

ひずみレベルに着目した地盤水平抵抗の評価に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 19～平 22

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一、西田秀明、河野哲也

【要旨】

荷重と地盤抵抗の関係を示す地盤反力係数は、基礎の設計計算モデルの一つである。ただし、現行基準が平板載荷試験で得られた荷重変位曲線の繰返し曲線から求めることとされているにもかかわらず、その計算モデルは初期勾配から求められたものであること、粘性土地盤への適用において注意喚起がなされているにも関わらず、実務上は砂質土と違いなく使用されていることなど、改善の余地がある。そこで、本研究では、これらの設計計算モデルの根拠をひも解いて上記のような課題を整理し、新たに入手したデータも利用してこれらの課題を解決した新しい設計計算モデルを提案した。さらに、提案した設計計算モデルの推定精度についても評価し、粘性土地盤やN値が小さい地盤に対しては推定精度が低いために、本提案モデルを使用せず、別途試験を実施するのが望ましいことを提案した。

キーワード：地盤反力係数、地盤調査法、N値

1. はじめに

1.1 研究の背景

地盤反力係数は、地盤材料の変形特性と地盤中の固体(構造部材や場合によってはセメント固化改良体等)の応答を関連付けるモデルのひとつである。図-1.1に示すように、剛な構造物に対して荷重を作用させると、構造物は変化しない一方で、地盤は変形するため、構造物には変位が生じる。このときの荷重と構造物に生じる変位の関係は、生じる応力レベルや変位によって地盤の圧縮性が変化するため、図-1.2に示すように、非線形になる。一方で変位に着目すると、単位面積あたりの圧力 p (kN/m²) と基礎に生じる変位 y (m) の関係は、次のようになる。

$$k = p/y \quad (1.1)$$

式(1.1)で定義される係数 k を地盤反力係数といい、式(1.1)を満足するときの圧力 p を地盤反力度という⁶⁾

剛体を構造物から一部取り出したものとすれば、地盤反力係数を用いて地盤に接する構造物の変位を計算するために便宜的に用いることができる。

地盤反力係数の評価方法には、大きく分けて二つある。ひとつは、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。もうひとつは、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特性と地盤反力係数と

の相関式から予測する方法である。以下では、それぞれの算出方法について述べる。

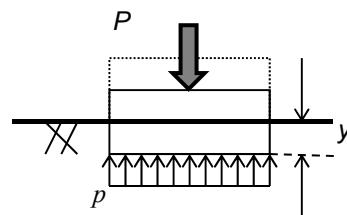


図-1.1 地盤反力係数の概念図

1.1.1 載荷試験から求める方法

図-1.1で見たように、載荷試験の結果得られる構造物に作用する荷重・変位曲線は非線形であり、地盤反力係数も変位に対して非線形性を有する。したがって、荷重・変位曲線から地盤反力係数を決定するためには、ある変位量について求める必要がある。

構造設計においては、基礎は構造物を支えるための一部材部位であり、地盤反力係数は構造計算モデルの一部として考慮される。このとき、供用期間中に頻発する荷重に対して、基礎が可逆応答をしないとすると、供用期間中に生じる荷重履歴に対して基礎に生じる変位の履歴を考慮し、それを考慮した

構造設計がなされることになる。しかし、そのような計算は煩雑であり、また、一般に、頻発する荷重に対して基礎が可逆性を有しないことは許容されない。つまり、頻発する荷重に対しては、発生する変位や地盤抵抗特性が荷重履歴の関数ではないとみなせる範囲、すなわち、基礎の挙動が弾性範囲とみなせる範囲内に収まることを担保することが大前提である。

岩津・三木は、変位量が小さい領域においては、図-1.2 の荷重・変位曲線がほぼ線形であり、この領域においては変位の大きさにかかわらず、地盤反力係数が一定であると考えてよいとしている⁷⁾。そして、構造物の挙動をこの領域に押さえることにより、構造物の可逆性を担保し、地盤反力を用いて構造計算を行うことが可能になる。道路橋示方書も、同様の考え方によって記述されている。平成2年度版以降の道路橋示方書では限界状態設計法の考え方が導入され、荷重・変位曲線が線形で基礎の挙動が弾性挙動とみなせる点、すなわち弾性限界点に達しないことを照査することが明確にされている。これは前述のように、供用期間中に頻発する荷重に対しては、設計上有害な残留変位が累積せず、可逆的な挙動であることが求められているためである。そこで、多数の載荷試験を分析し、弾性限界点に収まるような許容変位量を設定し、許容変位に達したときの荷重が再現できるように地盤反力係数を設定しており、設計計算で求められる基礎に作用する荷重と、この地盤反力係数を用いて設計地盤面における変位を求め、その変位を許容変位以下とすることによって、弾性限界点とみなせる範囲内にあるということが照査される^{8,9)}。

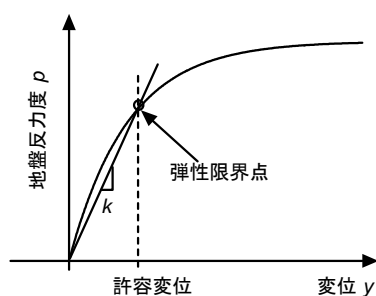


図-1.2 荷重・変位曲線と地盤反力係数の関係

1.1.2 地盤調査結果から求められる変形係数との相関式から算出する方法

1.1.1 の方法で求められる地盤反力係数は、当該地盤の地盤抵抗を直接的に求められる方法であり、適切な試験により得られる地盤反力係数は非常に信頼性の高いものとなる。しかし、コストや工期、環境条件の関係から、すべての現場で載荷試験を実施することは不可能な場合もある。そこで、載荷試験を実施せず、地盤調査結果から地盤反力係数を予測する方法が検討されてきた。地盤調査結果から地盤反力係数を予測するためには、図-1.3 に示す手順が必要である。図-1.3 に示すように、地盤調査から地盤反力係数を算出するためには、次の3つのプロセスが必要である。

プロセス 1 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 2 地盤調査の結果得られた変形係数をプロセス 1 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 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

プロセス 1 は、地盤調査の結果得られた変形係数を、地盤反力係数の算出に用いる、基準となる変形係数に換算する手順である。地盤の変形係数の値は、地盤調査の方法によって異なる。これは、それぞれの地盤調査方法において、発生するひずみレベルが異なるためであると考えられる。例えば、2 章で述べるように、道路橋示方書 IV 下部構造編では平板載荷試験の結果を基準とし、孔内水平載荷試験、一軸・三軸圧縮試験、標準貫入試験から求められる N 値から求められる変形係数との相関関係を示しており、それぞれの調査から求められる変形係数を、同じ地盤に対して平板載荷試験を行った場合に得られると思われる値に換算している。また、鉄道における基礎の設計基準である鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物では、PS 検層から求められる変形係数についても評価されており¹⁰⁾、それぞ

れの地盤調査法により得られる変形係数同士の値を比較し、地盤調査法の違いによらず、同程度のひずみレベルにおける変形係数が求められるように、係数を設定している。

プロセス 2 は、プロセス 1 で求めた基準となる変形係数を地盤反力係数に換算する手順である。ある地盤調査で計測された変形係数は、調査に用いた載荷板の載荷幅や、試験時に発生しているひずみレベルによって異なる。さらに、プロセス 1 で述べたように地盤の変形係数は地盤調査法によって異なる。また、前節で述べたように、地盤反力係数は変位の関数である。以上を考慮すると、地盤の変形係数と地盤反力係数の関係は次のように表すことができる。

$$E(\varepsilon, M, b) = Xk(y) \quad (1.2)$$

ここに、 ε はひずみレベル、 M は地盤調査法の違い、 b は載荷幅の違いをあらわすパラメータであり、 $E(M, b)$ は、地盤の変形係数 E が、試験時に発生しているひずみレベルや地盤調査法、載荷幅によって変化することを示す。 y は変位、 k は地盤反力係数であり、 $k(y)$ は地盤反力係数 k が変位 y の関数であることを示す。そして、 X は、地盤の変形係数 E と地盤反力係数 k を関係付けるパラメータであり、基礎が受ける載荷履歴や載荷条件、地盤の変形係数を算出するときに発生したひずみレベルや地盤調査法によって変化する。

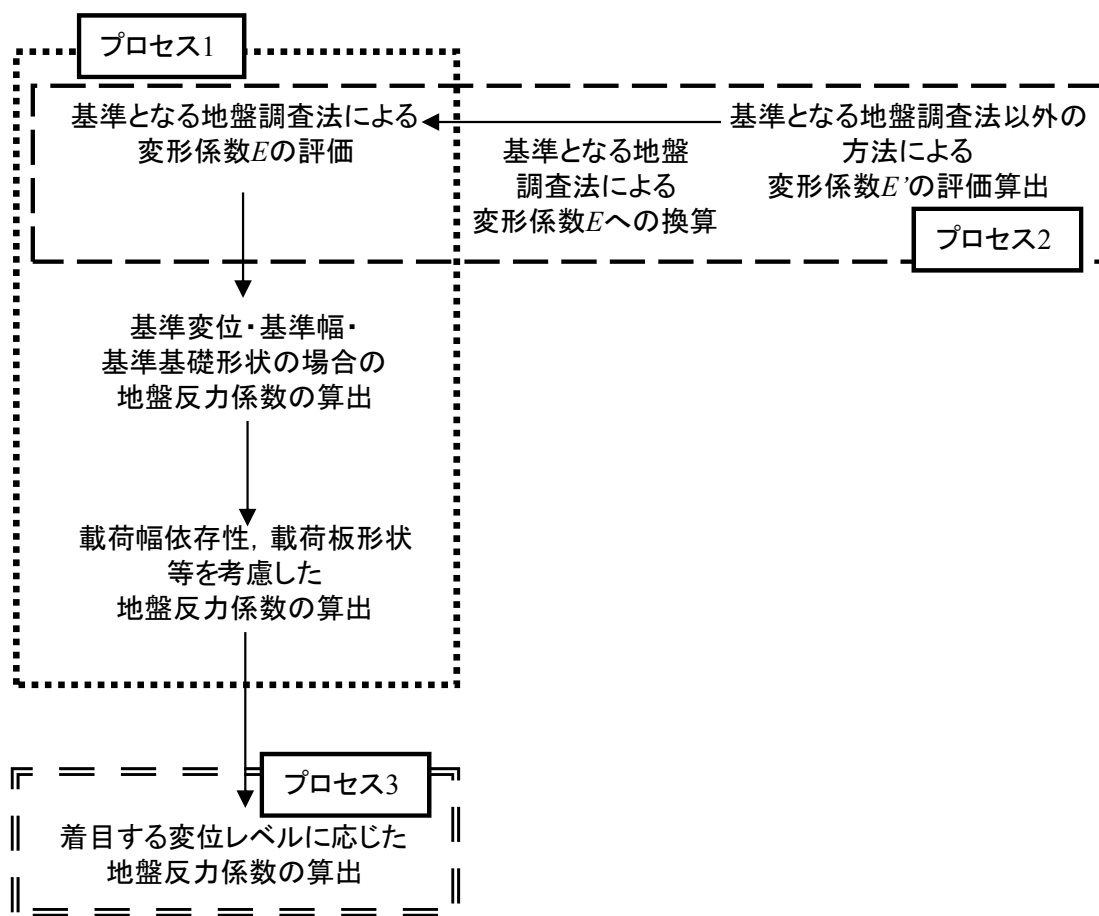


図-1.3 地盤調査から地盤反力係数を算出するための手順

最後のプロセス 3 は、プロセス 2 で求められた地盤反力係数を、設計で適用するための係数に換算するものである。本章の冒頭で述べたように、地盤反力係数は非線形性を有しているため、ある変位量に着目して算出することになる。そして、道路橋基礎の場合は基礎に可逆性を持たせるために、供用期間中に頻発する荷重に対しては、基礎の挙動が弾性限界点内に収まるように許容変位を設定し、その点における地盤反力係数を算出している。ただし、弾性限界点は杭が降伏することにより発生する場合と、地盤抵抗が降伏することにより発生する場合があります。後者の場合の許容変位は、従来の許容変位よりも大きな値を想定できるという研究結果もある⁹⁾。また、そもそも大変形が生じた場合の杭の挙動を確認する必要がある場合には、弾性限界点以降の地盤反力係数を算出する必要がある。しかし、地盤反力係数は非線形性を有しているため、弾性限界点到達以前の値を弾性限界点以降に適用すると、地盤反力係数を過大評価することになる。したがって、弾性限界点以降の地盤反力係数を推定するためには、何らかの方法で地盤反力係数を減じる必要がある。

