

構造変数間の相関が RC 橋脚の 耐震安全性に及ぼす影響

鈴木 基行¹・秋山 充良²・山崎 康紀³・松中 亮治⁴

¹フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

²正会員 工修 東北大学助手 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

³正会員 工修 (株)大林組 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 品川インターシティ B 棟)

⁴学生員 東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

本研究では、著者等が先に提案した構造系安全性評価法に基づき、構造変数間の相関関係を考慮した構造系安全性評価法を構築し、構造変数間の相関が構造物の安全性に及ぼす影響を検討した。検討にあたりまず、RC 橋脚を対象に、その構造変数間に存在する相関を算定した。そして、この相関の影響を取り入れた場合の RC 橋脚の地震時安全性評価を行った。その結果、構造変数間の相関を考慮することで、構造物の安全性評価が変化する場合があります。それは、その構造変数間の相関の強さと構造系の安全性を支配している限界状態に左右されることを明らかにした。さらに、構造変数間の相関を考慮した安全性評価を基に、耐震設計上考慮すべき点について考察を加えた。

Key Words : reliability, safety index, correlation, RC bridge pier, seismic design

1. 序論

構造設計の目的は、耐用期間内に作用すると思われる様々な荷重などに対して種々の不確実性を考慮し、所要の機能が失われる事象の生起確率を許容範囲内に納めることのできるように構造諸元などを決定することである。その際には、経済性・安全性・耐久性などを考慮し、要求される諸条件を満足するように設計する必要がある。これらの必要性を満たしていくことにより、構造物に要求される性能と、想定される外的要因を明確に意識した設計が可能となる。

しかしながら、従来の構造設計では、不確実性の評価において、長年の経験に基づいて判断された安全係数などを用いて設計されてきた。このため、設計変数は確定的な取り扱いとなり、設計された構造物がどの程度の安全性を確保できているのかを設計者は把握することができなかった。そこで、従来の構造設計において主観的に定められてきた安全係数などの評価に、実務的に適用可能な確率論を用いた信頼性設計法による設計体系の構築が試みられてきた¹⁾。

信頼性設計法では、構造物の安全性の尺度として破壊確率を導入し、不都合な事象の生起確率(破壊確率)を設計の段階で設定される目標破壊確率以内に押さえることを目的とするため、安全性や経済性などの様々な要因のもとで、目標とする水準に近い設計が可能となる。言い

換えれば、信頼性設計法は、設計者が確保したい安全性に合わせた構造設計を可能にし、設計条件などに依らない均一な安全性を確保することのできる設計体系であると言える。

著者等は、この信頼性設計法の適用を試みるため、起こることが予想される複数の限界状態に対し、これらを同時に考慮した構造系の限界状態到達確率(前述した不都合な事象の生起確率と同義)の算定法を構築し、RC 橋脚の耐震設計への適用を行った²⁾。従来の限界状態設計法では、起こることが予想される複数の限界状態の内、代表的な限界状態に対して、その要求される目標性能を満足させていた。しかし、著者等の研究により、従来の安全性照査法は構造物の安全性を過大に評価していることが明らかとなり、各限界状態間の相関を適切に考慮して不都合な事象の生起確率を評価する必要があることが分かった。

このように信頼性設計法では、従来考慮することのできなかった構造物の持つ安全性を定量的に把握することができるとの反面、その構造物の持つ安全性が各設計要因の持つ不確実性の大きさの影響のみならず、確率値の算定法そのものにも大きく依存してしまう。著者等の提示した手法は、概ね確率的仮定としては妥当なものと思われるが、軸圧縮力と曲げ耐力のような構造変数間に存在する相関関係については無視していた。

そこで本研究ではまず、RC 橋脚を対象に様々な諸

元を持つ 19 の橋脚データから構造変数間の相関関係を算出した。そして、著者等が提案した構造系信頼性評価法を基本とし、その個々の限界状態内の構造変数間の相関を考慮した構造系信頼性評価フローを提案した。そして、構造変数間の相関が RC 橋脚の信頼性設計に対してどのような影響を及ぼすのかを検討し、考察を加えた。

2. RC 橋脚の信頼性設計における構造変数間の相関

(1) 構造変数間の相関を考慮した信頼性理論に基づく構造系の安全性評価法²⁾

構造系としての破壊確率の算定精度を向上していくためには、起こることが予想される各限界状態間の相関やそれを構成する構造変数間の相関を適切に考慮し、しかも、その計算法は簡便なものであることが望まれる。

そこで本研究では、著者等の評価法に従い、Ditlevsen の限界値により高次の結合事象を考慮できるように改良を加え、前述した構造変数間の相関を適切に考慮できる構造系信頼性評価フローを提示した。

3 次もしくはそれ以上の事象の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 の生起確率、すなわち破壊確率 $P(E)$ は次のように表される。

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

ここに、

$$\begin{aligned} C_1 &= P(E_1) \\ C_2 &= P(E_2) - P(E_2 E_1) \\ C_k &= P(E_k) - \sum_{i=1}^{k-1} P(E_k E_i) \\ &\quad + \sum_{\substack{m=1, k-2 \\ n=2, k-1}}^{m < n} P(E_k E_m \cap E_k E_n), k \geq 3 \end{aligned}$$

この計算には、3 つの破壊確率の形 $P(E_k)$, $P(E_k E_i)$, および $P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ がある。ここで、 $P(E_k)$ は破壊事象 E_k の破壊確率、 $P(E_k E_i)$ は破壊事象 E_k と E_i の結合確率、そして $P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ は破壊事象 E_k と E_m の積事象と、 E_k と E_n の積事象との結合確率である。

本研究で考慮する構造変数間の相関は $P(E_k)$ で検討され、その確率計算には Rosenblatt 変換を用いる。その際には、以下のような仮定を設けることで計算の簡略化ができる。

