

III. 6 耐震設計の検証技術に関する研究

研究予算：運営費交付金(一般勘定)

研究期間：平 11～平 14

担当チーム：構造物研究グループ基礎チーム

研究担当者：福井 次郎、白戸 真大

【要旨】

近年、構造物の設計基準は性能照査型への移行が強く要請されている。本研究は、性能照査型基準にふさわしい道路橋基礎の設計法を研究したものである。まず、橋梁基礎に要求される耐震性能を明確にした。次に、一定の信頼性を有した基礎の設計が行われるように、地盤調査結果から設計で用いる地盤抵抗を評価するまでの手順を提案した。また、杭基礎の設計に用いる部分安全係数のコードキャリブレーションを行う手法を検討し、既往の方法の問題点を明らかにした。

キーワード：基礎、部分安全係数設計法、地盤パラメータ、信頼性、新技術

1. はじめに

近年、構造物建設の一層の合理化を達成するために、新技術の活用、多様な発注形態の導入が求められている。それに応じて、画一的な仕様ではなく、要求される構造性能を照査・検証する設計基準、いわゆる性能照査型基準の導入が求められている。そして、性能照査型基準に基づく設計は、その設計過程を可能な限り工学的な指標を用いて定量的に説明できるように行う必要がある。これは地盤に関わる構造物に関しても例外ではない。

材料として見た場合、地盤はばらつきが非常に大きいことから、設計計算に用いる地盤定数や地盤抵抗の評価は設計者の経験的な判断に依存してきた経緯がある。もちろん、性能照査型基準に基づく場合にも設計者の経験的な判断は否定されるものでない。しかし、地盤調査から地盤定数を決定し、地盤抵抗の評価に至るまでに関わる様々な不確実性が設計に反映される一連の過程を明確にする必要がある。さらに、ある一定の信頼性を有した設計が行われるためには、不確実性の考慮を定量的に行う方法について基本的な合意があり、その上で設計者の経験的な判断が考慮される必要がある。

したがって、本課題では、道路橋基礎に要求される性能を明確にすること、地盤調査、地盤定数の評価、地盤抵抗の評価という一連の過程に関わる様々な不確実性を明確な形で考慮し、耐震性能を検証する設計体系を確立すること、また信頼性の考慮を定量的に行う場合の基本的な考え方を示すことを目的に研究を行った。

2. 道路橋基礎に要求される耐震性能

平成 14 年に道路橋示方書¹⁾²⁾が改訂された。改訂の目的の一つは、道路橋示方書を性能照査型の基準へと移行させることであった。そこで、本研究においても橋の耐震性能を確保するために基礎に必要とされる耐震性能とその照査項目が検討され、その結果は改訂された道路橋示方書に反映された。ここに、概略を示す。詳細は文献¹⁾³⁾を参照されたい。

道路橋示方書では、橋の耐震性能として耐震設計上の供用性、修復性、安全性の3つの観点を示された。この中の橋の耐震設計上の修復性について、特に基礎の耐震性能の観点から短期的修復性と長期的修復性の2つの観点があることが示された。これは、基礎は地中部にあることから、震後、橋の供用を開始するまでの短期間のうちに詳細な点検を行い、必要に応じて補修作業を完了するという手順を踏むことが困難であることを反映したものである。

したがって、レベル2地震動に対する基礎の耐震性能の照査では、橋の供用の回復は短期で行うことができるように、また基礎本体の損傷の復旧は長期的には可能であることを照査することを求めることにした。前者に対応するのが橋の耐震設計上の供用性および短期的修復性、後者に対応するのが橋の耐震性能の長期的修復性である。また、耐震設計上の安全性は、これらの照査を行うことにより自動的に満足される。結局、各性能が満足されることを照査するための基礎の限界状態と対応する照査項目は、基礎の安定と基礎本体の修復性の観点から表-1の

ようにまとめることができた。さらに、橋脚基礎について、基礎の限界状態と地震時保有推定耐力法による照査項目を整理すると表-2 が得られた。

3. 杭に要求される性能とその検証項目

杭基礎は、直接基礎と並んで採用数が多い基礎形式であり、建設時における環境への配慮などから新しい杭の施工法が活発に開発されている。新工法を用いる場合には載荷試験の実施など特別な検討が行われる必要がある。しかし、検討が必要な事項は必ずしも明確ではなく、それが技術開発のゴールを不明確にしていた。そこで、道路橋の杭に必要とされる性能とその検証項目を整理した結果、以下の4項目に集約できた。そして、これらは、平成14年に改訂された道路橋示方書下部構造編²⁾において解説された。

