

# 地盤の不確定性を考慮した摩擦杭基礎の支持力評価

松井謙二\*・落合英俊\*\*

摩擦杭の鉛直支持力評価においては、地盤物性値の空間分布を正確に把握することが重要であり、また原位置での載荷試験を併用することにより支持力の推定精度をさらに向上させることができる。本論文は地盤物性値の空間分布と載荷試験値を杭支持力推定へ適用するための確率論的方法を示し、その成果を限界状態設計法に適用する手法を提案したものである。

**Keywords** : bearing capacity, friction pile, reliability, uncertainty, in-situ loading test, spacial variation

## 1. 序

杭基礎を支持形式で分類すれば、支持杭と摩擦杭に分けられる<sup>1)</sup>。従来から杭基礎は支持杭を原則とされてきたが、構造物の規模や地盤条件によっては摩擦杭の方が経済的であり、かつ合理的であることが見直されつつあり、今後、道路橋基礎としての摩擦杭の採用が増えていくものと考えられる。

摩擦杭は支持力の大部分を周面摩擦力に期待するところから、周面摩擦力の評価の信頼性を向上させることが重要である。杭支持力の不確定性は主として支持力推定式（正確には式中に含まれる支持力係数）および当該地盤の物性値の2つに大きく依存している。

さて、構造物の設計規準は従来の許容応力度設計法から限界状態設計法（または荷重抵抗係数設計法）に移行することが世界的なすう勢となっている。限界状態設計法の導入にあたっては安全係数設定のための信頼性設計が不可欠である。

このような背景から、本文は杭の鉛直支持力に着目して、杭の鉛直載荷試験結果および地盤物性値の空間分布を考慮した、摩擦杭基礎の支持力信頼性の評価法および限界状態設計法における基礎の安全係数を提案するものである。なお、杭施工法としては低振動・低騒音工法であり、かつ支持力信頼性も高い場所打ち杭工法を対象とする。

## 2. 杭の支持力評価における不確定性

### (1) 地盤物性値の不確定性

土の  $c$ 、 $\phi$  および  $N$  値などの地盤物性値は、一般にばらつきを有する量（確率変数）であることは広く認識さ

れている<sup>2)</sup>。道路橋においては杭支持力推定のための地盤物性値としては  $N$  値が圧倒的に多く用いられている<sup>2)</sup>。 $N$  値のばらつきの要因と程度に関しては、これまでに多くの研究成果がある。最近では高速道路調査会（1990）<sup>3)</sup>が軟岩地山への  $N$  値の適用性に関する研究の一環として、ソイルセメントによる人工地盤の  $q_u$  と  $N$  値の関係のデータを得ている。この地盤は人工的に造成されたものであるから、 $N$  値の空間分布はほとんど無視し得る。それによれば、平均  $N$  値が 50 以下の A 地盤と B 地盤での  $N$  値の変動係数は 5% 程度にすぎない。また、藤田（1990）<sup>4)</sup>は既往の  $N$  値データをボーリング孔間の距離と孔間における  $N$  値の差に着目して再整理した。その結果、打撃法の違いによる  $N$  値の差は無視しうる程度であり、 $N$  値のばらつきは空間分布も含めて地盤固有のばらつき起因することを明らかにした。これらの研究から、 $N$  値の不確定性を確率論的に扱う場合、ばらつきは地盤固有のものであるとみなすことができ、したがって空間分布による  $N$  値の変動を推定することが重要となる。

### (2) 支持力式の不確定性

道路橋示方書Ⅳ下部構造編（日本道路協会、1990）では、先端極限支持力度  $q_u$  や最大周面摩擦力度  $f$  と  $N$  値の関係を多数の載荷試験データから求めた、半経験的支持力式を採用している。ここで、 $N$  値から杭の支持力を推定するときの支持力式の有する不確定性について述べる。ここに用いた場所打ち杭のデータ<sup>5)</sup>は建設省土木研究所が全国の関係機関から収集した杭の載荷試験データの一部であり、支持杭 16 本と摩擦杭 16 本の計 32 本からなる。ここで杭の極限支持力は“杭径の 10% の沈下量を生じるときの杭頭荷重”（記号は  $R_{u10}$  で表す）と定義している。

表一に上記データに基づく支持力係数と支持力比の基本統計量を示す。ここでいう支持力係数とは杭周面に

\* 正会員 (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り 2-1-10 十八福岡ビル)

\*\* 正会員 工博 九州大学教授 工学部水工土木学科

表一 現行推定式の基本統計量

		データ数	平均値	標準偏差	変動係数
支持力係数 $\alpha$	周面 $\alpha_f$ (砂質土)	40	0.412	0.252	0.611
	周面 $\alpha_f$ (粘性土)	35	1.577	1.060	0.672
	先端 $\alpha_p$	16*	10.6	5.742	0.541
支持力比 $P$	周面 $P_f$	16*	1.009	0.365	0.361
	杭頭 $P_u$	16*	0.991	0.294	0.296

\*：摩擦杭データ

関しては最大周面摩擦力度  $f$  の、対象とする地層の平均  $N$  値に対する比であり、記号は  $\alpha_f$  で表わす。また、杭先端に関しては極限先端支持力度  $q_d$  の、杭先端位置の  $N$  値に対する比であり、記号は  $\alpha_p$  で表わす。ここで、 $q_d$  は杭頭における極限支持力  $R_{u10}$  時の杭先端伝達荷重程度として求めている。

支持力係数  $\alpha_f$ 、 $\alpha_p$  の変動係数  $V_\alpha$  は 0.5~0.7 程度と大きい、危険率 5% としたときの  $\chi^2$  検定によれば、いずれも対数正規分布に適合する。

支持力比は載荷試験結果に基づく実測支持力の、上記の支持力係数  $\alpha_f$ 、 $\alpha_p$  を用いて求められる計算支持力に対する比を表わす。表には摩擦杭データに着目したときの周面支持力比  $P_f$ 、杭頭支持力比  $P_u$  を示した。1本の杭としてみた場合、支持力比の変動係数は 0.3 程度のばらつきを示す。この半経験式に載荷試験結果を反映させることによって、推定精度の高い非常に実用的な支持力評価式とすることができる。

本文では表一に示す支持力係数を用いた支持力式を現行推定式と呼ぶことにし、後述する特定の載荷試験結果を考慮した支持力式と区別する。

### 3. $N$ 値の空間分布の推定

#### (1) 空間分布のモデル化

地盤物性値の確率論的な取扱いの中で最も単純なものは、平均値と分散で表現できる確率変数としてモデル化することであるが、地盤物性値の空間分布は考慮されない。物性値の空間分布は、平均値、分散のほか 2 地点間の相関特性を表わす自己相関係数を用いた確率場の概念で表現される。しかし、確率場の概念は母集団を想定したものであって、サイトが特定された場合には確率場の 1 つの実現事象である標本場が存在する。しかし、標本場を正確に求めることは不可能なので調査が実施された点（標本点）以外は推定する必要がある。推定には当然誤差が含まれるところから、この推定誤差を地盤物性値の空間分布の不確定性として取扱うことにする<sup>6)</sup>。

