

# 鉄道ラーメン高架橋の地震リスク解析と 損傷期待値の算定

大滝 健\* 服部 尚道\*\*  
前田 欣昌\* 野口 聡\*

**要 約**：本研究は、鉄道ラーメン高架橋を対象とした地震リスク評価手法を提案し、対象構造物の地震時損失を定量的に評価することを試みたものである。本手法は、Phase I（地震ハザード曲線）、Phase II（耐震性能評価）、Phase III（脆弱性評価）、Phase IV（リスク評価）の4段階からなり、各 Phase で採用される個別技術は、それぞれ異なる分野で議論されてきたものであるが、これらを合理的に統合した。特に、Phase IIIでは、不静定骨組み構造であるラーメン高架橋の損傷イベントを丹念に抽出し、損傷レベルの特定と、これに基づく損失金額の積算と不通日数（修復日数）の算定を実施した。その結果、地震損失関数は、損失金額、不通日数ともに、ラーメン高架橋の線路方向と線路直角方向の破壊進行形式を反映したものとなり、損傷期待値密度関数と損傷期待値から、損失金額と不通日数の定量的な損失評価を行うことができた。

**キーワード**： 鉄道高架橋、地震リスク評価、フラジリティ曲線、損失期待値

- 目 次**：
- 1. はじめに
  - 2. 地震時リスク評価の手法
  - 3. 鉄道高架橋を対象とした数値解析シミュレーション
  - 4. 地震リスク評価 (PhaseIV)
  - 5. まとめ

## 1. はじめに

鉄道構造物は、都市交通において重要な役割を担っており、地震等の災害によって被災した場合には、人命に対する安全性の確保が重要であることは言うまでも無く、構造物の有する機能が停止もしくは低下することが、所有者や利用者等への便益に大きく影響する。

事業者にとっての便益は、不通となった期間の営業損失や復旧、補修・補強等にかかる費用によって評価されるが、このような損失に対して、どのような対策を取るのが最も合理的であるかを判断することは、耐震補強等の対策を含め、長期的な視野に立った維持管理計画においてきわめて重要である。

構造物の受ける被害の大きさは、建設地点における地震動の強さや構造物の耐震性能によって決まるが、地震のように不確実性の高い現象に対して、その被害を損失額といった定量的なパラメータによって評価するためには、確率論的なアプローチが必要となる。

リスク評価の地震等、自然災害への適用手法に関しては、様々なアプローチがなされているが<sup>1)3)</sup>、本研究では、信頼性理論に基づく地震リスク評価の算定システムを構築・提案し、鉄道ラーメン高架橋の地震時損失を定量的に評価することを試みた。

## 2. 地震リスク評価の手法

確率論的なアプローチによる地震リスク評価の手法

は既に提案されているとおりであるが（例えば文献<sup>4)7)</sup>、本研究では、図1に示す手順に基づいて鉄道ラーメン高架橋の地震時損失の評価を行った。図に示すとおり、リスク評価の手法は、Phase I～IVの手順からなり、各Phaseの詳細は、以下に示すとおりである。

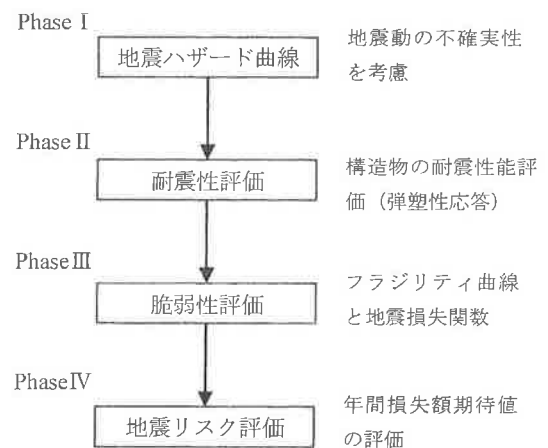


図1 地震リスク評価の手順

### Phase I 地震ハザード曲線

地震ハザード曲線は、図2に示すように、ある地点における地震動強度の年超過確率を示したものである。

\*土木エンジニアリング部 土木構造グループ \*\*土木エンジニアリング部 土木設計第二グループ

検討対象となる構造物の建設地点を特定した後、歴史的な地震データ等を用いて距離減衰式によって地震動強度を推定し、その年超過確率を算定することによって地震ハザード曲線を作成する。また、地震動強度に確率分布を適用することによって地震動の不確実性を考慮する。なお、本論では、工学的基盤における最大加速度を対象としてハザード曲線を作成した。

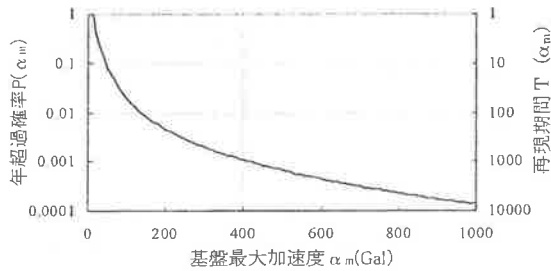


図2 地震ハザード曲線

### Phase II 耐震性能評価

プッシュオーバー解析によって、対象構造物の荷重変位関係を算定する(図3)。得られた荷重変位関係より、エネルギー一定則を仮定して、式(1)によって構造物の弾塑性応答変位を求める。なお、ここでは構造物への入力加速度 $\alpha_E$ は、式(2)に示す神田ら<sup>8)</sup>の提案する基盤最大加速度と地表の平均加速度スペクトル値の関係を用いて求めるものとした。

$$\delta_{resp} = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{C_E}{C_Y} \right)^2 + 1 \right\} \delta_Y \quad (1)$$

