塩害劣化を受けるコンクリート構造物の ライフサイクルコストを考慮した最適補修時期

Optimum Repairing Level of Concrete Structure received Chloride induced Damage with considering Earthquake in Life Span.

松島 学*,田中 秀周**,横田 優***,中川 裕之**** Manabu Matsushima, Hidechika Tanaka, Masaru Yokota and Hiroyuki Nakagawa

*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, 香川大学大学院工学研究科(〒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, 部・部長(〒761-0192 香川県高松市屋島西町 2109-8) ****四国総合研究所土木技術部, 副主席研究員(〒761-0192 香川県高松市屋島西町 2109-8)

Deterioration of concrete structure has been drawing a greater social attention and severe chloride damage has been observed in seaside area. In this paper the method to seek the optimum repairing level of concrete structure is proposed by evaluating the seismic capacity of concrete structure deteriorated by chloride induced damage. Since deterioration parameters and seismic parameters involve various uncertain factors, the proposed method is defined the parameters based on reliability theory. Four parameters concerning with chloride induced damage are chosen as the statistical parameter. Four parameters are the diffusion coefficient of chloride ion, thickness of cover, the limit chloride ion density of corrosion and the limit corrosion rate of surface cracking. The optimum repairing level is obtained by minimizing the total expected cost in life span.

Key Words: Chloride induced Damage, Concrete Structure, Life Cycle Cost, Total Expected Cost, Repairing Timing キーワード: 塩害劣化, コンクリート構造物, ライフサイクルコスト, 総期待費用, 補修時期

1. はじめに

コンクリート構造物は、耐久性がすぐれているため、 メンテナンスフリーと考えられてきた.近年、鉄筋コン クリート構造物に塩害、アルカリ骨材反応、凍害などを 原因とした劣化が報告されている.構造物を長期供用に 供するためにも維持管理の必要性や重要性が認識される ようになって来ており、土木学会のコンクリート標準示 方書でも「維持管理編」¹⁾が刊行されている.供用年数 と橋梁数の推移の関係を図-1に示す²⁾.供用年数を 50 年と考えると、2030年以降には橋梁総数の半分を超える ことが試算されている.上記情勢の下で、建設から供用 停止に至るトータルコストの中で維持管理費の示す割合 が高くなってくると予想される.コスト低減が強く要請 される今日では、ライフサイクルコスト(Life Cycle Cost:以降 LCC と略する)に注目が集まってきている. 小原ら³⁾は、供用期間を 100 年として、LCC を初期建



設コスト,維持管理コストおよび地震損傷復旧コストで 計算し,初期建設時点における最適な仕様と最適な工法 と時期を評価している.その結果,初期建設時に表面保 護工などの初期費用を掛けた方が LCC を考慮するとコ ストが最適となるとしている.

相原ら⁴⁾は,塩害環境下でのコンクリート道路橋の LCC 評価の試算を行っている.この研究では,社会的損 失費用を考えた場合と考えない場合での最適解を求めて おり,解に大きく影響を及ぼすことを求めている.

小牟禮ら⁵は、マルコフ連鎖モデルを用いて劣化進行 を実桟橋に適用し、過去の調査結果から推定された劣化 度の将来予測値と経年後の実際の劣化度を比較している. マルコフ連鎖モデルの劣化予測は、経年後に行った調査 結果とよく一致している.

小原ら、相原らの研究の各モデルは、確定論的な劣化 モデルであり、自然の現象を考えると、ばらつきが大き く確定論的アプローチには問題が多いと考えられる.従って、信頼性理論のようにばらつきを考慮したモデルの ほうが実現象をうまく説明できると考えられる.小牟禮 らは、既往の数多くの実桟橋のばらつきからマルコフ過 程を考慮しているが、個々の桟橋の構造特性や周辺環境 が違うものをひとつの母集団として取り扱うには、問題 がある.このように、経年変化を考慮した構造物のLCC を考慮した最適な補修時期の算定法、評価方法が確立さ れていないのが現状である.

