

道路橋の地震被害率と設計震度選択に関する基礎的検討

STUDIES ON SEISMIC DAMAGE RATE AND OPTIMUM SEISMIC COEFFICIENT DETERMINATION OF HIGHWAY BRIDGES

野中昌明*・猪熊康夫**・片山恒雄***

By Masaaki NONAKA, Yasuo INOKUMA and Tsuneo KATAYAMA

もつ意味をより現実的にとらえようとする考え方は、将来の地震工学の重要な課題となろう。

1. はじめに

一般に、橋梁をはじめ各種土木構造物は他の工学分野の構造物と比べて耐用期間が長く、建設に巨額の費用を必要とする。したがって、計画・設計段階では、耐震にどの程度のお金をかけるべきか、また、古くなった構造物では、いつ取り替えるかまたは補強すべきかといった投資効率に関する事柄が現実的に重要な問題となる。

費用・便益分析等により、最適な設計震度を得ようとする研究が、建築物・ライフラインなどを対象に、近年、盛んに行われている^{1),2)}。本報告では「平均的なII種地盤（平均的な洪積地盤）に建設される道路橋にどの程度の耐震性を与えれば、経済的かつ合理的な地震防災ができるか」という問題を考えた。解析にあたって、過去のいくつかの道路橋震害を経済的な側面から眺め、アンケートによって得られた耐震に対する専門家の考え方をもとに設計戦略としての最適な設計水平震度の見直しを試みた。評価を下すために用いた経済的要因として、①道路橋の建設費、②道路橋が耐用期間に受ける地震被害額、③道路橋の耐用期間における便益の総和、の3つを考慮した。道路橋の建設費を1に基準化し、耐用期間において橋梁がもたらす総便益 B と、建設費と耐用期間中に受ける地震被害額の線形和で求めた総費用 C から、設計水平震度 k をパラメーターとする道路橋の利得 $B-C$ を導く。最大の利得をもたらすときの設計水平震度 k_{opt} を見出すことにより、最適な設計水平震度 k_{opt} が得られることになる。

定量的データが不足しているため解析結果の解釈は慎重に行わなければならないが、地震被害を考慮した道路橋の費用・便益分析を行うことにより、設計水平震度の

2. 過去の道路橋震害から求めた平均被害率の算出方法と結果

地震によってある道路橋が被る直接被害額を Cd （被害を受けた部分の復旧費用）、被害時点で新たに建設するのに要する費用を Cr とすると、この道路橋の被害率 DR を次のように定義する。

$$\text{被害率 } DR = \frac{Cd}{Cr} \times 100(\%) \dots\dots\dots(1)$$

無被害ならば $DR=0(\%)$ 、完全に破壊され再建が必要ならば $DR=100(\%)$ となる。

地震動の強さがほぼ一定と考えられる地域にある全橋梁の被害率の平均値を平均被害率と名づけ、次のように定義する。

$$\text{平均被害率 } MDR = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n DR_i \dots\dots\dots(2)$$

ここに

DR_i = 着目地域の i 番目の道路橋の被害率

n = 当該地域内の道路橋全数

である。式(2)で算出された平均被害率は、着目地域内にある道路橋の被害率の期待値と考えることができる。

過去の地震で発生した道路橋被害のデータに基づき、次に示す5つの地域に着目して平均被害率を算出した。

- (a) 福井地震の際に家屋倒壊率が50%以上の地域に存在した道路橋(17橋)
- (b) 新潟地震の際に震央から100km以内の気象庁震度階Vの地域にあった橋長20m以上の道路橋(82橋)
- (c) 宮城県沖地震の際に宮城県内の震度階Vの地域にあった道路橋(133橋)
- (d) 宮城県沖地震の際に岩手県北上川水系の震度階

* 学生会員 工修 中央大学大学院博士課程後期2年

** 正会員 工修 日本道路公団

*** 正会員 Ph.D. 東京大学教授 生産技術研究所

IV の地域にあった道路橋 (20 橋)

(e) サンフェルナンド地震の際に気象庁震度階で VI と考えられる地域にあった道路橋 (66 橋)

調査対象となったこれら約 320 橋のうち、地震による被害額が一応示されているのは、新潟地震と宮城県沖地震による被害橋で合計 79 橋である。これらの被害率は、地震当時に必要とされた建設費 C_r を推定し、式 (1) で算定した。道路橋の建設費は橋面積に比例するものと仮定し、推定には橋面積当たりの建設費データ⁹⁾ から上部工の型式ごとに最小二乗法により整理した (Table 1)。この際、宮城県沖地震が発生した昭和 53 年の建設費 C_r の推定には、昭和 39 年の建設費にデフレーター値 2.94 を乗じて求めた。なお、サンフェルナンド地震の場合、文献 9) に道路橋被害額が示されているが、建設費の推定が困難なため式 (1) による推定は行えなかった。

被害額が明示されていない被害橋については、上記 79 橋のデータに基づく数量化 I 類の解析結果をもとに以下に述べる方法で被害率を推定した。まず、被害額と必要建設費から式 (1) で直接推定された 79 橋の被害率 DR (%) を変換して、外的基準を次のように定義した。

外的基準

$$Y = \begin{cases} \log DR & (0 < DR \leq 10) \\ 0.0434 DR + 0.566 & (10 < DR \leq 100) \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、外的基準として DR を直接使わなかった理由は、被害率 DR の小さいところでの予測精度を高めるためである。なお、上記の 2 つの関数は、 $DR=10$ の点で連続である。次に、震害報告書等に記載されている被害状況から、文献 6) の分類方法を参考に 79 橋の上部工・下部工をアイテム、5 段階に分類した被害程度をカテゴリとして数量化理論 I 類の解析を行った (Table 2)。下部工では被害程度 2 の方が被害程度 1 より小さな重み係数を示している。数量化解析の対象となった被害橋データの カテゴリ 分布が偏っていること (Fig. 1

Table 1 Estimated Construction Costs for Various Types of Highway Bridges.

