

杭の鉛直および水平方向の支持特性に関する研究

A STUDY ON VERTICAL AND HORIZONTAL BEARING CHARACTERISTICS OF PILES

岡原 美知夫* 中谷 昌一** 松井謙二***

by Michio OKAHARA, Shoichi NAKATANI and Kenji MATSUI

The present paper introduces the statistical evaluation of vertical and horizontal behavior of piles through a number of in-situ loading tests. By grasping quantitatively the secant modulus at the yielding point on the load versus displacement curves obtained from loading tests, the authors demonstrate the methods for estimating the vertical spring constants, and the coefficient of horizontal subgrade reaction. The accuracy of these evaluation methods presented in the above-mentioned procedure was made sure by the data measured at in-situ loading tests. Besides, as for the vertical bearing capacity, they attempt to investigate the adaptability of the currently used safety factor on the basis of the reliability analysis, as well as to propose the formula for predicting the bearing capacity of piles with inclusion of the accuracy of estimation.

1. 序論

現在、諸外国の構造物設計規準は従来の許容応力度設計法 (Working Stress Design Method) から限界状態設計法 (Limit States Design Method) または荷重抵抗係数設計法 (Load Resistance Factor Design Method) に移行しつつある^{1), 2), 3)}。我国においても「コンクリート標準示方書」(土木学会, 1986) の改訂を契機として、各機関において新しい設計法の採用が検討されている。新しい設計法は種々の限界状態を明確に設定し、各限界状態における不確定要因を個々に評価し得ることから、より合理的な設計が可能となるといわれている。

道路橋の下部構造物は「橋・高架の道路等の技術基準」としての「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」(日本道路協会, 1990) (以下、道示と称す。)に基づき設計施工が行われている。基礎の設計においてどのような限界状態を設定するかについては今後の研究に待たねばならないが、現行道示の設計思想は、現行の設計荷重レベルに対しては、基礎は支持力に対して十分安全であるとともに、基礎には有害な残留変位を生じさせないというものである。すなわち、例えば杭基礎では杭を線形なばね定数に置換して解析を行い、得られる変位および杭頭反力を基礎が弾性的な挙動をする範囲内に抑える設計がなされている。

本研究は杭の鉛直および水平方向挙動を多数の載荷試験結果より統計的に評価し、設計上弾性的 (可逆的) な挙動をするものとみなしうる状態 (変位) を定量的に把握し、この状態 (変位) 内において有効である鉛直方

* 建設省土木研究所 構造橋梁部 基礎研究室長 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

** 建設省大臣官房 技術調査室 技術調査官 (〒100 東京都千代田区霞が関2-1-3)

*** (株)建設技術研究所 福岡支社 技術第二部次長 (〒810 福岡市中央区渡辺通2-1-10)

向ばね定数および水平方向地盤反力係数の推定式の提案ならびに推定精度の確認を行うとともに、鉛直方向に関してはさらに極限支持力の定義について検討し、既に筆者らが提案した支持力推定式の推定精度の確認を行い、あわせて、現行安全率の妥当性について信頼性解析に基づく検討を行ったものである。

2. 使用した杭の載荷試験データ

本研究に用いるデータは、昭和63年度に土木研究所が各地方建設局、都道府県および道路4公団等の関係機関から収集した実杭の原位置における鉛直および水平載荷試験データである。収集した全載荷試験データは鉛直方向520件、水平方向415件⁴⁾にのぼるが、載荷試験の内容およびデータの充実度からデータ選別を行った。ここで採用したデータ数は表-2.1に示すとおりである。なお、検討の内容に応じては、さらに同表に示すデータから適宜有効なデータを採用している。

表-2.1 杭の載荷試験データ (件)

試験種別	杭種	打込み	打込み P C	場所打	中掘り	中掘り P C	計
		鋼管杭	・ P H C 杭	ち杭	鋼管杭	・ P H C 杭	
鉛直載荷試験	支持杭	59	24	39	20	23	165
	摩擦杭	29	15	20	—	—	64
水平載荷試験		63	37	32	—	—	132

3. 杭の鉛直方向支持特性

3.1 基本方針

図-3.1に鉛直方向の杭頭荷重 R と変位量 S との関係を示す。実際には曲線①に示すように両者の関係は非線形的挙動を示すことが知られている。しかし、道路橋の基礎の安定計算においては許容変位量が小さいことから、一般には直線②で示すように許容変位量内では線形ばねを設定し、非線形としての杭の挙動をみかけ上線形として処理しても実際には支障はない。この際、線形ばねを求めるときの基準となる変位量をどこに設定するかが問題となる。

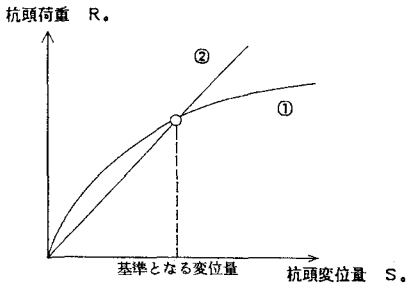


図-3.1 杭頭における鉛直方向の荷重-変位曲線

周知のように、従来の道示(1980)では基準となる変位量として1cmを想定していた。これは、“この程度の変位に着目しておけば、十分杭は弾性範囲にあり、概ねその挙動も実際に近似し得る”との見解によるものであった。しかし、杭も大口径化、長尺化し、その施工法も多種多様化してきた現在、基準となる変位量の見直しが必要とされ、この際鉛直方向ばね定数 K_v によりモデル化する限界状態を“弾性限界状態”に相当するものとし、基準とする変位量は R_v-S_v 曲線における降伏点、すなわち鉛直方向挙動の可逆性が概ね保証される限界の状態に着目することとした。よって、本研究においては新しい K_v を降伏沈下量 S_y 時の割線勾配と定義することとし、その推定式を提案する。

一方、極限支持力 R_u の判定は、一般に“荷重-変位量曲線が変位量の軸にほぼ平行とみなされる荷重”⁵⁾とされているが、実際の R_v-S_v 曲線からの判定は難しいことが多い。後述するとおり、打込み杭および場打ち杭は、杭頭変位量が杭径の10%時にはほぼ極限支持力が発現している。また、他の関係基準^{6), 7)}でもこの考え方が採用されているものがあり、以降の検討においては杭頭変位量が杭径の10%に達した時点の杭頭荷重をもって極限支持力(記号を $R_{u,10}$ とする)⁸⁾とする。

3.2 鉛直方向ばね定数

1) 既往の載荷試験に基づく推定法 (ℓ/D 法)

従来から道示における K_v は式 (3. 1) で与えられる。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{\ell} \quad (3. 1)$$