ここに、

$C_E$ : 弾性応答震度,  $C_Y$ : 降伏震度  
 $\delta_Y$ : 降伏変位,  $\delta_{resp}$ : 応答変位

$$\alpha_E = 19.44 \alpha^{0.6523} \quad (2)$$

ここに、 $\alpha$ : 基盤最大加速度,  $\alpha_E$ : 応答加速度

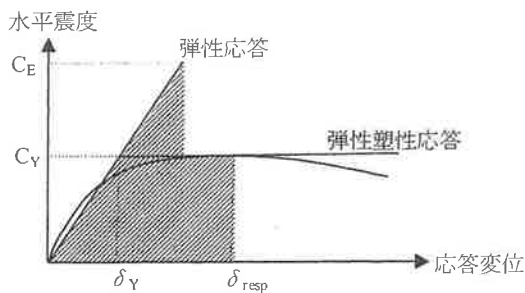


図3 荷重変位関係とエネルギー一定則

### Phase III 脆弱性評価

プッシュオーバー解析により、構造物の損傷シナリオを算定し、各損傷状態発生確率を求めるとともに、イベントツリー解析<sup>9)</sup>に基づいて基盤最大加速度に対応した損失期待値を算定する。

構造物の応答変位の平均値を $\delta_{resp}$ 、限界状態に対応する変位を $\delta_i$ すると、 $\delta_{resp}$ に対応する限界状態発生確率 $F_i(\delta_{resp})$ は式(3)で与えられる<sup>6)</sup>。応答変位 $\delta_{resp}$ は、入力加速度によって決まるため、各限界状態の発生確率は加速度の条件付発生確率 $F_i(\alpha)$ として求めることができる。これにより、各限界状態間(損傷レベル)の発生確率 $P(c_i | \alpha)$ は、式(4)によって算出することができる。図4に応答変位と脆弱性曲線の関係を模式的に示した。なお、図中に示す損傷レベルは構造全体系の損傷度を表す。

$$F_i(\delta_{resp}) = \int_0^{\delta_{resp}} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_x z} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln z - \ln \delta_i}{\zeta_x} \right)^2 \right] dz \quad (3)$$

ここに、

$$\zeta_x^2 = \ln \left\{ (1 + \nu_i^2)(1 + \nu_R^2) \right\}$$

$\nu_i, \nu_R$ :  $\delta_i, \delta_{resp}$ の変動係数

$$P(c_i | \alpha) = F_{i-1}(\alpha) - F_i(\alpha) \quad (4)$$

ただし、 $\sum_{i=1}^{n+1} P(c_i | \alpha) = 1, F_0(\alpha) = 1, F_{n+1}(\alpha) = 0$

$i$ : 損傷イベント番号 ( $i=1, 2, \dots, n+1$ )

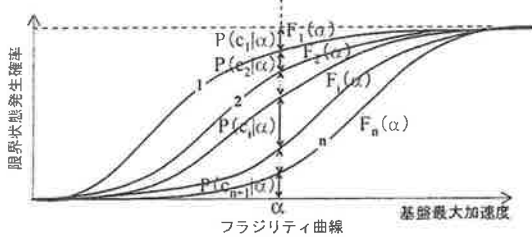
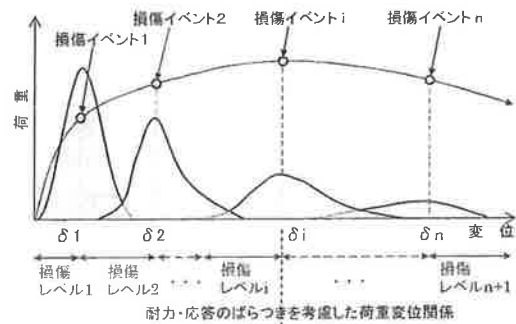


図4 応答変位と脆弱性曲線

損傷のイベントツリーを表1に示す。ラーメン高架橋の損傷イベントは、その構成部材である柱および梁の損傷レベルの設計限界値<sup>10)</sup>である降伏、最大耐力、終局(降伏耐力の維持)の発生時点とした。

各損傷レベル発生確率と損失額  $c_i$  との関係から、与えられた加速度を条件として、式(5)、(6)によって損失額の期待値  $c_m$  と分散  $\sigma_c^2$  を算定する。この損失期待値を基盤最大加速度との関係においてプロットしたものが地震損失関数となる。

ここで、各パラメータの算定手順を整理すると、図5のようにまとめることができる。基盤最大加速度  $\alpha$  が与えられると、これを応答加速度  $\alpha_E$  に変換し(式(2))、さらにエネルギー一定則により、応答塑性変位  $\delta_{resp}$  を求める(式(1))。この応答変位  $\delta_{resp}$  により、表1のような損傷イベントツリーにより損傷レベル  $c_{NEL}$  の査定を行う(後述のシミュレーションでは、表2のように損失額および不通日数を求めている)。最終的に、基盤最大加速度  $\alpha$  と損傷レベル  $c_{NEL}$  を関係付けると、これが地震損失関数となり、PhaseIIIの成果となる。

