

RC 構造物を対象とした , Damage Function および Fragility Curve による耐震性評価指標に関する研究

学生氏名 北本 廣平

指導教員 吉川 弘道

耐震設計や地震リスク評価は多くの研究がなされ十分な成果が得られている . その成果として耐震設計から得られる機能 , 性能 , マネジメントを結びつける指標や評価基準が確立されれば定量的に構造物を評価することができると考えられている . しかし , 性能とリスクマネジメントには明確な関係はなく , マネジメントによる対策などの効果を定量的に示す評価基準は現状では確立されていない . 本論は , DF , SFC の指標を用いて RC 構造物の耐震性評価を行うことを目的とし , 定量的に評価する指標に関して検討する . また , 補修補強による効果の評価を定量的に行うことを検討し , これらのデータを用いて , 高速道路網を対象として , システム構造物の地震リスク評価の検討 , および評価指標の検討を行う . その結果 , DF , SFC を用いて定量的に耐震性を評価することができた .

Key Words : RC structures, damage function, seismic fragility curve, serial system, normal expected probable maximum loss, earthquake resistant, seismic probabilistic risk assessment

1 .はじめに

耐震設計や地震リスクマネジメントは既往の研究により多くの成果が得られている . 耐震設計における耐震性能においては , 構造物の重要度別に許容損傷程度が定められ , 機能と性能の関係が規定されてきているが , 定めることが困難な課題の一つとされている . 地震リスクマネジメントにおいては , 地震保険やリスク管理などにより金融理論を用いた統計解析や費用対効果などの多く検討されている¹⁾ . 従って , 耐震設計から得られる機能 , 性能とマネジメントを結びつける指標や評価基準を確立することができれば定量的に構造物の安全性や耐震性を評価することができ , 安全性の把握に努めることができることを示している . しかし , 性能とリスクマネジメントには明確な関係はなく , マネジメントによる対策などの効果を定量的に示す評価基準は現状では確立されていない . ここでは想定している地震による損失に関しての確率的検討がなされていない . この課題に関して確率論的アプローチを行うことで , これまで想定外とされてきた地震被害を最小限に抑えることが可能だと考えられる .

確率論的な地震被害推定には , 大別して確率統計的な方法と記述統計的な方法がある²⁾ . 前者は信頼性理論に基づき , 構造物の損傷確率を評価し , 損失 (額) を乗じることで被害推定を行う . この損傷確率

は地震動の大きさを指標とした関数である Seismic Fragility Curve (以下 , SFC) によって求められる²⁾ . 一方 , 後者は地震動の大きさに応じた損失率 (予想損失額 / 調達価格) を求める関数である . いわゆる Damage Function (以下 , DF) によって評価する方法である .

構造物単体での地震リスク評価には多くの研究が行われ , 実構造物に適用されてきている中 , 構造物複数で構成される道路システムやライフライン (電気 , 水道 , ガスなど) 網などのシステム構造物に関しては今後検討の余地があると考えられる .

本論は兵庫県南部地震による鉄筋コンクリート (Reinforced Concrete , 以下 RC) 構造物の被害を分析するとともに被害データから損傷推定式の同定を行った . また , 対象橋脚の解析手法として非線形動的応答解析を行い , 非線形動的応答解析結果を用いた DF と SFC の算出手法等を記述している . DF , SFC の指標を用いて地震リスク分析を行い , 分析による対策効果を定量的に評価することを目的としており , 評価指標に関して検討を行う . また , 補修補強などの効果の定量的評価に関しても検討を行い , さらに , これらの結果を用いて高速道路網を対象とする , DF と SFC の道路システムへの適用 , 道路網に対するポートフォリオ理論の適用し , システム構造物の地震リスク評価の検討 , および評価指標の検討を行う .

2. 道路橋脚における損傷区分

被害データを効率的かつ客観的に利用するには、被害(損傷)のランク(区分)を設定することが重要である。設計時においても土木構造物の耐震設計の目標として「耐震設計は、人命の損失を生じさせるような壊滅的な破壊の発生を防ぐこと、及び、地域住民の生活や生産活動に支障を与えるような機能の低下を極力抑制することを目標としておこなわなければならない。」³⁾と提案されており、この提案に対して客観性を持った区分が必要である。

道路橋示方書・同解説 耐震設計編平成14年度(以下、道示平14)では、重要度により要求耐震性能を設定することが示されている⁴⁾。これにより機能とバランスのとれた耐震性能を付加することができると考えられる。

(1) 損傷による損傷区分

兵庫県南部地震で被害を受けた高速道路の高架橋橋脚に対して、道路震災対策便覧(震後対策編)を基に用いられた外観調査による被害区分を表-1に示す⁵⁾。ここで示す区分は損傷の程度による定性的な被害区分である。外観調査は地震直後から緊急を要する応急復旧の判定を行うために、橋脚地上部のみ損傷状況を把握した資料である。この損傷区分で示された損失率がSFC, DFの算出に必要なクリテリアとなる。本論においても実被害データと対応していることからDF, SFCの損傷区分として用いている。各損傷区分の損傷形態を図-1に示す。

表-1 外観調査による損傷区分⁵⁾

損傷区分	定義
As	崩壊・倒壊、損傷変形が著しく大きいもの
A	半倒壊、亀裂、座屈、鉄筋の破断等の損傷、変形の大きいもの
B	中破壊、鉄筋の一部の破断やはらみだし、部分的な被りコンクリートの剥離や亀裂が見られるもの
C	小破壊、ひびわれの発生や局部的な被りコンクリートの剥離がみられるもの
D	損傷がないか、あっても耐力に影響のない極めて軽微なもの

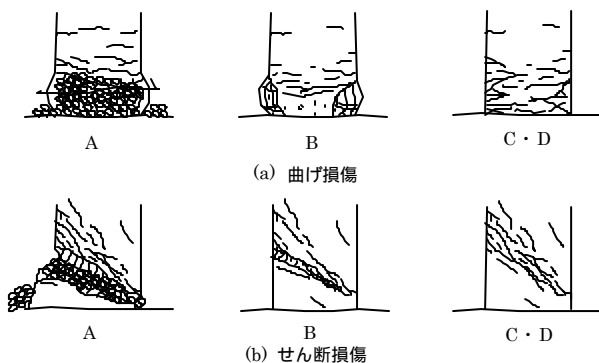


図-1 損傷度ランク⁶⁾

(2) 既往研究による損傷区分の推定

既往の研究より得られている、RC橋脚の塑性率と損傷区分の関係をまとめたものを表-2⁷⁾に示す。この表は、各損傷区分(被災度)に対して塑性率に幅を持たせる形で表現されている。

表-2 塑性率、損失率による損傷区分

損傷区分	応答塑性率	損失率
As	8.0~	1
A	6.0~8.0	0.8
B	4.0~6.0	0.5
C	2.0~4.0	0.1
D	~2.0	0

(3) 損失率による損傷区分

この損失率による区分は、地震を経験した橋脚の建設費に対する補修、補強費、再建設費(撤去を含む)などの再調達に関わる金銭的な損失を基に区分している。この損失は、橋脚の物理的損失のみを考慮しており、橋脚の倒壊、大破による機能損失によって生じる波及的な損失(経済効果損失)は考慮していない。表-2に損傷区分と対応する損失率を示す。本研究では、文献(7)の建設費・補修費等の費用データを基に損傷区分毎に損失率を設定している。表の塑性率を応答塑性率としている。以上により、損失率を費用を用いた客観的かつ定量的指標によって示すことができる。以下では、表-2の損失率を用いて評価をしている。

(4) 損傷区分推定式の提案

兵庫県南部地震により被害を受けた高速道路橋脚の損傷度別基数データを表-3に示す⁵⁾。これは、総橋脚数に対して、各損傷区分に属する橋脚数を調査したものであり、橋脚の構造形式(単柱、ラーメン)、構造材質(RC、鋼)に関しても区分している。

