

道路橋基礎設計における限界状態設計法

Limit State Design of Foundation for Highway Bridges

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

松井 謙二 (まつい けんじ)

(株)建設技術研究所技術第二部 次長

1. まえがき

欧米における構造物の設計法は従来の許容応力度設計法から限界状態設計法あるいは荷重抵抗係数設計法に移行しつつある。我が国においてもコンクリート標準示方書(1986, 土木学会)¹⁾ 制定を契機として各種基準類の設計体系が新しい設計法に移行する趨勢にあり, 道路橋示方書に関しても近い将来限界状態設計法の導入が予定されている。

道路橋基礎の分野においては, 「道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会(国土開発技術研究センター)」²⁾ において海外基準の動向や限界状態設計法の基本的概念について調査が行われ, それに続く「道路橋下部構造の限界状態設計法に関するWG(日本道路協会)」において, 基準化への検討が進められている。

本報文では, 「道路橋基礎設計における限界状態設計法」と題して, 道路橋示方書と限界状態設計法の関係および具体検討事例として杭基礎における動向について紹介する。

2. 道路橋示方書と限界状態設計法

我が国における道路橋下部構造の設計基準は, 昭和39年3月の「道路橋下部構造設計指針(古い基礎の設計篇)」³⁾ の刊行以降逐次整備され, 昭和55年5月の「道路橋示方書IV 下部構造編」⁴⁾ として体系化されている。その後も設計法の合理化に関する研究や新しい基礎形式の開発が継続され, 指針の作成^{5), 6)} や平成2年および6年の道路橋示方書改訂となり, 現在に至っている。

このなかで, 基礎形式としては当初の直接基礎, ケーソン基礎, 杭基礎に加え, 鋼管矢板基礎や地中連続壁基礎が開発されている。また, 設計法として

は当初の古典的理論に基づいたものから出発し, 多くの載荷試験の実施やそのデータ解析を通じて我が国独自の発展を遂げてきた。基礎の水平抵抗の分野においても, 弾性設計のみならず計算能力の飛躍的な発展に伴って, より厳密に表現できるよう改良されている。

ここでは, 道路橋示方書における基礎の設計法と限界状態設計法との関係について着目してみる。限界状態設計法とは, “構造物が所要の機能を確保し得ることを検証するための状態として限界状態を定義し, 設計耐用期間に構造物に作用する荷重などの外的作用に対して所要の安全性を有して限界状態に至らないことを照査する設計法”である。また, 書式としては一般に荷重抵抗係数設計法が用いられている。この設計法においては, 構造物が所有すべき機能が限界状態として表されるため, 設計目的が明確に表現できる。また, 構造物の安全性についても, 設計における各種の不確定要因を信頼性理論を用いて評価し, 荷重係数や抵抗係数など安全係数として導入できることから, より合理的な設計が可能となるといわれている。

一方, 道路橋示方書における安定計算では, 極限支持力を安全率で除して許容支持力を設定し, 作用外力による地盤反力が許容支持力より小さいことを確認している。部材設計においても, 作用外力により発生する各部の応力度をその許容応力度より小さくするよう設計している。したがって, 書式としては許容応力度設計法であるといえる。

しかしながら, 基礎の安定計算を個別に見ていくと限界状態を意識したものとなっている。杭基礎においては, 地震時においても杭頭反力が杭の極限支持力を安全率で除した許容支持力以下となるよう設計されている。ここで, 杭の極限支持力は杭頭沈下

量が杭径の10%に達したときの荷重と定義されており、この値を安全率2で除した許容支持力以下では杭の挙動は弾性的な範囲にある。つまり、地震時においても基礎が弾性的な挙動をする範囲内（弾性限界状態）に抑えられるよう設計されているといえる。これは水平方向においても同様であり、基礎の水平変位量が弾性変位量以内となるよう許容水平変位量が設定されている。また、常時においては長期的な変形の進行に配慮し、杭頭には引抜き力を作用させないような設計を進めている。これは一種の使用限界状態を想定したものといえる。

直接基礎においては、杭基礎と異なり実基礎規模での载荷試験が極めて困難であることから、基礎の支持力は理論式によっている。ここで、支持力理論において地盤は完全剛塑性体と仮定しており、終局限界状態といえる。しかしながら、支持力式においては基礎の沈下量との関係が明確でなく、これのみでは長期的な沈下量に対し十分保証されているとはいえない。このため、別途常時における最大地盤反力度の上限値を設定し、過大な沈下(使用限界状態)を避けている。

