

木 村 嘉 富 (きむら よしとみ) 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室

# 7.1 はじめに

地盤の変形係数は地盤内応力、ひずみレベルに依存す るので、通常の設計に用いる地盤定数は基礎の種類・規 模や荷重の大きさ、載荷方向によって変わることになり, これを決めることは結構やっかいな仕事となる。基礎構 造において変形の検討が必要になるのは、直接基礎およ び杭基礎の鉛直と水平荷重に関するものが主であり、地 盤工学の中ではかなり限定された問題である。変形を求 める解析法として、簡単な手計算で求められる手法から 土の構成方程式を用いた有限要素法などによる数値解析 法まで、情報量や設計レベルに応じたいくつかの方法が あるが、前者の方法も依然予備設計などでは有効な方法 である。このような場合、変形は主として弾性計算によ るが、地盤は同じであっても、異なる問題に対して同一 の変形係数を採用することができないことが多い。それ は地盤の変形係数がひずみに依存し、基礎の種類や荷重 の方向に応じて地盤中のひずみ分布が異なることが主な る原因である。例えば、ひずみの影響を考えると基礎と 地盤の接点では少なからず応力集中が起こり、そこで地 盤は降伏かまたはそれに近い状態になる。一方、基礎か ら離れるに従って、地盤のひずみは小さくなり、そこで の地盤の剛性は大きくなるはずである。弾性計算では、 通常弾性係数を地盤中で一定値として与えるので、基礎 の種類や荷重の方向(あるいはその大きさ)により、異 なる変形係数を採用することになる。すなわち、同じ変 形問題でありながら、現時点では簡便な方法では統一的 な扱いができない。

直接基礎の沈下を求める問題ではヤング係数のような 変形係数を直接使うこともあるが、実務的には、地盤を ばねに置き換え、ばね定数で地盤の剛性を表現すること もある。このばね定数は、地盤と基礎の境界における荷 重~変形関係であり、結果的に簡単に表されたばねであ っても、本来は地盤の広範囲なひずみ領域における物性 を考慮して決める必要がある。以下本章では、非排水状 態の地盤を想定し、変形特性のひずみ依存性に限定し、 このような地盤の変形特性を実際の設計に用いる地盤定 数にどのように結びつけてゆくかという問題に焦点を絞 って述べることにする。

# 7.2 地盤要素の物性から設計に用いる地盤反力 係数へ

7.2.1 杭周面から伝達する応力と地盤内ひずみ

## (1) 地盤を弾性体と仮定した場合

杭頭に働く鉛直荷重は杭軸部を通して,地盤中の鉛直 面(したがって水平面も)に生じるせん断応力として伝 えられる。杭軸部がその周囲を土の同心円状のシリンダ ーに囲まれていると考えれば,図-7.1に示すようにそ れぞれのシリンダーの面を通してせん断力が伝えられ る<sup>1)</sup>。それぞれのシリンダー面に働くせん断応力の大き さは,そのシリンダー面の大きさに反比例することにな るから,杭表面におけるせん断応力をτ₀とすると,半 径rにおけるせん断応力 τおよびせん断ひずみyはそれ ぞれ次式で与えられる。

$\tau =$	$\frac{\tau_0 r_0}{r}$	(1	1)
$\nu =$	τ_=	$\tau_0 \gamma_0$ (5)	2)
/	G	Gr	-)

ここで、 $r_0$ は杭の半径、Gは地盤のせん断弾性係数である。地盤の鉛直変位をwとすれば、yは次のように表すことができる。

dw	(-)
$\gamma = \frac{1}{dr}$	(3)

式(3)から得られる *dw=ydr* を式(2)を用いて積分する と,wは次のように半径の対数に比例して減少する曲線 で表される。



図-7.1 杭軸部の周囲地盤の変形1)

49

講 座

ここで,最大半径 $r_m$ は本来無限大とすべきであるが, 地盤の変位が無視できるくらい小さくなる位置として定 義している。経験的にはこの半径は杭長くらいの長さで あるといわれる<sup>1)</sup>。杭の沈下 $w_0$ は $r=r_0$ とおいて,次の ように表すことができる。

$$w_0 = \zeta \frac{\tau_0 r_0}{G} \quad \exists \exists \forall \zeta = \ln (r_m/r_0) \quad \dots \dots \quad (5)$$

