

## 9.3 道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18～平 20

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一，白戸真大，河野哲也

### 【要旨】

性能照査型の設計基準が導入された平成 14 年の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、橋の要求性能やそれを満足するための限界状態が明確に規定されることになった。次期改定では、この設計思想をさらに推し進めて、信頼性理論に基づいた荷重抵抗係数設計法 (LRFD) を導入することを目標として各種研究が鋭意行われている。過年度には、道路橋下部構造の杭基礎に関して、常時及びレベル 1 地震時の安定計算に関する検討を行い、杭の水平挙動に関する弾性限界状態における変位を評価し、許容水平変位を提案した。また、直接基礎と杭基礎の群杭全体としての鉛直支持力に着目し、鉛直載荷試験の実測値から、現行の支持力推定式の推定能力を評価して、鉛直支持に関する部分係数を提案した。本論文は、杭基礎のレベル 1 地震時における杭の部材設計とレベル 2 地震時における杭基礎の照査に着目し、信頼性理論の考え方に基づいて地盤抵抗及び部材耐力のばらつきを考慮して、その部分係数の提案を行った検討結果について報告するものである。

キーワード：杭基礎，直接基礎，信頼性，部分係数

### 1. はじめに

平成 14 年改訂の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、性能規定型の設計基準が導入されており、橋の要求性能を満足するために基礎が満足しなければならない限界状態が定められている。橋の供用期間中に発生する確率が高い荷重状態（常時及びレベル 1 地震時）においては、十分に安全な状態であることと同時に、「基礎に損傷が生じない状態で、基礎部材や基礎を支持する地盤の力学特性にも大きな変化が生じない状態」が限界状態とされ、基礎の照査においては、地盤抵抗及び部材抵抗が、その可逆性を有すると見なせる限界の状態を超えないことを確認する。橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな荷重状態（レベル 2 地震動）においては、損傷に対する橋の機能の回復が速やかに行われる限界の状態とされ、かつ、長期的には恒久復旧が可能である限界の状態とされる。そして、基礎が系として、降伏後も最大強度点を越えないことを、基礎の応答塑性率が許容塑性率以下であることを以って確認する。しかし、原則としては、基礎は損傷の発見が難しく、その修復も容易ではないという理由から、耐震設計以外の要因で橋脚が設計地震力に対して非常に大きな耐力を有している等のやむを得ない場合を除けば、「副次的な塑性化にとどまる限界の状態」とすることを目標としている。このときは、基礎を構成する部材の一部は塑性化しても基礎の系としての降伏に達しないことを確認する。

過年度の研究では、常時及びレベル 1 地震時における地盤抵抗の弾性限界状態及び最大強度限界状態につ

いて検討が行われ、杭基礎及び直接基礎について照査式を提案し、信頼性理論に基づき部分係数の提案を行った。また、レベル 2 地震時の直接基礎の安定照査は、レベル 1 地震時の照査を満足すれば不要であることを示した<sup>2)</sup>。

今年度は、レベル 1 地震時における杭の部材設計、およびレベル 2 地震時の安定照査において考慮すべき部分係数を提案するための検討を行ったのでその結果について報告する。なお、本研究では荷重のばらつきは考慮していない。この意味において、本研究は条件付きの信頼性解析を行っている。

### 2. レベル 1 地震時における杭の部材設計において考慮すべき部分係数の検討

#### 2.1. 照査指標

はじめにも示したとおり、道路橋示方書<sup>1)</sup>では、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル 1 地震動）に対して、次のような性能を求め、対応する限界状態を示している。

- 橋に求められる性能：  
橋としての健全性を損なわない性能（耐震性能 1）
- 基礎の状態：  
十分に安全な状態であり、かつ、
  - (a) 基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることなく、
  - (b) 基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じていない状態

したがって、杭の部材設計において、上記の要求性能に対する照査としては、次の i) ~ iii) に示す各限界状態に対して行う。ここで、i) は長期耐久性に対する限界点、ii) は弾性限界点、iii) は最大強度点に相当するものである。

- i) 部材の長期耐久性が満足されること
- ii) 杭体が可逆挙動をすると見なせること
- iii) 部材の耐力に対して十分に安全余裕を有した状態であること

杭の部材設計における発生曲げモーメントに対する照査を対象としたとき、場所打ち杭、PHC 杭、鋼管杭の杭基礎について、着目すべき限界状態を次のように解釈する。コンクリート部材において、ひび割れ点は耐久性に関する限界点、降伏点は弾性限界点、終局点は最大強度点に対する照査である。鋼部材において、降伏点は弾性限界点、全塑性点は最大強度点に対する照査であり、全塑性曲げ耐力は、部材が最大強度を発揮している状態である。以上をまとめると、部材設計における照査式を表-1 のようになる。

表-1 杭の曲げ耐力に関する照査指標

	照査		
	耐久性	耐荷力	
		弾性限界点	最大強度点
場所打ち杭	$M_Q \leq \phi_y M_{Ry}$	$M_Q \leq \phi_u M_{Ru}$	
PHC 杭	$M_Q \leq \phi_c M_{Rc}$	$M_Q \leq \phi_y M_{Ry}$	
鋼管杭	—	$M_Q \leq \phi_y M_{Ry}$	$M_Q \leq \phi_p M_{Rp}$

ここに、発生曲げモーメントを  $M_Q$  で、杭体のひび割れ、降伏、終局、全塑性の各曲げ耐力をそれぞれ  $M_{Rc}$ 、 $M_{Ry}$ 、 $M_{Ru}$ 、 $M_{Rp}$  で表した。 $\phi_c$ 、 $\phi_y$ 、 $\phi_u$ 、 $\phi_p$  は部材抵抗の安全余裕を表す係数で、各限界状態に応じて異なる係数が与えられ、それぞれ  $M_{Rc}$ 、 $M_{Ry}$ 、 $M_{Ru}$ 、 $M_{Rp}$  の各曲げ耐力に対応する。表-1 の照査式により、ひびわれ限界、降伏点及び最大強度点 ( $M_{Ru}$  または  $M_{Rp}$ ) の各限界点における抵抗 (耐荷力) と発生断面力を比較して、限界状態毎に定められた安全余裕のもとで、荷重が抵抗を上回らないことを確認する。

場所打ち杭及び PHC 杭に関しては、コンクリート材料で構成されており、コンクリートのひび割れが長期耐久性に影響することも考えられる。PHC 杭に関しては、現行設計にて、コンクリートの許容曲げ引張応力度の照査をしていることを、本研究では、耐久性の観点から発生曲げモーメントをひび割れ曲げモーメント以下に抑えることと読みかえた。場所打ち杭については、弾性限界点と耐久性の照査は共に、通常の RC 部

材の設計と同様、発生曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下であることを確認すれば良いと考えた。

PHC 杭は、高軸力下において、じん性に乏しくぜい性的な破壊を生じる恐れがあることから、降伏曲げモーメントを最大強度点と定義することとした。なお、鋼管杭は、最大強度点を全塑性モーメントと定義するが、中詰めのない鋼管杭の場合は、降伏曲げモーメントを最大強度点とする。

## 2.2. レベル1地震時の杭の部材設計で考慮する部分係数の検討

荷重  $Q$  (発生断面力) と抵抗  $R$  (部材耐力) のばらつきが対数正規分布にしたがうと仮定すると、性能関数  $G$  は式 (1) で表すことができる。

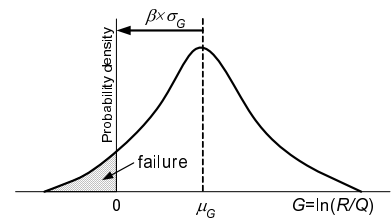


図-1 性能関数  $G$  の確率分布の概念図

$$G = \ln(R) - \ln(Q) = \ln(R/Q) \geq 0 \quad (1)$$

$G = 0$  であれば、断面力  $Q$  と抵抗  $R$  が等しい状態であり、 $G < 0$  になると、断面力が抵抗を上回り不良ということになる。設計では、図-1 に示すように、信頼性指標  $\beta$  の安全余裕を考慮することになる。断面力及び抵抗をそれぞれ  $N(\mu_{\ln(Q)}, \sigma_{\ln(Q)})$ 、 $N(\mu_{\ln(R)}, \sigma_{\ln(R)})$  なる正規分布に変換すれば、性能関数  $G$  は、正規確率変数となり次式で表わされる。

$$N(\mu_G, \sigma_G) = N\left(\mu_{\ln(R)} - \mu_{\ln(Q)}, \sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 + \sigma_{\ln(Q)}^2}\right) \quad (2)$$

ここに、 $\mu$ 、 $\sigma$  は確率分布の平均値および標準偏差を表している。信頼性指標  $\beta$  は性能関数  $G$  の確率変数を用いて式 (3) で表される。

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (3)$$

また、 $\mu_{\ln(Q)}$ 、 $\sigma_{\ln(Q)}$ 、 $\mu_{\ln(R)}$ 、 $\sigma_{\ln(R)}$  は、それぞれ次式で求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{\ln(Q)} &= \ln(\mu_Q) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(Q)}^2 \\ \sigma_{\ln(Q)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_Q^2}{\mu_Q^2}\right) = \ln(1 + \text{COV}_Q^2) \\ \mu_{\ln(R)} &= \ln(\mu_R) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(R)}^2 \\ \sigma_{\ln(R)}^2 &= \ln\left(1 + \frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2}\right) = \ln(1 + \text{COV}_R^2) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここに、 $\mu_Q$ 、 $\mu_R$  は荷重及び抵抗のばらつきの平均値、 $\text{COV}_Q$ 、 $\text{COV}_R$  は荷重及び抵抗のばらつきの変動係数である。なお、式 (3)、式 (4) から既設構造物の有する信頼性指標  $\beta$  を算出することができる。逆に、目標信頼

性指標  $\beta_T$  を定めれば、荷重及び抵抗のばらつきを考慮する部分係数  $\gamma, \phi$  は、次式より求めることができる。

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1 + \text{COV}_Q^2}} \exp(-\alpha_Q \cdot \beta_T \cdot \sigma_Q) \frac{\mu_Q}{Q_n} \quad (5)$$

$$\phi = \frac{1}{\sqrt{1 + \text{COV}_R^2}} \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_R) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (6)$$