- 1) 鉛直載荷試験および水平載荷試験の結果から支持力特性が明らかであること。ここで、支持力特性とは、鉛直方向に関しては極限支持力および鉛直荷重～沈下関係、水平方向に関しては水平力～水平変位関係である。
- 2) 杭と地盤の間にゆるみが無く、変位の小さい段階から必要な鉛直、水平地盤抵抗を確保できること。
- 3) 杭体の曲げ耐力、せん断耐力、変形性能の算定手法が載荷試験結果より明らかであり、かつ変形性能は道路橋示方書で細目が規定される杭と同等以上であること。
- 4) 工法の施工管理手法が明らかであり、所定の手法によれば上記1)～3)が確実に発揮できること。

4. 信頼性を考慮した地盤定数や地盤抵抗の評価

本研究では、従来の(もしくは伝統的な)計算モデルにより設計計算を行うことを前提に研究を行った。たとえば動的解析による場合や、地盤そのものをソリッド要素でモデル化した有限要素解析により設計計算を行う場合は対象にしていない。

4.1 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、深い基礎の水平抵抗に関わるものでは地盤の受働抵抗である。 x_k は地盤パラメータ x の特性値であり、地盤パラメータとはたとえばせん断抵抗角 ϕ や粘着力 c である。特性値の定義は4.2において行うが、設計計算で用いるその土層の代表値と考えて良い。そして、 γ が安全係数である。MFA において R_d が複数の地盤パラメータから得られる場合には、おのおのの地盤パラメータの特性値に対してそれぞれの安全係数を適用して地盤パラメータの設計値を設定したのち、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、 R がいくつかの抵抗要素から構成される場合には、それぞれの抵抗要素にそれぞれの安全係数が適用される。たとえば杭基礎の鉛直抵抗は周面摩擦と先端支持の2つの抵抗から成り立ち、その設計値の評価においては周面と先端のそれぞれの抵抗の推定精度に応じた安全係数が周面と先端のそれぞれの抵抗に適用される。これは MRFD (Multiple Resistance Factor Design) 書式と呼ばれることもある。

この両者の得失を比較する。例として、それぞれのアプローチを用いて直接基礎の支持力係数 N_γ を算出する場合を考える。 ϕ の値が大きくなる従い N_γ の値は指数関数的に増加するため、 ϕ の値が大きくなるにしたがい ϕ の変化に対する N_γ の変化率も指数関数的に大きくなる。今ある部分安全係数の値はある定数で与えられるとすれば、MFA により ϕ 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 ϕ が大きくなるほど大きくなる。一方、RFA により R 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 ϕ の値によらず一定である。

確かに、Simpson が指摘するように³⁾、この問題では x の増加に対する R の増加の方が大きいことから、MFA による場合の方が材料強度のばらつきが設計の信頼性に与える影響を直接的に考慮できる。そして、この考え方に基づけば、一般に地盤抵抗は受働問題であることから、材料強度のばらつきが信頼性に与える影響を直接的に考慮するという観点からは MFA が好ましい。

しかし、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 とみなされ得るものである。したがって、MFA を導入する場合、対象土層の ϕ の値によ

っては構造物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。設計法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過ご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 ϕ の値を有する場合であっても従来設計とほぼ同程度の諸元の基礎が設計されるように安全係数を決定することが可能であろう。

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

4.2 地盤パラメーターの特性値

地盤パラメーター x_k の特性値は、当該土層のその平均的な値とする。期待値と言っても良い。もちろんデータの単純な算術平均値ではなく、データに基づき、それを工学的判断することにより決定されるものである。以下に平均的な値とした理由を述べる。

式(1)、(2)によれば、設計地盤抵抗は、特性値をどのように決めようとも安全係数を調整することで同じ値が得られる。しかし、各地盤パラメーターごとに特性値の設定が異なるという状態は、設計の途上で混乱を招く恐れがある。これを避けるために平均値であると決めておくことは受け入れやすい。

