

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.933

September 2016

港湾の施設の点検診断および補修技術等に関する技術資料

藤井敦・佐藤徹・坂田憲治・山路徹・加藤絵万

Technical Note on Strategic Maintenance of Port and Harbor Facilities
～Evaluation of Inspection and Repair Techniques～

Atsushi FUJII, Toru SATO, Kenji SAKATA, Toru YAMAJI, Ema KATO

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

港湾の施設の点検診断および補修技術等に関する技術資料

藤井 敦*・佐藤 徹**・坂田憲治***・山路 徹****・加藤絵万*****

要 旨

港湾の施設では、他の社会インフラと同様、これまでに蓄積されたストックの点検診断や補修のための維持管理費用の増大が見込まれるなか、その縮減や平準化の実現が課題となっている。このためには、制度面並びに技術面の両面での総合的な対策が必要不可欠である。

本資料は、技術面の対策の参考とするために、1) 港湾施設の空洞化に関する検討、2) 港湾構造物の補修工法並びに防食工法の追跡調査並びに3) 港湾鋼構造物の土中部における鋼材腐食の実態調査についてとりまとめたものである。

キーワード：維持管理，点検診断，空洞化，補修工法，防食工法，土中部鋼材腐食

*元・港湾研究部港湾新技術研究官（現・管理調整部長）

**元・港湾研究部港湾新技術研究官（現・大阪府政策企画部戦略事業室副理事）

***港湾研究部主任研究官

****(国研)海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 構造研究領域 領域長

***** (国研)海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 構造研究領域 構造研究グループ グループ長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：046-844-5019 Fax：046-842-9265 e-mail: ysk.nil-kikaku@ml.mlit.go.jp

目 次

1. はじめに.....	1
2. 港湾施設の空洞化に関する検討	1
2.1 港湾施設の空洞化に関する検討の概要	1
2.2 緊急点検における空洞化調査結果の分析	2
2.3 空洞を有するエプロン舗装の健全性評価手法の構築に向けた検討.....	7
2.4 エプロンへの空洞点検孔の設置事例	13
3. 港湾構造物の補修工法および防食工法の追跡調査.....	18
3.1 調査の概要	18
3.2 港湾コンクリート構造物の補修工法および防食工法に対する追跡調査.....	18
3.3 港湾鋼構造物の補修工法および防食工法の追跡調査	29
3.4 マルコフ連鎖モデルを活用した鋼構造物の被覆防食工法の劣化予測および劣化傾向の 分析	41
4. 港湾鋼構造物の土中部における鋼材腐食の実態調査	45
4.1 調査の概要	45
4.2 岸壁背面土中部における腐食調査結果	45
4.3 海底土中部における腐食調査結果	51
4.4 まとめ	53
5. おわりに.....	53
謝辞	53
参考文献.....	53
付録 A 点検技術等に関する検討ワーキンググループ開催実績.....	55
付録 B 点検技術等に関する検討ワーキンググループ関係者一覧.....	56

1. はじめに

港湾の施設の計画的かつ適切な維持管理を推進するため、平成19年4月に「港湾の施設の技術上の基準を定める省令」（以下、基準省令）が改正された。これによれば、技術基準対象施設については、新設施設に対しては設計時、既存施設の場合には今後最初に実施する点検時に維持管理計画書等を作成し、それに基づく維持管理を実施することが規定された。また、維持管理の一般的な実施手順として、当該施設を取り巻く自然状況、利用状況、構造特性等を勘案しながら、当該施設の点検診断を定期的に行い、その結果に基づき総合評価を適切に行った上で、必要に応じて維持補修等の対策を行うことが明確に規定された。また、基準省令の改正を補足する形で、「技術基準対象施設の維持管理に関し必要な事項を定める告示」（以下、維持告示）が新たに制定された。

このように、港湾の施設について維持管理計画書等に基づいた計画的な維持管理が推進されていくなか、平成24年末に笹子トンネル天井板落下事故が発生した。この事故をきっかけに、社会インフラ全体の維持管理に向けた制度の整備が加速され、高齢化した社会インフラの安全性確保や適切な点検の実施など、維持管理の重要性がより高まることとなった。港湾の施設に関しては、まず、現状の安全性の確認のため、平成25年度に港湾施設の全国的な点検調査（緊急点検）¹⁾が実施された。そして、平成25年6月の港湾法の改正による技術基準対象施設の点検義務化を受けて、平成25年11月に基準省令が、平成26年3月に維持告示が改正された。ここでは、維持管理計画等に点検に関する事項を含むことや、これまで法令等で明記されていなかった点検頻度が規定された。

他の社会インフラと同様、港湾の施設においても、これまでに蓄積されたストックの点検診断や補修のための維持管理費用の増大が見込まれるなか、その平準化・縮減が課題となっている。このためには、制度面ならびに技術面の両面での総合的な対策が必要不可欠である。制度面の対応は上述のとおり、平成19年および平成25年以降に実施されてきた。一方技術面での対応としては、平成26年7月の「港湾の施設の点検診断ガイドライン」や、平成27年4月の「港湾の施設の維持管理計画策定ガイドライン」等の策定が挙げられる。

本資料は、上述の「緊急点検」を実施した際に抽出された、点検診断、補修等に関する技術的な課題のうち、以下の3課題についての調査並びに検討の結果をとりまとめたものである。

1) 港湾施設の空洞化の対応検討

2) 港湾構造物の補修工法および防食工法の追跡調査（各工法の持続性（長期耐久性）評価）

3) 港湾鋼構造物の土中部における鋼材腐食の実態調査
とりまとめにあたっては、点検診断および補修等に関する技術的課題の解決を目指して、平成25年7月から平成27年度までの3カ年にわたって設置された点検技術等に関するワーキンググループにより収集されたデータや調査結果を活用した。ワーキンググループのメンバーは、現場での実践、制度立案、研究の連係を図る観点から、国土交通省国土技術政策総合研究所、港湾空港技術研究所、国土交通省港湾局技術企画課、各地方整備局技術調査事務所等により構成されている。ワーキンググループの開催概要並びに関係者一覧を付録A及びBに示す。

本資料においては第2章で、港湾施設の空洞化に関する検討、第3章で、港湾構造物の補修工法および防食工法の追跡調査、そして第4章で、港湾鋼構造物の土中部における鋼材腐食の実態調査並びに検討の結果を示している。

2. 港湾施設の空洞化に関する検討

2.1 港湾施設の空洞化に関する検討の概要

港湾施設の点検診断は、施設の設置環境等から目視に頼らざるを得ない部分が多く、港湾利用の制約を伴う機器を使用した点検調査については、あまり実施されてこなかった。しかしながら、高齢化した社会資本の安全性確保や、適切な点検の実施など維持管理の重要性の高まりなどを背景として、平成25年度に緊急点検が実施された。緊急点検では、港湾の施設の維持管理技術マニュアルに記載の一般点検診断に加えて、詳細点検診断として岸壁前面の洗掘調査や鋼材腐食調査が行われたほか、地中レーダを用いた係留施設のエプロン舗装下の空洞化に関する点検調査がはじめて全国規模で実施された。これにより、各地のエプロン舗装下等で空洞化が発生している事実が明らかとなった一方で、空洞探査技術の現地適用性や調査結果の解釈に曖昧さが含まれることや、空洞化の発生が明らかとなったものの施設の利用に及ぼす影響までの評価手法がないことなど、空洞化探査技術および空洞化発生後の対策に関する維持管理実務上の課題が浮かび上がった。

そこで、係留施設の空洞化に関連する技術的課題の解決を目指して、以下の3項目について検討した。

(1) 緊急点検における空洞化調査結果の分析

係留施設を対象に実施された空洞化調査の結果を整理し、空洞化と目視により判定されたエプロン舗装等の劣化度の関係についてとりまとめた。また、これらの分析

を踏まえて、係留施設の空洞化に対して今後対応すべき事項について考察した。

(2) 空洞を有するエプロン舗装の健全性評価手法の構築に向けた検討

コンクリート舗装下に空洞が生じた場合、脆性的な破壊による陥没が発生することがあるため、人命に関わる事故に繋がる可能性がある。陥没の発生を未然に防止するためには、エプロン舗装下の空洞を早期に見出すとともに、舗装の健全性が確保されていることを確認することが重要である。そこで、空洞を有するコンクリート舗装の荷重作用に対する力学的挙動の変化を、FWD (Falling Weight Deflectometer)を用いて実験的に把握し、これをベースとして空洞を有するエプロン舗装の健全性評価のアウトプットイメージを提案した。

(3) エプロンへの空洞点検孔の設置事例

舗装下の空洞については、現状では、施設管理者自らが直接的にその発生・進行を調査する手法が無い。しかし、エプロン上に点検孔を設けることで、舗装下の空洞の発生・進行を高度な専門的知識を必要とせず日常点検レベルで確認することができるようになると考えられる。そこで、点検孔による調査の有効性を確認するため、係留施設1施設に試験的に空洞点検孔を設置した。

2.2 緊急点検における空洞化調査結果の分析

2.2.1 空洞化調査の概要

地中レーダを用いた空洞探査は、地中に送信された電磁波により電気的特性の異なる物質の境界で生じる反射波を受信解析することにより、空洞の有無や広がり等を推定する非破壊検査技術である。

本資料では、平成25年度の緊急点検で係留施設を対象に実施された空洞化調査の結果について整理し、空洞化と目視により判定されたエプロン舗装等の劣化度の関係等についてとりまとめた。また、これらの分析を踏まえて、係留施設に発生する空洞化に対して今後対応すべき事項等について考察した。

2.2.2 係留施設における空洞発生の要因

構造物の効率的な維持管理を実現するためには、変状の発生要因、変状の結果生ずる影響、そして機能の低下または安全性の低下へと変状が進行していく過程を整理し、施設の性能に及ぼす影響が大きい変状を選定して点検診断の対象とすることが有効である。係留施設のエプロン下に発生する空洞は、車両の通行等に伴いエプロンの脆性的な破壊を引き起こす可能性があり、施設の安全な利用の確保のためには注意すべき事象である。

ケーソン式係船岸、鋼矢板式係船岸の変状連鎖を図-2.1、図-2.2に示す²⁾。ケーソン式係船岸の場合、ケーソンの沈下等により、防砂板の損傷や裏込・裏埋材の吸い出し、空洞の発生、エプロンの沈下・損傷に至る。矢板式係船岸の場合、基礎地盤あるいは裏込・裏埋材の沈下により、エプロン目地部に段差が生じたり、エプロンにひび割れや陥没などが発生することとなる。矢板の損傷、腐食による開孔による裏込・裏埋材の流出を原因とする変状連鎖も、エプロンの沈下・損傷へつながる。空洞はこの過程で発生する。

2.2.3 空洞探査の概要と検討対象データ

地中レーダを用いた空洞探査では、地中に向けて発信した電磁波が、コンクリートや土、空洞など誘電率が異なる物質の境界で反射する性質を利用して、電磁波の往復時間から空洞の位置を推定する。送信する電磁波の周波数により探査領域と解像度が異なるため、あらかじめ適切な探査深度を設定し、その深度に対応した周波数のデバイスを選定する必要がある(表-2.1)。また電波は探査対象に含まれる雨水や鉄塊の影響を受けやすいため、空洞化箇所と非空洞化箇所の波形の相違の判別には、受信波のノイズ除去が必要となる。

地中レーダを用いた空洞探査データは、受信波の特性をカラーマップ等でコンター化した形で示されることが多い。コンターの局所的な濃淡が空洞化箇所を示しているとは限らないため、周辺の受信波特性との相違や、削孔調査で直接的に確認された空洞位置における受信波特性などを総合的に勘案して、空洞の有無や位置が判定される。空洞の有無と位置は、空洞上面における反射波から判断されるが、空洞厚さを得ることは難しい。

表-2.1 周波数と探査可能深度および探査の対象例

周波数	探査可能深度	対象例
200, 350MHz	2.0~2.5m	空洞・埋設管(埋設物)
400MHz	1.5~2.0m	空洞・埋設管・コンクリート
800MHz	0.5~1.0m	コンクリート(背面・配筋)
1500MHz	0.2~0.5m	コンクリート(配筋)

本資料では、平成25年度に実施された空洞化調査結果のうち、重力式係船岸および矢板式係船岸の381施設を対象として、空洞に関するデータの整理分析を行った(台帳上、一つの施設であっても複数の構造形式で構成されている施設があったため、構造形式毎に別個の施設とし

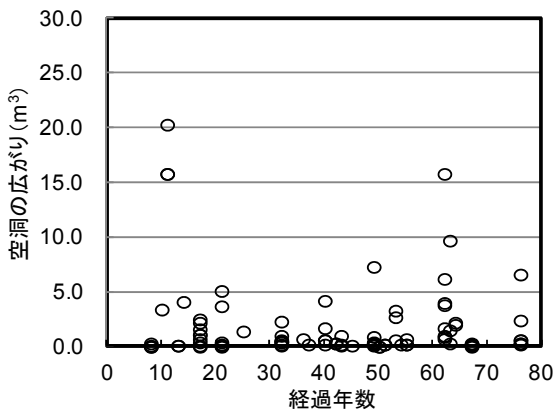


図-2.3 建設年度からの経過年数と空洞の広がり(重力的係船岸)

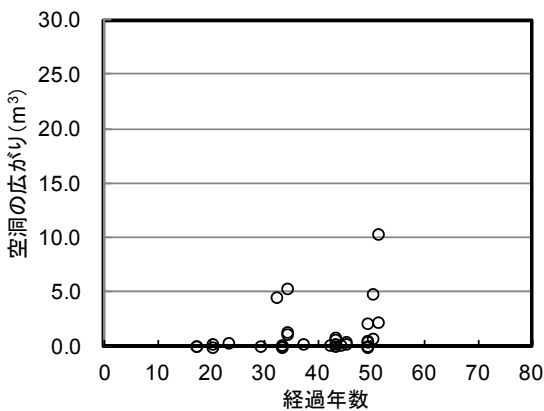


図-2.4 建設年度からの経過年数と空洞の広がり(矢板式係船岸)

(2) 空洞の発生位置

図-2.5に重力的係船岸(本体構造がケーソンの場合), 図-2.6に重力的係船岸(本体構造が方塊等ケーソン以外の場合), 図-2.7に矢板式係船岸の場合の空洞発生位置を示す. 発生位置は, 横軸には岸壁法線からの距離を, 縦軸にはエプロンからの深度を示した.

本体構造がケーソンである重力的係船岸の場合, 空洞箇所が多くが岸壁法線近傍で確認されている. 図-2.1に示した変状連鎖を踏まえれば, この空洞化は, 上部工等の目地部の損傷等により裏埋材が流出したことに起因すると考えられる. 一方で, 岸壁法線から離れたケーソン背後に空洞が確認されている場合がある. この空洞化の原因として, 防砂シートの損傷などによる裏埋材の流出が考えられる. 本体構造が方塊等ケーソン以外の重力的係船岸の場合, 空洞箇所が多くが岸壁法線近傍で確認された. この原因として, 目地部の損傷等による裏埋材の流出が考えられる.

矢板式係船岸の場合についても, 空洞箇所は多くが岸壁法線近傍で確認された. 空洞化の原因としては, 矢板

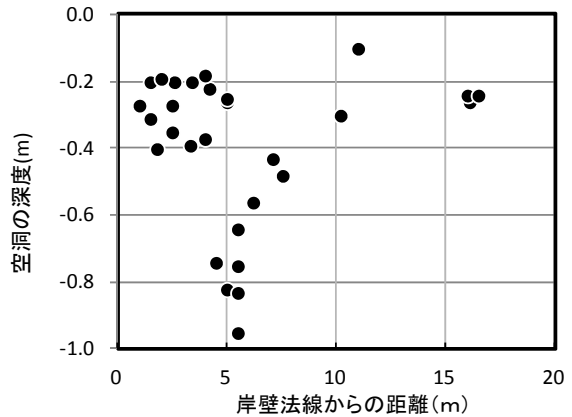


図-2.5 空洞の発生位置(重力的係船岸(本体構造がケーソンの場合))

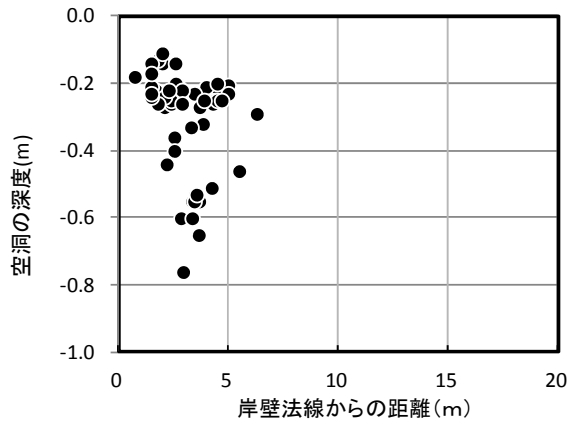


図-2.6 空洞の発生位置(重力的係船岸(本体構造がケーソン以外の場合))

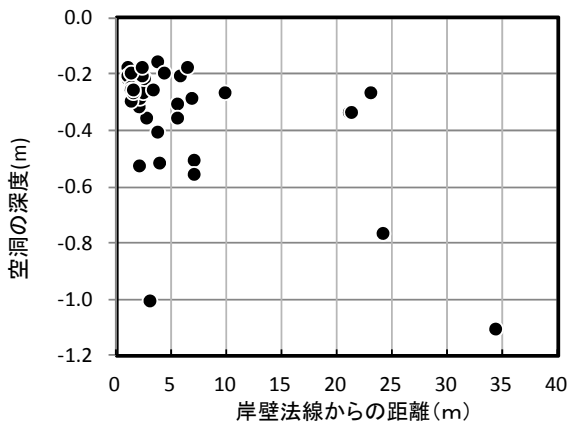


図-2.7 空洞の発生位置(矢板式係船岸)

の変状によって裏埋材等が流出したことが考えられる. また, 一方で, 岸壁法線から離れた場所で空洞が確認された施設も見られた. ここで, 岸壁法線から控え工までの距離と, 岸壁法線から空洞発生位置までの距離との関係を図-2.8に示す. これによれば, 空洞のほとんどは控え工よりも海側に発生していたが, 岸壁法線から離れた場所の空洞は, 岸壁法線から控え矢板までの距離と岸壁法線から空洞発生位置までの距離がほぼ等しい位置に発生していたことが分かる. つまり, 岸壁法線から離れた

場所の空洞は、控え工付近で発生したものであり、この原因として、周辺の裏埋土の圧密等による沈下が考えられる。

重力式係船岸において、岸壁法線方向のどの位置に空洞が発生していたのか、概ねの傾向を把握するため、削孔位置から岸壁法線方向に本体工の目地までの距離を計測し、空洞の箇所数を距離別に集計した。結果を図-2.9に示す。なお、目地をまたがるように発生している空洞は、目地までの距離を0mとして計上した。これより、例えば、防砂シートの損傷により裏埋材が裏込石に落ち込むなど、空洞発生に必ずしも目地部が関係しないデータが含まれる可能性もあるものの、重力式係船岸においては、目地部に近い位置ほど空洞が数多く確認される傾向にあることが分かった。

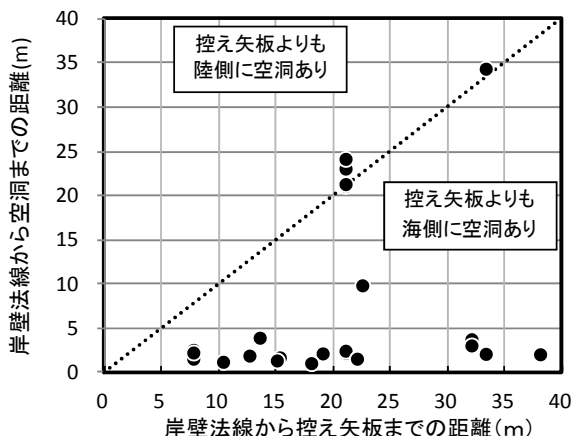


図-2.8 岸壁法線から控え工までの距離と岸壁法線から空洞までの距離の関係（矢板式係船岸）

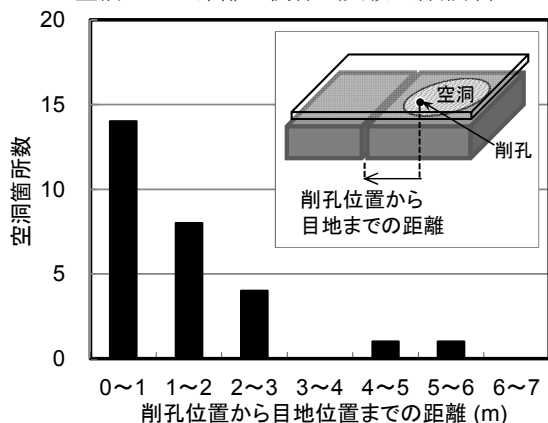


図-2.9 空洞の削孔位置から岸壁法線方向の本体工の目地までの距離別の空洞箇所数（重力式係船岸）

2.2.5 空洞発生位置における部位・部材の劣化度

技術基準対象施設の定期的な点検診断は、5年（当該施設の損壊に伴い、人命、財産又は社会経済活動に重大な影響を及ぼすおそれのあるもの（以下、重点点検診断施設と呼ぶ）にあつては3年）以内ごとに行うものとされ

ており³⁾、このうち機器類を使って行う詳細な点検診断については、供用期間中の適切な時期に少なくとも1回（重点点検診断施設にあつては、10～15年以内ごとに少なくとも1回）行うことが標準とされた。5年ないし3年以内ごとに行われる定期的な点検診断では、目視を主体とした調査により、部材ごとに劣化の程度（劣化度 d, c, b, a）が判定される。目視による簡易な調査や、多くの頻度で実施される日常の点検によって空洞の存在を推測することができれば、エプロンの突発的な陥没を回避できるなど、係留施設の安全な利用の確保に有効となることが期待される。このため、各施設の空洞が発生したブロックにおける部材ごとの劣化度について、データの整理分析を行った。

本資料では、①上部工のコンクリートの劣化、損傷、②鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷（矢板式係船岸のみ）、③エプロンの沈下、陥没、の3項目に着目した。なお、整理対象データは、空洞発生の一因として上記の変状に依らないデータを含むことに注意を要するが本資料では空洞の存在と各点検診断項目の劣化度との関係について概ねの傾向として捉えることとした。

(1) 「上部工のコンクリートの劣化、損傷」の劣化度の関係

表-2.2 に点検診断項目「上部工のコンクリートの劣化、損傷」の標準的な劣化度判定基準を示す。

表-2.2 劣化度判定基準（上部工のコンクリートの劣化、損傷）²⁾

劣化度	判定基準
a	□係船岸の性能を損なうような損傷がある。
b	□幅3mm以上のひび割れがある。 □広範囲に亘り鉄筋が露出している。
c	□幅3mm未満のひび割れがある。 □局所的に鉄筋が露出している。
d	変状なし

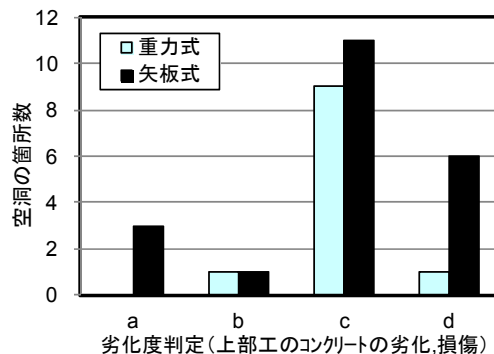


図-2.10 劣化度判定（上部工のコンクリートの劣化、損傷）別の空洞箇所数

空洞が発見された箇所における点検診断項目「上部工のコンクリートの劣化、損傷」の劣化度 d, c, b, a をそれぞれ集計した結果を、図-2.10 に示す。重力式係船岸では、点検診断項目「上部工のコンクリートの劣化、損傷」の劣化度 c 又は d 判定が、11 箇所中 10 箇所であり、矢板式係船岸では c 又は d 判定が、21 箇所中 17 箇所であった。これより、点検診断項目「上部工のコンクリートの劣化、損傷」のみから、空洞の発生・存在を推測することは極めて困難であるといえる。

(2) 「鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷」の劣化度の関係

表-2.3 に点検診断項目「鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷」の標準的な劣化度判定基準を示す。

空洞が発見された箇所における点検診断項目「鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷」の劣化度 d, c, b, a をそれぞれ集計した結果を、図-2.11 に示す。

空洞発生箇所 29 箇所中、「鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷」の劣化度が、a 判定の箇所が 7 箇所見られたが、一方で d 判定の箇所が 15 箇所も見られた。これより、点検診断項目「鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷」から、空洞の発生・存在を推測することは難しい。これは、船上からの目視調査のみでは、空洞化を引き起こす鋼矢板に発生した変状の全てを発見することが困難であるためと考えられる。

表-2.3 劣化度判定基準(鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷)²⁾

劣化度	判定基準
a	□腐食による開孔や変形、その他著しい損傷がある。 □開孔箇所から裏埋材が流出している兆候がある。
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	□付着物が見られるが、発錆、開孔、損傷は見られない。

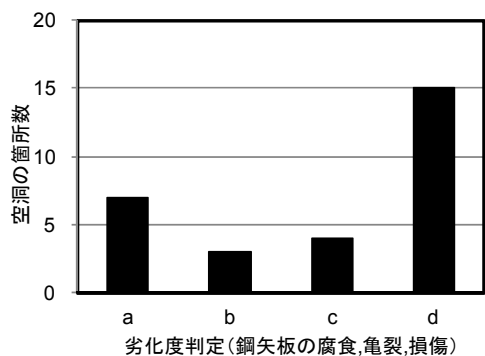


図-2.11 劣化度判定 (鋼材の腐食、亀裂、損傷) 別の空洞箇所数 (矢板式係船岸)

(3) 「エプロンの沈下、陥没」の劣化度の関係

表-2.4 に点検診断項目「エプロンの沈下、陥没」の標準的な劣化度判定基準を示す。

空洞が発見された箇所における点検診断項目「エプロンの沈下、陥没」の劣化度 d, c, b, a をそれぞれ集計した結果を、図-2.12 に示す。劣化度データは、重力式係船岸、矢板式係船岸を合わせて集計し、複数のブロックにまたがる空洞については、最も悪い劣化度を採用した。総データ数は少ないが、アスファルト (As) 舗装、コンクリート (Co) 舗装ともに、劣化度 d の箇所でも空洞の存在が確認されていることが分かる。これより、本資料で取り扱ったデータからは、「エプロンの沈下、陥没」の劣化度から空洞の発生・存在を推測することは難しい。

ここで、空洞が確認された箇所のアスファルト舗装、コンクリート舗装の一例を写真-2.1 に示す。アスファルト舗装については、空洞が発生した場合、舗装上面にひび割れが発生したり、空洞に追従して舗装が沈下する場合があるとの調査結果がある。空洞の存在と変状の程度について、本資料では明確な関係性を示すことはできなかったが、アスファルト舗装の場合、エプロンの目視調査が空洞の発生の推定に役立つ場合があることが期待される。一方、コンクリート舗装の場合、剛性が高いことからエプロン下の空洞の発生がエプロン上面の変状に現れにくいことが考えられ、空洞化が発展するにつれて沈下・陥没が突発的に起こりやすくなることが考えられる。

表-2.4 劣化度判定基準(エプロンの沈下、陥没)²⁾

劣化度	判定基準	
	(重力式係船岸の場合)	(矢板式係船岸の場合)
a	□重力式本体背後の土砂が流出している。 □重力式本体背後のエプロンが陥没している。 □車両の通行や歩行に重大な支障がある。	□矢板式本体背後の土砂が流出している。 □矢板式本体背後のエプロンが陥没している。 □車両の通行や歩行に重大な支障がある。
b	□重力式本体目地 (上部工含む) に顕著な開き、ずれがある。 □エプロンに 3cm 以上の沈下 (段差) がある。 □エプロンと後背地の間に 30cm 以上の段差がある。	□矢板式本体背後の土砂が流出している可能性がある。 □エプロンに 3cm 以上の沈下 (段差) がある。 □エプロンと後背地の間に 30cm 以上の段差がある。
c	□重力式本体目地 (上部工含む) に軽微な開き、ずれがある。 □エプロンに 3cm 未満の沈下 (段差) がある。 □エプロンと後背地の間に 30cm 未満の段差がある。	□エプロンに 3cm 未満の沈下 (段差) がある。 □エプロンと後背地の間に 30cm 未満の段差がある。

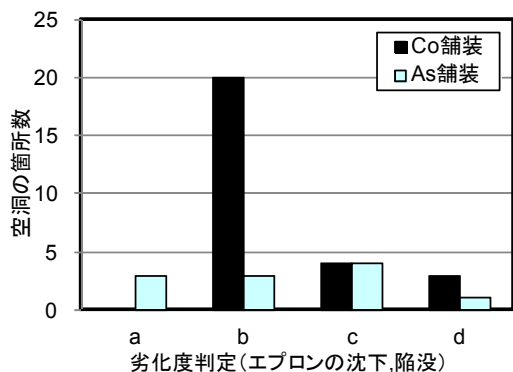


図-2.12 劣化度判定 (エプロンの沈下, 陥没) 別の空洞箇所数 (重力式係船岸, 矢板式係船岸)



写真-2.1 空洞発生が確認された箇所の舗装の状況

2.2.6 調査結果のまとめ

係留施設の空洞は、建設年からの経過年数によらず発生し、空洞の広がりや経過年数に、明瞭な関係は見られなかった。

重力式係船岸では、空洞箇所の多くが岸壁法線近くで確認された。この原因として、上部工の目地部の損傷等による土砂の流出が考えられた。一方、ケーソン背後に空洞が確認された場合については、防砂シートの損傷に起因することが推察された。

矢板式係船岸では、空洞箇所の多くが岸壁法線近傍で確認された。この原因として、矢板の腐食等による開孔により土砂が流出したことが考えられる。一方、岸壁法線から離れた場所については、控え工の沈下が要因と推察された。

重力式係船岸においては、目地部に近いほど空洞が数多く確認される傾向にあった。

「上部工のコンクリートの劣化、損傷」、「鋼矢板等の鋼材の腐食、亀裂、損傷」(矢板式係船岸)の劣化度と空洞の発生には、明瞭な関係は見られなかった。

2.2.7 今後の展開

本資料で取り扱った調査結果より、空洞を発生させる原因が生じてから、比較的短時間に空洞が広がる可能性もあることが分かった。空洞を早期に発見する、あるいは空洞を発生させる原因を把握するためには、定期的な点検診断を確実に行うことが重要である。アスファルト