この標本場の推定法の 1 つにクリギングと呼ばれる手

法がある。クリギングは標本点での値に、推定点までの距離から求められる重み関数を乗じて推定量を求めようとする手法である<sup>7)</sup>。一般的には推定量を標本値の線形和で求め、そのときの重み関数を推定量の不偏性と推定誤差を最小にするように定められる。

すなわち、推定量  $\hat{Z}(x)$  を  $N$  値の標本点  $x_i (i=1, 2, \dots, N)$  から得られたデータ  $z(x_i)$  の線形和で表現できるとすると、式 (1) のようになる。

$$\hat{Z}(x) = \sum_{i=1}^N \lambda_i z(x_i) \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $\lambda_i$  は  $i$  番目のデータに与えられた重みであり、以下に示す 2 つの条件からラグランジェ未定係数法を用いて定められる。

推定量の不偏性：

$$E[Z(x) - \hat{Z}(x)] = 0 \dots \dots \dots (2)$$

最小推定誤差分散：

$$\sigma_{\hat{Z}}^2 = \min E\{[Z(x) - \hat{Z}(x)]^2\} \dots \dots \dots (3)$$

さて、自己相関係数  $\rho(\Delta x)$  は式 (4) で示される。

$$\rho(\Delta x) = C(\Delta x) / C(0) \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 $C(\Delta x)$ ：共分散関数

$$C(\Delta x) = E[Z(x+\Delta x)Z(x)] - E[Z(x)]^2$$

$C(0)$ ：分散

$$C(0) = E[Z(x)^2] - E[Z(x)]^2$$

ここで、 $x$  は位置座標、 $\Delta x$  は 2 地点間の距離、 $Z(\cdot)$  は地盤物性値の確率変数、 $E[\cdot]$  は期待値を表わす。

確率場の統計的性質のうち、平均値、分散は比較的簡単に求めることができるが、自己相関係数を推定することは標本数の制約から難しいことが多い。そこで、いくつかの相関モデルの中から適合度のよいものを選び、そのパラメータを設定することが一般的に行われる。ここでは一次元の自己相関係数モデルとして式 (5) によつた。

$$\rho(\Delta x) = \exp[-(\Delta x/d_x)] \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $d_x$ ：相関特性の減衰の程度を表す相関パラメータ

まず、既往の  $N$  値データから、式 (5) の相関パラメータを水平方向と深さ方向（それぞれ記号  $a$ 、 $b$  で表わす）に別個に求め、その一般的な特性を調べる。図一 (a) に水平方向に関する地盤調査の間隔（平均値） $\Delta L$  と  $a$  の関係を示す。ここで  $a$  は各地層の天端からの同一深さの  $N$  値データを等間隔にサンプリングして求められる。しかし、地盤調査は等間隔な位置で実施されていることはまれなことから、1 次近似として 2 地点間の距離  $\Delta L$  にある一定の水平方向許容幅をもたせて計算した。許容幅はより短い方が望ましいが、あまり短くとデータ数の制約から解が得られないことが多い。ここでは許容幅を  $\Delta L$  に対する比として計算した結果を踏ま

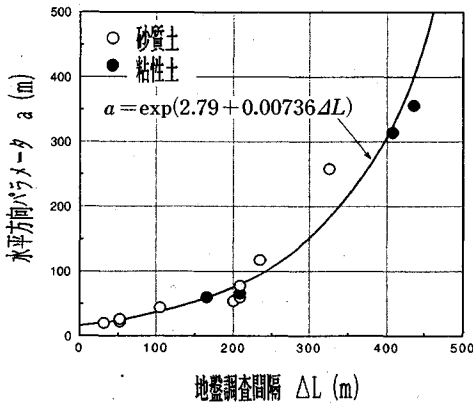


図-1 (a)  $a \sim \Delta L$  関係

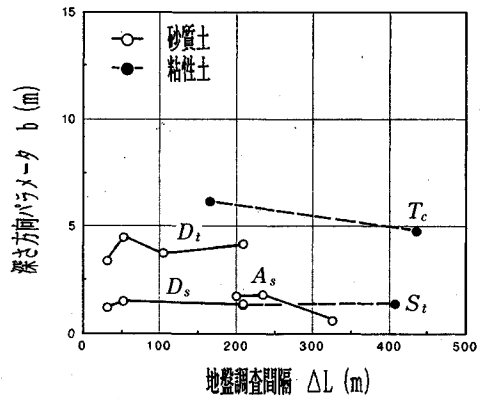


図-1 (b)  $b \sim \Delta L$  関係

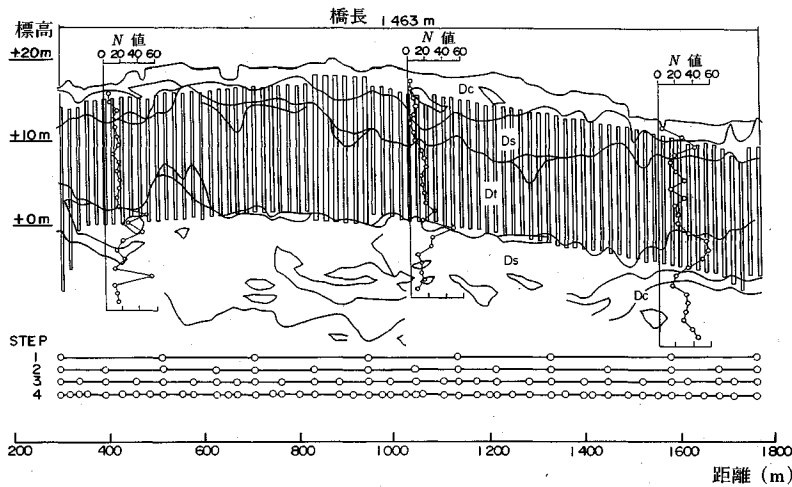


図-2 地質縦断面

え、解が安定する片側あたり  $\Delta L$  の 10% を採用することにした。

図からわかるように、調査間隔  $\Delta L$  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、その傾向は地盤種別によらないことが明らかである。本来、 $a$  は地盤に固有な値であることから、このように調査間隔によって変化するということが  $a$  がみかけの値にすぎないということを表わしている。したがって、 $a$  としては  $\Delta L$  が 0 のときの値を採用することが妥当であり、このときの  $a$  (以下、記号を  $a_0$  で表わす) は約 15 m となる。

一方、図-1 (b) に深さ方向に関する  $\Delta L$  と  $b$  の関係を示す。地盤調査位置の水平方向許容幅および個々のデータの深度は水平方向と同様の取扱いをしている。ただし、深さの方向の場合、水平方向許容幅は単に採用データ数の多少に関係するものにすぎない。N 値は一般に深さ方向には 1 m の等間隔で実施されているため、 $b$  の評価に係わる深さ方向の許容幅は特に設ける必要はない。

$b$  は調査間隔によらず、概ね地盤に固有の値が得られる。地盤種別による  $b$  の違いは明確ではないが、概ね 5 m 以下の範囲に分布しており、従来から指摘されているように  $a_0$  に比べて 1/3 以下と短いことがわかる。