これらのデータのように過去の被害データや建設時の設計図面、設計値の多くのデータが保存されるようになったことで、被害データを基に被害レベル(区分)を推定できると考える。特に設計値から推定される損傷区分が可能であれば、既存構造物に対しても容易に損傷(耐震性能)推定を行うことができると考える。

表-3 損傷度別基数分類⁵⁾

		As	A	B	C	D	合計
RC橋脚	単柱	50	69	85	199	329	732
	その他	14	9	17	26	145	211
	計	64	78	102	225	474	943
鋼製橋脚	単柱	2	8	3	32	8	53
	その他	1	0	9	80	20	110
	計	3	8	12	112	28	163
合計	単柱	52	77	88	231	337	785
	その他	15	9	26	106	165	321
	計	67	86	114	337	502	1106

本論においても設計値から構造成能指標の検討をしている。図-2 に示すように構造物は固有の特性を持っている ($P-d, M-f, 靱性m, 耐力n$)。これらの値は通常の設計から容易に算出することができる。また、これらは構造物の性能である耐震性能などを示す指標として多く用いられている。しかし、既往の研究の多くは、これらの単一指標で評価することが一般的である。また、表-2 で示した応答塑性率、損失率は個々の橋脚が持つ変形性能等の特性を十分に反映していない。そこで、各指標による損傷区分の平均値を算出し、構造成能指標として特性に対応して損傷区分が変動するモデルを提案する。損傷区分推定モデルとして、損傷調査結果による設計値の得られた橋脚 (RC 単柱橋脚 317 本) を用いて、損傷区分毎の橋脚の断面諸元により指標値の平均値を算出している。損傷区分は外観調査による区分 (表-1) を用いる。

本提案指標 Q は降伏後の降伏点以上のエネルギー吸収量と定義する (図-2)。この提案式の定義内容として、降伏後に (塑性域で) どれだけのエネルギーを吸収できるかであり、変形性能だけでなく、耐力も考慮している。これにより、構造物の特性をより精度よく損傷推定に反映できると考える。保有エネルギー量 E は橋脚の骨格曲線を用いた面積とし、また、保有靱性率 (式 1)、耐力比 n (式 2)、耐力と変位の面積 (保有エネルギー量 E , (式 3)) と本提案指標 (式 5) を比較する (図-3)。

保有靱性率：
$$m = \frac{d_u}{d_y} \quad (1)$$

耐力比：
$$n = \frac{P_u}{P_y} \quad (2)$$

保有エネルギー量：
$$E = \int_0^{d_u} P(d) dd = P_y d_y \int_0^u n(u) du \quad (3)$$

本提案指標：
$$Q = \int_{d_y}^{d_u} (P(d) - P_y) dd = \int_1^u P_y (n(u) - 1) d_y du$$

$$= P_y d_y \int_1^u (n - 1) du \quad (4)$$

$$\cong P_y d_y \frac{1}{2} (n - 1)(m - 1) \quad (5)$$

(5)提案式の適用

図-2 に被害区分による (a)保有靱性率 m , (b)耐力比 n , (c)耐力と変位の面積 (保有エネルギー量 E), および (d)本提案指標 Q を示した。図-3 から確認できるように、 Q 以外の指標においても被害区分の傾向

を示している。構造成能指標として、損傷区分毎のクライテリアである本提案指標 Q は、損傷区分に沿い、他の指標である塑性率、保有エネルギー量と比較しても段階的に指標値が推移しており、その傾向を明瞭な損傷区分として示すことができる。

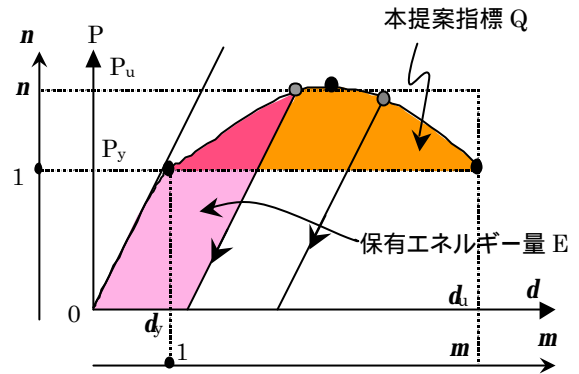
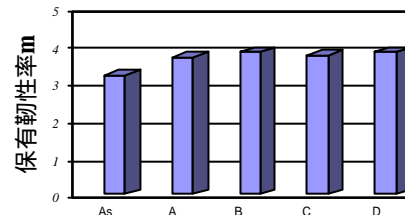


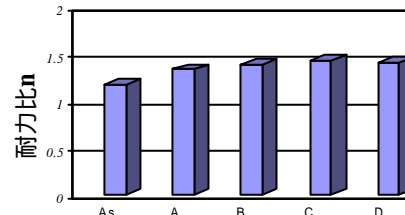
図-2 各指標定義

表-4 各損傷区分の構造成能指標

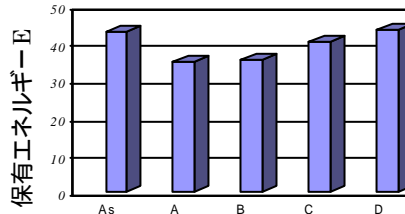
各区分の構造成能指標 (317橋脚)				
損傷区分	$m(=d_u/d_y)$	$n(=P_u/P_y)$	E	Q
As	3.29	1.17	42.95	3.17
A	3.66	1.33	35.00	5.03
B	3.81	1.39	35.77	6.25
C	3.76	1.42	40.47	6.79
D	3.78	1.41	43.76	7.22



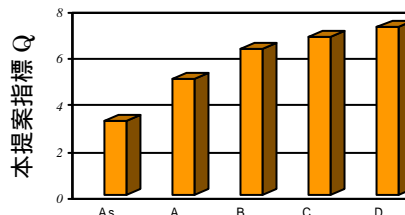
(a) 保有靱性率による区分



(b) 耐力比による区分



(c) 保有エネルギーによる区分



(d) 本提案指標による区分

図-3 損傷区分毎の各指標値 (平均)

3. 動的応答解析による最大応答変位の算出

(1) 対象構造物

橋脚に関しては、首都高速道路公団の橋脚を対象構造物としている。兵庫県南部地震以後、個々の橋脚に関して動的解析が行われ、すでに耐震補強が実施されていることから、耐震性能は補強前とした上で、評価に適した橋脚を選定している。

解析の容易性を前提に橋脚 5 本を選び 1 質点系にモデル化している。質点の位置⁴⁾は、橋軸方向が上部工重心、橋軸直角方向は支承部(下部工天端)とし、地震入力はフーチング下面とする(図-4)。

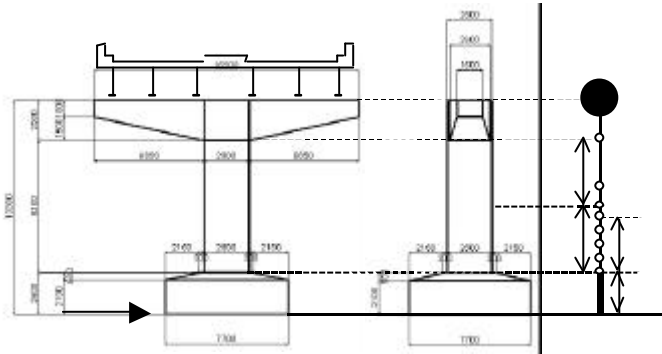


図-4 対象橋脚のモデル化 (P1)

橋脚の断面諸元、特性を表-5 に示した。質点高さ、質点質量に関しては道示 平 14 に準じている。また、水平耐力変位関係や曲げモーメント曲率関係の値は道路橋示方書平成 8 年度に準じた設計値である。図-5、図-6 は橋脚の特性 ($M-f$, $P-d$ 関係) をそれぞれ示している。

