

RC 棧橋施設の最適検査間隔

松島 学*・関 博**・松井邦人***

近年、海岸施設にあるコンクリート構造物で塩害による劣化が顕在化してきており、所要の機能を維持するためには、定期的に検査を実施して、その結果によっては適切な補修を行うことが必要と考えられるようになってきた。

本研究では、鉄筋コンクリート構造のくい式棧橋を対象として取り上げ、定期点検の最適検査間隔を補修費用および損失費用と検査費用のトレード・オフの問題と考え、期待費用最小の方法により定量的に求めることを試みた。

Keywords : optimum inspection term, deterioration model, piled piers, minimum expected cost method

1. はじめに

従来、コンクリート構造物は半永久的と考えられ、メンテナンス・フリーが大きな特徴と見られてきた。材料を選別し、慎重な施工を実施すれば、長期にわたり構造物の性能を保持し得る無筋のコンクリート構造物があるのも事実であるが¹⁾、一方では、塩害による鉄筋の腐食、アルカリ骨材反応などの早期劣化も大きな問題として近年提起されている。特に、海岸線にある鉄筋コンクリートでは、塩害による影響は大きく^{2), 7)}、コンクリート構造物であっても所要の供用性能を保持するために定期的な点検を実施し、必要に応じて適切な補修を実施することが求められるすう勢になってきている。

構造物の供用期間内に実施する定期的な点検は、回数が多くなると検査費用が増加し、逆に、少ない回数では構造物の重大な劣化を見落とし、その後多大な補修費用を要することになる。道路、鉄道、港湾などの公共施設では経験を基礎として検査間隔を仕様し、一部実務に取り入れられている。たとえば、棧橋式けい船岸では、供用期間で3~4年間隔、供用10年以降で2年間隔とする考え方も提示されている³⁾。

本研究では検査間隔をより定量的に定めることを目的とし、定期点検の最適検査間隔を補修費用および損失費用と検査費用のトレード・オフの問題と考え、期待費用最小の方法⁴⁾により求めることを試みている⁵⁾。また、塩害などによるコンクリート構造物の劣化は、その原因となる因子は大きくばらつき、確率論的な現象と考えられる。著者らは、すでに、コンクリート構造物の問題に対して確率論的な手法の有効性を検証している⁶⁾⁻⁸⁾。こ

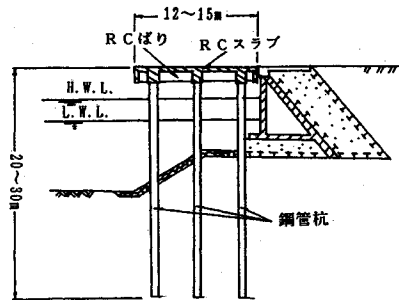


図-1 対象構造物

のため、本報においても劣化を確定論的な立場をとらず、確率論的な手法で解析することを意図している。

本報では、比較的塩害による劣化の可能性が高く、また、劣化データの判定基準の整っている棧橋式けい船岸を検討の対象として取り上げることとした。さらに、各構造部材中で劣化が比較的顕著な上部工のスラブ部分を選定し、最適検査間隔を定量的に求めることを目的とした。

本報は、2章では対象構造物を選定し、既往棧橋の調査結果から確率論的な立場に立って構造物の劣化モデルを構築した。3章では、この劣化モデルを利用して、最適検査期間の間隔を求める手法について説明する。4章では、3章で設定した手法を応用して、若干の解析を実施し、一般的な検査期間の間隔を求めた。

2. 棧橋の劣化モデル

(1) 対象構造物

対象とした構造物は図-1に示すように上部工をRC構造とし、下部工を鋼管ぐいで構成される棧橋であり、本研究では劣化の顕著な上部工のRCスラブに関して検討した。図にみられるように、RCスラブはH.W.L.より上に位置しており、暴露環境としては飛

*正会員 工修 東電設計(株) 技術開発本部研究開発部課長 (〒101 千代田区内幸町1-3-1)

**正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部 土木工学科

***正会員 Ph.D. 東京電機大学教授 理工学部 建設工学科

沫帯に位置している。

(2) 栈橋の劣化モデル

栈橋の劣化モデルは図-2に示されるように、2つの折れ線の関数で示されるものとした。図中で0~Aは外部からの塩化物の侵入等により不動態皮膜が破壊され、鉄筋の腐食が開始されるまでの時間 t_m である。この期間は外部に劣化の現象は見られない。A点を越えると、鉄筋の腐食が進行し、腐食量が限界値を越えると、腐食による膨張圧によって、鉄筋に沿ったひびわれが発生する。その後、表面コンクリートの剝離・剝落と続き、劣化が急速に進み破壊へと進展する。この現象は環境条件や構造材料の相違により大きく異なる⁹⁾。

『劣化防止・補修マニュアル(案)』³⁾によると、目視による外観調査から劣化程度の評価項目は、表-1のように設定している。表-1に示す鉄筋の腐食、ひびわれおよび剝離の各評価項目の劣化レベルを目視調査により判断し、総合評価により表-2で補修の良否の判断をするものである。

