

信頼性理論に基づく RC 橋脚の地震時 安全性評価法に関する基礎的研究

東北大学 学生員 ○山崎康紀
東北大学 学生員 秋山充良
東北大学 正会員 鈴木基行

1. はじめに

複数の限界状態を同時に考慮した構造系の限界状態到達確率の算定法を構築した。そして、地震時の RC 橋脚の限界状態として耐力と変形能に関する照査を取り上げ、安全性評価を行った。

2. 構造系信頼性評価法の提案

ここでは、複数の限界状態を同時に考慮した破壊確率算定法を提案する。集合論における事象の組み合わせにおいて、3次もしくはそれ以上の事象による積事象で表される結合事象を無視すると、任意の破壊事象数 k をもつ破壊事象 E の破壊確率 $P(E)$ は次式のように表せる。

$$P(E) = \sum_i^k C_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

$$C_1 = P(E_1) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$C_2 = P(E_2) - P(E_2 E_1) \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$C_k = P(E_k) - \sum_{i=1}^{k-1} P(E_k E_i) + \sum_{\substack{m < n \\ m=1, 2n=2, 3n>m}}^{m < n} P(E_k E_m \cap E_k E_n), k > 2 \quad \dots\dots\dots (4)$$

この計算には、3つの破壊確率の形 $P(E_k), P(E_k E_i), P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ が存在している。以下にこれらの具体的な計算方法を示す。

(1) $P(E_k)$ の計算法

解析対象の構造系を考慮し、①耐力を表す確率変数の分布は正規分布もしくは対数正規分布とする。②耐力と外力を表す確率変数間には相関が存在しない。および③外力を表す確率変数間には相関が存在しない。との仮定を設けた。これらの仮定のもとでは、破壊事象 E_i を表す限界状態関数が式(5)で表されていた時、非正規変数でも Rosenblatt 変換によって独立な正規変量の空間で破壊確率を求めることができる¹⁾。

$$g_i(X) = g_i(x_1, x_2, \dots, x_k, x_{k+1}, \dots, x_n) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $x_1, x_2, \dots, x_k$ は耐力 (R) に関する確率変数、 $x_{k+1}, \dots, x_n$ は外力 (S) に関する確率変数である。

(2) $P(E_k E_i)$ の計算法

Ditlevsen の同時破壊確率に対し、図-1で示した A, B の領域の重複している部分の面積が $P(E_k E_i)$ に比例するものと仮定する。図-1の2つの超曲面のなす角の方向余弦は、2つの事象間の相関係数 ρ_{ki} に等しいことから、近似式とし

て次式が得られる。

$$P(E_k E_i) = (1 - \frac{\cos^{-1} \rho_{ki}}{\pi})(P(A) + P(B)) \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$P(A) = \Phi(-\beta_i) \Phi(-a) = \Phi(-\beta_i) \Phi(-\frac{\beta_j - \rho_{ij} \beta_i}{\sqrt{1 - \rho_{ij}}}) \quad (7)$$

$$P(B) = \Phi(-\beta_j) \Phi(-b) = \Phi(-\beta_j) \Phi(-\frac{\beta_i - \rho_{ij} \beta_j}{\sqrt{1 - \rho_{ij}}}) \quad (8)$$

ここで、相関係数 ρ_{ki} は、次式で与えられる。

$$\rho_{ki} = \frac{Cov(g_k, g_i)}{\sigma_{gk} \sigma_{gi}} \quad \dots\dots\dots (9)$$

なお、限界状態式 g が非線形の場合は、各限界状態式を設計点で Taylor 展開した1次近似を用いることにした。

(3) $P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ の計算法

$P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ は、幾何学的に近似できないので、各破壊事象間の相関を用いて近似した。まず、事象間の相関を表すパラメータ Ω を次のように定義する。

$$\Omega = \frac{P(E_k E_m \cap E_k E_n)}{\min(P(E_k E_m), P(E_k E_n))} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$\Omega = 1.0$ の時、事象 $E_k E_m$ と $E_k E_n$ は完全従属の関係にあり、 $\Omega = \max(P(E_k E_m), P(E_k E_n))$ の時、事象 $E_k E_m$ と $E_k E_n$ は独立の関係にある。これより、 Ω の範囲は、

$$\max(P(E_k E_m), P(E_k E_n)) \leq \Omega \leq 1.0$$

ここで、破壊事象 $E_k E_m$ と $E_k E_n$ の相関を直接得ることはできないので、破壊事象 E_k と E_m 、 E_k と E_n 、 E_m と E_n の相関係数から次式で近似した。

$$\Omega = (\min(\rho_{km}, \rho_{kn}, \rho_{mn})) \times (\sum \rho - \min(\rho_{km}, \rho_{kn}, \rho_{mn})) \quad \dots\dots\dots (11)$$

式(11)は最も相関の弱い事象間が、他の2つの事象の相関の程度に占める割合を表現したものである。

上に示した(1)～(3)の計算法により、式(1)で表される構造系の破壊確率は数値積分などを一切用いることなくに簡便に計算することができる。

3. RC 橋脚の地震時安全性の評価

(1) RC 橋脚の限界状態並びに地震応答解析モデル

解析対象構造物は、曲げ破壊先行型の単柱 RC 橋脚を用いた。解析対象地盤はI種地盤とし、入力地震波は宮城県沖地震で観測された基盤面での地震波とした。構造物と地盤の動的相互作用は土木学会動的相互作用小委員会の提案を基に、原田らの地盤パネの非線形バイリニア復元力モデルを用いて基礎周辺地盤の非線形性を考慮した。また、地震波については有効入力動の低減を考慮せず、基礎底面での地震波を重複反射理論より作成し、解析対象系に入力

