

DF と SFC による RC 単柱橋脚の損傷評価と指標の検討

北本廣平 静間俊郎 吉川弘道

1. RC 構造物への確率論的アプローチ
2. 橋脚の非線形動的解析
 - (1) RC 単柱橋脚 (阪神高速神戸線)
 - (2) 使用地震動
 - (3) 解析結果
3. 損傷区分
 - (1) 阪神高速道路公団区分
 - (2) 被害事例
 - (3) 損傷区分
 - (4) 提案式の適用
4. DF・SFC の関係
 - (1) DF から SFC の算出
 - (2) DF の統計的解析手法
 - (3) SFC の確率論的解析手法
 - (4) DF と SFC の算出
5. 構造性能指標としての DF と SFC
 - (1) DF への解析結果適用
 - (2) SFC への DF (解析結果) の適用
6. おわりに
 - (1) まとめ
 - (2) 今後の課題

1. RC 構造物への確率論的アプローチ

本論では，RC 構造物に非線形動的応答解析を適用し，その応答を推定するとともに，Fragility Curve の同定を行うものである。

RC 構造物の地震被害推定には，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 (SFC) によって求められる¹⁾．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 (DF) によって評価する方法である．

確率論的アプローチをベースとした道路橋の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⁾．

これら SFD，DF を応答解析結果から評価する場合，損傷度を判定するための損傷区分毎のクライテリアが必要となる．本論では，RC 単柱橋脚を対象とした地震被害の評価指標の検討に非線形動的応答解析を用いて，損傷区分毎のクライテリアを推定，考察した．観測地震動を用いた応答解析結果から得られた RC 単柱橋脚の被害（応答変位）と地震動の大きさの一对データ（被害データ）を基に，統計的に DF 及び SFC を評価した．さらに，損失率の特性を考慮し，かつその誤差の確率分布の特性値を一括して評価できる本統計解析モデルについても詳述する．

2. 橋脚の非線形動的解析

(1) 対象 RC 単柱橋脚（阪神高速神戸線）

本論では，阪神高速道路 3 号神戸線の橋脚 P92（以下，P92）を対象として，橋軸方向，橋軸直角方向にそれぞれ 1 質点系にモデル化し非線形動的応答解析を実施した（図 1）．橋軸方向は質点を支承部，橋軸直角方向では質点を上部工重心におき，フーチング下面をモデル基部とした．P92 の P- δ 特性（橋軸方向）を表 1 に示す．

システムとして評価する場合，構造物の応答は地震動の大きさや特性により異なる．このため道路網（路線）すべての橋脚に対して解析を実施するべきである．また，対象道路網の橋脚に対し，影響する全ての地震動の組合せ解析が望ましいが，本論では，1 橋脚を対象を絞り非線形動的応答解析を実施した．

表 1 P- δ 関係

δ_c	0.004955	m	P_c	915	kN
δ_y	0.033996	m	P_y	2500	kN
δ_u	0.119374	m	P_u	3453	kN

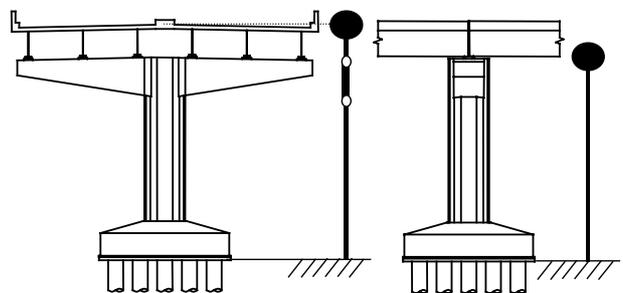


図 1 モデル化

(2) 使用地震動

本論での非線形動的応答解析には，入力地震波としてカリフォルニア州強震記録である Department of Conservation-Strong Data Center (以下，DOC) ⁵⁾にて公開されている，水平 594 成分を用いた．同観測点において速度波形も観測されていることから，被害予測の地震動指標として地盤最大加速度 (PGA)，地盤最大速度 (PGV) を比較することを目的として，入力地震波を加速度波形として観測値と解析結果との適合性を検討した．ここでは速度波形は入力としてではなく，指標として用いている．また，DOC においては，1 地震に対して 1 観測点で加速度，速度，変位波形が各 3 成分記録されている．下表に地震リスト，各波形の最大値の一部を示す ⁵⁾ (表 2，表 3)．DOC の中には値の大きな記録を観測しているものがあるが，DOC での観測点情報は平面座標のみであり，観測高さ (観測地盤やビル屋上など) を調べることで解決できると考えられる．本論では，記録波すべてを地盤での観測と仮定し，最大値をそれぞれ PGA，PGV，PGD としている．

表 2 イベントリスト

Event List	
Big Bear	06/28/1992
Cape Mendocino	04/25/1992
Eureka	09/01/1994
Hollister	08/12/1998
Landers	06/28/1992
Loma Prieta	10/17/1989
Northridge	01/17/1994
Palm Springs	07/08/1986
Parkfield	12/20/1994
San Fernando	02/09/1971
Sierra Madre	06/28/1991
South Lake Tahoe	09/12/1994
Upland	02/28/1990
Whittier	10/01/1987
Whittier Aftershock	10/04/1987

表 3 波形リスト(最大値)

