement obtained from a full scale pile loading test

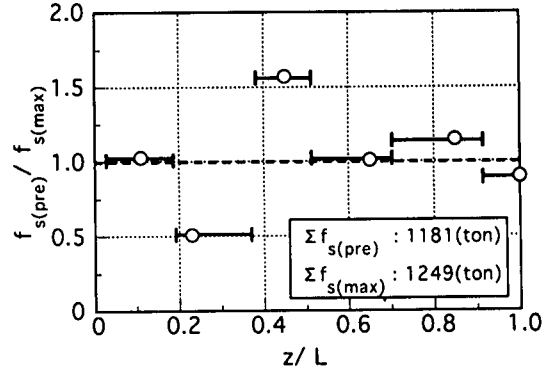


Fig.14 Ratio of predicted and measured maximum skin frictions with depth

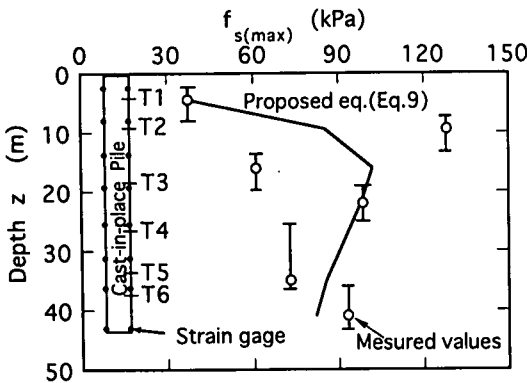


Fig.13 Comparison of measured skin frictions with predicted ones

$$q_h = \left[\left\{ 1 - \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha \right\} K_p \sigma'_v + \left(\frac{z}{L} \right)^\alpha q_v \right] \tan \phi'_{cv} \quad (13b)$$

さらに、ボーリング孔の深さ L と摩擦試験が行われる深さ z が一致するとすれば、式(13b)は次式となる。

$$q_h = q_v \tan \phi'_{cv} \quad (13c)$$

Fig.11 は、T4 (Fig.5(a)参照) のサイトで行った原位置摩擦試験の結果を q_h - q_v 関係として示したものである。図中のプロットは実測値、二つの実線は式(13b)と式(13c)を用いた予測値である。実測値は二つの予測値の間に位置し、予測式の有用性が示唆される。

(3) 実杭による原位置載荷試験結果との比較

Fig.5 に示した地盤において、オールケーシング工法により施工された杭径 1.2m、杭長 41m の場所打ち杭の鉛直載荷試験を多サイクル方式で行なった²³⁾。

試験では、Fig.5(b)中の黒丸で示す位置に 1 断面当たり 4 つのひずみ計を設置し、軸力差から周面摩擦力度を求めた。

Fig.12 は、各深さでの周面摩擦力度 f_s と杭径 D で正規化した沈下量 (S/D) の関係を示したものである。いずれの深さにおいても、周面摩擦力度の最大値は $S/D=2\%$ 程度で発揮されることがわかる。Fig.13 は、周面摩擦力度の最大値 $f_{s(max)}$ と深さ z との関係を示したものである。また、図中には提案式 (式(9)) によって求めた f_s - z 関係も比較のために示している。当該地盤の場合、 $f_{s(max)}$ と深さ z との間には静水圧分布的な増加傾向は見られず、むしろある深さにおいてピーク値を示す特性が表われており、予測結果の示す特性と良い対応にあることが伺える。Fig.14 は、提案法によって求めた T1~T6 における周面摩擦力度の予測値 $f_{s(pre)}$ と実測値 $f_{s(max)}$ の比 $(f_{s(pre)}/f_{s(max)})$ を深さ (z/L) に対して整理した結果である。予測値と実測値の比は $z/L = 0.2-0.5$ の範囲で変動はあるものの、平均化すれば杭全長にわたってほぼ 1.0 の付近にあり、提案法の妥当性が認められる。また、周面摩擦力度の杭全長にわたる合計値(全周面摩擦力)について、提案法による予測値と実測値の比を求めると、

$$\frac{\Sigma f_{s(pre)}}{\Sigma f_{s(max)}} = \frac{1181(\text{ton})}{1249(\text{ton})} = 0.94 \quad (14)$$