ここに、 a : 施工法別に杭の根入れ比 (ℓ/D) から決まる係数

A_p : 杭の純断面積

E_p : 杭体のヤング係数

a は ℓ/D をパラメータとした一次式 ($a = \alpha (\ell/D) + \beta$) で表現されており、ここではこの式に準拠する。 K_v の調査とは、この係数 a の推定式を作ること (すなわち α , β を決定すること) であり、載荷試験データによる実測 K_v から式 (3. 2) により逆算 a を求め、この値と ℓ/D の直線回帰を行う。

$$\text{逆算 } a = \text{実測 } K_v \bigg/ \frac{A_p E_p}{\ell} \quad (3. 2)$$

ここで、 E_p は最新の試験データより杭種別に 2.1×10^6 (鋼管杭)、 3.3×10^5 (P C 杭)、 4.0×10^5 (P H C 杭) および 2.7×10^5 (場所打ち杭) (kgf/cm^2) を採用する。また、式 (3. 2) における鋼

表-3. 1 係数 a の推定式

施 工 法	デー タ 数	$a = \alpha (\ell/D) + \beta$	相 関 係 数	標 準 偏 差	備 考 (55年道示式 $\delta=1\text{cm}$)
打込み鋼管杭	42	$0.014 (\ell/D) + 0.78$	56%	0.46	$0.027 (\ell/D) + 0.20$
打込みP C・P H C杭	30	$0.013 (\ell/D) + 0.61$	50%	0.46	$0.041 (\ell/D) - 0.27$
場所打ち杭	42	$0.031 (\ell/D) - 0.15$	75%	0.25	$0.022 (\ell/D) - 0.05$
中掘り鋼管杭	20	$0.009 (\ell/D) + 0.39$	62%	0.28	$0.016 (\ell/D) + 0.57$
中掘りP C, P H C杭	22	$0.011 (\ell/D) + 0.36$	74%	0.25	$0.016 (\ell/D) + 0.11$

管杭の A_p では腐食代は考慮しない。

表-3. 1 に直線回帰による係数 a の推定式を示す。表中には以前の $\delta=1\text{cm}$ に着目したときの係数 a を参考までに備考欄に併記している。

杭の施工法別に載荷試験から逆算した係数 a と根入れ比 ℓ/D の関係をプロットしたのが図-3. 2 である。同図には表-3. 1 に示した回帰式 $a = \alpha (\ell/D) + \beta$ を実線で表すとともに、平均値 $\pm$ 標準偏差を破線で示した。 $a - \ell/D$ の関係は場所打ち杭および中掘りP C・P H C杭が相関係数にして70%を越して

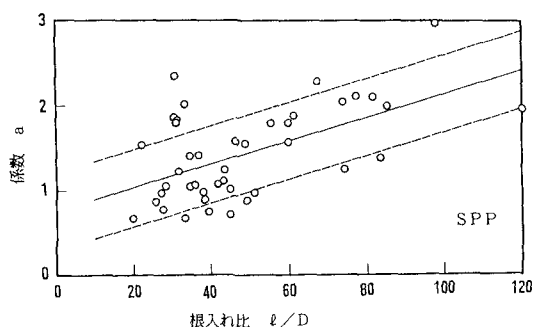


図-3. 2 (a) 係数 a と根入れ比 ℓ/D (打込み鋼管杭)

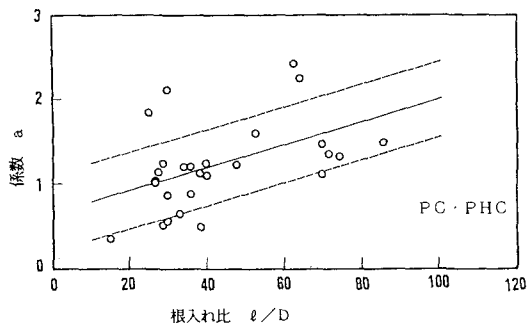


図-3. 2 (b) 係数 a と根入れ比 ℓ/D (打込みP C・P H C杭)

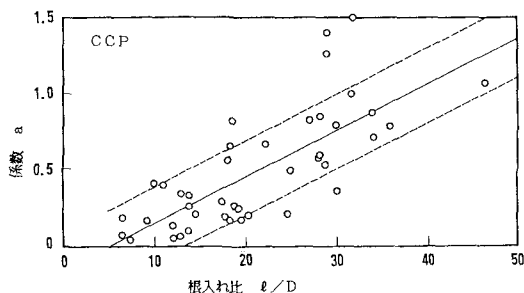


図-3. 2 (c) 係数 a と根入れ比 ℓ/D (場所打ち杭)

おり両者で明確な相関が認められている。また、この回帰直線まわりのばらつきの程度を表す標準偏差も上記の二つの施工法の場合、0.25程度で他に比べてやはり小さいことがわかる。場所打ち杭の場合、根入れ比 ℓ/D が6程度までは実測データがあるが、これに基づく回帰直線は $\ell/D=5$ で $a \approx 0$ となる。しかし、現実には K_v はどのような根入れ比の場合でも正の数として存在するはずである。 ℓ/D が10未満の範囲のデータは少ないため、今後のデータの蓄積に期待するとともに、次に示すすべり係数 C_s と杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 k_v を用いた理論式からの検討もあわせて行う必要がある。

2) 地盤調査結果による推定法 (C_s-k_v 法)

1) に示した既往の載荷試験に基づく推定法では ℓ/D による適用範囲が $\ell/D \geq 10$ として制約されている。しかし現実には例えば ℓ/D が10未満のような短杭の設計もあり得ることから、 C_s と k_v を用いた推定式 (3.3) の実用化が望まれている。

$$a = \frac{\lambda \tanh \lambda + \gamma}{\gamma \tanh \lambda + \lambda} \quad (3.3)$$

ここに、

$$\gamma = \frac{A_1 k_v \ell}{A_p E_p}$$

$$\lambda = \ell \sqrt{\frac{C_s U}{A_p E_p}}$$

A_1 : 杭の先端閉塞面積

U : 杭の周長

この観点からデータの充実している打込み鋼管杭と場所打ち杭に着目して、杭周囲の C_s および先端の k_v を地盤強度 (ここでは N 値) と関連づけ両者の関係式を提案する。

① 杭周囲すべり係数の推定

駒田・山川 (1974)⁹⁾ は、 C_s-N 値関係を砂質土と粘性土地盤に対して打込み鋼管杭と場所打ち杭について調査し、特に粘性土においてばらつきが大きいものの、概ね次の関係式を得ている。

$$C_s = \frac{N}{15} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.4)$$

ただし、この関係式は C_s を杭頭での変位量が杭径の1%を想定して求められたものであり、本研究では基準となる変位量として降伏時の変位量に着目することとしている。各施工法における降伏変位量の杭径比

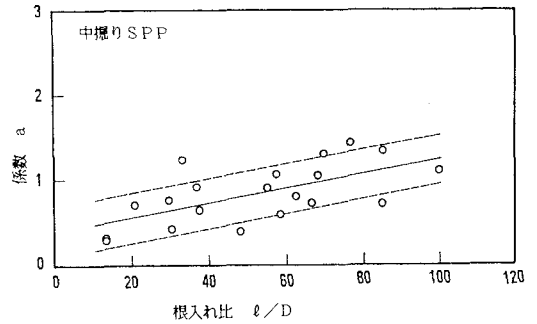


図-3.2(d) 係数 a と根入れ比 ℓ/D (中掘り鋼管杭)

