

R C構造のライフタイムリスクの 評価に関する基礎的研究

鈴木基行¹・足立英明²・赤倉康寛³・井林康⁴・尾坂芳夫⁵

¹正会員 工博 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室(〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

²正会員 工修 大成建設株式会社(〒163 東京都新宿区西新宿1-25-1)

³正会員 工修 運輸省航空局飛行場部(〒100 東京都千代田区霞が関2-1-3)

⁴学生会員 東北大学大学院 工学研究科 土木工学専攻(〒980 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

⁵正会員 工博 東北学院大学教授 工学部土木工学科(〒985 宮城県多賀城市中央1-13-11)

本研究は、RC構造の耐用年数にわたる危険度を評価する手法を提案したものである。まず歴史地震データを有効に用いた地震危険度解析法を提示し、これを基に、注目する地点における地動強さに対する年平均発生確率を求めた。次に、RC部材の累積損傷を考慮した耐震性能評価指標を定義した。これらの成果と、地震動が発生する毎にRC構造の損傷状態が遷移するという仮定に基づき、RC構造のライフタイムリスクの評価手法の提案を行った。

Key Words : reinforced concrete structure, lifetime risk, seismic risk, accumulative damage, damage index, damage probability matrix.

1. 序論

わが国でコンクリート構造の設計法に限界状態設計法が取り入れられたのは昭和61年制定の土木学会コンクリート標準示方書¹⁾からである。限界状態設計法は、本来統計確率論を基に構造設計に関わる構造変数の変動性を合理的に考慮できること、部材や構造物の破壊に対する安全性を破壊確率や安全性指標などの尺度により定量的に評価できること、従って部材や構造物において考えられる破壊モードや限界状態に対し、設計時により望ましい破壊モードが選択可能となること、他の部材や構造物との安全性の比較が可能となること、などの長所を有する設計体系である。しかし、現行のコンクリート標準示方書では、これらの長所が必ずしも生かされておらず、採用されている部分安全係数は、旧示方書とのキャリブレーションにより決められた経緯があること、荷重に関する事項、特に地震の影響に関する事項にはさらに検討の余地があること、などの問題点を有すると考えられる。また、コンクリート標準示方書を始めとする各種構造規準では、安全性の検証は、ある特定の設計荷重に対し、部材や断面が所要の強度や耐力を有しているかどうかを確認する方法により行われている。しかし、構造物の安全性・信頼性を考える上で、ある特定の荷重に対して安全

性の検証が行われるのではなく、構造物の施工から供用の全ての段階、すなわち構造物の耐用年数にわたり、生じるであろう荷重を時系列的に考慮し、それらに対して安全性を検証することが構造物の今後の設計体系として、より望ましい姿と考えられる。

構造物の耐用年数にわたる危険度を考える上で限界状態設計法は優れていると思われる。それは限界状態の想定が部材ごとに考慮される点にある。そのため、部材が限界状態に達したときの重大さ、じん性の程度、塑性変形によるエネルギー吸収能力の効果などを合理的に考慮する事ができるからである。

現行の耐震設計において、地震の影響は、建設地点において、設計耐用期間中に1回程度発生する大地震に対し、地震時の安全性および地震後に要求される構造物の使用性能に基づいて考慮することが原則とされている。しかし、構造物の耐用期間における挙動を考えた場合、1回の大きな地震動によって部材や構造物が終局限界状態に達する場合もあるであろうし、数回の中程度の地震によって終局限界状態に達する場合もあるであろう。後者の場合、構造物は耐用期間中に複数回の地震動にさらされることにより損傷が累積し、損傷がある限界に達した時に終局に達すると考えるのが妥当であろう。

そこで本研究では、鉄筋コンクリート(RC)構

造を対象に、その耐用年数（ライフタイム）にわたる危険度（リスク）を評価する手法を提案することを目的とする。そのために、まず地震危険度解析を行い、注目する地点における地震動強さに対する年平均発生確率を求めた。ここでは比較的精度が低いといわれている歴史地震データを有効に用いる手法を確立し、わが国における主要 10 都市における地震危険度曲線を算定した。

次に、RC 部材の損傷の累積を表すことのできる耐震性能評価指標として、荷重履歴を考慮した損傷指標を定義した。現在、コンクリート構造の耐震設計の際よく用いられる耐震性能指標は最大応答変位であるが、この指標では損傷が累積して終局状態に至る現象を必ずしも適切に評価できない。

さらに、地震危険度解析結果および累積損傷指標を用い、注目する地点において地震動が発生する毎に、RC 構造の損傷が「ある状態」から「ある状態」へと遷移すると仮定し、その遷移する確率を表す損傷遷移マトリクスを用いて、RC 構造のライフタイムリスクの評価を行った。損傷遷移マトリクスは、構造物や地盤条件等を特定し、模擬地震波の最大加速度等を変化させることにより、損傷の状態の変化の様子を求め、これを基にマトリクスの形に整理することにより求めることができる。

以上述べたライフタイムリスク評価手法のフローチャートを示すと図-1 のようになる。

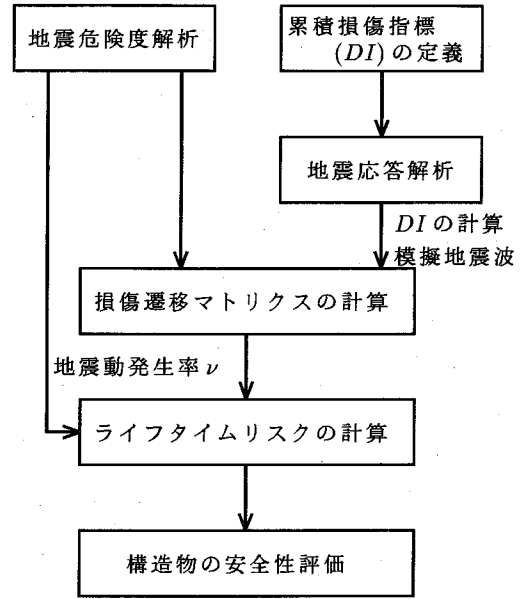


図-1 構造物のライフタイムリスク評価手法のフローチャート

また、

$$P_k = N_k/N, \quad (k = 1, 2, \dots, r) \quad (3)$$

とおくと、明らかに、

$$\sum_{k=1}^r P_k = \sum_{k=1}^r \frac{N_k}{N} = 1 \quad (4)$$

である。

以上の性質を持つ地震記録に対し、地震の発生は独立事象であるとして、その確率モデルを次のように設定した。すなわち、 B_k 期間についてみると、この記録は、 N 回の Bernoulli 試行列の実現値であり、 N 回のうち、 $n_{I_1}, n_{I_2}, \dots, n_{I_m}$ 回の試行がそれぞれ震度階 I_1, I_2, \dots, I_m の地震について行われたものとする。各試行における生起確率を P_k とすると、この確率 P_k は、全体の記録における B_k 期間の重要度を示すものであり、かかる P_k を用いて各期間の地震危険度を加重評価することにより、時代によって異なると思われる過去の地震記録の精度を補正しようとするのがこの確率モデルのねらいである。このモデルの問題点としては、地震の標本数が地震相互間の震度階の相関を調べるのに十分なほどではないために、 B_k 期間で発生するすべての地震の震度階は独立として取り扱っている。そのため、最高震度 I_m の地震が 2 回以上 B_k 期間に

