

塩害劣化を受けたコンクリート構造物の耐震性能を考慮した補修時期

Inspection timing considered reduction of bearing capacity of concrete structures received chloride-induced damage

松島 学*・牧野 誠太郎**・横田 優***・関 博****

Manabu Matsushima・Seitarou Makino・Masaru Yokota・Hiroshi Seki

*工博 香川大学教授 工学部安全システム建設工学科 (〒761-0396 香川県高松市林町 2217-20)

** 香川大学大学院生 工学部安全システム建設工学科 (〒761-0396 香川県高松市林町 2217-20)

***工博 四国総合研究所土木技術部 主席研究員 (〒761-0192 香川県高松市屋島西町 2109-8)

****工博 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

Concrete structures have been long expected as permanent structures and then they have been constructed without priority considering their maintenance. Recently year, however, they are suffered from severe damage.

In this paper, the method to obtain optimum repairing timing is proposed by evaluating the relationship between elapsed year and the seismic capacity of structures received chloride induced damage. The parameters used contain the uncertainty induced by nature environments. The failure probability is obtained by the deterioration model and bearing capacity model associated with earthquake based on reliability theory. The optimum repairing timing is obtained based on the expected benefit maximum.

Key Words: Seismic capacity, Chloride induced damage, corrosion of reinforcement, Reliability theory, Optimum-repairing timing

キーワード: 耐震性能, 塩害劣化, 鉄筋腐食, 信頼性理論, 最適補修時期

1. はじめに

近年, 地震被害を契機に構造物の限界状態を規定した, いわゆる性能設計という考え方が登場してきた。これはカルフォルニア構造工学者協会が 1995 年に発表した建築構造物の耐震設計法の報告書 (Vision 2000)^{1)~4)}が起源と考えられる。図-1 は, Vision 2000 で示された性能マトリックスの一例である。この図は, 具体的な地域, 地震, 構造物などを例として述べているのではなく, 単に抽象的な概念を説明するために用いられているものである。この性能マトリックスの重要性が認識されたのは, ノースリッジ地震などで被害を受けたビルのオーナー (非技術者) と設計技術者との間で双方が理解し合える設計ポリシーに関する情報交換方法の必要性が高まったことに起因している。このような提案が契機になり, 数多くの研究がなされている。本研究は塩害劣化を受ける構造物の耐震性能を評価することで, 複合的な荷重条件下での最適な補修時期を求める手法を提案する。構造物の耐久性に関する劣化は, 塩害, 中性化, 凍害など数多くあるが, この中での塩害は, 加速度的に劣化進行が進み, 安定することがない。本研究では, 劣化の進行とともに耐力が低下し, 最終的には崩壊に至ることが現実の問題として捉えられている塩害を対象とした。筆者らも⁵⁾今までに, 被害レベルを考慮した設計法を

提案している。

本研究⁶⁾は, 劣化により耐力力が低下した構造物の耐震性能を評価することで, その補修時期の最適な時期を探るための手法を提案している。提案した方法は, 各因子が不確実性を含んでいることから, 信頼性理論に基づいた各因子を定義し, 劣化状況をモデル化し, 耐震性能を評価することで, その年ごとの破壊確率を求めている。最適補修時期は, 期待便益が最大になる時を求め, 期待便益のモデルを提案した。提案した手法を基に, いくつかの計算を行い, コンクリート構造物の最適補修時期を求めた。

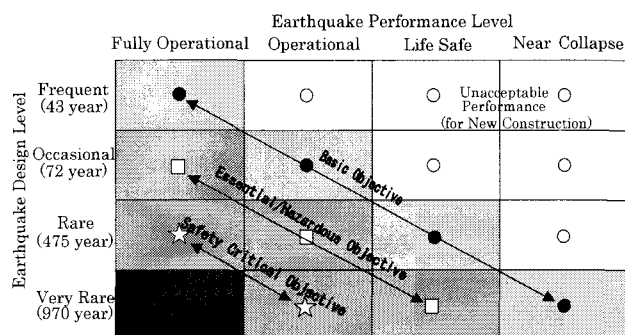


図-1 性能マトリックス (Vision2000)

2. 地震動の確率モデル

平成 14 年改訂の道路橋示方書・耐震設計編⁷⁾では、地震動を構造物の供用期間中に発生する確率が高いが小さな強度の地震動（レベルⅠ）と構造物の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度を持つ地震動（レベルⅡ）の 2 つに分類している。本研究でもレベルⅠとレベルⅡの 2 つの地震動を考え、上記の性能マトリックスと比較することで構造物の耐震性能を考える。レベルⅡ地震動を既往の地震動から求める必要があるが、兵庫県南部地震クラスの地震を仮定すると、その発生頻度は数百年から数千年に 1 度となり、確率モデルを構築するにはあまりにも標本数がすくない。そこで、以下に示すように、ある条件を設定し、それに適応した地震最大応答加速度の地震最大応答加速度確率モデルを構築した。道路橋示方書では、保有水平耐力照査でレベルⅡ地震動の下限値を $K_h=0.6$ としている。また、レベルⅠ地震動の設計水平震度を $K_h=0.25\sim 0.3$ としている。本研究では、

レベルⅠ地震の最大応答加速度 $\varepsilon_I=250\text{Gal}$

レベルⅡ地震の最大応答加速度 $\varepsilon_{II}=600\text{Gal}$

を規格値として設定し、確率モデルを構築した。

超過確率の値を設定する Vision2000 では、図-1 でわかるように基本的な構造物 (Basic Objective) は、表-1 のように生起確率とその性能が設定される。構造物の耐用期間を 50 年、レベルⅠ地震動を Occasional に、レベルⅡ地震動を Rare に当てはめる。その時の性能は安全側に、Operational は使用限界状態、あるいは修復限界状態に、Life safe は終局限界状態に相当すると設定した。したがって、超過確率 P_{Ei} は、

$$\text{レベルⅡ} \quad P_{EII} = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^T = 1 - \left(1 - \frac{1}{475}\right)^{50} = 0.1 \quad (1)$$

$$\text{レベルⅠ} \quad P_{EI} = 1 - \left(1 - \frac{1}{75}\right)^{50} = 0.5 \quad (2)$$

と計算できる。ここで、 T_R ：地震動の再現期間、 T ：構造物の耐用期間である。

地震動の最大応答加速度分布を対数正規分布と仮定すると、超過確率 P_{Ei} と確率密度関数 $f_a(a)$ の関係は、式(3)のように求められる。

$$\int_{\varepsilon_i}^{+\infty} f_a(a) da = P_{Ei} \quad (3)$$

ここで、 ε_i は地震動 i の最大応答加速度の規格値である。地震動の最大応答加速度分布のばらつき δ を仮定すれば、 $f(a)$ の平均値および標準偏差を求めることができる。変動係数 δ を 0.3 と仮定し、以降にレベルⅡ地震動の計算の流れを示す。対数正規分布の係数 ξ は、式(4)で表される。

$$\xi = \frac{\sigma}{\mu} = \delta = 0.3 \quad (4)$$

式 (4) より、対数正規分布の係数 λ は、式(5)で表される。

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \xi^2 = \ln \mu - 0.045 \quad (5)$$