STATION No	MaxDIS1(m)	MaxACC1(Gal)	MaxVEL1(kine)	MaxDIS2(m)	MaxACC2(Gal)	MaxVEL2(kine)	MaxDIS3(m)	MaxACC3(Gal)	MaxVEL3(kine)
12206	-4.40E-03	6.39E-01	-5.89E-02	2.16E-03	-3.14E-01	-2.70E-02	-4.42E-03	6.42E-01	5.81E-02
22561	-2.67E-02	1.76E+00	-3.14E-01	6.46E-03	-9.41E-01	1.07E-01	-3.19E-02	1.97E+00	-3.87E-01
12149	-3.46E-02	2.07E+00	-2.53E-01	1.11E-02	-1.20E+00	-1.07E-01	-2.73E-02	1.81E+00	-2.57E-01
12626	4.54E-03	-6.59E-01	4.77E-02	1.70E-03	-2.47E-01	1.97E-02	3.85E-03	-5.59E-01	4.23E-02
24575	-4.47E-03	6.49E-01	-4.86E-02	-1.26E-03	1.83E-01	-1.49E-02	-5.40E-03	7.83E-01	-5.83E-02
13122	5.20E-03	-7.55E-01	6.25E-02	2.08E-03	-3.02E-01	-2.33E-02	-8.24E-03	1.11E+00	-9.80E-02
12331	-1.18E-02	1.24E+00	-1.14E-01	6.59E-03	-9.58E-01	-8.17E-02	6.72E-03	-9.76E-01	8.85E-02
23583	-4.29E-03	6.24E-01	-5.58E-02	6.33E-03	-9.20E-01	8.24E-02	-1.14E-02	1.21E+00	9.67E-02
12026	5.28E-03	-7.67E-01	6.40E-02	3.08E-03	-4.46E-01	3.31E-02	-5.68E-03	8.25E-01	-6.74E-02
12543	-9.93E-03	1.17E+00	-9.80E-02	-1.66E-03	2.41E-01	2.30E-02	-5.51E-03	7.99E-01	-5.06E-02
22170	-6.67E-03	9.68E-01	8.32E-02	9.71E-03	-1.16E+00	1.03E-01	-9.16E-03	1.15E+00	-1.13E-01
24592	-6.51E-03	9.46E-01	-8.14E-02	-3.14E-03	4.56E-01	-3.49E-02	-7.12E-03	1.03E+00	7.94E-02
24611	-3.43E-03	4.98E-01	4.24E-02	2.01E-03	-2.92E-01	2.26E-02	3.93E-03	-5.70E-01	-4.57E-02
24605	-7.46E-03	1.07E+00	8.27E-02	2.27E-03	-3.29E-01	-2.68E-02	-4.51E-03	6.55E-01	-5.42E-02
12624	2.01E-03	-2.93E-01	-2.82E-02	1.12E-03	-1.63E-01	-1.38E-02	3.67E-03	-5.32E-01	-4.32E-02
12168	1.70E-03	-2.48E-01	-2.62E-02	-1.25E-03	1.82E-01	-1.67E-02	-1.30E-03	1.89E-01	2.02E-02
11625	1.24E-02	-1.25E+00	1.13E-01	-4.22E-03	6.13E-01	4.77E-02	-1.26E-02	1.25E+00	1.15E-01
23572	3.12E-03	4.53E-01	-3.94E-02	1.23E-03	-1.78E-01	-1.40E-02	-5.70E-03	8.28E-01	-7.11E-02
13160			6.67E-02	-1.70E-03	2.47E-01	-1.89E-02	6.57E-03	-9.54E-01	
				7.35E-03	-1.06E+00	-8.45E-02	9.31E-03		
					-6.59E-01	-5.13E-02	9.93E-03		
					-1.99E-01	4.47E-02			

(3) 解析結果

前述の橋脚と地震波を用いて非線形動的応答解析を実施した。入力モデル化した P92 の橋脚基部とした。解析結果として、橋脚質点部の最大応答変位を求めた。

図 2 に縦軸に非線形動的応答解析による最大応答変位 δ を示し、横軸に PGA を用いた場合と、PGV に置換した場合を示した。図 2(a)(b)には観測点の条件から地震動規模が大きいものがあり、構造物の性能(終局変位)を大きく上回っている結果があるが本論では解析結果全てを示した。

また、地震規模と最大応答変位の直線近似関係を相関係数で示した。本論の解析条件(橋脚、地震動)のもとでは対象地震や地域が限定されるが PGA より PGV の方が、地震動規模と最大応答変位の間に明瞭な相関性が認められた。橋軸直角方向は解析結果(最大応答変位)に幅のある結果となった。