- ① 材料強度や断面諸元などの設計変数は確率的に変動し、通常正規分布が対数正規分布に適合するので、これら確率変数から構成される耐力もこの両者の分布形

に近いものが予想される。従って、耐力を表す確率変数は正規分布もしくは対数正規分布と仮定する。

- ② 耐力と作用外力は独立の関係であると仮定し、耐力と外力を表す確率変数間には相関が存在しないと仮定する。

- ③ 作用外力は互いに独立と仮定し、外力を表す確率変数間には相関が存在しないと仮定する。

このような仮定のもとで、破壊事象 E_k を表す限界状態式 $g_k(X)$ を以下のように設定する。

$$g_k(X) = g_k(x_1, x_2, \dots, x_j, x_{j+1}, \dots, x_n) \quad (2)$$

ここに、

x_1, x_2, \dots, x_j : 耐力 (R) に関する確率変数

x_{j+1}, \dots, x_n : 外力 (S) に関する確率変数

式 (2) から、 $P(E_k)$ を算定するための手順を以下に示す。

- 1) 破壊点 $x_0^* = x_0$ を仮定する。

- 2) Rosenblatt 変換を行い、仮定した設計点に対する独立な正規変量空間での設計点 u_0 を次の手順により算定する。

仮定 ① より、 $R = (x_1, x_2, \dots, x_j)$ に属する確率変数は次式より算定される。

$$u_i = \left(y_i - \sum_{l=1}^i \alpha_{il} U_{l-1} \right) / \alpha_{ii} \quad (3)$$

ここに、

y_i : x_i が正規変数の場合には、

$$y_i = (x_i - \mu_i) / \sigma_i$$

x_i が対数正規変数の場合には、

$$y_i = (x_i - \lambda_i) / \zeta_i$$

α : $\alpha_{11} = 1.0$

$$\alpha_{i1} = \rho_{y_i y_1}$$

$$\alpha_{ij} = (\rho_{y_i y_j} - \sum_{l=1}^{j-1} \alpha_{il} \alpha_{jl}) / \alpha_{jj}$$

($1 < j < i$)

$$\alpha_{ii} = \sqrt{1 - \sum_{l=1}^{i-1} \alpha_{il}^2}$$

μ_i, σ_i : 確率変数 x_i の平均値と標準偏差

λ_i, ζ_i : 確率変数 $\ln x_i$ の平均値と標準偏差

また、 $\rho_{y_i y_j}$ は y_i と y_j の相関係数で、 x_i と x_j が正規あるいは対数正規ならば、この 2 変数の相関係数で近似できる³⁾。そして、この $\rho_{y_i y_j}$ が従来の信頼性理論を適用した構造系の安全性評価において、実際に評価されることなく、 $\rho_{y_i y_j} = 0$ のような仮定が設定されてきた項である。なお、本研究で考慮する RC 橋脚の信頼性設計における構造変数間の相関係数の算定法については次節で述べる。

表-1 破壊確率と安全性指標の関係

破壊確率 P_f	0.5	0.1	10^{-2}	10^{-4}	10^{-6}
安全性指標 β	0	1.28	2.33	3.72	4.75

一方、仮定③より、 $S = (x_{j+1}, \dots, x_n)$ に属する確率変数に対しては以下のようになる。

$$u_i = \Phi^{-1}[F_i(x_i)] \quad (i = j+1, \dots, n) \quad (4)$$

ここに、

$F_i(x_i)$: 確率変数 x_i の累積分布関数

Φ : 標準正規分布関数の累積分布関数

- 3) ヤコビアン行列の x_0 における値を仮定②を基にして定める。

$$J = \frac{\partial(u_1, u_2, \dots, u_n)}{\partial(x_1, x_2, \dots, x_n)} = \begin{pmatrix} \frac{\partial R}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial S}{\partial x} \end{pmatrix} \quad (\because \text{仮定②より}) \quad (5)$$

- 4) 設計点 u_0 における限界状態式と勾配ベクトルの積を求める。
5) 新たな設計点 u^* を求める。元の変数の空間において、設計点 x^* は 1 次近似で、次式より求められる。

$$x^* \cong x_0 + J^{-1}(u^* - u_0)u^* \quad (6)$$

- 6) $P(E_k) = \Phi(-\beta) = (u^* \cdot u^*)^{1/2}$ を計算する。
7) 上記の x^* を新たな設計点として使い、設計点 x^* が収束するまで以上の 2)~6) を繰り返す。

また、その他の $P(E_k E_i)$ 、 $P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ の計算法は文献 2) に従って行う。

なお、このような手法を用いて求めた構造系の破壊確率 P_f と安全性指標 β には、式 (7) の関係がある。

$$\beta \cong -\Phi^{-1}(P(E)) \quad (7)$$

式 (7) は、式 (2) で示した限界状態式が線形で、かつ確率変数が全て正規分布に従う場合に完全な対応関係を与えてくれる。この場合の β と P_f の関係を表-1 に示した。しかし、この条件を満足しない場合でも、精度良く算定された破壊確率からの変換であれば、式 (7) はほぼ成り立つ。また、破壊確率の大きさが直接設計に反映されるのではなく、安全性指標の大きさが設計に直接的な影響を与えることが指摘されている⁴⁾。そこで、RC 橋脚の地震時安全性評価を行う際には、算定された破壊確率を式 (7) により安全性指標に変換し、その値の大小により安全性評価を行うこととした。RC 橋脚の終局限界状態の照査としては、曲げ耐力、せん断耐力および変形

能の 3 つの照査を取り上げた。曲げ耐力とせん断耐力に対する限界状態式をそれぞれ式 (8)、式 (9) のように設定し、変形能に関する限界状態式は阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告⁵⁾の靱性率評価式を用いて、式 (10) のように設定した。なお、変形能算定式は他にも多くの提案式がある。本研究で上記 WG 報告の靱性率評価式を用いたのは、その精度が高いこと、および複数の限界状態間の相関を考慮して信頼性解析を行う場合、曲げ耐力やせん断耐力などの同一の確率変数が各限界状態式に相互に含まれることにより、限界状態間の相関が算定できるからである。

$$g_1 = \alpha_1 M_u - (P_{\max} a + N \delta_{\max}) \quad (8)$$

$$g_2 = \alpha_2 (V_c + V_s) - P_{\max} \quad (9)$$

$$g_3 = \alpha_3 \left[\frac{N}{N_B} + \left(1 - \frac{N}{N_B}\right) \cdot \left\{ 12 \left(\frac{0.5 V_c + V_s}{M_u / a} \right) - 3 \right\} \right] - \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (10)$$

ここに、

M_u : 終局曲げ耐力 (コンクリートの終局ひずみに達したとき)

V_c : 帯鉄筋以外によるせん断耐力⁶⁾

V_s : 帯鉄筋によるせん断耐力⁶⁾

P_{\max} : 地震時作用慣性力の最大値

δ_{\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

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応する変位」)