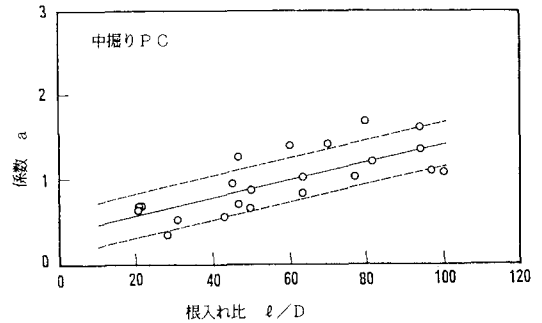


図-3.2(e) 係数 a と根入れ比 ℓ/D (中掘りPC・PHC杭)

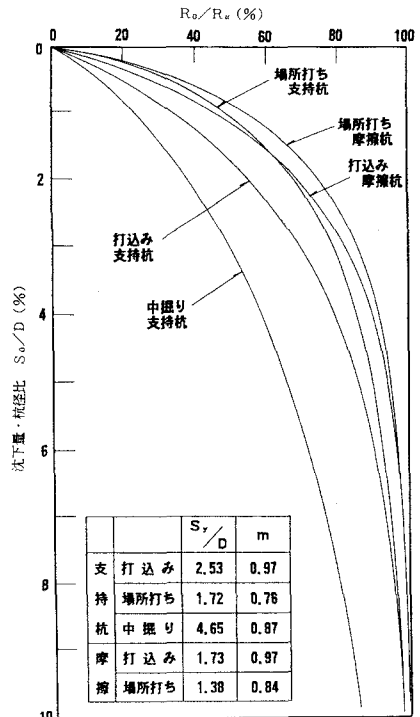


図-3.3 杭の施工法別平均 $R_0/R_u-S_v/D$ 曲線

(S_y/D)は図-3. 3に示すように打込み鋼管杭で2.53%、場所打ち杭で1.72%となり、いずれも1%より大きい。したがって、新しいCsは式(3. 4)に示されるCs-N値関係に比べ全体的にみれば低下することが予想される。

表-3. 2に、施工法別、地盤種別毎にCsとN値の関係を回帰した結果を整理した。これより、Cs=N/15と比較すれば、提案式は砂質土の場合は約半分であるが、粘性土の場合は概ね類似した結果が得られている。

② 先端地盤の鉛直方向地盤反力係数kvの推定

従来、kvの推定には道示に規定された式(3. 5)が準用されてきた。

$$k_v = k_{vo} \left\{ \frac{B_v}{30} \right\}^{-3/4} \tag{3. 5}$$

ここに、

- kv : 鉛直方向地盤反力係数(kgf/cm³)
- kvo : 直径30cmの剛体円盤による平板载荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kgf/cm³)

式(3. 5)からわかるように地盤反力係数は寸法効果が認められ、载荷幅の3/4乗に逆比例することが知られており、杭先端のkvを評価する際にもこの効果を考慮するのが望ましい。しかし、この式は杭先端地盤のように杭の施工によって種々の履歴を受ける地盤を想定したものではない。したがって、ここでは式(3. 6)に示す関係式から比例定数αを逆算することとした。

$$k_v = k_{vo} \left\{ \frac{D}{30} \right\}^{-3/4} = \alpha \frac{E_o}{30} \left\{ \frac{D}{30} \right\}^{-3/4} \tag{3. 6}$$

ここに、Eo = 28 N : 杭先端地盤の変形係数

その結果を図-3. 4、表-3. 2に示す。打込み鋼管杭の場合は、杭の支持力式や地盤種別にかかわらずα=1.62となり、6割程度kvは大きく評価されることがわかる。一方、場所打ち杭の場合は砂質土地盤と粘性土地盤では明確に異なるようである。前者の場合、道示式のα=1.0に対して6割程度しかなく、掘削に伴う地盤の緩みの影響によるものと考えられる。後者の場合α=1.90とおよそ道示式に比べて2倍である。

3) 鉛直方向ばね定数の推定精度

これまでに係数aの理論式を構成するCsとkvについて各々N値との関係を調査した。これらを踏ま

表-3. 2 Cs, kv-N値関係

	地盤種別	打込み鋼管杭	場所打ち杭
Cs (kgf/cm³)	砂質土	0.04N	0.02N
	粘性土	0.06N	0.07N
kv (kgf/cm³)	砂質土	1.6X	0.6X
	粘性土		1.9X

ここに、 $X = (E_o/30) \times (D/30)^{-3/4}$
Eo : 杭先端地盤の変形係数(kgf/cm²)
D : 杭径(cm)

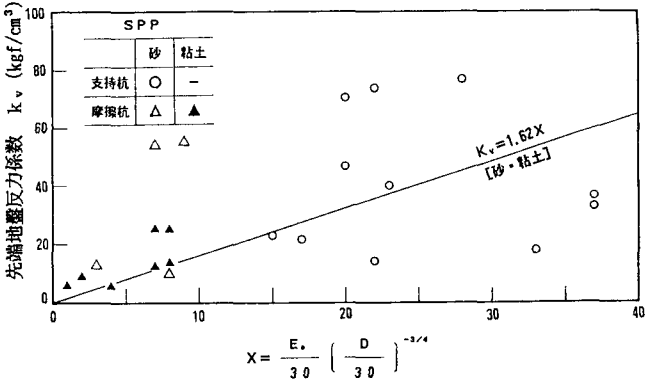


図-3. 4(a) 逆算α (打込み鋼管杭)

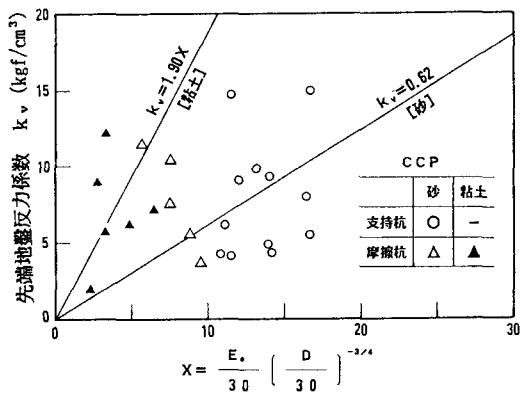


図-3. 4(b) 逆算α (場所打ち杭)

え、打込み鋼管杭と場所打ち杭に関して ℓ/D 法と C_s-k_v 法との比較を行う。

通常地盤は単層であることは稀であり、各土層の C_s から一つの等価な C_s を評価する必要があり、ここでは等価な C_s として、杭長にわたる C_s の平均値を用いている。