表1 損傷のイベントツリー

被害要因	発生確率	損失額	被害形態
地震の発生 $\alpha$ (gal)	$P(c_1 \alpha)$	$c_1$	損傷レベル1
	$P(c_2 \alpha)$	$c_2$	損傷レベル2
	...	...	...
	$P(c_i \alpha)$	$c_i$	損傷レベル <i>i</i>
	...	...	...
	$P(c_{n+1} \alpha)$	$c_n$	損傷レベル <i>n+1</i>
$\sum P(c_i \alpha) = 1$			

$$c_m = \sum_{i=1}^n c_i P(c_i|\alpha) \quad (5)$$

$$\sigma_c^2 = \sum_{i=1}^n (c_i - c_m) P(c_i|\alpha) \quad (6)$$

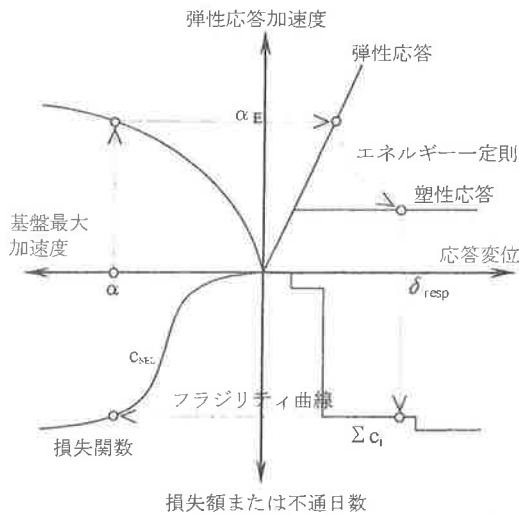


図5 各パラメータの算定手順

PhaseIV 地震リスク評価

地震リスクの評価を年間損失額期待値によって行う。年間損失額期待値は、地震ハザード曲線による最大加速度の年超過確率、構造物の耐震性能およびイベントツリー解析による地震損失関数等の情報から、建設地点の地震環境を含めた対象構造物の年間損失額の指標である。これは、対象構造物の耐震性向上の方策や、その他の損失低減の施策を検討する上で、重要かつ定量的な情報を与えるものである。算定手順を図6に示した。

地震ハザード曲線から得られる最大基盤加速度に対する年超過確率  $P_A(\alpha)$  は式(7)によって年発生確率密度  $p_A(\alpha)$  に変換できる。これより、ある基盤最大加速度に対する構造物の年間リスク(年損失額期待値密度)  $el(\alpha)$  および年間損失額期待値  $EL$  は、式(8)、(9)によって求めることができる。また、構造物の供用期間を考慮した損失額期待値( $t$ 年損失額期待値)は、地震ハザード曲線に供用期間を反映させることで、式(10)によって求めることができる。

$$p_A(\alpha) = -\frac{d}{d\alpha} P_A(\alpha) \quad (7)$$

$$el(\alpha) = c_m(\alpha) \cdot p_A(\alpha) \quad (8)$$

$$EL = \int_0^{\infty} el(\alpha) d\alpha \quad (9)$$

$$EL_t = \int_0^{\infty} el_t(\alpha) d\alpha = \int_0^{\infty} c_m(\alpha) p_{At}(\alpha) d\alpha \quad (10)$$

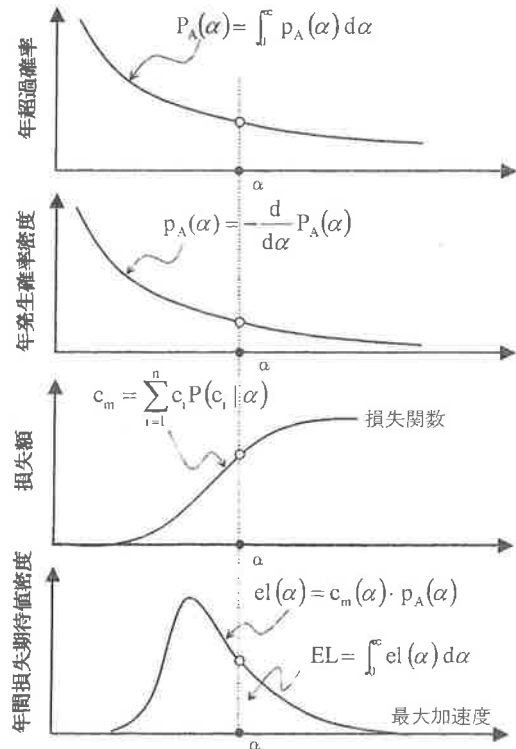


図6 年間損失額期待値の算定手順

### 3. 鉄道高架橋を対象とした数値解析シミュレーション

#### 3.1 地震ハザード曲線 (Phase I)

本研究では、理科年表<sup>11)</sup>における西暦416年から2001年までの被害地震データに基づき、東京都渋谷区での地震ハザード曲線を算定した。なお、対象とした歴史地震はマグニチュード5.0以上である。対象地点の工学的基盤面における最大加速度は、式(11)、(12)に示される福島・田中<sup>12)</sup>らによる距離減衰式によって算定した。これらをHasen法<sup>13)</sup>によってプロットし、指数関数によって回帰曲線を求めた。得られた基盤最大加速度と年超過確率の関係を図7に示す。

$$\alpha_m = 10^x \quad (11)$$

$$x = 0.51M - \log(r + 0.006 \cdot 10^{0.51M}) - 0.0033r + 0.59 \quad (12)$$

ここに、M：マグニチュード，r：震源距離 (km)

