直列系システム構造物を対象とした地震リスク解析手法の適用

学生氏名　　中公　雄介
指導教員　　吉川　弘道

本研究の目的は，地震リスク解析の対象を単体構造物からシステム構造物へと拡張することである．システム構造物を対象とした地震リスク解析手法を構築し，地震リスクシミュレーションを試みた．そして，直列系システム構造物の合理的な地震リスク解析手法を示す．第一に，RC 単柱式橋脚の地震リスク解析手順を明確にした．次に，システム構造物を対象とした地震リスクシミュレーションにて，橋脚の性能特性と建設地点の地震ハザードの双方を融合させ，地震リスク評価の検討をした．本研究では，数値シミュレーションの対象に，高速道路(高架道路橋)を想定している．高架道路橋は, 多数橋脚で構成された直列系システム構造物と考えられる．ゆえに, 本シミュレーションは, 直列系システムの特性と構成している多数橋脚の影響に注目し実施した．

Key Words*:* *serial system structures, seismic risk analysis, fragility curve, seismic loss function, seismic risk curve*

1.　まえがき

地震国である我が国は，つねに巨大地震と隣り合わせの生活を送っていると言っても過言ではない. 阪神大震災から 10 年が経過し, 国民の間では, 防災への意識や重要性が高まり,「地震に対する備え」という概念が定着しつつある．

2005 年 1 月 11 日の読売新聞には,「日本のインフラは, 災害に弱い」との一文が掲載されている．その記事によれば，世界的に著名なミュンヘン再保険会社(ドイツ)が 2003 年 3 月に保険会社の国際会議にて公表した報告書には,「世界大都市の自然災害リスク指数」なるものがあった(**図 1**)．これによると，世界 50 都市の格付けで，ワースト 1 は東京・横浜の「710」，大阪・神戸・京都の関西圏が 4 位に続くという「災害危険大国・日本」を国際保険・金融界に焼き付ける結果になった．

このような国際的な経済の流れ，今の日本が置かれている現状を背景として，効果のある対策を提示するならば,「地震が発生した場合の被害や損失を未然に最小に抑える」[1]ことが, 最も大きな効果を示すと考えられる．そして，その手法として地震リスクマネジメントがあげられる．地震リスクマネジメントにおいて，構造物単体での地震リスク評価は多くの研究が行われ，実構造物に適用されてきている．しかし，システム構造物に関しては，研究例が少ないのが現状である．

本研究の目的は，地震リスク解析の対象を単体構造物からシステム構造物へと拡張することである．そして，システム構造物を対象とした地震リスク解析手法の構築および地震リスクシミュレーションを試みる．本研究では，高速道路における高架道路橋を想定し，地震リスク解析および地震リスクシミュレーションを実施している．

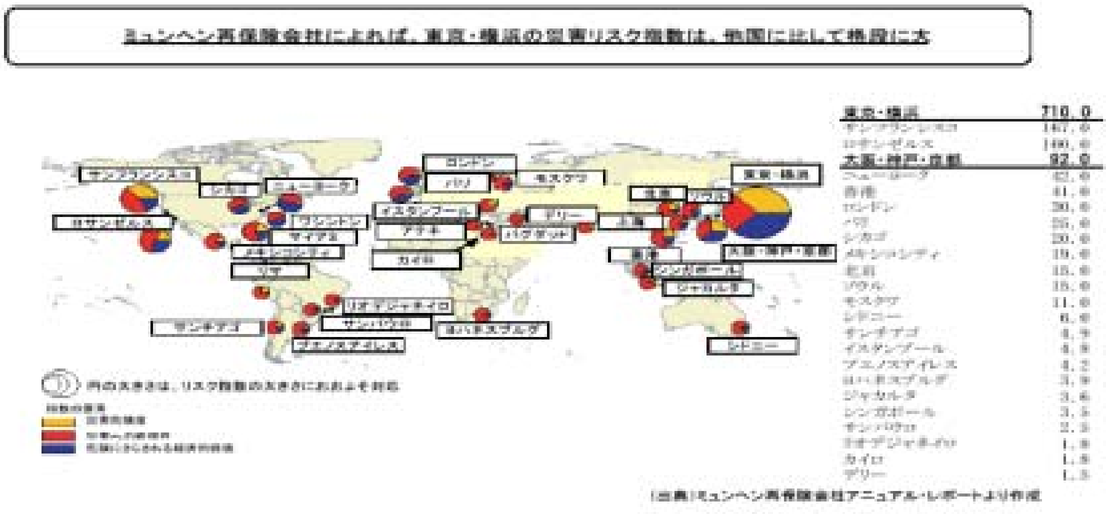


図１　世界大都市の自然災害リスク指数 [2)]

2.　直列系システム構造物を対象とした地震リスク解析

本研究では，直列系システム構造物の対象として，**写真１**のような高速道路(高架道路橋)を想定している．高速道路は，人や物資を高速輸送するという役割を持ったネットワークシステムとしての機能を示す，公共性が非常に高い施設である．その機能喪失による経済的損失は極めて大きい．また，地震直後の緊急時に物資や負傷者を輸送することも重要な役割であり，この点も合わせて考える必要がある．

(1)　導通性評価の考え方

道路橋脚の損傷に限らず様々な施設では，個々の構造物の破壊が全体システムの機能に影響を及ぼすことが一般的である．高架道路橋を構成する構造物のうち，橋脚部は被害を最も被り易い部位である．このため，1 つの橋脚でも破壊に至ればランプ間の導通機能が失われることから，多くの橋脚で構成された直列系システムとして扱う必要がある．

(2)　直列系システムの破壊確率 [3)]

直列系システムの簡単なモデルとして，直列に連結された 2 本の橋脚の破壊事象を考える．それぞれの破壊事象を E_1，E_2 とすると，構造系の破壊

写真１　阪神高速道路 3 号神戸線の被害
(出典:1995 年阪神淡路大震災スライド集
日本建築学会，土木学会編)

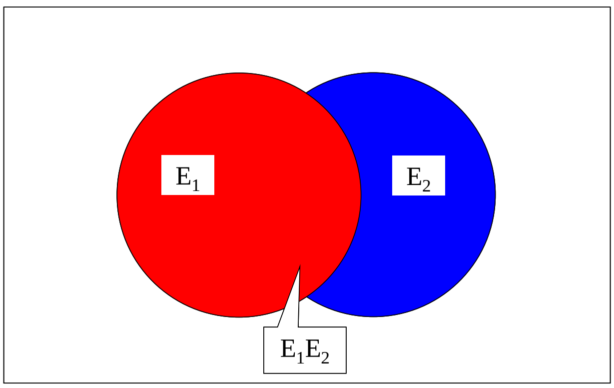


図２　ベン図：$P(E_1 \cup E_2)$

はそれぞれの和事象として，以下のように表現できる(**図 2**).