道路橋示方書におけるケーソン基礎や杭基礎など深い基礎の水平抵抗として、地盤抵抗を線形弾性ばねとしてモデル化した弾性設計法が用いられている。ここで、地盤の塑性化や変位量による影響を考慮するために、地盤反力係数（ばね定数）の設定法を工夫している。しかしながら、平成3年に制定された地中連続壁基礎設計施工指針⁶⁾においては、弾塑性設計法を用いている。これは、近年の計算能力の発達によるところが大きいですが、今後の限界状態設計法への移行を考慮して、基礎の変形量と耐力とが同時に計算できるよう配慮されたものである。このように、現在の道路橋示方書における基礎の安定計算は書式としては許容応力度設計法を採っているが、その内容としてはすでに限界状態設計法を意識したものとなっていることがわかる。

ここで、限界状態設計法においては、“巨大地震など設計耐用期間に極めてまれに作用する荷重に対し、落橋など構造物に壊滅的な損傷が生じないように設計する”という考え方も提案されている（図-1参照²⁾）。このため、設計に用いる安定計算モデルとしては、基礎が弾性的な挙動をする範囲を超えた

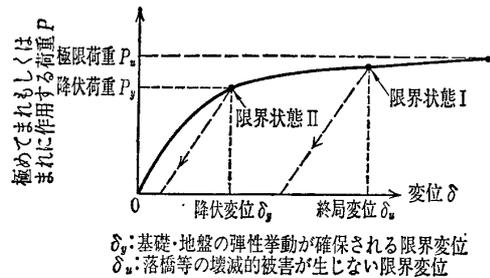


図-1 基礎の限界状態

大変形時にまで適用できる、あるいは基礎の保有耐力を算定できるモデルが望ましく、地盤抵抗あるいは基礎本体の剛性の変化なども無視できなくなると考えられる。このように、新しい設計法に対応した課題も生じている。

3. 杭基礎の限界状態設計法にかかわる研究

3.1 鉛直方向の変形と支持力特性

まず、施工法・支持形式別に杭頭荷重-沈下量の関係がどのような特性を示すものか、宇都ら⁷⁾の提案しているワイブル分布曲線式を用いて調査した結果を示す⁸⁾。ワイブル分布曲線式は、式(1)で表される。

$$R_0/R_u = 1 - \exp[-(S_0/S_y)^m] \dots\dots\dots(1)$$

ここで、

- R_0 : 杭頭荷重
- R_u : 杭の極限支持力
- S_0 : 杭頭沈下量
- S_y : 降伏支持力時の杭頭沈下量
- m : 変位指数

その結果、図-2に示すように施工法・支持形式別におおむね五つの曲線群に分類できるようである。 S_y/D (D : 杭径) は支持形式別に、支持杭が約2%, 摩擦杭が約1.5%といった程度の差がある。

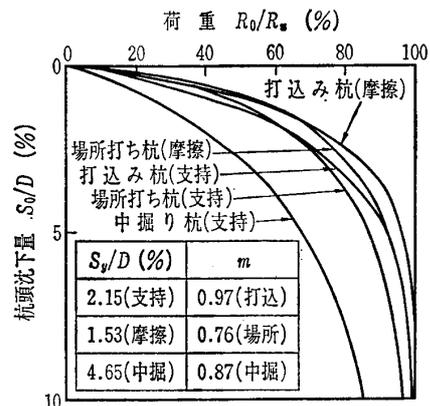


図-2 杭の荷重～沈下量曲線

中掘り杭（支持杭）のように周面抵抗が著しく小さく、先端支持力に期待する工法の沈下量は4.5%以上と、ほかの工種に比べて著しく大きい。 m は、施工法別に区別され、打込み杭では1に近く、場所打ち杭が最も小さく中掘り杭はその中間にある。 m の特性から、打込み杭に比べて場所打ち杭は降伏点以降の沈下量の増加に伴う、杭頭荷重の増加割合が小さい傾向を有していることがわかる。

