港湾鋼構造物のライフサイクルデザイン

―維持・改良技術の最新動向―

2020年2月

一般社団法人 日本鉄鋼連盟

Life Cycle Design for Steel Structures of Port and Harbor

-Current Trend of Maintenance Management and Improvement Technology-

The Japan Iron and Steel Federation

目 次

第1章	はじめに	21
横田	弘北	比海道大学大学院 工学研究院 教授
第2章	ライフサ	^ナ イクルデザインの必要性
横田	弘北	比海道大学大学院 工学研究院 教授
第3章	海洋環境	竟での塗装鋼材の腐食機構、腐食要因および寿命推定15
大即	信明 東	夏京工業大学 名誉教授
西田	孝弘	(国法)海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所 主任研究官
第4章	点検診幽	所技術
伊藤	義人 屿	 专阜工業高等専門学校 校長(名古屋大学 名誉教授)
北根	安雄 京	京都大学大学院 工学研究科 准教授
第5章	鋼構造音	羽材の残存性能評価と性能低下予測43
藤井	堅 広	広島大学 名誉教授
第6章	腐食損傷	§を有する鋼構造部材の健全性評価手法67
杉浦	邦征 京	京都大学大学院 工学研究科 教授
第7章	性能回復	复技術
伊藤	義人 岈	 阜工業高等専門学校 校長(名古屋大学 名誉教授)
廣畑	幹人 大	、阪大学大学院 工学研究科 准教授
第8章	ライフサ	ナイクルデザインの事例
横田	弘北	比海道大学大学院 工学研究院 教授
第9章	まとめと	≥今後の課題
横田	弘圳	比海道大学大学院 工学研究院 教授

1章 はじめに

港湾の施設の設計,施工,維持管理は「港湾の施設の技術上の基準」¹⁾(以下,「技術基準」と称する) に基づいて行うものとされている.技術基準は省令および告示により構成されるが,同時にこれらの解 説や参考も,基準の解釈を容易にするために制定されている.技術基準はおおむね 10 年毎に改定が行 われてきており,現行の技術基準は 2018 年に制定されている.

技術基準は, ISO 2394²⁾の考え方を踏襲した「性能設計」の思想に基づく照査の体系を取り入れている. すなわち, 港湾の施設に必要な性能を省令や告示で規定する一方で, これを実現するための方法や, 施設の性能が要求性能を満たすことを確認するための具体的な方法は規定されていない. また, 施設の性能をより確実に維持するために,「技術基準対象施設の維持に関し必要な事項を定める告示」も新たに制定された. そこでは, 維持管理計画等の制定の必要性や, 専門的知見や経験を有する技術者の位置づけについても明記されている.

港湾の施設の設計が性能をベースとして行われるようになったということは、港湾の施設の維持についても性能をベースとして行うことが基本原則となる.そうすることで設計と維持管理が連携し、設計 供用期間において性能が確保される道筋が示されることになる.

維持管理に最も関係する性能に耐久性がある.耐久性は安全性等の性能を設計供用期間中に維持できる性能であると言い換えることもできる.一般的に施設の設計時において行われる耐久性の確保については,次の4通りの考え方による照査が行われている(図1-1).

- (1) 確率モデルによる照査:確率モデルを用いた照査により耐久性が損なわれる確率が所要の値以下であることを確認する.
- (2) 部分安全係数による詳細:想定した確率モデルに基づいて設定された部分安全係数を用いた照査に より,耐久性が確保されていることを確認する.
- (3) みなし性能による照査:過去の経験等に基づいて設定された仕様的規定を満足することで耐久性が 確保されているものとみなす.
- (4) 劣化防止方策による照査:劣化を防止し、耐久性を確保するための措置をとることで、耐久性が損なわれることはないものと考える.



図 1-1 耐久性設計の考え方

このうち,(1)の方法は、すべての設計変数の確率モデルを明示できるまでの知見がないことから一般 的に採用されることは稀であり、劣化のメカニズムが把握され照査式が確立している事象に対しては、代 わりに(2)の方法が用いられる.コンクリート構造物の中性化や塩害に対しては(2)の考え方で照査さ れている(土木学会:コンクリート標準示方書³⁾).また、港湾の施設のうち、防波堤や護岸のRCケーソ ンは所定の水セメント比と鉄筋のかぶりを確保していれば、50年程度の期間は耐久性の喪失によって構造 物の性能が低下することはないとみなしている.つまり(3)の考え方が適用されている.一方、鋼構造 物・部材では、主に飛沫帯や干満帯では被覆防食を、海中部では電気防食を行うことで、これらの防食シ ステムが適切に維持されていれば性能の低下はないと考える(4)の考え方を採用することが一般的であ る.ただし,既存構造物で防食が施されていないあるいは機能していないものは,腐食速度を与えて肉厚 減量の限界値を規定する方法が用いられることもあり,この場合は(2)の考え方に近いと言える.

耐久設計において,設計に必要なパラメータの特性値や安全係数が適切に設定されていれば,所定の設 計供用期間に劣化が生じて構造物の性能が低下することはないはずである.ところが実際には適切にこれ らの特性値を設定することは難しい場合もあることや,長期間の供用において設計で想定していなかった 環境変動などが実際には生じることもあり,このような理由で想定よりも早い段階で劣化が生じ,性能が 損なわれる構造物も多く存在する.また,土木構造物の宿命であるが,設計で想定したとおりの施工が行 われないこともあり,このような場合はそもそも設計で想定した事項と現実が大きく乖離するという問題 もある.

そこで,設計-施工-維持管理の各段階で行う作業の連携が非常に重要になってくるわけである.設計 で想定したとおりの構造物が施工されない問題については,施工の容易さを考慮した設計を行うことや, 施工の品質管理や竣工検査を厳格に実施することである程度解決できると言える.したがって,設計と維 持管理の連携がより緊密に求められることになる.そのため,本書では主にこの部分に注目してまとめる こととする.

技術基準に示される設計と維持管理の連携は図1-2に示すようなイメージであると考えられる.



図 1-2 技術基準に基づいた設計と維持管理の連携

これは、特に港湾構造物が建設される海洋環境は、構造物やその材料にとって非常に過酷であるため、 設計時に想定される設計パラメータのばらつきを十分に設定できず、設計照査だけで十分に必要な耐久性 が確保されない可能性が高いために設定されたものである.施設の維持管理レベルを、その重要度や維持 管理(点検・調査や補修等の対策)の容易性に応じて、レベルI、レベルII、あるいは、レベルIIIのいず れかをあらかじめ(計画時あるいは基本設計時を推奨)設定し、それに基づいて設計時の配慮を明確にし、 設計の考え方に基づいた維持管理の実施を図るものである.つまり、構造物を構成する各部位・部材のそ れぞれで点検調査の容易性と補修等の対策の容易性、および、その部位・部材の性能が損なわれた際の影 響の程度、つまり Risk(破壊確率等)と Consequence (影響度)を考慮して施設の設置者がいずれかのレ ベルを設定することになる.この Risk と Consequence の評価が、後述するライフサイクルデザインあるい はライフサイクルマネジメントの重要な要素の一つとなり得るものである.

レベルIは、高い水準の劣化対策をあらかじめ行うことで、劣化による性能低下のリスクを可能な限り 低減するものであり、事前対策型であると言える.点検調査が容易でない場合、劣化が生じることで施設 全体の性能に大きな影響を与える場合、補修等の対策の実施に何らかの制約がある場合などに設定される レベルである.このレベルが設定された場合には、設計時に極めて高い劣化防止の方策を検討し実現する ことが求められる.とはいえ、定期的な点検調査を含めた維持管理の実施を省略することにはつながらず、 設計で想定したとおりの劣化防止対策が確保されていることを診断する必要がある.

レベルIIは、いわゆる予防保全型のシナリオに相当するもので、設計時にできる限り耐久性を確保する ための対策を行っておくものの、供用中に軽微な補修等の対策を行うことを想定しておくもので、一般的 に推奨されるレベルである.これは、劣化による性能低下のリスクや劣化の影響範囲を所定のレベルでコ ントロールするもので、維持管理上の性能低下限界を別途設定しておき、定期的な点検診断でその限界に 到達したことが確認された場合に速やかに補修等を行うことが求められる.適用する補修等の対策は軽微 なものであるので、それに要するコストは大きくならず、また補修施工に伴う供用停止期間も短くできる. ただし、供用期間中の補修等の対策実施の回数は増える可能性もある.

レベル III は、要求性能が満たされる範囲である程度の大きな性能低下を許容するもので、その状態に 達した際に比較的大規模な補修等の対策を行って性能を回復させるものである.事後保全的なシナリオで あると言える.性能が要求限界値に近づくことになるので、偶発作用等によっては破壊に至る危険性もあ る.また対策は一般的に大規模になるため、費用は大きく、供用停止期間も長くなる懸念がある.これま で港湾の施設はこのレベルに近い考えで維持管理がなされてきたと考えられ、補修というより、むしろ機 能向上の改修事業に合わせて対応してきたと言える.今後は、ライフサイクルコスト低減の観点からもレ ベル I あるいはレベル II への意識改革が必要であると考えられる.

設定した維持管理レベルに応じてどのように設計や維持管理を行っていくかについては,維持管理計画 書等において具体的に示されることになる.維持管理計画書あるいはこれに類するものの作成の流れは, 「港湾の施設の維持管理計画書作成の手引き(港湾空港総合技術センター)」⁴や「港湾の施設の維持管理 計画策定ガイドライン(国土交通省港湾局)」⁵に示されている.これらで示されている維持管理計画書策 定に関する基本的な考え方は次のとおりである.

1) 変状および劣化の発生を前提にする

港湾の施設では、時間経過と共に変状および劣化が発生する.ただし、施設ごとにその時間的な変化は 異なり、場合によっては想定以上に速く劣化する場合がある.一方で、劣化しないように認識される場合 でも、それは劣化の進行が遅いだけでいずれ顕在化することが考えられる.また、経年的な劣化ではなく 地震等により急激に変状が発生する場合がある.したがって、施設毎に劣化および変状の時間変化は異な るものの、全ての施設において変状および劣化の発生を前提として計画を策定する.さらに、変状および 劣化は建設直後から時間経過とともに進展するものと、地震や荒天等により短時間で急激に進展するもの との両者の特性は大きく異なることから、通常時と地震や荒天による異常時を区分して計画を策定する.

2) 事後保全から予防保全へと転換する

従来の維持管理では、施設の変状および劣化により性能低下に至ってから補修,更新を実施することで 性能回復をする、いわゆる「事後保全」が一般的であった.しかしながら、変状および劣化の進行状態を 点検で発見できなければ非常に危険な状態となることのみならず、供用期間内における維持管理費用(維 持,補修,更新等に要する費用)が多額になることが明らかである.したがって、港湾の施設の維持管理 に対する基本思想を従来の「事後保全」から変状および劣化による性能低下を事前に防止する「予防保全」 に転換して計画を策定する.

3) 主要部材とその他部材等を区分し、維持管理レベルを設定する

維持管理において「予防保全」が基本的に有効ではあるが、対象施設を構成する様々な部材や附帯設備 の全てに「予防保全」を適用するのは適切ではない.したがって、効果的かつ効率的な維持管理を実施す るためには構造的に特に重要な「主要部材」、これに準じる「その他部材」、さらにそれ以外の「附帯設備」 に区分して、それぞれに「予防保全」、「事後保全」の考え方を踏まえた維持管理レベルを設定した上で計 画を策定する.

4) 劣化の予測と実態の乖離を前提とする

「予防保全」を行う部材における変状および劣化の予測は、予測する時点において得られる最大限の情報と最善の手法により実施される.しかしながら、その結果から将来の傾向を把握することはできるものの、将来の状況を正確に予測することは難しい.したがって、将来の変状および劣化の予測結果と実態が乖離することを前提として、その乖離状況に応じた対応策を想定して計画を策定する.

5)総合評価を実施する

点検診断の結果を総括し、問題点の整理や代替案の検討等を行い、維持補修の基本方針を定める総合評価を実施することを一つの大きな目的として計画を策定する.

港湾鋼構造物の維持管理計画書における特徴を,代表的構造形式である桟橋の下部工を例にとって概観 する.前述のように,桟橋の下部工の鋼管杭は,一般的に朔望平均干潮位(L.W.L.)-1 m以浅では被覆 防食,平均干潮面(M.L.W.L.)以深では電気防食の両者を組み合わせた防食システムを採用している.そ うすることで母材の鋼管杭自体には腐食が生じることはなく(厳密には,電気防食効率は 100%ではない が),したがって性能が低下することもないことを保証している.ただし,この防食システムが所定の期 間(設計供用期間)その役割を確実に果たすことが前提となる.

被覆防食には、無機系、有機系等多様な材料、工法が開発され使用されているが、いずれのものにも耐 用年数が存在する.耐用年数が設計供用年数を超えていれば問題はないが、そうでない場合には、防食シ ステムが供用期間の途中で機能しなくなることが想定される.耐用年数自体も安全側に設定されていると は言え、当然ばらつきも持っているため、悪条件が重なれば設計で想定していた耐用年数よりも実際は短 いことも考えられる.また、被覆材の防食機能の低下が時間とともにどのように低下するのかということ も把握されておく必要がある.現状ではすべての材料・工法でこれが明らかになっているわけではない.

電気防食は、港湾構造物では一般的に流電陽極法が採用されることが多い.これは犠牲陽極が溶出する ことで電子を放出し、所定の防食電位を保持するものであるが、その名のとおり、陽極自身が消耗する. 消耗速度は海水の清浄度、母材の形状等の影響を受けるので、陽極自体の寿命(耐用年数)も被覆防食材 と同様にばらつくことになる.そのため、想定より早く消耗することもあり得る.

被覆防食と電気防食に内在するこれらの寿命変動要因を設計時に確実に把握することは困難である. そのため、供用中の点検調査から、その都度防食システムの残存寿命を予測することになる. これらへの対応を維持管理計画書において明記し、運用していくことが必要であることは自明である.

維持管理計画書に基づいて供用中の維持管理が行われていくことになるが、その作業を全国的に概ね統 ーしたレベルで行えるように、各種のマニュアルが制定されている.これらにおける防食設計と維持管理 の手法を概観する.

(1) 港湾鋼構造物防食補修マニュアル(沿岸技術研究センター)⁶

本マニュアルは,技術基準が対象とする,港湾の施設の内の鋼構造物として,主に鋼矢板,鋼管矢板, および鋼管杭を使用した構造物を対象としてとりまとめられている.また,港湾鋼構造物は,鋼材の腐 食を抑止することで,港湾鋼構造物の性能を要求水準以上に確保することが求められており,そのため の防食法の選定,設計,施工と計画的な点検診断および対策について示されている.

港湾鋼構造物にはその設置目的に応じて必要な要求性能が設定されるが、これらが設計供用期間中に 鋼材の腐食によって損なわれてはならない.そのためには、防食設計とともに供用中の構造物の維持管 理の基本的な考え方に基づいて、性能確保のためのシナリオを策定する.そして、設計供用期間中の構 造物の性能低下を予測するとともに、計画的な点検診断および対策を通して、保有性能が適切に維持さ れる必要がある.

鋼材は、それに対して施された防食の耐用年数の期間は腐食が抑制できると考えてよい. 言い換えれ ば、その期間に鋼材の腐食に起因する構造物の性能低下はないと言える. そのため、構造物の設計供用 期間において防食の機能を維持できるように当初の設計あるいは供用中の維持管理で十分配慮する必 要がある. これらのことから、一般には、上述の維持管理レベルIあるいはIIを設定することが望ましい とされている.

港湾鋼構造物を長期間無防食の状態にしておくと、腐食により鋼材の肉厚減少が生じる.特に, M.L.W.L.直下付近に集中腐食が発生し、大きい腐食が生じるため、鋼材の肉厚の増加のみによる対策(腐 食しろ)は仮設構造物を除き適用しないことを原則としている.そのための腐食対策は、鋼材が置かれ る腐食環境区分に応じて適切に行う必要があるが、前述のように、M.L.W.L.以下の部分に電気防食法を、 L.W.L.-1.0 m より上の部分には被覆防食法を適用することによって腐食対策を行うことを標準として いる.現在適用実績の多い防食法を図 1-3 に示す.本マニュアルでは、これら各防食法の特徴、適用方 法、設計・施工方法、維持管理方法についての詳細が解説されている.

このように港湾鋼構造物では防食機能を維持させることが非常に重要である.そのために,一般的に 施工される電気防食および被覆防食の維持管理のための,点検・調査方法や性能評価を含む点検診断, および維持補修対策について合わせて記述されている.その原則は,陸上等の構造物と同様であり,計 画的に点検診断を行って防食の劣化・損傷の程度を把握するとともに,必要に応じて補修を行うことに より,防食のみならず港湾鋼構造物としての機能も健全に保持することになる.港湾鋼構造物に施された防食の維持管理フローを図1-4に示す.補修などの実施の有無や実施の時期などについては,施設の維持管理計画などにおける施設全体を対象とする総合評価において総合的な判断に基づき決定される. したがって,防食の維持管理における点検診断の結果は,総合評価において総合的に評価され,その結果は,防食の維持管理計画に適切に反映されなければならないとされている.

防食の補修は、防食の劣化度および性能評価結果から補修対象部位や防食法に応じて適切な方法を選定し、良好な防食機能を今後とも維持するために実施する.そのために、防食の補修に当たっては、事前に補修対策のための詳細な調査を行い、その結果に基づき補修設計を行い、これにしたがって、適切に補修を実施しなければならない.また、防食の機能低下により鋼材に腐食が生じ、構造物が設計供用 期間にわたって要求性能を満足できない場合には、鋼材の補修あるいは必要に応じて補強を行う.この目的の補修・補強については、鉄筋コンクリートおよび鋼板を用いる場合の詳細が記述されている.



図 1-3 防食法の分類⁶⁾



図 1-4 港湾鋼構造物の防食の維持管理フロー⁶⁾

(2) 港湾の施設の点検診断ガイドライン(国土交通省)⁷⁾

本ガイドラインは、技術基準対象施設を適切に維持するために定める維持管理計画等のうち、点検診 断に関する事項を定める際の参考とすることを目的として制定されたものである.本ガイドラインは、 点検診断の基本的な考え方を示す第1部と、施設の種類や構造形式ごとに点検診断の項目、判定基準や 点検診断にあたっての留意点等を示す第2部から構成されている.

点検診断の頻度に関して,維持告示の規定に基づき,定期点検診断は少なくとも5年以内に1回(通 常点検診断施設),あるいは当該施設の損壊に伴い,人命、財産または社会経済活動に重大な影響を及 ぼすおそれのある施設(重点検診断施設)については,少なくとも3年以内に1回は定期点検診断が実 施されるようにしている.重点点検診断施設としては,経済活動に重大な影響を及ぼす施設(幹線貨物 輸送施設,危険物取扱施設,主要な航路に面する特定技術基準対象施設等),防災上重要な施設(耐震 強化岸壁、津波防波堤等),損壊が人命に重大な影響を及ぼす施設(旅客が使用する施設等)を挙げて いる.詳細定期点検診断は、供用期間中の適切な時期に少なくとも1回以上行うことを原則としている. 重点点検診断施設においては,定期的に施設の変状の進行速度や異なる変状間の連鎖を把握し,適切に 維持していくため,詳細定期点検診断を10年から15年以内ごとに少なくとも1回は行うことを原則と している.詳細定期点検診断は,水中での点検診断等費用と手間のかかる項目が増えることになるので, 港湾管理者の過度な維持管理行為を防止し,より実行可能なものとなるようにこのような頻度を設定し ている.

点検診断の項目は施設の種類,構造形式により異なるが,一般定期点検診断および詳細定期点検診断 の点検診断の項目は,以下に示す3つの点検診断の項目の分類を考慮して設定する.

I類(施設の性能(特に構造上の安全性)に直接的に影響を及ぼす部材に対する点検診断の項目) 施設全体の移動や沈下,上部工,本体工,基礎工あるいは消波工等の変状に対するもので,構造上直 接的に施設の性能(特に構造上の安全性)に影響を及ぼすものに対する点検診断の項目.

Ⅱ類(施設の性能に影響を及ぼす部材に対する点検診断の項目)

鋼部材の防食工等のように、その性能が低下することにより直接的に直ちに施設の性能が低下するわけではないが、長期間その状態を放置すると施設の性能に影響を及ぼすものに対する点検診断の項目. Ⅲ類(附帯設備等に対する点検診断の項目)

防舷材,係船柱,船舶役務用施設等のように施設の利用に影響を及ぼすおそれのあるもの,あるいは, 車止め,安全柵,はしご等のように損傷等を放置した場合に人命に関わる重大な事故や災害につながる おそれがあるものに対する点検診断の項目.

部材の劣化度の判定では、施設の種類、構造形式により、判定する部材の単位および劣化度判定の基準を定めて実施する.部材の劣化度の判定度の判定は、それぞれの部材の要求性能を踏まえて行い、a(部材の性能が者しく低下している状態)、b(部材の性能が低下している状態)、c(変状はあるが、部

材の性能の低下がほとんど認められない状態),d(変状が認められない状態)の4段階の指標を用いる.

点検診断の	点検診	州能低下库				
項目の分類	А	В	С	D	工肥低一反	
I 類	「aが1個から数個」の 点検診断の項目があ り,施設の性能が相当 低下している状態.	「aまたはbが1個か ら数個」の点検診断の 項目があり,施設の性 能が低下している状 態.	A, B, D 以外	すべてd	点検診断の項目ご	
II 類	「a が多数または a+b がほとんど」の点検診 断の項目があり,施設 の性能が相当低下して いる状態.	「a が数個または a+b が多数」の点検診断の 項目があり, 施設の性 能が低下している状 態.	A, B, D 以外	すべてd	とに評価された性 能低下度のうち, 最も厳しく判定さ れたもの.	
III 類	_	_	D以外	すべてd		

表 1-1 性能低下度の評価基準

注)「多数」とは概ね5割、「ほとんど」とは概ね8割と考えてよい。

また,部材毎の劣化度を総括して,施設としての性能の低下の程度を,A(施設の性能が相当低下している状態),B(施設の性能が低下している状態),C(変状はあるが,施設の性能の低下がほとんど認められない状態),D(変状は認められず、施設の性能が十分に保持されている状態)の4段階の指標を用いて表す.性能低下度の評価を行う際には,点検診断の項目の分類に応じて,表1-1に示す評価基準が用いられる.

(3) 港湾の施設の維持管理技術マニュアル(沿岸技術研究センター)⁸⁾

本マニュアルは、技術基準に基づいて実施する港湾の施設の維持管理についてとりまとめたものであ る.港湾の施設を良質な社会基盤施設として所定の期間供用していくには、施設の供用期間中にわたり、 その施設が有すべき機能・性能が要求水準を満たすように、適切な維持管理を行うことが不可欠である. このようなことから、本マニュアルは、港湾の施設の維持管理を行うための技術的観点からの標準を提 供することを目的としている.(2)で紹介した「港湾の施設の点検診断ガイドライン」と本マニュアル の該当箇所は整合したものとなっているが、本マニュアルでは、ガイドラインよりもさらに詳細に記述 されている個所がある.

本マニュアルでは、港湾の施設に生じる変状を効率的に見つけ、それを合理的に評価し、補修・補強 等の効果的な対策を施すという一連のシステムについて解説している.また、所要の期間にわたって要 求される機能を保持するためには、当初設計における耐久性への配慮と供用開始後の適切な維持管理が 不可欠であるとしている.総合評価の結果必要となる維持工事等には、性能の低下を未然に防ぐための 対策として、維持工事、構造物または部材の性能を回復させるための補修工事や補強工事などのハード 面での対策、供用停止、供用制限、荷重制限、安全確保のための応急措置などのソフト的な対策も含ん でいる.

本マニュアルでは、港湾の施設の維持管理においては、ライフサイクルマネジメントの概念に基づく 流れをとることが合理的かつ効率的な維持管理のために有効であるとしている.つまり、現況を統一的 な基準に基づいて把握する点検診断、点検診断結果から判断される構造物あるいは部材の保有性能と将 来の性能低下予測、これらに加えて施設の将来の利用計画、残存供用年数、ライフサイクルコスト等を 制約条件として行う総合評価、総合評価の結果に基づいて必要に応じて実施する対策工という流れをと る.ライフサイクルマネジメントの考え方に基づく維持管理においては、構造物あるいは部材の性能の 定量的な評価とその将来予測が重要である.ライフサイクルマネジメントの考え方は、2章で述べる.

港湾の施設を構成する構造部材に発生する変状は相互に強く関連しているため、変状連鎖を十分に理解し、効率的かつ効果的に点検できる項目およびその方法や手順を選定する.変状連鎖とは、変状の原因、変状の発生、変状がもたらす影響、そして施設の性能低下へと変状が進行していく過程を言う.変状の捕捉は点検診断によるが、初回点検、日常点検、定期点検診断、一般臨時点検診断、詳細臨時点検診断の5つに分類して実施している.

総合評価においては、各部材・部位の点検診断結果を総括し、施設全体としてどのような損傷、劣化 等の変状が発生・進展しているのかを整理し、施設の性能低下度を評価する.その後、施設の将来の利 用計画、重要度、財政上および将来の維持管理上の制約などを考慮し、必要に応じて実施すべき対策工 の方法および実施時期を検討する.対策工としては、点検強化、補修、補強、解体・撤去などが選択さ れることになる.その際、技術的判断に加えて、ライフサイクルコスト、使用可能な予算の規模、構造 物の社会的影響度などを総合的に考慮して検討することが重要であることが喚起されている.

ライフサイクルコストとは、構造物の計画,設計,建設,運用,維持管理,解体、撤去等のライフサ イクルの各段階での費用(コスト)の総額である.また、これに加えて、想定外に供用が停止した場合 の経済的・社会的な損失を考慮する場合もある.通常、ライフサイクルコストの検討は計画段階から始 まり、各段階でライフサイクルコストを検討することによる費用の最小化を目的として実施される.し かしながら、既存施設の維持管理においては、初期建設費等を取り入れることは重要でないので、維持 管理に係わるコストのみを考慮することとなる.つまり、効果(便益)を固定し最小の維持管理コスト を求めるか、維持管理コストを一定の範囲内に固定し、効果を最大化するような維持管理計画を検討す ることとなる.

参考文献

- 1) 国土交通省監修:港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、2018.
- 2) ISO 2394 General principles on reliability for structures, International Standardization Organization, 2015.
- 3) 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2018.
- 港湾の施設の維持管理計画書作成の手引き(増補改訂版),港湾空港建設技術サービスセンター, 2008.
- 5) 港湾の施設の維持管理計画策定ガイドライン,国土交通省港湾局,2015.
- 6) 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版),沿岸技術研究センター,2009.
- 7) 港湾の施設の点検診断ガイドライン,国土交通省港湾局,2014(2018 一部変更).
- 8) 港湾の施設の維持管理技術マニュアル(改訂版),沿岸技術研究センター,2018.

2章 ライフサイクルデザインの必要性

2.1 ライフサイクルデザインの目標

施設の所有者に求められることは、必要な期間(一般に設計供用期間と同等であると考えてよい)施設の性能を所要のレベルに維持し、施設の機能を維持することである.港湾の施設に限らず、どのような社会基盤施設であってもそれぞれに何らかの機能が期待され、その機能が所定の期間保持されることが求められる.例えば、防波堤は外洋の高波から港を守り、港内に静穏な海域を提供することがその機能であり、岸壁は所定の船舶が平易に着岸でき、円滑に貨物の積み出し、積み込みができることがその基本的な機能である.そのためには、計画・設計時において設計供用期間と施設に求める機能および性能を明確にするとともに、これを維持するための基本的な考え方や戦略を設定する必要がある.そして、設計時において想定される物理的および化学的作用から惹起される施設(これを構成する構造物あるいは部材)の性能の低下を予測し、必要に応じて適切な対応策を計画して、これを実現する必要がある.



図 2-1 設計時における性能確保の典型的なシナリオ設定例



図 2-2 維持管理時における性能確保の典型的なシナリオ設定例

ライフサイクルデザインにおいては、上述の基本的な考え方や戦略をシナリオとして具体化する.設計時における典型的なシナリオの設定例を図2-1に示す.設計供用期間中に維持すべき性能のレベルが設定され、これを実現するためのシナリオ(A)として、供用開始時に最低性能レベルに対する余裕度を大きく設定し、性能低下の速度がある程度大きくても必要とする性能が喪失されることがないと考えるものである.一般的な材料や防食システムを用いる場合はこれに相当すると考えられる.一方、シナリオ(B)は、余裕度を小さくし、性能低下速度を低く抑えるものである.高耐久材料を用いたり、信頼度の高い防食システムを用いたりすることがこのシナリオに対応する.どちらを採用するかは、そのときどきの状況によって異なる.性能低下速度の予測精度、必要性能が喪失した場合の社会への影響度などを考慮する必要があるものの、現状ではライフサイクルコスト等の経済的指標によって適切なシナリオが採用されていることが多い.