また、基礎の最も生じ得る挙動を把握する努力は合理的な設計結果をもたらすと考えられ、そのためには地盤パラメーターの代表値は当該地盤の平均的な性質を表す値であることが良い。

平成14年に改訂された道路橋示方書では、将来の部分安全係数設計法の円滑な導入に向けて「設計に用いる地盤定数」の原則が初めて示された。その内容は、上記の考察の結果が反映されたものであり、「設計に用いる地盤定数」は「基礎に作用する荷重に対して、その地盤条件下で最も高い確率で起こり得る基礎の挙動を推定するもの」であり、「当該地盤の平均的な値と考えられるもの」とであるとされている。

ただし、ここに示した特性値の定義は、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、たと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ことなどから、別な定義が適しているかもしれない。

4.3 設計地盤定数を決定するまでの流れ

4.1でも述べたとおり現在の道路橋基礎の安全率設計法はRFAとみなし得るものであるが、4.1の道路橋示方書の記述からも分かるように従来から設計計算に用いる x の値の設定にはMFAに近い考え方もまた用いられている。たとえば標準貫入試験の N 値からせん断抵抗角 ϕ や粘着力 c を推定し、 N_p を評価する場合には控えめな値が採用される。

結局、地盤調査から地盤抵抗の特性値を得る手順は図-1のように整理することができる。

直接的な手順による場合：地盤調査結果から得られたパラメーター(以後、「計測値」と呼ぶ)に基づき地盤抵抗を評価する場合。たとえば、三軸圧縮試験から得られた ϕ や c に基づきそれらの特性値を評価し、直接基礎の支持力係数や深い基礎の推定抵抗に関わる地盤の受働土圧強度を評価する場合。

間接的な手順による場合：地盤調査の計測値を相関式などを介して別な種類の地盤パラメーターに変換し、その変換された地盤パラメーター(以後、「導出値」と呼ぶ)に基づき変換された地盤パラメーターの特性値を評価し、地盤抵抗を算出する場合。たとえば、地盤調査として標準貫入試験を行い、得られた N 値を相関式を介して ϕ や c に変換し、変換の結果得られた ϕ や c に基づき直接基礎の支持力や深い基礎の水平抵抗に関わる地盤の受働土圧強度を評価する場合。このとき N 値が計測値であり、計測値から相関式を介して得られた ϕ や c が導出値である。

そして、間接的な手順による場合には、計測値から導出値を得るときに相関式を介している分の不確実性に配慮する必要がある。そこで、相関式による導出値の算出は、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、現在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 η から ζ の導出値 ζ_p を得る場合、 η - ζ 間の単純な相関式

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

から得られる ζ の値から変動係数 V の k 倍だけ減じた値を ζ_p とする。すなわち次式で定義される。

$$\zeta_p = \zeta \times (1 - kV(\eta)) \quad (4)$$

そして、 k の値は、以下に示すこれまでの経験的な値を準用し、 $k=1$ とすることを提案する。式(4)で $V(\eta)$ としたのは、 η - ζ 関係において η の値に関わらず V が一定とみなされる場合と η に比例して V が増加するとみなされる場合の両者で具体的な取扱

いが異なることを表すためである。前者の場合は ζ_p は ζ から一定値を減じることにより得られ、後者の場合は ζ_p は ζ を一定値で除すことにより得られる。ここで、式(4)は式(3)を得るためのデータの数が十分に多くあることを前提としている。

平成14年に改訂された道路橋示方書下部構造編²⁾には、巻末の参考資料として N 値から ϕ を推定する新しい相関式が示された。その参考式は密な地盤において従前の基準に示されていた相関式と同程度の ϕ を与えるように決定されたものであるが、式(4)の観点から見ると、変動係数 V は N の値によらず一定とみなされるものであり、式(4)において $k=1$ とした場合に相当する⁵⁾。さらに、 N 値から一軸圧縮強度 q_u を推定する相関式について調べた。文献⁶⁾には多数の実測データが図示されており、また、平均値が $q_u = 25N \text{ kN/m}^2$ 程度であることが示されている。さらに、図から変動係数は N の値に応じて大きくなる傾向があることが分かるが、その値は明確ではない。一方、設計実務ではTerzaghi and Peckの提案する $q_u = 12.5N \text{ kN/m}^2$ が参考にされることが多い。そこで、実測データと $q_u = 25N \text{ kN/m}^2$ より算出される計算値の比の変動係数が50%程度あれば、 $q_u = 12.5N \text{ kN/m}^2$ は式(4)において $k=1$ としたときの式にはほぼ一致する。そこで、後で用いる図-3のデータに関して q_u - N 関係の回帰式を求めて検討したところ、回帰式は $q_u = 24.2N \text{ kN/m}^2$ であり、実測値と計算値の比の変動係数 V は0.595であった。図-3のデータ数は14であり、さほど多くはないが、現在の設計でよく参考にされる q_u - N 関係の相関式は k の値として1程度が考慮されているとみなせる。

