



Title	海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理基準の構築に関する研究
Author(s)	長谷, 一矢
Citation	北海道大学. 博士(工学) 甲第14445号
Issue Date	2021-03-25
DOI	10.14943/doctoral.k14445
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/81264
Type	theses (doctoral)
File Information	Kazuya_Hase.pdf



[Instructions for use](#)

北海道大学 博士学位論文

The Thesis for Doctorate, Hokkaido University

海洋コンクリート構造物の予防保全型
維持管理基準の構築に関する研究

Establishment of preventive maintenance procedures
and criteria of marine concrete structures

2021年3月

March, 2021

長谷 一矢

Kazuya HASE

博士学位論文要旨

社会基盤構造物（インフラ）は我々の生活を支える重要な役割を担っているが、高度成長期以降に建設された多くのインフラが老朽化の問題に直面している。例えば、全国に約 5 千ある港湾の係留施設では、建設後 50 年を経過する施設数の割合が 2018 年 3 月時点で 17% であったものが、2033 年 3 月時点では 58%になると予想されている。また、約 72 万の道路橋については、2019 年 3 月時点で 27%であったものが、2029 年 3 月には 52%へと急増すると予想されており、様々なインフラの老朽化が急速に進展している。今後インフラの維持管理に費やされる予算は増加の一途を辿ると予想されるが、既に成熟期にある日本において、公共事業に投じられる予算が今後伸びていくとは考えづらく、現状のインフラの水準を維持しつつ新たなインフラ整備を展開するためにも、効率的な維持管理によるライフサイクルコストの縮減が不可欠である。また、インフラを担う人材の不足も深刻な問題となっており、国土交通省の推計によると、2023 年度には 21 万人の人材不足が生じると予想されている。この人材不足を埋める方法として最も期待されているのが、年 1%の生産性向上による人材削減効果である。このことから、効率的な維持管理による生産性の向上が、我々のインフラを健全に維持していくために極めて重要であることがうかがえる。

インフラの維持管理については、構造物の劣化が顕在化してから措置を行う事後保全型の維持管理から、劣化が軽微なうちに措置を行う予防保全型の維持管理への移行が進められている。港湾施設の維持管理については、2007 年の港湾の施設の技術上の基準の改定の際に予防保全型維持管理の概念が示され、これが予防保全型維持管理への移行の大きな転換点であったと考えられる。予防保全型維持管理は、長期的な視点で見たときに、効率的で維持管理コストを低く抑えられる可能性が高いことによる。

しかし、予防保全型維持管理の概念が広く理解されるようになった一方で、「いつ」、「どの範囲を」、「どうやって」補修するのかを具体的に決定するための確たる手法は未だ定まっていない。この課題を解決するためには、現状の施設の状態のみならず、今後の劣化の進行とそれに伴う性能低下の予測、またそれに対応した合理的な予防保全のための補修方法の設定が必要であり、施設の要求性能や現地条件等を考慮して施設毎の予防保全型維持管理基準を設ける必要がある。そのためには、これまで蓄積されてきた点検診断技術、劣化予測技術、補修技術の要素技術を結びつけ、この課題の最適解を導き出さなければならないが、これは決して容易なことではない。特に海洋環境にあるコンクリート構造物は、厳しい劣化環境に置かれるほか点検に制約を受けることなどから、予防保全型維持管理基準を構築することが急務となっている。

以上をふまえ、本研究は、海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理基準を構築することを目的とする。本論文は、全 6 章から構成されている。

第1章では、研究背景、コンクリート構造物の劣化および性能低下の現状、維持管理に関する技術基準類と既往の研究について整理したうえで、研究の位置付けと目的および論文の構成を述べている。

第2章では、本論文で提案する予防保全型維持管理のための手法について述べている。予防保全型維持管理では、いつ、どの範囲を、どうやって補修するのかを具体的に決定しなければならないが、そのために劣化度マップという考え方を新たに導入している。劣化度マップとは、構造物を適切に細分化してエリアを設定し、そのエリア単位で現状の部材性能、将来の部材性能、必要十分な補修方法を紐付けて管理し、施設全体としてのライフサイクルコストを最適に維持する手法である。本章では、予防保全型維持管理手法の核を成す劣化度マップの概念と役割、劣化度マップを作成するために必要な点検診断範囲の細分化、要求性能を考慮した変状に基づく劣化度分類について、その基本的な考え方を述べている。

第3章では、提案した予防保全型維持管理手法について、実際の鉄筋コンクリート構造物の補修計画の立案過程をとおして詳細に説明するとともに、その有効性について考察している。対象とした構造物は、土木遺産・北海道遺産である稚内港北防波堤ドームであり、第2章で述べた予防保全型維持管理手法で検討された補修計画に基づき、現在補修工事が進められている。本章で示す詳細な検討過程は、他の鉄筋コンクリート構造物における予防保全型維持管理にも有用な知見を提供している。

第4章では、予防保全型維持管理手法を防波堤等の無筋コンクリート構造物へ適用するための検討を行っている。無筋コンクリート構造物に予防保全型維持管理の考え方を適用するためには、無筋コンクリート構造物の性能評価が必要となる。鉄筋コンクリート構造物の場合は、鉄筋の腐食を核とした部材耐力の低下を性能の低下の一つとして評価できるが、無筋コンクリート構造物の場合は、部材耐力を設計で定めていないため、鉄筋コンクリート構造物とは異なる考え方で劣化度マップを作成することが必要となる。そこで、特徴的な劣化現象である損耗によって構造物の安定性が低下することに着目して、これを指標化して性能評価を試みている。そのことで、第2章で提案した劣化度マップの作成が可能となり、鉄筋コンクリート構造物と同様に、予防保全型維持管理が可能になる。

第5章では、第4章で着目した無筋コンクリート構造物の損耗劣化の進行について実験を行い、予測手法を検討している。第2章で述べたとおり、劣化度マップの中で部材の性能の将来予測を紐付けており、これは予防保全の考え方に基づく補修方法の設定を行う上で非常に重要である。損耗劣化には様々な要因が考えられるが、本章では、寒冷沿岸域の中で最も過酷な環境である氷海域に着目し、凍害と海水摩耗の複合作用による損耗劣化を対象としている。

第6章では、各章で明らかとなった事項をとりまとめて本研究の総括を行うとともに、今後の課題について述べている。

The Summary of the Thesis for a Doctorate

Infrastructure structures play an important role in supporting our lives, but many concrete structures constructed after the high economic growth period are facing the problem of aging. For example, for the approximately 5,000 quays nationwide, the percentage of facilities 50 years after construction is expected to increase from 17% in March 2018 to 58% in March 2033. Similarly, for the approximately 720,000 bridges nationwide, 27% as of March 2019 is expected to increase sharply to approximately 52% as of March 2029, and various infrastructures are rapidly aging.

It is expected that the budget spent on infrastructure maintenance will continue to increase in the future. However, Japan's economy is already in its mature stage, and the budget for public works projects is unlikely to increase in the future. In order to develop new social infrastructure while maintaining the current level of infrastructure, it is necessary to carry out efficient maintenance and reduce life cycle costs. In addition, the shortage of human resources responsible for infrastructure has become a serious problem, and the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism estimates that there will be a shortage of 210,000 human resources in 2023. The most promising way to solve this shortage of human resources is to reduce the human resources requirement by improving productivity by 1% per year. In this way, improving productivity through efficient maintenance is extremely important for maintaining the soundness of our infrastructure.

The maintenance of civil engineering structures has shifted from post-maintenance to preventive maintenance. This is because, from a long-term perspective, preventive maintenance-type maintenance may keep maintenance costs low. However, while the concept of preventive maintenance has become widely understood, a definitive method for specifically deciding "when", "what range", and "how" to repair has not yet been determined. In order to solve this problem, it is necessary not only to set the current state of the facility, but also to predict the progress of deterioration in the future and the accompanying performance deterioration, and to set the repair method for rational preventive maintenance corresponding to it. In other words, it is necessary to establish preventive maintenance standards for each facility in consideration of the required performance of the facility and local conditions. For that purpose, the engineers themselves must connect the elemental technologies of inspection and diagnosis technology, deterioration prediction technology, and repair technology that have been

accumulated so far to derive the optimum solution for this problem, but this is by no means easy. .. In particular, concrete structures in the marine environment are placed in a severely deteriorated environment and are subject to restrictions on inspections, so there is an urgent need to establish preventive maintenance standards.

Based on the above, the purpose of this study is to establish preventive maintenance procedures and criteria of marine concrete structures. This paper consists of 6 chapters.

Chapter 1 summarizes the research background, the current state of deterioration and performance degradation of concrete structures, technical standards related to maintenance, and past research, and then describes the position and purpose of the research and the structure of the dissertation.

Chapter 2 describes the “method” for preventive maintenance proposed in this paper. In preventive maintenance, it is necessary to concretely decide “when”, “what range”, and “how” to repair, and for that purpose, the concept of deterioration mapping is newly introduced. In the deterioration mapping, the structure is appropriately subdivided to set an area, and the current member performance, future member performance, and appropriate repair method are associated and managed for each area. This allows the facility's LCC to be optimally maintained.

In Chapter 3, the proposed preventive maintenance method is explained in detail through the process of formulating an actual repair plan for reinforced concrete structures, and its effectiveness is considered. The target structure is the North Breakwater Dome in Wakkanai Port, which is a civil engineering heritage and Hokkaido heritage, and repair work is currently underway based on the repair plan examined by the preventive maintenance method described in Chapter 2. ..

Chapter 4 examines the application of preventive maintenance methods to plain concrete structures such as breakwaters. In order to apply the concept of preventive maintenance to plain concrete structures, it is necessary to evaluate the performance of plain concrete structures. In the case of reinforced concrete structures, the decrease in the yield strength of members centered on the corrosion of the rebars can be evaluated as one of the deteriorations in performance. However, in the case of plane concrete structures, since the member strength is not defined in the design, it is necessary to create a deterioration mapping with a different concept from that of reinforced concrete structures. Therefore, focusing on the fact that the stability of the structure decreases due to the wear of concrete, we are trying to evaluate the performance using the wear deterioration as an index. As a result, it becomes possible to create a deterioration

mapping, and preventive maintenance can be performed in the same way as for reinforced concrete structures.

In Chapter 5, we conduct experiments on the progress of wear and deterioration of plane concrete structures, which we focused on in Chapter 4, and examine prediction methods. As described in Chapter 2, since the future prediction of member strength is linked in the deterioration mapping, improving the accuracy of future prediction of wear deterioration in plane concrete structures is extremely important for rational preventive maintenance. Although various factors can be considered for wear deterioration, this chapter focuses on the ice sea area, which is the harshest environment in the cold coastal regions, and focuses on wear deterioration due to the combined action of frost damage and sea ice wear.

Chapter 6 summarizes the matters clarified in each chapter, and describes future issues.

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 海洋コンクリート構造物の劣化および性能低下の現状.....	2
1.3 維持管理に関する技術基準類と既往の研究.....	4
1.3.1 技術基準類が示す予防保全型維持管理.....	4
1.3.2 予防保全型維持管理の合理化に向けた既往の研究.....	6
1.4 研究の位置付けと目的.....	8
1.5 論文構成.....	8
第1章の参考文献.....	10
第2章 海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理手法.....	13
2.1 概論.....	13
2.2 劣化度マップを導入した予防保全型維持管理手法の流れ.....	13
2.3 劣化度マップの考え方とその作成方法の概要.....	15
2.3.1 劣化度マップの概念と役割.....	15
2.3.2 エリア設定の考え方.....	16
2.3.3 劣化度分類の考え方.....	17
2.3.4 劣化の進行と性能低下の予測に基づく補修方法の設定の考え方.....	19
2.4 まとめ.....	19
第2章の参考文献.....	20
第3章 予防保全型維持管理手法による鉄筋コンクリート構造物の維持管理.....	21
3.1 概論.....	21

3.2 対象施設	21
3.2.1 北防波堤ドームの概要	21
3.2.2 北防波堤ドームの構造	22
3.2.3 北防波堤ドームの維持管理の経緯	23
3.3 施設点検と劣化状況	24
3.3.1 点検方法	24
3.3.2 変状調査結果	25
3.3.3 かぶり調査結果	27
3.3.4 鉄筋腐食調査結果	28
3.3.5 塩化物イオン含有量試験結果	31
3.4 劣化度マップの作成	32
3.4.1 劣化度マップのエリア設定	32
3.4.2 劣化度マップの劣化度分類	33
3.4.3 劣化度マップと施設変状傾向の整合性確認	34
3.4.4 劣化度マップと鉄筋腐食状態の整合性確認	35
3.4.5 予防保全のための劣化度別補修方針の検討	37
3.4.6 劣化の進行と性能低下の予測に基づく劣化度別補修方法の設定	38
3.5 劣化度マップによる補修費用の最適化	40
3.5.1 補修費用の推定方法	40
3.5.2 補修費用の推定結果（シナリオ1）	41
3.5.3 補修費用の推定結果（シナリオ2）	42
3.6 劣化度マップによる補修範囲の設定	44
3.7 まとめ	45
第3章の参考文献	46

第4章 無筋コンクリート構造物への予防保全型維持管理手法の適用に向けた検討	49
4.1 概論	49
4.2 北海道の港湾漁港における無筋コンクリート構造物の劣化状況の把握	50
4.2.1 目視調査データの整理方法	50
4.2.2 目視調査データの整理結果	53
4.2.3 コンクリート強度データの整理方法	54
4.2.4 コンクリート強度データの整理結果	55
4.2.5 劣化状況のまとめ	59
4.3 北海道の港湾漁港における無筋コンクリート構造物の劣化メカニズムの推定	59
4.3.1 干満帯における凍結融解に関する現地観測	59
4.3.2 現地観測の方法	60
4.3.3 現地観測の結果	62
4.3.4 干満帯の凍結融解メカニズムに関する一考察	65
4.3.5 劣化メカニズムのまとめ	67
4.4 損耗劣化した構造物のモデル化と安定性の性能照査	68
4.4.1 無筋コンクリート防波堤のモデル断面（A 港西防波堤）	68
4.4.2 損耗劣化パターンを考慮した構造物のモデル化	69
4.4.3 モデル化した構造物の安定性の性能照査	69
4.5 劣化度マップの作成	75
4.5.1 劣化度マップのエリア設定	75
4.5.2 損耗量を用いた構造物の安定性に基づく劣化度分類	76
4.6 まとめ	83
第4章の参考文献	84

第5章 無筋コンクリート構造物における劣化度マップ作成のための 損耗劣化進行予測に関する検討	87
5.1 概論.....	87
5.2 氷海域におけるコンクリート構造物の損耗劣化	88
5.3 凍結融解によるスケーリングと海水摩耗の相互作用を想定した複合劣化試験...89	
5.3.1 複合劣化試験方法の概要.....	89
5.3.2 凍結融解試験方法.....	90
5.3.3 氷によるコンクリートの摩耗試験方法.....	91
5.4 複合劣化試験の試験結果.....	95
5.4.1 凍結融解によるスケーリングと海水摩耗の相互作用がもたらす影響	95
5.4.2 損耗劣化の進行予測精度の向上に向けた検討	103
5.5 まとめ.....	108
第5章の参考文献.....	108
第6章 総括.....	111
6.1 各章で得られた研究成果の要約.....	111
6.2 今後の課題.....	114
6.2.1 劣化度マップの最適化に向けた検討.....	114
6.2.2 無筋コンクリート構造物全般を対象とした劣化度分類手法の提案	114
6.2.3 無筋コンクリート構造物を対象とした凍害と海水摩耗の複合作用による 損耗劣化予測式の提案	114
学位論文に関する既発表論文の目録	117
謝辞	119

第 1 章

序論

第1章 序論

1.1 研究背景

社会基盤構造物（インフラ）は我々の生活を支える重要な役割を担っているが、高度成長期以降に建設された多くのインフラが老朽化の問題に直面している。例えば[1-1-1]、全国に約5千ある港湾の係留施設では、建設後50年を経過する施設数の割合が2018年3月時点で17%であったものが、2033年3月時点では58%になると予想されている。また、約72万の道路橋については、2019年3月時点で27%であったものが、2029年3月には52%に、水門などの約1万ある河川管理施設では、2018年3月時点で約32%であったものが、2033年3月時点では約62%へと急増すると予想されており、様々なインフラの老朽化が急速に進展している。今後インフラの維持管理に費やされる予算は増加の一途を辿ると予想されるが、既に成熟期にある日本において、公共事業に投じられる予算が今後伸びていくとは考えづらく、現状のインフラの水準を維持しつつ新たなインフラ整備を展開するためにも、効率的な維持管理によるライフサイクルコストの縮減が不可欠である。また、インフラを担う人材の不足も深刻な問題となっており、国土交通省の推計[1-1-1]によると、2023年度には21万人の人材不足が生じると予想されている。この人材不足を埋める方法として最も期待されているのが、年1%の生産性向上による人材削減効果である。このことから、効率的な維持管理による生産性の向上が、我々のインフラを健全に維持していくために極めて重要であることがうかがえる。

インフラの維持管理については、構造物の劣化が顕在化してから措置を行う事後保全型の維持管理から、劣化が軽微なうちに措置を行う予防保全型の維持管理への移行が進められている。港湾施設の維持管理については、2007年の港湾の施設の技術上の基準[1-1-2]の改定の際に予防保全型維持管理の概念が示され、これが予防保全型維持管理への移行の大きな転換点であったと考えられる。予防保全型維持管理は、長期的な視点で見たときに、効率的で維持管理コストを低く抑えられる可能性が高いことによる。

しかし、予防保全型維持管理の概念が広く理解されるようになった一方で、「いつ」、「どの範囲を」、「どうやって」補修するのかを具体的に決定するための確たる手法は未だ定まっていない。この課題を解決するためには、現状の施設の状態のみならず、今後の劣化の進行とそれに伴う性能低下の予測、またそれに対応した合理的な予防保全のための補修方法の設定が必要であり、施設の要求性能や現地条件等を考慮して施設毎の予防保全型管理基準を設ける必要がある。そのためには、これまで蓄積されてきた点検診断技術、劣化予測技術、補修技術の要素技術を結びつけ、この課題の最適解を導き出さなければならないが、これは決して容易なことではない。特に海洋環境にあるコンクリート構造物は、厳しい劣化環境に

置かれるほか点検に制約を受けることなどから、予防保全型管理基準を構築することが急務となっている。

1.2 海洋コンクリート構造物の劣化および性能低下の現状

前節 1.1 にて、インフラの全国的な老朽化の現状について、その一例を述べたところであるが、本節では、本研究が着目する海洋コンクリート構造物について述べる。具体的には、北海道開発局が管轄する道内の港湾漁港施設について、整備状況や劣化および性能低下の現状について、北海道開発局のとりまとめ資料[1-2-1]に基づき説明する。

全国的な傾向と同様に、北海道開発局が所管する港湾漁港構造物を例に見ても、建設後 50 年を迎えるコンクリート構造物が急増している。図-1-2-1 は外郭施設と係留施設（漁港は輸送施設を含む）の整備年次と建設後 50 年以上経過する施設数の推移を示している。左図が国有港湾施設で右図が直轄漁港施設の推移である。国有港湾施設では 2018 年時点で全施設数の 18% であるものが、その 25 年後には全施設数の 69% におよぶ。直轄漁港施設では 2017~2021 年時点で全施設延長 213 km に対して 16 km（7.5%）であるものが、約 25 年後には全施設延長の約半数（51.6%）におよぶ。

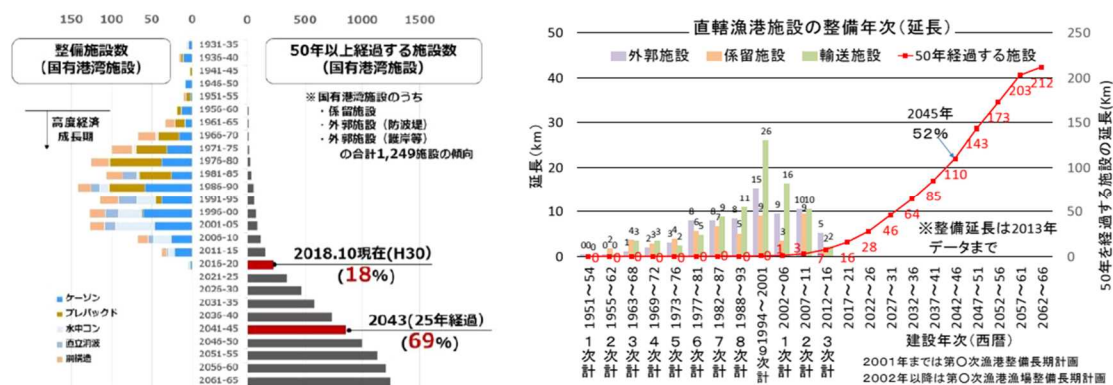


図-1-2-1 外郭施設と係留施設（漁港は輸送施設を含む）の整備年次と建設後 50 年以上経過する施設数の推移 (左) 国有港湾施設, (右) 直轄漁港施設

※出典：北海道開発局[1-2-1]

では、その構造物の構成はどのようになっているのだろうか。図-1-2-2 は外郭・係留施設の構造形式の割合を示している。左図が国有港湾施設、右図が直轄漁港施設を示している。国有港湾施設のデータを見ると全施設数の 71% がコンクリート構造である。さらにそのコンクリート構造の構造細目を見ると、71% 中 34% がケーソン、16% がプレパックスドコ

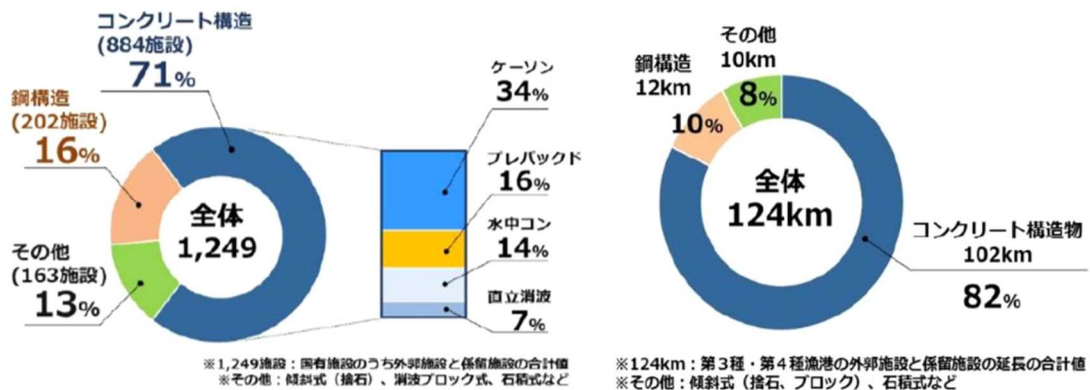


図-1-2-2 外郭・係留施設の構造形式の割合 (左) 国有港湾施設, (右) 直轄漁港施設

※出典：北海道開発局 [1-2-1]

ンクリート, 14%が水中コンクリート, 7%が直立消波である. ここで着目すべきは, コンクリート構造に占める鉄筋コンクリート構造と無筋コンクリート構造の割合がほぼ同等 (鉄筋コンクリート構造 34%, 無筋コンクリート構造 37%) であることである. 直轄漁港施設のデータを見ると, 港湾施設よりもコンクリート構造の割合が高く, 82%にもおよぶ. 漁港施設の鉄筋コンクリート構造と無筋コンクリート構造の割合は示されていないが, 港湾に比べて小規模な構造物が多い漁港施設では, ケーソン式 (鉄筋コンクリート構造) の構造物よりも場所打ち式などの無筋コンクリート構造の割合が高いのではないかと考えられる. コンクリート構造物の維持管理に関する研究は, 主に鉄筋コンクリート構造物を対象としたものが多いが, 施設の割合を考慮すると, 無筋コンクリート構造物を対象とした維持管理の研究も, 重要な研究課題であると考えられる.

これら港湾漁港施設の性能低下の現状がどのようになっているのか説明する. 図-1-2-3 は, 港湾漁港における外郭施設と係留施設の構造形式別の性能低下度の傾向を示している. 性能低下度は劣化が深刻な順に A, B, C, D と判定している. A は「施設の性能が相当低下している状態」, B は「施設の性能が低下している状態」, C は「変状はあるが, 施設の性能の低下がほとんど認められない状態」, D は「変状は認められず, 施設の性能が十分に保持されている状態」を示す. 左図が国有港湾施設で右図が直轄漁港施設のデータである. 左図の国有港湾施設で見るとコンクリート構造の外郭施設, 係留施設共に全体の約 3 割が A, B 判定となっている. 右図の直轄漁港施設については, コンクリート構造の外郭施設で約 5 割, 係留施設で約 2 割が A, B 判定となっている. 事後保全型の維持管理では, A 判定 (もしくは B 判定も) の箇所を対象にし, 予防保全型の維持管理では C, D 判定 (もしくは B 判定も) の箇所を対象にして, 維持管理計画を検討することとなる. 現状においては, 予防保全型維

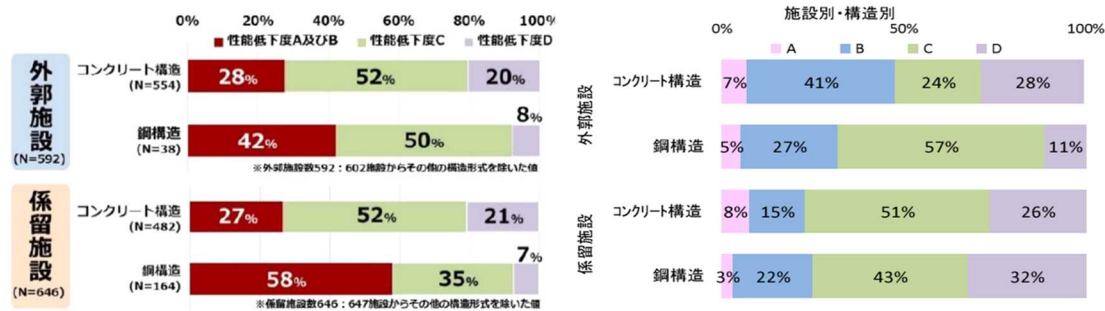


図-1-2-3 外郭施設と係留施設の構造形式別の性能低下度の傾向

(左) 国有港湾施設, (右) 直轄漁港施設

※出典：北海道開発局[1-2-1]

持管理を実施できる余地は十分にあると考えられるが、図-1-2-1 のとおり今後老朽化が急速に進展することを想定すると、その余地は減少する一方である。このことから、予防保全型維持管理の実務への普及が急がれる。

以上、海洋コンクリート構造物として、北海道開発局が管轄する道内の港湾漁港施設を事例に、整備状況や劣化および性能低下の現状を説明した。要点をまとめると、以下のとおりとなる。

- ①北海道の港湾漁港施設においても全国の傾向と同様に老朽化施設の急増が避けられない状況にある。
- ②港湾漁港施設の7割から8割をコンクリート構造が占めており、その半数は無筋コンクリート構造である。
- ③予防保全型維持管理を実施できる余地は十分にあるが、今後の老朽化の急速な進展を想定すると、予防保全型維持管理の実務への普及が急がれる。

1.3 維持管理に関する技術基準類と既往の研究

1.3.1 技術基準類が示す予防保全型維持管理

インフラの整備は、各構造物に適用すべき技術基準に基づき行われている。技術基準は建設から維持管理までを網羅する記述となっているが、維持管理に関する記述に重点が置かれ始めたのは、ちょうど高度経済成長期以降に建設されたインフラが建設後30年を経過し始めてきた1990年代後半からではないかと思われる。一例として、港湾の技術基準における維持管理の記述の変遷について簡単に述べる。

港湾の技術基準の始まりは1950年の「港湾工事設計示方要覧」に遡るが、1959年の「港湾工事設計要覧」、1967年の「港湾構造物設計基準」という変遷を経て、1979年に現在の「港湾の施設の技術上の基準（以下、技術基準）」に至る[1-3-1]。その後は、概ね10年毎に新しい技術の知見を盛り込むかたちで技術基準の改定が行われている。「示方要覧」、「設計要覧」、「設計基準」は指針的な性格のものであったため、法律上の裏付けはなかったが、1973年の港湾法の改正により「港湾の施設は基準に適合するように、建設し、改良し、又は維持しなければならない」とされ、技術基準は法的効力をもつようになった。法的にも施設の「維持」が定められたところであるが、1988年改訂の技術基準の段階では、維持管理に関する踏み込んだ記述はなかった。しかし、1999年の技術基準の改定では「ライフサイクルコストの低減」という考え方が示され、維持管理計画書の策定が義務付けられた。そして、2007年の技術基準の改定では「既存ストックの有効活用」「ライフサイクルコストの概念に基づくアセットマネジメントの推進」というコンセプトが打ち立てられ、予防保全や事後保全という考え方が示された。この2007年が港湾施設の維持管理に関する政策的な転換点であったと考えられ、従来の事後保全型の維持管理から予防保全型の維持管理へと実務上の移行が始まったと思われる。

予防保全型の維持管理は、構造物の性能が要求性能を満たさなくなる前にその状態を適切に把握し、要求性能を満足し続けられるよう、適切に対策を講じなければならない。そのためには、現状の施設の性能を評価する必要がある。技術基準の中で予防保全の概念が示されているが、それと同時に予防保全型維持管理の概念を実務に落とし込むための技術マニュアルや技術要領が発刊されており、港湾施設の維持管理に関しては港湾の施設の維持管理技術マニュアル[1-3-2]、道路橋の維持管理に関しては橋梁定期点検要領[1-3-3]、道路構造物の維持管理に関してはシェッド、大型カルバート等定期点検要領[1-3-4]などがある。これら技術マニュアルや技術要領には、点検診断の頻度や施設の性能を評価するための標準的な評価基準がまとめられている。何れも、構造物の変状の程度により部材の性能を劣化度で分類し、最終的に施設全体の健全性を評価するものである。

例えば、港湾施設の維持管理基準である港湾の施設の維持管理技術マニュアル[1-3-2]では、鉄筋コンクリート構造物である直杭式栈橋の維持管理手法を例に説明すると、上部工1ブロック内の部材単位で劣化度判定（4区分）が行われ、その判定結果により各ブロックの代表劣化度（4区分）を設定し、補修計画が立案される。道路橋の維持管理基準である橋梁定期点検要領[1-3-3]では、5年毎の全部材を対象とした近接目視点検が原則とされ、損傷程度の評価（5区分）、損傷に対する各部位・部材の措置方針となる対策区分判定（9区分）、そして、総合的な判断に基づき橋毎の健全性の診断（4区分）がなされる。これらの情報は全て橋梁管理カルテに記録・蓄積され、必要に応じて措置が行われることになる。道路構造

物のシェッドや大型カルバートの維持管理基準であるシェッド，大型カルバート等定期点検要領[1-3-4]も道路橋と同様の考え方にに基づき，評価，判定，診断が行われている。

以上の技術マニュアルや技術要領において施設の性能を評価するための標準的な評価基準が示されたことにより，予防保全型維持管理への導入は達成されたと思われる。しかしながら，個々の施設の性能を標準的な劣化度判定基準で的確に評価することは困難であると考えられる。維持管理技術マニュアル[1-3-2]の記述を抜粋するが，「部位・部材の劣化度判定は一般的に a, b, c, d の 4 段階の指標を用いて行うが，施設の種類，構造形式に応じて判定する部位・部材の単位および劣化度判定の基準を定めておく必要がある」，「必ずしも外観上の変状と構造物の性能とを一対一で対応させることが容易ではないことがある。この場合は個別の状況に応じてこれらの基準を適宜修正しておくことが望ましい」と記述されており，技術マニュアルが示す概念を踏襲した技術者の適切な判断を促している。また，技術マニュアルや技術要領には点検技術，劣化予測技術，補修技術についての最新の知見が盛り込まれ，点検から補修までの一連の流れが述べられてはいるが，個々の要素技術を結びつける具体的手法については述べられていない。如何にして点検結果から損傷の程度を評価し，その損傷程度に応じた最適な措置方針を導き出すのかが，技術的課題として残されている。

1.3.2 予防保全型維持管理の合理化に向けた既往の研究

コンクリート構造物の予防保全型維持管理の概念が技術基準で示され，それを実務に落とし込むための標準的な考え方が技術マニュアルや技術要領にまとめられた。しかしこれはあくまでも標準を示したものであって，個別の施設の状況に応じて適宜修正して適用することが望ましいことも明記されている。予防保全型維持管理の技術を成熟させるためには，多くの知見の蓄積が必要であり，更なる合理化に向けた研究が進められてきている。以下，維持管理の合理化に向けた既往の研究をいくつか示す。

港湾施設における鉄筋コンクリート構造物の維持管理に関する既往研究としては，加藤ら[1-3-5]が，栈橋を対象としたライフサイクルマネジメントの構築に関する研究を進めている。具体的には，点検診断に基づいた保有性能評価と将来予測手法，対策工および実施時期の選定手法の提案，構造物の維持管理レベルに応じた性能低下度の限界値の設定を行っている。

道路橋の性能評価に関する既往研究としては，森川ら[1-3-6]が，既設構造物の外観変状から劣化の程度を定量的に評価する評点化に基づく構造物の性能評価を行っている。塩害劣化を有する RC 橋の劣化因子の評点化による簡易性能評価式を定式化しており，個々の構造物に関して詳細な点検・評価や対策の優先順位を判断することを可能とした。

道路橋の劣化進行予測に関する既往研究としては、玉越ら[1-3-7]、白戸ら [1-3-8]が、全国で収集された直轄道路橋の定期点検結果から道路橋の劣化の特徴を定量的に評価する方法を検討している。代表的な劣化予測手法を用いて試算を行い、推計手法の相違による予測結果への影響を明らかとした上で、部材位置や使用条件等の属性毎に統計的予測における母集団を適切に分類することで予測結果の信頼性を向上させることができることを証明している。

道路橋の点検診断に関する既往研究としては、東日本高速道路(株)、中日本高速道路(株)、西日本高速道路(株) [1-3-9]が、高速道路の道路橋床版をパネルに分けて劣化度を分類し、対策の必要性の有無を判断する方法を提案し、自社の保守点検要領にとりまとめている。また、佐藤ら[1-3-10]が、既設橋梁を対象として構造種別ごとに材料の劣化度と性能とを関連づけた診断法に関する研究を進めている。近接目視点検から得られる、ひび割れ、かぶりの剥落、鋼材の露出・腐食などの外観損傷の種類、程度および損傷領域を指標に用い、損傷の程度と領域が構造性能に与える影響を検討している。さらに、構造性能を構造性能ポイントとして数値化することにより、構造性能の定量的な評価や将来予測を可能としている。

維持管理に関する研究は、主に鉄筋コンクリート構造物を対象に行われてきたが、無筋コンクリート構造物に関する研究も進められている。

無筋コンクリート構造物の性能評価に関する既往研究として、山本ら[1-3-11]、古谷ら[1-3-12]が、無筋コンクリート海岸構造物である胸壁のひび割れに着目し、鉛直ひび割れの発生と構造物の耐力の定量的な関係を調べ、ひび割れ幅を指標とした劣化度判定基準を提案している。

無筋コンクリート構造物の劣化予測に関する既往研究として、古谷ら[1-3-13]が、無筋コンクリート防波堤の胸壁の現地調査を実施し、ひび割れ幅、ひび割れ深さ、胸壁寸法を調べ、統計解析手法により整理したうえで、胸壁の性能に大きな影響を与えるひび割れ深さを推定する手法を検討している。さらに、古谷ら[1-3-14]、横田ら[1-3-15]が、長大な堤防や護岸の調査点検を簡略化することを目的に、胸壁の詳細調査と取得したデータの統計解析を行い、少数のひび割れサンプリング調査から施設全体におけるひび割れ幅の最大値を推定する手法を提案している。

以上の他にも予防保全型維持管理の合理化に向けた研究が数多く進められているが、点検診断技術、劣化予測技術、補修技術など、個々の要素技術を結びつけ、予防保全型維持管理を実務に取り入れる具体的な手法についての既往研究は少ないようである。また、無筋コンクリート構造に関する知見は鉄筋コンクリート構造に比べると非常に少ないようである。もともと無筋コンクリート構造物の設計は主に構造物の安定性で設計されており部材耐力は考慮されておらず、軽度の部材の劣化は問題視されてこなかったことも知見が少ない理

由ではないかと思われる。

1.4 研究の位置付けと目的

インフラの維持管理については、構造物の劣化が顕在化してから措置を行う事後保全型の維持管理から、劣化が軽微なうちに措置を行う予防保全型の維持管理への移行が進められている。各構造物の技術基準類にその概念が明示され、それと同時に発刊された技術マニュアルや技術要領により、予防保全型維持管理の標準的な考え方が示された。さらに合理的な維持管理に向けた研究成果も数多く報告され、点検技術、劣化予測技術、補修技術に関する新しい知見や技術が蓄積されてきた。

しかし、予防保全型維持管理の概念が広く理解されるようになった一方で、「いつ」、「どの範囲を」、「どうやって」補修するのかを具体的に決定するための確たる手法は未だ定まっていない。この課題を解決するためには、現状の施設の状態のみならず、今後の劣化の進行とそれに伴う性能低下の予測、またそれにも対応した合理的な予防保全のための補修方法の設定が必要であり、施設の要求性能や現地条件等を考慮して施設毎の予防保全型管理基準を設ける必要がある。そのためには、これまで蓄積されてきた点検診断技術、劣化予測技術、補修技術の要素技術を結びつけ、この課題の最適解を導き出さなければならないが、これは決して容易なことではない。特に海洋環境にあるコンクリート構造物は、厳しい劣化環境に置かれるほか点検に制約を受けることなどから、予防保全型維持管理基準を構築することが急務となっている。

以上をふまえ、本研究は、海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理基準を構築することを目的とする。研究の手順としては、まず予防保全型維持管理の具体的な手法の考え方を提案する。そして、この予防保全型維持管理手法の有効性を実際の鉄筋コンクリート構造物を事例に考察する。さらに、無筋コンクリート構造物の予防保全型維持管理を実現するために本手法の適用を検討し、これに必要な劣化進行予測に関する検討も行う。

1.5 論文構成

本論文は、海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理基準を構築することを目的とし、予防保全型維持管理の具体的な手法の考え方の提案、実際の鉄筋コンクリート構造物の補修計画立案の過程をとおしてその有効性を考察、そして無筋コンクリート構造物の予防保全型維持管理の実現とこれに必要な劣化進行予測に関する検討について述べている。

本論文は、全6章から構成されている。

第1章では、研究背景、コンクリート構造物の劣化および性能低下の現状、維持管理に関する技術基準類と既往の研究について整理したうえで、研究の位置付けと目的および論文の構成を述べている。

第2章では、本論文で提案する予防保全型維持管理のための手法について述べている。予防保全型維持管理では、いつ、どの範囲を、どうやって補修するのかを具体的に決定しなければならないが、そのために劣化度マップという考え方を新たに導入している。劣化度マップとは、構造物を適切に細分化してエリアを設定し、そのエリア単位で現状の部材性能、将来の部材性能、必要十分な補修方法を紐付けて管理し、施設全体としてのライフサイクルコストを最適に維持する手法である。本章では、予防保全型維持管理手法の核を成す劣化度マップの概念と役割、劣化度マップを作成するために必要な点検診断範囲の細分化、要求性能を考慮した変状に基づく劣化度分類について、その基本的な考え方を述べている。

第3章では、提案した予防保全型維持管理手法について、実際の鉄筋コンクリート構造物の補修計画の立案過程をとおして詳細に説明するとともに、その有効性について考察している。対象とした構造物は、土木遺産・北海道遺産である稚内港北防波堤ドームであり、第2章で述べた予防保全型維持管理手法で検討された補修計画に基づき、現在補修工事が進められている。本章で示す詳細な検討過程は、他の鉄筋コンクリート構造物における予防保全型維持管理にも有用な知見を提供している。

第4章では、予防保全型維持管理手法を防波堤等の無筋コンクリート構造物へ適用するための検討を行っている。無筋コンクリート構造物に予防保全型維持管理の考え方を適用するためには、無筋コンクリート構造物の性能評価が必要となる。鉄筋コンクリート構造物の場合は、鉄筋の腐食を核とした部材耐力の低下を性能の低下の一つとして評価できるが、無筋コンクリート構造物の場合は、部材耐力を設計で定めていないため、鉄筋コンクリート構造物とは異なる考え方で劣化度マップを設定することが必要となる。そこで、特徴的な劣化現象である損耗によって構造物の安定性が低下することに着目して、これを指標化して性能評価を試みている。そのことで、第2章で提案した劣化度マップの作成が可能となり、鉄筋コンクリート構造物と同様に、予防保全型維持管理が可能になる。

第5章では、第4章で着目した無筋コンクリート構造物の損耗劣化の進行について実験を行い、予測手法を検討している。第2章で述べたとおり、劣化度マップの中で部材の性能の将来予測を紐付けており、これは予防保全の考え方に基づく補修方法の設定を行う上で非常に重要である。損耗劣化には様々な要因が考えられるが、本章では、寒冷沿岸域の中で最も過酷な環境である氷海域に着目し、凍害と海水摩耗の複合作用による損耗劣化を対象としている。

第6章では、各章で明らかとなった事項をとりまとめて本研究の総括を行うとともに、今

後の課題について述べている。

第1章の参考文献

- [1-1-1] 国土交通省：令和2年度版国土交通白書，2020.
- [1-1-2] 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7.
- [1-2-1] 北海道開発局 港湾空港部 港湾建設課・同局 港湾空港部 港湾行政課・同局 農業水産部 水産課・(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 寒地水圏研究グループ 寒冷沿岸域チーム：北海道における港湾及び漁港施設の老朽化に関する取り組み，北海道開発局技術研究発表会論文集，第62回，2019.
- [1-3-1] 山本修司：港湾技術基準及び設計法の変遷と展望，沿岸技術研究センター論文集，No.4，2004.
- [1-3-2] 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(改訂版)，2018.7.
- [1-3-3] 国土交通省道路局国道・技術課：橋梁定期点検要領，2019.3.
- [1-3-4] 国土交通省道路局国道・技術課：シェッド，大型カルバート等定期点検要領，2019.3.
- [1-3-5] 加藤絵万，岩波光保，横田弘：栈橋のライフサイクルマネジメントシステムの構築に関する研究，港湾空港技術研究所報告，Vol.48，No.2，pp.3-35，2009.
- [1-3-6] 森川英典，尾崎建，山本尚樹：評点化手法に基づく塩害劣化RC橋の性能評価，土木学会論文集E，Vol.63，No.1，pp.103-115，2007.
- [1-3-7] 玉越隆史，横井芳輝，石尾真理：全国規模の実測データによる道路橋の劣化特性とその定量的評価，土木学会論文集F4，Vol.70，No.4，pp. I -61- I -72，2014.
- [1-3-8] 白戸真大，星隈順一，玉越隆史，河野晴彦，横井芳輝，松村裕樹：定期点検データを用いた道路橋の劣化特性に関する分析，国土技術政策総合研究所資料，No.985，pp.1-75，2017.
- [1-3-9] 東日本高速道路，中日本高速道路，西日本高速道路：保全点検要領 構造物編，2015.4.
- [1-3-10] 佐藤靖彦，渡辺忠朋，橋本一，北島幹士：簡易な点検に基づく既設橋梁の構造性能判定法の提案，コンクリート工学，Vol.53，No.2，pp.190-196，2015.
- [1-3-11] 山本優里子，横田弘，橋本勝文，古谷宏一：無筋コンクリート構造物の性能評価に関する数値解析，土木学会第66回年次学術講演会講演概要集，V-146，pp.291-292，2011.

