



## Nagoya City University Academic Repository

学 位 の 種 類	博士（芸術工学）
報 告 番 号	甲第1665号
学 位 記 番 号	第17号
氏 名	川瀬 みなみ
授 与 年 月 日	平成 30 年 11 月 2 日
学位論文の題名	保存を目的とした既存灯台の耐震性評価
論文審査担当者	主査： 青木 孝義 副査： 溝口 正人，張 景耀

# 保存を目的とした既存灯台の耐震性評価

平成 30 年 9 月

名古屋市立大学大学院

川瀬 みなみ



## 目次

第1章 序論 .....	1
1.1 研究目的とその意義.....	1
1.2 既存灯台の耐震性確保の必要性.....	2
1.3 灯台の耐震設計法の変遷と耐震性評価手法の現状 .....	4
1.3.1 航路標識構造物設計基準・同解説の制定以前 .....	4
1.3.2 航路標識構造物設計基準・同解説の変遷 .....	6
1.3.3 既存灯台の耐震性評価手法の現状.....	12
1.4 既往の研究 .....	13
1.4.1 既存灯台の耐震性評価に関する研究.....	13
1.4.2 既存灯台の一次固有周期推定式に関する研究.....	16
1.4.3 既存灯台の地震時挙動に関する研究.....	18
1.4.4 既存灯台の静的・動的特性に関する研究.....	19
1.5 本論文の構成 .....	21
第2章 既存灯台の地震被害.....	24
2.1 被害事例の概要 .....	24
2.2 周辺地盤の変状による被害が疑われる事例.....	27
2.3 煉瓦造灯台の地震被害の特徴.....	30
2.4 石造灯台の地震被害の特徴.....	32
2.5 (鉄筋)コンクリート造灯台の地震被害の特徴.....	34
2.6 まとめ .....	40
第3章 既存灯台の振動特性の推定方法に関する検討.....	41
3.1 実験対象 .....	41
3.2 実験方法 .....	44
3.2.1 振動測定点.....	44
3.2.2 振動実験方法.....	45
3.3 実験結果 .....	46
3.3.1 常時微動測定結果.....	46
3.3.2 強制振動実験結果.....	51
3.3.3 自由振動実験結果.....	52
3.4 振動実験方法による振動特性の違い.....	53
3.5 解析方法による振動特性の違い.....	56
3.6 まとめ .....	57

第4章 既存灯台の一次固有周期推定式に関する検討	58
4.1 従来の設計用一次固有周期推定式の推定精度に関する検討	59
4.1.1 実験対象	59
4.1.2 実験方法	62
4.1.3 解析方法	65
4.1.4 実験結果	65
4.1.5 従来の設計用一次固有周期推定式の推定精度	67
4.2 既存灯台の一次固有周期推定式の検討	68
4.2.1 構造諸元の整理	68
4.2.2 各構造諸元と一次固有周期との関連	71
4.2.3 回帰分析による一次固有周期の回帰推定式の提案	78
4.2.4 提案する回帰推定式の推定精度	80
4.3 まとめ	81
第5章 強震観測に基づく既存灯台の地震時挙動に関する検討	82
5.1 観測対象	82
5.2 観測概要	85
5.2.1 常時微動測定概要	85
5.2.2 強震観測概要	87
5.3 常時微動測定結果	89
5.3.1 地盤の振動特性	89
5.3.2 灯塔の振動特性	90
5.4 強震観測結果	93
5.4.1 観測地震動の概要	93
5.4.2 一次固有振動数と一次減衰定数の地震時挙動	95
5.5 まとめ	96
第6章 長期観測に基づく既存灯台の静的・動的特性に関する検討と補強効果	97
6.1 長期観測に基づく既存灯台の静的・動的特性に関する検討	97
6.1.1 観測対象および観測概要	97
6.1.2 静的・動的特性の変動傾向	100
6.1.3 ひび割れ幅、傾斜角と温度との関係	108
6.1.4 一次固有振動数と温度との関係	110
6.1.5 一次固有振動数と加速度の大きさとの関係	110
6.1.6 ひび割れ幅、傾斜角および一次固有振動数との関係	111

6.2 既存灯台の補強効果に関する検討.....	114
6.2.1 既存灯台の補強工法の種類とその特徴.....	114
6.2.2 測定時期および時間帯による一次固有振動数の変動.....	117
6.2.3 振動特性の変化を利用した補強効果の検証.....	119
6.2.4 補強工法の違いが既存灯台の振動特性に与える影響.....	125
6.3 まとめ .....	133
第7章 結論 .....	134
7.1 本論文の結論 .....	134
7.2 今後の課題と将来展望.....	137
附章 鉄筋コンクリート造灯台の実態調査.....	138
1. 目的とその意義 .....	138
2. 材料劣化調査の現状.....	139
3. 既往の研究 .....	139
4. 鉄筋腐食に関する実態調査.....	140
4.1 調査対象の概要と建設当時の歴史的背景.....	140
4.2 調査方法 .....	144
4.3 調査結果および考察.....	146
4.3.1 鉄筋の腐食状況の傾向.....	146
4.3.2 かぶり厚さの傾向.....	146
4.3.3 コンクリートの中性化深さの傾向.....	147
4.3.4 鉄筋の腐食状況と全塩化物イオン濃度、ひび割れの関係 .....	150
4.3.5 全塩化物イオン濃度と中性化深さの関係 .....	154
4.3.6 鉄筋の腐食状況と全塩化物イオン濃度、かぶり厚さの関係.....	155
5. まとめ .....	157
注記 .....	159
参考文献 .....	162
発表論文 .....	177
謝辞 .....	178



# 第 1 章 序論

## 1.1 研究目的とその意義

人口減少および財政制約が顕在化している日本では、高齢化が進む社会基盤施設（以下、施設という）の維持管理・更新が大きな課題となっている（注 1）。さらに、日本の近代化や経済発展を支えてきた施設は、文化的・景観的な価値付けが進み、近代化（産業）遺産や景観資源として後世へ継承すべき財ともなっており、現地で使い続けていくための保存手法の確立が切望されている。

本研究で取り上げる既存灯台もそのような施設のひとつであり（図 1-1、図 1-2）、既存灯台を使い続けるためには、耐震性確保が必要不可欠である。しかし、既存灯台の耐震性評価手法は、建築物および煙突の手法を準用したものであり、既存灯台の特性が考慮されていない。地震時における建造物の揺れは、固有周期と減衰定数などの振動特性の影響を大きく受けている。特に、地震時に共振しやすい一次固有周期を精度良く推定することが重要であるにもかかわらず、現状は実証性のある推定式は確立されていない。また、地震時における建造物の揺れを予測するためには、固有周期や減衰定数の振幅依存性を考慮する必要があるが、既存灯台の地震時挙動を実測した事例はない。さらに、損傷の有無や補強効果の評価の指標として固有周期を用いるためには、その日常的な変動の影響を把握しておく必要があるが、既存灯台の静的・動的特性を長期観測した事例はない。

以上を背景として、本論文では、既存灯台の耐震性評価に必要な以下の 3 つの課題の解決を目的としている。

- 既存灯台の I) 一次固有周期推定式の高精度化
- II) 地震時挙動の解明
- III) 静的・動的特性の変動の解明



図 1-1 灯台の航路標識としての役割（大王埼灯台と航行する船舶の様子）





(a) 友ヶ島灯台の一般公開の様子<sup>1)</sup>

(b) 鶴岡市のマンホールカード<sup>2)</sup>

図 1-2 灯台の近代化（産業）遺産(a)，地域のシンボル(b)としての役割

## 1.2 既存灯台の耐震性確保の必要性

本節では，既存灯台の耐震性確保の必要性について言及する。

既存灯台は，航路標識のひとつであり，GPS など航海計器が発達した現在も海上交通の安全を守る重要な役割を果たしている<sup>3)</sup>。2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震では，海上保安庁が所管する航路標識 158 基が被害を受けた。被害は北海道から高知県まで広域にわたり，特に，岩手県および宮城県の被害が大きく，両県合わせて 115 基の航路標識が被災した<sup>3)</sup>。地震発生当日，日本内航海運組合総連合会は「東北地方太平洋沖地震災害対策本部」を設置し，国土交通省の要請により緊急物資輸送対応船舶を提供した。しかし，港内だけでなく被災地沖の広範な海域における津波による大量の漂流物に加えて，灯台の損傷，航路標識の流出，停電による夜間照明の喪失が夜間の安全な航行を阻害したため，これらの船舶が直ちに被災地の港湾に向けて緊急支援物資の輸送に従事することはなかった<sup>4)</sup>。大規模な自然災害に見舞われた場合，被災者支援のための緊急物資の輸送や地域の生産活動の継続において港湾が重要な役割を果たすため，地震などの自然災害時にあっても航路標識の機能が失われないよう，耐震性を確保する必要がある。

また，日本一の高さを誇る出雲日御碕灯台（1903 年竣工，石造，図 1-3）は，1972 年に地震時における安全性への不安から取り壊しの危機に面していたものの，1973 年の振動実験によって灯塔の劣化や弱体化などがないことが確かめられたため，取り壊しは回避された<sup>6)</sup>。その後，改めて 1982 年に耐震性評価が行われ，1993 年に耐震補強工事が行われた。このように耐震性が確保されたことで同灯台は現地で使い続けられ，表 1-1 に示すように国際的な協会，一般市民，経済産業省や文化庁からその歴史的・文化的・景観的価値が評価されている<sup>7)~9)</sup>。



図 1-3 出雲日御碕灯台（1903 年竣工，石造）のある風景<sup>5)</sup>

表 1-1 出雲日御碕灯台（1903 年竣工，石造）の歴史的・文化的・景観的な価値付け<sup>6)～9)</sup>

	名称	団体
1996 年	世界各国の歴史的に特に重要な灯台 100 選	IALA（国際航路標識協会：International Association of Marine Aids to Navigation and Lighthouse Authorities）
1998 年	あなたが選ぶ日本の灯台 50 選	海上保安庁灯台部と社団法人燈光会による第 50 回燈台記念日の行事として一般公募
2008 年	安全な船舶航行に貢献し我が国の海運業等を支えた燈台等建設の歩みを物語る近代化産業遺産群	経済産業省
2013 年	国の登録有形文化財	文化庁

### 1.3 灯台の耐震設計法の変遷と耐震性評価手法の現状

既存灯台の耐震性を評価するためには、建設当時の設計法や社会的背景などを理解し、その構造特性を明確にすることが不可欠である。本節では、まずは航路標識構造物設計基準・同解説<sup>10)~15)</sup>の変遷を概観し、1)設計用地震力、2)使用材料、3)構造細目の項目に分けて整理する。そして、航路標識構造物設計基準・同解説の変遷の整理結果を通して既存灯台の耐震性評価手法における課題を抽出する。

#### 1.3.1 航路標識構造物設計基準・同解説の制定以前

灯台は「航路標識構造物設計基準・同解説」<sup>10)~15)</sup>に準拠して設計されており、設計基準が初めて制定されたのは、その内容から1957年から1965年の間と推察される（注2）。そこで、1965年以前において、どのように灯台が設計されていたのか明らかにするため、航路標識に関する記述、特に灯台に関する記述のある資料<sup>16)~43)</sup>を収集した。収集結果を表1-2に示す。

表 1-2 1965 年以前における灯台に関する資料一覧<sup>16)~43)</sup>

No.	資料名	発行年	著者/出版社	記載内容																	
				意義目的	変遷沿革	種類	光達距離	等級	照光器	灯火	灯質	灯ろう	回転装置	建築材料	設計	工費	施工	震害	看守	業務	その他
1	The Japan Lights	1876年	Richard Henry Brunton		○					○	○			○	○		○		○	○	○
2	応用土木工学	1898年	竹貫直次								○			○							
3	土木工事仕様設計実例	1902年	山本潔														○				
4	築港.巻之五	1902年	廣井勇			○	○			○	○	○	○	○	○		○				
5	地震学講話	1907年	大森房吉															○			
6	航路標識管理所年報	1908～1916年	航路標識管理所															○			
7	灯台	1914年	石川源二		○	○	○	○	○	○	○			○	○						
8	煙突並ニ塔状構造物震害調査報告	1926年	物部長徳															○			
9	大正十二年関東大地震震害調査報告.第一巻.第三編港湾	1926年	土木学会												○			○			
10	河海工学.下巻	1927年	君島八郎	○		○	○	○	○	○	○			○					○		
11	高等土木工学.第14巻	1931年	鈴木雅次	○		○	○	○	○	○	○			○	○	○					
12	最新科学図鑑.7	1932年	アルス	○			○		○												
13	万有科学大系.統編 第10巻	1933年	新光社	○		○	○	○	○	○				○	○	○					
14	高等建築学.第19巻	1933年	常磐書房	○	○	○	○		○	○									○		
15	土木耐震学	1934年	物部長徳															○			
16	犬吠埼灯台史	1935年	銚子観光協会	○		○				○	○								○	○	
17	アルス鉄筋 コンクリート工学講座.第8巻	1938年	山田正平												○						
18	港湾工学	1941年	小林春治	○		○	○	○	○	○	○	○		○	○						
19	海を照らす人	1942年	茂木俊夫																○		
20	築港工学.後編	1950年	横井増治	○		○	○	○	○	○	○	○		○	○					○	
21	明治工業史.土木篇	1951年	工学会		○																
22	港湾用航路標識の設計法(4)	1953年	藤野義男												○						
23	海岸工学.第2	1955年	J. W. Johnson																		○
24	航路標識	1960年	佐伯剛一	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○								○
25	航路標識技術要報.第4号	1965年	海上保安庁 灯台部工務課												○						

表 1-2 に示す資料には、光達距離や照光器（レンズ）などの光学的要素が詳細に記載されている一方で、構造や設計に関する詳細な記載、特に地震力に関する記載が少ない。灯台の設計、特に地震に対する設計に関する記載のある資料の概要を発行年順に述べる。

No.1 「The Japan Lights」 1876 年<sup>16)</sup>

- ・・・灯塔に十分な重量と剛性を与えることで、灯塔の折損および転倒の防止を図った旨が記載されている。

No.7 「灯台」 1914 年<sup>24)</sup>

- ・・・風圧力と波圧力に対する設計・計算方法が記載されているものの、地震力に対する設計・計算方法は記載されていない。

No.9 「大正十二年関東大地震震害調査報告.第一巻.第三編港湾」 1926 年<sup>27)</sup>

- ・・・1923 年に発生した関東大震災の地震被害の状況から、耐震性の高い灯台の条件として、(1)灯台の位置は断崖に近接しない場所とすること、(2)灯塔と事務室とを連結させないこと、(3)煉瓦造および石造としないことが記載されている。

No.11 「高等土木工学.第 14 巻」 1931 年<sup>29)</sup>

- ・・・『是等燈脚の設計は煙突と同様に、主として、風壓、及び波浪に對する轉倒の防止と、地震とを考慮すべきである。』と記載されている。

No.13 「万有科学大系.続編 第 10 巻」 1933 年<sup>31)</sup>

- ・・・『灯脚の計算は恰も煙筒の如く、主として風壓と地震とを考慮して設計する。』と記載されている。

No.17 「アルス鉄筋コンクリート工学講座.第 8 巻」 1938 年<sup>35)</sup>

- ・・・風圧力、波圧力および地震力に対する設計・計算方法が記載されている。地震力の計算方法について、灯塔の固有振動と地盤の振動とを仮定すべきと指摘しているものの、相当に複雑な計算のため、従来の簡単な震度法（震度 0.10～0.25）が一般に用いられていることが記載されている。

No.18 「港湾工学」 1941 年<sup>36)</sup>

- ・・・『灯脚の設計は煙突と同じ理論に依る。即ち風壓と波浪の衝突に對して安全であり、かつ地震に對して考慮すれば良い。』と記載されている。

No.20 「築港工学.後編」 1950 年<sup>38)</sup>

- ・・・『灯脚の設計は煙突の設計と同じ理論によつて計算する。外力としては風圧と波浪の激衝、地震を考慮すればよい。』と記載されている。

No.22 「港湾用航路標識の設計法(4)」 1953 年<sup>40)</sup>

- ・・・基礎の設計において、地震力、風圧力、波圧力などを横荷重とすると記載されている。

No.25「航路標識技術要報 第4号」1965年<sup>43)</sup>

- ・・・風圧力、波圧力および地震力に対する設計・計算方法が記載されている。地震力の計算方法は震度法（震度 0.3）が用いられている。

以上より、灯台に対する地震力の影響は1923年の関東大震災を契機に考慮されるようになっており、その計算方法は煙突を基準に考えられていることが分かる。地震力の計算方法は震度法であり、その震度は1983年頃に0.1～0.25が、1965年頃に0.3が採用されている。

### 1.3.2 航路標識構造物設計基準・同解説の変遷

「航路標識構造物設計基準・同解説」<sup>10)~15)</sup>の変遷を表1-3に示す。航路標識構造物設計基準・同解説は、海上保安庁によって制定・改正されている。なお、航路標識構造物設計基準・同解説には建築基準法や煙突設計指針が準用されているため、両者の変遷も併記する。

改正内容の詳細は、次のとおりである。

表 1-3 灯台，建築物，煙突の設計基準の変遷

		航路標識構造物	建築物	煙突
1920 年	関東大震災		市街地建築物法施行規則	
1923 年				
1924 年			物法令改正	
1935 年				鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 <sup>45)</sup>
1938 年		アルス鉄筋コンクリート工学講座 <sup>35)</sup>		
1944 年			臨時日本標準規格	
1948 年	福井地震			
1950 年			建築基準法制定	建築基準法施行令第 9 章工作物の第 139 条
1957 年				
1959 年		航路標識業務便覧 <sup>10)</sup> (※制定年不明)	建築基準法改正	
1965 年		航路標識技術要報 第 4 号 <sup>43)</sup>		
1968 年	十勝沖地震			
1971 年			建築基準法施行令改正	
1976 年		航路標識構造物設計基準制定 <sup>11)</sup>		鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針 <sup>46)</sup>
1978 年	宮城県沖地震			
1981 年			建築基準法改正	既存 RC 造煙突の耐久・耐震診断指針 —研究報告— <sup>47)</sup>
				建設省告示第 1101 号及び 1104 号 煙突構造設計施工指針 <sup>48)</sup>
1982 年				
1984 年		航路標識構造物設計基準改正 <sup>12)</sup>		
1995 年	阪神淡路大震災		耐震改修促進法制定	
1996 年			建設省営計発第 100 号 「官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説」 <sup>44)</sup>	
1997 年		航路標識構造物設計基準改正 <sup>13)</sup>		
2000 年			建築基準法改正	
2004 年		航路標識構造物設計基準改正 <sup>14)</sup>		
2007 年				煙突構造設計指針 <sup>49)</sup>
2008 年		航路標識の耐震性能の目標について 航路標識の耐震診断について		
2011 年	東北地方太平洋沖地震			
2013 年			耐震改修促進法改正	
2015 年				既存鉄筋コンクリート造煙突の耐震診断 指針・同解説 <sup>50)</sup>
2017 年		航路標識構造物設計基準・同解説制定 <sup>15)</sup>		

## 1972 年以前

建築物：地震力は、水平震度 0.1 以上が規定されている。水平震度は、1923 年の関東大震災の被害を受けて 1924 年に改正された「市街地建築物法」で導入された考え方である。1950 年に制定された建築基準法で、一般建築物の水平震度は 0.2 以上に引き上げられている。

煙突：地震力は、1935 年「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>45)</sup>に水平震度 0.15 以上とすることが示されている。1950 年に制定された建築基準法施行令第 9 章工作物の第 139 条により、煙突の水平震度は 0.3 に引き上げられている。

灯台：地震力は、1938 年「アルス鉄筋コンクリート工学講座.第 8 巻」<sup>35)</sup>に水平震度 0.10 ～0.25 とすることが示されている。灯台に対する地震力の具体的な記述は、同書で初めて確認されている。「航路標識構造物設計基準」<sup>11)</sup>の前身である「航路標識業務便覧」<sup>10)</sup>（以下、便覧という）の制定年は明記されていないものの、1957 年から 1965 年の間と推察される（注 2）。便覧中「灯塔安定計算規準（案）」で、水平震度は一律 0.3 に引き上げられており、1965 年「航路標識技術要報.第 4 号」<sup>43)</sup>でも水平震度は 0.3 とされている。コンクリートの設計基準強度は、便覧中「防波堤灯台（標準型）構造計算書」の防波堤灯台標準図に基づく波圧力に対する計算例に  $13.2\text{N/mm}^2$  ( $135\text{kg/cm}^2$ ) が指定されていることから、 $13.2\text{N/mm}^2$  が一般に使用されていると考えられる。なお、防波堤灯台（標準型）とは、設計や積算業務省力化のため作られた防波堤灯台の標準的な型式である<sup>51)</sup>。

## 1972 年～1997 年

建築物：1968 年に十勝沖地震、1978 年に宮城県沖地震が発生し、数多くの建築物が被害を受けた。これら地震による被害の教訓から、建築物の耐震設計法は根本から見直され、1981 年には建築基準法施行令が改正されている。建築物の耐震設計法は、従来の水平震度を使用した震度法から修正震度法へ変更されている。修正震度法は、地震動や建築物の動的な特性を考慮した設計法であり、地震力の分布は建築基準法施行令 88 条第 1 項の  $A_i$  分布による。1995 年の阪神淡路大震災による建築物の甚大な被害を教訓に「耐震改修促進法」が制定され、修正震度法に基づく建築物の耐震改修が推進されている。

煙突：地震力は、1976 年「鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針」<sup>46)</sup>で 1948 年に発生した福井地震による煙突被害例などが分析され、煙突の地震応答性状が検討されている。1981 年の建築基準法の改正に基づき、1982 年に建設省告示第 1104 号「煙突の基準を定める件」が施行され、煙突の耐震設計法が震度法からモーメント係数法へ変更されている。モーメント係数法は、煙突の固有周期に応じたベースモーメント係数やベースシア係数を定義し、煙突高さ方向のせん断力分布、曲げモーメント

分布を規定した方法である。

灯台 : 耐震設計法は、1976 年と 1984 年に「航路標識構造物設計基準」<sup>11),12)</sup>が制定・改正されたものの、依然として震度法のままであった。水平震度は 0.3 が規定されている。1976 年制定の「航路標識構造物設計基準」<sup>11)</sup>で新たに規定されたのは、「岩礁上の円柱の設計波力に関する研究」<sup>52)</sup>の研究成果である。海底から急に立ち上った地形に設置される構造物である灯標は、その歴史が古いにもかかわらず波の作用に関する研究が十分に行われていなかったため、水理実験および既往建設例の検討結果に基づいて波力計算法が検討されている。コンクリートの設計基準強度は、1976 年に  $17.7\text{N/mm}^2$  ( $180\text{kg/cm}^2$ ) に<sup>11)</sup>、1984 年に  $20.6\text{N/mm}^2$  ( $210\text{kg/cm}^2$ ) に引き上げられている<sup>12)</sup>。坂巻ら<sup>53)</sup>、春畑ら<sup>54)</sup>の資料によれば、建築物における  $12.7\sim 14.7\text{N/mm}^2$  ( $130\sim 150\text{kg/cm}^2$ ) の設計基準強度は 1955 年から 1960 年頃に 20%前後の頻度で使用されていたが、1975 年以降の使用は確認されていない。 $17.7\text{N/mm}^2$  ( $180\text{kg/cm}^2$ ) の設計基準強度は、1960 年から 1960 年代後半まで 80%前後の頻度で使用されていたが、1970 年代に入ると  $20.6\text{N/mm}^2$  ( $210\text{kg/cm}^2$ ) の設計基準強度の使用頻度が急激に高まっている。 $20.6\text{N/mm}^2$  ( $210\text{kg/cm}^2$ ) の設計基準強度は 1970 年代後半には 90%以上の頻度で利用されるようになっている。このような時代背景から、灯台の設計基準強度もこの間に見直されたと考えられる。

### **1997 年～2004 年**

建築物 : 1995 年の阪神・淡路大震災による官公庁施設の被害分析結果から、建築物の構造物以外にも通信施設や電気設備、水、電気などライフラインの確保の重要性が確認された。この教訓から、1996 年には建設省営計発第 100 号「官庁施設の総合耐震計画基準」が制定されている。

煙突 : 改正されていない。

灯台 : 灯台は官庁施設のひとつであるため、1996 年「官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説」<sup>44)</sup>に従って、1997 年に「航路標識構造物設計基準」<sup>13)</sup>が改正されている。この改正により、灯台の耐震設計法は、建築基準法に 16 年遅れて震度法から修正震度法へ変更されている。また、灯台の設計用一次固有周期の略算式は、せん断系鉄筋コンクリート造（以下、RC 造という）建築物の設計用一次固有周期略算式と同様の式が採用されている。さらに、鉄筋間隔や最小鉄筋比、壁厚、かぶり厚さなどの構造細目が新たに規定されている。

### **2004 年～2017 年**

建築物 : 改正されていない。

煙突 : 改正されていない。



灯台 : 2004 年の「航路標識構造物設計基準」<sup>14)</sup>の改正では、建築基準法および建築学会の基準類との整合が図られている。単位系が SI 基本単位系へ移行され、荷重および外力、風圧力の設計法が建築基準法に準拠されている。具体的には積雪荷重および荷重の組合せが追加され、速度圧の下限が撤廃されている。また、従来、コンクリートのヤング係数は一律  $2.06 \times 10^4 \text{N/mm}^2$  ( $2.1 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ ) と規定されていたが、単位体積重量および設計基準強度から算出するように規定されている。

## **2017 年以降**

建築物 : 改正されていない。

煙突 : 改正されていない。

灯台 : 建築物のように層を成していない灯台に対して建築基準法を準用することが疑問視された。これを受けて、2017 年に「航路標識構造物設計基準」<sup>15)</sup>が改正されている。灯台の耐震設計法は、「煙突構造設計指針」<sup>49)</sup>に準拠し、修正震度法からモーメント係数法に変更されている。ただし、質量あるいは剛性分布が急変するなど特異な振動特性を有する灯台については、時刻歴応答解析などにより振動特性を反映した地震荷重を評価する必要があると解説されている。灯台の設計用一次固有周期の略算式については、8 基の灯台の振動実験結果から提案された小原ら<sup>55)</sup>の式が採用されている。また、構造細目も改正されている。さらに、2011 年の東日本大震災における津波被害の教訓から、耐津波設計が取り入れられている。

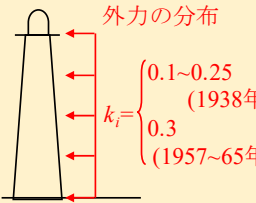
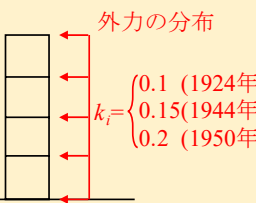
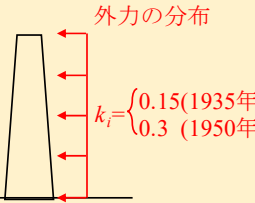
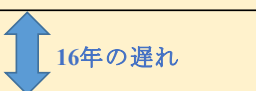
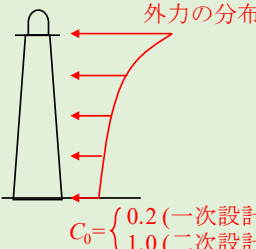
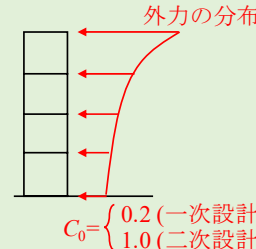
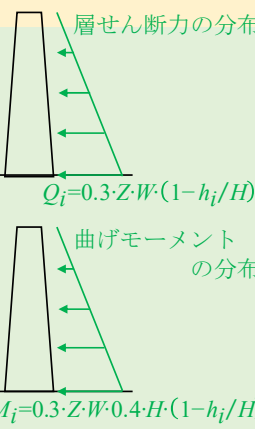
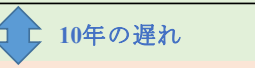
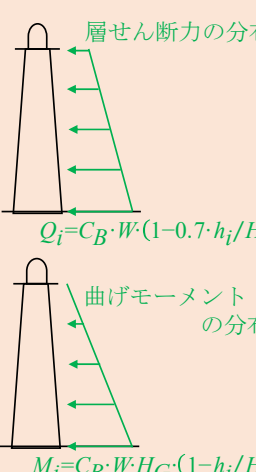
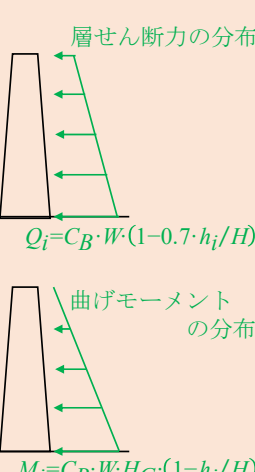
以上の「航路標識構造物設計基準・同解説」<sup>10)~15)</sup>の改正内容を、1)設計用地震力、2)使用材料、3)構造細目の項目で整理すれば、次のようになる。

### **1) 設計用地震力の変遷**

航路標識構造物設計基準・同解説における設計用地震力の変遷を、建築基準法および煙突構造設計指針の設計用地震力の変遷と併せて表 1-4 に図示する。

これより、灯台の設計用地震力は、震度法により設計されている第 1 期（1996 年以前）、修正震度法により設計されている第 2 期（1997～2016 年）、モーメント係数法により設計されている第 3 期（2017 年以降）に分類することができる。第 1 期で想定される地震動の大きさは最大で自重の 30%程度であり、ベースシア係数は 0.1～0.3 である。第 2 期で想定される標準層せん断力係数は、一次設計で 0.2 以上（気象庁震度階 V 弱, 最大加速度 80～100gal 程度）、二次設計で 1.0 以上（気象庁震度階 VI, 最大加速度 300～400gal 程度）が採用されている<sup>56)</sup>。第 3 期で想定される地震動は、最大加速度 400gal 程度（気象庁震度階 VI 程度）である。

表 1-4 設計用地震力の変遷

		灯台	建築物	煙突
第1期 (震度法)	1980年以前			
	1981年～		 16年の遅れ	
	1982年～			
第2期 (修正震度法)	1997年～			
	2007年～			 10年の遅れ
第3期 (モーメント係数法)	2017年以降			

※  $k_i$ :  $i$  層の水平震度,  $C_0$ : 標準せん断力係数,  $Q_i$ :  $i$  層の層せん断力 (kN),  $M_i$ :  $i$  層の曲げモーメント (kN・m),  $h_i$ : 地上から  $i$  層までの高さ (m),  $H$ : 躯体高さ (m),  $W$ : 上部構造の全重量 (kN),  $C_B$ : ベースシア係数,  $H_G$ : 重心高さ (m) である。

## 2) 使用材料の変遷

RC 造灯台を設計する場合の使用材料の変遷を表 1-5 に示す。これより、第 1 期の基準により設計されている既存灯台のコンクリートの設計基準強度は、建設年代により異なっていることが分かる。第 2 期および第 3 期の基準により設計されている既存灯台のコンクリートの設計基準強度は  $21.0\text{N/mm}^2$  の 1 種類である。

表 1-5 使用材料の変遷

		コンクリート 設計基準強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	鉄筋種別				
			SR235 (SS39)	SD235 (SSD39)	SD295A (SSD49)	SD345	SD390
第 1 期 (震度法)	1975 年以前	13.2	○	○	○	—	—
	1976 年～	17.6	○	○	○	—	—
	1984 年～	20.6	○	○	○	—	—
第 2 期 (修正震度法)	1997 年～	21.0	○	—	○	○	○
	2004 年～	21.0	○	—	○	○	○
第 3 期 (モーメント係数法)	2017 年以降	21.0	○	—	○	○	○

## 3) 構造細目の変遷

RC 造灯台の円環断面を設計する場合の構造細目を表 1-6 に示す。1996 年以前には、構造細目の規定がなかった。波の作用を受ける場合に帯筋の規定が厳しくなっていることから、風力や地震力よりも波圧力が大きいことが分かる。

表 1-6 構造細目の変遷（円環断面）

		壁厚	かぶり 厚さ	主筋※1			帯筋※2		
				間隔	直径	鉄筋比	間隔	直径	鉄筋比
第 1 期 (震度法)	1975 年以前	200mm 以上	70mm 以上	12 本 以上	16mm 以上	0.3% 以上	250mm 以下※3	9mm 以上※4	0.15% 以上※5
	1976 年～								
	1984 年～								
第 2 期 (修正震度法)	1997 年～								
	2004 年～								
第 3 期 (モーメント係数法)	2017 年以降								

※1 主筋は灯台の軸方向の鉄筋を指す。

※2 帯筋は灯台の軸直交方向の鉄筋を指す。

※3 波の作用を受ける場合は、200mm 以下とする。

※4 波の作用を受ける場合は、13mm 以上とする。

※5 波の作用を受ける場合は、0.3%以上とする。

### 1.3.3 既存灯台の耐震性評価手法の現状

既存灯台の耐震性評価手法は、表 1-4 に示すように建築基準法や煙突構造物設計指針<sup>49)</sup>を準用しており、既存灯台の特性が考慮されていない。

建築基準法は、剛床仮定（面内剛性が無限大であるという仮定）が成り立つせん断系の建築物を対象としているが、既存灯台は剛床仮定が成り立たないため建築基準法の適用範囲外である。煙突構造物設計指針<sup>49)</sup>は、質量と剛性分布が脚部から頂部に向かってほぼ連続

的に変化する高さ 40～250m の自立型 RC 造煙突を対象としている。しかし、既存灯台は、灯器や灯ろうなどの重量物が頂部にあること、下層に付属舎があることから質量および剛性が途中で急変する場合があるため、煙突構造設計指針<sup>49)</sup>の適用範囲外である。また、日本の既存灯台の塔高（注 3）は、図 1-4 に示すとおり 45m 未満であり、煙突構造物設計指針<sup>49)</sup>が基づくモデル煙突よりも低いものばかりである。

このように、建築物や煙突と既存灯台は構造的特徴が異なることから、地震時における既存灯台の揺れの特徴は、建築物や煙突と異なる可能性が高い。

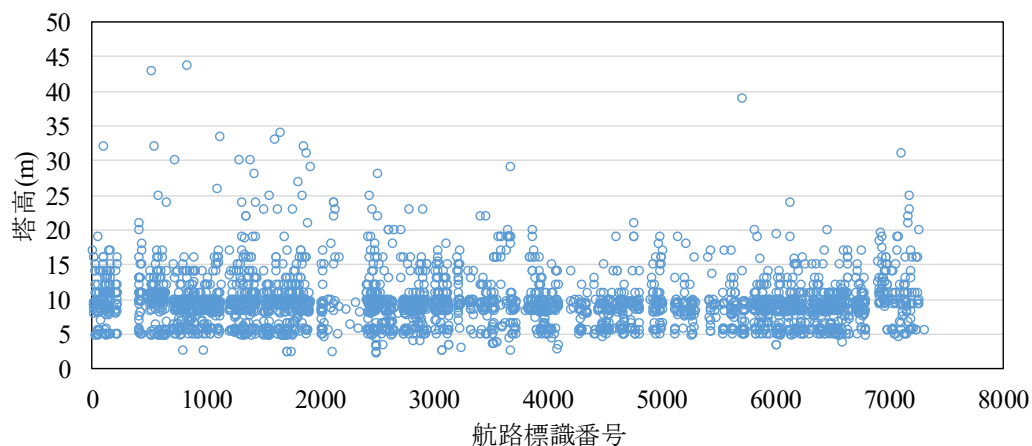


図 1-4 日本の既存灯台の塔高（ただし、海上保安庁管轄に限る）<sup>57)</sup>

## 1.4 既往の研究

本節では、既存灯台の耐震性評価に関連する既往の研究を概観することで、耐震性評価における具体的な課題を抽出し、本論文の位置付けを明確にする。

### 1.4.1 既存灯台の耐震性評価に関する研究

既存灯台の耐震性評価は、表 1-7 および表 1-8 に示すように国内外で報告されている。このとき、必要保有水平耐力（地震時に既存灯台に発生する力）の算定方法は、静的解析と動的解析に大別される。前者は、建築基準法に基づいた修正震度法が用いられており、地震時における既存灯台の揺れは建築物と同じであるという仮定のもと、必要保有水平耐力が算定されている。後者は、数値解析によって必要保有水平耐力が算定されている。

神子元島灯台、尻屋崎灯台、美保関灯台について、静的解析および動的解析により算定される必要保有水平耐力の比較をそれぞれ図 1-5～図 1-7 に示す。各灯台に発生する曲げモーメントは、静的解析結果と動的解析結果で異なっており、1.3.3 項で指摘したとおり、既存灯台は建築物と異なる揺れの特徴を持っていることが分かる。また、煙突構造物設計指針<sup>49)</sup>による静的解析では、曲げモーメントは高さ方向に直線となるが、動的解析によって算定された曲げモーメントの傾向は異なっている。よって、既存灯台は煙突とも異なる揺れの特徴

を持っていると言える。

したがって、既存灯台の耐震性を正しく評価するためには、その揺れの特徴を把握する必要がある。

表 1-7 耐震性評価が行われた既存灯台（国内）

No.	灯台名称	構造種別	竣工年	実施年	必要保有水平耐力の算出方法
1	神子元島灯台 <sup>58),59)</sup>	石造	1870 年	1982 年	・修正震度法による静的解析 ・動的解析 ・振動実験実施済み <sup>※1</sup>
2	江崎灯台 <sup>60)</sup>	石造	1871 年	1995 年	・修正震度法による静的解析
3	御前埼灯台 <sup>61),62)</sup>	煉瓦造	1874 年	1981 年	・応答スペクトルを用いた地震応答解析による動的解析 ・1981 年の振動実験結果を参照
4	犬吠埼灯台 <sup>63),64)</sup>	煉瓦造	1874 年	1982 年	・時刻歴応答解析による動的解析 ・1982 年の振動実験結果を参照
5	尻屋埼灯台 <sup>65)~67)</sup>	煉瓦造	1876 年	1998 年	・修正震度法による静的解析 ・時刻歴応答解析による動的解析 ・1976 年の振動実験結果を参照
6	角島灯台 <sup>68)</sup>	石造	1876 年	1995 年	・修正震度法による静的解析 ・振動実験実施済み <sup>※1</sup>
7	潮岬灯台 <sup>69)</sup>	石造	1873 年	1995 年	・修正震度法による静的解析 ・振動実験実施済み <sup>※1</sup>
8	禄剛埼灯台 <sup>70)</sup>	石造	1883 年	1996 年	・修正震度法による静的解析 <sup>※2</sup> ・1995 年の振動実験結果を参照
9	男木島灯台 <sup>71)</sup>	石造	1895 年	1995 年	・修正震度法による静的解析 ・1995 年の振動実験結果を参照
10	美保関灯台 <sup>72),73)</sup>	石造	1898 年	1996 年	・修正震度法による静的解析 ・動的解析 ・1990 年の振動実験結果を参照
11	出雲日御碕灯台 <sup>74),75)</sup>	石造 <sup>※3</sup>	1903 年	1990 年	・修正震度法による静的解析 ・振動実験実施済み <sup>※1</sup>
12	安芸白石灯標 <sup>76),77)</sup>	石造	1903 年	1999 年	・修正震度法による静的解析 <sup>※4</sup> ・1999 年の振動実験結果を参照
13	清水灯台 <sup>78),79)</sup>	RC 造	1912 年	1991 年	・修正震度法による静的解析 ・振動実験実施済み <sup>※1</sup>
14	野間埼灯台 <sup>80)</sup>	C 造 <sup>※5</sup>	1921 年	1998 年	・修正震度法による静的解析 ・振動実験実施済み <sup>※1</sup>
15	舩倉島灯台 <sup>81)</sup>	RC 造	1930 年	2001 年	・修正震度法による静的解析
16	稲取岬灯台 <sup>82)</sup>	RC 造	1972 年	1996 年	・修正震度法による静的解析

※1 文献 85)~87)に振動調査の記述がある。

※2 1 質点モデルの地震応答解析により、ベースシア係数を算出している<sup>69)</sup>。

※3 二重殻構造であり、外殻壁は石造、内殻壁は煉瓦造である。

※4 塑性変形の有無については、非線形応答解析により検討されている<sup>76)</sup>。

※5 コンクリート造のことである。

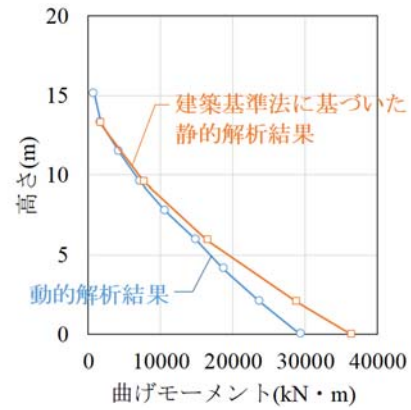
表 1-8 耐震性評価が行われた既存灯台（国外）

No.	灯台名称	構造種別	竣工年	実施年	必要保有水平耐力の算出方法
1	Presqu'île Point Lighthouse <sup>83)</sup>	石造	1884 年	2014 年 <sup>※1</sup>	(解析条件不明)
2	Paphos Lighthouse <sup>84)</sup>	石造	1888 年	2015 年 <sup>※1</sup>	・応答スペクトルを用いた地震応答解析による動的解析 (Eurocode EN 1998)

※1 実施年不明のため、文献の発表年を記載した。

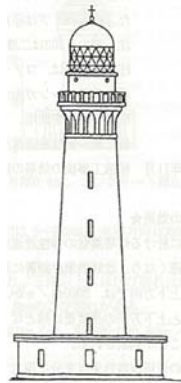


(a) 外観<sup>88)</sup>

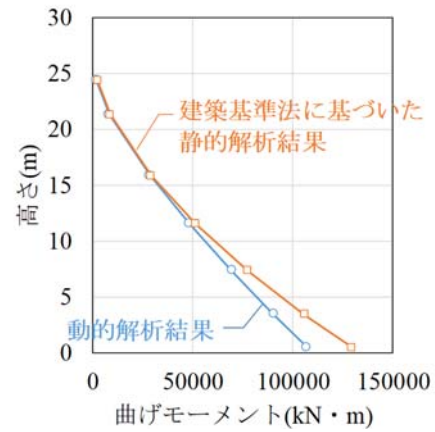


(b) 曲げモーメントの高さ方向の分布<sup>59)</sup>

図 1-5 神子元島灯台の必要保有水平耐力の比較 (注 4)



(a) 外観<sup>88)</sup>

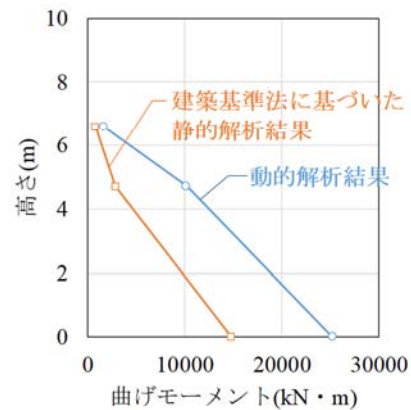


(b) 曲げモーメントの高さ方向の分布<sup>66)</sup>

図 1-6 尻屋埼灯台の必要保有水平耐力の比較 (注 5)



(a) 外観<sup>88)</sup>



(b) 曲げモーメントの高さ方向の分布<sup>68)</sup>

図 1-7 美保関灯台の必要保有水平耐力の比較 (注 6)

#### 1.4.2 既存灯台の一次固有周期推定式に関する研究

地震時における建造物の揺れは、固有周期や減衰定数などの振動特性の影響を大きく受けている。特に、地震時に共振しやすい一次固有周期を精度良く推定することは重要である。

「航路標識構造物設計基準・同解説」<sup>13)~15)</sup>では、灯台の設計用一次固有周期推定式として式(1.1)、(1.2)が既に用いられている。なお、第1期（1996年以前）の基準では、設計用一次固有周期に関する記述はない。

$$T_{(2)}=(0.02+0.01\cdot\alpha)\cdot H \quad (1.1) \text{ (注 7)}$$

ここで、 $T_{(2)}$ ：第2期（1997～2016年）の基準における設計用一次固有周期（sec）

$H$ ：躯体高さ（m）

$\alpha$ ：構造物のうち大部分が鉄骨造などである階の高さの合計の

$H$ に対する比

$$T_{(3)}=0.06\cdot\sqrt{\frac{\gamma}{E}}\cdot\frac{H^2}{D}+0.037 \quad (1.2) \text{ (注 8)}$$

ここで、 $T_{(3)}$ ：第3期（2017年以降）の基準における設計用一次固有周期（sec）

$\gamma$ ：単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）

$E$ ：ヤング係数（N/mm<sup>2</sup>）

$H$ ：躯体高さ（m）

$D$ ：灯塔下端の外径（m）

式(1.1)は、せん断系建築物の設計用一次固有周期略算式である。ここで、一次固有周期の式(1.1)による推定値と振動実験による実測値との比較を図1-8に示す。これより、御前埼灯台や尻屋埼灯台、祿剛埼灯台、美保関灯台では両者の一次固有周期が同じであるものの、神子元島灯台や犬吠埼灯台、潮岬灯台、男木島灯台、出雲日御碕灯台では一次固有周期の推定値が実測値を大きく上回っていることが分かる。したがって、式(1.1)は既存灯台の一次固有周期推定式として適当ではないことが指摘できる。

