

地震リスクを考慮した港湾矢板構造物群の 維持補修シミュレーションモデル

小川貴裕¹・藤森裕二²・紅谷昇平³・貝戸清之⁴・小林潔司⁵

¹正会員 株式会社 日建設総合研究所 (〒 541-8528 大阪市中央区高麗橋 4-6-2)

E-mail: ogawat@nikken.co.jp

²正会員 株式会社 野村総合研究所 証券コアシステム開発一部 (〒 135-0042 江東区木場 1-5-15)

E-mail: y-fujimori@nri.co.jp

³正会員 人と防災未来センター (〒 651-0073 神戸市中央区脇浜海岸通 1-5-2)

E-mail: beniyas@dri.ne.jp

⁴正会員 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 (〒 565-0871 吹田市山田丘 2-1)

E-mail: kaito@ga.eng.osaka-u.ac.jp

⁵フェロー会員 京都大学経営管理大学院経営管理講座 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

E-mail: kkoba@psa.mbox.media.kyoto-u.ac.jp

本研究では、港湾護岸施設の矢板構造物を対象として、予算制約の下で期待ライフサイクル費用の低減に資するような矢板構造物の維持補修政策と、矢板構造物群全体を対象とした維持補修優先順位を求める方法論を提案する。具体的には、地震動に対する矢板構造物の力学的安定性を評価する。さらに、力学的安定性の評価結果に基づいて矢板構造物補修の優先順位を決定し、矢板構造物群全体の劣化・補修過程を記述するハイブリッド型シミュレーションモデルを提案する。その上で、予算制約の下で、地震被害も考慮に入れた期待ライフサイクル費用を可能な限り低減するような望ましい維持補修政策、優先順位決定ルールを求めるための方法論を提案する。さらに、現実の矢板構造物群を対象として、本研究で提案した方法論の有効性を実証的に検証する。

Key Words : *sheet-pile structure, seismic risk, port facility, simulation model, life cycle cost*

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、今後大量の施設が維持更新期を迎えることとなる。これに伴い、維持補修費用が大幅に増加することが予想されており、維持・補修補強・復旧に関わる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、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が必要である。

本研究では、港湾護岸施設を構成する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数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構造物も少なくない。矢板構造物が損壊した場合、背後地に立地する構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構造物も膨大な数に及ぶ。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、矢板構造物の効率的な補修方法の選定と、補修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。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構造物背後の地盤特性が多様であり、矢板構造物の損壊がもたらす社会・経済的リスクの大きさが個々に異なる。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、矢板構造物群全体の期待ライフサイクル費用評価を同時に考慮することが必要となる。

以上の問題意識の下で、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に基づいて、予算制約下における矢板構造物群全体の劣化・補修過程を記述するハイブリッド型シミュレーションモデルを提案する。またその中で、地震被害も考慮に入れた期待ライフサイクル費用を可能な限り低減するような望ましい維持補修政策、優先順位を決定するための方法論を提案する。以下、**2.**では、本研究の基本的な考え方について説明する。**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、地震の発生がポアソン過程に従う場合を想定し、矢板構造物の望ましい維持補修政策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、実際の矢板構造物群を対象とし

て提案した方法論の有効性について実証的に分析する。

2. 本研究の基本的な考え方

(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目指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¹⁾⁻¹¹⁾。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^{1),2)}、劣化過程の不確実性を考慮した確率論的モデル³⁾⁻¹⁰⁾に分類できる。特に、後者に関しては、土木施設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¹²⁾が提案されている。さらに、舗装、橋梁、トンネル、道路付帯施設等の土木施設を対象とした最適維持補修モデルも提案されている。しかし、矢板構造物群の維持補修問題に関しては、あまり研究が進展していないのが実情である。

矢板構造物群の場合、ライフサイクル費用の中で、矢板構造物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、矢板構造物が損壊した場合に発生する1次被害(矢板構造物の損壊による直接的被害)および2次被害(矢板構造物背後地に立地する施設等に発生する被害)の占めるウェイトが大きい。さらに、背後地の地盤条件や土地利用条件により、矢板構造物の損壊リスクや経済的損失リスクが個別の矢板構造物によって多様に異なる。このため、自然災害の発生による矢板構造物の損壊リスクを明示的に考慮することが必要となる^{13),14)}。これに対し、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¹⁵⁾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、力学的安定性に対する評価モデルを用いて、個々の矢板構造物の被災ポテンシャルや経済的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、補修の優先順位の設定は、矢板構造物群全体を考慮したマクロな評価が必要となる。以上の問題意識の下に、以下では、ミクロなレベルでの力学モデルを用いた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経済評価と政策決定を同時に検討できるようなハイブリッド型シミュレーションモデ

ル(以下、ハイブリッドモデルと呼ぶ)を提案することとする。ハイブリッドモデルは、土木構造物の力学特性を考慮して、構造物の劣化リスクを表現できる点に利点がある。このようなハイブリッドモデルに関しては、すでに埋立地盤の不同沈下リスク¹⁶⁾、防波堤の滑動リスク¹⁷⁾を対象としたモデルが提案されている。本研究では、地震リスクを対象として、矢板構造物の損壊リスクをモデル化したものであり、この意味で矢板構造物を対象とした類似の研究は見当たらない。

なお、本研究では、矢板構造物の腐食速度が個別の矢板構造物ごとに異なるものの、腐食速度が一定であると想定した線形劣化予測モデルを用いる。したがって、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確定的に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いる。一方で、地震による矢板構造物の損壊は確率的に発生するため、矢板構造物の補修時点を決する維持補修モデルは、地震発生リスクを考慮した確率的なハイブリッドモデルとなっている。

(2) 地震リスク

Mayet and Madanat¹⁵⁾は、大規模地震の発生がポアソン過程に従う場合を想定し、地震被害の発生も考慮に入れた期待ライフサイクル費用を最小にするような最適補修戦略を求めるマルコフ決定モデルを提案している。現行の多くの防災投資の費用対効果マニュアル(案)¹⁸⁾では、地震リスクがポアソン過程に従って発生することを想定している。地震発生時のポアソン過程モデルは、「いつ起こるかかわからない地震の発生」を表現したものである。ポアソン過程は、過去の記憶を持たない現象を対象としており、地震の発生確率(到着率)は時間を通じて一定である。ポアソン過程とは、1) 事象の生起は互いに独立である(独立性)、2) 事象が発生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回しか事象は発生しない(希少性)というルールをもつ事象の発生過程である。地震がポアソン過程に従って発生する場合、矢板構造物の補修タイミングを決定する際に、矢板構造物の腐食速度が重要なパラメータとなる。以上のように地震発生リスクをポアソン過程で表現し、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、矢板構造物を対象に地震リスクと力学的安定性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を見出すことができる。

なお、近い将来に発生が懸念されている東海地震、東南海・南海地震のようなプレート間地震は周期的に発

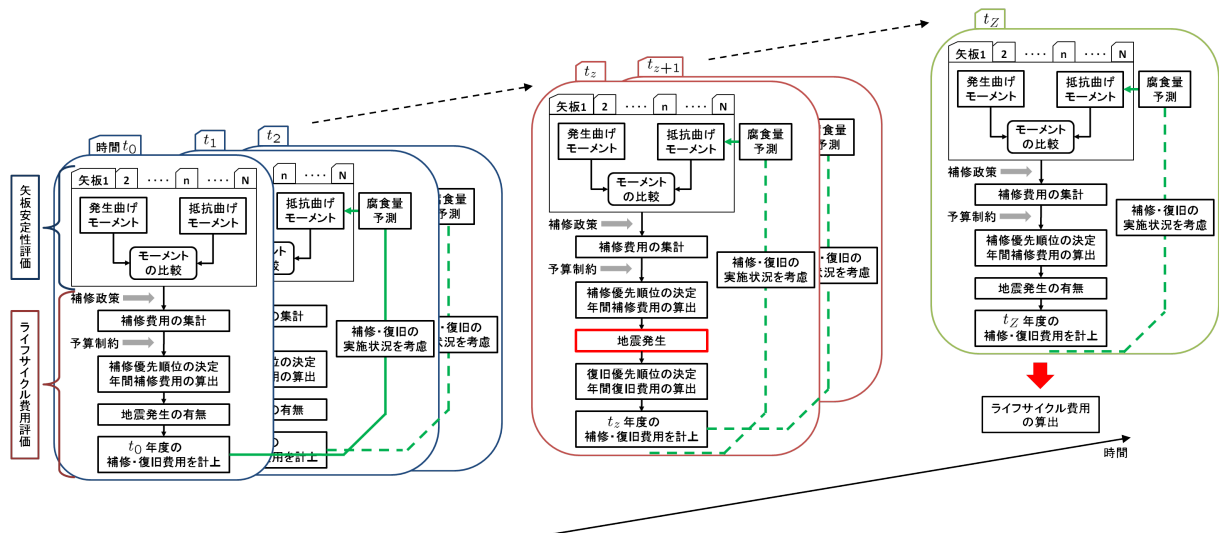


図-1 ハイブリッドモデルの基本的構成

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。このようなプレート間地震に関しては、その発生過程をブラウン型経過時間モデル (Brownian Passage Time Model) 等の非ポアソン過程¹⁹⁾を用いて表現することが必要である。特に、長期的な災害リスクを評価する際には、非ポアソン型ハザード率を用いたリスク評価が必要である。このような観点から、国土交通省の港湾整備事業の費用対効果分析マニュアル (改定版)²⁰⁾においては、非ポアソン型ハザード率を長期評価確率として用いてもよいとしている。しかし、一方で、地震の発生をポアソン過程によってモデル化し、その分析結果を1次近似として議論することは十分可能である。このような観点から、本研究では、ポアソン過程を用いて地震リスク評価したような矢板構造物の最適維持補修モデルを提案することとする。

(3) ハイブリッドモデルの構成

本研究で提案するモデルは、1) 個別矢板構造物の力学的安定性に対する評価 (矢板構造物安定性評価モデルと呼ぶ) と、2) 矢板構造物群全体を対象に、地震リスクと予算制約を考慮した維持補修シミュレーション (維持補修シミュレーションモデルと呼ぶ) が連動するようなハイブリッドモデルとなっている。ハイブリッドモデルの基本的構成を図-1に示している。矢板構造物安定性評価モデルは、個別の矢板構造物を対象としたミクロな補修タイミングや優先順位の検討、一方の維持補修シミュレーションモデルは、矢板構造物群全体の補修戦略と予算の分析を目的としている。したがって、ハイブリッドモデルを用いることにより、現在時刻を起点として、図-1に示すように、各年次ごとに地震リスクを考慮しながら矢板構造物の力学的安定性を評価

