

長尺摩擦杭の支持機構から見た設計上の留意点

Bearing Mechanisms of Long Friction Piles and Their Application to Design

平山英喜 (ひらやま ひでき)

(株)ジオトップ技術本部 主席研究員

1. まえがき

長尺の杭の施工が可能になるにつれ、杭先端を良質な支持層に根入れした杭、いわゆる支持杭が、必ずしも適切でないと考えられる場合でも多用されるようになってきた。これには、支持杭の方が、設計計算が簡単に済むことに加え、関係者の同意を得やすいことも影響していると考えられる。しかし、長尺杭の施工が可能になったということは、摩擦杭も含めた種々の可能性の中から、より良い杭を選択できるようになったということである。状況に応じた合理的・経済的な基礎を、経験と理論に支えられた知識により設計することが、技術者の本来の役割である。

しかしながら、摩擦杭に関しては、実測のデータベースも少なく、土質力学的にも不明なことも多い。本報文では、長尺摩擦杭の設計に関連して、

- ① 全応力法と有効応力法から見た周面摩擦抵抗と非排水せん断強度の相関関係、
- ② 支持杭と比較した摩擦杭のネガティブ・フリクション、
- ③ 打込み杭における初期残留応力の影響、

④ テーパーによる周面摩擦抵抗の増加、
 について土質力学的な観点からメカニズムを考察するとともに、設計上の留意点について述べる。

2. 周面摩擦抵抗と非排水せん断強度の相関関係

2.1 現状と最近の動向

粘性土地盤における周面摩擦抵抗応力 f と非排水せん断強度 c_u の関係は、 c_u が $5[\text{tf/m}^2]$ 程度までは $f \approx c_u$ でかなり相関が良いが、 c_u が大きくなるにつれ、ばらつくとともに $f \leq c_u$ となる¹⁾。そのため、打込み杭に対して次の相関関係

$$f = \alpha c_u \dots\dots\dots(1)$$

における経験的相関係数 α に関して、図-1 に示すように1950年代後半からいくつかの提案がなされてきた²⁾。日本の設計基準類では、

$$f = c_u \leq f_{lim} \dots\dots\dots(2)$$

のように、基準によって値は異なるが上限値 f_{lim} を設け、それ以下では $f = c_u$ と規定している。(2)式を(1)式の形で表現すると、 $f \leq f_{lim}$ では $\alpha = 1.0$ 、 $f > f_{lim}$ では $\alpha = f_{lim}/c_u$ となるので、図-1 に比較したように(2)式は(1)式とほぼ同様の内容を持っている

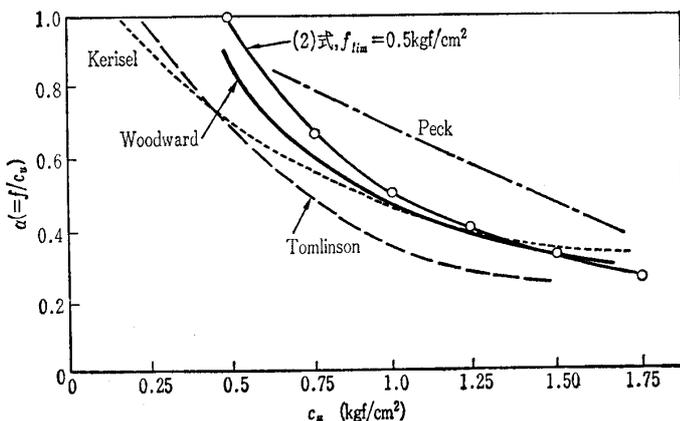


図-1 α - c_u 関係 (McClelland²⁾ に一部加筆)

