

地震リスクを用いた機能分散型免制震橋の危機耐性評価

秋池 佑香¹・党 紀²・Bidha L. Joshi³・
石山 昌幸⁴・山崎 信宏⁴・原田 孝志⁴・染谷 優太⁴

¹ 学生会員 埼玉大学 大学院理工学研究科（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 255）

² 正会員 工博 埼玉大学助教 大学院理工学研究科（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 255）

³ Nonmember of JSCE, Graduate school of Saitama University, (255 Shimo-Ohkubo Sakura Dist. Saitama City)

⁴ 正会員 日本橋造株式会社 エンジニアリング事業部（〒210-9567 神奈川県川崎市川崎区白石町 2-1）

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震を受け，土木構造物の基準類は，発生確率は低いが極めて激しい地震動であるレベル 2 タイプ II 地震動を導入した．しかしその後の大地震の経験より，土木構造物が置かれる環境の不確実性が非常に大きいことが明らかになった．

2011 年の東北地方太平洋沖地震では，日本の地震観測史上最大であるマグニチュード 9.0 を記録した．岩手県，宮城県および福島県を中心に被害が広がり，広範囲に及ぶ道路や鉄道などの交通インフラが機能を停止した．また，2016 年の熊本地震では，初めて震度 6 弱以上の地震が 7 回観測され，1996 年版道路橋示方書が適用された道路橋などに被害が生じた．

被害を最小限に抑える減災の意識が高まり，近年では，設計段階で想定していなかった事象においても，構造物が単体またはシステムとして破滅的な状況に陥らないような性質である危機耐性¹⁾の概念が提示されている．これによって，早期復旧による被災地域復興への貢献度や，社会システムとしての他の構造物との関わり合いも重視されている．技術的に利用可能であるが，実装の度合いや経済的合理性を深く検討する必要がある，具体的な工法や性能の定量的評価軸の開発などが求められている．

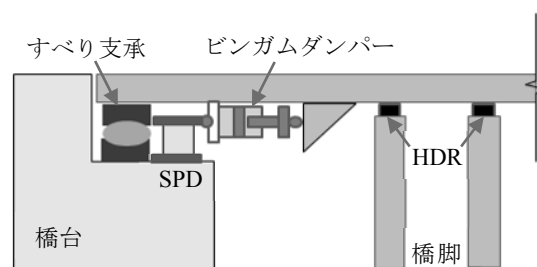


図-1 機能分散型免制震橋²⁾

表-1 常時および地震時の各デバイスの機能²⁾

	常時荷重	レベル I	レベル II
SPD	温度伸縮に追随	交換不要な損傷	地震エネルギー吸収
ビンガムダンパー			応答変位固定
HDR	鉛直支持	鉛直支持振動低減	鉛直支持振動低減
すべり支承	鉛直支持 回転変位	鉛直支持	鉛直支持

そこで，2016 年に党ら²⁾は危機耐性を考慮した構造システムとして，図-1 の機能分離型免制震橋を提案し，常時および地震時の各デバイスの機能を表-1 にまとめる．この構造システムは，大地震で損傷しやすい免震橋の橋台側支承部材として，すべり支承，せん断パネル型ダンパー（SPD：Shear Panel Damper）