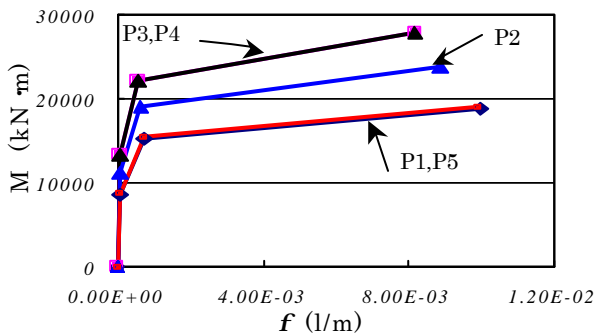


図-5 M·f

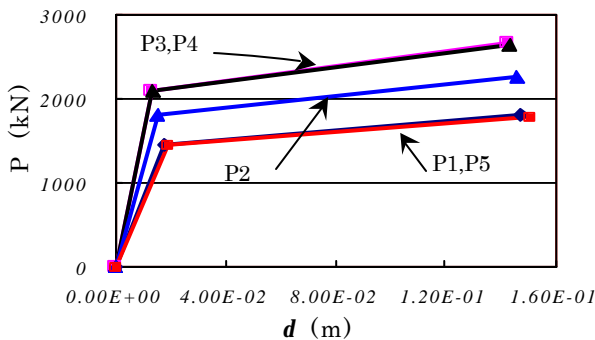


図-6 P·d

表-5 対象橋脚の諸元

P-d	P1	P2	P3	P4	P5
高さ(m)	13.3	13.2	13.2	13.1	13.1
質点質量(kN・s ² /m)	6568	6917	6990	7379	6296
断面積(m ²)	7.84	8.96	9.80	9.80	7.84
P _v (kN)	1447	1806	2099	2111	1468
P _w (kN)	1781	2256	2646	2662	1808
d _v (m)	0.0194	0.0152	0.0134	0.0132	0.0178
d _w (m)	0.1509	0.1461	0.1435	0.1426	0.1473
M _v (kN・m)	8669	11199	13341	13331	8638
M _w (kN・m)	15481	19142	22187	22165	15413
M _u (kN・m)	19057	23915	27973	27948	18985
f _v (1/m)	6.74E-05	5.86E-05	5.35E-05	5.34E-05	6.72E-05
f _w (1/m)	7.16E-04	6.19E-04	5.62E-04	5.62E-04	7.15E-04
f _u (1/m)	9.96E-03	8.88E-03	8.17E-03	8.19E-03	1.00E-02

(2) 入力地震動

使用した入力地震動に関しては、カリフォルニア州強震記録 (Department of Conservation-Strong Data Center (以下,DOC)⁸⁾) を採用している。地震波形は加速度波形、速度波形、変位波形あるいはそれらの組み合わせと様々である。本研究では、波形種類による応答値との関係についても検討を行っている。DOC では観測される地震動波形には種類がある。そのため、今後の検討においてもデータが十分に整っており、地震記録が同一地震に対して 1 観測地点で 3 種 (加速度、速度、変位) の波形がそれぞれ 3 成分 (水平 2 成分、鉛直 1 成分) 観測されている、カリフォルニア州の強震データ (594 成分) を採用している。

(3) 解析条件

対象橋脚の解析条件を以下に示す。応答解析は、直接積分法を用い、数値積分は Newmark - b 法、減衰はひずみエネルギー比例減衰としている。

動的解析は多くの解析条件を設定する必要があり、設定値は解析者によって多少の違いが生じることが多い。本論においては一般的に採用されている条件を設定した。表-6 に解析条件の一覧を示す。

本解析では、3 次元骨組み構造物非線形動的解析システムである DYNA2E¹⁰⁾を用いる。

表-6 解析条件一覧

設定項目	設定解析条件	
固有値解析	実固有値解析法 (Householder法)	
応答解析法	直接積分法応答解析 (非線形)	
数値積分法種類	Newmark - b 法	
Newmark - b 法の定数	$\gamma/b = 4$	
応答解析の積分時間間隔	$\Delta t = 0.001$	sec
応答打ち切り時間	打ち切り無し (入力加速度波形に依存)	
減衰種類	ひずみエネルギー比例減衰	
減衰定数	$h = 5$	%
スケルトンタイプ	Decreasing Tri-linear 型 (オリジナル武田型)	
加振方法	基礎加振応答解析	
入力動タイプ	地震波加速度入力	
非線形解析の定義	不平衡力を残差荷重として次ステップに加える	
要素降伏判定	要素のモーメントを材端のモーメントを平均化	
重力加速度の定義	$g = 9.8$	m/sec ²
ヤング係数	$E = 2.8E+07$	kN/m ²
せん断弾性係数	$G = 1.2E+07$	kN/m ²
自由度の定義		
自由度の定義	(x, y, z) 126	
基部拘束の自由度	(x, y, z) 126	
付加質量の自由度	(x, y, z) 12	

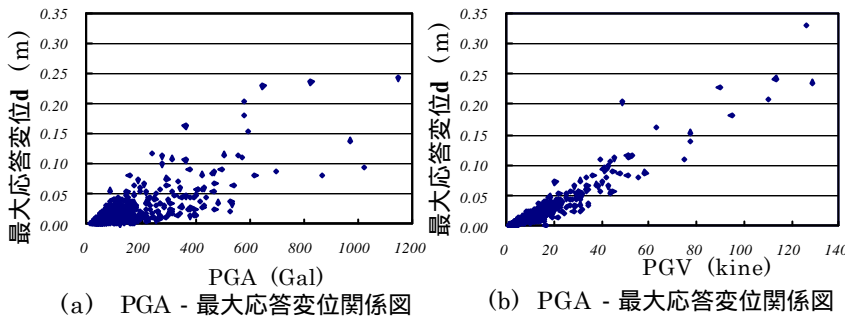


表-7 相関係数

橋脚 橋軸方向	すべての解析結果		終局以降を除く	
	PGA	PGV	PGA	PGV
P1	0.805	0.941	0.601	0.920
P2	0.800	0.959	0.714	0.932
P3	0.808	0.961	0.729	0.933
P4	0.813	0.947	0.718	0.929
P5	0.788	0.947	0.634	0.926

図-7 解析結果 (P4)

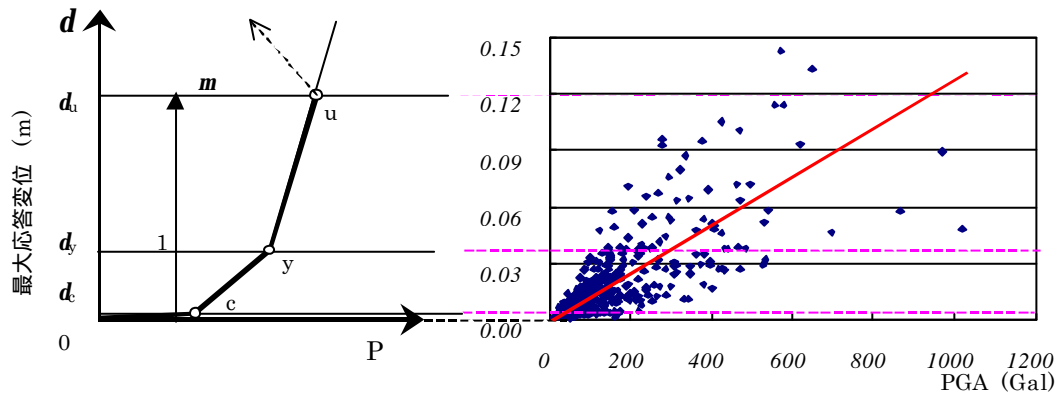


図-8 終局を設定した解析結果 (P4)

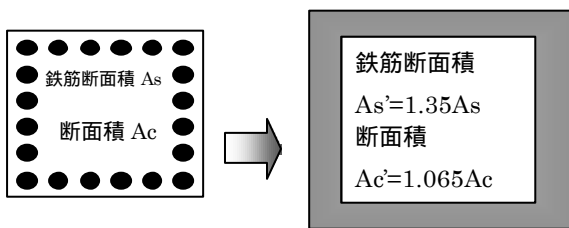


図-9 断面の変更 (P4)