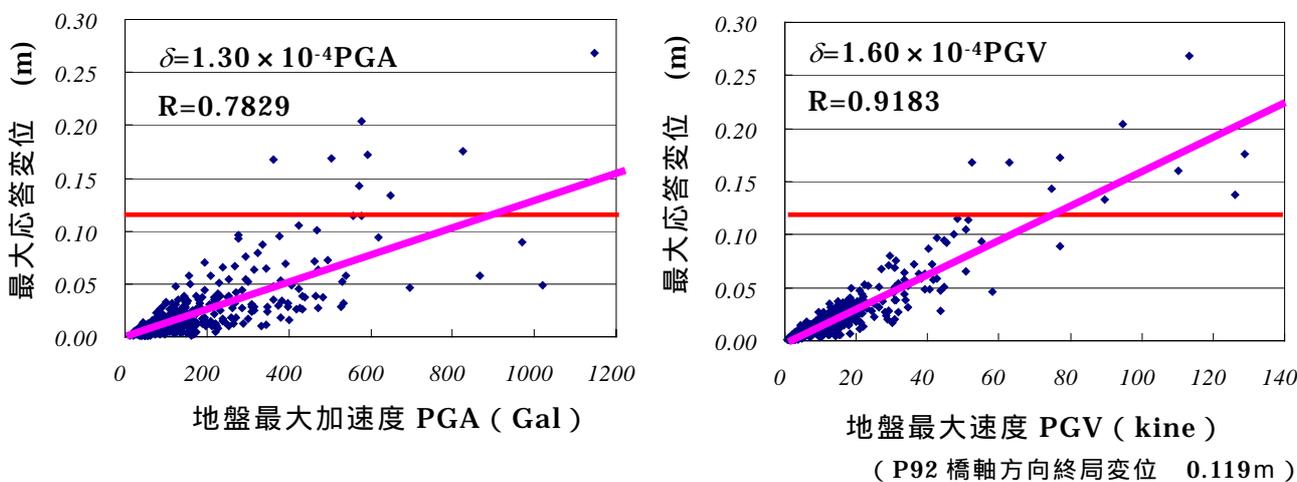


図 2(a) 橋軸方向の地盤最大加速度と最大応答変位関係図

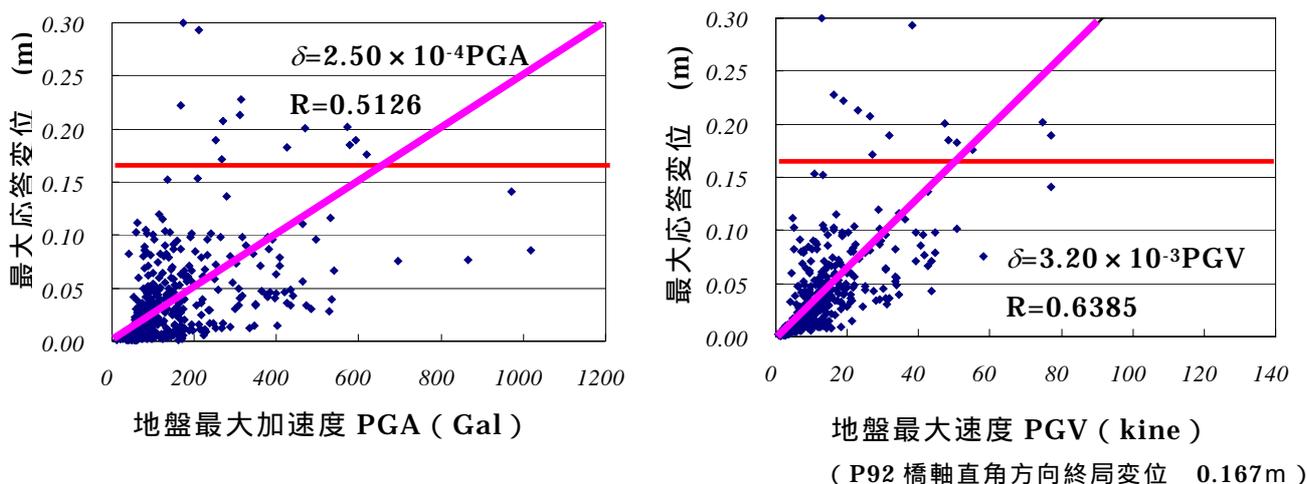


図 2(b) 橋軸直角方向の地盤最大速度と最大応答変位関係図

3. 損傷区分

(1) 阪神高速道路公団区分

SFC, DF の算出に必要なクライテリアは, 兵庫県南部地震における阪神道路公団が実施した阪神高速道路網(3号線, 武庫川~月見山 約28km)の被害報告の外観調査区分を使用した⁶⁾。また, この調査は, 復旧工事に直接利用するだけでなく, 兵庫県南部地震による各橋脚の被災状況を把握し, 損傷の解明, あるいは今後の耐震設計の為に基礎資料とすることを目的として作成されたものである。この外観調査での損傷度判定は道路震災対策便覧(震後対策編)の応急復旧のための判定区分を参考にしたものである。表4(a)(b)に外観調査による損傷区分と, 詳細調査結果による橋脚部の定義を示した⁶⁾(他に上部構造, 支障部の定義も定義されている)。

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, 橋脚地上部のみでの損傷状況を把握した資料である。

詳細調査は柱下端より上方の詳細な損傷状況が調査された。調査内容はコンクリート表面のひび割れ, かぶりコンクリートの剥離など損傷, 軸鉄筋の座屈範囲やはらみ出し量などの鉄筋損傷状況および橋脚の残留傾斜である。これらの詳細損傷調査の対象はBランク以下と判定され補修補強を要する橋脚である。Aランク等の損傷・傾斜の大きい橋脚に関しては, 震災直後に撮影された個々橋脚写真(地上部)を主な資料として損傷度を評価している。

表4(a) 外観調査による損傷区分の定義

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, あっても耐荷力に影響のない極めて軽微なもの

表4(b) 詳細調査による損傷区分の定義

損傷区分	定義
As	崩壊・倒壊, あるいは倒壊に近いもの
A	軸鉄筋のはらみ出し, コアコンクリートの破壊が著しく傾斜やずれが認められるもの
B ₁	ほぼ全周の軸鉄筋のはらみ出しが認められ, 鉄筋を取り替えるもの
B ₂	外周軸鉄筋を1/2程度取替えるもの
B ₃	外周軸鉄筋を1/4程度取替えるもの
C ₁	軸鉄筋の一部露出による取替えの必要のないもの(はらみ出しが小さいもの)
C ₂	鉄筋の露出は認められないが, ひび割れ損傷が大きいもの
D	ひび割れ損傷が小さいか, 損傷が認められないもの

(2) 被害事例

阪神高速道路は阪神地区の交通需要の増加に伴い昭和 39 年より都市高速道路網をして整備されてきた。3号神戸線は昭和 41～45 年（西宮 I.C 以西）、昭和 56 年（西宮 I.C 以東）に供用されている。3号神戸線のランプを含む全橋脚の外観調査による損傷度別基数分類を表 5 に示す。また、RC 橋脚と鋼製橋脚の各損傷度比を比較した⁶⁾（図 3）。これにより、RC 橋脚は D 区分が多く鋼製橋脚より被害が少ない様に見受けられるが、比較的被害の軽微な C と D を合わせて評価すると、鋼製橋脚の方の被害が小さかった考えられる。また、倒壊したと考えられる As の比率も鋼製橋脚が低く、大きな被害が多く生じなかったことを示している。

