

東海大学大学院 令和元年度 博士論文

漁港施設への波動および振動特性を用いた機能診断技術の適用に関する研究

藤 田 孝 康

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	7
1.3 本論文の構成	8
【参考文献】	12
第 2 章 漁港施設の維持管理の現状と漁港施設に適用可能な機能診断技術	13
2.1 漁港施設の現状	13
2.1.1 漁港施設の既存ストックと更新費用予測	13
2.1.2 漁港施設の健全度と老朽化要因	16
(1) 漁港施設の健全度	16
(2) 漁港施設の老朽化要因	20
2.2 漁港施設における機能診断に適用可能な機能診断技術	22
2.2.1 機能診断における非破壊・微破壊試験	22
2.2.2 機械インピーダンス法	25
(1) 機械インピーダンスの測定原理	25
(2) 機械インピーダンス法の研究・適用事例	27
2.2.3 衝撃弾性波法	28
(1) 衝撃弾性波法の測定原理	28
(2) 衝撃弾性波法の研究・適用事例	30
2.2.4 固有振動法	32
(1) 固有振動法の測定原理	32
(2) 固有振動法の研究・適用事例	36
2.3 まとめ	38
【参考文献】	39

第3章 機械インピーダンス法の既設漁港施設への適用	45
3.1 研究の背景と目的	45
3.2 機械インピーダンス法の既設漁港施設への適用	46
3.2.1 室内試験による検証	46
3.2.2 現地試験による検証	50
3.3 結果および考察	51
3.3.1 室内試験による検証	51
(1)測定箇所による測定値の変化	51
(2)測定回数や骨材分離による測定値への影響	52
(3)表層部劣化の測定値への影響	54
3.3.2 現地試験による検証	55
3.4 まとめ	57
【参考文献】	58

第4章 衝撃弾性波法（透過法）の防波堤内部欠陥検出への適用	61
4.1 研究の背景と目的	61
4.2 衝撃弾性波法（透過法）の防波堤内部欠陥への適用	65
4.2.1 室内試験による検証	65
4.2.2 現地試験による検証	68
4.3 結果および考察	70
4.3.1 室内試験による検証	70
4.3.2 現地試験による検証	72
(1) A 漁港防波堤	72
(2) B 漁港防波堤	73
4.4 まとめ	75
【参考文献】	76

第 5 章 固有振動法（1 点計測）の防波堤基礎部診断への適用	79
5.1 研究の背景と目的	79
5.2 固有振動法（1 点計測）の防波堤基礎部診断への適用	81
5.2.1 室内試験による検証	81
5.2.2 現地試験による検証	84
5.3 結果および考察	86
5.3.1 室内試験による検証	86
5.3.2 現地試験による検証	89
(1) A 漁港防波堤	89
(2) B 漁港防波堤	91
5.4 まとめ	93
【参考文献】	94
第 6 章 固有振動法（2 点計測）による防波堤基礎部洗堀の規模予測	95
6.1 研究の背景と目的	95
6.2 固有振動法（2 点計測）による防波堤基礎部洗堀の規模予測	97
6.2.1 防波堤の固有振動数理論値と室内試験による検証	97
6.2.2 固有値解析による検証	101
6.2.3 防波堤基礎変状の規模と室内試験による検証	101
6.2.4 現地試験による検証	103
6.3 結果および考察	110
6.3.1 防波堤の固有振動数理論値と室内試験による検証	110
6.3.2 固有値解析による検証	112
6.3.3 防波堤基礎変状の規模と室内試験による検証	113
6.3.4 現地試験による検証	115
6.4 まとめ	119
【参考文献】	121

第 7 章 結論	123
謝辞	129
本論文に関する発表論文および口頭発表	131
その他の発表論文および口頭発表	133

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

我が国では、高度成長以降に着実に整備されたインフラが膨大に存在し、これらのインフラが国土保全や社会経済活動、生活を支えている。一方、これらインフラの多くで老朽化することが懸念されており、これらの安全性・信頼性を確保しながら、戦略的な取組を進めることが求められている。このような状況から、国は 2013 年（平成 25 年 11 月）に「インフラ長寿命化計画」を策定した。本計画は、インフラ各管理者が実施する長寿命化計画（行動計画）策定、個別施設毎の長寿命化計画策定、基準・法令等の整備、情報基盤の整備および新技術の開発・導入等といった 2030 年頃までのロードマップが示されたものである¹⁻¹⁾。

水産基盤施設（漁港・漁場施設）を所管する水産庁は、前述のインフラ長寿命化基本計画に基づき、翌年（平成 26 年 8 月）、水産基盤施設に関わる維持管理・更新等を着実に推進するための中期的な取組の方向性として、インフラ長寿命化計画（行動計画）（以下、「行動計画」という）を策定した。本行動計画は、水産庁が所管する水産基盤施設（漁港・漁場施設、および海岸保全施設）の長寿命化とライフサイクルコストの縮減を推進するために、「点検・診断／修繕・更新等」、「基準類の整備」、「情報基盤の整備と活用」、「個別施設計画の作成」、「新技術の開発・導入」、「予算管理」、「体制の構築」および「法令等の整備」の各取組を計画したものである（2014～2020 年度（平成 26～32 年度））¹⁻²⁾。

水産基盤施設（漁港・漁場施設）は膨大であり、今後、老朽化を伴う維持管理・更新等が大きな問題になってくることが懸念されている。梅津ら¹⁻³⁾は、全国約 3,000 漁港に存在する漁港施設（外郭施設、係留施設）が 1960 年頃から、その建設延長が急激に増加し始め、1980 年頃にピークとなったことを整理し、これらが 2010～2030 年に建設後 50 年を迎える施設が増加していくこと、維持管理・更新への対応が喫緊の課題であることを報告している。

このような状況から、水産庁は、前述の行動計画に先立って、2008 年度

(平成 20 年度) に水産基盤施設ストックマネジメント事業(水産物供給基盤機能保全事業)を創設し、水産基盤施設に対して、施設の長寿命化、ライフサイクルコスト縮減や平準化を目的とした「水産基盤施設ストックマネジメント」を導入した。水産基盤施設ストックマネジメント(以下、「ストックマネジメント」という。)は、現在の老朽化把握や将来の老朽化予測等の機能診断と、これらを踏まえた機能保全計画の策定が重要である。また、ストックマネジメントという新たな考え方に基づいた機能保全対策事業を円滑に推進していくため、機能保全対策事業に関わる手続きと調製すべき資料の内容等を解説する「機能保全計画策定の手引き(案)」(以下、「手引き(案)」という)を 2009 年(平成 21 年)にとりまとめた。さらに、2012 年(平成 24 年)には、ストックマネジメント導入の必要性や機能診断から機能保全計画策定に至る手順と実施すべき内容等を整理した「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(案)」(以下、「ガイドライン(案)」という)をとりまとめ、ストックマネジメントに対する関係者の理解促進が図られたところである。

この水産基盤施設ストックマネジメント事業の創設当初は、現在の老朽化をどう評価するか、持ち合わせている知見・経験が異なる管理者間の評価のバラツキをどう抑制するか(評価基準)、管理者の負担を軽減できるか(評価体制)、策定した機能保全計画に基づき管理者が適切に維持管理を行うための支援をどうするか等、ストックマネジメントに関わる基本的な技術の普及が重要視されていた^{1-4),5)}。

現在に至るまでの水産基盤施設ストックマネジメントに関わる経緯は、インフラ長寿命化基本計画、行動計画策定を含め、表 1-1 のとおりであり、行動計画策定後の 2015 年(平成 27 年)には、手引き(案)、ガイドライン(案)ともに改定されている。これら改定された水産基盤施設機能保全計画策定の手引き(以下、「手引き」という)と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(以下、「ガイドライン」という)は、新たに対象となった施設への対応、他分野等の動きや最新情報への更新、および事例追加等であった。図 1.1 にガイドラインを参考に作成したストックマネジメントの課題とガイドラインでの対応を示した。図より、最新

の知見を踏まえ、「新たな対象施設や付帯設備の評価基準や情報を明示，または追加」，「簡易な機能診断手法の情報追加」，「予防保全の考え方や機能保全レベルの設定」および「老朽化予測が必須と明示」等，改定時点で可能な限り，対応したものとなっている(1-6),7)。

表 1-1 水産基盤施設ストックマネジメントを巡る主な動き

年月	主な動き
2008年(平成20年)4月	水産基盤ストックマネジメント事業(水産物供給基盤機能保全事業)の創設
2009年(平成21年)4月	機能保全計画策定の手引き(案)策定
2010年(平成22年)4月	水産基盤ストックマネジメント事業費用便益分析の考え方と暫定例(暫定版)の策定
2012年(平成24年)1月	漁業集落排水処理施設におけるストックマネジメントの手引き(案)の策定
2012年(平成24年)3月	新たな水産基本計画(水産基本計画の変更)策定
	漁港漁場整備事業の推進に関する基本方針の変更
	新たな漁港漁場整備長期計画策定
2012年(平成24年)10月	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(案)の策定
	機能保全計画策定の手引き(案)の改定
2013年(平成25年)11月	インフラ長寿命化基本計画の策定
2014年(平成26年)4月	水産物供給基盤機能保全事業の対象拡充
2014年(平成26年)8月	水産庁インフラ長寿命化計画(行動計画)の策定
2015年(平成27年)5月	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の改訂
	水産基盤施設機能保全計画策定の手引きの改訂

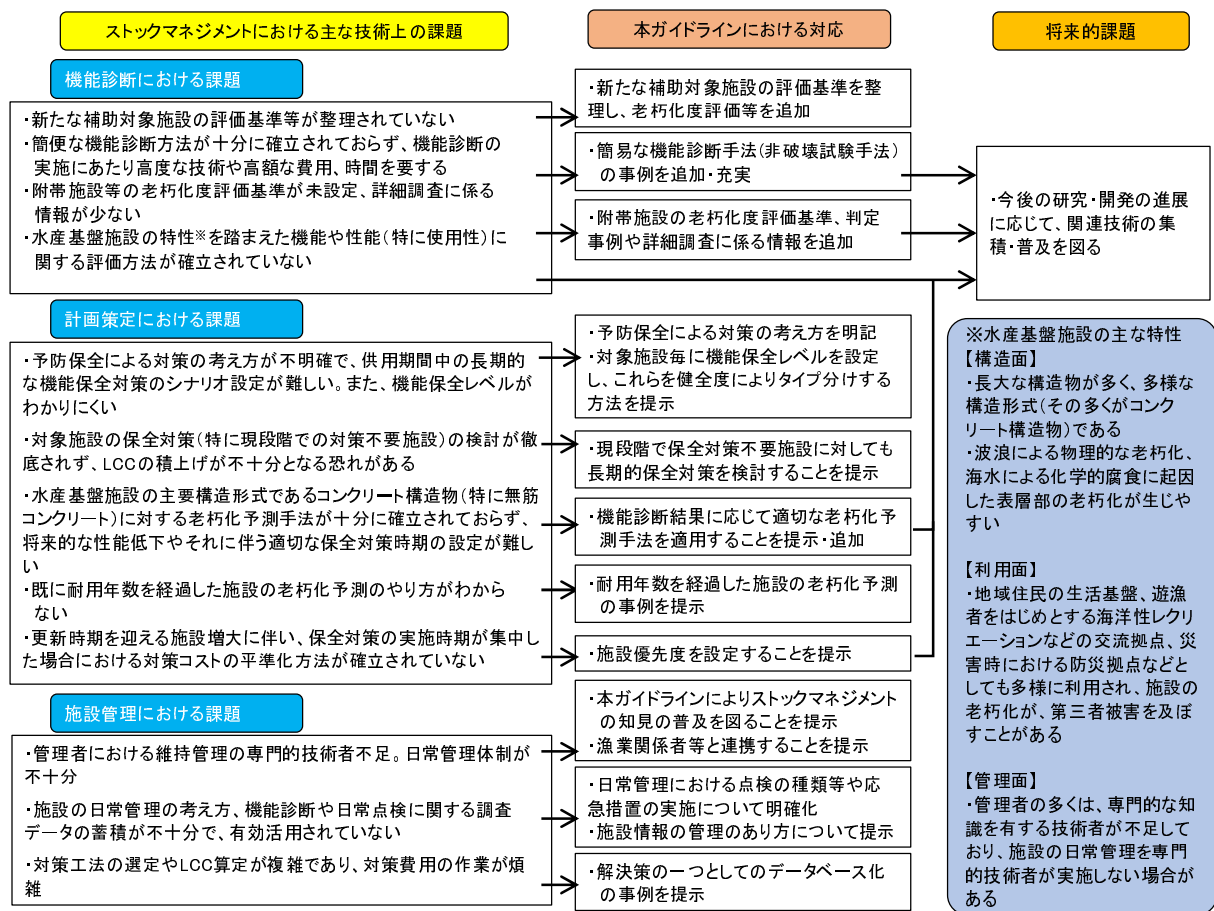


図 1-1 スtockマネジメントにおける課題とガイドラインでの対応

しかしながら、図 1-1 に示すように、この時点においても将来的課題として、「今後の研究・開発の進展に応じて、関連技術の集積・普及を図る」とされているように、機能診断手法の技術開発への期待があった。これは、これまでの漁港施設の維持管理は、対象の主要構造形式が無筋コンクリートであること、新規・改良整備による投資が中心であったため、事後保全的な管理が浸透しており、定期的な機能診断を行ってこなかったこと、加えて、図 1-1 に示す構造面や管理面の特徴があったこと等があるものと考えられる。さらに、今日では漁港に求められる機能が多様化しており、単に漁船の係留だけでなく、地域住民の生活基盤、消費者ニーズに対応した衛生管理の高度化、防波堤等を利活用した藻場造成等の環境調和、海洋性レクリエーションなどの交流拠点、災害時における防災拠点といった多様な活用が求められており(1-8)、それぞれの施設の機能を適切に維持していくことが必要となっている。

一方、現状での水産基盤施設ストックマネジメント事業の対象施設は、漁港施設、漁場施設、漁業集落環境施設、海岸保全施設とされる¹⁻⁶⁾。ガイドラインでは漁港施設、漁場施設を対象としており¹⁻⁷⁾、表 1-2 のとおりである。

三上ら¹⁻⁹⁾によると、漁港施設の総延長の約 5 割が無筋コンクリート構造物であるとされ、その他全ての施設でも主要な構成材料が無筋コンクリート構造とされる。そのため、本論文では、漁港施設における機能診断に適用可能な機能診断手法として、より延長が長い防波堤等の外郭施設、なかでも無筋コンクリート構造物に着目している。

表 1-2 ガイドラインの対象施設

分野	対象施設	対象範囲
漁港 漁場 施設	外郭施設	防波堤、防砂堤、防潮堤、導流堤、水門、陸閘、
		護岸 ^{注)} 、堤防、突堤及び胸壁等
	係留施設	岸壁、物揚場、係船浮標、係船くい、栈橋、浮栈橋及び船揚場
	水域施設	航路、泊地及び附帯施設（サンドポケット等）
	輸送施設	道路、橋梁及びトンネル
	漁港施設用地	護岸及び人工地盤
	漁港浄化施設	公害の防止のための導水施設その他の浄化施設
	増殖場	消波施設等及び中間育成施設
養殖場	消波施設等及び区画施設	

注) 本ガイドラインでは、航路護岸、泊地護岸及び漁港施設用地の護岸の機能診断等については、外郭施設の護岸に準じた取り扱いとする。また、人工地盤の機能診断等については、輸送施設の橋梁に準じた取り扱いとする。

ガイドラインにおける漁港施設のマネジメントは、**図 1-2** の手順のとおりである。この手順のうち、「**④機能診断の実施**」における機能診断は、目視を主とした計測や診断となっており、簡易調査（簡易項目）、簡易調査（重点項目）の 2 段階で実施される。これらの簡易調査で変状が確認された場合でのみ、必要に応じて詳細調査を実施することとなっている。なお、水中部の確認は、潜水観察を前提とした参考様式が添付されている¹⁻⁷⁾。

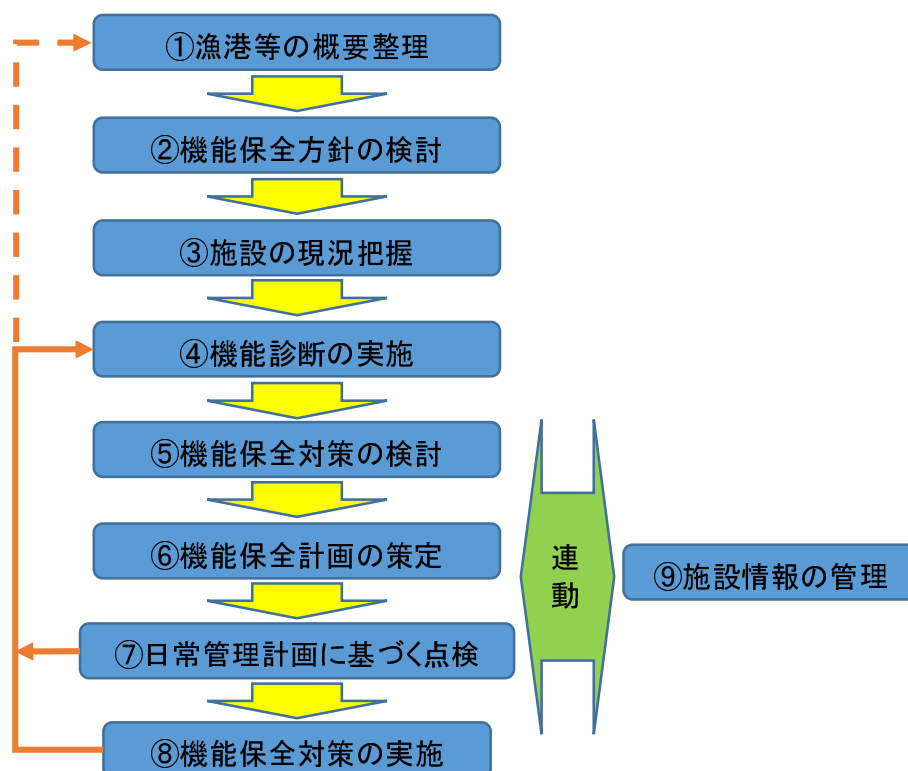


図 1-2 水産基盤施設ストックマネジメントの概略手順

このように漁港施設における機能診断は、目視が主であるため、以下の根本的な課題がある。

- a) 機能診断自体が目視による判定のため、技術者による評価にバラつきがあり、このバラつきを最小化していく必要がある¹⁻⁹⁾。
- b) 長期的に限られた予算の中で実施していく必要がある、専門的技術者も不足することから¹⁻¹⁰⁾、簡易かつ効率的な手法を提示していく必要がある。

前述の課題 a) に対して、関係団体や漁港管理者によって、専門的技術者の育成（研修会等の実施）、評価方法の提示、評価基準の明確化（様式等の提示）等の解決策が考えられる。現在では、各種研修会の開催、およびガイドライン提示・改訂等も実施されており、今後は資格制度の導入等も検討されていくものと考えられる。しかし、定量的な判断基準の提示は継続的課題である。

また、前述の課題 b) に対して、以下の観点で検討する必要がある。

- ① 従来が目視調査を工夫することで、詳細調査を行わない、または詳細調査の対象箇所等を減少させる（機能診断の効率化）。
- ② 詳細調査に位置付けられている手法を簡易化し、目視調査と同時に実施できるようにする（機能診断の簡易化）。
- ③ 目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査項目とする（機能診断の高度化）。

1.2 研究の目的

前述したように、2008年（平成20年度）から水産基盤施設におけるストックマネジメントへの取組が本格化され、水産庁をはじめ、関係機関によって、これらの取組が継続されてきた。しかしながら、2015年（平成27年）のガイドライン策定時でも将来的課題として、継続的に取り組むべき残された課題があり、これらの課題は前述のとおりである。

特に、前述した課題 b) への対応策として、①～③の観点で検討することが課題 a) への対応にも繋がり、診断技術における研究テーマとして重要であると考えられる。

そこで、本論文では、前述の①～③の観点で新たな「定量的かつ実用的な診断手法」の開発を意図し、目視が主である漁港施設の機能診断に効率化、簡易化、高度化の3つの観点で非破壊試験を活用した診断手法の適用性を検証することで、定量的かつ実用的な機能診断手法の開発を目的とした。具体的には、機能診断の効率化と簡易化を意図した機械インピーダンス法、機能診断の高度化を意図した衝撃弾性波法（透過法）、固有振動特

性を用いて漁港施設基礎の健全度を評価する方法（以下、「固有振動法」と称する）の漁港施設への適用性を検証したものである。

これらの手法は、いずれも非破壊試験手法であり、室内試験、数値解析および現地試験によって、漁港施設防波堤における構造物の強度推定、構造物内部の欠陥検出、および地盤基礎の変状（洗堀）の検出が可能となる機能診断手法である。

漁港施設防波堤におけるこれら手法の適用によって、機能診断の簡易化、効率化および高度化が図られ、漁港施設における劣化の早期診断が可能となる。また、漁港施設における劣化の早期診断により、漁港施設の適切な機能維持と長寿命化の促進が図られることで、将来的な維持管理費の縮減に寄与するものと考えられる。

1.3 本論文の構成

本論文は全 7 章で構成されている。以下にその概要を述べる。

第 1 章では、本研究の背景ならびに目的と意義、および本論の構成の概要を述べた。

第 2 章では、まず、本論文に関連する漁港施設の既存ストックを既存知見から整理した上で今後の更新費用予測を行い、多くの漁港施設の老朽化が進行し、今後順次、更新を迎えるため、これらの費用捻出が困難になることを示した。これらを踏まえ、既存知見による漁港施設の健全度と老朽化要因を整理し、老朽化が早い施設の特徴として、目視で確認可能である変状が多いものの、潜水を伴う鋼管杭等の腐食、および沈下、空洞等の、目視では早期発見や全体把握が困難な老朽化が比較的大きな割合を占めていることを示した。

次に、このような目視による診断が困難な漁港施設に対して、非破壊試験が有効であることから、前述した①～③の観点で、これらに対応する機械インピーダンス法、衝撃弾性波透過法、固有振動法（1 点計測）、固有振動法（2 点計測）の 4 つの手法について、関連する既存知見に関して整理した。

第3章では、前述の「①従来の目視調査を工夫することで、詳細調査を行わない、または詳細調査の対象箇所等を減少させる（機能診断の効率化）」および「②詳細調査に位置付けられている手法を簡易化し、目視調査と同時に実施できるようにする（機能診断の簡易化）」の観点で、ハンマーでコンクリートを打撃し、そのときに得られる打撃応答波形から圧縮強度を推定する機械インピーダンス法の漁港施設への適用を検討し、反発度法は、平均コア圧縮強度より、推定強度が低い傾向があった。また、研磨前後の差が大きく、既存漁港施設への適用は、JIS等で指摘されているように、研磨が必須であり、測定点数を多くし、また構造形式や建設年次ごとにコアによる圧縮強度を併用する等が必要である。機械インピーダンス法は、反発度法より、表面に骨材が露出する状態の場所に留意しつつ、今後も継続的なデータ蓄積や施設ごとのキャリブレーションを伴いながらも、 $\pm 20\%$ 程度の誤差を許容すれば、研磨しなくとも推定強度がコアによる平均圧縮強度試験結果と近いことを確認した。本手法は、定量的なデータが蓄積できるため、打撃応答波形を考慮した圧縮強度との関係式によって、更なる精度向上が期待され、事前の研磨が不要な簡易圧縮強度測定法として活用できることを提案した。

第4章では、前述の「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする（機能診断の高度化）」の観点で、対面配置によって内部に弾性波を透過させることで漁港施設の内部欠陥を把握し、健全性を診断する衝撃弾性波法（透過法）による漁港施設への適用を検討した。その結果、内部欠陥があることを想定した供試体を用いて、健全部と不健全部それぞれで衝撃弾性波法（透過法）を適用し、内部欠陥の有無によって弾性波速度とパワー伝送比が増減することを確認した。また、これら2つの指標で内部欠陥を評価できることを確認した。さらに、室内試験で見出した評価方法を現地構造物に適用し、評価基準とする数値が変わるものの、概ね適用できることを確認した。

第5章では、前述の「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする

(機能診断の高度化)」の観点で、防波堤における固有振動数を測定し、不可視部である基礎の健全性を評価する固有振動法（1点計測）を検討した。その結果、実際の防波堤を模した供試体を作製し、その基礎モデルとして圧縮ばねを配置し、鉛直および水平方向の卓越振動数を計測することで、ばね個数を変化させた条件でこれらの理論値と実測値がほぼ一致することを確認した。また、室内試験で得られた結果をもとにして、実際の漁港施設防波堤の洗堀を有するまたは洗堀がない躯体で振動特性を計測し、A漁港防波堤の洗堀を有する躯体は、洗堀がない躯体と比較して固有振動数が減少することを確認した。さらに、A漁港防波堤の水平方向における理論固有振動数を算出し、実測値と同程度であることを確認した。以上より、防波堤の基礎部洗堀の有無は、構造物上部で固有振動数の実測値と理論値を比較することで評価できることを見出した。しかしながら、B漁港防波堤において、隣接躯体が影響したと思われる振動数が卓越しないという現象があったこと、対象施設の基礎が直接基礎で想定した地盤反力係数と異なっていること、現状の理論式に浮力を考慮していないこと等から理論固有振動数と実測値に差異が生じたと考えられる。このように、常時微動による固有振動法は、現地状況等により適用範囲が限定されるものと考えられ、理論式の適用範囲がどの程度になるかは、データ蓄積による検討や異なる手法の検討が必要である。

第6章では、第5章での課題も踏まえ、前述の「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする(機能診断の高度化)」の観点で、漁港施設防波堤における基礎洗堀の規模(深さ)を検出することを指向した固有振動法(2点計測)を検討した。その結果、室内試験において、基礎を想定した圧縮ばねの配置を変化させた供試体を用い、その振動特性のうち、Z軸方向(防波堤鉛直方向)の振動は、理論値と高い相関を示した。室内試験による2点変位量差がロッキング振動理論値とほぼ一致することを確認し、これより圧縮ばねの欠損数(洗堀深さ)を推定できることを示した。また、固有値解析によって、ロッキング振動の中心が、供試体底面の中心付近にあることを確認し、室内モデルでの理論値の適用は妥当であることを示し

た。さらに、洗堀深さが既知である既存漁港施設に本手法を適用し、実機の洗堀規模（1～1.3m）と同程度の検出が可能であった。以上より、防波堤での2点計測によって、洗堀の鉛直変位量差を比較し、基礎洗堀の規模を推定できることを見出した。5章で検討した常時微動による固有振動法（1点計測）は、現地状況等によって固有振動数の特定が困難なこともあったため、6章で検討したような起振機による強制加振の方が卓越振動数や変位量差も明確となった。今後、起振機を用いること、および1点計測も含めたデータ蓄積を進めることが効率的であると考え。つまり、固有振動法として1点計測と2点計測を同時に実施する。具体的には、躯体中央で強制加振させ、2点×3軸（X、Y、Z軸）で測定することで、水平方向（X軸）の固有振動数による評価、2点での鉛直方向（Y軸）の変位量差による評価を合わせて実施することが可能である。また、測線を複数とすることで基礎洗堀の場所に偏りがあっても対応できるものと考えられる。さらに、漁港施設に多い先端部の基礎洗堀の場合、水平方向の法線方向（Y軸）の固有振動数が有用となる。

第7章では、第2章～第6章の結果をとりまとめ、結論とした。

【参考文献】

- 1-1) インフラ長寿命化対策の推進に関する関係省庁連絡会議：インフラ長寿命化計画，2013.11.
- 1-2) 水産庁：インフラ長寿命化計画（行動計画），2014.8.
- 1-3) 梅津啓史，林浩志，三上信雄：漁港施設のこれまでの整備状況と今後の維持・更新対策の必要性，水産工学，Vol.46，No.2，pp.181-186，2009.
- 1-4) 水産庁漁港漁場整備部：機能保全計画策定の手引き(案)，2012.10.
- 1-5) 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(案)，2012.10.
- 1-6) 水産庁漁港漁場整備部：水産基盤施設機能保全計画策定の手引き，2015.5.
- 1-7) 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，2015.5.
- 1-8) 三上信雄，佐伯公康，麓貴光：水産業・漁村の多面的機能発現に向けた漁港施設の活用方策について，平成21年日本水産工学会学術講演会講演文集，pp.119-122，2009.
- 1-9) 三上信雄，藤田孝康，保坂三美，極壇邦夫，重松宏和，笠井哲郎：沿岸構造物の効率的な維持管理のための簡易的な老朽化診断手法に関する研究，海洋開発論文集，第26巻，2010.6.
- 1-10) 三上信雄，浅川典敬，保坂三美，水野敏雄，笠井哲郎，中西豪：機能保全計画に基づく漁港施設の効率的な維持管理手法に関する研究，海洋開発論文集，第25巻，2009.6.

2章 漁港施設の維持管理の現状と漁港施設に適用可能な機能診断技術

2.1 漁港施設の現状

2.1.1 漁港施設の既存ストックと更新費用予測

漁港施設は、漁港漁場整備法（昭和25年法律第137号）に基づき、漁港管理者である地方公共団体が管理しており、これまで整備してきた漁港施設について、それらの種類、名称、構造（様式又は形式、主要用材、等）、規模（延長、幅員、天端高、水深、等）、建設又は取得の年月日、建設又は取得の価格など、施設に関する様々な事項が「漁港台帳」に記載されている。

水産庁は、全国の漁港施設量の現状を把握するため、施設の種類と規模（延長等）について上記の漁港台帳を基に集計している。この集計対象期間は、1950年（漁港法制定）から2016年（調査年）であり、これまで継続的に実施された調査票を漁港管理者に配布することで、この調査票と漁港管理者が管理する漁港台帳を確認・修正している。また、この漁港管理者から回収した調査票を都道府県ごと、漁港ごとに構造形式、建設年、建設価格を集計し、現時点における漁港施設のストック量を算出している。なお、本調査票の配布・回収は、被災3県（岩手県、宮城県、福島県）を除く37都道府県であり、都道府県担当者を通じて、各市町村の漁港管理者に作業依頼して、全ての調査票が回収されている。回収された調査票を集計することで漁港施設の既存ストックが把握されている²⁻¹⁾。

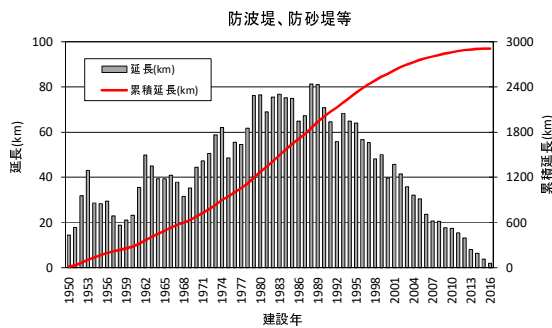
本調査結果を用いて、漁港施設の既存ストック²⁻¹⁾を整理した結果は、表2-1のとおりであり、全漁港数は2,603漁港（被災3県を除く）、総施設数74,063、総延長6,451kmであった。これらのうち、総延長に対する割合が大きいのが、外郭施設、輸送施設、係留施設の順となっており、これらが漁港施設の主要な施設であることがわかる。

一方、漁港施設の既存ストック²⁻¹⁾から漁港施設別、整備年代別に施設延長を整理したものは、図2-1に示すとおりであり、全体として1960年代頃から各年度の施設整備延長が増加傾向となっており、1980年代にピークを迎え、1990年代から減少に転じている。これらは漁港施設の主要な施設でもある外郭施設と係留施設が

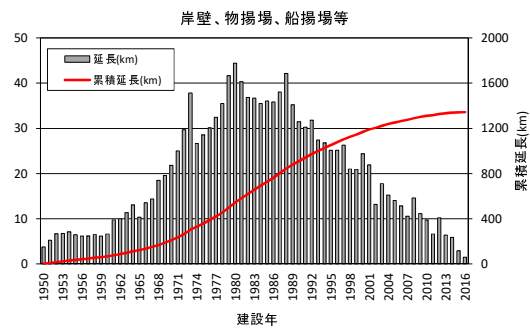
1970～1990 年建設が多いため、50 年以上経過する 2020～2040 年に、更新する時期を迎える施設が増大することを示している。

表 2-1 漁港施設の既存ストック

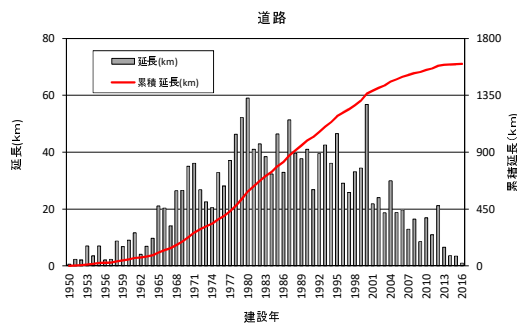
施設種類	施設数	延長(km)	基数	面積(ha)	建設又は取得価格(百万円)
外郭施設	42,844	3,141	1,060	—	4,601,138
係留施設	20,766	1,342	270	—	1,047,690
輸送施設	6,178	1,858	465	—	327,660
漁港施設用地	2,536	100	—	80	62,995
水域施設	80	10	—	—	6,032
機能施設	1,659	—	—	170	88,865
上記施設の合計	74,063	6,451	1,795	250	6,134,380



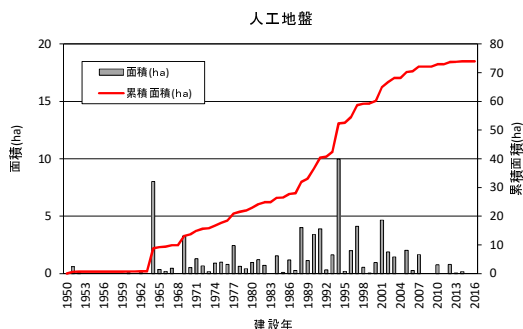
外郭施設（防波堤、防砂堤等）



係留施設（岸壁、物揚場、船揚場等）



輸送施設（道路）



漁港施設用地等（人工地盤）

図 2-1 漁港施設別の既存ストック

次に、漁港施設別の既存ストックを基に、今後の更新費用予測を行った。この更新費用予測では、一般的な土木構造物の耐用年数である 50 年後に全ての漁港施設を更新した場合に必要な費用を「更新費用」とし、これらの推移を予測した。この更新費用予測は、撤去費は考慮せず、調査対象を 1950～2016 年とした上で、2017 年の漁港デフレーターを乗じて^{2・2)}、現在価値化した更新費用を算出した。この更新費用予測のうち、主要な漁港施設でもある外郭施設、および係留施設の更新費用は、表 2-2 のように、それぞれ年平均で 1,556 億円、367 億円である。また、各年度における更新費用は、図 2-2 に示すとおりとされ、2066 年における累積での更新費用は、外郭施設が 77,785 億円、係留施設が 18,366 億円である。これらの 50 年間の更新費用は、輸送施設、漁港施設用地等も含めた全体での年平均額では 2,499 億円となり、例えば、平成 29 年度における水産基盤施設整備費用の当初予算である 1,037 億円と比較すると^{2・2)}、約 2.4 倍となり、維持管理費用が予算額を超過することがわかる。

以上より、梅津ら^{2・3)}も指摘しているように、今後、漁港施設の多くの老朽化が進行し、これらが順次、更新を迎えるとこれらの費用捻出が困難であるということがわかった。

表 2-2 更新費用算出結果（単位：億円）

施設種類	2017-2026	2027-2036	2037-2046	2047-2056	2057-2066	合計	年平均
全体 (外郭、係留、輸送、施設 用地、機能、漁場施設)	18,005	24,569	26,409	32,541	23,444	124,969	2,499
外郭施設	12,328	17,636	19,816	17,833	10,173	77,785	1,556
係留施設	3,469	4,377	3,745	4,118	2,657	18,366	367

