

都市内高速道路の地震リスクに関する研究

都市系専攻 佐納壮一

Abstract

阪神・淡路大震災の事例からも分かるように、巨大地震は甚大な被害をもたらす可能性がある。したがって、このような事象がライフサイクル評価に及ぼす影響について検討する必要がある。本研究では、交通基盤施設の道路橋に着目し、ライフサイクル中に起こりうるイベントの中でも影響が大きいと考えられる地震リスクを評価しようと試みた。その目的は、都市内高速道路を対象とした地震リスク評価、地震リスク評価の利用方法の提案（耐震補強優先度）である。そこで以下の結果が得られた。①路線区間内橋脚を5つのパターンに分類・抽出して各々復旧コストとユーザーコスト、そして地震リスクを算定②路線全体の地震リスクを算定③本地震リスク評価法の耐震補強優先度決定への利用を提案

1. はじめに

わが国の社会資本は、1960年代から1970年代初頭にかけて急速に整備された。今後は、高度成長期に整備されたこれらの多数の構造物が一斉に老朽化の時期を迎え、補修・補強対策や予算措置など維持管理問題が表面化していくと思われる。地震大国の日本では多くの地震被害により耐震基準の引き上げがなされてきた。またそれにともない、要求性能を満足するために耐震補強による保有性能の引き上げが求められる。そのため、社会基盤構造物の地震リスクに対してアセットマネジメントを導入する必要がある。また、ライフサイクルコストやライフサイクルアセメントといったライフサイクルの視点からの社会基盤施設の評価や意思決定の重要性が認識され、研究活動が活発している。現在のライフサイクル評価項目について見てみると、建設、維持管理、廃棄・再構築段階を主な評価項目として扱ってきた。その中で、ライフサイクル中に地震や台風、豪雨、豪雪などの突発的に発生する自然災害により被害が生じると考えられる。特に、阪神・淡路大震災の事例からも分かるように、巨大地震がひとたび発生すると甚大な被害をもたらす可能性がある。したがって、このような事象がライフサイクル評価に及ぼす影響について検討する必要があると考える。そこで本研究では、交通基盤施設の道路橋に着目し、ライフサイクル中に起こりうるイベントの中でも影響が大きいと考えられる地震リスクを評価しようと試みた。地震による橋梁の被害には桁や支承の損傷なども考えられるが、橋梁の損傷が最も橋梁の通行機能に対して影響を与えると考え橋梁の損傷のみを扱うこととした。

また構造物のみリスクだけではなく、交通ネットワークを考えたユーザーコストを考慮した場合についても検討を行う。その目的を以下に示す。①都市内高速道路を対象とした地震リスク評価②地震リスク評価の利用方法の提案（耐震補強優先度）

2. 評価手法

2.1 地震リスク

地震リスク CH は式 (2.1) のようにあらわすことができる。地震リスクは費用であるので社会的割引率を考慮する必要がある。最大加速度が a_g になる地震動に対する被害発生確率 $P_D(a_g)$ は、地震発生確率 $H(a_g)$ と損傷発生確率 $D(a_g)$ の積により算定される。その被害発生確率に損失額 C_D をかけ、 a_g で積分することにより年間の地震リスクが算定できる。

$$\begin{aligned} CH &= \sum \frac{1}{(1+r)^t} \int P_D(a_g) \times C_D da_g \\ &= \sum \frac{1}{(1+r)^t} \int P_D(a_g) \times (C_{DR} + C_{DU}) da_g \end{aligned} \quad (2.1)$$

$$C_D = C_{DR} + C_{DU}$$

C_{DR} : 地震時復旧費用, C_{DU} : 地震時ユーザーコスト

被害復旧費用（直接コスト）は地震により損傷した構造物を再度同様の条件で使用可能な状態にするための費用である。また、地震リスクは直接コストのみならず、ユーザーコストも考慮する必要がある。ここで考えるユーザーコストとは、社会基盤施設の機能損失によるコストをさす。

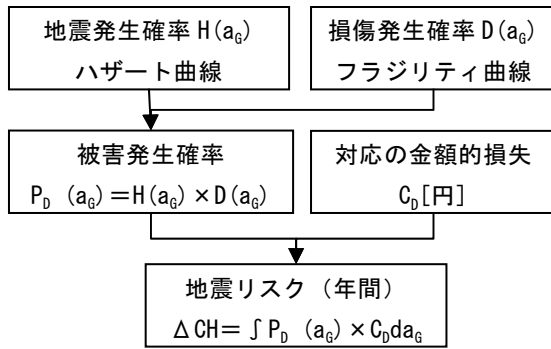


図 2.1 地震リスク評価の流れ

2.2 直接コスト

突発的に起こる地震の発生確率を考慮し、地震が起こった際に予想される被害・修復費用を定義することにより地震リスクにおける直接リスクを定量化する。図 2.1 に一般的な直接コスト評価の流れを示す。

(ハザード曲線)