表-8 M-f の推移

M-f	P4	変更後
M _c (kN・m)	13331	14713
M _v (kN・m)	22165	28053
M _w (kN・m)	27948	36476
f _c (l/m)	5.34E-05	5.15E-05
f _v (l/m)	5.62E-04	5.62E-04
f _w (l/m)	8.19E-03	1.02E-02

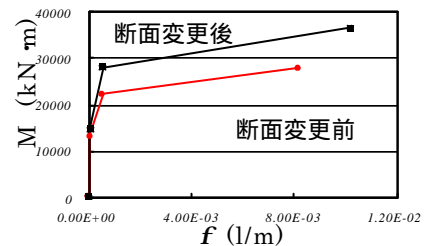


図-10 断面変更による M-f (P4)

(4)解析結果 (最大応答変位)

橋脚 P4 の非線形動的応答解析結果を図-7 に示す。横軸に地震動規模 (Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, 以下, PGA, PGV), 縦軸に橋脚質点部での最大応答変位を示している。図-7 では, 解析によって得られた最大応答変位 594 成分を示している。しかし, 観測点の条件から地震動規模が大きいものがあり橋脚の構造物の性能 (終局変位) を超過している結果もいくつか確認されている。そこで, 終局変位を超過した場合, すべて崩壊 (終局で解析を終了) とした解析も行っている。

地震動指標として PGV, PGA などが用いられている。特に土木分野においては PGA が用いられ, PGV は建築や保険分野に多く用いられている¹⁰⁾。本論では, PGA と PGV 比較を行っているが, PGV を主な指標として用いている。

最大応答変位と骨格曲線は図-8 のように示すことができる。終局以後耐力が急激に減少 (劣化) することを考慮していない。解析結果すべてを考慮し, 傾向を示すために地震規模と最大応答変位の直線近似し, その適合度を相関係数で示している。また, ここでは終局以降のデータを除いた最大応答変位との相関係数も算出している。各相関係数を表-7 に示す。

本論の解析条件 (橋脚, 地震動) の範囲では対象地震や地域が限定されるが, PGA より PGV の方が, 最大応答変位との相関性が高い結果が確認できる。

(5)断面性能を向上させた場合

次に, 既存橋脚の断面性能を向上させた橋脚の解析を行った (図-9, 表-8)。解析結果は DF を用いて比較している。

4.脆弱性評価関数による損失評価

(1)DF ,SFC による評価と算定

確率論的な地震被害推定には、大別して確率統計的な方法と記述統計的な方法がある。前者は損傷確率と地震動の大きさを指標とした関数である SFC によって求められる。一方、後者は地震動の大きさに応じた損失率を求める関数であり、DF と呼ばれる²⁾ 確率論的アプローチをベースとした安全性の評価手法における基本情報の一つである。SFC は、地震動の大きさを条件とした被害の発生確率を示し、構造物の耐震性能評価の基本情報となる。一方、DF は地震動の大きさに応じた損失率を求める関数である。両者とも被害事例や応答解析結果を用い、統計的に評価することができる。SFC では、被害の状態が明確に定義できるため、被害に応じた機能損失や波及損失といった対象施設固有の損失を反映できる利点がある。一方、修復費など物的損失のみを考える場合、評価の簡便性から DF を用いるのが合理的である^{7),11)}。DF と SFC の関係：

図-10 に DF と SFC の簡単な相互関係¹²⁾、および算出順位の関係を示す。図-10 (a)には SFC から DF を算出する手法を示し、(b)には本論で用いる DF から SFC を算出する手法を示している。この図から、SFC と DF は相互に整合性を持っていることがわかる。これらは、被害データなど得られる情報により利用形態を選ぶことができる。

算出フロー：

構造物の脆弱性評価にはいくつかの指標があるが、本論では DF の確率密度関数より SFC を算出する手法を用いている。後述の解析手法により DF を算出して各損傷区分 (損失率の区分) の確率 (損失率) を求めている。

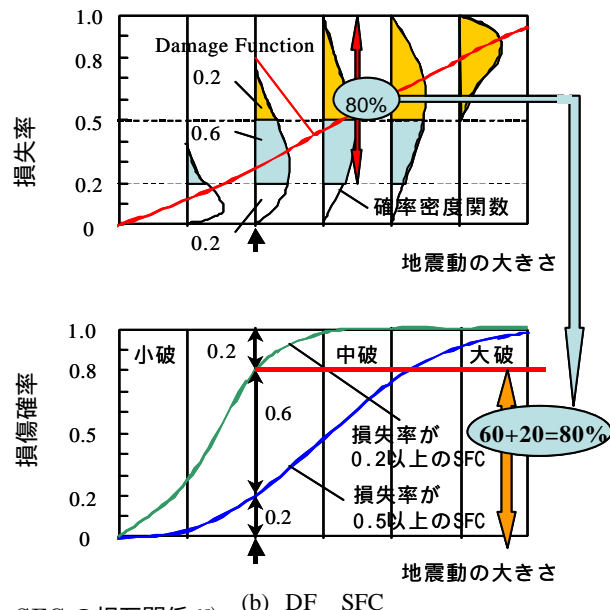
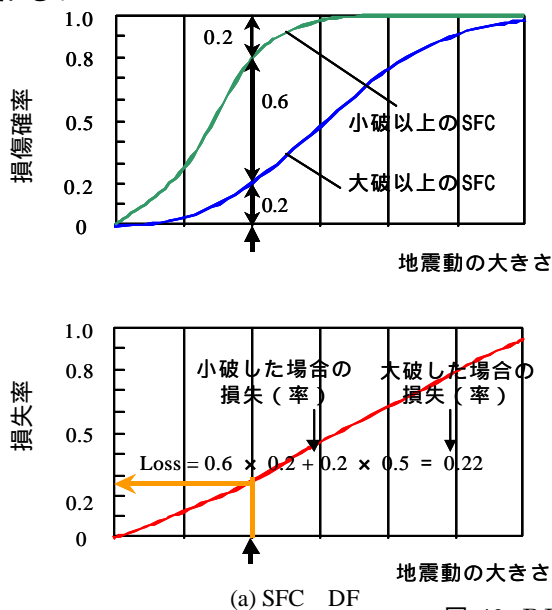


図-10 DF ,SFC の相互関係¹²⁾

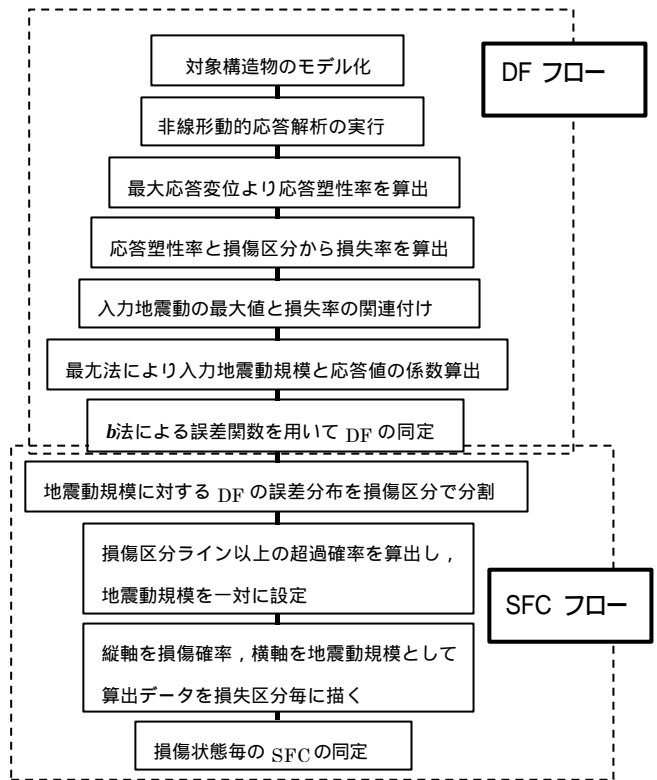


図-11 DF と SFC の算出フロー

損失率を直接求める DF に対し、SFC は被害形態 (軽微、中破、大破など) を離散的に定義し、排反事象の集合とした上で、各発生確率を評価するものである¹²⁾。図-11 に DF と SFC の算出フローを示す。