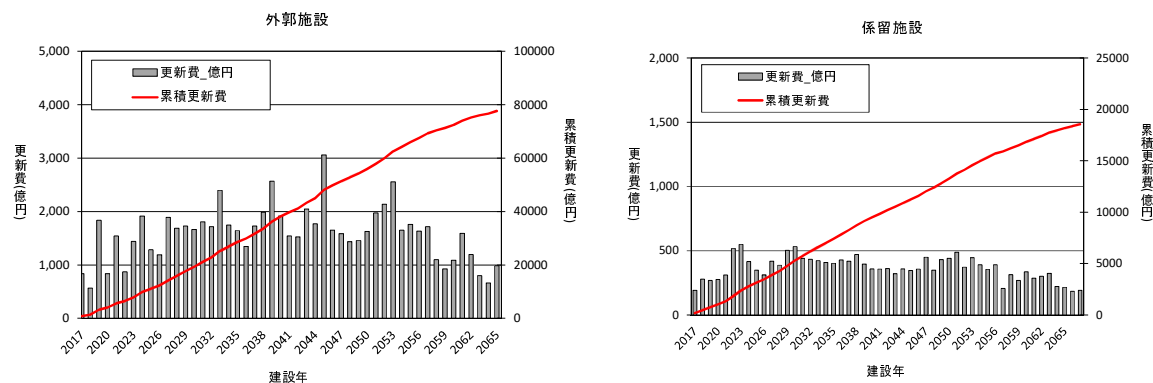


図 2-2 今後の更新費用予測（外郭施設、係留施設）

2.1.2 漁港施設の健全度と老朽化要因

(1) 漁港施設の健全度

機能保全計画書は、水産庁による「機能保全計画策定の手引き（案）²⁻⁴⁾」、
「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（案）²⁻⁵⁾」によっ
て、対象施設ごとに策定することとされている。機能保全計画の策定状況や機能保
全対策の実施状況、および機能保全計画に記載されている漁港施設の機能診断結果
（漁港施設の老朽化状況）や機能保全対策等を把握するために、関係する40都道
府県（被災3県含む）、およびこれらを通じて市町村にも依頼することで全漁港
管理者を対象とした機能保全計画書の収集が実施されている²⁻⁶⁾。

ここでは、収集された機能保全計画の機能診断結果から各施設の健全度^{注1)}を整
理した。施設健全度の対象は、第4次長期計画対象漁港である1,231漁港37,963
施設とし、漁港ごと、漁港施設ごとに健全度A～Dの割合を整理した。また、漁港
施設の主要施設である外郭施設、係留施設の老朽化^{注2)}要因を分析するため、老朽
化が比較的早い施設（建設後30年以内で健全度Aとなる施設）を抽出し、その老
朽化要因（部材や損傷など）を整理した。

注1) 漁港施設の健全度は、「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（案）²⁻⁵⁾」によって、老朽化度a～dおよび施設の安全性に及ぼす影響度
I～IIIを用いて施設ごとに評価される。漁港施設健全度は、「A：性能が低下して
いる施設」、「B：対策を施さないと性能の低下が懸念される施設」、「C：Bと
Dの間の施設」、「D：性能の低下が認められない施設」に分類される。

注2) 「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（案）²⁻⁵⁾」よ
り、漁港施設における劣化、変状は、全て「老朽化」とされている。

整理した施設健全度の分布状況は、表 2-3、および図 2-3 に示すとおりである。表より、漁港施設の健全度は、輸送施設、係留施設、外郭施設の順に A が多いことがわかる。特に、輸送施設で A の割合が他施設の 2 倍以上となっており、輸送施設の老朽化が進んでいる。また、コンクリート構造、鋼構造といった材料に着目すると、A の割合が外郭施設コンクリート構造で 7.7%、鋼構造で 20.2%、係留施設のコンクリート構造で 8.1%、鋼構造で 20.1% という結果となり、いずれも鋼構造の老朽化の割合が多いものの、コンクリート構造の施設数が多いことがわかる。

表 2-3 施設健全度の分布状況

対象施設		A		B		C		D		合計	
		施設数	%	施設数	%	施設数	%	施設数	%		
全体		3,340	11.3%	7,481	25.3%	13,206	44.7%	5,528	18.7%	29,555	
外郭施設	全体	1,158	7.6%	3,480	22.9%	7,318	48.1%	3,245	21.3%	15,201	
	外郭(水門、閘門以外)	コンクリート	675	7.7%	2,207	25.3%	4,123	47.3%	1,707	19.6%	8,712
		鋼	163	20.2%	216	26.8%	314	39.0%	113	14.0%	806
		その他	318	5.6%	1,042	18.5%	2,866	50.8%	1,413	25.1%	5,639
係留施設	全体	1,162	10.7%	3,470	31.8%	4,888	44.8%	1,379	12.7%	10,899	
	係留(係船浮標、係船くい以外)	コンクリート	678	8.1%	2,640	31.7%	3,945	47.3%	1,076	12.9%	8,339
		鋼	356	20.8%	592	34.5%	610	35.6%	157	9.2%	1,715
輸送施設	全体	1,013	31.2%	495	15.2%	881	27.1%	857	26.4%	3,246	
漁港施設用地等		7	3.3%	36	17.2%	119	56.9%	47	22.5%	209	

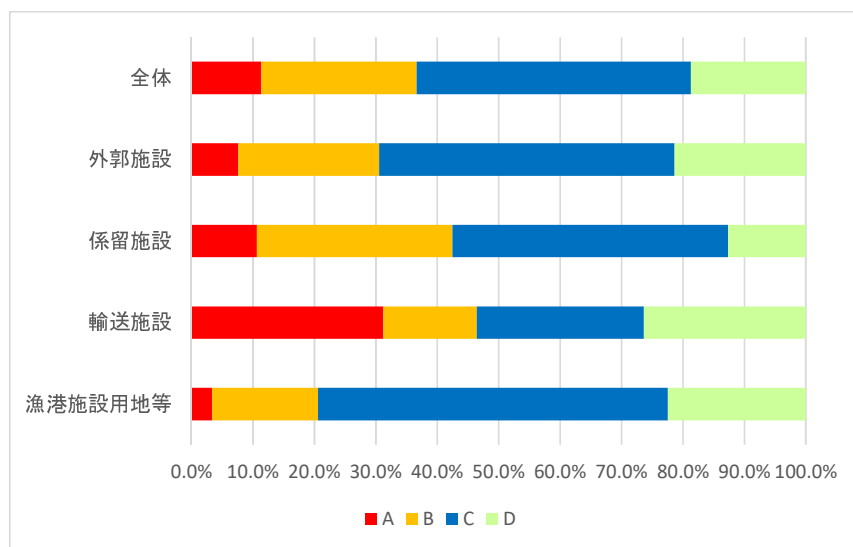


図 2-3 施設ごとの健全度の分布状況

次に、健全度別の施設数とこれらにおける建設年次からの平均経過年数は、表 2-4 のとおりである。施設健全度が悪いほど、平均経過年数が多くなっており、健全度と経過年数が比例関係にあることがわかる。また、係留施設は、外郭施設より、平均経過年数が短い傾向があり、係留施設は健全度が早く悪くなる、つまり経過年数が短いということが確認でき、このような漁港施設の老朽化実態は、他の社会インフラの傾向と同様のものである。

表 2-4 健全度別の施設数とその平均経過年数

健全度	外郭施設		係留施設	
	施設数	平均経過年数	施設数	平均経過年数
A	1,157	38.8	1,190	33.8
B	3,488	35.7	3,782	31.6
C	7,523	29.3	5,538	28.9
D	3,218	26.3	1,604	24.4
不明 その他	2,821	-	1,874	-
合計	18,207	-	13,988	-

なお、これらの施設種類ごとの平均経過年数は、以下の条件で算出した。

- 建設年，対策の有無，対策年度が不明な施設は，除外した。
- 「保全対策予定施設」：経過年数＝初回対策年－建設年とした。
- 「保全対策不要かつ50年未満施設」：経過年数の計算から除外した。
- 「保全対策不要かつ50年以上経過施設」：経過年数＝経過年＋財務省による耐用年数の20%とした。

一方、健全度 A となる施設の建設年度から現在までの年数を経過年数とし、施設ごと、材料ごとに平均した年数を平均経過年数として整理した結果は、表 2-5 のとおりである。表より、外郭施設と係留施設の平均経過年数は、それぞれ 49.5 年、43.3 年となった。また、外郭施設をコンクリート構造、鋼構造に分けると、平均経過年数はそれぞれ 50.7 年、36.6 年となり、係留施設では、それぞれ 45.0 年、38.8 年となった。いずれも鋼構造の平均経過年数が短い結果となった。これは、外郭施設が波浪等の設置環境が厳しいものの、構造的には単純であるため、比較的経過年数が長くなる傾向があるのに対し、係留施設では、構造が複雑なものが多い、また、漁船の接岸や車両の乗り入れなど、接触や加重がかかることが要因であると推測される。さらに、コンクリート構造に対して、鋼材の腐食が早い傾向があり、平均経過年数が短くなっているものと考えられる。

表 2-5 各施設における平均経過年数

対象施設		全施設数	平均経過年数	
全体		9,167	45.4	
外郭施設	全体	4,216	49.5	
	外郭(水門、閘門以外)	コンクリート	2,180	50.7
		鋼	430	36.6
		その他	1,597	51.4
外郭(水門、閘門)	9	36.6		
係留施設	全体	3,753	43.3	
	係留(係船浮標、係船くい以外)	コンクリート	2,557	45.0
		鋼	979	38.8
係留(係船浮標、係船くい、その他)	217	42.8		
輸送施設	全体	1,160	37.8	
	道路	1,018	38.0	
	道路以外	142	36.3	
漁港施設用地等		38	42.8	

(2) 漁港施設の老朽化要因

前述(1)の結果を用いて、老朽化が比較的早いものを抽出し、これらの老朽化要因を整理した。具体的には、外郭施設と係留施設を対象とし、建設後30年以内に要対策とされているものを抽出し、要対策とされた要因を分類した。なお、分類は、抽出した各施設の機能診断結果から最も老朽化が進んだ部材（または部材+要因）によることとした。

その結果は、図2-4～7に示すとおりである。図より、外郭施設コンクリート構造では、老朽化要因の68%が本体工コンクリートの劣化であり、施設全体の沈下と移動で16%であった。外郭施設鋼構造は、85%が鋼管杭、鋼矢板などの鋼部材の腐食等であり、沈下、移動が2%であった。係留施設コンクリート構造では、老朽化要因の56%がエプロンの沈下、陥没であった。係留施設鋼構造は、45%が鋼管杭、鋼矢板などの鋼部材の腐食等であり、23%がエプロンの沈下、陥没であった。

老朽化が早い施設は、本体工コンクリートの劣化等のように、目視で確認可能な変状が多く、潜水を伴う鋼管杭等の腐食が多い。一方、施設全体の沈下、移動、エプロンの沈下、陥没等、目視では発見や全体把握が困難な老朽化要因が比較的大きな比率を占めていることがわかった。

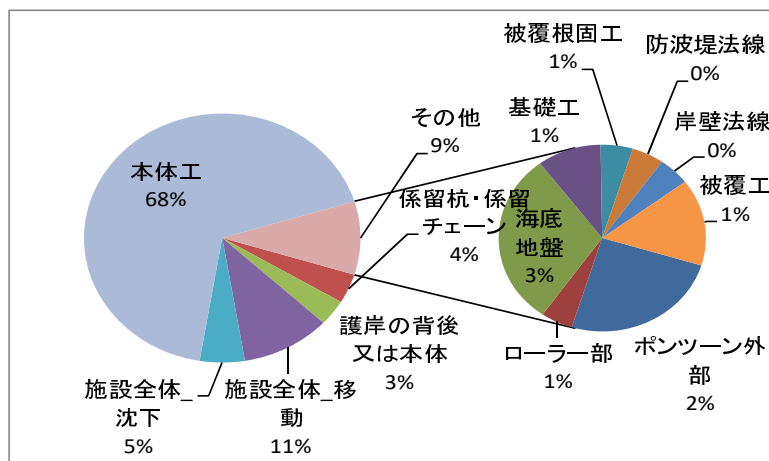


図 2-4 老朽化が早い施設の老朽化要因(外郭施設, コンクリート構造)

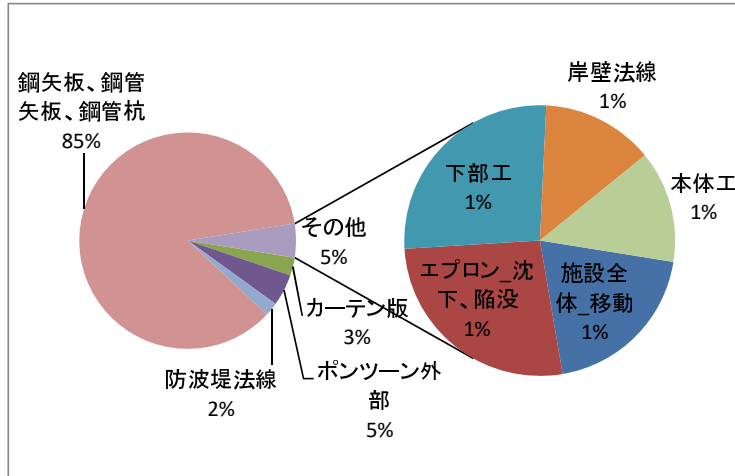


図 2-5 老朽化が早い施設の老朽化要因（外郭施設，鋼構造）

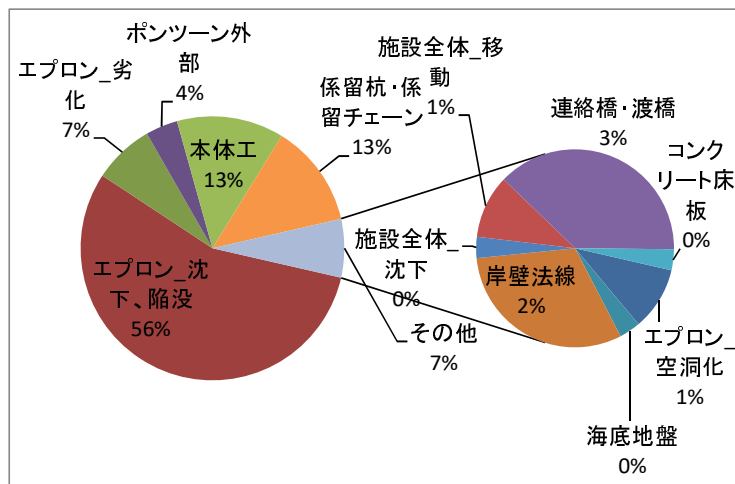


図 2-6 老朽化が早い施設の老朽化要因（係留施設，コンクリート構造）

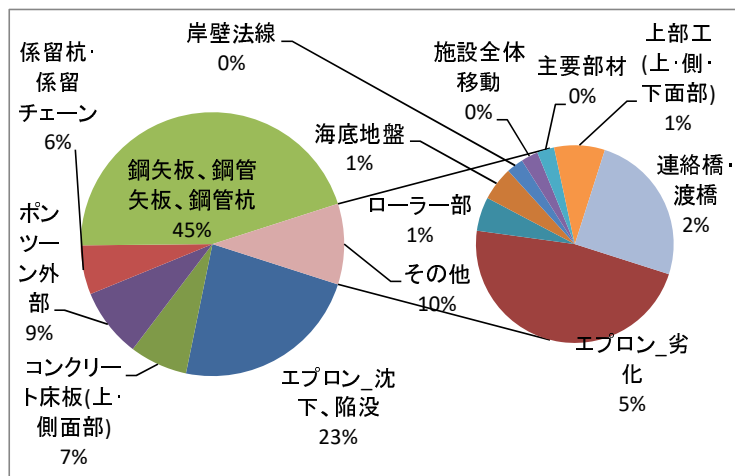


図 2-7 老朽化が早い施設の老朽化要因（係留施設，鋼構造）

2.2 漁港施設における機能診断に適用可能な機能診断技術

2.2.1 漁港施設における非破壊・微破壊試験

本論文は、1章の本研究の目的で述べた①～③の観点で新たな漁港施設への機能診断手法の適用を試みている。漁港施設の機能診断には、構造物本体を破壊しない、または破壊が小規模である非破壊（微破壊含む）試験の導入が現実的である。

漁港施設の材料は、コンクリートが多く、漁港施設における機能診断の点検項目として、コンクリート材料の劣化（圧縮強度、弾性係数等）、コンクリートの厚さ、剥離、ひび割れ、および内部欠陥等が挙げられる^{2-5,6)}。これらの点検項目ごとに適用可能な非破壊試験は、表 2-6 のとおりである^{2-8,9)}より作成。表より、コンクリート強度は、構造物の耐久性に関する指標として重要であり、特に、無筋コンクリートの場合、塩害や中性化による劣化の影響が少ないため、構造物の劣化状態を客観的に把握する方法として、コンクリート圧縮強度試験等が行われる。一般的にコンクリート強度を把握するには、局所的な破壊試験から強度を推定する方法、および非破壊試験により強度を推定する方法がある。前者の局所的な破壊試験を行う方法は、コア採取による圧縮強度試験（JIS 1108）が挙げられ、推定強度の精度が高いとされるものの、構造物本体に損傷を与える、試験自体のコスト、時間がかかる、等の問題がある。後者の非破壊試験による方法は、リバウンドハンマーによる反発度法（JIS A 1155）、超音波法、および衝撃弾性波法等が挙げられる。

これらの非破壊試験は、前述のように対象施設に損傷を与えず、比較的簡便にその劣化状況を把握できることから、簡易的な劣化状態の推定や詳細調査の予備的な方法として、広く用いられており、測定機器や解析手法の開発が進められている。しかし、適用範囲が限定される、精度が低い、といった問題もあり、その活用は留意が必要である。例えば、反発度法は、現場で簡易に実施することができるものの、測定値のばらつきが大きい。また、同一箇所を反復して試験を行えないことから継続して実施する定期点検項目としては不向きであるとされる²⁻¹⁰⁾。

三上²⁻¹⁰⁾は、漁港施設の特徴である長大な構造物が多く、表面的な劣化も多いという特徴に加え、(1)試験方法が比較的簡便である、(2)迅速に測定ができる、(3)衝撃による入力波形が大きいことから測定領域が広い、(4)波長が長い弾性波を利用することから内部の鉄筋・骨材の影響を受けにくいという衝撃弾性波に着目し、その

表 2-6 非破壊・微破壊試験によるコンクリート構造物検査・点検項目

検査・点検項目	試験方法		備考
コンクリートの圧縮強度	非破壊	打撃法	表面硬度法(各種ハンマー法等) 反発硬度法(シュミットハンマ法等)
		超音波(土研法)	事前に強度推定式を作成しておく
		衝撃弾性波(iTecs法)	
	微破壊	衝撃弾性波(表面2点法) 小径コア	
コンクリートの動的特性 (動弾性係数等)	超音波 衝撃弾性波(iTecs法) 共振法		超音波法:コンクリート強度推定のための非破壊試験方法マニュアル(S58.2) 共振法:JIS A 1127
コンクリート厚さ、内部欠陥等	打音 レーダ 超音波 衝撃弾性波(iTecs法) 放射線法		—
剥離	打音 衝撃弾性波(iTecs法)		鉄筋腐食等経年変化に伴う変状
ひび割れ深さ	レーダ 超音波 衝撃弾性波(iTecs法)		—

適用性を検討している。その結果、「コンクリートの圧縮強度」試験の簡易手法として機械インピーダンス法、「コンクリート表面のひび割れ、欠陥等の評価」として、表面の衝撃弾性波速度を指標として評価する方法を提案している。

本論文においても、まず、①機能診断の効率化、②機能診断の簡易化という観点で、コンクリートの圧縮強度を簡易に把握する方法として、機械インピーダンス法に着目しており、圧縮強度試験、反発度法と比較することで、実際の漁港施設への適用を検討した(第3章参照)。

次に、漁港施設の立地条件から、表中の内部欠陥等とされる構造体内部や基礎等、目視できない、または困難な個所では、目視調査で抽出困難であることが多く、かつ、これらの変状が拡大するまで把握できない。しかし、このような変状が不明なまま拡大した場合、構造物の崩壊や第三者被害等、被害が大規模になる可能性が高い。そこで、本論文では、③機能診断の高度化という観点から構造体内部欠陥の検出方法として、衝撃弾性波法に着目し、漁港施設への適用を検討した(第4章参照)。なお、衝撃弾性波法については、測定方法が複数あり^{2・11)}、ここでは、対象構造物の内部に衝撃弾性波を透過させる方法について、漁港施設への適用を検討している。

最後に、前述のような目視できない、または困難な個所である構造物基礎部の洗堀等の変状の検出方法として、鉄道分野で開発された衝撃振動試験による橋脚の健

全度判定方法を参考とすることで²⁻¹²⁾、固有振動数を利用する方法に着目し、漁港施設の適用性を検討した（第 5, 6 章参照）。

次頁以降は、これら 3 つの手法に関連する既存知見を整理した。

2.2.2 機械インピーダンス法

(1)機械インピーダンス法の測定原理

機械インピーダンス法は、比較的新しい手法であり、当初、境ら²⁻¹³⁾が非破壊でコンクリート強度を推定することを意図して、接触インピーダンスと定義された。接触インピーダンスとは、ハンマーの質量とコンクリート表面のばね係数の積の平方根であり、ばね係数は弾性係数を根拠とすることから、機械インピーダンス法はコンクリートの弾性係数を測定していると見なすことができる。これは、弾性波速度が材料の弾性係数の平方根に比例し、また弾性係数の高いコンクリートほど、概して強度が高いという知見を根拠としている。

その測定原理は、図 2-8 に示すように、コンクリート構造物が完全な半無限弾性体と仮定して、質量 m のハンマーが速度 v でコンクリート表面に衝突した場合、ハンマーの速度が 0 となった時のコンクリート表面の変位量を x とし、コンクリート表面の変位と力の間にフックの法則が成立する。つまり、コンクリート表面に発生する最大抵抗力 F は、コンクリート表面の疑似的なバネ定数を k とおくと、 $F = kx$ として表現される²⁻¹⁴⁾。なお、エネルギーの釣り合いからハンマーの最大運動エネルギーとコンクリート表面の最大ポテンシャルエネルギーは等しいため、 $1/2mv^2 = 1/2kx^2$ となり、 $\sqrt{mk} = F/v$ が得られる。ここで \sqrt{mk} が機械インピーダンスであり、作用した力の最大値をハンマーの初速度で除することで得られることがわかる^{2-14,15)}。

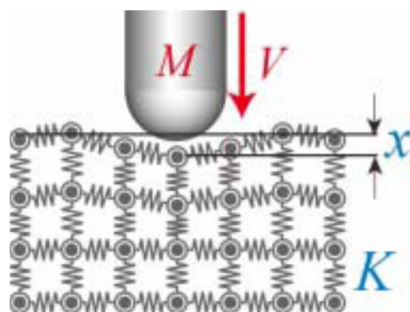


図 2-8 ハンマーの衝突²⁻¹⁴⁾より作成

本手法は、ハンマーでコンクリートを打撃した時のハンマーがコンクリート表面を押している時間（ T_A ）とコンクリートの塑性変形によりハンマーが押し戻される時間（ T_R ）の打撃応答波形から機械インピーダンス値を算出する方法である。機械インピーダンス値は、図 2-9 に示す打撃応答波形の F_{max} によって算出され、ハンマーが接触する時間における加速度の数値積分値に相当する。 Z_A は T_A の数値積分、 Z_R は T_R の数値積分を表している。このようにして求めた機械インピーダンス値を測定・解析することで、コンクリートの圧縮強度の推定、コンクリート構造物における表面の劣化度合い、表面近傍の浮き・剥離を測定するものである（2-14,15）。

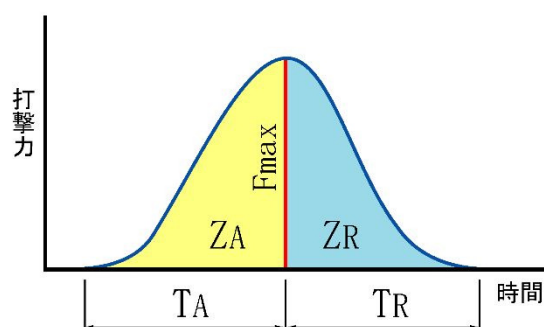


図 2-9 打撃力波形と機械インピーダンス 2-15)から一部改変

反発度法は、コンクリートの表面をリバウンドハンマーによって打撃し、その反発硬度から圧縮強度を求める方法であり、ハンマーによりコンクリートを打撃した時にリバウンドハンマーの跳ね返り高さ（反発度）とコンクリートの硬さ（ブリネル硬度）、およびコンクリート強度には相関があることを根拠としている（2-16）。本手法の適用範囲は、測定機器によっても異なるものの、10～60MPaのコンクリートとされ、簡易で非破壊なことから目視調査の補完や詳細調査の予備試験等に広く用いられている。しかし、測定機器ごとの器差が大きいことや反発度法の原理であるコンクリート表面を塑性変形させることによって強度を推定するため、同一箇所を繰り返して測定を行うことが出来ないとされている（2-17,18）。また、反発度法は、コンクリートのような不均質材料の場合、衝突点の骨材の有無、表層部の風化、乾湿状態によって反発度が影響されるため、推定強度のバラツキが大きくなることや推定精度が落ちる場合があることが指摘されている（2-19）。これに比べて、機械インピー

ダンス法は、対象箇所ハンマーを用いることにより、測定を行うことで簡便な手法となり、同一箇所連続して測定が可能である、打撃応答波形が得られるため事後解析によって測定精度の向上が図られるといった特徴を有する。

(2)機械インピーダンス法の研究・適用事例

機械インピーダンス法は、インパルスハンマーでコンクリート表面を打撃し、その時の打撃力波形から機械インピーダンス値を求める手法である²⁻¹⁴⁾。本手法によるコンクリート供試体を用いた室内試験結果と同じ供試体を用いた圧縮強度試験（JIS A 1108）結果の比較では高い相関があることが報告されている（ $R^2=0.93$ ）²⁻¹⁴⁾。

久保ら^{2-20,21)}は、模型や実物大の RC 擁壁を製作し、圧縮強度の精度検証、弾性係数との関係比較、内部損傷の検出等を行うことで、実物大の構造物に適用できる可能性があることを報告している。また、横山ら²⁻²²⁾は、RC 板を反発度での測定値と比較することで精度検証している。さらに、久保ら^{2-23, 24, 25)}はトンネルや後施工アンカーへの適用性検証を行うとともに、供試体重量とハンマー重量との関係を報告している²⁻²⁶⁾。これらの適用事例は、室内試験や野外試験でも供試体や模型（大型含む）が対象であり、既存の実構造物に適用した例は見当たらない。

このようなことから、三上ら^{2-27,28)}は、2ヶ所の異なる海岸保全施設で反発度法、機械インピーダンス法を比較検証することで、海岸保全施設への適用可能性を検証している。また、これらの海岸保全施設に2漁港の漁港施設での結果を追加することで既存施設である海岸保全施設、および漁港施設のコンクリート圧縮強度を簡易に求める方法を示し、コア採取による圧縮強度試験との関係式を提案しており、加えて打撃応答波形を解析することで更なる精度向上が期待されることを述べている。

このように、本手法は、ハンマーと測定装置を現地に簡易に持ち運ぶことが可能であり、記録媒体を用いることでそれぞれの打撃波形や測定値が定量的に記録されるという特徴により、簡易かつ定量的な手法であり、漁港施設における定期点検項目としての適用性が高いと考えられる。

2.2.3 衝撃弾性波法

(1) 衝撃弾性波の測定原理

衝撃弾性波法は，NDIS2426-2:2014²⁻¹¹⁾に規格化されている（平成 21 年 6 月制定，平成 26 年 9 月改正）。これらは，一般社団法人日本非破壊検査協会によって，コンクリートの弾性波伝搬速度を測定する方法²⁻²⁹⁾，コンクリートの部材厚さ，新設コンクリート構造物におけるコンクリートの圧縮強度及びひび割れ深さの評価を行う方法について規定されている。なお，コンクリートの弾性波伝搬速度を測定する方法には，a) 伝搬時間差を利用した弾性波伝搬速度の測定（付属書 A），b) 多重反射の周波数特性を利用した弾性波伝搬速度の測定（付属書 B）の 2 つがある。

衝撃弾性波法は，ハンマー，鋼球等による機械的な方法や励磁コイルによる磁気的な方法によって物理的な衝撃²⁻³⁰⁾をコンクリートに与え，これによって発生する弾性波コンクリートの表面，または内部の振動として，振動センサによって受信し，計測装置にて受信波形を記録する方法である。得られた受信波形から弾性波伝搬時間差等からコンクリート中を伝搬する弾性波伝搬速度を算定することができる。コンクリート中に伝搬する弾性波のイメージは，**図 2-10**に示すとおりである。

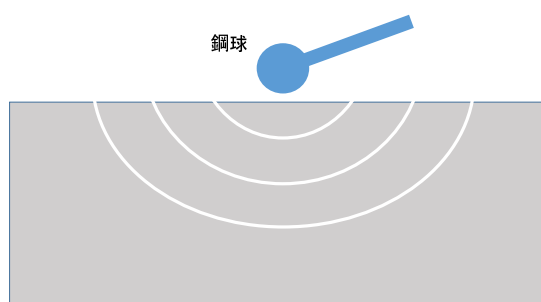


図 2-10 コンクリート中に伝搬する弾性波のイメージ²⁻¹¹⁾から作成

NDIS2426-2:2014²⁻¹¹⁾ による付属書 A には、前述した物理的な衝撃を与える入力点と振動を測定する測定点の配置の違いによって、5 種類の測定方法が示されている。これらは大きく、a) 測定点の同一面配置、b) 測定点の対面配置の 2 つに分かれ、入力点と測定点の位置関係は、図 2-11 に示すとおりである。

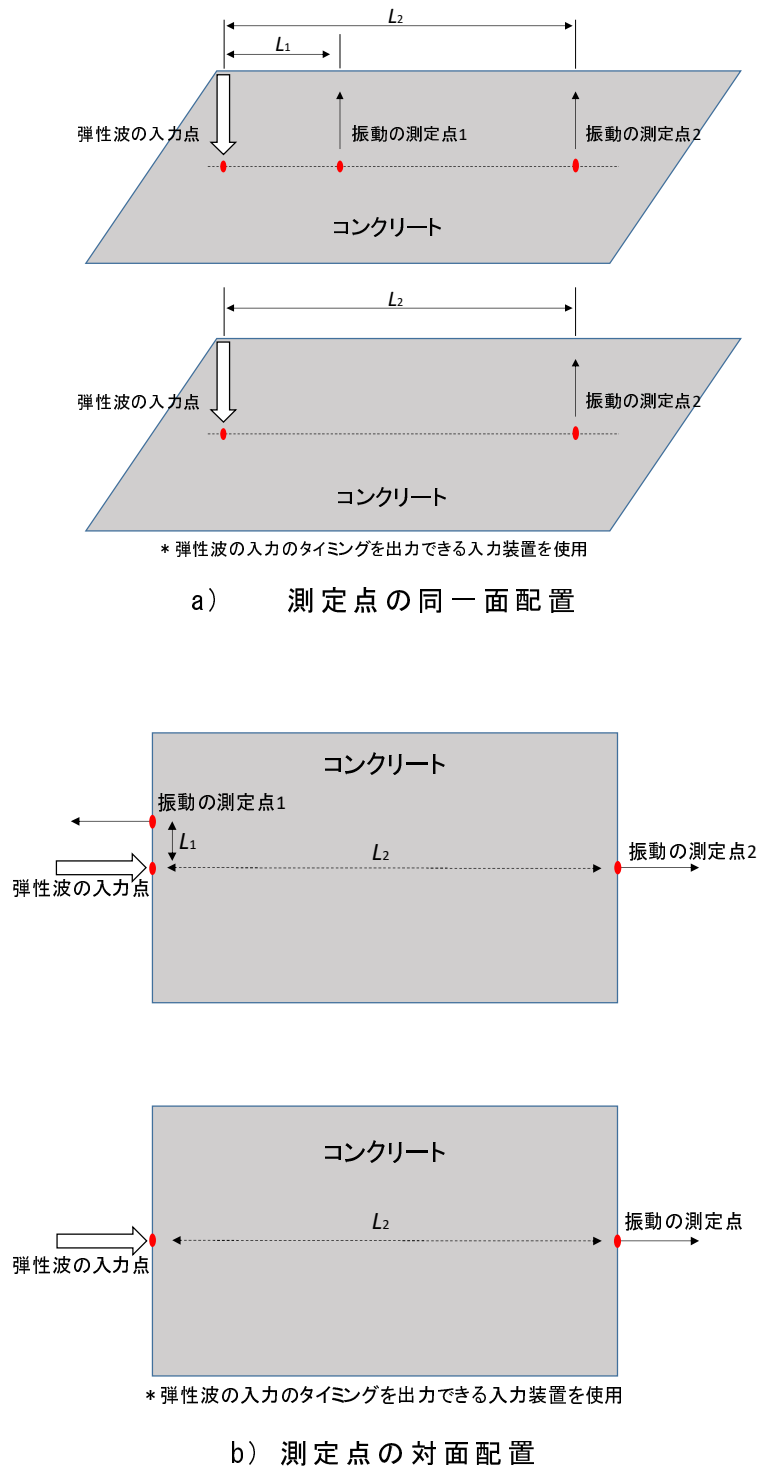


図 2-11 衝撃弾性波の入力点と振動測定点の配置 2-11)より作成

付属書 A²⁻¹¹⁾ では、「伝搬時間差法を利用した弾性波伝搬速度の測定方法」について同一面での弾性波速度の測定方法は、背面が埋設された構造体コンクリート、および部材厚さの厚い構造体コンクリートにも適用可能であり、測定結果から部材厚さや圧縮強度も評価できるといったことから有効な評価方法であるとしている。一方で、この方法で測定される弾性波伝搬速度は、コンクリート表層部と内部との条件の違いによって、コンクリート内部の弾性波伝搬速度が異なる可能性があり、既設構造物等では表層部と内部との見掛けのコンクリート密度の相違や乾燥、劣化状況等によっても異なる可能性があることも指摘されており、特に、既設構造物等の内部を評価する場合には、留意する必要がある。

(2) 衝撃弾性波の研究・適用事例

海外ではインパクトエコー法として、Nicholas.J.C²⁻³¹⁾らがコンクリートの検査手法としてとりまとめており、国内では前述のように規格化されている²⁻¹¹⁾。衝撃弾性波法の研究事例として、岩波²⁻³²⁾らは、コンクリート中の骨材等の影響を把握するため、供試体で骨材やコンクリート材料を変えた検討を行っており、骨材寸法や骨材量、空隙率等によって弾性波伝搬挙動が変わることを報告している。また、弾性波速度を測定することでコンクリート圧縮強度を推定する方法として、立見ら²⁻³³⁾によって、水セメント比、粗骨材かさ容積、スランプ、空気量および混和剤等が変わっても弾性波速度と圧縮強度の関係に影響ないことを報告している。また、岩野ら²⁻³⁴⁾は、弾性係数とコンクリート圧縮強度に正の相関関係があることから、供試体と新設コンクリート構造物から得た供試体でこれらを確認し、関係式を提案している。一方、立見ら^{2-35,36,37)}は、コンクリートの使用材料、配合、含水率等を変えた実験を継続し、これらの結果から得た弾性係数と圧縮強度との関係式を示し、構造体コンクリートへの適用を提案している。さらに、岩波ら²⁻³⁸⁾は、多くの構造体における圧縮強度を推定するための方法として圧縮強度と弾性波速度の関係を示しており、圧縮強度試験（JIS A 1108）の数量を減少させるための推定方法を提案している。これらは弾性係数とコンクリート圧縮強度に正の相関があることを示しており、微破壊試験と併用した試験方法も提案されている²⁻³⁹⁾。

その他の検討事例として、岩野ら²⁻⁴⁰⁾は、衝撃弾性波法によるコンクリート構造物の厚さ測定の解析方法を提案している。黒野ら²⁻⁴¹⁾、斎藤ら²⁻⁴²⁾、北園ら²⁻⁴³⁾、