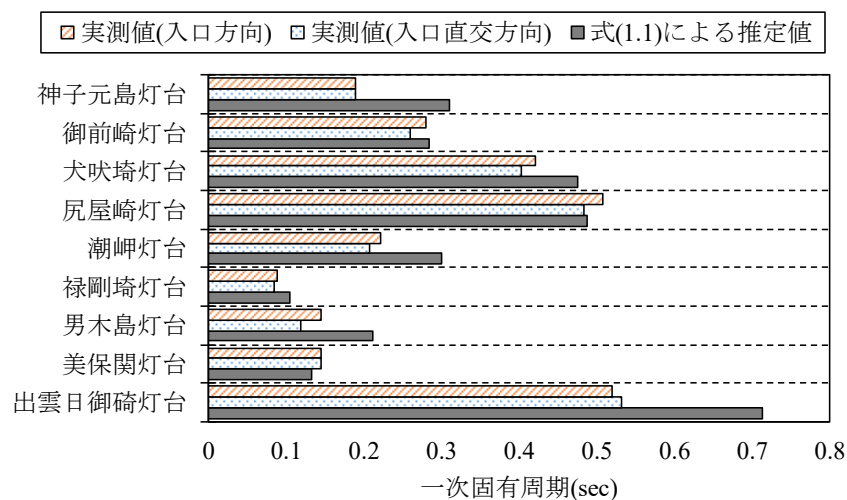


図 1-8 一次固有周期の式 (1. 1) による推定値と  
振動実験による実測値との比較<sup>59), 61), 64), 65), 69), 70), 72), 74)</sup>

また、式(1.2)は、小原ら<sup>55)</sup>によって 1983 年に提案された式(1.3)を SI 単位に修正したものである。しかし、式(1.2), (1.3)は、パラメータが多い上に実験基数が煉瓦造 2 基、石造 4 基、RC 造 2 基と少なく、実証性に乏しい。なお、式(1.2), (1.3)で躯体高さ 0m のときの一次固有周期が 0sec とならないのは、地盤の影響を含んだ一次固有周期推定式であるためである。

$$T=1.90 \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{E}} \cdot \frac{H^2}{D} + 0.037 \quad (1.3) \text{ (注 9)}$$

ここで、 $T$  : 灯台の一次固有周期 (sec)

$H$  : 躯体高さ (m)

$\gamma$  : 単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

$E$  : ヤング係数 ( $\text{t/m}^2$ )

$D$  : 灯塔下端の外径 (m)

このように、既往の一次固有周期推定式の推定精度には課題があり、簡単でより精度の高い推定式の確立が必要である。



### 1.4.3 既存灯台の地震時挙動に関する研究

建造物の固有周期や減衰定数などの振動特性は、建造物ごとに常に一定の量ではなく、建造物の振動振幅の大きさや経年によって変動する量である。したがって、耐震性の正しい評価のためには、微小振幅時から大振幅時に至る固有周期や減衰定数の把握が必須と考えられるものの、これらを解析的に求めることは難しく、実測に基づいて把握しているのが現状である。

建築物における振動特性の振幅依存性については、非構造部材の影響が大きいことが指摘されており、振幅や加速度が大きくなると固有振動数（固有周期の逆数）は低くなり、減衰定数は大きくなるか頭打ちになるという傾向が確認されている<sup>89),90)</sup>。

一方、既存灯台における振動特性の振幅依存性に関する既往の研究はなく、常時微動測定や灯塔頂部の壁に人間が体当たりする方法による自由振動測定によって振動特性が推定されていることがほとんどである<sup>55),64),65),88),91)</sup>。既存灯台の一次減衰定数に関する報告を表 1-9 に示す。これより、減衰定数は、10～20%の禄剛埼灯台を除けば、概ね 1～4%に分布していることが分かる。小原ら<sup>55)</sup>は、大地震時には減衰も増えることを考慮して 2～5%程度の減衰定数が動的解析において妥当だろうと報告しているものの、これを裏付けるデータはない。

このように、既存灯台の地震時における揺れの大きさを予測するためには、一次固有振動数と一次減衰定数の地震時挙動を実測により明らかにする必要がある。

表 1-9 既存灯台の一次減衰定数に関する報告

No.	灯台名称	構造種別	竣工年	振動実験実施年月	一次減衰定数(%) <sup>※1</sup>		実験方法 <sup>※2</sup>	推定方法 <sup>※3</sup>
					入口方向	入口直交方向		
1	神子元島灯台 <sup>55),88)</sup>	石造	1870 年	1982 年 8 月	3.80%	3.70%	A,B	不明
2	潮岬灯台 <sup>55),88)</sup>	石造	1873 年	1982 年 12 月	1.20%	1.13%	A,B	不明
3	御前埼灯台 <sup>61),88)</sup>	煉瓦造	1874 年	1981 年 6 月	2.40%	2.00%	A,B	D
4	犬吠埼灯台 <sup>55),88)</sup>	煉瓦造	1874 年	1982 年 8 月	2.77%	3.06%	A,B	不明
5	尻屋埼灯台 <sup>65)</sup>	煉瓦造	1876 年	1976 年 8 月	5.50%	—	B	不明
6	禄剛埼灯台 <sup>82)</sup>	石造	1883 年	1995 年 一月	20.9～22.8%	12.2～12.8%	B	E
7	出雲日御碕灯台 <sup>55),88),91)</sup>	石造 <sup>※4</sup>	1903 年	1951 年 11 月	—	0.52～1.07% <sup>※6</sup>	C	不明
				1973 年 8 月	—	0.41～0.91% <sup>※6</sup>	C	不明
				1982 年 12 月	1.35%	1.31%	A,B	不明
8	地藏島灯台 <sup>55)</sup>	石造	1920 年	1982 年 一月 <sup>※5</sup>	1.40%	1.40%	A,B	不明
9	大王埼灯台 <sup>55)</sup>	RC 造	1927 年	1982 年 一月 <sup>※5</sup>	1.63%	2.82%	A,B	不明
10	沢崎鼻灯台 <sup>55)</sup>	RC 造	1928 年	1982 年 一月 <sup>※5</sup>	1.26%	1.76%	A,B	不明

※1 灯塔頂部あるいは灯室床に設置された振動計の結果である。

※2 A：灯塔頂部の灯室の壁に人間が体当たりする方法による自由振動測定，B：常時微動測定，C：灯塔の頂部近くにロープをかけて約 40 度の角度で地上より引っ張る自由振動測定

※3 D：対数減衰比，E：スペクトル比(灯室/1FL)のフィッティング

※4 二重殻構造であり，外殻壁は石造，内殻壁は煉瓦造である。

※5 実施年不明のため，文献の発表年の前年を記載した。

※6 対数減衰率から式(1.6)により，減衰定数に変換されている。

$$h' = \delta / \sqrt{\delta^2 + 4\pi^2} \quad (1.6)$$

ここで， $h'$ ：減衰定数， $\delta$ ：対数減衰率とする。

#### 1.4.4 既存灯台の静的・動的特性に関する研究

近年、建造物の安全性を評価するため、そのひび割れ幅やひずみ量などの静的特性や固有振動数などの動的特性を長期にわたって観測し、経年変化による劣化や地震など外力による作用の前後における静的・動的特性の変化に基づいて損傷の有無、その位置や程度を推定するためのモニタリングに関する研究が盛んに行われている<sup>92)~95)</sup>。また、補修・補強工事の前後における動的特性の変化に基づいて、その補強効果を確認する研究も行われている<sup>96)~98)</sup>。しかし、実際の建造物の静的・動的特性は、損傷の有無によらず日常的、季節的、経時的に変動していることが報告されており、静的・動的特性を指標として経年変化や補強効果の確認を行う場合には、これらの変動を定性的・定量的に把握する必要がある<sup>96)~101)</sup>。

既存灯台でも、動的特性（固有周期や減衰定数、弾性波速度）の変化に基づいた経年変化および補強効果の確認事例が報告されている。出雲日御碕灯台（1903 年竣工、石造）では、1951 年 11 月と 1973 年 8 月の振動実験により、経年による振動特性の変化が報告されている<sup>91)</sup>。同灯台の振動特性の変化を表 1-10 に示す。これより、経年により一次固有周期が伸び、一次減衰定数が小さくなっていることが示されている。この原因として、躯体の劣化が考えられるものの、11 月と 8 月の気温や計測器の精度が異なることを考慮して断言は避けられている<sup>91)</sup>。

表 1-10 出雲日御碕灯台（1903 年竣工、石造）の経年による振動特性の変化<sup>91)</sup>

加振源	実施年月	一次固有周期(sec)		一次減衰定数(%)		備考
		入口方向	入口 直交方向	入口方向	入口 直交方向	
風	1951 年 11 月	0.50	0.49~0.50			風速 5m/s
	1973 年 8 月	0.53 0.53 0.51				微風時 風速 6.7~7.4m/s 風速 13.3m/s
自由 振動	1951 年 11 月	0.49~0.50	0.48~0.50	—	0.52~1.07 <sup>※1</sup>	灯塔の頂部近くにロープをかけて約 40 度の角度で地上より引っ張る自由振動測定
	1973 年 8 月	0.51~0.53		—	0.41~0.91 <sup>※1</sup>	

※1 対数減衰率から式(1.6)により、一次減衰定数に変換されている。

御前埼灯台（1873 年竣工、煉瓦造）では、1982 年 11 月の耐震補強工事（ひび割れ補修と PC 鋼線による構造補強）前後に弾性波速度測定および振動実験が行われ、補強効果が確認されている<sup>102)</sup>。同灯台の耐震補強工事前後における動的特性の変化を表 1-11 に示す。耐震補強工事後の一次固有振動数が耐震補強工事前に比べて上昇していることから、耐震補強工事により灯塔全体の剛性が高くなったと推定されている。剛性が高くなると一次減衰定数は小さくなることが予想されたものの、実際は増大している。これは、PC 鋼線の張力による減衰効果の影響が大きいためであると推定されている。耐震補強工事後の弾性波速度が耐震補強工事前に比べて増大しており、PC 鋼線の張力による効果が確認されている。この事例では、各測定値の変化に対する季節の影響について触れられていないが、その影響は

無視できないと考えられる。

表 1-11 御前埼灯台（1873 年竣工，煉瓦造）の耐震補強工事前後における変化<sup>102)</sup>

調査項目	実施年月	灯塔縦方向の弾性波速度(m/s)		一次固有振動数(Hz)		一次減衰定数(%)	
		上段	下段	入口方向	入口直交方向	入口方向	入口直交方向
弾性波速度測定 <sup>※1</sup>	1981 年 6 月	1,740	1,651				
	1985 年 3 月	1,985	1,932				
常時微動測定	1981 年 6 月			3.60	3.80		
	1985 年 3 月			4.35	4.50		
自由振動測定 <sup>※2</sup>	1981 年 6 月					2.40	2.00
	1985 年 3 月					3.50	4.80

※1 衝撃弾性波法により測定されている。起振は鉄製ハンマー，サンプリング周波数は 20kHz である。

※2 灯塔頂部の灯室の壁に人間が体当たりする方法による自由振動測定である。

このように，既存灯台において静的・動的特性の変化から経年変化や補強効果を確認するためには，損傷の有無によらない日常的な変動の傾向を実測により定性的・定量的に明らかにする必要がある。

## 1.5 本論文の構成

本論文は、既存灯台の耐震性評価に必要な既存灯台の

- I) 一次固有周期推定式の高精度化
- II) 地震時挙動の解明
- III) 静的・動的特性の変動の解明

の3つの課題の解決を目的としたものであり、全7章で構成されている。第2章と第3章は、本研究における分析対象と分析方法について整理したものであり、第4章から第6章は前記の課題に対応している。各章の関係を図1-9に、概略を以下に示す。

第1章「序論」では、灯台の設計基準である「航路標識構造物設計基準・同解説」の制定・改正の変遷および既往研究を整理して本研究の学術的位置づけを明らかにし、既存灯台の耐震性評価に関する前記3つの課題を抽出している。

第2章「既存灯台の地震被害」では、様々な構造形式をもつ灯台の地震被害を分析することで、被害の特徴と要因を明らかにしている。さらに、地震被害の傾向から、本研究で検討対象とする既存灯台の条件を絞り込んでいる。

第3章「既存灯台の振動特性の推定方法に関する検討」では、既存灯台の振動実験方法およびその加速度データの解析方法を検討している。宇品灯台（1971年竣工、RC造）を対象に常時微動測定、強制振動実験および自由振動実験を行い、その結果を比較することで、特別な加振源を必要としない常時微動測定が既存灯台の振動特性を推定する方法として妥当であることを明らかにしている。また、常時微動測定により得られた加速度波形に対して周波数領域および時間領域による解析を行い、両者の解析結果が同じであることを確認することで、処理が簡単な周波数領域による解析方法を採用することを明らかにしている。

第4章「既存灯台の一次固有周期推定式に関する検討」では、既往の研究と常時微動測定結果に基づき、既存灯台の構造諸元が一次固有周期に与える影響を検討し、構造種別ごとの簡単でより精度の高い既存灯台の一次固有周期推定式を提案している（課題I）。

第5章「強震観測に基づく既存灯台の地震時挙動に関する検討」では、鹿嶋灯台（1971年竣工、RC造）の強震観測結果から一次固有振動数と一次減衰定数の地震時挙動を明らかにしている（課題II）。

第6章「長期観測に基づく既存灯台の静的・動的特性に関する検討と補強効果」では、鹿嶋灯台の静的・動的特性の長期観測結果から日常的な変動の定性的・定量的傾向を明らかにすることで、一次固有周期推定式に含まれる測定時期や時間帯による影響を明らかにし、補強工事が行われた既存灯台の補強工事前後における一次固有振動数の変化から、その補強効果を検証している（課題III）。

第7章「結論」では、本研究で得られた知見をまとめて結論とし、今後の課題および展望を言及している。

各章と査読付き発表論文との対応は表1-12のとおりである。

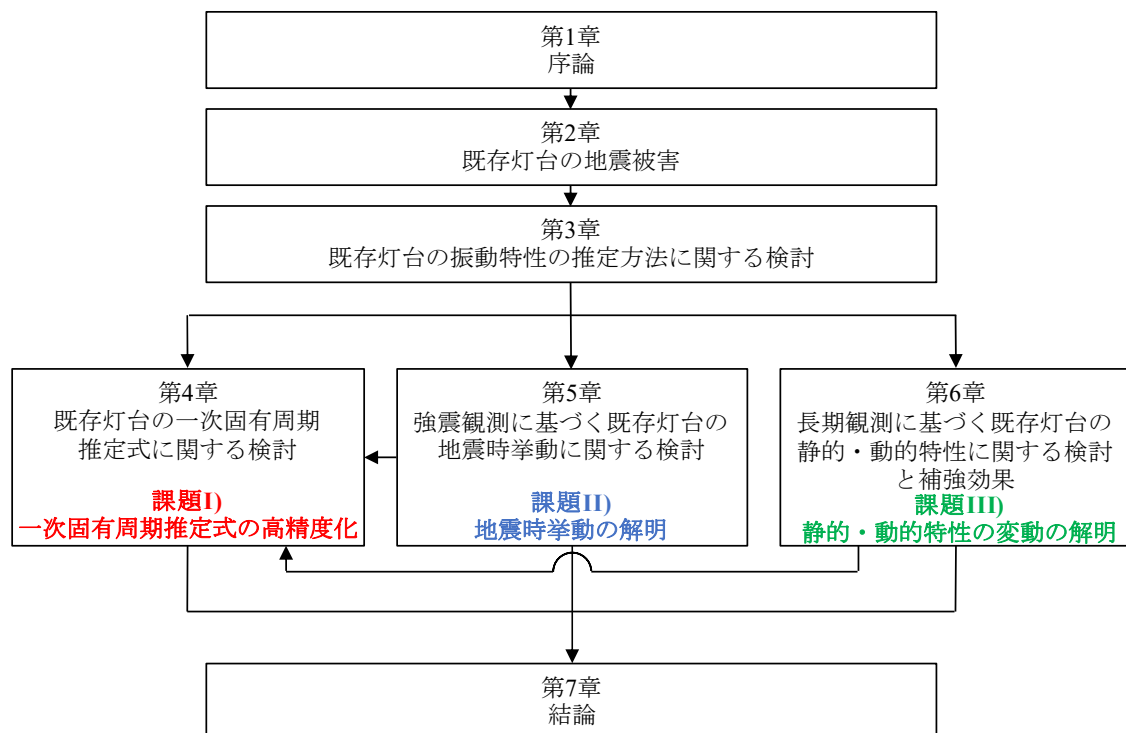


図 1-9 本論文の構成

表 1-12 各章と査読付き発表論文との対応

章内容		査読付き発表論文(掲載誌名, 掲載年月)
第 1 章	序論	—
第 2 章	既存灯台の地震被害	—
第 3 章	既存灯台の振動特性の推定方法に関する検討	①コンクリート工学年次論文集, 2014.7 ②日本建築学会技術報告集, 2015.2
第 4 章	既存灯台の一次固有周期推定式に関する検討	③日本建築学会構造系論文集, 2018.3
第 5 章	強震観測に基づく既存灯台の地震時挙動に関する検討 測定開始から 2016 年 12 月 6 日までの地震時挙動について	④日本建築学会技術報告集, 2018.2
第 6 章	長期観測に基づく既存灯台の静的・動的特性に関する検討と補強効果 6.1 節 測定開始から 2016 年 12 月 6 日までの静的・動的特性の長期的変動について 6.2.3 項 振動特性の変化を利用した補強効果の検証 6.2.4 項 補強工法の違いが既存灯台の振動特性に与える影響	④日本建築学会技術報告集, 2018.2 ⑤REHAB2015, 2015.7 ⑥コンクリート工学年次論文集, 2015.7
第 7 章	結論	—
附章	鉄筋コンクリート造灯台の実態調査	⑦コンクリート工学年次論文集, 2017.7
査読付き発表論文の詳細 ①日高みなみ, 佐藤大輔, 青木孝義, 高瀬剛: RC 造灯台の振動特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.805-810, 2014.7 ②日高みなみ, 青木孝義: 常時微動測定による灯台の振動特性推定, 日本建築学会技術報告集, 第 21 巻, 第 47 号, pp.71-76, 2015.2 ③川瀬みなみ, 青木孝義, 張景耀, 佐藤大輔: 灯台の構造諸元と一次固有周期との関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 745 号, pp.397-407, 2018.3 ④川瀬みなみ, 青木孝義, 佐藤大輔: 灯台の静的・動的特性の長期観測—長期的変動 その 1—, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 56 号, pp.69-74, 2018.2 ⑤M. Hidaka and T. Aoki: Vibration characteristics of a brick lighthouse in Japan, Porto, REHAB2015, pp.7250736, 2015.7 ⑥日高みなみ, 青木孝義: 補強工法の違いによる RC 造灯台の振動特性, コンクリート工学会年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1315-1320, 2015.7 ⑦川瀬みなみ, 青木孝義, 佐藤大輔: 航路標識構造物外壁の鉄筋腐食に関する実態調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1213-1218, 2017.7		

## 第2章 既存灯台の地震被害

建築物や土木構造物、港湾構造物などは、自然災害による被害を受ける度にその被害傾向の詳細な検討や研究が行われ、これらの耐震設計法は地震観測や被害原因の分析などに基づく実証により変化している<sup>1)~4)</sup>。一方、既存灯台の地震による被害は、煙突や港湾構造物の被害、崖崩れ、断層の動きに関する研究<sup>5)~9)</sup>に付随して一部の被害事例が取り上げられる程度で、既存灯台を対象に被害傾向を体系的に分析された事例はほとんど見当たらない<sup>10)</sup>。

本章では、既存灯台の地震による被害の特徴と要因を明らかにすることを目的に、既往の論文や図書、新聞記事など<sup>5)~21)</sup>に加え、海上保安庁で記録されている被害事例を分析し、被害の傾向について考察する。さらに、地震被害の傾向から、本研究で検討対象とする既存灯台の条件を絞り込む。

### 2.1 被害事例の概要

地震による被害を受けた既存灯台 42 基の情報を入手した。なお、既存灯台の躯体に損傷が生じたと確認できた事例のみを被害事例とし、詳細が不明な被害やガラス・門などの被害は含まない。地震被害の概要を表 2-1 に示す。これより、地震被害を受けた既存灯台は、すべて第 1 期（1996 年以前）の基準により設計されていることが明らかとなった。よって、本研究の検討対象とする既存灯台の竣工年は、1996 年以前とする。なお、1944～1993 年の約 50 年間における地震による被害事例は、筆者が調べた限りでは見当たらなかったが、1 基も被害を受けていないとは断言できない。同期間における被害事例を入手できなかった要因の一つに、地震発生後における灯台機能の復旧作業が優先され、その被害の詳細はまとめられていないことが挙げられる。

被害事例を航路標識種別で分類すると、図 2-1(a)に示すようにほとんどが沿岸灯台であった。沿岸灯台の地震被害を構造種別で分類した結果を図 2-1(b)に示す。これより、本研究の検討対象とする既存灯台の構造種別は、被害事例の 80%程度を占めている煉瓦造、石造、コンクリート造（以下、C 造という）および RC 造とする。本研究の検討対象が既存灯台全体に対して占める割合は、図 2-2 に示すとおり 70%程度である。

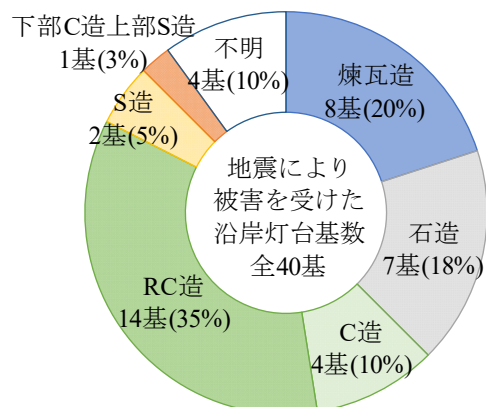
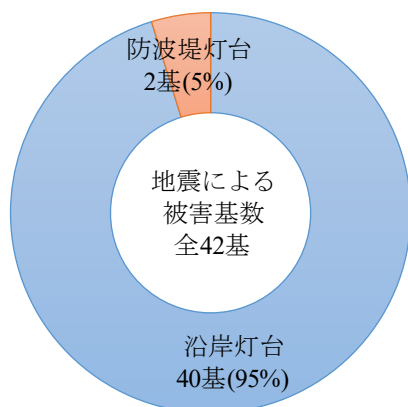
表 2-1 地震被害を受けた既存灯台の被害状況

地震発生		No.	名称 (竣工年)	構造種別	被害の概要
年	月/日				
1888 (明治 21)	4/30	1	剣埼灯台 (1871：第 1 期)	石造	灯台外部積石間のセメントが 2 ヶ所離脱 <sup>11)</sup> 。
1891 (明治 24)	10/28	2	四日市灯台 (不明)	不明	灯台基礎石 1 寸 (30.3mm) 余り離脱 <sup>11)</sup> 。
1894 (明治 27)	3/22	3	厚岸灯台 (1890：第 1 期)	不明	大破 <sup>11)</sup> 。
		4	釧路埼灯台 (1891：第 1 期)	不明	被害多い <sup>11)</sup> 。
	3/25	5	落石埼灯台 (1890：第 1 期)	不明	破損個所多い <sup>11)</sup> 。
1896 (明治 29)	4/2	6	禄剛崎灯台 (1883：第 1 期)	石造	セメント箇所へ亀裂を生じ、近傍地盤に幅 1 寸 (30.3mm)、長さ数十間 (20m 以上) の亀裂を生じる <sup>11)</sup> 。
1909 (明治 42)	3/13	7	観音埼灯台 (1869：第 1 期)	煉瓦造	灯台内壁白黒塗りの部分にごくわずかに亀裂を生じる <sup>12)</sup> 。
		8	城ヶ島灯台 (1870：第 1 期)	煉瓦造	灯台東入口に 4 ヶ所亀裂を生じる。最長で 5 尺 (1.52m) に至る。西側に 5 ヶ所亀裂を生じる。最長で 6 尺 (1.82m) に至る <sup>12)</sup> 。
1912 (明治 45)	4/27	9	屋久島灯台 (1897：第 1 期)	煉瓦造	灯台の胴壁のセメント一部が剥落 <sup>13)</sup> 。
1922 (大正 11)	4/26	10	観音埼灯台 (1869：第 1 期)	煉瓦造	破損、亀裂を生じる <sup>10)</sup> 。
		11	洲ノ岬灯台 (1919：第 1 期)	C 造	地上約 13 尺 (3.94m) の施工目地に水平に亀裂 <sup>10)</sup> 。
1923 (大正 12)	9/1	12	観音埼灯台 (1923：第 1 期)	RC 造	山崩れのため道路が崩壊し、地盤に大亀裂を生じ、灯台は北方に 5 度傾斜 <sup>10),14)</sup> 。4m/s <sup>2</sup> 以上の加速度が生じたと推定 <sup>10)</sup> 。
		13	野島埼灯台 (1870：第 1 期)	煉瓦造	基礎より 10.6m の位置で北西方へ折損倒壊 <sup>10),14)</sup> 。2.5m/s <sup>2</sup> の加速度が生じたと推定 <sup>10)</sup> 。
		14	城ヶ島灯台 (1870：第 1 期)	煉瓦造	1.7m 程度地盤が隆起し、灯台は東南方に転倒破壊した <sup>10),14)</sup> 。4m/s <sup>2</sup> 程度の加速度が生じたと推定 <sup>10)</sup> 。
		15	剣埼灯台 (1871：第 1 期)	石造	石材が各所脱落し、大破崩壊に瀕する <sup>10),14)</sup> 。4m/s <sup>2</sup> 以上の加速度が生じたと推定 <sup>10)</sup> 。
		16	洲ノ岬灯台 (1919：第 1 期)	C 造	地上約 15 尺 (4.55m) まで厚さ 5 寸 (151.5mm) の RC を巻き立てておいたが、本地震により巻き立て上部 1 尺 (0.30m) の所の施工目地において切断。直径が大きかったため、原位置を保っていた <sup>10),14)</sup> 。2.5m/s <sup>2</sup> の加速度が生じたと推定 <sup>10)</sup> 。
		17	伊豆大島灯台 (1915：第 1 期)	C 造	基礎上 4m の位置でせん断され、1 尺 (3.03m) 南西方へ移動し、反時計回りに約 15 度回転したが倒壊を免れる。建物の目方の 3 割 5 分くらいに達する地震の強さであったとされる <sup>10)</sup> 。
		18	羽根田灯台 (1875：第 1 期)	S 造	北に約 5 度傾斜 <sup>10)</sup> 。
		19	品川灯台 (1870：第 1 期)	石造	基礎部分が 0.6m 沈下し、灯塔に亀裂を生じる <sup>10)</sup> 。
		20	第二海堡灯台 (1894：第 1 期)	下部 C 造 上部 S 造	南方に約 5 度傾斜し、海堡と共に約 0.6m 沈下 <sup>10)</sup> 。
		21	第三海堡灯台 (不明)	S 造	海堡とともに 2m 程度沈下。3m/s <sup>2</sup> 程度の加速度が生じたと推定 <sup>10)</sup> 。
		22	横濱東水堤灯台 (1896：第 1 期)	S 造	水平に 4.1m 沈下 <sup>10)</sup> 。
		23	横濱北水堤灯台 (1896：第 1 期)	S 造	水平に 4.1m 沈下 <sup>10)</sup> 。灯塔脚 6 本 (3.6m まで剥き出し構造) は被害を受けたものと推定される <sup>14)</sup> 。
1924 (大正 13)	1/15	24	伊豆大島灯台 (1915：第 1 期)	C 造	被害箇所が拡大 <sup>10)</sup> 。
		25	剣埼灯台 (1871：第 1 期)	石造	灯塔の積石の齟齬の度合いが増し、東方に 3 寸移動 <sup>10)</sup> 。



表 2-1 地震被害を受けた既存灯台の被害状況（続き）

地震発生		No.	名称	構造種別	被害の概要
年	月/日				
1938 (昭和 13)	11/5	26	塩屋埼灯台 (1899：第 1 期)	煉瓦造	大破 <sup>15)</sup> 。
1944 (昭和 19)	12/7	27	御前埼灯台 (1927：第 1 期)	煉瓦造	灯塔の地上 3.3m 付近全周に亀裂が入り、灯塔中心まで切断される。南東側に幅 0.5cm、長さ 4m 程度の縦の亀裂が 2 本入る <sup>16),17)</sup> 。
1993 (平成 5)	7/12	28	青苗岬灯台 (1955：第 1 期)	RC 造	地面から約 1m の高さで折損。折損部分ではフック付丸鋼鉄筋が露出。重ね継手は芋継手であった <sup>6),8)</sup> 。
1995 (平成 7)	1/17	29	江埼灯台 (1871：第 1 期)	石造	灯塔と付属舎との接合部付近において、目地部に微細なひび割れを生じるものの、石材本体のずれなどは生じていない。付属舎については、GL から 7 段目までがずれを生じている。地盤の沈下およびずれによると考えられる <sup>18)</sup> 。
2001 (平成 13)	3/24	30	音戸灯台 (1959：第 1 期)	RC 造	灯塔の地上から 3m の周囲に亀裂が発生 <sup>19),20)</sup> 。
2007 (平成 19)	7/16	31	椎谷鼻灯台 (1955：第 1 期)	RC 造	敷地の一部が崩壊し、灯台自体にも基礎部分に亀裂が発生した <sup>9),21)</sup> 。
2011 (平成 23)	3/11	32	首埼灯台 (1958：第 1 期)	RC 造	敷地沈下により土間破損
		33	気仙沼唐島灯台 (1966：第 1 期)	RC 造	土間との境目に亀裂
		34	白銀埼灯台 (1957：第 1 期)	RC 造	付属舎との境目に周状亀裂
		35	陸前江島灯台 (1962：第 1 期)	RC 造	付属舎上部で格子状亀裂
		36	荻浜灯台 (1950：第 1 期)	RC 造	付属舎上部で周状亀裂
		37	二鬼城埼灯台 (1955：第 1 期)	RC 造	地盤沈下による土間破損
		38	波島灯台 (1948：第 1 期)	RC 造	灯室床破損、土間破損
		39	渡波尾埼灯台 (1950：第 1 期)	RC 造	付属舎上部周状亀裂
		40	地藏島灯台 (1920：第 1 期)	石造	出入口上部で周状亀裂
		41	番所灯台 (1951：第 1 期)	RC 造	付属舎上部で周状亀裂
		42	大津岬灯台 (1960：第 1 期)	RC 造	付属舎上部で周状亀裂



(a) 航路標識種別による内訳

(b) 沿岸灯台の構造種別による内訳

図 2-1 地震被害を受けた既存灯台の内訳

※ 被害を受けた防波堤灯台は、2 基とも S 造である。

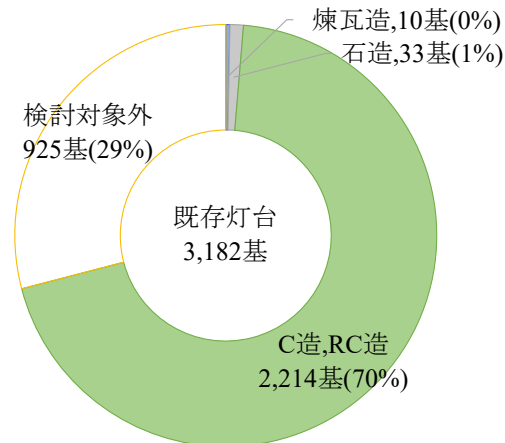


図 2-2 本研究の検討対象が既存灯台全体に占める割合 <sup>22)</sup>

## 2.2 周辺地盤の変状による被害が疑われる事例

灯塔周辺地盤の変状によって損傷を生じたと考えられる既存灯台は、観音埼灯台（1923 年被災，煉瓦造），城ヶ島灯台（1923 年被災，煉瓦造），品川灯台（1923 年被災，石造），江埼灯台（1995 年被災，石造），椎谷鼻灯台（2007 年被災，RC 造），首埼灯台（2011 年被災，RC 造），二鬼城埼灯台（2011 年被災，RC 造）である。各灯台の被害の詳細を以下に述べる。

観音埼灯台：北側に 5 度傾斜した <sup>10),14)</sup>。山崩れのため道路が崩壊し，地盤に大亀裂を生じたと報告されていることから，周辺地盤の変状によって被害を受けたと考えられる。

城ヶ島灯台：被害状況を図 2-3 に示す。城ヶ島灯台は東南方に転倒破壊しているものの，その周辺地盤が 1.7m 程度隆起したと報告されている <sup>10),14)</sup>ことから，曲げモーメントによる転倒ではなく周辺地盤の変状によって被害を受けたと考えられる。



図 2-3 城ヶ島灯台（1923 年被災，煉瓦造）の被害状況 <sup>14)</sup>

品川灯台：灯塔に亀裂が生じたものの、その基礎部分が 0.6m 沈下したと報告されている<sup>10)</sup>ことから、周辺地盤の変状によって被害を受けたと考えられる。

江崎灯台：被害状況を図 2-4 に示す。灯塔と付属舎との接合部付近の目地部に微細なひび割れが生じているものの、石材本体のずれなどはなかった<sup>18)</sup>。付属舎については、GL から 7 段目までにずれが生じている<sup>18)</sup>。敷地には、北西方向への地すべりが確認されている。阪神淡路大震災に伴って淡路島北西部に出現した野島地震断層が江崎灯台から南部の一宮町尾崎まで伸び、江崎灯台の基礎を通っている<sup>7)</sup>ことから、野島地震断層のずれによって被害を受けたとされている。



図 2-4 江崎灯台（1995 年被災，石造）の被害状況<sup>18)</sup>

椎谷鼻灯台：その基礎部分に亀裂が発生し、敷地の一部が崩壊したと報告されている<sup>9),21)</sup>。したがって、周辺地盤の変状による被害であると考えられる。

首崎灯台：被害状況を図 2-5 に示す。出入口付近（図 2-5(a)における赤枠部分）の土間コンクリートが破損している。これは、敷地沈下による被害であると報告されているが、曲げによる被害の可能性も考えられる。



(a) 外観



(b) (a) の赤枠部分拡大写真

図 2-5 首崎灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は、海上保安庁提供）



二鬼城崎灯台：被害状況を図 2-6 に示す。出入口付近（図 2-6(a)における矢印部分）の土間コンクリートが破損している。これは、地盤沈下による被害であると報告されているが、曲げによる被害の可能性も考えられる。



(a) 外観

(b) (a)の土間部分拡大写真

図 2-6 二鬼城崎灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）

その他，基礎付近に被害が生じた既存灯台は，気仙沼唐島灯台（2011 年被災，RC 造）と波島灯台（2011 年被災，RC 造）である。両灯台の被害状況をそれぞれ図 2-7，図 2-8 に示す。これより，両灯台の基礎部分の土間コンクリートには，亀裂が生じているものの，これらが周辺地盤の変状に起因する被害か，曲げによる被害かは明らかにはなっていない。



(a) 外観

(b) 土間部分拡大写真

図 2-7 気仙沼唐島灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）



(a) 外観



(b) (a)の土間部分拡大写真

図 2-8 波島灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）

### 2.3 煉瓦造灯台の地震被害の特徴

1923 年の関東大震災では，激震地域の煉瓦造灯台は全壊したものが多かったと報告されている<sup>5)</sup>。灯塔部分に被害を生じた煉瓦造灯台の被害状況の模式図を図 2-9 に示す。アメリカに建設されていたポイントアリーナ岬（1906 年被災，煉瓦造）の地震被害事例<sup>23)</sup>も参考までに図 2-9 に示す。各灯台の被害の詳細を以下に述べる。

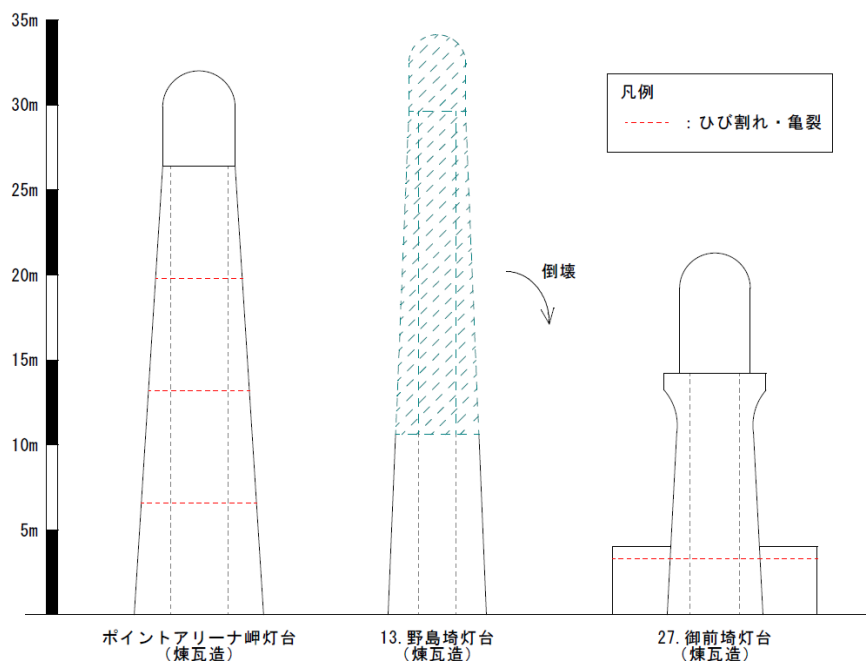


図 2-9 煉瓦造灯台の地震被害状況の模式図

野島埼灯台：被害状況を図 2-10 に示す。野島埼灯台は，躯体高さの 1/3（地上より 10.6m の部分）を残して倒壊し，その破片の大部分は北側に，一部は南側に散乱してい

る<sup>5)</sup>。使用された煉瓦の品質は不揃いのものが多かったが、目地に使用されたセメントモルタルは良質で煉瓦よりも強度が大きかったと報告されている<sup>5)</sup>。このように下端に損傷を生じる被害は、野島埼灯台と同程度の高さの煙突でも報告されており、建造物の固有周期が地震動の卓越周期よりも短い場合に見られる現象とされている<sup>24)</sup>。



図 2-10 野島埼灯台（1923 年被災，煉瓦造）の被害状況（北側から撮影）<sup>25)</sup>

御前埼灯台：灯塔の地上 3.3m 付近全周に亀裂が入り，灯塔中心まで切断されたと報告されている<sup>16),17)</sup>。このような周状の亀裂は，1995 年の兵庫県南部地震時に橋脚や煙突でも確認されており，衝撃的な上下動の影響が疑われた<sup>26)</sup>。御前埼灯台の被害当時の状況は，当時の灯台守が『地震時，尻を付けて仕事をしていたが急に尻を持ち上げられた。・・・(略)・・・振動が西より来て，燈台が東に傾き，次に西に戻りその時約六寸位の亀裂（地上十一尺位のところ）が入り，燈台が中心まで切断された。上の方は，そのまま 0.5 糎（センチ）位の食い違いで座っている。』<sup>17)</sup>と報告している。この体験談から，主要動の前に衝撃的な上下動があったものの，灯塔の全周に生じた亀裂は水平方向の揺れによる被害であると考えられる。

ポイントアリーナ岬灯台：灯塔を輪切りするように亀裂が発生した。灯台近傍にあった 2 階建ての官舎（煉瓦造）には破損が見られなかったことから，『工事の粗末』<sup>23)</sup>に起因して被害を生じたと報告されている。

## 2.4 石造灯台の地震被害の特徴

石造灯台の地震被害は、石材の脱落と周状の亀裂が報告されている。

石材の脱落は、剣埼灯台（石造）で 1923 年と 1924 年の 2 度報告されている。1923 年の被害状況を図 2-11 に示す。石材は脱落し、ほとんど崩壊している。

周状の亀裂は、地藏島灯台（石造）で報告されている。2011 年の被害状況を図 2-12 に、被害状況の模式図を図 2-13 に示す。出入口上部に周状の亀裂が発生していることが分かる。

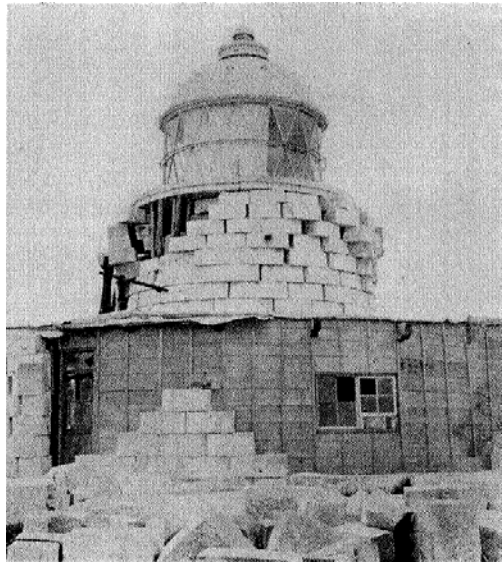


図 2-11 剣埼灯台（1923 年被災，石造）の被害状況<sup>10)</sup>



(a) 外観



(b) 出入口上部の室内側の被害状況

図 2-12 地藏島灯台（2011 年被災，石造）の被害状況

（写真は、海上保安庁提供）



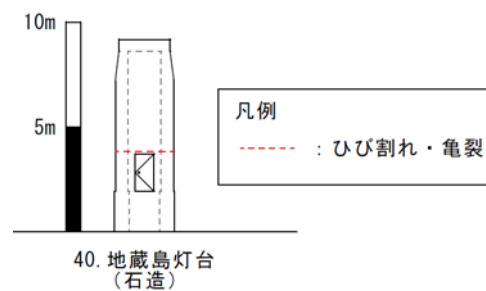


図 2-13 地蔵島灯台の被害状況の模式図

以上のように、1923 年の関東大震災の地震被害に煉瓦造および石造灯台が多かったことから、土木学会は将来の震災に対する予防方法について『・・・建設せんとする燈臺の撰定假令は燈臺位置は斷崖に接近せず相當の距離を置くは必要缺くべからざる事にして又建築材料の撰定及び燈臺の構造も注意すべき事なり。・・・(略)・・・混凝土又は鐵筋混凝土にして燈臺の如き高き築造物と事務室とを直接連續せる構造はその接合部に龜裂を生じ或は禍を連接室に及ぼし易き故絶縁の意味に於て中間に短き廊下の設備を要す。・・・(略)・・・耐震燈臺としては鐵筋混凝土造又は鐵造となすを要す。我國各地に於ける狀況に徴し鐵筋混凝土造は最も採用し易く石造煉瓦造は燈臺の燈塔に適當せず。』<sup>10)</sup>と述べている。すなわち、耐震性の高い灯台の条件として、(1)灯台の位置は断崖に近接しない場所とすること、(2)灯塔と事務室とを連結させないこと、(3)煉瓦造、石造としないことが挙げられている。



## 2.5 （鉄筋）コンクリート造灯台の地震被害の特徴

C 造および RC 造灯台の被害状況の模式図を図 2-14 に示す。C 造および RC 造灯台の地震被害には、附属舎との接続部分や出入り口上部で周状に亀裂が生じる被害が多いことが分かる。これらの発生位置が一次の揺れにおいて曲げによる伸びが大きくなる位置に等しいことから、一次の揺れによる被害であると考えられる。各灯台の被害の詳細を以下に述べる。

洲ノ岬灯台：1922 年と 1923 年の 2 度の地震被害を受けた。1922 年の地震では、施工目地に亀裂が生じた<sup>10)</sup>。翌 1923 年に、亀裂を含めて下部を鉄筋コンクリートによる巻立て補強が行われたものの、1923 年の関東大震災で補強範囲上部の施工目地に亀裂が生じた<sup>10)</sup>。1923 年の被害状況を図 2-15 に示す。当時のコンクリートの施工は、1 度の打設高さを 910～1500mm（3～5 尺）に区分されており、施工目地上下のコンクリート同士の付着が極めて弱かったため、施工目地は曲げモーメントの作用によって容易に切断されたと報告されている<sup>10)</sup>。