本研究は、LCC 算定の構造物として,海洋環境下にあ り塩害にさらされる鉄筋コンクリート構造物を対象にし た.塩害劣化のモデル化とLCCを計算するための基本概 念や評価システムのフローを精査し,新たに再劣化を評 価するための「再劣化係数」を導入した.費用は補修費 用と地震時の期待損失費用を取上げ,現在価値法を導入 し,総期待費用最小の原理に基づき,最適な補修レベル の選定を行う.この考え方を基に,塩害を受ける橋梁上 部工の鉄筋コンクリート部材に適用し,上記の方法の妥 当性を検証した.

2. 塩害劣化のモデル

2.1 塩害劣化

塩害とは、コンクリート中の鋼材の腐食が塩化物イオ ンの存在により促進され、腐食生成物の体積膨張がコン クリートにひび割れや剥離を発生させ、鋼材の断面減少 などを引き起こすことにより、構造物の諸性能が低下す る現象である.塩害劣化の過程は、図-2 に示す⁶よう に、①潜伏期、②進展期、③加速期、④劣化期の4つの 区分が考えられる.コンクリート表面から塩化物イオン が浸透し、鉄筋の腐食を開始させ、鉄筋腐食膨張圧によ りひび割れが発生し、その後鉄筋の腐食速度が加速され、 耐荷力が低下し、終局を迎える.本研究では、上記述の 内、①潜伏期、②進展期、③加速期の3つをモデル化し て使用する.劣化期は、耐力が低下する時期であり、本 モデルでは鉄筋の腐食が時間と供に増大するモデルを考 えているため、加速期と劣化期の区分は行わない.

塩害劣化のように自然環境に大きく支配される現象は, 劣化現象の各因子に大きなばらつきを有することが自明 である.本研究では,これらのばらつきを定量的に取り 扱うために,各劣化因子を確率論的な手法を用いて記述 することにした.



2.2 潜伏期

潜伏期は,鉄筋のかぶり位置における塩化物イオン濃 度が塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度に達するまで の期間とし,塩化物イオンの拡散が期間を決定する要因 となる.塩化物イオンの見かけの拡散係数により鉄筋位 置での塩化物イオン濃度は計算される.塩化物イオンの 拡散の予測には式(1)を用いる.これはフィックの第2法 則として知られる拡散方程式を境界条件一定として解い た解ⁿである.

$$\mathbf{C}(\mathbf{t}_{\mathrm{X}},\mathbf{t}) = \mathbf{C}_{0} \left\{ 1 - \mathrm{erf}\left(\frac{\mathbf{t}_{\mathrm{X}}}{2\sqrt{\mathbf{D}\cdot\mathbf{t}}}\right) \right\}$$
(1)

ここで, C(x, t):かぶり t_x(cm), 時刻 t(年)における塩化 物イオン濃度(kg/m³), C₀:表面塩化物イオン濃度(kg/m³), D:塩化物イオンの見掛けの拡散係数(cm²/年), erf:誤差 関数である.

鉄筋近傍の塩化物イオン濃度が,塩化物イオンの鋼材 腐食発生限界濃度に達したときに鉄筋の腐食が開始する とした.

本研究では,潜伏期のモデルの各因子の中で,

①塩化物イオンの見掛けの拡散係数 D

②かぶり t_x

③塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度 Cer

を確率変量として取り扱うものとした.確率変量の分布 形状,平均値,標準偏差については3章で説明する.

表面塩化物イオン濃度は,自然環境に大きく左右され,

各因子の中で一番ばらつきが大きな項目である.しかし, 本研究では,この表面塩化物イオン濃度を特性値と考え, 確定値として取り扱うことで,自然環境の各因子の複雑 さを取り扱わなくて済むようにした.

2.3 進展期

進展期では鉄筋の腐食速度が期間を決定する要因と なり,鉄筋の腐食開始から腐食ひび割れ発生までの期間 を進展期とする.外部から拡散される鉄筋近傍の塩化物 イオン濃度の増大により鉄筋の腐食速度が促進されると し,腐食減量を求めた.

鉄筋の腐食速度 Δ_rは,分極抵抗 R に逆比例すること から,式(2)が成り立つ⁸⁾.

$$\Delta_{\rm r} = \frac{\rm K}{\rm R} \tag{2}$$

ここで、K は鋼材の種類によって決まる定数で、一般 に鋼材の場合、0.026~0.052V(V:ボルト)の範囲にあると されており、通常 K=0.026V が使用される.分極抵抗を 定式化できれば、鉄筋の腐食速度を決定することができ る.