するとともに、計画期全体を通じて期待ライフサイクル費用を最小にするような矢板構造物群の維持補修戦略を分析することが可能となる。

いま、ある単一の矢板構造物に着目する。初期時点 t_0 を現在時点と考える。矢板構造物の力学的安定性の評価を行うために、矢板構造物の常時および地震時の発生曲げモーメントと抵抗曲げモーメントを計算する。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。両者の大きさを相対比較することにより、矢板構造物の健全度を評価することが可能となる。さらに、港湾護岸施設を構成するすべての矢板構造物 n ($n = 1, \dots, N$) に対して、同様の安定性評価を実施する。維持補修シミュレーションモデルでは、矢板構造物の健全度に対して、補修政策を設定する。その上で、予め設定した補修政策に基づいて、矢板構造物の補修工事を実施したときに発生する期待ライフサイクル費用を推定する。各財政年度において必要となる補修費用が予算制約を下回っている場合にはすべての補修が実施される。しかし、維持補修需要が予算制約を上回る場合には、補修の優先順位決定ルールに従って、予算制約の中で実施可能な補修対象を選定する。シミュレーションに当たっては、各財政年度における地震発生リスクをポアソン過程を用いてモデル化し、モンテカルロシミュレーションによりライフサイクル費用の発生過程をシミュレートする。

図-1は、時間経過とともに、シミュレーションがどのように進展するかを説明している。初期時点 t_0 では、地震が発生しない場合を想定する。したがって、初期時点では、すべての矢板構造物の健全度が確定する。モンテカルロシミュレーションにより、時間の経過に伴って、各期に地震が生起するパターン (以下、「地震発生

サンプルパス」と呼ぶ)を作成する。地震発生サンプルパスが与えられれば、その上で矢板構造物の劣化・補修過程、および地震発生に伴う矢板構造物の損壊・復旧過程が展開する。いま、1つの地震発生サンプルパスが与えられ、初期時点から時刻 t まで進展した場合を想定する。 t 期に地震が発生しない場合、矢板構造物の補修が実施されない限り、矢板構造物の腐食が進行し、 $t+1$ 期における矢板構造物の健全度が更新される。この場合、各時刻において図-1に示すような手順に従って計算が進行する。さらに、大規模地震が発生しない限り、上記のようなシミュレーション過程が繰り返される。一方、 t_z 時点(図中の赤囲み)において、大規模地震が発生したと想定する。シミュレーションにおいて、ある期間中に大規模地震が発生する場合、当該期における補修が終了した時点以降に発生するものとする。地震が発生すると、地震耐力の低い矢板構造物はすべて損壊する(最低健全度となる)と仮定する。損壊した矢板構造物の復旧に際しては、矢板構造物の復旧費用だけでなく、矢板構造物の背後に立地する構造物等の復旧費用も必要となる。復旧費用に関しても予算制約に直面しており、復旧費用が予算制約を上回る場合には、優先順位決定ルールに従って復旧対象となる矢板構造物が選定される。当該年度に復旧する矢板構造物が決定されれば、年度末にすべての矢板構造物の健全度が確定し、この情報が次年度の力学的安定性評価プロセスのインプットとなる。地震が発生した翌年度以降は、未復旧の矢板構造物が存在すれば各財政年度における予算制約の下で、優先順位に従って復旧過程が継続する。ただし、対象期間中に地震が複数回発生する場合も存在しており、目標計画期間 t_z までシミュレーションが継続する。最終的に、対象期間 t_z に到達した時点で、各財政年度に要した補修費用(あるいは復旧費用)の現在価値の総和(ライフサイクル費用)を計算する。

以上の計算過程は、モンテカルロシミュレーションによりランダムに作成した1つの地震発生サンプルに対して、ライフサイクル費用を算定したにすぎない。事前に設定したシミュレーション回数に至るまで上記の計算過程を繰り返し、期待ライフサイクル費用を算出する。以上のシミュレーションにより、補修・復旧の予算政策下において期待ライフサイクル費用を可能な限り小さくするような望ましい矢板構造物群の補修政策を求めることが可能になる。

なお、本研究では矢板安定性評価モデルと維持補修シミュレーションモデルの有機的な連動性に重点を置いたハイブリッドモデルの提案を目的としている。本研究で対象とする港湾施設は、基本的には大潮・津波等による災害を防ぐ防潮堤を兼ねた護岸施設であり、矢板構造物の力学的安定性を検討する場合、海底面の洗

掘、タイロッド腐食、地盤液状化などの要因による影響を考慮する必要がある。高度経済成長期に膨大な量の矢板構造物が建設されたが、これらの矢板構造物の腐食が進展し、断面減少等の問題が発生している。このような矢板構造物のアセットマネジメントにおいては、矢板の断面減少を未然に防止することによる予防保全政策の適用が課題となっている場合が少なくない。本研究でとりあげる適用事例においても、矢板構造物の腐食進行の抑止に重点を置いた予防保全の実施が重要な課題となっている。このため本研究においては、矢板構造物群のアセットマネジメントを検討するために、矢板構造物の腐食を主たる対象とするとともに、腐食の進行抑止政策に焦点をおく。一方で、地震時における矢板構造物の力学的安定性に関しては、水平変位や鉛直変位、さらには地盤と構造物の動的相互作用を考慮した安定性評価方法が提案されている^{21),22)}。しかし、本研究で想定しているポアソン過程が適用できるレベル1のような地震動を考える場合には、矢板断面に発生する曲げモーメントに着目して矢板構造物の力学的安定性を評価可能である。さらに、5.の適用事例において利用可能なデータ等が限定的であることから、参考文献23)で提案されている方法を用いることとする。前述のように、多くの矢板構造物群のアセットマネジメントにおいては、腐食の進行抑制に主眼を置いた予防保全の実施が急がれており、アセットマネジメントに必要なマクロな予算額の算定と予防保全政策の重要性を検討することが課題となっている。このようなアセットマネジメントが直面している緊急の現実的課題に対して、本研究で提案するハイブリッドモデルを用いて有用なマネジメント情報を作成することが可能である。当然のことながら、今後、力学的安定性評価法の精緻化を図るとともに、そのためのデータベースの整備が重要な課題として残されていることを指摘しておく。

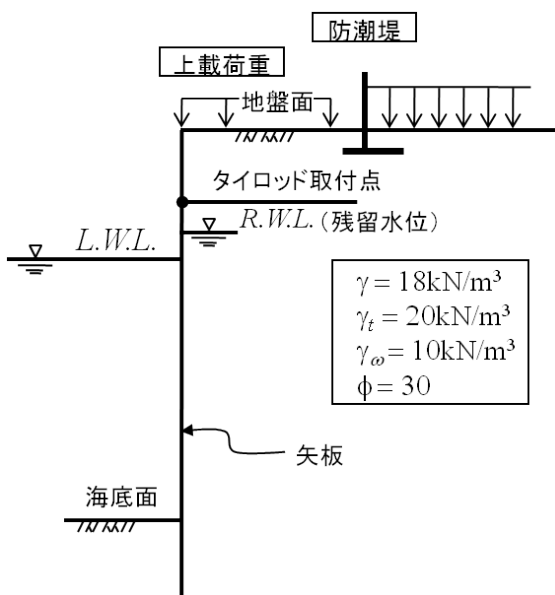
3. 矢板構造物の力学的安定性評価モデル

(1) 矢板構造物の力学的安定性評価

地震発生時における矢板構造物の力学的安定性の評価を試みる。実証分析の対象とする港湾護岸施設では、表-1に示すように様々な形式の矢板が用いられている。いま、ある矢板構造物の構造を模式的に図-2に示している。このような矢板構造物の力学的安定性は、図-3に示すようなプロセスで評価できる。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、矢板構造物の力学的安定性を評価する。このうち、発生曲げモーメ

表-1 矢板の仕様(公称値(初期値))

呼称	寸法			矢板 1 枚当り			壁長 1m 当り	
	有効幅	高さ	厚さ	断面積	断面 2 次モーメント	断面係数	断面 2 次モーメント	断面係数
	B mm	h mm	t mm	A cm ²	I_x cm ⁴	Z_x cm ³	I_X cm ⁴	Z_X cm ³
SP-IA	400	85	8.0	45.21	598	88.0	450 × 10	598
SP-II	400	100	10.5	61.18	124 × 10	152	874 × 10	874
SP-II _A	400	120	9.2	55.01	146 × 10	160	106 × 10 ²	880
SP-III	400	125	13.0	76.42	222 × 10	223	168 × 10 ²	134 × 10
SP-III _A	400	150	13.1	74.40	279 × 10	250	228 × 10 ²	152 × 10
SP-IV	400	170	15.5	96.99	467 × 10	362	386 × 10 ²	227 × 10
SP-IV _A	400	185	16.1	94.21	530 × 10	400	416 × 10 ²	225 × 10
SP-V _L	500	200	24.3	133.8	796 × 10	520	630 × 10 ²	315 × 10
SP-VI _L	500	225	27.6	153.0	114 × 10 ²	680	860 × 10 ²	382 × 10



注) 矢板構造物の構造は個々に異なっているが、ここでは実証分析でとりあげる矢板構造物群の中から特定の矢板構造物 ($n = 2$) をとりあげ、その構造概要を示している。発生曲げモーメントの算出に際して、設計潮位は一律に 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) とした。また、当該矢板構造物の場合、荷重条件として、裏埋土自重(砂質土)については、湿潤単位体積重量 $\gamma = 18$ (kN/m³)、飽和単位体積重量 $\gamma_t = 20$ (kN/m³)、水中単位体積重量 $\gamma_w = 10$ (kN/m³)、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ と設定した。さらに、上載荷重については、常時では防潮堤前面 5 (kN/m²)、防潮堤背面 10 (kN/m²) と設定した。

図-2 矢板構造物の模式図

ントは、前提条件から算出される主働土圧、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。なお、発生曲げモーメントの具体的な算出方法に関しては参考文献 21) を参照されたい。以下、3.(2) で抵抗曲げモーメントの算出方法を示し、3.(3) では、両モーメントを

比較することにより矢板構造物の健全度を決定する方法を述べる。なお、本研究で対象とする地域では、過去の地震時において地盤の液状化が生じたことはない。したがって、本研究では矢板構造物群の腐食管理問題に焦点を絞り、地震時に発生する地盤の液状化現象は考慮しない。しかし、液状化現象が重要なリスク管理課題となる場合には、矢板構造物の腐食管理の問題だけでなく、広範囲にわたる地盤の安定性も同時に考慮に入れながら、港湾施設のアセットマネジメント問題を検討することが必要となる。

