

安全係数を用いた高架橋基礎杭の支持力評価

Evaluation of Bearing Resistance of Bored Piles Using Performance Factor

落合英俊* 木水隆夫**

By Hidetoshi Ochiai, Takao Kimizu,

前田良刀*** 松井謙二****

Yoshito Maeda and Kenji Matsui

Large bored piles on thin bearing layers are used for the foundations of a viaduct in the Trans-Tokyo Bay expressway. In estimating the bearing resistance of friction piles, it is important to improve the reliability of the pile shaft resistance. The uncertainty in the bearing resistance of piles exists in estimation of both parameters on soil properties and resistance coefficients in the expressions. For the case of the widely expanding structures such as the viaduct, the soil explorations have not been conducted in every point. It is, therefore, necessary that spatial distribution of soil properties are predicted and in-situ vertical loading tests results are reflected in the expressions. The authors have proposed a performance factor with consideration of uncertainties of both parameters. This paper describes an evaluation of the bearing resistance of piles using performance factor and verifies the safety of all pile foundations.

Key Words: bored pile, uncertainty, soil properties, soil exploration, in-situ loading test bearing resistance, performance factor

1. はじめに

東京湾横断道路連絡道のうち、約1 km区間の高架橋の基礎としては、良質な支持層が深いため中間の薄層に支持された場所打ち杭(杭径1.2 m、杭長25.0~39.5 m)を採用している。薄層支持杭は一般に先端支持力が小さいため、周面摩擦力に期待するところが大きい。一方、高架橋のように線状に長い構造物では、経済的制約から、すべての橋脚位置で地盤調査が実施されることはまれである。したがって、周面摩擦力の評価の信頼性を向上させるためには、杭の鉛直載荷試験結果を支持力推定に反映させることによって推定精度を高めるとともに、地盤調査を実施していない橋脚地点に関しては、その前後の地盤調査結果より地盤物性値を推定し、合理的な支持力評価を行う必要がある。

ところで、地盤物性値の推定には誤差が避けられず、また載荷試験値も誤差を有している。したがって、設計諸定数はばらつきを有する設計変量、すなわち平均値と分散(または変動係数)で表わされる確率変数として取扱うのが妥当である。そのためには支持力評価に信頼性設計と呼ばれる確率論的手法を導入しなければならない。

* 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

** 日本道路公団東京第一建設局 構造技術課長代理 (〒105 東京都港区虎ノ門1-18-1)

*** 工博 日本道路公団東京第一建設局 厚木工事事務所工事長 (〒243 厚木市恩名326-1)

**** 工博 (株) 建設技術研究所福岡支社 技術第2部次長 (〒810 福岡市中央区渡辺通2-1-10)

本文は、著者らが提案している地盤物性値や載荷試験値などの地盤に係わる不確定性を考慮した周面摩擦力に関する安全係数を用いて杭の設計支持力を求め、設計荷重以上であることを照査することによって、当該高架橋基礎の支持力安全性を確認したものである。

2. 連絡道概要

図-1に示す、延長7.1kmの東京湾横断道路連絡道（一般国道409号、木更津市）は、東京湾横断道路と東関東自動車道千葉木更津線を連絡する道路で、横断道路へのアクセス機能を向上させ、東京湾岸道路、一般国道16号等の幹線道路と一体となった広域的な道路網の形成をめざすものである。

