

題目：

地震リスクを考慮した港湾矢板群の維持 補修シミュレーションモデル

提出日：平成 20 年 2 月 26 日

入 学 年	平成 18 年
学 生 番 号	7530-18-4077
所属プログラム	プロジェクト・オペレーション・マネジメント
氏 名	小川 貴裕
WS 担当教員氏名	小林 潔司

地震リスクを考慮した港湾矢板群の 維持補修シミュレーションモデル

平成 20 年 2 月 26 日

京都大学大学院経営管理教育部

小川 貴裕

目 次

1 はじめに	2
2 本研究の基本的な考え方	4
2.1 従来の研究概要	4
2.2 地震リスク	5
2.3 シミュレーションモデル	6
3 矢板の安定性評価モデル	8
3.1 矢板の安定性評価	8
3.2 発生曲げモーメントの算出	8
3.2.1 前提条件	8
3.2.2 土圧および水圧計算	9
3.3 抵抗曲げモーメントの算出	10
3.3.1 抵抗曲げモーメントと腐食後の矢板の断面係数の算定	10
3.3.2 t 年後の抵抗曲げモーメントの予測	10
3.4 健全度ランク評価と補修工法選定	12
4 地震リスクを考慮した維持補修シミュレーション	14
4.1 モデル化の前提条件	14
4.2 補修優先順位の決定	15
4.3 地震動のポワソン到着	17
4.4 地震リスクを考慮した補修シミュレーション	19
5 適用事例	22
5.1 適用事例の概要	22
5.2 入力データの整理	23
5.3 矢板の力学劣化モデル	23
5.4 LCC評価モデル	23
5.5 分析結果の考察	23
5.6 実用化への示唆	24

1 はじめに

わが国の土木施設は高度経済成長期に建設されたものが多く、これらの施設が一斉に維持更新期を迎えることになる。これに伴い、維持補修費用が今後大幅に増加することが予想されており、ライフサイクル費用の最小化に資するような維持補修戦略を検討することが重要な課題となっている。さらに、近い将来に大規模地震の発生が予想される中、地震リスクとその防災対策を同時に考慮に入れた維持補修計画を策定することも求められている。

本研究では、土木施設の中でも特に港湾施設の矢板構造物の維持補修問題を取りあげる。わが国の港湾には膨大な量の矢板構造物が設置されている。その中には腐食が進行し、力学的強度が著しく低下している矢板も少なくない。矢板構造物が損壊した場合、背後地に立地する建造物やそこで活動する多くの人々に甚大な影響を与えることは想像に難くない。さらに、大規模地震の発生を想定した場合、早急な補強対策が必要となる矢板は膨大な量に及ぶ。限られた予算の中で矢板構造物の維持補修による防災投資効果を確保するためには、矢板の補修に関する優先順位を決定することが重要な課題である。

従来より、土木施設の劣化過程を確定的・確率的モデルで表現し、ライフサイクル費用の最小化を目的とする最適補修政策モデルが数多く提案されている¹⁾⁻⁴⁾。しかし、港湾矢板構造物の場合、背後地の土地利用状況や矢板背後の地盤特性が多様であり、矢板施設の損壊がもたらす社会・経済的リスクの大きさが個々の矢板施設ごとに異なる。このような社会・経済的リスクを検討するためには、矢板構造物の力学的安定性の検討に基づいた災害リスクの評価と、矢板群全体の期待ライフサイクル費用評価を同時に実施することが必要となる。

以上の問題意識の下、本研究では地震発生時における矢板構造物の力学的安定性評価モデルと、地震リスクを考慮した矢板群の維持補修シミュレーションモデルを提案する。その上で、予算制約のもとで、地震被害も考慮した期待ライフサイクル費用を可能な限り抑制するような矢板構造物群の補修戦略や補修優先順位を求める方法論を提案する。以下、2. では、本研究の基本的な考え方を説明する。3. では、矢板構造物の力学的安定性評価モデルを定式化する。4. では、地震の発生がポワソン到着する場合を想定し、矢板構造物の望ましい維持補修優先順位を検討するためのシミュレーションモデルを提案する。5. では、本研究で提案した方

法論の妥当性を実際の港湾矢板構造物を対象とした実証分析を通して考察する。

2 本研究の基本的な考え方

2.1 従来の研究概要

土木施設のライフサイクル費用の最小化をめざした最適維持補修モデルに関しては、すでに数多くの研究蓄積がある⁵⁾⁻⁷⁾。これらの既往研究は、確定的な劣化曲線を用いて、ライフサイクル費用を最小にするような最適維持補修政策を求めるモデル、劣化過程の不確実性を考慮した確率論的モデルに分類できる。特に、後者に関しては、土木構造物の劣化過程をマルコフ推移確率で表現し、期待ライフサイクル費用の最小化を目的としたマルコフ決定過程が提案されている⁷⁾。さらに、舗装、橋梁、トンネル、道路付帯施設等の実際の土木構造物を対象とした維持補修モデルも提案されている。しかし、港湾矢板群の維持補修問題に関しては、ほとんど研究が進展していない。

港湾矢板施設群の場合、ライフサイクル費用の中で、矢板自体の維持補修に要する直接的な費用よりも、高潮、地震・津波等の自然災害により、矢板が破壊した場合に発生する1次被害（背後地の人的被害、経済活動への影響）および2次被害（港湾施設が使用不能となることによる、経済活動への影響）の占めるウェイトが大きい。さらに、矢板後背地の地盤条件や土地利用条件により、矢板の損壊リスクや経済的損失リスクが個別の矢板によって多様に異なることがあげられる。このため、自然災害の発生による矢板施設の損壊リスクを明示的に考慮することが必要となる。これに対して、既往の維持補修モデルは、構造物の劣化過程を統計的モデルで表現しており、構造物の損壊に関する力学的メカニズムを明示的に考慮しているわけではない。さらに、地震等の外力の作用を考慮した最適維持補修モデルに関しては、若干の研究事例が存在するが、構造物の耐震性評価と連動したモデル構造になっていない。このため、個々の施設ごとの個別性が極めて大きい矢板構造物群の維持補修問題に、伝統的な最適維持補修モデルを用いることができないという限界がある。本研究では、地盤安定性評価モデルを用いて、個々の施設の被災ポテンシャルや経済損失リスクをミクロに評価することの重要性に着目する。それと同時に、期待ライフサイクル費用評価や予算管理戦略、補修の優先順位の決定は、矢板群全体を考慮したマクロな評価が必要となるため、ミクロな

レベルでの被災ポテンシャルの検討とマクロなレベルでの維持補修戦略の決定を同時に検討できるようなシミュレーションモデルを提案することとする。なお、矢板の劣化過程に関しては、矢板ごとに腐食の速度は異なる。しかし、矢板の腐食速度が個々の矢板ごとに一定であると考えれば、初期時点から一定年度を経過した点検時点における腐食厚を計測することにより、点検時点以降における年間当たりの腐食速度を予測することが可能である。この意味で、本研究では確定的な劣化曲線を用いており、確定的モデルに分類することが可能である。

2.2 地震リスク

Madanat等^{14),15)}は、地震リスクを考慮した最適補修モデルを提案している。そこでは、大規模地震がポワソン到着する場合を想定し、期待ライフサイクル費用を算定している。あるいは、現行の防災投資に関する費用対効果マニュアル（案）においても、地震リスクが、ポワソン到着することを想定している。地震動のポワソン到着モデルは、いわば「いつ起こるかわからない地震の発生リスク」を表現したものである。ポワソン到着モデルは、過去の記憶を持たない現象を対象としており、地震の到着率は時間を通じて一定である。ポワソン過程とは、1) 事象の生起は互いに独立である（独立性）、2) 事象が生起する確率は時間に依らず一定である（定常性）、3) 微小時間の間にはたかだか1回しか事象は生起しない（希少性）というルールをもつ事象の発生過程である。以下、このような特性を有する到着過程を、ポワソン到着過程と呼ぶこととする。地震リスクがポワソン到着過程に従う場合、矢板の補修タイミングを決定する際に、矢板の腐食速度が重要なパラメータとなる。以上のように、地震リスクをポワソン型到着過程で表現し、期待ライフサイクル費用を算出することには新規性はない。しかしながら、先述したように地震リスクと力学的性能を明示的に考慮した事例は著者らの知る限り存在せず、この点に本研究の独自性があるといえる。

またポワソン型到着モデルで表現される地震とは異なり、近い将来に発生が懸念されている東海地震、東南海・南海地震は、「いつ起こってもおかしくない地震の発生リスク」という特性を持っている。これらの大地震に関しては、過去周期的に発生しており、今後時間が経過するにつれて地震の発生リスクが増加するという特性を持っている。このようなリスクとしては、プレート型地震等があげられる。実際に、地震調査研究推進本部地震調査委員会の報告^{12),13)}によれば、今後30年以