このシナリオに示される考え方に基づいて設計および照査が行われ構造物(これ以降,施設を構成す る構造物を施設と等価な意味で用いる)が構築されることになるが,設計時の想定通りに構造物が挙動 する可能性は残念ながら高くない.これは,設計供用期間中に想定する作用の見積もり,設計上の仮定, 設計で用いる計算式の精度,材料の品質のばらつき,施工の出来等がその原因として考えられる.した がって,供用中に適切に現有性能を把握し,設計時の予測を見直して将来の性能低下の予測を行い,当 初のシナリオを修正して実情に合わせる必要が生じる.これが,供用中に行う維持管理の目的である. そして,必要があれば,補修・補強等の対策を施して,必要性能の喪失を防ぐ.その際の典型的なシナ リオの事例が図2-2 である.両シナリオとも設計供用期間中に性能レベルが最低レベルを下回ることが 想定された場合に,シナリオ(C)ではそれを把握した時点で性能低下速度を小さくするような対策を施 すもので,シナリオ(D)はそれよりも少し将来に,性能を回復させるものである.このほかにも多くの シナリオが考えられるが,設計段階と同様に,何らかの判断を行って適切なシナリオを選定し,それに 基づいて必要な措置および将来の維持管理を考えていくことになる.これも,ある意味でサービスライ フデザインであると言える.

このように、構造物のライフサイクルを考えると、その性能を必要レベル以上に確保するための適切 な方策を立案し、設計、施工、維持管理の各段階でこれらを連携させ、統一した考え方の下で構造物を マネジメントしていくことになる。そのためには、設計(補修等の設計も含む)に重きをおくサービス ライフデザインよりも、構造物に対するすべての思考、行為を一元的にマネジメントする、ライフサイ クルマネジメントとして拡張していく必要がある。港湾鋼構造物は、海中や地中に埋没している部分が 多いことなどから、陸上の構造物と比較して維持管理上の困難が伴うことが多い。また、構造物が環境 条件の厳しい沿岸域に位置しており、外力の作用のみならず材料劣化やそれによる性能低下が生じやす い。そのため、構造物の建設時にその重要性(代替性)や維持管理の難易度に応じて所要の耐久性を付 与するとともに、予防保全に立脚した計画的な維持管理を行うことで、構造物が保有すべき機能や性能 を保持しなければならない。そのために、従来の「事後保全」から「予防保全」へと転換することが必 要であり、この枠組みを確実に構築することが現在求められている。構造物に求められる機能が失われ ることは、その構造物には存在価値がなく、言い換えれば寿命を迎えることを意味する。予防保全によ ってこの寿命をできるだけ長くすることが、地域や国の経済発展や社会生活の保証に貢献することとな る。

2.2 ライフサイクルマネジメントへの発展

ライフサイクルマネジメント^{1),2)}は、計画・設計段階から供用段階を経て撤去・更新段階に至るまでの構造物のライフサイクルを一元的に管理するためのシステムであり、計画と設計で想定した性能確保の考え方をシナリオとして施工および維持管理に継承し、維持管理の結果を踏まえてシナリオを修正しながら、構造物の性能確保を確実に行うための枠組みである.

ライフサイクルマネジメントの流れを図2-3に示す.ライフサイクルマネジメントでは、構造物の機 能や性能の時間的な低下を予測し、それに対応するために必要となる将来の維持管理の方法を考慮した 設計を行い、構造物の機能・性能確保の道筋(シナリオ)を設定することが求められる.一方、維持管 理では、設計で考えられた構造物の性能レベルに応じた維持管理を実施するとともに、設計で予測した 性能低下の状況を補正しつつ最適な維持行為を行うことになる.このように、維持管理の中で定期的な 診断行為によりシナリオを検証し、必要に応じてシナリオを見直し、修正することが必要となる.これ らの一連の作業の流れを同図では示している.

2.3 ライフサイクルマネジメントの意義と枠組み

ライフサイクルマネジメントの枠組みを,維持管理段階を対象として概観する.ライフサイクルマネジメントの枠組みに基づいて,維持管理段階に絞って示した流れは,図2-4に示すとおり,構造物の現況を統一的な基準に基づいて判断する「定期的な点検・診断」,点検・診断等に基づく構造物あるいは部材の「保有性能評価と将来予測」,および将来の利用計画,残存供用期間,ライフサイクルコスト等を制約条件として評価し,必要に応じて実施する「対策法の提示」により構成されている.

点検・診断は、構造物の現況を知るうえで不可欠の作業で、性能評価や対策検討のための重要な行為

である.港湾の施設では、2段階のレベルおよび2段階のタイミングによる点検・診断を実施することを基本としている.常にすべての変状を詳細に調べていくのではなく、点検・診断の対象にめりはりをつけて、費用や労力の合理化を図るためである.次いで、構造物の供用中の保有性能を的確に評価し、これに基づいて今後の性能低下の進行を予測(従前の予測結果を修正)する.この性能評価および性能低下の予測は、その精度向上が重要となる.現状の知見では、すべての構造形式および変状の形態に適用できる評価手法や予測手法は存在しないが、できる限り定量的かつ客観的にこれらを検討することが必要である.



図 2-3 ライフサイクルマネジメントの流れ



図 2-4 ライフサイクルマネジメントに基づく維持管理の流れ

図 2-5 に,現時点で考えられる構造物の性能評価の流れを示す.性能評価の方法として,数値指標等 を介して性能を直接的に評価する方法と,劣化度から間接的に,みなし的に評価する方法に大別される. みなし性能評価は,目視点検・調査を主体として部位・部材ごとに劣化度を評価し,これを点検診断ガ イドライン³⁾に示される方法によって構造物全体の性能低下度を総合評価する方法である.この性能低 下度と実際の保有性能との関係が得られていれば、精度は高くないものの、目視だけで比較的簡便に性 能評価が行えることになるので、実務的には有用なものとなる.一方、詳細調査等によって変状を有す る部材で、その変状を定量的に表現できる特性値を設定することができれば、設計で用いる計算式を用 いて性能を定量的に求めることができる.その場合に、健全な新設構造物に用いられる計算式の適用性 についてあらかじめ確認しておく必要があるほか、部材の境界条件等についても検討しておく必要があ る.また、さらに部材の場所ごとの状態をモデル化できる量と質を有するデータが取得できれば、これ を数値モデルに置き換えて、解析的に構造物の性能をシミュレーションすることも可能である.後者の 2 つの方法をとる場合には、少なくとも非破壊、微破壊調査技術を用いることが不可欠で、点検・調査 の際に労力とコストを必要とする.したがって、点検・診断で得られるデータの量と質に見合った性能 評価の手法を用いる必要がある.



図 2-5 性能評価の流れ

性能評価および将来の性能が予測できれば、それに基づいて設計時に設定した、あるいは過去の維持 管理において設定した性能確保のシナリオが、必要に応じて修正される.そして、これらの結果をデー タベースに登録し、以降の作業に活用できるようにする.データが多く蓄積されるにつれ、評価や予測 の精度が向上することになる.性能確保のシナリオが立案できれば、それに基づいて所定のタイミング と方法で対策を実施する.

性能確保のシナリオ策定においては、考えられる複数の選択肢の中から何らかの指標を用いて最も適切と考えられるものを選定する必要がある.現状では、その指標としてコスト(いわゆる経済性)が用いられることが一般的である.その行為を行う場合に必要とするコストだけでなく、将来のコストも見積もったライフサイクルコストを指標とすることも行われてきているが、まだ十分ではない.しかし、本来はコストだけではなく、社会に与える種々の影響をも考慮できる指標を用いることが必要である.このために、サステイナビリティを評価できる指標の設定が試みられている⁴⁾.サステイナビリティには、経済的側面、社会的側面、環境的側面という3つの側面があるが、これらそれぞれに適当な指標が用いられるべきである.特に我が国では人口減少等に伴い構造物の役割や期待が当初のものと異なってくることや、沿岸域や海岸線周辺での環境影響、あるいはさらに地球規模での環境影響までも考えるべきである.ただし、これら3つの側面の指標は相反することが多いので、指標間のバランスを考慮してシナリオの評価ができるような枠組みの構築が求められている.

ライフサイクルマネジメントを着実に実施するには、マネジメントを構成する個別の技術に加えて、 これらの実施体制、予算措置、制度の充実、人材の育成等が必要である.これについては、最近アセッ トマネジメントの概念が社会インフラの維持管理にも導入されつつあり、国際規格⁵⁾も制定されている. アセットマネジメントの考え方は今後の構造物管理の考え方の一つとなるであろうと考えられ、港湾の 施設の計画,設計,施工,維持,撤去・更新の各段階を連携させ,PDCA サイクルをうまく回すための システム形成を継続して取り組んでいく必要がある(図 2-6).



図 2-6 ライフサイクルマネジメントと PDCA⁶⁾

2.4 ライフサイクルマネジメントを構成する要素技術と本書の構成

ライフサイクルマネジメントでは、既に述べたとおり、構造物のライフサイクルにおける各作業段階、 すなわち、計画、設計、施工、使用、廃止において、構造物のライフサイクル全体におけるマネジメン トの計画および戦略に基づいて各段階における作業を行うことになる。本書の目的である設計と維持管 理の連携について取り上げてみると、設計段階では、(1)構造物の性能評価、維持管理段階では、(2)既 設構造物の点検診断、(3)既設構造物の性能評価、(4)劣化あるいは性能低下の予測、(5)補修・補強設 計における性能回復効果の評価が要素技術として抽出できる.

(1)については、防食措置が施された鋼材とそうでない鋼材のそれぞれに対する設計時での性能評価 において、耐久性に関わる事項の精度の向上が求められる。鋼材そのものについては、腐食速度を基に した設計式としての性能評価の方法がおおむね確立されており、既に適用されている.しかし、防食が 施された場合の、防食システムの耐久性あるいは性能低下に関する照査手法の確立が望まれる.これに ついては、本書3章「海洋環境での塗装鋼材の腐食機構、腐食要因および寿命推定」において示してい る。特に、防食方法の中でも初期の経済的負担が軽減可能な塗装防食を対象にして、海洋環境における 塗装鋼材の劣化メカニズムと劣化要因を明らかにして、劣化・寿命予測の手法について述べている.

(2)については、性能の定量的評価のために変状の数値化が必要となる.鋼材の腐食を考えてみると、 空間的および時間的に大きなばらつきを有することが明らかになっている.これについては、本書4章 「点検診断技術」において、鋼材の目視点検および肉厚測定による腐食診断について、その現状および 新しい技術について述べている.

(3)および(4)については,(2)で得られたデータに基づく既存構造物の性能評価手法の確立が望まれ るところである.一般の港湾鋼構造物の健全度評価は,防食機能を基本として実施される.つまり,構 造物の腐食が防食システムにより防止されていれば,構造物の力学的性能は低下しないが,防食システ ムの機能が十分でない場合には,構造物あるいはそれを構成する部材の残存性能の評価が必要となり, 耐荷力を定量的に求める必要がある.残存耐荷力は,測定された鋼材の肉厚測定結果に基づいて行われ るが,一般的には大きなばらつきを示すため,特性値の設定方法,ばらつきの評価方法等を確立する必 要がある.これについては,本書5章「鋼構造部材の残存性能評価と性能低下予測」で主に桟橋の鋼管 杭の残存耐荷力評価とその予測に関して,本書6章「腐食損傷を有する鋼構造部材の健全性評価手法」 で限られた板厚計測の計測結果に基づく腐食鋼構造部材の耐力の推定精度に関する知見を述べる.

(5)については、本書7章「性能回復技術」において、腐食により必要な性能を消失した鋼部材の性

能回復の方法として,比較的容易に施工が行えると考えられる添接板溶接による補修補強を取り上げ, 設計の基本的な考え方を述べるとともに,補修補強による性能回復効果を検討した事例を示す.

最後に、これらを総括して本書8章「ライフサイクルデザインの事例」においてライフサイクルデザ インの検討事例を紹介し、読者の理解をより確実にすることを目的とする.また、本書9章「まとめと 今後の課題」において、将来の展望も含めたまとめを示す.

参考文献

- Yokota, H.: Structure Design System under the Concept of Life-Cycle Management, Steel Construction Today & Tomorrow, No.48, The Japan Iron and Steel Federation and JSSC, 13-14, August 2016.
- Yokota, H.: Practical application of life-cycle management system for shore protection facilities, Journal of Structure and Infrastructure Engineering, 13 (1), 34-43, 2017 (DOI: 10.1080/15732479.2016.1198391).
- 3) 港湾の施設の点検診断ガイドライン,国土交通省港湾局,2014.
- 4) 堺孝司,横田弘:コンクリート構造物のサステイナビリティ設計-地球環境と人間社会の不確実性 への挑戦-,技報堂出版株式会社,2016.
- 5) ISO 55000 Asset management Overview, principles and terminology, International Standardization Organization, 2014.
- 6) 横田弘,長井宏平:戦略的イノベーション創造プログラム (SIP) におけるコンクリート構造物マ ネジメントの国際展開と ISO, 土木 ISO ジャーナル, Vol.28, 土木学会, pp.12-18, 2017.

3章 海洋環境での塗装鋼材の腐食機構,腐食要因および寿命推定

3.1 はじめに

海洋の利用は、四方を海で囲まれた我が国はもとより、世界的に重要な課題であり、効果的に利用するためには長期に亘る港湾構造物の維持管理が必要不可欠である.その中にあって、鋼材は港湾構造物を構成する材料の主要材料として利用されており、主要な役割を担っている.また、一度建設した鋼構造物を合理的に維持管理することが経済性や社会生活、さらには持続可能性(sustainability)の観点から重要である.

一方で,鋼材において腐食現象は避けられず,海洋環境での長期的な使用を考えた場合,鋼材腐食に よる性能低下を極力遅延させ,長期の鋼構造物の利用に向けた防食工法の適用・選定が重要となってく る.

本章では、防食方法の中でも初期の経済的負担が軽減可能な塗装防食を対象にして、海洋環境における塗装鋼材の劣化メカニズムと劣化要因を明らかにして、劣化・寿命予測を可能とすることを目的としている.これによって構造物のライフサイクルコスト(LCC)の算出が可能となり、それに基づく合理的な維持管理も可能となると思われる.もとより、100%の劣化・寿命予測ができる訳ではないが、合理的な維持管理手法構築の一助となれば幸いである.

3.2 裸鋼材と塗装鋼材の劣化状況の相違-曝露試験結果(駿河湾・宮古島)より-

(1) 概要

海洋構造物における鋼材の利用において、古くは「腐食しろ」という考えのもと設計がなされていた. これは、鋼材の腐食は全面的に一定の腐食速度で生じる(いわゆるミクロセル腐食)という考えのもと、 鋼材厚さが腐食により減少したとしても設計供用期間内で鋼部材が大きな構造的性能低下を生じさせ ないように、初期の部材厚さに裕度(腐食しろ)を設けるという設計思想である.しかしながら、海洋 環境の中でも、海中部、干満部、飛沫部、大気部等の環境が異なる部位がある中で、図3-1に示すよう なマクロセル腐食が生じることが明らかとなり、場合によっては想定以上の腐食が生じることが分かっ てきた.



図 3-1 マクロセル腐食とミクロセル腐食の概念

ここで、鋼材の腐食現象について補足する.鋼材の腐食反応は、次式に示すようにアノード反応、カ ソード反応がバランスを取りながら生じる.

【アノード反応】	$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-}$	(3-1)
【カソード反応】	1/2・O ₂ +H ₂ O+2e→2OH (中性・アルカリ性環境, 酸素有)	(3-2)
	1/2 • O ₂ +2H ⁺ +2e ⁻ →H ₂ O(酸性環境,酸素有)	(3-3)
	2H ₂ O+2e ⁻ →H ₂ +2OH ⁻ (中性・アルカリ性環境, 貧酸素)	(3-4)
	$2H^++2e^- \rightarrow H_2$ (酸性環境, 貧酸素)	(3-5)

アノード反応とカソード反応の間で、アノード反応で生じる電子がカソード反応ですべて消費される ように生じる.ここで、曝露条件により大きく異なるため一概には言えないが、ミクロセル腐食では、 アノード部とカソード部が均一に分布し交互に変化するため、両者の腐食量が大きく変わる可能性が小 さく、ある程度の速度予測が可能となる.一方で、マクロセル腐食では、アノード部に対してカソード 部が広く分布することがあり、この場合カソード反応に対応したアノード反応が局所的に生じるため、 腐食速度が想定以上に速くなることがある.

ここでは、上記のような海洋構造物における腐食現象に及ぼす塗装の影響を実環境(駿河湾¹⁾,宮古島²⁾)曝露試験結果に基づき解説する.

(2) 駿河湾および宮古島での曝露試験結果の整理

(i) 曝露環境の概要

ここでは、駿河湾および宮古島における曝露環境について整理する. それぞれの曝露箇所を図 3-2 に 示す. おおまかには、以下のように分類することができる.

- ・ 駿河湾(大井川沖):直接に外洋の波浪の影響をうけ、流木なども衝突する海域
- ・ 宮古島:比較的静穏な港内で、流木などはほとんど衝突しない海域

他にも,温度等の影響を考慮する必要がある.



(a) 駿河湾(大井川沖)

直接に外洋の波浪の影響をうけ、流木なども衝突する海域. 平均気温: 16.2℃



(b) 宮古島 比較的静穏な港内で,流木などはほとんど衝突しない海域.平均気温:26.0℃ 図 3-2 駿河湾および宮古島における曝露箇所

(ii) 駿河湾における裸鋼材と塗装鋼材腐食の相違

直接に外洋の波浪の影響を受け、流木なども衝突する海域で行われた駿河湾曝露実験での裸鋼材における平均断面腐食量分布および腐食速度分布を図 3-3³に示す.一般的に言われているように、飛沫部の腐食速度が最も速く、続いて平均海水面付近で、干満帯の上部付近が最も遅いことが認められる.



図 3-3 曝露期間と平均断面腐食量分布および腐食速度分布³⁾

一方,塗装鋼材については,劣化(腐食)の傾向が異なる.厚さ2000 µm(2.0 mm)以上の有機被覆 (重防食)やペトロラタム被覆は,曝露20年ではほとんど劣化や鋼管の腐食は観察されなかった.一 方,1000 µm以下の従来型塗装においては,塗膜の劣化や鋼材の腐食が観察された.

図 3-4 に、タールエポキシ塗膜の劣化(損傷)および鋼材の腐食の事例を示す.L形アングルに無機 リッチペイント75 µm とタールエポキシを600 µm 塗装した供試体を約20年間曝露したものである.発 錆面積率は山側で大きい.また、部位としては干満部が最も大きく、次いで海中部(海水面近傍)であ り、飛沫部はさびがほとんど発生していなかった.その原因の1つとして、図に見られるような流木が デッキに打ち上げられている様子も観察されていることから、干満部では浮遊物によるキズ発生部を起 点としたさび発生の増加が考えられる.

以上を勘案すると、重防食やペトロラタム被覆においては、流木等による塗装材の損傷の影響が小さ く腐食が生じにくかったが、1000 µm 以下の塗装材においては、干満隊など損傷が生じる部位で腐食が 顕在化し、裸鋼材のように飛沫帯での腐食が認められなかったと推察される.



図 3-4 炭素鋼+タールエポキシ塗装材(600 µm)の 20 年曝露後の外観³⁾

(iii) 宮古島における劣化(腐食)状況

流木等の影響が小さい内湾における塗装鋼材の腐食について整理する. 宮古島における曝露試験では 流木などによる傷は見られなかったが,塗装試験材は人工欠陥部を有している. 裸鋼材の腐食は,飛沫 部で最も大きくなったが,塗膜の人工欠陥部では,飛沫部より干満部,海中部で多く腐食する傾向が認 められ,特に海中部では深く腐食する傾向が認められた. 海中部では,図3-5に示すように,20年で鋼 材の厚さ4.5 mmを貫通するものも散見された. この腐食速度は,0.225 mm/年以上である. この飛沫部 よりも海中部での方が腐食速度の速い理由としては,海中部では電導度が大きいために塗膜部をカソー ド,欠陥部をアノードとしてマクロセルが形成されて集中的な腐食が進行するのに対して,飛沫部では 水膜が薄いために,長い距離でのマクロセルが形成されずに欠陥内でアノードとカソードがそれぞれ形 成されて腐食しているためであると考えられる.



図 3-5 腐食面積の平方根と最大腐食深さ²⁾

上記の宮古島に曝露された試験材のうち,ポリエチレン被覆(3000 µm),エポキシ被覆(325~800 µm), ガラスフレーク入り塗装(750~1500 µm),ビニロン被覆(325~375 µm)について,改めて外観,接着 性,衝撃性を確認した結果を図 3-6 に示す.これより,厚さ 3000 µm のポリエチレンは全く問題ないこ と,およびガラスフレーク入り塗装とビニール系塗装は劣化が著しいことが判明した.エポキシ系につ





図 3-7 全腐食量から予想されるマクロセル腐食による腐食量

図 3-7 に,海中部における,マクロセル腐食とミクロセル腐食の割合を略算した結果を示す. 仮定は, 最も腐食が激しく 20 年間で 4.5 mm 厚の鋼板を貫通したものとし,現状の他の鋼板部でのミクロセル腐 食速度測定値を測定したところ 20 年分の積分値で約 0.8 mm と考える. すると,マクロセル腐食分が 4.5-0.8=3.7 mm となり,マクロ/ミクロ=3.7/0.8≒4.6 倍と予想された. 数値自体は概略値であるが, マクロセル腐食の影響が卓越していると考える.

(3) まとめ

以上示したように、裸鋼材と塗装鋼材では、腐食が卓越する位置、腐食の形態(マクロセル、ミクロセル) およびその速度が異なることを念頭に置く必要がある.特に、流木等の外界からの衝撃がある環境においては、発錆面積率の大きいのが干満部、以下、海中部、飛沫部とほぼ裸鋼材と逆の傾向である.また、塗装鋼材では飛沫部より干満部、海中部で欠陥部が局所的に腐食する傾向が認められ、特に海中部では深く腐食する傾向が認められ、このような環境では、マクロセル腐食が卓越している傾向も推察された.これは、海中部では電導度が大きいために塗膜部をカソード、欠陥部をアノードとしてマクロセルが形成されて集中的な腐食が進行するのに対して、飛沫部では水膜が薄いために、長い距離でのマクロセルが形成されずに欠陥内でアノードとカソードがそれぞれ形成されて腐食していると考えられる.以上の知見に基づき、塗装鋼材における腐食過程モデルについて次にまとめる.

3.3 塗装鋼材の劣化・腐食過程モデルー特に海中部ー

- (1) 既往の検討結果の整理
- (i) 概要

3.2 の結果より、塗装鋼材の腐食機構には、流木などにより欠陥(キズ)が発生し、あるいは、端部 が欠陥となり、それが原因で腐食が進行するものと欠陥(キズ)はないが、腐食が進行するもの(宮古 島)の少なくとも2つのものがある.ここでは、欠陥部のある場合、ない場合の劣化・腐食機構を整理 し、劣化・腐食過程モデルを示す.特に、海中部で干満部に近い個所(L.W.L.から-1 m)を対象として いる.この理由は、この部分は観察や補修がしにくいにも関わらず、局部的な腐食速度が大きくなるこ とが懸念されるためである.また、干満部や飛沫部については、波の影響が大きく、劣化モデルや後述 する寿命予測(促進倍率)を考察するのが困難ということもある.

なお,紫外線による劣化については,海中ということでやや緩和されることと,駿河湾や宮古島の曝 露試験において,紫外線の影響の最も大きいと考えられる飛沫部での塗料の劣化の影響がほとんど認め られなかったため,ここでは劣化要因の対象外としている.

(ii) 欠陥部近傍における塗装鋼材の腐食

宮古島曝露材における人工欠陥部腐食面積と腐食深さの関係を図 3-8 に示す.飛沫部の欠陥部まわり の腐食は面積が広がるが腐食深さは比較的小さく欠陥部の中央部でもっとも深い.一方,干満部と海中 部では,腐食は欠陥部の外周に沿って深さ方向に進展する傾向が認められた.また,駿河湾や宮古島の 腐食の観察から,いずれも多くの膨れや剥がれが発生しているが,特に,宮古島では海中部で局部的に 厚さ方向の腐食速度が大きい.



図 3-8 宮古島における人工欠陥部腐食面積と腐食深さ³⁾

(iii) 塗装鋼材の腐食モデル

塗膜は劣化すると、鋼板と塗膜間で剥離が生じ、膨れが生じる.この膨れに関して多くの研究が行われている.膨れにはアノード反応により発生するアノード膨れとカソード反応により発生するカソード 膨れがある.アノード膨れ数個に対し、カソード膨れ数十個が対応しており、カソード反応による劣化 が激しい.

Funke は、腐食が進行すると、カソード反応によって塗膜下に水酸化物イオンが生成され、水酸化物 イオンによる浸透圧により、塗膜と金属との付着力が低下し、膨れが発生するとした⁴⁾.膨れが発生す ると、塗膜の体積膨張により酸素透過速度は大きくなると考えられている.また、塗膜の劣化として、 塗膜下に蓄積した高 pH 溶液による塗膜の劣化・脆化、付着力の低下が考えられている.

欠陥部を有する場合の塗装鋼板の劣化についても研究が行われている. Funke は塗膜上に欠陥がある 場合,次のように塗膜が劣化すると説いている⁴⁾.細孔欠陥があり,金属表面が微小部分のみ露出して いる場合には,図 3-9 に示すように細孔部分で腐食が発生する.細孔下で発生したさび層は,塗膜と同 様に酸素,水に対して透過性が低いため,上述のブリスター発生機構と同様のメカニズムでさび発生部 に膨れを形成する.このとき,欠陥内部でマクロセル腐食が発生し,細孔下部をアノード,膨れ端部を カソードとする腐食が進行する.欠陥面積が広い場合には,図 3-10 に示すように付着不良を起こして 水の層を形成している場所が塗膜中に存在すると,膨れ部をカソード,欠陥部をアノードとするマクロ セル腐食が発生する.この腐食電池の抵抗は主に塗膜が占めているため,膨れ発生位置は欠陥部近傍と は限らない.

小林は大井川河口部の海洋中に人工損傷を付したタールエポキシ塗装鋼材に対し一年間の短期曝露, および 40 °C-NaCl 溶液への促進試験を行った³⁾. その結果,①干満部と海中部においては,腐食は損傷 の外縁部で深さ方向に進行すること,②表面被覆の剥離が認められ,飛沫帯で最も顕著だったこと,③ 空気吹き込み試験にて海中部,干満部における表面被覆鋼材の劣化を再現可能なことが確認された.

大即らは欠陥部を有する塗装鋼材のマクロセル電流を計測することを検討した⁵⁾. その結果, ①分割 鋼材を用いてマクロセル電流が測定可能であること, ②欠陥部をアノード, 塗装部をカソードとするマ クロセル電流が発生していることが確認された.



図 3-9 細孔欠陥部での膨れ発生メカニズム⁴⁾



図 3-10 欠陥部が大きい場合の膨れ発生メカニズム⁴⁾

(2) 劣化過程の提案:欠陥がある場合の海中部上部-飛沫部に対して-

既往の小林らによる飛沫部の劣化機構は,図 3-11 に示すようである.このモデルでは,ふくれや剥がれは主として水平方向に拡がっていく.



図 3-11 飛沫帯での劣化の進展

これに対して,海中部上部の劣化モデルは次のようである. 図 3-12 には欠陥を有する塗装鋼材における塗膜劣化のモデルを示す. このモデルでは,潜伏期,進展期,加速期の3段階に分けて劣化を説明している.

ステップ1:膨れが生じる以前では、欠陥部鋼材をアノード、塗装部鋼材をカソードとするマクロセルが形成され、塗装下に OH を含む溶液が溜まってくる.この間、欠陥部鋼材はミクロ+マクロ腐食を 生じている.

ステップ2:塗装下の溶液が溜まり、膨れが生じる.この場合には、塗装の酸素、水などの拡散係数 が大幅に低下し、塗装下鋼材のカソード反応が活発になる.

ステップ 3: 塗装の膨れがある程度になると塗装が破損する. この場合には, この破損部が新たなア ノードとなる.



図 3-12 欠陥を有する塗装鋼材におけるマクロセル腐食による劣化モデル

(3) 劣化過程の提案:欠陥がない場合の海中部上部

全体的な劣化の進行としては、欠陥がある場合とほぼ同じである.相違は、図 3-13 に示すように、 最初にアノードとなる箇所が相対的に塗装の弱点部である.明確な欠陥のある場合に比較して、アノー ドが発達するのが遅く、したがって、ふくれや剥離が発生する時期が遅くなると思われる.



図 3-13 欠陥がない塗装鋼材におけるマクロセル腐食による劣化モデル

3.4 海中部(海面 50 cm前後)での促進倍率

(1) 促進倍率設定の考え方

腐食反応の速度は種々の要因の影響を受け変化する.ここでは、温度、溶液種類、塗装種類および塗 膜厚さ、溶存酸素量の影響を整理した.

(i) 温度の影響

温度の影響に関しては,温度を 20~50 ℃ として試験を行い,アレニウス式により活性化エネルギー を算出したところ,欠陥の有無にかかわらず腐食電流密度の活性化エネルギーは 11 kcal/mol となった. これより,20~50 ℃ の倍率は,およそ 5.8 倍となる.

$$\frac{v_{T_2}}{v_{T_1}} = \exp\left[\frac{\Delta E_a}{R} \left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2}\right)\right]$$

ここで、 V_{Tn} :温度 *T*n における腐食電流密度 (μ A/cm²)、 ΔE_a :活性化エネルギー (cal/mol)、*R*:気体 定数=1.99 (cal/K/mol)、*T*:温度 (K)

なお、塗装鋼材における腐食反応の活性化エネルギーは、反応系の律速条件により決定されることが 知られており、既往の報告によると腐食の時期により塗膜抵抗率(30 kcal/mol 程度)や鉄イオンの不働 態皮膜中での拡散(17 kcal/mol 程度⁶)、酸素の塗膜中拡散エネルギー(17 kcal/mol 程度⁶)と同程度の 活性化エネルギーが確認されている.

