

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1114

December 2005

既設棧橋のライフサイクルシナリオに関する検討

横田 弘

山内 浩

加藤 絵万

岩波 光保

独立行政法人 港湾空港技術研究所
independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 検討方針	4
2.1 係留施設が保持すべき性能	4
2.2 検討対象構造物と選定理由	5
2.3 検討の方針	5
3. 残存性能を考慮した栈橋式係船岸のライフサイクルシナリオの評価手順	6
3.1 劣化状態の予測	6
3.2 補修シナリオの設定	7
3.3 補修費用の算定と補修シナリオの選定	11
3.4 鉄筋腐食を考慮した相対作用震度の算定	11
3.5 限界震度および照査震度の設定	12
3.6 復旧費用の算定	13
3.7 ライフサイクルシナリオの評価	15
4. 既設栈橋式係船岸のライフサイクルコストの算定	15
4.1 ライフサイクルコスト算定の方針	15
4.2 上部工の劣化度の推移と耐荷力の予測	17
4.3 補修シナリオの設定	17
4.4 耐荷力の低下を考慮した復旧費用の算定	19
4.5 ライフサイクルコストの算定	20
4.6 地域特性を考慮したライフサイクルコストの算定	22
4.7 考 察	22
5. まとめ	23
謝 辞	24
参考文献	24
付 録	25

Evaluation of Life-Cycle Scenario of Existing Open-Type Wharf

Hiroshi YOKOTA*
Hiroshi YAMAUCHI**
Ema KATO***
Mitsuyasu IWANAMI***

Synopsis

While lots of harbor structures have been constructed, some of them are reaching the ends of design service life. The number of structures at which remedial actions are required will be increasing rapidly. To meet the growing number of degraded structures, strategic maintenance and repair methods should be implemented to realize life extension and structural performance recovery. The lifecycle cost is one of the indices to choose the most appropriate method of maintenance and repair among its alternatives. While many reports and papers have been published on the topic of lifecycle cost, most of them are related to that estimated only taking into account the loss of structural functions due to material deteriorations. To well estimate the lifecycle cost practically, structural capacity such as load carrying capacity has to be taken into account at the time of repair.

In this paper, the load carrying capacity particularly against earthquake forces of open-type wharf was quantitatively evaluated by the results of prediction on the progress of materials deterioration. Then, the recovery of load carrying capacity by several methods of repair was designed and the recovery costs were estimated. Based on the calculated results, scenarios on the time and method of repair were discussed from the viewpoints of the degree of recovery of load carrying capacity and relevant lifecycle cost. Through the discussion, we proposed the process of decision making to choose the method of repair based on the lifecycle cost.

Key Words: maintenance and repair, lifecycle cost, open-type wharf, failure probability, performance level, repair cost

* Director General of LCM Research Center for Coastal Infrastructures

** Trainee of LCM Research Center for Coastal Infrastructures

*** Project Researcher of LCM Research Center for Coastal Infrastructures

3-1-1 Nagase, Yokosuka 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute

Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 e-mail:hiroy@pari.go.jp

既設栈橋のライフサイクルシナリオに関する検討

横田 弘*
山内 浩**
加藤 絵万***
岩波 光保***

要 旨

高度経済成長期に建造された港湾構造物の多くは、老朽化が進んでおり、その数は今後も加速的に増加していくことが予測される。港湾構造物の性能を常に要求水準以上に保持した状態で、より長く利用するためには、効率的かつ低コストとなるマネジメント手法の確立が必要である。このような背景の中、近年、港湾構造物のライフサイクルコストに関する検討が進められ、多くの成果が報告されている。しかしながら、報告されたライフサイクルコスト算定手法のほとんどは、材料劣化による機能低下について評価しており、補修時における耐荷性を反映した研究事例は少ない。

本研究では、既設栈橋式係船岸の劣化状況および劣化予測結果をもとに、補修時の耐荷性を定量的に評価し、耐荷性のレベルと関連づけした地震リスク（復旧費用）を算出した。この復旧費用を補修費用および維持管理費用と加算したものをライフサイクルコストとして定義し、最適なシナリオ（補修時期、補修工法など）を検討した。その結果、補修時の地震リスクを考慮した既設栈橋のマネジメント支援ツールを示すことができた。本研究で示した手法は既設栈橋だけでなく、新設の栈橋の維持管理計画の立案時にも有用となる。

キーワード：維持管理、ライフサイクルコスト、栈橋式係船岸、地震リスク、性能レベル、復旧費用

* LCM研究センター長

** LCM研究センター 依頼研修員（株式会社 日本港湾コンサルタント）

*** LCM研究センター 特任研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 e-mail: hiroy@pari.go.jp

1. はじめに

港湾施設の整備においては、1950年の港湾法制定を契機に直轄事業および補助事業による方式が整えられた。その後、1960年代以降の港湾整備事業の進展にともない、港湾構造物のストックは年々増加し、海上物流の要として、国および地域の経済基盤を支える重要な役割を担ってきている。

しかし、高度経済成長期に整備された大量の港湾施設は、すでに建設後40年以上を経過しており、老朽化した施設が年々増加している。老朽化した港湾施設は、要求される性能を満足できない状態にあることが懸念されるため、劣化や変状を把握して保有性能を評価するとともに、性能低下の将来予測を的確に行い、必要な性能を保持するように維持管理を行うことが必要である。

また、近年は公共事業費の削減が求められており、今後、少子高齢化社会の進展により労働人口が減少すること、社会保障費の負担が増加することなどから、その厳しさはますます強まることが予測される。したがって、港湾整備に対してもこれまでのような事業費の伸びを確保することは難しい状況である。

高橋ら¹⁾は、このような背景を考慮して、港湾施設における全体事業費の伸び率を-2%と仮定し、維持補修費および更新費の将来予測を行っている。その予測結果を図-1に示す。これによると、2030年度には、維持補修費および更新費の合計が2003年度の約4倍に達し、これら費用の合計は、港湾事業費全体の約8割を占める結果となっている。

このように、全体事業費は減少しても、維持管理および更新にかかる費用は今後ますます増加することが確実である。そのため、より低コストで、効果的かつ効率的

な維持管理手法を確立し、必要な性能を保持した状態で長く施設を利用することが求められている。

本研究では、港湾構造物の代表的な施設である栈橋式係船岸の維持管理のためのライフサイクルシナリオの検討を行う。その際、鋼管杭の下部工の腐食または鉄筋コンクリート(RC)上部工の劣化状況を考慮した補修シナリオ(補修工法、補修時期など)を立案し、各部材の補修時の性能を評価する。各部材の補修時の性能は、腐食および劣化の状態を考慮した終局耐力(耐荷性)を定量的に評価し、これを栈橋式係船岸の設計において支配的となる地震荷重が作用した場合の地震リスクに反映させるものである。ここで地震リスクとは、栈橋式係船岸の耐荷性が経年劣化により低下すると、地震による被害が増大するものと考え、それを復旧費用を用いて評価したものである。

ここで述べた手法は、ライフサイクルシナリオ立案の一例であるが、既設栈橋の性能の現状を把握し、性能の将来変化を定量的に予測するとともに、補修時の耐荷性能を地震リスクとして考慮することで、最適なライフサイクルシナリオを計画できることを示した。

2. 検討方針

2.1 係留施設が保持すべき性能

係留施設は、経済や物流を支える重要な施設であり、荷役を安全かつ円滑に行うことが求められる。したがって、既存施設は補修を繰返しながら継続して利用される可能性が高いといえる。つまり、供用期間中に老朽化や被災に対応する大規模補修・更新を行った場合、供用を停止せざるを得ず、社会的、経済的に大きな影響を及ぼすため、このような状態にならないように、適切な維持

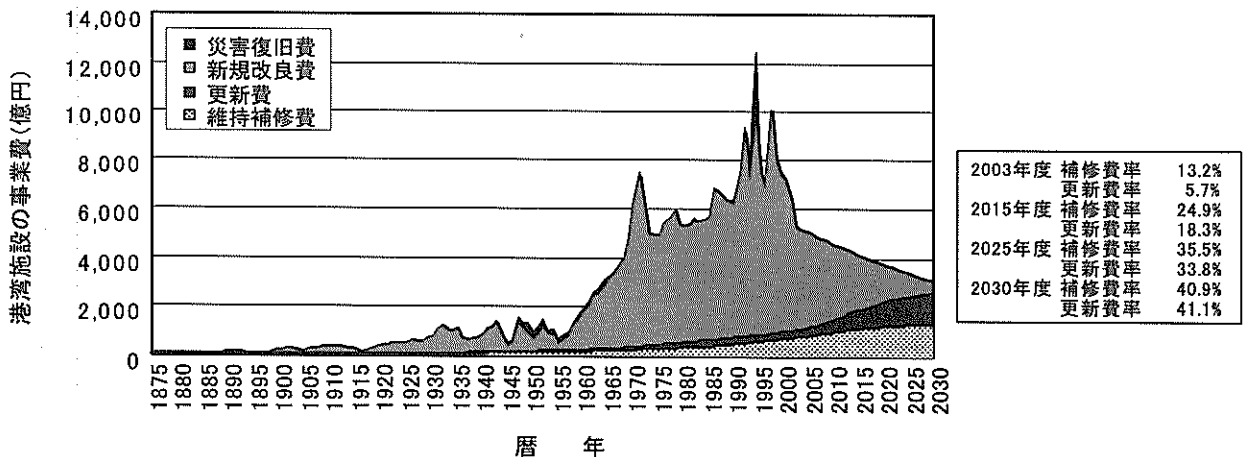


図-1 維持管理関連費用の将来動向推計(伸び:-2%の場合)¹⁾

表-1 各施設の維持すべき性能と具体的な内容²⁾

施設	維持すべき性能		
	安全性能	使用性能	耐久性能
栈橋 上部工	・船舶が着船できる。(着船時の水平力に対して抵抗性) ・荷役ができる。(車輛やコンテナなどの静的・動的荷重に対する抵抗性)	・荷役作業がスムーズにできる。(上部工に段差がなく、剛性低下による振動が少ない) ・床版の抜落ち(走行制限が必要となる)がない。	・予定供用期間において、塩害等が原因となって安全性能や使用性能が低下し、埠頭機能が停止しない。
栈橋 下部工	・船舶が着船できる。(着船時の水平力に対して抵抗性) ・荷役ができる。(車輛やコンテナなどの静的・動的荷重に対する抵抗性)	(直接要求されることはない)	・予定供用期間において、下部工の腐食量が許容値以下である。
鋼矢板 岸壁 ・護岸	・背後地からの土圧に耐え、荷役作業のヤードを確保する。(土圧に対する抵抗性)	・矢板の変位、傾斜、法線の凹凸、土砂の流出などが少なく、荷役作業に支障がない。	・予定供用期間において、鋼矢板の腐食による断面減少が許容値以下である。 ・予定供用期間において、矢板の変位、傾斜、法線の凹凸、土砂の流出が少ない。
ヤード	(直接要求されることはない)	・舗装面のひび割れや凹凸などがなく、荷役作業がスムーズにできる。	・補修間隔が長く取れる程度の耐久性
付帯 施設	(直接要求されることはない)	・荷役作業のための付帯施設であり、荷役作業に支障が出てはならない。	・取替え間隔が短くなりすぎない程度の耐久性
泊地	(直接要求されることはない)	・船舶の航行や着岸に支障のない水深の確保。	(要求することが難しい)

管理計画を立てる必要がある。

係留施設本体とこれに関連する施設は、表-1 に示す安全性能、使用性能および耐久性能が要求性能を下回らないようにする必要があると考えられる。本研究では、安全性能と使用性能はそれぞれ耐荷性によって表現できるものと仮定する。一方、この両者の性能を設計供用期間維持できる性能が耐久性能である。

2.2 検討対象構造物と選定理由

本検討は、既設港湾構造物の腐食、劣化等による変状の状況を考慮し、補修時における耐荷力と地震リスクとの関連づけを行うものである。

地震によって係留施設が被災を受けた場合の復旧費用の算定手法(液状化を考慮しない場合)として、重力式係船岸および矢板式係船岸については既往の研究^{3,4)}によりまとめられているが、栈橋式係船岸についての知見はない。また、既往の研究における復旧費用は、経年劣化による変状との関係が明らかではない。

本研究においては、以下に示す理由を考慮して、栈橋式係船岸を検討対象構造物とし、経年劣化による耐荷性の低下と地震リスク(復旧費用)を関連づけ、評価を行った。

- ・上部工、下部工とも劣化事例の報告および補修実績が多い構造形式である。
- ・栈橋本体を独立した構造として考えることができるため、地震荷重の大きさと被災程度との関係を比較的容易

に仮定できる。

- ・栈橋式係船岸の主な設計断面力は、地震慣性力による曲げモーメントであるため、比較的簡便な評価ができる。

2.3 検討の方針

本来、栈橋式係船岸は軽量であり、保有耐力が大きいため、耐震性に優れる構造形式である。しかし、構成材料の経年劣化によって、各部材の耐荷性は低下することになる。そのため、各部材の劣化予測に基づき、部材・部位別の補修シナリオを設定し、設定シナリオごとの補修時の耐荷力を評価する。

栈橋式係船岸の各部材において、腐食あるいは劣化が進行すると、耐荷力が低下し、地震リスクが増大する。そこで、今後の予定供用期間内におけるライフサイクルコストの評価を行う。なお、本検討におけるライフサイクルコストの定義は式(1)に示すとおりであり、初期建設費は考慮しない。

$$LCC = \Sigma I_{repair} + \Sigma R + \Sigma C_T \quad (1)$$

ここに、 LCC : ライフサイクルコスト、 ΣI_{repair} : 補修費用(補強、補修材料の更新費用を含む)の合計、 ΣR : 維持管理費の合計、 ΣC_T : 復旧費用の合計(供用期間中に受けると考えられる被災に対する復旧費用の期待値)

各評価手順の詳細を以降に示す。

3. 残存性能を考慮した棧橋式係船岸のライフサイクルシナリオの評価手順

図-2 に示す評価手順により、補修時の残存性能を考慮したライフサイクルシナリオの評価を行う。

3.1 劣化状態の予測

RC部材の劣化状態および鉄筋腐食について正確に評価することは、そのメカニズムが明らかにされていないことから非常に難しい。一般に、RC部材の劣化進行過程は、潜伏期、進展期、加速期および劣化期の4過程に分類されている⁵⁾。

塩害劣化は、「塩化物イオンの浸透」→「鋼材位置の塩化物イオンの増加」→「鋼材の腐食」→「劣化の顕在化」のように進行するものとされている。潜伏期は、鉄筋の腐食が開始する直前の状態までの期間で、鉄筋位置のコンクリートに限界量以上の塩化物イオンが蓄積されると腐食が開始されると考えられている。この塩化物イオンの限界量としては、 $1.2\sim 2.5\text{kg/m}^3$ の値が一般的に用いられる。

これ以降の劣化過程については、目視調査結果などから判断される定性的指標のみで、定量的な指標は示されていない。既往の研究⁶⁾では、各劣化度を定量的な指標で仮定し、劣化予測を行う手法が提案されている。この手法により劣化予測を行った結果、劣化条件を適切に設定することで良好な予測結果を得ることができたとされている。

本検討における棧橋上部工の劣化予測は、既往の研究による劣化予測手法と判定基準とにより行い、予定供用

期間中の耐荷性の経時変化予測を行うこととした。

図-3 に、文献 6)における棧橋式係船岸上部工の劣化予測の考え方を示す。

(1) 塩化物イオンの移動に関する予測

外部から供給されてコンクリート内部に浸透した塩化物イオン量は、Fick の拡散則を用いた式(2)により予測する。鉄筋位置の塩化物イオン量を推定することにより、腐食ひび割れが発生するまでの劣化状況を予測することができる。

$$C(x,t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right) \quad (2)$$

ここに、 $C(x,t)$: 時刻 t (年)、深さ x (cm) における塩化物イオン量 (kg/m^3)、 C_0 : 表面塩化物イオン量 (kg/m^3)、 D : 塩化物イオンに対するコンクリートの見かけの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)、 erf : 誤差関数

(2) 鉄筋腐食による体積減少率に関する予測

かぶりコンクリートに腐食ひび割れが発生した後の鋼材の体積減少率 V_r と時間 t の関係は、式(3)により予測する。鉄筋の体積減少率を推定することにより、鉄筋腐食による耐荷力の低下等を予測することができる。

$$V_r = \frac{4ac}{\phi\gamma_{Fe}} e^{-a} \quad (3)$$

ここに、 V_r : 体積減少率 (%), γ_{Fe} : 鉄筋の単位体積質量 (g/cm^3)、 t : 期間 (年)、 ϕ : 鉄筋径 (cm)、 a : 構造条件で決定される係数 ($= 1.5 \text{ g/cm}^2$)、 b : 環境条件で決定される係数 ($= 0.22 \text{ g/cm}^3/\text{year}$)、 c : ひび割れ発生直後のひび割れ幅 ($= 0.005 \text{ cm}$)