- [1-3-12] 古谷宏一，横田弘，橋本勝文：無筋コンクリート海岸構造物のひび割れ幅に基づく新しい劣化度評価基準の提案，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.68, No.2, pp.I_360-I_365, 2012.
- [1-3-13] 古谷宏一，横田弘，橋本勝文：無筋コンクリート防波堤胸壁のひび割れ深さ推定に関する統計解析，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，V-160, pp.319-320, 2012.
- [1-3-14] 古谷宏一，横田弘，橋本勝文，加藤絵万，小松周平：無筋コンクリート海岸保全施設の現地調査結果，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.69, No.2, pp.I_251-I_256, 2013.
- [1-3-15] 横田弘，小松周平，古谷宏一，橋本勝文：海岸護岸の胸壁に発生する最大ひび割れ幅の極値統計を用いた予測，生産研究，65 卷，4 号，pp.563-567, 2013.

第2章

海洋コンクリート構造物の 予防保全型維持管理手法

第2章 海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理手法

2.1 概論

インフラの維持管理については、事後保全型の維持管理から、予防保全型の維持管理への移行が進められている。この予防保全型維持管理は、長期的な視点で見たときに、効率的で維持管理コストを低く抑えられる可能性が高いと考えられる。実際に予防保全型維持管理を行うためには、劣化が顕在化する前の状態を適切に把握し、劣化が軽微なうちに措置を行う必要があるが、そのために、いつ、どの範囲を、どうやって補修するのかを具体的に決定するための確たる手法は未だ定まっておらず、これがひとつの課題となっている。

この課題を解決するために、劣化度マップという考え方を新たに導入する。劣化度マップとは、構造物 1 スパンの点検診断範囲をさらに細かな格子状のエリアに分割し、変状に基づく劣化度で各エリアを格付けすることによって、点検診断範囲の劣化状況をエリア単位で評価できるマップである。このエリア単位で現状の部材性能、将来の部材性能、必要十分な補修方法を紐付けて管理することで、施設全体としてのライフサイクルコストを最適に維持することができると考えている。エリアに分けて劣化度を把握する類似の方法として、例えば、道路橋床版をパネルに分けて劣化度を分類し、対策の必要性の有無を判断する方法 [2-1-1]があるが、本研究で考案した劣化度マップの特徴は、エリアの大きさを、配筋や打ち継ぎ目の位置、劣化状態、補修の方法などを考慮して設定する点、さらに、エリアの外観変状と力学特性ならびに耐久性とを関連づけ、補修方法や補修範囲を選択できる点にある。

第2章では、劣化度マップを活用したコンクリート構造物の予防保全型維持管理手法の流れを説明したうえで、予防保全型維持管理手法の核を成す劣化度マップの概念と役割、劣化度マップを作成するために必要な点検診断範囲の細分化、要求性能を考慮した変状に基づく劣化度分類、劣化の進行と性能低下の予測に基づく補修方法の設定について、その基本的な考え方を述べるものである。

2.2 劣化度マップを導入した予防保全型維持管理手法の流れ

予防保全型維持管理を行う上で重要なことは、劣化が顕在化する前の施設の状態を的確に読み取り、維持管理コストを最小にするための行動計画を立てることである。すなわち、点検結果から、如何にして損傷の程度を評価し、その損傷程度に応じた最適な措置をどのように導き出すのが課題である。この課題を解決するひとつの方法が新たに導入する劣化度マップの活用である。劣化度マップにより劣化が顕在化する前の施設状態を場所と数値で把握することができ、これに対応した補修方法を設定することができる。劣化は時間の経

過とともに進行することから、例えばマルコフ連鎖モデルなどの確率モデルを用いて劣化の進行予測を行うことで、将来の維持管理コストを計算することが可能となる。この劣化度マップを活用した予防保全型維持管理手法の手順を説明する。

図-2-2-1 は予防保全型維持管理手法の流れを示している。最初に実施すべきは施設点検である。施設点検は施設外観の目視調査の他に、鉄筋腐食調査や塩化物イオン濃度測定などの詳細な点検データも必要となる。施設の建設時に維持管理計画を作成するが、一般に施設の補修を議論し始めるのは施設建設から 20~30 年経過した時点が想定される。その場合、既に施設の詳細定期点検診断または詳細臨時点検診断が行われていると考えられることから、施設点検データはある程度整うものと思われる。目的は劣化状態の把握と劣化メカニズムの推定であるが、この詳細点検結果にて施設の残存性能をある程度評価できる必要がある。これは後述する劣化度マップの妥当性を検証するために必要となる。これを踏まえて不足する詳細点検データがあれば、検討時に追加調査を実施する必要がある。

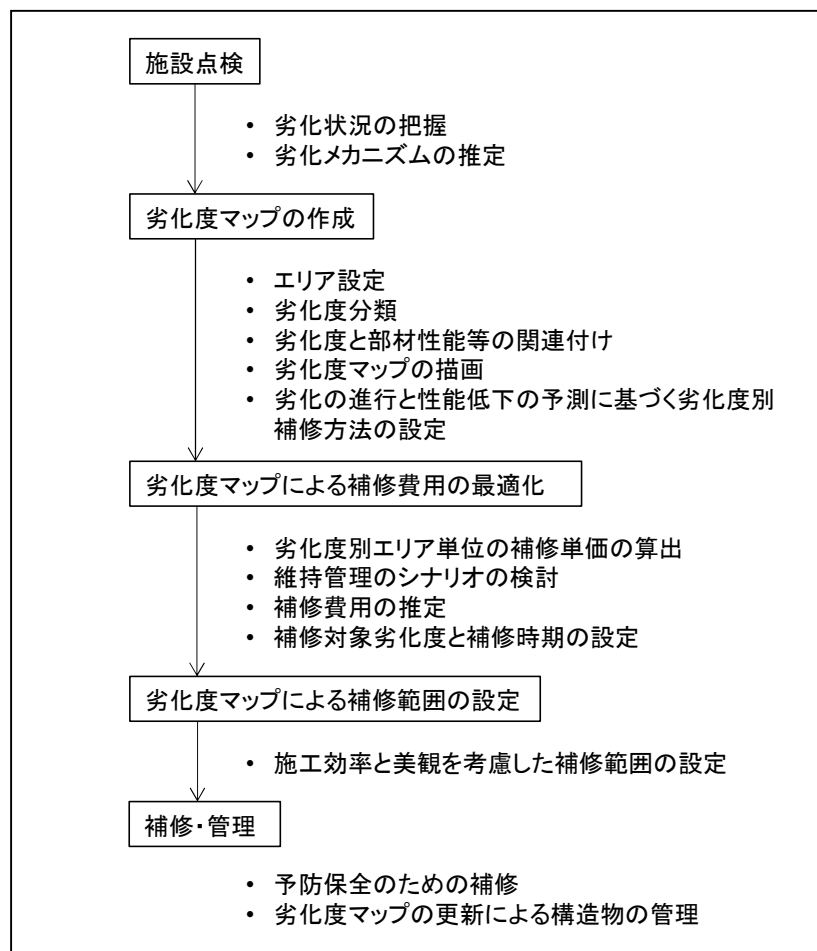


図-2-2-1 予防保全型維持管理手法の流れ

次に劣化度マップの作成である。後述する 2.3 で劣化度マップの説明を記述するので、ここでは詳細説明を省略するが、劣化度マップの作成では点検診断範囲の細分化によるエリア設定、変状に基づく劣化度分類、劣化度と部材性能等の関連付け、劣化度マップの描画、劣化の進行と性能低下の予測に基づく劣化度別補修方法の設定を行う必要がある。

劣化度マップの作成が完了したら、劣化度マップによる補修費用の最適化に進む。劣化度で格付けされたエリア単位の補修費用を算出し、将来的な維持管理のシナリオを検討した上でライフサイクルコストの試算を行い、補修費用を推定する。劣化度分類では、劣化が顕在化する前の状態を数段階に分類しているため、どの劣化度のエリアをどのタイミングで補修するかを検討する。

最後に劣化度マップによる補修範囲の設定を行う。補修費用の最適化により補修対象エリアが抽出されるわけであるが、抽出されたエリアが点在している場合は、施工性や美観を考慮し、ある程度まとめて広い範囲を補修対象とした方が合理的である場合もある。このような判断も含めて補修範囲の設定を行う必要がある。

以上の手順で予防保全型維持管理の補修計画を立案できるので、この計画に沿って予防保全のための補修や劣化度マップの更新による構造物の管理を行っていくことになる。第 3 章でこの流れに沿った具体的な方法を述べる。

2.3 劣化度マップの考え方とその作成方法の概要

2.3.1 劣化度マップの概念と役割

予防保全型維持管理における課題は、いつ、どの範囲を、どうやって補修するのかを決定する具体的な手法がないことであり、その課題を解決する方法が劣化度マップであると 2.1 で述べた。劣化度マップとは、構造物を適切に細分化してエリアを設定し、そのエリア単位で現状の部材性能、将来の部材性能、必要十分な補修方法を紐付けて管理し、施設全体としてのライフサイクルコストを最適に維持する手法である。

劣化度マップは「いつ、どの範囲を、どうやって」に対応した三つの役割を持つ。一つ目の役割が、補修範囲を設定できるようになることである。劣化箇所と劣化の程度を把握することができるので、ピンポイントの補修が可能であるし、施工効率を考慮した一定範囲の補修も可能となる。また、美観を考慮した補修範囲の検討も可能となる。二つ目の役割は、補修方法をエリア単位で設定できるようになることである。劣化の状態に応じて補修方法は様々であるが、エリア単位で劣化の状態を把握できるため、その補修範囲に適した補修方法をエリア単位で設定することが可能となる。そして、三つ目の役割が、最適なライフサイク

ルコストを検討できるようになることである。補修範囲の設定や補修方法の設定が可能であることから、施設全体の劣化度進行予測を行うことで、様々なシナリオでのライフサイクルコストの試算と比較検討が可能となる。これにより、補修の時期を決定することができる。これら三つの劣化度マップの役割により、予防保全型維持管理が可能となる。

以上が劣化度マップの概念と役割であるが、劣化度マップの作成にあたっては、点検診断範囲の細分化、要求性能を考慮した変状に基づく劣化度分類、劣化の進行と性能低下の予測に基づく補修方法の設定が必要となるため、以降でその方法を説明する。

2.3.2 エリア設定の考え方

維持管理の技術基準[2-3-1][2-3-2]において、対象とする構造物に応じた点検診断範囲の標準的な設定方法が示されている。通常、構造物の設計では、部材耐力の制約や施工の制約により、予め構造物のスパン割りが検討され、スパン毎に目地が設けられている。技術基準では、このスパン単位での点検診断を標準としているため、施設の規模によらず補修の要否もスパン単位となる。補修方法についても、スパン全体の断面修復工法の場合や、クラックや欠損など各々に補修措置を施す場合など、状況に応じて適宜選択することとなる。スパン全体を断面修復する場合を考えると、劣化箇所がスパン内で均等に分布している場合には効率的な補修方法であると言えるが、劣化箇所に偏りがあるもしくは劣化箇所の密度が薄い場合には、健全な部位も補修対象としてしまうため、非効率な補修方法となる。また、劣化箇所を各々補修する場合を考えると、仮に点検診断範囲が広大な場合、変状を隈無く調べ上げ、各々評価し補修するのでは、その数が膨大となり管理が困難となる。

このような問題を解決する方法が劣化度マップにおけるエリア設定である。これは、構造物の点検診断範囲をメッシュ状にエリア分けし、そのエリア単位で点検診断、劣化予測および補修を行うことを目的としている。エリア設定においては、施設の形状や構造、施設の環境条件、劣化の進行による変状の規模に基づき設定するとともに、補修における施工条件や補修後の品質確保を見据えてエリア設定することが肝要である。以下、エリア設定における留意点を示す。

- ・施設の形状（凹凸、曲面の形状と寸法、等）や構造（無筋構造、鉄筋構造、配筋、目地、打ち継ぎ目、等）を考慮する。
- ・施設の環境条件（波浪、日射、外気温等の作用条件）や使用環境を考慮する。
- ・施設全体に占める各々の変状の大きさとエリア寸法のバランスを考慮する。
- ・対象施設の劣化メカニズムを把握し、補修方法を想定する。
- ・既設構造と補修箇所の境界が構造の弱点とならないよう、配筋や打ち継ぎ目の位置を考慮してエリア境界を検討する。

- ・施工環境を考慮し、一度に確実に補修できる範囲を検討する。
- ・補修工法における各々の作業工程の施工限界を把握する。例えば、切削の最小規模など。
- ・補修後の品質を確保するため、施工材料の施工限界を把握する。例えば、クラックを発生させないための最大施工規模など。

ここで設定するエリアの規模によって、予防保全型維持管理によるライフサイクルコストも変化するものと考えられる。よって、革新的な補修技術が確立されれば、当初設定したエリアが不適切となる場合も考えられる。ここで示すのはエリア設定の意義と考え方であるので、その時代の技術に応じてエリアを更新すれば良いと考えている。

2.3.3 劣化度分類の考え方

維持管理の技術基準[2-3-1][2-3-2]において、変状に基づく劣化度分類の標準的な方法が示されている。例えば、港湾の施設の維持管理技術マニュアル[2-3-2]でみれば、劣化度 a, b, c, d に分類され、それぞれ、a：部材の性能が著しく低下している状態、b：部材の性能が低下している状態、c：変状はあるが部材の性能の低下がほとんど認められない状態、d：変状が認められない状態と定義されている。そして、例えば港湾の施設の点検診断ガイドライン[2-3-3]においては、施設の部位毎に劣化度 a, b, c, d の判定基準が具体的に示されている。しかしながら、技術基準は標準的な評価の目安を可能な限り具体的に示しているに過ぎず、点検診断対象施設または点検診断対象部材の残存性能を考慮したものではない。したがって、技術基準が示す標準的な評価基準を対象施設に適用する場合は、その施設の残存性能を評価できる基準であるかを吟味する必要がある。もし評価基準が適合しないと判断された場合は、独自に評価基準を検討する必要がある。

劣化度マップでは、2.3.2 で設定したエリア単位に、施設の要求性能を考慮した変状に基づく劣化度を付与している。変状に基づくとしているのは、施設の供用期間中継続する管理を考慮したもので、日常行われる目視点検が最も容易で最も確実な情報収集手段であると考えたためである。そのために必要なことは、現状の部材性能等と変状の関連付けを行うことである。土木構造物の施設点検には、5年に1度実施される一般定期点検診断と、供用期間中に1度あるいは10~15年に1度行われる詳細定期点検診断、そして大規模地震や異常波浪の際に適宜行われる臨時詳細点検がある。一般定期点検では主に陸上部の目視調査が行われ、詳細定期点検では水中部の目視調査、鉄筋腐食調査や塩化物イオン濃度測定なども行われる。この詳細点検結果により部材性能を把握することができれば、この段階で目視調査結果との関連付けができるものと考えられる。部材性能等を詳細な点検データを用いて評価できれば良いが、点検範囲が広大な場合、コンクリートコアの採取を全域で細かく実施することは現実的ではない。しかし、外観に現れる変状の裏には鉄筋の腐食や塩化物イオン

濃度の上昇などが隠れていることから、これを技術者が高い技術力と知識をもって取り出すことができれば、変状を調べることで部材性能等の評価が可能となる。変状は部材性能等を推し量るための重要な情報源である。したがって、本研究では変状に着目して劣化度分類を検討している。

図-2-3-1 は鉄筋コンクリート構造物の部材耐力を要求性能とした場合の劣化度分類の概念図である。鉄筋コンクリート構造物の性能は、鉄筋の腐食に伴う断面減少により低下する。例えば港湾の施設の維持管理技術マニュアル[2-3-2]においては、鉄筋の腐食が進行してからの変状の形態と程度で劣化度分類しているが、本論文では、予防保全型の維持管理手法を提案することから、鉄筋腐食が生じていない段階での変状も劣化度分類している。

図-2-3-1 は 5 段階に分類した劣化度と耐力保有割合の関係を模式的に示している。劣化度とはコンクリート表面の変状に基づき劣化の程度を数値化したものであり、コンクリートの表面変状を鉄筋の腐食リスクに基づいて 5 段階に分類している。耐力保有割合とは供用開始時と劣化時の部材耐力の比である。鉄筋コンクリートの部材性能を耐力で評価する考えに立てば、性能低下は鉄筋断面の減少により生じることから、鉄筋の腐食が確認された段階から耐力保有割合が低下するものとして考える。つまり、変状として錆汁や鉄筋露出が現れた劣化度 4、5 の段階で耐力保有割合が低下することとする。劣化度 1、2、3 は塩化物イオンの侵入リスク（侵入の容易さ）に着目して変状を分類する。繰り返しになるが、ここで最も重要なことは、検討した劣化度と耐力保有割合の関係が成立しているかどうかを、詳細点検結果を用いて必ず確認することである。この確認がなければ劣化度マップは意味を成さない。

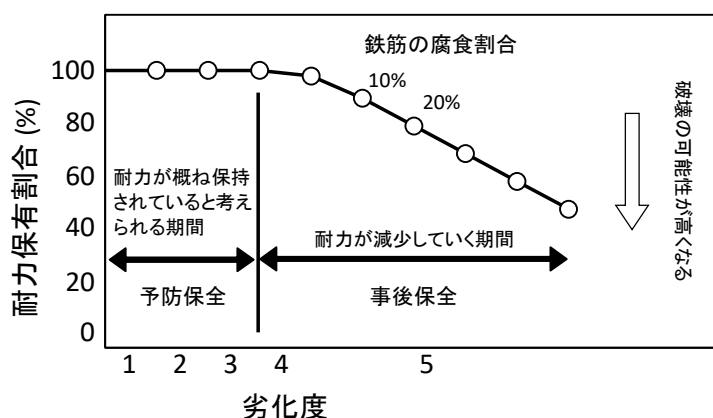


図-2-3-1 劣化度と耐力保有割合の概念

2.3.4 劣化の進行と性能低下の予測に基づく補修方法の設定の考え方

劣化度マップにより現状の劣化状況をエリア単位で把握することができるが、さらに各エリアの劣化度に補修方法を予防保全の観点で設定できれば、施設全体としてのライフサイクルコストの最適化も可能となる。補修方法を予防保全の観点で設定するためには、現状の劣化の進行と、それに伴う性能の低下を予測する必要がある。この予測結果に基づくことにより、供用期間中に性能が限界値を下回ることがないように補修方法の設定が可能となる。

具体的に鉄筋コンクリート構造物を例に説明する。鉄筋コンクリートの部材耐力は腐食による鉄筋断面の減少により低下する。そして、この鉄筋の腐食はコンクリート中の塩化物イオン濃度の上昇が大きく関係する。塩化物イオンはコンクリート表面から浸透するので、その浸透予測を行うことにより、鉄筋腐食の開始時期を予測することができる。予防保全の観点における補修方法のひとつとしては、塩化物イオン濃度が上昇したコンクリート部分を新しい材料に置換する方法が考えられる。この置換する規模は延長する供用期間に応じて検討することとなる。

このように、構造物の性能低下に影響する要因を抽出し、それによる劣化の進行予測および性能低下の予測を行い、その結果を踏まえた予防保全の観点による補修方法の設定を行うのである。以上のとおり、2.3.2で検討したエリア、2.3.3で検討した劣化度分類、そして劣化の進行と性能低下の予測に基づく補修方法の設定、これら三つを合わせることで、劣化度マップを作成することができる。具体的な作成方法については第3章で述べる。

2.4 まとめ

第2章では、劣化度マップという新たな考え方の導入によるコンクリート構造物の予防保全型維持管理手法を提案した。その主要な結論を以下に示す。

- 1) インフラの維持管理については、事後保全型の維持管理から、予防保全型の維持管理への移行が進められている。この予防保全型維持管理は、長期的な視点で見たときに、効率的で維持管理コストを低く抑えられる可能性が高いと考えられる。その予防保全型維持管理における課題は、いつ、どの範囲を、どうやって補修するのかを具体的に決定するための確たる手法が未だ定まっていないことである。
- 2) 劣化度マップにより、劣化箇所と劣化の程度を把握することができることから、エリア単位のピンポイントの補修、施工効率を考慮した複数エリアをまとめた範囲の補修、美観を考慮した補修など、補修範囲を設定することができる。

- 3) 構造物の劣化の状態に応じて補修方法は様々であるが、劣化度マップではエリア単位で劣化の状態を把握でき、その劣化の進行やそれによる性能低下の予測を行うことにより、予防保全の考え方に基づく補修方法を設定することができる。
- 4) 劣化度マップにより、補修範囲の設定や補修方法の設定が可能であることから、施設全体の劣化度の進行予測を行うことで、様々なシナリオでのライフサイクルコストの試算と比較検討が可能となる。これにより、補修対象とすべき劣化度とその最適な補修の時期を決定することができる。
- 5) これら 2), 3), 4)に示す劣化度マップの三つの役割により、予防保全型維持管理が可能となる。この劣化度マップを活用した維持管理が、第 2 章で提案する予防保全型維持管理手法である。

第 2 章の参考文献

- [2-1-1] 東日本高速道路，中日本高速道路，西日本高速道路：保全点検要領 構造物編，2015.4.
- [2-3-1] 国土交通省道路局国道・技術課：橋梁定期点検要領，2019.3.
- [2-3-2] 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（改訂版），2018.7.
- [2-3-3] 国土交通省港湾局：港湾の施設の点検診断ガイドライン，2020.3.

第3章

予防保全型維持管理手法による 鉄筋コンクリート構造物の 維持管理

第3章 予防保全型維持管理手法による鉄筋コンクリート建造物の維持管理

3.1 概論

第3章では、第2章で述べた予防保全型維持管理手法を、実際の鉄筋コンクリート建造物の補修計画の立案過程をとおして詳細に説明するとともに、その有効性について考察している。対象とした建造物は、土木遺産・北海道遺産である稚内港北防波堤ドームである。初めに稚内港北防波堤ドームの概要や構造を説明し、第2章で示した予防保全型維持管理手法の流れに沿って、施設点検、劣化度マップの作成、劣化度マップによる補修費用の最適化、劣化度マップによる補修範囲の設定までの具体的な検討過程を説明する。なお、現在北防波堤ドームでは、この予防保全型維持管理手法で検討された補修計画に基づき補修工事が進められている。第3章で示す詳細な検討過程は、他の鉄筋コンクリート建造物における予防保全型維持管理にも有用な知見を提供すると考えられる。

3.2 対象施設

第3章では、稚内港北防波堤ドームの補修計画立案を事例に、予防保全型維持管理手法の詳細を説明する。北防波堤ドームの補修は、国土交通省北海道開発局が港湾施設を対象に実施した代表的な予防保全型の補修事業であり、劣化度マップの考え方を取り入れて補修計画を立案した最初の建造物である。この施設についての理解を深めるため、以降に北防波堤ドームの概要、構造、維持管理の経緯を示す。

3.2.1 北防波堤ドームの概要

日本の最北端に位置する稚内港には、「北防波堤ドーム」と呼ばれる古代ギリシャ建築を彷彿させるユニークな形状の鉄筋コンクリート造の防波堤がある（写真-3-2-1）。北防波堤ドーム[3-2-1]は、第2期北海道拓殖計画において北防波堤の防波護岸として計画された。当初北防波堤には高さ5.5mの胸壁が施工されていたが、これを超える波浪や強風により、併設整備中の貨客発着場がしばしば被災を受ける状態にあった。そのため、設置予定の道路、鉄道および貨物取扱場に対する安全対策の方法が種々検討され、ドーム形で屋根を設けた防波護岸が研究開発された。北防波堤ドームの建設は1931年に着手され、6年の歳月をかけて1936年に完成した。1938年に鉄道省はドームに稚内駅を設けて連絡船バースと連結し、終戦の1945年までドーム内は貨客の通路として用いられてきた。現在は、防波堤背後の係留施設や臨港道路への越波防止施設としての役割はもとより、市民行事の催事場や観光客で賑わう観光施設として、そして、土木学会選奨土木遺産および北海道遺産として、稚内市のランドマークとしての新たな役割も担っている。



写真-3-2-1 稚内港北防波堤ドームの全景

3.2.2 北防波堤ドームの構造

現在の北防波堤ドームの構造図を図-3-2-1 に示す。北防波堤ドームの総延長は 427.6 m であり、アーチ形をした床版部の一端を約 6 m 間隔に設置された柱とアーチ形のはりによって、また他端を、胸壁を経てケーソンで支持している。柱を支持する基礎杭は RC 杭であり、杭頭と胸壁部基部とは地中梁で連結されている。さらに法線方向には、支柱部をアーチ形のはりで結んでいる。床版部は 24 ブロックに分割されており、各ブロックは伸縮目地により連結された構造となっている。

床版は鉄筋コンクリート構造であり、鉄筋は外面側と内面側に配筋されている。外面側は、D29 の縦方向鉄筋と D25 の横方向鉄筋が格子状に 250 mm 間隔で、内面側は D29 の縦方向鉄筋と横方向鉄筋がそれぞれ 250 mm, 125 mm 間隔で配置され、設計最小かぶりは両面とも 85 mm である。

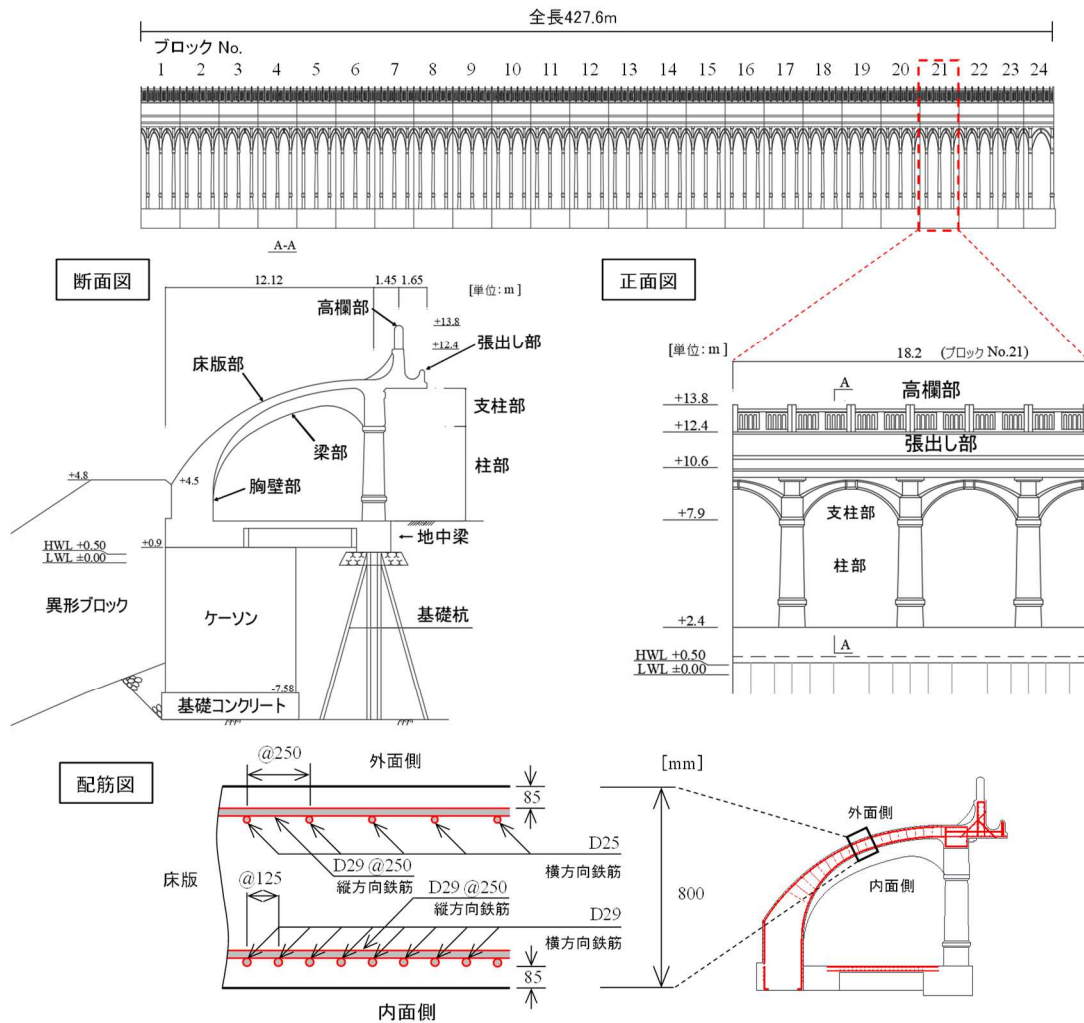


図-3-2-1 稚内港北防波堤ドームの構造図

3.2.3 北防波堤ドームの維持管理の経緯

北防波堤ドームの建設は1931年に着手され、6年の歳月をかけて1936年に完成した。それ以降、過酷な自然環境に曝されてきた北防波堤ドームは、1965年頃からコンクリート表面の剝離・落下、目地部の破損が顕著となり、1968年に部分的な補修を行うものの、1976年頃より鉄筋腐食等によってコンクリート表面がさらに剝離、剥落するようになり、利用上危険な状態となった。防波堤の基礎杭と本体のケーソンには問題となる変状は認められなかったが、上部構造には著しい断面欠損が認められた。これは、乾湿繰返しおよび温度変化を長年にわたって受けたこと、水セメント比が大きく、AE剤の使用が一般的となる以前のコンクリートであったため適切な空気量が連行されず、凍結融解に対する耐久性に問題があったことによると判断された。北防波堤ドームは世界に類をみない独創的な構造を有する極めて歴史的価値が高い構造物であるという理由から施設保存の要請が高まった。検討

の結果、原形復旧することとなり、1978年より3年間で解体・更新が実施された。当時の更新工事では、水密性の高いコンクリートを使用し、かぶりを十分にとり、ひび割れを防止するための用心鉄筋を十分に配置するなどの改善が講じられた[3-2-3]。その後、1995年の阪神淡路大震災を契機に港湾構造物の耐震設計法が改訂され、1999年から2002年に柱部を対象とした耐震補強工事が実施された[3-2-4]。そして、最初の全面改修から約40年が経過し、再び劣化が顕在化してきた。

3.3 施設点検と劣化状況

3.3.1 点検方法

施設点検における調査内容は、北防波堤ドームの劣化状況の把握や劣化メカニズムの推定のほか、コンクリート表面の変状と鉄筋の腐食状況の関連付けを行うことも目的に選定している。その調査内容を表-3-3-1に示す。変状の調査は、コンクリート構造物の目視試験方法に基づき、床版部外面の全面を行っている。かぶりと鉄筋腐食の調査は、波浪を受けている状況や塩分の飛散状況を勘案し、図-3-3-1、図-3-3-2に示すような7測線(TL1～TL7)にて行っている。そして、塩化物イオン濃度の測定については、鉄筋露出や錆汁が確認された7ブロックを抽出し、高さによる相違を把握することを目的に、測線1、測線4、測線7で行った。なお、試料採取はコンクリート表面が概ね健全な箇所で行っている。

表-3-3-1 調査内容

調査項目	調査方法
変状	[NDIS 3418]コンクリート構造物の目視試験方法
かぶり(厚さ)	[NDIS 3429]電磁波レーダ法によるコンクリート構造物中の鉄筋探査方法
鉄筋腐食	[JSCE-E 601]コンクリート構造物における自然電位測定方法(案)
塩化物イオン濃度	[JSCE-G 573]実構造物におけるコンクリート中の全塩化物イオン分布の測定方法(案)

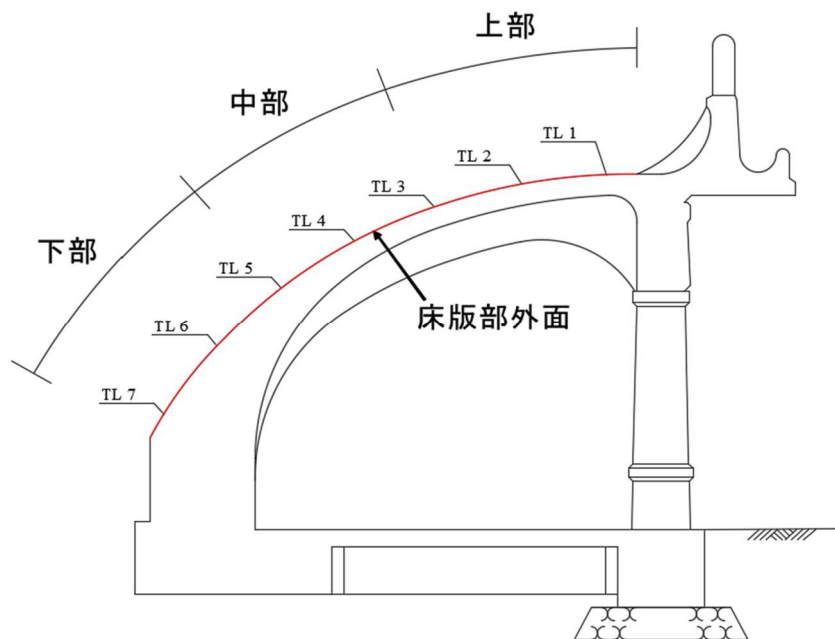


図-3-3-1 鉄筋かぶりと自然電位の測定位置（断面図）

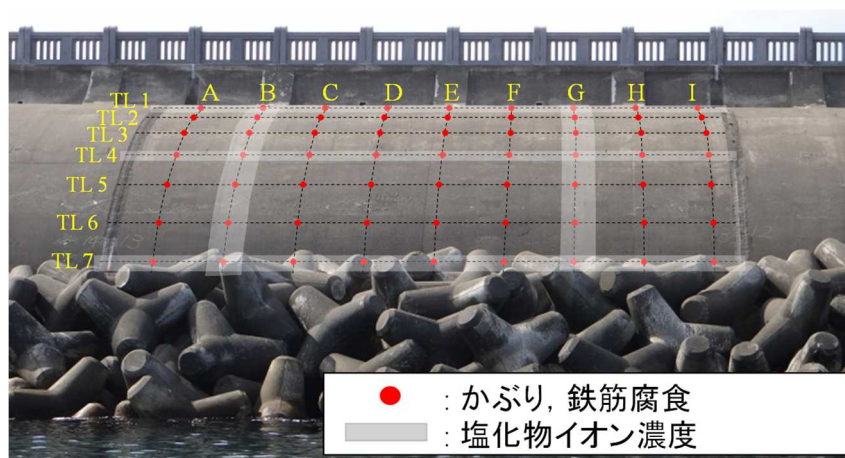


図-3-3-2 鉄筋かぶりと自然電位の測定位置（平面図）

3.3.2 変状調査結果

北防波堤ドーム床版部外面の変状を対象に NDIS 3418「コンクリート構造物の目視試験方法」に準じて目視調査を実施した。調査範囲は床版部外面全体とし、確認された変状をブロックごとに記録した。一例として、図-3-3-3 に床版部外面ブロック No.15 の変状記録を示す。図より、エリア 3 段目、4 段目、5 段目に軽度の豆板がみられ、それ以外はおおむね全体的にスケールが発生している。欠損、浮き、鉄筋露出は点在しているが、エリア 5 段目、6 段目に集中する傾向がみられる。また、エリア 5 段目、6 段目ではコールドジョ