舗装の場合、変状が舗装上面に現れる場合があるため、エプロンの目視調査を定期的にかつ適切に行うことが空洞の発見に役立つ可能性がある。しかし、舗装上面に変状が現れない場合があるため、機器類を用いた詳細な点検診断の実施が空洞の確実な発見のために重要と言える。また、重力式係船岸においては、目地部に近い位置ほど空洞が数多く確認される傾向が見られたことから、空洞探査を実施する際や、空洞化によるエプロン舗装の変状を目視により確認する際には、目地部付近について特に重点的に点検を実施することが有効と考えられる。

本資料では、実調査データに基づいて空洞の発生状況等について傾向の把握と分析を行った。しかし、空洞の発生と、それに伴って生じる係留施設の利用上の機能低下の関係については、明確な指標がないのが現状である。空洞の発生位置および規模によって、空洞が及ぼす施設利用への危険度は異なることが考えられる。したがって、今後、空洞に対する有効な点検項目の整理分析を引き続き実施するとともに、空洞の発生位置および規模等に応じた対処方針決定(供用の可否、補修工法の選定等)のための評価・判定基準の構築に向けた検討が必要と考えられる。

2.3 空洞を有するエプロン舗装の健全性評価手法の構築に向けた検討

2.3.1 調査の概要

エプロンのうち、コンクリート舗装に空洞が生じた場合、脆性的な破壊による陥没が発生することがあるため、人命に関わる事故に繋がる可能性がある。陥没の発生を未然に防止するためには、舗装の点検時に空洞を発見するとともに、舗装の健全性が確保されていることを確認することが重要である。コンクリート舗装の場合、目視調査で空洞を発見することは容易ではなく⁴⁾、空洞の把握には地中レーダが有効である⁵⁾。しかしながら、空洞を把握したとしても空洞を有するコンクリート舗装の健全性を評価する手法は、現状では確立されていない。

そこで、本資料では、空洞を有するコンクリート舗装の健全性評価手法を提案することを目的として、空洞がコンクリート舗装の健全性に及ぼす影響を把握することとした。舗装の健全性の評価にあたっては、荷重作用に対する舗装の応答(以下、舗装の力学的挙動という)を調査することが有効である⁶⁾。その調査方法の1つであるFWD (Falling Weight Deflectometer) を用いて、模擬空洞を有する新設コンクリート舗装の力学的挙動と、供用を想定した繰返し走行荷重に伴うコンクリート舗装

の力学的挙動の変化を実験的に調べた結果を報告する。

2.3.2 模擬空洞を有するコンクリート舗装の概要

(1) コンクリート舗装の作製

a) 舗装構成

図-2.13 に、舗装の健全性の評価のために作製したコンクリート舗装（以下、舗装という）の平面図と断面図を示す。舗装は、コンクリート版（以下、Co 版という）、粒状路盤および路床から構成される。Co 版の厚さは 0.3m、粒状路盤の厚さは 0.35m である。舗装の構造は、港湾の施設の技術上の基準・同解説⁷⁾を参考にして、トラック 25t 積級（設計荷重の分類 CP3）を設計対象荷重として設計した。Co 版は、縦 4.5m、横 5.0m の Co 版 6 枚で構成される。各 Co 版の四方にダウエルバーを挿入するために、すべての Co 版周囲にコンクリートを打設した。ダウエルバー（長さ 600mm、直径 32mm）は深さ 0.15m に 0.4m 間隔で設置した。また、鉄網（直径 6mm、150mm×150mm の格子状）を深さ 0.1m に設置した。Co 版直下の路盤には模擬空洞を設けた。次項に模擬空洞の位置や作製方法を記述する。

b) 舗装材料

表-2.5 にコンクリートの配合を示す。セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。表-2.6 にコンクリートの力学性状を示す。なお、圧縮強度および静弾性係数は、後述の繰返し走行載荷試験の実施と同時期に舗装から採取したコアより得られた結果である。また、コアの採取位置は走行位置とは無関係の位置である。路盤には、最大粒径 40mm の粒度調整砕石を用いた。路盤の支持力係数 K_{30} は、 384MN/m^3 であった。

(2) Co 版下の模擬空洞の作製

Co 版の中央部（以下、版中央部という）および目地縁部（舗装の目地縁部に相当）の直下に各 2 箇所ずつ空洞を作製した。空洞の寸法は長さ 0.5m～1.5m、幅 0.5m～1.5m、厚さ 0.2m である。本資料では、後述の繰返し載荷試験時の載荷輪の接地幅および接地長を参考に、空洞の最小寸法を $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ とした。空洞の作製手順を以下に示す。

- 1) 路盤施工後に路盤を深さ 0.2m 切削し、切削箇所を厚さ 0.2m の発泡スチロールで埋め戻した。
- 2) 設置した発泡スチロール上に、側面に穴をあけた

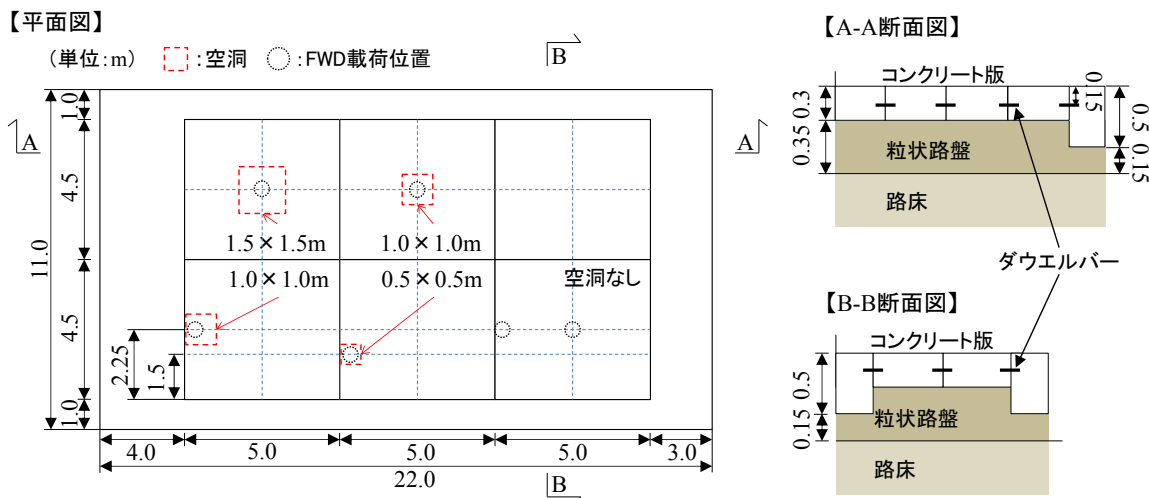


図-2.13 作製した舗装の平面図と断面図

表-2.5 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				AE減水剤 (g/m^3)
					水	セメント	山砂	砕石	
20	7.5	4.1	42.5	41.1	151	355	741	1095	355

表-2.6 コンクリートの力学性状

曲げ強度 (N/mm^2)	6.0	材齢13日
圧縮強度 (N/mm^2)	47.2	材齢61日
静弾性係数 (N/mm^2)	33340	

チューブを固定し、チューブの反対側の端が舗装表面に出るようにコンクリートを打設した。

- 3) コンクリート硬化後に、舗装表面に露出したチューブ端から発泡スチロールの溶剤を流し込み、発泡スチロールを溶かした。

後述の繰返し載荷試験終了後、Co版を開削し、空洞の生成状況を確認したところ、当初予定通りの寸法の空洞が作製されていることを確認した（写真-2.2）。

(3) ひずみ計の設置

FWDによる荷重作用時に発生するコンクリートのひずみを計測するために、Co版の下面から30mm上方に、ひずみ計（株東京測器研究所製 KM-100BT）を埋設した。図-2.14 にひずみ計の設置位置を示す。

2.3.3 FWD 調査方法

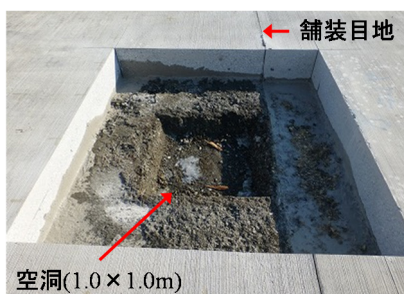


写真-2.2 空洞の生成状況
(目地縁部 1.0 x 1.0m の空洞)

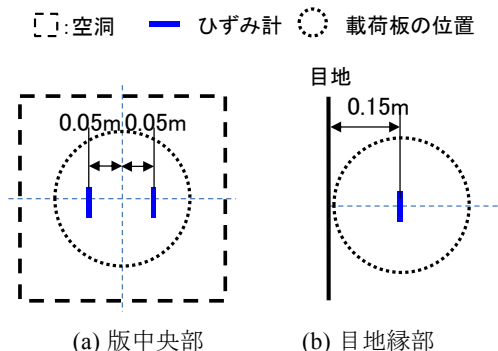


図-2.14 ひずみ計とFWD載荷板の設置位置

(1) FWD について

図-2.15 に、FWDの載荷機構の概念図を示す。FWDには重錘が搭載されており、所定の高さから重錘を落下させ載荷板等を介して舗装に衝撃荷重を作用させる。計測では、荷重載荷により発生した舗装表面のたわみが得られる。たわみを計測するセンサーは、荷重板中心から所定間隔で配置されている。本資料で用いたFWDは、写真-

2.3に示す車載式のFWDである。重錘の質量は100~400kg、載荷荷重は1~147kNの範囲で設定することができる。

(2) 載荷条件と載荷位置

載荷条件として、載荷板直径は300mmとし、載荷荷重は147kNに設定した。また、同一載荷点で3回載荷を行い、変動係数が5%を超えた場合には再測定を行った。図-2.13にFWDの載荷位置（載荷板設置位置に相当）を示す。載荷位置は、版中央部では空洞の有無に関わらずCo版の中央とし、目地縁部では目地から0.15m離れた位置とした。荷重載荷に伴い発生するたわみは、載荷板中心および中心より±200, ±300, ±450, ±600, 750, 900, 1200, 1500, 2500mmに配置されたたわみセンサーにより時系列（測定間隔0.25ms）で計測した。本資料では、各センサー位置について、得られた時系列のたわみの最大値 Δx （ x は中心からセンサーまでの距離）に着目した。この Δx は、3回の載荷で得られた平均 Δx と平均載荷荷重から求めた、標準載荷荷重150kNにおける Δx に補正した値とした。FWD荷重載荷時には、埋設したひずみ計により、Co版下面のひずみも計測した。なお、調査は冬場に行ったため、日温度変化が小さく、FWD調査時点のCo版の深さ方向の温度勾配は概ね $\pm 0.1^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ の範囲であったので、たわみの温度補正は行っていない。

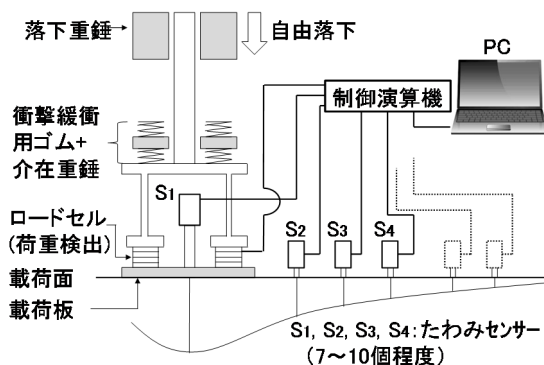


図-2.15 FWDの載荷機構概念図



写真-2.3 車載式のFWD

2.3.4 模擬空洞を有する新設舗装における FWD 調査結果

図-2.16 に各載荷位置で得られた最大たわみ D_0 を示す。また、図-2.17 に FWD 荷重載荷時に得られた Co 版下面の最大引張ひずみを示す。なお、各図の棒グラフ上に示される数値は、空洞がない Co 版での D_0 および Co 版下面の最大引張ひずみに対する比（以下、 D_0 比、および、ひずみ比という）を表す。

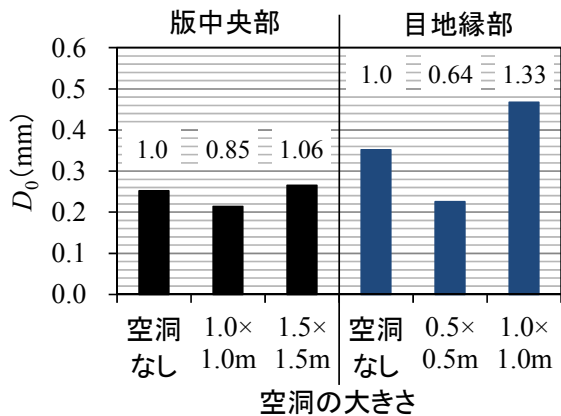


図-2.16 新設舗装における D_0 (棒グラフ上の数値は D_0 比)

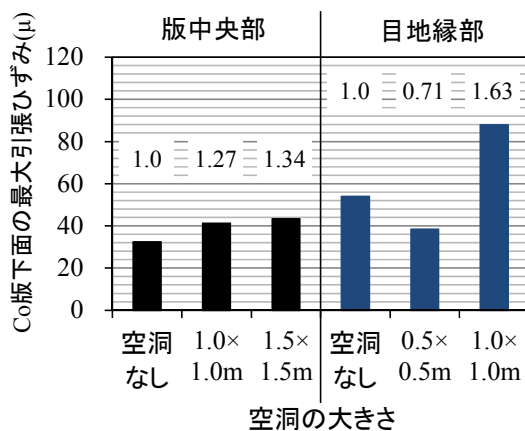


図-2.17 新設舗装において FWD 荷重載荷時の Co 版下面

空洞がある版中央部の D_0 は、空洞がない版中央部の D_0 と大きな差はなかった。最大引張ひずみについては、空洞がある Co 版で若干大きい値を示した。今回作製した空洞の大きさでは、空洞が新設舗装のたわみおよびひずみに及ぼす影響は大きくないと考えられる。

1.0m×1.0m の空洞がある目地縁部の D_0 は、空洞がない目地縁部の D_0 と比較して大きかった。一方で、0.5m×0.5m の空洞がある目地縁部の D_0 は、空洞がない目地縁部の D_0 と比較して小さかった。Co 版下面の最大引張ひずみも同様の結果であった。過去の調査によると⁸⁾、同一舗装構成の区間における D_0 の変動係数は 10~20%程度であるこ

とが報告されている。空洞があるいずれの Co 版の D_0 も、空洞がない Co 版の D_0 の±20%の範囲を超えている。1.0m×1.0m の空洞がある Co 版の D_0 が大きかった要因は、空洞の影響と考えられる。一方、0.5m×0.5m の空洞がある Co 版の D_0 が小さかった要因は、載荷板下のダウエルバーによって隣接する Co 版との荷重伝達が相対的に良好であった可能性があること、また、載荷板直径と比較して空洞の平面寸法が小さいため空洞の影響が小さかったことが考えられる。

版中央部と目地縁部の空洞が D_0 や Co 版下面のひずみに及ぼす影響を比較するために、1.0m×1.0m の空洞がある Co 版の D_0 比およびひずみ比を比較すると、いずれも目地縁部の方が版中央部よりも大きかった。よって、目地縁部の空洞は、版中央部の空洞よりも D_0 や Co 版下面の最大引張ひずみに及ぼす影響が大きいと考えられる。これに基づく、目地縁部の空洞は、版中央部の空洞よりも荷重作用時に発生する Co 版下面の曲げ応力増加への影響が大きい可能性があると考えられる。

2.3.5 繰返し走行荷重を受けた舗装における FWD 調査結果

舗装供用中の繰返し走行荷重の作用を走行荷重車（以下、荷重車という）で再現し、空洞を有する舗装の繰返し荷重の作用に伴う力学的挙動の変化を FWD で把握した。
 (1) 繰返し走行載荷試験

図-2.18 に荷重車の車輪配置を示す。荷重車は、トレーラ部に 1 脚 4 輪の航空機車輪を装着している。試験では、この 4 輪のうちの走行方向に対し左右いずれかの載荷輪 2 輪が、空洞上を通過するように試験舗装上を往復走行させた。1 輪の載荷荷重は、舗装の損傷を発生促進させるために、舗装の設計荷重の約 2.4 倍の 240kN とした。また、走行速度は約 5km/h とし、車輪を各空洞上を通過させながら 700 往復させた。FWD 調査は、荷重車が 50, 100, 250, 500 および 700 往復した直後に 2.3.3(2) で示した載荷位置および載荷条件で実施した。計測では、 D_x および Co 版下面のひずみを得た。

(2) FWD 調査結果

a) 走行回数の増加に伴う最大たわみ D_x の変化

図-2.19 に、走行回数の増加に伴う版中央部の最大たわみ D_x の変化を示す。いずれの載荷位置でも走行回数の増加に伴い D_x は大きくなった。空洞がない Co 版および 1.0m×1.0m の空洞がある Co 版では、 D_x のうち D_0 (載荷点直下のたわみ) が走行回数に関わらず最も大きい値を示した。1.5m×1.5m の空洞がある Co 版では、走行荷重

が作用すると、最も大きい D_x は荷点直下から 0.3m 離れた位置で得られた。一方、目地縁部では、最も大きい D_x は空洞の有無に関わらず荷点直下で得られた。但し、本検討では、1.0m×1.0m を最大の空洞としたが、空洞がそれよりも大きくなると、最も大きい D_x が荷点直下よりも離れた位置で得られる可能性はあると考える。

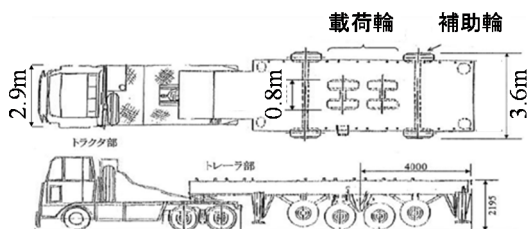
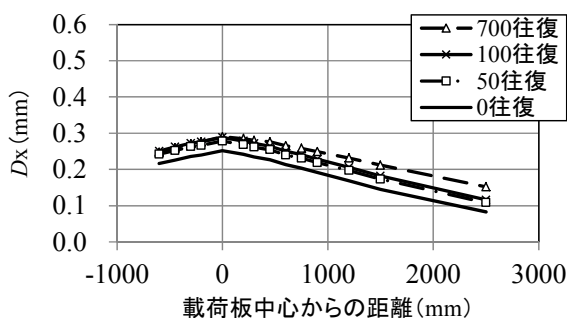
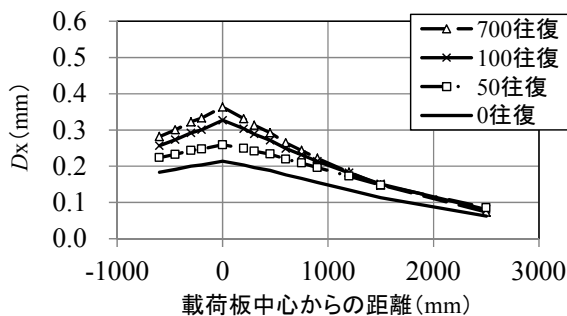


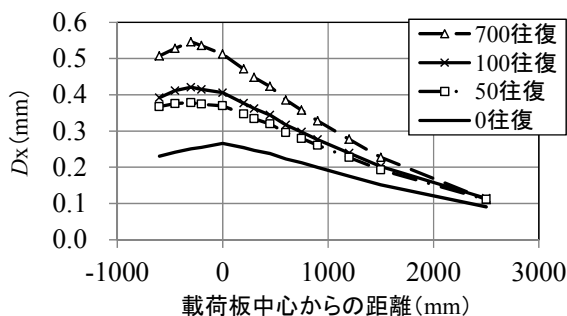
図-2.18 荷重車の車輪配置



(a) 空洞がない Co 版



(b) 1.0m×1.0m の空洞がある Co 版



(c) 1.5m×1.5m の空洞がある Co 版

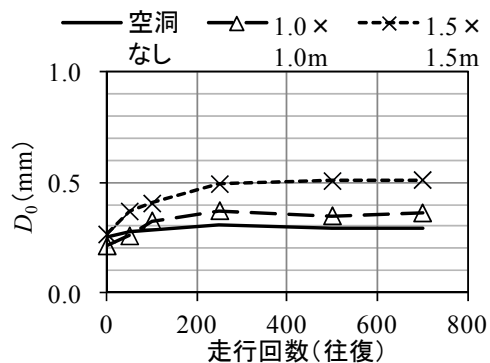
図-2.19 版中央部における走行回数の増加に伴う最大たわみ D_x の変化

ここで、参考文献9)および10)では、Co 版下に広範囲の空洞が生じた Co 版 (厚さ 0.42m) の中央部において、過去に FWD 調査を行っており、空洞がある Co 版では最も大きい D_x が荷点直下から離れた位置で得られることを明らかにしているが、空洞の平面寸法には言及していなかった。本調査結果によると、荷点直径と比較して空洞の平面寸法がある程度大きい場合に、最も大きい D_x が荷点直下から離れた位置で得られると考えられた。

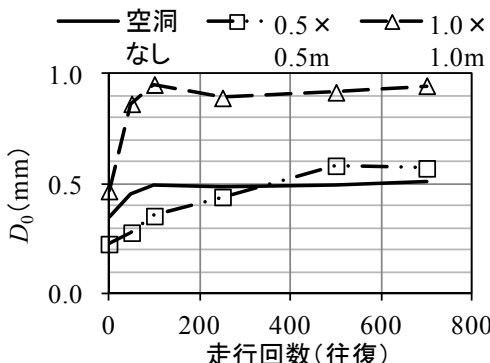
b) 走行回数の増加に伴う D_0 および Co 版下面の最大引張ひずみの変化

図-2.20 に、走行回数の増加に伴う D_0 の変化を示す。版中央部および目地縁部ともに、空洞がある Co 版の D_0 の変化は、空洞がない Co 版の D_0 と比較して大きかった。

また、目地縁部に 1.0m×1.0m の空洞がある Co 版では 50 往復時に急激に大きくなった。



(a) 版中央部

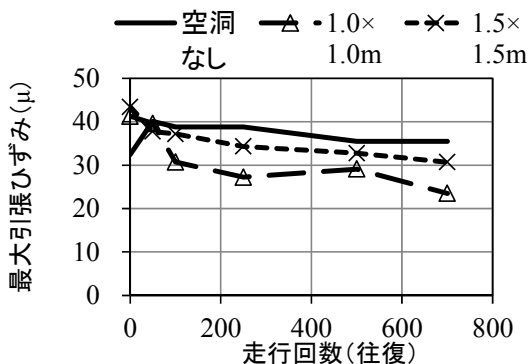


(b) 目地縁部

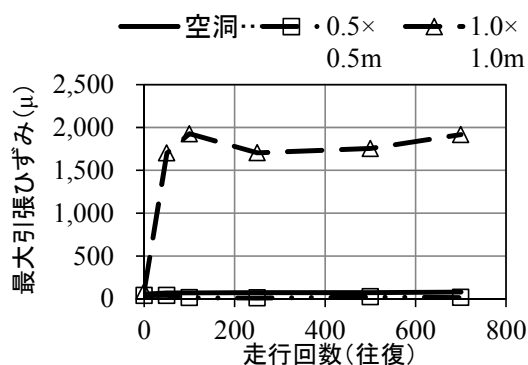
図-2.20 繰返し走行回数の増加に伴う D_0 の変化

図-2.21 に、FWD 荷重荷重時に計測した Co 版下面の最大引張ひずみを示す。目地縁部に 1.0m×1.0m の空洞がある Co 版では、最大引張ひずみが 50 往復時に急激に大きくなり、約 1700 μ を示した。その他の場所では、最大でも約 40 μ であった。このことから、目地縁部に 1.0m×1.0m の空洞がある Co 版では繰返し走行荷重により Co 版下面にひび割れが生じたと考えられた。走行試験後、目地縁部に 1.0m×1.0m の空洞がある Co 版の開削調査を行った

ところ、Co 版下面にひび割れが確認され、そのひび割れはダウエルバーまで達していた。このひび割れの発生による Co 版の剛性低下が、50 往復時の D_0 の急増の原因であると推察された。なお、目地縁部に 1.0m×1.0m の空洞がある Co 版以外で、走行回数の増加に伴い D_0 がなだらかに増加した要因は、繰返し走行に伴う空洞周囲の粒状路盤のゆるみの進展が考えられる。



(a) 版中央部



(b) 目地縁部

図-2.21 FWD 荷重載荷時に発生した Co 版下面の最大引張ひずみ

(3) 考察

以上の結果に基づき、空洞が舗装の健全性に及ぼす影響を考察する。繰返し走行載荷試験前の新設舗装における FWD 調査によって、目地縁部の空洞の方が、荷重作用時に発生する Co 版下面の曲げ応力増加への影響が大きい可能性を示した。通常、目地縁部では版中央部よりも荷重作用時の曲げ応力が大きいため、目地縁部の方が損傷は早い¹¹⁾。目地縁部直下に空洞が存在する場合には、より早く損傷に至ると考えられる。

目地縁部に空洞がある Co 版において、繰返し走行荷重に伴い Co 版下面にひび割れが生じたことは、目地縁部に空洞が存在することで損傷の発生が早まり、舗装が早期の損傷に至った結果であると考えられる。

以上のことから、空洞の存在は舗装の健全性に影響を及ぼし、特に、目地縁部の空洞の方が、版中央部の空洞

よりも舗装の健全性に及ぼす影響が大きい可能性が示唆された。Co 版の目地縁部と版中央部に同様の大きさの空洞があり、健全度評価の実施箇所数に制約がある場合には、荷重作用に伴う曲げ応力が大きく、かつ、空洞に起因する曲げ応力増加への影響が大きい目地縁部の評価を優先することが望ましいと考えられる。以上の考察は、限られた大きさの空洞に関する実験結果に基づいている。今後、空洞の位置、平面寸法および深さをパラメータとして荷重作用に伴う Co 版下面の曲げ応力を解析的に評価することで、空洞が舗装の健全性に及ぼす影響を網羅的に把握するとともに、目地縁部の空洞の方が舗装の健全性に及ぼす影響が大きい可能性について検証することとしたい。

2.3.6 まとめ

- 1) 模擬空洞を有する新設のコンクリート舗装で FWD 調査を行った結果、空洞が存在することによる D_0 と Co 版下面の最大引張ひずみの増加比率は、目地縁部の方が版中央部より大きかった。これは、目地縁部の空洞の方が、荷重作用時に発生する Co 版下面の曲げ応力増加への影響が大きいためであると考えられた。
- 2) 目地縁部に空洞がある Co 版では繰返し走行荷重に伴い Co 版下面にひび割れが発生した。このひび割れが目地縁部の空洞上の D_0 たわみの急増の原因であると推察された。
- 3) 版中央部の空洞の大きさが FWD 載荷板直径と比較してある程度大きい場合、最大のたわみが載荷点直下より離れた位置で得られることが示された。今回の調査では、平面寸法が 1.5m×1.5m の空洞の場合、最大たわみが載荷点直下より 0.3m 離れた位置で確認された。
- 4) 1) および 2) に基づくと、目地縁部の空洞は、版中央部の空洞よりも、舗装の健全性に及ぼす影響が大きい可能性が示唆された。

2.3.7 空洞が生じたコンクリート舗装の健全性評価

以上の実験結果を踏まえ、舗装下に空洞を有するコンクリート舗装の健全性評価のアウトプットイメージを検討した。表-2.7 に、地中レーダや削孔調査等により空洞を確認した場合における、コンクリート舗装の健全性評価(案)を示す。空洞を有するコンクリート舗装では、特に目地部に空洞がある場合、ダウエルバーの有無が舗装の陥没発生に及ぼす影響が大きいことが予測される。このため、ダウエルバーの有無により、表-2.7 の空洞の大きさ (〇m) の設定が異なるものと思われる。

また、FWDを用いて、直接的にコンクリート舗装のたわみを測定できる場合の健全性評価のイメージを、表-2.8に示す。評価では、“たわみ比（解析たわみに対する D_0 たわみの比）”を用いることを想定している。“解析たわみ”とは、当初設計の舗装構造において理論上得られるたわみを表し、たわみ比は、FWD調査で得られた D_0 たわみが、想定解析たわみに対して何倍であるかを表す指標である。たわみ比は以下の手順により算定される。

- 1) エプロンにおいてFWD調査を実施し、 D_0 たわみを取得する。
- 2) 設計条件ごとにカタログ的に用意された解析たわみ（表-2.9）から、たわみ比を求める。
- 3) 表-2.8の評価基準に基づき、健全性を判定する

表-2.8および表-2.9については、今後、各種の舗装条件に対する解析たわみを示すとともに、実験により健全性評価の精度を検証していく必要がある。

表-2.7 コンクリート舗装の健全性評価

	点検項目	点検方法	判定基準	
エプロン	空洞を有するコンクリート舗装	詳細調査・空洞の位置、大きさ	a	大きさが0m以上の空洞が目地部にある
			b	大きさが0m以下の空洞が目地部にある
			c	版中央部に空洞がある
			d	空洞はない

表-2.8 FWDを用いたコンクリート舗装の健全性評価

	点検項目	点検方法	判定基準	
エプロン	空洞を有するコンクリート舗装	詳細調査・荷重用によるたわみ(D_0 たわみ)	a	たわみ比が Δ 以上である。
			b	—
			c	たわみ比が1以上 Δ 未満である
			d	たわみ比が1未満である。

表-2.9 設計条件ごとの解析たわみ（イメージ）

路盤の設計支持力係数 K_{30} (N/cm ³)	版厚 (cm)			
	20	25	30	35
50以上70未満	X_{11}	X_{21}	X_{31}	X_{41}
70以上100未満	X_{12}	X_{22}	X_{32}	X_{42}
100以上	X_{13}	X_{23}	X_{33}	X_{43}

2.4 エプロンへの空洞点検孔の設置事例

2.4.1 概要

エプロン下空洞について、現状では施設の管理者自らが直接的にその発生を確認する手法は無い。しかし、舗装上に点検孔（図-2.22）を設けることで、空洞化の発生・進行を直接確認することができるようになる。非常に原

始的な方法ではあるが、直接的かつ定量的に空洞の発生・進行が把握できること、高度な専門的知識を必要としないこと、日常点検での計測が可能であること、新設・既設を問わず適用可能であることなど、多くの現場において汎用的に効果を期待できる点検手法である。そこで、実構造物での空洞点検孔に関する効果の検証と課題抽出を目的として、沓形港岸壁（-6.0m）に試験的に空洞点検孔を設置した。