当該地盤は洪積層と沖積層により構成される（図-2）。

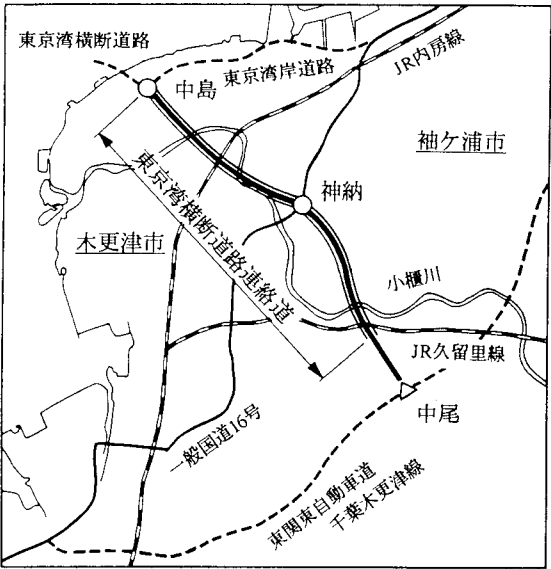


図-1 連絡道位置図

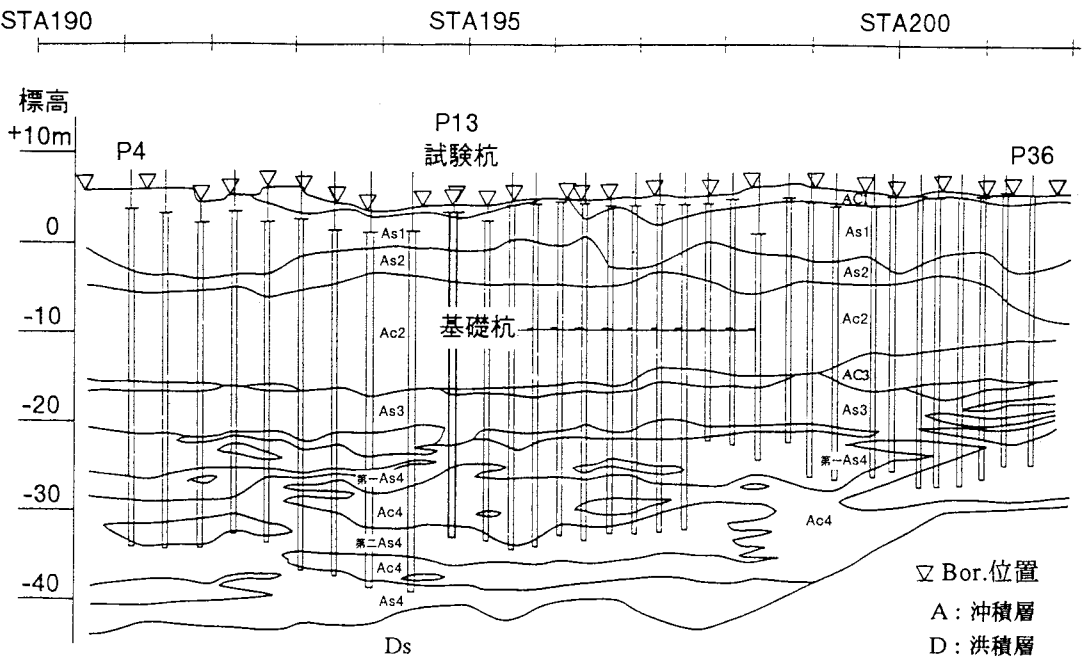


図-2 杭の根入れ状況

洪積層は良質な支持層であるが、-40m以深と深く、支持杭とするためには長尺杭を必要とする。その上位の沖積層はAs3層を境として、上部層と下部層に区分され、下部層はウルム氷河期の海面低下により形成された谷を埋めて堆積した土層であり、基底礫層(Ag)とその上位の砂泥互層(As4, Ac4)より構成される。-25m以深に堆積するAs4層は水平方向の連続性こそ悪いものの、N値は平均的にみて30以上で比較的締っている。また、As4層と互層を構成するAc4層のN値は10以上で、一軸圧縮強度 q_u も 2kgf/cm^2 以上の過圧密地盤である。上部層はいわゆる有楽町層の海進によって堆積した土層を主体とする。このうち、Ac2層は層厚10m前後ではほぼ水平に厚く堆積しており、N値は概ね0~4で $N \leq 2$ のところが多い。この地層はN値こそ小さいが過圧密地盤であり、 q_u も $1 \sim 2\text{kgf/cm}^2$ と比較的大きい。

このような地層構成から、連絡道高架橋のうちP4橋脚(S T A191+08、神納第二高架橋)からP36橋脚(S T A201+80.8、牛袋東高架橋)の基礎杭は、杭径1.2mの場所打ち杭を採用し、杭の支持力機構を解明し杭長の決定に資するために、P13地点において杭の鉛直載荷試験を実施した。

試験杭は、4. に詳述するように、有効杭長(フーチング下端から杭先端までの杭長)が26.5mおよび35.5mの2本(P13-A杭、P13-B杭という)である。A杭はAs3層下の第一As4層に根入れされているのに対し、B杭はAc4層下の第二As4層に根入れされている。この鉛直載荷試験により、A杭は目標とする極限支持力(1200tf以上)を満足しないことが判明し、本杭の杭長はB杭に準ずることとした。その結果、図-2に示すように、杭先端は第二As4層以深に根入れすることを原則とし、杭長は荷重の大きさに応じて25.0~39.5mと決定している。

一方、杭の鉛直載荷試験と並行して、各種地盤調査も綿密に計画された。まず、P13地点において、コーン貫入試験を上下線で2ヶ所ずつ計4ヶ所、一軸圧縮試験と圧密試験を深さ方向に計8断面で実施した。また、標準貫入試験によるN値測定を、平均間隔46mに一本の割合で行った。これは杭支持力の推定に最も効率的な間隔となるよう確率論的アプローチ¹⁾により決定したものである。

3. 地盤物性値の評価

3-1 設計地盤物性値

1) N値

地盤物性値のばらつきを考慮した設計を行う場合、測定値から調査・試験に係わる人為的誤差を除き、地盤固有のばらつきに基づき物性値の統計的性質を求める必要がある。松尾ら(1986)²⁾は前者を一次処理、後者を二次処理と区分し、前者の重要性を指摘している。

地盤物性値としてN値を用いる場合、そのばらつきが地盤固有のばらつきに起因するものか、N値測定に係わる人為的誤差によるものか、これを定量的に判別・分離することは現状では著しく困難である。しかし、従来の設計においても、同一地層の中で局所的に大きなN値は信頼性に欠けるとして評価を下げるか無視するなどの措置により一次処理的な配慮がなされてきた。したがって、N値データを空間分布も含めた地盤固有のばらつきによるものか、N値測定に係わる人為的誤差かを定量的に分離することはできないが、異常に大きなN値データは何らかの方法で排除する工夫が必要である。ここではこの異常値の検定および除去の措置を、統計処理のまえの一次処理として位置づける。

異常値の検定および除去の手法として、ここでは複数のデータ群のうち最大値1個を検定するGrubbsの方法³⁾を援用した。この方法はデータ群を正規分布と仮定し、危険率5%でデータ群の最大値を除去できるかどうか検定するものである。

表-1に砂質系地層のN値について、測定された全N値データの基本統計量と異常値を除去(棄却)した残りのN値データの基本統計量を整理した。ここで、As1層とAs2層は、載荷試験結果から支持力特性に有意差はみられなかったことから同一地層として取扱っている。

図-3には異常値除去後のN値の平均値($\bar{N}$)と変動係数(V_N)の関係を図示した。同図には、既往の4地域における砂質系地盤の $\bar{N}-V_N$ 関係も併記した。平均値は地層の締り具合によって当然異なるが、変動係数は0.5前後が一般的なところである。当該地盤は一般的なそれに比べて、ややばらつきが大きな地盤であるといえる。

図-4には地層別にN値のヒストグラムを示した。N値の分布は概ね対数正規分布を呈している。

表-1 砂質系地層のN値の基本統計量

地層		全データの 基本統計量	異常値を棄却 した基本統計量
As1+As2	データ数	258	252
	平均値	18.67	17.51
	変動係数	0.728	0.652
As3	データ数	102	96
	平均値	14.31	12.30
	変動係数	0.703	0.505
As4	データ数	297	293
	平均値	47.57	46.03
	変動係数	0.644	0.604

