

鳥取大学工学部 正会員 ○白木 渡 (株)総合技術C. 正会員 小塚 幹夫
 鳥取大学工学部 正会員 高岡 宣善 鳥取大学大学院 学生員 檜木 正成
 鳥取大学工学部 正会員 松保 重之

1. まえがき 現在我国の道路橋の設計は許容応力度設計法によって行われているが、この設計法にはいくつかの問題点があり、近年この現行設計法から確率論の概念を用いた限界状態設計法へ移行することが期待され研究が進められている¹⁾。そこで、著者らは先に死荷重(D), 活荷重(L), 温度荷重(T), 地震荷重(E)の4つの荷重の組合せ作用を受ける12種類の鋼製ラーメン橋脚を対象にして確率論的手法に基づく荷重組合せ解析を行い、現行設計法の問題点について考察した²⁾。さらに、これらの結果をもとに限界状態に規定された目標信頼度を確保するように荷重および荷重組合せの種類ごとに異なる荷重係数を算定する方法を研究した³⁾。しかし、これらの研究では解析の簡単化のために、対象とした橋脚は断面変化を考慮せずに一様断面として設計したものをを用いた。実際の設計は変断面設計されるのが普通であるので、本研究ではより現実的な評価を行うために、断面変化を考慮して設計された橋脚を対象として解析を行い、現行設計法の問題点および荷重係数設計法の有効性について再検討する。また、荷重係数設計法において構造物の耐用年数も大きく影響すると考えられるのでこの点についても考察する。

2. 現行設計法で設計した構造物の信頼度の評価

対象とする鋼製ラーメン橋脚は、先の研究²⁾でモデル

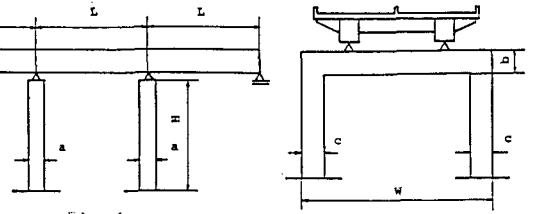


Fig. 1

Fig. 2

化したFig. 1(橋軸方向)およびFig. 2(橋軸直角方向)に示すような構造モデルを考える。しかし、本研究では橋脚はFig. 3に示すような4変断面を有するものとする。構造物の設計および信頼度の評価は先の研究²⁾と同じ方法で行う。なお、実働荷重についても先の研究²⁾でモデル化したものをを用いる。以上のようにして、実働荷重の組合せCase 7(D+L+T+E)で地震荷重最大としたときの構造物の信頼度を算定し、縦軸に安全性指標 β 、横軸に構造モデル番号をとって図示したのがFig. 4である。図中の変断面設計とは橋脚を4変断面として考えて設計した場合、等断面設計とは先の研究²⁾で報告したように橋脚を一様断面として設計した場合である。この図より、等断面設計においては各モデル間ごとの安全性指標 β のばらつきが大きく、変断面設計の方がばらつきが小さいことがわかる。しかし、変断面設計においてもNo. 2, 6, 10のモデルの安全性指標 β が他のモデルに比べて非常に高く、各モデル間の安全性指標 β が必ずしも小さいとは言えない。また、紙面の都合上、ここでは示していないが設計計算結果からポイント1以外の断面はほとんど設計Code 1(D+L)によって支配されていて、地震荷重を含む設計Codeで断面が設計されておらず、設計Codeと実働荷重の

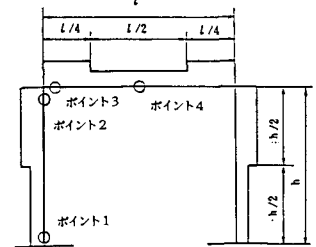


Fig. 3

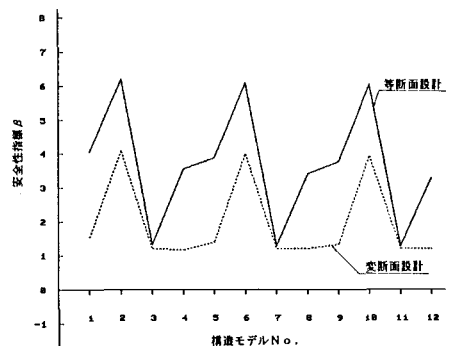


Fig. 4

組合せCaseが対応していないことがわかっている。これらのことより、先の研究²⁾で等断面設計の橋脚に対して考察した現行設計法の問題点、すなわち、現行設計法における安全率(許容応力度の割増し係数)や荷重の公称値に問題があると思われる。

3. 荷重係数の確率論的評価 本研究でも、先の研究³⁾と同じ方法でTable 1に示す7個の照査式について、それぞれ荷重係数を個別に求めることを考える。この表において、 $\gamma_D, \gamma_L, \gamma_T, \gamma_E$ はそれぞれのCodeごとに異なる荷重係数、 $\alpha_D, \alpha_L, \alpha_T, \alpha_E$ は応力換算係数、 D_n, L_n, T_n, E_n は現行設計法における各荷重の公称値である。荷重係数を算定する手順として、まず目標安全性指標 β_T を設定して、この目標安全性指標 β_T と各構造モデル i の安全性指標 β_i とで定義される目的関数 $\Omega = \sum_{i=1}^m (\beta_i - \beta_T)^2$ を計算する。ただし、 m は考慮する構造モデルの数を表わす。そして、目的関数 Ω が最小となるように最適な荷重係数の組合せを算定する。