日本全国の平均的なハザード曲線である土木学会地震工学委員会・レベル2地震動研究小委員会で検討されたハザード曲線を図 2.2 に示す。このハザード曲線は、沖縄を除く全国 246 地点の地震ハザード曲線を求め、これらの曲線に関して各加速度の非超過確率が同じになるレベルを結んで、フラクタイル表示したものである。

(損傷度)

静的載荷による荷重-変位関係より損傷度の判定指標として、図 2.3 に示したように変位を用いる。図 2.3 に示す橋脚の荷重-変位曲線上での最大応答変位の位置より損傷度を決定する。損傷レベル C は無損傷、または最も軽微な損傷状態を指す。この状態の変位は、鉄筋コンクリート (RC) の場合にはひび割れ発生時変位 (δ_{cr})、あるいは鋼材の降伏時変位 (δ_y) である。次の損傷レベル B は塑性化を想定する部材・部位が、塑性化した後最大強度に達するまでの状態を指す。一般には、鉄筋の引張降伏が先行する釣合い鉄筋比以下の配筋量、かつ多段配筋されているので、独立橋脚であっても鋼材降伏後、強度が増大する。ここで塑性化を想定する部材・部位とは、一般に柱部材の頂部あるいは基部を指す。さらに損傷レベル A とは鋼材の塑性変形能力は、RC 構造の場合にはもとより、コンクリートの終局限界ひずみの大きさに大きく依存する。ここで、鋼材の降伏点を境とした損傷レベル 2 の始点から 3 の終点までの変位が、部材の変形能力として活用される領域に相当する。最後に、損傷レベル A_s とは、構造物を構成する一部の部材の耐力低下が顕著な状態を指す。

(フラジリティ曲線)

フラジリティとは損傷発生確率のことであり、フラ

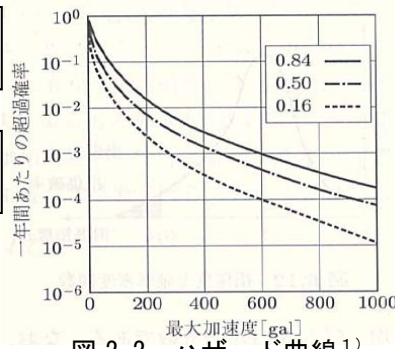


図 2.2 ハザード曲線¹⁾

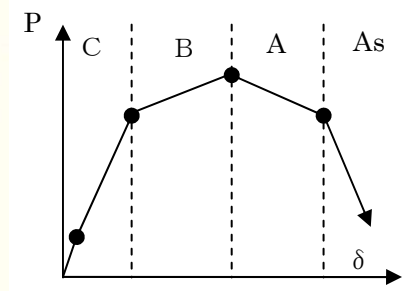


図 2.3 荷重-変位関係と損傷度

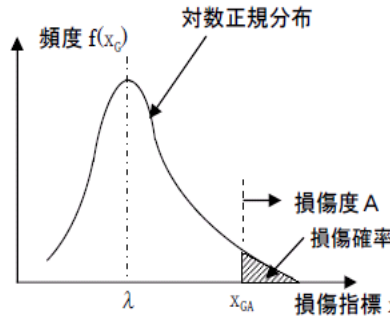


図 2.4 損傷度と確率密度関数¹⁾

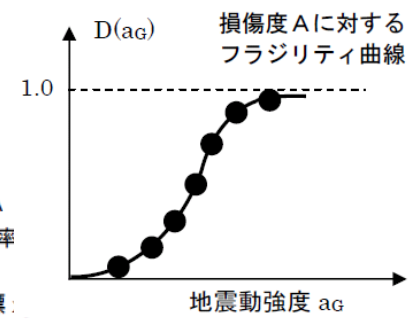


図 2.5 フラジリティ曲線¹⁾

フラジリティ曲線は損傷指標を用いた損傷度に関する確率密度関数である。フラジリティ曲線の作成方法としては、実際の地震による構造物の被害データを用いる方法と地震応答解析を用いる方法がある。地震被害データは限定的であるので一般には地震応答解析を用いる場合が多い。この場合、構造物または構造要素の強度や応答変位を損傷指標に用いてフラジリティ曲線を作成する。

ある地震動強度 a_g (最大入力加速度) に対する損傷度指標 x_g の頻度分布を図 2.4 に示す。ここに、損傷指標 x_g は構造要素の強度や応答変位である。損傷指標と損傷度が 1 対 1 で対応している場合、地震動強度に対して損傷度は関係付けられる。この曲線には、確率変数の変域は $0 \sim +\infty$ であることと、平均値 λ に対して非対称であるという二つの特徴がある。このような特徴を表すものとして、さまざまな確率現象によくあてはまる有効な分布モデルの 1 つである対数正規分布の確率密度関数 $f(x_g)$ が仮定される。

$$f(x_g) = \frac{1}{\sqrt{2}\xi x_g} e^{-(1/2)((\ln x_g - \lambda)/\xi)^2} \quad (2.2)$$