(ii) 溶液種類の影響

実際の環境では、腐食反応が生じる液相は海水由来のイオンが存在するが、促進試験においては人為 的に制御された溶液を用いることができる.例えば、土木学会の促進試験では、NaCl-3.0%溶液を用い ているが、この溶液中のイオン(共存イオン)による促進試験の倍率を調べた結果、欠陥のある場合で

(3-6)

2.3 倍,欠陥のない場合で3倍,NaCl-3.0%溶液の方が腐食速度が速いことが報告されている.これは, 海水中に存在する Ca イオンや Mg イオンなどが塗膜や鋼材の表面で,カソード反応で生じる水酸化物 イオンと反応し,水酸化物が沈殿するためでないかと考えられる.

(iii) 塗装種類および塗膜厚さの影響

腐食反応速度が酸素の拡散速度で律速されている場合,海洋環境における腐食速度は塗膜の酸素透過 量に依存する.既往の検討で具体的な塗膜の酸素透過量を評価した事例は少ないが,フタル酸系塗料と タールエポキシ系で劣化の進行速度(ブリスターの発生時期)を比較した結果,タールエポキシ系塗料 を用いた場合のブリスター発生時期はフタル酸系塗料の4.6 倍となることが確認された.

また,劣化速度と塗膜厚さの関係については,図 3-14 に示すように実験的・理論的に,線形である と考えられ,最終的には,図中の関係式を用いた.



図 3-14 ブリスターが発生するまでの期間と塗装厚さの影響

前述したように、「酸素透過性がカソード反応を律速と仮定」し、塗膜中における酸素拡散の数値計 算を行った.境界条件は以下のように設定した.

①塗膜表面では常に酸素が供給され濃度が一定に保たれる ($C_0 = 5 \, \mu \text{g/cm}^3$).

②塗膜と鋼材の境界では酸素が全て消費され濃度が0(拡散係数D=0.7 µm²/s)(文献値より)

さらに,積算カソード電流密度が 0.1 C/cm² で塗膜にふくれが発生すると仮定すると⁷⁾,定常状態のとき,フィックの拡散方程式により以下の関係が成り立つ.

ふくれ発生までの期間 = $\frac{0.1 \, \text{C/cm}^2}{D^{1/2}} \propto \frac{2}{2}$ (3-8)

すなわち,塗膜下のカソード反応が塗膜の酸素透過性に律速されると仮定すると塗膜厚さとふくれ発 生までの期間の関係は線形となる.

(iv) 溶存酸素量の影響

溶存酸素量が直線回帰で与える影響を考え、ブリスター発生までの期間と溶存酸素量の関係として以下の式が得られた.

Y = -2.0 X + 19.2

(3-9)

ここで, Y: ブリスター発生までの期間 (days), X: 溶存酸素量 (mg/L)

(2) 土木学会試験方法に対する促進倍率および剥がれ発生時期の予測に関する検討 本来は、現場での劣化反応速度(塗膜劣化および鋼材腐食)をなんらかの方法で予測し、塗膜の弾性 係数や引張強度を予測して、ふくれの発生やはがれ時期(年数)を予測するのがあるべき姿かとも考え るが、ここでは、土木学会の促進試験からの促進倍率をなんとか求めることによって、剥がれ発生年数 の予測を試みた.

(i) 試験結果での各因子の影響度を掛け合わせる方法の採用

理論的には,各因子の相互作用など,いろいろと難しい問題があるが,前節で述べた温度,溶液,塗料(塗装種類および塗膜厚さ),酸素濃度の影響を各々独立と仮定し,促進試験での膨れや剥がれの発 生時間各々の促進倍率を乗じて,実際の海中部での塗料の寿命を推定する方法である.すなわち,

(推定寿命) = (促進試験での寿命) × (温度での倍率) × (溶液での倍率)
 × (塗料種類の倍率) × (厚さの倍率) × (酸素濃度の倍率)
 (3-10)

として寿命推定を行う.

(ii) 寿命予測結果

表 3-1 に欠陥がある場合,表 3-2 に欠陥がない場合のそれぞれの寿命予測結果を示す. 促進試験に対 する倍率は,欠陥がある場合,富津で11.7 倍,駿河湾で438.4 倍,欠陥がない場合,富津で17 倍,宮 古湾で540 倍とそれぞれ求めることができた.予測値と実測値(観察期間が飛んでいるので範囲で示し てある)は,富津に対しては実測値が150 日以下としかわからず検証が難しいが,駿河湾に対してはほ ぼ同程度である.しかしながら,オーダー的には予測でき,特に駿河湾については,当たらずとも遠か らずの予測ができたと思われる.

要因	促進試験	外環 ⁴ (富	竟曝露 津)	実環境曝露 (駿河湾)		
	実験室	現地データ	倍率	現地データ	倍率	
温度	50 °C	21.8 °C	× 5.1	16.2 °C	× 7.4	
溶液種類	NaCl3%	海水	× 2.3	海水	× 2.3	
溶存酸素量	5.1 mg/L	5.0 mg/L	× 1.0	6.4 mg/L	× 0.7	
塗膜厚さ	150 μm	150 μm	× 1.0	675 μm	× 8.0	
塗膜種類	フタル酸	フタル酸	× 1.0	タールエホ゜キシ	× 4.6	
全倍率	×1	×11.7(2)		×438.	4 (③)	
予測された期間		23.4~58.5日 (①×②)		2.4~ (①:	<mark>6.0 年</mark> ×③)	
実際の期間	2-5日(①)	150 日		1~5年		

表 3-1 欠陥がある場合の寿命予測

表 3-2 欠陥がない場合の寿命予測

要因	促進試験	外環 ¹ (富	竟曝露 津)	実環境曝露 (駿河湾)		
~1	実験室	現地データ	倍率	現地データ	倍率	
温度	50°C	20°C	× 5.8	26°C	× 4.0	
溶液種類	NaCl 3%	海水	× 3.0	海水	× 3.0	
溶存酸素量	5.1 mg/L	5.0 mg/L	× 1.0	6.4 mg/L	× 0.7	
塗膜厚さ	150 μm	150 µm	× 1.0	800 µm	× 9.6	
塗膜種類	フタル酸	フタル酸	× 1.0	タールエホ゜キシ	× 6.7	
全倍率	×1	×17(②)		×540)(③)	
予測された期間		153日 154(①×②)		13 . (①:	3年 ×③)	
実際の期間	9日(①)	150	日(1~1	12 年	

(3) 予測方法を用いた検討例

(i) 駿河湾の環境でキズがない場合の試算-キズの有無による影響-

前述したように, 駿河湾においては, 流木などによって曝露直後よりキズがつきやすい. このため, タールエポキシ系塗料 675 µm において約 2.4~6.0 年で塗料に剥離が発見された. これに対して, 防護 柵などで流木などの衝突を無くした場合にどの程度剥離までの年数が長くなるか, といった問いかけも 予想される. これに対して, 本予測方法で解答を試みる.

表 3-2において, 駿河湾の条件を代入する. すなわち, 温度 16.2 °C (倍率 7.4), 溶液種類が海水(倍 率 3.0), 酸素濃度が 6.4 mg/L (倍率 0.7), 塗膜厚さ 675 µm (倍率 8.0), タールエポキシ (倍率 6.7) と 計算され, 合計の促進倍率は約 833 となる. 土木学会試験による剥離までの日数が 9 日であるので, 駿 河湾でキズのできない環境の場合の予測年数は (833×9/365=) 20.5 年と予測される. したがって, 駿河 湾でキズのできる条件での剥離までの計算値が 2.4~6 年であったので, 約 15 年は, 剥離までの寿命が 延びるという計算となる. また, 実測値は 1~5 年であるので, 同様に約 15 年は延びるという計算とな る.

(ii) 宮古港の環境でキズがある場合の試算-キズの有無による影響-

この例は、宮古港の防波堤の外側などに塗装した鋼材を設置した場合に対応する. 表 3-1 において、 宮古港の条件を代入する. すなわち、温度 26 °C (倍率 4)、溶液種類が海水 (倍率 2.3)、酸素濃度が 6.4 mg/L (倍率 0.7)、塗膜厚さ 800 µm (倍率 9.6)、タールエポキシ (倍率 4.6) と計算され、合計の促進倍 率は約 284 となる. 土木学会試験による剥離までの日数が 2~5 日であるので、宮古港でキズのできる 環境の場合の予測年数は (284×(2~5)/365=) 1.5~3.9 年と予測される. したがって、宮古港でキズのな い条件での剥離までの計算値が 13.3 年であったので、10 年程度の差ができることとなる. また、実測 年数が 1~12 年であったので、これと比較すると最大 8 年、平均 4 年程度寿命が短くなることとなる. (iii) 宮古港の環境でキズがある場合の試算ーキズの有無による影響-

上記(i)および(ii)で示したように、その場所での、温度、酸素濃度、塗料の種類と厚さ(現状フタル酸とタールエポキシのみ)が入力できれば、塗料の剥離までの年数を予測することができる.さらに、塗料の種類や試験数を増やして整理すれば、精度も向上すると思われる.現状でも、現場での温度と酸素濃度を与えれば、与えられた耐用年数に対応する塗料の厚さを設計することが可能となる.

(4) まとめ

塗料の剥離までの期間に関する温度,溶液の種類,酸素濃度,塗料の種類および厚さ,キズの有無に よる影響を検討し,ある程度定量化した.土木学会の方法に対する促進倍率を,各々の因子に対する促 進倍率の積と仮定して,計算値と実測値を比較し,ある程度実用的であると判断した.この方法で若干 の試算を行った.上記で示した手法は,非常に単純なものであるが,実際の曝露期間と比較すると実用 上問題ない精度で予測できた.本手法をさらに改良すれば,耐用年数設計も可能であると思われた.

3.5 寿命予測の考え方

本章では、塗装にふくれや剥離が発生した時点を塗装の寿命と考えている.この時点以降、全体的に は裸鋼材の腐食速度へ徐々に移行するか、局所的には裸鋼材を上回る腐食速度の可能性もある.

この期間を予測することを寿命予測と称するが、理論的には多くの困難を有する.

- 1) ふくれ発生までのメカニズムがわかっているか. Funke のモデルで恐らく適用可能と思われるが.
- 2) 欠陥がない場合には、鋼材表面でのアノード反応やカソード反応の速度が必要になってくる.また、 Cl⁻の影響についても検討が必要となる.
- 3) 関連して、酸素の拡散も検討する必要がある.
- 4) 塗装と鋼材の隙間における反応と速度を見積もる必要がある.
- 5) 塗装と鋼材との付着特性(付着性状の経年劣化)を評価する必要がある.
- 6) 塗装のふくれや剥離(ひび割れ)の発生条件を評価する必要がある.

このような理論的な困難を乗り越えて寿命予測をするというのが本来の姿であるが、ここでは土木学 会構造工学シリーズ 19 の促進試験方法を基準として、なんとか寿命予測を求める方法を提案した. 以下に方法の概要、例示および今後への期待をまとめる. (1) 試験結果での各因子の影響度を掛け合わせる方法

理論的には、各因子の相互作用など、いろいろと難しい問題があるが、3.4 で述べた温度、溶液、塗料(種類および厚さ)、酸素濃度の影響を各々独立と仮定し、促進試験での膨れや剥がれの発生時間各々の促進倍率を乗じて、実際の海中部での塗料の寿命を推定する方法である.

また,促進試験としては,「土木学会構造工学委員会:海洋環境における鋼構造物の耐久・耐荷性能 評価ガイドライン,平成21年3月」付録1:海中部および干満帯下部を模擬した環境における有機被 覆鋼材の標準腐食促進試験方法を標準とした.すなわち,NaCl-3%,温度50℃(標準は60℃であるが, 耐熱性の観点から50℃とした),空気吹き込みなど,の条件である.

上記を用いるよう1次近似の方法が意味を持つためには,現地曝露試験とのキャリブレーションが不可欠である.本報告の範囲では,駿河湾(従来型塗装(無機ジンクリッチ(75 μm)+タールエポキシ樹脂(300 μm×2)を施した鋼材の19.5年にわたる実験結果)および宮古港(コールタールエポキシ800 μmを施した 20年にわたる実験結果)をキャリブレーションの基本データとした.

また,促進試験における基本塗装として,最も短期に結果が得られるフタル酸系塗装 150 μm とした. この場合,1 ケ月以内で結果が判明する.もちろん,対応する塗装系で促進試験を行うのが望ましい.

(2) 本試験結果を用いた寿命予測

(i) 最も簡便な方法

最も簡便な方法としては、耐久性が低く、促進試験で早期に劣化が生じる塗料と比較することである (本章の結果であればフタル酸塗料).使用する塗料の150 µm 厚のものの膨れ発生期間(欠陥あり2~5 日、欠陥なし9日)を土木学会の促進試験で求める.その後、実地の温度、海水であること、塗料厚、 酸素濃度を本試験のデータを用いて促進倍率を求め寿命を予測する.

(ii) タールエポキシ樹脂を基準とする方法

使用する塗料の 150 µm 厚のものの膨れ発生期間(欠陥あり 16 日,欠陥なし 60 日)を土木学会の促進試験で求める.その後,実地の温度,海水であること,塗料厚,酸素濃度を本試験のデータを用いて 促進倍率を求め寿命を予測する.後に,タールエポキシ系塗料での種々の試験を行う際に,フタル酸系 に比較して試験期間が5倍程度かかるという欠点はあるが,この方がより現実的な評価が可能となると 考えられる.

(iii) 対象とする塗料で再検討

対象とする塗料で、特に溶液の影響、厚さの影響を土木学会の試験方法で試験し、各パラメータの促進倍率を求め寿命予測を行う.時間的に余裕がある場合は本方法が最も確実な方法である.

(3) 種々の問題点および考察

(i) 紫外線の影響

本促進試験は、紫外線の影響は考慮されていない.紫外線は、エポキシ系塗装などに対して大きな影響があるといわれているため、将来的には腐食現象以外の経年劣化として考慮が必要である.

一方で、宮古島の結果を見ると紫外線の影響が強い箇所である飛沫帯および干満帯における観察でも、 紫外線によると思われる劣化は認められず、干満部下部や海中部上部の劣化が卓越していた.このため、 紫外線の影響は本報告の範囲においては無視でき、予測結果が実際の劣化期間と大きく相違することな く得られたと考えられる.

(ii) 下塗り (プライマー) の影響

表 3-3 に宮古島での曝露後の外観観察結果を示す. Inorganic Zinc があったほうが, Tar Epoxy のみの 塗装系に比較して,優れているとは判断できない. 逆に劣っているかといえば,膜厚が異なるので,劣 るとも断定できない.

区分	塗装種類	塗装厚さ	評価	外観
(a)	ポリエチレン	3000	0	健全
(b)	タールエホ゜キシ	800	Δ-Ο	点さび
	無機ジンク/タールエポキシA	475	×	さび/さびによる膨れ
	無機ジンク/タールエポキシB	475	×	大きなさび
	無機ジンク/タールエポキシC	325	Δ	さびによる膨れ(直径10mm, 3か所)
	無機ジンク/エポキシA	325	×	さび/膨れ/剥がれ
	無機ジンク/エホ [°] キシB	325	×-Δ	さびによる膨れ(3か所)
	無機ジンク/エポキシC	350	0	健全
	無機ジンク/エポキシD	325	Δ	さびによる膨れ(直径10~20mm, 5~6か所)
	無機ジンク/エポキシE	325	×	大きなさび/孔食穴(直径30mm)
(c)	有機ジンク/ガラスフレーク入りエポキシ	1520	0	健全
	ガラスフレーク入りポリエステル A	1500	Δ	点さび/塗膜下での腐食
	ガラスフレーク入りポリエステル B	750	0	健全
	ガラスフレーク入りエポキシ	1500	Δ	塗膜下での腐食
	ガラスフレ-ク入りポリエステル C	1000	×	全体的な剥がれ
(d)	厚塗りビニルフィルムA	325	×	大きなさび/塗膜の欠落
	厚塗りビニルフィルム B	375	×	さび/剥がれ

表 3-3 宮古港での長期曝露試験の外観観察結果

また,図 3-15 に下塗りの有無によるミクロセル腐食電流の大きさの違いを示す. ほとんど差がないようにも見えるが,干満帯直下(海水中上部)においては,下塗り有の方がやや電流密度が小さいことが認められる. 要は,曝露 20 年後においては,下塗りの影響は,実用上は認められないと考えられる.



図 3-15 下塗りの有無によるミクロセル腐食電流の大きさの違い

なお、初期段階における相違は、長期的なものに比較して大きく異なる. 図 3-16 に、下塗り(下地 有り)となしのものの促進試験における違いを示す.これによると、ふくれ発生が 15 日 vs174 日と 11.6 倍も異なる.しかし、20 年曝露後はそれほど変わらない.ジンク下地はふくれ開始までの時間を遅くす るのは有効であるが、その後、マクロセルなどが発生すると、優位が無くなるとも考えられる.おそら く、一旦膨れが発生し、アノードとなると、他のジンク部分が明確にカソードとなるのでマクロセルが 明確になりやすいなどの原因があると考えられる.



⁽b) 無機ジンク/タールエポキシ塗料

3.6 設計・維持管理への考え方-塗装鋼材使用に関して-

(1) はじめに

旧版の港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年)では、塗装に関して次のように述べている.

④塗装は、大型の施設や複雑な形状にも施工することができる. 膜厚が薄く軽量であるため美装する ことが可能である. 条件に応じて塗料の種類や膜厚を選択できる. 耐用年数は比較的短いが安価である 等の特徴を持っている.

港湾構造物に対して海中部(ただし,新設の施工で工場あるいは打込み前の現場施工)から,海上大 気中まで適用可能な塗装系には次のものがある.

(a) 厚膜型ジンクリッチペイント+エポキシ樹脂塗料

(b) ガラスフレーク入り塗料

激しい腐食環境にあり、塗り替えや補修が容易でない港湾構造物の塗装系としては上記の中から選定 することが望ましいが、塗装範囲、環境条件等によっては他の塗装系を選定することもできる.

塗装は元来永久的なものではなく適当な周期で塗り替えを行うことを前提とした防食法である.塗 り替えは適切な時期を選び、塗膜の劣化状態に応じて全面塗り又は部分補修をするが、新設時と諸条 件が異なるので塗装系の選択に関しては十分に検討を行うことが必要である.また、腐食や塗膜の劣 化が著しくなるまで放置せず、比較的早い時期に塗り替えることが効果的かつ経済的であり、施設の 寿命延長にもつながる.塗り替えや部分補修の場合には、旧塗膜と同一のものを用いることが多いが、 高度な下地処理が困難な場合や環境条件によっては同一塗料では不適当な場合がある.特に下塗塗料 は適切なものを選定する必要があり、新設時とは異なるタイプの塗り替え用プライマーが用いられる こともある.旧塗膜の劣化状態、下地処理の程度、塗料の重ね塗り適合性等を考慮して塗装系を選定 する必要がある.飛沫帯、海上大気中の塗り替えに当たっては旧塗膜に付着している塩分を除去する 必要がある.海中部や干満帯においてはドライ工法により施工することになる.

本章においては、2.2 において、ガラスフレーク入り樹脂については、防食性に疑問があったため、 主として、(a)に対応するタールエポキシ系と早期に促進できるフタル酸系樹脂の1000 µm 以下の塗装を 中心に検討を行った.

図 3-16 下地を有する塗装鋼材と下地のない塗装鋼材での塗膜劣化および腐食進展の仕方の比較
(2) 塗装鋼材の位置づけー港湾における防食を考えた鋼材選定の基本ー

本章の冒頭で述べたように、土木構造物に鋼材を使用する場合、その腐食現象は避けては通れない現 象である.したがって、構造物の重要度を考慮してその対策を考える必要がある.

- ・重要構造物でLCCを100年以上で考える場合:羽田D滑走路の桟橋構造や東京湾横断道路橋梁部などの例でもわかるように、維持管理費用などを考えるとステンレススチールやチタンカバー系の鋼材を用いるのが妥当のようである.
- ・50 年程度の耐用年数で中程度の重要度:やや想像で独断であるが,50 年程度の設計供用年数で中程 度の重要度のものであれば, 膜厚 2000 µm以上の有機被覆や電気防食が有力ではないだろうか.
- ・30 年程度以下の耐用年数でそれなりの重要度:塗装の場合は、30 年程度以下の設計供用年数でそれなりの重要度のものに用いるのが妥当と思われる.20~30 年以降用いるには、再塗装などで対応するものと考える.新規に設置するのと同程度の費用となる恐れもある.

すなわち,1000 μm 以下の膜厚の塗装は、「重要構造物ではなく、一般の構造物」に再塗装までの年数 30 年以下の場合に用いるのが妥当と思われる.

(3) 塗装鋼材の LCC 算定

塗装鋼材のLCCを算定するためには、まず、以下の項目を定めることが重要である.

- ·設計供用年数:20,30,50,100年
- ・使用限界状態:塗装の役割から考えて、剥離が発生する段階と思われる.安全側ではふくれ発生であろう.これ以降は、裸鋼材と同様あるいは思わぬマクロセル腐食が発生する可能性もある.

・終局限界状態:残存板厚などに依存する.これは耐震性能の検討などから定まってくるので他に譲る. 以下に,設計供用年数,現地の条件などが与えられた場合の考え方を示す.

- ① 塗装にふくれや剥離が発生するまでの年数を予測する. (例えば本章で取り扱った手法)
- ② ①での結果を基に、設計供用年数内での再塗装回数を概算する.この場合、まずは再塗装箇所をド ライにするなどする塗装がほぼ新設同様となることを考える.
- ③ ②によっておよその LCC が算定され、これで満足であれば、この塗装系を採用し、不満足であれば、 異なる塗装系で検討を継続する. 種々検討して不満足であれば、塗装の採用は見送る.

(4) 課題

技術的な課題として、予測方法の改良、ドライなどとせずに行える簡易な再塗装、が挙げられる.また、有機被覆や無機系被覆との併用(干満帯や海中部上部は有機被覆とするなど)なども課題となろう.

設計上の課題として,設計供用期間の中での使用限界状態を変えることも考えられる.例えば,設計 供用年数 30 年で 20 年までは塗装にふくれや剥離を許容しないが,最後の 10 年はこれらを許容し,終 局限界状態のみで設計する.この場合,塗装がふくれや剥離したのちの腐食速度の予測も必要であろう. 平均的な腐食速度は裸鋼材以下と考えられるが,マクロセルによる局部的な腐食速度は裸鋼材より早い 可能性もある(宮古島の場合).

参考文献

- 土木研究所、日本鉄鋼連盟:海洋構造物の耐久性向上技術に関する共同研究、共同研究報告書、347 号、2006.
- 山本正弘,加治木俊行,松岡和巳,今福健一郎:海洋で20年間曝露された有機被覆鋼材の耐久性, 材料と環境,第55巻,pp.239-244,2006.
- 3) 土木学会:海洋環境における鋼構造物の耐久・耐荷性能評価ガイドライン,構造工学シリーズ, No. 19, 2009.
- Funke, W: Blistering of Paint Films and Filiform Corrosion, Progress in Organic Coatings, Vol. 9, No. 1, pp. 29-46, 1981.
- Min, A. K., Otsuki, N. and Nishida, T.: Fundamental Study on the Measurement of Corrosion Rates in Paint Coated Steel Plates Exposed to Chloride Attack, Proceedings of the Eighth International Summer Symposium, JSCE, Vol. 8, pp. 259-262, 2006.

- 6) 野田哲二, 佐藤教男:鉄の表面不働態酸化皮膜内のイオン電流, 日本金属学会誌, Vol. 12, pp. 1143-1149, 1974.
- 7) 西田孝弘, 大即信明, 安中俊貴, 和田賢治: 塗装鋼材に生じた傷部周辺で生じる腐食の評価, 材料, 第 62 巻, 第 8 号, pp. 510-517, 2012.

4章 点検診断技術

4.1 はじめに

港湾の施設の点検診断は、初回点検、日常点検、定期点検診断、臨時点検診断に分類される.定期点 検診断と異常時の臨時点検診断は、目視や簡易な計測が中心の一般定期点検診断/一般臨時点検診断と、 さらに詳細に高度な計測や測定を行う詳細定期点検診断/詳細臨時点検診断に分類される¹⁾.これらの 点検診断の分類と位置付けを図 **4-1** に示す.

港湾の施設の維持管理においては、定期点検診断の役割が大きいが、定期点検診断は、目視調査が主な一般的点検診断と、目視が困難な部位・部材の点検診断やより高度な計測を行う詳細点検診断を適切に組み合わせて実施する. 文献 1)によれば、一般点検診断は、部位・部材ごとに実施し、調査結果より 劣化度を表 4-1 に示すように 4 段階で判定する.



図 4-1 点検診断の分類と位置付け 1)

劣化度	部位・部材の状態				
а	部材の性能が著しく低下している状態				
b	部材の性能が低下している状態				
с	部材の性能低下はないが、変状が発生している状態				
d	変状が認められない状態				

表 4-1 部位・部材ごとの劣化度判定 1)

現在,港湾鋼構造物は,M.L.W.L.以下の部分には電気防食により,L.W.L.-1.0m より上の部分では被 覆防食により防食されていることが一般である²⁾.鋼矢板および鋼管杭の場合の一般定期点検診断の標 準的な項目とその方法を**表 4-2**に示す.ただし,過去に腐食対策として腐食しろ設計が採用され,現在 も無防食状態の港湾鋼構造物が存在する.また,防食が劣化または破損により機能不全に陥り,無防食 状態の港湾鋼構造物も存在する.このような,無防食状態の港湾鋼構造物では,定期点検診断において, 目視調査および肉厚測定を実施することにより腐食診断を行っている²⁾.本章では,鋼材の腐食診断に 焦点をあて,4.2で腐食診断の現状,4.3で新しい点検診断技術について述べる.

点検診断項目		点検診断方法		
鋼材の腐食,き裂,損傷		目視・孔開きの有無・海水面上の鋼材の腐食・表面の傷の状況		
電気防食	電位	測定 ・鋼材の電位		
被覆防食	塗装	目視 ・欠陥面積率(ASTM-D610 等を参考)		
	有機被覆	目視 ・さび、塗膜のふくれ・割れ・はがれ		
	ペトロラタム 被覆	目視 ・保護カバーの脱落・き裂・変形・剥離 ・ボルトの腐食やゆるみ		
	モルタル被覆	 目視 <保護カバーがない場合> ・モルタルの欠落やひび割れ,剥離 <保護カバーがある場合> ・保護カバーの脱落・き裂・変形 ・ボルトの腐食やゆるみ 		
	耐食性金属 被覆	目視 ・さび,損傷		

表 4-2 一般定期点検診断の標準的な項目と方法³⁾

4.2 鋼材の腐食診断技術の現状

無防食港湾鋼構造物の定期点検は,目視調査と肉厚測定からなり,海上部の目視調査は一般定期点検診断に分類され,海中部の目視調査と肉厚測定は潜水士や計測機器により実施され詳細定期点検診断に 分類される.

(1) 目視調査

図 4-2 に海洋環境下における無防食鋼材の一般的な腐食速度傾向を示す.腐食速度が大きいのは、飛

沫帯および M.L.W.L から L.W.L.の海中部である.特に,M.L.W.L から L.W.L.の海中部では,酸素濃淡電 池によるマクロセル腐食により集中腐食が発生し,孔が開く場合もあるので,低潮位時に目視調査を行 うのが良い²⁾.目視調査による無防食鋼構造物の判定基準の例を表4-3に示す.



図 4-1 海洋環境における無防食鋼材の腐食傾向

表 4-3	無防食鋼構造物の目視調査による判定基準 ³⁾

劣化度	判定基準			
а	腐食による開孔や変形、その他著しい損傷がある			
b	L.W.L.付近に孔食がある			
	全体的に発錆がある			
c	部分的に発錆がある			
d	付着物は見られるが、発錆、開孔、損傷は見られない			

(2) 肉厚測定

無防食状態の港湾鋼構造物は、その性能評価のために、超音波厚さ計による肉厚測定を実施する. 超 音波厚さ計による肉厚測定点では、スクレーパ、ワイヤブラシなどの手工具、エアースクレーパ、エア ーチッパー、エアーサンダーなどのエアー工具などにより、付着物や表面のさびを除去し、鋼材面を研 磨することで、鋼材の地肌を露出させる必要がある. 図 4-3 に海中での表面処理作業の例を示す.

港湾鋼構造物防食・補修マニュアル²⁾では、標準的な肉厚の測定箇所として、図 4-4 に示す高さ方向 および断面内の箇所が提示されている.通常、1 測定箇所は 100 mm × 100 mm の領域で図 4-4 に示すよ うに 5 点測定し、それらの測定値の平均値を測定箇所の肉厚としている.また、各測定点での測定は 3 回行いその平均値を、各測定点での肉厚測定値とする.

超音波厚さ計による肉厚測定は非常に正確であるが、各測定箇所で海洋性付着物やさびを除去する表面処理が必要であることから、図 4-4 に示す代表箇所や局部腐食が確認された箇所でのみ測定が行わることが一般的である.