ここで提案した手順により得られた地盤抵抗の特性値は、地盤調査の信頼性が反映された値である。したがって、次に示すコードキャリブレーションは直接的な手法によって特性値が推定されることを前提に行えば良く、得られた地盤抵抗の特性値は直接的、間接的な手順を問わず適用できる。

4.4 コードキャリブレーション

FORM (First-Order Reliability Method) による信頼性解析結果⁷⁾に基づき設計値法により安全係数を設定する場合、基本変数 X_i の安全係数 γ_i は次式により算出される。

$$\gamma_i = \frac{1}{1 - \alpha_i \beta_i V_i} \quad (5)$$

ここに、 V_i は基本変数 X_i の変動係数、 α_i は感度係数または分離係数と呼ばれるもの、 β_i は構造物の目

標信頼性指標である。なお、式(5)では基本変数 X_i の確率分布を正規分布であると仮定している。実際の設計基準においては、基本変数 X_i に関する部分安全係数 γ_i の値は、設計基準で対象としている構造物に広く適用できるように、言い換えると一連の γ_i を用いて設計された構造物の信頼性指標が常にある一定の値 β_i に近い値を取るよう決定する必要がある、その設定作業をコードキャリブレーションと言う。よく行われるのは、多数の既存構造物に対して信頼性解析を行い、構造物ごとに α_i や保有する β を求め、最終的にそれぞれ標準的と考えられる値を決定し、 γ_i を決定するというものである。

本研究においても、杭基礎の設計に用いる部分安全係数のコードキャリブレーションを試みた。しかし、部分安全係数値を決定するには至らなかった。その理由は、

- 1) システムの信頼性解析の困難さ：杭基礎の限界状態は部材の損傷に起因するものと支持力に起因するものがあり、また、1基の杭基礎といえども複数の杭から構成されることから、それぞれの杭における部材耐力のばらつき、鉛直支持力のばらつき、さらには水平地盤抵抗のばらつきが考慮される。このような複雑な構造システムにおける各基本変数 X_i に対する感度係数 α_i を評価することは容易ではない。
- 2) 杭径は、力学的な観点からだけでなく施工機械の諸元や既製品の規格に応じて決定されるので、既設基礎の信頼性解析を行った場合にそれぞれの杭基礎の保有する信頼性指標がかなりばらつく。

そこで、文献⁷⁾では、これらの困難を回避して杭の鉛直支持に関する限界状態に関して信頼性解析とコードキャリブレーションを行う方法を提案し、その有効性を示した。簡単に説明すると、信頼性解析をシステムとしてではなく、一本の杭に対して行う。まず、既往の複数の設計事例から最外縁の一本の杭について、杭頭に作用する死荷重の大きさとその比率を調べ、両者の相関関係を同定する。そして、ある地盤条件の下で杭長とその杭に作用する死荷重を仮定し、先に求めた荷重の比率により杭頭に作用する全荷重を求め、一本の杭の設計を現行基準に従って行う。設計は、設計上必要最小限の杭径になるように杭を設計する。これをいくつかの地盤で、また一つの地盤でいくつかの死荷重に対して行う。そして、設計された複数の単杭を用いてコードキャリブレーション

ンを行う。このようにすれば、全体系の解析を行うことなくシステムとして荷重・抵抗関係が考慮でき、また一度に一つの限界状態のみを考えていることから、信頼性解析はずっと容易になる。今後、この手法を用いて鉛直支持力に関するコードキャリブレーションを進めるとともに、その他の限界状態も含めたコードキャリブレーション手法を開発する必要がある。