標準正規分布確率密度関数の逆数 $\Phi^{-1}(0.9)$ と、 ξ 、 λ の関係は式(6)で表される。

$$\Phi^{-1}(0.9) = 1.28 = \frac{\ln \varepsilon_{II} - \lambda}{\xi} \quad (6)$$

式 (6) より、レベルⅡ地震動については $\mu=427.5\text{Gal}$ 、 $\delta=128.3\text{Gal}$ が得られる。レベルⅠ地震動についても同様の計算を行い、平均値と標準偏差が得られる。

表-1 地震力の生起確率とその性能

Earthquake Design Level	Earthquake Performance Level
Occasional (72year)	Operational
Rare (475year)	Life safe

3. 構造物の劣化モデル^{8),9),10)}

(1) 塩害腐食による鉄筋断面減少モデル

塩害による鉄筋の腐食は、潜伏期、進展期、加速期に区分される。コンクリート中に塩化物イオンが浸透し、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が限界塩化物イオン濃度に達し、鉄筋の腐食が開始する。その後、鉄筋の腐食生成物の膨張圧によりコンクリート表面の鉄筋に沿ったひび割れが発生し、劣化が進展すると仮定した。

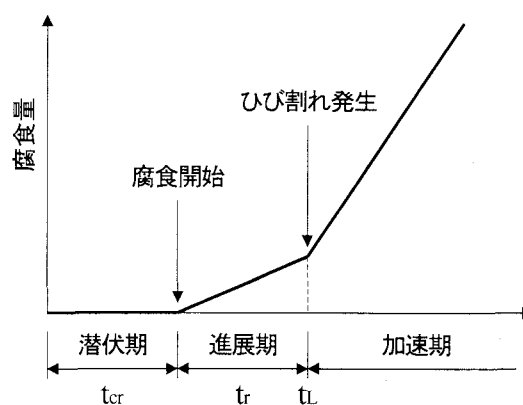


図-2 塩害劣化モデル¹⁰⁾

1) 潜伏期

塩害環境下でのコンクリート部材の劣化は、塩化物イオンの浸透による鉄筋の不動態被膜の破壊が発端と考えられ、浸透は式 (7) の Fick の一次元拡散式で表される。

$$C_c(X_t, t) = C_0 \left\{ 1.0 - \operatorname{erf} \left(\frac{X_t}{2\sqrt{D_c \cdot t}} \right) \right\} \quad (7)$$

ここで、 $C_c(X_t, t)$ はコンクリート表面から深さ X_t における表面の塩化物イオンの浸透開始からの経過時間 t における塩化物イオン濃度である。 D_c は等価拡散係数であり、 $\operatorname{erf}(\cdot)$ は誤差関数である。 C_0 は表面塩化物イオン濃度である。この塩化物イオン濃度が鉄筋の不導態被膜を破壊する限界値を鉄筋の腐食開始とすると、腐食開始時期 t_c は、式(8)のように表される。

$$t_{cr} = t \quad \text{when} \quad C_c(X_t, t) = C_{\text{Limit}} \quad (8)$$

ここで、 C_{Limit} は塩化物イオン濃度の限界値である。限界塩化物イオン濃度は不動態被膜を破壊し、鉄筋腐食を開始させる塩化物の限界値であり、構造物の設置環境条件等により異なるが、平均的な値として 1.2kg/m^3 の特性値¹¹⁾を設定した。

2) 進展期

酸素の拡散により鉄筋腐食が進行し、腐食生成物の膨張圧によりひび割れが生じる。その力学モデルを図-3に示す。図に見られるように、膨張した腐食生成物により腐食していない鉄筋に生じる膨張圧 q_0 とかぶり部に生じる圧力 q_1 が発生する。この圧力 q_1 によりコンクリート表面にひび割れが生じると仮定した。腐食膨張圧によるひび割れ発生モデルとして厚肉円筒モデルを採用し(図-3(c)参照)、コンクリート表面のひび割れ発生条件とし、平均応力説に基づいて、かぶり部のコンクリートの平均引張応力 σ_t を計算し、この応力がコンクリートの引張強度を超えると、腐食ひび割れが発生するとし、式(9)のように求められる。腐食生成物の体積膨張率は、さびの種類によって異なる。代表的なさびの種類と膨張率を表-2に示す。本研究ではこの中で平均的な値と考えられる2.5を採用した。ひび割れ発生前の腐食速度の平均値 Δ_{r1} は、ひび割れ後の鉄筋の腐食速度である図-4を参考に、 $0.15\%/yr$ と仮定した。

$$t_L = t \quad \text{when} \quad f_{tu} - \sigma_t = 0 \quad (9)$$

表-2 腐食生成物の種類

化合物	色	密度(g/cm^3)	体積膨張率(倍)
$\text{Fe}(\text{OH})_2$	白	3.4	3.7
FeO	黒	5.9	1.7
Fe_3O_4	黒	5.2	2.1
$\alpha\text{-FeOOH}$	褐～黄	3.3～4.3	3.4
$\beta\text{-FeOOH}$	白	3.0	4.2
$\gamma\text{-FeOOH}$	オレンジ	4.1	3.0
$\delta\text{-FeOOH}$	褐	3.95	3.2
$\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$	赤～黒	5.2	2.2
$\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$	褐	4.88	2.3

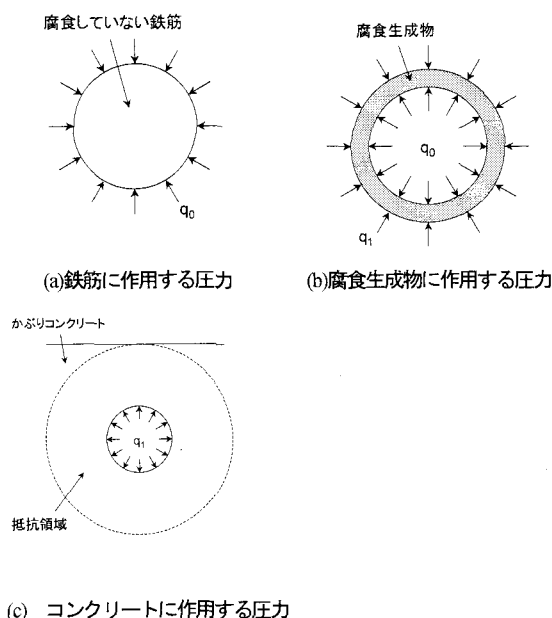


図-3 ひび割れ発生モデル

3) 加速期

ひび割れ発生後の腐食速度は、既往の調査結果¹⁰⁾から求めた。ひび割れ発生後の鉄筋の腐食速度は、式(10)で定義される鉄筋の断面減少率を腐食開始からの経過年数 t_c で除した腐食速度 Δ_{r2} で評価した。

$$\Delta_{r2} = \frac{\Delta_r}{t_c} = \frac{A_d/A_s \times 100}{t_c} \quad (10)$$