内に南海地震が発生する確率は40%程度、東南海地震は50%程度とされている。これらのプレート型地震に代表される災害リスクは、長期的な周期に従って到着し、最近の発生からの時間経過が長くなるほど次の災害の発生可能性が遙増すると考えられている。近年、災害リスクの増大に伴い、防災対策の重要性が高まっている。しかし、従来の災害リスクの経済評価手法では、災害事象が定常的にランダム到着するという仮定に基づくため、災害の周期性や履歴を考慮に入れることができないという問題がある。そのため、本来必要とされる防災投資が十分に実施されず、災害発生時に甚大な被害がもたらされる恐れがある。本研究では、このようなプレート型地震の重要性を認識しつつも、地震リスクを考慮した港湾矢板施設の維持補修シミュレーションモデルの提案に主眼を置き、ポワソン型の地震を想定する。プレート型地震のモデル化はBPTモデル (Brownian Passage Time Model) を用いて表現することが可能であるが、別の機会に発表したいと考える。

2.3 シミュレーションモデル

本研究で提案するモデルは、1) 個別矢板の地盤安定性に対する力学的評価と、2) 矢板群全体を対象に、地震リスクを考慮した維持補修シミュレーションが連動した構成となっている。このシミュレーションモデルの基本構成を図-1に示す。前者の矢板安定性評価モデルはミクロ検討、後者の維持補修シミュレーションはマクロ検討と位置づけることができる。本モデルでは、現在時刻を起点として、力学的安定性評価と地震リスクを考慮した維持補修シミュレーションを動学的に逐次実施することになる。ミクロ検討では、矢板の常時と地震時の発生曲げモーメントと抵抗曲げモーメントを比較することで安定性評価を行う。発生曲げモーメントは設計で期待されている設計値であり、抵抗曲げモーメントは実測した腐食量から算定される実測値である。その結果に基づいて、矢板の健全度評価ランクを決定し、補修工法を選定する。つぎに、マクロ検討では、ミクロ検討で対象とした矢板の健全度ランクと補修工法を集計して、当該年度の予算制約の中で実施可能な補修優先順位を決定する。その際に、予算制約により補修を実施できなかった矢板に関して、地震発生時の被災額を算出する。当該年度の地震発生に関しては、地震の発生過程がポワソン型到着過程に従うと仮定し、モンテカルロシミュレーションにより発生の有無を検討する。以上のプロセスを1サイクルとして、再びミクロ検討へ戻り1年後の矢板の安定性評価を行い、維持補修計画の目標年度まで同

様のプロセスを繰り返す。さらに、このシミュレーションを事前に設定した回数だけ繰り返して、期待ライフサイクル費用を算出する。事前に設定した補修政策に対して、以上のシミュレーションを実施して、期待ライフサイクル費用を最小化する最適補修政策を選定する。

3 矢板の安定性評価モデル

3.1 矢板の安定性評価

地震発生時における矢板の地盤安定性評価を試みる。通常、矢板は図-2に示すような構造を有している。このような矢板の安定性は、タイロッド取付点を起点とする矢板の発生曲げモーメントと矢板の抵抗曲げモーメントを比較することにより評価できる。図-3に、矢板の地盤安定性評価プロセスを示している。同図に示すように、設計で期待されている常時と地震時の発生曲げモーメント（設計値）と、実測された腐食量から推計される抵抗曲げモーメント（実測値）を比較し、矢板の地盤安定性を評価する。このうち、発生曲げモーメントは、前提条件から算出される主動土圧、残留水圧、動水圧に基づいて算出される。一方、抵抗曲げモーメントは、腐食量の実測値に基づいて算出される。以下、3.(2)で発生曲げモーメント、3.(3)で抵抗曲げモーメントの算出方法を示し、3.(4)で両者を比較することにより矢板の健全度ランクを決定する方法を述べる。

3.2 発生曲げモーメントの算出

3.2.1 前提条件

図-2に示すような矢板構造物に関して耐力を算定する。矢板構造物の設計諸元は矢板個々によって異なるが、それ以外の前提条件に関しては一律に以下のように設定する。すなわち、設計潮位は、 $H.W.L. = O.P. + 2.13m$, $L.W.L. = O.P. + 0.53m$, $R.W.L. = O.P. + 1.60m$ （前面潮位差の2/3）とする。また、荷重条件に関しては、裏埋土自重（砂質土）については、湿潤重量 $\gamma = 18(kN/m^3)$ 、飽和重量 $\gamma_t = 20(kN/m^3)$ 、水中重量 $\gamma_w = 10(kN/m^3)$ 、内部摩擦角 $\phi = 30$ と設定する。さらに、上載荷重については、常時では防潮堤前面 $10(kN/m^2)$ 、防潮堤背後 $20(kN/m^2)$ 、地震時では防潮堤前面 $5(kN/m^2)$ 、防潮堤背後 $10(kN/m^2)$ と設定する。さらに、地震力に関しては、水平設計震度のみを扱い、矢板の健全度ランクを考慮して、 $k_h = 0.25$, $k_h = 0.20$, $k_h = 0.15$,

$k_h = 0.10$, $k_h = 0.00$ と設定する。なお, $k_h = 0.25$ は直下型地震, $k_h = 0.20$ は東南海・南海地震（海洋型地震）を想定した震度であり, $k_h = 0.00$ は常時（地震発生なし）であることを示している。

3.2.2 土圧および水圧計算

矢板に作用する外力は, 常時と地震時の2つの状態に対して算出する。さらに, 外力の計算過程は, 1) 砂質土土圧, 2) 残留水圧, 3) 動水圧の3要素から構成される。

はじめに, 砂質土土圧の算出方法について述べる。砂質土の主働土圧 $P_a(\text{kN}/\text{m}^2)$ は, 常時および地震時ともに,

$$P_a = K_a \cdot \cos \delta \left[\sum \gamma h + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \quad (3.1)$$

と定義することができる。上式中, K_a : 砂質土主働土圧係数, δ : 壁面摩擦角(度), h : 層厚, ω : 上載荷重(kN/m^2), ψ : 壁面が鉛直となす角(度), β : 地表面が水平となす角(度)である。さらに, 砂質土主働土圧係数 K_a は常時と地震時のそれぞれが

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (3.2)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) [1 + \Psi]^2} \quad (3.3)$$

として与えられる。ここで, ϕ : 土の内部摩擦角(度)であり, また, θ と Ψ は

$$\theta = \tan^{-1} k_h \quad (3.4)$$

$$\Psi = \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\phi - \beta)}} \quad (3.5)$$

である。さらに, k'_h は見掛けの震度であり, 震度 k_h を用いて,

$$\begin{aligned} k'_h &= \\ &= \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma h_j + \omega) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_t h_i + \sum(\gamma - 10)h_j + \omega\} + (\gamma - 10)h} \cdot k_h \end{aligned} \quad (3.6)$$

と表すことができる。（水面下の土の地震時の土圧は,）ここで, h_i は残留水位以上の*i*層の厚さ(m), h_j は残留水位以下の土圧を求めようとする層より上の*j*層の厚さ

(m), h は残留水位以下の土圧を算定する層の厚さ(m), γ_t は水位面上の土の単位体積重量(kN/m³), γ は水で飽和した土の空気中における単位体積重量(kN/m³), ω は地表面の単位面積当たりの載荷重(kN/m)である¹⁶⁾.

また、残留水圧 P_w (kN/m²) と動水圧 P_{dw} (kN/m²) は、

$$P_w = \gamma_w \cdot h_w \quad (3.7)$$

$$P_{dw} = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \quad (3.8)$$

と定義できる。ここで、 γ_w は水の単位体積重量(kN/m³), h_w は残留水位差(m), k_h は設計震度, y は水面から動水圧を求めるまでの深さ(m), H は水深(m)とする。以上より、矢板の発生曲げモーメントについて計算を行うものとする¹⁶⁾.