となり、予測精度は良好である。

4. 既往の載荷試験結果との比較

(1) 平均的な水平土圧係数 \bar{K} 値

全周面摩擦力の算定において、杭の根入れ長全体での平均の水平土圧係数 \bar{K} 値が知れば、実務設計上好都合である。第一近似として、地盤内において平均的な摩擦角 ϕ'_{cv} が発揮されていることと、深さ方

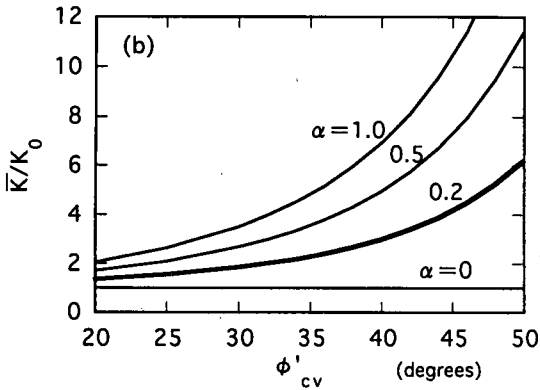
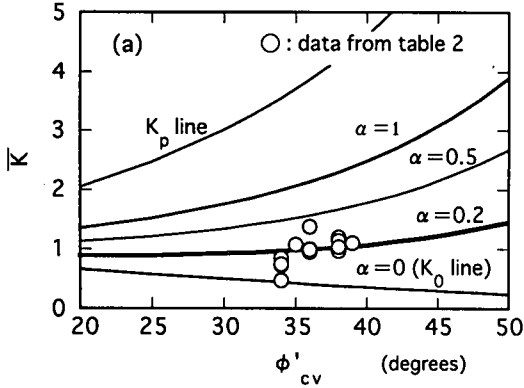


Fig.15 Characteristics of \bar{K} values ;
 (a) \bar{K} - ϕ'_{cv} relationship, (b) \bar{K}/K_0 - ϕ'_{cv} relationship

向に平均化された有効土かぶり応力と OCR を想定すれば、式(4)で与えられる K 値の平均値、つまり、杭の根入れ長全体で平均化された水平土圧係数 \bar{K} 値は、

$$\bar{K} = \frac{1}{L} \int_0^L K dz \quad (15)$$

で与えられる。この式に式(4)を代入し、若干の計算を行なうと \bar{K} 値として

$$\bar{K} = \frac{1}{\alpha+1} \{ \alpha K_p + K_0 \} \quad (16)$$

の関係が導ける。さらに、上式で \bar{K} 値を K_0 値で正規化した上で、式(5)と式(6)により K_p 値と K_0 値を表現すれば、 \bar{K}/K_0 値は、

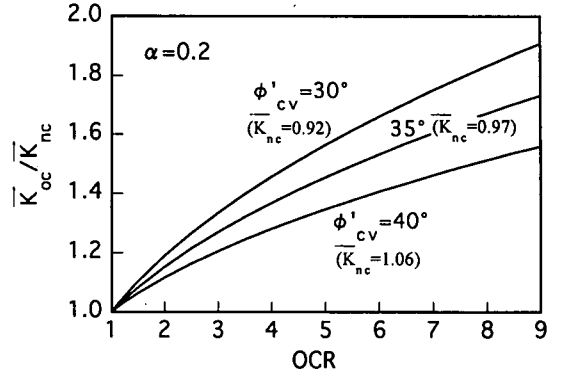


Fig.16 Relationship between $\bar{K}_{oc}/\bar{K}_{nc}$ and OCR

$$\begin{aligned} \frac{\bar{K}}{K_0} &= \frac{1}{\alpha+1} \left\{ \alpha \frac{K_p}{K_0} + 1 \right\} \\ &= \frac{1}{\alpha+1} \left\{ \frac{\alpha(1+\sin\phi'_{cv})}{(1-\sin\phi'_{cv})^2 \sqrt{OCR}} + 1 \right\} \quad (17) \end{aligned}$$

となる。これより、提案式に基づく平均化された水平土圧係数 \bar{K} 値は、 α 値と ϕ'_{cv} の平均値と過圧密比 OCR によって表わされ、特に $\alpha=0$ の時 $\bar{K}=K_0$ 、 $\alpha=1$ の時 $\bar{K}=(K_0+K_p)/2$ となる。