2. 既往の研究と本論文の特徴

(1) 地震危険度解析に関する既往の研究

地震危険度解析の既往の研究としては後藤ら、および著者らの研究が挙げられる。

a) 後藤ら²⁾の研究

後藤らが提案したモデルでは、過去の時代を r 個の期間 B_1, B_2, \dots, B_r に分け、それぞれの長さを S_1, S_2, \dots, S_r 年とする。ある地域が B_k 期間 ($k = 1, 2, \dots, r$) で N_k 個の地震に見舞われたとすると、その地域での過去の地震の総数 N は

$$N = \sum_{k=1}^r N_k \quad (1)$$

で表される。これら N 個のうち、 $n_{I_1}, n_{I_2}, \dots, n_{I_m}$ 個の地震における震度階がそれぞれ I_1, I_2, \dots, I_m であったとすると、 N は当然次式のようにも表される。

$$N = \sum_{i=1}^m n_{I_i} \quad (2)$$

起こる確率が、このモデルでは実際よりも若干大きく出ている可能性がある。

b) 著者ら³⁾の研究

著者らは日本に影響を及ぼすと予想される地震震源域を北緯25度~50度および東経125度~150度と限定し、この範囲を0.5度角のメッシュで区切り、各々のメッシュにおける現在の相対的なひずみエネルギー蓄積状態を求めた。次に、それを考慮に入れて、各メッシュにおいて、今後 n 年間に発生するであろう地震のマグニチュードの最大値分布を推定した。ここで、各メッシュにおける現在のひずみエネルギー蓄積状態を評価するため、約100年間に少なくとも一度はひずみエネルギーがすべて解放されたものとし、地震データとして計器観測が始まった1885年から1988年3月までの約100年間の気象庁の資料を用いた。著者らはこれより、ある建設地点における最大加速度の期待値は、その地点近傍のメッシュ内の現在のひずみエネルギー蓄積状態を反映した値となるので、このエネルギー蓄積状態を把握することにより、より合理的な設計用地震荷重を決定できるとしている。このモデルの問題点としては、巨大地震の周期性を考えると計器観測により得られた高々100年程度の地震データでは十分とはいえず、そこで同一クラスター内の各メッシュに対してエルゴード性を仮定していることが挙げられる。

(2) RC構造の累積損傷指標に関する既往の研究

Parkら⁴⁾はRC構造に対する損傷指標 D を、最大変形量と履歴エネルギー量を用いて次のように定義した。

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (5)$$

$$\beta = (-0.447 + 0.073 \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.314p_t) \cdot 0.7^{p_w} \quad (6)$$

- ここに、
- δ_M : 最大応答変形量
 - δ_u : 単調載荷時の終局変形量
 - Q_y : 降伏耐力 (計算値)
 - dE : 消費エネルギーの増分
 - l/d : せん断スパン比
 - n_0 : 軸力比
 - p_t : 軸方向鉄筋比 (%)
 - p_w : 拘束筋比 (%)

Parkらは、式(5)を単調載荷を行った142体の供試体および繰り返し載荷を行った261体の供試体の実験結果に適用し、この損傷指標 D が対数正規分

布に従うとしている。さらに、構造物のはり、ヒンジをそれぞれ直線パネ、回転パネに置き換え、構造物全体の損傷度 D_T を、各部材の損傷度 D_i から次式のように表示している⁵⁾。

$$D_T = \sum \lambda_i D_i \quad (7)$$

ここに、

- D_i : パネ i における損傷指標
- λ_i : D_i の重み係数 ($= E_i / \sum E_i$)
- E_i : パネにおける全吸収エネルギー

Parkらは、1971年のSan Fernando地震と1978年の宮城県沖地震によって被害を受けた9個の実構造物に式(7)を適用し、 $D_T > 0.4$ の場合修復不可能な損傷であるとの実際的な目安を示した。しかし、損傷度が最大変形量に関する項と履歴エネルギー量に関する項の単純和で示されることへの理論的な裏付けがなく、実験結果に対する検証においては、逆にその精度の悪さを示しているところとらえることができる。

(3) 損傷マトリクスに関する既往の研究

既に損傷を受けた構造物の信頼性評価に関する研究として、Roufaielら^{6),7)}の研究が挙げられる。Roufaielらは、以前に地震の影響を受けた構造物に対して次の地震が生じたときの破壊確率ほどの程度になるかという問題に対し、地動のランダム性と構造物強度の変動性とを考慮に入れ、自ら提案した損傷指標、模擬地震波そしてモンテカルロシミュレーションを用いることによって、ある大きさの地震動が生じた場合の損傷指標の遷移マトリクスがどのような確率分布をするかを示した。Roufaielらはこれらを基に将来の地震活動に対して既に損傷を受けている構造物の評価を可能にしたとしている。しかし、ひとつの地震動、1種類の高層建造物に対してのみ解析を行っているため、方法論としては非常によいものの、多くの地震動や他の構造物に対して適用可能かどうか、疑問も残る。

(4) ライフタイムリスクに関する既往の研究

ライフタイムリスクに関する既往の研究には、原田ら⁸⁾の研究がある。原田らは、道路橋の費用便益という観点から、RC橋脚を有する一般道路橋に対し、既往の地震被害調査、大型模型載荷実験および数学モデルによる非線形応答解析等の結果を用いて、道路橋の耐震設計における費用-便益解析の基礎的定式化を行った。その結果に基づき、震後交通

の確保や耐震設計のための投資額の制約条件下における設計震度や所要変形性能など設計上重要なパラメータの決定法を論じている。しかし、損傷度をじん性率（終局変位／降伏変位）、塑性率（応答変位／降伏変位）および塑性変形率（塑性率／じん性率）によって評価しているため、複数回の地震による累積損傷は考慮できないと考えられる。

(5) 本研究の特徴

本論文は以上のような既往の研究を踏まえ、RC構造のライフタイムにわたる安全性を評価する手法を提案する目的で行ったものである。その特徴としては、わが国において構造物の安全性に重大な影響を与える地震の影響のみを取り上げ、耐用期間中に予想される地震動の最大加速度の最大値分布ではなく、構造物に損傷を与えるであろう中程度以上の地震動の発生回数や発生率を考慮した点、荷重履歴を考慮した損傷指標を定義した点、歴史地震データを有効に用いてわが国の主要都市における地震危険度曲線を示した点、などである。

3. 歴史地震を考慮した地震危険度解析

(1) 解析手法

構造物の設計に考慮すべき地震荷重を決定するためには、構造物が建造される地点における地震の地域特性を把握することが必要である。そのために、ある地域にどの程度の規模の地震がどれくらいの頻度で平均的に発生しているかという地震活動度を知り、将来ある期間に予想される地震動の大きさと頻度、つまり地震危険度を推定する必要がある。本研究ではある地震動強さに対して1年間に地震動強さがそれを越える確率を求めることにした。なお、地震データとして歴史地震も考慮して解析した。

(2) 地震データ

理科年表の「日本付近の被害地震年代表」には、日本で発生した被害地震がすべて網羅されているわけではない。記録に残っているかどうかは、地域や時代の影響を受けているであろう。歴史地震資料の精度は時代が古くなるほど低下し、古い時代ほど小規模な地震は記録に残っていないため、歴史地震資料を利用し得るのは、マグニチュードMが大きい地震に限られる。一方、マグニチュードが小さい地震資料は計器観測以降の時代でなければ信頼性が小さいが、発生頻度が高いので、短い期間でもかなりのデータ数を確保できる。このことから、歴史地震資料を利用する場合、時代により重みづけをする