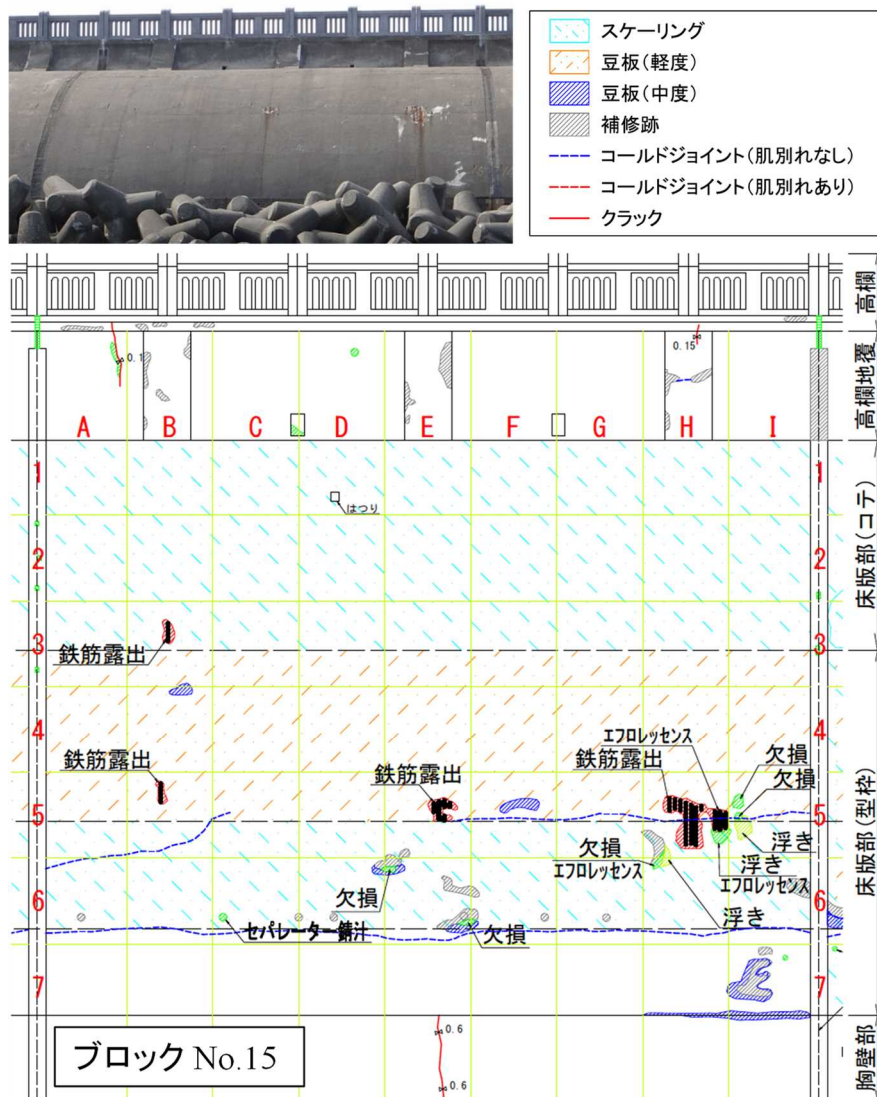


図-3-3-3 床版部外面の変状記録（ブロック No.15）

イントが確認されている。半円状をした床版部におけるコンクリート打設では、比較的水平的になるエリア 1 段目からエリア 3 段目中央は内面側を型枠で、外面側をコテによる表面均しで施工しているが、比較的垂直となるエリア 3 段目中央からエリア 7 段目は両面型枠で施工されている。床版部の曲率を考慮すると、後者の施工のように、型枠内に鉄筋を組み上げ、鉄筋の設計かぶりを維持したままコンクリートを打設するには高度な施工管理が必要であり、不可抗力等によりかぶりが設計値を下回る可能性も考えられる。また、この形状における打設時の締め固めが容易ではないことから、コールドジョイントがエリア 5 段目、6 段目で発生し易くなったものと考えられる。床版部下部（エリア 5 段目、6 段目、7 段目）は波の影響を受けやすい環境にあることから、変状が多く現れているものと考えられる。

3.3.3 かぶり調査結果

かぶり測定結果の全ブロックの頻度分布を図-3-3-4 に示す。大部分がかぶりの設計値 8.5cm を満足しているが、一部設計値を下回る箇所が存在した。図-3-3-5 はブロック別に整理した設計値を下回る数を示す。概ね 0~2 箇所程度であるが、ブロック No.7, 15, 16, 17 でやや多く、その内 No.15 が 5 箇所と最も多かった。No.15 を標高別で見ると中段である横測線 5 において最も多く見られた。恐らく不可抗力によるかぶり不足だと思われるが、かぶり不足は散見される程度であり、全体としては所定のかぶりが確保されている状態であった。

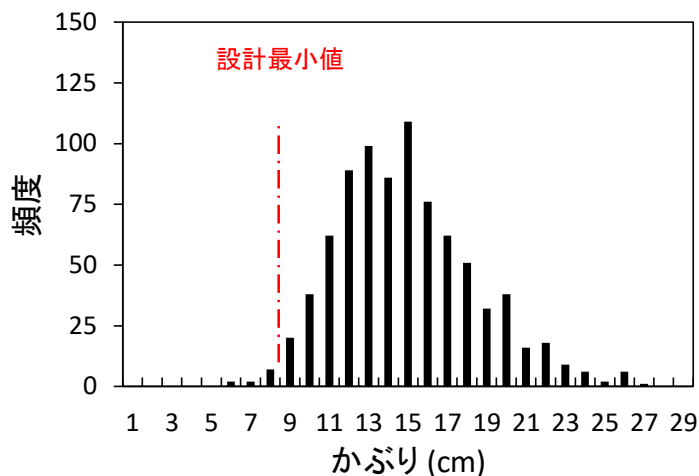


図-3-3-4 かぶりの頻度分布

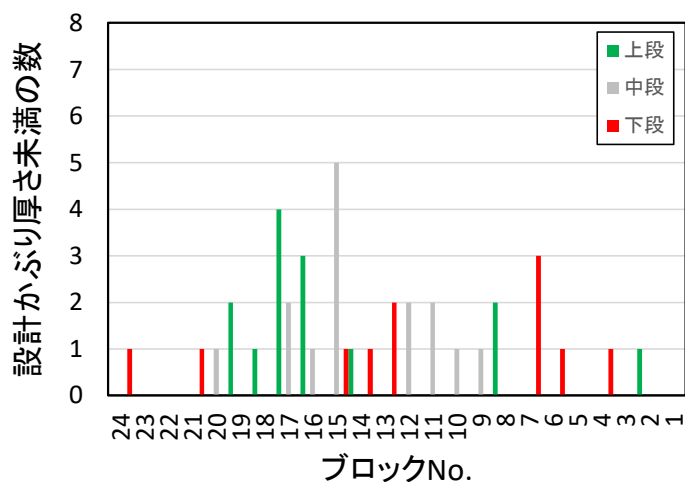


図-3-3-5 ブロック別設計かぶり (8.5cm) 以下の数

3.3.4 鉄筋腐食調査結果

床版部外面の鉄筋腐食可能性を確認するため、JSCE-E 601 2007「コンクリート構造物における自然電位測定方法（案）」に準じて調査を実施した。調査範囲は床版部外面全体とし、各エリアの中央部において鉄筋の自然電位を測定した。自然電位測定の照合電極には銅硫酸銅電極（CSE）を使用し、鉄筋腐食可能性の判定は表-3-3-2（ASTM C 876）に基づいて行った。

表 3-3-2 自然電位法による鉄筋腐食可能性の判定基準

自然電位(mV vs. CSE)	腐食の可能性
$-200 < E$	90%以上の確率で腐食なし
$-350 < E \leq -200$	不確定
$E \leq -350$	90%以上の確率で腐食あり

図-3-3-6 にブロック No.15 の自然電位測定結果を示す。図中の数値は各エリア中央部における測定値であり、-50 mV vs. CSE 単位で階級分けして着色表示した。鉄筋の露出が確認されたエリア G-5 および H-5 において-350 mV vs. CSE より卑となる値が測定されている。これは、表-3-3-2 に示すとおり 90%以上の確率で鉄筋が腐食している可能性があることを示すものであり、図-3-3-3 より同エリア内または隣接エリアに浮き、欠損、鉄筋露出が存在することから、このエリア内の鉄筋は腐食している可能性が高いと考えられる。また、エリア B-5、E-5、F-5、C-4 において-200 mV vs. CSE より卑となる値が測定されている。表-3-3-2 より測定値からの判定は不確定となるが、同エリア内もしくは付近のエリアに欠損、豆板（中度）、鉄筋露出が存在していることから、-200 mV vs CSE より卑となる値を示すエリアも鉄筋が腐食している可能性が高いと考えられる。

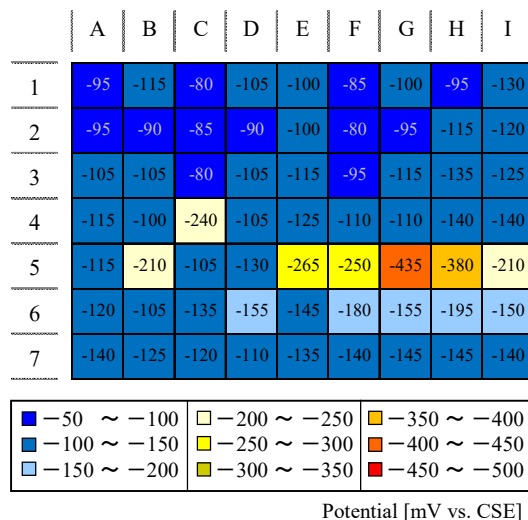


図-3-3-6 自然電位測定結果（ブロック No.15）

図-3-3-7 は床版部外面全体の自然電位測定値を鉛直方向のエリアごとに整理したものである。○はエリア内に錆汁や鉄筋露出が含まれている場合の測定値、○はエリア内において鉄筋腐食をうかがわせるような変状が確認されていない場合の測定値を示している。床版部外面の上部から下部にかけて自然電位は卑となる傾向がみられる。これは海水との接触の大小の定性的な傾向と一致する。特に床版部外面下部（エリア 5 段目、6 段目、7 段目）では電位が-350 mV vs. CSE より卑となる地点が多い傾向にあり、そのデータは○で示されていることから、変状との整合がとれている。なお、○のプロットの中に電位が-200 mV vs. CSE より貴となる値も存在している。自然電位は鉄筋腐食可能性を示す指標であるため、エリア内に錆汁や鉄筋露出が含まれていても、それを示す結果にならない場合もある。このことを踏まえて考察すれば、これは鉄筋腐食がエリア中央部以外で局所的に生じたことが可能性として考えられる。劣化度マップによりエリア単位の維持管理を検討する際には、エリア内がほぼ一様な腐食環境であるように分割するが、コンクリートの品質のばらつきなどで、エリア内で腐食環境に偏りが生じることも想定される。このことは、エリア単位での補修が過剰あるいは不十分となるリスクを含むものであるが、必要に応じてエリア設定をさらに細分化するなどの方法をとることで、このリスクを低減することは可能であると考えている。

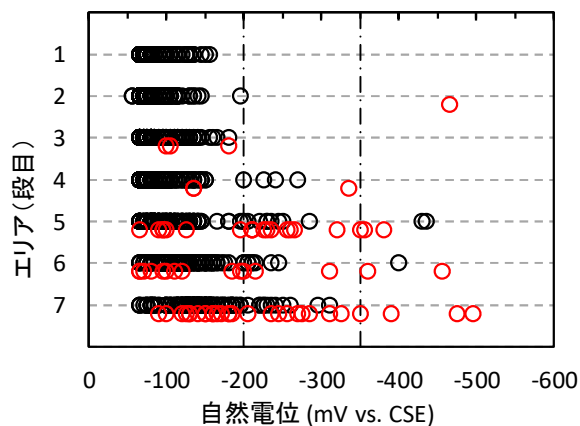


図-3-3-7 鉛直方向のエリア別自然電位

自然電位測定値と鉄筋腐食状況の関係を確認する目的で、はつり調査を行った。はつり調査位置は、鉄筋の腐食程度をより広範囲に調べる目的で、スケーリング、豆板（軽度）である各ブロックのエリア D-1 と、豆板（中度）、欠損、鉄筋露出を含むエリアとした。後者の具体的なエリアは、ブロック No.15 のエリア F-5 と H-5、ブロック No.14 のエリア I-7 としてブロック 6 のエリア C-4 である。鉄筋の腐食状況の評価は、表-3-3-3 に示す JCI-SC1 「コンクリート中の鋼材の腐食評価方法」に基づいて行った。

表-3-3-3 はつり調査による鉄筋腐食状況の判定基準

腐食グレード	鋼材の状態
I	黒皮の状態, または錆は生じているが全体的に薄い緻密な錆であり, コンクリート面に錆が付着していることはない.
II	部分的に浮き錆はあるが, 小面積の斑点状である.
III	断面欠損は目視観察では認められないが, 鉄筋の全周または全長にわたって浮き錆が生じている.
IV	断面欠損が生じている.

図-3-3-8 は, 自然電位測定後にその位置のコンクリートをはつり取って腐食状況を確認した結果と自然電位の関係を示したものである. 鉄筋の腐食状況は表-3-3-3 に示す腐食グレードで整理した. 床版部上部である D-1 の自然電位は-100 mV vs. CSE 程度を示しているが, その鉄筋の腐食グレードは, 一部 III が存在するものの, 大部分が I または II であった. 床版部中部から下部にある C-4, F-5, H-5, I-7 については, 自然電位-260 mV vs. CSE 程度で腐食グレード II または III, 自然電位-380 mV vs. CSE で腐食グレード IV であった. 全体的な傾向として, 腐食グレードが I から IV に進行するにつれて自然電位が卑となる傾向にあることから, 北防波堤ドームの場合は, 自然電位によって腐食状況がある程度推定できるものと判断した.

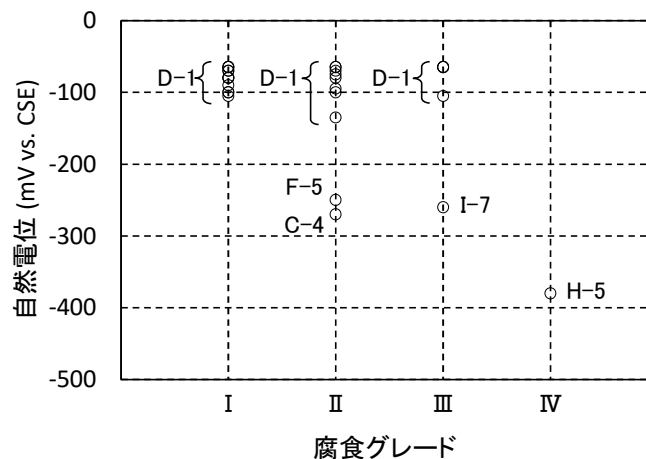


図-3-3-8 はつり調査に基づく鉄筋の腐食レベルと自然電位

3.3.5 塩化物イオン含有量試験結果

床版部外面の塩化物イオン濃度を JIS A 1154 「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの測定方法」により調査した。試料採取は 24 ブロック中 5 ブロックで実施した（ブロック No.8, 15, 16, 18, 21）。これは、変状が多いブロックもしくは波がかりが多いと思われるブロックを選定したものである。試料採取位置は、床版部上部、中部、下部に相当するエリア D-1, D-4, D-7 の中央付近で面的変状がスケーリング、軽度の豆板、もしくは変状がみられない場所を基本とした。試料はドリル削孔によりコンクリート表面から深度方向に 5 試料（0～2 cm, 2～4 cm, 4～6 cm, 6～8 cm, 8～10 cm）のコンクリート粉を採取した。

5 ブロックで調査した塩化物イオン濃度を用いて Fick の拡散方程式(1)により、塩分浸透拡散係数 D_c および表面塩化物イオン濃度 C_0 を算出した。なお、 D_c および C_0 は最小 2 乗法により算出した。

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

ここで、 $C(x, t)$ ：深さ x (cm)、時間 t (sec)における塩化物イオン濃度(kg/m³)、 C_0 ：表面における塩化物イオン濃度(kg/m³)、 D_c ：塩化物イオンの見掛けの拡散係数(cm²/s)、 erf ：誤差関数、 C_i ：初期塩化物イオン濃度(kg/m³)。

なお、初期塩化物イオン濃度には、飛来塩分の影響を最も受けていないと考えられる床版部上部(エリア 1 段目)の深さ 9 cm における測定値の平均を適用し、ここでは $C_i=0.38$ kg/m³とした。また、安全係数は考慮していない。塩化物イオン濃度の深度方向分布を図-3-3-9 に、算出された拡散係数および表面塩化物イオン濃度を表-3-3-4 に示す。

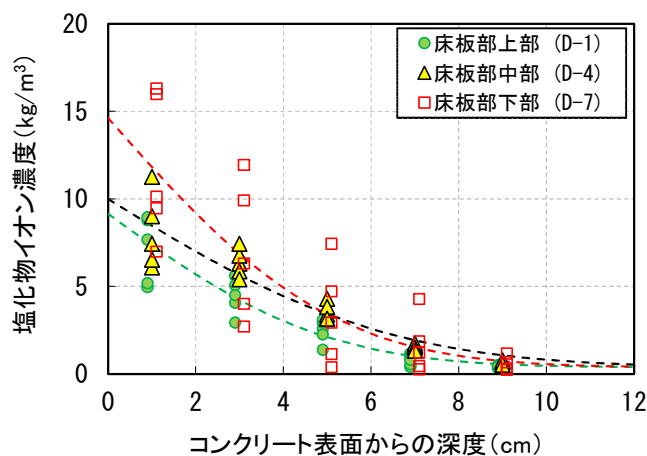


図-3-3-9 塩化物イオン濃度の深度方向の分布

表-3-3-4 表面塩化物イオン濃度と拡散係数

部位	表面塩化物イオン濃度 C_0 (kg/m ³)		見掛けの拡散係数 D_c ($\times 10^{-8}$ cm ² /s)	
	平均	最大	平均	最大
床版部 上部 (D-1)	8.76	10.73	0.68	0.78
床版部 中部 (D-4)	9.61	10.66	1.13	1.15
床版部 下部 (D-7)	14.23	19.53	0.73	1.07

3.4 劣化度マップの作成

3.4.1 劣化度マップのエリア設定

北防波堤ドーム床版部外面のような広範囲の変状を各々劣化度で評価し補修するのでは、その数が膨大となり管理が困難となる。そこで、施設の形状や構造、施設の環境条件、劣化の進行による変状の規模、そして補修における施工条件や補修後の品質確保を十分考慮して、劣化度マップのエリア設定を行った。

図-3-2-1 に示したようにドーム床版部外面は曲面形状をしている。建設当時のコンクリート打設方法も曲面の位置で異なっており、比較的垂直なドーム床版部下部から中央部は型枠による打設、比較的水平的なドーム床版部上部はコテによる表面均しにより仕上げられている。また、外郭施設であるドームは波の影響を受ける環境にあり、同じドーム床版部であっても、上部と下部ではその影響度合いが異なる。実際に図-3-3-3 に示した変状のスケッチをみると、下部に顕著な変状が集中している。また、ドーム床版部は 1 スパン 18.2m のブロックに施工目地で分割されているが、変状はスパン内で点在している場合もある。曲面のドーム床版部においてエリア単位の補修を行う場合、エリア内はできるだけ平坦である方が、施工性も良く高品質を保つことができると思われる。以上の条件を考慮し、妥当なエリアサイズとして 2m×2m の正方形を想定した。次に、補修における施工条件を考慮する。ドーム床版部外面では、鉄筋腐食箇所を中心とした個所において補修が必要となることから、ウォータージェットによるコンクリートのはつり作業と、寒冷地で実績のある繊維補強吹付モルタルによる断面修復を行うことが想定される。エリアの大きさを検討する上で、ウォータージェットによるはつり作業の施工効率と繊維補強吹付モルタルの乾燥収縮によるひび割れ防止などについて、施工業者からの聞き取りを行うとともに、一度に確実に補修できる範囲等を検討した。以上の検討結果に基づき、最終的に床版部外面においては 2 m × 2 m を基本とした正方形をエリアとすることが適切であると判断した。なお、通常の港湾施設の点検診断の方法を適用すると、目地で分割された 1 ブロック 13.4 m × 18.2 m (一部

ブロックを除く) がエリアの単位となる。したがって、今回設定したエリアはより細かく予防保全の必要性や補修方法を検討できるものとなっている。

3.4.2 劣化度マップの劣化度分類

鉄筋コンクリート構造物の性能は、鉄筋の腐食に伴う断面減少により低下する。1.3.1で述べた基準[3-4-1]においては、鉄筋の腐食が進行してからの変状の形態と程度で劣化度分類しているが、本論文では、予防保全の考え方に立った補修を検討するため、鉄筋腐食が生じていない段階での変状も劣化度分類することとした。その分類の考え方を図-3-4-1 および表-3-4-1 に示す。図-3-4-1 は5段階に分類した劣化度と耐力保有割合の関係を模式的に示している。表-3-4-1 に示すように、劣化度とはコンクリート表面の変状に基づき劣化の程度を数値化したものであり、表面のスケーリングから鉄筋の露出まで、鉄筋の腐食リスクを考慮して5段階に分類している。耐力保有割合とは供用開始時と劣化時の部材耐力の比である。鉄筋コンクリートの部材性能を耐力で評価する考えに立てば、性能低下は鉄筋断面の減少により生じることから、鉄筋の腐食が確認された段階から耐力保有割合が低下するものとした。つまり、変状として錆汁や鉄筋露出が現れた劣化度4、5の段階で耐力保有割合が低下することとする。劣化度1、2、3は塩化物イオンの侵入リスク(侵入の容易さ)に着目して変状进行分类している。北防波堤ドーム床版部外面では凍結融解が原因となる軽微なスケーリングが全体的に発生しているが、3.3.2で示した調査結果のとおり鉄筋露出や錆汁などの重大な変状は波の影響を受けやすい床版部下部に集中している。これは、北防波堤ドーム床版部外面の部材性能が、凍結融解を直接の原因とする鉄筋腐食ではなく、塩化物イオンの侵入に起因する鉄筋腐食により低下していることを示している。このことから、時系列的に劣化度が高い変状ほど鉄筋腐食が早く生じると考えられる。なお、劣化度の判定では塩化物イオン濃度を評価していないが、補修方法を設定する段階で考慮している。これについては、3.4.6で後述する。

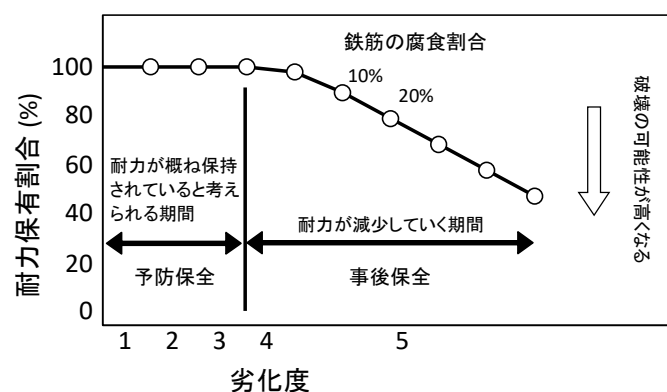


図-3-4-1 劣化度と耐力保有割合の概念

表-3-4-1 劣化度マップにおける劣化度の分類

劣化度	鉄筋腐食に対する影響	対象となる変状	
		面的変状	線の変状
5	鉄筋腐食が顕著となり、耐力低下につながる。	鉄筋露出	
4	鉄筋腐食が生じ、耐力低下が始まる。	錆汁を伴う面的変状、浮き	錆汁を伴う線の変状
3	近いうちに鉄筋腐食が生じる可能性が高い。	エフロを伴う変状 欠損 豆板(重度)	エフロを伴う変状 幅0.2mm以上のひび割れ コールドジョイント(肌別れ)
2	変状の部分から劣化因子の侵入が懸念される。	骨材露出 豆板(中度) 補修跡	幅0.2mm未満のひび割れ
1	変状がないか軽微で耐久性にほとんど影響を与えない。	スケーリング 豆板(軽度)	コールドジョイント (肌別れなし)

3.4.3 劣化度マップと施設変状傾向の整合性確認

北防波堤ドーム床版部外面の変状を劣化度マップで示し、変状傾向を劣化度マップで把握できるかについて確認した。

2.3 で述べた劣化度マップの考え方に従って、一例として図-3-3-3 に示すブロック No.15 の変状記録から劣化度マップを作成した。図-3-4-2 にブロック No.15 の劣化度マップを示す。床版部外面上部（エリア1段目、2段目）と中央部（エリア3段目、4段目）の主な変状はスケーリングと軽度の豆板であるので、劣化度マップでは大部分が劣化度1として整理される。床版部外面下部（エリア5段目、6段目、7段目）では重度の豆板、欠損、補修跡、コールドジョイント、エフロレッセンスが確認されたため、劣化度2、3のエリアが多くなっている。そして、数箇所鉄筋の露出や鉄筋の腐食に伴う浮きが発生しており、その箇所が含まれるエリアは劣化度4、5で示されている。このように、目視調査で確認された変状を表-3-4-1 に示す5段階の劣化度で分類することにより、変状記録を数値で表現することができる。

図-3-4-3 は、床版部外面全体の劣化度を鉛直方向のエリアごとに集計して作成した劣化度割合である。床版部外面上部であるエリア1段目、2段目においては、劣化度1が9割を占め、床版部外面中部のエリア3段目、4段目では劣化度2以上の割合が2割を超えている。そして、床版部外面下部であるエリア5段目、6段目、7段目では、劣化度3以上が3割を超え、そのうち劣化度4、5の割合が1割を超えている。図-3-4-2 のように変状を数値化し図-3-4-3 のように図化すれば、視覚的かつ容易に変状の傾向を把握できる。

劣化度		A	B	C	D	E	F	G	H	I
5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	3	1	5	1	1	1	1	1	1	1
2	4	1	2	1	1	1	1	1	1	1
1	5	1	5	1	1	5	2	1	5	4
	6	1	1	2	3	3	3	1	4	2
	7	1	1	1	1	1	1	1	2	2

図-3-4-2 劣化度マップ（ブロック No. 15）

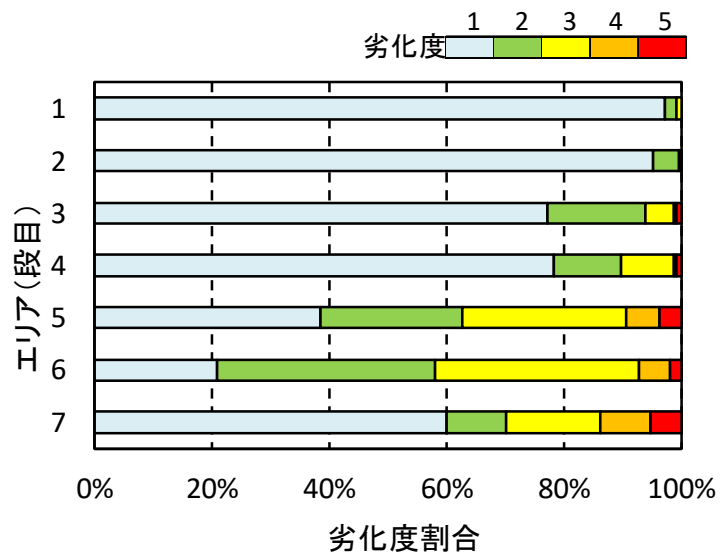


図-3-4-3 全 24 ブロックの劣化度割合

3.4.4 劣化度マップと鉄筋腐食状態の整合性確認

3.4.2 で述べたとおり，鉄筋コンクリート構造物の耐力は鉄筋の腐食により低下する．そこで，コンクリート表面の変状を数値化した劣化度マップにより鉄筋コンクリート構造物の鉄筋腐食状態をどの程度の精度で把握できるか確認する．ここでは，北防波堤ドーム床版部外面の鉄筋腐食状態を自然電位測定およびはつり調査により調査し，その上で，劣化度マップと鉄筋腐食状態を比較することにより確認した．

劣化度マップと鉄筋腐食調査結果の関係性を調べるため，図-3-4-4 に劣化度別の鉄筋腐

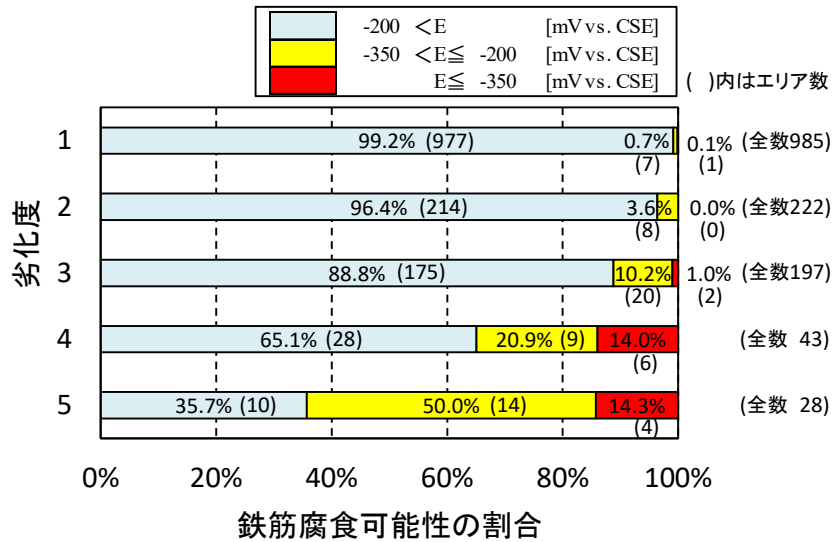


図-3-4-4 劣化度別鉄筋腐食可能性の割合

食可能性の割合を整理した。鉄筋腐食可能性の割合とは、各エリアで測定された自然電位を表-3-3-2に示す3区分で分類し、エリア総数で除した値である。90%以上の確率で腐食が発生していないと考えられる-200 mV vs. CSEより貴となるエリアの割合に着目すると、劣化度1, 2はそれぞれ99.2%, 96.4%, 劣化度3においても88.8%を占めており、腐食が発生する前の状態を示す劣化度3以下の定義とおおむね整合している。しかしながら、90%以上の確率で腐食が発生している可能性がある-350 mV vs. CSEより卑となるエリアが劣化度1で1エリア、劣化度3で2エリア存在し、割合は少ないものの劣化度と鉄筋腐食可能性の関係に不整合も認められる。これらのエリアを確認したところ、規模の大きい鉄筋露出が隣接エリアに存在する、大きな補修跡が存在する、欠損が深いといった状況にあったことから、変状が著しいエリアに隣接するエリアについては詳細な検討を加えるなどして、腐食状況を見極めることが必要であると考えられる。

一方、劣化度4, 5については、90%以上の確率で腐食が発生している可能性がある-350 mV vs. CSEより卑となるエリアの割合がそれぞれ14.0%, 14.3%, 腐食可能性が不明である-200 mV vs. CSEより卑となるエリアを含めると、それぞれ34.9%, 64.3%となる。これを前述した劣化度3以下の腐食可能性の割合と比較すると、腐食が進行し始めるまたは進行している状態を示す劣化度4以上の定義とある程度整合していると考えられる。しかしながら、劣化度5において90%以上の確率で腐食が発生していないと考えられるエリアの割合が35.7%となっており、劣化度と鉄筋腐食可能性の関係性に不整合が認められる。この理由については3.3.4で述べたとおり、鉄筋腐食がエリア中央部以外で局所的に生じたことが可能性として考えられる。

以上のとおり，北防波堤ドーム床版部外面における自然電位測定値を参考に調べた鉄筋腐食状況と劣化度マップを照合した結果，劣化度マップと鉄筋腐食状況には関係性が認められた．このことから，北防波堤ドーム床版部外面については，劣化度マップによる部材の鉄筋腐食状態の把握がおおむね可能であると考えられる．

3.4.5 予防保全のための劣化度別補修方針の検討

鉄筋コンクリート構造物である北防波堤ドームは，塩化物イオンの侵入に起因する鉄筋の腐食により部材性能が低下する．既述のとおり，スケーリングの程度は軽微なものであることから，凍害が原因となる鉄筋腐食は考慮しないとした．劣化度 1～3 の場合は，補修の設計供用年数を 50 年として今後 50 年間の鉄筋腐食のリスクを評価し，リスクが高い場合には塩化物イオンを取り除く措置あるいは塩化物イオンの侵入を抑制する措置を行うこととした．一方，劣化度 4，5 の場合は，既に鉄筋の腐食が発生している可能性が高いため，腐食ができるだけ軽微な段階で鉄筋に防錆処理を施して断面修復することとした．各補修方法の概念図を図-3-4-5 に示す．

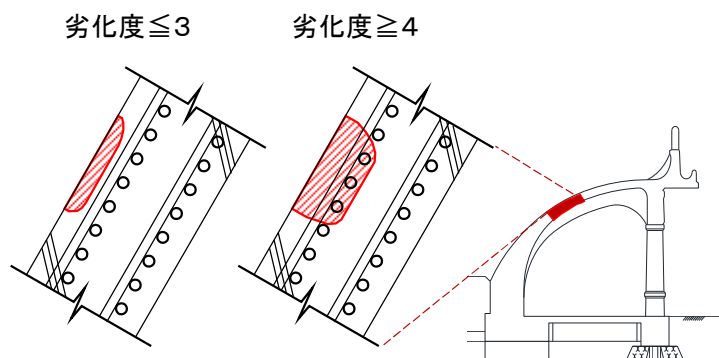


図-3-4-5 劣化度別補修方法の概念図

床版部外面は，2 m×2 m のエリア単位でのはつりとなることから，はつりに起因する劣化の抑制と施工性を踏まえ，ウォータージェットによるはつりを基本とした断面修復を施すことにした．補修材料の選定にあたっては，主に次の項目に留意した．

- 1) 歴史的建造物であり，地区のシンボルであることを考慮し，現状の質感，色彩の統一感を損なわない材料を選定する．
- 2) 劣化因子の侵入抑止のため，塩化物の拡散速度が遅く，ひび割れ抵抗性を有した材料を選択する．
- 3) 寒冷環境下におかれた構造物であることから，耐凍害性を有した材料を選択する．

施工性と経済性から吹き付け工法による施工を選択し，補修材料としては寒冷地で使用

実績のある短繊維を混入したポリマーセメントモルタルを使用することとした。

以上のように、劣化度マップを活用して劣化状況に合った適切な補修方法を設定することができる。

3.4.6 劣化の進行と性能低下の予測に基づく劣化度別補修方法の設定

ここでは、劣化度別補修方法の詳細を設定するための検討を行う。具体的には、床版部外面のはつり深さを検討する。検討手順としては、北防波堤ドームにおける塩化物イオン濃度調査とはつり調査から腐食発生限界塩化物イオン濃度を求め、**図-3-3-9**で示した北防波堤ドーム外面の塩化物イオン濃度分布と照らして、現時点の塩化物イオンの浸透深さを推定する。この浸透深さを根拠に床版部外面のはつり深さを決定する。

まず、腐食発生限界塩化物イオン濃度の検討過程を説明する。**図-3-4-6**は、ブロック No.15 のエリア D-4 で採取したドリル粉から求めた塩化物イオン濃度分布であり、黒点線は実測値から求めた回帰曲線である。ここで、別途調査した中性化深さが 1.9 cm (青の一点鎖線)であったため、深さ 1 cm 地点の実測値は除外して回帰曲線を求めている[3-4-2]。一方、ブロック No.15 では、エリア F-5 と H-5 の 2 箇所ではつり調査を行っており、その両地点のかぶりはそれぞれ 6.8 cm と 5.3 cm であった。エリア F-5 では鉄筋腐食が生じていなかったが、エリア H-5 では腐食が認められたことから、このエリア H-5 の鉄筋位置における塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度に相当するものと判断した。このエリア H-5 のかぶり 5.3 cm における塩化物イオン濃度を調べるため、エリア H-5 の 1 段上にあるエリア D-4 の塩化物イオン濃度分布を使用することとした。**表-3-3-4**の C_0 が示すように塩化物イオン濃度は床版部外面の鉛直方向に濃度分布が変化するため、本来エリア H-5 の塩化物イオン濃度分布を使用すべきところであるが、ここではエリア D-4 が H-5 の一段上であることから、この塩化物イオン濃度を使用することとした。**図-3-4-6**にエリア H-5 のかぶり 5.3 cm を赤の一点鎖線で表示すると、塩化物イオン濃度の回帰曲線との交点から、腐食発生限界塩化物イオン濃度 3.2 kg/m^3 が求まる。

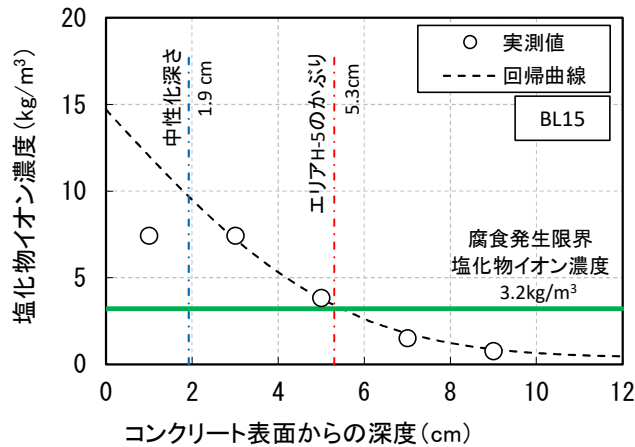


図-3-4-6 腐食発生限界塩化物イオン濃度の設定

劣化度マップにおける劣化度 1, 2, 3 のエリアでは、所要の期間に腐食発生限界塩化物イオン濃度を上回る可能性が高い場合には、予防保全としてかぶりコンクリートを除去する必要がある。図-3-4-6 から求めた腐食発生限界塩化物イオン濃度 3.2 kg/m^3 を図-3-3-9 に表示し、塩化物イオン濃度が高い床版部下部の回帰曲線との交点から、コンクリート表面からの深度を求めると 5.5 cm となる (図-3-4-7)。よって、コンクリート表面から 5.5 cm の深さまでをはつり取り、繊維補強ポリマーセメントモルタルで断面修復する方法で補修することとした。

また、劣化度 4, 5 のエリアは、鉄筋の補修が必要であるため、鉄筋背後 1 cm までの 16 cm をはつり取り、鉄筋の防錆処理を行った後、繊維補強ポリマーセメントモルタルで断面修復する方法で補修することとした。

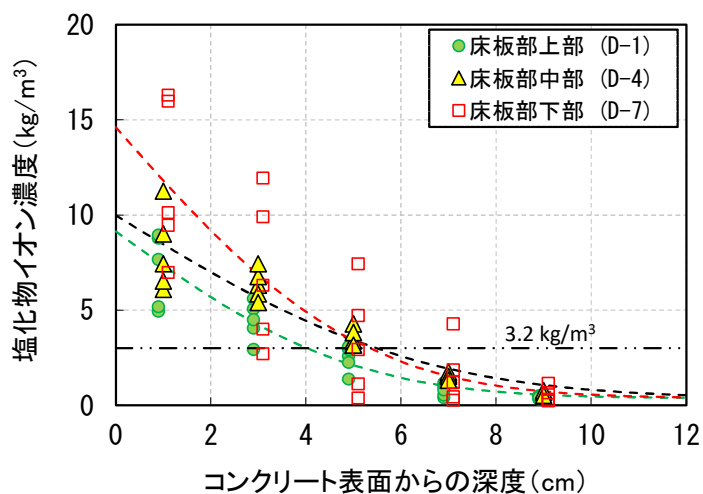


図-3-4-7 塩化物イオン濃度分布と腐食発生限界塩化物イオン濃度

3.5 劣化度マップによる補修費用の最適化

劣化度マップの作成にあたっては、予め補修方法を想定した適切な格子間隔で構造物全体を細分化している。これは、エリア単位の補修方法の設定や、これによる補修費用の最小化を可能とするためである。ここでは、劣化度マップによる予防保全の合理化、すなわち補修費用の最適化について検討する。予防保全の定義は、構造物に劣化を発生あるいは顕在化させない、もしくは、性能低下を生じさせないための予防的処置を計画的に実施することであることから、劣化度マップにおける劣化度 3 以下の中から最適な補修対象劣化度を検討することとなる。3.4.6 で検討した劣化度別補修方法に基づき、将来的な補修費用の算出を行うことで、補修対象とすべき劣化度を選択できる。なお、将来的な補修費用の算出にあたっては、全エリアに占める各劣化度の割合の経年変化をマルコフ連鎖モデルによる推定結果を用いている。

3.5.1 補修費用の推定方法

劣化度マップにより床版部外面の変状を 5 段階の劣化度に分類したが、将来的な補修費用の最適化を目的に、補修対象とすべき劣化度の閾値を検討する。まず、劣化度の将来的な推移をマルコフ連鎖モデル[3-5-1]により予測した。マルコフ連鎖モデルとは、事象がある「状態」からある遷移率 P_x で次の状態へと移行する様子を確率論的にとらえる手法であり、「状態」はその前の状態あるいはその次の状態に関係なく独立であると考えられる。この「状態」を 5 段階の劣化度と考えることで、劣化度の将来予測を行う。なお、厳密には各劣化度に応じて遷移率は異なるが、すべて同一の遷移率を仮定した。港湾 RC 構造物へのマルコフ連鎖モデルの適用性については既に確認されており、各状態からの遷移確率を等しくしてもおおむね妥当な予測が得られるとされている[3-5-2], [3-5-3]。

初期状態としてすべての部材が劣化度 1 であり、1 年ごとに遷移率 P_x で劣化度が次の段階に推移していくとする。ここで用いた遷移率は、床版部外面全体の劣化度と、1981 年に完了した全面改修からの経過年数 37 年を元に算出した。