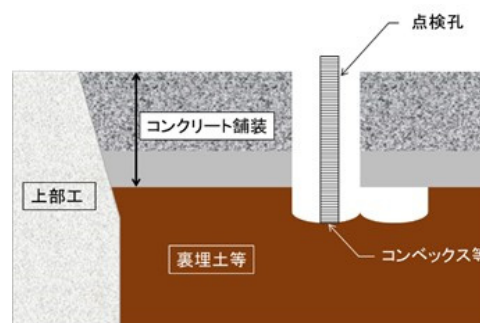


図-2.22 空洞点検孔と計測方法のイメージ

2.4.2 設置位置

空洞点検孔の設置位置を図-2.23 および図-2.24 に示す。本岸壁はエプロン舗装の打ち替え工事が計画されているため、設置した空洞点検孔のうち構造2および構造3は将来の工事実施により撤去される。エプロン舗装打ち替え工事実施時に構造1、比較的工事の実施時期が遅い岸壁の両端に既設構造物用の空洞点検孔である構造2および構造3を設置することとした。なお、構造2-2については、コンクリート舗装が硬く作業が困難であったため設置を取りやめ、構造1-1、1-2、2-1、3-1、3-2の計5箇所点検孔を設置した。設置位置は、法線平行方向はケーソン目地近傍、法線直角方向は上部工近傍（構造1-1、3-1、3-2）および裏込石法肩近傍（構造1-2、2-1）とした。なお、構造2および3を設置した箇所には、タイバー等の埋設物が無いことを電磁波レーダで確認した。

2.4.3 設置作業の概要

(1) 構造1（図-2.25）

ボルトとふた固定用の金属アンカーをふたへセットした後に、高さ調整用のボルトをふた固定用の金属アンカーに取付けて設置した。あわせて、ボイド管を設置し点検孔部分にコンクリートが流入しないようにした（写真-2.4）。設置後、周囲にコンクリートを打設した（写真-2.5）。

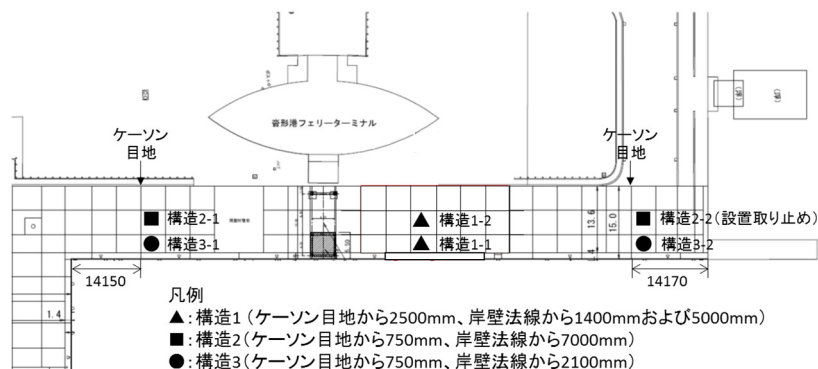


図-2.23 設置位置図 (平面図)

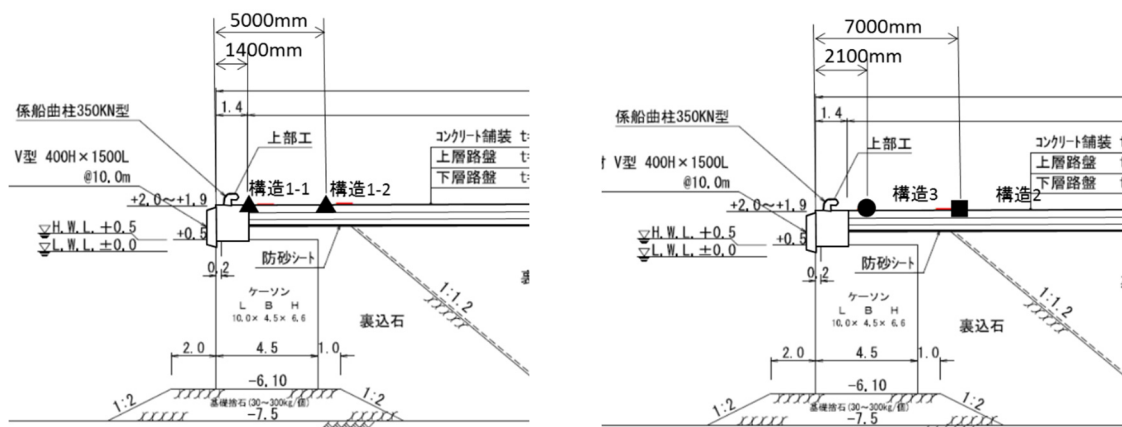


図-2.24 設置位置図 (断面図) (右図: 構造1, 左図: 構造2, 3)

(2) 構造2 (図-2.26)

ふたおよび枠を埋設する必要があるため、コンクリートカッターで設置範囲を深さ約30mmに切削した。コアドリルを用いて、削孔径φ100mmにてコンクリート舗装を削孔した。コンクリート舗装の版厚は270mmであった。削孔後の目視調査の結果、舗装下の空洞の発生は認められなかった。

構造2のふたおよび枠を埋設する範囲のコンクリート舗装をハンドブレイカーにてはつきり取った。ふたを金属アンカーで固定するため、ハンマードリルにてφ14.5mmのアンカー孔を削孔した。しかし、コンクリート中の粗骨材によってドリル刃が滑り、所定の位置を削孔することができなかったこと、またふたのネジ位置に余裕がなかったことから、アンカー孔の削孔径を大きくし、金属アンカーをコンクリート用接着剤で固定する方法とした。結果として、予定していた4箇所のうち2箇所に金属アンカーを設置し、ふたを固定することとなった。

空洞点検孔内への雨水等の流入を防ぐため、ふたと枠を所定の位置に固定後、枠とコンクリート舗装の隙間に常温注入目地を充填した(写真-2.6)。また、ふたと枠が接する面にはスポンジ製のパッキンを設置した。



写真-2.4 蓋およびボイド管設置



写真-2.5 構造1 設置完了
(ふた閉口状態)

(3) 構造 3 (図-2.27)

コアドリルを用いて、削孔径φ140mmにてコンクリート舗装を削孔した(写真-2.8)。コンクリート舗装の版厚は構造3-1では270mm、構造3-2では250mmであった。削孔後の目視調査の結果、いずれの箇所も舗装下の空洞の発生は認められなかった。

ふたを取り付けた塩ビ管 VP100 を孔に立て込み(写真-2.9)、その周囲をモルタルにて充填した。

空洞点検孔内への雨水等の流入を防ぐため、モルタル硬化後、常温注入目地を充填した。

2.4.4 まとめ

(1) 空洞点検孔の設置位置

空洞点検孔は、対象とする施設の空洞の発生傾向を踏まえて、空洞が発生しやすい箇所に設置することが効果的である。重力式係船岸、矢板式係船岸では、2.2で述べたとおり、下記の位置に空洞が発生しやすい傾向にあった。

重力式係船岸・・・ケーソンの目地部、ケーソン背後部
矢板式係船岸・・・岸壁法線近傍、控え工付近

また、空洞点検孔は、その設置や点検の実施が施設の利用の妨げにならない箇所に設置するとよい。

(2) 空洞点検孔の構造

1) 構造 1

ふた固定用の金属アンカーがずれてしまう可能性があったため、コンクリート打設中および硬化前にふたを外すことができなかった。ふたを外さないとボイド管周りの充填状況を把握できないため、ジャンカが発生する可能性がある。例えば、枠にナット等を予め溶接するなど、枠とふた固定用の金具を一体化させる必要がある。また、コンクリートの締固めや仕上げで動いてしまう可能性があるため、十分な固定が必要となる。

2) 構造 2

コンクリート舗装が硬く切削が困難な場合、本試験設置で使用した機器よりも切削能力が高い機器が必要となる。また、ふた固定用金属アンカーを正確に設置することは困難であった。構造1と同様に、枠にナット等を予め溶接するなど、枠とふた固定用の金具を一体化させる必要がある。

舗装表面に深さ30mmの切り込みを入れているため、今後、切り込み角部からのひび割れ進展の有無を観察する必要がある。

3) 構造 3

ふたは主に住宅地の道路舗装で使用される物として規

定されており、係留施設の舗装での使用は想定されていないため、今後は腐食や変形などの発生を観察する必要がある。なお、構造2と比較して、設置が容易であった。



写真-2.6 常温注入目地・パッキン設置完了

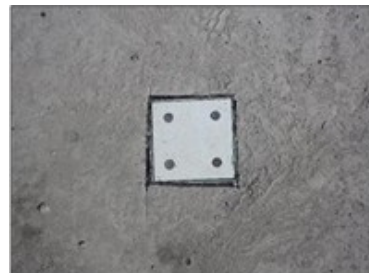


写真-2.7 構造2設置完了(ふた閉口状態)

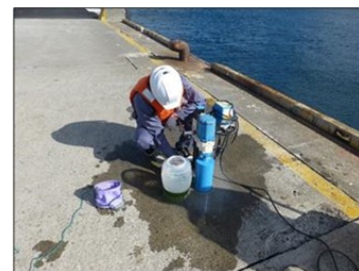


写真-2.8 コア削孔状況(構造3-1)



写真-2.9 VP100立て込み完了(構造3-2)



写真-2.10 構造3設置完了(ふた開放状態)

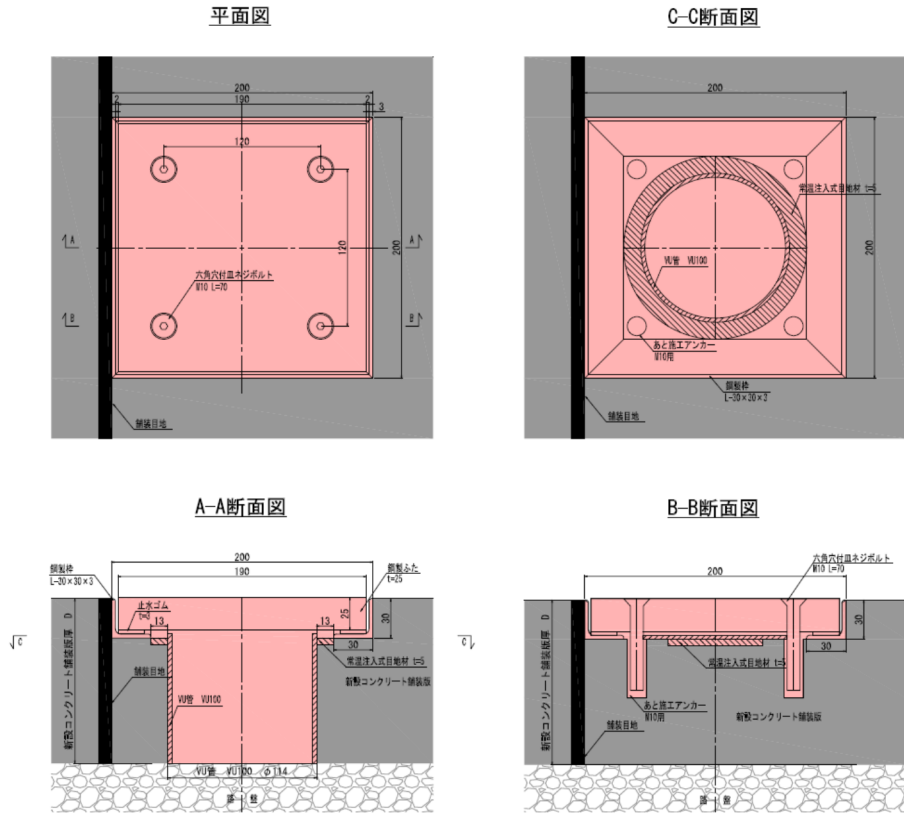


図-2.25 構造1の概要

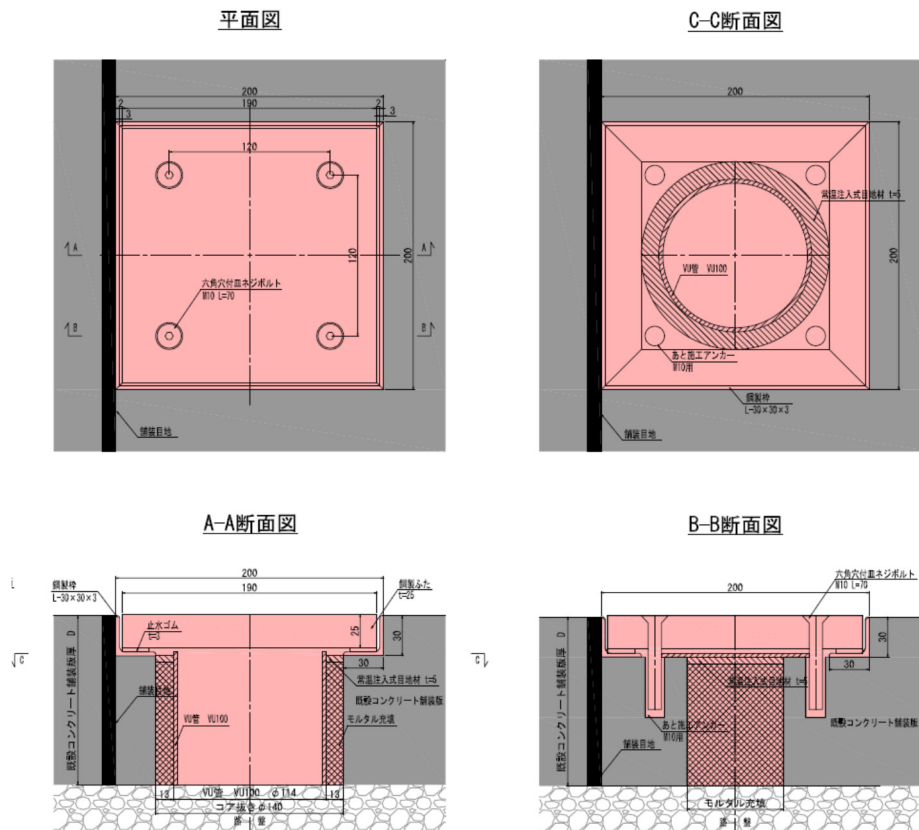


図-2.26 構造2の概要

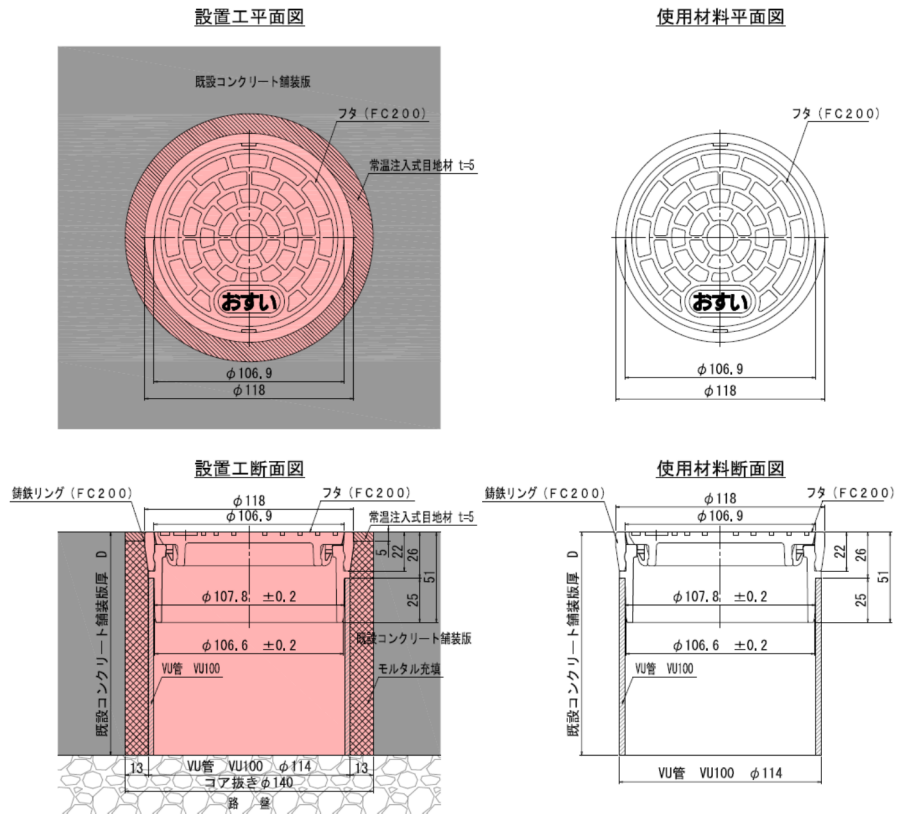


図-2.27 構造3の概要

3. 港湾構造物の補修工法および防食工法の追跡調査

3.1 調査の概要

海洋・港湾構造物の各種補修工法および防食工法の効果について、研究レベルでの検討はなされているものの、補修を施した実構造物の効果の持続性（長期耐久性）に関するデータの蓄積は十分ではないため、現状では上述の各種工法の効果を一律で評価することが極めて難しい。

そこで、海洋・港湾コンクリート構造物の各種補修工法および鋼構造物の防食工法の効果の持続性（長期耐久性）の評価を行うため、実構造物の調査を行った。なお、この際、適用工法および適用時期の記録が残されていた構造物に対して追跡調査を行った。また、維持管理計画書作成時に実施した調査の報告書の一部も活用した。

なお、本資料のアウトプットは、設計時における各工法の耐用年数に関する参考情報の提示、維持管理計画書作成時における各工法の劣化予測手法に関する参考情報の提示である。

具体的には以下の3項目について検討した。

(1) 港湾コンクリート構造物の補修工法および防食工法に対する追跡調査

海洋環境下に位置する係留施設および臨港道路橋梁を対象に、1) エポキシ樹脂塗装鉄筋、2) 表面被覆材、3) 断面修復材が適用された構造物に対して、追跡調査を行った。また、これらの調査結果を踏まえ、上記工法の適用時の留意点について考察した。

(2) 港湾鋼構造物の補修工法および防食工法に対する追跡調査

海洋環境下に位置する係留施設を対象に、1) 有機被覆（ウレタンエラストマー）、2) 有機被覆（水中硬化形）、3) モルタル被覆、3) コンクリート被覆、4) ペトロラタム被覆（APCカバー）に対して、追跡調査を行った。また、これらの調査結果を踏まえ、上記工法の適用時の留意点について考察した。

(3) マルコフ連鎖モデルを用いた鋼構造物の被覆防食工法の劣化予測および劣化傾向の分析

鋼構造物の被覆防食工法に関して、性能低下を予測する手法は未確立である。このように、劣化機構が不明確な場合における変状の進行予測手法として、「マルコフ連鎖モデル」の適用が考えられる。しかし、鋼構造物の被覆防食工法に対して、本手法を適用した事例は少ない。そこで、鋼構造物の被覆防食工法に関する複数の一般定期点検診断結果（目視による劣化度判定結果）に対して、マルコフ連鎖モデルの適用を行った。

また、鋼構造物、例えば栈橋鋼管杭の被覆防食工法の点検診断時において、被覆防食工法の劣化が進行しやすい場所が特定できれば、その箇所を優先的に調査対象箇所とすることが可能となる。そこで、直杭式横栈橋の鋼管杭における被覆防食工法の点検結果を基に被覆防食工法の劣化傾向の分析を行った。この際、同一構造物内でのばらつきが考慮可能なマルコフ連鎖モデルを活用した。

3.2 港湾コンクリート構造物の補修工法および防食工法に対する追跡調査

3.2.1 調査概要

既設の港湾コンクリート構造物の主な補修工法としては、表面被覆工法、断面修復工法、電気防食工法の3種類がある。これらの適用を検討する際には、各工法の防食効果および期待耐用年数の評価や、性能低下を予測する方法が求められるが、現状では確立されているとは言い難い。これらについて、研究レベルでの検討はなされているものの、上記の補修工法が適用された実構造物における効果の持続性（長期耐久性）に関するデータの蓄積は十分ではない。上記工法の防食性能の評価手法および劣化予測手法の確立のためには、更なるデータの蓄積が望まれる。

また、新設の港湾コンクリート構造物の耐久性を向上させる方法として、高耐久性鉄筋（現状ではエポキシ樹脂塗装鉄筋が主）が使用される場合がある。港湾コンクリート構造物に対するエポキシ樹脂塗装鉄筋の適用は、最近増えつつある。しかし、長期間経過後の性能を評価した事例は少ない。

そこで、港湾コンクリート構造物の補修工法および防食工法の効果の持続性（長期耐久性）の評価および劣化予測手法の確立を目的として、防食仕様および適用時期が明確な工法に対し、平成26年度に実構造物に対し追跡調査を実施した。今回対象とした工法は、表-3.1に示す3種類である。

表-3.1 今回対象とした工法

港	構造物	工法	経過年数
那覇	スリットケーソン	エポキシ樹脂塗装鉄筋	23
A	PC橋梁	表面被覆工法	26
横須賀	栈橋上部工	断面修復工法	13

3.2.2 エポキシ樹脂塗装鉄筋に関する調査結果

エポキシ樹脂塗装鉄筋は、鉄筋の表面にエポキシ樹脂（厚さ200 μ m程度）が塗装されたものであり、高い耐食

性を有する¹²⁾。しかし、実構造物、特に港湾構造物に長期間適用されたものに対する調査事例は少ない。

そこで、長期間供用後のエポキシ樹脂塗装鉄筋の防食効果を確認するため、実港湾構造物に対して調査を実施した。また、ヒアリング、文献調査により得られた調査結果についても報告する。

(1) 実構造物追跡調査結果 (H26 年度実施)

1) 対象構造物および調査概要

那覇港・浦添地区岸壁(平成3年建設)において、スリット型ケーソン上部の打継部にエポキシ樹脂塗装鉄筋が適用されている。対象施設の断面を図-3.1に、現況を写真-3.1に示す。

2) 調査項目

a) 目視調査

外観を写真撮影した。

b) 塩化物イオン濃度測定

コアを採取し、コンクリート中の塩化物イオン濃度を測定した。

c) 鉄筋腐食状況(目視観察)

はつり調査により鉄筋の腐食状況を確認した。

3) 調査結果

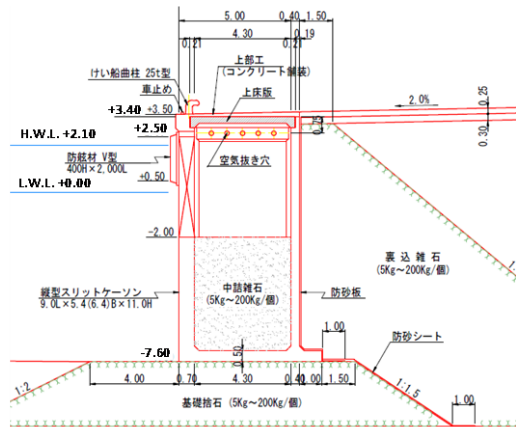


図-3.1 那覇港・浦添地区-7.5m岸壁 断面図



写真-3.1 岸壁の状況 (2015年2月)

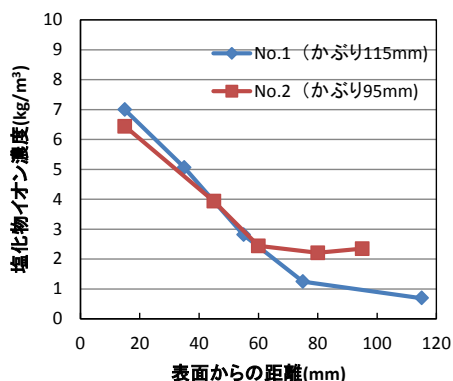


図-3.2 塩化物イオン濃度測定結果



写真-3.2 鉄筋腐食確認状況

表-3.2 対象施設の供用期間および調査時期

	供用開始時期	調査年度	経過年数
1バース	2004.1	2013	10
2バース	1999.11	2012	15
3バース	1999.4	2014	15

a) 目視調査

エポキシ樹脂塗装鉄筋施工箇所のコンクリート表面に異状は確認されなかった。

b) 塩化物イオン濃度分布

塩化物イオン濃度の測定結果を図-3.2に示す。No.2は鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度(2.0 kg/m³)を上回っていた。

c) 鉄筋腐食状況(目視観察)

鉄筋腐食確認状況の一例を写真-3.2に示す。エポキシ樹脂塗装鉄筋を2箇所露出させて目視にて確認した結果、塗膜の劣化や鉄筋の腐食等の劣化は確認されなかった。

4) まとめ

- ・鉄筋位置の塩化物イオン濃度の限界値を超えているにもかかわらず、鉄筋に腐食は確認されなかった。
- ・23年間のエポキシ樹脂塗装鉄筋の有効性が確認された。

(2) ヒアリングにより得られた調査結果

長期間の供用の実績が報告されている東京港大井埠頭・棧橋上部工に関し、施設管理者である東京港埠頭(株)にヒアリングを行ったところ、実態調査を実施していたことが判明した。以下その調査結果の概要を述べる。

1) 対象構造物および調査概要

東京港大井埠頭第1~3バースにおいて、棧橋上部工コンクリートにエポキシ樹脂塗装鉄筋が適用されている。対象施設の供用期間および調査時期を表-3.2に示す。

2) 調査項目

a) 目視調査

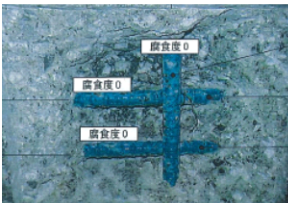
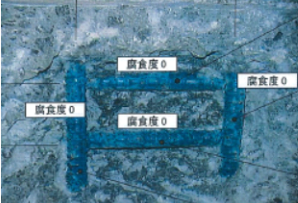
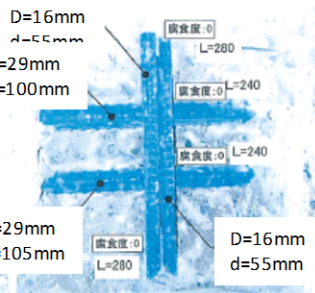
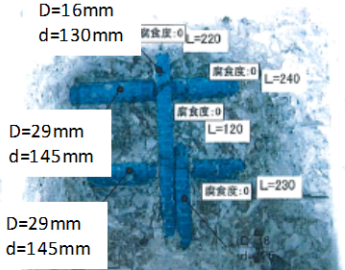
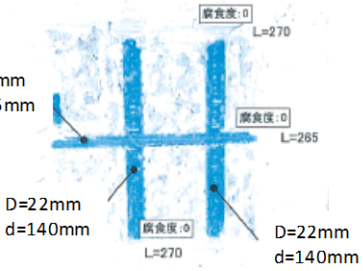

外観を写真撮影した。

b) 塩化物イオン濃度測定

表-3.3 調査結果概要

	経過年数	調査箇所			かぶり(mm)	腐食グレード	鉄筋位置塩化物イオン濃度(kg/m ³)
1バース	10	1BL	はり	帯筋	83	0	0.25
				主筋	110	0	-
		5BL	はり	帯筋	80	0	0.15
				主筋	103	0	-
2バース	15	3BL	はり	帯筋	55	0	2.81
				主筋	100	0	-
		9BL	はり	帯筋	130	0	0.26
				主筋	145	0	-
		10BL	はり	帯筋	125	0	0
				主筋	140	0	-
3バース	15	4BL	はり	帯筋	70	0	0.16
				主筋	105	0	-

表-3.4 エポキシ樹脂塗装鉄筋の状況

1バース・1ブロック	1バース・5ブロック
 <p>D=29mm d=110mm</p> <p>D=29mm d=110mm</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>D=22mm d=83mm</p>	 <p>D=29mm d=103mm</p> <p>D=22mm d=80mm</p> <p>D=29mm d=105mm</p> <p>D=22mm d=80mm</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p>
2バース・3ブロック	2バース・9ブロック
 <p>D=16mm d=55mm</p> <p>D=29mm d=100mm</p> <p>D=29mm d=105mm</p> <p>D=16mm d=55mm</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>L=280</p> <p>L=240</p> <p>L=240</p>	 <p>D=16mm d=130mm</p> <p>D=29mm d=145mm</p> <p>D=29mm d=145mm</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>L=220</p> <p>L=240</p> <p>L=120</p> <p>L=230</p>
2バース・10ブロック	3バース・4ブロック
 <p>D=13mm d=125mm</p> <p>D=22mm d=140mm</p> <p>D=22mm d=140mm</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p> <p>L=270</p> <p>L=265</p>	 <p>D=16mm d=105mm</p> <p>D=16mm d=85mm</p> <p>腐食度:0</p> <p>腐食度:0</p>
<p>凡例 D:鉄筋径 d:かぶり</p>	

コアを採取し、塩化物イオン濃度を測定した。

c) 鉄筋腐食状況(目視観察)

はつり調査により鉄筋の腐食状況を確認した。

3) 調査結果

a) 目視調査

エポキシ樹脂塗装鉄筋施工箇所のコンクリート表面に異状は確認されなかった。

b) 塩化物イオン濃度

塩化物イオン濃度の測定結果を表-3.3に示す。一部の箇所では鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度(2.0kg/m³)を上回っていた。

c) 鉄筋腐食状況(目視観察)

鉄筋腐食確認状況を表-3.4に示す。塗膜の劣化や鉄筋の腐食等の劣化は確認されなかった。

4) まとめ

- ・塩化物イオン濃度の限界値を超えているにもかかわらず、鉄筋に腐食は確認されなかった。
- ・今回調査の範囲では、15年程度経過してもエポキシ樹脂塗装部には損傷は確認されなかった。施工時に損傷が生じないようにすることで、高い耐久性が確保されていると考えられる。

(3) 既往の文献での調査結果

土木学会「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版]¹²⁾」には、北海道から沖縄までの5ヶ所の地域で、実構造物および現地暴露試験体の調査結果が掲載されている。主な結果を以下にまとめる。

- ・供用期間が最も長い19年の構造物においても、塗膜の損傷や鉄筋の腐食など、コンクリート内部のエポキシ樹脂塗装鉄筋に目視観察上の損傷は見られなかった。
- ・エポキシ樹脂塗装鉄筋の曲げ加工部でも劣化は確認されなかった。
- ・コンクリートにひび割れがあり、鉄筋位置における塩化物イオン濃度が5kg/m³でも、エポキシ樹脂塗装鉄筋に劣化は確認されなかった。
- ・調査した中には、つやがなくなるように若干変色した箇所があったが、その部分の塗膜基盤目試験結果から、エポキシ樹脂の接着は良好であると判断された。
- ・鉄筋位置における塩化物イオン濃度は小さいものの、構造物から切り出したエポキシ樹脂塗装鉄筋のEPMAによる分析結果から、塩化物イオンのエポキシ樹脂内への浸入はほとんど見られなかった。
- ・20年程度実構造物中にあるエポキシ樹脂塗装鉄筋は、健全であったと判断される。

