

地震リスク指標に基づく耐震補強効果の定量的評価

青戸拓起¹・金徳印²・甲斐義隆³・吉川弘道⁴

¹正会員 修工 武蔵工業大学客員研究員 都市基盤工学専攻（〒158-8557 東京都世田谷区玉堤1-28-1）

²正会員 工博 株式会社フォーラムエイト（〒153-0051 東京都目黒区上目黒2-1-1 中目黒GTタワー15F）

³正会員 株式会社フォーラムエイト（〒153-0051 東京都目黒区上目黒2-1-1 中目黒GTタワー15F）

⁴正会員 工博 武蔵工業大学教授 工学部都市工学科（〒158-8557 東京都世田谷区玉堤1-28-1）

1. はじめに

地震リスク評価は、地震危険度情報と構造物の脆弱性情報によって構成される¹⁾。その評価フローを図-1に示す。前者の地震危険度情報については既に多くの成果があり、本論は、後者の構造物の脆弱性情報である、 fragility 曲線と地震ロス関数について考察するものである。

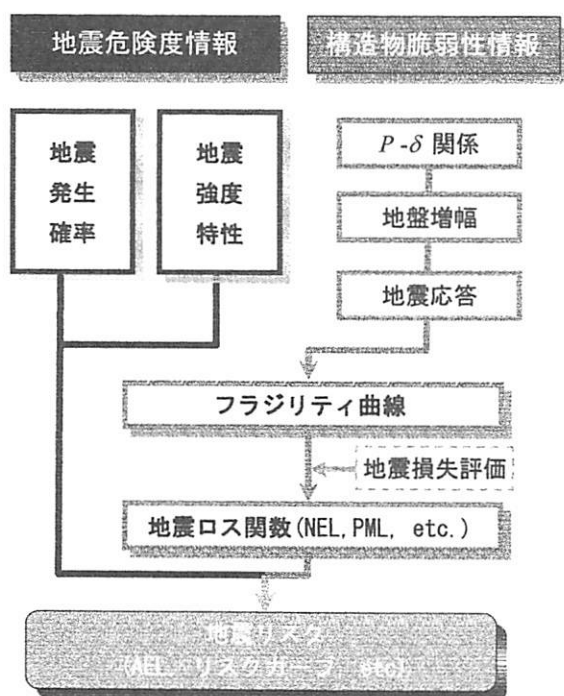


図-1 地震リスク評価のフロー

構造物の脆弱性評価について、Shinozuka et al.²⁾によれば、①専門技術者による工学的判断、②準静的で示方書に準拠した解析、③過去の地震被災事例の活用、④動的解析に基づく数値解析的手法、

に大別される。本論は、このうち、②に従うもので、静的非線形解析と道路橋示方書に基づき評価するものである。

本文は、既往の信頼性理論から派生した遠藤・吉川³⁾の定式化を用い、具体的な復旧工法を想定した復旧費用を算出し、道路橋橋脚の損失評価に適用するものである。数値シミュレーションとして、初期性能の異なる3つのT型RC橋脚を設計し、地震損失期待値と予想最大損失を算出した。後半では、初期費用に補強費用を合算した総費用を定義し、これにより耐震性を論じている。また、予想最大損失に用いる確率分布について、標準偏差と変動係数の影響についても、併せて検討している。

2. 地震ロス関数の定式化

(1) fragility 曲線の定式化

本論では、著者による既往の定式化³⁾を採用するが、標準正規分布 ϕ を用いてより簡潔な形で再提示する。

構造物のある損傷モードにおける抵抗力 (resistance) を R 、構造物に作用する荷重 (load) を S とする。それぞれが独立な変数であり、ともに対数正規分布に従う確率変数とすれば、 S が R を超える確率 $P_f[S > R]$ は、次のように表される⁴⁾。

$$\begin{aligned} P_f[S > R] &= P_f[Z < 1] \\ &= \int_0^1 f_Z(z) dz \\ &= 1 - \phi\left(\frac{\lambda_Z}{\zeta_Z}\right) \end{aligned} \quad (1)$$

$$f_Z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_Z z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z - \lambda_Z}{\zeta_Z}\right)^2\right] \quad (2)$$

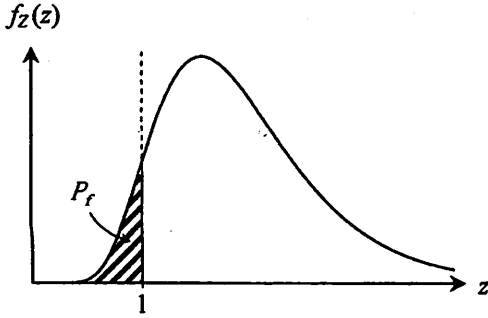


図-2 対数正規分布に従う変数の損傷確率

ここで、 Z は $Z=R/S$ で表される性能関数で、その密度関数 $f_Z(z)$ は図-2 のようになる。よって、式(1)は、図-2 の斜線部分の面積を表している。

