

## 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

松井, 謙二

<https://doi.org/10.11501/3062584>

---

出版情報 : 九州大学, 1992, 博士 (工学), 論文博士  
バージョン :  
権利関係 :

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

平成4年3月

松井謙二

①

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

平成 4 年 3 月

松 井 謙 二

# 目次

第1章 序章	1
1.1 序	1
1.2 摩擦杭の現状と課題	3
1.3 本研究の目的	10
1.4 本論文の内容と構成	15
参考文献	18
第2章 杭の支持力評価における不確定性	20
2.1 概説	20
2.2 杭の支持力評価法	22
2.3 支持力評価上の不確定性	32
2.4 結論	49
参考文献	51
第3章 N値の空間分布の推定法	54
3.1 概説	54
3.2 N値の統計的処理法	56
3.3 N値の空間分布の推定	71
3.4 地盤調査の最適間隔	88
3.5 結論	91
参考文献	93

第4章	載荷試験値の杭支持力推定への適用法	96
4.1	概説	96
4.2	杭支持力の確率モデルと既往の研究	98
4.3	載荷試験値を考慮した杭支持力推定	102
4.4	提案法と既往モデルの推定精度の比較	121
4.5	結論	129
	参考文献	130
第5章	限界状態設計法における安全係数	132
5.1	概説	132
5.2	限界状態設計法と安全係数	133
5.3	地盤の不確定性を考慮した安全係数	141
5.4	結論	150
	参考文献	152
第6章	地盤の不確定性を考慮した設計手順と実橋への適用	154
6.1	概説	154
6.2	地盤の不確定性を考慮した杭支持力の設計手順	156
6.3	1橋多載荷試験が行われた橋梁	164
6.4	1橋1載荷試験が行われた橋梁	172
6.5	結論	184
	参考文献	186
第7章	総括	187
	謝辞	193

# 第 1 章

## 序章

### 1.1 序

我国の生活、産業活動の基盤は、わずかに国土の 2 割を占めるにすぎない平地部に集中している。その表層地盤は未固結であり地耐力に乏しいところから、構造物の基礎としては杭基礎を必要とすることが多い。杭基礎は現在では多種多様な杭種、施工法が開発され、地盤や環境などのさまざまな条件に適用できるところから、建築物、橋梁および港湾構造物など多くの構造物の基礎として広く用いられている。

杭基礎を支持形式で分類すれば、良質な支持層に根入れされているか否かによって支持杭と摩擦杭に分けられる。ここで良質な支持層とは砂地盤では N 値が 30 以上、粘性土地盤では N 値が 20 以上または一軸圧縮強度  $q_u$  が  $4\text{kgf/cm}^2$  以上の地盤をいう<sup>1)</sup>。

杭の鉛直方向極限支持力  $R_u$  は一般に次式で表わされる。

$$R_u = R_p + R_f$$

ここに、 $R_p$  : 先端支持力、 $R_f$  : 周面摩擦力

支持杭の極限支持力が先端支持力と周面摩擦力の和として評価されるのに対し、摩擦杭は支持力のほとんどを周面摩擦力に期待する支持形式である。現在では構造物が大型化し、高強度の杭材料の開発や高能率・高精度の施工機械の発達とあいまって、大きな支持力が期待できる支持杭が主流となっている。

しかし、良質な支持層が著しく深い地盤や負の周面摩擦力が作用するような地盤にあっては、摩擦杭の方が合理的であり経済的な場合も多い。最近ではこのような摩擦杭のもつメリットが再評価され、構造物基礎として摩擦杭を採用する事例が増えつつある。特に市街地における道路橋としては効率的な土地利用の面より高架橋が適しているが、経済性から、その基礎として摩擦杭が検討されることが多くなってきた。高架橋の場合、橋脚の基数が一般橋梁に比べて多いところから、支持杭に代って摩擦杭を採用することによる経済効果は大きい。

摩擦杭がより一層積極的に採用されるようになるためには、支持力の信頼性を高める必要があり、地盤物性値の面的な把握と支持力式の推定精度の向上が不可欠である。地盤調査をより密に実施することには経済的制約を伴うところから、地盤物性値を面的に把握するためには、場所による変動(以下、空間分布という)の推定が必要になる。また、支持力式の推定精度を高めるためには、原位置において鉛直載荷試験を実施して、その結果を支持力推定に反映させることが必要である。なお、これらの課題は決定論的な取扱いは適当でなく、確率論的に解決されるべきであり、それによって不確定性を定量的に評価した限界状態設計法に対応することができる。

このような背景から、本論文は高架橋基礎としての摩擦杭の鉛直支持力評価に関して、地盤物性値の空間分布の推定と載荷試験値の杭支持力推定への適用の確率論的方法を提案するとともに、これらの不確定要因を考慮した限界状態設計法における安全係数を提案するものである。ここで、杭の施工法は低振動・低騒音工法として、市街地に建設される構造物の基礎に最もよく用いられている場所打ち杭を対象とする。

## 1.2 摩擦杭の現状と課題

### 1.2.1 摩擦杭の現状

道路橋の基礎としては、図 1.1<sup>2)</sup>に示すような基礎形式が採用されているが、杭基礎の実績が圧倒的に多く過半数以上を占めている。杭基礎にも図 1.2<sup>2)</sup>に示すような種々の施工法があり、打撃工法（鋼管杭、PHC 杭）と場所打ち杭工法が代表的なものである。最近では建設時の環境対策として埋込み杭工法（中掘り杭、プレボーリング杭）も増加しつつあるが、その割合はまだ少ない。市街地に建設される構造物の基礎としては低振動・低騒音であり、かつ支持力信頼性も高い場所打ち杭工法が最もよく用いられている。

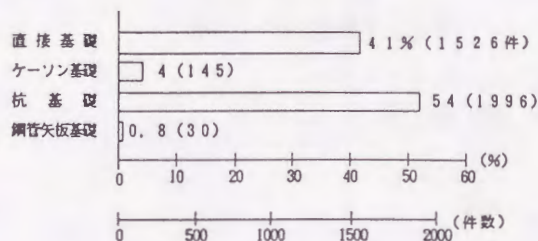


図 1.1:基礎形式<sup>2)</sup>

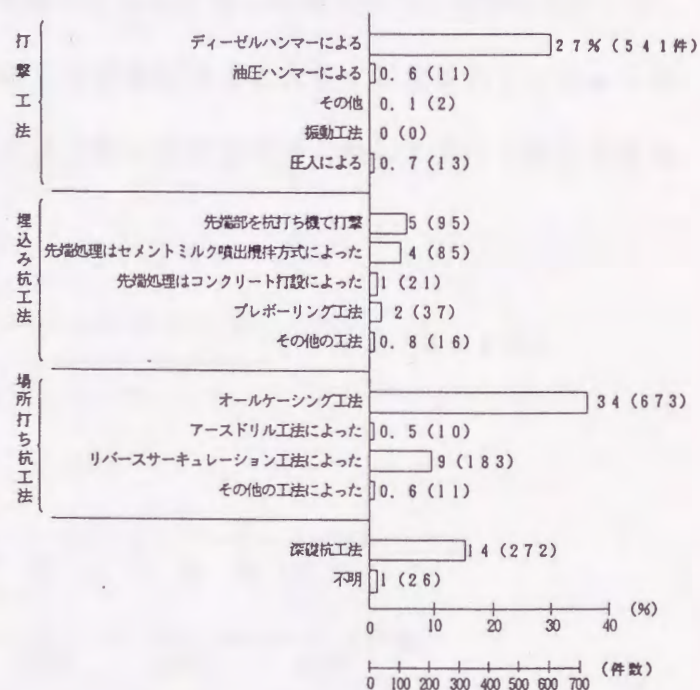


図 1.2:杭の種類 (施工法による分類)<sup>2)</sup>



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。前者は良質な支持層、すなわち砂地盤では N 値が 30 以上、粘土地盤では N 値が 20 以上または一軸圧縮強度  $q_u$  が  $4\text{kgf/cm}^2$  以上の支持層に根入れされた杭をいい、後者は良質な支持層に根入れされていない杭をいう<sup>1)</sup>。昭和 30 年代後半からの日本経済の高度成長とともに橋梁も大型化し、高強度の杭材料の開発や高能率・高精度の施工機械の著しい発達とあいまって次第に杭は多種多様化するとともに大径・長尺化し、大きな鉛直支持力が期待される支持杭が主流となり現在に至っている。

図 1.3<sup>2)</sup>に既往の実績からの支持杭と摩擦杭の施工割合を示す。現状では圧倒的に支持杭の割合が多い。摩擦杭は鉛直支持力と沈下に関する長期的挙動に不明な点があるとの理由により、支持杭に比べて安全性を高める措置がとられている。例えば道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編<sup>1)</sup>(以降、道路橋示方書 IV と略称する)では、摩擦杭の鉛直支持力の評価において周面摩擦力のみを考慮し先端支持力は無視されている。また、支持力安全率は支持杭の 3 に対して摩擦杭は 4 と大きく規定されている。このような設計規準の考え方もあって、杭は良質な支持層に根入れしておけば安全である

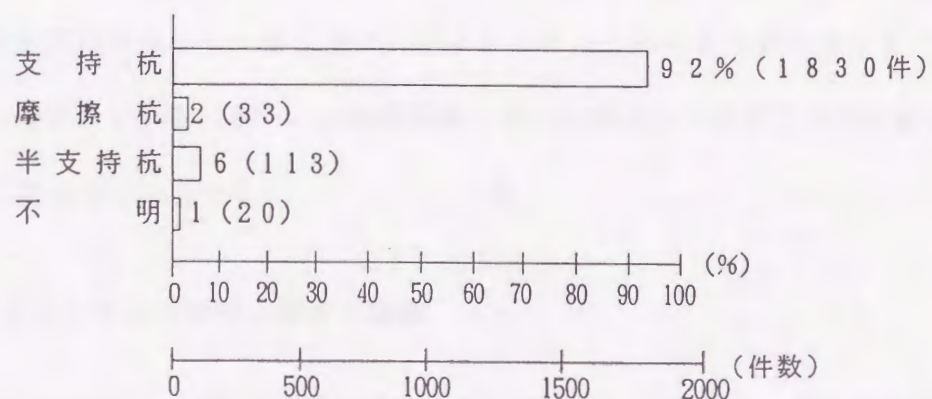


図 1.3: 支持杭と摩擦杭の区別<sup>2)</sup>

との考え方により、荷重条件や地盤条件にかかわらず支持杭が多く採用されてきた。

しかし近年、このような支持杭至上主義に対する反省とともに、摩擦杭の長所が見直されつつある<sup>3)4)</sup>。例えば、支持杭であっても全支持力に占める先端支持力の割合は3割以下(杭の根入れ比 $l/D$ が40以上、ここに $l$ :杭長, $D$ :杭径)<sup>5)</sup>であり、荷重の大きさによっては必ずしも良質な支持層に根入れする必要はない。地盤条件からみて、摩擦杭が優れている場合もある。良質な支持層が著しく深い場合、単に支持杭とするためだけに杭長を延ばすことは経済性からみて決して有利とはいえない。また、地盤沈下地帯のように杭に負の周面摩擦力が作用するような地盤の支持杭は、杭の断面を増す必要がありそれだけ不経済である。かつ、このような地盤では支持杭よりも摩擦杭とする方がむしろ構造物の不同沈下量は少ないことも報告<sup>6)</sup>されている。

また、摩擦杭の長期的挙動についても、長期載荷試験の蓄積から次第にその支持機構の解明が進み<sup>4)5)</sup>、杭長が杭径の25倍程度以上であり、杭全長の1/3以上が過圧密地盤に根入れされた摩擦杭は支持杭と同等の安全性を有することがわかってきた<sup>1)</sup>。

このように摩擦杭の経済性や合理性が再評価されたことから、道路橋の基礎に摩擦杭を採用する事例<sup>7)8)</sup>が増えつつあり、今後さらにその傾向は強まるものと予測される。しかし、摩擦杭が今後より一層積極的に用いられるようになるためには、まだ解決すべき課題も残されている。以下、摩擦杭基礎で最も問題となる鉛直支持力に着目して、設計上の課題について述べる。

### 1.2.2 摩擦杭の支持力評価に関する課題

(1) 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。そのためには、まず建設地域の地盤の地層構成や強度などの地盤特性をより正確に把握しなければならない。

摩擦杭が支持杭と比べて大きく異なる点は杭の根入れ位置の選定の自由度が大きい

ことである。支持杭は良質な支持層に根入れする必要があることから、その杭長は支持層の深さによって決まる。一方、摩擦杭は基礎の不同沈下を生じやすい極端な短尺杭でない限り、いづれの深さに根入れすることもできる。上部構造からの荷重に対する所要支持力の不足は杭本数の増加で補足することができる。

このように支持杭の場合は、橋脚地点の地盤特性を用いて設計がなされる。一方、摩擦杭においては根入れ位置の選定の自由度が大きいため、その決定にあたっては対象となる地層の強度・変形特性と、その特性の空間分布もあわせて考慮する必要がある。

高架橋の基礎を例にとって、具体的に説明する。

高架橋はスパン（橋脚間隔）が一般橋梁に比べて短く、かつ橋長が著しく長いのが特徴である。一般橋梁の場合、スパンが長く橋脚基数も少ないところから全基礎にわたって地盤調査を実施することができるが、高架橋では経済的制約から全ての橋脚位置での地盤調査の実施は難しい。このため、例えば次のような方法で杭の支持力が推定されている。

図 1.4 に高架橋の一部を示す。ここで地盤調査は  $P_{53}$  橋脚と  $P_{58}$  橋脚の近傍の 2 地点で実施されていると仮定して、 $P_{53}$  から  $P_{58}$  までの杭の支持力について考える。 $P_{53}$  および  $P_{58}$  杭の支持力は橋脚近傍でのボーリング No.(a) および (b) により推定することになるが、 $P_{54}$  から  $P_{57}$  の杭の支持力の推定において次のような 2 つの考え方ができる。1 つの考え方は、 $P_{53}$  杭と  $P_{58}$  杭の支持力を結び、距離に比例した支持力をこれに適用する考え方 (図 1.5, ○印) である。もう 1 つは  $P_{54} \sim P_{57}$  杭の支持力として  $P_{53}$  と  $P_{58}$  杭の支持力の低い方の値を全基礎に適用するという考え方 (図 1.5, ●印) である。しかし、前者は  $P_{54}$  から  $P_{57}$  杭の間の地層構成や地盤物性値の空間分布の、支持力に及ぼす影響を全く無視している点に問題がある。また、後者は安全側の配慮のようにみえるが、中間橋脚の杭の支持力にはさらに小さなものがある可能性も否定できないところ

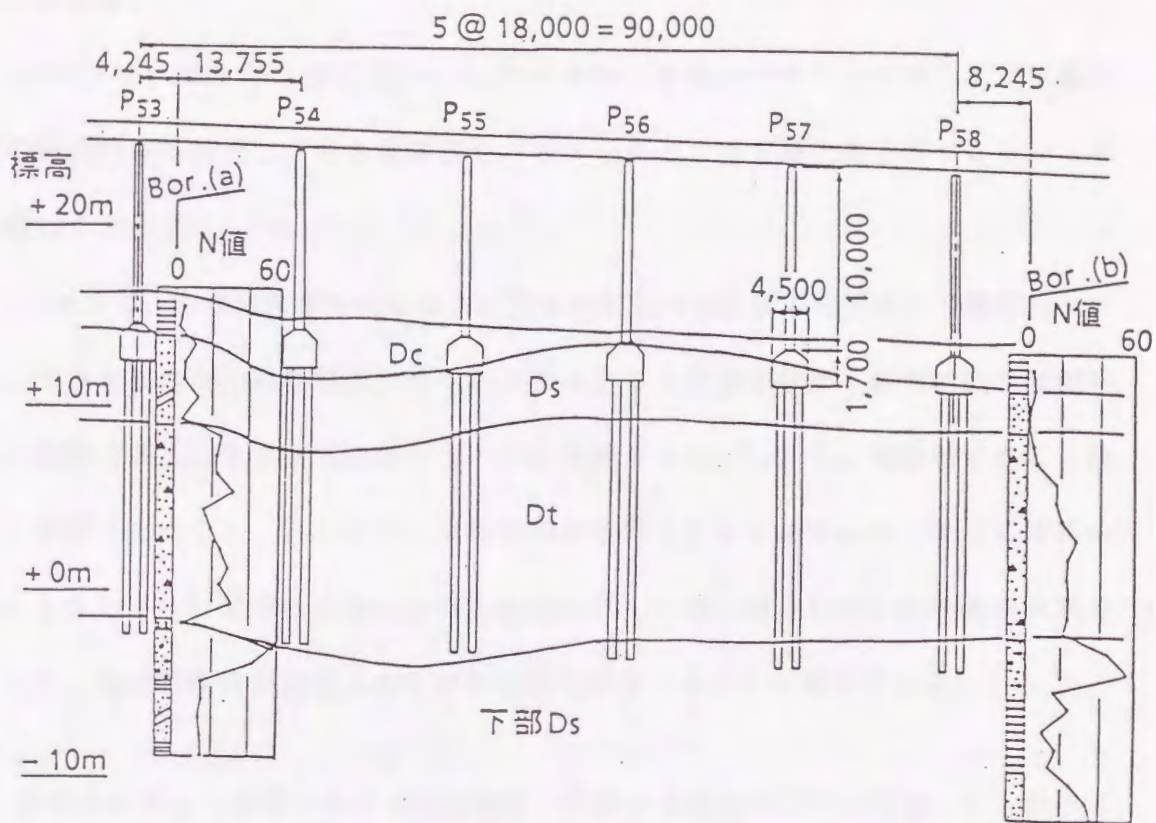


図 1.4: 高架橋側面図

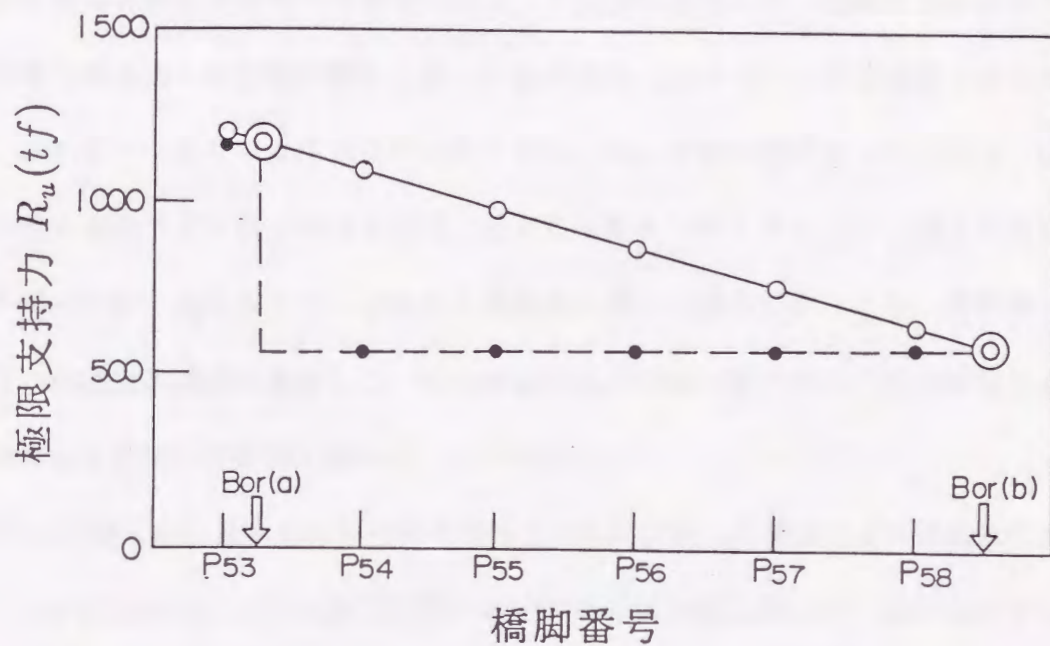


図 1.5: 杭支持力の考え方

に難点がある。

したがって、より合理的に  $P_{53} \sim P_{58}$  杭の支持力を推定するためには、まず地盤物性値の空間分布を推定し、その推定値をパラメータとして支持力を予測するという手順を踏むことが望ましい。

このように、合理的な摩擦杭の根入れ位置の決定や各基礎の杭支持力の推定のためには、建設地域全体の地盤特性、すなわち面としての地盤の強度・変形特性や地盤物性値の空間分布をより正確に把握することが重要である。しかし、地盤特性をより精度よく把握することと、より経済的に地盤調査を行うことはトレードオフの関係にある。したがって、摩擦杭基礎の支持力評価においては、限られた地盤調査の成果を踏まえて、地盤物性値の空間分布を確率論的に推定することが重要となる。

(2) 摩擦杭の支持力評価における地盤特性の把握の重要性は上記に指摘したとおりであるが、これだけでは支持力の信頼性を向上させることは十分ではない。通常、杭の支持力は支持力推定式を用いて算定される。支持力推定式には、地盤の強度定数に基づく支持力理論式と原位置試験から得られる  $N$  値や  $q_c$  値を用いた半経験的支持力式があり、これまでに多くの支持力式が提案されている。半経験的支持力式の場合、広範囲な地盤に適用できる特長がある反面、必ずしも個々のサイトにおいて精度の高い支持力が得られるとは限らない。しかし半経験式を用いる場合であっても、原位置において杭の鉛直載荷試験を実施して、その情報を周辺地盤の杭の支持力推定に適用することによって支持力信頼性を高めることができる。

既往の実績によれば、杭の鉛直載荷試験では許容支持力の確認だけを実施目的とするケースが最も多い。これは施工段階において載荷試験を実施して、設計支持力を確認することによって設計の妥当性を検証する方法である。この方法によれば許容支持力の  $n$  倍 ( $n$ : 安全率) まで載荷し、極限支持力がそれ以上であることを確認すれば、

それで試験を終了することができる。したがって地盤から決まる杭の極限支持力まで  
載荷する必要はなく、試験の工程管理が容易であり、かつ試験コストが少なく済む  
メリットがある。

しかし、この方法では設計支持力の確認にとどまっているところから、真の杭の極  
限支持力が明らかにされない。また杭の周面摩擦力と先端支持力の発現メカニズムや  
支持力分担という支持機構の解明もできない。このように設計支持力の確認を目的と  
した載荷試験が多い理由は、主として載荷試験結果を周辺地盤の杭の支持力推定へ適  
用する方法が確立していないことによる。載荷試験値はあくまでその試験地点での支  
持力であり、これを構造物基礎全体の杭の支持力評価に拡張する方法を確立できれば、  
その試験結果をさらに有効に活用することができる。従来の載荷試験は、設計支持力  
を確認することを前提として摩擦杭の支持力安全率を4から3に変更する例や、載荷  
試験によって判明した先端支持力を設計に考慮するなど部分的活用がみられる程度に  
すぎない。同一高架橋で複数の載荷試験を実施し、その成果に基づいてその高架橋に  
限定した支持力式を提案し、実際の設計に適用した事例<sup>9)</sup>はごくまれなケースといえ  
よう。

このように、摩擦杭基礎では支持力評価の信頼性を高めるため載荷試験は不可欠で  
あり、載荷試験を有効なものにするためには載荷試験値の周辺地盤の杭の支持力推定  
への適用方法が確立されなければならない。

(3) 現在、諸外国の構造物の設計規準は従来の許容応力度設計法 ( Working Stress  
Design ) から限界状態設計法 ( Limit States Design ) または荷重抵抗係数設計法 (   
Load Resistance Factor Design ) に移行しつつある。我国においても「コンクリート  
標準示方書」 ( 土木学会, 1986 ) の改訂により限界状態設計法の全面的な採用を契機  
として、新しい設計法を採用するにあたっての着目すべき限界状態やそのときの安全

係数値の設定など具体的課題を解決する必要がある。

この設計法は種々の限界状態を設定し、各限界状態における不確定性を個々に評価しうるところから、より合理的な設計が可能になる。そのためには構造物にとっての限界状態とは何かを明確に定義するとともに、そのときの不確定性を安全係数に定量的に反映させることが重要になってくる。構造物の設計においては、荷重や抵抗力の評価や実際の挙動のモデル化に伴う種々の不確定性に対処するために、安全余裕度を確保しておく必要がある。許容応力度設計法では全ての不確定性に対し包括的に1つの慣用的な安全率が用いられてきたが、限界状態設計法では基本的には不確定要因を荷重側と抵抗側に分けてそれぞれ不確定性を定量的に考慮した荷重係数、抵抗係数という安全係数が用意される<sup>10)</sup>。このように、安全余裕度として現行の包括的安全率に代えて、信頼性に裏付けされた安全係数を採用することによって、同一の安全性のもとに経済性を追求することができるようになる。

このように構造物の設計規準が限界状態設計法に移行しつつある現在、それに対応するためには前記の摩擦杭基礎に関する課題も確率統計論的アプローチによる解決が不可欠である。

### 1.3 本研究の目的

本論文は場所打ち摩擦杭を対象として、その支持力評価のための地盤物性値の空間分布の推定法、載荷試験が実施された場合の載荷試験値の杭支持力推定への適用法、および地盤の不確定性を考慮した限界状態設計法における安全係数を提案するものである。

以下、本論文における研究の目的を説明する。

### (1) 地盤物性値の空間分布の推定法の提案

高架橋のように数 km に及ぶような長い延長を有する道路橋の基礎として摩擦杭が採用された場合の、杭支持力評価のための地盤物性値の空間分布の推定法に関して述べる。

高架橋基礎の地盤調査は計画から詳細設計までに数次にわたって調査が行なわれ、段階的に当該地域の地質縦断図が充実されていく。通常、地盤調査はそれに必要とする総費用と地層構成や地盤物性値の不確定性を勘案して、高架橋の場合、橋脚 2~3 基に 1 ヶ所、延長にして 30 ~ 50m 前後に 1 ヶ所の程度で実施される。埋立て地盤のように地質的に水平成層状態で土性も概ね均一とみなされる地盤では、その調査間隔はさらに長くなる。

高架橋基礎の設計では、このように限られた地盤調査に基づき、摩擦杭の先端根入れ位置の選定や橋脚各基礎の杭支持力の推定を行わざるを得ない。したがって、多くの高架橋基礎の中にはその橋脚位置において地盤の特性が不明な基礎が、高架橋延長に比例して増えることになる。従来、このような橋脚の杭支持力は、前節で述べたように前後の橋脚基礎の支持力値より類推されてきたが、その信頼性を定量的に把握することは困難である。また、地盤調査が実施されていたとしても、そこで得られた地盤物性値の数量にも限りがあることやばらつきが避けられないことから、これを確定値として取扱うことは適当でない。ここに確率論をベースとした限界状態設計法の導入を前提として考えるとき、水平方向にも深さ方向にも地盤物性値の空間分布の推定を確率論的に取扱う意義がある。

地盤工学の分野においては 1960 年代から地盤物性値に関するデータの収集や統計的性質の研究が進められてきた。当初は、地盤物性値の不確定性は確率変数 ( random variable ) として主に平均値と分散で表現されていたが、これだけでは地盤物性値のも



つ空間分布が表現できないため、近年、異なる2地点の相関特性を考慮した確率過程 ( random process ) または確率場 ( random field ) の概念が導入された。しかし、確率場の概念は母集団を想定したものであって、特定の地盤を対象としたときは適当でない。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。当然、この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 ) 以外は何らかの方法で地盤物性値を推定することになる。クリギング ( Kriging ) として知られている内挿法は、標本点での推定値が標本値となる推定法である。本論文では、この手法を用いて地盤物性値の空間分布の推定誤差を物性値の不確定性として確率論的に評価する。また、限界状態設計法における安全係数の提案のため、地盤物性値の空間分布の推定法の定式化も行う。

確率場の統計的性質は平均値、分散のほか2地点間の相関特性を表わす自己相関係数で表現される。このうち、平均値や分散は簡単に求めることができるが、個々のサイトにおいて当該地盤に固有の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。また地盤物性値としてのN値を用いる場合、統計的性質のうち、平均値、分散に関しては多くの研究成果があるが、自己相関係数については十分なデータの蓄積がなされていない。したがって、N値を用いた地盤物性値の空間分布の推定のためには、あらかじめ一般的な地盤のN値に関する自己相関係数の特性を把握しておく必要がある。