通常の方法、すなわち多数の既存構造物の信頼性解析から感度係数や信頼性指標の目標値を得た上で部分安全係数を設定するという方法に対する代替案としては、それとは逆の手順で、部分安全係数を初めに仮定していくつかの構造物を設計した上で、設計された構造物の有する信頼性指標のみを比べるという作業を繰り返すことにより、設計結果の信頼性指標がある一定の値に近づくように部分安全係数値を試行錯誤的に調整することが考えられる。ただし、代替案は、膨大な試算数を必要とする。

4. 5 地盤調査の質が設計結果に与える影響

地盤調査の質が設計結果に与える影響について事例分析を行った。砂質土が主体である地盤上の橋脚 2 基と粘性土が主体である地盤上の橋脚 2 基に関して、直接的な手順により地盤抵抗を評価した場合と間接的な手順により地盤抵抗を評価した場合に対してそれぞれ場所打ち杭基礎を設計した。設計は、現行の設計基準に従い、地震時保有水平耐力法の照査を満足するように行った。これは部分安全係数を 1 とした場合の試設計とみなすこともできる。間接的な手順による場合には N 値から式 (4) に相当する相関式 (上述した現在の設計実務でよく参考にされている式) を用いて ϕ , $c (=q_u/2)$ の導出値を算出し、地盤抵抗を評価して設計した。また、直接的な手順による場合には、 N 値から式 (3) に相当する相関式を用いて求めた ϕ , $c (=q_u/2)$ の値を用いて算出した地盤抵抗を直接的な手順により評価したときに得られるであろう地盤抵抗であるとみなした。その結果、粘性土が主体である地盤においては直接的に強度定数を評価した場合の方がフーチングおよび基礎の諸元が小さくなるという結果が得られた。したがって、全てのケースというわけではないが、粘性土が主体の地盤では標準貫入試験だけではなく一軸圧縮試験や三軸圧縮試験を行うことで、調査コストが増加することを差し引いても基礎の建設コストが削減できる可能性が大きいものと考えられる。

4. 6 設計図書

実際の基礎の設計では、建設地点の調査結果に基づき設計者が工学的な判断を加えて決定した地盤パラメーターの特性値が用いられ、照査が行われるべきである。しかし、この場合、基礎の設計結果を検証するためには、地盤調査から地盤抵抗の評価がなされるまでの一連の過程は設計図書として記録されるべきである。この考察を受けて、平成 14 年に改訂された道路橋示方書下部構造編²⁾では、設計図書に記載すべき事項として、従来の項目に加えて「地盤の特性 (地盤調査結果、地盤定数の設定根拠)」が新たに加えられた。

5. まとめ

本研究で得られた成果は以下の通りである。

- 1) 道路橋基礎の耐震性能を明らかにした。
- 2) 新工法の開発が活発である杭に関して、道路橋基礎に用いられる杭に要求される性能とその検証項目を明らかにした。
- 3) 部分安全係数設計法による道路橋基礎の設計体系、および、地盤調査の信頼性が設計結果に反映される設計体系を提案した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002. 3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2002. 3.
- 3) 白戸真大、福井次郎：「基礎の耐震設計法」、基礎工、Vol. 30, No. 6, pp. 49-56, 総合土木研究所, 2002.6.
- 4) Simpson, B.: "Partial factors: where to apply them?", LSD2000 Int. WS. Limit State Design in Geotechnical Engineering (eds. Ovesson, N. K. and Day, P), ISSMGE TC23, pp. 145-154, 2000.11.
- 5) 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、2002.2.
- 6) 日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説 (上巻)、1999.4.
- 7) Honjo, Y., Suzuki, M., Shirato, M., and Fukui, J.: "Determination of partial factors for a vertically loaded pile based on reliability analysis", Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 91-109, 2002.10.