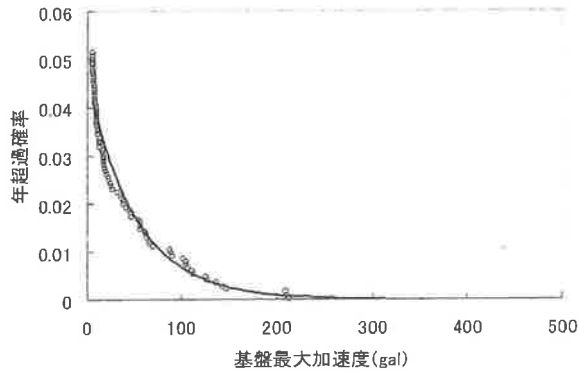
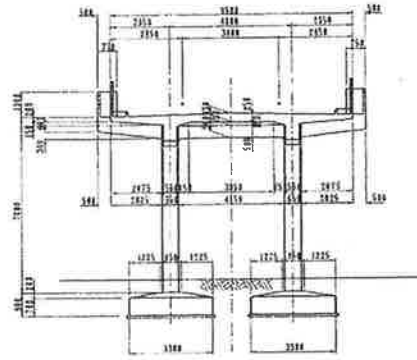


図7 地震ハザード曲線

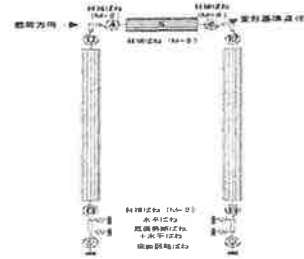
#### 3.2 耐震性能評価 (Phase II)

##### 3.2.1 対象構造物

本検討で対象とした構造物は、2柱式5径間連続鉄道ラーメン高架橋<sup>14)</sup>であり、その概要およびこれらの諸元を参考に決定した解析モデルを図8、図9に示す。解析モデルは、線路方向の梁をM-φモデル、柱と線路直角方向の梁を材端にばねを有するM-θモデルとした。

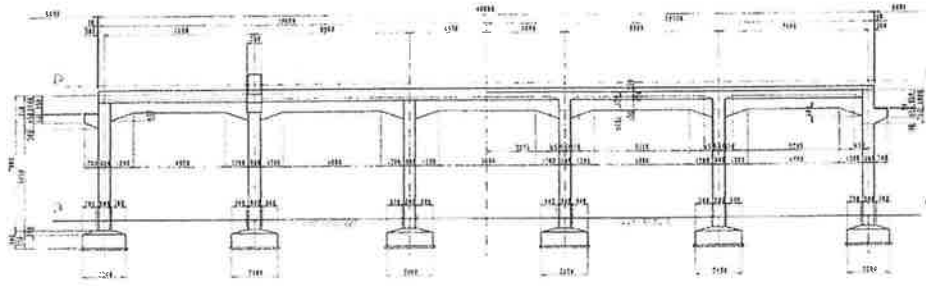


(a) 線路直角方向一般図<sup>14)</sup>

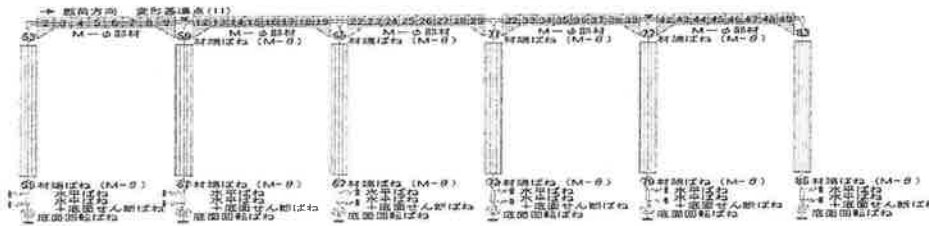


(b) 解析モデル図

図8 対象構造物 (線路直角方向)



(a) 線路方向一般図<sup>14)</sup>



(b) 解析モデル図

図9 対象構造物 (線路方向)

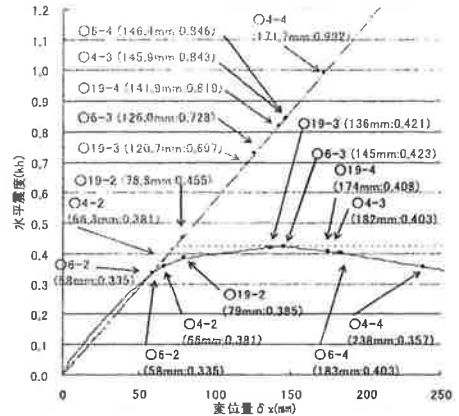
### 3.2.2 プッシュオーバー解析

線路直角方向および線路方向についてプッシュオーバー解析によって耐震性能を検討した。得られた各部材の降伏順序および荷重変形関係を図10および図11にそれぞれ示した。図11中の数字は、損傷の発生した点における部材番号-損傷レベル(水平変位, 水平震度)を示している。また、エネルギー一定則に基づいて、弾性応答を仮定した場合の式(1)による換算水平震度を合わせて示した。直角方向および線路方向ともに、梁降伏が先行するが、最終的には、柱が損傷レベル4に達する結果となった。各損傷イベントと、部材番号および損傷レベルの関係は、表2に示すとおりである。