## (2) 載荷試験値の杭支持力推定への適用法の提案

杭の鉛直載荷試験によって得られた試験地点の杭基礎の鉛直支持力に関する情報を、当該高架橋全体の基礎の杭支持力推定にどのように反映させるべきかについて述べる。

載荷試験結果を事前設計による設計支持力の確認のために用いるだけでは、杭支持力の推定精度を向上させることはできない。半経験的支持力式は、これまでに蓄積さ

れた数多くの杭の鉛直載荷試験データに基づく成果に、工学的判断を加えて策定されたものであり、当然のことながら多くの不確定性を有している。載荷試験データの試験地点は全国に分布しており、その地盤条件も多種多様である。さらに試験杭の杭径 ( $\ell$ ) や杭長 ( $D$ ) もさまざまであり、周面摩擦力が卓越する根入れ比  $\ell/D$  が大きな杭から先端支持力に大きく依存する  $\ell/D$  が小さな杭まで、あらゆるデータが含まれている。これらの試験データに基づいて支持力式が決められている。

このことから、半経験的支持力式から得られる杭支持力は全国のさまざまな地盤における平均的な値が算定されると解釈する方が妥当であり、個々のサイトの特性を考慮した支持力値を与えるものではないことは明らかである。杭支持力の推定精度を向上するためには、載荷試験から得られる当該地盤に固有な支持力に関する係数 (以下、支持力係数という) を用いて、確率論的に周辺地盤の杭の支持力推定に適用することが必要である。

本課題に関する既往の研究として、岡原や前田らの研究がある。岡原 (1980)<sup>11)</sup> は周辺地盤の杭の真の極限支持力  $R_u$  を、支持力式から推定する場合と、載荷試験から推定する場合に分けて定式化した。前者の場合には、多数の載荷試験データに基づく実測の極限支持力  $R_e$  と支持力式によって求められる極限支持力  $R_n$  との比、 $R_e/R_n$  を確率変数として、 $R_n$  に乗ずる形式をとっている。後者の場合には載荷試験によって得られる極限支持力は確定値として取扱われている。

前田ら (1986)<sup>9)</sup> は杭の支持力を周面摩擦力と先端支持力の項の和として、次のように表わした。例えば周面摩擦力  $R_F$  の場合、周面摩擦力の推定式の誤差に関する確率変数  $\alpha_F$ 、杭周面に卓越する地層の地盤物性値 (ここでは N 値) のばらつきに関する確率変数  $\eta_F$  および支持力式による周面摩擦力  $R_{nF}$  の積、すなわち  $R_F = \alpha_F \eta_F R_{nF}$  により表現した。ここで、 $\alpha_F$  は複数の載荷試験結果からその平均値と変動係数を求めている。また、N 値のばらつきはその分布形を正規分布と仮定して平均値と変動係数により表

現した。

これらの研究では次の点で問題がある。原位置における載荷試験値であってもばらつきを有していることから、これを確定値扱いをすることは無理がある。しかし、1つの橋梁において1地点の載荷試験（以下、1橋1載荷試験という）では載荷試験値のばらつきまでは明らかにできないことが多い。同一地域において複数の載荷試験が実施された場合は、前田らの方法により載荷試験値を確率変数として考慮することができるが、このようなケースは極めてまれである。したがって、既往の同一地域、同一地盤における載荷試験データに基づき、1橋1載荷試験に適用できる載荷試験値の不確定性を明確にする必要がある。

また、既往の研究では試験地点での載荷試験値を、どの範囲までの周辺地盤に適用できるかどうかに関しては明確にされていない。適用にあたっては周辺地盤の地層構成や性状を十分に検討する必要があるが、現状では地盤条件の定性的表現にとどまっている<sup>2)</sup>ので定量的表現が望まれる。

### (3) 限界状態設計法における安全係数の提案

我国の道路橋示方書 IV をはじめ構造物の設計規準は許容応力度設計法に基づいているが、近い将来における限界状態設計法の導入に向けての研究が各機関で鋭意進められている<sup>12)13)</sup>。海外においては既に限界状態設計法による設計規準が策定され、実務に供せられている<sup>10)14)15)</sup>。例えば、カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準（OHBC）は、道路橋として初めて上部構造から下部構造・基礎構造まで限界状態設計法対応の規準として策定されたものである。ここでは杭の支持力推定は土の粘着力  $c$  や摩擦係数  $\tan \phi$  の強度定数を用いた支持力理論式によっており、安全係数も強度定数のばらつきを考慮して設定されている。また、杭の載荷試験を実施した場合の安全係数も規定されているが、従来 of 慣用設計法の安全率の逆数を採用しているにすぎない。

半経験的支持力式によった場合、杭支持力の不確定性は地盤物性値と支持力係数の2つに依存する。物性値の不確定性は、当該地盤に固有の平均値、分散および自己相関係数を考慮して評価する必要がある。また、載荷試験を実施した場合の安全係数は載荷試験から得られる情報、例えば支持力係数の大きさを反映したものとすべきである。

本論文では、前記のように地盤物性値の空間分布の推定法および載荷試験値の杭支持力推定への適用法を確率論的アプローチにより提案する。したがって、これらの成果より物性値と支持力係数の不確定性を考慮した信頼性設計が可能となることから、限界状態設計法における安全係数を提案することができる。

## 1.4 本論文の内容と構成

本論文は次の7章から構成されている。

- 第1章 序章
- 第2章 杭の支持力評価における不確定性
- 第3章 N値の空間分布の推定法
- 第4章 載荷試験値の杭支持力推定への適用法
- 第5章 限界状態設計法における安全係数
- 第6章 地盤の不確定性を考慮した設計手順と実橋への適用
- 第7章 総括

以下、各章の内容を概説する。

第1章では道路橋基礎としての摩擦杭の現状と支持力評価上の課題を述べ、本研究の目的とその意義を明確にした。

第2章では、本論文での杭の支持力評価法に関する基本的な考え方を明確にし、対象とする評価法における不確定要因を指摘するとともに、その不確定性を把握する。杭

の支持力評価法にはさまざまな方法が提案されているが、ここで対象とする半経験的支持力式では、支持力の不確定性は地盤物性値と支持力係数の2つの不確定要因に支配される。物性値に関しては、N値を対象とした既往の研究を考察し、空間分布の推定が可能であることを指摘する。また、既往の杭の載荷試験データに基づき支持力係数のばらつきを明らかにし、支持力の推定精度を向上させるためには載荷試験値の杭支持力推定への適用法を確立する必要があることを述べる。

第3章では、地盤物性値としてN値を用いた場合の空間分布の推定法を提案し、その妥当性を検証する。ここで提案する標本場の概念を導入した物性値の空間分布の推定のためには、推定値から調査・試験に係わる人為的誤差を排除（一次処理という）して、地盤固有のばらつきに基づく統計量を求める作業（二次処理という）が必要になる。二次処理のうち、自己相関係数を原位置で求めることはデータ数の制約から難しいことが多い。したがって、あらかじめ我国における一般的な地盤のN値の自己相関係数を求め、その特性を把握する。

次に、標本場の推定法としてクリギング (Kriging) による手法を検討する。この手法は標本点での推定値が標本値となる推定法であり、推定に伴う誤差を確率論的に取扱うことができる。ここでは洪積砂質土層を対象として、本手法を用いることにより、N値の空間分布を推定値 $\pm 1\sigma$  ( $\sigma$ : 標準偏差に相当する推定誤差) の精度で推定可能であることを検証する。また、限界状態設計法における安全係数の提案のために空間分布推定の定式化を試み、クリギングによる解と比較して実用上十分な精度を有することを確認する。

あわせて、地盤調査の最適な間隔に関して、支持力式の不確定性との関連で考察する。

第4章では、載荷試験を実施して得られた支持力係数を杭支持力推定へ適用する方法とその適用限界について論じる。1つの橋梁において実施される載荷試験の数によっ

て、支持力係数のばらつきの評価が異なる。複数の載荷試験が実施された場合(1橋多載荷試験)は、同一地層において複数の支持力係数が得られる可能性が高いことから、そのばらつきも推定できる。しかし、通常は1つの載荷試験しか実施しない場合(1橋1載荷試験)が多く、支持力係数のばらつきまでは明らかにされないことが多い。したがって、ここではまず同一地点、同一地盤における既往の載荷試験データに基づき、支持力係数のばらつきをその平均値から評価できることを明らかにする。次いで、1橋多載荷試験と1橋1載荷試験に分けて杭支持力推定への適用法について、その妥当性を検証するとともに、適用範囲の定量的評価法の有効性を確認する。

さらに、ここで提案する載荷試験値の適用法を既往の確率モデルと比較して、杭の支持力信頼性が向上していることを検証する。

第5章では、地盤の不確定性を考慮した限界状態設計法における安全係数を検討するとともに、載荷試験結果が設計支持力値に及ぼす効果を考察する。第3章における地盤物性値の空間分布の推定法と、第4章における載荷試験値の杭支持力推定への適用法は、いずれも推定値と推定誤差で表現される確率論的方法によっており、定式化がなされている。したがって、信頼性設計を援用することによって、これらの不確定性を考慮した安全係数の定式化が可能になる。また、ここでは現行推定式と呼ぶ半経験的支持力式によった場合の安全係数の定式化も行い、載荷試験を実施した場合の安全係数と比較することにより載荷試験の効果を明らかにする。

第6章では、前章までの成果を踏まえて、地盤の不確定性を考慮した具体的な摩擦杭支持力の設計手順を示すとともに、本論文で提案した手法を実橋に適用し、既往の支持力評価法に比べて合理的かつ経済的であることを明らかにする。

第7章は総括であり、前章までに得られた成果を要約して全体の結論とする。

## 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. 276~ 283, 1990.
- 2) 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室：構造物基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料第 2528 号, 昭和 63 年 1 月.
- 3) 阪口理：粘性土地盤中に打設した摩擦杭に関する一考察, 土と基礎, Vol. 30, No. 2, pp. 19~24, 1982.
- 4) 宇都一馬・岡原美知夫・池田憲二・前田良刀・松井謙二：摩擦杭の支持力特性と信頼性, 第 32 回土質工学シンポジウム論文集—支持杭に頼らない基礎工法—, pp. 17~22, 土質工学会, 昭和 62 年.
- 5) 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, 第 418 号/III-13, pp. 257 ~266, 1990.
- 6) 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.
- 7) 本山翁・角町洋・辻秀紀・川口廣・丸山忠明：関西国際空港連絡橋の計画と下部工の設計 (下), 橋梁と基礎, Vol. 22, No. 3, pp. 36~45, 1988.
- 8) 大山進司・角昌隆・藤原博：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.

- 9) 前田良刀・遠藤元一・松井謙二：場所打ち杭の支持力に関する信頼性評価，橋梁と基礎，Vol. 20, No. 5, pp. 8~16, 1986.
- 10) Det Norske Veritas : Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977.
- 11) 岡原美知夫：確率モデルによる杭の支持力の安全性評価，橋梁と基礎，Vol. 14, No. 7, pp. 38~40, 1980.
- 12) (財)高速道路調査会ほか：コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究(その3)報告書，平成2年2月.
- 13) (財)国土開発技術研究センター：平成2年度 道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究報告書，平成3年3月.
- 14) Ministry of Transportation and Communications, Ontario : Ontario Highway Bridge Design Code and Commentary (2nd Edition), 1983.
- 15) Canadian Geotechnical Society : Canadian Foundation Engineering Manual (2nd Edition), 1985.



## 第 2 章

# 杭の支持力評価における不確定性

### 2.1 概説

本論文は高架橋基礎における場所打ち摩擦杭の支持力を確率論的に評価しようとするものである。そのためには、杭支持力の評価法に関する基本的な考え方を明確にしておかなければならない。また、確率論を展開するためには、対象とする評価法において考慮すべき不確定要因を指摘し、一般的な不確定性を把握しておく必要がある。

まず 2.2 節において、既往の杭支持力の評価法を分類し、それぞれの特徴を述べる。場所打ち杭の支持力評価法は一般に (a) 載荷試験による方法, (b) 支持力理論式による方法, および (c) 半経験的支持力式による方法の 3 つに大別される。(a) による支持力は原位置での試験値であるから最も信頼性が高い。(b) は地盤の強度定数  $c$ ,  $\phi$  を用いた支持力理論に基づく評価式である。この方法では杭のように地表面から支持層までの強度定数  $c$ ,  $\phi$  を精度良く求めることが難しく、また場所打ち杭の施工依存性を考慮することが難しいなどの難点がある。(c) は杭支持力を標準貫入試験による  $N$  値や静的コーン貫入試験による  $q_c$  値を用いて推定するものである。杭支持力と、これらサウンディングによる値との関係は理論的に結びつけることは難しく、そのため既往の多くの杭の鉛直載荷試験データから統計的方法により求められている。したがって、この方法は広範囲な地盤に適用できる反面、個々のサイトに着目した場合、この方法から得られる支持力の推定精度は必ずしも高いとは限らない。

しかし、この半経験式に原位置での載荷試験結果を反映させることによって、推定精度の高い実用的な支持力評価法とすることができる。そのためには高架橋のように長い延長を有する構造物基礎を対象とする場合、載荷試験値の杭支持力推定への適用法を確立する必要がある。

半経験式によれば、杭支持力の不確定性は地盤物性値と支持力係数に起因する。2.3節では半経験式におけるこの2つの不確定性について論じる。

半経験式における地盤物性値としては標準貫入試験におけるN値が最もよく用いられる。N値は本来、地盤の相対的な硬軟を動的抵抗値で示すものであり、理論的に支持力と関連づけることは難しい。しかし、他に比べて試験が容易であり、並行して土質の判定が可能である秀れた特長から、N値自身およびN値と支持力の関係に関するデータの蓄積は非常に豊富である。ここでは、地盤物性値としてN値を用いることとし、既往のN値データの不確定性に関する研究から、その不確定性は主に地盤固有の空間分布に起因することを確認し、空間分布の推定が可能であることを指摘する。

また、N値を用いた支持力式における支持力係数は、前記のように多数の載荷試験に基づく実測の支持力度と載荷試験地点でのN値の関係から平均的な値を定めたものである。したがって、当然ばらつきを有しており、その程度は決して小さいものではない。ここではN値を用いた支持力係数の不確定性を明らかにし、それに基づく支持力式の推定精度を考察する。このデータは載荷試験を実施しない場合の支持力式(以下、現行推定式という)の支持力信頼性として、後述する載荷試験結果を考慮した支持力式の信頼性との比較に用いる。

## 2.2 杭の支持力評価法

### (1) 評価法の分類

場所打ち杭の鉛直方向極限支持力は、次の3つの方法により評価することができる。

#### (a) 杭の鉛直載荷試験

#### (b) 支持力理論式

#### (c) 半経験的支持力式

支持力評価法としては (a) の方法によるのが最も精度が良く望ましいが、高価であるところから新しい杭の施工法や一般的でない杭、例えば摩擦杭や薄層に支持された杭など特別な場合に限り実施される。この方法に関しては (2) において詳述する。

通常は (b), (c) の支持力推定式によって杭の支持力を評価するのが一般的であり、地盤の強度定数  $c$ ,  $\phi$  を用いた支持力理論に基づく支持力式と、原位置試験による  $N$  値や  $q_c$  値を用いた半経験的支持力式がある。これらの推定式に関しては (3), (4) において詳述する。

このほかの支持力評価法として、打止め管理に用いられる動的支持力式があり、(b) や (c) の方法による支持力値を現場で確認するために用いられている。現在は、専ら打込み杭の支持力管理に用いられているだけであるが、場所打ち杭のように載荷試験以外に原位置における支持力の確認方法がない施工法にも、杭頭軽打による動的応答特性から支持力を予測する試みが研究されている<sup>1)</sup>。

### (2) 鉛直載荷試験

杭の鉛直載荷試験の目的には、設計支持力の確認が最も多く、次いで杭の支持力機構の解明や載荷試験データの蓄積などがある。我国においては、打込み杭工法や場所

打ち杭工法による支持杭の支持力・沈下特性は既往の載荷試験データの解析と蓄積により概ね把握されている。これからは建設時の環境対策としての中掘り杭やプレボーリング杭といった、比較的新しい施工法や摩擦杭、薄層支持杭といった新しい支持形式の載荷試験データの蓄積が期待される。

杭の鉛直載荷試験は、構造物基礎の実杭または捨杭を利用し、原位置において杭の支持力を直接求めるものであり、杭頭における荷重  $P_o$ —沈下量  $S_o$  曲線から極限支持力  $R_u$  や降伏支持力  $R_y$  の判定を行うほか、杭体に埋設したひずみ計や鉄筋計により、周面摩擦力  $R_f$  と先端支持力  $R_p$  の分担割合や杭周面各層の最大周面摩擦力度  $f$  と  $N$  値などの地盤物性値との関係が得られる。

次に、既往の載荷試験データに基づき、場所打ち杭を中心として杭の支持力・沈下特性を明らかにする。

まず、杭頭の荷重—沈下関係について述べる。載荷試験における極限支持力は“杭頭荷重  $P_o$ —沈下量  $S_o$  曲線が沈下量の軸にほぼ平行とみなされている荷重”<sup>2)</sup>とされているが、実際の  $P_o$ — $S_o$  曲線からの判定は容易ではなく、また人為的誤差が避けられない。そこで、宇都らの提案しているワイブル分布曲線式を用いて  $P_o$ — $S_o$  曲線や支持力の判定を定量的に評価する。

ワイブル分布曲線式は式 (2.1) で表わされる<sup>3)</sup>。

$$P_o/R_u = 1 - \exp \left\{ - \left( \frac{S_o/D}{S_y/D} \right)^m \right\} \quad (2.1)$$

ここに、 $P_o$ ：杭頭荷重， $R_u$ ：杭の極限支持力， $S_o$ ：杭頭沈下量， $S_y$ ：杭頭荷重が降伏支持力  $R_y (= 0.632R_u)$  時の杭頭沈下量， $D$ ：杭径， $m$ ：変位指数

このワイブル分布曲線式を用いて、多数の載荷試験データから施工法、支持形式別に、平均的な杭頭  $P_o$ — $S_o$  関係の特性を以下に示す<sup>4)</sup>。図 2.1 に示すように、施工法・支持形式別に概ね 5 つの曲線群に模式化することができる。降伏支持力時の杭頭沈下量

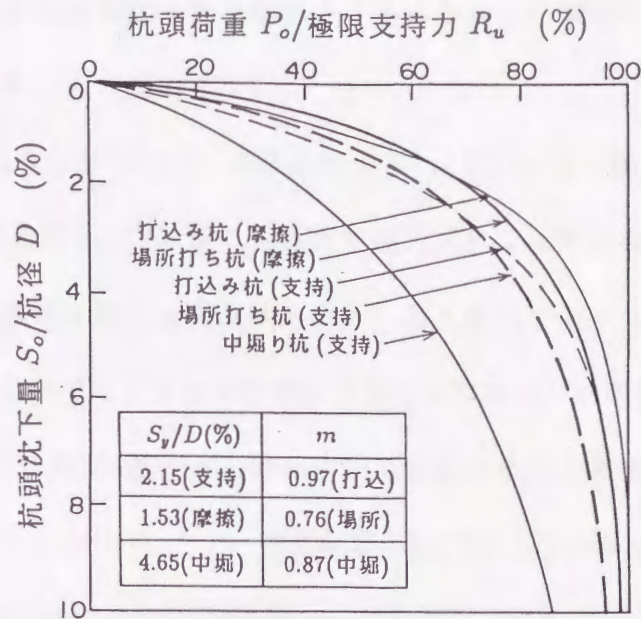


図 2.1:  $P_o/R_u - S_o/D$  曲線<sup>4)</sup>

$S_y$  は支持形式別に、支持杭が杭径の約 2%, 摩擦杭が約 1.5%であり、極限支持力が発揮される杭径の 10%の沈下量に対してほとんど無視できる程度の差しかない。中掘り PC 杭や中掘り鋼管杭といった中掘り杭工法は杭径の 4.5%以上と、他の施工法に比べて著しく大きい。このように、杭頭における荷重—沈下関係を  $P_o/R_u - S_o/D$  関係で整理した場合、中掘り杭を除けば、支持杭や摩擦杭といった支持形式による挙動の違いに有意差はみられない。

また、打込み杭や場所打ち杭では杭径の 10%の沈下を生じると  $P_o/R_u$  は 95%以上であり、ほぼこの沈下レベルを生じた場合、極限支持力に達するとみなすことができる。一方、このときの中掘り杭は極限支持力の 85%が発揮されるにすぎない。道路橋のように過大な沈下量が許されない構造物では支持力に対しても沈下量による制限をもうける必要がある。図 2.1は杭頭沈下量が杭径の 10%を超える場合、杭径の 10%のときの杭頭荷重をもって極限支持力 (記号は  $R_{u10}$  で表わす) とする<sup>5)</sup>ことが妥当であ

ることを示している。中掘り杭の場合、極限状態の支持力は大きくても、それが発揮するためにはかなり大きな沈下量を必要とすることから、載荷試験による極限支持力をそのまま評価することは適切でない。

さて、道路橋示方書<sup>5)</sup>(以下、道示と略する)においては、杭支持力の推定は一般に、工種(施工法, 支持形式)別に定められた支持力式によって行われている。これらの支持力式は個別に策定されてきた経緯もあり、各工種間で同一の支持力安全性を有しているかどうかについてはこれまで明確にされていなかった。既往の載荷試験データ(全データ数 $\Sigma n = 176$ 例)に基づき、同一の安全性を有するための補正係数に関する研究結果は次の通りである<sup>6)</sup>。ここで、補正係数 $\gamma$ は式(2.2.a)で表わされ、杭の許容支持力 $R_a$ の算定において式(2.2.b)の形で用いられるものである。

$$\gamma = n\bar{P} / \exp(\beta_{SPP} \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \quad (2.2.a)$$

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad (2.2.b)$$

ここに、 $n$  : 安全率 (= 3)

$\bar{P}$  : 支持力比  $P$  の平均値

$$P = \frac{\text{実測極限支持力 } R_u^*}{\text{道示式による極限支持力 } R_u}$$

$\beta_{SPP}$  : 打込み支持杭の安全性指標 (= 2.0)

$V_R$  : 支持力の変動係数 (=  $f(V_P)$ ),  $V_P$  : 支持力比  $P$  の変動係数)

$V_S$  : 杭頭荷重の変動係数 (= 0.1 と仮定)

すなわち、補正係数とは同一の支持力安全性を確保するために、工種別支持力式から求まる許容支持力を信頼性に応じて増減するものである。 $P$ の平均値 $\bar{P}$ が大きく、変動係数 $V_P$ が小さいほど、式(2.2.a)から求められる補正係数 $\gamma$ は大きくなる。

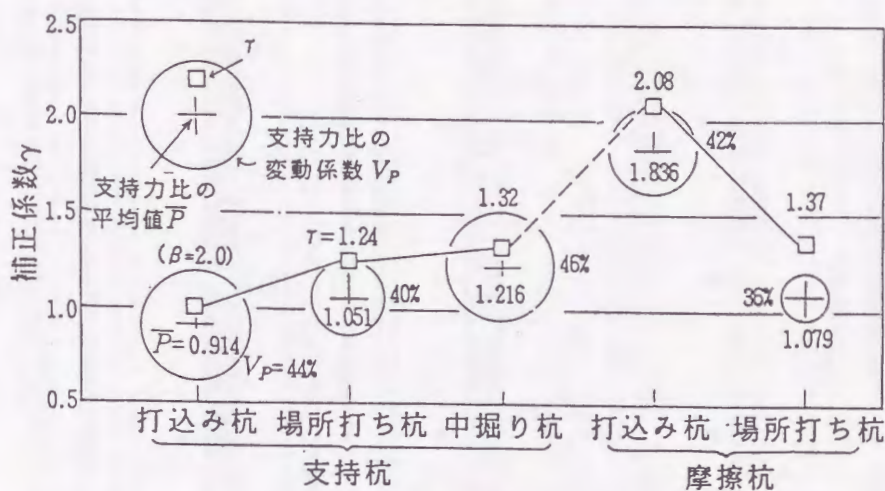


図 2.2: 工種別の補正係数<sup>6)</sup>

図 2.2に工種別の補正係数を示す。同図には支持力比  $P$  の平均値と変動係数も併記した。ここで、摩擦杭の計算支持力では先端支持力は無視している。場所打ち支持杭と摩擦杭の補正係数は打込み支持杭に比べて 1.2~1.4 倍程度大きい。すなわち、同じ支持杭に着目した場合、打込み杭に比べて場所打ち杭の支持力式の推定精度が相対的に高いことを意味している。また同じ場所打ち杭でも支持杭 ( $n = 38$ ) と摩擦杭 ( $n = 16$ ) を比較した場合、同じ安全率 3 を採用しているにもかかわらず補正係数に有意差はなく、むしろ摩擦杭が高い傾向にある。このように支持杭と摩擦杭とでは支持力安全率を変える必要は認められない。

これらは短期的な載荷試験に基づく結果である。摩擦杭で最も問題となるのは長期的な支持力・沈下特性であり、この点については摩擦杭の長期載荷試験結果を解析する必要がある。長期載荷試験とは許容支持力レベルの荷重を半年間から 1 年間の長期にわたって載荷し、その間の支持力と沈下の変化を把握するものである。

計 9 例の摩擦杭の長期試験杭の根入れ状況を図 2.3 に、長期載荷試験の諸元と結果の総括表を表 2.1 に示す<sup>7)</sup>。いずれも安全率が 3 程度の荷重が載荷された杭の挙動を示したものである。