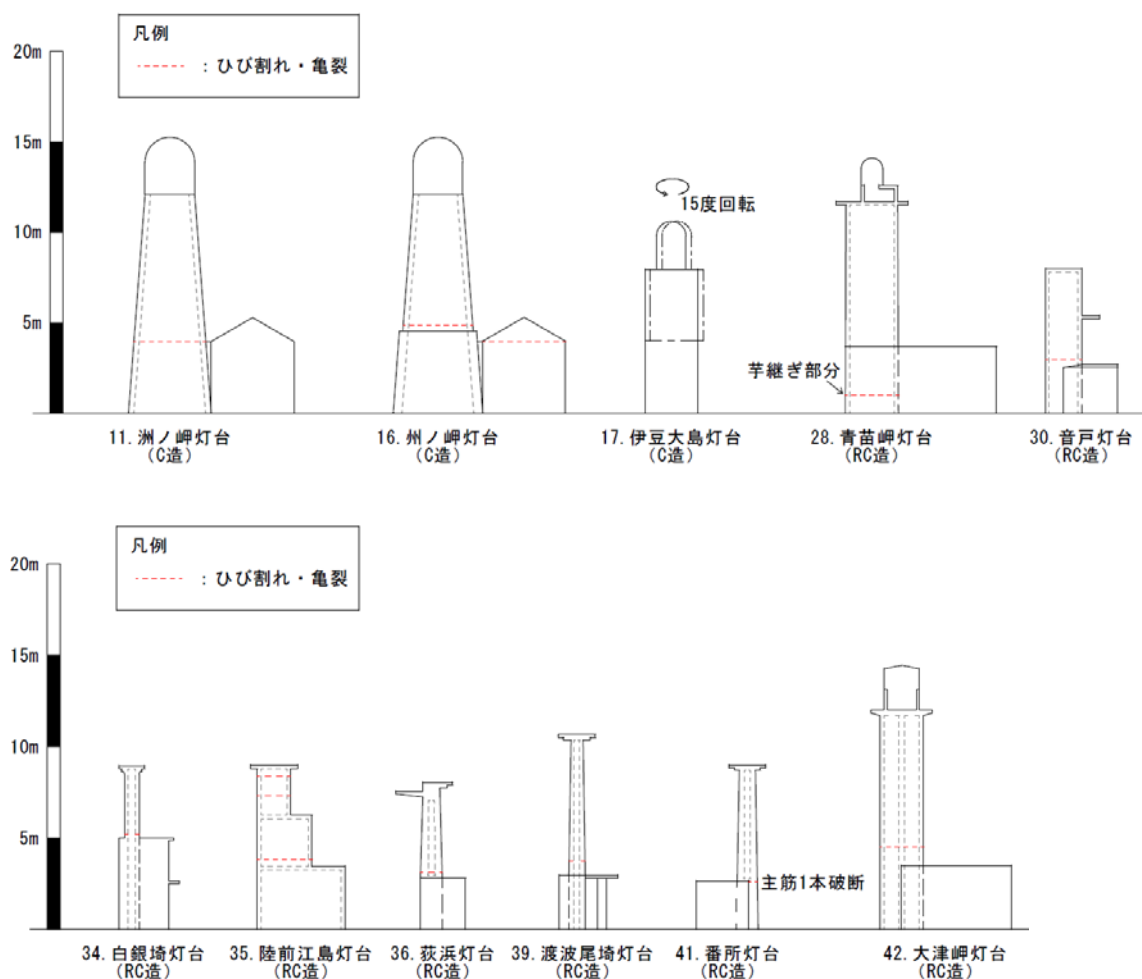
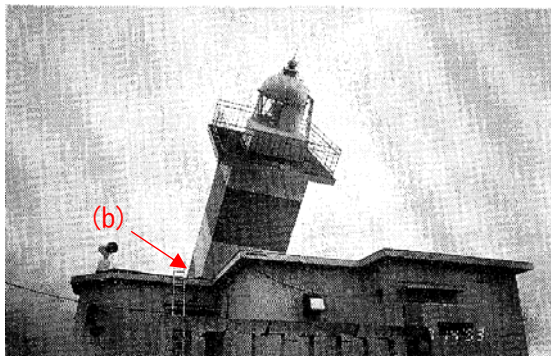


図 2-14 C 造および RC 造灯台の地震被害状況の模式図

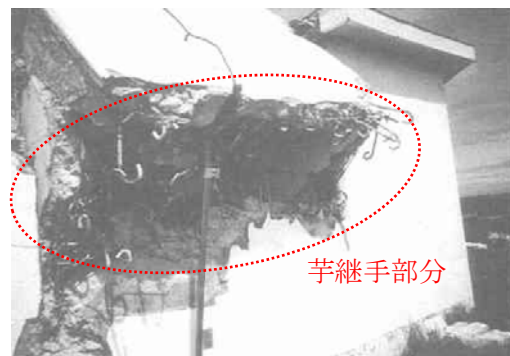


図 2-15 洲ノ岬灯台（1923 年被災，C 造）の被害状況 <sup>10)</sup>

青苗岬灯台：被害状況を図 2-16 に示す。図 2-16(b)より，青苗岬灯台の折損部分にはフック付丸鋼鉄筋（直径 20mm，主筋の配筋間隔 200mm）が露出しており，重ね継手が芋継手であったことが被害の原因であるとされている <sup>8)</sup>。



(a) 灯塔の傾斜状況 <sup>6)</sup>



(b) (a)の折損部分拡大写真 <sup>8)</sup>

図 2-16 青苗岬灯台（1993 年被災，RC 造）の被害状況

陸前江島灯台：被害状況を図 2-17 に示す。灯塔に周状の亀裂も発生しているが，一部格子状の亀裂が発生していることが分かる。



(a) 外観



(b) (a)の赤枠部分拡大写真

図 2-17 陸前江島灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）

音戸灯台，白銀埼灯台，萩浜灯台，渡波尾埼灯台，番所灯台および大津岬灯台の被害状況をそれぞれ図 2-18～図 2-23 に示す。これらの灯塔には，周状に亀裂が生じていることが分かる。



図 2-18 音戸灯台（2001 年被災，RC 造）の被害状況 <sup>20)</sup>





(a) 外観



(b) (a)の赤枠部分拡大写真

図 2-19 白銀埼灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）



(a) 外観



(b) (a)の赤枠部分拡大写真

図 2-20 荻浜灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）



(a) 外観



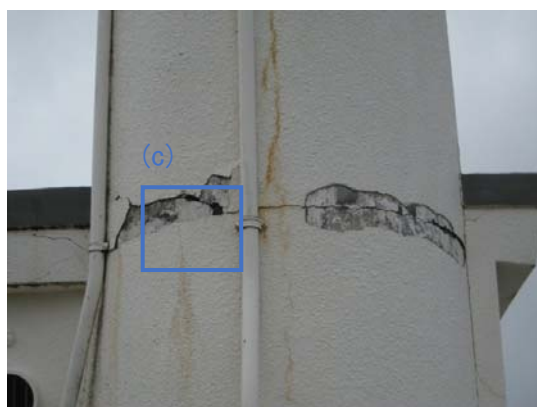
(b) (a)の赤枠部分拡大写真

図 2-21 渡波尾埼灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）



(a) 外観



(b) (a)の赤枠部分拡大写真



(c) (b)の青枠部分はつり調査結果

図 2-22 番所灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）



(a) 外観



(b) (a)の赤枠部分の反対側拡大写真

図 2-23 大津岬灯台（2011 年被災，RC 造）の被害状況

（写真は，海上保安庁提供）

渡波尾崎灯台（図 2-21）および大津岬灯台（図 2-23）は，周状に損傷が生じている中でも，亀裂の発生に留まる面とタイルやかぶりコンクリートの剥落が生じている面とがあり，

被害の大きさに差が見られる。特に、大津岬灯台では、図 2-23(b)に示すように主筋のはらみが見られ、曲げ変形による圧縮側コンクリートの圧壊および圧縮側主筋の座屈によりかぶりコンクリートが剥落している。2011 年の東北地方太平洋沖地震の震央位置と同地震により被害を受けた既存灯台の位置関係を図 2-24(a)に、渡波尾埼灯台と大津岬灯台の平面図をそれぞれ図 2-24(b), 図 2-24(c)に示す。これらより、被害の大小に差が見られた方向は、震央方向に対して直交する方向であることが分かる。このような方向性のある被害は、1923 年の関東大震災における震央から遠い位置（図 2-25 の東京地方）にあった煙突の被害<sup>27)</sup>と類似しており、水平方向の揺れによる被害と考えられる。

このことから、既存灯台の耐震性評価において一次の揺れの特徴を把握することは重要であると言える。

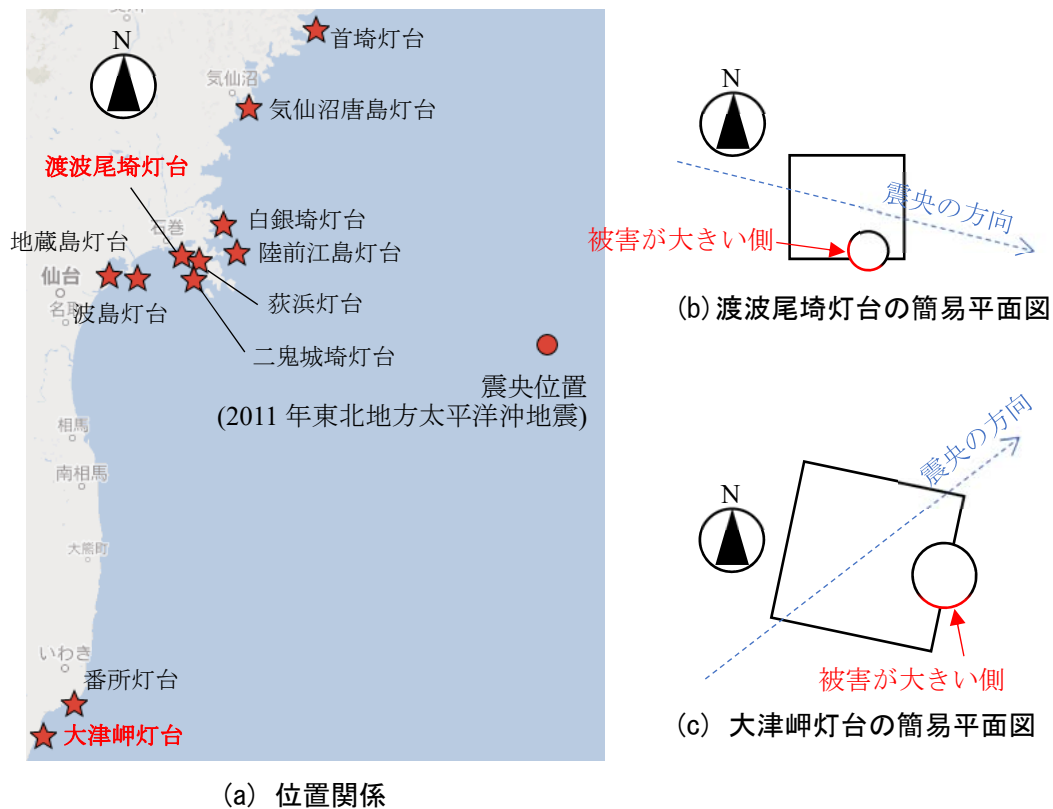


図 2-24 2011 年東北地方太平洋沖地震により被災した RC 造灯台と震央位置との関係

(地図データ：@2018 Google, ZENRIN)

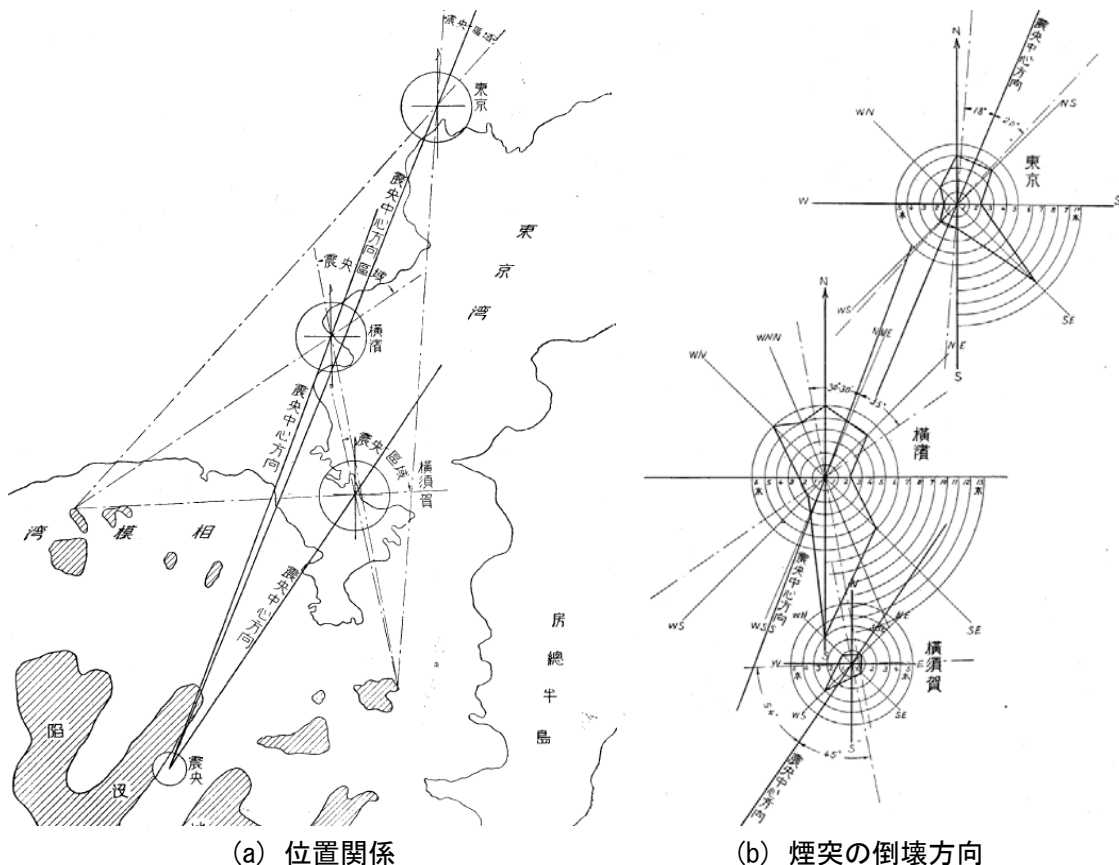


図 2-25 関東大震災により被災した煙突と震央との位置関係と煙突の倒壊方向<sup>28)</sup>

## 2.6 まとめ

本章では、42 基の既存灯台の地震被害事例を概観することで、既存灯台の地震による被害の特徴と要因を明らかにした。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 地震被害を受けた既存灯台 42 基の竣工年、構造種別を整理・分析した結果、すべて第 1 期 (1996 年以前) に竣工した既存灯台であること、煉瓦造 8 基、石造 7 基、C 造 4 基、RC 造 14 基、その他 S 造など 9 基であることが分かった。この結果に基づき、本研究で検討対象とする既存灯台を 1996 年以前に竣工した煉瓦造、石造、C 造と RC 造とした。なお、本研究の検討対象は、既存灯台全体の 70%程度を占めている。
- 2) 灯塔周辺地盤の変状によって被害を生じた沿岸灯台は 7 基、基礎に損傷が生じた沿岸灯台は 2 基であった。曲げモーメントによって基礎から転倒したと考えられる事例は確認されなかった。
- 3) 灯塔に被害が生じた事例には、付属舎との接続部分や出入口上部に周状の亀裂が生じた場合が多かった。これらの発生位置が一次の揺れにおいて曲げによる伸びが大きくなる位置に等しいことから、一次の揺れによる被害であると考えられ、既存灯台の耐震性評価において一次の揺れの特徴を把握することは重要であると言える。



## 第 3 章 既存灯台の振動特性の推定方法に関する検討

実測により建造物の振動特性を推定するための実験方法は、(1)常時微動測定、(2)強制振動実験、(3)自由振動実験、(4)地震応答観測、(5)風応答観測に大別される<sup>1)</sup>。地震および風を加振源とした応答観測（(4)、(5)）は、加振源の発生を待たなければならないため、実験期間が長期にわたる。人工加振による実験（(2)、(3)）は、加振方向や加振力を制御した状態で建造物の応答を測定できるため、加振源が不明な常時微動測定（(1)）よりも建造物の振動特性を推定しやすい<sup>1)</sup>。人工加振による実験の場合には、既存灯台の頂部に加振器を設置する必要がある。しかし、既存灯台は岬角や海上など重機を使用できない場所に建設されている場合が多く、また、海上であれば船からの荷下ろし時に転落する危険を伴う。そのため、第 4 章でより多くの既存灯台の振動特性を推定するためには、実験方法の簡便化は重要な課題である。特別な加振源を必要としない常時微動測定が、既存灯台の振動特性を推定する方法として妥当であれば、人手および時間の削減、転落危険性の軽減が期待できる。

本章では、常時微動測定が既存灯台の振動特性を推定する方法として妥当か否かを検討するため、宇品灯台（RC 造、1971 年竣工）を対象に、上記の(1)常時微動測定、(2)強制振動実験、(3)自由振動実験を行う。また、振動実験により得られる加速度波形から建造物の振動特性を推定するための解析方法は、周波数領域によるものと時間領域によるものに大別される。より多くの既存灯台の振動特性を推定するためには、処理が簡便な周波数領域による解析が適用できることが望ましい。そこで、宇品灯台の常時微動測定における振動特性を周波数領域および時間領域による 2 通りの解析方法で推定し、両者の解析結果が同じであることを確認する。

### 3.1 実験対象

本実験の対象とした灯台は、広島県にある宇品灯台である。宇品灯台は 1959 年に竣工し、灯塔のみ 1971 年に建て替えられた RC 造灯台である。2007 年には灯塔と付属舎を EXPJ で分離する工事が行われた。宇品灯台の外観を図 3-1 に、南北軸の断面イメージを図 3-2 に示す。





図 3-1 宇品灯台（灯塔のみ 1971 年竣工，RC 造）の外観（北側より撮影）

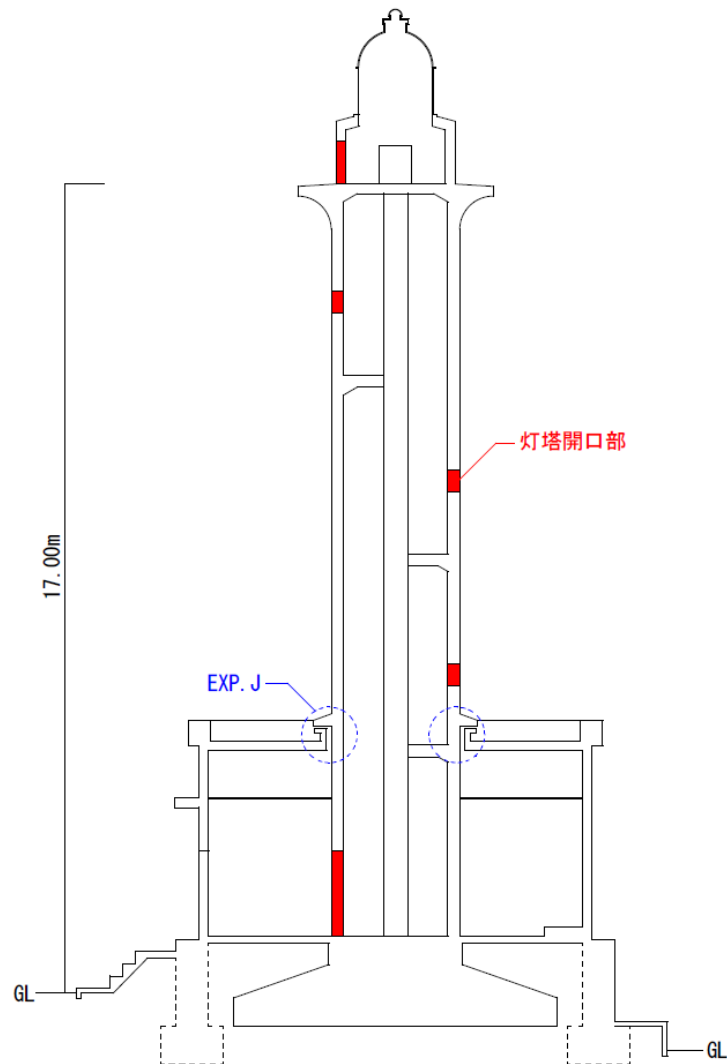


図 3-2 宇品灯台（灯塔のみ 1971 年竣工，RC 造）の南北方向の断面イメージ  
(左側が北，右側が南)

地上から踊り場までの高さは 17.00m、頂部までの高さは 20.95m である。基礎はフーチング、壁主筋は高さ 6.00m までダブル配筋、それ以上はシングル配筋である。また、宇品灯台の敷地は、3 方向を海にせり出した平均水面より約 26m の崖上に位置している。雨水による表土の洗い出しに起因すると考えられる南西側の地盤沈下に伴い、北西側基礎部に水平方向の大きいひび割れが発生していた。基礎部のひび割れの状況を図 3-3 に示す。

第六管区海上保安本部より提供された 1999 年の宇品灯台耐震性能調査報告書によれば、下げ振りにより測定された灯塔の傾斜角は南側へ約 0.35 度 ( $6.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ ) であった。また、スウェーデン式サウンディング試験により、支持地盤はゆるいまさ土であることが判明している。スウェーデン式サウンディング試験結果を稲田式（砂質土）により換算した灯塔基礎底面深さにおける N 値が宇品灯台北側で N=7、南側で N=3 程度であることから、宇品灯台の地盤種別は第二種地盤とされている。



図 3-3 基礎部に生じたひび割れの状況

## 3.2 実験方法

### 3.2.1 振動測定点

振動測定点の位置を図 3-4 に示す。振動測定点は、次に示す 3 パターンとした。なお、加速度計は、東西方向を X 軸（西を正），南北方向を Y 軸（南を正），上下方向を Z 軸（上を正）として設置した。

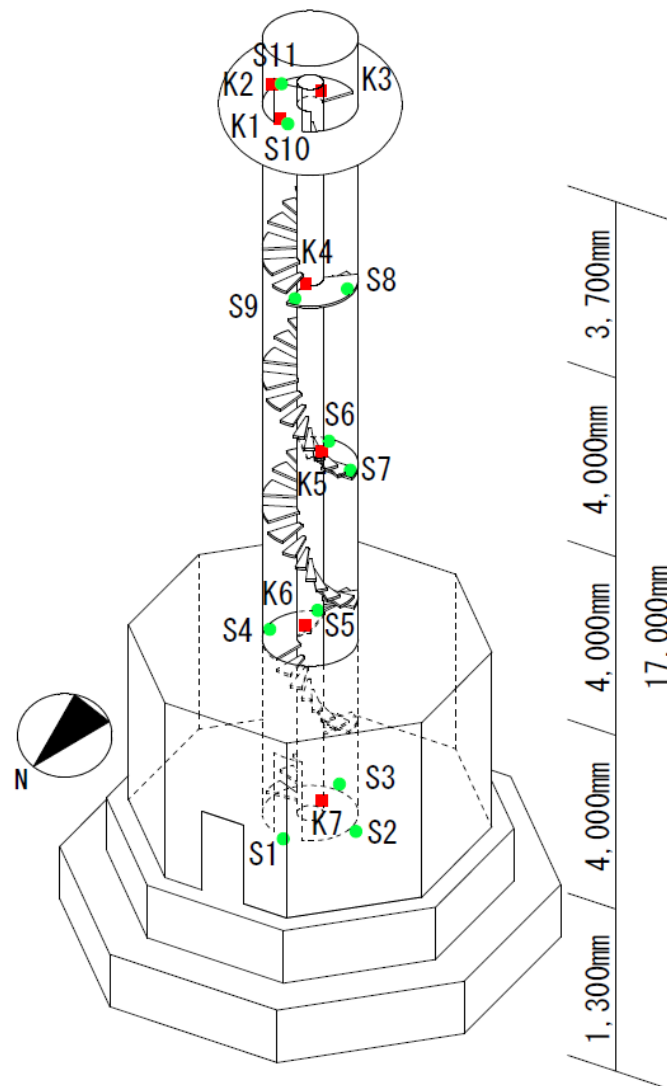


図 3-4 振動測定点の位置図

#### i) パターン 1：地盤

振動測定には、3 軸小型換振器（動電型速度計，測定周波数：0.2～42Hz）とアナログ入力モジュール（分解能：24bit）を用いた。地盤の振動特性を明らかにするため、小型換振器は宇品灯台から約 20m 離れた地盤に設置した。なお、サンプリング周波数は、100Hz とした。

ii) パターン 2 : K1～K7

振動測定には、3 軸加速度計（計測範囲：±2,940gal，周波数応答：DC～1kHz，分解能：0.0000037m/s<sup>2</sup>rms）を用いた。宇品灯台の主要な振動特性を明らかにするため、加速度計は灯塔中央部に設置した。後述の起振器を用いた振動実験の際は、起振器上に K1 を設置した。なお、サンプリング周波数は、200Hz とした。

iii) パターン 3 : S1～12

振動測定には、1 軸加速度計（計測範囲：±2,942gal，周波数応答：DC～400Hz，分解能：0.000049m/s<sup>2</sup>以下）とアナログ入力モジュール（分解能：24bit）を用いた。1 軸加速度計を組み合わせ、S1～S7 および S10，S11 は水平 2 成分と上下 1 成分を、S8 および S9 は水平 2 成分を、S12 は水平 1 成分を測定した。宇品灯台のねじれ振動を明らかにするため、加速度計は灯塔の壁際に設置した。S12 は後述の起振器上に設置し、加振方向の水平成分を測定した。なお、サンプリング周波数は、200Hz とした。

### 3.2.2 振動実験方法

振動実験方法は、次の 3 種類とした。

i) 常時微動測定

各パターンの測定時間は、表 3-1 のとおりである。常時微動測定時の風速は、宇品灯台の気象データ（第六管区海上保安本部より提供）から 0～2m/s であった。

表 3-1 常時微動測定の測定時間

	測定開始時間	測定時間
パターン 1	2013 年 11 月 6 日 12 時 42 分	約 2 時間 40 分間
パターン 2	2013 年 11 月 6 日 16 時 45 分	約 25 分間
パターン 3	2013 年 11 月 6 日 18 時 00 分	約 16 時間

ii) スウィープ加振実験

加振源として永久磁石起振器（重量：約 50kg，起振慣性質量：49kg，最大変位：150mmp-p，周波数範囲：0.1～50Hz），電力増幅器（周波数レンジ：0.1～8kHz），ファンクションジェネレータ（周波数設定範囲：0.002～2MHz，周波数設定分解能：0.01Hz）を灯室床に設置した。加振方向は南北方向とし、0～60Hz のスウィープ加振を実施した。加振実験状況を図 3-5 に示す。

iii) 自由振動実験

加振源として前述の起振器を使用した。宇品灯台の一次固有振動数付近で東西方向・南北

方向にそれぞれ一定時間定常加振を行った後、起振器を急停止させて自由振動波形を得た。

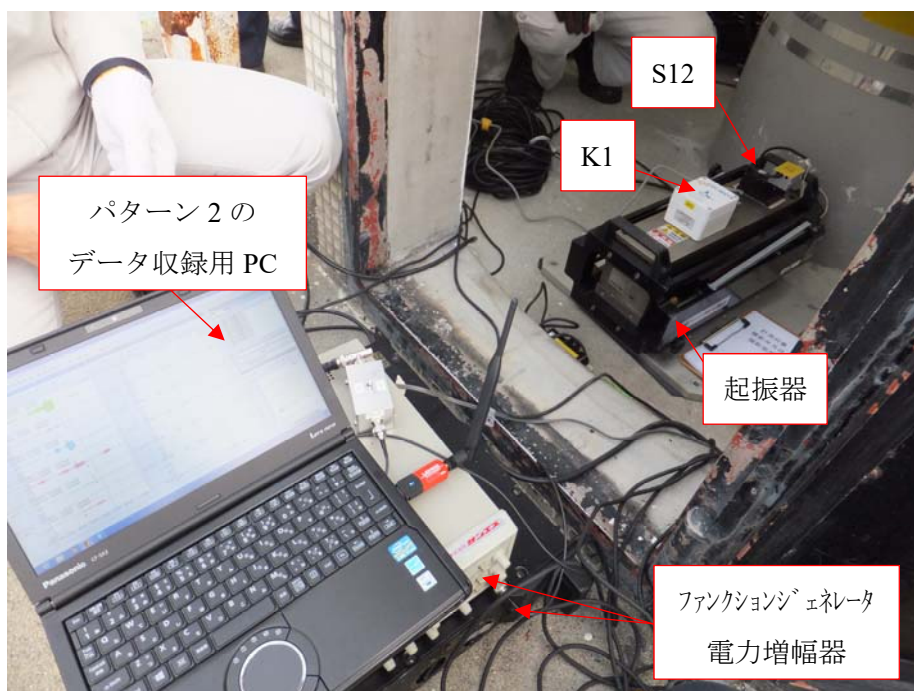


図 3-5 加振実験状況

### 3.3 実験結果

#### 3.3.1 常時微動測定結果

##### i) 地盤の常時微動測定結果（パターン1）

まず、地盤の振動特性を明らかにする。常時微動測定により得られた地盤の水平動と上下動のフーリエスペクトル比（以下、H/V スペクトル比<sup>2)</sup>という）を図 3-6 に示す。H/V スペクトル比は、測定データを 2,048 点ずつに分割し、それぞれのデータを独立したデータと考えて平均（以下、アンサンブル平均という）して求めた。なお、ハニング窓によるデータ補正を行い、バンド幅 0.5Hz の Parzen ウィンドウを用いてスペクトルの平滑化を行った。

図 3-6 より、地盤の卓越振動数が 3.76Hz であることから、表 3-2 による地盤種別を考慮すれば、宇品灯台の地盤は第二種地盤であると推測される<sup>3)</sup>。この結果は、1999 年の宇品灯台耐震性能調査報告書におけるスエーデン式サウンディング試験結果と一致している。

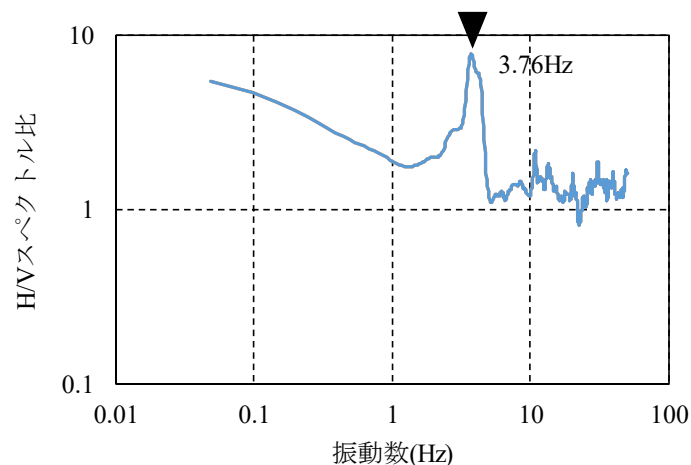


図 3-6 宇品灯台の地盤の H/V スペクトル比

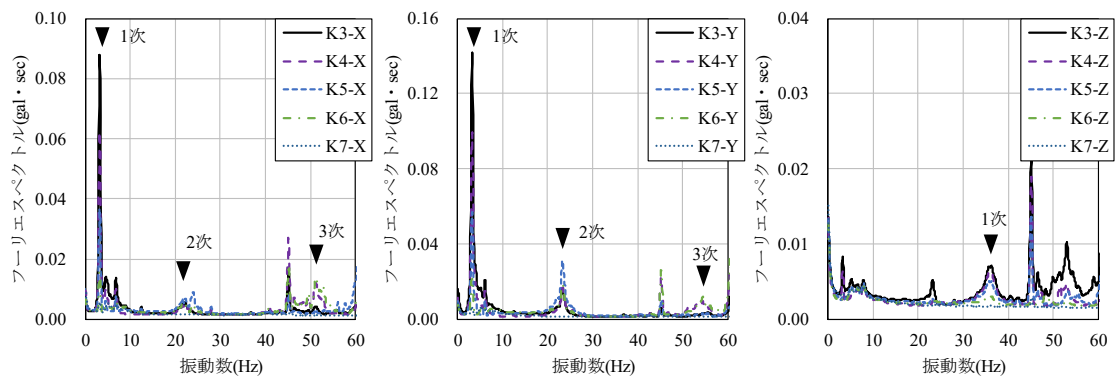
表 3-2 地盤の卓越周期と地盤種別の対応<sup>3)</sup>

地盤種別	地盤の卓越周期 $T_g$ (sec)
第一種地盤	$T_g \leq 0.20$
第二種地盤	$0.20 < T_g \leq 0.75$
第三種地盤	$0.75 < T_g$

ii) 灯塔の常時微動測定結果（パターン 2 およびパターン 3）

灯塔の振動特性を明らかにするため、振動測定点 K3～K7 で測定されたデータを 4,096 点ずつに分割し、アンサンブル平均して求めたフーリエスペクトルを図 3-7 に示す。また、1 階（K7）のフーリエスペクトルに対する各高さ（K3～K6）のフーリエスペクトルの比（以下、伝達関数という）を求め、得られた伝達関数を図 3-8 に示す。図 3-7 により推定された地盤－建物連成系の固有振動数、図 3-8 により推定されたスウェイ固定系の固有振動数を表 3-3 に示す。これより、宇品灯台の一次固有振動数は、X、Y 方向ともに 3.22Hz と推定され、図 3-10 に示す灯室（K3）の粒子軌跡から北東－南西方向に振動していることが分かった。これは、南西側の地盤沈下および南西側基礎部のひび割れの影響（図 3-3）と考えられるが、原因を明らかにするためには上部構造と地盤・基礎との振動特性の分離や構造解析による地盤バネ定数などの検討が必要である。

また、ねじれ振動を明らかにするため、各高さ 2 点ずつ（1 階のみ 3 点）設置したセンサ（S1～S11）の X 方向（東西方向）の相対加速度を算出した。各高さの相対加速度のフーリエスペクトルを図 3-9(a)に、1 階に対する各高さの伝達関数を図 3-9(b)に示す。これより推定された宇品灯台のねじれ振動数を表 3-3 に示す。

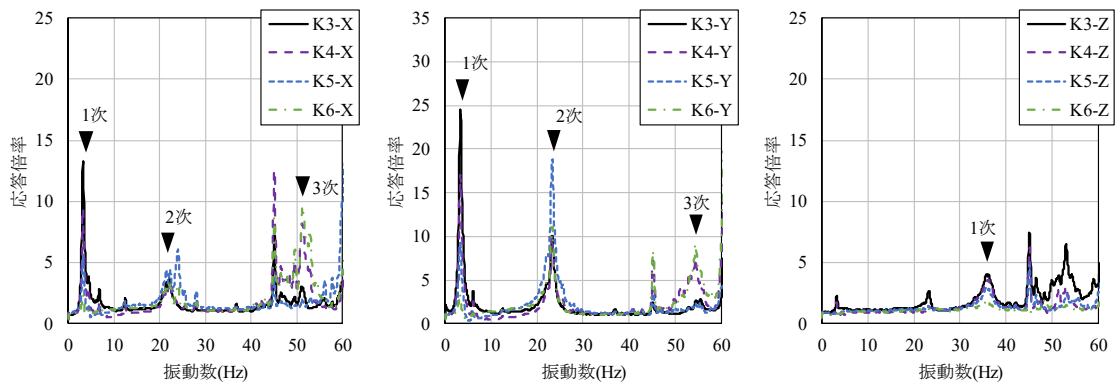


(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

図 3-7 宇品灯台のフーリエスペクトル (K3~K7)

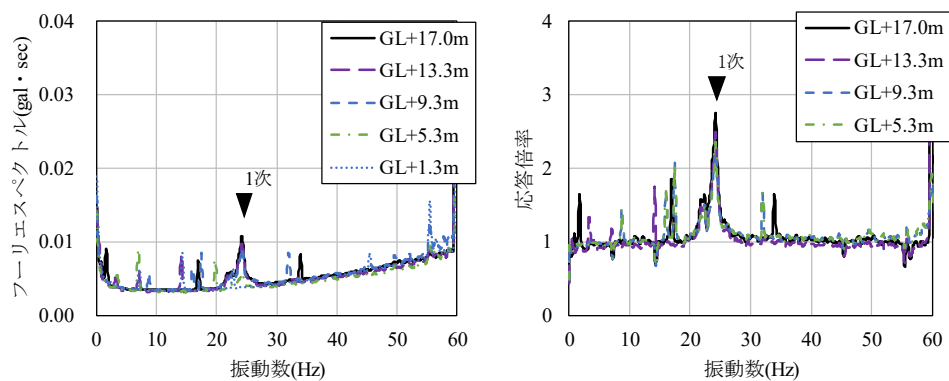


(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

図 3-8 宇品灯台の GL+1.3m (K7) に対する各高さ (K3~K6) の伝達関数



(a) フーリエスペクトル

(b) GL+1.3m に対する各高さの伝達関数

図 3-9 宇品灯台のねじれ振動特性 (S1~S11)



表 3-3 常時微動測定により推定された宇品灯台の固有振動数

	固有振動数 (Hz)							
	X 方向			Y 方向			Z 方向	ねじれ方向
	一次	二次	三次	一次	二次	三次	一次	一次
地盤－建物連成系	3.22 <sup>※1</sup>	22.17	51.27	3.22 <sup>※1</sup>	23.29	54.44	36.28	24.27
スウェイ固定系	3.27 <sup>※1</sup>	22.17	51.32	3.37	23.29	54.44	35.69	24.22

※1 北東－南西方向への振動

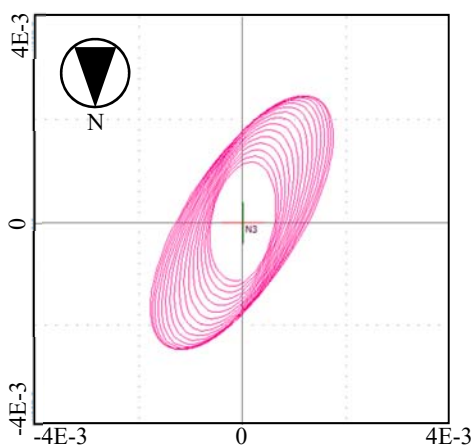
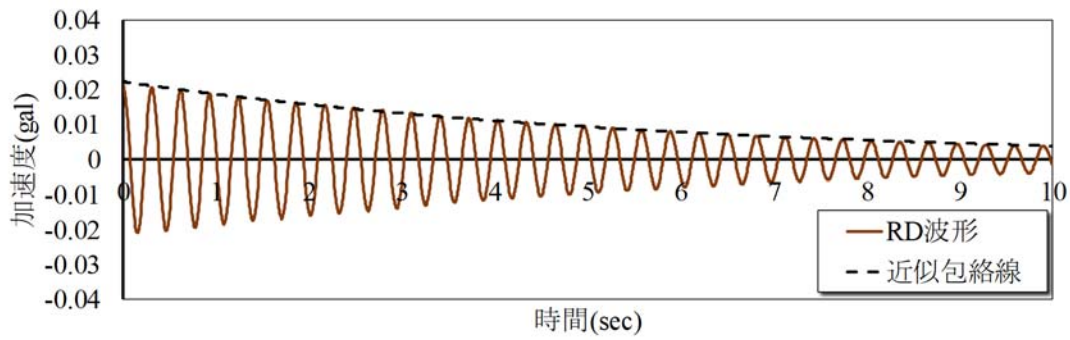


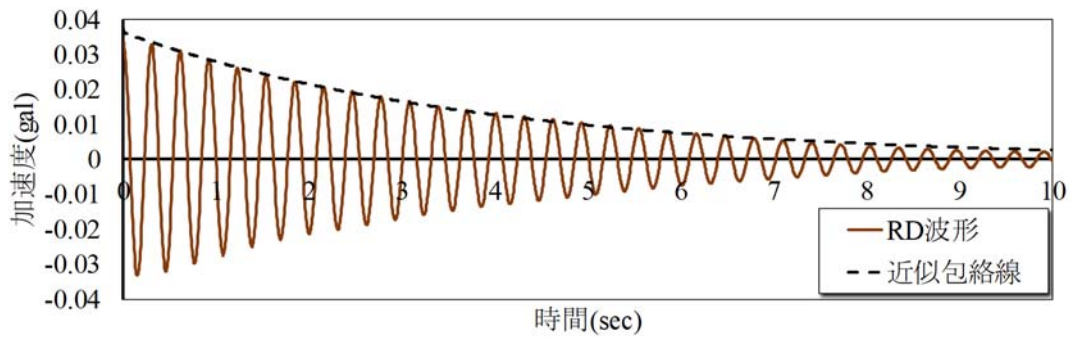
図 3-10 宇品灯台の灯室の粒子軌跡  
(バンドパスフィルター3.22Hz±0.1Hz)

次に、RD 法<sup>4)</sup>とハーフパワー法<sup>5)</sup>を用いて灯室 (K3) における減衰定数を評価する。RD 法では、得られたランダムな応答波形の極大値が初期値となるように波形を 10 秒間の小サンプルに分割し、これを 1 ピークずつずらしながら重ね合わせる。そうすることによって、ランダム成分が消えて自由振動成分のみが残り、その自由振動波形 (以下、RD 波形という) の 2 周目から約 10 秒間の極大値を結ぶ包絡線を指数関数  $\exp(-h_1\omega_0 t)$  で最小二乗近似して減衰定数  $h_1$  を推定する。ここで、 $\omega_0$  は一次の固有角振動数(rad/sec)、 $t$  は経過時間(sec)である。一次減衰定数を推定するため、応答波形に対して X、Y 方向ともに 3.22Hz を中心振動数としたバンド幅 1.0Hz のフィルター処理を行った後、小サンプルを 4000 個以上重ね合わせて得られた RD 波形を図 3-11 に示す。これより、一次減衰定数は、X 方向で 0.86%、Y 方向で 1.30%と推定される。





(a) X 方向



(b) Y 方向

図 3-11 宇品灯台の RD 波形 (K3)

ハーフパワー法では、灯室 (K3) のパワースペクトルにより推定された一次固有振動数  $f_0$  とその両側に  $f_0$  の振幅の 1/2 となる振動数  $f_1$ ,  $f_2$  を用いて式(3.1)により一次減衰定数  $h_1$  を推定する。なお、本法によって推定される減衰定数は、窓関数の使用やスペクトルの平滑化の程度に依存するため、両者は行わないものとした。本法により推定された一次減衰定数は、X 方向で 1.74%, Y 方向で 2.10% である。RD 波形抽出の際に用いたバンドパスフィルタの影響により、RD 法により求めた一次減衰定数はハーフパワー法で求めた値より低めの評価になったと考えられる。

$$h_1 = \frac{f_2 f_1}{2 f_0} \quad (3.1)$$

ここで、 $h_1$  : 一次減衰定数

$f_0$  : 伝達関数により推定された一次固有振動数 (Hz)

$f_1$  :  $f_0$  の左側において  $f_0$  の振幅の 1/2 となる振動数 (Hz)

$f_2$  :  $f_0$  の右側において  $f_0$  の振幅の 1/2 となる振動数 (Hz)

3.3.2 強制振動実験結果

Y 方向加振時の共振曲線を図 3-12 に示す。共振曲線は、灯台の応答波（K3～K7）と起振器による入力波（K1）のフーリエスペクトル比である。図 3-12 より推定された宇品灯台の固有振動数を表 3-4 に示す。

また、ハーフパワー法により推定された一次減衰定数は、2.55%である。

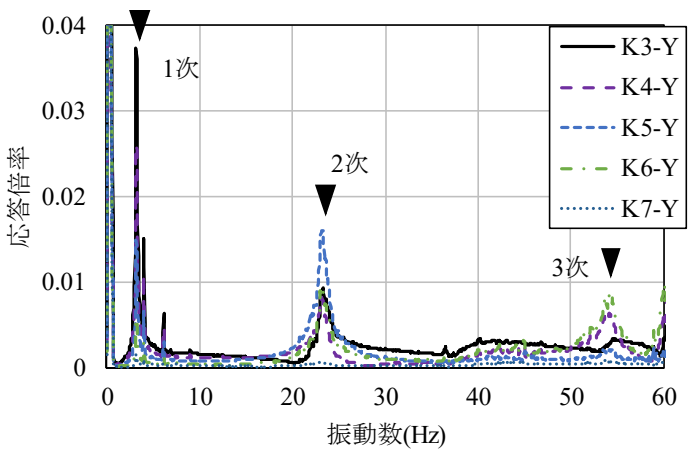


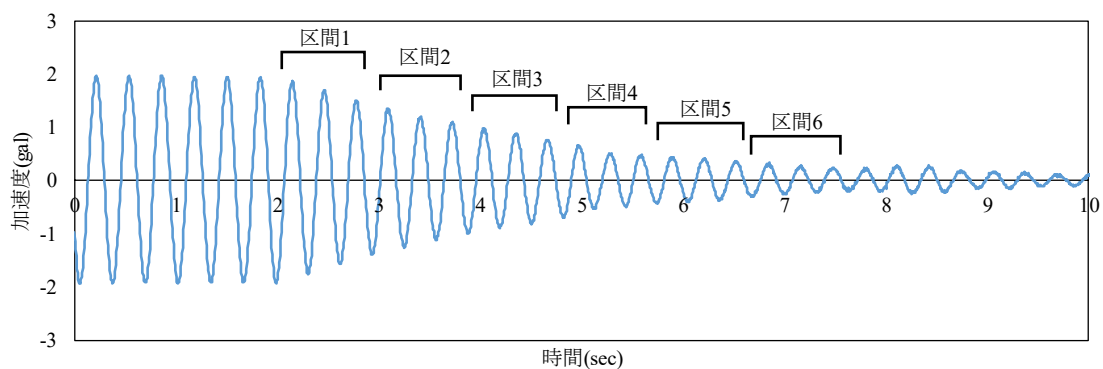
図 3-12 強制加振実験における宇品灯台の共振曲線（K1，K3～K7）

表 3-4 強制加振実験により推定された宇品灯台の固有振動数

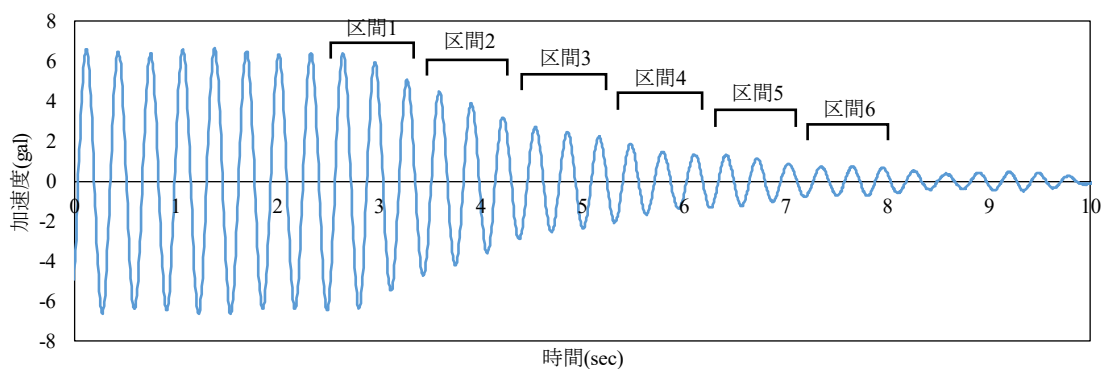
		固有振動数 (Hz)		
		Y 方向		
		一次	二次	三次
強制加振実験	地盤－建物連成系	3.17	23.14	54.15