ここに、 $\alpha_Q, \alpha_R$  は断面力及び抵抗に関する感度係数、 $Q_n$  は断面力の特性値(公称値)、 $R_n$  は抵抗の特性値(公称値)である。以下、断面力の不確実性及び抵抗の不確実性をそれぞれ評価し、これらの影響を考慮する部分係数を提案する。

荷重を確定値としているにも関わらず、部材の剛性や地盤抵抗値が変化すれば杭の発生断面力も変化するので、発生断面力  $Q$  は確率量になる。発生断面力の特性値を  $Q_n$ 、そのばらつきを考慮する係数を  $\gamma$ 、抵抗の特性値を  $R_n$ 、そのばらつきを考慮する係数を  $\phi$  とすれば、発生断面力の設計値  $Q_d$  は  $Q_d = \gamma Q_n$ 、抵抗の設計値  $R_d$  は  $R_d = \phi R_n$  となり、照査式は式(7)に示すように表される。

$$Q_d = \gamma Q_n \leq \phi R_n = R_d \quad (7)$$

部分係数を抵抗側だけに与えて式を簡略化することも可能で、この時、式(7)は部分係数  $\phi' (= \phi/\gamma)$  を用いて式(7')のように表すことができ、これは、表-1に示す照査式と同じ書式となる。

$$Q_d = Q_n \leq \phi' R_n = R_d \quad (7')$$

ここに、式(7')の部分係数  $\phi'$  は、表-1に示す  $\phi_c, \phi_y, \phi_u$  に相当する係数である。

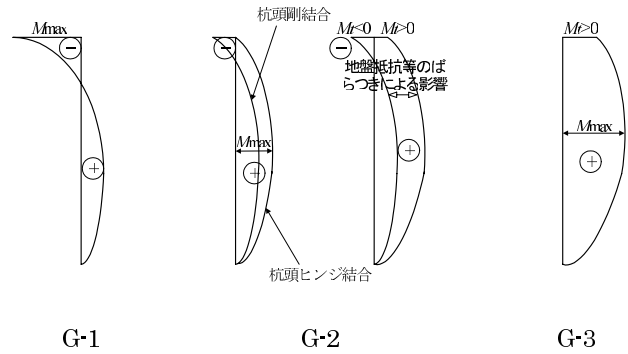
なお、レベル1地震時の照査は一時荷重に対する検討であるため、耐久性については検討していない。

### 2.3. 試算対象

試算対象の基礎は、場所打ち杭、PHC杭、鋼管杭の各杭種それぞれに対して、3ケースの試算ケースを設定する。3ケースを設定するにあたっては、既設計において、杭に発生する曲げモーメント分布が図-2のG-1からG-3の形状になるものを選ぶ。

特に、G-2のような分布パターンを有する杭基礎は、地盤抵抗の推定値の誤差に応じて杭頭曲げモーメントの符号が変わりやすいだけでなく、最大曲げモーメントの発生位置が、杭頭部から地中部または地中部から杭頭部へと変わる可能性がある。このため、本研究では、上記の3つの曲げモーメント分布のパターンを想定し、それぞれの分布パターンが、どのように地盤抵抗のばらつきの影響を受けるのかを評価することとした。

試算対象とした基礎の設計条件を表-2に示す。ここ



G-1 G-2 G-3

(ばらつきの影響)

- G-1: 杭頭曲げモーメント(負の曲げ)が卓越するモデル
- G-2: 杭頭に負の曲げモーメントが発生するが、地中部曲げモーメントで決定するモデル
- G-3: 地中部曲げモーメント(正の曲げ)が卓越するモデル

図-2 試算対象基礎の曲げモーメント分布

に、杭径は、レベル1地震時に杭体に生じる応力度が許容応力度を満足し、かつ、耐力にできるだけ余分な余裕が生じないように、場所打ち杭と鋼管杭は5cm単位で、PHC杭はJIS規格の径で決定した。杭長  $L(m)$  は、支持力が基礎の決定要因とならないように十分に長い杭を設定した。地盤の変形係数  $E_b(kN/m^2)$  は、基礎の水平抵抗に關する深さ  $1/\beta(m)$  の範囲における地盤の平均的な値を与えた。照査方向は、いずれの基礎も橋軸方向とした。なお、地盤の  $N$  値は、杭種にかかわらず、G-1で  $N = 2$ 、G-2で  $N = 8$ 、G-3で  $N = 12$  相当とした。

表-2 試算対象基礎の設計条件

上部構造反力	鉛直	死荷重	$R_D$ (kN)	7100
		活荷重	$R_L$ (kN)	2600
	水平	L1地震時	$H_{EQ}$ (kN)	1899
L1地震時設計水平震度(III種)			$k_h$	0.30
杭体材料	場所打ち杭	コンクリート	$\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	24
		鉄筋(SD345)	$\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	345
	PHC杭	コンクリート	$\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	80
		PC鋼材	$\sigma_{py}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1275
			$\sigma_{pu}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1420
	鋼管杭	鋼管(SKK400)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235

#### (a) 場所打ち杭基礎

場所打ち杭基礎の試算で設定した基礎の形状及び諸元について、図-3、表-3に示す。

#### (b) PHC杭基礎

PHC杭基礎の試算で設定した基礎の形状及び諸元について、図-4、表-4に示す。

#### (c) 鋼管杭基礎

鋼管杭基礎の試算で設定した基礎の形状は概ね図-4に示したPHC杭基礎と同形状とした。基礎の諸元を図

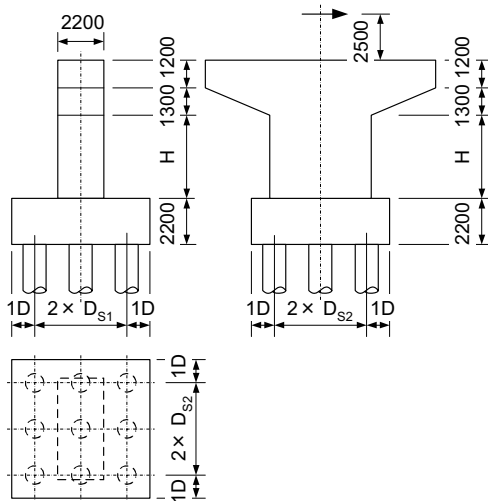


図-3 試算対象基礎の形状図 (場所打ち杭)

表-3 試算対象基礎の諸元 (場所打ち杭)

		G-1	G-2	G-3
橋脚柱高	$H$ (mm)	2,500	7,500	10,500
杭径	$D$ (mm)	850	900	950
杭長	$L$ (m)	40	40	40
杭間隔 (1)	$D_{S1}$ (mm)	2,150	2,350	2,550
杭間隔 (2)	$D_{S2}$ (mm)	2,150	2,350	2,550
地盤の変形係数	$E_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,400	5,600	8,400
水平方向地盤反力係数	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )	9,094	34,851	50,199
軸方向バネ定数	$K_V$ (kN/m)	464,049	488,025	511,631

表-4 試算対象基礎の諸元 (PHC 杭)

		G-1	G-2	G-3
橋脚柱高	$H$ (mm)	1,500	6,500	10,500
杭径	$D$ (mm)	700	700	800
杭長	$L$ (m)	20	20	20
杭間隔 (1)	$D_{S1}$ (mm)	1,750	1,750	2,000
杭間隔 (2)	$D_{S2}$ (mm)	2,125	2,125	2,000
地盤の変形係数	$E_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,400	5,600	8,400
水平方向地盤反力係数	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,520	42,079	57,104
軸方向バネ定数	$K_V$ (kN/m)	244,111	244,111	291,768

-4 及び表-5 に示す。

#### 2.4. ばらつきの影響検討における特性値

ばらつきの影響を評価するための基準となる特性値は、基本的に道路橋示方書<sup>1)</sup>を参照して求めることを基本とする。モデル誤差改善を目的として別途検討が行われている場合を除き、杭の部材設計で考慮するバネ

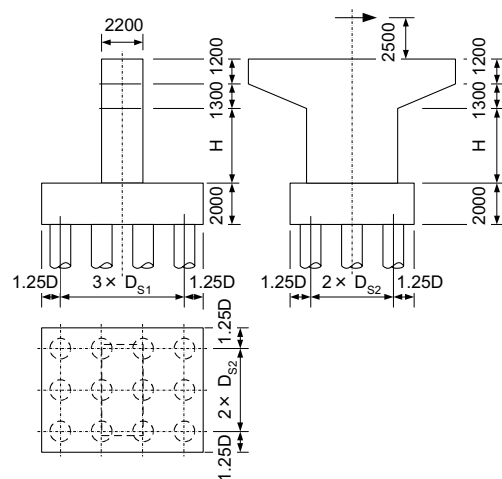


図-4 試算対象基礎の形状図 (PHC 杭, 鋼管杭)

表-5 試算対象基礎の諸元 (鋼管杭)

		G-1	G-2	G-3
橋脚柱高	$H$ (mm)	1,500	6,500	10,500
杭径	$D$ (mm)	600	600	600
杭長	$L$ (m)	20	20	20
杭間隔 (1)	$D_{S1}$ (mm)	1,500	1,500	1,500
杭間隔 (2)	$D_{S2}$ (mm)	2,250	2,250	2,250
地盤の変形係数	$E_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,400	5,600	8,400
水平方向地盤反力係数	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )	11,809	47,237	70,855
軸方向バネ定数	$K_V$ (kN/m)	262,954	262,954	327,010

定数や部材耐力の特性値は、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示される材料の公称値や計算式を用いて求める。