α_1, α_2 : 耐力算定式の持つばらつきを考慮する補正係数

α_3 : 靱性率評価式の持つばらつきを考慮する補正係数

(2) 確率変数間の相関の算定方法

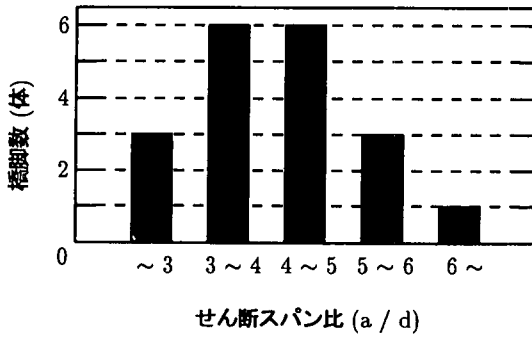
本研究では、構造変数間の相関を考慮した RC 橋脚の安全性評価を行うため、構造変数間の相関を適切に把握する必要がある。そこで、RC 橋脚の耐力や変形能に関する限界状態式に含まれている構造変数間の相関を調べた。相関を算定する手段として、以下のような相関分析を用いた。

$$\rho = \frac{\text{Cov}(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y} = \frac{E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)]}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (11)$$

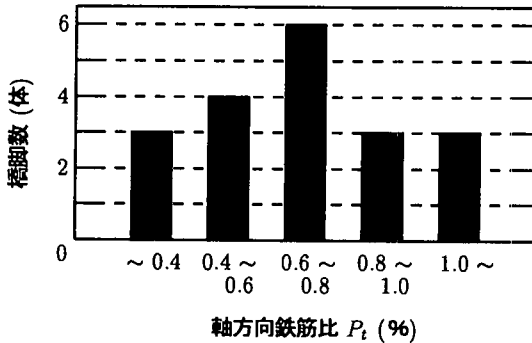
ここに、

σ_X, σ_Y : 確率変数 X, Y の標準偏差

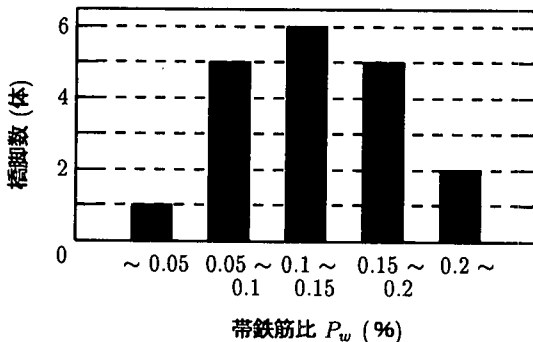
μ_X, μ_Y : 確率変数 X, Y の平均値



(a) せん断スパン比の分布



(b) 軸方向鉄筋比の分布



(c) 帯鉄筋比の分布

図-1 橋脚諸元の分布

また、式(11)を離散化すれば、相関係数は次式より推定できる。

$$\hat{\rho} = \frac{1}{n-1} \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{s_x s_y}$$

$$= \frac{1}{n-1} \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - n \bar{x} \bar{y}}{s_x s_y} \quad (12)$$

表-2 耐力間の相関係数

変数	相関係数	変数	相関係数
M _u -V _c	0.95	N-V _s	0.57
V _c -N _B	0.94	δ _y -N _B	0.55
M _u -N _B	0.93	V _s -N _B	0.50
N-M _u	0.77	δ _y -N	0.49
N-N _B	0.72	δ _y -M _u	0.46
N-V _c	0.65	δ _y -V _c	0.36
M _u -V _s	0.60	δ _y -V _s	0.0027

ここに、

\bar{x}, \bar{y} : X と Y の標本平均

s_x, s_y : X と Y の標本標準偏差

ρ の値は -1 と +1 の間で変化し、これによって 2 変数 X, Y の直線的関係の強さを表す⁷⁾。

上式で示した共分散 Cov(X, Y) は変数 X, Y 間の(線形的)関係の強さを表している。共分散 Cov(X, Y) の物理的意味としては、① Cov(X, Y) の”絶対値が大きく符号が正”であれば、X と Y はそれぞれの平均値と比べて同時に大きくなったり、同時に小さくなる傾向がある、② Cov(X, Y) の”絶対値が大きく符号が負”の場合、Y がその平均値より小さいときに X がその平均値より大きく、逆に Y が大きいとき X は小さくなる傾向がある、③ Cov(X, Y) が小さいか 0 の場合は、X と Y の間にはほとんど線形的な関係がない、と旨える。

結局、相関係数 ρ は、変数 X, Y 間の(線形的)関係の強さを表す共分散 Cov(X, Y) を正規化したものである。

(3) RC 橋脚の信頼性設計における構造確率変数間の相関の算定

式(8)~式(10)に示した RC 橋脚の各限界状態式に含まれている構造変数間の相関係数を算定した。考慮する構造変数間の各相関係数は、2.(1)に示した仮定②および③より、終局曲げ耐力(M_u)、帯鉄筋以外によるせん断耐力(V_c)、帯鉄筋によるせん断耐力(V_s)、軸圧縮力(N)、釣合破壊時の軸圧縮力(N_B)、降伏変位(δ_y)から算定する。これら各相関係数を式(12)から求めるに当り文献 8)~12)に示されている 19 橋脚のデータを採用した。各 RC 橋脚のせん断スパン比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比の分布をそれぞれ図-1(a)~(c)に示した。なお、4.で行う RC 橋脚の安全性評価を行う際に使用する相関係数は、解析対象橋脚が属する母集団から算定する必要がある。従って、本来ならば解析対象橋脚と同一の設計基準で設計された橋脚データから相関係数を算