本研究では、これらの現象を確定論的に取り扱うのではなく、ばらつきをそのまま表現できうる確率論的手法に基づいた劣化レベルの評価式を設定することを試みた。建設 t 年後の栈橋の劣化レベルの評価は式(1)の1次式で表されるものと仮定した。ただし、 $a_0=0.5$ とする。

$$y_D(t) = a(t - t_m) + a_0 \quad t_m < t$$

$$= a_0 \quad t_m > t \quad \dots\dots\dots(1)$$

関数 $y_D(t)$ の値と各劣化レベルの関係を表-3のように設定する。表-3のように定義したことで、離散量である劣化レベルを連続量として、式(1)のように取り扱うことができる。

いま τ 年後の劣化度 L の分布を $f_R(L|\tau=\tau_n)$ とすると、式(2)で表される。

$$f_R(L|\tau=\tau_n) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \xi \cdot L} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln L - \lambda(\tau_n)}{\xi}\right)^2\right] \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 $\lambda(\tau_n)$ および ξ は式(3)で表される。

$$\left. \begin{aligned} \lambda(\tau_n) &= E[\ln L] = \ln(y_D(\tau_n)) \\ \xi &= \text{Var}[\ln L] = \ln(1.0 + \delta_m^2) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 $E[\cdot]$ は期待値を、 $\text{Var}[\cdot]$ は分散を意味する。 δ_m は t 年後の劣化度の推定誤差の変動係数である。本研究では劣化度が進むにつれて、そのばらつきは大きくなると仮定し、変動係数一定のモデルを考えた。 τ_n は、劣化レベルを計算するための期間である。また、劣化レベルの分布を対数正規分布とした。

現状の技術レベルは、補修・補強に関し、確実な方法が確立されているとは言いがたいが、本研究では補修・補強により劣化レベルをレベル0まで下げることができ

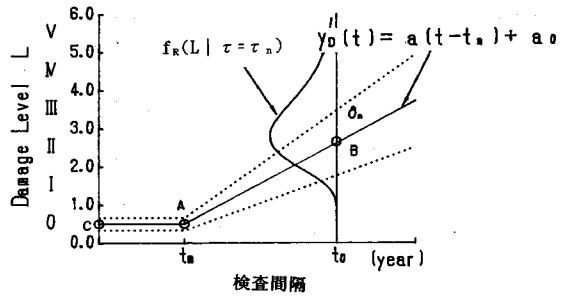


図-2 劣化モデルの概念

表-1 劣化の判定基準³⁾

劣化レベル	スラブの劣化の分類項目 X_{in}		
	鉄筋の腐食 X_{im}	ひびわれ X_{in}	剝離 X_{im}
0	なし	なし	なし
I	コンクリート表面に点錆が見られる。	一部にひびわれ、あるいは蔞状またはグー状出物が2,3箇所見られる。	なし
II	一部に錆汁が見られる。	ひびわれ、あるいは蔞状またはグー状出物が箇所見られる。	一部に浮きが見られる。
III	錆汁多し。鉄筋腐食が広範囲に認められる。	ひびわれ多し。網目状あるいは蔞汁をともなうひびわれをきむ。	一部に剝離が見られる。
IV	浮き錆多し。鉄筋表面の大部分あるいは全周にわたる腐食が広範囲に認められる。	網目状のひびわれ等が全域にわたって多数見られる。	浮き・剝離多し。(一区画面積の4割程度以下)
V	浮き錆著しい。鉄筋断面面積の有意な減少が全域にわたっている。		浮き・剝離多し。(一区画面積の4割程度以上)

表-2 各劣化レベルと補修の要否判定³⁾

総合劣化レベル	0	I	II	III	IV	V
補修の要否判定	補修の要なし		補修の要なし(場合により補修)	補修要		補修要(場合により補強)

表-3 関数 $y_D(t)$ の値と各劣化レベルの関係

劣化レベル	$y_D(t)$ の範囲
0	0.0 ~ 1.0
I	1.0 ~ 2.0
II	2.0 ~ 3.0
III	3.0 ~ 4.0
IV	4.0 ~ 5.0
V	5.0 ~ 6.0

る理想的な状態を仮定した。しかし、劣化レベルを下げる事が可能であっても、図-2のA点までで、それ以下の状態(たとえば、C点)には回復しないものとした。これは、たとえ補修を十分に実施したとしても、コンクリート内部の塩化物を除去することは、不可能と考えたからである。さらに、劣化レベルVに達すると、栈橋は機能をそう失すると仮定し、破壊と定義した。

(3) 劣化開始時間 t_m の決定

本研究では、構造物の劣化は外部からの塩化物イオンの浸透が原因と考える。これは式(4)に示す Fick の

表-4 栈橋の等価拡散係数と表面塩分量の調査結果

項目	等価拡散係数 (cm ² /sec)	表面塩分量 (kgf/m ²)
平均	4.58×10 ⁻⁸	8.17
標準偏差	4.42×10 ⁻⁸	7.76

拡散方程式¹⁰⁾⁻¹²⁾で表すことが出来ると考え、A点は式(4)で計算された塩分量Cの値が鉄筋の不働態皮膜を破壊する限界塩分量C_{limit}に達すると、鉄筋の腐食が開始される時間t_mと定義した。

$$C = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x_t}{2\sqrt{D \cdot t_m}} \right) \right] \dots\dots\dots (4)$$