Figs.15(a)と(b)は、OCR=1 とおいて描いた \bar{K} 値及び \bar{K}/K_0 値と ϕ'_{cv} 値の関係を α をパラメーターとして描いたものである。また、Fig.15(a) 中には比較のために式(5)と式(6)で与えられる K_p 値および K_0 値と ϕ'_{cv} 値の関係も示している。この図から、 α 値が小さくなるほど \bar{K} 値は K_0 値に近づき、また OCR=1.0 を想定し、 $\alpha=0.2$ とした時の \bar{K} 値は ϕ'_{cv} 値の増加と共に増加する傾向にあるものの、その影響は小さく、例えば、英国の基準³⁰⁾で規定されている砂質土の限界状態における摩擦角、 $\phi'_{cv}=30^\circ \sim 38^\circ$ の範囲では 1.0 程度であることが知れる。Fig.16 は、 \bar{K} 値に及ぼす過圧密の影響を式(16)に基づいて調べたものである。過圧密時の \bar{K} 値 (\bar{K}_{oc}) を図中に示した OCR=1 の時の \bar{K} 値 (\bar{K}_{nc}) で正規化した量と OCR の関係が ϕ'_{cv} 値をパラメーターとして示されている。この図から、OCR の増加に伴う \bar{K}_{oc} 値の増加の様子が理解できるが、OCR の影響の程度は、 ϕ'_{cv} 値が大きい程、相対的に小さくなることがわかる。

さて、平均の有効土かぶり応力を $\bar{\sigma}_v = \frac{1}{2} \gamma L$ とし、場所打ち杭として最も一般的な円柱状の杭を想

Table 2 Summary of field and calculated data in cast-in-place concrete piles

Pile test	Soil description	Diameter d (m)	Length L(m)	L/d	$F_{s(m)}$ (kN)	$\bar{\gamma}'_{(m)}$ (kN/m ³)	$\bar{\sigma}'_v$ (kPa)	$\bar{\phi}'_{cv}$ (°)	$\bar{K}_{(m)}$	$\alpha_{(m)}$	$\bar{K}_{(pre)}$	$F_{s(pre)}$ (kN)	
Mansur & Hunter ²⁶⁾	sand/gravel	0.41	5.3	13	290.8	-	56.8	35	1.07	0.25	0.97	263.4	
Furlow ¹²⁾ *1	silty sand	0.46	5.1	11	402.4	-	71.4	38	0.98	0.18	1.02	419.7	
Shii, Someya & Takeuchi ²⁷⁾ *2	sand/clay	1.2	11.0	9.2	5910	-	152.0	38	1.20	0.27	1.02	4895	
	sand/clay	1.2	13.0	11	4361	-	99.7	38	1.14	0.25	1.02	3899	
	sand/clay	1.2	13.0	11	6328	-	137.0	38	1.20	0.27	1.02	5240	
	sand/clay	1.2	11.0	9.2	4228	-	114.3	38	1.14	0.25	1.02	3780	
JSF 1811-1993 ²⁸⁾ *3	sand/silt	1.5	44.5	30	11800	8	180	34	0.47	0.01	0.96	24100	
	silt/clay	1.5	40.0	27	30000	11	220	36	1.00	0.20	0.99	29700	
	sand/silt	1.5	32.0	21	26550	11	180	36	1.38	0.39	0.99	19000	
	sand/silt	1.5	33.2	22	14750	10.5	170	34	0.82	0.14	0.96	17200	
	sand	1.0	28.8	29	7830	10.5	151	34	0.85	0.15	0.96	8800	
	sand/clay	1.5	18.5	12	6400	11.5	106	36	0.95	0.19	0.99	6640	
	sand/clay	1.5	22.4	15	9800	11.5	129	36	0.99	0.20	0.99	9730	
	sand/clay	0.8	26.2	33	3600	8.5	111	34	0.73	0.10	0.96	4730	
	sand/clay	1.02	24.0	24	3900	8.5	102	34	0.74	0.11	0.96	5040	
	sand/gravel	1.2	23.5	20	9200	11.5	135	38	0.97	0.18	1.02	9550	
	Nitao Site ²⁹⁾ *4	sandy soils	1.2	39	33	14000	6	117	38	1.04	0.21	1.02	13700
	This Study ²⁵⁾ (Amori Site)	sandy soils	1.2	41	34	12500	-	91	39	1.10	0.22	1.04	12000

*1: data from Coyle et.al.(1981); *2, *4: ϕ'_{cv} was determined from BS8002;
*3: $\gamma'_{(m)}$ and ϕ'_{cv} were determined from BS8002;

