# フラジリティカーブに基づく交通ネットワーク の地震被害評価

藤見 俊夫1・松田 泰治2・溝上 章志3・清田 玲央4

 <sup>1</sup>熊本大学大学院助教,自然科学研究科 (〒860-8555 熊本県熊本市黒髪2丁目39番1号) E-mail: fujimi@kumamoto-u.ac.jp
 <sup>2</sup>熊本大学大学院教授,自然科学研究科 (同上) E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp
 <sup>3</sup>熊本大学大学院教授,自然科学研究科 (同上) E-mail: smizo@gpo.kumamoto-u.ac.jp
 <sup>4</sup>熊本大学大学院,自然科学研究科社会環境工学専攻 (同上) E-mail:103d8814@st.kumamoto-u.ac.jp

本研究では、熊本都市圏交通ネットワークを対象として、確率論的な地震被害評価を行った.確率論的 な評価の指標としてフラジリティカーブを作成し、SI値と橋梁の破壊確率の関係を地震発生後の橋梁破壊 と定義している.また、本研究で使用したフラジリティカーブは昭和43年制定道路橋下部構造設計指針, 昭和55年制定道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成2年制定道路橋示方書・同解説V耐震設計編を参考 に試設計されたものを使用した.その結果、橋梁倒壊による迂回や交通取り止め等の被害を確定的な数値 ではなく、正規分布に従う確率分布を得ることができた.更に、適用された耐震設計が昭和55年以前の橋 梁についてはせん断破壊による橋梁破壊を受けることが分かった.

Key Words : fragility curve, Monte Carlo simulation, transportation network, seismic damage

#### 1. はじめに

地震大国である我が国では大地震の被災経験や解 析技術の進歩により構造物の耐震設計が見直されて きた.しかしながら,既設橋梁の多くは高度経済成 長期に建設されているため示方書の適用年次が古く, 十分な耐震性能を有しているとは言い難い.また, これらの橋梁に対する耐震補強は進んでいないのが 現状である.そのため、巨大地震の発生時には、数 多くの橋梁が甚大な損傷を被り、交通ネットワーク が遮断される状況が危惧される. 被災時の交通ネッ トワークの寸断・遮断による間接被害を最小限に抑 えるためには、橋梁の耐震補強を進める必要がある。 一方,今日の厳しい財政状況のもとでは,全ての橋 梁を直ちに補強することは困難であり、その優先順 位を明確にすることが求められる. そのためには, 橋梁が損傷し通行止めになることによる被害額を推 定する必要がある.

交通ネットワークの寸断・遮断による間接被害に 関する既往の研究には、交通計画学と地震工学の大 きく二つの流れがある.前者では、交通ネットワー クの途絶による影響は精緻に検討されているが、地 震発生後の橋梁の途絶の確率については単純な仮定 に基づいて与えていることが多い。例えば、地震強度と橋梁被害を示すフラジリティカーブが対数正規 分布などに従うと仮定して作成されている。一方、 地震工学の分野では、地震による橋梁の損壊につい て詳細に検討しているものの、交通ネットワークの 寸断・遮断による間接被害の推定を行った研究は数 少ない。

本研究は、交通計画学と地震工学を統合して、被 害額算定手法の提案を行うことを目的とする.まず、 橋梁の地震時動的応答に基づいたフラジリティカー ブを作成し、作成されたフラジリティカーブを基に 交通ネットワーク上にある橋梁の破壊確率を算出す る.さらに、それらの確率を用いて、シナリオ地震 の発生時に生ずる交通ネットワークの寸断・遮断に よる間接被害を算出する.

本研究の構成は以下の通りである. 2. ではフラジ リティカーブの作成, 3. ではフラジリティカーブ に基づく交通ネットワーク解析, 4. は考察, 5. はまとめである.