### 3.3.3 自由振動実験結果

自由振動実験により，図 3-13 に示す自由振動波形が得られた。自由振動波形を 3 周期ずつに分けて，ゼロクロス法により固有振動数を，波形の極大値を結ぶ包絡線を指数関数  $\exp(-h_1\omega_0 t)$  で最小二乗近似して減衰定数  $h_1$  を推定する。推定した結果を表 3-5 に示す。



(a) X 方向



(b) Y 方向

図 3-13 自由振動実験により得られた宇品灯台の自由振動波形 (K3)

表 3-5 自由振動実験により推定された宇品灯台の  
地盤－建物連成系の一次固有振動数と一次減衰定数

	一次固有振動数 (Hz)		一次減衰定数(%)	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
区間 1	3.17	3.16	1.73	1.83
区間 2	3.18	3.17	1.66	2.60
区間 3	3.20	3.19	2.00	1.53
区間 4	3.28	3.19	3.18	2.99
区間 5	3.15	3.22	1.23	3.27
区間 6	3.14	3.28	3.06	0.61
全区間 (区間 1～6)	3.19	3.20	1.89	2.23

### 3.4 振動実験方法による振動特性の違い

常時微動測定，強制加振実験および自由振動実験により推定された固有振動数と減衰定数をそれぞれ表 3-6，表 3-7 にまとめる。これより，強制加振実験および自由振動実験により推定された固有振動数は，各方向三次固有振動数までほぼ一致していることが示された。一次減衰定数は，常時微動測定の RD 法による推定値を除いて X 方向で平均 1.8%，Y 方向で平均 2.2%であった。

表 3-6 3 種類の振動実験により推定された宇品灯台の固有振動数

		固有振動数 (Hz)							
		X 方向			Y 方向			Z 方向	ねじれ方向
		一次	二次	三次	一次	二次	三次	一次	一次
常時微動測定	地盤－建物連成系	3.22※1	22.17	51.27	3.22※1	23.29	54.44	36.28	24.27
	スウェイ固定系	3.27※1	22.17	51.32	3.37	23.29	54.44	35.69	24.22
強制加振実験	地盤－建物連成系	—	—	—	3.17	23.14	54.15	—	—
自由振動実験 (全区間)	地盤－建物連成系	3.19	—	—	3.20	—	—	—	—

※1 北東－南西方向への振動

表 3-7 3 種類の振動実験により推定された宇品灯台の一次減衰定数

	一次減衰定数 (%)			
	常時微動測定		強制加振実験	自由振動実験 (全区間)
	RD 法	ハーフパワー法		
X 方向	0.86	1.74	2.55	1.89
Y 方向	1.30	2.10		2.23

一次固有振動数，一次減衰定数と灯室 (K3) の加速度振幅値との関係をそれぞれ図 3-14，図 3-15 に示す。加速度振幅値は，常時微動測定では一次固有振動数を含む狭帯域のバンドパスフィルターにより処理した加速度の rms 値を，強制加振実験では最大値を用いた。また，自由振動実験における加速度振幅値は，各区間内での平均振幅値を用いた。自由振動実験結果にばらつきが見られるものの，加速度振幅が大きくなると一次固有振動数は低下し，一次減衰定数は大きくなる傾向が見られ，一次固有振動数と一次減衰定数の振幅依存性が確認された。

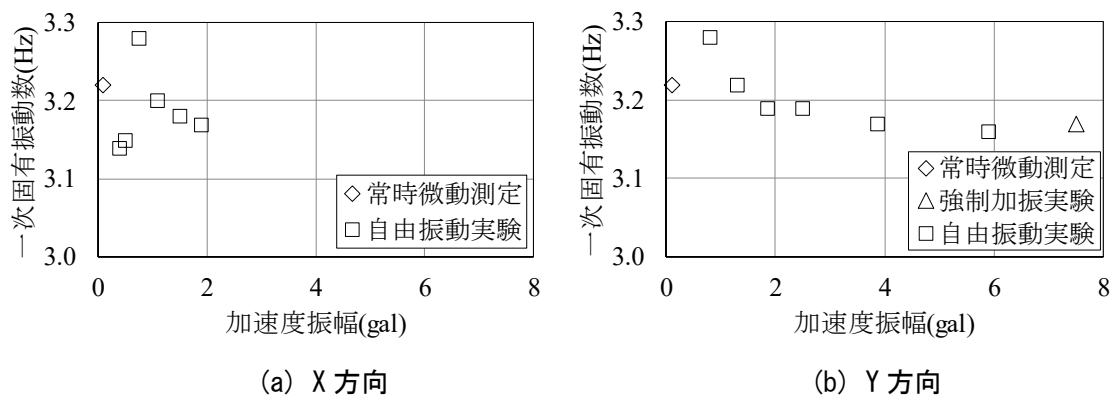


図 3-14 宇品灯台の一次固有振動数と加速度振幅値との関係 (K3)

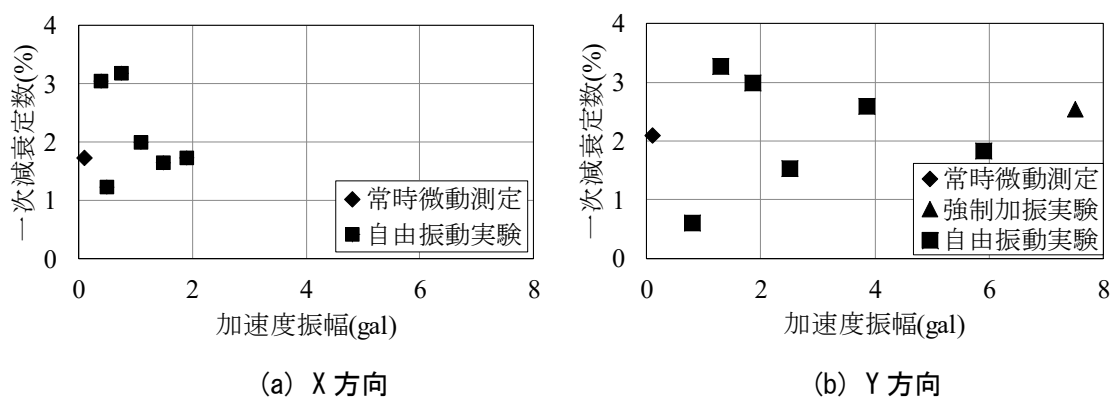


図 3-15 宇品灯台の一次減衰定数と加速度振幅値との関係 (K3)

また、常時微動測定と強制加振実験結果について、各高さ（K3～K6）の応答倍率から 1 階（K7）に対する相対加速度応答を算出して得られた Y 方向の各次固有振動モードを図 3-16 に示す。常時微動測定結果から推定された一次および三次固有振動モードは、強制加振実験結果と非常に近似している。二次固有振動モードも、常時微動測定結果よりも強制加振実験結果が 1.5 倍大きい応答となっているが、振動モードの腹となる高さとな節となる高さは一致している。

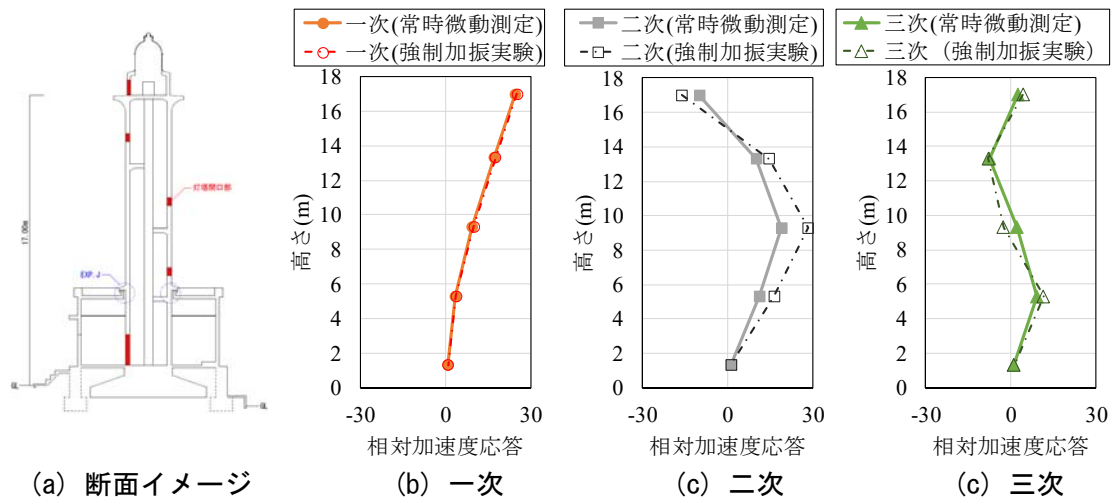


図 3-16 宇品灯台の Y 方向の各次固有振動モード

したがって、常時微動測定により推定された各次固有振動数および振動モードが、強制加振実験および自由振動実験により推定された結果と概ね同じであることから、常時微動測定は既存灯台の振動特性を把握するための振動実験方法として妥当であると判断する。ただし、減衰定数の推定方法については、さらなる検討が必要である。

### 3.5 解析方法による振動特性の違い

3.3 節および 3.4 節では，常時微動測定により得られた加速度波形の周波数領域における解析結果（フーリエスペクトルおよび伝達関数）から宇品灯台の各次固有振動数を推定した。本節では，常時微動測定の時間領域による宇品灯台の各次固有振動数の同定結果と周波数領域による推定結果とを比較し，両者の解析結果が同じであることを確認する。

時間領域による解析方法として SSI 法（Stochastic Subspace Identification：確率的部分空間同定法）を採用し，同定された固有振動数を表 3-8 に示す。周波数領域の伝達関数は，入出力データを参照して固有振動数を推定するのに対して，SSI 法は出力データのみから固有振動数の推定が可能である<sup>6)~9)</sup>。表 3-8 より，SSI 法により同定された固有振動数と周波数領域における解析結果から推定された固有振動数は概ね同じ値を示している。よって，常時微動測定により得られた加速度波形の解析方法は，処理が簡便な周波数領域によるものとする。なお，減衰定数は，推定される一次固有振動モードの振動方向が異なるため比較していない。

表 3-8 2 種類の解析方法により同定・推定された宇品灯台の固有振動数

		固有振動数 (Hz)							
		X 方向			Y 方向			Z 方向	ねじれ方向
		一次	二次	三次	一次	二次	三次	一次	一次
周波数領域	地盤－建物連成系	3.22※1	22.17	51.27	3.22※1	23.29	54.44	36.28	24.27
	スウェイ固定系	3.27※1	22.17	51.32	3.37	23.29	54.44	35.69	24.22
時間領域 (SSI 法)		3.25※1	21.36	51.48	3.29※2	23.24	54.49	37.41	24.02

※1 北東－南西方向への振動

※2 北西－南東方向への振動

### 3.6 まとめ

本章では、宇品灯台（RC 造，1971 年竣工）を対象に行った常時微動測定，強制振動実験，自由振動実験の結果を比較することで，常時微動測定が既存灯台の振動特性を推定する方法として妥当か否かを検討した。以下に，本章で得られた知見を示す。

- 1) 常時微動測定により推定された地盤－建物連成系の一次固有振動モードの振動方向は，北東－南西方向へ卓越していた。これは，南西側の地盤沈下および南西側基礎部のひび割れの影響と考えられ，常時微動測定により地盤・基礎の状況も含めた振動特性を推定できることが分かった。
- 2) 3 種類の振動実験（常時微動測定，強制加振実験および自由振動実験）結果の周波数領域における解析結果から推定された固有振動数は，加速度振幅値が大きくなるにつれて低下するという振幅依存性が見られるものの，各方向三次モードまで概ね同じ値を示した。
- 3) 常時微動測定および強制加振実験から推定された Y 方向の一次～三次固有振動モードは，応答の大きさにばらつきが見られるものの，振動モードの腹となる高さと節となる高さは一致した。
- 4) 3 種類の振動実験結果から推定された一次減衰定数は，常時微動測定の RD 法による推定値を除いて X 方向で平均 1.8%，Y 方向で平均 2.2%であった。しかし，実験方法および解析方法によりばらつきが見られるため，減衰定数の推定方法についてはさらなる検討が必要である。
- 5) 常時微動測定により得られた加速度波形から 2 種類の解析（周波数領域および時間領域）方法により各次固有振動数を推定・同定した。両者の推定・同定結果が概ね同じであったことから，常時微動測定により得られた加速度波形の解析方法は，処理が簡便な周波数領域によるものとする。

以上，常時微動測定により推定された各次固有振動数および振動モードが，強制加振実験および自由振動実験により推定された結果と概ね同じであることから，常時微動測定は既存灯台の固有振動数および固有振動モードを推定するための振動実験方法として妥当であると判断し，第 4 章の振動実験方法には常時微動測定を採用する。また，常時微動測定により得られた加速度波形の解析方法は，周波数領域によるものとする。



## 第4章 既存灯台の一次固有周期推定式に関する検討

航路標識構造物設計基準・同解説では、灯台の設計用一次固有周期推定式として式(4.1), (4.2)が既に用いられている。しかし、1.4.2 既存灯台の一次固有周期推定式に関する研究において、せん断系建築物の設計用一次固有周期略算式であり、構造的特徴が異なる既存灯台の一次固有周期推定式として式(4.1)は適当ではないこと、式(4.2)はパラメータが多い上に実験基数が少なく、実証性に乏しいことを指摘した。

本章では、まず、従来の設計用一次固有周期推定式による既存灯台の一次固有周期に対する推定精度を明らかにするため、振動実験によって得られた一次固有周期（以下、実測値という）と従来の設計用一次固有周期推定式によって推定される一次固有周期（以下、推定値という）を比較する。その上で、既存灯台の構造諸元が一次固有周期に与える影響を検討することで、簡単でより精度の高い既存灯台の一次固有周期推定式の提案を試みる。

$$T_{(2)}=(0.02+0.01\cdot\alpha)\cdot H \quad (4.1)$$

ここで、 $T_{(2)}$ ：第2期（1997～2016年）の基準における設計用一次固有周期（sec）

$H$ ：躯体高さ（m）

$\alpha$ ：構造物のうち大部分が鉄骨造などである階の高さの合計の

$H$ に対する比

$$T_{(3)}=0.06\cdot\sqrt{\frac{\gamma}{E}}\cdot\frac{H^2}{D}+0.037 \quad (4.2)$$

ここで、 $T_{(3)}$ ：第3期（2017年以降）の基準における設計用一次固有周期（sec）

$H$ ：躯体高さ（m）

$\gamma$ ：単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）

$E$ ：ヤング係数（N/mm<sup>2</sup>）

$D$ ：灯塔下端の外径（m）

#### 4.1 従来の設計用一次固有周期推定式の推定精度に関する検討

本節では、複数の既存灯台を対象とした振動実験により、従来の設計用一次固有周期推定式(4.1)，(4.2)の推定精度を検討する。

##### 4.1.1 実験対象

振動実験の対象とした灯台を表 4-1 に示す。著者らによる 13 基の実験の他，文献 1)～4) で実施された 12 基の実験結果も含めて示している。構造種別は，煉瓦造が 4 基，石造が 7 基，RC 造が 14 基である。なお，二重殻構造である場合は，外殻の材料を構造種別とした。

煉瓦造灯台は，明治期に建設された 9 基<sup>5)</sup>中 4 基を対象とし，高い灯台として尻屋埼灯台および犬吠埼灯台を，低い灯台として菅島灯台を，両者の中間として御前埼灯台を選定した（図 4-1）。石造灯台は，明治期に建設された 32 基<sup>6)</sup>中 6 基と大正期に建設された 1 基を対象とし，高い灯台として出雲日御碕灯台を，低い灯台として地蔵島灯台，祿剛埼灯台，美保関灯台，男木島灯台を，両者の中間として潮岬灯台，神子元島灯台を選定した（図 4-2）。RC 造灯台は，高い灯台として鹿嶋灯台を，低い灯台として京ノ上臈島灯台，阿伏兎灯台，馬ヶ鼻灯台，島勝灯台，讃岐寺島灯台，錦灯台を，両者の中間として宇品灯台，大王埼灯台，沢崎鼻灯台を選定した（図 4-3）。さらに，防波堤灯台および灯標のうち基数の多い 5～10m 級の RC 造防波堤灯台を 2 基，RC 造灯標を 2 基選定した（図 4-4，図 4-5）。

表 4-1 振動実験対象とした既存灯台<sup>1)~4)</sup> (注 1) ~ (注 13)

No.	名称	竣工 (改築) 年	構造 種別	躯体 高さ (m) <sup>※1</sup>	下端		上端		アスペ クト比
					外径 直径 (m)	壁厚 (m)	外径 直径 (m) <sup>※2</sup>	壁厚 (m)	
1	神子元島灯台 <sup>1)</sup>	1870	石造	15.50	7.00	2.00	4.80	0.90	2.21
2	菅島灯台	1873	煉瓦造	6.70	5.55	0.52	5.40	0.52	1.21
3	御前埼灯台 <sup>1)</sup>	1874	煉瓦造	14.21	5.49	1.29	4.65	0.87	2.59
4	犬吠埼灯台 <sup>1)</sup>	1874	煉瓦造 <sup>※3</sup>	23.77	外殻 7.00 内殻 4.00	外殻 0.60 内殻 0.45	4.75	0.83	3.40
5	尻屋埼灯台 <sup>2)</sup>	1876	煉瓦造 <sup>※3</sup>	24.44	外殻 6.92 内殻 4.73	外殻 0.66 内殻 0.46	4.73	0.59	3.53
6	潮岬灯台 <sup>1)</sup>	1878	石造	15.00	5.50	1.40	4.50	0.90	2.73
7	緑剛埼灯台 <sup>3)</sup>	1883	石造	5.30	5.50	0.90	4.90	0.75	0.96
8	男木島灯台 <sup>4)</sup>	1895	石造	10.64	3.78	0.97	不明	不明	2.81
9	美保関灯台 <sup>4)</sup>	1898	石造	6.63	5.70	1.20	不明	不明	1.16
10	出雲日御碕灯台 <sup>1)</sup>	1903	石造 <sup>※4</sup>	35.68	外殻 8.12 内殻 5.28	外殻 0.61 内殻 0.91	4.07	0.61	4.39
11	地藏島灯台 <sup>1)</sup>	1920	石造	9.16	3.10	0.70	2.33	0.54	2.95
12	大王埼灯台 <sup>1)</sup>	1927	RC造	17.15	3.88	0.59	3.40	0.35	4.42
13	沢崎鼻灯台 <sup>1)</sup>	1928	RC造	20.39	3.80	不明	3.10	不明	5.37
14	京ノ上臈島灯台	1942	RC造	4.37	1.80	0.30	1.50	0.15	2.43
15	三河港三谷 南防波堤東灯台	1942	RC造	4.70	1.40	0.20	0.65	0.20	3.36
16	錦灯台	1952	RC造	8.40	2.20	0.25	2.06	0.18	3.82
17	阿伏兎灯台	1958	RC造	7.00	3.00	0.20	3.00	0.20	2.33
18	下瀬礁灯標	1962	RC造	7.20	2.00	不明	不明	不明	3.60
19	馬ヶ鼻灯台	1963	RC造	7.05	2.38	0.18	2.38	0.18	2.96
20	島勝灯台	1963	RC造	7.70	1.40	0.20	1.00	0.20	5.50
21	宇品灯台	1971 (2007 <sup>※5</sup> )	RC造	17.00	2.70	0.25	2.70	0.25	6.30
22	鹿嶋灯台	1971	RC造	27.50	4.80	0.40	3.60	0.20	5.73
23	三玉岩灯標	1978	RC造	6.20	2.20	0.20	2.20	0.20	2.82
24	讃岐寺島灯台	1985	RC造	7.20	2.21	—	1.30	—	3.26
25	衣浦港半田防波堤灯台	1990	RC造	8.00	1.60	—	1.00	—	5.00

※1 躯体高さは、灯室床の高さとする。

※2 上端の外径直径は、地上から灯室床下面までの高さの最小外径直径とする。

※3 躯体は、外殻、内殻ともに煉瓦造の二重殻構造である。

※4 躯体は、外殻石造、内殻煉瓦造の二重殻構造である。

※5 灯塔と付属舎を切り離す改修工事が行われた。

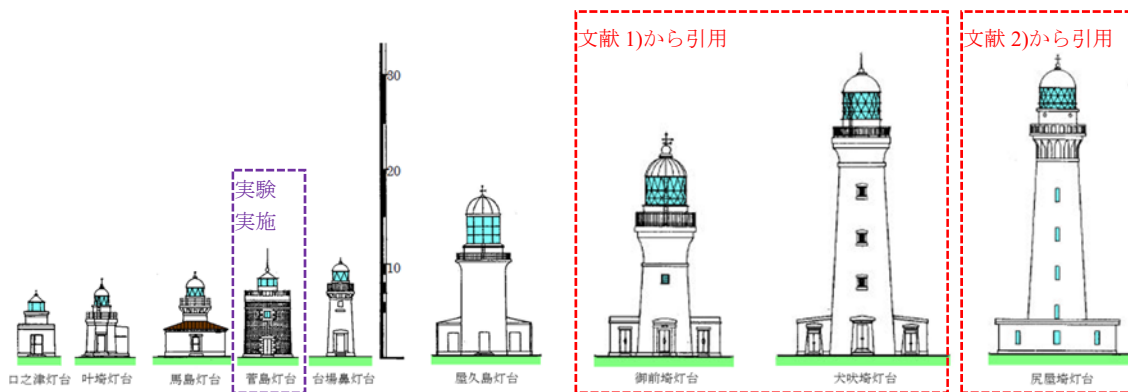


図 4-1 振動実験対象とした煉瓦造沿岸灯台 <sup>5)</sup>

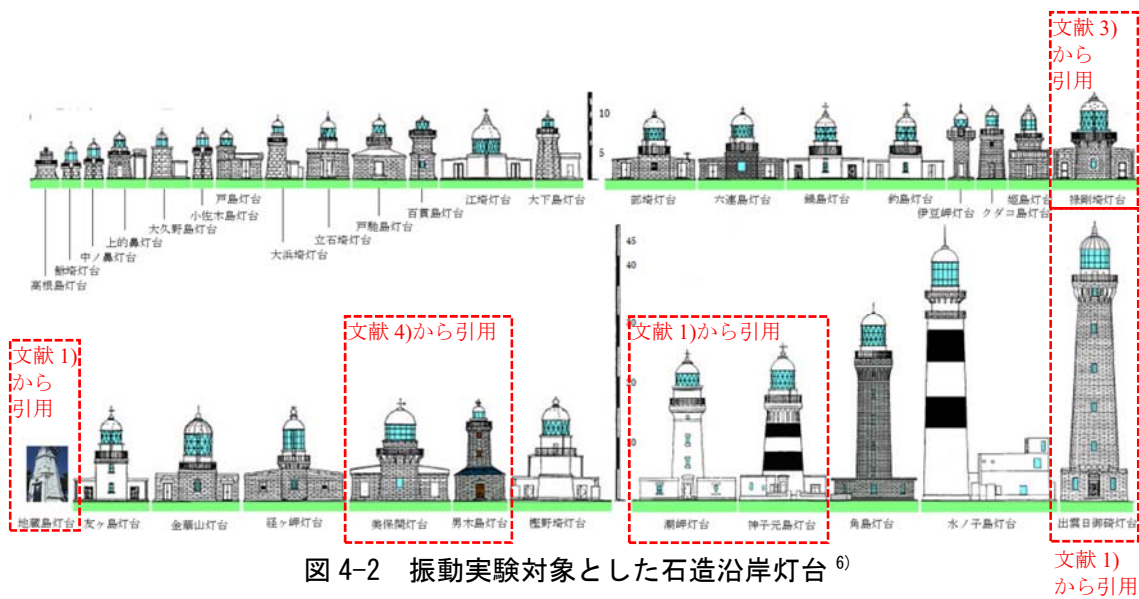


図 4-2 振動実験対象とした石造沿岸灯台 <sup>6)</sup>

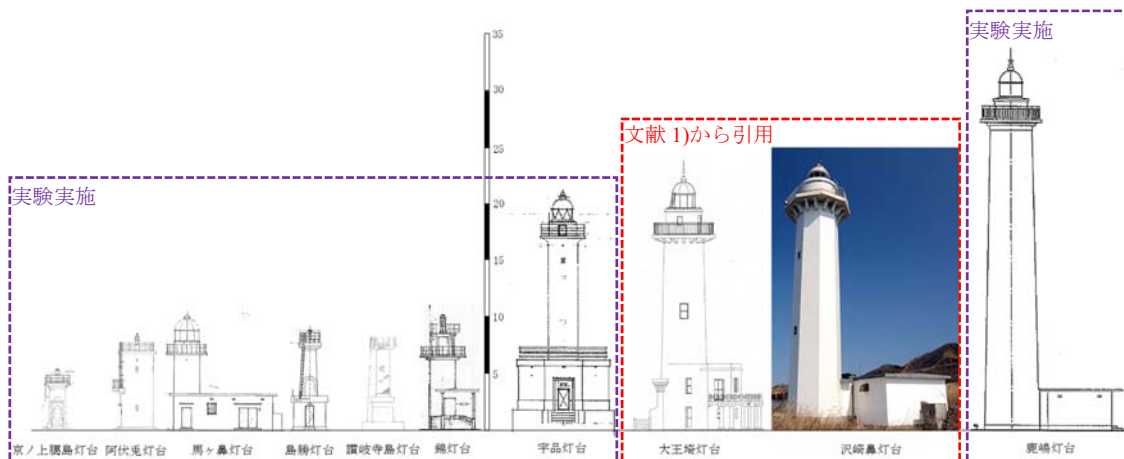
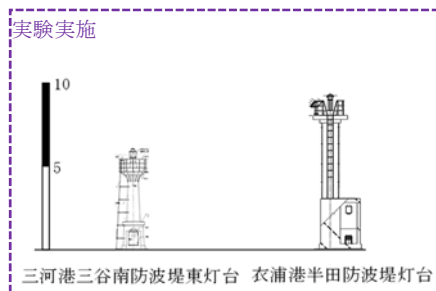
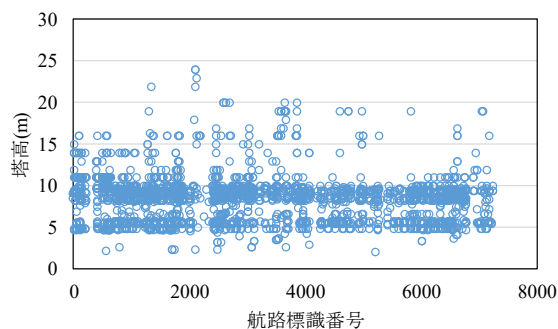


図 4-3 振動実験対象とした RC 造沿岸灯台

※沢崎鼻灯台（参照：<http://lighthouse-japan.com/niigata/sawasakihana/sawasakihana.html>）

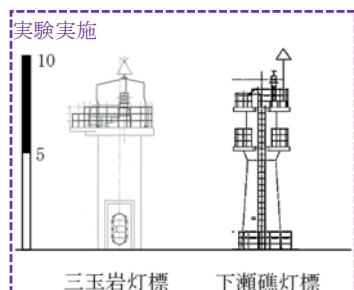


(a) 対象とした防波堤灯台

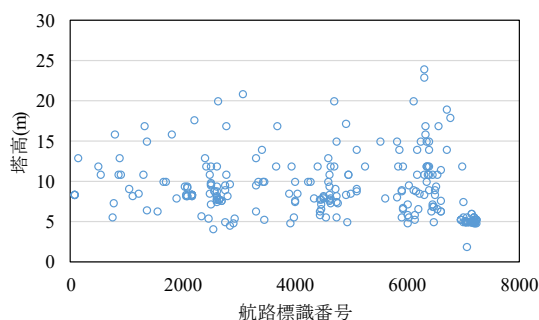


(b) 灯台表<sup>7)</sup>中の防波堤灯台の塔高

図 4-4 振動実験対象とした RC 造防波堤灯台



(a) 対象とした灯標



(b) 灯台表<sup>7)</sup>中の灯標の塔高

図 4-5 振動実験対象とした RC 造灯標

#### 4.1.2 実験方法

著者らが振動実験を実施した灯台については、3.2.1 項で使用した 3 軸加速度計 (K1, K2, …) あるいは 1 軸加速度計 (S1, S2, …) とアナログ入力モジュールを用いて常時微動測定を採用した。加速度計は、1FL および灯室床には必ず設置し、その他適宜可能な範囲で設置した。加速度計の設置位置図を図 4-6～図 4-9 に示す。サンプリング周波数は 200Hz とし、測定時間は 30 分以上確保した。

神子元島灯台、御前埼灯台、犬吠埼灯台、尻屋埼灯台、潮岬灯台、禄剛埼灯台、出雲日御碕灯台、地藏島灯台、大王埼灯台および沢崎鼻灯台の振動実験方法には、常時微動測定およびマンパワー加振による自由振動試験が採用されている<sup>1)~3)</sup>。また、男木島灯台および美保関灯台の振動実験方法は、記述がないため不明である<sup>4)</sup>。

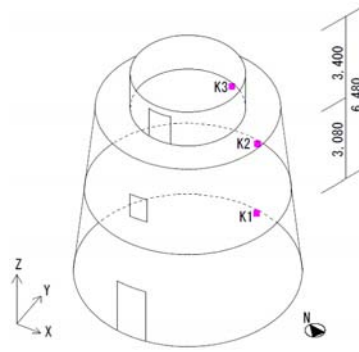
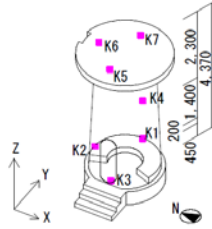
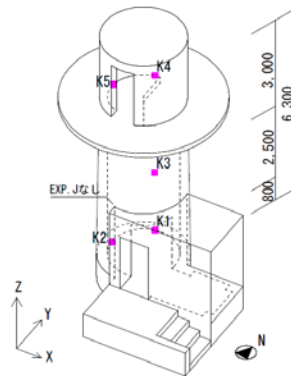


図 4-6 菅島灯台（煉瓦造）の加速度計設置位置（寸法：mm）

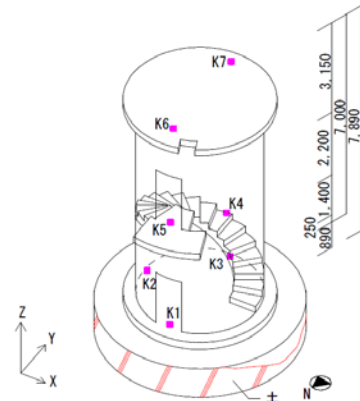
※ ■：3 軸加速度計，●：1 軸加速度計とする。



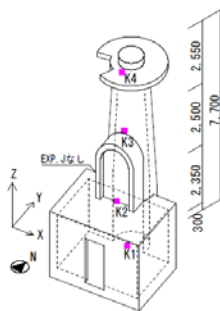
京ノ上臈島灯台



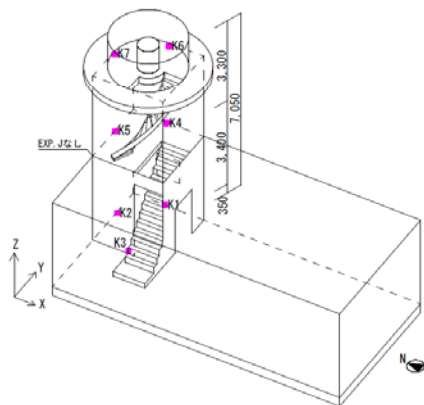
錦灯台



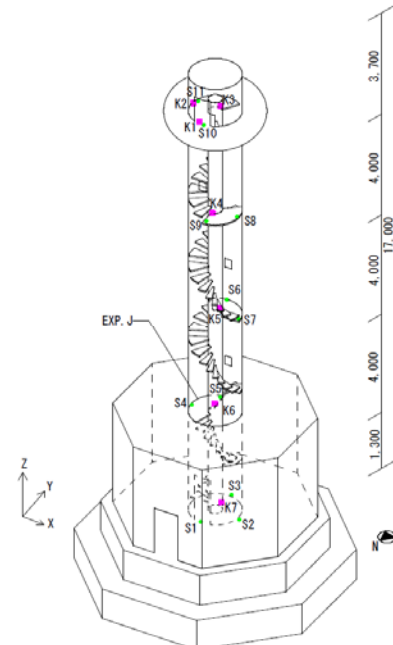
阿伏兎灯台



島勝灯台



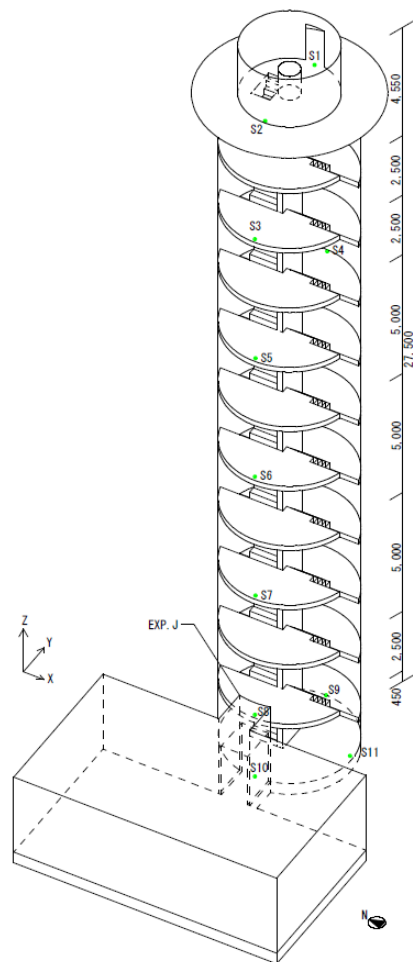
馬ヶ鼻灯台



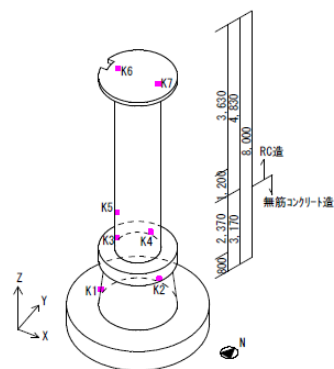
宇品灯台

図 4-7 振動実験対象とした RC 造沿岸灯台の加速度計設置位置（寸法：mm）

※ ■：3 軸加速度計，●：1 軸加速度計とする。



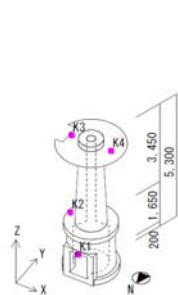
鹿嶋灯台



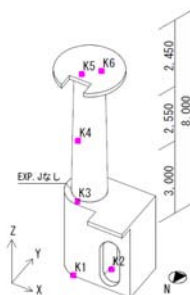
讃岐寺島灯台

図 4-7 振動実験対象とした RC 造沿岸灯台の加速度計設置位置 (寸法 : mm) (続き)

※ ■ : 3 軸加速度計, ● : 1 軸加速度計とする。



三河港三谷南防波堤東灯台



衣浦港半田防波堤灯台

図 4-8 振動実験対象とした RC 造防波堤灯台

※ ■ : 3 軸加速度計, ● : 1 軸加速度計とする。

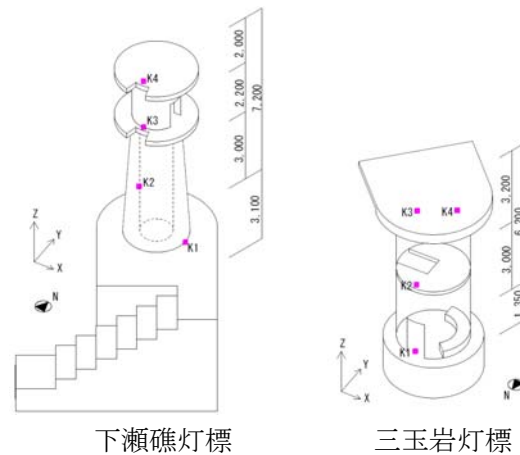


図 4-9 振動実験対象とした RC 造灯標の加速度計設置位置（寸法：mm）

※ ■：3 軸加速度計，●：1 軸加速度計とする。

#### 4.1.3 解析方法

著者らが振動実験を実施した灯台については、灯室に設置した加速度計で測定された加速度データを 4,096 点（20 秒程度）ずつ 50%オーバーラップさせながら分割し、アンサンブル平均してフーリエスペクトルを求めた。なお、分割した各加速度データはハニング窓によりデータ補正し、スペクトルはバンド幅 0.5Hz の Parzen 窓により平滑化した。求めたフーリエスペクトルのピークを読み取ることで、地盤との相互作用を含んだ一次固有周期を推定する。

神子元島灯台、御前埼灯台、犬吠埼灯台、尻屋埼灯台、潮岬灯台、出雲日御碕灯台、地藏島灯台、大王埼灯台および沢崎鼻灯台の一次固有周期は、パワースペクトルから求められている<sup>1),2)</sup>。緑剛埼灯台の一次固有周期は、1 質点系モデルの理論式と常時微動測定によって得られるスペクトル比（灯室/1 階）のフィッティングによって求められている<sup>3)</sup>。したがって、求められている一次固有周期はスウェイ固定系であると考えられる。また、男木島灯台と美保関灯台の一次固有周期の推定方法は、記述がないため不明である<sup>4)</sup>。

#### 4.1.4 実験結果

一次固有周期の実測値と従来の設計用一次固有周期の推定式(4.1)、(4.2)による推定値を表 4-2 に示す。また、入口方向の一次固有周期と入口直交方向の一次固有周期との関係を図 4-10 に示す。両者はほとんど同じであり、振動方向による一次固有周期の違いは大きくない。



表 4-2 一次固有周期の実測値および推定値 <sup>1)~4)</sup>

No.	名称	一次固有周期(sec)			
		入口直交方向	入口平行方向	式(4.1)による推定値	式(4.2)による推定値
1	神子元島灯台	0.190 <sup>1)</sup>	0.190 <sup>1)</sup>	0.310	0.197
2	菅島灯台	0.141	0.126	0.134	0.077
3	御前埼灯台	0.260 <sup>1)</sup>	0.280 <sup>1)</sup>	0.284	0.217
4	犬吠埼灯台	0.404 <sup>1)</sup>	0.421 <sup>1)</sup>	0.475	0.433
5	尻屋埼灯台	0.483 <sup>2)</sup>	0.508 <sup>2)</sup>	0.489	0.460
6	潮岬灯台	0.207 <sup>1)</sup>	0.223 <sup>1)</sup>	0.300	0.172
7	祿剛埼灯台	0.086 <sup>3)</sup>	0.090 <sup>3)</sup>	0.106	0.054
8	男木島灯台	0.120 <sup>4)</sup>	0.145 <sup>4)</sup>	0.213	0.136
9	美保関灯台	0.146 <sup>4)</sup>	0.146 <sup>4)</sup>	0.133	0.062
10	出雲日御碕灯台	0.532 <sup>1)</sup>	0.521 <sup>1)</sup>	0.714	0.553
11	地藏島灯台	0.180 <sup>1)</sup>	0.147 <sup>1)</sup>	0.183	0.163
12	大王埼灯台	0.219 <sup>1)</sup>	0.220 <sup>1)</sup>	0.343	0.195
13	沢崎鼻灯台	0.290 <sup>1)</sup>	0.252 <sup>1)</sup>	0.408	0.265
14	京ノ上臈島灯台	0.087	0.084	0.087	0.059
15	三河港三谷南防波堤東灯台	0.074	0.061	0.094	0.070
16	錦灯台	0.100	0.116	0.168	0.104
17	阿伏兎灯台	0.096	0.096	0.140	0.071
18	下瀬礁灯標	0.078	0.076	0.144	0.091
19	馬ヶ鼻灯台	0.066	0.074	0.141	0.080
20	島勝灯台	0.122	0.115	0.154	0.125
21	宇品灯台	0.311	0.311	0.000	0.000
22	鹿嶋灯台	0.379	0.379	0.550	0.365
23	三玉岩灯標	0.095	0.081	0.124	0.073
24	讃岐寺島灯台	0.081	0.077	0.144	0.086
25	衣浦港半田防波堤灯台	0.096	0.083	0.160	0.120

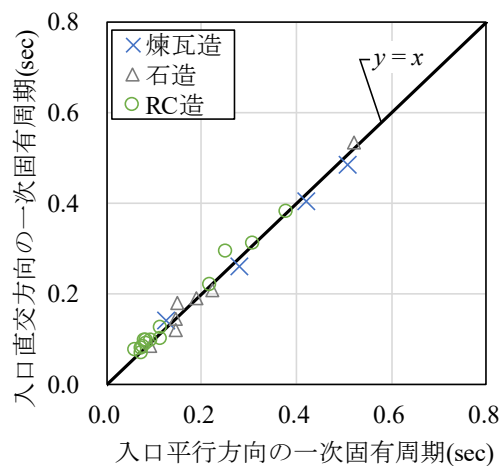


図 4-10 入口直交方向と入口方向における一次固有周期の実測値の関係

#### 4.1.5 従来の設計用一次固有周期推定式の推定精度

入口直交方向の一次固有周期の実測値と、従来の設計用一次固有周期推定式(4.1)、式(4.2)による推定値との関係を図 4-11 に示す。実測値から推定値を差し引いた残差の平方和（以下、残差平方和という）を実測値と推定値との間の不一致を評価する尺度として併記する。また、一次固有周期の実測値と推定値との推定誤差率の躯体高さに対する分布を図 4-12 に示す。推定誤差率は、入口直交方向の一次固有周期の実測値を式(4.1)、式(4.2)による推定値で割った値とする。

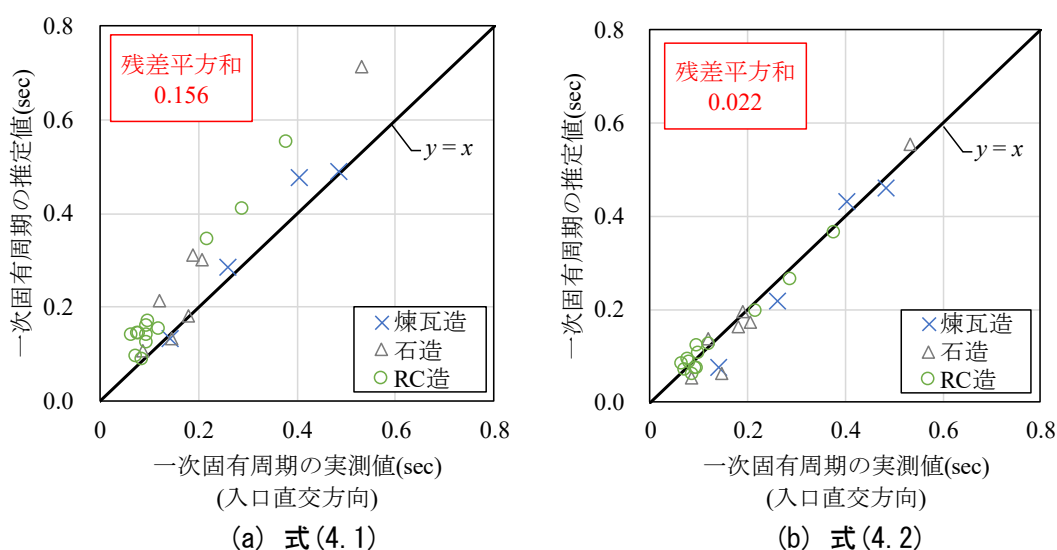


図 4-11 一次固有周期の実測値と推定値との関係

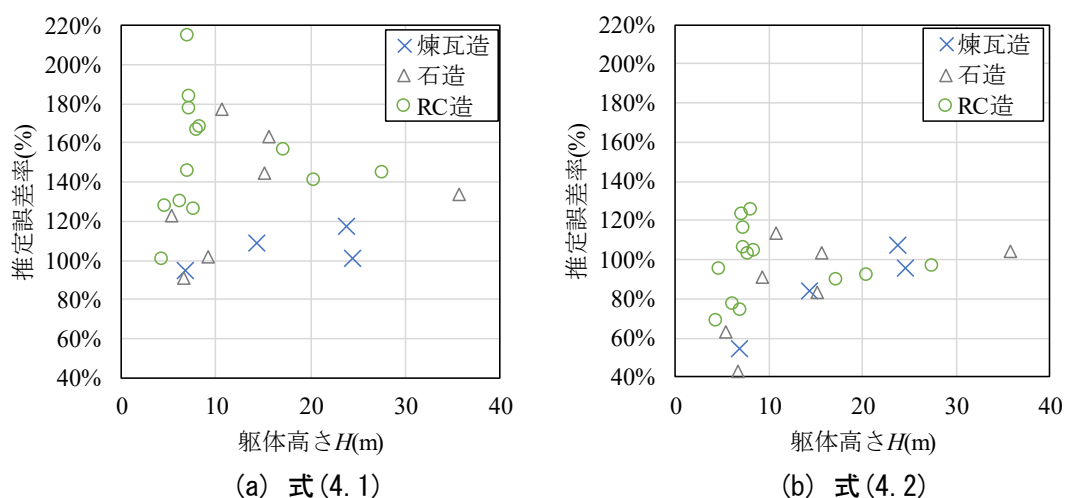


図 4-12 一次固有周期の実測値と推定値との推定誤差率の躯体高さに対する分布

図 4-11(a)、図 4-12(a)より、式(4.1)による一次固有周期の推定値の残差平方和は 0.156 であり、その推定値は構造種別によらず実測値よりも長く評価される傾向にあることが分か