(4) エポキシ樹脂塗装鉄筋に関する調査結果まとめ

港湾構造物に対する今回調査の範囲では、ケーソンの打継部では23年程度、栈橋上部工では15年程度経過してもエポキシ樹脂塗装部には損傷は確認されなかった。施工時に損傷が生じないようにすることで、高い耐久性が確保されていると考えられる。

3.2.3 表面被覆工法に関する調査結果

表面被覆工法は、コンクリートの表面に塗料などが塗装されたものであり、コンクリート中への塩化物イオンの浸透に対し、高い抵抗性(遮塩性)を有する。しかし、実構造物、特に港湾構造物に長期間適用されたものに対する調査事例は少ない。

そこで、長期間供用後の表面被覆工法の防食効果を確認するため、実港湾構造物に対して調査を実施した。また、比較として、筆者らが過去に実施した、実環境での長期暴露試験結果も報告する。

(1) 実構造物追跡調査結果(H26年度実施)

1) 対象構造物および調査概要

対象構造物の現況を写真-3.3に示す。A港にある橋梁(昭和63年建設、橋長54m、幅14m)において、建設時に表面被覆材(ポリウレタン系)が適用されており、26年間にわたり、特に補修は実施されていないとの記録が残っていた。しかし、実際適用されていた材料は、上記とは別の材料であることが確認された。

写真-3.3の橋桁の端部2か所からコアを採取し、表面被覆材の性能についての調査を実施した。

2) 調査項目

a) 目視調査

外観を写真撮影した。

b) 付着強度試験

付着強度試験を実施した。

c) 塩化物イオン濃度測定

2か所からコアを各1本採取し、JIS A 1154「硬化コ

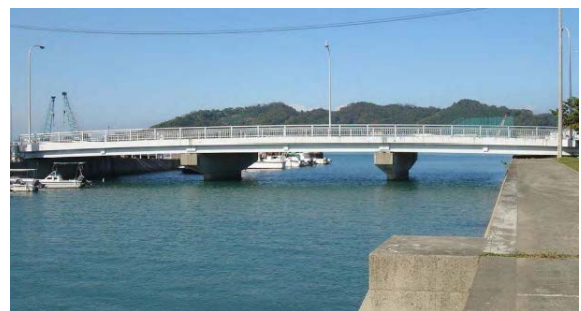


写真-3.3 対象構造物の現況

ンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠して、試料の質量に対する全塩化物イオンの質量割合(%)を測定した。

3) 調査結果

a) 目視調査

地覆部においては、一部ひび割れが確認された。PC桁部については、全く変状が確認されなかった。30年程度が経過し、塗膜に全く損傷がないということは考えにくい。ため、最低限上塗りにおいては、塗り替えが実施されていると推測される。

b) 付着強度

表-3.5 に付着強度の値を示す。東京港埠頭(株)における品質規格値¹³⁾である1N/mm²を大きく上回る値を示している。

c) 塩化物イオン濃度分布

図-3.3 に塩化物イオン濃度分布を示す。表面被覆材中には、全く塩化物イオンが存在していない。なお、表面被覆材の表面に付着している塩化物イオン濃度を測定したところ、陸側部で18.2mg/m²、海側部で9.5mg/m²の値が測定されており、表面被覆材部分への塩分の供給が確認されている。

表-3.5 付着強度試験結果

		付着強度 (N/mm ²)	破断位置
海側	T桁	6.0	治具と塗膜の界面
山側	T桁	4.7	治具と塗膜の界面
	地覆部	3.1	下地コンクリート内

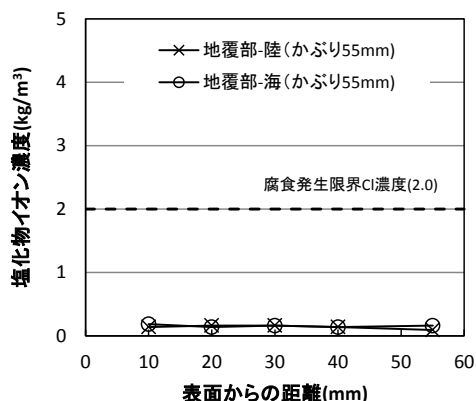


図-3.3 塩化物イオン濃度分布

1) で述べたように、この表面被覆材の適用材料や補修履歴は不明確ではあるが、今回調査対象箇所においては、約26年間程度の長期間にわたり、コンクリート内への塩

分の浸透を防いでいたことが分かる。

4) まとめ

約26年間経過した後においても、コンクリート内部への塩化物イオンの浸透は見られておらず、表面被覆材による塩分浸透の抑制効果が確認された。

塩分の供給が比較的少ない、海上の橋梁のような環境においては、表面被覆材の適用は非常に有効である。また、海上の橋梁の場合、塗替え作業も栈橋上部工など港湾構造物に比べると比較的容易であるため、表面被覆材がより適用しやすいと言える。

(2) 暴露試験体に関する調査結果

1) 暴露試験開始の経緯

昭和55~58年に那覇港の臨港道路に施工されたPC橋であるB橋は、海上に位置し、常時波しぶきや潮風の影響を受ける厳しい塩害環境であるにもかかわらず、「道路橋の塩害対策指針(案)・同解説」が改定される前であったため、かぶりが3.5cmで施工されていた。この状態ではコンクリートが高品質であっても長期耐久性の確保は困難であるため、塩害対策としてコンクリートに表面被覆を実施することが決定された。しかしながら、当時表面被覆の選定基準などは明確ではなかったため、選定の際の基礎資料となるデータを収集することを目的として、B橋の橋桁下に5種類の表面被覆を施したコンクリート試験体の暴露試験が開始された。本資料では、表面被覆工法の耐久性に関する事例紹介を目的とし、上述の表面被覆材の塩害防止効果を評価するために実施した、暴露15年までの暴露試験結果¹⁴⁾の概要を報告する。

2) コンクリート試験体暴露試験概要

a) 試験体

試験体形状は直方体15x15x80cm、コンクリートのW/CはB橋のものと同じ(0.37)とした。使用したセメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は台湾産川砂(密度2.66g/cm³、吸水率1.17%)、粗骨材は酒匂川産砕石(密度2.76g/cm³、吸水率1.06%)、練混ぜ水は水道水である。また、試験体内部には鉄筋(φ13mm)がかぶり20mmで2本ずつ埋設されている。打設後1日で脱型し、材齢3日まで湿潤養生、材齢28日まで室内気中養生を行い、その後、コンクリート表面に被覆を行った。使用した表面被覆材は表-3.6に示す5種類である。比較として無塗装の試験体も作製した。試験体における表面被覆は湿度70%以下、温度15~25℃の状態で行っている。

b) 暴露環境

B橋の橋脚側面に架台を作成し、その上に試験体を設置した。その状況を写真-3.4に示す。この架台は海面上

約6~7mの高さに位置し、飛来塩分が付着する厳しい塩害環境にある。しかしながら、日陰であるため直射日光が当たらず、被覆材の耐候性にとっては必ずしも厳しい環境ではない。

表-3.6 暴露試験体における表面被覆仕様

試験体	工程	使用材料	標準 使用量 (kg/m ²)
1	下塗	シリ系浸透剤*	0.30
	中塗	アクリル系ポリマーセメント	2.00
	上塗	塩素系ポリオレフィン系樹脂	0.20
	〃	シリコンエマルジョン	1.00
	〃	シリコン樹脂	0.15
2	プライマー	エポキシ樹脂	0.10
	パテ	〃	0.60
	中塗	柔軟型厚膜エポキシ樹脂	0.35
	上塗	柔軟型ポリウレタン樹脂	0.12
3	下地調整	ポリマーセメント	1.50
	プライマー	エポキシ樹脂	0.30
	中塗	アクリルゴム	2.00
	上塗	アクリルウレタン樹脂	0.34
4	下地調整	ゴムラテックス混入セメントペースト	3.75
	下塗	エポキシ変性合成樹脂	0.12
	中塗	クロロプレナム	0.75
	上塗	クロロスルホン化ポリエチレン	0.50
5	プライマー	エポキシ樹脂*	0.10
	パテ	〃	0.30
	中塗	ガラスフレーク添加ビニルエステル樹脂	1.10
	上塗	アクリルウレタン樹脂	0.12
0	-	無塗装	-

*:含浸材

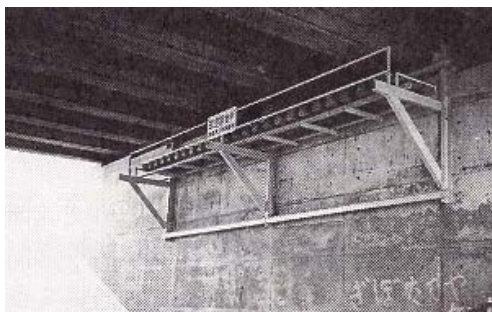


写真-3.4 暴露状況

c) 試験項目

被覆材の浸透性を調べるため、JCI-SC4「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」に準拠して全塩化物イオン量分析を行った。また、鉄筋をはつり出した後、透明フィルムに腐食部分を写し取り、腐食面積を測定し、腐食面積率を求めている。

3) 暴露試験結果

a) 塩化物イオン量

図-3.4に全塩化物イオン量分布を示す。被覆材有りのものに関してはコンクリート中に塩化物イオンが浸透しておらず、被覆材により浸透が抑制されていることが分かる。一方、無塗装の試験体については、鉄筋位置において2.0kg/m³程度の塩化物イオンが浸透しており、鉄筋

が腐食する可能性の高い結果となっている。また、無塗装の際のコンクリート表面での塩化物イオン量は6kg/m³程度と推測される。

表面塩化物イオン量が6kg/m³程度の本暴露環境下においては、今回の程度の遮塩性を有していれば、15年程度の長期間においても塩化物イオンを浸透させないことが確認された。

b) 鉄筋腐食状況

表-3.7に鉄筋腐食面積率を示す。被覆材有りの試験体に関しては鉄筋位置まで塩化物イオンが浸透していないため腐食が発生していない。一方、無塗装の試験体については、鉄筋位置に2kg/m³程度の塩化物イオンが浸透し

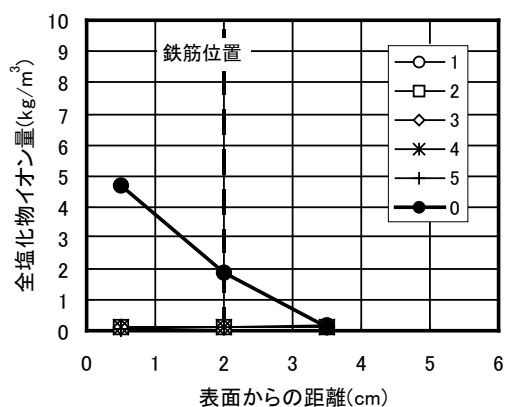


図-3.4 全塩化物イオン量分布

表-3.7 鉄筋腐食面積率

	1	2	3	4	5	0
鉄筋腐食面積率(%)	0	0	0	0	0	14.9

ていたため腐食が発生していた。

4) まとめ

5種類の表面被覆を行ったコンクリート試験体を海洋環境に15年間暴露した後、被覆材の性能およびコンクリートの劣化状況に関する調査を行った結果、以下の知見が得られた。

- 被覆材の劣化状況はその仕様によって異なり、ほとんど劣化が見られないものと、保護塗膜である上塗り部が劣化しているものがあった。
- 各種被覆材はコンクリート中への塩化物イオンの浸透を防いでおり、長期間において高い遮塩性を確保していたことが確認された。

・塩化物イオンが侵入していない初期段階において、コンクリートに適切な表面被覆を行うことは塩害対策として非常に有効であり、今回のような条件(被覆材仕様、施工条件、暴露環境等)においては、15年相当の長期においてもその効果が十分に維持されていた。

(3) 表面被覆工法に関する調査結果まとめ

今回調査の範囲では、橋梁のPC桁では27年程度(ただし使用材料、補修履歴が不明)、海上での長期暴露試験では15年程度経過しても、表面被覆材下のコンクリート中への塩化物イオンの浸透は確認されなかった。このように、表面被覆工法は、コンクリート内部に塩化物イオンが少量しか浸透していない時点(新設時含む)で適用するのは非常に効果的である。ただし、塗り替えが必要となるため、塗り替えに関する計画を維持管理計画作成時に立てておく必要がある。

また、既にコンクリート中に多量の塩化物イオンが浸透している状態では防食効果は得られないため、既設構造物に対して表面被覆工法を適用する場合には事前の調査および表面被覆工法適用後の将来予測が必要である¹⁵⁾。

3.2.4 断面修復工法に関する調査結果

海洋RC構造物の補修工法として断面修復工法が広く適用されている。主要な材料としてはポリマーセメント系モルタルがある。この材料の特徴の1つとして、付着性に優れること。塩分浸透抵抗性が高いこと等が挙げられる。しかし、本材料による断面修復工法が適用された海洋RC構造物の長期耐久性に関する検討事例は少なく、必ずしも明確にはなっていない。

そこで、長期間供用後の断面修復工法の効果を確認するため、栈橋上部工に適用した断面修復工法(ポリマーセメント系モルタルを使用)に対し、約13年が経過した後、各種調査を行った。

(1) 実構造物追跡調査結果 (H26年度実施)

1) 対象構造物および調査概要

神奈川県横須賀市のある民間栈橋(昭和48年建設)において、2001年11月に断面修復工法(ポリマーセメント系モルタルを使用。ただし、具体的な仕様は不明)による補修工事が実施されている。今回、約13年が経過した時点において、図-3.5に示す梁A~Cの3か所からコアを採取し、断面修復材の性能についての調査を実施した。

図-3.6に対象栈橋での断面修復材の適用範囲を示す。コア採取部周辺の実測値として、鉄筋かぶりが80~120mm程度、断面修復材厚さが35~85mm程度であった。

なお、民間栈橋所有者からのヒアリングにより、断面修復工法適用時において、鉄筋表面付近までしかコンクリートをはつていないという情報が得られている。今回調査における、鉄筋かぶりと断面修復材厚さの実測値は、そのヒアリング内容と概ね一致していた。

2) 調査項目

a) 目視調査

目視により外観観察を行った。

b) 配合推定

Aで採取したコアに対し、セメント協会法¹⁶⁾に準拠し、試料を希塩酸(1+100)で溶解し、溶解液中のCaO量からセメント量Cを、酸不溶残分から絶乾細骨材量Sを推定した。ポリマー量Pは、示差熱天秤分析により推定した。ポリマー中の有機炭素の定量は、地盤工学会基準JGS0231-2009「土の有機炭素含有量試験方法(直接測定法)」に準拠して実施した。

c) 圧縮強度試験

Bにおいて、圧縮強度測定用に、梁の側面から水平方

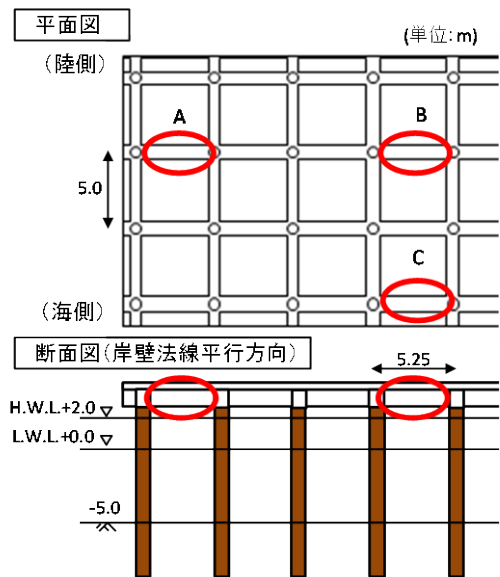


図-3.5 対象栈橋概略図

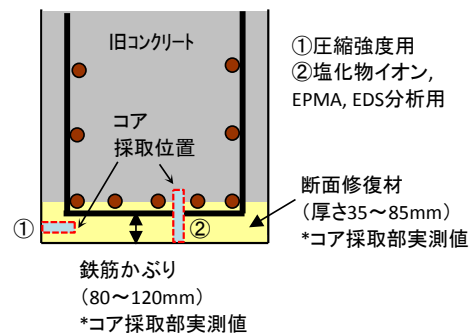


図-3.6 対象栈橋での断面修復材の適用範囲

向に断面修復材のコア（φ45mm）を3本採取した。

d) 塩化物イオン濃度測定

A～C の梁底部から上方に向けて鉛直方向に既設コンクリートを含むコア（φ45mm）を各1本採取した。JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠して、試料の質量に対する全塩化物イオン濃度を測定した。

e) EPMA 分析

A～C において、(4)と同様の方法で別途採取したコアについて、EPMA (Electron Probe Micro Analyzer) 分析を実施した。EPMA は電子線を固体試料の表面の微小領域に照射した際に生ずる特性 X 線の情報から、元素の種類及び濃度を特定可能な装置である。対象範囲は幅40mm×コア長(100～115mm)とし、加速電圧は15kV、プローブ径は50μm、ピクセルサイズは100μmとして行った。対象元素はCa, Cl, Mg, Sの4元素としたが、本文中ではClの結果のみ掲載した。

A については、表層付近のみについても実施した。対象範囲は5×5mmとし、加速電圧は15kV、プローブ径は3μm、ピクセルサイズは5μmとして行った。対象元素はCa, Cl, Mg, Sの4元素である。

f) EDS 分析

EPMA 測定用試料に対して、EDS (エネルギー分散型 X 線分析装置) により組成分析を行い、M-S-H (マグネシウムシリケート水和物) などの生成物の種類の推定を行った¹⁷⁾。

3) 調査結果

a) 目視調査

写真-3.5 にコア採取箇所周辺の劣化状況を示す。A, C の箇所には断面修復部と旧コンクリート部の境界付近に腐食ひび割れが発生していた。B の箇所については腐食ひび割れが生じていなかった。なお、栈橋所有者へのヒアリングでは、これらの再劣化（腐食ひび割れの発生）は断面修復工法適用後5～6年程度で確認されていた。

b) 配合推定

4.1.3(2)により推定された各材料の構成割合を表-3.8 に示す。W/Cは13.5%、P/Cは7.3%、ポリマー中の炭素含有率は55%と推定された。なお、EDS 分析より高炉スラグ粒子が確認されたため(図-3.9 参照)、セメントは高炉セメントと推定された。

c) 圧縮強度

表-3.9 中に圧縮強度の値を示す。80N/mm²程度の高い値を示している。なお、表中には文献13)における品質規格値も示した。本材料はこの値を大いに上回っていた。

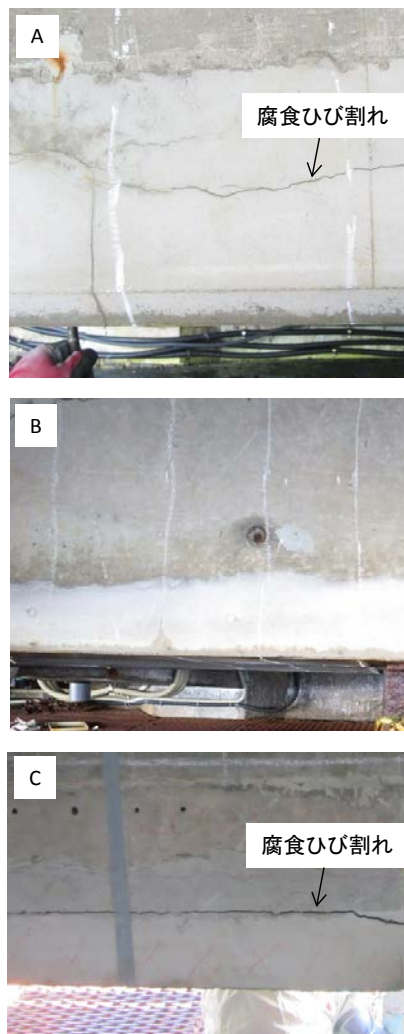


写真-3.5 外観状況

表-3.8 断面修復材中の材料の構成割合（推定）

セメント C	細骨材 (絶乾) S	ポリマー P	水 W	W/C	P/C
27.4	66.9	2.0	3.7	13.5	7.0

表-3.9 断面修復材の物性値

	A	B	C	文献13)
圧縮強度 (N/mm ²)	-	80.1	-	30 以上
D _{ap} (cm ² /y)	0.021	0.017	0.017	できるだけ小さいこと

d) 塩化物イオン濃度分布

図-3.7 に JIS A 1154 による全塩化物イオン濃度分布を示す。なお、別のコアに対して実施した EPMA による値も併記した。断面修復材中には、表層および旧コンクリ

ート部から 10mm 程度しか塩化物イオンが浸透していない。EPMA による濃度分布より求めた見かけの塩化物イオン拡散係数 D_{app} を表-3.9 に示す。0.02 cm²/y 程度の非常に小さな値を示した。この断面修復材は非常に優れた遮塩性を有していたことが分かる。

なお、旧コンクリート部においては、JIS A 1154 による値が 2~8kg/m³ 程度の高い塩化物イオン濃度を示している。この高い濃度を示した理由は、2001 年度の断面修復工の適用時に、高濃度の旧コンクリート部分を除去していなかったためと考えられる。その結果として、断面修復材を適用した後の比較的早い段階で、写真-3.5 のような再劣化が生じたものと考えられる。なお、比較的塩化物イオン濃度が低い B の箇所については、断面修復材の劣化が顕在化していなかった。

このことから、一般的に指摘されているように、断面修復材に高性能なものを使用しても、鉄筋周囲に存在する高濃度の塩化物イオンを含むコンクリートを除去しなければ再劣化する可能性があることが改めて確認された。

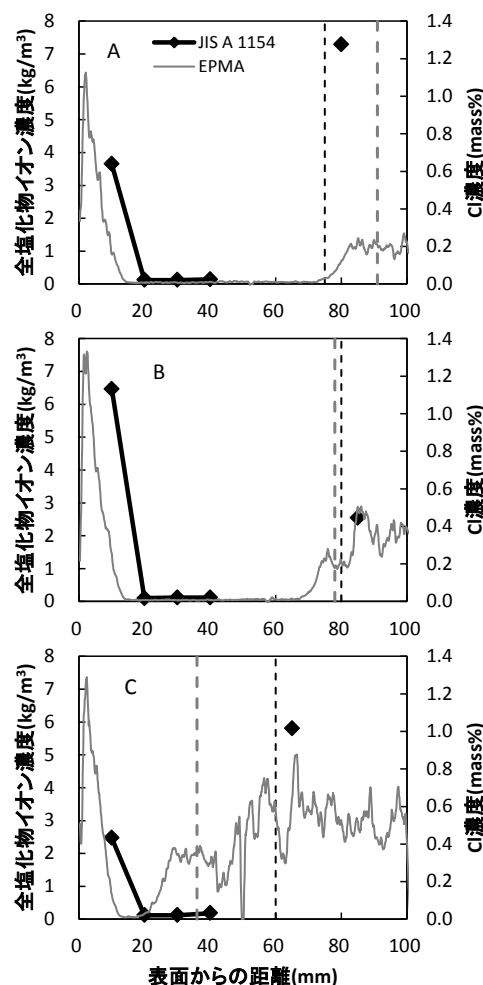
e) EPMA および EDS 分析

図-3.8 に断面修復材の表層部分における、EPMA による濃度分布測定結果を示す。なお、Cl については、図-3.7 に 100mm 程度の範囲までの結果を示している。主な結果を以下、各元素ごとに示す。各元素の分布、浸透の傾向は、ごく表層部の Ca を除いては、普通のコンクリートの場合と同様であった¹⁸⁾。

- ・ Cl : 表層から 1mm 程度の範囲で濃度が低下していた。図-3.7 より侵入深さは 10mm 程度であった。また、旧コンクリート部から断面修復材への浸透も見られた。
- ・ Mg : 表層から 0.5mm 程度侵入していた。
- ・ S : 表層付近の Mg が侵入している範囲では濃度が低下していた。また、1mm 以深では明確な増加（浸透）傾向は確認されなかった。
- ・ Ca : 表層（0.1mm 以内の狭い範囲）で値が増加していた。一方、そのすぐ内側では、濃度の減少傾向が見られた。

次に、表層付近の反射電子像を図-3.9 に示す。EDS 組成分析により、カルシウムシリケート水和物(C-S-H)の Ca が Mg に置換された M-S-H の存在が確認された。M-S-H は脆弱であるとされており、この周辺の力学的性状は低下している可能性がある¹⁹⁾。

また、最表面には炭酸カルシウム CaCO₃ の薄層（厚さ 30-40 μm）が確認された。これは、水和物中から溶出した Ca や、前述のように海水中の Mg とセメント水和物中の Ca との置換に伴い生じた Ca が析出したものと考えられる。



(点線：断面修復材との境界部（黒：JIS A 1154, 灰：EPMA))

図-3.7 塩化物イオン濃度分布

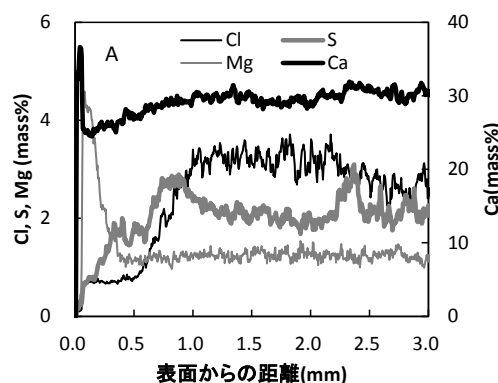
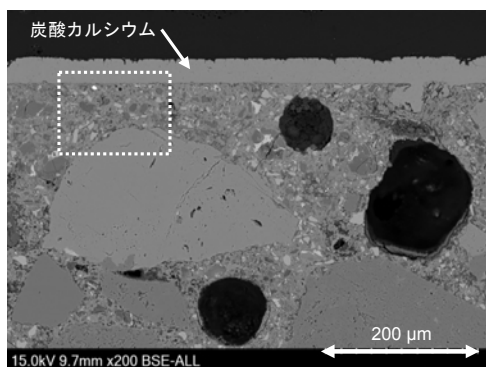
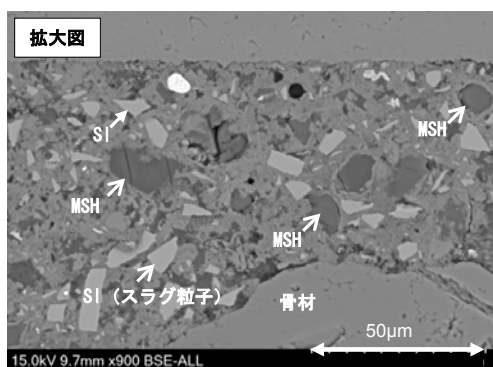


図-3.8 表層付近の濃度分布 (EPMA)

上述のように、ポリマーセメントモルタルの劣化の進行メカニズムも、一般的なセメントコンクリートと同様と推測された。ただし、現状において、文献 18) において劣化を表す指標としている Mg の侵入深さは 13 年間で 0.4mm 程度であり、劣化の進行速度はかなり遅いと推測



a) 表層から 0.5mm 程度の範囲



b) a) の点線部分の拡大図

図-3.9 表層付近の反射電子像

された。

4) まとめ

本調査より得られた結論を以下にまとめる。

- ・長期間（約 13 年）経過後においても、今回の断面修復材は非常に優れた性能を有していた。なお、配合推定の結果、ポリマーセメント比は 7%程度と推定された。
- ・ポリマーセメントモルタル表層部での各元素の分布の傾向は一般的なセメントコンクリートと同様であり、劣化進行メカニズムは同様であると推測された。
- ・断面修復材適用時において、鉄筋表面付近までしかコンクリートをはつていなかったため、比較的早い段階で、旧コンクリート部分において腐食が進行し、再劣化が生じた。一般的に指摘されているように、断面修復時においては、鉄筋周囲に存在する、高濃度の塩化物イオンを含むコンクリートを除去することの重要性が改めて確認された。

(2) 断面修復工法に関する調査結果まとめ

今回調査の範囲では、長期間（約 13 年）経過後においても、今回の断面修復材は非常に優れた性能を有していた。しかし、断面修復材適用時において、鉄筋表面付近までしかコンクリートをはつていなかったため、比較的早い段階で、旧コンクリート部分において腐食が進行

し、再劣化が生じていた。

断面修復工法については、小規模施工、大規模施工含めて、港湾施設への適用実績も多い。ただし、今回調査結果からも改めて確認されたように、たとえ高品質な材料を用いた場合であっても、高濃度の塩化物イオンを含む既存のコンクリートを除去しなければ再劣化する可能性があり、特にこの点に留意して、補修のための調査、設計および施工を行う必要がある¹⁵⁾。

3.2.5 まとめ

今回追跡調査の対象とした工法に関する主な結果、留意点を表-3.10にまとめた。

港湾コンクリート構造物が新設の場合、適切な塩害劣化対策を実施することで、供用期間中の補修が不要となり、ライフサイクルコストが安くなる場合がある²⁰⁾。その対策としては、高耐久性鉄筋（現状では主にエポキシ樹脂塗装鉄筋）の使用が一般的である。ただし、積極的に使われ始めたのはごく最近であり、長期にわたる追跡事例はまだ少なく、今後のデータの蓄積が必要である。なお、蓄積が望まれるデータについては、表-3.10中に掲載した。

港湾コンクリート構造物が既設の場合、主な補修工法としては、表面被覆工法、断面修復工法、電気防食工法（今回は調査未実施）がある。以下に各々の留意点について簡潔にまとめる。

- ・表面被覆工法は、塗膜が健全であれば、コンクリート中への塩化物イオンの浸透を抑制可能である。ただし、ある一定期間での塗替えが必要となる。また、適用の際には、既設コンクリート部に残存している塩化物イオン濃度を把握し、供用期間にわたり、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度を超えないことを確認する必要がある。
- ・断面修復工法は、断面修復材の性能（主に遮塩性）も必要ではあるが、表面被覆工法の場合と同様に、既設コンクリート部に残存している塩化物イオン濃度を把握し、高濃度な部分については、適用前に十分除去しておく必要がある。
- ・電気防食工法については、鉄筋が通電（鉄筋に電子が供給）されることで初めて、防食効果が発揮される。適切な防食電流が供給されていることを、定期的を確認する必要がある¹⁵⁾。また、通電に必要な配線・配管の維持管理も重要である¹⁵⁾。