# 2. フラジリティカーブの作成

#### (1) 橋脚モデル

昭和43年制定道路橋下部構造設計指針<sup>1)</sup>(以下S43 橋脚),昭和55年,平成2年制定道路橋示方書・同解 説V耐震設計編<sup>2,3)</sup>(以下S55,H02橋脚)を参考にII 種 地盤A地域の鉄筋コンクリート製の単柱式橋脚(直接 基礎)を試設計した.図-1にその構造概要及び解析モ デルを示す.また,各橋脚の構造諸元を表-1に示す. 桁は桁の重心で一質点にモデル化し(節点1),RC橋脚 (フーチングを含む)は二次元はり要素でモデル化し た.橋脚基部の二次元はり要素の非線形性は武田モ デルで考慮した.地盤ばねは水平,鉛直,回転ばね 及び水平・回転の連成ばねでモデル化した.地盤ば ねの減衰定数はすべて10%とし,上部構造は0%,下 部構造は2%とした.

#### (2) 材料不確定性

不確定性を考慮した構造パラメータは塑性化によ る非線形を考慮する必要のある橋脚基部の梁部材の 第一剛性,ひび割れ曲率,降伏曲率,第一剛性に対 する第二剛性の低下率(剛性低下率1),第一剛性に対 する第三剛性の低下率(剛性低下率2)の5要素,せん断 耐力急変部である定着頂部のせん断非線形の降伏点 ひずみ,降伏後の剛性低下率の2要素,初降伏曲げモ ーメント急変部である段落とし部の曲げ非線形のひ び割れ曲率,降伏曲率,第一剛性に対する第二剛性 の低下率(剛性低下率1),第一剛性に対する第三剛性 の低下率(剛性低下率2)の4要素の11要素とした.ばら つきは正規分布を仮定し,それぞれ変動係数10%と 仮定した.

#### (3) 橋脚の安全性評価

橋脚を構成する部材のばらつきが橋脚全体の耐震 性に及ぼす影響についてモンテカルロシミュレーシ ョンを行い検討した.試行回数は1000回とする.地 震作用に対する橋脚の破壊形態は,定着頂部でのせ ん断破壊先行,段落とし位置での曲げせん断破壊先 行,橋脚基部(塑性ヒンジ位置)での曲げ破壊先行の三 つが存在し,どちらか一方でも許容値に至ると破壊 と判断できる.なお,せん断破壊及び段落とし位置 での曲げせん断破壊は許容値に達すると破壊と判断 されるため,耐震性に関する健全度については考慮 していない.応答値が想定した限界状態に応答値が 生起する可能性のことを「破壊確率」と定義した. 解析のフローを図-2に示す.正規分布に基づいた乱

牌祈のシローを図ってに示す. 正成分布に基づいた乱 数を対象とするパラメータに与えることで,不確定 要素を考慮した構造データとし,各構造データにて 固有値解析を行い非線形動的応答解析において必要 となる一次の振動数とひずみエネルギー比例減衰を 算定する. 次に非線形動的応答解析にて非線形応答 の解析を行い,定着頂部におけるせん断力と段落と し部における曲げモーメントの応答値及び橋脚の応 答塑性率を算定する.



図-1 構造概要及び解析モデル

表-1 各橋脚の構造諸元			
適用示方書	S43	S55	H02
<i>h</i> (mm)	2500	2500	3000
定着頂部			
橋脚基部からの高さ(m)	2.570	3.800	3.800
せん断耐力(kN)	1569.6	2943.4	3284.7
段落とし部			
橋脚基部からの高さ(m)	1.450	2.785	3.100
初降伏曲げモーメント	12039.4	11831.5	15885.4
(kN • m)			
塑性ヒンジ位置			
橋脚基部からの高さ(m)	0.19	0.19	0.19



図-2 フラジリティカーブ作成の解析フロー

## (4) 入力地震動

入力地震動は平成14年度版道路橋示方書V(耐震設 計編)に示す標準波を用いた.なお、内陸直下型地震 を想定するため、本研究ではType II-II地震動を用い た.また、本研究での地震動指標として構造物被害 と相関が高いとされるSI値<sup>4)</sup> (Spectral Intensity)を採 用した.SI値は式(1)により計算した.

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} Sv(T, h = 0.2) dT$$
(1)

なお、三種類存在するType II-II地震動の中でもSI 値が最大の142.79kineであるType II-II-3地震動を本 研究における検討地震波とした.また、地震動の強 度のばらつきについては本研究において考慮してい ない.