また図-2から打込み杭や場所打ち杭では杭径の10%の沈下を生じると R_0/R_u は95%以上であり、ほぼこの沈下レベルを生じるとき極限支持力が発現するとみなすことができる。中掘り杭の場合、 R_{u10} （杭径の10%の沈下を生じる時の杭頭荷重）は真の極限支持力 R_u の85%にすぎない。

杭頭における軸方向ばね定数 K_V は R_0/S_0 で定義されるが、図-2からわかるように、非線形の沈下量依存性を示す。したがって線形解析を基本とする変位法にあっては、基準となる沈下量を設定する必要がある。周知のように、従前の道示では基準沈下量として1cmを想定していた。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、基準値の見直しが望まれていた。加えて、限界状態対応の設計法では K_V によりモデル化する限界状態が“弾性限界状態”に相当するとすれば、基準値は $R_0 \sim S_0$ 曲線における降伏点、すなわち軸方向挙動の可逆性がおおむね保証される限界状態に着目するのが妥当であろう。このような観点から、新しい K_V を降伏沈下量 S_V 時の割線勾配と定義することとし、その推定式を検討することとした。

道示における K_V 推定式は、式(2)で与えられる。

$$K_V = a A_p E_p / l \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、

a : 施工法別に杭の根入れ比 l/D (l : 杭長, D : 杭径) から決まる係数

A_p : 杭の純断面積

E_p : 杭体の弾性係数

係数 a は慣用的に $a = \alpha(l/D) + \beta$ の式で表現されており、今回の調査でもこの形に準拠することとした。 K_V の調査とは、この係数 a の推定式を作ることであり、載荷試験データによる実測 K_V から式(3)による逆算 a と l/D の直線回帰より決定される。

$$\text{逆算 } a = \text{実測 } K_V / (A_p E_p / l) \quad \dots\dots\dots(3)$$

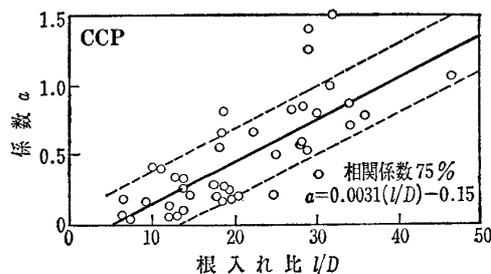


図-3 係数 a と杭の根入れ比 l/D (場所打ち杭)

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である。同図には回帰式 $a = \alpha(l/D) + \beta$ を実線で表すとともに、平均値±標準偏差を破線で示した。 a と l/D の関係は場所打ち杭および中掘りPC・PHC杭が相関係数にして70%を超しており、両者で明確な相関が認められている。

さて、杭の支持力推定式とその安全率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支持力推定法として採用されてきた。推定式や安全率は、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 について検討した結果を紹介する⁸⁾。

補正係数 γ は、式(4)の形で用いられているものである。

$$R_a = (\gamma/n) R_u \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、

R_a : 杭工法、支持形式によらず同一の安全性を有する許容支持力

n : 安全率 (常時 $n=3$)

これから γ は式(5)で表される。

$$\gamma = n P_m / \exp(\beta_t \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) = 3 P_m / \exp(\beta_t \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、

P_m : 支持力比 P の平均値

β_t : 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

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、ここでは打込み鋼管杭（支持杭）を基準 ($\gamma=1.0$)

表一 1 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			
	SPP	PC・PHC	CCP	中掘り SPP	中掘り PC	PBP	SPP	PC・PHC	CCP	
データ数	59	24	39	11	9	—	29	15	20	
n	"	"	"	20	23	42	"	"	"	
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	— 1.26	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	— 0.400	0.500 0.353	0.424 0.445	0.398 0.327
補正係数 γ	1.0 ($\beta_t=1.67$)	1.46	1.40	2.49	1.87	—	1.90	3.43	1.54	
	1.0 ($\beta_t=2.50$)	1.43	1.08	1.42	0.83	1.19	1.45	1.37	1.06	

ここに、上段：旧道示式 (1980), 下段：提案式

表一 2 支持方式一覧表

(単位: tf/m²)