国枝ら²⁻⁴⁴⁾は、PCクラウドの充填への評価方法として適用を検討し、首藤ら²⁻⁴⁵⁾は、供試体に複数の切込みを入れることで実際のひび割れを想定し、ひび割れ先端を衝撃弾性波によって検出でき、伝搬時間や発信・受信点の距離からひび割れ深さを測定できることを報告している。また、古谷ら²⁻⁴⁶⁾は、海岸保全施設の無筋コンクリート胸壁で鉛直ひび割れ幅から衝撃弾性波法で測定したひび割れ深さをを用いて、ひび割れ幅からひび割れ深さを推定する方法を提案している。このようにひび割れについては、目視を補完する方法として衝撃弾性波法等の活用が考えられる。さらに、岩野ら²⁻⁴⁷⁾は新設コンクリート構造物での内部欠陥探査を検討している。

以上のように、衝撃弾性波法は、基礎研究が多く蓄積され、規格化されているものの、新設コンクリート構造物への適用が多く、既設構造物への適用が少ない。これは、付属書A²⁻¹¹⁾でも指摘されているように、既設構造物への適用は表面と内部状況の違いの検討が必要であるとされることによると考えられる。このような状況から既設の漁港施設への適用について、三上²⁻⁴⁸⁾らが測定点を同一面配置とする伝搬時間差を利用した弾性波伝搬速度の測定方法を漁港施設で検討して提案した。この漁港施設への適用は、まず、重松らによって、供試体を用いた室内実験を行い²⁻⁴⁹⁾、コンクリート表面が劣化するほど衝撃弾性波速度が低下することが報告され、三上ら²⁻⁴⁸⁾によって、室内試験での検証、および実際の漁港施設でその適用性が検討され、漁港施設で伝搬速度を測定することによって、表面のひび割れ、変状等を評価可能であること、少なくとも躯体ごとの適用が可能であることから、既存漁港施設へ適用性が高いことが報告された。さらに、これらを踏まえて、金田ら²⁻⁵⁰⁾は、コンクリート圧縮強度と衝撃弾性波速度の関係を検討し、漁港施設表面の劣化度合いを評価する方法として、主要な施設である防波堤上部工の機能診断に適用可能であることを報告している。加えて、調査手順や留意事項をまとめた技術資料も提示されている²⁻⁵¹⁾。

しかしながら、これらの方法は、いずれも弾性波伝搬速度を測定することで、理論上の速度と比較して、ひび割れや変状等がある場合、この速度が低下することで評価しようとする方法、または、この伝搬速度を圧縮強度に換算することで、構造物表面部のコンクリート老朽化状態を評価する方法等であった。既設の漁港施設の内部欠陥を評価するためには、今後も継続的な検討が必要であると考えられ、本論文でこれらへの適用を検討した。

2.2.4 固有振動法

(1)固有振動法の測定原理

一般的に、それぞれの振動系には、固有の周期 T があり、以下で表される。

$$T = \frac{2\pi}{n} = 2\pi\sqrt{\frac{k}{m}} \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

n は固有円振動数，固有振動率，または固有角振動数などと呼ばれ， f の値を固有振動数という²⁻⁵²⁾。ここで， k はばね定数， m は質量である。

$$f = \frac{1}{T} = \frac{n}{2\pi} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}} \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

一方，漁港施設防波堤を考えると、地盤が等方均質な線形弾性体であると仮定し、地盤上において、図 2-12 に示すような縦横それぞれ a ， b ，高さ l の長方形コンクリートブロックの水平振動を考える。

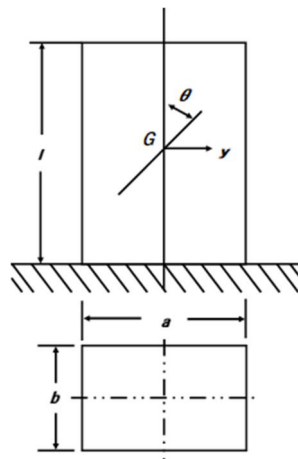


図 2-12 地盤上の長方形コンクリートブロック ²⁻⁵²⁾より作成

この長方形コンクリートブロックは、重心 G の水平変位 y および重心まわりの回転角 θ をもつ 2 自由度系である。

この場合、水平復元力は、以下のようなになる。

$$abk_s(y - \frac{l}{2}\theta) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.3)$$

また、重心まわりの復元モーメントは左回りに

$$\int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} b\theta\eta k_v \eta d\eta - abk_s(y - \frac{l}{2}\theta) \frac{l}{2} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.4)$$

となる。ブロックの質量を m 、重心回りの質量の慣性モーメントを J 、水平振動の方程式は、

$$m\ddot{y} + abk_s(y - \frac{l}{2}\theta) = 0 \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.5)$$

回転運動の方程式は、以下のようなになる。

$$J\ddot{\theta} + \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} b\theta\eta k_v \eta d\eta - abk_s(y - \frac{l}{2}\theta) \frac{l}{2} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.6)$$

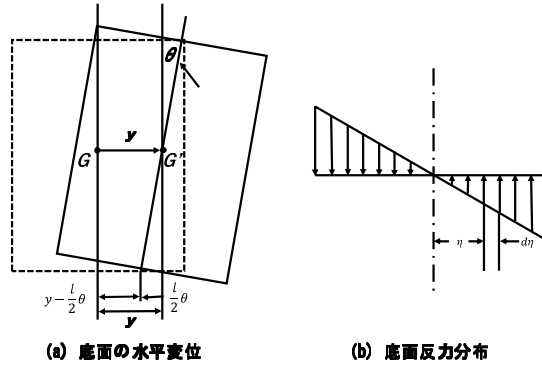


図 2-13 長方形コンクリートブロックの底面水平変位と反力分布 (2-53,54)より作成

このような振動をロッキング振動といい、この振動の振動形によるロッキング中心は、振動系ごとに異なる 2-53,54)。

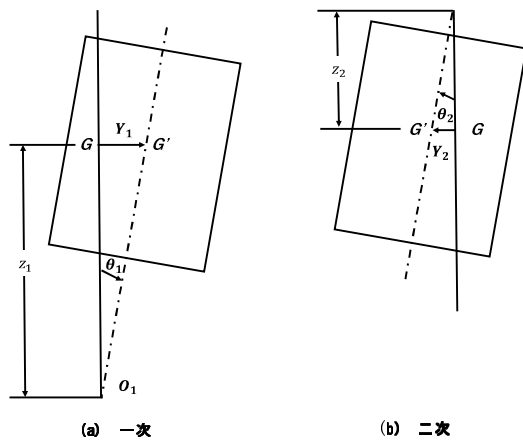


図 2-14 長方形コンクリートブロックの振動形とロッキング中心 2-53,54)より作成

丸山らは²⁻⁵⁵⁾、漁港施設における鉛直方向（Z 軸方向）の振動に着目し、供試体を上部構造物、基礎を圧縮ばねと仮定した室内試験によって、計算値と実測値でよく一致することを報告した。しかし、実際の防波堤に働く外力として、地盤や波、風が考えられ、突発的には地震やその他の振動等が挙げられる²⁻⁵³⁾。また、一般的に 3 次元空間に存在する物体は、X、Y、Z 方向の並進運動とそれぞれの軸回りの回転運動が可能であり、自由度 6 とされる²⁻⁵²⁾。これらの振動のうち、どの振動が顕著であるかについては、防波堤では確認されていないのが現状である。

村木ら²⁻⁵⁶⁾は、実際の防波堤の振動を測定し、固有周期 0.2 秒程度のロッキング振動であること、この時の振動の 76% でロッキング中心が底面中心にあることを報告している。また、図 2-15 に示すような最も単純な防波堤を想定した場合、水平方向に並進する振動や鉛直方向の振動が顕著な場合、結果として漁港施設防波堤が移動してしまうため、ロッキング振動が顕著であるとするは妥当と言える。

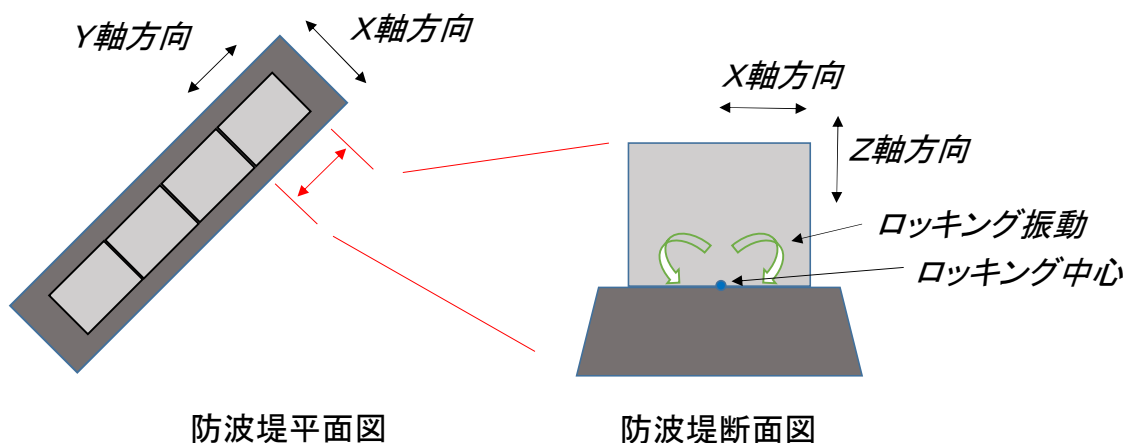


図 2-15 防波堤の概略平面図と断面図

そこで、本研究では、漁港施設防波堤が弾性体である基礎上に剛体であるコンクリートブロックがあり、基礎とブロックの底面中央を中心としてロッキング振動だけを対象とすることとした。この場合の固有振動数は、ロッキング振動だけを考慮し、ロッキング中心が底面中央にあると仮定すると、式(2.7)、(2.8)とした^{2-52, 56)}。ここで、 J は慣性モーメント、 K_R は回転方向のばね定数である。

$$J \ddot{\theta} + K_R \theta = 0 \quad \dots \dots \dots (2.7)$$

固有振動数は、

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_R}{J}} \quad \dots \dots \dots (2.8)$$

この固有振動数が漁港施設防波堤の固有振動数であり、5章で防波堤上部のロッキング方向振動を測定して固有振動数を特定する方法、および6章で述べるロッキング振動の現象をとらえるため、端部2点の鉛直変位量差を用いた施設基礎の健全性を評価する方法の両者を固有振動法と定義した。

(2)固有振動法の研究・適用事例

固有振動、または固有振動数を用いた研究事例として、土田ら²⁻⁵⁷⁾は地盤の地震応答を検討するために様々な手法を用いて、地盤の固有振動数を求めることを試みている。また、島田ら²⁻⁵⁸⁾は、振動性状からコンクリート構造物の老朽化の評価を行うために固有振動数を用いており、コンクリート製の煙突、および道路橋で検討し、破壊に至る場合、固有振動数が低下することを報告している。

一方、鉄道分野においては、構造系全体の健全性を非破壊で評価できる検査手法として、衝撃振動試験が用いられている。衝撃振動試験は、西村ら²⁻⁵⁹⁾が開発した試験方法であり、固有振動数を指標として構造物の健全性を評価する手法であり、実際に河川内橋脚の洗掘による地盤ばねの変化を衝撃振動試験により把握した事例が多い²⁻⁶⁰⁾。この他にも中川ら²⁻⁶¹⁾は供用中の鉄道構造物に疑似損傷を与え、部材の部分的な損傷が固有振動数にどのような影響を与えるかを報告し、吉田ら²⁻⁶²⁾はRCラーメン高架橋の場合の衝撃弾性波試験による評価結果を報告し、羽矢ら²⁻⁶³⁾は実際の実務適用事例を報告している。

ダム分野でもいくつかの適用事例が見られ、大熊ら²⁻⁶⁴⁾は大規模アーチダムでの常時微動計測結果から固有振動特性を検討し、これらの計測結果からダム構造物の健全性を評価する方法を検討している。また、上島ら²⁻⁶⁵⁾は常時微動を長期観測し、その間にあった東北地方太平洋地震時の地震応答やダム振動挙動の検討結果を

報告している。さらに、仲村ら²⁻⁶⁶⁾は常時微動観測と三次元有限要素解析によって、アーチダムの振動特性把握を試みており、金銅ら²⁻⁶⁷⁾は重力式コンクリートダムにおける固有振動数変化と固有振動数の重回帰モデルの適用を提案している。

しかし、漁港、港湾における適用事例、特に防波堤の固有振動特性については、研究、または適用事例が見当たらず、実際の港湾施設の防波堤で計測され、その固有振動特性の検討とこれらがロッキング振動であることに言及している村木ら²⁻⁵⁶⁾の報告しか見当たらない状況である。

2.3 まとめ

漁港施設の既存ストック調査結果を用いて、これらのデータを整理・分析したところ、本研究の範囲内で、以下の結論を得た。

- 1) 漁港施設の既存ストックは、全漁港数は 2,603 漁港（被災 3 県を除く）、総施設数 74,063、総延長 6,451km であった。漁港施設の延長割合が大きいのが、外郭施設、輸送施設、係留施設であり、漁港施設の主要な施設である。また、漁港施設の多くが順次、更新を迎えるとこれらの費用捻出が困難となることがわかった。
- 2) 施設の性能が低下した A の割合は、鋼構造の方が多いものの、コンクリート構造の施設数が多くこれらの機能診断技術が必要である。外郭施設と係留施設の平均経過年数は、それぞれ 49.5 年、43.3 年であり、老朽化が早い施設は、目視で確認可能な変状が多いが、潜水を伴う鋼管杭等の腐食、および沈下、空洞等、目視では発見や全体把握が困難な老朽化が比較的大きな比率を占めていることがわかった。
- 3) 上記 2) のことから、1 章の本研究の目的で述べた①～③の観点で新たな漁港施設への機能診断手法の適用を試み、非破壊（微破壊含む）試験の導入が現実的であると判断される、機械インピーダンス法、衝撃弾性波法（透過法）、固有振動法（1 点計測、2 点計測）の 3 手法について既存の知見を整理した。

【参考文献】

- 2-1) 水産庁漁港漁場整備部：平成 28 年度水産基盤施設の長寿命化対策検討調査事業報告書，2017.3.
- 2-2) 公益社団法人全国漁港漁場協会：2018 漁港漁場漁村ポケットブック，奥村印刷，2018.9.
- 2-3) 梅津啓史，林浩志，三上信雄：漁港施設のこれまでの整備状況と今後の維持・更新対策の必要性，水産工学，Vol.46，No.2，pp.181-186，2009.
- 2-4) 水産庁漁港漁場整備部：機能保全計画策定の手引き(案)，2012.10.
- 2-5) 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，2015.5.
- 2-6) 水産庁漁港漁場整備部：平成 29 年度水産基盤施設の長寿命化対策検討調査事業報告書，2018.3.
- 2-7) T. Fujita, T. Okano, Y. Yoshizuka, T. Kaneda, M. Fudo, S. Date : Features and Problems of Function Conservation Project in Fishing Port Facilities, IASIT international Journal of Engineering and Technology Vol.6, No.5, October 2014, ISSN:1973-8236
- 2-8) 魚本健人，加藤潔，広野進：コンクリート構造物の非破壊検査，森北出版，東京，pp.4-11，1990.
- 2-9) 独立行政法人土木研究所・社団法人日本非破壊検査協会：非破壊・微破壊試験によるコンクリート構造物の検査・点検マニュアル，大成出版社，pp.53-54，2010.8.
- 2-10) 三上信雄，藤田孝康，保坂三美，極壇邦夫，重松宏和，笠井哲郎：沿岸構造物の効率的な維持管理のための簡易的な老朽化診断手法に関する研究，海洋開発論文集，第 26 巻，2010.6.
- 2-11) 一般社団法人日本非破壊検査協会：コンクリートの非破壊試験－弾性波法－第 2 部衝撃弾性波法，NDIS2426-2，2014.9.
- 2-12) 西村昭彦，羽矢洋：衝撃振動試験による橋脚の健全度判定法，土木学会誌，pp.26-28，1993.8.
- 2-13) 境友昭，極壇邦夫，久保元樹，久保元：接触抵抗によるコンクリート強度の推定，日本非破壊検査協会シンポジウム論文集，pp.57-64，2003.7.

- 2-14) 極壇邦夫, 久保元樹, 境友昭, 久保元: 機械インピーダンスによる円柱供試体の圧縮強度の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1995-2000, 2004.
- 2-15) 金田重夫, 久保元, 極壇邦夫, 境友昭, 植松武是: 機械インピーダンスによるコンクリート剥離検知の基礎的実験, (社)土木学会北海道支部, 平成 15 年度論文報告集, 第 60 号, 部門 V, pp.746-747, 2004.2.
- 2-16) 金田重夫, 久保元, 境友昭, 極壇邦夫: ハンマ打撃によるコンクリート強度の推定, コンクリート工学 2006 年 5 月特集号, 最新コンクリート計測技術, Vol.44, No.5, pp.41-44, 2006.
- 2-17) 社団法人日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術, '06「基礎編」, pp.105-112, 2004.
- 2-18) 日経コンストラクション編: これから始めるコンクリート補修講座, 日経 BP, pp.3-8, 2002.4.
- 2-19) 社団法人日本非破壊検査協会編: 新コンクリートの非破壊試験, pp.67-84, 技報堂, 2010.
- 2-20) 久保元樹, 極壇邦夫, 三上正憲, 西宮卓夫: 機械インピーダンスによる RC 擁壁の健全性検査, 第 59 回土木学会年次学術講演概要集, 5-107, pp.211-211, 2004.
- 2-21) 久保元樹, 極壇邦夫, 森濱和正, 境友昭: 機械インピーダンスおよび衝撃弾性波法による実物大模型擁壁の健全性の測定, コンクリート工学年次論文集 27(1), pp.1711-1716, 2005.
- 2-22) 横山弘晃, 久保元, 極壇邦夫, 久保元樹, 境友昭, 植松武是: 機械インピーダンスおよび反発度法による模型 RC 板の健全性検査, 平成 16 年度論文報告集, 第 61 号, 部門 V, V-14, (社)土木学会北海道支部, 2005.
- 2-23) 久保元樹, 中野奏宏, 大高道夫, 小島俊一, 極壇邦夫: コンクリートテスターによるトンネルの剥離・強度の推定, 北海道土木技術会トンネル研究委員会 2007 トンネル技術研究発表会論文集, pp.72-82, 2007.
- 2-24) 久保元樹, 久保元, 岡田包儀, 境友昭: 機械インピーダンス法の適用範囲について, 第 65 回年次学術講演会講演概要集, 部門 V, V-250, (社)土木学会, 2010.

- 2-25) 久保元樹, 久保元, 金田重夫, 境友昭: 機械インピーダンス法による高強度コンクリートの強度推定, 第 67 回年次学術講演大会講演概要集, 部門 V, 5-027 (53-54), (公社) 土木学会, 2012.
- 2-26) 久保元樹, 久保元, 金田重夫, 境友昭: 機械インピーダンス法による後施工アンカーの健全性評価, 第 68 回年次学術講演大会講演概要集, 部門 IV, IV-104, (公社) 土木学会, 2013.
- 2-27) 三上信雄, 藤田孝康, 保坂三美, 極壇邦夫, 重松宏和, 笠井哲郎: 海岸保全施設の維持管理における簡易的な老朽化診断手法の適用に関する研究, 海洋開発論文集, 第 25 巻, pp.181-186, 2009.6.
- 2-28) 三上信雄, 藤田孝康, 保坂三美, 極壇邦夫, 重松宏和, 笠井哲郎: 沿岸構造物の効率的な維持管理のための簡易的な老朽化診断手法に関する研究, 海洋開発論文集, 第 26 巻, pp.165-170, 2010.6.
- 2-29) N. J. Carino, M. Sansalone, N. N. Hsu: A Point Source-Point Receiver, Pulse-Echo Technique for Flaw Detection in Concrete, ACI JOURNAL, pp.189-208, 1986. 3-4
- 2-30) 岩野聡史, 森濱和正: コンクリート部材を打撃して得られた振動波形の周波数解析方法に関する検討, 土木学会論文集 E2, Vol.67, No.2, pp.297-308, 2011
- 2-31) N. J. Carino: THE INPACT-ECHO METHOD: AN OVERVIEW, NIST, pp.2-15. MAY. 2001.
- 2-32) 岩波光安, 大即信明, 二羽淳一郎, 鎌田敏郎, 長瀬重義: コンクリート中における弾性波伝搬挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 1999(627), pp.223-238, 1999.
- 2-33) 立見栄司, 中田義久, 河谷史郎: 衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究ーコンクリートの構成材料が衝撃弾性波速度に及ぼす影響ー, 日本建築学会大会学術講演概要集 (東海), pp.815-816, 2003.9.
- 2-34) 岩野聡志, 森濱和正, 極壇邦夫, 境友昭: 弾性波速度の測定によるコンクリート圧縮強度の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, 2003.
- 2-35) 立見栄司, 中田義久, 河谷史郎: 衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究ーコンクリートの構成材料・含水率が衝撃弾性波速

- 度に及ぼす影響－，日本建築学会大会学術講演概要集（北海道），pp.203-204，2004.8.
- 2-36) 立見栄司，中田義久，河谷史郎：衝撃弾性波によるコンクリートの非破壊圧縮強度推定法に関する研究 その1. コンクリートの含水率が弾性波速度に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演概要集（近畿），pp.1227-1228，2005.9.
- 2-37) 立見栄司，中田義久，河谷史郎：衝撃弾性波によるコンクリートの圧縮強度推定法に関する基礎的研究－コンクリートの使用材料および調合の違いが弾性波速度に及ぼす影響－，日本建築学会構造系論文集，第587号，15-21，2005.1.
- 2-38) 岩野聡志，森濱和正，極壇邦夫，境友昭：衝撃弾性波法による新設構造物での圧縮強度推定方法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1835-1840，2006.
- 2-39) 岩野聡志，森濱和正，渡部正：衝撃弾性波法と微破壊試験の併用による構造体コンクリートの圧縮強度推定方法の提案，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.69，No.2，pp.138-153，2006.
- 2-40) 岩野聡志，極壇邦夫，境友昭，森濱和正：衝撃弾性波法によるコンクリート構造物の厚さ測定，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.547-552，2001.
- 2-41) 黒野幸弘，山田和夫，中井裕司：衝撃弾性波法を適用した PC 床板のグラウド充填性評価に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，pp.1175-1180，1995.
- 2-42) 斎藤宏之，尾崎省二：衝撃弾性波法による PC グラウド充填評価に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.2，pp.1276-1272，1999.
- 2-43) 北園英明，鎌田敏郎，横山博司，六郷恵哲：弾性波の伝搬特性に基づいた PC グラウド充填評価手法に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.367-372，2000.
- 2-44) 国枝泰祐，鎌田敏郎，浅野雅則，六郷恵哲：弾性波の伝搬速度に着目した PC グラウドの充填評価手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.1551-1556，2002.
- 2-45) 首藤浩一，日比紀夫，岩野聡志，極壇邦夫：衝撃弾性波法によるひび割れ深

- さ測定の基礎研究，土木学会第 58 回年次学術講演会，V-394，pp.787-788，2003.
- 2-46) 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判定基準の提案，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.68，No.2，I_360-365，2012.
- 2-47) 岩野聡志，森濱和正，境友昭，極壇邦夫：衝撃弾性波を適用した新設コンクリート構造物での圧縮強度推定および内部欠陥探査に関する検討，日本非破壊検査協会，コンクリート構造物への非破壊検査への展開論文集，Vol.2，pp.475-482，2006.
- 2-48) 三上信雄，藤田孝康，極壇邦夫，笠井哲郎：既設漁港コンクリート構造物の表層部劣化診断への衝撃弾性波法の適用，コンクリート工学年次講演集，Vol.31，No.2，pp.1555-1560，2009.
- 2-49) 重松宏和，三上信雄，極壇邦夫，笠井哲郎：衝撃弾性波法による沿岸構造物の劣化診断に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.1703-1708，2010.
- 2-50) 金田卓也，富川裕一，藤田孝康，笠井哲郎：衝撃弾性波による漁港構造物の簡易機能診断手法の提案，東海大学工学部紀要，Vol.54，No.1，2014.
- 2-51) 国立研究開発法人水産研究・教育機構水産工学研究所：漁港施設における機械インピーダンス法を用いたコンクリート強度推定運用マニュアル（案），2012.10.
<http://nrife.fra.affrc.go.jp/seika/inpidansuhoumanyuaru/121108kikaiimpdancehoumanual.pdf>
- 2-52) 小坪清眞：入門建設振動学，森北出版，2011.
- 2-53) 小坪清眞：土木振動学，森北出版，1997.
- 2-54) 中井博，小林治俊：土木構造物の振動解析（第 2 版），森北出版，2013.
- 2-55) 丸山敏生，笠井哲郎，藤田孝康，中村克彦：固有振動を用いた漁港施設における機能診断方法の検討，第 44 回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，2017.
- 2-56) 村木義男，高島和夫：波による防波堤の振動について，羽幌港における観測結果，第 12 回海岸工学講演会講演集，pp.198-204，1965.

- 2-57) 土田肇, 井合進, 倉田栄一: 各種調査法による地盤の固有振動数の比較, 土と基礎 24(3), pp.15-20, 1976.3.
- 2-58) 島田静雄, 加藤雅史, 山田岩雄: コンクリート構造物の老朽化と振動性状の変化, コンクリート工学 20(7), pp.24-31, 1982.
- 2-59) 西村昭彦, 羽矢洋: 衝撃振動試験による橋脚の健全度判定法, 土木学会誌, pp.26-28, 1993.8.
- 2-60) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989.8.
- 2-61) 中川元宏, 庄健介, 上野勝大, 佐藤亮: 衝撃振動試験による構造物の健全性評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp. 595-600, 2000.
- 2-62) 吉田幸司, 関雅樹: 固有振動特性に着目した鉄道高架橋の健全性評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp. 1935-1940, 2004.
- 2-63) 羽矢洋, 篠田昌弘, 村田成二: 河床が低下した鉄道河川橋脚下部構造物の健全度診断, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp. 395-409, 2009.5.
- 2-64) 大熊信之, 松田泰浩, 金澤健司, 池田浩一: 2基の大規模アーチダムでの常時微動計測に基づく動的特性の周期的変動評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地盤工学), Vol.68, No.4 (地盤工学論文集第 31-b 巻). I_883-I_890, 2012.
- 2-65) 上島照幸, 金剛将史, 村上弘太, 仲村成貴, 塩尻弘雄, 有賀義明: 常時微動・地震動の長期継続観測による高経年化したアーチダムの振動特性同定と 2011年東北地方太平洋沖地震時のダムの振動挙動, 土木学会論文集 A1 (構造・地盤工学), Vol.68, No.4 (地盤工学論文集第 31-b 巻). I_186-I_194, 2012.
- 2-66) 仲村成貴, 塩尻弘雄, 上島照幸, 有賀義明, 大湊周作: 常時微動観測と三次元有限要素解析に基づく実在アーチダムの振動特性, 土木学会論文集 A1 (構造・地盤工学), Vol.69, No.4 (地盤工学論文集第 32 巻). I_742-I_749, 2013.
- 2-67) 金剛将史, 小堀俊秀, 加嶋武志, 佐々木隆: 重力式コンクリートダムの固有振動数とその重回帰分析, ダム工学, 25(1), pp. 16-28, 2015.

3章 機械インピーダンス法の既設漁港施設への適用

3.1 研究の背景と目的

全国各地の漁港は、施設数量が多く、多様な構造様式である一方、漁港管理者の大部分が市町村であり、維持管理予算が制限される上、専門知識を有する技術者を確保し難い状況にあるという実態がある。また、漁港施設における診断手法は、目視が主であるため、調査者による評価のばらつきや精度向上、簡易診断手法の開発等今後改善されることが求められている。特に、簡易診断手法の開発は、目視や計測における診断者の知識や技能の違いによる影響が大きいことや対象施設の立地条件（例えば、埋没や消波工設置による見落とし）による制約なども課題として挙げられている³⁻¹⁾。

このように施設数量が多く、多様な構造形式がある漁港施設において、一定の精度を確保するとともに、客観的、かつ効率的な劣化診断手法が求められている³⁻²⁾。このような状況から、三上ら^{3-3,4)}は、2ヶ所の異なる海岸保全施設で反発度法、機械インピーダンス法を比較検証し、海岸保全施設への適用性を検証した。また、これらの海岸保全施設に2漁港の漁港施設での結果を追加することで既存施設である海岸保全施設および漁港施設のコンクリート圧縮強度を簡易に求める方法を示し、コア採取による圧縮強度試験との関係式を提案しており、加えて打撃応答波形を解析することで更なる精度向上が期待されることを報告している。しかしながら、これらの報告は、実構造物での実データが少ないことに加え、打撃応答波形の解析が加味されていないといった課題が残されていた。

そこで、本章では、2章で述べた「①従来の目視調査を工夫することで、詳細調査を行わない、または詳細調査の対象箇所等を減少させる（機能診断の効率化）」、および「②詳細調査に位置付けられている手法を簡易化し、目視調査と同時に実施できるようにする（機能診断の簡易化）」の観点で、ハンマーでコンクリートを打撃し、そのときに得られる打撃応答波形から圧縮強度を推定する機械インピーダンス法の漁港施設への適用^{3-5,6)}を検討した。

3.2 機械インピーダンス法の既設漁港施設への適用

3.2.1 室内試験による検証

(1) 測定箇所による測定値の変化

反発度法³⁻⁷⁾、機械インピーダンス法、および圧縮強度試験（JIS A 1108）の3手法での測定値や測定箇所の影響を比較するために、水セメント比（W/C）を35、50、65%とした角柱供試体（300×300×600mm）を製作し、これらの供試体を反発度法および機械インピーダンス法で測定し、それぞれ推定強度を求めた。用いた角柱供試体の概観は、図3-1に示すとおりである。また、これら角柱供試体を作製したコンクリートの使用材料、および配合は、表3-1、表3-2のとおりである。

2手法での測定箇所は、供試体上面、上面から10cmの側面（高さ0-20cm）、上面から30cmの側面（高さ20-40cm）、上面から50cmの側面（高さ40-60cm）、および供試体下面の5箇所とした（図3-2参照）。また、これら2手法の測定終了後、それぞれの測定箇所からコア（φ75mm）を採取し、圧縮強度試験（JIS A 1108）を実施した。



図 3-1 角柱供試体の概観

表 3-1 コンクリートの使用材料

	種類	記号	物性または主成分
セメント	普通ポルトランドセメント	C	密度: 3.16g/cm ³ , 比表面積: 3300cm ² /g
細骨材	菊川支流産山砂	S	密度: 2.59g/cm ³ , 吸水率: 2.18%, 粗粒率: 2.42
粗骨材	青梅産硬質砂岩碎石	G	密度: 2.70g/cm ³ , 吸水率: 0.62%, 最大寸法: 20mm
混和剤	AE減水剤	Ad1	リグニンスルホン酸化合物とポリオール ^o の複合
	AE助剤	Ad2	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤
	高性能AE減水剤	SP	ポリカルボン酸エーテル系化合物

表 3-2 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	空気量 (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤(kg/m ³)			実測値	
			W	C	S	G	Ad1	Ad2	SP	空気量 (%)	スランプ (cm)
35	42.8	4.5	162	463	717	998	-	0.009	3.70	4.5	15.5
50	45.8		167	334	809	998	1.67	0.003	-	4.0	15.8
65	47.2		172	265	854	998	1.06	0.004	-	4.3	11.0

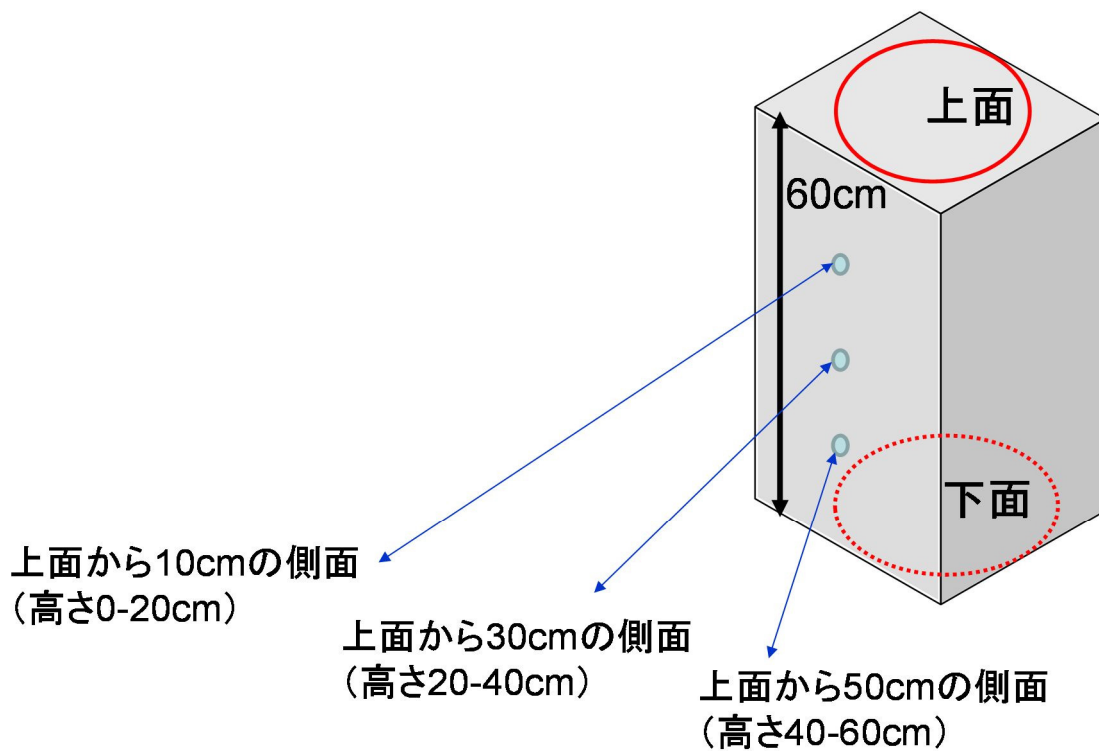


図 3-2 角柱供試体における測定箇所

(2)測定回数や骨材分離による測定値への影響

反発度法と機械インピーダンス法における測定値への測定回数の影響を比較するために、前述(1)で述べた角柱供試体(W/C：35，50，65%，300×300×600mm)を再度作製して、両手法による測定を実施した。測定箇所は、上面から10cmの側面(高さ0-20cm)とし、打撃回数を25，50，100回と変えて測定した。

また、粗骨材分離の影響が両手法での測定に与える影響を比較するために、角柱供試体の上面から高さ0～20cm，高さ20～40cm，高さ40～60cmの3つに区分し、フレッシュコンクリートの試料採取(JIS A 1115)とフレッシュコンクリートの洗い試験(JIS A 1112)を実施し、測定箇所ごとの粗骨材質量と粒径別の粗骨材質量を測定し、測定箇所ごとのコンクリート質量での骨材比を算出した。なお、打設時の振動締固めは内部振動機を用い、上面から5箇所10秒ずつ挿入して行った。

(3)表層部劣化の測定値への影響

コンクリート表層部の違いが反発度法と機械インピーダンス法における測定値への影響を確認するために、前述(2)で示した角柱供試体の測定を実施していない1側面を希塩酸（希釈濃度：3.3%）に5～10mm浸漬し、24時間静置して劣化させた。その後、この劣化面をウォータージェットで洗って、測定面とした。図3-3に表層部を劣化させた角柱供試体の概観を示した。

表層部の劣化前、劣化後および劣化後に研磨した3つの条件（劣化前、劣化後研磨前、劣化後研磨後）に対し、反発度法と機械インピーダンス法での測定を行った。これらの測定箇所は、上面から30cmの中央部とし（高さ20-40cm）、測定回数は50回とした。ただし、あくまでも両手法の測定への影響を確認するために、本試験では、いずれの手法も全ての測定値を用い、反発度法で従来言われている±20%以上を無効としなかった。なお、供試体表面は、電動ディスク研磨機（100mmディスクグラインダ、粒度#60）を用いて研磨した（表層約1mm）。