$$E_1 \cup E_2 \tag{1}$$

確率で表すと，式(1)は次式のようになる．

$$P(E_1 \cup E_2) = P(E_1) + P(E_2) - P(E_1 E_2) \tag{2}$$

ここで，式(2)の右辺第 3 項は，積事象である．上式より，事象 E_1 と E_2 の発生確率を和し，それから E_1 と E_2 が同時に発生する確率を引けば，この構造系の破壊確率を算定することができる．E_1 と E_2 の積事象の発生確率 $P(E_1 E_2)$ は，次式のように表すことができる．

$$P(E_1 E_2) = P(E_2) \cdot P(E_1 \mid E_2) \tag{3}$$

$P(E_1 \mid E_2)$ は，E_2 が生じた場合の E_1 の条件付確率であり，事象 E_1 の発生に関して事象 E_2 への従属性を示すものである．

(3)　橋脚の地震動損傷に関する相関性

橋脚は，その設置されている条件によって，高さや断面積が異なるため，その耐震性には個体差がある．一方，作用する地震動の推定では，距離減衰式を用いた基盤での地震動は，隣接する橋脚間に対して同等と考えられるが，地盤での増幅や橋脚の応答は個々の橋脚によって異なったものとなる．従って，このような状況下では，橋脚相互の相関性を厳密に算定することは困難であると考えられ，諸仮定に基づき，相関の度合いを近似的あるいは，暫定的に設定し求める必要がある．

(4)　破壊確率の上下限値 [3)]

高速道路の機能を評価するには，直列系システムとしてモデル化することが必要である(**図 3**)．ここでは，直列系システムにおける破壊確率の上下限値を示し，導通性確率の一般式を誘導する．

2 つの事象における直列系システムの破壊確率は，式(2)にて示した．この破壊確率は，次式のように書き換えることができる．

$$P(E_1 \cup E_2) = 1 - P(\overline{E}_1 \cap \overline{E}_2) = 1 - P(\overline{E}_1 \overline{E}_2) \tag{4}$$

ここで，この 2 つの事象が正の相関，すなわち $\rho_{ij} > 0$ となる場合，次式が成り立つ．

$$P(\overline{E}_1 \overline{E}_2) \geq P(\overline{E}_1) P(\overline{E}_2) \tag{5}$$

また，式(4)の関係に式(5)を適用すると，次式のように直列系システムの破壊確率の上限値を求めることができる．

$$P(E_1 \cup E_2) \leq 1 - P(\overline{E}_1) P(\overline{E}_2)$$

$$\therefore P(E_1 \cup E_2) \leq 1 - (1 - P(E_1))(1 - P(E_2)) \tag{6}$$

よって, 一般式へ拡張すると次式のようになる．

$$P(E_1 \cup E_2 \cup \cdots \cup E_n) \leq 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P(E_i)) \tag{7}$$

ここで, 各事象間に独立性が成立している場合, 式(7)において等式が成り立つ．すなわち，各事象間に独立を仮定した場合，その破壊確率は，直列系システムの破壊確率の上限値を示す．

一方, $P(\overline{E}_1 \overline{E}_2)$ について, 次の関係が成り立つ．

$$\overline{E}_1 \overline{E}_2 \subset \overline{E}_1, \overline{E}_1 \overline{E}_2 \subset \overline{E}_2$$

上式の積事象 $\overline{E}_1 \overline{E}_2$ の関係は，事象 $\overline{E}_1$ および事象 $\overline{E}_2$ に含まれていることを意味する．従って，以下のような不等式が誘導できる．

$$P(E_1 \cup E_2) \leq \min\{P(\overline{E}_1), P(\overline{E}_2)\} \tag{8}$$

従って，この式(8)と式(4)から次式が得られる．

$$1 - \min\{P(\overline{E}_1), P(\overline{E}_2)\} \leq P(E_1 \cup E_2)$$

$$\max\{P(E_1), P(E_2)\} \leq P(E_1 \cup E_2) \tag{9}$$

式(9)を一般式に拡張すると，次式のようになる．

$$\max P(E_i) \leq P(E_1 \cup E_2 \cup \cdots \cup E_n) \tag{10}$$

ここで，各事象間に完全相関が成立している場合，式(10)にて等式が成り立つ．よって，各事象間に完全相関を仮定した場合，最も脆弱な要素の破壊確率は，直列系システムの破壊確率の下限値となる．

従って，式(7)および式(10)から，直列系システムの破壊確率は，上下限値として次式のように表すことができる．

$$\max P(E_i) \le P(E_1 \cup E_2 \cup \cdots \cup E_n) \le 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P(E_i)) \tag{11}$$

式(11)で算定される上下限値は，システムを構成する要素数や個々の破壊確率の相対的な大きさに依存する．例えば，特に脆弱な要素があれば，システムの破壊確率は，この要素に支配されることになり，構成する要素の数が多く，個々の要素の破壊確率が近い場合，算定される上下限値はかけ離れたものとなる．

3. 耐震性能評価および地震リスク解析

本項では，まず RC 単柱式橋脚を対象として，基盤最大加速度(Peak Ground Acceleration，略称：PGA) α (Gal)が発生した際の耐震性能評価をする．そして，直列系システムを対象とした地震リスク解析手法の構築を試みる．地震危険度解析および耐震性能評価から算定された情報を基に，対象の保有する地震リスクを定量的に評価する．

ここで，直列系システムを構成する各橋脚諸元を**表 1** に，P～δ 曲線を**図 4** に示す．**図 5** に耐震性能評価の設計フローを示す．同図は，構造物に地震動が入力してから，弾塑性応答変位算出までの算出過程を示すものである．

図 3　直列系システムモデル

表 1　直列系システム構造物橋脚諸元

			鉄筋コンクリート模擬橋脚	
			橋脚#1 ： A	橋脚#2 ： B
降伏時	水平耐力(MN)	Py	5.1	4.2
	変位(mm)	δy	37	25.9
終局時	曲げ耐力(MN)	Pu	5.1	4.2
	せん断耐力(MN)	Vy = Vc + Vs	5.7	5.9
	変位(mm)	δu	75.3	75.5
等価重量(MN)		W	11	8.6
等価固有周期(sec)		T	0.433	0.499
保有靭性率		μu	2.0	2.9
応答塑性率	μr	福井市	3.1	2.9
		仙台市	1.1	1.1