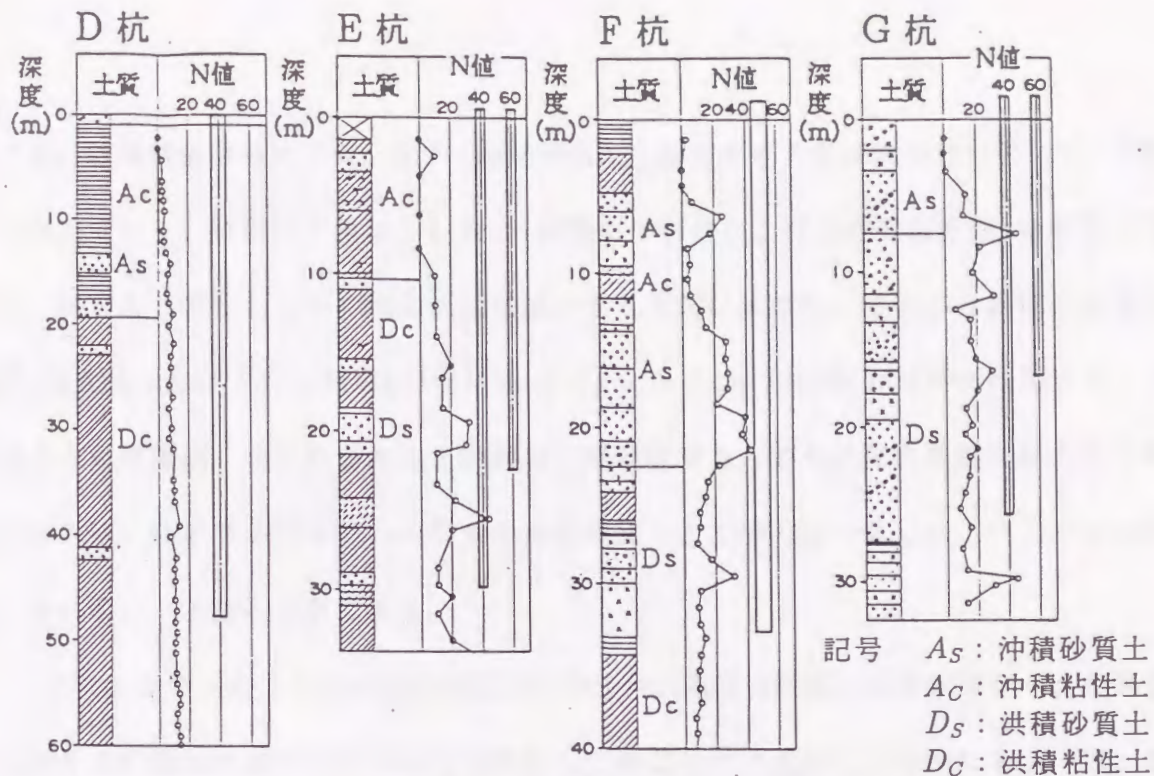


図 2.3: 試験杭の根入れ状況<sup>7)</sup>

表 2.1: 長期載荷試験 総括表<sup>7)</sup>

試験杭		D	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>4</sub>	F	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>	G <sub>4</sub>	
施工法*		CCP	SPP	SPP	CCP	CCP	CCP	CCP	SPP	SPP	
杭諸元	杭径 $D(mm)$	1500	812.8	812.8	1200	1200	1000	1000	812.8	812.8	
	肉厚 $t(mm)$	-	14	12	-	-	-	-	9	9	
	杭長 $l(m)$	47.6	30.0	22.5	22.5	33.7	27.0	18.0	27.0	18.0	
長期載荷荷重 $P_L(tf)$		500 600	200	100	250	250	220	220	140	140	
放置期間 $T(day)$		120 30	360	360	360	360	180	180	180	180	
杭頭沈下 $S_o(mm)$	1. 載荷直後	2.9	3.3	4.7	2.4	2.7	2.3	2.4	3.9	3.1	2.8
	2. 終了時	5.2	5.7	6.2	3.8	4.0	4.7	3.8	6.3	3.7	3.4
	増分(1-2)	2.3	2.4	1.5	1.4	1.3	2.4	1.4	2.4	0.6	0.6
周面摩擦 応力度 $\tau(tf/m^2)$	1. 載荷直後	2.26	2.67	2.54	1.66	1.92	2.05	2.71	4.11	2.00	3.13
	2. 終了時	2.22	2.66	2.47	1.73	1.94	2.09	2.65	3.94	1.97	2.90
	増分(1-2)	-0.04	-0.01	-0.07	-0.07	0.02	0.04	-0.06	-0.17	-0.03	-0.23
先端 支持力度 $q_d(tf/m^2)$	1. 載荷直後	91	15.25	23.08	17.31	35.40	4.42	13.92	25.32	28.85	30.77
	2. 終了時	12.43	15.82	32.69	9.62	33.63	0.00	20.25	35.44	32.69	48.08
	増分(1-2)	4.52	0.57	9.61	-7.69	-1.77	-4.42	6.33	10.12	-3.84	17.31

\* CCP: 場所打ち杭, SPP: 鋼管杭

図 2.3に示したように、D杭、E杭は杭周面および先端は沖積～洪積粘性土層が、また G杭は洪積砂層を主体とする地盤に根入れされている。F杭のみ周面は砂層、杭先端付近は粘性土層が分布する地層構成である。いずれの場合も粘性土地盤は十分に過圧密された地盤である。

表 2.1からわかるように、杭頭沈下に関しては載荷直後は全杭平均で 3.1mm 程度であったものが、試験終了時には 4.7mm となり、その間に 1.6mm 程度沈下が進行して



いる。載荷期間中の沈下は、沈下～時間曲線から推定される最終沈下量に対して、5割を超えており、残留沈下量は1～2mm程度にすぎない。周面摩擦応力度 $\tau$ は載荷期間中、ほとんど変化しない。傾向的には減少する方向にあるが、そのぶん先端の支持力度(杭先端に伝達される荷重度)が平均 $20tf/m^2$ から $24tf/m^2$ にわずかに増加する。このように摩擦杭、特に軟弱粘性土地盤中の摩擦杭であっても過圧密地盤に根入れされておれば、許容支持力度レベルの荷重では杭頭沈下と支持力度の変化は、ほとんど問題とならないことが明らかである。

これまで述べたように、載荷試験は杭の支持力度機構の解明や載荷試験データの蓄積に伴う半経験式作成のための基礎資料として貴重なデータを与えてくれる。一方、載荷試験の主たる目的は設計支持力度の確認であるが、ここで問題となるのは、試験結果を周辺地盤の杭支持力度推定に適用する方法が明確にされていないことである。すなわち、小規模な建築物のように比較的狭い範囲を対象としたケースでは、載荷試験地点で設計支持力度が確認された場合には、これを全基礎で確認されたとみなすこともできる。しかし高架橋のように長い延長を有する場合には、当該地盤はさまざまな地層構成をなし物性値は空間分布を伴う。したがって、載荷試験地点での評価をそのまま面的に拡張して適用することには無理がある。ここに、載荷試験値の周辺地盤の杭支持力度推定への適用法の確立が望まれる理由がある。

### (3) 支持力度理論式

杭の支持力度推定式による鉛直方向極限支持力度は一般的に先端支持力度と周面摩擦力の和として、式(2.3)で与えられる。

$$R_u = R_p + R_f = q_d A + U \sum_{i=1}^n l_i f_i \quad (2.3)$$

ここに、 $R_u$ ：杭の鉛直極限支持力度 ( $tf$ )

$R_P$  : 杭の先端支持力 ( $tf$ )

$R_F$  : 杭の周面摩擦力 ( $tf$ )

$q_d$  : 杭先端の極限支持力度 ( $tf/m^2$ )

$A$  : 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  $i$  層の最大周面摩擦力度 ( $tf/m^2$ )

支持力理論式は地盤を剛塑性体あるいは弾塑性体と仮定して、 $q_d$ および  $f$ を粘着力  $c$  や内部摩擦角  $\phi$ の強度定数を用いて支持力理論に基づき解析的に求めるものである。

先端支持力度  $q_d$ に関しては、杭先端部地盤に仮定したすべり線場の考え方によって、(a)Prandtl系の支持力理論、(b)空洞押広げによる支持力理論、(c)、(a)と(b)を組合わせた支持力理論がある<sup>8)</sup>。

杭の周面摩擦力度  $f$ は、一般的に杭と地盤との付着力と摩擦力の和として式(2.4)で表わせる。

$$f = c_a + Kp'_v \tan \delta \quad (2.4)$$

ここに、 $c_a$  : 杭と地盤との間の付着力

$K$  : 側圧係数

$p'_v$  : 有効上載圧

$\delta$  : 杭と地盤との壁面摩擦角

Vesic (1977)<sup>9)</sup>は粘性土地盤を対象として、 $f$ は乱さない粘性土の非排水せん断強度  $c_u$ と関係するとして  $f = \alpha c_u$  ( $\alpha$  : 付着力係数)を提案した。Vesicは多くの載荷試験結果から  $c_u$ が  $5tf/m^2$ 以下の柔らかい正規圧密粘土では $\alpha$ は概ね 1.0、それ以上では $\alpha$ 値は 1より小さくなることを明らかにしている。Burland (1973)<sup>10)</sup>は正規圧密粘土への

打込み杭では  $f = N_f p'_v$  として、 $N_f = (1 - \sin \phi') \tan \phi'$  を提案した。Vijarvergiya and Focht (1972)<sup>11)</sup> は打込み杭において、 $f$  は受動土圧と関連づけて  $f = \lambda(\bar{p}'_v + 2\bar{c}_u)$  を提案し、 $\lambda$  値を経験的に杭長の関数として表現した。

一方、砂質土地盤の場合は式 (2.4) の右辺、第 2 項の摩擦力が支配的となるが、杭の施工法や地盤の相対密度、杭長によって変化する側圧係数  $K$  をいかに正確に評価するかが課題になっている。

支持力理論式は杭の支持力機構を理論的に表現するうえで有効な方法である。しかし、これらの支持力式を杭の支持力推定へ適用するにあたっては強度定数の評価が重要であるが、れき混り地盤や砂質土と粘性土の互層地盤を含むさまざまな地盤において、原位置での強度定数を正しく把握することは難しいことが多い。また杭の施工法によっても地盤が乱される程度が異なることから、地盤物性値の評価が一層難しくなる。

#### (4) 半経験的支持力式

杭を施工形態から分類すれば、排土杭 (displacement pile) と非排土杭 (non-displacement pile) に区分できる<sup>12)</sup>。前者は施工時に杭の体積に等しい土を下方や側方に排除する杭で、打込み杭がこれに相当する。一方、後者は杭の体積に等しい土を予め取り除いてその部分に杭を設置した杭で、場所打ち杭や埋込み杭がこれに相当する。本論文で対象とする場所打ち杭は施工時に杭周辺地盤が緩められたり、杭先端部のスライム処理が不十分であったりする場合もあり、その支持力は施工性に大きく依存するのが特徴である。

半経験的支持力式は、標準貫入試験による  $N$  値や静的コーン貫入試験による  $q_c$  値などの指標を用いて支持力を推定するものであり、多数の載荷試験データに基づき、 $q_d$ 、 $f$  との関係が整理されている。表 2.2 に道路橋示方書 IV やその他の機関の設計規準の

表 2.2: 各規準における支持力度  $f$ ,  $q_d$  の推定式

(場所打ち支持杭の場合, 単位  $tf/m^2$ )

周面/先端	土質	道示 IV 下部構造編 (日本道路協会, 1990)	建造物設計標準 (土木学会, 1986)	建築基礎構造設計指針 (日本建築学会, 1988)
周面 摩擦力度 $f$	砂質土	$0.5N(\leq 20)$	$0.5N(\leq 20)$ (自然泥水) $0.2N(\leq 10)$ (ベントナイト泥水)	$N/3$ (打込杭を準用)
	粘性土	$c$ または $N$ ( $\leq 15$ )	$N \leq 2$ の 土層の支 持力無視 $q_u/2$ または $N$ ( $\leq 15$ , 自然泥水) ( $\leq 10$ , ベントナイト泥水)	$q_u/2$
先端 支持力度 $q_d$	砂質土	300(砂れき層, 砂層)	$7N(\leq 350)$ (砂質土) $10N(\leq 750)$ (砂れき)	$\alpha 15N(N \leq 50)$ ( $\alpha$ : 補正係数)
	粘性土	$3q_u$ (硬質粘性土層)	$3q_u$ または $6N(\leq 900)$ (硬質粘性土, 軟岩)	$6c_u$ (打込み杭を準用)

ここに、 $N$ :  $N$  値,  $q_u$ : 一軸圧縮強度,  $c_u$ : 非排水強度

支持力式を示す。表からわかるように、土質によらず  $N$  値を用いることが多い。これは  $N$  値がどのような地層構成の地盤であっても、深さ方向に連続的にその値を求めることが容易であり、杭支持力の評価上、極めてすぐれた特長を有することによる。

このように、半経験的支持力は前記の支持力理論式に比べて、

- (a) 物性値として、多種多様な地盤の深さ方向の特性を連続的かつ容易に得ることができる。
- (b) 既往の載荷試験データによる実測の  $f$ ,  $q_d$  との統計的方法により支持力式が求められたものであるから、そこには杭支持力の施工依存性も間接的に考慮されている。

点で実用性に優れている。その反面、次のような短所がある。

- (a) 半経験式は回帰式の面を有するところから、収集された載荷試験データでの地盤における平均的な支持力を算定するものであり、個々の地盤特性に着目した支持力式ではない。
- (b) 既往データによる平均値であるから、当然、支持力度と地盤物性値の関係にはばらつきが避けられない。

したがって、この半経験式を用いる場合、支持力の推定精度を高めるためには原位置での支持力に関する情報を支持力式に反映させる工夫が必要である。打込み杭工法の場合には、施工時の動的支持力式の適用によって支持力の確認が行われているが、場所打ち杭工法への適用はまだ研究段階にある。本論文では原位置において載荷試験を実施し、その結果を半経験式に反映する方法を検討する。これによって半経験式は推定精度の高い実用的な支持力評価法とすることができる。また、載荷試験をより有効に活用することも期待できる。

## 2.3 支持力評価上の不確定性

### (1) N 値を用いた支持力式における不確定要因

杭の先端支持力度  $q_d$ , 周面摩擦力度  $f$  を N 値と関連づければ、杭の半経験式は式 (2.5) で表わせる。

$$R_u = q_d A + U \sum_{i=1}^n l_i f_i \quad (2.5)$$

ここに、 $q_d = \alpha_p N_p$ ,  $\alpha_p$ : 杭先端の支持力係数,  $N_p$ : 杭先端位置の N 値

$f_i = \alpha_{f_i} N_i$ ,  $\alpha_{f_i}$ : 杭周面  $i$  層の支持力係数,  $N_i$ : 杭周面  $i$  層の N 値

(その他の記号は式 (2.3) 参照)

式 (2.5) の右辺項に含まれるパラメータは、厳密に言えばひとつとして確定的なものではなく、本来すべて確率変数として取扱われるべきものである。しかし、杭先端面積  $A$  や周長  $U$  の不確定性の影響は確率変数としての  $\alpha_p$  や  $\alpha_{f_i}$  値の中に含まれていると解釈することができる。杭周面  $i$  層の層厚  $l_i$  は実杭地点において地盤調査が実施されており、地盤構成が明らかにされている場合は、その不確定性はほとんど無視することができる。杭の近くで地盤調査がなされておらず、当該地盤が複雑な地層構成を呈するケースではその影響は無視し得ない場合も考えられる。しかし、通常の地盤では、 $l_i$

の不確定性が支持力の推定誤差に及ぼす影響は支持力係数や地盤物性値のそれに比べて小さい。したがって、杭の支持力評価上の不確定性としては地盤物性値としての  $N$  値と支持力係数の 2 つの要因を対象とすれば十分である。

我国における道路橋示方書 IV をはじめとする現行の設計規準のほとんどは、許容応力度設計法と呼ばれる設計法を採用している。この設計法では荷重や抵抗力の評価および解析モデルや解析手法による実際の挙動の簡略化に伴う種々の不確定性に対処するために安全率が用意されている。しかし、安全率は数値でもって安全性を表現しようとする指標ではあるが、地盤物性値のように他の材料に比べてばらつきが大きな土質および基礎の分野においては真の安全性とは必ずしも一致しない。このように安全性を定量的に表現できない点が安全率の最大の欠点である<sup>13)</sup>。

これに対し、限界状態設計法は安全係数に不確定性を定量的に考慮できる準確率論的な方法である。許容応力度設計法では全ての不確定性を経験的かつ包括的な 1 つの安全率で対処してきたが、限界状態設計法では基本的に不確定要因を荷重側と抵抗側に分けて、それぞれ荷重係数、抵抗係数という安全係数に区分される。

本論文の目的のひとつは杭の鉛直支持力に関する安全係数を提案することである。安全係数は、信頼性設計、レベル II の安全性指標  $\beta$  と理論的に関連づけることができる。レベル II は確率変数の 2 次モーメントまでをパラメータとして設計を行う方法であり、平均値のほか、ばらつきの程度を表わす分散または変動係数が必要となる。したがって、支持力に関する安全係数を検討するためには、 $N$  値と支持力係数の不確定性を明らかにしなければならない。

## (2) N 値の不確定性

### 1) 標準貫入試験の特徴

杭支持力推定のための地盤物性値としては、標準貫入試験 (SPT) における N 値を利用することが多い。我国においても、SPT は最も普及しているサウンディングである。

N 値は本来、地盤の相対的な硬軟を動的抵抗値で示すものであり、サンプラーの貫入メカニズムの不明確さから理論的に支持力と関連づけることには無理がある。この SPT の試験法としての問題点について、

- (a) フォアマンの熟練度によって SPT の品質が左右されること。
- (b) 落下方法の不統一によってサンプラーに伝達される打撃エネルギーが変化すること。
- (c) ボーリング孔径と孔の使い方による影響が大きいこと。
- (d) 孔壁の保護方法 (泥水使用の有無) が N 値に影響を与えること。

などが指摘されている<sup>14)</sup>。また、N 値自身についても以下のような利用上の問題点も有しているところから、N 値の解釈には十分注意する必要がある。

- (a) 有効上載圧や相対密度によって N 値は異なること。
- (b) 砂の粒度や粒子形状が N 値に大きく影響すること。特にれき層では N 値の精度が悪くなる。
- (c) したがって、れき層、砂質土層、粘性土層といった地層によって同じ N 値であってもその評価を変える必要があること。

その反面、標準貫入試験は他に比べて試験が容易であり、並行して土質の判定が可能であるという他の調査法にみられない特筆すべき利点を有している。また、深さ方向に連続してその値を求めることが容易である点で、杭支持力の評価上有利である。したがって、本論文における杭支持力推定のための地盤物性値としては N 値を対象とする。

## 2) N 値の不確定性

N 値をはじめとして地盤物性値は、一般にばらつきをもつ量（確率変数）であることは広く認識されている<sup>15)</sup>。地盤物性値のばらつきの要因としては、(a)地盤固有のばらつき、(b)調査・試験に伴う人為的誤差、および(c)地盤情報の不足の3つに分類するのが適切である<sup>16)</sup>。

まず、本来、地盤のもっている固有のばらつきがある。地質工学的にみて同一とみなせる地盤であっても、局所的にみるとその物性値は地盤の生成過程における不均質性や異方性によりばらついている。さらに広い範囲に着目すれば、物性値は空間分布を伴うところから、ばらつきの程度はより大きくなる。次に、調査・試験に伴う人為的誤差がある。地盤物性値が仮に確定値であったとしても、調査・試験の段階で誤差はいり込む余地がある。正垣・日下部(1987)<sup>17)</sup>は原位置調査から設計値を求める過程で発生する可能性の高い誤差要因を図2.4のように分類している。例えばSPTの場合、N値測定のためのボーリングによって孔壁が緩められ、測定する前にすでに元の状態と異なっている。また、打撃法も複数のものがあり、かつ試験者の技量などの要

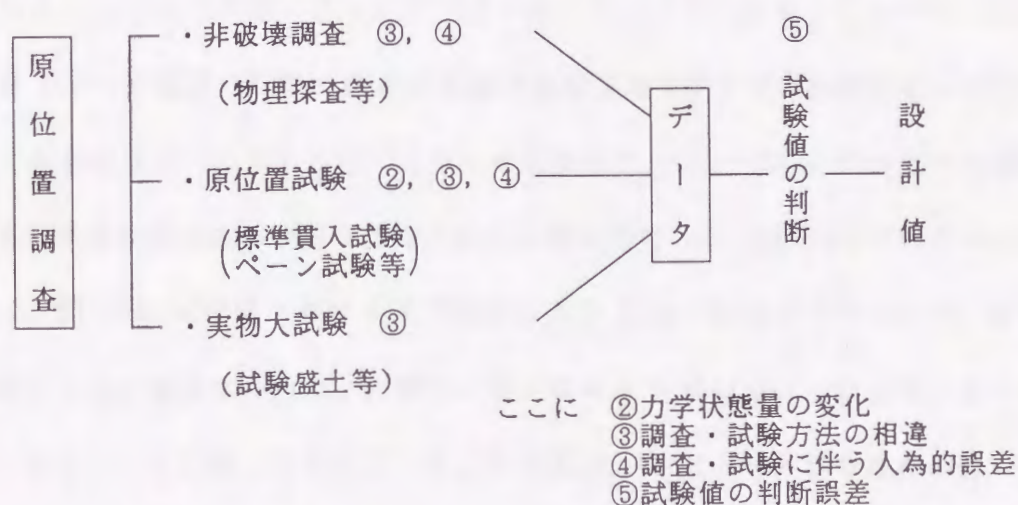


図 2.4: 地盤物性値を求めるプロセスと誤差要因<sup>17)</sup>



因によって測定値が異なることも考えられる。これらの誤差はいずれも人為的なものであり、地盤固有のばらつきとは違うものである。地盤情報の不足は、統計上の誤差とすることができる。ひとつのサイトで SPT が 1 本の場合と 10 本の場合とでは地盤物性値の信頼性が異なる。もちろん、地盤調査をより密に行うほど誤差を減らすことができるが、地盤固有のばらつきが存在する限りゼロにすることはできない。

これら地盤物性値のばらつきの要因を踏まえて、既往の研究から N 値のばらつきについて考察する。

竹中 (1974, 1976)<sup>18)19)</sup>は、大阪地域の海成洪積粘土層を対象として N 値の精度を調査した。それによれば、ハンマーの落下損失が N 値の精度の大部分を支配することがわかり、従来の標準貫入試験のハンマー落下法 (コーンプリー法やトンビ法) は、一般に大きめの N 値を与える傾向があり、この下限値が自動落下法の N 値に相当していることを明らかにした。この自動落下法による N 値の測定精度は、コーン貫入試験によるせん断強度のばらつきを利用して±14% 程度と考えられており、従来の方法による N 値の精度はこの値よりはるかに悪いと指摘している。

関東地質調査業協会 (1976)<sup>20)</sup>は、JIS のサウンディング基準の改訂検討資料を得る目的として、トンビ法、コーンプリー法、ストッパー付きコーンプリー法および自動落下法の 4 種類の打撃法による N 値の比較実験を、2 つの会場において行っている。川崎会場は荒川はんらん原による沖積低地帯で、GL - 35 ~ 40m まで軟弱層が厚い。また千葉会場は成田砂層を基盤とする洪積台地である。図 2.5 にそれぞれの模式図を示す。図 2.6 に両会場における 4 打撃法による N 値の比較グラフを示す。本協会技術委員会の検討結果によれば、打撃法の違いによる N 値の差は、両会場ともその傾向すらつかめないと結論づけられている。その要因として、(a) 微妙な機具の違いと掘削技術、(b) 地盤の不均一性および (c) 試験者の作業意識が微妙にからみ合っていることを指摘している。

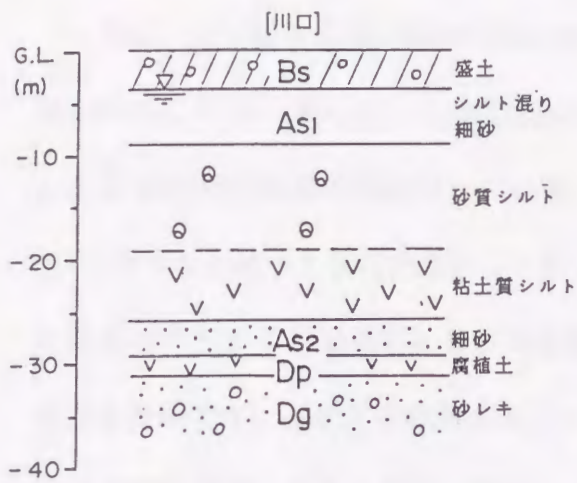


図 2.5: (a) 川口会場地盤模式図<sup>20)</sup>

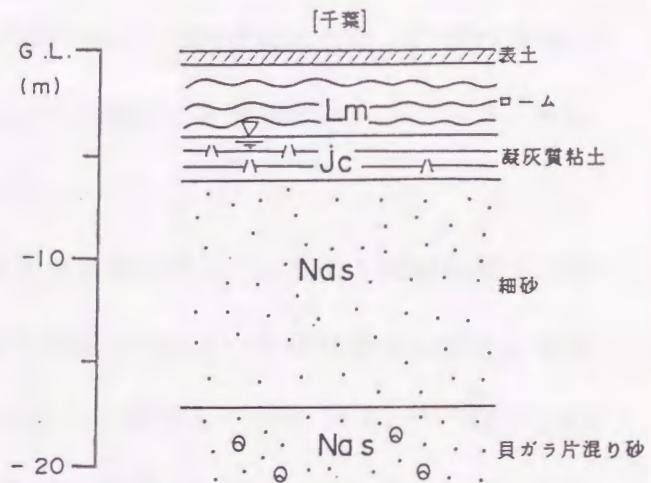


図 2.5: (b) 千葉会場模式図<sup>20)</sup>

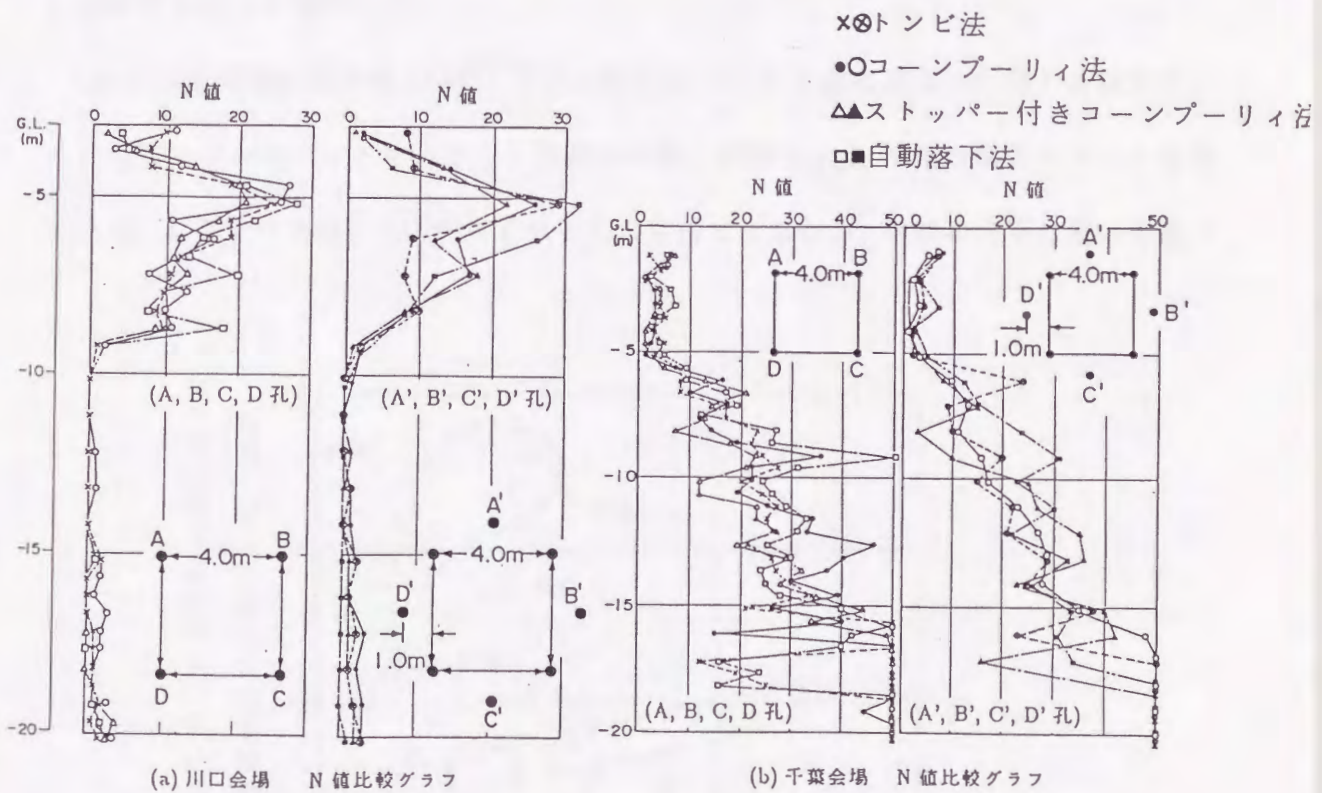


図 2.6: 4種類の打撃法による N 値の比較<sup>20)</sup>

一方、吉見ら (1983)<sup>21)</sup>、大岡 (1984)<sup>22)</sup>は、沖積と洪積の細砂を対象に、コーンブーリー法とトンビ法による N 値の比較を行っている。この結果によれば、N 値が大きいほど両者の N 値に差を生じ、洪積細砂ではトンビ法による N 値はコーンブーリー法による N 値の 86%程度と結論づけている。

これまでに述べた研究成果によれば、ばらつき要因のうち、調査・試験に伴う人為的誤差に相当する N 値測定における打撃法の影響について、N 値に差を及ぼすとする意見と明確でないとする意見がある。これに対して藤田ら (1988, 1990)<sup>23)24)</sup>は、これらの N 値試験データをもとに、ボーリング孔間の距離と孔間における N 値の差に着目してデータを再整理を行った。その結果、図 2.7 に示すように打撃法による 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的分布も含めた地盤固有のばらつきに起因することを指摘した。