次に、得られた劣化度別のエリア数に劣化度別の補修単価を乗じ、補修費用を推定した。表-3-5-1 に劣化度別の補修単価の算出根拠を示す。補修単価の算出においては主な工種としてウォータージェットによるコンクリート除去と繊維補強ポリマーセメントモルタルの吹付けによる断面修復の費用を計上する。1 エリアあたりの補修面積は 4 m² であるが、コンクリート除去深さは、3.4.6 で示したとおり劣化度 1, 2, 3 が 5.5 cm, 劣化度 4, 5 が 16 cm であり、これらを 1 エリアあたりの施工数量とすると表のように各劣化度の補修単価が算出される。なお、劣化度 4, 5 における鉄筋の防食処理の費用は些少であると考え、単価算定には含めていない。また、補修費用の算定にあたっては、将来の物価変動や社会的

表-3-5-1 補修単価の設定

1エリア(2m×2m)当たりの補修単価 [円]						
	施工 単価 (諸費込)	単位	劣化度1, 2, 3		劣化度4, 5	
			数量	施工費	数量	施工費
コンクリート除去 (ウォータージェット)	3,600,000	m ³	0.22	792,000	0.64	2,304,000
断面修復 (繊維補強ポリマー セメントモルタル)	1,800,000	m ³	0.22	396,000	0.64	1,152,000
合計				1,188,000		3,456,000

割引率は考慮していない。

3.5.2 補修費用の推定結果（シナリオ1）

図-3-5-1は、50年ごとに補修を行う仮定で計算した劣化度進行の将来予測を示している。計算は劣化度4以上で補修する場合、3以上で補修する場合、2以上で補修する場合、1以上で補修する場合について実施しているが、ここでは劣化度4以上を補修する場合を代表として示している。経過年数0年が全面改修完了の年（1982年）、経過年数37年が予防保全検討時点（2019年）、そして、ここから50年ごとに補修が行われると仮定し、土木遺産として後世に末永く継承されることを想定して、経過年数250年（5回程度の補修が計画される）までの補修費用を計算した。ここで、補修したエリアの劣化度は1に戻るものとし、補修前後で遷移率は同じとする。各劣化度の割合は図のように変化するが、補修実施間隔を固定すると、各補修時期における劣化度割合がそれぞれ異なっていることがわかる。図に示す劣化度4以上を補修する場合においては、2回目以降（経過年数87年以降）の補修時点において劣化度4, 5の割合が5%から15%に増加する傾向が見られる。

図-3-5-2は、図-3-5-1で計算した全ての結果について、その累積補修費用を示している。計算結果を見ると、3回目（経過年数137年）の補修までは劣化度4以上の補修が最も安価となるが、4回目（経過年数187年）には劣化度3以上の補修と同等、5回目（経過年数237年）からは劣化度3以上の補修が最も安価となる。

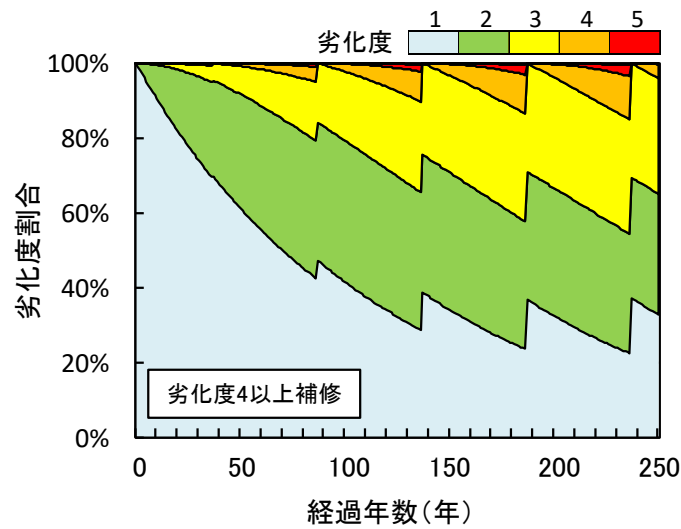


図-3-5-1 劣化度進行の将来予測（補修間隔：50年）

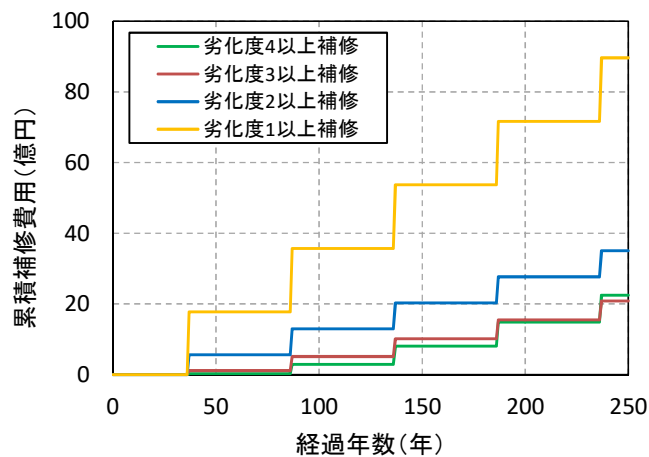


図-3-5-2 累積補修費用（補修間隔：50年）

3.5.3 補修費用の推定結果（シナリオ2）

図-3-5-3 は、各エリアにおいて劣化度 4 以上の発生割合が 5%となった段階において補修を行う仮定で計算した劣化度進行の将来予測を示している。この発生割合 5%とは、3.3 の施設点検で示した全面改修後 37 年目の劣化状況から求めた値であり、劣化度 4 以上のエリア数を全エリア数で除して求めた。図-3-5-1 と同様に補修対象とする劣化度の閾値を変化させて計算を行っており、ここでも劣化度 4 以上を補修する場合について代表として示している。劣化度 4 以上の発生割合を上限 5%に固定した場合、閾値によって補修実施間隔が異なってくる。図に示す劣化度 4 以上を補修する場合においては、2 回目以降（経過年数

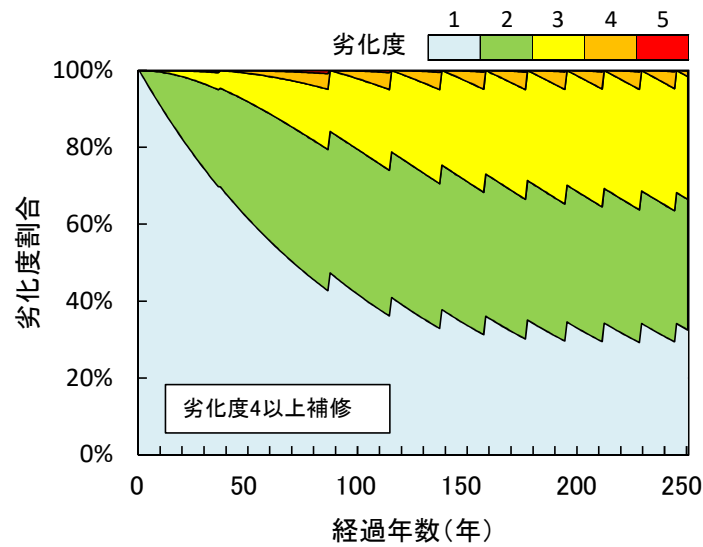


図-3-5-3 劣化度進行の経年変化予測（補修間隔：劣化度4以上の発生率5%）

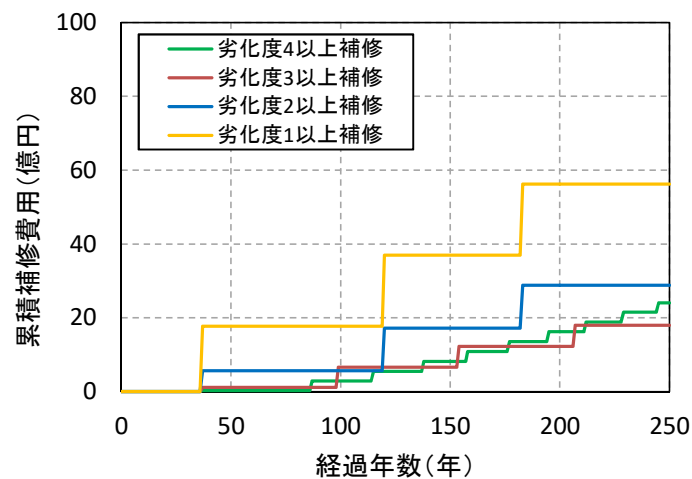


図-3-5-4 累積補修費用（補修間隔：劣化度4以上の発生率5%）

87年以降)の補修実施間隔が28年間隔から16年間隔まで徐々に短くなる傾向が見られる。

図-3-5-4は、図-3-5-3で計算した全ての結果について、その累積補修費用を示している。その結果、劣化度4以上ではおおむね20年に1度の頻度で補修することになり、累積補修費用は劣化度3以上を補修する場合をやや上回る。劣化度2以上または劣化度1以上を補修する場合は、補修回数が比較的少ないが、累積補修費用は高額となる。劣化度3以上を補修する場合は、おおむね55年に1度の頻度で補修が必要となるが、250年間の累積補修費用は比較条件の中で最も安価となる。

3.6 劣化度マップによる補修範囲の設定

以上のとおり、北防波堤ドーム床版部外面においては、劣化度 3 以上の範囲を補修することが 250 年間の累積補修費用を最も安価とできることから、補修対象劣化度の閾値を劣化度 3 とすることが経済的な観点からは合理的であると言える。なお、劣化度マップを用いずに従来の考え方で補修する場合、すなわち補修対象範囲を 1 ブロックすべてとする場合の累積補修費用は、劣化度 1 を閾値とした累積補修費用に相当するものと考えられる。

エリア単位で補修する場合の問題点として、同じ補修面積であってもエリアが連続している場合と分散している場合では、施工効率の観点からコスト差が生じてしまうことがあげられる（後者の方がコスト高になってしまう）。またパッチワーク的に色調の変化が生じてしまうことも許容されにくい可能性が高い。よって、劣化度 3 以上の補修を基本としつつも、総合的な判断により補修範囲の連続性を確保した補修範囲の設定が必要である。

そこで、補修後の構造物の状態を写真でシミュレーションし、補修範囲の総合的判断を行うこととした。図-3-6-1 は、補修範囲の考え方を変えたシミュレーション結果である。Stage1 は劣化が顕在化した箇所のみを個別に補修した場合、Stage2 は劣化度マップに基づき、経済的な観点から補修対象エリアを選択した場合、Stage3 は Stage2 の補修範囲を全てつなげて補修範囲を広くした場合である。Stage1 は、いわゆる従来一般的な補修方法であるが、補修箇所と補修を施さない箇所との境界が多くなり、施工性が悪だけでなく、逆に構造的な弱点を作ってしまう懸念がある。また、前述のとおり北防波堤ドームは観光拠点でもあるため、パッチワーク的な補修で色彩の不統一が生じると、観光資源としての機能を損ねることになる。さらに、土木遺産・北海道遺産としての美観も保持することが重要であるため、美観を考慮した補修範囲の設定が必要である。それに対応したものが Stage2 である。補修の検討を行う単位領域を劣化度マップのエリアサイズ 2m×2m の面的な範囲とすることで、補修範囲をある程度連続した面とすることができる。Stage1 と比較すると施工性や構造的弱点、そして美観が改善している。しかし、Stage2 でも補修箇所が点在するケースが認められたことから、補修箇所を全てつなげられるようにさらに範囲を広くしたものが Stage3 である。確かに、Stage2 に比べて施工性、構造的弱点、美観がやや改善しているが、Stage3 では健全な箇所も補修することになり、過大な補修となること、そして、北防波堤ドームの外表面は沖合を航行するフェリーや近隣の海岸線から遠望となることも考慮して判断する必要がある。以上を踏まえた総合的判断として Stage2 を補修範囲として設定することとした。



図-3-6-1 補修後の色調イメージ (No. 5)

3.7 まとめ

第3章では、第2章で提案した予防保全型維持管理手法を、稚内港北防波堤ドームの床版部外面における補修計画の立案過程をとおして詳細に説明するとともに、その有効性について考察した。その主要な結論を以下に示す。

- 1) 北防波堤ドーム床版部外面の施設点検においては、コンクリート表面の変状と鉄筋の腐食状況の関連付けを行うため、変状調査、かぶり調査、鉄筋腐食調査、塩化物イオン濃度調査を実施している。劣化状況としては、軽度のスケーリングや豆板が全体的に見られるが、波の影響を受けやすい床版部下部において欠損、浮き、鉄筋露出が点在している状態である。主な劣化要因は波浪による塩害であると推定される。
- 2) 劣化度マップのエリア設定の検討においては、補修方法、配筋、打ち継ぎ目の位置、変状の大きさを考慮している。特に補修工法におけるウォータージェットによるコンクリートのはつりの施工効率と、繊維補強吹付モルタルの乾燥収縮によるひび割れ防止に留意している。検討の結果、床版部外面1ブロック 13.4m×18.2m に対して、エリア寸法を 2m×2m に設定している。
- 3) 劣化度マップの劣化度分類の検討においては、予防保全の観点から、鉄筋の腐食が始まる前の状態を塩化物イオンの侵入リスク（侵入の容易さ）に着目している。北防波堤ドームにおいては、5段階の劣化度に分類している。スケーリング、豆板、コールドジョイント、骨材露出、欠損、クラック、エフロレッセンスの状態に応じて劣化度 1, 2, 3 を定義し、錆汁、浮きの状態を劣化度 4, 鉄筋露出を劣化度 5 と分類している。
- 4) 劣化度マップの劣化度と鉄筋の腐食状況の関係を調べるため、変状から分類した劣化度と、自然電位測定の結果から判定した鉄筋腐食可能性を比較している。このようにして、北防波堤ドーム床版部外面については、劣化度マップによる部材の鉄筋腐食状態の把握がおおむね可能であることを確認している。

- 5) 劣化度マップの劣化度別補修方法の設定は、劣化度 1~3 を予防保全型の補修、劣化度 4~5 を事後保全型の補修として検討している。劣化度 1~3 の場合は、補修の設計供用年数を 50 年として、今後 50 年間の鉄筋腐食リスクを評価し、リスクが高い場合には塩化物イオンを取り除く措置あるいは塩化物イオンの進入を抑制する措置を設定している。劣化度 4~5 の場合は、既に鉄筋の腐食が発生している可能性が高いため、鉄筋の防錆処理を施して断面修復する措置を設定している。
- 6) 劣化度マップによる補修費用の最適化を行うため、マルコフ連鎖モデルにより全エリアに占める各劣化度の割合の経年変化を推定している。この推定においては、補修対象とする劣化度と補修を実行するタイミングについて、いくつかのシナリオを作成し、劣化度別補修方法に基づいたエリア単位の補修単価を適用することにより、最も安価となるシナリオを選定することができる。北防波堤ドームにおいては、鉄筋が腐食する前の劣化度 3 の段階での補修が最適となっている。
- 7) 北防波堤ドームは観光拠点としての一面も持つため、美観を考慮した補修範囲の設定についても検討している。劣化が顕在化した箇所のみを個別に補修するとパッチワーク的な仕上がりとなり美観を損ねる恐れがあるが、劣化度マップに基づく補修では、エリアサイズ 2m×2m の面的な補修範囲とすることができるため、ある程度美観を考慮することが可能となる。
- 8) 予防保全型維持管理手法の具体的手順はここまでの説明のとおりであるが、その有効性については補修費用の低減効果で説明できる。劣化度マップにより補修範囲を特定することにより、従来の 1 スパン単位の補修費用の 3~4 割程度まで縮減することができる。また、補修費用を最適化する条件として、鉄筋腐食前の劣化度 3 での補修を提案できていることから、予防保全型の維持管理手法として機能している。これらのことから、本手法の有効性を確認できる。

第 3 章の参考文献

- [3-2-1] 横田弘：コンクリート名所案内 稚内港北防波堤ドーム，セメント・コンクリート，No.848，pp.20-24，2017.
- [3-2-2] 横田弘，佐藤靖彦，吉田勝則：稚内港北防波堤ドームの点検調査と補修計画，コンクリート工学，Vol.55，No.4，pp.285-291，2017.
- [3-2-3] 堤敏郎，星藤男：稚内港北防波堤ドームの老朽度調査と改修工事，コンクリート工学，Vol.19，No.12，pp.36-43，1981.

- [3-2-4] 八柳敦, 眞貝次郎 : 稚内港北防波堤ドーム耐震補強, コンクリート工学, Vol.41, No.5, pp.123-128, 2003.
- [3-4-1] 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 (改訂版), 2018.7.
- [3-4-2] コンクリート委員会・基準関連小委員会 : 土木学会規準「実構造物におけるコンクリート中の全塩化物イオン分布の測定方法 (案) (JSCE-G 573-2003)」の制定, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp.17-25, 2004.
- [3-5-1] 土木学会 : コンクリート標準示方書 [維持管理編], pp.364-366, 2018.
- [3-5-2] 小牟禮健一, 濱田秀則, 横田弘, 山路徹 : RC 栈橋上部工の塩害による劣化進行モデルの開発, 港湾空港技術研究所報告, Vol.41, No.4, pp.3-37, 2002.
- [3-5-3] 小牟禮健一, 濱田秀則, 横田弘, 山路徹 : RC 栈橋上部工の塩害による劣化進行モデルの開発, コンクリート工学論文集, Vol.15, No.1, pp.13-22, 2004.

第4章

無筋コンクリート構造物への 予防保全型維持管理手法の適用 に向けた検討

第4章 無筋コンクリート構造物への予防保全型維持管理手法の適用に向けた検討

4.1 概論

無筋コンクリート構造物の維持管理に関する知見は、鉄筋コンクリート構造物に比べると非常に少ないと思われる。これは、無筋コンクリート構造物が堤体重量で安定性を確保する構造体であるため、多少の劣化が生じていても、その施設の性能に大きく影響しないと考えられていることが理由のひとつであると思われる。しかし、無筋コンクリート構造物の劣化は確実に進行しており、感覚的には補修の必要性を感じる場合も少なくない。例えば、**写真-4-1-1**は建設後34年経過した防波堤の劣化状況である。本体工がプレパックドコンクリートで築造された防波堤であるが、水面付近で堤体が欠損し、骨材が露出している。この事例は決して特異なものではなく、北海道内で広く見られる劣化状況である。

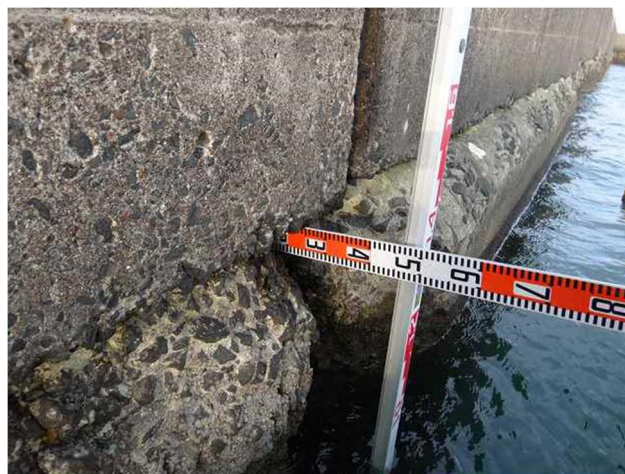


写真-4-1-1 無筋コンクリート防波堤の損耗劣化状況

北海道開発局がまとめたデータ[4-1-1]によれば、港湾施設の37%は無筋コンクリート構造であり、その内の16%は写真-4-1-1と同じプレパックドコンクリート構造である。寒冷地対応のコンクリート技術の進歩により、耐凍害性、耐塩害性は向上してきたものの、数十年前に建設された構造物の割合は高く、これらの施設を今後も長く使い続けるためには、適切な維持管理の方法を考えていかなければならない。無筋コンクリート構造物の劣化は緩やかに進行する傾向があるため、補修すべき適切な時期を逃さないためにも、無筋コンクリート構造物の予防保全型維持管理は必要であると考えられる。このような背景から、第4章では、予防保全型維持管理手法を無筋コンクリート構造物へ適用するための検討を行う。

無筋コンクリート構造物に予防保全型維持管理の考え方を適用するためには、無筋コンクリート構造物の性能評価が必要となる。鉄筋コンクリート構造物の場合は、鉄筋の腐食を核とした部材耐力の低下を性能の低下の一つとして評価できるが、無筋コンクリート構造物の場合は、部材耐力を設計で定めていないため、鉄筋コンクリート構造物とは異なる考え方で劣化度マップを作成することが必要となる。そこで、特徴的な劣化現象である損耗によって構造物の安定性が低下することに着目して、これを指標化して性能評価を試みている。これにより、第2章で提案した劣化度マップの作成が可能となり、鉄筋コンクリート構造物と同様に、予防保全型維持管理が可能になる。

4.2 北海道の港湾漁港における無筋コンクリート構造物の劣化状況の把握

ここでは、北海道開発局が所管する港湾漁港の無筋コンクリート構造物、具体的にはプレパックドコンクリート、水中コンクリート、直積消波ブロックの劣化実態を把握し、無筋コンクリート構造物の性能評価に資する基礎資料を得ることを目的に、既往の健全度調査評価結果[4-2-1]~[4-2-22]を整理し、北海道内の港湾漁港コンクリート構造物の劣化特性を述べるものである。

4.2.1 目視調査データの整理方法

無筋コンクリート構造物の水中部目視調査は、劣化状況のスケッチと港湾の施設の維持管理技術マニュアル[4-2-23]等に基づく1スパン毎の劣化度評価(a, b, c, d 評価)が行われる。しかし、一つのスパン全体が均等に劣化しているわけではなく、ある一部の劣化状態がそのスパンの劣化度を決定する。そこで、各スパンの中でどの部位が劣化しているのか、その傾向を把握するために本体内水中部目視調査結果を整理することとした。

(1) 整理対象データ

既往の健全度調査評価資料[4-2-1]~[4-2-22]から、無筋コンクリート構造の外郭施設、係留施設における水中部目視調査結果を収集整理した。図-4-2-1 は、整理対象とした港湾・漁港を示しており、表-4-2-1 は、整理対象とした施設数と本体工スパン数を示している。なお、直積消波ブロックは上部工のスパン数で示している。

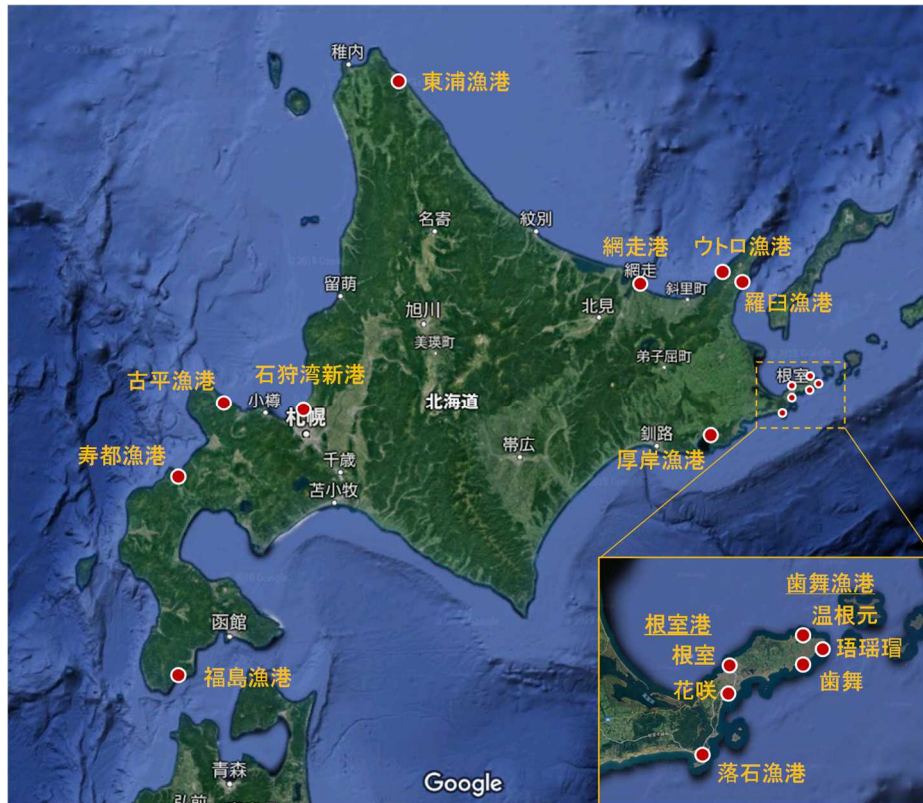


図-4-2-1 整理対象とした港湾・漁港

表-4-2-1 整理対象とした施設数と本体工スパン数

	無筋コンクリート構造		
	プレパックド コンクリート	水中 コンクリート	直積消波 ブロック
外郭施設 (防波堤、護岸)	2 施設 20 スパン	3 施設 45 スパン	5 施設 45 スパン ^{※1}
係留施設 (岸壁、物揚場)	8 施設 181 スパン	5 施設 123 スパン	4 施設 53 スパン ^{※1}
計	10 施設 201 スパン	8 施設 168 スパン	9 施設 98 スパン ^{※1}

※1 直積消波ブロックのスパン数は、上部工のスパン数を記載している。

(2) 整理方法

本体工1スパンの劣化部位を特定するため、図-4-2-2に示す様に、本体工1スパンの正面を9つに区分した。干満帯と水中部をL.W.L.で区分、各スパンの目地から0.5mの範囲で区分、本体工底面から0.5mの高さで区分することとし、9つのエリアに区分した。本章の目的は、劣化が発生する部位を把握することにあるため、劣化の程度は評価しない。したがって、劣化度判定結果が表-4-2-2に示すd判定以外のa, b, c判定となったスパンに着目し、そのスパンのスケッチに基づき劣化が発生した部位が①～⑨のエリアのどこに属しているかを読み取った。そして、①～⑨のエリア毎に、劣化が発生していたスパン数を集計し、全スパン数で除すことにより、各エリアの劣化発生割合を算出した。劣化発生割合は、プレパックドコンクリート、水中コンクリートそして直積消波ブロックの3構造、外郭施設と係留施設の2施設に分類して整理した。

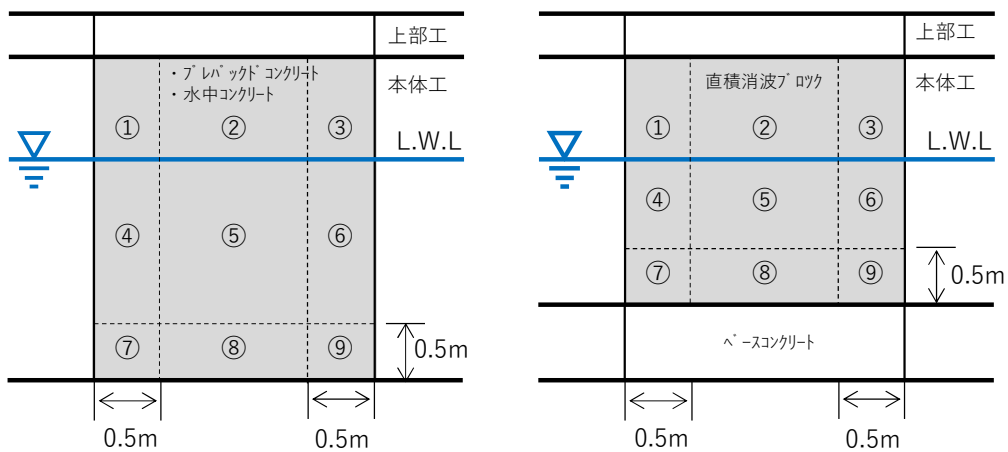


図-4-2-2 本体工の各スパンの区分方法

表-4-2-2 港湾の施設の維持管理技術マニュアルの劣化度判定 [4-2-23]

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

4.2.2 目視調査データの整理結果

表-4-2-3 は区分した①～⑨の各エリアにおける劣化発生割合を示している。外郭施設と係留施設に分けて、プレパックドコンクリート、水中コンクリート、直積消波ブロックの劣化発生割合を示した。また、表中には使用したデータの経過年数も併せて示している。概ね1990年を境に無筋コンクリート構造は、プレパックドコンクリートから水中コンクリートに換わっていることから、収集した両データの経過年数は重複しない。

各エリアの劣化発生割合を見ると、干満帯（①②③）が水中部（④⑤⑥⑦⑧⑨）に比べて圧倒的に割合が高くなっている。干満帯は水中部に比べて化学的作用や凍結融解作用により浸食しやすい[4-2-24]ことから、この影響を受けたものと考えられる。

プレパックドコンクリートの干満帯における劣化発生割合は他に比べて高い傾向にある。水中コンクリートとは経過年数が一致せず一概に比較ができないので、経過年数が概ね一致している直積消波ブロックと比較すると、プレパックドコンクリートは直積消波ブロックよりも遙かに劣化が発生しやすい構造であることがわかる。直積消波ブロックは陸上の

表-4-2-3 各構造形式の部位別劣化発生割合

外郭施設				
プレパックド コンクリート (27-34年経過)	①	70.0%	② 75.0%	③ 60.0%
	④	0.0%	⑤ 0.0%	⑥ 5.0%
	⑦	0.0%	⑧ 5.0%	⑨ 5.0%
水中 コンクリート (17年経過)	①	44.4%	② 20.0%	③ 35.6%
	④	0.0%	⑤ 0.0%	⑥ 0.0%
	⑦	0.0%	⑧ 0.0%	⑨ 0.0%
直積消波 ブロック (31-33年経過)	①	37.8%	② 42.2%	③ 37.8%
	④	4.4%	⑤ 0.0%	⑥ 0.0%
	⑦	0.0%	⑧ 0.0%	⑨ 0.0%
係留施設				
プレパックド コンクリート (20-41年経過)	①	60.8%	② 63.5%	③ 64.6%
	④	1.1%	⑤ 5.0%	⑥ 2.2%
	⑦	1.7%	⑧ 5.0%	⑨ 1.1%
水中 コンクリート (13-22年経過)	①	30.1%	② 0.8%	③ 22.8%
	④	0.8%	⑤ 1.6%	⑥ 0.8%
	⑦	0.0%	⑧ 1.6%	⑨ 1.6%
直積消波 ブロック (7-31年経過)	①	18.9%	② 18.9%	③ 18.9%
	④	0.0%	⑤ 0.0%	⑥ 0.0%
	⑦	0.0%	⑧ 0.0%	⑨ 0.0%

作業ヤードで製作されるため高品質で水密性が高く、耐海水性、耐凍害性に優れているものと考えられる。一方、プレパックドコンクリートは、その施工方法のため水密性を高めることが困難であることから、この劣化発生割合の差は構造物の水密性が大きく影響しているものと思われる。

水中コンクリートについては、同じ干満帯であっても②に比べて①③の劣化発生割合が高くなっている。水中コンクリートも陸上コンクリートと同等レベルの水密性を持つと考えられるが、①③は目地部にあり、海水との接触面が正面と側面の2面（角部は正面、側面、天端面の3面）あり、中央部よりも化学的作用を受けやすいと考えられる。同じく、温度変化を受ける面も2面（角部は3面）あることから、凍結融解作用も中央部より受けやすいと考えられる。このため、①③から劣化が進行したものと思われる。

直積消波ブロックは①②③で概ね均等に劣化が発生している。直積消波ブロックの場合、劣化のほぼ全てがブロック角部の僅かな欠けである。しかし、水中部④～⑨での劣化は発生していなかった。ブロック角部の欠けは、局所的な応力集中などによるものと考えられるが、干満帯に集中していることから、やはり化学的作用や凍結融解作用の影響を受けて、欠けやすくなっていたものと思われる。なお、水中コンクリートで施工されたベースコンクリートについては、劣化の発生は全く見られなかった。

以上、劣化発生部位（主に干満帯）について述べてきたが、逆に、水中部に着目してみると、表-4-2-3に示した年数が経過しても、劣化判定のほとんどがd判定であり、極めて健全である部分が多いことも見て取れる。水中部で散見される局所的な劣化は経年劣化と言うよりも、個別の原因による劣化であると思われる。

4.2.3 コンクリート強度データの整理方法

健全度調査評価においては、目視による調査とそれに基づく劣化度評価が主として行われる。しかし、定量的にコンクリート構造物の健全性を示す手法として、コンクリート構造物からコアを採取し、その圧縮強度を確認する方法がしばしば行われる。これは、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度を満足しているか否かによって健全性を判定する方法であるが、1施設から採取するコンクリート試料は3試料程度であり、その圧縮強度が大きくばらついた場合は、施設の健全性の判断が困難となる。そこで、全道で実施された無筋コンクリート構造物の圧縮強度試験結果を一括して整理することにより、構造物の劣化とコンクリート圧縮強度の関係を把握することとした。

(1) 整理対象データ

既往の健全度調査評価資料[4-2-1]~[4-2-22]から、無筋コンクリート構造の外郭施設、係留施設における、コンクリート分析結果を収集整理した。これは、無筋コンクリート構造物からコア採取し、一軸圧縮強度試験を実施した試験結果であり、整理対象とした施設数と試料数を表-4-2-4に示す。

表-4-2-4 整理対象としたコンクリート分析試料数

	無筋コンクリート構造		
	プレパックド コンクリート	水中 コンクリート	直積消波 ブロック
外郭施設 (防波堤、護岸)	12 施設 99 試料	1 施設 6 試料	-
係留施設 (岸壁、物揚場)	22 施設 119 試料	6 施設 35 試料	1 施設 1 試料
計	34 施設 218 試料	7 施設 41 試料	1 施設 1 試料

(2) 整理方法

収集したデータは、プレパックドコンクリート、水中コンクリート、直積消波ブロックの構造毎に、本土工のコア採取位置、経過年数、コアの採取方法、施設区分（外郭施設、係留施設）に着目して整理した。

4.2.4 コンクリート強度データの整理結果

(1) 施設区分とコンクリート強度の関係

図-4-2-3 は、プレパックドコンクリートの外郭施設および係留施設からコア採取し、一軸圧縮強度試験を実施した試験結果をプロットしている。横軸は一軸圧縮強度、縦軸は本土工からコア採取した位置を示している。○は外郭施設、○は係留施設である。なお、経過年数は分類せずに示している。

プレパックドコンクリートの一軸圧縮強度は数 N/mm^2 から 60 N/mm^2 の広範囲に分布しているが、外郭施設○と係留施設○のプロットは概ね重複しており、施設区分によるコンクリート強度特性に明確な差は見られない。

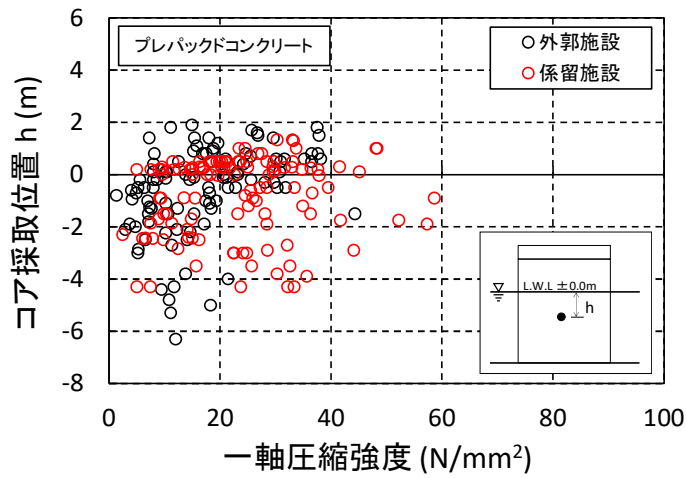


図-4-2-3 施設区分とコンクリート強度の関係

(2) コア採取方法とコンクリート強度の関係

図-4-2-4 は、図-4-2-3 と同じデータであるが、コンクリートコアの採取方法で分類している。●は構造物側面からコアドリルによって水平コア採取したデータであり、○はボーリングマシンにより構造物天端面から鉛直にコア採取したデータである。水平コア採取と鉛直コア採取のプロットは概ね重複しており、コア採取方法の違いによるコンクリートの強度特性に明確な差は見られない。

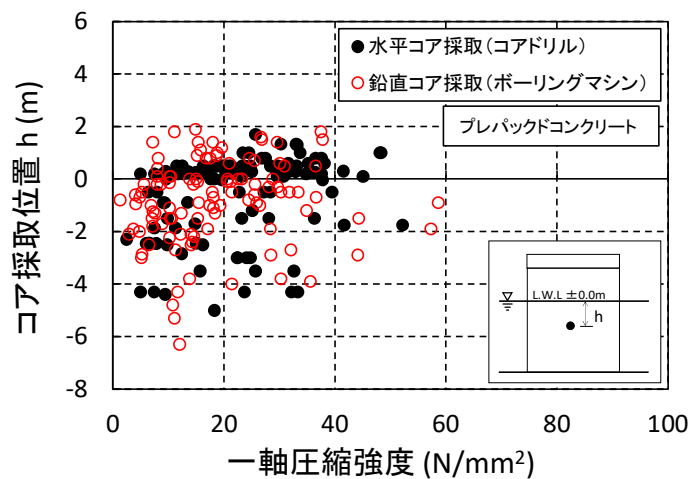


図-4-2-4 試料採取方法とコンクリート強度の関係

(3) 本土工構造とコンクリート強度の関係

図-4-2-5 は、プレパックドコンクリート、水中コンクリート、直積消波ブロックの一軸圧縮試験結果を示している。前述のとおり施設区分やコア採取方法の違いによるコンクリート強度特性に明確な差が見られないことから、ここではこれらを分類することなくプロットしている。

プレパックドコンクリートの一軸圧縮強度は数 N/mm^2 から 60 N/mm^2 の広範囲に分布しているが、水深が深くなるにしたがって強度が低い方に集中する傾向がみられる。水深が深くなるに連れて注入コンクリートの輸送距離が長くなるため、材料分離が進行し、強度低下に影響した可能性も考えられる。そして、粗骨材の間隙における砂の存在が構造体内部の強度のばらつきに関係している可能性も考えられる。これら原因の解明は今後の課題である。

一方、水中コンクリートの圧縮強度は概ね 40 N/mm^2 から 60 N/mm^2 の範囲に集中して分布しており、水深によらず強度分布は概ね一定である。プレパックドコンクリートに比べると、安定して高い強度を維持している。なお、直積消波ブロックのデータは1点●のみであるが、水中コンクリートの圧縮強度と概ね同じ位置にプロットされている。

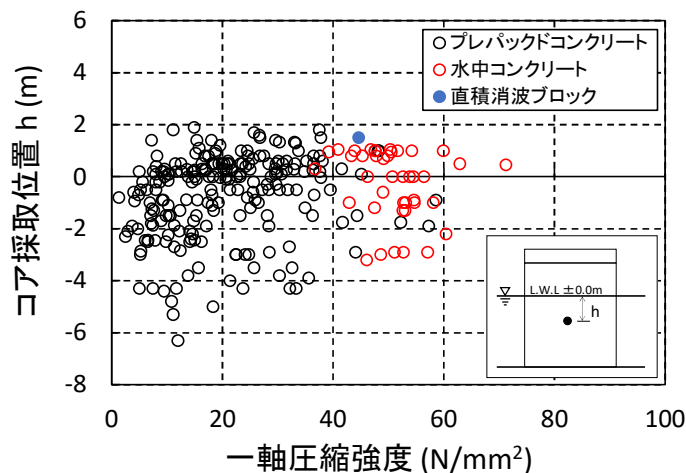


図 4-2-5 本土工構造とコンクリート強度の関係

(4) 経年変化とコンクリート強度の関係

図-4-2-6 は、プレパックドコンクリートの一軸圧縮強度と経過年数の関係を示している。4.2.2 で干満帯における経年劣化が著しいことが示されたことから、干満帯●と水中部○を分類して示した。収集したデータは経過年数が概ね 20 年から 50 年である。図より、干満帯については、経過年数の増加に伴い一軸圧縮強度が低下する傾向が見られる。一方、水中部はその様な傾向は読み取れず、これは建設時のコンクリート強度が維持されていること

を示すものかもしれない。これらの結果は、4.2.2で示した水中部目視調査の整理結果と整合するものであり、水中部目視調査結果とコンクリート強度には相関がある可能性がある。