ここで、

- C: 鉄筋近傍の塩分量 (kgf/m³)
- x_t: 鉄筋のかぶり (cm)
- D: 等価拡散係数 (cm²/sec)
- C₀: 表面の塩分量 (kgf/m³)

erf(・)は誤差関数で式(5)で表される。

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt \dots\dots\dots (5)$$

対象とする既設栈橋の床板のかぶり厚は、x_t=7cmである。ここで問題となるのは、等価拡散係数と表面の塩分量である。コンクリートコアなどでの塩分析を行った場合、表面濃度は表層部の平均塩分量濃度を指すことが多いが、上記のように拡散方程式を利用する場合は文字どおり表面濃度を定めなければならない。対象栈橋のスラブはH.W.L.より上の飛沫帯に位置しており、飛沫を繰り返しかぶることが考えられる。このため、表面に付着した塩分は濃縮されることが想定される。大即ら¹³⁾は、全国96箇所の栈橋施設を対象に、コンクリートの等価拡散係数と表面塩分量を調査しており、その結果をまとめると、表-4の値が得られる。ここで、等価拡散係数は最大でD=18.0×10⁻⁸cm²/sec、最小でD=0.5×10⁻⁸cm²/secであり、表面塩分量は最大でC₀=39.73kgf/m³、最小でC₀=0.37kgf/m³である。

表-4の値を参考にして、本研究では、D=4.58×10⁻⁸cm²/sec、C₀=8.17kgf/m³と平均値を採用した。また、文献14)、15)では限界塩分量は1.2~2.5kgf/m³の間のしきい値があることが言われており、本研究ではC_{limit}=2.0kgf/m³と仮定した。その結果、t_m=9.20となり、以降の計算ではt_m=9年と仮定した。

(4) 劣化速度の係数aの決定

既設栈橋の劣化の調査結果から、劣化速度の係数aを決定する。収集データは、全78個であり、劣化レベルの区分を表-5に示す。この劣化レベルの区分は表-3の区分にしたがって総合評価されたものである。ただし、調査栈橋の建設から調査時点までの年数は、t₀=25年である。その結果、25年経過した栈橋の劣化レベルは、

表-5 既往の調査での栈橋の劣化レベル

劣化レベル L	データ数 n	y ₀ (t)の範囲
0	0	0.0~1.0
I	8(0.31)	1.0~2.0
II	6(0.23)	2.0~3.0
III	12(0.46)	3.0~4.0
IV	0	4.0~5.0
V	0	5.0~6.0

()内は比率

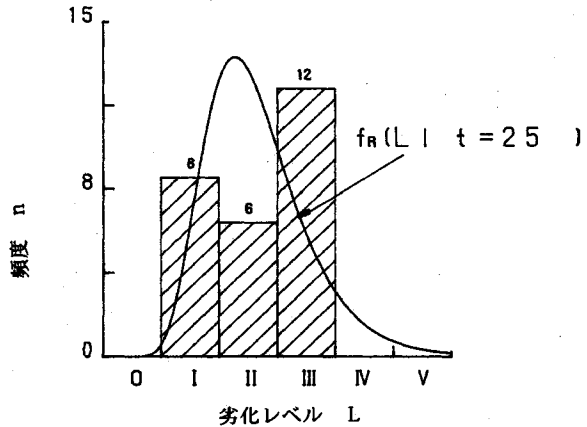


図-3 調査データと解析モデルの比較

平均値L=2.65、標準偏差σ_L=0.88となり、変動係数δ₀=0.332となった。従って、式(1)の係数aの値は0.134となる。表-4の調査データと式(2)で求めた解析モデルの比較を図-3に示す。この結果を見ると、分布形状と実データには整合性があるとは言えないが、劣化したものはさらに劣化が進行するために、はじめ正規分布であったものが対数正規分布に変化するものと考え、データ数が増すと対数正規分布で表されるものと推定した。

3. 最適検査間隔の求め方

供用期間内に実施する定期的な点検は、回数が多くなると検査費用が増大し、逆に、少ない回数では、構造物の重大な劣化レベルを見落とし、その後多大な補償費用または損失費用を要することになる。このような問題は、検査費用と補修費用および損失費用のトレードオフとなる。本研究では以降に説明する期待費用最小の手法⁴⁾を用いて最適検査間隔を求めることとする。