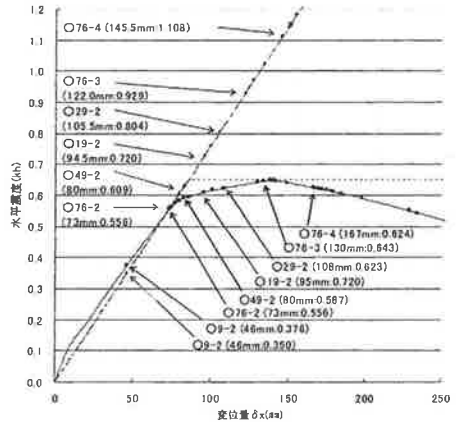
### 3.3 脆弱性評価 (Phase III)

#### 3.3.1 限界状態発生確率とフラジリティ曲線

ラーメン高架橋の場合、プッシュオーバー解析の結果、各部材において損傷が発生するごとに、高架橋の損傷度が上昇する。したがって、本例では発生する部材の損傷レベルの数(損傷イベント)だけフラジリティ曲線が存在する。これらのフラジリティ曲線を線路直角方向および線路方向について図12に示した。また、フラジリティ曲線から得られる各損傷イベント発生確率を図13に示した。なお、ここでは入力時震動の不確実性を含めた構造物応答としてのバラツキを変動係数  $v_{resp}=0.3$  と仮定して考慮し、限界状態に対応する変位のバラツキについても同様に、変動係数  $v_i=0.3$  と仮定して考慮するものとした。

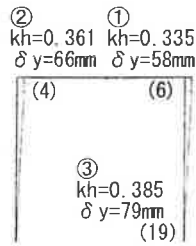


(a) 線路直角方向



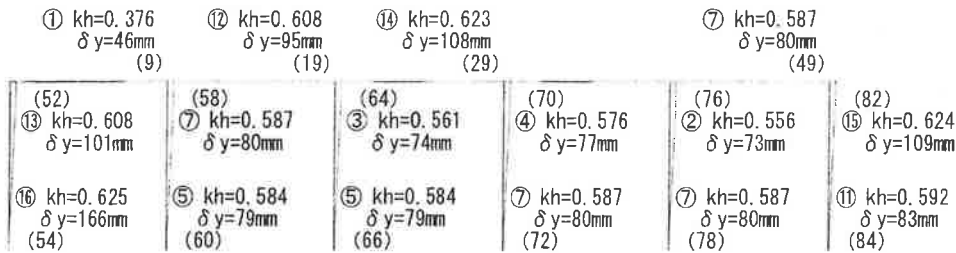
(b) 線路方向

図11 荷重変位関係



(a) 線路直角方向

- ① : 降伏順序
- kh : 水平震度
- $\delta y$  : 部材降伏時の全体変位
- ( ) : 部材番号



(b) 線路方向

図10 各部材の降伏順序

表2 損傷イベントと損傷レベル

線路直角方向	損傷イベント	柱下端			柱上端			横梁				応答変位 (mm)	損失額 (万円)	不通日数 (日)	
		部材13,19	部材60,78	部材66,72	部材11,17	部材58,76	部材64,70	部材4,6	部材2,49	部材9,42	部材2,39				部材19,32
0	損傷レベル1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	0.0	0
1	損傷レベル2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	58	99.6	12
2	損傷レベル3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	79	146.4	24
3	損傷レベル4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	136	3050.4	40
4	損傷レベル5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	138	3091.2	44
5	損傷レベル6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	174	4252.0	65
6	損傷レベル7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	183	4373.2	71

※部材の損傷レベルは鉄道構造物等設計標準・同解説「耐震設計」の表記方法に準拠

ここで、損傷イベント数  $n$  は、線路直角方向で  $n=6$ 、線路方向で  $n=20$  となるため、 fragility curves for  $n$  (Fig. 12), damage level occurrence rate curves for  $n+1$  (Fig. 13) can be obtained.

fragility curvesによれば、柱の降伏する確率  $F_2$  は、線路方向および線路直角方向いずれの場合も 100gal 付近から急速に上昇しているが、終局に至る確率は、線路直角方向 ( $F_6$ ) では、800gal 付近ではほぼ 1.0 となっているのに対し、同じ 800gal でも線路方向 ( $F_{20}$ ) では、0.7 程度である。また、Fig. 13 によれば、直角方向では、200gal 付近で損傷レベル 3 の発生確率 ( $P_3$ ) が大きく、線路方向では  $P_6, P_2$  に続き、400gal 付近で損傷レベル 10 の発生確率 ( $P_{10}$ ) が大きくなくなっていることがわかる。両図とも煩雑ではあるが、ハザード曲線の代わりに、想定地震またはシナリオ地震を設定することにより、基礎最大加速度との関係から、各損傷イベントおよび損傷レベルを確率量として把握することができる。