以上のことより,次のことが言える。

- (a) 地盤中に起こる応力変化は主としてせん断応力で あり, 杭軸からの距離に反比例する形で減少する。
- (b) 杭周囲の地盤の沈下は,杭軸からの距離の対数に 比例して減少する。したがって,大きな沈下は杭か らある範囲に限られる。

このように,地盤を一様な弾性体と考えても,鉛直荷 重を受ける杭の周囲の地盤のひずみは杭にごく近い部分 に集中していることが分かる。

Cooke  $(\mathcal{P}-\mathcal{P})$   $G^{2}$ はロンドン粘土中の杭長 l=4.6m, 杭径 d=168 mm の杭を鉛直荷重したときの周囲の 地盤の変位を測定している。そこでは l/2 の深さにおい て,低荷重レベルでは地盤の沈下量と杭からの距離の対 数とは直線関係にあるが,極限荷重の75%の荷重にな ると,両者の関係は曲線となることを示している。また  $\ln(r_m/r_0)=3$ になると,深さや荷重の大きさに関係な く,地盤の沈下は無視できるほど小さくなった。この実 測結果と弾性解析による結果を比較すると,弾性解は実 際の地盤より遠方まで沈下する傾向にあることが分かる。

杭周面摩擦力 τ<sub>0</sub> と杭の沈下量 w<sub>0</sub> との比を,杭の要素 の沈下剛性(地盤反力係数)と考えると,地盤反力係数 *k*は、

$\tau_0 G$	(-)
k==	·····(6)
$w_0 \zeta r_0$	

となる。この式は杭周面要素の単位面積あたりのばね定数であり、地盤のせん断弾性係数に比例し、杭径に反比例することになる。もし、周面摩擦力が杭長lにわたって一定ならば、周面摩擦力の合力は $F=2\pi r_0 l \tau_0$ となり、 杭頭におけるばね定数Kは

	F	$2\pi lG$	
Κ	== -=	=	$\cdots$ $\cdots$ $\cdots$ $\cdots$ $\cdots$ $\cdots$ $(7)$
	$w_0$	ζ	

のように表され,地盤のせん断弾性係数と杭長に比例す るが,杭径に無関係となる。いずれの場合も地盤のせん 断弾性係数に比例するので,この値を求めることができ れば地盤反力係数の推定が可能である。

(2) 地盤の非線形性を考慮した場合

弾性解析の手法を用いて、土の非線形性を考慮した数 値解析を行うことができる。すなわち、最初は地盤中の すべての場所で初期せん断剛性 G<sub>0</sub>を与え、G=G<sub>0</sub>に対 して、(2)式より得られた半径rにおけるせん断ひずみ yに対して、あらかじめ与えられたG/G<sub>0</sub>~y関係を使 って新しいGを求める。得られたGを用いて新たにy を計算する。この繰返しにより収れん計算を行うもので



図-7.2の直線に示す G/G<sub>0</sub>~y 関係を使って求めた杭 の周囲の地盤の鉛直変位の距離 ln(r/r<sub>0</sub>) に対する分布 を図-7.3に示す<sup>3)</sup>。荷重は杭表面のせん断応力 τ<sub>0</sub> を G<sub>0</sub> で除した値で表し、いくつかの荷重段階について計算し ている。鉛直変位 wo は杭の半径 ro で正規化している。 荷重が小さい間は直線関係にあるが、荷重の増加ととも に、非線形性を示す。また、大部分の変形は $\ln(r/r_0)$ <1, すなわち $r<2.7r_0$ で生じており、それ以遠では相 当大きな荷重に対しても,鉛直変位は $\ln(r/r_0)$ に比例 して急速に減少する。さらに荷重が増加すると、杭に近 い部分に大きな変形が集中し、杭の沈下は急増する。低 荷重では杭の沈下の1/3が杭表面から杭径分 ( $\ln(r/r_0)$ ) =1.1)の範囲で生じるが,杭沈下量が杭半径の1%を 越えると、同様の範囲で杭沈下量の2/3が生じることに なる。図-7.3の曲線の勾配は地盤のせん断剛性の逆数 を意味する。