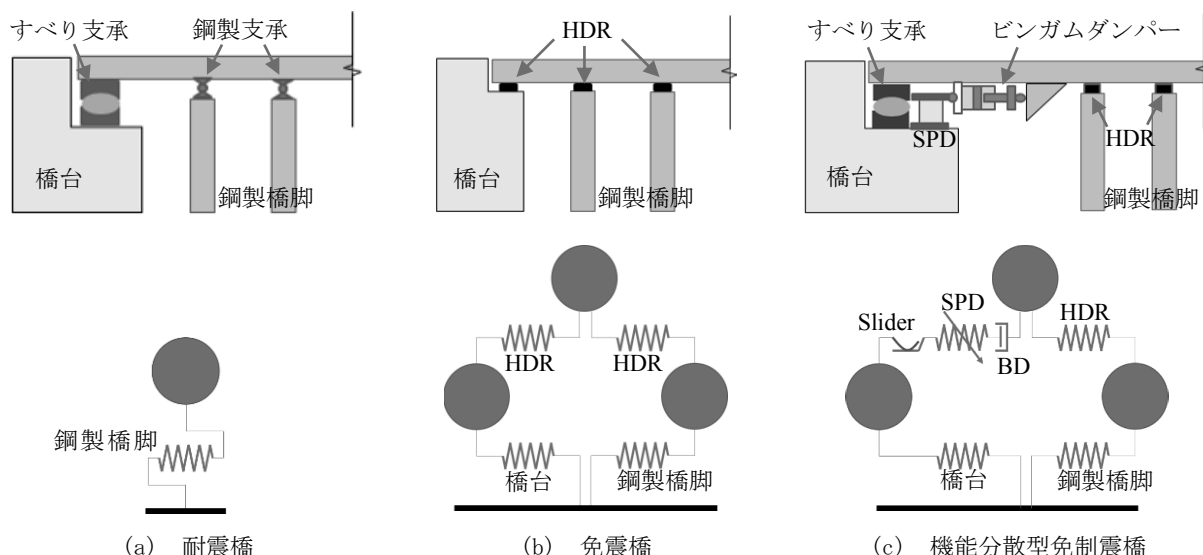


図-2 構造系のモデル化²⁾

などの鋼製ダンパー，ビンガムダンパーなどのシリリンダー系ダンパーで構成されている。

常時では，桁の温度伸縮による水平変形がビンガムダンパーの伸縮により吸収され，鋼製ダンパーや積層ゴム支承の疲労問題を避ける。強震動などによる強い揺れが生じる場合，速度に依存するビンガムダンパーがロックし，鋼製ダンパーが塑性変形して地震エネルギーを吸収する。鋼製ダンパーが破断した場合でも，鉛直支持をすべり支承が担うため，早急に復旧が可能となる。また，鋼製ダンパーを先に損傷させることで，復旧時に比較的高価で交換が難しい積層ゴム支承の破断リスクを抑制できる。

党ら²⁾は，従来の耐震構造，免震構造および機能分離型免制震構造に対して地震応答解析を行い，構造系全体の地震応答が抑えられたとともに，損傷がSPDに集中することを確認した。しかし，想定外地震を考慮した危機耐性を評価するには，漸増動的解析³⁾ (IDA : Incremental Dynamic Analysis) などの不確実性を考慮した地震応答性能評価手法や，従来の構造系とライフサイクルコストの比較が必要である。

本研究では，図-1の構造システムを機能分散型免制震橋と改め，危機耐性の定量的評価を試みる。具体的には，入力地震動の位相特性の不確実性を考慮した漸増動的解析 (IDA) を行い，地震ハザードと構造フラジリティより地震リスク評価を行う。

2. 漸増動的解析 (IDA)

(1) 構造系の解析モデル

本研究では，機能分散型免制震橋の地震応答性能を従来の構造系と比較するため，構造系の解析モデルには党ら²⁾が提案した図-2の解析モデルを用いる。

図-2(a)の耐震橋モデルは，鋼製橋脚と上部工が鋼製支承で剛結されたモデルとし，1 質点系とする。図-2(b)の免震橋モデルは，耐震橋モデルの下部構造と上部工の間に HDR を置いた 3 質点系とする。図-2(c)の機能分散型免制震橋モデルは，免震橋モデルの橋台側 HDR をすべり支承および直列させた SPD とビンガムダンパーに置き換え，3 質点系とする。

なお，質量や剛性などの緒言も党ら²⁾が解析時に用いた数値に準ずる。

(2) 非線形応答部材の復元力履歴モデル

各モデルの非線形応答部材は，SPD，HDR，鋼製橋脚，ビンガムダンパー，すべり支承の 5 種類である。ただし，橋台は常に弾性を保つとする。

SPD と HDR の応答解析には，図-3 の 1 方向載荷時の修正 Park-Wen モデル⁴⁾を用いる。通常，バイリニアモデルより滑らかな曲線で再現できる式(1)の Bouc-Wen モデル⁵⁾が考えられるが，非線形履歴減衰を表す成分 $(1 - \alpha)K_1$ が一定値であり，せん断ひず