(2) クリギングによる空間分布の推定

クリギングの手法を用いて、どの程度の精度で N 値の空間分布を推定できるかを検討する。図-2 に検討の対象とする O 地区、 $D_1$  層 (火山灰質砂質土) の地層縦断面図を示す。地盤調査は図-2 に示したように便宜的に調査間隔を 4 つのステップに区分してある。これを利用して、STEP-2 (または 3) から次ステップ (STEP-3 または 4) で判明する  $D_1$  層の N 値を推定し、実測値と比較を行うことにより有効性を検証する。図-3 に  $D_1$  層の各ステップの水平方向パラメータ  $a_0$  の推定法を示した。図-1 (a) の結果から、 $a$  はみかけ上、 $\Delta L$  の関数になっており、間隔を密にするほど  $a$  は短くなる。したがって、 $a$  の推定にあたっては  $a$  が変化しない調査間隔、すなわち  $\Delta L = 0$  m 付近の  $a_0$  を既知のパラメータ

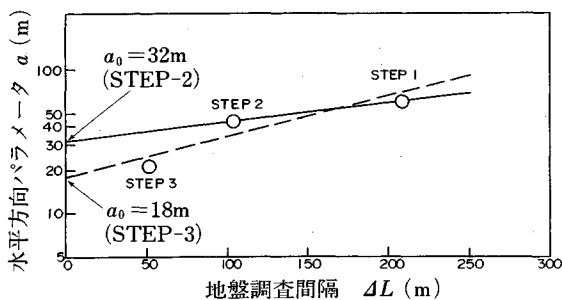


図-3 パラメータ  $a_0$  の決定法

表-2 解析条件 ( $D_i$  層  $N$  値)

STEP	$N$ 値データの数 $n$	平均値 $\bar{N}$	変動係数 $V_N$	パラメータ	
				水平方向 $a_0$	深さ方向 $b$
2	136	19.8	0.462	32	3.7
3	261	22.0	0.415	18	4.5

より推定する必要がある。このようにして、STEP-2では  $a_0 = 32$  m, STEP-3では既往の各ステップにおける  $a$  値の最小二乗法により  $a_0 = 18$  m が得られる。

さて、空間分布の推定における自己関数係数  $\rho$  は水平方向と深さ方向の2成分で合成できると仮定し、式(6)で表現する<sup>8)</sup>。

$$\rho(\Delta x, \Delta z) = \exp \left[ - \left\{ \left( \frac{\Delta x}{a_0} \right)^2 + \left( \frac{\Delta z}{b} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 $\Delta x$ ,  $\Delta z$  は水平方向、深さ方向の距離を表わす。

表-2に  $D_i$  層  $N$  値の解析条件をまとめた。  $\bar{N}$  および  $V_N$  はSTEP-2または3における  $N$  値データの基本統計量を、また  $a_0$  は図-3に示した要領で求めた水平方向パラメータ、  $b$  はステップごとに式(5)より得られる深さ方向のパラメータである。

表-2の条件値を用いたクリギングによる  $N$  値の空間分布の推定結果の一部を図-4に示した。ここでは  $D_i$  層各点の推定  $N$  値を平均化して表示した。図-4(a)にSTEP-2における  $D_i$  層の平均  $N$  値の推定値(平均値)および推定値±推定誤差(標準偏差)を実線および破線で示す。○印はSTEP-2および3で既に地盤調査が実施された標本点での  $D_i$  層の平均  $N$  値を示す。推定値はほぼ標本値と一致しているが、推定誤差はゼロとはならない。これは深さ方向  $N$  値の分布を  $D_i$  層の平均  $N$  値で代表させる際の誤差を考慮していることによる。当然のことながら、標本点と標本点の間中部で推定誤差が最も大きくなる。図中には推定精度を確認するために次ステップで明らかになる実測平均  $N$  値を+印で表示したが、概ね推定値±推定誤差の範囲、すなわち平均値± $1\sigma$  ( $\sigma$ : 標準偏差)で  $N$  値の空間分布を推定できることがわかる。図-4(b)にはSTEP-3の結果を示したが、STEP-2と同様のことがいえる。

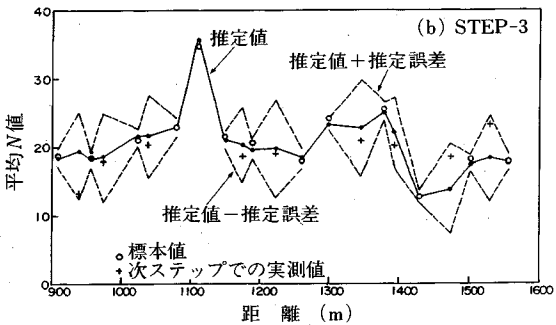
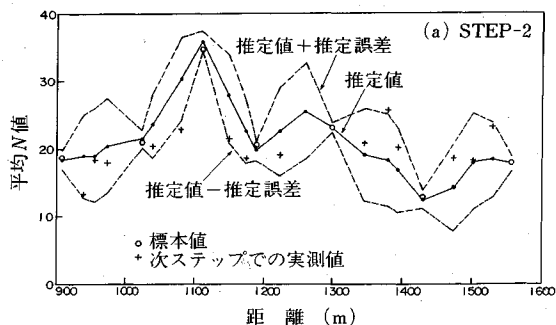


図-4  $D_i$  層平均  $N$  値の推定

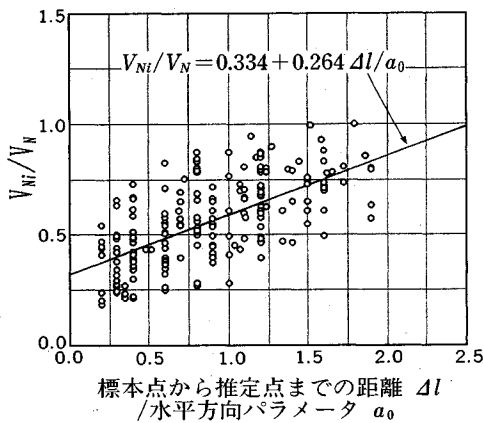


図-5  $V_{Ni}/V_N \sim \Delta l/a_0$  関係

### (3) 簡略な推定式の提案

次に  $N$  値の空間分布を考慮した安全係数の提案のため、簡略な推定法を定式化する。まず、推定値は水平方向の相関特性が比較的強いところから、2つの標本点を直線で結ぶことにより近似する。その不確定性に関しては、地盤調査間隔が長くなれば、その間の推定誤差は変動係数にして、その地層が有する変動係数に近似するという関係に着目する。図-5に  $V_{Ni}/V_N$  と  $\Delta l/a_0$  の関係を示す。この図は0地区  $D_i$  層など計4地層の  $N$  値に関する水平方向のクリギング結果に基づくものである。たて軸の  $V_{Ni}$  は推定点における推定誤差/推定値を