3.3 抵抗曲げモーメントの算出

3.3.1 抵抗曲げモーメントと腐食後の矢板の断面係数の算定

鋼矢板の抵抗曲げモーメント(kNm/m)は次式で算出することができる。常時は、

$$M_1 = \sigma_{sa} \cdot Z \cdot 10^6 \quad (3.9)$$

となる。一方、地震時は、

$$M_2 = 1.5 \cdot \sigma_{sa} \cdot Z \cdot 10^6 \quad (3.10)$$

となる。ここで、 σ_{sa} は矢板[SY295]の許容応力度(180N/mm²), Z は1mあたりの断面係数(mm³/m)である。腐食後の断面係数 Z' に関しては、図-4に示す矢板タイプを設計図から選定して、腐食量と断面係数の関係を図-4より特定化する。これより、腐食量の実測値に基づいて現在時点の断面係数を算出することが可能となる。例えば、矢板タイプがVILで実測した腐食量が2mmであれば、断面係数は3500cm³/mとなる。同様に、腐食した鋼矢板に関しては、腐食後の断面係数を用いて抵抗曲げモーメントを算出する。

3.3.2 t 年後の抵抗曲げモーメントの予測

つぎに、 t 年後の矢板の抵抗曲げモーメントを算出する。 t 年後の抵抗曲げモーメントも式(3.9), (3.10)を用いて算出できる。したがって、 t 年後の断面係数 Z_t を算出

することが必要となる。断面係数は、前節で示した通り、矢板の腐食量に依存するために、腐食量の予測問題に帰着する。

そこで、矢板の敷設時点と直近の実測結果に基づいて、個別矢板ごとの腐食速度を設定する。適用事例で取りあげる港湾護岸施設においては、過去に電気防食を施した矢板が存在するが、電気防食の有無により、腐食速度が異なる。本研究では、適用事例の実績から矢板群の腐食過程を以下の4つのタイプに分類した。ここで、タイプ1は電気防食が設置されていないか、当初から設置されているケースであり、対象期間内で後に示す健全度ランク2を下回る施設のみを対象とする。タイプ2～4については、供用途中で電気防食が施されているケースであり、電気防食の施工時期と調査時期の関係で3タイプに分類する。最初の設置年から20年毎に電気防食を実施するものとするが、この際に電気防食工法ではなく、RC被覆工法を実施する選択肢も考慮する。以上の4タイプの腐食過程の概要を図-5に示す。電気防食の施工前後を境として、腐食速度が変化するような腐食過程を示しているが、いずれの場合であっても腐食速度は一定である。各タイプの腐食量予測式を順次定義する。

1. タイプ1：電気防食が施工されていない場合の腐食過程を表す。また、敷設当初から電気防食が施工されている場合もこのタイプに属する。タイプ1では、矢板の腐食速度 $V^{(1)}$ は、

$$V^{(1)} = \frac{t_i}{\tau_i} \quad (3.11)$$

と定義できる。式中、 τ_i は腐食調査時点を表すが、矢板敷設時点を $\tau=0$ と設定すれば、腐食期間に他ならない。一方、 t_i は敷設時点の初期肉厚からの腐食量である。

2. タイプ2：電気防食の施工後に腐食量調査を実施した場合の腐食過程を表す。電気防食の施工前の無防食状態における腐食速度： $V_1^{(2)}$ は、

$$V_1^{(2)} = \frac{t_c}{\tau_c} \quad (3.12)$$

として与えることができる。 τ_c と t_c は電気防食の施工時点までの無防食期間、腐食量を示す。このタイプでは電気防食の施工時点で、腐食量の測定も実施している。また、施工後の防食状態における腐食速度 $V_2^{(2)}$ を、

$$V_2^{(2)} = \frac{t_i - t_c}{\tau_i - \tau_c} \quad (3.13)$$

と定義する。ここで、 τ_i は次回の腐食量調査時点、 t_i はその際の腐食量である。

3. タイプ3：電気防食の施工以前に腐食量調査を実施した場合の腐食過程を表す。無防食状態における腐食速度を $V_1^{(3)}$ とすると、

$$V_1^{(3)} = \frac{t_i}{\tau_i} \quad (3.14)$$

防食状態における腐食速度 $V_2^{(3)}$ は

$$V_2^{(3)} = (1.0 - 0.9) \cdot V_1^{(3)} \quad (3.15)$$

となる。なお、電気防食設置による防食率は0.9とする。

4. タイプ4：電気防食の施工後に腐食量調査を実施した場合の腐食過程を表す。無防食状態における腐食速度を $V_1^{(4)}$ とすると、

$$V_1^{(4)} = \frac{t_i}{\tau_c + (1 - 0.9)(\tau_i - \tau_c)} \quad (3.16)$$

となる。また、防食状態における腐食速度を $V_2^{(4)}$ とすると、

$$V_2^{(4)} = \frac{t_i - V_1^{(4)} \cdot \tau_c}{\tau_i - \tau_c} \quad (3.17)$$

と表せる。電気防食設置による防食率は0.9とする。

対象とする矢板の腐食過程が上記の4タイプのいずれに該当するかを判断し、腐食速度から t 年後の腐食量($V \cdot t$ -初期腐食量)を算定する。予測腐食量をもとに、再び図-4を用いて断面係数 Z_t を算出し、式(3.9),(3.10)に代入することにより、 t 年後の実測抵抗曲げモーメントを推定することができる。

3.4 健全度ランク評価と補修工法選定

現行の港湾構造物の維持補修マニュアルに基づいて、矢板構造物の健全度ランクを評価する¹⁶⁾⁻¹⁷⁾。個々の矢板ごとに健全度ランク評価を実施することも可能であるが、点検箇所数が膨大になるという問題がある。したがって、既往点検調査データに基づいて、構造形態や劣化状況等を勘案しながら複数の矢板をグループ化するとともに、各グループを健全度ランク評価の基本単位として設定するのが現実的である。そこで、点検・調査の簡素化および機能の連続性等を考慮しながら、健全度ランク評価の基本単位を設定する。延長方向の評価単位については、現状の補修工事延長等を勘案して設定する。健全度評価においては、震度と矢板に発生

する抵抗曲げモーメントの関係に基づいて、評価ランク数および各ランクの基準を設定する。

防潮堤での評価基準としては、水平震度に対する矢板の抵抗曲げモーメントで表された耐力を指標とし、地震時、平常時の耐力を踏まえて健全度を6ランクに区分する。健全度ランクの設定については、1が最も健全性が高く、直下型地震レベルを想定した震度 $0.25 \leq k_h$ に耐え得る耐力を有する。これ以降は、東南海・南海地震を想定した震度 $0.2 \leq k_h < 0.25$ に耐え得るものランク2、 $0.15 \leq k_h < 0.20$ をランク3、 $0.10 \leq k_h < 0.15$ をランク4、 $0.0 \leq k_h < 0.10$ をランク5、地震が発生していない當時であっても耐力が不足している $k_h < 0$ をランク6とする。

抵抗曲げモーメントに基づく具体的な健全度ランクの評価手法を述べる。はじめに、 $k_h = 0.25$ として、3.(1)の手順で発生曲げモーメントを算出する。このときの発生曲げモーメントを M_{2-4} と定義する。 M_{2-4} と3.(2)で算出した地震時の実測抵抗曲げモーメント M_2 を比較して、 $M_{2-4} \leq M_2$ であるなら、この矢板の健全度ランクを1と設定する。一方、この条件式を満足せず、 $k_h = 0.20$ を用いて求めた発生曲げモーメント M_{2-3} に対して、 $M_{2-3} \leq M_2$ が成立するならば、健全度ランクは2となる。以下、同様に、 $k_h = 0.15$ 、 $k_h = 0.10$ として求めた発生曲げモーメント M_{2-2} 、 M_{2-1} に対して、 $M_{2-2} \leq M_2$ 、 $M_{2-1} \leq M_2$ が成立するならば、3、4と設定する。さらに、地震力が作用しない當時、すなわち $k_h = 0.00$ に相当する発生曲げモーメントを M'_1 とすると、 $M'_1 < M_1 \leq M_{2-1}$ 、 $M_1 \leq M'_1$ である場合には、5、6となる。なお、健全度ランク6は、地震の影響を考慮しない場合であっても、矢板の耐力が不足している状態を示している。

さらに、表-1には各健全度ランクの矢板に対する補修・補強工法も記載している。健全度ランク1と2では予防補修、健全度ランクがそれ以上悪化すると事後補修を採用した。

4 地震リスクを考慮した維持補修シミュレーション

4.1 モデル化の前提条件

港湾管理者が、矢板群を管理する場合を考える。矢板群は N 個の矢板により構成されている。いま、カレンダー時間軸上に等間隔に設けられた離散的な時刻において、ある予算制約と優先順位決定ルールに従って、矢板の補修を実施するような

維持補修業務を考えよう。以下、カレンダー時刻のことを「時刻」と呼ぶ。さらに、初期時刻 t_0 を起点とする離散的時間軸

$$t_z = t_0 + zd \quad (z = 0, 1, \dots) \quad (4.1)$$

を導入しよう。ここに、添え字 z ($z = 0, 1, \dots$) は時間間隔 d の離散的時刻における時刻番号を表す。所与の規模の地震が発生した場合、事前に設定した健全度 \bar{k} より状態の悪い矢板は破壊すると仮定する。時刻 t_z における矢板 n の健全度を K 個の離散的なレーティングを表す状態変数

$$\delta_n(t_z) = k \quad (k = 1, \dots, K) \quad (4.2)$$

を用いて表現しよう。ただし、状態変数 k の値が大きくなるほど、健全度が低下していることを表す。なお、矢板の健全度は、3. で示した力学的安定性によって判定される。