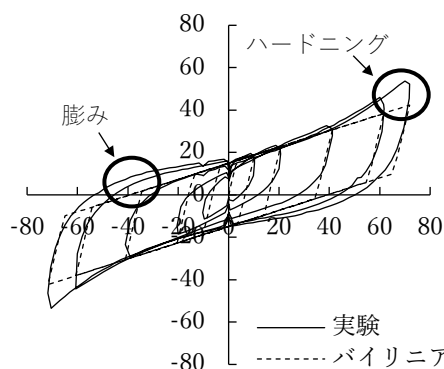
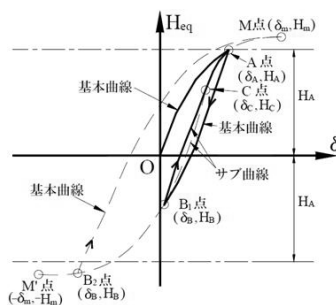
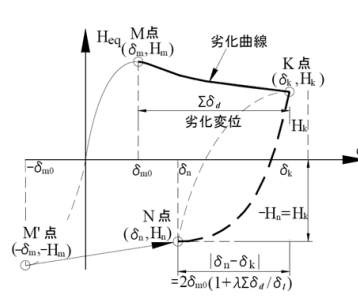


図-3 1方向载荷時の修正 Park-Wen モデル⁴⁾



(a) 基本曲線とサブ曲線



(b) 劣化曲線

図-4 曲線近似復元力モデル⁶⁾

みが大きくなっても、履歴曲線には反映されない。

$$F(t) = \alpha K_1 \delta(t) + (1 - \alpha) K_1 Z \quad (1)$$

$F(t)$: 時間 t における復元力

α : 2次剛性比

K_1 : 初期剛性

$\delta(t)$: 応答変位

$Z, \dot{Z}$: 非線形履歴変位

そこで、式(2)の修正 Park-Wen モデルを用いることで、 $(1 - \alpha)K_1$ をせん断ひずみ ε に依存させた2次関数 $(1 - \alpha)K_1 + \beta\varepsilon^2$ に置き換えることができ、エネルギー吸収量の増大や積層ゴム支承のハードニングを表現できるようにした。

$$F = \alpha K_1 \delta + \{(1 - \alpha)K_1 + \beta\varepsilon^2\}Z \quad (2)$$

β : 硬化係数

ε : せん断ひずみ

t : ゴム厚比

鋼製橋脚の応答解析には、図-4の曲線近似復元力モデル⁶⁾を用いる。地震力を受けると図-3(a)の滑らかな基本曲線とサブ曲線を描き、最大荷重点に近づくとも図-3(b)の劣化曲線を描く。初期の剛性変化は小さく、劣化曲線が長くなるほど剛性低下が早くなる。

ビンガムダンパーの復元力履歴は、従来の実験⁷⁾より、ある速度以上の载荷であれば安定した復元力履歴を得られる事が判明している。本研究では、 $\alpha = 0.05$ とし、減衰定数は復元力履歴が安定したときにビンガムダンパーの荷重がSPDの降伏荷重より小さくなるようにする。なお、すべり支承は摩擦係数0.05の摩擦スライダーとする。

(3) 漸増動的解析

本研究では、不確実性を考慮した損傷確率を求めるため、漸増動的解析³⁾(IDA: Incremental dynamic analysis)を行う。IDAとは、入力地震動の倍率を終局限界まで漸増させながら、繰り返し非線形応答解析を行い、構造系の耐震性能を確率論的に評価する手法である。入力地震動に多様なスペクトル特性をもった地震動記録を多数用いることで、設計スペクトルに沿った模擬地震動などに依らない、不確実性を考慮した耐震性評価ができ、設計地震動より大きい極大事象に近い条件で解析できる。

本研究では、実際に生じた地震波の加速度記録を100種類使用する。地震動記録はWeb上で公開されている防災科学技術研究所強震観測網⁸⁾(K-NET)、気象庁強震観測⁹⁾およびPEER Ground Motion Database¹⁰⁾(NGA-West2)の地震動観測波形データを用いる。構造物に被害を生じさせる強震動を入力地震動とすることを想定し、オリジナル地震動波形は以下の基準に基づいて選定する。

- PGAは300gal以上
 - 各データベース内で最も計測震度が大きい記録から順に選定
 - 震源に最も近い地点での観測記録を優先
 - 日本国外の記録をNGA-West2から40種選定
- 地震動記録は1地点につき水平2方向で観測されているので、最大加速度が大きい方向の記録をその地点での観測記録とする。

