

## 経年劣化されたゴム支承の終局ひずみの確率分布推定と橋梁の耐震性能評価

|           |     |       |            |     |       |
|-----------|-----|-------|------------|-----|-------|
| 竹中工務店(株)  | 非会員 | ○佐藤 拓 | 埼玉大学理工学研究科 | 正会員 | 党 紀   |
| 京都大学防災研究所 | 正会員 | 五十嵐 晃 | 阪神高速道路(株)  | 正会員 | 足立 幸郎 |
| 阪神高速道路(株) | 正会員 | 林 訓裕  |            |     |       |

### 1. はじめに

近年、都市高速道路高架橋に多く使われているゴム支承の経年劣化現象<sup>1)</sup>が確認されている。ゴム支承の経年劣化の外観がその変形やエネルギー吸収などの性能に及ぼす影響や、橋梁全体の耐震性能への影響が解明されていないことが現状ある。最近、27年間に供用された4基の劣化ゴム支承(RB)の残存性能試験<sup>1)</sup>が行われ、そのうち当時の変形性能基準の150%より早く破断したものや、150%を超えなお200%まで変形できたものもあり、個体差の存在が明らかである。本研究では、このような個体差を確率分布で測り、劣化ゴム支承の破断ひずみの分布を推定する。ただし、現在利用できる試験結果は上記の4基のデータのみであり、古典的方法から分布を推定することは困難である。したがって、ベイズ法を用い、推定を行う。また、漸増動的解析(IDA)を行い、劣化ゴム支承の破断ひずみのばらつきが橋梁全体に及ぼす影響を検討する。

### 2. 劣化支承の劣化状況と実験結果

劣化ゴム支承試験の結果、劣化支承1基の破断ひずみ比が当時の設計基準の150%を下回ったが、その他3基は基準を満たしており、破断ひずみに個体差が見られた。試験は劣化支承G7, G1, G2, G5について行われ、破断ひずみはそれぞれG7=131%, G1=173%, G2=179%, G5=204%であった。本研究ではこれを当時の設計基準150%で除し、劣化支承G7, G1, G2, G5の試験結果を破断ひずみ比 $s$ の実験結果 $X$ ( $x_1=0.873$ ,  $x_2=1.15$ ,  $x_3=1.19$ ,  $x_4=1.36$ )とする。

### 3. ベイズ法による推定確率分布の推定

本研究では、破断ひずみ比 $s$ の分布を推測するために、ベイズ法を用いる。ベイズ法とは、観測データや経験的判断などの情報を組み合わせ、それらを新たに得られた情報によって更新する確率論的手法である。ここでは $s$ を正規分布と仮定し、その期待値 $\mu$ と標準偏差 $\sigma$ を劣化支承試験結果 $X$ によって更新する。 $\mu$ と $\sigma$ はそれぞれ独立し、正規分布に従うと事前に仮定する。このとき、大量の新品ゴム支承の終局限界試験結果から破断ひずみ比の期待値、標準偏差を求め、それぞれを $\mu$ の期待値 $\mu'_\mu = 1.17$ 、 $\sigma$ の期待値 $\mu'_\sigma = 0.163$ とする。 $\mu$ 、 $\sigma$ の標準偏差は、さまざまな値を仮定して計算し、最も適当な値を用い、それぞれ $\sigma'_\mu = 0.1$ 、 $\sigma'_\sigma = 0.02$ と仮定した。更新の式を以下に示す。

$$f''(\mu, \sigma) = \frac{L(\mu, \sigma)f'(\mu, \sigma)}{\left[ \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} P(X|\mu, \sigma)f'(\mu, \sigma)d\mu d\sigma \right]} \quad (1)$$

$$f'(\mu, \sigma) = N_\mu(\mu'_\mu, \sigma'_\mu) \times N_\sigma(\mu'_\sigma, \sigma'_\sigma) \quad (2)$$

$$L(\mu, \sigma) = P(X|\mu, \sigma) = P(x_1|\mu, \sigma) \times P(x_2|\mu, \sigma) \times P(x_3|\mu, \sigma) \times P(x_4|\mu, \sigma) \quad (3)$$

ここで、 $f'(\mu, \sigma)$ は事前同時分布と呼ばれ、式(2)で表す。事前同時分布は、 $\mu$ 、 $\sigma$ が、事前に仮定した正規分布に従ってそれぞれある値をとる確率密度を表す。 $N_s(\mu, \sigma)$ は、確率変数 $s$ 、期待値 $\mu$ 、標準偏差 $\sigma$ の正規分布を意味する。

$L(\mu, \sigma)$ は、尤度関数であり、図2に示すように、 $\mu$ 、 $\sigma$ がどのような値であれば、このような実験結果となることがどのぐらいあり得るかを示しており、 $P(X|\mu, \sigma)$ は $\mu$ と $\sigma$ がそれぞれある値をとる場合に、 $X$ が発生する可能性を表す確率を示す。



図1 ゴム支承の破断時写真

キーワード 経年劣化, ゴム支承, 終局性能, 確率分布, 性能評価

連絡先 〒338-8570 さいたま市桜区下大久保255 埼玉大学理工学研究科 党紀 TEL048-858-3552

$f''(\mu, \sigma)$ は事後同時分布であり、更新後の  $\mu$  と  $\sigma$  の同時分布を表す。事後同時分布の  $\mu$  の期待値は $\mu''_{\mu} = 1.16$ 、 $\sigma$  の期待値は $\mu''_{\sigma} = 0.166$ となった。これから得られる  $s$  の累積確率密度関数を図3に示す。設計当時の許容ひずみ 150%以下の確率は 17.5%、G7 試験結果の 131%を下回る確率は 4.46%、破断ひずみ 200%以下の割合は全体の 86.8%である。