また、高速道路調査会 (1990)<sup>25)</sup>では軟岩地山への N 値の適用性に関する研究の一つとしてソイルセメントによる人工地盤の一軸圧縮強度  $q_u$  と N 値の関係のデータを得ている。ここでの地盤は人工的に造成されたものであるから、N 値の空間分布の影響は

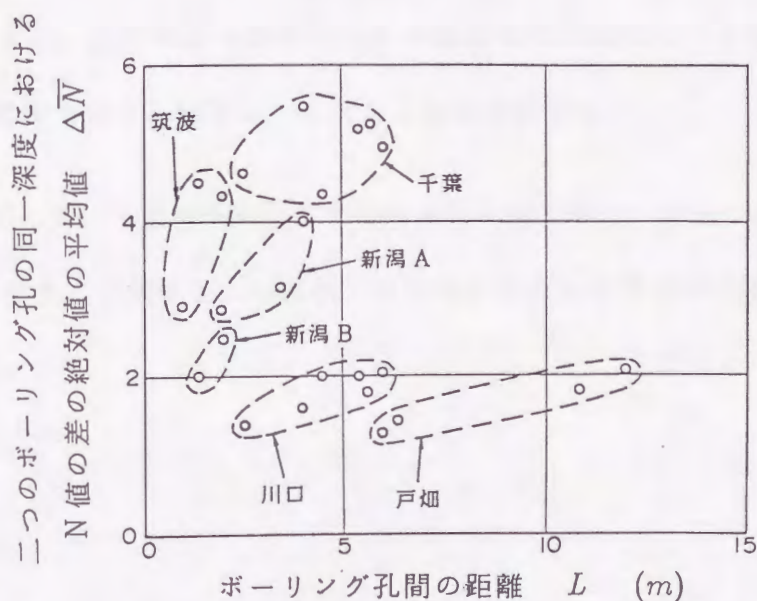


図 2.7: ボーリング孔間の距離 ( $L$ ) と N 値の差の平均値 ( $\Delta\bar{N}$ ) の関係<sup>24)</sup>

ほとんど無視することができる。それによれば、平均 N 値が 50 以下の A 地盤 ( $\bar{N} \cong 19$ ,  $\bar{q}_u \cong 9 \text{ kgf/cm}^2$ ), B 地盤 ( $\bar{N} \cong 47$ ,  $\bar{q}_u \cong 22 \text{ kgf/cm}^2$ ) での N 値の変動係数は 5 ~ 6% 程度と、ばらつきは著しく小さいことが明らかにされている。

N 値の空間分布を無視することができる地盤であれば、N 値のばらつきは再現性と考えることができる。ここでいう再現性とは局所的な地盤固有のばらつきと、試験法自体の有する問題点も含めて、N 値測定に関わる人為的な誤差からなるばらつきを含んだものである。藤田らの成果によれば、既往の N 値データからボーリング間の距離を 0 としたときの N 値の絶対誤差はいづれのデータからもほぼ 1 前後 (図 2.7 参照) となり、高速道路調査会の結果からも N 値の変動係数が 5 ~ 6% 程度であることが判明している。このように N 値の再現性は通常考えられているよりも良好であるといえる。

以上、N 値の不確定性とばらつきの要因を既往の研究から考察したが、次のようにまとめられる。

- (a) N 値のばらつきの大部分は、空間的変動も含めて地盤固有のばらつきに起因する。
- (b) 局所的な地盤固有のばらつきと調査試験に伴う人為的誤差を分離することは困難であるが、両者を含んだ再現性は N 値の絶対誤差にして 1 程度、変動係数にして数%程度であり、無視しうるばらつきの程度である。

したがって、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可能となる。

### (3) 支持力係数の不確定性

#### 1) 支持力係数の不確定要因

N 値を用いた支持力式によれば、杭の極限支持力  $R_u$  は式 (2.5) で表わせる。

$$R_u = q_d A + U \sum_{i=1}^n l_i f_i = \alpha_p N_p A + U \sum_{i=1}^n l_i \alpha_f N_i \quad (2.5)$$

支持力係数  $\alpha_p$  または  $\alpha_f$  は、前に述べたように載荷試験データの実測  $q_d-N_p$ 、または実測  $f_i-N_i$  関係から回帰分析と既往の経験を踏まえて定められる。その過程において、図 2.8 に示すような誤差要因により不確定性を生ずることになる。

主な誤差要因は 3 つに分類される。

まず、載荷試験データに係わるものがある。杭周面地盤の各層の周面摩擦力度  $f_i$  は深さ方向の軸力分布から求められるが、各断面での軸力は 1 断面あたり通常 4 ヶ所のひずみゲージまたは鉄筋計による測定値の平均値から算定される。このとき 4 つのデータは正常な測定値ばかりとは限らず、なかには測定不可や異常値を示すデータも混っていることがある。また、ひずみゲージは砂質土または粘性土といった地盤種別ごとに設置するのが望ましいが、地層構成が複雑な場合などにはゲージの設置位置と地層境界線は必ずしも一致しない。このような場合、本来、互層地盤として扱うべきデー

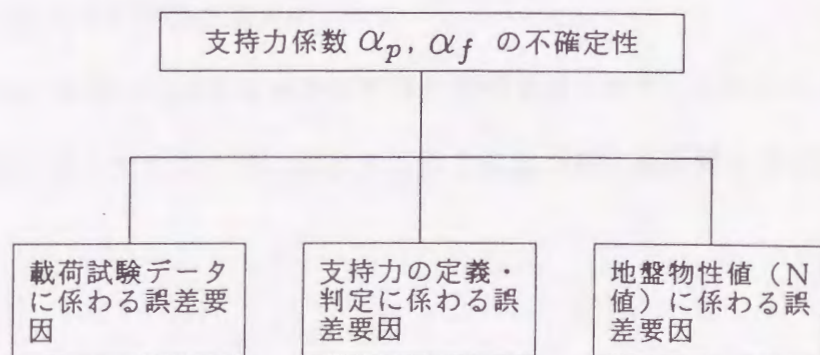


図 2.8: 支持力係数の不確定性に及ぼす誤差要因

タが砂質土または粘性土データとして評価されることもある。

2つめは支持力の定義・判定に係わるものである。杭頭での極限支持力の判定は荷重—沈下曲線が沈下量の軸にはほぼ平行とみなされている荷重とされているが、実際の荷重—沈下曲線からの判定は難しく人為的誤差を生ずる余地がある。また、2.2(2)でも述べたように“杭径の10%の沈下を生ずるときの杭頭荷重をもって杭の極限支持力とする”<sup>5)</sup>というように、支持力の定義に沈下量による制限をもうけている。この定義によれば、先端支持力は先端地盤に固有の支持力ではなく、杭頭における極限支持力時の先端伝達荷重として評価されることになり、支持力を評価するうえでのばらつきを助長することになる。

最後にN値に係わる誤差要因がある。既往の資料によれば、地盤調査のためのボーリング位置と基礎端部との水平距離は10m以内とする場合が最も多い<sup>26)</sup>。載荷試験という重要な試験を実施する場合には、ボーリング位置と試験杭の位置は大部分が10m以内と考えてよいであろう。しかし、この数mの離れにおいて空間分布による地盤物性値のばらつきを生じている可能性があることは前節で指摘したとおりである。また支持力係数 $\alpha_f$ ,  $\alpha_p$ は通常砂質土と粘性土に区別されているにすぎない。しかし、砂質土といっても細砂から砂れきまでが含まれ、粘性土でも正規圧密粘土と過圧密粘土とでは土性が異なる。このように多種多様な地盤を2つの地盤種別で表現しているところにも不確定性を増す要因がある。

以上、支持力係数の不確定性に及ぼす誤差要因を述べたが、次にこのような誤差要因を含むN値を用いた支持力式における支持力係数の基本統計量とその推定精度を明らかにする。

## 2) 支持力係数の不確定性

ここに用いる場所打ち杭の載荷試験データ<sup>4)</sup>は、支持杭 16 本と摩擦杭 16 本の計 32 本である。ここで杭の極限支持力としては“杭径の 10%の沈下量を生じるときの杭頭荷重  $R_{u10}$ ”と定義する。

まず、周面摩擦力度  $f$  と N 値 ( $f$  を求めた地層の平均 N 値) の関係のばらつきを明らかにする。周面摩擦力度  $f$  は各地層の周面摩擦応力度  $\tau$ —杭と地盤の相対沈下  $S$  曲線においてピークを有するもの、または  $\tau$  が収束しているとみなしうるデータのみを採用し、その最大  $\tau_{max}$  を  $f$  とする。図 2.9 に地盤種別ごとの  $f$ -N 値関係を示す。ここで砂、粘土質砂、シルト質砂およびれき質土は砂質土に、粘土、シルト、砂質粘土および砂質シルトは粘性土に分類している。 $f$ -N 値はわずかな比例関係が認められる程度にすぎず、そのばらつきは大きい。この理由はさまざまな支持力特性を有する地盤を砂質土と粘性土の 2 つに大別した結果である。

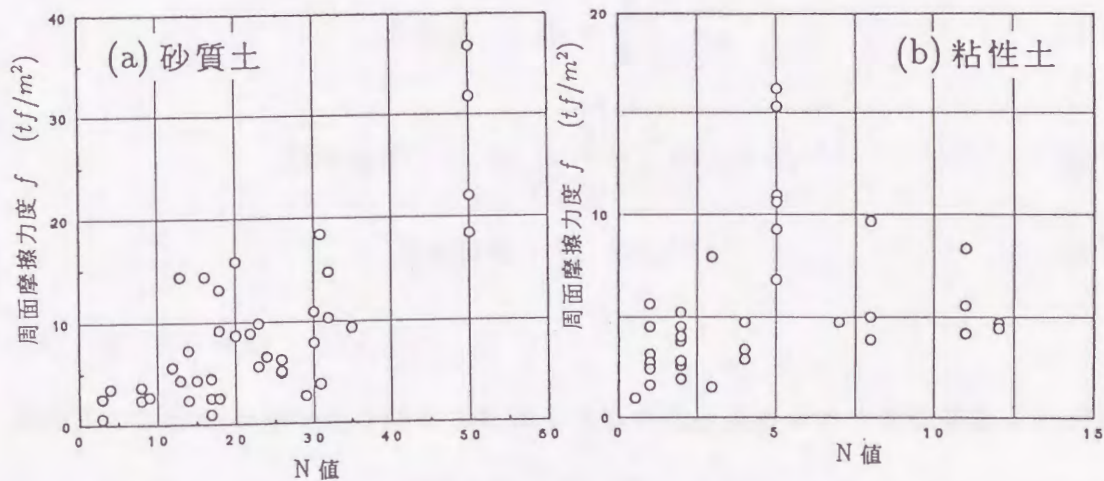


図 2.9: 周面摩擦力度  $f$ -N 値関係

表 2.3: 支持力係数の基本統計量

		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

\* 摩擦杭データ

ここで、支持力係数 $\alpha_f$ を式 (2.6) で定義される確率変数としてその基本統計量を求め、ばらつきの程度とその分布形を把握する。

$$\alpha_f = \text{実測周面摩擦力度 } f/N \text{ 値} \quad (2.6)$$

その結果を表 2.3に示す。ここで、

$$\text{平均値} : \bar{\alpha}_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \alpha_{fi} \quad (2.7.a)$$

$$\text{標準偏差} : \sigma_\alpha = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\alpha_{fi} - \bar{\alpha}_f)^2} \quad (2.7.b)$$

$$\text{変動係数} : V_\alpha = \sigma_\alpha / \bar{\alpha}_f \quad (2.7.c)$$

ここに、 $n$ : データ数

砂質土の係数 $\alpha_f$ の平均値は概ね 0.4, ばらつきの程度をあらわす変動係数は 0.611 となる。一方、粘性土の場合は平均値 1.6, 変動係数は 0.672 となる。このように、N 値によった場合の周面摩擦力度  $f$  のばらつきは変動係数にして 60 ~ 70% と大きな範囲にあることがわかる。



危険率 5%としたときの $\chi^2$ 検定によれば、係数 $\alpha_f$ の分布形は正規分布、対数正規分布のいずれにも適合する。対数正規分布の場合の係数 $\alpha_f$ のヒストグラムを図 2.10に示す。

次に先端支持力度  $q_d$ と杭先端 N 値の関係のばらつきを調べる。ここで、杭の先端支持力  $R_p(= q_d A)$  は、基本的に杭頭での荷重-沈下量曲線から判定される極限支持力  $R_{u10}$ 時の深さ方向軸力分布から求められる杭先端の荷重として定義している。図 2.11に摩擦杭のデータを対象として、先端支持力度  $q_d$ -先端 N 値の関係を示す。同図には参考までに鋼管杭のデータも併記した。先端 N 値は杭先端位置の N 値を採用しており、N 値が 15 未満のデータが粘性土、他は砂質土である。地盤種別によらず  $q_d$ -先端 N 値は概ね原点を通る相関関係が認められる。摩擦杭の設計においては  $q_d$ は無視されることが多いが、実際には先端地盤の締り具合や固結度に応じて先端支持力が期待される。また、場所打ち杭と鋼管杭を比較した場合、先端閉塞効果により後者の先端支持力が前者に比べ、やや小さい傾向がみられる。

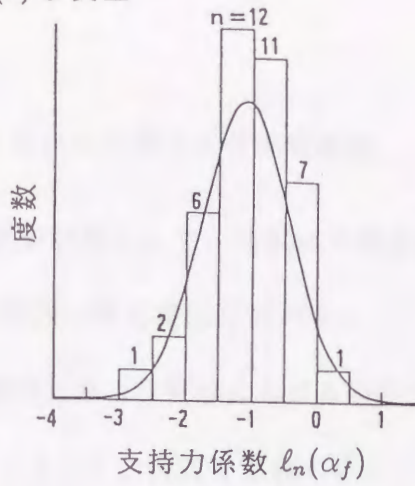
周面摩擦力の場合と同様、ここで支持力係数 $\alpha_p$ を式 (2.8) で定義し、そのばらつきの程度とその分布形を把握する。

$$\alpha_p = \text{実測先端支持力度 } q_d / \text{先端 N 値} \quad (2.8)$$

その結果を表 2.3, 図 2.12 にまとめた。

係数 $\alpha_p$ の平均値は概ね 10, 変動係数は 0.541 と周面と同様に大きくばらついている。 $\chi^2$ 検定結果は正規分布、対数正規分布のいずれにも適合 (危険率 5%) する。

(a) 砂質土



(b) 粘性土

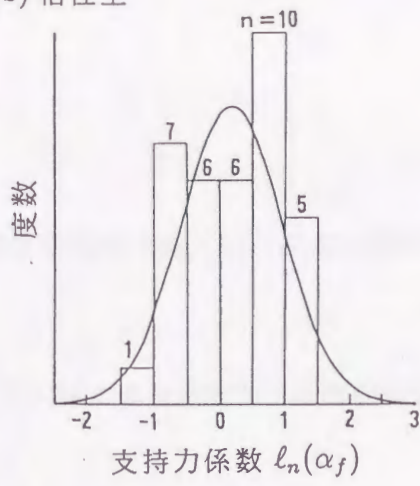


図 2.10:  $l_n(\alpha_f)$  のヒストグラムと確率密度関数

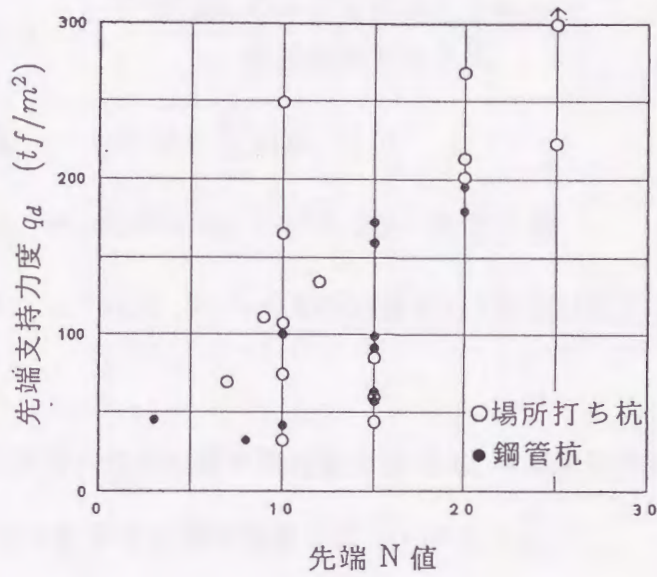


図 2.11: 先端支持力度  $q_d$ -先端 N 値関係

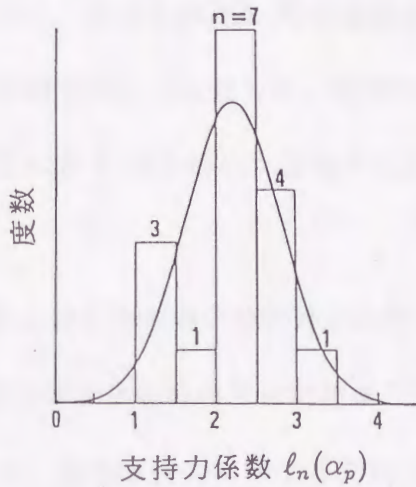


図 2.12:  $l_n(\alpha_p)$  のヒストグラムと確率密度関数

### 3) N 値を用いた支持力式の推定精度

摩擦杭を対象として、前記の支持力係数値を用いた式 (2.5) による周面摩擦力および極限支持力の推定精度を調べる。

周面摩擦力および杭頭における極限支持力に関する実測値の、計算値に対する比 (支持力比という) を、次式で定義する。

$$\text{周面支持力比 } P_F = \frac{\text{実測周面摩擦力 } R_F^*}{\text{計算周面摩擦力 } R_F} \quad (2.9)$$

$$\text{杭頭支持力比 } P_u = \frac{\text{杭頭における実測極限支持力 } R_u^*}{\text{計算極限支持力 } R_u} \quad (2.10)$$

$$\text{ここに、 } R_u = q_d A + U \sum_{i=1}^n \ell_i f_i$$

$$q_d = \alpha_P N_P, \alpha_P = 10.6, N_P : \text{先端 N 値}$$

$$f_i = \alpha_{f_i} N_i, \alpha_f = 0.412(\text{砂質土}), 1.577(\text{粘性土}), N_i : \text{周面 N 値}$$

周面および杭頭支持力比の基本統計量を表 2.4、周面摩擦力および杭頭における極限支持力の実測値と計算値の相関関係を図 2.13 に示す。

いずれの支持力比の平均値も概ね 1 であり、支持力式は平均的には良く実測値を推定しようと考えてよい。しかし、周面支持力比  $P_F$  の変動係数は 36%、周面摩擦力に先端支持力を加えた杭頭での極限支持力で比較した、杭頭支持力比  $P_u$  の変動係数はほぼ 30% とばらつきが大きい。これが N 値を用いた支持力式による一般的な支持力の推定精度と考えることができる。

図 2.14 にそれぞれの対数正規分布の場合の支持力比のヒストグラムを示した。

周面支持力比および杭頭支持力比の分布形は危険率 5% で正規分布、対数正規分布のいずれにも適合する。なお、先端支持力に関する支持力比の基本統計量と適合度の判定結果は杭先端の支持力係数  $\alpha_P$  のそれと全く同じである。

表 2.4: 支持力比の基本統計量

		データ数	平均値	標準偏差	変動係数
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

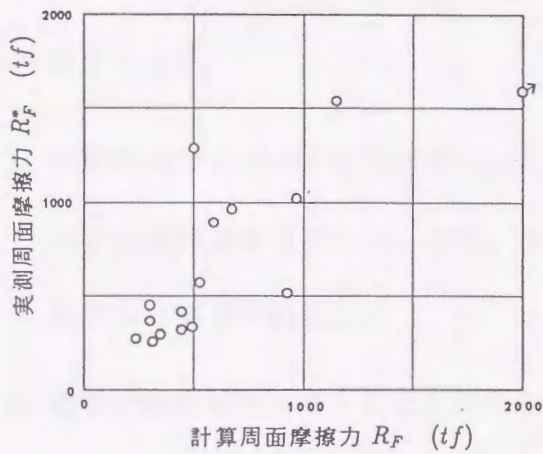


図 2.13: (a) 周面摩擦力の実測値と計算値の関係

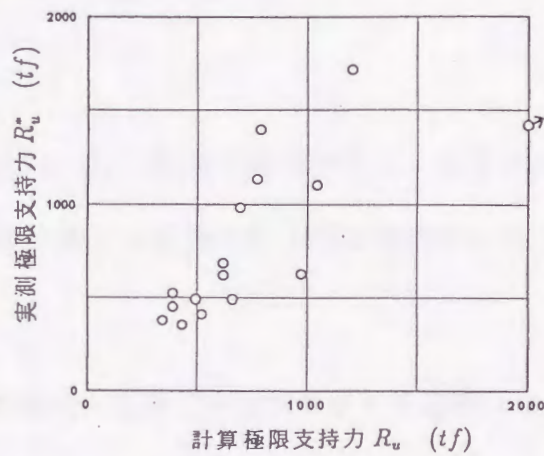


図 2.13: (b) 極限支持力の実測値と計算値の関係

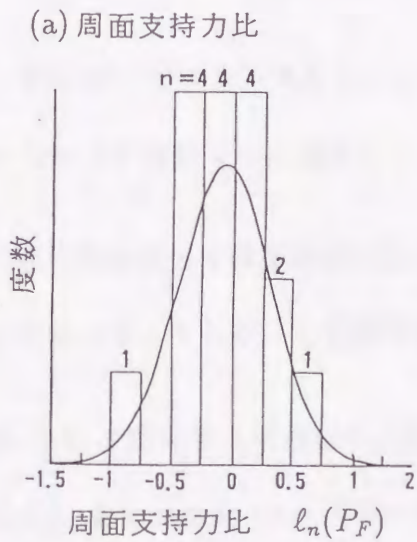


図 2.14: (a)  $l_n(P_F)$  のヒストグラムと確率密度関数

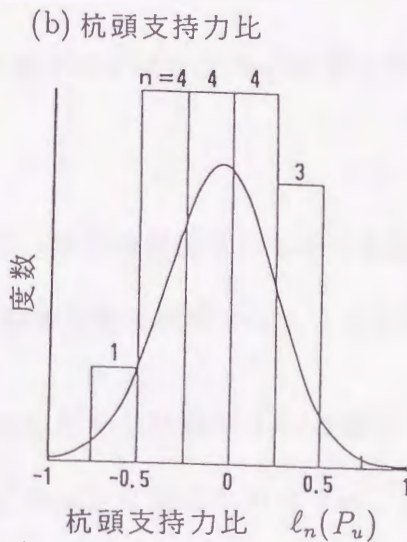


図 2.14: (b)  $l_n(P_u)$  のヒストグラムと確率密度関数

## 2.4 結論

杭の支持力を確率論的に評価するための場所打ち杭の支持力評価法に関する基本的な考え方を述べ、N値を用いた支持力式における不確定要因とその特性を明らかにした。主要な結論は以下のとおりである。

- (1) 既往の載荷試験データに基づく場所打ち杭の支持力・沈下特性から、次の事項が明らかになった。
  - 1) 杭頭における荷重—沈下関係は、 $P_o/R_u - S_o/D$ 関係で整理すると、支持形式による有意差はみられない。また、極限支持力は杭径の約10%に相当する沈下が生ずると発揮される。
  - 2) 通常の載荷試験結果からは支持杭と摩擦杭の支持力安全率を変える必要はない。
  - 3) 長期載荷試験結果によれば、軟弱粘性土地盤中の摩擦杭であっても過圧密地盤に根入れされておれば、許容支持力レベルの荷重では長期載荷期間中の杭頭沈下と支持力度の変化はほとんど問題とならない。
- (2) N値を用いた支持力式における杭支持力評価上の不確定性は、地盤物性値(N値)と支持力係数の2つの要因による。
- (3) 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可能となる。
- (4) 式(2.6)で定義する杭周面の支持力係数、 $\alpha_f$ の平均値は概ね0.4(砂質土)、1.6(粘性土)、変動係数は60~70%の範囲にある。摩擦杭に着目したときの、式(2.8)で定義する杭先端の支持力係数 $\alpha_p$ は、先端土質によらず平均値は概ね10、変動係数は54%程度である。 $\alpha_f$ 、 $\alpha_p$ の分布形は危険率5%で正規分布と対数正規分布のいづ

れにも適合する。

また、これらの支持力係数値を用いた極限支持力の推定精度を支持力比で表わした場合、平均値は概ね 1 であるが、変動係数は 30%程度とばらつきが大きい。したがって、推定精度を高めるためには載荷試験の併用が不可欠である。

## 参考文献

- 1) 烏野清・麻生稔彦・堤一・松井謙二：場所打ち杭の支持力推定に関する動的試験と解析法, 土木学会論文集 第 430 号/III-15, pp. 39~48, 1991.
- 2) 土質工学会編：クイの鉛直載荷試験基準・同解説, pp. 76~83, 1972.
- 3) 宇都一馬・冬木衛・桜井学：杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工, Vol. 10, No. 9, pp. 21~30, 1982.
- 4) 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, 第 418 号/III-13, pp. 257 ~266, 1990.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp. 276~ 283, 1990.
- 6) 篠原正司・岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二：Safety Analysis on the Vertical Bearing Capacity of Piles, 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, 1986.
- 7) 宇都一馬・岡原美知夫・池田憲二・前田良刀・松井謙二：摩擦杭の支持力特性と信頼性, 第 32 回土質工学シンポジウム論文集—支持杭に頼らない基礎工法—, pp. 17~22, 土質工学会, 昭和 62 年.
- 8) 土質工学会編：杭基礎の設計法とその解説, pp. 251~391, 昭和 60 年.

- 9) Vesic, A. S. : Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, pp. 12~ 15, 1977.
- 10) Burland, J. F. : Shaft Friction of Piles in Clay—A Simple Fundamental Approach, Ground Eng. , Vol. 6, No. 3, pp. 30~42, 1973.
- 11) Vijayvergiya, V. N. and Focht, J. A. : A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay, Proceedings of 4th Annual Offshore Tech. Conf. Huston, Vol. 2, pp. 865~874, 1972.
- 12) 例えば、岸田英明・高野昭信：大口径杭の鉛直極限支持力, 土と基礎, Vol. 28, No. 11, pp. 13~20, 1980.
- 13) 松尾稔：地盤工学 信頼性設計の理念と実際, pp. 1~5, 技報堂, 1984.
- 14) 岩崎恒明：標準貫入試験の試験法に関する問題, 基礎工, Vol. 18, No. 3, pp. 40~48, 1990.
- 15) 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「土質データのばらつきと設計」, pp. 75~84, 1987.
- 16) Vanmarcke, E. H. : Probabilistic Modeling of Soil Profiles, ASCE, Vol. 103, No. GT11, pp. 1227~1246, 1977.
- 17) 正垣孝晴・日下部治：2. 地盤データのばらつきの原因と一次処理, 土と基礎, Vol. 35, No. 1, 講座「土質データのばらつきと設計」, pp. 73 ~81, 1987.
- 18) 竹中準之介・西垣好彦：標準貫入試験に関する基礎的研究 (III), 第 9 回土質工学研究発表会講演集, pp. 13~16, 昭和 49 年 6 月.



- 19) 竹中準之介：6. N値と土質特性(その1), N値およびcと $\phi$ の考え方, pp. 3~45, 土質工学会, 昭和51年3月.
- 20) 関東地質調査業協会技術委員会：標準貫入試験の打撃法に関する比較実験, 土と基礎, Vol. 24, No. 4, pp. 75~65, 1976.
- 21) 吉見吉昭・時松孝次・大岡弘：コーンプリー法とトンビ法による標準貫入試験N値の比較, 第18回土質工学研究発表会講演集, pp. 47~48, 昭和58年6月.
- 22) 大岡弘：コーンプリー法とトンビ法による標準貫入試験N値の比較(洪積砂層の場合), 第19回土質工学研究発表会講演集, pp. 117~118, 昭和59年6月.
- 23) 藤田圭一・今村芳徳・三嶋泰雄：N値の精度に関する一考察, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp. 85~86, 昭和63年6月.
- 24) 藤田圭一：N値の解釈と適用, 基礎工, Vol. 18, No. 3, pp. 19~29, 1990.
- 25) (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. 9~17, 平成2年2月.
- 26) 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室：構造物基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料第2528号, 昭和63年1月.