入力地震動は、振幅を10kineずつ増加させ、漸増回数ごとに最大応答変位を記録する。各部材の終局

限界は、橋脚の終局塑性率および支承部材の破断ひずみを用いて判定し、HDR と SPD の破断ひずみはそれぞれ許容値 250%と変形能 30%とする。構造系全体の終局状態は、橋脚が破壊した場合、または、橋脚および橋台の支承部材が全て破断した場合とし、構造系全体の終局状態に達する前に一方の支承部材が破断した場合は、その復元力を 0 とみなして応答解析を続ける。構造系全体の終局状態に達した場合、次の入力地震波に切り替え、前記と同様に解析する。

非線形応答解析は減衰定数 $h = 0.05$ による Newmark's Beta 法 ($\beta = 1/6$) を用いる。固有円振動数を固有値解析で求め、レイリー減衰で減衰マトリックスを作成する。

(4) 解析結果

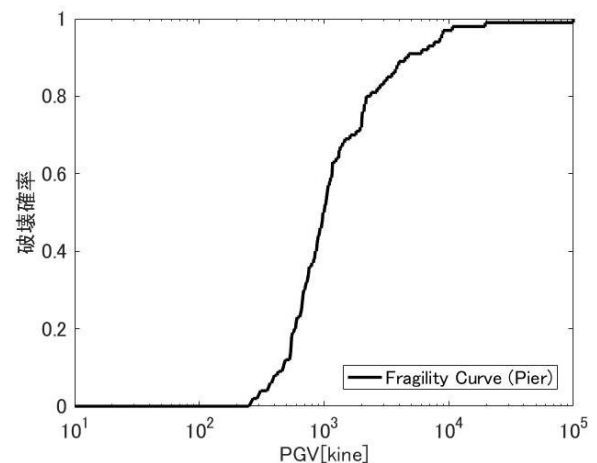
IDA より得られたデータを用いて、各部材が破壊する順序すなわち破壊シナリオ別に確率を算出し、地震動強さと破壊確率の関係を表す fragility curve を図-5 に示す。

図-5(b)の免震橋モデルは、橋脚と橋台の HDR が破断する破壊シナリオになる。免震装置を有しない場合の fragility curve を示している図-5(a)の耐震橋モデルと比較すると、HDR が橋脚より低い PGV で破断して終局状態になる傾向があり、免震装置の耐力が構造系全体の耐力に影響していることがわかる。

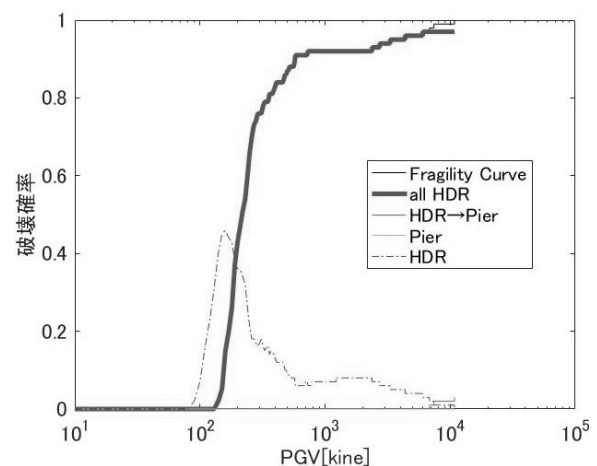
一方、図-5(c)の機能分散型免制震橋モデルは、先に橋台の SPD が破断し、橋脚上部の HDR が破断する破壊シナリオになる。免震橋モデルと同様、より低い PGV で破断して終局状態になる傾向がみられるが、機能分散型免制震橋の設計指針である SPD を先行破壊させることが、入力地震動の位相特性の不確定性を考慮した IDA においても確認できた。これにより、安価で施工が容易な SPD を用いていることを考慮すると、構造系破壊時の損失コストを免震橋より抑えられ、経済的かつ早急な復旧が可能となる。