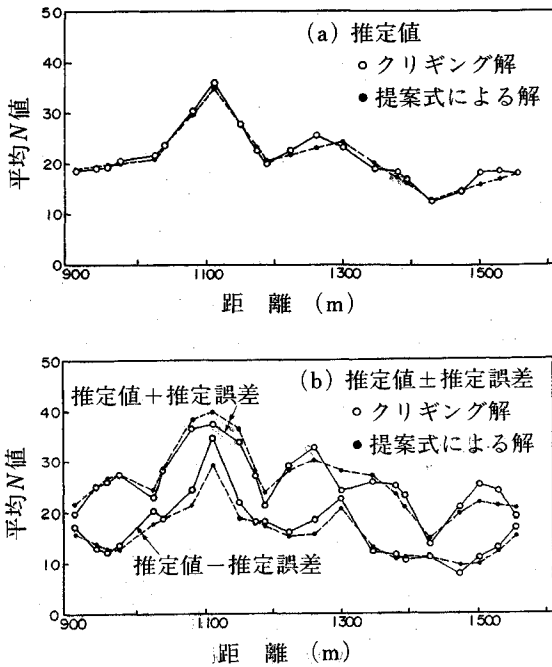


図-6 平均N値の推定結果の比較

表わし、その点の推定N値の変動係数を意味する。 $V_N$ はその地層全体のN値の変動係数を表わす。また、よこ軸の $\Delta l$ は標本点から推定点までの距離、 $a_0$ はそのときの水平方向パラメータである。

$V_{N_i}/V_N$ と $\Delta l/a_0$ の間には図に示したような線形関係があり、この関係は各地層別にみても変わらないことを確認している。この図から、 $V_{N_i}/V_N$ は $\Delta l/a_0$ が2.5のとき、ほぼ1.0となる、すなわち $a_0=15$ mと仮定すると $\Delta l=40$ mのとき $V_{N_i}$ はその地層のN値の変動係数 $V_N$ に一致することになる。この関係を利用すれば、さきの簡略的な推定値(平均値)と組合せることによって、N値の空間分布の推定値とそのときの推定誤差を容易に求めることができる。

図-4(a)に示したSTEP-2のD<sub>1</sub>層の空間分布に関して、クリギングによる解と提案式による結果を図-6に比較した。推定値および推定値±推定誤差のいずれの分布も両者による結果は概ね一致している。このことは $\chi^2$ 検定(危険率5%)結果からも定量的に裏付けされている。このように、N値の空間分布推定に関する提案式は実用上、十分な精度を有することが確認された。

4. 載荷試験値を考慮した杭支持力の推定

(1) 杭支持力の確率モデル

N値および支持力係数 $\alpha_f$ 、 $\alpha_p$ の不確定性を考慮した杭の極限支持力 $R_u$ の確率モデルは以下の式による。

$$R_u = q_d A + U \sum l_i f_i = \alpha_p N_p A + U \sum \alpha_{fi} l_i N_i \dots (7)$$

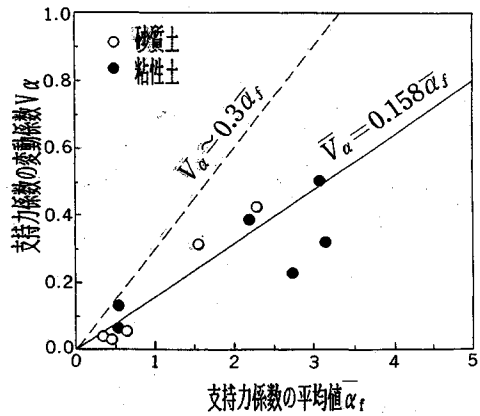


図-7  $V_\alpha \sim \bar{\alpha}_f$  関係

ここに、 $q_d$ :杭先端の極限支持力度 ( $tf/m^2$ )、 $\alpha_p$ :杭先端の支持力係数、 $N_p$ :杭先端位置のN値、 $A$ :杭先端面積 ( $m^2$ )、 $U$ :杭の周長 ( $m$ )、 $l_i$ :杭周面*i*層の層厚 ( $m$ )、 $f_i$ :杭周面*i*層の周面摩擦力度 ( $tf/m^2$ )、 $\alpha_{fi}$ :杭周面*i*層の支持力係数、 $N_i$ :*i*層の平均N値

各地層間の相関性がないと仮定すると、式(7)から杭の極限支持力の推定値 $\bar{R}_u$ と推定誤差分散 $\sigma_R^2$ は式(8)で求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{R}_u &= \bar{\alpha}_p \bar{N}_p A + U \sum \bar{\alpha}_{fi} l_i \bar{N}_i \\ \sigma_R^2 &= \sigma_{\alpha_p}^2 A^2 + U^2 \sum l_i^2 \sigma_{fi}^2 \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \sigma_{\alpha_p}^2 &= \bar{\alpha}_p^2 \sigma_{N_p}^2 + \sigma_{\alpha_p}^2 \bar{N}_p^2 \\ \bar{\alpha}_p, \sigma_{\alpha_p}^2 &: \text{杭先端の支持力係数 } \alpha_p \text{ の平均値, 分散} \\ \bar{N}_p, \sigma_{N_p}^2 &: \text{杭先端 N 値の推定値, 推定誤差分散} \\ \sigma_{fi}^2 &= \bar{\alpha}_{fi}^2 \sigma_{N_i}^2 + \sigma_{\alpha_{fi}}^2 \bar{N}_i^2 \\ \bar{\alpha}_{fi}, \sigma_{\alpha_{fi}}^2 &: \text{杭周面 } i \text{ 層の支持力係数 } \alpha_{fi} \text{ の平均値, 分散} \\ \bar{N}_i, \sigma_{N_i}^2 &: \text{杭周面 } i \text{ 層の N 値の推定値, 推定誤差分散} \end{aligned}$$

また、杭の極限支持力の変動係数 $V_R$ は式(9)により求められる。

$$V_R = \sqrt{\sigma_R^2 / \bar{R}_u} \dots (9)$$

現行推定式における $\alpha_f$ 、 $\alpha_p$ の基本統計量は表-1に示した通りである。0.5~0.7の変動係数は、これらのデータがさまざまな地盤種別から構成されているために大きなばらつきを示すものである。同一地域における支持力係数の不確定性はもっと小さくなることが考えられる。次節にその検討結果を述べる。

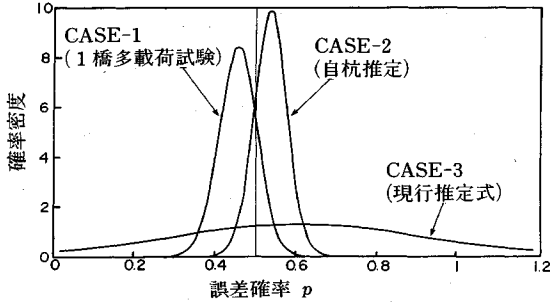
(2) 支持力係数の平均値とばらつき

図-7に既往の載荷試験データから同一地域で複数の地層から得られた杭周面の支持力係数の平均値 $\bar{\alpha}_f$ とそのときの変動係数 $V_\alpha$ の関係を図示した。両者の間には