(a) エアーサンダー



(b) 表面処理作業図 4-3 表面処理方法



(c) 表面処理後の測定点



図 4-4 港湾鋼構造物防食・補修マニュアルでの板厚計測箇所

(3) 構造物の性能評価

肉厚測定結果から,鋼管杭や鋼矢板の鉛直方向の腐食プロファイルおよび断面の腐食プロファイルを 同定し,残存肉厚から断面性能を算出することで,耐荷力性能を評価する.港湾鋼構造物防食・補修マ ニュアル²⁾では,軸力部材で平均板厚が5 mm以下の場合は,局部座屈を考慮して,残存耐力はないも のと判断している.また,上記の腐食プロファイルを有限要素モデルに導入し,構造解析により耐荷力 性能評価を実施する場合もある.

性能評価においては、腐食プロファイルをより正確に考慮することが、より正確な性能評価につながる. (2) で記述した超音波厚さ計での肉厚測定では、肉厚データが代表点の離散的なデータとなるため、より正確な腐食プロファイルを得るためには、面的な肉厚データまたは、より密に肉厚データを測定により得られることが望まれる.

また,腐食表面は凹凸が存在し,その凹凸の耐荷力への影響を考慮して,断面欠損率や板厚の標準偏差を用いた代表板厚によって,部材の残存耐荷力を評価する様々な式がこれまでに提案されている⁴⁾. 腐食表面の各部位における凹凸性状を,超音波厚さ計での肉厚計測により把握することは,非常に密な 測定が必要となり,維持管理業務の中では実務上困難であると考えられるが,詳細な計測結果より部位 ごとの表面形状の特徴を整理した研究事例もある⁵⁾.

4.3 新しい腐食診断技術

4.2 では、現在の港湾鋼構造物における腐食診断方法について述べた.腐食した港湾鋼構造物の性能 評価をより正確に実施するためには、腐食プロファイルをより正確に把握する必要がある.つまり、肉 厚測定を効率的に行い、より多く測定点での肉厚データを取得することが望まれる.以下では、近年開 発が進められているパルス渦電流板厚測定法と超音波を利用した板厚測定法について紹介する.

(1) パルス渦電流板厚測定法

パルス渦電流(Pulsed Eddy Current,以下頭文字を取って PEC とする)を用いた板厚測定器は,25年 程前にアメリカの ARCO 社とオランダの RTD 社の共同研究によって,世界で初めてフィールドテスト に成功した板厚測定器である⁶⁾.国内における適用例はまだ少ないのが現状であるが,2011年に,若築 建設が PEC により付着物を除去することなく鋼管杭の連続的な板厚測定を行うことに成功している⁷⁾. (i) 原理

PEC の測定原理は、電磁誘導による渦電流を利用したものである^{6,8}. 図 4-5 に示すように、まずパルス状の電気信号によりプローブから磁界を発生させる.発生した磁界は海洋性付着物の影響を受けずに鋼材表面に到達し、電磁誘導により鋼材表面には磁界による渦電流が発生する. 渦電流は鋼材表面から裏面に向かって浸透していく. この時、渦電流により誘発された磁界を検出コイルにより検出する. 誘発された磁界は、渦電流の浸透が進むにしたがって一様に減衰していくが、鋼材裏面に到達すると磁界は急激に減衰し、渦電流減衰曲線は折れ曲がる. この点までの渦電流の継続時間を計測し、板厚に換算している.

板厚が減少している箇所では、健全部と比較して早く渦電流が鋼材裏面に到達するため、図 4-5 に示 すように渦電流継続時間は短くなる.基準点(板厚既知点)での渦電流継続時間 τ_{ref}と、測定箇所での渦 電流継続時間 τを比較することで基準点に対する相対的な板厚を測定することができる.基準点の板厚 を d_{ref}とすると、板厚測定点の板厚 d は式(4-1)で与えられる.

$$d = d_{ref} \sqrt{\frac{\tau}{\tau_{ref}}} \tag{4-1}$$



図 4-5 PEC 測定原理

(ii) 測定事例

名古屋港内のある桟橋において実施された PEC 板厚測定の概要および得られた結果⁹について以下に 紹介する. 桟橋の概略図を図 4-6 に示す. 桟橋は 1970 年 3 月竣工であり,板厚計測時は約 41.5 年が経 過している. 防食状況については,2001 年から 2004 年にかけて鋼管杭に被覆防食が施工され,ペトロ ラタム+FRP またはコンクリート+FRP で被覆されている. 電気防食については,1970 年 9 月に流電陽 極 (アルミニウム合金)が設置されており,その後約 10 年おきに陽極が取り替えられている. 図 4-6 に示す鋼管杭のうち,被覆が海底面まで及んでいない鋼管杭 (海側)を鋼管杭 A (ϕ 650 mm,公称板厚 12.0 mm),鋼管杭 (陸側)を鋼管杭 B (ϕ 500 mm,公称板厚 8.0 mm) とし,これらの鋼管杭について海 中部板厚測定を行った. 腐食状況については,電気防食の効果が大きく,目視では深刻な腐食劣化はあ まり見られなかった.測定時の付着物の状況は,貝等が最大厚さ約 50~60 mm,その他海洋性付着物が 厚さ約 5~10 mm であった.

板厚測定は通常用いられる UT と, PEC の両方で行った.1 測定箇所における測定範囲は現在の板厚 測定の標準である 100 mm 四方とした.UT では 100 mm 四方の1箇所当たり5点を3回ずつ測定し,PEC は 100 mm 四方の中心1箇所に1回プローブを当て測定した.

今回の測定では,海中部で他の部位に比べて腐食が比較的進行している可能性のある被覆防食直下を 測定した.図4-7に鋼管杭の測定位置を示す.鋼管杭では,断面内で計8箇所の測定箇所を設けた.断 面内の測定箇所は図4-7に示すように時刻で表し,海側を12時,陸側を6時とした.高さ方向では,鋼 管杭Aで2断面,鋼管杭Bで1断面を測定した. 以下に現場での測定手順を示す.

- a) 基準点の UT 測定を行った. 基準点は同部材内の健全部が望ましいため, 測定箇所は図 4-7 の① に示す箇所とした.
- b) 付着物やさびを除去する前に PEC にて測定した.測定箇所は図 4-7 の①, ②に示す箇所である.
- c) 表面処理後, 図 4-7 の②, ③と示す箇所で UT 測定を行った.
- d) 付着物が無い状態で再び PEC による測定を行った.測定箇所は図 4-7 の②に示す箇所である.



図 4-7 PEC 測定箇所

測定に要した時間は、UT が平均 15~20 分/箇所であるのに対して PEC が平均 15~30 秒/箇所であった.このことから、PEC は効率的に広範囲の測定が可能であることが確認できた.また、海洋性付着物の除去は比較的容易であったため、海洋性付着物を粗く除去した後にさびの上から PEC による測定を行うことで測定対象からの距離を一定に保ち、測定範囲の変動を小さくするという方法が点検時の測定方法としては有効であると考えられる.

図 4-8 に鋼管杭 A の A 断面と鋼管杭 B の D 断面の測定結果を示す. UT 測定値は 100 mm 四方の 5 点の平均値と標準偏差を, PEC 測定値はケレン前後の両結果を示している. なお, C 断面は PEC の板厚測定の基準として用いたものである.

鋼管杭Aでは,UT測定値は公称板厚である12mmを上回り,12.2~12.5mmとなった.各測定箇所の

5 点の標準偏差は 0.1~0.35 mm 程度であり、大きな孔食も見られない. PEC 測定値は、他測定箇所と比較して値がかなり大きくなった L.W.L.-3 m の 12 時のケレン前の結果を除いて 12.1~13.9 mm となり、 ケレン前後の PEC 測定値の変動は±0.3 mm 以内となった. 付着物が PEC の板厚測定に大きな影響を与 えていないことがわかる.

PEC 測定値の UT 測定値からの誤差についてみると, L.W.L.-3 m の 12 時の位置におけるケレン前の測 定以外では, UT 測定値に対して最大 1 mm 以内, 誤差の平均は 0.57 mm であり, 誤差は UT 測定値の 1 ~8%で, 平均して 5.5%であった. また, PEC 測定値の方が UT 測定値より大きな値をとる傾向にあっ たが, 基準点の取り方およびその位置での板厚に影響を受けるものと考えられる.

鋼管杭Bにおいても、鋼管杭Aと同様に、UTとPECの両測定結果において、公称板厚8mmを上回る傾向にあった. UT測定値は7.9~8.3 mmとなった.標準偏差は12時の位置で0.53 mmと比較的大きな値となっているが、これはUT測定点の左上において9.2 mmという公称板厚や他の測定点より大きな値が得られたためである.PEC測定値は、ケレン前後のすべての測定で8.3~8.7 mmとなった.ケレン前後のPEC測定値の変動は±0.2mm以内となり非常に小さい.PEC測定値のUT測定値に対する誤差については、UT測定値に対して0.2~0.5 mmで、UT測定値に対して3~6%となり、誤差平均値は0.38 mm, 4.7%であった.

鋼管杭 A も鋼管杭 B も全体的に UT 測定値より PEC 測定値の方が大きな値となったが、これは基準 点の取り方によると考えられる. PEC 測定値の UT 測定値からの誤差の大きさとしては、最大で 10%程 度となる箇所も見られたが平均としては約 5%であった.



図 4-8 PEC 測定結果

(iii) 今後の課題と測定での留意点

測定事例から,水中であっても PEC が非常に効率的に,また約 5%程度の誤差で板厚を測定できることが明らかとなった.今後,港湾鋼構造物の腐食診断技術として普及していくためには以下のような課題があげられる.

- a) PEC による板厚測定は基準点からの相対評価のため、基準点の板厚値の精度に大きく影響を受け ることになる.基準点を数箇所設けて基準板厚の精度の向上に努めるなど、基準点の取り方につ いても、今後検討が必要である.
- b) 測定される板厚は、ある測定範囲の平均的な板厚として得られるといわれており、孔食のような 局所的な腐食形状の測定はできない.また、この測定範囲がどの程度なのかは経験的な目安があ

るが,具体的には明らかにされていない.

- c) 腐食によるさまざまな表面形状が PEC の検出信号に与える影響についても明らかになっていない.
- d) 鋼矢板のフランジ近傍部など、測定対象近傍に他の構造物がある場合は、磁界が影響を受けてし まい正しく測定できないため、狭隘な箇所での測定が難しい.
- e) 磁性体が磁化された方向にひずむ現象(磁気ひずみ効果)が知られているが、その逆効果により 作用応力に応じて磁気特性が変化することが考えられる.作用応力が PEC 検出信号に与える影響 を明らかにする必要がある.

上記のような課題について, PEC 測定の特徴や港湾鋼構造物への板厚測定への適用範囲を明らかにするために,現在も研究開発が進められている¹⁰.これまでに得られた知見をもとに,実構造物での PEC の適用に関する留意点を以下にまとめる.

- a) 基準点はできる限り測定点に近い箇所に設定し、応力状態も近い箇所がよい.ただし、死荷重下 で腐食鋼管杭に生じる応力分布程度であれば、測定板厚に与える影響は約数%で限定的である.
- b) 文献 10)で使用した測定器では、測定範囲は直径約 100 mm の円であり、減肉領域が 100 mm の円 と比較して大幅に小さい場合は、減肉が存在することは検出可能であるが、検出される減肉量は 実際の減肉量に比べて誤差が大きくなる.特に、その誤差は、減肉量が小さくなる方向であるこ とを留意しておく.
- c) 文献 10)で使用した測定器では、プローブから 100 mm 以内に磁性体の障害物がある場合は、測定 結果に影響があることが明らかとなっている.したがって、鋼矢板の凹部を測定する場合など、 プローブから 100 mm の領域に何らか障害物がある場合は、測定結果の信頼性が確保できないこ とを認識しておく必要がある.

(2) 超音波の多重反射を利用した非接触板厚測定法

図4-9に港湾空港技術研究所が開発している超音波の多重反射を利用した非接触板厚測定法^{11,12}の概要を示す.測定器から放射された超音波ビームが海水中を伝搬し,超音波が被測定部の内部に侵入したのち多重反射と呼ばれる現象を引き起こす.測定器の超音波送受信器で多重反射波を検出し,非接触で 被測定部の肉厚を測定する方法である.非接触で連続的に測定することにより,被測定物の肉厚を密に 測定し,肉厚の空間分布を把握することが可能となる.



図 4-9 超音波の多重反射を利用した非接触板厚測定法の概要¹²⁾

(i) 原理

超音波は材料の固有音響インピーダンスの異なる境界面で反射する.水から鋼に超音波が入射する場合,入射する超音波と反射する超音波の振幅比である反射係数Rは0.94となり,ほとんどの超音波が境界面で反射し,一部のみが鋼に入射する.ただし,鋼から水に入射する場合も同じであるため,一度鋼に入射した超音波は,鋼と水の境界面でほとんどが反射し,図4-10(a)に示すように,鋼の板厚方向に超音波が往復して反射を繰り返す多重反射現象が生じる.繰り返される反射のたびに,一部の超音波は鋼

から水に入射する.このとき,超音波受信器で検出される波形を図 4-10(b)に示す.送波波形が検出されてから,時間 t_0 遅れて被測定物の表面からの反射波が検出される.時間 t_0 は,超音波送受信器と被測定物との距離を超音波が往復する時間である.その後,多重反射による波形が一定時間間隔 t_i で検出される.ここで時間 t_i は超音波が被測定物表面と裏面を往復する時間に等しくなる.したがって,被測定物の鋼での超音波の伝搬速度をcとすると,肉厚Dは式(4-2)によって与えられる.

$$D = \frac{1}{2}ct_i \tag{4-2}$$



(ii) 測定事例

文献 12)では、港湾空港技術研究所での水槽試験と北九州田野浦岸壁での実海域試験の実施結果が報告されている。それらの測定試験から得られた主な結果を以下にまとめる。

- 小型水槽内において超音波の焦点距離 30 cm として、板厚 8.5~28 mm までの鋼板の板厚測定を行った結果、測定値のノギスによる板厚からの誤差は最大で 0.5 mm、二乗平均誤差 0.3 mm であった.
- 小型水槽内の測定試験から、測定に必要な受信強度を得るためには、測定物と送受信器との距離が 250~450 mm の場合、超音波の入射角を±3°とする必要があることが明らかとなった.
- 実物大鋼管杭式桟橋模型を用いた水槽試験では、塗装による被覆防食が施された板厚9 mmの鋼 管杭の板厚測定を潜水士により実施し、その結果、測定誤差が 0.2 mm であった。
- 実海域試験では、潜水士により北九州田野浦岸壁の鋼矢板の板厚測定を実施し、本測定法の実用 性を確認した.表面の付着物がある場合は、無い場合と比較して、検出された超音波の多重反射 波形が不明瞭となる場合がある.接触式の板厚測定と比較して、測定誤差約1 mm で測定が可能 となった.

(iii) 課題

本測定法では、空間的に密な測定データを得られることが利点であるが、現状では測定者が測定デー タを一つ一つ解析し、板厚を算出している.現在、測定データから、多重反射の検出、間隔の読み取り、 板厚の算出を自動で行うシステムを開発中である¹³⁾.

4.4 まとめ

港湾鋼構造物の点検診断方法の現状について簡単に紹介し,新しく技術開発が進められている腐食診 断技術であるパルス渦電流による板厚測定と超音波の多重反射を利用した非接触板厚測定に関して,そ の原理や特徴,今後の課題について述べた.

港湾鋼構造物の腐食の点検診断では、大気中および海中においても板厚測定を行うことが必要であり、

鋼材表面にはさびのみならず海洋性付着物が存在することがその特徴であるといえる. 点検診断を効率 的に行うためには、これらの状況において非破壊で板厚測定が行えることが望まれる.本章で紹介した パルス渦電流による板厚測定法では、海洋性付着物を除去することなく板厚測定を行えることが、点検 業務における非常に大きなメリットである.また、構造物の性能を適切に評価するためには、腐食プロ ファイルおよび腐食速度が正確に同定できることが重要であるが、本章で紹介した2つの測定方法の特 徴や限界を把握し、構造物の性能評価に必要な板厚測定方法を今後検討していく必要がある.

参考文献

- 1) 港湾の施設の維持管理技術マニュアル(改訂版),沿岸技術研究センター,2018.
- 2) 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版),沿岸技術研究センター,2009.
- 3) 土木鋼構造物の点検・診断・対策技術'13,日本鋼構造協会,2013.
- 4) 土木学会:腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル,鋼構造シリーズ,13,2009.
- 5) 吉田武史, 北根安雄, 伊藤義人: 粗さ成分に着目した港湾鋼構造物の部位ごとの腐食表面形状特性, 土木学会第71回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 東北大学, I-021, pp. 41-42, 2016.
- 6) Scottini, R. and Quakkelsteijn, H. J. : Inspection of coated subsea piping and risers, Proc. of 4th Middle East NDT Conference and Exhibition, Kingdom of Bahrain, 2007.
- 7) 若築建設:環境・社会報告書 2011, www.wakachiku.co.jp/csr/report.html, 2011.
- 8) 古海寛:保温材や防食材上からの肉厚測定,東亜非破壊検査(株),検査技術, pp. 53-59, 2005.
- 9) 北根安雄,西島悠太,伊藤義人,中野裕二郎:港湾鋼構造物におけるパルス渦電流板厚測定の適用 可能性の検討,鋼構造年次論文報告集,第22巻,pp.943-949,2013.
- 10) 安藤聡一郎, 北根安雄, 西島悠太, 伊藤義人, 中野裕二郎: 種々の断面欠損鋼板に対するパルス渦 電流板厚測定法で得られる検出信号の特徴に関する研究, 構造工学論文集, Vol.62A, pp. 603-616, 2016.
- 11) 吉住夏輝,松本さゆり,平林丈嗣,吉江宗生,白石哲也,片倉景義:港湾鋼構造物のための非接触 肉厚測定器の開発,土木学会第65回年次学術講演会講演概要集,pp.331-332, 2009.
- 12) 吉住夏輝,松本さゆり,片倉景義,:水中鋼構造物の非接触式肉厚測定器の開発,港湾空港技術研究所報告,第48巻,第4号,pp.89-108,2009.
- 港湾空港技術研究所:港湾構造物のライフサイクルマネジメントの高度化のための点検診断および 性能評価に関する技術開発, http://www.jst.go.jp/sip/dl/k07/kadai/k07-59.pdf.

5章 鋼構造部材の残存性能評価と性能低下予測

5.1 はじめに

沿岸,海洋,港湾鋼構造物では,その設置場所の腐食環境が著しく厳しいため,構造物の健全度評価 は、専ら防食機能を基本として実施される.構造物の腐食が防食工により防止されていれば,構造物の 力学的性能は低下しないので,残存性能評価は不要である.経年とともに防食工の防食機能が低下ある いは船舶の衝突などにより防食工が破損して,鋼表面が腐食し,減肉した場合には,構造物あるいはそ れを構成する部材の残存性能の評価が必要となる.残存性能評価は,鋼材の調査として括られている腐 食調査を行った後,その結果に基づいて行われる(図5-1).杭式構造物の健全度評価は,残存耐荷力に より行うことを基本としている.鋼部材の健全度評価においても、その残存保有性能評価において耐荷 力評価が含まれる.鋼部材の腐食にともなって耐荷力が低下すると、構造物全体の破壊あるいは崩壊を 誘引する可能性があるので,鋼部材の残存耐荷力評価は重要である.

鋼部材の残存性能を評価・予測するためには,鋼部材の腐食状況を把握するための腐食調査がまず必要である.現状では,腐食調査は目視観察と肉厚測定が中心であり,目視観察は鋼部材自体の腐食状況 を確認するとともに肉厚測定箇所を決定するために実施される.肉厚測定では,腐食による鋼材肉厚の 減少量や腐食傾向が定量的に把握される.

鋼部材の残存耐荷力評価は図 5-2 に示すように,腐食調査で測定された鋼材の肉厚測定結果に基づい て行われる.このとき,平均板厚や有効板厚などの耐荷力評価のための指標(評価指標)を求めて行う ことが多い.さらに,残存耐荷力評価結果と,過去の調査結果がある場合にはこれらの結果も考慮して 劣化曲線を求めることにより将来の残存耐荷力を予測する.そして,維持管理の将来計画を見直し,LCC 評価を行った上で,適切な LCM を策定する.

以下では、主に鋼管杭の残存耐荷力評価と予測について、現状および最近の知見を紹介する.



43



図 5-2 残存耐荷力の評価および予測のフロー

5.2 港湾鋼構造部材の腐食の特徴

鋼材料は、3章で述べたように、自然界では安定な酸化物として存在している酸化鉄(主に酸化第2 鉄)を還元して得られる鉄を主成分とし、炭素や幾つかの金属材料を添加、熱処理して得られる合金であ り、自然界では不安定な状態にある.したがって、放置すれば、鋼は酸化して安定な酸化物へ移行する が、この電気化学的酸化反応が腐食である.鋼材の腐食は、酸素と水によって生じるが、塩分の存在に より反応が促進される.

沿岸海洋鋼構造物の腐食は、図 5-3 に示すように、海上大気部、飛沫帯、干満帯、海中部、土中部で、 その傾向が大きく異なる.図 5-4 は、駿河湾における無防食鋼材の曝露試験で得られたL形アングル材 の板厚減少の高さ方向分布であり、概ね図 5-3 と同様な傾向を示している.腐食による減肉は、飛沫帯 が最も大きく、飛沫帯上部、飛沫帯下部、干満帯下部、海中部の順に小さくなり、図 5-4 では、干満帯 上部の腐食量が最も小さい結果となっている.干満帯上部の腐食が小さいのは、マクロセルが形成され、 この部分がカソードとして作用するためと考えられている.また、経過時間と腐食減肉量の関係を図 5-5 に示す.この図からわかるように、曝露期間で除した年平均腐食速度(図 5-5 の曲線の接線の傾き(腐 食速度)とは異なる)は、曝露初期から 10 年間で徐々に腐食速度が低下し、その後、ほぼ一定速度で 腐食する結果となっている.これは、さび厚の増加や付着生物の影響により、酸素の供給が少なくなる ことに起因する.上述の腐食形態は、地域によらず概ね同様の傾向を示すが、構造物が設置されている 地理条件により腐食速度は異なる.気象海象現象のほか、付着生物の生育環境、溶存酸素、塩分濃度等 にも起因する.

また,板厚の減少量の平均値と板厚の標準偏差(表面の凹凸)の関係は,腐食量が増えるにつれて標準偏差も大きくなるが,さらに腐食が進行すると,表面の凹凸が小さくなり,標準偏差は小さくなる傾向を示す.

一方,防食工がある場合の腐食形態は,a)防食工の種類,b)防食工の損傷の有無,c)飛沫帯や海中部 などの部位による酸素や水分の供給条件の違い,などにより,腐食形態は複雑に変化することが明らか にされつつある.しかしながら,現状では,まだ十分には解明されてはいない.

防食工に一般樹脂系塗装が施されている場合には,防食工に損傷がなければ,防食工は,紫外線や酸化により劣化する.一方,重防食被覆のように樹脂に数十年の耐久性が確保されている場合には,防食機能の変化は小さく,塩素イオン,酸素や水の劣化因子の被膜内の拡散によって腐食速度が決まる.

防食工に損傷がある場合には,損傷がない場合よりも防食工の劣化速度は著しく速くなる.損傷近傍の腐食は,損傷部がアノード,皮膜下がカソードとなるマクロセルが形成されることに起因するが,損傷のサイズ,酸素や水分の供給条件によってマクロセルの状態が異なり,海中部と飛沫帯での腐食進行が異なることが電気化学的に説明されている²⁾.また,防食工が損傷した場合には,飛沫帯,干満帯に比べ,海中部での腐食が大きいという報告がされている⁵⁾.







図 5-4 無防食(炭素鋼)の深さ方向板厚減分布²⁾



図 5-5 無防食(炭素鋼)の腐食減の時間変化²⁾

5.3 腐食劣化モデル

既述のように,鋼構造物では,通常,腐食を防ぐために塗装などの防食工が施される.多くの鋼構造 物では、鋼材が腐食することを許容していないので、専ら防食工の劣化モデルに関する研究が精力的に 行われてきた⁶⁰⁹.防食工の劣化モデルは,鋼表面の腐食面積と時間の経過を表したものが多く,腐食 面積率(=腐食面積/全体の面積)を,幾つかの定数を用いて,以下のような時間の関数として表現してい る.

Gomperts 曲線
$$(y = b^{e^{-ct}})$$
 (5-1)

Logistic 曲線
$$(y = \frac{1}{1 + b^{-ct}})$$
 (5-2)

腐食劣化の測定結果から係数bおよびcを決定することが多い.ここで、vは、腐食面積率($0 \leq v \leq 1$)で ある.なお,これらの式では,時間 t が負になるのは不適切であるので, ==++toのような変換によって t20 として利用する.

最近では、腐食の電気化学的メカニズムに基づいた防食工の劣化モデルの検討もされているが、これ については3章を参照されたい.

一方,鋼が腐食し始めた後の板厚等の減耗は,腐食減耗速度を用いて予測される.ただし,実際には, 塗装などの防食機能の劣化が複雑に関与するので、また、無防食の場合でも図 5-5 に示すように、減耗 速度は一定ではない、耐候性鋼材は、沿岸・海洋構造物ではほとんど使用されることはないが、鋼材の 腐食減耗を許容しており、その板厚の減耗は次式で表されるとしている¹⁰⁾.

$$y = At^B$$

ここで

(5-3)

, v は板厚

減耗量,tは曝露期間(経年数),A,Bは腐食環境によって決まる係数である.

防食工の残存性能が十分にあるときには、腐食は発生しないので、部材の保有性能は低下しない.す なわち,本章の目的である構造部材の残存性能予測においては,経年とともに変化する腐食減耗の予測 が必要となる.しかしながら、防食工の劣化と鋼材の腐食メカニズムを正確に考慮した腐食減耗の進行 モデルは、まだ確立されていないのが現状である. 電気化学的腐食メカニズムは考慮していないものの、 防食塗装の劣化と腐食減耗を表現するモデルの例は5.5に示す.

5.4 腐食した鋼部材の残存性能評価

(1) 残存性能評価のための留意事項

腐食した鋼部材の健全性は、残存性能の評価と要求性能を比較することにより判断される、鋼矢板が 健全であるかどうかの判断は、部材の残存耐荷力が設計荷重よりも大きいかどうかの判断のほかに、裏 込土が波浪等により流出しないことが要求性能として要求されるので、残存性能評価においては、耐荷 力評価のみならず矢板に孔が開いているか、あるいは孔が開く可能性があるかどうかの評価も必要とな る.このように,部材に要求される性能は様々であるが,多くの場合,構造物の安全性を左右する残存 耐荷力が主に評価される.

港湾鋼構造物のみならず様々な鋼構造物において、構成する部材は、初期の設計では、部材の保有す る性能が部材に要求される性能を上回るように設計されている.たとえば,構造物の安全性を支配する 耐荷力については、現在の多くの鋼構造物では、部材が最も危険となる状態を求めて部材毎に設計外力

(設計荷重)を決め、各部材の設計外力により発生する応力度が許容応力よりも小さくなるように断面 寸法や細長比等が決定される.したがって、部材強度は余裕を持って作製されており、さらにこれらを 組み合わせた構造物全体の強度は、一般には主部材以外の部材も作用外力を分担するため、さらに大き な強度の余裕を保有している.このことが,部材に軽微な腐食が生じても直ちに構造物が破壊あるいは 崩壊に到らない理由である.

初期設計では、上述のように、許容応力が要求性能評価の基準として用いられるが、許容応力は、設 計外力に対して部材の終局形態を想定して決められている. 部材の腐食進行にともなって肉厚が減少し

ていくと,許容応力を定める際に想定した終局モードとは異なる終局モードが発生し,それによって部 材の強度が決定される場合も現れる.したがって,腐食がかなり進行している場合には,腐食損傷に起 因して現れる終局状態を的確に推定し,その終局モードによる部材強度を正確に評価しなくてはならな い.そして,残存耐荷力は,作用外力と腐食状況に応じて想定される終局モードに対応する種々の耐荷 力のうち,最小値を以て評価できる(実際には,座屈モードの連成作用もある).予想される終局モー ドを評価するために必要な計測データも要求されるため,腐食調査においては,残存耐荷力評価の精度 向上のための対応が必要である.

(2) 残存耐荷力評価に必要なデータ情報と計測

高精度で信頼性の高い残存耐荷力評価を実施するためには、測定精度の高い計測機を用いて、腐食表面の腐食深や板厚をできるだけ密に測定し、腐食状況を定量的に把握する必要がある.一方、通常は、高精度で詳細な板厚測定は、高額な機器と多大な労力と費用を要する.したがって、測定調査では、残存耐荷力評価に必要な、測定項目と領域および要求される精度を効率的・経済的に選択する必要がある.

腐食状況評価や残存耐荷力評価には,残存板厚が多くの場合用いられる.近年,腐食表面を面的に3 次元座標計測して腐食深を求める手法も用いられつつある.この場合,残存板厚を求めるには板の表裏 両面の座標が必要で,狭隘な場所や,反対面の計測ができない箇所では,この手法では残存板厚を求め ることはできない.

残存板厚や腐食表面の凹凸は、種々の測定機を用いて計測される.使用する計測機器によって、要求 される前処理は異なるが、通常は、測定表面に付着した腐食生成物、異物、塗膜などを、ワイヤブラシ やグラインダー等により除去して地金を露出させる.超音波厚さ計などでは、探触子が地金に接触でき るように、砥石やサンドペーパーなどで表面を平滑にするとともに所定の素地に仕上げる前処理を要す る.