(2) 抵抗曲げモーメントの算出

a) 抵抗曲げモーメントと矢板構造物の断面係数

矢板構造物の抵抗曲げモーメント (kN/m) は次式で算出することができる。常時は、

$$M1' = \sigma_{sa} \cdot Z \cdot 10^6 \quad (1)$$

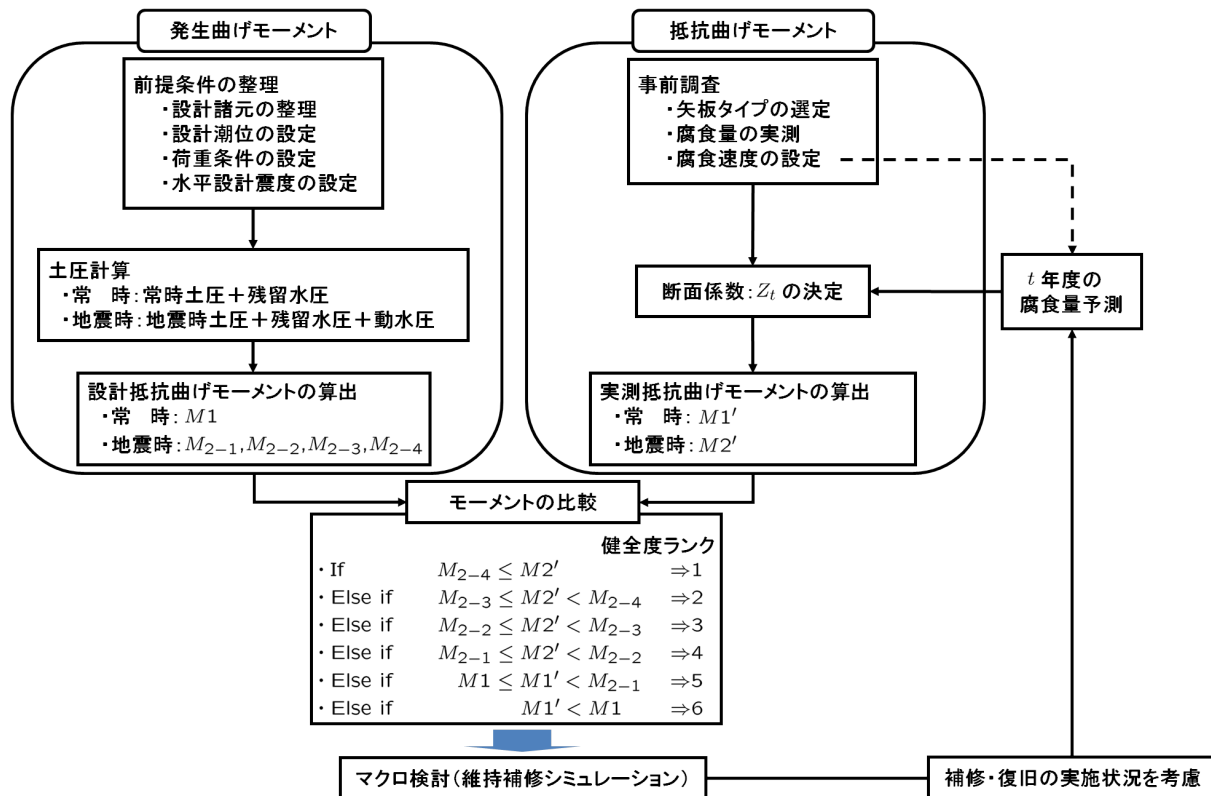
となる。一方、地震時は、

$$M2' = \alpha \cdot \sigma_{sa} \cdot Z \cdot 10^6 \quad (2)$$

となる。ここで、 α :地震時許容応力度の割増係数、 σ_{sa} :矢板構造物 [SY295] の許容応力度 (180N/mm²)、 Z :1m 当たりの断面係数 (mm³/m) である。腐食後の断面係数 Z' に関しては、表-1 に示した矢板構造物形式のそれぞれに対応して、図-4 に示すような腐食量と断面係数の関係が得られている。これにより、腐食量の実測値に基づいて現時点の断面係数を算出することが可能となる。例えば、矢板構造物形式が SP-VI_L で、実測した腐食量が 2mm であれば、断面係数は 3,500 (cm³/m) である。同様に、腐食した鋼矢板構造物に関しては、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。

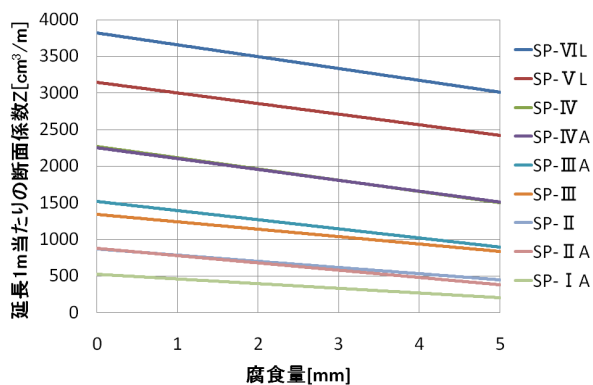
b) 抵抗曲げモーメントの将来予測

つぎに、現時点(調査時点)から t 年が経過した時点における矢板構造物の抵抗曲げモーメントを算出する。 t 年後の矢板構造物の抵抗曲げモーメントも式 (1), (2)



注) モーメントの比較における $M_{2-4} \sim M_{2-1}$, M_1 の定義は表-2 を参照のこと。

図-3 矢板構造物の力学的安定性評価プロセス



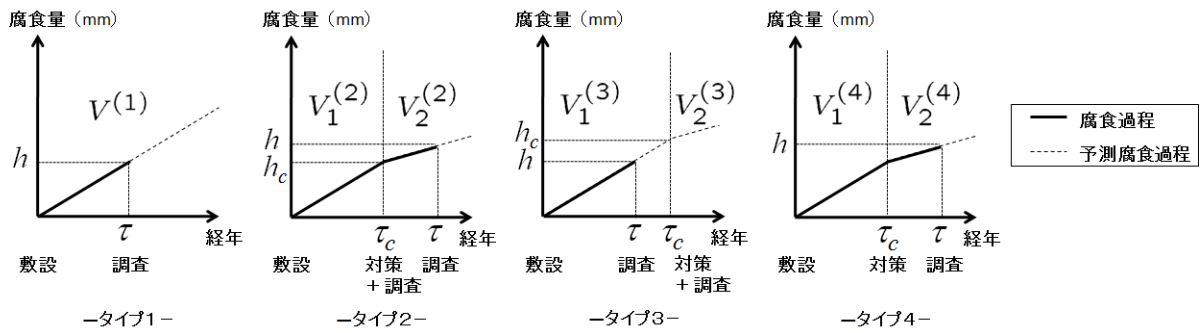
注) 図中の凡例については、表-1 を参照のこと。

図-4 腐食を考慮した矢板構造物の断面係数

を用いて算出することができる。この場合、 t 年後の断面係数 Z_t に関する情報が必要となる。断面係数は、前節で示した通り、矢板構造物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、矢板構造物の敷設時点と直近の実測結果に基づいて、個別矢板構造物ごとの腐食速度を設定する。適用事例で取り上げ

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構造物が存在するが、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構造物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、あるいは当初から設置されているケースである。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つのタイプに分類する。電気防食の耐用年数も実績より20年と設定した。電気防食が健全であれば20年間の腐食量は軽微であり、20年ごとの電気防食により矢板構造物の腐食を抑制することができる。しかし、矢板によっては電気防食後に腐食が進行している事例もあり、その場合にはRC被覆工法や矢板構造物打ち換え工法を実施する選択肢を考慮する。以上の4つのタイプの腐食過程を図-5に示すように想定する。電気防食の施工時点の前後において、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以下のように定義する。

(a) 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



注) 図中の「敷設」は矢板構造物の敷設時点を、「調査」は矢板構造物の腐食量の調査時点を、「対策」は矢板構造物に電気防食を実施した場合における施工時点を表している。

図-5 腐食過程の概要

板構造物の腐食速度 $V^{(1)}$ は、

$$V^{(1)} = \frac{h}{\tau} \quad (3)$$

と定義できる。式中、 τ は腐食調査時点における初期時点からの経過年数である。一方、 h は敷設時点の初期肉厚からの腐食量である。

(b) タイプ2：初期時点では電気防食が実施されず、時点 τ_c において電気防食が実施される(あわせて、腐食量 h_c が計測されている)。さらに、その後の時点 τ において腐食量 h が計測され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、

$$V_1^{(2)} = \frac{h_c}{\tau_c} \quad (4)$$

として与えることができる。また、施工後の防食状態における腐食速度 $V_2^{(2)}$ を、

$$V_2^{(2)} = \frac{h - h_c}{\tau - \tau_c} \quad (5)$$

と定義する。ここで、 τ は直近の腐食量調査時点、 h はその時点の腐食量である。

(c) タイプ3：電気防食の施工以前に防食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 $V_1^{(3)}$ は、

$$V_1^{(3)} = \frac{h}{\tau} \quad (6)$$

防食状態における腐食速度 $V_2^{(3)}$ は、

$$V_2^{(3)} = (1.0 - 0.9) \cdot V_1^{(3)} \quad (7)$$

となる。なお、電気防食設置による防食率は0.9とする。

(d) タイプ4：矢板によっては電気防食時点における腐食量のデータが存在せず、電気防食を実施して一定期間が経過したのちに腐食量を計測した場合がある。この場合、電気防食設置による防食率を0.9と想定し、無防食状態における腐食速度 $V_1^{(4)}$ を、

$$V_1^{(4)} = \frac{h}{\tau_c + (1.0 - 0.9)(\tau - \tau_c)} \quad (8)$$

と定義する。また、防食状態における腐食速度 $V_2^{(4)}$ は、

$$V_2^{(4)} = \frac{h - V_1^{(4)} \cdot \tau_c}{\tau - \tau_c} \quad (9)$$

と表せる。

対象とする矢板構造物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、再び断面係数 Z_t を算出し、式(1), (2)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) 健全度評価と補修工法選定

港湾施設の維持補修マニュアル²⁴⁾に基づいて、矢板構造物の健全度を評価する。個々の矢板構造物ごとに健全度評価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、既往の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矢板構造物を健全度評価の基本単位として認定するのが現実的である。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、震度と矢板構造物に発生する抵抗曲げモーメントの関係に基づいて、健全度数および各健全度の基準を設定する。

防潮堤における矢板構造物の健全度評価に関しては、水平震度に対する矢板構造物の曲げモーメントで表された耐力を指標とし、地震時、常時の耐力を踏まえて健全度を6段階に区分する。健全度の設定については、抵抗曲げモーメントに基づいて評価する。まず、 $k_h = 0.25$ として、発生曲げモーメント²³⁾を算出し、その値を M_{2-4} と定義する。さらに、 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、この矢板構造物の健全度を1と設定する(健全度1が最も健全性が高い)。一方、 $k_h = 0.20$ を用いて求めた発生曲げモーメント M_{2-3}

表-2 発生曲げモーメントの定義

発生曲げモーメント	設計水平震度
M_{2-4}	$k_h = 0.25$
M_{2-3}	$k_h = 0.20$
M_{2-2}	$k_h = 0.15$
M_{2-1}	$k_h = 0.10$
M_1	$k_h = 0.00$