#### 2.5. 荷重及び発生断面力のばらつき

杭の発生断面力の算出は、杭の軸方向バネ定数と杭の軸直角方向バネ定数を評価し、さらに杭とフーチングの結合部に回転バネを考慮して、杭基礎に与えられる荷重と変位のつりあい式を用いて行う。深さ方向に一定の変形係数を有する地質を仮定したので、杭の軸直角方向バネ定数を杭を弾性床上のはりの理論に基づいて林-Changの方法により算出する。本研究では、杭頭回転バネ  $K_R$  を考慮することにより、杭とフーチングの固定度を評価して発生断面力の計算するので、杭の軸直角方向バネ定数の計算式は、 $K_R$  の影響を考慮して、表-6 に示すように表される<sup>3)</sup>。ここに、 $\beta$  は基礎の特性値で  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  (m<sup>-1</sup>)、 $\lambda = h + 1/\beta$  (m)、 $EI$  は杭の曲げ剛性 (kN/m<sup>2</sup>)、 $h$  は設計上の地盤面から上の杭の杭軸方向長さ (m)、 $L_e$  は基礎の有効根入れ深さ (m)、 $k_H$  は水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)、 $D$  は荷重作用方向に直交

する基礎の載荷幅 (m) である。

表-6 杭の軸直角方向バネ定数の算定式 ( $K_R$  考慮)

	$h \neq 0$	$h = 0$
$K_1$	$\frac{12EI\beta^3\{(1+\beta h)K_R + EI\beta\}}{(1+\beta h)\{(1+\beta h)^3 + 2\}K_R + 4EI\beta\{(1+\beta h)^3 + 1/2\}}$	$\frac{4EI\beta^3(K_R + EI\beta)}{K_R + 2EI\beta}$
$K_2, K_3$	$\frac{6EI\beta^2(1+\beta h)^2 K_R}{(1+\beta h)\{(1+\beta h)^3 + 2\}K_R + 4EI\beta\{(1+\beta h)^3 + 1/2\}}$	$\frac{2EI\beta^2 K_R}{K_R + 2EI\beta}$
$K_4$	$\frac{4EI\beta^3\{(1+\beta h)^3 + 1/2\}K_R}{(1+\beta h)\{(1+\beta h)^3 + 2\}K_R + 4EI\beta\{(1+\beta h)^3 + 1/2\}}$	$\frac{2EI\beta K_R}{K_R + 2EI\beta}$

これらのバネ定数は、地盤抵抗のばらつきや推定式のモデル誤差のばらつきがあり、これが発生断面力のばらつきの要因となる。そこで、各バネ定数の不確実性について検討を行い、発生断面力のばらつきを評価することとした。発生断面力の算出において不確実性を考慮する項目を表-7 に示す。

表-7 発生断面力の算出で考慮する不確実性

軸方向バネ定数		不確実性の考慮
軸直角方向バネ定数	水平方向地盤反力度	計算式の推定誤差
杭頭結合度	杭頭回転バネ	杭の曲げ剛性の地盤調査法に依存する推定誤差
		計算式の推定誤差

(a) 杭の軸方向バネ定数

道路橋示方書の推定式より求まる値を杭の軸方向バネ定数  $K_V$  の特性値とする。杭の軸方向バネ定数  $K_V$  の不確実性は、鉛直載荷試験の荷重-変位関係から求まる実測値  $K_{V\text{実測値}}$  と、載荷試験杭について道路橋示方書<sup>1)</sup>の  $K_V$  の推定式から  $K_{V\text{計算値}}$  を求め、推定誤差 ( $K_{V\text{実測値}}/K_{V\text{計算値}}$ ) を算出した結果の統計量として表される。本論文では、文献<sup>4)5)</sup>の検討で用いられた載荷試験データを用いて統計量を評価した。結果を表-8 に示す。

表-8 杭の軸方向バネ定数  $K_V$  の推定誤差

工法	バイアス	変動係数
場所打ち杭	1.00	0.60
打込み杭・中掘り杭	1.00	0.40

(b) 水平方向地盤反力係数

1本の杭の軸直角方向バネ定数  $K_1 \sim K_4$  は、水平方向地盤反力係数  $k_H$  を用いて弾性床の上のはり理論に基づき算出する。このため、バネ定数の算出においては、 $k_H$  の不確実性を考慮する必要がある。

$k_H$  の推定方法としては、杭の水平載荷試験から得られる荷重-変位関係より直接的に求める方法、平板載荷試験や孔内水平載荷試験等の調査から地盤の変形係数  $E$  を求め、これを用いて推定する方法、標準貫入試験

の  $N$  値を用いて変形係数  $E$  を推定し、これを用いる方法等がある。そして、それぞれの推定方法の違いに起因して、ばらつきの大きさが異なる。図-5 は、文献<sup>4)</sup>のデータを用いて、杭の水平載荷試験における杭径の1%変位時の割線勾配から逆算される  $k_H$  逆算 を道路橋示方書<sup>1)</sup>の推定式を用いて求められた  $k_H$  の計算値  $k_H$  計算 で除した  $k$  値の推定誤差 ( $= k_H$  逆算/ $k_H$  計算) と、 $N$  値の関係を示したものである。特に、 $N$  値の小さな範囲や粘性土の場合は推定精度が良くない。また、砂質土に比べて、粘性土の  $k_H$  の推定精度は低い。

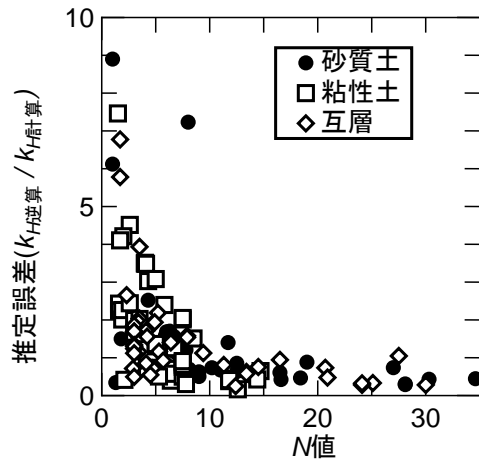


図-5  $N$  値と  $k_H$  の推定誤差の関係

そこでまず、現行の道路橋示方書に示される  $k_H$  の推定式の精度向上のため、式 (8) に示すように、着目するひずみレベルや地盤反力係数のひずみレベル依存性等を考慮した  $k_H$  の推定式を検討した。本論文では、この提案推定式を用いて  $k_H$  の推定誤差を評価するものとする。地盤反力係数の評価法に関する検討については別途報告する。

$$k_H = a \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \left(\frac{S/D}{S_0/D}\right)^{-1/2}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_0$$

$$B_H = 0.8D$$
(8)

ここに、 $a$  は、杭の水平方向地盤反力係数を算出するための補正係数で  $a = 0.3$ 、 $B_H$  は杭の換算載荷幅 (m)、 $D$  は杭径 (m)、 $S$  は基礎に生じると想定される地盤面位置での変位量 (m)、 $S_0$  は基準変位量で杭径の1%、 $E_0$  は直径0.3(m)の剛体円板による平板載荷試験の繰返し載荷曲線の勾配から得られる地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ ) である。

水平方向地盤反力係数  $k_H$  のばらつきは、別課題の「深礎基礎等の柱状体の部分係数設計法の開発に関する

表-9 水平方向地盤反力係数  $k_H$  の推定誤差の設定

検討ケース	杭の水平抵抗に関する領域の地盤調査	バイアス	変動係数
Case-1	全層で試験を実施	1.0	0.45
Case-2	(a) 粘性土：試験を実施 砂質土： $N$ 値推定 ( $N \geq 5$ )	1.0	0.60
	(b) 粘性土：試験を実施 砂質土： $N$ 値推定 ( $N < 5$ )	1.0	1.00
Case-3	(a) 砂質土 ( $N \geq 5$ )	1.0	0.60
	(b) 粘性土含む ( $N \geq 5$ )	1.0	0.70
	(c) $N$ 値 5 未満の層が存在する	1.0	1.00
	(c') $N$ 値 5 未満の層が存在する	4.0	1.00

研究」で検討した<sup>6)</sup>。水平載荷試験から求められる  $k_H$  の実測値  $k_{H\text{実測値}}$  と、式 (8) を用いて求められる計算値  $k_{H\text{計算値}}$  を特性値として、地盤反力係数  $k_H$  の推定誤差 ( $k_{H\text{実測値}}/k_{H\text{計算値}}$ ) を評価することとし、表-9 に示すように、推定方法の違い毎に検討ケースを設定した。水平載荷試験が実施されているデータのほとんどは、地盤調査として SPT しか実施されていなかったため、計算値は  $N$  値から算出した。実測値と比較した結果、 $N$  値が 5 以上の砂地盤における変動係数  $\text{COV}_{k_H}$  はおよそ 60% 程度であった。このばらつきの要因は、地盤の変形係数  $E$  から  $k_H$  に換算するときのモデル誤差  $\text{COV}_{E-k_H}$  と、地盤の変形係数の推定誤差  $\text{COV}_E$  の両者が含まれている。統計学的に、

$$\text{COV}_{k_H} = (\text{COV}_{E-k_H}^2 + \text{COV}_E^2)^{0.5} \quad (9)$$

が成り立つため、 $\text{COV}_E$  が評価できれば、数学的に  $\text{COV}_{E-k_H}$  が求められる。多数の地盤調査結果を収集した結果、 $N$  値が 5 以上の砂質土について、孔内水平載荷試験から求められる地盤の変形係数  $E$  と、 $N$  値から換算した変形係数は、55% 程度である<sup>6)</sup>。したがって、 $\text{COV}_E = 55\%$ 、 $\text{COV}_{k_H} = 60\%$  を式 (9) に代入すると、 $k_H$  のモデル誤差  $\text{COV}_{E-k_H}$  は、およそ 25% 程度であると求められる。 $k_H$  のモデル誤差は、地盤調査とは関係なく、常に 25% であると仮定する。そして、この値を用いて、地盤調査方法や数量の違いによる  $k_H$  の推定誤差の違いを評価できる。

Case-1 は、杭の水平抵抗に関与する領域において、平板載荷試験や孔内水平載荷試験等の載荷試験、一軸又は三軸圧縮試験を行って変形係数を推定して直接  $k_H$  を導く場合であり、既往の調査結果<sup>7)</sup>より、変形係数のばらつき  $\text{COV}_E$  を 30% と設定する。その結果、 $k_H$  のばらつきは、45% となる。Case-2 は、粘性土に関しては Case-1 と同じ試験から変形係数  $E$  を推定するが、砂質土については標準貫入試験  $N$  値から変形係数を推定して  $k_H$  を計算する場合で、(a) は、上記の  $N$  値 5 以上の砂質土の検討結果を用いた。(b) については、図-5 に示したように、 $N$  値の小さい領域ではばらつきが大きく