筆者ら⁹⁰は、ニューラルネットワークシステムを用い て、分極抵抗の非線形回帰式の構築を行った.使用した データは、西日本各地の実橋脚を対象に分極抵抗法を用 いて分極抵抗を測定した.さらに、現場で容易に測定す ることができうる①鉄筋近傍の塩化物イオン濃度、②中 性化残り、③外気温度、④含水率も同時に測定した.回 帰式は、測定された分極抵抗と上記の因子との関係を求 めることで、4 因子が求められれば回帰式より分極抵抗 を求められ、結果として式(2)により鉄筋の腐食速度が求 められる.

データ整理では、分極抵抗が 500k Ω cm²以上のものは、 鉄筋の腐食速度がほぼゼロであることから、回帰式構築 では棄却した. さらに、鉄筋の腐食速度 20mg/cm²/year 以上のものも、腐食により鉄筋近傍のコンクリートにひ び割れが発生しており、分極抵抗の値が不安定であると し、これも棄却した. したがって、129 組のデータを用 いて回帰を構築した.

中性化残りの範囲は-51mm~56mm であり,塩化物イ オン濃度の範囲は0.42 kg/m³~8.9 kg/m³であり,十分に 実用の範囲を網羅している.含水率の範囲は,2.0%~ 10.0%であり,鉄筋の腐食速度がある程度の大きさであ ることを想定した回帰式である.気温の範囲は11.2℃~ 31.0℃であり,西日本で得られたこともあり若干大きい.

回帰式はニューラルネットワークによって得られた 重みより,式(3)のように求められる. 各因子は,最小が 0.0,最大が 1.0 となる感度を持つ式であり,式(4)~(7) で求められる.

$$\mathbf{R}(\mathbf{T}, \mathbf{C}, \mathbf{W}, \mathbf{X}) = \mathbf{R}_0 \cdot \mathbf{P}_{\mathbf{X}}(\mathbf{X}) \cdot \mathbf{P}_{\mathbf{C}}(\mathbf{C}) \cdot \mathbf{P}_{\mathbf{W}}(\mathbf{W}) \cdot \mathbf{P}_{\mathbf{T}}(\mathbf{T}) \quad (3)$$

ここで、 R_0 =500k Ω cm². R_0 は式(3)の感度係数が 1.0 のと き、つまり最大のとき、取りうる分極抵抗の値である. 分極抵抗が 500k Ω cm²以上の値は除外したので、 R_0 は 500k Ω cm²となる.

中性化残りの感度 P_x(X)は,式(4)のように表される.

$$P_{X}(X) = \frac{1}{1 + \alpha_{X} \cdot \exp\left(-\frac{X}{\beta_{X}}\right)}$$
(4)

ここで、X:中性化残り(mm)、 α_X 、 β_X は係数でありそれ ぞれ、 α_X =0.592、 β_X =24.22 となる.

塩化物イオン濃度の感度 P_C(C)は、式(5)のように表される.

$$P_{c}(C) = \gamma_{c} + \frac{1 - \gamma_{c}}{1 + \alpha_{c} \cdot \exp\left(-\frac{C}{\beta_{c}}\right)}$$
(5)

ここで、C:塩化物イオン濃度(kg/m³)、 α_{c} 、 β_{c} 、 γ_{c} は係数でありそれぞれ、 α_{c} =0.372、 β_{c} =-1.395、 γ_{c} =0.135となる.

含水率の感度 Pw(W)は、式(6)のように表される.

$$P_{w}(W) = \frac{1}{1 + \alpha_{w} \cdot exp\left(-\frac{W}{\beta_{w}}\right)}$$
(6)

ここで、W:含水率(%)、 α_W 、 β_W は係数でありそれぞれ、 α_W =0.0667、 β_W =-1.812 となる.

温度の感度 P_T(T)は,式(7)のように表される.

$$P_{\rm T}(T) = \alpha_{\rm T} \cdot (T - 25) + \beta_{\rm T} \tag{7}$$

ここで、T:気温(°C)、 α_T 、 β_T は係数であり、それぞれ α_T =-0.0124、 β_T =0.743 である.式中の値 25 は基準温度 25°Cを表しており、25°Cを中心とした関数とした.

