

地盤調査法に応じた地盤変形係数 および地盤反力係数の算定法

西岡 英俊* 安西 綾子**
神田 政幸* 舘山 勝***

Estimation of Deformation Modulus of Ground and Coefficient of Subgrade Reaction Depending on Ground Investigation Method

Hidetoshi NISHIOKA Ayako ANZAI
Masayuki KODA Masaru TATEYAMA

“Deformation modulus of ground” and “Coefficient of subgrade reaction” are important parameters in a foundation structure design. Since the stress-strain relation of soil indicates nonlinearity by strain level dependency, these parameters must be defined as equivalent linear elastic model. Moreover, in order to introduce a performance based design codes to foundation of railway structure, the partial safety factor design method for evaluation of these parameters must be introduced. In this paper, we clarified the strain level considering the design of the shallow foundation, and proposed an evaluation method to determine design values of these parameters from various ground investigation methods.

キーワード：地盤調査法，地盤の変形係数，地盤反力係数，ひずみレベル依存性，載荷幅依存性

1. はじめに

基礎構造物の設計における、地盤抵抗の弾性挙動分のモデル化では、地盤の変形係数およびそれから算定される地盤反力係数を適切に設定することが重要である。しかしながら、同じ地盤であっても地盤調査法が異なれば調査精度が異なるだけでなく、そのひずみレベルの違いや試験の境界条件の違いによって、計測される変形係数は異なる値となる。この違いを補正するため、現行の鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物¹⁾（以下、現行基礎標準）をはじめとする各分野の基礎の設計基準類においては、表1に示す地盤調査法に応じた補正係数 α を変形係数に乗じることとされている。

この変形係数の補正係数 α は、主に昭和40年代前半までの建設省土木研究所を中心とした調査研究^{2), 3)}に基づき確立されたものであり、主に平板載荷試験による変形係数と孔内水平載荷試験による変形係数が概ね1:3～1:4の関係にあること、孔内水平載荷試験による変形係数 E と N 値との関係が $E=0.7N \text{ MN/m}^2$ と近似されること、孔内水平載荷試験による変形係数と一軸または三軸圧縮試験による変形係数がほぼ1:1の関係にあることに基づき、各地盤調査法による変形係数を地盤反力係数算定の

基本となる平板載荷試験により得られる変形係数と同等レベルに補正するように設定されたものである。

一方、鉄道分野では「基礎構造物・抗土圧構造物設計標準に関する委員会」における基礎標準の性能規定化に向けた改訂作業の一環として、材料定数や地盤の諸数値などの設計値を設定する際に部分安全係数法の導入が進められており（以下、新基礎標準）、地盤の変形係数および地盤反力係数についても、このような観点での検討が課題となっていた。具体的には、地盤の変形係数の設計値の考え方（想定するひずみレベル等）を明示することや、より精度の高い（ばらつきの小さい）地盤調査を行うことで設計が合理化されるような仕組みとして地盤調査の品質・精度を反映させた部分安全係数等を導入することである。

本論文では、地盤の変形係数およびそれから算定される地盤反力係数に関して、新基礎標準では従来の補正係数 α に代わり新たに部分安全係数と修正係数を導入したので、これらの考え方と具体的な算定方法について示す。

表1 現行基礎標準¹⁾の地盤の変形係数の補正係数 α

変形係数の算定方法 (地盤調査法)	補正係数 α	
	長期使用限界	それ以外
平板載荷試験	1	2
孔内水平載荷試験	4	8
一軸・三軸圧縮試験	4	8
標準貫入試験	1	2
PS 検層	0.125	0.25

* 構造物技術研究部（基礎・土構造）
** 中央復建コンサルタンツ(株)（前 構造物技術研究部）
*** 構造物技術研究部

特集：基礎構造物の設計技術

2. 基礎構造物の設計に用いる地盤の変形係数および地盤反力係数の設定の基本的な考え方

地盤の変形係数は、応力とひずみの関係を直線と仮定した際の勾配を意味し、地盤材料要素としての物性値の一つである。一方、地盤反力係数は基礎の地盤反力（単位面積当たりの地盤の抵抗力）と変位の関係の勾配を意味し、物性値というよりも境界値問題の解に相当するため、各基礎の形状や载荷条件に応じて個別に設計値の算定式を提示する必要がある。