図 3-3 表層部を劣化させた角柱供試体の概観

3.2.2 現地試験による検証

既存漁港施設として、神奈川県三浦市にある三崎漁港の西山防波堤と城ヶ崎4号係船岸壁を現地試験の対象施設とした(図3-4参照)。これらの構造形式, 建設年次, 測定箇所等は, 表3-3のとおりである。

これらの漁港施設で, 研磨前後での反発度法, 機械インピーダンス法による測定を行い, 同一箇所でもコアを採取して圧縮強度試験(JIS A 1108)を実施した。測定回数は, それぞれ25, 50回とし, 研磨は, 目視によってコンクリート表面に凹凸がないと判断できる程度(約1mm)に電動ディスク研磨機(100mmディスクグラインダ, 粒度#60)を用いて行った。それぞれの施設は, 設計図書等が残されていないため, 改良等の履歴は不明であり, 材料の配合なども不明であったものの, 無筋コンクリート構造であると判断された。



図3-4 西山防波堤(左), 城ヶ崎4号係船岸壁(右)

表3-3 既存漁港施設の構造形式, 建設年次, および測定項目, 測定点数

漁港名	施設名	構造形式	建設年次	測定項目, 測定点数
三崎漁港	西山防波堤	崩壊ブロック積, 上部 工場所打ち (無筋コンクリート)	昭和28年	<ul style="list-style-type: none"> ・圧縮強度試験:3箇所 ・反発度法 研磨前後でそれぞれ25, 50回測定 (3cm間隔メッシュ) ・機械インピーダンス法 研磨前後でそれぞれ25, 50回測定 (3cm間隔メッシュ)
	城ヶ崎4号 係船岸壁	コンクリートブロック式 (無筋コンクリート)	昭和36年	

3.3 結果および考察

3.3.1 室内試験による検証

(1)測定箇所による測定値の変化

反発度法，機械インピーダンス法による測定箇所ごとの推定強度とコア採取による平均圧縮強度の結果は，図 3-5 に示すとおりである。なお，反発度法の推定は，いずれも 25 回打撃で，これらの反発度（R 値）の平均値からコンクリート強度を推定した（推定強度= $-18.04+1.27R_0$ ）³⁻⁷。また，機械インピーダンス法の測定，および推定強度は，「漁港施設における機械インピーダンス法を用いたコンクリート強度推定運用マニュアル（案）」に準拠し，25 回の打撃を行って推定した（推定強度= $2.98 \times$ 機械インピーダンス値（ZR） -13.35 ）³⁻⁸。

反発度法，機械インピーダンス法および圧縮強度試験の 3 つの方法で測定した圧縮強度を比較すると，いずれの W/C においても平均圧縮強度 > 機械インピーダンス法 > 反発度法となる傾向があり（図 3-5 参照），機械インピーダンス法は，反発度法と比較して，コアによる平均圧縮強度に近い値となった³⁻⁶。また，反発度法の上面と高さ 0-20cm の推定強度を除いて，全ての推定強度と平均圧縮強度が上面から下面になるにつれ，強度が大きくなる傾向があった。この傾向は，島ら³⁻⁹が報告した内容と一致するものであった。

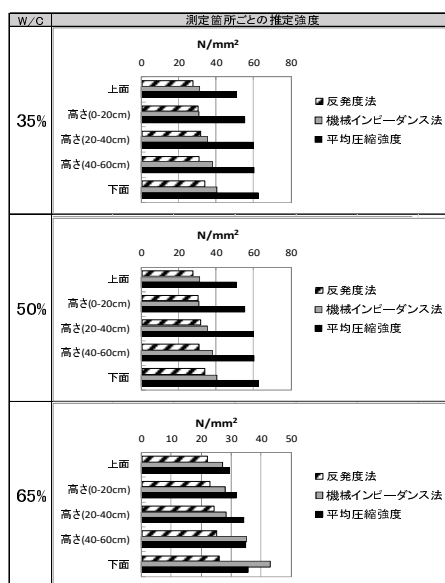


図 3-5 測定箇所ごとの推定強度および平均圧縮強度

(2)測定回数や骨材分離による測定値への影響

反発度法，機械インピーダンス法による測定回数ごとの推定強度の結果は，表 3-4 に示すとおりである。なお，推定強度の推定方法は，前述(1)と同様とした。反発度法の推定強度は，測定回数が増えるほど推定強度が大きくなる傾向があり，変動係数も増加した。一方，機械インピーダンス法の推定強度は，反発度法と同様の傾向を示しているものの，変動係数は横ばいの傾向や減少する傾向も見られた。いずれの手法も測定回数が増えるほど，推定強度が大きくなる傾向があるのは，同一箇所を 25～100 回と打撃することにより，コンクリート表層が締固まり，見掛け上の推定強度が増加すること等が影響したものと考えられる。

図 3-6 に両手法での 100 回の推定強度を 100 としたとき，25，50 回での推定強度の割合を算出した。反発度法は，80.9 以上となり，機械インピーダンス法は，90.6 以上となった。反発度法の推定強度は，50 回以上の測定値によって，概ね 90% を超えるものの，測定対象の状況によっては，機械インピーダンス法より多くの測定回数が必要になることが示唆された。

表 3-5 にそれぞれの測定箇所における粒径ごとの粗骨材を示した。いずれの W/C でも角柱供試体の上面から下面になるほど，全骨材比が増加した。このようなコンクリート打設後の粗骨材比の違いが前述(1)で述べた供試体の上面から下面になるほど，強度が大きくなる要因の一つとなっていると考えられる。一般には粒径の大きい骨材ほど分離（下方への沈降）が多いと考えられ，それぞれの高さにおける粒径ごとの骨材比を見ると，粒径 10～15mm の分離が最も大きくなる傾向となった。

表 3-4 反発度法，機械インピーダンス法による測定回数ごとの推定強度，変動係数

W/C		35%			50%			65%		
		測定回数	25回	50回	100回	25回	50回	100回	25回	50回
反発度法	推定強度 (N/mm ²)	27.4	28.9	32.6	21.8	22.5	23.8	16.1	18.1	19.9
	変動係数 (%)	12.8%	12.8%	16.6%	11.9%	12.4%	16.4%	18.0%	21.5%	24.6%
機械インピーダンス法	推定強度 (N/mm ²)	35.7	37.1	37.7	26.9	29.3	29.7	22.1	23.5	24.3
	変動係数 (%)	14.7%	18.2%	18.2%	30.8%	27.6%	27.9%	36.2%	33.3%	30.7%

*1：反発度法の推定強度は、推定強度 $=-18.04+1.27 \times R_0$ によって求めた³⁻⁵⁾。

*2：機械インピーダンス法の推定強度は、推定強度 $=2.98 \times$ 機械インピーダンス値 (ZR) -13.35 によって求めた³⁻⁶⁾。

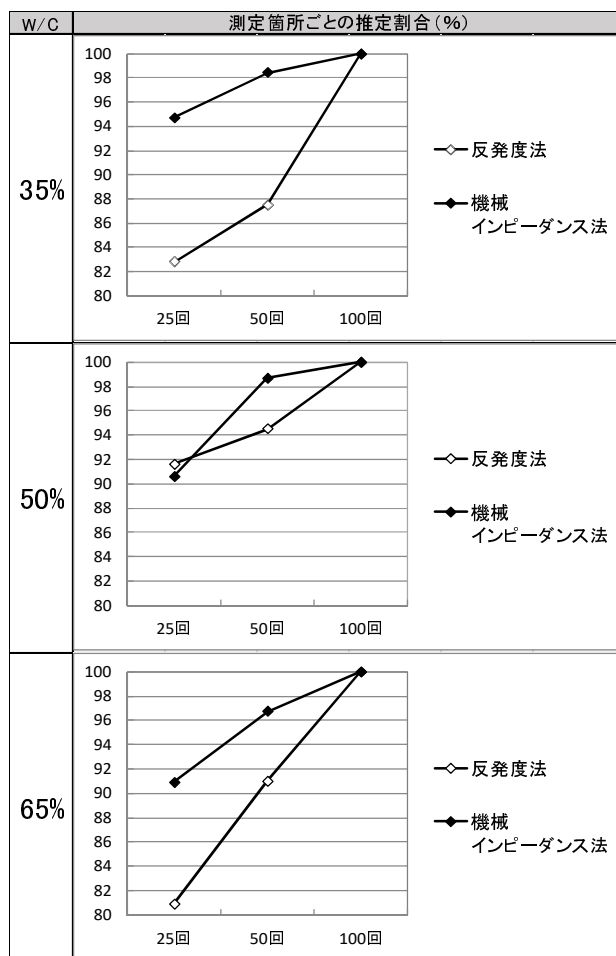


図 3-6 反発度法，機械インピーダンス法による測定回数 100 回の推定強度を 100 とした推定強度の割合

表 3-5 角柱供試体の測定箇所ごとの骨材比

w/c		35%		50%		65%	
測定箇所	粒径 (mm)	粒径別骨材比(%)	全骨材比(%)	粒径別骨材比(%)	全骨材比(%)	粒径別骨材比(%)	全骨材比(%)
高さ(0-20cm)	5~10	5.6	39.7	4.9	37.7	4.7	38.7
	10~15	20.2		19.2		20.5	
	15~20	13.9		13.6		13.5	
高さ(20-40cm)	5~10	6.0	41.2	6.2	43.0	5.9	43.4
	10~15	21.2		22.9		24.1	
	15~20	14.0		13.9		13.4	
高さ(40-60cm)	5~10	6.9	44.6	7.7	47.5	6.3	47.0
	10~15	24.0		25.2		26.1	
	15~20	13.6		14.6		14.6	

(3)表層部劣化の測定値への影響

反発度法，機械インピーダンス法による劣化前，劣化後研磨前，劣化後研磨後の推定強度と変動係数は，図 3-7 に示すとおりである。いずれの W/C，表層部の状態でも反発度法より，機械インピーダンス法の推定強度が大きい傾向となり，これらは他の室内試験結果と同様の傾向となっている。

また，反発度法の推定強度は，劣化後の研磨前の値が機械インピーダンス法と比較して，大きく減少する傾向があり，このときの変動係数が顕著に大きくなっていることから，反発度法は，既存漁港施設へ適用する場合，研磨がより重要であることが示されている³⁻²⁾。

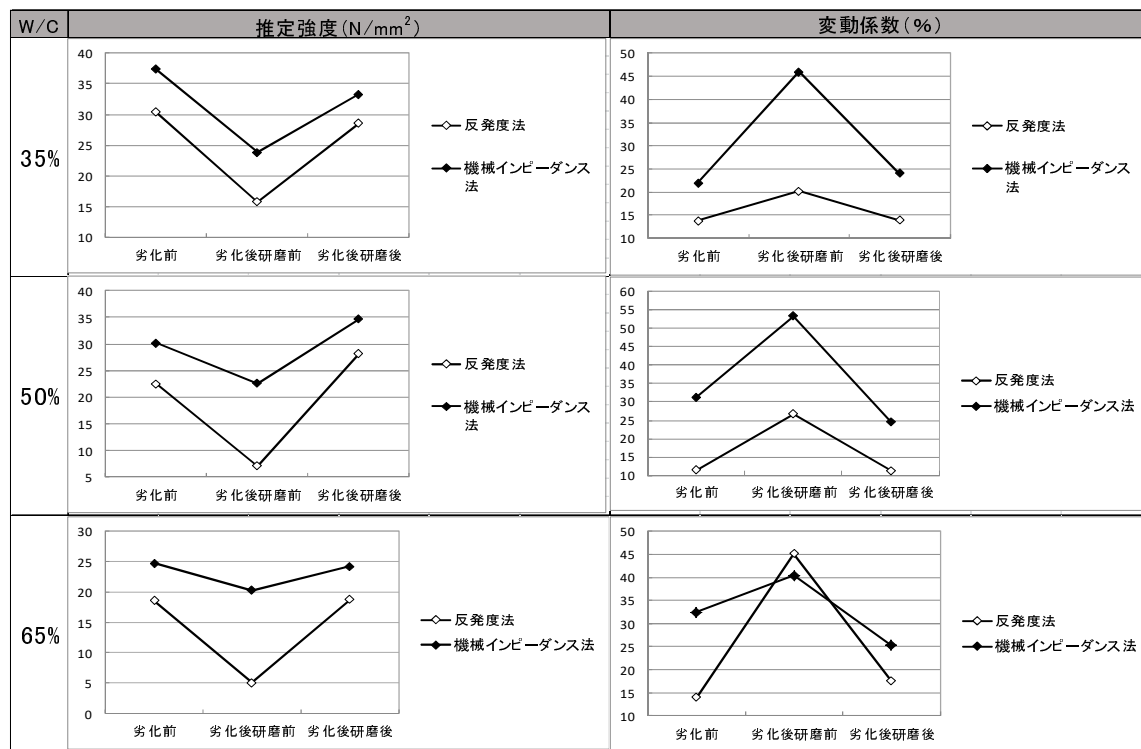


図 3-7 表層部の状態を変化させた反発度法，機械インピーダンス法の推定強度と変動係数

3.3.2 現地試験による検証

三崎漁港における西山防波堤と城ヶ崎4号係船岸壁における反発度法，機械インピーダンス法および圧縮強度試験の結果を表3-6に示す。なお，ここでは，反発度法による推定強度は，3.3.1と同様に推定しているものの，±20%を無効としている³⁻⁷⁾。機械インピーダンス法では，打撃応答波形におけるZAとZRが非対称で波形が乱れたものは無効とすることで打撃応答波形の影響を加味している³⁻²⁾。

反発度法の推定強度は，研磨前後で大きくなり，コア採取による平均圧縮強度に近づき，変動係数も減少する結果となった。西山防波堤における推定強度は，平均圧縮強度と比較して，25.7～37.3%にとどまっております，城ヶ崎4号係船岸壁では，28.3～51.5%であった。また，研磨を実施しても37.3～51.5%と平均圧縮強度と比較して，かなり過小となり，さらに，変動係数も大きくなる傾向であった(表3-6参照)。この結果は，従来いわれている対象の材料，対象の表面状態，測定箇所の骨材等の反発度がばらつくとされていることを裏付けることを示している^{3-7, 10)}。

反発度法は，既存漁港施設へ適用する場合，従来いわれているように，研磨が必須であり，ある程度無効となる測定値があることも踏まえて，多めの測定点数を想定して，採取コアによる圧縮強度試験を併用すべきである^{3-7, 10)}。

表3-6 反発度法，機械インピーダンス法による推定強度（三崎漁港）

漁港名 施設名		三崎漁港							
		西山防波堤				城ヶ崎4号係船岸壁			
		25回測定		50回測定		25回測定		50回測定	
測定方法		研磨前	研磨後	研磨前	研磨後	研磨前	研磨後	研磨前	研磨後
反発度法	推定強度a (N/mm ²)	7.8	11.3	10.7	12.2	11.1	20.2	10.6	19.7
	変動係数(%)	32.1%	24.8%	27.1%	19.7%	18.9%	15.8%	22.6%	16.2%
	a/c(%)	25.7%	37.3%	35.3%	40.3%	28.3%	51.5%	27.0%	50.2%
機械 インピーダンス法	推定強度b (N/mm ²)	26.7	28.3	22.2	22.3	31.2	31.2	26.1	26.8
	変動係数(%)	55.4%	16.5%	62.2%	31.0%	21.2%	27.2%	43.2%	34.6%
	b/c(%)	88.2%	93.2%	73.3%	73.6%	79.4%	79.6%	66.4%	68.3%
コア採取による 圧縮強度試験	平均圧縮強度c (コア3本の平均 値, N/mm ²)	30.3				39.2			

*1：反発度法の推定強度aは、 $a = -184 + 13.0 * R_0$ によって求めた³⁻⁵⁾。

*2：機械インピーダンス法の推定強度bは、 $b = 2.98 * \text{機械インピーダンス値 (ZR)} - 13.35$ によって求めた³⁻⁶⁾。

*3：コア採取による圧縮強度試験をcとし、a/c(%)、b/c(%)のように割合を示している。

機械インピーダンス法の推定強度は、研磨前で 66.4～88.2%，研磨後に 68.3～93.2%と平均圧縮強度に近い傾向があった。筆者らは³⁻²⁾、既設漁港施設である青森県宇鉄漁港、新潟県筒石漁港、同能生漁港の 5 施設 6 躯体の結果から、本手法の研磨前で±20%，研磨後で±10%程度の推定強度になることを報告しており、今回の結果もこれらと比較して、同程度であった。

一方、西山防波堤における研磨前の変動係数が大きい傾向があった。これは、建設年次が昭和 28 年である西山防波堤の表面に室内試験で劣化させたよりも骨材が露出している状況があったため、これらの影響があったと考えられる。前述の現地調査³⁻²⁾や室内試験では変動係数が顕著に大きくなる傾向はなかったため、西山防波堤のような場合は、留意する必要がある。なお、両手法における打撃回数 25 回、50 回の結果は、西山防波堤における反発度法の推定強度が 50 回測定の方が 25 回測定より平均圧縮強度に近づく傾向があったものの、機械インピーダンス法ではこのような傾向はなく、測定回数は 25 回が妥当であると判断された。

三上ら³⁻³⁾は、海岸構造物の既存堤防でコアによる平均圧縮強度と機械インピーダンス法による測定値を比較し、機械インピーダンス法の測定値からコア平均圧縮強度を推定するため、これを堤防施設に適用する補正式(3.1)を提案している (Y : コアによる平均圧縮強度 N/mm^2 , X : 機械インピーダンス法による推定強度 N/mm^2)。

$$Y = 1.07 X + 8.46 \quad (R^2 = 0.73) \dots \dots \dots (3.1)$$

筆者らが実施した 4 漁港 7 施設 8 躯体分の関係は、(3.2)式となり、(3.1)式より高い相関が得られた。

$$Y = 1.76 X - 12.97 \quad (R^2 = 0.94) \dots \dots \dots (3.2)$$

三上ら³⁻³⁾の報告に加え、筆者^{3-2,5)}らが実施した既存漁港施設のデータでは、打撃応答波形による処理も加味しており、(3.2)式の関係式がより漁港施設に適用性が高いものと考えられる。しかし、西山防波堤の機械インピーダンス法の推定強度で変動係数が高い傾向があり、当該施設の表面に骨材が露出するほど多く見られる場合は留意が必要である。

機械インピーダンス法は、表面に骨材が露出する状態の場所に留意しつつ、今後も継続的なデータ蓄積や施設ごとのキャリブレーションを伴いながら、±20%程度の誤差を想定すれば、研磨しなくとも、コアによる平均圧縮強度に近い値が推定できると考えられる。

3.4 まとめ

1章の本研究の目的で示した3つの観点のうち、「①従来の目視調査を工夫することで、詳細調査を行わない、または詳細調査の対象箇所等を減少させる（機能診断の効率化）」および「②詳細調査に位置付けられている手法を簡易化し、目視調査と同時に実施できるようにする（機能診断の簡易化）」の観点で、機械インピーダンス法の漁港施設への適用を検討し、本研究の範囲内で、以下の結論を得た。

- 1) 反発度法は、コアによる平均圧縮強度試験結果より、推定強度が低い傾向があった。また、研磨前後の差が大きく、既存漁港施設への適用は、JIS等で指摘されているように、研磨が必須であり、測定点数を多くし、また構造形式や建設年次ごとにコアによる圧縮強度を併用する等が必要である。
- 2) 機械インピーダンス法は、反発度法より、表面に骨材が露出する状態の場所に留意しつつ、今後も継続的なデータ蓄積や施設ごとのキャリブレーションを伴いながらも、 $\pm 20\%$ 程度の誤差を許容すれば、研磨しなくとも推定強度がコアによる平均圧縮強度試験結果と近いことを確認した。また、定量的なデータが蓄積できるため、打撃応答波形を考慮した圧縮強度との関係式によって、更なる精度向上が期待され、事前の研磨が不要な簡易圧縮強度推定法として活用できるものと考えられる。

以上より、三上^{3-3,4)}らが提案した機械インピーダンス法による漁港施設への適用について、室内試験による検証を行うとともに、実際の漁港施設における検証を行って、打撃応答波形を考慮した推定圧縮強度を算出し、より圧縮強度試験結果と相関が高い換算式を提示した。

本手法が漁港施設へ実用化することで、詳細調査における診断時間の短縮が図られる。また、「②詳細調査に位置付けられている手法を簡易化し、目視調査と同時に実施できるようにする（機能診断の簡易化）」の観点においても今後の機能診断時に目視調査と一緒に実施することで、コンクリート圧縮強度の推定が簡易に可能となるため、詳細調査を行うケースが減少できる。漁港施設の機能診断における圧縮強度試験のサンプル数を減少できることから機能診断の簡易化に繋がるものと考えられ、実際に高知県、山口県の漁港施設で導入されており、今後、広く普及を図り、データ蓄積を進めれば、立地場所、構造形式、建設年次が異なる場合の換算等も可能となると考えられる。

【参考文献】

- 3-1) 三上信雄, 藤田孝康, 極壇邦夫, 笠井哲郎: 既設漁港コンクリート構造物の表層部劣化診断への衝撃弾性波の適用, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1555-1560, 2009.
- 3-2) 藤田孝康, 金田拓也, 富川裕一, 伊達重之: 漁港施設の維持管理における簡易的な老朽化診断手法の適用に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1303-1308, 2014.6.
- 3-3) 三上信雄, 藤田孝康, 保坂三美, 極壇邦夫, 重松宏和, 笠井哲郎: 海岸保全施設の維持管理における簡易的な老朽化診断手法の適用に関する研究, 海洋開発論文集, 第25巻, pp.181-186, 2009.6.
- 3-4) 三上信雄, 藤田孝康, 保坂三美, 極壇邦夫, 重松宏和, 笠井哲郎: 沿岸構造物の効率的な維持管理のための簡易的な老朽化診断手法に関する研究, 海洋開発論文集, 第26巻, pp.165-170, 2010.6.
- 3-5) 藤田孝康, 富川裕一, 伊達重之, 笠井哲郎: 既存漁港施設の維持管理のための簡易的な老朽化診断の精度向上に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp. 1825-1830, 2015.
- 3-6) T. Fujita, K. Nakamura, S. Date and T. Kasai: Application of Simplified Deterioration Diagnosis Method to Existing Fishing Port facilities, 2018 3rd International Conference on Building Materials and Construction (ICBMC 2018), Nha Trang, Vietnam, 23-25 February, 2018.
- 3-7) 社団法人日本材料学会: シュミットハンマーによる実施コンクリートの圧縮強度判定方法指針(案), 材料試験, 第7巻, 第59号, pp.426-430, 1958.8.
- 3-8) 国立研究開発法人水産研究・教育機構水産工学研究所: 漁港施設における機械インピーダンス法を用いたコンクリート強度推定運用マニュアル(案), http://nrife.fra.affrc.go.jp/seika/inpidansuhoumanyuaru/inpitannsu_index.html
- 3-9) 島弘, 水口裕之, 和田寿夫, 河野清: 材料分離が流動化コンクリートの硬化後の諸性質に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.6, No.1, pp.5-8, 1984.6.
- 3-10) 公益社団法人日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術'14[基礎編],

pp.97-109, 2014.2.

4章 衝撃弾性波法（透過法）の防波堤内部欠陥検出への適用

4.1 研究の背景と目的

漁港施設における機能診断手法は、点検技術者による評価のばらつき解消や精度向上、簡易診断手法の開発、老朽化予測やライフサイクルコスト（LCC）算定の精度向上等、今後改善されるべき技術的課題が多いとされる⁴⁻¹⁾。特に、今後の適切な維持管理のためには、一定の精度を確保するとともに、客観的、かつ効率的な診断手法が求められている⁴⁻²⁾。

漁港施設の中で、多くの割合を占める施設に外郭施設があり、このうち防波堤が漁港の静穏域を確保する施設として主要なものとなっている。これらは、波浪や海水の影響でひび割れ、欠損等の変状が発生することが知られており、適切かつ定期的な維持管理を行うことで、可能な限りの長寿命化や早期発見による倒壊リスクを最小化させることが重要である⁴⁻³⁾。

一方、これら防波堤の特徴として、施設の大半が水中部や地中部に位置していることから、部材の状況を陸上から簡易に視認することが難しい、または実質的に無理であり、水中部での点検の際は潜水を伴うことによって、診断コストの増大や点検時に危険にさらされることが挙げられる⁴⁻⁴⁾。

このような課題に対して、構造体の評価手法として弾性波を用いる手法があり、三上らは、海岸施設や漁港施設を対象として、衝撃弾性波速度を用いることでこれらの欠陥を検出する手法を検討し、この手法を漁港施設に適用することを提案した⁴⁻⁵⁾。この手法は、海岸施設や漁港施設の特徴を踏まえ、構造物上部2点で衝撃弾性波速度を測定することによって、漁港施設の内部欠陥を検出する方法である。また、岩野ら⁴⁻⁶⁾は、多くの構造体における圧縮強度を推定するために、圧縮強度と弾性波速度の関係を示した。これにより、構造体における圧縮強度を評価することで、これらの健全性を評価しようとするものである。さらに、金田ら⁴⁻⁷⁾は、三上ら⁴⁻⁵⁾が提案した方法で測定した弾性波速度と圧縮強度の関係から、弾性波速度を測定することで、それぞれの漁港施設の健全性を評価する手法を実構造物に適用させ、防波堤の上部工等の機能診断に有効であることを報告した。

しかしながら、いずれの知見も弾性波速度やこれらから推定する圧縮強度を用い

ることによってコンクリート構造体の表層部を評価する手法となっており、漁港施設の内部欠陥を診断する手法として流用することができないと考えられる。

一方、NDIS 2426-2:2014⁴⁻⁸⁾では、付属書Aで伝搬時間差を利用した弾性波伝搬速度の測定方法が複数規定されている。これらの測定方法は、弾性波の入力点、および振動測定点の配置例があり、構造物同一面配置と対面配置が記載されている。対面配置については、構造物内部に弾性波を透過させることで、弾性波速度等を把握するというものである。しかしながら、この方法で実構造物に適用させたという知見が見当たらず、その適用性は不明である。

そこで、本論文では、このような対面配置によって内部に弾性波を透過させ（図4-1 参照）、漁港施設の内部欠陥を把握し、健全性を診断する方法について、室内試験と実構造物での検証によって、漁港施設への適用を検討した。

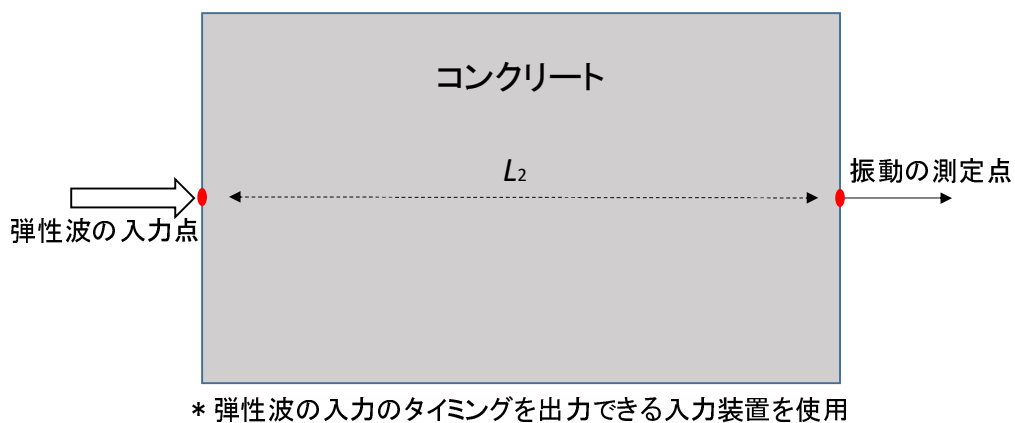


図 4-1 透過法衝撃弾性波の測定方法（対面配置） 4-8)より改変

NDIS 2426-2:2014⁴⁻⁸⁾によると、透過法衝撃弾性波の測定は、弾性波の入力点から振動の測定点までの距離 (L_2) を有効数字3桁までで測定し、弾性波伝搬速度 (m/s) は、式 (4.1) で算出することとされる。

$$V_{time} = \frac{L_2 - L_1}{\Delta t} \dots \dots \dots (4.1)$$

ここで、 V_{time} : 伝搬時間差を利用した弾性波伝搬速度 (m/s)

Δt : 測定から求めた伝搬時間差 (s)

L_2 : 弾性波の入力点から振動の測定点までの距離 (m)

前述したように、弾性波速度は、弾性波の入力点から振動の測定点までの最短直線距離と弾性波が伝搬した時間で除すことで求められている。内部欠陥の検出では、**図4-2**に示したように、弾性波の入力点と振動の測定点の最短直線経路に内部欠陥があることで弾性波の伝搬が遮断され、これが迂回して伝搬することで弾性波速度が低下することを利用している。

本論文では、室内試験において、発砲スチロールを用いて疑似的に内部欠陥を複製して検証し、現地試験における内部欠陥は、その有無が不明なため、ひび割れを活用している。ひび割れは、弾性波が伝搬しない程度の規模であったとき、**図4-2**に示すように弾性波が伝搬し、これを活用した弾性波を用いたひび割れ深さの測定の検討事例もある⁴⁻⁹⁾。しかしながら、内部欠陥が弾性波の伝搬経路上にある場合でもその一部が接着していることによって、伝搬する場合もあり⁴⁻¹⁰⁾、その伝搬経路を特定するのは困難であり、このようなことが弾性波速度のばらつく要因となっていることが考えられる。また、弾性波の伝搬距離と伝搬時間だけで弾性波速度を算出していることから内部のコンクリートが表面と異なる状況である場合や内部欠陥の状況によっても⁴⁻⁸⁾、弾性波速度がばらつくことが考えられ、内部欠陥の検出は弾性波速度だけでは検出されない可能性もある。

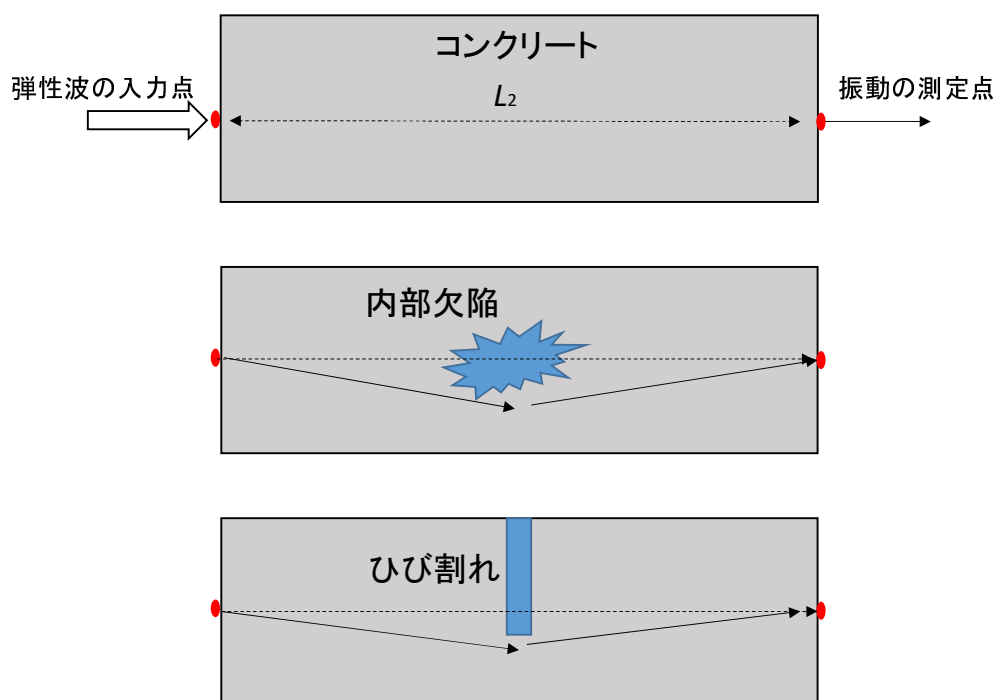


図4-2 透過法衝撃弾性波の伝搬経路の模式図

一方，弾性波は，測定距離が遠くなるほど減衰することが報告されており，山下ら(4-11)は，この弾性波の減衰を定量化することで，あと施工アンカーの評価に用いることを提案している。

弾性波の減衰量 H は，図 4-3 に示した弾性波測定の応答波形例において， A_{input} が入力時の加速度振幅， A_{output} が受振波の加速度振幅であり，これらから式(4.2)によって求められる(4-11)。この弾性波の減衰量はパワー伝送比と定義されており，この値が大きいことは，伝搬した弾性波の減衰が大きいことを意味している。

本論文では，弾性波速度に加えて，この弾性波の減衰量を用いた評価方法を検討した。具体的には，弾性波速度を前述の式(4.1)によって求めた。また，弾性波の減衰量として，式(4.2)によって定義されたパワー伝送比を求めることで弾性波速度とパワー伝送比の2つの指標で，より確実に内部欠陥の検出ができるか否かを検討した。

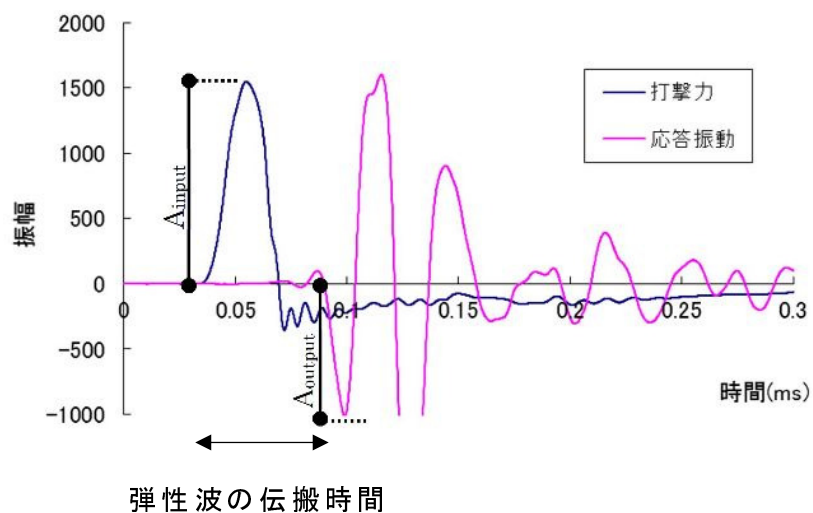


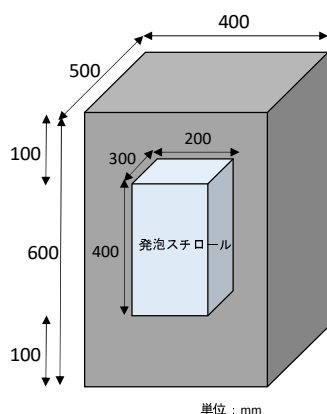
図 4-3 弾性波測定における応答波形例

$$H = -20 \log \frac{A_{input}}{A_{output}} \quad \dots \dots \dots (4.2)$$

4.2 衝撃弾性波法（透過法）の防波堤内部欠陥への適用

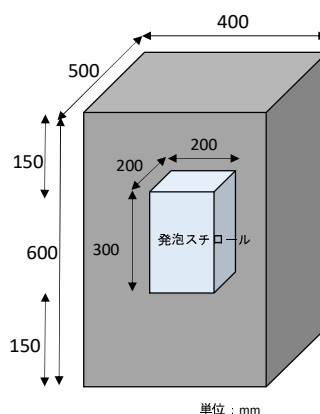
4.2.1 室内試験による検証

防波堤の内部欠陥を評価する衝撃弾性波法の適用性を検証するために、まず室内試験を実施した。室内試験は、最も一般的な構造であるブロック積式防波堤を想定したコンクリート供試体を防波堤1スパンの1/10スケールである400×500×600 mm寸法供試体を対象とした。また、この供試体は、内部空洞を疑似的に与えるため、供試体中央部にあらかじめ200×300×400 mm、200×200×300 mmの発砲スチロールをそれぞれ配置して作製した（図4-4 参照）。なお、コンクリートの使用材料および配合は、表4-1のとおりとした。それぞれの供試体の質量は、実測で図4-4に示すとおり、空洞：大が226.5 kg、空洞：小が258.8 kgであった。