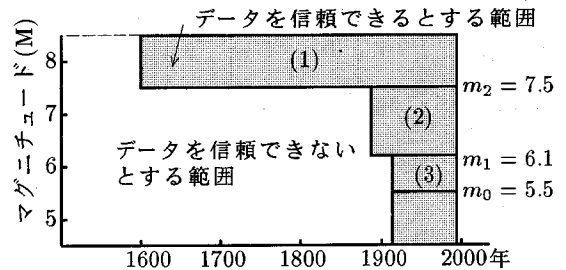


図-2 片山による歴史地震の適用区分

よりも時代に応じ信頼できるデータの適用範囲を限定することのほうがより有効に歴史地震記録を用いることができると考えられる。ここでは、歴史地震の適用範囲として片山⁹⁾により提案された次の区分を用いることにした。

$$\begin{aligned} 5.5 \leq M < 6.1 & \quad 1926 \text{年以降} \\ 6.1 \leq M < 7.5 & \quad 1885 \text{年以降} \\ 7.5 \leq M & \quad 1600 \text{年以降} \end{aligned} \quad (8)$$

図-2にこれらの区分の概略を示す。

また、1885年から1988年3月までの地震データに関する気象庁の資料¹⁰⁾⁻¹³⁾については、次式で示される服部¹⁴⁾の提案した方法によりマグニチュードの修正を行った。これは、“長期間のエネルギー累積曲線の勾配はほぼ一定であり、また1926年から1973年における曲線の勾配は日本付近に特有の値を示している。”との考えに基づいたものである。

$$\begin{aligned} M &= M' - 0.5 & (1885 \text{年から} 1895 \text{年までのデータ}) \\ M &= M' - 0.6 & (1896 \text{年から} 1915 \text{年までのデータ}) \\ M &= M' - 0.5 & (1916 \text{年から} 1925 \text{年までのデータ}) \end{aligned} \quad (9)$$

ここに、 M : 修正後のマグニチュード
 M' : 修正前のマグニチュード

(3) 地震発生率の算定

地震発生率を算定するために、まず地震域を設定する必要がある。そして個々の区域内では地震活動は一樣であると仮定した。本解析では、文献3)と同様、北緯25度から50度、東経125度から150度の範囲を緯度・経度それぞれ0.5度で区切ることにした。

各メッシュでの地震の発生を調べるために次のようにした。地震が発生したときに、震央を中心にして長方形のひずみエネルギー解放域ができる。そこではひずみエネルギーが一樣に解放され、それがメッ

シュにかかった部分だけそのメッシュでひずみエネルギーが解放される。その長辺と短辺の比は2:1、断層面と水平面とのなす角は45度、震央の北緯が35度以上41度以下で断層の長辺は緯線と平行であり、それ以外で長辺は経線と平行である¹⁵⁾とする。そのひずみエネルギーをマグニチュードに変換し各メッシュでの地震発生の時系列を調べる。

あるメッシュについて図-2のような範囲で、データ数 $k_i (i=0\sim 2)$ が得られているとする。この i の値は式(8)の3つの区分にそれぞれ対応するものである。マグニチュードの任意の値を m とし、各クラスの k_i 個の地震データのうちマグニチュードが m を越えているものの割合を $\phi(m)$ とすると、マグニチュードが $M > m$ となる地震がこの地震域で発生する年平均回数 $n_h(m)$ (回/年) は、次式で表される。

$$n_h(m) = \sum_{i=0}^2 \phi_i(m) \frac{k_i}{t_i} \quad (10)$$

ここに、 k_i : データ数 ($i=0\sim 2$)

t_i : 各期間の長さ ($i=0\sim 2$)

この関係は、次式で与えられる地震の規模別発生頻度を与える Gutenberg - Richter の式

$$\log n(m) = \alpha - \beta(m - m_0) \quad (11)$$

に対応する観測値を与える。式(10)の結果に式(11)をあてはめ、最小自乗法により各メッシュにおける定数 α, β を求める。ここで、 m_0 は工学的に意味付けられる最小マグニチュードであり、本研究では $m_0 = 5.5$ とする。

しかしながら、上のように地震データを限定しているため各メッシュにおける頻度分布が十分把握できない。そこで、ここでは、各メッシュにおいて解放された地震のひずみエネルギー量により、以下のように3つのクラスターに分ける。

$$\text{Cluster 1 : } E \leq 0.2 \times 10^{22}$$

$$\text{Cluster 2 : } 0.2 \times 10^{22} < E \leq 0.3 \times 10^{23}$$

$$\text{Cluster 3 : } 0.3 \times 10^{23} < E$$

E : 1600年から1988年までの間にメッシュで解放されたエネルギーの総和量 (erg)

これらのクラスターに含まれるメッシュにおいて、規模別発生頻度の特性は同じであるとして、各クラスターに対する式(11)における定数 α, β の値を求めた。結果を表-1に示す。

(4) 地震動強さとその発生率

地震動強さの計算地点としては、主要10都市(表-2参照)における気象台の地震観測所の位置とし

表-1 各クラスターにおけるパラメータ α, β の値

	α	β
Cluster 1	5.74	1.16
Cluster 2	5.88	1.25
Cluster 3	8.65	1.85

た。

距離減衰式としては、次式で表される服部¹⁴⁾が提案する標準的な地盤に対応する式を用いた。

$$Acc_{max} = 18.4 \cdot 10^{0.382M} \cdot \Delta^{-0.8} \quad (12)$$

ここに、 Acc_{max} : 最大加速度 (gal)

M : マグニチュード

Δ : 震央距離 (km)

地震動強さの分布を求める方法は以下の通りである。

1) あるメッシュ i を点震源と仮定してそのメッシュの中心から都市までの震央距離 Δ を計算する。

2) 震央距離 Δ とある加速度 Acc_{max} を距離減衰式に代入してマグニチュード M_i を求める。

$$M_i = g(Acc_{max}, \Delta) \quad (13)$$

3) メッシュ i のマグニチュードの発生頻度分布のパラメータ α, β と、2) で求めたマグニチュード M_i の値を使って、メッシュ i で地震が生じた場合のある都市におけるある加速度 Acc_{max} の発生率 $\nu_i(Acc_{max})$ を求める。

4) 以上の操作を、次式で示されるように、ある加速度に対して全てのメッシュについて行えば、ある都市におけるある加速度に対する発生率 $\nu(Acc_{max})$ を求めることができる。

$$\nu(Acc_{max}) = \sum_i \nu_i(Acc_{max}) \quad (14)$$

この結果、加速度に対する年平均発生率の関係は両対数グラフ上でほぼ直線で近似されることが判明した。よって、その直線を次式で表す。

$$\log \nu = a - b \log Acc_{max} \quad (15)$$

主要10都市における a, b の値を表-2に示し、一例として東京、仙台、京都における危険度曲線を図-3に表す。

表-2 主要都市における危険度曲線のパラメータ a, b の値

計算地点	a	b	計算地点	a	b
札幌	4.599	2.992	京都	4.664	2.825
仙台	4.373	2.650	大阪	4.157	2.566
東京	4.023	2.401	広島	3.204	2.211
新潟	1.379	1.311	高松	4.724	2.928
名古屋	3.468	2.138	福岡	4.068	2.771

