

戦-29 深礎基礎等の部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金(道路勘定)

研究期間：平 20～平 24

担当チーム：CAESAR 橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一，白戸真大，河野哲也

【要旨】

平成 14 年度版の道路橋示方書¹⁾は、性能照査型の設計に改められた。次期改定では、より一層の性能規定化の実現するために信頼性を考慮した部分係数を用いた照査式の導入検討が進められ、20 年度までに土木研究所 CAESAR において直接基礎や杭基礎の照査式が検討されたところである。本研究は、深礎基礎や柱状体基礎について信頼性に基づく部分係数を用いた照査式を開発するものである。20 年度は、地盤の水平支持に関する弾性限界点を規定するための工学指標、及び弾性限界点までの基礎の水平挙動をモデル化するための地盤反力係数の見直しを行った。その結果、杭基礎と柱状体基礎の弾性限界点を示す工学指標の統一的な解釈と地盤反力係数のモデル誤差とそれに及ぼす地盤調査の質の影響を明らかにした。

キーワード：水平抵抗，塑性化領域，地盤反力係数

1. はじめに

わが国の道路橋の設計基準である道路橋示方書は、平成 14 年の改訂版(以下、H14 道示¹⁾という)において、構造物に期待されている機能を踏まえ、構造物や部位・部材等の構造要素について確保されるべき性能など設計の意図が明示され、それに対して部位・部材の限界状態を設定し、照査することを求めるという性能照査型への移行に踏み出した。次期改定では、より一層の性能規定化を推進するためには限界状態に対する安全余裕度を見込む方法を明瞭にする必要があるため、照査において、従来経験的に用いられてきた安全率に替わり、データと信頼性に基づく部分係数を用いるものとしている。既設道路橋の中でも使用実績の多い直接基礎・杭基礎²⁾の照査に関わる部分係数の検討は別課題にて本年度まで概ね完了し、次期道路橋改訂の素案として日本道路協会下部構造小委員会にて審議されている。本研究は、直接基礎・杭基礎に引続き、近年、道路橋基礎に用いられる基礎形式として採用割合が増加している³⁾深礎基礎の設計法を整備するとともに、深礎基礎及び柱状体基礎に対して、信頼性に基づく部分係数型の照査式を開発するものである。

ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎はいずれも深い基礎であるが、施工法や一般的な出来型における剛性が異なるので、基礎形式ごとに個別に設計法が開発されてきた。それでも、平成 8 年の道路橋示方書³⁾の改訂において、柱状体基礎として、部材や地盤抵抗モデルの考え方についてはある程度体系化に向けた取り組みがなされた。しかし、同じ深い基礎に分類される杭基礎

や深礎基礎との体系化は十分に図られていない。

そこで、本年度は、杭基礎とケーソン基礎を対象とし、水平支持における弾性限界点の統一的な解釈を試みる。さらに、弾性限界点に至るまでの基礎の挙動を計算するために必要な地盤反力係数の推定式について見直すとともに、モデル誤差とモデル誤差に与える地盤調査法の精度の影響の定量評価を行う。

2. 地盤の水平支持における弾性限界強度および終局強度

道路橋示方書の基礎の設計は、基礎が上部構造をどのような状態・反力特性で支持するのかという観点で記述されている。これを受け、上部構造物からの荷重が載荷されることを念頭においた載荷試験結果に基づいて設計法が構築される。図-1 は、上部構造からの水平荷重を受ける単杭又はケーソン基礎の荷重・変位曲線の模式図である。荷重の増加に伴って変位も増加するが、ある変位レベルを超過すると、荷重は増加しなくなる。この荷重の上限値が極限支持力であり、基礎に期待できる支持力の最大値である。一方、図-1 に示すように、基礎の挙動は、その初期から非線形である。しかし、供用期間中に頻繁に作用する荷重に対して、変位が急増する点に達しない範囲に基礎の挙動を制限することにより、供用期間中に変わらぬ反力特性が期待できると考えられる。そこで、可逆的な挙動が期待できる限界点を弾性限界(降伏)点とし、このときの基礎の支持力を降伏支持力、このときの基礎の変位を降伏変位と呼ぶ。

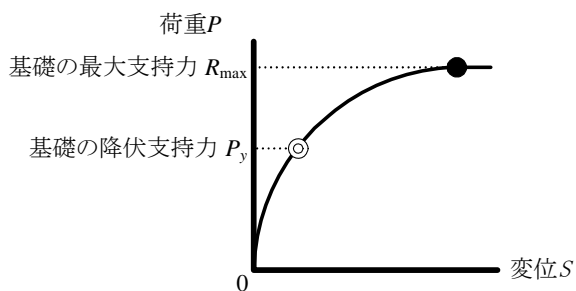


図-1 水平荷重を受ける単杭やケーソンの荷重・変位曲線の模式図

荷重・変位曲線に非線形化が生じる主な要因として、基礎前面水平地盤抵抗の非線形化、基礎底面の浮上がり、基礎底面鉛直地盤抵抗の非線形化などが考えられるが¹⁾、以下では十分に根入れの長い基礎であり、荷重変位曲線の非線形化が主として基礎前面水平地盤抵抗の非線形化に起因する場合を想定する。

現在の道路橋示方書¹⁾の基礎の水平支持に関する設計において、地盤水平抵抗の非線形化を特徴づける点として以下のものが考慮されている。

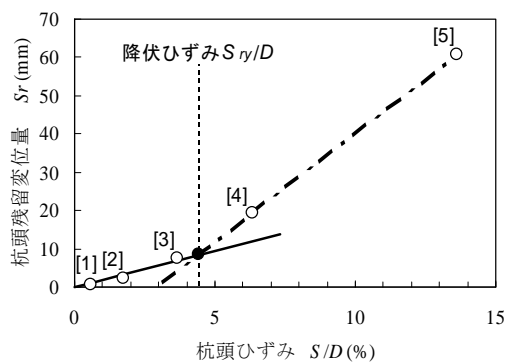
- ・常時、レベル1地震時における下部構造から決まる許容水平変位：基礎の残留変位が顕著にならないようにするための許容変位で、基礎幅の1%と15 mmの大きい方で、最大50 mmとされている。
- ・常時、レベル1地震時におけるケーソン基礎の許容水平支持力：基礎前面の水平地盤反力度が上限値を超えない。ここに、各深度の基礎前面地盤の地盤反力度の上限値は、受働土圧強度を安全率(常時：1.5、レベル1地震時：1.1)で除した値である。
- ・レベル2地震時におけるケーソン基礎の降伏の目安の一つとして与えられる、根入れ長の60%の長さの範囲で基礎前面地盤反力度が地盤反力度の上限値に達するとき。ここに、各深度の基礎前面地盤抵抗の上限値は、受働土圧強度の3倍程度である。

これらの指標は、本来、相互に関係を有することが考えられるが、それぞれの基礎形式の設計法が個別に開発のされた経緯があり、統一的な解釈がなされていない。柱状体基礎には様々な寸法、剛性があることから、今後、設計法を合理化し、信頼性を評価するためには、力学挙動の統一的な解釈が必要である。

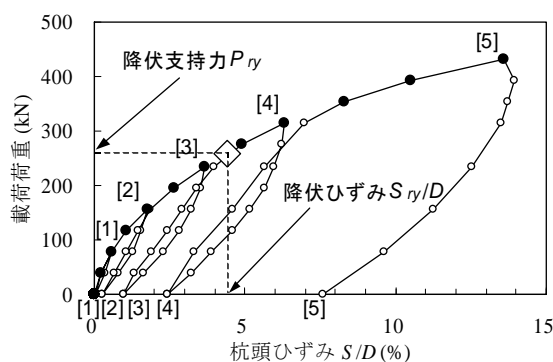
2. 1. 載荷試験データにおける降伏点の特定方法と降伏変位の統計量

降伏点を見つける手段として、2つの方法がある。1つめは、図-2に示すように、残留変位急増点から求める方法

である(例えば4)。段階載荷試験による各載荷サイクルの除荷後の杭頭残留変位量 S_r と除荷前の杭径に対する杭頭変位量の比率(杭頭ひずみ S/D) の関係を用いて、残留変位急増点における杭頭ひずみを降伏ひずみ S_{ry}/D とし(図-2(a))、対応する載荷荷重を杭の降伏支持力の実測値 $R_y (=P_{ry})$ とする(図-2(b))。