に対して、 $M_{2-3} \leq M_{2-2}'$ が成立するならば、健全度は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、 $M_{2-2} \leq M_{2-1}'$, $M_{2-1} \leq M_{2-1}'$ が成立するならば、健全度をそれぞれ3, 4と設定する。さらに、地震力が作用しない常時、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、健全度はそれぞれ5, 6となる。以上のように設定した発生曲げモーメントと設計水平震度の関係を表-2に整理している。なお、健全度6は、地震の影響を考慮しない場合であっても、矢板構造物の耐力が不足している状態を示している。

4. ハイブリッドモデルの定式化

(1) モデル化の前提条件

港湾管理者が矢板構造物群を管理する場合を考える。矢板構造物群全体は N 個の矢板構造物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、矢板構造物の補修を実施するような維持補修業務を考える。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な時間軸

$$t_z = t_0 + zu \quad (z = 0, 1, \dots) \quad (10)$$

を導入する。ここに、添え字 z ($z = 0, 1, \dots$) は時間間隔 u 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構造物が損壊すると仮定する。この仮定を前提とすると、地震発生に伴う矢板構造物の崩壊確率は健全度 \bar{k} を境界とするステップ関数で表現されることになる。現実的な視点からは非常に簡略化された仮定ではあるが、そのようなフラジリティ曲線を精緻に推定することは本研究の主目的ではないために、ここではこの仮定を用いて以下の議論を進めることとする。時刻 t_z における矢板構造物 n ($n = 1, \dots, N$) の健全度を K 個の離散的な健全度を表す状態変数

$$\zeta_n(t_z) = k \quad (k = 1, \dots, K) \quad (11)$$

を用いて表現する。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、矢板構造物の健全度は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構造物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、矢板構造物 n の補修アクションベクトル η^d を

$$\eta^d = (\eta^d(1), \dots, \eta^d(K)) \quad (12)$$

と表す。ここに、補修政策 $d \in D$ 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 は適用可能な補修政策の集合を表す。補修政策 d を構成する補修アクション $\eta^d(k) \in \{1, \dots, k\}$ は、健全度 k に対して補修を実施し、健全度が $\eta^d(k)$ に推移することを意味する。

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

$$c_n^{jj} \leq \dots \leq c_n^{kj} \leq \dots \leq c_n^{Kj} \quad (j \leq k \leq K; j = 1, \dots, K-1) \quad (13)$$

を満足すると仮定する。このことは補修前の矢板構造物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、矢板構造物 n の補修政策 $d \in D$ の内容は、各健全度 k に対して採用する補修アクション $\eta^d(k)$ と補修費用 $c_n^d(k)$ の組 $(\eta^d(k), c_n^d(k))$ ($k = 1, \dots, K$) により記述される。

(2) 補修優先順位の決定

時刻 t_z において健全度が $\zeta_n(t_z) = k$ の矢板構造物 n ($n = 1, \dots, N$) に着目する。補修政策 $d \in D$ を構成する補修アクション $\eta^d(k)$ を適用することにより、矢板構造物 n に対する補修の実施を表すダミー変数は、

$$q_{n,kj}^d(t_z) = \begin{cases} 1 & \eta^d(k) = j, k \neq j \text{ のとき} \\ 0 & \text{それ以外} \end{cases} \quad (j, k = 1, \dots, K) \quad (14)$$

と記述できる。さらに、補修対象となる矢板構造物集合 (補修候補集合と呼ぶ) Ω_M を

$$\Omega_M = \{n | \eta^d(\zeta_n(t_z)) \neq \zeta_n(t_z); n = 1, \dots, N\} \quad (15)$$

と定義する。このとき、総数 N の矢板構造物群のうち、補修が必要となる矢板構造物の数は、

$$Q(t_z) = \sum_{n=1}^N \sum_{j=1}^{K-1} q_{n,\zeta_n(t_z)j}^d(t_z) \quad (16)$$

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) 重要度の高い施設、2) 同一の重要度の施設に対して、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。インデックス $n(m)$ は、このような辞書式優先順位の設定方法により補修優先順位が m 番目であると判定された矢板構造物の添え字を表している。なお、補修優先順位の設定方法としては、本研究で採用した方法以外にも多様な方法論を提案することが可能である。たとえば、1) 現時点で補修を行った際のライフサイクル費用と、翌年 (あるいは数年後) に補修を行ったライフサイクル費用の差の多寡を決定指標として選定する方法や、2) さらに、このようなライフサイクル費用と本研究で採用した優先順位を組み合わせることにより、多様な優先順位を想定することが可能である。いずれの優先順位が望ましいかは、対象とする矢板施設群が置かれている環境や管理者をとりまく制度的・技術的環境に依存しており、優先順位を一意的に決定することは困難である。しかし、これらの代替的な優先順位を用いても、本論文で提案するハイブリッドモデルにおける優先順位の設定手順を修正することにより対応可能である。

さらに、時刻 t_z における予算制約を $\bar{C}_M(t_z)$ とする。予算制約に時間的変化が存在しない場合には、任意の t_z に対して $\bar{C}_M(t_z)$ が定数となる。予算制約下においては、補修優先順位の高い矢板構造物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、

$$r_M^* = \arg \max_r \left\{ m \left| \bar{C}_M(t_z) - \sum_{m=1}^r c_{n(m)}^d(t_z) \geq 0 \right. \right\} \quad (17)$$

を満足するような r_M^* 個の矢板構造物群が補修されることになり、 $Q(t_z) - r_M^*$ 個の矢板構造物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。以上が矢板構造物群に対する常時の維持補修業務であり、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する。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られる。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。前述したように、地震発生時には、健全度 \bar{k} より状態の悪い矢板構造物は損壊する。このとき、損壊する矢板構造物の総数は、

$$R(t_z) = \sum_{n=1}^N I_{\zeta_n(t_z) \geq \bar{k}} \quad (18)$$

と定義できる。 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、 $I_{\zeta_n(t_z) \geq \bar{k}}$ は、

$$I_{\zeta_n(t_z) \geq \bar{k}} = \begin{cases} 1 & \zeta_n(t_z) \geq \bar{k} \text{ のとき} \\ 0 & \text{それ以外} \end{cases} \quad (19)$$

を意味する。また、復旧候補集合 Ξ_M を

$$\Xi_M = \{n | I_{\zeta_n(t_z) \geq \bar{k}} = 1; n = 1, \dots, N\} \quad (20)$$

と定義する。さらに、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。インデックス $o(m)$ は、復旧優先順位が m 番目であると判定された矢板構造物の添え字を表している。時刻 t_z における復旧予算制約額を $\bar{C}_R(t_z)$ と表す。復旧優先順位の高い矢板構造物から復旧費用 $f_{o(m)}^d(t_z)$ を積み上げ、予算制約を超えない範囲までの復旧候補が実際の復旧対象となる。具体的には条件式、

$$r_R^* = \arg \max_r \left\{ r \left| \bar{C}_R(t_z) - \sum_{m=1}^r f_{o(m)}^d(t_z) \geq 0 \right. \right\} \quad (21)$$

を満足するような r_R^* 個の矢板構造物群が復旧されることになり、 $R(t_z) - r_R^*$ 個の矢板構造物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、地震により損壊した矢板構造物の復旧費用は、通常の維持補修予算の範囲内ではなく、別途復旧予算として調達されると考える。

(3) 地震リスクを考慮した補修シミュレーション

本研究では、過去の地震発生記録から地震の発生確率を算定し、その発生確率に基づくポアソン分布からの乱数発生により将来時点における地震発生サンプルパスを表現する。いま、現在時点における矢板構造物群の健全度が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構造物群の維持補修シミュレーションを試みる。本研究では、補修政策を与件とすれば、モンテカルロシミュレーションにより発生させた 1 つの地震発生サンプルパスに対して時間軸に沿った補修費用、復旧費用の流列が得られる。このような費用の流列をライフサイクル費用パスと呼ぶ。ライフサイクル費用パスは、矢板構造物群の維持補修過程として起り得る 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。計算手順をフローチャートの形で図-6 に整理している。

ステップ 1 矢板構造物 n に対して、実現可能な補修政策 d_q ($q = 1, \dots, Q$) を設定する。これらのうち、

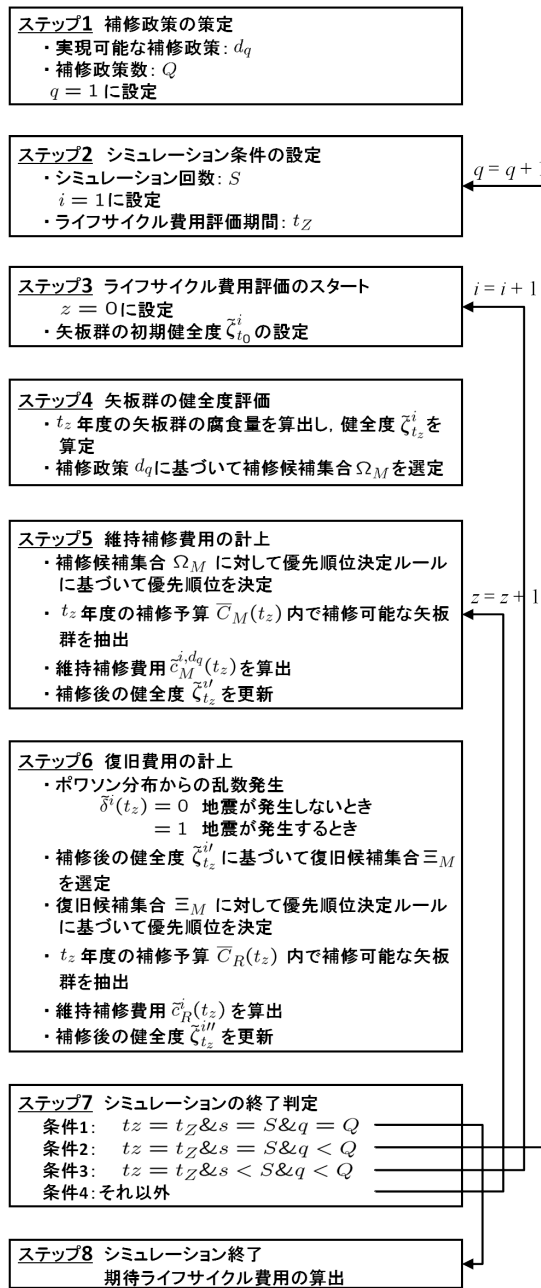


図-6 計算手順

矢板構造物 n の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 d^* となる。 $q = 1$ とする。

ステップ 2 シミュレーション条件を設定する。地震発生サンプルパス i の発生目標回数を S とし、 $i = 1$ とする。また、ライフサイクル費用評価のための目標期間を t_Z とする。

ステップ 3 モンテカルロシミュレーションにより地震発生サンプルパス i を発生する。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 $z = 0$ に設定する。サンプルパス i に着目すると、初期時点で獲得されている情報は、矢板構造物群の健全度情報であり、これを $\tilde{\zeta}_{t_0}^i = \{\tilde{\zeta}_1^i(t_0), \dots, \tilde{\zeta}_N^i(t_0)\}$