ここで、 Δ_r は鉄筋の断面減少率(%), A_d はノギスで測定した鉄筋径から得られる腐食した鉄筋の断面積(cm^2), A_s は鉄筋の公称断面積(cm^2), t_c は経過年数である。経過年数と断面減少率の関係を図-4に示す。各経過年数のデータを一つのグループとして扱い、その平均値を求めた。図中の数字はデータ数である。同図に示す回帰直線と経過年数との交点を腐食開始時期とし、勾配を腐食速度と仮定した。その結果、ひび割れ発生後の腐食速度は、平均的な値である $0.35\%/yr$ を確率モデルの平均値とした。

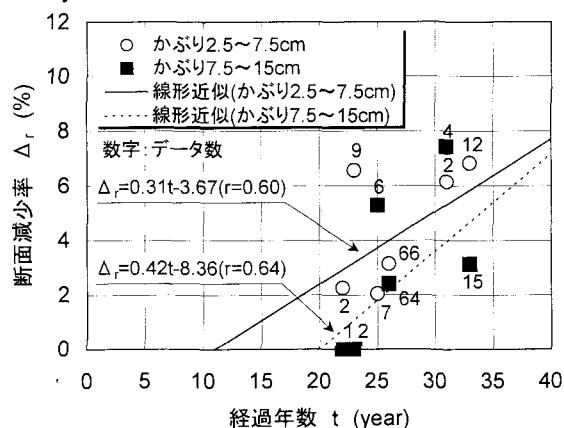


図-4 経過年数と断面減少率の関係¹⁰⁾

4) 鉄筋腐食速度

鉄筋の腐食速度は、各期間により表-3 のように求められる。ただし、各変動係数は、図-4 で得られた各平均値のデータの標準偏差の平均的な値 $\delta=0.5$ を採用した¹⁰⁾。

表-3 鉄筋の腐食速度

期間	鉄筋の腐食速度 $\Delta_r(\%/yr)$
潜伏期	$\Delta_r=0.0$
進展期	$\Delta_r=0.15$
加速期	$\Delta_r=0.35$

(2) じん性のモデル

既往の実験¹²⁾からコンクリート標準示方書¹⁴⁾で設計された部材は、図-5 に示されたようなじん性率の分布を持つことが明らかである。既往の構造物を対象に計算を行うことを目的としているため、1996 年版のコンクリート標準示方書を用いて計算した。図中には、コンクリート標準示方書の構造細目まで考慮して設計された部材のじん性率も示す。全体としてコンクリート標準示方書の構造細目で設計された部材のじん性率は、コンクリート標準示方書の設計項目のみを考慮したものより、平均値は同じであるが、変動が小さいことがわかる。どちらの設計になるかはわからないので、安全側を考慮して、すべてのデータを用いて整理した。従って、じん性率の確率モデルは、対数正規分布とし、式 (11) のように表される。

$$\mu^* = \text{LN}(5.42, 1.10) \quad (11)$$

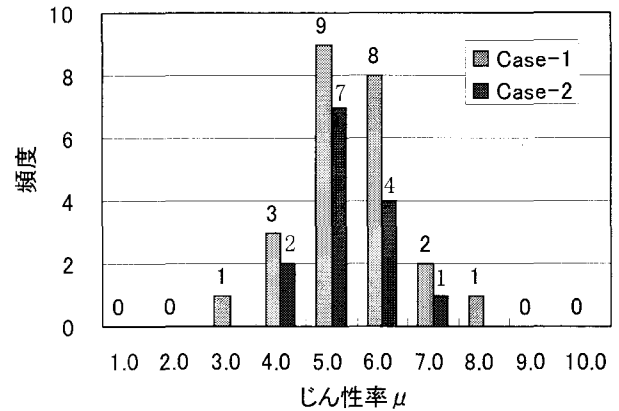
じん性率は、鉄筋の腐食減量の増大とともに付着性能の低下などにより低下すると考える。図-6 は既往の実験でのじん性率の低下率 $\Delta\mu$ と鉄筋の腐食減量 Δ_r の関係である。この関係を回帰すると式(12)のようになる。

$$\Delta\mu^*(\Delta_r) = -0.022\Delta_r + 0.95 \quad (12)$$

従って、式 (11) は、式(13)のように書き換えられる。

$$\begin{aligned} \mu^*(\Delta_r) &= \text{LN}(5.42\Delta\mu(\Delta_r), 1.10) \\ &= \text{LN}(5.42(-0.022\Delta_r + 0.95), 1.10) \end{aligned} \quad (13)$$

本研究では、じん性率の低下率もばらつくと考えられるが、じん性率を推定する時のばらつきの中に含まれるものと考えた。ばらつきを持つ因子の平均値、標準偏差、分布形状を表-4 にまとめる。表中で、Lは対数正規分布、Rは一樣分布を表している。



Case-1 : コンクリート標準示方書の構造細目に準拠
Case-2 : コンクリート標準示方書の耐震構造細目に準拠
(既往の実験結果を基に整理)

図-5 既往の実験でのじん性率（初期じん性率）¹²⁾

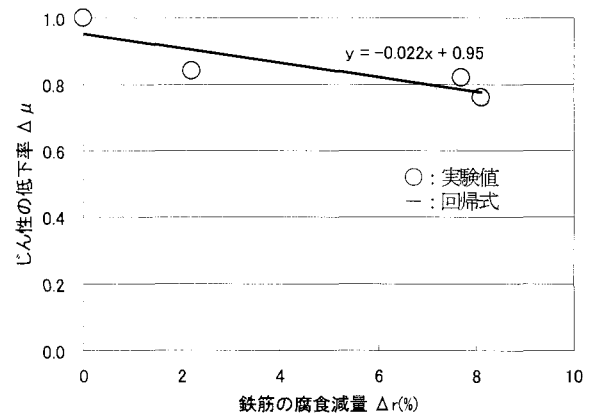


図-6 じん性率と鉄筋の腐食減量^{15), 16)}

表-4 ばらつきを持つ因子の一覧¹⁰⁾

因子	平均値	標準偏差	分布形状
拡散係数 $D_c(\text{cm}^2/\text{sec})$	1.73×10^{-8}	1.59×10^{-8}	L
限界塩化物イオン量 $C_{\text{lim}}(\text{kg}/\text{m}^3)$	1.2	0.058	R
かぶりの誤差 $X_c(\text{cm})$	0.35	0.52	L
コンクリートの引張強度 $f_t(\text{N}/\text{mm}^2)$	3.0	0.3	L
進展期の腐食速度 $\Delta_n(\%/year)$	0.15	0.075	L
加速期の腐食速度 $\Delta_a(\%/year)$	0.35	0.175	L
初期じん性率 μ_0	5.42	1.1	L
レベルⅠ地震応答加速度 a_1	262.4	78.7	L
レベルⅡ地震応答加速度 a_2	427.5	128.3	L

