

鋼製橋脚における部分安全係数決定法に関する一提案

九州大学大学院 学生会員 高橋 拓大
 正会員 梶田 幸秀
 正会員 園田 佳巨

1. 序論

本研究は、確率の考え方に基づいた実用的な設計法の一つである部分安全係数法（荷重・耐力係数設計法）において、発注者が要求する性能を満たす構造物を設計するために必要な部分安全係数の設定手法の一案を、鋼製ラーメン橋脚を例に提案するものである。

2. 部分安全係数決定手法

2.1 設計条件

本研究で対象とした設計は、鋼製一層門型ラーメン橋脚が地震時においても座屈しないという条件での設計例である。

2.2 鋼製橋脚の形状の設定

中井らの論文¹⁾によると、ある地域での鋼製一層門型ラーメン橋脚の高さと幅のデータは図-1に示す通りである。これら35個のデータ（case1～35）をもとに解析を行った。

2.3 入力地震加速度の設定（荷重作用Sの設定）

本研究で用いる入力地震加速度は、「発生する地震動の中で最大地震加速度が600gal以上の地震動の発生する割合は10%である」という仮定のもと、最大地震加速度を対数正規分布で表した。その際、平均値は367gal、標準偏差は178galとなった。

2.4 ラーメン橋脚柱部の局部座屈応力の設定（強度Rの設定）

ラーメン橋脚柱部の局部座屈応力の確率密度分布は、道路橋示方書 鋼橋編（155頁）により求められる値を平均値とし、変動係数を0.1とした対数正規分布で表した。

2.5 部分安全係数の1次設定

設計基準式は、 $\phi \cdot \bar{R} \geq \gamma \cdot \bar{S}$ （ \bar{R} 、 \bar{S} はそれぞれ強度と荷重作用の平均値）とし、性能関数を $Z = \ln R - \ln S$ と与えた。本研究では鋼製ラーメン橋脚の供用期間を50年と仮定し、限界状態を「50年の間に座屈を起こすこと」と設定した。この限界状態に達する確率を50%とする目標安全性指標 β_T は2.2となり、次式により部分安全係数 ϕ と γ が求められる。

$$\phi = \exp\left(-\frac{3}{4}\beta_T \cdot V_R\right) \quad \gamma = \exp\left(\frac{3}{4}\beta_T \cdot V_S\right)$$

（ V_R 、 V_S ：強度と荷重作用の変動係数）

求められた $\phi = 0.9$ と $\gamma = 2.2$ を部分安全係数の1次設定値とし、表-1のように1次設定値まわりの合計9種類（caseA～caseI）の組合せを考えた。

2.6 骨組解析の概要

ラーメン橋脚に作用する荷重は、図-2に示すとおり死荷重（上部構造重量5420kN）と地震荷重（ \times 上部構造質量542ton \times 地震入力加速度の平均値0.37G）とし、骨組解析により柱部の頂部と下部に作用する軸力と曲げモーメントを算定した。その際死荷重の作用間隔は、橋脚幅 $\leq 10m$ なら5.4m、橋脚幅 $\geq 10m$ なら10.8mを採用している。なお、骨組解析は面内方向（橋軸直角方向）のみの変形を考慮した2次元解析である。

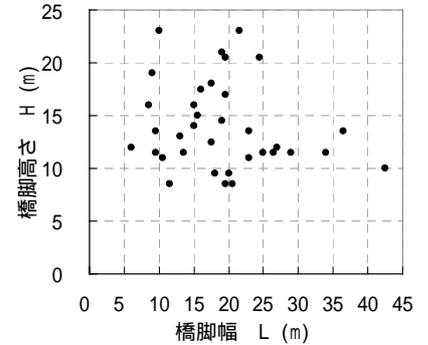


図-1 橋脚高さとのデータの

表-1 部分安全係数の組合せ

	ϕ	γ
caseA	0.8	2.1
caseB	0.8	2.2
caseC	0.8	2.3
caseD	0.9	2.1
caseE	0.9	2.2
caseF	0.9	2.3
caseG	1.0	2.1
caseH	1.0	2.2
caseI	1.0	2.3