		旧道示式 (1980)	提案式
打込杭	周面	砂質系 0.2N(≤10)	0.3N(≤10)
	f	粘性系 CまたはN(≤15)	(同左)
先端杭	砂質系	30N(N≤40)	10N(N<30) ¹⁾
	粘性系		6N(N<20) ¹⁾
場所打ち杭	周面	砂質系 0.5N(≤20)	0.4N(≤20)
	f	粘性系 CまたはN(≤15)	(同左)
先端杭	砂質系	300(砂礫, 砂)	10N(≤300) ¹⁾
	q_d	粘性系 3 q_u (硬質粘性土)	10N(≤300) ¹⁾ または 3 q_u (硬質粘性土)
中掘り杭	周面	砂質系 0.1N(≤5)	(同左)
	f	粘性系 0.5Cまたは0.5N(≤10)	(同左)
先端杭	砂質系	10N(N≤400)	15N(≤750) ³⁾
	q_d	粘性系 15N(N≤600)	20N(≤1000) ³⁾
プレボーリング杭	周面	砂質系 —	0.39N(≤10)(CM) 0.39N(≤5)(CM以外)
	f	粘性系 —	0.85N(≤10)(CM) 0.85N(≤5)(CM以外)
先端杭	CM	—	4.1N(≤200)
	K, R, N	—	26.0N(≤1300)
	NP	—	32.7N(≤1600)

- ここで、1) 摩擦杭にのみ適用
- 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

として検討する。打込み鋼管杭 (支持杭) の安全性指標 β_t は、式(6)より求められる。

$$\beta_t = \ln(3 P_m / \gamma) \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \dots\dots\dots(6)$$

ここに、
 $\gamma=1.0$

表一 1 に施工法・支持形式別支持力比 P の平均値 P_m , 変動係数 V_p および補正係数 γ を整理した。こ

表一 3 極限支持力の定義

位 置	支 持 力 の 定 義
極限支持力 (杭頭)	① 実測 $R_{u10}(S_0/D=10\%$ 時における杭頭荷重)。 ② ①がない場合はワイブル分布曲線式による R_{u10} 。 ③ ①または②で判定が困難な場合は次の要領による。 ・ $R_{u10} = \alpha \cdot R_y$ として算定 $\alpha=1.40$ (SPP 支持杭) $=1.35$ (中掘り杭) $=1.50$ (その他の杭) プレボーリング杭の場合、最大荷重 P_{max}
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。 ② ①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_{u10} (SPPおよびCCPの場合のみ)。 ③ ①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。

ここで、表一 2 に示す提案式は表一 3 の杭の極限支持力の定義から得られたものである。提案式は道示式に比べて施工による P_m の変化が少なく、おおむね 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、道示式に比べて提案式が著しく改良されたと言えない状況にある。

図一 4 に補正係数 γ の分布を示す。道示式によれば、おおむね P_m と同様の傾向があり、打込み鋼管杭の安全率を 3 ($=n/\gamma, \gamma=1.0$) とすれば、同一の安全性とするためには、ほかの施工法・支持形式の安全率はその程度はまちまちであるものの、いずれも下げてよいことになる。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