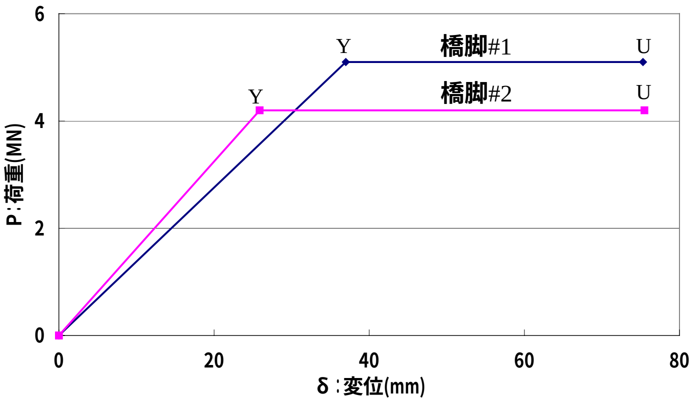


図 4　P～δ 曲線

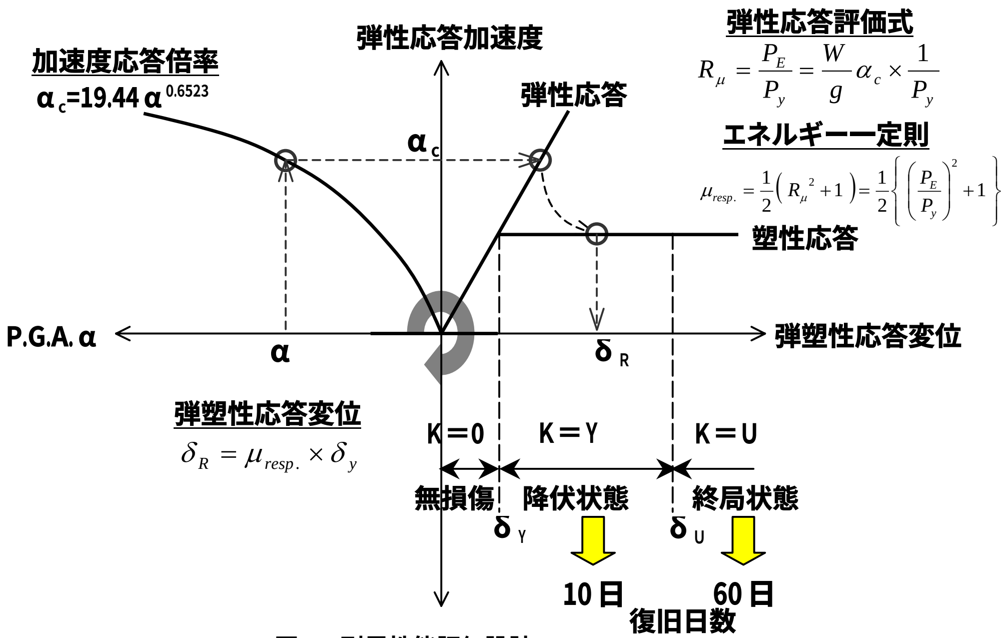


図 5　耐震性能評価設計フロー

3.1　RC 単柱式橋脚の耐震性能評価

(1)　弾性応答加速度

構造物の弾性応答加速度 α_c(Gal)は，入力レベルを 50Gal 刻み，50～1000Gal の範囲で変化させる．その際の位相の異なる基盤加速度時刻歴波形 10 波形を用いて得られた減衰定数 0.05，固有周期 0.28～0.56sec の平均スペクトル値 α_c と PGA α の回帰式である，式(12)[4]より求められる．

$$\alpha_c = 19.44\alpha^{0.6523} \tag{12}$$

⑵　弾性応答評価式

本算定法では，地震力による構造物の非弾性挙動を弾塑性応答評価式で評価する．1 質点 1 自由度の完全弾塑性系でモデル化(バイリニアモデル)された構造系において，荷重低減係数 R_μ は，弾性応答における復元力の最大値 P_E を弾塑性系の降伏耐力 P_y で除した次式より求められる．

$$R_\mu = \frac{P_E}{P_y} = \frac{W}{g}\alpha_c \times \frac{1}{P_y} \tag{13}$$

ここで，W：構造物重量(MN)，g：重力加速度(= 981cm/sec^2)，P_y：構造物の降伏強度(MN)となる．

(3)　エネルギー一定則[5]

エネルギー一定則では，弾性系でモデル化された構造物の最大応答時におけるポテンシャルエネルギー(エネルギー吸収能力)が弾塑性系のそれに等しいとする条件より，(最大)応答塑性率 $\mu_{resp.}$ を評価することができる．

$$\mu_{resp.} = \frac{1}{2}\left(R_\mu{}^2 + 1\right) = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{P_E}{P_y}\right)^2 + 1\right\} \tag{14}$$

そして，応答塑性率 $\mu_{resp.}$ による RC 構造物の弾塑性応答変位の推定を試みる．バイリニア型の復元力をもつ弾塑性系の地震応答に関する既往の研究から，応答塑性率 $\mu_{resp.}$ と弾塑性応答変位 δ_R の関係を表す評価式は次式で表現される．**図 6** は，地震動が入力した際の弾塑性応答変位算出の概念図である．

$$\delta_R = \mu_{resp.} \times \delta_y \tag{15}$$

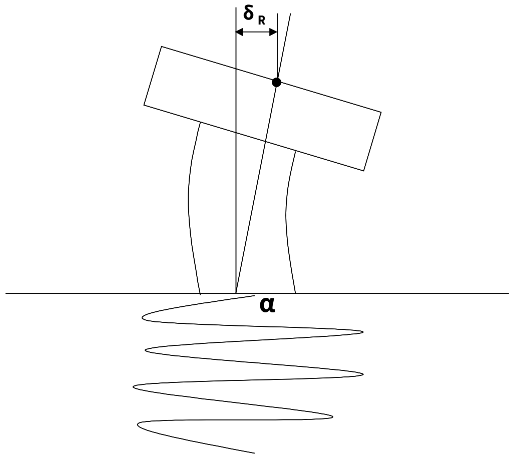


図 6　弾塑性応答変位

3.2　直列系システムを対象とした地震リスク解析

(1)　限界状態発生確率：Fragility Curve

各橋脚において入力地震動を完全相関，橋脚の限界状態変位 δ_{iK} を完全独立として仮定した場合，それらを要素とする直列系システムの破壊確率は，厳密に算定することができる．**図 7** に，2 つの要素の損傷を考えた場合の入力地震動による応答変位と橋脚の限界状態変位における確率密度関数を示す．この要素から成る直列系システムの破壊確率は，2 つの要素のうちどちらかが損傷する確率，すなわち和事象の確率を算定すればよい．

2 つの橋脚の限界状態変位 δ_{1K}，δ_{2K} を独立，そして入力地震動を完全相関と仮定する．ここで，各構造物の損傷に関する性能関数を，次式のように定義する．

$$Z_{iK} = \delta_{iK} - \delta_R$$

i=1,2　　K=Y,U

この性能関数において，$Z_{iK}<0$ であれば，構造物は損傷状態となる．

$$Z_{1Y} = \delta_{1Y} - \delta_R < 0$$
$$Z_{2Y} = \delta_{2Y} - \delta_R < 0$$
$$Z_{1U} = \delta_{1U} - \delta_R < 0$$
$$Z_{2U} = \delta_{2U} - \delta_R < 0$$