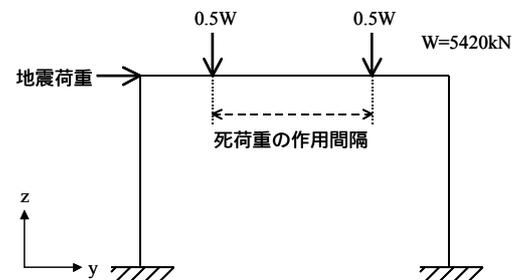


図-2 骨組解析モデル

2.7 断面の照査式

ラーメン橋脚柱部の断面照査式は、道路橋示方書 鋼橋編 (160 頁) の照査式を用いた。その際、今回の解析は面内方向のみを考慮しているため、式中の面外方向の項は面内方向と同じ値と仮定している。また、許容局部座屈応力 σ_{cal} は、2.4 節で求めた局部座屈応力に安全係数 ϕ を乗じて求めた。この照査式を満たす中で鋼製橋脚の最小板厚を求め、それを最適断面と判定した。なお、板厚は 1cm 刻みで変化させた。

2.8 安全性指標 の計算

2.7 節で求めた最適断面構造に死荷重と地震荷重を作用させ、骨組解析により得られた断面応力を、荷重作用の対数正規分布の平均値とし、変動係数は入力地震加速度と同じ 0.49 とした。

強度 R (局部座屈応力) の対数正規分布と荷重作用 S (最大地震加速度の平均値が作用したときの断面応力) の対数正規分布より、それぞれの最適断面での安全性指標 は次式により求められ、その結果を表-2 に示す。

$$\beta = \frac{\ln(\mu_R / \mu_S)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}}$$

2.9 安全性指標 の分布

以上のことより、1 組の部分安全係数の組合せにつき 35 個の安全性指標 が求まった。caseG の 35 個の安全性指標 の累積分布を 図-3 に示す。また、それから求まる平均値と標準偏差を用いて正規分布を求めると、同じく 図-3 のようになった。これより、安全性指標 の分布を正規分布と仮定し、10% 超過確率を求めた。表-3 には部分安全係数の組合せ (caseA ~ caseI) ごとに得られた正規分布の平均値などを示す。

2.10 最適な部分安全係数 と の決定法

最適な部分安全係数 と の組合せの定義を、「目標安全性指標 β_T を下回る確率が 10% 以下で、平均値が $\beta_T = 2.2$ に近い」とするならば、10% 超過確率が 2.2 よりも大きく、平均値が 2.2 に近いものを選べばよいので、表-3 より caseG ($\phi=1.0$ 、 $\gamma=2.1$) が最適であると分かった。

3. 結論

本研究では、地震荷重と強度の確率分布をモデル化し、過去に建設された構造物の形状データを利用することにより、確率的に部分安全係数を定める方法の一提案を行った。構造物の統計データがある程度揃っている場合には有効な手段であると考えられる。ただし、本解析では面内方向 (橋軸直角方向) のみの変形を考える 2 次元解析であり、面外方向には仮定が含まれているなどモデルに対する信頼性の向上が課題である。

謝辞

本研究の実施にあたり、防衛大学校 香月智教授より多大なご助言を頂きました。ここに記して感謝致します。

参考文献

1) 中井博、河井章好、吉川紀、北田俊行、酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)、橋梁と基礎、Vol.16, No.6, pp.35-40, 1982.6.

表-2 安全性指標 の値 (caseA, E, G)

	case1	...	case18	...	case35
caseA(0.8,2.1)	2.86	...	3.13	...	3.45
caseE(0.9,2.2)	2.55	...	3.13	...	3.27
caseG(1.0,2.1)	2.55	...	2.86	...	3.07

表-3 近似した正規分布の値

	平均	標準偏差	変動係数	10%超過確率
caseA(0.8,2.1)	3.23	0.28	0.09	2.86
caseE(0.9,2.2)	3.09	0.29	0.09	2.72
caseG(1.0,2.1)	2.84	0.25	0.09	2.52

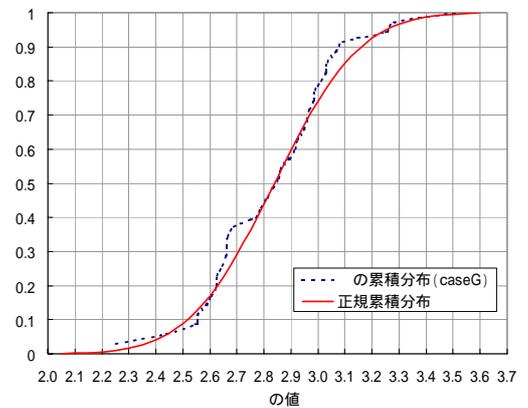


図-3 の累積分布 (caseG)