

I-277

鋼製ラーメン橋脚における杭基礎構造物の信頼性解析

鳥取大学工学部 正会員 高岡 宣善 鳥取大学工学部 正会員 白木 渡
鳥取大学工学部 正会員 松保 重之 (株)セントラルC.正会員○柏木 雅昭
(株)玉野総合C. 野村 光男

1. まえがき 近年、構造物の設計体系は、現行の許容応力度設計法から限界状態設計法、荷重係数設計法へ移行しつつあり、確率論的手法に基づき構造物の安全性を評価しようとする研究が盛んに行われている。ところが、これらの研究は、橋梁においては大部分上部構造を対象としたものであり、下部構造のうちでも基礎構造物を対象とした研究はあまりなされていない。しかし橋梁の安全性は、上・下部構造全体で評価すべきであり、両者の安全性のバランスを保つことが必要である。今後、橋梁全体の安全性を評価する上において基礎構造物のこの分野における研究が望まれる。このような観点から本研究では、現行設計法で設計された道路橋の杭基礎構造物の安全性の評価法ならびに計算例を示し、さらに橋脚と杭基礎との安全性の比較を行った。

2. 対象構造物および地盤 対象とする構造物として、図-1に示すような阪神高速道路において現在供用されている標準的なものを考える。上部構造は支間長 $L=40(m)$ の3径間連続非合成箱桁橋とし、橋脚は一層の門型鋼製ラーメン橋脚とした。そして、この橋脚の規模について表-1に示すように諸元が異なる4種類のモデルを選定し、それら各モデルの橋脚と上部構造を支える杭基礎(鋼管杭基礎)を現行の道路橋示方書¹⁾に基づき設計した。なお、杭基礎の設計は図-2に示す地盤条件のもとで、式(1)の荷重組合せを考慮し修正震度法を用いて行った。表-2に設計した杭基礎の諸元を示す。

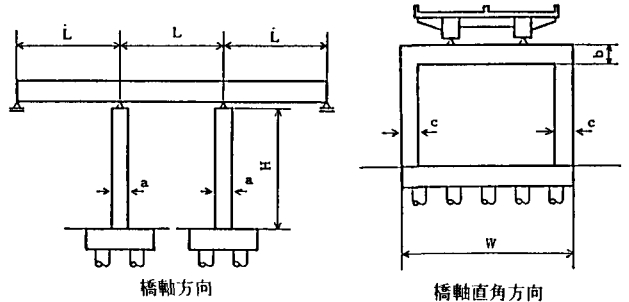


図-1

表-1

モデル No.	支間長 L (m)	橋脚全高 H (m)	橋脚全幅 W (m)	橋脚高 h (m)	橋脚幅 l (m)	梁柱厚さ a (m)	梁高さ b (m)	梁幅 c (m)	梁部板厚 t _b (mm)	柱部板厚 t _c (mm)	橋脚自重 (t)
1	40.0	10.0	20.0	9.17	18.5	2.00	1.67	1.5	22.5	28.8	62.5
2	40.0	10.0	30.0	8.75	28.0	2.00	2.50	2.0	29.0	39.3	118.7
3	40.0	20.0	20.0	19.17	18.0	2.00	1.67	2.0	20.9	2.30	91.3
4	40.0	20.0	30.0	18.75	27.5	2.00	2.50	2.5	24.0	26.6	138.7

図-2

3. 杭基礎の安全性の評価法 杭基礎の安全性を評価する場合、まず杭基礎の破壊事象を定義することが必要である。本研究では、杭頭に作用する鉛直荷重が杭の鉛直極限支持力 R_u を超えた状態を破壊と考えた。上記の杭の鉛直極限支持力は、数々の不確定要因により設計時に推定した支持力とは当然異なるものである。そこで、この鉛直極限支持力をいくつかの確率変数でモ

$$\left. \begin{array}{l} \text{(常時)} \quad \text{死荷重} + \text{活荷重} \\ \text{(地震時)} \quad \text{死荷重} + \text{地震荷重} \end{array} \right\} (1)$$

表-2

モデル No.	フーチング形状 $L_f \times L_b \times H_f$ (m×m×m)	杭 寸 法			杭中心間隔(m)		杭本数 (本)	鉛直極限支持力 (t)	橋脚の固有周期 (sec)	
		径D (mm)	肉厚t _p (mm)	長さl _p (m)	x _r	x _L			橋軸直角方向	橋軸方向
1	20.00×7.52×5.00	752	14.0	33.6	2.50	1.88	8×4=32	455.1	0.5	0.5
2	30.00×9.45×7.50	756	14.0	31.1	2.50	1.89	12×5=60	475.5	0.5	0.5
3	20.00×10.55×5.00	844	14.0	36.6	2.50	2.11	8×5=40	510.7	0.7	1.0
4	30.00×12.75×7.50	850	14.0	31.1	2.50	2.13	12×6=72	514.4	1.0	1.0