なるため、 $k_H$  のばらつきを 100% と設定したものである。Case-3 は、土質に関わらず、標準貫入試験  $N$  値から変形係数  $E$  を推定して  $k_H$  を計算する場合である。ここで、Case-3 のうち、(c)  $N$  値  $< 5$  の層が存在する場合は、 $k_H$  の推定そのものが難しいため、図-5 を参考に、バイアスを 1.0 としたケースと 4.0 としたケースを設定し、それぞれについて検討する。

### (c) 杭の曲げ剛性

場所打ち杭に対して曲げ剛性の不確実性を考慮して、発生断面力のばらつきの評価を試みたが、その影響は変動係数で大きくても 1.6% 程度とばらつきが小さく、その他の要因によるばらつきが支配的であることが分かった。したがって、本研究では杭の曲げ剛性の不確実性を確定値とみなすものとした。

### (d) 杭頭結合度の考慮

本論文では、杭とフーチングとの間に回転バネ  $K_R$  を設けて、その固定度を評価することにより、杭頭条件に関する仮定 (杭頭剛結条件、杭頭ヒンジ条件) を行わない設計を試みる。ここで、文献<sup>8)</sup>では、杭頭回転バネ  $K_R$  と変位、曲げモーメントの関係を調べている。また、過去の杭基礎設計便覧<sup>3)</sup>では、杭頭回転バネ  $K_R$  (kN·m/rad) の推定式が示されている。

$$\left. \begin{aligned} K_R &= k_V \cdot I \\ k_V &= \frac{E}{D(1-\nu^2)I_p} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここに、 $I$  は杭体の断面二次モーメント ( $\text{m}^4$ )、 $D$  は杭径 (m)、 $E$  はフーチングコンクリートのヤング係数 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )、 $\nu$  はフーチングコンクリートのポアソン比 ( $=0.167$ )、 $I_p$  は形状係数 (円形断面: 0.79) である。文献に示される実験結果から導かれる  $K_{R\text{実測}}$  と、式 (10) より求められる  $K_{R\text{計算}}$  を用いて、 $K_{R\text{実測}}/K_{R\text{計算}}$  より杭頭回転バネの推定誤差を評価すると、表-10 に示すように整理される。本論文では、これを用いてばらつきの影響を評価する。

表-10 杭頭回転バネの推定誤差の設定

	バイアス	変動係数
杭頭回転バネ $K_R$	1.2	0.50

### (e) 発生断面力のばらつきの評価

上記に示したような地盤抵抗の不確実性や各バネ定数の推定誤差の確率分布を用いて、モンテカルロシミュレーションにより確率量を変化させながら 1,000 回の断面力の計算を行った。ここに、地盤反力係数についてのみ表-9 の各ケース別に考慮したので、各基礎に対して合計 7,000 回のモンテカルロシミュレーションを行っ

表-11 最大曲げモーメントの統計量 (場所打ち杭)

検討ケース	統計量	G-1	G-2	G-3
Case-1	バイアス	1.040	1.265	1.151
	変動係数	0.264	0.340	0.437
Case-2(a)	バイアス	1.084	1.290	1.159
	変動係数	0.289	0.337	0.425
Case-2(b)	バイアス	1.191	1.386	1.218
	変動係数	0.367	0.348	0.399
Case-3(a)	バイアス	1.084	1.290	1.159
	変動係数	0.289	0.337	0.425
Case-3(b)	バイアス	1.102	1.305	1.172
	変動係数	0.312	0.344	0.422
Case-3(c)	バイアス	1.191	1.386	1.218
	変動係数	0.367	0.348	0.399
Case-3(c')	バイアス	0.766	1.353	1.338
	変動係数	0.350	0.493	0.544

表-12 最大曲げモーメントの統計量 (PHC 杭)

検討ケース	統計量	G-1	G-2	G-3
Case-1	バイアス	1.063	1.029	0.941
	変動係数	0.220	0.269	0.340
Case-2(a)	バイアス	1.109	1.054	0.949
	変動係数	0.254	0.281	0.343
Case-2(b)	バイアス	1.209	1.143	0.987
	変動係数	0.333	0.318	0.342
Case-3(a)	バイアス	1.109	1.054	0.949
	変動係数	0.254	0.281	0.343
Case-3(b)	バイアス	1.122	1.080	0.961
	変動係数	0.286	0.288	0.345
Case-3(c)	バイアス	1.209	1.143	0.987
	変動係数	0.333	0.318	0.342
Case-3(c')	バイアス	0.722	1.152	1.140
	変動係数	0.372	0.391	0.434

表-13 最大曲げモーメントの統計量 (鋼管杭)

検討ケース	統計量	G-1	G-2	G-3
Case-1	バイアス	1.056	1.067	0.919
	変動係数	0.210	0.259	0.350
Case-2(a)	バイアス	1.100	1.100	0.927
	変動係数	0.245	0.277	0.354
Case-2(b)	バイアス	1.196	1.205	0.969
	変動係数	0.323	0.327	0.353
Case-3(a)	バイアス	1.100	1.100	0.927
	変動係数	0.245	0.277	0.354
Case-3(b)	バイアス	1.112	1.130	0.940
	変動係数	0.277	0.288	0.356
Case-3(c)	バイアス	1.196	1.205	0.969
	変動係数	0.323	0.327	0.353
Case-3(c')	バイアス	0.713	1.171	1.114
	変動係数	0.376	0.395	0.455

た。杭頭剛結条件のみを考慮し、現行基準にしたがって計算した発生曲げモーメントの最大値  $M_{\text{道示}}$  を特性値と考え、モンテカルロシミュレーションにて得られる最大曲げモーメントの値  $M_i$  を  $M_i/M_{\text{道示}}$  として無次元化して統計量を計算した。結果を表-11 ~ 表-13 に示す。なお、表中の Case-3(c') は、表-9 において、 $N$  値 5 未満の層が存在する場合の  $k_H$  の推定誤差に関するバイアスを 4.0 と設定した場合のシミュレーション結果である。

## 2.6. 部材抵抗のばらつき

杭を構成する材料は、例えば、場所打ち杭ではコンクリートと鉄筋、PHC 杭ではコンクリートと PC 鋼材により構成される。これらの材料の特性は、一般に公称値によって表されるが、実際には製造時の誤差等のばらつきを有しており、これが杭体の曲げ耐力のばらつきの要因となる可能性がある。また、軸圧縮力の大きさが部材の曲げ耐力に変化を及ぼす。したがって、これらの不確実性を考慮して、部材抵抗のばらつきを評価することとした。

### (a) 軸力

常時と地震時で杭に作用する軸力が変動するが、この軸力変動は、死荷重  $P_D$  の変動ではなく地震荷重の影響による軸力  $P_{EQ}$  の増減が影響する。本論文では、作用させる荷重は確定値として扱うから、死荷重も地震時荷重も確定値であるが、部材剛性や地盤抵抗のばらつきに応じて発生断面力がばらつくように、地震の影響による軸力  $P_{EQ}$  もばらつく。上述の最大曲げモーメントのばらつきに関するモンテカルロシミュレーションでは、軸力についても同時に計算されていることから、軸力変動のばらつきに関する統計量を求めると、表-14 に示す範囲であった。したがって、地震の影響による軸力変動分  $P_{EQ}$  のばらつきは、バイアス 1.0、変動係数 0.10 程度であると設定した (表-15)。

表-14 モンテカルロシミュレーションによる軸力変動の統計量

杭種	統計量	G-1	G-2	G-3
場所打ち杭	バイアス	0.91 ~ 1.03	0.94 ~ 1.02	0.94 ~ 1.02
	変動係数	0.06 ~ 0.10	0.07 ~ 0.10	0.07 ~ 0.10
PHC 杭	バイアス	0.93 ~ 1.04	0.96 ~ 1.04	0.97 ~ 1.04
	変動係数	0.04 ~ 0.09	0.05 ~ 0.07	0.05 ~ 0.07
鋼管杭	バイアス	0.93 ~ 1.04	0.96 ~ 1.03	0.98 ~ 1.03
	変動係数	0.04 ~ 0.07	0.04 ~ 0.06	0.04 ~ 0.06

表-15 地震の影響による軸力変動のばらつき

	バイアス	変動係数
地震の影響による軸力 $P_{EQ}$	1.0	0.10

### (b) 材料特性

部材耐力のばらつきを評価する要素のひとつとして、杭を構成するコンクリートや鋼材等の材料特性のばらつきを考慮する。

場所打ち杭の材料特性のばらつきは、文献<sup>9)10)11)12)</sup>を参考に、表-16 に示すように設定する。コンクリートのヤング係数は、強度に依存するものとし、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示される表-17 を参考に設定する。

PHC 杭の材料特性のばらつきは、文献<sup>13)14)15)</sup>を参考に、表-18 のように仮定する。ここで、コンクリートの

表-16 場所打ち杭の材料特性のばらつき

項目	公称値 (N/mm <sup>2</sup> )	バイアス	変動係数
コンクリート基準強度	24	1.375	0.19
コンクリートのヤング係数	(表-17 参照)		
鉄筋の降伏強度 (SD345)	345	1.2	0.07
鉄筋のヤング係数	2.00×10 <sup>5</sup>	0.97	0.01

表-17 コンクリートのヤング係数<sup>1)</sup>

コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	24	27	30	40
ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	2.35	2.50	2.65	2.80	3.10

ヤング係数は、変動係数が小さいことから、道路橋示方書に解説される 4.0×10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup> を確定値として取り扱うものとする。また、有効プレストレスについては、そのばらつきに関する統計量に関する資料を確認できなかったが、工業製品であることを鑑み、確定値として取り扱う。