つぎに、劣化が進行した矢板の健全度を回復するための補修工法を選定する。健全度に応じて補修工法を決定するルールを「補修アクション」と呼ぶ。いま、矢板 n の補修アクションベクトル η^{d_n} を

$$\eta^{d_n} = (\eta^{d_n}(1), \dots, \eta^{d_n}(K)) \quad (4.3)$$

と表そう。ここに、補修政策 $d_n \in D_n$ は、各健全度 k に対して、その時点で実施する補修アクションを指定する一連のルールを表す。また、 D_n は矢板 n に対して適用可能な補修政策の集合を表す。補修政策 d_n を構成する補修アクション $\eta^{d_n}(k) \in \eta_n(k)$ は、健全度 k に対して補修を実施し、健全度が $\eta^{d_n}(k)$ に推移することを意味する。例えば、 $\eta^{d_n}(k) = j$ は健全度 k が観測されたときに補修を実施し、健全度 j まで回復するというアクションを表現する。 $\eta_n(k)$ は健全度 k の矢板 n に対して採用可能な補修アクションの集合を表し、補修アクション集合と呼ぶ。補修アクション集合には、「補修をしない」というアクションも含まれ、 $\eta^{d_n}(i) = i$ と表される。

さらに、補修アクション η^{d_n} に必要となる矢板 n の補修費用を費用ベクトル $c_n^{d_n} = (c_n^{d_n}(1), \dots, c_n^{d_n}(K))$ により表す。矢板 n の健全度を k から j ($1 \leq j \leq k$) へ回復させるための補修費用を c_n^{kj} と表せば、 $\eta^{d_n}(k) = j$ のとき、 $c_n^d(k) = c_n^{kj}$ が成立する。このとき、補修費用は条件

$$c_n^{jj} \leq \dots \leq c_n^{kj} \leq \dots \leq c_n^{Kj} \quad (j \leq k \leq K; j = 1, \dots, K - 1) \quad (4.4)$$

を満足すると仮定する。このことは補修前の矢板の健全度が悪くなるほど、特定の健全度に回復させるための費用が大きくなることを意味する。このとき、矢板 n の補修政策 $d_n \in D_n$ の内容は、各健全度 k に対して採用する補修アクション $\eta^{d_n}(k)$ と補修費用 $c_n^d(k)$ の組 $(\eta^{d_n}(k), c_n^d(k))$ ($k = 1, \dots, K$)により記述される。

4.2 補修優先順位の決定

補修政策 $d_n \in D_n$ を構成する補修アクション $\eta^{d_n}(i)$ により生じる矢板 n の時刻 t_z における健全度の変化に対して、

$$q_{kj}^{d_n}(t_z) = \begin{cases} 1 & \eta^{d_n}(k) = j \text{ のとき} \\ 0 & \text{それ以外のとき} \end{cases} \quad (j, k = 1, \dots, K) \quad (4.5)$$

と定義する。このとき、総数 N の矢板群のうち、補修が必要となる矢板の数は、

$$Q(t_z) = \sum_{n=1}^N q_{kj}^{d_n}(t_z) \quad (4.6)$$

となる。これらの補修候補集合 Ω_M に対して、事前に設定した優先順位決定ルールに基づいて、優先順位の高い順に番号設定($m = 1, \dots, Q(t_z)$)を行う。本研究の適用事例では、補修優先順位を、1) 重要度が高い施設、2) 地震時の安全率(対象年度の抵抗曲げモーメント/発生曲げモーメント)の低い施設の順に設定している。この操作により、矢板 m は補修優先順位が m 番目の矢板であることを示す。さらに、時刻 t_z における予算制約関数を $\bar{c}_M(t_z)$ としよう。なお、予算制約の変動を考慮しない場合には、 $\bar{c}_M(t_z)$ を定数と設定すればよい。予算制約下においては、補修優先順位の高い矢板から補修費用を積み上げ、予算制約を超えない範囲までの補修候補が実際の補修対象となる。具体的には条件式、

$$m_M^* = \arg \max_m \left\{ m \left| \bar{c}_M(t_z) - \sum_{i=1}^m c_i^{kj}(t_z) \geq 0 \right. \right\} \quad (4.7)$$

を満足するような m_M^* 個の矢板群が補修されることになり、 $Q(t_z) - m_M^*$ 個の矢板群の補修が次年度以降に見送られることになる。ただし、 \arg は上式の右辺を最大にする m を指定する記号である。以上が矢板群に対する通常時の維持補修であり、地震動が発生しない限り、次年度以降も同様に補修優先順位を決定し、維持補修業務を実施することになる。

つぎに、地震の発生時の復旧作業に着目しよう。簡便化のために、地震が発生する年度において、地震は通常の維持補修業務が完了した後に発生するものと考える。シミュレーションでは、地震はある確率に従って発生すると考えるが、地震の発生過程に関する詳細は次節 4.(3) で述べる。前述したように、地震発生時においては、健全度 \bar{k} より状態の悪い矢板は破壊する。このとき、破壊する矢板の総数は、

$$R(t_z) = \sum_{n=1}^N I_{\delta_n(t_z) \geq \bar{k}} \quad (4.8)$$

と定義できる。ただし、 I_A は条件 A が成立するときに 1、そうでないときに 0 となる指示関数であり、 $I_{\delta_n(t_z) \geq \bar{k}}$ は、

$$I_{\delta_n(t_z) \geq \bar{k}} = \begin{cases} 1 & \delta_n(t_z) \geq \bar{k} \text{ が成立するとき} \\ 0 & \text{それ以外のとき} \end{cases} \quad (4.9)$$

を意味する。これらが復旧候補集合 Ω_R であり、事前に設定した復旧優先順位決定ルールに基づいて、優先順位の高い順に改めて番号設定 ($m_R = 1, \dots, R(t_z)$) を行う。さらに、時刻 t_z における復旧予算関数を $\bar{c}_R(t_z)$ としよう。補修優先順位の高い矢板から補修費用を積み上げて、予算範囲内に収まる補修候補が実際の補修対象となる。具体的には条件式、

$$m_R^* = \arg \max_m \left\{ m \left| \bar{c}_R(t_z) - \sum_{i=1}^{m_R^*} c_i^{K1}(t_z) \geq 0 \right. \right\} \quad (4.10)$$

を満足する m_R^* 個の矢板群が補修されることになり、 $R(t_z) - m_R^*$ 個の矢板群の補修が次年度以降に見送られることになる。なお、本研究においては、地震により破壊された矢板の復旧を通常の維持補修予算を用いて実施することや、その逆の実施もないと考える。すなわち、補修候補集合と復旧候補集合の間には、 $\Omega_M \cup \Omega_R = \phi$ が成立する。

4.3 地震動のポワソン到着

ある地域において生起する同一の発生メカニズムで生起する地震事象の時間的な到着分布を、更新過程 (renewal process) を用いて表す。すなわち、地震の発生過程を発生時刻を時間軸上の点 $\xi_0, \xi_1, \xi_2, \dots$ として表現する点過程 (point process) として

モデル化する。ただし、 ξ_0 は歴史的な記録が存在するもっとも古い地震の発生時刻である。さらに、災害の発生間隔 $\xi_i - \xi_{i-1}$ ($i = 1, 2, \dots$) が互いに独立で同一の分布に従うものと仮定する。いま、過去に $i-1$ 回の地震発生に関する記録が残っていると考えよう。直近の過去に生起した第 $i-1$ 回目の地震発生時刻 ξ_{i-1} を所与として、次回の i 回目の地震が発生するまでの期間長を確率変数 T で表そう。さらに、第 $i-1$ 回目の地震の発生時点を初期時点 $t=0$ とする時間軸を考え、その時間軸上での現在時刻 t から次回の i 回目の地震が生起するまでの期間長を確率変数 τ_t で表す。したがって、 $\tau_0 = T$ が成立する。ここで、災害の発生間隔 T に関する確率分布が既知であるとする。このとき、初期時点 $t=0$ から現在時点 t まで地震が生起しなかった事実を与件として、現在時点 t において評価する次回の地震発生までの期間長 τ が s 以下となる条件付き確率は、

$$P\{\tau \leq s | T > t\} = \frac{P\{T \leq t+s\} - P\{T \leq t\}}{P\{T > t\}}$$

