

鋼橋脚の安全性評価に関する2, 3の考察

愛媛県

正会員 玉置裕規

徳島大学工業短期大学部

正会員 平尾 潔

徳島大学工学部

正会員 児嶋弘行

徳島大学工学部

正会員 成行義文

1. まえがき

前回までに、著者は簡単な骨組(単柱形式、門型ラーメン形式)で代表される鋼構造橋脚を対象として、震度法および修正震度法による静的な地震荷重を作用させた場合の、機構崩壊に対する安全性指標 β について比較検討してきた。¹⁾しかし、前回までの方法では、天端の水平変位に伴うP- Δ 効果の考慮が十分でなく、また、現行設計法に従い、地震時は降伏点に達するように設計された鋼橋脚の安全性指標が、通常考えられている2~3程度より、はるかに小さな値となる等の不都合を生じた。本研究は、こうした問題点を克服するため、2次弾性解析および2次剛塑性解析²⁾を用いて、より正確なP- Δ 効果を含んだ機構崩壊に対する破壊基準関数を作成し、外力として、各種等価線形化法を用いて低減した地震荷重を作用させた場合の、種々の安全性指標を求めその実用性について検討してみた。

2. P- Δ 効果を含む破壊基準関数

本研究においては、単柱、門型ラーメン、1層2スパンラーメン、2層1スパンラーメンの各形式に対して、P- Δ 効果を含む破壊基準関数を作成し検討してみたが、ここでは、紙面の都合上、図1に示す門型ラーメン形式に対する破壊基準関数の誘導方法を示しておく。上部工重量 P および地震荷重 αP をうけて図2のように変形した場合の、左右の柱の部材回転角 θ は等しく、節点回転角 $\theta_2 = \theta_3 = \theta$ とし、はりの部材回転角を0とすれば、部材21, 23の材端モーメントは、柱の安定関数 G , S を用いて式(1)のように表わされる。これを、式(2)の節点方程式および層方程式に代入して解くと式(3)を得る。²⁾

$$\begin{Bmatrix} M_{12} \\ M_{21} \\ M_{23} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k_1 S_1 & -k_1(G+S_1) \\ k_1 G & -k_1(C_1+S_1) \\ 6k_2 & 0 \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \theta \\ P \end{Bmatrix} \quad \text{--- (1)}$$

$$M_{21} + M_{23} = 0, P\theta + \alpha P\theta + M_{12} + M_{21} = 0 \quad \text{--- (2)}$$

$$\theta = \frac{(6k_2 + k_1 G)\alpha P h}{(G_1 + S_1)(12k_1 k_2 + k_1^2 G_1 - k_1^2 S_1) - (6k_2 + k_1 G)Ph} \quad \text{--- (3)}$$

ここに、 $k_1 = EI_1/h$, $k_2 = EI_2/l$ であり、 G , S について

は文献2)を参照されたい。天端の水平変位は式(3)の θ を用いて、 $\Delta = P\theta$ として表わされるから、結局P- Δ 効果を含む機構崩壊に対する破壊基準関数 $Z = f(R, S)$ の耐荷力 R および荷重効果 S は次式のようなになる。

$$R = 4M_p, S = 2\alpha P h + 2P\Delta = \left\{ 1 + \frac{(6k_2 + k_1 G)Ph}{(G_1 + S_1)(12k_1 k_2 + k_1^2 G_1 - k_1^2 S_1) - (6k_2 + k_1 G)Ph} \right\} \cdot 2\alpha P h \quad \text{--- (4)}$$

ここに、 M_p は柱の塑性モーメントであり、本研究ではこの M_p と α を確率変数として取り扱うことにしている。

3. 安全性指標 β の算出式

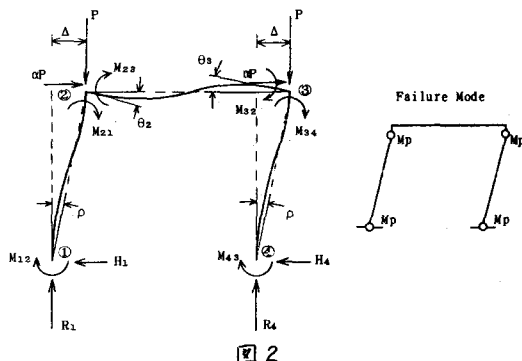
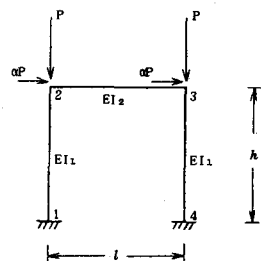
式(4)の R および S に対し、本研究では次の式(5)~(8)を用いて安全性指標を求めた。

$$\beta_1 = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad \text{--- (5)}$$

$$\beta_2 = \frac{\ln \mu_R - \ln \mu_S}{\sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}} \quad \text{--- (6)}$$

$$\beta_3 = \frac{\exp \lambda_R - \exp \lambda_S}{\sqrt{\sigma_R^2 (\exp \lambda_R)^2 + \sigma_S^2 (\exp \lambda_S)^2}} \quad \text{--- (7)}$$

$$\beta_4 = \frac{\lambda_R - \lambda_S}{\sqrt{\gamma_R^2 + \gamma_S^2}} \quad \text{--- (8)}$$