地盤の変形係数および地盤反力係数は、図1に示すように一般的に弾性挙動として取り扱われる領域においても厳密には非線形性を示している。このような非線形性を生じさせる主な要因としては、①ひずみレベル依存性（ひずみレベルが大きくなるほど変形係数が低下する影響、地盤反力係数の場合は「変位レベル依存性」）、②作用継続時間の影響（列車荷重などの短期作用に対する地盤反力係数に比べて死荷重などの長期作用に対してはクリープ変位等の影響により見掛けの地盤反力係数が低下する影響）、③载荷幅依存性（同一の地盤上であっても载荷幅が大きくなるほど地盤反力係数が低下する影響）などがある。このほかに設計定数を設定する上では、④地盤調査法別の調査精度の影響を考慮する必要がある。

現行基礎標準ではこれらの影響について考慮されているものの、その考え方が明確に示されずに混在して取り扱われており、例えば②作用継続時間の影響は、本来は変形係数が低下するのではなく見かけ上の地盤反力係数が低下するのに対して、設計では便宜的に表1の変形係数の補正係数 α を長期使用限界状態のみ1/2に低減するように取り扱われており、実務者の理解を妨げる要因の一つとなっていた。また、④地盤調査法別の調査精度の影響については、性能設計という観点から地盤調査法別の信頼性の違いが設計結果に反映される仕組みが必要とされるが、現行基礎標準では地盤調査法別の調査精度の違いが明らかにされておらず、下限値を用いているのかそれとも平均値を用いているのかが明示されていなかった。

た。基礎標準の性能規定化を進めるにあたっては、これらの考え方を設計者に示す必要がある。

そこで新基礎標準では、上記の①～④の要因について図1中に示すように、地盤の変形係数で①と④を、地盤反力係数で①、②、③をそれぞれに分離して考慮することとした。なお、地盤反力係数の各非線形挙動は、本質的には材料要素自体の各種非線形特性によって生じるとの知見^例（例えば4）も報告されているが、これを設計実務上で簡易的に評価するのは困難であるため、従来どおり便宜的に地盤反力係数の非線形特性として考慮することとした。以下の2.1および2.2にそれぞれの基本的な考え方を示す。

2.1 地盤の変形係数

地盤の変形係数の設計値を設定する際には、地盤調査法別に①ひずみレベル依存性の影響、および④調査精度の影響について補正を行う。

まず、①ひずみレベル依存性については、同一の地盤であっても地盤調査法に応じて計測されるひずみレベルが異なるため、調査法別の計測値は異なることを意味する。例えば、PS検層では、地盤中のせん断弾性波を励起した際に生じる微小ひずみレベル（ 10^{-6} 程度）での変形係数が得られるのに対して、孔内水平载荷試験では降伏時の割線剛性から変形係数を算定するため、同じ地盤であってもひずみレベルの大きい後者のほうが小さい変形係数が計測される。

従来より通常の基礎の設計に用いる地盤の変形係数としては、微小ひずみレベルではなく、ある程度大きなひずみレベルが考慮されているものの、基準となるひずみレベル自体は明確には示されていなかった。そこで新基礎標準においては、基礎の設計に用いる地盤の変形係数の設計値としては、図1中に示すように室内圧縮試験における最大応力の1/2の応力での割線剛性である E_{50} 相当のひずみレベルと定義することとした。そして、他の地盤調査法から地盤の変形係数を算定する場合には、各測定値にひずみレベルの違いを補正するための地盤調査法別の修正係数 ρ_{gE} を乗じて特性値（平均値相当）に補