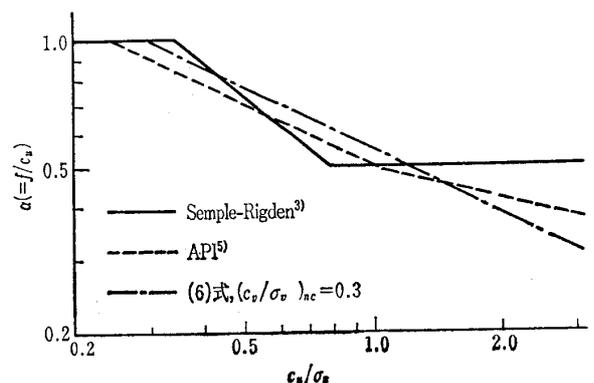


図-2 α - c_u/σ_v 関係

ことが分かる。

海底油田開発のためのプラットフォーム基礎で100 mクラスの長尺杭がかなり以前から設計されてきた欧米では、 f に上限値 f_{lim} が本当に存在するのかが杭長決定に大きく影響するため、(1)式の見直しが重要な課題であった。1960年代後半に、(1)式で $\alpha < 1.0$ であるものはすべて過圧密粘土でのデータであることが指摘された²⁾。1970年代後半にせん断強度の大きい正規圧密粘土地盤で $\alpha = 1.0$ の実測データが得られてきたことから、1980年代になって(1)式の α に対して過圧密の影響を考慮して c_u でなく c_u/σ_v (σ_v =有効土かぶり圧)との相関関係を調べ、その結果に基づき設計方法が提案された^{3),4)}。API (American Petroleum Institute, 米国石油協会)の設計基準⁵⁾も、1987年版から $\alpha-c_u/\sigma_v$ 関係のものを採用している。日本では、建築基礎構造設計指針⁶⁾に Semple & Rigden³⁾(サンプル・リグデン)の提案が紹介されている。Semple-Rigden と API の $\alpha-c_u/\sigma_v$ 関係を図-2に示す。ただし、前者では杭全長における c_u/σ_v の平均値を用いる。

また、Sempleらは、データベースから杭長の影響も検討し、 L/D (杭長/杭径)が50以上の長尺杭では、図-2から求まる α に、低減係数を乗ずることも提案している。その要因として、周面摩擦抵抗の進行性破壊と打設時の鉛直性の影響をあげている。

2.2 全応力法から有効応力法へ

粘土の周面摩擦抵抗の最大値 f は、一般的には全応力または有効応力による次のモール・クーロンの破壊規準で表される。

$$f = c + \sigma_n \tan \delta \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 σ_n =杭周面での地盤内水平応力、

c, δ =杭-粘土間または粘土の強度定数

(杭表面が極めてなめらかな場合は、杭-粘土の境界面ですべりが発生するが、ある程度以上の表面粗さになると粘土中ですべりが発生する⁷⁾)。

杭周面付近でのせん断挙動が非排水条件であれば、(3)式で $c = \alpha c_u$ ($\alpha \leq 1.0$), $\delta = 0$ となるので、 f は主に粘着力成分で生じる。 $\alpha < 1.0$ となる原因としては、すべり破壊が杭-粘土の境界面で生じたり、打設の影響により強度低下が生じることが、推定されている。これが、全応力法による周面摩擦抵抗の考え方

で、(1)式または(2)式の土質力学的解釈のもとになる。

しかしながら、載荷試験中に杭周面に発生する間隙水圧は、一般に σ_n に比べてさほど大きくない⁸⁾。この要因として、杭周面のせん断破壊領域の幅が狭いために、局所的に発生した間隙水圧が急速に消散しうることがあげられている^{9),10)}。したがって、(3)式における強度定数は、有効応力によるものを用いるべきであるという有効応力法の考え方が次第に有力になってきた。この考え方では、 f は主に摩擦力で生じ、 c_u でなく σ_n が主要なパラメーターとなる。例えば、正規圧密粘土では、平均的に $c=0, \delta = \phi = 30^\circ, c_u/\sigma_v = 0.3$ 程度であるから、 $f = (1 - \sin \phi) \sigma_v \tan \phi = 0.29 \sigma_v = c_u$ により、結果的に $f = c_u$ になっていると土質力学的に解釈できる。一方、過圧密比OCRが増加すると c_u も σ_n (または K_0)も当然増加するが、室内土質試験結果によると各々の増加率は次式で近似できる¹¹⁾。

$$\left(\frac{c_u}{\sigma_v}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma_v}\right)_{NC} (\text{OCR})^a \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_v}\right)_{OC} = \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_v}\right)_{NC} (\text{OCR})^b \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、添字OC・NCは過圧密・正規圧密を表す。