表—3 1橋多載荷試験における支持力推定

載荷試験値 $R_{u10}$	O 地区			P 地区	
	$P_{12}$	$P_{31}$	$P_{56}$	$P_6$	$A_2$
	660	700以上	700以上	660	660
CASE-1	679.1 (138.1)	712.9 (137.3)	728.0 (94.8)	658.3 (128.2)	662.8 (114.4)
CASE-2	660.8 (181.4)	676.4 (151.3)	707.7 (184.8)	632.0 (168.5)	640.6 (118.4)
CASE-3	871.4 (267.8)	411.3 (153.1)	629.5 (236.8)	718.1 (242.6)	516.5 (161.3)

( ): 支持力の標準偏差  $\sigma_R$  (tf)



図—8 誤差確率  $p$  の確率密度曲線

表—4 誤差確率  $p$

	データ数 $n$	平均値 $\bar{p}$	標準偏差 $\sigma_p$
CASE-1	5	0.456	0.047
CASE-2	5	0.536	0.040
CASE-3	5	0.604	0.304

表—5 (a) 自杭および他杭の支持力推定 (O 地区)

	$P_{12}$	$P_{31}$	$P_{56}$
	$R_{u10}=660\text{tf}$	700tf以上	700tf以上
$P_{12}$ 試験結果より	660.8* (181.4)	317.4* (74.6)	468.8* (149.5)
$P_{31}$ 試験結果より	974.5* (209.3)	676.4 (151.3)	801.0 (215.6)
$P_{56}$ 試験結果より	838.6* (153.8)	758.4 (332.5)	707.7 (184.8)

( ): 支持力の標準偏差  $\sigma_R$  (tf)  
\*適用判定式により除外するケース

表—5 (b) 自杭および他杭の支持力推定 (P 地区)

	$P_6$	$A_2$
	$R_{u10}=660\text{tf}$	660tf
$P_6$ 試験結果より	632.0 (168.5)	609.2 (192.3)
$A_2$ 試験結果より	754.4 (168.2)	640.6 (118.4)

( ): 支持力の標準偏差  $\sigma_R$  (tf)

平均的に  $V_\alpha = 0.158 \bar{\alpha}_f$  の関係があり、 $\bar{\alpha}_f$  が大きくなるにしたがい  $V_\alpha$  も大きくなる傾向がみられる。なお地盤種別による差は認められない。

1つの橋梁において複数の載荷試験を実施（以下「1橋多載荷試験」という）するケースは極めてまれであり、通常は1橋梁につき1地点の載荷試験（同、「1橋1載荷試験」）が普通である。このような場合、載荷試験により杭周囲の支持力係数  $\alpha_f$ （の平均値）がわかったとしても、そのばらつき（変動係数  $V_\alpha$ ）までは明らかにできないことが多い。このような地層の  $V_\alpha$  を推定する手がかりとして図—7に示した  $\bar{\alpha}_f$  と  $V_\alpha$  の関係図は有効である。ただし、 $\bar{\alpha}_f$  から  $V_\alpha$  を推定する場合、両者の平均的な関係式を個々のサイトに適用することは危険側になる場合がある。図—7からわかるように、 $\alpha_f$  の増加と共に  $V_\alpha$  のばらつきの程度も増大する傾向にあることから非定数の分散<sup>9)</sup>を考慮することし、かつ超過確率を1%と設定すると、支持力係数の平均値  $\bar{\alpha}_f$  と変動係数  $V_\alpha$  の間には概ね  $V_\alpha = 0.3 \bar{\alpha}_f$  の関係式が導かれる。

(3) 1橋多載荷試験の場合

O地区における3つの載荷試験およびP地区での2つの載荷試験結果を利用して、本節と次節において載荷試験結果の、周辺地盤の杭支持力推定への適用について検討する。まず、本節では1橋多載荷試験の場合を考える。

1橋多載荷試験では、支持力係数の基本統計量は複数の載荷試験に基づく平均値とその変動係数によるのが妥

当である。一方、推定精度が最も高いのは試験杭自身を推定（ここでは自杭推定という）する場合である。そこで、平均値とその変動係数に基づく「1橋多載荷試験」の方式が自杭推定と比べてどの程度の信頼性を有するものかを以下に検討する。自杭推定の場合の杭周囲の  $V_\alpha$  は前節の  $V_\alpha = 0.3 \bar{\alpha}_f$  の関係式による。また杭先端の  $V_\alpha$  に関しては  $V_\alpha$  と  $\bar{\alpha}_p$  の関係が現状では不明であるので、便宜的に表—1に示す現行推定式のそれを準用した。支持力の平均値  $\bar{R}_u$  および変動係数  $V_R$  は式(8)、(9)による。

表—3に支持力の推定結果を示す。ここで、CASE-1は「1橋多載荷試験」方式、CASE-2は自杭推定、またはCASE-3は参考として現行推定式による結果である。各試験杭の実測支持力  $R_{u10}$  は載荷試験値として表示した。ただし、このままでは実測値に対する推定精度の比較が難しいので、ここでは式(10)で定義するパラメータ  $p$ （誤差確率という）を導入することにより、その分布形を考察する。

$$p = \int_{-\infty}^{R_{u10}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_R} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{R}_u}{\sigma_R}\right)^2\right] dx \dots\dots\dots (10)$$

すなわち、誤差確率は  $p$  は計算支持力の確率密度曲線において、実測支持力  $R_{u10}$  以下となる確率を表し、 $R_{u10} = \bar{R}_u$  のとき  $p = 0.5$  となる。

5つの試験杭の誤差確率  $p$  の基本統計量を表—4に、その確率密度曲線を図—8に示す。図からわかるようにCASE-1（「1橋多載荷試験」方式）はCASE-2（自杭

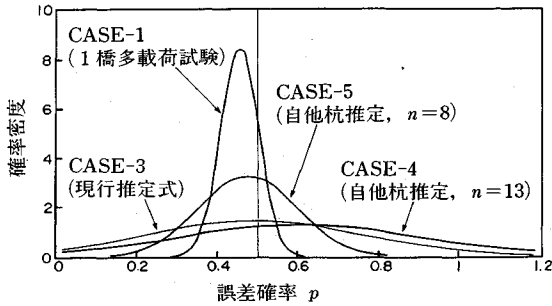


図-9 誤差確率  $p$  の確率密度曲線

推定)と同程度の推定精度を有していることがわかる。したがって、同一地区において複数の荷重試験が実施されている場合はそれらの支持力係数の平均値と変動係数を用いることによって、周辺地盤の杭支持力の推定も自杭推定と同程度の支持力信頼性が得られることが示唆される。一方、CASE-3の現行推定式はCASE-1, 2に比べて著しく推定精度が劣ることが明らかである。このように全国の荷重試験データに基づく現行推定式は必ずしも個々のサイトにおける最良の支持力推定式とは限らないことが確認された。