残存板厚を直接計測できる機器は、超音波厚さ計の他、ノギス、マイクロメータ、キャリパーなどの 機械式計測機器がある.機械的表面計測機器には、ダイアルゲージやデプスゲージなどがある.また、 腐食表面(腐食深あるいは凹凸形状)を計測する機器として、レーザーを利用した3次元計測機、レー ザー変位計など、また、写真画像や映像を用いた3次元画像解析法などがある.これらの計測法は、現 状では、まだ実現場での利用は難しいものの、点計測では無く、ある領域を面的に計測できるため、精 度のよい残存耐荷力評価のために期待されている.

残存耐荷力評価のための板厚計測に必要な計測精度は、概ね、有効板厚などの統計値では 0.1 mm 程 度で十分と考えられている.沿岸海洋鋼構造物の残存耐荷力評価は、現状では、部材の肉厚により評価 されている.一般に、肉厚測定には超音波厚さ計が使用される.超音波厚さ計は鋼材の表面に当てた探 触子から放射された超音波パルスが鋼表面で反射され、探触子に戻るまでの時間が超音波の通過する距 離に比例することを利用して鋼材の肉厚を測るものである.水中部と陸上部では、それぞれ専用の探触 子が用いられる.超音波厚さ計による鋼部材の肉厚測定は、現状では以下のように行われる³⁾.

肉厚測定点では、ほぼ 10 cm 四方をハンマーやスクレーパで付着物を除去し、金剛砥石やワイヤブラ シ等で鋼部材表面をこすり、鋼材の地肌を露出させて測定する.ここで、超音波厚さ計の探触子は、定 められた測定点においてそれぞれ3回ずつ当てて測定し、その平均値を残存板厚とする.このとき、超 音波厚さ計の探触子を地金に接触させるために、砥石やグラインダーにより、腐食表面を平坦に研磨す る.したがって、超音波厚さ計で測定した結果は、その削り代だけ低く見積もることになる.鋼管杭の 場合、図 5-6 と図 5-7 に示すように、1箇所5点、断面の周方向に4箇所、計20点の板厚計測が行われ るので、この場合の削り代を調べたものが、図 5-8 である¹¹⁾.削り代は、測定板厚の標準偏差が大きい (凹凸が大きい)ほど大きい、鋼管杭の1断面 20 点計測では、測定した板厚の平均値に、以下の値 y を付加したものを用いてよい.



図 5-6 実際の板厚計測点



y = 0.51s

(5-4)

ここで、sは、計測された20点の板厚の標準偏差である.

(3) 残存性能評価

腐食した鋼部材の健全度は,残存保有性能の評価値 Rと基準とする要求性能の値 Sを比較して,

 $R \ge S$

(5-5)

により評価される.上式のように、 $R \ge S$ の場合は健全、R < Sの場合は、部材は要求性能を満たしていないと判断され、何らかの対策が必要となる.

従来の許容応力度設計法においては,設計外力に対する解析結果の最大応力値σと評価基準応力σ_aを 比較して,式(5-5)の代わりに, $\sigma \leq \sigma_a$

により健全性が評価される.

港湾構造物の健全性評価では、現状では腐食調査結果から残存耐荷力を評価するための有効板厚を決め、それを用いて設計外力に対する応力を求め、その応力と評価基準である許容応力とを比較すること により式(5-6)を用いて、部材強度の健全度を評価する.このとき、許容応力は初期設計で設定したもの と同じとしている.さらに、変位が制限される場合には、構造物の変位の検討が要求される.

杭式桟橋における鋼管杭(部材)を例として,鋼管杭部材の健全度評価について以下に考察してみる. ここでは,部材の作用外力は,軸圧縮力のみを仮定する.

軸圧縮力を受ける鋼管杭の終局においては,幾つかの限界状態が予想されて,腐食がない場合,一般には,荷重の増加とともに,細長比パラメータの小さな鋼管杭は,まず杭断面が降伏して剛性が低下する.しかし,荷重はその後も増加し,最高荷重(終局耐荷力)に達した後,柱としての杭全体の曲げ座屈(Euler座屈)あるいは円筒シェルとしての局部座屈が発生して耐荷力が低下(破壊あるいは崩壊)する.このように,鋼管杭が終局状態に到る過程で,幾つかの限界状態(ここでは,使用限界,終局限界の他に,許容応力,降伏応力,引張強度に達する時の荷重や種々の座屈の発生荷重も限界状態と考えている)が存在する.式(5-5)を適用して健全度評価を行う場合,まず,部材に要求される要求性能*S*を決めておく必要がある.要求性能の値*S*については,鋼材の材料特性である降伏応力 σ_{μ} や引張強度 σ_{b} ,構造的特性である座屈応力 σ_{μ} や設計時の許容応力 σ_{μ} などを基準として決定される.

現状の港湾構造物の維持管理における健全性評価では,部材に要求される耐荷力は,

$$S = N_{dsn} = (\sigma_a A_d) \tag{5-7}$$

と与えることができる.ここで、 A_d は、設計外力 N_{dsn} に対して安全を担保するために必要な部材断面積の最小値である.一方、部材の供用開始時の保有耐荷力Rは、許容応力を基準として、

$$R = \sigma_a A_0$$

と与えられる.ここで, A₀は,供用当初(無腐食状態)の鋼管杭の断面積である.腐食の進行とともに, 鋼管杭部材の断面積が A₀から A に減少したと仮定すると,部材の残存保有耐荷力は,

$$R = \sigma_a A$$

と与えることができる.

式(5-7)および式(5-9)を式(5-5)に代入すると、部材が健全である条件は、

 $A \ge A_d$

と導かれる.

本章(1) で述べたように、初期設計段階では、部材の保有耐荷力は、設計外力 N_{dsn} を上回るように 設計されているので、多くの場合 $A_0 - A_d$ だけ断面積の余裕を持っている.そして、式(5-10)は、この断 面積の余裕分が腐食しても部材は健全であることを示すことになる.

残存保有耐荷力 R を式(5-9)により評価する方法は、考え方自体も簡単で、比較的容易に評価できる. しかし、式(5-10)からわかるように、初期設計で、断面積を許容応力ぎりぎりの状態とした部材では、 鋼材が少しでも腐食すると、耐荷力の余裕がなくなり、すぐに補修対策が必要と評価されることになっ てしまう.実際の構造物においては、わずかな腐食減肉が発生しても、構造物が破壊あるいは崩壊する のはまずあり得ないのは周知のことであるが、このような残存耐荷力評価基準を設定すると、必ずしも 現実的とはいえない問題も含まれている. なお、残存保有耐荷力を、式(5-9)に示すように、断面積だ けで評価した場合、板厚が大きく減肉した場合には、想定外の座屈モードが発生し部材の降伏よりも低 い耐荷力になる危険性も現れる.また、式(5-8)で、許容応力*σ*の代わりに部材の降伏応力*σ*、を用いて残 存保有耐荷力を評価する方法なども考えられる.

残存保有耐荷力 R のみならず評価基準とする要求性能 S をどのように設定するかについては、まだ確 立されていない.本節の目的は、この経時変化した残存耐荷力 R を評価することであるが、この評価基 準値についても、種々の限界状態に基づいて様々に設定できる.今後は、構造物の要求性能も含め、経 済的かつ効率的維持管理のための評価基準の検討が必要と考えられる.部材の耐荷力の評価基準として

(5-9)

(5-8)

(5-10)

は,許容応力,降伏耐荷力,終局耐荷力などがあげられる.なお,我が国の鉄道橋については,評価の 基準として,許容応力とは別に維持管理のための保守限応力を定め,発生応力と比較して健全度を評価 している¹¹⁾.

近年の解析技術は目覚ましく発展しており,複雑な非線形解析も可能となっている.また,部材のみ ならず構造全体の解析も可能となりつつある.経済的で適切かつ合理的 LCM のためには,精度の高い 残存耐荷力を求める必要があり,有限要素解析法の活用が期待されている.また,簡便性の面から,測 定結果に基づいて有効板厚を定め,腐食の無い耐荷力曲線などを用いて簡易的に残存耐荷力を評価する 方法も開発されつつある.このとき,有限要素解析においては,終局モードを表現できる要素を使用し なくては,正確な残存耐荷力は評価できない.また,簡易評価法においても終局モードに対応する耐荷 力曲線を用いる必要がある.簡易強度評価法においては,種々の終局モードに対応する残存耐荷力を求 め,そのうちの最小値を以て耐荷力と判断される.

以下では,腐食した鋼管杭の残存耐荷力解析例として,簡易強度評価式を適用した解析と複合非線形 を考慮した有限要素解析例を示す.

(i) 引張軸力を受ける腐食した部材の残存耐荷力評価

引張軸力を受ける腐食鋼板の残存耐荷力評価法は、これまでに幾つかの研究¹²⁾によって、明らかにされている.引張軸力を受ける鋼板の残存耐荷力 N_uは、作用軸力に直交する板の断面積の最小値 A_{min} と降伏応力σ_v用いて、

$$N_u = \sigma_y A_{\min}$$

により評価してよい.このとき,最小断面積 A_{min} は正確に測定しておく必要があるので,腐食調査にお ける目視調査により最小断面積位置を把握するとともに,板厚計測の方法および計測位置の選定には, 前もって十分に検討する必要がある.

なお,残存耐荷力評価は上式により評価できるが,破断時の伸び(部材両端間の伸び)は,数%程度 と,極端に小さくなる場合もあるので,注意する必要がある.これは,腐食にともなう凹凸により,降 伏域が局所に限定されてしまい,部材全体の降伏後の伸び性能が期待できなくなることによる.

(ii) 簡易解析法による 圧縮部材の 残存耐荷力評価

簡易な残存耐荷力評価法として、5.4(2)で求めた腐食した部材の残存板厚の平均値やその標準偏差に 基づいて、残存強度評価のための有効板厚 t_eを定め、腐食していない部材あるいは板の座屈耐荷力曲線 を用いて、残存耐荷力を求めるような方法を採ることが多いようである.

有効板厚 t_eは, 次式で与えることが多い.

$$t_e = t_{av} - \alpha s$$

(5-12)

ここで, *t_{av}*は計測結果から得られる板厚の平均板厚, *s*は計測結果から得られる板厚の標準偏差, αは, 部材の断面形状や作用外力の条件により決定される係数である^{例えば14)}.

有効板厚 t_eを適用して,幅厚比や径厚比などの座屈耐荷力曲線の支配パラメータを求め,座屈耐荷力 曲線から残存耐荷力を求める.

一例として, 圧縮を受ける3辺単純支持1辺自由の腐食した矩形板の残存耐荷力評価法を示す.この 座屈様式は,たとえばH形鋼のフランジや山形鋼のねじれ座屈に対応する.腐食調査から得られた板厚 の平均値および標準偏差を用いて,有効板厚 t_e は, $t_e = t_e - s$ で表されるとすると,腐食した板の細長比 パラメータRは,

$$R = \frac{1}{\pi} \frac{b}{t_e} \sqrt{\frac{12(1-v^2)}{k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$
(5-13)

ここで、b は板幅、 t_e は有効板厚、 σ_y は降伏応力、vはポアソン比、E は弾性係数である. また、k は座屈 係数で、

$$k = 0.43 + \left(\frac{b}{l}\right)^2 \tag{5-14}$$

(5-11)

である.ここで,1は板長である. 一方,座屈耐荷力曲線は,幅厚比パラメータRの関数として以下の耐荷力曲線を用いる.

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = 1.0 \qquad (R \le 0.7)$$
$$= \left(\frac{0.7}{R}\right)^{0.64} \qquad (R > 0.7) \tag{5-15}$$

有効板厚 t_e を決めると、上式から、座屈耐荷力時の直応力 σ_u が求まり、これから腐食した板の座屈耐荷力 P_u を求めることができる.

 $P_{u} = \sigma_{u} b t_{u}$

(5-16)

上式で、bは板幅である.このとき、板厚については、有効板厚 t_e の代わりに平均板厚 t_a 、を用いた方が、評価精度が良い場合もある.腐食調査における板厚計測法も含めて、有効板厚などの決定法や使用する 座屈耐荷力曲線の設定等についてはまだ十分に検討されていないのが現状である.しかし、このような 手法を適用すれば、有効板厚を求めることにより、比較的容易に残存耐荷力評価が可能である.ただし、 上の例では、式(5-12)の有効板厚の与え方、式(5-15)の座屈耐荷力曲線などについて、今後は、実験と解 析データを蓄積し、検証・精緻化していく必要がある.

(iii) 圧縮力を受ける腐食鋼管杭の残存圧縮耐荷力評価

圧縮を受ける腐食した円形鋼管杭の終局モードは、柱としての曲げ座屈と局部座屈がある.腐食により杭の板厚が減少していくと、初期には想定していない座屈による終局モードが現れる.局部座屈崩壊を対象とした腐食鋼管杭の残存耐荷力評価については、山根ら、藤井らの研究がある.両研究に共通していえることは、残存耐荷力を評価するための有効板厚は、例えば飛沫帯や干満帯などの部材の比較的長い区間の平均板厚や標準偏差を用いるよりも、最小断面積の位置やその断面の限られた区間の板厚測定値から有効板厚を定めた方が、より精度の高い評価ができることである.文献では、有効板厚は、杭の断面積が最小となる位置での平均板厚や、局部座屈が発生する長さ区間の平均板厚や標準偏差を用いて与えられている.

山根ら¹⁵⁾は、円筒鋼管の座屈耐荷力曲線を、API²⁰⁾に掲載されている次式

$\frac{\sigma_u}{1.64-0.23}$	$\left(\underline{D}\right)^{0.25}$	(1	5-17)
σ_{y}	$\left(t_{e}\right)$	~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	0 11 /

を適用し, 圧縮耐荷力 Pu は,

 $P_u = \sigma_u A$

(5-18)

と与えている.ここで、 σ_u は局部座屈応力、 σ_y は降伏応力、Dは鋼管の直径、 t_e は有効板厚、Aは鋼管の断面積 (= $\pi D t_e$) である.

有効板厚 t_e は、座屈位置の断面の板厚計測結果の平均板厚 t_{av} と標準偏差sを用いて、式(5-12)で与えられるが、 $s/t_{av} > 0.1$ の場合、 $\alpha=1\sim1.5$ 、 $s/t_{av} \leq 0.1$ の場合には、 $\alpha=0$ でよいとしている.

一方,藤井ら¹⁶⁾は,座屈耐荷力曲線に、Plantemaの提案式¹⁷⁾に基づく,次式を適用している.

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = 1 \qquad (R_t \le 0.238)$$

 $= 0.723 + 0.0660 / R_t$ (0.238 $\le R_t \le 0.710$)

 $= 0.579 / R_t \qquad (0.710 \le R_t) \tag{5-19}$

ここで,

$$R_t = 1.65 \frac{D}{t_e} \frac{\sigma_y}{E}$$
(5-20)

また、有効板厚は、座屈位置における座屈長(= $3\sqrt{Dt_a}/2$)の区間の平均板厚 t_{av} と標準偏差sを用いて、

$$t_e = t_{av} - 0.8s$$
 (5-21)

とし,残存耐荷力 Puは,

$$P_u = \pi \sigma_u D t_e \tag{5-22}$$

としている.なお,式(5-20)の弾性係数 Eや降伏応力 σ_{μ} については,杭の実測値を採っており,公称応力ではない.

API の座屈耐荷力曲線を示す式(5-17)には、降伏応力が含まれていない、鋼材の材料特性が異なる場合の座屈耐荷力曲線、式(5-17)と式(5-19)を比較して図 5-9 に示す.この図から、降伏応力が SS400 クラス ($\sigma_y = 235$ MPa)の場合、API の評価式とはかなり差異を生じているのがわかる.また、図中には、藤井らの提案式 (t_{av} , t_{av} -0.8s, t_{av} -s)もあわせて示すが、それぞれ、平均板厚、平均板厚-0.8×標準偏差、平均板厚-標準偏差、を有効板厚とした場合である.図 5-9 から座屈耐荷応力 σ_u/σ_y は式(5-21)の場合が耐荷力曲線に近い値となっており、平均板厚を有効板厚とした場合には、式(5-19)と比較してかなり誤差があるのがわかる.しかし、それぞれの有効板厚を用いて、式(5-19)から座屈応力 σ_u を求めた後、式(5-18)から残存耐荷力 P_u を求め実験結果と比較すると、図 5-10 のようになる.有効板厚として、平均板厚-0.8×標準偏差あるいは平均板厚-標準偏差としても、残存耐荷力の値にはあまり差はないことを図 5-11 は示している.したがって、有効板厚を平均板厚-標準偏差として残存耐荷力を評価してもよいと判断できる.ただし、有効板厚=平均板厚とすると、図 5-10 に示すように、評価値は危険側の値となるので、採用しない方がよい.



図 5-9 API と Plantema の座屈耐荷力曲線の比較



図 5-10 残存座屈耐荷力評価値と実験値の比較

(iv) 有限要素解析による鋼管杭の圧縮耐荷力評価

有限要素法による解析は、高度な専門知識を要するものの、最も精度の良い、信頼できる解析が可能 であると考えられている.有限要素解析により、腐食した鋼管杭の残存耐荷力を評価するためには、複 合非線形解析が用いられる.このとき、解析に用いる有限要素は、全体座屈のみならず局部座屈も考慮 できるアイソパラメトリックシェル要素がよい.圧縮力を受ける場合、腐食をともなう弾塑性局部座屈 が耐荷力を支配することがあるので、腐食後の鋼管(円筒シェル)の曲げ剛性を評価するとともに鋼板 の降伏域の進展を考慮する必要がある.したがって、要素の大きさは、塑性域の進展と腐食凹凸表面に 起因する曲げ剛度の場所的変化を、精度上信頼できる結果が得られるような大きさとしなくてはならな い.これまでの解析研究¹⁸⁾では、シェル要素の大きさは1辺1 cm 程度が採用されている.この程度の 要素の大きさならば、低次形状関数を用いた要素で十分であると思われる.

また,有限要素解析を行う場合には,腐食した鋼管の板厚情報を面的に与える必要があり,その情報 は詳細なほど精度が向上する.これまでの研究^{15),16),19)}では,レーザー変位計を用いて,概ね1mm間隔 で板厚測定が行われている.加えて,腐食にともなう鋼板の中央面の変化(偏心量)も計測して,解析 に反映すれば,さらに精度の向上が期待できる.なお,腐食領域の板厚を,平均板厚や最小板厚などを 用いて,一定板厚とした有限要素解析もこれまでに行われているが,腐食表面形状を面的に扱う場合よ りも評価精度は幾分劣っているようである.しかし,レーザー計測装置を実構造物で使用するのは,現 状ではまだ難しく,今後,写真画像を用いた腐食表面測定法等の実務に適用可能な新しい技術の開発が 期待されるところである.

山口県光市の日本製鉄大分製鉄所光地区構内において,約19年間海洋環境に曝露された鋼管杭から, 飛沫帯,干満帯,海中部の部材を供試体として切り出し,圧縮試験を実施して,腐食した鋼管杭の残存 圧縮強度と終局挙動を調べるとともに,幾何学的および材料学的非線形を考慮した複合非線形有限要素 解析を行って実験結果と比較している¹⁶⁾.鋼管杭は,鋼種:STK50およびSTK41,直径406.4 mm×板厚 9 mm×長さ10 mのスパイラル鋼管で,これから切り出した供試体(長さ:1.2 m)は,飛沫帯2体,干 満部1体,海中部3体,計6体である.

載荷試験に先立って,鋼管杭の表裏両面の凹凸を,3次元レーザー計測装置(スピンアーム)により, 0.5~1 mm メッシュ間隔で測定し,板厚と中央面座標を求めた.計測結果および各部位の腐食の特徴に ついては,5.2 で述べたとおりである.

解析は、構造物解析汎用ソフト ABAQUS を用いた.使用した要素は4節点アイソパラメトリックシェル1次要素で、大きさは8mm×8mmである.鋼材の材料特性は、JIS12号試験片による引張試験結果から、Bi-linearモデルとし、降伏条件はMisesの降伏条件および等方硬化則を用いた.

荷重条件は、鋼管端部の断面に、一様な軸ひずみに相当する圧縮変位を強制変位として与え、支点反 力から圧縮力を求めた.また、初期たわみは、元板厚の20%を最大値とする樽形の初期たわみを仮定し た.なお、曲げを受ける場合の解析では、端部に強制たわみ角とそれに対応する軸方向変位を与えてよ いが、大変形にともなって軸方向変位が発生し、これが終局挙動に影響するようになる.したがって、 軸力を消去するための繰り返しが必要となる.これを回避するためには、鋼管の端部に剛体の板(剛板) を付加し、鋼管の中立軸位置に対応する剛板の節点だけに、鋼管軸方向変位を自由として強制たわみ角 だけを与えるような境界条件を与えるのがよい.この方法は、軸圧縮を受ける今回の問題でも適用でき るのはいうまでもないが、この場合、鋼管端部の節点では、板の単純支持条件を与えることが困難とな る(鋼管端部のシェル要素に板曲げモーメントが発生する).

要素の板厚は、節点毎に与えた.このときの節点の座標および板厚は、板の両表面で計測された半径 方向座標値に基づいて、その節点に影響する領域の測定点の平均板厚と半径方向座標を与えている.節 点の中央面座標と板厚をこのような方法で与えると、シェル要素中央面の偏心も含めて腐食状況を都合 よく表現できる.なお、板厚は節点ではなく要素の板厚(要素毎に一定板厚とする)として与える方法 もある.計測点数が少ない場合には、腐食表面座標を仮定して、あるいは、5.5 に示すようなモデルを 適用して表面座標を作成して、入力する方法もある.また、測定間隔を要素の大きさ程度の間隔で計測 し、その値を節点板厚として与えることも考えられる.どの方法が良いかは、現在のところ、十分には 検討されていないが、ここで使用した要素の大きさ程度であれば、極端に大きな差異はないように思わ れる.

解析結果の例として,海中部および飛沫帯の鋼管杭の荷重-軸圧縮変位曲線を,図5-11 および図5-12 に示す.図には腐食の無い場合の解析結果もあわせて示している.図から,飛沫帯では腐食が激しく, 残存耐荷力は元の強度の約1/4 にまで低下している.一方,あまり腐食していない海中部では,強度は あまり低下していないことがわかる.図5-13 に,残存耐荷力(最高荷重)について,実験結果と解析 結果を比較して示す.また,図5-11 と図5-12 には,実験後の鋼管の変形状況と解析から得られる変形 を比較した図も示しているが,残存耐荷力,変形状況ともに,解析と実験の結果はよく一致しているこ とがわかる.

このように、腐食状況を正確に測定し、複合非線形有限要素解析を行うことにより、残存耐荷力を精 度よく評価できることがわかる.しかし、多数の点の板厚測定を行うのは現状では難しいので、できる だけ粗い板厚測定点数を用いて、精度の良い残存強度評価を行うための手法、および面的に密に計測で きる測定法の開発が望まれる.







試驗休	最大荷重 (KN)		公称寸法で無次元化		最大荷重時の変位 (mm)	
미니에지 [사	実験値	解析結果	実験値	解析結果	実験値	解析結果
NO.1(飛沫帯)	868	1493	0.20	0.34	3.18	2.45
NO.2(干満帯)	2489	2670	0.56	0.60	4.62	2.66
NO.3(海中部)	3680	3551	0.83	0.80	6.44	3.90
NO.4(海中部)	3829	3756	0.86	0.85	8.53	4.73
NO.5(飛沫帯)	883	1251	0.20	0.29	3.04	2.46
NO.6(海中部)	3790	3602	0.88	0.84	8.39	3.90
腐食前モデル (STK50)		4363		0.98		4.20
腐食前モデル (STK41)		4218		0.98		4.20

図 5-13 解析値と実験値の比較²⁾

5.5 腐食した鋼部材の残存性能予測

(1) 劣化曲線の求め方

腐食した鋼部材の性能を予測するということは、部材の性能の変化を時間の関数として表すことであり、部材の性能の劣化曲線を求めることにほかならない、鋼部材耐荷力の経時変化は、たとえば5.3の劣化モデルにより将来の腐食状況(鋼板板厚の減耗状況や表面の凹凸形状など)を求め、5.4 に示す残存耐荷力評価法により耐荷力を求めて、両者を組合せれば、将来的な鋼部材の耐荷力の予測が可能となる(図5-14).あるいは、いきなり部材耐荷力 Puを直接時間 t の関数 Pu = f(t)で与えて(仮定して)も予測はできるが、多くの場合、その結果の精度や信頼性はあまり高くない。それは、構造物が設置されている場所の気象、海象などの腐食環境や構造詳細などにより、鋼部材毎に腐食形態や進展速度が異なるため、腐食進展の予測が難しいこと、加えて、作用外力と腐食形態に影響される部材の残存耐荷力を、単純な一つの時間の関数によってまとめて表すことが難しいことに起因する。いずれにしても、求めた劣化曲線が実際の事象に合致していれば、それは実務の維持管理において使用可能である。そのためには、防食対策も含めた腐食メカニズムを解明し、曝露試験や実測データを蓄積して地理特性、構造特性などの腐食環境条件と腐食性状の関係を明らかにするとともに、定期点検などで得られた経時的腐食進展状況に基づく残存耐荷力評価結果も考慮して、現在の劣化曲線を見直すとともに修正、改善して将来を予測するという維持管理姿勢が不可欠となる。

鋼部材の残存耐荷力低下量が腐食にともなう部材断面積(板厚)減耗量と線形的対応がある場合には, そして,腐食にともなう構造物全体の変形等の影響が無視できるならば,部材の耐荷力の劣化曲線は部 材断面積の減耗曲線に相似するので,断面積の経時的減耗曲線が求まれば容易に耐荷力劣化曲線を求め ることができる.たとえば,部材に軸引張力が作用する場合がそれである.引張部材の耐荷力は,部材 断面積の最小値(断面最小平均板厚)で決定され¹³⁾,部材の耐荷力は材料の降伏によって決まるとすれ ば,耐荷力の劣化曲線は,断面積の経時変化曲線を与えるだけで容易に求められる.部材に圧縮軸力が 作用する場合でも、部材が降伏するまでは座屈しない設計がされている場合は、腐食減耗が部材の座屈 を引き起こすような大きな減耗でなければ(耐荷力が降伏応力で決まる場合には)、断面積の減耗量だ けで残存耐荷力の劣化曲線を描くことができる.ただし、板厚の減耗が大きく、その耐荷力が座屈によ って決まる場合(終局モードが変化する場合)には、部材耐荷力の劣化曲線の形は、断面積の経時変化 曲線とは異なってくることに注意しなくてはならない.

なお、腐食減耗量の経時変化を精度よく評価・推定することもそれほど簡単ではない.それは、実際 には、防食対策が施されており防食機能の経時劣化が部材の腐食進展に大きく影響することに加え、地 理的、地域的腐食環境のみならず、構造物内で部材が配置されている位置や部材の構造詳細も含めた腐 食環境条件も多様であるためである(図 5-14).



図 5-14 劣化曲線の求め方と考慮すべき条件

(2) 防食機能の劣化予測モデル

構造物の保有性能予測は、将来の維持管理計画を立案するために不可欠である.腐食進行のメカニズムの解明や、曝露試験や促進試験による腐食形態や腐食速度が解明されつつあるが、現在のところ、腐 食進展および耐荷力低下の予測手法はまだ十分には確立されていない.以下では、腐食現象の電気化学 的反応メカニズムは考慮できないものの、塗装防食の機能劣化と耐荷力低下を表現できる予測モデルを 紹介する^{21,22}.

鋼構造物には、通常、塗装などの防食対策が施される.塗膜の劣化にとなって塗装の防食機能が低下 し、防食機能がある限界値以下になると鋼材の腐食が始まると考えられる.場合によっては、ピットホ ールなどの塗膜の欠陥によって塗膜のふくれが生じ、そこから塗膜損傷面積が増大するとともに深さ方 向の腐食が進展すると考えられている²⁾.したがって、腐食した鋼部材の耐荷力の劣化曲線を描くため には、まず、防食機能の劣化を考慮した腐食進展の予測が必要となる.道路橋の塗装劣化の研究には、 鋼橋塗装小委員会報告⁶⁾、伊藤ら⁷⁾、藤原ら^{8,9)}の研究があるが、ここで紹介するモデルは、機能の劣 化を時間の関数としてモデル化するのではなく、防食機能の低下と鋼表面の腐食凹凸形状の減肉進行を、 簡単な律則モデルにより、時間的のみならず面的に表現し、それに基づいて簡易耐荷力評価法や有限要 素解析により耐荷力の劣化曲線を求めるものである.これは、シェル要素などを用いた有限要素解析に より残存耐荷力を評価する場合などでは、面的に腐食状況が得られるので便利である.また、この結果 を用いて、残存耐荷力を評価するための平均板厚や標準偏差などの統計指標の値も容易に求めることが できる.

防食機能の劣化予測モデルは、「防食機能を劣化させる劣化因子が、毎年、塗装面に落下し、ある形 状を以て防食機能を低下させ、防食機能の値が限界値を下回ると鋼板の腐食が始まる」というモデルで ある.