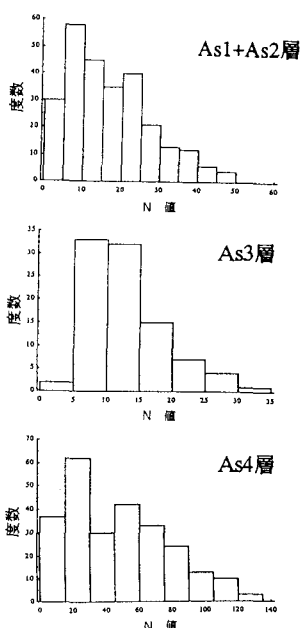


図-4 砂質系地層のN値のヒストグラム

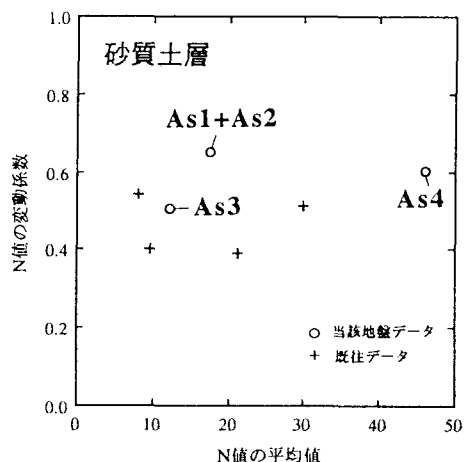


図-3 各地層のN値の平均値と変動係数

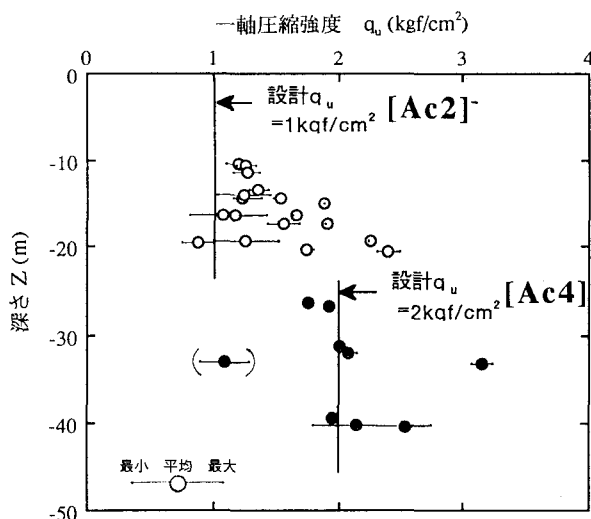


図-5 一軸圧縮強度 q_u の深さ方向分布図

2) 一軸圧縮強度 q_u

粘性系地層の杭の支持力推定に用いる地盤強度は一軸圧縮強度 q_u から求められる粘着力 c ($= q_u / 2$) を採用する。これは粘性系では、N値に比べて q_u が信頼性が高いとの判断による。図-5に当該地盤調査における室内試験の結果から、 q_u の深さ方向分布を示す。Ac2層は $1 \sim 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に分布し、深くなるにしたがい増加する傾向を示している。このAc2層は10m前後の一定の層厚を有し、支持力評価に与える影響が大きいため、その設計値を設定するにあたっては慎重を要する。ここでは、長期荷重に伴う周面摩擦力の減少に対する配慮として、下限値の 1 kgf/cm^2 をAc2層の設計一軸圧縮強度（したがって設計粘着力は $q_u / 2$ の $0.5 \text{ kgf/cm}^2 = 5 \text{ tf/m}^2$ ）とする。

Ac4層の分布状況は図に示した通りである。ここで、() 印の値の一部は砂分を多く含むため低目の値となったものであり、一般の値としては 2 kgf/cm^2 が妥当なところと判断される。Ac4層はAs4層と互層をなし、土性的にもかなり硬質であるところから、 2 kgf/cm^2 をそのまま設計 q_u 値として採用することにする（よって、設計粘着力は 1.0 kgf/cm^2 、または 10 tf/m^2 ）。

3-2 杭周面N値の空間分布

1) 自己相関係数の算定

本解析は同一地層内における地盤物性値の場所的変動、すなわち空間分布を推定するものであり、地盤物性値の統計的性質は前節に示した平均値、変動係数のほか、式(1)で表わされる自己相関係数 $\rho(\Delta x)$ で表現される。自己相関係数は、 Δx だけ離れた2地点間における物性値の相関特性を表したもので、 ± 1 は100%の正または負の相関を、0は完全無相関を意味する。

$$\rho(\Delta x) = \phi(\Delta x) / \phi(0) \quad (1)$$

ここに、 $\phi(\Delta x) = \text{Cov}(Z(x), Z(x + \Delta x)) = E[Z(x + \Delta x)Z(x)] - E[Z(x)]^2$ ：共分散関数、 x =位置座標、 $\Delta x=2$ 地点間の距離、 $Z(\cdot)$ =地盤物性値の確率変数、 $E[\cdot]$ =期待値

自己相関係数は一般的には、種々提案されている相関モデルの中から適合度のよいものを選び、そのパラメータによって表現される。地盤物性値に関する一次元の自己相関係数モデルとしては、種々のものが考えられているが、ここでは地盤物性値のモデルとしてよく用いられる下式⁴⁾によった。

$$\rho(\Delta x) = \exp(-\Delta x / A) \quad (2)$$

ここで、 A は相関特性の減衰の距離依存性をあらわす相関距離と呼ばれるパラメータで、相関係数が $0.368(=e^{-1})$ となる距離を表わす。

当該地盤の相関パラメータを既往のデータと比較したものを図-6に示す。図-6(a)は水平方向のパラメータ A と、そのときの地盤調査間隔 L の関係を示したものである。+印は既往のデータで、 L が短くなるにしたがい A も指数関数的に短くなっていき、実測値が得られている30mまではなお減少傾向にある。この図における $A-L$ 関係や既往の地盤調査における離隔距離30m以内の N 値のばらつきを勘案するとき、調査間隔によらない地盤固有のパラメータ A としては L が0のときの値を採用することが望ましい⁵⁾。