(4)(5)式の定数 $a \cdot b$ に対してはいくつかの提案があるが、概略 $a=1 \cdot b=0.5$ である^{11),12)}。すなわち、ある有効土かぶり圧のもとで、 c_u がOCRにほぼ比例して増加するのに対し、 σ_n はほぼ $\sqrt{\text{OCR}}$ に比例して増加する。正規圧密粘土で $\alpha=1.0$ とすると、打設の影響で c は無視できるとして、(3)(4)(5)式より過圧密粘土の α に関して近似的に次の関係が得られる。

$$\begin{aligned} \alpha = \frac{f}{c_u} &= (\text{OCR})^{b-a} = \frac{1.0}{\sqrt{\text{OCR}}} \\ &= \sqrt{\left(\frac{c_u}{\sigma_v}\right)_{NC} / \left(\frac{c_u}{\sigma_v}\right)_{OC}} \quad \dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

$(c_u/\sigma_v)_{NC} = 0.3$ とした(6)式の関係を図-2に示したが、提案されている関係とほぼ一致している。実際、前節で述べた $\alpha-c_u/\sigma_v$ 関係は、上述のような考察をもとに、載荷試験のデータベースを統計的に解析した結果から提案されたものである。なお、(6)式の最後の式は上述の比較のために(4)式を用いて変形したものであり、 $\alpha = 1.0/\sqrt{\text{OCR}}$ の方が(1)式と直接対応しており、より簡潔に f に及ぼす過圧密の影響が理解できる。

要約すると、 f が主に σ_h によって決まる有効応力法によると、過圧密の影響により c_u も σ_h も増加するが、増加率は c_u の方がずっと大きいため、過圧密比の増加とともに(1)式の α が減少すると解釈できる。それが実測データで確認されてきたために、欧米の海底油田開発関係で、 f の算定が全応力法から有効応力法をベースにしたものに移行しつつあるのが、最近の動向である。

3. ネガティブ・フリクション (NF)

3.1 支持杭における NF

地盤沈下地帯における杭で問題となるNFに関する設計基準類の規定は、支持杭に対してはNFを荷重と同等に扱って、杭材の安定の検討とともに、力の釣合をベースに基本的に次のように地盤の安定を検討する。

$$Q + Q_{NF} \leq (Q_{PF} + Q_T) / F_1 \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 Q =杭頭荷重(常時または長期)、
 Q_{NF} =中立点以浅の負の摩擦力、
 Q_{PF} =中立点以深の正の摩擦力、
 Q_T =先端支持力、
 F_1 =安全率。

一方、地盤沈下が生じない通常の場合の許容鉛直支持力の算定法は、次のように表される。

$$Q \leq (|Q_{NF}| + Q_{PF} + Q_T) / F_2 \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 F_2 =安全率。

(7)・(8)式を比較すると、杭の長尺化とともに支持杭におけるNFは極めて大きなマイナスの要素となることが分かる。実際NFによる被害が問題になりだしたのは、長尺鋼管支持杭が用いられるようになった1960年代後半からである。

(7)式におけるNFの場合の安全率 F_1 は、鉄道関係¹³⁾を除いて、道路¹⁴⁾・港湾¹⁵⁾・建築(行政¹⁶⁾・学会⁶⁾)関係では、(8)式における F_2 の半分以下の値を採用している。例えば、建築学会の指針⁶⁾では、1974年発行の旧版に引き続き、NFによる検討が実状とかけ離れたものとならぬように、既往の実例の検討結果から(7)式で $F_1=1.2$ を設定している。したがって、NFが作用した支持杭は、機構的にも純粋な支持杭に近いものとなる。一方、(8)式の場合は $F_2=3$ 程度が採用されるので、長尺になるほど実際には周面摩擦力で設計荷重の大半に抵抗している例が多い。

したがって、機構的には摩擦杭的であり、 Q_T のみに関する安全率は、 F_2 よりもさらにずっと高いのが普通である。

(7)式において Q_T が設計で期待したとおり働いた場合、周辺地盤の沈下にもかかわらず杭自体はほとんど沈下しないので、上部構造物は地表面から浮き上がり、種々の不都合が生じる。さらに、先端支持力に対する安全率が通常の場合に比べて実質的に極めて小さいことから、打止め管理やスライム処理に十分留意しないと各杭ごとの沈下量にばらつきが生じ、問題が発生しやすい。例えば、東海道新幹線標準高架橋の目違い発生の調査を行った結果、異常に大きな目違いが発生している打込み杭基礎の箇所に共通しているのは、地盤沈下地帯で比較的小数の長尺杭を完全支持杭として用いている場合であった¹⁷⁾。