まず,図 5-15 に示すように、鋼表面の解析領域(腐食領域)を格子状に区切り、各格子点の初期の防食機能値を設定する(部分的な塗膜欠陥を仮定する場合は、欠陥領域の格子点の防食機能値を低い値に設定する).この表面に劣化因子 D がある位置に落下すると、格子点 i の防食機能の値は、一つの劣化因子によって式(5.23)にしたがって、dA_iだけ防食機能が低下すると仮定する.すなわち、劣化因子が落ちた地点(図 5-15 の落下地点●)付近では、防食機能は、空間的な広がりを持って低下する.その

低下は,落下地点から距離が離れるほど小さくなると仮定して,式(5.23)で与える.この防食機能低下 を示す関数は、とくに式(5.23)でなくてはならないわけではなく,別の関数を用いても問題はない.

$$dA_i = D \exp(-\kappa d_i)$$

(5-23)

ここで, dA_iは一つの劣化因子によって低下する格子点 i の防食機能の値, D は劣化因子の強さ(劣化因子の落下点での防食機能の低減値), κ は防食機能の低減係数, d_iは劣化因子の落下点から格子点 i までの距離である.



劣化因子 D が1年間に m 個落下すると仮定すると、格子点 i の1年間に低下する防食機能は、

$$A_{i}^{t} = \sum_{j=1}^{m} dA_{i} = \sum_{j=1}^{m} D \exp(-\kappa d_{i})$$
(5-24)

と表される.また,鋼表面の腐食環境に大きな変化が無いとすれば,Dおよびmの値は,年毎に変化はないと考えて,この操作をT回繰り返すと,T年後のi点の防食機能Cは,

$$C = A_0 - A_i^t = A_0 - \sum_{i=1}^{T} \sum_{j=1}^{m} D \exp(-\kappa d_i)$$
(5-25)

と表すことができる.ここで、A0はi点の初期(T=0)の防食機能である.

式(5-25)では、*A*₀に適当な値(たとえば 100)を入れて防食機能 *C* を低下させていき、*C* の値が防食の限界値(たとえば 0)になったときに鋼表面の腐食が始まるとすれば、防食機能の劣化を表現できる.

前述のように、この防食機能劣化モデルでは、T年後の鋼表面上の防食機能の分布は、劣化因子の大きさや影響範囲を決めるDとĸおよび1年間に落下する劣化因子の数mの3つのパラメータによって決定される.これらのパラメータの値は、構造物の供用開始時では仮定値を用いるしかないが、腐食調査が実施され、腐食の状況が把握できると、塗膜劣化面積率や浮きさびの分布状況などの調査結果に照らして決めることができる.このとき、パラメータの決定法は確立されていないので、試算が必要になるが、数回の試算でかなり実現象を表現できることがわかっている.

図 5-16 は,200 mm×200 mmの鋼材表面に,2つの腐食環境を想定して得られた塗膜劣化面積の一例 を示す.図の白色部分はまだ防食機能が残っている領域,黒は地金が露出し防食機能が無くなった領域

(5-26)

y,=(地金の露出面積)/(塗装面積)

として、その経年変化を示すと、図 5-17 のようになる.従来、膜劣化面積率の経年変化は、Gompertz 曲線などを適用し、実現象に合うように種々の係数を与えて表現している^{7),8)}.図 5-17 から、Gompertz 曲線を適用したものおよび藤原らの提案曲線⁸⁾と比較して示すが、本モデルは、塗膜劣化面積率の推移 をよく表現できていることがわかる.





(3) 腐食進行の予測モデル

鋼表面の腐食進行モデルも防食機能の劣化予測モデルと同様な考えで構築できる. すなわち, 鋼板表 面を格子点からなるメッシュに分割し, その格子点の腐食深を以て鋼腐食表面の凹凸を表現する. そし て,防食機能の劣化予測モデルの劣化因子に対応して,湿気や飛来塩分のような腐食を引き起こす外的 因子(ここではアタック因子と呼ぶ)が鋼表面に落下する. 1 つのアタック因子は, その地点をある深 さFだけ掘り下げると仮定し,鋼板表面上に1年間にn個ランダムに降ると仮定する. すなわち,鋼表 面が無防食の場合には, 1年間にn個の腐食孔が掘られることにより腐食表面凹凸形状が形成されてい くとするが,ある格子点iにおいて,(2)で述べた防食機能の値が限界値以上であれば,格子点iの腐食 は発生しないこととする. このようにして,経年とともに進行する鋼表面腐食深の面的分布を求めるこ とができる.

アタック因子が落ちた地点(図 5-18 の落下地点●)の腐食孔の形は,防食機能の劣化予測モデルと

同様に空間的な広がりを持つと考え、その腐食深さは、落下地点から距離が離れるほど小さくなるとし、 次式で仮定する.

$$dv_i = F \exp(-\beta r_i)$$

(5-27)

ここで、 dv_i は一つのアタック因子によって発生する格子点 iの腐食深 (mm)、Fはアタック因子の強さ、 β は距離減衰定数、 r_i は格子点 i 点とアタック因子の落下地点との距離 (mm) である.



図 5-18 腐食深形状のモデル

したがって, n個のアタック因子による格子点 iの1年間における腐食深 viは,

$$v_i = \sum_{n=1}^{n} dv_i \tag{5-28}$$

と表される.したがって、T年間後の格子点 iの腐食深 Viは、次式となる.

$$V_{i} = \sum_{T=1}^{T} v_{i} = \sum_{T=1}^{T} \sum_{n=1}^{n} dv_{i}$$
(5-29)

(2)で示した防食機能の劣化予測モデルと、(3)に示す腐食進行モデルを組合せ、腐食表面の作成は、以下の手順で行う.

- 1) 板表面の腐食領域を格子状(例えば1 mm 間隔)に分割し,各格子点座標により板の表面を表現する.
- 2) 各格子点の防食機能の値を A₀に設定する.
- 3) 乱数を発生させて劣化因子の落下点の座標を決め、防食機能の劣化予測モデル式(5-23)により、各格子点の防食機能の低下値を求め、現在の防食機能値から差し引く.
- 4) 3)の作業をm回繰り返すことにより各格子点の1年間に減少する防食機能の値が求まるので、これから残存する防食機能値Cを求める.
- 5) 次に,別途乱数を発生させてアタック因子の落下点の座標を決め,腐食進行モデル式(5-27)により各格子点の腐食深を求め,現在の腐食深に足し合わせる.このとき,格子点の防食機能値が基準値よりも大きい場合には,腐食深の増分は0(腐食しない)とする.
- 6) 5)の作業をn回繰り返すことにより各格子点の1年間に増える腐食深が求まるので、これを現在の 腐食深に足し合わせることにより.腐食深の値を求める.
- 7) 3)~6)の作業を T回繰り返すことにより,各格子点の T 年後の防食機能の値や腐食深が求まる.各 格子点の腐食深に基づいて,T 年後の平均板厚や有効板厚などを求める.
- 8) 再塗装などの防食対策が行われた場合には、2)の防食機能値 A₀を新たに設定し直して、3)~6)の作業を繰り返せばよい.また、防食対策が施されていない場合には、初期の防食機能値 A₀を限界値よ

り低い値に設定しておけばよい.

この腐食進行予測モデルにより腐食表面凹凸形状を求めるためには、3 つのパラメータ F、 β および n を与える必要があるが、他のモデルと同様、供用初期では仮定値によるしかない.腐食環境がほぼ同様 なデータが得られているならば、その値を基にパラメータを決めることができる.また、腐食調査など から腐食状況が把握されれば、より正確に決めることができる.解析したい領域の T 年間の腐食体積 Q は、Q = (アタック因子の個数) × (アタック因子1 個による腐食体積)の経過時間 T (year) までの総 和となるから、

$$Q = \sum_{\Delta t=1}^{T} \left(n \times \int_{0}^{\infty} 2\pi r F \exp(-\beta r) dr \right) = \sum_{\Delta t=1}^{T} \left(n \times \int_{0}^{\Omega} 2\pi r F \exp(-\beta r) dr \right)$$
(5-30)

と表すことができる.ここで, Ω (mm) は空間的自己相関の影響範囲で, アタック因子の落下地点の周囲の格子点に生成される腐食深が微小になり, 無視できるくらいに離れた格子点と落下地点の距離である.他方,実測腐食深の測定結果から求めた腐食体積Q=(平均腐食深)×(鋼板面積A(mm²))と一致させる必要がある.また, Qを期間 Tで除すことにより,年間平均腐食量が得られる.パラメータF, n, β は,式(5-30)が実測結果に一致するように決めれば,従来の板厚の時間変化を示す腐食モデルと同様の予測図を描くことができる.さらに,シェル要素を用いた有限要素解析のように,面的な広がりをもった板厚分布が必要な場合には,実測結果の最小板厚や板厚の標準偏差,あるいは測線を波形とみなしたスペクトル特性などを考慮すると,実際に近い腐食表面形状を得ることができる.このとき,パラメータの決定は,繰り返し計算を余儀なくされるが,概ね,数回の試算で求めることができる.

一方,さびの進行にともなって腐食速度が減速することが指摘されている.これは,発生したさびが 地金と大気を遮断し,酸素の供給が少なくなるためと考えられている.腐食環境が,たとえば海水の流 速があり発生したさびがすぐに剥離するような場合には,このような腐食速度の減衰は生じない.しか し、さびの進行にともなう腐食速度の減速は,以下に示すような方法で表現できる.

さび厚が厚いほど腐食速度は小さくなるが、さび厚は腐食深 V と大きく関連すると考えられる. そこで、上記の腐食速度減衰を表現するために、1 回の防食対策(例えば塗装)期間中に発生する格子点 *i*の腐食深 V_iの関数として減速係数αを次式で与えることとし、式(5-27)のアタック因子の強さ F にαを乗じて速度を減衰させる.

$$\alpha = 1 - \gamma \rho^{V_i}$$

(5.31)

ここで, γ, ρは腐食環境による係数で,定期点検などで計測した腐食調査結果に基づいて決めるこ とができる.なお,ここでは減速係数αは,Gompertz 関数形の式(5-31)を用いたが,これ以外の式 を用いてもよい.



図 5-19 腐食深形状のモデル²¹⁾

図 5-19 に,解析領域: 200 mm×200 mm,メッシュ間隔:1 mm として,腐食速度減衰がある場合とない場合の,それぞれ 2 ケースについて,平均腐食深の経年変化を示す.腐食進展および腐食速度減衰の

パラメータは、図中に記している.図には、駿河湾での19年間曝露試験で得られた平均板厚²³⁾も併せ て示すが、腐食速度の減衰を考慮すると実測結果の変化をよくとらえている.

このように、単純な仮定に基づいて作成した腐食予測モデルでも実現象を予測できることが、これらの図からわかる.

(4) 残存耐荷力の劣化曲線

前節のモデルにより,ある期間を経年した時点の残存板厚が得られると,**5.4**の残存耐荷力評価法を 用いて,残存耐荷力が得られ,それをプロットすれば,耐荷力の劣化曲線が得られる.

図 5-20 に、相模湾曝露試験での無防食 L 形アングル材の減肉量計測結果^{23,24)}と腐食進行の予測モデルによる減肉量を比較して示す.モデルでのパラメータは図中の表の値を用いた.また、図 5-21 には、20 年後の腐食深分布を比較して示す.図から、腐食深の経年変化をよくとらえているのがわかる.

この板厚を適用して,式(5-19)から直径 406.4 mm×板厚 9 mmの円形鋼管杭(降伏応力=390 MPa)の 残存圧縮耐荷力を求め,図 5-22 にその劣化曲線を示す.図には,腐食状況は異なるものの,参考とし て,山口県光市の日本製鉄大分製鉄所光地区構内における約 19 年間の海洋曝露鋼管杭の実験結果(図 5-13 参照)¹⁵⁾も併せて示す.図に示す劣化曲線と実験結果は,曝露環境が異なるために差が現れており, とくに海中部と干満帯での差が大きいものの,何故か飛沫帯の残存耐荷力はよく一致した結果となって いる.

さて、これまでに示した劣化曲線の求め方を適用して、山口県光市の日本製鉄大分製鉄所光地区構内 における約 19 年間の海洋曝露鋼管杭の飛沫帯を例に、仮に塗装防食が施されていると仮定した場合の 残存耐荷力の劣化曲線を、そのプロセスとともに紹介する.なお、対象とした鋼管杭は、直径 406.4 mm ×板厚 9 mmの円形鋼管杭(降伏応力=390 MPa, STK50)であり、曝露後 19 年経過した板厚測定結果 として、無防食状態での飛沫帯における鋼管杭の平均板厚=3.90 mm、標準偏差=1.59 mm (2 mm メッシ ュ間隔での計測結果)を用いた.

まず、鋼管杭の局部座屈を対象として、座屈長=3 \sqrt{Rt} =130 mm(ここで、R は鋼管の半径、t は鋼管の 元板厚)とし、腐食領域:130 mm×1256 mm に対して腐食モデル式(5.29)により腐食表面を作成した. このとき、式(5-29)の F、 β 、n および腐食速度減衰式(式(5-30)の γ 、 ρ は、腐食領域の平均板厚と標準 偏差が実測値に近い値となるように数回の試算後、F=3.0 mm、 β =0.25、n=410 個、 γ =0.1、 ρ =1.4 とした. 次に、防食機能の劣化については、概ね6年程度で浮きさびが発生し、10年で鋼表面の5%程度の塗膜 表面が消失するような防食効果を仮定し、再塗装では、防食効果が初期状態まで回復するような塗装を 繰り返すこととした.このとき、防食機能の劣化は、初期状態 A_0 =100 とし、防食機能が 0 以下に低下 すると、その格子点は鋼材が減肉すると仮定した.式(5-23)における防食機能の劣化パラメータ、D、 κ および年間落下数 m は、それぞれ、D=80、 κ =0.4、m=250 である.

得られた腐食深分布から、平均板厚と標準偏差を求め、式(5-12)から有効板厚 t_e を求めた.このとき、係数 α =1 とした.そして、有効板厚を用いて、簡易強度評価式として Plantema の評価式(式(5-19)~(5-22)) を適用して残存圧縮耐荷力 P_u を求めた. 図 5-23 は、上記予測法により、ライフサイクルを通して 20 年おきに再塗装すると仮定した場合のシミュレーション結果を示したものである. 図 5-23 に示す一連のシミュレーション結果は、現状ではその精度検証はできないものの、本章に示すような方法により一定の説明力を持った将来予測のための劣化曲線を描くことができることを示した.

他方,得られた面的な残存板厚分布を使用して,有限要素解析から残存耐荷力を求めて,それをプロットしても劣化曲線を得ることができる.この場合,腐食調査から得られた平均板厚や標準偏差を用いて,本モデルにより面的な残存板厚分布を求め(ここで得た残存板厚分布は,板厚平均値は実測と等しくなるが,表面の凹凸形状は実測とは異なる),この残存板厚を適用して有限要素解析を行ってもよい.

図 5-24 は、軸圧縮を受ける腐食した鋼管杭の終局状態を、(b)実験結果、(c)1 mm メッシュ間隔で測定した実測分布を用いた有限要素解析結果、および、(d)実測結果の平均板厚と標準偏差を用い、本モデルにより面的な残存板厚分布を作成し、これを適用した有限要素解析結果を比較したものである.最終的な終局変形状態(鋼管のたわみ形)については、実測結果を適用した有限要素解析結果は実験結果によく一致している.一方、本モデルにより作成した残存板厚の解析結果は、当然のことであるが異なっている.しかし、残存耐荷力の値については、いずれもほとんど同じ結果が得られている.



	飛沫帯	干満帯	海中部
F	1.20	0.80	1.20
n	80	30	20
β	0.10	0.10	0.10
γ	1.40	3.50	2.10
ρ	0.10	0.10	0.10





図 5-21 防食機能の劣化予測モデルによる腐食深と実測結果の比較



図 5-22 防食機能の劣化予測モデルによる残存耐荷力の劣化曲線



経過時間[年] (c)減肉板厚標準偏差の経年変化



(d)有効板厚の経年変化



(e) 圧縮耐荷力の経年変化 図 5-23 防食工の劣化を考慮した残存耐荷力劣化曲線



(a)要素分割 (b) 載荷実験結果 (c) 実測板厚 (d)予測モデル 図 5-24 圧縮を受ける腐食鋼管杭の崩壊形態(飛沫帯)²⁾

5.6 まとめ

鋼構造部材の残存性能評価と性能低下予測について、これまでの研究成果を紹介した.本章で示した ように、腐食状況を正確に把握することにより、かなり信頼性のある残存耐荷力評価とその後の予測は 可能になりつつある.信頼性の高い評価・予測のためには、解析手法のみならず、腐食状況を把握する ための経済的かつ効率的測定技術の開発・改善が不可欠である.また,残存耐荷力の解析法については、 有限要素解析法は極めて有力な手段であり、今後の実務での普及を期待しているところであるが、簡易 評価法の精緻化ができれば容易に評価・予測が可能になる. 本章では、部材の残存耐荷力評価法と予測法の例を示したが、実際の沿岸・海洋鋼構造物の維持管理 においては、構造物全体系からみた健全度評価ができれば、一層の効率化、経費の縮減が可能となる、 構造物全体の残存耐荷力の評価・予測は、大変複雑で高度な知識、技術を要するものの、現状での厳し い財政状況や将来の急激な人口減少が予測されており、「構造物全体の健全度評価の取り組み」が今後 必要である.

なお、鋼構造物の維持管理において、腐食とともに重要課題である疲労問題については、よく分かっ ていない場合がある.それは、腐食の進行とともに繰り返し外力が作用する腐食疲労は、2 つの劣化現 象が組み合わされた極めて複雑な問題であることに加え、その解明には多大な労力、時間および費用を 要することに起因する.村中ら¹⁴⁾は、腐食損傷が原因で撤去されたフェリー渡橋から、腐食した疲労試 験片を切り出して、その疲労特性を調べている.文献では、撤去するまでの累積疲労損傷や腐食表面形 状変化の疲労特性への影響等は不明であるが、試験結果からは、静的引張耐荷力が載荷軸直角方向の断 面積により決定されるのに対して、疲労き裂の発生は、荷重軸と平行な測線に沿った板厚分布の変動係 数に依存する、すなわち腐食表面凹凸形状(応力集中)に影響されることを指摘し、変動係数の測定結 果と応力集中係数の関係を用いて修正された*S-N*曲線を提案している.しかし、腐食を伴う疲労問題は、 基礎資料も少なく、今後の課題である.

参考文献

- 1) 防食・補修工法研究会編:港湾構造物調査診断・防食・補修工法 [実務ハンドブック], 2002.
- 2) 土木学会構造工学委員会沿岸環境における鋼・複合構造物の防食帯耐久性能評価に関する研究小委員会:海洋環境における鋼構造物の耐久・耐荷性能評価ガイドライン,構造工学シリーズ19,土木学会,2009.
- 3) 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル (2009 年版), 沿岸開発技術センター, 2009.
- 4) 阿部正美:海洋鋼構造物の腐食と防食対策,日本防錆技術協会,2002.
- 5) 山本正弘,加治木俊行,松岡和巳,今福健一郎:材料と環境, pp. 239-240, 2006.
- 6) 鋼橋塗装小委員会:鋼橋塗膜の評価技術(その2.塗膜劣化の経時変化モデルと寿命予測の検討), 日本鋼構造協会,1998.
- 7) 伊藤義人,金仁泰,貝沼重信,門田佳久:素地調整が異なる塗装鋼板の腐食劣化に関する基礎的研 究,土木学会論文集,No.766/I-68, pp.291-307, 2004.
- 8)藤原博,菅野照造:鋼橋の塗膜劣化と塗膜下腐食との相関性に関する研究,土木学会論文集, No.537/I-35, pp. 167-181, 1996.
- 9) 藤原博, 三宅将: 鋼橋塗膜の劣化度評価と寿命予測に関する研究, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp. 111-123, 2002.
- 10) 紀平寛,田辺康児,楠隆,竹澤博,安波博道,田中睦,松岡和巳,原田佳幸:耐候性鋼の腐食減耗 予測モデルの研究,土木学会論文集,No.780/I-70,pp.71-86,2005.
- 11) 藤井堅,海田辰将,佐竹亮一,時乗良彦:沿岸海域で腐食した円形鋼管杭の現場での超音波板厚計 測の信頼性とそれに基づく残存強度評価,構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 492-700, 2012.
- 12) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等維持管理標準(鋼・合成構造物),丸善,2010.
- 13) 土木学会鋼構造委員会鋼構造の残存耐荷性能評価と耐久性向上方策研究小委員会:腐食した鋼構造 物の耐久性照査マニュアル,鋼構造シリーズ,18,土木学会,2009.
- 14) 村中昭典,皆田理,藤井堅:腐食鋼板の表面形状と残存耐荷力,構造工学論文集, Vol.44A, pp. 1063-1071, 1998.
- 15) 山根信,田中王治,松田漠,藤久保昌彦,柳原大輔,岩尾直紀:海洋環境下の腐食鋼管部材の耐力 評価について,第1回日本船舶海洋工学会講演会,pp.243-251,2005.
- 16) 藤井堅,近藤恒樹,田村功,渡邊英一,伊藤義人,杉浦邦征,野上邦栄,永田和寿:海洋環境において腐食した円形鋼管の残存圧縮耐荷力,構造工学論文集, Vol.52A, pp. 721-730, 2006.
- 17) 座屈設計ガイドライン,改訂第2版(2005年度版),土木学会,2005.
- 18) 海田辰将,藤井堅,勇秀憲,長瀬竜一:腐食鋼板の圧縮強度解析における板厚取得間隔と要素サイズの影響,JCOSSAR2007 論文集, Vol.1, pp. 89-96, 2007.
- 19) 野上邦栄,山沢哲也,小栗友紀,加藤美幸:腐食減肉を伴う合成 I 形および I 桁断面柱の残存耐荷力

評価に関する一考察,構造工学論文集, Vol.47A, pp. 93-102, 2001.

- 20) API : Recommended Practice 2A-WSD 21st edition, 2000.
- 21) 藤井堅: 塗装鋼材の劣化予測モデルとその検証, 防食管理, Vol.59, No.9, pp. 332-338, 2015.
- 22) 藤井堅,橋本和朗,渡邊英一,伊藤義人,杉浦邦征,野上邦栄,永田和寿,中村秀治:海洋環境に おける鋼管杭の圧縮強度の経年変化予測法,土木学会論文集, Vol.66, No.1, pp. 92-105, 2010.
- 23) 海洋構造物の耐久性向上技術に関する研究・新規曝露試験記録(2005 年度報告書),日本鉄鋼連盟 共同研究第1分科会,2006.
- 24) 海洋構造物の耐久性向上技術に関する研究・新規曝露試験記録(2008 年度報告書),日本鉄鋼連盟 共同研究第1分科会,2009.
6章 腐食損傷を有する鋼構造部材の健全性評価手法

6.1 はじめに

港湾鋼構造物は、厳しい腐食環境に曝されていることから、腐食速度が速く、安全性を担保するための合理的かつ経済的な維持管理が強く要求されている.適切な維持管理を施すためには、腐食した構造物の保有性能を正確に推定・評価する必要があり、腐食による鋼要素の表面形状や残存板厚などを把握し、腐食損傷の影響を正確に把握する必要がある.

現在,実施されている点検では文献 1) に従って,数点の計測結果をもとに板厚を評価するのが一般 的である.しかし,現場で計測された限られた情報を用いて耐力評価にどのように利用するのか,また 現場での計測に何を要求するのかは,明確にされておらず,耐力評価に用いる鋼要素の代表板厚をどの ように決定すべきかについては,これまであまり検討されていないのが現状である.

そこで、本章では、現場で計測される数十点の板厚計測結果から腐食した鋼管杭の残存耐力を評価す る方法について紹介する.

6.2 腐食鋼管を有する桟橋の構造性能の検討

鋼管の板厚計測をするにあたり、事前調査として鋼管腐食の有無を判断することができれば、時間 的・経済的に削減することができる.そこで、桟橋の振動特性を把握するため、動的応答解析を行った. 解析ケースは、健全モデル、床版損傷を仮定した床版劣化モデル、鋼管杭根入れ部の地盤ばね定数を変 化させたモデル、鋼管杭に腐食損傷を与えた時の4ケースである.対象とする桟橋は、橋軸直角方向17.5 m×橋軸方向20m×厚さ1.2 mの上部コンクリートを、外径:812 mm、板厚:14 mmの鋼管杭20本(= 橋軸直角方向4列×橋軸方向5列)で支持する直杭式横桟橋とした.直杭式横桟橋の平面図および断面 図を図6-1に、地盤条件を表6-1に、外力入力位置と応答観測位置を図6-2に示す.



図 6-1 解析対象桟橋(単位:mm)

深さ	十啠区分	N 値	粘着力	水平方向地盤反力係数
(m)	工員栏方		C_u (kN/m ²)	k_{ch} (kN/m ³)
10.0~11.5	砂質土	5		7,500
~ 14.0	粘性土	8	55	12,000
~17.0	砂質土	30		45,000
~21.0	粘性土	9	60	13,500
~28.0	砂質土	50		75,000

表 6-1 地盤条件



図 6-2 外カ入力位置と応答観測位置

図 6-3 と図 6-4 に図 6-2 に示す位置での波形入力方向(x 方向)の応答加速度と応答変位をそれぞれ示 す.図 6-3 より,桟橋を構成する鋼管が腐食している場合,健全モデル,床版劣化モデルおよび地盤ば ね変化モデルに比べると2倍程度大きな応答加速度を示すことがわかる.この傾向は,図 6-4 の応答変 位においても同様の結果となった.以上から,鋼管の腐食が桟橋全体の振動性状に影響していると考え られる.このことから,桟橋を構成する鋼管杭が腐食している場合,起振機によって強制振動を与え, 応答を精査することで鋼管腐食の有無を判断できると考えられる.また,振動実験のみならず,桟橋に 船舶が接岸する際や桟橋場を積載車が通過するときなどの振動により揺れが生じるときに,桟橋の応答 を確認することで桟橋を構成する鋼管腐食の有無が確認できる可能性がある.



6.3 腐食鋼管供試体と実務における板厚計測精度の検討

文献 2) では,海洋環境で約 19 年間曝露されたスパイラル鋼管杭(直径:406.4 mm,初期の板厚:9 mm, 全長約 10 m)の図 6-5 および表 6-2 に示す暴露環境の異なる 4 か所の位置から切り出した各供試体に対 して,約 2 mm 間隔(高さ方向 601 点,周方向 600 点の計 360,600 点)で板厚を計測している(以後, 詳細計測と記す).詳細計測結果を表 6-3 にまとめる.



表 6-2 供試体の採取位置

供試体番号	暴露環境	採取位置(m)
No.1	飛沫帯	DL+2.7~+3.9
No.2	干満帯	DL+0.5~+1.7
No.3	海山却	DL-1.5~-2.7
No.4	伸中司	DL-3.5~-4.7

供試体番号	暴露環境	平均板厚	最大板厚	最小板厚	平均腐食量	標準偏差		
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
No.1	飛沫帯	5.30	12.43		3.70	1.85		
No.2	干満帯	6.79	11.32	2.88	2.21	1.03		
No.3	海山却	7.63	11.08	2.36	1.37	0.50		
No.4	海中部	7.76	13.28		1.24	0.53		

表6-3 板厚計測結果まとめ

実務における板厚計測では文献 1) に従い,目視によって最も腐食が進行している箇所にて 20 点の板 厚計測が行われる.ここでは,実際の点検を仮定して詳細計測結果から 20 点の板厚データを抽出した. 高さおよび周方向に抽出箇所を変化させ,72,702 箇所の板厚データを抽出し,詳細計測結果と比較する ことで実務における板厚計測精度を検討した.

詳細計測の平均板厚と抽出した 20 点の平均板厚の差を示した頻度分布を図 6-6 に示す. この図から 飛沫帯,干満帯のほうが海中部よりもばらつきが大きくなっていることが分かる.飛沫帯や干満帯では 海中部と異なり,局所的に腐食が進行していることから,板厚計測箇所によってはバラツキが大きくな ると考えられる. とりわけ,干満帯における頻度分布からわかるように,板厚が大きく測定される頻度 が高くなっている. 耐荷力評価を行う際,点検板厚結果の平均板厚を代表板厚として用いると残存耐荷 力を過大評価する可能性がある.

以上から,抽出計測は腐食量が小さく一様腐食である海中部では詳細計測結果に対する精度が高いが, 局所腐食のみられる飛沫帯や干満帯では詳細計測結果に対して精度が低いことがわかった.



6.4 腐食鋼管の残存耐力と耐力評価式の検討

(1) 検討方法

腐食部材の残存耐荷力の評価方法は,腐食板材の代表板厚と表面性状(標準偏差,変動係数)を用い て定量的な評価指標として扱い,従来の強度評価式をベースとして残存耐力を推定する方法が一般的で はある.しかしながら,実験室では部材に対して数 mm 単位で詳細な板厚計測をすることができるが, 実際の現場においては離散的で限られた数しか板厚計測をすることができない.そこで,実際の板厚計 測方法を用いた簡易的な鋼管モデルによって残存耐力を評価するために,詳細計測により得られた座標 値と板厚を用いて腐食鋼管をモデル化し弾塑性有限変位解析を行った.

解析モデルは鋼管寸法を適用し,外径 406.4 mm,長さ 1200 mm とし,腐食状況を考慮した板厚とし, 鋼材質は SKK490 を想定して,弾性係数 205.8 GPa,降伏応力 315 MPa,ポアソン比 0.303 とし,Mises の降伏条件を用いた.解析ケースは,健全モデル(Intact),詳細計測結果を設定することで鋼管の腐食 性状を詳細に再現したモデル(As Measured), 20 点の平均板厚を設定した一様板厚モデル(Partially Sampled)とし, 簡易モデルによる耐力評価の再現性について検討した.