と表す。記号「 \cdot 」は、サンプルパスに関わる情報であることを示す。また添え字 i はサンプルパス番号を表す。

ステップ 4 サンプル時点 t_z における矢板構造物の腐食量を求める。矢板構造物の安定性評価モデルを用いて矢板構造物群の健全度 $\tilde{\zeta}_{t_z}^i = \{\tilde{\zeta}_1^i(t_z), \dots, \tilde{\zeta}_N^i(t_z)\}$ を評価する。その上で、補修候補集合 Ω_M を求める。

ステップ 5 4.(2) で述べた方法により、矢板構造物の補修優先順位を求める。予算制約 $\bar{C}_M(t_z)$ の中で、補修政策 d_q に基づき、当該年度において補修可能な矢板構造物群を抽出する。その結果、サンプル時点 t_z における補修費用 $\tilde{c}_M^{i,d_q}(t_z) = \sum_{m=1}^r \tilde{c}_{n(m)}^{i,d_q}(t_z)$ を算出する。これを当該年度 t_z の維持補修費用として計上する。補修後の矢板構造物健全度ベクトルを $\tilde{\zeta}_{t_z}^{i'} = \{\tilde{\zeta}_1^{i'}(t_z), \dots, \tilde{\zeta}_N^{i'}(t_z)\}$ と表す。

ステップ 6 地震発生サンプルパスにおいて、当該サンプル時点における地震発生の有無をダミー変数

$$\tilde{\delta}^i(t_z) = \begin{cases} 0 & \text{地震が発生しないとき} \\ 1 & \text{地震が発生するとき} \end{cases} \quad (22)$$

を用いて表す(地震発生過程に関しては付録を参照)。補修後の矢板構造物健全度 $\tilde{\zeta}_{t_z}^{i'}$ に基づいて、復旧候補集合 Ξ_M を求める。復旧予算 $\bar{C}_R(t_z)$ の中で、復旧可能な矢板構造物群を抽出し、復旧費用 $\tilde{c}_R^{i,d_q}(t_z) = \sum_{m=1}^r f_{o(m)}^{d_q}(t_z)$ を計上する。また、復旧後の矢板構造物の健全度ベクトルを $\tilde{\zeta}_{t_z}^{i''} = \{\tilde{\zeta}_1^{i''}(t_z), \dots, \tilde{\zeta}_N^{i''}(t_z)\}$ とする。

ステップ 7 t_z が目標期間 t_Z に、ライフサイクル費用パスの数 i 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 8** へ進む。 t_z が目標期間 t_Z に、 i が目標回数 S に到達しているが、 q が全政策数 Q に到達していない場合には、 $z = 0$ 、 $q = q + 1$ として**ステップ 2** へ戻る。また、 t_z が目標期間 t_Z に到達しているが、 i と q が目標回数 S 、全政策数 Q に到達していない場合は、 $z = 0$ 、 $i = i + 1$ 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 5** へ戻る。

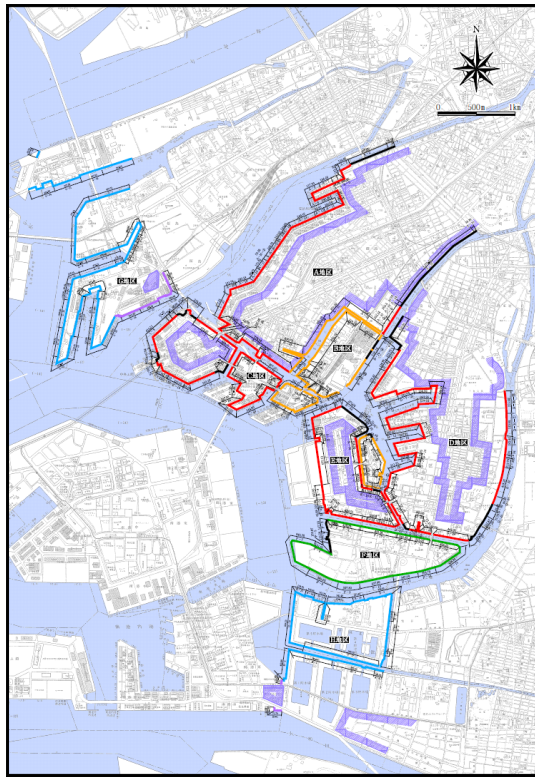
ステップ 8 以上の手順により、各補修政策 d_q ($q = 1, \dots, Q$) に対して、現在時点を初期時点とする維持補修過程に関する合計 S 個のライフサイクル費用パスを獲得することができる。

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。

$$\tilde{\zeta}^{i,d_q} = (\tilde{\zeta}_{t_0}^{i,d_q}, \dots, \tilde{\zeta}_{t_z}^{i,d_q}) \quad (23a)$$

$$\tilde{\zeta}_{t_z}^{i,d_q} = \{\tilde{\delta}^i(t_z), \tilde{c}_M^{i,d_q}(t_z), \tilde{c}_R^{i,d_q}(t_z)\} \quad (23b)$$

さらに、この情報に基づいて、サンプルパス i 上の矢板構造物補修政策 d_q に対するライフサイクル費用パス



ランク	位置づけ	設定箇所
ランク外	直下型地震対応補強箇所	尻無川右岸(水門上流～環状線) 安治川左岸(水門上流～環状線) 大正区船町(日立造船西岸) 他直下型対応補強済み箇所
I	港区、大正区背後民家・事業所密集箇所 港湾局事務所立地箇所	港区安治川左岸(水門下流～千船橋) 港区港嘴、八幡屋周辺(天保山運河沿い) 港区築港周辺 港区海岸通り三丁目周辺 大正区本土全域 大正区鶴町1～4丁目(鶴浜埋立区域除く)
II	港区、大正区事業所周辺箇所	港区福崎周辺 港区八幡屋、池島、三先周辺(三十間堀沿い) 港区海岸通り四丁目 大正区鶴町五丁目周辺
III	大正区工場地帯周辺箇所	大正区船町周辺
IV	此花区、住之江区背後民家周辺箇所	此花区桜島三丁目周辺 住之江区第6貯木場周辺
V	此花区、住之江区その他箇所	ランク外、ランクI～IVを除く全域

人口集中地区

注) 重要度ランク (I～V) は、重要度ランクが指定されている矢板構造物群の中で、ランク I が最も重要度が高く、II, III, IV, V と次第に重要度が低下することを意味している。

図-7 検討対象施設の概要

\tilde{C}^{i,d_q} , 期待ライフサイクル費用 LCC^{d_q} を算出する。

$$\tilde{C}^{i,d_q} = \sum_{z=0}^Z \frac{\tilde{c}_M^{i,d_q}(t_z) + \tilde{\delta}^i(t_z)\tilde{c}_R^{i,d_q}(t_z)}{(1+\rho)^{t_z}} \quad (24a)$$

$$LCC^{d_q} = \frac{1}{S} \sum_{i=1}^S \tilde{C}^{i,d_q} \quad (24b)$$

最終的に矢板構造物群の期待ライフサイクル費用の最小化を目的とするライフサイクル費用最小化モデルは、

$$\begin{aligned} LCC^{d^*} &= \min_{d_q \in D} \{LCC^{d_q}\} \\ &= \min_{d_q \in D} \left\{ \frac{1}{S} \sum_{i=1}^S \sum_{z=0}^Z \frac{\tilde{c}_M^{i,d_q}(t_z) + \tilde{\delta}^i(t_z)\tilde{c}_R^{i,d_q}(t_z)}{(1+\rho)^{t_z}} \right\} \end{aligned} \quad (25)$$

と定式化することができ、矢板構造物群の地震リスクを考慮した最適補修政策を d^* と表す。

なお、上記のシミュレーションにおいて、 $\tilde{\delta}^i(t_z) = 0$ ($z = 0, \dots, Z$) の場合、つまり地震リスクが存在しない場合にはライフサイクル費用最小化モデルは

$$\begin{aligned} \overline{LCC}^{d^*} &= \min_{d_q \in D} \{ \overline{LCC}^{d_q} \} \\ &= \min_{d_q \in D} \left\{ \frac{1}{S} \sum_{i=1}^S \sum_{z=0}^Z \frac{\tilde{c}_M^{i,d_q}(t_z)}{(1+\rho)^{t_z}} \right\} \end{aligned} \quad (26)$$

と定式化できる。ただし、地震リスクを考慮しない期待ライフサイクル費用であることに留意して記号「 $\overline{\quad}$ 」

を用いている。また、 d^* は、地震リスクが存在しない場合の最適補修政策を表す。

5. 適用事例

(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する。図-7に、対象地域における矢板構造物の空間的配置と各矢板構造物の重要度ランク (I～V) を示している。同構造物の総延長は約 26.6km であり、建設期間は 1970 年前後が多く、老朽化が進行している。また、大規模地震の発生による矢板構造物の損壊による直接的被害 (1 次被害)、矢板構造物背後地に立地する施設等に発生する被害 (2 次被害) が想定されるために、短期的および長期的な維持管理計画の策定が急がれる。矢板構造物群は、建設年と構造形式により 116 個の矢板構造物に分割され (中には、複数の矢板構造物で 1 個と数えたものも含む)、個々の矢板構造物ごとに、矢板構造物の腐食速度、矢板構造物背後の地盤条件、土地利用条件、重要度ランクが異なる。

従来より、港湾管理者は港湾矢板構造物群の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、補修工事を実施してきた。しかし、矢板構造物の定期点検に関しては法的な規定が

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
	矢板構造物サイズ (型)
	矢板構造物元厚 (mm)
防食調査関連データ	建設年
	腐食調査年
	調査時腐食量 (mm)
	電気防食設置年
	電気防食タイプ
護岸高さデータ	補修年
	水深 (O.P.m)
	防潮堤天端 (O.P.m)
上載荷重データ	タイ材取付高 (O.P.m)
	常時上載荷重 (kN/m ²)
	地震時上載荷重 (kN/m ²)

なく、点検の実施の有無は港湾管理者の判断に任されている。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。矢板構造物の腐食には、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(潮流条件、内港・外港等の違い)により劣化速度が異なる。対象施設では、表-3に示すように、港湾管理台帳、点検調査結果等に、基礎、防食調査関連、護岸高さ、上載荷重等の各データが保管されている。しかし、港湾矢板構造物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構造物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間により、矢板構造物の腐食速度を算定せざるを得ない。以上の状況に鑑みて、本研究では、矢板構造物の腐食速度 v_n (mm/年) ($n = 1, \dots, 116$) は、矢板構造物ごとに異なるが、時間を通じて一定(確定値)であると仮定する。また、表-4には、対象地域における大規模地震の発生履歴を示している。同地域では、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)というプレート間地震と上町断層等に起因して生じる直下型地震の発生が懸念されている。本研究事例では、これまでの地震発生年と発生間隔を考慮して、大規模地震の発生が157.8年に1回の割合で発生するようなポアソン過程に従うものとする。さらに、検討対象期間を100年と設定し、設計水平震度 $k_h = 0.20$ を下回る健全度3以上の状態の悪い矢板構造物については地震発生によりすべて損壊すると仮定する。地震発生時には別途復旧予算が計上され、損壊した矢板構造物は同