した。橋脚と上部構造については1質点系モデルとし、橋脚躯体の非線形履歴特性を考慮した。非線形モデルとしては Degrading Tri-Linear モデルを用いた。地震応答計算は、Newmark の β 法に基づく増分法を用いた。限界状態式の外力項は、地震応答解析から作用慣性力と応答変位の最大値を用いた。耐力項は、曲げ耐力、せん断耐力、および変形能を取り上げた。曲げ耐力は、部材の終局点（コンクリートの縁ひずみが終局ひずみに達した時）を静的弾塑性解析より算定した。せん断耐力は、帯鉄筋によるせん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書²⁾の式、帯鉄筋以外によるせん断耐力はせん断スパン比を考慮した式を用いて求めた。そして変形能の評価法は、土木学会靱性評価 WG により提案した靱性評価の式³⁾を用いた。

以上より、曲げ耐力とせん断耐力に対する安全性の照査を表す限界状態式と変形能に関する限界状態式を以下のように設定した。

$$g_1 = \alpha_1 M_u - (P_{\max} a + N \delta_{\max})$$

$$g_2 = \alpha_2 (V_c + V_s) - P_{\max}$$

$$g_3 = \alpha_3 \left[\frac{N}{N_B} + \left(1 - \frac{N}{N_B} \right) \left\{ 12 \left(\frac{0.5 V_c + V_s}{M_u / a} \right) - 3 \right\} \right] - \frac{\delta_{\max}}{\delta_y}$$

ここに、 M_u : 終局曲げ耐力、 V_c : 帯鉄筋以外によるせん断耐力、 V_s : 帯鉄筋によるせん断耐力、 $P_{\max}$: 地震時作用慣性力の最大値、 $\delta_{\max}$: 地震時応答変位の最大値、 a : せん断スパン、 N : 軸圧縮力、 N_B : 釣合破壊時の軸圧縮力、 α_1, α_2 : 耐力算定式の持つばらつきを考慮した補正係数、 δ_y : 降伏変位（定義は「軸方向鉄筋に作用している引張力の合力位置が降伏するときの荷重に対する変位」）、 α_3 : 靱性率評価式の持つばらつきを考慮する補正係数。なお、 α_1, α_2 、および α_3 の平均は 1.0、変動係数はそれぞれ 10、20、40 % とした。

(2) 解析結果および考察

入力加速度を拡大・縮小し、その最大加速度の大きさ毎に RC 橋脚の安全性評価を行った。図-2 に示したように、提案した信頼性解析法を用いることで、最大入力加速度が橋脚の安全性にどの程度影響するかを定量的に把握することができた。そして、解析対象橋脚は、耐力比 1.18 を有する曲げ破壊先行型の橋脚であるが、その橋脚の安全性を表す安全性指標は、曲げ耐力と作用曲げモーメントとの比較から算定される安全性指標よりも小さくなった。このように複数の限界状態が生じる可能性のある場合、それらを同時に考慮して始めて構造系の安全性が評価されうると考えられる。曲げ耐力のみならずせん断耐力および変形能に対する安全性の検討を同時に行うことで、橋脚の安全性が正しく評価されることが分かった。

4. まとめ

本研究により得られた主な結果は次のとおりである。

1. 複数の限界状態を同時に考慮した構造系の安全性評価法を提案した。
2. 橋脚の安全性を表す安全性指標は、曲げ耐力と作用曲げモーメントとの比較から算出される安全性指標よりも小さくなった。

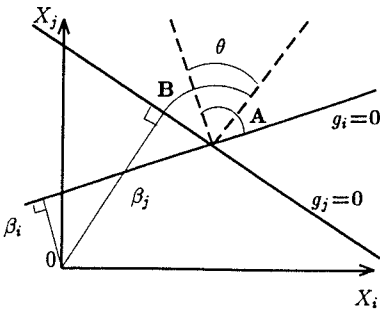
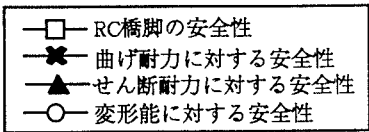


図-1 Ditlevsen の限界値



安全性指標

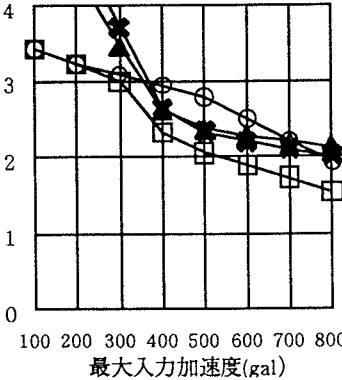


図-2 入力加速度と安全性指標の関係

参考文献

- 1) Ang, A.H-S. and Tang, W.H. (伊藤学、亀田弘行 訳): 土木・建築のための確率・統計の応用、丸善、1977
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕(平成 8 年制定)
- 3) 土木学会: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式、コンクリート技術シリーズ No.12、1996.8.