

## LRBの経年劣化を考慮した地震リスク評価に基づく道路橋の耐震性能評価

林 訓裕<sup>1</sup>・五十嵐 晃<sup>2</sup>・党 紀<sup>3</sup>・足立幸郎<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 阪神高速道路株式会社 大阪管理局  
<sup>2</sup>正会員 Ph.D. 京都大学防災研究所教授  
<sup>3</sup>正会員 工博 埼玉大学大学院理工学研究科助教  
<sup>4</sup>正会員 工博 阪神高速道路株式会社 保全交通部

(〒552-0006 大阪府大阪市港区石田3-1-25)  
(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)  
(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)  
(〒541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町4-1-3)

### 1. はじめに

地震力分散設計や免震設計等により積層ゴム支承の採用が進み、耐震性の向上が図られてきたが、2011年東北地方太平洋沖地震において、地震によるゴム支承の破断がはじめて確認され、破断の生じた原因としてゴム支承の経年劣化も可能性の一つとして挙げられている<sup>1)</sup>。また、兵庫県南部地震以前から供用しており、かつ経年劣化損傷のあるゴム支承（リング沓）の残存機能を調べたところ、終局耐力の著しい低下が確認されている<sup>2)</sup>。このように道路橋に用いられるゴム支承の長期間供用に対する経年劣化への対応は、維持管理における重要な課題として位置付けられるものと考えられる。

一方、劣化損傷したゴム支承の残存性能については調査事例が存在する<sup>1),3)</sup>ものの、その補修方法としてはオゾン劣化によるきれつ進行を抑制するための補修材塗布がなされている<sup>4)</sup>程度であり、その他の損傷に対しては取替え以外の補修方法が確立されていないために、「経過観察」の点検判定となっているものがほとんどである。加えて、経年劣化損傷LRBやそれを含む橋梁が今後起こりうる地震に対するリスクやコストについては評価されておらず、適切な補修計画が策定されているとは言い難い。

こうした背景を踏まえ、本研究では高架道路橋システムを対象として、地震時におけるシステムの機能を定義した上で、システムの被害形態と機能損失との関係性をイベントツリー解析（ETA：Event Tree Analysis）に基づいた地震リスクアセスメント手法でモデル化した。また、本モデルを用いて、高架道路橋システムの道路交通機能に支障が生じた場合の機能損失に係る地震リスクについて、機能損失

コストとして評価するとともに、ライフサイクルコストを試算して最適な維持管理方針を検討した。

### 2. 高架道路橋の地震時フラジリティ特性

既設構造物の残存耐震性能は、余寿命期間内での地震損傷リスクと有効活用の両者を考慮して設定された要求性能を満たすことを確認する必要がある。この耐震性能評価にあたって不可欠な情報であるフラジリティ、すなわち特定の地震動強さと破壊確率の関係を得るまでの方法を示す。

#### (1) 対象橋梁系のモデル化

文献3)において検討対象とした劣化LRBが設置されていた11径間連続橋を一つの振動系とし、図-1のような下部構造の弾塑性変形を考慮した2質点系（2DOF）モデルを用いて解析を行う。2質点系モデルでは支承および橋脚の橋軸方向変形を考慮し、それぞれ非線形バネで表現する。

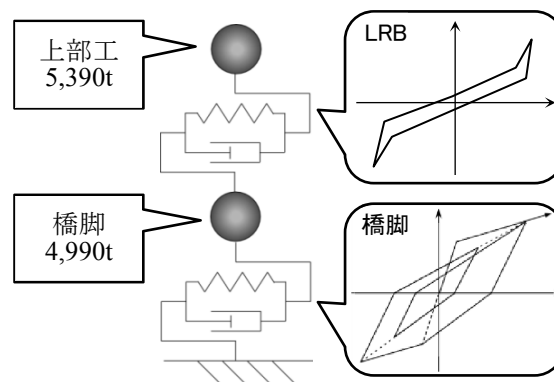


図-1 高架道路橋システムのモデル化

LRBは1支承線あたり5基、計110基（桁端橋脚5基×2、中間橋脚10基×10）設置されており、死荷重条件での面圧（2.6MPa）、支承面積（350mm×550mm）より、上部工質量5,390tの質点を支持している。支承部の履歴復元力特性は、実支承のL2試験により得られた履歴復元力曲線<sup>3)</sup>より、高ひずみ域のハードニングを考慮したトリリニアモデルとして設定した。試験結果とモデルを図-2に示す。トリリニアモデルの非線形パラメータは最適化手法KH法<sup>5)</sup>により同定した。得られたパラメータを表-1に示す。なお、劣化支承と新規製作品（リファレンス支承）に対して実施した。

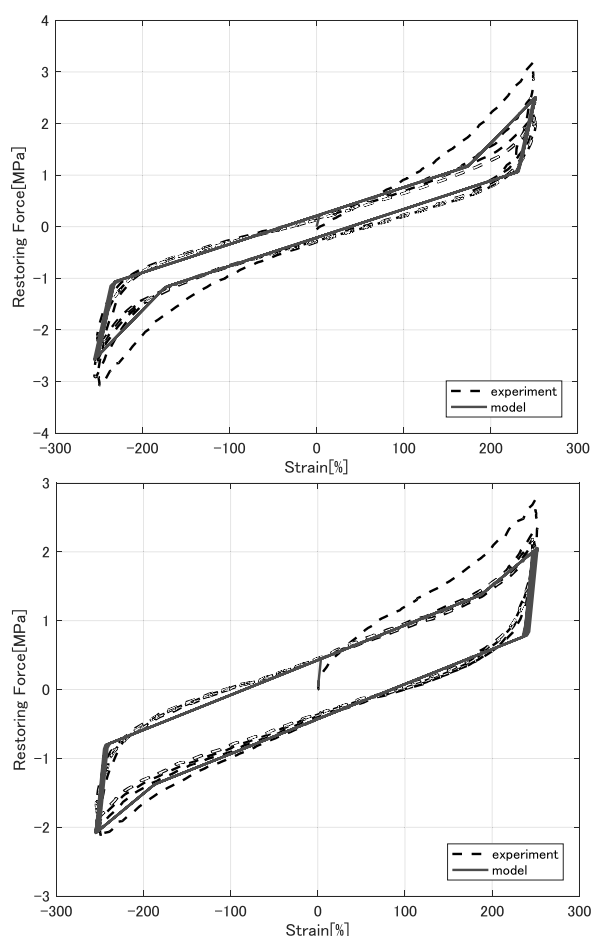


図-2 LRB履歴曲線モデル化  
(上：劣化，下：リファレンス)