表-4 南海地震の発生年と発生間隔¹⁹⁾

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
平均発生間隔	157.8

じ年度内にすべて復旧されると考える。

なお、2.(2)で言及したように、南海地震は周期性を持つプレート間地震であり、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。地震の発生がポアソン過程に従う場合、最適定常補修政策を求めることが可能である。しかし、非ポアソン型発生過程を考慮した場合、時間とともに地震リスクが変化していくため、最適補修政策として時間依存型補修政策を検討するなど精緻な分析を行うことが必要となる。また、補修予算も時間とともに変動するような時間依存的予算制約を検討することが必要なる。このような非ポアソン型地震発生過程を用いたハイブリッドモデルに関しては今後の課題とし、本研究ではポアソン型地震発生を想定することにより、実用的な補修政策について検討することとした。

(2) ハイブリッドモデルの作成

平成17年に実施された矢板構造物補修量調査の結果に基づいて、初期時点(平成17年)における各矢板構造物の健全度判定、および矢板構造物の腐食速度を推計した。その際、3.で示した矢板構造物の力学的安定性の評価モデルに基づいて健全度判定を行った。ただし、判定に際しては、基本的に構造物延長方向に1m単位で実施した。しかし、総延長26.6kmの矢板構造物群全体に対して、1mごとの判定は実務的には不可能である。本研究においては、総延長26.6kmの中で腐食の進行が予測される箇所を予め選定(116の各グループに対して最低1箇所は選定)し、実際に腐食量の計測を行った。したがって、矢板構造物によっては複数箇所において判定がなされたものも存在するが、その場合にはそれらの中で最も悪い健全度を用いて、当該グループの代表値とした。さらに、矢板の腐食量は潮位に関して鉛直方向で異なる。一般的には飛沫帯、LWL直下付近の腐食速度が大きくなる傾向があるために、腐食量の測定は矢板の天端から鉛直方向に50cm毎に測定

表-5 健全度と補修・復旧工法の関係

対策工法	工法番号	効果	適用健全度	費用(万円/m)
電気防食工法	1	腐食速度の遅延化	1,2	36.6
RC被覆工法	2	腐食速度の抑制化	3,4,5	61.6
矢板構造物打ち換え工法	3	腐食量の改善・腐食速度の抑制化	3,4,5	300.0
復旧工法	4	腐食量の改善・腐食速度の抑制化	6(地震発生時は3以上)	3000.0

表-6 補修政策

政策	健全度 1	健全度 2	健全度 3	健全度 4	健全度 5	健全度 6
1	1	1	3	3	3	4
2	-	1	3	3	3	4
3	-	-	3	3	3	4
4	-	-	-	3	3	4
5	-	-	-	-	3	4
6	1	1	2	2	2	4
7	-	1	2	2	2	4
8	-	-	2	2	2	4
9	-	-	-	2	2	4
10	-	-	-	-	2	4
11	-	-	-	-	-	4

した上で、最も腐食量が大きい値を採用した。

矢板構造物の補修対策工法として、表-5に示すような電気防食工法、RC被覆工法、および矢板構造物打ち換え工法を採用する。このうち、電気防食工法は予防的補修工法であり、健全度1および2の矢板構造物のみが対象となる。電気防食工法については、電気防食の効果の耐用年数を20年と設定し、その期間、腐食速度が遅延化されると考える。一方、RC被覆工法、および矢板構造物打ち換え工法は、いずれも事後的補修工法であり、健全度が3以上になった場合に採用される。RC被覆工法については、RC被覆の耐用年数を50年と設定した。同工法を実施することにより、RC被覆の耐用期間中は、被覆工法を実施した直近の健全度が維持される。ただし、健全度が維持されるのは地震が発生しない場合においてであり、地震の生起により健全度3以上の矢板構造物はすべて崩壊するものとする。なお、本工法を健全度4および5に適用するに際しては、全断面が一様に腐食して矢板の肉厚が減少することは希であるため、肉厚が残っている部分に鉄筋を溶接して対応することを想定している。矢板構造物打ち換え工法については、新規の矢板構造物の耐用年数を50年と設定する。新規矢板構造物には防食工法が施されており、耐用年数の期間、腐食は進行しないと考える。同工法を実施することにより、健全度は1へ回復し、耐用年数の期間にわたり、健全度1が維持されると考える。ただし、矢板構造物の劣化が健全度6にまで到達した場合、直ちに矢板構造物打ち換え工法が実施される。このような矢板構造物に関しては、予算制約の有

無に係わらず、直ちに補修工法が実施されると考える。表-5には、それぞれの補修工法が実施される場合の補修単価(過去の実績に基づき算定)を示している。復旧費用には矢板構造物の復旧費用だけでなく、後背地に立地する施設の復旧費も考慮することが必要となる。しかし、本研究では、データ利用上の制約もあり、矢板構造物崩壊時における復旧費用は一律に矢板構造物単位幅当たり3,000万円/mと概算的に設定した。

これらの矢板構造物の補修工法を組合すことにより、表-6に示すような補修政策を考えることができる。ただし、表中の番号は表-5に示した補修工法の番号である。例えば、政策7であれば、健全度1のときには補修を行わず、健全度2のときは電気防食工法、健全度3~5のときはRC被覆工法、健全度6のときは復旧工法を実施することを表している。予算制約の下で、毎年の矢板構造物の補修箇所は、補修対象として抽出された矢板構造物集合の中から、1)重要度ランク(図-7参照)の高い施設、2)同一の重要度の施設に対して、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)の低い施設の順に選択される。また、地震発生時には別途復旧予算が計上され、損壊した矢板構造物はすべて年度内に復旧されると考える。したがって、地震発生年度に限り、復旧優先順位は設けない。

(3) 分析結果の考察

これまで、土木施設のアセットマネジメントにおいて、地震リスク等の災害リスクを考慮せず、維持補修費用、および土木施設の劣化や補修工事に伴う社会費

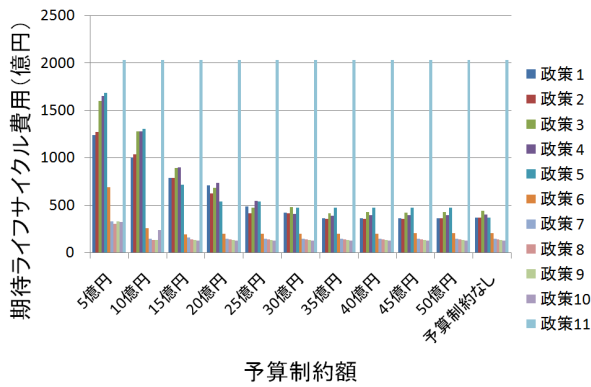


図-8 補修政策と期待 LCC

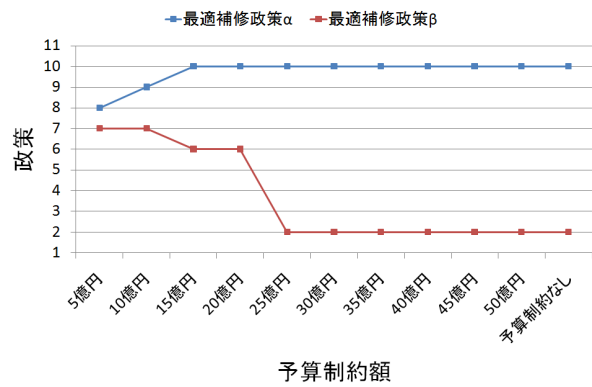


図-10 予算制約と最適補修政策 α, β

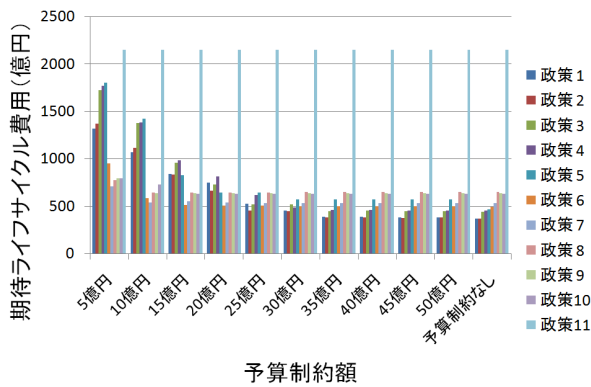


図-9 補修政策と拡張期待 LCC

用のみに着目した期待ライフサイクル費用の最小化を目的とする場合が少なくなかった。以下では、期待ライフサイクル費用評価において、地震リスクを考慮することの意義を分析するために、1) 期待ライフサイクル費用に地震リスクを考慮しない場合における最適補修政策 (最適補修政策 α と呼ぶ)、2) 地震リスクを考慮する場合の最適補修政策 (最適補修政策 β と呼ぶ)、という 2 種類の最適補修政策を定義する。さらに、1) 維持補修費用のみを計上した期待ライフサイクル費用の割引現在価値 \overline{LCC} (期待 LCC と呼ぶ)、2) 維持補修費用と地震災害による復旧費用の双方を考慮した期待ライフサイクル費用の割引現在価値 LCC (拡張期待 LCC と呼ぶ) という 2 種類の評価指標を定義する。いずれの場合も、割引率として公共事業の費用対効果分析で採用されている 4%を用いた。

表-6 に示すような政策のそれぞれに対して、ハイブリッドモデルを用いて各補修政策を適用した場合に発生する期待 LCC を算出した。図-8 は、年間予算上限額 (5 億円/年~50 億円/年の間) に関する制約の下で、各補修政策と期待 LCC の関係を分析した結果を示している。期待 LCC には、大規模地震発生時に要する復旧費用は含まれていない。予算額の多寡を問わず、補修政策 1 から補修政策 5 を採用した場合、期待 LCC が大

きくなっている。これらの補修政策はいずれも健全度 3~5 に対して矢板構造物打ち換え工法を採用した場合である。期待 LCC 最小化の観点からは RC 被覆工法を採用することが望ましい。年間予算額が増加するに従い、期待 LCC が抑制されている。すなわち、予算額が増加することにより、より早い段階で矢板構造物を補修することが可能となり、結果的に期待 LCC を減少させることが可能となる。

一方、図-9 は各予算制約条件下で実現する補修政策と拡張期待 LCC の関係を分析した結果を示している。拡張期待 LCC には、大規模地震の発生によって生じる期待復旧費用も含まれている。同図より、拡張期待 LCC を用いると、予算制約が厳しい場合、矢板構造物打ち換え工法よりも、RC 被覆工法の方が望ましい結果となっている。しかし、年間予算額が 30 億円以上保証された場合、矢板構造物打ち換え工法を採用した場合の方が、拡張期待 LCC を抑制できる結果となっている。また、予算上限額が増加するほど予防的な補修が可能となり、拡張期待 LCC を抑制することが可能となる。