Types of Bridges	Estimated Construction Cost per 1m ² *		Number of Data
	in 1964	in 1978	
Girder	94.5	277.5	13
Truss	93.1	273.4	9
RC	62.5	180.3	10
PC	61.6	180.9	7
Langer	98.3	288.7	6

* (×¥ 1000)

Table 2 Classification of Damage and Results of Statistical Analysis.

Item	Damage Level (Category)	Descriptions	Category Value
Super-Structure	1	Negligible damage. Repair not required.	-0.017 6
	2	Damage that does not cause decrease in load-carrying capacity.	0.133 3
	3	Local failure that causes slight decrease in load-carrying capacity. Partial strengthening needed.	0.875 2
	4	Partial failure that causes decrease in load-carrying capacity. Partial replacement needed.	2.399 7
	5	Overall failure including collapse.	2.455 2
Sub-Structure	1	Negligible damage. Repair not required.	0.0
	2	Damage that does not cause decrease in load-carrying capacity. Repair needed.	-0.255 3
	3	Local failure that causes slight decrease in load-carrying capacity. Partial strengthening needed.	0.260 3
	4	Partial failure that causes decrease in load-carrying capacity. Partial replacement needed.	1.263 3
	5	Overall failure (overturn, break or buckling). Must be demolished.	1.730 2

参照) や、Table 2 の分類では上・下部工ともに被害程度 1~3 (カテゴリー 1~3) の分類が判然としていないことが原因ではないかと考えられる。このように解析結果にはいくつかの不合理的な面も現われているが、この解析結果を用いて被害額不明の橋梁の被害率を推定した。たとえば、上・下部工ともに被害程度が 5 と判断される道路橋の被害率は、Table 2 と式 (3) より、

$$2.455 2 + 1.730 2 = 0.043 4 DR + 0.566$$

$$DR = 83.4 (\%)$$

となる。83.4% という被害率は、現実に崩壊橋梁の除去費などを考えた場合、小さいかもしれない。しかし、このような規模の被害が生じた例は被害橋全体からみれば少数であり、今後の解析に与える影響は小さいものと考えられる。

このようにして求められた被害率を前記の着目地域について集計し、式 (2) により平均被害率を求めた。各着目地域の平均被害率を Table 3 に示す。ここで、宮城県沖地震においては、なんらかの被害があった 153 橋

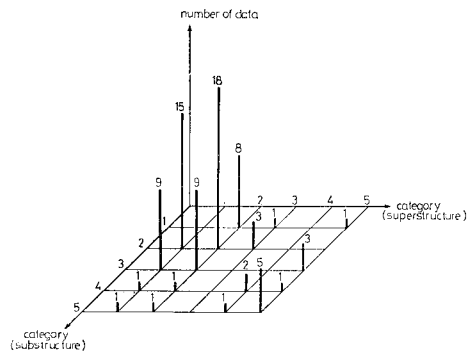


Fig. 1 Distribution of Highway Bridge Data Used for Quantification Analysis.

Table 3 Mean Damage Rates (%) Obtained from Past Earthquake Damage Data.

Earthquake	(Area)	MDR(%)	Data Source
Fukui	(Intensity VII)	17.3	4), 5)
Niigata	(Intensity V)	5.71	6)
Miyagi-ken-oki	(Intensity V)	1.62	7), 8)
Miyagi-ken-oki	(Intensity IV)	0.352	7), 8)
San Fernando	(Intensity VI)	10.5	9)

のほかに多数の無被害橋があった。そこで文献(8)等を参考にして、宮城県内および岩手県北上川水系の平均被害率を求める際の母数は、それぞれ $n=436$ および $n=170$ としてある。

3. 専門家の経験的判断に基づく平均被害率

ある地域における道路橋の平均被害率は、橋の強さとその地域の地震動の激しさの兼ね合いで決まるものと考えられる。この問題をきわめて単純化し、道路橋の耐震性は設計水平震度 k (0.1, 0.2, 0.3) で、地震動の激しさは気象庁震度階 IL (IV, V, VI, VII) で代表されるものとする。すなわち、

$$\text{平均被害率 } MDR = MDR(k, IL) \dots \dots \dots (4)$$

ところで、過去の地震による震害例の解析だけから、すべての組合せについて MDR を求めるのは難しい。上記の組合せに対し MDR がどの程度と考えられるかに関して、橋梁・耐震関係の専門家を対象としたアンケート調査(76名/128名=62.8%の回答率)を行った^{10), 11)}。

アンケート調査から求められた平均被害率 MDR の平均値と標準偏差を **Table 4** にまとめた。標準偏差の大きさから、専門家の算出した平均被害率には全体にかなりのばらつきのあることが認められるが、これから設計水平震度 k 、気象庁震度階 IL をパラメーターとする平均被害率の回帰式をつくると次のようになる。

$$MDR(k, IL) = 0.23 \exp[-5.84k + 0.815IL] \dots \dots \dots (5)$$

次に、2. で算出した各着目地域における平均被害率と、式(5)で得られた平均被害率を組み合わせる。ここ

Table 4 Mean Damage Rates(%) Determined from Experts' Opinions.

Seismic Coefficient	Intensity	IV	V	VI	VII
	0.10	MEAN S.D.*	1.77 2.18	8.04 9.98	18.6 16.3
0.20	MEAN S.D.	0.62 0.97	3.58 3.57	9.47 10.3	21.6 18.2
	0.30	MEAN S.D.	0.24 0.55	1.31 1.48	4.62 5.34

* S.D.=Standard Deviation

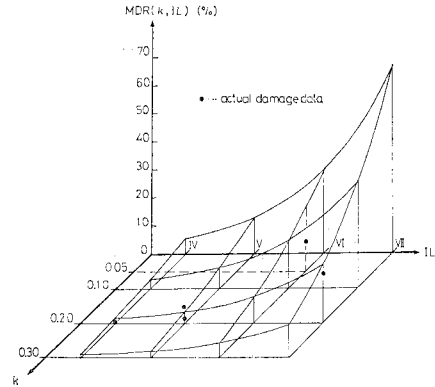


Fig. 2 Mean Damage Rate Surface Determined from Experts' Opinions and Mean Damage Rates Obtained from Past Earthquake Damage Data.