3. 地震リスク評価

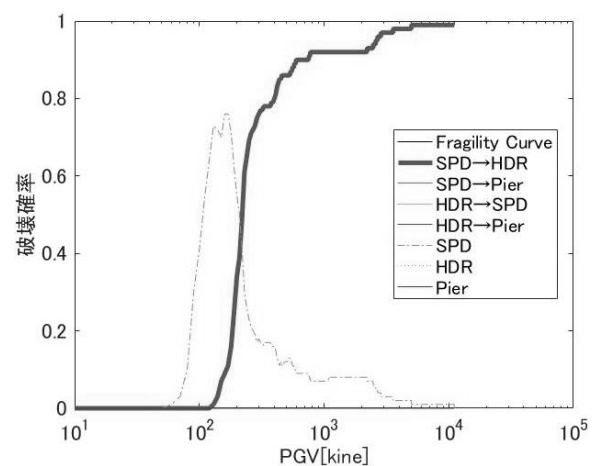
次に、損傷発生確率や損傷コストを考慮するため、用いて地震リスク評価を行う。地震リスク評価では、



(a) 耐震橋



(b) 免震橋



(c) 機能分散型免制震橋

図-5 各モデルの fragility curve

地震による被害を貨幣価値によって定量的に把握することが重要であり、過去にも貨幣価値を用いた検討¹¹⁾¹²⁾がなされている。本研究では、地震リスクを事象の発生確率とその結果の組み合わせ、つまり損失や復旧のために生じるコストの期待値と定義し、

式(3)に示す。

$$Risk = C_0 + \sum_i P^i (C_R^i + C_T^i + C_L^i) \quad (3)$$

C_0 : 初期費用
 i : 終局状態
 P : 地震時損傷発生確率
 C_R : 復旧費用
 C_T : 走行時間損失
 C_L : 人的被害損失

(1) 橋梁部材の損傷度別要求性能ランク

機能分散型免精神構造の構造要素である SPD, HDR, 橋脚を損傷度ごとに要求性能をランク分けし, 復旧費用を設定する。交通可能となる復旧日数や発生するコストは道路震災対策便覧¹³⁾や過去の研究など¹¹⁾¹²⁾を参考に設定し, 表-2 から表-4 に示す。

(2) 地震時損傷発生確率

地震時損傷発生確率とは, 地震動による損傷が構造物に発生する確率であり, 地震発生確率と要求性能ランク別損傷発生確率をともに考慮する必要がある。本研究では, 地震ハザードステーション¹⁴⁾(J-SHIS)で公開されている東京都周辺の地表面最大加速度を指数近似し, 得られた図-6 のハザードカーブを地震発生確率とする。指数分布であるため, 地震発生確率はポアソン過程に一致する。要求性能ランクごとの損傷発生確率と PGV の関係は, IDA により得られたデータから算出できる。式(4)の通り, IDA の漸増 PGV ごとに地震発生確率と損傷確率を乗じ, その総和を地震時損傷発生確率とする。

$$P = \sum_{n=1}^{N_{PGV}} P_n^{50} \times (P_n^{DI} - P_{n-1}^{DI}) \quad (4)$$

P^{50} : 50 年超過確率
 P^{DI} : 損傷発生確率
 N_{PGV} : IDA の漸増回数

(3) 損失コストの算定

道路交通ネットワークを考慮した社会的損失として, 走行時間損失と人的被害損失を定義する。

表-2 鋼製橋脚の要求性能ランク

ランク	損傷度	日数	費用 [万円]	最大応答 変位
0	損傷なし	0	0	$0 \sim \delta_y$
1	塑性変形	5	150	$\delta_y \sim \delta_m$
2	座屈	30	2200	$\delta_m \sim \delta_l$
3	完全圧壊	90	4580	$\delta_l \sim$

表-3 HDR の要求性能ランク

ランク	損傷度	日数	費用 [万円]	ひずみ [%]
0	損傷なし	0	0	$0 \sim 175$
1	残留ひずみ	15	300	$175 \sim 250$
2	破断	30	600	$250 \sim$