応答変位 δ_R，限界状態変位 δ_{iK} が確率変数であるとき，δ_R が δ_{iK} を超過する確率(限界状態発生確率)$P(F_K)$は，次式にて求めることができる．

$$P(F_K)=\int_0^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\zeta_X\, x}\exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x-\lambda_X}{\zeta_X}\right)^2\right\}dx \quad (16)$$

$$\lambda_X=\ln\delta_K-\ln\delta_R \quad (17)$$

$$\zeta_X=\sqrt{\ln\left\{(1+{\nu_K}^2)(1+{\nu_R}^2)\right\}} \quad (18)$$

ここで，ν_K：限界状態変位の変動係数，ν_R：応答変位の変動係数である．また，式(16)は対数正規分布に近似する．積分関数を $z=\delta_{resp.}\cdot x$ として，式(16)を変数変換すると $P(F_K)$は式(19)により求まる．下式は，応答変位の平均値$\delta_{resp.}$が与えられた時の条件付限界状態発生確率 $P(F_K|\delta_{resp.})$を表す．

$$P(F_K\mid\delta_{resp.})=\int_0^{\delta_{resp.}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\varsigma_X\, z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_K}{\varsigma_X}\right)^2\right]dz \quad (19)$$

$\delta_{resp.}$を変数として 0～∞まで変化させると，応答変位$\delta_{resp.}$に対応した限界状態発生確率 $P(F_K)$を与える地震損傷度曲線(Fragility Curve)が得られる．

従って，各橋脚における限界状態発生確率は，以下のように求める．まず，式(19)より式(20), (21)がそれぞれ誘導される．

$$P(F_{1K})=1-\left(1-\int_0^{\delta_{resp.}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\zeta_x z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_{1K}}{\zeta_x}\right)\right]dz\right) \quad (20)$$

$$P(F_{2K})=1-\left(1-\int_0^{\delta_{resp.}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\zeta_x z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_{2K}}{\zeta_x}\right)\right]dz\right) \quad (21)$$

このとき，2 つの要素のうち，どちらかが損傷する場合の条件付確率は，次式のように表される(式(22)).

$$\begin{aligned}P(E\mid\delta_{resp.})&=1-\left(1-P(F_{1K})\right)\left(1-P(F_{2K})\right)\\&=1-\left(1-\int_0^{\delta_{resp.}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\zeta_x z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_{1K}}{\zeta_x}\right)\right]dz\right)\\&\quad\cdot\left(1-\int_0^{\delta_{resp.}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\zeta_x z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_{2K}}{\zeta_x}\right)\right]dz\right)\end{aligned} \quad (22)$$

式(22)を，一般式に拡張すると，次式のようになる(式(23)).

$$P(E)=\int_0^{\infty}\left\{1-\prod_{i=1}^{n}\left(1-\int_0^{\delta_{resp.}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\zeta_x z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_{iK}}{\zeta_x}\right)\right]dz\right)\right\}d\delta_{resp.} \quad (23)$$

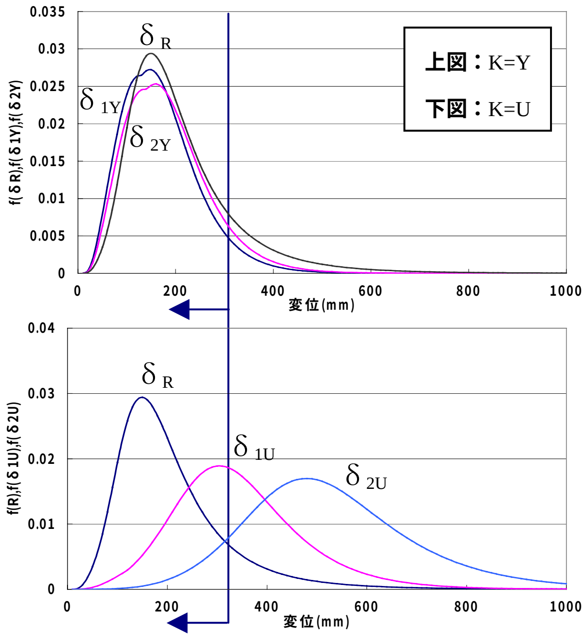


図７　直列系システム破壊確率密度関数

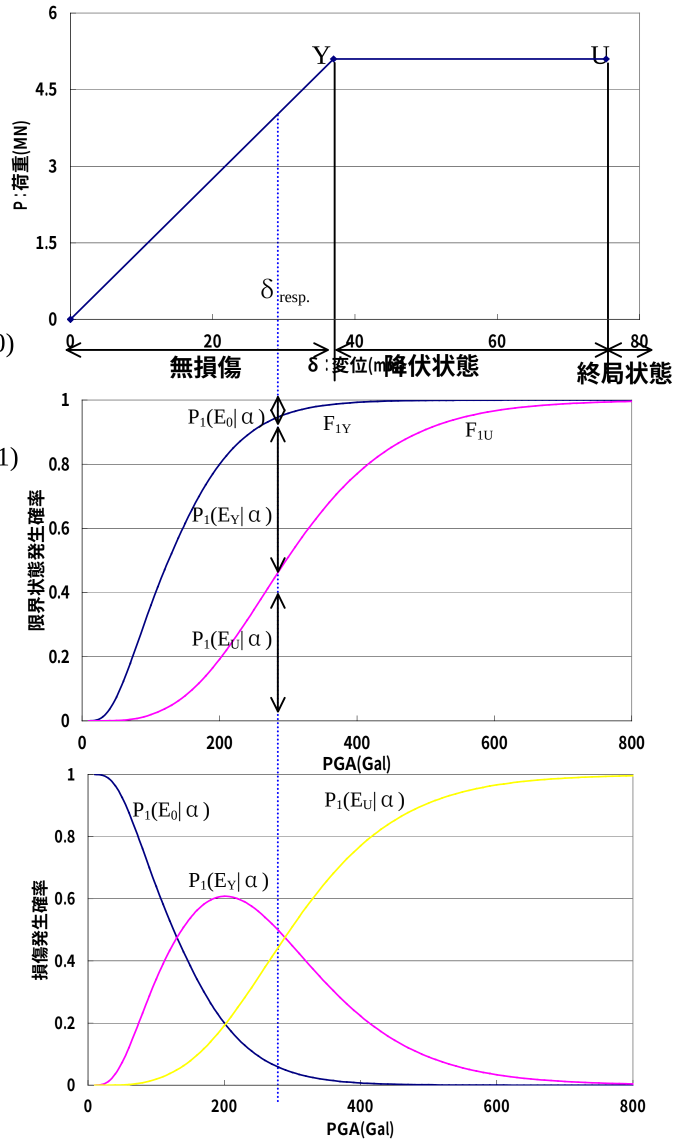


図８　橋脚＃１における損傷発生確率

(2) 損傷発生確率

各橋脚における地震損傷度曲線(Fragility Curve)より損傷発生確率を求める．つまり，限界状態間の範囲である確率 $P_1(E_K|\alpha)$，$P_2(E_K|\alpha)$は，式(24)～(29)により算出することができる．**図 8** に損傷発生確率算出の一例を示す．