表-18 PHC 杭の材料特性のばらつき

	公称値 (N/mm <sup>2</sup> )	バイアス	変動係数
コンクリート強度	80	1.1	0.03
コンクリートのヤング係数	4.0×10 <sup>4</sup>	確定値	—
PC 鋼材の降伏点強度	1275	1.1	0.02
PC 鋼材の引張強度	1420	1.0	0.02
PC 鋼材のヤング係数	2.0×10 <sup>5</sup>	1.0	0.02
有効プレストレス	公称値	確定値	—

鋼管杭の材料特性のばらつきは、文献<sup>15)</sup>を参考にして、表-19 に示すように材料特性に関する不確実性を考慮する。

表-19 鋼管杭の材料特性のばらつき

	公称値 (N/mm <sup>2</sup> )	バイアス	変動係数
鋼管杭の (SKK400) 降伏強度	235	1.33	0.07
(SKK490)	315		
鋼管杭のヤング係数	2.00×10 <sup>5</sup>	1.00	0.01

(c) 部材断面

場所打ち杭，PHC 杭の部材断面の寸法，鉄筋量及び位置については確定値として扱う。また，鋼管杭の径及び板厚等のばらつきも確定値とする。

(d) 部材抵抗のばらつきの評価

以上を考慮して，部材抵抗に関する不確実性の確率分布に基づき，モンテカルロシミュレーションにより 1,000 組の材料特性及び軸力の組合せを作成する。試行  $i$  における材料特性及び軸力の組合せから曲げモーメント  $M_i$ -曲率  $\phi_i$  関係を計算する。そして，通常の設計計算に則り，計算した曲げモーメント  $M_n$ -曲率  $\phi_n$  関係を用いてひび割れ，降伏，終局等の杭体の損傷イベント毎

に  $M_i/M_n$ ， $\phi_i/\phi_n$  を算出し，その統計量から部材抵抗のばらつきを設定する。ここで，軸力は，確定値である死荷重分  $P_D$  とばらつきを考慮する地震の影響による軸力  $P_{EQ}$  を用いて押し込み側には  $P_D + P_{EQ}$ ，引抜き側には  $P_D - P_{EQ}$  を考慮する。

場所打ち杭，PHC 杭，鋼管杭のそれぞれに対して求められた，各点における部材耐力のばらつきを表-20～表-22 に示す。なお，表中の  $m_c$ ， $m_y$ ， $m_u$ ， $m_p$  は，それぞれ，ひび割れ時，降伏時，終局時，全塑性時の曲げ耐力の推定誤差である。

表-20 照査指標における曲げ耐力 (場所打ち杭)

		押し込み側杭 (圧縮力)	引抜き側杭 (引張力)
$m_y$	バイアス	1.20	1.30
	変動係数	0.07	0.09～0.13
$m_u$	バイアス	1.15	1.25
	変動係数	0.06	0.07～0.10

表-21 照査指標における曲げ耐力 (PHC 杭)

		押し込み側杭 (圧縮力)		引抜き側杭 (引張力)	
		中詰め部	一般部	中詰め部	一般部
$m_c$	バイアス	1.0		1.0	
	変動係数	0.02～0.04		0.03～0.08	
$m_y$	バイアス	1.10	1.05	1.10	1.10
	変動係数	0.02～0.03	0.01～0.02	0.04～0.09	0.04～0.09
$m_u$	バイアス	1.05	1.00	1.00	1.00
	変動係数	0.02～0.03	0.01	0.03～0.08	0.03～0.07

表-22 照査指標における曲げ耐力 (鋼管杭)

		押し込み側杭 (圧縮力)	引抜き側杭 (引張力)
$m_y$	バイアス	1.5～1.8	1.4
	変動係数	0.11～0.14	0.08～0.10
$m_p$	バイアス	1.4～1.7	1.35
	変動係数	0.09～0.12	0.07～0.08

ただし，表-20～表-22 から明らかなように，本論文で考慮したばらつきの範囲では，曲げ耐力の推定誤差のバイアスは 1.0 以上，変動係数は大きくても 10～15 % 程度である。耐力を評価するにあたっては，ここで得られたバイアスをそのまま用いる方法もあるが，今後，例えば，製造能力の改善等により材料特性のばらつきが小さくなる等の変化があれば，それに追従して耐力のばらつきも再評価しなくてはならない。また，工場ごとの差も考えられる。したがって，バイアスを小さく評価することが安全側の設計結果を与えることができるという前提のもとで，バイアスを強制的に小さめの値に固定して評価する方法が考えられる。例えば，本論文における適用では，バイアスを 1.0 に固定すると，本来のバイアスよりも小さな値で評価するため，安全



側の設計結果を与えることが可能である。したがって、変動係数の大きさも考慮して、表-20～表-22に示すバイアスを1.0に置き換えて部材耐力のばらつきを評価することとした。

最終的に、各杭種の曲げ耐力に関するばらつきについて整理したものを表-23に示す。なお、表-20～表-22の結果から、ひび割れ時、降伏時、終局時、全塑性時に関わらず、ばらつきは変わらないと判断し、曲げ耐力に関するいずれの限界点に対しても同じばらつきで評価することとした。

### 2.7. 目標信頼性指標の評価と部分係数の決定

表-3～表-5に示す場所打ち杭、PHC杭、鋼管杭の各試算対象の基礎に対して、杭種毎に設定した表-1の限界状態におけるレベル1地震時の信頼性指標 $\beta$ を試算した。また、地盤抵抗のばらつきとして、表-9の各ケースで試算を行っている。結果を表-24～表-26に示す。

過年度までに行われたレベル1地震時の鉛直支持力に関する信頼性指標の検討<sup>16)</sup>の成果をもとに、一部の載荷試験データを見直してばらつきの再評価を行い、改めて信頼性指標の試算を行った結果、目標信頼性指標 $\beta_T$ は、弾性限界点で0.5、最大強度点で1.9程度となった。本論文においても、部材設計に関するレベル1地震時の目標信頼性指標は、表-24～表-26の結果から、杭の鉛直支持力の目標信頼性指標と同程度にできると考えた。また、PHC杭の耐久性に関する $\beta$ は、ほとんどのケースで0.0程度となったため、ここでは $\beta_T = 0.0$ と設定する。これを整理したものが表-27である。

次に、表-27に示す目標信頼性指標を満足するための部分係数 $\phi'$ と、断面力及び耐力に関する感度係数 $\alpha_Q$ 、 $\alpha_R$ を求める。ここに、 $\phi'$ は、式(5)、式(6)から $\phi' = \phi/\gamma$ より求めた。部分係数 $\phi'$ の計算結果を表-28～表-30に示す。また、感度係数 $\alpha_Q$ 、 $\alpha_R$ は、表-31のように求められた。表-31より、断面力に関する感度係数 $\alpha_Q$ が0.8～0.95程度となっており、断面力のばらつきの影響が支配的となっている。

信頼性理論に基づく荷重抵抗係数設計法の導入により、杭の部材設計においては、材料特性のばらつきや地盤抵抗のばらつきを考慮した設計計算を行うことが

表-23 各杭種毎の曲げ耐力のばらつき

	杭に作用する軸力の状態	バイアス	変動係数
場所打ち杭	圧縮力が作用または軸力0	1.0	0.10
	引張力が作用	1.0	0.15
PHC杭	圧縮力が作用または軸力0	1.0	0.05
	引張力が作用	1.0	0.10
鋼管杭	—	1.0	0.15

表-24 レベル1地震時の信頼性指標 $\beta$ (場所打ち杭)

	信頼性指標 $\beta$		
	G-1	G-2	G-3
弾性限界点	0.3～1.5	0.5～0.8	0.3～0.6
最大強度点	1.7～2.9	1.7～2.4	1.4～2.0

表-25 レベル1地震時の信頼性指標 $\beta$ (PHC杭)

	信頼性指標 $\beta$		
	G-1	G-2	G-3
弾性限界点	2.0～3.8	1.9～2.5	1.4～2.2
最大強度点			

表-26 レベル1地震時の信頼性指標 $\beta$ (鋼管杭)

	信頼性指標 $\beta$		
	G-1	G-2	G-3
弾性限界点	1.0～2.2	1.3～2.0	0.8～1.4
最大強度点	2.6～4.4	2.8～4.1	2.2～3.1

表-27 レベル1地震時の目標信頼性指標 $\beta_T$

	目標信頼性指標 $\beta_T$	
	弾性限界点	最大強度点
場所打ち杭	0.5	1.9
PHC杭	1.9	
鋼管杭	0.5	1.9

表-28 レベル1地震時の杭の部材設計における部分係数 $\phi'$ の提案(場所打ち杭)

検討ケース	弾性限界点		最大強度点	
	負の曲げ	正の曲げ	負の曲げ	正の曲げ
Case-1	0.85	0.69	0.56	0.40
Case-2(a)	0.81	0.68	0.52	0.41
Case-2(b)	0.73	0.63	0.43	0.31
Case-3(a)	0.81	0.68	0.52	0.41
Case-3(b)	0.79	0.67	0.49	0.40
Case-3(c)	0.73	0.63	0.43	0.31

できる。このような設計法を用いることによって、特に、設計結果に及ぼす影響が大きな地盤抵抗のばらつきを考慮する際には、地盤調査の信頼性に依拠して用いる部分係数の値を調整して計算を行う必要があるため、詳細な調査を行い、適切に地盤の評価ができれば、より経済的な基礎の設計が可能になるものと期待される。

### 3. レベル2地震時における杭基礎の設計

次に、レベル2地震時の杭基礎の設計において、不確実性を考慮する部分係数の検討を行ったので報告する。現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>におけるレベル2地震時の照査では、要求される橋の限界状態に対する耐震性能を確保できるように、適切な部材の塑性化を許容するとともに、各部材について適切な限界状態を設定し、各部材の損傷が設定した限界状態以下にとどまるように必要な耐力及び剛性を確保していることを照査している。

基礎に関しては、損傷の点検はその他の部位に比べ

表-29 レベル1地震時の杭の部材設計における部分係数  $\phi'$  の提案 (PHC 杭)

検討ケース	耐久性		弾性限界点・最大強度点	
	負の曲げ	正の曲げ	負の曲げ	正の曲げ
Case-1	0.96	1.00	0.61	0.58
Case-2(a)	0.93	0.98	0.56	0.56
Case-2(b)	0.87	0.91	0.46	0.42
Case-3(a)	0.93	0.98	0.56	0.56
Case-3(b)	0.92	0.96	0.52	0.54
Case-3(c)	0.87	0.91	0.46	0.42