(2)DF による統計的解析手法

ここでは、主に文献(11)に基づいて DF と SFC の数学的記述を行う。DF を統計的に評価する際、最小二乗法を用いると損失率の誤差の分布が正規分布に規定され、地震動の小さい領域では、負の損失率が取り込まれることになる。

損失率は上限 0, 下限 1 の範囲で分布することから, 分布の上下限が設定できる**b**分布 (式 (6)) で近似している. 損失率を確率変数 c とおくと, 標準**b**分布 (下限値 0, 上限値 1) の密度関数は式 (7) のようになる.

$$f_X(x) = \frac{1}{B(q,r)} \frac{(x-a)^{q-1}(b-x)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}} \quad (6)$$

$$f(c) = \frac{1}{B(q,r)} c^{q-1}(1-c)^{r-1} \quad (7)$$

$B(q,r)$ は**b**関数, q, r は**b**分布のパラメータである. また, 分布の平均値 E , 分散 Var は以下に表される.

$$E(c) = \frac{q}{q+r} \quad (8)$$

$$Var(c) = \frac{qr}{(q+r)^2(q+r+1)} \quad (9)$$

DF は上下限を設定でき 0, 1 に漸近する一価関数として下式を適用する.

$$y^* = \frac{1}{1 + \exp(b_1 + b_2 x)} \quad (10)$$

b_1, b_2 は関数の形状を決定する係数で, y^* は損失率の推定値, x は地震動の大きさである. 観測された損失率を y とすると, 誤差 e は以下となる.

$$e = y - y^* \quad (11)$$

ここで, 式(10)は損失率の分布の平均値を示す関数であることから, 式(8)より y^* は**b**分布のパラメータと以下のように関係付けることができる.

$$y^* = \frac{q}{q+r} \quad (12)$$

また, 誤差の分布を**b**分布としたので, c は式(6)を使い, 以下のように表される.

$$c = y = y^* + e \quad (13)$$

式(10), (12), (13)の関係を式(7)に適用すると, **b**分布は x と y^* の関数として下式となる.

$$f(x, y) = \frac{1}{B\left(q, \left(\frac{1}{y^*} - 1\right)q\right)} y^{q-1} (1-y) \left(\frac{1}{y^*} - 1\right)^{q-1} \quad (14)$$

未定係数 q および b_1, b_2 の推定では最尤法を使うこととし, 尤度関数は下式で表される.

$$L(q \text{ or } r, b_1, b_2; x_i, y_i) = \prod_{i=1}^n f(x_i, y_i) \quad (15)$$

x_i, y_i は被害データ, n はデータ総数である. 未定係数は式(15)を最大にする値として推定される.

(3)DF の算出と評価

非線形動的応答解析から得られた最大応答変位応答塑性率を算出し, 損傷区分 (被害形態) 毎の各クライテリア (応答塑性率) との比較から, 全データについて損傷度 (D~As) を判定する. そして, その損傷度と損失率を対応させ, 地震動の大きさと被害 (損失率) の一対データを作成する.

橋脚数は 5 橋脚, 入力地震データは 594 成分であり, それぞれ PGA, PGV の座標で求めた. 橋脚毎の損傷度別データを表-9 に示す (数値解析において解が発散したものは除いている). DF の形状を決定する係数を最尤法により推定した (表-10, 表-11). この係数によって算定した橋脚 P5 の DF を図-12 に示す. 横軸は PGA, PGV とし, 解析結果より算出した地震動毎の損失率をプロットしている. また, 橋脚毎の DF を併せて示すことで, それぞれの相対的形状を確認できる (図-13). この図から 5 橋脚すべてが RC 単柱式橋脚であり, 設計施工時期, 寸法などが比較的同規模であることから, 大きな差は見られない. PGA, PGV で比較した結果, 非線形動的応答解析結果での荷重 - 最大応答変位関係では PGV の方がデータにまとまりがあったことにより, DF においては, PGV の方が橋脚の特性を精度良く反映できる結果が得られている. DF から予想される橋脚の物的損傷の程度を客観的に比較することができ, 保有する橋脚群から補強を実施する際の優先順位決定のツールとして, また, 耐震化工事などの効果の評価においても有効な評価手法であると考えられる. また, 図-14 に断面性能を変更した橋脚を基の橋脚の DF と比較した. その結果, DF により性能変更の効果を確認できる.

表-9 損傷度別データ

	P1	P2	P3	P4	P5
As	9	9	9	11	9
A	6	11	12	11	10
B	15	16	17	18	16
C	52	63	68	72	51
D	512	495	488	482	508
計	594	594	594	594	594

表-10 DF 誤差関数パラメータ (PGA)

PGA					
	P1	P2	P3	P4	P5
q	0.3358	0.3475	0.3432	0.2785	0.3365
beta1	5.2458	5.2284	5.3123	4.6451	5.2608
beta2	-0.0090	-0.0103	-0.0104	-0.0088	-0.0103

表-11 DF 誤差関数パラメータ (PGV)

PGV					
	P1	P2	P3	P4	P5
q	0.4139	0.4210	0.4220	0.3720	0.4130
beta1	4.9777	4.9668	4.9659	5.1078	4.9838
beta2	-0.0762	-0.0842	-0.0861	-0.1051	-0.0812

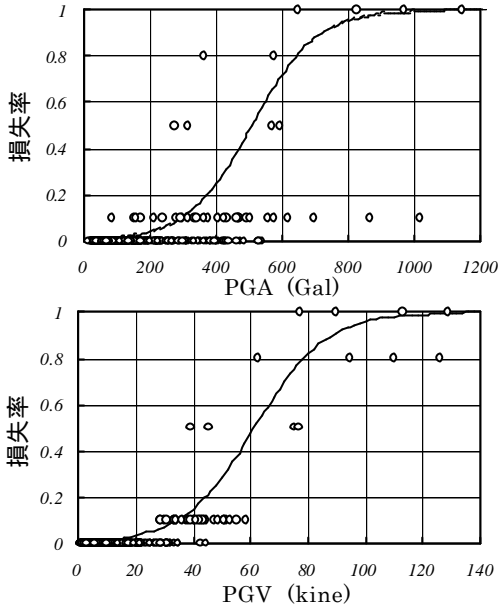


図-12 橋脚 P5 の DF 解析結果 (PGA ,PGV)

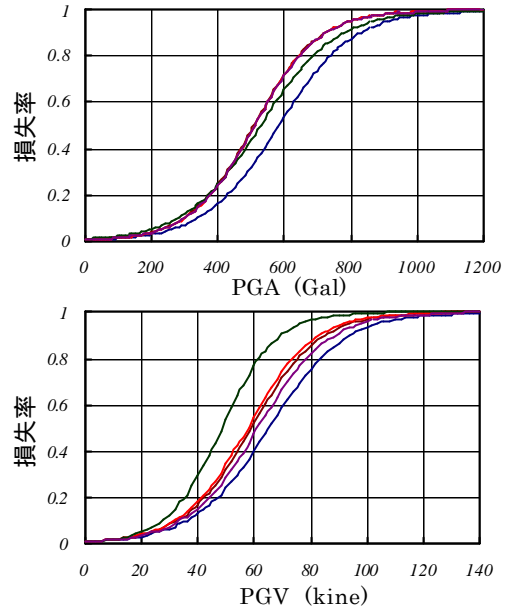


図-13 DF 解析結果 5 橋脚 (PGA ,PGV)

(4)SFC の確率論的評価指標

本論では ,DF の確率密度関数より SFC を算出する手法を用いている .算出した DF から ,地震動規模毎に設定損失率 (区分)の超過確率 (区分毎)を算出し ,一対の値として求めることで ,区分した損失率毎の SFC が描くことができる (図-10 参照) .