ℓ/D 法、 C_s-k_v 法による鉛直方向ばね定数 K_v の実測値 K_{v_0} に対する比の整理結果を表-3.3に示す。また、図-3.5に C_s-k_v 法による $K_v-K_{v_0}$ 関係を図化した。

- これらの結果より以下のことが明らかとなった。
- ① ℓ/D 法による K_v は、 K_{v_0} に対し若干大きくなる傾向がある。特に、場所打ち杭の先端地盤が砂質土地盤の場合その傾向が著しい。
 - ② C_s-k_v 法の場合、地盤構成や地盤の硬軟に関する情報を多少とも考慮できることから、ばね定数比 K_v/K_{v_0} の平均値は $\pm 10\%$ 程度の範囲内にある。
 - ③ 両推定法によるばらつきは概ね同程度と考えられる。

3.3 極限支持力および安全性評価

1) 極限支持力推定式

杭頭における鉛直方向の荷重-変位量曲線は、図-3.3に示すように打込み杭、場所打ち杭の支持杭と摩擦杭および中掘り杭（支持杭のみ）の5タイプに分類されるようである。同図から、打込み杭や場所打ち杭では、杭径の10%の沈下を生ずると、 R_0/R_u は概ね100%に近く、この程度の変位量を生じた場合、支持力は極限值が発現するとみなすことができる。一方、中掘り杭の場合、 $S_0/D=10\%$ 時には R_0/R_u は85%程度にすぎず、極限支持力を発現させるためにはさらに変位を必要とすることがわかる。

ここで杭の極限支持力を表-3.4のように定義すると、表-3.5に示す極限支持力推定式⁸⁾が得られている。

2) 安全性評価

ここでは、筆者の一人¹⁰⁾が提案した確率論的方法による杭の支持力モデルを用いて、場所打ち杭の支持力に対する安全率に関する検討を行う。検討の対象とする支持力推定法は、表-3.5に

表-3.3 ばね定数比 K_v/K_{v_0} の整理結果

		打込み 鋼管杭	場所打ち杭		
		全データ	砂質土	粘性土	全データ
データ数		18	17	7	24
1 / D法	平均値	1.228	1.613	1.126	1.417
	変動係数	0.805	0.605	0.595	0.595
Cs - kv法	平均値	1.062	1.088	0.873	1.025
	変動係数	0.546	0.645	0.469	0.514

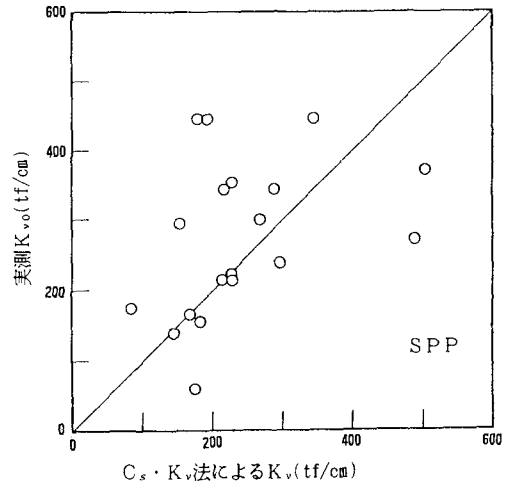


図-3.5(a) C_s-k_v 法と実測の K_v の関係（打込み鋼管杭）

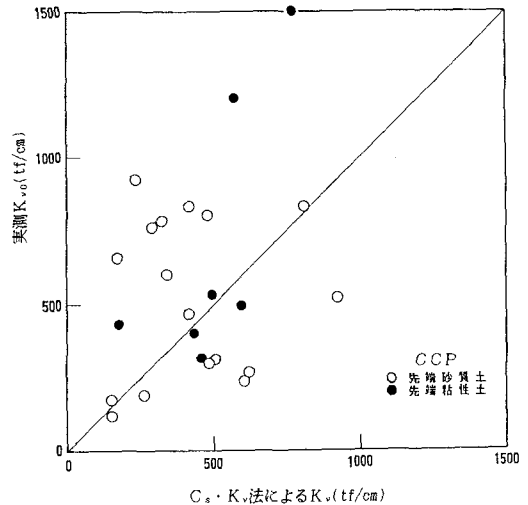


図-3.5(b) C_s-k_v 法と実測の K_v の関係（場所打ち杭）

示す提案式および道示式（1990）である。

真の支持力値Rは、次のように定式化される。

R = P \cdot \frac{N}{N'} \cdot R_n \quad (3.7)

ここに、

R_n：支持力の計算値

P：支持力比（実測値／計算値，確率係数）

N, N'：地盤強度に関する補正係数（確率変数）

また、Rの平均値R_mおよび変動係数V_Rは次式で近似される。

R_m = P_m \cdot R_n

V_R^2 = V_P^2 + V_N^2 + V'N^2 \quad (3.8)

ここで、地盤強度に関する補正係数の平均値、N_m = N' \cdot m = 1.0とする。

安全性指標は重要構造物に対して \beta t = 4.5、通常の構造物に対して \beta t = 3.0、仮設構造物のようなものに対しては \beta t = 2.0 \sim 2.5 といわれている¹¹⁾。いま、死荷重と活荷重のみを考慮した場合において、\beta t = 3.0を確保するために必要となる杭の支持力の安全率 \nu' を、式（3.9）により荷重抵抗係数設計法とのキャリブレーションを行い算定する¹²⁾。ただし、死荷重と活荷重の荷重係数を1.1および1.4、解析係数を1.1とする。

\nu' = \frac{(1.1/\phi)(1.1+1.4x)}{1+x} \quad (3.9)

ここに、\phi：抵抗係数（= P_m \cdot e^{-\alpha \beta t V_R}）

x：Q_L / Q_D

Q_L：死荷重

Q_D：活荷重

データ解析により支持力比Pの平均値P_mおよび変動係数V_Pは、表-3.6のように求まる。

ここで、地盤強度（N値）の支持力に対する影響の変動係数を15%と仮定した場合の安全性指標 \beta t = 3に対する安全率 \nu' が図-3.6である。提案式では支持杭と摩擦杭の違いは道示式に比べ小さくなり、安全率も小さく約2.5程度が得られており、現行安全率3よりも小さくてよい結果が得られている。図-3.6に示した安全率の算出過程には確率変数に関

表-3.4 極限支持力の定義

位置	定義
極限支持力 (杭頭)	①実測 R_{u10} (S_o/D=10%時における杭頭荷重)。 ②①がない場合はワイブル分布曲線式による R_{u100}。 ③①または②で判定が困難な場合は次の要領による。 R_{u100} = \alpha \cdot R_y として算定 α=1.40 (打込み鋼管杭支持杭) =1.35 (中掘り杭) =1.50 (その他の杭)
周面摩擦力	杭頭における極限支持力から先端支持力を引いた値。
先端支持力	①杭頭での R_{u10} 時の深さ方向軸力分布から求められる先端伝達荷重。 ②①がない場合は、杭先端におけるワイブル分布曲線式による R_{u100}。 ③①または②で判定が困難な場合は、最大荷重 P_{max} 時の先端伝達荷重。