で、被害時点での橋梁の設計水平震度 k は福井、新潟、宮城県沖地震で0.2、サンフェルナンド地震では0.05とした¹²⁾。両方法によって得られた平均被害率(**Table 3**, 式(5))を重ねたものを **Fig. 2** に示す。なお、設計震度が0.1以下のものについても式(5)で外挿して求めた。設計震度が0.05と著しく低かったサンフェルナンド地震の場合、両方法によって得られた平均被害率の大きさに目立った差がみられるが、その他の震害例を含め全体的に眺めるとそれほどおかしくない対応を示している。このことは、設計水平震度 k と気象庁震度階 IL の変化に伴う道路橋平均被害率の増減に関し、専門家の考え方がある程度簡単な形で表現し得ることを示している。そこで、本解析では、式(5)の形状で表わされる専門家の考え方の流れを基本とし、これを過去の震害例の解析から得られた平均被害率の値に最小二乗法ですりつけることにより、平均被害率の予測式を求め、これを $CMDR$ で表わす。

専門家の考え方により導いた平均被害率(%)

$$CMDR(k, IL) = 0.145 \exp[-5.84k + 0.815IL] \dots \dots \dots (6)$$

4. 最適な設計水平震度の決定の考え方と総損失率の定義

耐用期間にわたる道路橋の総費用と総便益の考え方を模式的に **Fig. 3** に示す。耐用期間にわたって道路橋がもたらす総便益を金額に換算したものを B で表わす。建設費用と地震被害額の和を総費用とし、これを C で表わす。このとき、道路橋建設による利得 TB は、

$$\text{道路橋建設による利得 } TB = B - C \dots \dots \dots (7)$$

で表わされる。道路橋から得られる便益の大きさは、沿線道路の交通量・制限速度等に依存し、建設時点からの

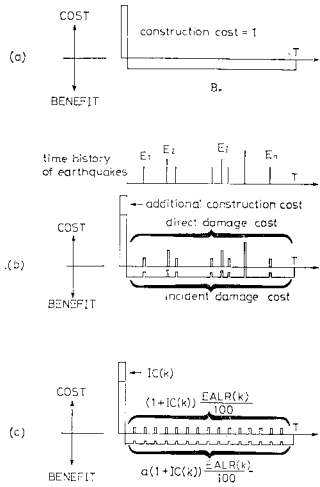


Fig. 3 A Simplified Cost-Benefit Model for Highway Bridges.

経過年数によっても異なると考えられるため、耐用期間にわたって道路橋から得られる総便益の大きさは一概に決められない。しかしながら、当該路線に道路橋を建設するには、式 (7) によって得られる利得 TB が正でなければならないから、

$$TB = B - C > 0 \dots\dots\dots (8)$$

が道路橋を建設する場合の必要条件となる。

道路橋が地震のまったく発生しない地域に建設される場合、Fig. 3 (a) に示すように、道路橋の建設費を 1 に基準化したとき、建設費に換算した総便益を B_0 で表わすと、道路橋建設による利得 TB_0 は式 (7) より、
 利得 $TB_0 = B_0 - 1 \dots\dots\dots (9)$

で表わされる。ただし、ここでは毎年道路橋から得られる便益の大きさは一定であると仮定している。

地震が発生する地域に建設される道路橋の場合、Fig. 3 (b) に示すように、利得 TB を計算するうえでさらに考えなければならない量として、耐震のために余分に必要となる建設費や、破壊・破損による被害額、通行止め・交通規制等による便益の低下がある。これら諸量の評価は、以下の考え方で行った。

道路橋の地震被害は震度階 IV 以上で発生するものとする。ある地域における震度階 IV～VII の地震動の発生は互いに独立と考え、それぞれの年平均発生率を $SR(IL)$ とする。このとき、この地域で震度 k で設計された道路橋の期待年被害率 $EALR(k)(\%)$ は、3. の式 (6) で求められた $CMDR(k, IL)(\%)$ を用いて次のように定義される。

期待年被害率

$$EALR(k) = \sum_{IL=IV}^{VII} CMDR(k, IL) SR(IL)(\%) \dots\dots\dots (10)$$

道路橋は一般に比較的長い耐用年数をもっているの
 で、この期間にわたる被害率の期待値 (%) は、形式的
 に次式で与えられるものとする。

$$\text{期待被害率 } EDR(k) = \delta EALR(k) (\%) \dots\dots\dots (11)$$

ここに δ は定数であり、その意味については後述 (5. (4)) する。

耐震設計しないときの建設費を 1 に基準化したとき、
 設計水平震度 k で設計された道路橋が耐震のために余
 分に必要となる建設費を $IC(k)$ で表わす。 $IC(k)$ は k
 に比例するものと仮定すると次のように表わされる。

$$\text{耐震のために余分に必要となる建設費} \\
 IC(k) = 10 ik \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 i = 設計水平震度を 0.1 上げるのに必要な建設費増加率

であり、詳しい意味については後述 (5. (2)) する。

式 (10)～(12) の定義より、耐用期間にわたる直接被害額は次のように表わされる。

$$\text{直接被害額 } \delta \{1 + IC(k)\} \frac{EALR(k)}{100}$$

通行止め・交通規制等による道路橋の間接被害は便益の低下として表現される。大きさは、直接被害額の大きさに依存し、直接被害額の a 倍で与えられるものと仮定すると次のようになる。

$$\text{間接被害額 } a\delta \{1 + IC(k)\} \frac{EALR(k)}{100}$$

以上より、Fig. 3 (c) に示すように、総費用、総便益は

$$\text{総費用 } C = 1 + IC(k) + \delta \{1 + IC(k)\} \frac{EALR(k)}{100} \dots\dots\dots (13)$$

$$\text{総便益 } B = B_0 - a\delta \{1 + IC(k)\} \frac{EALR(k)}{100} \dots\dots\dots (14)$$