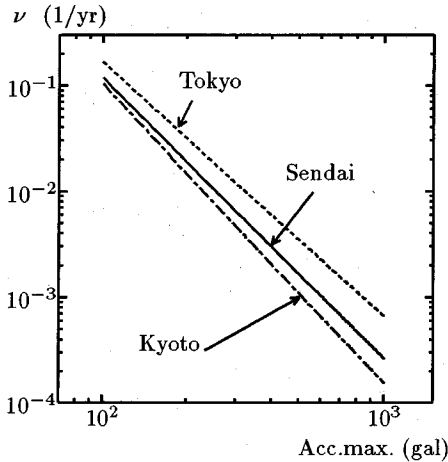


図-3 主要都市における地震危険度曲線の一例

4. 損傷度評価

(1) 損傷指標

著者ら¹⁶⁾は、曲げ降伏後に曲げ破壊するRC部材の損傷度 DI を、履歴エネルギーを用いて次のように定義した。

$$DI = \frac{W_{acc}}{W_{max}} \quad (16)$$

ここで、 W_{max} は部材の最大消費エネルギー量、すなわち部材が終局までに消費し得るエネルギー量で、部材固有の値と考えられる。具体的には、軸方向鉄筋が終局までに消費するエネルギーがそのほとんどを占めるため、「軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線下の終局までの面積×鉄筋断面積」で示される。終局限界点として、ここでは、鈴木ら¹⁷⁾の提案による断面における力の釣り合い状態に対する終局限界点を用いる。この限界点とは、圧縮縁ひずみの増加に対して、圧縮部コンクリートの合力のひずみ軟化による減少のために、引張鉄筋のひずみが増加から減少に転ずる点のことで、曲げモーメント-曲

率($M-\phi$)関係において曲げモーメントが急激に低下する点として定義される。

また、 W_{acc} は累積消費エネルギー量であり次式で表される。

$$W_{acc} = W_u + 0.25 \cdot W_i \quad (17)$$

ここに、 W_u ：初載荷部分によるエネルギー消費量（履歴ループの包絡線の面積）、 W_i ：繰り返し載荷部分によるエネルギー消費量（履歴ループの全面積から初載荷部分を除いた面積）である。

著者らは、曲げ降伏後曲げ破壊した供試体の実験結果により、この損傷指標の妥当性の検証を行い、地震応答解析に適用した。さらに、損傷指標と破壊確率との関係を示し、耐震設計における損傷指標の位置づけを行ってきている。なお、本損傷指標の詳細については文献16)を参照されたい。

また、RC構造の地震の被害としてせん断破壊、あるいは軸方向主鉄筋途中定着部からのせん断破壊が報告されている。しかし、このような破壊形態は設計上望ましいものではなく、将来の示方書において改正されるべき点であると思われる。本研究では、じん性に富み耐震設計上望ましい挙動を示す「曲げ降伏後曲げ破壊するRC部材」を解析対象とした。

(2) 弾塑性地震応答解析

a) 解析方法

独立柱RC橋脚の弾塑性解析を行ない、地震時の挙動に対する知見を得るとともに、その損傷評価について検討を行なった。対象構造物として、鉄道構造物等設計標準¹⁸⁾に基づくRC橋脚を選定した。その概略を図-4に示す。設計条件は表-3の通りであり、コンクリートおよび鉄筋の材料特性は表-4に示す通りである。1質点系モデルを用いNewmarkのβ法($\beta = 1/4$)を用いた逐次積分法による弾塑性応答解析を行なった。

モデルの質量は、1径間の桁の質量に橋脚躯体の質量の30%（設計標準に基づく）を加算するものとした。また、減衰定数は0.02とした。

スケルトンカーブとしては武田モデル¹⁹⁾(Continuously Degrading Model)を用いた。武田モデルはひびわれ点、部材降伏点により定義されるトリリニアモデルであり、部材降伏までは原点指向、その後は最大または最小変形量によって剛性を決定するモデルである。なお、スケルトンカーブの決定にあたっては、躯体の弾塑性変形による天端水平変位のほかに、フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出しの影響も考慮した。

表-3 設計条件

項目	内容
構造形式	形式：複線用壁式橋脚（直接基礎） 上部構造形式：PRC 単純 I 形桁 （スパン $l = 29.2m \times 2$ 連）
形状寸法	躯体高さ：フーチング天端から 桁座面まで $H = 8.0m$
基礎条件	基礎下面の地質：N 値 30 の砂質土

表-4 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	240
	引張強度 (kgf/cm ²)	32
	最大圧縮 応力時ひずみ	0.002
	終局ひずみ	0.0035
鉄筋	降伏強度 (kgf/cm ²)	3500
	引張強度 (kgf/cm ²)	5000
	降伏ひずみ	0.002
	ひずみ硬化 開始時ひずみ	0.02
	終局ひずみ	0.1

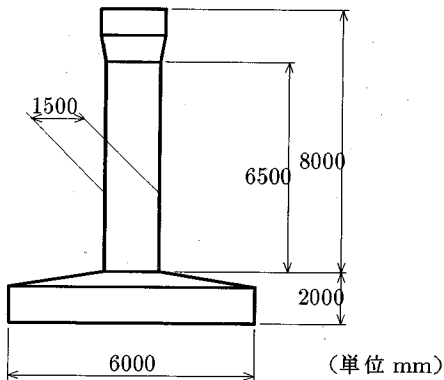


図-4 対象構造物

入力地震波形には、El-Centro 地震波（May 18 1940 NS 成分）を用いた。

b) 解析結果

対象となる橋脚について、躯体の高さ方向に 20 分割し、各断面は 20 の要素に分割し、時間刻み 1/200 秒として応答計算を行なった。なお、高さ方向の分割数を 40 とした時との誤差は 1.0% 以下で、20 分割

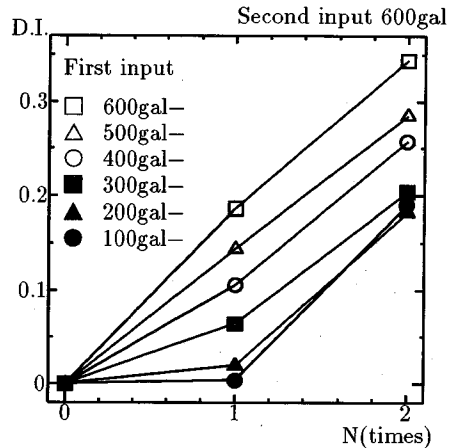


図-5 入力回数 N と損傷指標 DI の値の関係

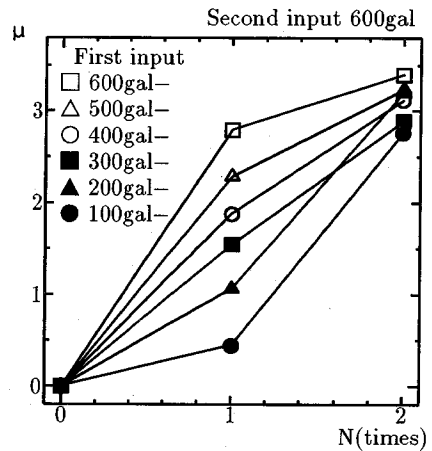


図-6 入力回数 N と塑性率 μ の関係

でも十分な精度を有していることを確かめた。

一般に構造物は耐用期間中に複数の地震の影響を受ける。複数の地震の影響を受けた後の構造物の損傷を評価するために次のような仮定を設ける。

すなわち、「2度の地震動を受ける構造物の挙動は2つの地震動を連続した1つの地震動とみなして応答解析を行った結果に等しい」。

一度塑性域にまで達した構造物には剛性低下が生じており、損傷を受けていない構造物と同じ地震動にさらされても挙動が異なる。この点について、上の仮定を基に地震後の剛性低下を考慮した解析を行なうことができる。構造物が大きな損傷を受けた場合に補修を行ない剛性が回復されることもあるが、ここでは、補修が行なわれないものとする。