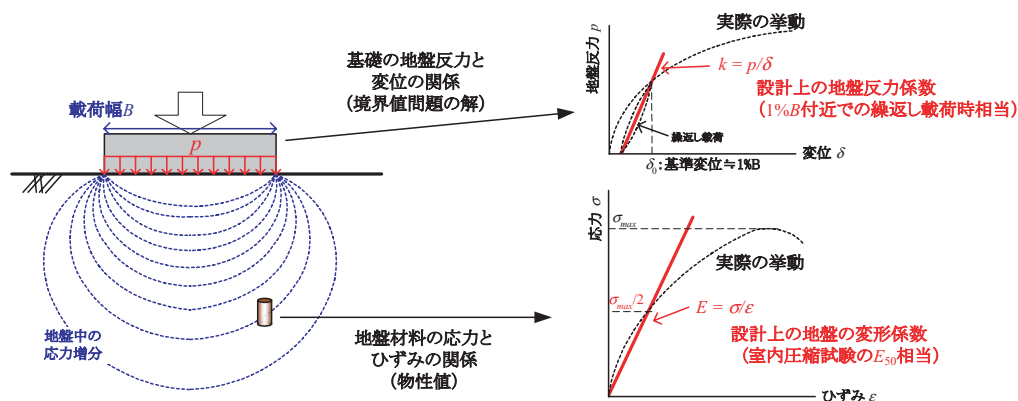


図1 基礎構造物の設計に用いる地盤の変形係数と地盤反力係数のモデル化の考え方

正するものとした。

一方、④地盤調査法別の調査精度の影響という観点からは、物性値である変形係数の段階から考慮するものとして、設計用の地盤反力係数を算定する際の部分安全係数である地盤調査係数 γ_{gE} により考慮するものとした。具体的には上記の修正係数を乗じた後の特性値（平均値相当）に対して、一般的には特性値を地盤調査係数 γ_{gE} で除して下限側の設計値に補正するものとした。

以上をまとめると、設計用の地盤反力係数を算定する際の地盤の変形係数の設計値 E_d は、式(1)により算定される。

$$E_d = \rho_{gE} E_x / \gamma_{gE} \quad (1)$$

ここに、 E_x ：各地盤調査法による地盤の変形係数の実測値である。なお、上記の設計値 E_d のひずみレベルは E_{50} 相当であり、基礎の設計において地盤抵抗を等価線形ばねとして取り扱う場合を想定して定義したものである。したがって、地盤の応答解析を行う場合などではこれと異なるひずみレベルとなることに注意を要する。

2.2 地盤反力係数

地盤反力係数については各基礎形式別に設定されるものであるが、基本的な補正の考え方は同一であることから、本論文では代表的な事例として直接基礎底面の鉛直地盤反力係数について示す。直接基礎底面の鉛直地盤反力係数の設計値 k_{vd} は、境界条件の類似性を考慮し、載荷幅 $B_0=0.3\text{m}$ の平板載荷試験により得られる地盤反力係数 k_{v30} を基準として、図2に示すように2段階で①変位レベル依存性、②作用継続時間の影響および③載荷幅依存性に関して補正して算定することとする。

この基準となる k_{v30} は、地盤工学会基準「地盤の平板載荷試験 (JGS-1521)」における荷重保持時間30分の段階式繰返し載荷方式による基準変位 $1.0\%B_0 (=3\text{mm})$ 付近における繰返し載荷時の剛性から設計値を設定することを原則とした。 k_{v30} と地盤の変形係数（条件が明確となるように E_{PLr} と表記する）の関係は弾性論から式(2)で算定される。

$$k_{v30} = \frac{E_{PLr}}{B_0(1-\nu^2)I_p} \quad (2)$$

ここで、 ν ：ポアソン比（一般に0.3）、 I_p ：形状係数（正方形0.88、円形0.79）である。なお、平板載荷試験の実施方法としては、この他に「道路の平板載荷試験基準 (JIS-A1215)」や各種の重錘落下による動的平板載荷試験法（例えばFWD）などがあるが、これらは主に盛土等の締固め管理に用いる K_{30} 値を算出することを目的としている。そのため、基準変位が 1.25mm^5 と上記 (3mm) よりも小さいことや、荷重保持時間が明確に規定されていないことに注意が必要である。