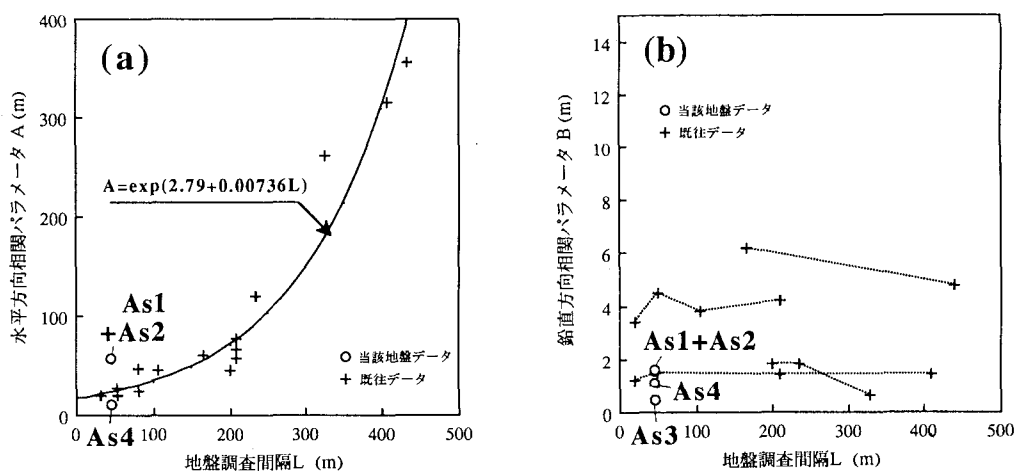


図-6 相関パラメータと地盤調査間隔 L の関係

両者の関係は、地盤種別によらず次式で表現できる。

$$A = \exp(2.79 + 0.00736L) \quad (3)$$

ここで、 L を0とおくと、パラメータ A としておよそ15mという値が得られる。この値が N 値の水平方向自己相関係数のパラメータであり、他の地盤物性値に比べて著しく短いのが特徴である。

図中、○印で示したものが当該地盤におけるパラメータ（ただし、 As_3 層は解析不能）である。ばらつきはみられるが、本データは式(3)で示される既往のデータと概ね同じとみなすことができる。したがって、本解析に用いる水平方向自己相関係数としては、一般的な地盤におけるパラメータ値である15mと設定する。

同様に、深さ方向のパラメータ B と L の関係を図-6(b)に示す。既往のデータに比べて、本データは1m前後と下限値付近の値を示している。以上のように、当該地盤の N 値の自己相関係数は既往のデータと類似していることがわかった。

2) N 値の空間分布の推定

地盤物性値の空間分布の推定にはクリギング(Kriging)の手法が有効であることは確認されている⁶⁾が、 N 値の空間分布に関しては松井・落合(1992)⁵⁾が簡略推定法を提案している。この方法は N 値の基本統計量および水平方向自己相関係数のパラメータ A を用いて、空間分布を平均値(Mean)と推定誤差(Estimation error)に分けて表現するものである。

この簡略推定法による N 値の空間分布の推定結果を示す。ここでは、 As_3 層(水平方向相関パラメータ $A=15m$, 変動係数 $V_N=0.505$)を対象に、 $P19 \sim P23$ 橋脚の場合を例にとって説明する。図-7の横軸が橋脚番号、たて軸が As_3 層の平均 N 値を表わす。地盤調査は $P19$ 、 $P21$ および $P23$ 地点で実施されており、 $P20$ と $P22$ 地点では実施されていない。

図からわかるように、 $P20$ と $P22$ 地点の不確定性は、 $P19$ 、 $P21$ および $P23$ 地点に比べて大きくなっている。また、地盤調査が実施されている $P19$ 、 $P21$ および $P23$ 地点でも不確定性は完全にはゼロにはならない。これは、一つの層で深さ方向にばらつきを有する N 値群を一つの平均値で代表させたことによる。これらの推定誤差の大きさが、後述する安全係数の大きさに反映される。

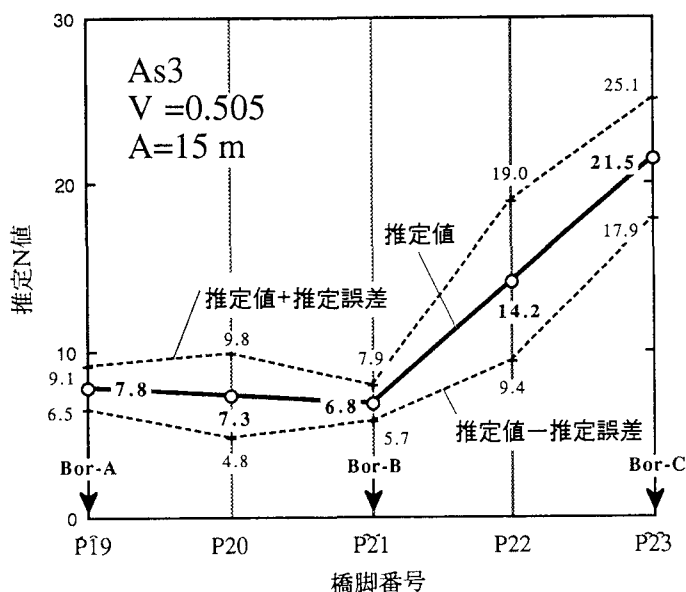


図-7 橋脚地点での N 値の推定

4. 載荷試験結果の評価

4-1 杭の載荷試験

場所打ち杭の支持力機構を解明し、杭長の決定に資するために、P13地点において杭の鉛直載荷試験が実施されている。試験杭は有効杭長が26.5mおよび35.5mの2本である。図-8に試験杭の根入れ状況と深さ方向の軸力分布を示す。A杭はAs3層下の第一As4層に根入れされているのに対し、B杭はAc4層下の第二As4層に根入れされている。B杭の軸力分布において、As4層（設計 $q_u=2\text{kgf/cm}^2$ ）ではほとんど周面摩擦力が発揮されていない。これは、杭先端部の施工中に一部ボイリング現象を生じた影響とも考えられる。