(4) 1橋1荷重試験の場合

次に1橋1荷重試験の場合を想定し、試験杭から得られた情報を他杭の支持力推定に適用した場合の推定精度を、「1橋多荷重試験」方式と比較して考察する。ここでは試験杭は全て1本であるので支持力係数の変動係数  $V_{\alpha}$  は  $0.3 \bar{\alpha}_i$  によった。また、杭先端の支持力係数  $\alpha_p$  の変動係数のように、その平均値または変動係数が不明なものは現行推定式によった。

表-5に自杭および他杭の支持力の推定結果を示す。表中、太枠線で示したものが自杭推定に相当する。(3)を同様に表-6に誤差確率  $p$  の基本統計量を整理した。ここで、CASE-4はO地区およびP地区の全ての自杭、他杭の推定結果をとりまとめたものであり、CASE-5は後述する適用判定式による判定結果から  $P_{12}$  杭に係わる5ケース(表-5(a)の\*印)を除外したものである。図-9に誤差確率  $p$  の確率密度曲線を示す。同図には比較のためCASE-1(「1橋多荷重試験」方式)とCASE-3(現行推定式)の結果も図化してある。図から、CASE-4(自他杭推定、データ数  $n=13$ )はCASE-3と同程度の低い支持力推定精度しか得られていない。この結果は  $P_{12}$  杭の地層構成や性状が  $P_{31}$  杭や  $P_{56}$  杭のそれと異なっていることに起因している。例えば、 $P_{12}$  杭地点に固有の地層が存在する場合には、 $P_{12}$  杭の支持力を  $P_{31}$  杭や  $P_{56}$  杭の試験結果から推定することには限界がある。このように、1地点の荷重試験結果を周辺地盤の杭支持力推定に適用する場合には、周辺地盤の地層構成や性状を十分に検討し適用することが可能かどうかの

表-6 誤差確率  $p$

	データ数 $n$	平均値 $\bar{p}$	標準偏差 $\sigma_p$
CASE-4	13	0.495	0.271
CASE-5	.8	0.477	0.121

表-7 適用判定式による結果

	$P_{12}$	$P_{31}$	$P_{56}$
O地区	$P_{12}$ 荷重試験より 1.0	$0.60 \times 0.61 = 0.37^*$	$0.83 \times 0.86 = 0.71^*$
P地区	$P_{31}$ 荷重試験より $0.68 \times 0.40 = 0.27^*$	1.0	$0.96 \times 0.93 = 0.90$
	$P_{56}$ 荷重試験より $0.75 \times 0.62 = 0.47^*$	$0.92 \times 1.0 = 0.92$	$0.92 \times 1.0 = 0.92$
A <sub>2</sub> 地区	$P_6$ 荷重試験より 1.0	$A_2$ $1.0 \times 1.0 = 1.0$	
	$A_2$ 荷重試験より $1.0 \times 1.0 = 1.0$	1.0	

判定が必要である。ここでは式(11)の適用判定式を提案する。ここで試験杭とは荷重試験が実施された杭、適用杭とはその結果を用いて支持力を求めようとする周辺地盤の杭をいう。

$$J = (\text{試験杭の支持力比 } \gamma_1) \times (\text{適用杭の杭長比 } \gamma_2) \dots \dots \dots (11)$$

ここに、

$J$  = 適用判定値

$J \geq 0.9$  のとき適用可,  $J < 0.9$  のとき適用不可

$$\gamma_1 = \frac{\text{適用杭に存在しない地層の周面摩擦力を0としたときの試験杭の支持力}}{\text{試験杭の全支持力}} (\leq 1.0)$$

$$\gamma_2 = \frac{\text{試験杭にない地層を除いた杭長}}{\text{適用杭の全杭長}} (\leq 1.0)$$

式(11)の適用判定式を表-5の支持力推定にあてはめた結果を表-7に示す。ここで判定基準値を  $J=0.9$  とすると、表中\*印で表示したケースが適用不可となる。これらのケースは表-5の結果からもわかるように、実測の支持力  $R_{w10}$  に対して過大または過少な支持力を推定しているところから判定結果は適切である。

したがって、表-5における、 $P_{12}$  杭に係わるケースを除外したCASE-5に示す支持力推定精度が、通常の1橋1荷重試験結果を杭支持力推定に適用した場合のそれと考えることができる。1橋多荷重試験に比べて、1橋1橋1荷重試験の誤差確率  $p$  のばらつきは変動係数にして2.5倍程度の大きさになる。

5. 地盤の不確定性を考慮した安全係数

(1) 安全係数の評価法

限界状態設計法は荷重や抵抗力の評価など種々の不確定性に対処するために、抵抗係数や荷重係数といった安全係数を定め、それらの係数を有する設計基準式に基づ

いて決定論的手法で設計を行うものである。

ここでは安全性指標 $\beta$  (信頼性設計, レベルII) と安全係数 $F_R, F_s$ との関連を述べ、摩擦杭における載荷試験結果および $N$ 値の空間分布を考慮した安全係数について論ずる。なお摩擦杭を対象とするところから、ここでは先端支持力は無視する。

単杭の杭頭における杭頭荷重と杭の支持力の2つを対象正規確率変数として、終局限界状態における支持力安全性の照査を考える。

$$\frac{1}{F_R} R_u \geq F_s S_d \dots\dots\dots (12)$$

- ここに、 $R_u$  : 杭の極限支持力
- $S_d$  : 杭頭荷重 (杭頭反力)
- $F_R$  : 支持力に関する抵抗係数,  $F_R \geq 1.0$
- $F_s$  : 杭頭荷重 (杭頭反力) に関する荷重係数,  $F_s \geq 1.0$

いま、性能関数を  $Z = \ln R_u - \ln S_d$  とすると、安全性指標  $\beta$  は定義から  $\beta = \bar{Z} / \sigma_z$  であるから、

$$\beta \doteq \ell_n(\bar{R}_u / \bar{S}_d) / \sqrt{V_R^2 + V_s^2} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $\bar{R}_u, V_R$  : 杭の極限支持力の平均値, 変動係数  
 $\bar{S}_d, V_s$  : 杭頭荷重の平均値, 変動係数

ここで、 $\sqrt{V_R^2 + V_s^2} \doteq \alpha (V_R + V_s)$  ( $\alpha$ : 線形化係数) の関係を式 (13) に代入し、式 (12) と対比することにより式 (14) の抵抗係数 $F_R$ 、荷重係数 $F_s$ と安全性指標 $\beta$ が関連づけられる。

$$F_R = \exp(\alpha\beta V_R), F_s = \exp(\alpha\beta V_s) \dots\dots\dots (14)$$

しかし、荷重係数が一定とみなせる場合には荷重係数と抵抗係数を一括して、1つの安全係数 $F_R^*$ として式 (15) でまとめると、許容応力度設計法における安全率と同じ形になる。

$$F_R^* = F_R \cdot F_s = \exp(\alpha\beta V_R) \cdot \exp(\alpha\beta V_s) \\ \doteq \exp\{\beta\sqrt{V_R^2 + V_s^2}\} \dots\dots\dots (15)$$