損失率の小さい区分 (損傷率) から順に超過する確率を求め ,超過確率の累積として SFC を描く .個々の SFC の差 (区間) が各々の損傷確率 (被害確率) を示している . DF の超過確率の算出は ,下式のように示すことができる .

$$p(x | a) = \int_x^1 f(x;q,r | a) dx \quad (16)$$

超過確率 p は確率密度関数 f の設定損失率 x から最大損失率 (損失率 1) までの発生確率を積分した値となる .q ,r は b 分布の形状関数である .

p(x | a) は ,a を条件とした x の超過確率である .この手法により得られた SFC は ,DF では得られない統計データに基づいた損傷状態 (損傷程度 , 損傷確率) を明確に示すことができる .

(5)DF による SFC の算出と評価

図-15 に橋脚 P5 の各損傷度毎 (C~As) の SFC を示す .横軸は DF と同様に PGA ,PGV である .SFC は損失率 0.1 (C) 以上 ,0.5 (B) 以上 ,0.8 (A) 以上 ,1.0 (As) の 4 種である .SFC を境に各損傷状態 (5 区分) が得られる .実際に 80kine を条件とした場合の損傷区分毎の損傷確率を算定し表-12 に示す .この SFC により損傷状態が明確に示すことができる .

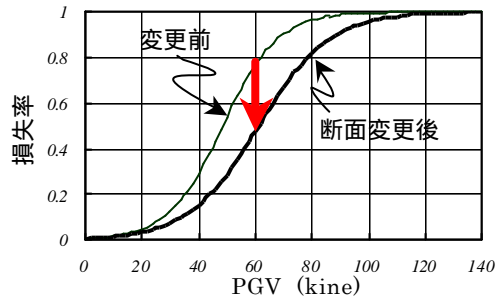


図-14 断面性能向上による DF の変化 (PGV)

表-12 損傷区分毎の損傷確率 (PGV)

損傷区分による損傷確率					
	P1	P2	P3	P4	P5
D	0.1042	0.0590	0.0513	0.0156	0.0751
C	0.1290	0.0763	0.0668	0.0174	0.0940
B	0.1090	0.0682	0.0602	0.0156	0.0822
A	0.3414	0.2565	0.2335	0.0683	0.2914
As	0.3164	0.5400	0.5881	0.8831	0.4574

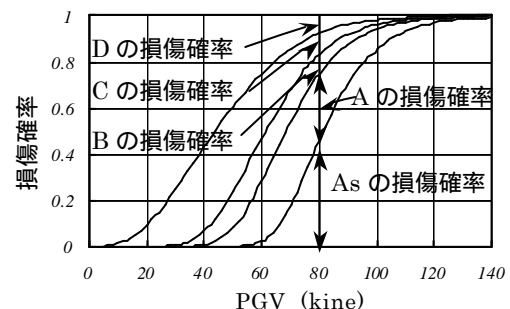
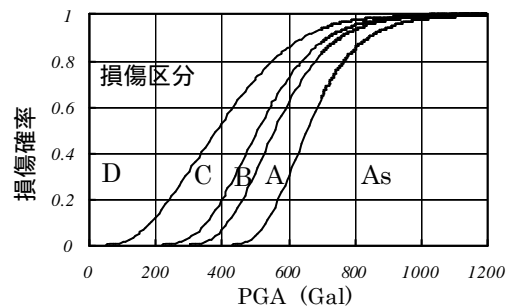


図-15 SFC 解析結果 (P5)

5.複数橋脚の地震リスク評価

(1)地震リスク評価

地震リスク評価を行うには、構造物の不確実性と地震動の不確実性を考慮する必要がある。前者は耐力や変形性能など耐震性能を主とした被害形態、規模等であり、後者は主として発生確率、地震動の大きさ等である。これらの不確実性は一般に対数形で与えられる場合が多く対数正規分布で求めることが多い。また、観測データからも対数正規分布が適当だという報告もされている¹³⁾。

本論では道路システムの地震リスク評価の検討、および評価指標の検討を行っている。道路網はネットワーク機能を重視する必要があると考える。

(2)システム構造物の DF, SFC の評価

道路システムは建物などのように点在するものとは異なり、線系として扱うことが妥当だと考えられる。道路システムをネットワークで評価する際には、線系として扱う。しかし、路線や単位路線長毎に評価する十分な手法が存在していないためである。本論では、いくつかの算出手法の検討を行う。

- a) 地域集約型モデル：地質などが異なる地域ごとに集約して算出する方法
- b) 単位路線長型モデル：単位路線長によって算出する手法
- c) 路線点在型モデル：単純に橋脚 1 本に対して 1 点の解析地点を設ける手法

(3)物的損失を対象

地震動の不確実性は図-16 のように解析の便宜上離散的に扱う^{13),14)}。地震動の不確実性の分布(対数正規分布)を描き、分布の確率(面積)を等分($n=1,2,3,\dots$)する(離散化)。分割した各確率に対してそれぞれの重心($j=1,2,3,\dots$)を算出し、対応する地震動規模を求める。地震動の不確実性に対して、構造物($k=1,2,3,\dots$)の脆弱性を考慮する。この離散化した確率の重心(地震動規模)に対応するDFの分布(b 分布)を算出し、 j に対する構造物(k)のそれぞれの脆弱性の誤差分布を求める。この誤差分布は上下限値の設定できる **b** 分布である。

図-16 では対数正規分布の分割数 $n=3$ とし、構造物数 $k=1,2$ として示している。よって重心 $j=1,2,3$ となる。これらの地震動の不確実性に対して構造物の脆弱性を考慮する。まず j ($=1,2,3$) に対する構造物 ($k=1$) の脆弱性の誤差関数を求める。同様に構造物 ($k=2$) に対しても誤差分布を求める。これら j に対する 2 つ ($k=1,2$) の条件付確率分布を和算する。得られ

た条件付確率分布に地震動の離散化した確率を乗じることで重みづけする。この手法により、システムの DF を算定することができる。

構造物 k の重心 j に対する誤差関数(脆弱性)は (j,k) と示す。

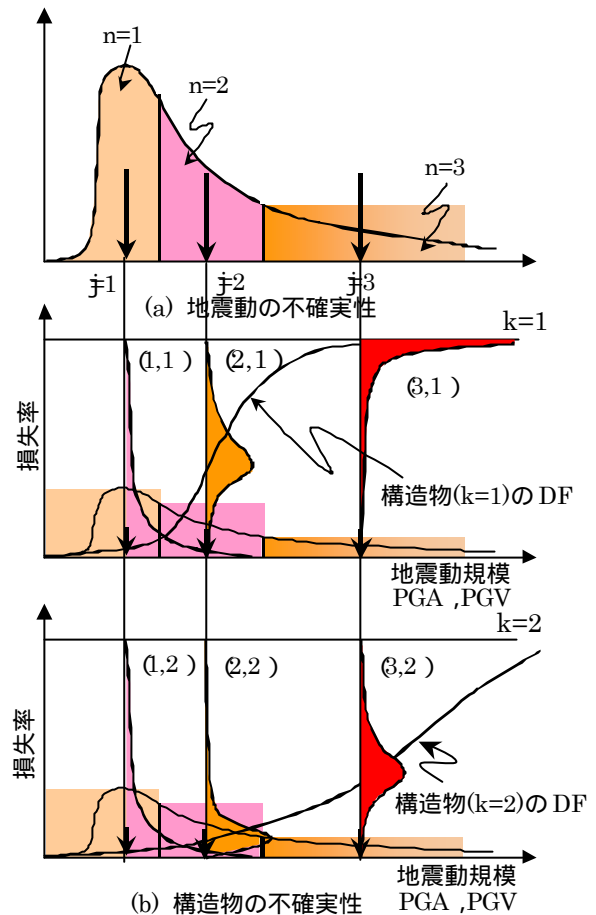


図-16 地震動と構造物の不確実性

(4)ネットワークシステム

ネットワークには、最小単位として、ノード(点、又は接合部)とリンク(ノードを結ぶ線)がある。これらを組み合わせることで、基本的なネットワークを構成することができ、基本構造として直列式システムと並列式システムがある。直列式システムとは、システムが機能するためには信頼度 R_i を持つ全ての要素 n 個が機能する必要があるシステムのことである。正しく機能する確率は、下式のように示せる。