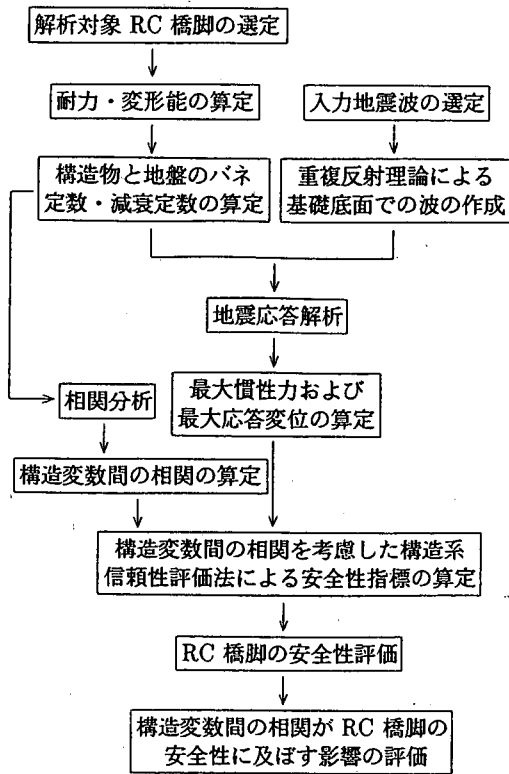


図-2 RC 橋脚の耐震安全性解析のフロー

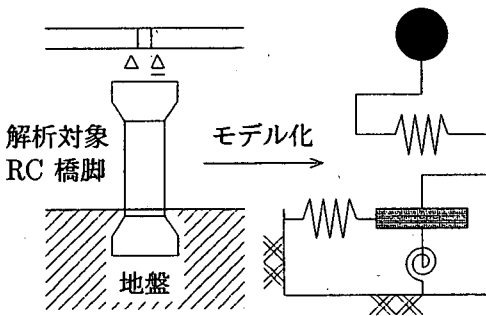


図-3 解析対象モデル

定することが望ましい。しかし現在のところ、こうした橋脚データのデータベース化は行われておらず、本研究では、この図-1から算定される相関係数を用いて RC 橋脚の地震時安全性評価を行うこととした。結果を表-2に示す。図-1に示した橋脚データが種々の設計基準で設計されていることを考えると、表-2に示した相関係数は、解析対象橋脚の属する母集団から算定される相関係数よりも小さい可能性があることに留意する必要がある。また、表-2では V_c/V_s の相関係数を示していないが、これは今回用いた変形能算定式が実験からの回帰式であり、 V_s/M_u と V_c/M_u が独立なものとして作られたた

表-3 解析対象橋脚
(a) 橋脚 1 (耐力比 1.18)

橋脚条件	橋脚	$\phi 4.0$ m, 高さ 9.8 m
	基礎	杭基礎
	地盤条件	II 種地盤
橋脚	断面	$\phi = 4.0$ m
	軸方向鉄筋	D51 - 72 本
	帯鉄筋	D25ctc150
基礎	フーチング断面	9.5 m \times 13.25 m
	杭	$\phi = 1.5$ m, 10 本

(b) 橋脚 2 (耐力比 1.32)

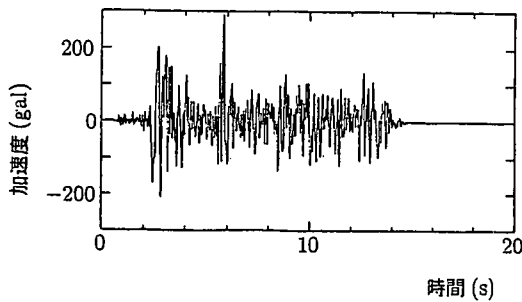
橋脚条件	橋脚	$\phi 4.0$ m, 高さ 8.5 m
	基礎	杭基礎
	地盤条件	III 種地盤
橋脚	断面	$\phi = 4.0$ m
	軸方向鉄筋	D38 - 78 本
	帯鉄筋	D22ctc125
基礎	フーチング断面	9.5 m \times 11.0 m
	杭	$\phi = 1.5$ m, 12 本

(c) 橋脚 3 (耐力比 1.84)

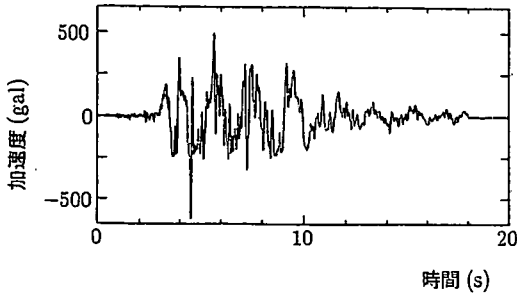
橋脚条件	橋脚	3.0m \times 3.5m, 高さ 10.5m
	基礎	杭基礎
	地盤条件	III 種地盤
橋脚	断面	3.2 m \times 3.7 m
	軸方向鉄筋	D32 - 23 本
	帯鉄筋	D25ctc150
基礎	フーチング断面	9.5 m \times 12.0 m
	杭	$\phi = 1.5$ m, 9 本

めである。

さて表-2から、 M_u-V_c 、 V_c-N_B 、 M_u-N_B の相関係数が大きい値を示していることが分かる。これは、① それら耐力値算定の仮定で構造設計因子、例えば断面寸法やコンクリートの圧縮強度、など共通の因子を多く共有していること、② 曲げ耐力や帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力は、軸圧縮力の大きさに応じて算定されること、などから強い線形関係が生じたと思われる。なお、表-2に示されているその他の相関係数はいずれもその値が 0.8 未満であり、両者の線形関係は弱く、また、それらを考慮して信頼性評価を行っても構造系の安全性にほとんど影響を及ぼさなかった。よって、表-2に示す相関



(a) 宮城県沖地震



(b) 兵庫県南部地震

図-4 解析に用いた基盤面での標準地震波形

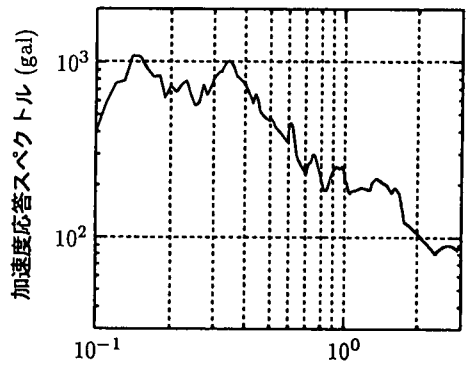
係数 0.8 未満のものは実用上相関がないものとして扱った。

これより、4. では M_u-V_c 、 M_u-N_B 、 V_c-N_B の 3 つの相関関係を同時に考慮した安全性評価を行う。なお、この 3 つの相関は式 (10) で示した変形能に対する限界状態式にのみ含まれているもので、曲げ耐力とせん断耐力に対する限界状態式から算定される $P(E_k)$ の値は、相関を考慮しない場合の結果と同一である。