表-1 基礎の限界状態と照査項目

限界状態	照査項目と耐震設計上の性能との関係	照査項目：基礎の安定 ・基礎本体の修復性 ・基礎の変位が橋に与える影響
副次的な塑性化にとどめられている状態	修復性, 供用性	・基礎が不安定にならない ・基礎本体が修復可能な損傷程度である (副次的な塑性化では, 基礎の塑性化に伴う基礎の過大な残留変位は一般に生じない)
	安全性	(修復性, 供用性の照査により満足される)
復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態	修復性, 供用性	・基礎が不安定にならない ・基礎本体が修復可能な損傷程度である ・基礎本体に生じ得る残留変位が基礎の供用の妨げにならない
	安全性	(修復性, 供用性の照査により満足される)

表-2 基礎の限界状態と地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査

限界状態	照査項目	地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査
副次的な塑性化にとどめられている状態	・基礎が不安定にならない ・基礎本体が修復可能な損傷程度である	・基礎が応答が「基礎の降伏」に達しない ・基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回らない
復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態	・基礎が不安定にならない ・基礎本体が修復可能な損傷程度である	・基礎の応答塑性率が許容塑性率以下となる ・基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回らない
	・基礎本体に生じ得る残留変位が基礎の供用の妨げにならない	・基礎の応答回転角が基礎の回転角の許容値以下となる

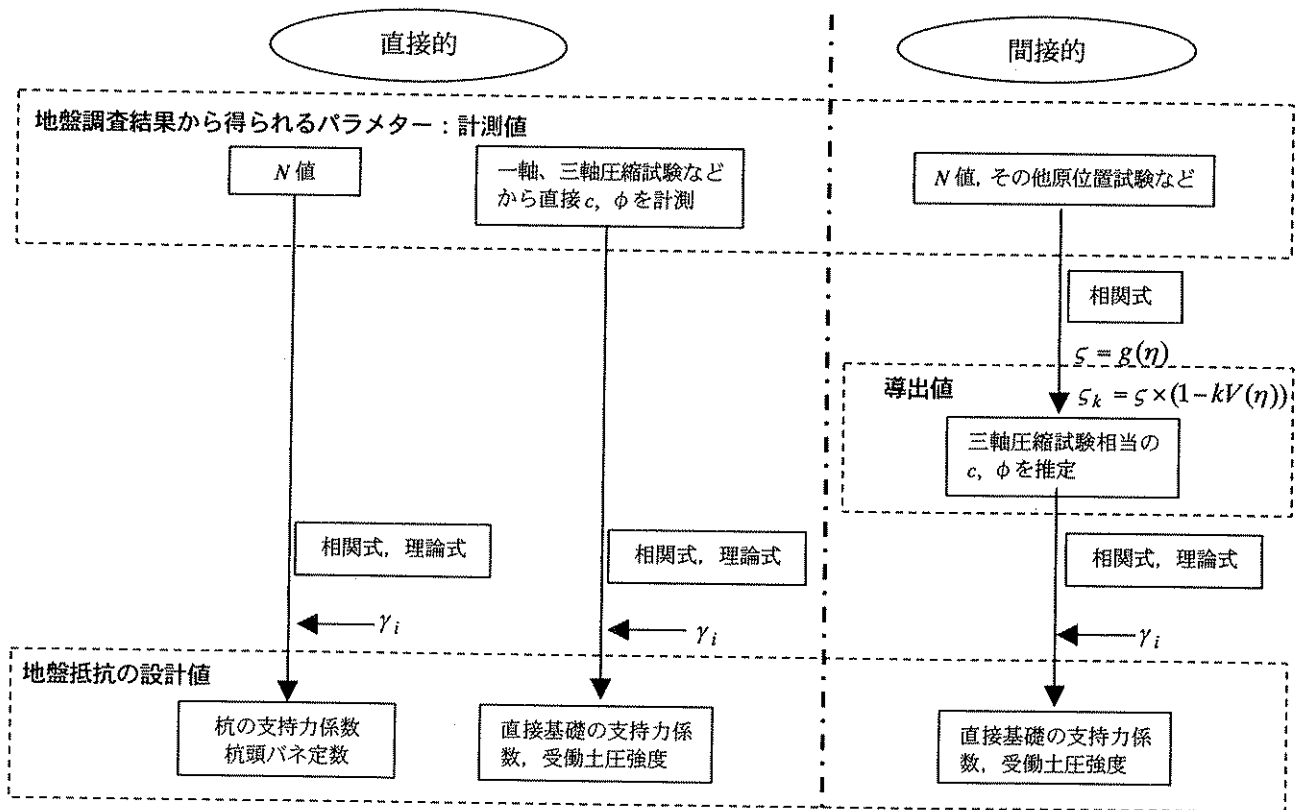


図-1 地盤調査から地盤抵抗の設計値を得るまでの手順