供用期間T_m内に間隔τ_mで検査すると、供用期間内の検査回数は式(6)で表される。

$$n_s = T_m / \tau_m \dots\dots\dots (6)$$

供用期間内にn_s回の検査を行うときの総期待費用C_Tは、式(7)で表される。

$$C_T = C_I + C_R + C_f \dots\dots\dots (7)$$

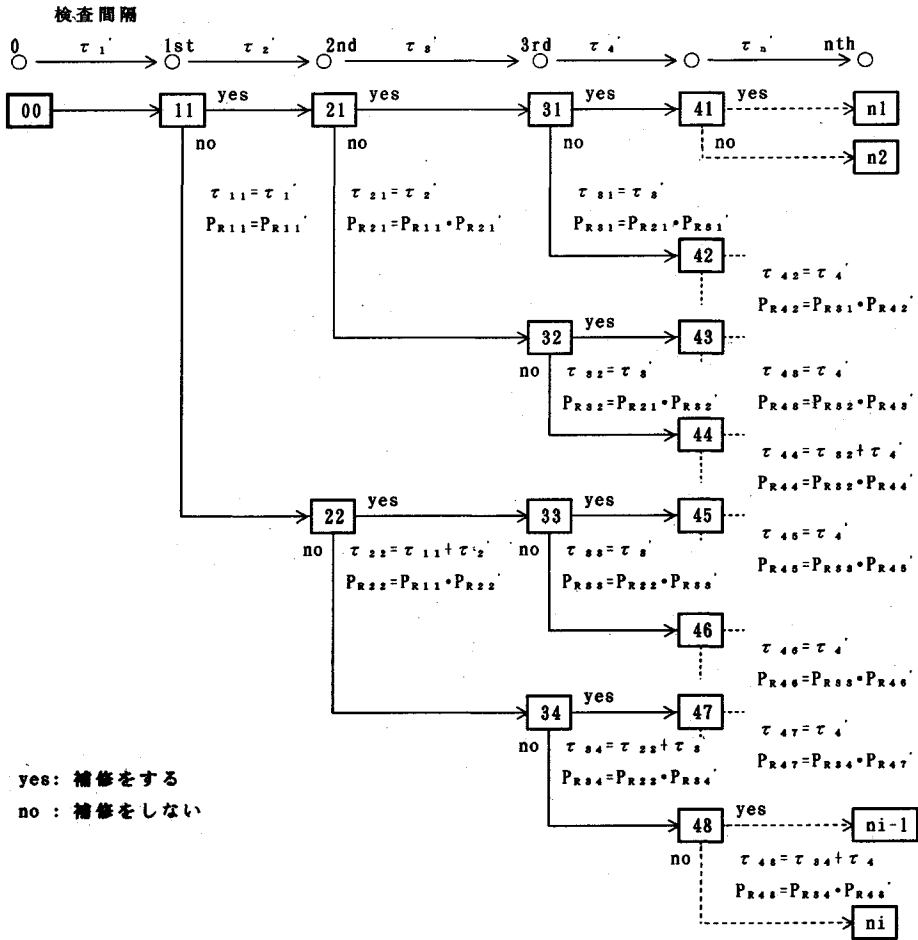


図-4 検査と補修の有無の関係

ここで、 C_I は供用期間内に n_s 回の検査をすることによる費用、 C_R は劣化時の総期待補修費用、 C_f は破壊時の総期待損失費用である。一回の検査費用を I_s とすると、検査費用は式 (8) で表される。

$$C_I = \sum_{i=1}^{n_s} D_p \cdot I_s \dots \dots \dots (8)$$

D_p は補修費用を建設時の現在価値に割り引く係数¹⁶⁾であり、式 (9) のように表される。

$$D_p = \frac{1}{(1+r)^t} \dots \dots \dots (9)$$

ここで、 r は割引率であり、 t は建設時からの経過年数である。

C_R は検査結果から判断された劣化レベルに基づいた総期待補修費用である。この費用は各検査ごとに補修の期待費用を計算し、供用期間までを合計したものである。図-4 に検査と期待補修費用の関係のフローを示す。この図で、 τ_n は $n-1$ 回目から n 回目の検査の間隔である。 i は n 回目の検査での場合分けの番号である。 $P_{Rn,i}$ は、事前までのノードの発生確率を考慮しない当該ノ-

ドでの発生確率である。 $P_{Rn,i}$ は、事前までのノードの発生確率を考慮した当該ノードでの発生確率で、検査 $n-1$ 回目の発生確率 $P_{Rn-1,i}$ と当該検査 n 回目の発生確率 $P_{Rn,i}$ で計算される。yes は補修をすることを、no は補修をしないことを意味する。各ノードでは図にみられるように補修をするかしないかの決定がなされる。たとえば、ノード 11 で補修をする場合にはノード 21 に、補修をしない場合にはノード 22 の状態に移動する。このように、検査が進むに連れて、その場合分けが増えて行き、検査が n 回目の時にはノードの数は 2^n になる。ノード 22 での期待補修費用は、ノード 11 では補修をしなかったので劣化レベルの計算間隔はノード 00 からノード 22 までの期間 $\tau_{22} = \tau_1 + \tau_2$ で計算することになる。しかし、ノード 33 では、ノード 22 で補修をしているので $\tau_{33} = \tau_3$ となる。また、補修をしないノード 32, 34 での期待補修費用はゼロとなる。 n 回目の検査での期待補修費用は、 n 回目の各ノードの 2^n 個の各期待値を足し合わせることで求める。この値を検査終了までを足し合わせることで、総期待補修費用 C_R が求められる。

従って、総期待補修費用 C_R は式 (10) で表される。

$$C_R = \sum_{n=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{2^n} \text{sign}(i) \cdot P_{Rn-1,k(i)}(L < > M | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \cdot \sum_{L=0}^V D_p \cdot C_{RL} \cdot P_{Rn,i}'(L | \tau = \tau_{n,k(i)}) \dots (10)$$