と表わされ、道路橋建設による利得 TB は、式 (7)、(13)、(14) より、次のように評価される。

$$\text{利得 } TB = B - C = (B_0 - 1) - \left[IC(k) + (a + 1)\delta \{1 + IC(k)\} \frac{EALR(k)}{100} \right] \dots\dots\dots (15)$$

式 (15) からわかるように、右辺第 1 項は地震を考えた場合の道路橋建設による利得を表わし、沿線道路の交通量や交通システムに応じた値を有する。これに対し、右辺第 2 項は地震を考えた場合の直接被害・間接被害額と耐震のために余分に必要となる建設費の和を表わし、設計水平震度 k の関数で与えられる。したがって最適な耐震戦略としての設計水平震度は、最も一般的には第 2 項が最小となるときに設計水平震度を見出せばよいことがわかる。

そこで、式 (15) のうち耐震のために余分に必要とな

る建設費と地震による直接被害額との線形和からなる右辺第2項だけを取り出し、これを、道路橋の総損失率と定義する。

総損失率

$$TLR = IC(k) + \alpha \delta \{1 + IC(k)\} \frac{EALR(k)}{100} \dots\dots\dots (16)$$

ここに

$$\alpha = a + 1$$

α は直接被害額を1としたときの総被害額を表わす重み係数であり、その意味については後述(5.5)する。この総損失率 $TLR(k)$ を最小とする設計水平震度 k を求め、これを、最適な設計水平震度 k_{opt} とする。

5. 実際の計算に用いた条件と仮定

(1) 地震の年平均発生率 $SR(IL)$

震度階 IV~VII の地震の年平均発生率は、以下に述べる方法により求めた。マグニチュード M の地震発生に伴い気象庁震度階が IV, V, VI 以上となる地域は、震央を中心に半径 $R(km)$ がそれぞれ

$$\left. \begin{aligned} \log R(IV) &= 0.41 M - 0.75 \\ \log R(V) &= 0.50 M - 1.85 \\ \log R(VI) &= 0.68 M - 3.58 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

の円の内側であるとした^{13),14)}。日本の有史以来1974年10月までの地震データを整理した資料¹⁵⁾から、式(17)により注目地点で震度階 IV, V, VI となる地震の個数を求める。この際、震度階 IV に関しては1926年以降、V に関しては1885年以降、VI に関しては1601年以降の $M \geq 6.1$ の地震をそれぞれ対象とした。震度階の大きさによって対象とする期間を変化させたのは、激しい地震ほど古からの記録がよく残されており、データとして考慮した方が年平均発生率の予測の信頼度を高めるという考え方に基づいている¹⁶⁾。震度階 IV~VI の地震がほとんど発生しない地域もあるので、文献17)より震度階 IV と同じ期間で震度階 III の地震の個数も求めた。次に、各震度階の地震の個数を震度階 VI と同じ期間の個数に換算し、震度階 IL の地震動来襲回数 $N(IL)$ に対し、

$$\log N(IL) = m - nIL \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 $m, n =$ 定数

の形の回帰分析を行った。震度階 VII の地震動来襲回数はこの回帰分析の結果から求め、注目地点における地震の年平均発生率 $SR(IL)$ の推定はベイズ流の考え方を加味して次式

によって求めた。

$$SR(IL) = \frac{N(IL) + 1}{Y} \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 $Y =$ 震度階 VI の地震の対象とする期間(年)

着目地域における $SR(IL)$ が求めれば、式(6)、(10)により当該地域における1年当たりの期待被害率 $EALR(k)$ が次のような形で求まる。

$$EALR(k) = r \exp(-5.84 k) \dots\dots\dots (20)$$

ここに、 r は定数である。

Table 5 と Fig. 4 に代表的な都市地域における $SR(IL)$ と $EALR(k)$ を示す。

(2) 橋梁の建設費

設計水平震度の増加に対する建設費の増加を考える。中高層建築物では、設計水平震度 0.1 の増加に対し3~10% 程度の増加がみられる¹⁾。道路橋の場合、この増加率を推定することは難しく、一般的な結論は出しにくい。設計震度の変化により建設費が影響を受けるのは主として下部工・基礎工であり、架設地点の地盤条件や上部工の型式により、建設費の増加が建築物に比べて大きく変化するからである。逆 T 式鉄筋コンクリート橋台(鋼管杭使用、II 種地盤)を有する活荷重合成桁一連を試算した結果¹⁸⁾ は、設計震度 0.1 の増加に対し 7.2~

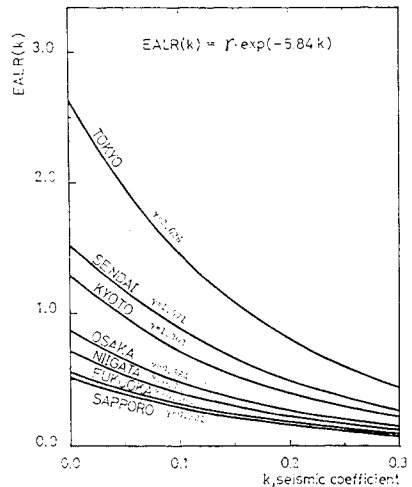


Fig. 4 Expected Annual Loss Rates at Seven Sites.

Table 5 Mean Annual Occurrence Rates $SR(IL)$'s at Seven Sites Investigated.

District Intensity	TOKYO	SENDAI	KYOTO	OSAKA	NIIGATA	SAPPORO	FUKUOKA
III	3.0658	1.9992	1.7616	0.6989	0.3498	0.3837	0.2327
IV	0.4420	0.2614	0.2159	0.1182	0.0779	0.0596	0.0535
V	0.0657	0.0362	0.0285	0.0218	0.0190	0.0112	0.0139
VI	0.0117	0.0070	0.0058	0.0059	0.0062	0.0039	0.0052
VII	0.0040	0.0032	0.0031	0.0032	0.0034	0.0029	0.0032

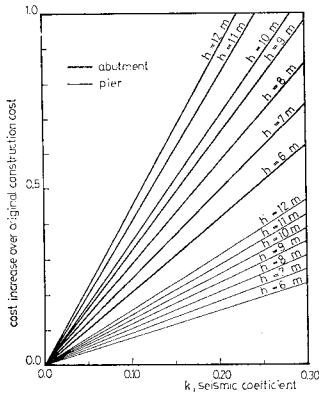


Fig. 5 Cost Increase over Original Construction Cost for Bridge Substructures.