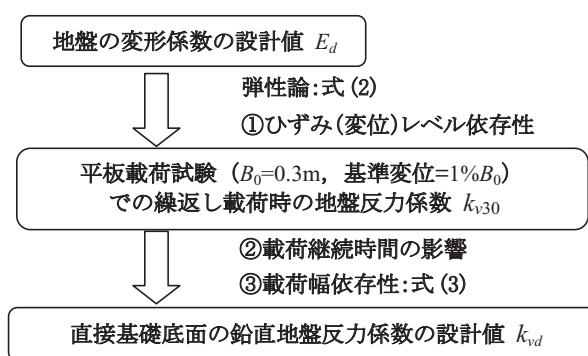


図2 地盤の変形係数から地盤反力係数を算出するまでの考え方

①変位レベル依存性の観点からは、平板載荷試験での基準変位 $1.0\%B_0$ 付近の地盤中の平均的なひずみレベル（繰返し載荷時のひずみ増分のレベル）は、式(1)の地盤の変形係数の設計値 E_d （室内圧縮試験における E_{50} 相当）のひずみレベルとは必ずしも一致しないため、対応する修正係数 ρ_{gE} で割り戻して補正するものとする。なお、従来は平板載荷試験の基準変位が明確に示されておらず、降伏点付近を採用する場合や載荷最大荷重時（降伏点以下）を採用するなどの取扱いが混在していたため、上記のように基準変位および載荷条件を明示することとした。

②作用継続時間の影響については、まず平板載荷試験の繰返し載荷時で定義される k_{v30} を、短期的な作用（列車荷重や地震等）に対する基礎の地盤反力係数に対応する基本的な値として考えることとした。そして長期的な作用（主に死荷重）が作用する場合（現行の長期使用限界状態、改訂後は使用性のうちの長期支持性能の検討）に、修正係数 $\rho_{gk} (<1.0)$ を地盤反力係数に乗じて低減させることとする。なお、従来は表1の変形係数の補正係数 α 自体が2倍に割り増されていたため、物性値である変形係数自体が作用継続時間によって変化するように誤解される場合があった。そこで新基礎標準では②作用継続時間の影響を、境界条件の解である地盤反力係数の算定段階で補正するように変更することとした。

③載荷幅依存性については、換算載荷幅 B_v （底面積の平方根）の載荷面に対する鉛直地盤反力係数 k_v を基準となる k_{v30} から次式により補正する。

$$k_v = (B_v/B_0)^n k_{v30} \quad (3)$$

ここで式(3)中の指数 n は、載荷幅依存性の程度を表す係数である。弾性論では $n=-1$ (B_v に反比例) となるものの、実際の砂地盤上の直接基礎では $n=-3/4 \sim -1/2$ 程度となることが実証されている^{6), 7), 8)}。本検討では k_{v30} の基準変位を明確にしたことから、4章において指数 n について再度検討を行って設定することとした。

以上をまとめると、直接基礎底面の鉛直地盤反力係数の設計値 k_{vd} は、以下の式(4)により算定される。

特集：基礎構造物の設計技術

$$k_{vd} = \rho_{gk} \left(\frac{B_v}{B_0} \right)^n \frac{(E_d / \rho_{gE})}{B_0(1-\nu^2)I_p} \quad (4)$$

なお、形状係数 I_p は、矩形のフーチングが一般的であることを考慮して正方形の $I_p=0.88$ を用いる。

3. 地盤調査法に応じた地盤の変形係数の算定法

地盤の変形係数の設計値の算定式(1)における①ひずみレベル依存性を補正するための修正係数 ρ_{gE} 、および④地盤調査法別の調査精度の影響を考慮する地盤調査係数 γ_{gE} を設定するため、種々の地盤調査法により得られる地盤の変形係数の相互関係を整理する。表2に検討対象とした地盤調査事例と収集したデータ数を示す。

各データは各種調査法により得られた地盤の変形係数と標準貫入試験のN値のデータのペアとなっている。本来であれば同一箇所複数地盤調査を行った結果から相互の関係を検討すべきであるが、収集した事例の大半が一つの地盤調査法と標準貫入試験のみの組合せであったことから、本検討では各地盤調査法による変形係数をN値を介して検討することとした。ただし、N値がゼロおよび50以上のデータは、整理対象外とした。

平板載荷試験から求めた変形係数 E_{PLr} は、2.2の定義(1% B_0 付近での繰返し載荷時)に基づく事例のみを集計した。その他の地盤調査法の変形係数は現行基礎標準に示される方法で算定した。個別のN値と地盤の変形係数の関係の詳細は別報⁹⁾、¹⁰⁾を参照されたい。