表-3.10 各工法のまとめ

工法	期待耐用年数		主な留意点			蓄積が望まれるデータ
	マニュアル類	今回調査実績	設計	施工	維持管理	
エポキシ樹脂塗装 鉄筋	特に記載なし	23	・エポキシ部の塩分浸透予測	・エポキシ部の損傷防止(損傷個所の補修)	・腐食の有無の確認 ・鉄筋表面付近のCl濃度の確認	・腐食の有無 ・鉄筋表面付近のCl濃度の確認 ・供用年数と劣化の関係
表面被覆工法	特に記載なし	15	・期待耐用年数(塗替え時期)の設定 ・被覆適用後の塩分予測(主に既設の場合)	・付着性低下の防止(適切な表面処理, 施工)	・被覆適用後のCl濃度	・塩分浸透の抑制状況(塗装内およびコンクリート内) ・供用年数と劣化の関係
断面修復工法	特に記載なし	-	・既設コンクリート部の塩分濃度の把握	・高濃度のClを含む既設コンクリートの除去	・既設コンクリート部での再劣化の確認	・断面修復材中の塩分浸透 ・供用年数と劣化の関係(断面修復部および既設部)

ここで述べた各工法について、長期にわたる防食効果に関する知見はまだ十分ではない。今後も継続し、データを蓄積し、その情報を共有する必要があると考える。また、上記いずれについても、将来の維持管理に向けて、施工時の情報を残しておくことが非常に重要である。

3.3 港湾鋼構造物の補修工法および防食工法の追跡調査

3.3.1 調査の概要

港湾鋼構造物の被覆防食工法については、各被覆防食工法の性能を設計時に照査する方法、維持管理時において現状の防食性能を評価する方法および将来予測を行う方法は未だ確立されていない。これらについて、研究レベルでの検討はなされているものの、防食工法が適用された実構造物における効果の持続性（長期耐久性）に関するデータの蓄積は十分ではない。被覆防食工法の防食性能の評価手法および劣化予測手法の確立のためには、更なるデータの蓄積が望まれる。

そこで、港湾鋼構造物の各種防食工法の効果の持続性（長期耐久性）の評価および劣化予測手法の確立を目的として、防食仕様および適用時期が明確な被覆防食工法に対し、平成 26 年度に実構造物に対し追跡調査を実施した。調査対象の防食工法一覧を表-3.11 に示す。

表-3.11 調査対象施設

防食種類	防食工法	調査箇所	経過年数
有機被覆	ウレタンエラストマー被覆	関西国際空港	20
	水中硬化形被覆	川崎港	27
無機被覆	モルタル被覆	清水港	28
		川崎港	27
	コンクリート被覆	広島港	24
ペトラタム被覆	ペトラタム被覆 (APCカバー)	広島港	24

3.3.2 有機被覆（ウレタンエラストマー）

有機被覆は、塗装と比較して膜厚が厚く、耐食性に優れる。このうち、ウレタンエラストマー被覆は、ポリオール樹脂とイソシアネートからなる 2 液を硬化させてできる弾力性のあるウレタン樹脂を、厚さ 2-3mm 程度に被覆したものである。特殊機材によるスプレー塗装が可能であり、工場施工されている²¹⁾。ポリエチレン被覆と合わせて、重防食被覆とも呼ばれる。

港湾構造物に対する重防食被覆としての実績は、上述のポリエチレン被覆の方が多い。しかし、最近では、被膜に対する補修性に優れるウレタンエラストマー被覆が主流となりつつある。しかし、ウレタンエラストマー被覆に関して、長期経過した後の防食性能および防食効果について検討した事例は少ない。そこで、長期間供用後のウレタンエラストマー被覆に対し、各種調査を行った。

(1) 調査対象施設

調査対象施設を表-3.12、図-3.10 に示す。被覆材の適用範囲は+5.0~-0.9m である。

表-3.12 調査対象施設

調査対象施設	水深	施工年度	経過年数	被覆防食種類
タンカーバース棧橋	-17m	1994	20	ウレタンエラストマー

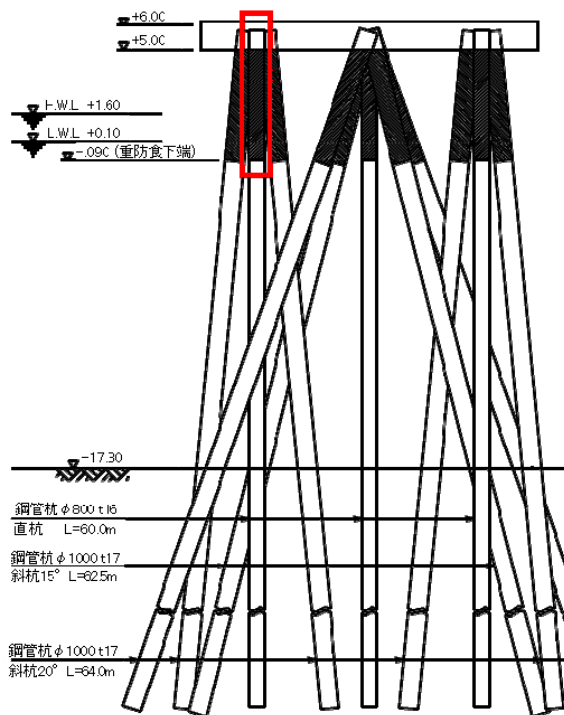


図-3.10 調査対象杭

(2) 調査内容

1) 被覆工の外観観察

目視により観察を行った。

2) EPMA（塩化物イオン濃度）

EPMA を用い、被覆材中に侵入した塩化物イオンの濃度測定を行った。1本の杭に対し、+2.0m、+0.8m、-0.5m の3深度の海および陸側の計6か所から試料を採取して実施した。

3) FT-IR（フーリエ変換型赤外分光）分析

+2.0m（陸側）で採取したウレタンエラストマー被覆に対し、FT-IR 分析を行った。なお、本試料はポリブタジエンとウレタンの混合物であり、主に紫外線による劣化が予想されるポリブタジエン構造 (=CH-) および劣化によって生じるカルボニル基 (C=O) に今回は着目した。

4) 鋼材表面観察・鋼材肉厚測定

被覆材を除去した後、鋼材表面観察を行った。その後、超音波厚さ計を用い、肉厚を測定した。この際、100x100mm の範囲で5点計測した。測定箇所は(2)2)と同様である。

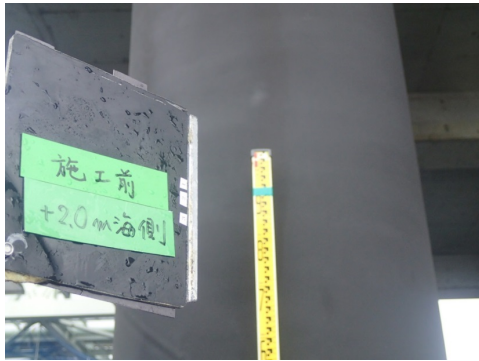


写真-3.6 ウレタンエラストマー被覆材の外観の一例

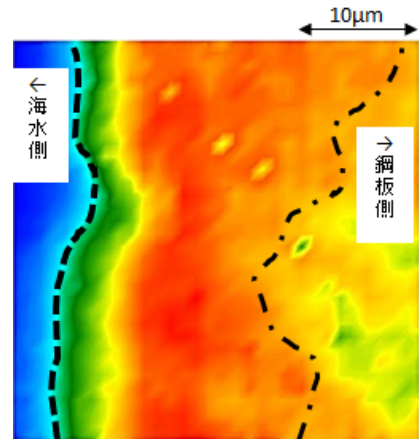


図-3.12 FT-IR 結果 (波数 1712cm⁻¹)

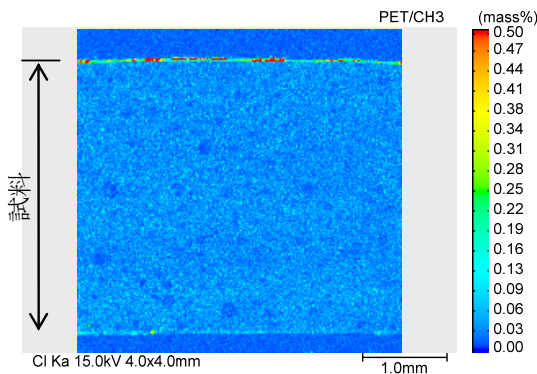


図-3.11 EPMA による塩化物イオンの侵入状況
 (-0.5m(海側))

表-3.13 肉厚測定結果

測定深度	測定面	平均肉厚	腐食肉厚	腐食速度
		(mm)	(mm)	(mm/y)
+2.0m	海側	15.65	0.35	0.016
	空港島側	15.65	0.35	0.016
+0.8m	海側	15.47	0.53	0.024
	空港島側	15.37	0.63	0.029
-0.5m	海側	15.37	0.63	0.029
	空港島側	15.4	0.6	0.027

(3) 調査結果

1) 被覆工の変状(目視観察)

外観の一例を写真-3.6 に示す。若干の表面の傷以外に劣化は見られず、健全な状態であった。

2) 塩化物イオン濃度分布

代表例として、-0.5m(海側)の結果を図-3.11 に示す。海側面から 0.1mm 程度まで塩素濃度が高い範囲が見られた。-0.5m(陸側)も同様であったが、一方、+0.8m、+2.0m では、塩素濃度が高い範囲は見られなかった。

上記のように、海中部ではごく表層のみ浸透が見られたが、常時海水が接していない干満帯、海上大気中においては、ほとんど浸透していない状況であった。

3) FT-IR 分析

表層から 30μm 付近での波数 1712cm⁻¹での IR イメージを図-3.12 に示す。1712cm⁻¹ はポリブタジエンの劣化により生じるC=Oに由来する波数であり、赤色部分でC=Oが多く生成していること意味する。表面付近で赤色部が多く、すなわち、ポリブタジエンが消失していると考えられる。よって、海水側(暴露面側)でポリブタジエンの劣化が進行し、鋼板側(内側)では劣化が進行していないことが分かる。

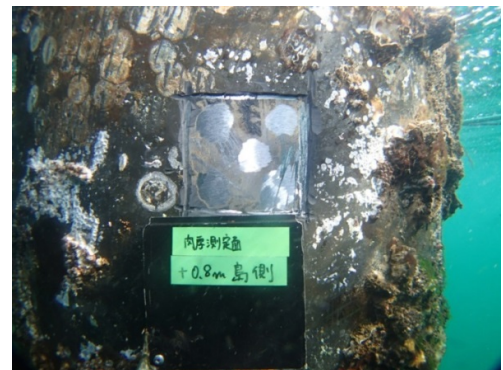


写真-3.7 肉厚測定面

なお、上記の考えに基づくと、劣化が進行していると考えられる深さは、表面から 20μm 程度であった。この深さを経過年数で割って劣化進行速度を求めると、1μm/年程度の非常に小さい値となる。

4) 鋼材表面観察・肉厚測定

対象箇所において、被覆材採取後の鋼材面には腐食が見られなかった。

肉厚測定結果を表-3.13 に、肉厚測定面を写真-3.7 に示す。元厚 16mm に対し、現有肉厚は 15.37~15.65mm、元厚との差は 0.35~0.63mm であった。若干初期値を下回

っていたが、被覆材の付着強度は大きく、鋼管杭との接着力は低下していないこと、被覆材採取後の鋼材面には腐食が見られなかったことより腐食による肉厚減少ではないものと思われる。現有肉厚が JIS 規格による鋼管杭肉厚の許容差内(-1.0mm)であることより、当初肉厚のままであると思われる。

(4)まとめ

実海洋環境において 20 年供用されたウレタンエラストマー被覆工法に対する調査結果を以下にまとめる。

- ・今回調査の範囲では、20 年程度経過しても劣化が顕在化していないことが確認された。
- ・被覆材表面にほとんど変状は確認されず、塩化物イオンの侵入もほとんど見られなかった。
- ・FT-IR 分析の結果、劣化が生じている範囲は表層から 20 μm 程度と推測された。

これまで適用事例の多い重防食被覆に関して、補修性に優れるウレタンエラストマー被覆が主流となりつつある。しかし、ウレタンエラストマー被覆に関して、長期経過した後の防食性能および防食効果について検討した事例は少ない。今後のデータ蓄積が望まれる。

3.3.3 有機被覆（水中硬化型被覆）

水中硬化型被覆は、水中施工が可能な材料を用いて鋼材を被覆する方法である。主な材料は水中硬化形エポキシ樹脂である。また、パテ状のものを手で圧着するパテタイプが主である²¹⁾。

この水中硬化形被覆の実績は非常に多い。しかし、長期経過した後の防食性能および防食効果について検討した事例は少ない。そこで、長期間供用後の水中硬化形被覆に対し、各種調査を行った。

(1)調査対象施設

調査対象施設を表-3.14、図-3.13 に示す。

(2)調査 内容

1) 防食工の外観観察

目視により観察を行った。

2) EPMA（塩化物イオン濃度）

EPMA を用い、被覆材中に侵入した塩化物イオンの濃度測定を行った。3 箇所に対し、-0.6m の 1 深度、矢板の凸・凹面の 2 面の計 6 か所から試料を採取して実施した。

3) 絶縁抵抗

現地矢板の凸・凹面の 2 面で採取した試料に対し、TOA 社製超絶縁抵抗計を用い、絶縁抵抗測定を行った。実施イメージを図-3.14 に示す。主電極は 10x10mm のアルミ

表-3.14 調査対象施設

調査対象施設	水深	施工年度	経過年数	被覆防食の詳細
川崎港千鳥町地区-10m岸壁第3バース	-10m	1987	27	パテタイプ

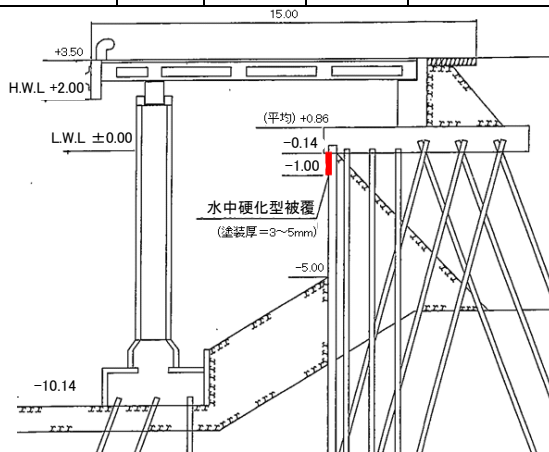


図-3.13 標準断面図

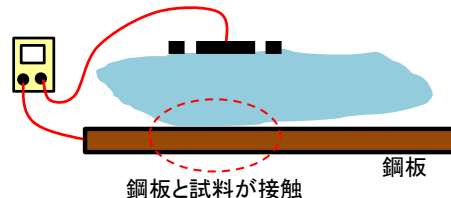
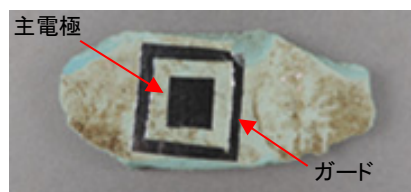


図-3.14 絶縁抵抗測定状況

箔である。

4) 鋼材表面観察・鋼材肉厚測定

被覆材を除去した後、鋼材表面観察を行った。その後、超音波厚さ計を用い、肉厚を測定した。この際、100 x 100mm の範囲で 5 点計測した。測定箇所は、(2)2) と同様である。

(3)調査結果

1) 被覆工の変状(目視観察)

外観の一例を写真-3.8 に示す。付着物を除去しない状態であるが、変状は見られなかった。付着物を除去した後に被覆材の表面を観察したところ、気泡のような穴が多少確認されたが、大きな変状は見られなかった。

2) 鋼材表面観察・肉厚測定

対象箇所において、被覆材採取後の鋼材面には腐食が見られなかった。

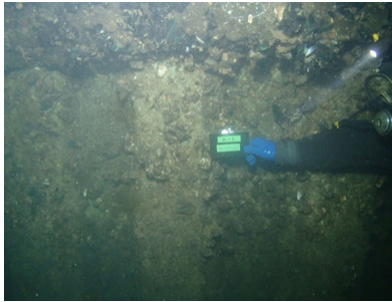


写真-3.8 水中硬化形被覆の外観の一例 (矢板凹面)

表-3.15 肉厚測定結果

測定水深	測定点	平均肉厚 (mm)	腐食肉厚 (mm)	腐食速度1 (mm/y)	腐食速度2 (mm/y)
-0.6m	矢板 No.101(凸)	10.57	2.43	0.043	0.081
	矢板 No.102(凹)	11.13	1.87	0.033	0.062
	矢板 No.105(凸)	10.49	2.51	0.045	0.084
	矢板 No.106(凹)	12.11	0.89	0.016	0.030
	矢板 No.109(凸)	12.09	0.91	0.016	0.030
	矢板 No.110(凹)	7.88	5.12	0.091	0.171

※腐食速度1は、建設後の全期間(56年)より算出した腐食速度
 腐食速度2は、被覆下の鋼材防食率を100%とし、被覆防食適用前の無被覆期間(30年)より算出した腐食速度

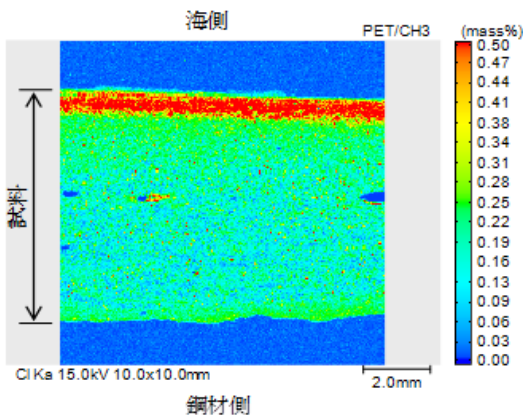


図-3.15 塩化物イオンの侵入状況 (矢板凸部)

表-3.16 絶縁抵抗

	凸部(No.109)	凹部(No.110)
1	2.21E+09	1.74E+09
2	5.26E+09	5.24E+09
3	2.96E+09	9.59E+08

(単位: Ωcm^2)

肉厚測定結果を表-3.15に示す。元厚13mmに対し、現有肉厚は7.88~12.11mm、腐食肉厚は0.89~5.12mmとばらつきが大きかった。矢板No.101~109の腐食肉厚が0.89

~2.51mmであったのに対し、矢板No.110のみ5.12mmと大きく、鋼矢板表面の凹凸も大きかったことが確認されている。

当該施設は、電気防食も施されていない無防食期間が30年ある。この期間に5.12mm腐食したとすると仮定した場合、腐食速度は0.171mm/yと、標準的な腐食速度と比較して特別に大きな腐食速度ではない。しかし、一般的には凸部の方が凹部より腐食速度は大きい傾向にあること、周辺矢板の腐食速度と比べると腐食量が非常に大きいことより何らかの原因があるものと思われる。ただし、目視やEPMAの結果からでは他の矢板と大きな差異はないため、被覆防食後に矢板No.110のみ劣化しているとは考えにくく、無防食期間の腐食によるものと考えられる。

3) 塩化物イオン濃度測定 (EPMA)

矢板凸部の結果の一例を図-3.15に示す。海側から1mm程度まで塩素濃度が非常に高くなっており、鋼材側から0.5~1mm程度も少し高い範囲が見られた。さらに、試料の中央部でも全体的に塩素が検出されている。これらの傾向は6試料について共通であった。

4) 絶縁抵抗

表-3.16に測定結果を示す。なお、比較として、波崎海洋研究施設（鋼管杭式の観測栈橋）での水中硬化形被覆に関する調査結果も示した²²⁾。一般的に健全なレベルであるとされる 10^8 (Ωcm^2)²³⁾を上回っており、塩分の浸透は見られたものの、被覆材自体は健全な状態を保っていることが分かる。

図-3.16は経過年数と絶縁抵抗の関係を示す。なお、波崎においては、絶縁抵抗は現地で行った。波崎においては、20年頃までは 10^8 (Ωcm^2)を上回っていたが、30年後には 10^7 (Ωcm^2)程度まで低下していた。今回対象試料中には塩分の侵入も見られており、波崎同様、今後徐々に防食性能は低下すると推測される。

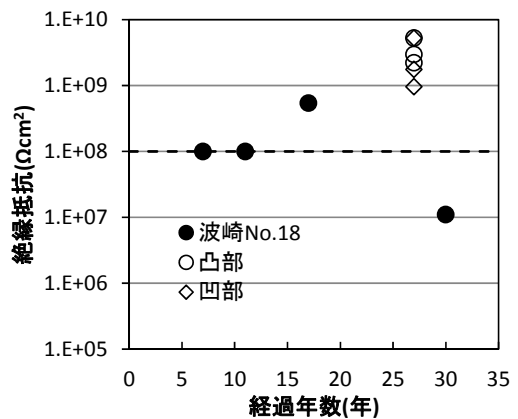


図-3.16 経過年数と絶縁抵抗の関係

(4)まとめ

実海洋環境において 27 年供用された水中硬化型被覆工法に対する調査結果を以下にまとめる。

- ・表面から 1mm 程度の範囲に多量の塩化物イオンが侵入していた。また、内部においても少量ではあるが侵入が確認された。
- ・絶縁抵抗は、健全度の指標とされる 10^{-8} (Ωcm^2) を上回っていた。

今回調査の範囲では、25~30 年程度経過しても劣化が顕在化していない場合があることが確認された(波崎橋, 実構造物)。本工法は施工(特に下地処理)の影響、環境の影響を大きく受けやすいが、適切な施工を行えば、環境によっては 30 年程度の長期耐久性を有する可能性がある。

3.3.4 モルタル被覆

モルタル被覆は、鋼材表面をモルタルで被覆する方法である。主にセメントモルタルが有する高いアルカリ性によって鋼材の腐食が抑制される。しかし、モルタルのみの場合、厳しい波浪や漂流物の衝突により、モルタルが欠損・脱落する場合がある。そこで、一般的に保護カバー (FRP 製) が取り付けられている²¹⁾。

このモルタル被覆の実績は多い。しかし、長期経過した後の防食性能および防食効果について検討した事例は少ない。そこで、長期間供用後のモルタル被覆に対し、各種調査を行った。

(1)調査対象施設

モルタル被覆の調査対象施設詳細を表-3.17, 図-3.17 に示す。なお、モルタルの仕様(使用材料, 配合)は不明である。

表-3.17 調査対象施設

調査対象施設	水深	施工年度	経過年数	被覆防食の詳細
清水港日の出岸壁-12m	-12m	1986	28	モルタル厚 50~60mm
川崎港千鳥町地区-10m岸壁第5バース	-10m	1987	27	モルタル厚 50mm

(2)調査内容

1)防食工の外観観察

目視により観察を行った。

2)FRP カバー材の強度

FRP カバーの一部を採取し,引張強度については JIS K 7164, 曲げ強度については JIS K 7014 に準拠して行った。清水港では+1.0, +0.2, -0.8mの3深度,海側・陸

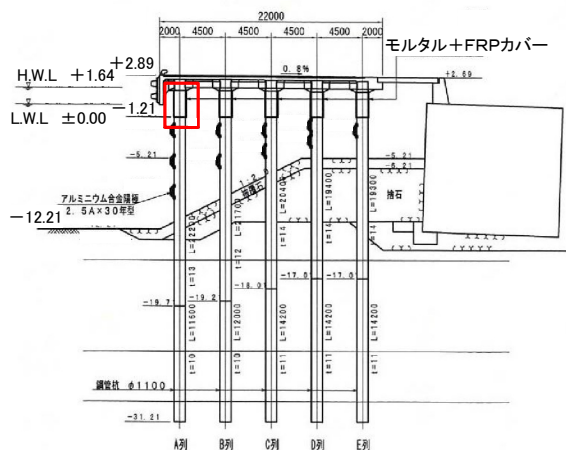
側の2面の計6か所,川崎港では+1.5, +0.5, -0.5mの3深度,海側・陸側の2面の計6か所から試料を採取した。

3)塩化物イオン濃度(モルタル部)

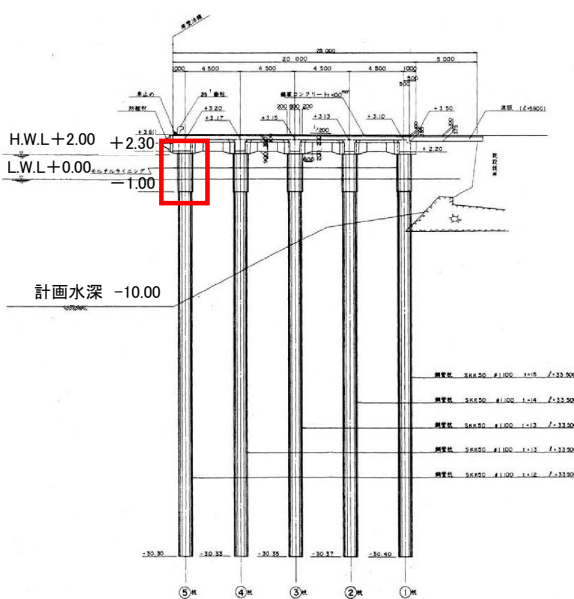
モルタルあるいはコンクリート部から採取したコアを厚さ10~20mmでスライスし, JCI-SC4 に準拠して塩化物イオン濃度を測定した。試料採取位置は2)と同様である。

4)鋼材表面観察・鋼材肉厚測定

被覆材を除去した後,鋼材表面観察を行った。その後,超音波厚さ計を用い,肉厚を測定した。この際,100x100mmの範囲で5点計測した。測定深度は,清水港は+0.2m,川崎港は+0.5mである。



(清水港)



(川崎港)

図-3.17 調査対象杭

(3) 調査結果

1) 被覆工の変状(目視観察)

外観の代表例を写真-3.9に示す。以下港別に概要を述べる。

a) 清水港

5号岸壁第1~12ブロックのうち、フェリー運航の障害とならない第3~5ブロックについて、岸壁上から潜水士が入水し、付着物を除去せずに被覆部全体の目視観察を行った。

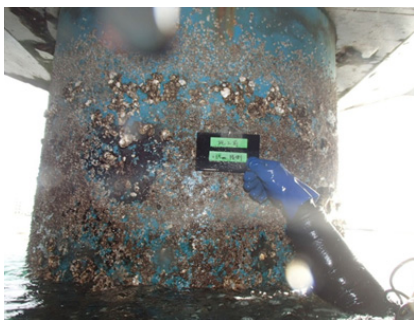
付着物を除去しない状態での観察であったこともあるが、目視範囲内で変状は全く見られなかった。さらに詳細調査杭において付着物を少し除去して観察したが、特に変状は見られなかった。

b) 川崎港

杭頭付近のカバー材を固定している金具に腐食が多く見られた。維持管理計画書(平成22年3月作成)によると、平成17年度の調査時点で、船か漂流物の衝突により、1箇所のみカバー材の脱落および内部モルタルのクラックが確認されている。その他は、2割程度の割合で、杭頭付近に錆びの発生が確認されている。今回の目視結果でも、杭頭からの錆汁しか確認できなかったことから、劣化のばらつきは少ないといえる。



(清水港)



(川崎港)

写真-3.9 調査対象杭の外観

2) 塩化物イオン濃度測定

塩化物イオン濃度の測定結果を図-3.18に示す。なお、図中には文献24)に記載されている腐食発生限界塩化物

イオン濃度(2.0kg/m³)を示した。モルタルとコンクリート被覆について、最大値(表面付近: 図中左側)で比較するとモルタル被覆の方が小さい。これは、カバーの存在により、内部への浸透が抑制されたものと考えられる。また、モルタル、コンクリートいずれも鋼材表面(図中右側)において濃度が増加している。この濃度は被覆下端(海面)に近いほど増加する傾向が見られた。被覆下端からモルタル、コンクリートと鋼材との界面を経由して多量の塩分が供給されたものと考えられる。

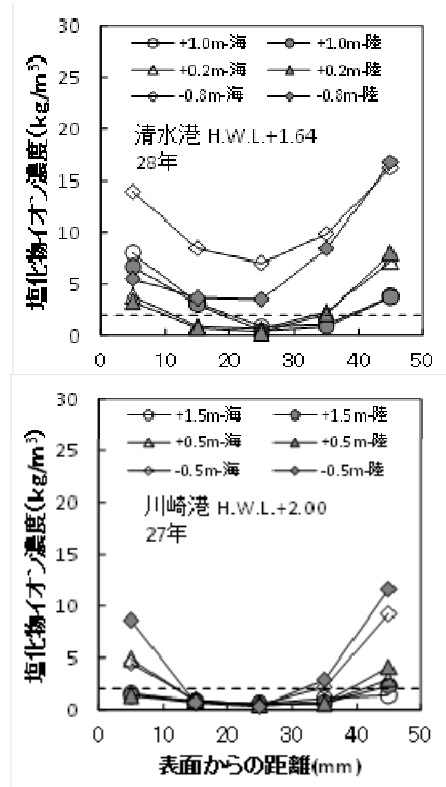


図-3.18 塩化物イオン濃度

3) カバー材強度

FRPカバー材(写真-3.10)の引張強度、曲げ強度、曲げ剛性率を図-3.19に示す。文献25)に記載されている初期強度の下限値と比べて半分以下まで低下している。FRPはアルカリに弱いため、時間とともに劣化が進行したことも考えられる。

4) 肉厚測定

肉厚測定結果を表-3.18に、肉厚測定面を写真-3.11に示す。肉厚測定を実施した箇所は+0.2m海側のみであるが、減肉は確認されておらず、良好な防食状態にあるといえる。また、その他のコア採取箇所を観察しても、+1.0m海側の鋼材面に薄い腐食生成物が見られたものの、大きな腐食は認められず、防食性能を維持しているもの

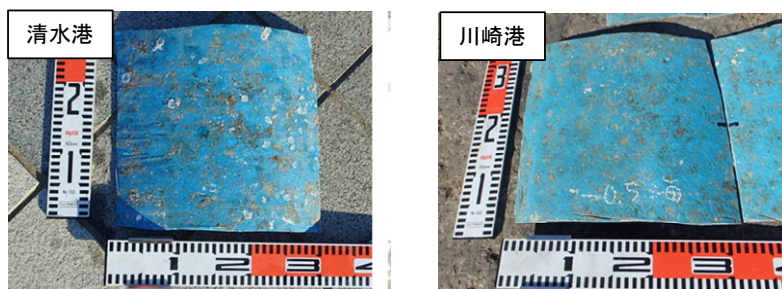


写真-3.10 FRP カバー材

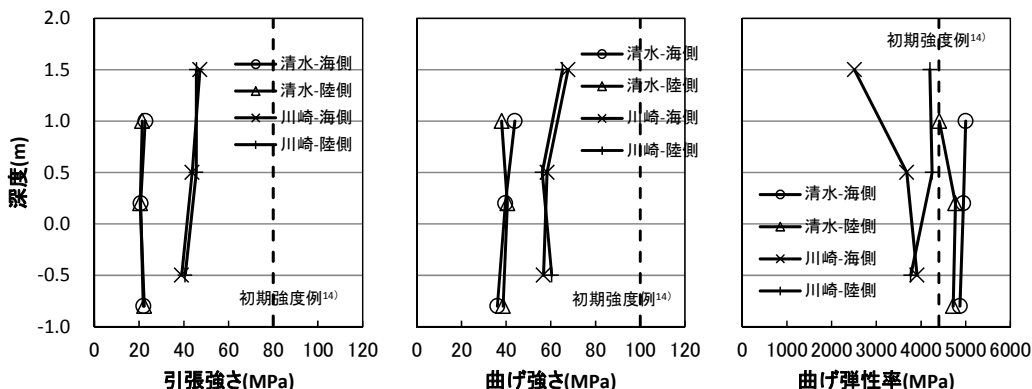


図-3.19 FRP カバーの強度特性

と考えられる。

+0.5m 海側の測定では肉厚減少はなかったが、実際には測定面に赤錆が見られた。また、+0.5m および-0.5m から採取したコアの鋼材側は平滑ではなく、特に-0.5m のコアの鋼材面は、鋼材腐食を起因とした赤錆色を呈していた。