実務の設計においては、必ずしもすべてにおいて載荷試験が実施されているわけではなく、どちらかといえば、地盤反力係数は、地盤調査から求められた変形係数と、推定式から予測されるのが一般的である。しかし、岡原らの報告によれば、現行の推定式の予測精度は必ずしも高いわけではない⁸⁾。また、現行の推定式は昭和 40 年代に行われた研究に基づいており、現在の設計方法とは整合の取れていない箇所もある。

1.2 本研究の目的と構成

以上のことから、本文では、現行の推定式が抱える上記の問題点を整理し、その問題点を解決し、新しい推定式を提案することを目的とする。先ず、現行の推定式が抱える問題点を列挙するために、第 2 章において、現行の推定式の根拠を述べる。そして、現在の設計方法との乖離点を列挙するとともに、改

善の余地のある部分を挙げ、現行の推定式が抱える問題点を整理した。第 3 章においては、現行の推定式により求められた地盤反力係数がどの程度の推定精度を有しているかを検討した。前述のように文献⁸⁾において現行の推定式の予測精度の調査が行われているが、本文では検討対象データを増加し、さらに地盤種別ごとに検討を行った。第 4 章においては、第 2 章における検討結果に基づき、現行の推定式における問題点を解決するための検討を行った。そして、現行の推定式に変わる推定式を提案した。そして、第 5 章では、本文で提案した式の予測精度を、第 3 章と同様の手法により検討した。

2. 現行の設計法における地盤反力係数の推定式の根拠

前章に述べたように、地盤反力係数はひずみや載荷幅、地盤調査法の違いにより、異なる値となる。平成 14 年度に発刊された道路橋示方書 IV 下部構造編⁹⁾や杭基礎設計便覧(11)に示されている平方向地盤反力係数 k_H の推定式は、昭和 40 年代に、これらのパラメータと地盤反力係数に関して、それぞれのパラメータと地盤反力係数の関係式を提案し、それらを重ね合わせたものである。その後、現在までの間に、地盤・基礎系に関する知見の蓄積・技術の進展に伴って示方書は改定されており、より合理的な基礎の設計が可能になっている。その一方で、昭和 40 年代に検討された内容の中には、現在の示方書の設計とは相容れないものもある。そこで、本章では、まず、昭和 40 年代にそれぞれのパラメータに対して行われた検討を報告する。そして、現行の設計法との齟齬を明らかにする。

2.1 現行の地盤反力係数の推定式

現行の道示 IV に記載されている地盤反力係数の推定式は以下の通りである。

$$k_H = k_{H0}(B_H/0.3)^{-3/4}, k_{H0} = \alpha E_0/0.3, B_H = (D/\beta)^{0.5} \quad (2.1)$$

ここに、

k_H : 水平方向の地盤反力係数(kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円盤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/m^3)

B_H : 換算載荷幅(m)

α : 表-2.1 に示す係数

E_0 : 表-2.1 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 : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅(m)

β : 基礎の特性値 $\frac{\sqrt[4]{K_H D}}{4EI}$ (m^{-1})

である。

前章で述べたように、地盤反力係数はある変位量について求められる。しかし、場合によっては定められた変位量以上の状態についても検討する必要がある。例えば、平成 18 年度に改定された杭基礎設計便覧 11)では、既製杭による橋脚基礎の場合、変位の照査がクリティカルになる場合、液状化地盤中に施工される場合などの杭の水平変位量を緩和できる場合には、許容変位量を緩和できるとしている。そして、許容変位量を緩和する場合の設計計算に用いる地盤反力係数については、次式により地盤抵抗の非線形性を考慮することを基本とする旨が示されている。

$$k_H = k_{H0}(B_H/0.3)^{3/4} (y'/y_0)^{1/2} \quad (2.2)$$

ここに、

y' : 着目変位量

y_0 : 基準変位量

である。

表-2.1 変形係数 E_0 と α ⁶⁾

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 の剛からだ円盤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

地盤調査結果から地盤反力係数を算出するためには、前章で述べた 3 つのプロセスが必要である。現行の道路橋示方書や杭基礎設計便覧における推定式も、これらのプロセスに従って定められている。本章では、それぞれのプロセスにおいてどのような検討が行われ、その結果どのようにして現行の推定式が定められたのかを説明する。

2.2 プロセス 1: 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

前章で式(1.2) を用いて説明したように、地盤反力係数は地盤の変形係数の関数である。平成 14 年度版の道路橋示方書には、地盤の変形係数を求めるための地盤調査法として、表-2.1 に示したものが示されている。現行の道路橋示方書および杭基礎設計便覧における地盤反力係数の推定式は、表-2.1 に示した地盤調査法のうち、平板載荷試験により求められた変形係数を基準として定められたものである。ここでは、現行の道路橋示方書および杭基礎設計便覧に記載されている地盤反力係数の推定式が、平板載荷試験から求められた変形係数を用いてどのように定められたのかを説明する。

2.2.1 吉中による平板載荷試験^{1,2)}

現行の設計法の推定式の設定は、吉中が行った平板載荷試験に基づいて定められている。ここでは、吉中が行った平板載荷試験の概要について述べる。

吉中は同一地盤に対して複数の幅の載荷板を用いて平板載荷試験を実施した。実験概要を図-2.1 に示す。図-2.1 に示すように、それぞれの土層内に、幅の異なる載荷板を異なる深度に設置し、それぞれの

載荷板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.

砂質土は土木研究所内の実験土層(深さ 4 m × 幅 5 m × 長さ 8 m) に作成されたものであり, 湿潤砂を人工的に締め固めて作製された.地盤材料に対する物理試験の結果は, 比重が 2.71, 60%径が 0.27 mm, 均等係数は 1.9 であった.地盤作製後は, 完全に飽和させた後に一度排水して湿潤状態を保ち, その後地盤を掘削してテストピットを作製する.そして, 図-2.1 に示すように, 載荷面が鉛直方向に平行になるように載荷板を設置した.

粘性土は土木研究所千葉支所内(当時) に存在していた, 過去に乱されたことのない実地盤(関東ローム)である.約 1 m の表層地盤を廃土し, さらに, 関東ローム層を 1.5 m 程度掘削し, 深さ 2.6m × 幅 1.2 m × 長さ 6.0 m のテストピットを作製している.そして, テストピットの中に図-2.1 に示すように載荷板を設置する.なお, 関東ローム層に対して非排水三軸試験を実施した結果, 粘着力 $c = 33.32 \text{ kN/m}^2$, 内部摩擦角 $\phi = 12^\circ$ であった.

表-2.2 に試験ケースの一覧を示す.なお, 表-2.2 におけるケース名の S, L はそれぞれ砂質土, 粘性土を意味する.実験パラメータは載荷板の幅である.表-2.2 に示したものは全て円形の載荷板である.これらとは別に長方形・正方形の載荷板を用いた実験も行われているが, 本文では説明を割愛する.砂質土, 粘性土ともに異なる幅を有する円形載荷板を, 異なる深度に設置し, 荷重を載荷板の中心に, 載荷面に対して直角方向に作用させた.ただし, 砂地盤と粘性土地盤の試験結果を比較するため, 砂地盤と粘性土地盤で, 用いる載荷板の幅, 深度を統一されている.実験が行われた深度は 1.8-2.7 m である.砂地盤・粘性土地盤ともに, 地盤内に二つのテストピットを作製し, それぞれのピットにて複数のケースが行われている.表-2.3 に, 砂地盤・粘性土地盤のテストピットにおける, 載荷板を設置した深度における物理試験結果を示す.

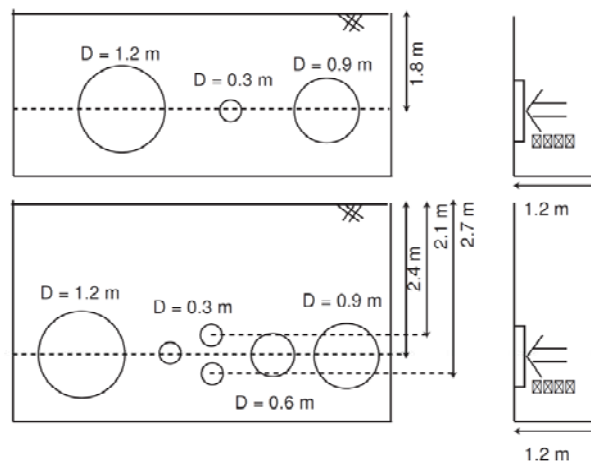


図-2.1 吉中が行った平板載荷試験概要図

表-2.2 土木研究所資料 299 号における平板載荷試験ケース一覧

(a)砂質土

ケース名	載荷板径 D m	深度 m
S1-1	0.3	1.8
S1-2	0.9	1.8
S1-3	1.2	1.8
S2-1	0.3	2.1
S2-2	0.3	2.4
S2-3	0.3	2.7
S2-4	0.6	2.4
S2-5	0.9	2.4
S2-6	1.2	2.4

(b)粘性土

ケース名	載荷板径 D m	深度 m
L1-1	0.3	1.8
L1-2	0.9	1.8
L1-3	1.2	1.8
L2-1	0.3	2.1
L2-2	0.3	2.4
L2-3	0.3	2.7
L2-4	0.6	2.4
L2-5	0.9	2.4
L2-6	1.2	2.4

表-2-3 砂質土・粘性土における各層の物理試験結果

(a)砂質土

	第一ピット		第二ピット	
	1.8	2.1	2.4	2.7
深度(m)	1.8	2.1	2.4	2.7
湿潤密度 (kg/m ³)	1.60× 10 ³	1.54× 10 ³	1.54× 10 ³	1.87× 10 ³
含水比(%)	111	126	135	121
乾燥密度 (kg/m ³)	0.622× 10 ³	0.566× 10 ³	0.544× 10 ³	0.612× 10 ³

(b)関東ローム

	第一ピット		第二ピット	
	1.8	2.1	2.4	2.7
深度(m)	1.8	2.1	2.4	2.7
湿潤密度 (kg/m ³)	1.31× 10 ³	1.26× 10 ³	1.30× 10 ³	1.35× 10 ³
含水比(%)	111	126	135	121
乾燥密度 (kg/m ³)	0.622× 10 ³	0.566× 10 ³	0.544× 10 ³	0.612× 10 ³

荷重は、手動ジャッキにて載荷された。また、最大荷重に達するまでに 3~4 回の繰返し載荷行われている。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。なお、用いられたゲージは、1/100 mm 精度のダイヤルゲージである。

2.2.2 平板載荷試験結果の整理

次に、上記の平板載荷試験から変形係数を求める方法について説明する。図-2.2 は、文献 1)における平板載荷試験の結果得られた荷重・変位曲線の例を示している。縦軸は載荷荷重を載荷面積で除した値 P (kg/cm²)、横軸は変位 S (cm) である。前述のように、緩速載荷法が用いられており、荷重・変位曲線としては、各荷重レベルにおける最終値(変位が増加しなくなった点) のみのデータのみが用いられている。そこで、以下では特に記述しない限り、荷重・変位曲線とは荷重保持後のデータを指すものとして記述す