対数平均 λ_Z および対数標準偏差 ζ_Z は、抵抗力 R の平均値 μ_R および標準偏差 σ_R 、荷重 S の平均値 μ_S および標準偏差 σ_S を用いて、次式で表される。

$$\lambda_Z = \ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_S} \sqrt{\frac{1+\nu_S^2}{1+\nu_R^2}}\right) \doteq \ln(\mu_R/\mu_S) \quad (3)$$

$$\zeta_Z = \sqrt{\ln\left\{\frac{1+\nu_R^2}{1+\nu_S^2}\right\}} \quad (4)$$

ここで、 ν_R と ν_S は変動係数であり、 $\nu_R = \sigma_R/\mu_R$ 、 $\nu_S = \sigma_S/\mu_S$ である。

式(1)について、抵抗力と荷重を変位量で表し、さらに複数の損傷レベル k を考慮すれば、式(5)のようになる⁵⁾。

$$F_k(\alpha) \doteq 1 - \Phi\left[\frac{\ln(\delta_k/\delta_{\text{resp}})}{\zeta_k}\right] \quad (5a)$$

$$\zeta_k = \sqrt{\ln\left\{\frac{1+\nu_{\delta_k}^2}{1+\nu_{\delta_{\text{resp}}}^2}\right\}} \quad (5b)$$

$$\delta_{\text{resp}} = f(\alpha) \quad (6)$$

ここで、 δ_{resp} は、強さ α の地震動が作用した際に構造物に生じる最大応答変位の平均値であり、地震動強さ α の関数とする(式(6))。 δ_k は、損傷レベル k の限界変位の平均値であり、地震動強さ α とは無関係に定まる。よって、式(5)は、2つの fragility パラメータ(対数標準偏差 ζ_k および損傷限界変

位の平均値 δ_k) を与えることにより、地震動強さ α に関する確率分布関数として同定される^{3) 12)}。これが、fragility 曲線(Fragility Curve)である。

(2) 損傷レベルの発生確率

4 段階の損傷レベルを想定した場合、地震動強さ α を条件とした各損傷レベル k の発生確率 $\text{Prob.}(c_k|\alpha)$ は、式(7)のように表される。

$$\text{Prob.}(c_1|\alpha) = 1 - F_1(\alpha) \quad (7a)$$

$$\text{Prob.}(c_2|\alpha) = F_1(\alpha) - F_2(\alpha) \quad (7b)$$

$$\text{Prob.}(c_3|\alpha) = F_2(\alpha) - F_3(\alpha) \quad (7c)$$

$$\text{Prob.}(c_4|\alpha) = F_3(\alpha) \quad (7d)$$

ここで、 $\delta_k(k=1\sim3)$ は、各損傷レベル k の限界変位の平均値で、 $\delta_1 < \delta_2 < \delta_3$ である。 c_k は、地震によって損傷レベル k が生じた際の損失の大きさである。すなわち、損傷レベル k が生じた場合、損失 c_k が生じるものとして表している。

また、損傷レベルの発生確率 $\text{Prob.}(c_k|\alpha)$ には、式(8)の関係が成立する。

$$\sum_{k=1}^4 \text{Prob.}(c_k|\alpha) = 1 \quad (8)$$

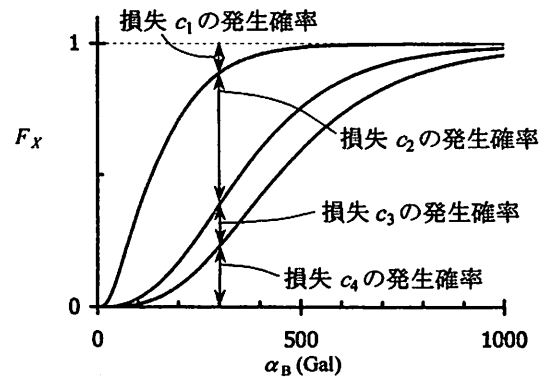


図-3 フラジリティ曲線と損傷レベル発生確率

以上より、損傷レベル k の発生確率 $\text{Prob.}(c_k|\alpha)$ と、fragility 曲線は、図-3 のように表すことができる。同図は、横軸の地震動強さとして工学基盤における最大加速度 α_B で示した例である。fragility 曲線は、常に、連続な単調増加一価関数となる。

(3) 地震ロス関数の計算

以上の結果を用い、式(9)より地震動強さ α における地震損失期待値 c_{NEL} を求める。この時、式

(10)より、地震動強さ α における損失 c の標準偏差 σ_c が求まる。

$$c_{NEL}(\alpha) = \sum_{k=1}^4 Prob.(c_k | \alpha) \cdot c_k \quad (9)$$

$$\sigma_c^2(\alpha) = \sum_{k=1}^4 Prob.(c_k | \alpha) \cdot (c_k - c_{NEL})^2 \quad (10)$$