ここでTable 1に示すCode 1～Code 7の照査式における荷重係数を評価するときは、これに対応する実働荷重しか作用しないものと仮定する。なお本研究では橋脚の断面変化を考慮したので剛比 k を逐次計算する方法を用いた。以上の方法で荷重係数を算定した結果の一例をTable 2に示す。この表は変断面設計でTable 1に示す設計Code 7(D+L+T+E)のときの支間長別の荷重係数である。ここで参考のために、先の研究³⁾において等断面設計で同Codeのときの荷重係数をTable 3に示した。なお、表中の Ω は12モデルについて、 Ω^* は4モデルについての目的関数である。この2つの表より、等断面設計と変断面設計において求めた荷重係数が異なり、等断面設計の Ω よりも変断面設計の Ω^* の方が大きいことがわかる。これは等断面設計では、活荷重、温度荷重によって構造物の信頼度が不均一になるのを死荷重、地震荷重に分担させて Ω を小さくさせたのに対して、変断面設計ではポイント4において地震荷重による荷重効果を生じないため、信頼度がばらつき他の荷重に影響が生じたと考えられる。さて、これまでの計算例では耐用年数を50年と考へて荷重係数の評価を行ってきたが、構造物の耐用年数が荷重係数に及ぼす影響を検討するために、変断面設計の場合で支間長60mにおける設計Code 7(D+L+T+E)について、耐用年数が30, 70年として荷重係数を計算した結果をTable 4に示す。この表とTable 3より $\gamma_D, \gamma_L, \gamma_T$ には有意な差はあまり見られないが γ_E だけ相違がある。これは、対象とする橋脚において支配的となる地震荷重が耐用年数に大きく影響されることを示している。このことから、最適な荷重係数を算定するには、構造物の耐用年数をいくらにするかということも重要な要素となる。最後に、Table 2に示す変断面設計における支間長60mのときの荷重係数を用いて設計した結果がTable 5である。この設計結果より No.7以外のモデルは現行設計法で得られた橋脚自重よりも荷重係数設計法で得られた橋脚自重の方が減少していることがわかる。これは、荷重係数設計法がすべての着目点、特にポイント4において最適な設計を行ったためと考えられる。また、No.7のモデルの鋼重が現行設計法のときよりも増加しているのは、No.7のモデルが地震荷重の影響を受けやすく、荷重係数係数設計法が現行設計法よりも地震荷重による荷重効果を考慮したためと考えられる。以上のことより、少なくともこの12モデルの鋼製ラーメン橋脚において、荷重係数設計法は経済性、安全性を有した設計手法であると思われる。

(謝辞) 貴重な資料の提供を賜ったHDL委員会関係各位に謝意を表します。

Table 1

Code	荷重係数設計法の照査式
1	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n \leq \sigma^*$
2	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n \leq \sigma^*$
3	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n \leq \sigma^*$
4	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$
5	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$
6	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$
7	$\gamma_D \cdot \alpha_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot \alpha_L \cdot L_n + \gamma_T \cdot \alpha_T \cdot T_n + \gamma_E \cdot \alpha_E \cdot E_n \leq \sigma^*$

Table 2

支間長	β_T	γ_D	γ_L	γ_T	γ_E	Ω^*
40m	3.0	1.07	0.58	0.08	1.64	0.00227
60m	3.0	1.07	0.50	0.21	1.72	0.00117
80m	3.0	1.07	0.54	0.17	1.73	0.00172

Table 3

β_T	γ_D	γ_L	γ_T	γ_E	Ω
3.0	1.07	0.06	0.50	1.95	0.00033

Table 4

β_T	耐用年数	γ_D	γ_L	γ_T	γ_E	Ω^*
3.0	30年	1.07	0.53	0.13	1.61	0.00131
	70年	1.07	0.50	0.20	1.78	0.00076

Table 5

モデル No.	柱 部						梁 部						橋脚自重 (%)
	Code No.	柱板厚 (mm)	柱鋼重 (t/m)	Code No.	柱板厚 (mm)	柱鋼重 (t/m)	Code No.	梁板厚 (mm)	梁鋼重 (t/m)	Code No.	梁板厚 (mm)	梁鋼重 (t/m)	
5	7	25.8	2.17	7	25.9	2.17	7	22.1	1.93	7	7.6	0.67	63.6 (92)
6	7	24.4	2.27	7	29.3	2.72	7	23.2	2.38	7	13.2	1.36	95.9 (69)
7	7	29.9	2.78	7	25.3	2.36	7	28.7	2.49	7	6.8	0.60	126.1 (129)
8	7	26.5	2.72	7	27.0	2.77	7	25.9	2.65	7	12.3	1.27	156.7 (98)

1) 山田他:第29回構造工学シンポジウム, 1983-2.

2) 白木他:第41回年講, I-142, 1986-11.

3) 白木他:第41回年講, I-143, 1986-11.

4) 阪神公団:HDL委員会報告書, 1986-12.