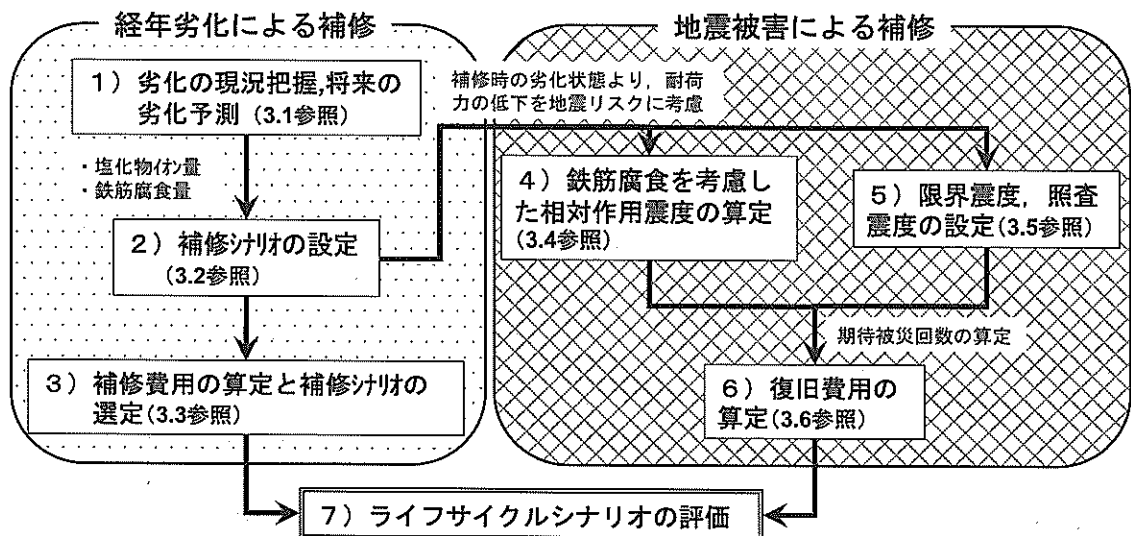


図-2 ライフサイクルシナリオ評価手順

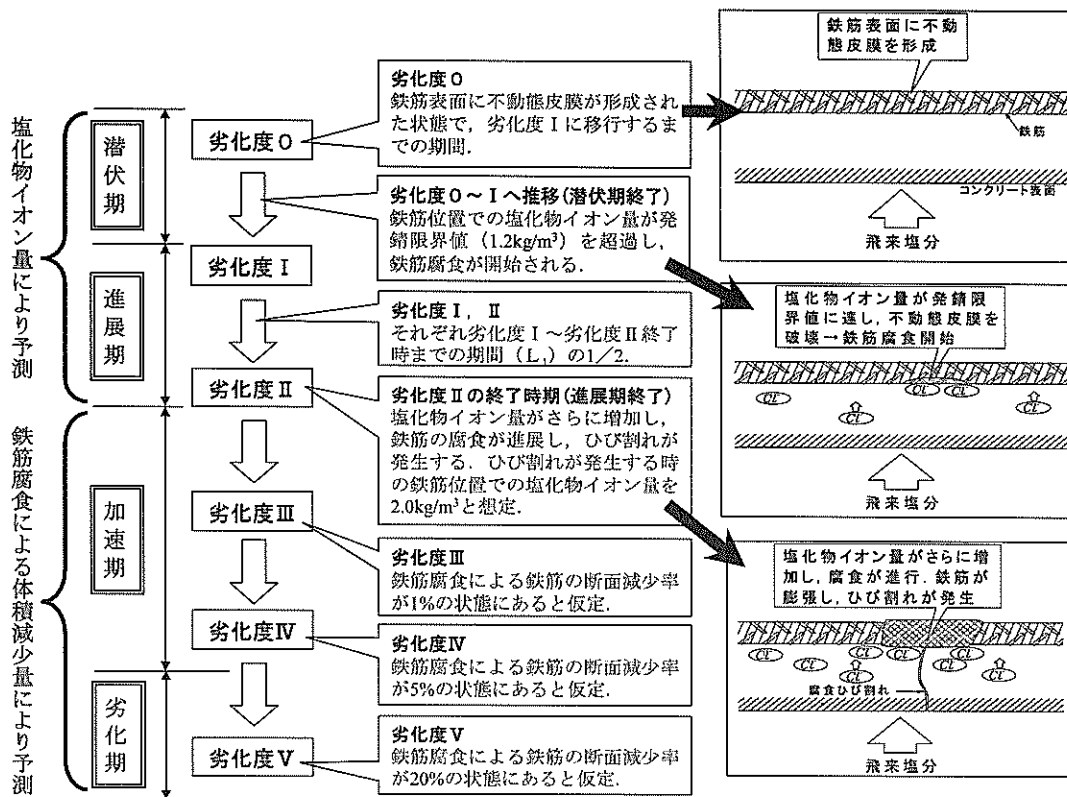


図-3 棧橋式係船岸上部工の劣化予測

なお、鋼管杭下部工の劣化については、鋼材の腐食速度から予測される鋼管杭の残存肉厚によって直接耐荷性を評価することが可能である。

3.2 補修シナリオの設定

棧橋式係船岸の補修シナリオは、下部工の腐食状態、防食工の劣化・消耗状態、上部工の劣化状態などから現況を把握し、今後の劣化予測を行うことで設定する。劣化予測結果をもとに、各部材に適用可能な補修工法、補修時期の組合せや補修材料の更新の有無など、補修シナリオを設定する。

(1) 補修・補強工法の調査

棧橋式係船岸のライフサイクルシナリオの評価を行うにあたり、経年劣化による変状に対する補修・補強に関する資料収集を行った。資料収集方法は、文献調査、インターネット、NETIS (新技術情報提供システム)、メーカーへのヒアリング等である。

表-2 に棧橋式係船岸の下部工 (鋼材)、表-3 に棧橋式係船岸の上部工 (RC) の補修・補強工法に関する調査結果の一覧を示す。

棧橋式係船岸の下部工は、厳しい腐食条件下にあるため、鋼管杭への防食が必要となる。つまり、図-4 に示

すように、飛沫帯～干満帯付近は特に厳しい腐食環境となっており、集中腐食が発生する可能性があるため被覆防食工法 (防食効率 100%)、海水中部は電気防食 (流電陽極式、防食効率 90%) により防食を行うことが一般的である⁷⁾。また、これらの防食効果がなくなる前に防食材の更新を行うことで、構造物に要求される耐荷性を保つことが可能であり、想定以上の性能低下はほとんどな

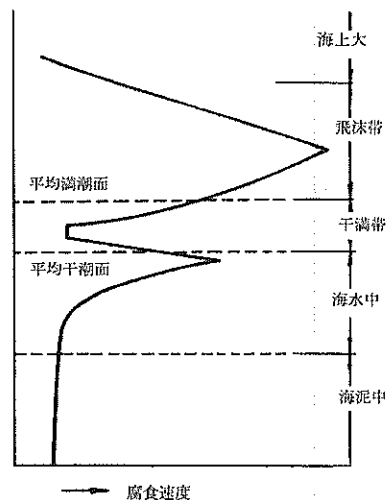


図-4 鋼材の腐食速度分布

いといえる。しかし、被覆防食が劣化し、この範囲の腐食が進行した場合、または、海水中部の腐食量が許容腐食量を超過した場合には、性能低下が懸念されることがある。このような場合、補修では必要な性能を保持できないため、補強を行う必要がある。

棧橋式係船岸の上部工は干満帯～飛沫帯に位置しており、飛来塩分、水分および酸素の供給があるため、塩害による劣化が生じやすい環境にあるといえる。塩害に対する鉄筋コンクリート補修の主たる対策工法として、①塩化物イオン、水分、酸素の浸入を抑制する方法（表面塗装工法、埋設型枠工法等）、②電気化学的に鉄筋腐食を抑制する方法（電気防食工法、脱塩工法等）、などがあり、これらの工法により適切に補修を行う必要がある。ただし、①による補修は、外部から劣化因子の供給を遮断する効果はあるが、コンクリート内部に多量の塩化物イオン

が残留している場合には、その影響により、鉄筋腐食が進行し、再劣化する可能性がある。したがって、コンクリート中に多量の塩化物イオンが含まれている場合には、主鉄筋付近まではつり落とし、断面修復を行う工法やひび割れ注入などの補助的な工法を併用して補修することが基本となる。塩害による劣化の進行を予測し、適切な補修を行うことで、鉄筋腐食の進行は抑制できるものと考えられ、補修効果が継続している期間中は、補修時と同じ性能を維持するものと考えられる。

(2) 補修・補強効果の定量評価

前述したように、棧橋式係船岸の経年劣化として下部工は鋼材腐食、上部工は塩害劣化が主な原因としてあげられる。それぞれの部材、部位の経年劣化と耐荷力の低下による地震リスクとの関係について、以下に詳述し、合わせて図-5に示す。

表-2 棧橋式係船岸下部工に対する補修・補強工法一覧表

補修・補強工法名	補修・補強効果および補修時期	補修材料更新の有無および更新時期
電気防食（流電陽極式）	海水中～海土中の鋼材の防食対策として、被防食帯よりも低い電位の金属を陽極とし、両者の電位差による電池作用によって腐食の進行を電気化学的に抑制し、腐食速度を遅らせる。環境により異なるが、一般的に防食効率は90%とされている。耐用年数の型式が10年単位であるため、供用期間にあわせて設定することができる。	陽極が寿命となった時、陽極の更新を考慮する。ただし、鋼材の腐食が著しい（応力比がオーバーする）場合には補強を行う。
重防食（塗装）	飛沫帯～干満帯の鋼材の防食対策として行われる。代表的な塗装系として、ジソクリッチプライマー+ガラスフレーク入り塗料、エポキシ樹脂塗料および美粧性を付与するために高耐候性塗料（ふっ素樹脂塗料、ポリウレタン樹脂塗料、シリコン樹脂塗料など）を組み合わせたものがある。一般的に、耐用年数は10～15年程度とされている。	重防食（塗装）の耐用年数で防食工の更新を考慮する。しかし、現場での補修は困難であるため、他工法により被覆防食を行う場合がある。
重防食（有機ライニング）	飛沫帯～干満帯の鋼材の防食対策として行われる。水中硬化型ライニングなどに代表されるように有機系材料により鋼材表面を被覆する防食工法である。一般に、塗装工法と比べると、厚膜で施工される。水中硬化型ライニングは、水中硬化型塗料（エポキシ樹脂等）を鋼材表面に塗布し、厚膜に形成し、施工する。再補修も容易に行える。耐用年数は15年程度とされている。	重防食（有機ライニング）の耐用年数で防食工の更新を考慮する。
ベトログラムライニング	飛沫帯～干満帯の鋼材の防食対策として行われる。ベトログラムライニングは、ベトログラム系防食材料により鋼材を被覆する。被覆した防食材を波浪や漂流物の衝突などの外力から守るとともに、腐食環境から遮断して耐久性を向上させるため、保護カバー（FRPなど）を設置する。再補修も容易に行え、耐用年数は20年程度とされている。最近では、チタンカバー方式のベトログラムライニングなどの耐久性の高いカバーによる防食も増えている。	ベトログラムライニングの耐用年数で防食工の更新を考慮する。
無機ライニング（モルタルライニング）	飛沫帯～干満帯の鋼材の防食対策として行われる。モルタルライニングは、鋼材表面をセメントモルタルやコンクリートで被覆する工法で、衝撃等から保護するためにFRPなどの保護カバーを取り付けた工法である。耐用年数は30年程度とされているが、他工法に比べると撤去に手間がかかるため、再補修を行うのは困難である。	モルタルライニングの耐用年数で防食工の更新を考慮する。
無機ライニング（金属ライニング）	飛沫帯～干満帯の鋼材の防食対策として行われる。金属ライニングは鋼材表面を耐食性金属で被覆する工法で、代表的なものにはチタン（チタングラッド鋼）やステンレス鋼による防食工法がある。この工法は他の工法に比べて機械的強度が大きく、耐衝撃性、耐磨耗性に優れているが、水中部の施工は困難である。耐用年数については30～50年といわれており、他工法に比べ、長い。	金属ライニングの耐用年数で防食工の更新を考慮する。
鋼板溶接	鋼材の腐食が進行し、所用の断面性能を有さない箇所の補強または貫通孔などの部分補修を行う対策である。補修（補強）を行う範囲にあらかじめ加工した鋼板を水中溶接し、所用の断面性能を確保する。	一度補修した箇所の鋼板溶接の更新は考慮しない。
鉄筋コンクリート被覆工法	鋼材の腐食が進行し、所用の断面性能を有さない場合の補強対策である。鋼材に水中スタッド溶接を行い、鉄筋コンクリートと一体化させ、被覆する工法である。耐用年数は30～40年程度といわれている。	鉄筋コンクリート被覆工法の耐用年数で補強工の更新を考慮する。

a) 下部工 (鋼管杭)

・杭頭部～干満帯付近

下部工の杭頭部～干満帯付近の防食は、被覆防食工法により防食し、防食効率 100%で設計されていることが標準的である。また、設計荷重は、一般に地震荷重が支配的になるため、被覆防食材が劣化し、腐食が進展すると、地震リスクが増加する。

・海水中部～海底泥層中

下部工の海水中部～海底泥層中の防食は、電気防食工法 (流電陽極式) により防食し、防食効率 90%⁸⁾で設計されていることが標準的である。また、設計荷重は地震荷重が支配的になるため、腐食量が許容腐食量を超過すると地震リスクが増加する。したがって、許容腐食量を超過する場合には、海水中部での補強が必要となる。

b) 上部工 (RC)

栈橋式係船岸の上部工は塩害による劣化が生じやすい

環境にある。しかし、一般的には、設計当初に劣化による耐荷力の低下は考慮されていないため、劣化が進行してくると、設計荷重より小さな荷重作用で破壊する可能性がある。

・スラブ

コンクリートの劣化により鉄筋の腐食が進行すると、スラブの耐荷力は低下すると考えられるが、スラブの設計断面力として地震荷重を考慮していないため、地震リスクは直接的には増加しない。ただし、通常時の安全性能を保持している時期に補修を行う必要があるといえる。また、杭頭部が塑性し、はりが破壊した場合には、栈橋の構造上、スラブも機能を失う可能性が高いと考えられる。

・はり

コンクリートの劣化により鉄筋の腐食が極度に進行すると、はりの耐荷力は低下する。はりの主な設計断面力

表-3 栈橋式係船岸上部工に対する補修・補強工法一覧表

補修・補強工法名	補修・補強効果および補修時期	補修材料更新の有無および更新時期
注入工法 (高圧注入工法, 低圧注入工法, U (V)カット工法)	ひび割れ部の補修。他工法との併用により、再劣化を抑制。各劣化度で適用可能であるが、ひび割れ幅が大きくなり、多数ある場合には、補修効果が得られないため、断面修復により補修を行う。	基本的に他工法との併用となるため、考慮しない
断面修復	主鉄筋までではつりだし、劣化因子である塩化物イオンを除去し断面の修復を行う。他工法との併用により、再劣化を抑制。劣化度Ⅰから適用可能であるが、剥離・剥落範囲が広く、鉄筋腐食が著しい場合には補修を行うこととなる。	基本的に他工法との併用となるため、考慮しない
表面塗装工法	コンクリート表面を遮延性に優れた材料で被覆することで、塩化物イオンがコンクリート中に浸透しにくくなる。予防保全的に劣化度0から適用可能である。また、劣化度Ⅰ～Ⅳの範囲で、断面修復工法や脱塩工法により主鉄筋付近の塩化物イオンを除去する工法と組合せて補修を行う。	表面塗装の劣化時期に表面塗装の更新を考慮。15年程度。
電気防食工法 [※]	継続的な通電を行うことで、コンクリート中の鋼材腐食を電気化学的に抑制し、劣化の進行を抑制する。予防保全的に劣化度0から適用可能である。また、鉄筋の断面減少が耐荷力に影響なければ、適用可能。(劣化度Ⅰ～Ⅳ程度)	電気防食の端子、配線の劣化時期に端子、配線の更新を考慮。20年程度。
脱塩工法	コンクリート中に存在する塩化物イオンを電気化学的に除去、もしくは低減する。表面塗装工法との併用により、補修後の塩化物イオンの浸入を抑制する。鉄筋の断面減少が耐荷力に影響なければ、適用可能。(劣化度Ⅰ～Ⅳ程度)	基本的に表面塗装との併用となるため、考慮しない。
埋設型枠工法	ポリマー含浸コンクリート、超高強度繊維補強コンクリート等による薄肉のプレキャスト型枠を用い、断面修復材と複合一体化させることにより、塩化物イオンの浸入を抑制する。適用時期は断面修復と同じであるが、劣化度が小さい時の施工はコストが割高になる。	緻密な材料を埋設型枠として使用しており、耐用期間中に塩化物イオン量が発錆限界値に達しないため、考慮しない。
連続繊維シート	炭素繊維、アラミド繊維を1方向に配置してシート状にしたものを、コンクリート表面にエポキシ樹脂含浸樹脂で1方向または2方向に貼付け、コンクリートと一体化させることで補強する工法。曲げ補強としては、主鉄筋方向、じん性、せん断補強としては帯鉄筋 (配力筋) 方向に繊維を貼る。補強後、塩化物イオンの浸入を抑制するため、表面塗装を施す。鉄筋腐食が著しく、耐荷力を期待できない場合に適用する。	表面塗装の劣化時期に表面塗装の更新を考慮。15年程度。
床版打替え	既設床版を取り壊し、既設の針状に新たな床版コンクリートを打設し、栈橋と新しい床版とを一体化させる工法である。梁は健全であるが、床版の鉄筋腐食が著しく、耐荷力を期待できない場合に適用する。	使用した材料の品質により異なる。