表 5 損傷度別基数分類

		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

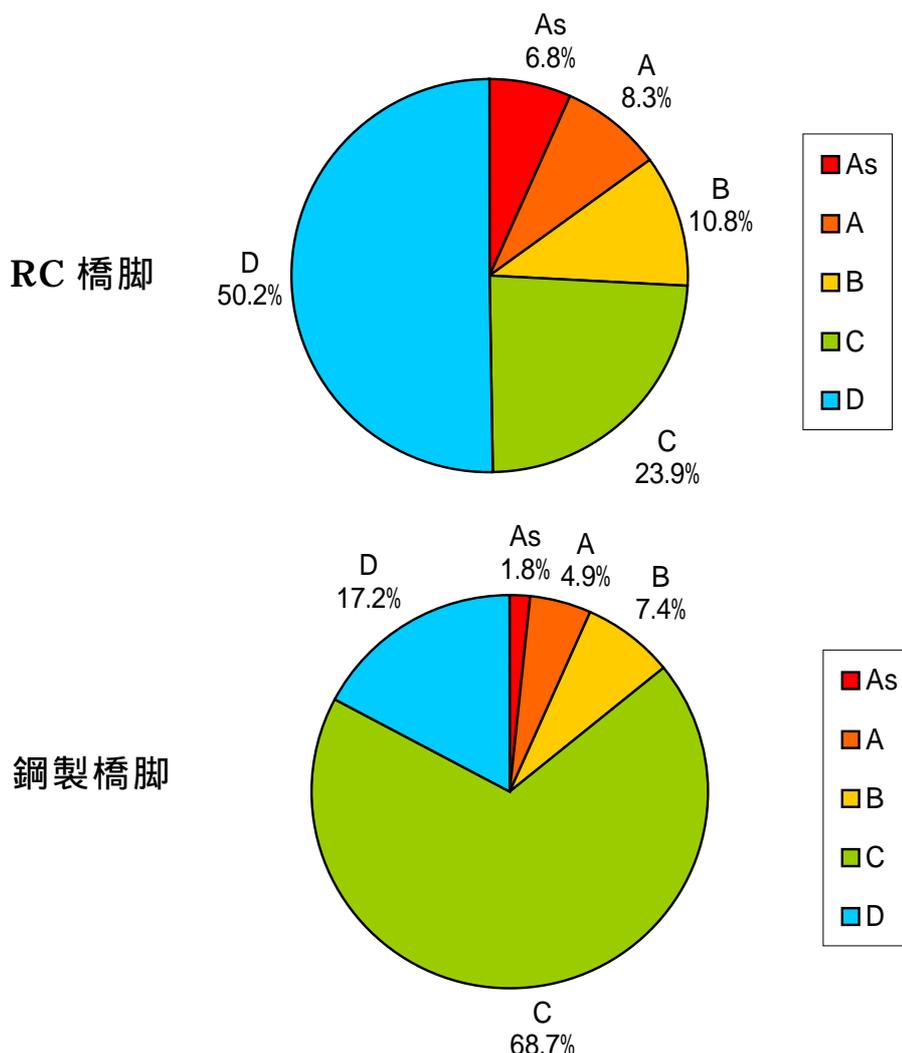


図 3 構造別損傷区分比率

(3) 損傷区分

損傷調査結果による橋脚の損傷区分と対象 RC 単柱橋脚 317 本を用いて、損傷の基準データを作成した。損傷区分は詳細判定ではなく、写真による外観調査による応急復旧のための区分(表 4)を用いた。損傷形態の区分(曲げ破壊,せん断破壊など)は考慮していない。既往の研究より損傷区分に対応する損失率, 応答塑性率を表 6(a)のように示した⁴⁾。また, 損失率は建設費等を参考に仮定した。兵庫県南部地震による阪神高速道路 3 号神戸線の被害報告と被害区分を基に, 応答塑性率と損失率を関連付けたものを表 6(b)に示した。

表 6(b)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, 構造性能指標として特性に応じて損傷区分が変動するモデルを提案する(図 4)。本論の損傷区分の推定は SFC, DF の算出に必要な損傷区分毎のクライテリアを非線形動的応答解析結果と構造物の特性から考察するものである。そこで, 橋脚を対象とした地震被害の評価指標の検討を行い, 損傷区分の推定を行った。今回は損傷調査結果と橋脚の断面諸元によりパラメータの平均値を算出した。表 6(b)に損傷区分に属する RC 単柱橋脚の構造特性の平均値を個々に算出した。

また, 保有靱性率(式 1), 耐力比 ν (式 2), 耐力と変位の面積(保有エネルギー量 E)と本提案指標(式 4)を比較して, 被害報告との適合性を比較検討した(表 3(b))。保有エネルギー量 E は橋脚の骨格曲線を用いた。保有靱性率 μ と, 本提案指標 Q による損傷区分を図 4 に示した。保有靱性率や耐力比などの単一指標からでも損傷を区分できるが, 指標 Q ではより明確に区分できる結果がえられた。

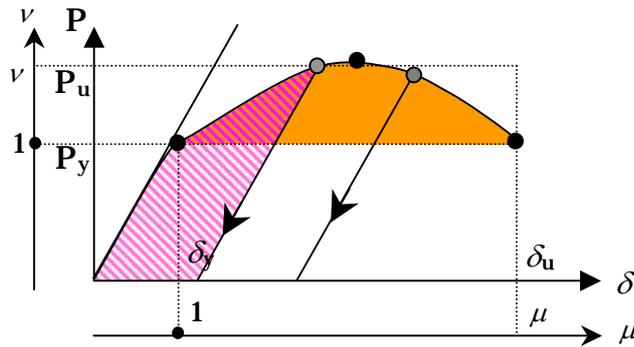


図 4 エネルギー量の定義

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1)$$

$$\nu = \frac{P_u}{P_y} \quad (2)$$

$$E = \int_0^{\delta_u} P(\delta)d\delta = P_y \delta_y \int_0^{\mu} \nu(u)du \quad (3)$$

E =骨格曲線の面積

$$Q = \int_{\delta_y}^{\delta_u} (P(\delta) - P_y)d\delta = \int_1^{\mu} P_y (\nu - 1) \delta_y du = P_y \delta_y \int_1^{\mu} (\nu - 1) du$$

$$\begin{cases} d\delta = \delta_y du \\ P = P_y \nu \end{cases} \cong P_y \delta_y \frac{1}{2} (\nu - 1)(\mu - 1) \quad (4)$$

表 6 クライテリアの区分

(a) 文献2)による区分			(b) 各区分毎の構造性能指標(317橋脚)			
損傷区分	応答塑性率	損失率	$\mu(=\delta_u/\delta_y)$	$\nu(=P_u/P_y)$	E	Q
As	8.0~	1	3.29	1.1654	42.9	3.173
A	6.0~8.0	0.8	3.66	1.3339	35.0	5.032
B	4.0~6.0	0.5	3.81	1.3895	35.8	6.252
C	2.0~4.0	0.1	3.76	1.4248	40.5	6.795
D	~2.0	0	3.78	1.4075	43.8	7.220

(4) 提案式の適用

(3) で示した提案式，およびその他の特性式を比較することで，その適用を検討した．下表に被害区分による保有靱性率 μ (図 5)，耐力比 ν (図 6)，耐力と変位の面積(保有エネルギー量 E)(図 7)と本提案指標 Q(図 8)の関係を示した．

図からも確認できるように，他の指標は被害区分との相関が明確に示されていない．構造的な指標として，損傷区分毎のクライテリアの本提案指標 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段階的に指標値が推移し明瞭な区分ができる結果が得られた．