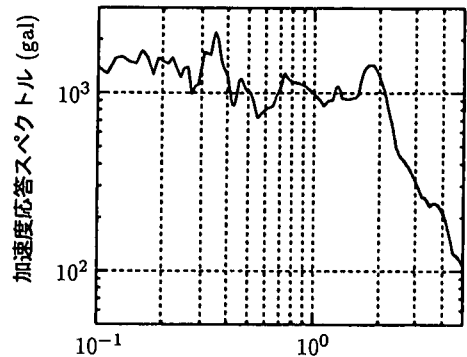
3. RC 橋脚の耐震安全性解析法

ここでは、前述した構造系の信頼性評価法を用いて RC 橋脚の構造変数間の相関を考慮した地震時安全性評価を行っていく上での解析法を概説する。まず、解析対象 RC 橋脚の選定から構造変数間の相関を考慮した安全性評価に至るまでの解析フローを図-2 に示す。以下においては提示したフローの内、各解析対象条件を示す。

まず、解析対象 RC 橋脚であるが、本研究では図-3 のように 1 質点系へのモデル化が可能で、同一の設計基準で設計されている単柱 RC 橋脚の 3 つの設計例 (せん断耐力と曲げ耐力の比である耐力比 1.18 の橋脚 1、耐力比 1.32 の橋脚 2、および耐力比 1.84 の橋脚 3) を「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料 (案)⁸⁾ に示されている設計例か



固有周期 (s)
(a) 宮城県沖地震



固有周期 (s)
(b) 兵庫県南部地震

図-5 解析に用いた地震波の基盤面での応答スペクトル

ら引用した。表-3 に各橋脚の断面諸元などを示した。解析に用いた入力地震波には、宮城県沖地震で観測された開北橋での地震波 (基盤面での観測波、最大加速度 293 gal) と、兵庫県南部地震で観測されたポートアイランドでの地震波 (基盤面での観測波、最大加速度 621 gal) を用いた。そして、この 2 つの地震波を任意に選択した地盤 (地盤の特性値 $T_g = 0.084$ より I 種地盤に区分¹³⁾) の基盤面に入力し、重複反射理論を用いて基礎底面での波を推定した。なお、基盤に入力する際のそれぞれの地震波形を図-4 に示し、その加速度応答スペクトルを図-5 に示す。

次に、構造変数間の相関を考慮した RC 橋脚の構造系信頼性評価を行うに当たり、前記した各確率変数間の相関係数の他に、荷重、材料強度、構造解析などにおける設計上の不確定要因を合理的かつ定量的に評価する必要がある。そこで、限界状態式を構成する各確率変数の変動係数やその確率分布形の設定を行った。

表-4 各確率変数のパラメータ

限界状態式内の確率変数		確率分布のパラメータ	
確率変数名	記号	平均値	変動係数
補正係数 (曲げ耐力)	α_1	1.0	10 %
補正係数 (せん断耐力)	α_2	1.0	20 %
補正係数 (靱性率)	α_3	1.0	40 %
軸圧縮力	N	設計値	5 %
降伏変位	δ_y	算定値	10 %
最大慣性力	P_{max}	応答解 析結果	30 %
最大応答変位	δ_{max}	応答解 析結果	30 %

まず、材料強度の不確定要因として取り上げたコンクリートの圧縮強度と鉄筋降伏強度の変動係数は、各規格降伏点に対してそれぞれ 20 %、7 % と想定し、正規分布に従うものとした。曲げ耐力に及ぼす材料強度のばらつきを評価するために、Monte Carlo 法に従って解析した結果、算定された曲げ耐力は、材料強度のばらつきにより変動係数 8 % を持つ確率変数として扱うこととした²⁾。次に、せん断耐力に含まれる材料強度のばらつきの影響を評価するため、次式によって変動係数 δ を算定した。

$$\delta = \frac{\sigma_V}{\mu_V} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^j \left[\left(\frac{\partial V}{\partial X_i} \right) \Big|_{\bar{X}_i} \right]^2 \cdot \sigma_{\bar{X}_i}^2}}{V(\bar{X}_1, \dots, \bar{X}_j) + \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial V}{\partial X_i} \right) \Big|_{\bar{X}_i} (X_i - \bar{X}_i)} \quad (13)$$

ここに、

X_i : 材料強度および曲げモーメントに関する各確率変数

$\sigma_{\bar{X}_i}$: 各確率変数の標準偏差

$V(\cdot)$: 各せん断耐力算定式⁶⁾

算定の結果、帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力の変動係数を 10 %、帯鉄筋が受け持つせん断耐力の変動係数を 8 % として扱うこととした²⁾。

種々の耐力算定式で求まる耐力値は、材料強度のばらつきの影響の他に算定式自体の持つ不確かさの影響が含まれている。本研究では、このような不確定要因の影響

を限界状態式 (8)~(10) の中で確率変数として扱われる補正係数 $\alpha_i (i = 1, 2, 3)$ で取り入れることとした。また、地震時作用慣性力の最大値や最大応答変位についても、構造モデル化に伴う不確定要因を含むため、これらも確率変数として取り扱う必要がある。そこで、応答結果を平均値として捉え、その値に適当な変動係数を与えることとした²⁾。なお、これら各確率変数は正規分布とした。結果の一覧を表-4に示した。

なお、構造系の地震時安全性評価を行う際には、一般に入力地震動を確率的に評価する地震危険度解析と入力地震動に対する構造物の破壊確率の解析、および両者を総合して行われる耐震信頼性解析などが考えられる。本研究では耐用期間中の地震波の生起確率を考慮していないため、入力地震波が作用したとする条件下での構造物の破壊確率のみの解析となっていることを断っておく。

4. 構造確率変数間の相関が RC 橋脚の信頼性に及ぼす影響

(1) 解析対象 RC 橋脚毎の安全性評価

表-3に示した橋脚 1~橋脚 3 に対して、構造変数間の相関を考慮した RC 橋脚の地震時安全性評価を行った。

ここでは、前述した宮城県沖地震と兵庫県南部地震を入力地震波とし、地盤モデルである I 種地盤の基盤面に最大入力加速度を 100 gal~800 gal に拡大・縮小して入力した。そして、最大入力加速度の大きさ毎に構造変数間の相関を考慮した RC 橋脚の安全性評価を行った。