ここで、異なる強さの2回の地震動にさらされる場合の入力回数 N と損傷指標 DI の関係、および入力回数 N と塑性率（最大応答変位/降伏変位） μ の関係をそれぞれ図-5、図-6に示す。1回目の入力では最大加速度を100 galから600 galに変化させたが、2回目の最大入力加速度はいずれも600 galである。これらから、2回目の地震動を受けた後の塑性率 μ はいずれの場合でもほとんど同じ値（3程度）となるが、累積損傷指標 DI は大きく異なる。これは、構造物の損傷は以前受けた損傷に大きな影響を受けることを表し、従来の塑性率ではこのことを表現できていないことを示している。やはり、耐用期間中の構造物の危険度は来襲するであろう地震動の大きさのみでなく、それまでその構造物がどのような荷重履歴を受け、どのような損傷状態にあるかを考慮する必要があるといえる。

5. ライフタイムリスクの評価

(1) 地動強さの算定

3. で求めた地震危険度関数より、注目する地点に発生する地震動の確率密度関数を求める。発生する地震動の強さ（地動強さ）を X (gal)、年平均発生回数を ν (回/年) とすると、式(15)と3. で求めたパラメータ a, b (表-2) より、次式のように表現できる。

$$\log \nu = a - b \log X \quad (18)$$

工学的に意味のある地震を対象とすることから、地動強さの下限值 x_0 を考慮し、 x_0 以上の地動強さの年平均発生回数を ν_0 とすれば、

$$\nu_0 = 10^{a-b \log x_0} \quad (19)$$

よって、

$$\nu = \nu_0 10^{-b(\log x - \log x_0)} = \nu_0 \left(\frac{x}{x_0}\right)^{-b} \quad (20)$$

したがって、地動強さの確率分布関数 $F_X(x)$ および確率密度関数 f_X は、

$$F_X = 1 - 10^{-b(\log x - \log x_0)} = 1 - \left(\frac{x}{x_0}\right)^{-b} \quad (21)$$

$$f_X = b 10^{-b(\log x - \log x_0)} = b \left(\frac{x}{x_0}\right)^{-b-1} \quad (22)$$

となる。

上式によれば、上限値は無量大であり、どんな大きな X も起こる可能性がある。しかし、実際の地動強さには、地質学的にも上限が存在する。この上限

値 x_L を考慮するために、上限値 x_L で確率分布関数の値が1となるようにすると、地動強さの確率分布関数 $F_X(x)$ は次のように書き直される。

$$F_X(x) = \frac{1 - 10^{-b(\log x - \log x_0)}}{1 - 10^{-b(\log x_L - \log x_0)}} = \frac{1 - \left(\frac{x}{x_0}\right)^{-b}}{1 - \left(\frac{x_L}{x_0}\right)^{-b}} \quad (23)$$

これより $F_X(x)$ は定数 b の値によってのみ決定されることがわかる。一般に b の値はその地点の地動強さの頻度を表すものといわれる。

注目する地点において、発生する地震動は連続的であり、その頻度分布がこの分布関数によって評価できるとするならば、ある与えられた累積確率 $F_X(x) = u$ に対して x の値は次式で与えられる。

$$x = F_X^{-1}(u) \quad (24)$$

いま、 u は0と1.0の間で一様な確率密度関数をもつ標準一様変量 U の値であると、

$$F_U(u) = u \quad (25)$$

すなわち $U \leq u$ になる累積確率は u に等しい。

これより、 U がとる値を u とすると、これに対応して式(24)から得られる x がとる値の累積確率は、

$$P(X \leq x) = P[F_X^{-1}(U) \leq x] = P[U \leq F_X(x)] = F_U[F_X(x)] = F_X(x) \quad (26)$$

したがって (u_1, u_2, \dots, u_n) を U から得られる値の組とすると、それぞれの値に対して式(24)から得られる値の組、すなわち

$$x_i = F_X^{-1}(u_i) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (27)$$

は目的とする累積分布関数 $F_X(x)$ をもつ、ここで今回の危険度解析の結果である式(15)より

$$x = F_X^{-1}(u) = \frac{x_0}{\left\{1 - u \times \left(1 - \left(\frac{x_0}{x_L}\right)^b\right)\right\}^{1/b}} \quad (28)$$

となる。この式は x_0, x_L および b の値によって定まる。

例えば、仙台において発生すると思われる地動強さ100 galから200 galまでの間の地震動は $x_0 = 100, x_L = 200, b = 2.650$ (表-2 参照) を代入することによって発生させることができる。

(2) 地震波の選定

本研究では、RC構造が異なる履歴を受けることにより異なる損傷をうけることを説明できる損傷指標を用いている。したがって、地震波の形状が解析において重要となるので、ある地点に予想される地震波形を、地盤特性や震源、伝播の特性などの諸条件を考慮したあるスペクトル特性を有する確率過程の見本関数と考え、乱数を用いて確率統計的に等価なモデル強震波形を必要な数だけ発生させる、いわゆる模擬地震波を用いることにする。

模擬地震波の発生方法のうち、よく用いられる方法として、模擬地震波形を次式のようにパワースペクトル特性 $S(\omega)$ をもつ定常確率過程の見本関数 $z(t)$ と地震動の非定常性を表す確定関数、あるいは包絡線関数 $g(t)$ との積によって表す方法²⁰⁾がある。

$$\ddot{y}_0(t) = g(t) \cdot z(t) \quad (29)$$

$z(t)$ は与えられたパワースペクトルを有する等周波数等間隔の調和波形にランダムな位相を与えて重ね合わせることによって得られる。

$$\begin{aligned} z(t) &= \sum_{i=1}^N \sqrt{2S(\omega_i)\Delta\omega/\pi} \cos(\omega_i t + \phi_i) \\ &= \sum_{i=1}^N 2\sqrt{S(2\pi f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \phi_i) \quad (30) \end{aligned}$$

ここに、 $S(\omega)$ = 与えられた両側
パワースペクトル密度

$$\begin{aligned} \Delta\omega &= (\omega_U - \omega_L)/N \\ \Delta f &= \Delta\omega/2\pi \\ \omega_U, \omega_L &= \omega \text{ の上限及び下限} \\ \omega_i &= \omega_L + (i - \frac{1}{2})\Delta\omega \\ \phi_i &= 0 \sim 2\pi \text{ の一様乱数} \\ N &= \text{重合個数} \end{aligned}$$

地動のパワースペクトル密度 $S(\omega)$ のモデルは金井、多治見による次式を用いる。

$$S_z(\omega) = |H_g(\omega)|^2 \cdot S_0 = \frac{1 + 4h_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_g^2}\right)^2 + 4h_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}} \cdot S_0 \quad (31)$$