表3-5 支持力式一覧表

(単位: tf/m²)

			提 案 式
打 込 み 杭	周面	砂質系	0.3 N (≤10)
		粘性系	C または N (≤15)
	先端	砂質系	10 N (N < 30) ¹⁾
		粘性系	6 N (N < 20) ¹⁾
場 所 打 ち 杭	周面	砂質系	0.4 N (≤20)
		粘性系	C または N (≤15)
	先端	砂質系	10 N (N ≤ 300) ¹⁾
		粘性系	10 N (N ≤ 300) ¹⁾ または 3 q_u (硬質粘性土)
²⁾ 中掘り杭	周面	砂質系	0.1 N (≤5)
		粘性系	0.5C または 0.5 N (≤10)
	先端	砂質系	15 N (N ≤ 750) ³⁾
		粘性系	20 N (N ≤ 1000) ³⁾

ここで、1) 摩擦杭にのみ適用、支持杭については道示式（1990）

2) セメントミルク噴出攪拌方式にのみ適用可能

3) 道示式(1990)に規定済み

表-3.6 支持力比Pの平均値と変動係数

	支 持 杭	摩 擦 杭
データ数	39	20
道示式	1.022 40.5%	1.107 39.7%
提案式	1.073 36.7%	0.968 32.7%

(注) 上段：支持力比Pの平均値 P_m
下段：Pの変動係数(%) V_P

するいくつかの仮定がなされているが、支持力推定式の推定精度は考慮されており、場所打ち杭については現行安全率を確保すれば概ね安全性指標 βt は3程度となることが予想され、適度な安全性を有していることが確認できた。

杭の支持力推定式は、施工法に応じてそれぞれ独立して検討され、その成果は漸次道示の中の支持力規定として採用されてきた。また、安全率は支持形式によって異なり、支持杭の常時の安全率 $n=3$ に対して、摩擦杭では長期の支持特性に不明な点が残されているとして、安全率は4が採用されている。

このように、支持力推定式は杭の施工法によって異なり、かつ、安全率も支持形式によって違っている。支持力推定式や安全率は、ここで確認したとおり所定の安全性を確保することを目的として規定されたものであるが、支持力に関する信頼性を定量的に比較して規定されたものではない。そこで次に、施工法・支持形式間の安全性について調査し、杭の施工法・支持形式によらず同一の安全性を有する許容支持力を得るために安全率を補正する係数 γ について検討する。

補正係数は、式(3.10)の形で用いられるものである^{13), 14)}。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u \quad (3.10)$$

ここに、 R_a ：杭の施工法・支持形式によらず同一の安全性を有する許容支持力

γ ：補正係数

R_u ：支持力式から求められる極限支持力

n ：支持力安全率（ $n=3$ の場合について検討する）

これから補正係数 γ は式(3.11)で表される。

$$\begin{aligned} \gamma &= n P_m / \exp(\beta t \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \\ &= 3 P_m / \exp(\beta t \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \end{aligned} \quad (3.11)$$

ここに、

P_m ：支持力比 P の平均値

βt ：安全性指標

V_R ：支持力 R の変動係数

V_S ：荷重 S の変動係数（ここでは $V_S=0.1$ と仮定）

補正係数 γ は、施工法・支持形式によらず同一の安全性を確保することを目的としていることから、打込み鋼管杭（支持杭）を基準（ $\gamma=1.0$ ）として検討する。

打込み鋼管杭（支持杭）の安全性指標 βt は、式(3.12)より求められる。

$$\beta t = \ell n(3 P_m / \gamma) \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \quad (3.12)$$

ここに、 $\gamma=1.0$

表-3.7に施工法・支持形式別支持力比 P の P_m 、 V_p および補正係数 γ を整理した。提案式は旧道示式に比べて施工法による P_m の変化が少なく、概ね1以上は満足している。また、提案式では、摩擦杭であっても先端支持力を考慮しているため支持形式による P_m の変化も小さい。ただし、 V_p は、25~50%程度にばらついており、旧道示式に比べて提案式が著しく改良されたとは言いえない状況にある。

図-3.7に補正係数 γ の分布を示す。前述の通り、旧道示式によれば、概ね P_m と同様の傾向があり、打

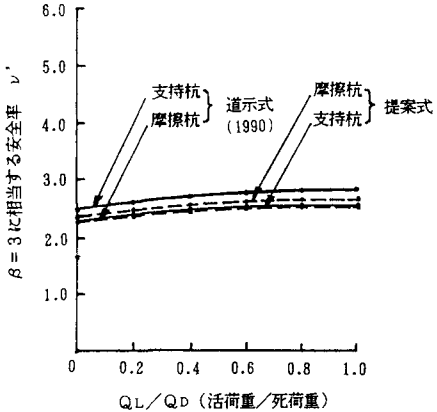


図-3.6 安全性指標 $\beta t=3$ に相当する安全率 γ' (場所打ち杭)

表-3.7 施工法・支持形式別支持力比の P_m 、 V_p と補正係数 γ

		支 持 杭					摩 擦 杭		
		打 込 管 杭	打込みPC・PHC杭	場所打ち杭	中掘り鋼管杭	中掘りPC・PHC杭	打込み鋼管杭	打込みPC・PHC杭	場所打ち杭
データ数 n		59 "	24 "	39 "	11 20	9 23	29 "	15 "	20 "
支持力比	平均値 P_m	0.713 1.039	0.871 1.291	1.022 1.073	1.73 1.31	1.52 1.11	1.593 1.101	2.569 1.606	1.107 0.968
	変動係数 V_p	0.390 0.390	0.259 0.322	0.405 0.367	0.370 0.334	0.480 0.506	0.500 0.353	0.424 0.445	0.398 0.327
補正係数 γ		1.0 ($\beta_1=1.67$) 1.0 ($\beta_1=2.50$)	1.46 1.43	1.40 1.08	2.49 1.42	1.87 0.83	1.90 1.45	3.43 1.37	1.54 1.06

ここに 上段：旧道示式(1980)、下段：提案式

込み鋼管杭（支持杭）の安全率を n （ $=n/\gamma$ ， $\gamma=1.0$ ） $=3$ とすれば、同一の安全性とするためには、他の施工法・支持形式の安全率はその程度はまちまちであるものの、いづれも下げたよいいことになることが判明した。一方、提案式によれば、 γ は0.8～1.4の範囲にあり、若干の補正で同一の安全性が得られることが明らかとなった。

4. 杭の水平方向支持特性

4.1 基本方針

杭などの弾性体基礎の水平方向挙動の解析法を大別すれば、①極限地盤反力法、②複合地盤反力法、③弾性地盤反力法（線形・非線形）に分けられる。従来から道示では、この中で計算が最も簡易な③弾性地盤反力法を採用しており、地盤の変位が小さい範囲内では地盤を弾性体と仮定し、地盤反力度は杭の変位量に比例するとしている。