る。

得られた荷重・変位曲線から地盤反力係数 k_H を評価する方法について説明する。まず、荷重・変位曲線から地盤の変形係数 E を求める。そのために、得られた荷重・変位曲線における降伏荷重 P_y を求める。ここに、降伏荷重 P_y は、図-2.2 に示すように、荷重・変位曲線に対数表記表記して得られる $\log P$ ・ $\log S$ 関係の折れ点とした。そして、荷重が P_y よりも小さい領域においては荷重・変位曲線が直線とみなせると判断し、この領域における荷重・変位関係の勾配を地盤反力係数 k_H としている。しかし、文献 1)や、後述する文献 2)では、具体的に荷重・変位曲線のどの部分を直線部分としたのかは明らかにされていない。また、現行の道路橋示方書 3)では、平板載荷試験から変形係数を求める場合には、荷重・変位曲線における繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2 としており、文献 1)における整理方法とは異なっており、整合が取れていない。

平板載荷試験から求められる地盤の変形係数 E から、地盤反力係数 k_H を算出する方法について説明する。変形係数と地盤反力係数の関係式としては、次に示す Boussinesq の式が有名である。

$$k = E / I_p(1 - \mu^2) \tag{2.3}$$

ここに、 E は地盤の変形係数、 I_p は載荷板の形状係数(載荷面の形状が円形の場合は 0.79, 正方形の場合は 0.88)、 μ はポアソン比である。前節で述べたように、地盤反力係数は載荷板の形状や寸法によって異なるが、Boussinesq の式では、形状係数 I_p を考慮することにより、載荷板の形状の違いの影響を地盤反力係数に考慮している。文献 1)においても、吉中が式(2.3)を用いて、地盤反力係数の算出を試みている。

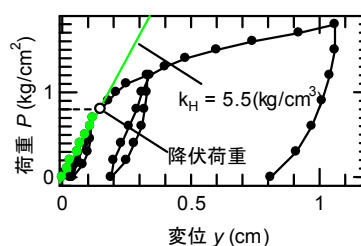


図-2.2 文献 1)における荷重変位曲線例

一方、吉田らは、変形係数と地盤反力係数の関係式として次式を用いている²⁾。

$$k_{H30} = E_0/0.3 \quad (2.4)$$

ここに、 k_{H30} は直径 0.3 m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数(kN/m³)、 E_0 は地盤調査から得られる変形係数(kN/m²) である。これは、直径 0.3 m の剛体円盤を剛体基礎とみなし、平板載荷試験により得られる荷重・変位関係が線形とみなせる範囲においては、式(1.2)における係数 X を 1 とみなせるという仮定に基づいている。そして、現行の道路橋示方書における式(2.1) は、この吉田らの検討に基づいて定められている。

2.2.3 換算載荷幅依存性(-3/4 乗則)

次に、文献¹⁾における平板載荷試験に基づいて行われた換算載荷幅依存性の検討について述べる。

地盤を弾性体であると仮定すれば、Boussinesq の計算式に示されるように地盤反力係数は載荷幅に反比例する。しかし、現実には地盤は極微小な荷重状態から非弾性挙動を示すために反比例則は成り立たない。そこで、過去多くの研究により地盤反力係数の載荷幅依存性に関する指数則の検討が行われてきた。

吉田らは、前述の平板載荷試験結果から求められる地盤の変形係数と Boussinesq の式を用いて算出される地盤反力係数について、平板載荷試験に用いた載荷板の径の違いが地盤反力係数に与える影響を調べている²⁾。吉田の検討は、直径 0.3 m の載荷板を用いて得られた変形係数から算出される地盤反力係数(k_{H30}) を基準とし、それ以外の載荷板を用いて得られた変形係数から算出される地盤反力係数(以下、 k_{HD} とする) との比率(k_{HD}/k_{H30} で以下、地盤反力係数比と呼ぶ) が、載荷板の幅によってどのように変化するかを、深度ごとに調べたものである。吉田らの検討結果を図-2.3 に示す。縦軸は地盤反力係数比であり、横軸は載荷板の幅 D を示している。こ

の図より、深度にかかわらず、地盤反力係数比は載荷幅の-3/4 乗に比例することがわかる。

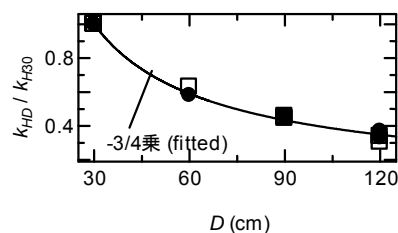


図-2.3 地盤反力係数の載荷幅依存性

2.2.4 基準となる地盤調査から求められる地盤反力係数の推定式以上の検討に基づけば、基準となる

以上の検討に基づけば、基準となる地盤調査法である平板載荷試験を実施することにより、地盤反力係数の算出が可能になる。すなわち、試験に用いる平板載荷板の幅を D (m)、平板載荷試験により求められる地盤の変形係数を E (kN/m²) とすれば、地盤反力係数は次式で求められる。

$$k_{HD} = k_{H30}D / 0.3 \quad (2.5)$$

$$k_{H30} = E_0 / 0.3 \quad (2.6)$$

2.3 プロセス 2：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

前章で述べたように、地盤の変形係数は、その調査方法によって値が異なる。一方、前節で明らかにしたように、現行の推定式は平板載荷試験から求められた変形係数を基準として定められている。本節では、さまざまな地盤調査法から求められた変形係数と、前節に示した方法で求められる平板載荷試験による変形係数の関係がどのような検討に基づいて定められたのかを明らかにする。

表-2.1 に示したように、道路橋示方書では、地盤の変形係数を算出する方法として孔内水平載荷試験、平板載荷試験、室内試験、標準貫入試験の 4 つの方法を挙げている。そして、係数 α を乗じることより、それぞれの地盤調査方法により求められた変形係数

の違いを考慮している。これは、吉中および吉田らの検討に基づいて定められている^{1,2)}。

2.3.1 平板載荷試験から求めた変形係数と孔内水平載荷試験から求めた変形係数の関係

吉中は、文献¹⁾において、平板載荷試験を実施した地盤に対し、載荷板と同位置において孔内水平載荷試験を実施している。以後、平板載荷試験から前述の方法で求められる地盤の変形係数を E_p 、孔内水平載荷試験から求められる地盤の変形係数を E_c とする。なお、孔内水平載荷試験の主な試験方法としては、プレシオメータ法と LLT 法があるが、吉中が用いたのはプレシオメータ法である。そして、プレシオメータ法により求められた変形係数と、LLT 法により求められた変形係数には、大きな差が無いことが確認されている¹²⁾。

表-2.4 に直径 0.3 m の載荷板を用いた場合の平板載荷試験により求められる地盤の変形係数 E_p と、直径 0.3 m の載荷板を用いた平板載荷試験と同位置で行われた孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c 、 E_p と E_c の比率 E_p/E_c を示した。また、図-2.4 に、平板載荷試験の載荷幅と E_p/E_c の関係を示す。表-2.4、図-2.4 より、基準となる地盤の変形係数を算出する方法である、平板載荷試験の載荷板の幅が 0.3 m のときの E_p/E_c の値は、およそ 4 程度であることがわかる。

2.3.2 一軸圧縮試験・三軸圧縮試験から求めた変形係数と孔内水平載荷試験から求めた変形係数の関係

次に、一軸圧縮試験や三軸圧縮試験等の室内試験により求められる変形係数 E_{50} と、孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c の関係について説明する。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多数収集し、両者の変形係数の関係を調べている^{1,2)}。図-2.5 にその結果を示す。この図より、両者の関係はほぼ 1:1

であることがわかる。

表-2.4 直径 0.3 m の載荷板を用いた場合の平板載荷試験から求められる変形係数 E_p と平板載荷試験と同位置で行われた孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c の関係

地盤	深さ	$E_c(\text{g/cm}^2)$	$E_p(\text{g/cm}^2)$	E_p / E_c
砂質土	1.8m	324	86.5	3.75
	2.4m	382	93.5	4.1
粘性土	1.8m	165	31.6	5.2
	2.4m	188	48.8	3.85

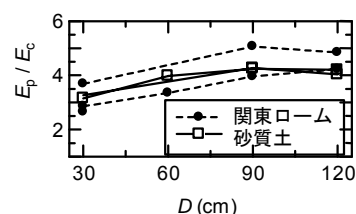


図-2.4 平板載荷試験から求められる変形係数 E_p と孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c の関係

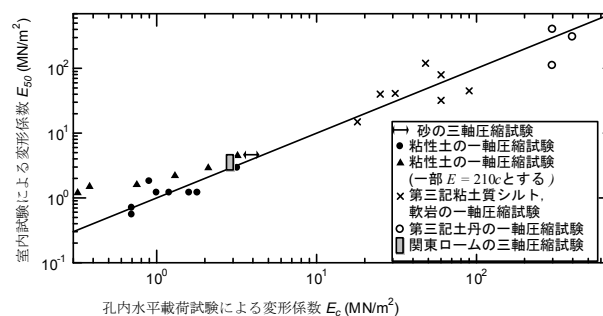


図-2.5 室内試験から求められる変形係数 E_{50} と孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c の関係

2.3.3 N 値と孔内水平載荷試験から求められる変形係数の関係

次に、N 値と孔内水平載荷試験から求められる変形係数の関係について説明する。これについては、吉中が同一地盤で N 値の計測と、孔内水平載荷試験の両方を実施しているデータを収集して両者の関係を調べている。両者の関係を図-2.6 に示す。この図

より、 $E_c = 700N$ の関係にあることがわかる。そして、すでに説明した、孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c と基準となる平板載荷試験による変形係数 E_p の関係、 $E_p = 4E_c$ より、 N 値と E_p の関係は $E_p = 4E_c = 4 \times 700N = 2800N$ となる。

ただし、文献 1)において吉中は、粘性土地盤のデータが 3 件しかないこと、また、粘性土地盤の強度特性を N 値から推定することは、その粘弾性的性質から判断して適当でないことから、粘性土地盤については、変形係数を N 値から求めることは避けるべきであると記述している。にもかかわらず、現在の設計実務においては、 N 値の計測の簡便さから、粘性土についても $E_0 = 2800N$ の関係が準用されているようである。

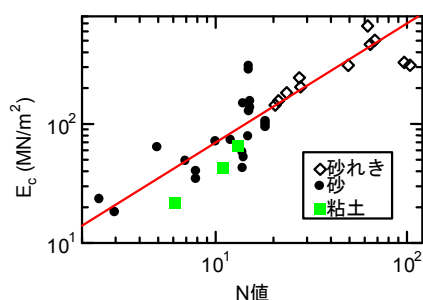


図-2.6 N 値と孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c の関係

2.4 プロセス 3：基礎を設計するため地盤反力係数に換算する手順

次に、上記の方法で求められた地盤反力係数を基礎の設計に用いるものに換算する手順について説明する。この手順には、次の二つの検討が必要になる。ひとつは、着目する変位レベルに応じた地盤反力係数に換算する手順である。もうひとつは、地震時の地盤反力係数を求める方法である。本節では、現行の推定式における上記二つの検討について説明する。

2.4.1 ひずみ依存性(-1/2 乗則)

前章に述べたように、地盤反力係数は非線形性を有しているため、着目する変位レベルに応じて異なる。

また、本章の最初に述べた、杭基礎設計便覧において許容変位を緩和する場合のように、場合によっては、基準変位レベル以外の変位レベルにおいても、地盤反力係数を求める必要がある。地盤反力係数を載荷試験で得られた荷重・変位曲線から算出する場合は、荷重・変位曲線上の割線剛性を求めて算出することができるが、地盤調査結果から求める場合は、あるひとつの変位レベルにおける値しか得られないため、この値を任意の変位レベルに変換する必要がある。