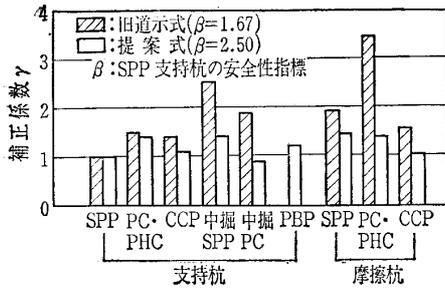


図-4 補正係数 γ

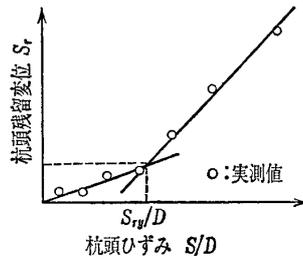


図-5 残留変位急増点

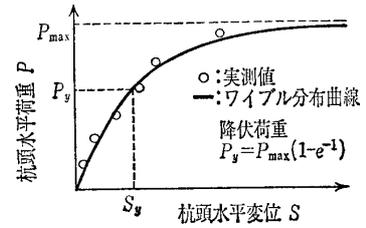


図-6 ワイブル分布曲線上の降伏荷重

全性が得られることが明らかである。

3.2 水平方向の変形と支持力特性

図-5は、杭の水平方向载荷試験における各载荷サイクルごとの杭頭残留変位量 S_r と、除荷前の杭径に対する杭頭変位量の比率 (杭頭ひずみ S_0/D) との関係の一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増加することが読みとれる。荷重作用時の杭頭の変位量をこの残留変位量急増点 S_{ry} 以内に抑えておけば、基礎の過大な残留変位を防止することができる。すなわち、地震などの短期荷重が作用した場合に基礎の変位をこの変位レベル内に抑えるよう設計すれば、荷重除荷後に大きな残留変位が残らないため補修を行わずに使用可能となる。したがって、工学的意味での弾性的挙動、すなわち設計上無視しうる残留変位量となる変位の限界を杭の水平方向弾性限界と定義し、その定量的評価を行うとともに、図-6に定義するワイブル関数分布曲線上の降伏点に相当する変位量 S_y についての調査を実施した⁹⁾。残留変位量急増点 S_{ry} およびワイブル関数分布曲線上の降伏点 S_y について、既往の载荷試験のデータを用いて比較を行った結果が図-7である。両者は比較的良い相関を示し、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。図-8に示すように、降伏ひずみ S_y/D の確率密度分布は、対数正規分布に比較的よく適合しているといえる。

現行道示では、ここで解析した結果を基に杭の許容変位量として杭径の1% (≥ 15 mm) と決められているが、杭の特性に応じて個々に弾性限界を設定する方がより合理的であるかもしれない。例えば、鋼管杭は変形性能が大きいので杭径の2~3%程度、一方、場所打ち杭はその逆であるので杭径の0.7~1.0%程度とすることも考えられる。

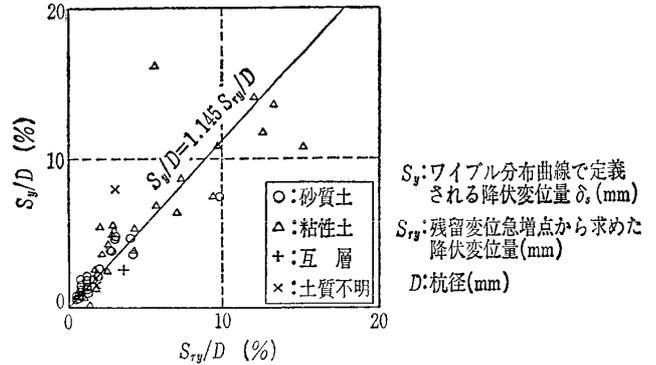


図-7 ワイブル分布曲線式と残留変位急増点から得られる降伏ひずみの比較

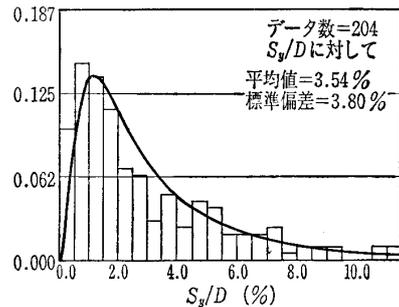


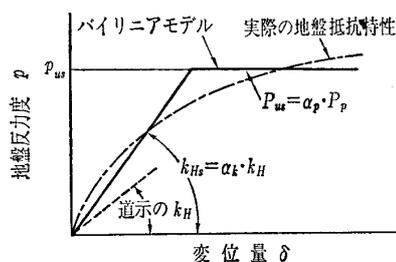
図-8 S_y/D の確立度数分布

さて、杭基礎の変形が小さく弾性限界内であるときには、地盤の抵抗特性を水平方向地盤反力係数 k_H によりモデル化している。この仮定は変位が小さい領域での設計においては妥当と考えられるが、大変形時には誤差が大きくなるため、地盤反力度の非線形性を考慮する必要がある。ここでは地盤反力特性を図-9に示すようなバイリニアとしてモデル化することとし、大変形まで载荷した水平载荷試験事例を用いて解析手法の有効性を検討した。

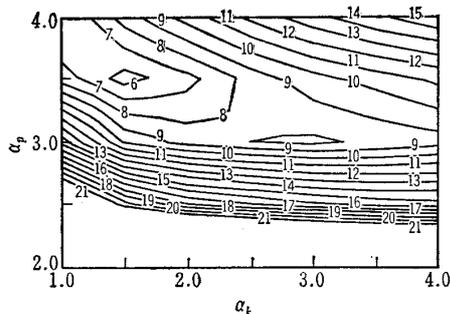
地盤抵抗の定数として次式により定めた水平方向地盤反力係数 k_{Hs} と最大地盤反力度 p_{us} をパラメーターとし、荷重-変位量曲線および杭の曲げモーメント分布の誤差が最小となる組合せを選定した。

$$\left. \begin{aligned} k_{Hs} &= \alpha_k \times (\text{道示式による } k_H) \\ p_{us} &= \alpha_p \times (\text{Coulomb の受働土圧強度}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