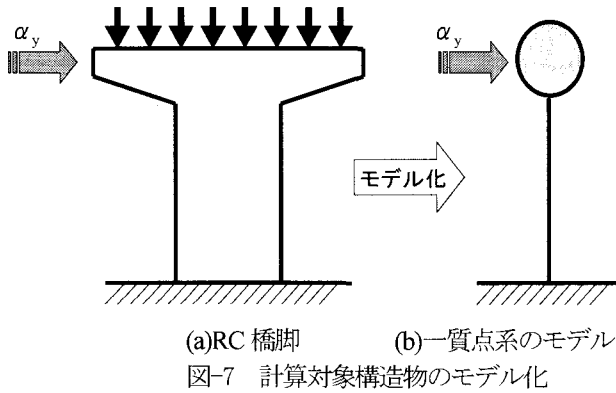
分布形状 L : 対数正規分布, R : 一樣分布

4. コンクリート構造物のモデル

(1) 解析モデル

対象とする構造物は、図-7(a)に示す高速道路などでよく見られるコンクリート橋脚である。計算の簡略化のために図-7(b)のような一質点系の構造にモデルした。本研究で対象とした構造物はすべて腐食が進行しても曲げ破壊が卓

越すると仮定した。



耐震設計がなされている構造物の初期の降伏耐力は、静的な設計で設計震度 $\alpha_y=0.25$ が採用されている。従って、 α_y は、式(14)のように表される。

$$\alpha_y = \frac{P_y}{Mg} \quad (14)$$

ここで、 M :構造物の質量、 g :重力加速度、 P_y :構造物の降伏耐力である。

従って、構造物の初期の耐荷力は、式(15)のように表される。

$$P_y = \alpha_y \cdot M \cdot g \quad (15)$$

しかし、現行の設計では、設計耐力より実構造物は裕度を持って設計がなされている。本研究では、呼び強度と規格値の比 σ_F/σ_n を裕度と考える。この値の差分が、鉄筋が腐食しても耐荷力が設計で考慮している耐震性能を満足している。規格値 $\sigma_n=300\text{N/mm}^2$ 、呼び強度 $\sigma_F=350\text{N/mm}^2$ より $\sigma_F/\sigma_n=1.16$ となる。式(15)で上記の裕度を考慮すると、構造物の耐荷力は式(16)で表される。

$$P_y = \sigma_F/\sigma_n \cdot \alpha_y \cdot M \cdot g \quad (16)$$

ここで、 $\sigma_F/\sigma_n=1.16$ 、 $\alpha_y=0.25$ である。

(2) コンクリート構造物の性能関数

1) レベル I 地震動の性能関数

レベル I 地震動での破壊確率 P_{f1} は、式(17)に示す性能関数 $Z_1(t)$ から得られる。

$$Z_1(t) = P_y^*(t) - P_y^* \quad (17)$$

ここで、

$$P_y^*(t) = \sigma_F/\sigma_n \cdot \alpha_y^* (1 - \Delta_r^*(t)) M \cdot g \quad (18.a)$$

$$P_y^* = a_y^* \cdot M \cdot g \quad (18.b)$$

従って、性能関数 $Z_1(t)$ は、式(19)のように求められる。

$$Z_1(t) = \sigma_F/\sigma_n \cdot \alpha_y^* (1 - \Delta_r^*(t)) - a_y^* \quad (19)$$

ここで、 $\alpha_y^*(t)$ は、初期値が α_y であり、鉄筋腐食により時間とともに低減される係数である。鉄筋の腐食減量 Δ_r と降伏耐力 α_y は線形の関係にあり、 $\alpha_y^*(t) = f(\Delta_r^*(t))$ の関係がある。 $\Delta_r^*(t)$ は 3. で示したモデルのように表され、降伏係数 $\alpha_y^*(t)$ は、 $\Delta_r^*(t)$ の増大に従って、図-6 のように低下する。

2) レベル II 地震動の性能関数

レベル II 地震動での破壊確率 P_{fII} は、式(20)に示す性能関数 Z_{II} から求められる。

$$Z_{II}(t) = P_u^*(t) - P_{II}^* \quad (20)$$

ここで、 $P_u^*(t)$ は、初期剛性の等しい弾性系の最大ポテンシャルエネルギーと塑性化後の塑性エネルギーと弾性エネルギーの足し合せた弾塑性ポテンシャルエネルギーは、降伏耐力にかかわらず等しいと言うエネルギー一定則¹³⁾に基づいて、式(21.a)のように求められる。 $\alpha_u(\Delta_r^*(t))$ は、弾塑性ポテンシャルを考慮した等価降伏震度で、式(21.b)のように表される。

$$P_u^*(t) = \sigma_F/\sigma_n \cdot \alpha_u^* (\Delta_r^*(t)) \cdot M \cdot g \quad (21.a)$$

$$\alpha_u^* (\Delta_r^*(t)) = \alpha_y^* (1 - \Delta_r^*(t)) \sqrt{2\mu^* (\Delta_r^*(t)) - 1} \quad (21.b)$$

$$P_{II}^* = a_{II}^* \cdot M \cdot g \quad (21.c)$$

従って、性能関数 $Z_{II}(t)$ は、式(22)のように求められる。

$$Z_{II}(t) = \sigma_F/\sigma_n \cdot \alpha_y^* (1 - \Delta_r^*(t)) \sqrt{2\mu^* (\Delta_r^*(t)) - 1} - a_{II}^* \quad (22)$$

5. 最適補修時期

(1) 最適補修時期の求め方

t 年後の総期待費用 $C_T(t)$ のモデルは、式(23)のように表される。

$$C_T(t) = C_B(t) - \sum_{i=1}^2 C_{Li}(t) \quad (23)$$

$C_B(t)$: 時間 t 年までの便益であり、式(24)で表される。

$$C_B(t) = \sum_{i=1}^t \frac{R(t) \cdot C_B}{(1+i)^i} = \sum_{i=1}^t \frac{R(t) \cdot \beta \cdot C_0}{(1+i)^i} \quad (24)$$