橋脚＃1

$$P_1(E_0 \mid \alpha) = 1 - P(F_{1Y}) \qquad (24)$$

$$P_1(E_Y \mid \alpha) = P(F_{1Y}) - P(F_{1U}) \qquad (25)$$

$$P_1(E_U \mid \alpha) = P(F_{1U}) \qquad (26)$$

橋脚＃2

$$P_2(E_0 \mid \alpha) = 1 - P(F_{2Y}) \qquad (27)$$

$$P_2(E_Y \mid \alpha) = P(F_{2Y}) - P(F_{2U}) \qquad (28)$$

$$P_2(E_U \mid \alpha) = P(F_{2U}) \qquad (29)$$

なお，損傷発生確率は，互いに排反事象であるため，その総和は 1 となる．

$$\sum_{K=0}^{U} P_1(E_K \mid \alpha) = 1$$

$$\sum_{K=0}^{U} P_2(E_K \mid \alpha) = 1 \qquad K=0,Y,U$$

(3) 停止期間期待値：地震ロス関数

機能停止に伴う損害は，停止期間期待値を推定する．イベントツリー解析(Event Tree Analysis)により，停止期間期待値を算出する(**図 9**).

停止期間期待値は，式(30)により求められる．ここで，$P_i(E_K|\alpha)$は損傷発生確率，d は復旧日数となっている．

$$R_S = \sum_{i=1}^{9} \{ (P_1(E_K \mid \alpha) \cdot P_2(E_K \mid \alpha)) \cdot d_i \} \qquad (30)$$

K=0,Y,U

停止期間期待値は，損傷部位の復旧に要する期間に相当する．

復旧日数の分類については，降伏状態の損傷に対しては 10 日，終局状態に対しては，60 日と仮定している．それぞれの復旧日数を**図 10** のようにまとめる．ただし，本評価は，橋脚の被害に相関はなく，独立を前提としていることに注意が必要である．

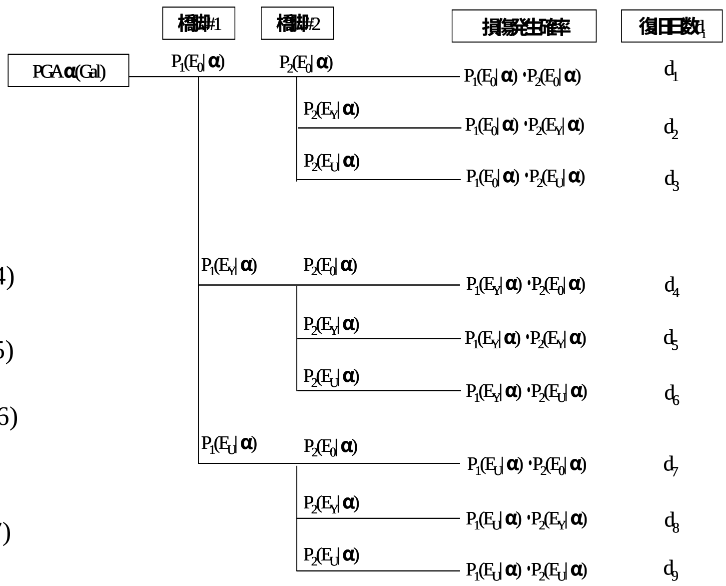


図 9　イベントツリー(Event Tree)

橋脚＃2 損傷事象：E_K

橋脚＃1 損傷事象：E_K	0	Y	U
0	d_1	d_2	d_3
Y	d_4	d_5	d_6
U	d_7	d_8	d_9

橋脚＃2 損傷事象：E_K

橋脚＃1 損傷事象：E_K	0	Y	U
0	0	10	60
Y	10	10	60
U	60	60	60

単位 ：day

0：無損傷，Y：降伏状態，U：終局状態

図 10　復旧日数マトリクス

(4)　地震リスクカーブ

建設地点における地震リスクを定量的に把握することを目的とし，地震リスクカーブにて評価する．地震リスクカーブは，地震ハザード曲線と地震ロス関数から，共通の加速度αを消去して，年超過確率を縦軸に，停止期間期待値を横軸にして表した曲線である．地震リスクカーブは，リスク低減対策を立案する際に定量的な情報を与えることになる[1)]．**図 11** に東京都新宿区を対象として算出した地震リスクカーブの一例を示す．

(5)　不通確率

不通確率とは，直列系システムとして，橋脚が 1 本でも損傷または全壊した場合，高速道路の導通機能喪失における確率のことである．不通確率を**図 12** の不通確率マトリクスのように定義する．ここで，E^1_K，E^2_K をそれぞれ橋脚#1，橋脚#2 における損傷事象とする．不通確率の余事象である導通確率も含まれる．

直列系システムの不通確率は，各橋脚を損傷状態別に E_0～E_U と 3 段階に分類し(**表 2**)，各々に対応する限界状態発生確率(Fragility Curve)を求め，それぞれを乗じて算出している．

不通確率は，式(31)のように表される．

$$P_f\left(E^1_K E^2_K\right)=P(F_{1K})\cdot P(F_{2K})\qquad \mathrm{K=0,Y,U}\qquad (31)$$

損傷状態別の不通確率は，式(32)～(40)のように表される．ここで式(32)は，式(36)の余事象であり，導通確率となる．

$$P_f\left(E^1_0 E^2_0\right)= P(\overline{F}_{1Y})\cdot P(\overline{F}_{2Y})\qquad (32)$$