$$p = R_1 R_2 R_3 \dots R_n = \prod_i^n R_i \quad (17)$$

また、並列システムにおいては、 n 個の要素すべてが機能を失ったときのみ機能停止となる。このようなシステムは n 重冗長と呼ばれる。冗長性を用いることで、比較的信頼度の低い要素から信頼度の高いシステムを構築することができる。 n 個の要素を持つ冗長(redundant)システムは下式ように示すことができる。

$$p = 1 - (1 - R_1)(1 - R_2)(1 - R_3) \dots (1 - R_n) \quad (18)$$

$$= 1 - \prod_i^n (1 - R_i) \quad (19)$$

整備された道路網においては、目的地まで複数のルートを選ぶことができ、このような道路網に対しては並列システムと考えられるが、基本的に道路網の路線信頼度は直列システムと考えることができる。

(5) システム構造物の DF の算出

システム構造物として評価を行うことを目的として、個々の橋脚のデータを用いてシステム（橋脚群）の DF の算出を検討する。このシステム構造物の DF は区間の評価につながるものである。個々の橋脚に対して算出した DF を直列システム、並列システムとして DF を算出する（図-17）。ここで使用する橋脚は 4.(3) で用いた 5 橋脚を用いる。これらの値を式 (17)、式 (19) に代入して直列システムと並列システムの DF の算出を行う。システム特性（冗長性）が大きく影響し、その差は明らかであり、直列システムの DF はシステムの損失が大きくなると予想されるが、並列システムによる DF の損失率は低くなる。

断面変更した橋脚を 1 本含むシステムの DF と、5 種の DF によるものを比較したものを示した（図-18）。PGV に関しては、変化は僅かだが、耐震性能が向上したことが確認できる。

(6) ポートフォリオ理論によるシステムの検討

金融や証券、建築などの分野では、資本の分散や保有者の意思決定が容易なことから、リスク管理にポートフォリオ理論が用いられている。ここでの手法は 5.(2).c) を用いている。各橋脚構造形式等は考慮しない。ポートフォリオ理論によるシステム構造物の地震リスク評価にはポートフォリオ地震リスク評価システム P-srap¹⁰⁾ を使用する。

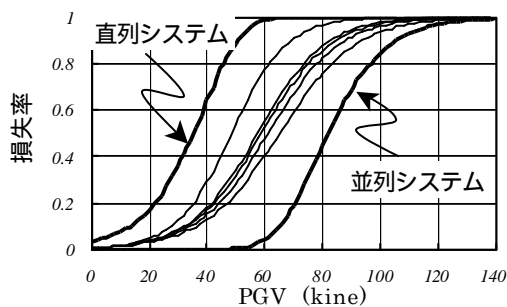


図-17 システムによる DF の変化

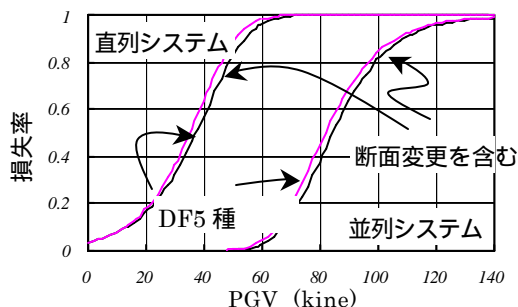


図-18 断面変更によるシステムの DF の変化

評価方法には SFC を用いる方法もあるが、ここでは、相互に整合性を持ち相互評価が可能であることから損失率を評価する DF を用いる¹⁰⁾。最終的な評価方法として、ポートフォリオのリスクカーブから読みとることができる NEL (Normal Expected Loss) や PML (Probable Maximum Loss)、年間損失期待値 (Annual Expected Loss) 等を用いる。

入力条件として、評価期間、サイト情報（緯度経度、価値情報、増幅率）、脆弱性曲線（構造物の脆弱性）を設定している。

(7) 評価手法¹⁰⁾

PML の定義は、「対象建物あるいは建物群に対し最大の損失をもたらす再現期間 475 年相当の地震が発生し、その場合の 90% 非超過確率に相当する物的損失」とされ、本論においても PML を任意の地震動に対する 90% 非超過確率に対する物的損失としている。損失率の期待値においても予想最大損失率と同様に、NEL を任意の地震動に対する物的損失率の期待値とする²⁾。平均的な損失率に対して 90% 非超過確率に相当する損失率 (PML) は下式として与えられる。f は b 分布の確率密度を表している。x を条件にパラメータ q, r を求める。

$$0.9 = \int_0^{PML} f(c; q, r | x) dc \quad (20)$$

確率的複数震源モデルの評価方法として Cornell¹⁵⁾ の方法と Kawasumi¹⁶⁾ の方法の特徴を併せて評価する。この特徴を活かした評価方法として b 値を用いて空間的ランダムに発生すると仮定して、かつ、震源域を細かく設定することにより確率的複数震源モデルの地震として特定する手法を用いる。それ以外の地震に関してシナリオ地震として地点、規模を確定的に扱った約 9000 の震源を用いている¹⁰⁾。

地震動の評価方法として、地震動指標は地表面最大速度とし、距離減衰式により算定される基盤最大加速度に地盤増幅特性として速度増幅率を乗じて算出している¹⁰⁾。以下に使用算定式を示す。

距離減衰式 (安中ら¹⁷⁾):

$$\log PBV = 0.725M + 0.00318H +$$

$$1.918 \log(R + 0.334 \exp(0.653M)) - 0.519$$

(21)

速度増幅率 (翠川・松岡¹⁸⁾):

$$\log V = a + b \log H + c \log D \quad (22)$$

$$\log W = 1.83 - 0.66 \log V \quad (23)$$

(PBV : 基盤最大加速度 (cm/s), M : 気象庁マグニチュード, R : 地震動評価地点までの最短距離 (km), V : 表層の S 波速度 (m/s), H : 標高 (m), D : 主要河川からの距離 (km) (4km 以上は 4km), a, b, c : 地形分類係数, W : 速度増幅率)

6.複数橋脚のポートフォリオ評価による算定

(1)評価条件

サイト（橋脚）の情報では、橋脚位置は地図から実際の位置（建設地点）に設定している。価値情報に関しては、建設費が明確に資料として公開されていない為、首都高速道路公団の要償還額¹⁸⁾を基に、全路線に対する路線長の比から路線の要償還額を算出し、これを建設費と仮定している（式(24)）。また、路線に存在する橋脚（ランプ部等を含む）の本数で路線建設費を除することにより橋脚当たりの建設費を算出し、これを橋脚価値とする（式(24)）。表-13に3号線と4号線の路線建設費、橋脚当たりの建設費を示した。増幅率は地盤（地質）データから求めている。脆弱性曲線は、すでに算出した値を用いている（表-10、表-11）。

価値（橋脚建設費）=

$$\text{要償還額} \times \frac{\text{路線長}}{\text{全路線長}} \times \frac{1}{\text{路線橋脚数}} \quad (24)$$

(2)適用結果

解析パターンを表-14に示す。脆弱性は入力した脆弱曲線数を意味し、Case1の5（脆弱性設定数）は評価地点数5より、個々の評価地点に異なる脆弱性曲線を設定している。