3.2 摩擦杭における NF

摩擦杭の場合は極限先端支持力 Q_T が小さいので、周辺地盤の沈下により杭もNFを発生しつつ引きずり込まれて沈下する。中立点の位置は、 Q_T が小さいために比較的浅くなるが、そこでは杭と地盤の沈下量が等しいので、杭頭沈下量は中立点の地盤沈下量にNFによる杭体圧縮量を加えたものになるが、ほぼ前者に等しい。長期的には、概略次のような状態で釣り合う。

$$Q + Q_{NF} = Q_{PF} + Q_T \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに、記号は(7)式と同じである。

一方、安定問題における極限状態では、杭が周辺地盤よりずっと大きく沈下するから、NFの部分は杭頭の極限荷重 Q_{ult} に対して抵抗する正の摩擦力となる。したがって、(7)式を満たすこと、すなわち杭をほとんど沈下させないという設計は不可能であるが、安定問題に関しては(8)式をベースにした検討も可能であろう。ただし、NFのない支持杭では杭の下方、特に杭の先端ほど部分安全率が高いのとは正反対に、NFの作用する摩擦杭では、常時荷重のもとで杭上半部にほぼ $2|Q_{NF}|$ の余裕があり、中立点以深では先端ほど余裕が少ない。しかし、地震時には浅い部分に水平変位が発生する。これらの点に留意して、常時および地震時に対する部分安全率を考える方が合理的と考えられる。

NFの作用する摩擦杭では、さらに沈下に関する検討が重要になる。この場合の沈下は、次のように

分類しうる。

- ① 杭頭荷重による即時的沈下。
- ② 杭頭荷重およびNFによる地盤内応力増分による圧密沈下。
- ③ 周辺地盤の引きずり込み (downdrag) による沈下。

これらをすべて含めたミンドリン解による数値解析は、群杭の場合でもパソコンで容易に計算できるが¹⁸⁾、プログラミング自体は容易とはいえない。設計基準類では、沈下に対して十分な検討を行う必要があることを指摘しているものの、具体的な検討法はまだ規定されていない。したがって、現状では既往の設計例^{19)~22)}や研究結果を参考に、沈下に対する検討・対処を行わなければならない。支持杭の場合のNFに対する設計が、比較的低い安全率を採用している(7)式を主にしたルーチン的な検討で済ませるのに比べて、上記の現状は摩擦杭の採用にとって極めて不利である。しかしながら、前節で述べたように、杭基礎としては摩擦杭の方が優れている場合も多い。十分な調査・検討に基づいた、その特長を生かすような設計が、より合理的・経済的なものとなるケースも少なからずあると考えられる。

4. 打込み杭における初期残留応力

打込み杭の鉛直荷重試験の際に軸力分布を測定する場合、杭打設後の放置期間を経た荷重試験開始時の杭体のひずみ（したがって杭体応力・軸力）を杭全長にわたってゼロと仮定して初期値を設定し、その後のひずみ増分から杭体応力の増分を算定して軸力分布を求めるのが通常の方法である。杭のある区間長さ $4L$ における周面摩擦抵抗応力 f は杭-土境界面での力の釣合式から ($4L$ の間の軸力変化) / ($4L \times$ 杭周長) で、先端抵抗応力 q は (先端軸力) / (杭先端断面積) で計算される。

しかし、応力の初期値は任意に設定できるものでなく、物理的には杭打設前の値を初期値とすべきである。そうすると、荷重試験開始時には杭頭荷重がゼロにもかかわらず、杭打設に伴う杭-土相互作用に起因する軸力、すなわち初期残留軸力が杭体に発生している。また、境界での地盤にはそれに対応する f および q 、すなわち初期残留応力が初期地盤内応力 ($f=0$, q =有効土かぶり圧) に追加される。