本指標 Q は，降伏後の吸収エネルギーの増分を示している．

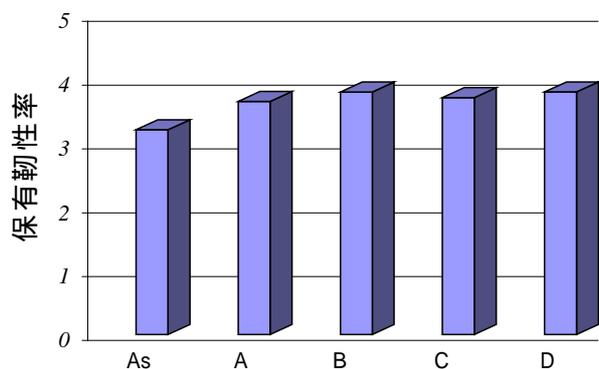


図 5 保有靱性率による区分

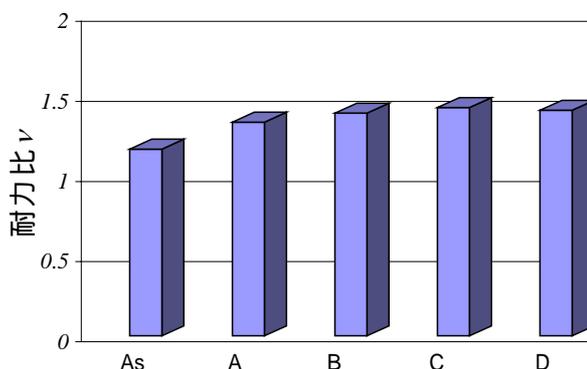


図 6 耐力比による区分

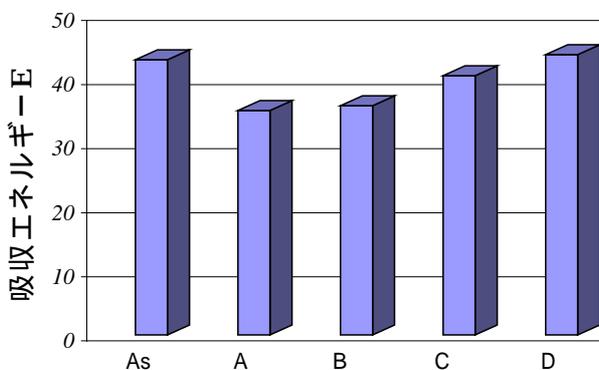


図 7 吸収エネルギーによる区分

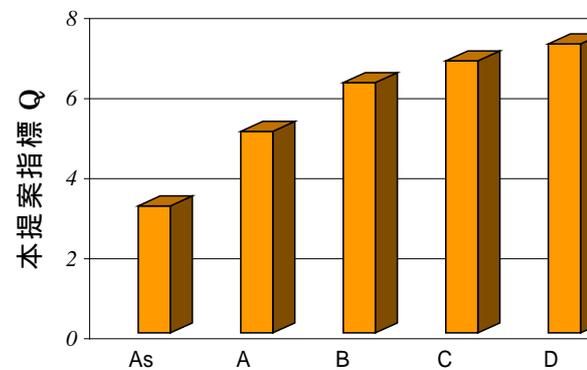


図 8 本提案指標による区分

4. DF・SFC の関係

(1) DF から SFC の算出

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¹⁾．図 9 に DF と SFC の関係を示す．DF で得られる損失率は地震動の大きさを条件にばらつきを伴うことになる．DF はその平均値を結んだ曲線である．SFC は被害形態と損失率が一義的に対応するとの前提で，DF の横軸と平行な切片を超える確率として求められる．SFC の利点は被害の状態が明確に定義されるため，被害に応じた機能損失や波及損失といった施設固有の損失を反映できることなどが挙げられる．一方，修復費など物的損失のみを考える場合には，評価の簡便性から DF を用いるのが合理的である⁸⁾．