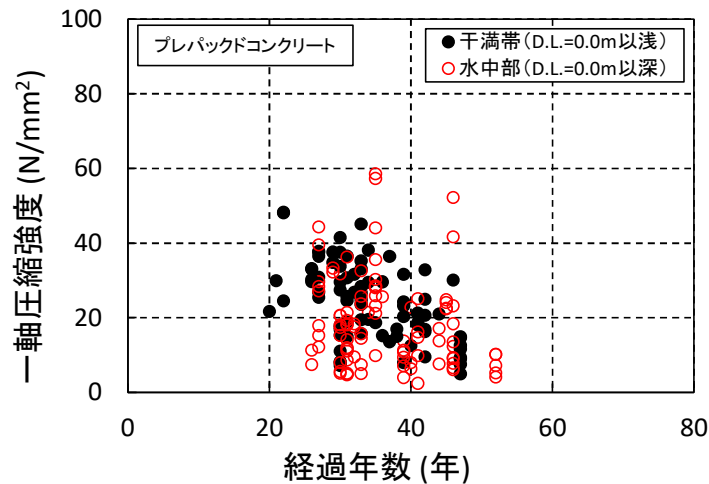


図-4-2-6 経年変化とコンクリート強度の関係（プレパックドコンクリート）

図-4-2-7は、水中コンクリートの一軸圧縮強度と経過年数との関係を干満帯と水中部に分類して示している。収集したデータは経過年数が概ね10年から20年である。図-4-2-6のプレパックドコンクリートと同じ傾向にも見えなくはないが、データ数が少ないため、今後データを蓄積して傾向を確認する必要がある。なお、直積消波ブロックのデータは1点のみであるが、概ね水中コンクリートと同じ位置にプロットされている。

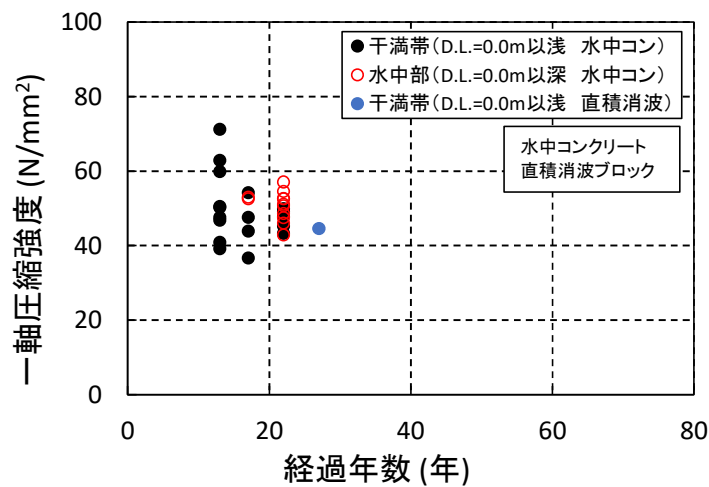


図-4-2-7 経年変化とコンクリート強度の関係（水中コンクリート，直積消波ブロック）

4.2.5 劣化状況のまとめ

北海道の港湾漁港における無筋コンクリート構造物の劣化特性に関する主な結論を以下に示す。

- 1) 無筋コンクリート構造物の水中部目視調査評価結果を収集整理したところ、プレパックスドコンクリート、水中コンクリート、直積消波ブロックの全てにおいて、劣化の大部分は干満帯で発生する傾向にあることがわかった。また、水中部の大部分は健全性が維持されている傾向にあった。
- 2) コンクリートの分析結果を収集整理したところ、プレパックスドコンクリートの一軸圧縮強度は数 N/mm^2 から 60 N/mm^2 の広範囲に分布しており、ばらつきが非常に大きい傾向にあった。また、水深が深くなるにしたがって強度が低い方に集中する傾向が見られた。
- 3) 水中コンクリートの一軸圧縮強度は概ね 40 N/mm^2 から 60 N/mm^2 の範囲に集中して分布しており、水深によらず強度分布は概ね一定であった。
- 4) プレパックスドコンクリートの一軸圧縮強度と経過年数の関係を調べたところ、干満帯において、経過年数の増加に伴い一軸圧縮強度が低下する傾向が見られた。一方、水中部ではその傾向は見られなかった。これは水中部目視調査の整理から得た 1) の結論と整合する。
- 5) プレパックスドコンクリートの一軸圧縮試験結果を外郭施設と係留施設で比較した結果、強度特性に明確な差は見られなかった。
- 6) プレパックスドコンクリートの一軸圧縮試験結果を 2 つのコア採取方法（コアドリルによる水平コア採取とボーリングマシンによる鉛直コア採取）で比較した結果、強度特性に明確な差は見られなかった。

4.3 北海道の港湾漁港施設における無筋コンクリート構造物の劣化メカニズムの推定

4.3.1 干満帯における凍結融解に関する現地観測

寒冷地にある土木構造物は少なからず凍害の影響を受けていると考えられるが、特に海岸施設や港湾施設などの海に面したコンクリート構造物に著しい。凍害を受ける部位は構造物天端面や海水面付近に多いことが報告されている[4-3-1]~[4-3-3]。写真-4-3-1は、防波堤の海水面付近、いわゆる干満帯が劣化している状況の一例である。4.2.2で示した目視調査データの分析結果でも圧倒的に干満帯で劣化が進行している。干満帯の劣化要因として考えられるのは、乾湿繰り返し作用、水流によるすりへり、化学的作業、海氷によるすりへ



写真-4-3-1 防波堤干満帯のコンクリート劣化事例

りなどが考えられるが、凍結融解作用の影響もあるのではないかと考えられる。しかし、凍結融解作用は、基本的に海中では起きないため、潮位変動により水面が上下する干満帯において、どの程度影響が及ぶのかについては不明な点が多い。そこで、干満帯において凍害が発生し得る環境が整っているのかを確認するため、外力となる温度変化の観測を港湾施設における干満帯のコンクリート表面にて実施することとした。

4.3.2 現地観測の方法

干満帯におけるコンクリート表面温度の現地観測は、網走港モヨロ地区にある物揚場にて実施した（図-4-3-1）。観測期間は 2019/12/12 15:50～12/13 12:50 のおおむね 1 昼夜（21 時間）である。観測方法は、既設構造物内部に温度センサーを設置する方法ではなく、モルタルで製作した温度観測用の供試体を既設構造物前面に設置して観測する方法とした。供試体の設置位置は図-4-3-1 の●地点であり、日射を十分に受けられる南向きの位置としている。なお、調査位置付近には日射を遮る障害物はない。



図-4-3-1 現地観測地点

図-4-3-2 は、温度観測用供試体の構造と設置状況を示している。供試体のモルタル部分の寸法は、長さ 1.0 m、幅 0.06 m、厚さ 0.04 m であり、木製の型枠にモルタルを打設する方法で製作した。モルタルの配合は表-4-3-1 に示すとおりであり、水セメント比、セメントの種類、空気量は一般的な港湾構造物のコンクリート配合と同等である。モルタル供試体の表面温度を観測するために、熱電対をモルタル表面から 5 mm の深さに 0.2 m 間隔で 5 本埋め込んだ。そして、モルタルへの熱の伝達が表面からのみになるよう、木製型枠の側面と背面に厚さ 2 cm の断熱材を貼り付けた。この供試体を 2 本製作し、図-4-3-2 の供試体設置状況に示すように物揚場側壁に吊り下げ、高さ D.L.+2.0 m~+0.2 m の範囲の供試体表面温度を 0.2 m 間隔で計 10 点観測できるようにした。なお、港湾構造物のコンクリート品質は位置によらず一様であると仮定し、コンクリート表面の温度変化を温度観測用供試体で評価することとしている。

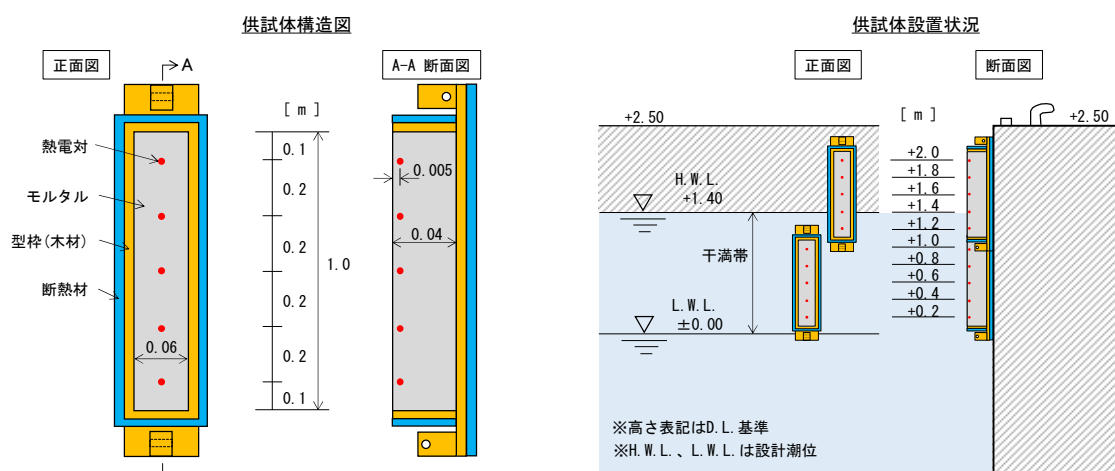


図-4-3-2 温度観測用供試体の概略図

表-4-3-1 モルタル供試体の配合

水セメント比 (%)	セメントの種類	空気量 (%)	細骨材率 (%)	
47.4	高炉B種	5.6	100	
単位量 (kg/m ³)				
水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤 (g/m ³) (AE剤)
228	481	559	0	12

図-4-3-3 は、供試体の設置状況（写真左）とサーモグラフィーで撮影した熱分布画像（写真右）である。写真左に示すとおり、物揚場の側壁に供試体を段違いに 2 本吊るし、供試体下部には重りを吊り下げて、供試体を物揚場側壁に沿わせて設置した。観測地点の物揚場は網走川の川筋に位置するため、波の影響はほとんどなく、目視ではあるが水面変動は $\pm 0.1 \text{ m}$ 程度であった。写真右の熱分布画像は供試体と物揚場側壁の温度差を把握する目的で撮影したものである、両者には材質の違い（コンクリートとモルタル）や形状の違いがあるため表面温度は一致しないと想定されたが、その温度差は $1.4 \text{ }^{\circ}\text{C}$ 程度（12/13 10:16 撮影時点）であった。

温度観測データは、サンプリング周波数 1 min でデータロガーに記録した。気温と潮位は気象庁の観測記録[4-3-4]を使用することとし、海水温については海表面（深さ 5 cm 以浅）を温度計で 4 回（12/12 15:50, 12/13 7:00, 10:30, 12:50）観測した。なお、潮位は気象庁所管の網走港検潮所のデータであるが、観測地点で目視確認した潮位とやや差が見られたことから、検潮所の潮位データを補正して使用することとした。

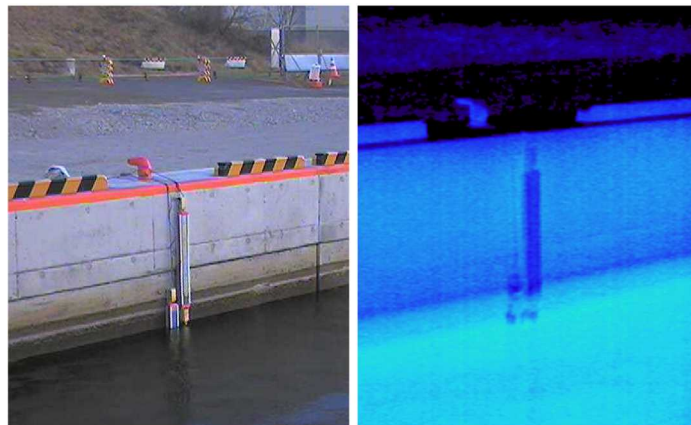


図-4-3-3 供試体の設置状況と熱分布画像

4.3.3 現地観測の結果

図-4-3-4 は供試体温度、気温、海水温、潮位の経時変化を示している。横軸の時刻は観測期間を含む 12/12 14:00～12/13 14:00 の 24 時間（1 昼夜）を示しており、縦軸左は供試体温度・気温・海水温、縦軸右は潮位を示している。供試体で計 10 点の温度観測を行っているが、図を読みやすくするため 4 枚に分けて作図しており、上段から図-4-3-4 (a), (b), (c), (d) としている。各図の気温、海水温、潮位は全て同一のデータである。色分けされた実線が干満帯における高さ別の供試体温度、○が 1 時間毎の平均気温、●が 4 回観測した海水温であり、縦軸左で値を読む。●は 1 時間毎の潮位であり、縦軸右で値を読む。また、

温度観測地点と潮位の関係を読みやすくするため、縦軸右の目盛りに合わせて物揚場の概略図と温度観測点を示した。さらに温度観測点には一点鎖線を引いており、潮位との位置関係をわかりやすくした。例えば、一点鎖線が●より上に位置する時間帯は、温度観測点が気中に露出していることを示す。観測期間中の気温は、最高気温 5.4 °C、最低気温-3.3 °Cであった。海水温は、4 点のデータのみではあるが、最高水温 2.4 °C、最低水温-0.1 °Cであった。潮位（補正後）は、最高潮位+1.55 m、最低潮位+0.33 m であった。

図-4-3-4(a)の供試体温度は高さ D.L.+2.0 m、+1.8 m、+1.6 m の観測記録である。潮位変動と温度観測点の高さ（3 本の一点鎖線）を比較すると、この 3 点は常に気中に露出していることがわかる。その温度変化を見ると○で示される気温とほぼ同じ温度変化を示している。12/13 8:00 から温度が急激に上昇しているが、これは日射によるコンクリート表面の温度上昇である。12/13 の天候は晴れ、雲量は 2~3 割であった。気中に露出した供試体の表面温度は日射を受けている時間帯を除き、概ね気温に一致している。

図-4-3-4(b)、(c)の供試体温度は高さ D.L.+1.4 m、+1.2 m、+1.0 m、+0.8 m、+0.6 m の観測記録である。潮位変動と温度観測点の高さを比較すると、潮位変動により、気中に露出している時間帯と海中に水没している時間帯の両方の状態がみられる。観測開始時点から潮位は低下傾向にあったが、海中に水没していた温度観測点が気中に露出したと同時に、海水温から気温に向かって温度が低下している状況がわかる。温度変化の速度は供試体の熱伝達率や気温・海水温との温度差によるが、今回の観測においては、1 時間程度で気温・海水温と同じ温度になるようであった。ここで着目すべきは、気温の低下に伴いマイナス温度となった供試体が、潮位の上昇により水没してプラス温度に転じたことである（もしくはその逆の現象）。一般にコンクリートの凍結融解は外気温と日射により起こる現象であると認識されていると思われるが、干満帯においては潮位の影響も含まれるようである。

図-4-3-4(d)の供試体温度は高さ D.L.+0.4 m、+0.2 m の温度変化である。潮位変動と温度観測点の高さを比較すると、D.L.+0.2 m は観測期間中の最低潮位よりも低い位置にあり、常に海水温と一致している。一方、D.L.+0.4 m は 12/12 21:00 頃から 23:00 頃にかけて気中に露出しており、海水温から気温に向かって温度低下している。しかし、気中に露出している時間が 2 時間程度しかなかったため、図-4-3-4 (b)、(c)の同時刻の供試体温度と比べると、温度が下がりきらなかったことがわかる。干満帯の下部は気中に露出する時間が短く、コンクリート表面が冷却されづらい傾向にある。

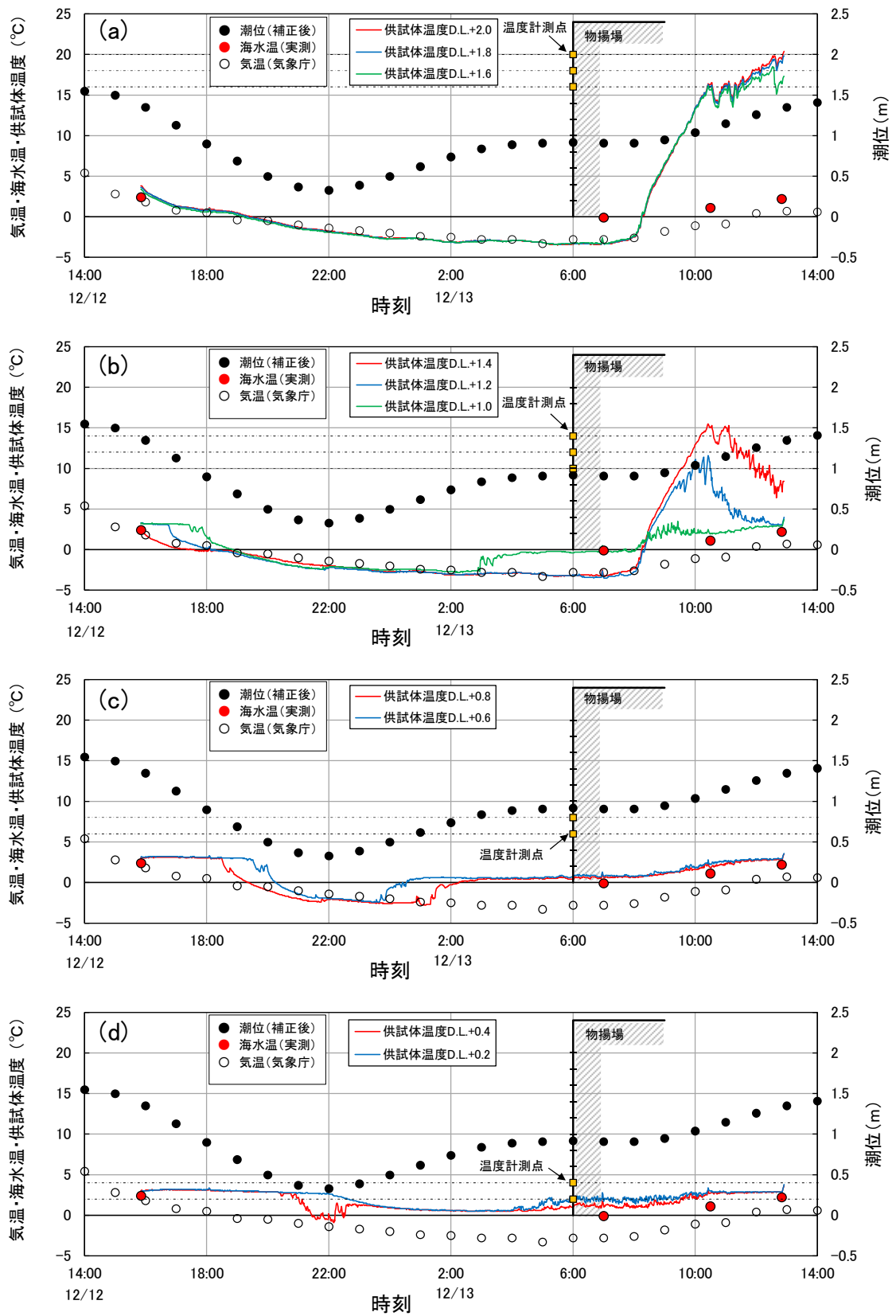


図 4-3-4 モルタル供試体表面の温度変化と気温，海水温，潮位

4.3.4 干満帯の凍結融解メカニズムに関する一考察

1 昼夜の現地調査結果から、干満帯においては、気温や日射に加え、潮汐の影響も加わりコンクリート表面の温度変化が起きていることを確認できた。このことを踏まえ、網走港における 1 シーズンの気温変動と潮汐変動の観測記録に基づき、干満帯における凍結融解について考察することとした。

図-4-3-5 は気象庁が公表[4-3-4]している網走の気温データと網走港検潮所の潮位データである。データ期間は 2019/11/1 から 2020/4/1 までの 1 シーズンとした。以降、この期間のデータに基づき考察を行う。

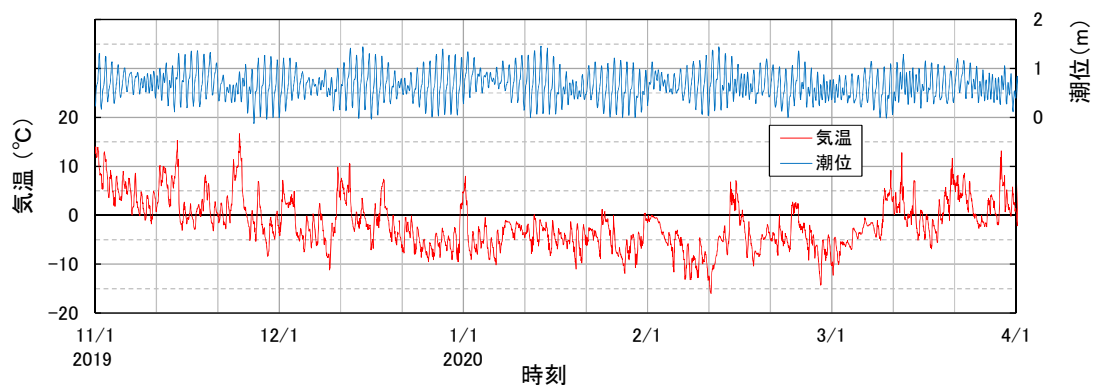


図-4-3-5 網走港の気温変動と潮位変動 (2019/11/1~2020/4/1 : 気象庁[4-3-4])

図-4-3-6 は干満帯における構造物側壁の干満帯における高さとの凍結融解回数 (試算) の関係を示したものである。この考察の中では、凍結融解回数を実際のコンクリートの状態から求めることができないため、気温と潮位変動に基づく温度変化から判断して求めることとした。その判断の考え方は、対象とする高さが気中に露出して、気温が 0 °C 未満になった時に凍結し、潮位変動により水没した時に融解するというものである。なお、本考察は干満帯における高さとの凍結融解の関係を相対的に評価して傾向を把握するものであるため、①海水の塩分濃度やコンクリートの細孔径により凍結温度は 0 °C より低くなること、②コンクリート表面が気温や海水温と一致するまでにやや時間を要すること、③気温が氷点下でも日射により融解することの 3 点については考慮しないこととした。図に示すように、凍結融解回数の試算結果は、D.L.±0 m で 4 回、D.L.+0.6 m で 128 回、常に気中に露出している D.L.+1.5 m で 41 回となっており、干満帯の中央部、つまり平均潮位付近が最も凍結融解回数が多い結果となった。その回数は気中部 D.L.+1.5 m の約 3 倍である。

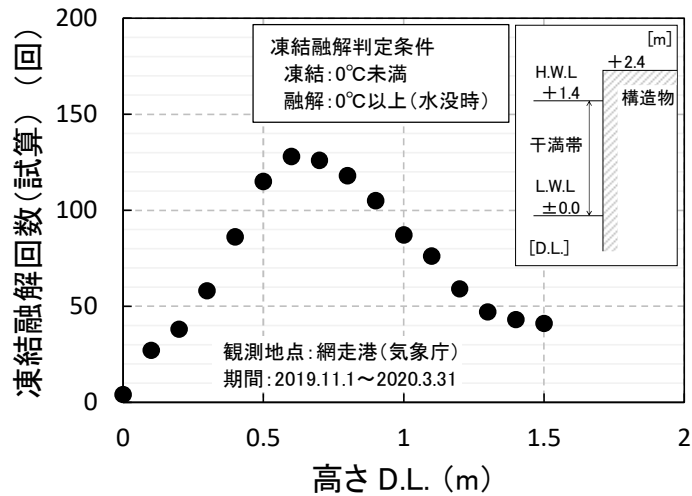


図-4-3-6 干満帯における高さ and 凍結融解回数 (試算)

コンクリートの凍結融解において外力となる要因には、最低温度、冷却速度、凍結持続時間などがあり、この中では最低温度の影響が大きいことが既往の研究[4-3-5] [4-3-6]で明らかにされている。図-4-3-7は、凍結融解1サイクル毎の最低気温と凍結継続時間を階級別に整理し、その各階級の凍結融解回数を示している。図のx軸がサイクル毎の凍結継続時間、y軸がサイクル毎の最低気温、z軸が各階級別の凍結融解回数(試算)である。干満帯における高さの傾向を把握するため、(a)D.L.+1.5 m、(b)D.L.+1.0 m、(c)D.L.+0.6 m、(d)D.L.+0.2 mの4ケースを代表として示している。4ケースを比較してみると、y軸に示す最低温度の分布は、凍結融解回数(試算)に差はあるものの-2℃から-8℃にピークをもつ類似した分布となっている。大きく異なるのはx軸の凍結継続時間であり、平均潮位付近の(c)では最長16時間、最低潮位に近い(d)では最長4時間となっており、(a)、(b)と比較すると潮位変動の影響を強く受けていることがわかる。

凍結融解による劣化の観点からどの高さが最も厳しい環境条件にあるかは一概に評価できないが、少なくとも(d)より(c)の方が厳しい環境にあることは明らかである。そして常時気中にある(a)と干満帯の(b)、(c)を比べても、干満帯の凍結融解による劣化のリスクは十分に高いと考えられる。

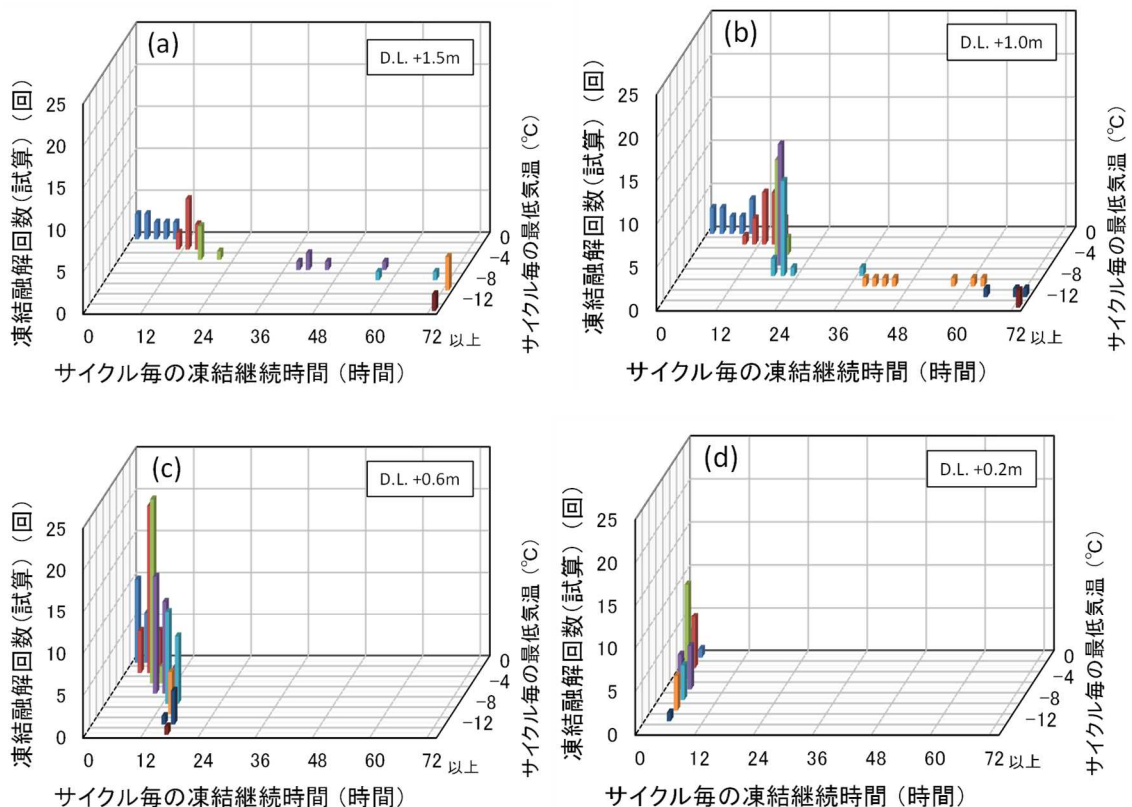


図-4-3-7 干満帯における高さと同凍結融解回数 (想定)

4.3.5 劣化メカニズムのまとめ

港湾漁港施設における無筋コンクリート構造物の劣化について干満帯の凍結融解範囲に着目して劣化メカニズムを推定した。主な結論を以下に示す。

- 1) 一昼夜の現地観測により、干満帯は気温や日射による凍結および融解に加え、潮位変動による融解を含む凍結融解作用が繰り返される環境にあることを確認した。
- 2) 網走港における 1 シーズンの気温、潮位観測記録を一例に、日最高および最低気温と潮位変動を組み合わせる凍結融解回数を試算した結果、干満帯の平均潮位付近で最も凍結融解回数が増えることがわかった。それは、常時気中に露出している気中部の約 3 倍であった。
- 3) 同観測記録から凍結融解 1 サイクル毎の最低気温と凍結継続時間を階級別に整理し、その各階級の凍結融解回数を試算した結果、干満帯の凍結融解による劣化のリスクは、平均潮位以下より平均潮位付近の方が高いことがわかった。また、平均潮位以上の凍結融解による劣化リスクは気中部と比較しても十分に高いと考えられる。

以上の考察は、外力としての温度変化のデータのみから干満帯における凍害発生の可能性を示したものであり、凍害の発生程度を定量的に評価するところまでには至っていない。

4.4.2 損耗劣化パターンを考慮した構造物のモデル化

本試行では、無筋コンクリート防波堤の本体工に着目し、損耗劣化の進行に伴う耐波性能の低下を試算する。ここで、損耗とは断面の一部が滅失して無くなった状態を示す。試行における本体工の損耗劣化パターンを図-4-4-2 に示す。このパターンは 4.2.2 に示した目視調査データの分析結果に基づき設定したものである。CASE 1 は干満帯が損耗するパターンであり、プレパックドコンクリート構造物全体の 60%以上で発生している。CASE 2 は防波堤基部において損耗するパターンであり、全体の 5%程度で発生している。CASE 3 は干満帯と基部の損耗が同時に発生しているパターンである。CASE 4 は干満帯から基部にかけて均等に損耗するパターンである。分析結果によると、本体工の中央部の損耗劣化はその他の部位（干満帯、基部、目地部）に比べかなり少ないが、本試行では CASE 1、CASE 2、CASE 3 の延長線上にある最大限の損耗状態として CASE 4 を設定した。

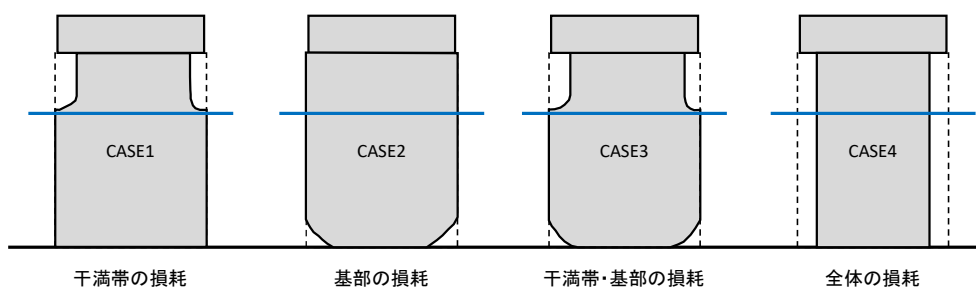


図-4-4-2 本試行における防波堤本体工の損耗劣化パターン

4.4.3 モデル化した構造物の安定性の性能照査

各損耗劣化パターンにおける耐波性能は、任意の損耗量を与えた断面における滑動抵抗力と転倒抵抗力を求め、これらと等しくなる堤体前面波力を逆算することにより算定した。以降、これらを滑動耐波力、転倒耐波力と称す。さらに、基礎の安定性についても簡易ビショップ法により各損耗劣化パターンについて算出した。

本試行における波力と波高・周期の関係を図-4-4-3 のように設定した。例えば、波力 100 kN/m の場合の波高と周期は $H_{max}=2.5m$ 、 $T=5.8s$ となる。これは、表-4-4-1 に示した設計波の波高・周期の関係が比例関係にあると仮定して設定したものである。沖波の確率年（波力レベルに相当）と波高・周期の関係を見ても概ね比例関係にあることから、モデル断面における波力レベルの増減は、概ね図-4-4-3 に示す波高・周期の組合せで表現できるものと判断した。なお、波高・周期の設定は、合田式から求まる波圧分布に影響することから、堤体の転倒耐波力を算出する際に必要となる。

損耗量の与え方については、図-4-4-2 の各損耗劣化パターンに、港外側、港内側の両方

から均等な損耗量（損耗深さ）を与えることとした。CASE 1 については干満帯のみが矩形状に両側から損耗，CASE 2 については基部のみが二等辺三角形状に両側から損耗，CASE 3 については CASE 1 と CASE 2 の両方が等しい損耗量（損耗深さ）で損耗，CASE 4 については本土工側面全体が両側から等しく損耗するように仮定した。

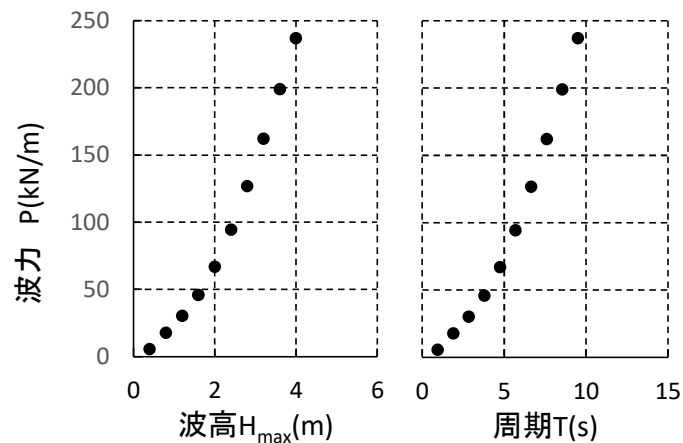


図-4-4-3 本試行における波力と波高・周期の関係

図-4-4-4, 図-4-4-5, 図-4-4-6, 図-4-4-7 は, 前述した CASE 1, CASE 2, CASE 3, CASE 4 の滑動耐波力, 転倒耐波力の試算結果である。横軸は平均損耗量を, 縦軸は耐波力を示している。滑動耐波力を○で, 転倒耐波力を●でプロットしている。そして, モデル断面の設計波力を一点鎖線で示している。平均損耗量は港外側損耗量 d_1 と港内側損耗量 d_2 の平均値であり, 片側の損耗量を示す。また, 各図の (a) (b) は横軸の表示を変えたものであり, (b) は対数表示で示している。

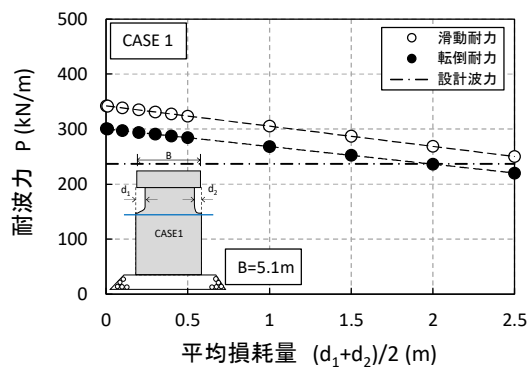


図-4-4-4(a) 平均損耗量と耐波力 CASE-1

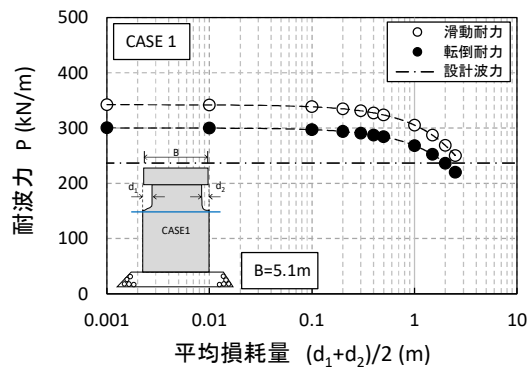


図-4-4-4(b) 平均損耗量と耐波力 CASE-1
(対数表示)

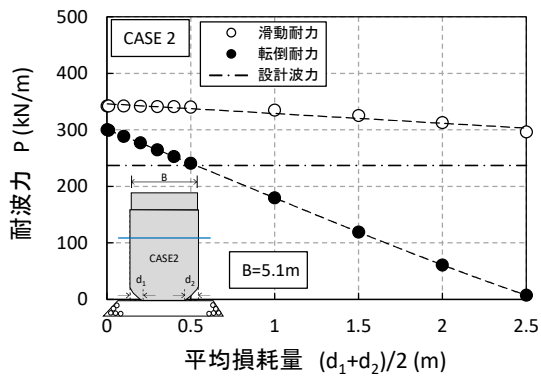


図-4-4-5(a) 平均損耗量と耐波力 CASE-2

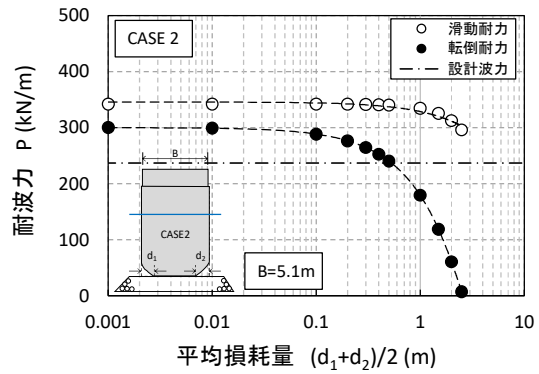


図-4-4-5(b) 平均損耗量と耐波力 CASE-2
(対数表示)

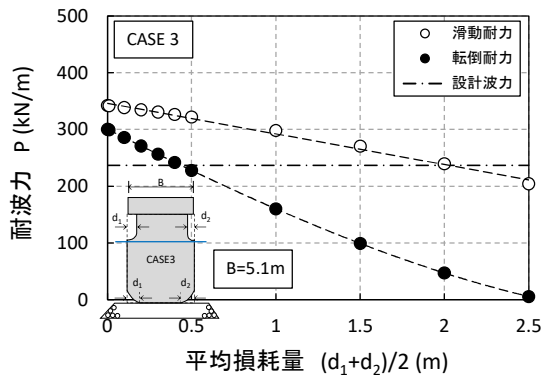


図-4-4-6(a) 平均損耗量と耐波力 CASE-3

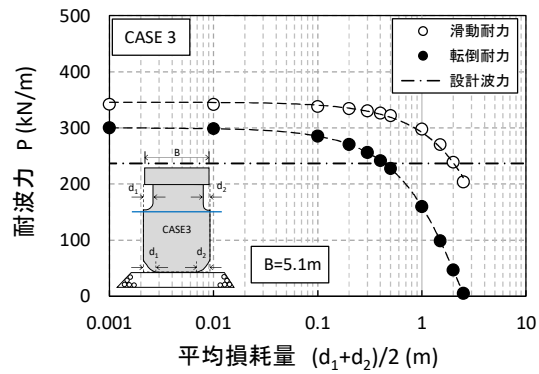


図-4-4-6(b) 平均損耗量と耐波力 CASE-3
(対数表示)

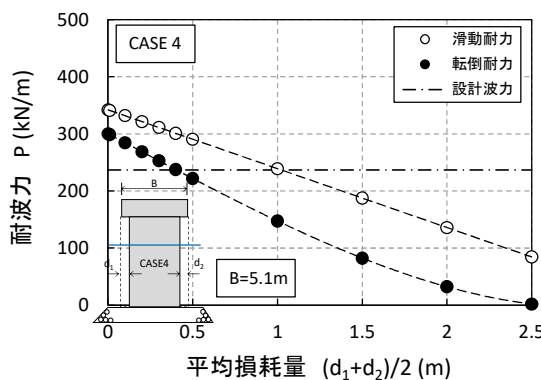


図-4-4-7(a) 平均損耗量と耐波力 CASE-4

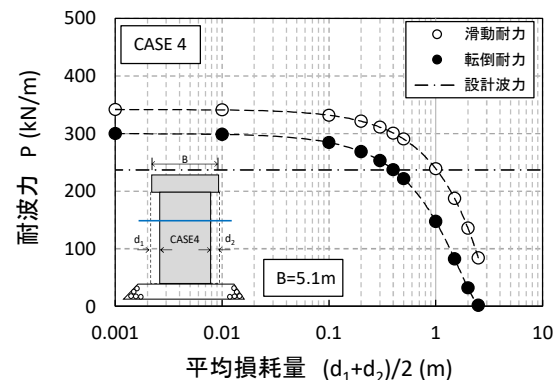


図-4-4-7(b) 平均損耗量と耐波力 CASE-4
(対数表示)

図-4-4-8, 図-4-4-9, 図-4-4-10, 図-4-4-11 は, 前述した CASE 1, CASE 2, CASE 3, CASE 4 の基礎の耐力の試算結果である. 横軸は平均損耗量を, 縦軸は基礎の耐力を耐波力に換算して示している. そして, モデル断面の設計波力を一点鎖線で示している. 平均損耗量は港外側損耗量 d_1 と港内側損耗量 d_2 の平均値であり, 片側の損耗量を示す. また, 各図の (a) (b) は横軸の表示を変えたものであり, (b) は対数表示で示している.