ここで、 h_g は極値の尖度を表し、 ω_g は地盤の卓越振動数である。非定常性を表す関数 $g(t)$ については、様々の提案式があるが、ここでは e 関数を用いた次式を用いた。

$$g(t) = a(e^{-b_1 t} - e^{-b_2 t}) \quad (32)$$

表-5 損傷指標の値と損傷の程度との関係

損傷の程度		損傷指標
1	わずかな損傷 ・まばらなひびわれ	0 ~ 0.1
2	軽微な損傷 ・小さなひびわれ	0.1 ~ 0.2
3	中程度の被害 ・大きなひびや弱い部分の剥離	0.2 ~ 0.4
4	大被害 ・コンクリートの圧壊	0.4 ~ 1.0
5	崩壊 ・全体的あるいは部分的崩壊	1.0 ~

以上の式の組合せによって模擬地震波を発生させることにする。

(3) 損傷区分

損傷指標 DI において、損傷度と実際の部材における損傷とを対応させる必要がある。ここでは、RC部材に対する損傷の程度を定量的に評価したParkら⁵⁾の研究成果を参考に、表-5のように区分した。

損傷指標と実際の損傷程度の対応には実験での検証が必要であり、今後のさらなる検討が求められるが、ここでは、大まかな目安として上記のように区分した。

(4) 損傷遷移マトリクス

前節までの仮定および条件を基にして、ある幅を持った地震動に対し、構造物の損傷レベルがある状態から他の状態へ、どの程度の確率で遷移するかを表す損傷遷移マトリクスを次のようにして作成する。

$$M(X; Y) = \begin{bmatrix} M_{11} & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & M_{IJ}(X; Y) & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & M_{55} \end{bmatrix}$$

ここで、このマトリクスの要素 M_{IJ} は、損傷状態が I の構造物が地動強さ X から Y の地震によって状態が J になる確率を表している。1例を次に示す。

$$M(300; 400) = \begin{bmatrix} .393 & .572 & .035 & .000 & .000 \\ .000 & .225 & .775 & .000 & .000 \\ .000 & .000 & .754 & .238 & .008 \\ .000 & .000 & .000 & .842 & .158 \\ .000 & .000 & .000 & .000 & 1.0 \end{bmatrix}$$

このマトリクスの作成にあたっては、まず、300 gal から 400 gal の間のランダムな最大加速度を持つ模擬地震波を発生させ、次にそれを無損傷あるいは既に損傷を受けている解析モデルに入力した。そして、ある損傷状態からある損傷状態へ遷移する確率をモンテカルロシミュレーションを用いて算定し、マトリクスの作成を行った。

上の例で2行3列の0.775は初期状態が2であったものが最大地震動が300 gal から400 gal 程度の地震によって状態が3に遷移する確率を表している。損傷の程度は減少することがないので、マトリクスの対角線より下側部分は0となる。

地震による構造物の損傷には種々の程度が考えられる。もし地震後に補修や補強を行わなければ、次の地震でその構造物はさらに損傷を受けることが考えられる。したがって、上に述べた遷移確率から複数個の地震の後か、あるいは将来のある時期において構造物が特定の損傷の状態にあることの確かさを決定できることになる。この場合、状態の変化いわゆる地震動の発生が時間軸上の離散的な時刻でのみ起こりうるので、この過程を離散パラメータのマルコフ過程と考えることにする。ここで、遷移確率はシステム（橋脚などの構造物）の状態に独立であると考えれば、この過程はポアソン過程に帰着する。

また、ここでは地震によって構造物が何らかの損傷を受けた後も補修は行われなことを前提としている。実際には、損傷を受けた構造物は、損傷状態に応じて補修されている。しかし、本論文では構造物は耐用期間中どのような地震の影響を受けるか、また耐用期間中受けるであろう複数の地震の影響を1つの地震の影響に置き換えて設計するにはどのような地震を考慮すべきか、などを検討することを主な目的としている。さらに、耐用期間後の損傷状態を設計時に予測できるようにすることが、将来の合理的設計法への基礎となるとの観点から、本論文では構造物への補修は行わないことを前提とした。

システムの初期状態の確率は次のような行ベクトルで表現できる²¹⁾。

$$M(0) = [m_1(0), m_2(0), \dots, m_m(0)]$$

ただし、 $m_i(0)$ はシステムが最初に状態 i にある確率である。システムの初期状態が既知である（例えば状態 i ）という特殊な場合には $m_i(0) = 1.0$ であり、行ベクトル $M(0)$ の他の全ての要素は0となる。状態の遷移が一度だけ起こった後に、システムが状態 j にある確率は、全確率の定理から次式のよ

うに得られる。

$$\begin{aligned} m_j(1) &= M(X_1 = j) \\ &= \sum_i M(X_0 = i)M(X_1 = j|X_0 = j) \end{aligned} \quad (33)$$

すなわち、

$$m_j(1) = \sum_i m_i(0)m_{i,j} \quad (34)$$

マトリクス表示すると、1段階のちの状態確率は次式のようにになる。

$$M(1) = M(0)M \quad (35)$$

同様に、2回の遷移の後にシステムが状態 j にある確率は次のように与えられる。

$$\begin{aligned} m_j(2) &= \sum_k M(X_1 = k)M(X_2 = j|X_1 = k) \\ &= \sum_k m_k(1)m_{k,j} \end{aligned} \quad (36)$$

あるいはマトリクス表示すれば、

$$M(2) = M(1)M = M(0)MM = M(0)M^2 \quad (37)$$

となる。したがって、帰納法によって n 段階後の状態確率ベクトルが次式のように与えられることが証明できる。

$$\begin{aligned} M(n) &= M(n-1)M = M(n-2)MM \\ &= \dots = M(0)M^n \end{aligned} \quad (38)$$

大きさの異なる2つの地震動に対する2つの遷移行列を M_1 , M_2 とする。それぞれ n 回、 m 回づつ生起した時の状態確率ベクトルは次のようになる。

$$M(n; m) = M(0)M_1^n M_2^m \quad (39)$$

マルコフ連鎖では、遷移の各段階で費やされる時間がそれ自体確率変数であっても構わない。この場合与えられた長さの時間内に生起する遷移の回数は確定的ではなくなる。したがって、時刻 t においてシステムが状態 i にある確率 $m_i(t)$ は、生起した遷移の段階数 n と n 段階後の状態確率の両者に依存する。全確率の定理を用いると、

$$m_i(t) = \sum_{n=0}^{\infty} m_i(t)p_N(n; t) \quad (40)$$

となる。ここに、 $m_i(n)$ は n 段階のちにシステムが状態 i にある確率であり、 $p_N(n; t)$ は、時間 t 以内における段階数 N の確率関数である。

時間 t の間に段階数 N が n を超えるという事象は、遷移が $(n+1)$ 段階生起するのに要する全確率が t 以下であるという事象と同等である。したがって N の累積分布関数は、次式のように表される。

$$F_N(n) = 1 - P(N > n) \\ = 1 - P(T_1 + T_2 + \dots + T_{n+1} \leq t) \quad (41)$$

ここに、 $T_i (i=1, \dots, n+1)$ は、 i 段階目の遷移に要する時間である。

S_{n+1} が $n+1$ の遷移時間の和、すなわち、 $T_1 + T_2 + \dots + T_{n+1}$ を表すものとする、式(41)は次のようになる。

$$F_N = 1 - F_{S_{n+1}}(t) \quad (42)$$

ここに、 $F_{S_{n+1}}(t)$ は、 S_{n+1} の累積分布関数である。 N の確率関数は次のようになる。

$$p_N(n; t) = F_N(n) - F_N(n-1) \\ = F_{S_n}(n) - F_{S_{n+1}}(n-1) \quad (43)$$

いま、遷移時間 T_j が互いに独立で、同一の正規分布 $N(\mu, \sigma)$ に従うものとする、 S_n も正規分布に従い、その分布は $N(n\mu, \sqrt{n}\sigma)$ となる。従って、

$$p_N(n; t) = \Phi\left(\frac{t - n\mu}{\sqrt{n}\sigma}\right) - \Phi\left[\frac{t - (n+1)\mu}{\sqrt{n+1}\sigma}\right] \quad (44)$$