ここに、 λ : $\ln x_g$ の平均、 ξ^2 : $\ln x_g$ の分散

そこで、式 (2.2) に表される確率密度関数が求めれば、損傷指標 x_{gA} を超える (損傷度 A) 損傷確率が算定できる。これを全ての地震動強度 a_g に対して算定し、地震動強度に対する損傷確率を求めたものが図 2.5 に示すようなフラジリティ曲線となる。最後に、任意の損傷度に対して復旧費用 C_D が設定出来ればライフサイクル全体の地震ハザードリスクが算定できる。

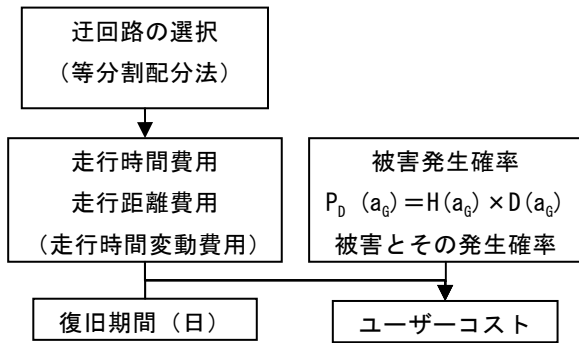


図 2.6 ユーザーコスト評価の流れ

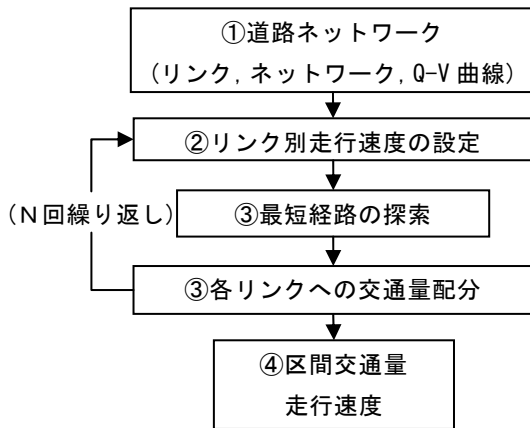


図 2.7 等分割配分法のフロー

2.3 ユーザーコスト

地震により交通基盤施設に被害が発生した場合、復旧の際の通行止めによりユーザーコスト（利用者間が被る社会的損失）が発生する。ユーザーコストには迂回路を通ることによる走行時間増加による損失や、燃料費の増加などによる走行費用増加による損失などが考えられる。

図 2.6 に一般的なユーザーコスト評価の流れを示す。まず地震時において対象としている交通網の一部が通行止めとなった際の代替ネットワークを設定する。そのネットワークに対してもともと通行可能であった路線の交通量を等分割配分法を用いて代替ネットワークに流す。それにより代替ネットワークを通過していた交通の速度が低下する。その低下することによる時間的影響と走行経費に対する影響を求める。

(等分割配分法)

等分割配分法は文献 2) を参考に行う。通常、道路交通の場合には各道路区間の走行時間が交通量によって変化するため、運転者は起終点間の所要時間が最小となるような経路を選ぶと考えられる。すなわち、結果として各経路の走行時間はすべて等しい状態に近づく（使用されると経路の所要時間も等しく、それは使用されないどの経路の時間よりも小さい：等時間原則）と仮定することができる。この仮定に基づいて配分する方法を等時間配分法という。その手順を図 2.7 に示す。①ネットワークにおける交通量などを設定する。

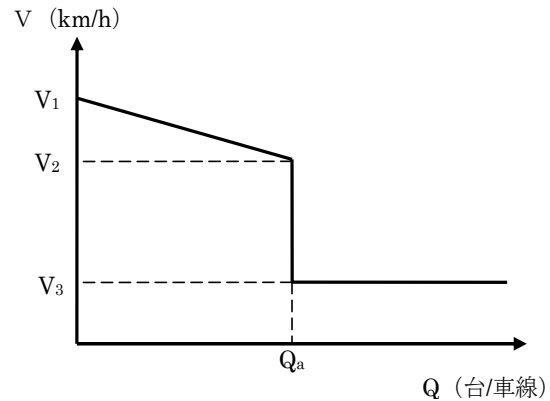


図 2.8 交通量 (Q) - 速度 (V) 曲線の例²⁾

②配分前の各経路の走行速度（走行時間）を、交通量－速度 (Q-V) 関数 (図 2.8) から算出する。③配分する交通量を N 分割する (N で割る)。そして、 $1/N$ の交通量を最短時間経路に配分する。この時、最短時間経路にその全てを配分し、残りの経路には配分しない。④これを N 回目まで繰り返す、最終的に各リンク（道路区間）の交通量と走行速度を計算する。

(費用分析)