## 第 3 章

# N 値の空間分布の推定法

### 3.1 概説

高架橋基礎としての摩擦杭の合理的な杭の根入れ位置の選定や、各基礎の杭支持力の推定のためには建設地域全体の地盤特性、すなわち面としての地盤物性値の空間分布をより正確に把握することが重要である。しかし、地盤特性をより精度よく把握することと、より経済的に地盤調査を行うことはトレードオフの関係にある。スパン（橋脚間隔）が一般橋梁に比べて短く、かつ橋長が長い高架橋では、全基礎において地盤調査を実施することは現実的には難しい。したがって、限られた地盤調査から地盤物性値の空間分布を推定することが必要になってくる。また、後述するように、この推定を決定論的に行うことは適当でなく、確率論的アプローチにより推定誤差を考慮する必要がある。

地盤工学の分野においては 1960 年代から地盤物性値に関するデータの収集や統計的性質の研究が進められており、当初地盤物性値の不確定性は確率変数として主に平均値と分散で表わされてきた。しかし、これだけでは地盤物性値の場所による変動、すなわち空間分布を表現できないため、近年に至り確率場や標本場の概念が導入されてきた。確率場の概念は母集団を想定したものであって、不特定多数の地盤を対象としたときは適当である。一方、サイトが特定された場合には確率場の一つの実現事象である標本場が存在するところから、物性値の空間分布の推定には標本場の概念を導入

することが適している。この標本場の推定法としてクリギング (Kriging) と呼ばれる手法がある。この手法は標本点での推定値が標本値となる推定法であり、推定に伴う誤差を確率論的に取扱うことができる。本研究ではクリギングによる推定誤差を地盤物性値の空間分布の不確定性とみなし、杭の支持力推定のための地盤物性値の空間分布の推定を行うものである。また、地盤物性値の空間分布を考慮した安全係数の提案のためには、この不確定性を地盤の統計的性質や標本点から推定点までの距離などの関数として定式化する必要がある。

本章では、まず 3.2 節において物性値の確率モデルについて論じ、次いで地盤物性値のデータ処理の方法について述べる。物性値を確率論的に取扱うためには地盤固有のばらつきに限定することが必要がある。しかし、測定値の不確定性には地盤固有のばらつきだけでなく、調査・試験に係わる人為的誤差も含まれているので、測定値からこの人為的誤差を除き、地盤固有のばらつきに基づく統計量を求める作業が必要となる。この一連の作業をデータ処理という。

地盤物性値のデータ処理は一次処理と二次処理に区分される。一次処理は測定値から人間の関与によって発生するばらつきを除く作業をいい、二次処理は地盤固有のばらつきに基づき確率論を展開するために必要な地盤データの統計的性質の推定や検定を行う作業をいう。ここでは地盤物性値として  $N$  値を対象とした場合のデータ処理の方法について述べる。また、地盤物性値の空間分布を推定するためには物性値の統計的性質として平均値、分散のほか自己相関係数を必要とするが、各々のサイトにおいて自己相関係数を推定することはデータ数の制約から難しい場合が多い。このため、あらかじめ一般的な地盤の自己相関係数の特性を把握しておくことは意義がある。ここでは種々の地盤種別の自己相関係数を調査し、その特性を明らかにする。

3.3 節では洪積砂質地盤を対象として、クリギングによる手法を用いて  $N$  値の空間分布を、推定値  $\pm 1\sigma$  ( $\sigma$ : 標準偏差に相当する推定誤差) の精度で推定可能であることを

検証し、本手法の有効性を明らかにする。あわせて4地点におけるクリギングによる解析結果に基づき簡略的な空間分布の推定法の定式化を試み、クリギングによる解と比較して実用上十分な精度を有していることを確認する。

3.4節では地盤調査の最適な間隔について考察する。杭支持力の不確定性は支持力係数と当該地盤の物性値の2つに大きく依存する。地盤物性値の不確定性だけを減少させても支持力式の精度が不十分であれば、杭支持力の不確定性の低減にはさほど効果がない。したがって、地盤調査の最適な間隔は適用する支持力式の不確定性との関連で論じる必要があり、ここではこの点に着目して考案する。

3.5節において、本章で述べた成果を要約する。

## 3.2 N値の統計的処理法

### (1) 物性値の確率モデル

図 3.1(a)<sup>1)</sup>に水平方向一次元における地盤物性値の空間分布の概念図を示す。この図において、横軸は水平方向の距離を表わし、縦軸は砂層における杭先端位置のN値の大きさを表わすものとする。図中の○印は標準貫入試験から得られたN値データ(標本値)を意味し、実線は真のN値の空間分布を示したものである。なお、ここでは、N値測定に係わる人為的誤差はないものとし、連続量であらわされるN値の空間分布は全て地盤固有のばらつきによるものとする。

ここでは、高架橋基礎としての杭の先端支持力を評価するための杭先端位置でのN値を推定する場合のことを考える。高架橋の全基礎にわたって○印で示される地盤調査が実施されていれば、実線で示されるN値の分布を予測する必要はない。しかし、実際には高架橋のような面的に広がりをもつ構造物の場合、すべての基礎で土質調査・試験が行われることはまれである。そこで、限られた地盤調査からN値を推定するこ

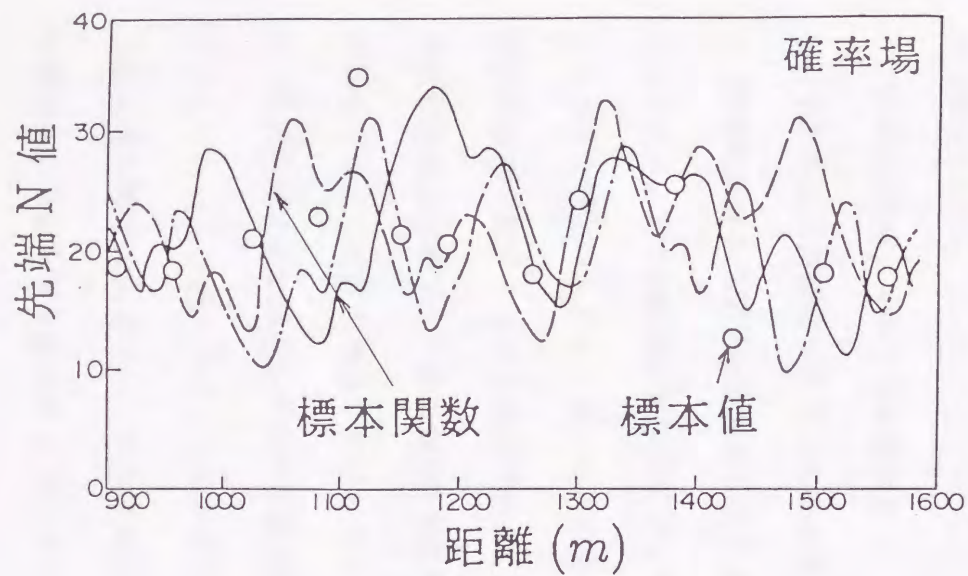


図 3.1:(c) 確率場<sup>1)</sup>

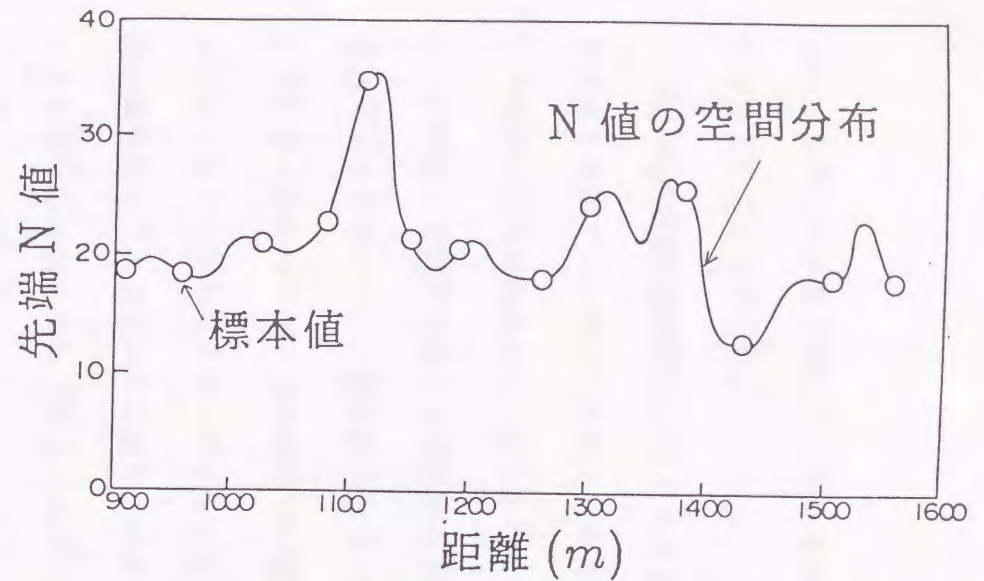


図 3.1: (a) 杭先端 N 値の空間分布の概念図<sup>1)</sup>

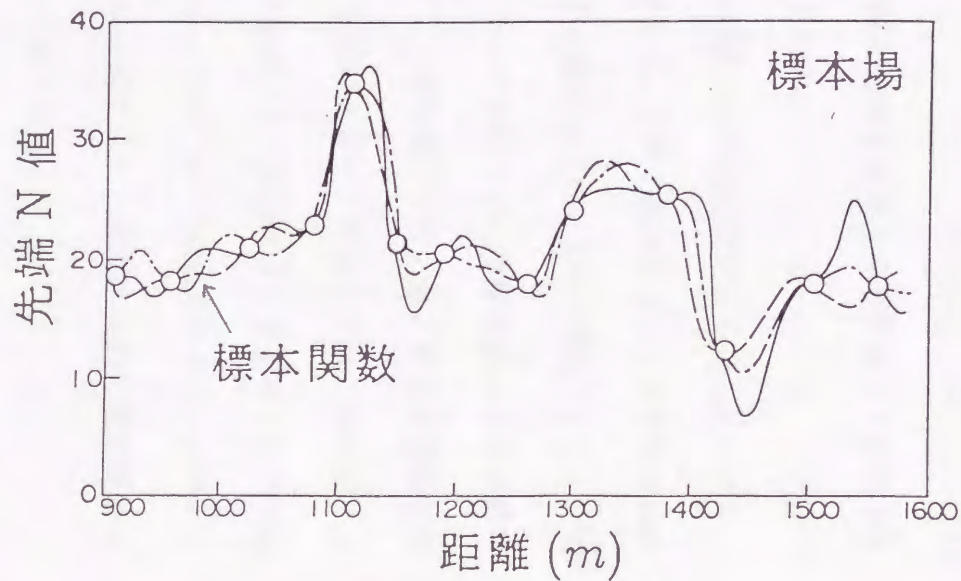


図 3.1:(d) 標本場<sup>1)</sup>

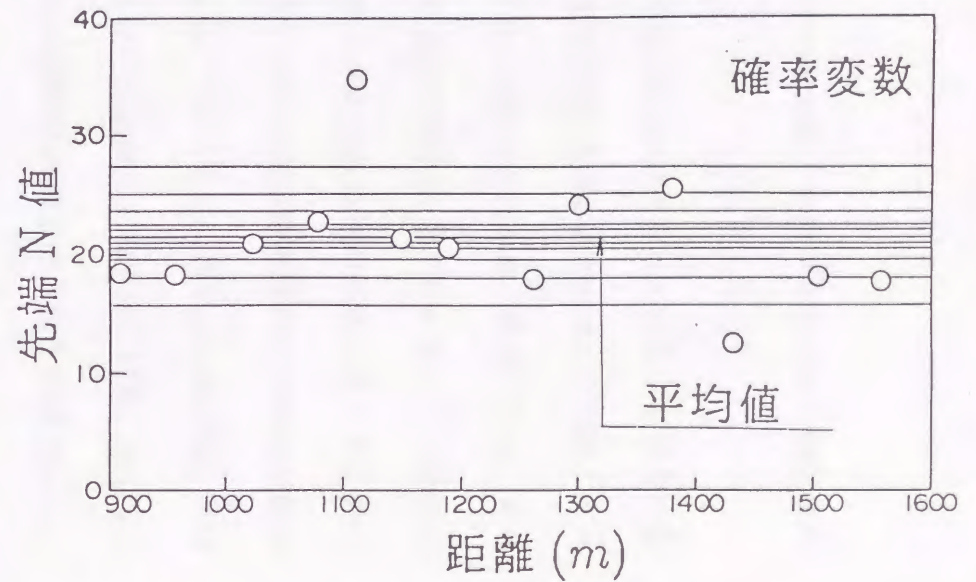


図 3.1: (b) 確率変数<sup>1)</sup>

とになるが、N 値は空間的なばらつきを有しているものであるから、これを確定値として定めることは難しい。

現行の許容応力度設計法のような決定論的設計法においては、このようにばらつきを有する地盤データに対しては、次のような考え方<sup>2)</sup>が適用されている。1つは、データの平均値を採用する方法、2つはデータの最小値を選択する方法、他の1つは、データの平均値、分散を考慮して設計値を設定する方法である。コンサルタントの設計技術者に対するアンケート調査によれば、地盤データのばらつきの処理に関して、データが多数の場合は8割の技術者が平均値を、またデータが少数の場合は6割弱が最小値を設計値として設定すると答えている<sup>3)</sup>。また、フィルダムの例では、設計値=平均値-標準偏差/2と規定されており、その不確定性を設計値に反映させている。しかし、いずれの方法を用いても、図 3.1(a) 示すような地盤物性値の空間分布を考慮することはできない。

図 3.1(b)<sup>1)</sup>は、N 値を確率変数とし、平均値と分散を考慮して解析を行うものであり、上記の現行設計法の延長上にある考え方である。

地盤物性値の空間分布を考慮しようとする研究は、考え方を大きく2つに分けることができる。1つは確率過程論に基づく方法であり、ある1点のばらつきは空間全体のばらつきに等しいとするエルゴード性を仮定する確率場(エルゴード過程)として、地盤物性値の空間分布を扱う方法である。エルゴード仮説では、地盤調査による地盤物性値の空間分布を1つの標本場(標本関数)とし、平均値、分散、および2地点間の相関特性によって統計的性質があらわされる。この考え方によれば、これら平均値、分散、自己相関係数で規定される確率場全体を母集団として定義する。例えば、図 3.1(a) に示した N 値の空間分布を1次元の標本関数として扱うと、再合成されたエルゴード過程の標本関数は図 3.1(c)<sup>1)</sup> の曲線の例に示すものとなり、再合成された標本関数は地盤調査から得られた標本値(○印)を必ずしも通らない。

他の1つは、図 3.1(d)<sup>1)</sup>の曲線の例に示すように空間分布を確率場の1つの実現事象である標本場とする考え方である。すなわち、得られた標本値より唯一の空間分布を推定するクリギングとして知られている内挿法は、標本点での推定値が標本値となる推定法であり、空間分布の推定誤差を N 値の不確定性として確率論的に取り扱うことができる。

地盤工学の分野における既往の研究として、クリギングによる手法を Christakos (1985)<sup>4)</sup>, 上田ら (1986)<sup>5)</sup>, 本城ら (1987)<sup>6)</sup>は沈下量の平面的分布予測に用い、本城・松永 (1987)<sup>7)</sup>は土の締固め施工管理に利用している。また、鈴木・石井 (1988)<sup>8)</sup>は確率有限要素法に本手法の適用を試み、土質調査された地盤に対しては従来の確率場によるそれに比べて、クリギングを用いた確率有限要素法が適していることを明らかにしている。

確率場の概念は母集団を想定したものであるため不特定多数の地盤を対象とした場合は適当である。しかし、サイトが特定され、当該地盤に固有の物性値の空間分布を想定する場合は、標本場の概念を導入する方が適している。なお、標本場は確率場に属する一つの標本であるところから、標本場を扱う場合にも確率場の仮定を満足する必要がある。

## (2) 一次処理と二次処理

地盤データの処理の目的は、地盤データのばらつきを考慮した設計を行う場合、地盤データの測定値から調査・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確率論を展開するための地盤物性値の統計的性質を求めるものである。松尾ら (1986)<sup>2)</sup>は前者を一次処理、後者を二次処理と区別し、前者の重要性を指摘している。

## 1) N 値の一次処理

地盤物性値のばらつきの要因は、前に述べたように (a) 地盤固有のばらつき、(b) 調査・試験に伴う人為的誤差、および (c) 地盤情報の不足の 3 つに分類することができる<sup>9)</sup>。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。このため一次処理の重要性にもかかわらず、N 値の一次処理は粘性土地盤における一軸圧縮強度  $q_u$  などのそれに比べて立遅れているのが実情である。

日下部・正垣 (1987)<sup>10)</sup>は N 値の一次処理の例として、(i) 打撃エネルギーの補正、(ii) ロッド長の補正、および (iii) 上載圧の補正の 3 つを挙げ、このうち補正量が大きい (i) と (iii) を用いた実測 N 値データの補正の例を示している。しかし、N 値の評価において、このような補正の方法が確立し広く適用されているとはいえない。このような現状では、N 値の一次処理として上記の処理を適用することは難しい。(i)、(iii) の補正を無視すれば、N 値は真値に対して低く評価される。したがって、本研究ではこれらの要因の処理は隠された安全度として保留する。

現地調査法研究委員会報告<sup>11)</sup>によれば、現在行われている N 値の補正法としては (a) 深度に応じたロッド長の補正、(b) N 値 15 以上の細砂層での補正、(c) れき層での補正、および (d) 地層の変化の 4 つが主なものとされている。これらが全て先に定義した一次処理の対象となるものではないが、(a) ~ (c) は地盤の評価を過大視する傾向にあるものである。特に (c) は、N 値と  $N_{do}$  (標準貫入試験と同じエネルギー密度で、30cm 貫入するのに必要な大型貫入試験の打撃回数) の比率からみた深さおよびれき径の N 値に及ぼす影響調査によれば、れき層の N 値の信頼性は劣るとされている<sup>12)</sup>。仮にそれが地盤固有の N 値であったとしても支持力問題上、地盤の強度としてそのまま



評価することはできない。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处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 値データは排除する工夫が必要である。本研究ではこの異常値の検定および除去の措置を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<sup>13)</sup>を援用する。この方法はデータ群を正規分布と仮定し、危険率  $\alpha$  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。

Grubbs の方法の概略は次の通りである。まず、N 値データを順序統計量として次のように並べ換える。

$$N_1 \leq N_2 \leq N_3 \leq \dots N_i \dots \leq N_{n-1} \leq N_n \quad (3.1)$$

ここに、 $N_i$  は  $i$  番目の大きさの N 値を表わし、全データ数は  $n$  である。異常値として疑わしい値が最大値  $N_n$  であるとき、

$$T_n = \frac{N_n - \bar{N}}{\sigma_N} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \bar{N} &= \frac{\sum N_i}{n} : \text{N 値データ群の平均値} \\ \sigma_N &= \sqrt{\frac{\sum (N_i - \bar{N})^2}{n-1}} : \text{N 値データ群の標準偏差} \end{aligned}$$

式 (3.2) で定義される  $T_n$  が表 3.1 の棄却限界値以上ならば  $N_n$  は危険率  $\alpha$  で除去することができる。

一次処理としての異常値の検定および除去は本方法を準用して、 $N_n$  が異常値として除去された場合、残りの N 値データ群で同様の検定を行い、最終的に除去される N

表 3.1: 棄却限界表 (上側確率  $\alpha = 0.05$ )<sup>13)</sup>

データ数 $n$	棄却限界	データ数 $n$	棄却限界	データ数 $n$	棄却限界	データ数 $n$	棄却限界
6	1.822	19	2.532	32	2.773	45	2.914
7	1.938	20	2.557	33	2.786	46	2.923
8	2.032	21	2.580	34	2.799	47	2.931
9	2.110	22	2.603	35	2.811	48	2.940
10	2.176	23	2.624	36	2.823	49	2.948
11	2.234	24	2.644	37	2.835	50	2.956
12	2.285	25	2.663	38	2.846	60	3.025
13	2.331	26	2.681	39	2.857	70	3.082
14	2.371	27	2.698	40	2.866	80	3.130
15	2.409	28	2.714	41	2.877	90	3.171
16	2.443	29	2.730	42	2.887	100	3.207
17	2.475	30	2.745	43	2.896		
18	2.504	31	2.759	44	2.905		

値データがなくなるまでこの作業を繰り返す。このような作業を通じて除去された  $N$  値データが危険率  $\alpha$  で判定された異常値ということになる。危険率  $\alpha$  は、このような検定のさい一般的に用いられる 5% とすればよい。

## 2) $N$ 値の二次処理

二次処理は測定  $N$  値データから異常値の検定と除去の一次処理を行ったあと、地盤物性値の確率モデルに応じて  $N$  値データの各種統計的性質の推定や検定を行うものである。

(1) で述べたように、本研究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考慮するものであり、地盤物性値の統計的性質は平均値、分散および自己相関係数で表現される。

地盤物性値の空間分布を考慮できる確率モデルは確率場 (標本場はその 1 つの実現事象) で表わされるが、これは座標軸が時間の確率過程と同じ概念によるものである。時間軸  $t$  に沿って確率的に変動する現象では、その実現値はある時間関数  $x(t)$  として観測される。パラメータ  $t$  を含む確率変数  $X(t)$  で記述される現象 (または  $X(t)$  そのもの) が確率過程と呼ばれるものである<sup>14)</sup>。この時間軸  $t$  の代わりに空間軸  $x$ , 時間関数  $X(t)$  に代えて  $Z(x)$  なる関数で物性値の空間分布を表現したものが、ここでいう確率

場の概念である。確率場  $Z(x)$  の確率密度関数は確率変数  $Z$  がとる値  $z$  の関数であると同時に、空間  $x$  にも依存しているところから取扱いは非常に複雑になる。そこで、確率的な性質が場所とともに変化しない定常性の仮定を導入すると、確率場のパラメータは  $x$  に依存しなくなり、次式で与えられる。

$$\text{平均値} : E\{Z(x)\} = \mu_z \quad (3.3)$$

$$\text{分散} : E\{[Z(x) - \mu_z]^2\} = \sigma_z^2 \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned} \text{共分散関数} : & \text{Cov}(Z(x), Z(x + \Delta x)) \\ & = E[(Z(x) - \mu_z)(Z(x + \Delta x) - \mu_z)] = \phi_z(\Delta x) \end{aligned} \quad (3.5)$$

共分散関数  $\phi_z(\Delta x)$  は  $\Delta x$  だけ離れた 2 地点における  $Z(x)$  の値の間の相関度を表わす。ここで、 $\Delta x = 0$  とおくと、 $\phi_z(\Delta x)$  は  $Z(x)$  の分散を表わす。自己相関係数  $\rho_z(\Delta x)$  は共分散関数を  $Z(x)$  の分散で基準化したもので次式で表わされる。

$$\text{自己相関係数} : \rho_z(\Delta x) = \frac{\phi_z(\Delta x)}{\phi_z(0)} = \frac{\phi_z(\Delta x)}{\sigma_z^2} \quad (3.6)$$

自己相関係数  $\rho(\Delta x)$  (以下、添字  $z$  は省略する) は共分散関数と同様に、 $\Delta x$  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、 $\pm 1$  は 100% の正または負の相関を、 $0$  は完全無相関を意味する。

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、式 (3.7)、(3.8) などの指数関数が提案されている<sup>15)</sup>。

$$\rho(\Delta x) = \exp\left(-\frac{\Delta x}{a}\right) \quad (3.7)$$

$$\rho(\Delta x) = \exp\left\{-\left(\frac{\Delta x}{a}\right)^2\right\} \quad (3.8)$$

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  $0.368 (= e^{-1})$  となる距離を表している。式 (3.7) を用いて、Matsuo and Asaoka (1977)<sup>16)</sup> は沖積粘土の非排水強度  $c_u$  の深さ方向の特性を、また Alonso and Krizek (1975)<sup>17)</sup> はコーン指数  $q_c$  の深さ方向の特性を表現している。式 (3.8) は、Tang (1979)<sup>18)</sup> が北海海底地盤の水平方向のコーン指数  $q_c$  分布に適用している。

自己相関係数の二次元モデルとしては、式 (3.9)、(3.10)<sup>9)</sup> が提案されている。

$$\rho(\Delta x, \Delta y) = \exp \left[ - \left\{ \left( \frac{\Delta x}{a} \right)^2 + \left( \frac{\Delta y}{b} \right)^2 \right\} \right] \quad (3.9)$$

$$\rho(\Delta x, \Delta y) = \exp \left[ - \left\{ \left( \frac{\Delta x}{a} \right)^2 + \left( \frac{\Delta y}{b} \right)^2 \right\}^{1/2} \right] \quad (3.10)$$

ここに、 $a, b$  は  $x$  方向、 $y$  方向のパラメータであり、 $\Delta x, \Delta y$  は  $x$  方向、 $y$  方向の 2 地点間の距離

地盤の形成は、同一年代に水平方向に堆積し、深さ方向の堆積は地質年代的時間を要することから、地盤物性値は深さ方向に比べ水平方向に長い範囲にわたり類似の性質をもつ。式 (3.10) のパラメータ  $a$  または  $b$  であらわされる相関距離も、一般的に深さ方向  $b$  が数  $m$  程度と短いのに対して、水平方向  $a$  は数  $10m$  から数  $100m$  と相当に長いといわれている<sup>19)</sup>。

### 3) N 値の自己相関係数

前にも述べたように、地盤物性値の空間分布を推定するためには物性値の平均値、分散のほか自己相関係数を必要とする。物性値の基本統計量と同様に、自己相関係数も個々のサイトでそのつど求めるのが原則であるが、多数の標本数を必要とするところから難しいことが多い。特に N 値の場合、深さ方向には  $1m$  ピッチに N 値が計測されているところから問題は少ないが、水平方向の地盤調査は等間隔な位置で実施され

表 3.2: N 値データの基本統計量とパラメータ

地区	地層*	STEP	基本統計量			平均間隔	パラメータ (m)	
			データ数	平均値 $N$	変動係数 $V_N$	$\Delta L(m)$	水平 a	深さ b
O	$D_t$	1	64	23.2	0.445	209	59.6	4.2
		2	136	19.8	0.462	104	43.4	3.7
		3	261	22.0	0.415	52.2	21.5	4.5
		4	444	21.2	0.390	31.1	19.5	3.4
O	$D_s$	1	68	31.8	0.508	209	77.5	1.4
		2	236	30.3	0.510	52.2	26.6	1.5
		3	367	29.9	0.513	31.1	20.3	1.2
H	$T_c$	1	83	9.0	0.292	436	356	4.8
		2	208	8.2	0.387	165	59.6	6.1
H	$A_s$	1	91	7.4	0.569	325	259	0.6
		2	134	8.1	0.556	236	118	1.8
		3	155	8.1	0.543	200	53.1	1.8
Y	$S_t$	1	136	9.9	0.406	408	314	1.4
		2	238	9.7	0.402	209	66.8	1.3

\* $A_s$ : 沖積砂質土,  $D_t, D_s$ : 洪積砂質土  
 $S_t$ : 沖積シルト,  $T_c$ : 洪積粘土

ているとは限らないため標本数が著しく制約される。また、既往の研究による水平方向の自己相関係数は、粘性土地盤の非排水強度  $c_u$  やコーン指数  $q_c$  に関するものが多く、N 値に関しては明らかにされていない。

このような背景から、我国の種々の地盤を対象にして、N 値の水平方向および深さ方向の自己相関係数のパラメータを予め把握しておくことは重要である<sup>20)</sup>。ここでは一次元の相関モデルとして、その適合度から判断して式 (3.7) によることにした。