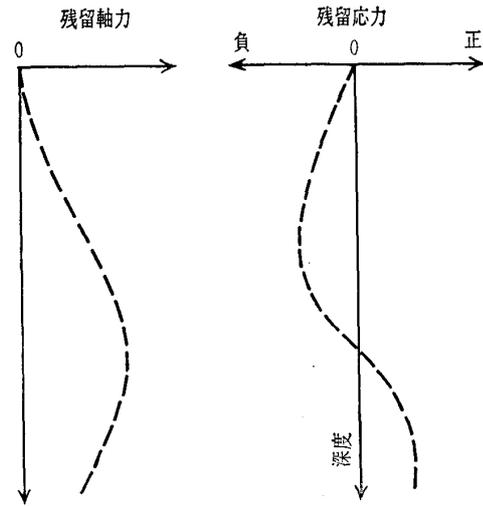


図-3 残留軸力・応力概念図

残留軸力・応力は、杭の剛性・地盤条件・放置期間等で大きく変化しうるが、杭のある深度より上部では地盤が相対的に沈下し下部ではその逆になるので前章で述べたNFと同様のパターンになり、定性的には図-3のようになる²³⁾。残留応力がゼロとなる点を、以降NFの場合と同様に中立点と呼ぶことにする。したがって、試験開始時に初期値を設定する通常の方法で求めた軸力分布から算定した中立点以深の周面摩擦抵抗 f や先端抵抗 q は、残留応力を考慮した場合よりも小さく算定される。逆に、中立点以浅の f は大きく算定される。そして先端での残留軸力の分だけ、周面支持力は過大評価される。ただし、周面支持力と先端支持力の和の鉛直支持力自体は影響を受けない。土質力学的に個々の地層の f を考察する際には、当然 $f=0$ を原点としなければならない。

残留軸力・応力は1960年代後半に指摘²⁴⁾されて以来、先端残留軸力の比較的大きい砂質地盤での杭を主な対象とした算定法・解析法・簡易推定法が提案されてきた。しかし、長尺摩擦杭の設計との関連においても、次のような点に留意する必要がある²⁵⁾。

- ① 残留応力を無視すると、中立点より浅い部分の周面摩擦抵抗 f を土質力学的に過大評価し、深い部分では過小評価する。したがって、例えば埋立地で杭の下半部にある粘性土の摩擦抵抗に期待した摩擦杭を設計し、その確認のための荷重試験において通常の方法で軸力分布を測定したところ、既往のデータベースは支持杭における杭上部の粘土層のものが多いため、期待よりずっと小さい f

しか発揮されていないというような結果が生じる。また、2.1節で述べた Semple-Rigden の提案が、個々の粘土層でも適用できることを確認するためには、初期残留応力を考慮したデータが必要である。

- ② 中立点の深度は杭長によって変化する。したがって、例えば杭長はかなり異なる複数の杭に対して通常の方法で軸力分布を測定したところ、ある地層の f が杭によってかなり異なるというような結果が生じる。

日本においては、残留軸力・応力について今まであまり議論されてこなかったように思われる。その測定は、ひずみゲージの打設時の耐衝撃性・放置期間中の安定性等のために容易ではない。しかしながら、杭の挙動の土質力学的考察、言わば *Pile Mechanics* (杭力学) に基づく杭基礎の設計の合理的な発展のために、その測定データの集積は重要な課題と考えられる。

5. テーパーによる周面摩擦抵抗の増加

木杭は使用されなくなったが、自然に1%程度のテーパーが付いている木杭のほうが、通常のストレートの杭の倍程度の周面摩擦抵抗 f を発揮しうるとは、以前から指摘されてきた。テーパー度を増すと、 f はさらに増加する²⁶⁾。また、図-4に示したようにテーパー杭では沈下量が大きくなっても f が増え続け、支持杭と類似のねばり強い荷重-沈下関係を示す。これは、杭径の1~2%の沈下で急激に破壊に至り、折れ線 (bi-linear) に近いもろい荷重-沈下関係を示す通常の摩擦杭の欠点を改良しうるが、そのメカニズムは、テーパー杭が沈下すると周辺地盤を側方に押し広げ、(3)式における σ_h を増加させ続けるためである。詳しくは、誌面の都合で別の機会に報告するが²⁷⁾、任意のテーパー度の杭の周

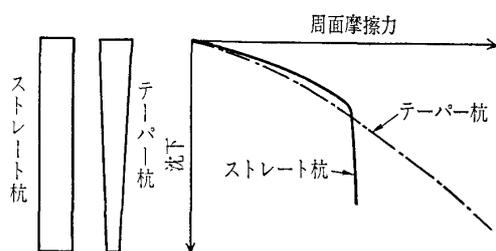


図-4 テーパー杭の沈下特性

面摩擦抵抗-沈下関係を、プレッシャーメーター試験 (孔内横方向載荷試験) の結果から推定できることが、モデル実験で確かめられた。

通常のスレート杭は、摩擦抵抗の観点から見て必ずしも優れたものではない。摩擦抵抗のみに依存するアースアンカーの分野では、摩擦抵抗増大のための種々の工夫が行われてきたが、先端抵抗を重視してきた杭の分野では、さほどでもなかったように思われる。このような観点からの摩擦杭の見直しも、今後の重要な課題と考えられる。