そのためには、変位レベルによって地盤反力係数がどのように変化するかをあらかじめ調べておく要があり、今井が検討している 3,4)式(2.2)における-1/2乗則は、この検討に基づいている。ここでは、今井の検討結果を紹介する。今井は、杭の水平載荷試験を多数収集・分析し、地盤反力係数が、杭の変位によってどのように変化するかを調べている。すなわち、図-2.7 に示すように、それぞれの杭の荷重・変位関係の割線剛性から求められる地盤反力係数を、ひとつの荷重・変位曲線に対して異なる変位レベルについて計算する。そして、基準変位量として 10mm を設定し、基準変位量発生時の地盤反力係数を k_{H0} とする。また、任意の変位 y が生じたときの地盤反力係数を k_{0H} とする。そして、 k_{0H} / k_{H0} と変位 y との関係性を調べている。ここにいう杭の変位とは地盤面における杭の変位である。検討結果を図-2.8 に示す。縦軸は、任意の変位が生じたときの地盤反力係数 k_{0H} と、基準変位量相当の変位が生じたときの地盤反力係数(以下、 k_{H0} とする)の比率(k_{0H} / k_{H0})であり、横軸は杭の変位量である。この図より、地盤反力係数は杭の変位の-1/2乗に比例することがわかる。

ただし、現行の杭基礎の設計法における基準変位量は杭径の 1%であるのに対し、今井の検討における基準変位量は杭径にかかわらず 10 mm である。したがって、基準となる k_{H0} も現行の設計法に従って求められる値とは異なるため、現行の設計基準法に従い、基準変位量を杭径の 1%として検討しなおす必要がある。

2.4.2 地震時の地盤反力係数に関する検討

地震時の地盤反力係数を算出する際には、表-2.1 に示すように、係数の値を常時の2倍とすることとされており、一般に地震時二倍則と呼ばれている。地震時二倍則が成り立つ背景には、常時と地震時の違いとは、すなわち荷重状態の違いであるという考えがある¹³⁾。つまり、除荷・再載荷を伴う荷重・変位曲線において、常時は初期の処女曲線における状態に相当し、除荷・再載荷をともなう地震時の荷重状態は、繰返し曲線における状態に相当すると考えている(図-2.9 参照)。そして、前述の地盤反力係数を算出する際に基準となる変形係数を算出する方法である平板載荷試験においては、処女曲線と繰返し曲線の勾配の比率が1:2~1:4程度であるとされている¹³⁾。つまり、地震時における地盤の変形係数は、常時における地盤の変形係数に比べて2-4倍ほど大きいとしている。そして、地震時における地盤の変形係数は、常時における地盤の変形係数との比率の最小値である2倍とすることとされた。

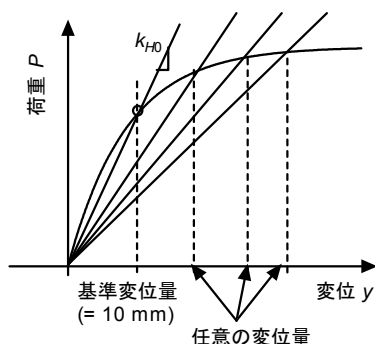


図-2.7 ひずみ依存性の検討方法概念図

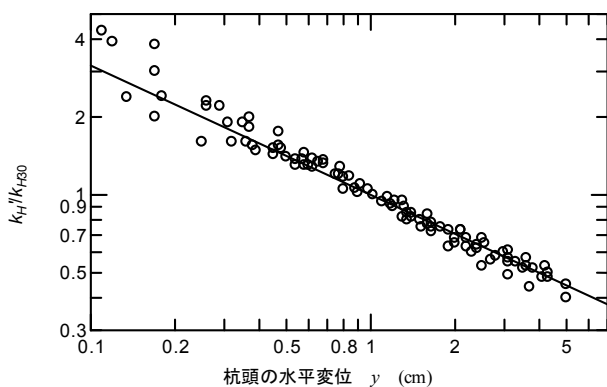


図-2.8 地盤反力係数のひずみ依存性^{3,4)}

確かに、常時と地震時の荷重状態が異なり、この違いを地盤反力係数に反映させる必要はあると考えるが、その違いを処女勾配と繰返し勾配の比率として考慮することは、若干疑問が残る。常時においては、長期にわたって一定の荷重が作用することにより、クリープが生じる。一方、地震時は短時間に大きな荷重が作用するため、クリープの影響は少ない。本来は、このようなクリープの影響の有無を考慮した係数を設定すべきである。

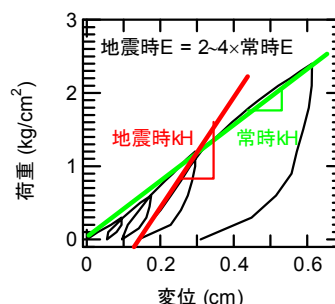


図-2.9 地震時二倍則の概念図

3. 現行の推定式の推定精度の検証

本節では、前章で示した地盤調査から地盤反力係数を算出する推定式の予測精度を確認する。岡原らは、杭の水平載荷試験を分析し、荷重・変位曲線に置いて杭頭変位量が杭径の1%の時の割線勾配から求められる地盤反力係数と、現行の推定式(2.1)により求められる地盤反力係数の比率を求め、その統計量を提示している⁸⁾。その結果、バイアスは1.548、変動係数は96%程度であるとしており、現行の推定式は決して推定精度が高くない。ただし、岡原らの検証は地盤種別等の区別をしていないため、どのような条件の時に推定精度が悪いのかを評価することができない。そこで、本章では、地盤種別・N値等の条件別に現行の推定式の推定精度を検証しなおし、推定精度が悪くなる条件を明らかにする。

3.1 検証方法

検証方法は、岡原らの方法と同じである。すなわち、杭の載荷試験を多数分析し、荷重・変位曲線か

ら求められる地盤反力係数と、推定式により求められる地盤反力係数の比率をとり、その統計量を求める。以降、荷重・変位曲線から求められる地盤反力係数を逆算 k_H 、推定式から求められる地盤反力係数を計算 k_H と呼ぶ。

3.1.1 逆算 k_H の算出方法

逆算 k_H は、杭の載荷試験で得られた荷重・変位曲線から求める。ただし、載荷試験によっては、十分な荷重および変位レベルまで載荷されていないものもある。そこで、極力多くのデータについて検証するために、上記のようなデータについては、荷重・変位曲線を次に示すワイブル分布近似により近似した。なお、杭の荷重・変位曲線にワイブル曲線分布を適用することの妥当性については、文献¹⁴⁾を参照されたい。

$$R/R_w = 1 - \exp(-d/d_0) \quad (3.1)$$

ここに、 R : 極限支持力, R_w : ワイブル曲線により推定した極限支持力, d : 変位, d_0 : ワイブル曲線により推定した弾性限界変位である。

検証に用いる載荷試験データは、土木研究所が有する載荷試験データベースに登録されているものから以下の条件を有するものを選定した。

1. 地盤面から載荷点の高さが杭径以下であること
2. 杭径の2%以上の変位まで載荷されていること
3. ワイブルフィッティングによって得られた弾性限界点の荷重 R_w の1.2倍以上の荷重が載荷されていること
4. $1.2R_w$ の荷重が載荷されている状態において、杭体に発生する断面力を林・Changの方法を用いて計算し、杭体が降伏していないと判断されること
5. 地盤データ(土層構成, N 値)が存在し, N 値がゼロでないこと
6. H18 年度版杭基礎設計便覧に記載されている工法であること
7. 荷重保持が行われていること

一つ目の条件については、データを整理するに当

たってモーメント外力の影響を極力小さくするために定めた。二つ目、三つ目の条件については、ワイブル分布曲線式による近似精度をある程度大きな変位レベルまで確保するために定めた。四つ目の条件は、地盤の物性評価に基づく検討を行うため、荷重・変位曲線で得られた降伏点が杭体の降伏によるものではないことを確認するために定めた。五つ目の条件は、計算 k_H を算出する際に必要な地盤物性である N 値が計測されている必要があるとともに、地盤種別・N 値によって条件を区分して整理するために定めた。さらに、六つ目の条件は、現行の基準においてその性能が確認されている杭工法に限定することにより、想定しない何らかの不具合によりデータが混乱することを避けるために定めた。また、杭の載荷試験は一般的に荷重保持が行われているものが多いが、今回収集したデータの中には荷重保持が行われていないものもあった。荷重保持が行われている場合は、荷重保持の間に変位が増加し、クリープが試験結果に影響する一方で、荷重保持をしない場合はクリープの影響が少ない。このように、両者の条件は異なり、同一の評価ができないため、本文では荷重保持の行われているもののみを選定した。そして、荷重・変位曲線は、荷重保持後のデータを用いて整理した。

得られた荷重・変位曲線から逆算 k_H を算出する方法は、次の通りである。まず、杭径の i %の変位が生じたときの割線剛性 K_i を求める。割線剛性は、載荷点における荷重 P (kN) / 水平変位 α (mm) である。 i は着目する変位レベルを指し、本文では、1%, 2%, 3.5%とした。杭径の1%は現行道示の基準変位量, 2%は常時の水平変位の制限値, 3.5%はレベル1地震時の水平変位の制限値である。ただし、一部のデータについては、杭径の3.5%まで載荷されなかったため、2%の検討結果までしか示していない。そして、次に示す林・Changの式に代入し、杭の特性長を計算する。

$$K_i = 3EI\beta^3 / (1 + \beta h)^3 + 0.5 \quad (3.2)$$

ここに、 EI は杭体の曲げ剛性, h は杭の突出長であ

る。そして、式(3.2)より求められた β を次式に代入し、逆算 k_H を得る。

$$k_H = 4EI\beta^4 / D \quad (3.3)$$

3.1.2 計算 k_H の算出方法

計算 k_H は、式(2.1)により求める。変形係数の算出方法は、 N 値によった。これは、 N 値のデータがもっとも多い一方で、平板載荷試験や孔内水平載荷試験、室内試験が実施されているデータが非常に少なかったこと、推定式の実力を調べるためには、変形係数の算出方法をデータ間で統一しておく必要があること、変形係数の算出方法の中では N 値から推定する方法が最も精度が悪いと想定されるため、推定式の実力を確認するために適していることによる。一般に、地盤は単層ではなく、複数の土層からなる互層である。そこで、計算 k_H の算出に用いる N 値は、ある深さまでの N 値の平均値とした。以降、この N 値の平均値を平均 N 値と呼ぶ。平均 N 値を算出する深さの設定は、次のように行った。杭基礎の設計においては、杭頭から $1/B$ 以浅の地盤が大きく影響する。検討対象とするデータを調べた結果、 $1/B$ は、杭径の4倍から6倍程度であることがわかった。そこで、まず、杭の水平挙動には杭頭から $1/B$ 以浅の地盤が大きく影響することを考慮し、杭径の $2D$ 、 $3D$ 、 $4D$ 、 $6D$ の範囲の地盤の N 値の平均値を平均 N 値とし、検討した。しかし、それぞれの範囲の平均 N 値を調べた結果、平均 N 値を求める範囲を $2D$ とした場合と $3D$ とした場合では、平均 N 値に優位な差は見られなかった。そこで、以降では、 $2D$ 、 $4D$ 、 $6D$ の場合について報告する。なお、係数は常時の値を用いた。

3.2 検証結果

検証結果を表-3.1に示す。検証は、土質と N 値の大きさ($N \leq 5$ or $N \geq 5$)により区別して行った。なお、土質は、平均 N 値を求めた範囲において最も層厚の大きい土層の土質とした。

表-3.1に示すように、 N 値 ≥ 5 の砂質土については、平均 N 値のとり方や着目する変位レベルにかかわらず、変動係数は50-60%程度であり、バイアスはおおよそ1.0程度である。一方、 N 値 ≤ 5 の砂質土について見てみると、変動係数は20-50%程度であり、 $N \geq 5$ の場合よりも若干ばらつきが少ない。ただし、これはデータ数が $N \geq 5$ の場合よりも少ないためである可能性がある。一方、バイアスについて見てみると、 $N \leq 5$ の場合は、2-3程度となっており、 $N \geq 5$ の場合と比べて計算 k_H は逆算 k_H を過小評価している。粘性土についてみてみると、 $N \geq 5$ の場合はデータ数が少なく、十分な考察ができない。一方、 $N \leq 5$ の場合は、変位レベル、平均 N 値のとり方にかかわらず、変動係数が80-130%程度と非常にばらつきが大きい。また、平均値は0.2-0.4程度であり、計算 k_H は逆算 k_H を過大評価している。