質量：226.5 kg

（空洞：大）



質量：258.8 kg

（空洞：小）

図 4-4 コンクリート供試体

表 4-1 コンクリートの使用材料および配合

	種類	記号	物性または主成分
セメント	普通ポルトランドセメント	C	密度:3.16g/cm ³
細骨材	菊川支流産山砂	S	密度:2.59g/cm ³ ,吸水率:2.18%
粗骨材	青梅産碎石	G	密度:2.70g/cm ³ ,吸水率:0.62%,最大寸法:20mm
混和材料	高性能AE減水剤	SP	アルキルエーテル系陰イオン界面活性剤
	AE助剤	AE	マイクロエア202

W/C (%)	Gmax (mm)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	s/a	単位量(kg/m ³)				混和剤(C×%)	
					W	C	S	G	SP	AE
50	20	10±2.5	4.5±1.5	45.8	172	344	800	986	0.30	0.005

測定は、NDIS 2426-2:2014⁴⁻⁸⁾における「b) 測定点の対面配置」に準拠して実施した。測定装置には、図 4-5 に示す衝撃弾性波装置を用いた (iTECS: アプランドリサーチ社製)。

測定点は、図 4-6 に示すように、供試体 400×600 mm の片側面を入力点、反対側の片側面を受信点とし、縦横 10 測定点とした。測定方法は、これら縦横 10 測定点の入力点でハンマーを打撃し、反対側の片側面で衝撃弾性波を受信した。なお、それぞれの測定点で 5 回ずつ測定した。

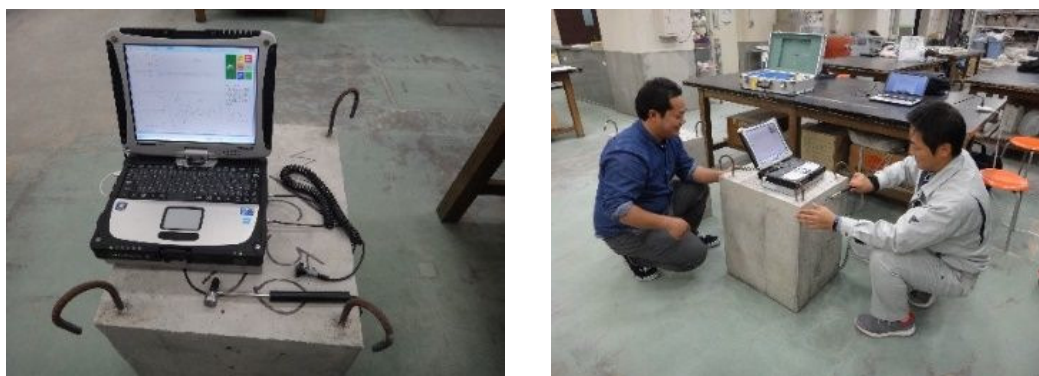


図 4-5 透過法弾性波測定装置 (左) と透過法衝撃弾性波測定状況 (右)

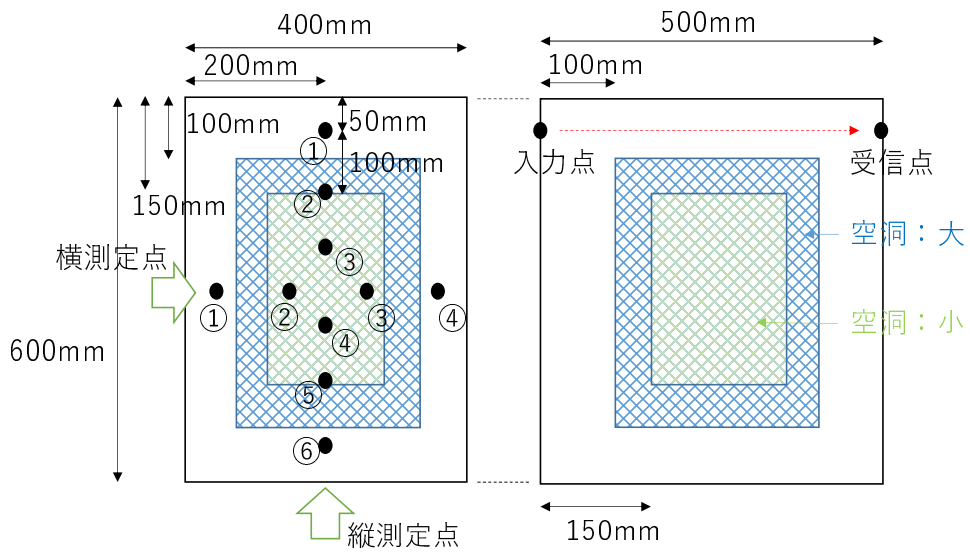


図 4-6 透過法衝撃弾性波の供試体測定点配置（左：正面，右：側面）

4.2.2 現地試験による検証

現地試験の対象施設は、図 4-7 に示すような 2 漁港 2 施設とした。これら漁港施設の構造形式は、いずれもコンクリートブロック単塊式であった。実際の構造物では、室内試験のように内部欠陥の位置、規模、形状が現地で確認できないため、構造物の表面に目視確認できるひび割れや欠損がある区間（以下、「スパン」という）の状態を確認して、測定する測線を設定した。弾性波の測定は、室内試験と同様に、衝撃弾性波装置を用い、対象スパンで片側側面を入力点、反対側の側面を受信点として、衝撃弾性波を測定した（図 4-8 参照）⁴⁻⁸⁾。

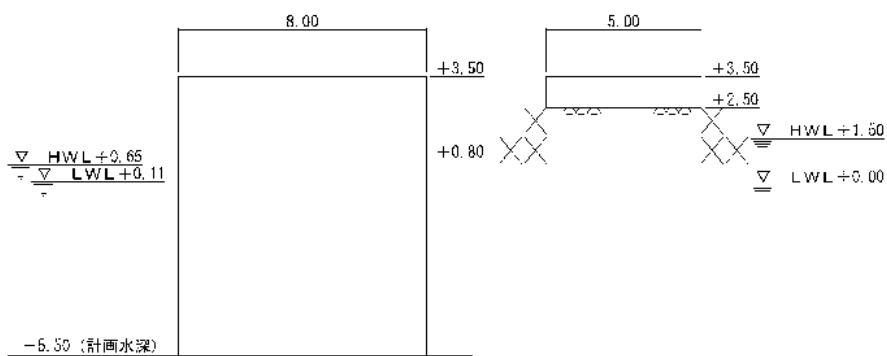


図 4-7 現地試験防波堤断面図（左：A 漁港防波堤，右：B 漁港防波堤）



図 4-8 現地試験における測定状況

測定測線は、対象スパンごとに 500~1,000 mm 間隔で設定した。A 漁港防波堤，および B 漁港防波堤における測線は，図 4-9 に示すとおりである。なお，測定した波形から弾性波速度とパワー伝送比を室内試験と同様の方法によって，算出した。

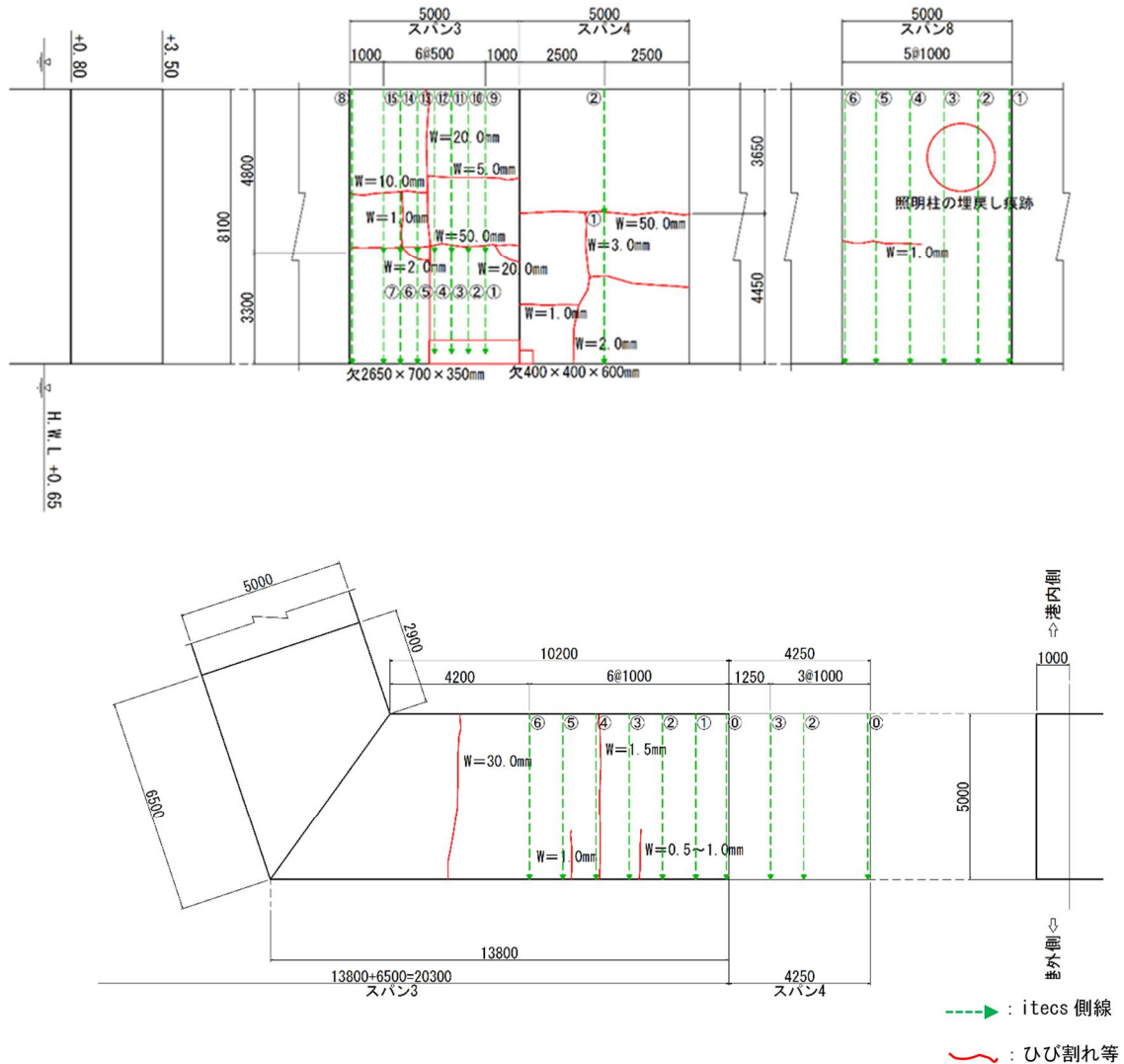


図 4-9 測定測線の一例（上：A 漁港防波堤，下：B 漁港防波堤）

4.3 結果と考察

4.3.1 室内試験による検証

室内試験での「空洞：大」および「空洞：小」の供試体における弾性波速度、パワー伝送比は、表 4-2 に示すとおりである（5 回測定の平均値）。表 4-2 より、弾性波速度は、空洞が有る測点が 3,020～4,100 m/s であり、空洞がない測線は、4,424 m/s 以上であった。これらの値は、金田ら⁴⁻⁷⁾の報告と同様に、供試体内部に欠陥が存在する場合、弾性波速度が低下する傾向があった。一方、「空洞：小」における横測点②、③のように、比較的高い弾性波速度を示すものが見られた。また、パワー伝送比は、空洞がない測点では 5.6 dB 以下であり、空洞の境界では、11.3、13.7 dB となり、空洞がある測点では、16.9 dB 以上となった。このように、パワー伝送比は、空洞の有無で明らかな違いが確認された。ただし、「空洞：大」の空洞がある縦測点②～⑤、および横測点②、③は、受信センサに到達する波形が完全に消滅してしまうため、振幅値を「1」と仮定して算出した。このため、空洞：大のパワー伝送比の値自体が過大である可能性もある。

表 4-2 室内試験における測定結果

供試体 (重量)	測定位置 方向/測点	端部から の距離 (mm)	平均弾性 波速度 (m/s)	平均パワー 伝送比 (dB)	備考	
空洞：大 (226.5kg)	縦測点	①	50	4,463	4.5	
		②	150	3,820	50.9	空洞含む
		③	250	3,056	52.1	空洞含む
		④	350	3,020	56.5	空洞含む
		⑤	450	3,909	55.9	空洞含む
		⑥	550	4,503	3.4	
	横測点	①	50	4,463	2.5	
		②	150	3,502	55.6	空洞含む
		③	250	3,654	54.4	空洞含む
		④	350	4,543	4.1	
空洞：小 (258.8kg)	縦測点	①	50	4,424	3.8	
		②	150	4,238	11.3	境界(空洞-健全)
		③	250	3,478	27.2	空洞含む
		④	350	3,628	26.9	空洞含む
		⑤	450	4,274	13.7	境界(空洞-健全)
		⑥	550	4,543	5.6	
	横測点	①	50	4,424	3.3	
		②	150	4,100	16.4	空洞含む
		③	250	3,940	16.9	空洞含む
		④	350	4,463	1.9	

表 4-2 における弾性波速度とパワー伝送比の分布は、図 4-10 に示すとおりである。空洞がない測点は図中の右下部分に位置しており、空洞との境界、空洞小の空洞がある測点の順に図中の左上の領域に移動する状況となった。図に示すように、室内試験による検証では、弾性波速度では 4,300m/s が空洞の有無の境界となり、健全なコンクリートの弾性波速度よりむしろ大きい速度になってしまうものの、パワー伝送比では 10dB 程度で明確に空洞の有無を検出可能であり、弾性波速度だけで判断するより、確実かつ明確に供試体内部欠陥を検出できることを確認した。

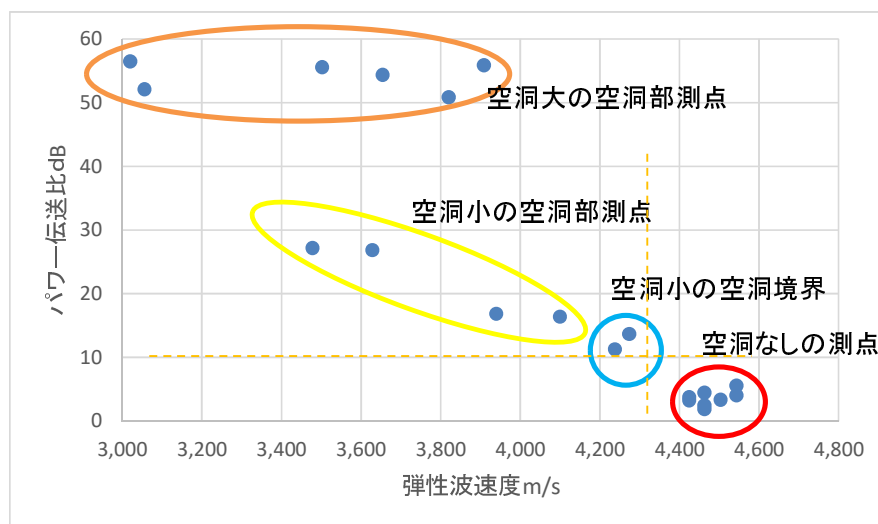


図 4-10 弾性波速度とパワー伝送比の関係（室内試験結果）

4.3.2 現地試験による検証

(1)A 漁港防波堤

A 漁港防波堤におけるスパン毎の弾性波速度，パワー伝送比の一覧は，表 4-3 のとおりである。表より，幅 50 mm 程度の亀裂（貫通）がある場合（スパン 3 測点①～⑧）は，内部に砂等が満たされている状況であっても弾性波の伝搬が確認されていない。これより，明らかな変状がある場合，弾性波は伝搬しないことが確認された。

一方，ひび割れ幅 5 mm 程度（スパン 3 測点⑨～⑫），ひび割れ幅 10 mm，および複数のひび割れがある場合（スパン 3 測点⑬～⑮），いずれのひび割れ幅でも弾性波の伝搬が確認され，ひび割れ幅やひび割れ数による弾性波速度への影響は，確認できなかった。これは，ひび割れ幅の影響だけでなく，ひび割れ深さやひび割れ内に詰まった砂や水の状態の影響が大きいと認められる⁴⁻⁷⁾。

表 4-3 現地試験における測定結果（A 漁港防波堤）

対象スパン	測点	伝搬距離 (mm)	弾性波速度 (m/s)	パワー伝送比 (dB)	備考
スパン3	①	7,668	計測不能	-	弾性波未達（貫通ひび割れ通過：幅50mm）
	②	7,730	計測不能	-	
	③	7,550	計測不能	-	
	④	7,630	計測不能	-	
	⑤	8,100	計測不能	-	
	⑥	8,100	計測不能	-	
	⑦	8,100	計測不能	-	
	⑧	8,100	計測不能	-	
	⑨	4,640	3,437	29.9	ひび割れ通過：幅5mm
	⑩	4,640	3,457	29.6	ひび割れ通過：幅5mm
	⑪	4,670	3,339	31.0	ひび割れ通過：幅5mm
	⑫	4,690	3,273	32.2	ひび割れ通過：幅5mm
	⑬	4,550	3,520	23.5	ひび割れ通過：幅10mm
	⑭	4,600	3,430	38.3	減衰（ひび割れ2本通過：幅10mm+1mm）
	⑮	4,530	3,262	35.5	ひび割れ通過：幅10mm

(2)B 漁港防波堤

B 漁港防波堤では、スパン 3, 4 の 2 スパンでひび割れ等、変状がある箇所と健全な箇所を設定して、透過法による衝撃弾性波を測定した。スパンごとの弾性波速度、およびパワー伝送比の一覧を変状の有無ごとに図 4-11 に整理した。図より、弾性波速度は 4,300 m/s 前後、パワー伝送比は 30.0 dB で、変状の有無が分かれることがわかる。

室内試験結果と比較すると、弾性波速度 250 m/s 程度、パワー伝送比は 20.0 dB 程度の差があった。これは供試体が新設であり、実構造物が既設であることによる対象自体の影響がでた可能性がある。また、現地試験における変状は、あくまでひび割れを指標としており、今回はひび割れ幅を指標としている。首藤ら(4-10)は、ひび割れ幅が大きくなることによって、弾性波が迂回し、伝搬経路が長くなることを示しており、ひび割れ深さに影響することを報告している。今回の現地試験では、構造物表面を目視によって、ひび割れ本数とひび割れ幅によって測線を設定したものの、ひび割れ深さや表面のひび割れ幅が内部で一定か否かも不明である。現地試験における実際のひび割れと内部空隙は、本来は異なる変状であり、実際に内部欠陥を検出する場合はパワー伝送比が変わる可能性もあり、留意が必要である。

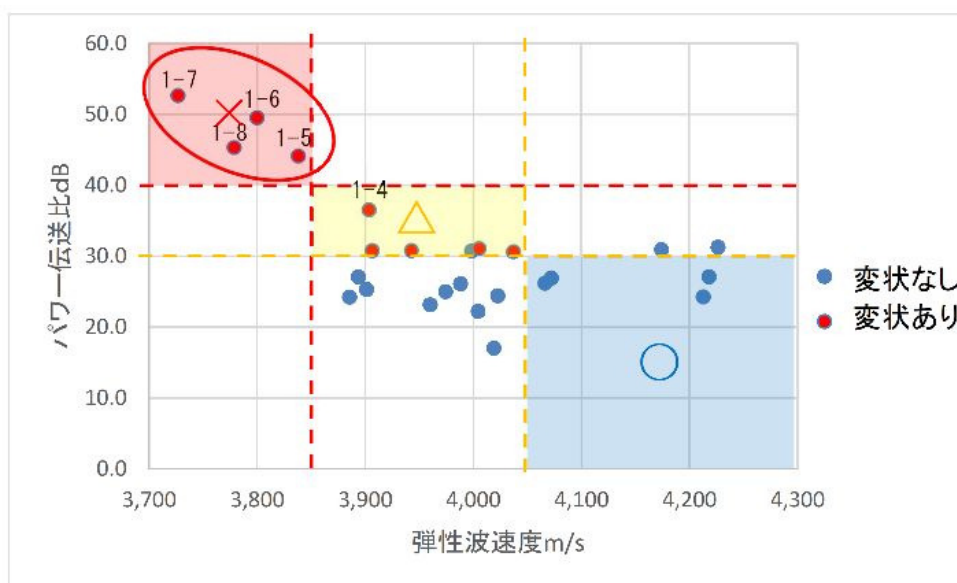


図 4-11 現地試験における測定結果 (B 漁港防波堤)

A 漁港防波堤の結果と比較しても、弾性波速度、およびパワー伝送比ともに差異がみられ、両構造物のコンクリートの性質（使用材料や配合等）が影響したものと考えられる。

しかしながら、図 4-11 に示すように、変状の有無によって、弾性波速度とパワー伝送比で分けることができ、漁港施設の機能診断に適用できる可能性が高い。また、室内試験結果でも傾向としては同じであったため、漁港の機能診断は、既設構造物対象のため、弾性波速度がバラつきやすく、どの程度、強く伝わるかという観点であるパワー伝送比を併せた評価が適切である。

4.4 まとめ

1章の本研究の目的で示した3つの観点のうち、「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする（機能診断の高度化）」の観点で、対面配置によって内部に弾性波を透過させることで漁港施設の内部欠陥を把握し、健全性を診断する衝撃弾性波法（透過法）による漁港施設への適用を検討し、本研究の範囲内で、以下の結論を得た。

- 1) 内部欠陥があることを想定した供試体を用いて、健全部と不健全部それぞれで透過法弾性波法を適用し、内部欠陥の有無によって弾性波速度とパワー伝送比が増減することを確認した。
- 2) 透過法弾性波を測定する方法によって、弾性波速度とパワー伝送比という2つの指標で評価する方法を室内試験で検討し、前者が4,300 m/s、後者が10.0 dBの交点で評価できることを確認した。さらに、室内試験で見出した評価方法を現地構造物に適用し、評価基準とする数値が変わるものの、概ね適用できることを確認した。

ただし、今回の現地試験は、内部欠陥が表面からわかる変状で疑似的に実施したため、内部欠陥自体の実証とまでは言えない。今後、内部欠陥が既知の施設で実証が必要である。また、パワー伝送比は、距離減衰の影響を受けやすいと考えられるため、様々な構造形式でのデータを蓄積し、減衰係数等を求める必要がある。

【参考文献】

- 4-1) 三上信雄, 保坂三美, 麓貴光, 伊藤靖, 梅津啓史, 笠井哲郎: 漁港ストックマネジメント事業における費用対効果分析手法の提案, 海洋開発論文集, 第26巻, pp.543-548, 2010.6.
- 4-2) 三上信雄, 浅川典敬, 保坂三美, 水野敏雄, 笠井哲郎, 中西豪: 機能保全計画に基づく漁港施設の効率的な維持管理手法に関する研究, 海洋開発論文集, 第25巻, pp.1071-1076, 2009.6.
- 4-3) T. Fujita, Y. Yoshinaga, T. Kaneda, M. Fudo, S. Date: Features and Problems of Function Conservation Project in Fishing Port Facilities, IACSIT International Journal of Engineering and Technology, Vol.6, No.5, 2014.
- 4-4) 藤田孝康, 富川裕一, 伊達重之, 笠井哲郎: 既存漁港施設の維持管理のための簡易的な老朽化診断の精度向上に関する研究: コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.1825-1830, 2015.
- 4-5) 三上信雄, 藤田孝康, 極壇邦夫, 笠井哲郎: 既設漁港コンクリート構造物の表層部劣化診断への衝撃弾性波法の適用, コンクリート工学年次講演集, Vol.31, No.2, pp.1555-1560, 2009.
- 4-6) 岩野聡史, 森濱和正, 渡部正: 衝撃弾性波法と微破壊試験の併用による構造物コンクリートの圧縮強度推定方法の提案, 土木学会論文集 E3 (材料・コンクリート構造), Vol.69, No.2, pp.138-153, 2013.
- 4-7) 金田卓也, 富川裕一, 藤田孝康, 笠井哲郎: 衝撃弾性波による漁港構造物の簡易機能診断手法の提案, 東海大学工学部紀要, Vol.54, No.1, 2014.
- 4-8) 日本非破壊検査協会規格: コンクリートの非破壊検査試験—弾性波法—第2部: 衝撃弾性波, NDIS 2426-2:2014, (一社) 日本非破壊検査協会, 2014.9.
- 4-9) 首藤浩一, 日比紀夫, 岩野聡志, 極壇邦夫: 衝撃弾性波法によるひび割れ深さ測定の基礎研究, 土木学会第58回年次学術講演会, V-394, pp.787-788, 2003.
- 4-10) 重松宏和, 三上信雄, 極壇邦夫, 笠井哲郎: 衝撃弾性波法による沿岸構造物の劣化診断に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, 2010.

4-11) 山下健太郎, 境友昭, 極檀邦夫, 池端宏太: 衝撃弾性波を用いたあと施工アンカーボルトの健全性調査, (一社) 日本非破壊検査協会, 鉄筋コンクリート構造物の非破壊試験ミニシンポジウム, 2014.1.

5章 固有振動法（1点計測）の防波堤基礎部診断への適用

5.1 研究の背景と目的

1章の研究の目的で述べたように、漁港施設における機能診断手法は、2段階の目視調査を中心としている⁵⁻¹⁾。これら2段階の目視調査を補完する方法として、コンクリート構造物に対し、その性能を確認する圧縮強度試験や非破壊検査手法の打撃法、超音波法、および衝撃弾性波法等がある。また、コンクリート厚さ、内部欠陥等、剥離、およびひび割れ深さ等を把握する方法としても、打音、超音波、および衝撃弾性波法が用いられる^{5-2,3)}。しかしながら、構造体における基礎洗堀等、目視できない、または困難な箇所では、それ自体が確認できないために、これらの変状が拡大するまで発見できないのが現状である。

もともと、漁港施設の機能診断は、簡易調査による目視が主体であるため、時間やコスト等の労力に加え、点検技術者による精度やバラつき等の問題がある⁵⁻⁴⁾。特に、施設の大半が水中部に位置する防波堤等の外郭施設では、その大部分が水面下にあり、部材の状況を陸上から簡易に視認することが難しく、点検の際に潜水等を伴うことによってコスト増大や危険性への直面を余儀なくされている。

一方、西村ら⁵⁻⁵⁾は、多くの鉄道橋脚で衝撃振動試験を行い、固有振動数を指標として構造物の健全性を評価する手法として、衝撃振動試験による健全度評価法を開発した。この手法は、橋脚に強制振動を与えたときの構造物の振動を測定し、その振動から構造物の健全性を評価する手法であり、構造物自体の固有振動に着目しており、構造物を剛体、その基礎をばねと考え、強制振動させることによる橋脚の振動を測定し、これらの振動モードや固有振動数によって構造物基礎を評価している。このように、構造物を剛体、その基礎をばねとすることは土木振動学^{5-6,7,8)}で一般的であり、西村らの手法は妥当である。しかしながら、漁港施設は鉄道橋脚と寸法や条件が異なるため、このような条件で検討した例が見当たらない。

そこで、このような課題に対し、丸山ら⁵⁻⁹⁾は、前述の鉄道橋脚の既設構造物健全性を評価する方法^{5-5,10,11)}を参考として、防波堤構造物を弾性体、底質地盤をばねと仮定して、堤体上部で振動を計測し、固有振動数を特定することで漁港施設における不可視部（基礎部）欠陥を診断する方法を提案した。筆者らは、この丸山ら⁵⁻⁹⁾が

提案した方法を用いて、防波堤における固有振動数を測定し、不可視部である基礎の健全性を評価する手法を検討した。具体的には、漁港施設防波堤 1 躯体（4,000×6,000×5,000 mm 程度）を地盤が弾性体、その上部コンクリート構造物が剛性として、これを模した模型を作製した。この模型を用いて、基礎欠損の程度が固有振動特性に与える影響を把握し、鉛直方向振動と水平方向振動（ロッキング振動）の理論値と実測値を比較することで、固有振動数による漁港施設（防波堤）不可視部（基礎部）の評価方法を検討した。

コンクリート上部の振動を計測することで基礎部欠陥を評価する手法の適用によって、目視調査で確認できない基礎部変状（洗堀）の有無を陸上から検出することが可能となり、「③機能診断の高度化」に繋がるものと考えられる。なお、本章では、漁港施設 1 躯体における上部 1 点で固有振動特性を測定する方法を検討しており、以下、固有振動法（1 点計測）としている。

5.2 固有振動法（1点計測）の防波堤基礎部診断への適用

5.2.1 室内試験による検証

村木ら⁵⁻¹²⁾は、実際の港湾施設における防波堤の振動変位から、ロッキング中心が底面中央部にある場合が76%、残りは底面前端、または底面後端等であったことを報告している。ここでは、漁港施設の老朽化の有無を評価するためのスクリーニング手法として位置づけ、村木ら⁵⁻¹²⁾の報告を参考として、最も多い振動パターン（ロッキング中心が底面中央部の場合）とロッキング中心が底面中央部からずれたパターンについて、固有振動数がどう変化するかを確認した。

実際の防波堤は、基礎の構成材料や隣接構造物との接地状態による拘束条件によって、地盤反力係数が異なると考えられるため、基礎のばね特性が既知とした場合の供試体における振動変化の程度も確認した。用いた供試体は、最も一般的な構造であるブロック積式防波堤を想定し、防波堤1躯体の1/10スケールである400×500×600mmとして作製した。供試体の材料や配合は、表5-1のとおりであり、W/C50%で実測質量は270kgであった（図5-1参照）。

表 5-1 コンクリートの使用材料および配合

	種類	記号	物性または主成分
セメント	普通ポルトランドセメント	C	密度:3.16g/cm ³
細骨材	菊川支流産山砂	S	密度:2.59g/cm ³ ,吸水率:2.18%
粗骨材	青梅産碎石	G	密度:2.70g/cm ³ ,吸水率:0.62%,最大寸法:20mm
混和材料	高性能AE減水剤	SP	アルキルエーテル系陰イオン界面活性剤
	AE助剤	AE	マイクロエア202

W/C (%)	Gmax (mm)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	s/a	単体量(kg/m ³)				混和剤(C×%)	
					W	C	S	G	SP	AE
50	20	10±2.5	4.5±1.5	45.8	172	344	800	986	0.30	0.005

供試体底部に配置する基礎は、ばね定数が既知の圧縮ばねとした。圧縮ばね 1 個のばね定数は 198.61 N/mm であり、これらを供試体下部に①全面敷詰め (63 個)、②片側 10 cm 抜き (49 個)、③両側 10 cm 抜き (35 個)、および④中央 10 cm 抜き (56 個) の 4 種類を設置した。なお、これらの圧縮ばねは、それぞれ均等間隔で配置した (図 5-2 参照)。

それぞれの圧縮ばね①～④の条件で供試体上部に小型振動計測装置 (携帯用振動計 SPC-51A, (株) 東京測振社製) を設置して、静置状態での 3 成分 (X, Y, Z 軸方向) の振動を 100 Hz で 3 分間計測した。計測に用いた速度計は、図 5-2 に示すように、供試体短辺の中央部、および長辺部 1/4 の箇所に設置した。



図 5-1 コンクリート供試体外観

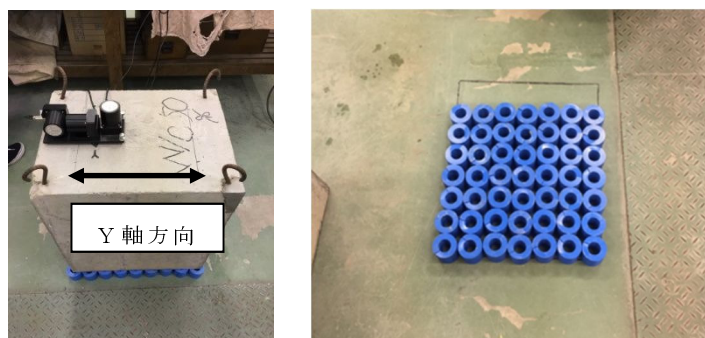
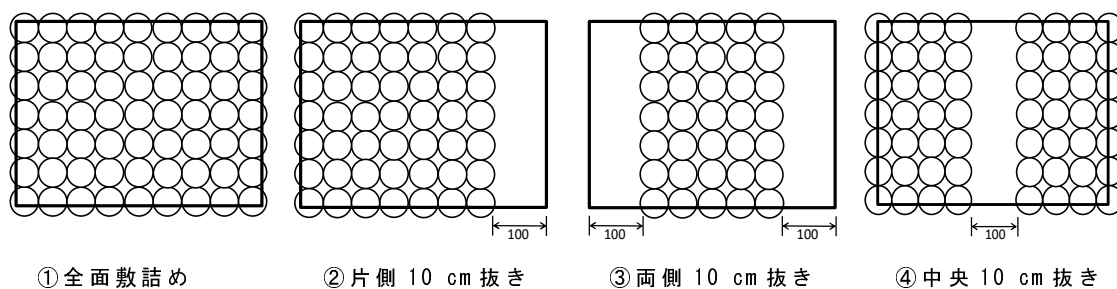


図 5-2 供試体計測状況 (左) と圧縮ばねの配置状況 (上, 右)

室内試験で取得した時刻歴データは、高速フーリエ変換（FFT）し、得られたフーリエスペクトルを平均して卓越振動数を求めた。

圧縮ばねを基礎とした供試体鉛直方向（Z 軸方向）の振動は、1 自由度系の自由振動とみなした。また、水平方向（Y 軸方向）の振動は、2 章で述べたように、既存の知見からロッキング振動が卓越していると考えられるため、ロッキング振動だけを対象とした。なお、ここでの水平方向は、基礎の違いによる卓越振動の違いをより捉えられるように、**図 5-2**に示すように、長辺方向（Y 軸方向）に着目している。このような仮定で鉛直方向（Z 軸方向）と水平方向（Y 軸方向）の固有振動数を算出し、これらを理論値として、室内試験で得られた実測値と比較した。

5.2.2 現地試験による検証

現地試験による検証は、2 漁港 2 施設（A 漁港防波堤，B 漁港防波堤）を対象として実施した。対象とした施設の構造形式は、いずれも上部工のある単塊式であり、当該施設の基礎は、いずれも直接基礎であった。基礎洗堀の有無は、A 漁港防波堤の大部分の躯体で基礎部洗堀が確認されており、B 漁港防波堤の一部の躯体で基礎部洗堀が確認されているものの、その規模の詳細は不明であった。一方、A 漁港防波堤は、途中まで修復工事が終了しているため、基礎部に洗堀を有する躯体と既に修復工事済みで洗堀が有しない躯体が存在しており、これらを対象とした。B 漁港防波堤では、修復工事等されていないため、洗堀を有する躯体と洗堀が有しない躯体を対象とした（図 5-3、5-4 参照）。