表 3.2 に各地層の N 値データの基本統計量と式 (3.7) の相関モデルによる水平方向パラメータ  $a$  および深さ方向パラメータ  $b$  を示す。ここで O 地区の  $D_t$  層と  $D_s$  層は九州における洪積砂質土層、H 地区の  $T_c$  層と  $A_s$  層は大阪地盤における洪積粘土と沖積砂質土、Y 地区  $S_t$  層は関東平野の沖積シルト層である。

各地層の N 値データの基本統計量とパラメータは 2 つから 4 つの STEP に分けて求めた。すなわち、地盤調査の密度がその地層の N 値の基本統計量やパラメータの推定に及ぼす影響を把握するために、地盤調査地点を 1 次から最大 4 次まで 2~4 段階に区別した。この調査段階を STEP といい、各 STEP での調査地点はできるだけ水平方

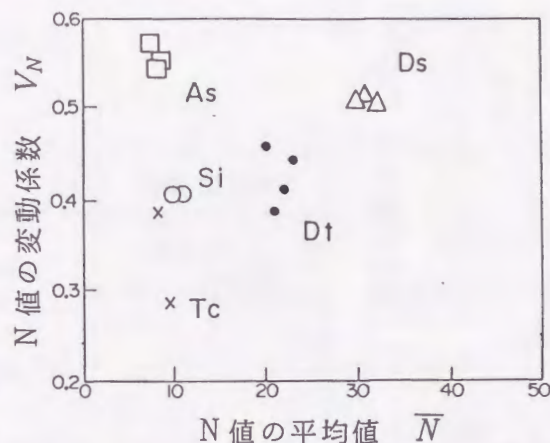


図 3.2: 各 STEP の N 値の平均値と変動係数の変化

向の間隔が同じになるように工夫した。調査は水平方向にランダムに実施されているので、ここでいう間隔とは各調査地点間の距離の平均値である。なお、これらの N 値データは前記した要領により一次処理としての異常値の検定と除去を行っている。

表 3.2に基づき、各地層、各 STEP の N 値の平均値  $\bar{N}$  と変動係数  $V_N$  の関係を図 3.2 に示す。T<sub>c</sub>層の変動係数に STEP の違いによる多少の相違がみられるが、平均値、変動係数とも概ね STEP による差はみられない。したがって、表 3.2に示された程度のデータ数が得られていれば、地盤調査の密度にかかわらず N 値の平均値とそのばらつきは概ね実態を表しうると判断することができる。

次に水平方向の自己相関係数について考察する。水平方向の自己相関係数は対象とする地層の天端からの同一深度の N 値データを等間隔にサンプリングして求められる。ただし、水平方向の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、一次近似として 2 地点間の距離  $\Delta x$  にある一定の水平方向許容幅をもたせて計算を行う。許容幅はより短い方が望ましいが、あまり短くするとデータ数の制約から解が得られない。ここでは許容幅を  $\Delta x$  に対する比として試算し、解が安定する片側あたり  $\Delta x$  の 10%の値を採用した。図 3.3(a) に O 地区 D<sub>t</sub>層の STEP 2 と 4 における自己相関係数の実測値を細線で、それに最もよく適合する式 (3.7) による指数関数を太線で示す。

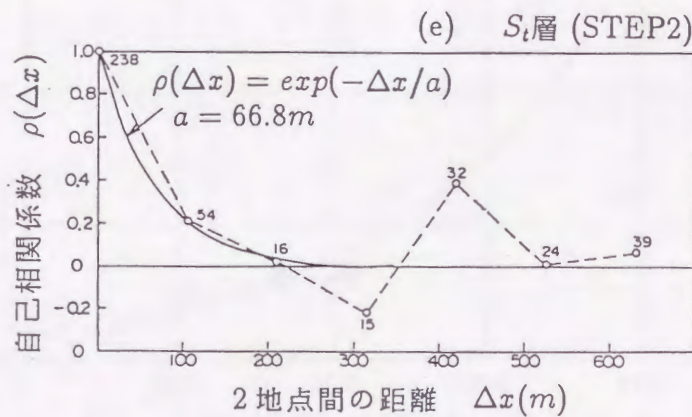
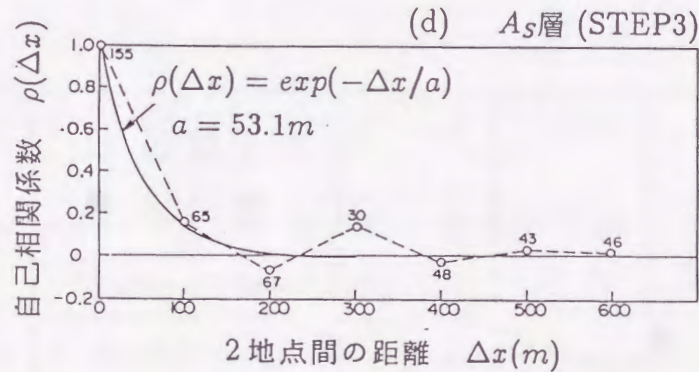
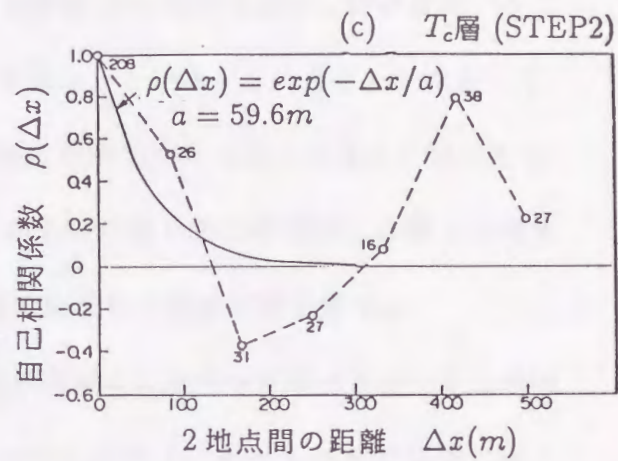
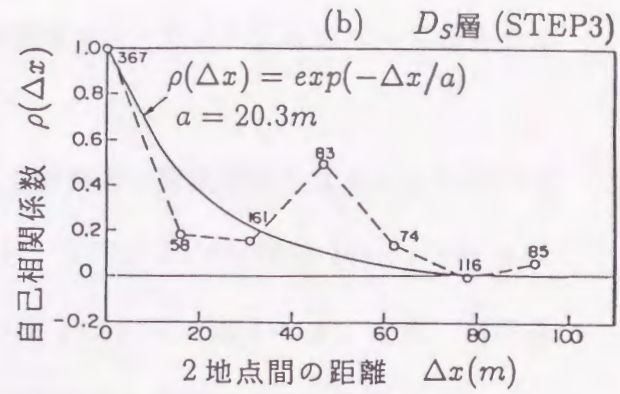
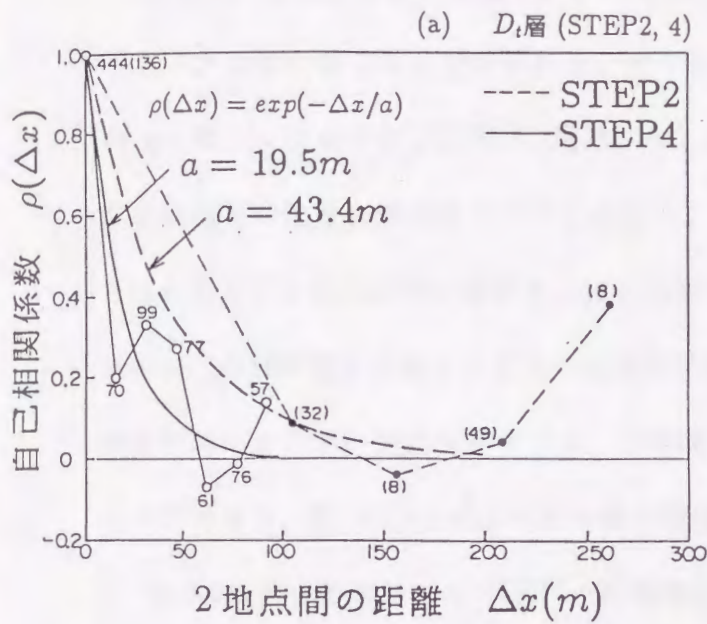


図 3.3: 水平方向自己相関係数

図中の数値は N 値のデータ数を表し、指標関数のフィッティングにあたって重みとして評価している。

図からわかるように、N 値データの場合、地盤調査の間隔が狭くなるにしたがいパラメータ  $a$  は小さくなる傾向がある。すなわち、STEP 2 (平均間隔 104m) では  $a$  は 43.4m であったものが STEP 4 (同 31.1m) では 19.5m まで短くなる。本来、自己相関係数はその地層に固有なものであるから、地盤調査の間隔によって変わるということはそのときの自己相関係数がみかけの値にすぎないということになる。したがって、真の自己相関係数を把握するためには地盤調査の間隔をさらに密にすることが必要で、調査間隔によらず一定値を示すとき、その値がその地層の真の自己相関係数とみなすことができる。図 3.3(b)~(e) にその他の地層の実測値と指数関数を示す。

表 3.2 に示す各地層、各 STEP の地盤調査の間隔  $\Delta L$  と水平方向パラメータ  $a$  の関係を図 3.4 に示す。調査間隔が短くなるにしたがいパラメータ  $a$  も指数関数的に短く

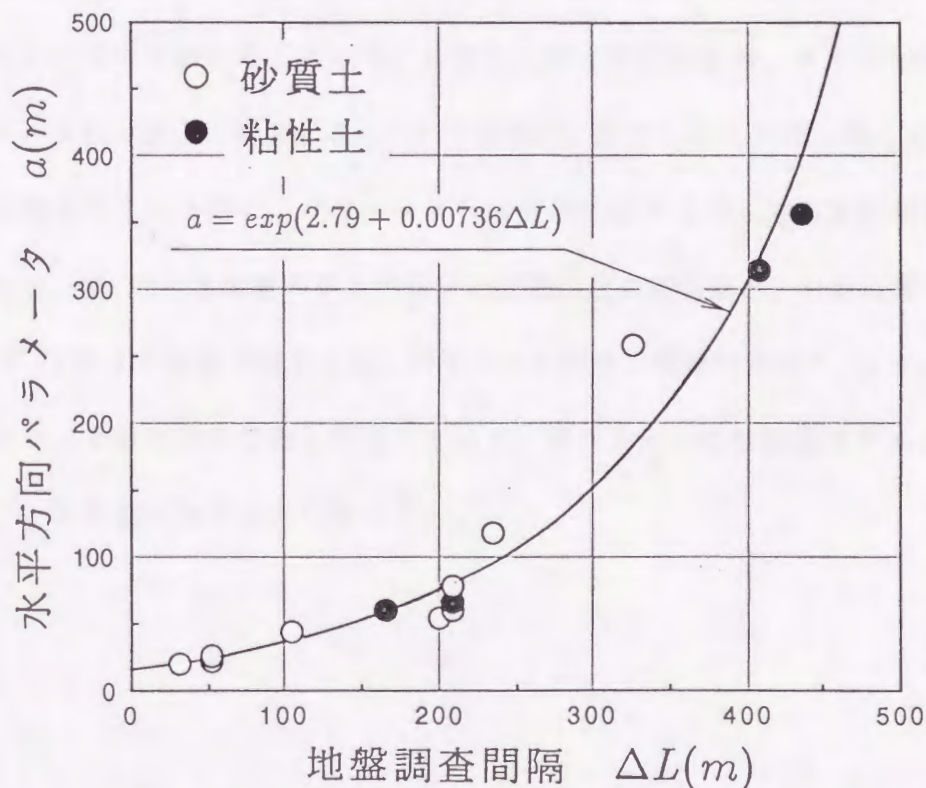


図 3.4: 水平方向パラメータ  $a$  と地盤調査間隔  $\Delta L$  の関係



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とがわかる。この図における  $a-\Delta L$  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、および前章 2.3 で述べた N 値の不確定性に関する既往の研究を勘案するとき、真の水平方向のパラメータ  $a$  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る。

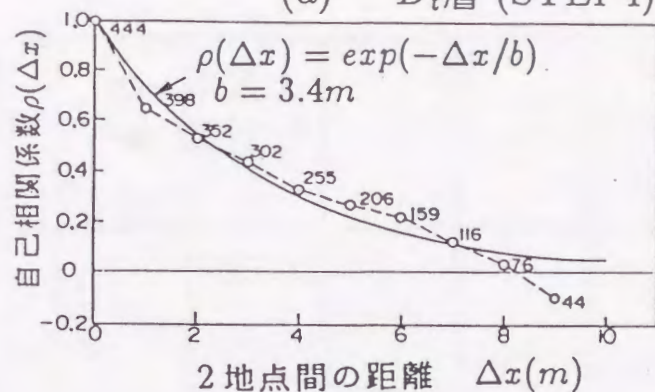
両者の関係は、地盤種別によらず次式で表現できる。

$$a = \exp(2.79 + 0.00736\Delta L) \quad (3.11)$$

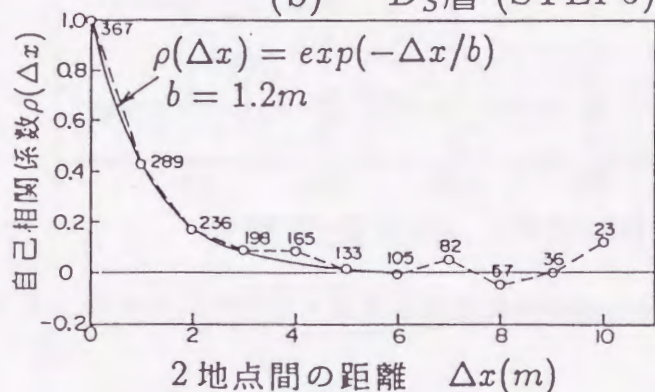
ここで、 $\Delta L$  を 0 とおくと、パラメータ  $a$  としておよそ 15m という値が得られる。この値が N 値の水平方向自己相関係数の真のパラメータであり、他の地盤物性値に比べて著しく短いのが特徴である。また、このように N 値のパラメータ  $a$  はみかけ上、地盤調査間隔の関数になっているところから、各サイトでパラメータを推定する場合にはそのときの調査間隔を考慮して真値を予測する必要がある。

次に深さ方向の自己相関係数について考察する。地盤調査位置の水平方向許容幅は水平方向と同様の取扱いをしている。ただし、深さ方向の場合、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。原則として N 値は深さ方向には 1m ごとに測定されているので、パラメータ  $b$  の評価に係わる深さ方向許容幅を設定する必要はない。図 3.5 に各地層の深さ方向自己相関係数の実測値と、それに最もよく適合する式 (3.7) による指数関数を示す。水平方向と同様、指数関数のフィッティングにあたってはデータ数による重みを考慮している。深さ方向の指数関数モデルは水平方向に比べて、実測値に対する適合度がよい。

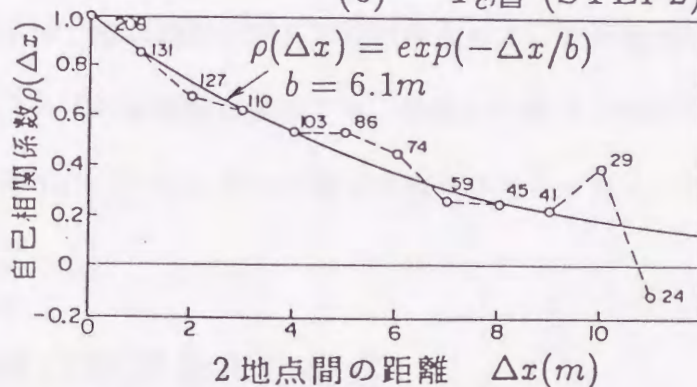
(a)  $D_t$ 層 (STEP4)



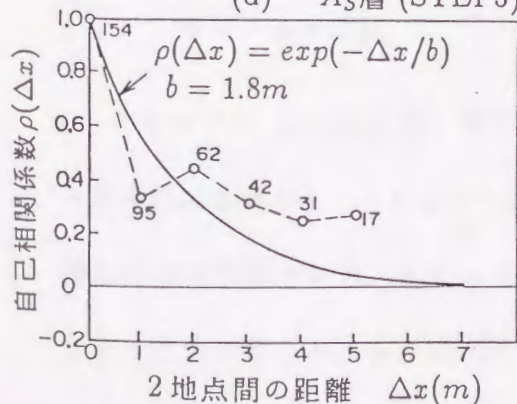
(b)  $D_s$ 層 (STEP3)



(c)  $T_c$ 層 (STEP2)



(d)  $A_s$ 層 (STEP3)



(e)  $S_t$ 層 (STEP2)

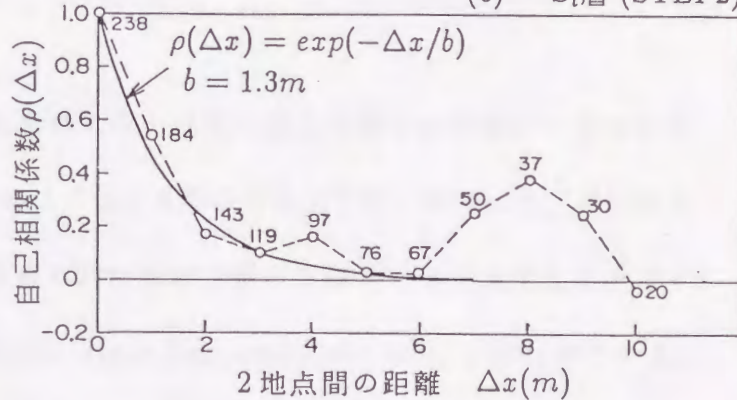


図 3.5: 深さ方向自己相関係数

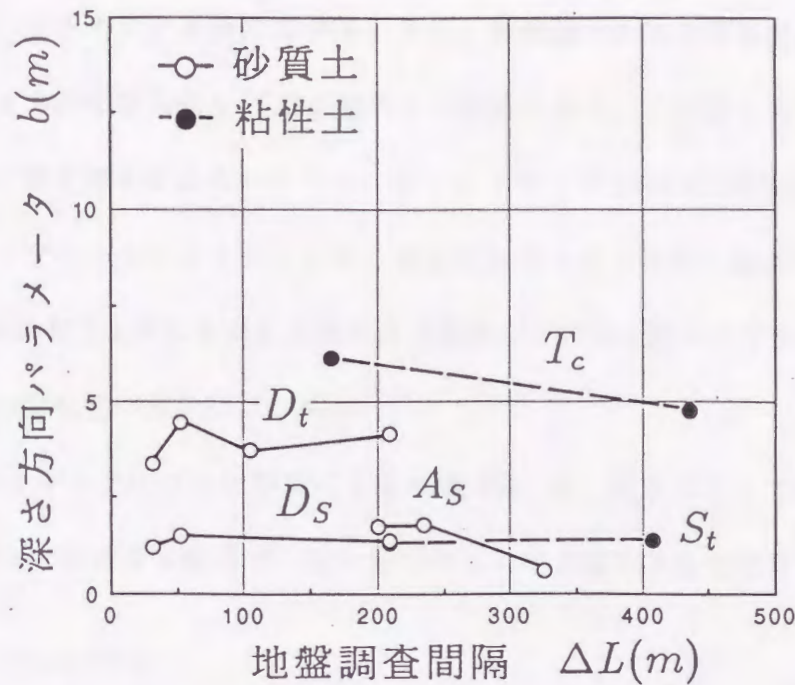


図 3.6: 深さ方向パラメータ  $b$  と地盤調査間隔  $\Delta L$  の関係

図 3.6に地盤調査の間隔 $\Delta L$ と深さ方向パラメータ $b$ の関係を示す。パラメータ $b$ は調査間隔によらず、常に地盤に固有の値が得られる。地盤種別による $b$ の違いは明確でなく、概ね $1 \sim 5m$ の範囲に分布する。従来から指摘されているように、 $N$ 値の場合も、水平方向( $a = 15m$ )に比べて深さ方向パラメータは $1/3$ 以下と短くなっていることがわかる。

### 3.3 $N$ 値の空間分布の推定

#### (1) クリギングの定式化

クリギング (kriging) は、推定量を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ることによって求めようとする手法である<sup>21)</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求めることから、BLUE (Best Linear Unbiased Estimator) と呼ばれている。

杭の先端支持力を算定するための先端  $N$  値は、ある点の推定値であることから、上

記のクリギングをそのまま適用できる。また、各地層での杭の周面摩擦力を算定する際には、深さ方向の平均的な  $N$  値を推定する必要がある。このような場合、領域内の局所平均の考え方をとり入れたブロック・クリギング (block kriging) を用いることができる<sup>22)</sup>。ブロック・クリギングは、ある大きさをもつ領域の局所平均的な推定量であり、重み係数  $\lambda_i$  を求めるための標本点と推定点との共分散マトリックスを算定するときに局所平均を用いる。

さて、クリギングにより内挿を行う標本場  $Z(x)$  を、確定値として与えられるトレンド成分  $m$  と、ランダム成分  $W(x)$  の線形和として表現できると仮定する。

$$Z(x) = m + W(x) \quad (3.12)$$

ここでは、 $x$  は座標を表わすベクトルであり、ランダム成分  $W(x)$  は平均値が 0 となる均質な確率場を考える。

次に、 $N$  個の標本点  $x_i (i = 1, 2, \dots, N)$  において、標本値が  $Z(x_i)$  として与えられていると、任意点の推定量  $\hat{Z}(x)$  は標本値  $Z(x_i)$  の線形和として次のように表わせると仮定する。

$$\hat{Z}(x) = \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(x_i) = \{Z_N\}^T \{\lambda\} \quad (3.13)$$

ここで、 $\{Z_N\}^T = \{Z(x_1), \dots, Z(x_N)\}$ 、 $\{\lambda\}^T = \{\lambda_1, \dots, \lambda_N\}$

式 (3.13) の重み係数  $\lambda_i$  は、推定量  $\hat{Z}(x)$  の不偏性と推定誤差分散  $\sigma_E^2(x)$  の最小化の 2 つの条件を満たす必要がある。

多くの推定値に対して誤差は平均的に 0 となる。

$$E[Z(x) - \hat{Z}(x)] = 0 \quad (3.14)$$

このためには、

$$E[Z(x)] = E[\hat{Z}(x)] = \sum_{i=1}^N \lambda_i E[Z(x_i)] \quad (3.15)$$

となる。すなわち、エルゴード仮説から  $E[Z(x)] = E[\hat{Z}(x)]$  となるため、 $\sum \lambda_i = 1$  を満足する必要がある。また式 (3.12) より、 $\hat{Z}(x)$  の期待値はトレンド成分  $m$  となる。

$$E[\hat{Z}(x)] = m \quad (3.16)$$

推定誤差分散  $\sigma_E^2(x)$  は次のように表現する。

$$\begin{aligned} E[\{Z(x) - \hat{Z}(x)\}^2] &= E[\{m + W(x) - \sum_{i=1}^N \lambda_i (m + W(x_i))\}^2] \\ &= E[\{W(x) - \sum_{i=1}^N \lambda_i W(x_i)\}^2] \\ &= E[W(x)^2] - 2 \sum_{i=1}^N \lambda_i E[W(x_i)W(x)] \\ &\quad + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \lambda_i \lambda_j E[W(x_i)W(x_j)] \\ &= \text{Var}\{W(x)\} - 2 \sum_{i=1}^N \lambda_i \text{Cov}\{W(x_i), W(x)\} \\ &\quad + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \lambda_i \lambda_j \text{Cov}\{W(x_i), W(x_j)\} \end{aligned} \quad (3.17)$$

これより、推定誤差分散を最小とするため最小自乗法を用いる。式 (3.17) をベクトルとマトリックスで表現すると、次のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_E^2(x) &= \min E[\{Z(x) - \hat{Z}(x)\}^2] \\ &= \text{Var}\{W(x)\} - 2\{\lambda\}^T \{k(x)\} + \{\lambda\}^T [K] \{\lambda\} \end{aligned} \quad (3.18)$$

ここで、 $\{k(x)\}$ ,  $[K]$  は以下に示す標本値よりトレンド成分を除いた  $W(x_i)$  から共分散関数を求め、この共分散関数を用いて  $\{k(x)\}$  および  $[K]$  を求める。

$$\{k(x)\} = \begin{bmatrix} \text{Cov}\{W(x), W(x_1)\} \\ \vdots \\ \text{Cov}\{W(x), W(x_N)\} \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} \text{Var}\{W(x_1)\}, & \dots, & \text{Cov}\{W(x_1), W(x_N)\} \\ \vdots & & \vdots \\ \text{Cov}\{W(x_N), W(x_1)\}, & \dots, & \text{Var}\{W(x_N)\} \end{bmatrix}$$

さて、 $\sigma_E^2(x)$ を求めるためには、 $\sum \lambda_i = 1$ 条件下で式(3.18)を最小としないければならぬ。そこで、ラグランジェの未定係数法を用いて、重み係数 $\{\lambda\}$ を求める。ラグランジェ乗数を $\mu$ とすると、式(3.18)は次のようになる。

$$\text{Var}\{W(x)\} - 2\{\lambda\}^T\{k(x)\} + \{\lambda\}^T[K]\{\lambda\} + 2\mu(1 - \{\lambda\}^T\{1\}) \quad (3.19)$$

ここで、 $\{1\}$ は $\{1, 1, \dots, 1\}$ のベクトルを表す。式(3.19)が極小値をとるためには、 $\{\lambda\}$ で微分して0となる必要がある。

$$-2\{k(x)\} + 2[K]\{\lambda\} - 2\mu\{1\} = 0$$

$$[K]\{\lambda\} = \{k(x)\} + \mu\{1\} \quad (3.20)$$

次に、式(3.20)を式(3.18)に代入して $\{\lambda\}^T\{k(x)\}$ の項について整理すれば、

$$\sigma_E^2(x) = \text{Var}\{W(x)\} - \{\lambda\}^T\{k(x)\} + \mu \quad (3.21)$$

となる。したがって、 $\{\lambda\}$ と $\mu$ が求まれば、 $\sigma_E^2(x)$ を求めることができる。

さて、計算では、未知数である $\{\lambda\}$ と $\mu$ を統合した新たなベクトル $\{L\}$ を考えると、式(3.20)を次のように表現する。

$$[K']\{L\} = \{M\} \quad (3.22)$$

ここで、マトリックス $[K']$ 、ベクトル $\{L\}$ と $\{M\}$ は次のように与えられる。

$$[K'] = \begin{bmatrix} \text{Var}\{W(x_1)\}, & \dots, & \text{Cov}\{W(x_1), W(x_N)\}, & 1 \\ \vdots & & \vdots & \vdots \\ \text{Cov}\{W(x_N), W(x_1)\}, & \dots, & \text{Var}\{W(x_N)\}, & 1 \\ 1, & \dots, & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\{L\}^T = \{\lambda_1, \dots, \lambda_{N'}, -\mu\}$$

$$\{M\}^T = \{\text{Cov}\{W(x_1), W(x)\}, \dots, \text{Cov}\{W(x_N), W(x)\}, 1\}$$