このように、 $N < 5$ の領域においては、地盤種別の違いにかかわらず、推定精度が低い。これは、 N 値が小さい場合はその値そのものの計測精度が非常に悪いということを示しており、そのような地盤については平板載荷試験や孔内水平載荷試験等、標準貫入試験以外の試験法により変形係数を求めるのがよいと考えられる。また、粘性土については、 N 値の大きさにかかわらず、推定精度が著しく悪い。これは、砂質土と同様に N 値が小さい場合には、 N 値の計測精度に問題があることにくわえ、前章で述べたように、本来、粘性土層については N 値から変形係数を算出するのは望ましくないためであると考えられる。

4. 現行の推定式の根拠の見直し

2章における検討で、現行の推定式が有する、現行設計法との乖離点を明確にした。そして、3章の検証において、現行の推定式における改善の余地を明らかにした。本章では、これらの結果に基づいて、現行の推定式を見直し、現行の推定式が有する課題を解決する。

表-3.1 現行の推定式の推定精度

(a) 2D の範囲の平均 N 値を用いた場合

土質	着目ひずみ	平均 N ≥ 5			平均 N ≤ 5		
		1%	2%	3.5%	1%	2%	3.5%
砂土質	データ数	17	17	13	7	7	6
	平均値	1.016	1.028	1.135	2.871	2.705	2.506
	変動係数	0.606	0.626	0.610	0.414	0.382	0.449
粘性土	データ数	3	3	3	11	11	10
	平均値	0.716	0.714	0.731	7.390	6.675	5.541
	変動係数	0.606	0.626	0.610	0.414	0.382	0.449

(b) 4D の範囲の平均 N 値を用いた場合

土質	着目ひずみ	平均 N ≥ 5			平均 N ≤ 5		
		1%	2%	3.5%	1%	2%	3.5%
砂土質	データ数	17	17	13	7	7	6
	平均値	0.878	0.906	1.005	2.501	2.278	2.019
	変動係数	0.545	0.574	0.620	0.147	0.191	0.282
粘性土	データ数	0	0	0	14	14	13
	平均値	-	-	-	4.483	4.108	3.101
	変動係数	-	-	-	0.905	0.839	0.680

土質	着目ひずみ	平均 N ≥ 5			平均 N ≤ 5		
		1%	2%	3.5%	1%	2%	3.5%
砂土質	データ数	17	17	13	7	7	6
	平均値	0.871	0.854	0.889	2.138	2.171	2.070
	変動係数	0.545	0.504	0.482	0.296	0.313	0.359
粘性土	データ数	2	2	2	13	13	12
	平均値	1.0090	0.987	0.978	4.283	3.898	3.475
	変動係数	0.104	0.124	0.201	0.834	0.789	0.782

4.1 荷重幅依存性の見直し

まず、荷重幅依存性の指数則について再検討する。2章で述べたように、現行の推定式は、平板荷重試験の荷重・変位曲線における初期の直線と思われる部分から求められる変形係数に基づいて定められたものである。しかし、表-2.1に示したように、現行の道路橋示方書では、平板荷重試験から変形係数を求める場合には、繰返し曲線から求めた変形係数の1/2としている。ここでは、現行の道路橋示方書の定義に従って吉中の実験結果¹⁾に加え、文献^{15, 16, 17}に記載されている平板荷重試験のデータ、および土木研究所所有の荷重試験データベースに含まれる平板荷重試験の結果について整理しなおした。文献^{15, 16, 17}およびデータベースに含まれる平板荷重試験は、同一の地盤に対し、異なる荷重幅の荷重板を用いて行われたものである。ただし、文献^{15, 16, 17}のデータについては、計測結果の数値データが無かったので、文献に記載された図面から値を読み取った。なお、吉中の実験は水平方向の平板荷重試験であり、文献^{15, 16, 17}およびデータベースのデータは、鉛直方向の試験である。現行の道路橋示方書では、鉛直・水平にかかわらず両方で同一の式が用いられていることから、ここでも、鉛直と水平を区別せずに取り扱うこととする。

繰返し曲線としては、図-4.1に示すように、除荷勾配と再載荷勾配の二つが考えられる。そこで、本文では、両者について検討した。ここで、除荷勾配と再載荷勾配は次のように定義した。

除荷勾配 除荷勾配は、除荷開始点と除荷完了点の勾配とする。除荷開始点は、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、着目する時刻のデータとする。除荷完了点は、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、着目している時刻のデータとする。

再載荷勾配 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である。再載荷完了点は、再載荷曲線上において、荷重が除荷開始点と同じかそれ以上になった点とする。

上記の検討は、地盤種別ごとに行った。ただし、文献¹⁷における軟岩のデータについては、文献に記載された図面からは、除荷開始点と再載荷完了点が区別できなかったため、除荷勾配と再載荷勾配の区別はしていない。

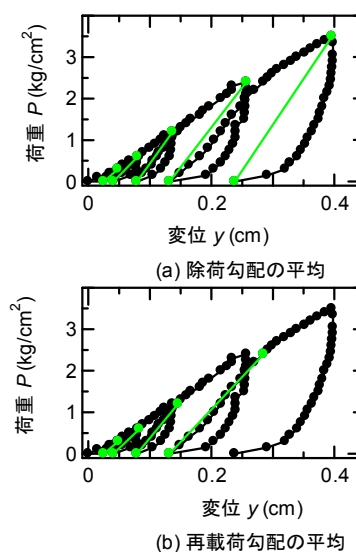


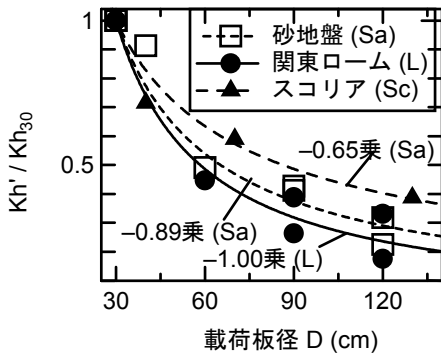
図-4.1 除荷勾配・再載荷勾配の概念図

表-4.1 再荷重依存性の指数則の検討結果

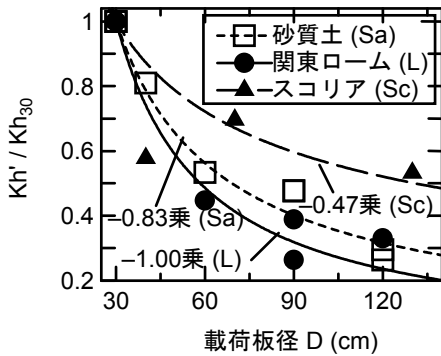
	砂質土	粘性土	スコリア	軟岩
除荷勾配	-0.89	-1.00	-0.65	-0.73
再載荷勾配	-0.83	-1.00	-0.48	

図-4.2, 表-4.1に検討結果を示す。それぞれの土質ごとに変形係数の算出方法の違いによる指数値の違いを見てみると、除荷勾配の場合と再載荷勾配の場合で大きな差は無い。次に、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く。

る。土質ごとに指数値を変化させることも考えられるが、全体の平均値はおよそ $-3/4$ 程度であることから、本文では土質区分にかかわらず、従来の $-3/4$ としてよいと考える。一方、1章に述べたように、地盤反力係数はひずみに依存することが明らかになっており、近年では、再荷幅依存性についても、ひずみレベルを考慮した検討が行われている(18, 19)。今後は、このようなひずみレベルを考慮した方法についても検討を進めていく必要があると考える。

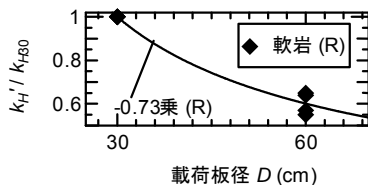


(i) 除荷勾配を用いた場合の荷荷幅依存性



(ii) 再荷荷勾配を用いた場合の荷荷幅依存性

(a) 粘性土、砂質土、スコリアに対する換算荷荷幅の見直し結果



(b) 軟岩に対する換算荷荷幅の見直し結果

図-4.2 荷荷幅依存性の再検討結果

4.2 各試験法から求められる変形係数同士の関係の見直し

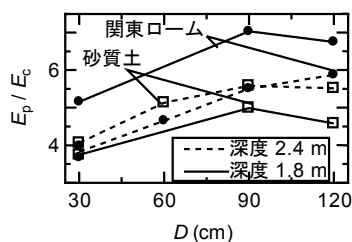
4.2.1 平板荷荷試験により求められる変形係数 E_p 変形係数 E_c の関係の見直し

前節で平板荷荷試験により求められる変形係数 E_p を評価しなおしたことにより、孔内水平荷荷試験から求められる変形係数 E_c と E_p の比率(1:4)の関係を見直す必要がある。

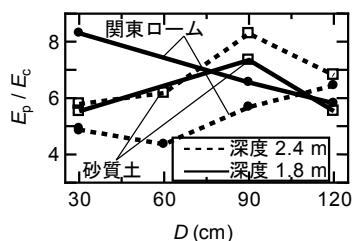
本文では、図-2.4 に示した吉田らの方法と同様の方法により、 $E_c - E_p$ 関係を見直すことにした。すなわち、 E_p の値は前節に述べた除荷勾配もしくは再荷荷勾配から求められる値とした。ただし、 $E_c - E_p$ 関係を検討するためには、平板荷荷試験と同位置で孔内水平荷荷試験を実施している必要がある。文献15, 16, 17およびデータベースに収録されているものは孔内水平荷荷試験が実施されていないため、検討対象から除外し、文献19のみのデータを用いた。

表-2.2 に示したように、文献19における平板荷荷試験は、複数の深度で実施されている。深度が異なると、地盤の物性が異なると考えられるため、本文では、表-2.2 に示したデータのうち、関東ロームと砂質土のそれぞれについて、深度1.8 m と深度2.4 m のデータを用いて検討した。孔内水平荷荷試験の値は、文献20に記載されている値を用いた。

$E_p - E_c$ 関係を整理すると、図-4.3 のようになる。吉田らと同様に、荷荷幅=0.3 m のときの E_p/E_c の値に着目すると、表-4.2 に示す値が得られる。なお、表-4.2 には参考として吉田らの検討結果も合わせて示している。これより、平板荷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荷荷勾配を用いる場合とでは、 E_p/E_c 関係に大きな差はなく、ほぼ6程度である。また、砂質土と粘性土の違いによる E_p/E_c 関係の違いも大きくはない。以上より、地盤種別の違いにかかわらず、 E_p/E_c の値は6とする。



(a) 除荷勾配を用いた場合



(b) 再載荷勾配を用いた場合

図-4.3 平板載荷試験において載荷幅 0.3 m の載荷板を用いた場合の E_p/E_c

表-4.2 平板載荷試験において載荷幅 0.3 m の載荷板を用いた場合の E_p/E_c

	再載荷勾配	除荷勾配	吉田らの検討結果 ²⁾
砂質土	5.5	6.6	3.9
粘性土	6.6	6.4	4.5

4.2.2 N 値と孔内水平載荷試験から得られる変形係数 E_c の関係

図-2.6 で見たように、孔内水平載荷試験から得られる変形係数 E_c と N 値との相関式($E_c=700N$)は、粘性土については検討対象となったデータが少ないため、適用を控えるべきであるとされている。そこで、筆者らは、土木研究所が所有する地盤調査データベースより同一箇所において孔内水平載荷試験と標準貫入試験が実施されているデータを選定・分析し、孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c と N 値との関係を見直した。

標準貫入試験の方法は、手動落下法と自由落下法がある。現在では、ほとんどが自由落下法が採用

されているが、今回検討に用いたデータのうち、特に昔に実施された試験においては、手動落下法が採用されていたものもあった。一方、道路橋示方書 IV 編では、手動落下法はその計測誤差が大きいため、自由落下法を推奨している。そこで、本文では、自由落下法により計測されたデータのみを採用した。なお、本文で示す N 値のうち、50 以上の値については換算 N 値である。