杭先端の影響を無視した場合の,杭の荷重 ( $\tau_0/G_0$ ) と沈下 ( $w_0/r_0$ )の関係を図—7.4に示す。荷重の増加と ともに沈下増分が増加する非線形性が見られるが,図— 7.3の太線の関係を用いた場合に極限状態には至らない のは,せん断剛性の低減に $G/G_0=0.1$ という限度を設 けたからである。

土の非線形を表すのに、次式のような双曲線せん断応

γ		١
$\tau = \frac{1}{1}$	γ	)
$\overline{G_0}^+$	$-\tau_{f}$	

ここで、 $\tau_f$ =土のせん断強度(双曲線の漸近値)である。 式(8)を使えば、式(4)を直接積分でき、結果は次のようになる。

$$w = \frac{\tau_0}{G_0} \ln \left( \frac{r_m / r_0 - \tau_0 / \tau_f}{r / r_0 - \tau_0 / \tau_f} \right) \dots (9)$$

式(9)の関係を図一7.4に破線で示す。二つのケースは, せん断ひずみが1%時のせん断剛性Gが初期剛性G<sub>0</sub>の それぞれ10%および20%の場合であり,せん断剛性の 低下を図一7.2に示した。図一7.4によると,ある荷重を 過ぎると沈下は急激に増加し,そこでは極端に大きなせ ん断ひずみが生じて始めている。この状態は事実上の極 限状態と考えられる。CookeとWhitaker(ホイッテカ ー)<sup>5</sup>は模型実験の結果から,杭半径の1%の沈下時に杭 周面摩擦が発揮することを示しているが,これは図一 7.4の二つの破線のケースの極限値のほぼ中間に位置し ている。

### 7.2.2 杭先端から伝達する応力と地盤内ひずみ

杭先端については、大胆に軸部とその周囲の地盤を無 視し、杭先端を連続した地盤の表面に作用する剛な基礎 と仮定すると、鉛直変位 *w*<sub>b</sub> は弾性解<sup>6)</sup>から、次のよう に得られる。

$p_0$	(1-v)	(10)
$w_b = \frac{1}{r_0 G}$	4	(10)

ここで、 $p_0$ =平均接地圧、 $r_0$ =基礎の半径、G=地盤の せん断弾性係数、v=ポアソン比である。

もちろん,杭先端地盤は地表面載荷の場合より拘束圧 が大きいことと,杭先端レベルより上の地盤の抵抗の有 無において両者には差異があるが,杭のような形状の掘 削孔の底面に載荷した場合の沈下量は地表面載荷の場合 の85%以上という FEM 解析の結果もある<sup>1)</sup>。したがっ て,特に地盤のひずみ依存性の影響が強い場合には,杭 先端直下の現象を地表面載荷に置き換えて考えてもよい ものと思われる。

新しいひずみ計測技術を使った三軸圧縮試験データから、Jardine(ジャディーン)ら<sup>7)</sup>は、破壊より手前における非排水割線ヤング係数  $E_u$ と軸ひずみ  $\varepsilon_a$ の対数の関係の一般的な形を、図一7.5のように表した。図中の式の定数  $A, B, C, \alpha$ および y は実験結果から決める実







図-7.7 各種の問題における見かけの剛性と荷重関係7)

験定数である。Jardine らはこの非排水応力〜ひずみ関 係を LPC2 と呼んでいる。

Jardine ら<sup>7)</sup>は均一な粘土層の表面上の直径 D の滑ら かな円形剛基礎が鉛直荷重を受ける場合について,非線 形モデル(LPC2)とその初期勾配と同じ勾配を持つ弾 性モデルの二つのタイプについて計算を行っている。

図一7.6の中に示した要素分割を使い、荷重はフーチ ング面に一様な鉛直強制変位を増分で与えている。 LPC2から求めた荷重~沈下関係を図一7.6にプロット した。最初の降伏は中央直下で、荷重係数(作用荷重と 極限荷重の比) $L_f$ =0.58で起こり、最初の塑性域はフー チングの端部において、荷重係数0.38で生じている。

LPC2 による鉛直方向の圧縮量の深さ方向分布は,弾 性計算による予測よりずっと浅い部分に集中している。 これらの特徴は非線形解析において最初の降伏が起こる よりはるか前から生じており,荷重係数が1/2程度にな ると,局部破壊の発生によりこの傾向がさらに顕著にな る。