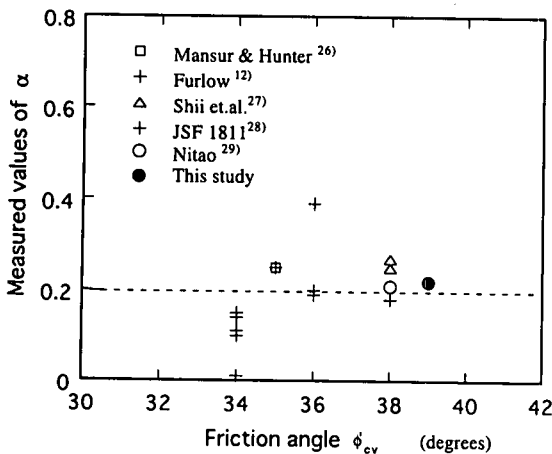


Fig.17 Characteristics of measured values of α related to ϕ_{cv}

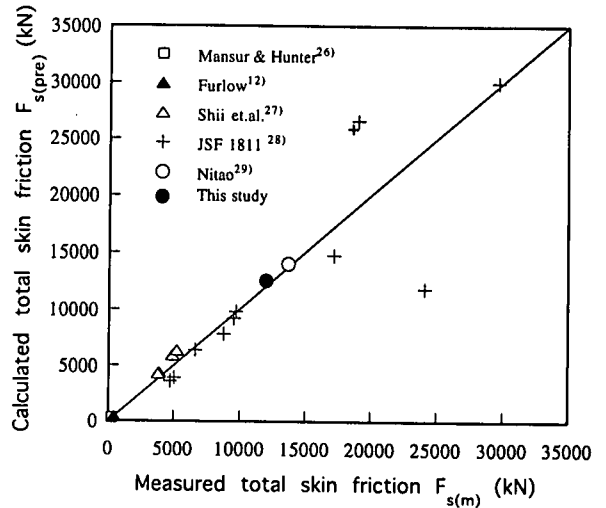


Fig.18 Comparison of calculated total skin frictions with measured ones

定すると、全周面摩擦力 F_s は式(16)を用いることにより

$$F_s = \frac{1}{2} \bar{\gamma}' (\pi DL^2) \bar{K} \tan \bar{\phi}'_{cv}$$

$$= \frac{\pi DL^2 \bar{\gamma}'}{2(\alpha + 1)} \{ \alpha K_p + K_0 \} \tan \bar{\phi}'_{cv} \quad (18)$$

で求められる。ここに、 $\bar{\gamma}'$ と $\bar{\phi}'_{cv}$ は対象とする地盤の平均的な γ' と ϕ'_{cv} の値であり、 n 層からなる地盤の

場合、 $\bar{\gamma}' = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma'_{i1}}{L}$ 、 $\bar{\phi}'_{cv} = \frac{\sum_{i=1}^n \phi'_{cv,i1}}{L}$ でそれぞれ算定する。なお、 l_i は i 層の分布幅である。

(2) 既往の文献データとの比較

Table 2 は、参照した場所打ちコンクリート杭の載荷試験結果^{12),25),29)} をとりまとめたものである。ここでの主体は、砂質土地盤であるが、砂とシルト、砂と礫、砂と粘土といった互層地盤における試験結果も含めている。表中には、参照した文献、主要な土質、杭径 d 、杭長 L 、根入れ比 L/d 、全周面摩擦力の

実測値 $F_{s(m)}$, 平均化された水中単位体積重量 $\bar{\gamma}'$ と摩擦角 $\bar{\phi}'_{cv}$ および有効土かぶり応力 $\bar{\sigma}'_v (= \frac{1}{2} \bar{\gamma} L)$, 式(18)を用いて $F_{s(m)}$ から算定した \bar{K} 値 ($\bar{K}_{(m)}$), 式(16)により $\alpha = 0.2$ として計算した \bar{K} 値 ($\bar{K}_{(pre)}$) および全周面摩擦係数 $\bar{F}_{s(pre)}$ が示されている。なお、参照した文献中に $\bar{\gamma}'$ と $\bar{\phi}'_{cv}$ に関する情報がない場合には、英国の基準である BS8002 に示された方法³⁰⁾ を使って2つのパラメータを推定している。 $F_{s(m)}$ による $\bar{K}_{(m)}$ (○の印) と $\alpha = 0, 0.2, 0.5$ および 1.0 として計算した $\bar{K}_{(pre)}$ の値が Fig.15(a) 中に示されているが、総じて $\alpha = 0.2$ による $\bar{K}_{(pre)}$ が実測値 $\bar{K}_{(m)}$ の特性を良好に表現していると言える。また、式(16)に基づく $\alpha_{(m)}$ は実測値 $\bar{K}_{(m)}$ から、