(a) 残留変位急増点



(b) 降伏変位 S_{ry} 時の載荷荷重

図-2 残留変位急増点から求める方法

2つめは、図-3に示すように載荷試験データをワイブル分布曲線式で近似(以下、ワイブル近似とよぶ)し、ワイブル分布曲線の降伏点を、各試験の降伏点とする方法である。ワイブル分布曲線式を次式に示す。

$$\frac{R}{R_{uw}} = 1 - \exp \left[- \left(\frac{S}{S_0} \right)^m \right] \quad (1)$$

ここに、 R_{uw} : ワイブル分布曲線式により推定した極限支持力、 S : 変位、 S_0 : ワイブル分布曲線式により推定した弾性限界変位、 m : 曲線の曲がり具合を示す変位指数である。ワイブル近似は、荷重・変位曲線から降伏点を明確に定義することが難しいため、荷重・変位曲線を数学的にフィッティングし、初期勾配から二次勾配へ移行する点を降伏点とする数学的な方法である⁵⁾。このとき、杭の極限支持力 R_u と杭の降伏支持力 R_y の関係はワイブル近似により $R_y \approx 0.63R_u$ として求められる⁶⁾。

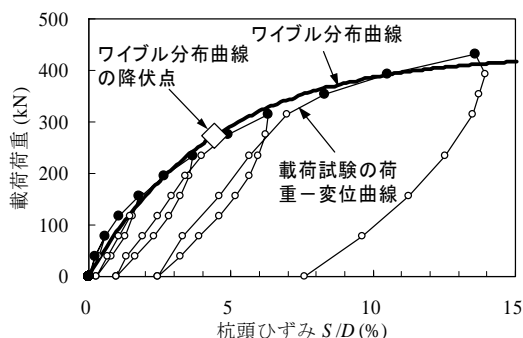


図3 ワイブル近似する方法

過年度までの成果によれば⁴⁾、(残留変位急増点の変位)/(ワイブル近似曲線から求められる降伏変位)の比率の平均値は1.01、変動係数は45%であり、これら二つの方法により求められる変位の値はほぼ同じである。降伏ひずみ S/D の統計量は、平均値 Mean = 0.057、変動係数 COV = 0.39 であった。一方、2.2.1 に述べるデータに対して、(残留変位急増点の荷重)/(ワイブル近似曲線から求められる降伏支持力)の比率を求めると、平均値は1.1、変動係数は40%であり、ワイブル近似曲線から求められる降伏支持力は、残留変位急増点から求められる降伏支持力を若干過小評価している。ここで、変動係数 COV は、標準偏差 σ と平均値 Mean の比であり、載荷試験数を n とした時、 $\{\sigma / (n-1)\}^{1/2}$ を平均値 Mean で除することで求まる。

2.2 降伏点において地盤反力度が上限値に達している領域の割合

上述の通り、基礎が降伏変位に達するときの変位量については把握できているが、ケーソン基礎の設計における許容支持力等との関係づけるためには、降伏点に達したときに、前面地盤の塑性化領域率がどの程度であるかを調べる必要がある。前面地盤の塑性化領域率は、以下のようにして評価することができる。

杭基礎の場合は、杭頭に作用する水平荷重に対して、杭の特性長さである杭頭から $1/\beta$ (有効長) の範囲で負担されるとモデル化できる⁵⁾。そして、荷重が徐々に増加していく場合には、抵抗する有効長の領域の地盤のうち、浅い部分と深い部分の地盤が均等に抵抗力を発揮するとは考えにくく、図4のように、上限値の小さい浅い地盤から塑性化が徐々に深度方向に進展していくものと解釈される。そこで、本研究では、図4 に示すように、杭の前面地盤を塑性化領域と弾性領域に区分し、弾性領域の地盤反力度は深さに応じて直線的に低下し、水平抵抗に関与する特性長さの下端で0になると仮定する。このとき、 $1/\beta$ の位置の地盤反力度の上限値を Q とすると、ある深さ $a \times 1/\beta$ ($a < 1$) の位置の地盤反力度の上限値

は、 aQ となる。前面地盤の抵抗は、図4の三角形の面積としてあらわされるので、有効長 $1/\beta$ のうち a の領域の地盤が塑性化しているときの地盤抵抗は、 $a(1/\beta)Q/2$ となる。一方、有効長の範囲の地盤が全て塑性化したときに発揮される前面地盤の抵抗力は、 $(1/\beta)Q/2$ である。ここで、降伏点において作用している荷重と前面地盤の極限支持力の比率をとると、それはすなわち、前面地盤の塑性化領域率 a である。

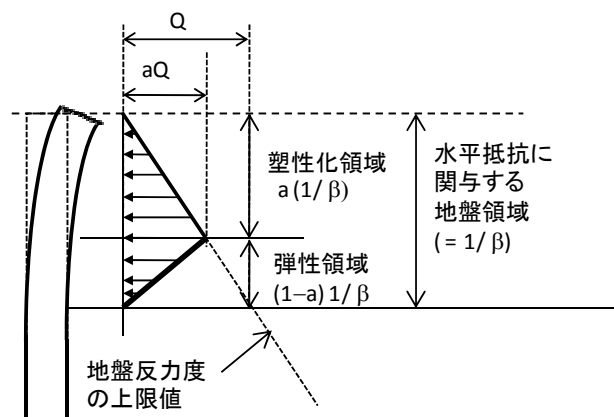


図4 地盤反力度の上限値の塑性化領域のイメージ

2.2.1 検討に用いる載荷試験データ

検討に用いる水平載荷試験結果は、試験最大荷重 P_{max} まで杭体が弾性挙動しているデータで、かつ、受働土圧が算出できる地盤の基本パラメータがわかる載荷試験データであることが必要条件となる。

このことから、検討に用いる載荷試験データは、以下の条件を満足するものとする。

- 1) 試験最大荷重 P_{max} 時の変位レベル S_{max} が杭径 D の5%以上のデータ
- 2) 試験最大荷重 P_{max} がワイブル近似($m=1$)の降伏荷重 R_y の1.2倍以上($P_{max} \geq 1.2R_y$)のデータ。
- 3) 地表面から載荷点までの高さが杭径以下のデータ。
- 4) 試験最大荷重 P_{max} 時に杭体が降伏していないデータ。
- 5) 受働土圧強度の算出に用いる地盤の基本情報が明らかであるデータ。

上記条件において、条件1)、2)については、ワイブル近似の精度をある程度大きな変位レベルまで確保し、ワイブル分布曲線の降伏点近傍においてもある程度の近似精度を確保するための条件である。条件3)については、試験結果に与えるモーメント外力の影響を、データ間で可能な限り同程度にするために設定した。条件4)は、ワイブル近似で得られる降伏点が杭材料の降伏に起因していないことを確認するための条件である。試験最大荷

重 P_{max} 時に杭体が降伏しているかどうかの判定は、降伏応力度に断面係数を乗じて求められる杭体の降伏曲げモーメントが、試験最大荷重時における地中部最大曲げモーメントの計算値以上であるものとする。条件5)は、地盤の受働土圧を計算するために必要な地盤種別、内部摩擦角 ϕ 、粘着力、 N 値が明らかなデータを選定するものである。結局、条件を満足する載荷試験データは、鋼管打込み杭9件、鋼管回転杭5件、PC・PHC中掘り杭1件、鋼管ソイルセメント杭1件の計16件であった。