図-9に2本の試験杭の杭頭荷重 P_o -杭頭沈下量 S_o 関係を比較した。 $P_o=600\text{tf}$ 程度までは両杭に差はみられないが、それ以降の荷重に対して、短いA杭では沈下が著しく増加している。また、図-8の右側に示した最大載荷重時の軸力分布からわかるように、A杭の先端荷重は最大で100tf程度であるのに対し、B杭では400tfまでの支持力は有する。両者の違いは杭根入れ地盤（As4層）の強度および薄層厚の違いに起因しているものと考えられる。図-9から、極限支持力 R_u はA杭で800tf、B杭では1200tfと判定される。

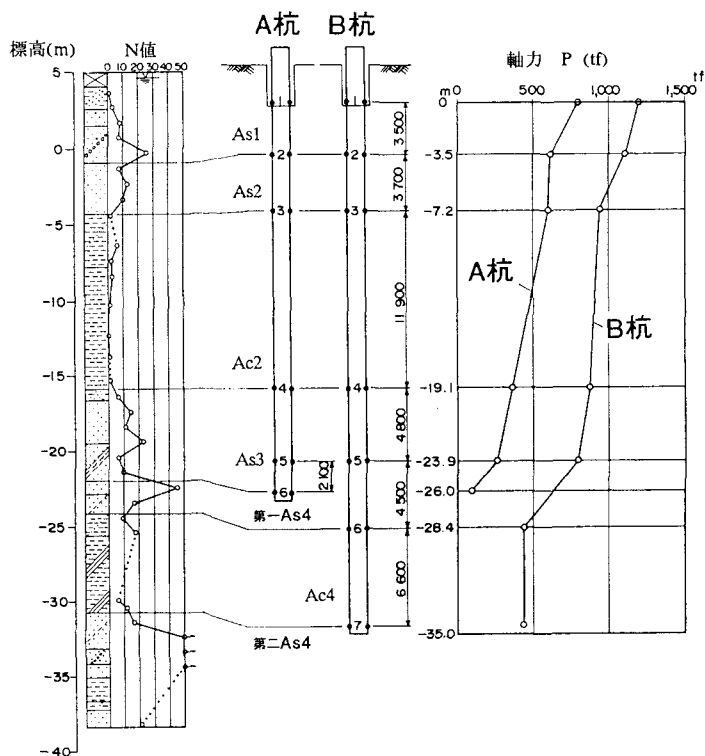


図-8 試験杭の根入れ状況

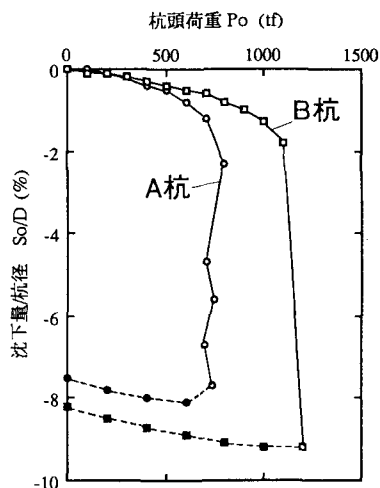


図-9 杭頭荷重 P_o
-沈下量 S_o 関係

4-2 杭周面の支持力係数

図-10に各荷重段階の周面摩擦応力度 τ の変化を示す。ここでは、荷重重階段を表わすものとして杭頭沈下量 S_o (対数目盛)で表現している。図-10(a)に示すA杭ではAc2層がピークを有するのに対し、他の地層は最大荷重に至っても τ の減少はみられない。同様に、図-10(b)に示すB杭でもAc2層およびAc4層では応力低下がみられる。両試験杭の周面摩擦応力度の挙動から、当該砂質系地盤では応力の低減はあまりみられないが、粘性系地盤では減少を生じ易いといえそうである。また、Ac4層の抵抗力が著しく小さいということが特徴的である。

さて、このような周面摩擦応力度の性状を踏まえ、周面摩擦応力度 f の設計値を設定する。一般に f は τ の最大値を採用することが多いが、この方法によれば、最大荷重時の杭の支持力を実際よりも大きく評価することになる。したがって、ここでは最大荷重時、すなわち杭頭における極限支持力時の τ を周面摩擦応力度 f として評価することにする。なお、図-10に示す各地層の区別は、図-8に示した地層区分によっている。

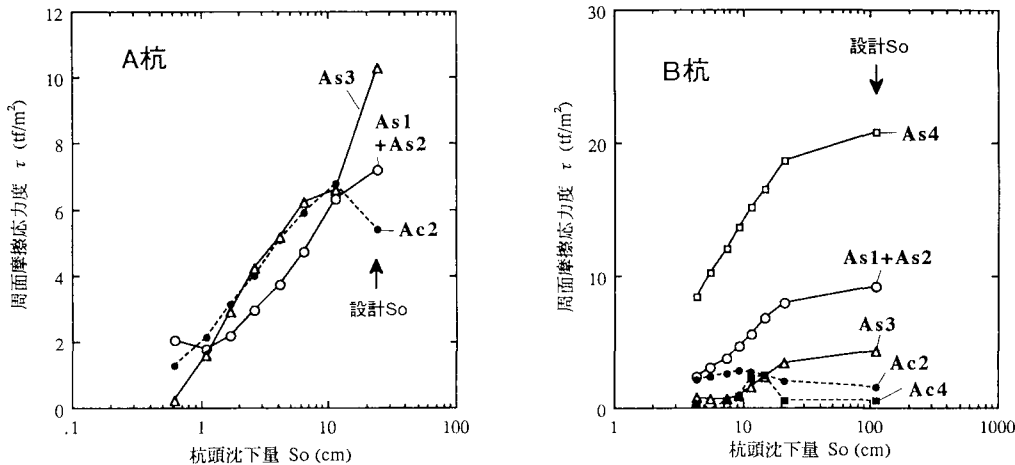


図-10 周面摩擦応力度 τ －杭頭沈下量 S_o 関係

表-2 支持力係数の基本統計量

地層	杭	周面摩擦応力度 f (tf/m ²)	平均N値 (粘着力 c)	支持力係数 α_f	平均値 $\bar{\alpha}_f$	変動係数 V_{α}
As1+As2	A杭	7.71	12	0.643	0.707	0.129
	B杭	9.26	12	0.772		
Ac2	A杭	5.43	(5.0 tf/m ²)	1.086	0.700	0.780
	B杭	1.54	(5.0 tf/m ²)	0.314		
As3	A杭	10.26	17.1	0.598	0.470	0.387
	B杭	4.37	12.8	0.341		
As4	B杭	20.74	20.5	1.010	1.010	0.303*
Ac4	B杭	0.54	(10.0 tf/m ²)	0.054	0.054	0.016*