一方、地盤は完全な弾性体ではないため、荷重の増加とともに地盤の塑性化領域が徐々に広がり、非線形性を示すものとなる。したがって、厳密な意味では極めて小さい荷重レベルに設計荷重を制限しなければ、地盤を弾性体として扱えないことになる。しかし、これは現実的でなく、むしろ基礎の安定を確保するという観点からは、地震力などの大きな荷重に対して変わらない地盤抵抗を

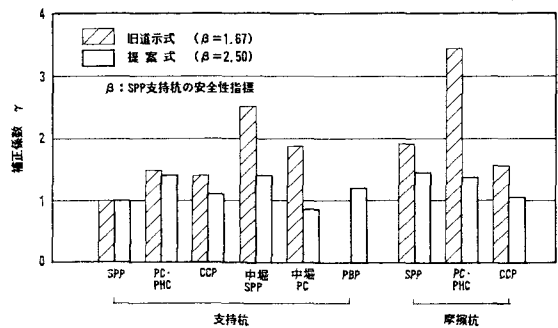


図-3.7 補正係数 γ

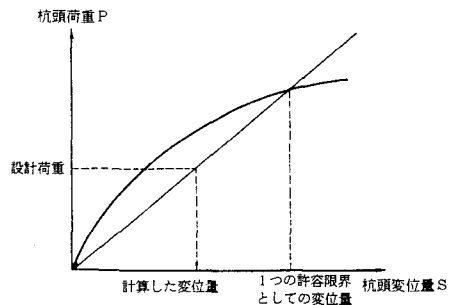


図-4.1 杭頭における水平方向の荷重-変位曲線

期待する意味で、残留変位をできるだけ小さく抑えることのできる範囲で設計するのが合理的といえる。また、この範囲内で水平方向地盤反力係数 k_H を算定し、杭の挙動を見かけ上線形と処理しても、設計の実用上支障はない¹⁵⁾ (図-4.1)。このような設計思想からいえば、許容水平変位量は、弾性体基礎を工学的に安定な状態に保ちつつ有害な残留変位を防止するために制限する変位量としての意味を持っている。また、水平方向挙動の解析上重要な地盤定数である k_H は、許容水平変位量内において定義される基準変位量に着目したときの値とする必要がある。

4.2 基準変位量

図-4.2は、杭の水平方向荷重試験における各載荷サイクルごとの除荷後の杭頭残留変位量と、除荷前の杭径に対する杭頭変位量の比率(杭頭ひずみ S_y/D) との関係の1例を示したものである。これから、ある変位レベルを境に残留変位量が急増することが読みとれる。この残留変位量急増点に対して杭頭の変位量を抑えておけば、基礎の過

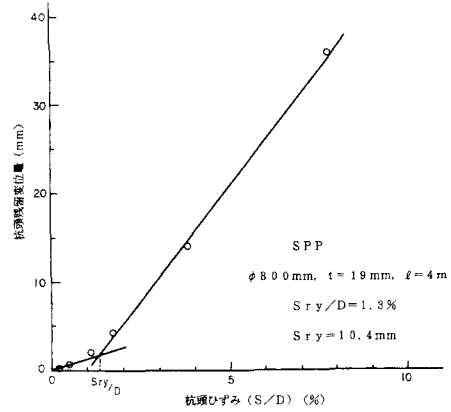


図-4.2 残留変位急増点

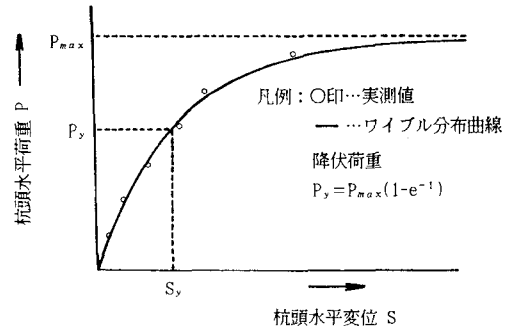
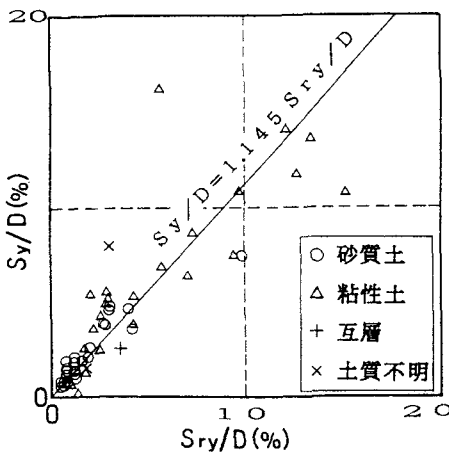
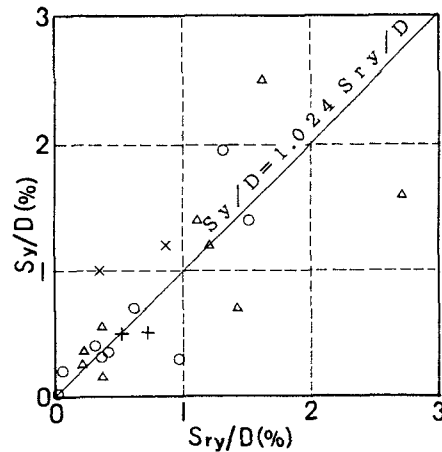


図-4.3 ワイブル分布曲線上の降伏荷重



(a) 鋼管杭



(b) 場所打ち杭

S_y : ワイブル分布曲線で定義される降伏変位量 δ_s (mm)

S_{ry} : 残留変位急増点から求めた降伏変位量 (mm)

D : 杭径 (mm)

図-4.4 ワイブル分布曲線式と残留変位急増点から得られる降伏ひずみの比較

大な残留変位を防止することができる。この杭頭変位量 S_y について、多数の杭の水平載荷試験データをもとに調査を行った。さらに、図-4.3に定義するワイブル分布曲線上の降伏荷重に相当する点についても調査を行った。図-4.4(a)に鋼管杭の場合について、図-4.4(b)に場所打ち杭の場合について両者の比較結果を示す。この結果、両者は比較的良好な相関を示し、残留変位量が急増する点とワイブル曲線上の降伏点とはほぼ対応すると考えて差し支えないと思われる。

荷重-変位曲線をワイブル曲線で置換え、推定された降伏ひずみ (S_y/D) と地盤の変形係数の関係を示したものが図-4.5である。ただし、 E_{50} は標準貫入試験のN値から $E_{50} = 7N$ として推定したものである。

これから次のことがいえる。

- ① 全体的に S_y/D と E_{50} との相関をみた場合、両者ともばらつきが大きい。
- ② 全体的な傾向として、 S_y/D は地盤の変形係数が大きくなるにつれ、小さくなる。
- ③ S_y/D の値は鋼管杭、PC杭、PHC杭では大きく、場所打ち杭では小さい。