5) 鋼材腐食と塩化物イオン濃度の関係

鋼材位置の塩化物イオン濃度と腐食状況を比較したものを表-3.19 に示す。高濃度でも腐食していない場合が大半である。これは、鋼材表面に供給される酸素量が少ないためと考えられる。錆が確認された事例として、川崎港では軽微な赤錆が確認されたが、肉厚減少は無かった。なお、川崎港で採取したモルタルの鋼材材着面には凹凸が多数見られ、鋼材とモルタルの密着性が良好でなく、腐食が進行しやすかったものと考えられる。一方、川崎港以外については高濃度の塩分でも腐食が進行していなかったが、この理由としては、鋼材と被覆材との密着性が良好であったことも影響していると考えられる。

上記のように、モルタル被覆に関して、塩化物イオン濃度による鋼材腐食の判定は難しいことが示唆された。また、図-3.18 より、鋼材位置の塩化物イオン濃度の将来予測の際には、鋼材界面からの浸透も考慮する必要があることが示唆された。本被覆工法の将来予測方法の確

表-3.18 肉厚測定結果

	測定水深	測定面	元肉厚 (mm)	平均肉厚 (mm)	腐食肉厚 (mm)	腐食速度 (mm/y)
清水	+0.2m	海側	12	12.05	0	0
川崎	+0.5m	海側	12	12.03	0	0

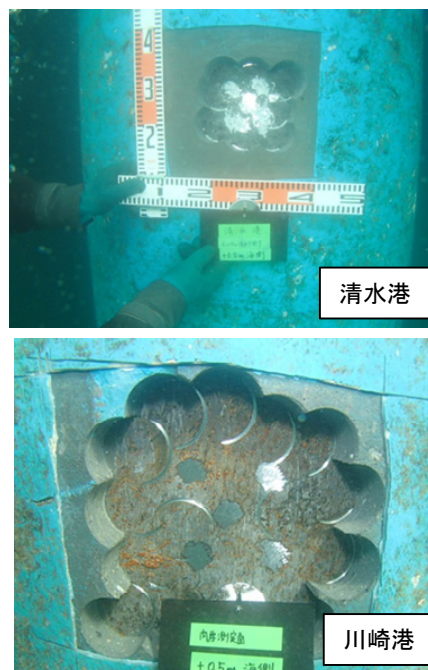


写真-3.11 肉厚測定面

表-3.19 鋼材位置の塩化物イオン濃度と腐食状況

		鋼材位置 Cl濃度 (kg/m ³)	腐食状況		
			肉厚 減少	錆	
清水	+1.0(干満)	海	3.8	/	無
		陸	3.8	/	無
	+0.2(干満)	海	7.2	無	無
		陸	8.0	/	無
	-0.8(海中)	海	16.2	/	無
		陸	16.8	/	無
川崎	+1.5(干満)	海	1.4	/	軽微な赤錆
		陸	2.3	/	軽微な赤錆
	+0.5(干満)	海	2.9	無	軽微な赤錆
		陸	4.1	/	軽微な赤錆
	-0.5(海中)	海	9.2	/	軽微な赤錆
		陸	11.7	/	軽微な赤錆

立の際にはこれらに関する検討が必要である。

(4)まとめ

実海洋環境において 20 年以上供用されたモルタル被覆工法に対する調査結果を以下にまとめる。

- ・モルタル被覆に適用された FRP 製カバー材の強度低下が確認された。
- ・塩化物イオンに関して、モルタルと鋼材との界面を経由した供給・浸透が確認された。
- ・被覆中の塩化物イオン濃度が高濃度となっても鋼材表面には顕著な腐食は確認されなかった。

今回調査の範囲では、25～30 年程度経過しても劣化が顕在化していない場合があることが確認された。FRP カバー付のモルタル被覆は高い耐久性を有していると考えられる。

ただし、一部の実構造物においては、モルタル被覆部が損傷している事例が確認された。原因は漂流物の衝突などが考えられる。モルタル被覆に限った話ではないが、定期的な点検により、被覆防食部の損傷程度を確認する必要がある。

また、一般的に劣化の指標として考えられている鋼材表面の塩化物イオン濃度と腐食と相関性は見られなかった。今後データの蓄積、メカニズムの解明が望まれる。

3.3.5 コンクリート被覆

コンクリート被覆は、鋼材表面を鉄筋コンクリートで被覆する方法である。モルタル被覆の場合と同様に、主にセメントモルタルが有する高いアルカリ性によって鋼材の腐食が抑制される。また、防食機能だけでなく、鋼部材の補修・補強を兼ねる場合も多い²¹⁾。

このコンクリート被覆の実績は多い。しかし、長期経

過した後の防食性能および防食効果について検討した事例は少ない。そこで、長期間供用後のコンクリート被覆に対し、各種調査を行った。

(1)調査対象施設

コンクリート被覆の調査対象施設を表-3.20、図-3.20 に示す。なお、コンクリートの仕様（使用材料、配合）は不明である。

(2)調査内容

1)防食工の外観観察

目視により観察を行った。

2)圧縮強度

コアを採取し、JIS A 1149 に準拠して行った。試料採取位置は+3.0、+2.5、+2.0mの3深度である。

3)塩化物イオン濃度（コンクリート部）

コンクリート部から採取したコアを厚さ 10～20mm でスライスし、JCI-SC4 に準拠して塩化物イオン濃度を測定した。対象深度は(2)2)と同様である。

4)鋼材表面観察

被覆材を除去した後、鋼材表面観察を行った。対象深度は 3)と同様である。

表-3.20 調査対象施設

調査対象施設	水深	施工年度	経過年数	被覆防食の詳細
広島港宇品地区-10m岸壁	-10m	1990	24	コンクリート厚 150mm

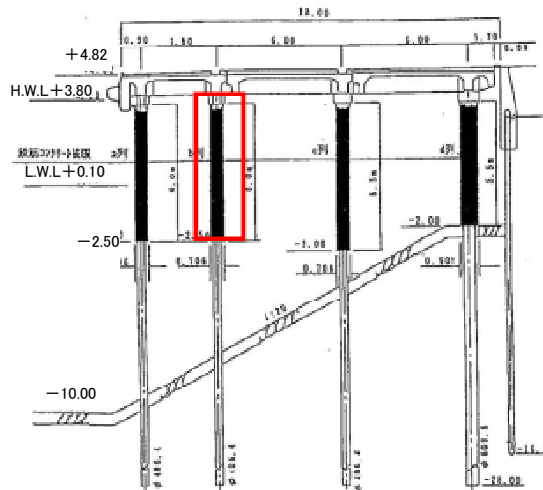


図-3.20 標準断面図

(3)調査結果

1)被覆工の変状(目視観察)

目視調査状況を写真-3.12 に示す。なお、平成 9 年度

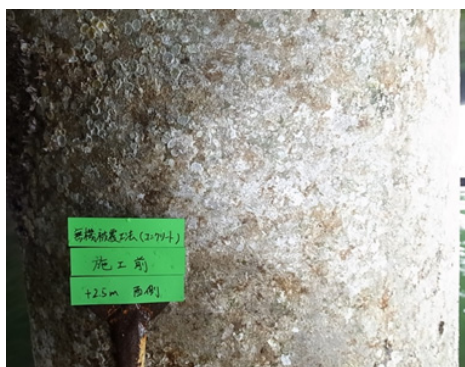


写真-3.12 目視調査状況

表-3.21 コア圧縮強度

採取水深	採取面	圧縮強度
		(N/mm ²)
+3.0m	東側	38.3
	西側	39.6
+2.5m	東側	38.7
	西側	46.2
+2.0m	東側	41.0
	西側	40.2

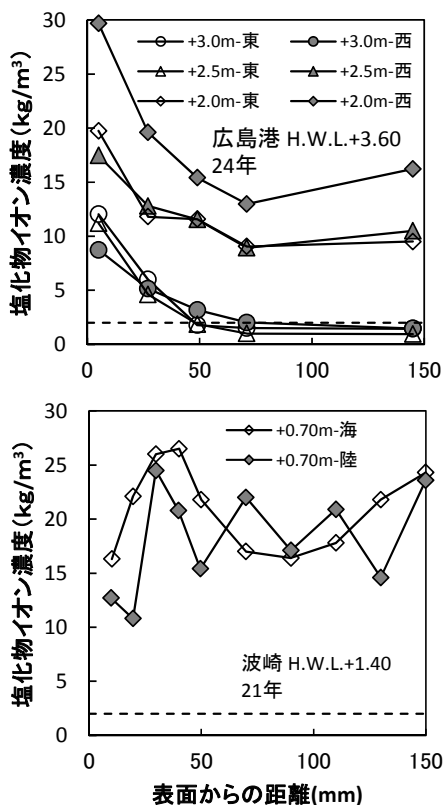


図-3.21 塩化物イオン量

に調査を行った対象杭 12 本を中心に目視観察を行った。今回の目視観察では付着物を除去しない状態での観察で

あったため、豆板や小孔が数か所で確認されたものの特に大きな変状は確認されなかった。なお、平成 9 年度の調査時は付着物を除去した上で目視調査を行っており、コンクリート表面に小規模な剥落や小孔が確認されているが、大きな変状は確認されていなかった。

2) 圧縮強度

コア圧縮強度測定結果を表-3.21 に示す。必要な強度を維持していると考えられる。

3) 塩化物イオン濃度測定

塩化物イオン濃度の測定結果を図-3.21 に示す。なお、比較として、波崎海洋研究施設（鋼管杭式の観測棧橋）での調査結果も示した²⁶⁾。本調査結果において、水深が深い程、多量の塩化物イオンを含んでいる傾向が見られ、特に、+2.5m 西側、+2.0m 東側、+2.0m 西側では、鋼管面で塩化物イオン濃度が増加しており、外側から浸透した塩化物イオンが鋼材表面まで達していることがわかる。

4) 鋼材目視

コンクリート被覆中に鉄筋が存在し、コンクリートを大きくはつることが困難なため、肉厚測定を実施することができなかった。鋼材表面の状況を写真-3.13 に示す。目視を行った+2.0m においては表面が真っ黒であった。コンクリート被覆施工時に多少の発錆があったと思われるが、酸素供給が少ない環境が維持されているため、それが黒錆に変化したものと考えられる。また、鉄筋も腐食は確認されなかった。

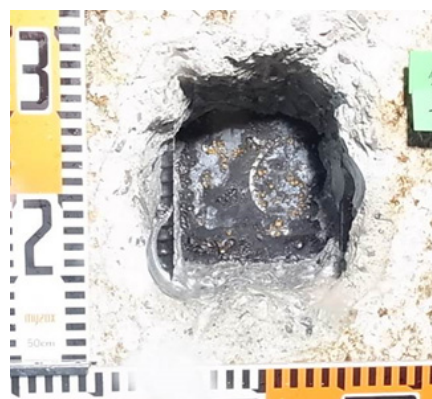


写真-3.13 鋼材表面状況

(赤い点は、はつり工具で傷がついた点が腐食したもの)

表-3.22 鋼材位置の塩化物イオン濃度と腐食状況

場所	水深	側	塩化物イオン濃度 (kg/m³)		腐食状況
			測定値	許容値	
広島	+2.0(干満)	東	9.5	10	黒錆
		海	24.3	10	無
波崎	+0.7(干満)	陸	23.6	10	無

5) 鋼材腐食と塩化物イオン濃度の関係

鋼材位置の塩化物イオン濃度と腐食状況を比較したも

のを表-3.22 に示す。広島港では黒錆が見られた。酸素が欠乏し、腐食が進行していないようである。一方、波崎では、高濃度の塩分でも腐食が進行していなかった。これは、モルタル被覆(3.3.4)の場合と同様に、鋼材表面に供給される酸素量が少ないためと考えられる。また、鋼材と被覆材との密着性が良好であったことも影響していると考えられる。

上記のように、コンクリート被覆に関して、モルタル被覆(3.3.4)と同様、塩化物イオン濃度による鋼材腐食の判定は難しいことが示唆された。また、図-3.21 より、鋼材位置の塩化物イオン濃度の将来予測の際には、鋼材界面からの浸透も考慮する必要があることが示唆された。本被覆工法の将来予測方法の確立の際にはこれらに関する検討が必要である。

(4)まとめ

実海洋環境において 24 年供用されたコンクリート被覆工法に対する調査結果を以下にまとめる。

- ・コンクリート強度は 30N/mm² 以上の高い値を示した。
- ・塩化物イオンに関して、コンクリートと鋼材との界面を経由した供給・浸透が確認された。
- ・被覆中の塩化物イオン濃度が高濃度となっても鋼材表面には顕著な腐食は確認されなかった。

今回調査の範囲では、30 年程度経過しても劣化が顕在化していないことが確認された。適切に施工されたコンクリート被覆は高い耐久性を有していると考えられる。

しかし、一般的に劣化の指標として考えられている塩化物イオン濃度と腐食と相関性は見られなかった。今後データの蓄積、メカニズムの解明が望まれる。

3.3.6 ペトロラタム被覆

ペトロラタム被覆は、石油ワックスの一種であるペトロラタム系の防食材料により鋼材を防食する方法である。モルタル被覆の場合と同様に、この防食材を保護するためのカバーが取り付けられている²¹⁾。この保護カバーの種類には、樹脂製と金属製のものがある。この手法の特徴としては、現地での施工が可能であることが挙げられる。そのため、既設鋼構造物の防食工法として、非常に多くの実績がある。

しかし、長期経過した後の防食性能および防食効果について検討した事例は少ない。そこで、長期間供用後のペトロラタム被覆に対し、各種調査を行った。

(1)調査対象施設

ペトロラタム被覆の調査対象施設を表-3.23、図-3.22 に示す。

(2)調査内容

1)防食工の外観観察

目視により観察を行った。

2)APC カバー材の強度

APC(アクリル変性塩化ビニル)カバーの一部を採取し、引張強度については JIS K 7164、曲げ強度については JIS K 7014 に準拠して行った。+2.5、+1.5、-1.5m の 3 深度、海側・陸側の 2 面の計 6 か所から試料を採取した。

3)油分残存率

ペトロラタム防食材の一部を採取後、乾燥質量を測定した²⁷⁾。この質量を下式に代入し、油分残存率が求められる。なお、調査位置は 2) と同様である。

$$\text{油分残存率} = \frac{\text{単位面積当りに換算した回収防食材の乾燥質量}}{\text{単位面積当りの新品防食材の規格質量}} \times 100$$

4)鋼材表面観察・鋼材肉厚測定

被覆材を除去した後、鋼材表面観察を行った。その後、超音波厚さ計を用い、肉厚を測定した。この際、100*100mm の範囲で 5 点計測した。調査位置は 2) と同様である。

表-3.23 調査対象施設

調査対象施設	水深	施工年度	経過年数	被覆防食の詳細
広島港宇品地区-10m岸壁	-10m	1990	24	APCカバー

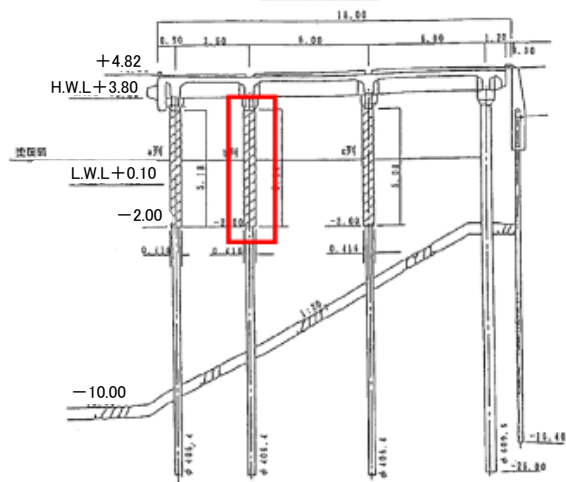


図-3.22 標準断面図

(3)調査結果

1)被覆工の変状(目視観察)

目視調査状況を写真-3.14 に示す。今回の目視観察では付着物を除去しない状態での観察ではあったが、変状は確認されなかった。なお、平成 9 年度に杭 6 本に対し、付着物を除去した上で目視調査を行っているが、その際も異状は確認されていない。

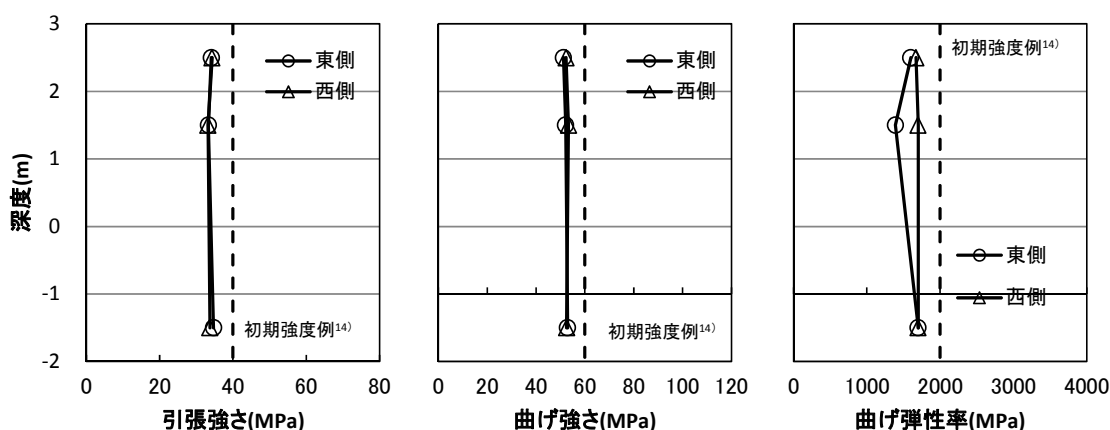


図-3.23 APC カバー強度

2) カバー強度

現地採取カバー材を写真-3.15 に、カバー材強度測定結果を図-3.23 に示す。引張強さ、曲げ強さ(試験片が破壊しなかったため、実際には規定たわみ時曲げ応力)および曲げ弾性率について、特に方向、水深に対する有意差は見られなかった。文献 25) に記載されている APC 樹脂の初期の機械的強度と比較すると、全体的に 1~2 割低下していた。

アル(2009 年版) ²¹⁾」では、ペトロラタム系防食材の性能劣化の可否の目安として、油分残存率 80% 以上の場合を可としているが、+2.5m のみ 80% を下回った。+2.5m は平均水面 (M. S. L. : +1.85m) よりも高い水位であることから、気中部に露出している時間が長いため、カバー材内部の温度が上がりやすい環境にある。そのため、ペトロラタム系防食材が軟化して移動したものと考えられる。また、鋼材表面に錆などは確認されていないため、現時点では防食効果は保持されていると思われる。

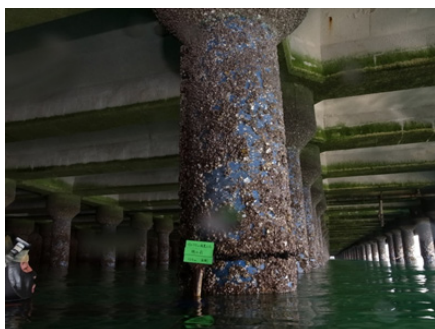


写真-3.14 目視調査状況

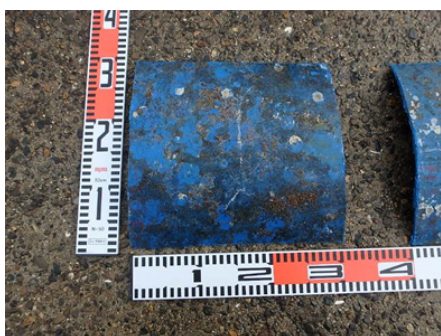


写真-3.15 APC カバー



写真-3.16 現地採取ペトロラタム系防食材

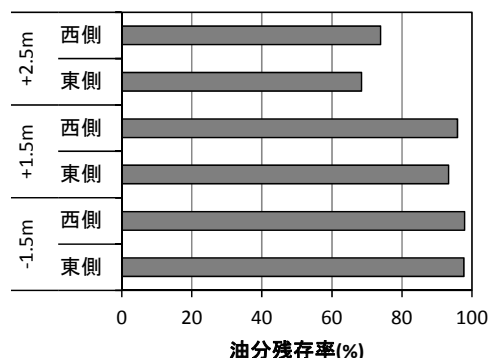


図-3.24 油分残存率

3) 油分残存率

採取したペトロラタム系防食材を写真-3.16、油分残存率を図-3.24 に示す。「港湾鋼構造物防食・補修マニユ

図-3.25 に油分残存率と腐食の関係を示す。なお、比較として、波崎海洋研究施設(鋼管杭式の観測栈橋)で

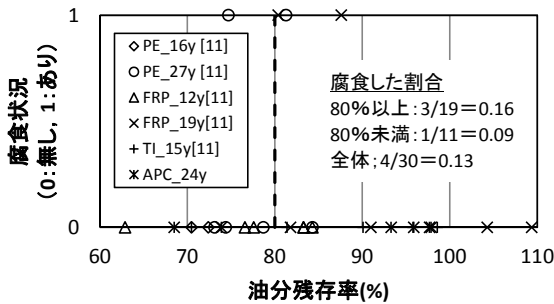


図-3.25 油分残存率と腐食の関係

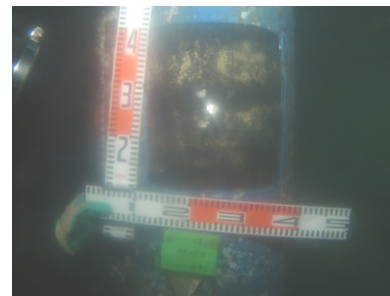


写真-3.17 肉厚測定箇所

肉厚測定箇所を写真-3.17に、肉厚測定結果を表-3.24に示す。元厚は過去の報告書では6~12mmと記載されている。今回の肉厚測定結果から元厚が12mmであったと推定すると、現有肉厚は8.70~11.76mm、腐食肉厚は0.24~3.30mmであった。ただし、外観上、腐食の進行は確認されなかった。この腐食の進行は、無防食時に進行したものと考えられる。

表-3.24 肉厚測定結果

測定水深	測定面	平均肉厚	腐食肉厚	腐食速度1	腐食速度2
		(mm)	(mm)	(mm/y)	(mm/y)
+2.5m	東側	11.65	0.35	0.008	0.018
	西側	11.76	0.24	0.005	0.012
+1.5m	東側	11.71	0.29	0.006	0.015
	西側	11.67	0.33	0.007	0.017
-1.5m	東側	8.7	3.3	0.074	0.165
	西側	9.19	2.81	0.063	0.141

※腐食速度1は、岸壁竣工からの期間(44.7年)より算出した腐食速度。
 ※腐食速度2は、被覆下の鋼材防食率を100%とし、被覆防食施工前の無被覆期間(20年)より算出した腐食速度。

(4)まとめ

実海洋環境において24年供用されたペトロラタム被覆工法（APC製カバー）に対する調査結果を以下にまとめる。

- ・APC製カバー材の強度低下は軽微であった。
 - ・防食性能を表す目安とされる油分残存率は70~100%の値を示した。80%以上が可と判断されるが、80%を下回った場合でも鋼材腐食が進行していなかった。
- 今回調査の範囲では、24年程度経過しても劣化が顕在

化していないことが確認された。ペトロラタム被覆は高い耐久性を有していると考えられる。

また、一般的に劣化の指標として考えられている油分残存率と腐食と相関性の間にはばらつきが見られた。今後データの蓄積、メカニズムの解明が望まれる。

また、外観上の変状と腐食の対応が取れていない場合

表-3.25 各工法のまとめおよび代表的な被覆防食の期待耐用年数（文献21に加筆修正）

被覆防食法	種類	今回の劣化状況	期待耐用年数*		劣化予測の適用性		
			マニュアル*	今回実績	劣化指標	適用性	
工場被覆	塗装	海洋厚膜エポキシ塗装系	-	20年程度	-	-	
		海洋エポキシガラスフレーク塗装系	-	-	-	-	
	重防食被覆	ポリエチレン被覆	-	30年程度	-	-	
		ウレタンエラストマー被覆	概ね健全	20年	絶縁抵抗, 劣化深さ	△	
	超厚膜形被覆	超厚膜形エポキシ樹脂系被覆	-	30年程度	-	-	
		超厚膜形ポリウレタン樹脂系被覆	-	-	-	-	
	耐食性金属被覆	耐海水性ステンレス鋼被覆	-	50年程度	-	-	
		薄板チタンクラッド鋼被覆	-	-	-	-	
現地被覆	水中硬化形被覆	ペイントタイプ	-	20年程度	-	-	
		パテタイプ	概ね健全	27年	絶縁抵抗, 塩化物イオン濃度	△	
		湿潤面タイプ	-	-	-	-	
	ペトロラタム被覆	樹脂性保護カバー方式	概ね健全	30年程度	24年	油分残存率	?
		耐食性金属保護カバー方式	-	-	-	-	
	モルタル被覆	鉄筋コンクリート被覆	概ね健全	30年程度	24年	塩化物イオン濃度	?
モルタル被覆 + 保護カバー		概ね健全	28年	塩化物イオン濃度	?		

*主として鋼管杭を対象

も予想される。このような場合、カバーを開放せずに、中の腐食の状態を把握する方法が求められる。この方法については、戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）：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の中で検討中である。

3.3.7 まとめ

今回追跡調査の対象とした被覆防食工法に関する主な結果を表-3.25にまとめた。以下、概要を述べる。

1) 劣化状況

平成26年度に実施した追跡調査では、いずれの被覆防食工法も外観に顕著な変状は無く、被覆下の鋼材に腐食の進行は見られなかった。

2) 期待耐用年数

表-3.25中の期待耐用年数のうち、「マニュアル」とは、「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（2009年版）」¹⁰⁾に記載されている期待耐用年数の目安である。この値は、波崎海洋研究施設（観測栈橋）²⁶⁾や駿河湾²⁸⁾での20年までの暴露試験結果等を基に設定されたものである。また、表-3.25中には、今回の各工法の実績（≒経過年数）を追記している。このマニュアルにおける期待耐用年数と今回実績はおおむね一致しており、マニュアルの値が概ね妥当であることが確認された。

3) 劣化予測

被覆防食工法の劣化予測手法の確立は、戦略的な維持管理の実施においては必要不可欠である。今回、各工法の劣化予測についても検討を試みた。以下、工法毎の課題を述べる。

- ・有機被覆（ウレタンエラストマー、水中硬化形被覆等）は、絶縁抵抗などの電気化学的指標で被覆材の性能低下を予測できる可能性がある。この際、現地での計測精度の向上が課題とされる¹¹⁾。

- ・モルタルおよびコンクリート被覆は、劣化および防食メカニズムは概ね推測できるが、それを定量的に表すことが困難であった。結果として、現状では性能低下の将来予測は難しい。

- ・ペトロラタム被覆は、現状で性能評価指標として用いられている油分残存率により、ある程度評価が可能なようである。しかし、ペトロラタム系防食材による防食メカニズムそのものが不明確な状況であり、結果として、現状では性能低下の将来予測は難しい。

戦略的な維持管理の実施、ライフサイクルコストの高精度化において、鋼材の被覆防食工法の期待耐用年数の設定、劣化予測手法の確立は非常に重要である。そのた

めには、調査時にデータを蓄積することが非常に需要である。被覆防食の点検診断、補修工事を実施する際は、少数の部材だけでも詳細調査を実施することが望ましいと考える。

3.4 マルコフ連鎖モデルを活用した鋼構造物の被覆防食工法の劣化予測および劣化傾向の分析

3.4.1 はじめに

本節では、(1)鋼構造物の被覆防食工法に対するマルコフモデルの適用、(2)栈橋鋼管杭の被覆防食の劣化傾向の分析、の2つの検討を行った。検討を行った経緯と、主な検討内容を以下に述べる。

(1) 鋼構造物の被覆防食工法に対するマルコフモデルの適用

鋼構造物の被覆防食工法に関して、何らかの劣化指標を用い、劣化曲線を描くのが理想的である。例えばコンクリート構造物の場合、鋼材位置の塩化物イオン濃度を用いることで、鋼材の腐食発生時期の予測が可能となる。しかし、鋼構造物の被覆防食工法の場合、3.3でも述べたように、性能低下を予測する手法は未確立である。

このように、劣化機構が不明確な場合における変状の進行予測手法として、「マルコフ連鎖モデル」の適用が考えられる²⁹⁾。3.4.2で述べるが、この手法は、同一構造物内のばらつきの考慮も可能である。しかし、鋼構造物の被覆防食工法に対して、本手法を適用した事例は少ない。結果として、被覆防食工法に対してどの程度マルコフ連鎖モデルが適用できるのか、また、適用した場合に「遷移率（3.4.2で述べる。劣化速度に相当）」がどの程度の値を示すのか、といった情報は十分ではない。そこで本節では、鋼構造物の被覆防食工法に関する複数の一般定期点検診断結果（目視による劣化度判定結果）に対して、マルコフ連鎖モデルの適用を行った。なお、この際、一般定期点検診断結果は、「維持管理計画書」の作成時に調査された事例を主に用いた。

(2) 栈橋鋼管杭の被覆防食の劣化傾向の分析

栈橋鋼管杭の被覆防食工法の点検診断においては、点検費用や時間的な制約もあり、ブロックごとに調査対象杭を数本選定して実施されるのが一般的である。この際、同一栈橋内において、被覆防食工法の劣化が進行しやすい場所が特定できれば、その箇所を優先的に調査対象箇所とすることが可能となる³⁰⁾。

そこで、直杭式横栈橋の鋼管杭における被覆防食工法の点検結果を基に、被覆防食工法の劣化傾向の分析を行った。この際、同一構造物内でのばらつきが考慮可能なマルコフ連鎖モデルを活用した。なお、今回対象とした