荷重・変位曲線を評価する際の変位は、a) 地表面位置で計測されていればその変位を、b) 地表面位置で計測された結果が無い場合、地表面より高く、載荷点よりも低い位置で変位を計測した結果があればその変位を、c) さもなければ、載荷点の変位を用いている。

2.2.2 降伏点における前面地盤の塑性化領域率の評価

図5に、水平載荷試験データをワイブル曲線で近似した結果を示す。なお、上述のように、過年度までの研究から、ワイブル近似曲線は、杭の荷重変位曲線や降伏支持力を精度良く近似できることが分かっており、ワイブル分布曲線により杭の降伏支持力を近似すると、近似値として得られる極限支持力 R_u の0.63倍 ($R_y \approx 0.63R_u$) である⁹⁾。以上より、ワイブル曲線により評価される降伏点における前面地盤の塑性化領域率を算出する。

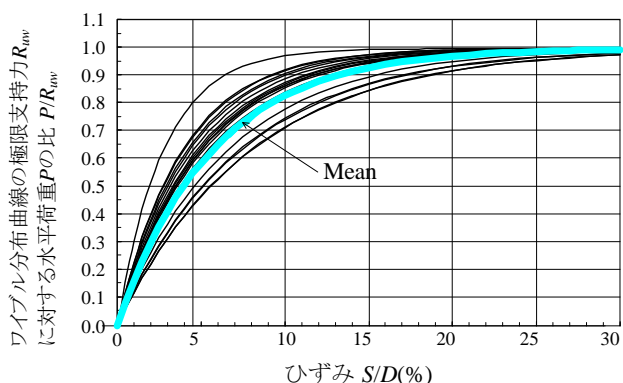


図5 水平載荷試験データをワイブル曲線で近似した結果

杭体が降伏していなければ、杭が降伏支持力を発揮しているときには、地盤抵抗が降伏に達しているものと考えられる。そこで、杭が降伏支持力を発揮しているときの地盤負担分の荷重を（地盤の降伏支持力）を次式で求め、これを以て降伏支持力の実測値とする。

$$R_{y(soil)} = R_y - R_{y(shaft)} \quad (2)$$

ここに、 $R_{y(soil)}$: 地盤の降伏支持力、 R_y : 杭の降伏支持力で

ある。 $R_{y(shaft)}$: 杭体負担分であり、式(3)により求める。

$$R_{y(shaft)} = K_{(shaft)} S \quad (3)$$

ここに、 $R_{y(shaft)}$: 杭体の負担分(kN)、 $K_{(shaft)}$: 杭体負担分のバネ(kN/m)、 S : 杭体変位(m)である。本文では、載荷を受ける杭を図6のような集中荷重が作用する片持ち梁であると考える。荷重が増加するにしたがって、仮想アーム長 L が変化すると考える。この場合の杭体の剛性 $K_{(shaft)}$ は式(4)で求めることができる。

$$K_{(shaft)} = \frac{3EI}{L^3} \quad (4)$$

ここに、 EI : 基礎の曲げ剛性(kNm²)、 E : 基礎のヤング係数(kN/m²)、 I : 基礎の断面二次モーメント(m⁴)、 L : 仮想アーム長(m)である。仮想アーム長 L は、地表面から載荷点までの高さ h と、H14道示IV¹⁾表-解12.9.1に示される半無限長の杭の変形に関する計算式より求められる第一不動点の深さ l ($h \neq 0$ の場合は式(5)、 $h=0$ の場合は式(6))を加えた長さである。そこで、杭体の剛性 $K_{(shaft)}$ を表す式(4)は式(7)のように書き換えられる。なお、式(5)、(6)は、杭頭変位が許容変位程度のレベル以降において適用できるものである。

$$h \neq 0 \text{ の場合} \quad l = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h}{\beta h} \quad (5)$$

$$h = 0 \text{ の場合} \quad l = \frac{\pi}{2\beta} \quad (6)$$

$$K_{(shaft)} = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3EI}{(l+h)^3} \quad (7)$$

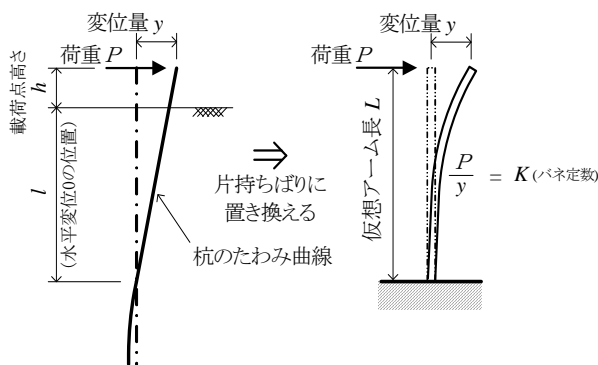


図6 集中荷重が作用する片持ち梁

以上により求めた実測値との比較対象である、杭頭から水平荷重に抵抗する地盤領域である有効長の各深度において水平地盤抵抗が上限値に達したときに発揮される地盤抵抗力の計算値は次式で求める。

$$P_p = P_H D \quad (8)$$

$$P_H = \sum_i \left(\frac{\alpha_p p_{pui} + \alpha_p p_{pli} l_i}{2} \right) \quad (9)$$

ここに、 P_p : 地盤面から有効長で発揮される受働土圧強度から算出された支持力(kN), P_H : 有効長における受働土圧(kN/m), p_{pui} : 有効長における各土層 i で構成される層厚 l_i (m) の上面での受働土圧強度(kN/m²), p_{pli} : 有効長における各土層 i で構成される層厚 l_i (m) の下面での受働土圧強度(kN/m²), D : 杭径(m), α_p : 水平地盤反力度の上限値の補正係数である。 α_p の値は、文献⁹⁾および、H14 道示 IV¹⁾ の 12.10.4 に示される値を用いる(表-1)。

表-1 水平地盤反力度の上限値の補正係数 α_p ¹⁾

地盤の種類	α_p	
砂質土地盤	3.0	
粘性土地盤	$N > 2$	1.5
	$N \leq 2$	1.0

2.2 の冒頭に述べたように、載荷試験から評価された地盤の降伏支持力 R_y (極限支持力 R_u の 0.63 倍 ($R_y = 0.63R_u$)) と式(8) で求められる受働土圧の比率を計算することにより、降伏点において、式(8) で求められる前面地盤の抵抗力の何割程度が発揮されているかが評価できる。

$$a = (\text{地盤の降伏支持力の実測値}) / P_p \quad (10)$$

検討可能な 16 件の水平載荷試験データの降伏支持力に対して、 a を求めたところ、杭種や地盤種別(砂質土、粘性土、又はこれらの互層)に関わらず 53% であった。一方、段階載荷が行われている 7 件のデータについて、降伏点を残留変位急増点として評価した場合に求められる降伏支持力に対して、前面地盤の塑性率を求めたところ、56% であった。降伏点を残留変位急増点から評価した場合に得られる前面地盤の塑性化領域率は、降伏点をワイブル近似により求めた場合として求めた場合の塑性化領域率に比べて若干大きいものの、両者の値はほとんど同じである。

以上より、杭基礎に対して前面地盤の塑性領域率の値により降伏点を予測できる可能性があり、その場合の前面地盤の塑性化領域率は、有効長の 56% 程度であり、およそ 6 割程度であると考えられる。

2.2.3 各種照査点の関係

以上の検討の結果、杭基礎、ケーソン基礎の水平挙動における降伏点は、表-2 のようになる。また、図-7 は、水平荷重を受ける基礎の挙動を特徴づける限界点と現行の設計法における照査点の関係を、荷重・変位曲線上に示したものである。杭基礎については、2.1 で述べたように、残留変位の急増点、もしくはワイブル近似により求められる極限支持力の 0.63 倍の支持力が発揮されている点を降伏点と定義することができ、その時の変位レベルの平均値は杭径の 5.7% であり、このときの地盤の塑性化領域率 a は、杭頭から有効長の 55~60% 程度である。