$$s \geq 0 \quad (4.11)$$

と表される。ここで、点過程上において「直近の地震から過去 t 年間にわたり地震が発生していない」という情報を \mathcal{F}_t と表そう。このとき、次回の地震発生までの期間長 τ が s 以下になる確率は、情報 \mathcal{F}_t が与えられたもとの条件付き確率 $P\{\tau \leq s | \mathcal{F}_t\}$ によって表される。すなわち、近い将来における地震の生起確率が現時点で獲得している情報に依存しており、このような性質を持つ確率過程を「記憶を持つ確率過程」と呼ぶこととする。なお、確率過程が記憶性を持たない場合、確率 $P\{\tau \leq s | T > t\}$ は情報 \mathcal{F}_t に依存せず、任意の時点において同じ値をとる。このような記憶性を持たない確率過程として定常ポワソン過程があげられる。いま、災害の発生間隔 T の確率密度関数を $\phi(t)$ と表す。このとき、初期時点 $t=0$ から時刻 t までの間に災害が発生する確率は、

$$\Phi(t) = P\{T \leq t\} = \int_0^t \phi(u) du \quad (4.12)$$

と表される。初期時点 $t=0$ から現在時点 t まで地震が生起しなかった事実を与件として、現在時点 t において評価する次回の地震発生までの期間長 τ_t の条件付き確率分布は、式(4.11)より

$$\Phi_t(s) = \frac{\Phi(t+s) - \Phi(t)}{S(t)} \quad (4.13)$$

となる。ただし、 $S(t)$ は、初期時点 $t = 0$ から時刻 t までの間に災害が発生しない確率を表し、 $S(t) = 1 - \Phi_0(t)$ である。式(4.13)の両辺を s で微分すれば、条件付き確率密度関数 $\phi_t(s)$ を次式のように得る。

$$\phi_t(s) = \frac{\phi(t+s)}{S(t)} \quad (4.14)$$

いま、現在時点 t まで地震が生起しなかった事実を与件として、さらに時点 t 以降、期間 s の間に災害事象が到着しないという条件の下で、期間 $[s, s + \Delta s]$ に初めて災害事象が到達する確率は、ハザードモデルを用いて

$$\eta_t(s)\Delta s = \frac{\phi_t(s)\Delta s}{S_t(s)} \quad (4.15)$$

と表現される。 $S_t(s)$ は現在時点 t まで災害が生起しなかった上に、さらに期間 s の間に災害事象が生起しない確率を表し、

$$\begin{aligned} S_t(s) &= 1 - \Phi_t(s) \\ &= \exp \left\{ - \int_0^s \eta_t(u) du \right\} \end{aligned} \quad (4.16)$$

を満たす。なお、 $\eta_t(s)$ は条件付きハザード関数であり、 $\eta_t(s)$ が t に依らず s のみの関数である場合は非定常ポワソン過程、 s に関しても無関係な定数の場合は定常ポワソン過程となる。災害発生間隔 T が指數分布

$$\Phi^P(t) = P\{T \leq t\} = 1 - \exp(-t/\mu) \quad (4.17)$$

に従う。なお、 μ は災害発生間隔の平均を表し、定数とする。したがって、確率密度関数は、

$$\phi^P(t) = \frac{1}{\mu} \exp(-t/\mu) \quad (4.18)$$

と表される。このとき、ハザード関数は、

$$\eta^P(t) = \frac{\phi^P(t)}{1 - \Phi^P(t)} = \frac{1}{\mu} \quad (4.19)$$

となり、時点 t に依らず一定値をとるため、式(4.17)は定常ポワソン過程である。いま、式(4.11)に従えば、条件付き確率分布は、

$$\begin{aligned} \Phi_t(s) &= P\{\tau \leq s | T > t\} \\ &= \frac{\exp(-t/\mu) - \exp\{-(t+s)/\mu\}}{\exp(-t/\mu)} \\ &= 1 - \exp(-s/\mu) = \Phi(s) \end{aligned} \quad (4.20)$$

となり、次の災害までの期間 τ が従う確率分布は時点 t までに災害が生起しなかつたという情報 $\{T > t\}$ に依存しない。すわなち、定常ポワソン過程が無記憶であることがわかる。したがって、地震発生シミュレーションにおいては、過去の地震発生記録から地震の到着率を算定し、その到着率に基づくポワソン分布からの乱数発生により地震発生を表現する。

4.4 地震リスクを考慮した補修シミュレーション

現在時点における矢板群の健全度が3.の手順により算定されているとする。その上で、地震リスクを考慮した矢板群の維持補修シミュレーションを試みる。本研究では、モンテカルロ・シミュレーションにより地震発生を表現し、ある補修政策のもとでのライフサイクル費用パスを得る。ライフサイクル費用パスは、矢板群の維持補修過程として起こり得る1つの確定的なパスを表している。将来時点における維持補修過程は、無数のライフサイクル費用パスの集合であり、このようなパスの集合を以下の手順で算出し、地震リスクを考慮した期待ライフサイクル費用最小化補修政策を決定する。なお、図-5はこの手順をフローチャートにまとめたものであり、併せて参照されたい。

ステップ1 矢板群に対して、実現可能な補修政策 $d_n^q (q = 1, \dots, Q)$ を設定する。これらのうち、期待ライフサイクル費用最小化を達成する政策が最適補修政策となる。 $q = 1$ とする。

ステップ2 ライフサイクル費用パスの番号を $s = 1$ 、パスの発生目標個数を S と設定する。また、ライフサイクル費用評価のための目標期間を Z とする。

ステップ3 現在時点をシミュレーションの初期時点として考え、シミュレーション上のサンプル時点を $z = 0$ に設定する。初期時点で獲得されている情報は、矢板群の健全度情報であり、これを $\tilde{r}_{t_0}^s$ と表す。記号「~」は、サンプルパスに関わる情報であることを示す。また、上付き添え字 s はサンプルパス番号を表す。 $z = 1$ に更新する。

ステップ4 補修優先順位決定ルールに基づき、予算制約を満足する補修対象を決定し、補修費用の総額 $c_M^{s,d_n^q}(t_z) = \sum_{i=1}^{m_M^*} c_i^{kj}(t_z)$ を算出する。これらを当該年度 t_z の維持補修費用として計上する。一方、地震が一度でも発生している場合には、復旧の優先順位決定ルールと復旧予算制約を勘案しながら、復旧対象を決定し、復旧費用 $c_R^{s,d_n^q}(t_z) = \sum_{i=1}^{m_R^*} c_i^{K1}(t_z)$ を計上する。また、維持補修あるいは復旧された矢板の

健全度を適切な健全度に回復させ, $\tilde{r}_{t_z}^s$ とする.

ステップ 5 過去の地震発生記録より地震の到着率を算定する. その到着率に基づくポワソン分布から乱数を発生させ, 地震発生のモンテカルロ・シミュレーションを行う. その結果を,

$$\delta_z^s = \begin{cases} 0 & \text{地震が発生しないとき} \\ 1 & \text{地震が発生するとき} \end{cases} \quad (4.21)$$

と表す.

ステップ 6 t_z が目標期間 t_Z に, ライフサイクル費用パスの数 s が目標回数 S に, さらに補修政策 q が全政策数 Q に到達していれば, **ステップ 7** へ進む. t_z が目標期間 t_Z に, s が目標回数 S に到達しているが, 政策の数が目標回数に到達していない場合は, $z = 0, s = 1, q = q + 1$ として **ステップ 1** へ戻る. また, t_z が目標期間 t_Z に到達しているが, s と q が目標回数 S, Q に到達していない場合は, $z = 0, s = s + 1$ として **ステップ 3** へ戻る. それ以外の場合には, $z = z + 1$ として, **ステップ 4** へ戻る.