※電気防食工法は、維持管理費用が毎年必要。

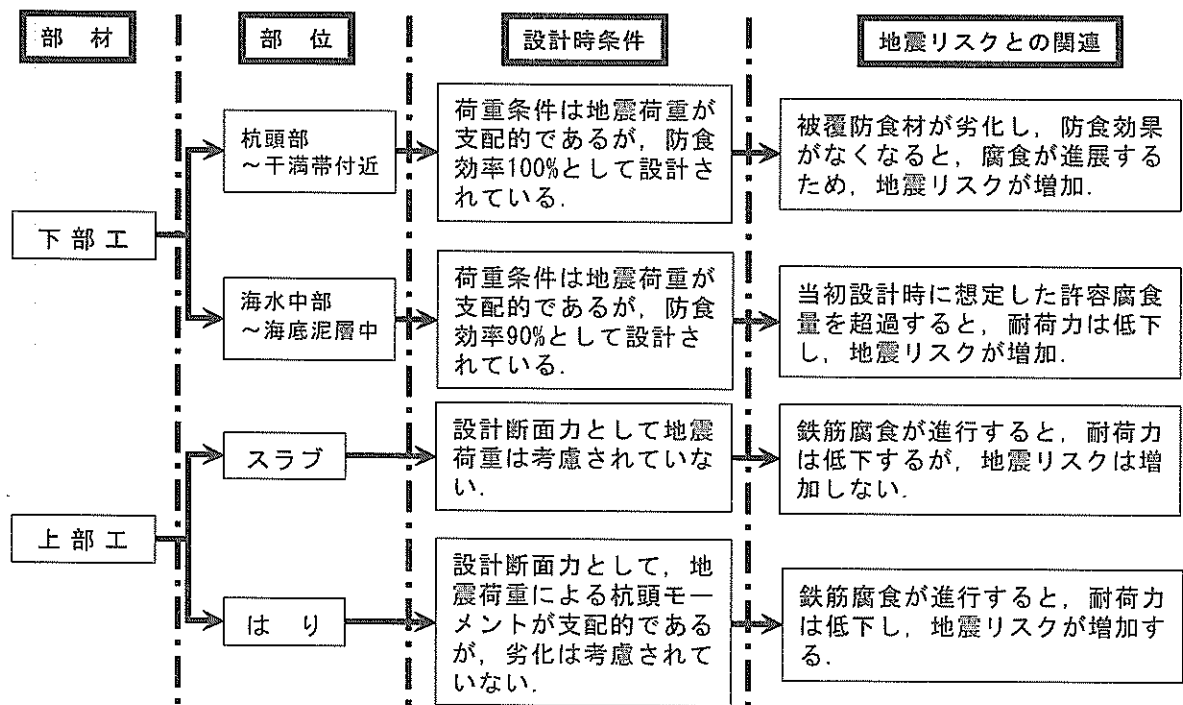


図-5 経年劣化と地震リスクの関係

は、地震荷重による杭頭モーメントである。そのため、鉄筋腐食が進行すると、地震リスクは増加する。

以上より、栈橋式係船岸の各部材、各部位とも、適切な時期に補修（または補強）を行い、その補修材料の劣化が進行する前に補修材料の更新を繰り返すことで施設の性能を保持することができる。したがって、各部材の補修時期、工法の選定は非常に重要である。

下部工は、被覆防食材の劣化状況、流電陽極の消耗状況、鋼材の腐食量、腐食速度などを把握することにより、ある程度、定量的に将来の耐荷性の予測ができ、適切な補修（補強）計画を立てることが可能である。

しかし、上部工については、外観上は特に問題ないように見えても、鉄筋の腐食は進行していることがあるため、目視点検のみで劣化状態を正確に把握することは困難である。加藤ら⁹⁾によると、RCはりの耐荷性は、補修の有無を問わず、腐食による鉄筋の平均断面減少率を考慮することで評価が可能であると報告されている。したがって、劣化が顕在化した時には、鉄筋の断面減少量が大きくなり、性能（耐荷性）が低下している可能性があると考えられる。

そのため、コンクリート中の塩化物イオン量や鉄筋の腐食状態を把握し、適切な劣化予測を行うことが重要となる。また、劣化状態と耐荷性の関連づけを行い、地震に対するリスクを定量的に評価することが必要となる。

(3) 補修・補強時期および工法の選定スキーム

下部工（鋼材）の杭頭部～干満帯付近における防食は、被覆防食（防食効率 100%）が行われることが一般的である。したがって、被覆防食の耐用年数を目標に防食材の更新を計画することができる。また、海水中部（海土中部）については、電気防食（流電陽極式）の陽極の残寿命がなくなる時期を目標に陽極の更新、また許容の腐食量を超過する時期を目標に海水中部の補強計画を立案することができる。

しかし、上部工（RC）の劣化状態および鉄筋腐食について正確に評価することは、そのメカニズムが明らかにされていないことから非常に難しい。そのため、本検討においては、前述したように既往の研究⁶⁾で提案されて

表-4 補修時期と適用可能な工法²⁾

参考劣化度	適用可能な工法						
	補修なし	表面被覆	電気防食	脱塩	断面修復	改修	補強
0	●	●	●				
I, II	●		●	● ^{※1}	● ^{※1}		
III, IV	●		●	● ^{※1}	● ^{※1}	● ^{※2}	
V	●					●	●

※1：単独では補修効果が得られないため、表面被覆を併用

※2：部分的な改修を併用

いる劣化予測手法と判定基準とに準拠し、予定供用期間中の劣化の進行予測を行うこととした。また、塩害対策による上部工の補修時期（劣化状況）と適用可能な工法について、既往の関連資料²⁾に基づき、表-4に示すとおりにまとめる。

各部材の補修材料の更新については、補修後の材料の劣化予測を行い、補修材料の更新時期の設定を行うことが重要である。しかし、環境条件および使用材料によってばらつきがあるため、現状において必ずしも全てが精度良く予測できるわけではない。したがって、本検討においては、補修材料の更新の有無および補修工法の有効期間に関して、既往の関連資料^{2,10)}を用いて設定する。

3.3 補修費用の算定と補修シナリオの選定

これまでに設定した各部材の補修シナリオについて、供用期間中に必要となる補修（補強）費用および補修材料の更新費用を算定する。維持管理費用が必要な補修工法については、その費用も計上する。

下部工は被覆防食の劣化による鋼材腐食および海水中部における許容腐食量の超過により、地震リスクが大きくなるものとしている。しかし、想定する地震動（後述する照査震度）に対して所定の耐力を有していれば、被覆防食材の更新を行うものとする。また、海水中部については、基本的に当初の設計供用年数までは許容腐食量を大きく上回ることはない（腐食環境の厳しいところでは上回ることはある）と考えられる。したがって、下部工の海水中部においては、許容腐食量を超過する時点で補強を行うこととする。

上部工について、スラブは地震荷重を設計荷重として考慮していないため、劣化状態と地震リスクの関連はないと仮定する（図-5）。したがって、劣化進行予測結果のみから判断して、最も経済的となる補修時期および工法の組合せをスラブの補修シナリオとして採用する。し

かし、はりについては、補修時に劣化が著しく進行していた場合、鉄筋腐食による断面減少により、耐力の低下が考えられるため、補修時期により地震リスクが大きく変動するものとする。したがって、はりの補修シナリオは、劣化進行予測結果のみから判断して補修費用が最小となったシナリオが最適か否かを評価できないため、復旧費用を含めた総合的な評価（ライフサイクルコスト）により選定するものとする。

3.4 鉄筋腐食を考慮した相対作用震度の算定

はりの鉄筋腐食による耐力の低下と設計外力との関係について、地震時杭頭曲げモーメントを考える。

図-7に示した栈橋の法線直角方向杭列に対して、 i 番目の杭頭曲げモーメント M_{oi} は、各杭に作用する水平分担力 H_i （杭の断面性能を考慮したばね定数 K_{Hi} により算定）、杭の突出長 h_i および杭の特性長 $1/\beta_i$ を式(4)に代入し、算定する。

$$M_{oi} = \frac{1}{2} \left(h_i + \frac{1}{\beta_i} \right) H_i \quad (4)$$

ばね定数を考慮した i 番目の杭に作用する地震時の水平分担力 H_i は式(5)のように表すことができる。

$$H_i = (K_{Hi} / \Sigma K_{Hi}) H = (K_{Hi} / \Sigma K_{Hi}) k_h W \quad (5)$$

ここに、 H ：法線直角方向杭列に作用する地震時水平荷重（kN）、 K_{Hi} ： i 番目の杭のばね定数（kN/m）、 ΣK_{Hi} ：法線直角方向杭列のばね定数の総和（kN/m）、 k_h ：作用震度、 W ：法直方向杭列に作用する鉛直荷重（kN）

ここで、図-8に示すように、健全時のはり（断面耐力： M_n ）が破壊する作用震度 k_{h1} 、鉄筋腐食後のはり（断面耐力： $M_{n(corr)}$ ）が破壊する作用震度 k_{h2} とすると、式(4)および式(5)の関係より、断面耐力の比率は式(6)のように表すことができる。

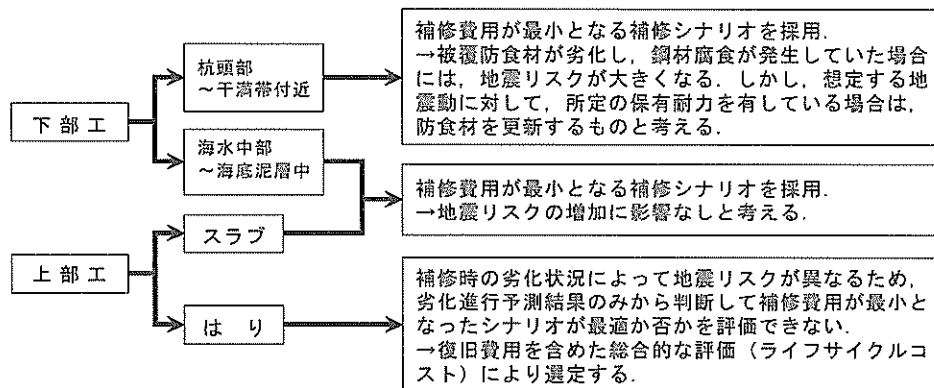


図-6 部位別補修シナリオの選定

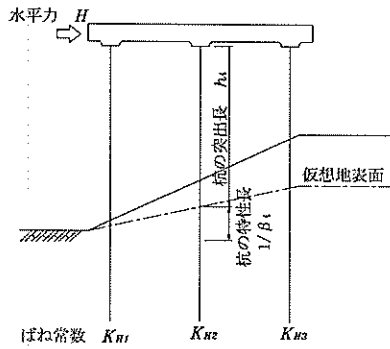
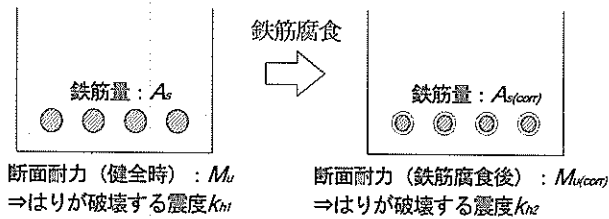


図-7 栈橋検討モデル



(作用震度: $k_{H1} > k_{H2}$)

図-8 はり断面モデル

$$M_u / M_{u(corr)} = k_{H1} / k_{H2} \quad (6)$$

ここで、鉄筋腐食により断面が減少すると、健全時には破壊に至らない作用震度でも部材が破壊に至る可能性がある。したがって、鉄筋腐食後には、便宜上、健全時より大きな震度が作用するものと考えることにより、この耐荷性の低下を表現する。この作用震度を「鉄筋腐食を考慮した相対作用震度」と定義し、式(6)における k_{H1} を k_H (作用震度)、 k_{H2} を $k_{H(corr)}$ (鉄筋腐食を考慮した相対作用震度)に置き換え、式(7)のように $k_{H(corr)}$ を表すことができる。

$$k_{H(corr)} = M_u / M_{u(corr)} \quad k_H = \alpha_M k_{H(corr)} \quad (7)$$

ここに、 α_M : 耐荷力低下比率 (= $M_u / M_{u(corr)}$)

加藤らの研究成果¹¹⁾によると、はり部材の鉄筋腐食後の断面耐力の低下について、RCはりの耐荷性は、せん断補強筋の状態によらず、主筋の腐食を考慮すれば評価可能であるとされている。したがって、部材の曲げ破壊耐力については、式(8)を用いることで、評価が可能となる。

$$\begin{aligned} M_{u(corr)} &= A_{s(corr)} f_{y(corr)} d \{1 - (0.60 p_{s(corr)} f_{y(corr)} / f'_c)\} \\ f_{y(corr)} &= f_y (1 - 1.32 V_r) \\ p_{s(corr)} &= A_{s(corr)} / (bd) \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 $M_{u(corr)}$: 腐食した部材の曲げ破壊耐力 (N・mm)、 $A_{s(corr)}$: 腐食した鉄筋の断面積 (mm²)、 f_y : 健全な鉄筋の降伏強度 (N/mm²)、 $f_{y(corr)}$: 腐食した鉄筋の降伏強度 (N/mm²)、 V_r : 鉄筋の平均断面減少率 (式(3)による; %)、 d : 有効高さ (健全時と同じとする; mm)、 $p_{s(corr)}$: 腐食した場合の鉄筋比、 b_w : 腹部幅 (mm)、 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (健全時と同じとする; N/mm²)

3.5 限界震度および照査震度の設定

(1) 限界震度および照査震度の定義

栈橋式係船岸の耐震性能照査は、簡便法、弾塑性解析法あるいは非線形動的解析法のいずれかで検討するのが望ましいとされている。本検討では、簡便法の照査式⁷⁾である式(9)を用いて検討を行い、この式の等号が成立する作用震度 k_h を限界震度 $k_{h(limit)}$ と定義する。限界震度以上の作用震度が発生した場合、栈橋全杭の杭頭および地中部の仮想固定点において曲げモーメントが全塑性モーメントに達するため、全ての杭が塑性化するものと仮定する。

$$R_a \geq k_h W$$

$$R_a = \sqrt{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2} P_y \quad (9)$$

ここに、 R_a : 地震時保有耐力 (kN)、 k_h : 作用震度 (式(9)における等号成立時の k_h が $k_{h(limit)}$)、 W : 栈橋自重+上載荷重 (地震時) (kN)、 μ_a : 許容塑性率、 θ : 荷重と水平変位の関係における二次勾配と一次勾配の比 (0 とする)、 P_y : 弾性限度に対応する耐力 (kN)

また、設計時に杭の保有耐力照査を行った震度を照査震度 ($k_{h(verify)}$) と定義する。はりの詳細設計においては、照査震度が作用したときの断面力を設計用値として採用しているため、これより大きな作用震度が発生した場合には、はりが破壊に至るものと仮定する。

(2) 作用震度と被災 (復旧) 範囲

本検討における栈橋式係船岸の被災 (復旧) 範囲は、表-5 に示すように、作用震度 k_h 、鉄筋腐食を考慮した相対作用震度 $k_{H(corr)}$ 、照査震度 $k_{h(verify)}$ および限界震度 $k_{h(limit)}$ の大小によって被災 (復旧) 範囲を3段階で判定する。

① 被災なし: 照査震度 $k_{h(verify)}$ 以下の作用震度が発生した場合は、「被災なし」と判定し、復旧はないものとする。また、被災の判定を行う作用震度は、はりの補修時の劣化状態を考慮して「鉄筋腐食を考慮した相対作用震度 $k_{H(corr)}$ 」により評価を行う。

② 上部工復旧: 照査震度 $k_{h(verify)}$ より大きい「鉄筋腐

食を考慮した相対作用震度 $k_{h(corr)}$ かつ、限界震度 $k_{h(limit)}$ 以下の作用震度が発生した場合は「はりが破壊する」と判定し、上部工を復旧するものとする。はりが破壊に至った場合に、はりのみを造り替えることはできないため、はりとスラブを合わせて上部工全体を復旧するものとする。

③ 栈橋全体を復旧：限界震度 $k_{h(limit)}$ より大きい作用震度が発生した場合は「全ての杭が塑性する」と判定し、栈橋全体を復旧するものとする。全ての杭が塑性に至った場合に、下部工のみを造り替えることはできないため、栈橋全体を復旧するものとする。また、限界震度は、補修時の杭頭部の腐食状態（防食材が劣化していないときは腐食なし）を考慮して設定する。

3.6 復旧費用の算定

係留施設の供用期間中には、地震が複数回作用する可能性がある。したがって、地震の規模に応じた期待被災回数を考慮する必要がある。構造物が供用期間中に被災を受ける期待回数と期待復旧費を乗じた総和を復旧費用と定義し、式(10)により算出する。

$$C_T = \sum E_{nk} C_F \quad (10)$$

ここに、 C_T ：復旧費用（円/回）、 E_{nk} ：検討対象の作用震度が供用期間中に発生する期待回数（回）、 C_F ：検討対象の作用震度が発生した時に必要と考えられる期待復旧費（円）