被覆防食工法は、カバー付のモルタル被覆防食工法およびペトロラタム被覆工法の2種類である。

3.4.2 マルコフ連鎖モデル

各種構造物に対して、劣化予測を行う際に、劣化機構が不明な場合あるいは劣化機構は分かっているがモデル化が難しい場合もある。また、一般的な劣化予測手法（例：コンクリート中の塩化物イオン浸透予測）は、基本的には1部材ごとに行う手法である。そのため、対象構造物内で劣化状況がばらついている場合は、予測に必要な数値を対象構造物内のなるべく広い範囲で取得する必要があり、また、構造物全体としての予測・評価が難しいという問題がある。

マルコフ連鎖モデルとは、「状態」と「推移」という2つの概念を用い、物事がある「状態」から、ある「推移確率」で次の「状態」へと移行する様子を確率論的に捉える統計手法である²⁹⁾。ここで、対象構造物内での劣化度として、定期点検診断での判定結果(a, b, c, d)を用い、劣化度の推移確率を遷移率 p_x とし、この劣化度の推移を図-3.26のように表すことで劣化度の進行予測が可能となる。以下簡単に説明を加える。

現在の時点からある一定期間が過ぎると、ある劣化度の部材は、遷移率 p_x の確率で次の劣化度に移行し、移行しない残りは $(1-p_x)$ の確率で同じ劣化度に留まる。この劣化度の推移がすべての劣化度において同時に起こり、最終段階の劣化度(ここではa)より先には進まず、最終的にはそこに留まる。本モデルでは、一定期間が経過するごとにこの状態の推移が繰り返され、劣化度が徐々に進行していく。この劣化過程は、初期状態としてすべての部材の劣化度が(d)であると仮定すると、式(3.1)で表される。

$$\begin{pmatrix} d \\ c \\ b \\ a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1-p_x & 0 & 0 & 0 \\ p_x & 1-p_x & 0 & 0 \\ 0 & p_x & 1-p_x & 0 \\ 0 & 0 & p_x & 1 \end{pmatrix}^t \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.1)$$

ここで、 p_x は遷移率、 t は経過年数である。なお、遷移率 p_x は劣化速度を表す指標と考えられ、進行予測に関する計算を行う際は一定値とみなす。

以下、マルコフ連鎖モデルの基本的な特徴を示す²⁹⁾。

- 1) 各時間の際に、劣化度のピークを有し、そのピークが劣化度の大きい方へと推移する。
- 2) 経過時間が同じ場合、遷移率が大きいほど、劣化度のピークが劣化度の大きい方へと早く推移する。この結果から、遷移率が劣化速度に相当する指標である

ことが分かる。

- 3) マルコフモデルの適用の際には、同一条件下における点検結果の総数がある程度以上必要である。

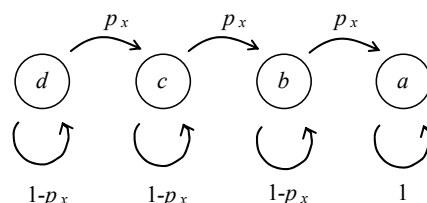


図-3.26 一般定期点検診断結果(a, b, c, d)のマルコフ連鎖推移

3.4.3 栈橋鋼管杭の被覆防食へのマルコフ連鎖モデルの適用および劣化傾向の分析

(1) 概要

図-3.27に本検討の対象となる直杭式横栈橋の標準断面図の一例を示す。被覆防食は上部工下端からL.W.L.-1.0mまで実施することが一般的となっている。

この被覆防食の劣化傾向を分析する際に、前述のマルコフ連鎖モデルにより求められる遷移率 p_x を用いる。法線延長方向および断面方向に p_x を算出し、 p_x の最大値($(p_x)_{max}$)が算出された箇所が、劣化が進行しやすい箇所と考えられる。

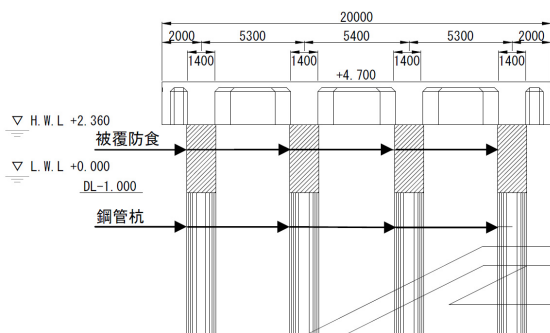


図-3.27 標準断面図の一例

p_x の算出にあたっては、カバー材付被覆防食に対し全数目視調査を実施した9施設の劣化度判定結果を使用した。なお、劣化度はd(変状が認められない状態)からa(部材の性能が著しく低下している状態)の4段階に判定される²⁹⁾。

法線延長方向の検討は、施設ごとにブロック数や延長が異なるため、施設を図-3.28の栈橋平面図に示すように5エリアに分割し、エリアごとに p_x を算定することとした。断面方向の検討は、施設ごとに杭列数は異なるが、岸壁前面からの杭列ごとに p_x を算出することとした。

写真-3.18にモルタル被覆の劣化状況を示す。モルタ

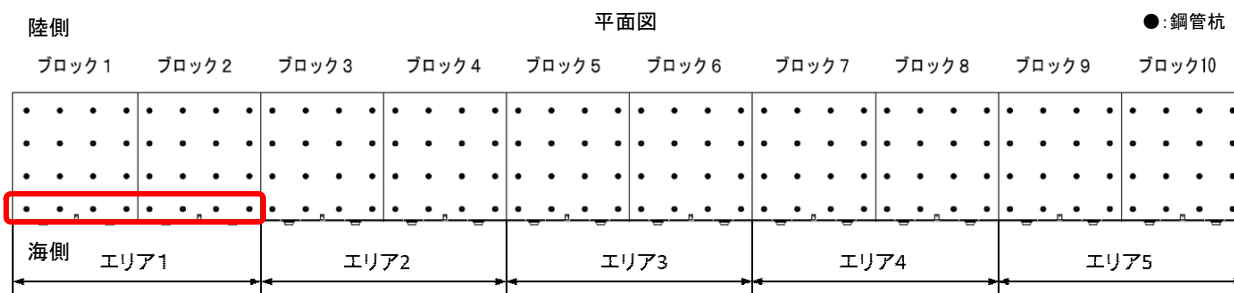


図-3.28 栈橋平面図

(四角囲み：今回調査において被覆防食の劣化が進行しやすかった位置)

ル被覆が欠落して鋼管杭表面が露出し、錆が発生している。この状態は劣化度 a と判定され、性能が低下している状態であるため、早急に補修が必要である。

ある施設はなく、海側から見て左端に $(p_x)_{max}$ が多くなる結果となった。一般的に船は左舷側を接岸しなければ不便な場合が多いとされており、左舷側を接岸すると岸壁



写真-3.18 モルタル被覆防食の劣化事例(施設C)

(2) マルコフ連鎖モデルの適用結果

図-3.29 に施設 G エリア 4 と施設 F2 列目における劣化度分布の実測値とマルコフ連鎖モデルによる計算値を示す。両者はよく一致しており、栈橋鋼管杭の被覆防食に対し、マルコフ連鎖モデルが適用可能であることを示している。この計算により、本モデル上最適な遷移率 p_x の算出が可能となる。施設 G エリア 4 の劣化度の割合は d:87.5%, c:10.0%, b:2.5%, a:0% であり、 p_x は 0.010、施設 F2 列目の劣化度の割合は d:43.0%, c:57.0%, b と a は 0% であり、 p_x は 0.317 と算出された。後者の方が値が大きいが、経過年数が短い割に、劣化度 c の部材が多かったため、このような結果となっている。現状でやや遷移率が大きくてもこのまま劣化の進行が進まなければ、将来的には遷移率は小さく評価されることになる。参考として $p_x = 0.01$ の場合の劣化度分布の経時変化予測例を図-3.30 に示す。50 年後(現時点から 37 年後)において、d:61.8%, c:29.9%, b:7.1%, a:1.2% となる。

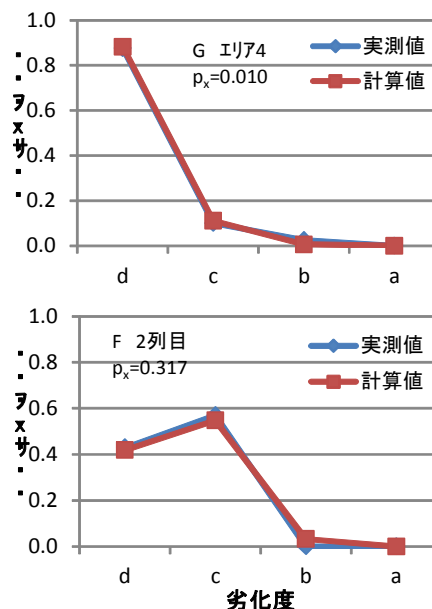


図-3.29 劣化度分布の実測値およびマルコフ連鎖モデルによる計算値

(3) 劣化傾向の分析

表-3.26 に各施設のエリア・列ごとの p_x 算出結果を示す。図-3.31(a) にエリアごとの $(p_x)_{max}$ 割合を示す。エリア 1 が最も多く 63% であった。エリア 4, 5 に $(p_x)_{max}$ が

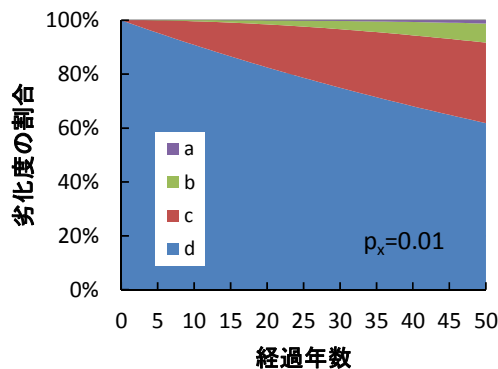


図-3.30 マルコフ連鎖モデルによる劣化度分布の経時変化予測例

表-3.26 各施設におけるエリア・列ごとの p_x

施設名	被覆種類	経過年数	ブロック数	杭本数	エリア1	エリア2	エリア3	エリア4	エリア5	1列目	2列目	3列目	4列目	5列目
A	モルタル	14	17	136	0.002	0.125	○	0.087	0.068	×	0.095	0.003	—	—
B	モルタル	27	10	180	0.053	0.044	○	○	○	0.038	0.022	0.036	—	—
C	モルタル	26	11	221	○	0	0.001	○	○	0.012	○	○	○	○
D	モルタル	25	11	132	0.041	0.12	0.061	0.07	0.057	0.097	0.067	0.043	—	—
E	ペトログラム	9	5	60	0.162	0.227	0.322	0.196	0.227	0.196	0.252	0.234	—	—
F	ペトログラム	9	13	206	0.273	0.243	0.179	0.171	0.241	0.301	0.317	0.14	0.13	—
G	モルタル	13	7	250	0.046	0.001	○	0.01	○	0.012	○	○	○	○
H	ペトログラム	18	14	527	0.072	0.008	0.002	0.001	0.001	0.01	0.038	○	○	—
I	ペトログラム	16	13	156	0.004	0.003	0.003	○	0.001	0.003	0.001	0.002	—	—

太字：1施設内での部材種類ごとの最大値 p_x 、—：部材が存在しない箇所 ○：異常なし ×データなし

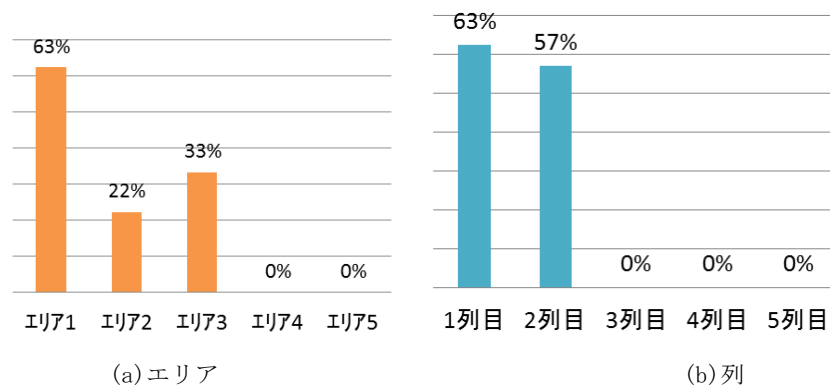


図-3.31 $(p_x)_{\max}$ の割合

の海側から見て左端が船スクリューの位置になる。このことから、スクリューにより何らかの影響を受けたことも考えられる。しかし、本検討では施設の港湾内の位置や利用状況は不明であるため、左側に $(p_x)_{\max}$ が多かった要因は特定できなかった。

図-3.31 (b) に $(p_x)_{\max}$ 割合を示す。1列目 63%、2列目 57% となり、3列目以降に $(p_x)_{\max}$ がある施設はなかった。1~2列目に $(p_x)_{\max}$ が多かった要因は、経年劣化以外に漂流物の衝突等によりカバー材が損傷しやすかったものと推測できる。

3.4.4 まとめ

本検討から得られた主な結果を以下に示す。

- (1) 栈橋鋼管杭の被覆防食の劣化予測に対し、マルコフ連鎖モデルの適用可能性を示し、カバー付のモルタル被覆工法およびペトログラム被覆工法の場合の遷移率の算定例を示した。
- (2) マルコフ連鎖モデルを用い、直杭式横栈橋の被覆防食の劣化傾向の分析を行った結果、海から見て左端のエリアの海側から1列目に p_x が高い傾向が示された。海から見て左端のエリアに劣化が多い要因は特定できなかったが、海側から1列目の p_x が高くなったのは、経年劣化以

外に漂流物の衝突等が要因と考えられる。

本検討結果は、対象施設が9施設と少ない上に、施設の港湾内の位置や利用状況を踏まえていないため、全国的に同様の傾向を示すとは言い難い。今後は検討対象施設を増やし、施設の港湾内の位置、施設の利用状況を踏まえた検討が必要であると考えられる。

マルコフ連鎖モデルについては、鋼構造物の被覆防食のように、劣化機構は既知ではあるが、モデルの適用が困難な場合にも適用可能な手法である。ただし、同一構造物について、劣化度分布の経時変化を蓄積し、適用性の確認を行った事例はほとんどない。このような事例が蓄積されることで、マルコフ連鎖モデルに対する信頼性がより向上する。なお、各施設で実施している「一般定期点検診断結果」を活用するだけで検討が可能である。

4. 港湾鋼構造物の土中部における鋼材腐食の実態調査

4.1 調査の概要

港湾鋼構造物においては、岸壁背後部や海底部の土中部にも鋼部材が使用されている。港湾鋼構造物の長期にわたる供用、特に供用期間を延長する際においては、土中の鋼材腐食の把握および予測が必要不可欠であるが、その実態は十分に確認されていないのが現状である。

そこで、土中鋼構造物の維持管理および延命化する際の参考情報の提示を目的として、鋼矢板式係船岸のタイ材を主対象に土中鋼構造物の腐食実態調査を実施した。ここでは、岸壁背後部ならびに海底部の土中部における腐食特性について、平成 26 年度に実施した現地調査結果を整理する。

4.2 岸壁背面土中部における腐食調査結果

表-4.1 に示す 6 港で調査を実施した。なお、矢板構造に用いられるタイ材には、タイワイヤーとタイロッドの 2 種類がある。タイワイヤーは一般的に規模の大きい矢板式構造物に用いられている。また、構造がシンプルなため、鋼材表面にポリエチレンなどの被覆が適用されている。一方、タイロッドについては、比較的規模の小さい矢板式構造物に用いられている。この場合、防食対策は腐食しるによる場合が一般的である。

表-4.1 調査対象施設（岸壁背面土中部）

No.	調査施設	供用開始年	経過年数	調査部材
1	苫小牧港 西港地区岸壁-9m	1963	51年	タイロッド
2	青森港 本港地区岸壁(-10m)	1976	47年	タイロッド
3	三河港 神野地区岸壁(-12m)	1993	21年	タイロッド 控え鋼矢板
4	名古屋港 金城ふ頭84号岸壁	1972	42年	タイワイヤー (ゴムテープ巻)
5	姫路港 浜田地区岸壁(-10m)	1971	43年	タイロッド 控え矢板 腹起し
6	東京港・中央防波堤外 側埋立地護岸	1981	34年	タイロッド

4.2.1 苫小牧港での調査結果

(1) 調査概要

苫小牧港西港地区岸壁(-9m)・矢板式岸壁のタイロッド(φ75mm)に対して調査を行った。なお、本施設は1963年に供用開始されている(51年経過)。図-4.1に調査対象岸壁の断面図を示す。5か所の調査箇所に対し、それぞれ2か所ずつ腐食調査を行った。

(2) 調査結果

タイロッド腐食状況の一例を写真-4.1に、腐食量の調査結果を表-4.2に示す。「港湾の施設の技術上の基準・同解説³¹⁾」に示された標準値よりも大きい傾向が確認された。調査場所付近は平成12年度に実施された老朽化調査業務で鋼矢板の継手外れが確認されている。継手外れにより、地下水が潮位に連動して変位したことが、腐食量が大きかった原因と推察される。

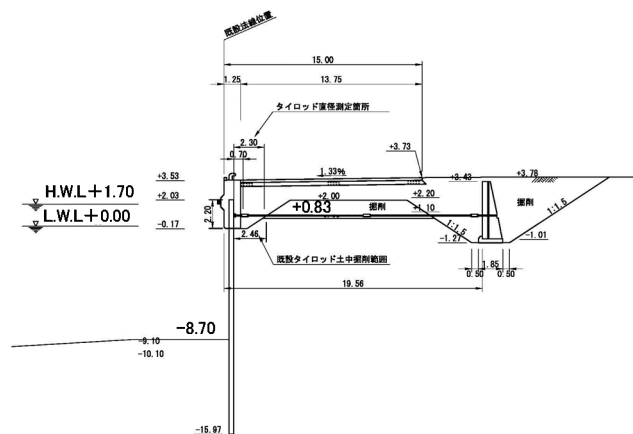


図-4.1 苫小牧港西港地区岸壁(-9m)断面図



写真-4.1 タイロッド腐食状況の例

表-4.2 腐食量の調査結果（苫小牧港）

測定種類	規格	測定箇所	平均腐食	最大腐食	
			速度 (mm/年)	速度 (mm/年)	
タイロッド	No.1	Φ75	2	0.043	0.049
	No.6	Φ75	2	0.03	0.033
	No.10	Φ75	2	0.032	0.04
	No.15	Φ75	2	0.041	0.054
	No.22	Φ75	2	0.033	0.036

4.2.2 青森港での腐食調査

(1) 調査概要

青森港本港地区岸壁(-10m)・鋼矢板式岸壁の背面土中部の掘削を行い、タイロッド(φ52mm)の腐食状況の調査を行った。なお、本構造物は1967年(47年経過)に

建設されている。図-4.2に調査対象岸壁の断面図を示す。2か所の調査箇所に対し、それぞれ1か所ずつ腐食調査を行った。

(2) 調査結果

腐食状況を写真-4.2に、腐食量の調査結果を表-4.3に示す。隣接したタイロッドの腐食量に差があったものの、技術基準の標準値よりも小さい値を示した。

4.2.3 三河港神野地区での腐食調査

(1) 調査概要

三河港神野地区の岸壁背面土中部より撤去した各鋼構造物に対して腐食調査を実施した。調査対象は、タイロッド(φ42mm×約12m)と控え鋼矢板(ⅡA型×約6.5m)で、それぞれ任意に抽出した3本ずつに対し調査を行った。図-4.3に調査対象岸壁の平面図および断面図を示す。

調査内容は、外観目視観察および鋼材の肉厚測定による腐食量調査を実施した。腐食量調査では、タイロッドに対しては、測定箇所をケレン後にロッド断面の鉛直

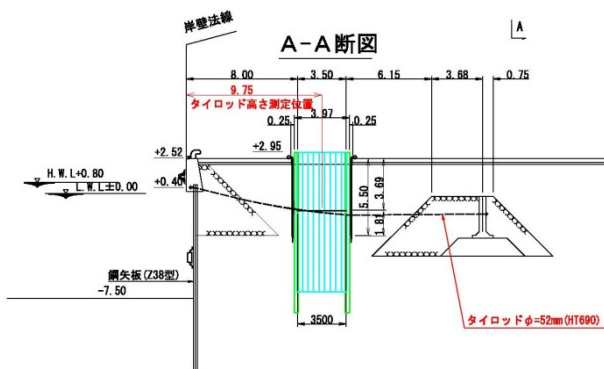


図-4.2 青森港本港地区岸壁(-10m)断面図



写真-4.2 タイロッド腐食状況

表-4.3 腐食量の調査結果 (青森港本港地区)

測定種類		規格	測定箇所	腐食速度 (mm/年)
タイロッド	中央	φ 52 (HT690)	1	0.017
	C区側	φ 52 (HT690)	1	0.001

方向と水平方向の2方向に対しそれぞれノギスを用いてロッドの直径を計測した。また控え鋼矢板に対しては、測定箇所をケレン後に超音波厚み計を用いて鋼矢板の残存厚みを計測した。

(2) 鋼材腐食に関する調査結果

目視観察の結果を写真-4.3~4.8に示す。タイロッドでは、全体に泥の固着および海生生物の付着が観察された。一方、控え鋼矢板では、上部から約-1m程度の範囲に泥の固着のほか海生生物の付着が観察され、-1mより下部に関しては全体的に泥が固着していた。固着物除去後の鋼材表面は全体的に均一な腐食形態が確認され、孔食や開孔部など異常腐食は観察されなかった。

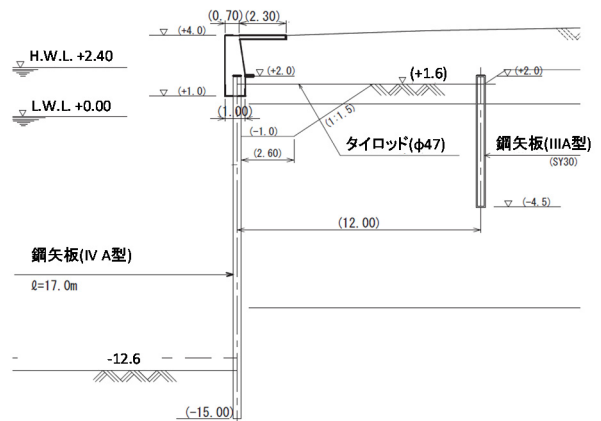


図-4.3 三河港神野地区岸壁断面図



写真-4.3 タイロッド全景

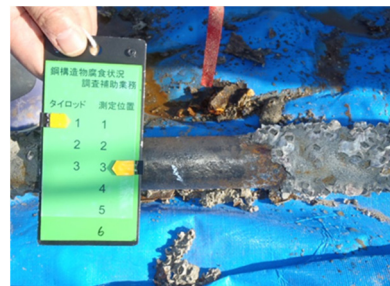


写真-4.4 タイロッド表面



写真-4.5 控え工全景



写真-4.6 上部側拡大 (海生生物付着の痕跡)



写真-4.7 計測箇所拡大 (No.3 : -0.2m)



写真-4.8 計測箇所拡大 (No.3 : -4.2m)

さらに、腐食量調査の結果を延長あるいは深さ方向に整理した腐食傾向をそれぞれ図-4.4~4.5に示す。タイロッドでは、すべての測定箇所において腐食速度の平均値は0.01mm/y以下となり、文献31)に示された土中(残留水位以上)腐食速度の標準値の0.03mm/yに比べ非常に小さい値であった。

控え鋼矢板では、設置上部側の-0.2mの測定点においては腐食速度が比較的大きく0.03~0.04mm/y程度であ

ったが、さらに下部側の-2.2m以下の測定点では、0~0.01mm/y程度と腐食速度は標準値よりも非常に小さい値であった。目視観察の状況と合わせると、鋼矢板上部端から-1m程度までは水位が上下し、干満を繰り返す環境になっていたものと推定される。

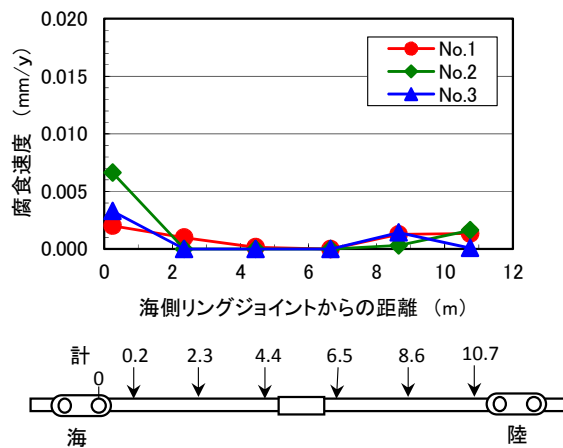


図-4.4 タイロッド中の腐食速度の分布

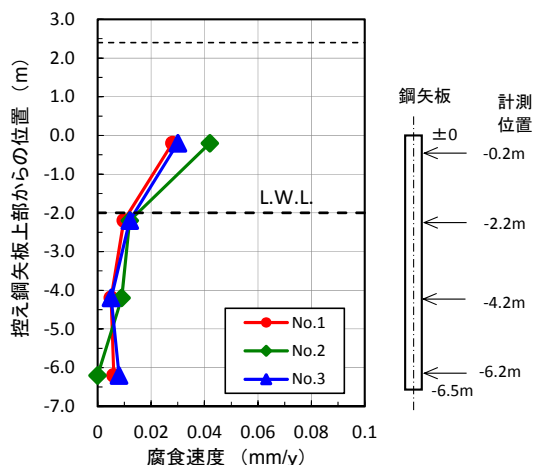


図-4.5 控え鋼矢板中の腐食速度の分布

(3) 土壌に関する調査結果

1) 調査概要

タイロッド鋼材の腐食状況と土壌成分の関係を把握するために、タイロッド周囲の土壌分析を行った。なお、調査を実施した場所は(2)の鋼材腐食の調査箇所の隣接するブロックであり、実施時期は(2)の調査の翌年である。

2) 土壌の鋼材腐食性評価方法

鋼材に対する土壌の腐食性評価方法は、表-4.4に示す土壌環境因子の中から少なくとも10項目以上を調査し、その評価数の総合点から表-4.5に基づき腐食性を評価する手法を用いた³²⁾。

表-4.4 環境因子の評点による土壤腐食性の判定²⁾

環境因子		評点	+2	+1	0	-1	-2	-3	-4
土質	石灰 石灰質泥灰 砂質泥灰 砂				ローム ローム質泥灰 ローム質砂 粘土質砂		粘土 粘土質泥灰 腐植土		泥炭土 泥土 泥沼土
	埋設物の深さにおける地下水				存在しない	存在する 変化する			
土の状態	埋設物の周囲の土壤				自然土壤		置換土壤		
					同質土壤			異質土壤	
土壤抵抗率(Ωcm)				>10000	10000 ~5000	5000 ~2300	2300 ~1000		<1000
含水率(%)				<20	>20				
pH				>6	<6				
pH7酸度 (mg当量/kg)				<2.5	2.5~5	>5			
酸化還元電位(mV)		>400		200~400		0~200			<0
pH4.8アルカリ度 (mg当量/kg)		>1000	200~1000	<200					
H ₂ Sまたは硫化物 (S ²⁻ mg/kg)				なし		痕跡 <0.5		存在する >0.5	
石炭あるいはコークス分				なし					
塩化物イオン(mg/kg)				<100	>100				
硫酸塩(mg/kg)				<200	200~500	500~1000	>1000		

表-4.5 評点数と腐食性との関係²⁾

評点の合計	腐食性
>0	ほとんどない
0~-4	弱い
-5~-10	中程度
<-10	強い

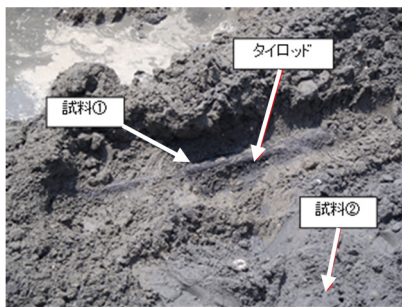


写真-4.9 タイロッド周囲の土壤および試料採取箇所

3) 調査結果および考察

タイロッド周囲の土壤および試料採取箇所を写真-4.9に示す。掘削後の調査対象のタイロッドの周囲の土壤を比較すると、タイロッド近傍では、①タイロッドの近傍部分の薄灰色と、②隣接するタイロッドとの中間部分の濃灰色の2層の土壤が確認でき、土質は「砂質土」と推定された。

さらに、調査箇所周辺の土壤状況を写真-4.10~4.11に示す。調査箇所を掘削した後に直ちに水が満ちてきたことから、タイロッドの埋設深さまで水位が上下していると想定された。しかし、調査箇所とは別の場所での土壤を確認したところ、岩や砂利が多く混入していたり、赤褐色の土壤も確認できたことから、調査対象施設の岸壁背面土壤は部分的に土質が異なっていると考えられる。



写真-4.10 タイロッド調査箇所内の土壤状況



写真-4.11 他箇所での土壤状況

表-4.6 土壤分析による調査項目と測定結果

項目	単位	測定値	
		試料①	試料②
土壤抵抗率	Ω・cm	2620	1620
含水率	%	32.2	36.7
pH		8.8	8.9
酸度(pH7)※	mg当量/kg	—	—
酸化還元電位	mV/SHE 25°C	430	260
アルカリ度(pH4.8)	mg当量/kg	3	3.2
全硫化物	mg/kg	14	29
塩化物イオン	mg/kg	26.4	70.7
硫酸塩(硫酸イオン)	mg/kg	140	155

※採取した土壤のpHがpH>7であったため、酸度は測定不可

採取した土壤の土壤分析結果を表-4.6に示す。試料①と②を比較すると、試料②の方が土壤抵抗率が低く、また全硫化物、塩化物イオン、硫酸イオンの各濃度が高いので、試料①に比べて腐食性が大きい土壤であると推測された。

上記の目視結果および土壤分析結果を表-4.4と照らし合わせて評点を算出し、さらに表-4.5に基づき土壤の腐食性を判定した。その結果を表-4.7に示す。なお、表-4.4にある『石炭あるいはコークス分』の環境因子評価は除外した。本調査にて採取された土壤の鋼材腐食性は、試料①および②ともに『中程度』と判定された。また、表-4.6の土壤抵抗率の測定結果をもとに、表-4.8³³⁾から土壤中の平均腐食速度を推定すると、ともに0.02 mm/y程度の平均腐食速度になると推定できる。しかし、前述の鋼材腐食調査結果よりタイロッドの腐食速