ここで、 L は劣化レベルである。ただし、 $P_{Rn-1,k(i)}(\cdot)$ は、 $n=1$ のとき 1.0 とする。 $\text{sign}(i)$ は i が偶数の時 = 0.0, 奇数の時 = 1.0 の値を取る関数と定義する。この関数で i が偶数の時は検査 n 回目まで補修をしない場合であり、 i が奇数の場合は補修をする場合を意味する。 $K(i)$ は i の関数であり、 $K(i) = \text{ifix}((i-1)/2) + 1$ で表される。 ifix は () 内の値を整数として取り出し、小数点以下の値は切り捨てる関数と定義する。 $K(i)$ が奇数の時は検査 $n-1$ 回目の時に補修をした場合で、偶数の場合は補修をしなかった場合を意味する。従って、検査 n 回目での劣化レベルの計算間隔 τ は、 $K(i)$ が奇数の場合では $\tau_{n,i} = \tau_{n-1,k(i)} + \tau'_n$ となり、偶数の場合では $\tau_{n,i} = \tau'_n$ となる。 $L < > M$ は $\text{sign}(i) = 0.0$ の時に $L < M$, $\text{sign}(i) = 1.0$ の時に $L \geq M$ とする。 M は補修をしなくてはならない最低劣化レベルである。これは、前者は補修をしない確率を意味し、後者は補修をする確率を意味する。 $P_{Rn-1,k(i)}(L < > M | \tau = \tau_{n-1,k(i)})$ は、当該検査 n 回目より前の検査 $n-1$ 回目のノード $K(i)$ での発生確率で式 (11) で表される。

$$\left. \begin{aligned} &\text{sign}(K(i)) = 1.0 \text{ の場合} \\ &P_{Rn-1,k(i)}(L < > M | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \\ &= P_{Rn-2,k(k(i))}(L < > M | \tau = \tau_{n-2,k(k(i))}) \\ &\cdot \int_{3.0}^{6.0} f_R(L | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) dL \\ &\text{sign}(K(i)) = 0.0 \text{ の場合} \\ &P_{Rn-1,k(i)}(L < > M | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \\ &= P_{Rn-2,k(k(i))}(L < > M | \tau = \tau_{n-2,k(k(i))}) \\ &\cdot \int_{0.0}^{3.0} f_R(L | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) dL \end{aligned} \right\} \dots (11)$$

同様に、 $P_{Rn,i}'(L | \tau = \tau_{n,i})$ は各劣化レベル L の発生確率として式 (12) のように表される。

$$P_{Rn,i}'(L | \tau = \tau_{n,i}) = \int_L^{L+1.0} f_R(L | \tau = \tau_{n,i}) dL \dots (12)$$

C_{RL} は劣化レベル L の補修費用であり、式 (13) のような線形式で表されるとした。

$$C_{RL} = \eta(L) \cdot C_0 \dots (13)$$

ここで、 $\eta(L)$ は補修費用のモデルの係数で、劣化レベル L の関数である。 C_0 は初期建設費用である。

さらに、劣化レベルが V を越えると構造物が破壊すると仮定しており、総期待損失費用 C_f は式 (14) で表される。

$$C_f = \sum_{n=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{2^n} P_{fn-1,k(i)}(L > V | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \dots (14)$$

$$\cdot D_p \cdot R_f \cdot P_{fn,i}'(L > V | \tau = \tau_{n,k(i)}) \dots (14)$$

期待補修費を求める方法と同様に、当該ノードより前のノード $K(i)$ での破壊確率 $P_{fn-1,k(i)}(L > V | \tau = \tau_{n-1,k(i)})$ は、当該検査 n 回目より前の検査 $n-1$ 回目のノード $K(i)$ までの破壊確率であり、式 (15) で表される。

$$\begin{aligned} &P_{fn-1,k(i)}(L > V | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \\ &= P_{fn-2,k(k(i))}(L > V | \tau = \tau_{n-2,k(k(i))}) \\ &\cdot P_{fn-1,k(i)}(L > V | \tau = \tau_{n,k(i)}) \dots (15) \end{aligned}$$

$P_{fn,i}'(L > V | \tau = \tau_{n,i})$ は、ノード i での破壊確率として式 (16) で表される。

$$P_{fn,i}'(L > V | \tau = \tau_{n,i}) = \int_{6.0}^{+\infty} f_R(L | \tau = \tau_{n,i}) dL \dots (16)$$

R_f は破壊時の損失費用で、式 (17) で表される。

$$R_f = \kappa \cdot C_0 \dots (17)$$

ここで、 κ は損失費用の係数で、初期建設費用 C_0 の倍率で表されるとした。

式 (7) に式 (10), (14) を代入すると、式 (18) が得られる。

$$\begin{aligned} C_T = &I_s \cdot n_s + \sum_{n=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{2^n} \text{sign}(i) \cdot P_{n-1,k(i)}(L < > M | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \\ &\cdot \sum_{L=0}^V D_p \cdot \eta(L) \cdot C_0 \cdot P_{n,i}'(L | \tau = \tau_{n,i}) \\ &+ \kappa \sum_{n=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{2^n} P_{fn-1,k(i)}(L > V | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \\ &\cdot D_p \cdot C_0 \cdot P_{fn,i}'(L > V | \tau = \tau_{n,k(i)}) \dots (18) \end{aligned}$$