表-2 基礎の水平支持における降伏点の指標

限界点	変位レベル	基礎の特性長さ(基礎の水平抵抗に關与する領域)の前面地盤の塑性領域率
降伏点	基礎幅の 5.7%	55~60%

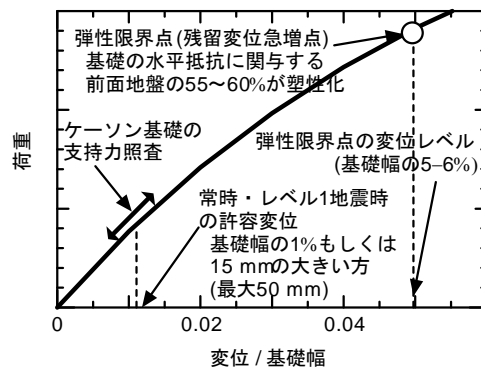


図-7 基礎の水平挙動における限界点と照査点の関係

ケーソン基礎の場合には一般に剛性が大きいことから、基礎の特性長さは基礎の根入れ長とほぼ等しいと考えることもできる。そして、本章の冒頭に示したように、ケーソン基礎の場合には、基礎の特性長さにおける前面地盤のうち 60% の地盤が塑性化した点を降伏点とされている。したがって、水平荷重に対して抵抗を発揮する前面地盤の領域における塑性化領域率 a は、杭基礎・ケーソン基礎にかかわらず同等で、基礎の水平安定における降伏点を定義するひとつの指標として、前面水平地盤抵抗の塑性化領域率が 55~60% になった時と定義できる。

常時・レベル 1 地震時における基礎の設計では、過大な残留変位が生じさせないために、許容変位を設定している。許容変位は、基礎幅(杭径)の 1% もしくは 15 mm の大きい方で、最大 50 mm であり、降伏点における変位レベル 5.7% に対して安全余裕を有したものであると考

えられる。すなわち、常時・レベル1地震時には基礎の変位を降伏点における変位レベルよりもかなり小さい領域に抑えていることになり、基礎に作用する荷重も、基礎の変位が許容変位程度に収まるような値に抑えていることになる。

さらに、ケーソン基礎の常時・レベル1地震時の照査では、基礎の変位の照査に加えて許容水平支持力の照査も要求されている。レベル2地震時のケーソン基礎の降伏の指標の一つとして基礎の特性長さである基礎の根入れ長の60%までの領域で地盤抵抗値が上限値に達したときと定義されており、これまでの検討で、これが地盤抵抗の降伏点を定義する指標であることが分かったことと比較すると、常時・レベル1地震時の許容支持力の照査は、基礎に作用する荷重の大きさは降伏点に対してもかなり小さい領域に抑えているものと思われる。常時・レベル1地震時の許容水平支持力の照査は、基礎の挙動を図7の荷重・変位曲線上のどの範囲に抑えることを意図しているかは明らかではないが、常時・レベル1地震時の設計において、許容変位と許容水平支持力のいずれが基礎の安定照査結果を支配するのかについて調べることで、いずれか一方のみの照査にするなど、柱状体基礎の設計を合理化できるものと考えられる。

3. 地盤調査結果に基づく地盤反力係数の評価方法

地盤反力係数は、基礎の変位を算出するためのモデルの一つである。地盤反力係数の評価方法には、大きく分けて二つある。一つは原位置で載荷試験を実施して得られる荷重・変位曲線から評価する方法である。もう一つは、地盤調査を実施し、地盤の変形特性を評価し、既往の研究で得られている変形係数と地盤反力係数との相関式から予測する方法であり、一般的にはこの方法で求められる。道路橋示方書¹⁾では、相関式として次式が示されている。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}, \quad k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0, \quad B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad (11)$$

ここに、 k_H : 水平方向の地盤反力係数(kN/m³)、 k_{H0} : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)、 B_H : 換算載荷幅(m)、 α : 表-3に示す係数、 E_0 : 表-3に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数(m)、 D : 荷重作用方向に直行する基礎の載荷幅(m)、 β : 基礎の特性値(m⁻¹)である。

しかし、岡原らの検討によれば、現行設計法における推定式の精度は高くない⁷⁾。特に、軟弱地盤や粘性土層

では、地盤調査法によっては、著しく精度が悪い。そこで、本研究では、地盤反力係数の推定式を見直すとともに、地盤調査法ごと、地盤種別ごと、地盤の物性値ごとにその推定精度を調べた。

表-3 変形係数 E_0 と α ¹⁾

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時	地震時
直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0=2800N$ で推定した変形係数	1	2

3. 1. 現行の推定式の根拠の見直し

地盤反力係数の推定式は、次の3つのプロセスから成り立っていると考えられる。

- プロセス 1: 地盤調査の結果得られた変形係数をプロセス2において用いる基準となる地盤の変形係数に換算する手順
- プロセス 2: 基準となる地盤の変形係数から地盤反力係数を求める手順
- プロセス 3: 基礎を設計するための基準変位量の設定とそれに応じた地盤反力係数に換算する手順

3.1.1 プロセス1: 地盤調査法の違いによる地盤変形係数の違いの評価

地盤の変形係数は、その調査方法によって値が異なる。現行の推定式は吉中⁸⁾および吉田ら⁹⁾の検討に基づいて平板載荷試験から求められた変形係数 α を基準として定められている。図-8に吉中が行った平板載荷試験の概要を示す。吉中の実験は、同一地盤に対して複数の載荷幅の載荷版を用いて平板載荷試験を実施したものである。土層内に、幅の異なる載荷幅を異なる深度に設置し、それぞれの載荷幅を水平方向に載荷する。対象とする地盤は砂質土と粘性土である。砂質土、粘性土ともに異なる幅を有する円形載荷版を、異なる深度に設置し、荷重を載荷版の中心に、載荷面に対して直角方向に作用させた。実験が行われた深度は1.8~2.7mである。荷重は、手動ジャッキにて載荷され、最大荷重に達するまでに3~4回の繰返し載荷が行われている。載荷は緩速法により行われ、各荷重段階において、変位が一定に落ち着くまで荷重を保持し、変位の増加が確認できなくなると、次の

荷重段階に移行する方法が採用されている。変位は、載荷板に取り付けられた3~4個のゲージにより計測され、その平均値を載荷板の変位としている。図-9に平板載荷試験の結果得られた荷重・変位曲線の例を示す⁸⁾。縦軸は載荷荷重を載荷面積で除した値 P kN/m²、横軸は変位 S cm である。

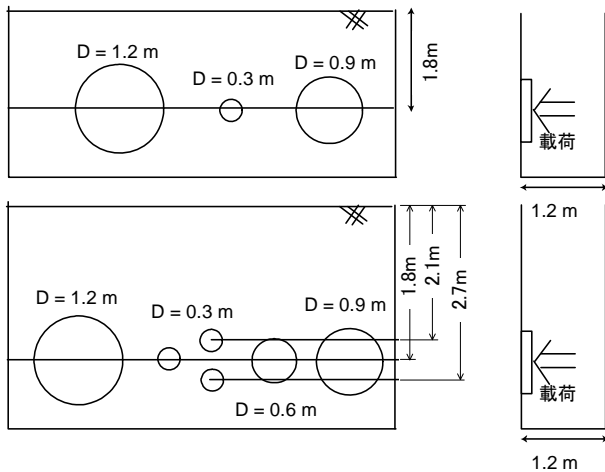


図-8 吉中が行った平板載荷試験概要図

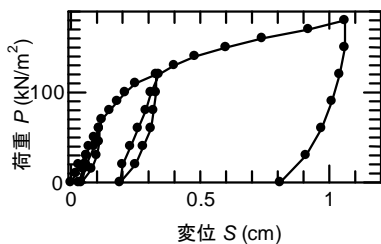


図-9 吉中が行った平板載荷試験で得られた荷重・変位曲線例

本研究でも、吉中及び吉田の実験データを用いて検討を行う。地盤の変形係数は繰返し曲線を用いて評価する。繰返し曲線を用いて評価する場合にも、図-10に示すように、除荷勾配から求める方法と、再載荷勾配から求める方法があり、本文ではこの両方について検討した。ここに、除荷勾配は、除荷開始点と除荷完了点の勾配とする。除荷開始は、荷重・変位曲線において、着目している時刻の次時刻の荷重が着目している時刻の荷重よりも減少するときとする。除荷完了は、除荷がほぼ終了した段階で、着目している時刻の次時刻の荷重が着目している荷重よりも増加したときとする。また、再載荷勾配は、再載荷開始点と再載荷完了点の勾配とする。再載荷開始点は除荷完了点と同一である。再載荷完了点は、再載荷曲線上において、荷重が再載荷完了点と同じか、それ以上になった時とする。