ステップ 7 以上の手順により, 各補修政策 $d_n^q (q = 1, \dots, Q)$ に対して, 現在時点を初期時点とする維持補修過程に関する合計 S 個のライフサイクル費用パスを獲得することができる. ライフサイクル費用パス s は, 維持補修過程に関する確定パスであり, その内容は次式で表すことができる.

$$\begin{aligned} \tilde{\xi}^{s, d_n^q} &= (\tilde{\xi}_{t_0}^{s, d_n^q}, \dots, \tilde{\xi}_{t_Z}^{s, d_n^q}) \\ &= \{\tilde{\delta}^s(t_z), \tilde{c}_M^{s, d_n^q}(t_z), \tilde{c}_R^{s, d_n^q}(t_z)\} \end{aligned} \quad (4.22)$$

さらに, この情報に基づいて, 補修政策 d_n^q に対する期待ライフサイクル費用パス, 期待ライフサイクル費用を算出する.

$$C^{d_n^q}(t_z) = \sum_{s=1}^S \frac{\tilde{c}_M^{s, d_n^q}(t_z) + \tilde{\delta}^s(t_z) \tilde{c}_R^{s, d_n^q}(t_z)}{(1 + \rho)^{t_z}} \quad (4.23a)$$

$$LCC^{d_n^q} = \sum_{z=1}^Z C^{d_n^q}(t_z) \quad (4.23b)$$

最終的に期待ライフサイクル費用の最小化を目的とする期待ライフサイクル費用最小化モデルは,

$$\begin{aligned} LCC^{d_n^*} &= \min_{d_n^q \in D_n} \left\{ LCC^{d_n^q} \right\} \\ &= \min_{d_n^q \in D_n} \left\{ \sum_{z=1}^Z \sum_{s=1}^S \frac{\tilde{c}_M^{s, d_n^q}(t_z) + \tilde{\delta}^s(t_z) \tilde{c}_R^{s, d_n^q}(t_z)}{(1 + \rho)^{t_z}} \right\} \end{aligned} \quad (4.24)$$

と定式化することができ、最適補修政策は d_n^* となる。以上でシミュレーションを終了する。

5 適用事例

5.1 適用事例の概要

本研究で提案したモデルを大阪市港湾局が管理する矢板構造物に適用しよう。同構造物の延長は約23kmである。建設時期は1970年前後が多く、老朽化が進行しているとともに、東南海・南海地震の発生による1次、2次被害が想定されるため、今後、短期的および長期的な維持管理計画の策定が急務となっている。

港湾管理者が、矢板群を管理する場合を考える。矢板群は N 個の矢板により構成されており、個々の矢板ごとに、矢板の腐食過程、矢板背後の地盤条件、土地利用条件が異なる。従来より、港湾矢板群に対して、施設管理台帳を作成するとともに、年間予算の範囲の中で維持補修の優先順位を定め、補修工事が実施されてきている。しかし、矢板の定期点検に関しては法的な規定がなく、点検の実施の有無は港湾管理者の判断に任されてきた。その結果、前回の点検より10年以上が経過し、現状の劣化状況が不明である事例も少なくない。矢板の腐食には、構造形式、設計潮位、荷重（自重、上載荷重、地震力、土圧）、残留水圧、動水圧等、多様な要因が影響を及ぼす。さらに、設計条件が同一であっても、設置箇所の状態（海水の対流、内港、外港等の違い）により劣化速度が異なることが考えられる。しかし、港湾矢板群の劣化過程に関してはデータの蓄積がほとんどないのが実態である。多くの場合、建設当初と点検時点における矢板の肉厚に関するデータのみが利用可能であり、これらのデータに基づいて2時点間による線形補完により、矢板の腐食速度を算定せざるを得ない。以上の状況を鑑みて、本研究では、矢板の腐食速度 v_i (mm/年) ($i = 1, \dots, N$) は、矢板ごとに異なるが、時間を通じて一定（確定値）であると仮定する。

本研究では、矢板の安定性を評価する力学的モデルと連動したライフサイクル費用評価シミュレーションモデルを提案するが、考慮する地震リスクとしては近い将来に高い発生率が予測されている南海トラフ地震（南海地震）を取り上げる。同地震の平均地震間隔については、これまでの地震発生年と発生間隔を考慮し157.8年と設定し（表-2），地震の発生はポワソン過程に従うものと考える。なお、検

討対象期間を50年と設定し、健全度3ランク以下の状態の悪い矢板については地震発生により全て崩壊すると仮定し、復旧費用については同年に全額を計上すると想定した。

5.2 入力データの整理

矢板安定評価、最適維持補修を踏まえ、入力データとして、基礎、防食調査関連、護岸高さ、上載荷重の各データを港湾管理台帳および点検調査履歴より抽出・整理を行う（表－3）。

5.3 矢板の力学劣化モデル

矢板護岸の耐力算定に使用する条件として、各矢板の設計潮位、荷重（裏埋土自重(砂,砂利)、上載荷重、地震力、土圧の算定、残留水圧、動水圧）を踏まえ、矢板の発生モーメントの計算と抵抗モーメントの計算（矢板の初期抵抗モーメント、腐食を考慮した鋼矢板の抵抗モーメント）を行う。矢板の力学劣化モデルとしては、矢板の腐食は腐食速度に伴い確定的に進行するとし、最後に行われた観測腐食厚から想定される現腐食厚を推計し、抵抗曲げモーメントを算出し、現状のランクを推計する。

5.4 LCC評価モデル

本モデルでは、健全度ランクが3となった時点で補修対象とする。対策工法としては、表－1に記載したとおり、RC被覆工法、電気防食工法を採用する。ここで、RC被覆工法については、RCの耐用年数を50年と設定し、50年経過後に施工を実施することとする。同工法を実施することでランク3以下の施設はランク2へ回復する。電気防食工法については、既往補修履歴等により20年に一度の頻度で更新を行うこととする。電気防食を設置する場合は、前述したとおりtype1～4に区分する。検討対象期間内においてランク2以上を常に保持することとし、更新時期および費用の最適化を図る。

最適補修ランクの選定にあたっては、ランク3～6までの各ランクにおいて補修の有無を設定した。

また、予算制約については、0.5億円／年～3.0億円／年の間で制約額を設定した。

5.5 分析結果の考察

まず、地震リスクを考慮しない場合を対象とした分析結果について整理する、ここで、矢板安定評価モデルおよび最適維持補修モデルを用いてLCCが最小となるような維持補修計画を策定した。シミュレーション結果を図-7に示す。

予算制約額については、制約額が低いほど割引後の補修費総額が低くなる傾向となつた。一方、割引なしでの補修費総額は1.8億円／年以下で予算制約額が低いほど総額が増加する傾向となつた。この場合1.8億円／年以上では補修費総額は一定となつた。一方、補修ランクについては、部材がランク4になった時点で補修する（ランク3では補修はしない）とした条件下でLCCが最も低い結果となつた。

予算制約額を低くすればするほど割引なしでの補修費総額が高くなる理由として、最適補修時期を先送りにすることにより、補修費用が増加したことが考えられる。一方、割引後の補修費総額については、先送りするほど割引率が大きく影響するためだと考えられる。本ケースでは、予算制約額を複数設定しシミュレーションを行い、年間の最低必要な補修費用の算出および財政状況を勘案した予算設定による矢板構造物の経年劣化状況について把握することができた。

次に、地震リスクを踏まえた場合の地震被害額および復旧費用について推計を行つた。ここで、ポワソン過程により南海地震の平均発生間隔である毎年1/157.8の確率で地震発生の可能性があるとした。また、各年次で地震が発生した場合を想定し（100年間で t 年のみ地震が発生すると想定する）、それぞれの年次で発生する被害額（ランク2を下回る施設は全て崩壊し、復旧に必要な費用の合計）を算出した。その結果、地震リスクなしのケースと同様の傾向となつた（図-8）。

ただし、割引後の補修費総額については、地震リスクなしに比べ増加する傾向となつた。例として、予算制約額0.5億円／年におけるランク4で補修する場合、両者で総額2.5億円程度の差が生じる。これを対象期間である50年で割り戻した場合、年間約1200万円の増加となる。言い換えれば、地震発生に備えた引当金の額としては、1200万円程度が妥当といふことができる。

5.6 実用化への示唆

本研究では、矢板構造物の劣化に対して力学的安定性の検討に基づいた災害リスクの評価と矢板群全体の期待ライフサイクルコストの算出を同時に行なうことができた。地震災害リスクについては、直下型とプレート型に大別されるが今回は

直下型地震を対象としポアソン課程に基づくモデル化を行った。これまで港湾構造物に対して地震リスク評価は適用されていないことから、本研究は単なる LCC 最小化ではなく、より現実的な評価方法であるといえる。現行の地震時の対応として港湾管理者による災害復旧引当金制度等が存在するが、実際に機能しているとは言いがたい。本研究では、災害時と平常時との LCC を比較し差額を引当金として留保することを提案しており、災害復旧費用としての積立てや事前の耐震補強計画等について有用であることがわかる。

6 おわりに

本研究で提案した方法論は実用性の高いものであるが、今後更に適用を進めるにあたっては以下のような課題が残されている。第 1 に、本研究では矢板構造物を対象として適用分析を実施したが、港湾施設を考える場合、矢板以外の施設（例えば桟橋、物揚場、橋梁、道路など）についても対象として総合的な港湾施設としての評価が必要である。第 2 に、地震リスクの評価において、本研究では被害額（補修費）の算定を行ったが、実際は港湾施設が崩壊することによりオペレーション活動が停止し、そのために発生する営業損失等の社会的費用についても発生が想定される。従って、1 次被害だけでなく、2 次被害として背後地への影響として人命被害や家屋被害等についても考慮する必要がある。第 3 に、矢板群の維持補修のためのライフサイクル費用を管理するための管理会計モデルへ組み込む必要がある。