検討対象とした土質は、砂質土、粘性土、砂礫土および岩である。砂質土、粘性土については、N 値の小さい地盤の場合は N 値そのものの計測精度が悪いと考えられるため、 $1 < N < 5$ の場合、 $N \geq 5$ の場合、N 値による区分を行わない場合に分けて整理した。礫質土や岩については、全てのデータが N 5 であった。また、地盤の堆積年代の違い(沖積土と洪積土)の違いについても検討した。

データベースの中には、明らかに異常値とみなせるデータも存在する。本文では、次のような条件に当てはまる場合は、該当データが異常値であると判断し、検討対象から除外した。礫質土や岩に対して標準貫入試験を行う場合は、局部的に礫や岩をたたくことにより N 値が増加することがある。本文では 50 回の貫入量が 10 mm 以下の場合には礫や岩をたたいたと判断し、検討対象から除外した。粘性土については、N 値が 4,7,10 の地盤において、孔内水平載荷試験から求められる変形係数の値が、N 値が 4-10 程度の平均的な値より 1 オーダー大きいものが存在したので、これらは異常値として検討対象から除外した。

結果を表-4.4 に示す。

表-4.3 標準貫入試験から求められる N 値と孔内水
平載荷試験から求められる E_c の関係

地質 区分	堆積 年代	N 値	相関式 (E_c)	R	サンプ ル数
砂質 土	沖積	N<5	680N	-	12
		N \geq 5	618N	0.69	32
		区別なし	529N	0.53	44
	洪積	N<5	-	-	1
		N \geq 5	667N	0.67	58
		区別なし	667N	0.67	59
	区別 なし	N<5	716N	-	13
		N \geq 5	657N	0.73	90
		区別なし	657N	0.76	103
粘性 土	沖積	N<5	780N	-	37
		N \geq 5	510N	0.29	17
		区別なし	550N	0.29	54
	洪積	N<5	2807N	-	30
		N \geq 5	1612N	0.39	45
		区別なし	1676N	0.32	75
	区別 なし	N<5	1623N	-	72
		N \geq 5	1315N	0.29	57
		区別なし	1351N	0.40	129
礫質土	沖積		382N	0.79	19
	洪積		486N	0.79	54
	区別なし		536N	0.55	73
岩			2162N	0.20	151
粘質土+砂質土			709N		232
粘質土+砂質土+礫質土			519N		305
粘質土+砂質土+礫質土+ 岩			2024N		456

分析結果について考察する。N 値の大きさの違いが相関関係に与える影響をみてみると、砂質・洪積土の場合はデータがひとつしかないために評価できないが、砂質・沖積土の場合や砂質土の堆積年代による土質区分をしない場合は N < 5 の場合は N>5 の場合よりも大きな値が得られている。粘性土についても、沖積粘性土の場合、洪積粘性土の場合、堆

積年代による土質区分をしない場合において、同様の傾向が見られている。また、土質区分や堆積年代による区分にかかわらず、N \geq 5 のデータの相関係数は全て正になっている一方で、N < 5 のデータの相関係数は全て負になっている。これより、N < 5 のデータは、N \geq 5 のデータに比べて相関関係が悪いことが明らかになった。また、堆積年代の違いが相関関係に与える影響をしてみると、砂質土・粘性土のいずれの場合にも、 E_c/N 値の値は沖積土よりも洪積土のほうが大きい。その一方で、相関係数についてみてみると、土質区分が同じであれば、地質年代の違いによる相関係数の違いは小さい。次に、土質区分ごとに分析結果を考察する。まず、砂質土の検討結果について考察する。N < 5 の場合について見てみると、データのほとんどは沖積砂質土であり、洪積砂質土は 1 ケースのみであった。相関式について見てみると、沖積砂質土の場合は $E_c = 680N$ 、堆積年代の区分による分類をしない場合は $E_c = 720N$ 程度であり、堆積年代にかかわらず、ほぼ同程度の相関式が得られた。ただし、土質区分による分類をしない場合の相関式については、洪積砂質土の N < 5 のデータがひとつしかないためほとんどは沖積砂質土のデータである。一方、N \geq 5 のデータについて見てみると、相関式は、沖積砂質土の場合は $E_c = 620N$ 、洪積砂質土の場合および堆積年代による区分をしない場合は $E_c = 660N$ 程度であり、N < 5 の場合と同様に、体積年代の違いにかかわらず、ほぼ同程度の相関式が得られた。また、相関係数は 0.45-0.55 程度であり、今回の検討結果の中では比較的良好的な相関関係にあることが確認された。N 値による区分をしない場合は地質年代の違いにかかわらず、N \geq 5 のデータに近い値となり、沖積砂質土で $E_c = 620N$ 、N>5 の洪積砂質土、堆積年代による区分をしない場合では $E_c = 660N$ 程度であった。また、相関係数も 0.45-0.60 程度と高い値となった。以上より、N \geq 5 の砂質土については、堆積年代の違いにより相関式および相関係数が大きく変化しないことから、堆積年代による区分をせず、一律 $E_c = 650N$ と近似してよいと考える。また、N < 5 の場合にお

いては $E_c = 650N$ とは別の相関式を提案することも考えられるが、そもそも $N < 5$ の範囲においては相関性が悪いこと、 $N < 5$ の範囲における相関式が $E_c = 700N$ 程度であり、 $N = 5$ の範囲の相関式と大きな違いが無いこと、 N 値の区分をしない場合においても $E_c = 650N$ で近似できることから、 $N < 5$ の範囲においても $E_c = 650N$ と近似しても問題ないとする。ただし、 $N < 5$ の場合には相関が悪いことから、標準貫入試験の結果、 N 値が 5 未満の地盤については、別途、標準貫入試験以外の調査を行い、地盤の変形係数を求めるのが望ましい。

次に、粘性土について考察する。本小節の冒頭に示したように、 $N < 5$ の場合には相関が悪い。一方、 $N > 5$ の場合や、 N 値による区分をしない場合でも、相関係数は 0.08-0.16 程度であり、砂質土と比べると粘性土は N 値と E_c の相関関係が総じて悪いことが伺える。次に、堆積年代の違いが $E_c - N$ 値関係に与える影響について見てみると、洪積粘性土における E_c / N 値の値は、沖積粘性土の E_c / N 値の値に比べて 3-4 倍程度の値が得られており、砂質土に比べて堆積年代の違いが変形係数に与える影響が非常に大きいことがわかる。以上より、粘性土については、地盤の変形係数を標準貫入試験から求めるのは避けるべきであり、その他の適切な地盤調査結果に基づいて評価すべきである。ただし、止むを得ない場合、または参考値として標準貫入試験による N 値から地盤の変形係数を求める場合には、その値の予測精度が極めて悪いことを認識した上で、

- ・粘性土の k_H を算出するのは、深い基礎の杭頭等の比較的浅い位置であること
- ・そのような地盤の粘性土は沖積層で比較的 N 値が小さいこと

を考慮し、 $N < 5$ の沖積粘性土地盤の結果から、 $E_c = 700N$ と近似してよいと考える。これは、一般的に杭基礎の挙動に支配的となる表層地盤は沖積土であることを考慮して提案するものである。また、 $N < 5$ の粘性土地盤については、そもそも粘性土地盤の予測精度自体が悪い上に、 N 値の計測誤差が大きい $N < 5$ の範囲においては、地盤の変形係数の推定に標

準貫入試験を適用することは不可能であると考え、 N 値・ E_c 関係の近似式を検討しないことにした。

表 4-4 孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c と N 値との関係近似式

地盤種別	提案する近似式
砂質土	$E_c = 650N$
粘性土	$E_c = 700N$
礫質土	$E_c = 450N$
岩(参考値)	$E_c = 2300N$

次に、礫質土について考察する。礫質土は全てのデータが $N = 5$ であった。堆積年代の違いが $E_c - N$ 値関係に与える影響について見てみると、沖積礫質土の場合は $E_c = 380N$ 程度、洪積礫質土および堆積年代による区分をしない場合の場合は $E_c = 480N$ 程度であった。また、いずれも相関係数は 0.6 以上であり、非常に良好な相関関係にあるといえる。以上より、礫質土については、 $E_c = 450N$ と近似してよいと考える。

最後に、岩について考察する。図-2.4 に示したように、現行の推定式である $E_c = 700N$ の検討が行われたデータの中には、岩は含まれていない。設計実務においては、岩の変形係数を標準貫入試験から算出することはほとんどないと思われるが、今回、岩のデータも収集・分析したので、参考値として検討する。収集した岩のデータは当然ながら全て $N > 5$ であった。データ分析の結果、 E_c / N 値の値は約 2300 となり、非常に大きな値が得られた。一方、相関関係は 0.134 と悪い。以上より、地盤種別ごとの $E_c - N$ 値の近似式を表-4.4 のように提案する。

4.2.3 孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c と室内試験から求められる変形係数 E_{50} の関係

現行の設計法では、孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c と、一軸圧縮試験・三軸圧縮試験などの室内土質試験から求められる変形係数 E_{50} は、ほぼ同程度の値であることが示されている。ただし、そのデータ数は少なく、特に砂質土は検討対

象とした供試体の変形係数が 3000-4000kN/m² の範囲のみであり、信頼性に乏しいデータとなっている。そこで、本文では、土木研究所所有の地盤調査データベースを用いて、データ数を増やして検討した。結果を表-4.5 に示す。砂質土について見てみると、 E_{50} / E_c の値は、沖積砂質土で 1.00、洪積砂質土で 0.5 程度、堆積年代による区分をしない場合では 0.90 程度であった。洪積砂質土の値が小さいのは、データが 6 件しかないことも影響していると考えられる。以上の結果より、砂質土については、 E_{50} と E_c の比率は 1.00 程度であると思われる。粘性土について見てみると、 E_{50} / E_c の値は、沖積粘性土でおよそ 2.15 程度、洪積粘性土で 0.85 程度であり、砂質土に比べると、堆積年代の違いが E_{50} / E_c の値に与える影響が大きいことがわかる。また、堆積年代による区分をしない場合は、 E_{50} / E_c の値は 0.87 となり、砂と同様にほぼ 1.00 に近い値となった。以上より、粘性土については、 $E_{50} = E_c$ を提案する。岩については、 E_{50} / E_c の値が 1.7 程度であった。近似式としては、この結果を丸めて $E_{50} = 1.5E_c$ を提案する。

なお、いずれの地盤についても、|R|値は極めて低く、0.1~0.2 程度となった。以上の検討より、孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c と、室内試験から求められる変形係数 E_{50} の相関関係は、決して高くはないことが明らかになった。特に砂質土や岩については E_c と E_b の相関関係が低く、精度よく地盤反力係数を算出するためには、室内試験を実施するよりも、原位置にて平板載荷試験や孔内水平載荷試験を実施するのがよいと考えられる。上記で提案した、室内試験から求められる変形係数 E_{50} と孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c の近似式を、表-4.6 にまとめる。表-4.6 には、本節の最初に検討した、孔内水平載荷試験から求められる地盤の変形係数 E_c と、平板載荷試験から求められる地盤の変形係数 E_p の関係式($E_p = 6E_c$)を用いて得られる、 E_p と E_b の関係もあわせて示す。

表-4.5 孔内水平載荷試験から求められる変形係数

E_c と室内試験から求められる変形係数 E_{50} の関係の分析結果

地盤		データ数	最小二乗近似結果
砂質土	沖積	52	$E_b=1.00E_c$
	洪積	6	$E_b=0.48E_c$
	堆積年代による区分なし	58	$E_b=0.89E_c$
粘性土	沖積	281	$E_b=2.14E_c$
	洪積	90	$E_b=0.84E_c$
	堆積年代による区分なし	371	$E_b=0.88E_c$
岩		123	$E_b=1.73E_c$

表-4.6 孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_c と室内試験から求められる変形係数 E_{50} の近似式