吉中、吉田らは、平板載荷試験から求められる地盤の変形係数と様々な調査法から求められた変形係数の関係

を整理し⁸⁹⁾、表-3に示すような相関関係にあることを明らかにしているが、変形係数の評価法が本研究と同じではない。そこで、これらの係数を再評価した。まず、平板載荷試験から求められる地盤の変形係数 E_p と孔内水平載荷試験から求められる地盤の変形係数 E_c の関係を見直す。検討に用いたデータは、文献⁸⁾の平板載荷試験結果と、吉中が行ったこの平板載荷試験と同位置で行われた孔内水平載荷試験データ⁸⁾である。図-11に E_c-E_p 関係を整理した結果を示す。一般に平板載荷試験は、載荷幅 $D=0.3$ m の剛板を用いて行われているため¹⁰⁾、 $D=0.3$ m の E_p/E_c の値に着目すると、表-3に示す値が得られる。

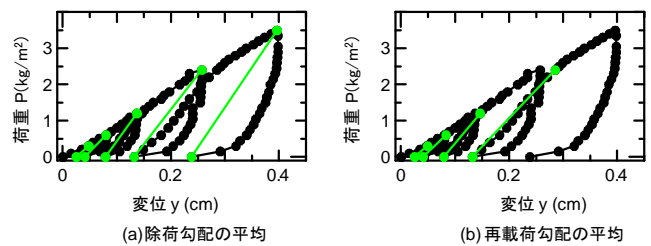
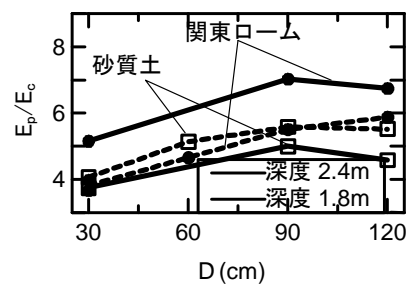
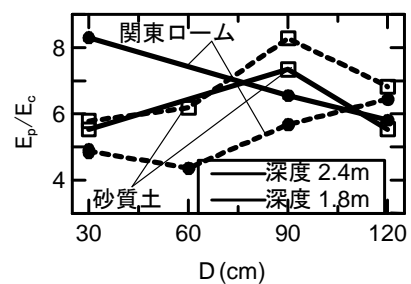


図-10 除荷勾配・再載荷勾配の概略図



(a) 除荷勾配を用いた場合



(b) 再載荷勾配を用いた場合

図-11 E_c-E_p 関係

なお、表4には参考として吉田らの検討結果⁹⁾も合わせて示している。これより、平板載荷試験の結果から変形係数を求める際に、除荷勾配を用いる場合と再載荷勾配を用いる場合や、地盤種別の違いにも大きな差がなく、ほぼ6程度である。

表4 平板載荷試験において載荷幅0.3mの載荷板を用いた場合の E_p/E_c

地盤種類	再載荷勾配	除荷勾配	吉田らの検討結果 ¹⁶⁾
砂質土	5.5	6.6	3.9
粘性土	6.6	6.4	4.5

N値と孔内水平載荷試験から得られる地盤の変形係数 E_c は、吉中が整理した結果に基づき⁸⁾、 $E_c=700N$ の関係を有すると仮定されることが多い。しかし、同時に、吉中は、粘性土については検討データが少ないため、この関係を用いない方がよいと述べている⁸⁾。そこで、本研究では、新たに、全国で実施された地盤調査結果を収集・分析して E_c と N 値の関係を再評価した。図-12 に砂質土、図-13 に粘性土の結果を示す。N 値が小さい領域においては、N 値そのものの推定誤差が大きく、N 値の違いが変形係数の推定に与える誤差が大きいと推測される。そこで、N 値が5未満と5以上に分けて整理した。砂質土については $N \geq 5$ の場合、 $E_c=650N$ 程度であり、相関係数も比較的高い。また、 $N < 5$ の場合は、700程度であるものの、 $N \geq 5$ に比べて相関係数が小さい。一方、粘性土については、およそ $E_c=500-800N$ 程度であるものの、砂質土に比べて相関係数が小さい。 $N < 5$ の地盤や粘性土については、地盤の変形係数を標準貫入試験以外の方法で評価するのがよいと考えるが、参考のため、 $N < 5$ や粘性土に対してN値から地盤の変形係数を推定する場合についても考察する。

吉中、吉田らは、同一地盤で孔内水平載荷試験と室内試験が実施されているデータを収集し、両者の変形係数の関係を調べた結果^{8,9)}、ほぼ同程度の値としている。しかし、検討に用いられたデータ数は必ずしも多くないため、本研究では新たにデータを収集し、検討し直した。

図-14(a) に砂質土、図-14(b) に粘性土、図-14(c) に岩の結果を示す。砂質土および粘性土については、 E_{50}/E_c の値は0.9程度である。岩については、1.7程度であり、室内試験からは孔内水平載荷試験よりも地盤の変形係数がやや大きめに評価するようである。