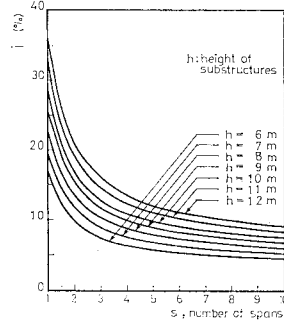


Fig. 6 Relation between Cost Increase Rates i (%) and Number of Spans.

7.7% であった。直接基礎上に建設される数種類の橋台および逆 T 式橋脚（小判型，円形）について，建設省制定土木構造物標準設計¹⁹⁾では設計水平震度 0.14 から 0.20 の範囲で標準設計を行っている。同じ設計水平震度をとっても支承条件，橋台・橋脚の高さ，死荷重反力等により設計例は異なる。 k が 0.3 より大きくなった場合，建設費増加率はもはや設計震度の線形関数とみなすことはできなくなると思われるので，設計水平震度 k が 0.0 から 0.3 の間では建設費の増減は k に比例すると仮定し，いくつかの設計例から平均的な値を取り出し求めた関係が Fig. 5 である。建築物に比べて，橋梁の下部構造建設費の増加率は設計震度増加に対して敏感である。

逆 T 式橋台，逆 T 式橋脚を有する橋梁全体の建設費が，設計水平震度 0.1 の増加に対しどの程度増加するかを考えた。橋台と橋脚の高さは等しく，上部工と下部工の建設費の割合は 6 : 4，という 2 つの仮定を設けることにより，橋梁全体の建設費増加率 i は Fig. 6 のように求まった。きわめて大まかに考えて，道路橋の建設費増加率 i は設計水平震度 0.1 の増加に対して 5 ~ 20% を考えればよいと判断した。

(3) 耐用年数

昭和 40 年から 42 年度までに架け替えのため使用を停止した道路橋（鋼橋 28，RC 橋 88）の統計によれば，供用年数 31 ~ 40 年で架け替えとなったものが最も多く，供用年数 40 年未満のものが全体の 90% 以上となっている²⁰⁾。橋の寿命は橋自体の欠陥や老朽化といった本質的なものよりも，むしろ交通量の増大による効用の低下や，路線や河川の改良に伴う路線の変更といった要因に左右され，このことが架け替えのおもな理由になっている²⁰⁾。架け替えられた橋に関する資料だけから一般

的な議論をすることはできないが，本解析では橋梁の耐用年数として 30 ~ 50 年を対象とした。

(4) 橋梁の資産価値の低減

資産価値に低減をもたらす原因として，物理的損耗，期待余命の減少，技術進歩に伴う既存資産の陳腐化などが考えられる²¹⁾。資産価値の評価には，このような価値の低減を考えないものとするものがある。前者の考え方で評価するものは粗資産額評価，後者の考え方で評価するものは純資産額評価とよばれている。価値の低減を考えない場合，資産価値は資産が耐用年数に達して除去されるまで（すなわち耐用期間中）資産取得額の価値のまま一定に保たれるのに対し

て，価値の低減を考えた場合，資産価値は価値の低減を考えなかった場合から減価償却額を控除した評価額を示す (Fig. 7)。

耐用年数 T 年の道路橋の期待被害率（資産の損失）を式 (11) で算出する場合，定数 δ は次のように考えることができる。すなわち，

価値の低減を考えない場合

$$\delta = T$$

価値の低減を考えた場合

$$\delta = \frac{1 - (1 - d)^T}{d} = \frac{1 - A}{1 - A^{1/T}}$$

ここに， A は残存割合， T は耐用年数， $d (= 1 - A^{1/T})$ は定率法償却率である。

たとえば，価値の低減を考えた場合の耐用年数 50 年の道路橋の δ は，耐用年数経過後の残存価値 A を 0.1 とすれば， $\delta = 20.00$ となる。

(5) 直接被害額を 1 としたときの総被害額を表わす重み係数 α

式 (16) で示したように，総損失率 $TLR(k)$ は耐震

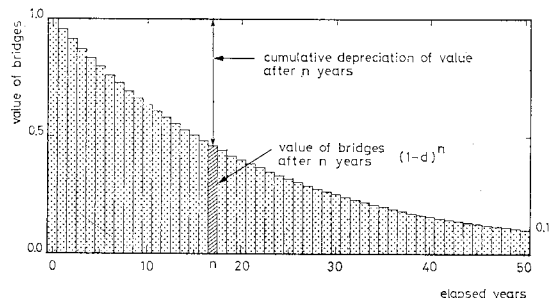


Fig. 7 Simplified Model for Depreciation of Value with Time²¹⁾.

のために余分に必要とした建設費と耐用期間における直接被害額に重み係数 α をかけたものの線形和で定義した。前者は確定量で表わされるのに対し、後者は確率量で表わされる。意志決定者の立場・考え方によってリスク回避の程度が大きく異なるため²²⁾、後者の確率量の評価には重み付けを考慮しなければならない。また、被害の大きさによっては橋梁構造物の直接被害に付随して、通行止め・片側通行等の規制による間接被害が生じる。このとき、この間接被害の大きさをなんらかの形で評価しなければならない。

本解析ではこの2つの定性的意味合いを総合して重み係数 α を考えた。すなわち、 $\alpha=1$ のときは道路橋被害として直接被害のみを考えた場合、 $\alpha>1$ のときはさらに間接被害とリスク回避をある程度考えた場合とした。たとえば、幹線道路にある道路橋のように社会的重要度の高いものでは、上述の予想される間接被害とリスク回避の2つの要因によって地震被害を防ぐためには建設費が増加してもかまわないという意識が強く働くために、直接被害額だけに注目したときよりも地震による損失を大きく見積るものと考えられる。この場合、重み係数 $\alpha>1$ である。本解析では1つのケースとして $\alpha=2$ の場合について計算を行っているが、その定量的な意味については評価しなかった。