ここで、 $C_{L1}(t)$: 時間 t 年でのレベル I 地震動、レベル II 地震動での損失費用 $C_{L1}(t)$ 、 $C_{L2}(t)$ で、式(25.a)、(25.b)のように表される。

(a) レベル I 地震動での損失費用 $C_{L1}(t)$

$$C_{L1}(t) = P_{fI}(t) \cdot C_{fI} \frac{1}{(1+i)^t} \quad (25.a)$$

(b) レベル II 地震動での損失費用 $C_{L2}(t)$

$$C_{L2}(t) = P_{fII}(t) \cdot C_{fII} \frac{1}{(1+i)^t} \quad (25.b)$$

ここで、 $C_{fI} = \alpha_I C_0$ 、 $C_{fII} = \alpha_{II} C_0$ である。 C_0 : 初期建設費用、 β 、 α_I 、 α_{II} は損失あるいは便益の係数である。ただし、 $\alpha_I < \alpha_{II}$ である。 α_I は、レベル I 地震動による被害の費用に関する係数である。レベル I 地震動では、本研究では修復限界、あるいは使用限界と規定しており、補修等により機能を回復できるものと考えている。建築物などでは、補修費用が建設費の 3 割を超えると新しく造り直すと言われており、この値を参考に $\alpha_I = 0.1 \sim 0.3$ の値を仮定した。 α_{II} は、レベル II 地震動による被害の費用に関する係数である。 α_{II} は、本研究では終局限界状態を考えており、被害時には、直接費用として建設費と再構築費用が必要で、最低でも 2.0 の値をとり、被害発生により人的被害、社会的損失費用などが考えられる。費用の大きさは、後者の方が断然大きな値となることは自明である。しかし、この値を正確に把握することは難しく、両者の損失費用を考慮して、 $\alpha_{II} = 2.0 \sim 100.0$ の値を採用する。 β は構造物の償還期間 T_0 と関係があり、 $\beta = 1/T_0$ で表される。 $T_0 = 20$ 年とすると $\beta = 0.05$ となる。費用は全て建設時点での費用に割り戻すために、金利 i を考える。金利 i は、物価上昇と金利の両方を考えた実質利率を採用した。

$R(t)$ は、時間とともに便益が低下する現象を表すための係数である。定常的なメンテナンス費の増大、構造物の陳腐化による便益の低下を考慮する係数と考える。本研究では、式(26)に示す指数式で便益が低下すると仮定した。

$$R(t) = e^{-mt} \quad (26)$$

本研究では、便益に関する係数 m を 0.014 と 0.002 の 2 つを設定した。 $m = 0.014$ は構造物が老朽化することにより定時的なメンテナンス費用が増大し、便益が小さくなることを考え、50 年後に構造物の便益が半減する場合 $R(t = 50$

年) = 0.5 となり、 $m = 0.014$ と設定した。これは建築物のように時間とともに、便益性が低下する場合を想定している。 $m = 0.002$ は $R(t = 50 \text{ 年}) = 0.9$ となり、50 年後にも建設時の 90% の便益を得られ、陳腐化などで便益の低下が時間とともにあまり大きくならない高速道路などの構造物を想定している。10% の低減を考慮したのは、常時のメンテナンス費が時間とともに増加することを考慮した。

最適補修時期 t_{opt} は、総期待便益 $C_T(t)$ が最大になるときの時期 t であり、式(27)で表される。

$$t_{opt} = t \quad \text{when} \quad \max\{C_T(t)\} \quad (27)$$

(2) 最適補修時期

地震動による構造物の最大応答加速度分布は 2. で示したように道路橋示方書⁷⁾に基づき規格値をレベル I 地震の最大応答加速度分布で 250Gal、レベル II 地震の最大応答加速度分布で 600Gal とした。供用期間を 50 年より、レベル I 地震の最大応答加速度分布での超過確率は 0.5、レベル II 地震の最大応答加速度分布での超過確率は 0.1 とする。変動係数 $\delta = 0.3$ とすると、レベル I 地震の最大応答加速度分布は、平均値 $\mu = 262.4\text{Gal}$ 、標準偏差 $\sigma = 78.7\text{Gal}$ 、レベル II 地震の最大応答加速度分布は、平均値 $\mu = 427.5\text{Gal}$ 、標準偏差 $\sigma = 128.3\text{Gal}$ という確率モデルが得られる。レベル I およびレベル II 地震動の最大応答加速度分布を図-8 に示す。図に見られるように、レベル I 地震の最大応答加速度分布で危険許容確率を 5% とすると、400Gal 程度が特性値となり、レベル II 地震の最大応答加速度分布で 700Gal 程度が特性値として得られる。このように、両地震動では構造物は弾塑性挙動を示し、特に、レベル II 地震の最大応答加速度分布はかなり大きな値となることがわかる。

経過年数と計算された鉄筋の平均腐食減少率との関係を図-9 に示す。図中に、特性値として 85% (=平均値 + 標準偏差) の値も示す。経過年数 10 年ごろに潜伏期を終え、平均腐食減少量が増加をはじめている。始めはゆっくり腐食量が増加し、その後、指数的に増加する。経過年数 20 年を過ぎると腐食減量の速度が速くなり、増加量は一定になる。図-2 で示したモデルのように、潜伏期、進展期、加速期の挙動を裏付けている。経過年数 50 年で平均腐食減量率は 12% を超えている。一般に、鉄筋の断面欠損率が 10% を超えると鉄筋コンクリートとしての付着性能が消失するといわれ¹⁷⁾、鉄筋コンクリート部材としての機能が喪失し、危険と判断される。本ケースでは経過年数 45 年ほどで半分の確率で危険域に達していることになる。特性値と比較すると、32 年で危険とする領域に達している。

経過年数とじん性率の平均値との関係を図-10 に示す。同様に、同図に 85% の特性値も示す。腐食が始まらない初期の 10 年間は、じん性率の低下は見られないが、それを過ぎると鉄筋の腐食減量と比例して徐々に低下が始まり、20 年を過ぎると直線的な低下となる。このように、図-9 で表される鉄筋の腐食量の増加に伴いじん性率が低下している。特性値と比較すると、50 年後にじん性率は