地盤種別	提案する近似式	平板載荷試験から求められる変形数 E_p と E_b の関係
砂質土	$E_b = E_c$	$E_p = 6 E_b$
粘性土	$E_b = E_c$	$E_p = 6 E_b$
岩	$E_b = 1.5 E_c$	$E_p = 4 E_b$

4.3 ひずみ依存性の見直し

次に、ひずみ依存性の指数則 $-1/2$ について再検討する。2章で述べたように、 $-1/2$ の値の根拠は今井の検討によるものである。しかし、今井の検討では、基準変位量として1cmが用いられており、現行の設計法における杭径の1%ではない。そこで、本節では、新たに载荷試験データを分析しなおし、杭径の1%を基準変位量とした場合に、ひずみ依存性の指数則がどのように変化するかを検討した。

検討の方法は次に示すとおりである。まず、载荷試験で得られた荷重・変位曲線において、杭径の1%の変位が発生した点における地盤反力係数を求める。次に、基準変位量以外の変位レベルにおける地盤反力係数を算出する。本文では、常時の水平変位の制限値である杭径の2%、地震時の水平変位の制限値である杭径の3.5%のほか、参考として杭径の0.5%、1.5%、2.5%、3.0%の変位レベルについて検討した。なお、検討に用いた载荷試験データは、3章で述べた現行の推定式の推定精度の検証に用いたデータのうち、杭径の3.5%以上まで载荷されたものであり、また、各変位レベルにおける地盤反力係数の求め方は、現行の推定式の推定精度の検証時に、逆算 k_H を求めた方法と同じである。そして、着目する変位レベルにより、地盤反力係数がどの程度変化するかを地盤種別ごとに調べ、次に示す指数 x の値を求めた。

$$k'_H/k_{H0} = \{ (y/D) / (y_0/D) \}^{-1/2} \quad (4.1)$$

ここに、 k_{OH} 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(=0.005D, 0.015D, 0.02D, 0.025D, 0.030D, 0.035D)、 y_0 は基準変位(=0.01D)である。

検討の結果を図-4.4、表-4.7に示す。着目する変位レベルの大きさにかかわらず、最小二乗近似した結果はほぼ $-1/2$ に近い値となった。常時の水平変位の制限値である杭径の2%の変位が生じている場合の x の平均値はおおよそ -0.5 、地震時の水平変位の制限値である3.5%の場合の x の平均値はおおよそ -0.55 である。さらに、地盤種別による違いも見られない。以上より、ひずみ依存性の指数の値は、現行通り $-1/2$ が適切であると考えられる。

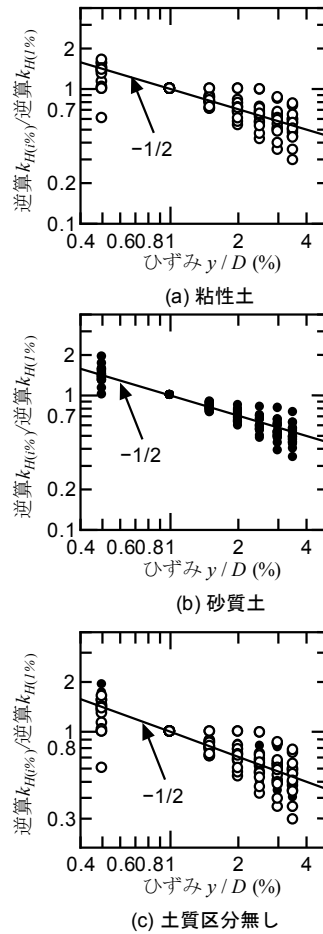


図-4.4 ひずみ依存性の指数則の検討結果

表-4.7 ひずみ依存性の指数則の検討結果

土質	着目ひずみ		
	2%	3.5%	
砂質土	データ n	18	18
	平均値 μ	-0.59	-0.522
	標準偏差 σ	0.140	0.143
	変動係数	0.265	0.258
粘性土	データ n	15	15
	平均値 μ	-0.465	-0.524
	標準偏差 σ	0.254	0.206
	変動係数	0.546	0.394
土質区分無し	データ n	33	15
	平均値 μ	-0.509	-0.539

	標準偏差 σ	0.199	0.172
	変動係数	0.399	0.319

4.4 新しい推定式の提案

本章の結果より、荷重幅依存性の指数則およびひずみ依存性の指数則については、従来どおり $-3/4$ 、 $-1/2$ が妥当であることが確認された。また、平板荷重試験から求められる変形係数 E_p と、孔内水平荷重試験から求められる変形係数 E_c の関係は、 $E_p = 6E_c$ であることが確認された。さらに、 N 値と孔内水平荷重試験から求められる変形係数 E_c の関係は、砂質土については $650N$ 、粘性土については $500N$ であることが確認された。ここまでの検討結果をまとめ、地盤反力係数を地盤調査結果から求める場合の推定式として、次式を提案する。

$$k_H = a k_{H0} (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad (4.2)$$

$$k_{H0} = b_H k_{H00} \quad (4.3)$$

$$k_{H00} = E_{00} / 0.3 \quad (4.4)$$

$$k'_H = k_H (y/D / y_0/D)^{-1/2} \quad (4.5)$$

ここに、

k_H ：基準変位量における水平方向の地盤反力係数。

a ：基礎の荷重状態を考慮するための補正係数で、常時=1、地震時=2とする。

k_{H0} ：換算荷重幅0.3 mの基礎の、基準変位レベル時の水平方向地盤反力係数で、式(4.3)により求める。

B_H ：換算荷重幅。

k_{H00} ：直径0.3 mの剛体円盤水平荷重試験における荷重・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(4.4)により求める。

b_H ：地盤調査結果から求められる地盤反力係数を、基礎の荷重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。

E_{00} ：直径0.3 mの剛体円盤による平板荷重試験における荷重・変位曲線の繰返し曲線から得られる地盤の変形係数。平板荷重試験以外の地盤調査から求める場合は、表-4.8により換算する。

k'_{0H} ：基礎に生じる変位レベルを考慮した地盤反力係数。

y ：基礎に生じると想定される地盤面位置での変位。

y_0 ：基準変位量で杭径の1%。

D ：杭径。

である。

表-4.8 平板荷重試験以外の地盤調査方法で得られた変形係数を E_{00} に換算する方法

変形係数の推定方法	E_{00} への換算式	備考
孔内水平荷重試験から求められる変形係数 E_c	$E_{00} = 6 E_c$	
孔内水平荷重試験から求められる変形係数 E_N	$E_{00} = 6 E_N$	砂質土： $E_N = 650N$ 粘性土： $E_N = 700N$ 砂礫： $E_N = 450N$ 岩： $E_N = 2300N$
供試体の一軸圧密試験または三軸圧縮試験から求められる変形係数 E_b	$E_{00} = 6 E_N$ (砂質土・粘性土) $E_{00} = 4 E_b$ (岩)	

ここで、補正係数 a は、従来の地震時二倍則を考慮する係数である。現行の推定式では、地盤の変形係数に乘じられていたが、提案式では、地盤反力係数そのものに乘じることとした。これは、以下のような理由による。常時と地震時における地盤の状態の違いとしては、クリープの影響が考えられる。すなわち、常時ではクリープの影響が顕著になる一方で、地震時の場合にはクリープの影響が小さく、代わって短時間に連続的に荷重が漸増する影響が顕著になる。地盤反力係数の算出においては、本節で後述するように、杭の水平荷重試験との整合をとることにより定められている。本文で検討した荷重試験結果を含め、杭の水平荷重試験は荷重保持がなされる場合が多く、常時のような荷重状態にあると考えられる。

そこで、常時の場合は $a=1$ とした。一方、クリープの影響が地盤に与える影響については明確にされていないため、地震時の a の値は過去の実績を考慮し、2 とした。

次に、 E_{00} は、地盤調査から地盤反力係数を求めるときに基準となる地盤調査により求められる変形係数であり、平板載荷試験から求められる変形係数である。そして、 E_{00} を平板載荷試験以外の地盤調査法により算出する場合は、本章の第二節において検討した結果に基づき、表-4.8 より換算する。

次に、補正係数 b_H は、平板載荷試験から得られる地盤反力係数を、基礎の載荷試験結果から求められる地盤反力係数に換算する係数である。一章でも述べたように、本来、地盤反力係数は当該地盤において基礎の載荷試験を行って求めるのが望ましい。それは、地盤反力係数が非線形であることからわかるように、地盤反力係数が変位レベル等の関数である一方、地盤調査法ごとに着目している変位レベルが異なり、さらに、基礎の載荷試験で生じている変位レベルと、地盤調査において生じている変位レベルが異なるため、両者が一致しないためである。今後、これらの問題を解決していくことが望まれるが、本文では、補正係数 b_H を乗じることにより、地盤調査により求められる地盤反力係数を、基礎の載荷試験で得られる地盤反力係数に換算することとした。本節では、補正係数 b_H の値を決定する。また、あわせて換算載荷幅についても見直す。

4.4.1 補正係数 b_H の計算方法

本文では、杭の水平載荷試験における荷重・変位曲線から求められる地盤反力係数を用いて、補正係数 b_H の値を求めた。まず、杭の水平載荷試験における荷重・変位曲線から、地盤反力係数を逆算する。杭基礎設計便覧において、地盤が液状化する場合などの特殊な条件では許容変位を杭径の 3.5% まで緩和していることを考慮し、本文では、それぞれの荷重・変位曲線において、杭径の 1%、2%、3.5% の変位レベルにおける地盤反力係数を逆算した。なお、検討に用いた載荷試験は、現行の推定式の推定精度の検証に用いたデータのうち、杭径の 3.5% 以上の変位レベルまで載荷が行われているものを選定し

た。

次に、式(4.2) 中の換算載荷幅 B_H を設定する。換算載荷幅 B_H については、次の三通りを検討した。

1. $B_H=(D/\beta)^{1/2}$ (現行の道路橋示方書における杭基礎の換算載荷幅)
2. $B_H= D$ (昭和 55 年版道路橋示方書 20)における杭基礎の換算載荷幅)
3. $B_H= 0.8D$ (現行の道路橋示方書のケーソン基礎の換算載荷幅)

式(4.2) 中の E_{00} は、表-4.8 中に示される、N 値からの換算により求めた。そして、そのときの N 値については、現行の推定式の検証の場合と同様に、地表面から $2D$, $4D$, $6D$ の範囲における平均 N 値を用いた。また、基礎の荷重状態を表す補正係数 a は 1 とした。これは、前述のように検討の対象とした杭の載荷試験は全て荷重保持が行われており、荷重保持はクリープの影響が顕著となる常時の荷重状態に近いと考えられるからである。

b_H の値を、杭径の 1% の変位が生じているときの逆算 k_H を用いて計算する場合には、式(4.2)中の k_H に荷重・変位曲線から得られた地盤反力係数を代入し、さらに未知数 b_H を左辺に移項することにより、次式が得られる。

$$b_H = k_H / \{(E_{00}/0.3)(B_H/0.3)^{3/4}\} \quad (4.6)$$

一方、杭径の 2%、3.5% の変位レベルにおける地盤反力係数を用いて検討する場合には、ひずみ依存性を考慮した式(4.5) について同様に整理し、

$$b_H = k_H / \{(E_{00}/0.3)(B_H/0.3)^{3/4} \{(y/D)/(y_0/D)^{-1/2}\}\} \quad (4.7)$$

が得られる。

式(4.6)、(4.7) の右辺に必要な数値を代入し、 b_H を求めた。

4.4.2 補正係数 b_H および換算載荷幅 B_H の値の決定

表-4.9 に、上記の方法で計算した結果を示す。平均値および変動係数の値がある範囲を有しているのは、着目

した変位レベル(杭径の 1%, 2%, 3.5%) の結果をまとめて示したためである。

まず、換算載荷幅 B_H の設定方法が補正係数 b_H に与える影響についてみてみると、いずれのケースにおいても、 $B_H = (D/\beta)^{1/2}$ とした場合は、 $B_H = D$ もしくは、 $B_H = 0.8D$ とした場合に比べて若干変動係数が大きく、また、平均値は倍程度の値が得られている。また、 $B_H = (D/\beta)^{1/2}$ とした場合は、杭頭から $1/\beta$ の平均 N 値から求めた B_H を、地中部にも適用することになり、地盤反力係数の算出の確からしさに疑問が残る。そこで、換算載荷幅を $B_H = D$ とした場合、 $B_H = 0.8D$ とした場合に限って考察する。