#### (5) 動的応答解析

橋脚の破壊確率を算定するために地震時刻歴応答 解析を行う.解析方法は直接積分法による時刻歴応 答解析で,用いた数値計算法は Newmark  $\beta$ method( $\beta$ =0.25)である.時間刻みは 0.002 秒とした. なお,ひずみエネルギー比例型減衰から作成した等 価減衰行列により粘性減衰を評価した.等価減衰行 列の係数は固有値解析により求めた固有振動数と減 衰行列から算出した.減衰タイプを Rayleigh 減衰と し,第一基準振動数と第二基準振動数の組み合わせ は,橋脚基部において過大の粘性減衰を示さないよ うに1次の固有振動数と50Hzの組み合わせを採用し た<sup>5)</sup>.ひずみエネルギー比例型減衰で求めた 1 次の モード減衰定数を 1 次と 2 次のモード減衰定数とし た.

#### (6) フラジリティカーブ

動的応答解析によって得られた1000ケースの結果 を定着頂部、段落し部、橋脚基部における応答結果 に基づいて判定し、その破壊確率を算定することで SI値- 破壊確率のフラジリティカーブを作成した.作 成された結果を図-3に示す. S43橋脚についてSI値 50kineから破壊確率の上昇が確認された. 更にSI値 85kineの時には破壊確率が100%となることから、地 震動強度の増加に伴い破壊確率は急増することが確 認できた. つまり, 兵庫県南部地震規模の地震が発 生した際には甚大な被害が予想される.また,S55 橋脚については100kineから、破壊確率の上昇が確認 されたことからS43橋脚に比べ約2倍の地震強度に耐 えることができるということが確認できる. 更にH02 橋脚については135kineから,破壊確率の上昇が確認 された. また, Type II-II-3地震動でのSI値142.79kine の場合、破壊確率が12.4%であることから、平成2年 制定道路橋示方書・同解説V耐震設計編以降の橋脚 については兵庫県南部地震規模の大規模地震に対し ても十分な耐震性能を有していることが分かる.





図-4 熊本都市圏交通ネットワーク

# 3. フラジリティカーブに基づく交通ネッ トワーク被害推定

#### (1) 対象ネットワーク

対象とする交通ネットワークは熊本都市圏交通ネ ットワークとしている. 熊本都市圏交通ネットワー クは、熊本市を中心とした周辺14市町村にまたがる 交通ネットワークである.これをノード数2353,リ ンク数2981で構成されるネットワークでモデル化し た(図-4). 鉄道などの自動車交通以外の公共交通機関 については考慮せず、道路ネットワークと自動車交 通のみを考慮する.本研究では、被災から一定期間 経過し、平時と同様の交通需要が生じる状況におい て、橋梁の破壊が交通ネットワークの寸断に及ぼす 間接被害に着目する.県道及び市道の橋梁ではスパ ンが短く、破壊してもすぐに仮設橋を建てることが できるため、交通流への影響は小さいと考えられる. そのため本研究では国道の橋梁のみを対象としてい る.対象とする橋梁は69橋である.そのうち昭和55 年以前の示方書適用している橋梁及び適用年次不明 の橋梁は48橋であり、これらの橋梁に対してS43橋脚 のフラジリティカーブを破壊確率として設定する. 昭和55年から平成2年の示方書適用している橋梁は

17橋であり、これらの橋梁に対してS55橋脚のフラジ リティカーブを破壊確率として設定する.平成2年以 降の示方書適用の橋梁は4橋であり、これらの橋梁に 対してH02橋脚のフラジリティカーブを破壊確率と して設定する.

#### (2) シナリオ地震

シナリオ地震としては地震調査委員会による,布田 川・日奈久層帯を想定した地震の震源パラメータ<sup>の</sup> を使用した.布田川・日奈久層帯は構成する断層の形 態などから北東部,中部及び南西部の3つの区間に分 けられると推定されているが,今回は対象ネットワー クへの被害が最も大きくなる中部単独での地震をシ ナリオ地震として想定することとした.フラジリテ ィカーブ作成時に用いた地震動が兵庫県南部地震の 地震動であったため,本研究ではマグニチュード, 震源深さは気象庁発表<sup>7)</sup>の数値を用いた.(表-2)

#### (3) 距離減衰式

各橋梁所在地の地震動は距離減衰式により算出する.本研究では式(2)に示す距離減衰式を用いた.