る。

また、図 4-11(b), 図 4-12(b)より、式(4.2)による一次固有周期の推定値の残差平方和は 0.022 であり、その推定値は低い煉瓦造および石造灯台において実測値よりも短く評価されるものの実測値と概ね同じであることが分かる。

残差平方和は式(4.1)よりも式(4.2)の方が小さく、式(4.2)の方がより精度良く既存灯台の一次固有周期を評価できている。

## 4.2 既存灯台の一次固有周期推定式の検討

4.1 節の検討で、2017 年以降に用いられている設計用一次固有周期推定式(4.2)により既存灯台の一次固有周期を概ね推定できることが明らかとなった。しかし、式(4.2)には、躯体高さ、下端外径および構造種別以外の構造諸元が一次固有周期に及ぼす影響が考慮されていない<sup>1)</sup>。

既存灯台は、その頂部に灯器を有しており、LED 灯器とフレネル式レンズを用いた灯器の 2 種類に大別できる。各灯器の質量は、LED 灯器：20～100kg、フレネル式レンズ：30～6,000kg 程度である。また、既存灯台の中には、灯器の保護や灯光を遮蔽するために灯ろう（質量：1,000kg 以上）を有しているものもある。このような重量物（以下、付加質量という）が頂部に設置されていることは既存灯台の特徴である。構造体の頂部に付加質量がある場合には、付加質量がない場合に比べて固有周期が伸びる傾向にある<sup>8)</sup>ため、付加質量が既存灯台の一次固有周期に与える影響について検討する必要がある。

本節では、既存灯台の特徴である付加質量を含めた様々な構造諸元と一次固有周期との関係を明らかにするため、既存灯台の構造諸元を整理し、分析する。そして、構造諸元と一次固有周期との関係を明らかにした上で、簡単でより精度の高い既存灯台の一次固有周期推定式の提案を試みる。

### 4.2.1 構造諸元の整理

構造物の一次固有周期に影響を与える要因として考えられるものは、構造物の高さ、構造種別、立面形状、平面形状、基礎形式、地盤性状である<sup>9)</sup>。灯台の場合には、これらに加えて付加質量も要因の一つである。本節では、図 4-13 に示すパラメーターで構成される以下の 8 個の構造諸元を検討対象とする。4.1.1 項で振動実験対象とした 25 基の既存灯台の構造諸元を表 4-3 に示す。

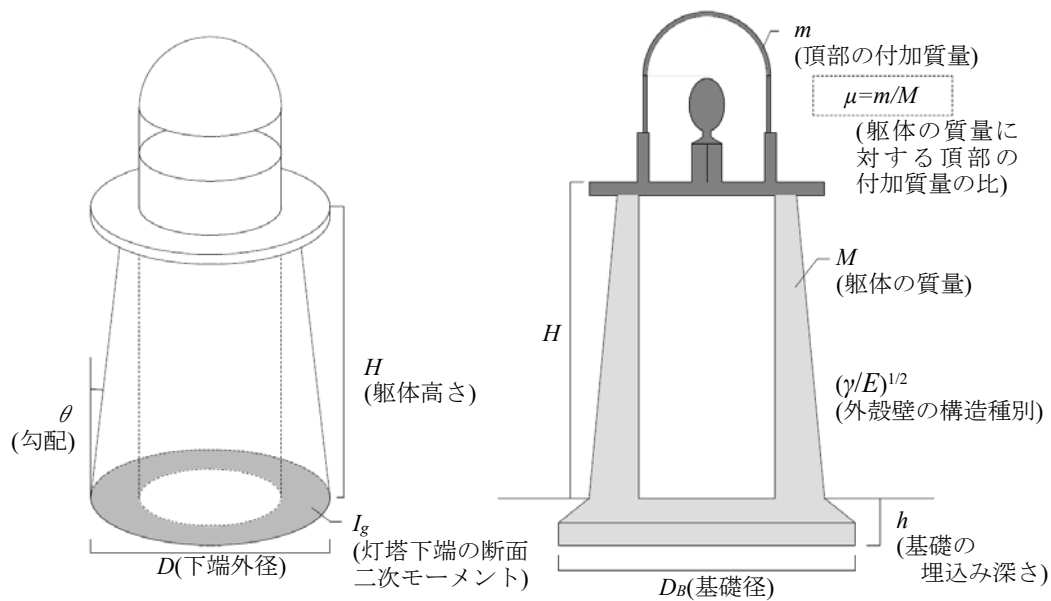


図 4-13 既存灯台のパラメーター

表 4-3 振動実験対象とした既存灯台の構造諸元<sup>1)~4)</sup> (注 1) ~ (注 13)

No.	名称	竣工 (改築) 年	構造 種別	躯体 高さ (m) <sup>※1</sup>	下端		上端		アスペ クト比	断面二次 モーメント (m <sup>4</sup> )	躯体 質量 (ton) <sup>※6</sup>	付加 質量 (ton) <sup>※7</sup>	$\mu$	基礎	
					外径 直径 (m)	壁厚 (m)	外径 直径 (m) <sup>※2</sup>	壁厚 (m)						直径 (m)	埋込み 深さ (m)
1	神子元島灯台 <sup>1)</sup>	1870	石造	15.50	7.00	2.00	4.80	0.90	2.21	113.88	571.48	84.43	0.148	7.00	0.65
2	菅島灯台	1873	煉瓦造	6.70	5.55	0.52	5.40	0.52	1.21	26.08	109.16	6.07	0.056	5.55	0.63
3	御前埼灯台 <sup>1)</sup>	1874	煉瓦造	14.21	5.49	1.29	4.65	0.87	2.59	41.02	466.37	23.91	0.051	5.64	1.40
4	犬吠埼灯台 <sup>1)</sup>	1874	煉瓦造 <sup>※3</sup>	23.77	外殻 7.00 内殻 4.00	外殻 0.60 内殻 0.45	4.75	0.83	3.40	70.34	737.63	21.48	0.029	8.66	1.54
5	尻屋埼灯台 <sup>2)</sup>	1876	煉瓦造 <sup>※3</sup>	24.44	外殻 6.92 内殻 4.73	外殻 0.66 内殻 0.46	4.73	0.59	3.53	84.61	806.10	40.70	0.050	7.20	0.60
6	潮岬灯台 <sup>1)</sup>	1878	石造	15.00	5.50	1.40	4.50	0.90	2.73	42.31	521.40	70.00	0.134	5.50	0.90
7	緑剛埼灯台 <sup>3)</sup>	1883	石造	5.30	5.50	0.90	4.90	0.75	0.96	35.72	173.64	41.77	0.241	5.50	0.75
8	男木島灯台 <sup>4)</sup>	1895	石造	10.64	3.78	0.97	不明	不明	2.81	9.45	188.80	19.50	0.103	3.78	2.00
9	美保関灯台 <sup>4)</sup>	1898	石造	6.63	5.70	1.20	不明	不明	1.16	46.00	248.22	30.30	0.122	6.30	0.80
10	出雲日御碕灯台 <sup>1)</sup>	1903	石造 <sup>※4</sup>	35.68	外殻 8.12 内殻 5.28	外殻 0.61 内殻 0.91	4.07	0.61	4.39	133.25	1656.66	14.50	0.009	8.12	0.80
11	地藏島灯台 <sup>1)</sup>	1920	石造	9.16	3.10	0.70	2.33	0.54	2.95	不明	不明	不明	0.030	不明	不明
12	大王埼灯台 <sup>1)</sup>	1927	RC造	17.15	3.88	0.59	3.40	0.35	4.42	8.52	220.41	22.65	0.103	5.64	2.10
13	沢崎鼻灯台 <sup>1)</sup>	1928	RC造	20.39	3.80	不明	3.10	不明	5.37	不明	不明	不明	不明	不明	不明
14	京ノ上臈島灯台	1942	RC造	4.37	1.80	0.30	1.50	0.15	2.43	0.41	10.59	3.06	0.289	2.00	0.50
15	三河港三谷 南防波堤東灯台	1942	RC造	4.70	1.40	0.20	0.65	0.20	3.36	0.14	6.13	0.94	0.153	1.60	3.70
16	錦灯台	1952	RC造	8.40	2.20	0.25	2.06	0.18	3.82	0.74	32.85	1.50	0.046	3.50	1.00
17	阿伏兎灯台	1958	RC造	7.00	3.00	0.20	3.00	0.20	2.33	1.73	33.49	4.92	0.147	5.00	1.00
18	下瀬礁灯標	1962	RC造	7.20	2.00	不明	不明	不明	3.60	不明	不明	不明	不明	3.60	2.80
19	馬ヶ鼻灯台	1963	RC造	7.05	2.38	0.18	2.38	0.18	2.96	1.29	31.64	10.84	0.343	4.00	1.70
20	島勝灯台	1963	RC造	7.70	1.40	0.20	1.00	0.20	5.50	0.14	9.95	3.29	0.331	2.00	1.00
21	宇品灯台	1971 (2007 <sup>※5</sup> )	RC造	17.00	2.70	0.25	2.70	0.25	6.30	1.46	122.38	10.33	0.084	6.80	0.80
22	鹿嶋灯台	1971	RC造	27.50	4.80	0.40	3.60	0.20	5.73	13.49	303.72	29.92	0.099	12.00	4.80
23	三玉岩灯標	1978	RC造	6.20	2.20	0.20	2.20	0.20	2.82	0.63	18.41	5.21	0.283	2.20	3.80
24	讃岐寺島灯台	1985	RC造	7.20	2.21	—	1.30	—	3.26	1.17	35.99	3.49	0.097	4.00	1.00
25	衣浦港半田防波堤灯台	1990	RC造	8.00	1.60	—	1.00	—	5.00	0.32	23.52	1.53	0.065	1.60	4.00

※1 躯体高さは、灯室床の高さとする。

※2 上端の外径直径は、地上から灯室床下面までの高さの最小外径直径とする。

※3 躯体は、外殻、内殻ともに煉瓦造の二重殻構造である。

※4 躯体は、外殻石造、内殻煉瓦造の二重殻構造である。

※5 灯塔と付属舎を切り離す改修工事が行われた。

※6 躯体質量は、地上から灯室床下面までの高さの躯体質量とする。

※7 付加質量は、灯室床下面よりも高い位置にある質量とする。

1) 構造物の高さに関する構造諸元：躯体高さ ( $H$ )

2) 構造種別に関する構造諸元：外殻壁の材料種別 ( $(\gamma/E)^{1/2}$ )

使用材料の単位体積重量 ( $\gamma$ ) およびヤング係数 ( $E$ ) は、小原ら<sup>1)</sup>により示された以下の数値を採用する。

$\gamma$ : 凝灰岩の場合	1.8 ton/m <sup>3</sup> (17.65kN/m <sup>3</sup> )
煉瓦の場合	2.0 ton/m <sup>3</sup> (19.61kN/m <sup>3</sup> )
RC または砂岩の場合	2.4 ton/m <sup>3</sup> (23.53kN/m <sup>3</sup> )
$E$ : 凝灰岩または煉瓦の場合	$3.0 \times 10^5$ ton/m <sup>2</sup> ( $2.94 \times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )
砂岩の場合	$8.0 \times 10^5$ ton/m <sup>2</sup> ( $7.83 \times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )
RC の場合	$2.0 \times 10^6$ ton/m <sup>2</sup> ( $1.96 \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )

3), 4) 立面形状に関する構造諸元：アスペクト比 ( $H/D$ )，勾配 ( $\theta$ )

勾配 ( $\theta$ ) は、下端外径の半径と上端外径の半径の差を躯体高さで除した値である。

5) 平面形状に関する構造諸元：灯塔下端の断面二次モーメント ( $I_g$ )

6) 基礎形式と地盤性状に関する構造諸元：基礎径 ( $D_B$ ) に対する埋込み深さ ( $h$ ) の比 ( $h/D_B$ )

一般に、構造物の剛性に比べて地盤の剛性が相対的に低い場合は、地盤変形によって生じる基礎のスウェイロッキング変形により基礎固定時に比べて固有周期は長くなる傾向にある<sup>10)</sup>。表 4-3 中の灯台の地盤状況については不明な灯台が多いものの、基礎径や埋込み深さについては地蔵島灯台と沢崎鼻灯台を除いて明らかである。

灯台や煙突のような塔状構造物の基礎は一般の建築物の場合と異なり、塔状構造物は軽度の不同沈下でも大きく傾斜する可能性があるため、基礎は地盤条件に対する十分な検討の末設計される。本論では、既存灯台の基礎形状に地盤条件が取り込まれていると考え、地盤性状に関する構造諸元は考慮しないこととする。

航路標識構造物設計基準では、基礎径に対する埋込み深さの比 ( $h/D_B$ ) を基準に転倒モーメントおよび水平力に対する基礎の抵抗力の算定方法を定めていることから、本論では、基礎径に対する埋込み深さの比 ( $h/D_B$ ) によって基礎形状を表現する。

7), 8) 付加質量に関する構造諸元：躯体の質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ )，

付加質量の影響による固有周期の変化度合い ( $(\lambda/\lambda_0)^2$ )

頂部に付加質量がある場合の等断面片持梁の固有周期の変化度合いには、長さ  $L$ 、質量  $M$ 、固有値  $\lambda$  の片持ち梁の頂部に付加質量  $m$  があるとき、下端固定の境界条件により式(4.3)が

示されている<sup>8)</sup>。

$$\{\cos(\lambda \cdot L) \cdot \sinh(\lambda \cdot L) - \sin(\lambda \cdot L) \cdot \cosh(\lambda \cdot L)\} \cdot \mu \cdot \lambda \cdot L + \{1 + \cos(\lambda \cdot L) \cdot \cosh(\lambda \cdot L)\} = 0 \quad (4.3)$$

ここで、 $\lambda$  : 固有値

$L$  : 梁の長さ (m)

$\mu$  : 片持梁の質量に対する付加質量の比 ( $=m/M$ )

$m$  : 頂部の付加質量 (ton)

$M$  : 片持梁の質量 (ton)

$\mu=0$  のとき  $\lambda=\lambda_0$  として式(4.3)を解くと、 $\lambda_0 \cdot L$  の最小解は 1.875 となり、 $\lambda_0$  は頂部に付加質量がない場合の固有値を示す。 $(\lambda/\lambda_0)^2$  は付加質量の影響による固有周期の変化度合いを表し、頂部に付加質量がある場合の一次固有周期は式(4.4)で表される。

$$T_{top} = \frac{T'}{(\lambda/\lambda_0)^2} \quad (4.4)$$

ここで、 $T_{top}$  : 頂部に付加質量がある場合の一次固有周期 (sec)

$T'$  : 頂部に付加質量がない場合の一次固有周期 (sec)

表 4-3 における既存灯台の躯体の質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ ) の最大値は、馬ヶ鼻灯台の 0.343 である。このとき、付加質量の影響による固有周期の変化度合い  $((\lambda/\lambda_0)^2)$  は 0.637 であり、馬ヶ鼻灯台の一次固有周期の実測値は頂部に付加質量がない場合の一次固有周期 ( $T'$ ) よりも 1.5 倍程度長くなっていると考えられる。

#### 4.2.2 各構造諸元と一次固有周期との関連

本章では、従来の設計用一次固有周期推定式(4.1)および式(4.2)よりも高精度な既存灯台の一次固有周期推定式を提案するため、一次固有周期の実測値を目的変数、各構造諸元を説明変数群として回帰分析を行う。回帰分析において、説明変数は互いに独立であることが前提であり、説明変数同士の相関が高い場合には多重共線性による問題が生じる。

そこで、多重共線性による問題を避けるため、構造諸元同士の関連を検討し、回帰分析に用いる説明変数群を絞り込む。一次固有周期の実測値 ( $T$ ) と 4.2.1 項で整理した 8 個の構造諸元を合わせた 9 個の要因間の相関係数マトリクスを表 4-4 に示す。相関係数は、式(4.5)により算出し、表 4-5 により評価する。加えて、相関と無相関を定量的に把握するために、式(4.6)で表される  $t$  分布を用いた統計解析による無相関の検定を行った。相関係数の検定統計量は式(4.7)、検定統計量に対する有意確率は式(4.8)により算出される。算出された有意確率

が 0.05 未満である場合に「5%水準で相関係数が妥当（有意）である」と判断する。

表 4-4 各要因間の相関係数マトリクス

	$T$	$H$	$(\gamma/E)^{1/2}$	$H/D$	$\theta$	$I_g$	$h/D_B$	$\mu$
$H$	0.96	-					sym	
$(\gamma/E)^{1/2}$	0.45	0.31	-					
$H/D$	0.36	0.43	-0.45	-				
$\theta$	0.14	0.15	0.32	-0.19	-			
$I_g$	0.70	0.71	0.64	-0.15	0.49	-		
$h/D_B$	-0.39	-0.35	-0.40	0.19	0.12	-0.37	-	
$\mu$	-0.56	-0.54	-0.47	-0.16	-0.21	-0.37	0.15	-
$(\lambda/\lambda_0)^2$	0.59	0.56	0.49	0.18	0.18	0.39	-0.17	-0.99
	$ R $ が0.7以上, かつ, 5%水準で有意である場合。							
	$ R $ が0.2以上0.7未満, かつ, 5%水準で有意である場合。							

$$R = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (4.5)$$

ここで,  $R$  : 相関係数  
 $n$  : 標本数  
 $x_i, \bar{x}$  : 既知の  $x_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) のデータ, 平均値  
 $y_i, \bar{y}$  : 既知の  $x_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) のデータ, 平均値

表 4-5 相関係数の評価基準

$R$	評価
0.0～±0.2	相関がほとんど見られない
±0.2～±0.4	やや相関が見られる
±0.4～±0.7	相関が見られる
±0.7～±1.0	強い相関が見られる

$$f_{(t')} = \frac{\int_0^\infty z^{\left(\frac{n-1}{2}-1\right)} e^{-z} dz}{\sqrt{n\pi} \int_0^\infty z^{\left(\frac{n-2}{2}-1\right)} e^{-z} dz} \left(1 + \frac{t'^2}{n-2}\right)^{-\frac{n-1}{2}} \quad (4.6)$$

ここで,  $f_{(t')}$  :  $t$  分布  
 $t'$  :  $t'=0, 1, \dots, \infty$

$$t_a = \left| \frac{R\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-R^2}} \right| \quad (4.7)$$

ここで,  $t_a$  : 検定統計量

$R$  : 相関係数

$$p = 2 \int_{t_a}^{\infty} f_{(t)} dt' \quad (4.8)$$

ここで,  $p$  : 有意確率

$f_{(t)}$  :  $t$  分布

$t_a$  : 検定統計量

表 4-4 より, 構造諸元は互いに相関関係にあることが分かる。特に, 付加質量の影響による固有周期の変化度合い  $((\lambda/\lambda_0)^2)$  は躯体の質量に対する頂部の付加質量の比  $(\mu)$  の関数であるため, 両者の相関は強い。一次固有周期と両者の相関係数は若干であるが付加質量の影響による固有周期の変化度合い  $((\lambda/\lambda_0)^2)$  の方が大きい。また, 断面二次モーメント  $(I_g)$  と躯体高さ  $(H)$ , 断面二次モーメント  $(I_g)$  と材料種別  $((\gamma/E)^{1/2})$  との間に相関が見られることから, 一次固有周期  $(T)$  との相関係数の大きい構造諸元同士の関係について考察する。

#### a) 躯体高さ $(H)$ と断面二次モーメント $(I_g)$ の関係

既報の論文<sup>11)</sup>によれば, 躯体高さ  $(H)$ , 下端外径  $(D)$  および下端壁厚  $(t_b)$  は, 構造種別ごとに式(4.9), (4.10)の関係にあることが分かっている。

$$D = a_1 \cdot H + a_2 \quad (4.9)$$

$$t_b = b_1 \cdot D + b_2 \quad (4.10)$$

ここで,  $H$  : 躯体高さ (m)

$D$  : 下端外径 (m)

$t_b$  : 下端壁厚 (m)

$a_1, a_2, b_1, b_2$  : 表 4-6 に示す係数

表 4-6 式(4.9)および式(4.10)における係数

	煉瓦造灯台	石造灯台	RC 造灯台
$a_1$	0.1928	0.1310	0.1370
$a_2$	2.4417	3.4572	1.6684
$b_1$	0.2691	0.2334	0.1338
$b_2$	-0.2353	-0.0491	0.0078



式(4.9), (4.10)を用いれば, 中空円形の断面二次モーメントは式(4.11)で求められる。

$$I = \frac{\pi \{D^4 - (D - 2 \cdot t_b)^4\}}{64}$$

$$= c_1 \cdot H^4 + c_2 \cdot H^3 + c_3 \cdot H^2 + c_4 \cdot H + c_5 \quad (4.11)$$

ここで,  $c_1, c_2, c_3, c_4, c_5$  : 表 4-7 に示す係数

表 4-7 式(4.11)における係数

	煉瓦造灯台	石造灯台	RC 造灯台
$c_1 (\times 10^{-5})$	6.4742	1.3288	1.2317
$c_2 (\times 10^{-3})$	3.2144	1.3961	0.6031
$c_3 (\times 10^{-2})$	5.9308	5.4994	1.1072
$c_4$	0.4797	0.9625	0.0903
$c_5$	1.4245	6.3148	0.2764

表 4-3 に示す下端外径 ( $D$ ) および下端壁厚 ( $t_b$ ) から求めた実際の断面二次モーメント ( $I_g$ ) と式(4.11)により躯体高さ ( $H$ ) から推定される断面二次モーメント ( $I$ ) との関係を図 4-14 に示す。これより, 若干ばらつきが見られるものの両者は概ね一致することが分かる。したがって, 断面二次モーメント ( $I_g$ ) は躯体高さ ( $H$ ) により近似的に表現できると考えられる。なお, 断面二次モーメント ( $I_g$ ) に比べて躯体高さ ( $H$ ) の方が一次固有周期 ( $T$ ) との相関係数が大きいことから, 躯体高さ ( $H$ ) を説明変数として採用する。

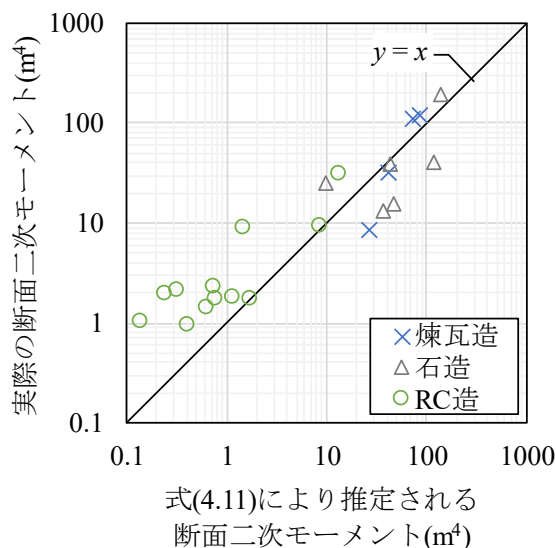


図 4-14 断面二次モーメントの実際の値と式(4.11)による推定値との関係

なお, 式(4.9)~(4.11)に用いられる係数が構造種別ごとに異なることから, 本項では一次固有周期の回帰推定式は構造種別ごとに分けて検討する。材料種別 ( $(\gamma/E)^{1/2}$ ) と断面二次モ

ーメント ( $I_g$ ) 以外の構造諸元と一次固有周期 ( $T$ ) の各要因間の相関係数マトリクスを構造種別ごとに表 4-8 に示す。

表 4-8 各要因間の相関係数マトリクス（構造種別ごと）

		$T$	$H$	$H/D$	$\theta$	$h/D_B$	$\mu$
$H$	煉瓦造灯台	0.98	–				
	石造灯台	0.99	–				
	RC造灯台	0.96	–				
$H/D$	煉瓦造灯台	0.97	0.98	–			
	石造灯台	0.90	0.87	–			
	RC造灯台	0.74	0.69	–			
$\theta$	煉瓦造灯台	0.95	0.99	0.99	–		
	石造灯台	0.10	0.18	-0.17	–		
	RC造灯台	-0.29	-0.26	-0.08	–		
$h/D_B$	煉瓦造灯台	-0.21	-0.11	0.04	0.02	–	
	石造灯台	-0.39	-0.49	-0.01	-0.67	–	
	RC造灯台	-0.35	-0.32	-0.04	0.44	–	
$\mu$	煉瓦造灯台	-0.50	-0.65	-0.60	-0.70	-0.24	–
	石造灯台	-0.71	-0.65	-0.93	0.21	-0.30	–
	RC造灯台	-0.39	-0.43	-0.36	-0.16	-0.04	–
$(\lambda/\lambda_0)^2$	煉瓦造灯台	0.50	0.64	0.60	0.70	0.24	-1.00
	石造灯台	0.72	0.66	0.92	-0.20	0.30	-1.00
	RC造灯台	0.39	0.43	0.39	0.13	0.03	-1.00

$|R|$ が0.7以上、かつ、5%水準で有意である場合。

$|R|$ が0.2以上0.7未満、かつ、5%水準で有意である場合。

表 4-8 より、一次固有周期 ( $T$ ) と強い相関が見られる構造諸元は、構造種別によらず躯体高さ ( $H$ ) とアスペクト比 ( $H/D$ ) であることが分かる。これに、煉瓦造灯台では勾配 ( $\theta$ )、石造灯台では、躯体質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ )、付加質量の影響による固有周期の変化度合い ( $(\lambda/\lambda_0)^2$ ) が加わる。いずれの構造諸元も互いに相関が見られることから、これらの構造諸元同士の関係について考察する。

#### b) 躯体高さ ( $H$ ) とアスペクト比 ( $H/D$ )

アスペクト比 ( $H/D$ ) と躯体高さ ( $H$ ) の関係を図 4-15 に示す。これより、RC 造灯台でばらつきが見られるものの、両者は構造種別ごとに比例関係にあることが分かる。式(4.9)に示すように、下端外径 ( $D$ ) は躯体高さ ( $H$ ) により近似的に表現できるため、アスペクト比 ( $H/D$ ) も躯体高さ ( $H$ ) により近似的に表現することが可能である。なお、アスペクト比 ( $H/D$ ) に比べて躯体高さ ( $H$ ) の方が一次固有周期 ( $T$ ) との相関係数大きいことから、躯体高さ ( $H$ ) を説明変数として採用する。

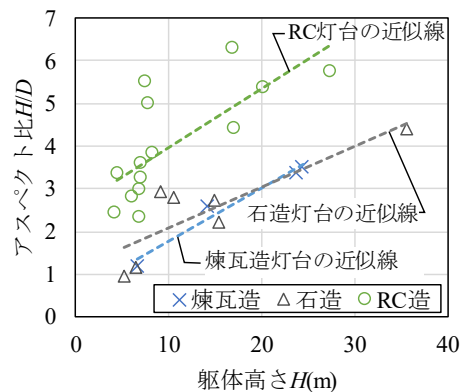


図 4-15 アスペクト比と躯体高さとの関係

### c) 躯体高さ ( $H$ ) と勾配 ( $\theta$ )

表 4-3 より、煉瓦造灯台の上端外径は概ね 4.5m であるため、勾配 ( $\theta$ ) は下端外径 ( $D$ ) と躯体高さ ( $H$ ) に依存することが分かる。前 b) 項で述べたように、下端外径 ( $D$ ) は躯体高さ ( $H$ ) により近似できるため、勾配 ( $\theta$ ) も躯体高さ ( $H$ ) により近似的に表現することが可能である。なお、勾配 ( $\theta$ ) に比べて躯体高さ ( $H$ ) の方が一次固有周期との相関係数が大きいことから、躯体高さ ( $H$ ) を説明変数として採用する。

一方、石造および RC 造灯台において、躯体高さ ( $H$ ) と勾配 ( $\theta$ ) との間に相関は見られなかった。石造灯台の上端外径は、煉瓦造灯台と同じく概ね 4.5m である。地蔵島灯台のみ上端外径が 2.33m であるが、これは地蔵島灯台の頂部には灯ろうがないためである。頂部に灯ろうがある場合には、建設当初の灯器としてフレネルレンズが採用された。このレンズ径が 1~3m 程度、メンテナンス用として肩幅 0.6m とすれば、灯室の内径として必要な最小寸法は 2.2~4.2m 程度となるため、灯塔内径も同程度の大きさが必要となる。灯塔内の階段幅や作業スペースも必要とされるため、躯体高さ ( $H$ ) が低いほど下端外径 ( $D$ ) も小さくなるとは限らず、下端外径 ( $D$ ) にも最小寸法が存在する。特に躯体高さ ( $H$ ) が 10m 以下の石造灯台では、この傾向が顕著であるため、石造灯台において躯体高さ ( $H$ ) と勾配 ( $\theta$ ) との間に有意な相関が見られなかったと考えられる。

RC 造灯台の上端外径は、1~4m の範囲でばらついている。RC 造灯台の頂部に採用される灯器は、建設年代が初期であればフレネルレンズ等の径の大きい灯器であったが、建設年代が新しくなるにつれて必要な光達距離が短いものが多くなるため、径の小さい灯器が多くなっている。径の小さい灯器は灯ろうを必要としない場合が多く、メンテナンス用の空間は頂部に踊り場を設ければ良い。頂部の灯器に合わせて RC 造灯台の上端外径が変動するため、RC 造灯台の躯体高さ ( $H$ ) と勾配 ( $\theta$ ) との関係には有意な相関が見られなかったと考えられる。

d) 躯体高さ ( $H$ )、アスペクト比 ( $H/D$ ) と質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ )、付加質量の影響による固有周期の変化度合い ( $(\lambda/\lambda_0)^2$ )

石造灯台における躯体の質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ ) と躯体高さ ( $H$ )、アスペクト比 ( $H/D$ ) との関係を図 4-16 に示す。これより、石造灯台の躯体高さ ( $H$ ) およびアスペクト比 ( $H/D$ ) が小さいほど躯体質量は小さくなるが、付加質量は大きくなるため、躯体質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ ) は大きくなることが分かる。付加質量の影響による固有周期の変化度合い ( $(\lambda/\lambda_0)^2$ ) は小さくなるため、一次固有周期 ( $T$ ) は長くなる傾向にある。なお、一次固有周期 ( $T$ ) との相関係数は躯体高さ ( $H$ ) が最も大きいことから、躯体高さ ( $H$ ) を説明変数として採用する。

一方、煉瓦造および RC 造灯台では、4 者の間に有意な相関が見られなかった。表 4-3 より、煉瓦造灯台は、頂部の付加質量の大きいときには躯体質量も大きいため  $\mu$  はほとんど変化しないことが分かる。RC 造灯台は、特に躯体高さが 10m 以下の範囲で非常にばらついている。躯体高さ 10m 以下の RC 造灯台は、頂部に径の小さい灯器が採用されている場合が多い。径の小さい灯器は軽量であり、上端外径を小さくすることができるものの、灯器のメンテナンス用の踊り場が必要となるため、付加質量は大きくばらつく。このため、煉瓦造および RC 造灯台における 4 者の間には、有意な相関が見られなかったと考えられる。

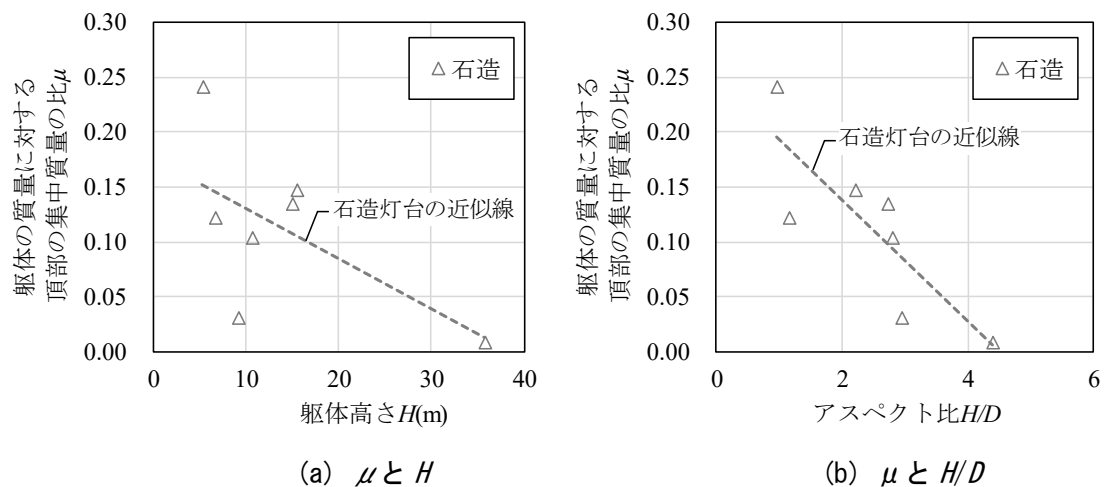


図 4-16 石造灯台における躯体の質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ ) と 躯体高さ ( $H$ )、アスペクト比 ( $H/D$ ) との関係

e) 基礎径 ( $D_B$ ) に対する埋込み深さ ( $h$ ) の比 ( $h/D_B$ )

表 4-8 より、4.2.1 項で挙げた構造諸元のうち基礎径 ( $D_B$ ) に対する埋込み深さ ( $h$ ) の比 ( $h/D_B$ ) のみ、一次固有周期 ( $T$ ) との有意な相関係数が得られなかった。これは、表 4-3 に示すほとんどの灯台の地盤が、岩盤あるいは N 値の大きい良好な地盤であったためと考えられる (注 2) ~ (注 13)。

#### 4.2.3 回帰分析による一次固有周期の回帰推定式の提案

以上の検討結果に基づき、一次固有周期 ( $T$ ) を目的変数とした回帰分析の説明変数には、躯体高さ ( $H$ ) のみを採用する。なお、躯体高さ ( $H$ ) が 0 のときの一次固有周期 ( $T$ ) が負となることはないため、切片は 0 以上の値とした。

回帰分析結果を表 4-9 に示し、一次固有周期の実測値と回帰推定式(4.12)および回帰推定式の 95%予測区間を図 4-17 に示す。95%予測区間は、式(4.13)により求めたもので、今後常時微動測定によって実測される既存灯台の一次固有周期のうち 95%はこの区間内の値を採ると考えられる。

$$T = \begin{cases} 0.019 \cdot H + 0.007 & (\text{煉瓦造灯台}) \\ 0.014 \cdot H + 0.015 & (\text{石造灯台}) \\ 0.013 \cdot H & (\text{RC 造灯台}) \end{cases} \quad (4.12)$$

ここで、 $T$  : 一次固有周期 (sec)

$H$  : 躯体高さ (m)

表 4-9 回帰推定式 (4.12) の分析結果

		式(4.12)		
		煉瓦造灯台	石造灯台	RC 造灯台
補正 $R^2$		0.956	0.955	0.950
躯体高さ ( $H$ )	係数 ( $p$ )	0.019 (0.000)	0.014 (0.000)	0.013 (0.000)
切片	係数 ( $p$ )	0.007 (0.806)	0.015 (0.321)	0.000 (—)
標準誤差		0.031	0.030	0.016
誤差分散		0.001	0.001	0.000
$p$		0.000	0.000	0.000

※ 補正  $R^2$  とは、説明変数の数と標本数による見かけ上の当てはまりの良さを補正した決定係数 ( $R^2$ ) である。

$$T_{i(95)} = \hat{y}_i \pm s_i \cdot t_{(0.05)} \quad (4.13)$$

$$s_i = \sqrt{V_e \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{n} + \frac{(\hat{x}_i - \bar{x})^2}{\sum_{j=1}^n x_j^2} \right\}} \quad (4.14)$$

$$V_e = \frac{1}{n-2} \cdot \sum_{j=1}^n (y_j - \hat{y}_j)^2 \quad (4.15)$$

ここで、 $T_{i(95)}$  :  $\hat{y}_i$  の 95% 予測区間の境界値

$\hat{y}_i$  : 式(4.12)による  $H = \hat{x}_i$  のときの一次固有周期

$s_i$  :  $\hat{x}_i$  の標準誤差

$t_{(0.05)}$  : 式(4.8)において  $p=0.05$  となる  $t_a$  値

$V_e$  : 残差分散

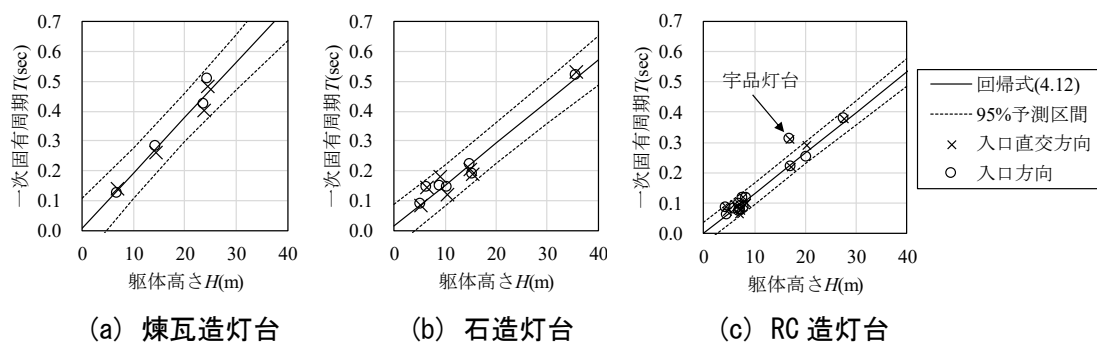


図 4-17 一次固有周期の実測値と回帰推定式(4.12)による推定値との関係

なお、宇品灯台（RC 造）の一次固有周期の実測値は、回帰分析の標本から棄却している。これは、基礎部あるいは灯塔の損傷、軟弱地盤（ $N$  値が 5 程度）との相互作用などにより、他の既存灯台と比べて宇品灯台の一次固有周期が長くなっている可能性があるためである。このような状況にある宇品灯台の一次固有周期の実測値は、図 4-17(c)に示すように回帰推定式(4.12)の 95%予測区間外にあることが分かった。このことは、回帰推定式(4.12)が簡単でより精度よく既存灯台の一次固有周期を推定できるのみならず、その健全性を振動特性の観点から評価できる可能性を示唆している。

#### 4.2.4 提案する回帰推定式の推定精度

入口直交方向の一次固有周期の実測値と、従来の設計用一次固有周期推定式(4.1)および式(4.2)、本章で提案する回帰推定式(4.12)による推定値との関係を図 4-18 に示す。実測値と推定値との残差平方和も併記する。また、一次固有周期の実測値と推定値との推定誤差率の躯体高さに対する分布を図 4-19 に示す。

回帰推定式(4.17)の残差平方和が 0.015 であることから、回帰推定式(4.12)は、従来の設計用一時固有周期推定式(4.2)と同等以上の推定精度で既存灯台の一次固有周期を推定できることが示された。さらに、回帰推定式(4.12)に用いるパラメータは躯体高さ  $H$  のみであり、非常に簡単な式である。しかし、図 4-19 に示すように、式(4.2)、回帰推定式(4.12)ともに、低い灯台ほど推定誤差率が大きいことから、回帰推定式(4.12)の汎用性については今後も継続して振動実験データを蓄積し、検討を重ねる必要がある。

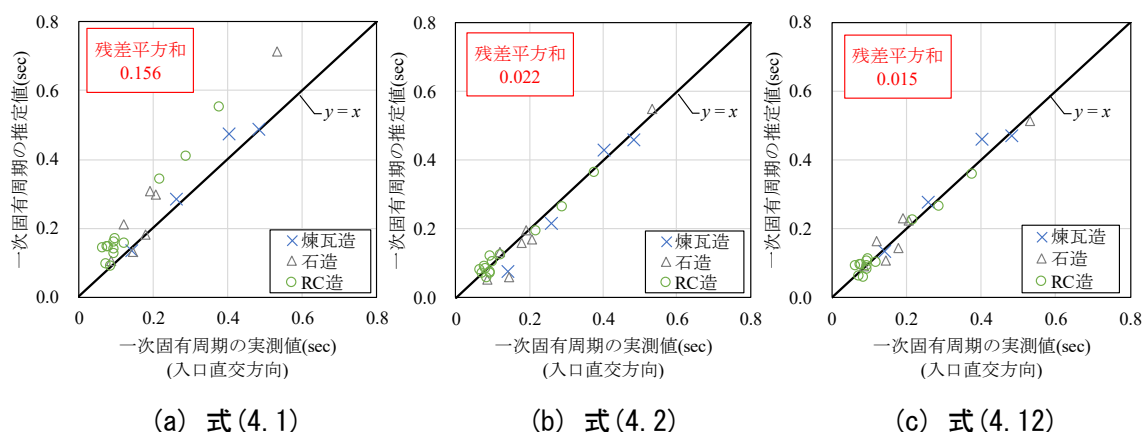


図 4-18 一次固有周期の実測値と推定値との関係

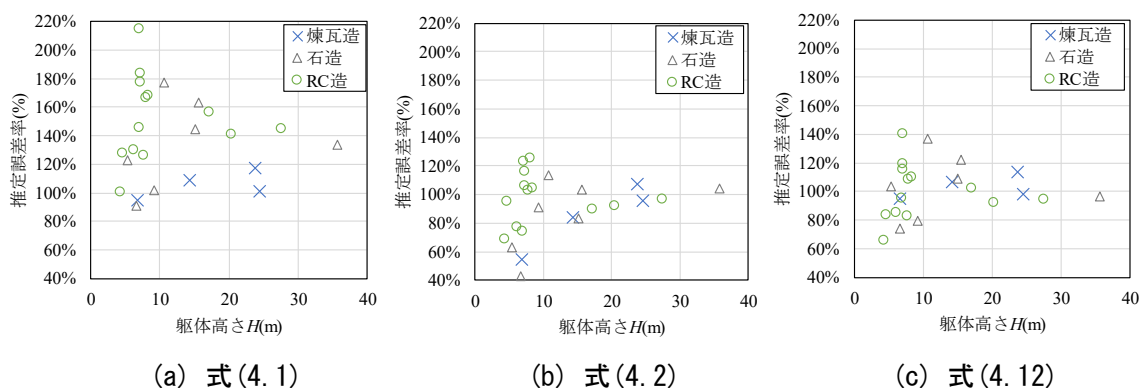


図 4-19 一次固有周期の実測値と推定値との推定誤差率の躯体高さに対する分布

### 4.3 まとめ

本章では、煉瓦造灯台 4 基、石造灯台 7 基、RC 造灯台 14 基の既往の研究と振動実験結果に基づき、既存灯台の一次固有周期の実測値と従来の設計用一次固有周期推定式による推定値とを比較することで、従来の設計用一次固有周期推定式の推定精度を明らかにした。さらに、既存灯台の特徴である付加質量を含めた様々な構造諸元と一次固有周期との関係を明らかにすることで、簡単でより精度の高い既存灯台の一次固有周期推定式の提案を試みた。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 既存灯台の一次固有周期について、第 2 期（1997 年～2016 年）の基準における設計用一次固有周期推定式(4.1)による推定値は、構造種別によらず実測値よりも長く評価される傾向にある。なお、実測値と推定値の残差平方和は、0.156 である。
- 2) 既存灯台の一次固有周期について、第 3 期（2017 年以降）の基準における設計用一次固有周期推定式(4.2)による推定値は、低い煉瓦造および石造灯台で実測値よりも短く評価される傾向にある。なお、実測値と推定値の残差平方和は、0.022 である。
- 3) 既存灯台の一次固有周期 ( $T$ ) と強い相関が見られた構造諸元は、以下のとおりである。  
 煉瓦造灯台：躯体高さ ( $H$ )、断面二次モーメント ( $I_g$ )、アスペクト比 ( $H/D$ )、勾配 ( $\theta$ )  
 石造灯台： $H$ ,  $I_g$ ,  $H/D$ , 躯体質量に対する頂部の付加質量の比 ( $\mu$ ),  
           付加質量の影響による固有周期の変化度合い  $((\lambda/\lambda_0)^{1/2})$   
 RC 造灯台： $H$ ,  $I_g$ ,  $H/D$   
 これらの構造諸元は、互いに相関関係にある。
- 4) 回帰分析の結果、既存灯台の一次固有周期の回帰推定式として式(4.12)を提案した。回帰推定式(4.12)に用いるパラメータは躯体高さ  $H$  のみであり、非常に簡単な式である。さらに、実測値と推定値の残差平方和は従来の設計用一次固有周期推定式(4.1), (4.2)に比べて小さく、最も高精度に既存灯台の一次固有周期を推定できることが示された。

$$(再掲) T = \begin{cases} 0.019 \cdot H + 0.007 & (\text{煉瓦造灯台}) \\ 0.014 \cdot H + 0.015 & (\text{石造灯台}) \\ 0.013 \cdot H & (\text{RC 造灯台}) \end{cases} \quad (4.12)$$

