

# 部分安全係数設計法に基づく構造物基礎の設計 基準に関するいくつかの考察

福井次郎<sup>1</sup>・石田雅博<sup>2</sup>・白戸真大<sup>3</sup>・松井謙二<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 土木研究所上席研究員 構造物研究グループ基礎チーム (〒305-8516 つくば市南原1-6)

<sup>2</sup>正会員 修(工) 土木研究所主任研究員 構造物研究グループ基礎チーム

<sup>3</sup>正会員 博(工) 土木研究所主任研究員 構造物研究グループ基礎チーム

<sup>4</sup>正会員 工博 土木研究所招聘研究員 技術推進本部

本論文は、将来の道路橋基礎への部分安全係数設計法の導入に向け、地盤定数の特性値の評価、設計書式について議論したものである。地盤定数の評価は基礎設計において最も重要な点のひとつであるが、その信頼性は設計の過程で用いられる地盤調査法に強く依存する。したがって、異なる基礎構造物間においてある一定の構造信頼性を保持するためには地盤パラメータの特性値の評価に関して一定の手順を定めておくことが不可欠である。本論文は、まず構造物基礎の部分安全係数設計法の書式として材料係数アプローチと抵抗係数アプローチのいずれを採用すべきかについて考察する。次に地盤調査結果から地盤パラメータの特性値を決定するための共通の手順を提案する。

*Key Words: foundation, partial factor design, geotechnical parameter, characteristic value*

## 1. はじめに

基礎構造物の設計が他の構造物の設計と大きく異なるのは、設計計算に用いる地盤の力学定数(地盤定数, 地盤パラメータ)を現場調査結果から評価しなければならないことである。しかし、従来から、基礎の設計における地盤調査において、調査精度よりも費用を安くすることを求める傾向にあった。このため、地盤種別に関わらず標準貫入試験しか行われず、しかもその結果が当該地盤を代表する値であるかどうかを十分に検討せずに経験的な相関式を用いて機械的に地盤定数を決定することが行われている事例もある。これは、従来の設計では構造物に作用する荷重や構造物の抵抗に関するばらつきや信頼性がただひとつの安全率にて考慮されているため、地盤調査の精度を上げてその結果を設計に反映できなかったことが要因のひとつであろう。これに対し、例えば道路橋示方書<sup>1)</sup>で導入されたような性能照査型設計法では、基礎に所要の性能が確保されていることが照査されれば良く、高い精度で地盤定数

を評価した場合には調査精度を反映させた合理的な設計を行うことが可能なはずである。

しかし、同じ力学定数を評価するために様々な調査方法が選択できる一方、調査方法には、必要な定数が直接的に得られるもの、また調査結果から何らかの経験的相関式を経由して必要な定数が得られるものがある。さらに、ある土質に対して適応性が良い調査法もあれば良くない調査法もある。すなわち、地盤調査方法に何を選ぶかに依存して得られる地盤定数の信頼度が異なる。

以上をまとめると、構造物基礎の設計基準において解決すべき問題点は二つある。一つは、地盤調査の信頼度に応じて合理的な設計結果が得られることを明確にした設計基準体系にしておくことが必要である。これには、部分安全係数設計法の導入が最も有力であると考えられる。国際化を考えても、将来的には部分安全係数設計法への移行が不可欠であろう。もう一つは、ある一定の信頼性を有する基礎構造物が設計されるように、地盤調査方法に応じた力学定数推定の信頼度を設計において考慮する方法に

ついて、ある基本的合意をしておくことである。

そこで、本論文では、将来の道路橋示方書下部構造編への部分安全係数設計法の導入に向けた議論を広く行うために、日本の基礎構造物の設計の現状を考慮した部分安全係数設計法の枠組みについて筆者らの現時点での見解を示す。まず、設計書式を材料係数アプローチによるのがよいか、抵抗係数アプローチによるのがよいかについて、次に、地盤調査方法の信頼度を考慮して設計計算に用いる地盤パラメータの値(特性値)を決定する手順について考察する。