図-6および図-7には、2つの地震波について、相関を考慮しない場合と、 M_u-V_c 、 M_u-N_B 、 V_c-N_B の 3つの構造変数間の相関関係を同時に考慮した場合について、式 (1) より算定される RC 橋脚全体の安全性を表す安全性指標 (β)、および曲げ耐力、せん断耐力、変形能に対する各限界状態式から算定される各安全性指標 (順に、 β_M 、 β_V 、 β_δ) をそれぞれ示した。なお、前述したように、考慮した相関関係は、変形能に対する限界状態式にのみ含まれており、曲げ耐力とせん断耐力に対する限界状態式には含まれていない。このため、曲げ耐力とせん断耐力に対する安全性は、相関の有無に関わらず変化しない。

さて、図-6および図-7から、相関を考慮した場合、考慮しない場合に比べ、変形能に対する安全性が上昇している。これは、長氏が限界状態を構成している構造変数を多く含んでいる場合や、構造変数の偏微分係数が異符号で相関係数が高い場合に安全性指標 β の値が高くなる¹⁴⁾と指摘している点に一致する。つまり本研究で用いた変形能に対する限界状態式には複数の構造変数が含まれており、中でも M_u 、 V_c 、 N_B の 3つの構造変数が分母・分子の位置関係にあり、さらに表-2に示したよ

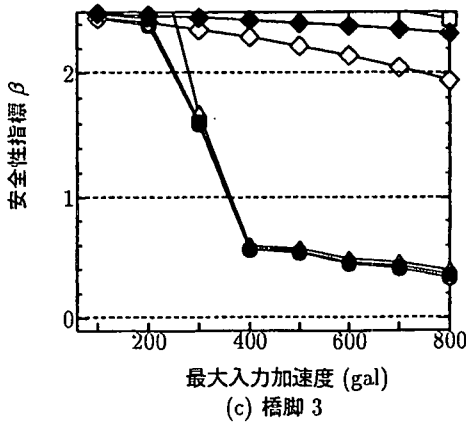
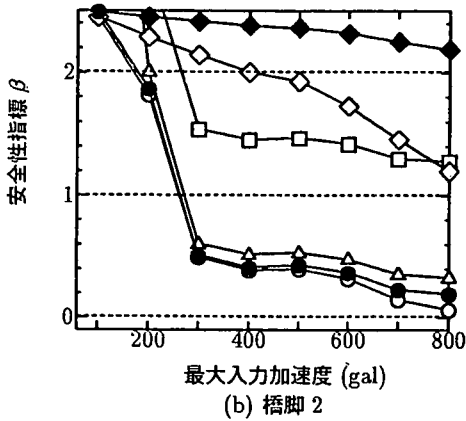
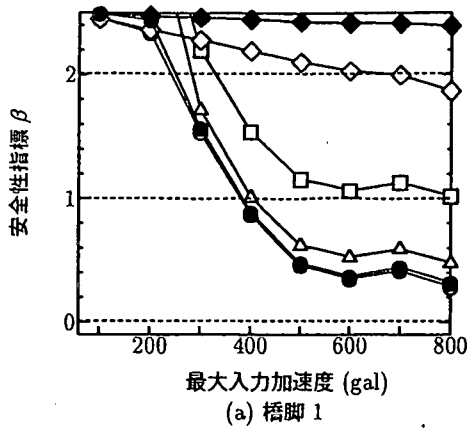
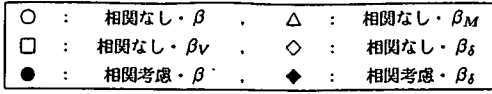


図-6 最大入力加速度と安全性 (宮城県沖地震波入力)

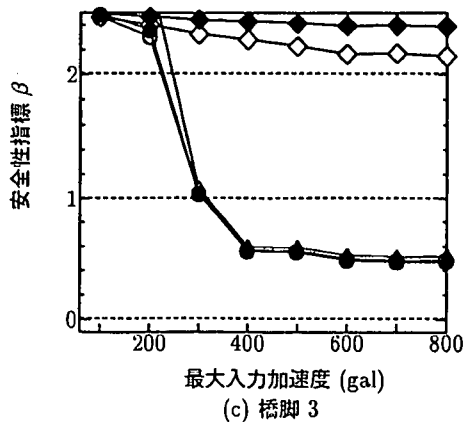
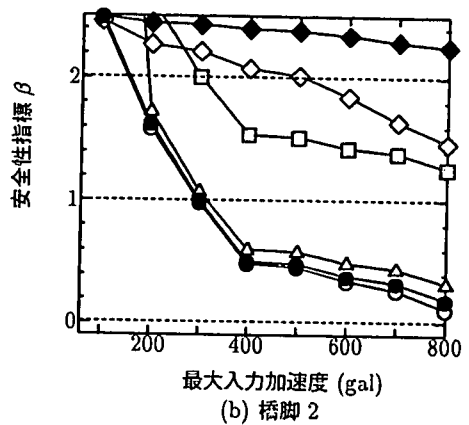
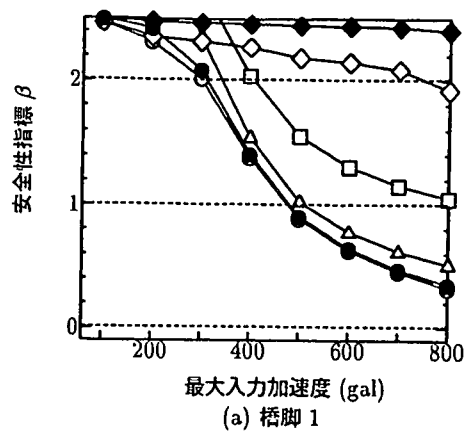
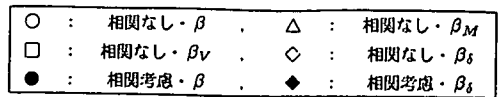


図-7 最大入力加速度と安全性 (兵庫県南部地震波入力)

うに、 M_u-V_c 、 V_c-N_B 、 M_u-N_B の 3 つの相関係数が高い。このため、これら 3 つの相関関係を考慮することによって、変形能に対する安全性が上昇したのと思われる。

また、図-6および図-7中では全ての限界状態式から算定される各安全性指標の推移を明示するため、構造変数間の相関の考慮の有無による橋脚全体の安全性指標の相違が極めて小さく表示されている。しかしながら、安