$$P_f\left(E^1_0 E^2_Y\right)= P(\overline{F}_{1Y})\cdot P(F_{2Y})\qquad (33)$$

$$P_f\left(E^1_0 E^2_U\right)= P(\overline{F}_{1Y})\cdot P(F_{2U})\qquad (34)$$

$$P_f\left(E^1_Y E^2_0\right)= P(F_{1Y})\cdot P(\overline{F}_{2Y})\qquad (35)$$

$$P_f\left(E^1_Y E^2_Y\right)= P(F_{1Y})\cdot P(F_{2Y})\qquad (36)$$

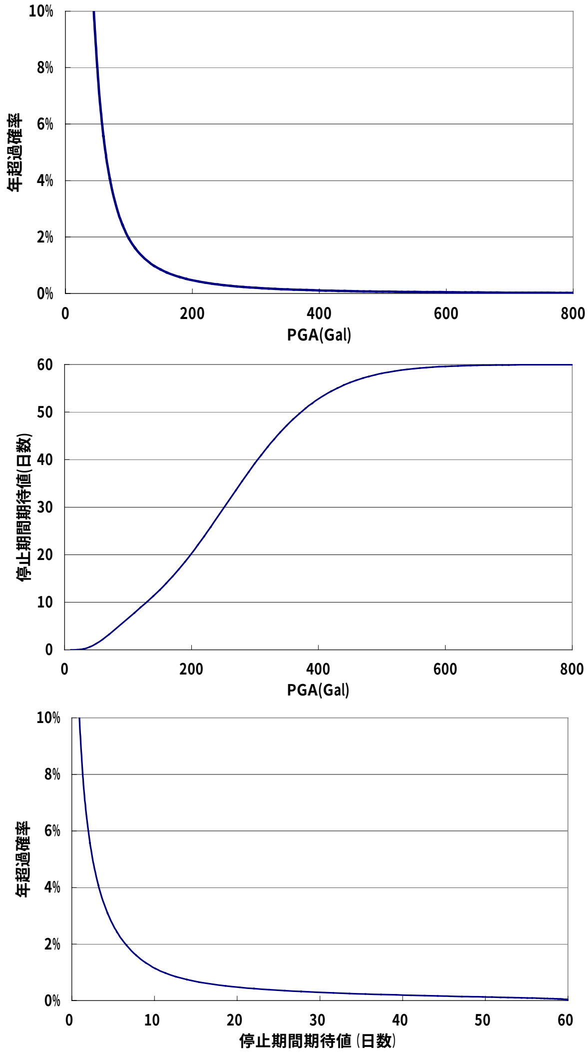
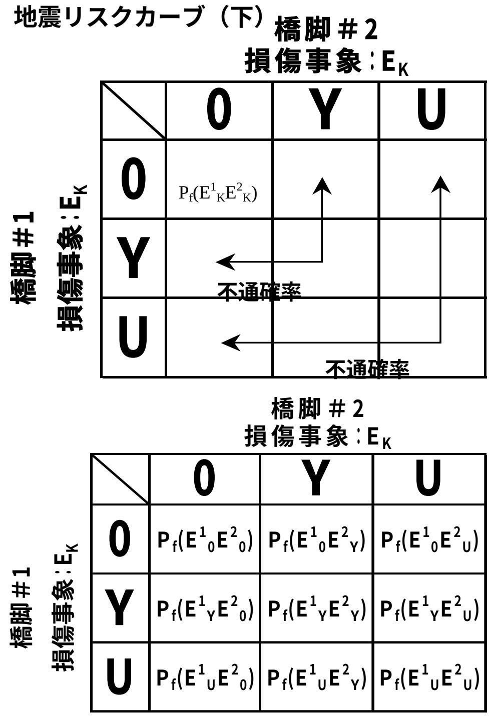


図 11　地震ハザード曲線（上），地震ロス関数（中），地震リスクカーブ（下）



0：無損傷，Y：降伏状態，U：終局状態

E^1_K：橋脚#1 の損傷事象，E^2_K：橋脚#2 の損傷事象

図 12　不通確率マトリクス

$$P_f\left(E^1_Y E^2_U\right) = P(F_{1Y})\cdot P(F_{2U}) \tag{37}$$

$$P_f\left(E^1_U E^2_0\right) = P(F_{1U})\cdot P(\overline{F}_{2Y}) \tag{38}$$

$$P_f\left(E^1_U E^2_Y\right) = P(F_{1U})\cdot P(F_{2Y}) \tag{39}$$

$$P_f\left(E^1_U E^2_U\right) = P(F_{1U})\cdot P(F_{2U}) \tag{40}$$

ここで,

$$P(\overline{F}_{1Y}) = 1 - P(F_{1Y}) \quad , \quad P(\overline{F}_{2Y}) = 1 - P(F_{2Y})$$

表 2　損傷事象と損傷状態

損傷事象:E^1_K, E^2_K	損傷レベル	損傷状態	損傷状況
E^1_0, E^2_0	損傷レベル1	無損傷	無損傷
E^1_Y, E^2_Y	損傷レベル2	降伏状態	場合によっては，補修が必要な損傷
E^1_U, E^2_U	損傷レベル3	終局状態以降	補修が必要な損傷で，場合によっては，部材の取替えが必要な損傷

4．地震リスクシミュレーション#1：2 橋脚の場合

直列系システム構造物として，高架道路橋を想定し，地震リスクシミュレーションを実施した．ここでは，高速道路システムの導通性評価の結果を提示する．

(1)　直列系システム構造物の性能特性

直列系システム構造物の性能特性を，限界状態発生確率(Fragility Curve)により評価する．

ここでは，**図 13** に式(23)より算出した，直列系システム構造物全体の限界状態発生確率を示す．PGAα=200Gal 付近にて，降伏確率がほぼ 1 となっている．また，PGAα=600Gal 付近では，終局確率もほぼ 1 となり, 全壊していると考えられる．

それに伴い, **図 14** に示す, 損傷発生確率も PGAα=200Gal 付近で損傷レベル 1 の発生確率が，ほぼ 0 になっていることが確認できる．また，それに反して，損傷レベル 3 の発生確率が単調増加を示し，損傷レベル 2 の発生確率がピークを迎えている．

(2)　停止期間期待値の推定

図 15 から, 対象となる高速道路の停止期間における期待値を推定することができる．同図より，PGAα=200Gal のときに，およそ停止期間が 20 日となることが読み取れる．そして，PGAαが大きくなるにつれて，停止期間期待値も単調増加し，PGAα=600Gal 付近にて，停止期間が，ほぼ 60 日に至っている．これは, PGAα=600Gal において，**図 13** の降伏, 終局確率ともにほぼ 1 に漸近していることが関係していると考えられる. それに伴い, **図 14** に示す損傷発生確率も損傷レベル 3 の発生確率が，ほぼ 1 となっていることも影響している．

(3)　建設地点を想定した停止期間期待値の推定

建設地点を想定した場合の停止期間期待値を地震リスクカーブにて推定する．対象を任意の地点に建設した場合，その地点における地震ハザード(**図 16**)を考慮した停止期間期待値の把握ができる．本研究では，無作為に選定した仙台市，新宿区，福井市における停止期間期待値の推定を行っている．

図 17 より対象が同様の場合でも, 建設地点の地震危険度の違いにより，停止期間期待値が大きく変動することが確認できる．これにより，建設地点の地震ハザードを考慮し停止期間期待値を推定することができた．

(5)　不通確率

直列系システムの導通性について，不通確率により定量的に評価する．導通機能喪失を損傷別に細かく分類し，入力地震動における損傷状況の把握することが目的である．ここで，不通確率を**図 18** のようにまとめる．