表-4 SPD の要求性能ランク

ランク	損傷度	日数	費用 [万円]	変形能 [%]
0	軽微な損傷	0	0	$0 \sim 30$
1	変形・破断	0	300	$30 \sim$

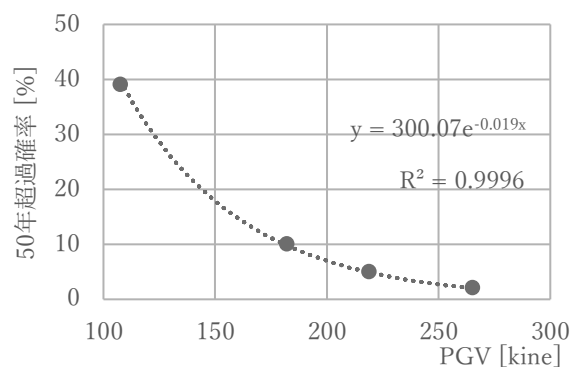


図-6 東京都周辺の50年超過確率¹⁴⁾

走行時間損失は, 橋梁の損傷による通行止めから復旧までに生じる損失である。走行時間損失コストは, 費用便益分析マニュアル¹⁵⁾を参照し, 式(5)のように, 損傷前後の区間距離と旅行速度から算出した旅行時間の増分より算出する。

$$C_u = Q \times \Delta T \times \alpha_T \quad (5)$$

Q : 交通量 [台/day]
 ΔT : 旅行時間の増分 [min]
 α_T : 時間価値原単価 [円/(min・台)]

表-5 通行止めによる時間損失¹⁶⁾

	橋梁利用	迂回
距離 [km]	1.3	2.2
旅行速度 [km/h]	50	33.6
旅行時間 [min]	2	6
時間損失 [min]	0	4

表-6 走行時間損失の算定^{15) 16)}

	普通車	大型車
24 時間交通量	9122.4	1411.6
時間価値原単価	40.1	64.18
走行時間損失	1463240	362374.7
合計 [千円]	1825.6	

表-7 地震動 1 分間あたりの人的被害損失^{16) 17)}

	普通車	大型車
24 時間交通量	9122.4	1411.6
1 分間あたりの交通量	6.335	0.980
平均乗車率 [人/台]	1.3146	13.594
人身損失額 [円/人]	245674000	
地震動 1 分間あたりの人的損失額 [円]	2045980729	3273724155
合計 [千円]	5319705	

対象区間は党ら²⁾が地震応答解析の際に参考にした山あげ大橋を通過する区間とし、旅行速度などのデータは道路交通センサス¹⁶⁾から引用する。交通量には一般国道における 12h 平均の数値を、橋梁不使用時の旅行速度は迂回ルートの混雑時平均の数値を用いた。算出結果を表-5 と表-6 に示す。

人的被害損失は、橋梁の倒壊に交通車両などが巻き込まれた場合の損失である。地震動継続時間は 1 分間と仮定し、倒壊または全支保部材破壊時に橋脚座屈が生じた場合で対象区間上にいた人々は全員死亡と設定した。交通量は同様に道路交通センサス¹⁶⁾から引用し、人身損失額は交通事故減少便益の原単価の算出方法¹⁷⁾から引用した。算定結果を表-7 に示す。

表-8 耐震橋の地震リスク評価

Event Tree 橋脚	通行止め 日数	損失コスト [千円]			損傷発生 確率	地震リスク [千円]
		復旧費用	走行時間	人的被害		
0	0	0	0	0	0.1267	0.0
1	5	7500	9128	0	0.7519	12502.1
2	30	110000	54768	5319705	0.1208	662460.2
3	90	229000	164305	5319705	0.0007	3967.7
合計						678929.9

表-9 免震橋の地震リスク評価

Event Tree HDR 橋脚	通行止め 日数	損失コスト [千円]			損傷発生 確率	地震リスク [千円]
		復旧費用	走行時間	人的被害		
0 0	0	0	0	0	0.4298	0.0
1 1	5	7500	9128	0	0.1588	2640.8
2 2	30	110000	54768	0	0.0092	1518.8
3 3	90	229000	164305	5319705	0.0000	0.0
1 0	15	42000	27384	0	0.1582	10975.2
2 1	20	49500	36512	0	0.0585	5027.9
3 2	45	152000	82153	0	0.0034	794.4
3 3	105	271000	191690	5319705	0.0000	0.0
2 0	30	84000	54768	0	0.1310	18174.6
1 1	35	91500	63897	0	0.0484	7521.2
2 2	60	194000	109537	5319705	0.0028	15796.2
3 3	120	313000	219074	5319705	0.0000	0.0
合計						62449.1