ここで、 $T$ ：既存灯台の一次固有周期 (sec)

$H$ ：躯体高さ (m)

- 5) 基礎部あるいは灯塔の損傷、軟弱地盤 ( $N$  値が 5 程度) との相互作用などにより一次固有周期が長くなっている可能性のある宇品灯台が、回帰推定式(4.12)の 95%予測区間外にあることから、同式によって既存灯台の健全性を振動特性の観点から評価できる可能性が示唆された。



## 第5章 強震観測に基づく既存灯台の地震時挙動に関する検討

1.4.3 既存灯台の地震時挙動に関する研究では、既存灯台の地震時における揺れの大きさを予測するためには、一次固有振動数と一次減衰定数の地震時挙動を実測により明らかにする必要があることを指摘した。そこで、本章では、鹿嶋灯台の約3年にわたる強震観測結果を分析し、その一次固有振動数および一次減衰定数の地震時挙動を明らかにする。

### 5.1 観測対象

観測対象は、茨城県にある鹿嶋灯台（RC造，1971年竣工）である。鹿嶋灯台の外観を図5-1に示す。地上から灯室床レベルまでの躯体高さは27.05m，下端外径は4.80m，下端内径は4.00mであり，下部から上部に向かって直径が緩やかに変化（外径変化率：-234mm/m，内径変化率：-157mm/m）する。壁厚は下端で0.40m，上端で0.20m，内部の踊り場と内壁はRC造，階段は鉄骨造，基礎は直接基礎である。灯塔西側には付属舎が併設されているが，EXPJによって構造的に灯塔と分離されている。



(a) 夜間の外観

(b) 昼間の外観

図5-1 鹿嶋灯台（1971年竣工，RC造）の外観

長期観測実施に当たり、2014年11月15日に目視調査を行った。目視調査結果を図5-2に示す。灯塔のGL+2.95m, 4.20m, 7.95m, 11.70m, 15.45m, 19.20m, 22.95mの高さに、内外ともに同位置で周方向のひび割れが確認されている。これらのひび割れは、概ね等間隔に存在していることから、コンクリートの打継位置に生じたものと考えられる。GL+4.2m, 11.70mの高さに存在するひび割れは、赤褐色の析出物を伴っており（図5-3(a)）、2013年に修繕工事が行われている。同ひび割れの南西面の一部をはつり取った結果、ひび割れ位置に豆板が確認されている（図5-3(b)）。はつり箇所の鉄筋に錆は認められない（図5-3(c), (d)）ことから、同ひび割れの赤褐色の析出物は赤色砕石（図5-3(d)）から発生したものであると考えられている。なお、はつり箇所は、モルタルで復旧されている。

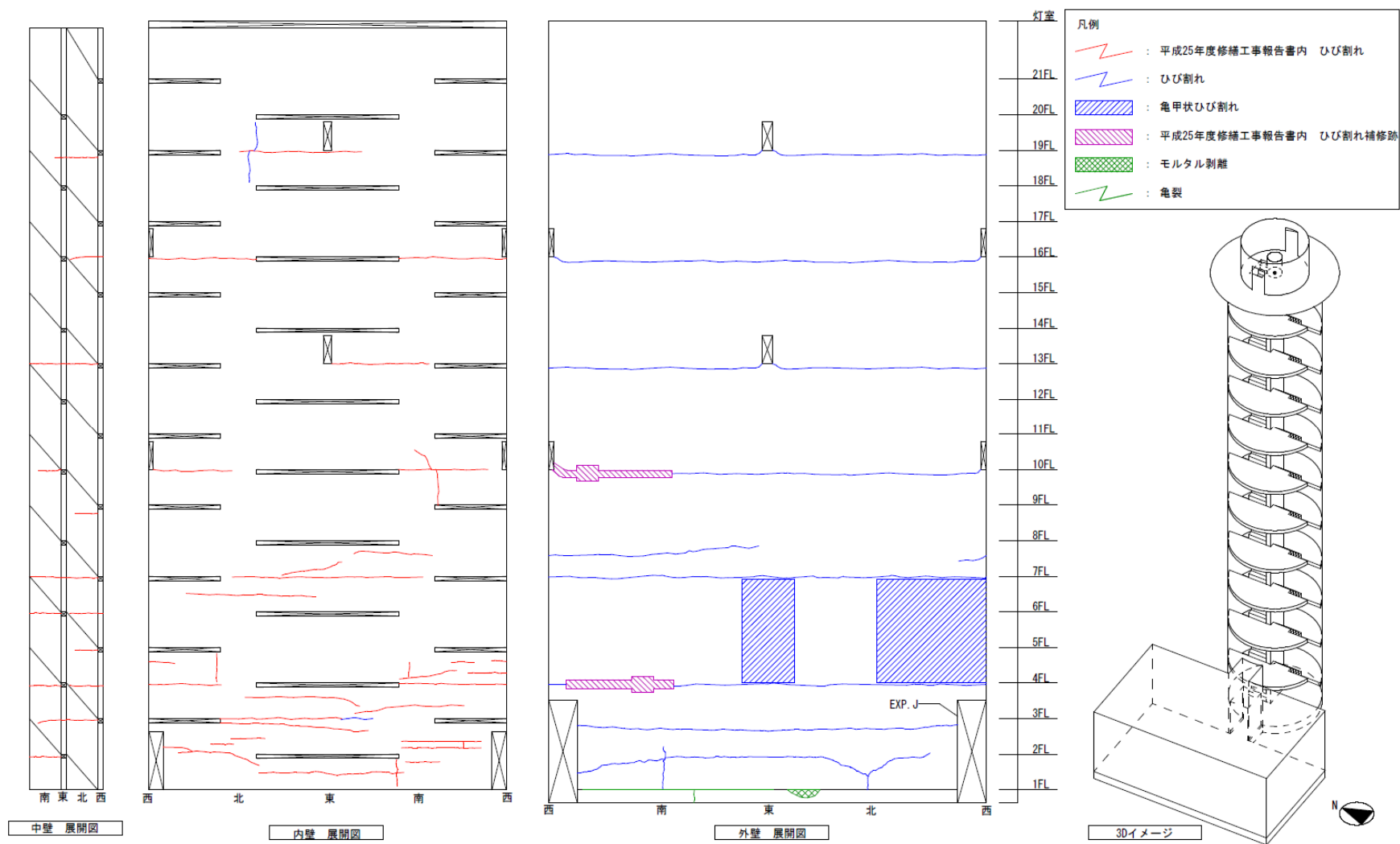


図 5-2 鹿嶋灯台の目視調査結果

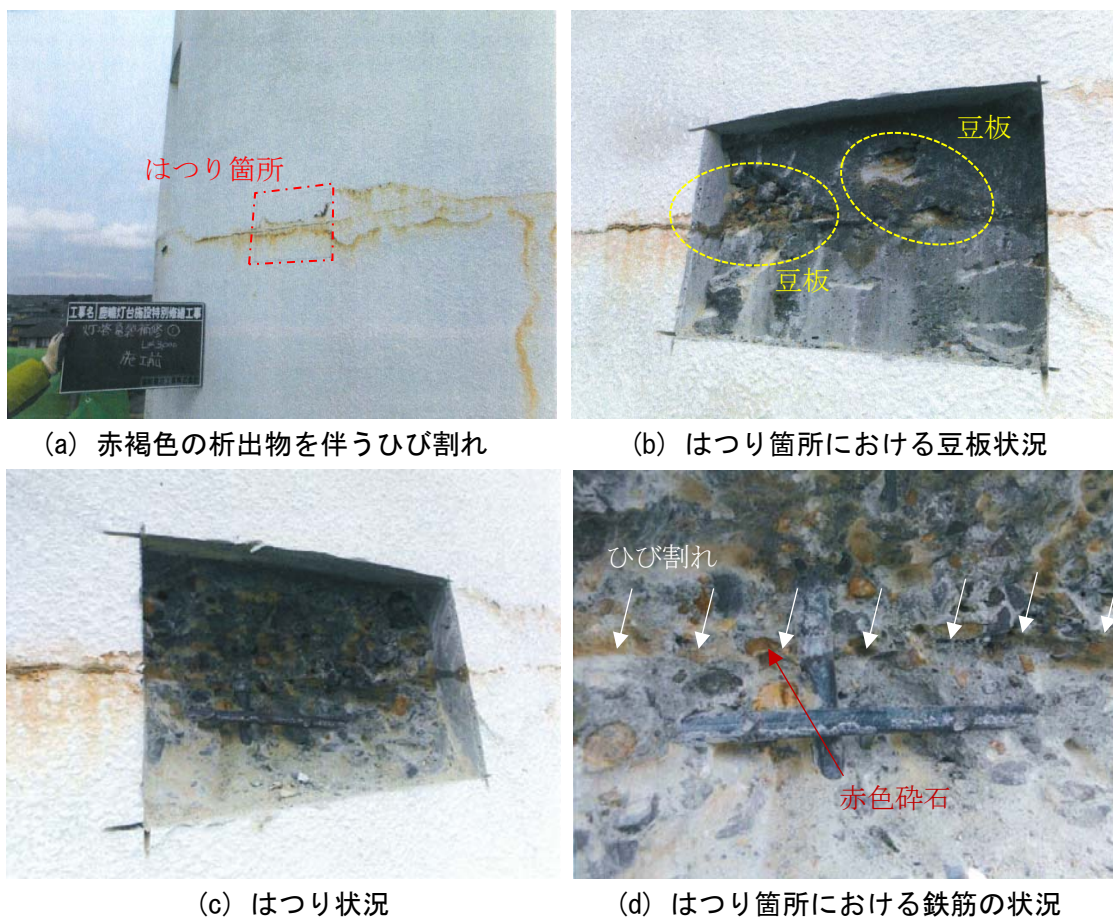


図 5-3 GL+11.70m の高さに生じたひび割れの状況（2013 年度の修繕工事時）

（写真：2013 年度の修繕工事における写真帳<sup>1)</sup>より）

## 5.2 観測概要

本節では、観測方法の概要を述べる。本観測では、南北方向を X 軸（南を正）、東西方向を Y 軸（東を正）、上下方向を Z 軸（上を正）としている。

### 5.2.1 常時微動測定概要

長期観測実施に当たり、鹿嶋灯台の基本振動特性を明らかにするため、2014 年 12 月 15 日 14 時 50 分から地盤と灯塔の常時微動測定を実施した。地盤の常時微動特性には小型換振器を用いた。小型換振器の設置位置は、鹿嶋灯台から南に 24.51m の位置とした（図 5-4）。サンプリング周波数は 100Hz とし、1 時間測定した。

灯塔の常時微動測定には、加速度計とアナログ入力モジュールを用いた。加速度計設置位置を図 5-5 に示す。なお、S11 は水平 1 成分と上下 1 成分、その他は水平 2 成分と上下 1 成分を測定した。サンプリング周波数は 200Hz とし、1 時間測定した。



図 5-4 鹿嶋灯台の地盤の常時微動測定における小型換振器の設置状況

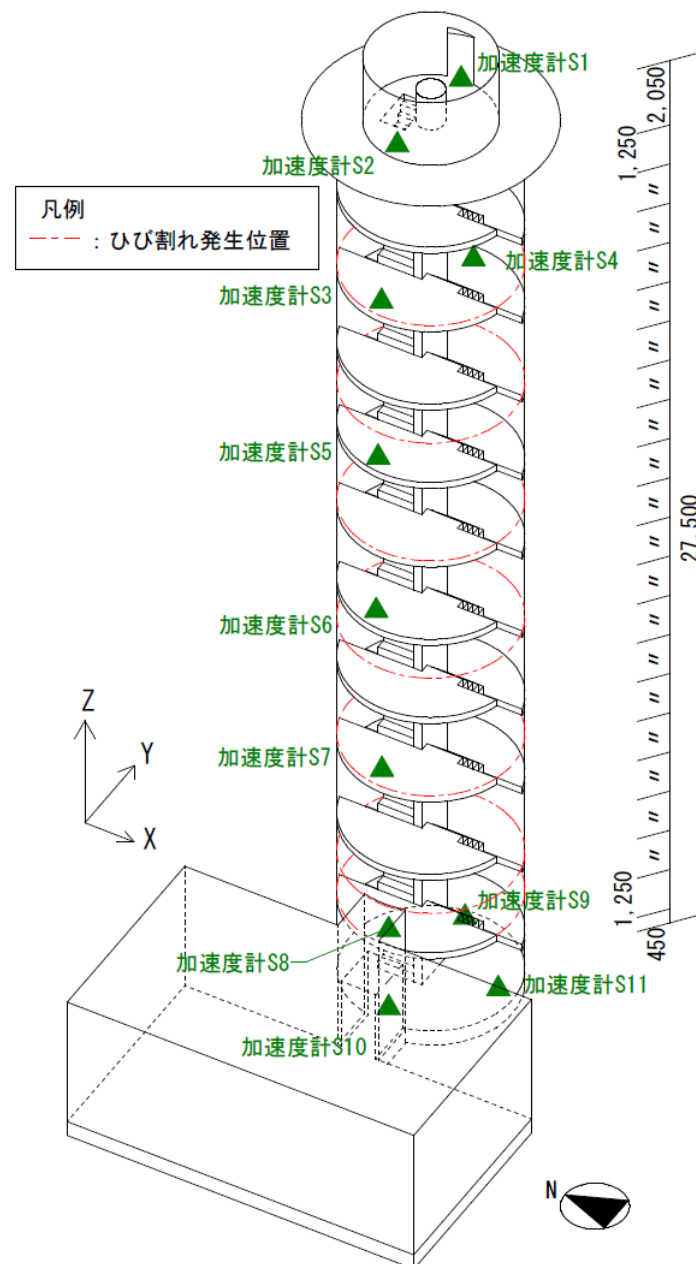


図 5-5 鹿嶋灯台の常時微動測定における加速度計設置位置（単位：mm）

### 5.2.2 強震観測概要

各種センサの設置位置を図 5-6 に、設置状況を図 5-7 に示す。

静的特性を観測するため、変位計（標点間距離 100mm）による GL+19.20m (No.1), 11.70m (No.2), 4.20m (No.3) の高さに生じた屋内側ひび割れ幅の測定、傾斜計による灯台全体の傾斜角の測定（灯室で 2 方向）、T 熱電対による GL+11.70m (No.1), 4.20m (No.4) の高さの屋内温度、および GL+11.70m の高さの北側 (No.2), 南側 (No.3) の屋内側壁内温度の測定を行っている（図 5-6）。壁内への熱電対の挿入深さは、屋内側から約 10mm である。サンプリング間隔は 10 分とした。ひび割れ幅と傾斜角は、2015 年 3 月 19 日 11 時の値を基準値 0 として設定した。変位計は、ひび割れ幅が開く方向を正とした。傾斜角は、南北方向を X 軸（南を正）、東西方向を Y 軸（東を正）とした。

動的特性を観測するため、加速度計 No.1 と No.6 は水平 2 成分と上下 1 成分、No.2 は X 方向 1 成分、No.3 と No.4 は水平 2 成分、No.5 は Y 方向 1 成分の測定を行っている（図 5-6）。サンプリング周波数は 200Hz とした。

2015 年 3 月 18 日から 2018 年 5 月 17 日の期間のデータを収集、分析しており、以降のデータも継続して収集している。

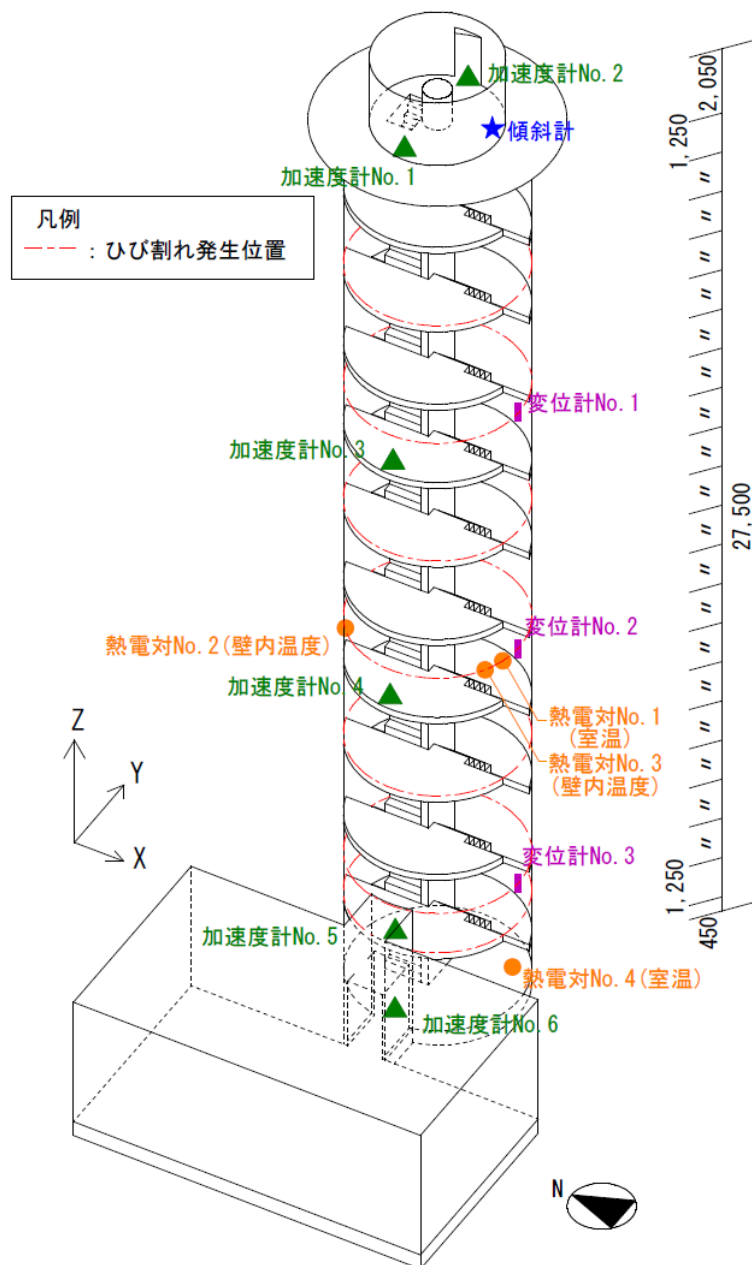


図 5-6 鹿嶋灯台の強震観測における各種センサ設置位置（単位：mm）





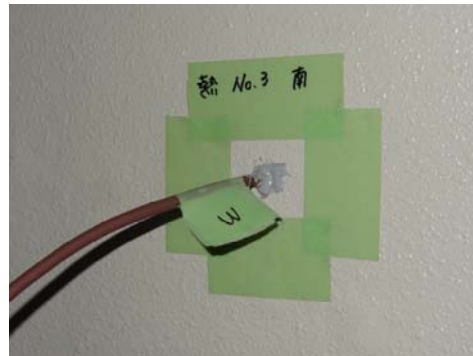
(a) 加速度計



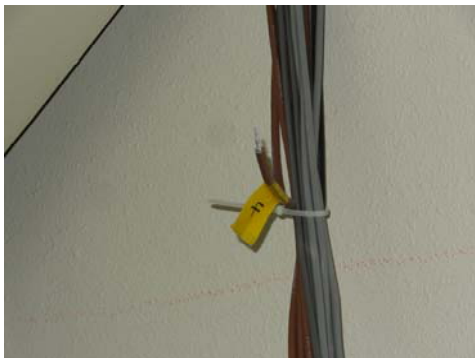
(b) 傾斜計



(c) 開口変位計



(d) T 熱電対（壁内温度）



(e) T 熱電対（室内温度）



(f) 記録装置

図 5-7 鹿嶋灯台の強震観測における各種センサの設置状況

### 5.3 常時微動測定結果

#### 5.3.1 地盤の振動特性

地盤の H/V スペクトル比を図 5-8 に示す。H/V スペクトル比は、計測波形を 16,384 点ずつに分割したデータをアンサンブル平均して求めた。なお、ハニング窓によるデータ補正を行い、スペクトルの平滑化は行わなかった。解析対象としたデータは 1 時間分とし、50%ずつオーバーラップさせた。

図 5-8 より、推定される地盤の卓越振動数は、小型換振器の測定周波数（0.2～42Hz）外と電気ノイズの可能性の高い 50Hz 付近を除外すれば、8.42Hz である。したがって、地盤種別は第一種地盤であると考えられる<sup>2),3)</sup>。



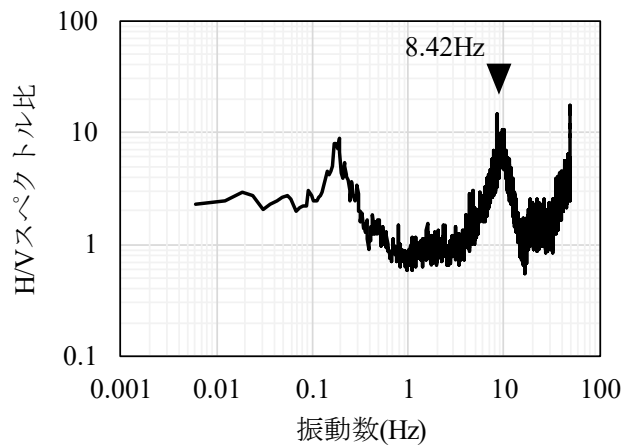


図 5-8 鹿嶋灯台の地盤の H/V スペクトル比

### 5.3.2 灯塔の振動特性

灯塔の振動特性を明らかにするため、加速度計 S2（灯室）、S6（GL+12.5m）、S10（1FL）のフーリエスペクトルを図 5-9 に示す。フーリエスペクトルは、H/V スペクトルと同様の条件で算出した。ただし、計測波形は 32,768 点ずつに分割した。

図 5-9 より推定された地盤の影響を含む固有振動数を表 5-1 に示す。

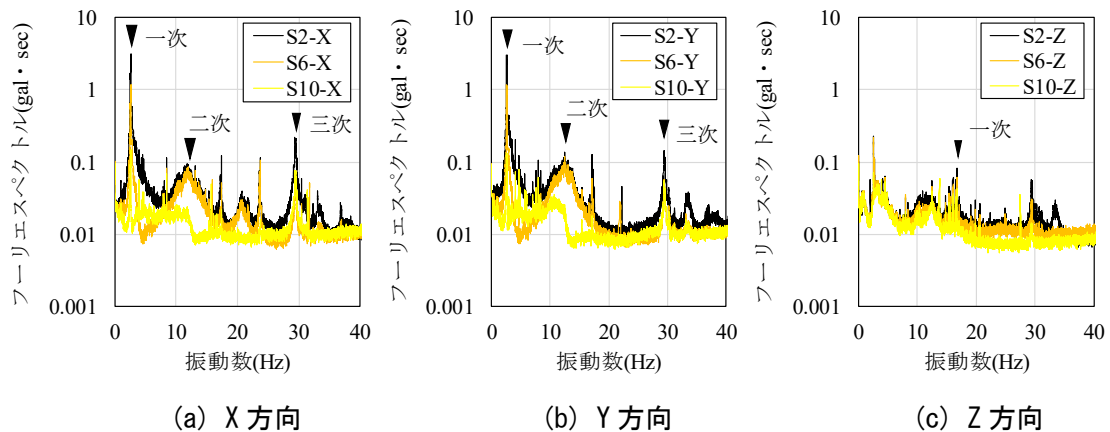


図 5-9 鹿嶋灯台の各点のフーリエスペクトル

表 5-1 常時微動測定により推定された鹿嶋灯台の振動特性

	固有振動数(Hz)			備考
	一次	二次	三次	
X 方向	2.62	11.72	29.42	
Y 方向	2.61	12.47	29.42	
Z 方向	16.67	24.90	—	一次：剛体振動モード 二次：一様伸縮振動モード
ねじれ方向	20.68	—	—	

また、灯塔のねじれ振動を明らかにするため、加速度計 S1 と S2（灯室）、S9 と S10（1FL）の X 方向の相対加速度（S1、S9 の X 方向加速度と S2、S10 の X 方向加速度の差）を算出した。相対加速度のフーリエスペクトルを図 5-10 に示す。これより、灯塔のねじれ方向の固有振動数は、20.68Hz と推定される。

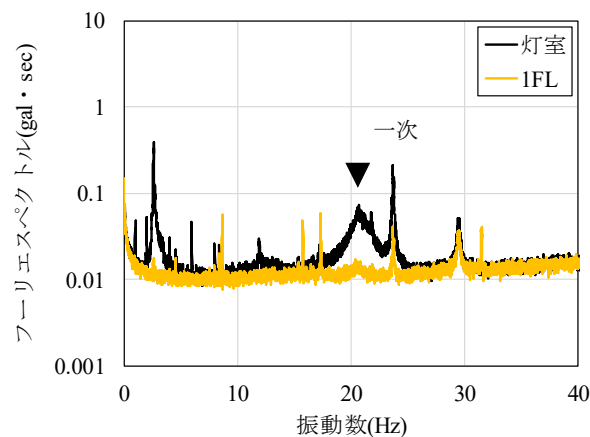


図 5-10 鹿嶋灯塔のねじれ方向のフーリエスペクトル

灯塔の Z 方向の伸縮振動を明らかにするため、加速度計 S10（1FL）に対する S2（灯室）の Z 方向の伝達関数を図 5-11 に示す。これより、Z 方向の伸縮振動の固有振動数は、24.90Hz と推定される。

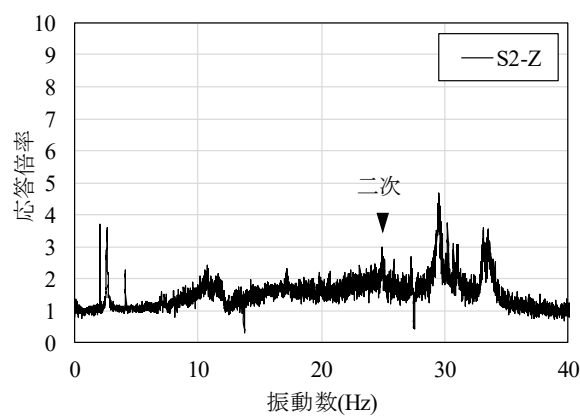


図 5-11 鹿嶋灯塔の Z 方向の伝達関数

次に、RD 法<sup>4)</sup>、ハーフパワー法<sup>5)</sup>を用いて灯室 (S2) における一次減衰定数を評価する。RD 法では、得られたランダムな応答波形の極大値が初期値となるように波形を 10 秒間の小サンプルに分割し、これを 1 ピークずつずらしながら重ね合わせる。そうすることによって、ランダム成分が消えて自由振動成分のみが残り、その自由振動波形（以下、RD 波形という）の 2 周目から約 10 秒間の極大値を結ぶ包絡線を指数関数  $\exp(-h_1\omega_0 t)$  で最小二乗近似して減衰定数  $h_1$  を推定する。ここで、 $\omega_0$  は一次の固有角振動数(rad/sec)、 $t$  は経過時間(sec)である。一次減衰定数を推定するため、応答波形に対して X 方向は 2.62Hz、Y 方向は 2.61Hz を中心振動数としたバンド幅 1.0Hz のフィルター処理を行った後、小サンプルを 9000 個以上重ね合わせて得られた RD 波形を図 5-12 に示す。これより、一次減衰定数は、X 方向で 0.89%、Y 方向で 0.94%と推定される。

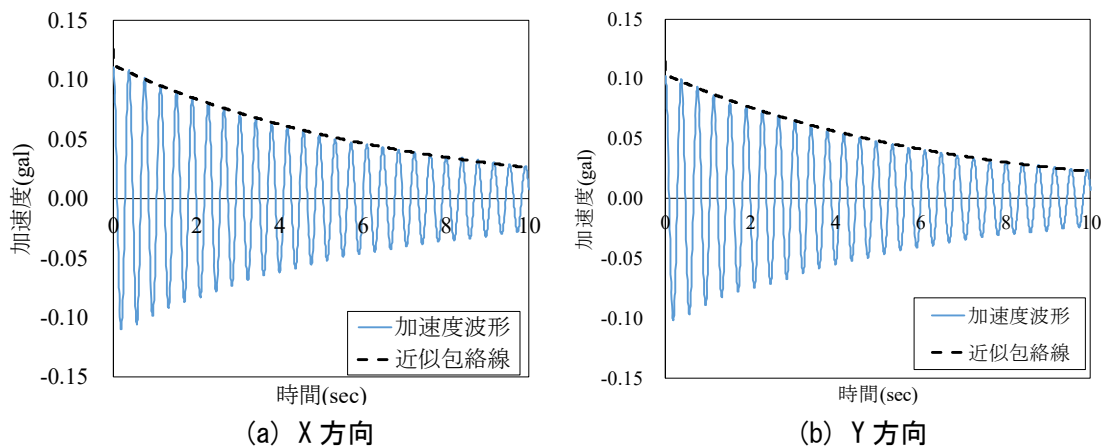


図 5-12 鹿嶋灯台の RD 波形 (S2)

ハーフパワー法では、灯室 (S2) のパワースペクトルにより推定された一次固有振動数  $f_0$  とその両側に  $f_0$  の振幅の 1/2 となる振動数  $f_1$ 、 $f_2$  を用いて式(5.1)により一次減衰定数  $h_1$  を推定する。なお、本法によって推定される減衰定数は、窓関数の使用やスペクトルの平滑化の程度に依存するため、両者は行わないものとした。本法により推定された一次減衰定数は、X 方向で 1.01%、Y 方向で 0.99%であり、RD 法によるそれらと概ね同じであった。

$$h_1 = \frac{f_2 - f_1}{2 \cdot f_0} \quad (5.1)$$

ここで、 $h_1$  : 一次減衰定数

$f_0$  : 伝達関数により推定された一次固有振動数 (Hz)

$f_1$  :  $f_0$  の左側において  $f_0$  の振幅の 1/2 となる振動数 (Hz)

$f_2$  :  $f_0$  の右側において  $f_0$  の振幅の 1/2 となる振動数 (Hz)

## 5.4 強震観測結果

観測期間中（2015年3月18日～2018年5月17日）には，防災科学技術研究所地震観測網 K-NET：IBR018（灯台より約4km 南西に位置する）で計測震度0.5（気象庁震度階1）以上の地震が170回観測されており，最大計測震度は3.8（気象庁震度階4）である。

### 5.4.1 観測地震動の概要

計測震度3.0（気象庁震度階3）以上が観測された地震は，表5-2に示す11波であった。入力された地震波の特性を明らかにするため，各地震時に加速度計No.6（1FL）で観測された地震波の加速度応答スペクトルを図5-13に示す。このとき，減衰定数は5.3.2項から1%と仮定した。

図5-13より，比較的遠方で発生した地震No.13，No.98およびNo.138は，鹿嶋灯台の一次固有周期よりも長周期な成分が，その他比較的近傍で発生した地震は，鹿嶋灯台の一次固有周期以下の短周期な成分が卓越していることが分かる。

表 5-2 K-NET：IBR018 で震度 3.0 以上が観測された地震

地震 No.	K-NET：IBR018						加速度計 No.6 の 最大応答加速度(gal)			加速度計 No.1 の 最大応答加速度(gal)		
	発生日時	計測 震度	震央距離 (km)	震源深さ (km)	マグニ チュード		X 方向	Y 方向	Z 方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
10	2015/ 5/25 14:28:29	3.4	90	56	M5.5		98.2	85.8	41.9	262.1	199.8	41.7
13	2015/ 5/30 20:26:52	3.0	900	682	M8.1		12.1	11.4	5.6	60.0	57.6	7.0
42	2015/11/22 08:20:38	3.0	50	52	M4.8		22.0	32.9	16.3	68.4	98.4	19.3
58	2016/ 5/16 21:23:15	3.5	67	42	M5.5		99.1	118.6	43.4	368.3	365.7	99.4
93	2016/10/20 11:50:01	3.8	16	37	M5.3		82.0	45.0	17.6	360.1	144.7	56.4
97	2016/11/21 06:59:32	3.0	32	17	M5.0		23.4	23.6	10.1	92.6	143.2	21.7
98	2016/11/22 06:00:22	3.6	176	25	M7.4		29.7	27.1	10.7	135.4	136.4	14.6
105	2016/12/28 21:39:07	3.1	83	11	M6.3		16.1	13.2	8.1	80.7	60.1	14.7
118	2017/ 2/19 18:19:07	3.2	28	52	M5.4		33.8	37.2	8.9	127.7	177.9	16.6
138	2017/ 8/ 2 02:02:24	3.4	92	9	M5.5		28.6	25.9	8.6	132.4	136.8	13.7
167	2018/ 3/30 08:17:45	3.1	47	42	M5.5		16.7	20.9	9.0	51.6	73.1	12.9

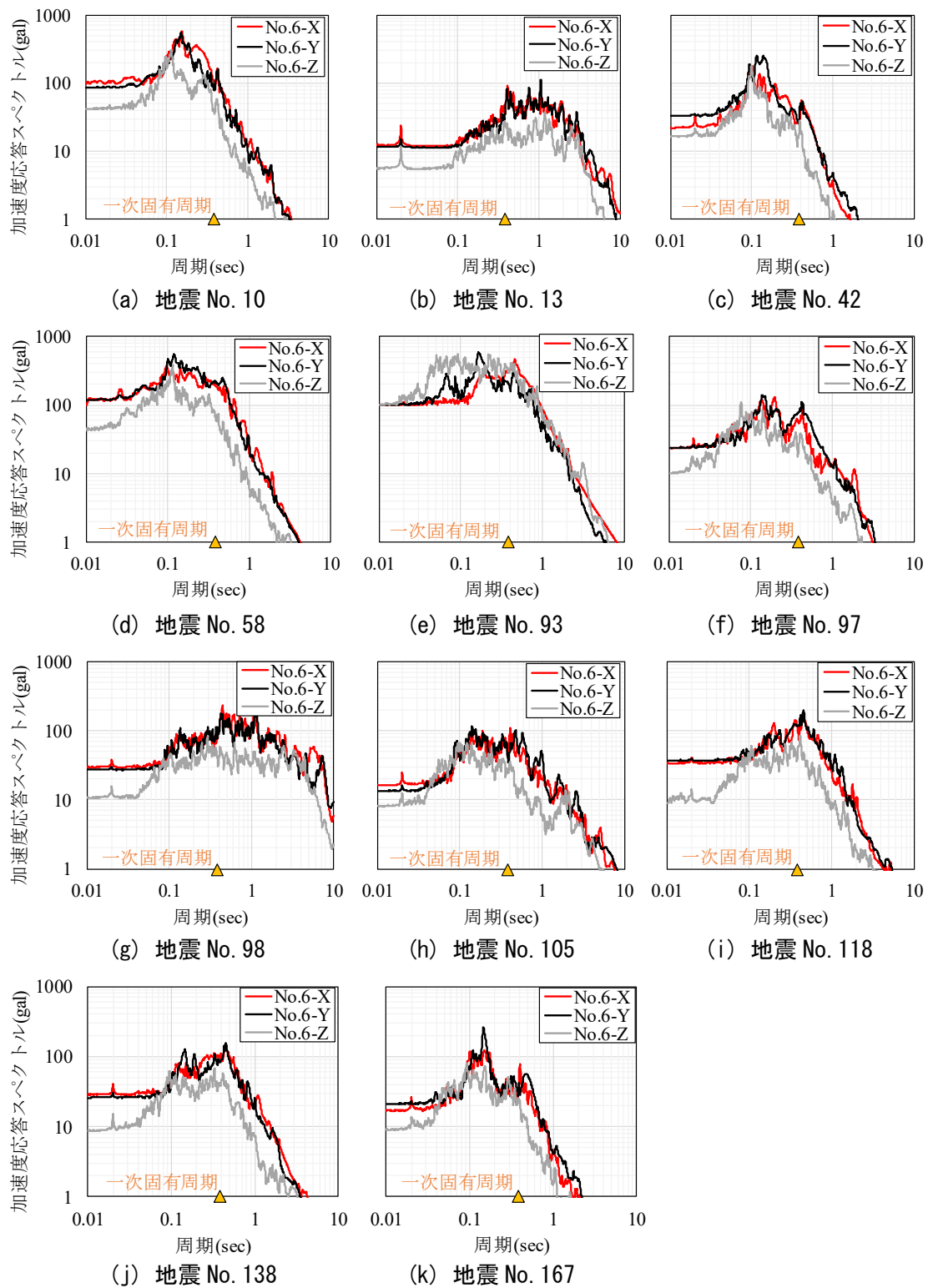


図 5-13 加速度 No. 6 (1FL) における地震動の加速度応答スペクトル

#### 5.4.2 一次固有振動数と一次減衰定数の地震時挙動

地震発生直前と地震時における一次固有振動数，一次減衰定数と灯室（加速度計 No.1）の加速度との関係をそれぞれ図 5-14，図 5-15 に示す。

一次固有振動数は，灯室（加速度計 No.1）のフーリエスペクトルから推定した。一次減衰定数は，地震発生直前の常時微動時においては RD 法<sup>4)</sup>，地震時には 1FL（加速度計 No.6）に対する灯室（加速度計 No.1）の伝達関数を 1 自由度系の伝達関数（式(5.2)）でカーブフィットしたもの（以下，カーブフィット法という）<sup>5),6)</sup>から推定した。なお，周波数解析における解析範囲は，地震の継続時間に合わせて変動させた。カーブフィット法では，観測結果による伝達関数のばらつきが大きいため，0.05Hz の Parzen 窓により平滑化した。加速度の大きさは，地震発生直前の常時微動時においては 1 時間の RMS 値，地震時には絶対加速度の最大値とした。

$$|H(\omega)| = \sqrt{\frac{1+4 \cdot h_1^2 \cdot (\omega/\omega_0)^2}{\{1-(\omega/\omega_0)^2\}^2 + 4 \cdot h_1^2 \cdot (\omega/\omega_0)^2}} \quad (5.2)$$

ここで， $|H(\omega)|$ ：応答倍率

$h_1$ ：一次減衰定数

$\omega$ ：円振動数（rad/s）

$\omega_0$ ：固有円振動数（rad/s）

一次固有振動数は，加速度が多いほど低下するといった振幅依存性があり，地震時には常時微動時に比べて 1～15%低下することが明らかとなった。一方，一次減衰定数には，明確な振幅依存性が見られず，0.2～2.0%でばらついていることが分かった。小原ら<sup>7)</sup>は，常時微動測定と自由振動実験による既存灯台の一次減衰定数が 1～4%であったことから，大地震時には 2～5%の一次減衰定数が妥当であると言及しているが，図 5-15 によれば振動振幅の増大に伴い一次減衰定数が増加する傾向は見られなかった。

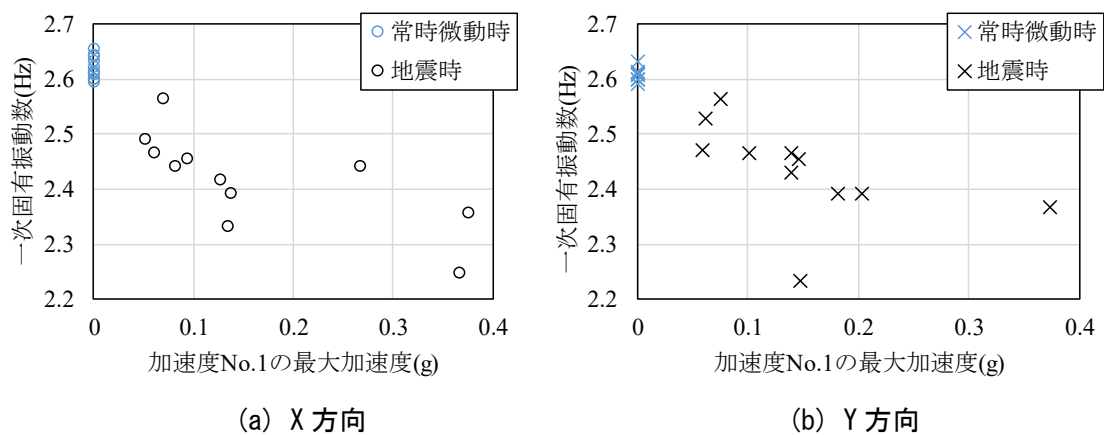


図 5-14 地震時における一次固有振動数と灯室（加速度計 No. 1）の加速度との関係

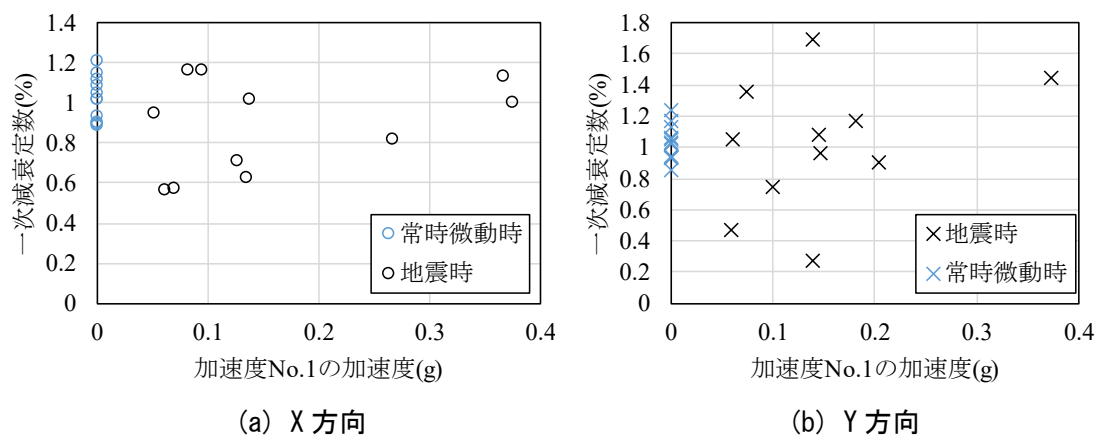


図 5-15 地震時における一次減衰定数と灯室（加速度計 No. 1）の加速度との関係

## 5.5 まとめ

本章では、鹿嶋灯台（1971 年竣工，RC 造）の約 3 年間にわたる強震観測結果に基づき，その一次固有振動数および一次減衰定数の地震時挙動を明らかにした。本章で得られた知見を以下に示す。

### 1) 一次固有振動数

計測震度 3～4（気象庁震度階 3～4）程度の地震時において，加速度が多いほど低下するといった振幅依存性があり，地震時には常時微動時に比べて 1～15%低下することが明らかとなった。

### 2) 一次減衰定数

計測震度 3～4（気象庁震度階 3～4）程度の地震時において，明確な振幅依存性が見られず，0.2～2.0%でばらついていることが分かった。

## 第 6 章 長期観測に基づく既存灯台の静的・動的特性に関する検討と補強効果

1.4.4 既存灯台の静的・動的特性に関する研究では、既存灯台において静的・動的特性の変化から経年変化や補強効果を確認するためには、損傷の有無によらない日常的な変動の傾向を実測により定性的・定量的に明らかにする必要があることを指摘した。そこで、本章では、鹿嶋灯台の静的・動的特性の長期観測に基づき、日常的な変動の定性的・定量的傾向を明らかにする。そして、一次固有周期推定式に含まれる測定時期や時間帯による影響を明らかにし、補強工事が行われた既存灯台の補強前後における一次固有振動数の変化から、その補強効果を検証する。また、補強工法の違いが既存灯台の振動特性に与える影響について検討する。

### 6.1 長期観測に基づく既存灯台の静的・動的特性に関する検討

#### 6.1.1 観測対象および観測概要

観測対象は、第 5 章で対象とした鹿嶋灯台（1971 年竣工，RC 造）であり，詳細は 5.1 節に記載している。

長期観測のための各種センサの設置位置を図 6-1 に，設置状況を図 6-2 に示す。

静的特性を観測するため，変位計（標点間距離 100mm）による GL+19.20m (No.1)，11.70m (No.2)，4.20m (No.3) の高さに生じた屋内側ひび割れ幅の測定，傾斜計による灯台全体の傾斜角の測定（灯室で 2 方向），T 熱電対による GL+11.70m (No.1)，4.20m (No.4) の高さの屋内温度，および GL+11.70m の高さの北側 (No.2)，南側 (No.3) の屋内側壁内温度の測定を行っている（図 6-1）。壁内への熱電対の挿入深さは，屋内側から約 10mm である。サンプリング間隔は 10 分とした。ひび割れ幅と傾斜角は，2015 年 3 月 19 日 11 時の値を基準値 0 として設定した。変位計は，ひび割れ幅が開く方向を正とした。傾斜角は，南北方向を X 軸（南を正），東西方向を Y 軸（東を正）とした。