## 2. MFAか、RFAか?

部分安全係数設計法において地盤抵抗の設計値を評価する方法には材料係数アプローチ(MFA, Material Factor Approach)と抵抗係数アプローチ(RFA, Resistance Factor Approach)がある。これらの方法を単純化した式で表すと次式になる。

$$R_d = f(x_k / \gamma) \quad (\text{MFA}) \quad (1)$$

$$R_d = R / \gamma, \quad R = f(x_k) \quad (\text{RFA}) \quad (2)$$

ここに、 $R_d$  は地盤抵抗  $R$  の設計値、 $x_k$  は地盤パラメータ  $x$  の特性値、 $\gamma$  が部分安全係数である。地盤抵抗とは、例えば直接基礎の鉛直支持力、また、深い基礎の鉛直抵抗に関しては周面摩擦力や先端支持力、水平抵抗に関しては地盤の受働抵抗などである。一方、地盤パラメータとは、地盤抵抗を評価するために必要な力学定数(地盤定数)であり、せん断抵抗角  $\phi$  や粘着力  $c$  である。

MFA では、まず、おのおのの地盤パラメータの特性値にそれぞれの部分安全係数を適用して地盤パラメータの設計値を設定する。そして、それらを用いて地盤抵抗の設計値を算出する。一方、RFA では、まず、地盤パラメータの特性値を用いて地盤抵抗を算出する。地盤抵抗が複数の抵抗要素の和からなる場合、例えば、杭の鉛直支持力が周面と先端の寄与分の和として評価される場合には、それぞれの要素について特性値を計算する。そして、得られた要素ごとにそれぞれの部分安全係数が適用され、その和を取ることで設計抵抗値を得る。複数の抵抗要素それぞれに部分安全係数を適用する場合には、MRFD (Multiple Resistance Factor Design) 書式と呼ばれることもある<sup>2)</sup>。本節では、道路橋基礎の設計を対象に、設計書式として MFA と RFA のいずれが適するかについて考察する。

まず、例として、それぞれのアプローチを用いて支持力係数  $N_\gamma$  を算出し、鉛直力を受ける直接基礎を設計する場合を考える。 $\phi$  の値が大きくなるに

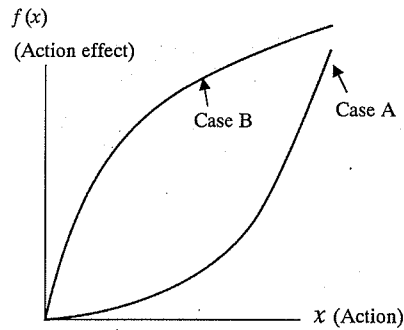


Fig. 1 Relationships between actions and action effects

たがい  $N_\gamma$  の値は指数関数的に増加するため、 $\phi$  の値が大きくなるにしたがい  $\phi$  の変化に対する  $N_\gamma$  の変化率も指数関数的に大きくなる。今、部分安全係数の値はある 1 つの定数で与えられるとすれば、MFA により  $\phi$  に部分安全係数を考慮する場合と考慮しない場合に決定される基礎の寸法比は  $\phi$  が大きくなるほど大きくなる。一方、RFA により  $N_\gamma$  に部分安全係数を考慮する場合と全く考慮しない場合に決定される基礎の寸法比は  $\phi$  の値によらず一定である。

欧州の基礎の設計基準(ユーロコード 7)<sup>3)</sup>の策定において中心的な役割を果たしてきた Simpson はこの問題に関して次の意見を述べている<sup>4)</sup>。基礎だけに限らず欧州の構造物設計基準における原則的な考え方<sup>5)</sup>に基づけば、Fig. 1 に示す  $x$  と  $f(x)$  のいずれに安全係数に適用するのかが次のようにして決定される： $\Delta x$  に対して  $\Delta f$  の増加の方が大きければ(同図 Case A)、安全係数は  $x$  に適用する。ここに  $\Delta$  は増分である； $\Delta f$  に対して  $\Delta x$  が大きければ(同図 Case B)、部分安全係数は  $\Delta f$  に適用する。すなわち不確実性が結果に与える影響が大きい方に安全係数を適用するということであり、合理的な考え方である。地盤抵抗は多くが受働問題であり Case A に分類される。先ほどの鉛直力を受ける直接基礎の支持力問題も  $\Delta \phi$  に対する  $N_\gamma$  の変化分が大きいことから材料係数アプローチ MFA が適することになる。