初期じん性率の半分になる。

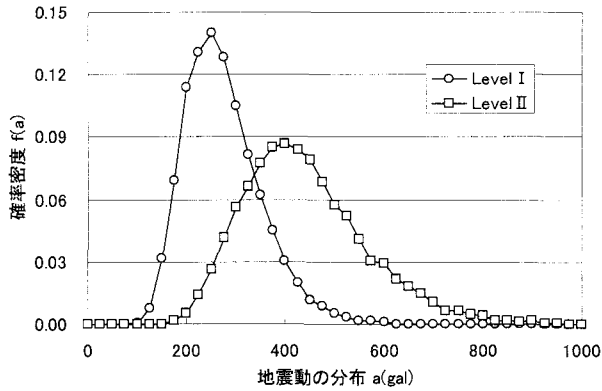


図-8 地震動の分布

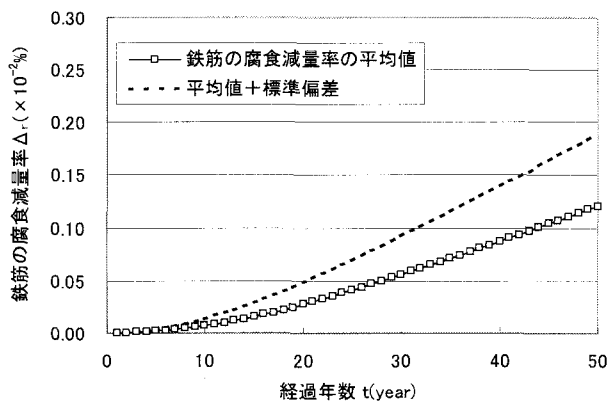


図-9 経過年数と鉄筋の腐食減量率

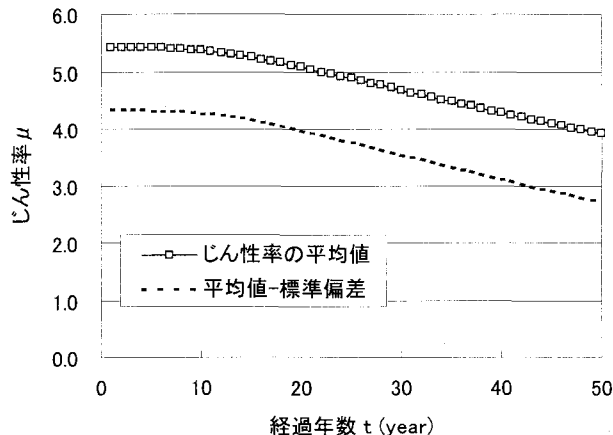


図-10 経過年数とじん性率

経過年数と耐力との関係を図-11 に示す。耐力は、それぞれ降伏耐力、終局耐力の平均値を表している。終局耐力は式(21.a)に示す降伏耐力にエネルギー一定則を適用することで求めた。年数が経過しても、断面欠損率に基づいて算出している降伏耐力はあまり低下せず、50 年後で 12% である。特性値と比較すると 18% である。それに対し、断面欠損率に加えてじん性率の低下を考慮している終局耐力は、じん性率の低下により年数の経過で大きく低下し

ている。特に、特性値と比較すると 50 年で 44% の低下が見られる。

レベル I とレベル II 地震動の最大応答加速度による破壊確率と経過時間の関係を図-12 に示す。本研究では、モンテカルロシミュレーションにより破壊確率を求めており、このときの乱数は 10000 回とした。地震による破壊確率は鉄筋の腐食が増加するに従って、経過年数 10 年を超えるところから上昇をはじめ、レベル I 地震動により被害を受ける確率は建設当初から 30% を超える高い値となっている。図-11 に示すように降伏耐力は年数の経過によりあまり変化しないが、レベル I 地震動による破壊確率は年数の経過により大きく上昇する。レベル II 地震動により崩壊する確率は、建設当初は 1% 以下で推移しているが、鉄筋の腐食が進み、じん性率が低下するのに伴い上昇をはじめ、建設後 45 年で 10% を超える。

図-13(b)を使って各期待費用と経過時間の関係から最適補修時期の求め方を説明する。本ケースの場合、便益に関する係数 $m=0.014$ 、被害係数 $\alpha_I=0.2$ 、 $\alpha_{II}=20$ の場合である。図中には、構造物の便益 C_B 、レベル I 地震動による期待損失費用 C_{LI} 、レベル II 地震動による期待損失費用 C_{LII} 、総期待便益 C_T と経過時間の関係を示す。レベル I 地震動による期待損失費用 C_{LI} は、破壊確率が大きいにもかかわらずあまり大きな値とならず、時間とは無関係に一定値を取る。それに反し、レベル II 地震動による期待損失費用 C_{LII} は、腐食減量率の増加とともに増大する。便益は、時間とともに増大するが、現在価値に直して評価するために、30 年を経過するところから増加率は低下する。これら 3 つの期待費用の和が、総期待費用である。総期待費用は、20 年ごろまでは増加の一途であるが、その後ピーク値を示し、レベル II 地震動の期待損失費用の急増により、低下する。最適補修時期は、このピークの時間であり、このケースにおける経過年数 26 年が最適値として求められる。

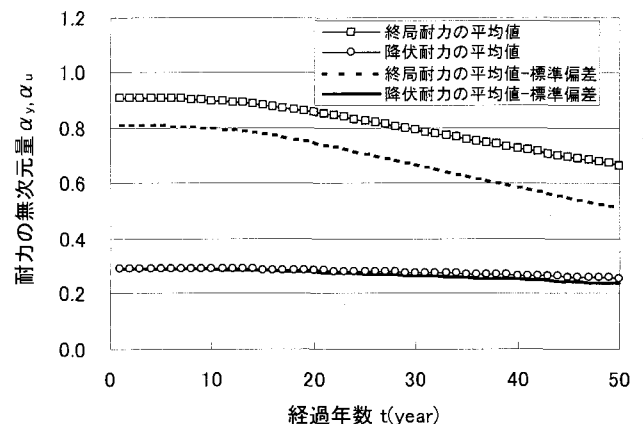


図-11 経過年数と耐荷力

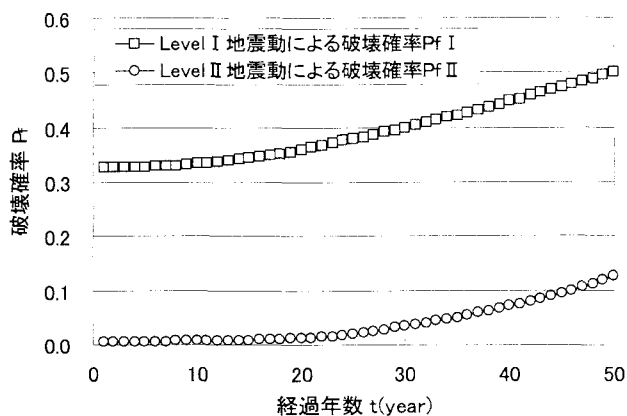
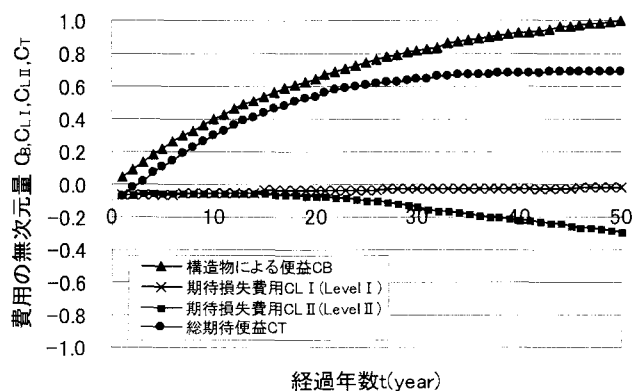