図-10 は、年間予算上限額 (5 億円/年~50 億円/年の間) に関する制約の下で求めた最適補修政策 α と β を示している。予算上限額が十分にある場合、最適補修政策 α として補修政策 10 が、 β として補修政策 2 が選択されている。すなわち、期待 LCC 最小化原則の下では、劣化が進展した矢板構造物を打ち換える事後補修政策 (補修政策 10) が選択される。一方、災害リスクを考慮した拡張期待 LCC 最小化を達成するためには、電気防食工法、矢板構造物打ち換え工法を用いた予防補修政策 (補修政策 2) が望ましいことが理解できる。しかし、予算上限額が小さい場合、矢板構造物打ち換え工法よりも、RC 被覆工法を用いた補修政策 6, 7 が選択される。

図-11 は、各予算制約の下で期待 LCC を最小にするような最適補修政策 α を求めるとともに、その予算制約の下で発生する期待 LCC、および拡張期待 LCC を

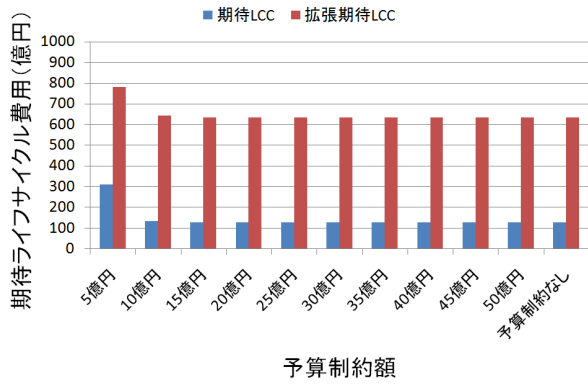


図-11 最適補修政策 α と期待 LCC

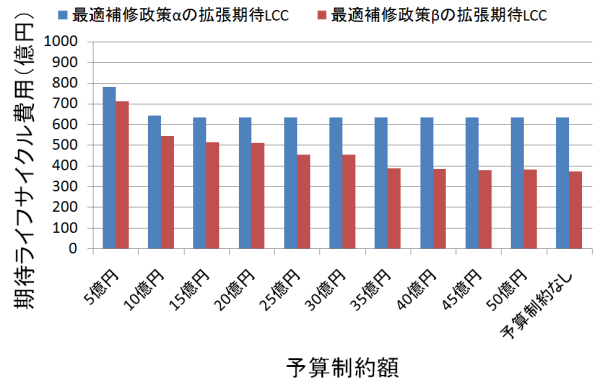


図-13 最適補修政策 α, β と拡張期待 LCC

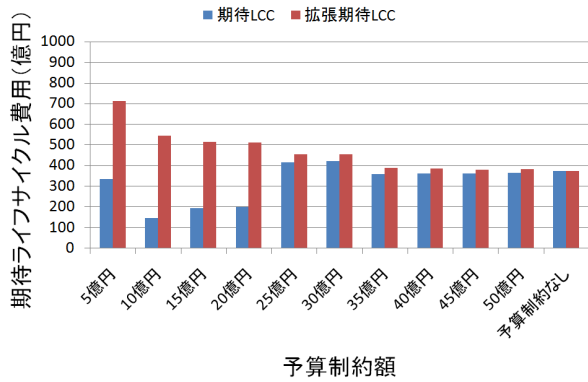


図-12 最適補修政策 β と期待 LCC

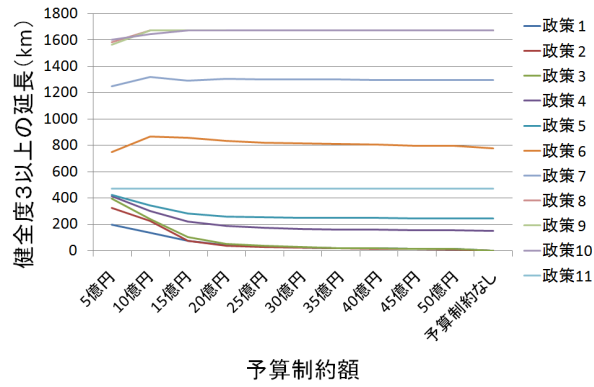


図-14 予算制約と未補修区間長

求めた結果を示している。図-10 に示したように、期待 LCC を最小にするような最適政策 α として事後補修政策が選択される。その結果、図-11 に示すように、復旧費用を考慮しない期待 LCC は低く抑えられるものの、復旧費用を含めた拡張期待 LCC は大きい値を示しており、期待 LCC と拡張 LCC の差異が大きい結果となっている。このことより、災害リスクを考慮せずに期待 LCC 評価を行った場合、災害による被害額を十分に抑制できないことが理解できる。つぎに、図-12 は、各予算制約の下で求めた最適補修政策 β を求めるとともに、予算制約額とその予算制約の下で発生する期待 LCC、および拡張期待 LCC を求めた結果を示している。本ケースの場合、予算額の変化に対して期待 LCC は単調に変化していない。拡張期待 LCC の最小化が、必ずしも期待 LCC の最小化をもたらすとは限らない。予算額が大きい時、期待 LCC と拡張期待 LCC の間の差異は小さい。特に、予算制約が存在しない場合、期待 LCC と拡張期待 LCC は一致する。図-10 に示すように、予算額が大きい場合、拡張期待 LCC を最小にするような補修政策 β として予防補修政策が選択されるため、大規模地震による被災リスクを抑制することが可能になる。図-8 に示したように最適補修政策 β を採用し

た場合、最適補修政策 α を用いた場合より期待 LCC は増加するが、期待復旧費用も含めた拡張期待 LCC は減少する結果となる。しかし、図-10 に示すように、予算額が 20 億円を下回れば事後補修政策が選択されるため、拡張期待 LCC と期待 LCC の差は大きくなる。図-13 は、各予算制約の下で最適補修政策 α, β を求めるとともに、予算制約額とその予算制約の下で発生する拡張期待 LCC の関係を分析した結果を表している。当然のことながら、最適補修政策 β を採用した方が、常に拡張期待 LCC は小さい結果となっている。予算額が大きくなるほど、最適補修政策 α と最適補修政策 β を採用した場合の拡張期待 LCC の格差が大きくなっている。

図-14 には、検討対象期間の間に、予算制約の下で各補修政策を採用した場合に未補修矢板構造物 (健全度 3 以上) が残存する区間の延べ総延長を示したものである。ただし、延べ総延長は、各年度における未補修区間長を、検討対象期間全体にわたって単純に加算した値を示している。大規模地震が発生した場合、未補修矢板構造物は崩壊する。予算制約が厳しい場合、未補修区間の総延長がかなりの程度に及んでおり、大規模地震による被災リスクは無視しえないことが理解できる。特に、年間予算額が 15 億円を下回った場合、未補

修区間長が増加し、より大きな災害リスクに直面することが理解できる。また、事後補修政策を採用した場合、災害リスクを十分に抑制できていないことも読み取れる。

(4) 実用化への示唆

本研究では、地震リスクを考慮した期待ライフサイクル費用に基づいて、港湾施設のアセットマネジメント政策のライフサイクル費用評価を行った。これまで、多くの土木施設のアセットマネジメントでは、構造物の劣化リスクに対する維持補修政策と、地震リスクに対する耐震投資が独立して検討されてきた。これらのリスクに対するアセットマネジメント政策を、拡張期待ライフサイクル費用評価という総合的な分析枠組みの中で検討された事例は、筆者らの知る限り見当たらない。本研究では、矢板構造物という限られた土木施設ではあるが、地震リスクを考慮せず、維持補修費用のみに着目した期待ライフサイクル費用評価を行った場合、大規模地震の発生による被災リスクを軽減できないことが明らかとなった。特に、**図-11**に示したように、地震リスクを考慮しない最適補修政策 α を採用した場合、復旧費用を含めた拡張期待ライフサイクル費用は、維持補修費用のみを考慮した期待ライフサイクル費用の5倍程度に及んでいる。このことより、地震リスクを考慮に入れた期待ライフサイクル費用評価の重要性が理解できる。

現在、港湾管理者による災害復旧引当金制度等が存在している。**図-11**の分析結果は、維持補修政策として事後政策(最適補修政策 α)が採用される場合、拡張期待ライフサイクル費用と期待ライフサイクル費用の差額を引当金(割引現在価値化して評価している)として留保することが必要であることを示唆している。しかし、拡張期待ライフサイクル費用を最小化するような最適補修政策 β が適用されている場合、**図-12**に示したように年間予算が十分にあれば拡張期待ライフサイクル費用と期待ライフサイクル費用の乖離はほとんどない。言い換えれば、予防補修政策が計画的に採用されている場合、災害復旧引当金を引き当てる必要はない。しかし、**図-11**に示すように、最適補修政策 α を採用する場合、(たとえば、予算制約のない場合)割引現在価値として500億円程度の引当金を留保することが必要となる。しかし、**図-11**と**図-12**より明らかのように、最適補修政策 β を採用することにより、最適補修政策 α を採用した場合より期待LCCが増加する結果となる。**図-15**は、最適補修政策 α を用いることにより必要となる引当金と、最適補修政策 β を用いることにより増加する期待LCC(維持補修費)を比較した結果を示している。同図に示すように予算上限額を十

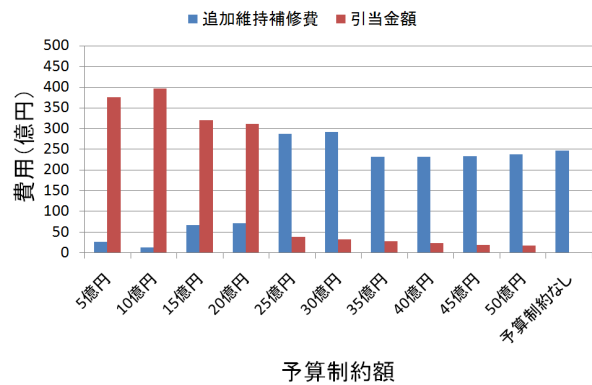


図-15 引当金と追加維持補修費

分確保すれば、最適補修政策 β を採用することによる引当金の節約額は、予防補修を実施することにより増加する維持補修費よりも大きい。このことより、地震リスクを考慮に入れた拡張期待リスク費用評価を行い、矢板構造物群の予防補修を実施することが有効であることが理解できる。

なお、以上の結果は適用事例で用いた入力データの下でのみ有効な知見である。とりわけ、矢板打ち替え工法、復旧工法の費用を汎用的に設定することが困難である。特に、背後地の復旧費用は、土地利用や施設の重要度に依存しており、これらの費用が異なれば最適補修政策の内容も異なってくる。現実問題への適用にあたっては、これら費用情報の詳細な精査が必要となることは論を待たない。