表-1 LRBモデルパラメータ

| 支承1基<br>パラメータ         | 解析モデル  |              |
|-----------------------|--------|--------------|
|                       | 劣化支承   | リファレンス<br>支承 |
| 切片荷重 $Q_d$ (kN)       | 44.0   | 85.7         |
| 等価剛性 $K_{eq}$ (kN/mm) | 2.23   | 2.06         |
| 等価減衰定数 $h_{eq}$       | 0.066  | 0.137        |
| 二次剛性比 $\alpha$        | 0.0729 | 0.0400       |
| 三次剛性比 $\beta$         | 0.228  | 0.0826       |
| ハードニングひずみ (%)         | 174    | 187          |

橋脚の自由度節点に与える質量は橋脚12本分の質量の合計（4,990t）とし、非線形履歴復元力モデルとして除荷剛性漸減型のCloughバイリニアモデルを適用する。

## (2) 漸増動的解析（IDA）

構造物の地震時の損傷確率を解析するための有効な手法として、漸増動的解析 (IDA: Incremental Dynamic Analysis)<sup>6)</sup>が知られている。劣化LRBを含む構造モデルを用い、多くの地震動を入力としたIDAを実施し、経年劣化の構造物の耐震性能への影響を定量的に評価する。

IDAでは、多様な地震動を対象とした確率論的評価を行うために、可能な限り多数の地震波が必要である。本研究では構造物の損傷に着目していることから、①PGVが50kine以上、②マグニチュード6以上の地震による地震動で、PGAが300gal以上かつ計測震度4以上、の2条件のいずれかを満たす地震動記録をサンプルとして収集した。防災科学技術研究所強震観測網（K-net, KiK-net）、気象庁強震観測、PEER Ground Motion Databaseの公開データより収集した地震動観測記録の中からPGVの大きな順に100記録を選出した。同一の地震イベントからは観測記録は1サンプルのみ利用することで、地震動特性の多様性を確保している。

IDAでは、地震動波形の周波数成分を調整し、入力加速度波形がPGA=100gal, 200gal, ...となるように調整倍率を乗じて振幅を漸増させ、構造物の非線形時刻歴応答解析を行う。構造物が破壊と判定されるまで入力振幅の漸増を行った。ここで、構造物の破壊とは、①ゴム支承の応答ひずみが終局ひずみ（劣化273%、リファレンス329%）に達する、②橋脚の応答塑性率が終局限界の終局靱性率 $\mu_u=11.6$ に達する、のいずれかの条件を満たすことと定義した。縦軸を漸増入力地震動のPGV、横軸を変形量として表示したIDA曲線を求めることで、変形が限界値を超えるPGVを評価することができる。

地震動観測記録データ計100波を用いて得た全IDA曲線について、劣化LRBを図-3に、橋脚を図-4に示す。橋脚のIDA曲線は終局状態まで至っているものが多くあるのに対し、支承はPGVが増加しても変形量は増えず終局に至っていないものが少なくない。これらより、劣化LRBが破断に至る前に、橋脚が終局となるケースが多いと読み取れる。