地表面沈下部分を,LPC2 モデルと線形弾性とについ て比較すると,非線形の場合は,降伏前でも線形弾性と 比べて,載荷面の周囲に沈下が集中し,局部降伏により, この挙動がさらに顕著になる。常時荷重程度では,部分 的に局部降伏が生じても,地盤の大部分は0.1%以下の せん断ひずみである。

#### 7.2.3 等価弾性係数と地盤反力係数

原位置での荷重〜変形挙動を等価な線形弾性で表すこ とはよく行われる。見かけの非排水ヤング係数 ( $E_u^A$ ) は、鉛直荷重を受ける基礎の問題においては、中央沈下 と平均接地圧の関係により計算される。Jardine  $6^{7}$ は

51

### 講座

LPC2 モデルを使い,いろいろな境界値問題に対して得られた荷重~沈下データから,荷重係数に対する見かけの剛性の変化を比較している。

鉛直荷重を受ける杭,直接基礎,土留め掘削,空洞押 広げなどの境界値問題について $E_u^A/c_u \ge L_f$ の関係を求 め,図-7.7に三軸試験結果とともに示した。この図か ら次のことが言える。

- (a) どの境界値問題においても,見かけの剛性は荷重 係数が増加すると連続的に低下し,常時荷重レベル においても,線形弾性として表現できるものはない。
- (b) 同じ荷重係数でも $E_u^A/c_u$ はかなりの範囲を変化 する。例えば、極限荷重の1/2の荷重( $L_f=0.5$ )に おいて、剛な杭は最も剛性の低下は少ないが、空洞 押広げは最も大きな剛性低下を示している。

### **7.3** 杭の横抵抗特性

## 7.3.1 地盤の弾性係数と水平方向地盤反力係数

杭頭に水平荷重を作用させると、杭周辺の地盤は地表 面付近では大きく変形し、深度が深くなるにつれて変形 量が急速に小さくなっている。通常、設計では、杭の横 抵抗特性は式(11)に示すように弾性床上の梁として設 計されており、比較的広いひずみレベルでの地盤変形に 対する水平方向地盤反力係数を推定することが要求され ている。

ここに, *EI*: 杭の曲げ剛性, *y*: ある深度 *x* における 杭の変位量, *x*: 深度, *p*: 単位幅あたりの地盤反力, *B*: 杭の幅, *k*: 水平方向地盤反力係数である。

このようなことから、杭の挙動には水平方向地盤反力 係数 k の非線形性と深度依存性、つまり地盤の変形係数 のひずみと圧力に対する依存性が重要な役割を果たして いる。

地盤が線形弾性体であるとすると、式(11)に示す水 平地盤反力係数 k が変位によらず一定であるとすること になる。このとき、杭の頭部における荷重~変位曲線は 直線となる。しかし、地盤は完全な弾性体ではないため、 実際の杭の水平載荷試験では図一7.8に示すように荷重 ~変位関係は非線形となり、水平方向地盤反力係数は、 変位とともに低下させる必要があることがわかる。

鉛直方向の地盤反力係数 k は剛性載荷版に載荷するこ とによって求められる。水平方向地盤反力係数について も鉛直方向の地盤反力係数と同じであるとして求めるこ とができると考えられている。



図-7.8 杭頭における水平方向の荷重-変形量曲線

ところで、図-7.7に、地盤の変形特性のひずみ依存 性を考慮して、各種境界条件下で一様等方線形仮定をす る場合に用いる見かけの弾性係数の変化について示した。 これらの結果からわかるように、境界条件の違いによっ て、弾性係数の変化挙動には大きな違いがある。杭の横 抵抗の場合には、近似的に、図-7.7の空洞押広げの関 係を参照することができると考えられ、弾性係数の変化 の割合が三軸試験や鉛直載荷の場合とは大きく異なると 考えられる。平板載荷はフーチングの挙動とほぼ同じと 考えられ、この弾性係数の変化は三軸試験のものとほぼ 一致している。これらのことは、杭の水平抵抗を考える 際に、平板載荷から横方向地盤反力係数を推定すること の困難さを示している。