費用分析と前項までの走行時間・速度を用いて地震発生時のユーザーコストを求める。費用分析において具体的には①走行時間（増大）費用と②走行経費（増大）費用の 2 つがあげられる。ここでの費用の算定方法は国土交通省の費用便益マニュアル³⁾に基づく。また、近年の経済活動の高度化や生活水準の向上に伴い、通勤や業務目的のトリップにおける走行時間の定刻性の価値に関する社会的関心が高まっている。そこで本研究においてもユーザーコスト算定に際し走行時間信頼性の影響を考慮する。文献 4) の走行時間信頼性の評価手法を用いる。

3. 評価事例

3.1 概要

耐震補強された既存構造物を対象として、地震リスク分析手法を用いて今後 100 年間の地震リスク評価を行う。都市内では多くの高架橋が存在し、今後補強された橋脚が長期利用されるケースが多い 13.4km に及ぶ路線を対象とする。

3.2 対象構造物

対象構造物の下部工は鉄筋コンクリート製の独立式単柱橋脚であり、地点および上部工の構造形式 (PC 桁と鋼桁) により断面寸法が異なる 5 本を採用した。下部工の構造形式は 1 本ごとに異なるので、「桁の形式」「偏心の有無」に注目してこれらの橋脚を選定した。表 3.1 にその構造寸法を示す。なお、これらの既存橋脚は、現行耐震設計基準を満足するよう鋼板巻立てによってすでに耐震補強されている。

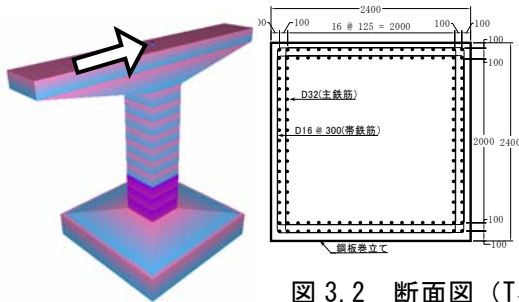


図 3.2 断面図 (T₁)

図 3.1 解析モデル (T₁)

表 3.2 材料モデルパラメータ

コンクリート	E_c (N/mm ²)	σ_{cc} (N/mm ²)	σ_{cs} (N/mm ²)
	2.5×10^4	24.21	1.89
	$\epsilon_{cc}(\mu)$	$\epsilon_{cs}(\mu)$	$\epsilon_{cs}(\mu)$
	5537	11298	28581
鉄筋	E_s (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	
	2.0×10^5	$P_1(\%)$	
鋼板	E_s (N/mm ²)	E_2 (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)
	2.0×10^5	2.0×10^3	315

表 3.3 強度の分散

	信頼区間	強度
P ₄	40%	375.3
P ₂	20%	386.3
P ₁	平均値	393.3
P ₃	20%	400.3
P ₅	40%	411.3

表 3.1 橋脚の保有耐力と変形性能

橋脚番号	桁形式	高さ (m)	断面寸法 (mm)	軸力 (N)	偏心	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	最大荷重 (kN)	最大変位 (mm)	終局変位 (mm)	終局部材角 (rad)
T ₁	RC桁	13.40	2400*2400	7446	なし	3713	0.50	4658	0.63	447	0.033
T ₂	鋼桁	12.31	2000*2000	4703	なし	2643	0.56	3305	0.70	442	0.036
T ₃	鋼桁	12.33	2300*2300	4704	あり	4454	0.95	5579	1.19	464	0.038
T ₄	鋼桁	11.92	2300*2300	5543	あり	3960	0.71	4687	0.85	500	0.042
T ₅	鋼桁	12.08	2000*2000	4788	なし	2295	0.48	3012	0.63	525	0.043

表 3.4 損傷度と復旧コストと復旧日数

損傷度	復旧内容			復旧コスト/新設コスト	復旧日数
	補修	補強	撤去再構築		
As	-	-	上下部工を撤去し、再構	15.8	3か月
A	-	-	-	-	-
B	なし	なし	-	-	-
C	-	-	-	-	-
新設				1	-

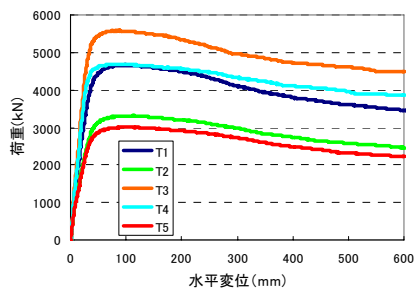


図 3.3 橋脚の荷重-変位関係

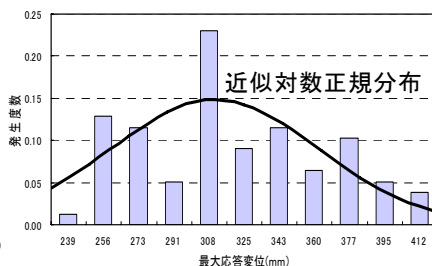


図 3.4 最大応答変位の確率密度関数 (800 gal, T₁橋脚)