用途 (a)	N値	γ ($1/a'$)	σ ($1/a''$)
2.40	12	1.4	0
4.00	0	1.6	0
6.30	10	1.7	0
12.00	2	1.5	2.0
4.70	4	1.6	4.0
8.20	6	1.8	1.2
8.00	50	2.1	10.0
5.80	8	1.6	16.0

デル化することが可能であるが²⁾、本研究では支配的な確率変数のみ考慮し、式(2)のようにモデル化した。

$$\left. \begin{aligned} R_u &= \alpha_R \cdot R_n \\ \alpha_R &= R_e / R_n \end{aligned} \right\} (2)$$

ここに、 α_R は設計計算式の誤差に伴う確率変数、つまり設計式の推定誤差を示すものであり、載荷試験によって求められた鉛直極限支持力 R_n と道路橋示方書の設計式によって求められた鉛直極限支持力 R_n との比で表す。この α_R の分布は、建設省土木研究所による杭の載荷試験データにおいて、 $\log P - \log S$ 曲線で降伏荷重が明確なデータ29例より求められている²⁾。図-3は、求められた α_R の分布を示したものである。図に示すように α_R の変動係数は48%と大きく、現行の道路橋示方書の設計式の推定精度はあまり良くないものと思われる。本研究では、 α_R の分布を図中の実線で示す対数正規分布に当てはめた。

また、杭頭に作用する鉛直荷重は、杭基礎に作用する死荷重、活荷重、地震荷重の応答量として与えられるものである。これらの各実働荷重のモデル化については、阪神地区を対象に行った阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会のモデル化に関する検討結果³⁾を参考にした。以上のようにして求められた確率変数の分布にRackwitzとFiesslerによって与えられた変換則を用いてHasofer-Lind型の安全性指標 β を算出した。

4. 解析結果および考察 解析結果の一部を図-4および図-5に示す。図-4は、モデル1について鉛直極限支持力の推定誤差 α_R の変動係数 V_α と安全性指標 β との関係を示したものである。なお、図中の点線は、地震時に活荷重を組合せて作用させた場合の β を示している。この図より、杭基礎の β に大きな影響を及ぼす要因として、鉛直極限支持力の推定誤差 α_R と地震荷重が挙げられる。一方、活荷重が杭基礎の β に与える影響は小さい。これは杭に作用する荷重のうち死荷重がその大半を占めているためである。また、図-5は各モデルの橋脚と杭基礎の β を比較したものである。なお、橋脚の β は、実働荷重の作用により橋脚各部に生じる応力度が、鋼の降伏点応力度(確定値)を超える状態を破壊と求めて求められたものであり、杭基礎の β は、 α_R の変動係数 $V_\alpha = 0.5$ の時の地震時における β である。この図より、モデルの相異による各杭基礎の β の不均一性は、橋脚の場合に比べて小さくなっている。これは活荷重、地震荷重の荷重効果が、杭基礎において大きなウェイトを占める死荷重の荷重効果により減少させられるためであると考えられる。最後に、貴重な資料を提供して頂いた阪神道路公団設計荷重委員会関係各位に感謝致します。図-5(参考文献)

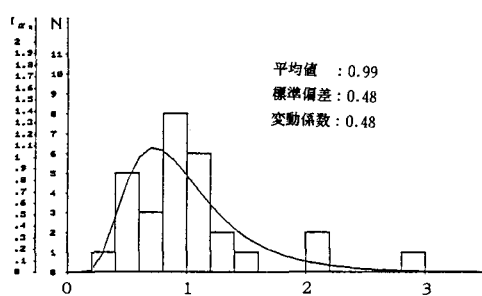


図-3

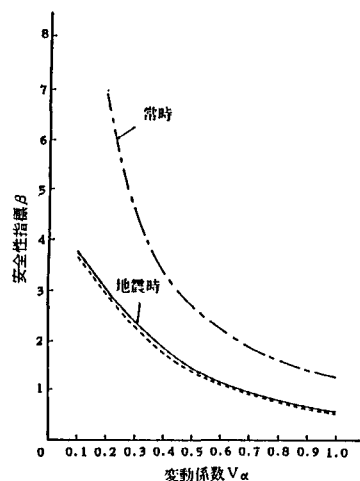


図-4

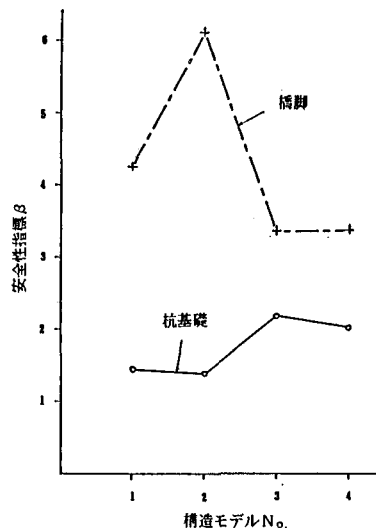


図-5

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ-共通編，Ⅳ-下部構造編，1980-2。

2) 山田善一・江見晋・松本忠夫・大志万和也：基礎構造物の設計における安全性評価，橋梁と基礎，1983-5。

3) 阪神高速道路公団・(株)総合技術コンサルタント：HDL委員会作業部会資料N.6号，1986-7。