ここに、 (μ_R, μ_S) , (σ_R, σ_S) , (δ_R, δ_S) は、それぞれ R および S の平均値、標準偏差、変動係数である。また、 (λ_R, λ_S) , (γ_R, γ_S) は、それぞれ $\ln R$ および $\ln S$ の平均値、標準偏差であり、次式のようにである。

$$\zeta_R^2 = \ln(1 + \delta_R^2) \quad , \quad \zeta_S^2 = \ln(1 + \delta_S^2)$$

$$\lambda_R = \ln \mu_R - \frac{1}{2} \zeta_R^2, \quad \lambda_S = \ln \mu_S - \frac{1}{2} \zeta_S^2$$

4. 塑性率 μ による地震荷重の低減

1.でも述べたように、本研究では、塑性率 μ を用いた地震荷重の低減方法として、以下のようなcase S1, S2, S3の方法を用いている。

case51: 道示耐震設計編の式(10)により等価減衰定数 η_e を定め、建設省、新耐震設計法による図3を用いて低減係数 α を決定する方法。

$$h_p = 0.02 + 0.2(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad \text{--- (10)}$$

case S2: 文献3)の式(11)により h_e を定め、case S1と同様、 $\square$ 3を用いて ϕ_u を決定する方法。

$$k_e = \frac{0.02}{3\mu} (1 + 2\mu^{3/2}) + \frac{2(\mu - 1 - \ln \mu)}{\pi \mu} \quad \dots (11)$$

case S3: 周知の次式を用いて、直接 ϕ_{eff} を決定する方法。

$$\phi_{\mu} = 1/\sqrt{2\mu-1} \quad \text{--- (12)}$$

5. 計算例

計算例の詳細は講演会当日紹介することにし、ここでは、内型ラーメン形式の β_1, β_2 の結果のみを図4、図5に示しておく。なお、図中 case B (地震荷重の低減を考慮していない場合)、case S1 等の右端に添えた数字は、0 が全塑性モーメントを用いた1次剛塑性解析、2 が軸力による塑性モーメントの低下およびP- Δ 効果を考慮したものである。また、塑性モーメント M_p の変動係数は0.1であり、横軸は地震荷重の変動係数である。

6. 結論

(1) 各種構造形式において、 μ により低減された地震荷重を作用させると、大巾に安全性指標 B が増加する。そして、 μ が 1.5 程度であれば、低減方法による相違は比較的小さい。

(2) $\beta_1 \sim \beta_4$ のうちでは、各確率変数が正規分布に従うという裏付けには乏しいが、正規型の β_1 が最も現実的な値を呈し、対数型の β_2 も、地震荷重の低減方法を単一に絞り、 μ が大きく (3 程度)、地震の変動係数があまり大きくなければ (0.5 程度)、現実的な値を呈する。

参考文献 1)玉置他:鋼橋脚の安全性指標に關する基礎的研究,
(402),土木学会中四支部第34回年次學術講演會概要, 1982年
2)T.V. Galambos 著, 福本・西野訳: 鋼構造部材と骨組, 丸善, 1970年
3)Newmark, N.M. and E. Rosenblueth: Fundamentals of Earth-
quake Engineering, Prentice Hall

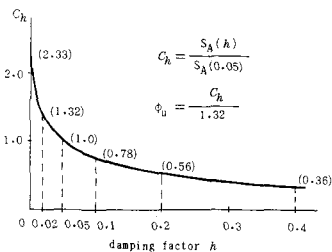


图 3

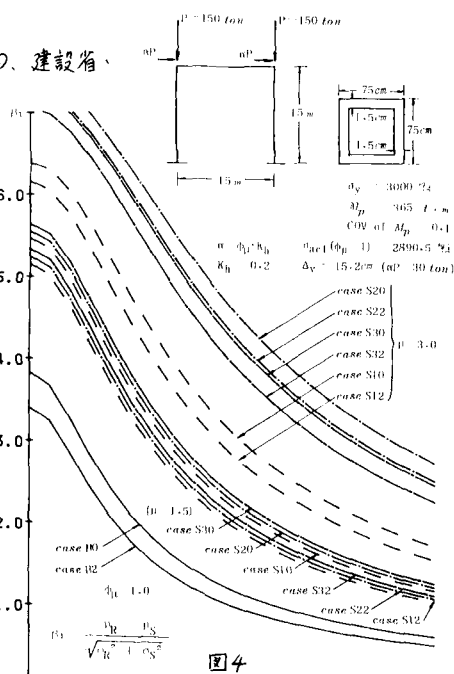


图 4

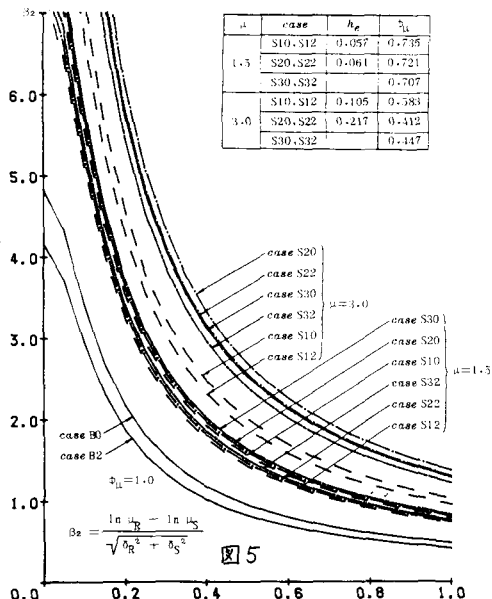


图 5