 $\log SI = 0.58M_w + 0.0038D - 1.29$ 

 $-\log(L + 0.0028 \times 10^{0.5M_w}) - 0.002L$  (2)

 $-\log 1.18 - \log 1.31$ 

式(2)は、司・翠川<sup>8)</sup>による距離減衰式、松岡・翠 川<sup>9)</sup>による表層地盤の速度増幅度算定式、童・山崎 ら<sup>10)</sup>による最大速度とSI値の関係に基づいて算出し た、式(3)に司・翠川の距離減衰式を示す。

$$\log PGVb600 = 0.58M_{w} + 0.0038D - 1.29 - \log(L + 0.0028 \times 10^{0.5M_{w}}) - 0.002L$$
(3)

ここで、PGVb600はS波速度600m/s相当の硬質 地盤における最大速度(cm/s)、M<sub>w</sub>はモーメントマグ ニチュード、Dは震源深さ(km)、Lは断層最短距離 (km)である.ただし、この式の基準地盤はS波速度 600m/sの硬質地盤である.そのため、式(3)の基準地 盤(S波速度600m/s)から簡便法工学的基盤(S波速度 400m/s相当)までの最大速度の増幅率を用いる必要 がある.そこで式(4)に示す松岡・翠川による表層地 盤の速度増幅度算定式を用いて算定される速度増幅 度の比として評価する.

$$\log ARV = 1.83 - 0.66 \log AVS(\pm 0.16)$$
(100 < AVS < 1500)
(4)

ここで、ARVは地下30mから地表までの速度増幅率、 AVSは地下30mから地表までの平均S波速度(m/s)で ある.その比の値は1.31となるので、距離減衰式から 求められた最大速度に1.31を乗じ、それを簡便法工学 的基盤の最大速度とする.また、本研究ではフラジ リティカーブで用いる地震動指標としてSI値を用い るため、最大速度をSI値に変換する必要がある.童・ 山崎らによると、最大速度の1.18倍がSI値であること が示されており、この関係を工学的基盤におけるSI

#### 表-2 シナリオ地震の諸元

断層総面積	667 km <sup>2</sup>
モーメントマグニチュード	6.9
気象庁マグニチュード	7.3
深さ	16km
基準点の位置	北緯 32°42'
	東経 130°47'



値とする.

#### (4) 橋梁の破壊確率算出

前述のシナリオ地震が発生した時,交通ネットワ ーク内の橋梁におけるSI値は距離減衰式より定まる. SI値が決まると,フラジリティカーブから橋梁の破 壊確率が求まる.本研究で対象とした69橋のうち, シナリオ地震により破壊される可能性があるのは19 橋であった.表-3に地震時交通ネットワークを作成 する際に考慮した橋梁名,示方書適用年次,震源か らの距離,SI値,破壊確率を示す.なお,これらの 橋梁はすべて昭和55年道路橋示方書V耐震設計編適 用前の橋梁であり,震源からの距離も10km以内であ った.

#### (5) 交通ネットワーク被害額の頻度分布の推定

シナリオ地震の発生時,交通ネットワーク上の各 橋梁はフラジリティカーブより特定された破壊確率 を持っている.モンテカルロシミュレーションによ り,破壊する橋梁の組み合わせパターンをランダム に取り出し,そのときの交通ネットワークの寸断・ 遮断による間接被害額を算出する.このプロセスを 繰り返すことにより,被害額の頻度分布が得られる. そのフローを図-5に示す.以下にその詳細を述べる.