一方、筆者らは、より実務的な観点から次の見解を持っている。現在の道路橋基礎の設計法である安全率設計法は、支持力に安全率を考慮していることから本質的には RFA とみなされる。したがって、MFA を導入する場合、上で MFA と RFA の得失を比較した際に見たように、構造部の諸元が現在の設計基準によるものに比べて著しく異なってしまうことが予測される。設計基準の変更が構造物の寸法の

大幅な変化を引き起こすことは、これまでの経験に基づいて設計結果の妥当性を判断することを難しくする。これは、設計計算の過誤を見逃す可能性が大きくなることから望ましくない。一方、RFAを導入する場合には、地盤がいずれの $\phi$ の値を有する場合であっても伝統的な計算を用いて設計を行う限りにおいては従来とほぼ同程度の諸元の基礎が設計されるように部分安全係数を決定することが可能であろう。

上記の見解はカナダでの過去の事例<sup>6)</sup>も教訓にしている。OHBDC (カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準) 第2版<sup>7)</sup>は、1983年、北米で初めて上下部構造とも完全なMFAによる限界状態設計法を採用した道路橋の設計基準として知られている。しかし、当時の技術者にはMFAによる地盤・基礎設計は受け入れられず、導入に伴う混乱と議論を巻き起こした。例えば、矢板設計の場合のように、主働土圧と受働土圧の双方を考慮しなければならないケースでは、MFAでは部分安全係数の適用方法を明確にしておかなければ設計が混乱するし、不経済な設計となることもある。このような状況は、橋台基礎の設計など、頻繁に生じ得るものと考えられる。その点、RFAは、MFAに比べて、異なる基礎が保有する安全余裕度を一定に近づけることが難しいと考えられるが、基準を使う立場の技術者にとっては適用上のミスが少なくなるというメリットはある。結局カナダでは1992年発行のOHBDC 第3版からRFAに転換することとなり、現行CHBDC (カナダ道路橋設計基準)<sup>8)</sup>にもこの設計法が引き継がれている。

以上の理由から、伝統的な設計計算法を前提とする限り、道路橋示方書の部分安全係数設計法は当面RFAを原則とすることがよいと考えられる。

加えて、可能な限り信頼性理論を援用して部分安全係数値を設定することが大切であろう。その結果、技術の発展を信頼性という尺度でも評価できるようになり、設計結果に反映させることができるようになる。

### 3. 地盤パラメータの特性値と部分安全係数

はじめにも説明したように、設計計算に用いる地盤パラメータの値をどのように決定するのかという問題は、基礎の設計において最も重要な点の一つである。これは、式(1)、(2)における地盤パラメータの特性値と設計値をどのように決定するのかという問題と同じである。本節では、特に地盤パラメータの特性値の定義について議論する。なお、ここでの議

論は、MFA, RFAに関わらず成立するものである。

欧州の基準における特性値の評価法を概観すれば、現状では例えばBS8002<sup>9),10)</sup>では“マスとしての堅実な評価 (conservative estimates of the mass strength)”，ユーロコード7<sup>3)</sup>では“限界状態の発生に影響を及ぼす値の慎重な評価 (a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state)”とされており、定量的な評価法のガイダンスは与えられていない。しかし、“堅実な評価”，または“慎重な評価”という定義は、基礎構造物の設計においてじん性(変形性能)を期待しないのであれば妥当な判断であろう。例えば、水平力・転倒モーメントを受ける群杭基礎の設計において、群杭中の一本の杭も極限鉛直支持力に達することを許容しないということであれば、控えめな値の評価に意味がある。部分安全係数で割り増された荷重作用に対して地盤の支持力も基礎の部材耐力も力をベースに照査されるので、確かに安全側に設計できる。