本研究では、鉄筋の腐食速度に影響を及ぼす4つの因 子の中で、含水率と温度を確定量として取り扱った. コ ンクリート構造物の含水率は、3%以下では十分に乾燥し ており、鉄筋が腐食することはあまり生じない.本現場 調査データは 2.0%~10%の範囲にあり、本研究ではそ の最頻値である 5%を特性値として設定し、確率変量と は設定しなかった.温度は高くなると鉄筋の腐食速度は 速くなり、低くなると遅くなる.腐食減量には平均的な 値が大きく影響すると考え,日本の平均気温 15.8℃¹⁰⁾を 特性値とした.したがって,鉄筋近傍の塩化物イオン濃 度と見かけの拡散係数,およびかぶりが鉄筋の腐食速度 のばらつきを説明する確率変量となる.

腐食ひび割れがコンクリート表面に達すると,加速期 に入ると定義した.コンクリートに腐食ひび割れが発生 する要因は,前述の鉄筋の腐食速度と腐食ひび割れが発 生する限界となる腐食減量である.腐食減量は,腐食生 成物の種類,腐食箇所の分布などにより大きくばらつく ¹¹⁾ことが知られている.よって,既往の研究のデータを 整理することにより,確率変量として取り扱った.

2.4 加速期

加速期は、進展期同様、鉄筋の腐食減量が期間を決定 する要因となる. コンクリート中の鋼材が腐食すると腐 食生成物の体積膨張のために鋼材周囲のコンクリートに 引張応力が発生し、コンクリートにひび割れを生じる. 加速期に入るとひび割れ幅が大きくなり、酸素や水、塩 化物イオンの浸透量が増え、鉄筋の腐食速度が大幅に上 昇すると考え、実構造物での調査結果から経験的に進展 期の3倍の鉄筋の腐食速度とした.

3. 各因子のモデル

3.1 拡散則のモデル

筆者ら¹²は、見掛けの拡散係数を求めるために、東京 湾岸の桟橋施設を対象に一次元拡散則が適用できるもの としてコンクリートの見かけの拡散係数を調査している. その結果を整理すると、図-3 に示すように得られたデ ータ 66 個より、平均値 μ =1.73×10⁸cm²/sec,標準偏差 σ =1.59×10⁸ cm²/sec(データ数 66 個)の対数正規分布で表 される.



3.2 かぶりのモデル

耐久性を確保する基本は,密実で均一なコンクリート を用いてかぶりを大きく取ることであり,これによりミ クロセルあるいは,鉄筋の腐食速度のより大きなマクロ セルについても良好な防食効果がある.かぶりの大きさ は、施工時の型枠・鉄筋の加工組み立ての誤差、鉄筋の 寸法誤差や曲がり、コンクリート打ち込み時の型枠・鉄 筋の移動などによってばらつきが生じる¹³⁾.本研究では かぶり t_x を、式(8)に示すように設計かぶり t_d に対してか ぶり Δt の施工誤差を考えるものとして表される.

$$\mathbf{t}_{\mathrm{x}} = \mathbf{t}_{\mathrm{d}} - \Delta \mathbf{t} \tag{8}$$

既往の文献¹⁴⁾によると、実構造物の設計かぶりのばら つきは、平均値 μ =0.0cm、標準偏差 σ =1.0cm の正規分 布で表されるとしている.本研究でも、本モデルを採用 した.

3.3 塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度のモデル

堤ら¹⁵⁾は,塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度を求 めることを目的として,普通ポルトランドセメントを用 いて,一ヶ月間の暴露試験を行っている.この試験では, 試験体を塩水に浸漬した場合と乾湿繰り返した場合を行 っている.その結果から鉄筋の腐食面積率(=腐食面積/ 鉄筋の全面積)と鉄筋近傍の全塩化物イオン濃度の関係 を求めている.本研究では鉄筋表面の腐食面積率が上限 値 0.3%に達した時を腐食開始と仮定し,その時の塩化 物イオン濃度を限界値と定めることとした.実験結果を 再整理することで,図-4 に示すように塩化物イオンの 鋼材腐食発生限界濃度は,平均値 μ =3.07kg/m³,標準偏差 σ =1.26kg/m³の対数正規分布としてモデル化できる.