各地盤調査法によって得られた変形係数 E_x とN値の比 E_x/N を対数正規分布と仮定し、 $\log(E_x/N)$ の平均値 A および標準偏差 σ から求めた分布範囲(分布中心: 10^A 、分布上限: $10^{A+\sigma}$ 、分布下限: $10^{A-\sigma}$)を図3に示す。各 E_x/N の分布中心の値 10^A がN値と各地盤調査法別に得られる地盤の変形係数との平均的な関係を表している。

表2 検討した地盤調査法と収集したデータ数

地盤調査法	E_x	土質	データ数 ^{*1}	
孔内水平 載荷試験	E_b	粘性土	222 (180)	
		砂	156 (111)	
		砂礫	27 (10)	
一軸圧縮試験	E_{50UC}	粘性土	136 (116)	
三軸 圧縮 試験	非圧密非排水	E_{50UU}	粘性土	100 (85)
		圧密排水	E_{50CD}	砂
平板載荷試験 (繰返し載荷時)	E_{PLr}	粘性土	2 (2)	
		砂質土 ^{*2}	8 (8)	
PS 検層	E_f	粘性土	155 (135)	
		砂	86 (66)	
		砂礫	21 (4)	

※1 括弧内は検討対象としたN値1以上、50未満のデータ数

※2 砂が1点のみで、残りは全て砂礫

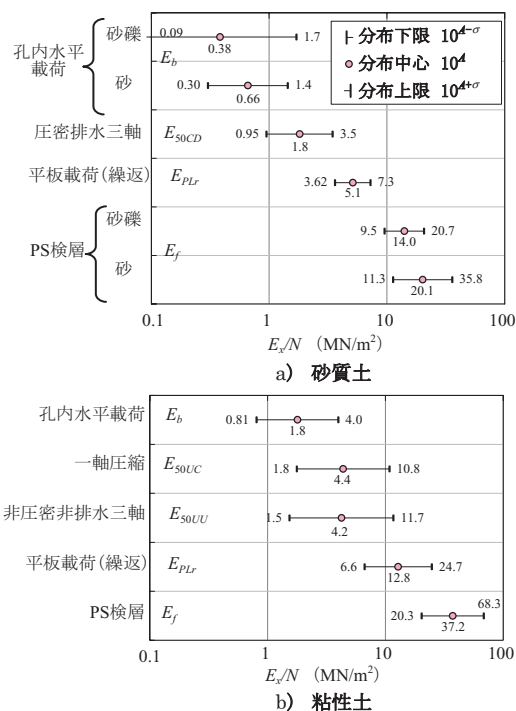


図3 地盤調査法別の E_x/N の分布範囲

なお、現行基礎標準では $E_0=2.5N$ MN/m² との関係式が示されていたが、図3の室内圧縮試験の E_{50} とN値との平均的な関係とは完全には一致していない。そこで新基礎標準においてはN値から地盤の変形係数 (E_{50} の平均値相当) の推定式を以下のように変更することとした。

$$E_N = 2.0N \text{ MN/m}^2 \text{ (砂質土)}, 4.0N \text{ MN/m}^2 \text{ (粘性土)} \quad (5)$$

図3の各 E_x/N の分布中心の違いは、主に各地盤調査法別のひずみレベルの違いによって表れる変形係数の相対関係を表している。よって、①ひずみレベル依存性を補正するための修正係数 ρ_{gE} は、各 E_x/N の分布中心と設計値のひずみレベルとなる室内圧縮試験の E_{50}/N との比に基づいて設定することとした。各調査法別の分布中心比の値と、これに基づいて最終的に提案する修正係数 ρ_{gE} の値を表3に示す。

図3の E_x/N の分布幅(対数軸上での幅)は各地盤調査法のばらつきの大きさ、すなわち調査精度を表している。そこで、④地盤調査法別の調査精度の影響を考慮す

表3 地盤の変形係数に関する修正係数 ρ_{gE}

地盤調査法	E_x	土質	分布中心の比	ρ_{gE}
孔内水平 載荷試験	E_b	砂	2.7	2.5
		砂礫	4.7	
		粘性土	2.3	
平板載荷試験 (繰返し載荷時)	E_{PLr}	砂・砂礫	0.35	0.33
		粘性土	0.33	
PS 検層	E_f	砂	0.090	0.10
		砂礫	0.129	
		粘性土	0.113	