- (2) 圧縮強度解析
- (i) 解析結果

供試体 No.1 から No.4 に対して鋼管に軸圧縮力を作用させた結果を図 6-7~6-10 に示す.残存圧縮耐 荷力は腐食の進行するにしたがって小さくなっており,飛沫帯のように局所的に腐食がある場合,残存 耐力は大きく低下することが分かった.また,一様板厚モデルは海中部では概ね同様の傾向となったが, 飛沫帯では最大荷重に大きな差がみられ,危険側の評価となることが分かった.なお,解析結果より, すべての鋼管の座屈発生位置は概ね鋼管の板厚が最小となる位置で発生し,特に板厚変化が激しく,局 所腐食のみられる飛沫帯でこの現象が顕著となった.また,鋼管に軸圧縮力が作用するとき,鋼管表面 の凹凸の発生など腐食による表面性状に大きく影響することが明らかとなった.



図 6-7 圧縮解析結果 No.1_飛沫帯





(ii) 耐力評価式の検討

藤井ら³は腐食の無い鋼管の座屈強度評価式(Plantema)を用いて、腐食鋼管の残存圧縮耐荷力を評価する式を以下のように提案している.

$$P_u = \pi \sigma_u D t_e \tag{6-1}$$

ここで、 t_e は代表板厚、Dは鋼管の直径、 σ_u は局部座屈応力である. σ_u は以下の式にて求められる.

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_u}{\sigma_y} &= 1 & (R_t \le 0.238) \\ &= 0.723 + 0.0660/R_t & (0.238 \le R_t \le 0.710) \\ &= 0.579/R_t & (0.710 \le R_t) \end{aligned}$$
(6-2)

また, R_iは径厚比パラメータであり, 以下の式で表される.

$$R_t = 1.65 \times \left(\frac{R}{t_o}\right) \times \left(\frac{\sigma_y}{E}\right)$$

ここで、Eは弾性係数、 σ_y は降伏応力、Rは半径である.

代表板厚 t_e は、腐食した部材の板厚平均値 t_{ave} と板厚の凹凸量の標準偏差sの定数倍yを減じ、式(6-4) 式で求めるとし、20点の計測から得られる標準偏差 σ を σ <1.0、1.0 $\leq\sigma$ <2.0、2.0 $\leq\sigma$ の3つの場合について、 標準偏差の大きさに応じた定数yの最適値を決定することとした。最適値yの決定の条件は、①代表板 厚が0以下とならない、②詳細計測結果を用いて算出した耐荷力 P_{u_d} 以下かつ P_{u_d} の8割の耐荷力以上 となる確率が最大となるときを最適値yとした。検討結果を**表** 6-4 に示す。

 $t_e = t_{ave} - \gamma s$

	•					
早季谭安	20 点の標準偏差 σ					
茶路垛垷	<i>σ</i> <1.0	1.0≤σ<2.0	2.0≤ <i>σ</i>			
No.1_飛沫帯	3.7	2.2	1.5			
No.2_干満帯	4.5	0	.5			
海中部		1.8				

表 6-4 残存圧縮耐力評価に用いる v の最適値

ただし、この γ を用いても、飛沫帯では超過確率が大きくなる.そこで、飛沫帯では、計測箇所を増 やすことで耐荷力評価の精度が向上すると考え、超過確率が小さくなるような計測箇所について検討し た.飛沫帯では鋼管下部に局所的に腐食が見られることから、鋼管下部 2 箇所(板厚測定点数計 40 点) で計測を行うこととし、その計測間隔について、25 mm、50 mm、100 mm、150 mm、200 mm で検討し たところ、計測間隔 150 mm のとき、超過確率が最も小さく、9.15%となり、十分安全側かつ P_{u_d} に近 い評価をすることができることが分かった.

(3) 引張強度解析

引張軸力を受ける腐食部材の残存耐荷力評価法は、これまでにいくつかの研究^{4),5)}によって明らかに されてきた.引張軸力を受ける鋼板の最大引張荷重 N_u は作用軸力に直交する板の断面積の最小値 A_{min} と降伏強度 σ_v を用いて、以下の式にて評価できる.

 $N_u = \sigma_v A_{min}$

(6-5)

このとき、断面積Aは外径D、腐食しろS、代表板厚 t_e を用いて以下の式で算出する.

 $A = \{ (D - 2S)^2 - (D - 2t_e)^2 \}$

(6-6)

ここで、代表板厚t_eは圧縮耐力検討と同様の式(6-4)によって算出する.

詳細計測によって得られた残存耐荷力 N_{u_d} に対して、安全側に評価することのできる γ について検討する. γ の最適値の決定の際、 N_{u_d} を超えることなく、 N_{u_d} の80%耐荷力が最大となる点を参考にして決定した.それぞれの曝露環境においての検討結果を表6-5に示す.表6-5に示す γ を代表板厚算出時に用いることで超過確率が3%未満となり、 N_{u_d} に対して安全側に評価することができる.ただし、飛沫帯では、 γ を設定することで N_{u_d} に対する超過確率は低いものの、 N_{u_d} の80%以上かつ N_{u_d} より小さい確率が低いことから、既存強度式によって算出される引張耐荷力は過度に過小評価する可能性が高いため、留意しなければならない.

暴露環境	γ
No.1_飛沫帯	0.5
No.2_干満帯	2.5
No.3_海中部	0
No.4_海中部	0

表 6-5 残存引張耐力評価に用いる γ の最適値

(6-3)

(6-4)

(4) 曲げ強度解析

円筒殻の曲げ座屈評価式としては、文献6)にNASAの弾性曲げ座屈評価式が示されている.

$$\sigma_{b,cr}^{e} = 0.6 \left[1 - \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{\frac{R}{t_e}}\right) \right\} \right] \frac{Et_e}{R}$$
(6-7)

ここで、 $\sigma_{b,cr}^{e}$ は弾性曲げ座屈応力、Rは円筒殻の半径、 t_{e} は板厚、Eはヤング係数である. 弾塑性域における曲げ座屈応力 $\sigma_{b,cr}^{e}$ については、以下にて求められる⁷⁾.

$$\frac{\sigma_{b,cr}^p}{\sigma_{b,cr}^e} + \left(\frac{\sigma_{b,cr}^p}{1.27\sigma_y}\right)^2 = 1$$
(6-8)

ここで, *σ*_yは降伏応力, 1.27 は円筒の形状係数である. 弾性梁の応力状態を仮定して,

$$M_{cr} = \sigma_{b,cr}^p \cdot \pi R^2 t_e$$

(6-9)

(6-11)

ここで、代表板厚 te は圧縮耐力検討と同様の式(6-4)によって算出する.

20 点の計測結果から得られる標準偏差 σ に着目し,飛沫帯では σ <1.0, 1.0≤ σ <2.0, 2.0≤ σ の3 つに場合 分けし,干満帯では σ <1.0, 1.0≤ σ の2 つの場合分けし,それぞれの場合において, yを変化させることで M_{cr_min} に対して安全側に評価することのできる最適値 yを決定する.これまでの圧縮,引張と同様の条件を考慮したうえで決定した最適値 yを表 3-11 に示す.表 6-6 に示す yを既存強度式に用いることで干満帯と海中部では超過確率が 10%未満となり, M_{cr_min} に対して安全側に評価することができる.ただし,飛沫帯では超過確率が約 45%と大きな値となった.そこで,(2) 圧縮強度解析と同様に,鋼管下部の 2 箇所(計測間隔 150 mm) に yを適用したところ,超過確率が約 10%となった.飛沫帯では 2 箇所で計測することにより,安全側の評価ができる.

星電理控	20 点の標準偏差 σ				
茶路垛垷	<i>σ</i> <1.0	1.0≤σ<2.0	2.0≤ <i>σ</i>		
No.1_飛沫帯	3.1	1.8	1.2		
No.2_干満帯	5.0	0	.7		
No.3_海中部		1.2			
No.4 海中部	1.3				

表 6-6 残存曲げ耐力評価に用いる γ の最適値

(5) せん断強度解析

R_tが 150 程度以下の鋼管のせん断座屈に対しては,強度評価式が以下のように与えられている⁸⁾.

$$\tau_{cr}^{p} = \tau_{y} = \frac{\sigma_{y}}{\sqrt{3}} \tag{6-10}$$

$$\tau_{cr}^{p} = \frac{0.57}{R_{t}^{1.25}} \tau_{y} = \frac{0.57}{R_{t}^{1.25}} \frac{\sigma_{y}}{\sqrt{3}} \tag{0.682} \le R_{t} \le 1.50)$$

ここで、
$$\tau_{cr}^{p}$$
は弾塑性せん断座屈応力、 R は円筒殻の半径、 t は板厚、 R_{t} は径厚比パラメータである.

$$R_t = 2.63 \left(\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}E}\right)^{0.68} \cdot \left(\frac{R}{t}\right) \tag{6-12}$$

弾性域におけるせん断座屈時の部材力 Q_{cr} は、せん断応力分布を弾性はりと同様に仮定すれば、以下の式にて求められる.

$$Q_{cr} = \tau_{cr}^p \cdot \pi R^2 t_e \tag{6-13}$$

ここで,代表板厚 teは式(6-4)によって算出する.

これまでと同様に、20点の計測結果から得られる標準偏差 σ に着目し、飛沫帯では σ <1.0、1.0 $\leq \sigma$ <2.0、2.0 $\leq \sigma$ の3つに場合分けし、干満帯では σ <1.0、1.0 $\leq \sigma$ の2つに場合分けし、それぞれの場合において、 γ を変化させることで $Q_{cr\ min}$ に対して安全側に評価することのできる最適値 γ を決定する.

決定した最適値 γ とそのときの Q_{cr_min} に対する超過確率を表 6-7 に示す.表 6-7 に示す γ を既存強度 式に用いることで海中部では超過確率が 10%程度となり, Q_{cr_min} に対して安全側に評価することができ る.ただし,圧縮や引張,曲げ耐力の算出時に用いた γ と比較すると,大きな値を設定しなければ安全 側の評価をすることができない.

飛沫帯と干満帯では超過確率が 50%前後と大きな値となった.そこで,(2) 圧縮強度解析と同様に, 鋼管下部の2箇所(計測間隔150 mm)にyを適用したところ,超過確率が約10%となり,飛沫帯と干 満帯では箇所で計測することにより,安全側の評価ができる.

腐食鋼管のせん断耐力についてはこれまであまりなされていない.腐食鋼管を評価する際には,既存 強度式そのものの検討が必要であると考えられる.

早電谭倍		超過確率		
	<i>σ</i> <1.0	1.0≤σ<2.0	2.0≤ <i>σ</i>	(%)
No.1_飛沫帯	3.0	1.8	1.1	47.34
No.2_干満帯	3.6	1.	52.71	
No.3_海中部		6.2	4.89	
No.4 海中部		15.14		

表 6-7 残存せん断耐力評価に用いる v の最適値

(5) ねじり強度解析

ねじり耐力強度式については文献 6)を参考にして算出することができる. 塑性領域の座屈について, 弾性一次,弾性二次の修正を行うとすれば,設計における弾塑性せん断座屈応力*tcrp*は次式で求められる.

$$\frac{\tau_{cr}^p}{\tau_{b,cr}^p} + \left(\frac{\sqrt{3}\tau_{cr}^p}{s_y}\right)^2 = 1$$
(6-14)

ここで、 S_y は設計降伏応力、 $\tau_{b,cr}^e$ は弾性せん断座屈応力であり、 $\tau_{b,cr}^e$ は次式で求められる.

$$\tau_{b,cr}^{e} = 0.8 \cdot \frac{4.82}{\left(\frac{L}{\sqrt{Rt}}\right)^{2}} \tau_{y} \sqrt{1 + 0.0239 \left(\frac{L}{\sqrt{Rt}}\right)^{3} \frac{Et}{R}}$$
(6-15)

(6-16)

座屈時の部材力 T_{cr}は式(6-14),式(6-15)から,次式で求められる.

$$T_{cr} = \tau_{cr}^p \cdot 2\pi R^2 t_e$$

ここで,代表板厚 t_eは式(6-4)によって算出する.

これまでと同様に、20点の計測結果から得られる標準偏差 σ に着目し、飛沫帯では σ <1.0、1.0 $\leq \sigma$ <2.0、2.0 $\leq \sigma$ の3つに場合分けし、干満帯では σ <1.0、1.0 $\leq \sigma$ の2つの場合分けし、それぞれの場合において、 γ を変化させることで T_{cr} max に対して安全側に評価することのできる最適値 γ を決定する.

飛沫帯では最適値yを設定しても超過確率は60%と大きな値となったため、これまで同様、鋼管下部2 箇所(計測間隔150 mm)とした場合,超過確率は50%程度と,超過確率を小さくなるが、大きな値となった.腐食鋼管にねじりが作用するときのこれまでの研究は少ないことなどから、今後、耐力評価に用いる式について検討する必要がある.

決定した最適値 y とそのときの T_{cr_max}に対する超過確率を表 6-8 に示す.表 6-8 に示す y を既存強度 式に用いることで海中部では超過確率が 1%以下となり, T_{cr d}に対して安全側に評価することができる.

暴露環境		超過確率		
	<i>σ</i> <1.0	1.0≤ <i>σ</i> <2.0	(%)	
No.1_飛沫帯	1.8	0.3	0.9	60.46
No.2_干満帯	3.7	0.3	14.79	
No.3_海中部		0.12		
No.4_海中部		0.01		

表 6-8 残存ねじり耐力評価に用いる γの最適値

6.4 まとめおよび今後の課題

- 2) 20点の板厚計測結果から既存強度式を用いて耐力評価を行う場合、本研究で検討した定数 y を設定して評価板厚を用いることで安全側の評価をすることができる.ただし、腐食損傷の激しい飛沫帯では板厚のばらつきが大きいため、20点の計測結果を用いると危険側の評価となる可能性が高いため、鋼管下部2箇所(計測間隔150mm)で板厚計測を行い、その結果を評価式に用いることで安全側の評価をすることができる.
- 3)本章では曝露環境の耐力比較を目的に、それぞれの曝露環境に対する耐力評価方法について検討した結果を紹介したが、実際に用いられている鋼管はこれらが連続的に、一本の鋼管として用いられているため、今後は鋼管全体としての耐力評価について検討する必要がある。
- 4) 本章では、圧縮、引張、曲げ、せん断、ねじりについての検討を行った結果を紹介したが、今後は 組み合わせ断面力に対しても同様の検討を行い、さらに精度の高い評価式の構築が望まれる.

参考文献

- 1) 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル (2009 年版), 沿岸技術研究センター, 2009.
- 2) 田村功,渡邊英一,伊藤義人,藤井堅,野上邦栄,杉浦邦征,永田和寿,岡扶樹:海洋環境において腐食した鋼管の形状計測と残存耐力に関する検討,構造工学論文集, Vol. 51A, pp. 1103-1110, 2005.
- 3) 藤井堅,近藤恒樹,田村功,渡邊英一,伊藤義人,杉浦邦征,野上邦栄,永田和寿:海洋環境にお いて腐食した円形鋼管残存圧縮耐力,構造工学論文集,Vol. 52A, pp. 721-730, 2006.
- 4) 金邦釘,池田裕幸,海田辰将,古川清司,大賀水田生:腐食鋼板の応力状態の考察と要求制度に応じた残存引張強度評価式の構築,土木学会論文集 A2, Vol.69, No.2(応用力学論文集 Vol.16), I 665-I-676, 2013.
- 5) 土木学会・鋼構造委員会鋼構造の残存耐荷性能評価と耐久性向上方策研究小委員会:腐食した鋼構 造物の耐久性照査マニュアル,鋼構造シリーズ,18,土木学会,2009.
- 6) 土木学会・鋼構造委員会座屈設計ガイドライン改訂小委員会:座屈設計ガイドライン改定第2版 (2005年度改訂版),2005.
- 7) 山根信,田中王治,松田漠,藤久保昌彦,柳原大輔,岩尾直紀:海洋環境下の腐食鋼管部材の耐力 評価について,第1回日本船舶海洋工学会公演会,土木学会,pp.243-251,2005.
- 8) API: Recommended Practice 2A-WSD 21st edition, 2000.

7章 性能回復技術

7.1 はじめに

本章では、腐食した鋼管の性能回復技術として添接板溶接による補修補強技術を扱う. 添接板溶接による補修補強設計の基本的な考え方を述べるとともに、補修補強による性能回復効果を検討した事例を示す.

7.2 水中溶接による鋼板添接工法

鋼板添接工法は、腐食損耗部を添接鋼板で被覆し、既設鋼材と添接鋼板とをすみ肉溶接することで母 材と添接板の力を十分に伝達するようにした工法である.海洋環境における鋼構造物は飛沫帯において 腐食損耗が最も激しくなることが知られているが、腐食損耗部分が海中にある場合、水中溶接を行うこ とが多い.水中溶接による鋼板添接補修工法は、腐食した鋼管杭や鋼矢板の代表的な補修補強方法のひ とつである.

水中溶接は主に乾式水中溶接と湿式水中溶接の二種類に分けられる.乾式水中溶接では,溶接部周辺 をドライチャンバーで被覆することでドライな溶接環境を実現し,気中で溶接を行う.一方,湿式水中 溶接では,溶接部が海水に直接さらされた状態で溶接士が潜水して施工する.乾式水中溶接に比べ,湿 式水中溶接はドライチャンバーの設置や大型の建設機械が不要であるため施工速度が速く経済的であ る.また,ドライチャンバーの設置が困難な箇所でも施工が可能である.

ただし、湿式水中溶接では以下に示す難点がある.まず、海流や波の影響を受け、視界の不良な状態 で溶接を行うことから、厳しい環境での施工となる.また、溶接金属が海中に直接さらされるために溶 接部の冷却速度が高く、材料の硬化や脆化が生じやすくなる.さらに、熱影響部への水素の浸入により 割れが生じやすくなる.既往の研究によれば乾式および湿式の環境の違いが溶接部の各種特性に及ぼす 影響は以下のようにまとめられる.

気中溶接と比較すると水中溶接はビード形状や脚長のばらつきが大きい.また、溶接欠陥が多くなる.

2) 気中溶接に比べ,水中溶接部は硬化により伸びが低下しやすい.

3) 気中溶接よりも水中溶接の継手強度はわずかに低下する傾向にある.



図 7-1 添接板溶接工法の概念¹⁾

これらの原因は乾式および湿式による環境の違いによる施工上のものと、冷却速度が異なることによる材料的なものである.いずれの溶接方法を選択する場合も、施工条件等を考慮して安全かつ十分な溶接強度が確保できるように、下記のような点に注意を払う必要がある.

- 1) 溶接機材, 溶接材料, 被溶接材の点検・調整
- 2) 作業者の潜水装備
- 3) 単独ではなく複数による潜水作業
- 4) 潮流,波浪等の作業環境の調査

鋼板添接工法における水中溶接部の取り扱いについては文献 1)に記載されているものの,施工上の課題や現状の技術状況を考慮する必要がある.気中溶接強度に対する水中溶接強度の低減について現状では規定された基準はないが,文献 1)では水中溶接部の降伏応力は工場溶接における溶接部の降伏応力の 70%程度としている.

7.3 補修補強設計法

(1) 補修断面の検討

鋼板添接工法による補修断面の検討は,腐食鋼管杭の残存耐力を期待しない場合と,腐食鋼管杭の残 存耐力を期待する場合の二種類が考えられる.いずれの場合であっても,腐食鋼管杭の健全部から補修 添接鋼板に円滑に荷重を伝達する必要があり,そのために鋼板に図7-1に示す溶接用のスリットを設け ることが一般的である.鋼管杭の鋼板添接工法における溶接部では,鉛直方向のすみ肉溶接が曲げに対 して有効であり,水平方向すみ肉溶接(小口溶接)は曲げに対する抵抗が極めて小さい.よって,鋼板 添接工法では鉛直方向のすみ肉溶接に対し,有効のど断面積および断面係数を用いて断面検討を行う¹⁾.

しかし,腐食鋼管杭の健全部から補修添接鋼板に円滑に荷重を伝達する適切な溶接長(つまり,スリットの数と大きさ)を決める方法は提示されておらず,これについて Chen²⁾らが検討した内容を以下で 説明する.

(2) 荷重伝達のためのスリット数および長さの決定方法

Chen ら²は,腐食鋼管杭を模擬した減厚鋼管に鋼板添接補修を施し,載荷実験およびそのシミュレーションを行い,その結果から荷重伝達に必要なスリットの数および長さを決定する方法を提案している. 鋼板添接のための溶接パターンを種々変化させた検討の結果,スリットの数が増えるほど補修部の剛性 は高くなるが,一方で最大荷重が小さくなることが示された.すなわち,設計荷重を許容できる範囲内 で,できる限りスリット数を多くすることが合理的となる.この考え方に基づき,減厚鋼管の鋼板添接 による補修設計の流れについて説明する.

(i) 添接板の荷重分担率

添接板の荷重分担率は補修部の剛性を決定するものである.添接板の必要板厚は補修作業における重要な設計変数であり、その計算は添接板の荷重分担率に基づいて行う.港湾鋼構造物防食・補修マニュアル¹⁾では、添接板補修鋼管の同一断面では、鋼管と添接板に同じひずみが生じるものと仮定している. すなわち、添接板の厚さと鋼管の減厚部の厚さが等しい場合、添接板の荷重分担率は0.5 になる.

しかし、上述の仮定は補修のパターンによっては成立せず、実際の添接板の荷重分担率は 0.5 よりも 小さくなることが Chen ら²⁾により示されている.そのため、添接板の荷重分担率を精度良く求めるこ とが、適切な添接板厚さを決定する上で必要となる.

多数のスリットを有する補修タイプについては,式(7-1)により添接板の荷重分担率LSRを求める.

$$LSR = \frac{P_{\text{patch}}}{P_{\text{total}}} = \frac{1}{1 + \frac{A_{\text{b}}A_{\text{r}}}{A_{\text{p}}} \cdot \frac{l_{\text{r}} + l_{\text{pl}} + A_{\text{p}}E / K_{\text{w}}}{A_{\text{b}}l_{\text{r}} + A_{\text{r}}l_{\text{pl}}}}$$
(7-1a)
$$K_{\text{w}} = K_{\text{worf}}l_{\text{wT}} + K_{\text{wol}}l_{\text{wI}}$$
(7-1b)

w	WO1 W1	WOL WL				
$l_{\rm wT} = \pi$	Ð					(7-1c)

$$l_{\rm wL} = 2nl_{\rm w0L}$$

式(7-1)中の各パラメータの定義は図7-2に示すとおりである.式(7-1a)中のA_pE/K_wの項は溶接部に対する添接板の相対的な剛性を表しており、添接板の荷重分担率に及ぼす溶接部の剛性の影響を意味している.K_wが無限大に近づくと、式(7-1a)は式(7-2)のようになる.

$$LSR^{*} = \frac{P_{\text{patch}}}{P_{\text{total}}} = \frac{1}{1 + \frac{A_{\text{b}}A_{\text{r}}}{A_{\text{p}}} \cdot \frac{l_{\text{r}} + l_{\text{pl}}}{A_{\text{b}}l_{\text{r}} + A_{\text{r}}l_{\text{pl}}}}$$
(7-2)

溶接部の剛性 K_w が添接板の剛性に比べ十分に大きくなり ($A_p E/K_w$ が十分小さくなり), 添接板溶接部 が剛結と見なせる範囲を以下の式(7-3)の η (誤差係数) より求める.

$$\eta = \frac{LSR^* - LSR}{LSR} \times 100\% = \frac{E}{\pi B} \cdot \frac{1}{\omega} \times 100\%$$
(7-3a)

$$\omega = D(\frac{l_{\rm r}}{A_{\rm r}} + \frac{l_{\rm pl}}{A_{\rm b}} + \frac{l_{\rm r} + l_{\rm pl}}{A_{\rm p}}) \tag{7-3b}$$

:減厚部分の半長



添接板と鋼管の無欠損部分の重ね長さ
鋼管の減厚部分の断面積
鋼管の無欠損部分の断面積
添接板の断面積
添接板鋼材のヤング率
全すみ肉溶接部の剛性
横方向のすみ肉溶接の単位長さ当たりの剛性
縦方向のすみ肉溶接の単位長さ当たりの剛性
横方向のすみ肉溶接の全長
縦方向のすみ肉溶接の全長
一溶接線当たりの縦方向のすみ肉溶接の長さ
縦方向溶接線の数

(a) 添接板の荷重分担率に関するパラメータ





$$B = K_{w0T} + \frac{l_{wL}}{\pi D} K_{w0L}$$

$$l_{wL} = \frac{A_b - A_r}{A_b} \cdot \frac{P_{total}}{\sigma_w a}$$
(7-3c)
(7-3d)

ここに、 ω は鋼板添接鋼管の構造形状係数(Structural size factor)であり、Bは溶接部の剛性、 σ_w は溶接部の強度、aはのど厚である. Chen ら²⁾は、構造形状係数 ω が 20以上であれば添接板溶接部が概ね

(ii) 添接板の最小板厚

剛結と見なせることを提示している.

腐食減厚した鋼管の減厚量と同じ厚さの添接板を接合しても、無腐食の鋼管と同じ剛性は確保できない. 添接板接合鋼管が無腐食鋼管と同じ剛性を確保するためには、(i)で求めた荷重分担率が以下の式 (7-4)を満足する必要がある.なお、 Δt は腐食減厚量、 t_b は無腐食鋼管の板厚である.

$$LSR = \frac{P_{\text{patch}}}{P_{\text{total}}} \ge \frac{A_{\text{b}} - A_{\text{r}}}{A_{\text{b}}} \cong \frac{\Delta t}{t_{\text{b}}}$$
(7-4)

この式を添接板の断面積 A_p について解くことにより、添接板の最小板厚 t_{pmin} が求められる. ただし、設計最小板厚 t_{pd} はこれに $t_{ps} = 2 \text{ mm}$ を加えたものとする.

$$t_{\rm pd} = t_{\rm pmin} + t_{\rm ps} \tag{7-5}$$

(iii) 最大スリット数

スリットの数が増えるほど補修部の剛性は高くなる一方で,最大荷重が小さくなるため,設計荷重を 許容できる範囲内で可能な限りスリット数を多くすることが合理的となる.最大スリット数は,以下の 式(7-6)より決定する.

$$\sigma_{\rm p} \le \gamma_{\sigma_{\rm y}} \sigma_{\rm yp} \tag{7-6a}$$

$$\sigma_{\rm p} = \frac{P_{\rm patch}}{A_{\rm strip}} = \frac{P_{\rm total}LSR}{A_{\rm strip}}$$
(7-6b)

$$A_{\text{strip}} = t_p \pi (D + t_p) - n t_p l_{\text{slit0}}$$
(7-6c)

$$n_{\max} \le \frac{1}{l_{\text{slit0}}} \cdot \left[\pi (D + t_{\text{p}}) - \frac{P_{\text{total}} LSR}{\gamma_{\sigma_{y}} \sigma_{yp} t_{\text{p}}} \right]$$
(7-6d)

式(7-6)中の各パラメータの定義は図 7-2(b)に示すとおりである. γ_{oy} は材料の部分係数, σ_{yp} は添接板の降伏応力である. σ_p は添接板の軸方向応力であり,式(7-6b)により求められる.式(7-6b)中の P_{patch} は添接板に作用する設計荷重, LSR は式(7-2)あるいは式(7-3)で求められる荷重分担率である. A_{strip} はスリットが存在する添接板の付け根部分の断面積である.添接板のスリット一つ分の幅である l_{slit0} が与えられると,式(7-6d)より最大スリット数 n_{max} が決定される.

7.4 性能回復効果

(1) 添接板補修された鋼管桟橋構造の耐荷,変形性能解析

ここでは、鋼板添接補修工法による鋼管の性能回復効果を検証するために古西らが実施した桟橋構造 の耐荷、変形性能解析の事例³⁾⁻⁶⁾を説明する.なお、これらの解析事例の中で、桟橋構造に対し腐食減 厚した鋼管の耐震性能を回復させるための必要添接板厚に関する提案がなされている.

- (2) 鋼管桟橋構造の解析モデル
- (i) 解析対象桟橋

解析対象桟橋は,文献 9)中の解析例である図 7-3 に示す直杭式横桟橋である.桟橋奥行き方向の杭間 隔は 6.5 m で,杭先端は良質地盤に支持されており,上部コンクリートに作用する鉛直荷重は死荷重お よび上載荷重である.海底地盤の上層部は軟弱層のため,図 7-3 に示すように良質砂置換で改良を行っ ており,二層の地盤の N 値,単位体積重量 y および内部摩擦角 φ の値を図中に示す.港湾の施設の技術 上の基準・同解説⁷により,図中に示す仮想地盤面を設定している.



図 7-3 解析対象桟橋

- (ii) 時刻歴応答解析モデル
- 対象桟橋を図7-4に示すようにモデル化し、時刻歴応答解析を行う.解析モデルの概要は下記のとおりである.
 - 1) 奥行き方向の対称性を考慮して鋼管杭 1/2 モデルにより解析を行う.
 - 2) 桟橋全体の耐荷力は鋼管杭上部の局部座屈により決定されることが予想され、図 7-4 に示すよう に上部 6000 mm の部分をシェル要素でモデル化する.
 - 上部コンクリートは弾性梁でモデル化し、上部コンクリートとシェル要素は剛性梁要素で結合する.
 - 4) シェル要素から下方の鋼管杭は弾塑性梁要素(パイプ要素)でモデル化する.
 - 5) 時刻歴応答解析モデルのバネ支点位置は、鋼管杭の最大曲げモーメント位置とする(プッシュオ ーバー解析により別途求める)⁵⁾.
 - 6) 時刻歴応答解析モデルの支点の3つのバネ定数は道路橋示方書-下部工編-¹²⁾の"杭のバネ定数" による.
 - 7) 上部コンクリートに作用する鉛直荷重は杭1列当たり死荷重 86 kN/m および上載荷重 65 kN/m で あり,鋼管杭の自重も考慮する.
 - 8) 地震時動水圧の影響を考慮するための水の付加重量は上部コンクリート重量の5%程度であり,解 析においては考慮しない.