ここで、地震動強さ α における損失 c の分布が、ある確率密度関数 $f_c(c | c_{NEL}, \sigma_c)$ に従うと仮定する。地震動強さ α を条件とし、ある損失 c となる確率 $R(c | \alpha)$ は、式(11)によって表される。そして、本論では式(12)のように、予想最大損失 (PML : probable maximum loss) c_{PML} を式(11)における 90% 非超過確率値と定義する⁷⁾。

$$R(c | \alpha) = \int_c^{\infty} f_c(c | \alpha) dc \quad (11)$$

$$c_{PML} = R^{-1}(0.9) \quad (12)$$

また、損失 c の確率分布には、上・下限値を表現できるベータ分布がよく利用され、本論でもこれを適用する⁸⁾。ベータ分布の確率密度関数を、式(13)に示す。

$$f(c) = \frac{1}{B(q, r)} \cdot \frac{(c-a)^{q-1} (b-c)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}} \quad (13a)$$

ここで、

$$q = \frac{c_{NEL} (c_{NEL} - c_{NEL}^2 - \sigma_c^2)}{\sigma_c^2} \quad (13b)$$

$$r = \frac{(1 - c_{NEL}) (c_{NEL} - c_{NEL}^2 - \sigma_c^2)}{\sigma_c^2} \quad (13b)$$

$B(q, r)$ はベータ関数、 q と r は分布の形状を表すパラメータ、 a と b はそれぞれ損失 c の下限值と上限値を表し、 $c_1 (=0)$ と c_4 に対応する。

様々な地震動強さ α について、地震損失期待値 c_{NEL} および予想最大損失 c_{PML} を求め、地震動強さ α との関係を示したものが、地震ロス関数(Seismic Loss Function)である。地震ロス関数の例を、図-4に示す。同図は、横軸の地震動強さを、工学基盤における最大加速度 α_B で示した例である。さら

に、式(10)による標準偏差 σ_c を併記している。地震ロス関数は上下限を有する関数で、当然のことながら、 $c_{NEL} < c_{PML}$ となり、 σ_c が大きいほど両者は乖離する。しかし、 σ_c は地震動強さに応じて変化し、極大点をもつ形状となる。また、損失の大きさの関係が $c_1 < c_2 < c_3 < c_4$ である時、地震動強さが大きいほど、地震ロス関数も大きな値を示す。

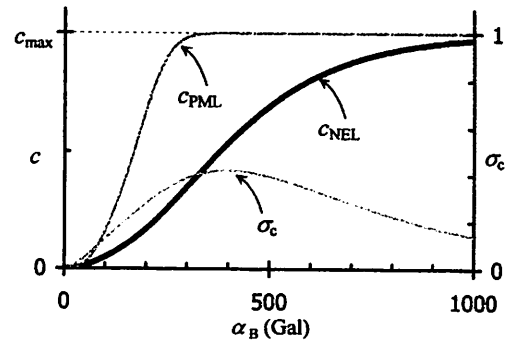


図-4 地震ロス関数の例

3. 解析対象と解析手法

(1) 解析対象

対象とするのは、矩形断面を有する、柱高さ10mの“曲げ破壊型”のT型鉄筋コンクリート橋脚で、初期性能の異なる3つの橋脚とする。諸元を表-1に、荷重変位関係を図-5に示す。なお、耐力や変形性能の評価は、道路橋示方書耐震設計編⁹⁾(以降、道示Vと呼ぶ)による。

表-1 対象橋脚の諸元と性能

	橋脚A	橋脚B	橋脚C
断面幅×断面高(m)	2.3×1.7	2.8×2.2	3.5×2.0
降伏変位 δ_y (mm)	27.4	22.5	33.2
終局変位 δ_u (mm)	79.3	97.7	299.8
水平耐力 P_a (MN)	1.894	3.001	7.414
許容塑性率	2.26	3.23	1
現行道示VL2タイプ2 地震動による 応答塑性率	7.05	2.55	0.99
現行道示VL2タイプ 2地震動による 判定	NG	OK	OK

橋脚Aは、現行道示Vの要求する耐震性能に比べて、靱性、耐力とも小さいもので、1970年以前の基準で設計した橋脚である。橋脚Bは、現行道

示 V の L2 タイプ 2 地震動に対し限定的な損傷にとどまるよう、橋脚 A に柱補強($t=250\text{mm}$ RC 巻立て)を追加したものである。橋脚 C は、現行道示 V の L2 タイプ 2 地震動に対し、弾性範囲内となるよう、断面を設定したものである。