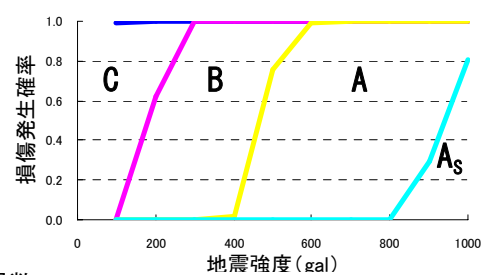


図 3.5 フラジリティ曲線

3.3 直接コスト評価

(ハザード曲線)

図 2.2 における 0.16 フラクタイル曲線を用いる。

(フラジリティ曲線)

フラジリティ曲線における損傷度の判定指標として、変位を用いる。橋脚の荷重-変位曲線上での最大応答変位の位置より損傷度を決定する。

UC-win/F3Dを用いて静的解析を行う。モデルを図 3.1 に、断面図を図 3.2 に示す。層分割は 14 とした。そのうち柱基部で塑性ヒンジ長と考えられる要素について基部より 2D の長さを取り、ファイバー要素を用いた非線形部材とし、残りの要素は弾性梁要素を用いた。また要素の分割数は 30 とした。鋼板巻立てについては拘束効果が最大となるような厚さを用いた。表 3.2 に材料パラメータを示す。コンクリートは横拘束効果を考慮したコンクリートの応力ひずみ曲線を骨格を持つ hoshikuma F3D モデルを用いる。また、鉄筋・鋼板はバイリニア修正 MP (F8) モデルを用いる。橋脚タイプごとの荷重変位関係を図 3.3 に、保有耐力と変形性能を表 3.1 に示す。

フラジリティ曲線を求めるにあたって、橋脚タイプと鉄筋降伏強度および地震動の分散を考慮する。すなわち、橋脚タイプは上部工形式やランプ有無などによって異なる T₁~T₅ の 5 種類、鉄筋降伏強度が P₁~P₅

の 5 種類である。

鉄筋降伏強度の分散については文献 5) を参考に、引張試験による降伏強度に関する統計処理により (試験値 $\exp \sigma_y$ / 規格降伏点 $\text{stan } \sigma_y$) の分布は正規分布によるモデル化が可能であると判断できる。そこで、正規分布より平均値と信頼区間 40%, 80% を P₁~P₅ に設定する。表 3.3 にその強度分布を示す。

地震動は道路橋示方書に規定されているレベル 2 地震動のうち、II 種地盤に関するタイプ I とタイプ II の地震動それぞれ 3 波、計 6 波を基とする。すなわち、現行基準に定める地震強度以上のものまでを含む、100~1000gal まで 10 段階に振幅調整した計 60 波である。従って、 $5 \times 5 \times 6 \times 10 = 1500$ ケースの時刻歴応答解析を行い、フラジリティ曲線を作成する。減衰モデルは要素別瞬間剛性比例を用いる。

図 3.4 において、各加速度上に分布する最大応答変位が対数正規分布に従うと仮定して、損傷度曲線を求める。得られたデータの平均及び偏差に基づき、対数正規分布曲線算出した。例えば、800gal 地震動の変位の分布をヒストグラムで表したものが図 3.4 である。ここで鉄筋の強度分布の発生確率を反映させるために縦軸の値から、P₁ の強度から得られた応答値の度数を 5 倍、P₂・P₃ に関する度数を 3 倍にした。

フラジリティ曲線の算出は、各加速度上に対数正規

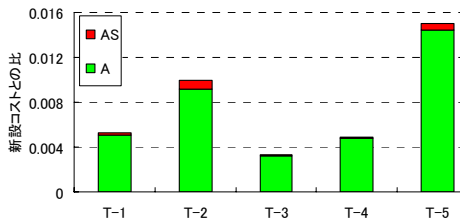


図 3.6 直接コスト評価結果

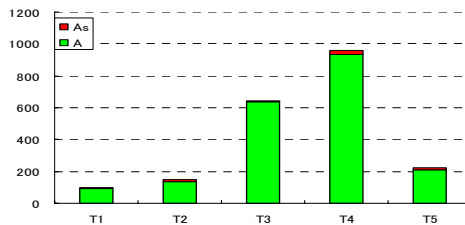
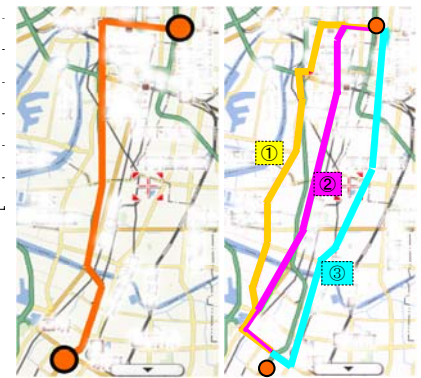