ここでは,杭の横抵抗特性に及ぼす地盤の変形特性の 非線型性が設計ではどのように扱われているかについて 述べる。

# 7.3.2 道路橋示方書における水平方向地盤反力係数 の考え方

道路橋示方書・同解説における杭基礎の設計では,線 形弾性地盤反力法によっている。ただし,この場合,着 目する変位量は,杭にあっては杭径の1%とし,これに 対する k 値の求め方を定めている<sup>8)</sup>。道路橋示方書では, 水平方向地盤反力係数の非線形性を認めながらも変形量 の少ない範囲ではその影響は少ないものとみなし,線形 な地盤反力係数を用いる方法について説明している。

水平方向の地盤反力係数は,地盤調査によって得られ た地盤の変形係数に基礎の載荷幅の影響を考慮して,式 (12)に示す推定法を示している<sup>8)</sup>。

ここに、 $k_H$ :水平方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>),  $k_{H0}$ :  $B_H$ =30 cm のときの  $k_H$  であるが、基本的にこれは鉛直 方向の地盤反力係数の推定式と同じである (7.4参照)。 ただしここで、基礎の換算載荷幅  $B_H$ (cm) は、杭構造 物の場合、式(13)で表される。

ここに, D: 杭幅(cm),  $\beta$ : 杭の特性値(= $\sqrt[4]{k_HD/4EI}$ ), EI: 杭の曲げ剛性(kgf/cm<sup>2</sup>) である。

今回改定された道路橋示方書では、地震時における水 平耐力および変形性能の照査を行うこととされた<sup>9)</sup>。こ のため、基礎の解析手法としては、耐力などを算定でき るモデルとする必要があり、地盤抵抗を図一7.9に示す ようなバイリニアとしてモデル化する方法が提案されて いる。図一7.9に示した α<sub>b</sub> および α<sub>k</sub> の最適値を求める ために各種の載荷試験を実施し取りまとめたところ、α<sub>k</sub>



図-7.9 地盤反力特性のモデル化

土と基礎, 46―1 (480)

NII-Electronic Library Service

はおおむね1.5以上となった<sup>10</sup>。これは、これまでの道 路橋示方書が杭頭の変位が杭径の1%の状態に対して地 盤反力係数が定められてきたのに対し、バイリニアとし てモデル化したときの降伏前の水平地盤反力係数がそれ より小さい変位レベルでの特性を表しているためと考え られる。

# 7.3.3 港湾の基準における水平方向地盤反力係数の 考え方

港湾の施設の技術上の基準<sup>11)</sup>では,杭の横抵抗を考 えるための水平方向地盤反力の式として式(14)のよう な非線形の式を古くより提案してきている(以後,これ を港研方式と呼ぶ)。

ここに、 $k_p$ : 港研方式による水平方向地盤反力係数で、 m=1のとき $k_s$ と表示し、m=0のとき $k_c$ と表示する、 m:1または0をとる。m=1は変形係数に初期圧力依 存性があることを表している。我が国港湾の自然地盤で はm=1ととれることが多い。

この式は久保ら<sup>12)</sup>による広範な実験条件下でのデー タを取りまとめて提案されたものである。久保らは,式 (14)の適用限界は変位が数 cm であろうと結論してい た<sup>12)</sup>が,近年の研究の結果,10数 cm の範囲まで港研方 式が適用できることが明らかにされた<sup>13)</sup>。文献13)の実 験は杭幅20 cm で行われており,杭幅とほぼ同じ変位に なるまで港研方式が適用可能であることを示している。 このことは大変位の問題であっても実用上港研方式が適 用できることを示している。すなわち,港研方式は比較 的広範囲の変位での杭の横抵抗挙動を表現することがで きている。

しかし,式(14)は,水平方向地盤反力係数が杭の変 位や荷重レベルの影響を特定の型で表せることを表して いて,地盤の持つ非線形性の影響を0.5乗の中にブラッ クボックスとしてしまい込んでしまっている。また,港 研方式の問題点として以下のことがあげられる。式 (14)から,地盤ばねの弾性係数 *E*。は式(15)で表される。

変位の非常に小さい場合を考えると、*E*sは無限に大きくなる。一方、変位が非常に大きくなった場合には*p*は無限に大きくなる。これらのことは現実的には起こり 得ないことである。