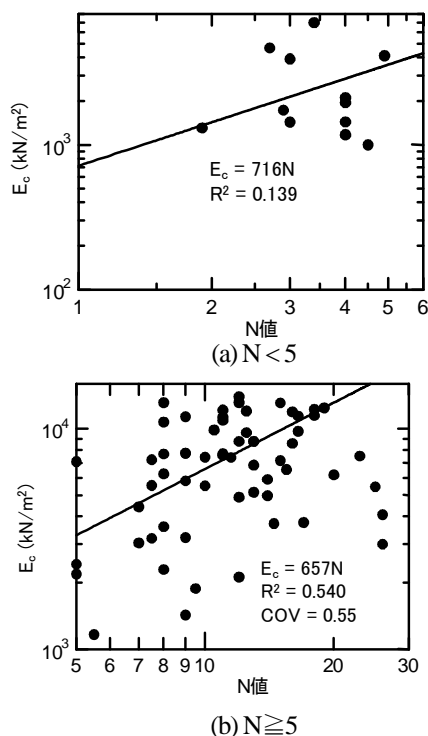


図-12 砂質土における E_c-N 値関係

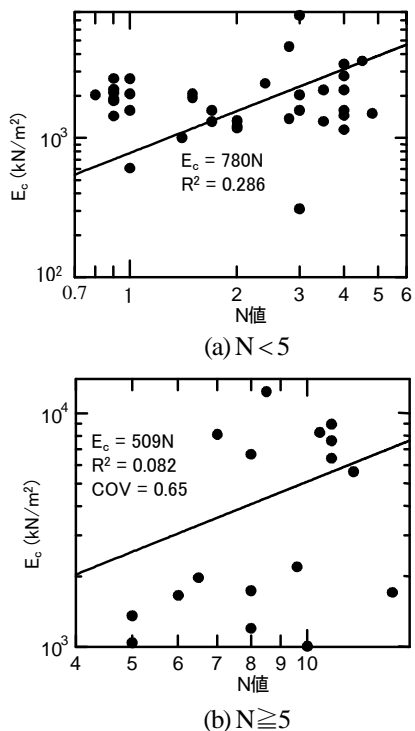


図-13 粘性土における E_c-N 値関係

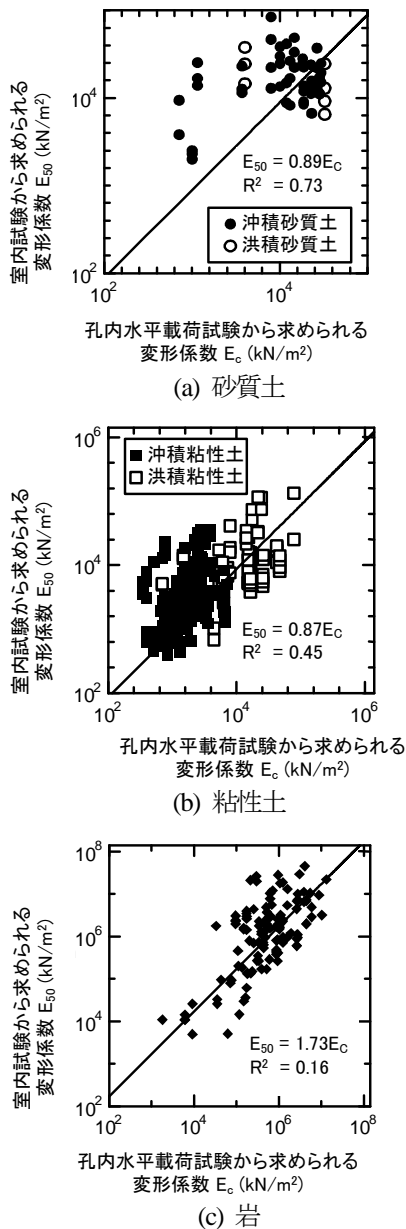


図-14 $E_c - E_b$ 値関係

3.1.2 プロセス2: 基準となる地盤の変形係数から地盤反力係数を求める

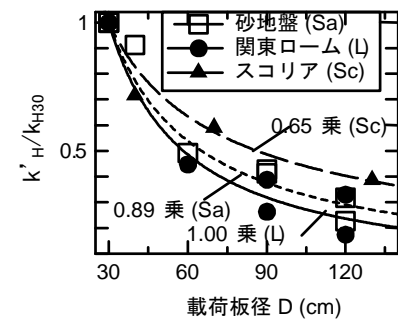
地盤反力係数は、荷重を作用させる構造物の載荷幅に依存する。吉中は、前述の平板載荷試験結果を用いて、荷重幅と地盤反力係数の関係を調べ、地盤反力係数が載荷幅の $3/4$ 乗に比例するとしている⁸⁾。上述のように本研究では平板載荷試験結果を再評価したので、併せて、地盤反力係数の載荷幅依存性について再検討する。

図-13, 表-4に検討結果を示す。図-13の縦軸は、直径30cmの剛体円板を用いて行われた平板載荷試験結果から評価した地盤変形係数 k_{H30} と、直径30cm以外の剛体円板を用いて行われた平板載荷試験から求めた地盤反力係数 k_H の比である。横軸は k_H の算出に用いた載荷板の径で

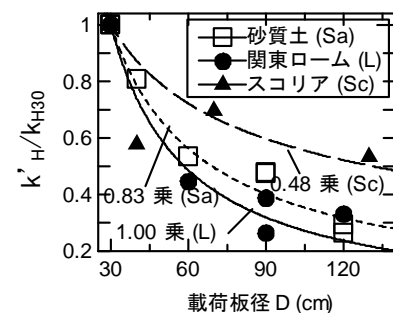
ある。図-15, 表-5より除荷勾配の場合と再載荷勾配の場合で大きな差はない。また、土質の違いによる指数値の違いについて見てみると、粘性土が最も大きく、砂質土、軟岩、スコリアの順に小さくなっている。土質ごとに指数値を変化させることも考えられるが、全体の平均値はおおよそ $3/4$ 程度であることから、土質区分にかかわらず、従来の $3/4$ としてよいと考える。

表-5 載荷幅依存性の指数則の検討結果

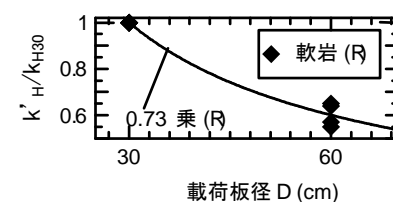
勾配	砂質土	粘性土	スコリア	軟岩	平均
除荷	-0.89	-1.00	-0.65	-0.73	-0.84
再載荷	-0.83	-1.00	-0.48		



(a) 除荷勾配を用いた場合の載荷幅依存性



(b) 再載荷勾配を用いた場合の載荷幅依存性



(c) 軟岩の載荷幅依存性

図-15 地盤反力係数の載荷幅依存性

3.1.3 プロセス基礎を設計するための基準変位量の設定とそれに応じた地盤反力係数への換算

図-16に示すように、地盤反力係数はその変位レベルによって値が異なる。今井は変位レベルによって地盤反力係数がどのように変動するかを調べており¹¹⁾¹²⁾、次式を提案している。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \left(\frac{y/D}{y_0/D} \right)^{-1/2} \quad (12)$$

ここに、 $k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$ は任意変位量のそれぞれの地盤反力係数(kN/m³)である。また、 k_{H0} : 水平方向の地盤反力係数(kN/m³)、 k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)、 B_H : 換算載荷幅(m)、 y : 基礎に生じると想定される地盤面積位置での変位、 y_0 : 基準変位量で杭径の 1%、 D : 杭径である。ただし、今井の検討は、変位レベルが基準変位量 1cm で検討したものであり、現行の基準における杭径の 1%とは異なる。そこで、本研究では、新たに土木研究所が保有する単杭の原位置水平載荷試験データを分析し直し、杭径の 1%を基準変位量とし場合に、ひずみ依存性の指数則がどのように変化するかを検討する。載荷試験は、以下の手順で選定した。まず、一次選定として、次の情報を満たすデータを選定する。

1. 杭径の 2%以上の変位まで載荷されているデータ。
2. 試験最大荷重 P_{max} がワイブル近似($m=1$) の降伏荷重 R_y の 1.2 倍以上($P_{max} \geq 1.2R_y$) のデータ。
3. 地盤面から載荷点までの高さが杭径以下のデータ。
4. $1.2 R_y$ の荷重作用時に杭体に発生する断面力を林・Chang の式を用いて計算した時に、杭体が降伏していないデータ。
5. 載荷段階毎に荷重保持がなされ、荷重保持後のデータが明らかであるデータ。
6. 地盤情報(土層構成, N 値) があるデータ。

上記 1~4 の条件を設定した理由は、2.2.1 と同じである。ただし、条件 1 においては、ひずみ依存性を考慮するという目的に照らし、2%以上の載荷が行われているものを選定した。また、一般に杭の水平載荷試験では、載荷荷重段階毎に変位が収束するまで荷重保持がなされるため、荷重・変位曲線は階段状になる。本検討では、地盤のクリープ変形を考慮した常時の地盤反力係数を検討することとし、各荷重段階において、荷重保持後の荷重・変位曲線を用いて検討することとする。条件 6 は地盤反力係数の計算値を算出するために必要な地盤情報がそろっているものを選定する条件である。そして、一次選定したデータに対して $1/\beta$ の範囲の平均 N 値を求め、N 値が 0 になったデータを排除する。これは、地盤反力係数の計算値を算出するにあたり、N 値が 0 のケースは計算値が算出できないためである。その結果、打込み鋼管杭 21 ケース、中掘り鋼管杭 1 ケース、回転杭 7 ケース、中掘り PC・PHC 杭 2 ケース、プレボーリング杭 2 ケース、鋼管ソイルセメント杭 5 ケース、計 38 ケースが選定され