図 19 より低加速度領域では，限界状態 Y において，どちらか一方が降伏する確率(②，④)がゆるやかに上昇し，ピークを迎えている．

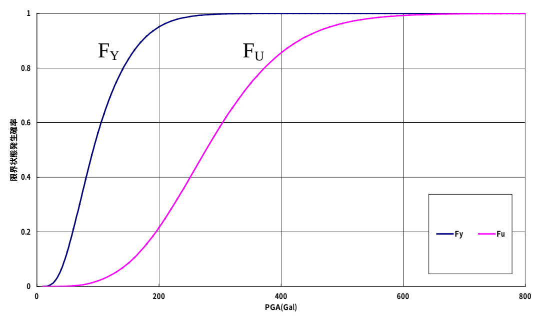


図 13　直列系システム構造物の限界状態発生確率

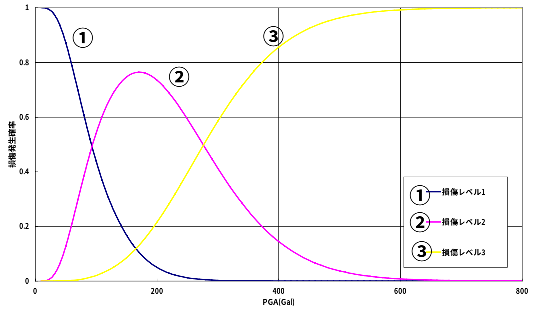


図 14　直列系システム構造物の損傷発生確率

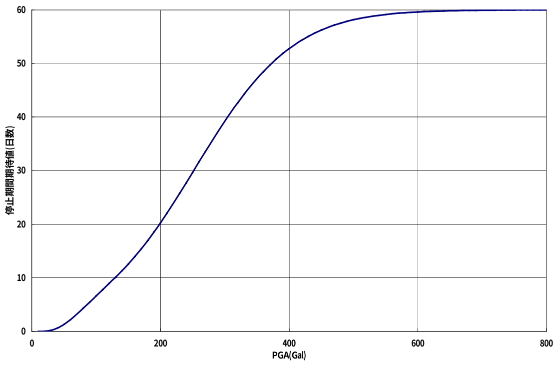


図 15　停止期間期待値

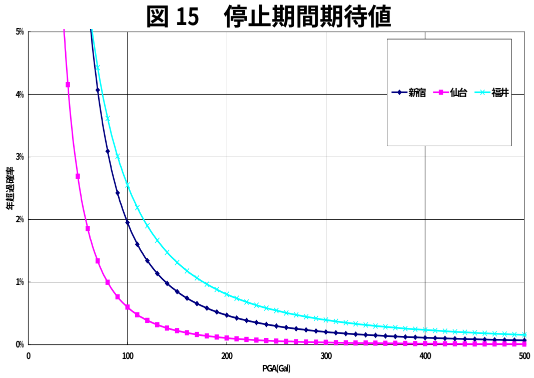


図 16　　地震ハザード曲線

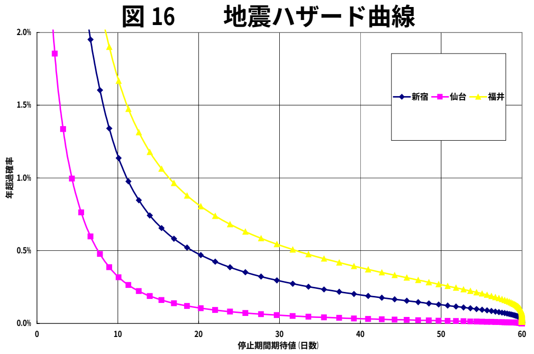


図 17　建設地点を想定した場合の停止期間期待値の推定

橋脚＃2
損傷事象：E_K

橋脚＃1
損傷事象：E_K

	0	Y	U
0	①	②	⑤
Y	④	③	⑥
U	⑨	⑧	⑦

図 18　不通確率マトリクス

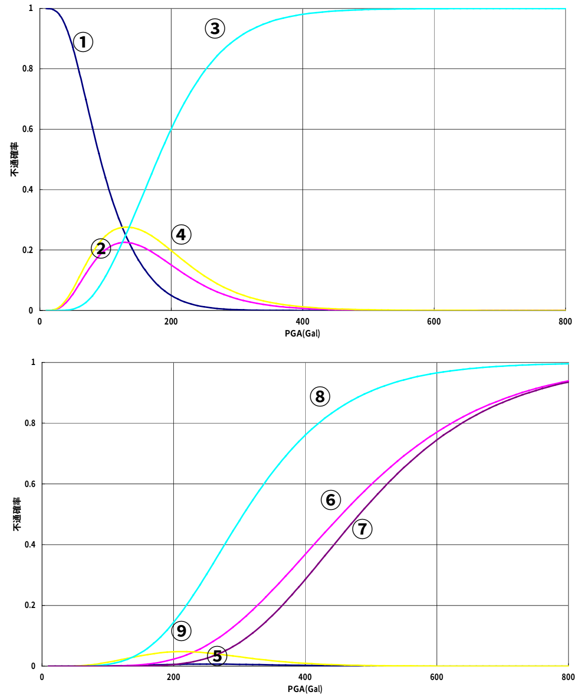


図 19　不通確率：限界状態 Y（上），限界状態 U（下）

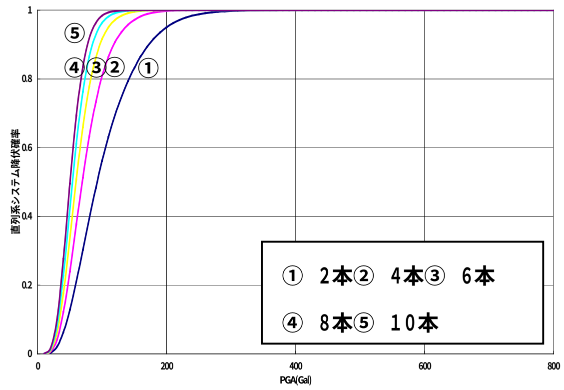


図 20　橋脚本数の影響：降伏確率

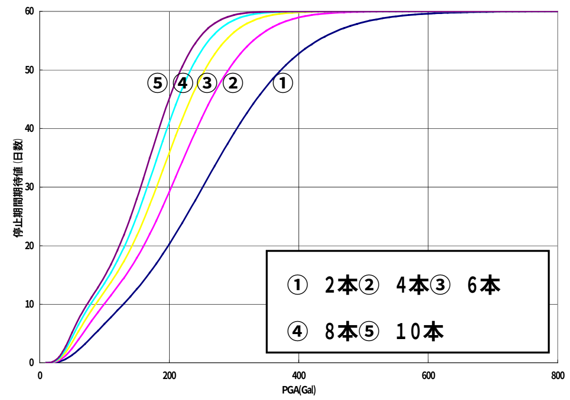


図 21　橋脚本数の影響：停止期間期待値

このとき，双方が降伏する確率(③)は，PGA αの増加に伴い単調増加し，1 に漸近していく．限界状態 U では，PGA αの増加に伴い，どちらか一方の橋脚が降伏または終局する確率(⑥，⑦，⑧)が単調増加し，1 に漸近していることが確認できる．また，どちらか一方だけ終局する確率(⑤，⑨)が非常に小さく，そのような損傷状況になることは微少であると考えられる．