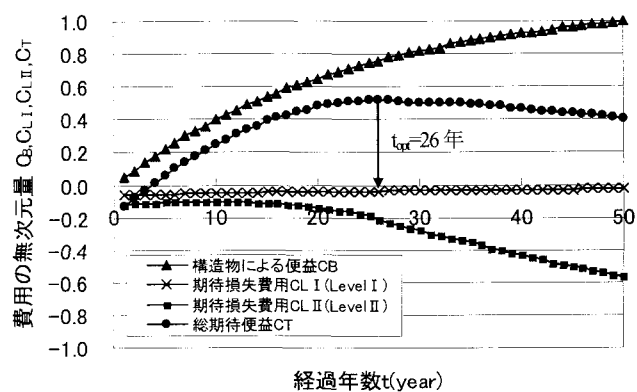
図-12 経過年数と破壊確率

(3) 最適補修時期の比較

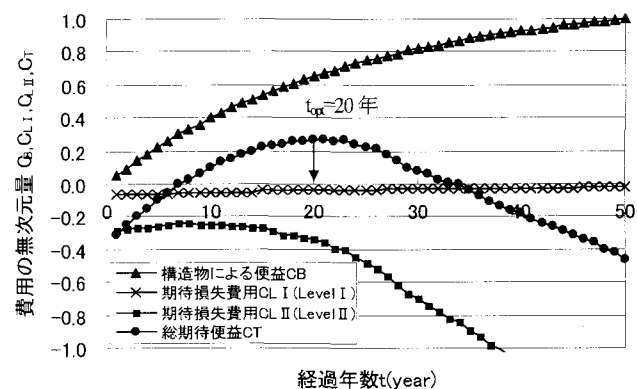
構造物の便益に関する係数 m , 被害係数 α_{II} を変化させて求めた各期待費用と経過年数の関係を図-13(a), (b), (c), (d), (e), (f) に示す。このとき、金利 $i=0.03$, 便益の係数 $\beta=0.05$ と設定した。図中には、(2) で説明した方法で求めた最適補修時期の年数も示す。経過年数 t が経過するに従い、構造物の利益は増大する。逆に、破壊時の期待損失費用 C_{LI} , C_{LII} は、経過時間とともに増加する。総期待便益 C_T が最大となる経過年数 t が最適補修時期 t_{opt} となる。レベル I 地震動による期待損失費用 C_{LI} は経過年数が進むことで減少している。これはレベル I 地震動による破壊確率の上昇率に比べ、現在価値に直すときの利子率の影響のほうが大きいことを意味しており、あまり影響しない因子である。そのため、レベル I 地震動の被害係数が大きくなっても、補修時期にほとんど影響しないと考えられる。それに対して、レベル II 地震動の被害係数は補修時期に大きく影響している。破壊時の損失費用が一番小さい $\alpha_{II}=10$ の場合、図-13(a), (d) に見られるように供用期間中に最適補修時期 t_{opt} が見られないが、この場合は補修をせずに使用を続けた方が良くと判断されることを意味している。被害係数 α_{II} が増加することで、最適補修時期 t_{opt} は早くなり、 $m=0.014$, $\alpha_{II}=20$ では $t_{opt}=26$ 年、 $m=0.014$, $\alpha_{II}=50$ で $t_{opt}=20$ 年、 $m=0.002$, $\alpha_{II}=20$ では $t_{opt}=36$ 年、 $m=0.002$, $\alpha_{II}=50$ で $t_{opt}=23$ 年が最適補修時期となる。



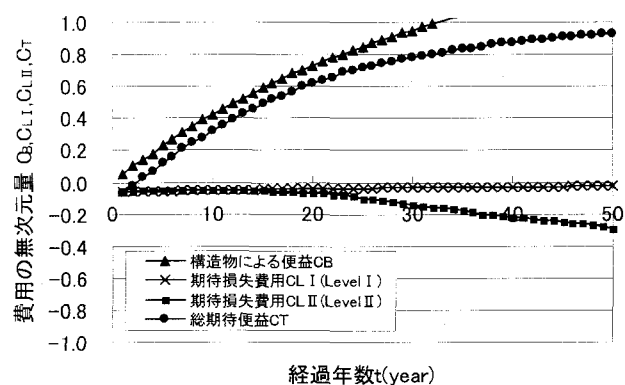
$m=0.014$, $\alpha_I=0.2$, $\alpha_{II}=10$ の場合
図-13(a) 最適補修時期の算定



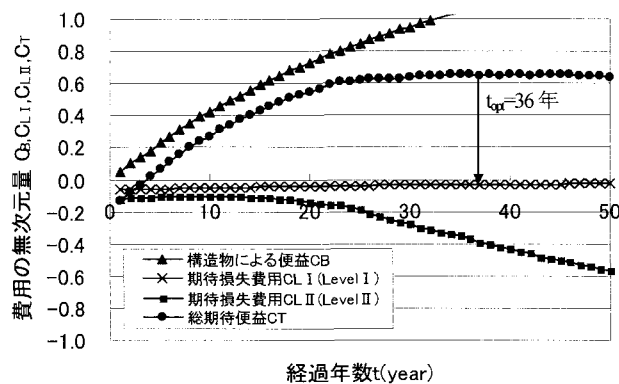
$m=0.014$, $\alpha_I=0.2$, $\alpha_{II}=20$ の場合
図-13(b) 最適補修時期の算定



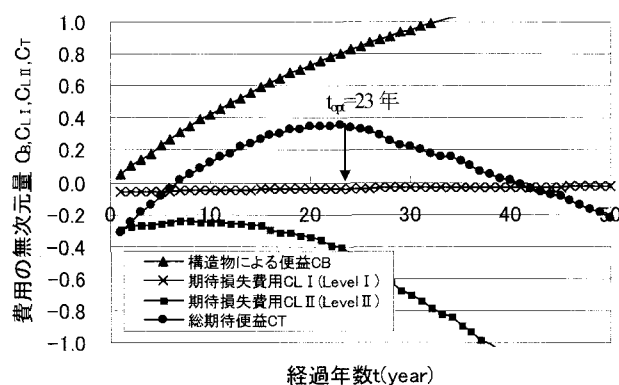
$m=0.014$, $\alpha_I=0.2$, $\alpha_{II}=50$ の場合
図-13(c) 最適補修時期の算定