$$\alpha_{(m)} = \frac{\bar{K}_{(m)} - K_0}{K_p - \bar{K}_{(m)}} \quad (19)$$

で求められる。Fig.17 は、この $\alpha_{(m)}$ と $\bar{\phi}'_{cv}$ の関係を示したものであり、ばらつきはあるものの、 $\alpha = 0.2$ 程度に結果が集まっていることが理解できる。Fig.18 は、全周面摩擦係数 F_s の実測値と予測値の比較を行ったものである。この結果から、 $\alpha = 0.2$ を用いた式(18)による全周面摩擦係数 F_s の予測精度は、既往の場所打ちコンクリート杭の載荷試験結果に対しても良好であると言える。

5. まとめ

土の限界状態の摩擦角に着目した場所打ち杭の周面摩擦係数と全周面摩擦力の算定方法を示し、その有用性を室内試験、原位置摩擦試験および実杭の載荷試験に基づいて検証した。主要な結論は次のとおりである。

- 1) 土の限界状態に対応する摩擦角 $\bar{\phi}'_{cv}$ は、周面摩擦係数を合理的に評価するための設計強度パラメータとして、有効である。
- 2) 地盤力学的な考察に基づき、周面摩擦係数を評価するための水平土圧係数の算定式を提案した。この式は、水平土圧係数が深さに応じて、受働土圧係数から静止土圧係数の間で変動することを表現したものであり、地盤の堆積環境を反映したパラメータ α を導入している所に特色を有する。また、場所打ちコンクリート杭の原位置でのデータの比較から α の値として 0.2 程度が妥当であることを示した。
- 3) 水平土圧係数の提案式に基づいて、地盤内における平均化した水平土圧係数の算定式を導くと共

に、それを利用した全周面摩擦力の算定法を示した。

4) 周面摩擦力の算定に必要な設計パラメータは、地盤物性値として限界状態における摩擦角 $\bar{\phi}'_{cv}$ 、地盤の堆積環境を反映するためのパラメータ α ($\alpha = 0.2$) および地盤の状態を表す過圧密比 OCR と水中単位体積重量 $\bar{\gamma}'$ の4つである。これら4つのパラメータを適切に同定すれば、支持力算定式は、任意の深さでの周面摩擦係数、および全周面摩擦係数を良好に予測し得ることを示した。

謝辞：本研究を取りまとめるにあたり、九州大学大嶺聖助手、大野司郎助手には貴重な意見を頂いた。また、九州大学中島通夫技官には、三軸試験の実施にあたり、多くのサポートを頂いた。ここに心からの感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Randolph, M.F., Dolwin, J. and Beck, R.: Design of driven piles in sand, *Geotechnique* 44, No.3, pp.427-448, 1994.
- 2) Potyondy, J.G.: Skin friction between various soils and construction materials, *Geotechnique* 11, No.4, pp.339-353, 1961.
- 3) 石堂 稔, 山内豊聰: 杭の周面抵抗について, 九州大学工学集報第45巻, 第6号, pp.781-787, 1972.
- 4) Vesic, A.S.: Test on instrumented piles, Ogeechee River site, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.96, No.SM2, pp.561-584, 1970.
- 5) Yoshimi, Y. and Kishida, H.: Friction between sand and metal surface, *Proc. of 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.1*, pp.831-834, 1981.
- 6) Kishida, H. and Uesugi, M.: Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus, *Geotechnique* 37, No.1, pp.45-52, 1987.
- 7) Kezdi, A.: Pile foundation, *Foundation Engineering Handbook*, edited by Winterkorn and Fang, H.Y., Van Nostrand Reinhold, Co., pp.556-600, 1975.
- 8) Ireland, H.O.: Pulling tests on piles in sand, *Proc. of 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol.2*, pp.43-45, 1957.
- 9) Meyerhof, G.G.: Compaction of sands and bearing capacity of piles, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.85, No.SM6, pp.1-29, 1959.
- 10) Nordlund, R.L.: Bearing capacity of piles in cohesionless soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.89, No.SM3, pp.1-35, 1963.
- 11) 石堂 稔: 砂中の杭の鉛直支持力に関する基礎的研究, 九州大学学位申請論文, pp.35-64, 1974.
- 12) Coyle, H. M. and Castello, R.R.: New design correlations for piles in sand, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.107, No.GT7, pp.965-986, 1981.