表4 地盤の変形係数に対する地盤調査係数 γ_{gE}

地盤調査法	E_x	土質	式(7)	設計用 γ_{gE}
一軸圧縮試験	E_{s0UC}	粘性土	1.34	1.2 ~ 1.4 (1.0 ~ 1.1)
三軸圧縮試験	圧密排水	砂質土	1.24	
	非圧密非排水	粘性土	1.53	
孔内水平 載荷試験	E_b	砂礫	2.54	1.2 ~ 1.4 原則適用外
		砂	1.44	
		粘性土	1.0	
平板載荷試験 (繰返し載荷時)	E_{PLr}	砂・砂礫	1.00	1.0 ~ 1.1
		粘性土	※	
PS 検層	E_f	砂礫	1.0	1.0 ~ 1.1
		砂	1.09	
		粘性土	1.0	
標準貫入試験 (式(5)で推定)	E_N	砂質土	1.46	1.2 ~ 1.4 原則適用外
		粘性土	1.71	

※データ数が2点のため算出不可

る部分安全係数である地盤調査係数 γ_{gE} については、図3の分布幅の大きさに基づいて設定する。ただし、上述したように図3の分布幅にはN値のばらつきの影響が含まれるため、これを分離する必要がある。 E_x/N を対数正規分布と仮定し、さらに $\log(E_x/N) = \log E_x - \log N$ と分離して E_x およびN値のどちらも対数正規分布となると仮定した場合、各分散には式(6)の関係がある。

$$\sigma_{\log(E_x/N)}^2 = \sigma_{\log E_x}^2 + \sigma_{\log N}^2 \quad (6)$$

ここで、 $\sigma_{\log(E_x/N)}^2$: $\log(E_x/N)$ の分散(実測統計値)、 $\sigma_{\log E_x}^2$: $\log E_x$ の分散(≡各地盤調査法単独のばらつき)、 $\sigma_{\log N}^2$: $\log N$ の分散(≡N値単独のばらつき)である。

本検討では $\sigma_{\log N}^2$ の値を各統計値を参考にしながら、各地盤調査法別の $\sigma_{\log E_x}^2$ の大小関係が工学的に妥当な結果となるように、粘性土で $\sigma_{\log N}^2=0.12$ 、砂質土で $\sigma_{\log N}^2=0.06$ と仮定し、各地盤調査法単独のばらつきとして $\sigma_{\log E_x}^2$ を逆算して求めた(ただし $\sigma_{\log E_x}^2 \geq 0$ とした)。各地盤調査法別のばらつきの影響分を考慮する部分安全係数は、得られた標準偏差 $\sigma_{\log E_x}$ を用いて、式(7)で求めることができる。

$$\gamma = 10^{k\sigma_{\log E_x}} \quad (7)$$

ここで、 k は超過確率に応じた係数であり、本検討では超過確率75%相当となる $k=0.67$ を用いた。表4に式(7)の算出結果、およびこれに基づいて最終的な提案する設計用の地盤調査係数 γ_{gE} を示す。ここで、各地盤調査係数 γ_{gE} に幅を持たせて設定しているのは地盤調査の頻度を考慮するためであり、例えば各橋脚のジャストポイントでのポーリングを実施している場合には、小さい方の地盤調査係数 γ_{gE} を用いることができる。すなわち地盤調査を高頻度に行うことで設計の合理化が期待できることとなる。

4. 直接基礎の鉛直地盤反力係数の算定法

直接基礎の鉛直地盤反力係数の設計値 k_{vd} の算定式(4)の各数値は以下のように設定する。まず①ひずみレベル依存性に関しては、地盤の変形係数の設計値 E_d を表3に示す E_{PLr} に対する修正係数 $\rho_{gE}=0.33$ で除して補正する。