これより、

$$\{L\} = [K']^{-1}\{M\} \quad (3.23)$$

となり、 $\{\lambda\}$  および  $\mu$  が求められ、これを式 (3.13) と式 (3.21) に代入することにより推定量と推定誤差分散が求められる。

$$\hat{Z}(x) = \{Z_N\}^T \{\lambda\} \quad (3.24)$$

$$\sigma_E^2 = \text{Var}\{W(x)\} - \{L\}^T \{M\} \quad (3.25)$$

ブロック・クリギングは、ある長さの領域に対して局所平均を用いてクリギングを行う推定法である。定式化はクリギングと同様で、式 (3.23)、式 (3.24)、式 (3.25) において、

$$\text{Var}\{W(x)\} \rightarrow \text{Var}\{V\}$$

$$\text{Cov}\{W(x), W(x_i)\} \rightarrow \text{Cov}\{V, W(x_i)\}$$

および

$$\text{Cov}\{W(x), W(x')\} \rightarrow \text{Cov}\{V, V'\}$$

を用いればよい。ここで、 $\text{Var}\{V\}$  は領域  $V$  の局所平均をとった分散であり、 $\text{Cov}\{V, V'\}$  は領域  $V, V'$  で局所平均をとった共分散である。これらは、任意の領域について小領域に分割し、数値積分により求めることができる。また、 $\text{Cov}\{V, W(x_i)\}$  は  $x_i$  点のランダム成分の値と領域  $V$  の共分散である。両者とも、同様の数値積分により求めることができる。これより、式 (3.14)、式 (3.25) は、式 (3.27)、式 (3.28) に書き換えられ、領域  $V$  の推定量  $\hat{Z}_V$  と推定誤差分散および共分散が求められる。

$$\{L\} = [K']^{-1}\{M\} \quad (3.26)$$

ここに、 $\{M\}^T = \{\text{Cov}\{V, W(x_1)\}, \dots, \text{Cov}\{V, W(x_N)\}, 1\}$  となる。ゆえに、

$$\hat{Z}_V = \{Z_N\}^T \{\lambda\} \quad (3.27)$$

$$E\{[Z_V - \hat{Z}_V]^2\} = Var\{V\} - \{L\}^T \{M\} \quad (3.28)$$

ここに、

$$\{k_V\} = \begin{bmatrix} Cov\{V, W(x_1)\} \\ \vdots \\ Cov\{V, W(x_N)\} \end{bmatrix}$$

### (2) 杭周面 N 値の空間分布の推定

ここでは前記のブロック・クリギングの手法を用いて N 値の空間分布を推定し、実測 N 値との比較により本手法の有効性を検証する。図 3.7 に検討対象地区の地質縦断面図を示す。当該地域は標高 18m 前後の筑後平野部に属し、秋光川低地に挟まれた洪積層は粘土、砂、砂れきおよび火山灰（凝灰質砂質土層、 $D_t$ 層と呼ぶ）から構成されている。

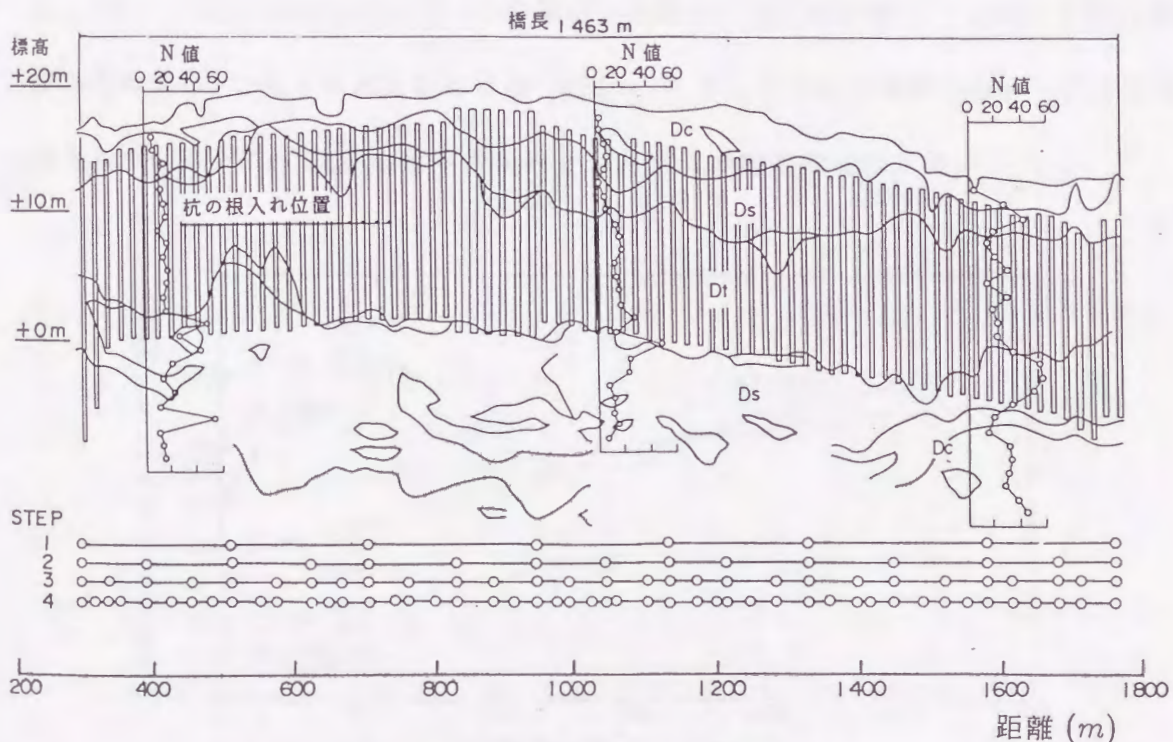


図 3.7: 検討対象地区の地質縦断面図



図からわかるように  $D_t$ 層は杭の周辺地盤に卓越する土層であり、層厚 10m 前後で連続性は非常に良好である。この層を挟んで上下に砂質土層 (上部  $D_s$ 層, 下部  $D_s$ 層という) と粘性土層 (上部  $D_c$ 層, 下部  $D_c$ 層という) が分布する。下部  $D_c$ 層は下部  $D_s$ 層の間に不連続に堆積している。なお、30 以上の良質な支持層は標高 -60m 以深と著しく深い。

解析の対象とする  $D_t$ 層は、図 3.7 に示すように便宜的に地盤調査の間隔を 4 つの STEP に区分してある。これを利用して、STEP 2 (または 3) から次の STEP 3 (または 4) の地盤調査で判明する  $D_t$ 層の N 値を推定し、実測値と比較する。実測 N 値の基本統計量は式 (3.3)、式 (3.4) による。

図 3.4 に示したように  $a$  は調査間隔  $\Delta L$  によって変わってくるから、真のパラメータ  $a$  は、 $a$  が変化しない調査間隔、すなわち  $\Delta L = 0m$  のときの値を用いる必要がある。 $a$  と  $\Delta L$  の間には式 (3.11) に示した関係があり、 $\Delta L$  が十分に密な間隔では  $a$  は真のパラメータに近似するが、個々のサイトでそれを求めるのは無理がある。したがって、ここでは 2 つ以上の既知の  $a$  と  $\Delta L$  の関係から最小二乗法により  $a = \exp(\alpha + \beta \Delta L)$  の関係式を求め、 $\Delta L = 0$  のときの  $a$  値 (切片  $\alpha$ ) をもって水平方向のパラメータとする。図 3.8 に各 STEP の  $D_t$ 層の水平方向パラメータ  $a$  の推定法を示した。

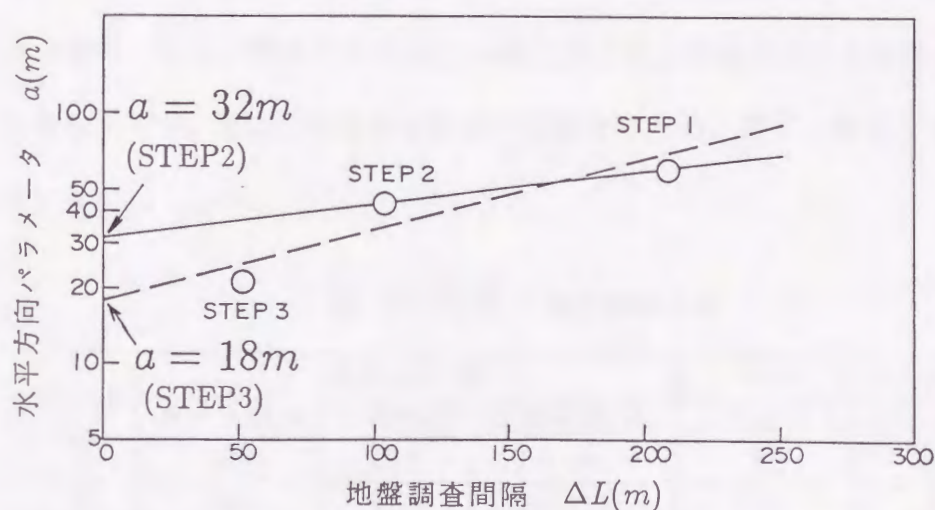


図 3.8: パラメータ  $a$  の推定法

このようにして、STEP 2 ではパラメータとして  $a = 32m$ 、STEP 3 では  $a = 18m$  が得られる。

深さ方向パラメータ  $b$  は調査間隔によらず固有の値が各調査段階で得られることが判明しているので、上記のような工夫は必要ではない。

空間分布の推定のための自己相関係数  $\rho$  は、水平方向と深さ方向の 2 成分を考慮し、次式で表現する<sup>9)</sup>。

$$\rho(\Delta x, \Delta y) = \exp \left[ - \left\{ \left( \frac{\Delta x}{a} \right)^2 + \left( \frac{\Delta y}{b} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \right]$$

ここで、 $\Delta x$ ,  $\Delta y$  は水平方向、深さ方向の距離、 $a$ ,  $b$  はそれぞれのパラメータ

表 3.3 に  $D_t$  層 N 値の解析条件を示した。 $\bar{N}$  および  $V_N$  は各 STEP における N 値データの基本統計量を、 $a$  は図 3.8 に示した要領で求めた水平方向パラメータ、 $b$  は各 STEP で式 (3.7) より求められる深さ方向パラメータである。

さて、 $D_t$  層の N 値の統計的性質とデータ自身を用いて、次 STEP で実測値が判明する地盤調査地点の N 値を、前節 (1) に示したクリギングの手法を用いて推定する。推定は推定値と推定誤差の 2 つである。ここでいう推定値と推定誤差とは推定量の平均値と標準偏差を意味するが、「推定」であることを強調して、本論文ではこのように表現する。また、ここで推定する N 値は正確に言えば「厚さを有する対象地層の平均 N 値」を意味するが、ここでは基本統計量と区別するため、以下、単に「N 値」ということにする。

表 3.3:  $D_t$  層 N 値の解析条件

STEP	基本統計量			パラメータ (m)	
	データ数 $n$	平均値 $\bar{N}$	変動係数 $V_N$	水平方向 $a$	深さ方向 $b$
2	136	19.8	0.462	32	3.7
3	261	22.0	0.415	18	4.5

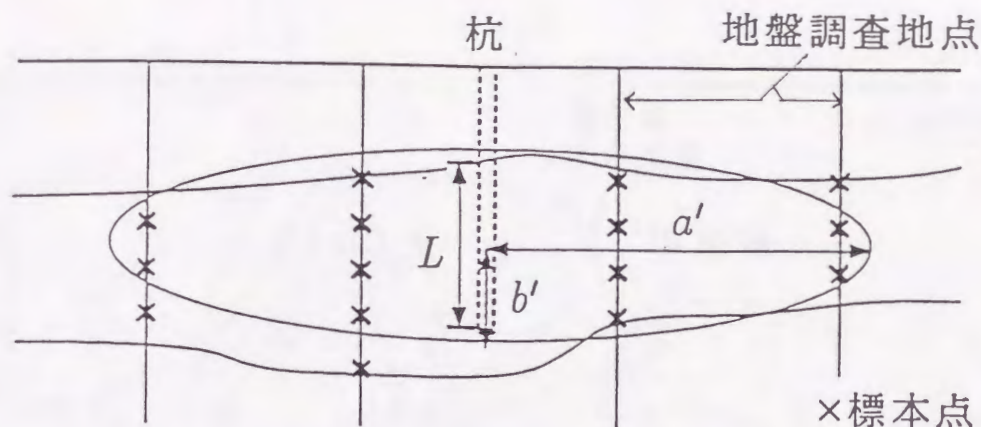


図 3.9: クリギングの適用範囲

地盤調査は水平方向に広がっていることから、すべてのデータをクリギングに考慮することは計算上効率的でない。そこで図 3.9 に示す概念図のように、求めたい地点から楕円の領域を考えてデータを選択する<sup>23)</sup>。ここでクリギングの対象となる範囲である  $a'$ ,  $b'$  は、相関係数が約  $0.05 (= e^{-3})$  以下の標本の影響は極めて小さいことから自己相関係数のパラメータ  $a, b$  の 3 倍と設定する。

表 3.3 に示す  $D_t$  層の統計量とパラメータを用いた、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 3.10 に示した。図 3.10(a) に STEP 2 における  $D_t$  層の  $N$  値の推定値および推定値 ± 推定誤差を実線および破線で示す。○印は STEP 2 で既に地盤調査が実施された標本点での  $D_t$  層の標本値 (実測  $N$  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  $D_t$  層としての平均の  $N$  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の STEP 3 で明らかになる、実測  $N$  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  $1\sigma$  ( $\sigma$ : 標準偏差) の誤差の範囲内で  $N$  値の空間分布を推定できることがわかる。図 3.10(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。

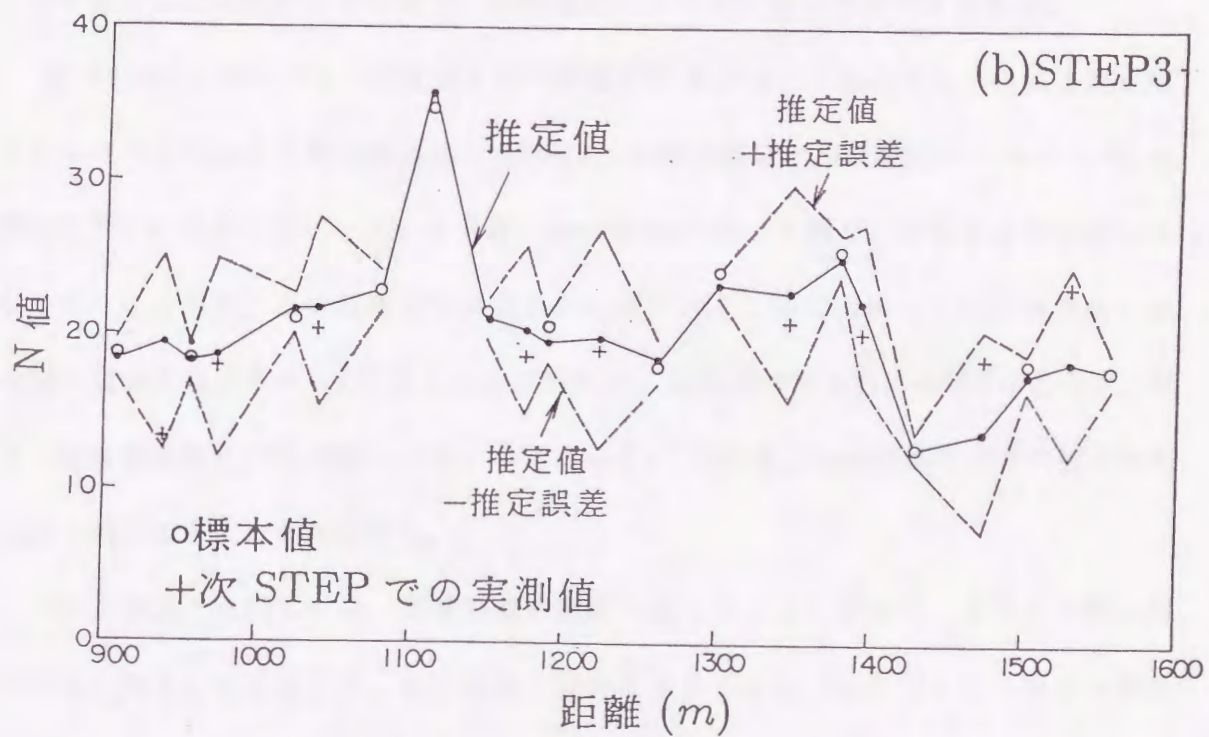
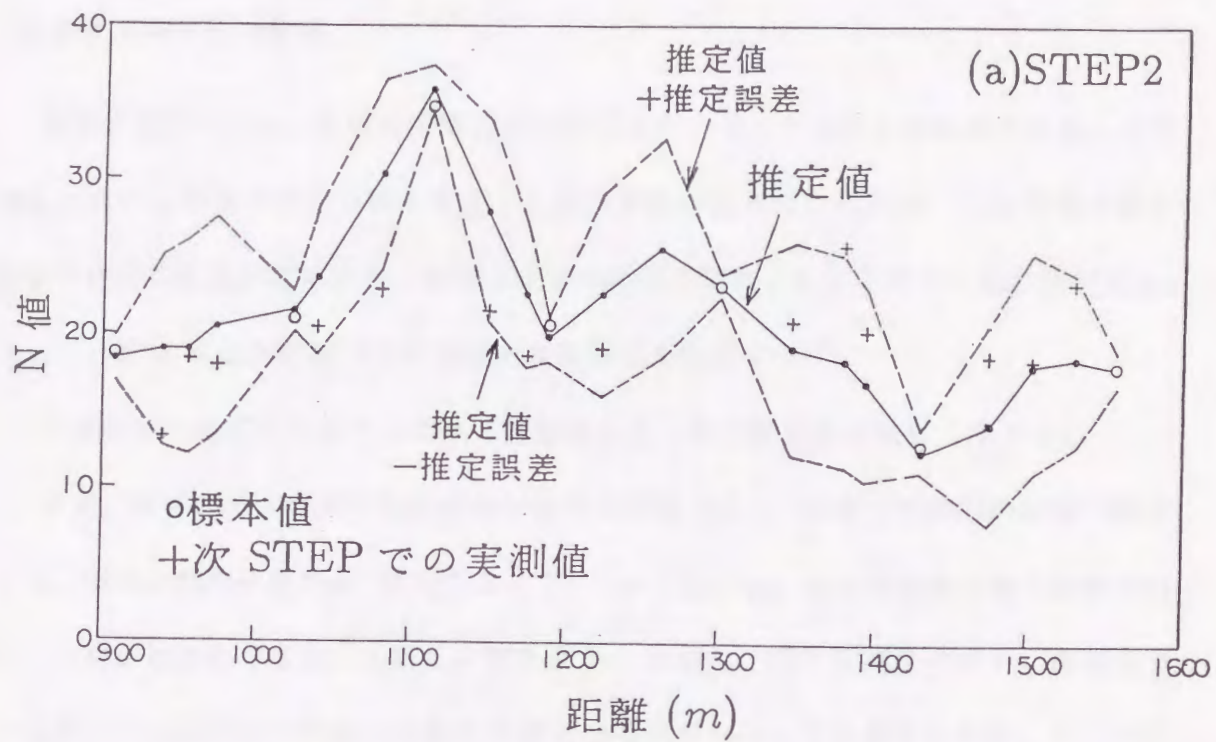


図 3.10: クリギングによる N 値の空間分布の推定

### (3) 簡易的推定式の提案

前節の検討により、N 値の空間分布の推定にクリギングの手法が有効であることを検証したが、N 値の空間分布を考慮した安全係数の提案のためには、この不確定性を地盤の統計的性質や標本点から推定点までの距離の関数として定式化する必要がある。よって、次に N 値の空間分布の簡略的な推定式を検討する<sup>20)</sup>。

不確定性の定式化にあたっては「推定値」と「推定誤差」に分けて考える。

まず、水平方向 2 地点間の相関性が標本点間隔  $\Delta L$  に比べて相対的に強い場合には、標本点間の任意の点 (推定点という) での「推定値」は 2 つの標本値を直線で結ぶことにより近似できる。しかし、推定点での N 値は上記の相関性のほか、推定点での層厚および標本点での深さ方向の N 値の分布状況によっても異なるため、ここではクリギングによる解析結果に基づく回帰分析により推定値の評価法を定める。

図 3.11(a) に標本点から推定点までの距離  $\Delta l$  における、上記の考え方による推定値とクリギング解による推定値の比と  $\Delta l/a$  ( $a$ : 水平方向自己相関関数のパラメータ) の関係を示す。深さ方向パラメータ  $b$  は一般に数  $m$  と極めて短く、ほとんど無相関とみなしうることから、この影響は無視することができる。図に示すように、両方法による推定値の比は 0.8 ~ 1.4 にばらついているが、線形回帰によれば  $\Delta l/a$  によらず、ほぼ 1.0 (相関係数 0.997) が得られる。したがって、「推定値」は両側標本点での標本値を直線で結ぶことにより推定する。

「推定誤差」に関しては、地盤調査の間隔が長くなるにしたがい、当然その間の推定誤差は大きくなることと、その地層に固有なばらつき以上に推定に伴う誤差を考える必要はないことに着目する。したがって、地層に固有なばらつきとしてその地層の変動係数に着目すれば、標本点における推定に伴う誤差をこの変動係数の関数として表現でき、推定点における推定誤差が標本点からどの程度離ればその地層の変動係数

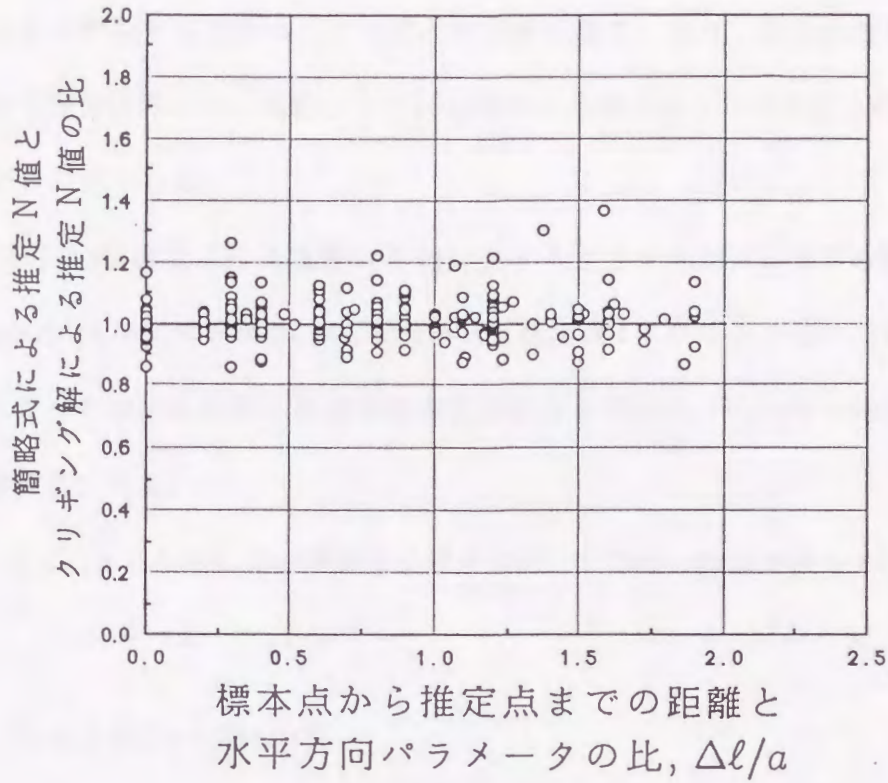


図 3.11: (a) 推定 N 値の比— $\Delta\ell/a$  関係

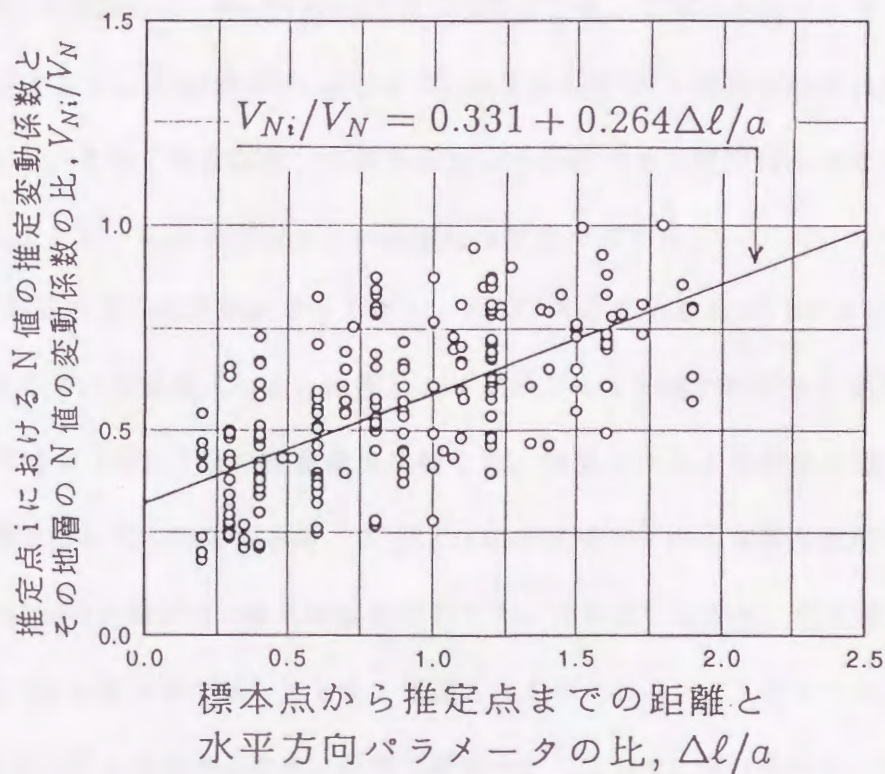


図 3.11: (b)  $V_{Ni}/V_N$ — $\Delta\ell/a$  関係

に一致するかを把握することにより定式化が可能になる。なお、推定誤差もパラメータ  $a$  によって変化するので、関数としては標本点から推定点までの距離  $\Delta l$  を  $a$  で除したものとする必要がある。

図 3.11(b) に  $D_i$  層など計 4 地層の  $N$  値に関するクリギングによる解析結果に基づく  $V_{Ni}/V_N$  と  $\Delta l/a$  の関係を示す。ここで、 $V_{Ni}$  は推定点  $i$  における  $N$  値の推定誤差を推定値で除したもので、その点の  $N$  値の推定変動係数を表わす。 $V_N$  はその地層に固有の  $N$  値の変動係数である。

$V_{Ni}/V_N$  と  $\Delta l/a$  との間には比例関係が認められ、これを一次式で表わすと次式が得られる。

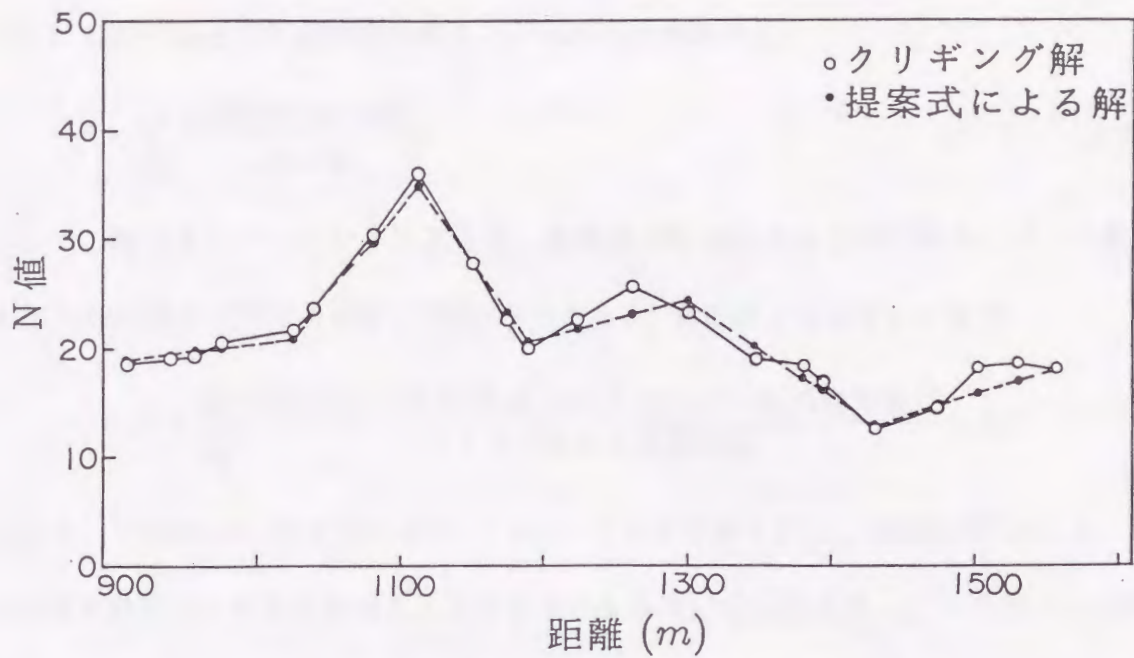
$$V_{Ni}/V_N = 0.331 + 0.264\Delta l/a \quad (3.29)$$