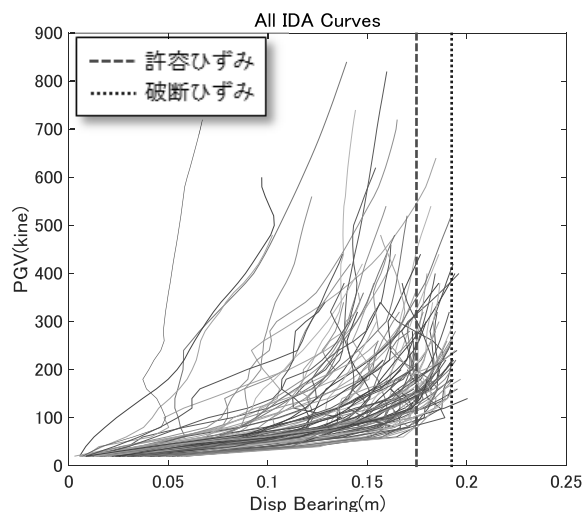


図-3 劣化 LRB モデルの全入力波の IDA 曲線（支承）

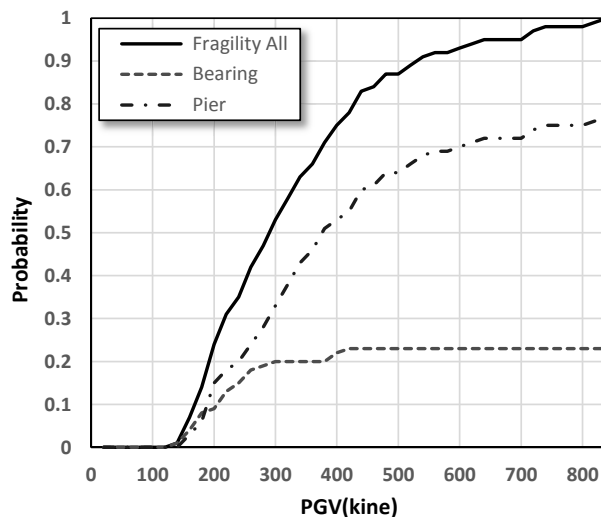


図-5 劣化 LRB モデルの fragility 特性

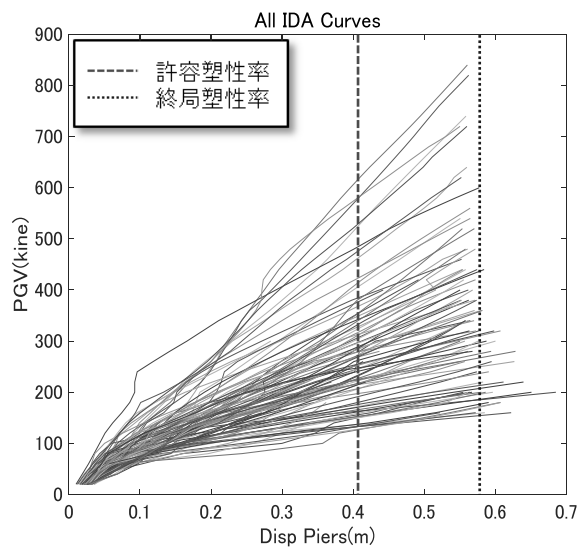


図-4 劣化 LRB モデルの全入力波の IDA 曲線（橋脚）

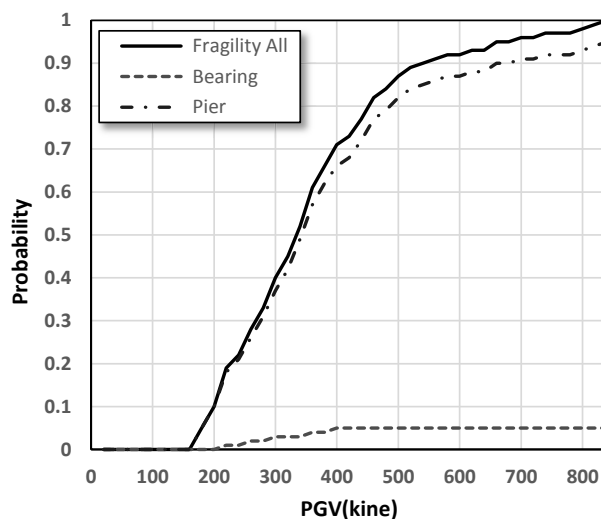


図-6 リファレンス LRB モデルの fragility 特性

### (3) フラジリティ特性の評価

各々の地震波に対して得られた IDA 曲線を用い、ある PGV において橋脚の終局変位または支承の破断に至ったケースの数の全体数に対する比を計算し、これをその地震動強さ（PGV）における構造物の破壊確率とする。PGV と破壊確率の関係をプロットすることにより fragility カーブを算出する。図-5 に劣化 LRB モデル、図-6 にリファレンス LRB モデルの結果を示す。

劣化 LRB モデルでは、140kine 付近から支承の、160kine 付近から橋脚の破壊確率が発生し、PGV の増加とともに確率は上昇している。しかしながら、支承は破壊確率 0.23 で頭打ちとなっている。これより橋脚の終局状態が劣化 LRB の破断に先行するこ

とが相対的に多く、LRB の経年劣化の影響は支配的でないことを示す fragility 特性が得られたと言える。一方、リファレンス LRB モデルでは、橋脚が 180kine 付近から破壊が始まっているのに対し、支承は 220kine 付近からである。さらに破壊確率も最大 0.05 となっており、支承の破断が生じる前に橋脚の終局変位が先行するモードの発生が大部分である fragility 特性となっている。

また、設定した高架道路橋システムにおいて破壊確率が 50%を超える PGV は、劣化支承の場合は 300kine に対し、リファレンス支承は 340kine であることから、LRB の経年劣化が橋梁の耐震性能の低下に影響を及ぼしていることも確認できた。

### 3. 地震リスク評価

地震リスク解析は、地震による被害を定量的に把握するもので、それを貨幣価値により表現することで維持管理や防災計画等に関する重要な指標とすることが可能となる。特に道路管理者にとって高架道路橋が有する地震リスクを定量的に評価し、地震時における損失コストを把握することは、適切な維持管理施策を講ずるうえで極めて重要な課題と言える。

既往の研究では、笛木ら<sup>7)</sup>が高架道路橋の構造要素のフラジリティ評価とそれに伴う地震リスクについて機能損失コストの評価を試みた事例はあるが、要素の劣化を考慮したものは皆無である。そこで、本研究では前章のモデルを用いて、架橋地点における発生確率を考慮した地震動によるリスク評価を実施するものである。

#### (1) 地震時における要求性能

高架道路橋システムの構造要素は支承（LRB）と橋脚であり、これらの地震時における損傷度ごとの要求性能を以下のように定義する。

支承では、レベル2地震時の発生最大ひずみによりランク分けするものとする。許容ひずみ $\varepsilon_a=250\%$ 以下では損傷が発生しない水準として「性能ランク1」、許容ひずみを超えて破断ひずみ $\varepsilon_u$ 以下では中程度の損傷が発生する水準として「性能ランク2」、破断ひずみを超えた場合は大損傷（破断）が発生する水準として「性能ランク3」と定義する。ここで、破断ひずみは林ら<sup>3)</sup>の試験結果を用いて、劣化支承は274%、リファレンス支承は329%とする。また、現段階の劣化が進行し、破断ひずみが許容ひずみ以下まで低下した段階を終局状態とする。