次に②作用の継続時間の影響を補正するための地盤反力係数に関する修正係数 ρ_{gk} の値は、現行基礎標準の考え方を踏襲して表5に示す値とした。なお、実際の直接基礎の施工時の沈下計測における短期的な即時沈下量とクリープ変位量等を含めた長期沈下量の比較結果⁶⁾や、新たに収集した平板載荷試験事例において、新たに定義した k_{v30} (1.0% B_0 付近の繰返し載荷時の剛性)に対する、30分保持後の新規載荷時の荷重変位曲線における基準変位1.0% B_0 での割線勾配の比を再整理した結果¹⁰⁾から、これらの比を概ね1:2程度と評価して問題ないことが確認できている。

さらに③載荷幅依存性を表す指数 n について検討するため、載荷幅の異なる平板載荷試験の実施事例および同一地点における実際の直接基礎(換算載荷幅 $B_v = 4.5 \sim 12m$)の施工時の沈下量から逆算した鉛直地盤反力係数の関係を図4に示す。いずれも砂礫地盤の事例であり、文献6)~8)は現行基礎標準の指数 n を設定する際の検証事例、文献11)は現行基礎標準制定後に実施された事例である。

施工時の沈下量は長期作用時の地盤反力係数と解釈できるので、平板載荷試験結果も繰返し載荷時の剛性ではなく、新規載荷時(30分保持後)の割線剛性で比較している。なお、平板載荷試験の基準変位については、現行基礎標準の指数 n を設定した当時は降伏点における地盤反力係数が用いられていたが、図4では新たに定義した基準変位(各載荷幅 B の1.0%)における割線剛性で再度整理し直している。一方、施工時の沈下量は基準変位(1.0% B_v)には到達しておらず、最大沈下量での地盤反力係数を図示しており、各事例の最終沈下量と換算載荷幅 B_v との比を図中に併記している。

図4では、平板載荷試験結果だけを見ると $n=-3/4 \sim -1$ 程度と比較的弾性に近い挙動となっているが、実施工時の沈下計測結果からは、従来の砂礫での指数 $n=-1/2$ に近い傾向となっていることが確認できる。これは、実基礎での変位レベルが基準変位よりも小さいことが影響していると考えられる。実質的には実際の直接基礎で生じる沈下量は、基準変位(載荷幅の1%)よりも十分に小さくなることを考慮すれば、新基礎標準においても現行基

表5 地盤反力係数に関する修正係数 ρ_{gk}

作用の継続時間	地盤反力係数に関する修正係数 ρ_{gk}
短期	1.0
長期	0.5

特集：基礎構造物の設計技術

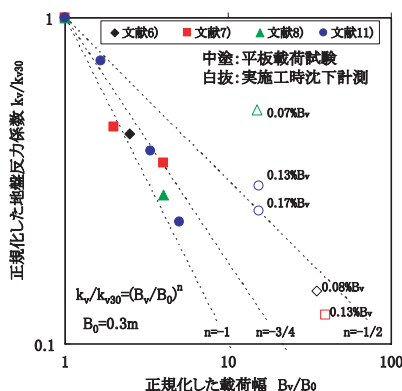


図4 地盤反力係数の載荷幅依存性

表6 直接基礎の鉛直地盤反力係数の設計値 k_{vd}

土質	現行基礎標準	新基礎標準
砂質土	$2.3 \alpha E_0 B_v^{-1/2}$	$6.9 \rho_{gs} E_d B_v^{-1/2}$
砂・粘土互層	$1.7 \alpha E_0 B_v^{-3/4}$	$5.1 \rho_{gs} E_d B_v^{-3/4}$
粘性土	$1.3 \alpha E_0 B_v^{-1}$	$3.8 \rho_{gs} E_d B_v^{-1}$

礎標準の指数 n を踏襲して問題ないと考えられる。よって、指数 n についても、現行基礎標準の考え方を踏襲して砂質土で $n=-1/2$ 、砂質土と粘性土の互層で $n=-3/4$ 、粘性土で $n=-1$ を用いることとした。

以上の各数値をまとめると、直接基礎の鉛直地盤反力係数の設計値 k_{vd} の算定式は、支持地盤の土質条件に応じて表6に示す各式により算定することができる。

5. まとめ

ここで、地盤の変形係数および直接基礎底面の鉛直地盤反力係数の算定結果について、現行基礎標準と本論文において提案した新基礎標準との比較を行う。対象はフーチング寸法 $5\text{m} \times 5\text{m}$ の直接基礎とし、PS 検層により得られたせん断弾性波速度 $V_s=310\text{m/s}$ から、各設計値（地盤反力係数は短期作用に対する設計値）を算定した結果を表7に示す。最終的に新基礎標準により得られる地盤反力係数は、現行基礎標準と同等程度の値となっていることが確認できる。