### 3.3.2 地震損失関数

線路方向および線路直角方向の、各損傷イベントに対応する損失額および不通日数を表2に示した。損失額は、地震による正負交番載荷の影響を損失額に反映させるため、プッシュオーバー解析における左右対称の節点について、常に同等の損傷レベルが発生しているものとして算定した。なお、損失額の算定は、損傷レベルに応じた補修<sup>10)</sup>を想定し、各部材の損傷レベルに応じた補修費用を限界状態ごとに累加することによって求めた<sup>13)</sup>。

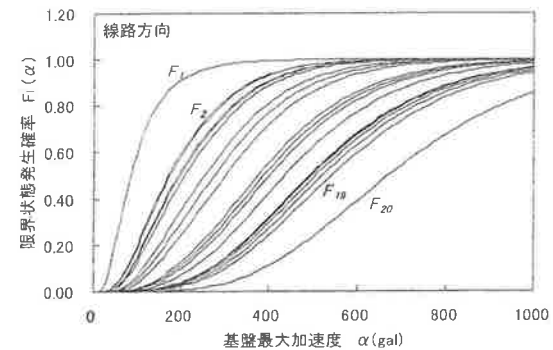
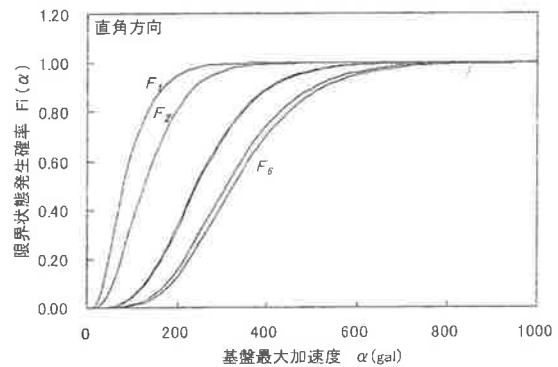


図12 フラジリティ曲線

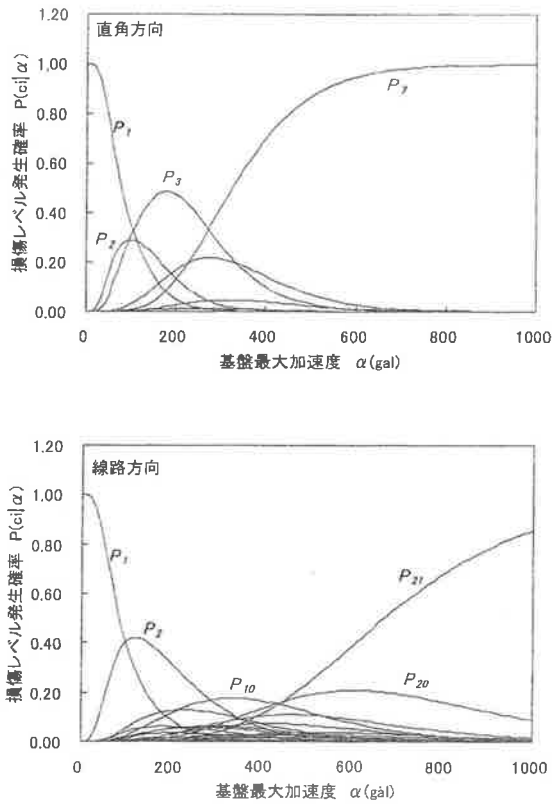


図 13 損傷レベル発生確率

また、不通日数は、各部材の損傷1箇所あたりの補修日数を算定し、補修箇所数に応じて作業効率を考慮して構造物の補修日数を求め、補修工事に取りかかるまでの準備日数および補修後の軌道・システム点検日数を加算して算出した。

表 2 に示した損失額および不通日数を用い、式(5)および式(6)によって、任意の基盤最大加速度における損失額および不通日数の期待値と分散をそれぞれ算定した。結果を図 14 に示す。図中に示した損失額  $c_i$  は、基盤最大加速度に対するステップ関数となるが、地震損失関数  $c_{NEL}$  は、これらを平滑化した形となる。

これらの損失関数によれば、最大損失額の 90% (線路直角方向: 3936 万円, 線路方向: 1712 万円) を与える基盤最大加速度は、線路直角方向で約 440gal, 線路方向で約 790gal となり、最大不通日数の 90% (線路直角方向: 64 日, 線路方向: 61 日) を与える基盤最大加速度は、線路直角方向で約 430gal, 線路方向で約 700gal となる。ただし、PhaseIVで示すように、地震ハザードを考慮すると、このような加速度の発生確率は非常に小さいため、これらが年損失期待値に及ぼす影響は限定的となる。