#### a) 橋梁破壊の組み合わせパターンの抽出

交通ネットワーク上の各橋梁について[0,1]の乱数 を発生させ、その値がフラジリティカーブから特定 された破壊確率を下回れば破壊、上回れば無破壊と 判定する.それにより、橋梁破壊の組み合わせパタ ーンを得る

b) 交通ネットワーク寸断・遮断による間接被害算定

a)で抽出された破壊橋梁の組み合わせパターンの もとで生ずる交通ネットワークの寸断・遮断による 間接被害額を算出する.橋梁破壊は、交通ネットワ ークの当該リンクの通行止めとして扱われる. 被害 額は、破壊橋梁を迂回するためにトリップの総所要 時間が増大するコストとして算出される.本研究で は被災から一定期間経過し, 平時と同様の交通需要 が生じるものと仮定し、平成20年度実施の熊本都市 圏パーソントリップ調査に基づくOD交通量をその まま用いて利用者近郊配分により交通流配分を行っ た. 車種に関しては, 普通自動車と普通貨物車の二 種とし、それぞれの車種別時間価値原単位は費用便 益分析マニュアルに基づき設定した. リンクパフォ ーマンス関数はBPR関数とし、BPR関数のパラメー タ値は(a, B)は最も標準的な値である(0.48, 2.82)と した11).

具体的には、交通ネットワーク被害額を以下の手順で求めた.a)で抽出された破壊橋梁の組み合わせについて交通流配分を行った時に、8時間以上の所要時間を要するトリップがあれば、そのODの交通需要をゼロとした.そして、8時間を時間表価値に基づき費用換算することで交通取り止めによる損失を算定した上で、改めて配分を行い、総時間費用・総交通費用の算定を行った.ネットワークモデルの構築、及び交通流配分の算定には、交通需要推計汎用プログラムパッケージJICA STRADA 3.5を用いた.

#### c)間接被害額の頻度分布

上記のa), b)を一回の試行として,それを100回, 200回,500回,1000回繰り返した結果を図-6に示す. 被害額の頻度分布は200回で安定していることがわ かる.なお,本研究における間接被害額の頻度分布 は試行回数1000回の結果とする.

図-6に示す交通ネットワークの寸断・遮断による 間接被害額分布の概観について説明する.最大被害 額は308億円,最小被害額は70億円,平均被害額は215 億円という結果を得た.

#### 4. 考察

比較のため、一定の破壊確率を有する者は全て破壊 するという確定論的な被害額算出も検討する.表-3 に示す橋梁のうち、破壊確率が50%以上の橋梁(A~N) が破壊した場合の被害額は221億円となる.破壊確率 を少しでも有する橋梁(A~S)を破壊対象とした場合 の被害額は308億円となる.確定論的被害額と被害額



図-6 シナリオ地震時の間接被害額の分布

	表-3	破壊確率を有する橋梁のラ	ドータ
--	-----	--------------	-----

橋梁番号	適用年次	震源からの 距離(km)	SI(kine)	破壊確率
А	1956	3.650	78.053	96.09%
В	1956	3.666	77.939	96.03%
С	1972	4.037	75.386	94.70%
D	1972	4.128	74.784	94.31%
Е	1956	4.270	73.863	93.48%
F	1972	4.491	72.472	92.22%
G	1972	4.840	70.372	90.33%
Н	1956	4.849	70.317	90.29%
Ι	1956	5.114	68.804	88.52%
J	1972	5.185	68.406	88.02%
Κ	1972	5.200	68.324	87.92%
L	1972	5.857	64.860	83.32%
М	不明	5.992	64.191	81.03%
Ν	1978	7.522	57.412	53.60%
0	1978	7.874	56.040	36.48%
Р	1972	8.445	53.938	18.51%
Q	1972	9.202	51.370	6.44%
R	1939	9.301	51.053	4.95%
S	1978	9.352	50.890	4.18%

#### 表-4 被害額分布の概観及び確定論的被害額

被害の分類	被害額(億円)
被害額分布の最大被害額	308
被害額分布の最小被害額	70
被害額分布の期待被害額	215
破壊確率 50%以上の橋梁は全て破壊	221
破壊確率を少しでも有する橋梁は破壊	308