た。

まず、基準変位量として杭径の 1%を設定し、杭の載荷試験で得られた荷重・変位曲線において杭径の 1%の変位に達したときの割線剛性を求め、地盤反力係数を林・Chang の式を用いて逆算する。これを、基準変位量発生時の地盤反力係数 k_{H0} と呼ぶ。ここにいう杭の変位とは地盤面高さにおける杭の変位である。次に、杭径の 2%、2.5%、3%、3.5%の変位に達したときの地盤反力係数 k'_H を同様に逆算する (図-17 参照) そして、 k'_H/k_{H0} と変位との関係を調べるため、次式に示す指数 x の値を求める。

$$k'_H/k_{H0} = \left\{ \frac{(y/D)}{(y_0/D)} \right\}^x \quad (13)$$

ここに、 k'_H は着目する変位レベル発生時における地盤反力係数、 k_{H0} は基準変位レベル発生時における地盤反力係数、 y は着目する変位(=0.015D, 0.02D, 0.025D, 0.03D, 0.035D)、 y_0 は基準変位(=0.01D) である。

図-17 に検討結果を示す。縦軸は基準変位レベルの時の地盤反力係数(逆算 k_{H0}) と任意の変位レベルの時の地盤反力係数(逆算 k'_H) の比率である。横軸は変位レベルに対して-1/2 で低下していく。地盤種別の違いによる低下傾向の違いも見られない。以上より、ひずみ依存性の指数の値は従来から考えられてきた-1/2 としてよいことが分かった。

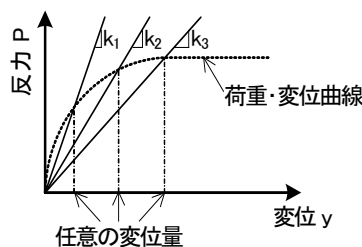


図-16 荷重強度と変位の模式図

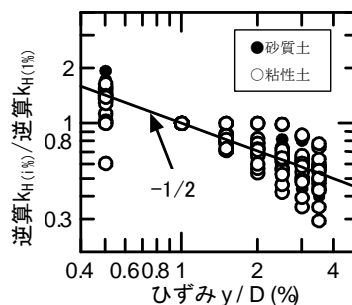


図-17 地盤反力係数のひずみ依存性

3. 2. 地盤反力係数の新しい推定式の提案

前節の見直しを行った結果、基礎に生じる変位レベルを考慮した地盤反力係数を以下のように提案する。

$$k_H = ak_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (14)$$

$$k_{H0} = b_H k_{H00} \quad (15)$$

$$k_{H00} = \frac{E_{00}}{0.3} \quad (16)$$

$$k'_H = k_H \left(\frac{y/D}{y_0/D} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (17)$$

ここに、 k_{Hi} は基準変位量における水平方向の地盤反力係数、 a は基礎の荷重状態を考慮するための補正係数であり、載荷速度、載荷持続時間（クリープ）、繰り返しの影響などにより地盤反力係数が異なる可能性を考慮するためのものである。たとえば、杭の載荷試験が常時を模擬した荷重状態で行われたものと想定すれば、載荷速度、載荷持続時間（クリープ）、繰り返しの影響などを全て含んだ数値として $a=1$ となる。 B_{Hi} は換算載荷幅 ($=0.8D$)、 k_{H0} は換算載荷幅 $0.3m$ の基礎が基準変位レベルに達したときの水平方向地盤反力係数で式(15)より求める。 k_{H00} は直径 $0.3m$ の剛体円盤水平載荷試験における荷重・変位曲線の繰返し曲線から得られる水平方向地盤反力係数で式(16)により求める。 E_{00} は直径 $0.3m$ の剛体円盤による平板載荷試験における荷重・変位曲線の繰返し曲線から得られる地盤の変形係数であり、平板載荷試験以外の地盤調査からこれを推定する場合には表-6による。 k'_{Hi} は基礎に生じる変位レベルを考慮した地盤反力係数で、 y_i は基礎に生じると想定される地盤面積位置での変位、 y_0 は基準変位量で杭径の 1% 、 D は杭径である。

表-6 地盤調査方法で得られた変形係数を E_{00} 換算する方法

変形係数の推定方法	E_{00} への換算式	備考
孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c	$E_{00} = 6E_c$	
標準貫入試験で得られる N 値から求められる変形係数	$E_{00} = 6E_N$	砂質土: $E_N = 650N$ 粘性土: $E_N = 700N$
供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求められる変形係数 E_b	$E_{00} = 6E_b$	

b_H は地盤調査結果から求められた地盤反力係数を、基礎の載荷試験から求められる地盤反力係数に換算するための補正係数であり、3.1.3 で用いた載荷試験から逆算される k 値(逆算 k 値)と式(14)を用いて、次式で逆算される。

$$b_H = (\text{逆算 } k \text{ 値}) / \left\{ ak_{H00} (B_H/0.3)^{\frac{3}{4}} \right\} \quad (18)$$

後述するように、 N 値が小さい範囲においては、地盤反力係数の推定精度が低いことが考えられるため、本文では、 N 値 5 以上のデータより、 b_H を逆算した。その結果、 $b_H=0.3$ とする。

3. 3. 新しい地盤反力係数推定式の予測精度

地盤反力係数を地盤調査結果から求めるときの新しい推定式について、その推定精度を調べる。

地盤反力係数を推定式から求める場合の推定精度は、

(i) 地盤の変形係数 E の推定誤差 COV_E 、

(ii) E から k_H を推定するときのモデル誤差 COV_{E-k}

からなる。ここに、モデル誤差は、実測（又は逆算）値 / 計算値の比の平均値、変動係数であり、 COV は変動係数である。(i) は前節のプロセス 1 に、(ii) はプロセス 2、3 に起因するばらつきである。これら 2 つのばらつきより、地盤反力係数の変動係数 COV_k は、次式で求められる。

$$COV_k = \sqrt{COV_E^2 + COV_{E-k}^2} \quad (19)$$

COV_E は地盤の変形係数のモデル誤差、 COV_{E-k} は、地盤反力係数のモデル誤差である。 COV_E は変形係数の推定方法によって異なる。 N 値から変形係数を推定する場合は、室内試験や原位置試験の変形係数を直接計測する場合に比べて、 N 値から地盤の変形係数 E の換算誤差が入るため、モデル誤差が大きくなる。一方で、 COV_{E-k} は、変形係数 E が真値であるときに得られる地盤反力係数のモデル誤差である。したがって、最終的に、地盤反力係数のモデル誤差 COV_k は、地盤調査方法により異なる。

検討に用いる杭の原位置水平載荷試験結果は、3.1.3 で用いたものと同じである。載荷試験結果から得られる逆算 k 値と式(14)から(16)で得られる計算値を比較する。計算値を求めるために必要な変形係数は、杭頭から杭径の 4 倍の範囲の深さまでの標準貫入試験 N 値の平均値を用いて推定する。ここに、地盤反力係数 k の計算値を求める際に併せて得られる杭の特性長さ $1/\beta$ は、概ね杭径の 4 から 6 倍である。逆算 k 値と計算値の比較を図-18 に示

す。図-18の縦軸は、逆算 k 値 / 計算値であり、横軸は計算値の算出に用いた平均 N 値を示している。 N 値が5未満になると、ばらつきが非常に大きく、推定精度が著しく劣ることがわかる。 N 値が5未満では、 $N=0$ も含めた5段階の N 値に応じて変形係数は5段階しか変化せず、実際の地盤の多様な性質を再現できないこと、また、良く知られているように、 N 値が5未満であるような軟弱な粘性土に地盤に大きい動的打撃貫入エネルギーを与えることで地盤が乱れてしまうので、 N 値と力学パラメータを関連付けることの妥当性がそもそも低いことが理由であると考えられる。

そこで、まず、 $N \geq 5$ の砂地盤で行われた杭の水平載荷試験から、地盤反力係数 k_H のモデル誤差を求めたところ、 COV_k は0.60程度となった。