なお、研究の遂行において大阪市港湾局及び大阪港開発技術協会よりデータの提供をはじめ、多大な援助を頂いた。ここに感謝に意を表す次第である。また、本研究の一部（貝戸清之担当分）は文部科学省科学技術調整振興費「若手研究者の自立的研究環境整備促進」事業により大阪大学大学院工学研究科グローバル若手研究者フロンティア研究拠点において実施された。

参考文献

- 1) 小林潔司：分権的ライフサイクル費用評価と集計的効率性，土木学会論文集，No.793/IV-68, pp.59-71, 2005.
- 2) 小林潔司, 上田孝行:インフラストラクチャ・マネジメント研究の課題と展望, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.15-27, 2003.
- 3) 織田澤利守, 石原克治, 小林潔司, 近藤佳史:経済的寿命を考慮した最適修繕政策, 土木学会論文集, No.772/IV-65, pp.169-184, 2004.
- 4) 貝戸清之, 保田敬一, 小林潔司, 大和田慶:平均費用法に基づいた橋梁部材の最適補修戦略, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.83-96, 2005.
- 5) 貝戸清之, 阿部允, 藤野陽三:実測データに基づく構造物の劣化予測, 土木学会論文集, No.744/IV-61, pp.29-38, 2003.
- 6) 杉崎光一, 貝戸清之, 小林潔司:目視検査周期の不均一性を考慮した統計的劣化予測手法の構築, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.52A, pp.781-790, 2006.
- 7) 津田尚胤, 貝戸清之, 青木一也, 小林潔司:橋梁劣化予測のためのマルコフ推移確率の推定, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.69-82, 2005.
- 8) Lancaster, T.: *The Econometric Analysis of Transition Data*, Cambridge University Press, 1990.
- 9) Gourieroux, C.: *Econometrics of Qualitative Dependent Variables*, Cambridge University Press, 2000.
- 10) Tobin, J.: Estimation of relationships for limited dependent variables, *Econometrica*, Vol.26, pp.24-36, 1958.
- 11) Amemiya, T. and Boskin, M.: Regression analysis when the dependent variable is truncated lognormal, with an application to the determinants of the duration of welfare dependency, *International Economic Review*, Vol.15, p.485, 1974.
- 12) 地震調査研究推進本部地震調査委員会:長期的な地震発生確率の評価手法について, 2001.
- 13) 地震調査研究推進本部地震調査委員会:南海トラフ地震の長期的評価, 2001.
- 14) Shin,H.C. and Madanat, S.M. : Development of a stochastic model of pavement distress initiation, *Journal of Infrastructure Planning and Management*, No.744/IV-61, pp.61-67, 2003.

- 15) Mayet,J. Madanat,S.M.:Incorporation of seismic considerations in bridge management systems,Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering. Vol.17.no.3pp.185-193.May 2002
- 16) (社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2002.
- 17) (財)沿岸開発技術研究センター:港湾構造物防食・補修マニュアル(改訂版), 1997.
- 18) Annaka,T.and Y.Nozawa:Probabilistic Model for Seismic Hazard Estimation in the Kanto District,Proc. 9th WCEE,Vol.II,pp.107-112,1988.
- 19) Campbell,K.W.:Near-source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration, Earthquake Spectra,Vol.1, pp.2039-2070,1981.