表-14 解析パターン

入力案件	評価開始年月	評価期間	評価地点数	脆弱性(設定数)
Case1	2003.1	1	5	5
Case2	2003.1	10	5	5
Case3	2003.1	20	5	5
Case4	2003.1	1	5	1
Case5	2003.1	10	5	1
Case6	2003.1	20	5	1

Case1(P1)の解析結果のポートフォリオリスクカーブを図-16に示す。リスクカーブにより、NEL、PMLを定量的に示すことができた。評価地点が密集していることもあり、橋脚毎の相違性は確認できていない。図-17は累積発生確率の上限を0.01と下ときの拡大図である。また、損失に影響を及ぼす地震動の上位5つを示す。

P-srap は個々の構造物を独立散在として地震リスクを算出している。しかし、道路構造物はシステム構造物であり直列システムが適していると考えられる。評価（算出）値として、個々に算出した損失率の期待値（NEL）と90%非超過値（PML）を直列システムとした場合の値を算出している。解析結果を以下の表-15に示す。また、3ケースの結果を表-16に示す。損失率の期待値、およびPML、年発生確率は解析により得られる。

表-13 価値情報の設定

	要償還額(百万円)	路線長(km)	路線長比(%)	路線要償還額(百万円)	橋脚本数(本)	1橋脚要償還額(百万円)
全体	5,071,800	270.4	100.000	507,180,000	8248	61,491
3号線		14.6	5.399	27,384,719	396	69,153
4号線		19.6	7.249	36,763,047	530	69,364

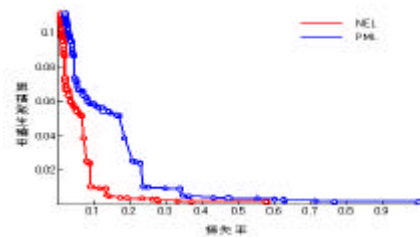


図-16 リスクカーブ

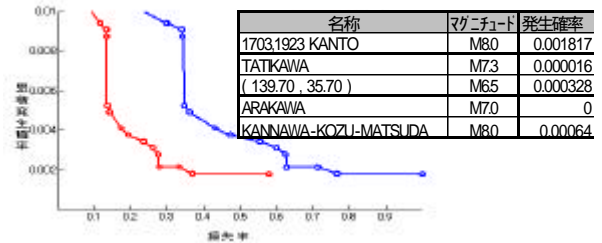


図-17 リスクカーブ(上限0.01)

表-15 Case1のポートフォリオ解析結果

橋脚	損失率		年発生確率	脆弱性曲線	1-NEL	1-PML
	期待値	PML				
P1	0.268	0.706	5.50E-03	484	0.732	0.294
P2	0.327	0.802	6.75E-03	485	0.673	0.198
P3	0.341	0.823	7.07E-03	486	0.659	0.177
P4	0.490	0.980	9.72E-03	487	0.510	0.020
P5	0.303	0.766	6.21E-03	488	0.697	0.234
橋脚群NEL, PML					NEL	PML
直列システム					0.8846	1.0000
ポートフォリオ地震リスク					0.3384	0.7231

表-16 Case別解析結果

	直列システム		ポートフォリオ地震リスク	
	NEL	PML	NEL	PML
Case1	0.8846	1.0000	0.3384	0.7231
Case3	0.9789	1.0000	0.5783	0.9990
Case4	0.7898	0.9978	0.2683	0.6196

ポートフォリオ理論による独立散在構造物群と直列システムのNEL、PMLを示す。この結果から、評価期間に比例し、脆弱性が多様なほど損失率が高くなる結果が得られる。

7.まとめ

構造性能指標として、設計値より容易に損傷レベルを推定する式を提案し、既往の指標と比較して損傷区分を明確かつ定量的に示す結果が得られた。

非線形動的応答解析結果から、最大応答変位との関係において最大地盤加速度と比較して、最大地盤速度の方がばらつきが少ない結果が得られた。相関係数では、PGAは0.7程度であったのに対し、PGVは約0.9と相関が高い結果が得られた。

DFにより構造物の物的損失（損失率）を地震動規模の一価関数として示すことができ、客観的かつ定量的に地震損失を評価できた。また、SFCにおいては予想される地震動規模に対して定量的に損傷確率を示すことができた。

道路網を直列，並列システムとして見立てることで，道路システムの地震リスク評価を行い，物的損失を同定することができた．また，要素の補強などの効果をシステムの DF により定量的に示すことができた

ポートフォリオ地震リスク評価理論を用いることで，NEL，PML を数値として算出することができ，今後，適用の可能性が認められた．

謝辞 :本研究においては，株式会社篠塚研究所，首都高速道路公団に資料提供等ご協力頂きました．関係者の皆様に謝意を表します．

参考文献

- 1) 望月智也，中村孝明，木村正彦，星谷勝 損失に対する主観金額を考慮した地震保険の最適化，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.203-210，2002.4.
- 2) 中村孝明，長沼敏彦，静間俊郎，篠塚正宣 統計解析による道路橋脚の地震時損傷確率に関する研究，第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp3165-3174，1998.
- 3) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会 土木構造物の耐震設計ガイドライン (案)耐震基準作成のための手引き，2001.9.
- 4) 日本道路協会 道路橋示方書・同解説 耐震設計編，2002.3.
- 5) 阪神高速道路公団 阪神高速道路 3 号神戸線 RC 橋脚の損傷分析中間報告書，1997.3.
- 6) 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被災に関する調査報告書，1995.12.
- 7) 庄司学，藤野陽三，安部雅人 高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み，土木学会論文集，No.563/I-39，pp79-93，1997.4.
- 8) Department of Conservation-Strong Data Center，<http://docinet3.consrv.ca.gov/csmip/>
- 9) 株式会社 CRC ソリューションズ DYNAS2E Ver.7.0 使用説明書 理論説明書，株式会社 CRC ソリューションズ
- 10) 株式会社篠塚研究所 P-srap ポートフォリオ地震リスク評価システム 理論マニュアル
- 11) 中村孝明，静間俊郎，藤井俊二，飯塚崇文 兵庫県南部地震による上水道停止期間と地震動のマクロ的相関について，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp1073-1076，1999.
- 12) 静間俊郎，吉川弘道，北本廣平 RC 単柱橋脚の DF と SFC の評価，第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集，2002.
- 13) 中村孝明，中村敏治 ポートフォリオ地震予想最大損失額 (PML) 評価，日本リスク研究学会誌 12(2)，pp69-76，2000.
- 14) 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.
- 15) Cornell,C.A. Engineering Seismic Risk Analysis，Bull.Seism.Soc.Am.，Vol.58，No.5，pp.1583-1606，1968.
- 16) Kawasumi,H :Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity Throughout Japan as Inferred from the Seismic Activity in Historical Times，Bulletin of the Earthquake Research Institute，Vol.29，pp.469-482，1951.
- 17) 翠川三郎，松岡昌志 国土数値情報を利用した地震ハザードの総合的評価，物理探査第 48 巻第 6 号，pp.519-529，1995.
- 18) 安中正，山崎文雄，片平冬樹 気象庁 87 型強震記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.161-164，1997.
- 19) 首都高速道路公団 首都高速道路公団ガイド 平成 14 年度版，2002.

STUDY ON EVALUATION INDICES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE OF RC STRUCTURES WITH DAMAGE FUNCTION AND FRAGILITY CURVE

Kohei KITAMOTO, Hiromichi YOSHIKAWA

The estimation of probable seismic losses is of great importance in the management of civil engineering facilities. Seismic design and earthquake risk evaluation are investigated by many researchers. If the relation between seismic design and risk management is clarified, we can evaluate the performance of reinforced concrete structures accurately. The purpose of this study is to examine evaluation methods for earthquake resistance of RC structures with by introducing indices such as damage function and seismic fragility curve. And then a systematic procedures to obtain a portfolio risk curve for RC structure is presented. As an example, a portfolio consisting of 5 piers distributed in Tokyo is prepared and their portfolio risk curves are calculated.