表-10 機能分散型免制震橋の地震リスク評価

Event Tree SPD HDR 橋脚	通行止め 日数	損失コスト [千円]			損傷発生 確率	地震リスク [千円]
		復旧費用	走行時間	人的被害		
0 0 0	0	0	0	0	0.2686	0.0
1 1 1	5	7500	9128	0	0.0534	887.2
2 2 2	30	110000	54768	0	0.0000	5.3
3 3 3	90	229000	164305	5319705	0.0000	0.0
1 0 0	15	42000	27384	0	0.0398	2758.8
2 1 1	20	49500	36512	0	0.0079	679.3
3 2 2	45	152000	82153	0	0.0000	1.1
3 3 3	105	271000	191690	5319705	0.0000	0.0
2 0 0	30	84000	54768	0	0.0172	2381.9
1 1 1	35	91500	63897	0	0.0034	529.8
2 2 2	60	194000	109537	0	0.0000	0.6
3 3 3	120	313000	219074	5319705	0.0000	0.0
1 0 0	0	20000	0	0	0.4197	8394.2
2 1 1	5	27500	9128	0	0.0834	3053.4
3 2 2	30	130000	54768	0	0.0001	9.3
3 3 3	90	249000	164305	5319705	0.0000	0.0
1 0 0	15	62000	27384	0	0.0621	5552.9
2 1 1	20	69500	36512	0	0.0123	1308.1
3 2 2	45	172000	82153	0	0.0000	1.9
3 3 3	105	291000	191690	5319705	0.0000	0.0
2 0 0	30	104000	54768	0	0.0268	4257.9
1 1 1	35	111500	63897	0	0.0053	934.3
2 2 2	60	214000	109537	5319705	0.0000	18.1
3 3 3	120	333000	219074	5319705	0.0000	0.0
合計						30774.1

(4) 地震リスクの算定

各構造要素の要求性能ランクの組み合わせごとに地震リスクを算出した結果を表-8 から表-10 に示す。橋脚の要求性能ランク 2 に人的被害損失が算入しているのは、対象橋梁が緩やかな斜橋であるため支保

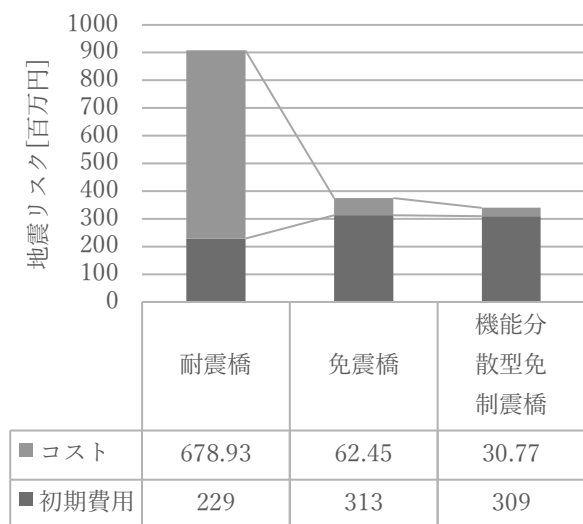


図-7 地震リスクの比較

部材が全て破断した場合に落橋する可能性を否定できないためである。

耐震橋や免震橋と比較するため、図-7に地震リスクの比較、図-8に発生損失コストの比較を示す。図-7より、機能分散型免制震橋の発生損失コストは免震橋の約 1/2 に抑えられ、最も地震リスクが低くなった。橋脚の要求性能ランクが上がっても、その損傷発生確率が他の構造モデルより低下していくので、地震リスクも低くなる傾向になった。また、図-8より、免震橋の復旧費用と走行時間損失は他の橋梁モデルより大きく、経済的および迅速な復旧が難しいことが分かる。機能分散型免制震橋は走行時間損失と人的被害損失が最も小さく、復旧費用を考慮しても免震橋より小さな損失となる。

4. まとめ

本研究では、機能分散型免制震橋を対象とし、漸増動的解析 (IDA) と地震リスク評価による危機耐性の定量的評価を試みた。以下に要点を示す。

- 入力地震動の位相特性の不確定性を考慮した IDA においても、機能分散型免制震橋の設計指針である、先に橋台側の SPD が破断して橋脚側の HDR が破断する終局状態が確認できた。
- 地震リスク評価より、機能分散型免制震橋の発生損失コストは免震橋の約 1/2 に抑えられ、