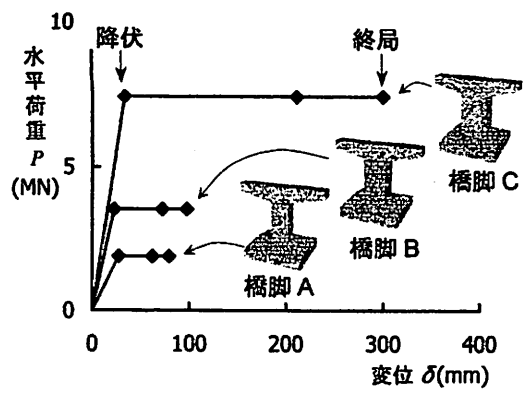


図-5 荷重変位関係

橋脚 A は耐震性能が低い初期建設費用が安くなるように、橋脚 C は初期建設費用は高いが地震による被害はほとんどないように、意図的に設定したものである。

(2) 被災度と復旧費用の設定

地震による損失は、直接被害(復旧費等)、間接被害(営業損失、経済損失等)があるが、本論では、復旧費(直接工事費のみ)を地震による損失と設定する。

まず、兵庫県南部地震の道路橋の復旧実績に基づいて¹⁰⁾、被災度と復旧工法を表-2 のように設定する。被災度 A および As では、上部構造および基礎は再利用し、同形状の橋脚躯体を再構築するものとする。初期建設費用、補強費用そして各被災度に応じた復旧費用を算出し、これらを表-3 に示す。ただし、本復旧費用には桁の仮受費用が含まれないため、被災度 A、As の実際の復旧費用はさらに大きくなると考えられる。

次に、式(14)によって、各損傷レベルの限界変位を算定する。

$$\delta_k/\delta_y=1+\frac{\delta_u-\delta_y}{\beta\delta_y} \tag{14}$$

ここで、 β は安全係数であり、被災度と損傷レベルの対応を表-3 のように設定し、求めたものである⁶⁾。荷重変位関係とあわせて示せば、図-6 のように表せる。

表-2 想定する復旧工法

被災度	復旧工法	
	応急復旧	本復旧
被害無 D	—	
小被害 C	—	樹脂注入・補修
中被害 B	樹脂注入・補修	RC 巻立て補強 ($t=250\text{mm}$)
大被害 A	梁・柱を再構築 (上部構造、基礎を再利用)	
倒壊 As		

表-3 損傷レベルと費用

損傷 レベル	被災度	β	復旧費用 (百万円)		
			橋脚 A	橋脚 B	橋脚 C
1	D	∞	-	-	-
2	C	1.5	1.0	1.0	1.7
3	B	1	6.0	6.0	10.2
4	As, A	0	12.0	12.0	18.0
初期建設費用 c_1			20.0	20.0	28.4
補強費用 c_R			-	7.0	-

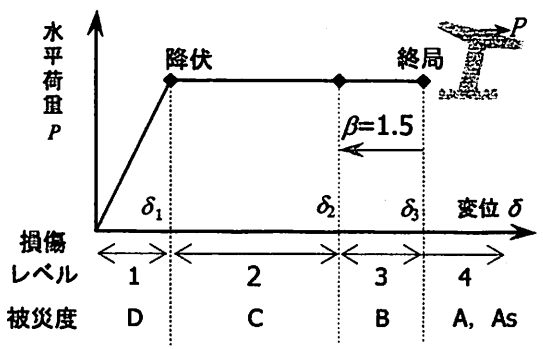


図-6 RC 橋脚の荷重変位関係と
損傷レベル・被災度の対応

したがって本論では、地震時の最大応答変位が、設計上の終局変位を超える場合は被災度 A・As、設計上の許容変位を超えるが終局に至っていない場合を被災度 B、降伏するが許容変位に至っていない場合を被災度 C、そして降伏に至っていない場合を被災度 D(無被害)としている。

(3) フラジリティ曲線の評価方法

まず、フラジリティパラメータ(損傷レベル k ごとの対数標準偏差 ζ_k と限界変位 δ_k の平均値)を与える必要がある。 δ_k の平均値は表-1、ならびに

表-3の β を用いて、式(14)により求まる。また、 $\nu_{\delta k} = \nu_{\delta_{resp}} = 0.4$ を採用し、この時、式(4)より $\zeta_k = 0.54$ を得る。既往の報告(道路橋に対し0.5~0.6程度)¹⁾とほぼ同等の値であり、本論の数値解析に用いることとする。

次に、任意の地震動強さ α に対する、構造物の最大応答変位 δ_{resp} の関係を与える必要がある。本論では、解放工学基盤面における地震動強さ α_B を想定し、次のような関係式を用いる。

$$\delta_{resp} = \mu_{resp} \cdot \delta_y = f^{-1}(R) \cdot \delta_y \quad (15)$$

$$R \equiv \alpha_{resp} / \alpha_y = f(\mu_{resp}) \quad (16a)$$

$$\alpha_{resp} = \xi \zeta \alpha_B \quad (16b)$$

ここで、 α_{resp} は構造物の弾性応答加速度(Gal)、 α_y は構造物の降伏荷重 P_y を等価質量で除したものの($=P_y/W \cdot g$)(Gal)で、この比 R は、一般に荷重低減係数と呼ばれる。 α_B は解放工学基盤面における最大加速度(Gal)、 ξ は地盤増幅率、 ζ は応答倍率である。本論では、式(17)で表されるエネルギー一定則と、地盤の動的非線形解析結果を反映した式(18)¹¹⁾により、地盤および構造物の非線形性を考慮した最大応答変位の平均値 δ_{resp} を得るものとする。