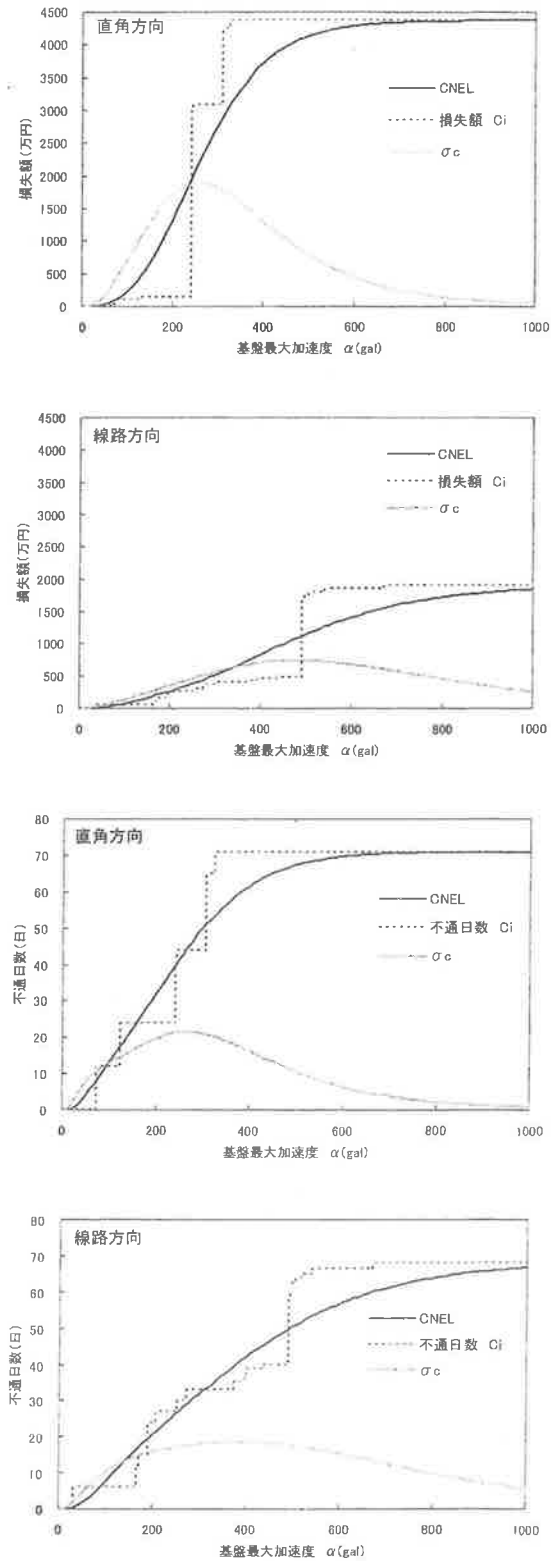


図 14 地震損失関数  $C_{NEL}$

#### 4. 地震リスク評価 (PhaseIV)

年損失額期待値は、ある強度の地震動が発生した場合に、構造物に地震損失関数で示される損失額が発生するとした条件で、地震ハザード曲線で予測される全ての地震動の発生を考慮した構造物の平均的な損失額の指標である。

図7で示した地震ハザード曲線から建設地点での年発生確率密度を算定し、損失額および不通日数について、年損失期待値密度を式(8)より求めた。結果を図15に示す。また、式(9)より得られる年間損失額期待値および年間不通日数期待値を表3に示した。

図15によると、損失期待値に建設地点での地震危険度を考慮した場合、損失額に対して、線路直角方向では150gal、線路方向では100gal付近の基盤最大加速度の影響が大きく、不通日数については、いずれの場合も100gal付近の加速度が支配的であることがわかる。ただし、年間損失額期待値および不通日数期待値は、直角方向と線路方向とで異なる値を与えており、これらはいずれも建設地点の地震情報を含む定量的な評価である。

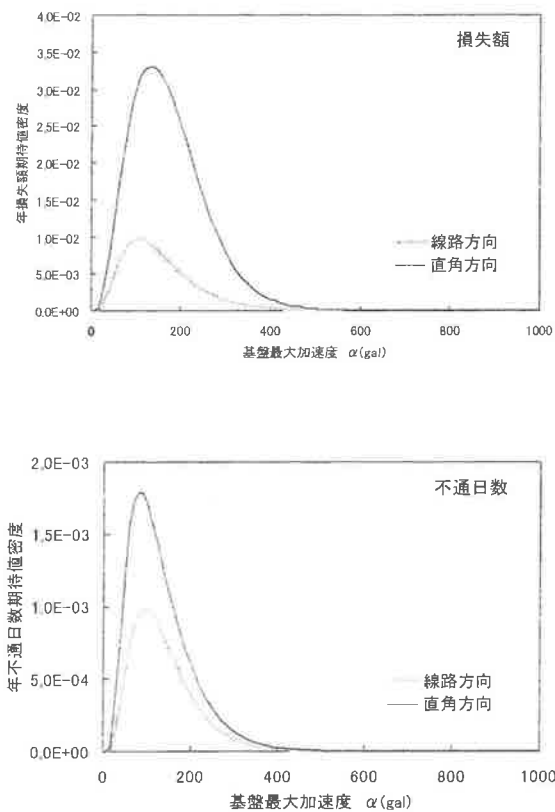


図15 損失期待値密度関数

表3 2柱式5径間連続鉄道RCラーメン高架橋の年間損失期待値

	年損失額期待値	年不通日数期待値
線路直角方向	6.45 万円	0.26 日
線路方向	1.66 万円	0.15 日

#### 5. まとめ

本研究では図1に示す手順に従って、鉄道ラーメン高架橋の地震リスク解析と損傷期待値の算定を行った。得られた知見を以下に示す。

1. 地震リスク評価を行うため、Phase I (地震ハザード曲線)、Phase II (耐震性能評価)、Phase III (脆弱性評価)、Phase IV (リスク評価)の4段階にて構成した算定システムを構築・提案した。