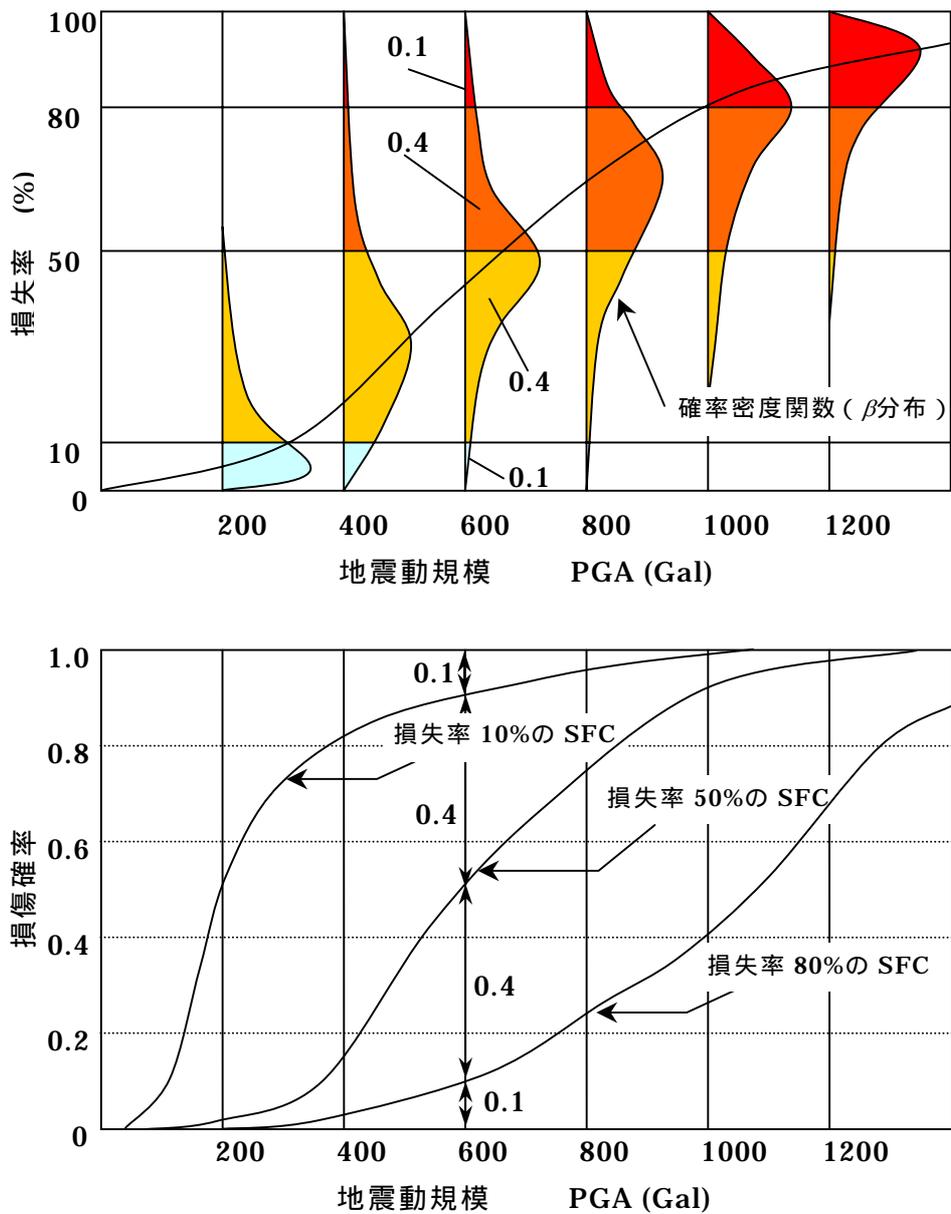


図 9 DF と SFC の関係

(2) DF の統計的解析手法

ここでは、主に文献(3)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、負の損失率を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 β 分布で近似するのが得策であり、文献 2) も支持する結果を出している⁸⁾。

損失率を確率変数 c とおくと、標準 β 分布 (下限値 0、上限値 1) の密度関数は次式となる。

$$f(c) = \frac{1}{B(q,r)} c^{q-1} (1-c)^{r-1} \quad (5)$$

$B(q,r)$ は β 関数、 q, r は β 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。

$$E(c) = \frac{q}{q+r}, \quad Var(c) = \frac{qr}{(q+r)^2 (q+r+1)} \quad (6)$$

一方、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。

$$y^* = \frac{1}{1 + \exp(\beta_1 + \beta_2 x)} \quad (7)$$

β_1, β_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 ε は以下となる。

$$\varepsilon = y - y^* \quad (8)$$

ここで、式(7)は損失率の分布の平均値を示す関数であることから、式(6)より y^* は β 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。

$$y^* = \frac{q}{q+r} \quad (9)$$

また、誤差の分布を β 分布としたので、 c は式(8)を使い、以下のように表される。

$$c = y = y^* + \varepsilon \quad (10)$$

式(7), (9), (10)の関係を式(5)に適用すると、 β 分布は x と y^* の関数として下式となる。

$$f(x, y) = \frac{1}{B\left(q, \left(\frac{1}{y^*} - 1\right)q\right)} y^{q-1} (1-y)^{\left(\frac{1}{y^*} - 1\right)q-1} \quad (11)$$

未定係数 q および β_1, β_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。

$$L(q \text{ or } r, \beta_1, \beta_2; x_i, y_i) = \prod_{i=1}^n f(x_i, y_i) \quad (12)$$

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(12)を最大にする値として推定される。

(3) SFC の確率論的解析手法

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。前述の解析手法により DF を算出し、各損傷区分（損失率の区分）の確率を求める。ここでの損傷区分は、表の損失により区分した。一つの区分を選び、地震動規模毎に超過確率（区分毎）を算出し、一対の値として SFC を求める。SFC の算出には、区分した損失率毎の SFC が描くことができる。（図 9 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る。損失率が 0.1 を超過する確率、0.5 を超過する確率と順に算出し、累積確率として 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。