ここで、 I_s と C_0 の関係を $I_s = \alpha \cdot C_0$ と置くと、式 (18) は式 (19) のように無次元量 β_T で表される。

$$\begin{aligned} \beta_T = &C_T / C_0 \\ = &\alpha \cdot n_s + \sum_{n=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{2^n} \text{sign}(i) \cdot P_{n-1,k(i)}(L < > M | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \\ &\cdot \sum_{L=0}^V D_p \cdot \eta(L) \cdot P_{n,i}'(L | \tau = \tau_{n,i}) \\ &+ \kappa \sum_{n=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{2^n} D_p \cdot P_{fn-1,k(i)}(L > V | \tau = \tau_{n-1,k(i)}) \\ &\cdot P_{fn,i}'(L > V | \tau = \tau_{n,k(i)}) \dots (19) \end{aligned}$$

最適検査間隔 τ_{opt} は、 β_T を最小とする時の τ_m を選択することで式 (20) から求められる。

$$\text{find : } \tau_{opt} = \text{opt. } \{\tau_m\} \text{ such that min. } \{\beta_T\} \dots (20)$$

具体的な数値計算では、上記の方法で計算すると $\sum 2^n$ 回の計算回数が必要となる。このような膨大な計算回数は経済的な観点からみても不可能である。そのため各ノードで期待費用の計算を減ずる必要がある。本研究では n 回目の検査での各ノードの最大発生確率の値に対して、1%未満のノードを $n+1$ 回目以降の計算では無視し、その値を各ノードに均等に分担させ、各検査回数での確率和が 1.0 になるように調整した。このようにすることで、計算回数を減ずることができ、実用的な