全性指標 β が $\beta = 0 \sim 1$ の範囲においては、表-1からも明らかのように、安全性指標 β の変動に対応する破壊確率の差が大きくなる。従って、構造変数間の相関の有無による両者の安全性指標の差は、安全性指標 β が 1 以下の領域では無視できないと言える。次節において述べるように、この付近の安全性指標 β に着目したときには、橋脚 2 では、相関を考慮しない場合に、相関を考慮した安全性評価法で設計された橋脚と同一の安全性を有している(算定される安全性指標が同一値)と評価されるために必要な鉄筋量を算定したところ、有意な差が生じた。これは、橋脚 2 の安全性を支配している限界状態式に依存している。なぜなら、耐力比 1.18 の橋脚 1 の場合には、耐力算定式の持つ不確実性の相違により、曲げ破壊型の橋脚でもその安全性が曲げ耐力とせん断耐力の両方の限界状態式から算定される安全性に支配されているためである。また、耐力比 1.84 を有する橋脚 3 の場合には様々な不確実性を考慮した上でも、曲げ耐力の限界状態式から算定される安全性のみで橋脚全体の安全性が代表される。よって、橋脚 1 と橋脚 3 の場合には、構造変数間の相関が影響する変形能の限界状態式から算定される安全性指標の相違が、橋脚全体の安全性に及ぼす影響が小さい。それに対して橋脚 2 では、相関を考慮しない場合に、変形能の限界状態に対する安全性照査も橋脚全体の安全性評価に影響している。よって、構造変数間の相関を考慮することにより変形能の安全性が上昇することで、橋脚の安全性を高く評価できることとなる。ただし、これは算定された安全性指標 β の範囲が 0~1 の場合に当てはまるものである。低加速度域の地震動を考慮した場合、あるいは 3. で述べたように、入力地震動に対する生起確率を考慮した場合に橋脚全体の安全性指標は大きく評価される。このときには、安全性指標 β の変動に対応する破壊確率の変化が小さくなるため、実設計への適用を考えた場合には、構造変数間の相関を考慮することの有無による安全性指標の差はより小さくなると思われる。

以上より、本研究で設定した限界状態式のもとでは、曲げ破壊型 RC 橋脚でも、橋脚全体の安全性に、変形能に対する安全性照査が影響を及ぼす場合には、構造変数間の相関を考慮することで橋脚の安全性を高く見ることができるとある。その際には、橋脚の保有する耐力比が一つの目安となる。その一方で、安全性指標 β がより安全側の領域に存在すれば、構造変数間の相関が橋脚の安全性に影響を及ぼさないとと言える。また、上記の結果は本研究で設定した限界状態式や表-2に示した構造変数間の相関のもとに成り立つものである。従って、例えば変形能に対する限界状態式で、別の靱性率評価式を用いた場合、その結果に差異が見られることにも留意する必要がある。しかしながら、本研究の意義は、信頼性設

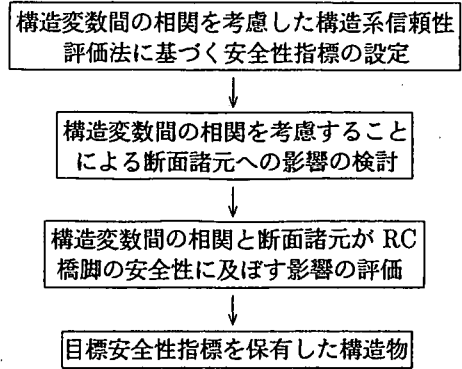


図-8 構造設計フロー

計への適用に当り、作用する様々な荷重の大きさにより構造物の安全性が変化すると同様に、その安全性レベルに応じて、同一橋脚でも構造変数間の相関を考慮することの有無により、安全性評価に相違が生じる場合があるということを明らかにした点である。信頼性設計は不都合な事象の生起確率により断面諸元などを変更し、所定の安全性を満足する設計を行うため、このような破壊確率算定過程の中で設定する相関係数などには留意する必要がある。

次節においては、具体的に構造変数間の相関を考慮することによる断面諸元への影響を検討した。

(2) 構造変数間の相関に対する考察

ここでは、構造変数間の相関の考慮の有無により、目標とする安全性を保有した構造設計を行うために必要な鉄筋量がどの程度相違するのかを検討した。目標とする安全性としては、構造変数間の相関を考慮した場合の橋脚全体の安全性(以下、目標安全性)とし、構造変数間の相関を考慮しない場合に、相関を考慮した橋脚と同程度の安全性を有していると評価されるために必要な鉄筋量を算定した。算定フローを図-8に示した。鉄筋量の異なる橋脚はそれぞれ力学的な観点からは耐震性の異なる構造物と判断されるが、構造変数間の相関の取り扱いに対する安全性評価法が異なると、同一の安全性を保有する構造物と判断される。つまり、両者の鉄筋量の差は、構造変数間の相関を考慮することによりもたらされた有利さであると言える。なお、本来ならば、目標安全性は既往の設計基準と安全性レベルを整合させるように新基準の安全性尺度を設定する必要がある(キャリブレーション)。しかしながら、本研究では構造変数間の相関の影響にのみ着目しているため、相対的に安全性の大小を判断する指標として破壊確率(安全性指標)の概念を導入し、前記のように目標安全性を設定することとした。なお、ここに示す結果は、入力地震動が解析対象地盤に作用

表-5 鉄筋量の増減

地震波		宮城県沖地震	兵庫県南部地震
橋脚 1	A_s	1.01 倍	0.96 倍
	A_w	1.02 倍	1.00 倍
橋脚 2	A_s	0.95 倍	0.98 倍
	A_w	1.20 倍	1.13 倍
橋脚 3	A_s	1.03 倍	0.97 倍
	A_w	1.01 倍	1.00 倍

したとする条件下で算定された鉄筋量の差である。従って、入力地震動の生起確率までを含んだ耐震安全性評価を行った場合や、設計時に想定する地震動規模によっては、安全性指標の増加に伴い、相関の考慮の有無による影響は小さくなることから、信頼性設計を適用した際に、ここで提示する結果が直接的に反映されるわけではない。