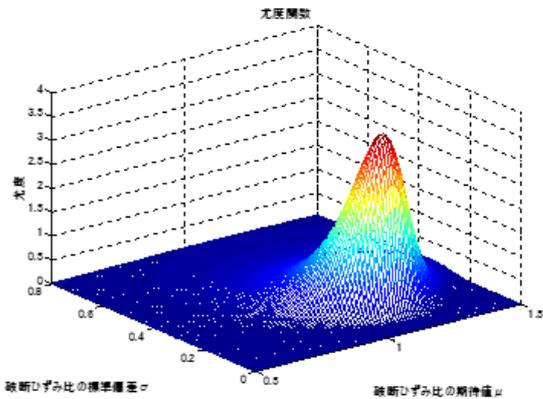


図2 破断ひずみ比のパラメーターの尤度関数

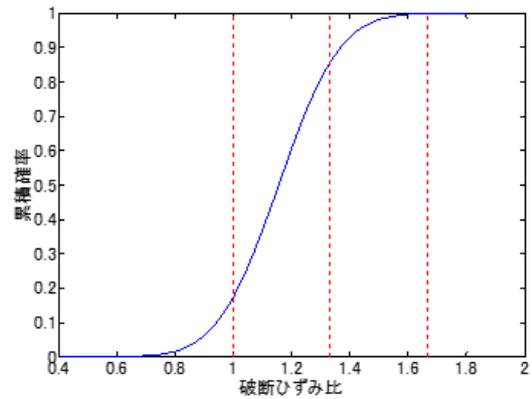


図3 劣化支承破断ひずみ比確率密度関数

4. 漸増動的解析 (IDA)

漸増動的解析 (IDA) のために、図4に示すように、橋梁モデルは劣化支承 100 基が設置されていた 5 径間連続橋を想定し、2 質点のバイリニアモデルとした。ただし、各支承の破断ひずみは推定した確率分布を用いて、モンテカルロシミュレーションのようにランダムに生成された。建設当時の設計に基づいた橋梁モデル A (水平震度 0.2) と、橋脚部を巻き立てし、耐震補強したモデル B (水平震度 0.3) において、支承を新品に取り換えた場合 I と劣化を考慮した場合 II について応答を調べた。各モデルの橋脚部塑性率中央値を図5に、 fragility curves を図6に示す。図に示したように、橋脚の破壊が卓越するため、支承の劣化の有無 (A I と A II) による fragility curves の違いがほとんど見られていない。橋脚のみの補強 (B II) の効果も限定的で、橋脚補強と支承効果 (B I) であれば橋の性能が向上する。

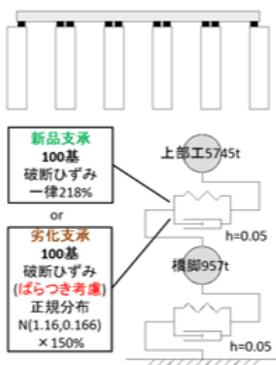


図4 橋梁モデル

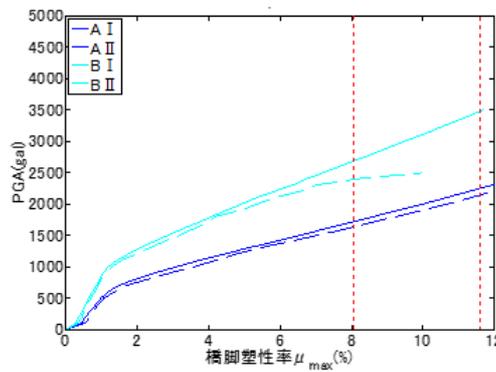


図5 橋脚部 IDA 曲線中央値

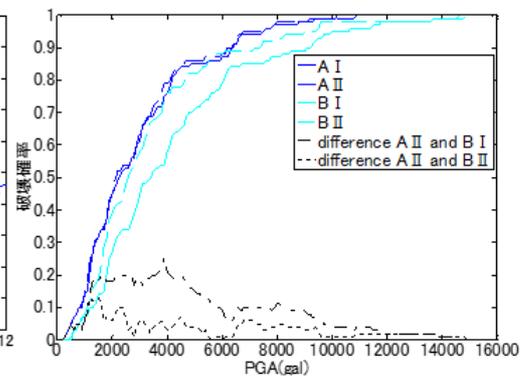


図6 フラジリティカーブ

5. まとめ

本研究では事前分布に新品ゴム支承の試験結果を用いることにより、経験的判断を推定した。150%を基準値とした劣化支承の破断ひずみ比は期待値が 1.16、標準偏差が 0.166 の正規分布に従う結果が得た。橋梁の耐震性能を向上させるために、橋脚補強と支承交換の両方の実施や、ほかの免制震設計を行うことが必要と思われる。今後、さらに劣化支承の試験結果が得られた場合、随時破断ひずみ分布を更新し、より正確な推定値を求めることができる。

参考文献

・1) 林ら：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，pp.197-202，2014.7