このように S_y/D と地盤の変形係数との相関があまり強くないため、地盤の変形係数と無関係に S_y/D の確率度数分布をみた場合、図-4.6に示す対数正規分布によく適合している。

この対数正規分布を用いて、各種の杭に対する S_y/D の統計的性質を示したのが表-4.1である。

これより次のことがいえる。

- ① S_y/D と変動係数は100%を越えておりばらつきはきわめて大きい。
- ② 場所打ち杭を除けば、 S_y/D の平均値は、鋼管杭で4.1%、PC、PHC杭で3.7%である。

- ③ 場所打ち杭については、 S_y/D の平均値は1%と小さい。これは場所打ち杭の水平抵抗が小さいというよりも、むしろ杭体のひび割れ発生が降伏点の判定に影響を与えていると考えられる。

以上の結果より、許容変位量は杭種によって異なるものの杭径の1~4%程度の間で設定すべきであり、道示(1990)¹⁰⁾に規定されている1%($\geq 15\text{mm}$)はほぼ妥当な値であることがわかる。また、基準変位量については許容変位量と同程度とするのが望ましく、ここでは杭径の1%とする。

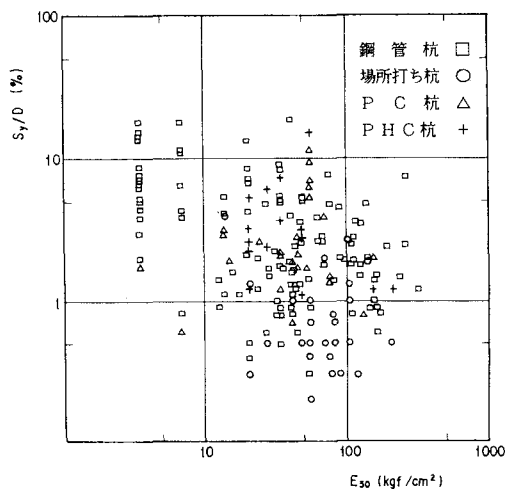


図-4.5 S_y/D と E_{50} との相関関係

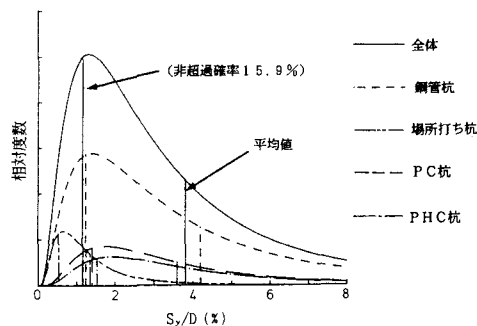


図-4.6 S_y/D の確率度数分布

表-4.1 S_y/D の整理結果

		鋼 管 杭	場所打ち杭	P C 杭	PHC杭	全 体
範 囲 (%)		0.3 ~ 22.4	0.2 ~ 4.0	0.7 ~ 11.3	1.1 ~ 14.9	0.2 ~ 22.4
平 均 値 (%)		4.1	1.0	3.6	3.8	3.5
標準偏差 (%)		4.3	0.9	2.8	2.9	3.8
変動係数 (%)		105	90	78	76	109
Sy / D (%)	非超過確率 5.0 (%)	0.7	0.2	0.9	1.0	0.6
	10.0 (%)	0.9	0.2	1.1	1.3	0.8
	15.9 (%)	1.2	0.3	1.4	1.5	1.0
	30.0 (%)	1.8	0.5	2.0	2.1	1.5

4. 3 水平方向地盤反力係数

1) 逆算による水平方向地盤反力係数

水平載荷試験より求めた水平方向地盤反力係数を逆算 k_H というが、次のように求めることができる。

載荷試験における杭頭変位量 S は、弾性床上の梁の式から、次のようになる。

$$S = \frac{P}{2EI\beta^3} \quad (4.1)$$

ここに、

P : 杭頭載荷荷重 (kgf)

S : 杭頭水平変位量 (cm)

EI : 杭体の曲げ剛性 (kgf・cm²)

β : 杭の特性値 (cm⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{k_H D / 4EI}$$

すなわち、式 (4.1) に基準変位量における載荷試験で得られた P を代入して β を求め、その β を用いて k_H を求めることができる。

2) 推定による水平方向地盤反力係数

土質試験等により地盤の変形係数が得られると水平方向地盤反力係数は次のように計算される。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (4.2)$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

k_{H0} : 直径30cm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 (kgf/cm³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm)。一般に、弾性体基礎の水平抵抗に関与する地盤としては、設計地盤面から $1/\beta$ までを考慮する ($=\sqrt{D/\beta}$)

従来の剛体基礎の k_H 算定式と基本的な式の構成は同じであるが、換算載荷幅の取扱い方において基礎本体の弾性変形の影響を考慮したものとしている。すなわち、基礎に作用する水平力に対して、基礎本体の弾性変形が大きいほど、水平抵抗に寄与する地盤反力は上層部地盤に集

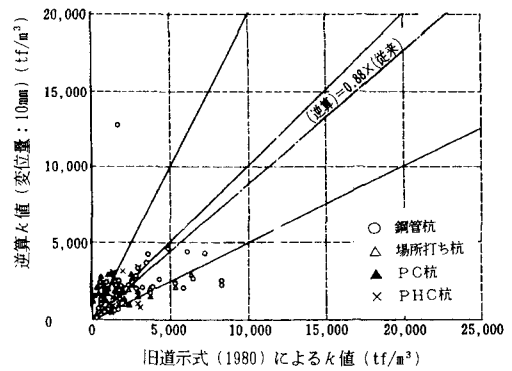


図-4.7 逆算 k 値 (変位量: 10mm) と旧道式 (1980) による推定 k 値

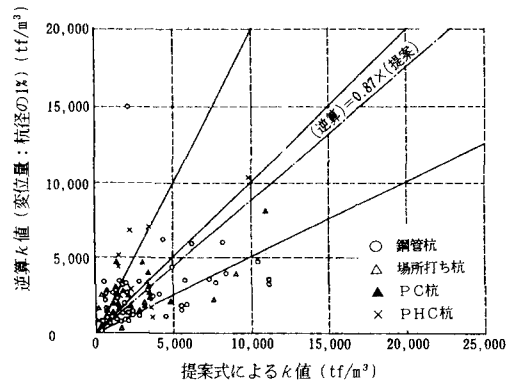


図-4.8 逆算 k 値 (変位量: 杭径の1%) と提案式による推定 k 値

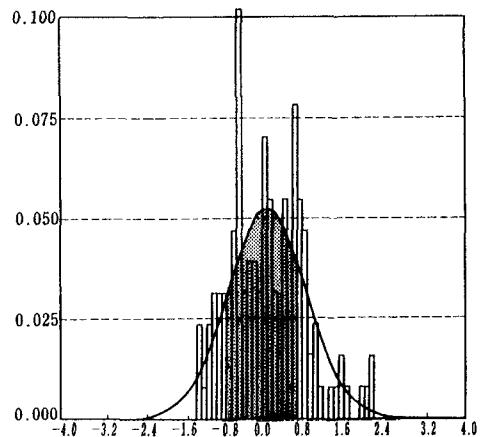


図-4.9 $\text{Log} (k \text{ 値比: } \frac{\text{逆算} k \text{ 値 (変位量: 10mm)}}{\text{旧道式 (1980) } k \text{ 値}})$ の正規分布