表-30 レベル1地震時の杭の部材設計における部分係数  $\phi'$  の提案 (鋼管杭)

検討ケース	弾性限界点		最大強度点	
	負の曲げ	正の曲げ	負の曲げ	正の曲げ
Case-1	0.84	0.83	0.59	0.55
Case-2(a)	0.80	0.80	0.54	0.52
Case-2(b)	0.73	0.72	0.45	0.41
Case-3(a)	0.80	0.80	0.54	0.52
Case-3(b)	0.79	0.78	0.51	0.50
Case-3(c)	0.73	0.72	0.45	0.41

表-31 レベル1地震時の杭の部材設計における感度係数

杭種	限界点 ( $\beta_T$ )	感度係数	
		曲げ耐力 $\alpha_R$	発生曲げ $\alpha_Q$
場所打ち杭	弾性限界点 ( $\beta_T = 0.5$ )	0.28 ~ 0.50	0.87 ~ 0.96
	最大強度点 ( $\beta_T = 1.9$ )	0.28 ~ 0.50	0.87 ~ 0.96
PHC 杭	弾性限界点・最大強度点 ( $\beta_T = 1.9$ )	0.23 ~ 0.42	0.91 ~ 0.97
鋼管杭	弾性限界点 ( $\beta_T = 0.5$ )	0.42 ~ 0.58	0.81 ~ 0.91
	最大強度点 ( $\beta_T = 1.9$ )	0.33 ~ 0.58	0.81 ~ 0.95

て困難であることから、主たる塑性化を誘導する領域とすることは避けるのが望ましい。その場合、基礎の限界状態は副次的な塑性化に留まる限界の状態とされ、地盤の非線形性の影響等により基礎を構成する一部の部材が塑性化したとしても、基礎システムとして降伏に達しないように設計される。基礎が副次的な塑性化にとどまる限界の状態であることを照査するときの照査式は次式で表される。

$$(\text{基礎の降伏強度}) > (\text{橋脚基部の発生断面力}) \quad (11)$$

ここで、基礎の降伏とは、基礎が主たる塑性化に達するときである。その定義は、「杭体の塑性化あるいは杭頭反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める点とする。」であり、一般に以下のイベントが発生したときがこれに対応する。

- 全ての杭体が降伏する
- 前列杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する

上記のイベントのうち、前者が杭体の塑性化に起因するもので、後者が杭の鉛直支持力に起因するものである。

道路橋示方書<sup>1)</sup>によれば、基礎が副次的な塑性化にとどまるように限界状態を設定する場合、一般に橋脚基部に主たる塑性化が誘導されるので、基礎の設計水平震度  $k_{hp}$  は、橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度  $k_{hu}$  に補正係数  $c_{dF}$  を乗じたものである。橋脚の終局水平耐力に相当する水平震度  $k_{hu}$  及び基礎の設計水平震度  $k_{hp}$  は次式で求められる。

$$k_{hu} = P_u / W, \quad W = W_U + 0.5W_P \quad (12)$$

$$k_{hp} = c_{dF} k_{hu} \quad (13)$$

ここに、 $W$  は地震時保有水平耐力法に用いる等価荷重、 $W_U$  は当該橋脚が支持している上部構造部分の重量、 $W_P$  は橋脚の重量である。 $k_{hu}$  は橋脚の終局水平耐力を水平震度に換算したもので、本論文ではこれを換算水平震度と呼ぶ。補正係数  $c_{dF}$  は、橋脚に用いる材料の特性等による耐力のばらつき等を考慮したものである。橋脚は、算出される終局水平耐力に対して余剰耐力を有している可能性がある。また、基礎の耐力の評価にも不確実性が伴う。そこで、基礎の照査に用いる地震力の算出においては補正係数  $c_{dF}$  を乗じて割増している。道路橋示方書<sup>1)</sup>では、その係数値を  $c_{dF}=1.1$  と規定している。しかし、この値の根拠やその設定方法については必ずしも明確ではない。本論文では、信頼性理論の考え方をもとに、補正係数  $c_{dF}$  に相当する部分係数の検討を行う。

まず、橋脚基部断面における終局耐力のばらつき(すなわちこれが杭基礎に作用する荷重のばらつきに相当)を評価し、それに基づき、杭基礎に作用する荷重のばらつきを評価する。次に、杭基礎の降伏イベントの違い毎に、基礎の耐力のばらつきを評価する。最後に、基礎に作用する荷重のばらつきともとの降伏耐力のばらつきの影響を考慮する部分係数を検討する。したがって、基礎の照査を部分係数の書式で表すと次の関係が成り立つ。

$$\phi \times (\text{基礎耐力の設計値}) \geq \gamma \times (\text{橋脚耐力の設計値})$$

ここに、 $\gamma$ 、 $\phi$  は橋脚耐力及び基礎耐力のばらつきを考慮する部分係数で、これを  $\gamma' = \gamma/\phi$  とすると、次のように表され、 $\gamma'$  は、式(13)に示される  $c_{dF}$  に相当する係数となる。

$$(\text{基礎耐力の設計値}) \geq \gamma' \times (\text{橋脚耐力の設計値})$$

表-32 設計水平震度の推定誤差  $k_Q$  のばらつき

	バイアス $\lambda_{k_Q}$	変動係数 $COV_{k_Q}$
換算水平震度比 $k_Q$	1.20	0.06

### 3.1. 杭体の塑性化に起因して基礎が降伏する場合の部分係数

#### (a) 入力荷重の不確か性

橋脚基部断面の終局耐力のばらつきは、橋脚の断面寸法、材料特性、構造解析モデル等に起因するものが挙げられる。足立ら<sup>10)</sup>は、RC部材の材料特性のばらつきとして、既往の研究<sup>17)18)</sup>を調査し、コンクリート強度、鉄筋強度、弾性係数等のばらつきが正規分布に従うと仮定して基準値及び平均値とその変動係数などを設定し、標準的な道路橋鉄筋コンクリート橋脚断面における鉄筋コンクリートの降伏・終局曲率、曲率じん性率、終局曲げモーメント、降伏剛性の各部材特性のばらつきをモンテカルロシミュレーションにより評価している。本論文でも、この研究成果から終局曲げモーメントのばらつきを用いて、これを橋脚の終局耐力を震度に換算した  $k_{hu}$  の公称値(材料特性の公称値から計算される値)と計算値の比を設計水平震度の推定誤差  $k_Q (=k_{hu\text{計算値}}/k_{hu\text{公称値}})$  のばらつきであるとして評価した。結果を表-32に示す。

#### (b) 基礎耐力の不確か性

杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏することが想定される場合、基礎は、杭基礎中の一部の杭体の降伏は認めるものの、全ての杭体が塑性化しているという状態には達しないよう(副次的な塑性化に留まるよう)に設計される。杭体の塑性化に起因して基礎が降伏する場合の基礎耐力の不確か性として主たる要因としては、杭基礎の水平載荷試験結果を用いて、計算モデルの推定誤差を評価するものとする。

ここで、杭基礎の水平載荷試験と計算により得られる荷重  $P$ -変位  $S$  関係の模式図を図-6に示す。杭体の塑性化に起因して杭基礎が降伏する場合の降伏耐力のモデル誤差を評価するために、降伏点の推定誤差を評価していることから、計算モデルから得られる降伏荷重と載荷試験における全杭降伏時の降伏荷重との比を調べる。

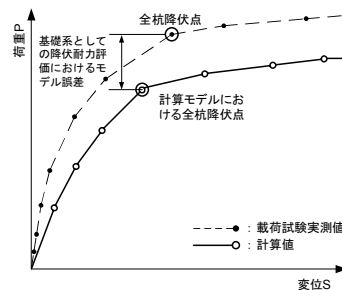


図-6 基礎の耐力の推定誤差の模式図

計算は、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示されるモデルを用いて行う。杭基礎はラーメンモデルとして扱う。フーチングは剛体、杭体ははり要素、杭が受ける水平地盤抵抗はWinkler分布バネで、杭の軸方向抵抗は杭頭に配置するバネでモデル化する。杭体の曲げ抵抗は、曲げモーメント  $M$ -曲率  $\phi$  関係(以下、 $M$ - $\phi$  関係とする)を用いて、場所打ち杭はテトラリニア型、鋼管杭はバイリニア型でモデル化する。 $M$ - $\phi$  関係を求めるための材料定数は公称値及びコンクリートは設計基準強度を用いる。算出に用いる軸力は、鋼管杭の場合は死荷重が作用したときの杭頭反力、場所打ち杭の場合は、押込み側の杭では死荷重が作用したときの杭頭反力を、引抜き側の杭では軸力を0と考える。中央列杭(例えば、3列杭のうち2列目)は引抜きと考え、軸力を0として  $M$ - $\phi$  関係を計算した。杭の軸方向の抵抗特性は、杭の軸方向バネ定数  $K_V$  を初期勾配とし、押込み支持力の上限值  $P_{NU}$  と引抜き支持力の上限值  $P_{TU}$  を上限値とするバイリニア型とする。水平方向地盤反力係数  $k_{HE}$  は、道路橋示方書<sup>1)</sup>から求める。ここで、解析対象である水平載荷試験は、いずれも地盤工学会基準に従って荷重保持を一定時間行いながら実施されたものと考えられる。このような載荷条件を考慮し、常時の地盤反力係数を用いることにした。水平地盤反力度の上限値は、道路橋示方書<sup>1)</sup>のレベル2地震時の照査で示される式を用いて求めた。

土質定数は、十分な土質調査を行うことを想定して設定した。調査が十分でない場合、本来ならば追加調査を行うのが望ましいが、ここでは過去の実験を扱っていることからそれが不可能なので、SPT-N値との相関にて平均的な土質定数を与えることができるような推定式を適用し、詳細な土質試験を行った場合と同じような値となるようにした。