6. 計算結果と考察

Fig. 8 は東京、大阪、福岡における耐用年数 50 年の道路橋の総損失率を設計水平震度 k に対して示したものである。設計水平震度 k を 0.1 上げるのに必要な建設費増加率 i (以下簡単に建設費増加率とよぶ) の大

きさは各総損失率曲線群の下から順に 5%, 10%, 15%, 20% となっている。重み係数 α は 1.0 と 2.0 の2つの場合について示してある。各ケースの最適設計水平震度 k_{opt} (以下簡単に最適震度とよぶ) は、 $k=0.0\sim 0.3$ の間で総損失率が最小のときの k の値によって与えられる。最適震度 k_{opt} を $0.0\sim 0.3$ の間で考えたのは、式 (6) で示した平均被害率 $CMDR(k, IL)$ の値が $k=0.0\sim 0.3$ を対象として導かれており、建設費増加率が近似的ながら線形とみなされるのもおそらくこの範囲と思われるからである。以上のようにして求めた各都市地域の最適震度 k_{opt} とそのときの総損失率 TLR を Table 6 に示す。

たとえば東京の解析結果をみると、道路橋の資産価値の低減を考えないとき (すなわち $\delta=T$ のとき)、ほとんどの場合最適震度 k_{opt} が 0.3 になる。これらの総損失率曲線は設計水平震度 k が 0.3 のとき右下がりのまま終わっていることにより、考えている建設費増加率 i の大きさの範囲で、最適震度 k_{opt} は本来 0.3 以上の値をもつものと考えられる。

一方、福岡の解析結果をみると、建設費増加率 i が高いとき、最適震度 k_{opt} が 0.0 となり、耐震措置を必要としない場合がいくつかある。たとえば、価値の低減を考えない場合 ($\delta=T$)、重み係数 $\alpha=1.0$ のとき、建設費増加率 i が 15% 以上の総損失率曲線は最適震度 k_{opt} が 0.0 でそのときの総損失率は 0.280 となっている。この場合は、「耐震を考えない道路橋が 50 年の耐用期間中に合計 0.280 の期待被害率しか見込まれていないとき、建設費増加率 i が 15% 以上もかかる耐震措置をとるよりも、むしろ耐震措置をとらない方が損失が少ない」と解釈することができる。

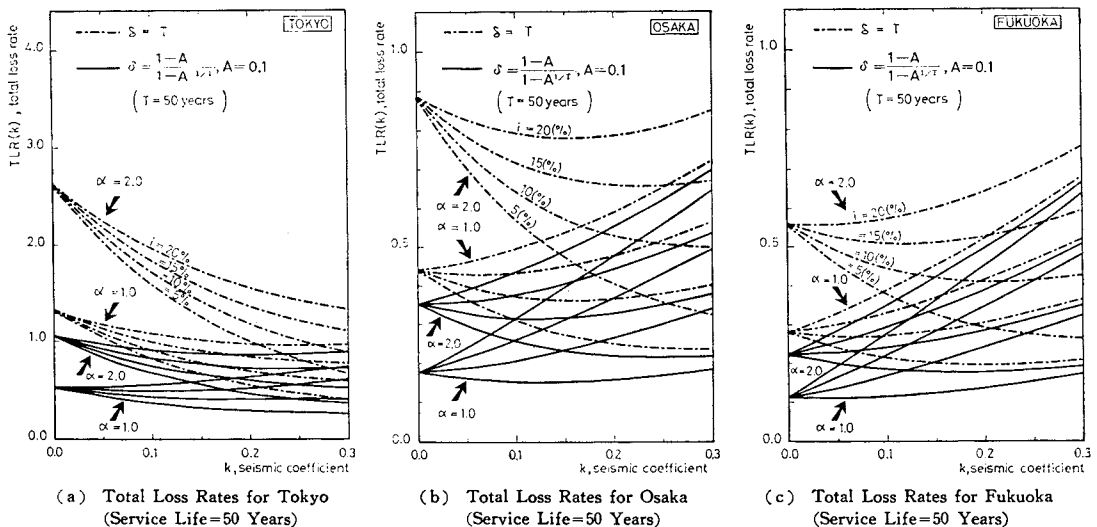


Fig. 8

Table 6 Total Loss Rates and Optimum Seismic Coefficients Evaluated at Seven Sites.

δ	α	i (%)	TOKYO		SENDAI		KYOTO		OSAKA		NIIGATA		SAPPORO		FUKUOKA	
			TLR	k_{opt}	TLR	k_{opt}	TLR	k_{opt}	TLR	k_{opt}	TLR	k_{opt}	TLR	k_{opt}	TLR	k_{opt}
$\delta = T$ $T=50$ years	2.0	5	0.674	0.30	0.463	0.30	0.410	0.30	0.326	0.30	0.295	0.30	0.254	0.30	0.262	0.30
		10	0.892	0.30	0.654	0.30	0.594	0.30	0.499	0.30	0.460	0.26	0.394	0.19	0.409	0.21
		15	1.111	0.30	0.845	0.30	0.778	0.30	0.655	0.22	0.592	0.18	0.484	0.10	0.508	0.12
		20	1.329	0.30	1.036	0.30	0.954	0.26	0.779	0.16	0.685	0.10	0.521	0.00	0.558	0.02
	1.0	5	0.412	0.30	0.307	0.30	0.280	0.30	0.238	0.29	0.220	0.25	0.189	0.19	0.196	0.21
		10	0.596	0.30	0.476	0.28	0.439	0.24	0.362	0.16	0.321	0.12	0.254	0.05	0.269	0.06
		15	0.780	0.30	0.618	0.20	0.557	0.16	0.429	0.06	0.362	0.01	0.260	0.00	0.280	0.00
		20	0.957	0.26	0.723	0.13	0.633	0.07	0.442	0.00	0.362	0.00	0.260	0.00	0.280	0.00
$\delta = \frac{1-A}{1-A^T}$ $A=0.1$ $T=50$ years	2.0	5	0.360	0.30	0.275	0.30	0.254	0.30	0.217	0.25	0.202	0.21	0.168	0.15	0.175	0.16
		10	0.537	0.30	0.432	0.23	0.394	0.19	0.317	0.11	0.276	0.07	0.208	0.00	0.223	0.02
		15	0.710	0.26	0.546	0.15	0.484	0.10	0.354	0.01	0.290	0.00	0.208	0.00	0.224	0.00
		20	0.857	0.20	0.616	0.06	0.521	0.00	0.354	0.00	0.290	0.00	0.208	0.00	0.224	0.00
	1.0	5	0.255	0.30	0.207	0.23	0.189	0.19	0.153	0.12	0.135	0.08	0.104	0.02	0.110	0.03
		10	0.396	0.20	0.293	0.09	0.254	0.05	0.177	0.00	0.145	0.00	0.104	0.00	0.112	0.00
		15	0.487	0.10	0.314	0.00	0.261	0.00	0.177	0.00	0.145	0.00	0.104	0.00	0.112	0.00
		20	0.525	0.00	0.314	0.00	0.261	0.00	0.177	0.00	0.145	0.00	0.104	0.00	0.112	0.00