6. おわりに

本研究では、ポアソン過程に従って地震リスクが発生するような状況を想定し、期待ライフサイクル費用の低減に資するような矢板構造物群の望ましい補修政策について分析した。具体的には、地震動に対する矢板構造物の力学的安定性を評価するモデルを定式化するとともに、その評価結果に基づいて矢板構造物の補修優先順位を決定する方法をモデル化した。その上で、矢板構造物群全体の劣化・補修過程を記述するハイブリッド型シミュレーションモデルを提案した。さらに、予算制約の下で、地震被害も考慮に入れた期待ライフサイクル費用を可能な限り低減するような望ましい維持補修政策、優先順位決定ルールを求めめるための方法論を提案した。さらに、現実の港湾矢板構造物群を対象として、本研究で提案した方法論の有効性を実証的に検証した。その結果、地震リスクを考慮した矢板構造物施設の望ましい補修政策について、**5.(6)**に示したような知見を得ることができた。しかしながら、今後いくつかの研究課題が残されている。第1に、本モ

デルでは地震発生がポアソン過程に従う場合を対象としている。しかしながら、近年その発生が懸念されているプレート間地震は、時間の経過とともに発生確率が変化するような非ポアソン型の発生過程に従うことが知られている。このような非ポアソン型地震リスクを考慮した補修戦略を分析できるようなハイブリッドモデルを考慮することが必要である。第2に、矢板構造物の劣化過程を確定的劣化予測モデルを用いて定式化した。矢板構造物の劣化状態に関するデータが蓄積されれば、矢板構造物の劣化過程に関する統計的劣化予測モデルを推計することも可能となる。このような統計的劣化予測モデルを用いたハイブリッドモデルを開発することが必要である。第3に、ハイブリッドモデルを構成する個々の要素技術、評価手法の精緻化やシミュレーションで設定した数値の高精度化があげられる。実際に矢板構造物の力学的安定性評価に用いたモデル、地震の震度に応じた発生確率（ハザード）および矢板構造物の崩壊確率（フラジリティ）、補修後の矢板構造物の劣化過程など、継続的に改善していく必要がある。第4に、本研究では地震時における流動化現象の発生は考慮していない。流動化現象に関しては、単に矢板構造物の維持補修政策のみで対処できるものではない。本研究の域を超えているため、今後の課題としたい。

なお、本研究の遂行にあたり、阪田元大阪市港湾局長をはじめ大阪港埠頭公社ならびに大阪港開発技術協会の関係者の方のご協力を賜った。ここに、感謝の意を表します。なお、本研究における適用事例はあくまでもハイブリッドモデルの現実問題への適用可能性について分析するために実施したものであり、本論文に記載の事項は当該構造物の管理者の見解とは関係がないことを断っておく。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な研究環境整備促進」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。

付録 地震発生過程

ある地域において同一の発生メカニズムで生起する地震の発生過程を、更新過程 (renewal process) を用いて表す。すなわち、地震の発生時刻を時間軸上の点列 $\xi_0, \xi_1, \xi_2, \dots$ を用いて点過程 (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最も古い地震の発生時刻である。さらに、地震の発生間隔 $\xi_i - \xi_{i-1}$ ($i = 1, 2, \dots$) 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る。直近の過去に生

起した第 $i-1$ 回目が発生するまでの期間長を確率変数 T で表す。さらに、第 $i-1$ 回目の地震の発生時点初期時点 $t = 0$ 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、地震発生間隔 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、

$$P\{\tau \leq s | T > t\} = \frac{P\{T \leq t + s\} - P\{T \leq t\}}{P\{T > t\}} \quad (付1)$$

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 と表す。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ア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、

$$\Phi(t) = P\{T \leq t\} = \int_0^t \phi(u) du \quad (付2)$$

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 (付2) より

$$\Phi_t(s) = \frac{\Phi(t+s) - \Phi(t)}{S(t)} \quad (付3)$$

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 (付3) 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。

$$\phi_t(s) = \frac{\phi(t+s)}{S(t)} \quad (付4)$$

いま、現在時点 t まで地震が発生しなかった事実を与件として、さらに時点 t 以降、期間 s の間に地震が発生しないという条件の下で、期間 $[s, s + \Delta s]$ に初めて地震が発生する確率は、ハザードモデルを用いて

$$\eta_t(s) \Delta s = \frac{\phi_t(s) \Delta s}{S_t(s)} \quad (付5)$$

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

$$S_t(s) = 1 - \Phi_t(s) = \exp \left\{ - \int_0^s \eta_t(u) du \right\} \quad (付 6)$$

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常ポアソン過程、 s に関しても無関係な定数の場合は定常ポアソン過程となる。地震発生間隔 T が指数分布

$$\Phi^P(t) = P\{T \leq t\} = 1 - \exp(-t/\mu) \quad (付 7)$$

に従う。なお、 μ は地震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、

$$\phi^P(t) = \frac{1}{\mu} \exp(-t/\mu) \quad (付 8)$$

と表される。このとき、ハザード関数は、

$$\eta^P(t) = \frac{\phi^P(t)}{1 - \Phi^P(t)} = \frac{1}{\mu} \quad (付 9)$$

となり、時点 t に依らず一定値をとるため、式(付9)は定常ポアソン過程である。いま、式(付1)に従えば、条件付き確率分布は、

$$\begin{aligned} \Phi_t(s) &= P\{\tau \leq s | T > t\} \\ &= \frac{\exp(-t/\mu) - \exp\{-(t+s)/\mu\}}{\exp(-t/\mu)} \\ &= 1 - \exp(-s/\mu) = \Phi(s) \end{aligned} \quad (付 10)$$

となり、次の地震までの期間 τ が従う確率分布は時点 t までに地震が発生しなかったという情報 $\{T > t\}$ に依存しない。すなわち、定常ポアソン過程が無記憶であることがわかる。したがって、シミュレーションにおいて、ある時間間隔 Δ において地震が発生する確率 $P(\Delta)$ は

$$P(\Delta) = 1 - \exp(-\Delta/\mu) \quad (付 11)$$

と表される。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発生確率を算定し、その発生確率に基づくポアソン分布からの乱数発生により地震発生を表現する。

参考文献

- 1) 慈道充, 江尻良, 織田澤利守, 小林潔司: 道路舗装管理会計システムアプリケーション, 土木情報利用技術論文集, Vol.13, pp.125-135, 2004.
- 2) 坂井康人, 荒川貴之, 井上裕司, 小林潔司: 阪神高速道路橋梁マネジメントシステムの開発, 土木情報利用技術論文集, Vol.17, pp.63-70, 2008.
- 3) Milligan, J.H., Nielsen, R.J., and Schmeckpeper, E.R.: Short- and long-term effects of element costs and failure costs in Pontis, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.11, No.5, pp.626-632, 2006.

- 4) 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.
- 5) Jido, M., Otazawa, T. and Kobayashi, K.: Optimal repair and inspection rules under uncertainty, *Journal of Infrastructure Systems*, ASCE, Vol.14, No.2, pp.150-158, 2008.
- 6) 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.
- 7) 青木一也, 貝戸清之, 小林潔司: ライフサイクル費用評価が複数橋梁の劣化・補修過程に及ぼす影響, 土木計画学研究・論文集, No.23, pp.39-50, 2006.
- 8) 織田澤利守, 山本浩司, 青木一也, 小林潔司: 道路付帯施設の最適補修同期化政策, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.2, pp.200-217, 2008.
- 9) 貝戸清之, 山本浩司, 小濱健吾, 岡田貢一, 小林潔司: ランダム比例ワイブル劣化ハザードモデル: 大規模情報システムへの適用, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.2, pp.115-129, 2008.
- 10) 山本浩司, 青木一也, 貝戸清之, 小林潔司: 劣化現象を考慮した大規模交通管制システムの動的故障解析, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.3, pp.295-310, 2008.
- 11) 小濱健吾, 岡田貢一, 貝戸清之, 小林潔司: 劣化ハザード率評価とベンチマーキング, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, pp.857-874, 2008.
- 12) Howard, R.A: *Dynamic Programming and Markovian Processes*, 関根智明他訳: *ダイナミックプログラミングとマルコフ過程*, 培風館, 1971.
- 13) 高橋宏直, 横田弘, 岩波光保: 港湾施設アセットマネジメントに関する研究, 国土技術政策総合研究所研究報告, No.29, 2006.
- 14) 長尾毅: 腐食の進行を考慮した矢板式岸壁のライフサイクルコストの簡易評価法に関する研究, 国土技術政策研究所資料, No.502, 2009.
- 15) Mayet, J. and Madanat, S.: Incorporation of seismic considerations in bridge management systems, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol.17, No.3, pp.185-193, 2002.
- 16) 下村泰造, 小濱健吾, 貝戸清之, 小林潔司: 空港舗装アセットマネジメントのためのハイブリッド型地盤沈下モデル, 土木学会論文集, Vol.64, No.4, pp.463-482, 2008.
- 17) 宮田正史, 熊谷健蔵, 辻尾大樹, 大久保陽介: 消波ブロック被覆堤の期待補修費を考慮した維持管理手法に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.B2-65, pp.911-915, 2009.
- 18) たとえば, 国土交通省河川局: 治水経済調査マニュアル, 2005.
- 19) 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.
- 20) 国土交通省港湾局: 港湾整備事業の費用対効果マニュアル, 平成 16 年度版, 2004.
- 21) 社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 22) 財団法人沿岸開発技術研究センター: 港湾の施設の維持管理技術マニュアル, 2007.
- 23) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), 社団法人日本港湾協会, 1999.
- 24) 運輸省港湾技術研究所編著: 港湾構造物の維持・補修マニュアル, 沿岸開発技術研究センター, 1999.

(2009. 11. 19 受付)

A SIMULATION MODEL FOR MAINTENANCE/REHABILITATION OF SHEET-PILE STRUCTURES IN A PORT FACILITY WITH REFERENCE TO SEISMIC RISK

Takahiro OGAWA, Yuji FUJIMORI, Shohei BENIYA, Kiyoyuki KAITO
and Kiyoshi KOBAYASHI

In this study, the authors focus on sheet-pile structures in port facilities, and propose maintenance/rehabilitation policies of sheet piles and a methodology for determining the priority of maintenance/rehabilitation of them, in order to reduce expected lifecycle costs under budgetary restrictions. In detail, the authors formulate a mechanical model for evaluating the structural stability of sheet-pile against seismic force and propose a hybrid simulation model for determining the priority of sheet pile maintenance/rehabilitation based on the evaluation results of structural stability and designing desirable maintenance/repair policies and prioritizing rules so as to reduce estimated lifecycle costs considering seismic risk as much as possible under budgetary restrictions. In addition, the effectiveness of the proposed methodology is discussed through an case study targeting actual sheet piles in a port facility.