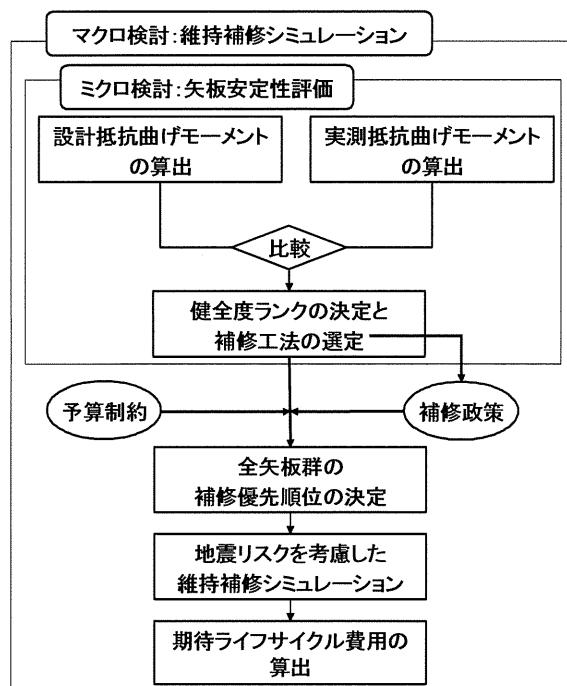


図-1 シミュレーションモデルのスキーム

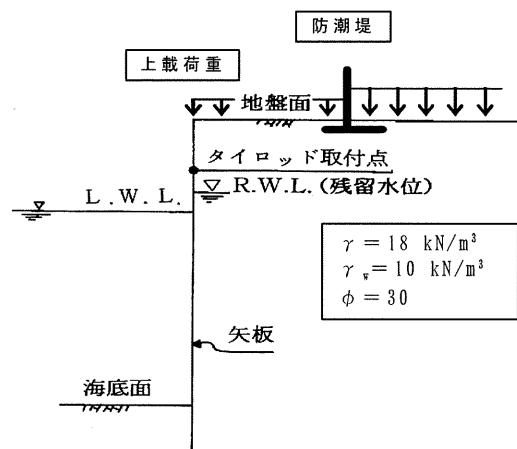


図-2 矢板構造

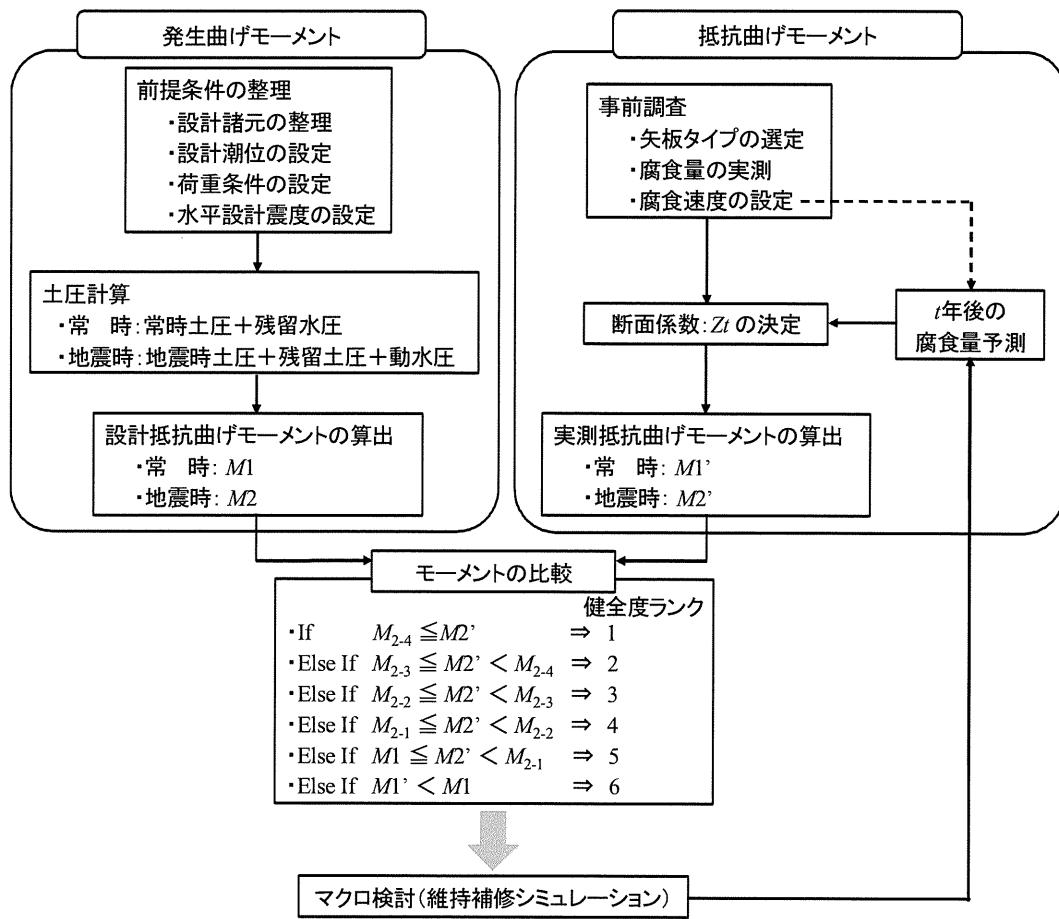


図-3 矢板の安定性評価プロセス

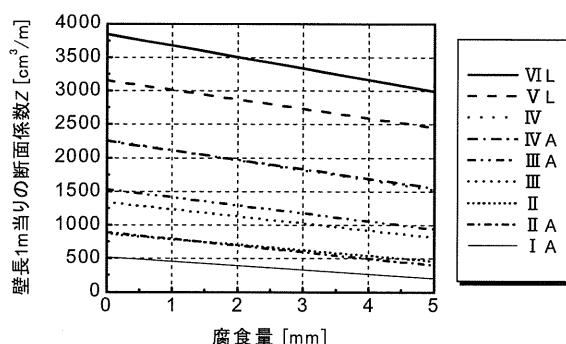
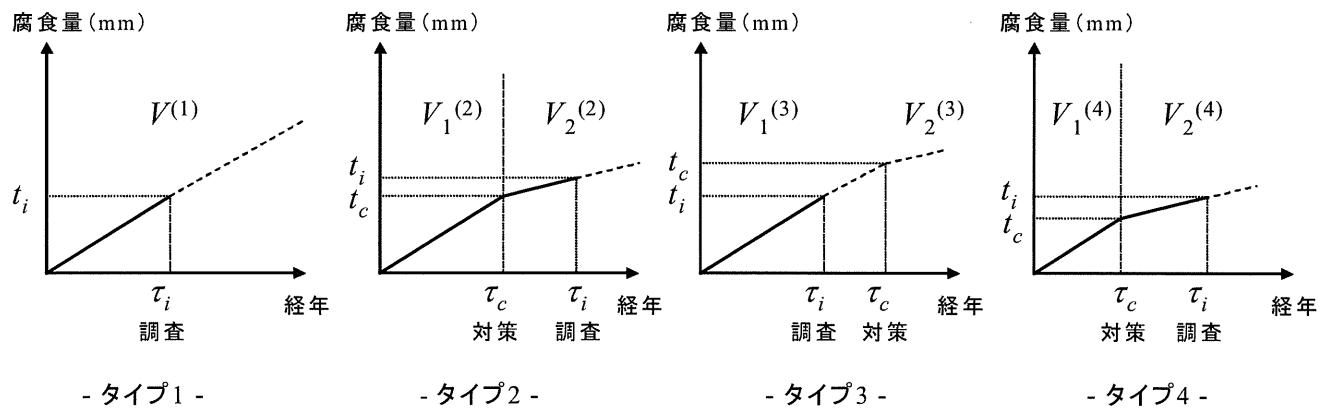


図-4 腐食を考慮した矢板の断面係数



図－5 腐食過程の概要

表－1 健全度ランクと補修工法の関係

健全度ランク	矢板構造物 (地震時の水平震度による分類)	回復レベル	補修・補強工法
1	$kh \geq 0.25$ (直下型地震レベルに対応)	—	— (防食対策済み)
2	$kh \geq 0.20$ (海洋型地震レベルに対応)	—	被覆防食と電気防食による延命化
3	$0.20 > kh \geq 0.15$ (概ね震度5強)	3 → 2	RC被覆補強による機能復旧
4	$0.15 > kh \geq 0.10$ (概ね震度5弱)	4 → 2	
5	$0.10 > kh > 0.00$ (震度4~0)	5 → 2	
6	$kh = 0$ 以下 (通常時)	6 → 2	RC被覆補強による機能復旧
		6 → 1	新設鋼矢板による護岸機能の復旧

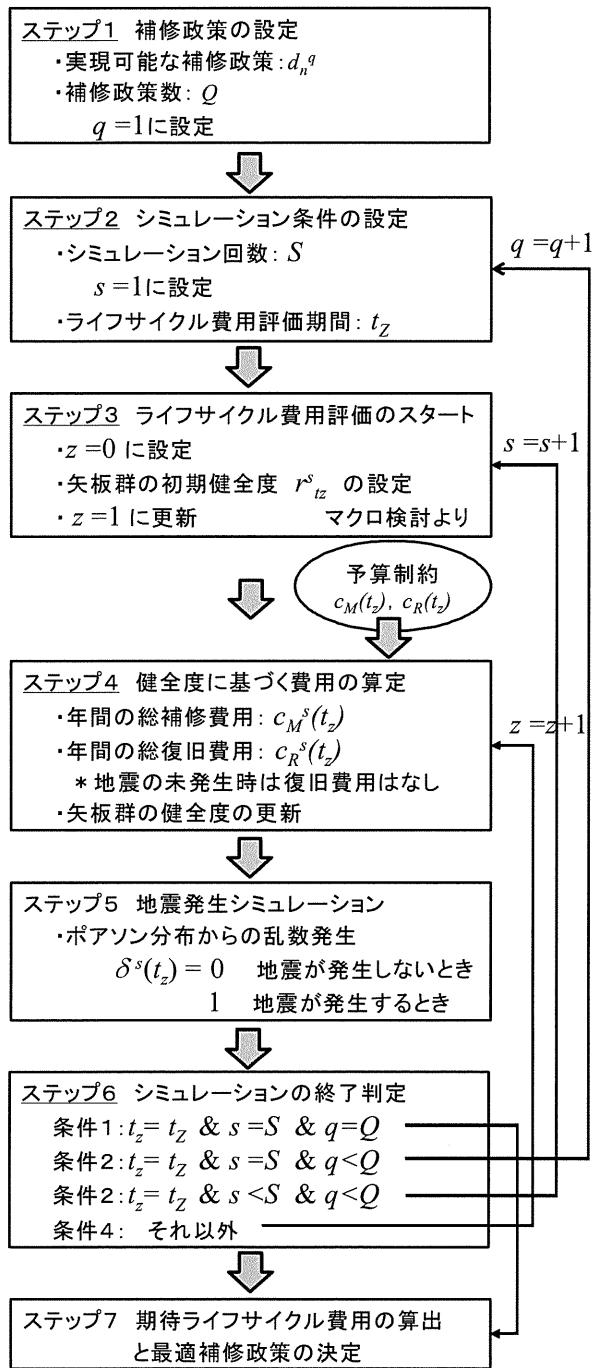


図-6 シミュレーションのスキーム

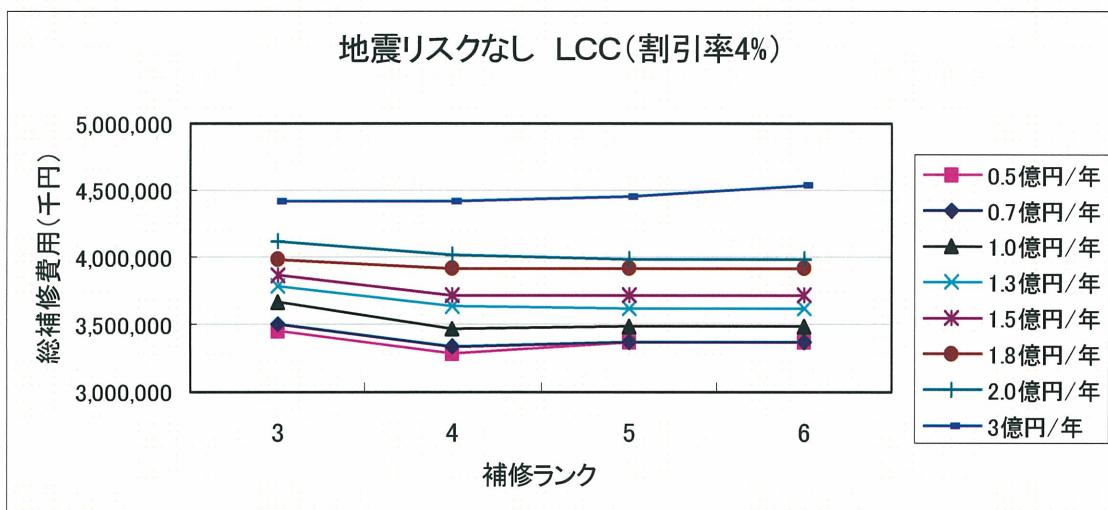
表－2 南海地震の発生年と発生間隔

地震発生年月日	発生間隔(年)
684.11.29	—
887.8.26	202.7
1099.2.22	211.5
1361.8.3	262.4
1498.7.9	136.9
1605.2.3	106.6
1707.10.28	102.7
1854.12.24	147.2
1946.12.21	92.0
平均活動間隔	157.8

表－3 入力データの整理

基礎データ	延長(m)
	優先順位
	護岸形式
	矢板サイズ(型)
	矢板元厚(mm)
	建設年
防食調査関連データ	腐食調査年
	調査時腐食厚(mm)
	電気防食設置年
	電気防食設置タイプ
	補修年
護岸高さデータ	水深(O.P.m)
	防潮堤天端(O.P.m)
	タイ材取付高(O.P.m)
上載荷重データ	常時上載荷重(KN/m ²)
	地震時上載荷重(KN/m ²)

表－4 地震リスクなし LCC (割引率 4 %)



表－5 地震リスクあり LCC（割引率4%）