となる。地震の発生過程をポアソン過程とすると遷移時間が指数分布に従うので、式(40)の $p_N(n; t)$ は、次式から計算される。

$$p_N(n; t) = \frac{e^{-\nu t} (\nu t)^n}{n!} \quad (45)$$

ただし、 ν は、遷移の平均発生率である。

また、考えられる地震動の大きさに対し2つの遷移行列がありそれに対し2つの平均発生率 ν_1, ν_2 があるとした場合は、それぞれ n 回、 m 回発生する確率は次式で計算される。

$$p_N(n, m; t) = \frac{e^{-\nu_1 t} (\nu_1 t)^n}{n!} \cdot \frac{e^{-\nu_2 t} (\nu_2 t)^m}{m!} \quad (46)$$

従って、時刻 t においてシステムが状態 j にある確率 $p_i(t)$ は式(40)によって

$$p_i(t) = \sum_{n=0}^{\infty} \sum_{m=0}^{\infty} m_{1i} m_{2i} p_N(n, m; t) \quad (47)$$

と表すことができる。本研究では地震動強さを4つのクラスに区分して考えることにするため、その場合の t 年後のシステムの状態は

表-6 仙台における損傷遷移マトリクス of 例

$$M(100; 300) = \begin{bmatrix} 0.4908 & 0.4768 & 0.0306 & 0.0018 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.2850 & 0.7100 & 0.0050 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.9481 & 0.0512 & 0.0007 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9950 & 0.0050 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

$$M(300; 500) = \begin{bmatrix} 0.0000 & 0.5188 & 0.4628 & 0.0184 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.2020 & 0.7783 & 0.0148 & 0.0049 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.6154 & 0.3812 & 0.0034 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9925 & 0.0075 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

$$M(700; 900) = \begin{bmatrix} 0.0000 & 0.0000 & 0.3012 & 0.6419 & 0.0569 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0901 & 0.8531 & 0.0569 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9126 & 0.0874 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.5306 & 0.4694 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

$$p_i(t) = \sum_{k, l, m, n=0}^{\infty} m_{1i} m_{2i} m_{3i} m_{4i} p_N(k, l, m, n; t) \quad (48)$$

となる。

(5) 解析結果

求められた損傷遷移マトリクスの一例として仙台における値を表-6に示す。また、それを用いて算出した最終的な結果である、耐用期間を50,100および200年とした場合の耐用年数後の構造物の損傷状態を表すマトリクスを表-7に示す。I行J列にある要素 $m(I, J)$ は初期状態がIであったときT年後に構造物の損傷状態がJである確率を表している。

また、主要3都市(仙台、東京、京都)に対し、耐用期間Tに対し、損傷状態が2である確率と5に至る確率を表したものがそれぞれ図-7および図-8である。高い損傷状態に至る確率が大きいのは、地震危険度解析においても危険度が高かった東京、仙台、京都の順である。特に、耐用期間T年後に崩壊状態に相当する状態5にまで達する確率は、仙台や京都に比べ、東京では3倍以上になっていることがわかる。

最後に、主要3都市に対し、耐用期間に対する損傷指標の期待値の遷移を示したものが図-9である。ここで損傷指標の期待値とは、各損傷状態に対応する損傷指標の値の中央値とその損傷状態に至る確率との積を加え合わせたものである。これによって、各都市による耐用期間中のリスクの相違をひと目でみることが出来る。やはりここでも東京での値が大きくなっているのが確認できる。

表-7 耐用期間 T 年後の損傷状態マトリクス (仙台)

$T = 50$ year

$$M = \begin{bmatrix} 0.6493 & 0.1967 & 0.1182 & 0.0358 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.4083 & 0.4397 & 0.1252 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.6106 & 0.3893 & 0.0001 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9999 & 0.0001 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

$T = 100$ year

$$M = \begin{bmatrix} 0.4216 & 0.2300 & 0.2352 & 0.1132 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.1667 & 0.4532 & 0.3801 & 0.0001 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.3729 & 0.6270 & 0.0001 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9997 & 0.0003 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

$T = 200$ year

$$M = \begin{bmatrix} 0.1778 & 0.1652 & 0.3146 & 0.3423 & 0.0002 \\ 0.0000 & 0.0278 & 0.2496 & 0.7223 & 0.0004 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.1390 & 0.8605 & 0.0005 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.9995 & 0.0006 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

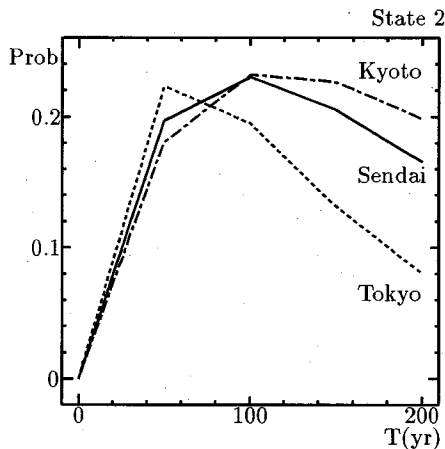


図-7 耐用期間 T に対して損傷状態2にある確率

(6) 結果の考察

表-8 は構造物の耐用期間 (T) とその耐用期間における構造物の累積損傷度, その累積損傷度と同じ損傷度を与える1回の地震動の再現期間 (R), およびその再現期間と耐用年数との比 (R/T) を示したものである。これより, 累積損傷を考慮すると, 耐用期間のおよそ3倍から5倍の再現期間を持つ地震動1回を考慮しなければならないことがわかる。

また, 図-10 は表-8 の耐用期間と倍率の関係を,

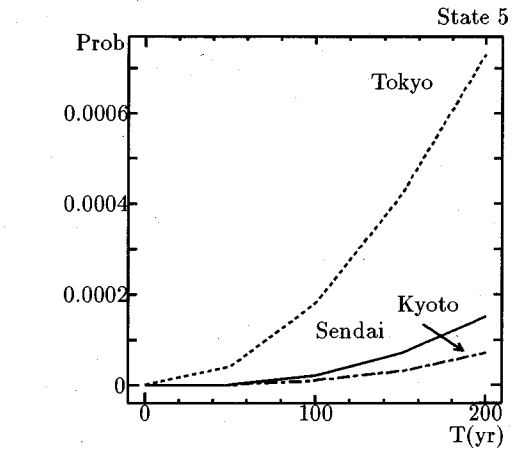


図-8 耐用期間 T に対して損傷状態5に至る確率

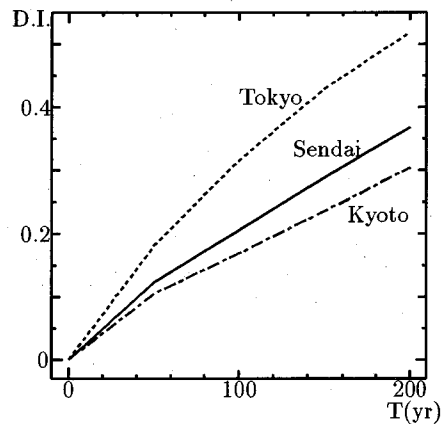


図-9 損傷指標の期待値の遷移

都市ごとに示したもので, およびそれを一次近似したものである。耐用期間が長くなると倍率は小さくなる傾向が認められる。

例えば, 構造物の耐用期間として100年という期間を考えれば, これらの3都市では累積損傷を考慮しない場合に比して, 3.5から5.3倍程度の再現期間を持つ1つの地震動を考慮する必要があることになる。累積損傷を考慮しない場合に比較して, これほどの差が生じてくることを考えると, 構造物の設計にはやはり累積損傷を考慮する必要があることになる。