3.4 限界腐食減量のモデル

筆者ら¹¹⁾は,実構造物の劣化機構を模擬するために, 鉄筋コンクリート部材を乾湿繰返し試験装置を用いて, 塩害による劣化を行った.この結果を利用して,ひび割 れ発生の限界腐食減量を求めた.本試験装置は,3.5日間試 験体を75℃の海水に浸し,水と塩化物イオンを浸透させ た後,3.5日間 15℃で乾燥させ,鉄筋の腐食を促進させ るもので、このサイクルを繰り返すことで試験体を劣化 させた. 試験体表面に発生する腐食膨張によるコンクリ ート表面のひび割れ幅が 0.1mm に達した時をひび割れ 発生と定義し、このときの鉄筋の腐食減量をひび割れ発 生の限界腐食減量とした. 求められたひび割れ発生の限 界腐食減量の分布を図-5 に示す. 図中には、本モデルの 分布形状を対数正規分布でも同時に示す. 本研究では、 ひび割れ発生の限界腐食減量の確率変量を平均 μ =103.8mg/cm²、標準偏差 σ =28.0mg/cm²の対数正規分布 にモデル化した.



4. 補修レベルのモデルの構築

4.1 補修レベル

コンクリート構造物はある程度外観上で判断すること ができ、特にひび割れ幅は劣化評価の大きな指標となっ ている.本研究では補修レベルをひび割れ幅で評価する ことにした.補修レベル L とひび割れ幅 W の関係を表 -1のように仮定した.既往の電食実験¹⁴⁾から得られた 鉄筋の腐食減量とひび割れ幅の関係を図-6 に示す.図 に見られるように腐食減量がある値になるとひび割れが 発生し、ひび割れ幅と腐食減量の関係は、線形関係にあ る.したがって、本研究ではひび割れ幅から腐食減量を 求めることで、補修レベルとの関係を求め、さらに各補 修レベル間の中間値も、ひび割れ幅と対応させた.

4.2 再劣化モデル

全ての部位を補修しても、塩害を受けた構造物を補修 した場合、コンクリート中に浸透した塩化物の塩分全て を除去することは困難であり、再劣化も懸念される.そ のため、補修後構造物は新設と全く同じ条件とはならず、 劣化は早期に発生すると考えられる.本研究では、再劣 化を考慮するための再劣化係数を考えた.補修間隔に対 し、式(9)に示すように再劣化係数を乗ずることで再劣化 を考慮した.

表-1 補修レベルLとひび割れ幅Wの関係

補修レ ベル L	記述	備考	
1.0	かぶり部がはく離し、著しい 損傷がひられる (12mm 相当)	(劣化期)	
2.0	損傷がみられる. (1.2mm 相当)		
	割れ幅で 0.8mm に達する.	(加速期)	
3.0	ひび割れが顕在化し、ひび割	(進展期)	
	れ幅 0.4mm 程度に達する.		
4.0	微細なひび割れが発生する.	(進展期)	
	(0.2mm)		
5.0	健全.	(潜伏期)	

注:補修レベルの中間値は、各補修レベル間の中央値の ひび割れ幅を採用した。



図-6 ひび割れ幅Wと腐食減量△の関係

4.3 構造物の破壊確率

対象となるコンクリート構造物の鉄筋の断面減少量が 20%以上になると、地震時の荷重により倒壊すると考え た.この理由は、20%を超えると異形鉄筋の節が腐食に より消失し、鉄筋コンクリート構造物としての仮定が成 り立たなくなると考えたからである.腐食減量と経過時 間の関係を図-7 に示す。図中の曲線は、時間が立つに 連れて腐食減量が増加する劣化モデルの平均値である。 ある時間 t₀で、モデルの分布のばらつきを考えると、鉄 筋の腐食減量が 20%を超える確率が、年破壊確率 Pf(t₀) と定義される。

対象とする地震の再現期間をT年とすると、地震の年 発生確率 P_iは、式(10)で表される.

$$P_i = \frac{1}{T}$$
(10)

$$\mathbf{T}_{\mathbf{k}} = \mathbf{T}_{\mathbf{1}} \cdot \boldsymbol{\gamma}^{\mathbf{k}-\mathbf{1}} \tag{9}$$

地震の年発生確率を P_iとし, n 年間に対象とする地震 が発生する確率 P₀は,式(11)で表される.