図 3.9 ユーザーコスト評価結果



(a) 対象路線 (b) 代替線

図 3.8 対象ネットワーク

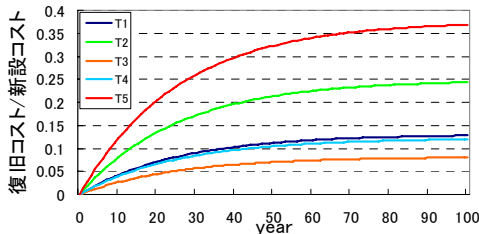


図 3.7 直接コストの経年評価結果

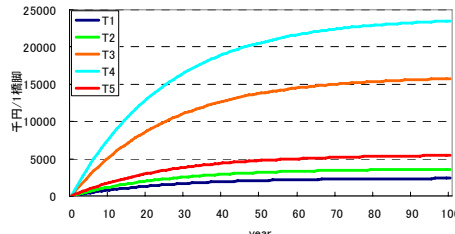


図 3.10 ユーザーコストの経年評価結果

表 3.5 Q-V 曲線のパラメータ

	V ₁	V ₂	V ₃	Q _a
	交通工学 (km/h)			交通容量マニュアル (台/h)
2車線	50	15	5	1250
多車線				2200

表 3.6 費用分析結果

費用	(円/year)
	走行時間費用
走行時間変動費用	1.28E+11
走行経費	2.78E+09
合計	1.86E+11

表 3.7 橋脚のタイプと橋脚数

橋脚タイプ		橋脚数(本)
PC桁		558
鋼桁	偏心なし T ₁	159
	偏心なし T ₂	200
	偏心あり T ₃	15
	偏心あり T ₄	15
	偏心なし T ₅	199

分布に従って分布する最大応変位に対して、As から C まで分類されたそれぞれの変位を超過する確率をそれぞれ求め、それらを結んだ曲線を fragility 曲線とする。このようにして得られた fragility 曲線を図 3.5 に示す。

(損傷金額)

表 3.4 に各損傷度と想定する復旧内容および復旧コストを示す。復旧コストは、兵庫県南部地震で被災した高架橋の復旧実績を参考に設定した。

(直接コスト結果)

橋脚ごとの直接コスト評価結果を図 3.6 に示す。図 3.7 には 5 橋脚の直接コストの経年評価結果を示す。ここで社会的割引率は 4% と仮定している。直接コストの大きいものから順に T₅ > T₂ > T₁ > T₄ > T₃ となっている。今後、再び耐震対策を施すとすれば、地震リスクの観点からはこの順に優先度があると言える。なお、降伏震度は T₅ < T₂ < T₁ < T₄ < T₃ の順に大きくなっている。よって、降伏震度を求めることによりあらかじめ地震リスク（ユーザーコスト）の順序を把握できることがわかる。また A ランクの損傷による額が大きい。As ランクの損傷度は地震および被害の発生確率が低いのでリスクとしてはあまり影響がない。

3.4 ユーザーコスト

(等分割配分法)

対象高架高速道路（図 3.8 (a)）が地震被害のため損傷をきたし、不通になった場合の代替ネットワークを設定する。ここで都市内の幹線道路を対象に 3 本の

経路を図 3.8 (b) に示す。今回はこれら 3 本をつなぐ路線の影響は考慮しないものとする。

今回の試算では図 2.8 の Q-V 曲線とそのパラメータ（表 3.5）を各リンクに設定した。交通量の分割数は 10 とし、現在の交通量に関するデータは H14 交通道路センサスに掲載されている値を用いる。また、一般道の交通を求める際に必要な信号による損失時間も試算する。信号による影響で停止や減速を強いられることなく走行した場合の旅行時間と実際の旅行時間との差を信号遅れ時間と定義する。遅れ時間は一様到着を仮定した場合の信号による遅れ時間は、累積交通量曲線を用いて算出する。

(費用分析)

費用分析は国土交通省の費用便益マニュアルに基づく走行時間増大費用と走行経費増大費用の 2 つと、走行時間変動費用について試算する。費用分析結果を表 3.6 に示す。走行経費に対して走行時間に係るコストの方が 20 倍以上大きくなる。配分後発生する渋滞の影響が時間に関するコストに対して顕著に影響している。

(復旧期間)

表 3.4 に各損傷度と想定する復旧内容および復旧日数を示す。損傷度 A_S・A は「撤去・架け替え（復旧日数 3 ヶ月）」とした。損傷度 B・C に関しては直接コストの設定と同様に、鋼板巻きたてが施されているので補修・補強はなしとした。

(ユーザーコスト結果)

橋脚ごとのユーザーコスト評価結果を図 3.9 に示す。図 3.10 には 5 橋脚のユーザーコストの経年評価結果を示す。仮定条件として、ユーザーコストにおいて 1 橋脚が被害 (A・As ランクの損傷) を受けると、対象路線全線が通行止めになるとする。ユーザーコストの大きいものから順に $T_4 > T_3 > T_5 > T_2 > T_1$ となっている。 T_3 、 T_4 の橋脚はユーザーコストが高く、社会的な重要度が高いといえる。