橋脚では、同様に応答塑性率によりランク分けするものとする。弾性範囲内は無損傷水準として「性能ランクA」、塑性域に入って許容塑性率 $\mu_a=8.08$ 以下では小損傷水準として「性能ランクB」、許容塑性率を超過して終局塑性率 $\mu_u=11.6$ 以下では主構造部材に損傷が発生する水準として「性能ランクC」、終局塑性率を超えた場合は大損傷（倒壊）水準として「性能ランクD」と定義する。

また、復旧性については支承、橋脚の損傷度で同一に考える。すなわち無損傷であれば補強・補修不要、小損傷では軽微な補修で復旧可、中損傷では相当規模の補強・補修が必要、大損傷では復旧不可と定義する。以上を一覧にまとめたものを表-2（支承）および表-3（橋脚）に示す。

表-2 支承の地震時における要求性能

| ランク                                                                | 性能ランク1                           | 性能ランク2                                           | 性能ランク3                        |
|--------------------------------------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------|
| 損傷度                                                                | 無損傷                              | 中損傷                                              | 大損傷                           |
| 要求性能                                                               | 健全性を損なわない                        | 損傷が致命的とならない                                      | 致命的な損傷                        |
| 状態                                                                 | 許容値以内                            | 終局以内                                             | 終局以上                          |
|                                                                    | $\varepsilon_a \leq \varepsilon$ | $\varepsilon_a < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ | $\varepsilon_u < \varepsilon$ |
| 【 $\varepsilon_a=250\%$ , $\varepsilon_u=274\%$ (劣化)/329%(リファレンス)】 |                                  |                                                  |                               |
| 地震後の使用性<br>(機能保持性)                                                 | 常時機能保持<br>(目視点検後、即通行可能)          | 大部分機能限定<br>(緊急車両のみ通行可能)                          | 機能損失<br>(車両通行不可能)             |
| 地震後の使用性<br>(復旧性)                                                   | 補強・補修不要                          | 中～長期間必要<br>(相当規模の補強・補修)                          | 復旧不可<br>(取替・再構築)              |

表-3 橋脚の地震時における要求性能

| ランク                             | 性能ランクA                  | 性能ランクB                     | 性能ランクC                  | 性能ランクD            |
|---------------------------------|-------------------------|----------------------------|-------------------------|-------------------|
| 損傷度                             | 無損傷                     | 小損傷                        | 中損傷                     | 大損傷               |
| 要求性能                            | 健全性を損なわない               | 損傷が限定的で機能回復が速やかに行い得る       | 損傷が致命的とならない             | 致命的な損傷            |
| 状態                              | 弾性範囲                    | 許容値以内                      | 終局以内                    | 終局以上              |
|                                 | $\mu_a \leq \mu$        | $\mu_a < \mu \leq \mu_u$   | $\mu_u < \mu$           | $\mu < \mu_u$     |
| 【 $\mu_a=8.08$ , $\mu_u=11.6$ 】 |                         |                            |                         |                   |
| 地震後の使用性<br>(機能保持性)              | 常時機能保持<br>(目視点検後、即通行可能) | 一部分機能限定<br>(補修しながらの車両通行可能) | 大部分機能限定<br>(緊急車両のみ通行可能) | 機能損失<br>(車両通行不可能) |
| 地震後の使用性<br>(復旧性)                | 補強・補修不要                 | 短期間で復旧可<br>(軽微な補修)         | 中～長期間必要<br>(相当規模の補強・補修) | 復旧不可<br>(取替・再構築)  |

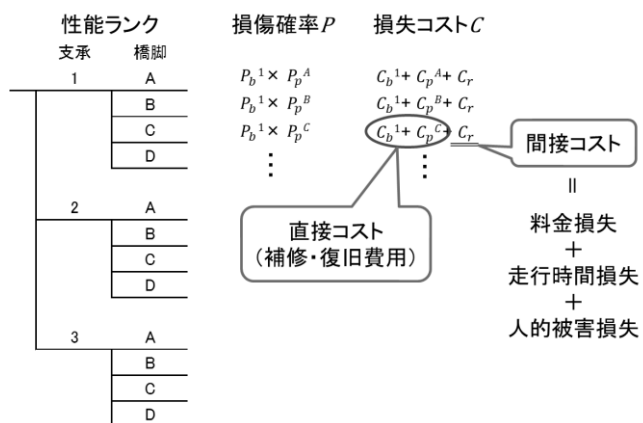


図-7 直接コストおよび間接コストの定義

表-4 架橋地点（大阪市）における50年地震ハザード

| 50年超過確率 | 最大速度[kine] |
|---------|------------|
| 2%      | 196.4      |
| 5%      | 139.9      |
| 10%     | 110.6      |
| 39%     | 66.4       |

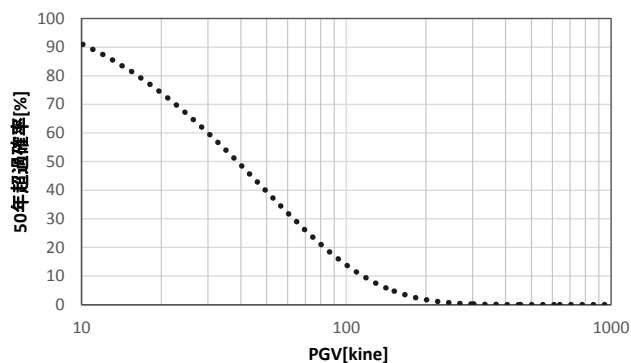


図-8 地震ハザードカーブ

## (2) リスク評価

### a) 評価方法

本研究では検討対象地域を大阪市とし、その架橋地点における地震ハザードカーブを用いる。地震ハザードステーション (J-SHIS) にて公開されている架橋地点の各50年超過確率における地表面最大速度を表-4に示す。ここから指数近似により得たハザードカーブを図-8に示す。指数分布であることから、ポアソン過程 (Poisson process) に一致する。すなわち、単位期間中においてあるPGV以上の地震が発生する確率は一定である。