中することが予想されるが、式上ではその分、換算載荷幅が小さくなる。

以下、杭の載荷試験データにより式(4.2)の推定精度について検討する。図-4.7は旧道示(1980)の杭の推定 k_H と基準変位量10mmの逆算 k_H を比較したものであり、図-4.8は基準変位量を杭径の1%とした逆算 k_H と、式(4.2)から求めた k_H を比較したものである。また、図-4.9、4.10は、それぞれ逆算 k_H と推定値の比をとり、その確率分布を対数正規分布として処理したものである。提案式の推定精度は良好とはいえないが、旧道示式と同程度であることが確認された。 k_H 推定式にはこの程度のばらつきがあることも認識しておくことが肝要である。

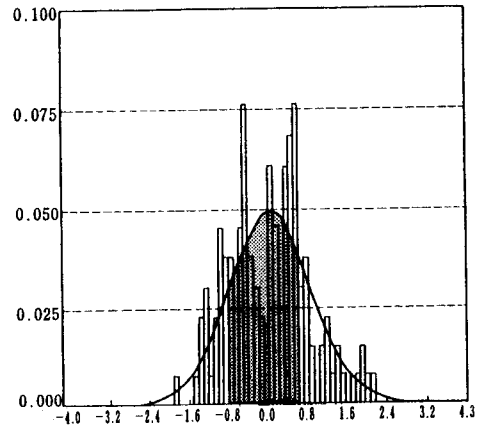


図-4.10 Log (k 値比: $\frac{\text{逆算}k \text{ 値(変位量: 杭径の1\%)}}{\text{提案式の}k \text{ 値}}$) の正規分布

5. 結論

杭の鉛直および水平方向の挙動を多数の載荷試験結果より統計的に評価し、杭が弾性的(可逆的)な挙動をするとみなしうる状態を定量的に把握し、この状態における鉛直方向ばね定数および水平方向地盤反力係数の推定式を提案し、その推定精度の確認を行った。さらに鉛直方向については新たに極限支持力の定義を明確にし、別途提案されている支持力推定式の推定精度の確認を行うとともに現行安全率の妥当性について信頼性解析に基づき検討した。本研究結果をまとめると次のように要約される。

- 1) 限界状態設計法の導入を想定して、鉛直方向にも水平方向にも杭が弾性的(可逆的)な挙動をするとみなしうる状態は荷重-変位量関係において降伏点と妥当であると考え、この基準点における鉛直方向ばね定数および水平方向地盤反力係数を検討した。
- 2) 1) のように降伏沈下量に着目したときの ℓ/D 法における係数 a - 根入れ比 ℓ/D の関係を求めた。また、 C_s-k_v 法に適用する C_s-N 値関係および k_v-N 値関係を求め、本方法と ℓ/D 法の推定精度を比較した。両推定法によるばらつきは概ね同程度となるが、 C_s-k_v 法では地盤構成や地盤の硬軟が考慮できるため平均値に近い値を推定している。
- 3) 岡原の提案する杭の支持力の確率モデルによれば、場所打ち杭の場合、現行安全率を採用すれば提案式では安全性指標として3程度は確保できる。一方、補正係数の概念を導入し、杭の施工法・支持形式別の支持力式の信頼性を調査した。その結果、打込み鋼管杭(支持杭)の安全性指標は旧道示式で1.67に比べ提案式では2.50となり、後者の優位が明らかであり、かつ支持力式間の安全性のばらつきも少ないことが明らかとなった。
- 4) 1) の概念に基づく水平方向の降伏ひずみ (S_y/D) は変動係数が100%を越えておりばらつきはきわめて大きい。全杭平均で3.5%、鋼管杭で4%、場所打ち杭で1%程度(いずれも対数正規分布)である。ただし、場所打ち杭については杭体のひび割れ発生が降伏点の判定に影響を及ぼしている可能性がある。道示(1990)では許容水平変位量として杭径の1%($\geq 15\text{mm}$)と規定しているが、この値はほぼ妥当な値であることがわかった。
- 5) 旧道示の水平地盤反力係数の算定式は地盤強度、変位量、杭径のみの関数であり、杭の深さ方向の変形モードの影響が無視されてきたが、この点に関しては基礎の換算載荷幅を $\sqrt{(D/\beta)}$ と提案した。また、

旧道示は基準変位量10mm時の水平方向地盤反力係数であったが、1)に伴い水平地盤反力係数も杭径の1%時で算定することとした。これらによる水平方向地盤反力係数の推定精度は旧道示と同程度であることが確認された。

参考文献

- 1) The American Association of State Highway and Transportation officials: Standard Specifications for Highway Bridges, 1983.
- 2) Ministry of Transportation and Communications, Ontario : Ontario Highway Bridge Design Code and commentary, 1983.
- 3) Canadian Geotechnical Society : Canadian Foundation Engineering Manual (2nd Edition), 1985.
- 4) 岡原・高木・中谷・田口・坂本: 載荷試験データによる杭の水平抵抗特性に関する調査, 土木研究所資料 第2721号, 1989.1.
- 5) 土質工学会編: クイの鉛直載荷試験基準・同解説, pp.76~83, 1972.
- 6) 土木学会: 建造物設計標準解説 基礎構造物・抗土圧構造物, pp.194~202, 昭和61年3月.
- 7) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.215~243, 1988.
- 8) 岡原・中谷・田口・松井: 軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究, 土木学会論文集, 第418/Ⅲ-13, pp.257~266, 1990.6.
- 9) 駒田・山川: 杭の支持力と変形特性に関する調査, 土木研究所資料第963号, pp.19~28, 1974.
- 10) Shioi, Y., Okahara, M. and Shinozuka, M. : Safety Evaluation for Bearing Capacity of Piles in Load and Resistance Factor Design Criteria, Journal of Research, Vol.20, Public Works Research Institute, 1979.
- 11) Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures, American Iron and Steel Institute, Washington University, Bulletin, No.7, 1978.
- 12) 岡原・高木・中谷: 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 (現在印刷準備中)
- 13) 篠原・岡原・中谷・田口・松井: Safety Analysis on the Vertical Bearing Capacity of Piles, 1st Int. Geotechnical Seminar (Ghent), 1986.6.
- 14) 岡原・中谷: 低振動・低騒音工法による杭の支持力, 基礎工, Vol.16, No.10, pp.24~30, 1988.
- 15) 高木章次: 基礎の安定に関する一般事項・基礎工, Vol.18, No.5, pp.22~27, 1990.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編. pp203, 1990.

(1990年10月12日受付)