港湾工事では40年近くにわたり港研方式を採用して きているが、この手法の欠点は、式(14)を反力分布と する梁の方程式を解析的に解くことができないことであ る。そのために、相似則を用いた独特の数値計算法が開 発された経緯がある<sup>14)</sup>。数値計算手法が進んできてい る現在においても、従来から利用されている構造形式で は少しでも複雑であればその設計には港研方式ではなく、 Chang (チャン)の式 (式(11)で*k*を定数とする)を用 いているのが実態である。例えば、横桟橋<sup>15)</sup>では捨石 による斜面部があるため、杭列ごとに杭の自由長が異な り、その結果各列の受け持つ水平力の分担が異なるが、 講 座

この計算をするときに非線形なばねを考慮した解析をす るのが面倒なために Chang の式を用いている。その一 方で,近年開発されている新しい構造形式(例えば,単 杭構造<sup>16)</sup>)では港研方式が利用されていく傾向にある。

# 7.3.4 道路橋示方書の式と港研方式との水平方向地 盤反力係数の違い

道路橋示方書の式と港研方式との杭の横抵抗特性の違いについて検討してみよう。道路橋示方書の式は基本的に Chang の式に従って計算することになっており、地 盤反力は式(16)で示される。ところで、港研方式では地盤のばね定数が深度方向に一定とみなせるときにはm=0であり、式(17)を用いることができる。

 $p = k_H \cdot y \quad \dots \quad (16)$  $p = k_c \cdot y^{0.5} \quad \dots \quad (17)$ 

いま,杭径800 mm の杭 ( $EI=4\times10^{11}$  kgf·cm<sup>2</sup>)の 地盤面での変位が杭径の1%である場合を考える。道示 では,便宜的に杭径の1%までは,地盤ばねが線形で仮 定できるとしている。ある載荷条件の下で,荷重等の条 件が同じときに,地表面の変位が杭径の1%となる地盤 反力係数をそれぞれ求めたところ, $k_H/k_c=1.3$ となった。 このようにして求めたそれぞれの地盤反力係数を用いて, 荷重と地表面変位の関係を示したのが図一7.10である。 道路橋示方書は杭径の1%以下の変位を対象としており, その間の地盤の非線形性を無視しているため,杭径が 1%に達するまでは安全側の仮定をしている。このため, 実際の杭の挙動は,地表面変位が0.8 cm より小さい場 合には道路橋示方書の式による計算結果よりも変形剛性 は高く,0.8 cm より大きい場合には,道路橋示方書の 式による計算結果よりも変形剛性は低いと考えられる。

式(16)と式(17)を用いた場合のいくつかの荷重での 変位分布,モーメント分布,地盤反力分布の計算結果を 図一7.11に示す。式(16)による計算では地中部で杭頭 とは反対側に出る変位が大きいことが顕著である。また, 地表面付近の変位についても荷重レベルが低いときに大 きくなっていることが顕著である。モーメント分布につ いてみると,荷重が大きいとき(杭頭変位が0.01D)に は,式(16)の結果は,最大曲げモーメントについてや や危険側の推定をしていることになる。また,式(17) による方が,式(16)による場合よりも全体として深く なるにつれてモーメントが収束する程度が著しい。さら に,式(16)の結果では,荷重レベルの変化によって, 曲げモーメントの第1ゼロ点の位置が変化しないのに



図-7.10 杭頭荷重と地表面変位の関係

January, 1998

NII-Electronic Library Service

53

講 座



#### 図-7.11 いくつかの荷重での計算結果

対し、式(17)の結果では、実際の観測と類似してその 位置が変化する。地盤反力分布についてみてみると、杭 の変位の少ない深度5mから10m付近での地盤反力の 出方に顕著な差がある。

以上のような二つの式の計算結果の違いは、微小変形 時の地盤反力係数の評価の仕方の違いによるものが大き い。図-7.12に式(16)と式(17)による変位と地盤反力 の関係の相違を示す。すでに、PS 検層の結果から逆算 した変形係数は孔内水平載荷試験の結果得られる変形係 数の20倍から40倍であることが知られており17),室内 実験においても微小ひずみ領域の変形係数が、原位置で の弾性波探査から求めた変形係数に一致することが示さ れている。非常に小さい変形のレベルでは、道示の方法 で求めた地盤反力係数の20倍から40倍くらいの地盤反 力係数を用いるべきである<sup>17)</sup>とされている。式(17)の ような非線形な地盤ばねを考えることによって、地中部 で必ず発生する4×10-6~1×104Dの変位レベルで考え るべき地盤の弾性係数をうまく取り入れることができて いたと考えられる。