材料	降伏応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弹性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	引張強度時の ひずみ(%)
SKK490 SM490	315	490	2×10 ⁵	0.3	18

表 7-1 解析モデルに使用した鋼材の機械的性質



図 7-4 時刻歴応答解析モデル

桟橋に使用されている鋼管杭の材質は SKK490 で、添接板は鋼管杭と同等の機械的性質を有する SM490 を使用した.これらの材料定数を表 7-1 に示す.

解析には汎用有限要素プログラム ABAQUS ver.6.9⁸⁾を使用した. 応力-ひずみ曲線はバイリニア型とし,降伏後の硬化則は線形 Ziegler の移動硬化則を使用した. なお,鋼管の残留応力および初期不整は考慮していない. ただし,腐食鋼管の中心面の偏心は考慮している.

(iii) 腐食厚分布

鋼管杭の腐食環境は,飛沫帯,干満帯,海中部,海底土中部に分けられ,鋼管杭軸方向の腐食環境に 応じた腐食分布を考慮してモデル化を行った.モデル化においては,実際の無防食鋼材の腐食状況に関 する文献 10), 11)を参考にした.なお,耐荷力を評価するためには腐食量のバラツキを考慮する必要が あるため,港湾鋼構造物防食・補修マニュアル¹⁾の板厚算定式により耐荷力評価に使用する有効板厚を 算定した.使用した腐食厚分布¹⁰⁾を図 7-5 に示す.

(4) 時刻歴応答解析

(i) 入力地震波

各港湾において耐震解析に使用する入力地震波が規定されているが、ここでは、最近の大きな地震動 を考慮できる入力地震波を使用する.解析対象桟橋の地盤種別はII種地盤であり、レベル2地震動(タ イプI)として東北地方太平洋沖地震の仙台河川国道事務所構内 EW 成分を、レベル2地震動(タイプ II)として兵庫県南部地震のJR 西日本鷹取駅構内 NS 成分¹²⁾を用いて解析を行う.使用した入力地震波 形を図 7-6 に示す.

(ii) レベル2 (タイプ I) 地震時の挙動

無欠損鋼管杭桟橋および添接板補修鋼管杭桟橋のレベル2(タイプ I) 地震動による上部コンクリート 部での応答変位履歴(120 秒間)を図 7-7 に示す.図 7-8 に上部コンクリート部の応答変位と基部せん 断力との関係を示す.ここで,縦軸のΣS は杭下端のせん断力の杭3本の合計である.添接板補修鋼管 杭桟橋の添接板厚は,文献 5)のプッシュオーバー解析モデルによる解析結果に基づき必要添接板厚を9 mm とした.これらより,無欠損鋼管杭桟橋と添接板補修鋼管杭桟橋とはほぼ同じ挙動をしていること がわかる.



図 7-5 腐食厚分布¹⁰⁾





図 7-7 応答変位(レベル2タイプ)



図 7-8 応答変位-基部せん断力関係(レベル2タイプI)

(iii) レベル2 (タイプ II) 地震時の挙動

無欠損鋼管杭桟橋および添接板補修鋼管杭桟橋のレベル2(タイプ II) 地震動による応答変位履歴(40 秒間)を図 7-9 に示す.図 7-10 に上部コンクリート部の応答変位と基部せん断力との関係を示す.こ れらより,無欠損鋼管杭桟橋と添接板補修鋼管杭桟橋とはほぼ同じ挙動をしていることがわかる.

以上より、プッシュオーバー解析により求められた添接板厚を使用した補修鋼管杭桟橋は、無欠損鋼 管杭桟橋とほぼ同等の耐震性能が回復していることが確認できた.よって、時刻歴応答解析よりも簡易 なプッシュオーバー解析を実施することで、腐食鋼管杭の必要添接板厚を決定できると言える.

(5) 補修設計における必要添接板厚

(i) 桟橋モデル

図 7-3 の桟橋より鋼管杭を取り出したものを図 7-11 に示す.これは,鋼管杭の杭頭が固定されている 上部コンクリート部に水平力 P (地震時慣性力)を受けて水平変位 δが生じた変位図およびその場合の杭 の曲げモーメント図を示している.図 7-3 に示す地盤および鋼管径では,上部コンクリートから地盤面 までの突出長の約 60%の位置が曲げモーメントのゼロ点となり,このゼロ点より上の鋼管杭を取り出し, 先端に軸方向外力 N および水平力 P が作用する図 7-12 に示す片持梁モデル⁴⁾を考える.この片持梁モ デルに軸方向外力 N を作用させた後,水平力 P を徐々に増加させプッシュオーバー解析を行う.

(ii) 必要添接板厚の評価条件

プッシュオーバー解析により, 添接板補修鋼管杭が無欠損鋼管杭と同等な耐震性能を確保するための 評価条件は以下のように定めた.









(a) 無欠損鋼管杭桟橋

(b) 添接板補修鋼管杭桟橋

図 7-10 応答変位-基部せん断力関係 (レベル2タイプII)



図 7-11 水平力を受ける杭の変位と曲げモーメント図



図 7-12 添接板補修鋼管の片持梁モデル



図 7-13 荷重-変位曲線により算定される面積

- 図 7-13 に示す添接板補修鋼管杭の荷重-変位曲線の面積(吸収エネルギー)が無欠損鋼管杭のエネルギー面積を確保できるように決定する.ここで,無欠損鋼管杭の面積は最大水平荷重 P_{max}までの面積(図 7-13 の着色部面積)とし,添接板補修鋼管杭の面積は補修であることと,補修部が二重鋼管になっており,局部座屈波形が急激に大きくならないことを考慮し最大水平荷重の 90% 除荷時(図 7-13 の斜線部)までを許容する.
- 2) 添接板補修鋼管杭の最大水平荷重は無欠損鋼管杭の最大水平荷重以上であること.
- 3) 一般に鋼管杭上部は杭径程度の長さの範囲にコンクリートが充填されており,道路橋示方書・同 解説ー耐震設計編-¹²⁾の鋼製橋脚の許容ひずみを適用し,許容ひずみ c_a は降伏ひずみ c_y の 5 倍とす る.したがって,1)で求めた面積より c_a により算定された面積の方が小さいなら後者の面積を適用 する.

(iii) プッシュオーバー解析結果

検討対象鋼管杭としては、鋼管径 ϕ 600 mm、 ϕ 700 mm、 ϕ 800 mm および ϕ 900 mm、鋼管厚は 12 mm および 16 mm、腐食量は 6 mm、8 mm および 10 mm、片持梁の張出し長は 6000 mm、7500 mm および 8000 mm、鋼管杭材質は主に SKK490 を対象とし、その他 SKK400 についても解析を行った.作用軸力 は N/N_y =0%、5%、10%、15%および 20%で、ここに N_y は無欠損鋼管杭の降伏軸力である.また、解析 によって得られる必要添接板厚を 0.1 mm 単位で求め、必要添接板厚の設計式提案のためのデータとし た.

(iv) 必要添接板厚設計式の提案

すべての解析ケースで得られた必要添接板厚結果をプロットしたものを図 7-14 に示す. この図にお ける横軸(x 軸)のパラメータは, 鋼製パイプ断面橋脚に関する弾塑性挙動の研究¹³⁾に示されているパ ラメータを使用した.ここで, *N/N*yは軸力比, λpは腐食減肉鋼管杭の細長比パラメータ, *R*pは腐食減肉 鋼管杭の径厚比パラメータであり, 次式で示される.

$$\lambda_{\rm p} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{\rm yp}}{E}} \frac{l}{r_{\rm p}}$$
(7-7)

$$R_{\rm tp} = \frac{R_{\rm p}}{t_{\rm p}} \frac{\sigma_{\rm yp}}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)}$$
(7-8)

上式において、 σ_{yp} , $R_{p, t_{p, r_{p}}}$ および *l* はそれぞれ腐食減肉鋼管杭の降伏応力度、減肉鋼管の板厚中心線半径、減肉鋼管厚、断面二次半径および軸圧縮力を受ける片持梁の有効座屈長である.また、*E* および μ は弾性係数およびポアソン比である.縦軸 (y 軸)のパラメータは、無欠損鋼管厚に対する添接板厚比で、 t_{s} は添接板厚、 t_{p0} は無欠損鋼管厚、 σ_{ys} は添接板の降伏応力度、 σ_{y0} は基準降伏応力度で $\sigma_{y0}=315$ N/mm² (SKK490を基準)である.

図中の破線は二次放物線を仮定した非線形最小二乗法により求められたデータの平均値の近似曲線であり、実線は解析結果を包絡するように平均値の近似曲線に標準偏差(*s*=0.036)の2倍を加えた上界曲線である. 必要添接板厚の提案式はこの上界曲線とし、次式で表される.

 $y = -144x^2 + 18.3x + 0.172$

ここで、上式の適用範囲は(iii)で得られた解析結果の範囲であり、 $0.015 \leq (1+N/N_y)\lambda_p^{1/2}R_{tp}^{3/2} \leq 0.060$, $0 \leq N/N_y \leq 0.2$, $0.07 \leq R_{tp} \leq 0.17$, $0.5 \leq \lambda_p \leq 0.9$ および $0.375 \leq t_{cor}/t_{p0} \leq 0.625$ とする. t_{cor} は無欠損鋼管厚からの腐食減肉厚である. この提案式より求められた添接板厚は、無欠損鋼管杭と同等の耐震性能を回復できることを確認している.

一方,図7-15に示すように腐食減肉厚 t_{cor}に対する添接板厚 t_sの比で結果を整理すると,腐食減肉厚に対する添接板厚の比がほぼ1.0~1.4の間に分布していることがわかる¹⁴⁾.何点か外れる結果もあるが,腐食減肉厚の1.4倍の添接板厚を用いれば,補修鋼管の耐震性能は無欠損鋼管の耐震性能まで回復すると考えられ,実用的な添接板厚を比較的簡便に決定することが可能と言える.



87

(7-9)



図 7-15 腐食減肉厚に対する添接板厚比

7.5 まとめ

本章では、腐食した鋼管の性能回復技術として添接板溶接による補修補強技術について紹介した.添 接板溶接による補修補強設計の基本的な考え方を述べるとともに、補修補強による性能回復効果を検討 した事例を示した.以下に主な本章のまとめを示す.

- (1) 腐食鋼管杭の補修に用いられる水中溶接による鋼板添接工法の概要と特徴を述べた.
- (2) 水中溶接による鋼板添接工法において,腐食鋼管杭の健全部から補修添接鋼板に荷重を伝達する 適切な溶接長(スリットの数と大きさ)を決定する方法を述べた.
- (3) 鋼板添接補修工法による鋼管の性能回復効果を検証するため実施した桟橋構造の耐荷,変形性能 解析の事例を説明した.桟橋構造に対し腐食減厚した鋼管の耐震性能を回復させるための必要添 接板厚を決定する提案式を示した.また,この提案式に基づき,実用的には腐食減肉量の1.4 倍 の添接板厚を用いれば,補修鋼管の耐震性能は無欠損鋼管の耐震性能まで回復することを示した.

本章でとりあげたのは、鋼板添接補修工法であるが、これ以外の性能回復工法も多くあるが、定量的 な評価は十分にされていないのが現状であり、今後の検討が期待される.

参考文献

- 1) 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル (2009 年版), 沿岸技術研究センター, 2009.
- Chen, X., Kitane, Y. and Itoh, Y.: Evaluation of repair design on corrosion-damaged steel pipe piles using welded patch plates under compression, Journal of Structural Engineering, Vol.57A, pp. 756-768, 2011.
- 3) 古西和夫,北根安雄,渡邊尚彦,伊藤義人:添接板補修された断面欠損鋼管の繰返し曲げ挙動に関 する研究,鋼構造論文集,第18巻,第72号, pp.1-16, 2011.
- 4) 古西和夫,北根安雄,伊藤義人:軸力を受ける添接板補修鋼管の繰返し曲げ挙動に関する研究,材 料, Vol.61, No.6, pp. 543-549, 2012.
- 5) 古西和夫,北根安雄,伊藤義人:鋼板添接補修された鋼管桟橋の耐荷力と変形性能に関する研究, 材料, Vol.62, No.5, pp. 319-326, 2013.
- 6) 古西和夫,北根安雄,伊藤義人:鋼板添接補修鋼管杭桟橋の地震時挙動と必要添接板厚に関する検討,構造工学論文集,Vol.61A, pp. 463-472, 2015.
- 7) 国土交通省港湾局監修:港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、2018.
- 8) Dassault Systèmes: ABAQUS/Standard User's Manual, ver.6.9, 2010.

- 9) 新・土木設計の要点-海洋・港湾構造物, 鹿島出版会, 2007.
- 10) 田村功,渡邊英一,伊藤義人,藤井堅,野上邦栄,杉浦邦征,永田和寿,岡扶樹:海洋環境において腐食した鋼管の形状計測と残存耐力に関する検討,構造工学論文集, Vol.51A, pp. 1103-1110, 2005.
- 11) 藤井堅,近藤恒樹,田村功,渡邊英一,伊藤義人,杉浦邦征,野上邦栄,永田和寿:海洋環境において腐食した円形鋼管残存圧縮耐力,構造工学論文集, Vol.52A, pp. 721-730, 2006.
- 12) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説-耐震設計編-, 2014.
- 13) 葛漢彬,高聖彬,宇佐美勉,松村寿男:鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解 析的研究,土木学会論文集,No.577/I-41, pp. 181-190, 1997.
- 14) 古西和夫,北根安雄,伊藤義人:鋼板添接補修桟橋鋼管杭の変形性能に関する検討,構造工学論文 集, Vol.63A, pp. 106-114, 2017.

8章 ライフサイクルデザインの事例

8.1 検討事例の概要

ライフサイクルデザインに基づく性能確保のシナリオ作成にあたって、1章で述べた部材の維持管理 レベルを適切に定め、劣化の進行を予測することで、部材の性能低下度が維持管理上の限界値を供用期 間中に下回ることのないよう、また、下回ることが予測された場合には適切な対策工とその実施時期を 選定することが基本となる。部材の維持管理レベルの考え方は、検討対象とするすべての部材に適用す るものである。なお、本来であれば、桟橋上部工の RC 部材の劣化による構造性能低下について、維持 管理上の限界値を鋼管杭や各種防食で構成される下部工に適用すべきではなく、別途、構造部材や部位 ごとに維持管理上の限界値を検討すべきではあるが、これについては明らかになっていない。

この章では、ライフサイクルデザインの事例として桟橋構造物を対象に検討した事例を紹介する.こ の事例においては、桟橋下部工の鋼管杭の維持管理レベルはレベル1と考える.これは桟橋の構造体と しての状況や、点検診断、維持補修のための対策実施の難易度を考慮すれば、鋼管杭の腐食による性能 低下は施設の使用性や安全性の喪失に直ちに結びつくものであり、性能低下が顕著でない間に、防食の 適用などにより何らかの防食対策を施すことが施設の安全上や経済性からも妥当と考えられているた めである.なお、ここで示す事例は簡便な検討事例であり、破壊確率の計算等については、より詳細な 計算方法が適用されることも多い.

8.2 検討事例の概要

本事例では、鋼直杭式横桟橋を対象とする. 桟橋の性能低下は、コンクリート上部工の鉄筋腐食と下 部工の鋼管杭腐食により生じるものと考える. 対象桟橋の標準断面図を図 8-1 に示す. 環境条件は、D.L. +2.50 m から D.L.-1.00 m までが気中部(飛沫帯と干満帯), D.L.-1.00 m から D.L.-18.00 m までが海中部, D.L.-18.00 m 以深が地中部である. 設計供用期間は 50 年で, 気中部および海中部は SKK490(1500¢×19t), 地中部は SKK400(1500¢×15t)の鋼管杭により構成されている. 上部工の自重は 4000 kN である.

鋼管杭の腐食速度は,図8-2に示す同種の鋼管杭の肉厚測定結果を用いて設定した.解析には,腐食 速度の平均値の分布,最小値の分布,最大値の分布を用いて腐食速度の確率分布を設定した.供用年数 に応じて計算された平均的な残存肉厚が一様に分布していると仮定して求めた鋼管杭の曲げ耐力の平 均値,最大値,最小値を図8-3に示す.

本事例で設定した鋼管杭の防食工は,気中部では被覆防食,D.L.-1.0 mからD.L.-12.0 mの範囲に電気防食である.解析上では被覆を施した箇所は,腐食しないと仮定した.また,電気防食を施した箇所は防食効率を90%と仮定し,腐食速度を海中部の裸鋼の腐食速度の1/10とした.

8.3 保有性能の解析手法

(1) 桟橋の性能限界値

桟橋の性能限界値 r は, 桟橋の鋼管杭の肉厚と外径, コンクリート上部工および地盤の非線形性を考 慮したプッシュオーバー解析により求める. レベル1 地震動に対する性能限界値は, 桟橋上部工に地震 動を水平方向に作用させて得られた荷重変位曲線における弾性限界の水平荷重とする. レベル2 地震動 に対しては, 上部工の水平変位を指標として性能を規定し, 水平変位の許容限界値(許容塑性率 μ_a: 許 容限界変位と弾性限界時変位との比)を式(8-1)より求める.

$$\mu_a = 1.25 + 62.5 t/D$$

ここで, t は鋼管杭の肉厚(mm), D は鋼管杭の外径(mm)である.

(2) 地震動作用

プッシュオーバー解析から得られた荷重変位曲線より、桟橋の復元特性をバイリニア骨格型曲線でモ

(8-1)

デル化する. 桟橋の応答加速度 a を地震動加速度データとバイリニア骨格型曲線を用いて1 質点非線形動的解析により求める. レベル1 地震動による地震動作用 s は, 求めた加速度 a_{max} から式(8-2)により地震動による最大水平荷重 P に換算する.



図 8-1 検討対象桟橋の標準断面図



図 8-2 桟橋鋼管杭の腐食速度



図 8-3 桟橋鋼管杭の耐力の低下

ここで、Wは桟橋上部工の自重(kN)、gは重力加速度(m/s^2)である.

レベル2地震動による地震動作用sは、地震動による桟橋上部工の水平変位と弾性限界時の水平変位 の比 u とする (式(8-3)).

$$\mu = \delta / \delta_y \tag{8-3}$$

ここで, δ は地震動による桟橋上部工の水平変位(mm), δ_v は弾性限界時の水平変位(mm)である.

(3) 破壊確率の算出

疑似乱数生成アルゴリズムとして, Mersennne Twister(以下, MT)を用いる. 上記で得られた性能限 界値 r と地震動作用 s が正規分布に従うと仮定し, MT で発生させた一様乱数をボックスミューラー法 により正規分布乱数に変換する.破壊確率 P_f は式(8-4)により算出することができる.

$$P_{f} = \int (P_{r}(x) - P_{s}(x))dx$$
(8-4)

ここで, P_r(x)は性能限界値の確率密度関数, P_s(x)は地震動作用の確率密度関数である.

8.4 破壊確率によるライフサイクルシナリオ評価

ここでは,許容破壊確率をレベル1地震動では0.0038²⁾,レベル2地震動では0.01とし,この破壊確 率に達する前年に性能回復のための鋼板溶接を行う.鋼板溶接には肉厚が4mm,8mm,12mm,16mm の鋼板を想定したが、ここでは4mm と 12mm を用いたシナリオについて述べる. なお、既往の研究³⁾ に従い、海中部にて鋼板溶接を行うことで、鋼管杭の変形性能(μα)が 40%低下すると仮定した. そのた め、鋼板溶接を行っても要求性能にまで回復しないシナリオが存在する。その場合には、供用停止とす る.

各環境下で適用される防食工の更新と鋼板溶接に用いる鋼板の肉厚の組み合わせにより、補修シナリ オを設定する.補修シナリオの一例を表 8-1 に示す.結果的に, S1-1-4 mm は 14 年目に供用停止になっ たシナリオであり, S1-3-12 mm は供用年数 50 年で最もライフサイクルコストが高くなったシナリオ, S1-4-4 mm と S4-4-4 mm はライフサイクルコストが最も低くなったシナリオである.

図 8-4 に破壊確率の経年変化を示す. S1 のグループは8年目に破壊確率が上限を上回ったため補修を 行っている. S1-1-4 mm のシナリオは 14 年目に 2 度目の補修を行うものの,供用停止と至る.これは, 上部工の劣化(鉄筋腐食)により桟橋全体系の剛性が低下したのが原因である.

図 8-5 にライフサイクルコストの推移を示す.ここで示すライフサイクルコストには桟橋構造物に関 わる初期建設費や通常維持費用等のコストは含んでおらず、防食システムの設置および補修に関するコ ストのみを積み上げたものである.

本体の S1-1-16mm のシナリオは 8 年目に 1 度目の補修を行い、41 年目に 2 度目の補修を行うため、 最もライフサイクルコストが高い結果を示している. S1-4-4 mm と S4-4-4 mm はどちらも最も補修コス トの低い4mmの鋼板溶接を1度行うだけで供用年数を終えており,最もLCCが低い結果を示している.

このようなことから、50年の設計供用期間を考える場合は、S1-4-4 mm あるいは S4-4-4 mm のシナリ オを採用することが、当初建設コストは他のシナリオよりも高いものの、最終的なライフサイクルコス トは最も安価であり、コストの指標のみでシナリオを考慮する場合には、このシナリオのどちらかを選 定することが最も合理的である可能性が高いと言える.

ただし、当初より防食を施さないシナリオは、そもそも港湾技術基準では一般には許容されていない ことや,設計では考慮できない集中腐食が生じることなどで,シナリオどおりに腐食(材料劣化)が経 過しない懸念されるので、実際的には S4-4-4 mm のシナリオが選定されることになる.

(8-2)

	10	110192	/ / / /	1/1	
8.±11±	防食工		鋼板溶接後	步攻同步	
シアウオ	被覆防食	電気防食	被覆防食	電気防食	怖惨凹奴
S1-1-4mm	×	×	×	×	供用停止
S1-3-12mm	×	×	×	0	2
S1-4-4mm	×	×	0	0	1
S4-4-4mm	0	0	0	0	1

表 8-1 補修シナリオの一例



図 8-5 ライフサイクルコスト(LCC)の計算結果

8.5 まとめ

本章では、ライフサイクルデザインの検討事例を簡単ではあるが紹介した.施設の構造計画時あるい は構造設計時にライフサイクルシナリオを十分に検討し、実行可能な戦略としてシナリオを構築するこ とが求められる.その際に必要となるのは、施設の性能を定量化することと、その時間的な低下を予測 することである.これらについては調査研究等が進められ、多くの知見が蓄積されつつあるので、検討 時点で最適な手法を適用することが必要である.また、この事例では破壊確率の変化と対策に必要なコ ストを積み上げたライフサイクルコスト(使用段階でのコストのみ)を指標としたが、最近では環境負 荷等も重要な指標となりつつあるので、それらも考慮される必要があろう.

参考文献

- 1) 尾崎亮太:経年劣化に伴う破壊確率の上昇を指標とした桟橋の最適な補修シナリオ評価,北海道大 学修士論文,2015.
- 2) 横田弘ほか:鋼直杭式桟橋の弾塑性解析による耐震性能照査および簡便照査法の提案,港湾技研資料, No.943, 1999.
- 3) 国土交通省監修:港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、2018.

9章 まとめと今後の課題

港湾鋼構造物を必要な期間適切に利用し、円滑な港湾活動ひいては経済社会活動を保証することは、 施設の機能として第一に考えるべきことである.ライフサイクルデザインは、構造物の計画・設計から 使用に至る設計供用期間中のすべての行為を統一的な考えの下にデザインするもので、ライフサイクル マネジメント(あるいはインフラアセットマネジメント)と概ね同義であろう.2012年に発生した中央 自動車道笹子トンネル天井板落下事故以降,このような不幸な事故を二度と起こさないことを誓い、イ ンフラの維持管理に関連する多くの研究技術開発が進められ、同時に行政施策が展開されてきた.これ らの多くは、構造物の使用段階での最適化、つまり維持管理の効率化、高精度化を目的とするものであ る.一方、本書で展開したライフサイクルデザインは、使用段階、すなわち維持管理のみならず、計画・ 設計段階での思考と維持管理での思考をつなぐものであり、構造物の新設段階あるいは大規模補修段階 において有効的に活用されるものである.もちろん、ライフサイクルデザインの考え方は使用段階(維 持管理)単独にも適用できるものであり、既設構造物においても補修などの対策を検討する際にそれ以 降の将来をデザインする際にも有効である.このようなことで、鋼材やコンクリート等構成部材、構造 形式の適切な選定に資することができる.

2014 年度から 2018 年度までの 5 年間実施された戦略的イノベーション創造プログラム (SIP) の一つ として「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」が実施された.そこでは、①点検・モニタリン グ・診断技術、②構造材料・劣化機構・補修・補強技術、③情報・通信技術、④ロボット技術、⑤アセ ットマネジメント技術が個別課題として取り上げられ、多くの技術が生み出され、情報発信が行われた. これらの技術のいくつかは、構造物の管理者である地方公共団体等での実装が進められている.このよ うにライフサイクルデザインに関連する技術は日進月歩である.したがって、適切に情報収集を行いつ つ適用可能が技術を見極め、それらをベースとしてライフサイクルデザインに反映させるといった取り 組みが必要である.また、ライフサイクルデザインに最も関連する課題として、アセットマネジメント 技術の展開も試みられた.その一つの成果が、図 2-6 に示したライフサイクル各段階での情報の伝達と それに基づいたデザイン(シナリオ)の修正の手続きである.これらも本書の考えを補完するものとし て有効であろう.



図 9-1 サステイナビリティ思考の3側面

さて、ライフサイクルデザインを構築する際に、技術者は多くの選択肢の中から最適と考えられるものを選択し、それをシナリオに反映させる必要がある。その際には、意思決定の透明性を確保し、説明 責任を果たす観点から客観的な数値指標が必要となる。従来は、コストがその指標として多用されてきた。それは、建設コストのみを考えていた時代から、使用時のコスト(運用コストや補修等の対策コスト等)も加味したライフサイクルコストに移りつつある。これに加えて、図9-1に示すサステイナビリ ティ思考の枠組みが今後ますます重要になるであろう.同図のように、サステイナビリティは、環境的 側面、社会的側面、経済的側面の3つの側面から考慮される.前述のコストあるいはライフサイクルコ ストは経済的側面としての指標である.コストのみならず、構造物が生み出す便益あるいは資産価値も 指標となり得る.環境的側面からの指標は、地球規模の環境への影響(地球温暖化)の程度であり、例 えば、温暖化ガス排出量や天然資源の使用量などが指標となり得る.鋼材もコンクリートも、素材の製 造に際して多くの二酸化炭素を排出する.したがって、これだけでは環境指標として決していい数字は 叩き出せないが、構造物の建設・使用による環境便益とトレードオフになればよいので、そのような検 討も必要になってくるであろう.また、社会的側面には多様な指標が考えられるが、最も重要なものは ユーザの安全・安心であり、言い換えれば、構造物の安全性である.ただ、単に耐荷力や変形だけでな く、ロバストネスやレジリエンスといった指標も考慮されるべきである.構造物が破壊し、供用停止に なれば、経済社会に与える影響は甚大であり、サステイナビリティも著しく損なわれる.いずれにせよ、 サステイナビリティの3側面をできるだけカバーできるような指標を設定し、それらのバランスをうま くとりながら、シナリオを選定する必要がある.ただ、具体的にどのようなバランスをとるかについて は、今後の課題である.

サステイナビリティのいくつかが何らかの原因で損なわれるようなことがあれば、設計段階あるいは使 用段階(維持管理)で対応を検討する.例えば、社会的側面の指標として構造物の破壊を考えるとすると、 リスクマネジメントの考え方に基づいて対応を考える.その概念を図 9-1 に示す.同図は、リスクの生じ る確率とその影響(Consequence)をパラメータとして模式的に示したものである.潜在的なリスクが想 定される場合に、リスクそのものの発生確率を減らすのか、それによる影響度を小さくするようにする のか、あるいはこれらを組み合わせるのかが必要になる.そのためには、これらを数値的に表す必要が あるが、その方法はまだ発展途上である.今後の調査研究開発が待たれるところである.



構造物のライフサイクルデザインにおいてはまだ十分に熟度が得られていない項目や技術がある.また,長い設計供用期間においては社会からの構造物に対する期待や要請も時代に応じて変化していく. このような中で,構造物を最適なかたちでマネジメントしていくことは不可欠である.本書がそのための一助となれば幸いである.

港湾鋼構造物のライフサイクルデザイン

―維持・改良技術の最新動向-

2020年2月 初版発行

- 編 集 一般社団法人 日本鉄鋼連盟 海洋防食·耐久性研究会
- 発行所 一般社団法人 日本鉄鋼連盟 〒103 - 0025 東京都中央区日本橋茅場町 3−2−10(鉄鋼会館) TEL: 03 - 3669 - 4815 FAX: 03 - 3667 - 0245

無断複写・複製を禁じます。