この手法により得られた SFC は、DF では得られなかった損傷状態（損傷程度、損傷確率）を明確に示すことができる。

(4) DF と SFC の算出

本論での DF、SFC の算出フローを以下に示す。

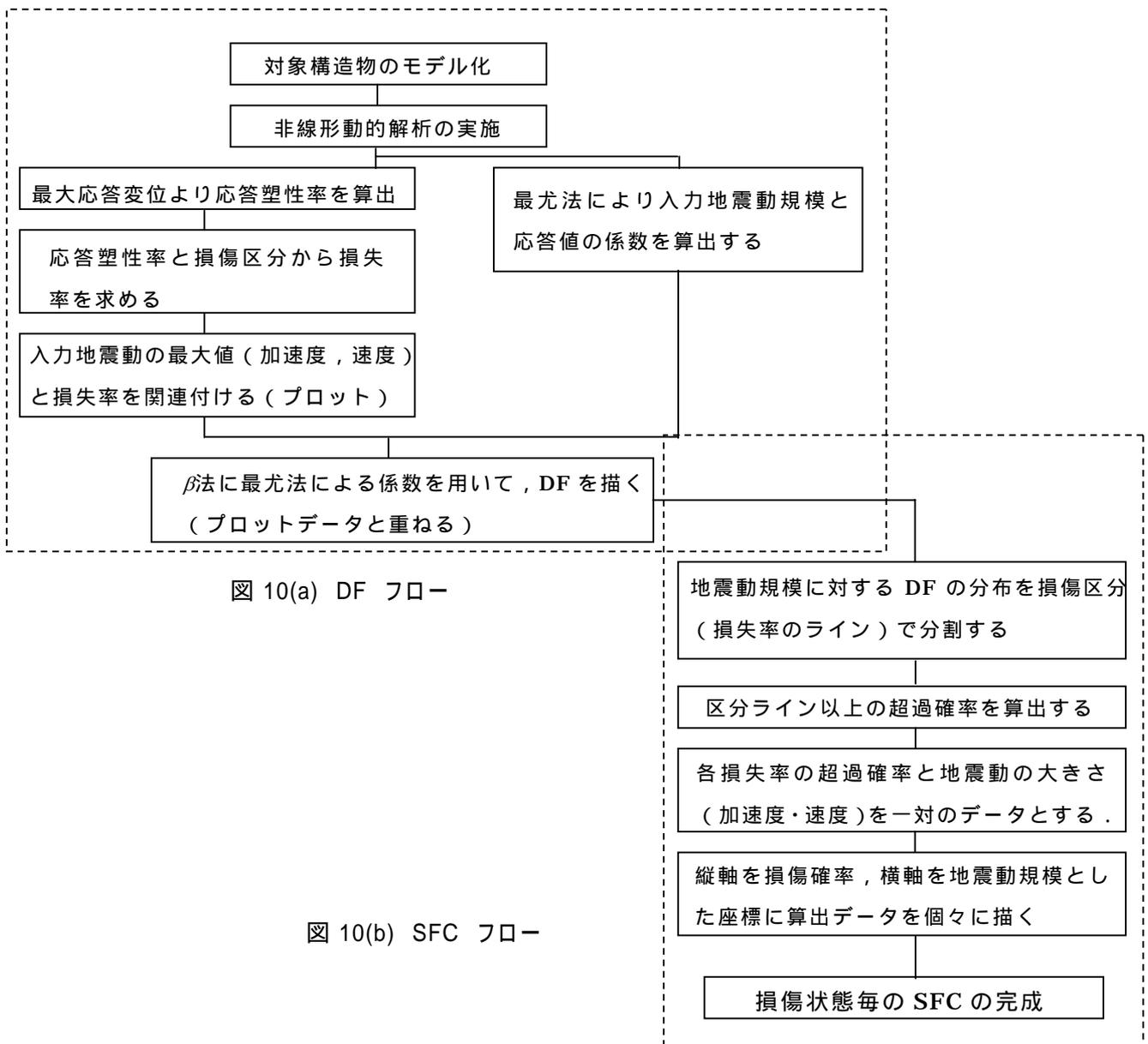


図 10(a) DF フロー

図 10(b) SFC フロー

5. 構造的指標としての DF と SFC

(1) DF への解析結果適用

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、表 6 に示された損傷区分（被害形態）毎の各クライテリア（応答塑性率）と応答値との比較から、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）の一对データを作成する（図 9）。全データ数は 594 で損傷度 D が 568、C が 17、B が 7、A が 2、As が 0 である。このデータを基に、最尤法により推定される DF の例を図 11 に示す。横軸は PGA、PGV としている。また、同図にはデータの散布状況と推定されたパラメータ、ならびに超過確率 10% と非超過確率 10% のラインを併記する。PGV が大きくなるにつれ、そのばらつきが大きくなっていることがわかる。

橋軸方向と橋軸直角方向の DF を示した（図 12）。この図から橋軸直角方向の損失率が大きく予想されることがわかる。この原因として、解析モデルにおいて、質点の高さが橋軸直角方向の方が高く、その為慣性力が橋軸方向よりも大きく作用した結果だと考えられる。

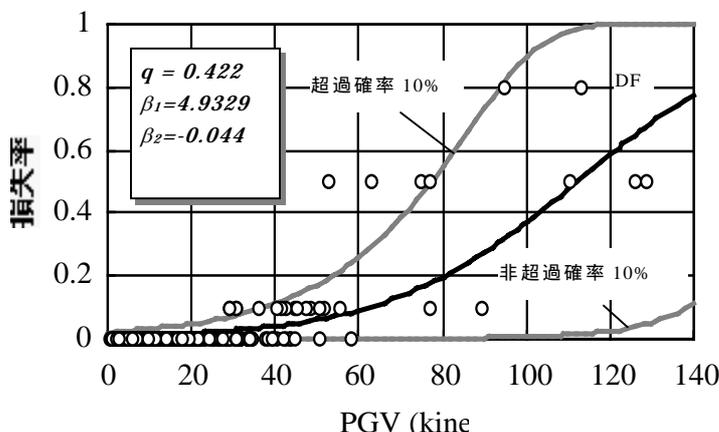


図 11 DF (PGV と損失率)

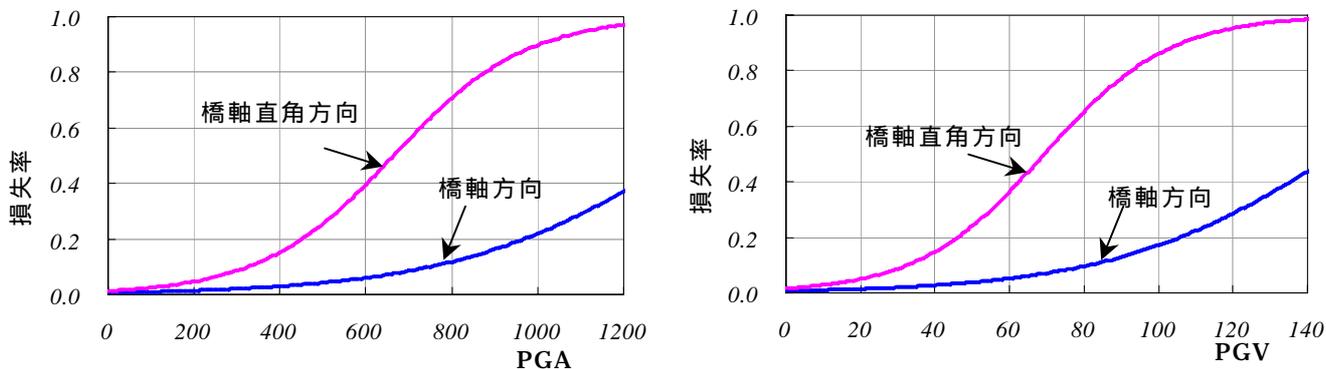


図 12 PGA (左), PGV (右) による DF (橋軸, 橋軸直角)

(2) SFC への DF (解析結果) の適用

図 13 に各損傷度毎 (C~As) の SFC の例を示す。横軸は DF と同様に PGV である。同図に示す 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。100kine を条件とした場合, 各損傷区分の発生確率は D が 0.3177, C が 0.3363, B が 0.1842, A が 0.1584, As が 0.0034 となる。この SFC により損傷状態が明確に示せることが示せた。