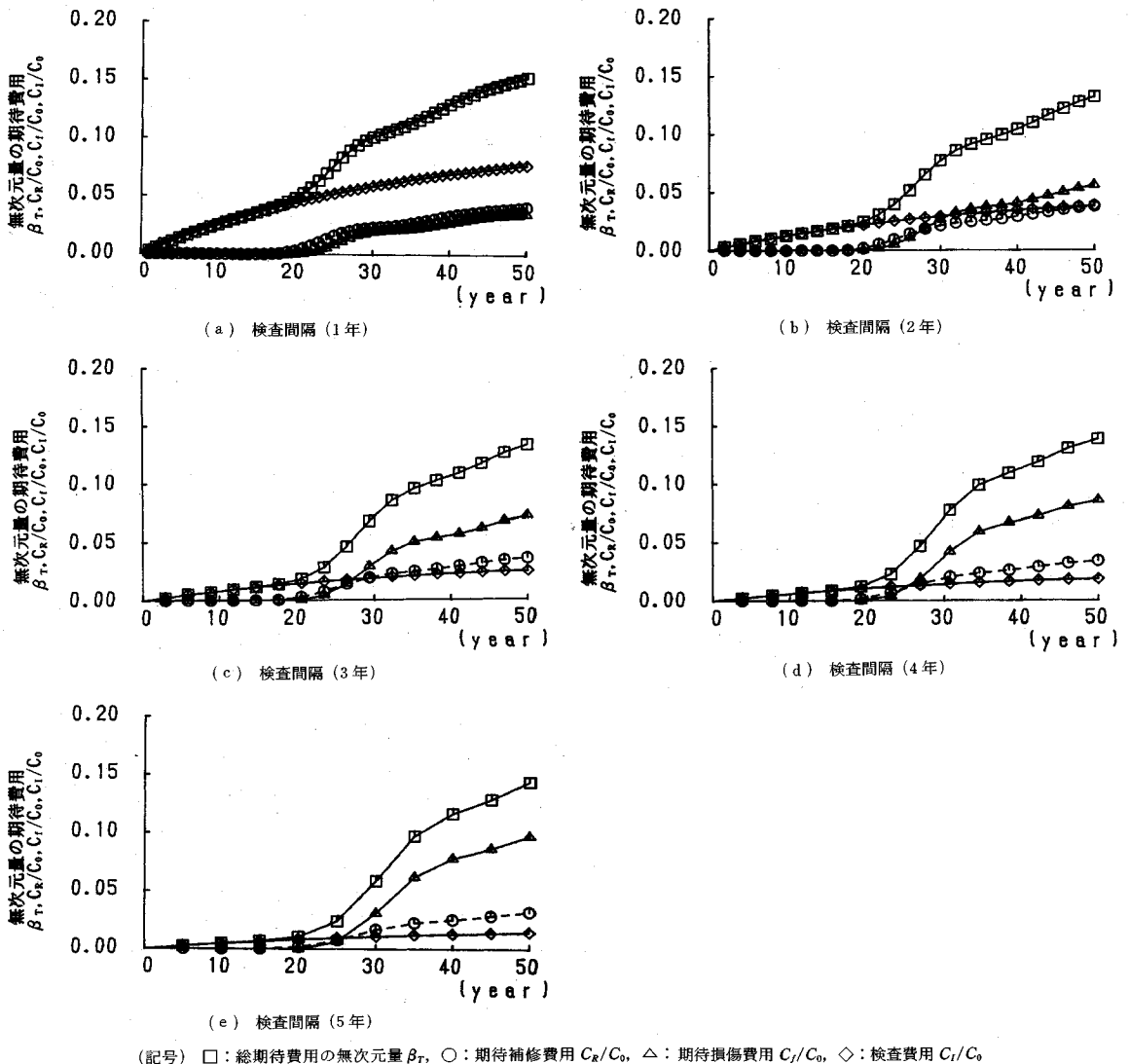


図-5 経過年数に対する検査費用と期待補修費用および損失費用の各累積値

計算時間となった。

4. 最適検査の間隔

3. で設定されたモデルを用いて、総期待費用最小の手法³⁾によりいくつかのモデルを設定して最適検査間隔を求める。対象構造物の供用期間は50年とした。検査費用 I_s と初期建設費用 C_0 との比 α は、既往の実績から $\alpha = 0.003$ (0.3%) とした。また、補修費用モデルの係数 $\eta(L)$ の値を表6と仮定した。『劣化防止・補修マニュアル(案)』³⁾によると、表-3に見られるように劣化レベルが小さい I, II では補修はしないものと考えており、ここでは補修費用は0.0とした。そして、劣化レベルが III, IV, V とレベルが大きくなるにつれて指数的に増大すると考え、既設栈橋の補修・補強の実績を踏ま

えて表-6のように設定した。劣化レベル V を越えると、建て替えるものとして、取り壊しと建て替の費用を等しいとして、建設費の2倍の費用が必要であると考えた。しかし、本来この費用のほかに人的な被害の発生、社会的な損失費用を見込むべきであるが、塩害による損傷は徐々に進行することからこれらの損失は無いものと仮定した。また、建設時の現在価値に直すための割引率の係数を $r=0.03$ とした。

計算では、検査間隔を一定として最適値を求めた。図-5 (a)~(e) に検査間隔 $t_m=1$ 年, 2年, 3年, 4年 および 5年 としたときに、経過年数に対する検査費用と期待補修費用および期待損失費用の累積値を示す。各図にみられるように、建設後20年程度までは、ほとんど期待補修費用および期待損失費用は必要ではなく、その

表-6 補修費用と劣化レベル

劣化レベル L	適用範囲 $y_D(t)$	補修費用 損傷費用 $\eta(L), \kappa$	説明
0	0.0~1.0	0.0	補修をしない。
I	1.0~2.0	0.0	補修をしない。
II	2.0~3.0	0.0	補修をしない。
III	3.0~4.0	0.03C ₀	補修
IV	4.0~5.0	0.10C ₀	補強・補修
V	5.0~6.0	0.15C ₀	多大な補強
V以上	6.0~	2.0C ₀	建替

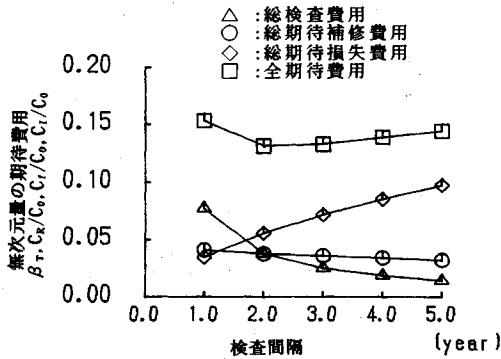


図-6 総期待費用 β_T と検査間隔 τ_m の関係

後増加しているのがわかる。したがって、仮定した検査期間一定と考えるよりも、はじめの20年は20年以降よりも検査回数を少なくすることにより、総期待費用 β_T を少なくすることができる。総期待費用 β_T と検査間隔 τ_m の関係を図-6に示す。さらに、同図には、総検査費用と総期待補修費用および総期待損失費用も示す。図にみられるように、総検査費用および総期待補修費用は検査回数が少なくなるにつれて小さくなり、逆に、総期待損失費用は大きくなる。この値の総和が期待費用 β_T であり、ピーク値が見られ、図では2年が最適検査間隔となる。

次に、初めの20年間の検査間隔は、総期待補修費用および総期待損失費用はほとんど必要がないことが図-5の解析結果からわかっており、この期間の検査回数を減少させることを検討する。図-7に経過年数20年以降は検査間隔を2年と固定し、建設後の20年間を2年、3年、4年および5年と計算した場合の総期待費用 β_T と初期20年間の検査間隔 τ_m の関係を図-7に示す。この図より最適検査間隔は4年と得られた。従って、初めの20年間は4年間隔で検査し、その後2年間隔で検査することが最適となる。この結果は、『劣化防止・補修マニュアル(案)』³⁾の検査間隔の記述とも整合し、既設栈橋の検査間隔を定量的に裏づけることができた。さらに、一般的な規模の栈橋と比較して、損失費用の小さなものは検査回数を減らすことができ、逆に、重要度の高

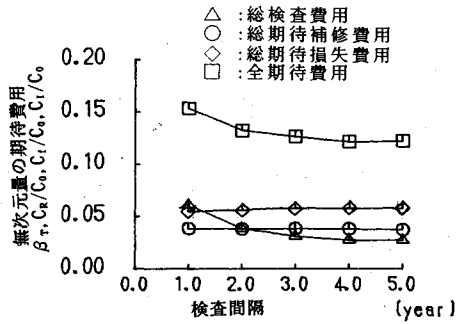


図-7 総期待費用 β_T と検査間隔 τ_m の関係(初期20年間)