しかし、日本の耐震設計のように、大地震時の基礎の設計において基礎の変形性能を考慮する場合には、Eurocodeの方法は問題がある。例えば設計計算に用いる地盤パラメータの特性値として控えめに評価された値を用いた計算は、非線形の応答変位は安全側に(大きめに)評価するが、断面力を過小評価してしまう可能性がある。さらに、例えば杭基礎の場合、基礎の非線形挙動を引き起こす要因が杭の鉛直支持力が上限値に達することにあるのか、あるいは杭体が曲げ変形により塑性化することにあるのかで基礎の終局状態(破壊モード)が変化し得る。すなわち、複数の限界状態を有する場合、地盤パラメータ値を割り引いて評価することが一つの限界状態には安全側であったとしても他の限界状態に対しては安全側であるとは限らない可能性がある。このような場合には、限界状態同士を媒介する地盤パラメータの特性値は平均値から大きく異ならないようにしておくのが良いと考えられる。

また、ユーロコード7において定量的評価のガイダンスが与えられていないことについて批判的見解もある。その主張は、信頼性ベース設計 (Reliability-based design, RBD) による限り、特性値は確率密度関数を用いてのみ、例えば、平均値、または(平均値 $-1\sigma$ ) ( $\sigma$ : 標準偏差) によって定義されなければならないというものである<sup>11)</sup>。

これらに対して、筆者らは地盤パラメータ $x_k$ の特性値の定義を次のように考えることを提案する。特性値 (characteristic value) は、設計計算においてその土層の代表値として入力される値と考えて良い。

したがって、基礎の設計に関しては、当該土層における  $x$  の平均的な値 (mean value) とすることを提案する。期待値 (expected value) と言っても良い。例えば入手可能なデータの単純な算術平均値などにに基づきそれを工学的に判断することにより設定されるものであるが、設定目標は最も生じ得る基礎の挙動を評価するための値であると定義することが筆者らの提案である。

そして、もう一つの提案がある。設計計算に用いる地盤パラメータの特性値は平均値であるが、それも推定値である。したがって、推定の信頼度を反映させた平均値の推定値を特性値とすることである。この詳細は次節に示す。

一方、地盤パラメータの空間的なばらつきが計算される抵抗に与える影響、地盤抵抗評価モデルのモデル誤差などが部分安全係数として評価される。複数の破壊モードが考えられる場合には、部分安全係数の組み合わせを複数準備し、想定される破壊モードに対応するだけの照査を行うことで考慮できるだろう。同じく耐震設計を地盤・基礎構造・上部構造一体系の動的解析結果に基づいて行う場合には、地盤パラメータは構造物に作用する荷重にも抵抗力にも大きく影響を与える。このような場合にも、特性値は変えず、地盤パラメータの値が地震荷重 (作用) に与える影響に着目した場合と、抵抗側に与える影響に着目した場合といういくつかの部分安全係数の組み合わせを用いて、それぞれ照査を行うという方法が可能と考えられる。

なお、特性値の定義に関する提案は、基礎が受ける地盤抵抗の評価の観点からなされたものである。その他の問題に関しては、例えば透水に関わる問題では土の体積の平均的な問題ではなく局所的に最も弱い箇所が問題になる。斜面の進行性破壊などについても同様のことが言えるであろう。すなわち脆性的な破壊モードを想定して設計する場合には、平均値よりも分布の裾野を推定する方が適すと考えられる。

#### 4. 特性値を決定するまでの手順

例えば直接基礎の支持力に関して、標準貫入試験の  $N$  値からせん断抵抗角  $\phi$  や粘着力  $c$  を評価し、それに基づき支持力係数  $N_\gamma$  を評価する場合を考える。このとき設計で一般に用いられる  $\phi, c$  の推定式は、 $N-\phi, N-c$  の相関式そのものではなく、控えめな値が与えられるように設定されていることが多い。これを統計的に解釈すると次のようになる：