3.5 地震リスクの比較

橋脚別の直接コストとユーザーコストを図 3.11 に示す。直接コストは橋脚 1 基当りの新設費用が 1500 (万円/1 橋脚・単価: ¥9 万/m³) として求める。地震リスクの大きいものから順に $T_4 > T_3 > T_5 > T_2 > T_1$ となっている。

次に、対象路線全体の年間の地震リスクを図 3.12 に示す。直接コストは表 3.7 の橋脚数を用いて算出した。ユーザーコストは 2 通り記載している。各橋脚タイプの平均を水色で示した。後ろの 5 本は橋脚ごとのユーザーコストを示している。ユーザーコストは橋脚ごとに独立した事象である。橋脚タイプそれぞれのユーザーコストは直接コストの 10~50% 程度となる。平均値は 25% 程度となる。対象路線全体を試算すると直接コストが大きくなるが、ユーザーコストが橋脚 1 本の損傷により全体に影響が及ぶという仮定のもとで試算を行っているので、1 橋脚当りのコストとしてはユーザーコストが大きくなる。

図 3.13 に図 2.2 で示した 3 つの異なるフラクタル表示されたハザード曲線を用いたときの違いを示す。供用期間を 50 年とし、 T_1 橋脚に注目した地震リスクを示す。ハザード曲線を危険側 (0.84) に取ると、安全側 (0.18) にとった場合に比べて、地震リスクは約 16 倍になる。地域においてそれぞれの地域に適合したハザード曲線を選ぶべきである。

4. 結論

- 実在高架橋を対象として損傷度曲線を求め、地震リスク評価の利用方法の提案 (耐震補強優先度) を示した。
- 損傷度曲線はある程度降伏震度から橋脚ごとの比較を行うことができることが分かった。
- 5 橋脚ともに損傷度 C の被害が圧倒的 (70% 以上) で、損傷度 As の被害は非常に小さい。
- 直接コストの大きいものから順に $T_5 > T_2 > T_1 > T_4 > T_3$ となっている。損傷度 A による影響が大きい。損傷度 As は地震および被害の発生確率が低いのでリスクとしてはあまり影響がない。

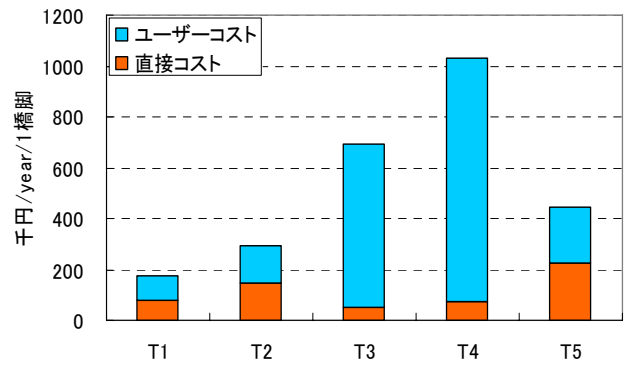


図 3.11 直接コストとユーザーコスト

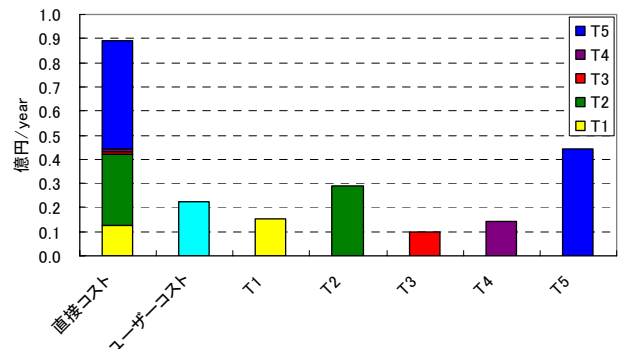


図 3.12 対象路線全体の年間の地震リスク

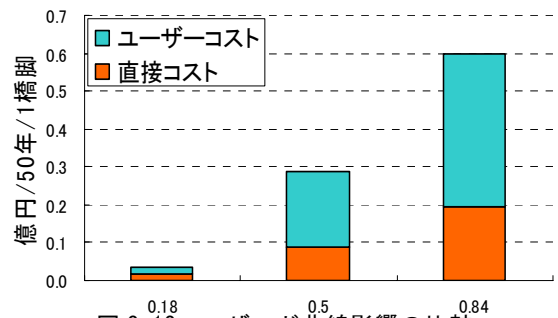


図 3.13 ハザード曲線影響の比較
(T_1 橋脚・50 年供用時)

- ユーザーコストの大きいものから順に $T_4 > T_3 > T_5 > T_2 > T_1$ となっている。交通配分することによって昼間の交通量の多いときに渋滞が発生し、そのことが走行時間費用や走行時間変動費用に大きく影響している。
- 使用するハザード曲線の選定の重要性がわかった。