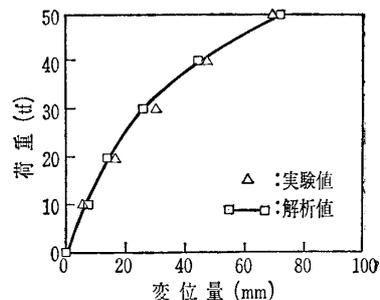
杭径の10%までの試験結果を対象とし、上記パラメ



図—9 地盤の抵抗特性のモデル化



図—10 誤差のコンター図



図—11 荷重～変位量関係 (S3)

ーターを変化させて解析結果との誤差を求めた。その一例として、砂質地盤中に打設された直径61 cm、杭長21mの鋼管杭の試験における誤差のコンター図を図—10に示す。この事例においては、地盤反力度の上限値として受働土圧強度の3.5倍、地盤反力係数として道示による水平方向地盤反力係数 k_H の1.5倍程度で誤差が最小となっているのが認められる。ここで、弾塑性解析での α_k は小さい変位レベルでの特性を表しているため、1以上となっている。また、 α_p については、地盤の抵抗領域が三次元的に広がっており、塑性化した領域が杭径の3倍程度となっていたと考えられる。この時の荷重-変位量曲線を図—11に示したが、計算値は実測値と比較的よく一致しており、単純化したモデルにおいても定数を適切に設定することにより、杭の挙動を表すことが可能であることが認められた。

上記の結果はほかの試験杭においても同様に認められたが、地盤抵抗のパラメーター α_k および α_p の値については表—4に示すように各試験により異なっている。このように、本解析の有効性は認められたが、設計に用いる定数の評価法については今後の検討課題であり、解析データの蓄積が必要である。

杭基礎の大変形時の挙動は、上記の地盤抵抗の非線形性のほか、杭体剛性の非線形性や群杭効果の影響などを考慮する必要がある。近年これらの問題について、さまざまな機関で杭の水平抵抗機構を把握するための実験が行われており、シミュレーションできることが認められている。

4. あとがき

本報文で紹介した、杭基礎における限界状態設計法に関する研究は、日本道路協会における「道路橋下部構造の限界状態設計法に関するWG(主査：中野正則)」の活動成果の一部である。WGでは、道

表—4 適合性が得られた α_p , α_k

ケース	杭配置	適合性が得られた α_p , α_k		
		実験値 α_p	解析値 α_p	解析値 α_k
単杭		3.0	3.0	1.50
2本直列杭	前方杭	3.0	3.0	1.50
	後方杭	0.8	1.0	
3本直列杭	前方杭	3.0	3.0	1.00
	中間杭	1.3	1.0	
	後方杭	0.8	0.5	
2本並列杭		2.5	2.5	1.00
3本並列杭		中央:2.8 側方:3.2	2.5	0.75
9本組杭	前方杭	中央:2.5 側方:2.4	2.5	0.35
	中間杭	中央:1.6 側方:1.3	1.0	
	後方杭	中央:1.3 側方:1.2	1.0	

路橋基礎設計への限界状態設計法導入を目指して各基礎形式の設計法等について検討が進められている。我が国では橋梁下部構造が地震時により決定されるという特殊な荷重環境にあることから、我が国固有の設計法の確立が期待されており、今後とも鋭意検討を進めていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 土木学会：昭和61年制定コンクリート標準示方書設計編，1986.
- 2) 勸国土開発技術研究センター：道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会報告書（その3），1991.
- 3) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇，1964.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，1980.
- 5) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針・同解説，1984.
- 6) 日本道路協会：地中連続壁基礎設計施工指針・同解説，1991.
- 7) たとえば，宇都・冬木・桜井：杭の載荷試験結果の整理方法，基礎工，Vol. 10, No. 9, 1982.
- 8) 岡原・中谷・松井：杭の鉛直および水平方向の支持特性に関する研究，構造工学論文集，Vol. 37 A, 1991. (原稿受理 1994. 6. 15)