(1) 期待被災回数の算定

長尾ら¹²⁾は破壊確率を考慮した防波堤のライフサイクルコストの研究を行っており、被災額算出において、期待被災回数を考慮している。本検討において、照査震度以上の鉄筋腐食を考慮した相対作用震度が発生した場合には「被災する」と定義しているため、破壊確率 (p_f) は 1 または 0 のみと考えられる。式(11)に期待被災回数 ($p_f=1$) の算定式を示す。

$$\sum_{i=k}^n E_{ni} = p_f \nu N_1 = \nu N_1$$

$$E_{nk} = \sum_{i=k}^n E_{ni} - \sum_{i=k+1}^n E_{ni} \quad (11)$$

ここに、 $\sum_{i=k}^n E_{ni}$ ：対象とする作用震度より大きな地震が N_1 年間に発生する期待回数（回）、 ν ：対象とする作用震度以上の地震の年発生確率（ $=1/T_R$ ）、 T_R ：対象とする作用震度以上の地震の再現期間（年）、 N_1 ：予定供用期間（年）、 E_{nk} ：対象とする作用震度の地震が N_1 年間に発生する期待回数（回）

(2) 地盤最大加速度の算定方法

野田ら¹³⁾は、過去の地震による重力式係留施設の被災事例を分析して、地盤最大加速度と作用水平震度との上限の関係式として式(12)を提案している。

$$k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\alpha \geq 200 \text{ Gal})$$

$$k_h = \left(\frac{\alpha}{g} \right) \quad (\alpha < 200 \text{ Gal}) \quad (12)$$

ここに、 k_h ：水平震度、 α ：地表面における地盤の最大加速度（Gal）、 g ：重力加速度（Gal）

しかし、白石ら¹⁴⁾は、式(12)は地盤の加速度と作用震度の関係において変動のほぼ上限を与えているため、水平作用震度を計算するとやや過大に評価される傾向があるとしている。そこで、米山ら¹⁵⁾は、地盤最大加速度と作用水平震度の平均的な関係式として、式(12)を 0.59 倍した式(13)を提案している。

$$k_h = 0.197 \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\alpha \geq 200 \text{ Gal})$$

$$k_h = 0.59 \left(\frac{\alpha}{g} \right) \quad (\alpha < 200 \text{ Gal}) \quad (13)$$

地盤最大加速度と作用水平震度の関係を図-9 に示す。

表-5 作用震度と被災（復旧）範囲

作用震度	被災（復旧）範囲	備考
$k_{h(corr)} \leq k_{h(verify)}$	被災なし	
$k_{h(verify)} < k_{h(corr)}$ $k_h \leq k_{h(limit)}$	上部工	設計断面力を超過するため、はりが破壊すると仮定。
$k_{h(limit)} < k_h$	栈橋全体 (上部工, 下部工)	全ての杭が塑性すると仮定。

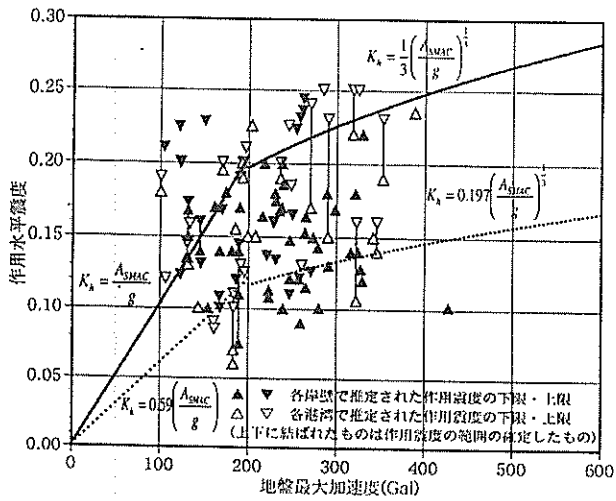


図-9 地盤最大加速度による作用水平加速度

式(13)は、港湾構造物に対する地域別震度を設定した際に用いられている。地域別震度の地域区分は表-6 および図-10 に示すとおりである。この式を用いて求めた再現期間 75 年の地域別震度と基盤最大加速度の期待値の関係を表-7 に示す。なお、表中の基盤加速度とは、地盤種別が第一種地盤を想定の場合としている⁷⁾。地盤種別と地盤種別係数の関係を表-8 に示す。

表-7 に示した地域別震度と基盤加速度の関係は、地盤が第一種地盤相当の場合を想定しているため、第一種地盤以外の地点の設計を行う場合にはそのまま適用することはできない。そこで、設計地点における地盤種別係数と第一種地盤種別係数の比を考慮することで、第一種地盤相当の地盤の最大加速度 α' に換算し、表-7 の関係を適用できるものとする。第一種地盤相当の地盤最大加速度の算定式を式(14)に示す。

$$\alpha' = \left(\frac{k_h}{0.197 \times a} \right)^3 \times g \quad (\alpha \geq 200 \text{ Gal})$$

$$\alpha' = \left(\frac{k_h}{0.59 \times a} \right)^3 \times g \quad (\alpha < 200 \text{ Gal}) \quad (14)$$

ここに、 α' : 第一種地盤相当の地盤最大加速度 (Gal),
 a : 地盤種別係数比 (= 設計地点での地盤種別係数 / 第一種地盤の地盤種別係数)

(3) 再現期間と基盤加速度の期待値

北澤らは、再現期間と地震動の最大加速度期待値は両対数軸上で線形の関係であるとして、式(15)を与えている¹⁵⁾。

$$\log_{10} T_R = A + B \log_{10} \alpha \quad (15)$$

ここに、 T_R : 再現期間 (年), α : 再現期間 T_R に対応す

表-6 地域別震度の地域区分⁷⁾

地区	該当地域
A地区	北海道 (根室、釧路、十勝、日高)
	関東 (埼玉、千葉、東京都の八丈島・小笠原諸島を除く地域、神奈川)
	中部 (山梨、静岡、愛知、岐阜、福井) 近畿 (滋賀、三重、奈良、和歌山、大阪、兵庫)
B地区	東北 (青森県の太平洋岸、岩手、宮城、福島)
	関東 (茨城、栃木、群馬)
	中部 (長野)
	近畿 (京都) 四国 (高知、徳島)
C地区	北海道 (根室、釧路、十勝、日高)
	東北 (青森県の太平洋岸を除く地域、秋田、山形)
	中部 (新潟、富山、石川)
	中国 (鳥取、広島)
	四国 (愛媛)
D地区	九州 (大分、宮崎、鹿児島県の奄美諸島、熊本)
	北海道 (網走、後志、石狩、空知、留萌、上川)
	中国 (岡山、島根)
	四国 (香川)
	九州 (長崎県の五島列島・壱岐・対馬を除く地域、佐賀、鹿児島県の奄美諸島を除く地域)
	沖縄の大東諸島を除く地域
E地区	北海道 (宗谷)
	関東 (東京都の八丈島・小笠原諸島)
	中国 (山口)
	九州 (福岡、長崎県の五島列島・壱岐・対馬) 沖縄の大東諸島

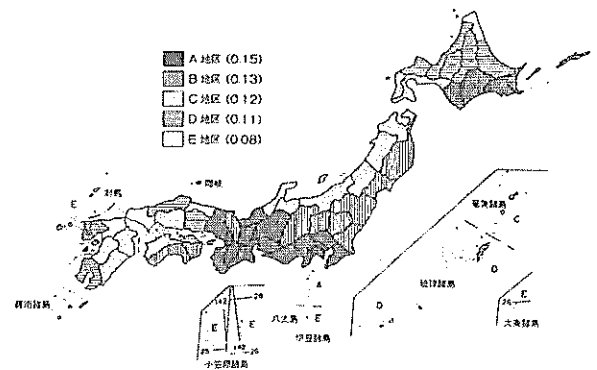


図-10 地域別震度の地域区分⁷⁾

表-7 地域別震度、再現期間 75 年の基盤加速度期待値の地域区分⁷⁾

地域区分	地域別震度	再現期間75年 基盤加速度期待値 (Gal)
A	0.15	350
B	0.13	250
C	0.12	200
D	0.11	150
E	0.08	100

表-8 地盤種別係数⁷⁾

地盤種別	第一種地盤	第二種地盤	第三種地盤
地盤種別係数	0.8	1.0	1.2

表-9 地域区分と再現期間の関係式

地域区分	再現期間 T_R
A	$T_R = 10^{-2.959} \times \alpha'^{1.9}$
B	$T_R = 10^{-2.681} \times \alpha'^{1.9}$
C	$T_R = 10^{-2.497} \times \alpha'^{1.9}$
D	$T_R = 10^{-2.260} \times \alpha'^{1.9}$
E	$T_R = 10^{-1.925} \times \alpha'^{1.9}$

る基盤加速度 (Gal), A, B : 回帰係数

また、与えられた式の回帰係数 B について、我が国の大部分の地点では 1.0~3.0 の範囲にあり、その中央値は 1.9 程度であったと結論付けている。

ここで、 $\alpha = \alpha'$ と考え、表-7 における再現期間 75 年における基盤加速度の期待値を式(15)に代入すると、各地域区分における再現期間 T_R は、表-9 に示す式により算定することができる。

3.7 ライフサイクルシナリオの評価

ここまでに示した手順に従い、栈橋式係船岸の供用期間中に発生する補修費用の合計、維持管理費用および復旧費用を算定する。その結果をもとに、ライフサイクルコストを算定し、検討の対象とした工法の中で最小となる組合せを最適なシナリオとして採用する。

4. 既設栈橋式係船岸のライフサイクルコストの算定

4.1 ライフサイクルコスト算定の方針

図-11 に示す栈橋式係船岸¹⁷⁾について、ライフサイクルコストの算定を行う。ライフサイクルコストの算定条件は、表-10 に示す異なる 5 ケースを設定した。表中のケース 1 を基本ケースとし、基本ケースと異なっている条件を網掛けで表している。なお、検討を行った断面は、港湾構造物設計事例集¹⁷⁾に示されているもので、主な設計条件は表-11 に示すとおりである。

また、本検討におけるライフサイクルコスト算定の前提条件は以下のとおりである。

- ・算定対象は栈橋本体のみとする (土留め護岸、基礎工については考慮しない)。
- ・復旧費用の算定には、液状化を考慮しない。
- ・補修工事または復旧工事による供用停止期間の係留施設利用費損失、背後地への経済的損失等の間接的な費用は考慮しない。
- ・下部工の補修は、被覆防食の範囲は防食材の耐用年数で防食材の更新、海水中部は建設当初に想定した耐用年数経過時に補強(許容腐食量超過と仮定する)する。
- ・期待復旧費は、撤去、廃棄にかかるコストを見込んで、復旧範囲の初期建設費の 5 割増しの費用とする。
- ・はりの耐荷力が健全時の 80% となった時点を使用性能低下の限界、60% となった時点を安全性能低下の限界と仮定し、安全性能低下の限界時点までに補修を行う。
- ・補修費用、復旧費用およびライフサイクルコストの算定結果は、栈橋本体工の初期建設費を 1.0 として、比率で表す。

表-10 検討ケース一覧

ケース	検討条件				
	劣化条件	検討時期	将来予定供用期間	照査震度	限界震度
1	・表面塩化物イオン量(C_0) 〈スラブ〉 $>9.0\text{kg/m}^3$ 〈梁〉 13.0kg/m^3 ・拡散係数 $D=1.006\text{cm}^2/\text{年}$	建造後 15年目	50年	0.40	0.43
2	・表面塩化物イオン量(C_0) 〈スラブ〉 $>5.4\text{kg/m}^3$ 〈梁〉 7.8kg/m^3 ・拡散係数 $D=0.653\text{cm}^2/\text{年}$	建造後 15年目	50年	0.40	0.43
3	・表面塩化物イオン量(C_0) 〈スラブ〉 $>9.0\text{kg/m}^3$ 〈梁〉 13.0kg/m^3 ・拡散係数 $D=1.006\text{cm}^2/\text{年}$	建造後 25年目	50年	0.40	0.43
4	・表面塩化物イオン量(C_0) 〈スラブ〉 $>9.0\text{kg/m}^3$ 〈梁〉 13.0kg/m^3 ・拡散係数 $D=1.006\text{cm}^2/\text{年}$	建造後 15年目	100年	0.40	0.43
5	・表面塩化物イオン量(C_0) 〈スラブ〉 $>9.0\text{kg/m}^3$ 〈梁〉 13.0kg/m^3 ・拡散係数 $D=1.006\text{cm}^2/\text{年}$	建造後 15年目	50年	0.30	0.43

表-11 主な設計条件

項目	設計条件	備考
潮位	H. W. L. +2.36m L. W. L. ±0.00m	
設計水深	-12.00m	
栈橋平面形状	20.0 ^B m × 25.0 ^L m	
鋼管杭諸元	φ1 500 × 16 ^t	
上部工自重	30kN/m ²	
上載荷重	常時: 30kN/m ² 地震時: 15kN/m ²	移動荷重としてクレーン荷重を考慮。
移動荷重	クレーン荷重考慮	
設計耐用年数	50年	
設計震度	0.15 × 1.2 × 1.2 = 0.22	A地区 × 第三種地盤 × A級

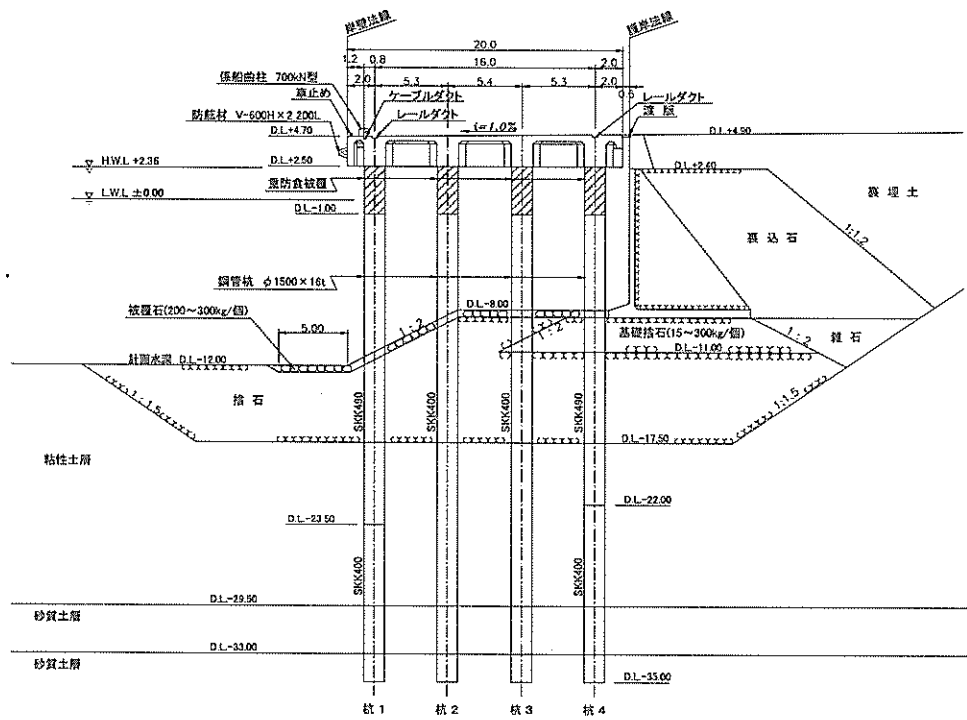


図-11 検討断面

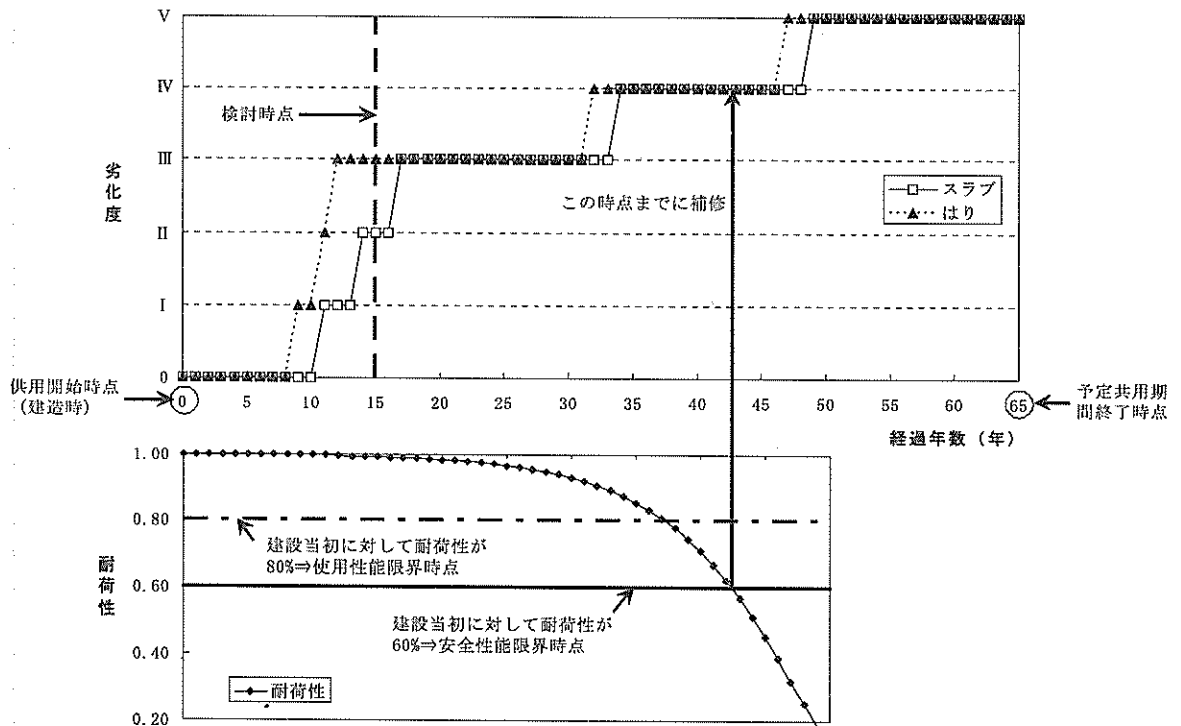


図-12 劣化度推移予測と耐荷力低下率予測

4.2 上部工の劣化度の推移と耐荷力の予測

ここでは、表-10 に示したケース1 を例とし、ライフサイクルコストの算定を行う。検討手順は図-2 に示したとおりである。他のケースも同様の手順により検討を行うため途中過程は省略し、検討結果のみを記す。