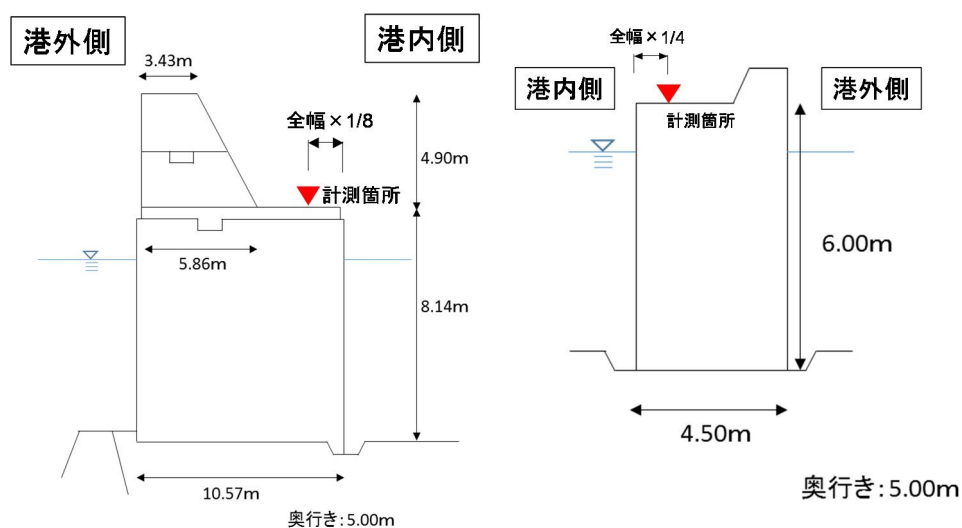


図 5-3 防波堤断面（左：A 漁港防波堤，右：B 漁港防波堤）

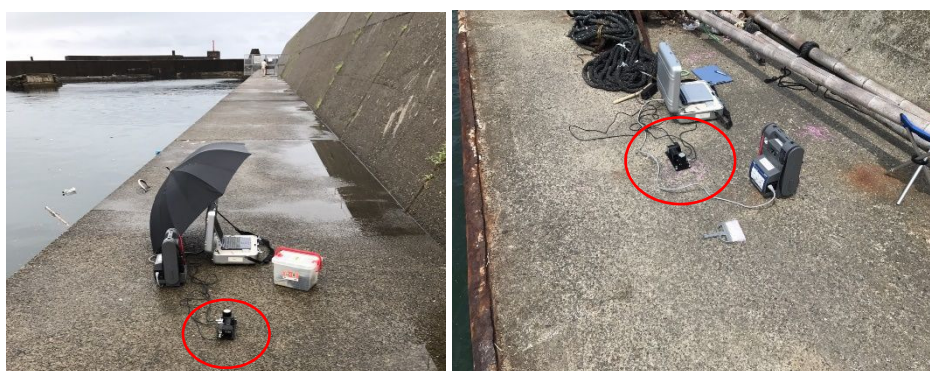


図 5-4 現地試験速度計設置状況（左：A 漁港防波堤，右：B 漁港防波堤）

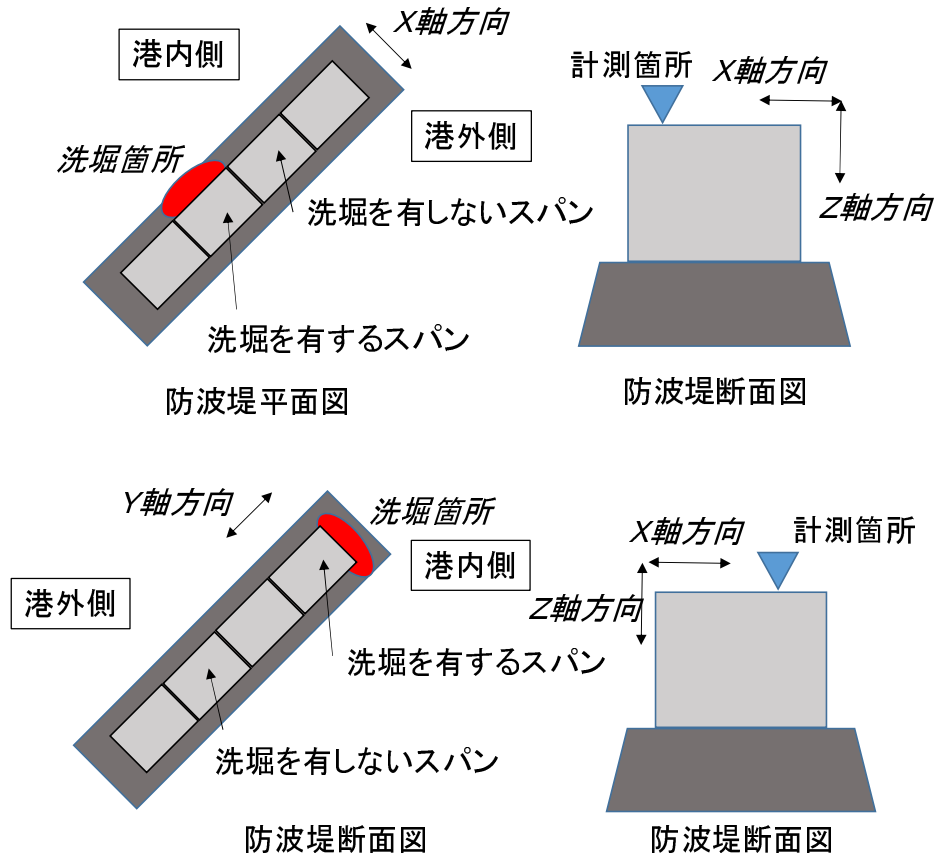


図 5-5 防波堤概略図と測定概要（上：A 漁港防波堤，下：B 漁港防波堤）

これら防波堤上部で速度計によって振動を計測し、これらの結果を比較した。計測に用いた速度計は、室内試験と同様のものを用いた。計測箇所は、構造物の法線方向（Y 軸方向）が対象躯体の中央であり、法線直角方向（X 軸方向）が港内側端部から A 漁港防波堤 1/8，B 漁港防波堤 1/4 とした（図 5-5 参照）。いずれの施設でもサンプリング振動数 100 Hz で 3 分間計測した。計測したデータは、それぞれ 2,048 個のデータを 5 区間抽出し、高速フーリエ変換（FFT）した。得られたフーリエスペクトルをバンド幅 0.4Hz の Parzen Window を使って平滑化した後、5 区間のデータを平均することで卓越振動数を求めた。また、地盤振動の影響を排除するため、付近の自由地盤の振動を測定し、前述のフーリエスペクトルと比較して、求めた卓越振動数が地盤振動ではないことを確認した上で固有振動数を特定した。

基礎部の洗堀を有する箇所によって、着目する振動方向を変えることとした。具体的には、図 5-5 に示すように、A 漁港防波堤が X 軸方向の振動、B 漁港防波堤が Y 軸方向の振動にそれぞれ着目している。

5.3 結果と考察

5.3.1 室内試験による検証

室内試験における鉛直方向（Z 軸）の固有振動数 f_0 は、固有振動数の一般式を用いて、供試体重量と圧縮ばねの個数分のばね係数から式 (5.1) を用いて算出した。ここで、 k はばね定数、 m は質量である。

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \dots \dots \dots (5.1)$$

また、水平方向（X 軸）の固有振動数は、村木ら⁵⁻¹²⁾の報告からロッキング中心を供試体底面中央部とし、片側 10 cm 抜きは圧縮ばねが接している部分の中央部と仮定し、式 (5.2) によって算出した。式 (5.2) は、水平方向の振動をロッキング振動だけとしたとき、このロッキング中心が供試体底面、およびこの中心がずれると仮定し、 f_0 は固有振動数、 K_R はロッキングばね定数、 J は質量の慣性モーメントである。

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_R}{J}} \dots \dots \dots (5.2)$$

圧縮ばねの配置から、①全面敷詰め（圧縮ばね 63 個）、②両側 10 cm 抜き（圧縮ばね 35 個）、および③中央 10 cm 抜き（圧縮ばね 56 個）のロッキング中心が底面中心にあると仮定した。また、④片側 10 cm 抜き（圧縮ばね 35 個）は、供試体と圧縮ばねが接している箇所（40 cm）にロッキング中心があると仮定した。これら 4 つの条件で式 (5.3.1.2) を用いて、理論値を算出した。

これら 4 条件における Z 軸方向と X 軸方向の理論値 a と実測値 b は、表 5-2 のとおりである。Z 軸方向の振動における $|b-a|/b$ (%) は、6.2~14.9% であり、圧縮ばねの個数の増減で振動数も増減するという傾向であった。これは、丸山ら⁵⁻⁹⁾の報告と同様の結果であり、理論値との差は最も外側のばねが供試体からはみ出している部分があること、厳密には供試体と圧縮ばねが接していない部分もあり得ること

等に起因しているためと考えられる。また、X 軸方向も圧縮ばねの個数で振動数が増減するという傾向が確認され、中央 10 cm 抜きは全面敷詰めと同程度となった。 $|b-a|/b$ (%) は、2.7~19.0 %と Z 軸より大きい誤差となった。

図 5-6 に室内試験における速度計の時刻歴波形の一部を示す。図より、水平方向 (X 軸) と鉛直方向 (Z 軸) の波形は、概ね逆位相となっている。これは、水平動が最大値に至るタイミングと上下動が最小値に至るタイミングがほぼ合致していることを意味しており、供試体がロッキング振動していることがわかる。このような傾向は、いずれの室内試験による時刻歴データでも確認されることから、供試体の振動形態は、想定したとおりロッキング振動であると判断された。

表 5-2 供試体におけるそれぞれの条件での卓越振動数

	固有振動数(Hz)						圧縮ばね配置の模式図
	x軸			Z軸			
	実測値 a	理論値 b	$ b-a /b$ (%)	実測値 a	理論値 b	$ b-a /b$ (%)	
全面敷詰め (圧縮ばね63個)	11.74	13.40	12.4%	29.20	34.3	14.9%	
片側10cm抜き (圧縮ばね49個)	7.89	8.15	3.2%	26.73	30.2	11.5%	
両側10cm抜き (圧縮ばね35個)	5.38	4.52	19.0%	23.91	25.5	6.2%	
中央10cm抜き (圧縮ばね56個)	12.57	12.24	2.7%	28.67	32.3	11.2%	

* 圧縮ばね配置の模式図における■は、圧縮ばねがない場所を示す。

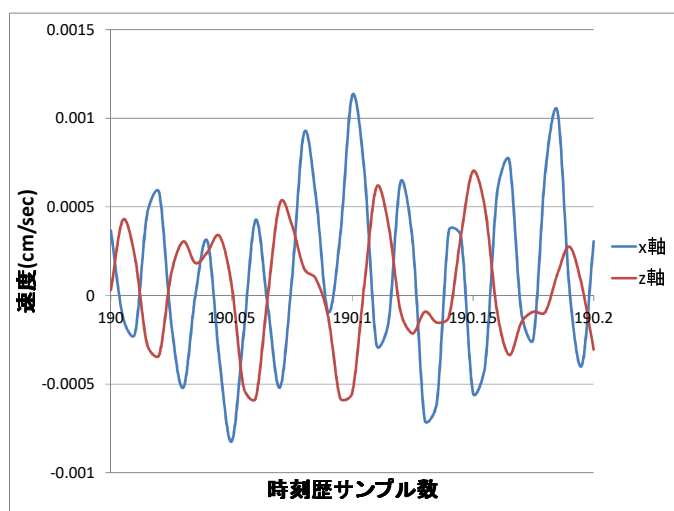


図 5-6 速度計の時刻歴波形 (X 軸, Z 軸)

前述した理由により、誤差が生じているものの、Z軸の振動は式(5.1)、X軸の振動は式(5.2)で表される固有振動数を実建造物の1/10スケールの模型で再現できていると考えられる。

供試体と基礎部の設置面が減少する場合、式(5.2)による振動数が小さくなるため、基礎部洗堀を構造体上部での振動計測で評価できる可能性がある。なお、室内試験を実施した場所における自由地盤の振動を測定し、H/Vスペクトル比による自由地盤の卓越振動数は、0.68 Hz、5.66 Hzであった。これら振動数が室内試験で求めた固有振動数とは異なることを確認した上で実測値の固有振動数を特定した。

5.3.2 現地試験による検証

(1)A 漁港防波堤

図 5-7 は、A 漁港防波堤における洗堀を有する躯体、洗堀を有しない躯体のフーリエスペクトルである⁵⁻¹³⁾。村木ら⁵⁻¹²⁾は、1Hz 以下の振動数は、明らかに防波堤の振動ではないこと、5Hz 程度が防波堤の固有振動であることを報告している。これより、洗堀を有しない躯体における 5Hz 程度の卓越振動数は、5.71 Hz であり、洗堀を有する躯体は、4.83 Hz であり、村木らの報告と概ね一致した。また、これらの値は洗堀を有する躯体で振動数が小さくなる傾向があった。いずれの躯体も Y, Z 軸方向で 5Hz 前後に卓越振動数がなく、X 軸方向で顕著であった。なお、地盤振動を把握するため、A 漁港防波堤近傍の自由地盤振動を測定した結果、地盤振動が 5.86 Hz で卓越した。これは洗堀を有しない躯体の卓越振動数 5.71 Hz (防波堤と直交方向) と近い値となった。そこで、地盤の影響を考察するため、地盤の H/V スペクトル比を方向別に求め、防波堤と平行方向で約 5.76Hz, 直交方向で約 6.20Hz であった。卓越振動数 5.71Hz が地盤微動による影響とすれば、防波堤と平行方向でむしろ卓越するものと推察され、このような傾向はなかったため、A 漁港での 5.71 Hz の卓越振動は、地盤振動による影響ではなく、防波堤そのものの固有振動によるものであると判断された。

一方、式 (5.1) は、ばね定数と質量の関係となっているため実際の構造物に適用困難であるため、実機の理論値は、式 (5.2) を用いて算出した。なお、N 値 50 の場合の地盤反力係数⁵⁻¹⁴⁾から求めた固有振動数は、4.39 Hz であり、実測値と同程度であった (表 5-3 参照)。

式 (5.2) は、基礎部洗堀のため、構造物と基礎の接地面積が少なくなることで固有振動数が減少する式となっている。この条件での実測値も減少し、式 (5.2) と整合したことから、構造物上部で固有振動数を計測することで基礎部洗堀の有無が検出できる可能性がある。なお、計測当日の有義波高の周期は、5~6 秒程度であり、今回の固有振動数と明らかに異なった。

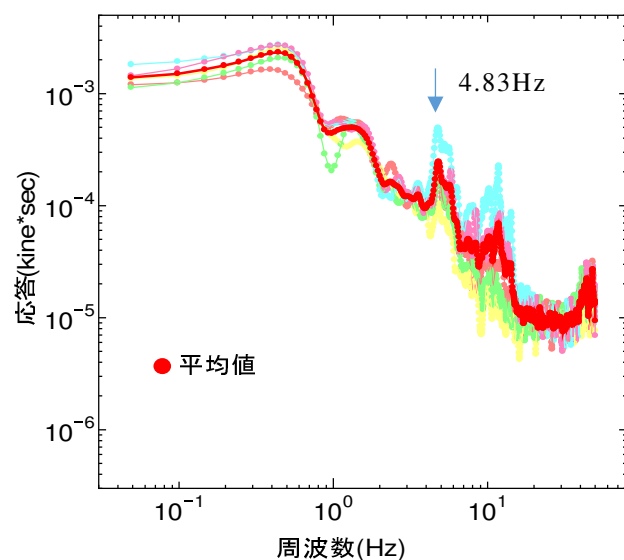
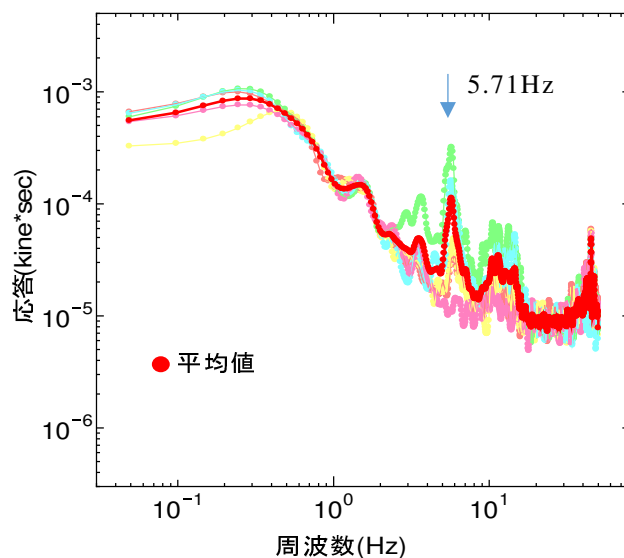


図 5-7 A 漁港防波堤の X 軸方向フーリエスペクトル
 (上：洗堀を有しない躯体，下：洗堀を有する躯体)

表 5-3 A 漁港防波堤の X 軸方向の実測値と理論値

A 漁港防波堤 X 軸方向	実測値	理論値*
洗堀を有する躯体	4.83	4.39
洗堀を有しない躯体	5.71	

注) 理論値*：N値50とした場合の固有振動数

(2)B 漁港防波堤

図 5-8 は、B 漁港防波堤における洗堀を有する躯体、洗堀を有しない躯体のフーリエスペクトルを示したものである。図より、洗堀を有しない躯体は、明確なピークが確認できず、洗堀を有する躯体は、7.96 Hz が卓越した。これは、B 漁港防波堤の振動が、防波堤と平行方向であるため、洗堀がない躯体が隣接する躯体からの影響を強く受けたためと考えられる（図 5-8 参照）。

また、7.96 Hz の卓越振動数は、Y、Z 軸方向では確認されず、X 軸方向で顕著であった。B 漁港防波堤近傍の地盤振動である 6.84 Hz で卓越振動数が確認できなかったため、この卓越振動数が本躯体における固有振動数と考えられる。式 (5.2)での N 値を 50 とした場合の地盤反力係数⁵⁾⁷⁾から求めた固有振動数が 3.48 Hz となった。この要因として、A 漁港防波堤は基礎がマウンド上となっているのに対し、B 漁港防波堤が直接基礎であるため、弾性体である基礎マウンド上に剛性であるコンクリートが載っているという想定と異なっている。さらに、N 値 50 とした場合の地盤反力係数と差異があること、加えて、基礎欠陥が防波堤先端部にあることから、防波堤と平行方向の振動では隣接躯体の影響を直接受けるため、(5.2)式での評価と実測値には差異が生じたと考えられた（表 5-4 参照）。

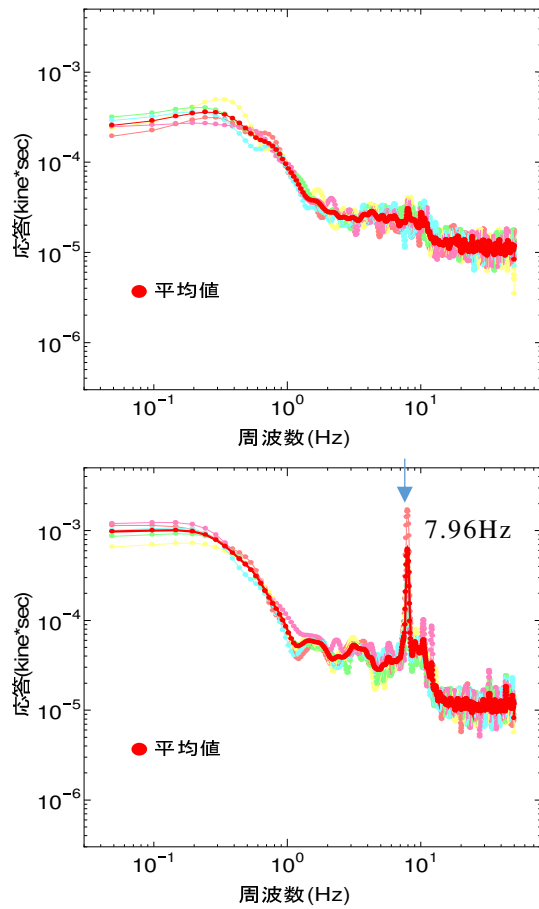


図 5-8 B 漁港防波堤における Y 軸方向フーリエスペクトル
 (上：洗堀を有しない躯体，下：洗堀を有する躯体)

表 5-4 B 漁港防波堤の X 軸方向の実測値と理論値

B 漁港防波堤 X 軸方向	実測値	理論値*
洗堀を有する躯体	7.96	3.48
洗堀を有しない躯体	-	

注) 理論値*：N値50とした場合の固有振動数

5.4 まとめ

1章の本研究の目的で示した3つの観点のうち、「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする（機能診断の高度化）」の観点での検討として、防波堤基礎部洗堀の有無を把握する固有振動法（1点計測）の適用を検討し、本研究の範囲内において、以下の結論を得た。

- 1) 実際の防波堤を模した供試体を作製し、その基礎モデルとして圧縮ばねを配置し、鉛直および水平方向の卓越振動数を計測することで、ばね個数を変化させた条件でこれらの理論値と実測値がほぼ一致することを確認した。
- 2) 既存のA漁港施設防波堤の洗堀を有するまたは洗堀を有しない躯体で振動特性を計測して、卓越振動数から固有振動数を特定し、洗堀を有する躯体は、洗堀がない躯体と比較して固有振動数が減少することを確認した。
- 3) 既存のA漁港施設防波堤の水平方向における理論固有振動数を算出し、実測値と同程度であることを確認した。

以上より、防波堤の基礎部洗堀の有無は、構造物上部の固有振動数の実測値と理論値を比較することで評価できることを見出した。しかしながら、B漁港防波堤において、隣接躯体が影響したと思われる振動数が卓越しないという現象があったこと、対象施設の基礎が直接基礎で想定した地盤反力係数と異なっていること、現状の理論式に浮力を考慮していないこと等から理論固有振動数と実測値に差異が生じたと考えられる。このように、常時微動による固有振動法は、現地状況等により適用範囲が限定されるものと考えられ、理論式の適用範囲がどの程度になるかは、データ蓄積による検討や異なる手法の検討が必要であり、今後は、現地試験ケースを増加させるとともに、大型模型実験併用等による知見蓄積が必要である。

【参考文献】

- 5-1) 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，2015.5.
- 5-2) 魚本健人，加藤潔，広野進：コンクリート構造物の非破壊検査，森北出版，pp.4-11，1990.
- 5-3) 独立行政法人土木研究所・社団法人日本非破壊検査協会：非破壊・微破壊試験によるコンクリート構造物の検査・点検マニュアル，大成出版社，pp.53-54，2010.8.
- 5-4) 三上信雄，藤田孝康，極壇邦夫，笠井哲郎：既設漁港コンクリート構造物の表層部劣化診断への衝撃弾性波法の適用，コンクリート工学年次講演集，Vol.31，No.2，pp.1555-1560，2009.
- 5-5) 西村昭彦，羽矢洋：衝撃振動試験による橋脚の健全度判定法，土木学会誌，pp.26-28，1993.8.
- 5-6) 小坪清眞：入門建設振動学，森北出版，2011.
- 5-7) 小坪清眞：土木振動学，森北出版，1997.
- 5-8) 中井博，小林治俊：土木構造物の振動解析（第2版），森北出版，2013.
- 5-9) 丸山敏生，笠井哲郎，藤田孝康，中村克彦：固有振動を用いた漁港施設における機能診断方法の検討，第44回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，2017.
- 5-10) 中川元宏，庄健介，上野勝大，佐藤亮：衝撃振動試験による構造物の健全性評価に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.595-600，2000.
- 5-11) 篠田昌弘：振動を用いた鉄道橋脚下部構造物の診断技術，日本音響学会誌 69巻，3号，pp.133-138，2013.
- 5-12) 村木義男，高島和夫：波による防波堤の振動について，羽幌港における観測結果，第12回海岸工学講演会講演集，pp.198-204，1965.
- 5-13) 日野幹雄：スペクトル解析新装版，朝倉書店，2013.
- 5-14) 社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，pp.283-287，2012.3.

6章 固有振動法（2点計測）による防波堤基礎部洗堀の規模予測

6.1 研究の背景と目的

5章で述べたように、基礎洗堀を検出するためにロッキング振動を測定する方法は、漁港施設防波堤を地盤が弾性体、その上部コンクリート構造物が剛性と仮定し、防波堤の端部から1/4、または1/8の防波堤上部の1点で水平方向の振動を測定して、その固有振動数から防波堤基礎洗堀を評価している。この固有振動法（1点計測）は、室内モデルでは理論値と実測値がほぼ一致し、A漁港防波堤で洗堀を有する躯体が有しない躯体より固有振動数が減少し、かつこの振動数が理論値と整合することを確認した。一方、先端部に洗堀があったB漁港防波堤では洗堀を有しない躯体の卓越振動数が不明確で固有振動数を特定できない現象があった。また、当該施設は、理論値と実測値に差異があり、本手法は現地状況等により適用範囲が限定されるものと考えられた。

一方、村木ら⁶⁻¹⁾の報告に加え、5章での室内試験や現地試験でも漁港施設防波堤の振動系には固有振動が存在し、ロッキング振動していることが確認された。しかしながら、前述の卓越振動数が不明確になる、または理論値と実測値に差異が出ることから、ロッキング振動は活用するものの、固有振動法（1点計測）を補完または代替する方法を検討した。具体的には、漁港施設防波堤がロッキング振動しており、このロッキング中心が構造物底面中央にあると仮定すれば、その構造物の底面反力分布を考慮すると、構造物上部の中央から同じ距離の2点の鉛直方向振動の変位量が同じになると考えられる。反対にこの変位量に差があると、ロッキング中心が構造物底面中央からずれており、このずれは地盤基礎が構造物底面と密着していないことによる影響と考えることができる^{6-2,3,4)}。この仮定が正しいとすると、この2点間の変位量差によって、基礎洗堀の有無だけでなく、その規模（ここでは洗堀の大きさや深さ）も推定することが可能となる（図6-1参照）。

そこで、本章では、このような考えを基に、対象施設における端部2点での固有振動を測定し、鉛直方向の振幅から振動変位量を求めてその変位量差で評価する方法を固有振動法（2点計測）として、室内試験と現地試験によって検証した。さらに、現地試験においては、より明確に固有振動数を把握するため、起振機を用いて

水平方向に強制加振することで漁港防波堤におけるロッキング振動を明確に把握できるようにした。

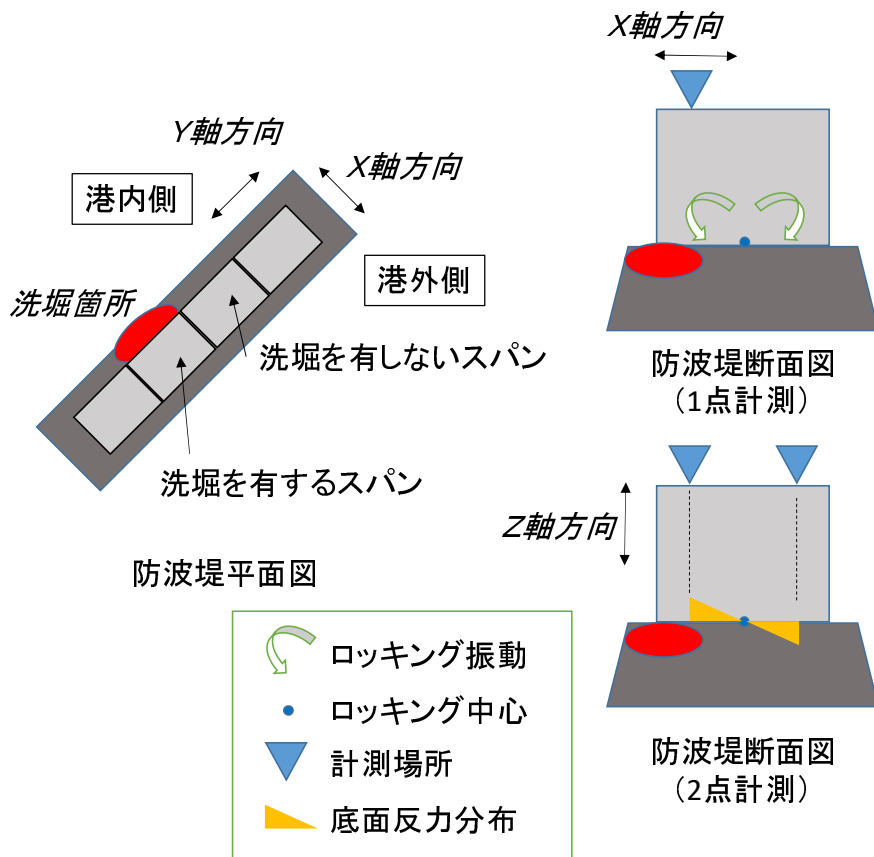


図 6-1 漁港防波堤の平面・断面図およびロッキング模式図

6.2 固有振動法（2点計測）による防波堤基礎部洗堀の規模予測

6.2.1 防波堤の固有振動数理論値と室内試験による検証

まず、固有振動法（2点計測）の想定が正しいか否かを確認するために、室内試験で検証した。丸山らは⁶⁻⁵⁾、鉛直方向（Z軸方向）の振動に着目し、供試体を上部構造物、基礎を圧縮ばねと仮定した室内試験では鉛直方向振動が理論値と実測値でよく一致することを報告している。一般に、実際の防波堤への外力は、地盤や波、風があり、突発的には地震やその他の振動が挙げられる⁶⁻²⁾。また、3次元空間に存在する物体は、X、Y、Z方向の並進運動とそれぞれの軸回りの回転運動が可能であり、自由度6とされる⁶⁻³⁾。これらの振動のうち、どの振動が顕著となるかは、実際の防波堤では検討されていないのが現状である。

そこで、本論文では、以下に述べる想定で防波堤の固有振動を検討することとした。図6-2に示すような最も単純な防波堤を想定した場合、赤矢印で示した区画（以下、「躯体」という）は、XとZ軸方向の振動が顕著になるものと考えられる。また、図6-2で、基礎洗堀が発生し、構造物底面の接地面が減少した場合、前述のXとZ軸方向の振動特性が変化すると考えられる。このX軸方向の振動は、村木ら⁶⁻¹⁾が実際の防波堤では固有周期0.2秒程度のロッキング振動であること報告している。よって、本論文では、このZ軸方向およびX軸方向の2方向の振動に着目した。

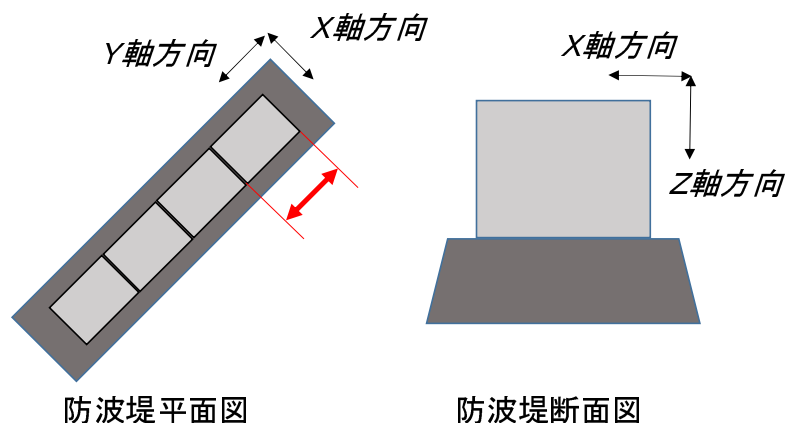


図 6-2 防波堤の模式図と3軸方向

鉛直方向（Z 軸）の振動は，固有振動数の一般式を用いて，供試体重量と圧縮ばねの個数分のばね係数から式(6.2)を用いて算出した。

$$M\ddot{u} + K_v u = 0 \dots \dots \dots (6.1)$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_v}{M}} \dots \dots \dots (6.2)$$

ここに， M は構造物の質量， K_v はばね定数である。

また，水平方向（X 軸）の振動数は，村木ら⁶⁻¹⁾の報告からロッキング中心を供試体底面中央部とし，片側 10 cm 抜きは圧縮ばねが接している部分の中央部と仮定し，式(6.4)によって算出した。式(6.3)，(6.4)は，水平方向の振動をロッキング振動だけとしたとき，このロッキング中心が供試体底面，およびこの中心がずれると仮定し， f_0 は固有振動数， K_R はロッキングばね定数， J は質量の慣性モーメントである^{6-2,3,4)}。

$$J\ddot{\theta} + K_R \theta = 0 \dots \dots \dots (6.3)$$

固有振動数は，

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_R}{J}} \dots \dots \dots (6.4)$$

式(6.2)，(6.4)によって，防波堤の固有振動数をそれぞれ算出し，室内試験で測定した実測値と比較した。

室内試験で用いた供試体は、一般的な実構造物における躯体の概ね 1/10 の寸法とした。また、供試体の作製は、表 6-1 に示した材料・配合のコンクリートを用い、400×500×600 mmとした。ヤング係数は、 $3.33 \times 10^4 \text{N/m}^2$ であり、その質量は実測で 270kg であった。底面基礎には、ばね定数が既知である ($198.61 \text{N/mm} / 1$ 個あたり) 圧縮ばねを用いた。圧縮ばねは、供試体下部に 4~63 個の 7 パターンで配置した (図 6-3 参照)。

表 6-1 コンクリートの使用材料および配合

	種類	記号	物性または主成分
セメント	普通ポルトランドセメント	C	密度: 3.16g/cm^3
細骨材	菊川支流産山砂	S	密度: 2.59g/cm^3 , 吸水率: 2.18%
粗骨材	青梅産砕石	G	密度: 2.70g/cm^3 , 吸水率: 0.62%, 最大寸法: 20mm
混和材料	高性能AE減水剤	SP	アルキルエーテル系陰イオン界面活性剤
	AE助剤	AE	マイクロエア202

W/C (%)	Gmax (mm)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	s/a	単位量(kg/m^3)				混和剤(C×%)	
					W	C	S	G	SP	AE
50	20	10±2.5	4.5±1.5	45.8	172	344	800	986	0.30	0.005

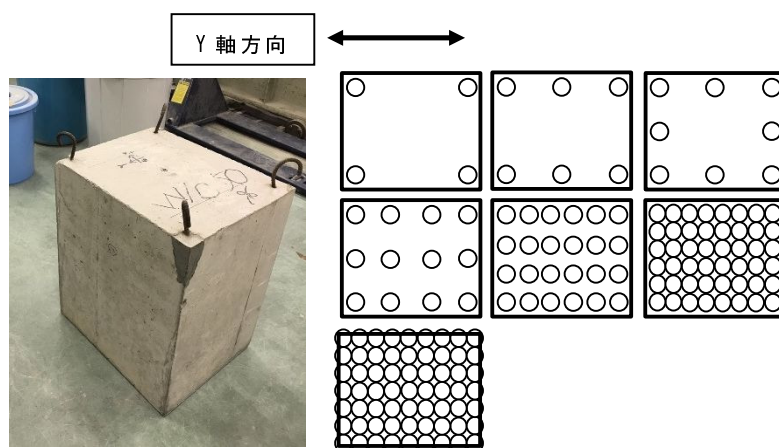


図 6-3 供試体外観 (左), 圧縮ばねの配置 (右: 左上部から 4~63 個)

測定は、供試体上部に小型振動計測装置（携帯用振動計 SPC-51A, (株) 東京測振社製）（以下、「速度計」という）を設置して（表 6-2 参照）、静置状態での 3 成分の振動をそれぞれのパターンごとに、サンプリング振動数 100Hz で 3 分間計測した。なお、速度計は、短辺の供試体中央部、長辺 1/4 の箇所に設置した（図 6-4 参照）。

室内試験で取得した時系列データは、高速フーリエ変換（FFT）し、得られたパワースペクトルを平滑化することで卓越振動数を求めた。なお、これまでと同様に、地盤や建物の振動の影響を排除するため、地盤や建物（床）の振動を測定し、前述のパワースペクトルと比較して、地盤や建物の振動ではないことを確認した上で卓越振動数を求めた。

表 6-2 速度計の仕様

	感度	理論分解能	測定周波数
変位	0.2mm/V	0.06 μm	0.2Hz~
速度 (L)	0.01m/s (1kine/V)	0.3×10^{-5} m/s (0.3kine)	
速度 (H)	0.001m/s (0.1kine/V)	0.03×10^{-5} m/s (0.03kine)	
加速度	2m/s ² (200Gal/V)	0.0006m/s ² (0.06Gal)	

* L, H はそれぞれ Low, High の意味で感度を表す



図 6-4 供試体計測状況と圧縮ばね配置状況

6.2.2 固有値解析による検証

6.2.1 で述べた X 軸方向のロッキング振動は、この振動の中心が供試体の底面中心にあることとしている。この想定が正しいか否かを確認するために、2次元有限要素法を用いた固有値解析を行った。