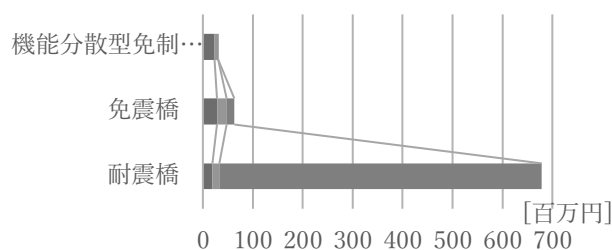


図-8 発生損失コストの比較

最も地震リスクが低くなった。

- 機能分散型免制震橋は安価で施工が容易な支承部材の組合せにより経済的かつ早急な復旧が可能となり、損失を抑えることで被害地域の復旧に貢献する。

機能分散型免制震橋は耐震性能および復旧の貢献度を考慮すれば、危機耐性を考慮しているといえる。しかし、本研究では構造系の地震応答モデルや発生する損失の算定に仮定を用いたため、実際の破壊的状况を考慮できたとは言い難い。特に、ビンガムダンパーの復元力履歴は、従来の実験⁷⁾を参考としたため、実際の強震動下においてビンガムダンパーが機能分散型免制震橋の設計指針のとおり挙動するか不明な点がある。危機耐性にかなう構造システムにするためには更なる研究が必要である。

謝辞：本解析には、防災科学技術研究所強震観測網 (K-NET)、気象庁強震観測および PEER Ground Motion Database (NGA-West2) による地震動観測波形データを利用しました。また、地震リスク評価では国土交通省による統計調査資料などを利用しました。ここに記して深く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系—試案構築にむけての考察—, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4 (地震工学論文集第 35 巻),

- pp.I_459-I_472, 土木学会, 2016.
- 2) 党紀, 金井寛裕, Bidha L. Joshi : 危機耐性と経年劣化を考慮した機能分離型免制震橋, 第 19 回性能に基づく橋梁等の耐震性能に関するシンポジウム講演論文集, pp.45-52, 2016.7.
- 3) Dimitrios Vamvatsikos, C. Allin Cornell : Incremental dynamic analysis, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.31/I.3, pp.491-514, 2002.3.
- 4) 党紀, 五十嵐晃, 村越雄太 : 高減衰ゴム支承の水平 2 方向・大ひずみ変形時の挙動を表現した 2 方向復元力モデルの開発, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.1, p.250-262, 2016.
- 5) Y.J.Park, Y.K.Wen, A.H-S.Ang : Random vibration of hysteretic systems under bidirectional ground motions, Earthquake engineering structural dynamics, Vol.14, No.4, pp.543-557, 1986.
- 6) 党紀, 青木徹彦 : 鋼製橋脚の曲線近似復元力履歴モデルおよび実験検証, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.2 (応用力学論文集 Vol.15), I_495-I_504, 2012.
- 7) 水野千里, 青木徹彦, 鈴木森晶 : 微小粉体とオイルを混合したビンガムダンパーの耐震性能実験, 愛知工業大学研究報告, 第 43 号, pp.123-124, 2008.
- 8) 防災科学技術研究所 強震観測網 (K-NET, KiK-net), <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>.
- 9) 気象庁 | 強震観測結果, <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html>.
- 10) PEER Ground Motion Database, <http://ngawest2.berkeley.edu/>.
- 11) 庄司学, 藤野陽三, 阿部雅人 : 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, pp.79-94, 1997.4.
- 12) 林訓裕, 五十嵐晃, 党紀, 足立幸郎 : LRB の経年劣化を考慮した地震リスクに基づく道路橋の耐震性能評価, 第 19 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演論文集, pp.419-426, 2016.7.
- 13) 日本道路協会 : 道路震災対策便覧, 震災復旧編, pp.77-83, 1988.2.
- 14) 地震ハザードステーション (J-SHIS), <http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/>.
- 15) 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.
- 16) 国土交通省道路局 : 平成 22 年度道路交通センサス, 2011.
- 17) 国土交通省道路局 : 交通事故減少便益の原単価の算出方法, 第 4 回道路事業の評価方法に関する検討委員会, 参考資料 2, 2008.