栈橋上部工の劣化度の推移は文献6) に示された手法により予測し、はりの鉄筋腐食を考慮して耐荷力の低下を予測した。スラブおよびはりの劣化度の推移予測結果およびはりの耐荷力低下予測結果を図-12 に示す。図中における経過年数0年目は係留施設供用開始時点(建造時)、15年目はライフサイクルシナリオ検討時点(現時点)、65年目が予定供用期間終了時点である。劣化状態を予測した結果、検討時点における部材の劣化度は、スラブが劣化度II、はりが劣化度IIIの状態にあると推測された。なお、文献6)においては、各劣化状態を評価する手法として塩化物イオン量および鉄筋腐食による体積減少量を定量的な指標として仮定しているため、実際の適用においては予測結果と現地調査による劣化状態の評価の比較を行う必要がある。比較の結果、予測が調査結果と著しく異なる場合には条件を見直し、再度劣化予測を行う。本検討では、現地調査結果が存在しないため、調査結果と劣化予測はほぼ整合したものととして検討を進める。

文献6)によると、劣化度II~IIIへ移行する時に腐食ひび割れが入り、その後鉄筋腐食が進行すると仮定されている。したがって、劣化度IIまでは鉄筋の断面減少量は小さいため、耐荷力の低下はないと考える。また、本検討においては、耐荷力の低下を地震時のリスクにしか反映していないが、劣化度IV~Vに移行する期間は、鉄筋の腐食が加速的に進行することが予測され、通常時荷重

に対しても安全であるとは言い難い。そこで、安全性能の限界に達すると通常時の要求性能を満足しないものと考え、この時点までには補修を行うものと考えた。

4.3 補修シナリオの設定

栈橋上部工の補修は、劣化度の推移予測結果に基づき、劣化度が移行する時点で行うものとした。また、ライフサイクルシナリオ検討時点における劣化度がIII以上の場合には、この時点における補修も考慮している。

上部工の各劣化度における適用可能な補修対策工法は、表-4 をもとに選定した。なお、上部工の各補修工法の数量は、文献6)に準拠している。

下部工は、杭頭部~干満帯付近については各々の被覆防食工法の耐用年数が経過した時点で防食材の更新、海中中部は設計当初の耐用年数経過時点で許容腐食量を超えるものと仮定し、補強を行うこととした。

これらの条件をもとに、各部材(部位)の補修シナリオを設定し、検討した結果(補修費用累積図)を図-13~15に示す。

ここで、本検討においては、スラブの設計時に地震荷重を考慮しないため、劣化状態と地震リスクの関連はないと仮定した。また、下部工の被覆防食の範囲は、検討時点では防食材の耐用年数(重防食被覆の耐用年数:15年)に達していないため、防食材は劣化しておらず、鋼材腐食はなかったものと仮定した。したがって、スラブの補修シナリオは、補修費用が最も経済的となった「劣化度IIIの時点(検討時)に電気防食工法による補修」を採用することとした。下部工についても同様に考え、「杭

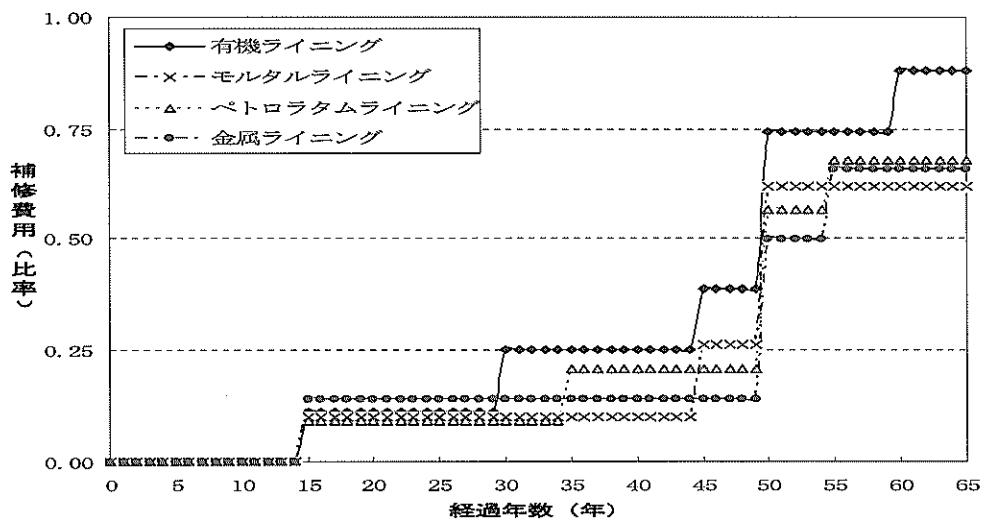


図-13 下部工の補修費用累積図

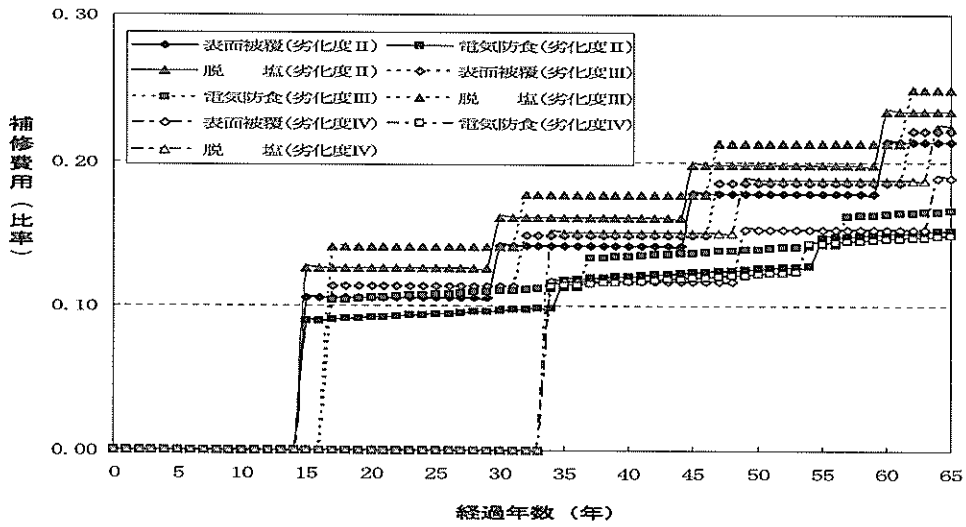


図-14 スラブの補修費用累積図

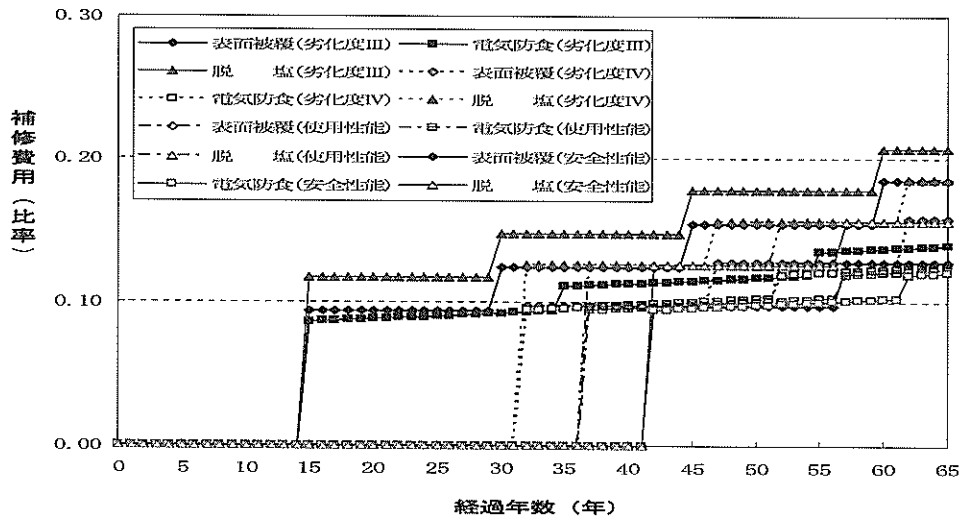


図-15 はりの補修費用累積図

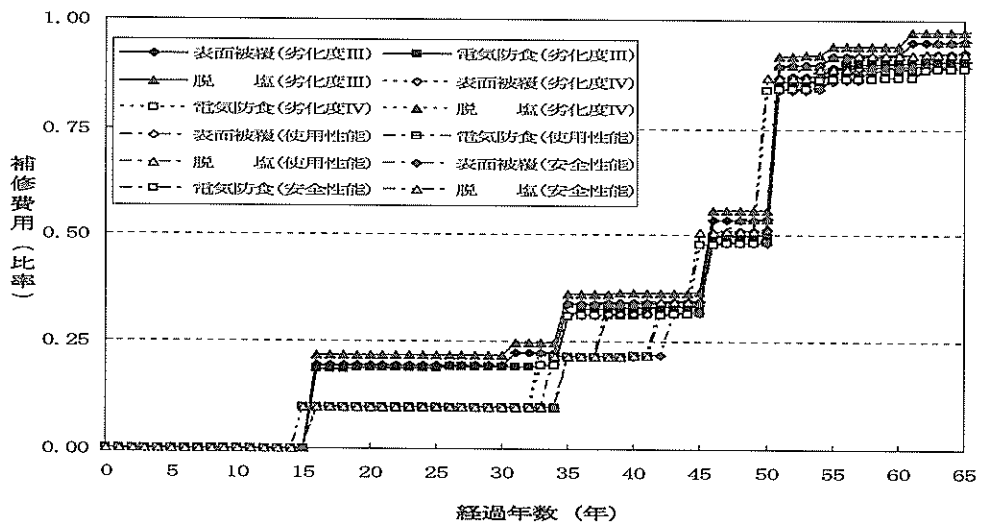


図-16 栈橋の補修費用累積図

頭部から干満帯付近はモルタルライニング工法による補修、供用50年目に海中部を鉄筋コンクリート被覆による補強」の組合せを採用とした。

採用されたスラブおよび下部工の補修シナリオをはりの補修シナリオと組合わせ、栈橋全体の補修シナリオとする。図-16に栈橋の補修費用累積図を示す。

4.4 耐荷力の低下を考慮した復旧費用の算定

(1) 限界震度の算定

港湾構造物設計事例集において、栈橋を設計したときに支配的であったクレーン荷重（全装備重量：12200kN）の載荷があるため、偏心載荷ありの場合およびなしの場合を想定して検討を行い、照査式(9)において算定された最小の震度を限界震度として採用した。偏心載荷ありの場合には、偏心載荷を受けた杭列には鉛直荷重、水平荷重とも大きな荷重が作用するため、他の杭列より先に杭が塑性すると考えられる。したがって、この杭列の全ての杭が塑性したときには、同一ブロック内の全ての杭が塑性するものと仮定した。以上より、限界震度を式(9)により検討をした結果、 $k_{h(limit)} = 0.43$ となった。参考として、本検討ケースにおける限界震度の算定結果を付録Aに示す。

また、表-10より、照査震度は、 $k_{h(verify)} = 0.40$ となった。よって、発生作用震度と復旧範囲の関係は表-12に示すとおりとなる。

表-12 作用震度と復旧範囲の関係

作用震度	復旧範囲
$k_{h(corr)} \leq 0.40$	被災なし
$0.40 < k_{h(corr)}$ $k_h \leq 0.43$	上部工
$0.43 < k_{h(corr)}$	栈橋全体 (上部工, 下部工)

(2) 各作用震度の年発生回数の期待値および鉄筋腐食を考慮した相対作用震度の算定

検討断面の設計震度は震度法により設定されており、地域別条件はA地区、地盤種別条件は第三種地盤である。これらの条件より、表-9および式(14)を用いて、各々の作用震度に対する再現期間を算定し、年発生回数の期待値を算定した。

はりの補修時期が劣化度III（検討時）、劣化度IV（建造後33年目）、使用性能限界時（建造後38年目）および安全性能限界時（建造後43年）の場合の耐荷力低下比率を図-17に示す。上部工の再劣化現象をいかに本手法に反映させていくかについては今後の課題であるが、本検討においては、既設コンクリート中に残存する塩化物イオンによる影響や飛来塩分により鉄筋腐食が進行しないように補修を行ったものとし、補修後の耐荷力の低下はないものと考え、補修後は一定レベルの性能を維持するものと仮定した。

図-17に示したように、はりの補修を行う時期によって耐荷力低下比率は異った。したがって、式(7)により鉄筋腐食を考慮した相対作用震度を算定し、補修時期の違いを考慮した地震リスクの評価を行う。例として、発生作用震度が0.35の場合について、鉄筋腐食を考慮した相対作用震度を算定した結果を表-13に示す。

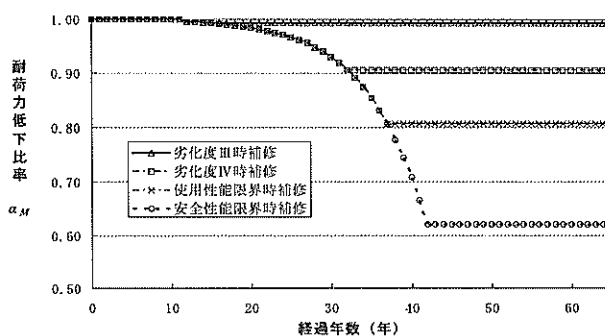


図-17 耐荷力低下比率推定図

表-13 鉄筋腐食を考慮した相対作用震度算定例

はりの補修時期	建造後の経過年数	耐荷力比率 α_M	鉄筋腐食を考慮した相対作用震度 $k_{h(corr)}$	備考
劣化度III	15年目	0.99346	0.352	検討時
劣化度IV	33年目	0.90537	0.387	
使用性能限界時点 (耐荷力比率80%)	38年目	0.80646	0.434	
安全性能限界時点 (耐荷力比率60%)	43年目	0.62000	0.565	

表-13 より、使用性能限界時点にはりの補修を行う計画とした場合、鉄筋腐食後の相対作用震度は 0.434 となった。したがって、この時点まで補修を行わずに、発生作用震度が 0.35 の地震に遭遇した場合、鉄筋腐食を考慮した相対作用震度は照査震度 $k_h(\text{verif}) = 0.40$ を超過するため、はりが破壊する可能性があるとして判定し、上部工を復旧するものと考えた。安全性能限界時点においても同様とした。

(3) 復旧費用の算定結果

表-14 に各補修時期の発生作用震度に対する期待被災回数合計の算定結果を示す。表中の網掛け部の範囲は、鉄筋腐食を考慮した相対作用震度が照査震度を超過する範囲を示している。また、 $k_h > 0.43$ となる作用震度は限界震度を超過する範囲を示している。期待被災回数の算定結果より、各補修時期に対する復旧費用を算出した。復旧費用のコスト比率の算定結果を図-18 に示す。

検討の結果、復旧費用は、劣化度Ⅲ時点で補修を行った場合と比べると、耐荷力が健全時の 80% となった時点（使用性能限界時点）では約 2 倍、耐荷力が健全時の 60% となった時点（安全性能限界時点）では約 4 倍となっていることが分かる。

4.5 ライフサイクルコストの算定

これまでの検討結果より、はりの補修条件の違いにより、補修費用および復旧費用が異なることがわかった。これらの結果をもとにライフサイクルコストの算定を行う。ライフサイクルコストの算定結果を図-19 に示す。各々のシナリオに対するライフサイクルコスト比率（LCC 比率）を比較した結果、はりの劣化度Ⅲ時点で電気防食工法で補修するシナリオが最も経済的となった。

図-20 は、はりの補修時期が劣化度Ⅲ時点（電気防食）、図-21 は、はりの補修時期が安全性能限界時点（電気防食）の場合のライフサイクルコストの経年変化を示す。安全性能限界時点（図-21）においては、鉄筋腐食による復旧費用の増分がライフサイクルコストの約 1/3 を占めており、補修時期を遅らせたことにより地震リスクが大きくなった。

また、表-10 に示した他の検討ケースについても同じ手順により検討を行った。ケース 2~5 については、検討結果のみを表-15 に示す。表中の網掛け部は各々の検討ケースにおいて最もライフサイクルコスト比率が小さかったケースを示している。