地震による高架道路橋の被害は、構成する構造要素の損傷のみならず、システムの機能不全により道路交通ネットワークに及ぼす影響は甚大となる。特に都市高速道路の場合、補修・復旧費用 (構造損失) に加えて、通行止めによる料金減収 (営業損失)、迂回による走行時間損失、被災による人命等の被害損失 (人的被害損失) などが発生する。本研究では図-7に示すように、高架道路橋を構成する構造要素の物理的損傷による補修・復旧費用を「直接コスト」と定義するとともに、それに伴う機能不全が及ぼす社会的損失を「間接コスト」と定義することとした。ETAにより得られるこれらの期待損失の合計値 $R$ は式(1)により表される。これを高架道路橋の地震時における「機能損失コスト」として評価する。

$$R = \sum_{i,j} P_b^i \cdot P_p^j \cdot (C_b^i + C_p^j + C_r^{i,j}) \quad (1)$$

ここに、 $P_b^i, P_p^j$  : それぞれ支承、橋脚の損傷確率  
 $C_b^i, C_p^j$  : それぞれ支承、橋脚の直接コスト  
 $C_r^{i,j}$  : 損傷度における間接コスト  
 $i, j$  : それぞれ支承、橋脚の損傷度

### b) 各損失コストの検討

「直接コスト」については、表-2・表-3にて示した各々の復旧性に基づき、表-5 (支承) および表-6

表-5 支承の性能ランクごとの損失コスト

| ランク           | 性能ランク1  | 性能ランク2               | 性能ランク3        |
|---------------|---------|----------------------|---------------|
| 地震後の使用性 (復旧性) | 補強・補修不要 | 中～長期間必要 (相当規模の補強・補修) | 復旧不可 (取替・再構築) |
| 復旧方針          | 不要      | ジャッキアップして残留ひずみ補正     | 取替            |
| 復旧日数(day)     | 0       | 30                   | 60            |
| 復旧費用(千円)      | 0       | 3,000/支承             | 5,000/支承      |

表-6 橋脚の性能ランクごとの損失コスト

| ランク           | 性能ランクA  | 性能ランクB          | 性能ランクC               | 性能ランクD        |
|---------------|---------|-----------------|----------------------|---------------|
| 地震後の使用性 (復旧性) | 補強・補修不要 | 短期間で復旧可 (軽微な補修) | 中～長期間必要 (相当規模の補強・補修) | 復旧不可 (取替・再構築) |
| 復旧方針          | 不要      | クラックへの樹脂注入等     | 部材補強                 | 再構築 (基礎は再利用)  |
| 復旧日数(day)     | 0       | 5               | 100                  | 300           |
| 復旧費用(千円)      | 0       | 1,000/橋脚        | 20,000/橋脚            | 50,000/橋脚     |

(橋脚) のとおり設定した。これらは兵庫県南部地震の際の阪神高速3号神戸線での復旧事業の内容や現状用いられている工法等を参考としている<sup>7)</sup>。

「間接コスト」のうち、料金減収および走行時間損失は地震損傷により対象区間において一般車両が通行不可となった場合に発生するものである。各構造要素が中損傷以上がこれに該当することとなる。すなわち、支承では性能ランク2および3、橋脚では性能ランクCおよびDである。一方、人的被害損失は落橋に相当する損傷において発生するものであり、橋脚における性能ランクDのみが該当する。

料金減収については、対象区間の交通量を減収台数と仮定し、それに伴う料金減収額を算定した。ここでの交通量は、阪神高速15号堺線の津守ランプ～玉出ランプ間における平成22年度道路交通センサスデータ<sup>8)</sup>を用いた。料金単価は平成11年度OD調査<sup>9)</sup>における平均利用距離17.5kmを引用し、現行料金を参照して普通車720円、大型車1,440円と設定している。算定結果を表-7に示す。

また、走行時間損失については料金減収で検討した同一区間を考慮した。損失コスト $C_u$ は式(2)で示すように、高速道路利用時および代替の一般道路利用時の区間距離と旅行速度より、区間の旅行時間の増分を算定し、時間価値原単位を乗ずることにより損失費用を求めることができる。ここで旅行速度は前述と同じ交通センサスデータ<sup>8)</sup>に、時間価値原単位は「費用便益分析マニュアル」<sup>10)</sup>から引用した。表-8に算定結果を示す。

$$C_u = Q \times \Delta T \times \alpha_T \quad (2)$$

ここに、 $Q$  : 交通量 (台/日)  
 $\Delta T$  : 旅行時間の増分 (分)  
 $\alpha_T$  : 時間価値原単位 (円/分・台)

表-7 料金減収の算定

| 15号堺線 (大阪市西成区千本中2) |      | 普通車         | 大型車         |
|--------------------|------|-------------|-------------|
| 24時間交通量            |      | 61,549台     | 9,214台      |
| 料金                 |      | 720円        | 1,440円      |
| 1日あたり減収額           | (小計) | 44,315,280円 | 13,268,160円 |
|                    | (合計) | 57,583,440円 |             |

表-8 走行時間損失の算定

| 区間                     | 車両区分  | 交通量<br>$Q$ | 時間価値原単位<br>$\alpha_T$ | 走行時間損失<br>$Q \times \Delta T \times \alpha_T$ |
|------------------------|-------|------------|-----------------------|-----------------------------------------------|
| 15号堺線<br>津守<br>⇕<br>玉出 | 普通車   | 61,549台    | 40.10                 | 25,087,649円/日                                 |
|                        | 大型車   | 9,214台     | 64.18                 |                                               |
|                        |       | 距離         | 旅行速度                  |                                               |
|                        | 高速利用  | 2.1km      | 70km/h                |                                               |
|                        | 一般道利用 | 4.5km      | 27km/h                |                                               |
|                        |       |            | 旅行時間                  | 時間損失 $\Delta T$                               |
|                        |       |            |                       | —                                             |
|                        |       |            |                       | +8.2分                                         |