さらに、道路橋示方書と港研方式では、杭幅、もしく は地盤反力を受ける有効面積に対する考え方に相違があ る。道路橋示方書では、かつては杭幅の影響を受けるも のとして取り扱ってきていたが、近年、ほかの基礎構造 物との関係を明確化するために,式(12)に示したよう な換算載荷幅 BHの-3/4に比例するものとして一般化 して取り扱っている。港研方式では、地盤反力係数は、 杭幅のみの関数であるが、杭幅がある程度以上に大きく なると杭幅の影響を受けないとしている<sup>18)</sup>。また、荷 重のレベルによっても地盤反力定数は影響を受けないと されている。

最後に,  $k_H(kgf/cm^3)$  と $k_c(kgf/cm^{2.5})$ の関係につ いて考えてみる。地盤面での変位量が杭径の1%になる ように地盤反力係数を求めようとするとk<sub>H</sub>とk<sub>c</sub>との間 には以下の関係がある。

 $p = k_H \cdot (0.01) \cdot D = bk_c \cdot (0.1) \cdot D^{1/2} \dots (18)$ したがって,

ただし, bは, 変位が0.01D(cm) のときの地盤反力 の差を表す係数で、1.2~2程度の数字となる。一般に 港湾で用いられている径1m程度の鋼管杭であれば,



#### 参考文献

改善すべき課題が残っている。

- 1) Randolph, M. F. and Wroth, C. P.: Analysis of deformation of vertically loaded piles, J. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 104, No. GT12, pp. 1465~1488, 1978.
- 2) Cooke, R. W., Price, G. and Tarr, K. W.: Friction piles under vertical working load conditions-load transfer and settlement, Geotechnique, Vol. 29, No. 2, pp. 113~ 147, 1979.
- 3) Kuwabara F.: Settlement behaviour of soil around single piles subjected to vertical loads, Soils and Foundations, Vol. 3, No. 1, pp. 39~46, 1991.
- 4) Kondner, R. L.: Heperbolic stress-strain response: cohesive soil, J. Soil Mechs. and Fndns. Div., ASCE, Vol. 89, No. SM11, pp. 115~143, 1963.
- 5) Cooke, R. W. and Whitaker, T.: Experiments on model piles with enlarged bases, Geotechnique, Vol. 11, No. 1, pp. 1~13, 1961.
- Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N.: Theory of Elastici-6) ty (3rd edition), McGraw-Hill, New York, 1970.
- 7) Jardine, R. J., Potts D. M., Fourie A. B. and Burland J. B.: Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, Geotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 377~396, 1986.
- 8) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 № 下部構造編, pp. 239~240, 1996.
- 9) 文献8)参照, pp. 375~382, 1996.
- 10) 木村嘉富・龍田昌毅・春日正己:大変形時における杭の 水平抵抗の非線形性の評価、基礎構造物の限界状態設計 法に関するシンポジウム発表論文集,土質工学会,pp. 223~228, 1995.
- 11) 運輸省港湾局監修:港湾の施設の技術上の基準・同解説,第 5編第4章 くい基礎の支持力,上巻,pp.351~408,1989.
- 12) 篠原登美雄・久保浩一:杭の横抵抗に関する実験的研究 (その1) — 垂直自由単杭の横抵抗一,運輸技術研究所報 告, 第11巻, 第6号, pp. 169~242, 1961.
- 13) 菊池喜昭・高橋邦夫・鈴木 操:繰返し水平荷重下で大 変形する砂地盤中の杭の挙動、港湾技術研究所報告、第 31巻, 第4号, pp. 33~60, 1992.
- 14) 久保浩一:杭の横抵抗の新しい計算法,港湾技術研究所 報告, 第2巻, 第3号, p. 37, 1964.
- 文献11)参照,第8編第9章直ぐい式横桟橋,下巻,pp. 15) 136~150, 1989.
- 16) 沿岸開発技術研究センター: SPS(単杭構造)の設計の 手びき, 38p., 1992.
- 17)日本道路協会:杭基礎設計便覧, p. 145, 1992.
- 18) 文献11)参照, 上巻, p. 388, 1989.