表-14 期待被災回数算定結果

作用震度	期待被災回数 (回)			
	劣化度Ⅲ	劣化度Ⅳ	使用性能限界時	安全性能限界時
0.20				
0.21				
0.22				
0.23				
0.24				
0.25				1.17E-01
0.26				9.37E-02
0.27				7.87E-02
0.28				6.40E-02
0.29				5.45E-02
0.30				4.66E-02
0.31				3.87E-02
0.32				3.35E-02
0.33			2.91E-02	2.91E-02
0.34			2.54E-02	2.54E-02
0.35			2.30E-02	2.30E-02
0.36			2.02E-02	2.02E-02
0.37		1.83E-02	1.83E-02	1.83E-02
0.38		1.71E-02	1.71E-02	1.71E-02
0.39		1.66E-02	1.66E-02	1.66E-02
0.40	1.71E-02	1.71E-02	1.71E-02	1.71E-02
0.41	1.48E-02	1.48E-02	1.48E-02	1.48E-02
0.42	1.29E-02	1.29E-02	1.29E-02	1.29E-02
0.43	1.13E-02	1.13E-02	1.13E-02	1.13E-02
0.44	9.93E-03	9.93E-03	9.93E-03	9.93E-03
0.45	8.74E-03	8.74E-03	8.74E-03	8.74E-03
0.46	7.71E-03	7.71E-03	7.71E-03	7.71E-03
0.47	6.82E-03	6.82E-03	6.82E-03	6.82E-03
0.48	6.05E-03	6.05E-03	6.05E-03	6.05E-03
0.49	5.38E-03	5.38E-03	5.38E-03	5.38E-03
0.50	4.79E-03	4.79E-03	4.79E-03	4.79E-03

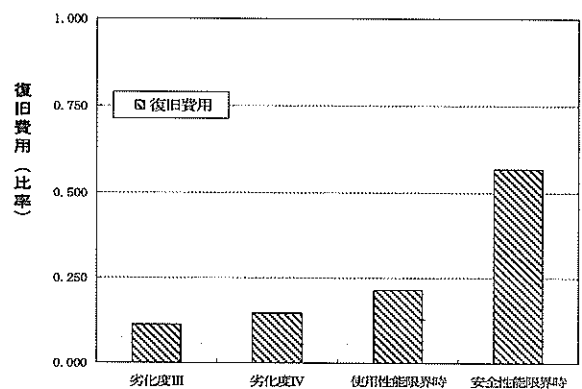


図-18 復旧費用算定結果

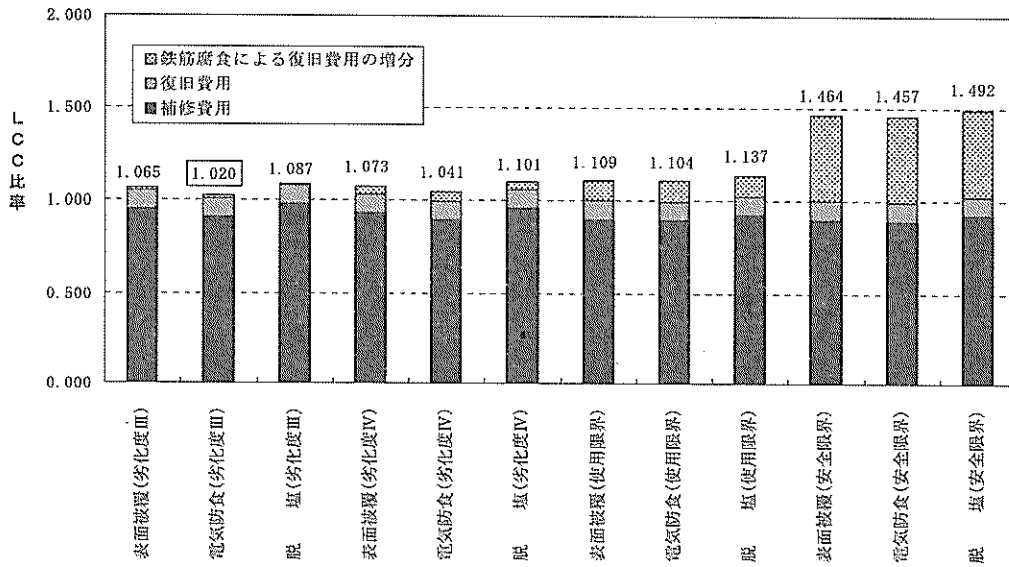


図-19 ライフサイクルコスト算定結果 (ケース 1)

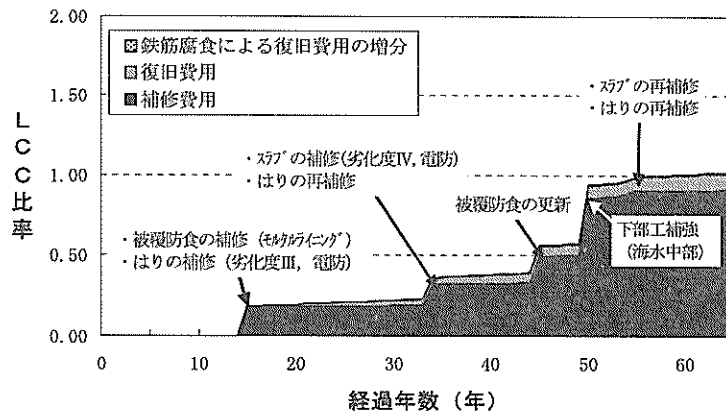


図-20 ライフサイクルコストの経年変化 (はり補修時期: 劣化度Ⅲ)

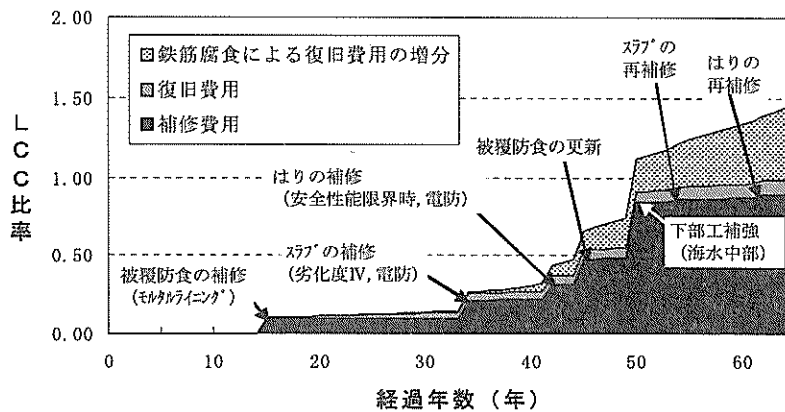


図-21 ライフサイクルコストの経年変化 (はり補修時期: 安全性能限界時)

表-15 ライフサイクルコスト検討結果一覧

はり劣化度	コスト比率															
	劣化度Ⅱ			劣化度Ⅲ			劣化度Ⅳ			使用性能限界時 (耐荷力比80%時)			安全性能限界時 (耐荷力比60%時)			
補修工法	表面被覆工法	電気防食工法	脱塩工法	表面被覆工法	電気防食工法	脱塩工法	表面被覆工法	電気防食工法	脱塩工法	表面被覆工法	電気防食工法	脱塩工法	表面被覆工法	電気防食工法	脱塩工法	
ケース	1	—	—	—	1.065	1.020	1.087	1.073	1.041	1.101	1.109	1.104	1.137	1.464	1.457	1.492
	2	0.987	0.969	1.010	0.996	0.959	1.018	0.987	0.961	1.016	0.985	0.986	1.013	1.086	1.085	1.114
	3	—	—	—	1.097	1.052	1.119	1.100	1.088	1.128	1.188	1.157	1.216	1.684	1.651	1.712
	4	—	—	—	2.049	1.984	2.071	2.103	2.050	2.131	2.276	2.205	2.304	3.307	3.263	3.335
	5	—	—	—	1.370	1.326	1.393	1.464	1.431	1.492	1.684	1.679	1.712	3.014	3.007	3.042

4.6 地域特性を考慮したライフサイクルコストの算定

(1) 震度法における地域区分

これまでに検討を行った栈橋式係船岸（断面形状は図-11と同じ）の建設地点の耐震設計上の地域区分が異なる場合、ライフサイクルシナリオにどのような影響を及ぼすか、評価検討を行った。

前述の検討での栈橋式係船岸の設計震度は、地域区分はA地区（=0.15）、地盤種別は第三種地盤（=1.2）、構造物の種別（重要度）はA級（=1.2）の条件となっており、設計震度は0.22であった。

ここで検討を行う設計震度の条件は、地盤条件（地盤種別係数）は同じ、地域区分をC地区（=0.12）、構造物の種別（重要度）を特定（=1.5）と仮定すると、設計震度はケース1と同じ0.22となるため、設計断面は図-11と同じとなる。設計震度以外の検討条件は基本ケースと同じ条件とし、ライフサイクルコストの検討を行った。

(2) 検討結果

地域区分をC地区とした場合のライフサイクルコストの算定結果を図-22に示す。設計震度の条件である地域区分、重要度以外の条件は、ケース1と同じである。したがって、補修条件が同じシナリオの補修費用は同じとなった。また、復旧費用の比率は、A地区の場合に比べ、小さくなった。これは、C地区の方がA地区より地震作用の再現期間が長くなり、供用期間中の期待被災回数が減少したためである。

4.7 考察

本検討では、いくつかの異なる条件でライフサイクルシナリオの検討を行った。検討条件の違いがライフサイクルコストの検討結果にどのように影響したか、以下にまとめる。

① 上部工の劣化速度の影響

上部工の劣化が遅い条件としたケース（ケース2）は、

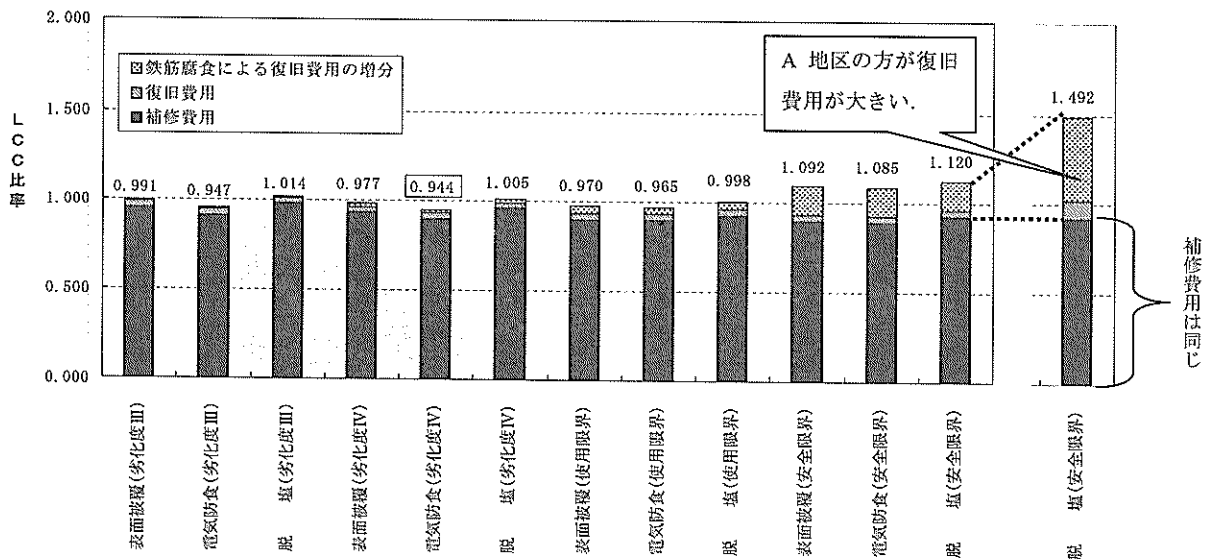


図-22 ライフサイクルコスト算定結果（C地区）

鉄筋の腐食が開始されるまでに要する期間が長くなったため、はりの劣化に伴う地震リスクの割合が小さくなった。そのため、本検討の条件では、はりの補修時期を劣化度Ⅲとした場合、劣化度Ⅳとした場合の差がほとんどなかった。

② 検討時期の影響

将来の予定供用期間は同じ年数で検討時期を遅らせたケース（ケース3）は、上部工の劣化がより進行した時点で検討しているため、はりの劣化に伴う地震リスクの影響を受ける期間が長くなり、期待被災回数が増えることとなる。また、本検討においては、検討時期（劣化度Ⅲ）から劣化度Ⅳに移行するまでの期間が5年程度の差しかなかったため、補修材料の更新回数にほとんど差が生じず、補修費用はほとんど同じとなった。しかし、劣化度Ⅳ時点と比べ、検討時点（25年目）の方が鉄筋の腐食量が少なく、はりの劣化に伴う地震リスクが小さかったため、最適なシナリオとなった。

③ 予定供用期間の影響

将来の予定供用期間を100年としたケース（ケース4）は、下部工は金属ライニングによる補修が最適な補修シナリオとなった。これは、補修単価は少し高いが、他工法より耐久性に優れるため、ライニングの更新回数が少なくなり、長期的には経済的となったためである。

また、本検討におけるライフサイクルコスト算定結果は、どの時点ではりの補修を行っても初期建設費の2倍程度以上必要である結果となった。特に、安全性能限界時点において補修を行うと、補修費用と同程度の復旧費用が必要となった。このように、将来の予定供用期間が長いケースは、期待被災回数と補修の繰返し回数がライフサイクルコストに大きな影響を及ぼすため、補修だけでなく栈橋を更新するシナリオについても検討に含める必要があるといえる。

④ 照査震度の影響

現在、補修時期を迎える栈橋は、過去の港湾基準で設計されているため、現在のような耐震性能照査が行われていないケースがほとんどであると考えられる。照査震度が小さい条件（ケース5）では、劣化による地震リスクが影響する作用震度の範囲が広がるため、期待被災回数が増えることとなった。そのため、安全性能限界時に補修を行うと、「鉄筋腐食による復旧費用の増分」は、ライフサイクルコストの約6割を占めることとなり、基本ケースに比べ、補修時期の差が顕著に出る結果となった。

⑤ 地域区分

本検討では設計震度を同じ条件とし、地域区分をA地

区およびC地区とした場合の検討を行った。検討の結果、地域区分条件が異なると、基盤加速度、再現期間が異なるため、C地区の方が復旧費用はかなり小さくなり、はりの補修時期を遅らせた方が最適となった（劣化度Ⅳの時電気防食で補修を行うケース）。復旧費用の検討に地域特性を考慮することで、より最適なライフサイクルシナリオの選定が可能になるといえる。

⑥ 補修時期

いずれのケースも、はりの補修時期が遅くなるほどライフサイクルコストに占める復旧費用の比率が大きくなった。しかし、条件の違いにより、はりの補修時期を遅らせた方が最適となるケースもあった。しかしいずれのケースにおいても安全性能の限界時（耐荷力が健全時の60%）では鉄筋腐食による復旧費用の増分が占める割合が顕著であり、安全性に問題があるだけでなく、不経済となる結果となった。

5. まとめ

本研究では、上部コンクリートの劣化進行による耐荷性の低下と地震によるリスクの増加を関連づけた既設栈橋のライフサイクルシナリオ評価の有益な手法を示すことができた。また、地震発生確率の地域区分、地盤種別条件の評価式を用い、地域特性を考慮した復旧費用の算定手法を提案することができたといえる。

同手法は、既設栈橋のみでなく、新設栈橋におけるライフサイクルシナリオ評価にあたっても有効な手法であると考える。

今後、本研究で示した手法の評価結果を積極的に活用していくためには、以下の観点に基づく検討を行うことが必要と考える。

① 劣化予測、鉄筋腐食予測に関する環境条件の設定

本研究で示した手法によるライフサイクルシナリオ検討結果は、劣化予測（劣化状態、期間など）および耐荷性の低下予測（鉄筋の腐食量）の結果に大きく影響された。これらの条件は、個々の栈橋がおかれている環境により異なるといえる。したがって、劣化予測および鉄筋腐食の予測を精度良く行うために、適切な環境条件の設定を行うことが重要となる。

② 補修による間接経費の評価

本研究における補修費用の評価は、補修に関する直接費用のみを取り扱った。しかし、補修を行う部材、劣化程度、採用補修工法などの条件により、補修工事期間中の施設の供用停止が生じる場合があるため、そのことを考慮して補修工法が選定される可能性が考えられる。よ

って、施設の供用停止など、現場条件を考慮した補修工法の設定と供用停止等に伴う間接的なコストの取扱いについて検討を行う必要がある。

③ 地震による間接被害の評価

本研究における復旧費用の評価は、直接被害（構造物の復旧）に関する費用のみを取り扱った。しかし、栈橋式係船岸が被害を受けた場合、供用停止による施設利用費の損失や社会的な経済損失なども考えられ、場合によっては直接被害額より大きな損失を伴うことも予想される。復旧費用の評価にこれらの間接的な損失費用を加えることにより、より最適なライフサイクルシナリオの評価が行えるものと考えられる。