次に、杭の極限支持力の変動係数 $V_R$ として、載荷試験結果および $N$ 値の空間分布を考慮した定式化を試みる。載荷試験結果を、周辺地盤の杭支持力推定に適用する場合の支持力の変動係数 $V_{R1}$ は、すなわち支持力係数の変動係数 $V_\alpha$ に一致するから、

$$V_{R1} (= V_\alpha) = 0.3\alpha_f$$

とおける。また、 $N$ 値の空間分布の推定における推定地点 $i$ の $N$ 値の変動係数 $V_{R2} (= V_{Ni})$ は、標本点から推定地点までの距離 $\Delta\ell$ 、水平方向パラメータ $a_0$ および当該地層の $N$ 値の変動係数 $V_N$ の関数として、

$$V_{R2} (= V_{Ni}) = (0.331 + 0.264\Delta\ell/a_0) V_N \dots\dots\dots (17)$$

と表わせる。したがって、杭の極限支持力の変動係数 $V_R$ は式 (18) となり、

$$V_R = \sqrt{V_{R1}^2 + V_{R2}^2}$$

$$= \sqrt{(0.3\alpha_f)^2 + (0.331 + 0.264\Delta\ell/a_0)^2 V_N^2} \dots\dots\dots (18)$$

これを式 (15) に代入して、式 (19) に示す載荷試験結果および $N$ 値の空間分布を考慮した安全係数 $F_R^*$ が得られる。

$$F_R^* = \exp\{\beta\sqrt{(0.3\alpha_f)^2 + (0.331 + 0.264\Delta\ell/a_0)^2} \\ \times [V_N^2 + V_s^2]\} \dots\dots\dots (19)$$

ここで、添字「1」は載荷試験結果を考慮した安全係数の意味に用いる。ところで、安全係数値を設定するには目標とする安全性指標 $\beta_a$ を定める必要がある。各国の基準によれば、一般の建築物や道路橋構造物の $\beta_a$ として2.0~3.5の範囲を採用している例が多い<sup>10)</sup>。例えば、A-58基準案では常時3.0、風荷重時2.5、地震荷重時1.75としている。

ここではこれらの値を参考にして、 $\beta_a$ として常時3、地震時1.5と設定する。また、杭頭荷重の変動係数 $V_s$ は常時に関しては死荷重の影響が大きく、荷重変動の程度が少ないところから0.1程度を想定しておけば十分である。一方、地震の影響に関しては現状では不確定性の評価が難しく、ここでは現行設計法に基づくコードキャリブレーションによって定めることとする。水平方向パラメータ $a_0$ は一般的には図-1(a)から15m ( $\Delta L = 0$ m)の値)とすることができる。

(2) 安全係数の提案

コードキャリブレーションに先だち、現行推定式の安全係数の評価法について述べる。表-1に示した現行推定式のばらつきはほぼ現行の設計規準のそれに近いと考えることができる。

表-1に示す摩擦杭の周面摩擦力に関する支持力比の変動係数から、式 (18) の左辺 $V_R$ は0.361とおける。式 (18) の右辺項において、一般的な地層の $N$ 値の変動係数 $V_N$ は既往のデータによれば概ね0.4程度である。また、現行推定式が作成された多数の載荷試験データの地点では試験杭位置と地質調査の位置はほぼ一致しているところから $\Delta\ell/a_0$ の影響は無視することができる。

したがって、現行推定式における一般的な支持力係数の変動係数 $V_{R1}$ は式 (20) より、またそのときの安全係数 $F_R^*$ は式 (21) より求めることができる。ここで、現行推定式による安全係数は $F_R^*$ と区別するため「0」の添字をつける。

$$V_{R1} = \sqrt{V_R^2 - V_{R2}^2} = \sqrt{0.361^2 - 0.331^2 \times 0.4^2} \\ = 0.336 \dots\dots\dots (20)$$

$$F_{R0}^* = \exp\{\beta\sqrt{0.336^2 + (0.331 + 0.264\Delta\ell/a_0)^2 V_N^2 + V_s^2}\} \dots\dots\dots (21)$$



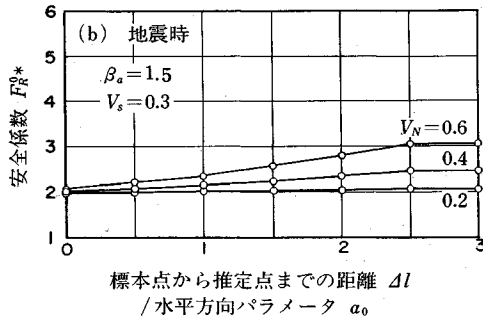
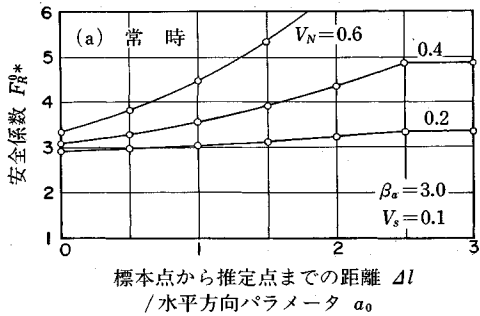


図-10 現行推定式の安全係数  $F_R^*$

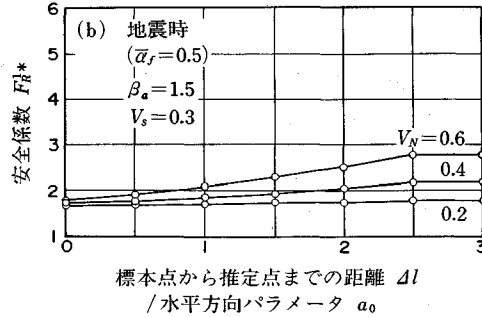
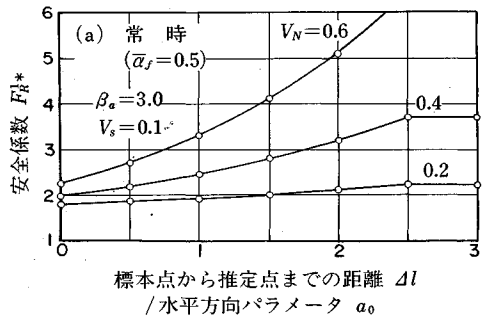


図-11 載荷試験値を考慮した安全係数  $F_R^*$

式 (21) において、常時状態を想定し  $V_s=0.1$  として、 $F_R^*$  と  $\Delta l/a_0$  の関係を  $V_N$  をパラメータとして図化したものが図-10 (a) である。  $\Delta l/a_0=0$ 、 $V_N=0.4$  のとき  $F_R^*$  は 3 程度となり、現行標準の安全率にほぼ一致する。支持力の推定点が標本点から離れるにしたがい安全係数は増加し、その地層がもつ固有の  $N$  値の変動係数が大きいほどその傾向が強くなる。次に、 $\Delta l/a_0=0$ 、 $V_N=0.4$  のとき、安全係数  $F_R^*$  が現行の地震時の安全率 2 になるように式 (21) により  $V_s$  を求めれば、 $V_s=0.3$  が得られる。  $\beta_a=1.5$ 、 $V_s=0.3$  としたときの  $F_R^* - \Delta l/a_0$  の関係を図-10 (b) に示す。常時に比べて、地震時の安全係数は距離  $\Delta l/a_0$  や  $N$  値の変動係数  $V_N$  にさほど影響を受けないことがわかる。