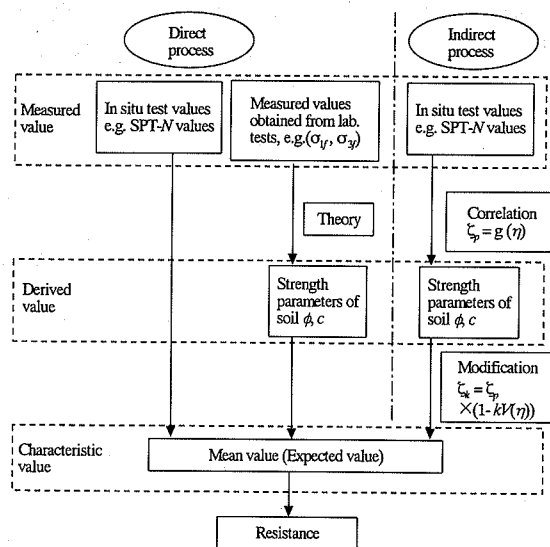


Fig. 2 Process for obtaining characteristic values of geotechnical parameters from ground investigation results

- 1) 相関関係を用いるということは  $N$  値を介して  $\phi$  や  $c$  の平均値を予測しようとしているが、
- 2) 単純な相関式よりも控えめな  $\phi$  や  $c$  の値が与えられるということは相関式による平均値の推定精度を考慮している。

これに準じれば、平均値 (mean value, expected value) の推定精度を考慮して地盤調査から地盤抵抗 (resistance) の特性値 (characteristic value) を得る手順は Fig. 2 のように整理できる。

##### (1) 直接的な手順による場合

直接的な手順 (direct process) とは、地盤調査結果から得られたパラメータ (以後「計測値 (measured value)」と呼ぶ) に基づき直接的に特性値 (characteristic value) を評価することである。例えば、室内試験結果 (laboratory test) から得られた破壊時主応力  $\sigma_{1f}$  や  $\sigma_{3f}$  に基づき理論 (theory) (モールの円) により導出値 (derived value) としての  $\phi$  および  $c$  の値を算出する。技術者は、いくつかの、かつ、ばらついた導出値から当該土層を代表する  $\phi, c$  の値、すなわち  $\phi, c$  の特性値を決定する。

##### (2) 間接的な手順による場合

間接的な手順 (indirect process) とは次の通りである。例えば、地盤調査として標準貫入試験を行い、得られた  $N$  値 (計測値, measured value) を経験的相関式 (correlation) を介して  $\phi$  や  $c$  (導出値, derived value) に変換し、変換の結果得られた  $\phi$  や  $c$  の導出値に基

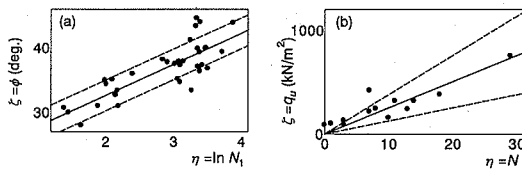


Fig. 3 Examples of data distribution between SPT- $N$  value and  $\phi$  and between SPT- $N$  value and  $q_u$

づき  $\phi$  や  $c$  の特性値 (characteristic value) を評価する。このとき、技術者は、いくつかの、かつ、ばらついた導出値から当該土層を代表する  $\phi$  や  $c$  の特性値を評価する。もしくは、いくつかの、かつ、ばらついた計測値 (measured value) からその代表値を求め、それと相関式 (correlation) により導出値 (derived value) および特性値 (characteristic value) を決定することになる。直接的な手順と異なるところは、計測値から導出値を得るときの平均値推定における不確実性に配慮する必要がある点である。そこで、相関式を経た特性値の算出は、これまでの経験的手法に立脚した次の方法によることを提案する。なお、この提案法は、部分安全係数設計法に依存したものでなく、安全率を用いている従来通りの設計においても用いることが可能なものである。