(* $0.3\bar{\alpha}_f$)

このようにして得られた各地層の周面摩擦応力度 f を表-2に示す。As4層およびAc4層はA杭には存在しない。また、地盤物性値として、砂質系地盤ではN値を、粘性系地盤については設計粘着力 c を示した。この f のN値(または c 値)に対する比を支持力係数ということとし、記号を α_f で表わす。以下、荷重

試験結果に基づき、この α_i の基本統計量を求める。表-2よりわかるように、As1+As2層、Ac2層およびAs3層については複数の支持力係数 α_i が試験より求められているため、基本統計量を求めることができる。As1+As2層は比較的近似した結果が得られているが、As3層は両試験杭で倍程度の違いがある。それ以上に、Ac2層の違いが著しい。Ac2層ではA杭の $\alpha_i=1.086$ に対し、B杭では0.314と3倍もの開きがある。このように両試験杭の支持力係数の違いに応じて、変動係数 V_a の大きさが評価される。

一方、As4層やAc4層のように1つの支持力係数しか得られていない場合には、そのばらつきを知ることができない。このような場合を想定して、松井・落合(1992)⁵⁾は既往の同一地点での複数の載荷試験データを解析し、ひとつの支持力係数 α_i よりその変動係数 V_a を推定する方法を提案している。それによれば、変動係数 V_a は平均値 α_i の関数として、 $V_a=0.3\alpha_i$ の関係より求めることができる。この関係式によれば、As4層の V_a は0.303、Ac4層のそれは0.016と算定される。

この変動係数の大きさも、後述する安全係数の大きさに反映される。

4-3 載荷試験結果の適用判定

P13地点での載荷試験結果は、あくまでその地点での支持力評価であるため、その結果を延長約1kmにおよぶ全ての高架橋基礎に適用するためには、地盤の地層構成や強度分布が載荷試験地点と同一とみなせるかどうかの判定が必要である。

試験杭による結果を周辺地盤の杭（適用杭という）に適用できるかどうかは、両杭の支持力機構が類似しているかを判断すればよい。試験杭と適用杭で地層構成（または地盤の強度特性）が異なる場合、図-11に示すようにCASE(a)とCASE(b)の2とおりのケースの適用の可否を考える必要がある。CASE(a)の場合、 P_A 杭（適用杭）の支持力機構が P_B 杭（試験杭）と同一かどうかは第2層の支持力の大きさが問題となる。すなわち、 P_A 杭の係数 $\gamma_1=(\text{試験杭にない地層を除いた}P_A\text{杭の杭長}\gamma_{1m})/(\text{}P_A\text{杭の全杭長}\gamma_{1d})$ により両杭の支持力機構の違いを表現する。

一方、CASE(b)の場合は、 P_B 杭（適用杭）に比べて P_A 杭（試験杭）の地盤が多層であるため、 γ_1 は1となるが、第2層の支持力の大きさによっては適用できないケースも考えられる。 P_A 杭の第2層支持力の全支持力に占める割合は載荷試験でわかっているため、 P_B 杭に適用する場合のこの層の影響を、 P_A 杭の係数 $\gamma_2=(P_B\text{杭に存在しない地層の周面摩擦力を0としたときの}P_A\text{杭の支持力}\gamma_{2m})/(\text{}P_A\text{杭の全支持力}\gamma_{2d})$ で判定することができる。このように適用の判定は γ_1 と γ_2 の2つの因子を考慮することが必要である。

以上の考察から、ここでは次式で表わされる判定式を用いて、載荷試験値を薄層支持杭の全区間に適用できるかを検討する。

$$J_i = (\text{適用杭}i\text{の杭長比}\gamma_1) \times (\text{試験杭の支持力比}\gamma_2) \quad (4)$$

ここに、

J_i = 載荷試験値を i 杭に適用する場合の、
 i 杭の適用判定値

$J_i \geq 0.9$ のとき i 杭に適用可、
 $J_i < 0.9$ のとき i 杭には適用不可

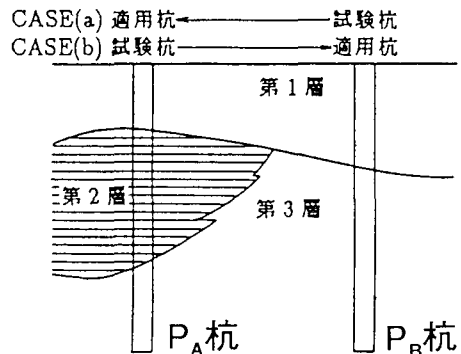


図-11 試験杭と適用杭

上記の判定方法を用いて、P19～P23橋脚を例にとって、載荷試験値を他の杭の支持力推定に適用することができるかの判定結果を表-3に示す。

式(4)に示したように、適用判定値 J は適用杭の杭長比 γ_1 と試験杭の支持力比 γ_2 の積で表わされる。係数 γ_1 は適用杭の地層構成において、試験杭にない地層の影響を考慮するものである。P13試験杭の地層構成は、適用杭の地層構成をすべて網羅しており、 γ_1 は1.0となる。係数 γ_2 は試験杭にあつて適用杭に存在しない地層構成の影響を考慮するものであり、試験杭のみ存在する地層の支持力の大きさが適用上の問題