分布の比較を行った結果,破壊確率を少しでも有す る橋梁は破壊とした場合の結果は,被害額分布の最 大被害額と同じであることが分かった.これは,1000 回の試行の中で全ての橋梁が破壊するという被災パ ターンが作成されたためである.次に,被害額分布 の結果から,180億円,220億円,260億円の3つのピ ークが存在することが分かった.これは,橋梁番号 A~L,M~P,Q~Sにおいてそれぞれ破壊確率80%以上 の大被害,破壊確率10%~80%の中被害,破壊確率10% 未満の小被害という破壊確率において3つのブロッ クが生じたからだといえる.最後に破壊確率50%以上の橋梁は全て破壊と仮定した場合,被害額分布の 期待被害額とほぼ等しいことが分かった.しかし, 本研究で作成した被害額分布より,3つのピークが出 ていることがわかった.期待被害額を下回るピーク が出る確率は25%であり,また,上回る確率は30%で ある.このことより,被害額評価を行う際には確率 論的な検討が必要であることが分かる.

### 5. まとめ

本研究では、熊本都市圏交通ネットワークを対象 として、橋梁の地震時動的応答に基づくフラジリテ ィカーブから各橋梁の破壊確率を算定し、それらの 確率に基づく交通ネットワークの寸断・遮断による 間接被害額を算出する手順を提案した.本研究によ って得られた結果は以下のとおりである.

- フラジリティカーブを作成することで、昭和55 年道路橋示方書V耐震設計編以前に設計された 橋脚の耐震性能が脆弱であることが分かった.
   SI値が85kineで破壊確率が100%であることから、 兵庫県南部地震規模の地震が発生した際には甚 大な被害が予想される.また、平成2年道路橋示 方書V耐震設計編以降に設計された橋脚の耐震 性能を有していれば、橋梁破壊の被害は発生し ない.
- 2) モンテカルロシミュレーションにより、地震被 害を確率論的に検討することでシナリオ地震発 生による間接被害額の頻度分布を作成した.その結果、破壊確率を少しでも有する橋梁は全て 破壊と仮定した場合と被害額分布における最大

被害額は同じであること,被害額分布には3つの ピークが存在しているということ,それらのピ ークのうち中央のものが期待被害額であった.

#### 参考文献

- 社団法人 日本道路協会:道路橋下部構造設計指針 橋 台・橋脚の設計編,1968
- 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V(耐 震設計編), 1980
- 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V(耐 震設計編),1990
- 郭献群,西岡隆:地震動の強さの指標と応答スペクトルの変動について、土木学会論文集,No.428,I-15, pp167-175,1991.4
- 5) 宇野州彦,松田泰治,大塚久哲:ゴム支承を用いた反 力分散構造の減衰評価に関する一考察,第8回地震時 保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関する シンポジウム講演論文集,pp.61-68,2005
- 6) 地震調査委員会:布田川・日奈久断層帯の評価, 2002
- 7) 消防庁: 阪神・淡路大震災について(確定報), 2006
- 8) 司宏俊, 翠川三郎: 断層タイプおよび地盤条件を考慮 した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学 会構造系論文集, No.523, pp.63.70, 1999
- 8) 松岡昌志,翠川三郎:国土数値情報とサイスミックマイクロゾーニング,第22回地盤震動シンポジウム,日本建築学会,1994
- 10) 童華南・山崎文雄・佐々木裕明・松本省吾:被害事例 に基づく地震動強さと家屋被害率の関係,第9回日本 地震工学シンポジウム,1994
- 11) 土木学会土木計画学研究委員会交通需要予測技術検 討小委員会編:道路交通需要予測の理論と適用第II編 一利用者均衡配分モデルの展開,土木学会,2006

# EVALUATION ON SEISMIC DAMAGE ABOUT TRANSPORTATION NETWORK BASED ON FRAGILITY CURVE

# Toshio FUJIMI, Taiji MAZDA and Reo KIYOTA

This paper evaluates the seismic damage probabilistically. The place of evaluation is Kumamoto urban road network. Fragility curve is attempted as the evaluation. It is able to define as the bridge's failure probability. To make the fragility curve, it demonstrates three types of bridge pier. GUIDELINE FOR HIGHWAY BRIDGE SEISMIC DESIGN in 1972, SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES Part V Seismic design in 1980 and 1990. This result shows the damage of the network not a deterministic but probabilistic. The damage is shear failure and these failure bridges are designed before 1980.