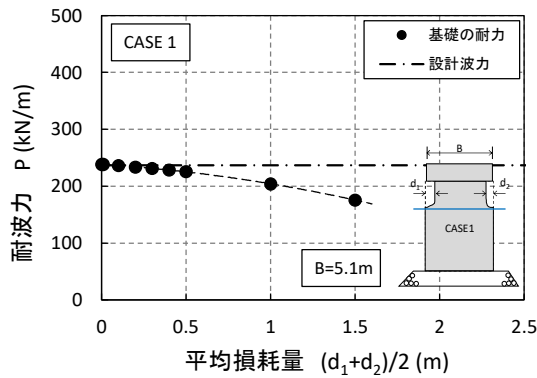


図-4-4-8 (a)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-1

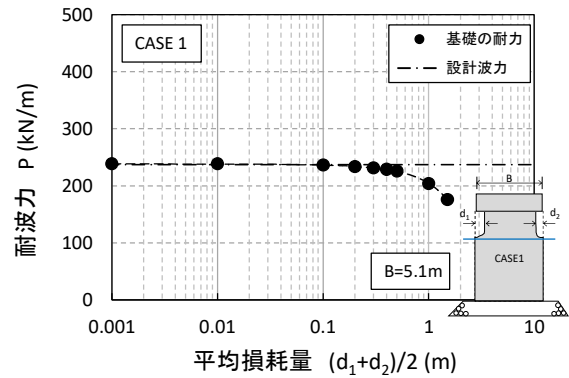


図-4-4-8 (b)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-1

(対数表示)

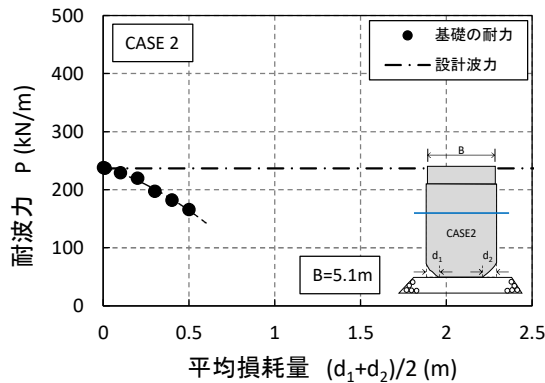


図-4-4-9 (a)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-2

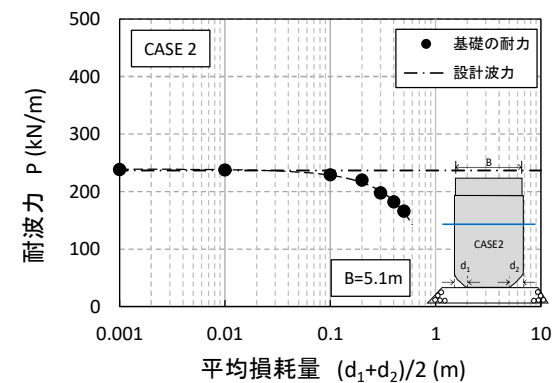


図-4-4-9 (b)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-2

(対数表示)

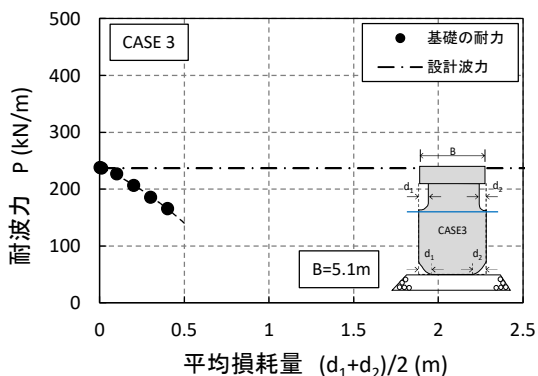


図-4-4-10(a)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-3

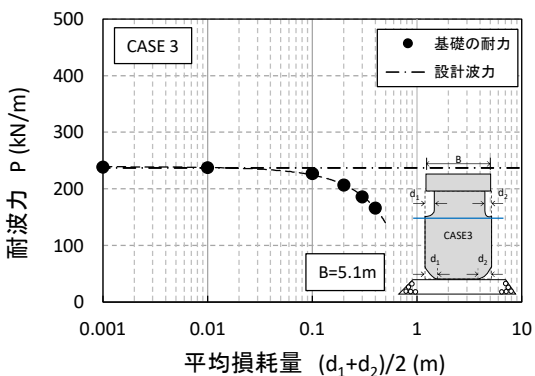


図-4-4-10(b)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-3

(対数表示)

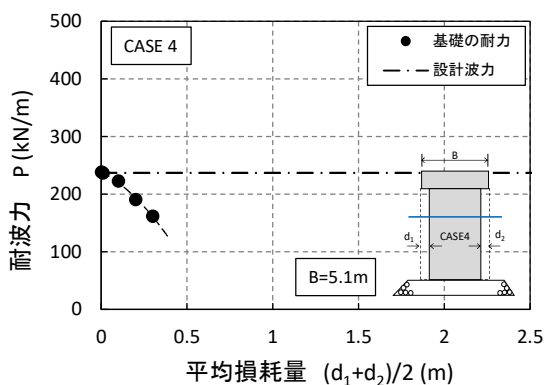


図-4-4-11(a)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-4

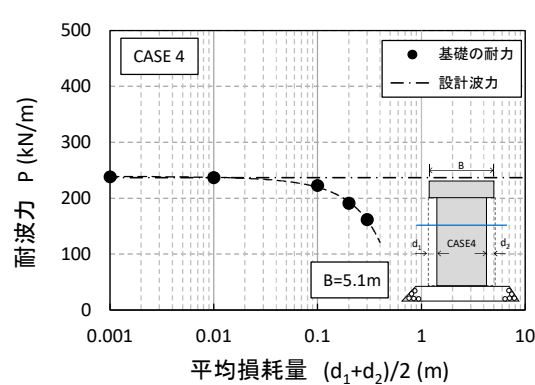


図-4-4-11(b)

平均損耗量と基礎の耐力 CASE-4

(対数表示)

(1) CASE 1 の安定性の性能照査結果

CASE 1 は干満帯のみが両側から損耗する場合であるが、図-4-4-4(a)より、平均損耗量の増加に伴い概ね直線的に耐波力が低下している。そして、滑動耐波力、転倒耐波力ともに耐波力の低下割合は同程度である。滑動耐波力よりも転倒耐波力が小さいのは、モデル断面が転倒時の安定性で決定しているためである。設計波力を基準に図を見てみると、平均損耗量（片側の損耗量）が 2m 程度以上になった時、設計波力を下回ることになる。計算上このような数字が算出されるが、実際にはあり得ない状況である。また、図-4-4-4(b)より、平均損耗量が 1m 以下の結果を見ると、発生頻度の高い数十 cm レベルの損耗では、ほとんど耐波性能に影響していないことがわかる。

図-4-4-8(a)より、平均損耗量の増加に伴い基礎の耐力（耐波力）も緩やかに低下している。干満帯の損耗により堤体質量が減少し波浪作用時の偏心量が大きくなることで基礎マウンドへの集中荷重が増すためと考えられる。基礎の耐波力は建設時点において設計波力を僅かに上回る程度であることから、僅かな本体工の損耗により設計波力を下回ってしまう。

(2) CASE 2 の安定性の性能照査結果

CASE 2 は基部のみが両側から損耗する場合であるが、図-4-4-5(a)より、平均損耗量の増加に伴い概ね直線的に耐波力が低下している。CASE 1 と比較すると、滑動耐波力の低下割合がやや緩やかになっているが、転倒耐波力は大きく低下している。これは、同じ損耗量（損耗深さ）であっても損耗体積は CASE 1 の 1/2 であり、これに伴い滑動耐波力の減少割合も 1/2 となったが、基部の堤体幅の減少が転倒耐波力の低下に大きく影響したためである。設計波力を基準に図を見てみると、平均損耗量（片側の損耗量）が 0.5m 程度以上になった時、設計波力を下回ることになる。一般に構造物基部の健全性は極めて重要であるが、試算結果からもその重要性が伺える。また、図-4-4-5(b)より、平均損耗量が 1m 以下の結果を見ると、数 cm 程度の損耗はほとんど耐波性能に影響しないが、数十 cm レベルの損耗であれば転倒耐波力の低下に留意する必要がある。

図-4-4-9(a)より、平均損耗量の増加に伴い基礎の耐力（耐波力）が急激に低下している。CASE1 とは異なり、基礎の着底幅が減少することにより基部マウンドへの集中荷重が増すためと考えられる。同じ平均損耗量であっても耐波力低下への影響度は基部の損耗の方が大きい。

(3) CASE 3 の安定性の性能照査結果

CASE 3 は干満帯と基部の両方が堤体の両側から損耗する場合であるが、図-4-4-6(a)より、CASE 1 と CASE 2 の両方の特徴が表れている。設計波力を基準に図を見てみると、基部の平均損耗量（片側の損耗量）が 0.4m 程度以上になった時、設計波力を下回ることになる。

図-4-4-10(a)より、本体工の損耗による偏心量の増加と基部の着底幅の減少により、CASE3 よりも基礎マウンドへの集中荷重が大きく、平均損耗量の増加に伴う基礎の耐波力の低下傾向が強くなっている。

(4) CASE 4 の安定性の性能照査結果

CASE 4 は本体工側面全体が両側から等しく損耗する場合であるが、図 4-4-7(a)より、CASE 3 に比べて滑動耐波力が大きく低下している。これは、側面全体の損耗による堤体重量の低下によるものである。設計波力を基準に図を見てみると、平均損耗量（片側の損耗量）が 0.4m 程度以上になった時に設計波力を下回るとは CASE 3 と変わらないが、滑動耐

波力と転倒耐波力の値が接近してきていることには留意が必要である。

図-4-4-11(a)より、平均損耗量の増加による基礎の耐力（耐波力）の低下傾向が CASE1～4 の中で最も強くなっている。CASE1～4 を通して、基礎の耐波力の低下傾向と転倒耐波力の低下傾向は類似しており、基部の損耗が構造物の安定性に及ぼす影響は大きいことがわかる。

4.5 劣化度マップの作成

4.5.1 劣化度マップのエリア設定

無筋コンクリート防波堤のような広範囲にわたる施設を対象に変状を各々評価し補修することは、その数が膨大となり管理が困難となる。また、4.2.2 で述べたとおり無筋コンクリート構造物の劣化は干満帯に集中していることから、1 スパン単位で全てを補修してしまうことは劣化が進行していない部分も補修することとなるので、場合によっては過剰な補修となる可能性もある。そこで、変状の分布状況や劣化のメカニズム、現時点で存在する無筋コンクリート構造物の補修方法を考慮し、劣化度マップのエリア設定を行う。

港湾漁港における無筋コンクリート構造物の劣化は、干満帯における損耗劣化が特徴的である。その劣化メカニズムとしては、干満帯の凍害が要因である可能性が考えられ、さらに水流や海氷による摩耗が複合し、著しく損耗しているものと想定される。また、もう一つの劣化の特徴として、基部の損耗もあげられる。その劣化事例は干満帯に比べると少ないが、構造物の安定性に及ぼす影響は干満帯における損耗に比べて大きい。基部の損耗のメカニズムは明確ではなく構造物 1 スパンの範囲においても、一様に劣化している場合もあれば、局所的に劣化している場合もある。以上の条件を考慮すると、港湾漁港にある無筋コンクリート構造物のエリア設定においては、水平方向よりも鉛直方向の分割が重要であると考えられる。

一方で、無筋コンクリート防波堤における補修方法としては、断面修復工法と表面被覆工法が想定される。断面修復工法は、欠損・損耗した部位を切削しコンクリートを打設し直す工法である。表面被覆工法は、欠損・損耗した部位の表面を予め製作した部材で被覆し、隙間に水中不分離性コンクリートなどを充填する工法である。断面修復工法は一般的に行われている補修方法であり、切削機械の作業可能範囲に応じて切削できる範囲が決まる。大型機械で施工する場合を想定すると、切削最小範囲は 1 辺 0.5m～1.0m 程度ではないかと考えられる。表面被覆工法については、北海道開発局で試験施工が行われている[4-5-1]。この試験施工によると、被覆部材として鋼板やプレキャストコンクリート板を適用しており、そ

の規模は、横方向（法線方向）が1スパン幅5m、縦方向（深さ方向）が干満帯を覆うことができる程度の長さとして2m程度となっている。

以上の検討結果から、港湾漁港における無筋コンクリート構造物の本体工における劣化度マップ作成時のエリア設定としては、**図-4-5-1**に示す干満帯、中間部、基部の3分割を基本に設定することが妥当であると考えられる。基部と中間部の境界は対象とする構造物の基部の変状の大きさを考慮して決めるのが良いと考えられる。



図-4-5-1 防波堤本体工のスパン毎に設定した劣化度マップのエリア

4.5.2 損耗量を用いた構造物の安定性に基づく劣化度分類

図-4-5-2、図-4-5-3は、図-4-4-4、図-4-4-5、図-4-4-6、図-4-4-7の結果を整理したものである。横軸は損耗割合を、縦軸は耐力保有割合を示している。CASE 1を○で、CASE 2を△で、CASE 3を□で、CASE 4を●でプロットしている。横軸の損耗割合は堤体幅Bに対する全損耗量（港外側、港内側の合計値）の割合を示している。図-4-5-2は漁港の防波堤設計に適用される安全率法に基づく検討結果であり、縦軸の耐力保有割合に安全率 F_s を適用している。図-4-5-3は港湾の防波堤設計に適用される部分係数法に基づく検討結果であり、耐力保有割合に荷重項 S_d と抵抗項 R_d の比を適用している。縦軸の耐力保有割合は設計波力に対する滑動耐波力または転倒耐波力の比であり、安全率法の場合は滑動耐波力と転倒耐波力の小さい方、部分係数法の場合は大きい方で示している。また、各図の(a)(b)は横軸の表示を変えたものであり、(b)は対数表示で示している。

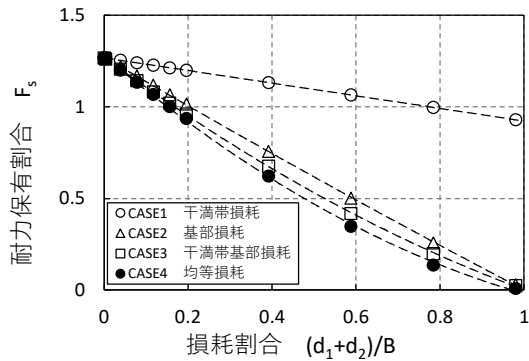


図-4-5-2(a) 損耗割合と耐波性能比
(安全率法)

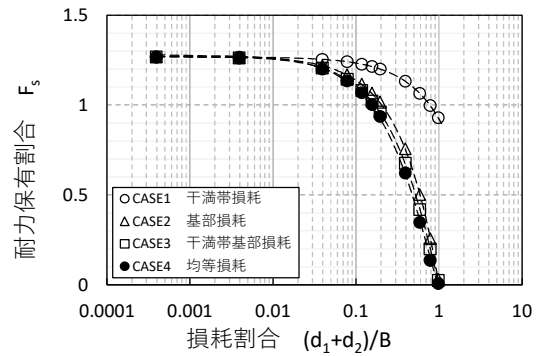


図-4-5-2(b) 損耗割合と耐波性能比
(安全率法) (対数表示)

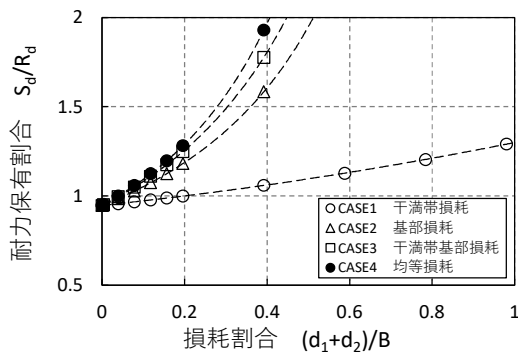


図-4-5-3(a) 損耗割合と耐波性能比
(部分係数法)

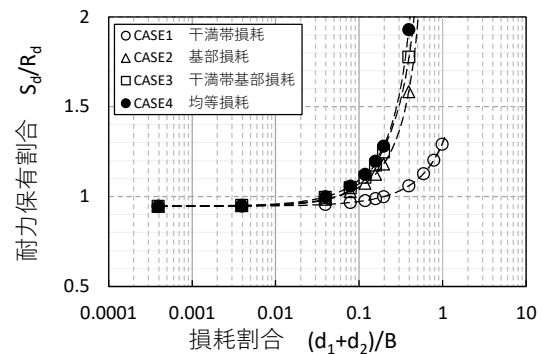


図-4-5-3(b) 損耗割合と耐波性能比
(部分係数法) (対数表示)

本試行のモデル断面は滑動時よりも転倒時の安定性の方が低いため、損耗劣化後の耐波力は転倒耐波力となる。したがって、図-4-5-2、図-4-5-3 のデータは転倒耐波力のデータをプロットしている。図に示すとおり、基部の損耗がない CASE 1 と基部の損耗がある CASE 2, CASE 3, CASE 4 で大きく傾向が異なっている。他のモデル断面での検証が必要であるが、損耗劣化に着目した劣化度評価においては、干満帯の損耗の他に、基部の損耗の有無が重要であると考えられる。本試行では干満帯のみが損耗する CASE1 と基部に損耗があり干満帯の損耗も進行している CASE 3 に着目して劣化度評価を試みることにする。

防波堤の維持管理においては、要求性能上の限界を下回らないことを原則に管理を行わなければならない。本試行では、要求性能上の耐波性能の限界を安全率法の場合は耐力保有割合 1.2 (防波堤設計における安全率 1.2 に相当)、部分係数法の場合は耐力保有割合 1.0 (防波堤設計における荷重項 S_d と抵抗項 R_d の比 $S_d/R_d=1.0$ に相当) とする。劣化度の分類は既存の技術マニュアル等[4-5-2] [4-5-3]を参考に a, b, c, d の 4 段階とした。そして、劣化度の判断指標は損耗割合とした。要求性能を下回った状態を劣化度 a とし、要求性能

以上の耐力は保有しているが劣化が進行している状態を予防保全の観点から劣化度 b, c, d に分類する. 安全率法の場合は, モデル断面の設計時点の転倒安全率 F_s は 1.267 であり, 1.267 から 1.2 の範囲を劣化度 b, c, d で等分すると, 耐力保有割合 1.26 と 1.23 が劣化度 b, c, d の閾値となる. 部分係数法の場合は, 設計時点の転倒の S_d/R_d は 0.946 であり, 0.946 から 1.0 の範囲を劣化度 b, c, d で等分すると, 耐力保有割合 0.95 と 0.975 が劣化度 b, c, d の閾値となる.

以上の考え方で劣化度 a, b, c, d の閾値を損耗割合で順に示すと, CASE1 の場合は損耗割合 0.2, 0.1, 0.01, CASE3 の場合は損耗割合 0.04, 0.02, 0.004 となる. 尚, この閾値の値は安全率法と部分係数法で同じとなる. これらの閾値を用いて表に整理すると表-4-5-1, 表-4-5-2 のとおりとなる. 比較参照のため, 港湾の施設の維持管理技術マニュアル[4-5-2]における劣化度分類を表-4-5-3 に, 水産基盤施設ストックマネジメントのためのガイドライン[4-5-3]における劣化度分類を表-4-5-4 に示す.

表-4-5-1 損耗劣化に着目した劣化度分類の試行例 (CASE1 : 滑動・転倒安定性)

対象施設	点検診断項目の分類	点検診断の項目		点検方法	劣化度の判定基準	
防波堤 (無筋の場合)	Ⅱ類	本体重工 (重力式)	コンクリートの劣化 損傷	目視 ・損耗	a	干満帯の平均損耗量が堤体幅の20%以上である。
					b	干満帯の平均損耗量が堤体幅の10%以上20%未満である。
					c	干満帯の平均損耗量が堤体幅の1%以上10%未満である。
					d	干満帯の平均損耗量が堤体幅の1%未満である。

表-4-5-2 損耗劣化に着目した劣化度分類の試行例 (CASE3 : 滑動・転倒安定性)

対象施設	点検診断項目の分類	点検診断の項目		点検方法	劣化度の判定基準	
防波堤 (無筋の場合)	Ⅱ類	本体重工 (重力式)	コンクリートの劣化 損傷	目視 ・損耗	a	基部の平均損耗量が堤体幅の4%以上である。
					b	基部の平均損耗量が堤体幅の2%以上4%未満である。
					c	基部の平均損耗量が堤体幅の0.4%以上2%未満である。
					d	基部の平均損耗量が堤体幅の0.4%未満である。

表-4-5-3 (参考) 港湾の施設の維持管理技術マニュアルにおける劣化度分類

対象施設	点検診断項目の分類	点検診断の項目		点検方法	劣化度の判定基準	
		本體工 (重力式)	コンクリートの劣化 損傷		a	b
防潮堤 護岸 堤防	Ⅱ類			目視 ・ひび割れ、損傷、欠損 ・劣化の兆候 等	a	性能に影響を及ぼす程度の欠損がある。
					b	幅1cm以上のひび割れがある。 小規模な欠損がある
					c	幅1cm未満のひび割れがある。
					d	変状なし。

表-4-5-4 (参考) 水産基盤施設ストックマネジメントのためのガイドラインにおける劣化度分類

対象施設	点検診断項目の分類	調査項目		調査方法	老朽化度の評価基準	
		本體工 (側壁、スリット部)	コンクリートの劣化 損傷 (無筋の場合)		a	b
重力式 防波堤 (消波堤)	-			目視 ・ひび割れ、剝離、損傷、欠損 ・老朽化の兆候	a	性能に影響を及ぼす程度の欠損がある。
					b	幅1cm以上のひび割れがある。 小規模な欠損がある
					c	幅1cm未満のひび割れがある。
					d	老朽化なし。

以上は滑動耐波力と転倒耐波力の要求性能を基準に劣化度分類を試行した結果であるが、次に基礎の安定性に着目した劣化度分類を試行してみる。図-4-5-4、図-4-5-5は、図-4-4-8、図-4-4-9、図-4-4-10、図-4-4-11の結果を整理したものである。図の構成は図-4-5-2、図-4-5-3と同様である。縦軸の耐力保有割合は設計波力に対する基礎の耐波力の比であり、安全率法の場合は基礎の耐波力の小さい方、部分係数法の場合は大きい方で示している。前述の滑動耐波力、転倒耐波力による劣化度分類の考え方を踏襲すれば、基礎の安全率 $F_s=1.0$ もしくは $S_d/R_d=1.0$ を劣化度分類の閾値に設定するところである。しかし、本モデル断面の場合、設計時点の基礎の安全率 F_s は 1.006、 S_d/R_d は 0.994 であり、設計安全率 $F_s=1.0$ または $S_d/R_d=1.0$ を基礎の安定性の限界値とするとその差は僅かであり、この範囲内における予防保全の観点での劣化度分類は範囲が狭すぎるため実用性に欠けると思われる。そこで、既に設計時点の安全率等と限界値がほぼ同じであることを認識した上で、5%の安全率 F_s または S_d/R_d の低下を目安とした劣化度分類を試行することとする。なお、現時点でこの5%を合理的に説明することができないため、閾値の設定方法については今後

の課題として研究を継続していきたいと考えている。この方法で4段階の劣化度分類を行うと、安全率法の場合の劣化度 a, b, c, d の閾値は順に 0.95, 0.975, 1.0 となり、部分係数法の場合の劣化度 a, b, c, d の閾値は順に 1.05, 1.025, 1.0 となる。この閾値を損耗割合で順に示すと、CASE1 の場合は損耗割合 0.2, 0.13, 0.03, CASE3 の場合は損耗割合 0.04, 0.02, 0.007 となる。尚、この閾値の値は安全率法と部分係数法で同じとなる。これらの閾値を用いて表に整理すると表-4-5-5, 表-4-5-6 のとおりとなる。

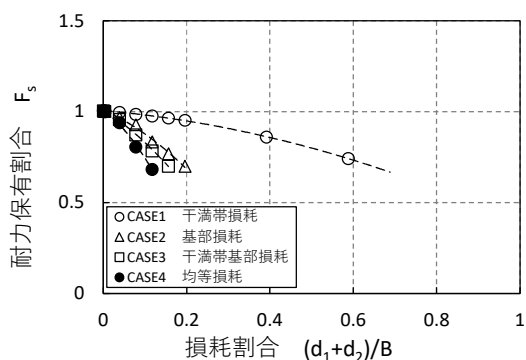


図-4-5-4(a) 損耗割合と基礎耐力比
(安全率法)

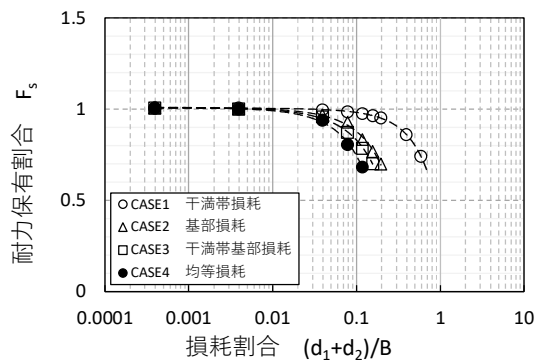


図-4-5-4(b) 損耗割合と基礎耐力比
(安全率法) (対数表示)

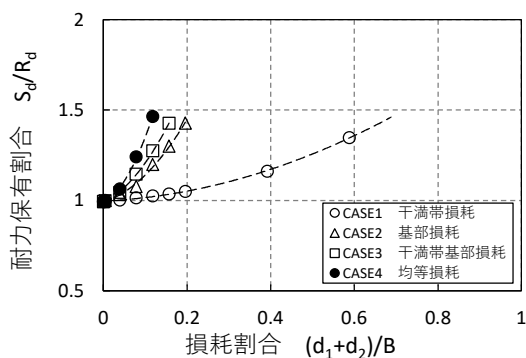


図-4-5-5(a) 損耗割合と基礎耐力比
(部分係数法)

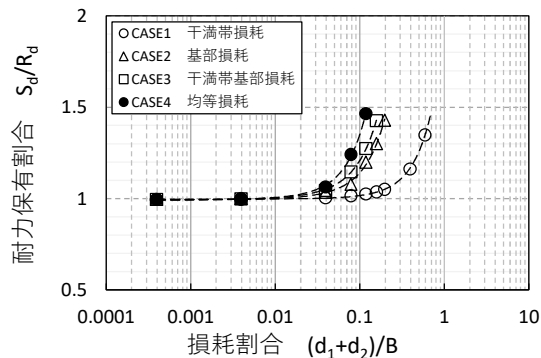


図-4-5-5(b) 損耗割合と基礎耐力比
(部分係数法) (対数表示)

表-4-5-5 損耗劣化に着目した劣化度分類の試行例（CASE1：基礎の安定性）

対象施設	点検診断項目の分類	点検診断の項目		点検方法	劣化度の判定基準	
防波堤 (無筋の場合)	Ⅱ類	本体重工 (重力式)	コンクリートの劣化 損傷	目視 ・損耗	a	干満帯の平均損耗量が堤体幅の20%以上である。
					b	干満帯の平均損耗量が堤体幅の13%以上20%未満である。
					c	干満帯の平均損耗量が堤体幅の3%以上13%未満である。
					d	干満帯の平均損耗量が堤体幅の3%未満である。

表-4-5-6 損耗劣化に着目した劣化度分類の試行例（CASE3：基礎の安定性）

対象施設	点検診断項目の分類	点検診断の項目		点検方法	劣化度の判定基準	
防波堤 (無筋の場合)	Ⅱ類	本体重工 (重力式)	コンクリートの劣化 損傷	目視 ・損耗	a	基部の平均損耗量が堤体幅の4%以上である。
					b	基部の平均損耗量が堤体幅の2%以上4%未満である。
					c	基部の平均損耗量が堤体幅の0.7%以上2%未満である。
					d	基部の平均損耗量が堤体幅の0.7%未満である。

以上は基礎の安定性に着目した検討であるが、次に堤体底面端部のコンクリートが圧壊する可能性に着目した検討を行う。図-4-5-6 は、堤体底面における端趾圧の最大値を整理したものである。横軸は損耗割合を、縦軸は端趾圧を示している。CASE 1 を○で、CASE 2 を△で、CASE 3 を□で、CASE 4 を●でプロットしている。また、図の(b)は(a)の縦軸を対数表示で示したものである。図中の赤の一点鎖線は基礎マウンドの設計許容端趾圧 0.5MN/m^2 で、青の一点鎖線は無筋コンクリートの設計基準強度 18MN/m^2 である。図の(a)より、損耗割合の増加により端趾圧は増加する傾向にあるが、干満帯のみが損耗するCASE1 に比べて、基部が損耗するCASE2~4 の端趾圧の増加傾向は損耗割合 0.1 以降で著しい。モデル断面は1980年頃建設された施設であり、不陸な岩盤上に捨石マウンドを構築して建設されている。当時の設計においては基礎の安定性の照査が省略されているが、改めて本論文にて照査したところ、基礎マウンドの許容端趾圧（赤の一点鎖線）を若干超えている結果となった。なお、実構造物の基礎マウンドの変形は40年程度経過した現時点においても確認されていない。損耗割合が増加すると端趾圧も増加するが、無筋コンクリートの設計基準強度には遠く及ばない。しかしながら、損耗劣化に伴いコンクリートが脆弱となっている部分が堤体底面に存在しているとすれば、この端趾圧の増加が構造物の安定性評価の指標になる可能性がある。端趾圧による劣化度分類は今後の研究課題であると考えている。

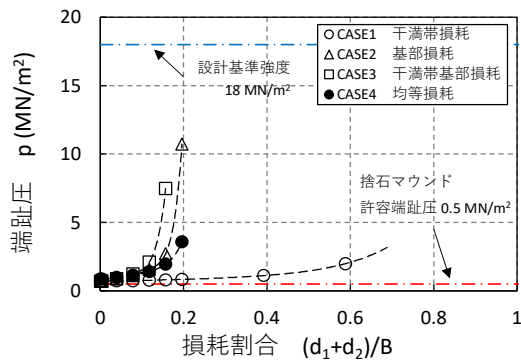


図-4-5-6(a) 損耗割合と基礎の端趾圧

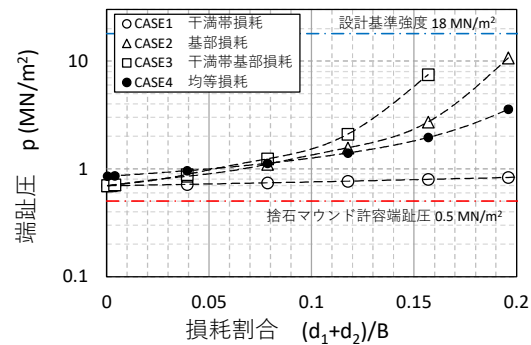


図-4-5-6(b) 損耗割合と基礎の端趾圧

(対数表示)

無筋コンクリート防波堤における損耗劣化は数多く報告されているが、要求性能上の限界を下回るレベルにまで進行した事例はほとんどないと思われる。しかしながら、損耗劣化は経過年数とともに進行するため、理論的にはやがて要求性能上の限界を下回るようになる。表-4-5-1、表-4-5-2、表-4-5-5、表-4-5-6 は構造物の安定性の観点から現時点の劣化レベルを定量的に評価するために有用であると思われる。また、予防保全の考えに基づく維持管理計画の検討にも利用できると考えられる。これらの表はモデル断面を対象に劣化度分類した結果であり一般化された劣化度判定基準ではないが、構造断面ごとにこの一連の考え方を適用することで、構造物の安定性に着目した劣化度評価が可能になるものと考えられる。

ここまでの検討により、防波堤本体工の損耗劣化に限定されるが、4.5.1のエリア設定と4.5.2の劣化度分類により劣化度マップを作成することができる。他の部位や劣化機構に対しても同様の考え方、手順により劣化度マップを作成することができるものと思われる。劣化度マップがあれば、3.5、3.6で述べた補修費用の最適化や補修範囲の設定を行うことにより、予防保全型維持管理が可能となる。

4.6 まとめ

第4章では、第2章で提案した予防保全型維持管理手法を無筋コンクリート構造物へ適用するための検討を行った。その主要な結論を以下に示す。

- 1) 無筋コンクリート構造物の維持管理に関する知見は、鉄筋コンクリート構造物に比べると非常に少なく、あまり着目されてこなかった傾向にあるが、北海道の港湾施設の37%は無筋コンクリート構造であり、劣化が顕在化しはじめている。補修すべき適切な時期を逃さないためにも、無筋コンクリート構造物の予防保全型維持管理は必要である。
- 2) 無筋コンクリート構造物の劣化特性を把握する目的で、北海道の港湾漁港の無筋コンクリート構造物に着目し、既往の健全度調査評価結果を分析した。対象は防波堤、護岸、岸壁の本体工で、コンクリートの種類は、プレキャストコンクリート（1990年頃まで使用）、水中コンクリート（1990年以降使用）、直積消波ブロック（陸上製作ブロック）の3種類である。分析の結果、全てにおいて劣化が生じている部位は圧倒的に干満帯であり、損耗劣化が大部分を占めていた。一方、水中部の劣化は少ない傾向にあった。ただし、プレキャストコンクリートの基部においては、損耗または欠損の劣化が発生しているケースが散見された。
- 3) 無筋コンクリート構造物の干満帯において損耗劣化が生じるメカニズムを探るため、干満帯におけるコンクリートの凍結融解の可能性に着目した現地観測を実施した。初冬の12月に係留施設側壁のコンクリート表面温度を観測した結果、干満帯においては気温の変化のみではなく、潮汐（プラス温度の海水）の影響も加わって凍結融解作用が起きていることがわかった。凍結融解の回数は平均潮位付近が最も多く、気中部における凍結融解回数の約3倍であった。このことから、寒冷沿岸域における無筋コンクリート構造物の干満帯の損耗劣化は、凍結融解作用の影響が関わっていると考えられる。
- 4) 無筋コンクリート構造物の性能評価を行うため、構造物の性能に着目した検討を行った。無筋コンクリート防波堤のモデル施設を設定し、調査した劣化特性に基づきモデル断面上で損耗または欠損の劣化を進行させ、劣化の進行による構造物の耐波性能を試算した。その結果、劣化の進行と耐波性能の低下の関係を定量的に求めることができた。耐波性能に対しては干満帯の劣化の影響は小さく、基部の欠損の影響が大きいことを定量的に示した。
- 5) 予防保全型維持管理に必要な劣化度マップを作成するため、エリア設定と劣化度分類を試行した。無筋コンクリート防波堤の本体工にのみ着目した試行であるが、劣化度マップのエリア設定は、北海道内における無筋コンクリート防波堤の劣化特性と現状の

無筋コンクリート防波堤本体工の補修工法を考慮し、干満帯、中間部、基部の3分割とした。そして、劣化度分類については、干満帯と基部の損耗量を指標とした4段階の分類を示した。

第4章の結論は、予防保全型維持管理手法を無筋コンクリート防波堤に適用するための一つの道筋であり、無筋コンクリート防波堤の本体工だけに着目して説明を展開している。実務に適用するためには、上部工、胸壁、消波工など防波堤全体を考慮しなければならないことは言うまでもない。今後、無筋コンクリート構造物への予防保全型維持管理手法の実装に向けて更なる研究が必要であると考えている。

第4章の参考文献

- [4-1-1] 北海道開発局 港湾空港部 港湾建設課・同局 港湾空港部 港湾行政課・同局 農業水産部 水産課・(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 寒地水圏研究グループ 寒冷沿岸域チーム：北海道における港湾及び漁港施設の老朽化に関する取り組み，北海道開発局技術研究発表会論文集，第62回，2019.
- [4-2-1] 稚内開発建設部 稚内港湾事務所：平成19年度東浦漁港基本設計その他業務報告書，2007.
- [4-2-2] 小樽開発建設部 小樽港湾事務所：平成25年度石狩湾新港外1港港湾施設老朽化点検調査業務報告書，2013.
- [4-2-3] 小樽開発建設部 小樽港湾事務所：平成19年度古平漁港既設構造物調査業務報告書，2007.
- [4-2-4] 小樽開発建設部 小樽港湾事務所：平成25年度古平漁港外3港機能保全計画検討業務報告書，2013.
- [4-2-5] 小樽開発建設部 小樽港湾事務所：平成24年度寿都漁港基本設計その他業務報告書，2012.
- [4-2-6] 函館開発建設部 函館港湾事務所：平成21年度福島漁港現状調査業務報告書，2009.
- [4-2-7] 釧路開発建設部 釧路港湾事務所：平成27年度厚岸漁港-4.5m 岸壁基本設計その他業務報告書，2009.
- [4-2-8] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成24年度落石漁港外1港健全度調査評価業務報告書，2012.
- [4-2-9] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成21年度歯舞漁港外既存施設健全度評価業務報告書，2009.

- [4-2-10] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 23 年度歯舞漁港健全度調査評価業務報告書，2011.
- [4-2-11] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 25 年度歯舞漁港外 1 港機能保全（補修）検討その他業務報告書，2013.
- [4-2-12] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 25 年度歯舞漁港健全度調査評価業務報告書，2013.
- [4-2-13] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 26 年度歯舞漁港（瑤瑤瑯地区）健全度調査評価業務報告書，2014.
- [4-2-14] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 26 年度歯舞漁港施設長寿命化調査検討業務報告書，2014.
- [4-2-15] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 16 年度根室港港湾施設老朽化調査業務報告書，2004.
- [4-2-16] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 19 年度根室港外 1 港健全度調査その他業務報告書，2007.
- [4-2-17] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 21 年度根室港健全度調査業務報告書，2009.
- [4-2-18] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 26 年度根室港港湾施設現況調査業務報告書，2014.
- [4-2-19] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 25 年度根室港外 1 港港湾施設点検調査その他業務報告書，2013.
- [4-2-20] 釧路開発建設部 根室港湾事務所：平成 19 年度羅臼漁港老朽化調査業務報告書，2007.
- [4-2-21] 網走開発建設部 網走港湾事務所：平成 15 年度網走港外 1 港施設現況調査業務報告書，2003.
- [4-2-22] 網走開発建設部 網走港湾事務所：平成 18 年度網走港 港湾施設健全度点検評価業務報告書，2006.
- [4-2-23] 財団法人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 平成 19 年 10 月，沿岸技術ライブラリー No.26，2007.
- [4-2-24] 小林一輔：耐海水コンクリート，コンクリート・ジャーナル，Vol.11 No.7，1973.
- [4-3-1] 林正道：土木構造物の凍害状況，コンクリート・ジャーナル，Vol.4，No.11，pp.56-61，1966.
- [4-3-2] 今井益隆：コンクリート構造物の凍害調査，コンクリート工学，Vol.14，No.11，pp.16-22，1976.