計測値  $\eta$  から  $\zeta$  の導出値  $s_p$  を得る場合、 $\eta$ - $\zeta$  間の相関式

$$s_p = g(\eta) \quad (3)$$

を用いるが、そこから特性値  $s_k$  を評価するときには相関式に対する標準偏差の  $k$  倍だけ減じるものとする。ここで、 $\eta$ - $\zeta$  関係において  $\eta$  の値に関わらず分散が一定とみなされる場合と  $\eta$  に比例して分散が増加するとみなされる場合の両方で具体的な取扱いが異なる。前者の場合は Fig. 3(a) に示すように  $s_k$  は  $\zeta$  から一定値を減じることによる修正 (modification) が行われ、後者の場合は Fig. 3(b) に示すように  $s_k$  は  $\zeta$  を一定値で除することによる修正が行われる。結局、これらは変動係数  $V$  を用いて次式でまとめられる。

$$s_k = s_p \times (1 - kV(\eta)) \quad (4)$$

なお、ここでは簡単のため式(3)は十分な数のデータから得られているものとした。問題は非超過確率、または  $k$  としてどれだけ見積もれば良いかである。これを決定する絶対的な方法を示すのは難しいが、ここでは良く用いられている以下に示す2つの経験的な例に基づき、強度定数  $\phi, c$  については  $k=1$  とすることを提案する。

まず、 $N$  値から  $\phi$  を推定する相関式について調べ

る。平成14年に改訂された道路橋示方書下部構造編では、巻末の参考資料として  $N$  値から  $\phi$  を推定するための参考式が新しくされた<sup>1),12)</sup>。文献<sup>12)</sup>によれば、新しい参考式は密な地盤において従前の基準に示されていた参考式と同程度の  $\phi$  を与えるものであり、また、 $\phi$ - $N$  の相関式の分散  $V$  は  $N$  の値によらず一定とみなされるものである。文献<sup>12)</sup>に示される  $\phi$  と  $\ln N$  のデータをプロットしたのが Fig. 3(a) である。

$N_1$  は有効上載圧に関して補正した  $N$  値である。実線がデータの単純な相関式であり、破線は式(4)において  $k = \pm 1$  とした場合である。そして、道路橋示方書の参考式は式(4)において  $k=1$  とした場合に相当する<sup>12)</sup>。なお、 $k=1$  とした場合、これを下回る確率は約16%である。

次に、 $N$  値から一軸圧縮強度  $q_u$  を推定する式についても調べる。文献<sup>13)</sup>には多数の実測データが図示されており、平均値が  $q_u = 25N$  kN/m<sup>2</sup> 程度であることが示されている。さらに、同図から分散は  $N$  値に応じて大きくなる傾向があることがわかる。ただし、その値は明確ではない。そこで、筆者らが有するデータを用いて検討してみた。Fig. 3(b) に筆者らが有するデータを示す。 $q_u$ - $N$  関係の回帰式は  $q_u = 24.2N$  kN/m<sup>2</sup> であり、文献<sup>13)</sup>のデータとはほぼ同等であった。また、実測値と計算値の比の変動係数  $V$  は0.595であった。Fig. 3(b) に回帰式を実線で、式(4)において  $k = \pm 1$  とした場合を破線で示す。一方、設計実務では  $q_u = 12.5N$  kN/m<sup>2</sup> などが参考にされることが多い。この式は、式(4)において  $k=1$  とした場合にほぼ相当する。以上より、現在の設計でよく参考にされる  $\phi$ - $N$ 、 $q_u$ - $N$  の推定式は、 $k$  の値として1程度が考慮されているとみなせる。

ここでは  $N$  値からの推定に関してのみ分析したが、これは例えばコーン貫入強度やセルフポーリング式原位置試験結果との相関式であっても分布が正規分布や対数正規分布に従うならば  $k=1$  の値を準用して良いものとする。粘性土の調査に標準貫入試験とコーン貫入試験を用いた場合、コーン貫入試験結果の方が粘着力に対する相関が高いだろう。したがって、コーン貫入試験結果と粘着力の相関式が利用可能になれば、コーン貫入試験結果に基づく方が標準貫入試験結果に基づくよりも、同等の信頼度を有しながら粘着力の特性値やそれに関わる設計値を大きく評価でき、最終的に経済的な設計につながると考えられる。すなわち、提案法は、当該土質に適応性が高い調査方法ほど合理的な設計結果をもたらすものであり、調査方法の多様な選択を促すものである。