計算モデルの推定誤差を評価するための杭基礎の水平載荷試験はこれまでに数例の報告がある。このうち、文献<sup>19)20)</sup>は鋼管杭基礎の載荷試験で、これを鋼管杭基礎Aとおく。また、文献<sup>21)22)</sup>の2件は場所打ち杭の載荷試験である。これを場所打ち杭基礎A,Bとおく。各載荷試験における荷重変位関係の  $\log P$ - $\log S$  曲線から杭基礎の降伏点を同定した。

以上より、載荷試験結果と計算モデルの推定精度を評価したものを表-33に示す。評価対象となる実験結果が少ないが、ここでは、3ケースの推定誤差の統計量から、表-34に示すように、計算モデルの推定精度のばらつきを  $k_R$  として評価した。ここに、 $k_R$  は、杭基礎の降伏時震度の実験値  $k_{hyF\text{実験値}}$  の計算値  $k_{hyF\text{計算値}}$  に対する比

表-33 杭基礎の降伏耐力に関する推定誤差

		水平荷重 P (kN)	変位レベル S/D (%)	推定誤差 P/P <sub>0</sub>
鋼管杭 A	載荷試験	1567.8	22.43	1.23
	計算モデル	1272.3	18.81	
場所打ち杭 A	載荷試験	1660.0	4.48	1.96
	計算モデル	847.3	1.61	
場所打ち杭 B	載荷試験	8820.0	2.82	1.56
	計算モデル	5645.3	3.20	

表-34 降伏震度比  $k_R$  のばらつきの統計量

	バイアス $\lambda_{k_R}$	変動係数 $COV_{k_R}$ (%)
降伏震度比 $k_R$	1.50	20

表-35 現行基準で設計された杭基礎が有する信頼性指標と感度係数 (補正係数  $c_{dF} = 1.1$ )

信頼性指標 $\beta$	感度係数	
	杭基礎の降伏震度 $\alpha_{k_R}$	基礎照査用震度 $\alpha_{k_Q}$
1.453	0.957	0.290

( $k_{hyF}$ 実験値 /  $k_{hyF}$ 計算値) である。

(c) 部分係数の検討

部分係数の検討は、部材設計で行ってきたのと同様に、荷重と抵抗のばらつきを考慮して、現行の設計で計算される安全性指標  $\beta$  を計算する。それを元に、適切な目標信頼性指標  $\beta_T$  を設定し、目標信頼性指標を満足するための部分係数を算出する。

杭基礎の降伏耐力のばらつきに相当する  $k_R$  のばらつきと橋脚の終局耐力のばらつきに相当する  $k_Q$  が対数正規分布に従うと仮定すると、性能関数  $G$  は、式 (1) から次式のように表すことができる。

$$G = \ln(k_R) - \ln(k_Q) \quad (14)$$

ここで、現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>で最適な基礎が設計されたとすると、 $G \cong 0$  となり、降伏震度  $K_R$  と換算水平震度  $K_Q$  には、 $K_Q = c_{dF} \times K_R = 1.1K_R$  の関係が成立する。このとき、式 (2)~式 (4) を適用すると、現行設計が有する信頼性指標  $\beta$ 、感度係数  $\alpha$  は表-35 に求められる。

現行設計は、橋脚の耐力に対しても杭体の降伏耐力にも余裕を有しており、特に杭体の余裕が大きいため、現行設計が有している信頼性指標は大きくなるようである。

ここから、目標信頼性指標  $\beta_T$  を設定する。現行設計の有する信頼性指標は、 $\beta = 1.45$  程度となったが、レベル 2 地震は、想定する地震自体の発生確率がかなり低いこと、また、たとえ限界状態を超えても最大強度点や変形性能を失う点に達するまでは余裕があり、限界状態を超えることで直ちに橋の要求性能を満足できなくなるようなクリティカルな状態に至ることはないことを考慮して、目標信頼性指標  $\beta_T$  は 0.0 と設定する

こととした。なお、信頼性指標  $\beta$  と照査を満足しない ( $G < 0$ ) 確率は図-7 の関係にある。

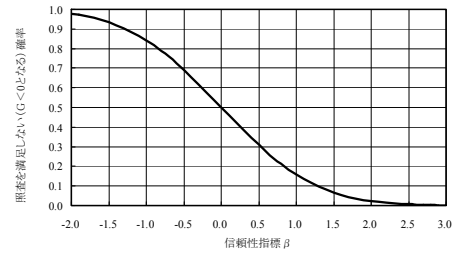


図-7 照査を満足しない ( $G < 0$ ) 確率と信頼性指標  $\beta$  の関係

目標信頼性指標  $\beta_T = 0.0$  のとき、式 (5)、(6) を適用すると表-36 に示すように部分係数が求められる。ここで、杭体の塑性化に起因して基礎が降伏するような場合、杭列数が少なくなるほど構造に冗長性がなくなるため、2 列杭基礎のように杭列が少ない基礎の場合は、3 列以上の杭列を有する基礎と比べて、一部の杭体が塑性化した後の応力分散等の効果があまり期待できないことが考えられる。したがって、信頼性指標  $\beta_T$  の値も、幾分余裕を見込んでおく必要があると考え、2 列杭の場合は、 $\beta_T = 0.5$  とするものとし、この時の部分係数もあわせて示した。信頼性指標  $\beta_T$  が 0.5 大きくなることにより、 $\gamma'$  は 0.1 程度大きくなる。なお、単列杭基礎の場合は、柱状体基礎と同様の評価をする必要があり、それは、「深礎基礎等の部分係数設計法に関する研究」で扱っている。

表-36 目標信頼性指標  $\beta_T$  を満足する部分係数

杭列数	目標信頼性 指標 $\beta_T$	部分係数		
		$\phi$	$\gamma$	$\gamma'$
3 列以上	0.0	1.47	1.20	0.81
2 列	0.5	1.34	1.21	0.90

3.2. 杭の鉛直支持力に起因して基礎が降伏する場合の部分係数

杭の鉛直支持力により杭基礎の降伏が支配される場合、杭基礎の降伏耐力の不確実性の要因は、前列杭の杭頭反力と極限支持力の推定に関する不確実性である。これらの不確実性を考慮して現行設計が有する信頼性指標を求め、部分係数の検討を行う。

(a) 作用断面力の不確実性

荷重側である杭頭反力は橋脚耐力のばらつきの影響を受けるので、結果として杭頭反力もばらつくことになる。レベル 2 地震時における杭頭反力を  $P$  とおくと、 $P$  は死荷重による杭頭反力  $P_D$  と、地震荷重による杭頭

反力  $P_{EQ}$  に分けて考えることができる。死荷重による杭頭反力は確定値として扱う。一方、地震荷重による杭頭反力  $P_{EQ}$  のばらつきは橋脚の終局水平耐力のばらつきに起因する。すなわち、以下のように考えることができる。

$$P = P_D(\text{確定値}) + P_{EQ}(\text{変動値}) \quad (15)$$

ここで、杭頭反力  $P$  のばらつきを評価する場合、 $P_D$  が  $P$  に占める割合によって杭頭反力  $P$  のばらつきの統計量が異なるため、本城らの手法<sup>23)</sup>を参考に、杭1本あたりの杭反力  $P$  は、死荷重による杭反力  $P_D$  と地震荷重の影響による杭反力  $P_{EQ}$  に分けられると考え、複数の一般的な橋脚基礎の設計例で計算された荷重  $P = P_D + P_{EQ}$  の関係を用いて  $P_D$  及び  $P_{EQ}$  の値を求め、 $P_{EQ} = a \times P_D$  ( $a$  は相関係数) の相関関係を回帰分析より求めた。その結果、基礎の設計水平震度  $k_{hp}$  を与えると、 $P_D$  と  $P_{EQ}$  は、 $P_{EQ} = 2.1P_D$  から  $\pm 1 \times \sigma$  程度の範囲で相関関係があることが確認できたので、この相関関係を式 (16) に示す3ケースで代表させることとした。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Case-1: } P_{EQ} = 1.8P_D \\ \text{Case-2: } P_{EQ} = 2.1P_D \\ \text{Case-3: } P_{EQ} = 2.4P_D \end{array} \right\} \quad (16)$$

ただし、式 (16) は現行の設計に従って導き出された関係式であるから、 $P_{EQ}$  は、杭基礎の設計水平震度  $k_{hp}$  の影響が考慮されていることになる。本節で評価対象とするばらつきは、橋脚耐力のばらつきに起因する杭頭反力である。したがって、式 (16) を、橋脚耐力に相当する換算水平震度  $k_{hu}$  の関数に変換する必要がある。 $k_{hu}$  の影響による杭頭反力の変動分を  $P_{EQ_0}$  とおき、杭頭反力が震度の大きさに比例すると仮定すれば、式 (13) の関係から、 $P_{EQ_0} = \frac{1}{c_{df}} P_{EQ}$  となり、Case-1~3 の関係を換算水平震度  $k_{hu}$  で評価したときの杭頭反力の変動分  $P_{EQ_0}$  は、次のように求められる。

$$\begin{array}{l} \text{Case-1: } P_{EQ_0} = (1.8/1.1)P_D = a_1P_D, \quad a_1 = 1.636 \\ \text{Case-2: } P_{EQ_0} = (2.1/1.1)P_D = a_2P_D, \quad a_2 = 1.909 \\ \text{Case-3: } P_{EQ_0} = (2.4/1.1)P_D = a_3P_D, \quad a_3 = 2.182 \end{array}$$

以上より、橋脚耐力のばらつきを考慮したときの杭頭反力の不確実性は、次式のように表すことができる。

$$\left. \begin{array}{l} \mu_P = P_D + \lambda_{k_Q} \cdot P_{EQ_0} \\ = (1 + \lambda_{k_Q} a_i) P_D \\ \sigma_P = \lambda_{k_Q} \cdot \text{COV}_{k_Q} \cdot P_{EQ_0} \\ = \lambda_{k_Q} a_i \cdot \text{COV}_{k_Q} \cdot P_D \\ \text{COV}_P = \frac{\sigma_P}{\mu_P} \\ = \frac{\lambda_{k_Q} a_i \cdot \text{COV}_{k_Q}}{1 + \lambda_{k_Q} a_i} \end{array} \right\} \quad (17)$$