人的被害損失については、地震発生時に橋梁上に位置する平均車両台数に平均乗車人数を乗じ、さらに人身損失額を乗ずることにより人的被害額を算出した。平均車両台数は、地震継続時間を1分間と仮定し、交通センサデータ<sup>8)</sup>をもとに橋梁区間に存在している1分間の車両台数を按分算定した。平均乗車人数もセンサに基づくが、大型車についてはバスの数値を適用している。また人身被害額は「交通事故減少便益の原単位の算出方法」<sup>11)</sup>より引用し、対象区間に存する人員はすべて死亡と設定した。算定結果を表-9に示す。

本研究で対象とする高架道路橋システムは11径間連続であり、計算を簡単にするため、支承（110基）および橋脚（12脚）はすべて同じ損傷状態になると仮定する。図-7に示したETより各構造要素の損傷度の組合せを考慮し、それぞれの損失コストを表-10のように試算した。ここで、通行止め日数においては、組合せの中で最もクリティカルになる構造要素の復旧日数を適用している。この際、橋脚の性能ランクBは一般車両を通行させながらの復旧作業となるため、通行止めの対象外とした。

### c) LRB の経年劣化状態ごとの損失コストの算定

前項で算定したETにおける各事象の損失コストに、発生確率を乗じ、その総和が高架道路橋システムの全損失コストとなる。そこで、各事象の発生確率を

表-9 人的被害損失の算定

|             |      | 普通車            | 大型車      | 人的被害損失         |
|-------------|------|----------------|----------|----------------|
| ランプ間24時間交通量 |      | 61,549台        | 9,214台   | 4,997,624,936円 |
| 橋梁区間交通量     | 24時間 | 8,793台         | 1,316台   |                |
|             | 1分間  | 6.11台          | 0.91台    |                |
| 1台あたり平均乗車人数 |      | 1.30人/台        | 13.59人/台 |                |
| 1人あたり人身損失額  |      | 245,674,000円/人 |          |                |

表-10 被害形態ごとの各損失コスト

| Event Tree |    | 通行止め<br>日数(日) | 損失コスト(百万円) |        |       |       |
|------------|----|---------------|------------|--------|-------|-------|
| 支承         | 橋脚 |               | 復旧費用       | 料金減収   | 走行時間  | 人的被害  |
| 1          | A  | 0             | 0          | 0      | 0     | 0     |
|            | B  | 0             | 12         | 0      | 0     | 0     |
|            | C  | 100           | 240        | 5,758  | 2,509 | 0     |
|            | D  | 300           | 600        | 17,275 | 7,526 | 4,998 |
| 2          | A  | 30            | 330        | 1,728  | 753   | 0     |
|            | B  | 30            | 342        | 1,728  | 753   | 0     |
|            | C  | 100           | 570        | 5,758  | 2,509 | 0     |
|            | D  | 300           | 930        | 17,275 | 7,526 | 4,998 |
| 3          | A  | 60            | 550        | 3,455  | 1,505 | 0     |
|            | B  | 60            | 562        | 3,455  | 1,505 | 0     |
|            | C  | 100           | 790        | 5,758  | 2,509 | 0     |
|            | D  | 300           | 1,150      | 17,275 | 7,526 | 4,998 |

図-8の地震ハザードカーブを用いて求めることとする。なお、LRBの経年劣化状態ごとの損失コストを比較するため、リファレンス支承（破断ひずみ329%）、劣化支承（同274%）、終局支承（同250%[＝許容ひずみ]）の3ケースを実施した。

各被害形態における損傷発生確率を支承ごとに算出したものを表-11に示す。これによると、支承の経年劣化が進むにつれて支承の損傷度が大きい方へ発生確率がシフトしていく傾向がうかがえる。この結果と表-10における損失コストを乗じたものを表-12に示す。これより支承の経年劣化の進展とともに機能損失コストも増大することがわかる。

表-11 各被害形態における損傷発生確率

#### ①リファレンス支承

|    |      | 橋脚    |       |       |       |
|----|------|-------|-------|-------|-------|
|    |      | ランクA  | ランクB  | ランクC  | ランクD  |
| 支承 | ランク1 | 0.442 | 0.540 | 0.008 | 0.004 |
|    | ランク2 | 0.000 | 0.004 | 0.001 | 0.001 |
|    | ランク3 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

#### ②劣化支承

|    |      | 橋脚    |       |       |       |
|----|------|-------|-------|-------|-------|
|    |      | ランクA  | ランクB  | ランクC  | ランクD  |
| 支承 | ランク1 | 0.546 | 0.286 | 0.001 | 0.000 |
|    | ランク2 | 0.000 | 0.142 | 0.007 | 0.004 |
|    | ランク3 | 0.000 | 0.012 | 0.002 | 0.000 |

#### ③終局支承

|    |      | 橋脚    |       |       |       |
|----|------|-------|-------|-------|-------|
|    |      | ランクA  | ランクB  | ランクC  | ランクD  |
| 支承 | ランク1 | 0.460 | 0.279 | 0.000 | 0.000 |
|    | ランク2 | 0.003 | 0.217 | 0.006 | 0.002 |
|    | ランク3 | 0.000 | 0.026 | 0.003 | 0.002 |

表-12 各被害形態における機能損失コスト

#### ①リファレンス支承

【単位:千円】

|    |      | 橋脚   |        |        |         |
|----|------|------|--------|--------|---------|
|    |      | ランクA | ランクB   | ランクC   | ランクD    |
| 支承 | ランク1 | 0    | 6,480  | 66,346 | 468,772 |
|    | ランク2 | 0    | 11,315 | 13,119 | 151,052 |
|    | ランク3 | 0    | 0      | 81     | 0       |