平均 N 値が 5 以上の砂質土の結果をみてみると、いずれも変動係数は 50% 程度であり、平均値は 0.3–0.45 程度である。また、着目する変位レベルによる平均値の違いは小さく、どの変位レベルにおいても一定の値が得られている。次に、平均 N 値が 5 以上の粘性土の結果をみてみると、平均値は 0.2–0.4 程度であり、平均 N 値が 5 以上の砂質土と同程度の値が得られている。また、変位レベルの違いによる平均値の違いも小さい。しかし、変動係数について見てみると、平均 N 値を求める範囲を $2D$ とした場合も $6D$ とした場合も、砂質土と比べて小さな値となっているが、これはデータ数が少ないことが要因であると考えられる。また、 $6D$ の範囲の平均 N 値を用いた場合は 2–20%、 $2D$ の範囲の平均 N 値を用いた場合は、45–55% となっており、平均 N 値を求める範囲の違いにより、ばらつきが大きく変動することが確認された。平均 N 値が 5 未満の砂質土の結果についてみてみると、変動係数は平均 N 値が 5 以上の砂質土に比べて若干向上しているものの、これはデータ数が少ないことに起因するものと考えられる。また、変位レベルの違いによる平均値の違いも、平均 N 値が 5 以上の砂質土の場合と比べると大きい。一方、平均 N 値が 5 未満の粘性土についてみてみると、データ数は比較的多いにもかかわらず、変位レベルの違いによる平均値の違いが大きく、変動係数も大きい。このように、平均 N 値が 5 未満の地盤については、総じて値の信頼性が低く、特に粘性土については $N > 5$ の範囲においてもばらつきが大きく、信頼性が低いことがわかった。これは、前述のように標準貫入試験から求められる N 値と孔内水平載荷試験から求められる変形係数との関係の相関性がいたためであ

るとされる。以上より、補正係数 b_H の値としては、平均 N 値が 5 以上の砂質土の結果から、 $b_H = 0.3$ とする。

また、換算載荷幅 B_H については、ケーソン基礎にあわせて $0.8D$ とした。

表-4.9 補正係数 b_H の計算結果

土質	換算載荷幅 B_H	2Dの範囲の平均N値を用いた場合			4Dの範囲の平均N値を用いた場合			6Dの範囲の平均N値を用いた場合		
		$\sqrt{(D/\beta)}$	D	0.8D	$\sqrt{(D/\beta)}$	D	0.8D	$\sqrt{(D/\beta)}$	D	0.8D
砂質土	データ数	13	13	13	13	13	13	11	11	11
	平均値	0.75~0.76	0.44	0.37~0.38	0.65~0.67	0.39~0.40	0.33~0.34	0.57~0.61	0.35~0.38	0.30~0.32
	変動係数	0.56~0.61	0.54~0.58	0.54~0.58	0.54~0.60	0.50~0.55	0.50~0.55	0.49~0.59	0.49~0.59	0.49~0.59
粘性土	データ数	3	3	3	0	0	0	2	2	2
	平均値	0.45~0.49	0.27~0.29	0.22~0.23	-	-	-	0.66	0.39	0.31
	変動係数	0.48~0.54	0.44~0.49	0.44~0.49	-	-	-	0.03~0.18	0.02~0.16	0.02~0.16

5. 提案式の予測精度の検証

前章で提案した、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(以降、提案式と呼ぶ)について、その推定精度を検証する。検証する方法は、現行の推定式と同様に、杭の水平載荷試験で得られた荷重・変位曲線から求められる逆算 k_H と、提案式から求められる k_H の比率をとり、その統計量を整理するものである。検討する k_H の着目変位レベルは、杭径の 1%, 2%, 3.5% とした。検討に用いた載荷試験データは、3 章において、現行の推定式の推定精度を検証した際に用いたものと用いたものと同じものである。

検討結果を表-5.1 に示す。なお、平均 N 値を求める範囲、地盤種別、 N 値の区分ごとにデータ数が異なるのは、平均 N 値を求める範囲を変えたことにより、その範囲において最も広い層を占める土質が変わるとともに、平均的な N 値も変化するためである。また、着目変位量が 1%, 2% の場合と 3.5% の場合でデータの総数が少ないのは、検討対象とした載荷試験のなかには 3.5% の変位レベルまで載荷されていないものも含まれていたためである。まず、平均 N 値が 5 以上の砂質土について見てみると、平均 N 値を求める範囲が深くなるにつれて、

平均値が若干低下する傾向が見られる。これは、表-3.1に示した現行の推定式と同様の傾向である。ただし、平均値は1.0に近い値となっており、今回の提案式は、載荷試験から求められる地盤反力係数の平均的な値を求めることができていることがわかる。また、変動係数はおよそ50%-60%程度であった。平均N値が5以上の粘性土については、データ数が少ないために十分な検討ができないが、平均値はおよそ1.0に-1.5程度、変動係数は50%以下である。そして、平均N値を求める範囲を2Dとした場合には、6Dとした場合に比べて平均値が2/3倍、変動係数は5倍程度になっており、N値に非常に敏感であることがわかる。これは、2章で見たように、粘性土については孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E_s とN値の関係の相関性が悪く、N値のわずかな変化に対しても提案式による推定値が大きく変動してしまったことを示している。平均N値が5未満の砂質土については、平均値が2-3程度となっており、平均N値が5以上の砂質土と比べて、提案式による計算値は逆算 k_H を過小評価している。変動係数については、15%-50%程度の値が得られているが、平均N値を求める範囲や着目ひずみとの相関性は見られない。平均N値が5未満の粘性土については、平均値が4-10程度と非常に大きな値が得られており、提案式による地盤反力係数は、実際の地盤反力係数を非常に過小評価している。変動係数も70-130%と非常に大きい。

以上より、N値が5以上の砂地盤については、およそ平均値程度を推定できることがわかった。ただし、標準貫入試験以外の地盤調査も同時に実施し、地盤の変形係数を適切に評価することにより、より実測値に近い値が求められると期待される。また、地盤反力係数のモデル化については、本来地盤反力係数が有している非線形性を考慮する方法や、現行の設計では一層地盤として評価している多層系地盤に対しても、多層系地盤なりの評価する方法を検討することにより、推定精度が向上するものと期待される。

表-5.1 提案式の地盤反力係数推定精度

土質	着目ひずみ	2Dの範囲の平均N値を用いた場合			4Dの範囲の平均N値を用いた場合			6Dの範囲の平均N値を用いた場合		
		1%	2%	3.5%	1%	2%	3.5%	1%	2%	3.5%
砂質土	データ数	16	16	13	16	16	13	15	15	11
	平均値	1.166	1.180	1.245	1.049	1.067	1.118	1.039	1.017	0.989
粘性土	変動係数	0.542	0.569	0.577	0.488	0.481	0.545	0.526	0.472	0.494
	データ数	3	3	3	0	0	0	2	2	2
粘性土	平均値	0.512	0.524	0.545	-	-	-	0.734	0.731	0.735
	変動係数	0.444	0.449	0.492	-	-	-	0.015	0.062	0.160

6. まとめ

地盤調査結果から地盤反力係数を推定するための推定式を見直した。まず、現行の推定式を構成するパラメータ間の相関関係を調べ、現行の推定式が有する課題点を調査した。そして、新たにデータを収集・分析し、課題を解決するための検討を行い、地盤反力係数を地盤調査結果から推定するための推定式を、新しく提案した。本文で得られた結果を以下にまとめる。

現行の地盤反力係数の推定式は、昭和40年代に検討された研究成果に基づいて定められている。しかし、現行の道路橋示方書における設計法とは、以下の点について齟齬が見られる。

- (a) 平板載荷試験結果における変形係数の評価方法が荷重・変位曲線の初期勾配から求められたのに対し、現行の道路橋示方書では繰返し勾配から求めるように定められている
- (b) 粘性土についてはN値と孔内水平載荷試験から求められる変形係数の相関関係を十分検討できるほどのデータが無く、粘性土の物性を考えると地盤の変形係数をN値から推定することは避けるべきである、と言及されているにもかかわらず、設計現場では粘性土についても $E_s=2800N$ として、N値から変形係数を算出されることが多い。
- (c) ひずみ依存性の指数則である $-1/2$ が検討された際は、基準変位量として10mmが定義されており、現行の設計法における杭径の1%とは異なる。

上記の課題を解決するために、当時の検討に用いられたデータや、必要に応じて新しく追加したデータを分析しなおし、新しい推定式を提案した。そして、今回提案した推定式の推定精度について検討した。その結果、提案式によ

り求められる地盤反力係数の値は、基礎の載荷試験から逆算される地盤反力係数の平均値程度を予測できることがわかった。ただし、粘性土や $N < 5$ の地盤については、変形係数を N 値から算出することにより推定精度が著しく低下するため、標準貫入試験以外の試験方法で調査する必要があることを示した

今後は、地盤反力係数の非線形性を評価できるようなモデル化について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造設計編. 丸善, 2002.
- 6) Terzaghi, K., R. (訳: 星埜和 Peck, 加藤渉, 三木五三郎, 榎並昭): 土質力学基礎編. 丸善, 1969.
- 7) 三木幸蔵岩津潤: 地盤の調査・判定と活用. 鹿島出版会, 1977.
- 8) 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.
- 9) 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, Vol. 64/C-3, pp. 616-628, 2003.
- 10) 旧運輸省鉄道局【監修】鉄道総合技術研究所【編】: 鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物. 丸善, 2000.
- 11) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧. 2007.
- 12) 吉田巖, 吉中竜之進: ボーリング孔内横方向載荷試験法-3 室型試験機と 1 室型試験機の比較について, 土木技術資料, Vol. 14, No. 10, pp. 281-286, 1967.
- 13) 足立義雄: 設計に用いる K 値の求め方とその精度, 土木技術資料, Vol. 12, No. 3, pp. 123-125, 1970.
- 14) 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, No. 9, pp. 21-30, 1982.
- 15) 良刀前田, 治日下部, 正敏大内: 密なスコリア層における大型 3 次元基礎の支持力特性, 土木学会論文集, Vol. 430/III-15, pp. 97-106, 1991.
- 16) 岡原美知夫, 高木章次, 木村嘉富, 森浩樹, 浅井健一, 渡会正晃, 井上昭生, 龍田昌毅: 剛体基礎の支持力に関する実験的研究, 土木研究所資料, 第 3087 号, 1992.
- 17) 川崎将生, 佐藤英隆, 山口嘉一, 中村昭: 礫岩の付近質性に着目した平板載荷試験, 第 27 回岩盤力学に関するシンポジウム講演会論文集, 1996.
- 18) 湯川保之, 大内正敏, 倉知禎直, 前田良刀, 古関潤一: ひずみレベルを考慮した地盤反力係数の寸法効果, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp. 37-38, 1997.
- 19) 緒方辰男, 倉知禎直, 古関潤一: 地盤変形特性の応力・ひずみレベル依存性を考慮した水平方向 地盤反力係数の載荷幅依存性, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 371-381, 1999.
- 20) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造設計編. 丸善, 1980.

A STUDY ON THE RESISTANCE OF THE GROUND FOCUCED ON STRAIN LEVE

We can rationalize coefficient of subgrade reaction. So, we analyzed many data, and proposed new equation. The coefficient can't estimate under some condition, for example N-value is low, clay. So, we advised that you shouldn't estimate the coefficient from N-value under these conditions.

Key words : coefficient of subgrade reaction, N-value,