$$R = \sqrt{2\mu_{resp} - 1} \quad (17)$$

$$\alpha_{resp} = 19.44 \cdot \alpha_B^{0.6523} \quad (18)$$

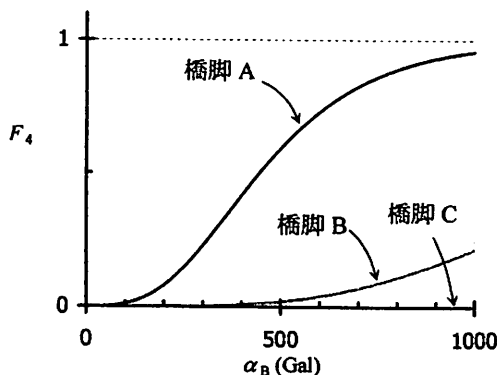


図-7 3橋脚のフラジリティ曲線(損傷レベル4)

なお、統計的情報から得た ζ_k は、サイトの地盤増幅特性、構造物の耐力および応答のばらつきを含む、複合偏差である¹⁾。よって、式(5b)の ζ_k にこの値を用いれば、式(17)、式(18)の評価誤差もこ

れに含まれることになる。

以上の方法より同定したフラジリティ曲線(損傷レベル4の場合)を、図-7に示す。

4. 地震ロス関数を用いた耐震性の解析的検討

(1) 損失確率関数と地震ロス関数の特性

橋脚Aを例に、損失確率関数と地震ロス関数の特性を考察する。

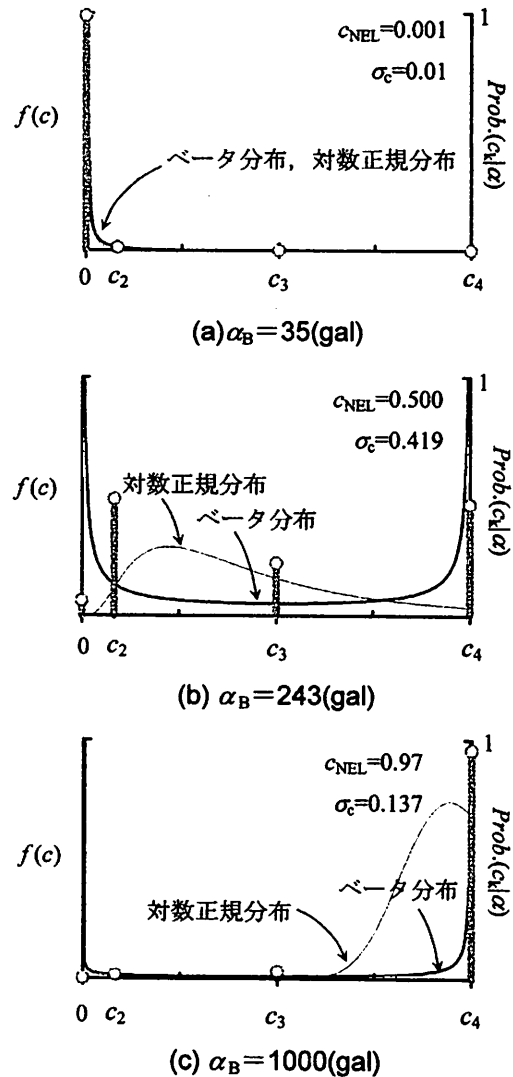


図-8 橋脚Aの損失確率関数

3つの地震動強さ α_B における、損失 c_k の発生確率(=損失確率関数)を、図-8に例示した。これらは、下限値(= c_1)と上限値(= c_4)を有する確率関数となる。よって、下限値の発生確率は地震動強さ α_B が0のときに最も大きく、上限値の発生確率は地震動強さ α_B が ∞ のときに1を示し、また、それらの時、標準偏差 σ_c はほぼ0となる。同図に併記したベータ分布は、地震動強さ α_B が小さいと下限

値に漸近し、また、地震動強さ α_B が大きいと上限値に漸近する特性を示しており、本橋脚の地震損失の分布特性を合理的に表している。一方、対数正規分布の場合は、特に地震動強さ α_B が大きくなった場合、上限である c_4 を超える確率が存在することとなり、適切に損失の分布を表現しているとは言い難い。

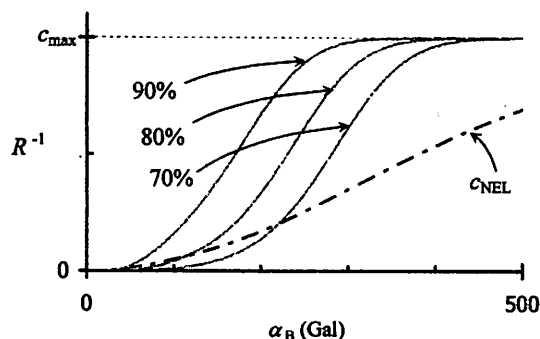


図-9 非超過確率と予想最大損失 c_{PML}

図-9 は、式(11)の非超過確率をパラメータに、ベータ分布を用いた際の非超過確率値(=損失 c)を示したものである。非超過確率が大きいほど損失は大きく、大小関係は地震動強さ α_B が変化しても保たれる。また、どのような非超過確率でも、損失の上・下限値が保証される。これは、上・下限値を表現できるベータ分布を用いたことによる効果である。