④ 社会的割引率

本研究において算定したライフサイクルコストには、社会的割引率は考慮しなかった。社会的割引率とは、「将来の貨幣価値を現在価値に換算するといくらになるか」を算出するための指標である。したがって、貨幣の価値が大きく変動しない限り、「現在保有する金額を預けた場合、将来いくらになるか」と同義と考え、実質諸利率のうち最高のものや、現行プロジェクトの内部収益率のうち最低のものなどを参考に定めるケースが多い。しかし、社会的割引率の具体的な設定方法は確立されておらず、将来における実質諸利率を予測することも困難であるといえる。したがって、社会的割引率を考慮する場合には、これらのことを踏まえて、適切に設定を行う必要がある。

⑤ 改訂される港湾基準への対応

2006年4月に改訂される港湾基準では、設計震度の考え方が変更になる予定である。しかし、個々の地点での設計震度あるいは地震作用を求めることができれば、本資料で示した考え方はそのまま準用できるものと考えられる。

(2005年8月10日受付)

謝 辞

本研究の取りまとめに際しては、地盤・構造部構造強度研究室前客員研究員伊藤始氏(前田建設工業株式会社)、同前依頼研修員中村晃史氏(若築建設株式会社)のご協力をいただきました。末尾ながら、ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

1) 高橋宏直, 後藤文子, 横田弘: 港湾施設の維持補修・

更新費の将来推計(2005), 国土技術政策総合研究所資料, No.257, 2005年9月(印刷中)

2) 東京港埠頭公社: 土木施設維持管理マニュアル, 2004年6月

3) 上部達生: 地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推計, 港湾技研資料, No.473, 1983年12月

4) 上部達生: 重力式係船岸の地震被災に関する研究, 港湾技研資料, No.548, 1986年6月

5) 土木学会: コンクリート標準示方書[維持管理編], 2001年

6) 古玉悟, 田邊俊郎, 横田弘, 濱田秀則, 岩波光保, 日比智也: 栈橋の維持補修マネジメントシステムの開発, 港湾技研資料, No.1001, 2001年6月

7) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1999年4月

8) 沿岸開発技術研究センター: 港湾鋼構造物の防食・補修マニュアル(改訂版), p.52, 1997年4月

9) 加藤絵万, 岩波光保, 横田弘, 堤知明: 表面被覆を施したRC部材の長期耐久性に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1759-1764, 2004年7月

10) 防食・補修工法研究会: 港湾鋼構造物調査診断・防食・補修工法[実務ハンドブック], 2002年2月

11) 加藤絵万, 岩波光保, 横田弘, 中村晃史, 伊藤始: 繰返し載荷を受けるRCはりの構造性能に及ぼす鉄筋腐食の影響, 港湾空港技術研究所資料, No.1079, 2004年6月

12) 長尾毅, 松瀬知: 破壊確率を考慮した防波堤のライフサイクルコストと許容破壊確率, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, pp.395-422, 1999年6月

13) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.14, No.4, pp.67-112, 1975年12月

14) 白石悟, 上田茂, 上部達生: 限界状態設計法における地震荷重の荷重係数の検討, 港湾技研資料, No.708, 1991年6月

15) 米山治男, 白石悟: 港湾地域における地震荷重の変動係数および荷重係数の評価, 港湾技研資料, No.982, 2001年3月

16) 北澤壮介, 上部達生, 檜垣典弘: 沿岸地域における基盤の最大加速度期待値の推定, 港湾技研資料, No.486, 1984年6月

17) 沿岸開発技術研究センター: 港湾構造物設計事例集(上巻), 第4章直杭式横栈橋, 1999年4月

付録A 限界震度の算定結果

1. 入力条件

- 1) 栈橋1ブロック当りの延長 L (m) 25.00 m
 2) 栈橋1ブロック当りの幅 B (m) 20.00 m
 3) 栈橋上部工の単位体積重量 w (kN/m³) 30 kN/m³
 4) 上載荷重 (地震時) q (kN/m²) 10 kN/m²
 5) 作用震度 (偏心荷重なし) k_h 0.620
 作用震度 (偏心荷重あり) k_h 0.435
 6) 腐食速度 r' (mm/年) 0.02 mm/年 (電防考慮)
 7) 設計供用年数 T (年) 50 年
 8) 鋼管杭の緒元

杭列番号	杭径 D (mm)	初期肉厚 t (mm)	腐食量 Δt (mm)	鋼管杭材質	杭突出長 h_i (m)	杭の特性長 l/β (m)
5	1 500	16.0	1.0	SKK490	14.67	5.43
6	1 500	16.0	1.0	SKK400	13.40	5.43
7	1 500	16.0	1.0	SKK400	13.23	5.43
8	1 500	16.0	1.0	SKK490	13.28	5.43

鋼管杭のヤング係数 $E = 2.0 \times 10^5$ N/mm²

・腐食前

杭列番号	杭径 D (mm)	肉厚 t (mm)	断面積 A (cm ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	断面係数 Z (cm ³)
5	1 500	16.0	745.9	2.05×10^2	2.74×10^4
6	1 500	16.0	745.9	2.05×10^2	2.74×10^4
7	1 500	16.0	745.9	2.05×10^2	2.74×10^4
8	1 500	16.0	745.9	2.05×10^2	2.74×10^4

・腐食後

杭列番号	杭径 D (mm)	肉厚 t (mm)	断面積 A' (cm ²)	断面二次モーメント I' (m ⁴)	断面係数 Z' (cm ³)
5	1 498	15.0	698.8	1.92×10^2	2.57×10^4
6	1 498	15.0	698.8	1.92×10^2	2.57×10^4
7	1 498	15.0	698.8	1.92×10^2	2.57×10^4
8	1 498	15.0	698.8	1.92×10^2	2.57×10^4

9) 地震時偏心荷重 (その他の荷重による地震力)

荷重番号	e_i (m)	H_i (kN)
1	9.30	2 657
2	-0.50	2 657

e_i : 杭群中心から荷重作用位置までの距離(m)

H_i : クレーン荷重による地震力(kN)

- 10) 法平方向杭列数 N_1 (列) 5 列
 11) 法直方向の杭間隔
 杭1と杭2の杭間隔 a_1 (m) 5.30 m
 杭2と杭3の杭間隔 a_2 (m) 5.40 m
 杭3と杭4の杭間隔 a_3 (m) 5.30 m
 12) 栈橋ブロック中心から1本目杭列 (法平) までの距離 x_1 (m) 5.00 m
 13) 栈橋ブロック中心から2本目杭列 (法平) までの距離 x_2 (m) 10.00 m

2. 杭に作用する水平力 (偏心荷重なし)

1ブロック当り

	鉛直力(kN)	水平力(kN)
上部工	15 000.0	9 300.0
上載荷重	5 000.0	3 100.0
その他	12 200.0	7 564.0
合計	32 200.0	19 964.0

$$H = 3\,992.8 \text{ (kN/ラーメン)}$$

杭No.	$h_i + 1/\beta$ (m)	杭のばね常数 K_{Hi} (kN/m)	水平力分担比率 $K_{Hi}/\Sigma K_{Hi}$	水平力 H_i (kN)	
5	20.10	5.67×10^5	0.21236	847.9	
6	18.83	6.90×10^5	0.25843	1 031.9	
7	18.66	7.09×10^5	0.26554	1 060.2	
8	18.71	7.04×10^5	0.26367	1 052.8	3 992.8

$$\Sigma K_{Hi} = 2.67 \times 10^4 \text{ (kN/m)}$$

杭No.	$h_i + 1/\beta$ (m)	水平力 H_i (kN)	杭頭モーメント M_{oi} (kN・m)	M_{oi} による軸力 P_i (kN)
5	20.10	847.9	8 521	-2 524.2
6	18.83	1 031.9	9 715	-17.4
7	18.66	1 060.2	9 892	-249.9
8	18.71	1 052.8	9 849	2 791.5

項 目	杭 5	杭 6	杭 7	杭 8
上部工自重(kN)	698.0	803.0	803.0	698.0
上載荷重(kN)	233.0	268.0	268.0	233.0
その他(kN)	836.0			4 355.0
	5 034.0			156.0
杭頭モーメントによる杭の軸力(kN)	-2 524.2	-17.4	-249.9	2 791.5
	2 524.2	17.4	249.9	-2 791.5
軸力の合計(kN)	-757.2	1 053.6	821.1	8 077.5
	8 489.2	1 088.4	1 320.9	-1 704.5

※地震の作用方向は上段が海→陸，下段が陸→海を示す。

3. 保有耐力の照査（偏心荷重なし）

杭No.	杭径 D(mm)	初期肉厚 t(mm)	鋼管杭材質	保証降伏点強度 f_y (N/mm ²)	塑性断面係数 Z_p (mm ³)	杭の全塑性モーメント (軸力がない時) M_{po} (kN・m)
5	1 500	16.0	SKK490	315	3.524×10^7	11 101
6	1 500	16.0	SKK400	235	3.524×10^7	8 281
7	1 500	16.0	SKK400	235	3.524×10^7	8 281
8	1 500	16.0	SKK490	315	3.524×10^7	11 101

杭No.	断面積 A(cm ²)	降伏軸力 N_o (kN)	$h_t + 1/\beta$ (m)
5	698.8	2.20×10^4	20.10
6	698.8	1.64×10^4	18.83
7	698.8	1.64×10^4	18.66
8	698.8	2.20×10^4	18.71

i) 地震が海→陸の場合

杭No.	軸力 N(kN)	α (=N/N _o)	杭の全塑性モーメント M_{pi} (kN・m)	杭が塑性する際の水平力 P_{ualli} (kN)
5	-757.2	-0.03442	11 084.8	1 103.0
6	1 053.6	0.06424	8 238.9	875.1
7	821.1	0.05007	8 255.4	884.8
8	8 077.5	0.36716	9 305.4	994.7
合計				3 857.6

弾性限度に対応する水平力

$$P_y = 0.82 \times P_{ualli} = 0.82 \times 3 857.6 = 3 163.2 \text{ (kN)}$$

当該施設の重要度 ; A級 → $\mu_a = 1.3$, θ は一般的に0より,

$$R_a = \{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2\}^{1/2} \times P_y$$

$$= 4 001.17 \text{ (kN)}$$

上載荷重, クレーン荷重を含む地震時の栈橋重量は下記の通りである.

$$W = 32 200.0 \text{ (kN/ブロック)} / 5 \text{ (ラーメン)} = 6 440.0 \text{ (kN/ラーメン)}$$

また, $R_a = k_h \cdot W$ より,

$$k_h = R_a / W = 4 001.2 / 6 440.0 = 0.621$$

ii) 地震が陸→海の場合

杭No.	軸力 N(kN)	α (=N/N _o)	杭の全塑性モーメント M_{pi} (kN・m)	杭が塑性する際の水平力 P_{ualli} (kN)
5	8 489.2	0.38587	9 123.5	907.8
6	1 088.4	0.06637	8 236.0	874.8
7	1 320.9	0.08054	8 214.8	880.5
8	-1 704.5	-0.07748	11 018.9	1 177.9
合計				3 841.0

弾性限度に対応する水平力

$$P_y = 0.82 \times P_{ualli} = 0.82 \times 3 841.0 = 3 149.6 \text{ (kN)}$$

当該施設の重要度 ; A級 → $\mu_a = 1.3$, θ は一般的に0より,

$$R_a = \{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2\}^{1/2} \times P_y$$

$$= 3 983.96 \text{ (kN)}$$

上載荷重, クレーン荷重を含む地震時の栈橋重量は下記の通りである.

$$W = 32 200.0 \text{ (kN/ブロック)} / 5 \text{ (ラーメン)} = 6 440.0 \text{ (kN/ラーメン)}$$

また, $R_a = k_h \cdot W$ より,

$$k_h = R_a / W = 3 984.0 / 6 440.0 = 0.619$$

4. 杭に作用する水平力（偏心荷重あり）

1ブロック当り

	鉛直力(kN)	水平力(kN)
上部工	15 000.0	6 525.0
上載荷重	5 000.0	2 175.0
その他	12 200.0	5 307.0
合計	32 200.0	14 007.0

$$\text{荷重偏心量 } e = (2\,657 \times 9.30 + 2\,657 \times -0.50) / 14\,007.0 = 1.669 \text{ (m)}$$

杭No.	x_i (m)	杭のばね常数 K_{Hi} (kN/m)	$K_{Hi} \cdot x_i$	$K_{Hi} \cdot x_i^2$
1	5.00	5.67×10^5	2.84×10^4	1.42×10^3
2	5.00	6.90×10^5	3.45×10^4	1.73×10^3
3	5.00	7.09×10^5	3.55×10^4	1.77×10^3
4	5.00	7.04×10^5	3.52×10^4	1.76×10^3
5	10.00	5.67×10^5	5.67×10^4	5.67×10^3
6	10.00	6.90×10^5	6.90×10^4	6.90×10^3
7	10.00	7.09×10^5	7.09×10^4	7.09×10^3
8	10.00	7.04×10^5	7.04×10^4	7.04×10^3

$$\Sigma K_{Hi} = 1.34 \times 10^3 \text{ (kN/m)}$$

$$\Sigma K_{Hi} \cdot x_i = 6.68 \times 10^2 \text{ (kN/m)}$$

杭No.	$K_{Hi}/\Sigma K_{Hi}$	$K_{Hi} \cdot x_i / \Sigma K_{Hi} \cdot x_i^2$	水平力分担割合	水平力 H_i (kN)
1	0.0423	4.25×10^3	4.94×10^2	691.9
2	0.0515	5.16×10^3	6.01×10^2	841.8
3	0.0529	5.31×10^3	6.18×10^2	865.6
4	0.0525	5.27×10^3	6.13×10^2	858.6
5	0.0423	8.49×10^3	5.65×10^2	791.4
6	0.0515	1.03×10^2	6.87×10^2	962.3
7	0.0529	1.06×10^2	7.06×10^2	988.9
8	0.0525	1.05×10^2	7.00×10^2	980.5

杭No.	$h_i + 1/\beta$ (m)	水平力 H_i (kN)	杭頭モーメント M_{0i} (kN・m)	M_{0i} による軸力 P_i (kN)
5	20.10	791.4	7 954	-2 355.5
6	18.83	962.3	9 060	- 14.9
7	18.66	988.9	9 226	- 230.7
8	18.71	980.5	9 173	2 601.1

項目	杭 5	杭 6	杭 7	杭 8
上部工自重(kN)	698.0	803.0	803.0	698.0
上載荷重(kN)	233.0	268.0	268.0	233.0
その他(kN)	836.0	0.0	0.0	4 355.0
	5 034.0	0.0	0.0	156.0
杭頭モーメントによる杭の軸力(kN)	-2 355.5	- 14.9	- 230.7	2 601.1
	2 355.5	14.9	230.7	-2 601.1
軸力の合計(kN)	- 588.5	1 056.1	840.3	7 887.1
	8 320.5	1 085.9	1 301.7	-1 514.1

5. 保有耐力の照査（偏心荷重あり）

杭No.	杭径 D (mm)	初期肉厚 t (mm)	鋼管杭材質	保証降伏点強度 f_y (N/mm ²)	塑性断面係数 Z_p (mm ³)	杭の全塑性モーメント (軸力がない時) M_{po} (kN・m)
5	1 500	16.0	SKK490	315	3.524×10^7	11 101
6	1 500	16.0	SKK400	235	3.524×10^7	8 281
7	1 500	16.0	SKK400	235	3.524×10^7	8 281
8	1 500	16.0	SKK490	315	3.524×10^7	11 101

杭No.	断面積 A (cm ²)	降伏軸力 N_0 (kN)	$h_i + 1/\beta$ (m)
5	698.8	2.20×10^4	20.10
6	698.8	1.64×10^4	18.83
7	698.8	1.64×10^4	18.66
8	698.8	2.20×10^4	18.71

i) 地震が海→陸の場合

杭No.	軸力 N (kN)	α ($=N/N_0$)	杭の全塑性モーメント M_{pi} (kN・m)	杭が塑性する際の水平力 P_{ualli} (kN)
5	-588.50	-0.02675	11 091.2	1 103.6
6	1 056.10	0.06440	8 238.7	875.1
7	840.30	0.05124	8 254.2	884.7
8	7 887.10	0.35850	9 386.9	1 003.4
合計				3 866.8

弾性限度に対応する水平力

$$P_y = 0.82 \times P_{ualli} = 0.82 \times 3 866.8 = 3 170.8 \text{ (kN)}$$

当該施設の重要度 ; A級 $\rightarrow \mu_a = 1.3$, θ は一般的に0より,

$$R_a = \{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2\}^{1/2} \times P_y$$

$$= 4 010.78 \text{ (kN)}$$

上載荷重, クレーン荷重を含む地震時の栈橋重量は下記の通りである.

$$W = 9 195.0 \text{ (kN/ラーメン)}$$

また, $R_a = k_h \cdot W$ より,

$$k_h = R_a / W = 4 010.8 / 9 195.0 = 0.436$$

ii) 地震が陸→海の場合

杭No.	軸力 N (kN)	α ($=N/N_0$)	杭の全塑性モーメント M_{pi} (kN・m)	杭が塑性する際の水平力 P_{ualli} (kN)
5	8 320.5	0.37820	9 199.0	915.3
6	1 085.9	0.06621	8 236.3	874.8
7	1 301.7	0.07937	8 216.7	880.7
8	-1 514.1	-0.06882	11 036.2	1 179.7
合計				3 850.5

弾性限度に対応する水平力

$$P_y = 0.82 \times P_{ualli} = 0.82 \times 3 850.5 = 3 157.4 \text{ (kN)}$$

当該施設の重要度 ; A級 $\rightarrow \mu_a = 1.3$, θ は一般的に0より,

$$R_a = \{2\mu_a - 1 + \theta(\mu_a - 1)^2\}^{1/2} \times P_y$$

$$= 3 993.83 \text{ (kN)}$$

上載荷重, クレーン荷重を含む地震時の栈橋重量は下記の通りである.

$$W = 9 194.0 \text{ (kN/ラーメン)}$$

また, $R_a = k_h \cdot W$ より,

$$k_h = R_a / W = 3 993.8 / 9 194.0 = 0.434$$

以上の算定結果より, 限界震度 $k_{h(limit)} = 0.43$ となる.