$$P_0 = 1 - (1 - P_i)^n \tag{11}$$

図-7 に示すように $P_f(t) \cdot P_i \epsilon t$ 年での地震に対するコ ンクリート構造物が破壊する年確率とすると、供用年数 m年内での破壊確率 P_{fm} は、式(12)で求められる.

$$P_{fm} = 1 - \prod_{i=1}^{m} (1 - P_f(t) \cdot P_i)$$
(12)

ここで、**P**_f(t):t 年時での鉄筋の断面減少量が 20%以上 になる確率、**P**_i:地震が発生する年確率、m:コンクリ ート構造物の供用年数である.



図-7 to年の年破壊確率のモデル

4.4 総期待費用のモデル

供用年数内の補修費用と地震による期待損失費用の 和を総期待費用 C_Tとすると,式(13)で表される.

$$\mathbf{C}_{\mathrm{T}} = \mathbf{n} \cdot \mathbf{C}_{\mathrm{R}} + \mathbf{P}_{\mathrm{fm}} \cdot \mathbf{C}_{\mathrm{f}} \tag{13}$$

ここで,n:供用年数内の補修回数,C_R:補修費用,P_{fm}: 供用年数内の破壊確率,C_f:地震時の損失費用となる.

地震被害時の損失費用 C_f は,式(14)に示すように破壊 時の直接損失費用 C_D と破壊時の社会的損失費用 C_S の 2 つの損失費用の足し合わせで表される.

$$\mathbf{C}_{\mathrm{f}} = \mathbf{C}_{\mathrm{s}} + \mathbf{C}_{\mathrm{p}} \tag{14}$$

直接的損失費用は、倒壊時に取り除く費用と新設する費 用の足し合わせで、初期建設費 C_c の2倍程度と定量的 に評価することができる.しかし、破壊時の社会的損失 費用 C_s は、コンクリート構造物の重要度、使われ方など によって異なり、評価をすることが難しい.例えば、コ ンクリート構造物である橋梁などが倒壊すると,復旧ま での期間通行できなくなる時,主要幹線道路であれば社 会的に大きく損失を与えるが,ほとんど交通量のない橋 梁などの場合は迂回できるなどで社会的に大きな損失与 えないことを意味する.したがって,本研究では,式(15) のように地震時の損失費用 C_fを建設費の係数γ倍で評価 することにした.

$$C_{f} = \gamma \cdot C_{C} \tag{15}$$

本研究では,γを重要度係数と呼称する.

補修費用 C_Rを式(16)のように,初期建設費用に対する 補修費用の係数 α 倍で評価することにした.

$$C_{\rm R} = \alpha \cdot C_{\rm C} \tag{16}$$

ここで、αは補修費用の係数である.補修費用を大きく 区分すると、足場などの仮設費用と補修の直接費用の2 つがある.特に補修レベルが小さい場合、補強となるた め補修費用を大きく見積もった.補修費用のモデルを図 -8のように補修レベルLが下がるにつれて増加すると した.図-8を見るとわかるように、補修レベル2.0以 下は補強となるため、補修費用の係数αが大きくなる.



図-8 補修費用係数 a と補修レベル L

次に,式(13)の総期待費用を無次元化するために,式 (15)と式(16)を式(13)に代入すると,式(17)のように総期 待費用の無次元量 C_{0T}が求められる.

$$C_{0T} = \frac{C_T}{C_C} = \mathbf{n} \cdot \boldsymbol{\alpha} + \mathbf{P}_{\rm fm} \cdot \boldsymbol{\gamma} \tag{17}$$

4.5 時間的価値の評価方法

供用年数内に行われる損失費用,補修費用の時間的な 差により生じる時間的な価値を補正するために,経済学 でよく用いられる現在価値法を用いた.本手法は,将来 支出される費用の金利を考え,現在の価値に割り戻す手 法である.建設後 n 年での価値 C_{t=n}を建設時 n=0 に割り 戻すには,式(18)のように表される.

$$\mathbf{C}_{t=0} = \frac{1}{\left(\mathbf{l} + \mathbf{k}\right)^n} \cdot \mathbf{C}_{t=n}$$
(18)

ここで、n:経過年数、k:年利、年利は4%とした.