表-3 適用判定結果

基礎 i	層厚 (m)						γ_{1m} (m)	γ_{1d} (m)	γ_1	γ_{2m} (tf)	γ_{2d} (tf)	γ_2	Ji
	As1	As2	Ac2	As3	Ac4	As4							
P13	3.6	3.4	12.7	5.5	6.6	3.5	35.5	35.5	1.0	381	381	1.0	1.0
P19	6.6	2.0	11.9	4.3	5.2	6.0	36.0	36.0	1.0	381	381	1.0	1.0
P20	6.2	1.5	11.6	4.0	5.2	6.8	35.9	35.9	1.0	381	381	1.0	1.0
P21	4.4	0.7	12.1	4.1	5.8	6.7	35.9	35.9	1.0	381	381	1.0	1.0
P22	3.5	2.6	12.0	4.0	4.4	8.1	35.9	35.9	1.0	381	381	1.0	1.0
P23	3.2	4.5	11.7	4.2	1.2	0.4	25.9	25.9	1.0	381	381	1.0	1.0

である。試験杭P13に存在する地層は全て適用杭にも存在するところから、 γ_2 も全て1.0となる。したがって、P19～P23橋脚の基礎杭の適用判定値 $J_{19} \sim J_{23}$ は全て1.0となり、P13試験杭の結果を適用できると判定される。同様の検討により、P4からP36橋脚の適用判定値は0.9以上となり、P13試験杭の載荷試験値を全基礎に適用可能との結果が得られた。

5. 安全係数を用いた支持力の検討

5-1 支持力照査式

本橋基礎の杭の鉛直支持力の照査は下式による。

$$S_d/R_f \leq 1.0 \quad (5)$$

ここに、 S_d =杭頭に作用する設計荷重 (=安定計算結果による杭頭反力) (tf)、 R_f =杭の設計支持力(tf)

設計支持力 R_f は式(6)に示すように、現行の許容応力度設計法に準じて先端支持力および周面摩擦力を所定の安全係数で除して求める。

$$R_f = R_p/F_{Rp} + R_f/F_{Rf} = a q_d A/F_{Rp} + U \sum l_i f_i / F_{Rfi} \quad (6)$$

ここに、 $R_p (=a q_d A)$ =先端支持力(tf)、 a =薄層の先端支持力度補正係数、 q_d =基準先端支持力度(=300tf/m²)、 A =断面積(m²)、 $R_f (=U \sum l_i f_i)$ =周面摩擦力(tf)、 U =周長(m)、 l_i = i 層の層厚(m)、 f_i = i 層の周面摩擦力度(tf/m²)、 F_{Rp} 、 F_{Rf} =先端支持力および周面摩擦力に関する安全係数

当該区間の先端支持力は薄層の影響を考慮して、 $a q_d$ で評価している。補正係数 a は規準となる先端支持力度 q_d を薄層の有効層厚と杭径の比 H/D で補正するものである⁷⁾。先端支持力に関する安全係数 F_{Rp} は現行の設計要領⁷⁾の安全率に準じて常時3、地震時2と考える。すなわち、ここでは F_{Rp} には地盤に係わる不確定性の大きさは考慮していない。

周面摩擦力の不確定性は、主として地盤物性値としての N 値(V_N)と支持力係数(V_α)の2つのばらつきで表わされる。地層別にみた場合、 V_N は推定点 i における N 値の推定変動係数であり、また V_α は表-2に示したとおりである。このように、周面摩擦力の安全係数 F_{Rf} は、地盤に係わる不確定性の大きさを考慮して式(7)で表わす⁷⁾。

$$F_{Rf} = \exp[\beta_s \sqrt{V_N^2 + V_\alpha^2 + V_s^2}] \quad (7)$$

ここに、 β_s =許容安全性指標、 V_s =設計荷重の変動係数

なお、 β_s および V_s は、それぞれ3および0.1(常時)、1.5および0.3(地震時)とすればよいことがわかっている。

5-2 解析結果の考察

P19～P23橋脚を例にとって、各地層ごとの周面摩擦力に関する常時の安全係数 F_{Rf} を表-4、図-12に示す。表-4において、P20とP22では地盤調査が実施されていないので、支持力評価に必要なN値は近隣のボーリング結果より正規化距離 L/A を考慮して推定している。地盤調査が実施してある橋脚とない橋脚では、当然のこととして前者の不確実性が小さいので、安全係数は小さくなる。地層別に考察すると、現行の安全率「3」と比較して、Ac2層の F_{Rf} が12前後と著しく大きく、逆にAc4層はやや小さい。これは表-2に示す支持力係数 α_f の変動係数の大きさが反映されているものである。As4層において、地盤調査が実施されている橋脚での安全係数は概略3程度であり、現行の安全率と一致している。ここで、As4層のN値の変動係数(V_N)は表-1より約0.6、支持力係数の変動係数(V_{α})は約0.3である。

図-13には各橋脚の設計支持力 R_f と設計荷重 S_d を、また図-14には式(5)による支持力照査結果を示した。地盤調査が実施されていないP20とP22を比較した場合、荷重支持力比 S_d/R_f は前者が0.86～0.88であるのに対し、後者は0.75～0.79と0.1程度の差を生じている。これは地盤の不確実性の影響が敏感に安全係数に反映される常時においては、後者の設計荷重が前者のそれに比べて相対的に小さいことによっている。逆に不確実性に比較的鈍感な安全係数を有する地震時には、後者の設計支持力が前者のそれに比べて相対的に大きいことに起因している。また、P23の S_d/R_f が比較的大きくなっているのは、P23杭の杭長が他の杭に比べて短く、支持力が小さいことによっている。

表-4 杭周面地層の安全係数値

基礎	P19	P20	P21	P22	P23
Bor.	A	B	B	C	C
L/A	0	1.6	0	1.93	0
As1,As2層	2.25	4.73	2.25	5.56	2.25
Ac2層	11.15	13.73	11.15	14.58	11.15
As3層	3.67	5.24	3.67	5.75	3.67
Ac4層	1.62	2.48	1.62	2.73	1.62
As4層	3.09	5.30	3.09	6.04	3.09