6.2.3 防波堤基礎変状の規模と室内試験による検証

6.2.1 では、防波堤を模したモデルを用いて、基礎洗堀があることを想定し、供試体端部から 2 点で Z 軸と Y 軸方向の振動を計測することで、理論値と実測値を比較した。ここで、実測値との違いをより分かりやすくするために、Y 軸方向は、振動しにくいと考えられる供試体長辺側としている。この想定では、Z 軸は圧縮ばねの個数により、ばね定数が変化し、設置面積によって基礎洗堀の有無が確認できる。また、この設置面積が減少することで Y 軸方向の固有振動数が小さくなることを意図している。仮に、基礎洗堀が存在した場合、底面中心から同距離の 2 点で振動を測定すれば、両者の振動の変位量が異なると考えられる。さらに、両者の変位量が異なることはロッキング中心がずれているということになる。

そこで、このような想定を確認するために、6.2.1 で用いた供試体と圧縮ばねを用いて、室内試験を実施した。供試体底面に設置する圧縮ばねは、図 6-5 に示すように、全面敷詰め (63 個)、片側 10cm 抜き (49 個)、両側 10cm 抜き (35 個)、中央 10cm 抜き (56 個) の 4 パターンとした。

試験は、供試体上部の 2 箇所にも 6.2.1 と同じ速度計を設置して、静置状態での Z 軸方向の振動をサンプリング振動数 100Hz で 3 分間計測した。なお、速度計は、短辺の供試体中央部、長辺の端部からそれぞれ 1/4 に 2 箇所設置した (図 6-6 参照)。

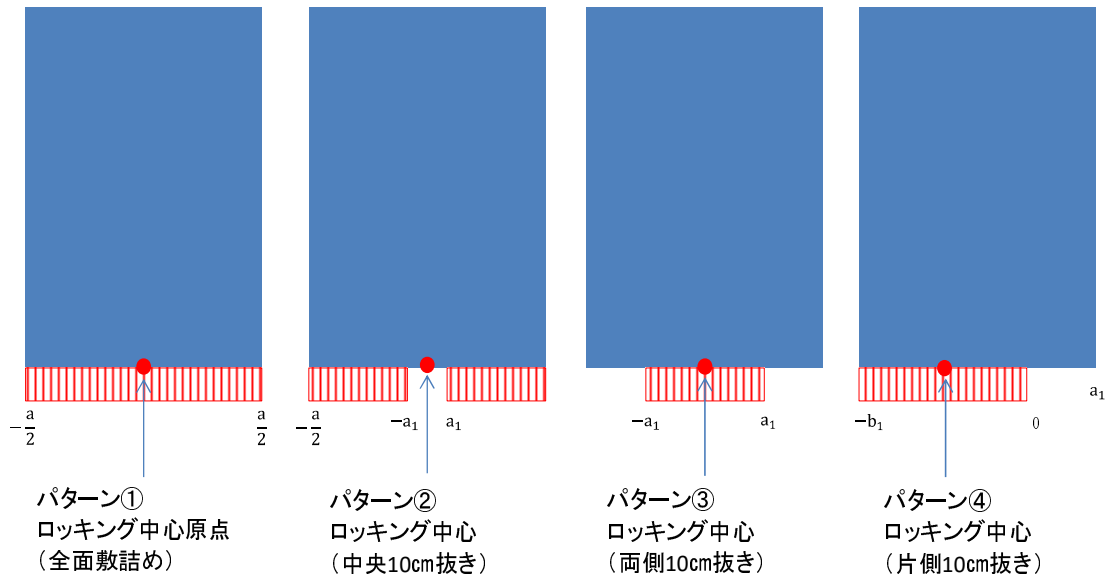


図 6-5 室内試験での 4 パターン 模式図

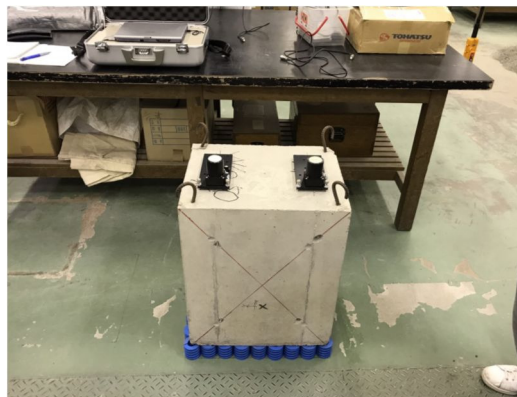


図 6-6 供試体の計測状況

6.2.4 現地試験による検証

現地試験による検証は、3漁港3施設を対象として実施した。まず、基礎洗堀等の変状がないことが確認された2漁港2施設4躯体と基礎洗堀を有する躯体と有しない躯体がある1漁港1施設2躯体を対象とした（表6-3参照）。

表 6-3 対象施設とその状況

漁港施設名	構造形式	対象躯体	基礎形式	基礎状態
A 漁港防波堤	コンクリート単塊式 上部工あり	スパン13, 14	マウンド 式	欠陥なし
		スパン20, 21		欠陥なし
B 漁港防波堤	ケーソン式 上部工なし	スパン10		欠陥なし
		スパン11		欠陥なし
C 漁港防波堤	コンクリート単塊式 上部工なし	躯体1（スパンNo.1）		欠陥なし
		躯体2（スパンNo.2）		欠陥あり

A 漁港防波堤は、構造形式がコンクリート単塊式で上部工がある構造であり（図6-7参照）、対象スパンは、基礎捨石マウンド上に躯体の幅3.2m×高さ5.6m×長さ5m（スパン13, 14）と幅4.6m×高さ5.6m×長さ5mであった（スパン20, 21）（図6-8参照）。ここで、A 漁港防波堤のスパン13, 14やスパン20, 21としているのは、対象施設の上部工が分かれており、本体工は1つであるものをこのように表記した。

B 漁港防波堤は、構造形式がケーソン式で上部工がない構造であり（図6-9参照）、対象スパンは、基礎捨石マウンド上に躯体の幅11.5m×高さ8.45m×長さ10mの隣接する2スパン（10, 11）とした（図6-10参照）。

A, B 漁港防波堤の基礎は、いずれもマウンド式であり、直近で実施された機能診断でいずれも基礎洗堀等の変状がないことが確認されていた。

C 漁港防波堤は、構造形式がコンクリート単塊式で上部工がない構造であり（図6-11参照）、対象スパンは、基礎捨石マウンド上に躯体の幅4.1m×高さ6.35m×長さ5mの隣接する2スパン（躯体1（No.1）、躯体2（No.2））とした（図6-12参照）。C 漁港防波堤は、躯体1（No.1）が洗堀を有しない、躯体2（No.2）が洗堀を有するものであった。先端部の躯体2（No.2）は、図6-13のように、基礎部に欠陥があった（本体工1×1.2×1.3m欠損）。

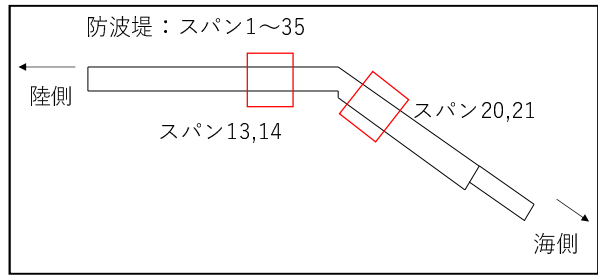


図 6-7 A 漁港防波堤の外観と対象躯体の位置

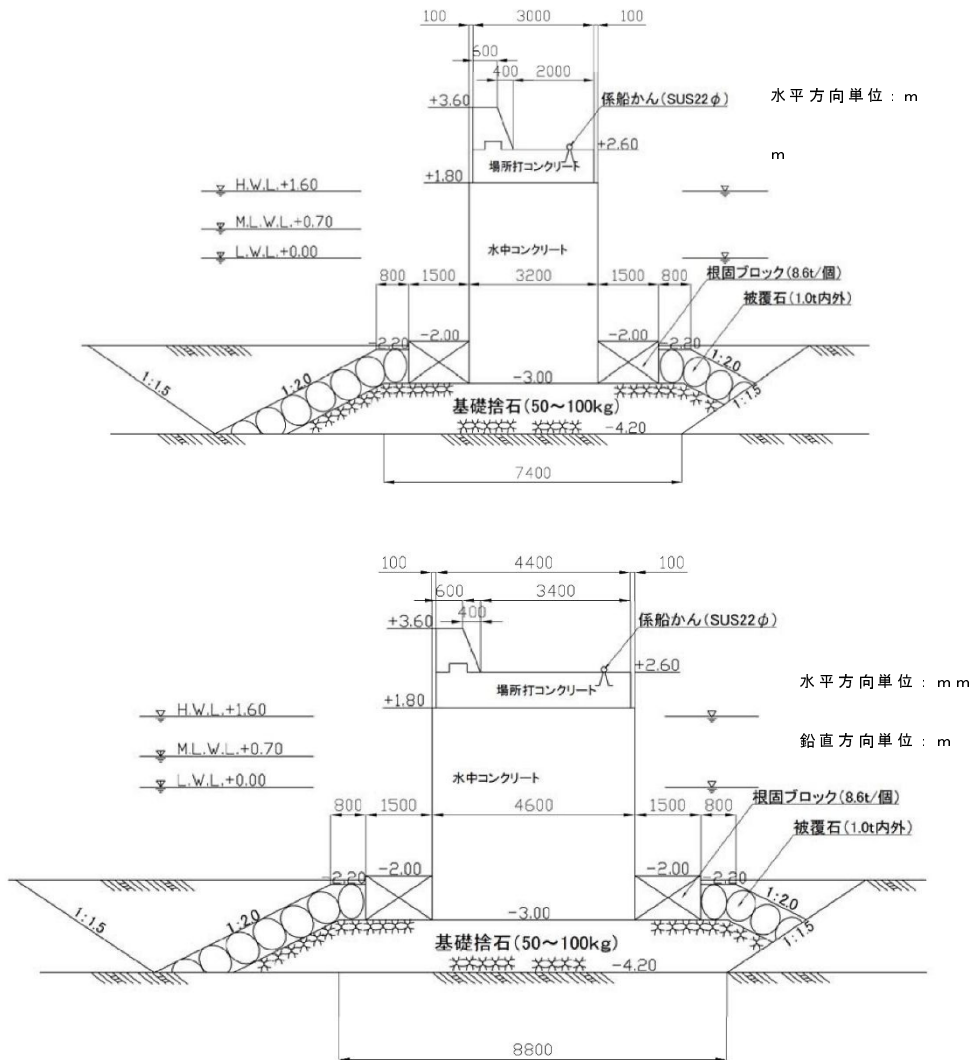


図 6-8 A 漁港防波堤の標準断面図
(上 : スパン 13, 14、下 : スパン 20, 21)

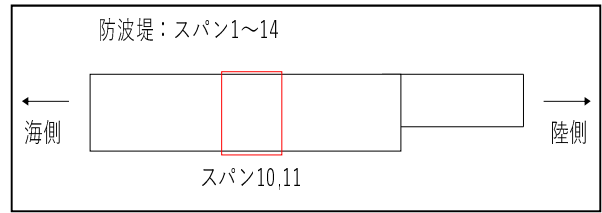


図 6-9 B 漁港防波堤の外観と対象躯体の位置

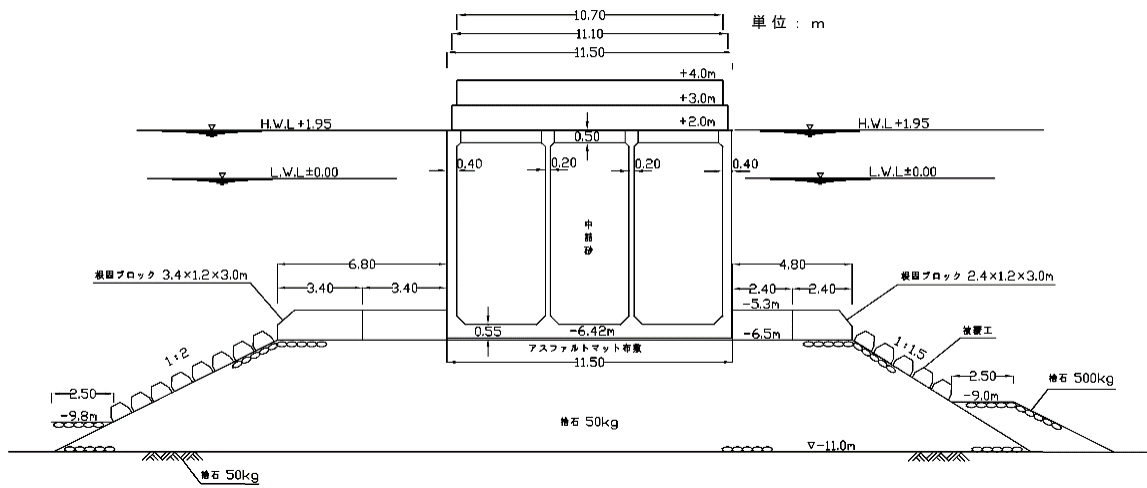


図 6-10 B 漁港防波堤の標準断面図

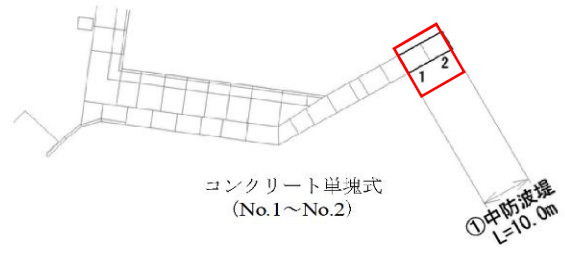


図 6-11 C 漁港防波堤の外観と対象躯体の位置

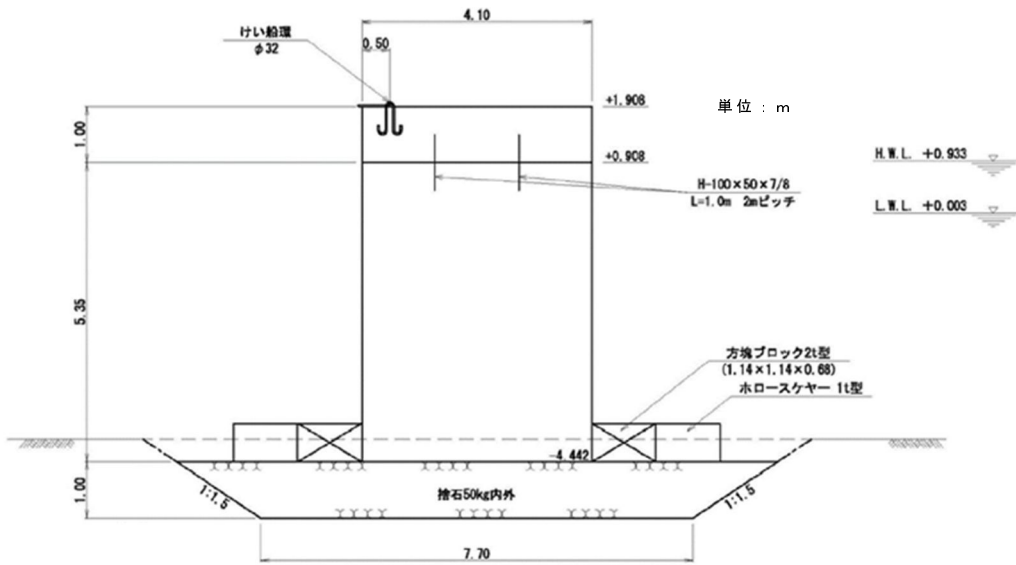


図 6-12 C 漁港防波堤の標準断面図

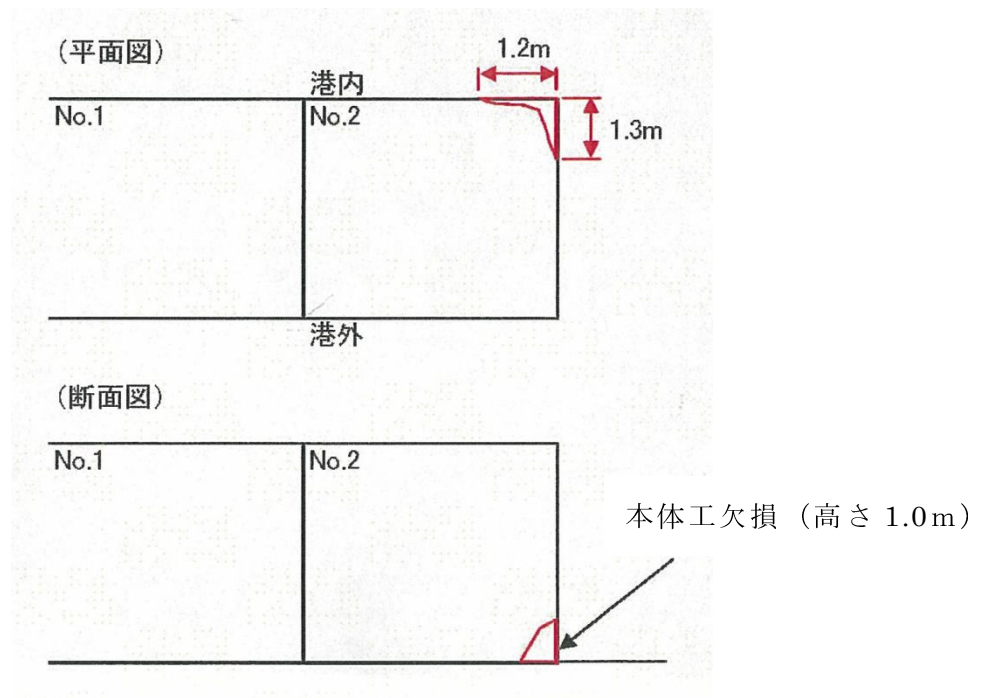


図 6-13 C 漁港防波堤の躯体 2 (No. 2) における欠陥状況

対象施設の全ての躯体上部で、起振機（サンエス社製の永久磁石起振機 SSV-125ME）を用いて（図 6-14 参照）、水平方向に振動数を 10 ケース程度変えて強制加振し、振動を 1 分間ずつ計測した。計測は、6.2.1 や 6.2.3 と同じ 2 台の速度計を用いて行い、起振機と速度計の配置は、図 6-15 に示すとおりとした。

前述したように、現地試験において起振機を用いたのは、漁港施設防波堤の躯体を強制加振することによって、より明確なロッキング振動を把握するためである。なお、加振に用いた起振機は、今回検討した振動数帯においてフラットな加振力特性（最大加振力 490N 以上）を有し、この加振によって、十分な応答が得られるかを確認した上で選定した。



起振機形式	SSV-125ME
最大加振力	588N (60kgf)
周波数範囲	0.1~100Hz
起振方向	水平方向
最大加速度	無負荷14.7m/s ²
最大変位	80mmp-p
電源	AC100V単相
可動部質量	40kg
寸法	W224×D374×H184mm

図 6-14 起振機の外観と基本仕様

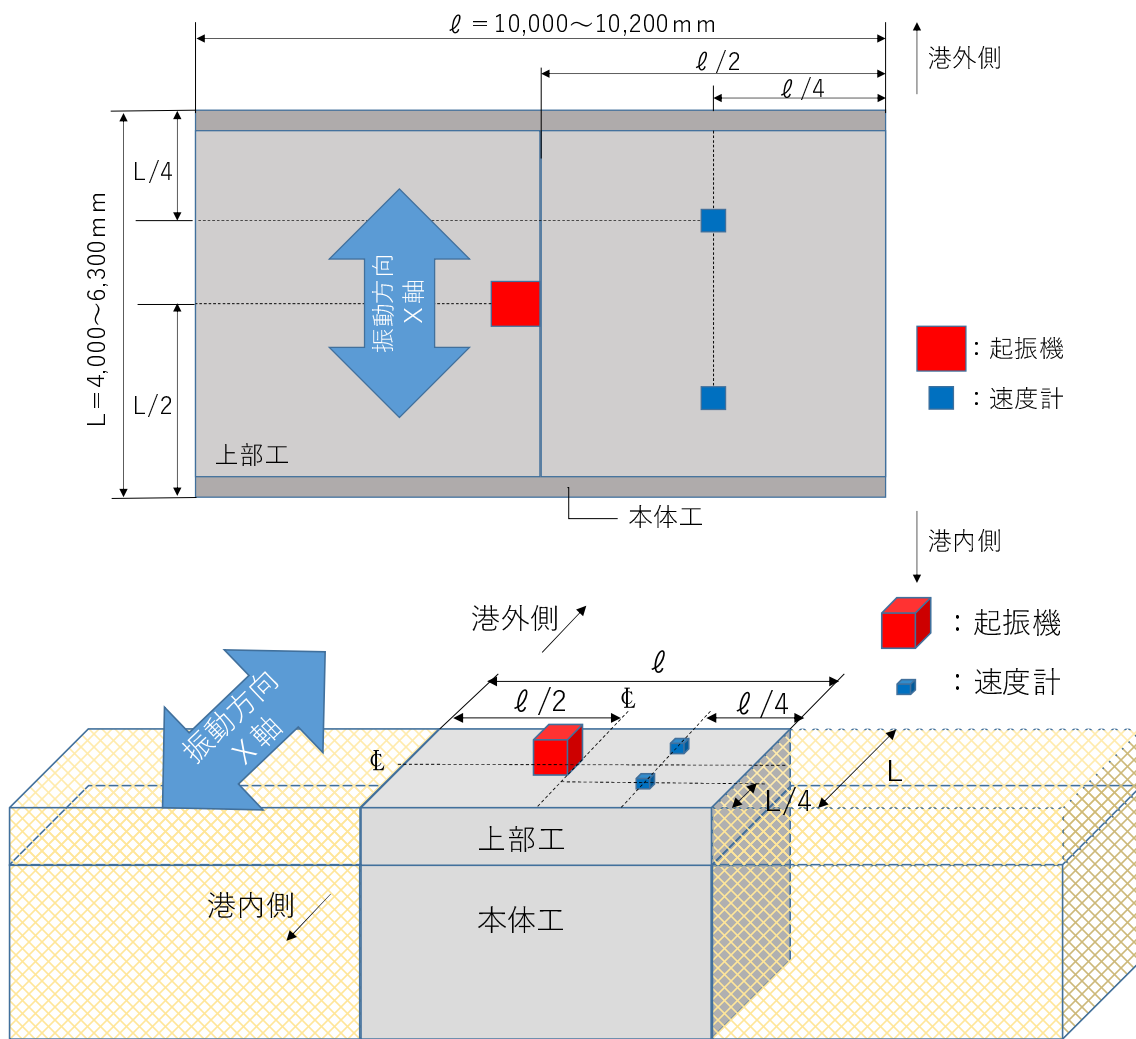


图 6-15 計測概要 (上 : 配置平面図, 中 : 配置立体図, 下 : 計測状況)

6.3 結果と考察

6.3.1 防波堤の固有振動理論値と室内試験による検証

(1)鉛直方向（Z軸方向）の振動

供試体底面に配置する圧縮ばね4～63個とした場合の鉛直方向（Z軸方向）の振動の理論値は、式(6.2)によって、圧縮ばね個数分のばね定数と供試体質量からそれぞれ算出した。実測値は、計測したデータを高速フーリエ変換（FFT）し、得られたパワースペクトルから卓越振動数を求めた。なお、計測した室内施設近傍の地盤振動も同様に卓越振動数を求め、それぞれの実測値が地盤振動と異なることを確認した。

理論値と実測値の関係は、図6-16に示すとおりであり、圧縮ばねの個数が増加すれば固有振動数も増加する傾向は、4～48個までの固有振動数が両者とほぼ同じであった。圧縮ばね63個で実測値は、理論値より若干小さくなり、これは供試体底面の全面に敷詰めた場合、最外周のばねが供試体よりはみ出すため、ばね定数が異なったことによるものと考えられる。

以上より、Z軸方向（防波堤鉛直方向）の振動は、式(6.2)で再現でき、従来言われているように、基礎のばね定数と構造物質量に依存することを確認した。

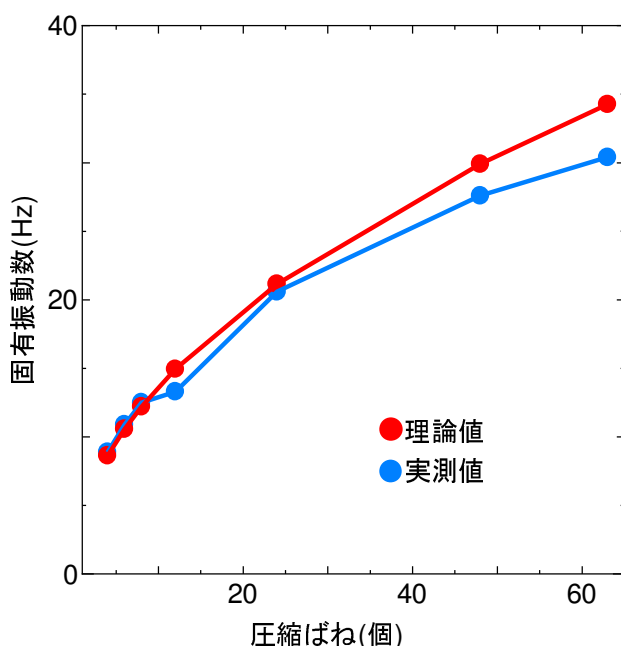


図 6-16 Z軸方向における理論値と実測値の関係

(2)水平方向（X軸方向）の振動

水平方向（X軸方向）振動の理論値は、式(6.4)を用いて、ロッキング中心が供試体底面中央にあると仮定した回転剛性 K_R 、および慣性モーメント J を式(6.5)および(6.6)で算出した。ここで、 a は供試体横幅、 b は供試体奥行、 h は供試体高さ、 ρ は単位容積質量とした。

実測値は、鉛直方向（Z軸方向）の振動と同様に卓越振動数を求めた。理論値と実測値は、図 6-17 のとおりであり、圧縮ばね 48 個の場合、理論値よりわずかに小さい値となったものの、ほぼ同じ固有振動数となった。

以上より、X軸方向（防波堤の水平方向）の振動は、式(6.4)、(6.5)、(6.6)によって、再現できることを確認した。

$$K_R = k_v b \int_{-a/2}^{a/2} \eta^2 d\eta = \frac{k_v b}{3} [\eta^3]_{-a/2}^{a/2} = \frac{k_v b a^3}{3 \cdot 4} = \frac{k_v a^3 b}{12} \cdots (6.5)$$

$$J = \int_0^h \int_{-a/2}^{a/2} \rho dy dz b (y^2 + z^2) = M \left(\frac{a^2}{12} + \frac{h^2}{3} \right) \cdots (6.6)$$

ここで、 $M = \rho abh$ とした。

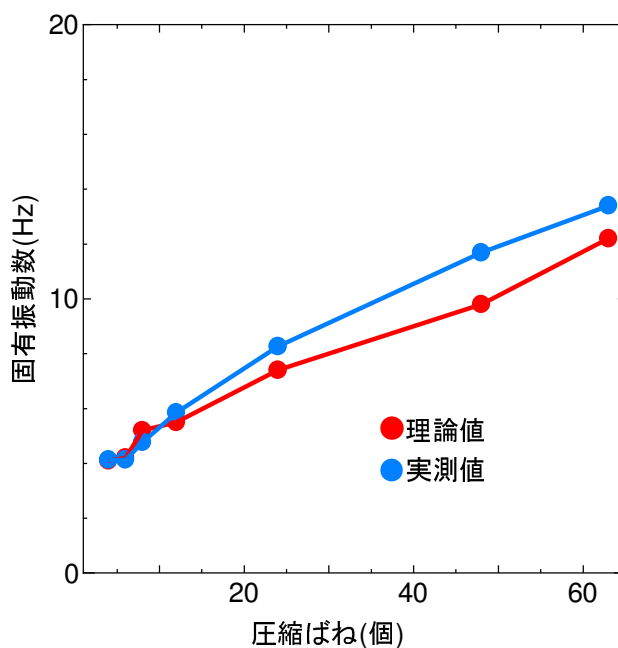


図 6-17 X軸方向における理論値と実測値の関係

6.3.2 固有値解析による検証

水平方向（X 軸方向）のロッキング振動は，この振動の中心が供試体の底面中心にあることを想定しており，この想定を確認するために，2次元有限要素法を用いた固有値解析を行った。

図 6-18 に結果の一例として，幅 4m，高さ 6m のコンクリートブロックが高さ 2m の基礎地盤上に設置されている場合の 1 次の固有振動モードを示す（○印がロッキング中心）。ここで，コンクリートブロックの単位容積質量 = $2,300\text{kg/m}^3$ ，ヤング係数 = $4 \times 10^{10}\text{N/m}^2$ ，ポアソン比 = 0.25，地盤の単位体積質量 = $1,800\text{kg/m}^3$ ，地盤のポアソン比 = 0.45 である。

本解析では，基礎部の地盤として N 値を 50 と仮定しており，通常，コンクリート部と基礎地盤部の剛性の違いが大きいことから，ロッキング中心は基礎底面レベルに近いところに位置するものと考えられる。

以上より，固有値解析によって，ロッキング振動の中心は，供試体底面の中心にあることが確認でき，沿岸構造物を模した室内モデルでの式(6.2)の適用は妥当といえる。

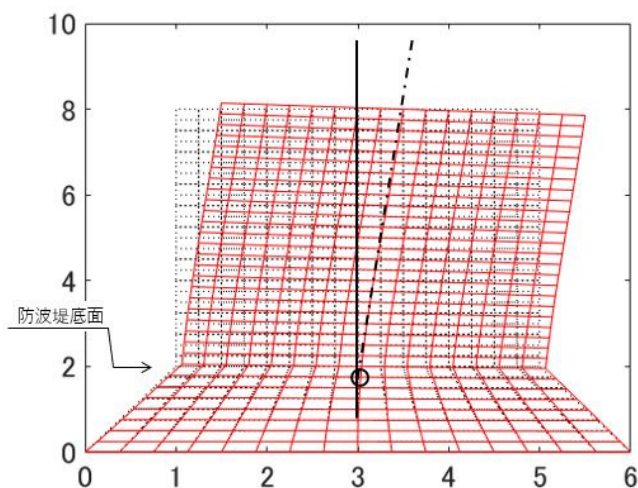


図 6-18 防波堤の固有振動モードの例 ($f_0 = 5.63(\text{Hz})$)

6.3.3 防波堤基礎洗堀の規模と室内試験による検証

6.3.1 より、供試体における水平方向（X 軸方向）の振動は、ロッキング中心を供試体底面中央にあると仮定した理論値と実測値が整合することが確認された。ここでは、このロッキング振動を活用して、防波堤基礎洗堀の規模を把握する方法を室内試験で検証した。

底面に圧縮ばねを配置した供試体がロッキング振動しており、このロッキング中心が構造物底面中央にあると仮定すれば、その構造物の底面反力分布を考慮すると、構造物上部の中央から同じ距離の 2 点の鉛直方向振動の変位量が同じになる。反対にこの変位量に差があると、ロッキング中心が構造物の底面中央からずれており、このずれは地盤基礎が構造物底面と密着していないと考えることができる(6-2.3.4)。この仮定が正しいとすると、この 2 点間の変位量差によって、基礎洗堀の有無だけでなく、その規模（ここでは洗堀の大きさや深さ）も推定することが可能となる

図 6-19 は、供試体による 2 点計測の測定箇所や底面反力分布、およびこのときの鉛直変位量を模式図に示したものである。ロッキング中心が 6.3.1 のように全て供試体底面中央にある場合、この中心から同距離（ここでは、それぞれ長辺の 1/4）で測定すれば、2 地点の鉛直変位は、同振幅で逆位相になるはずである。

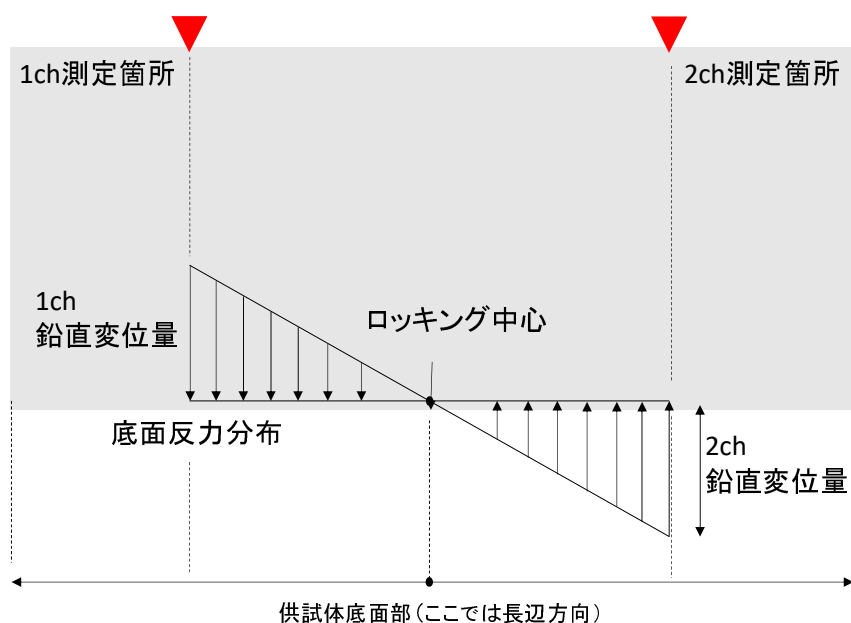


図 6-19 供試体 2 点計測の底面反力分布と鉛直変位量の関係のイメージ

表 6-4 にそれぞれの供試体における鉛直変位量を示した。鉛直変位量は、2 点の測定箇所における振動波形を鉛直変位に換算して算出した。

表より、全面敷詰め（63 個）、両側 10cm 抜き（35 個）、中央 10cm 抜き（56 個）では、若干の違いがあるものの、1ch と 2ch の鉛直変位量がほぼ同じとなった。一方、片側 10cm 抜きについては、1ch=0.100mm、2ch=0.059mm となり、両者に明らかな差が確認された。両者の値より、ロッキング中心を算出すると、片側 10cm 抜きでは、供試体中心から圧縮ばねを除いた方向に 6.25cm ずれた位置にあることが確認された。このことは、基礎洗堀が発生して、供試体が基礎と接地していない場合、ロッキング中心は接地面に沿って、ずれることとなり、特に洗堀が顕著な場合には、2 地点の鉛直変位は振幅の異なる値が観測される可能性もある。また、基礎の欠損（洗堀）に伴うロッキング中心の移動現象に着目した防波堤鉛直変位観測を活用すること（構造体上部で中心からの同一距離での 2 地点 Z 軸方向の振動計測）で構造物基礎部の洗堀の規模を推定できる可能性を示すものである。

表 6-4 供試体におけるそれぞれの条件での鉛直変位量

	鉛直変位量 (mm)		変位量差 (mm)
	1 c h	2 c h	
全面敷詰め (圧縮ばね63個)	0.0525	0.0514	0.0011
片側10cm抜き (圧縮ばね49個)	0.1002	0.0590	0.0412
両側10cm抜き (圧縮ばね35個)	0.1122	0.1307	0.0185
中央10cm抜き (圧縮ばね56個)	0.0604	0.0563	0.0041

6.3.4 現地試験による検証

6.3.3 の室内試験で確認された方法を用いて、現地試験で検証した。

A, B 漁港防波堤における各躯体は、 $3.6\sim 4.2\text{Hz}$ で加振したときに共振していることが確認され、その時の水平方向（X 軸）と鉛直方向（Y 軸）の時刻歴波形は、図 6-20, 6-21 に示すとおりである。図より、双方の振動が概ね逆位相を示しており、起振機によって、漁港施設防波堤が強制振動し、ロッキング振動していることが確認された。