参考文献

- 1) 大内一: サステイナブル社会基盤構造物, ASET21 研究会, 2010, 2) 塚口博司, 塚本直幸, 日野泰雄: 交通システム, 国民科学社, 1996, 3) 国土交通省: 費用便益分析マニュアル, 2003, 4) 高橋茜ら: 選好意識調査と統合モデルに基づく旅行時間変動価値の推計の試み, 土木計画学研究・講演集, vol.41, 2010, 5) 森口英樹ら: 部材強度のばらつきを考慮した柱梁耐力比と柱ヒンジ発生確率, 日本建築学会

討 議 等

◆討議 [内田 敬 先生]

- ①フラジリティ曲線の説明をしてください。
- ②フラジリティ曲線の縦軸は確率密度なのか。

◆回答:フラジリティとは損傷発生確率のことであり、フラジリティ曲線は損傷指標を用いた損傷度に関する確率密度関数といえる。ある地震動強度 a_G (最大入力加速度) に対する損傷度指標 x_G の頻度分布を図 A に示す。ここに、損傷指標 x_G は構造要素の強度や応答変位である。損傷指標と損傷度が 1 対 1 で対応している場合、地震動強度に対して損傷度は関係付けられる。この曲線には、確率変数の変域は $0 \sim +\infty$ であることと、平均値 λ に対して非対称であるという二つの特徴がある。このような特徴を表すものとして、対数正規分布の確率密度関数 $f(x_G)$ が仮定される。

$$f(x_G) = \frac{1}{\sqrt{2}\xi x_G} e^{-(1/2)((\ln x_G - \lambda)/\xi)^2} \quad (A)$$

ここに、 λ : $\ln x_G$ の平均、 ξ^2 : $\ln x_G$ の分散
そこで、式 (A) に表される確率密度関数が求めれば、損傷指標 x_{GA} を超える (損傷度 A) 損傷確率が算定できる。これを全ての地震動強度 a_G に対して算定し、地震動強度に対する損傷確率を求めたものが図 B に示すようなフラジリティ曲線となる。またフラジリティ曲線は縦軸を損傷発生確率をとり、横軸に地震動強度をとる。

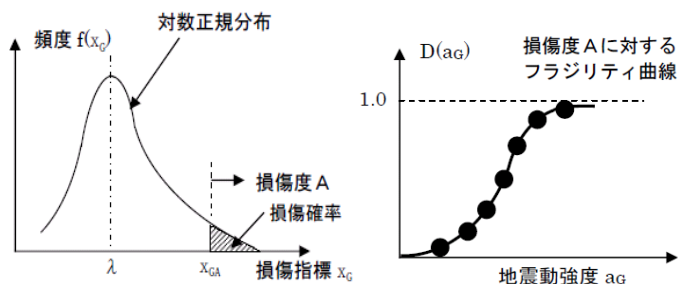


図 A 損傷度と確率密度関数

図 B フラジリティ曲線

◆討議 [内田 敬 先生]

機会損失をどのように導入したのか。

◆回答:今回試算した走行時間変動費用は文献「高橋茜ら:選好意識調査と統合モデルに基づく旅行時間変動価値の推計の試み,土木計画学研究・講演集, vol.41, 2010」を参考に行った。その中で、専攻意識調査データを用いて走行時間変動費用を定義している。

旅行者の希望到着時刻か早着するか/遅着するかで効用を以下のように規定している。旅行者の不効用関数は実旅行時間 T と先行出発時刻 D によって定まるものとし、早着/遅着の程度と実際の旅行時間により特定化された式 (B) の効用関数が用いられる

$$U(D, T) = \eta D + \omega T + \lambda (T - D)^+ \quad (B)$$

ここで $(T - D)^+$ は遅着不効用であり、正なら値を持ち、負であればゼロの値をとる。また η, λ, ω は、各要因の限界効用を表わすパラメータである。よって、効用の算出については機会の損失は考慮していない。

◆討議 [松村 政秀 先生]

応答スペクトルを関与させる方法など、リーズナブルな方法があるはずだが、なぜ動的解析を用いたのか。

◆回答:フラジリティ曲線の作成方法としては、実際の地震による建造物の被害データを用いる方法と地震応答解析を用いる方法が一般的である。また、対象建造物を実建造物にし、実挙動に即した応答値を得るため、時刻歴応答解析を行った。

◆討議 [谷口 徹郎 先生]

人命のコスト (値段) についてはどのような考えを持っているのか。

◆回答:今回は地震による人命の損失などは考慮していない。地震発生による人の寿命に関するリスクは考慮しなければならない。しかし、人命のコストについては様々な議論がなされており、定量的に評価するのは困難だ。今後、人命のみならず、様々な要因を定量的に総コストとして算定していくべきである。

◆討議 [木内 龍彦 先生]

なぜ耐震補強された橋脚を対象にしたのか。

◆回答:地震リスクを算定する際、地方部に比べ都市部では交通量も多く、リスク自体は高くなる。また、都市内では多くの高架橋が存在し、今後補強された橋脚が長期利用されるケースが多いので都市内高速道路を対象とした。