次に、これを COV_E と COV_{E-k} に分離する。表-6に示す換算式を用いて標準貫入試験 N 値から平板載荷試験で得られる変形係数を推定するときのモデル誤差を求めると、図-12に示すように $COV_E = 0.55$ となる。したがって、 $COV_k = 0.60$ と $COV_E = 0.55$ を式(18)に代入すると、変形係数の真値を地盤反力係数に換算するときのモデル誤差である COV_{E-k} が得られ、 $COV_{E-k} = 0.24$ となる。そこで、 $COV_{E-k} = 25\%$ と設定する。

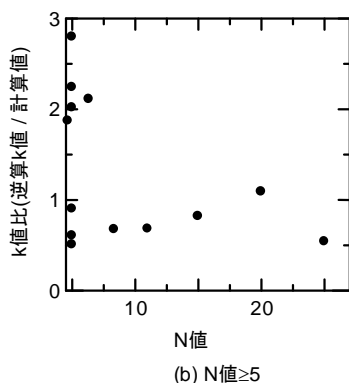
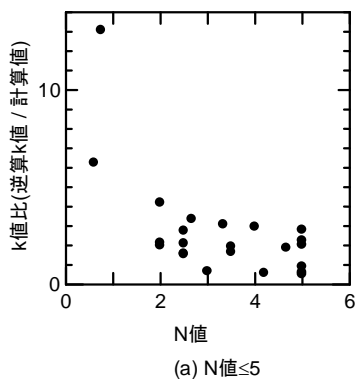


図-18 k 値の逆算値と計算値の比率と N 値の関係

COV_{E-k} は地盤調査によらないので、各種地盤調査法から変形係数を推定する場合の COV_E が分かれば、地盤調査法の違いに応じた地盤反力係数の変動係数 COV_k が求まる。地盤調査から変形係数を推定する際のモデル誤差は、地盤調査法固有の精度が当然影響するが、地盤調査におけるサンプリングや原位置計測は、往々にして、地盤という巨大なマスの中の点に対して行われることから、当該地盤の空間的なばらつき(均質性)にも影響される。Phoonらが過去の地盤調査データを分析した研究¹³⁾によれば、地盤中のある点に対して平板載荷試験や室内試験を行うことで得られる変形係数のばらつきは25~50%である。基礎の水平抵抗のばらつきを考える場合、点の変形係数のばらつきよりも、むしろ基礎の特性長さ $1/\beta$ 区間での平均的な変形係数のばらつきを考慮すべきである。そこで、空間平均を考慮すると、地盤の変形係数=5~35%と仮定できる。したがって、平板載荷試験や室内試験を用いて変形係数を推定する場合には、地盤自体のばらつきが小さい場合の COV_E を20%、地盤自体のばらつきが大きい場合の COV_E を35%と設定する。

N 値<5の地盤で行われた杭の水平載荷試験から、変動係数を算出した結果、 COV_k は1.00程度となった。 $COV_{E-k} = 25\%$ であるため、これらの値を代入し、 N 値<5の地盤で N 値から変形係数を推定する場合のモデル誤差である COV_E を逆算すると、 $COV_E = 0.97$ となる。

水平載荷試験から地盤反力係数を推定する場合は、地盤の変形係数の推定誤差はないものと考え、 $COV_E = 0\%$ と考えられる。

以上の地盤調査法の違いに依存する COV_E の値と、地盤調査法の違いに依存しない COV_{kE} を用いれば、地盤反力係数のモデル誤差 COV_k が表-7のように求められる。

表-7 地盤の変形係数の推定方法の違いを考慮した、水平方向地

盤反力係数 k_H の変動係数 COV_k			
変形係数 E の変動係数 COV_E (%)	E から k_H の推定誤差 COV_{E-k} (%)	地盤反力係数の変動係数 COV_k (%)	
水平載荷試験から推定した場合	ばらつき小	0	25
地盤の変形係数を直接的に推定した場合	ばらつき中		
	ばらつき大	25	45
標準貫入試験 N 値から推定した場合	砂質土 N 値 ≥ 5		
	粘性土 N 値 ≥ 5	65	70
	N 値<5	97	100

表-7に示すように水平載荷試験から推定した場合や地盤の変形係数を直接的に推定した場合(25~45%)に比べて、標準貫入試験N値から推定した場合(60~100%)のばらつきは大きい。これは、地盤反力係数のばらつきは地盤の変形係数 E の推定誤差 COV_E のばらつきに大きく依存するためである。したがって、将来の設計基準においては、杭の断面力に対する構造設計などにおいては、部分係数に対して、地盤調査の質や量による補正係数等を考慮することが考えられ、質が良い調査法を用いることで合理的な設計になるようにすることや、N値が5未満では変形係数の推定をN値を用いて行わないようにするなどの処置が考えられる。

地盤反力係数 k_H の予測精度が悪いことから、精緻なモデルを用いるほうがよいという議論がしばしば聞かれるが、実際は、かならずしも地盤をバネに置き換えるという単純化が悪いのではなく、地盤調査による得られる変形係数の精度が大きく影響するためである。すなわち、精緻な構成式を用いれば基礎の挙動の推定精度が向上するという図式は成立しない。

4. まとめ

ケーソン基礎・杭基礎の水平支持について、基礎の挙動を特徴づける限界点を評価し、現行の設計法で要求している照査項目・照査値との関係を調べた。その結果、基礎形式にかかわらず、地盤抵抗に関与する前面地盤の55~60%程度が塑性化した時に降伏点に達することが明らかになった。現行設計法における常時・レベル1地震時の基礎の水平支持の照査で定められる許容変位は、地盤の塑性化に伴って残留変位が急増しないことを、ケーソン基礎の常時・レベル1地震時の地盤の許容水平支持力の照査では前面地盤が塑性化しないことを照査しているが、これらを統一的な照査体系にすることで設計体系を合理的にできるものと考えられる。

また、基礎が降伏に達するまでの挙動を推定するための地盤反力係数の推定式を見直した。さらに、今後、地盤反力係数の推定精度が基礎の安定及び部材照査に用いるための部分係数のキャリブレーションに必要であることから、それを評価した。地盤反力係数の推定誤差は、地盤の変形係数の推定精度、すなわち地盤調査法の質に大きく依存していることを明らかにした。

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) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁基礎形式の

選定手法調査, 土木研究所資料第4037号, 2007.

- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 1996.
- 4) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 松井謙二: 水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究, 土木学会論文集C, Vol. 64, No. 3, pp. 616-628, 2008. 8.
- 5) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 2007.
- 6) 宇都一馬, 冬樹衛, 桜井学: 杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工, Vol. 10, Vol. 9, pp. 21-31, 1982.
- 7) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料第2919号, 1991.
- 8) 吉中竜之進: 地盤反力係数と、その載荷幅による補正, 土木研究所資料第299号, 1967.
- 9) 吉田巖, 足立義雄: ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する実験的研究, 土木研究所報告, 第139号, 1971.
- 10) 地盤工学会: 地盤調査法, 1997.
- 11) 今井常雄: 地盤の横方向K値の研究(3)-設計に用いるK値-, 土と基礎, Vol. 17, No. 11, pp. 13-18, 1969.
- 12) 今井常雄: 地盤の横方向K値の研究(4)-LLF測定結果によるクイの横方向挙動の計算法-, 土と基礎, Vol. 18, No. 1, pp. 11-16, 1970.
- 13) Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. : Characterization of geotechnical variability, Table 7, *Can. Geotech. J.*, 36, pp. 612-624, 1999.

A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR COLUMN TYPE FOUNDATIONS

The adoption of a reliability concept has been enthusiastically encouraged so that new design approaches or materials can be compared with current practices in terms of reliability. Accordingly, the Japanese Specifications for Highway Bridges are being revised toward the implementation of the load and resistance factor design(LRFD) format with a reliability design concept. We have completed calibrating the load and resistance factors for most commonly foundations type of shallow foundations and pile foundations. This study has dealt with column types foundations.

In FY2008, we have the investigated the horizontally yield and ultimate horizontal bearing capacities of soil and soil resistance modeling for design.

Key words : horizontally yield, ultimate horizontal bearing capacities of soil, coefficient of subgrade reaction