なお、本論文では記載を省略した他の基礎（杭の水平地盤反力係数等）についても、②作用継続時間の影響および③載荷幅依存性については現行基礎標準の考え方を踏襲することとしており、新基礎標準においては地盤反力係数算定式の係数が約3倍となるものの、最終的に得られる地盤反力係数の設計値は現行基礎標準による値と同程度となる傾向は同様である。ただし、杭の鉛直地盤反力係数のみは、基本的な補正の考え方は同一ながら、載荷試験データベースに基づいて杭工法別に新たな算定式を提案¹²⁾しているため、係数は単純に3倍とはならない。

以上、本論文では地盤の変形係数および地盤反力係数

表7 提案法と従来法の算定結果の比較

	従来法（現行基礎標準）		提案法（新基礎標準）	
	地盤の	実測値 E_0	500 MN/m ²	実測値 E_r
変形	補正係数 α	$\alpha=0.25$	修正係数 ρ_{gs}	$\rho_{gs}=0.1$
	特性値 αE_0	125 MN/m ²	特性値 $\rho_{gs} E_r$	50 MN/m ²
係数	地盤調査係数 f_g	1.0	地盤調査係数 γ_{gs}	1.0 ~ 1.1
	設計値 $E_d = f_g \alpha E_0$	125 MN/m ²	設計値 $E_d = \rho_{gs} E_r / \gamma_{gs}$	45.5 ~ 50 MN/m ²
地盤反力係数	設計値 $k_{vd} = 2.3 E_d B_v^{-1/2}$	129 MN/m ³	修正係数 ρ_{gs}	1.0
			設計値 $k_{vd} = 6.9 \rho_{gs} E_d B_v^{-1/2}$	140 ~ 154 MN/m ³

に関して、性能規定化に向けた基礎標準の改訂作業の一環として、部分安全係数および修正係数を導入し、その設計上の考え方を明示した。これにより、設計者が解析手法に応じて各設計値を合理的に設定できるようになるほか、適切に地盤調査を実施して精度の良い情報を詳細に把握することで設計が合理化できることとなる。

文献

- 1) 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，1997.3
- 2) 塩井幸武：基礎地盤の変形係数算定の根拠，基礎工，Vol.35, No.7, pp.65-66, 2007
- 3) 足立義男：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.15-17, 1967.7
- 4) 古関潤一，倉知禎直，緒方辰男：地盤反力係数の寸法効果に及ぼす地盤変形特性の応力レベル依存性及び非線形性の影響，基礎工，Vol.33, No.12, pp.26-29, 2005
- 5) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，pp.7, 2007.1
- 6) 海野隆哉，西村昭彦，青木一二三：直接基礎の地盤係数(1)，構造物設計資料，No.60, pp.21-25, 1979.12
- 7) 海野隆哉，西村昭彦，青木一二三：直接基礎の地盤係数(2)，構造物設計資料，No.64, pp.18-23, 1980.12
- 8) 海野隆哉，西村昭彦，青木一二三，真田道夫：直接基礎の地盤係数(3)，構造物設計資料，No.80, pp.24-29, 1984.12
- 9) 西岡英俊，神田政幸，室野剛隆，棚村史郎：地盤の変形係数算定に用いる補正係数と地盤調査法の関係，土木学会全国大会第57回年次学術講演会，pp.1359-1360, 2002
- 10) 安西綾子，小阪拓哉，西岡英俊，神田政幸，館山勝：平板載荷試験による地盤の変形係数の評価について，第43回地盤工学研究発表会，pp.1313-1314, 2008
- 11) 古山章一，瀧内義男：直接基礎を緩い砂礫地盤へ適用する場合の検討方法，土木学会論文集，No.623 / VI-43, pp.45-55, 1999
- 12) 西岡英俊，西村昌宏，神田政幸，館山勝：載荷試験データによる杭工法別の鉛直地盤反力係数算定法，鉄道総研報告，Vol.7, No.24, pp.29-34, 2010