Fig. 9 は、耐震に金がかかる程度（建設費増加率 i ）に対する最適震度 k_{opt} の変化の様子を求めたものである。各都市地域の最適震度 k_{opt} は建設費増加率 i の増加に対し、ほぼ直線的に減少する関係にあることがわかる。このことより、橋の形式によりあまり金をかけなくともすむようなものは、ある程度設計震度を大きくかけても最適な設計が得られるが、反対に大きな金が必要となる耐震措置では、設計震度を上げてゆくということは、道路橋全体の費用を考えると最適な設計にならないことを示している。さらに、このことは耐用期間に予想される地震被害率の大きさとも関連する。期待被害率の高い東京の場合、16% 以下の建設費増加率 i に対し、設計水平震度 k は 0.3 以上でも経済的に有利であることや、建設費増加率 i が大阪では約 18%、福岡では約 13% 以上になると、むしろ耐震措置をとらない方が経済的に有利であることを示している。

Fig. 9 の結果を式 (12) に代入することにより、最適震度 k_{opt} で設計された道路橋が耐震のために余分に

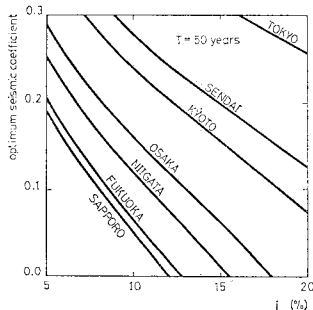


Fig. 9 Effect of i on Optimum Seismic Coefficients at Seven Sites (Without Depreciation of Value, and Considering Direct Damage Costs).

必要とする建設費 $IC(k)$ が **Fig. 10** のように求まる。たとえば、東京、大阪、福岡ではそれぞれ最大でおよそ 50%、15%、10% の建設費の増加を必要とすることがわかる。

おのおのの都市地域について解析した結果、大阪地域が各種パラメーターの変化によって最適震度 k_{opt} に最も大きな変化が生じることがわかった。これは、総損失率 TLR に占める耐震のために余分に必要となる建設費と耐用期間に予想される地震被害額の両者の大きさが互いに均衡しているためである。**Fig. 11** は耐用年数 T 、建設費増加率 i 、重み係数 α を変化させたとき、最適震度 k_{opt} の変化の様子を三次元的に示したものである。重み係数 α の増減により、建設費増加率 i が高い道路橋ほど最適震度 k_{opt} に大きな変化が現われることや、

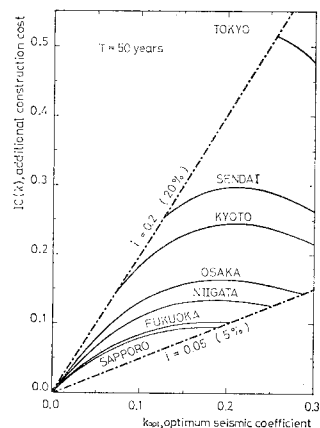


Fig. 10 Extra Cost $IC(k)$ for Earthquake-Resistant Highway Bridges Designed for Optimum Seismic Coefficients (Without Depreciation of Value, and Considering Direct Damage Costs).

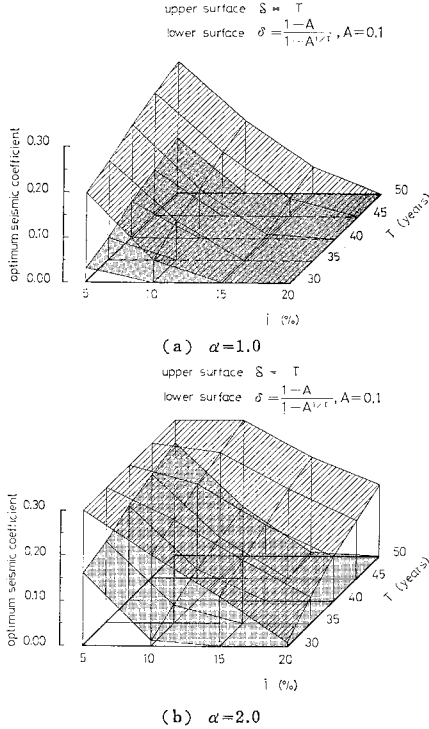


Fig. 11 Effects of δ , i , and T on Optimum Seismic Coefficients at Osaka.