参考文献

- 1) Vesic, A. S. : Design of Pile Foundations, Synthesis of Highway Practice 42, National Research Council, Washington, D. C., 1977.
- 2) McClelland, B. : Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures, J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.100, No. GT 7, pp.709~747, 1974.
- 3) Semple, R. M. and Rigden, W. J. : Shaft Capacity of Driven Pipe Piles in Clay, Analysis and Design of Pile Foundations, J.R. Meyer (Ed.), ASCE, pp.59~79, 1984.
- 4) Fleming, W.G.K. et al. : Piling Engineering, Surrey University Press, Glasgow, pp.106~116, 1985.
- 5) American Petroleum Institute : Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, API-RP 2A, 17th Ed., 1987.
- 6) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, 1988.
- 7) 内川祐一郎・椿原康則・岸田英明 : 単純せん断試験機による粘土-鋼材間の摩擦, 第25回土質工学研究発表会, pp.707~708, 1990.
- 8) Meyerhof, G.G. : Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.102, No. GT 3, pp.197~228, 1976.
- 9) Burland, J. : Shaft Friction of Piles in Clay—A Simple Fundamental Approach, Ground Engineering, Vol. 6, No. 3, pp. 30~42, 1973.
- 10) Chandler, R.J. and Martins, J.P. : An Experimental Study of Skin Friction around Piles in Clay, Geotechnique, Vol. 32, No. 2, pp.119~132, 1982.
- 11) Ladd, C.C. et al. : Stress-Deformation and Strength Characteristics, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 421~494, 1977.
- 12) Jamiolkowski, M., Leroueil, S. and Lo Presti, D. C.F. : Design Parameters from Theory to Practice, Preprint of Theme Lecture (to appear in Vol.2 of Proc.), GEO-COAST '91, Yokohama, 1991.
- 13) 土木学会 : 国鉄建造物設計標準解説—基礎構造物・抗土圧構造物一, 1986.
- 14) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 (I 共通編)

報文—2189

- IV 下部構造編), 1990.
- 15) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 (改訂版), 1989.
 - 16) 建設省住指発第2号：負の摩擦力を考慮したくいの設計指針について, 建設省住宅局建築指導課長通達, 1975.
 - 17) 進藤 卓・森重龍馬：鉄道構造物の変位, 土と基礎, Vol. 22, No. 12, pp. 13~20, 1974.
 - 18) 山下 清・伴野松次郎・吉田悦郎：摩擦杭基礎による地中増加応力の解析例, 第14回土質工学研究発表会, pp. 777~780, 1979.
 - 19) 高野 彬：地盤沈下地帯における高架橋の設計 (京葉線塩浜起点 15~22 km の設計例), 基礎工, Vol. 6, No. 7, pp. 57~65, 1978.
 - 20) 大山進司・藤原 博・角 昌隆：東北横断自動車道山形地区の摩擦杭に関する一考察, 橋梁と基礎, Vol. 23, No. 7, pp. 20~26, 1989.
 - 21) 岸田英明・辻 定利：広域地盤沈下地帯における摩擦群杭基礎—千葉県浦安地区に建つ学校建築の沈下実測を中心に—, 建築技術, No. 459, pp. 183~190, 1989.
 - 22) 佐藤 陞：営団地下鉄有楽町線新木場における不完全支持杭基礎の事例, 地質と調査, No. 2, pp. 10~18, 1990.
 - 23) 平山英喜：杭の初期残留応力推定法, 土木学会第46回年講, III, pp. 792~793, 1991.
 - 24) Hunter, A.H. and Davisson, M. T. : Measurements of Pile Load Transfer, Performance of Deep Foundations, ASTM STP No. 444, pp. 106~117, 1969.
 - 25) Hirayama, H. : Analysis of Residual Stresses in Driven Piles Using a Non-linear Simplified BEM, Proc. Piling Europe Conference, ICE, 1992 (to be published).
 - 26) 平山英喜・藪内貞男・山下啓明・上紺屋好行：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, 1991.
 - 27) 平山英喜ほか：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, 第27回土質工学研究発表会, 1992 (投稿予定).

(原稿受理 1991.10.31)