- [4-3-3] 林正道：寒冷地におけるコンクリート構造物，土木学会論文集，No.402，V-10，pp.1-13，1989.
- [4-3-4] 気象庁 Web <https://www.jma.go.jp/jma/index.html> (2020年10月13日確認)
- [4-3-5] 石井清・江川顕一郎・堤知明・野口博章：凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化予測に関する研究，土木学会論文集，No.564，V-35，pp.221-232，1997.
- [4-3-6] 田畑雅幸・洪悦郎・鎌田英治：コンクリートの耐凍害性におよぼす環境要因の影響－養生と凍結融解の条件－，セメント技術年報，Vol.37，pp.349-352，1983.
- [4-4-1] 一般財団法人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（改訂版），平成30年7月.
- [4-4-2] 水産庁漁港漁場整備部：水産基盤施設ストックマネジメントのためのガイドライン，平成27年5月.
- [4-5-1] 坂本進・菅原哲也：歯舞漁港（温根元地区）における防波堤老朽化対策について，北海道開発局技術研究発表会論文集，第60回，2017.
- [4-5-2] 参考文献[4-4-1]
- [4-5-3] 参考文献[4-4-2]

第5章

無筋コンクリート構造物における
劣化度マップ作成のための
損耗劣化進行予測に関する検討

第5章 無筋コンクリート構造物における劣化度マップ作成のための損耗劣化進行予測に関する検討

5.1 概論

第5章では、第4章で着目した無筋コンクリート構造物の損耗劣化の進行について実験を行い、予測手法を検討している。第2章で述べたとおり、劣化度マップを作成するためには、点検診断範囲の細分化、要求性能を考慮した変状に基づく劣化度分類、劣化の進行と性能低下の予測に基づく補修方法の設定が必要である。鉄筋コンクリート構造物の場合は、腐食による鉄筋断面の減少が部材性能の低下に直結するため、コンクリート中への塩化物イオンの拡散予測を行うことにより、劣化の進行や性能低下の予測が可能となる。そして、この予測結果に基づき補修方法が設定される。一方、無筋コンクリート構造物の場合は、損耗劣化による構造物の安定性低下が考えられることから、損耗劣化の進行や構造物の安定性の低下を予測することが補修方法の検討のために必要である。しかしながら、港湾漁港施設における損耗劣化の予測手法は確立されていない。このことから、本章では劣化度マップ作成のための損耗劣化進行予測式の検討を行うものである。

損耗劣化には様々な要因が考えられるが、本研究では、寒冷沿岸域の中で最も過酷な環境である氷海域に着目し、凍害と海水摩耗の複合作用による損耗劣化を対象としている。凍害と海水摩耗の複合劣化は、コンクリート表面において起こる現象であることから、凍害としてはコンクリート表面の凍結融解によるスケーリングに着目することとしている。スケーリングの予測式や海水摩耗の予測式は既往の研究で提案されている。スケーリングに関しては、遠藤[5-1-1]が、防波堤の上部工における現地調査と室内試験を行い、スケーリングによるコンクリート表面の剝離量の予測式を提案している。海水摩耗については、佐伯ら[5-1-2]をはじめとして、氷とコンクリートの摩耗試験と現地調査に基づく系統的な劣化特性の解明がなされており、浅井ら[5-1-3]、伊藤ら[5-1-4]が、海水摩耗によるコンクリート表面の摩耗量の予測式を提案している。なお、本章では、既往研究の用語の定義を踏襲し、スケーリングに対して「剝離」、海水摩耗に対して「摩耗」という表現を用いる。そして、両者が複合して作用する複合劣化の観点では「損耗」と表現することとする。損耗は断面の一部が滅失して無くなった状況を示している。

本研究では凍害と海水摩耗が複合した場合の予測式の提案を最終目標に、室内実験による基礎的なデータの蓄積を進めており、本章では、その現時点までの研究成果について述べる。

5.2 氷海域におけるコンクリート構造物の損耗劣化

写真-5-2-1 は、オホーツク海沿岸にあるコンクリート構造物の劣化状況写真である。海面付近のコンクリートが著しく劣化している様子がわかるが、オホーツク海が氷海域であるという条件を考慮すると、この劣化要因は、主に凍害に加えて海氷の接触による海氷摩耗である可能性が考えられる。そして、各要因による劣化は同時に進行することから、このコンクリート構造物の劣化は、各要因による複合劣化であると考えられる。



写真-5-2-1 氷海域にあるコンクリート構造物の劣化状況

図-5-2-1 は、凍結融解によるスケーリングと海氷摩耗の相互作用によるコンクリートの損耗機構の想定図である。図に示すステップ1とステップ2が繰り返されることにより、コンクリートの損耗劣化が促進されるのではないかと想定している。ステップ1として、コンクリート構造物が凍結融解作用を受けることにより、主に水分の供給が多いコンクリート表面側で微細なクラックが発達する。ステップ2として、脆弱化したコンクリート表面を海氷が接触しながら移動する事により、その摩擦力で脆弱化したコンクリート表面からセメント硬化体、細骨材、粗骨材が離脱する。5.3で、ステップ1とステップ2を室内試験で再現する方法を述べる。

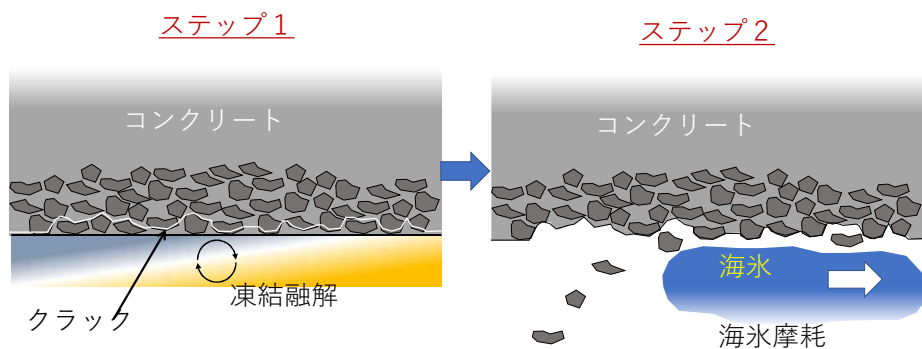


図-5-2-1 凍結融解によるスケーリングと海氷摩耗の相互作用による損耗機構の想定図

5.3 凍結融解によるスケーリングと海氷摩耗の相互作用を想定した複合劣化試験

5.3.1 複合劣化試験方法の概要

コンクリート構造物が受ける凍結融解によるスケーリングと海氷摩耗を複合した試験を実施するにあたり、既往の試験法を活用することとした。具体的には、コンクリートの凍結融解試験法と氷によるコンクリートの摩耗試験法を交互に繰り返すことにより複合劣化を再現することとした。

コンクリートの凍結融解試験方法は、世界各国で規格化されている。内部劣化を対象とした試験として JIS1148 (日本), RILEM CIF (欧州), ASTM C 666 (米国), スケーリングを対象とした試験として RILEM CDF (欧州), ASTM C 672 (米国) などがある。本研究では JIS1148 の方法と RILEM CDF の方法を参考に凍結融解試験を実施している。

氷によるコンクリートの摩耗試験法については、現地条件に即した方法を採用することとした。川田ら[5-3-1]によれば、二つの物体がこすれ合う摩耗試験法は図-5-3-1 に示す5タイプに分類される。(a)タイプは、筒形試験片の端面どうしを摩擦する試験法である、摩擦面全体が常に接触しているため、温度上昇が大きく、摩擦面が空気に触れることが少ない。(b)タイプは、回転する円盤上で小試験片を摩擦する試験法である。小試験片を円盤の半径方向に移動させることで、円盤上の同じ部分と摩擦を繰り返さないようにすることができる。(c)タイプは、回転する円筒外周面に小試験片を接触させて摩擦する試験法である。試験片の準備や摩耗量の測定などが容易であることから、非常に広く用いられる試験法である。(d)タイプは、(a)~(c)と異なり、往復動で摩擦する試験法である。実現象の摩擦には往復動が数多く見られるが、その往復動を想定した試験法である。(e)タイプは、回転する二つの円筒を接触させ摩擦する試験法である。(a)~(d)はすべり摩擦を試験する方法であるが、(e)タイプはころがり摩擦を試験する方法である。実際の氷海域における氷盤の動きは間欠的であり、構造物に作用する氷力も断続的であることを考えると、コンクリート構造物と海氷の間には静止摩擦と動摩擦の両方が作用するはずである。このことから、(d)タイプである佐伯ら[5-3-2]が提案する面接触滑動式の摩耗試験法を採用した。

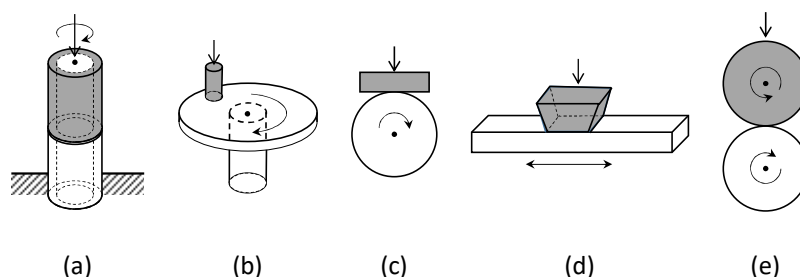


図-5-3-1 摩耗試験の分類

以上の凍結融解試験法と摩耗試験法を組み合わせるに当たり、いくつか変更すべき点があるため、その内容を含めて以降に凍結融解試験法と摩耗試験法の詳細を示す。

5.3.2 凍結融解試験方法

写真-5-3-1 は使用した空冷式の凍結融解試験機とその内部の供試体及び容器を示している。空冷式の凍結融解試験機を使用することから、試験の温度管理については JIS1148 コンクリートの凍結融解試験方法 (B 法) を参考とした。そして、劣化させる供試体の部位は、供試体の一面 (摩耗試験における摩擦面) のみとした。これは、RILEM CDF の方法を参考にしており、一面凍結融解試験が現地条件に近いことが最も大きな理由である。また、5.3.3 で述べる氷によるコンクリートの摩耗試験方法における供試体の取り付け部を劣化させないことも、利点の一つである。

試験方法であるが、写真-5-3-1 の銅製容器に水を張り、そこに供試体の一面を浸漬し、二日間吸水させた後に空冷式の凍結融解試験機にて凍結融解 (1 サイクル 4 時間、 -18°C ～ $+5^{\circ}\text{C}$) を行う手順とした。供試体の劣化状況は、写真-5-3-2 に示す超音波伝播速度測定により把握した。供試体の剥離量は 5.3.3 で述べる凹凸測定により平均深さで求めた。



写真-5-3-1 凍結融解試験機の全景とその内部



写真 5-3-2 超音波伝播速度測定

5.3.3 氷によるコンクリートの摩耗試験方法

写真-5-3-3は摩耗試験機の全景である。そして、図-5-3-2は摩耗試験機の概略図である。前述のとおり摩耗試験には様々な方法が提案されているが、本研究では氷にコンクリート供試体が接触して往復運動する面接触滑動式を採用している。この摩耗試験機は、アクリル水槽を除いて佐伯ら[5-3-2]が使用した試験機と同様に製作している。このアクリル水槽は摩耗試験を液体中で実施するために加えたものである。従来、摩耗試験は気中で実施されてきた。試験では直方体に成形した氷柱を使用するが、少なからず試験中に氷が昇華するため、氷が痩せることによりコンクリートとの接触面積が減少してしまう弱点があった。短期間の試験であればその影響は小さいが、本試験では複合劣化特性を解明するために長期間の摩耗試験を必要としたため、以降に示す液体中での摩耗試験を実施した。また、コンクリートの摩擦面に氷膜を形成してしまう場合があるため、それを軽減する役割も担っている。



写真-5-3-3 摩耗試験機の全景

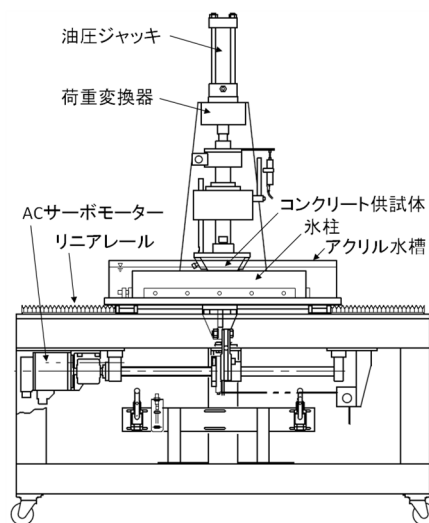


図-5-3-2 摩耗試験機の概略図

図-5-3-3 に示すとおり、アクリル製水槽（長さ 730 mm、幅 210 mm、高さ 140 mm）の中に氷柱（長さ 480 mm、幅 80 mm、高さ 100 mm）を治具で固定し、構造物を意図したコンクリート供試体（長さ 100 mm、幅 100 mm、厚さ 50 mm）を接触させ、往復運動により両者が摩擦する機構となっている。水槽内を任意の液体で満たすことにより、液体中での摩耗試験が可能となる。装置上部にある油圧ジャッキの圧力を手動で制御することにより、コンクリート供試体に任意の鉛直荷重を与えている。また、水槽の往復運動については、AC サーボモーターとリニアレールにより等速往復運動を可能としている。

氷海域における損耗劣化は港湾漁港のコンクリート構造物を想定しているため、コンクリート供試体として海洋コンクリートを適用することとなるが、本論文では粗骨材を除いたモルタルを用いて試験を行っている。これは、コンクリート中の粗骨材が試験結果に及ぼす影響を除外して、基本的な複合劣化特性を調べるためである。そのモルタル供試体の配合を表-5-3-1 に示す。

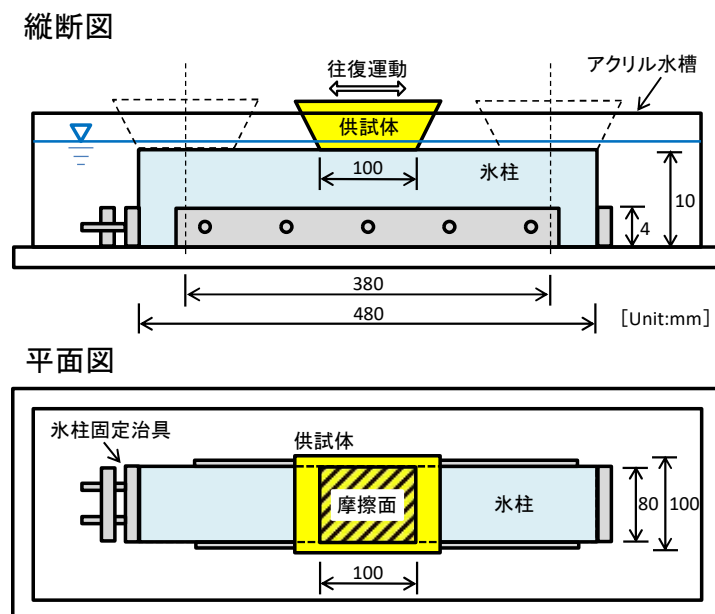


図-5-3-3 アクリル水槽の概略図

表 5-3-1 モルタル供試体の配合

W/C (%)	セメント種	単位量(kg/m ³)				A (C×%)
		W	C	S	G	
47.4	高炉B種	228	482	1443	0	4.82

W/C: 水セメント比, s/a: 細骨材率, W: 水, C: セメント, S: 細骨材, G: 粗骨材, A: AE減水剤, 空気量の目標値は5.5%

次に、水槽内に入れる液体について説明する。摩耗試験は室温が氷点下の低温室内で行われる。本論文の試験条件としては北海道の氷海域を想定して室温 $-5.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ としている。試験環境が氷点下であるため、水槽内を淡水で満たすことはできないことから、凝固点が $-5.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ 以下の液体を使用することとなる。そこで、不凍液であるパーフルオロカーボン（フロリナート FC-43：3M 社、以降フロリナートと称す）を使用することとした。写真-5-3-4 は水槽内をフロリナートで満たした状況である。フロリナートは、流動点 $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、比重 1.88 の完全フッ素化物であり、熱的・化学的に安定性が高く、高温低温を問わずほとんどの物質に溶解しない。したがって、フロリナート中に浸漬された氷は昇華や溶解が起こらず、モルタル供試体との摩擦による損耗以外の理由で形状が変化することはない。表-5-3-2 にフロリナートの物性値を示す。さらに、フロリナート(FC-43)の表面に濃度 10 %の塩水（凝固点約 $-7.0\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、緑色に着色）を張っている。これはモルタル供試体表面への氷膜の形成を軽減する役割を果たしている。氷とモルタル供試体を往復運動による摩擦させるが、この往復運動の折り返し時に水槽内の液体が大きく動揺し、表面の塩水がモルタル供試体表面に僅かに巻き込まれ、モルタル供試体表面に形成される氷を溶解する仕組みである。フロリナートと塩水の 2 層構造とすることで、氷柱の形状を維持し、モルタル供試体表面の氷膜形成を軽減することが可能となる。

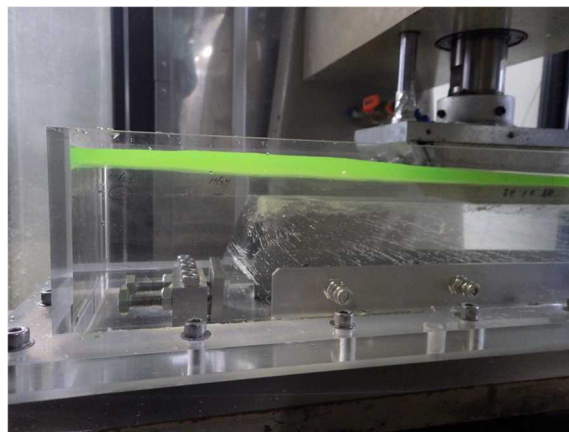


写真-5-3-4 アクリル水槽内の状況

表 5-3-2 物性値

	空気 (20°C)	水 (25°C)	フロリナート (25°C)
凝固点, 流動点[°C]	—	0	-50
粘度[$\times 10^{-3}$ Pa·s]	0.018	0.890	5.3
動粘度[mm ² /sec]	15.15	0.89	2.80
密度[g/cm ³]	0.0012	1.00	1.88
比熱[J/g·K]	1.01	4.18	1.05
熱伝達係数[W/m ² ·K]	10	300	67

試験条件は任意に調整可能であるが、ここでは 5.4.1 の試験条件について述べる。試験条件は、室温を-5.0 °C、氷とモルタル供試体の接触圧を 0.3 MPa、氷柱の往復速度を 5.0 cm/s、往復振幅距離を 38 cm とした。氷柱の往復累計距離を摩耗距離 L と定義し、設定した摩耗距離に至るまで試験機は運転を継続する。摩耗試験後は、変位計（精度 1 μ m）を用いてモルタル供試体表面の凹凸を等間隔に 9 側線測定した。凹凸測定状況を写真-5-3-5 に、供試体表面の 9 測線を写真-5-3-6 に示す。図-5-3-4 は測定結果の一例である。横軸が変位計針先の測定位置、縦軸は凹凸量を示し、9 測線中 3 測線目の摩耗距離 L=0 km, 35 km, 40 km の測定結果を重ねて示している。各測定ラインを比較すると、摩耗の進行が見て取れる。摩耗試験のみを連続して実施する場合は、摩耗距離 L=0 km をゼロ値として摩耗後の値との差の平均を平均摩耗量と定義した。図の例で言えば、摩耗距離 L=40 km の凹凸量は青ラインと緑ラインの差の平均値となる。そして、凍結融解試験と摩耗試験を繰り返し交互に実施する場合は、1 回の摩耗試験毎に試験実施前後の凹凸値の差の平均を求め、試験全体の凹凸量を累積することにより考察を行っている。なお、凹凸測定は凍結融解試験においても同様に実施しており、凍結融解試験においては凹凸量を平均剝離量と称している。そして、複合劣化試験の結果としては平均摩耗量と平均損耗量をあわせて平均損耗量と称している。



写真-5-3-5 摩耗試験後の凹凸測定状況

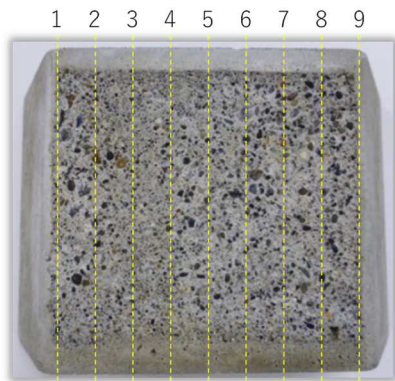


写真-5-3-6 凹凸測定における9測線

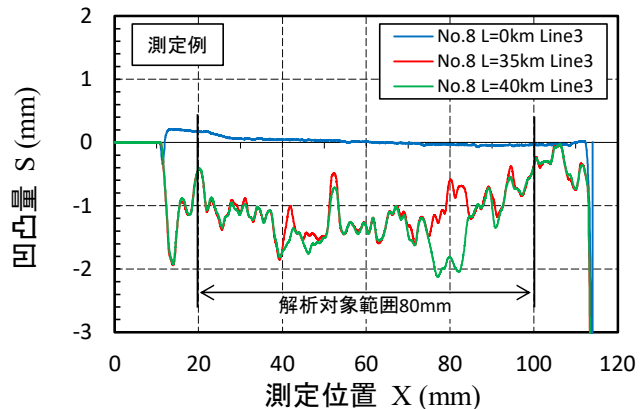


図-5-3-4 凹凸量の測定例

5.4 複合劣化試験の試験結果

5.4.1 凍結融解によるスケーリングと海水摩耗の相互作用がもたらす影響

凍結融解と海水摩耗の複合劣化を再現するには、実構造物での外力の作用条件を知る必要がある。凍結融解については、気温、海水温、日射、風速、潮位変動から、ある程度これらの作用条件を推定できたとしても、海水摩耗における海水の作用条件を推定することは現時点では極めて困難である。従って、実構造物における複合劣化における外力の作用条件を設定することは現時点では困難である。しかしながら、海水の作用条件を仮定することで複合劣化特性を定性的に調べることは可能である。現在進行中の研究であるため、以降には、現時点までの研究成果を示す。

まず初めに、凍結融解の履歴が海水摩耗に及ぼす影響について試験を実施した。凍結融解試験と摩耗試験は同時に実施することができないため、最初に凍結融解0サイクル、34サイクル、100サイクル、150サイクルを実施した供試体を用意し、それぞれの供試体に対して同一条件で摩耗試験を実施した。ここでは、凍結融解させていない供試体を便宜的に凍結融解0サイクルと称している。

図-5-4-1 に、凍結融解試験後に測定した供試体の超音波伝播速度を示す。横軸に供試体表面からの距離、縦軸に超音波伝播速度を示している。一般にコンクリート（モルタルも同様）が劣化すると、微細なクラックの発生により空気層が増え、超音波の伝播時間が長くなる。図の測定結果で説明すると、超音波伝播速度が遅いほどモルタル供試体の劣化が進行していることを示す。超音波伝播速度の測定は供試体表面から深さ 25 mm までを 2.5mm~5.0mm 間隔で 6 点実施している。●で示す凍結融解させていない凍結融解 0 サイ

クルの結果を見ると、おおむね横這いの一定速度を示しているが、□で示す凍結融解 150 サイクルの結果は、供試体表面の超音波伝播速度が相対的に低下しており、凍害劣化が進行したことを示している。図-5-4-2 は図-5-4-1 のプロットを凍結融解 0 サイクルの超音波伝播速度で除したものである。縦軸の超音波伝播速度比は凍結融解 0 サイクルの超音波伝播速度を 1 とした時の速度比を示している。図より、凍結融解作用によって□で示す凍結融解 150 サイクルの供試体表層部の超音波伝播速度は、0 サイクルの 8 割程度まで低下していることがわかる。○の凍結融解 34 サイクルや△の 100 サイクルは、●と□の間に位置していることから、サイクル数を変えることにより、凍害劣化の程度を相対的に変化させることができている。

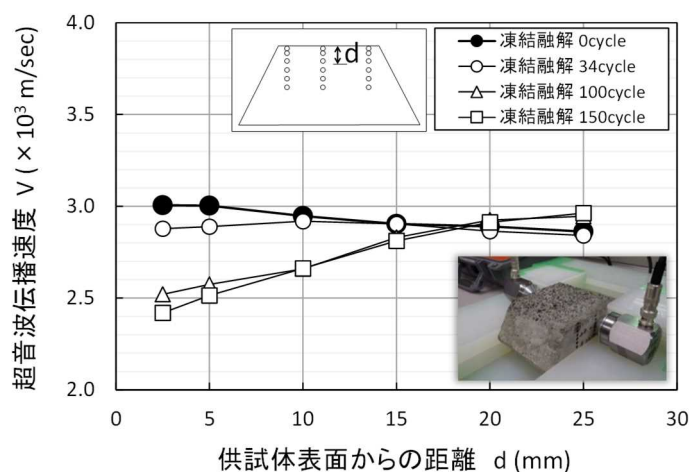


図-5-4-1 モルタル供試体の超音波伝播速度

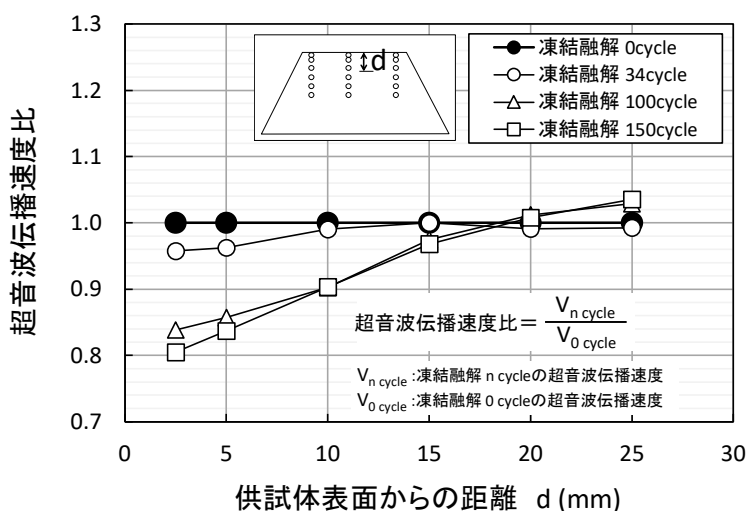


図-5-4-2 モルタル供試体の超音波伝播速度比

図-5-4-3 は、凍結融解試験後に摩耗試験を実施した結果を示している。横軸は摩耗試験における摩擦距離、縦軸は平均摩耗量を示している。図の結果にも見られるように、氷の摩擦によるモルタル供試体の摩耗は、モルタル表面のセメント硬化体が剥離する初期摩耗と、その後骨材が露出し始め摩耗率が一定（摩耗率＝平均摩耗量／摩擦距離）となる定常摩耗に分類される。

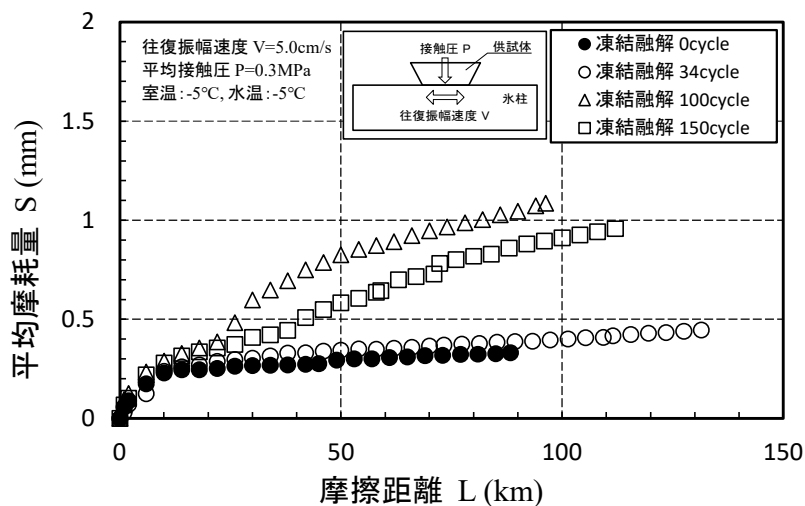


図-5-4-3 凍結融解させた供試体を用いた摩耗試験結果
(初期摩耗から定常摩耗での比較)

海氷摩耗の場合、施設の供用期間中は定常摩耗状態が長く続くと考えられることから、図-5-4-3において定常摩耗状態と考えられるプロット終端から摩擦距離 50 km 区間のデータを図-5-4-4 に再プロットした。

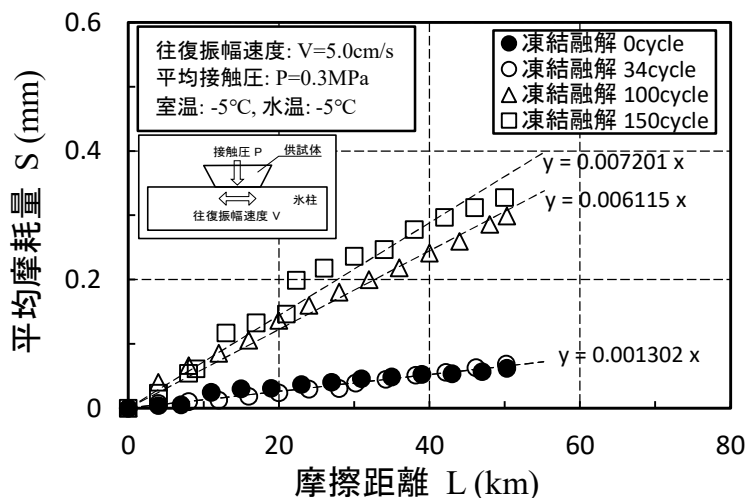


図-5-4-4 凍結融解させた供試体を用いた摩耗試験結果（定常摩耗での比較）

図に示すように、定常摩耗状態においては、摩擦距離と平均摩耗量の間におおむね直線的な関係がみられる。この直線の傾きが摩耗率を示すが、●で示す凍結融解 0 サイクルの供試体に比べて、□の凍結融解 150 サイクルの傾きは非常に大きく、凍結融解により劣化が進行すると摩耗率が増加することがわかる。また、●○と△□の摩耗の傾向が、図-5-4-1 に示した超音波伝播速度の傾向（劣化の傾向）とよく似ており、凍結融解による劣化の程度と摩耗率には関係性があるものと考えられる。

図-5-4-5 は、図-5-4-4 の結果に基づき凍結融解履歴と摩耗率の関係を示したものである。凍結融解履歴として凍結融解サイクルを横軸にとるが、図に示すとおり、凍結融解サイクルの増加に伴い、摩耗率も増加する傾向にある。これは凍結融解作用によりコンクリート表層部が脆弱になり、摩耗しやすくなったためと考えられる。図には切片を凍結融解 0 サイクルの摩耗率とした指数関数の近似曲線を示したが、凍結融解サイクルがさらに増加した時に摩耗率がどのように変化するかについては、今後試験を重ねることにより明確にしていきたいと考えている。

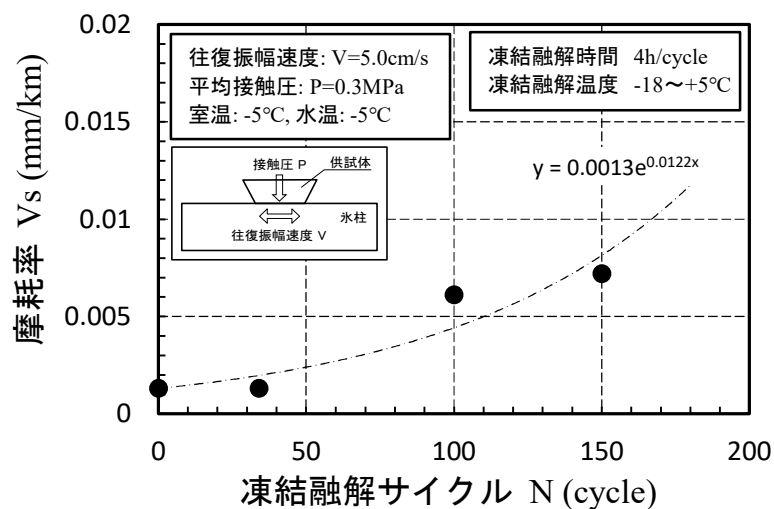


図-5-4-5 凍結融解履歴と摩耗率の関係

次に、凍結融解と海水摩耗を交互に繰り返した場合の影響について試験を実施した。表-5-4-1 は、複合劣化試験の試験条件を示す。供試体 No.2 は凍結融解試験のみを 30 cycle ずつ 120 cycle まで実施、No.5 は凍結融解試験 30 cycle と摩耗試験 5 km を交互に繰り返し、それぞれ 120 cycle、20 km まで実施、No.8 は凍結融解試験 30 cycle と摩耗試験 10 km を交互に繰り返し、それぞれ 120 cycle、40 km まで実施、No.10 は凍結融解試験 60 cycle と摩耗試験 10 km を交互に繰り返し、それぞれ 120 cycle、20 km まで実施するものである。No.3 は摩耗試験のみを実施したもので、前述の図-5-4-3 で示した凍結融解 0 サイクルの 38 km までのデータを使用する。No.5 と No.8 は摩耗試験の摩擦距離が異なり、No.8 と No.10 は凍結融解サイクル数が異なっている。そして、No.5 と No.10 は凍結融解サイクルと摩擦距離の刻み方が異なっている。

表-5-4-1 凍結融解試験と摩耗試験を交互に組み合わせた複合劣化試験条件

供試体No.	試験	試験工程								合計
		工程1	工程2	工程3	工程4	工程5	工程6	工程7	工程8	
No.2	凍結融解試験	30 cycle	30 cycle	30 cycle ^{*1}	30 cycle ^{*2}					120 cycle
	摩耗試験									0 km
No.5	凍結融解試験	30 cycle		30 cycle ^{*1}		30 cycle ^{*2}		30 cycle		120 cycle
	摩耗試験		5 km		5 km		5 km		5 km	20 km
No.8	凍結融解試験	30 cycle		30 cycle ^{*1}		30 cycle ^{*2}		30 cycle		120 cycle
	摩耗試験		10 km		10 km		10 km		10 km	40 km
No.10	凍結融解試験	60 cycle		60 cycle						120 cycle
	摩耗試験		10 km		10 km					20 km
No.3	凍結融解試験									0 cycle
	摩耗試験	1 km	2 km	3 km	4 km	4 km	4 km	4 km	以降 4 km	38 km

※1 試験実施工程の都合上、37cycleで実施している。

※2 サイクル数の調整のため、23cycleで実施している。

図-5-4-6 は、凍結融解試験の結果であり、凍結融解サイクルと平均剥離量の関係を示している。剥離量とは、凍結融解試験における供試体表面凹凸量の平均値である。ここでは摩耗試験による摩耗量を除外して、凍結融解試験により剥離した量のみをプロットしている。図より、摩耗試験を実施していない供試体 No.2 が最も剥離量が多く、摩耗試験を交互に実施している No.5, No.8, No.10 の剥離量は No.2 の剥離量より少なくなる傾向が見られた。

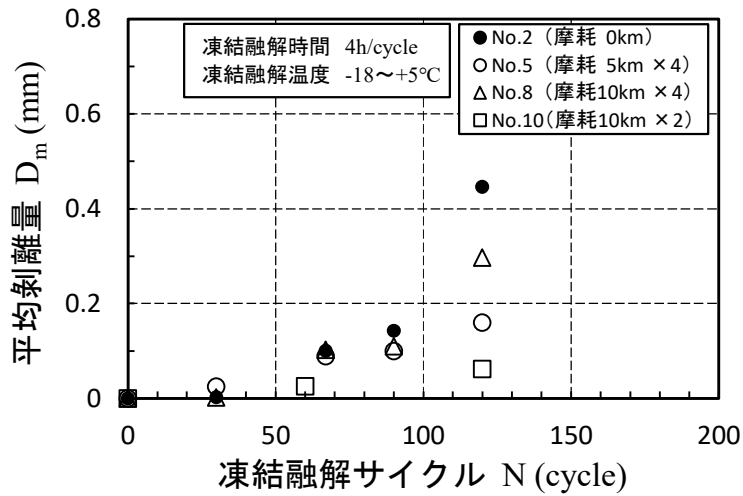


図-5-4-6 凍結融解試験による剥離量

図-5-4-7 は、摩耗試験の結果であり、摩擦距離と平均摩耗量の関係を示している。ここでは凍結融解試験による剥離量を除外して、摩耗試験により摩耗した量のみをプロットしている。図より、凍結融解試験を実施していない No.3 は摩擦距離 10 km 以降定常摩耗状態となり、おおむね平均摩耗量 0.3mm 程度で微増する傾向となっているが、凍結融解試験を交互に繰り返す No.5, No.8, No.10 は No.3 に比べて摩耗量が大きく増加する傾向が見られた。図-5-4-6 と図-5-4-7 の傾向を比較すると剥離量の減少と摩耗量の増加が見られることから、摩耗量の増加は凍結融解によるモルタル供試体表面の脆弱化が主な要因であり、剥離量の減少は脆弱なモルタル供試体表面部分が摩耗により失われたことが主な要因であると考えられる。

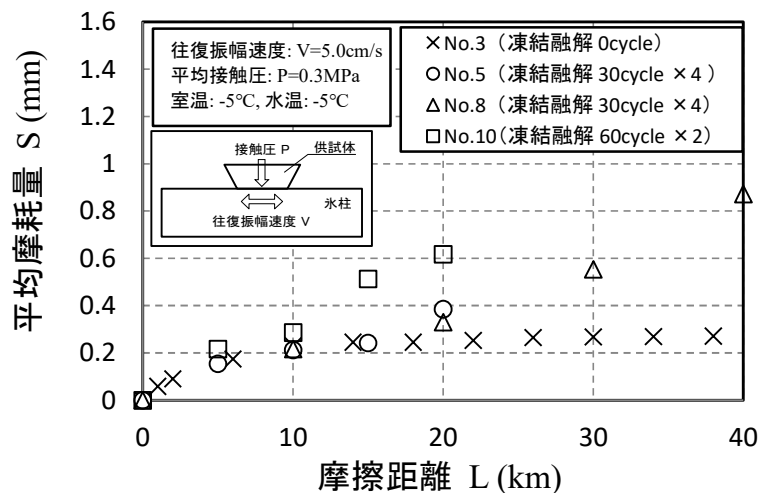


図-5-4-7 摩耗試験による摩耗量

図-5-4-8 は、凍結融解試験結果と摩耗試験結果を合わせて示したものである。横軸を凍結融解サイクル、縦軸を平均損耗量としてプロットしている。ここで平均損耗量とは、複合劣化した供試体の凹凸量を示し、剝離量と摩耗量を総合した指標である。この図は横軸を凍結融解サイクルとしているため、摩耗試験に基づく損耗量は垂直上向きにデータがプロットされることになる。全ての供試体は凍結融解サイクル数の合計が 120 サイクルで同一であるが、摩耗試験における摩擦距離が異なっている。供試体 No.2 は摩擦距離 0 km, No.5 と No.10 が 20 km, No.8 が 40 km である。

各供試体のプロットの終端の値を比較すると、摩擦距離が長距離であるほど最終的な損耗量は多くなる傾向にある。外力が多いほど損耗量が増加することは当然の結果であり、この複合劣化試験が現象を良く表現できていることを示すものであると考えられる。特に No.5 と No.8 に着目すると、両者とも凍結融解の作用条件は全く同じであるが、摩擦距離の差 (20 km と 40 km) が大きな平均損耗量の差をもたらしている。図-5-4-3 に示す凍結融解 0 サイクルの結果では 20 km と 40 km の差はほとんど無いことから、凍結融解が複合することの影響は大きいと言える。そしてもうひとつ着目すべきは、No.5 と No.10 である。両供試体の凍結融解サイクル数の合計と摩擦距離の合計は同一であるが、刻み方に違いがある。No.5 は小刻みに 30 サイクル×4 回と 5km×4 回、No.10 は大刻みに 60 サイクル×2 回と 10 km×2 回としている。両供試体のプロットの終端を比較すると、小刻みな No.5 よりも大刻みな No.10 の方が損耗量は多くなる傾向が見られる。No.10 の方が 1 回あたりの凍結融解の影響が深くモルタル供試体表面がより脆弱となるため、摩耗率が上昇し最終的な損耗量が多くなったものと考えられる。