- 13) 落合英俊, 安福規之, 大嶺聖, 大野司郎, 三倉義教: 粘土-鋼材間の摩擦特性の過圧密粘土への適用, 九州大学工学集報, 第70巻, 第2号, pp.159-166, 1997.
- 14) 落合英俊: 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.
- 15) 佐藤研一, 福島伸二, 香川和夫: 過圧密された砂の K_0 圧縮特性, 土木学会第45回年次学術講演会講演概要集, III-359, pp.754-755, 1990.
- 16) Ladd, C.C.: Stress-strain behaviour of anisotropically consolidated clay during undrained shear, Proc. of 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol.1, pp.282-290, 1965.
- 17) Berezantzev, V.G. and Yaroshenko, V.A.: The bearing capacity of sands under deep foundations, Proc. of 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol.1, pp.283-286, 1957.
- 18) 藤田圭一, 五味道義: 杭の周面摩擦力と N 値の関係について, 第3回土質工学研究発表会, II-36, pp.453-456, 1968.
- 19) Yasufuku, N., Ochiai, H. and Maeda, Y.: Geotechnical analysis of skin friction of cast-in-place piles, Proc. of 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, pp.921-924, 1997.
- 20) Schofield, A.N. and Wroth, C.P.: Critical state soil mechanics, London, McGraw-Hill, 1968.
- 21) Wood, D.M.: Soil behaviour and critical state soil mechanics, Cambridge, Cambridge University Press, 1990.
- 22) Negussey, D., Wijewickreme, W.K.D. and Vaid, Y.P.: Constant-volume friction angle of granular materials, Can. Geotech. J., Vol.25, pp.641-655, 1988.
- 23) Yasufuku, N., Ochiai, H., Kwag, J.M. and Miyazaki, K.: Effectiveness of critical state friction angle of volcanic ash soils in design applications, Int. Symp. on problematic soils (IS-Tohoku '98), Sendai, Vol.1, pp.189-194, 1998.
- 24) 前田良刀, 落合英俊, 安福規之, 坂田隆博, 森田靖章: S.B.I.F.Tから得られるデータの支持力論的考察, 九州共立大学研究報告, Vol.21, pp.95-101, 1996.
- 25) 地盤工学会九州支部: 限界状態設計法における調査・設計・施工に関する研究委員会成果報告書, pp.181-201, 1997.
- 26) Mansur, G.I. and Kaufman, R.I.: Pile tests, low-sill structure, old river, Louisiana, Transactions, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.96, No.SM5, pp.1545-1582, 1970.
- 27) 椎泰敏, 染谷毅, 竹内幹雄: 場所打ち杭グイの鉛直支持機構に関する試験と考察, 土と基礎, Vol.25, No.11, pp.51-58, 1977.
- 28) 土質工学会: 杭の鉛直載荷試験方法・同解説(土質工学会基準), 土質工学会, pp.150-206, 1993.
- 29) 建設省九州地方建設局鹿児島工事事務所: 鹿児島道路仁田尾橋基礎杭鉛直載荷試験及び解析業務報告書, 1991.
- 30) British Standards Institution: Code of practice for earth retaining structures, BS8002, BSI, pp.10-17, 1994.

(1998.1.12 受付)

GEOTECHNICAL ANALYSIS OF SKIN FRICTION OF CAST-IN-PLACE PILES RELATED TO CRITICAL STATE FRICTION ANGLE

Noriyuki YASUFUKU, Hidetoshi OCHIAI and Yoshito MAEDA

A rational method of evaluating the skin friction of cast-in place piles in sandy soils is presented on the basis of geomechanical considerations. A critical state friction angle is shown to be effective as a design parameter to evaluate the skin friction. An empirical equation for coefficient of horizontal stress was also proposed on the basis of a few considerations of the soil-pile interaction mechanism. In addition, utilizing this proposed equation, the mean horizontal stress acting on piles was derived, to calculate rationally the total skin friction in piles. The applicability of the model is verified through the use of a newly developed in-situ friction test, a full scale pile load test in volcanic ash 'Shirasu' ground and comparison with the data-base of pile load tests.