ここに、 $\mu_P$ 、 $\sigma_P$ 、 $\text{COV}_P$  はそれぞれ杭頭反力の平均値、標準偏差、変動係数、 $\lambda_{k_Q}$  は表-32 に示す換算水平震度  $k_{hu}$  のバイアス、 $a_i$  は  $P_{EQ_0} = a_i \times P_D$  で表される相関係数である。

### (b) 極限支持力の推定精度

杭の極限支持力推定式の推定誤差を評価するため、土木研究所資料第 2919 号<sup>4)</sup>で用いられた実測値データを基に、支持力の定義を行った上で再整理した結果を用いることとする。土木研究所資料第 4036 号<sup>16)</sup>にも示されているように、鉛直載荷試験における杭径の 10% の変位量の荷重は、杭の極限支持力の 95% 相当の抵抗力が発揮されていることから、極限支持力  $R_u$  の載荷試験値は以下のように定義する。

- 1) 杭頭における変位量が杭径の 10% であるときの載荷荷重の実測値  $R_{y10}$  を  $R_u$  とする。
- 2) 実測値がない場合は Weibull 分布曲線により荷重・変位曲線を近似し、杭径の 10% 変位時の荷重  $R_{w10}$  を  $R_u$  とする。

Weibull 分布曲線は式 (18) より表される。

$$\frac{R_0}{R_u} = 1 - \exp \left\{ - \left( \frac{S_0/D}{S_y/D} \right)^m \right\} \quad (18)$$

ここに、 $R_0$  は杭頭荷重、 $R_u$  は極限支持力、 $D$  は杭径、 $S_0$  は杭頭沈下量、 $S_y$  は杭頭荷重が降伏支持力  $R_y$  時の杭頭沈下量で、 $R_y$  は Weibull 分布曲線式においては極限支持力  $R_u$  の 0.63 倍の点である。 $m$  は変位指数で、文献<sup>4)</sup>では測定値との誤差を最小にする  $m$  の値が導かれている。

ここでは、文献<sup>4)</sup>で整理された鉛直載荷試験データのうち、支持杭で、先端支持力と周面摩擦力を評価するためのひずみゲージが設置されているデータを対象とした。上記に当てはまるデータは、場所打ち杭 16 ケース、鋼管杭 (打込み杭工法) 14 ケース、鋼管杭 (中掘り杭工法) 11 ケースである。載荷試験値と支持力推定式による推定値の比で表わした推定誤差の統計量を表-37 に示す。

以上より、極限支持力の推定誤差のバイアス  $\lambda_P = 1.0$ 、変動係数  $\text{COV}_P = 0.35$  と設定する。

表-37 単杭の極限支持力の推定誤差

杭種・工法	バイアス $\lambda_P$	変動係数 $COV_P$
場所打ち杭	1.034	0.315
打込み鋼管杭	0.928	0.327
中掘り鋼管杭	1.225	0.323
本研究における設定値	1.00	0.35

(c) 部分係数の検討

杭頭反力  $P$  のばらつきと極限支持力  $R_u$  のばらつきが対数正規分布に従うと仮定すると、性能関数  $G$  は式 (1) から次式のように表すことができる。

$$G = \ln(R_u) - \ln(P) \quad (19)$$

ここで、現行設計において考慮する杭頭反力  $P$  は、 $P = P_D + P_{EQ} = P_D + c_{dF} P_{EQ0}$  より求める。式 (2) ~ 式 (3) を適用すると、Case-1 ~ Case-3 の条件のもとで、現行設計が有する信頼性指標  $\beta$ 、感度係数  $\alpha$  は表-38 に求められる。

表-38 現行基準で設計された杭基礎が有する信頼性指標と感度係数

信頼性指標 $\beta$	感度係数	
	極限支持力 $\alpha_{kR}$	杭頭反力 $\alpha_{kQ}$
-0.33 ~ -0.35	0.993	0.116 ~ 0.127

目標信頼性指標  $\beta_T$  は、杭基礎の支持機構を考慮すると、多列杭基礎であれば、レベル2地震時において最前列の杭が極限支持力に達したとしても、その後列杭が鉛直力を分担できるような冗長性を有している。このため、性能関数  $G = 0$  になったとしても直ちに基礎システムとして最大強度に達する訳ではない。そこで、前節と同様の理由も考慮して、3列杭以上の杭では  $\beta_T = 0.0$  を、2列杭以下の杭では  $\beta_T = 0.5$  を考慮することとした。式 (5), (6) を適用すると表-39 に示すように部分係数が求められる。

表-39 目標信頼性指標を満足する部分係数

杭列数	目標信頼性指標 $\beta_T$	部分係数		
		$\phi$	$\gamma$	$\gamma'$
3列以上	0.0	0.94	1.12 ~ 1.14	1.19 ~ 1.20
2列	0.5	0.80	1.13 ~ 1.14	1.41 ~ 1.43

現行設計における  $c_{dF} = 1.1$  と比較すると、3列以上の杭列を有する場合で  $\gamma' = 1.2$  程度と現行と同程度、2列杭の場合では、大きめの値が得られている。なお、単列杭については、死荷重に変化がないことから、支持に関する検討は不要と考えられる。ただし、部材の塑性化に起因する場合に関しては、柱状体基礎と同様に

考える必要があり、これらについては今後の検討課題である。

4. まとめ

本論文では、道路橋下部構造の杭基礎を対象に、レベル1地震時における杭の部材設計とレベル2地震時の照査について、信頼性に基づく荷重抵抗係数設計法の導入における部分係数の検討を行った。

レベル1地震時における部材設計の検討では、現行設計が有している信頼性指標は、同じくレベル1地震時の杭の安定照査に関する信頼性指標と同等であることがわかった。また、杭の部材設計においては、地盤抵抗のばらつきに伴う発生断面力の変動が大きく、本研究結果から、荷重抵抗係数設計法を導入することによって、詳細な地盤調査を行うことにより、それに見合った経済的な杭体の設計が可能になることが期待できる。

レベル2地震時の照査では、杭体の塑性化に起因する基礎の降伏と杭の極限支持力に起因する降伏というそれぞれの降伏イベントに対応し、それぞれ信頼性指標の評価及び部分係数の検討を行った。両者を比較すると、杭基礎の降伏に対する照査では、杭の鉛直支持力に起因した降伏がクリティカルな現象となっている。したがって、今後、鉛直支持の推定式の精度をより一層向上させていくことが求められる。

参考文献

- (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002. 3.
- Shirato, M., Kohno, T. and Nakatani, S.: Numerical evaluation for the key design parameters that can control the seismic performance of highway bridge pier-shallow foundation systems, *Proceeding of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, pp. 207-220, 2008. 9.
- (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 1992.10.
- 岡原美智夫, 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. 1.
- 福井次郎, 西谷雅弘: 杭の支持力、変形特性に関する研究, 土木研究所資料, 第 3836 号, 2001. 9.
- 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 中村祐二, 野村朋之, 横幕清, 井落久貴: 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4136 号, 2009. 3.
- Phoon, K.K. and H.Kulhawy, F.: Characterization of geotechnical variability, *Can. Geotech. J.*, Vol. 36, pp. 612-624, 1999.
- 浅間達雄, 堀井幸武, 浅沼秀弥, 神長耕二, 福井次郎: 杭頭回転バネおよび合理的水平変位を考慮した杭基礎設計法, 土木研究所資料, 第 1715 号, 1981.
- 吉田巖, 矢作樞監修: 基礎工の設計実技 下・杭基礎編, 1996. 2.
- 足立幸郎, 運上茂樹: じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 777-788, 2000. 3.

- 11) 大住道生, 運上茂樹: 道路橋の耐震信頼性の評価に関する解析的検討, 土木技術資料, 第 43 巻, 第 7 号, pp. 58–63, 2001. 7.
- 12) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造計の安全性評価法および RC 橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No. 578/V-37, pp. 71–87, 1997.
- 13) (社) 土質工学会: 施工・品質管理ワーキンググループ活動成果報告, 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, pp. 105–125, 1995. 5.
- 14) (社) コンクリートパイル建設技術協会, (社) コンクリートポール・パイル協会: SC 杭の耐力・変形性能実験報告書, 1998.10.
- 15) (社) 土木学会: コンクリート構造物の限界状態設計法 (案), コンクリートライブラリー, No. 52, 1983.
- 16) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之: 性能規定化における杭基礎の安定照査に関する研究, 土木研究所資料, 第 4036 号, 2007. 1.
- 17) 中埜良昭: 信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究: PhD thesis, 東京大学博士論文, 1998. 3.
- 18) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建造物の靱性保証型耐震設計指針 (案)・同解説, 1997.
- 19) 小笠原政文, 飯古道則, 五瀬伸吾, 川口光雄: 杭基礎の耐力に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1467–1477, 1991. 3.
- 20) 斉藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易峰: 杭基礎の水平方向大変形時の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 1395–1408, 1993. 3.
- 21) 阪神高速道路管理技術センター: 旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書, 阪神高速道路公団, 1992. 3.
- 22) 阪神高速道路管理技術センター: 岸和田旧港実杭水平載荷試験実験報告書, 阪神高速道路公団, 1994. 3.
- 23) Honjo, Y., Suzuki, M., Shirato, M. and Fukui, J.: Determination of Partial Factors for a Vertically Loaded Pile Based on Reliability Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 91–109, 2002.

## **A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR HIGHWAY BRIDGE SUBSTRUCTURES**

The adoption of a reliability design concept has been enthusiastically encouraged so that new design approaches or materials can be compared with current practices in terms of reliability. Accordingly, the Japanese Specifications for Highway Bridges are being revised toward the implementation of the load and resistance factor design (LRFD) format with a reliability design concept. This study has proposed limit states in design of pile and shallow foundations that ensure bridge performance demands and resistance factors based on the reliability analyses of in-situ load test data, model uncertainties, soil investigation quality and quantity etc. Especially, some resistance factors are the function of the redundancy of a grouped pile foundation that is a function of the number of piles or soil investigation methods, which are related to model uncertainty of ground. Another feature is that the reliability index of pile and shallow foundations in terms of the same limit state is set to become identical.