付録B ライフサイクルコスト算定結果

a) ケース 2

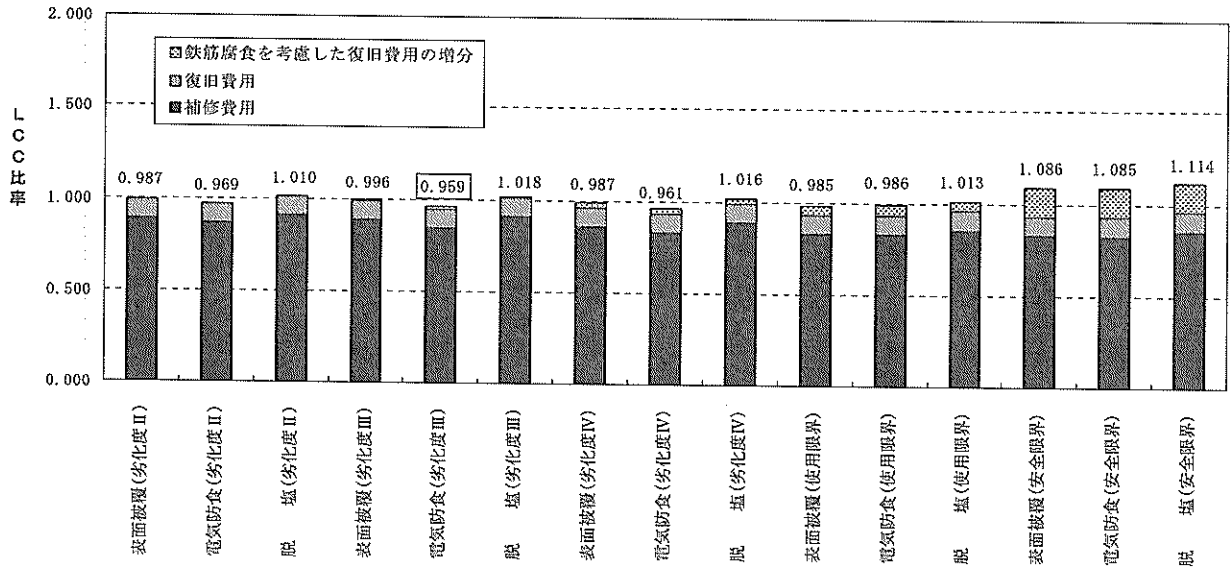


図-B.1 ライフサイクルコスト算定結果 (ケース 2)

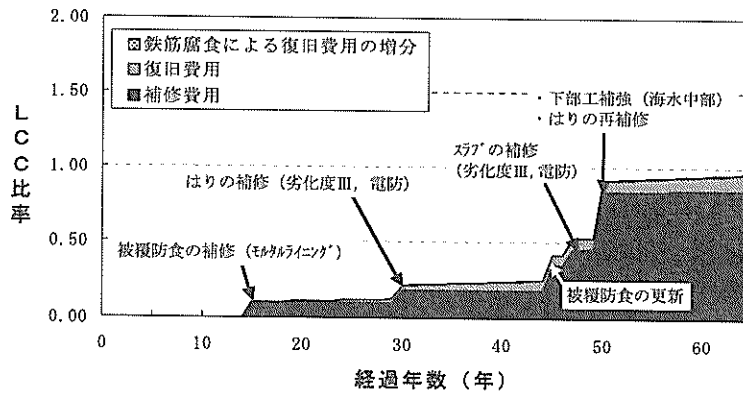


図-B.2 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 2, 是り補修時期: 劣化度 III)

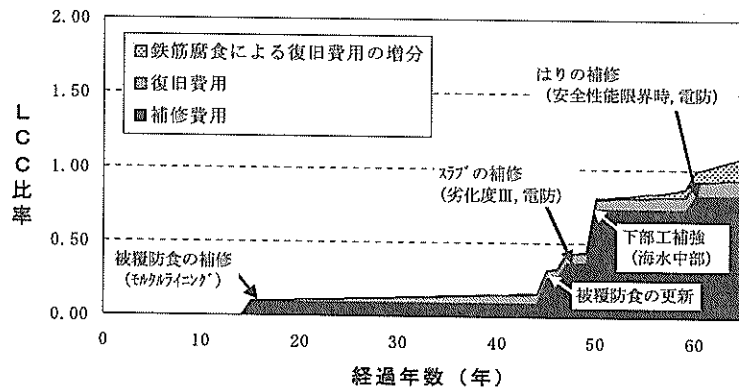


図-B.3 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 2, 是り補修時期: 安全性能限界時)

b) ケース 3

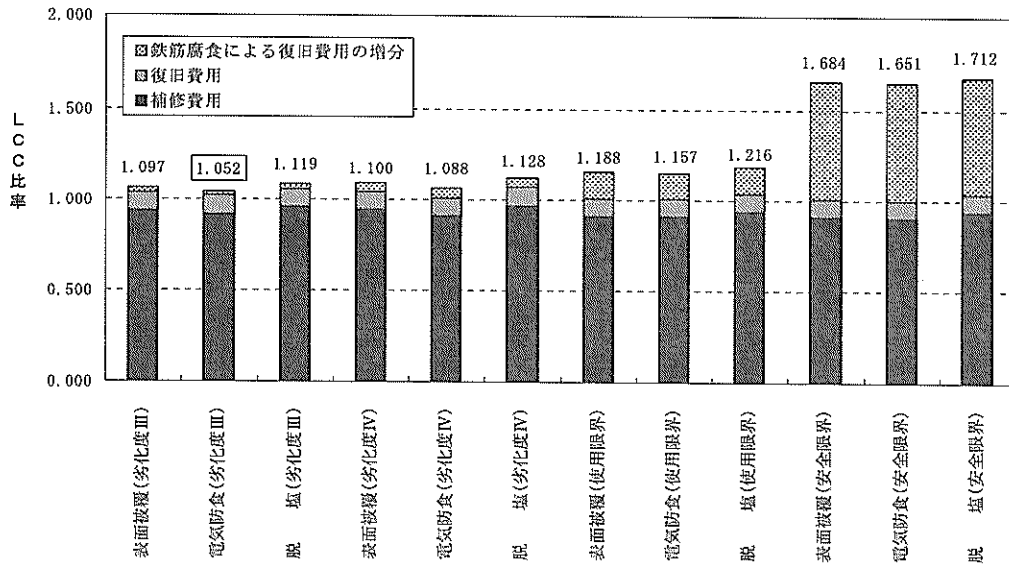


図-B.4 ライフサイクルコスト算定結果 (ケース 3)

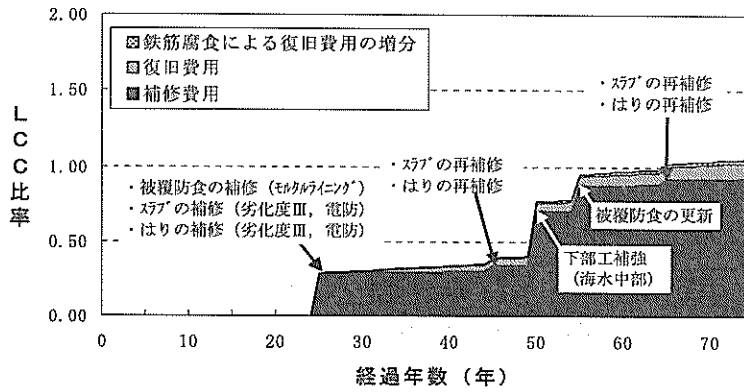


図-B.5 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 3, はり補修時期: 劣化度 III)

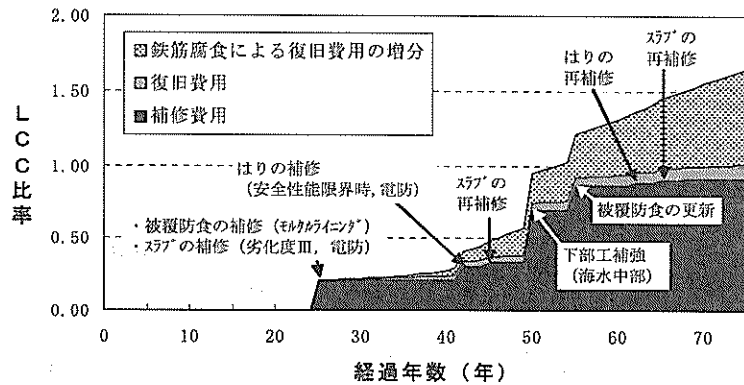


図-B.6 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 3, はり補修時期: 安全性能限界時)

c) ケース 4

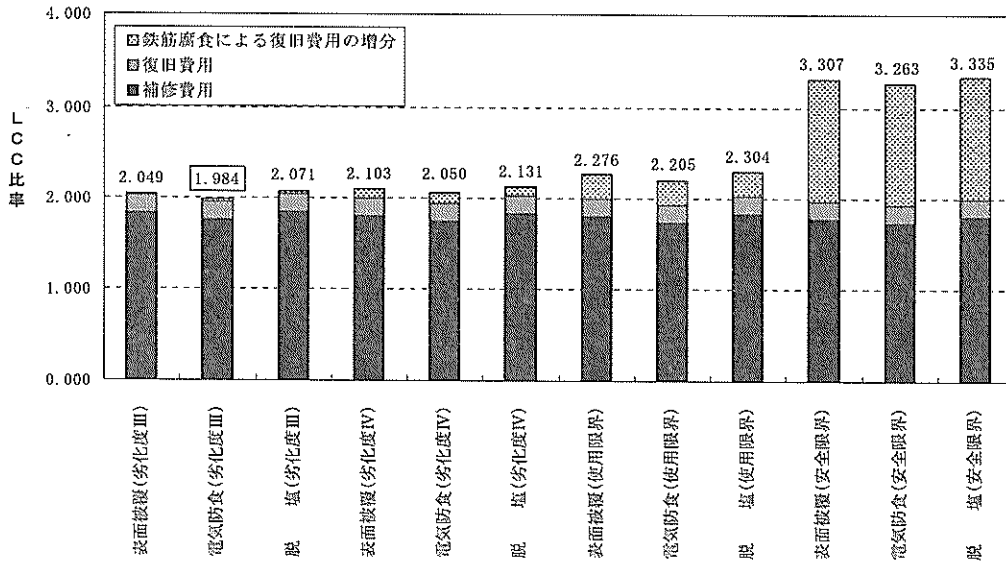


図-B.7 ライフサイクルコスト算定結果 (ケース 4)

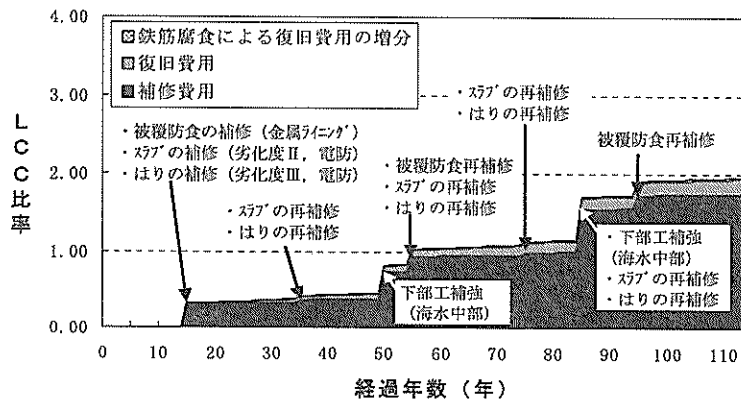


図-B.8 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 4, はり補修時期: 劣化度 III)

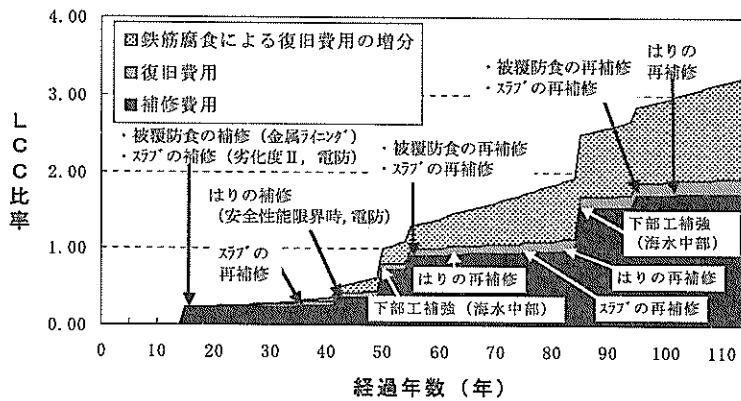


図-B.9 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 4, はり補修時期: 安全性能限界時)

d) ケース 5

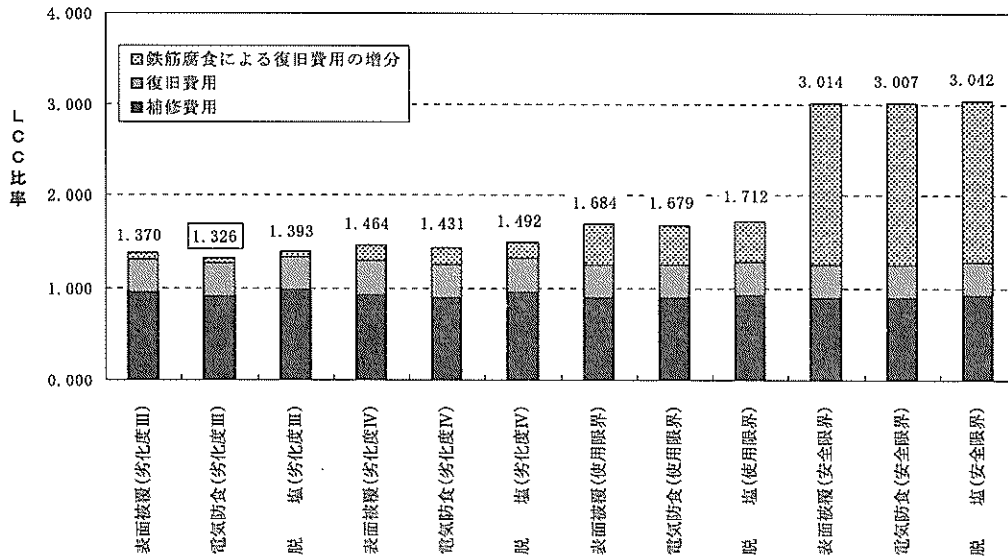


図-B.10 ライフサイクルコスト算定結果 (ケース 5)

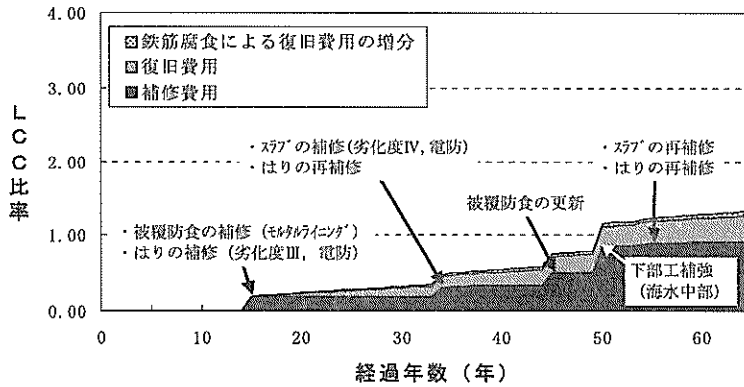


図-B.11 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 5, はり補修時期: 劣化度 III)

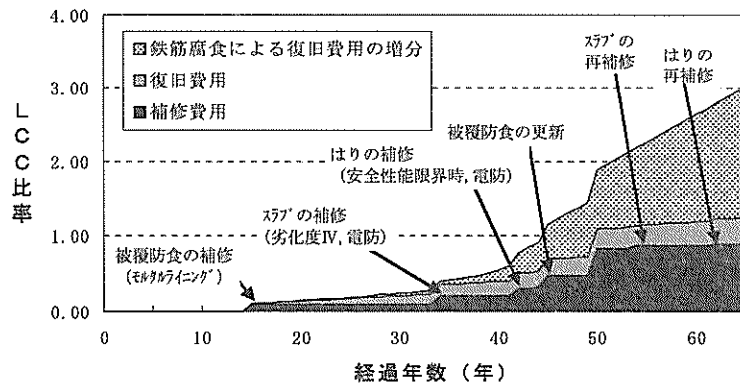


図-B.12 ライフサイクルコストの経年変化 (ケース 5, はり補修時期: 安全性能限界時)

港湾空港技術研究所資料 No.1114

2005・12

編集兼発行人 独立行政法人 港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人 港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬 3 丁目 1 番 1 号

TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Copyright© (2005) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。