表-8 各耐用期間に対する地震の再現期間と倍率

	耐用期間 (年) (T)	累積損傷度 D.I.	再現期間 (年) (R)	倍率 (R/T)
仙台	50	0.122	243	4.86
	100	0.205	425	4.25
	150	0.290	629	4.19
	200	0.368	839	4.20
東京	50	0.180	189	3.78
	100	0.315	345	3.45
	150	0.431	491	3.27
	200	0.518	611	3.06
京都	50	0.104	314	6.28
	100	0.168	527	5.27
	150	0.236	774	5.16
	200	0.303	1047	5.24

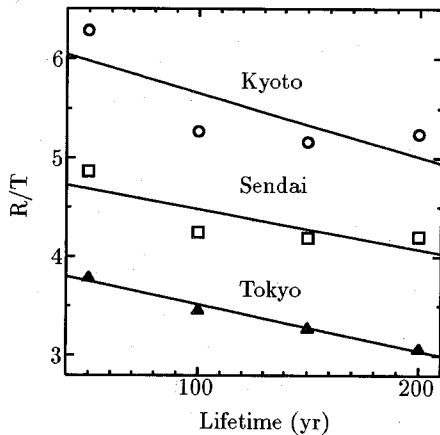


図-10 耐用年数と各都市における倍率の関係

6. 結論

本研究では、耐用期間中に複数回の地震動にさらされる構造物のライフタイムリスクを評価する手法を提案することを目的に、地震危険度解析と地震応答解析による損傷度評価を行った。具体的には異なる地点に建てられた特定の構造物（橋脚）を想定し、地震危険度解析を行い、耐用期間中における危険度を算定した。以下に本研究より得られた主な結論を述べる。

1) 地震危険度解析において地震データとして程度の低い歴史地震を有効に用い、ライフタイムリスクの評価に必要な年平均発生率を求める手法を提示した。

2) 最大加速度が同じでも地震動波形によって構

造物の受ける損傷は大きく異なる。

3) 構造物が地震動にさらされることによる損傷度の増加は以前に受けていた損傷の影響を受ける。

4) 損傷遷移マトリクスを用いることにより、構造物のライフタイムリスクを合理的に評価することができた。

5) 現行の耐震設計指針である「一回の強震に対する設計」では、十分な安全性が確保できない恐れがあることが判明した。

6) 損傷の累積を考慮しない場合には、都市や耐用期間に応じ、耐用期間の3倍から5倍程度の再現期間を有する1つの地震動に対して設計する必要がある。

7) 本研究はこれまで設計においてあまり考慮されることのなかった耐用期間や累積損傷などの因子を合理的に設計法に導入する道を開くものであると考えられる。

なお、今回用いた損傷指標と実際の損傷の程度との関係を合理的に決定するためには実験による検証が必要である。また損傷遷移マトリクスの作成にはシミュレーションを用いているので、直接設計に組み込むことは困難である。しかしながら、各損傷状態に対する付帯費用を考慮した最適設計への応用に対し本研究は非常に有効であろうと考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，昭和61年制定。
- 2) 後藤尚男，亀田弘行：地震時における最大地震動の確率的な研究，土木学会論文集，No.159，pp.1-12，1968.11.
- 3) Suzuki, M., Chida, H., Kudou, M. and Ozaka, Y.: Seismic Risk Analysis based on Strain Energy Accumulation in Focal Region, *Structural Eng. / Earthquake Eng.*, Vol.8, No.3, 143s-152s, October, 1991.
- 4) Park, Y. -J. and Ang, A. H. -S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete: *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, April, 1985.
- 5) Park, Y. -J., Ang, A. H. -S. and Wen, Y. K.: Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.740-757, April, 1985.
- 6) Roufaiel, M. S. L. and Meyer, C.: Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.113, No.3, pp.429-444, March, 1987.
- 7) Roufaiel, M. S. L. and Meyer, C.: Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes, *Journal of*

- Structural Engineering*, ASCE, Vol.113, No.3, pp.445-457, March, 1987.
- 8) 原田隆典, 岩崎敏男, 萩原良二, 大日方尚巳: R C 橋脚を有する道路橋の耐震設計法に関する考察, 土木学会論文集, Vol.362/I-4, pp.427-434, 1985.10.
 - 9) 片山恒雄, 土木学会編: 動的解析と耐震設計 [第 1 卷], 地震動・動的特性, 技報堂出版, pp.36-39, 1989.
 - 10) 気象庁: 日本付近の主要地震の表 (1926 年～1956 年), 地震月報, 別冊 1, 1958.
 - 11) 気象庁: 日本付近の主要地震の表 (1957 年～1962 年), 地震月報, 別冊 2, 1966.
 - 12) 気象庁: 日本付近の主要地震の表 (1963 年～1967 年), 地震月報, 別冊 3, 1968.
 - 13) 気象庁: 地震月報, 月刊, 1952 年 1 月～1988 年 3 月.
 - 14) 服部定育: 日本付近の地震危険度に関する考察—地震活動度および地盤特性を考慮した地震危険度 map の提案—, 建築研究報告, No.81, pp.12-19, 1977.6.
 - 15) 佐藤良輔: 日本の地震断層パラメータ・ハンドブック, 鹿島出版会, 1989.
 - 16) 鈴木基行, 赤倉康寛, 足立英明, 尾坂芳夫: R C 構造の損傷度評価に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.490/V-23, pp.121-129, 1994.5.
 - 17) 鈴木計夫, 中塚信, 井上和政: プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の終局限界点とその特性, JCI コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコキウム論文集, II, pp.193-204, 1988.3.
 - 18) 鉄道総合技術研究所: — 限界状態設計法による設計計算例— 鉄筋コンクリート橋脚 (直接基礎), 1992.10.
 - 19) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Proc. of ASCE*, ST12, pp.2557-2573, December, 1970.
 - 20) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
 - 21) Ang, A. H-S., and Tang, W. H., — 伊藤學, 亀田弘行, 黒田勝彦, 藤野陽三 共訳 —: 土木建築のための確率・統計の応用, 丸善株式会社, 1988.

(1994. 9. 29 受付)

EVALUATION OF LIFETIME RISK IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

Motoyuki SUZUKI, Hideaki ADACHI, Yasuhiro AKAKURA, Kou IBAYASHI and Yoshio OZAKA

The evaluation method of lifetime risk in reinforced concrete structure is proposed. In the earthquake risk analysis, historical earthquake data are efficiently taken into account. A new damage index is defined in which accumulative damage is taken into consideration for RC member. Then new evaluation method of lifetime risk in RC member is proposed on the basis of damage probability matrix. As a result, it is clarified that current seismic design method does not necessarily provide sufficient safety during the lifetime of RC structure.