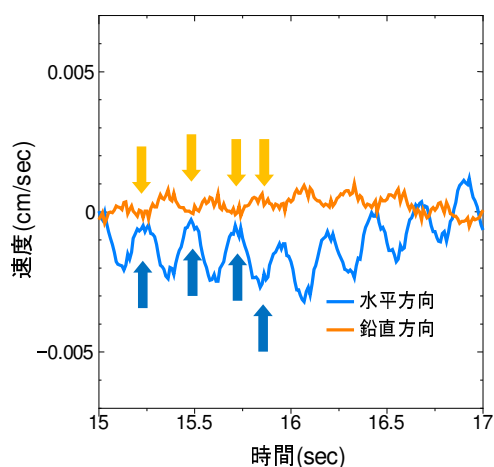


図 6-20 A 漁港防波堤スパン 20, 21 の水平方向, 鉛直方向の時刻歴波形

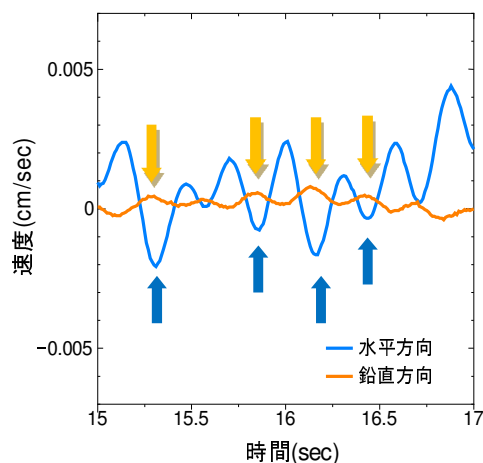


図 6-21 B 漁港防波堤スパン 10 の水平方向, 鉛直方向の時刻歴波形

このようなロッキング振動しているときの A 漁港防波堤と B 漁港防波堤の各スパンにおける 2 点の鉛直変位量 (mm) と 2 点間の変位量差 (mm) は、表 6-5 のとおりである。表より、2 点間の変位量差は確認されず、強制振動によって共振した状態であっても 2 点の Z 軸方向の変位量が同じということは、ロッキング中心が構造物底面の中心にあることを示している。

表 6-5 A, B 漁港防波堤における各躯体の鉛直変位量差

漁港名	躯体 (加振振動数)	鉛直変位量 (mm)		変位量差 (mm)
		1ch	2ch	
A 漁港	スパン13.14 (3.6Hz)	0.00009	0.00009	0.00001
	スパン20.21 (4.2Hz)	0.00010	0.00013	0.00003
B 漁港	スパン10 (3.5Hz)	0.00009	0.00010	0.00001
	スパン11 (3.5Hz)	0.00022	0.00023	0.00001

一方、C 漁港防波堤における躯体 1(スパン No.1)の共振振動数は、6.0Hz であり、躯体 2 (スパン No.2) の共振振動数は、5.6Hz であった。このときの躯体 2 (スパン No.2) における水平方向と鉛直方向の時刻歴波形は、図 6-22 に示すとおりであり、水平方向と鉛直方向の振動が概ね逆位相を示し、ロッキング振動していることが確認できる。

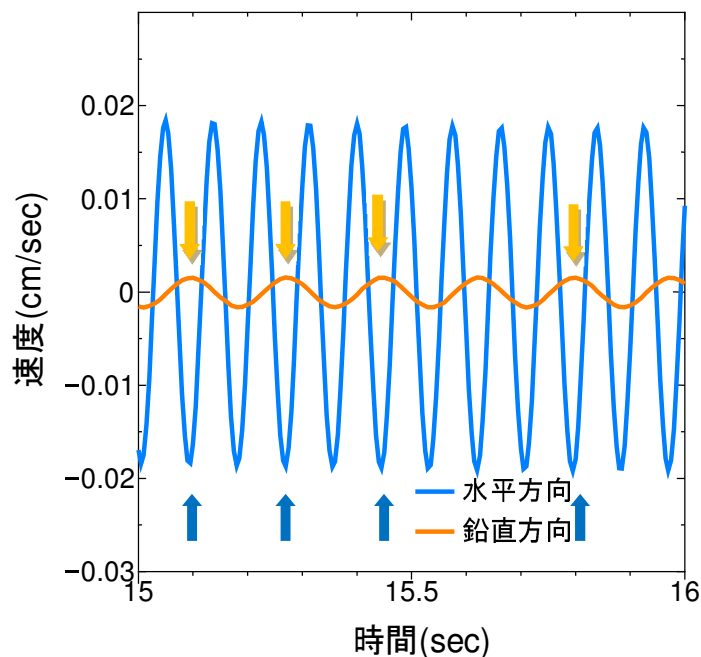


図 6-22 C 漁港防波堤 No. 2 の水平方向，鉛直方向の時刻歴波形 (5.6Hz 起振)

共振振動しているときの各躯体における 2 点の鉛直変位量 (mm) と 2 点間の変位量差 (mm) は、表 6-6 のとおりである。表より、基礎洗掘がある躯体がない躯体と比較して、明らかな変位量差が生じている。なお、これら鉛直変位量は、室内試験と同様に、2 点の測定箇所における振動波形を鉛直変位に換算して算出している。

表 6-6 対象施設における鉛直変位量差

		鉛直変位量 (mm)		変位量差 (mm)
		1 c h	2 c h	
躯体 1 (No.1)	洗掘を有しない	0.00136	0.00152	0.00016
躯体 2 (No.2)	洗掘を有する	0.00259	0.00148	0.00111

表より，C漁港防波堤における躯体短辺方向は，4.15mであるため，前述の変位量差より，ロッキング中心を算出すると，欠損がない側に0.565m程度ずれており，4.15mのうち底面と接しているのが2.85mであり，これが躯体2（スパンNo.2）の変位量差に影響したものと考えられる（図6-23参照）。

以上より，3漁港3施設の現地試験によって，起振機による強制加振を用い，防波堤をロッキング振動させ，防波堤上の端部2点間の鉛直変位量差を把握し，基礎を評価する方法について，現地漁港施設防波堤でも適用可能であることが確認された。

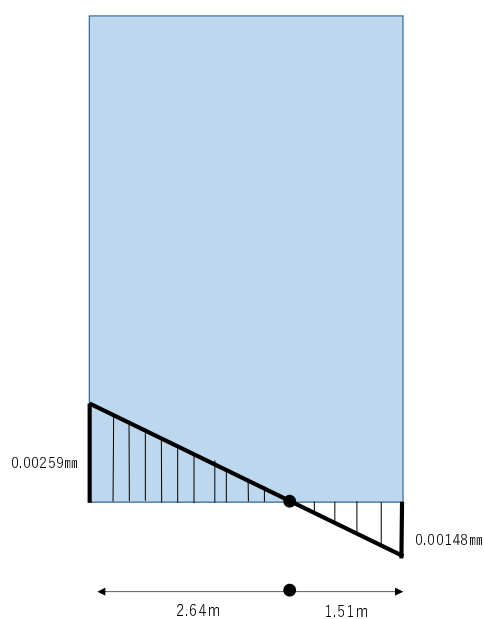


図 6-23 変位量から算出したロッキング中心

6.4 まとめ

1章の本研究の目的で示した3つの観点のうち、「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする（機能診断の高度化）」の観点での検討として、漁港施設防波堤における基礎洗堀の規模（深さ）を予測することを指向した固有振動法（2点計測）の適用を検討し、本研究の範囲内で、以下の結論を得た。

- 1) 室内試験による基礎を想定した圧縮ばねの配置を変化させた供試体を用い、その振動特性のうち、Z軸方向（防波堤鉛直方向）の振動は、理論値と高い相関を示した。室内試験による2点変位量差がロッキング振動理論値とほぼ一致することを確認し、これより圧縮ばねの欠損数（洗堀深さ）を推定できることを示した。
- 2) 固有値解析によって、ロッキング振動の中心が供試体底面の中心付近にあることを確認し、室内モデルでの理論値の適用は妥当であることを示した。
- 3) 基礎洗堀がない2施設（4躯体）と洗堀欠陥が既知である1施設（2躯体）で本手法を適用し、前者はロッキング振動していることを確認した上で2点の変位量差がなく、後者は実機の洗堀規模（1～1.3m）に対応してロッキング中心が洗堀規模に影響されてずれることを確認し、本手法が実機の基礎洗堀の予測に適用できることを見出した。

以上より、防波堤での2点計測によって、洗堀の鉛直変位量差を比較し、基礎洗堀の規模を推定できることを見出した。今後は、現地での検証も踏まえ、立地場所、構造形式、建設年次が異なるデータを蓄積することが重要である。

5章で検討した常時微動による固有振動法（1点計測）は、現地状況等によって固有振動数の特定が困難なこともあったため、今回検討したような起振機による強制加振の方が卓越振動数や変位量差も明確であると考えられる。今後、実機への適用は、現地状況やノイズの影響もあるため、起振機を用いた振動計測が望まれる。

本章で検討した固有振動法（2点計測）の実用化にあたっては、起振機を用いること、および5章で述べた1点計測も含めたデータ蓄積を進めることが効率的であると考えられる。つまり、固有振動法として1点計測と2点計測を同時に実施することである。また、本法の適用にあたっては、躯体中央で強制加振させ、2点×3軸（X, Y, Z軸）で測定することで、水平方向（X軸）の固有振動数による評価、2点での鉛直方向（Y軸）の変位量差による評価を合わせて実施することが可能である。また、図6-24に示すように、測線を3測線程度とすることで基礎洗堀の場所に偏りがあっても対応できるものと考えられる。さらに、漁港施設に多い先端部の基礎洗堀の場合、水平方向の法線方向（Y軸）の固有振動数が有用となる。

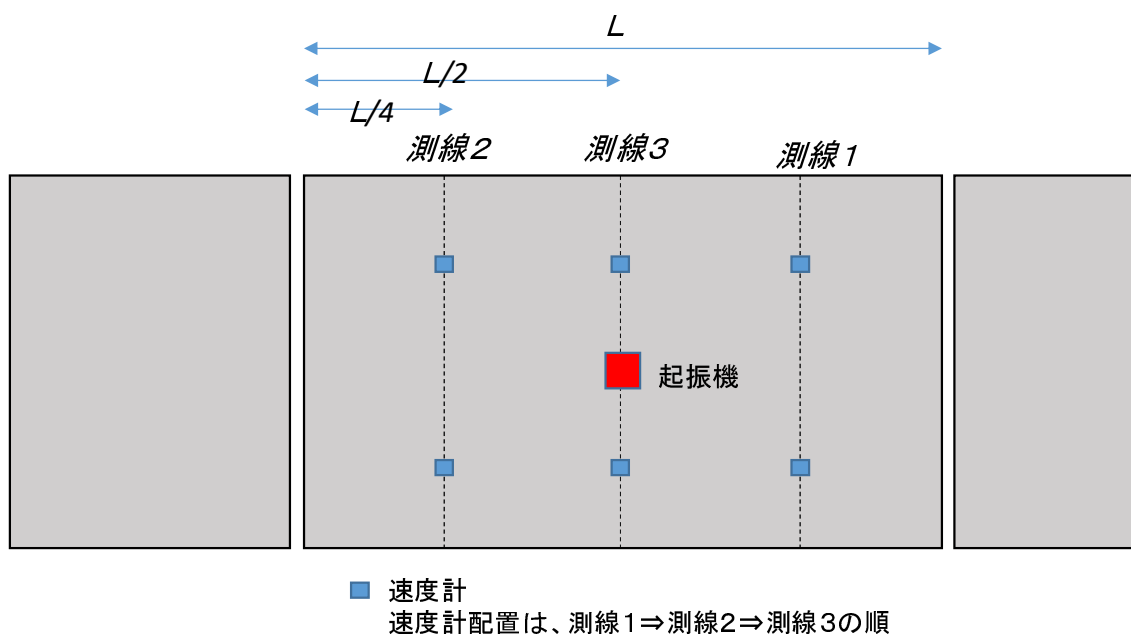


図 6-24 固有振動法による測定手順例

【参考文献】

- 6-1) 村木義男，高島和夫：波による防波堤の振動について，羽幌港における観測結果，第12回海岸工学講演会講演集，pp.198-204，1965.
- 6-2) 小坪清眞：入門建設振動学，森北出版，2011.
- 6-3) 小坪清眞：土木振動学，森北出版，1997.
- 6-4) 中井博・小林治俊：土木構造物の振動解析（第2版），森北出版，2013.
- 6-5) 丸山敏生，笠井哲郎，藤田孝康，中村克彦：固有振動を用いた漁港施設における機能診断方法の検討，第44回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，2017.

第7章 結論

平成 20 年度以降，水産基盤施設ストックマネジメント事業による漁港施設の機能診断が進められているものの，これらの機能診断には以下の課題がある。

- ① 従来が目視調査を工夫することで，詳細調査を行わない，または詳細調査の対象箇所等を減少させる（機能診断の効率化）
- ② 詳細調査に位置付けられている手法を簡易化し，目視調査と同時に実施できるようにする（機能診断の簡易化）
- ③ 目視調査で確認できないような場所について，詳細調査に位置付けられている手法を高度化して，新たな調査方法とする（機能診断の高度化）

本論文では，①～③の観点で新たな診断手法の既存漁港施設への適用を検討した。具体的には，室内試験による検討と実機の漁港施設への適用検証を機械インピーダンス法，衝撃弾性波法（透過法），固有振動法（1点計測），固有振動法（2点計測）の4つの診断方法について検討している。

筆者は，これら非破壊試験手法の既存漁港施設への適用に取り組んでおり，本研究以外でも全国で既存漁港施設での現地試験を実施してきた。本論文に関連する診断手法の適用のための現地試験は，以下のとおりである。

適用性検討方法	検討年度	都道府県	漁港名
衝撃弾性波法(同一面速度計測)	平成19年度	神奈川県	小田原漁港
	平成20年度	長崎県	奈留漁港
	平成21年度	富山県	滑川漁港
	平成22年度	岡山県	寄島漁港
	平成23年度	千葉県	銚子漁港
機械インピーダンス法 (反発度法, 圧縮強度試験含む)	平成19年度	神奈川県	小田原漁港
	平成20年度	長崎県	奈留漁港
	平成21年度	富山県	滑川漁港
	平成22年度	岡山県	寄島漁港
	平成23年度	千葉県	銚子漁港
	平成24年度	新潟県	筒石漁港
		新潟県	能生漁港
	平成25年度	青森県	宇鉄漁港
平成28年度	神奈川県	三崎漁港	
衝撃弾性波法(透過法)	平成29年度	千葉県	鴨川漁港
		新潟県	筒石漁港
固有振動法(1点計測, 2点計測)	平成29年度	千葉県	鴨川漁港
		新潟県	筒石漁港
		神奈川県	三崎漁港
	平成30年度	神奈川県	三崎漁港
		神奈川県	金田漁港
	青森県	牛滝漁港	

以下に，本研究より得られた結論を各章ごとに要約し，本論文の結論とする。

第2章では、漁港施設の既存ストックが総延長 6,451km に達し、外郭施設、輸送施設、係留施設が漁港施設の主要施設であること、これらが順次、更新を迎えるとこれらの費用捻出が困難となることがわかった。また、施設の性能が低下した A は、鋼構造の方が多量のもの、コンクリート構造の施設数が多いこと、老朽化が早い施設は、沈下や空洞等、目視では発見や全体把握が困難なものが大きな比率であることがわかった。前述した①～③の3つの観点で、これらに対応する機械インピーダンス法、衝撃弾性波透過法、固有振動法（1点計測、2点計測）の3手法について、関連する既存知見を整理した。

第3章では、前述の「①従来の目視調査を工夫することで、詳細調査を行わない、または詳細調査の対象箇所等を減少させる（機能診断の効率化）」および「②詳細調査に位置付けられている手法を簡易化し、目視調査と同時に実施できるようにする（機能診断の簡易化）」の観点で、ハンマーでコンクリートを打撃し、そのときに得られる打撃応答波形から圧縮強度を推定する機械インピーダンス法の漁港施設への適用を検討した。その結果、本研究の範囲内で以下の結論を得た。

- 1) 反発度法は、コアによる平均圧縮強度試験結果より、推定強度が低い傾向があった。また、研磨前後の差が大きく、既存漁港施設への適用は、JIS等で指摘されているように、研磨が必須であり、測定点数を多くし、また構造形式や建設年次ごとにコアによる圧縮強度を併用する等が必要である。
- 2) 機械インピーダンス法は、反発度法より、表面に骨材が露出する状態の場所に留意しつつ、今後も継続的なデータ蓄積や施設ごとのキャリブレーションを伴いながらも、 $\pm 20\%$ 程度の誤差を許容すれば、研磨しなくとも推定強度がコアによる平均圧縮強度試験結果と近いことを確認した。また、定量的なデータが蓄積できるため、打撃応答波形を考慮した圧縮強度との関係式によって、更なる精度向上が期待され、事前の研磨が不要な簡易圧縮強度推定法として活用できるものと考えられる。

以上より、機械インピーダンス法による漁港施設への適用について、室内試験による検証を行うとともに、実際の漁港施設における検証を行って、打撃応答波形を考慮した推定圧縮強度を算出し、より圧縮強度試験結果と相関が高い換算式を提示

した。

第4章では、前述の「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする（機能診断の高度化）」の観点での検討として、衝撃弾性波法（透過法）による漁港施設への適用を検討した。その結果、本研究の範囲内で以下の結論を得た。

- 1) 内部欠陥があることを想定した供試体を用いて、健全部と不健全部それぞれで透過法弾性波法を適用し、内部欠陥の有無によって弾性波速度とパワー伝送比が増減することを確認した。
- 2) 透過法弾性波を測定する方法によって、弾性波速度とパワー伝送比という2つの指標で評価する方法を室内試験で検討し、前者が 4,300 m/s、後者が 10.0 dB の交点で評価できることを確認した。さらに、室内試験で見出した評価方法を現地構造物に適用し、評価基準とする数値が変わるものの、概ね適用できることを確認した。

ただし、今回の現地試験は、内部欠陥が表面からわかる変状で疑似的に実施したため、内部欠陥自体の実証とまでは言えない。今後、内部欠陥が既知の施設で実証が必要であると言える。また、パワー伝送比は距離減衰の影響を受けやすいと考えられるため、様々な構造形式でのデータを蓄積し、減衰係数等を求める必要がある。

第5章では、前述の「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする（機能診断の高度化）」の観点での検討として、防波堤における固有振動数を測定し、不可視部である基礎の健全性を評価する固有振動法（1点計測）を検討した。その結果、本研究の範囲内で以下の結論を得た。

- 1) 実際の防波堤を模した供試体を作製し、その基礎モデルとして圧縮ばねを配置し、鉛直および水平方向の卓越振動数を計測することで、ばね個数を変化させた条件でこれらの理論値と実測値がほぼ一致することを確認した。
- 2) 既存の A 漁港施設防波堤の洗堀を有するまたは洗堀を有しない躯体で振動特性を計測して、卓越周波数から固有振動数を特定し、洗堀を有する躯体は、洗堀がない躯体と比較して固有振動数が減少することを確認した。
- 3) 既存の A 漁港施設防波堤の水平方向における理論固有振動数を算出し、実測値と同程度であることを確認した。

以上より、防波堤の基礎部洗堀の有無は、構造物上部の固有振動数の実測値と理論値を比較することで評価できることを見出した。しかしながら、B 漁港防波堤において、隣接躯体が影響したと思われる振動数が卓越しないという現象があったこと、対象施設の基礎が直接基礎で想定した地盤反力係数と異なっていること、現状の理論式に浮力を考慮していないこと等から理論固有振動数と実測値に差異が生じたと考えられる。このように、常時微動による固有振動法は、現地状況等により適用範囲が限定されるものと考えられ、理論式の適用範囲がどの程度になるかは、データ蓄積による検討や異なる手法の検討が必要であり、今後は、現地試験ケースを増加させるとともに、大型模型実験併用等による知見蓄積が必要である。

第 6 章では、前述の「③目視調査で確認できないような場所について、詳細調査に位置付けられている手法を高度化して、新たな調査方法とする（機能診断の高度化）」の観点で、漁港施設防波堤における基礎洗堀の規模（深さ）を予測することを指向した固有振動法（2 点計測）を検討した。本手法は、漁港施設防波堤がロッキング振動していることが確認されたものの、卓越振動数が不明確になる、または理論値と実測値に差異が出る場合があったため、固有振動法（1 点計測）を補完または代替する方法として検討した。その結果、本研究の範囲内で以下の結論を得た。

- 1) 室内試験による基礎を想定した圧縮ばねの配置を変化させた供試体を用い、その振動特性のうち、Z軸方向（防波堤鉛直方向）の振動は、理論値と高い相関を示した。室内試験による2点変位量差がロッキング振動理論値とほぼ一致することを確認し、これより圧縮ばねの欠損数（洗堀深さ）を推定できることを示した。
- 2) 固有値解析によって、ロッキング振動の中心が、供試体底面の中心付近にあることを確認し、室内モデルでの理論値の適用は妥当であることを示した。
- 3) 基礎洗堀がない2施設（4躯体）と洗堀欠陥が既知である1施設（2躯体）で本手法を適用し、前者はロッキング振動していることを確認した上で2点の変位量差がなく、後者は実機の洗堀規模（1～1.3m）に対応してロッキング中心が洗堀規模に影響されてずれを確認し、本手法が実機の基礎洗堀の予測に適用できることを見出した。

以上より、防波堤での2点計測によって、洗堀の鉛直変位量差を比較し、基礎洗堀の規模を推定できることを見出した。今後は、現地での検証も踏まえ、立地場所、構造形式、建設年次が異なるデータを蓄積することが重要である。

5章で検討した常時微動による固有振動法（1点計測）は、現地状況等によって固有振動数の特定が困難なこともあったため、今回検討したような起振機による強制加振の方が卓越振動数や変位量差も明確であると考えられる。今後、実機への適用は、現地状況やノイズの影響もあるため、起振機を用いた振動計測が望まれる。

本章で検討した固有振動法（2点計測）の実用化については、起振機を用いること、および1点計測も含めたデータ蓄積を進めることが効率的である。つまり、固有振動法として1点計測と2点計測を同時に実施する。具体的には、躯体中央で強制加振させ、2点×3軸（X、Y、Z軸）で測定することで、水平方向（X軸）の固有振動数による評価、2点での鉛直方向（Y軸）の変位量差による評価を合わせて実施することが可能である。また、測線を複数とすることで基礎洗堀の場所に偏りがあっても対応できるものと考えられる。さらに、漁港施設に多い先端部の基礎洗堀の場合、水平方向の法線方向（Y軸）の固有振動数が有用となる。

謝 辞

本論文は、著者がこれまでに取り組んできた漁港施設における機能診断手法についての研究成果をとりまとめたものです。

本研究を取りまとめるにあたり、研究を始めるきっかけを与えてくださるとともに終始懇切丁寧なご指導ご教授を賜りました東海大学工学部 教授 笠井哲郎博士に深厚なる謝意を表します。

また、学位論文審査の労をお執りくださいました東海大学工学部 教授 渡部憲博士（主査）、同教授 杉山太宏博士（審査委員）、同教授 三神厚博士（審査委員）、同教授 笠井哲郎博士（審査委員）、国立研究開発法人水産研究・教育機構水産工学研究所主幹研究員 三上信雄博士（審査委員）には、多くの貴重な御助言と温かい御支援を賜りました。ここに記して感謝申し上げます。

さらに、本研究の3章のとりまとめ方法、英語論文投稿および国際会議での発表等、東海大学工学部教授 伊達重之博士に御指導と御教示を賜りました。5章、6章の固有振動法の計測方法や解析については、東海大学工学部教授 三神厚博士に終始懇切な御指導御教示を賜りました。研究全般に渡って、国立研究開発法人水産研究・教育機構水産工学研究所主幹研究員 三上信雄博士に御指導や激励をいただきました。ここに記して感謝申し上げます。

本研究を進めるにあたり、国立研究開発法人水産研究・教育機構水産工学研究所主幹研究員 梅津啓史氏（現所属：水産庁漁港漁場整備部）、前任の中村克彦氏（現所属：水産庁漁港漁場整備部計画課）、金田拓也氏（現所属：水産庁漁港漁場整備部防災漁村課）、および浅川典敬氏（現所属：水産庁漁港漁場整備部整備課 整備課長）には、多大なる御協力や御支援をいただきました。また、水産庁漁港漁場整備部整備課 課長補佐 不動雅之氏、同漁港漁場専門官 野神巧一氏（現所属：北海道建設部建設政策局建設政策課主査（政策調整））、前任の課長補佐 内田智氏（現所属：水産庁漁港漁場整備部計画課）、一般財団法人漁港漁場漁村総合研究所第1調査研究部 上級研究員 加藤広之氏、同第1調査研究部 主任研究員 奥野正洋氏（現：株式会社アルファ水工九州 技術部長）、一般社団法人水産土木建設技術センター審議役 吉塚靖浩氏（現所属：水産庁漁港漁場整備部 部長）、同センター上席研究員

松本力氏，株式会社東洋計測リサーチ 山下健太郎氏，日東建設株式会社 久保元樹氏に多大なる御協力と御支援を賜りました。心より感謝申します。

本研究の現地調査については，一般社団法人水産土木建設技術センター主任研究員 完山暢氏，前任の岡野崇裕氏（現所属：東京都港湾局東京港建設事務所），日本ミクニヤ株式会社の東京支店防災部部長 田根秀昭氏，大阪支店3課課長 石丸雅一氏，九州支店環境防災課主任 谷口尚氏，中国支店環境防災課主任 竹下将生氏，東海大学大学院工学研究科建築土木専攻の齋藤将貴氏，同じく，富川裕一氏（現所属：富山県富山土木センター立山土木事務所技師），丸山敏生氏（現所属：五洋建設株式会社中国支店トクヤマ工事事務所），および笠井研究室の関係各位に多大なる御協力と激励頂きました。心より感謝申します。

なお，本研究を進めるにあたっては，一般社団法人水産土木建設技術センター理事長 宇賀神義宣氏，前調査研究部次長 安藤亘氏（現所属：株式会社海中景観研究所）には，同センター専門研究員として研究する機会を与えていただきました。ここに記して深く感謝します。

最後になりましたが，日本ミクニヤ株式会社の各位において，様々な面で研究のバックアップをしていただきました。関係各位に謝意を表するとともに，家族に感謝と敬意を表し謝辞と致します。

2019年5月

藤田孝康

本論文に関する発表論文および口頭発表

- (1) T. Fujita, Y. Yoshizuka, T. Kaneda, M. Fudo, S. Date : Features and Problems of Function Conservation Project in Fishing Port Facilities, IASIT international Journal of Engineering and Technology, Vol.6, No.5, pp.409-413, 2014.
- (2) 藤田孝康, 金田拓也, 富川裕一, 伊達重之 : 漁港施設の維持管理における簡易的な老朽化診断手法の適用に関する研究, コンクリート工学年次論文, Vol.36, No.2, pp.1303-1308, 2014.
- (3) 藤田孝康, 富川裕一, 伊達重之, 笠井哲郎 : 既存漁港施設の維持管理のための簡易的な老朽化診断の精度向上に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp. 1825-1830, 2015.
- (4) 藤田孝康, 中村克彦, 笠井哲郎, 富川裕一, 丸山敏生, 内田智 : 漁港施設における老朽化予測精度向上のための劣化促進暴露試験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.72, No.2, pp. I_616-621, 2016.
- (5) 藤田孝康, 松本 力, 斎藤将貴, 笠井哲郎, 奥野正洋, 加藤広之, 野神功一, 不動雅之 : 透過法衝撃弾性波法による漁港施設の内部欠陥診断手法の検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 74(2), I_79-I_84, 2018.
- (6) 藤田孝康, 斎藤将貴, 三神 厚, 笠井哲郎, 奥野正洋, 加藤広之, 野神功一, 不動雅之 : 漁港施設における不可視部の診断手法としての固有振動の適用性検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 74(2), I_103-I_108, 2018.
- (7) 藤田孝康, 丸山敏生, 笠井哲郎, 三神 厚 : 防波堤の固有振動特性を用いた老朽化の評価手法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1327-1332, 2018.
- (8) T Fujita, K Nakamura , S Date , T Kasai : Application of Simplified Deterioration Diagnosis Method to Existing Fishing Port facilities, IOP Conference Series: Material Science and Engineering, Volume371, 012018, 2018.

その他の発表論文および口頭発表

- (1) 藤田孝康, 平山泉, 松岡達郎, 川村軍蔵: 雌コウイカの産卵行動と産卵基質の選択, 日本水産学会, 日本水産学会誌 63(2), 145-151, 1997.3.
- (2) Naohiko Watanuki, Shohei Kaneuchi, Takayasu Fujita, Toru Iwashita, and Gunzo Kawamura : Entry of Immature Cuttlefish *Sepia esculenta* into Basket Traps, Fisheries science 64(5), 707-710, 1998.
- (3) 藤田孝康, 木村和也, 森光典, 田中勝久, 木元克則, 岡村和麿: 有明海奥部サルボウガイ漁場における曳航式微細気泡装置による底質改善実験, 日本水産工学会, 日本水産工学会誌 44(2), pp.101-111, 2007.
- (4) 藤田孝康, 木村和也, 森光典, 田中勝久, 木元克則, 岡村和麿: 有明海奥部サルボウガイ漁場における曳航式微細気泡装置による底質改善実験, 日本水産工学会学術講演会講演論文集 20, pp.284-285, 2008.5.
- (5) 平野慶二, 日向野純也, 中田秀昭, 品川明, 藤田孝康, 徳岡誠人, 向後恵一: 諫早湾のアサリ養殖場における夏季大量へい死対策, 日本水産工学会誌 47(1), 53-62, 2010.
- (6) 藤田孝康, 木村拓也, 鐘ヶ江潤也, 深谷惇志: サルボウガイ漁場における問題点と漁場改善技術開発の試み, 海洋と生物 35(5), 480-487, 2013.10.
- (7) 藤田孝康, 三上信雄, 川原眞, 大隈篤: 湖沼漁場環境と湖沼漁業実態における一考察, 平成 19 年度日本水産工学会学術講演会講演論文集, pp.33-34, 2007.5.
- (8) 石岡昇, 藤田孝康, 徳岡誠人, 長崎勝康, 楠富寿夫, 宮本英尚: 小川原湖における漁場改善の試み, 平成 20 年度日本水産工学会学術講演会講演論文集, pp. 27-28, 2008.5.
- (9) 藤田孝康, 土屋正隆, 長崎勝康, 蛭名秀樹, 深谷惇志: 小川原湖における湖沼漁場改善事業について, 日本沿岸域学会, 研究討論会 2012 (仙台), 講演概要集 No.25, S2-1, 2012.7.
- (10) 安藤亘, 渡邊浩二, 藤田孝康, 石岡昇, 三上信雄, 佐藤昭人: 沖ノ鳥島におけるサンゴ増殖技術開発, 日本サンゴ礁学会第 10 回大会講演要旨集,

- pp.38-38, 2007.11.
- (11) 綿貫 啓, 青田 徹, 藤田孝康, 安藤 亘, 中村良太, 三上信雄: 沖ノ鳥島でのサンゴ種苗の確保, 日本サンゴ礁学会第 10 回大会講演要旨集, pp.89-89, 2007.11.
 - (12) 中村良太, 渡邊浩二, 藤田孝康, 安藤亘, 石岡昇, 三上信雄, 北野倫生: 水槽内におけるサンゴ種苗生産, 日本サンゴ礁学会第 10 回大会講演要旨集, pp.90-90, 2007.11.
 - (13) 北野倫生, 三宅崇智, 山本秀一, 藤田孝康, 安藤亘, 三上信雄: 沖ノ鳥島のサンゴの広域分布と新規加入特性, 日本サンゴ礁学会第 10 回大会講演要旨集, pp.91-91, 2007.11.
 - (14) 三上信雄, 保坂三美, 水野敏雄, 藤田孝康, 米原寛之, 笠井哲郎: 海岸保全施設の維持管理における変状要因に応じた対策工法の選定手法について, 海洋開発論文集, Vol.24, pp.555-560, 2008.6.
 - (15) 三上信雄, 藤田孝康, 極檀邦夫, 笠井哲郎: 表面弾性波速度による既設沿岸構造物の劣化診断, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.63, No.2, pp.373-374, 2008.9.
 - (16) 三上信雄, 藤田孝康, 極檀邦夫, 笠井哲郎: 既設漁港コンクリート構造物の表層部劣化診断への衝撃弾性波法の適用, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1555-1560, 2009.6.
 - (17) 三上信雄, 保坂三美, 水野敏雄, 藤田孝康, 黒澤馨, 笠井哲郎: 維持管理マニュアルに基づく漁港海岸保全施設の老朽化診断に関する事例解析について, 海洋開発論文集, Vol.25, pp.151-156, 2009.6.
 - (18) 三上信雄, 藤田孝康, 保坂三美, 極檀邦夫, 重松宏和, 笠井哲郎: 海岸保全施設の維持管理における簡易的な老朽化診断手法の適用に関する研究, 海洋開発論文集, Vol.25, pp.181-186, 2009.6.
 - (19) 三上信雄, 藤田孝康, 保坂三美, 極檀邦夫, 重松宏和, 笠井哲郎: 沿岸構造物の効率的な維持管理のための簡易的な老朽化診断手法に関する研究, 海洋開発論文集, Vol.26, pp.165-170, 2010.6.
 - (20) 三上信雄, 浅川典敬, 藤田孝康, 水野敏雄, 岡野崇裕, 笠井哲郎: 漁港施設へのストックマネジメントの適用と運用システムの提案, 土木学会論文集

- B3 (海洋開発) 67(2), I_649-I_654, 2011.
- (21) 岡野崇敬, 安藤亘, 土屋正隆, 藤田孝康, 三上信雄, 笠井哲郎: 漁港施設へのストックマネジメントの適用と運用システムの提案, 日本水産工学会学術講演会講演論文集 23, pp.13-16, 2011-11-03.
- (22) 藤田孝康, 岡野崇裕, 安藤亘, 浅川典敬, 田根秀昭, 三上信雄: 漁港施設における効率的な維持管理のための老朽化診断手法に関する研究, 日本沿岸域学会, 2011年度全国大会(広島), Vol.2 オーガナイズドセッション, S8-6, 2011.9.
- (23) 岡野崇裕, 藤田孝康, 土屋正隆, 浅川典敬, 三上信雄: 漁港施設ストックマネジメントのためのガイドラインについて, 日本沿岸域学会, 研究討論会 2012(仙台), 講演概要集 No.25, S12-2, 2012.7.
- (24) 岡野崇敬, 間辺本文, 藤田孝康, 奥野裕明, 金田拓也: 漁港の機能保全計画の策定について, 日本沿岸域学会, 研究討論会 2013(大阪), 講演概要集 No.26, S10-3, 2013.7.
- (25) 金田拓也, 間辺本文, 藤田孝康, 岡野崇裕, 笠井哲郎, 高橋涼, 豊原俊: 衝撃弾性波法による沿岸構造物の経年劣化に関する基礎的研究, 平成 25 年度土木学会全国大会第 68 回年次学術講演会, V-525, pp.1049-1050, 2012.
- (26) 金田拓也, 富川裕一, 藤田孝康, 笠井哲郎: 衝撃弾性波法による漁港構造物の簡易機能診断手法の提案, 東海大学工学部紀要, 工学部 54(1), pp.7-13, 2014.
- (27) T.Kaneda, Y.Yoshizuka, T.Fujita T.Okano, T.Kasai, S.Date, T.Nishizaki: Proposed Method for simple deterioration diagnosis of existing fishing port facilities using impact-echo, IALCCE Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering November 16-19, 2014. Tokyo. Japan
- (28) 金田拓也, 富川裕一, 藤田孝康, 笠井哲郎: 漁港のコンクリート構造物に対する簡易機能診断手法の提案, 日本水産工学会誌 52(1), pp.61-67, 2015.
- (29) 中村克彦, 藤田孝康, 山下健太郎, 笠井哲郎: 衝撃弾性波法を用いた漁港施設の簡易機能診断手法, 第 71 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 5 部門, pp.1101-1102, 2016.

- (30) 丸山敏生, 笠井哲郎, 島崎洋治, 藤田孝康: 固有振動数の測定による漁港施設の機能診断方法の検討, 第44回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, V - 1, 2017.
- (31) 中村克彦, 藤田孝康, 笠井哲郎, 丸山敏生, 朝倉邦友: 防波堤不可視部の機能診断の開発, 平成29年度日本水産工学会学術講演論文集, pp.42-45, 2017.