現行推定式へのコードキャリブレーションにより、地震時の  $V_s$  を 0.3 と評価すればよいことがわかったので、常時  $\beta_a=3.0$ 、 $V_s=0.1$ 、地震時  $\beta_a=1.5$ 、 $V_s=0.3$  の条件のもとに、本文での提案式による安全係数を式 (19) により求める。

提案式の安全係数は載荷試験に基づく支持力係数の平均値  $\bar{\alpha}_f$  によって変化するので、ここでは  $\bar{\alpha}_f=0.5$  のケースについて、図-11 に示した。  $\bar{\alpha}_f=0.5$  の場合、常時における  $\Delta l/a_0=0$  のときの安全係数  $F_R^*$  は 2 前後となり、現行の安全率または現行推定式の安全係数 3 に比べて 5 割程度小さくてすむ結果となっている。これがすなわち載荷試験を実施し支持力信頼性を高めた効果と考えることができる。同様に地震時においても 2 割程度、

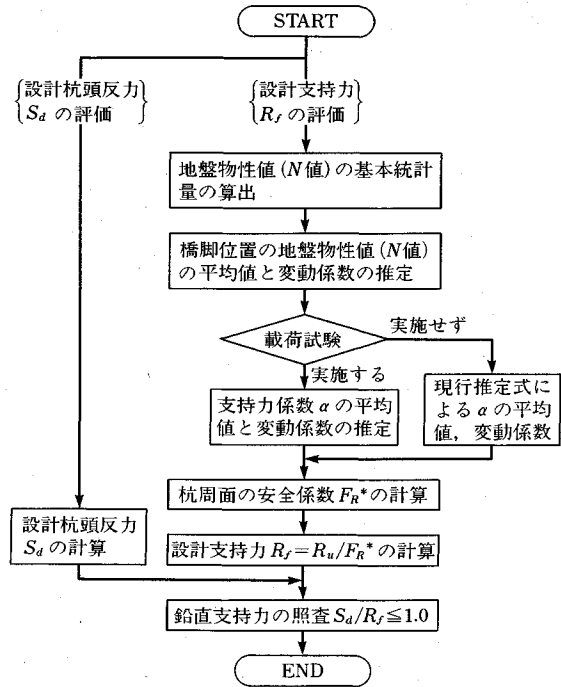


図-12 摩擦杭の支持力照査手順の例

安全係数は低減される。

(3) 実橋への適用

図-12 に限界状態設計法における摩擦杭の鉛直支持力の照査手順の例を示した。このフローに沿って、本文で提案した安全係数を実橋に適用し、基礎の設計支持力

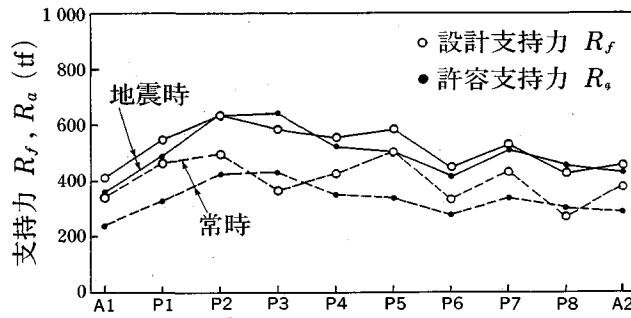


図-13 支持力の比較

に関する検討を行い有効性を確認した<sup>11)</sup>。

図-13に各基礎の常時および地震時における設計支持力  $R_f$  を○印で、現行設計法(安全率常時3, 地震時2)による許容支持力  $R_a$  を●印で表示した。なお、ここでは比較のために、現行設計法の支持力係数も原位置における載荷試験結果に基づいている。 $R_f$  と  $R_a$  は部分的に異なる橋脚はあるが、全体としてみれば、特に地震時においては各基礎で似たような支持力分布を示している。しかし許容支持力  $R_a$  は単に極限支持力を所定の安全率で除して得られているのに対して、設計支持力  $R_f$  は支持力係数の大きさに応じた支持力式の不確定性、および各地層の  $N$  値の空間分布による不確定性を考慮した支持力であることが基本的に異なっている。

このように、本文で提案した安全係数は実務的にみても十分有効であることが明らかである。

なお、本文をまとめるにあたり、建設省土木研究所基礎研究室長・岡原美知夫博士ならびに清水建設(株)大崎研究室 石井清博士、鈴木誠博士には、適切なご助言をいただきました。ここに厚く謝意を表する次第です。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.195~197, 1990.

- 2) 堀内孝英・中島英治・前田良刀：5. 実際の構造物への適用，5. 2 構造物基礎，土と基礎，Vol. 35, No. 7, 講座「土質データベースのばらつきと設計」，pp. 75~84, 1987.
- 3) (財) 高速道路調査会：構造物基礎における地盤定数の評価に関する研究(その2) 報告書，pp. 7~9, 1990.
- 4) 藤田圭一：N値の解釈と適用，基礎工，Vol. 18, No. 3, pp. 19~29, 1990.
- 5) 岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二：軸方向押し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，第418/III-13, pp. 275~266, 1990. 6.
- 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，第394号/III-9, pp. 97~104, 1988.
- 7) Journel, A.G. and Huijbregts, Ch. J. : Mining Geostatistics, Academic Press, 1978.
- 8) Vanmarcke, E.H. : Probabilistic Modeling of Soil Profiles, ASCE, Vol.103, No.GT11, pp.1227~1246, 1977.
- 9) Ang, A.H-S. and Tang, W.H. 著，伊藤学・亀田弘行訳：土木・建築のための確率・統計の基礎，pp. 290~293, 丸善，1977.
- 10) 星谷勝・石井清：構造物の信頼性設計法，pp. 136~153, 鹿島出版会，1986.
- 11) 松井謙二・古賀文俊・落合英俊：杭の載荷試験値を考慮した杭支持力の評価，橋梁と基礎，Vol. 26, No. 2, pp. 29~31, 1992.

(1991. 6. 17 受付)

## BEARING CAPACITY OF FRICTION PILES WITH CONSIDERATION OF UNCERTAINTY OF SOIL PROPERTIES

Kenji MATSUI and Hidetoshi OCHIAI

In estimating the bearing capacity of the friction pile, it is important to improve the reliability of the bearing capacity formula. The uncertainty in bearing capacity of piles exists in estimation of both parameters on bearing capacity coefficients and soil properties. To increase the reliability of bearing capacity of piles, knowledges obtained from in-situ vertical loading tests of piles must be applied to prediction of actual piles. Besides, it is necessary to know the spatial variation of soil properties used for estimating the pile capacity on the basis of field investigation. In the present paper, by directing an attention to the bearing capacity of cast-in-place concrete piles, the authors present a method for evaluating the reliability of bearing capacity of viaducts founded on friction piles with consideration of the results from vertical loading tests and the spatial variation of soil properties.