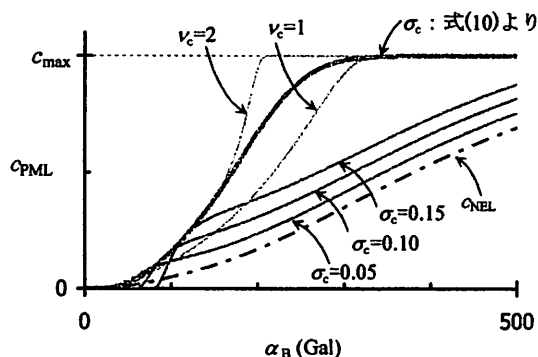


図-10 ばらつき指標と予想最大損失 c_{PML}

図-10 は、ばらつきの指標である、標準偏差 σ_c 、あるいは、変動係数 $\nu_c (= \sigma_c / c_{NEL})$ をパラメータに、予想最大損失 c_{PML} を示したものである。変動係数を固定($\nu_c = 1, 2$)とした場合、それが大きいほど c_{PML} は大きくなる。標準偏差を一定($\sigma_c = 0.05, 0.10, 0.15$)とした場合、 c_{PML} は地震損失期待値 c_{NEL} と平行に推移し、 σ_c が大きいほど c_{PML} は大きい。これらの場合、ベータ分布を用いたことにより $c_{PML} \leq c_{max}$ は保証されるが、上限に達する点に

おいて地震ロス関数が不連続となる。一方、式(10)により評価される標準偏差 σ_c を用いた場合は、地震ロス関数は連続的に描かれる。

(2) 地震ロス関数による耐震性の比較

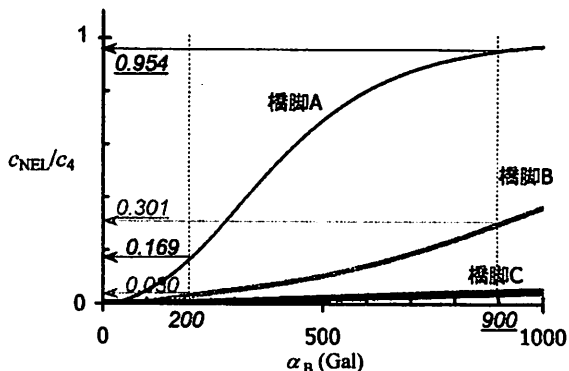
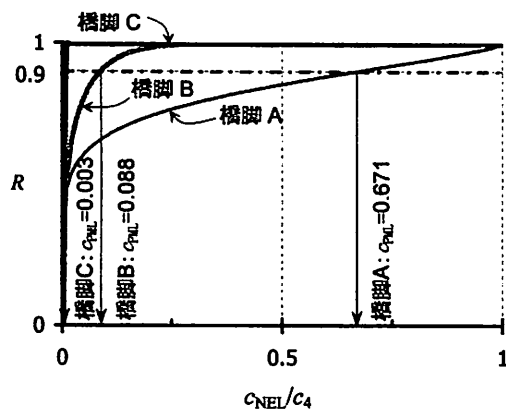
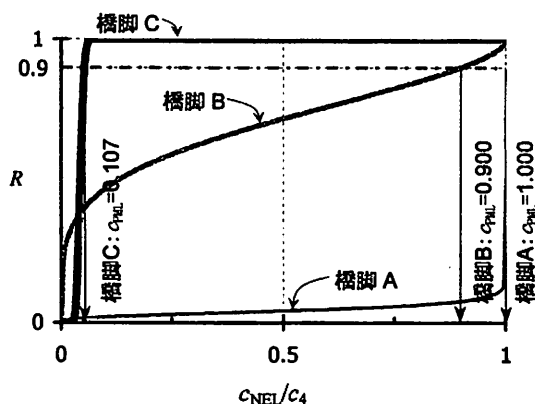


図-11 地震ロス関数(地震損失期待値)



(a) $\alpha_B = 200(\text{gal})$



(a) $\alpha_B = 900(\text{gal})$

図-12 非超過確率 R と非超過確率値

図-11 に、各橋脚の地震ロス関数を示す。縦軸は、地震損失期待値 c_{NEL} を最大損失(= c_4)で基準化した値を示している。耐震性能が低いほど、地震損失期待値 c_{NEL} は大きくなる。橋脚Aと補強を施

した橋脚Bを比べると、 $\alpha_B=200\text{Gal}$ の地震に対しては $0.169 \rightarrow 0.030$ 、 $\alpha_B=900\text{Gal}$ の地震に対しては $0.954 \rightarrow 0.301$ となる。すなわち、補強により地震損失が1/5～1/3に低減される。しかし、地震動強さによりその効果が異なってくることを表している。