以上の仮定のもとに、橋脚 1～橋脚 3 に対して、構造変数間の相関を考慮しない場合に目標安全性を保有するために必要となる軸方向鉄筋量 (A_s) と帯鉄筋量 (A_w) の増減の割合を算定した。その結果を表-5に示した。なお、表-5に示した結果は各地震波の最大入力加速度を 800gal に拡大して対象地盤の基盤面に入力した場合に、目標安全性を上回るために必要な鉄筋量の増減である。

軸方向鉄筋量を増加させた場合には、曲げ耐力に対する安全性を向上させることができるが、作用せん断力の増大、および式 (10) に示される保有靱性能の低下により、橋脚全体としての安全性は必ずしも向上しない場合がある。そのため、表-5に示した軸方向鉄筋量のように 1.0 倍以下となる場合があった。しかし、それぞれの地震波を橋脚 2 に入力させた場合の帯鉄筋量の増加分は他のものに比べて大きな値を示している。これは、耐力比 1.32 を有する橋脚 2 の場合、変形能に対する限界状態による破壊確率の割合が、橋脚全体の破壊確率に大きな影響を与えているためである。特に変形能に対する照査は、高加速度域での大きな非線形変位が生じる場合にはより重要になるため、変形能に対する安全性の向上につながる帯鉄筋の増加分を大きくする必要が生じる。さらに、前述したように破壊確率 P_f と安全性指標 β の対応から、目標安全性指標の値が小さい場合には、安全性指標の増加に伴う破壊確率の増加が大きいため、その安全性を高めることが困難になることも要因に挙げられる。結果として、橋脚 2 のように構造変数間の相関の影響を受ける変形能に対する限界状態式から算定される安全性指標 β が、構造系全体の安全性指標に占める割合が大きい場合には、構造変数間の相関を適切に考慮することでより効率の良い設計が可能となる。その一方で、同じ橋

脚 2 でも、低加速度域の安全性が高い領域では、構造変数間の相関を考慮することの意味は小さい。従って、他の構造系に対して信頼性設計を導入する場合、その構造系の安全性を代表する限界状態に関わる設計変数間に相関が存在する場合には、算定される安全性指標の大きさにより、構造変数間の相関を適切に取り入れることが必要である。

5. 結論

本研究により得られた主な結果を以下に示す。

- 1) RC 橋脚を対象とし、軸圧縮力と曲げ耐力のような構造変数間に存在する相関関係を考慮した構造系信頼性評価法による安全性の算定フローを提示した。
- 2) 相関分析を用いて、設定した各限界状態式内の構造変数間の相関関係を算定した。その結果、コンクリート強度や断面寸法などの影響を受けた M_u-V_c 、 M_u-N_B 、 V_c-N_B の 3 つが高い相関を示した。
- 3) 本研究で設定した各限界状態式内の構造変数間の相関を考慮した RC 橋脚の地震時安全性評価を行った。その結果、変形能に対する安全性が高く評価できるようになるため、安全性指標が小さい領域では、特に耐力比 1.32 を有する RC 橋脚において、橋脚全体の安全性を高く評価できることが分かった。
- 4) 目標とする安全性を保有した構造設計を行うための解析フローを提示した。そして、断面諸元として鉄筋量を取り上げ、各耐力比を有する橋脚毎に、構造変数間の相関を考慮した場合としない場合とにおいて同一安全性を保有していると評価されるために必要となる鉄筋量の差を明らかにした。

構造物の保有する耐震性能を定量的に明示し、規定される地震波に対する安全性を許容されるリスク (破壊確率) 内で保証していくことが構造設計において求められるようになった。その際には、様々な不確定要因を考慮した安全余裕を見込んでの性能照査となる。確率論に基づく信頼性設計は、こうした性能照査に対して破壊確率を導入することで、より定量的に実施することが可能となる。兵庫県南部地震後の構造設計の流れの中で、耐震性能を評価するための力学的な算定精度の向上、例えば動的解析による地震時の構造物の応答予測が徐々に検討されているが、今後は構造設計に含まれる不確定要因を考慮した安全余裕を設計に反映させるための信頼性評価法に対する検討も必要となる。本研究では、その信頼性評価として構造変数間の相関が及ぼす影響を解析し、橋脚の耐力比や安全性レベルに応じてその保有性能の評価が異なる場合があることを示した。

参考文献

- 1) 伊藤學, 尾坂芳夫: 設計論 (土木工学体系 15), 彰国社, 1980.
- 2) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の安全性評価法および RC 橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.578/V-37, pp.71-87, 1997.11.
- 3) Ang, A.H.S. and Tang, W.H. (伊藤學, 亀田弘行, 黒田勝彦, 藤野陽三 共訳): 土木 建築のための確率・統計の応用, 丸善, 1988.
- 4) 長尚: 安全性指標の有効性について, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.459-466, 1989.3.
- 5) 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.
- 6) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号, pp.57-66, 1988.2.
- 7) Ang, A.H.S. and Tang, W.H. (伊藤學, 亀田弘行 訳): 土木 建築のための確率・統計の基礎, 丸善, 1977.
- 8) 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料 (案), 1995.6.
- 9) 日本国有鉄道仙台新幹線工事事務局: '78 宮城県沖地震特集号, せんかんこう, 1979.12.
- 10) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋の震災に関する調査, 1995.3.
- 11) 建設省土木研究所: 平成 5 年釧路沖地震被害報告, 土木研究所報告, 第 193 号, 1994.1.
- 12) 建設省土木研究所: 平成 5 年北海道南西沖地震被害報告, 土木研究所報告, 第 194 号, 1994.7.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12.
- 14) 長尚: 確率変数間の相関が安全性に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.735-742, 1987.3.

(1998.7.13 受付)

INFLUENCE OF THE CORRELATION BETWEEN STRUCTURAL VARIABLES ON THE SEISMIC SAFETY OF RC BRIDGE PIER

Motoyuki SUZUKI, Mitsuyoshi AKIYAMA, Yasunori YAMAZAKI
and Ryoji MATSUNAKA

Although the safety of a structure can be quantitatively evaluated based on reliability design, it depends on the evaluation method oneself. So we proposed the evaluation method for a safety of the structural system considering correlation between structural variables and evaluated a safety of RC bridge pier under big earthquakes considering the correlation to clarify its influence. The results showed that when the limit state affected by the correlation is controlling a safety of the structural system, a safety of RC bridge pier is raised by considering correlation in case of low safety. Furthermore, significant considerations about seismic design of RC structures were pointed out on the basis of the proposed new method.