動的特性を観測するため，加速度計 No.1 と No.6 は水平 2 成分と上下 1 成分，No.2 は X 方向 1 成分，No.3 と No.4 は水平 2 成分，No.5 は Y 方向 1 成分の測定を行っている（図 6-1）。サンプリング周波数は 200Hz とした。

2015 年 3 月 18 日から 2018 年 5 月 17 日の期間のデータを収集，分析しており，以降のデータも継続して収集している。



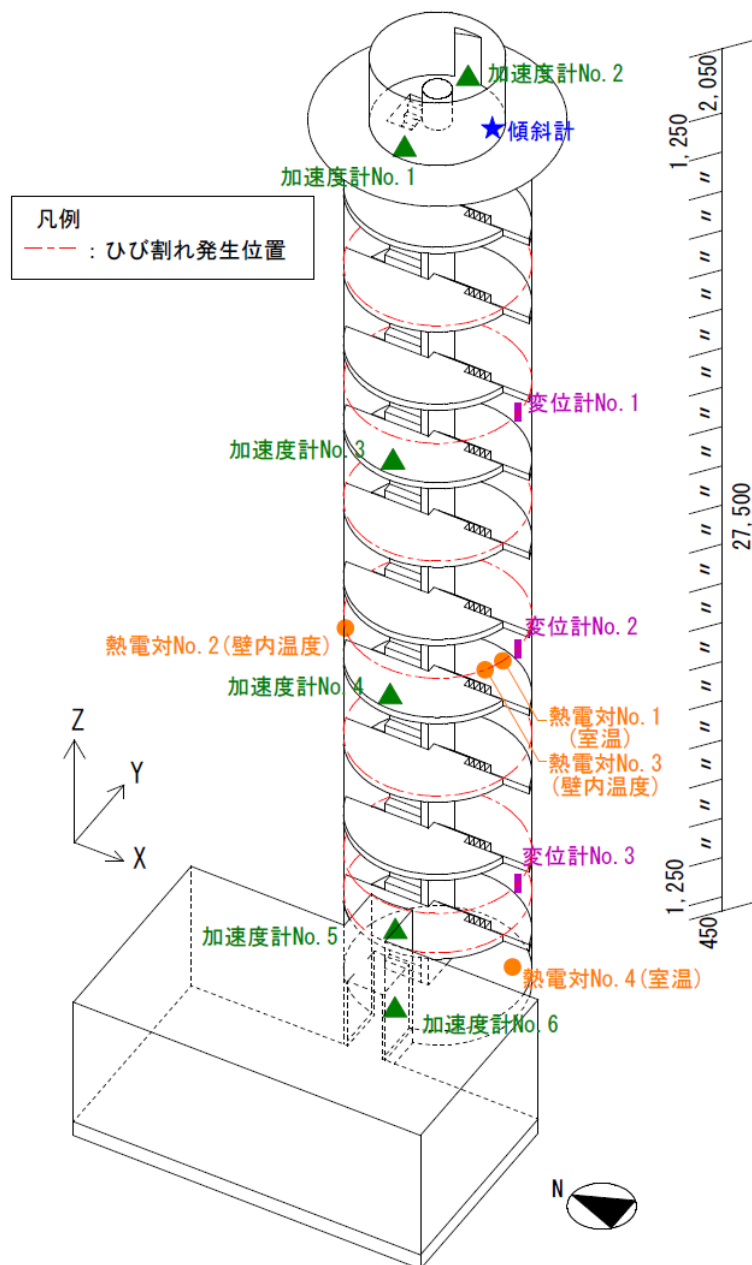


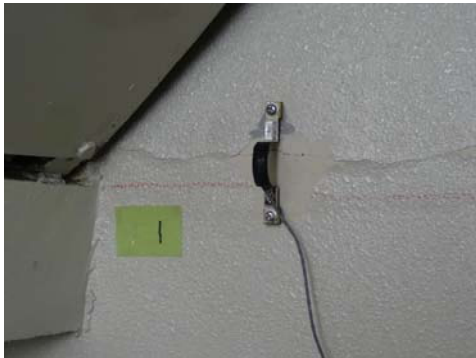
図 6-1 鹿嶋灯台の長期観測における各種センサ設置位置（単位：mm）



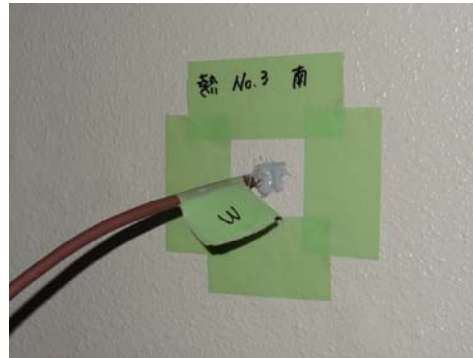
(a) 加速度計



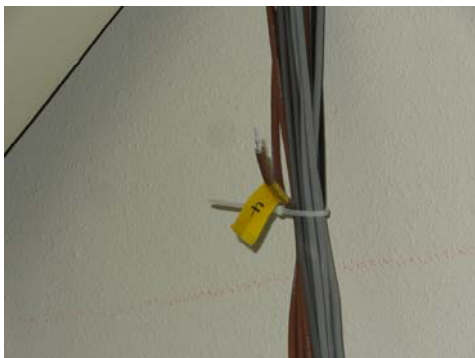
(b) 傾斜計



(c) 開口変位計



(d) T 熱電対 (壁内温度)



(e) T 熱電対 (室内温度)



(f) 記録装置

図 6-2 鹿嶋灯台の長期観測における各種センサの設置状況

### 6.1.2 静的・動的特性の変動傾向

静的・動的特性の長期観測結果を図 6-3 に示す。なお、ひび割れ幅、傾斜角および熱電対による温度は 10 分毎のデータを、気温は気象庁の観測地点：鹿嶋（灯台より約 4km 南西に位置する）で観測された 1 時間毎のデータをプロットしている。一次固有振動数は、灯室に設置した加速度計 No.1 で測定された 1 時間毎の加速度データに 8,192 点ずつオーバーラップさせながら 16,384 点に分割したデータをアンサンブル平均して求めたパワースペクトルから自動抽出したピークをプロットしている。このとき、5.3.2 項に示した鹿嶋灯台の常時微動測定結果から、加速度データに 6 次の Butterworth 窓バンドパスフィルター（バンド幅：1.8Hz～3.4Hz）をかけて一次固有振動数付近の周波数成分を抽出している。なお、スペクトルの平滑化は行わなかった。加速度 RMS（二乗平方根：Root Mean Square）値は、加速度計 No.1 で測定された 1 時間毎の加速度データに 6 次の Butterworth 窓バンドパスフィルター（バンド幅：0.5Hz～40.0Hz）をかけて長周期成分および交流周波数成分を除去して加速度 RMS 値をプロットしている。さらに、一次固有振動数および加速度 RMS 値について、地震時および強風時の影響を除去するため、1FL に設置した加速度計 No.6 で測定された加速度 RMS 値が式(6.1)により算出される基準値  $a_s'$  よりも大きい場合のデータを削除している。

$$a_s' = a_\mu' + a_\sigma' \quad (6.1)$$

ここで、 $a_s'$ ：観測データを削除するための加速度 RMS 値の基準値（gal）

$a_\mu'$ ：観測期間全体における加速度 RMS 値の平均値（gal）

$a_\sigma'$ ：観測期間全体における加速度 RMS 値の標準偏差（gal）

$$a_\sigma' = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (a_i - a_\mu')^2}$$

$a_i$ ： $i$  時における加速度 RMS 値（gal）

なお、観測期間中（2015 年 3 月 18 日～2018 年 5 月 17 日）には、防災科学技術研究所地震観測網 K-NET：IBR018（灯台より約 4km 南西に位置する）で計測震度 0.5（気象庁震度階 1）以上の地震が 170 回観測されており、最大計測震度は 3.8（気象庁震度階 4）である。計測震度 3.0（気象庁震度階 3）以上が観測された地震のタイミングを図 6-3 中に▲で示す。ここで、夏期および冬期の快晴・曇天な 1 日の変動をそれぞれ図 6-4～図 6-8、図 6-9～図 6-13 に示す。快晴な 1 日とは、気象庁の観測点：鹿嶋で観測された 1 時間当たりの日照時間が、可照時間中ほぼ 1.0 である 1 日とした。反対に、曇天な 1 日とは、日照時間がほぼ 0.0、かつ、降水量が 0.0ml である 1 日とした。

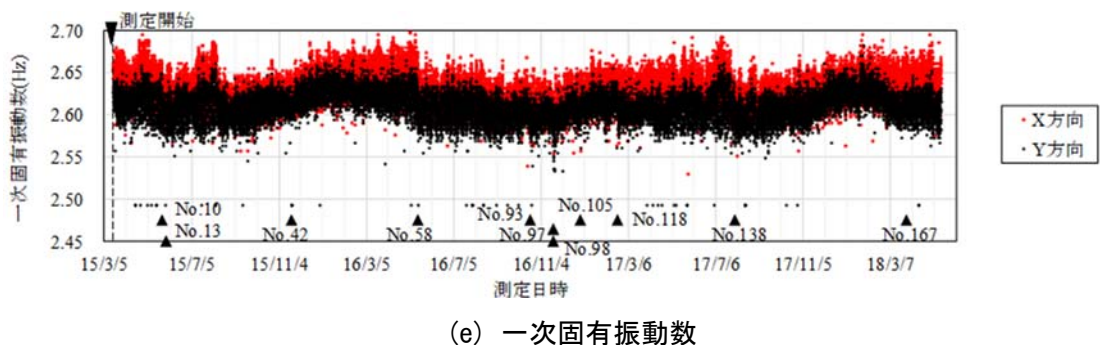
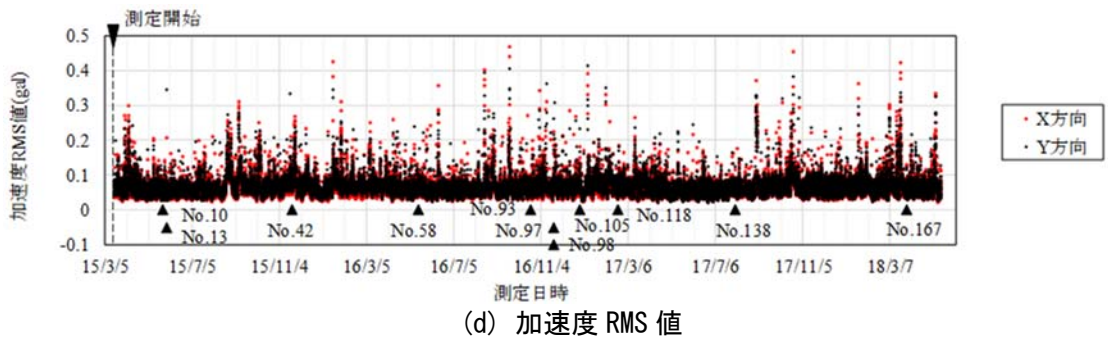
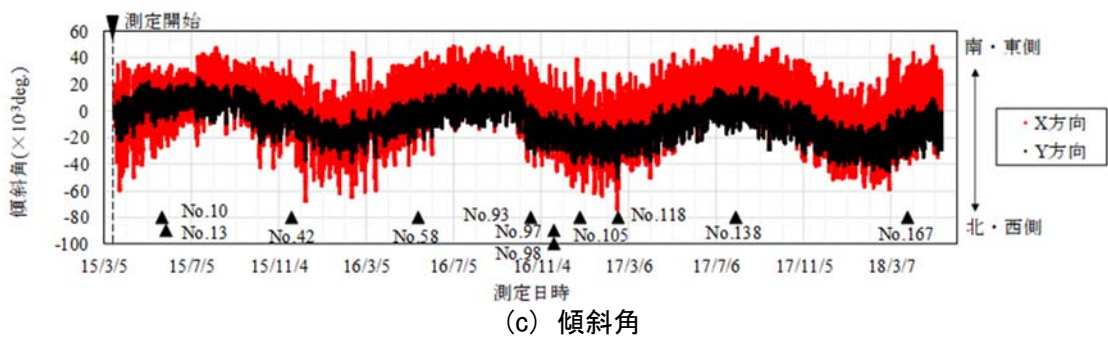
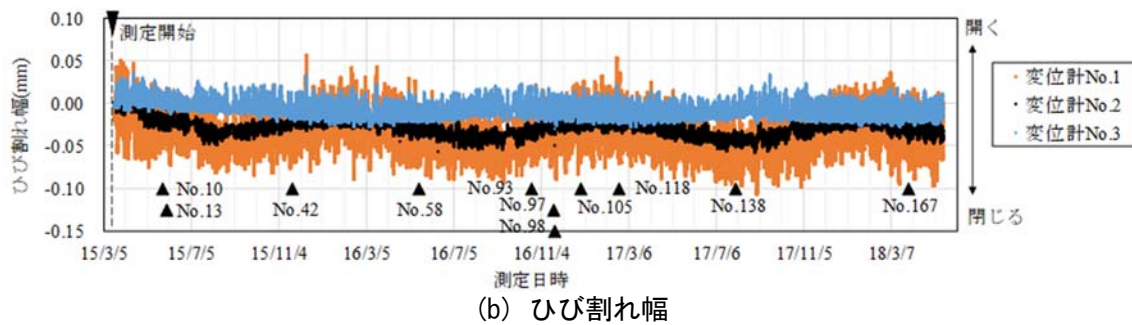
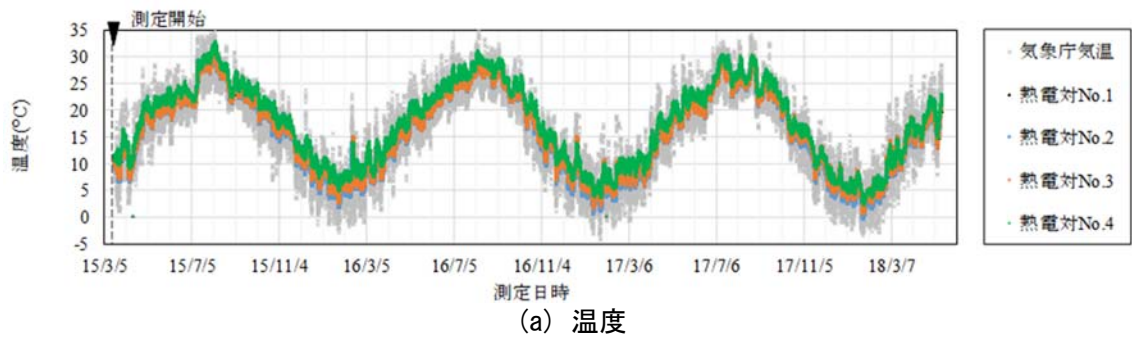


図 6-3 各測定値の長期観測データ

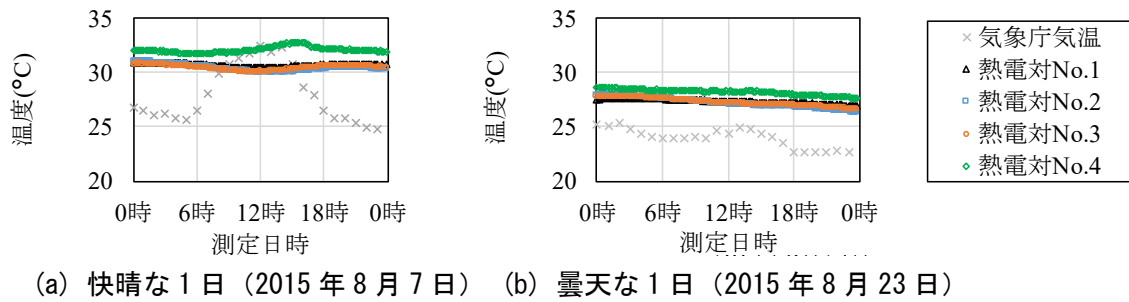


図 6-4 夏期の1日における温度の変動

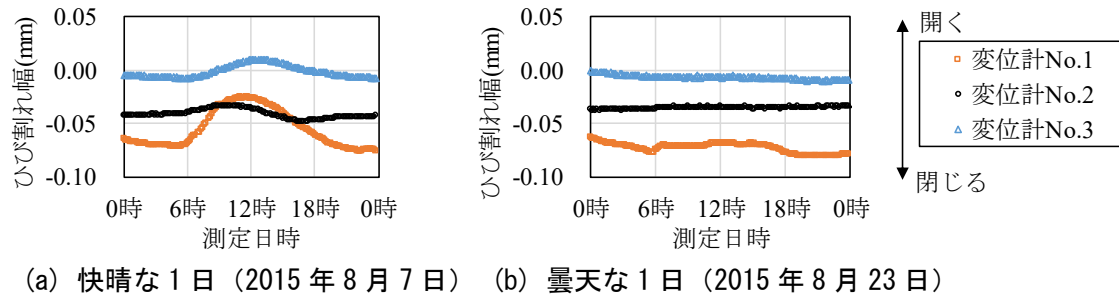


図 6-5 夏期の1日におけるひび割れ幅の変動

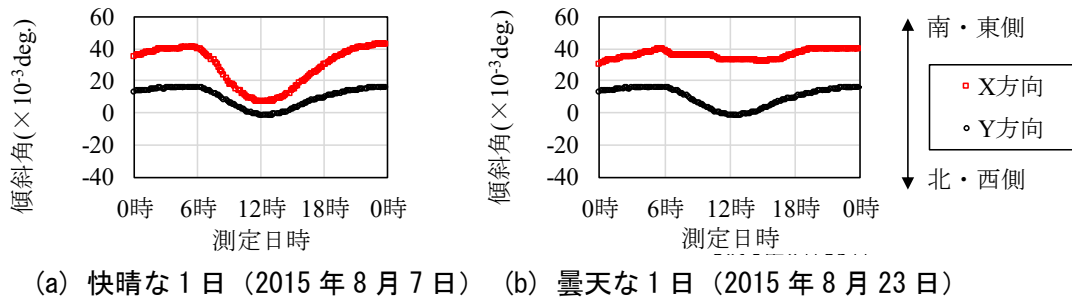


図 6-6 夏期の1日における傾斜角の変動

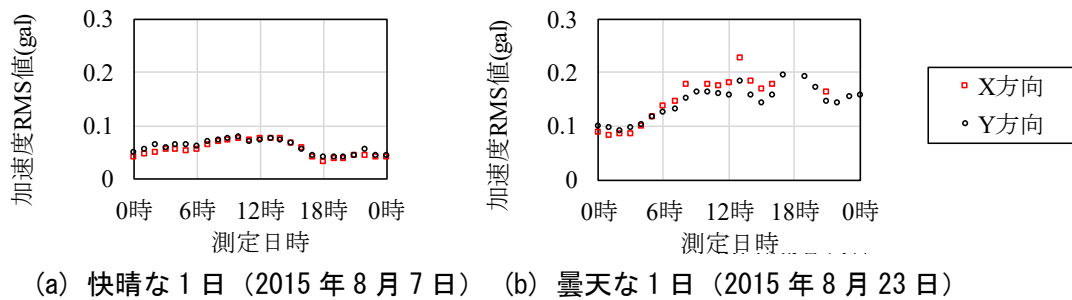


図 6-7 夏期の1日における加速度 RMS 値の変動

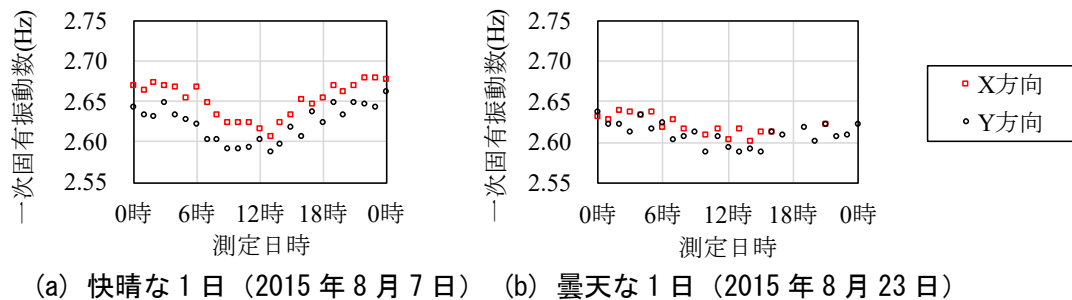


図 6-8 夏期の1日における一次固有振動数の変動

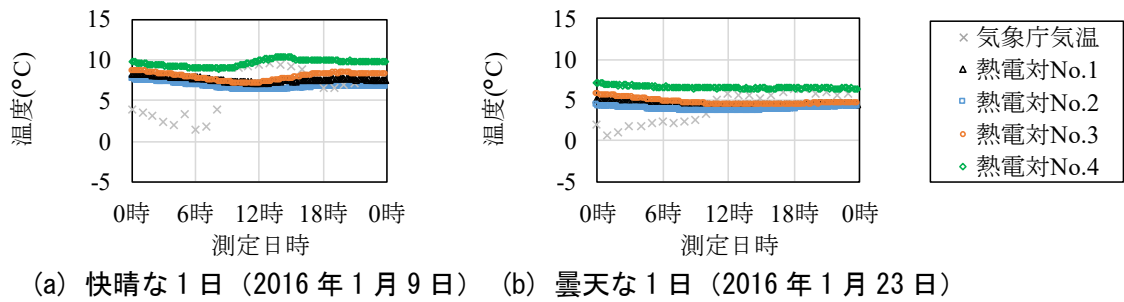


図 6-9 冬期の1日における温度の変動

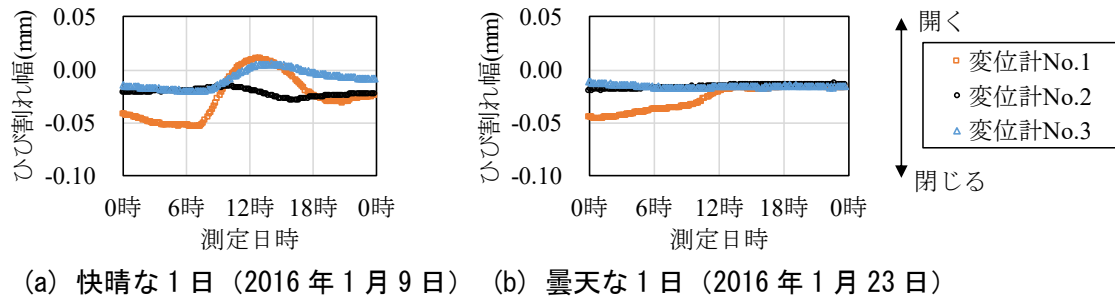


図 6-10 冬期の1日におけるひび割れ幅の変動

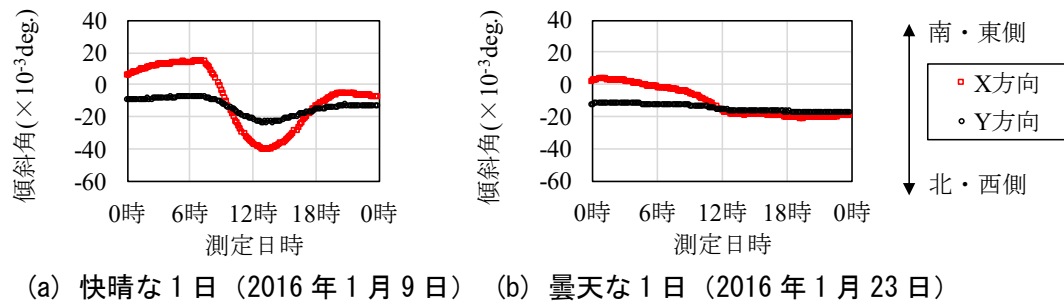


図 6-11 冬期の1日における傾斜角の変動

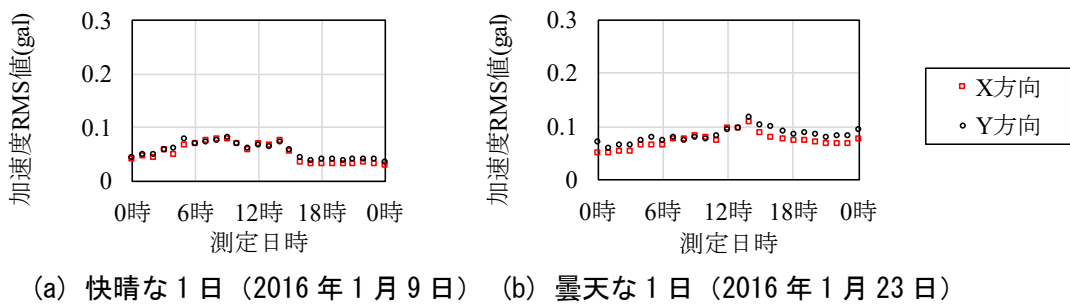


図 6-12 冬期の1日における加速度 RMS 値の変動

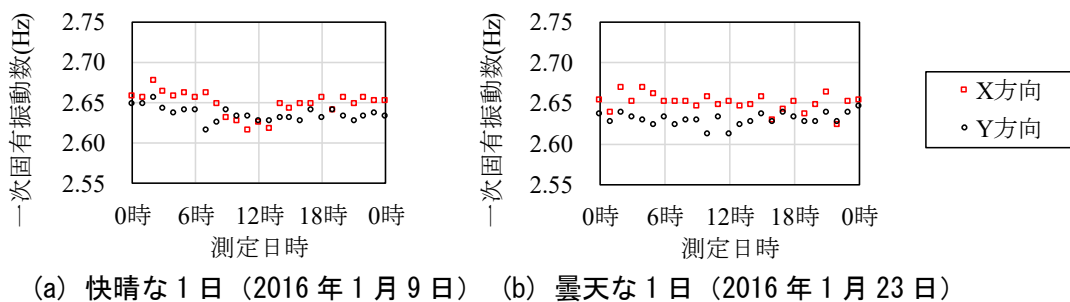


図 6-13 冬期の1日における一次固有振動数の変動



## 1) 温度

熱電対による測定された各温度と気象庁気温は、図 6-3(a)および図 6-4、図 6-9 より、日変動を含みながら夏期に高く、冬期に低くなる。灯台内屋内温度（熱電対 No.1, No.4）と壁内温度（熱電対 No.2, No.3）の日変動は、気象庁気温の日変動幅に比べて緩慢である。

熱電対 No.4（高さ GL+1.70m の屋内温度）の温度は、熱電対 No.1（高さ GL+11.70m の屋内温度）、熱電対 No.2（高さ GL+11.70m の北側の屋内側壁内温度）および熱電対 No.3（高さ GL+11.70m の南側の屋内側壁内温度）に比べて高くなる傾向にある。これは、付属舎の西面にある鉄製の扉が原因と考えられる。鉄製の扉はコンクリートに比べて熱伝導率が高く、気温の上昇や日射を受けて温まりやすいため 1FL 付近の屋内温度は上昇しやすい。また、高さ GL+11.70m の熱電対 No.3（南側壁内温度）の測定する温度と熱電対 No.2（北側壁内温度）の測定する温度は、夏期においてほぼ同等であるが、冬期において熱電対 No.3（南側壁内温度）の方が高い。これは、夏期と冬期における太陽高度の違いによるものと考えられる。

## 2) ひび割れ幅

ひび割れ幅は、図 6-3(b)および図 6-5、図 6-10 より、測定しているひび割れ毎に異なる挙動を示した。変位計 No.1（高さ GL+19.20m）および No.2（高さ GL+11.70m）で測定したひび割れ幅は、日変動を含みながら夏期に閉じ、冬期に開くが、変位計 No.3（高さ GL+4.20m）で測定したひび割れ幅は、日変動を含みながら夏期に開き、冬期に閉じる傾向にある。また、1 日の変動幅は曇天な 1 日に比べて快晴な 1 日の方が大きく、快晴な 1 日におけるひび割れ幅は日中に開く傾向にある。したがって、ひび割れ幅は、気温と日射の影響を受けて変動していると考えられる。ひび割れ幅の極大値および極小値を示す時間帯および季節が異なる要因には、壁厚の違いによる熱伝導時間、熱貫流量などの相違が挙げられる。

また、2015 年 3 月 19 日から 2018 年 3 月 18 日におけるひび割れ幅と経過時間との関係を図 6-14 に示す。図中の実線は、両者の関係の回帰式であり、観測期間全体を通してひび割れ幅は閉じていく傾向にある。

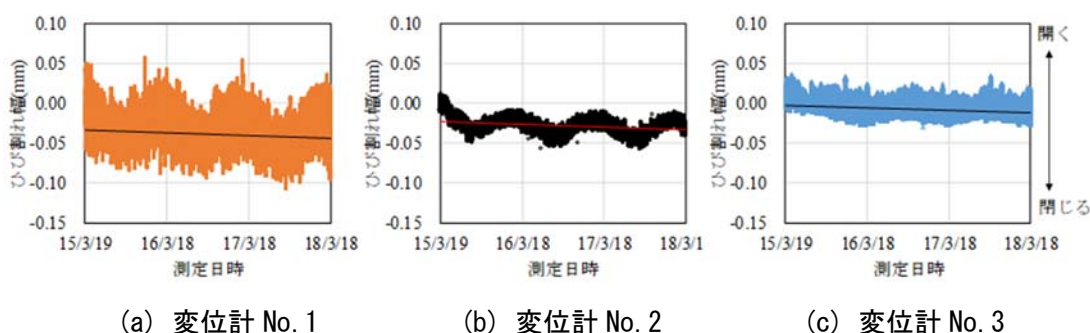


図 6-14 2015 年 3 月 19 日から 2018 年 3 月 18 日までのひび割れ幅と経過時間との関係

### 3) 傾斜角

傾斜角は、図 6-3(c)および図 6-6, 図 6-11 より、日変動を含みながら夏期に南・東側へ、冬期に北・西側に傾くことが分かった。傾斜角の変動幅は、東西軸 (Y 軸) よりも南北軸 (X 軸) の方が大きい。また、1 日の変動幅は曇天な 1 日に比べて快晴な 1 日、夏期に比べて冬期の方が大きく、快晴な 1 日における傾斜角は日中に北・西側に傾く。したがって、傾斜角は、気温と日射 (特に、太陽方位角および太陽高度) の影響を受けて変動していると考えられる。

また、2015 年 3 月 19 日から 2018 年 3 月 18 日における傾斜角と経過時間との関係を図 6-15 に、XY 平面における傾斜角の変動を図 6-16 に示す。図 6-15 中の実線は、両者の関係の回帰式である。これらより、鹿嶋灯台の傾斜角は方向性をもって変動しており、観測期間全体を通して西側に傾く傾向にあることが分かった。図 6-14 より、灯塔南面のひび割れ幅 (変位計 No.1~No.3) の進展がないことから、基礎地盤の沈下が要因のひとつとして考えられるが、この点は今後の経過観察により明らかにする必要がある。

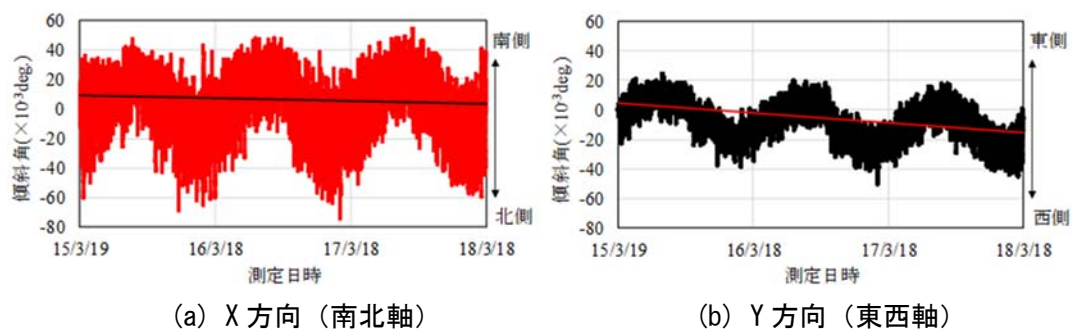


図 6-15 2015 年 3 月 19 日から 2018 年 3 月 18 日までの傾斜角と経過時間との関係

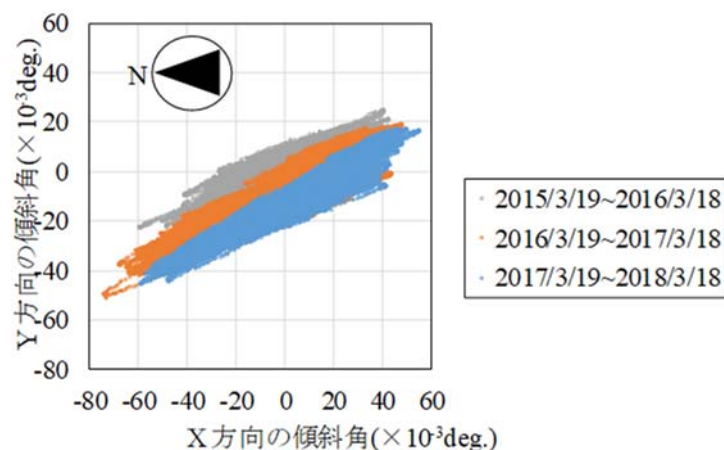


図 6-16 2015 年 3 月 19 日から 2018 年 3 月 18 日までの XY 平面における傾斜角の変動



#### 4) 加速度 RMS 値

加速度 RMS 値は、図 6-3(d)および図 6-7, 図 6-12 より、各方向とも日変動を含んでいるものの、季節的な変動があまり見られないことがわかった。

#### 5) 一次固有振動数

各方向一次固有振動数は、図 6-3(e)および図 6-8, 図 6-13 より、日変動を含みながら夏期に低く、冬期に高くなることがわかった。一次固有振動数が夏期に低く、冬期に高くなる傾向は、五稜郭タワー（RC 造）でも確認されている<sup>1)</sup>。また、1 日の変動幅は曇天な 1 日に比べて快晴な 1 日が大きく、快晴な 1 日における一次固有振動数は日中に低くなる。

しかし、一次固有振動数が変動する要因には、計測機器（A/D）のサンプリング速度の経時変化による可能性も挙げられるため、この影響の大きさを検討する。夏期および冬期の快晴な 1 日における一次固有振動数と交流周波数 50Hz の変動をそれぞれ図 6-17, 図 6-18 に示す。ここで、各測定日における両者の変動係数を式(6.2)により求めると、交流周波数 50Hz の変動係数は、X, Y 方向ともに夏期で 0.033%, 冬期で 0.028%であった。一方、一次固有振動数の変動係数は、夏期の X 方向で 0.82%, Y 方向で 0.82%, 冬期の X 方向で 0.55%, Y 方向で 0.32%であった。一次固有振動数の変動係数が交流周波数 50Hz 付近の変動係数よりも大きいことから、一次固有振動数の変動に対する計測機器や交流周波数による測定誤差の影響は小さいと考えられる。

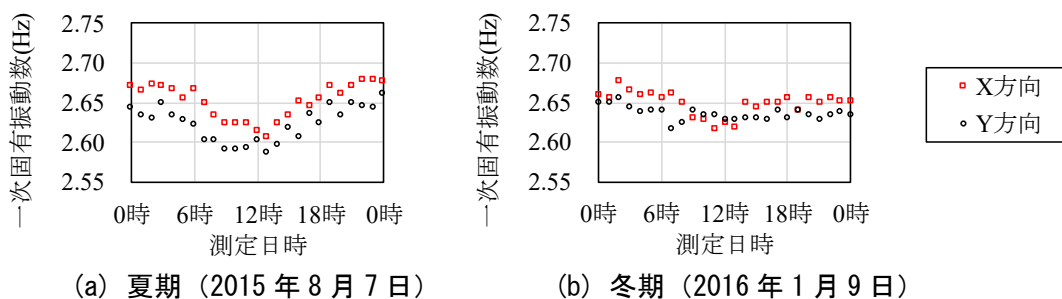


図 6-17 快晴な 1 日における一次固有振動数の変動

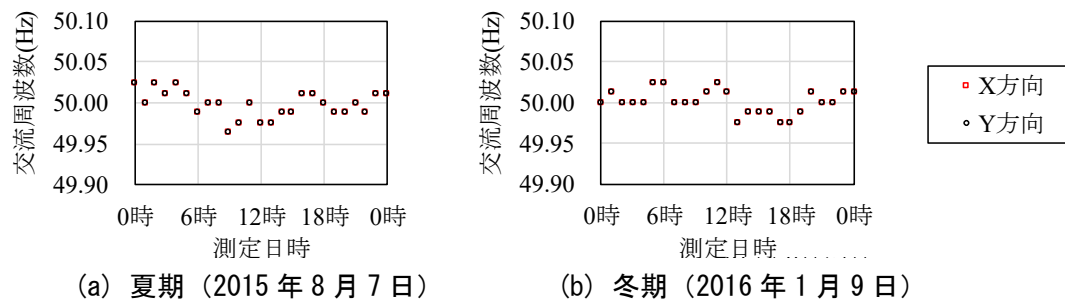


図 6-18 快晴な 1 日における交流周波数 50Hz の変動

$$\varepsilon_f = \frac{f_\sigma}{f_\mu} \cdot 100 \quad (6.2)$$

ここで、 $\varepsilon_f$  : 各測定日における一次固有振動数、交流周波数の変動係数 (%)

$f_\sigma$  : 各測定日における一次固有振動数、交流周波数の標準偏差 (Hz)

$f_\mu$  : 各測定日における一次固有振動数、交流周波数の平均値 (Hz)

$$f_\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (f_i - f_\mu)^2} \quad (6.3)$$

$f_i$  :  $i$  時における一次固有振動数、交流周波数 (Hz)

また、2015年3月19日から2018年3月18日における一次固有振動数と経過時間との関係を図6-19に示す。図中の実線は、両者の関係の回帰式である。これより、計測震度3.8（気象庁震度階4）以下の地震動により一次固有振動数の一時的な低下は発生しているものの、数週間から1年間かけて徐々に回復していること、傾斜角およびひび割れ幅の急激な変化がないことから、地震による損傷は受けていないと考えられる。このことは一次固有振動数の値が、第4章で提案した回帰推定式の95%予測区間（2.47Hzから3.06Hzの間）から外れていないことから指摘できる。反対に、3年間にわたる一次固有振動数の変動が回帰推定式の95%予測区間内に収まっていることから、同式に含まれる測定時期や時間帯による影響は小さいと考えられる。

地震動によって建造物の固有振動数が一時的に減少し、その後数週間から1年程度かけて回復する傾向は、一般建物でも複数確認されている<sup>2)~4)</sup>。建造物の固有振動数は、竣工直後から経年変化によって低下する傾向が複数確認されている<sup>5)~10)</sup>。固有振動数の低下の割合や低下幅は建造物によって異なっており、一定の割合で低下し続けるものや低下の割合が変化するもの、竣工後一定期間低下し続けてから安定するものなど様々である。このような固有振動数が低下する現象について、荒川ら<sup>5)</sup>は、構造部材、間仕切壁などの2次部材に関する固定度の低下、または基礎と支持地盤との摩擦が低減し、建物全体の初期剛性が低下したことが原因であると考えている。

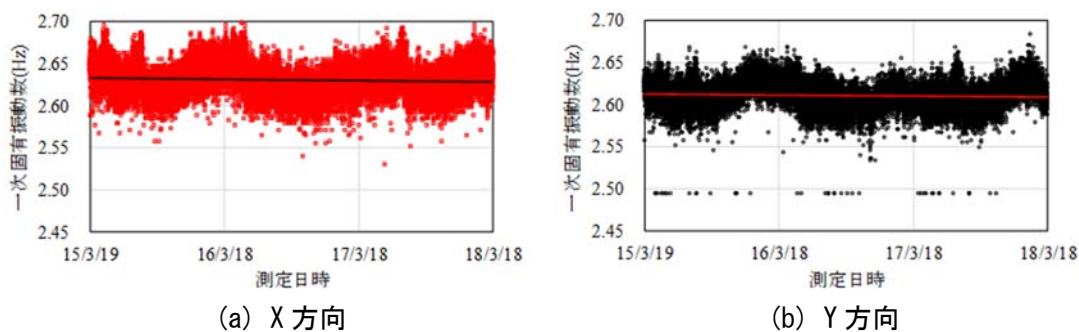


図 6-19 2015 年 3 月 19 日から 2018 年 3 月 18 日までの  
一次固有振動数と経過時間との関係

### 6.1.3 ひび割れ幅、傾斜角と温度との関係

本項では、日変動による影響を考慮して、1日（0～翌0時）の各測定値の平均を1日の代表値として扱い、ひび割れ幅、傾斜角と温度との関係を検討する。

#### 1) ひび割れ幅

1日の平均ひび割れ幅と熱電対 No.3（高さ GL+11.70m の南側の屋内側壁内温度）の温度との関係を図 6-20 に示す。図中の実線は、両者の関係の回帰式である。

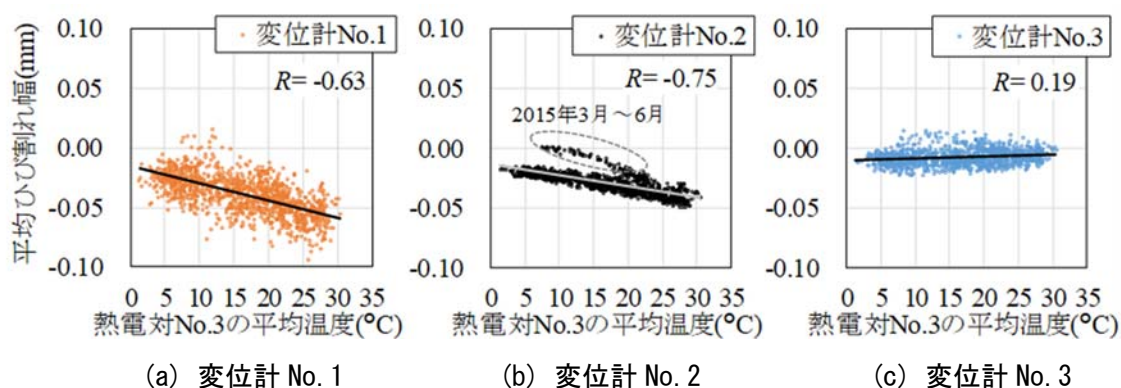


図 6-20 1日の平均ひび割れ幅と

熱電対 No. 3（高さ GL+11.70m の南側の屋外側壁内温度）の平均温度との関係

図 6-20 より、変位計 No.1（高さ GL+19.20m）および変位計 No.2（高さ GL+11.70m）で測定したひび割れ幅は、温度が高くなると閉じることが分かった。また、回帰式の傾きの絶対値は、変位計 No.1（高さ GL+19.20m）>変位計 No.2（高さ GL+11.70m）>変位計 No.3（高さ GL+4.20m）の順に大きい。これは、自重および壁内部と外壁面の温度差により、内壁側のコンクリートが拘束されたためであると考えられる。変位計 No.3（高さ GL+4.20m）で測定したひび割れ幅と熱電対 No.3（高さ GL+11.70m の南側の屋内側壁内温度）の温度との相関係数は 0.15 であり、関連はほとんど見られない。変位計 No.2（高さ GL+11.70m）の点線部分の挙動（図 6-20(b)）は、測定開始から 2015 年 6 月までの約 3 ヶ月間にのみ見られた挙動であるが、この原因は明らかにはなっていない。

## 2) 傾斜角

1 日の平均傾斜角と熱電対 No.1（高さ GL+11.70m の屋内温度）との関係を図 6-21 に示す。図中の実線は、両者の回帰式である。なお、傾斜角は、南北方向を X 軸（南を正）、東西方向を Y 軸（東を正）としている。

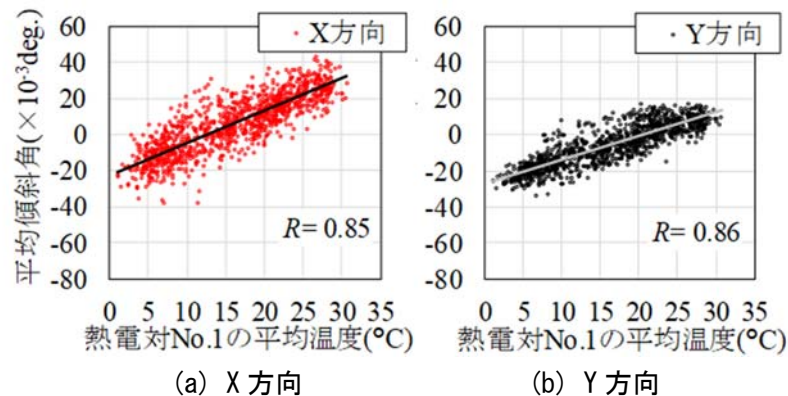


図 6-21 1 日の平均傾斜角と  
熱電対 No. 1（高さ GL+11.70m の屋内温度）の平均温度との関係

図 6-21 より、傾斜角は、温度が高くなると南・東側へ傾く傾向にあることが分かった。ここで、X 方向傾斜角と南北壁面内の平均温度差（熱電対 No.3 の温度から熱電対 No.2 の温度を差し引いた値）との関係を図 6-22 に示す。