ただし、 $k=1$ は強度定数の場合の検討結果である。剛性については別途研究が必要であると考え。

## 5. 部分安全係数のキャリブレーション

本論文で提案した手順により得られる地盤パラメータの特性値は、どのような経路を辿って来ようとも『平均値の推定値』である。結局、部分安全係数のコードキャリブレーションは直接的な手順によって特性値が推定されることを前提に行えばよい。そうして決定された部分安全係数値を直接・間接のいずれの手順により特性値が評価される場合に対しても適用することにすればよい。これは、設計フォーマットとして式(1), (2)に示したMFAとRFAのいずれを用いる場合であっても同じである。

## 6. おわりに

本論文では、道路橋示方書に将来的に部分安全係数設計法の導入することを考え、MFAがよいかRFAがよいか、ならびに特性値の評価法について考察を加えた。読者諸氏の積極的な討議を期待し、今後の基準作成作業に生かしたい。

### 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，2002。
- 2) Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H.: EPRI Study on LRFD for Transmission Line Structure Foundations, *Proc. International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design* (eds. Honjo et al.), Kama-kura, pp. 253-261, Balkema, 2002.
- 3) CEN/TC250/SC7: prEN1997 Geotechnical design Part 1, General rules (stage 49), 2003.

- 4) Simpson, B.: Partial factors: where to apply them?, *Proc. of the ISSMGE/TC23 International Workshop (LSD 2000)*, Melbourne, CD-ROM, 2000.
- 5) CEN: Eurocode 0, Draft prEN 1990, Basis of design, 1999.
- 6) Becker, D.E.: Limit States Foundation Design Code Development in Canada, *LSD2003: International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering practice*, Cambridge, Massachusetts, ISSMGE/TC23, World Scientific, 2003.
- 7) Ministry of Transportation Ontario, Ontario : OHBDC2 Ontario Highway Bridge Design Code and Commentary, Second Edition, 1983.
- 8) Canadian Standards Association: Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC). CSA Standard S6-00, Rexdale, Ontario, 2000.
- 9) BSI: *BS8002 Code of practice for earth retaining structures*, 1994.
- 10) Simpson, B.: National report on limit state design in geotechnical engineering: United Kingdom, Europe, *Proc. of the ISSMGE/TC23 International Workshop (LSD 2000)*, Melbourne, CD-ROM, 2000.
- 11) Phoon, K.K., Becker, D.E., Kulhawy, F.H., Honjo, Y., Ovesen, N.K., and Lo, S.R.: Why consider reliability analysis for geotechnical limit state design?, *LSD2003: International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering practice*, Cambridge, Massachusetts, ISSMGE/TC23, World Scientific, 2003.
- 12) 福井次郎, 白戸真大, 松井謙二, 岡本真次: 三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験  $N$  値との関係, 土木研究所資料, 第3849号, 2002.
- 13) 日本港湾協会: 港湾施設の技術上の基準・同解説 (上巻), 1999.

(2004.1.6 受付)

## SOME DISCUSSIONS TOWARD THE IMPLEMENTATION OF PARTIAL FACTOR DESIGN OF FOUNDATIONS

Jiro FUKUI, Masahiro ISHIDA, Masahiro SHIRATO and Kenji MATSUI

Issues on the basis of foundation design are discussed in conjunction with partial factor format, i.e. design approaches and the estimation of characteristic values of geotechnical parameters, for the future development of foundation design codes. First, it is examined which approach is more suitable for foundation design, material factor approach or resistance factor approach, and it is concluded that the later is better from the practical point of view. Second, a common procedure from a ground investigation/testing to the determination of design geotechnical parameters is proposed. The reliability of geotechnical investigation should be considered in the stage of the evaluation of characteristic values.