耐用年数 T の増減よりも建設費増加率 i の変化の方が最適震度 k_{opt} に与える影響が大きいことがわかる。

以上示してきた各都市地域の解析結果より、本解析の最適震度 k_{opt} は各種パラメーターの変化に対し敏感に反応し、現行の設計示方書がとり得る設計水平震度の範囲すなわち 0.10~0.24 よりも広い。このことより、最適震度 k_{opt} の現実的な推定は、重要なパラメーターが明確に決定されて初めて可能であることがわかる。

Fig. 12 は、重み係数 $\alpha=1$ 、耐用年数 $T=50$ としたときの最適震度 k_{opt} における総損失率 TLR を示したものである。最適震度 k_{opt} で設計されていても、各地域で大きく異なる総損失率 TLR が見込まれていることに注意しなければならない。地震を考えたときの道路橋を建設することの利得 TB は、式 (15)、(16) より

$$TB = B_0 - 1 - TLR \dots\dots\dots (21)$$

で表わされる。各地域の道路橋の耐震投資の経済性はこの利得 TB の大ききで表わすことができる。また、当該路線に道路橋を建設するためには、 $TB > 0$ でなければならないから、その地域に道路橋を建設するための必要条件は、

$$B_0 > TLR + 1 \dots\dots\dots (22)$$

によって与えられる。すなわち、ある地域に道路橋を建設する場合、Fig. 12 に示した総損失率に道路橋の建設費 1 を加えたものより大きな便益 B_0 が得られないと、

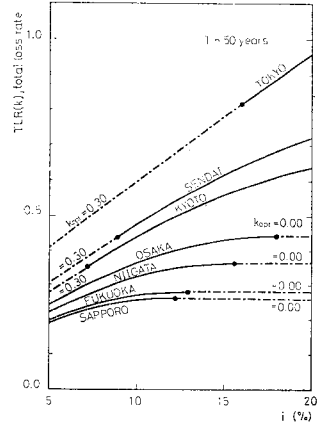


Fig. 12 Total Loss Rates of Highway Bridges Designed for Optimum Seismic Coefficients at Seven Sites (Without Depreciation of Value, and Considering Direct Damage Costs).

経済的に引き合わないことを意味する。

7. あとがき

本報告では、耐震に対する専門家の考え方と過去の地震被害データから、地震動の激しさ、設計水平震度、期待被害率の関係を導いた。また、地震学的、技術的、経済的な条件のもとで、道路橋を耐震設計するための費用・便益分析モデルを導いた。

いくつかの都市地域を対象に計算した結果、耐用年数・耐震のために必要となる建設費に対する直接被害額の重み係数・建設費増加率によって最適震度が敏感に変化することがわかった。したがって、これら各種パラメーターの値が明確に決定したときに初めて最適な設計水平震度を決定できることになる。重み係数の定量的な把握については、地震被害に伴う直接被害額と道路橋の重要度との関連で今後、関係資料を整理するなどして、さらに十分な検討が必要である。

いくつかの各代表都市地域を対象に最適設計水平震度で設計された道路橋の総損失率を示した。本解析で導いた道路橋を建設することの利得は、道路橋が耐用期間にもたらす総便益から総損失率と道路橋の建設費 1 を引いた値になる。個々の道路橋に対し求めた利得の大ききは、制約された投資資金の配分を考える際の優先順位決定の 1 つの指標になり得るものと考えられる。

費用・便益分析から、より現実的な結果を得るためには、用いた各種パラメーターに対しより正確な値および関係式を導入することが必須である。しかしながら、本研究によって見出された基本的な事柄が現行の耐震設計示方書の方法論に対し、新しい見方を投げかけるものと

思われる。

参 考 文 献

- 1) Whitman, R.V. and J.M. Biggs, et al. : Seismic Design Decision Analysis—Methodology and Pilot Application, Report R 74-57, M.I.T., July, 1974.
- 2) Yamada, Y. and H. Iemura : Optimum Aseismic Design of Single Structures and Lifeline Network Systems, Proc. of Review Meeting on U.S.-JAPAN Cooperative Research on Seismic Risk Analysis and its Application to Reliability Based Design of Life-line Systems, 1981.
- 3) 建設省道路局監修：道路橋大鑑，土木界通信社，1962年。
- 4) 建設省土木研究所：北陸震災調査報告，建設省土木研究所報告，第78号，1949年3月。
- 5) 建設省土木研究所：南海地震および福井地震による橋梁基礎被害残存調査資料，土木研究所資料，第256号，1968年12月。
- 6) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告，建設省土木研究所報告，第125号，1965年6月。
- 7) 建設省土木研究所：1978年6月宮城県沖地震被害調査概報，土木研究所資料，1422号，1978年10月。
- 8) (社)日本道路協会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書，1980年3月。
- 9) U.S. Department of Commerce : Earthquake Damage to Freeway Bridges, San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971, Vol. 11, 1973.
- 10) 猪熊康夫・片山恒雄・久保慶三郎：道路橋の地震被害率に関する基礎的研究，生産研究，第32巻，第7号，1980年7月。
- 11) 猪熊康夫・片山恒雄・久保慶三郎：道路橋の設計水平震度の選択に関する1つの考え方，生産研究，第32巻，第7号，1980年7月。
- 12) 田村重四郎：橋梁の被害，生産研究，第23巻，第8号，1971年8月。
- 13) 勝又 護・徳永規一：震度IVの範囲と地震の規模および震度と加速度の関係，験震時報，第36巻，第3，4号，1971年。
- 14) 村松郁榮：震度分布と地震のマグニチュードとの関係，岐阜大学教育学部研究報告，自然科学，第4号，1969年。
- 15) Katayama, T. : Engineering Prediction of Acceleration Response Spectra and Its Application to Seismic Risk Analysis, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集，1978年11月。
- 16) 片山恒雄：地震活動度，危険度の確率論的な考え方，生産研究，第27巻，第5号，1975年5月。
- 17) 東京天文台：有感地震回数表，理科年表昭和58年，1982年11月。
- 18) 猪熊康夫：道路橋の設計水平震度の選択に関する決定分析，東京大学大学院昭和54年度修士論文，1980年3月。
- 19) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計，第6～12巻，1976年3月。
- 20) 国広哲男・太田 実：橋の耐荷力と寿命，土木学会誌，第55巻，第11号，1970年11月。
- 21) 経済企画庁：昭和45年国富調査報告，1975年。
- 22) Richard de Neufville : Measurement of Social Preference and Their Incorporation into the Process of Choosing Seismic Codes, Proc. of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1975.

(1983. 4. 21・受付)