5. ライフサイクルコストを用いた最適な補修計画

ライフサイクルコストを用いた最適な補修計画を作 成するために、提案した塩害劣化モデルから塩害劣化の 経時変化を求めた.対象構造物の環境条件を瀬戸内海沿 岸の橋梁などが置かれている飛沫帯環境を考慮し、表面 塩化物イオン濃度 C₀を飛沫帯の13.0 kg/m³とした.設 計かぶりは 8cm とし、対象とする地震は南海地震とし、 その再現期間を44年とした.コンクリート構造物の供用 年数は 50年とした.劣化予測の計算は確率変量として 取り扱った4つの因子を2,000個の乱数を発生させるこ とで求め、その組み合わせから、各年数の鉄筋の腐食減 量と年破壊確率を算出した.本劣化モデルの確率変量を まとめて表-2に示す.なお、本研究では各因子は独立 として取り扱った。

項目	平均値 μ	標準偏差σ	分布
見かけの拡散係数 D(am ² /sea)	1.7×10 ⁻⁸	1.59×10 ⁻⁸	LN
鋼材腐食発生限界濃	3.07	1.26	LN
度 C _{cr} (kg/m ³)			
限界腐食減量	102.0	27.1	LN
$\Delta C(mg/cm^2)$	$\Delta C(mg/cm^2)$ 103.0		LIN
かぶり厚さの施工誤	0.0	1.0	Ν
差 Δt(cm)	0.0		

表-2 ばらつきを考慮した因子

注:LN: 対数正規分布, N: 正規分布

計算から得られた腐食減量 Δ の平均値と経過時間 t の 関係を、図-9(a)に補修レベル L=3.0 の場合、図-9(b) に補修レベル L=4.0 の場合を示す.腐食によるひび割れ 幅は、補修をすると無くなり、劣化が進行することによ り増大し、補修をする繰り返しが見られる.さらに、補 修を行うことにより、次の補修までの期間も短くなる. 腐食減量は、経過時間と供に増加するのがわかる.補修 レベル L=3.0 の場合は、補修回数が 3 回となってい る.腐食減量は、L=3.0 では 50 年経過時点で 350mg/cm² であるのに対し,L=4.0 では 290 mg/cm² である.この結 果が破壊確率に影響する.破壊確率 P_{fm} と経過時間 t の 関係を図-10(a)に,補修レベル L=3.0 の場合,図-10(b) に,補修レベル L=4.0 の場合を示す.図に見られるよう に補修レベル L=3.0 の場合と補修レベル L=4.0 の場合を 比べると,破壊確率は補修レベルが違っても、巨視的に 見ればほぼ同様の傾向を示す。

補修回数 n と補修レベル L の関係を図-11 に示す. 補 修レベルが 3.0 までは,供用年数内の補修回数は 2 回で あり,それ以上補修レベルが大きくなると,補修回数も 3 回に増大する.

破壊確率 P_{fm}と補修レベル L の関係を図-12 に示す. 補修レベルが小さくなると,指数的に破壊確率が増大する.

総期待費用と補修レベルの関係を図-13(a)~(c)に示 す.(a)は重要度係数 γ=2.0 の場合を,(b)は γ=10.0 の場合 を,(c)は γ=30.0 の場合である.γの値の設定は,2.0 は 社会的損失費用を考慮しない場合,10.0 は社会的損失費 用を中くらいに考慮した場合,









図-13(c) 最適補修レベル(γ=30.0)

30.0 は社会的損失費用を大きく考慮した場合である. ど の図でも、補修レベルが大きくなるにつれて期待損失費 用が指数的に小さくなる. 補修費用は、補修レベルが小 さいと補修ではなく補強となり、1 回当たりの補修費用 が大きくなるため、補修費用が大きくなる. また,補修レ ベルが大きいと補修回数が多くなるために、やはり補修 費用が大きくなる. 補修費用は、補修レベルに対し、す り鉢状の形状を示す. この両者を足し合わせたのが総期 待費用で、この値が最小値を取るときが最適補修レベル である. 最適補修レベルは,重要度係数γを変化させて も,補修レベルL=3.0 が最適補修レベルとなる.