(3) 総費用による耐震性の比較

ここで、地震損失期待値 c_{NEL} と、その他の費用（初期費用 c_1 、補強費用 c_R ）を合算したものを、総費用と定義する。

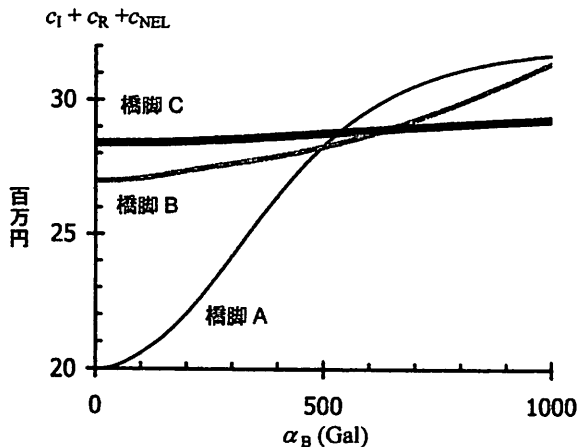


図-13 地震動強さと総費用(その1)

表-5 地震損失期待値と総費用の結果(その1)

		橋脚 A	橋脚 B	橋脚 C
$\alpha_B=200\text{Gal}$	地震損失期待値 c_{NEL} (百万円)	2.0	0.4	0.05
	総費用 $c_1 + c_R + c_{NEL}$ (百万円)	22.0	27.4	28.5
$\alpha_B=900\text{Gal}$	地震損失期待値 c_{NEL} (百万円)	11.5	3.6	0.78
	総費用 $c_1 + c_R + c_{NEL}$ (百万円)	31.5	30.6	29.2

図-13 は、総費用を縦軸にとって地震ロス関数を示したものである。損失の大きさは金額(円)で示している。図の開始点($\alpha_B=0$)の値は、地震による損失以外の費用(=初期費用 c_1 +補強費用 c_R)を意味する。橋脚 A は耐力が最も小さいが、小さい地震に対しては最も費用が低い。しかし、地震動の大きさが 500gal 程度となると、補強した橋脚 B の費用が最も低く、関係は逆転する。そして、初期費用が一番高い橋脚 C は、600gal 以上の地震に対し、最も低い費用となっている。想定する地震動の大きさにより、費用がもっとも低くなる初期

性能が変わることを表している。

表-5 に、基盤最大加速度 α_B が 200Gal と 900Gal についての地震損失期待値 c_{NEL} と総費用を整理した。 $\alpha_B=900\text{Gal}$ の結果に着目してみる。橋脚 A と橋脚 B の地震損失期待値 c_{NEL} を比較すると、補強による低減効果は 790 万円(=1150 万-360 万)である。700 万円の補強費用に対し、費用以上の補強効果が期待できるといえる。総費用を見ると、橋脚 A、B、C の順で低く、初期性能が高いほど、費用を最小にできる結果となっている。

次に、式(17)の関係式に変えて、式(19)¹³⁾に示す荷重低減係数式を利用して、同様の評価を行ってみる。

$$R=1+\beta(\mu_{\text{resp}}^\gamma-1)\equiv 1+\beta_0(\mu_{\text{resp}}-1)\frac{T}{T_c} \quad (19)$$

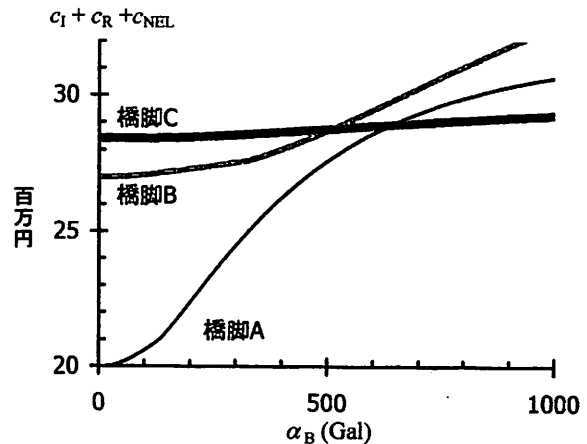


図-14 地震動強さと総費用(その2)

表-6 地震損失期待値と総費用の結果(その2)

		橋脚 A	橋脚 B	橋脚 C
$\alpha_B=200\text{Gal}$	地震損失期待値 c_{NEL} (百万円)	2.4 [1.20]	0.3 [0.75]	0.05 [1.00]
	総費用 $c_1 + c_R + c_{NEL}$ (百万円)	22.4 [1.02]	27.3 [1.00]	28.5 [1.00]
$\alpha_B=900\text{Gal}$	地震損失期待値 c_{NEL} (百万円)	10.3 [0.90]	4.8 [1.33]	0.8 [1.00]
	総費用 $c_1 + c_R + c_{NEL}$ (百万円)	30.3 [0.96]	31.8 [1.03]	29.2 [1.00]