合計損失額 717,164

#### ②劣化支承

【単位:千円】

|    |      | 橋脚   |         |        |         |
|----|------|------|---------|--------|---------|
|    |      | ランクA | ランクB    | ランクC   | ランクD    |
| 支承 | ランク1 | 0    | 3,431   | 4,845  | 5,879   |
|    | ランク2 | 0    | 401,353 | 59,943 | 551,697 |
|    | ランク3 | 0    | 63,843  | 18,781 | 50,076  |

合計損失額 1,159,848

#### ③終局支承

【単位:千円】

|    |      | 橋脚    |         |        |         |
|----|------|-------|---------|--------|---------|
|    |      | ランクA  | ランクB    | ランクC   | ランクD    |
| 支承 | ランク1 | 0     | 3,350   | 4,180  | 711     |
|    | ランク2 | 9,441 | 612,598 | 54,946 | 266,954 |
|    | ランク3 | 0     | 145,024 | 27,589 | 286,461 |

合計損失額 1,411,253

## 4. ライフサイクルコスト

高架道路橋システムの維持管理において、限られた予算的制約の中で複数の代替案を比較しながら最小のコストで最大の効果を上げるために、対象施設のライフサイクルコスト（LCC）最小化を目指すことが求められている。しかしながらLCC検討において「地震リスク」と「経年劣化リスク」とを並列した事例<sup>(12),(13),(14)</sup>はあるが、基礎研究レベルのものが多く汎用的な適用は困難である。そこで本研究では、前章にて検討した地震リスク評価結果を用いて、シナリオ別のLRBのライフサイクルコストを求めた。

### (1) LCC 評価方法

地震リスクを LCC の一部として評価する場合、各年コストを年間期待損失額として評価することが一つの考え方である。毎年の地震による年間期待損失額を対象施設の予定供用期間中の合計として評価したものがライフサイクル地震コストであり、式(3)で表わされる。

$$LCC = \sum_{i=1}^T \frac{C_i}{(1+r)^i} \quad (3)$$

ここに、 $i$  : 年度  
 $T$  : 予定供用年数  
 $C_i$  :  $i$ 年目の年間期待損失コスト  
 $r$  : 社会的割引率（4%）

架橋地点における地震の発生確率や構造要素の経年劣化による耐力変化等を考慮すると、各年の年間期待損失額は異なる。また、長期間の維持管理において適切な投資を行うためには、時間価値の概念を導入することが必要であり、将来価値を現在価値化するために割引率を考慮する。ここでは公共事業のLCC算出に一般的に適用される4%を用いている<sup>10)</sup>。

予定供用年数（評価期間）については構造物長寿命化の観点から100年とした。なお、用いる地震ハザードは50年超過確率であるが、前述のとおりポアソン過程に従っていることから、50年を超える期間においても、あるPGV以上の地震発生確率は一定である。図-9にポアソン過程を用いた100年超過確率の地震発生確率を示す。

### (2) 維持管理シナリオの設定

次に評価期間中における複数の維持管理シナリオを表-13のように設定する。本研究では経年劣化したLRBをある段階において取替する方針とする。

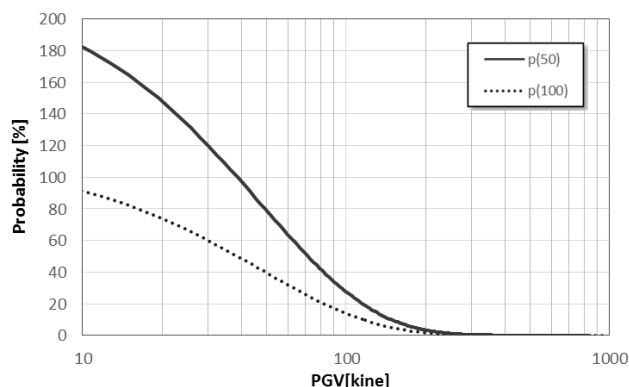


図-9 ポアソン過程に基づく地震発生確率

表-13 維持管理シナリオおよび方針

| 維持管理シナリオ |       | 方針                                  |
|----------|-------|-------------------------------------|
| ①        | 無対策   | 劣化支承のまま使用継続する                       |
| ②        | 事後保全  | 劣化が終局状態（破断ひずみ=250%）に達した後に取替える       |
| ③        | 予防保全1 | 現時点（ $i=0$ ）で取替え、その後終局状態に達するごとに取替える |
| ④        | 予防保全2 | 現時点（ $i=0$ ）で取替え、その後終局状態に達する前に取替える  |

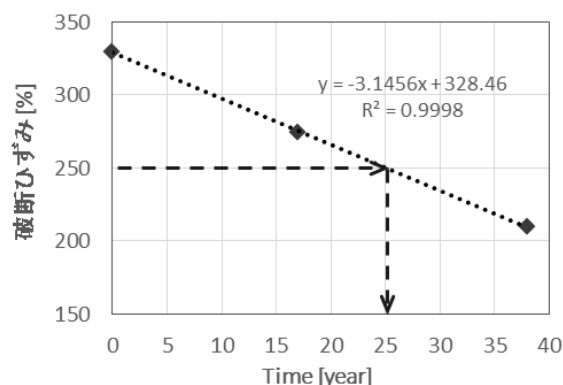


図-10 終局状態到達年数の算定

なお、初期状態は「劣化支承」とした。

ここで、シナリオ②および③の方針に記載している、終局状態に至るまでの年数を設定する。リファレンス支承と劣化支承の破断ひずみに加えて、Kato *et al.*<sup>15)</sup>が英国 Lincoln 市の Pelham Bridge に設置されていた供用後 38 年のゴム支承の材料試験結果を適用する。テストピースの引張試験における最外端の破断伸び約 350%と、ゴムの破断伸び規格値 550%との按分から、リファレンス支承の破断ひずみ 329%を適用し、38 年後の破断ひずみを 209%と設定した。これらを図-10 に示すとほぼ線形となり、この近似式を用いて破断ひずみ 250%を超える年数は 25 年と求められた。なお、シナリオ④における終局状態に達する前の取替え年数（間隔）は、20 年と設定した。