い構造物では検査回数を増やす必要があることも、この結果から指摘できる。

5. まとめ

本研究では、確率論的立場に立って劣化モデルを作成し、そのモデルを使用して栈橋構造物の最適検査間隔を期待費用最小の方法を用いて求めた。本研究で得られた結果をまとめると次のようになる。

(1) 建設 t 年後の栈橋式けい船岸の劣化レベルの評価を劣化の潜伏期および進展期を表す1次式の確率論的手法による推定式を提案した(式(1))。既往の調査データから、この推定式の各係数は $t_0=9.0$, $a=0.134$ と求められた。

(2) 劣化による構造物の損傷を、補償費および損傷費の2つを考慮して、検査に係わる費用とのトレード・オフと考え、期待費用最小の方法で求める手法を提案した。

(3) 最適検査間隔は、供用期間50年の場合、初めの20年間は4年間隔で検査し、その後2年間隔で検査することが最適となる。

今後は、数多くの既設構造物の劣化データの収集をし、構造物の劣化モデルの推定式の検証が必要であると思われる。特に、劣化モデルを正確に設定する必要があるとともに、補修後の劣化モデルについても配慮する必要がある。

謝辞：本研究を行うにあたり、奥村敏恵、東京大学名誉教授から、常に適切な助言をいただきました。東電設計(株)第二土木本部地中線土木部主任 金子雄一氏にはこの論文を作成するにあたり、議論に加わってもらいました。また、東京電機大学卒論生の速水一生氏には、計算に協力をいただいた。ここに深く感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 大即信昭・鈴木慎也：耐久性の優れたコンクリート構造

- 物一港湾一，土木学会論文集，No. 372 (V-5)，pp. 29～39，1986年8月。
- 2) 小林一輔：コンクリート構造物の耐久性，コンクリート工学，Vol. 23，No. 2，pp. 4～12，Feb. 1985.
 - 3) (財) 沿岸開発技術センター：港湾コンクリート構造物の劣化防止・補修に関する技術調査・劣化防止・補修マニュアル(案)一，1987年9月。
 - 4) Alfredo H-S Ang Wilson H Tang (伊藤 学，亀田弘行訳)：土木建築のための確率・統計の応用，丸善，pp. 53～82，1988年1月30日。
 - 5) 松島 学・関 博・金子雄一・松井邦人，「RC 棧橋の最適検査期間の一考察」，第13回コンクリート工学年次論文報告集，pp. 657～662，1991.
 - 6) 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深度設定の一方法，土木学会論文集，第420号/V-13，pp. 181～190，1990年8月。
 - 7) Seki, H., Matsui, K., Matsushima, M. and Kaneko, Y. : Chloride-induced damage evaluation of concrete bridges, Proc. of JSCE, No. 402/V-10, pp. 179～188, Feb., 1989.
 - 8) 松島 学・関 博・金子雄一・松井邦人：コンクリート構造物の補修ひび割れ幅の評価，土木学会論文集，第420号/V-13，pp. 201～209，1990年8月。
 - 9) 宮川豊章・小林和夫・藤井 学：塩分雰囲気中におけるコンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計について，コンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計に関するシンポジウム，日本コンクリート工学会，pp. 47～54，1988年4月6日。
 - 10) John Crank, The Mathematics of Diffusion, 1956, Oxford Univ. Press.
 - 11) 大即信昭・樫野紀元・片脇静士・小林明夫・宮川豊章：コンクリートの耐久性シリーズ・塩害 (I)，pp. 16～21，技報堂，1988. 9. 10.
 - 12) 永野広雄：塩分汚染コンクリート構造物の診断手法の提案，大成建設技術研究所報，第18号，pp. 69～73.
 - 13) 大即信昭・森 良生・関 博：海洋環境下におけるコンクリート中の塩素に関する一考察，土木学会論文報告集，第332号，pp. 107～118，1983年4月。
 - 14) Stratfull, R.F. : Corrosion autopsy of a structurally unsound bridge decks, HRR 433, 1973.
 - 15) Stewart, C.E. : Consideration for repairing salt damaged bridge decks, ACI Journal Vol. 72, No. 12, pp. 685～713, 1975. 12.
 - 16) An introduction to Engineering Economics : Insitution of Civil Engineers, Wiliam Clowes & Sons Ltd., pp. 169～179, 1969.

(1991. 10. 4 受付)

Study on Optimum Inspection Term for Reinforced Concrete Piled Piers

Manabu MATSUSHIMA, Hiroshi SEKI and Kunihito MATSUI

Concrete structures have been constructed without priorly considering their maintenance, because they have been long considered as permanent structures. However, a deterioration of marine facilities due to chloride damage has become conspicuous in recent day. It has come to think that those structures should be periodically inspected and properly maintained to keep their performance level.

In this paper, optimum inspection interval is sought by choosing piled piers as a target structure. The problem is defined as a trade-off problem between inspection cost, repairing cost and loss cost. The optimum interval is determined so as to minimize total expected cost. Expected repairing cost and loss cost are obtained based on reliability theory. A deterioration model is defined examining inspection data on existing piled piers.