※[]はその1に対する比

ここに、 β は橋脚の形状、振動特性等による補正係数(= $\beta_0 \cdot T/T_c$)、 γ は補正係数である。第2項は、 $\gamma=1$ で利用する場合であり、 β_0 は荷重変位関係における降伏後勾配の影響をあらわす係数(通常は 0.98)、 T は構造物の固有周期(sec)、 T_c は地表面地震動の応答スペクトルにおける特性周期

(sec)で応答加速度一定領域と応答速度一定領域の境界を表す。また、地表面地震動の加速度応答スペクトルがピークとなる周期(sec)を T_p とすると、代表的な4組の地震記録において $T_c \approx 1.5T_p$ の関係が示されており、これを考慮すると、式(19)は文献14に示されている荷重低減係数評価式と同等となる。さらに、 $T_c=0.686(\text{sec})$ とすると、文献15に示されている荷重低減係数評価式を表すことができる。本論では、 $T_c=0.686(\text{sec})$ とおき、検討する。

図-14に、総費用に関する地震ロス関数を示す。橋脚Bの費用に着目してみる。その1(図-13)では、基盤最大加速度がある値より大きくなると橋脚Aよりも低い値を示したが、その2(図-14)では、常に橋脚Aの費用を上回っている。ただし、基盤最大加速度 α_B が600gal以上では、その1(図-13)と同様、橋脚Cの費用が最も低くなる。

表-6に基盤最大加速度 α_B が200Galと900Galの時の数値(その2)を示す。 $\alpha_B=900\text{Gal}$ のとき、その1(表-5)と比べると、特に、橋脚Bの地震損失期待値 c_{NEL} が増大している。この時、補強による c_{NEL} の低減効果は550万円となり、補強費用の700万円を下回った。

6. 結論

- 1) フラジリティ曲線と地震ロス関数の解析的な算定方法を取りまとめ、曲げ破壊型の単柱式RC橋脚に適用した。
- 2) 予想最大損失の算出に用いる、分布関数の変動係数と標準偏差の感度について検討し、ベータ分布が合理的であることを追認した。
- 3) 本論にて提示したフラジリティ曲線と地震ロス関数を活用した事例解析(想定地震動に対する耐震性評価)によって、以下のことを示した。
 - ・橋脚の耐震性と補強効果を、地震損失期待値、予想最大損失、総費用によって、定量的合理的に判断できる。
 - ・強さの大きな地震動を想定した場合、初期性能を高くしておくことで、総費用を最小化できる可能性がある。
 - ・地震応答評価に荷重低減係数評価式を利用する手法を整理したが、用いる評価式により、補強効果は増減する。

謝辞：本研究の一部は、平成20年度科学研究費補助金「鉄道施設の地震リスク解析とリスク転嫁策の研究」(基盤研究(C)：代表者 吉川弘道)の助成にて実施したも

のである。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉川弘道, 中村孝明：土木/建築施設の地震リスク評価とコンクリート構造物への適用, テクニカルレポート, 日本コンクリート工学協会, Vol.45, No.4, pp.16-22, 2007.4
- 2) Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H., Uzawa, T. and Ueda, T.: Statistical Analysis of Fragility Curves, Technical Report submitted to MCEER under Federal Highway Administration Agency, 2001
- 3) 遠藤昭彦, 吉川弘道：鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.435-446, 2003.3
- 4) 柴田明徳：確率手法による構造安全性の解析, 森北出版, 2005.8
- 5) 青戸弘起, 吉川弘道：鉄筋コンクリート橋脚のフラジリティ曲線と地震ロス関数に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.30, No.3, pp.43-48, 2008
- 6) 日本道路協会：道路橋震災対策便覧(震災復旧編), pp.78-79, 1988.2
- 7) 損害保険料率算出機構：地震危険度指標に関する調査研究～地震PMLの現状と将来～, 地震保険研究, No.1, pp.43-46, 2002.12
- 8) Federal Emergency Management Agency: Earthquake Damage Evaluation Data for California, ATC-13, p492, 1985
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3
- 10) 足立幸朗, 庄司学：兵庫県南部地震で被災を受けた都市高速道路橋の復旧費に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, pp.1-4, 2003
- 11) 佐藤一郎, 平川倫生, 神田順：活断層を考慮した地震危険度解析と最適信頼性への応用, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.145-150, 1998.11
- 12) 吉川弘道：鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析, 丸善, 2008.1
- 13) 青戸弘起：鉄筋コンクリート構造物の地震時挙動と耐震性評価, 武蔵工業大学大学院土木工学専攻修士学位論文, 1999.3
- 14) M. J. N. Priestly, F. Seible, G.M. Calvi ; SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, Wiley-Interscience, 1996
- 15) T. Paulay, M. J. N. Priestley ; SEISMIC DESIGN of REINFORCED CONCRETE and MASONRY BUILDINGS, Wiley-Interscience, 1992