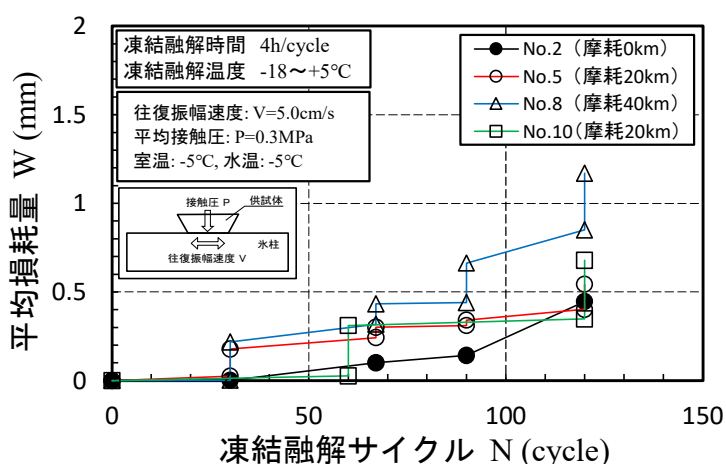


図-5-4-8 複合劣化試験による損耗量 (凍結融解サイクル表示)

図-5-4-9は、図-5-4-8と同じデータを用いて、横軸を摩擦距離、縦軸を平均損耗量として示したものである。この図は横軸を摩擦距離としているため、凍結融解試験に基づく剝離量は垂直上向きにデータがプロットされることになる。同一の摩擦距離で各供試体を比較するため、摩擦距離 20 km に着目することとする。摩擦距離 20 km において No.5 と No.10 が凍結融解 120 サイクル、No.8 が 60 サイクル、No.3 が 0 サイクルである。凍結融解サイクルの履歴が多いほど損耗量も多くなる傾向が見られる。図-5-4-8 と同様に外力が多いほど損耗量が増加することを示している。特に、No.8 と No.10 に着目すると両者とも摩擦の条件は同じであるが、凍結融解の差（60 サイクルと 120 サイクル）が大きな平均損耗量の差をもたらしている。この差は図-5-4-5 に示した凍結融解履歴と摩耗率の関係に依存するものと思われるが、そうだとすると No.10 の平均損耗量はやや少ないようである。これは図-5-4-6 に示した摩耗量の増加に伴う剝離量の減少が影響しているものと考えられる。このことについては現時点の試験結果だけでは十分に考察できないことから、今後試験を重ねて説明していきたいと考えている。

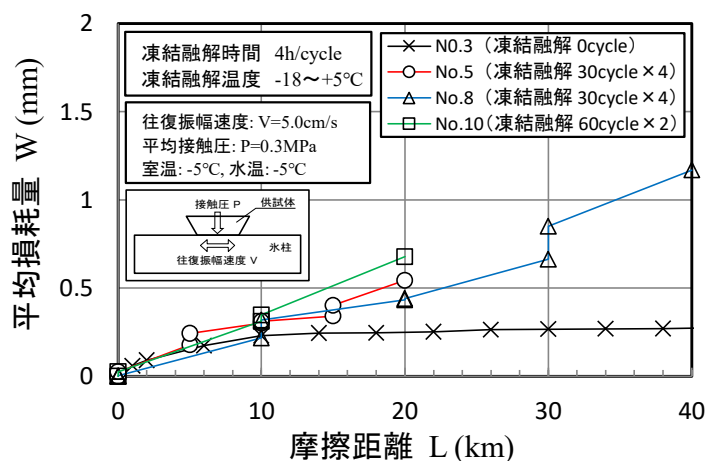


図-5-4-9 複合劣化試験による損耗量（摩擦距離表示）

凍害と海氷摩耗の複合作用が及ぼすコンクリートの劣化メカニズムとして、凍結融解作用によりコンクリート表面に微細なクラックが発生し、その脆弱となったコンクリート表面を海氷がある程度の接触圧をもって繰り返し摩擦することによりセメント硬化体が破壊され、骨材とともに離脱するという仮定を 5.2 で述べた。以上の試験結果はこの仮定を証明するひとつの結果であると考えられる。

5.4.2 損耗劣化の進行予測精度の向上に向けた検討

港湾漁港構造物において凍害と海水摩耗の複合劣化を受ける部位としては、海面付近の干満帯であると考えられる。干満帯のコンクリート表面において凍結融解作用が起きている可能性については4.3で述べたとおりであり、スケーリングが生じていると考えられる。スケーリングによる剝離量の予測式については次式に示す遠藤[5-4-1]の提案がある。

$$D_m = ae^{b \log \frac{t}{A}} \quad \dots (1)$$

ここに、 D_m はスケーリングの程度を定量的に表す指標（スケーリング量、スケーリング深さなど）、 t は凍結融解履歴（サイクル、供用年数など）、 A は t を無次元化させるための係数（一般に最長経過時間の1/2）、 a 、 b は係数である。これを用いて、図-5-4-8に示した供試体 No.2（摩擦距離 0 km）の剝離量の予測式を求めたものが図-5-4-10である。この結果、(2)式の予測式を得た。

$$D_m = 0.04e^{8.67 \log \frac{N}{60}} \quad \dots (2)$$

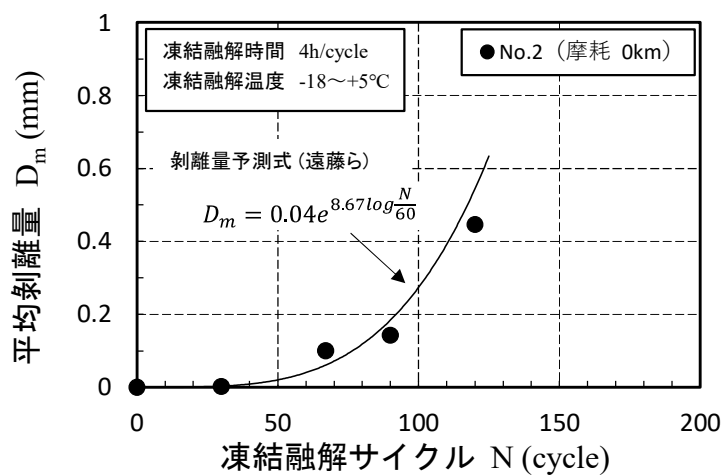


図-5-4-10 凍結融解試験による剝離量の予測

一方、海氷摩耗の予測式については次式に示す浅井ら[5-4-2]の提案がある。浅井らが提案する予測式は定常摩耗を対象としており、コンクリートの材料特性を表す係数に摩擦距離を乗じることで摩耗量を予測している。

$$S = aL \quad \dots (3)$$

ここに、 S は平均摩耗量、 L は摩擦距離、 a は係数（コンクリート材料固有の値）である。これを用いて、図-5-4-9に示した供試体 No.3（凍結融解 0 サイクル）の摩耗量の予測式を求めたものが図-5-4-11である。(3)式は定常摩耗を対象とした予測式であるため、図に示す摩擦距離 10 km 以降のプロットを対象に予測式を求めた。一方、摩擦距離 10 km 未満の初期摩耗は、主に供試体表面のセメント硬化体が剥離する現象であることからスケーリングの初期状況と類似していると考え(1)式を準用して予測式を求めてみた。この結果、摩擦距離 0~10 km の初期摩耗については(4)式、摩擦距離 10~40 km の定常摩耗については(5)式の予測式を得た。なお、(5)式については(4)式と連続させる目的から切片（ここでは 0.2278）を与えている。

$$D_m = 0.15e^{1.38\log\frac{L}{5}} \quad \dots (4)$$

$$S = 0.0012L + 0.2278 \quad \dots (5)$$

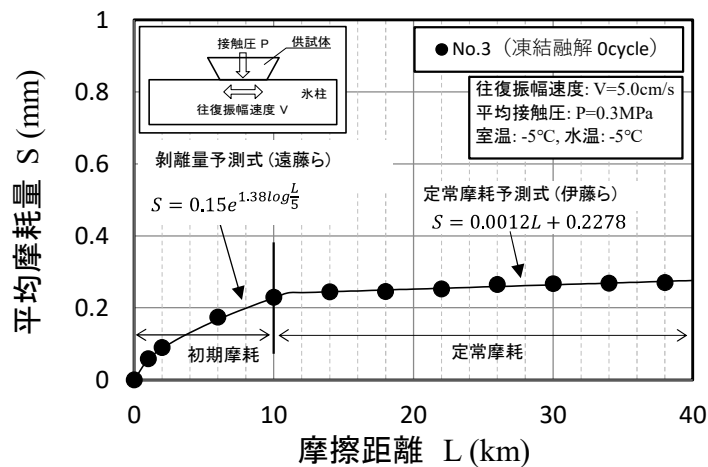


図-5-4-11 摩耗試験による摩耗量の予測

凍害と海水摩耗の複合劣化によるコンクリートの損耗量を予測するために、遠藤[5-4-1]のスケーリングによる剝離量の予測式と、浅井ら[5-4-2]の摩耗量の予測式を合算し、5.4.1で示した凍結融解によるスケーリングと海水摩耗の相互作用がもたらす影響を考慮する方法を検討している。

図-5-4-12は、(2)式、(4)式、(5)式を用いて、表-5-4-1の試験条件に基づき各供試体の損耗量を予測した結果である。横軸を凍結融解サイクル、縦軸を平均損耗量で示しており、図-5-4-8と同様である。図-5-4-8と比較すると損耗量の増加傾向が異なっている。これが凍結融解によるスケーリングと海水摩耗の相互作用の影響であると考えられる。

このことについて詳細に調べるため、図-5-4-12を供試体別に分割して示したものが図-5-4-13である。供試体 No.2 の図は凍結融解のみの試験結果であることから図-5-4-10と同じ図となり、試験結果と予測値は良く一致している。供試体 No.5 は凍結融解 90 サイクル以降で予測値の方が大きくなっている。No.8 は凍結融解 60 サイクル以降で試験結果の方が大きくなっている。No.10 は試験結果と予測値が比較的近い値となっている。なお、結果は同じであるが、図-5-4-9に対応する横軸を摩耗距離として示したものが図-5-4-14および図-5-4-15である。

試験結果と予測値が異なるのは、凍結融解の影響による摩耗率の増加および摩耗の進行に伴う剝離量の減少が考慮されていないことが原因であると考えられる。例えば(3)式の材料特性を表す係数 a を凍結融解履歴の関数に置き換えることで、凍結融解作用を考慮した摩耗量の予測式を得ることができる可能性がある。また、損耗量の増加過程が異なるにせよ、(1)式と(3)式を単純に合算するだけで結果的に複合劣化による損耗量を予測できるのであれば実務上問題ないと思われるが、図-5-4-13、図-5-4-15の傾向だけではまだその判断はできない。今後さらに試験を継続し、図示したデータのさらに先の傾向を見極め、凍害と海水摩耗の複合作用による損耗劣化予測式を提案したいと考えている。

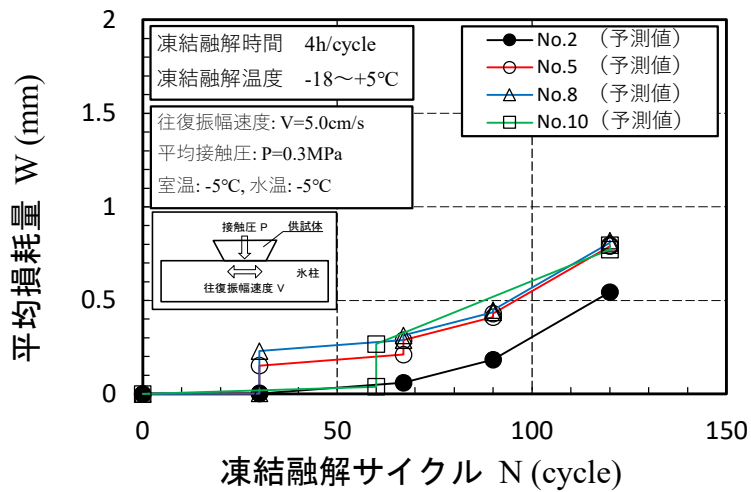


図-5-4-12 複合劣化試験による予測損耗量（凍結融解サイクル表示）

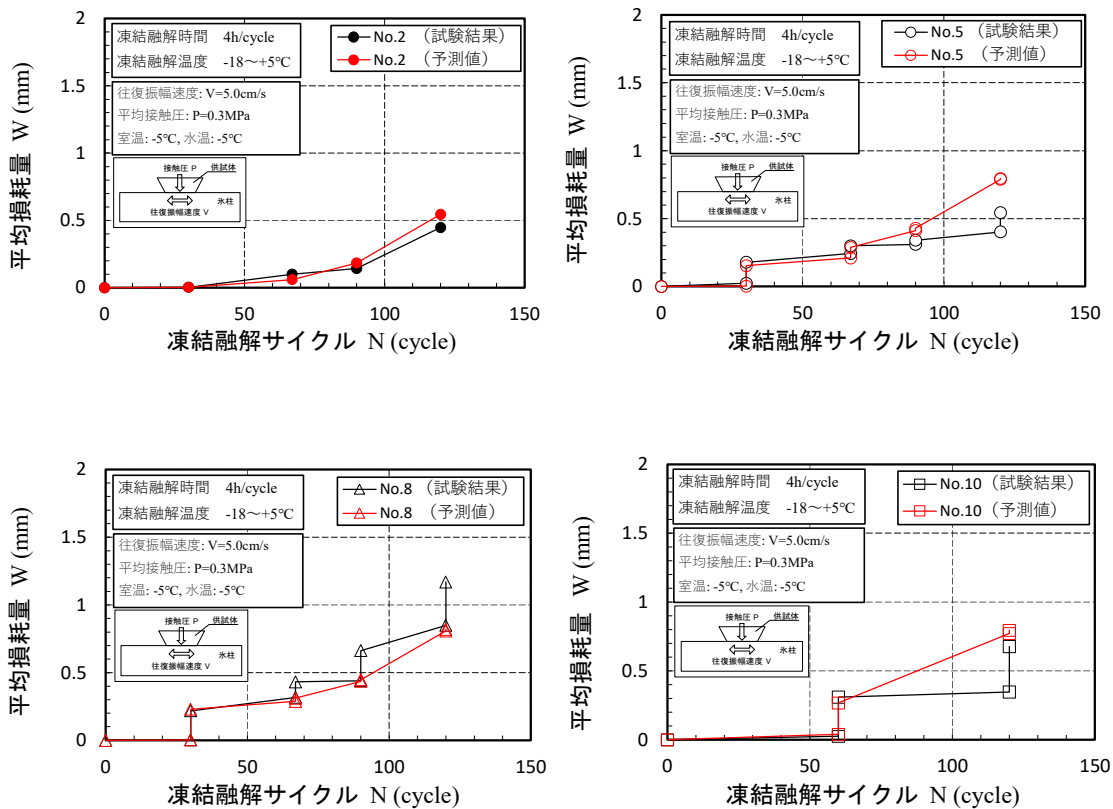


図-5-4-13 供試体別の複合劣化試験による予測損耗量（凍結融解サイクル表示）

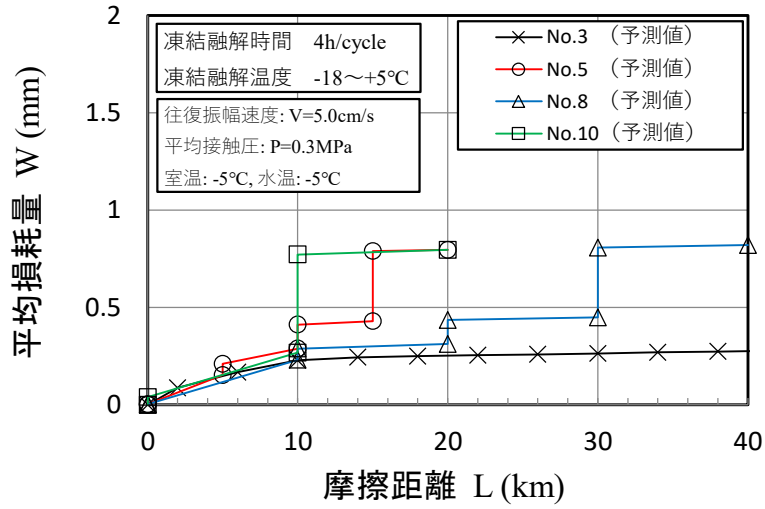


図-5-4-14 複合劣化試験による予測損耗量（摩擦距離表示）

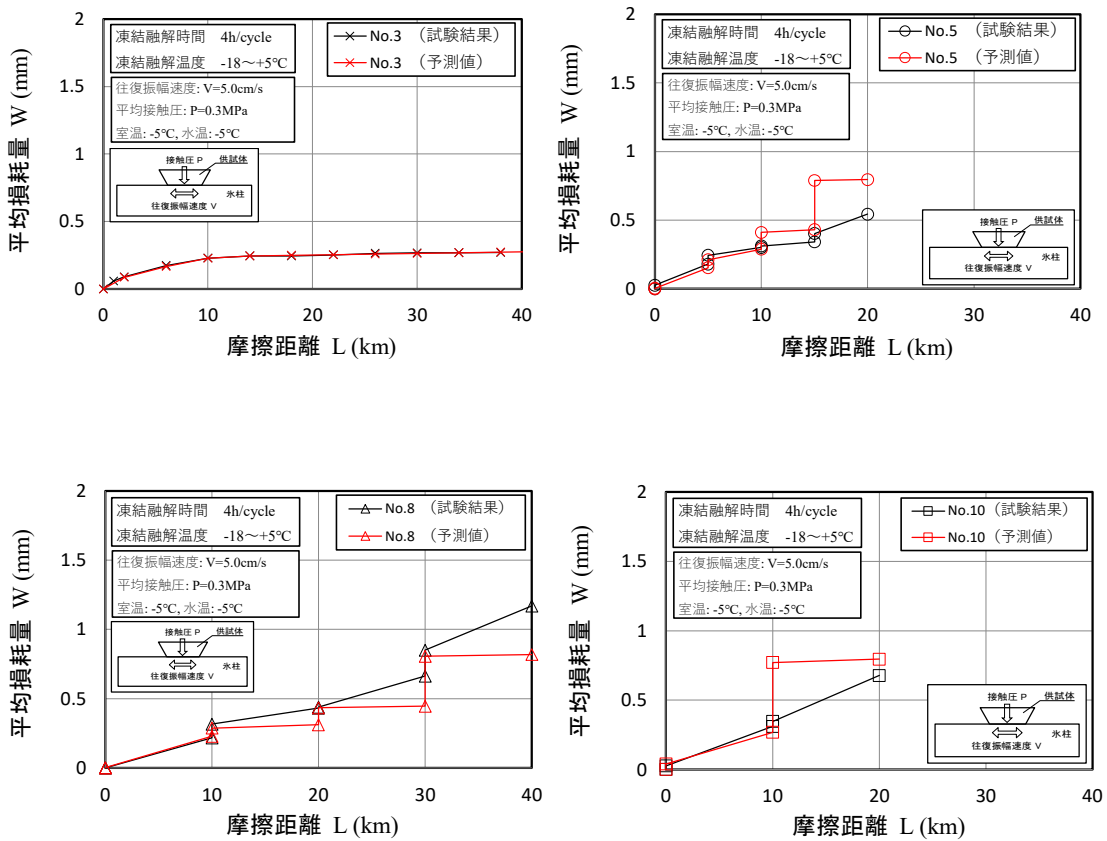


図-5-4-15 供試体別の複合劣化試験による予測損耗量（摩擦距離表示）

5.5 まとめ

第5章では、第4章で着目した無筋コンクリート構造物の損耗劣化の進行について試験を行い、予測手法の検討を行った。その主な結論を以下に示す。

- 1) 氷海域における無筋コンクリート構造物の損耗劣化特性を解明するため、劣化要因と考えられる凍害と海水摩耗を複合した試験方法を検討した。その方法として既往の試験法を組み合わせることとし、コンクリートの凍結融解試験方法 JIS 1148 および RILEM CDF と佐伯らが提案する氷によるコンクリートの摩耗試験方法を組み合わせることにより、複合劣化現象を再現できることを確認した。
- 2) 佐伯らが提案する氷とコンクリートの摩耗試験を長期間実施したところ、本研究においては、昇華による氷の痩せとコンクリート供試体表面での氷膜の形成が問題となった。そこで、フロリナート (FC-43) と濃度 10 % の塩水を 2 層構造で満たした水槽内で摩耗試験を実施することで、氷の昇華防止、コンクリート供試体表面での氷膜形成の抑制に効果を発揮し、長期間の摩耗試験が可能となった。
- 3) 凍害と海水摩耗の複合劣化において、凍結融解履歴が多いほど氷によるコンクリートの摩耗量が多くなる傾向を、複合試験により確認した。試験結果より、摩耗量は凍結融解によるコンクリート表面の劣化状態により変化することから、既往の摩耗量予測式の中の材料特性を表す係数を凍結融解履歴の関数に置き換えることで、凍結融解作用を考慮した複合劣化の損耗量予測式を得ることができる可能性がある。

第5章の参考文献

- [5-1-1] 遠藤裕丈：凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法に関する研究，北海道大学博士学位論文，2011.
- [5-1-2] 佐伯浩・浅井有一郎・泉冽・竹内貴弘：海水によるコンクリートの摩耗に関する研究，海洋開発シンポジウム講演集，Vol. 10，1985.
- [5-1-3] 浅井有一郎・今野潔・梶谷哲彦・竹内貴弘・佐伯浩：海水による各種コンクリートの摩耗に関する研究，海洋開発シンポジウム講演集，Vol. 11，1986.
- [5-1-4] 伊藤喜栄・浅井有一郎・折谷徳弘・佐伯浩・橋治国：コンクリート製海洋構造物の氷盤移動による摩耗量の予測方法に関する研究，海洋開発論文集，Vol. 7，1991.
- [5-3-1] 川田雄一・松浦佑次・水野正夫・宮川松男：材料試験，共立出版，1967.
- [5-3-2] [5-1-2]に同じ
- [5-4-1] [5-1-1]に同じ

[5-4-2] [5-1-3]に同じ

第 6 章

総括

第6章 総括

6.1 各章で得られた研究成果の要約

本論文は、海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理基準を構築することを目的とし、予防保全型維持管理の具体的な手法の考え方の提案、実際の鉄筋コンクリート構造物の補修計画立案の過程をとおしてその有効性を考察、そして無筋コンクリート構造物の予防保全型維持管理の実現とその精度向上に向けた検討について述べた。得られた知見を各章ごとに要約すると、以下ようになる。

第1章では、本研究の背景を述べるとともに、関連する既往の研究、本研究の位置付けと目的および論文構成を整理した。研究の背景として、高度成長期以降に建設された多くのインフラが老朽化の問題に直面しており、今後インフラの維持管理に費やされる予算は増加の一途を辿ると予想されていること、インフラを担う人材の不足も深刻な問題となっていること、効率的な維持管理によるライフサイクルコストの縮減や生産性の向上が必要とされていることがあげられる。この状況を受け、インフラの維持管理は、従来の事後保全型維持管理から予防保全型維持管理への移行が進められている。しかし、実際に予防保全型維持管理を実行するためには、「いつ」、「どの範囲を」、「どうやって」補修するのかを具体的に決定する必要があるが、それを決めるための確たる手法は未だ定まっていない。この課題を解決するためには、施設の要求性能や現地条件等を考慮して施設毎の予防保全型管理基準を設ける必要がある。本研究の目的は、海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理基準を構築することである。

第2章では、海洋コンクリート構造物の予防保全型維持管理手法について述べた。予防保全型維持管理を行うためには、劣化が顕在化する前の状態を適切に把握し、劣化が軽微なうちに措置を行う必要があるが、そのために、いつ、どの範囲を、どうやって補修するのかを具体的に決定するための確たる手法は未だ定まっていない。この課題を解決するために劣化度マップという考え方を新たに導入した。劣化度マップとは、構造物 1 スパンの点検診断範囲をさらに細かな格子状のエリアに分割し、変状に基づく劣化度で各エリアを格付けすることによって、点検診断範囲の劣化状況をエリア単位で評価できるマップである。劣化度マップにより、劣化箇所と劣化の程度を把握することができ、さらに劣化の進行とそれによる性能低下の予測に基づく予防保全の考え方で設定した補修方法により、エリア単位のピンポイントの補修、施工効率を考慮した複数エリアをまとめた範囲の補修、美観を考慮した補修など、補修範囲を設定することができる。構造物の劣化の状態に応じて補修方法は様々であるが、劣化度マップではエリア単位で劣化の状態を把握できるため、そのエリアに適した補修方法を設定することができる。さらに、劣化度マップにより、補修範囲の設定や

補修方法の設定が可能であることから、施設全体の劣化度の進行予測を行うことで、様々なシナリオでのライフサイクルコストの試算と比較検討が可能となる。これにより、補修対象とすべき劣化度と最適な補修の時期を決定することができる。この劣化度マップを活用した維持管理が、本研究で提案する予防保全型維持管理の手法である。

第3章では、第2章で提案した予防保全型維持管理手法について、実際の鉄筋コンクリート構造物の補修計画の立案過程をとおして詳細に説明するとともに、その有効性について考察した。対象とした構造物は、土木遺産・北海道遺産である稚内港北防波堤ドームである。第2章で示した予防保全型維持管理手法の流れに沿って、施設点検、劣化度マップの作成、劣化度マップによる補修費用の最適化、劣化度マップによる補修範囲の設定までの具体的検討過程を説明した。北防波堤ドーム床版部外面の施設点検においては、コンクリート表面の変状と鉄筋の腐食状況の関連付けを行うため、変状調査、かぶり調査、鉄筋腐食調査、塩化物イオン濃度調査を実施している。施設点検の結果、主な劣化要因は波浪による塩害であると推定されている。劣化度マップのエリア設定の検討においては、補修工法、配筋、打ち継ぎ目の位置、変状の大きさなどを考慮している。検討の結果、床版部外面1ブロック13.4m×18.2mに対して、エリア寸法を2m×2mに設定している。劣化度マップの劣化度分類の検討においては、予防保全の観点から、鉄筋の腐食が始まる前の状態の塩化物イオンの侵入リスク（侵入の容易さ）に着目している。北防波堤ドームにおいては、5段階の劣化度に分類している。劣化度マップの劣化度と鉄筋の腐食状況の関係を調べるため、変状から分類した劣化度と、自然電位測定の結果から判定した鉄筋腐食可能性を比較している。これにより、北防波堤ドーム床版部外面については、劣化度マップによる部材の鉄筋腐食状態の把握がおおむね可能であることを確認している。劣化度マップの劣化度別補修工法の設定は、劣化度1～3を予防保全型の補修、劣化度4～5を事後保全型の補修として検討している。劣化度1～3の場合は、塩化物イオンを取り除く措置あるいは塩化物イオンの進入を抑制する措置を設定し、劣化度4～5の場合は、鉄筋の防錆処理を施して断面修復する措置を設定している。劣化度マップによる補修費用の最適化を行うため、マルコフ連鎖モデルにより全エリアに占める各劣化度の割合の経年変化を推定している。この推定においては、補修対象とする劣化度と補修を実行するタイミングについて、いくつかのシナリオを作成し、劣化度別補修工法に基づいたエリア単位の補修単価を適用することにより、最も安価となるシナリオを選定することができる。北防波堤ドームにおいては、鉄筋が腐食する前の劣化度3の段階での補修が最適となっている。北防波堤ドームは観光拠点としての一面も持つため、美観を考慮した補修範囲の設定についても検討している。劣化度マップに基づく補修では、エリアサイズ2m×2mの面的な補修範囲とすることができるため、ある程度美観を考慮することが可能となる。予防保全型維持管理手法の有効性については、北防波堤ドームの場合、

劣化度マップにより補修範囲を設定することにより、従来の 1 スパン単位の補修費用の 3~4 割程度まで縮減することができている。また、補修費用を最適化する条件として、鉄筋腐食前の劣化度 3 での補修を提案できていることから、予防保全型の維持管理手法として機能している。これらのことから、本手法の有効性を確認できる。

第 4 章では、予防保全型維持管理手法を防波堤等の無筋コンクリート構造物へ適用するための検討を行った。まず、無筋コンクリート構造物の劣化特性を把握する目的で、北海道の港湾漁港の無筋コンクリート構造物に着目し、既往の健全度調査結果を整理した。整理の結果、劣化が生じている部位は圧倒的に干満帯であり、損耗劣化が大部分を占めていた。その干満帯において損耗劣化が生じるメカニズムを探るため、干満帯におけるコンクリートの凍結融解の可能性に着目した現地観測を実施した。その結果、干満帯においては気温の変化のみではなく、潮汐（プラス温度の海水）の影響も加わって凍結融解作用が起きていることがわかった。凍結融解の回数は平均潮位付近が最も多く、気中部における凍結融解回数の約 3 倍であった。次に、劣化度マップの作成に必要な劣化度分類を検討するため、構造物の性能に着目した検討を行った。その方法として、無筋コンクリート防波堤のモデル施設を設定し、調査した劣化特性に基づきモデル断面上で損耗または欠損の劣化を進行させ、劣化の進行による構造物の耐波性能を試算した。その結果、劣化の進行と耐波性能の低下の関係を定量的に求めることができ、耐波性能に対しては干満帯の劣化の影響は小さく、基部の欠損の影響が大きいことを定量的に示した。以上の検討結果に基づき、劣化度マップを作成するために必要なエリア設定と劣化度分類を試行した。無筋コンクリート防波堤の本体工にのみ着目した試行であるが、劣化度マップのエリア設定は、北海道内における無筋コンクリート防波堤の劣化特性と現状の無筋コンクリート防波堤本体工の補修工法を考慮し、干満帯、中間部、基部の 3 分割とした。そして劣化度分類については、干満帯と基部の損耗量を指標とした 4 段階の分類を示した。この検討過程をとおして、予防保全型維持管理手法を無筋コンクリート防波堤に適用するための一つの道筋をつけた。

第 5 章では、第 4 章で着目した無筋コンクリート構造物の損耗劣化の進行について実験を行い、予測手法の検討を行った。第 2 章で述べたとおり、劣化度マップを作成するためには、①点検診断範囲の細分化、②要求性能を考慮した変状に基づく劣化度分類、③劣化の進行と性能低下の予測に基づく補修方法の設定が必要である。本章では③の位置づけで無筋コンクリート構造物の損耗劣化進行予測の検討を行った。港湾漁港施設における損耗劣化の予測手法は確立されていないが、本研究では、寒冷沿岸域の中で最も過酷な環境である氷海域に着目し、凍害と海水摩耗の複合作用による損耗劣化について実験的検討を進めた。その研究成果として、既往の試験法を組み合わせることにより複合劣化現象を再現できることを確認した。そして、凍害と海水摩耗の複合劣化において、凍結融解履歴が多いほど氷に

よるコンクリートの摩耗量が多くなる傾向を、複合試験により確認した。試験結果より、摩耗量は凍結融解によるコンクリート表面の劣化状態により変化することから、既往の摩耗量予測式の中の材料特性を表す係数を凍結融解履歴の関数に置き換えることで、凍結融解作用を考慮した複合劣化の損耗量推定式を求めることができる見込みを得た。既往のスケーリングによる剝離量の予測式と併せて使用することにより、凍害と海水摩耗の複合作用を受ける無筋コンクリート構造物の損耗劣化の将来予測が可能になるものと考えられる。

6.2 今後の課題

6.2.1 劣化度マップの最適化に向けた検討

本研究では、劣化度マップの考え方を整理し、劣化度マップに基づく補修判定の有効性について考察したが、劣化度区分やエリア面積の考え方は、構造形式や要求性能に加え、想定する補修工法に応じて変わる。また、各エリアの劣化度はエリア内の最も著しい変状をもって設定したが、同じ劣化度のエリアでも変状に密度差があり、これらを同様に補修することには改善の余地が残る。今後、これらの課題解決に取り組み、劣化度マップを活用した予防保全型維持管理の更なる合理化を図りたい。

6.2.2 無筋コンクリート構造物全般を対象とした劣化度分類手法の提案

本研究では寒冷沿岸域にあるプレパックドコンクリートの無筋コンクリート防波堤をモデルに予防保全型維持管理の適用を検討したが、社会実装に向けては更に広範囲に検討を進める必要がある。鉄筋コンクリート構造物とは異なり、無筋コンクリート構造物の場合は部材の耐力ではなく、構造物の安定性を対象に性能評価および劣化度分類を行う必要があると考えられることから、様々な無筋コンクリート構造物を対象に検討を進めたい。また、本研究では堤体重量の減少による安定性の低下により劣化度分類を試みているが、コンクリートの凍害などによる脆弱化により堤体の強度低下に基づく劣化度分類も必要であると考えている。脆弱化したコンクリートの評価方法なども今後の研究課題としてあげられる。

6.2.3 無筋コンクリート構造物を対象とした凍害と海水摩耗の複合作用による損耗劣化予測式の提案

本研究では、凍結融解によるスケーリングと海水摩耗の複合劣化試験を実施し、その試験結果に基づき既往の剝離量予測式および摩耗量予測式を組み合わせることにより、複合劣化の損耗量を予測できる見込みを得た。損耗量の予測式を完成させるためには、凍結融解の

進行により摩耗率が増加する傾向, そして, 海水摩耗の進行により剥離量が減少する傾向を定式化し, 既往の予測式に組み込む必要がある. 今後はこの点に着目した複合劣化試験を進める予定である. その上で, 無筋コンクリート構造物の精度の高い損耗劣化予測式を提案し, 予防保全型維持管理の合理化を図りたいと考えている.

学位論文に関する既発表論文の目録

2021年2月までに公表した学位論文に関する既発表論文を発表順に示す。

1. 学会誌・学会論文集への掲載論文（2編，査読付）

- 1) 長谷一矢，増田亨，木岡信治：海氷によるコンクリート摩耗を対象とした水中摩耗試験法の開発，土木学会論文集 B3，Vol. 74，No.2，pp. I_85-I_90，2018.
- 2) 長谷一矢，横田弘，佐藤靖彦：劣化度マップを活用した稚内港北防波堤ドームの予防保全型維持管理，土木学会論文集 E2，Vol.76，No.4，pp.270-282，2020.

2. 講演への掲載論文（5編）

- 1) 長谷一矢，増田亨，木岡信治：海氷を対象としたコンクリート水中摩耗試験法の開発，第61回北海道開発局技術研究発表会，札幌市，2018.
- 2) Hase, K., Saitou, A., Tomisawa, S., Sakashita, I. and Yokota, H: Assessment and repair for North Breakwater Dome in Wakkanai Port, 16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC 16), P032, Brisbane, 2019.
- 3) 長谷一矢，増田亨：無筋コンクリート構造物に着目した既往健全度調査評価結果の整理と一考察，第62回北海道開発局技術研究発表会，札幌市，2019.
- 4) 長谷一矢，佐々木淳：無筋コンクリート防波堤の耐波性能に着目した劣化度評価の試み，第63回北海道開発局技術研究発表会，札幌市，2020.
- 5) 長谷一矢，久保純一：寒冷沿岸域にある無筋コンクリート防波堤の干満帯における損耗劣化に関する一考察，第64回北海道開発局技術研究発表会，札幌市，2021.

3. 研究報告（3編）

- 1) 長谷一矢，増田亨，木岡信治：氷海域におけるコンクリートの劣化に関する既往研究と不凍液を利用した摩耗試験の試み，寒地土木研究所月報，第776号，pp.28-33，2018.
- 2) 長谷一矢：北海道の港湾・漁港コンクリート構造物の圧縮強度に着目した既往健全度調査データの整理，寒地土木研究所月報，第797号，pp.12-17，2019.
- 3) 長谷一矢：干満帯におけるコンクリート構造物の凍結融解に着目した表面温度の観測結果と一考察，寒地土木研究所月報，第809号，pp.25-30，2020.

謝辞

北海道大学大学院工学研究科特任教授 横田弘博士には、社会人博士後期課程への入学を快く受け入れていただくとともに、終始一貫、懇親丁寧なご指導を賜りました。論文執筆に行き詰まり身動きが取れなくなった時にも身に余るご教示と激励をいただき、一步一步前へ力強く導いて下さいました。先生からいただいたご指導の一つ一つを大切に、今後も研究に精進したいと思っております。

本論文の審査を通じて、北海道大学大学院工学研究科教授 蟹江俊仁博士，同教授 松本高志博士，早稲田大学社会環境工学科教授 佐藤靖彦博士には多くの貴重なご意見をいただきました。気づきを与えていただき、研究成果をより深く掘り下げることができました。

国土交通省北海道開発局港湾空港部港湾建設課 早川哲也課長博士には、社会人博士後期課程への入学のチャンスを与えていただきました。また、研究を進める中で、研究のバックアップ体制も整えていただきました。そして、途中何度も激励をいただき、私を精神面でも力強く支えて下さいました。博士課程への入学は私の人生において大きな転機となりました。

社会人博士後期課程への入学に際しては、寒地土木研究所 鎌田照章元所長，船木淳悟元寒地水圏研究グループ長，中嶋雄一寒冷沿岸域チーム上席研究員，菅原成行元企画室室長代理および関係各位より多大なるご支援を賜りました。そして修学中は寒地土木研究所 谷村昌史所長をはじめ，矢部浩規寒地水圏研究グループ長博士そして寒冷沿岸域チームの皆様より，業務の配分などにご配慮頂くなど多大なるご支援を賜りました。また，国土交通省北海道開発局港湾空港部港湾計画課 白熊良平港湾企画官には社会人博士課程への修学環境に関しましてご配慮を賜りました。

研究を進めるにあたりましては，第 2 章の劣化度マップの考案に関しまして，早稲田大学創造理工学部教授 佐藤靖彦博士より，予防保全型維持管理における劣化度マップの役割や全国的な研究情勢について身に余るご教示を賜りました。

第 3 章の北防波堤ドームの予防保全型維持管理に関しましては，稚内港北防波堤ドーム技術検討委員会の委員各位ならびに本検討委員会を運営された国土交通省北海道開発局稚内港湾事務所，稚内市，(一社)寒地港湾空港技術研究センターの関係各位より，実務の視点からの貴重なご意見を賜りました。また，稚内港湾事務所 佐々木剛元係長，坂下勲元係長，下阪郁事業専門官からはドームに関する多くの資料のご提供をいただきました。そして同事務所 斉藤敦志所長ならびに故 富澤進一元所長からは論文執筆に際して多くの助言を賜りました。さらに，日本データサービス(株) 天野誠氏からはドームの施設点検データの詳細について多くの助言をいただきました。

第 4 章の無筋コンクリート構造物の老朽化調査データの分析に関しましては、稚内開発建設部、小樽開発建設部、室蘭開発建設部、函館開発建設部、釧路開発建設部、網走開発建設部の関係各位より調査データのご提供をいただきました。また、網走開発建設部網走港湾事務所には、現地観測フィールドのご提供とご協力をいただきました。

第 5 章の凍害と海氷摩耗の複合劣化試験に関しましては、寒地土木研究所の耐寒材料チームより長期間に渡る試験機の使用にご協力をいただくとともに、試験に関する多くの貴重なご意見をいただきました。

学生生活においては、ライフタイム工学研究室の皆様には長きに渡り支えて頂きました。研究室秘書の中村知佳子氏にはいつもお声かけいただき、社会人学生である私を暖かく受け入れて下さいました。また、内地研究員でおられた松家武樹博士（現熊本高等専門学校建築社会デザイン工学科准教授）からは学位取得に向けた多くの助言をいただくとともに、良き話し相手になっていただきました。私と同じ社会人博士後期課程で所属されている寒地土木研究所耐寒材料チーム 内藤勲主任研究員には良き相談相手になっていただきました。既にご卒業された方を含め、学部 4 年生、大学院 1,2 年生の皆様からはゼミでの議論をとおして多くの刺激をいただきました。また、大学の講義においては、英語の講義に苦しんでいた私を何度もサポートして下さいました。そして、留学生の皆様には国際会議での論文発表にあたり多くの助言と支援をいただきました。英語が苦手な私に一生懸命日本語で話しかけてくれたことをよく覚えています。研究室の皆様のご支援により、充実した学生生活を送ることができました。

他、ここに挙げることができなかつた方を含む多くの皆様に支えられ、学位論文を完成させることができました。ここに深謝の意を申し上げます。

今後もコンクリート構造物の効率的な維持管理、マネジメントのため、微力ながらお役に立てるよう、精一杯努力する所存でございます。引き続き変わらぬご指導を賜りますよう、よろしくお願い申し上げます。

最後に、私事ではありますが、学業と仕事の両立を選んだ私に理解を示し、陰ながら暖かく応援してくれた妻と子供たちそして両親に感謝します。

2021 年 3 月 長谷 一矢