表-4.7 土壌の腐食性判定結果

項目	試料①		試料②	
	測定結果	評点	測定結果	評点
1 土質	砂質	2	砂質	2
2 土の状態 地下水	変化する	-1	変化する	-1
3 土の状態 周囲土壌	異質土壌	-3	異質土壌	-3
4 土壌抵抗率	2620	-2	1620	-3
5 含水率	32.2	-1	36.7	-1
6 pH	8.8	0	8.9	0
7 酸度 (pH7)	-	0	-	0
8 酸化還元電位	430	2	260	0
9 アルカリ度 (pH4.8)	3	0	3.2	0
10 全硫化物	14	-4	29	-4
11 塩化物イオン	26.4	0	70.7	0
12 硫酸塩 (硫酸イオン)	140	0	155	0
総合評価点	-7		-10	
腐食性判定	中程度		中程度	

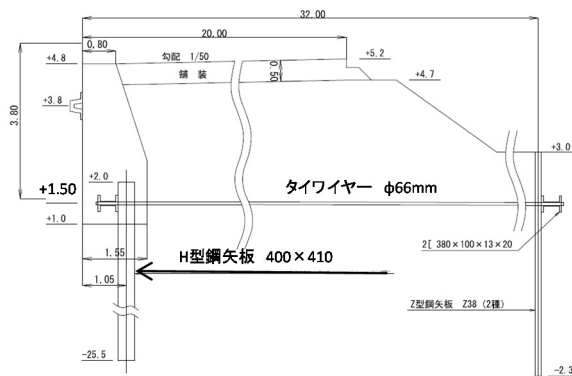


図-4.6 名古屋港金城ふ頭 84 号岸壁断面図

表-4.8 土壌中における平均腐食速度と最大腐食速度³⁾

土壌抵抗 [Ω・cm]	種数	鋼の試料数	平均腐食速度 [mm/y]	最大腐食速度 [mm/y]
			< 500	10
500~1000	6	34	0.033	0.079
1000~2000	11	64	0.024	0.189
2000~10000	18	100	0.021	0.054
> 10000	9	54	0.025	0.451

度は 0.01mm/y 以下であったことから、表-4.8 から推定される腐食速度とは一致しない。タイロッドの腐食速度が非常に小さかった要因の1つとしては、写真-4.4 のようにタイロッド表面には多くの付着物が存在しており、これによりタイロッド表面への酸素の拡散速度が遅くなり、腐食が進行しなかったことが考えられる。

4.2.4 名古屋港での調査結果

(1) 調査概要

名古屋港金城ふ頭 84 号岸壁・H 型鋼矢板岸壁のタイワイヤー (φ66mm) に対して調査を行った。なお、本施設は 1971 年に施工されている (43 年経過)。図-4.6 に調査対象岸壁の断面図を示す。3 か所の調査箇所に対し、それぞれ目視調査を行った。

(2) 調査結果

写真-4.12 にタイワイヤー調査状況、写真-4.13 にタイワイヤー調査箇所を示す。タイワイヤーはナイロンゴムテープで被覆されていた。テープの上からタイワイヤーの表面の状態を確認したが、3 か所ともに鋼材の錆は確認されなかった。



写真-4.12 タイワイヤー調査状況



写真-4.13 タイワイヤー調査箇所

4.2.5 姫路港浜田地区での腐食調査

(1) 調査概要

姫路港浜田地区の既設岸壁の控え工の諸元と劣化状況を確認するため、試掘調査が実施され、その際に各鋼構造物に対して腐食調査を行った。図-4.7 に調査対象岸壁の調査断面図を示す。調査対象は表-4.9 に示すとおりであり、調査箇所 1 か所あたり 2 箇所ずつ各部材の腐食調査を行った。

調査内容は、外観目視観察および鋼材の肉厚測定による腐食量調査を実施した。腐食量調査では、控え鋼矢板ならびに腹起しに対しては、測定箇所をケレン後に超音波厚み計を用いて鋼矢板の残存厚みを計測した。またタイロッドに対しては、測定箇所をケレン後にロッド断面

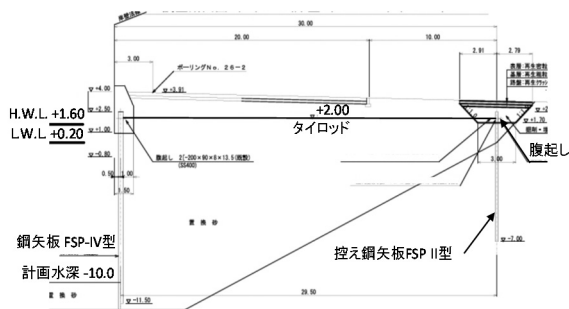


図-4.7 姫路港浜田地区岸壁の調査断面図

表-4.9 姫路港浜田地区の既設控え工の諸元

位置	部材	規格	築造年	調査時	経過年数
1	控え矢板	FSP II型(SY295)	1971	2013	42
	腹起し	2[-150x75x9.0x12.5 (SS400)]			
	タイロッド	不明			
2	控え矢板	FSP II型(SY295)		2014	43
	腹起し	2[-200x80x7.5x12.5 (SS400)]			
	タイロッド	不明			
3	控え矢板	FSP II型(SY295)		2014	43
	腹起し	2[-200x90x8.0x12.5 (SS400)]			
	タイロッド	不明			
4	控え矢板	FSP II型(SY295)		2014	43
	腹起し	2[-150x75x9.0x12.5 (SS400)]			
	タイロッド	不明			

に対し2~4方向のロッド直径を、それぞれノギスを用いて計測した。

(2) 調査結果および考察

目視観察の結果を写真-4.14~4.17に示す。礫が混じっているが土壌が砂質土であったので、鋼材全面が均一な砂で覆われていれば全面的に均一な腐食が起こったものと考えられる。なお、調査位置3においては局部的な腐食箇所が一部認められた。局部腐食の要因の一つとしては、鋼材面に接している箇所の土壌に比較的硫化物が多いと仮定した場合、硫酸塩還元菌等による微生物腐食が発生した可能性が考えられるが、土壌の分析等を行っていないので断定はできなかった。

姫路港浜田地区の腐食調査結果を表-4.10に示す。控え矢板および腹起しの腐食速度は、一般的な腐食速度標準値の0.03mm/yに比べ小さい値を示した。なお、タイロッドについては、タイロッドの初期径が不明であったため、算出しなかった。

4.2.6 東京港中央防波堤での腐食調査

(1) 調査概要

東京港中央防波堤外側埋立地護岸の雨水管布設および吐出口設置に伴い撤去したタイロッド(φ50mm)に対し

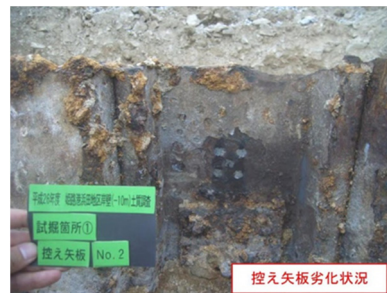


写真-4.14 控え矢板の腐食状況



写真-4.15 タイロッドの腐食状況

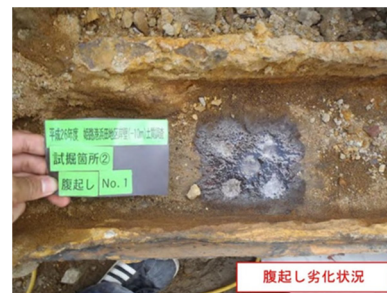


写真-4.16 腹起しの腐食状況



写真-4.17 タイロッド(局部腐食箇所)の腐食状況

表-4.10 腐食量の調査結果(姫路港浜田地区)

位置	控え鋼矢板		腹起し		タイロッド	
	平均	最大	平均	最大	平均	最大
1	0.004	0.005	0.0165	0.02	-	-
2	0.011	0.012	0.013	0.013	-	-
3	0.005	0.006	0.005	0.006	-	-
4	0.018	0.025	0.018	0.02	-	-

(単位:mm/年)

て腐食調査を行った。なお、本施設は1981年に供用開始されている(34年経過)。図-4.8に調査対象施設の断面図を示す。撤去したタイロッド3本に対し、それぞれ約1m間隔にて腐食調査を行った。

(2) 調査結果

腐食状況を写真-4.18~4.19に、腐食調査の結果を延長方向に整理した腐食傾向を図-4.9に示す。タイロッドの所々に泥の固着が観察されたが、全体的には集中腐食などの異状な腐食形態は確認されなかった。また、すべての調査箇所において腐食速度の平均値は0.01mm/y以下となり、技術基準の標準値に比べ非常に小さい腐食傾向であった。

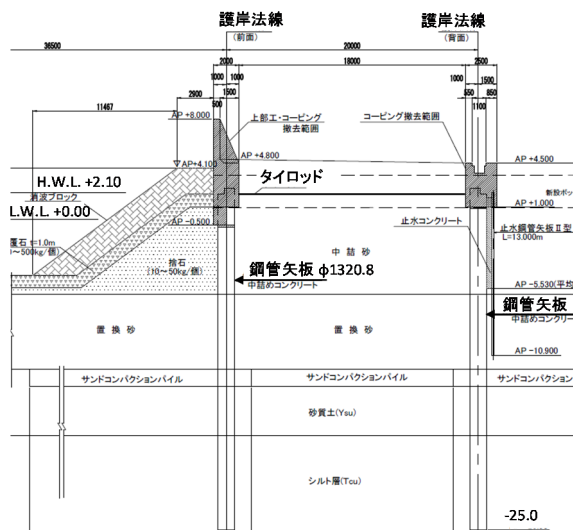


図-4.8 中央防波堤外側埋立地護岸断面図

4.3 海底土中部における腐食調査結果

海底土中部、特に岸壁背面側の残留水位以下においては、電気防食が用いられておらず、腐食しるにより防食対策がなされる。しかし、海底土中部における腐食の実態を報告した資料は少ない。この実態把握を目的として、本調査では、表-4.11の1か所について調査を行った。

表-4.11 調査対象施設 (海底土中部)

調査施設	経過年数	調査部材
中城港泡瀬地区 仮設棧橋	11年 (2003年)	H形鋼杭

4.3.1 中城湾港土砂処分場での腐食調査

(1) 概要

中城湾港土砂処分場での仮設棧橋の撤去に伴い、引抜いたH形鋼杭に対して腐食調査を実施した。調査対象はH形鋼(H-400×400×13×21:長さ約20m)で、それぞれ任意に抽出した2本(No.57および64)に対し調査を行った。図-4.10に調査対象棧橋の断面図を示す。

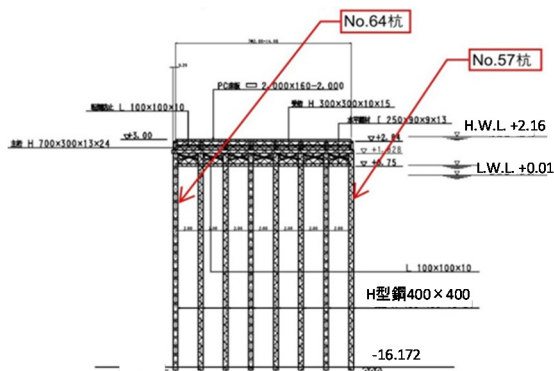


図-4.10 仮設棧橋断面

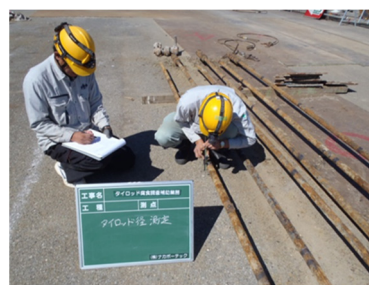


写真-4.18 タイロッド全景



写真-4.19 タイロッド腐食状況

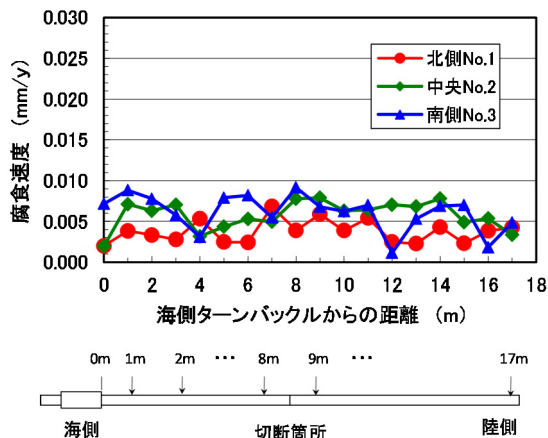


図-4.9 タイロッド中の腐食速度の分布

調査内容は、外観目視観察および鋼材の肉厚測定による腐食量調査を実施した。腐食量調査では、H形鋼の両側フランジ部分に対して測定箇所をケレン後、超音波厚み計を用いて残存厚みを計測した。

(2) 調査結果および考察

目視調査の結果を写真-4.20～4.23に示す。H形鋼杭頭からの深度0m～-5m程度までは海洋性生物の付着が見られ、特にNo.57杭（沖側）に多く見られた。-5m以深では泥のみが付着しており、ほとんど変状は見られなかった。ケレン後の下地面は0m～-5mまでの鋼材表面が比較的痘痕状に見られ、全体的に極端な凸凹は見られず、平滑であり深い孔食や貫通孔などの変状も見られなかった。

腐食量調査の結果を深さ方向に整理した腐食速度の分布を図-4.11に示す。なお、No.57杭の土中部での残存肉厚が初期設計値である21mmを超えていた。目視で腐食の進行が顕著でなかった、H形鋼の下端部において、フランジ部の厚さをノギスで計測したところ、No.57杭で21.55mm、No.64杭で20.60mmであった。この実測した厚さを元厚と仮定し、腐食速度を算出した。

土中部では、G.L.から-2mまでの範囲においては腐食速度が0.04～0.05mm/y程度となり、一般的な海底土中部での腐食速度の標準値0.03mm/yよりも大きな腐食傾向が見られた。さらに深い部分に対しては、腐食速度は0.01～0.03mm/y程度であった。水中部（干満部含む）の腐食速度は最大でも0.07mm/y程度で、比較的小さい結果が得られた。No.57杭とNo.64杭を比較すると、沖側に設置したNo.57杭の方が比較的水中部の腐食が小さい傾向にあった。要因としては、目視確認の結果からNo.57杭は海生生物の付着が密であったので、これが酸素の拡散障壁の作用をもたらした結果、腐食速度が小さくなったものと推測する。



写真-4.20 全景



写真-4.21 土中部側拡大



写真-4.22 計測箇所拡大（土中部側）



写真-4.23 計測箇所拡大（水中部側）

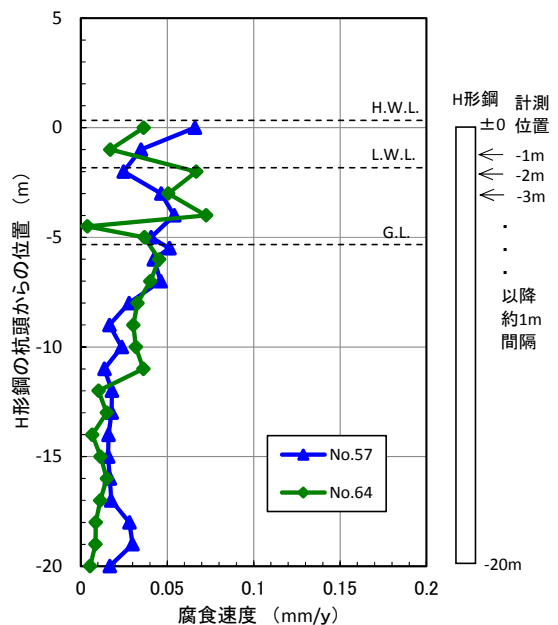


図-4.11 H形鋼中の腐食速度の分布

表-4.12 岸壁背面での土中腐食速度まとめ

No.	調査施設	経過年数	調査部材	平均腐食速度(mm/年)
1	苫小牧港・西港地区岸壁-9m	51年	タイロッド	0.030~0.043
2	青森港・本港地区岸壁(-10m)	47年	タイロッド	0.001~0.017
3	三河港・神野地区岸壁(-12m)	21年	タイロッド	0.001
			控え鋼矢板	0.012~0.016
4	名古屋港・金城ふ頭84号岸壁	42年	タイワイヤー (ゴムテープ巻)	目視で腐食無し
5	姫路港・浜田地区岸壁(-10m)	43年	タイロッド	(初期径が不明確)
			控え矢板	0.004~0.018
			腹起し	0.005~0.018
6	東京港・中央防波堤外側埋立地護岸	34年	タイロッド	0.01未満

4.4 まとめ

岸壁土中背面部に関する今回の調査結果の一覧を表-4.12に示す。今回調査の範囲内では、腐食速度の平均値としては、特殊な場合(No.1)を除くと技術基準の標準値(0.03mm/年)を下回る箇所が大半であった。このことから、現状において、現基準の値は妥当な値であると考えられる。

海底土中部も含め、土中部の鋼材腐食の実態については、現状で情報は十分ではないため、今後も引き続き情報の蓄積を図る必要がある。矢板式構造物の解体や改良工事を実施する際は、現状の確認が不要であったとしても、一部の部材だけでも調査を実施することが望ましい。

また、土中部の場合、掘削が伴い、調査が非常に大変である。土中の掘削を必要としない、非破壊で鋼材の腐食状況を推定可能な調査手法の開発も望まれる。

5. おわりに

本資料は、点検診断、補修等に関する以下の3つの技術的な課題について調査並びに検討を行った結果をとりまとめたものである。

- 1) 港湾施設の空洞化の対応検討
- 2) 港湾構造物の補修工法および防食工法の追跡調査(各工法の持続性(長期耐久性)評価)
- 3) 港湾鋼構造物の土中部における鋼材腐食の実態調査
今後、成果を「港湾の施設の技術上の基準・同解説」や「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」等へ反映するためには検討すべき事項は多数残される。しかしながら、港湾の施設の点検診断および補修に関する技術的課題の解決に向けて、一部について施設の設計および維持管理段階における具体的な対応方法を示すことができた

点において、今後の港湾施設の戦略的な維持管理の実現に寄与するものであると考えている。

なお、検討にあたっては実構造物における試料やデータが多く使用されている。このような試料等は港湾環境における部材・材料等の耐久性を検討する上で重要な意味を有するものである。今後の合理的な維持管理、維持管理を考慮した設計等を進めていくためには、施設の更新・改良時などに発生する試料等の各種データの蓄積を図っていくことが必要である。このため、現場組織と研究組織等が連携した体制を引き続き構築することが望まれる。

(2016年8月31日受付)

謝辞

本資料をとりまとめるにあたりお世話になった点検技術等に関する検討ワーキンググループのメンバーおよび関係各位に深く感謝の意を表すると共に、検討に際し、試料やデータを提供頂いた関係各位に感謝申し上げます。また、2.2をまとめるにあたって、国土交通省の各地方整備局、北海道開発局、内閣府沖縄総合事務局に調査データをご提供頂き、2.4の空洞点検孔の設置にあたっては、北海道開発局に多大なるご協力をいただいた。3.2.2(2)で示した東京港・大井埠頭での調査結果は東京港埠頭(株)からご提供いただいた。ここに記し、関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 港湾施設の集中心点検結果について、
http://www.mlit.go.jp/report/press/port5_hh_000061.html, 2013.12

- 2) 港湾空港技術研究所編著：港湾の施設の維持管理技術マニュアル，沿岸技術ライブラリーNo. 26，沿岸技術研究センター，2007.
- 3) 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の一部を改正する告示(国土交通省告示第三百九十四号，平成 26 年 3 月 28 日)
- 4) 佐藤徹，加藤絵万，川端雄一郎，岡崎慎一郎，港湾施設の空洞化調査に関する報告：土木学会論文集 B3(海洋開発)，70(2)，I_552-I_557，2014
- 5) 元野一生，今永繁，藤田浩一，島野好，福岡県西方沖地震における港湾施設の被災について，海洋開発論文集，Vol. 22，pp499-504，2006
- 6) 土木学会：舗装工学，1995
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説(下)，1997
- 8) FWD 研究会：2000 年度報告書 FWD に関する研究，2000
- 9) 坪川将丈，水上純一，版下の空洞がコンクリート舗装の FWD たわみに及ぼす影響，土木学会第 67 回年次学術講演会，V-343，2012
- 10) 坪川将丈，水上純一，畑伊織，前川亮太，平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装に関する被害報告，国土技術政策総合研究所資料，No. 680，pp1-20，2012
- 11) 福手勤，八谷好高，コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能，土木学会論文報告集，Vol. 343，pp239-245，1984.
- 12) 土木学会：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版]，コンクリートライブラリー112，2003. 11.
- 13) 東京港埠頭株式会社：栈橋劣化調査・補修マニュアル，2012. 11.
- 14) 山路徹，小牟禮建一，濱田秀則：塩害環境に 15 年間暴露されたコンクリートの耐久性および表面被覆材による塩害防止効果，港湾空港技術研究所報告，第 43 巻第 2 号，2004. 6.
- 15) (財) 沿岸技術研究センター：港湾コンクリート構造物維持管理実務ハンドブック，2009. 9.
- 16) セメント協会コンクリート専門委員会報告 F-18「硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験結果」および F-23「同(その 2)」，1971. 3.
- 17) 吉田夏樹，中山健一：MgSO₄ および Na₂SO₄ 溶液に浸漬させた各種モルタルの劣化現象，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37，No. 1，pp. 709-714，2015.
- 18) 例えば，山路徹，審良善和，濱田秀則，山田一夫：海洋環境におけるコンクリートの劣化性状および劣化指標に関する検討，土木学会論文集 E，Vol. 66，No. 1，pp. 21-37，2010.
- 19) 例えば，Santhaman, M., Cohen, M. D., Olek, J. : Mechanism of Sulfate Attack: A Fresh Look: Part 1. Summary of experimental results, Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp. 915-921, 2002.
- 20) 野上周嗣，加藤絵万，川端雄一郎，佐藤徹：栈橋上部工の維持管理シナリオに関する検討，港湾空港技術研究所資料，No. 1296，2014. 12.
- 21) (財) 沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009 年版)，2009.
- 22) 山路徹他：長期海洋暴露試験に基づく鋼管杭の被覆防食工法の耐久性評価に関する研究(30 年経過時の報告)，港湾空港技術研究所資料，No. 1324，2016. 6.
- 23) R. Charles Bacon, Joseph J. Smith and Frank M. Rugg: Industrial and Engineering Chemistry, Vol. 40, No. 1, 1948.
- 24) 港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会，p. 489，2007.
- 25) 防食・補修工法研究会：港湾鋼構造物 新しい防食工法・補修工法・維持管理 実務ハンドブック 設計・施工編 2013 年度版，pp. 4. 8-13，2013.
- 26) 宮田義一，阿部正美，濱田秀則，清水一夫，中野啓真，芥川博昭：鋼管杭の防食工法に関する現地試験(20 年目の中間報告)，港湾空港技術研究所資料，No. 1123，2006. 6.
- 27) 防食・補修工法研究会：港湾鋼構造物 新しい防食工法・補修工法・維持管理 実務ハンドブック 付録編 2013 年度版，pp. 61-62，2013.
- 28) (独) 土木研究所他：海洋構造物の耐久性向上技術に関する共同研究報告書，2006.
- 29) (財) 沿岸技術研究センター，港湾の施設の維持管理技術マニュアル，沿岸技術ライブラリー No. 26，2007.
- 30) 加藤絵万，山本幸治，川端雄一郎，岩波光保：栈橋 RC 上部工の鉄筋腐食モニタリングに関する一検討，港湾空港技術研究所資料，No. 1307，2015. 6.
- 31) 港湾の施設の技術上の基準・同解説，(社)日本港湾協会，p. 438，2007.
- 32) 腐食防食協会編：腐食防食ハンドブック，2000.
- 33) 電気学会・電食防止研究委員会編：電食防止・電気防食ハンドブック，p102，2011.

**付録 A 点検技術等に関する検討ワーキンググループ
開催実績**

○第1回点検技術等に関する検討ワーキンググループ：

【日時】平成25年10月4日(金) 13:00～15:00

【場所】国土技術政策総合研究所 横須賀庁舎 会議室

【主な議題】

- 1) ワーキングの設置について
- 2) 重点検討テーマについて
テーマ1：空洞化探査技術
テーマ2：補修効果追跡調査
- 3) 話題提供
話題1：点検に係る港湾法改正について
話題2：F港における空洞化詳細調査について
話題3：土中鋼構造物の腐食および防食について
- 4) 情報提供依頼
維持管理に配慮した設計事例の収集に関する依頼

○第2回点検技術等に関する検討ワーキンググループ：

【日時】平成26年2月5日(木) 16:00～18:00

【場所】国土交通省 合同庁舎 会議室

【主な議題】

- 1) 重点検討テーマに係る現状報告と来年度計画
テーマ1：空洞化探査技術
テーマ2：補修工法および防食工法追跡調査
- 2) 話題提供
話題1：点検に係る港湾法改正について
話題2：特定技術基準施設対象施設に関する立入検査
話題3：港湾の施設の点検診断ガイドライン（案）
- 3) 報告
維持管理に配慮した設計事例に関する報告と意見交換
①高耐久対策を導入した栈橋上部工の設計・LCC算定例
②維持管理の省力化に配慮した構造上の工夫事例

○第3回点検技術等に関する検討ワーキンググループ：

【日時】平成26年6月30日(月) 13:00～14:30

【場所】国土交通省 合同庁舎 会議室

【主な議題】

- 1) 重点検討テーマに係る今年度の実施計画
テーマ1：空洞化探査技術
テーマ2：補修工法および防食工法追跡調査
- 2) その他テーマに関する報告等
土中鋼構造物の維持管理
- 3) 話題提供
話題1：港湾の施設の点検診断ガイドライン（案）

特定技術基準対象施設に関する報告の徴収及び
立入検査等のガイドライン(案)

荷役機械の点検診断ガイドライン（案）

話題2：戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)

「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」

「モニタリングシステムの現場実証」

○第4回点検技術等に関する検討ワーキンググループ：

【日時】平成27年2月13日(金) 14:30～16:00

【場所】国土技術政策総合研究所 横須賀庁舎 会議室

【主な議題】

- 1) 重点検討テーマに係る今年度の結果および来年度の実
施計画案
テーマ1：空洞評価技術
テーマ2：補修工法および防食工法追跡調査
- 2) その他テーマに関する報告等
土中鋼構造物の維持管理
- 3) 不可視部分の部材・材料に関する情報提供および調査に
ついて

○第5回点検技術等に関する検討ワーキンググループ：

【日時】平成28年2月10日(水) 14:30～15:00

【場所】国土技術政策総合研究所 横須賀庁舎 会議室

【主な議題】

- 1) 重点検討テーマに係る結果報告
テーマ1：空洞化探査技術
テーマ2：補修工法および防食工法追跡調査
- 2) その他テーマに関する報告等
土中鋼構造物の維持管理

付録 B 点検技術等に関する検討ワーキンググループ
 関係者一覧

事務局：	港湾局技術企画課	坂井 功
	港湾局技術企画課	加藤 訓生
	港湾局技術企画課	向井 康哲
	港湾局技術企画課	原田 卓三
	港湾局技術企画課	福尾 原悟
	国土技術政策総合研究所	井山 繁
	国土技術政策総合研究所	坂田 憲治
	港湾空港技術研究所	鈴木 高二朗
	港湾空港技術研究所	森川 嘉之
	港湾空港技術研究所	加藤 絵万
	港湾空港技術研究所	藤田 勇
	港湾空港技術研究所	川端 雄一郎
	港湾空港技術研究所	田中 敏成
	港湾空港技術研究所	野上 周嗣
	港湾空港技術研究所	山本 幸治
	港湾空港技術研究所	河村 直哉
	港湾空港技術研究所	与那嶺 一秀
	港湾空港技術研究所	岡崎 慎一郎

○平成 25 年度：

座 長：	国土技術政策総合研究所	佐藤 徹
副座長：	港湾空港技術研究所	山路 徹
	北海道開発局	早川 哲也
	東北地方整備局	東山 和博
	関東地方整備局	鈴木 高二朗
	北陸地方整備局	春木 芳男
	中部地方整備局	柴田 鋼三
	近畿地方整備局	齋藤 輝夫
	中国地方整備局	芳倉 勝治
	四国地方整備局	槇山 正
	九州地方整備局	松本 英雄
	沖縄総合事務局	中原 正顕
	港湾局技術企画課	田中 知足
事務局：	港湾局技術企画課	遠藤 直樹
	港湾局技術企画課	竹信 正寛
	港湾局技術企画課	引屋敷 英人
	国土技術政策総合研究所	堂坂 康二
	港湾空港技術研究所	吉江 宗生
	港湾空港技術研究所	森川 嘉之
	港湾空港技術研究所	加藤 絵万
	港湾空港技術研究所	川端 雄一郎
	港湾空港技術研究所	田中 敏成
	港湾空港技術研究所	野上 周嗣
	港湾空港技術研究所	河村 直哉
	港湾空港技術研究所	与那嶺 一秀
	港湾空港技術研究所	岡崎 慎一郎

○平成 27 年度：

座 長：	国土技術政策総合研究所	藤井 敦
副座長：	港湾空港技術研究所	山路 徹
	北海道開発局	上田 裕章
	東北地方整備局	及川 隆
	関東地方整備局	赤倉 康寛
	北陸地方整備局	松田 茂
	中部地方整備局	小椋 進
	近畿地方整備局	松崎 忠彦
	中国地方整備局	池田 高則
	四国地方整備局	松尾 義文
	九州地方整備局	寺崎 英一
	港湾局技術企画課	具志 良太
事務局：	港湾局技術企画課	加藤 訓生
	港湾局技術企画課	三谷 正人
	国土技術政策総合研究所	坪川 将丈
	国土技術政策総合研究所	井山 繁
	国土技術政策総合研究所	坂田 憲治
	国土技術政策総合研究所	河村 直哉
	港湾空港技術研究所	加藤 絵万
	港湾空港技術研究所	山本 幸治
	港湾空港技術研究所野	野上 周嗣
	港湾空港技術研究所	与那嶺 一秀

○平成 26 年度：

座 長：	国土技術政策総合研究所	佐藤 徹
副座長：	港湾空港技術研究所	山路 徹
	北海道開発局	早川 哲也
	東北地方整備局	及川 隆
	関東地方整備局	坪川 将丈
	北陸地方整備局	春木 芳男
	中部地方整備局	岡崎 稔彦
	中部地方整備局	小椋 進
	近畿地方整備局	野田 厳
	中国地方整備局	和田 誠
	四国地方整備局	槇山 正
	九州地方整備局	松本 英雄
	沖縄総合事務局	前幸地 紀和

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 933 September 2016

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは
〔〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5019〕
E-mail:ysk.nil-kikaku@ml.mlit.go.jp