このときの相関係数は 0.635 である。

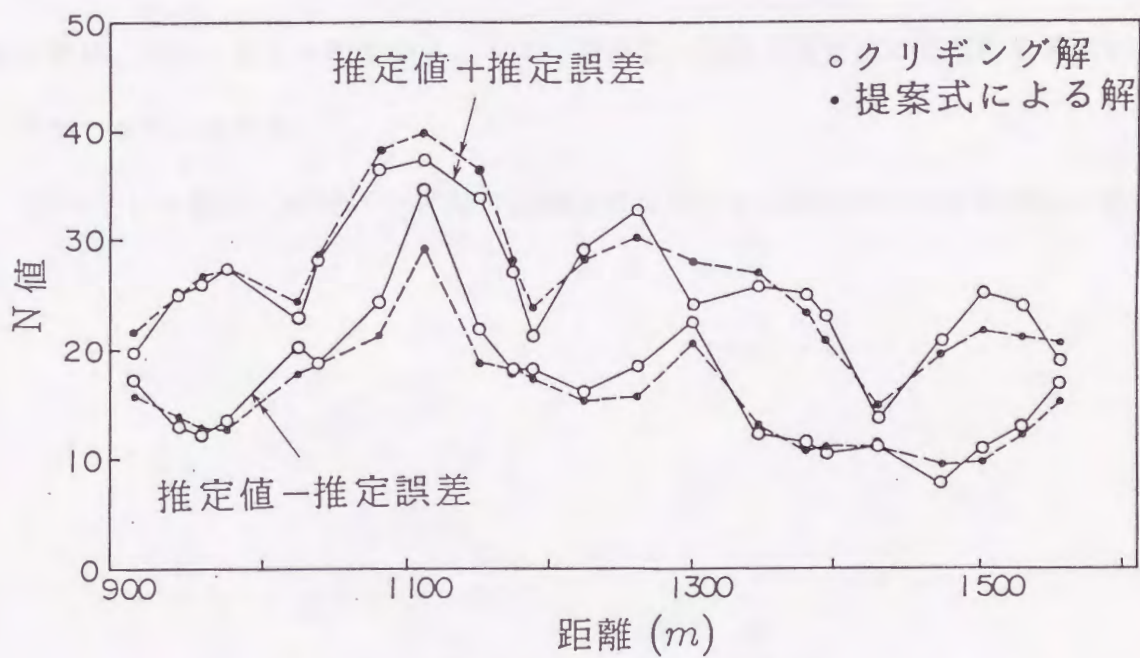
式 (3.29) の関係から、 $V_{Ni}/V_N$  は  $\Delta l/a$  が 2.5 のとき、ほぼ 1 となる。すなわち  $a = 15m$  と仮定すると、 $\Delta l$  が約 40m のとき  $V_{Ni}$  はその地層の  $N$  値の変動係数に一致することがわかる。この「推定誤差」の考え方に、先に述べた「推定値」の考え方を組合せることによって、 $N$  値の空間分布の簡略的な推定ができる。

簡略推定式の妥当性を検証するために、図 3.10(a) に示した STEP 2 の  $D_i$  層の空間分布に関して、本提案式による結果とクリギングによる解の結果を比較する。

図 3.12(a) に  $D_i$  層  $N$  値の推定値を比較した。提案式による推定値は標本点での標本値を直線で結んだものであるが、式 (3.15) のクリギングによる解も概ねその傾向にある。図 3.12(b) に推定値と推定誤差を比較した。提案式の結果は、推定値に式 (3.29) より求まる  $V_{Ni}$  を推定値で除したものを増減したものである。クリギングによる解は式 (3.15) と式 (3.18) より求められる。両者は概ね一致しており、部分的な不一致は図 3.11 に示す  $V_{Ni}/V_N - \Delta l/a$  の関係を式 (3.29) に示す直線で代表したことによる。



(a) 推定値



(b) 推定値±推定誤差

図 3.12: クリギング解と提案式による解の比較



上記は定性的傾向を述べたものであるが、次に両推定式による結果のくい違いがないといえるのかどうか $\chi^2$ 検定を行う。 $\chi^2$ は次式で求める。

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(\text{実現値} - \text{期待値})^2}{\text{期待値}} \quad (3.30)$$

ここで、期待値はクリギングによる値、実現値は提案式による値であり、データ数  $n$  は図 3.12 に示す STEP 2 の推定点数 22 である。「推定値」に着目した場合、

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{22} \frac{(\text{提案式による推定値} - \text{クリギングによる推定値})^2}{\text{クリギングによる推定値}} = 1.1$$

を得る。自由度  $\phi = (\text{推定式の数}) - 1 = 2 - 1 = 1$  であるから、危険率 5% として、両推定式の結果に「有意差がある」と検定されるのは  $\chi^2$  分布表より、 $\chi^2 = 3.84$  以上の場合である。したがって、「推定値」に関しては有意差があるとはいえないという結論が得られる。また、「推定値 $\pm$ 推定誤差」についても  $\chi^2 = 1.5$  が得られ、「推定値」と同様の結論となる。以上の結果から、ここで提案した簡略的推定式の妥当性を確認することができたとみなす。

次に、この提案式を用いて  $N$  値の空間分布における推定誤差の定性的傾向を把握する。

図 3.13(a) には変動係数  $V_N$  が 0.4 の地層の N 値の推定値±推定誤差の分布を、水平方向パラメータ  $a$  を 10m, 30m および 100m の 3 ケースについて図示した。↑印で表示した位置が地盤調査が実施されている標本点である。前に述べたように、標本点であっても不確定性はゼロとはならず、変動係数  $V_{N_i}$  にして式 (3.29) より  $0.331V_N$  程度の推定誤差が生じる。パラメータ  $a$  が短いほど 2 地点間の相関が少ないことを意味するから、標本点間の任意の推定点での不確定性、すなわち推定値±推定誤差は大きくなる。推定誤差は当然のことながら標本点間の中間部 (図中の B 点) で最も大きくなるので、一般に図に示したように推定値を中心に上下に山型の分布形状を示す。しかし、パラメータ  $a$  が 10m のように極端に短くなると、標本点よりある程度離れた位置 (A 点) において、その推定誤差は地盤に固有の変動係数  $V_N$  で表わされるばらつきに達する。このような場合、その推定に伴う誤差は  $V_N$  以上に評価する必要はないことから、推定点が標本点からどのように離れようともその点の変動係数  $V_{N_i}$  は  $V_N$  と等しいと考えることができる。

図 3.13(b) にはパラメータ  $a$  を 10m 一定として、 $V_N$  を 0.2, 0.4 および 0.6 と仮定して推定値±推定誤差に及ぼす影響を調べたものである。概ね、 $V_N$  の大きさに比例して

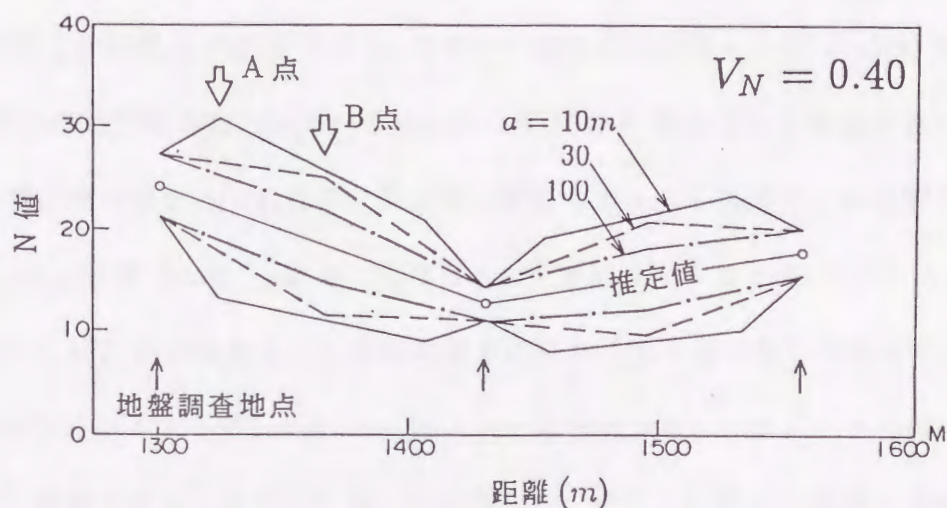


図 3.13: (a) 提案式による N 値の推定誤差 (その 1)

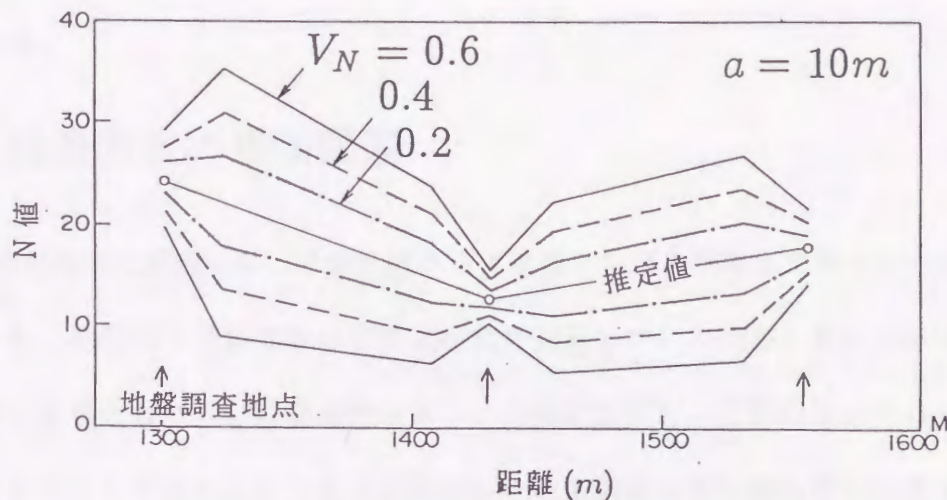


図 3.13: (b) 提案式による N 値の推定誤差 (その 2)

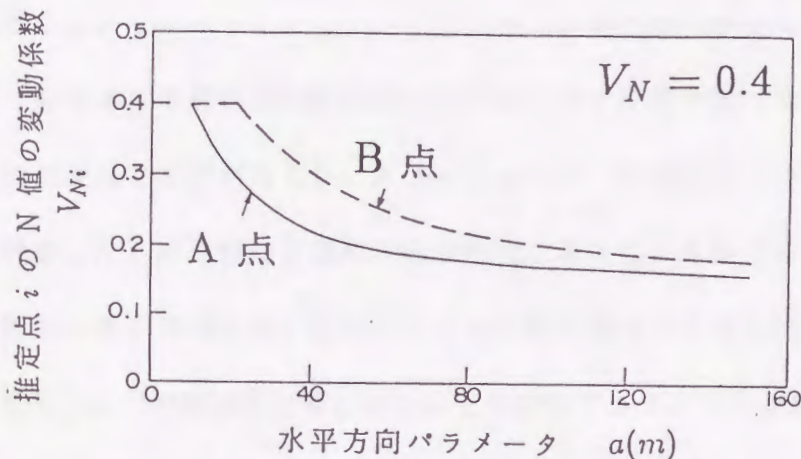


図 3.13:(c)  $V_{Ni}$ - $a$  関係

不確定性が増している。

図 3.13(c) には地層の変動係数  $V_N$  を 0.4 一定としたときの、図 3.13(a) に示す A 点と B 点の推定変動係数  $V_{Ni}$  とパラメータ  $a$  の関係を図化したものである。A 点は標本点と標本点の間の 1/5 にあり、B 点は中間に位置する。推定点  $i$  の位置にかかわらず、 $V_{Ni}$  の上限は 0.4 で  $V_N$  に等しくなり、 $a$  を無限大にすると式 (3.29) から  $V_{Ni}$  は  $0.331V_N (= 0.132)$  に収束する。この値は標本点における不確定性にほかならない。A 点の曲線からわかるように、 $a$  が 10m から 30m の領域では、パラメータの値に不確定性は著しく敏感であることがわかる。したがって、パラメータ  $a$  の推定にあたっては標本数の制約などやむを得ない場合を除き、できるだけ原位置での値を求めることが

肝要である。

### 3.4 地盤調査の最適間隔

高架橋基礎の地盤調査は、計画段階から実施設計に至る段階まで数次にわたって調査が行われ、段階的に当該地盤の地質縦断図を充実していくのが一般的である。そのとき、最も重視されるのは地層構成であり、地質縦断図がほぼ完成した段階で地盤調査は終了することが多い。このように従来から地盤調査は地質縦断図を充実することに重点がおかれており、地盤物性値のばらつきに着目して調査位置および数量を決定することは極めてまれといってよい。しかし杭支持力評価の観点からは、一般的な地層構成の地盤であれば、地層構成の誤差が支持力に及ぼす影響に比べて、地盤物性値の誤差の支持力に及ぼす影響ははるかに大きい。これまでの研究により、地盤物性値の空間分布を考慮した不確定性の定量的評価が可能となった。本節ではその成果を踏まえて、杭支持力の確率論的評価に着目したときの地盤調査の水平方向の最適な間隔を検討する。もちろん、地盤調査は密にするほど地盤のプロフィールが明かとなるが、それに比例して調査に要するコストも上昇する。個々のサイトの問題では具体的な調査コストを試算して、期待総費用最小化基準<sup>24)</sup>などにより最適解を決定するのも1つの方法である。しかし、調査場所や地盤種別、深さなどによってもコストは異なり一般化は難しい。したがって、ここでは支持力の推定誤差を一定以下におさえるという観点から、地盤調査の最適間隔の目安をたてる方法について検討する。

杭の周面摩擦力  $R_f$  が式 (3.31) で表わせるとする。

$$R_f = Ulf = U\alpha_f N_i \quad (3.31)$$

ここに、 $f = \alpha_f N_i$ 、 $\alpha_f$ ：杭周面の支持力係数、 $N_i$ ：支持力を求めようとする推定点  $i$  における杭周面地盤の  $N$  値、 $U$ ：杭の周長、 $l$ ：層厚（ここでは杭長）

ここで $\alpha_f$ と $N_i$ を確率変数とすると、周面摩擦力の変動係数 $V_R$ は式(3.32)で表現できる。

$$V_R = \sqrt{V_{\alpha}^2 + V_{N_i}^2} \quad (3.32)$$

ここに、 $V_{\alpha}$ ：支持力係数 $\alpha_f$ の変動係数、 $V_{N_i}$ ：推定点 $i$ における $N$ 値の変動係数

さて、式(3.32)において $V_{\alpha}$ と $V_{N_i}$ を変化させた場合の、 $V_R$ に及ぼす影響を調べたものが図3.14である。ここでは $V_R$ と $V_{N_i}$ の関係を $V_{\alpha}$ をパラメータとして両対数表示してある。 $V_{N_i}$ と $V_{\alpha}$ を交換してもこの関係は変わらない。 $V_{\alpha}$ の大きさにかかわらず、 $V_{N_i}$ が大きくなるにしたがい、式(3.32)で求められる $V_R$ も大きくなる。しかし、 $V_{N_i}$ が $V_{\alpha}$

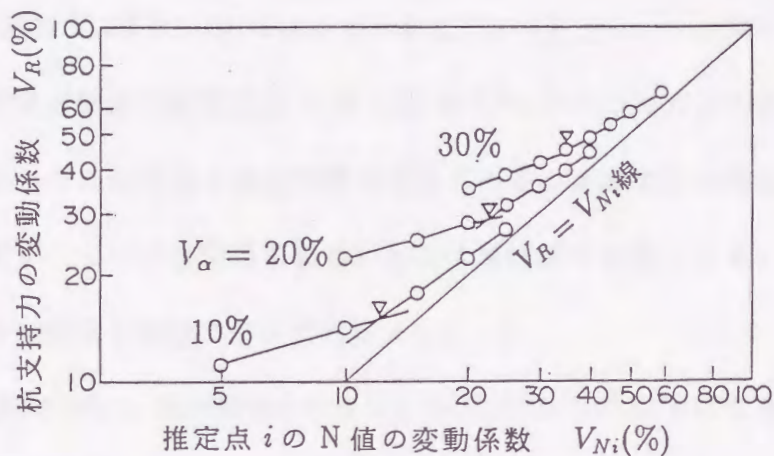


図 3.14:  $V_R$ - $V_{N_i}$ - $V_{\alpha}$ 関係

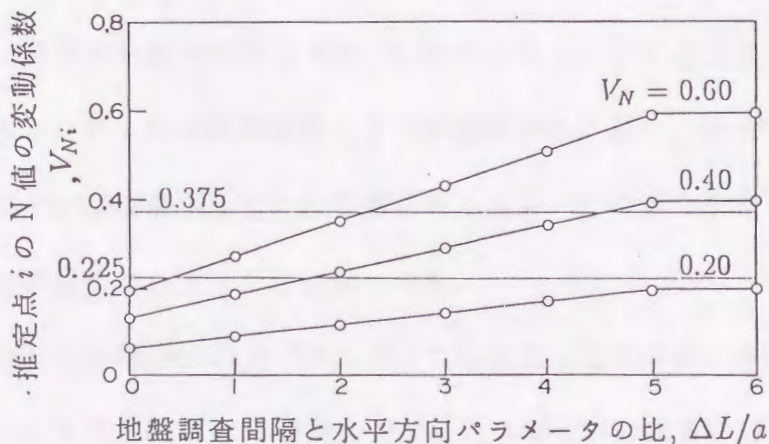


図 3.15:  $V_{N_i}$ - $\Delta L/a$ 関係

の約1倍から1.5倍以上になったとき  $V_R$  が急増する傾向がみられる。逆にいえば、 $V_{N_i}$  が  $V_a$  の1.25倍(1倍から1.5倍の中間値)以下であれば  $V_R$  を小さな範囲にとどめることができる。このことから、 $V_{N_i}$  の大きさ、すなわち地盤調査の密度は、支持力係数のばらつき  $V_a$  の1.25倍をひとつの目安とすることができる。

図3.11, 式(3.29)で表わした  $V_{N_i}/V_N$  と  $\Delta l/a$  の関係から、地盤調査の間隔  $\Delta L$  と推定点  $i$  点における  $N$  値の変動係数  $V_{N_i}$  の関係は式(3.33)で表わされる。ここで、調査間隔  $\Delta L$  は標本点から推定点までの距離  $\Delta l$  の2倍として求められる。

$$V_{N_i} = (0.331 + 0.264\Delta l/a)V_N = (0.331 + 0.132\Delta L/a)V_N \quad (3.33)$$

$N$  値の変動係数  $V_N$  が0.2, 0.4および0.6のときの  $V_{N_i}$  と  $\Delta L/a$  の関係を図3.15に示す。ここで、支持力係数の変動係数  $V_a$  が0.18と0.30の2つの支持力推定式があると仮定し、そのときの地盤調査の最適間隔を考えてみる。実際の杭の周面地盤は多層系より構成されるが、ここでは問題を簡単にして1層地盤を対象とする。多層系地盤であれば支持力が支配的な地層に着目すればよい。

前に述べた理由から、調査間隔  $\Delta L$  は  $V_{N_i}$  が  $V_a$  の1.25倍以下になる点を求めればよい。式(3.33)より  $V_a$  が0.30の場合、 $1.25V_a$  は  $0.375(=V_{N_i})$  であるから  $V_N$  が0.4の地盤では  $\Delta L/a$  が4.59, 0.6の地盤では2.23が得られる。水平方向パラメータ  $a$  を15mと仮定すると、それぞれ最適間隔は69mと33mとなる。このように、その地層固有の変動係数が大きいほど調査間隔は狭くする必要がある。逆に、 $V_N$  が0.2と比較的ばらつかない地盤では調査間隔を密にして得られる効果、すなわち杭支持力の不確定性を減少させる効果は少ないということがいえる。

また、 $V_a$  が0.18の場合、 $V_N$  が0.4と0.6の地盤では地盤調査の最適間隔はそれぞれ、26mと5mとなる。 $V_a$  が0.30の支持力式に比べて所要の調査間隔は狭くなっている。これは支持力式の精度が高いほど、その効果を維持するために地盤調査を密にす

る必要があることを表わしている。逆にいえば、支持力式の精度が悪いにもかかわらず、地盤調査を密にして地盤物性値の精度を向上させても、支持力の信頼性は高まらないことを意味している。要は支持力式と物性値の信頼性がバランスがとれていることが重要であるといえる。

ところで、 $V_a$ の大きさに応じた地盤調査の最適間隔は、標本点の中間点における $V_{N_i}$ が $1.25V_a$ 以下となるようにして目安として求められたものである。しかし高架橋の平均スパン(橋脚間隔)が $15\sim 20m$ 程度であることを考えれば、上記の最適密度のうち $5m$ は極端に短く、 $69m$ は長すぎる感がある。したがって、最適間隔は上記の考え方を基本にしたうえで、上限値と下限値を別途設定することが望ましい。2地点の地盤調査は相関が認められる範囲内に重複して実施しても効果的でなく、また相関が全く認められないほど離しても無意味である。通常、相関係数が $0.6$ 以上であればかなりの相関性が認められ、逆に $0.2$ 程度以下ではほとんど相関がないとされている<sup>25)</sup>ことを勘案して、最適密度の下限値として $1a$ ( $a$ : 水平方向パラメータ)、上限値として $3a$ を提案する。本研究では一次元の自己相関係数モデルとしては式(3.7)の指数関数式によっている。調査間隔を $1a$ ,  $3a$ とした場合、標本点から中間点までの距離 $\Delta l$ は $0.5a$ ,  $1.5a$ であるから、そのときの自己相関係数 $\rho$ は式(3.7)よりそれぞれ $0.60$ ,  $0.22$ となり、前記の2地点間の相関性の考え方に一致する。

### 3.5 結論

高架橋基礎としての摩擦杭の支持力設計では、建設地域全体の地盤特性、特に地盤物性値の空間分布をより正確に把握することが重要であるが、全ての基礎において地盤調査を実施することは経済的制約から難しい。本章ではこのような場合を対象として、N値の空間分布を確率論的に推定する方法について検討したものであり、成果は以下のように要約される。

- (1) N 値の一次元自己相関係数モデルとして、式 (3.7) の指数関数を用いて、我国の種々の地盤の N 値の自己相関係数を調査した結果、水平方向のパラメータ  $a$  は地盤調査の間隔  $\Delta L$  に比例してみかけ上短くなること、および砂質土や粘性土といった地盤種別によらないことがわかった。パラメータ  $a$  と調査間隔  $\Delta L$  の間には、 $a = \exp(2.79 + 0.00736\Delta L)$  の関係が認められ、この式で  $\Delta L$  を 0 とおいて得られる  $a \simeq 15m$  が、一般的な地盤における N 値の水平方向自己相関係数の真のパラメータとすることができる。このように、 $a$  は地盤調査間隔の関数になっているところから、各サイトでパラメータを推定する際には、そのときの調査間隔を考慮して真値を予測する必要がある。

一方、深さ方向パラメータ  $b$  は調査間隔によらず、地盤に固有の値が得られることがわかった。 $b$  は概ね  $1 \sim 5m$  の範囲に分布しており、水平方向 ( $a \simeq 15m$ ) に比べて  $1/3$  以下に短くなる。

- (2) 得られた標本値より唯一の空間分布を推定するクリギングの手法は、標本点での推定値が標本値となる推定法であり、空間分布の推定誤差を地盤物性値の不確実性として確率論的に取扱うことができる。本手法によれば、N 値の空間分布を概ね推定値  $\pm$  推定誤差の範囲、すなわち  $1\sigma$  ( $\sigma$ : 標準偏差) の誤差内で推定可能である。
- (3)  $D_i$  層など 4 地層の N 値に関するクリギングによる解析結果に基づき、推定点  $i$  における N 値の推定変動係数  $V_{N_i}$  は  $V_{N_i}/V_N = 0.331 + 0.264\Delta l/a$  で定式化できる。
- (4) 杭支持力の推定誤差は、推定点  $i$  における N 値の推定変動係数  $V_{N_i}$  が、別途与えられる支持力係数の変動係数  $V_a$  の 1.25 倍以上になると急増する。したがって、 $V_{N_i} = (0.331 + 0.132\Delta L/a)V_N$  で求められる  $V_{N_i}$  が  $1.25V_a$  を満足するときの地盤調査の間隔  $\Delta L$  を最適間隔の目安とすることができる。



## 参考文献

- 1) 鈴木誠：地盤物性値の空間分布特性の確率論的記述と地盤工学における信頼性設計の基本的研究，名古屋工業大学学位論文，pp. 26～28, 1990.
- 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「土質データのばらつきと設計」，pp. 78～83, 1986.
- 3) 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「土質データのばらつきと設計」，pp. 75～84, 1987.
- 4) Christakos, G. : Modern statistical analysis and optimal estimation of geotechnical data, Engineering Geology, Vol. 22, No. 2, pp. 175～200, 1985.
- 5) 上田貴夫・本城勇介・波田野敬・坂口修司：造成工事における残留沈下量の平面的予測および誤差，土と基礎，Vol. 34, No. 6, pp. 51～58, 1986.
- 6) 本城勇介・坂口修司・森嶋章：造成工事における残留不同沈下量の平面的予測（実測値による統計的予測モデルの検証），地盤工学におけるリスク評価手法に関するシンポジウム，pp. 21～28, 土質工学会，昭和 62 年 5 月.
- 7) 本城勇介・松永正宏：土の締固め施工管理に関する一考察，地盤工学におけるリスク評価手法に関するシンポジウム，pp. 109～116, 土質工学会，昭和 62 年 5 月.

- 8) 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.
- 9) Vanmarcke, E. H. : Probabilistic Modeling of Soil Profiles, ASCE, Vol. 103, No. GT11, pp. 1227~1246, 1977.
- 10) 日下部治・正垣孝晴：2. 地盤データのばらつきの原因と一次処理, 土と基礎, Vol. 35, No. 2, 講座「土質データのばらつきと設計」, pp. 89 ~97, 1987.
- 11) 現地調査法研究委員会報告：日本における標準貫入試験の現状, 第 28 回土質工学会シンポジウム, 昭和 58 年度発表論文集, pp. 153~164, 1983.
- 12) 阪口理：N 値による地盤の評価, 基礎工, Vol. 18, No. 3, pp. 30 ~39, 1990.
- 13) 日本規格協会：JIS ハンドブック 品質管理, pp. 587~588, 1984.
- 14) 亀田弘行・池淵周一・春名攻：確率・統計解析, 土木学会編, 新大系土木工学 2, pp. 246, 1983.
- 15) 土質工学会編：土質基礎の信頼性設計, 土質基礎工学ライブラリー 28, pp. 53~59, 1985.
- 16) 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.
- 17) Alonso, E. E. and Krizek, R. J. : Stochastic formulation of soil properties, The 2nd International Conference on Application Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering , Aachen, pp. 9~33, 1975.
- 18) Tang, W. H. : Probabilistic evaluation of penetration resistances, Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 105, No. 10, pp. 1173~1197, 1979.

- 19) 松尾稔：地盤工学 信頼性設計の理念と実際, pp. 71~73, 技報堂, 1984.
- 20) 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, 第 445 号 / III-18, 1992.
- 21) Journal, A. G. and Huijbregts, Ch. J. : Mining Geostatistics, Academic Press, 1978.
- 22) Burgess, T. M and Webster, R. : Optimal Interpolation and Isarithmic Mapping of Soil Properties, 2 Block Kriging, Vol. 31, pp. 333 ~341, 1980.
- 23) Kafritsas, J. and Bras R. L. : The Practice of Kriging, Ralph M. Persons Laboratory, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Report No. 263, 1981.
- 24) 土質工学会編：土質基礎の信頼性設計, 土質基礎工学ライブラリー 28, pp. 8~10, 1985.
- 25) 石村貞夫：統計解析のはなし, pp. 53, 東京図書, 1989.