5． 地震リスクシミュレーション#2：多数橋脚の場合

直列系システムを構成する橋脚本数をパラメータとし，本数を変化させた場合の限界状態発生確率と停止期間期待値に与える影響を調べる．本シミュレーションでは，単純桁を想定し**表 1** に示す橋脚を対象とする．その 2 橋脚を 1 セットとして考えて，そのセット数を増やすことで，直列系システムを構成する橋脚本数を増やしている．

(1) 限界状態発生確率における影響

限界状態発生確率(降伏確率)に，橋脚本数が与える影響を調べる．式(23)により，橋脚本数が増えた場合の各限界状態発生確率を算出している．

図 20 より，橋脚本数を増加させるに伴い，降伏確率が増加していくことが確認できた．PGA α =200Gal において，降伏確率は，橋脚本数を 2 本以上増加させると，ほぼ 1 となる．これにより，直列系システムが，橋脚本数の影響を大きく受けることがわかった．従って，直列系システムの損傷は，橋脚が 1 本以上損傷した場合を指す．そのため，構成する橋脚本数が増加すると，損傷の確率が大きくなった．また，降伏確率と橋脚本数との間に，正の相関を示すことがわかった．

(2) 停止期間期待値における影響

停止期間期待値に橋脚本数が与える影響を調べる．まず，式(23)により，橋脚本数が増えた場合の各限界状態発生確率を算出する(式(41), 式(42))．

そして，式(41)，式(42)より，損傷発生確率を算出する(式(43)～式(45))．

$$P(Y)=\int_0^{\infty}\left\{1-\prod_{i=1}^{n}\left(1-\int_0^{\delta_{iY}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_x z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_{iY}}{\zeta_x}\right)\right]dz\right)\right\}d\delta_{iY} \quad (41)$$

$$P(U)=\int_0^{\infty}\left\{1-\prod_{i=1}^{n}\left(1-\int_0^{\delta_{iU}}\frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_x z}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\ln\delta_{iU}}{\zeta_x}\right)\right]dz\right)\right\}d\delta_{iU} \quad (42)$$

$$P_{system}(E_0 \mid \alpha)=1-P(Y) \quad (43)$$

$$P_{system}(E_Y \mid \alpha)=P(Y)-P(U) \quad (44)$$

$$P_{system}(E_U \mid \alpha)=P(U) \quad (45)$$

最後に，停止期間期待値を式(46)にて算出する．

$$R_S=\{(1-P(Y))\cdot d_0\}+\{(P(Y)-P(U))\cdot d_Y\}+\{P(U)\cdot d_U\} \quad (46)$$

ここで，P(Y)：直列系システムの降伏確率，P(U)：直列系システムの終局確率，$P_{system}(E_0|\alpha)$：無損傷の発生確率，$P_{system}(E_Y|\alpha)$：降伏状態の発生確率，$P_{system}(E_U|\alpha)$：終局状態の発生確率，d：復旧日数(d_0=0, d_Y=10, d_U=60)である．

図 21 より，橋脚本数を増加させるに伴い，停止期間期待値が増加していくことが確認できた．PGA α =200Gal において，橋脚 2 本と 10 本の際の停止期間期待値を比較すると, 橋脚 2 本のときは, 20.3 日, 10 本のときは, 45.1 日となった. この 45.1 日という値は，橋脚 2 本の場合を考えると，およそ PGA α =350Gal 時の値に相当する. これにより, 停止期間期待値も橋脚本数の影響を大きく受けることがわかった．よって，直列系システムに同等の地震動が入力した場合，システムを構成する橋脚本数が多くなる程，停止期間期待値が大きくなることがわかった．また，停止期間期待値と橋脚本数との間に, 正の相関を確認することができた.

6． 結論

・高速道路(高架道路橋)を直列系システム構造物にモデル化し，地震リスク解析および地震リスクシミュレーションを行うことができた．本研究の導通性評価は，システムを構成する橋脚のうち 1 本でも損傷した場合，システム構造物全体が損傷し不通となる．これは，直列系システムを対象にした場合の定義である．

・直列系システムにおいて，P～δ曲線をバイリニアモデルで表し，限界状態発生確率と損傷発生確率を算出した．また，直列系システムの破壊確率は，それぞれの和事象にて算出している．これにより，対象構造物の耐震性能や損傷状態を定量的に示すことができた．

・直列系システムを構成する橋脚本数の変化が，限界状態発生確率と停止期間期待値に与える影響を調べた．対象項目において，橋脚本数を増加させた際に大きく影響が見られた．そして，橋脚本数と各項目との間に正の相関を確認することができた．従って，直列系システムは，構成する橋脚本数が増加すると，システムとしての脆弱性や損傷確率が増加することがわかった．ただし，この知見は，直列系システムのみを対象としていることに注意が必要である．

【謝辞】

本研究を行うにあたり，吉川弘道教授，栗原哲彦講師には終始暖かい，ご指導を頂きました．心より御礼申し上げます．また，中村孝明氏(株式会社篠塚研究所)には，本研究の基幹となる，大変貴重な資料とご意見，ご指導を頂きました．ここに厚く御礼申し上げます．

【参考文献】

1)星谷勝・中村孝明：構造物の地震リスクマネジメント リスクを定量的に分析し，損失を抑える手法とは，山海堂，2002.4

2)総務省消防庁，地域の安全・安心を実現するために～自主防災組織の新たな在り方について～，平成 15 年 12 月地域の安全・安心に関する懇話会最終報告，http://www.fdma.go.jp/html/new/1512_tiiki.html

3)星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版，1986.5

4)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，pp.145-160，1998

5)山本浩一，田村敬一，中尾吉宏，本田利器：リダクションファクタースペクトルの評価式について，第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp313-316，1998.12

APPLICATION OF SEISMIC RISK ANALYSIS TO SERIAL SYSTEM STRUCTURES

Yusuke NAKAKO

This study attempts to carry out the seismic risk analysis for concrete structures to obtain the expected damage by possible earthquake, and shows analytical procedures of this assessment together with numerical simulation for seismic risk. The major purpose of this study is to expand the seismic risk analysis for a single structure to that of structures in series. First of all, the seismic risk analysis procedure for a single reinforced concrete pier is formulated, and seismic risk simulation is conducted using both of performance characteristics of the pier, next the seismic risk of construction site, and suspended days expected is examined. The highway (viaduct bridges) is assumed to the seismic risk simulation in this study. Therefore, the viaduct bridge is assumed to be the serial system structures composed of a lot of piers. The seismic risk simulation is then executed for serial system structures, and the effect of number of piers is numerically examined. This case study demonstrates the proposed method can reasonably evaluate the seismic risk of structures in series.