6. まとめ

本研究では、LCC 算定の構造物として,海洋環境下に あり塩害にさらされる橋梁上部コンクリート構造を対象 にし,確率論に基づいて塩害劣化に関する各因子を設定 し,劣化モデルを構築した.供用年数内の塩害劣化によ る補修費用と地震時の期待損失費用を取上げ,総期待費 用を比較し,最適補修レベルの選定をした.本研究で, 明らかになったことを以降に箇条書きで示す.

- (1) 塩害劣化を受けるコンクリート構造物の劣化モデル を信頼性理論に基づいて構築した.塩害劣化の確率 変量は、①塩化物イオンの見かけの拡散係数、②か ぶり、③塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度、④ 限界腐食減量が設定され、腐食発生時期、鉄筋の腐 食速度、ひび割れ発生時期が統計量として表される.
- (2) 耐用期間内の補修費用と地震力による倒壊時の期待 損失費用の足し合わせによる総期待費用を設定し, 最適補修レベルの求め方を提案した.各費用は,時 間的価値を補正するために,現在価値法を用いた.
- (3) 対象構造物は,設計かぶり8cm,耐用年数を50年, 対象とする地震動を南海地震とし,再現期間を40 年として,試算を行った.その結果,重要度係数γ が変わっても補修レベルL=3.0で補修を行うのが 良い補修計画であるという結果が得られた.

参考文献

- 社団法人土木学会:2001 年制定コンクリート標準示方 書[維持管理編]制定資料,2001.1.
- 2) 国土交通政策研究所:「我が国経済社会の長期展望と 社会資本整備のあり方に関する研究―持続可能な成 長と国民の多様な選択の実現に向けたストックの形 成一」,建設政策研究センター報告書(PRC NOTE 第 23 号), 1999.3.
- 3)小原孝之,金子修,金刀督純,三島徹也:橋脚のライ フサイクルコスト算定に関する-考察,コンクリート 工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1957~1962, 2003.7.
- 4)相原康平,松下博通,鶴田浩章,佐川康貴:塩害環境 下におけるコンクリート道路橋の LCC 評価に関する 研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.26,No.2, pp.1783~1788,2004.6.
- 5)小牟禮建一,濱田秀則,横田弘,山路徹:塩害を受ける桟橋上部工のマルコフ連鎖モデルを用いた劣化予測に基づく LCC 算定に関する考察, Vol.26, No1, pp.2061~2066, 2004.6.
- 6) 宮川豊章: Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学博士論文, 1985.2.

- 7) 社団法人日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術 '05 [基礎編], p.190, 2005.1.
- 8) 黒田裕伸,松島学,横田優,佐々木孝彦,飯島亨:ニ ューラルネットワークを利用したコンクリート中に ある鉄筋の腐食速度の推定式の構築,第9回設計工学 に関するシンポジウム 講演論文集,pp.133~139, 2005.12.
- 9) 黒田 裕伸,横田 優,佐々木 孝彦,松島 学:塩害と 中性化の複合劣化を受けるコンクリート中にある鉄 筋の腐食速度,土木学会第 60 回年次学術講演会講演 概要集,pp.763~764,2005.9.

10)気象庁:ホームページ気象統計情報 (http://www.jma.go.jp/jma/ menu/report.html)

- 11)伊澤純平,松島学,横田優:腐食ひび割れ発生限界腐 食減量に関する-考察,土木学会第59回年次学術講 演会講演概要集, pp.515~516, 2004.9.
- 12)松島学,堤知明,関博,松井邦人:塩害環境下における RC 構造物の設計かぶり,土木学会論文集 No490/V-23, pp.41~49, 1994.5.
- 13)建設省・国土開発技術センター,建設省総合技術開発 プロジェクト、コンクリートの耐久性向上技術の開発 報告書,1988.11
- 14)社団法人日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術 '05 [基礎編], pp186, 2005.1.
- 15)堤知明,本橋賢一,ミスラースディール,山本明雄: 若材齢で海水に接するコンクリート中の鉄筋腐食に 関する実験,コンクリート工学年次論文報告 13-1, pp.651~656, 1991.
- 16)高橋稔明,酒井通孝,関博,松島学:塩害環境下におけるRC構造物のLCC算定と補修工法選定システムの開発,コンクリート工学論文集,第16巻第3号, pp.21~29, 2005.9.

(2006年9月8日受付)