2. 各Phaseで採用される個別技術は、地震ハザード曲線、神田らによる最大応答加速度の算定式、応答塑性変形に対するエネルギー一定則、RC部材の材料非線形ブッシュオーバー解析、信頼性理論にて多用される破壊確率、ハザード曲線(密度関数)と地震損傷曲線の合積による損傷期待値の算定、など、いずれも異なる分野で議論されてきたが、これらを合理的に統合した。

3. 本提案手法を、鉄筋コンクリート造の鉄道ラーメン高架橋に適用し、地震リスク解析を実施した。特に、Phase IIIでは、不静定骨組みであるラーメン高架橋の損傷イベントを丹念に抽出し、損傷レベルの特定とこれに基づく損失金額の積算と不通日数(修復日数)の算定を実施した。

4. このような数値シミュレーションにより、構造物の fragility 曲線と地震損失関数を求めるとともに、最終的に、損傷期待値密度関数と損傷期待値を算定した。地震損失関数は、ラーメン高架橋の線路方向と線路直角方向において、それぞれの破壊進行形式の特徴を現すものとなり、また、損失金額と不通日数には、それらが反映される結果となった。

5. 得られた年損失期待値(損失金額、不通日数)は、地震動規模が消去されており、その他の自然災害ハザード(水害、地すべり、風害、雪害)と同等に比較または合算することができる。

本評価手法により、例えば鉄道事業者は営業線上でのRCラーメン高架橋の耐震性能を、年間損失額や不通日数といった実務的に有用な指標で評価できることから、今後は耐震補強工事の優先順位付けや、その推進に活用できるシステムとして構築するとともに、さらなる精度および使用性の向上を図る予定である。



## 謝 辞

本研究は、武蔵工業大学・東急建設の産学共同研究テーマである「鉄道構造物の総合防災マネジメントの研究」の一環として行ったものである。研究を進めるにあたり、都市基盤工学科吉川弘道教授に多大なご指導・ご協力を頂きましたことをここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) Andrew Coburn, Robin Spencer : Earthquake Protection, 2nd Ed., 9 Earthquake Risk Modeling JOHN WILEY & SONS, LTD, 420p, 2002
- 2) Mark G. Stewart, Robert E. Melchers (原著), 酒井信介 (監訳), 小林 12 名 (共訳) : 技術分野におけるリスクアセスメント, 森北出版, 2003 年 10 月
- 3) 兼森孝: 地震リスクの定量的分析とその活用, 第 7 回地震災害マネジメントセミナー, 「地震災害のリスク管理と危機管理-ハザード評価からマネジメントの実践へ-」, pp.37-50, 土木学会地震工学委員会, 平成 18 年 3 月
- 4) 水谷守, 中村孝明ほか: 確率論的アプローチによる地震リスクマネージメント (SRM) 手法の提案, 土木学会第 51 回年次学術講演会, I-B369, pp738-739, 1996
- 5) 岩本篤, 青戸宏起, 吉川弘道: RC 橋脚の損傷期待値に関する一手法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.1, p.427-432, 1999
- 6) 遠藤昭彦, 吉川弘道: 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用, 構造工学論文集, Vol.49A, pp435-446, 2003
- 7) 吉川弘道, 劉汝剛, 磯部正太, 中公雄介: 腐食環境下にある鉄筋コンクリート橋脚の地震リスクを損傷期待値, 応用力学論文集 Vol.7, pp.863-873, 2004.8
- 8) 佐藤一郎, 平川倫生, 神田順: 活断層を考慮した地震危険度解析と最適信頼性への応用, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp145-150, 1998
- 9) 中村孝明, 水谷守: 地震リスクマネージメントにおけるイベントツリー解析, JCOSSAR' 95 論文集
- 10) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 1999.10
- 11) 文部科学省国立天文台編: 理科年表, 平成 15 年版
- 12) 福島美光: 地震波の発生・伝播の理論を背景とした入力地震動の経験的予測, 博士論文, 1994
- 13) 伊藤学, 亀田弘行: 確率・統計の基礎, 丸善, 1977
- 14) (財) 鉄道総合技術研究所: 限界状態設計法による設計計算例 RC ラーメン高架橋設計計算例, 平成 8 年 3 月
- 15) 玉井真一, 笹谷輝勝, 渡辺忠朋: コンクリート構造物の耐震性能とライフサイクルコスト, コンクリート技術シリーズ コンクリート構造物の耐震性能照査, 社団法人土木学会, pp179-202, 2000.4

## SEISMIC RISK ASSESSMENT AND EXPECTED DAMAGE FOR A RAILWAY VIADUCT

T. Ohtaki, H. Hattori, Y. Maeda and A. Noguchi

Seismic risk assessment was conducted in order to quantitatively evaluate damage and loss of a structure due to seismic actions. First of all, we showed analytical procedures of the proposed risk assessment system, which consists of four phases; estimation of seismic hazard curves at a construction site (phase I), structure performance evaluation (phase II), calculation of vulnerability and damage function of the structure (phase III), and the seismic risk assessment (phase IV). Then, numerical simulations for the risk assessment of a reinforced concrete railway viaduct were carried out. The numerical results provided the fragility curves, the damage functions, and the expected damage loss, which were quite acceptable in the light of our engineering experience.

It should be noted that the expected effects of the structure due to the earthquake hazard were quantitatively assessed through the authors' proposed risk evaluation system.