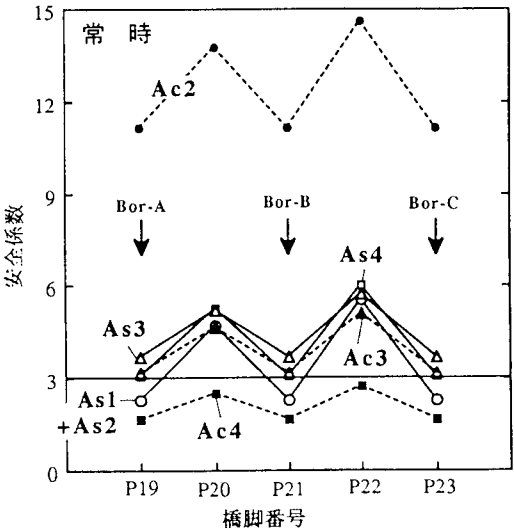


図-12 杭周面地層の安全係数値

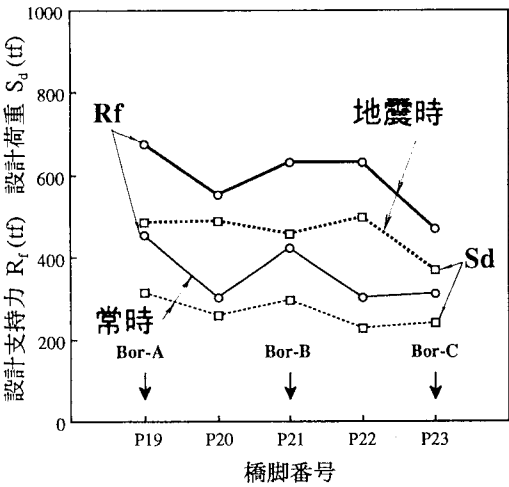


図-13 設計支持力 R_f と設計荷重 S_d の比較

このように、地盤に係わる不確定性を考慮した安全係数を用いることによって、一定の安全性を有する杭の支持力を定量的に評価することができ、支持力照査が合理的なものとなる。このような検討をP4からP36橋脚の薄層支持杭の区間に適用し、全ての基礎において式(5)の照査規準式を満足する結果を得て、支持力が所定の安全性を有していることを確認した。

6. 結論

(1) N値の空間分布の推定のための各地層の自己相関係数を算定し、当該地盤のパラメータは既往のデータと類似していることがわかった。したがって、ここでの解析に用いる水平方向パラメータとしては15mを用いた。

(2) 簡略的なN値の空間分布の推定法に基づき、各橋脚位置の各地層のN値の平均値を表わす「推定値」とばらつきを表わす「推定誤差」を計算した。ここでは、P19～P23のAs3層を例にとって、N値の空間分布の推定結果を示した。

(3) P13地点の2本の鉛直載荷試験の杭周面各地層の摩擦応力度 τ —杭頭沈下量 S_0 関係から、周面摩擦力度 f の設計値を定め、支持力係数(f/N 値または f/c 値)の基本統計量を得た。

(4) P13地点の載荷試験に基づく支持力係数をP4～P36橋脚の全基礎に適用できるかどうかを、式(4)の判定式を用いて検討した。この結果、全基礎の適用判定値は0.9以上となり、適用可能であるとの結果が得られた。

(5) 地盤に係わる不確定性を考慮した安全係数を用いることによって、一定の安全性を有する杭の支持力を定量的に評価することができる。ここでは、提案された安全係数をP4からP36橋脚の薄層支持杭の区間に適用し、全ての基礎において支持力が所定の安全性を有していることを確認した。

謝辞 本文で述べた載荷試験および解析は、日本道路公団東京第一建設局木更津工事事務所において実施されたことを記し、関係各位に厚く謝意を表します。また、清水建設株式会社大崎研究室の石井清博士、鈴木誠博士には、貴重なご助言を得ました。あわせてお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 松井謙二：地盤の不確定性を考慮した場所打ち摩擦杭の支持力評価に関する研究，九州大学，平成4年5月。
- 2) 松尾稔・上野誠：1.設計法および地盤の不確実性と設計地盤諸定数の評価，土と基礎，Vol. 34，No.12，講座「土質データーのばらつきと設計」，pp.78～83，1986。
- 3) 日本規格協会：JISハンドブック 品質管理，pp.587～588，1984。
- 4) Matuo, M. and Asaoka, A. : Probability models of undrained strength of marine clay layer, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp.53～68, 1977。
- 5) 松井謙二・落合英俊：地盤の不確定性を考慮した摩擦杭基礎の支持力評価，土木学会論文集 No.445/III-18，pp.83～92，1992.3。
- 6) 鈴木誠・石井清：土質定数の空間分布推定法を用いた確率有限要素法，土木学会論文集 No.394号/III-9，pp.97～104，1988。
- 7) 阪神高速道路公団：場所打ち杭の支持力設計要領，平成2年6月。
- 8) 岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二：軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究，土木学会論文集 No.418/III-13，1990.6。
(1993年9月16日 受付)

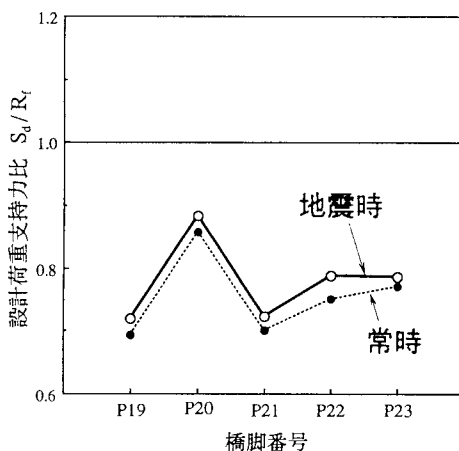


図-14 設計荷重支持力比