DF と同様に橋軸方向と橋軸直角方向の SFC を示す。DF と同様に橋軸直角方向の損傷確率が大きくなっており, 大きな損傷を受けることが予想される。

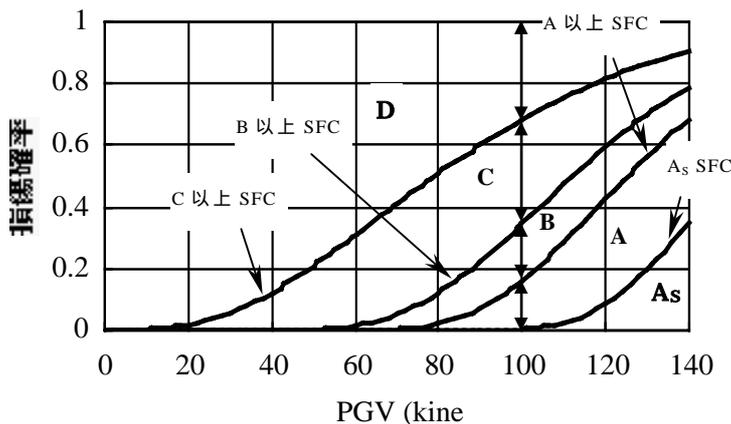


図 13 SFC (PGV と損失率)

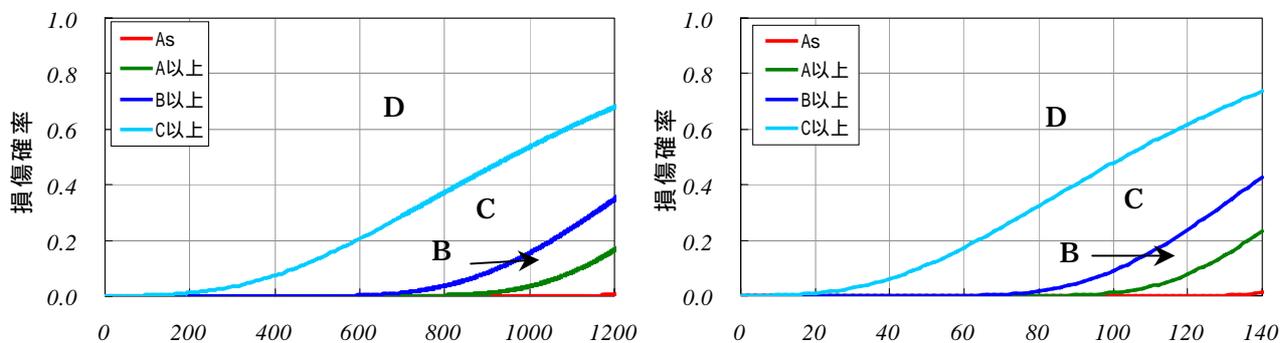


図 14(a) 橋軸方向の PGA (左), PGV (右) による損傷区分毎の SFC

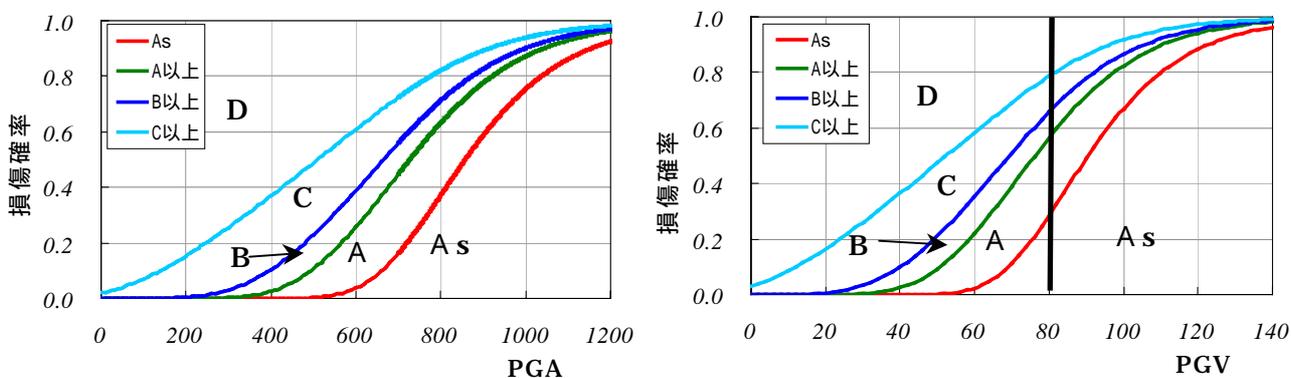


図 14(b) 橋軸直角方向の PGA (左), PGV (右) による損傷区分毎の SFC

6. おわりに

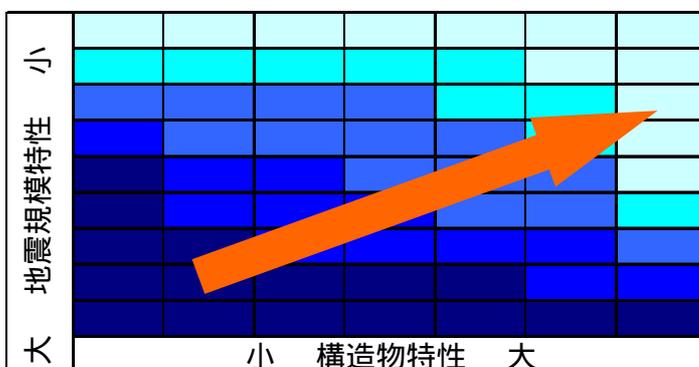
(1) まとめ

本報では、損失率の特性を考慮し、かつその誤差の確率分布の特性値を一括して評価できる統計解析モデルを示した。同モデルを用いることで、解析的に求められた被害データから DF を簡便に評価でき、DF から SFC への評価も容易となる。

DF, SFC 算定することで、地震リスク、耐震性能評価を定量的かつ明確に示すことが可能となり幅広く土木に適用できると考えられる。

(2) 今後の課題

本論では、解析に用いた橋脚数が少なく、構造物の特性を考察するには十分ではないと考えられる。非線形動的応答解析にパラメトリックに橋脚を適用し、比較検討していきたい。その結果を図 13 に示す地震動指標と構造物特性の両指標を用いたマトリックスに適用することで構造物の特性を反映した被害状態を定量的に評価する。



参考文献

- 1)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.
- 2)Federal Emergency Management Agency：Earthquake Damage Evaluation Data for California，ATC-13，p.492，1985.
- 3)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口的相関について，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp1073-1076，1999.
- 4)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
- 5) Department of Conservation-Strong Data Center，<http://docinet3.consrv.ca.gov/csmip/>
- 6)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
- 7)北本廣平，吉川弘道，静間俊郎：DF と SFC における地震動指標と構造性能指標に関する考察，第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集，2002.
- 8) 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.