$m=0.002$, $\alpha_I=0.2$, $\alpha_{II}=10$ の場合
図-13(d) 最適補修時期の算定



$m=0.002, \alpha_I=0.2, \alpha_{II}=20$ の場合
図-13(e) 最適補修時期の算定



$m=0.002, \alpha_I=0.2, \alpha_{II}=50$ の場合
図-13(f) 最適補修時期の算定

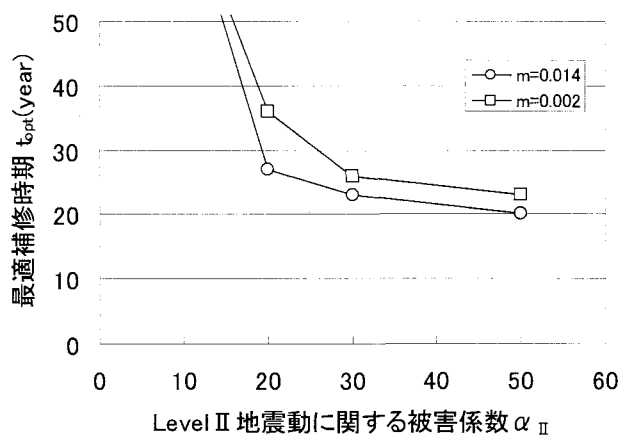


図-14 各因子の最適補修時期への感度評価

図-13 から得られた最適補修時期とレベルⅡ地震動による被害係数 α_{II} および構造物の便益に関する係数 m の関係を図-14 に示す。レベルⅡ地震動による被害係数 α_{II} が大きくなると、最適補修時期は指数的に小さくなる。これは、重要な構造物は早期の補修が必要だが、重要度の低い構造物は耐用期間中に補修をしなくても良いことを意味

している。しかし、 α_{II} が大きくなると感度が小さくなり、重要な構造物の最適補修時期は、20～30 年である。構造物の便益に関する係数 m は、この値が大きいくほど最適補修時期が早くなる傾向を示す。しかし、構造物の便益に関する係数 m は、レベルⅡ地震動による被害係数 α_{II} の最適補修時期に対する影響に比較して、最適補修時期に及ぼす影響は小さい。

6. まとめ

本研究は、信頼性理論に基づいた各因子を定義し、劣化により耐荷力が低下した構造物の耐震性能を評価することで、その補修時期の最適な時期を探るための手法を提案している。以降に、本研究で明らかにしたことを示す。

- (1) 劣化により耐荷力が低下した構造物の耐震性能を評価することで、その補修時期の最適な時期を探るための手法を提案した。提案した方法は、各因子が不確実性を含んでいることから、信頼性理論に基づいた各因子を定義し、劣化状況をモデル化し、耐震性能から破壊確率を経時的に求めている。最適補修時期は、期待便益が最大になる時を求め、期待便益のモデルを提案した。
- (2) レベルⅠ地震動による期待損失費用 C_{L1} は、破壊確率が大いにもかかわらずあまり大きな値とならず、時間とは無関係に一定値を取る。それに反して、レベルⅡ地震動による期待損失費用 C_{L2} は、腐食減量率の増加とともに、増大し、最適補修時期に大きな影響を与える。
- (3) レベルⅡ地震動による被害係数 α_{II} が大きくなると、最適補修時期は指数的に小さくなる。これは、重要な構造物は早期の補修が必要だが、重要度の低い構造物は耐用期間中に補修をしなくても良いことを意味している(図-13.(a),(d))。しかし、 α_{II} が大きくなると感度が小さくなり、重要な構造物の最適補修時期は、20～30 年である。
- (4) 構造物の便益に関する係数 m は、この値が大きいくほど最適補修時期が早くなる傾向を示す。しかし、構造物の便益に関する係数 m は、レベルⅡ地震動による被害係数 α_{II} の最適補修時期に対する影響に比較して、最適補修時期に及ぼす影響は小さい。
- (5) 本研究で設定した因子、仮定には、大胆な仮定や値を設定している。今後、これらの内容を改善して実現象に近づけていく必要がある。耐久性の面ではじん性率の評価法、費用の面では破壊時の社会的影響の数値化などをよりの確に捉える努力が必要と考えられる。

参考文献

- 1) ISO2394, General principles on reliability for structure, 1998.
- 2) ISO: ISO3010, Bases for design of structures - Seismic actions on structure, 5th draft, ISO/TC98/WGI N41, 1998.
- 3) CEN: Eurocode 1, Basis of design and actions on structure - Part 1: Basis of design, ENV 1991-1, 1994.
- 4) CEN: Eurocode 2, Basis of concrete structure - Part 1: General rules and rules for buildings, DD ,ENV 1992-1-1, 1991.
- 5) 松島 学, 松井邦人, 井出周治: 確率論的手法に基づく RC 構造物設計における最適降伏震度設定の一方法, 土木学会論文集, 第 420 号/V-13, pp.181~190, 1990 年 8 月.
- 6) 牧野誠太郎, 松島 学, 横田 優: 塩害劣化を受ける RC 構造物の耐震性能評価に関する研究, 土木学会四国支部第 8 回技術研究発表会, PP.396-397, 平成 14 年 5 月
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002.3.
- 8) 中川貴之, 堤 知明, 松島 学: 塩害劣化を受ける RC 構造物の劣化予測, コンクリート工学年次論文報告集, pp.415~420, Vol.22, No.1, 2000.
- 9) 松島 学, 関 博, 横田優: 塩害を受けるコンクリート構造物の劣化予測, コンクリート工学年次論文報告集, pp.1507~1512, Vol.24, No.2, 2002.
- 10) 堤 知明, 白井伸一, 安田 登, 松島 学: 塩害劣化に関する影響因子の実データに基づく定量評価, 土木学会論文集, No.514/V-32, pp.55~64, 1996 年 8 月.
- 11) 宮川豊章: Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学博士論文, 1985.2
- 12) 石橋忠良, 吉野伸一, 青木桂一: 鉄筋コンクリート部材のじん性率, 構造物設計資料, No.79, pp.3~10, 1985
- 13) 田治見宏: 建築振動学, コロナ社, 昭和 49 年, pp.132~135.
- 14) 土木学会: コンクリート標準示方書 耐震設計編, 1996.7.
- 15) 佐藤文則, 岩波光保, 横田弘: 鉄筋腐食が鉄筋コンクリート接合部に及ぼす影響に関する研究, 土木学会論文集 No.732/V-59, 63-76, 2003.5.
- 16) 佐藤文則, 岩波光保, 横田弘: RC 部材接合部の構造性能に及ぼす内部腐食鉄筋の影響, 港湾空港技術研究所資料, No.1006, Sep.2001.
- 17) 堤 知明: 海洋環境下における鉄筋コンクリート構造物の健全度診断に関する研究, 東京都立大学博士論文, 1997.2

(2003 年 9 月 12 日受付)