### (3) LCC 算定

シナリオごとに算出した LCC を図-11 に示す。これらの結果を比較すると、 $T=100$  年間ではシナリオ④が 45 年目以降において LCC 最小となる。

一方で、シナリオ③と④の差は大きくないことから、予防保全において最適な支承取替え間隔を求めることが望ましいと言える。取替え間隔と LCC との関係プロットした（図-12）ところ、15～16 年で最小となった。

## 5. おわりに

LRBの経年劣化を考慮した高架道路橋システムの地震リスク評価によって得られた知見は以下のとおりである。今後はモデルの改良等を行い、リスク評価の精度を向上させることが課題である。

- 高架道路橋システムのフラジリティ特性では、LRBの経年劣化の影響は支配的ではない。
- 地震リスク評価において、LRB経年劣化の進展に伴って機能損失コストが増大する。
- 最適LCCは終局以前にLRBを取替える予防保全となるが、その間隔は15年程度と試算された。

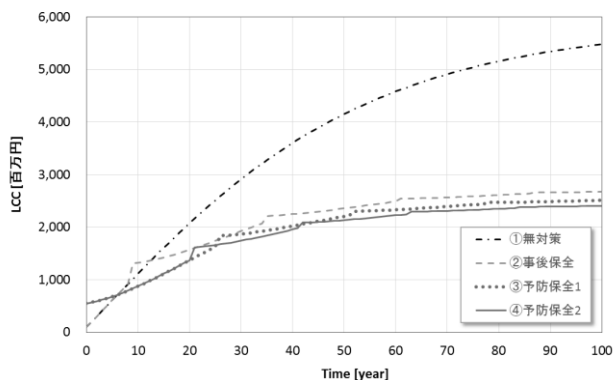


図-11 各シナリオごとのLCC比較

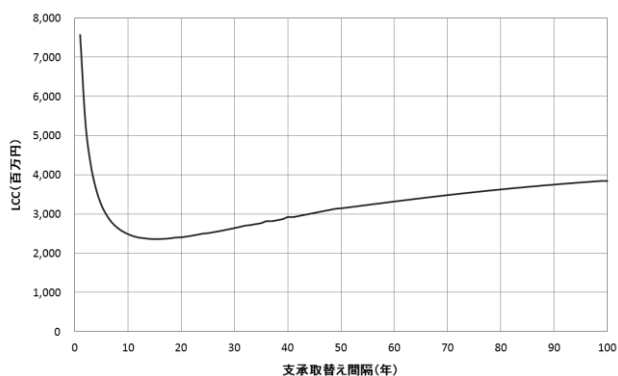


図-12 支承取替え間隔の最適化

### 参考文献

- 1) 曾田信雄, 山田金喜, 木水隆夫, 広瀬剛, 鈴木基行: 東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.516-526, 2013.
- 2) 林訓裕, 足立幸郎, 五十嵐晃, 党紀, 濱野真彰, 東出知大: 積層ゴム支承の経年劣化損傷が残存性能に与える影響検討, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講座論文集, Vol.17, p197-202, 2014.
- 3) 林訓裕, 足立幸郎, 甲元克明, ハツ元仁, 五十嵐晃, 党紀, 東出知大: 経年劣化した鉛プラグ入りゴム支承の残存性能に関する実験的検証, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp.I\_1032-I\_1042, 2014.
- 4) 井口祐樹, 杉本義博: 点検時措置による構造物の耐久性向上, 平成23年度近畿地方整備局研究発表会論文集, 新技術・新工法部門No.11, 2011.
- 5) 黒田英夫: 基礎からの数値計算, 工学社, 2010.
- 6) Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.: Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491-514, 2002.
- 7) 笛木孝哲, 庄司学: 高架道路橋の地震時機能損失評価, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.449-459, 2009.
- 8) 国土交通省道路局: 平成22年度道路交通センサス, 2011.
- 9) 阪神高速道路公団: 第21回阪神高速道路起終点調査報告書, 1999.
- 10) 国土交通省道路局, 都市・地域整備局: 費用便益分析マニュアル, 2008.
- 11) 国土交通省道路局: 交通事故減少便益の原単位の算出方法, 第4回道路事業の評価手法に関する検討委員会, 参考資料2, 2008.
- 12) 吉田郁政, 赤石沢総光, 鈴木修一: 劣化を考慮した常時・地震時のLCC評価モデルの基礎研究, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, VI-095, pp.189-190, 2002.
- 13) 井関泰文, 増川淳二: ライフサイクル地震損失コストの考え方と事例, 第4回地震災害マネジメントセミナー 地震リスクマネジメントを考える, pp.35-41, 2002.
- 14) 佐藤忠信, 吉田郁政, 増本みどり, 金治英貞: ライフサイクルコストを考慮した道路橋の補強戦略, 土木学会論文集, No.784, VI-66, pp.125-138, 2005.
- 15) Kato, M., Watanabe, Y., Yoneda, G., Tanimoto, E., Hirotani, T., Shirahama, K., Fukushima, Y. and Murazumi, Y.: Investigation of Aging Effects for Laminated Rubber Bearings of Pelham Bridge, Proceedings of 11WCEE, MEXICO, 1996.