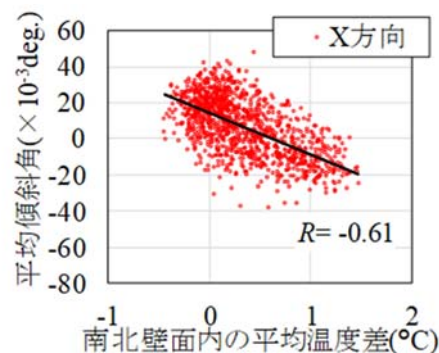


図 6-22 1 日の X 方向の平均傾斜角と南北壁面内の平均温度差との関係

図 6-4、図 6-9 および図 6-22 より、熱電対 No.1（高さ GL+11.70m の屋内温度）の温度が低くなる冬期に、熱電対 No.3（高さ GL+11.70m の南側の屋内側壁内温度）の温度が熱電対 No.2（高さ GL+11.70m の北側の屋内側壁内温度）の温度を上回ること、北側より南側が膨張するため北側に傾き、熱電対 No.1 の温度が高くなる夏期に、南北壁面内温度差がなくなることで、元の位置に戻るため南側へ傾く傾向を示していると考えられる。

#### 6.1.4 一次固有振動数と温度との関係

本項では、日変動による影響を考慮して、1日（0～翌0時）の各測定値の平均を1日の代表値として扱い、一次固有振動数と温度との関係を検討する。

1日の平均一次固有振動数と熱電対 No.1 の平均温度との関係を図 6-23 に示す。図中の実線は、両者の回帰式である。

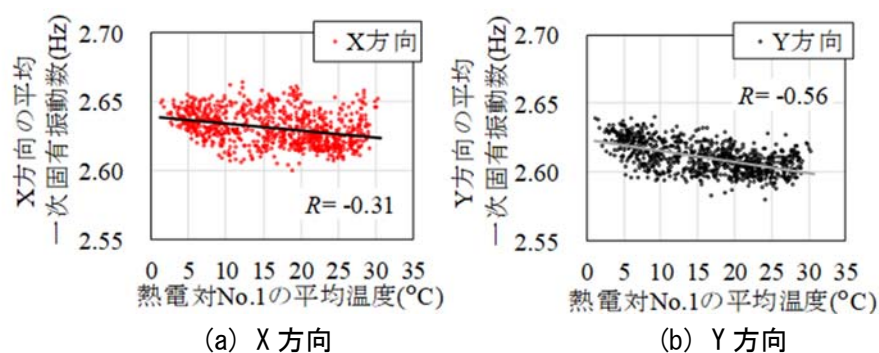


図 6-23 1 日の平均一次固有振動数と

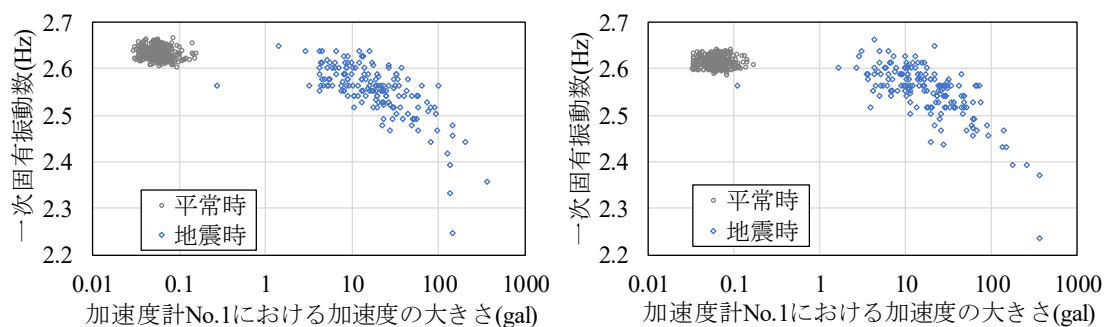
熱電対 No. 1（高さ GL+11.70m の屋内温度）の平均温度との関係

図 6-23 より、一次固有振動数は、温度が高くなると低くなる傾向にあることが分かった。

#### 6.1.5 一次固有振動数と加速度の大きさとの関係

本項では、日変動による影響を考慮して、1日（0～翌0時）の各測定値の平均を1日の代表値として扱い、一次固有振動数と加速度の大きさとの関係を検討する。

第 5 章では、一次固有振動数の振幅依存性を明らかにした。平常時における一次固有振動数の振幅依存性が、地震時に比べてどの程度影響があるか確認するため、一次固有振動数と加速度計 No.1（灯室）における加速度の大きさとの関係を図 6-24 に示す。加速度の大きさは、地震発生時には加速度絶対値の最大値を、地震時以外の平常時には 1 日の平均加速度 RMS 値を採用した。地震時の一次固有振動数は、観測されたすべての地震を対象に、地震の継続時間に合わせたフレームサイズで求めたフーリエスペクトルから推定した。なお、加速度波形の基線補正は行うが、窓関数によるデータ補正は行わないこととした。



(a) X 方向

(b) Y 方向

図 6-24 平常時と地震時の一次固有振動数と  
加速度 No. 1（灯室）における加速度の大きさとの関係

図 6-24 より，X 方向，Y 方向ともに一次固有振動数は，加速度が大きくなると低くなる振幅依存性が確認された。平常時における一次固有振動数の振幅依存性は，地震時における一次固有振動数の振幅依存性と比べると比較的影響が小さいことが分かった。

#### 6.1.6 ひび割れ幅，傾斜角および一次固有振動数との関係

6.1.3 項および 6.1.4 項の分析結果から，ひび割れ幅，傾斜角と一次固有振動数は温度と関連があることが分かった。ひび割れ幅，傾斜角，一次固有振動数と温度との関係を表 6-1 にまとめる。本項では，ひび割れ幅，傾斜角および一次固有振動数の関係を検討する。

表 6-1 ひび割れ幅，傾斜角，一次固有振動数と温度との関係

		温度との相関係数
ひび割れ幅 (正：開く方向)	変位計 No.1 (高さ GL+19.20m)	- 0.63
	変位計 No.2 (高さ GL+11.70m)	- 0.75
	変位計 No.3 (高さ GL+4.20m)	+ 0.19
傾斜角	X 方向 (正：南側)	+ 0.85
	Y 方向 (正：東側)	+ 0.86
一次固有振動数	X 方向	- 0.31
	Y 方向	- 0.56



# 1) 傾斜角とひび割れ幅との関係

X, Y 方向における 1 日の平均傾斜角と平均ひび割れ幅との関係をそれぞれ図 6-25, 図 6-26 に示す。ただし、測定開始から 2015 年 6 月までの約 3 ヶ月間にのみ見られた挙動（図 6-20(b)の点線部分）の影響を除去するため、図 6-25, 図 6-26 は 2015 年 7 月 1 日から 2018 年 5 月 17 日までの期間における 1 日の平均傾斜角と平均ひび割れ幅との関係である。表 6-1, 図 6-25, 図 6-26 より、X, Y 方向の平均傾斜角は、温度が高く、ひび割れ幅が閉じるほど南、東側（正の方向）へ傾く傾向にあることが分かった。変位計 No.1（高さ GL+19.20m）＞変位計 No.2（高さ GL+11.70m）＞変位計 No.3（高さ GL+4.20m）の順に、X, Y 方向の傾斜角とひび割れ幅との関連が強い。

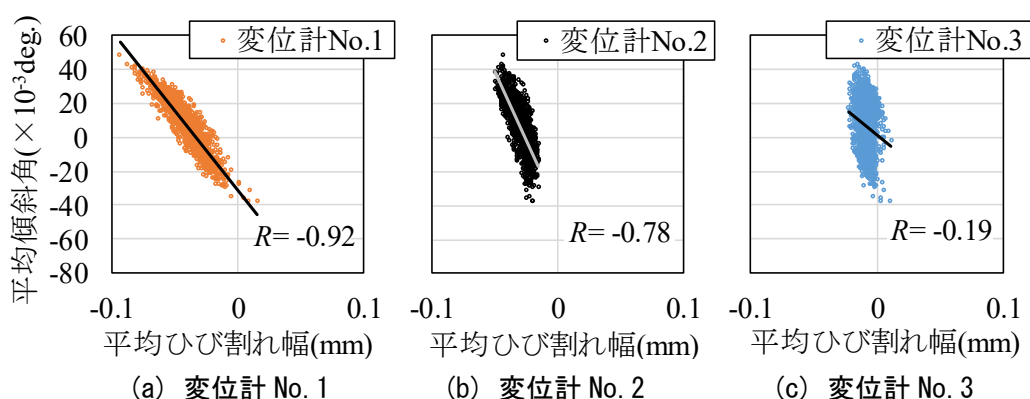


図 6-25 X 方向における 1 日の平均傾斜角と平均ひび割れ幅との関係

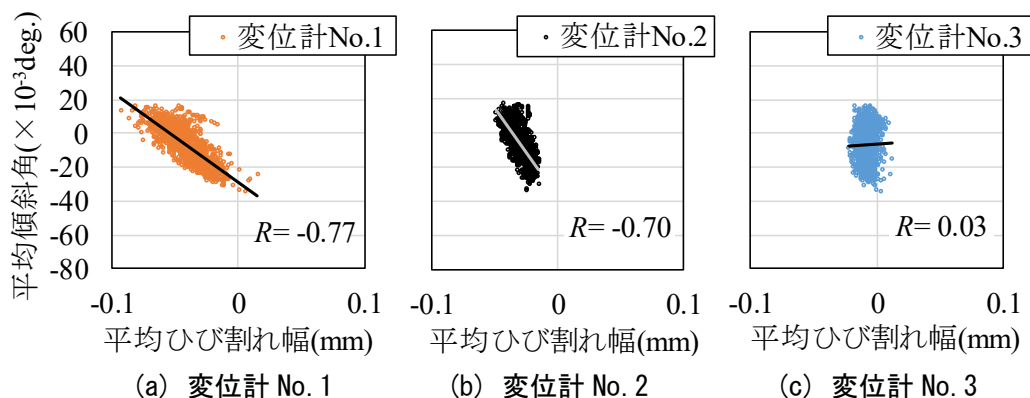


図 6-26 Y 方向における 1 日の平均傾斜角と平均ひび割れ幅との関係

## 2) 一次固有振動数とひび割れ幅との関係

X, Y 方向における 1 日の平均一次固有振動数と平均ひび割れ幅との関係をそれぞれ図 6-27, 図 6-28 に示す。測定開始から 2015 年 6 月までの約 3 ヶ月間にのみ見られた挙動 (図 6-20(b)の点線部分) の影響を除去するため, 図 6-27, 図 6-28 は 2015 年 7 月 1 日から 2018 年 5 月 17 日までの期間における 1 日の平均一次固有振動数と平均ひび割れ幅との関係とした。これより, X, Y 方向の平均一次固有振動数と各ひび割れ幅との間には, やや関連が見られることが分かった。

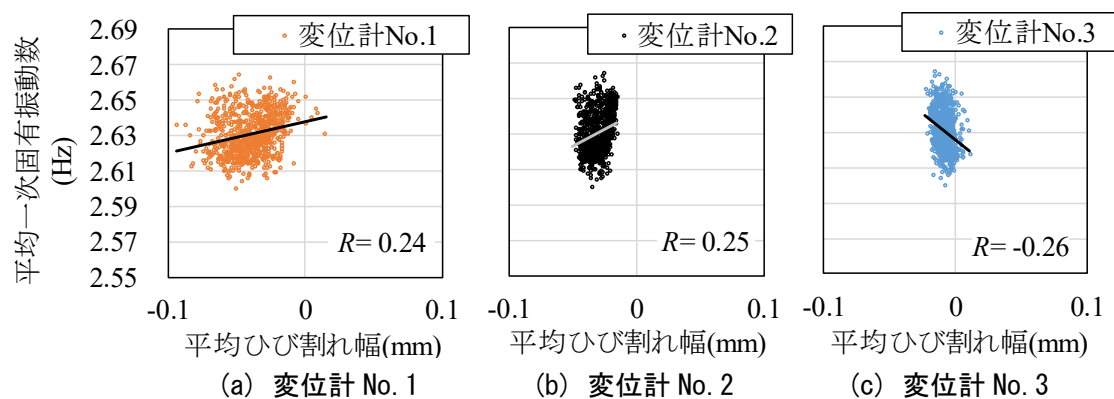


図 6-27 1 日の X 方向の平均一次固有振動数と平均ひび割れ幅との関係

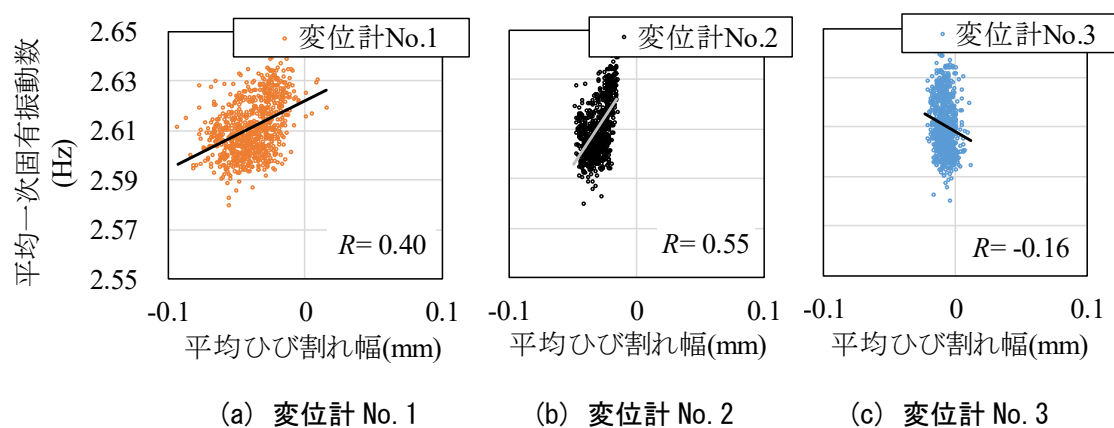


図 6-28 1 日の Y 方向の平均一次固有振動数と平均ひび割れ幅との関係



### 3) 一次固有振動数と傾斜角との関係

1 日の平均一次固有振動数と平均傾斜角との関係を図 6-29 に示す。これより、平均一次固有振動数と平均傾斜角との間には、やや関連が見られることが分かった。

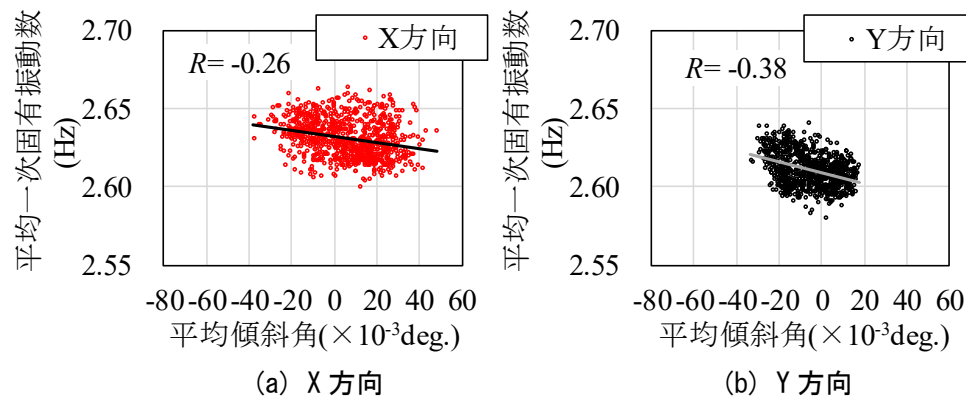


図 6-29 1 日の平均一次固有振動数と平均傾斜角との関係

## 6.2 既存灯台の補強効果に関する検討

### 6.2.1 既存灯台の補強工法の種類とその特徴

本項では、既存灯台の補強効果を確認する上で、過去に既存灯台に採用された補強工法の種類とその特徴を概観する。

既存灯台の上部構造の耐震性能が不足する場合、煉瓦造および石造灯台ではせん断および曲げ、C 造および RC 造灯台では曲げに対する補強が必要とされることが多い<sup>15)~29)</sup>。また、転倒する恐れがある場合には、基礎拡幅による補強が多く採用されている。

既存灯台の上部構造に対する補強工法は、既存躯体の周囲を補強部材で巻き立てる工法（表 6-2）と、その他の工法（表 6-3）に大別される。表 6-2、表 6-3 に示すメリット・デメリットは、歴史的・文化的価値が評価された既存灯台に対する補強工法選定において考慮された各工法の特徴であり、補強による外観変化の大小や既存躯体への損傷の有無などが重要視されている。また、岬角や離島に建設された既存灯台では、補強工事に必要な資機材の搬入用の道路やモノレールの架設、海輸あるいは空輸経路の確保、水の確保などを考慮しなければならない。以上のことから、工程のほとんどが手作業であるため揚重機などを必要とせず、外観の変化が小さい繊維シート巻き立てによる補強工法は、既存灯台の補強工法として計画しやすいと考えられる。さらに、同工法に用いられる樹脂により既存躯体が保護されるため、中性化や塩害などの経年劣化に対する耐久性の向上も期待できる。

表 6-2 既存灯台の上部構造に採用されている補強工法（補強部材で巻き立てる工法）

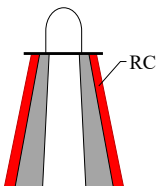
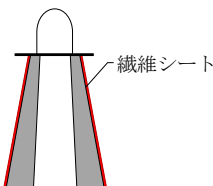
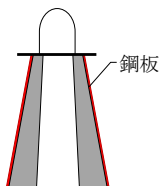
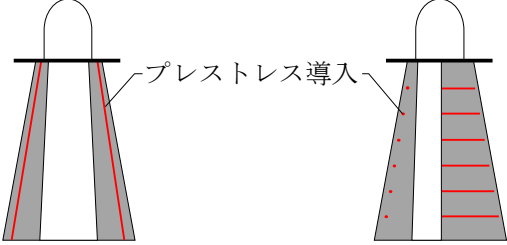
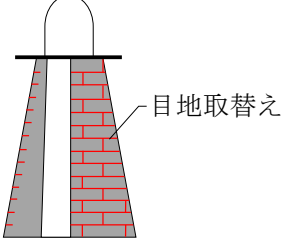
	RC 巻き立てによる補強	繊維シート巻き立てによる補強	鋼板巻き立てによる補強
イメージ			
目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>・耐力の向上</li> <li>・変形性能の向上</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・変形性能の向上</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・耐力の向上</li> <li>・変形性能の向上</li> </ul>
メリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>・特殊工法でないため、工事費が低減できる。</li> <li>・既存躯体との一体化が図れる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・外観の変化が小さい。</li> <li>・工程のほとんどが手作業のため、揚重機などを必要としない。</li> <li>・耐久性向上が図れる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・工場製作により現場工期が短縮できる。</li> </ul>
デメリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既存躯体にアンカーを挿入するため、素地を傷める。</li> <li>・コンクリートの現場練りに十分な管理を要する。</li> <li>・組積造の場合、目地部におけるせん断ずれへの対策がない。</li> <li>・鉄筋の発錆に注意が必要である。</li> <li>・外観の変化が大きい。</li> <li>・重量が増大する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・付属舎がある場合、防水処理が必要である。</li> <li>・組積造の場合、外観美を損なう場合がある。</li> <li>・基礎への定着が必要となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既存躯体にアンカーを挿入するため、素地を傷める。</li> <li>・組積造との力学性状が不明である。</li> <li>・鋼板表面のライニング材に注意が必要である。</li> <li>・鋼板の現場片面溶接箇所のみずみ防止処理が必要である。</li> </ul>
採用実績	松前小島灯台（C 造） <sup>15)</sup> 舩倉島灯台（RC 造） <sup>16)</sup> 犬吠埼灯台（煉瓦造） <sup>17)</sup>	<炭素繊維シート> 神子元島灯台（石造） <sup>18),19)</sup> 塩屋埼灯台（RC 造） 観音埼灯台（RC 造） 野間埼灯台（C 造） <sup>20)</sup> 伊良湖岬灯台（RC 造） 稲取岬灯台（RC 造） <sup>21)</sup> 野島埼灯台（RC 造） 尻屋埼灯台（煉瓦造） <sup>22)</sup> 大王埼灯台（RC 造）  <アラミド繊維シート> 潮岬灯台（石造） <sup>23)</sup>	清水灯台（RC 造） <sup>24)</sup> 勝浦灯台（RC 造）
適用可能な構造種別	煉瓦造，石造，C 造，RC 造	煉瓦造，石造，C 造，RC 造	煉瓦造，石造，C 造，RC 造

表 6-3 既存灯台の上部構造に採用されている補強工法（その他の工法）

	プレストレス導入による補強	目地取替えによる補強
イメージ	 <p>プレストレス導入</p>	 <p>目地取替え</p>
目的	<ul style="list-style-type: none"> <li>目地部の強度増加</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>目地部の強度増加</li> </ul>
メリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>目地部のせん断ずれを抑制できる。</li> <li>外観の変化がない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>外観の変化がない。</li> </ul>
デメリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>既存躯体に鋼棒、鋼線などを埋め込むため、素地を傷める。</li> <li>灯室および灯器の架台を一時解体、仮置きしなければならない場合がある。</li> <li>プレストレス導入に十分な現場管理を要する。</li> <li>鋼棒、鋼線などの埋め込み部と既存躯体との境界にひび割れを生じる恐れがある。</li> <li>基礎部への定着が必要となる。</li> <li>押え金物の十分な防錆処理が必要である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>目地除去用の水の確保が困難な場合がある。</li> </ul>
採用実績	<p>&lt;鋼棒、鋼線&gt;            御前埼灯台（煉瓦造）<sup>25)</sup>            犬吠埼灯台（煉瓦造）<sup>17)</sup>            &lt;炭素繊維強化プラスチック成型板&gt;            尻屋埼灯台（煉瓦造）<sup>22)</sup></p>	<p>美保関灯台（石造）<sup>26)</sup>            出雲日御碕灯台（石造）<sup>27)</sup>            角島灯台（石造）<sup>28)</sup>            禄剛埼灯台（石造）<sup>29)</sup></p>
適用可能な構造種別	煉瓦造，石造，C 造，RC 造	煉瓦造，石造

## 6.2.2 測定時期および時間帯による一次固有振動数の変動

本項では、鹿嶋灯台の一次固有振動数の測定時期および時間帯による変動の大きさを変動係数<sup>5)</sup>により検討する。

同一測定日および観測期間全体における一次固有振動数の変動係数  $\varepsilon_f$  を式(6.2)により求めた。各測定日における X, Y 方向の一次固有振動数の変動係数と標準偏差をそれぞれ図 6-30, 図 6-31 に示す。これらより, X, Y 方向の一次固有振動数の変動係数は 1.0%以下, 標準偏差は 0.03Hz 以下でほとんどばらついていないことが分かった。各測定日における鹿嶋灯台の一次固有振動数の変動係数は, 表 6-4 に示す他建造物で確認されている一次固有振動数の変動係数と同程度である。

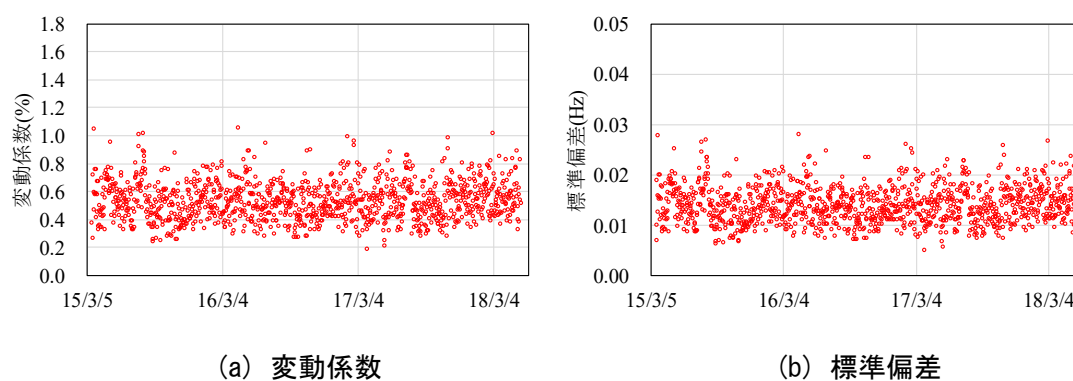


図 6-30 X 方向一次固有振動数の変動係数と標準偏差

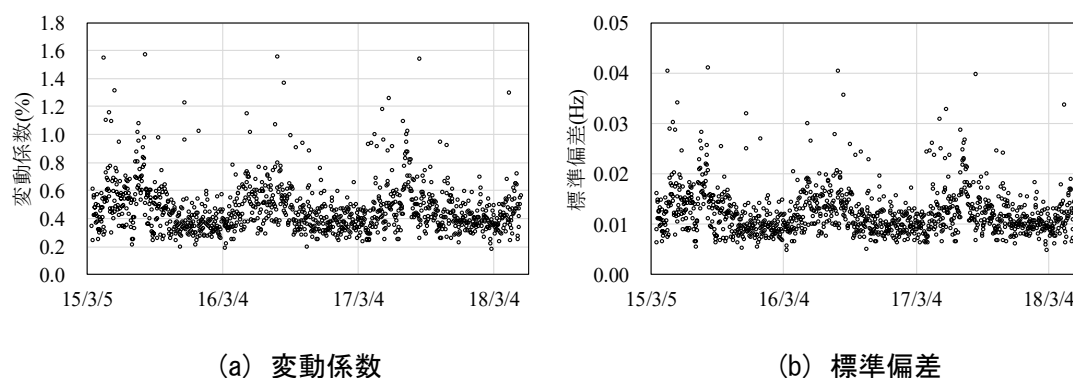


図 6-31 Y 方向一次固有振動数の変動係数と標準偏差

表 6-4 既報の一次固有振動数の変動係数

	建物名称	構造概要※1	竣工年	観測期間	変動係数
1	某建物 <sup>11)</sup>	S 造, SRC 造 地上 21 階, 地下 4 階	1990 年	2010 年 9 月から 2011 年 10 月まで	1.3%
2	明治大学駿河台校舎 リパティタワー <sup>5)</sup>	S 造 地上 23 階, 地下 3 階	1998 年	竣工から約 5 年間	0.3%
3	九州大学医学部附属 病院 <sup>12)</sup>	SRC 造, S 造 地上 11 階, 地下 1 階	測定時は 建設中	1 日間	0.9%
4	明治大学生田キャン パス理学部棟 A 館 <sup>7)</sup>	S 造 地上 11 階	2004 年	竣工から 100 ヶ月間	1.0%以下
5	明治大学駿河台キャン パスアカデミーコ モン <sup>8),9)</sup>	CFT 造 地上 11 階, 地下 2 階	2004 年	竣工から 100 ヶ月間	0.2%
6	ごみ焼却場 A 煙突 <sup>13)</sup>	RC 造 軒高 98.5m	2010 年	2011 年 3 月	1.0%以下
7	東北大学工学系総合 研究棟 <sup>14)</sup>	CFT 造, RC 造 地上 14 階, 地下 1 階	記載なし	2007 年 12 月 29 日か ら 130 日間	0.7~1.3%※2

※1 SRC 造は、鉄骨鉄筋コンクリート造をいう。CFT 造は、コンクリート充填鋼管構造をいう。

※2 平均風速の増加に対して変動係数が上昇する傾向がある。

また、観測期間全体の一次固有振動数の変動係数  $\varepsilon_f'$  を式(6.4)、標準偏差  $f_\sigma'$  を式(6.5)により求めると、X・Y 方向の変動係数はそれぞれ 0.7%、0.6%、標準偏差はそれぞれ 0.019Hz、0.017Hz であり、各測定日における一次固有振動数の変動係数および標準偏差と同程度であることが分かった。

$$\varepsilon_f' = \frac{f_\sigma'}{f_\mu'} \cdot 100 \quad (6.4)$$

$$f_\sigma' = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (f_i - f_\mu')^2} \quad (6.5)$$

ここで、 $f_\sigma'$  : 観測期間全体における一次固有振動数の標準偏差 (Hz)

$f_i$  :  $i$  時における一次固有振動数 (Hz)

$f_\mu'$  : 観測期間全体における一次固有振動数の平均値 (Hz)

$\varepsilon_f'$  : 観測期間全体における一次固有振動数の変動係数 (%)

以上のことから、一次固有振動数は日変動および季節変動があるものの、その変動係数は 1.0%以下で安定しており、変動係数 1%とすれば測定時期および時間帯による影響を無視できると考えられる。

### 6.2.3 振動特性の変化を利用した補強効果の検証

本項では、6.2.2 項で明らかにした鹿嶋灯台（RC 造）の一次固有振動数の測定時期および時間帯による影響を踏まえ、一次固有振動数の変化に基づいて補強効果を検証する。

#### 1) 実験対象

##### a) 犬吠埼灯台<sup>30),31)</sup>

犬吠埼灯台は、1874 年に建設された煉瓦造の灯台である。躯体は、外殻、内殻ともに煉瓦造の二重殻構造であり、下端における外殻の直径 7.00m かつ壁厚 0.60m、内殻の直径 4.00m かつ壁厚 0.45m である。躯体高さは 23.77m である。1987 年に耐震性確保のため、PC 鋼棒によるプレストレス導入と RC 巻き立てによる補強工事が行われた。また、基礎は RC 造で拡張され、付属舎は RC 造で復元された。なお、灯塔と付属舎は、EXPJ で構造的に分離されている。補強工事前後の犬吠埼灯台の外観を図 6-32 に示す。



(a) 補強工事前<sup>32)</sup>



(b) 補強工事後

図 6-32 犬吠埼灯台（1874 年竣工，煉瓦造）の外観

b) 出雲日御碕灯台<sup>29),30),33)</sup>

出雲日御碕灯台は、1903 年に建設された石造の灯台である。躯体は、外殻石造、内殻煉瓦造の二重殻構造であり、下端における外殻の直径 8.12m、壁厚 0.61m、内殻の直径 5.28m、壁厚 0.91m である。躯体高さは、35.68m である。1993 年に耐震性確保のため、目地材の取替えによる補強工事が行われた。補強工事前後の御前埼灯台の外観を図 6-33 に示す。



(a) 補強工事前



(b) 補強工事後

図 6-33 出雲日御碕灯台（1903 年竣工，石造）の外観<sup>34)</sup>

c) 御前埼灯台<sup>25),30)</sup>

御前埼灯台は、1874年に建設された煉瓦造の灯台である。躯体高さは14.21m、下端外径は5.49m、下端壁厚は1.29mである。1982年に耐震性確保のため、PC鋼棒を用いたプレストレス導入による補強工事が行われた。補強工事前後の御前埼灯台の外観を図6-34に示す。



(a) 補強工事前



(b) 補強工事後

図6-34 御前埼灯台（1874年竣工，煉瓦造）の外観<sup>35)</sup>



d) 大王埼灯台<sup>30)</sup>

大王埼灯台は、1927 年に建設された RC 造の灯台である。躯体高さは 17.15m，下端外径 3.88m，下端壁厚は 0.59m である。2004 年に耐震性確保のため、炭素繊維シート巻き立てによる補強工事が行われた。また基礎は RC 造で拡張された。補強工事前後の御前埼灯台の外観を図 6-35 に示す。



(a) 補強工事前<sup>36)</sup>

(b) 補強工事後

図 6-35 大王埼灯台（1927 年竣工，RC 造）の外観

2) 実験方法

各灯台の補強工事前，出雲日御碕灯台および御前埼灯台の補強工事後の振動実験方法<sup>25),30)~33)</sup>は，常時微動測定およびマンパワー加振による自由振動試験が採用されている。犬吠埼灯台および大王埼灯台の補強後の振動実験は，著者らが実施した。著者らの振動実験方法は，3.2.1 項で使用した 3 軸加速度計（K1，K2，…）あるいは 1 軸加速度計（S1，S2，…）とアナログ入力モジュールを用いて常時微動測定を採用した。加速度計は，1FL および灯室床には必ず設置し，その他適宜可能な範囲で設置した。

各灯台における振動実験の実施年月を表 6-5 に示す。なお，大王埼灯台における補強工事前の振動実験の実施月は，記載がないため不明である。

表 6-5 各灯台における振動実験の実施年月 <sup>25), 30) ~33)</sup>

	犬吠埼灯台	出雲日御碕灯台	御前埼灯台	大王埼灯台
補強工事前	1982 年 8 月	1982 年 12 月	1981 年 6 月	1982 年 一月
補強工事後	2014 年 11 月	1995 年 12 月	1985 年 3 月	2016 年 2 月

### 3) 実験結果

各灯台の補強工事前，出雲日御碕灯台および御前埼灯台の補強工事後の一次固有振動数は，パワースペクトルから求められている <sup>25),30)~33)</sup>。著者らが振動実験を実施した犬吠埼灯台および大王埼灯台の補強工事後の一次固有振動数は，灯室に設置した加速度計におけるフーリエスペクトルから求めた。フーリエスペクトルは，加速度データを 4,096 点（20 秒程度）ずつ 50%オーバーラップさせながら分割し，アンサンブル平均して求めた。なお，分割した各加速度データはハニング窓によりデータ補正し，スペクトルはバンド幅 0.5Hz の Parzen 窓により平滑化した。なお，解析対象とした時刻は，犬吠埼灯台の補強工事後において 6 時 30 分頃から 30 分間，大王埼灯台の補強工事後において 14 時 30 分頃から 50 分間とした。

各灯台の補強工事前後における一次固有振動数，測定時期および時間帯による測定誤差，一次固有振動数および剛性の増加率を表 6-6 に示す。一次固有振動数の増加率は式(6.6)を，剛性の増加率は補強工事前後で質量の変化がないと仮定し，式(6.7)を用いて算出した。これより，測定時期および時間帯による影響を考慮しても，補強工事により各灯台の剛性は増加したことが分かった。

一方，変形性能の向上は水平剛性の向上に寄与しないことから，一次固有振動数の変化に基づいた確認は難しいと考えられる。今後は，変形性能の向上に対する補強効果の確認方法に関する検討が必要である。

$$\Delta f = \frac{(f_a - \varepsilon_{f0}) - (f_b + \varepsilon_{f0})}{f_b + \varepsilon_{f0}} \cdot 100 \quad (6.6)$$

$$\Delta K = \left( \frac{f_a - \varepsilon_{f0}}{f_b + \varepsilon_{f0}} \right)^2 \cdot 100 \quad (6.7)$$

ここで， $\Delta f$ ：補強工事前後における一次固有振動数の増加率（％）

$f_a$ ：補強工事後における一次固有振動数（Hz）

$f_b$ ：補強工事前における一次固有振動数（Hz）

$\varepsilon_{f0}$ ：一次固有振動数の変動係数（ $\varepsilon_{f0}=1\%$ ）

$\Delta K$ ：補強工事前後における剛性の増加率（％）

表 6-6 各灯台の一次固有振動数の変化 <sup>25), 30) ~33)</sup>

		入口平行方向(Y 方向)			
		一次固有振動数 (Hz)	測定時期および 時間帯による 測定誤差(Hz) <sup>*</sup>	一次固有 振動数の 増加率 (%)	剛性の 増加率 (%)
犬吠埼灯台	補強工事前	2.38	±0.02	68.9	285.1
	補強工事後	4.10	±0.04		
出雲日御碕灯台	補強工事前	1.92	±0.02	27.6	162.9
	補強工事後	2.50	±0.03		
御前埼灯台	補強工事前	3.60	±0.04	18.4	140.3
	補強工事後	4.35	±0.04		
大王埼灯台	補強工事前	4.55	±0.05	23.0	151.3
	補強工事後	5.71	±0.06		
		入口直交方向(X 方向)			
		一次固有振動数 (Hz)	測定時期および 時間帯による 測定誤差(Hz) <sup>*</sup>	一次固有 振動数の 増加率 (%)	剛性の 増加率 (%)
犬吠埼灯台	補強工事前	2.48	±0.02	60.1	256.2
	補強工事後	4.05	±0.04		
出雲日御碕灯台	補強工事前	1.88	±0.02	30.3	169.9
	補強工事後	2.50	±0.03		
御前埼灯台	補強工事前	3.80	±0.04	16.1	134.7
	補強工事後	4.50	±0.05		
大王埼灯台	補強工事前	4.58	±0.05	2.5	105.1
	補強工事後	4.79	±0.05		

※ 測定時期および時間帯による測定誤差として、変動係数 1%を考慮した。

## 6.2.4 補強工法の違いが既存灯台の振動特性に与える影響

6.2.1 節で示したような補強部材の巻き立てによる補強工法が採用された場合、耐力の不足状況や劣化状況に応じて、図 6-36 に示すように①全高さを巻き立て範囲とする場合、②下部のみ巻き立て範囲とする場合、③等間隔に帯状に巻き立てる場合の 3 通りが計画される。特に RC や鋼板巻き立てによる補強において巻き立て範囲②が採用された場合、付属舎が併設された既存灯台と同様に、灯塔中腹部で剛性が急激に変化するため、地震時に応力が集中しやすくなることが懸念されている。このような地震時における応力集中は、過去の地震被害事例（第 2 章）からも裏付けられている。

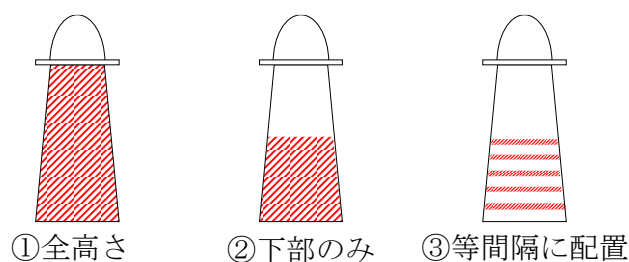


図 6-36 巻き立て範囲の種類

そこで、本節では、補強工法の違いが既存灯台の振動特性（固有振動数や振動モードなど）に与える影響を明らかにするため、鋼板巻き立てによる補強工事が行われた清水灯台（RC 造、図 6-36②）と勝浦灯台（RC 造、図 6-36③）、灯塔への補強工事が行われていない宇品灯台（RC 造、無補強）を対象とした振動実験の結果を比較する。

### 1) 実験対象

#### a) 宇品灯台

宇品灯台は、1971 年に建設された RC 造の灯台である。2007 年に耐震性確保のため灯塔下部と付属舎が EXP.J で分離されている。躯体高さ 17.00m、下端外径 2.70m、下端壁厚は 0.25m である。宇品灯台の外観を図 6-37(a)に、概要を図 6-38(a)に示す。

#### b) 清水灯台

清水灯台は、1912 年に建設された RC 造の灯台である。躯体高さは 14.10m、下端外径は 2.66m、下端壁厚は 0.66m である。1994 年に基礎の改良として基礎の拡幅および杭の新設が行われ、灯塔の改良として GL+5.64m の高さまで厚さ 6mm の鋼板が施工されている。清水灯台の外観を図 6-37(b)に、概要を図 6-38(b)に示す。

#### c) 勝浦灯台

勝浦灯台は、1917 年に建設された RC 造の灯台である。躯体高さは 15.85m、下端外径は

4.59m, 下端壁厚は約 1.10m である。1986 年に地震によって GL+1.80m, 2.70m, 3.90m, 5.70m, 7.80m の位置に生じたひび割れへの樹脂注入と幅 400mm, 厚さ 4mm の鋼板接着補強が実施されている。勝浦灯台の外観を図 6-37(c)に, 概要を図 6-38(c)に示す。



(a) 宇品灯台



(b) 清水灯台



(c) 勝浦灯台

図 6-37 補強工事後の各灯台の外観

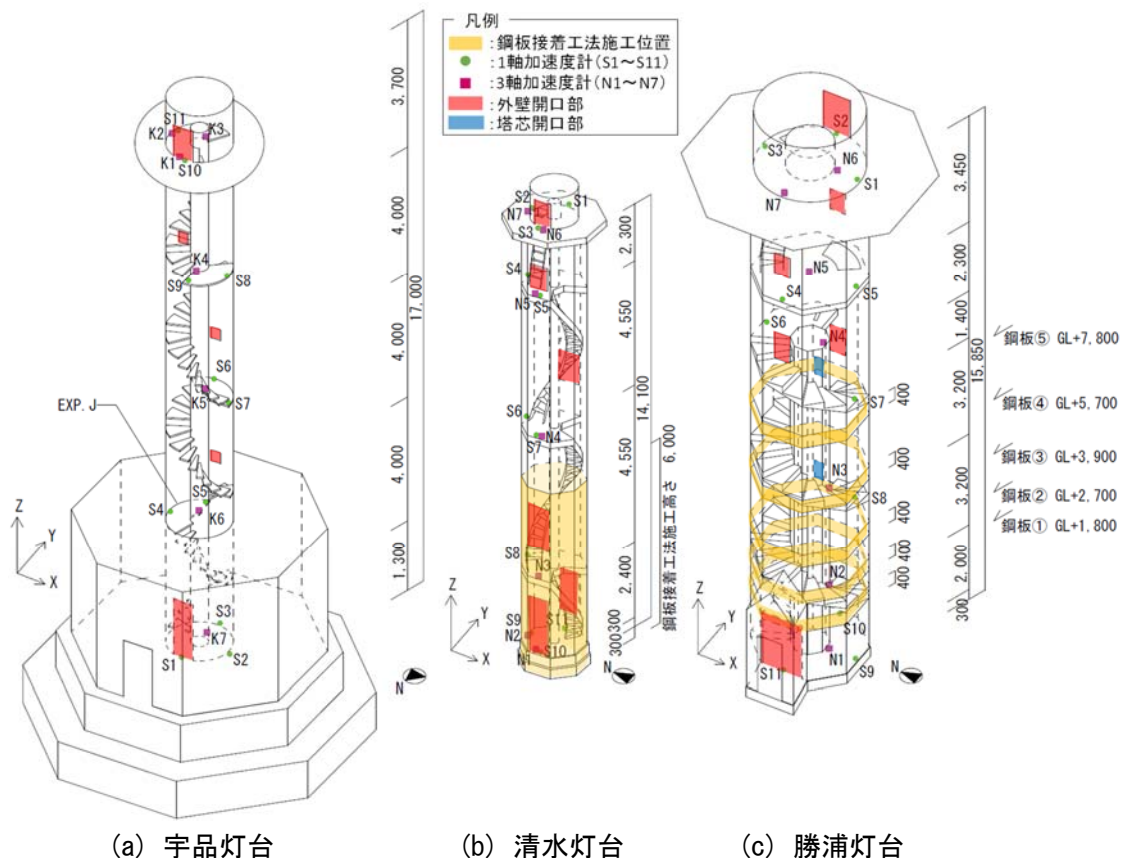


図 6-38 各灯台の概要と加速度計の設置位置

## 2) 実験方法

振動実験方法には、常時微動測定を採用した。加速度計は、3.2.1 項で使用した 3 軸加速度計 (K1, K2, …) および 1 軸加速度計 (S1, S2, …) を用いた。全ての加速度計は、開口部を有する軸に対して直交方向を X 軸、平行方向を Y 軸、上下方向を Z 軸として設置した。また、サンプリング周波数は 200Hz とした。各灯台における加速度計の設置位置は、次のとおりである。

### a) 宇品灯台

宇品灯台における加速度計の設置位置を図 6-38(a)に示す。1 軸加速度計は、S1~S7, S10, S11 において水平 2 成分と鉛直 1 成分を、S8 および S9 において水平 2 成分を測定できるように組み合わせている。

### b) 清水灯台

清水灯台における加速度計の設置位置を図 6-38(b)に示す。1 軸加速度計は、S1~S10 において水平 2 成分と鉛直 1 成分を、S11 において水平 2 成分を測定できるように組み合わせている。



c) 勝浦灯台

勝浦灯台における加速度計の設置位置を図 6-38(c)に示す。1 軸加速度計は、S1～S10 において水平 2 成分と鉛直 1 成分を、S11 において水平 2 成分を測定できるように組み合わせている。

3) 実験結果

a) 固有振動数

各点で計測されたデータを 4096 点ずつに分割し、アンサンブル平均したフーリエスペクトルを求める。各灯台の中心部に設置した加速度計のフーリエスペクトルをそれぞれ図 6-39～図 6-41 に示し、推定された地盤－建物連成系の固有振動数を表 6-7 にまとめる。なお、ハニング窓によるデータ補正を行い、スペクトルの平滑化にはバンド幅 0.5Hz の Parzen ウィンドウを用いた。解析対象としたデータはそれぞれ 1 時間分（720,000 点）とし、50%ずつオーバーラップさせた。

また、各灯台の 1FL に対する各点の伝達関数をそれぞれ図 6-42～図 6-44 に示し、推定されたスウェイ固定系の固有振動数を表 6-7 にまとめる。これより、各灯台のスウェイ固定系の一次固有振動数は、地盤－建物連成系の一次固有振動数と比較して高い値を示している。この差は、地盤のスウェイ変形の影響であると考えられ、これによる一次固有振動数の低下率を式(6.8)により算出すると、宇品灯台：1.55～4.66%，清水灯台：12.00～17.76%，勝浦灯台：2.63～4.48%である。一方、スウェイ固定系と地盤－建物連成系の二次および三次固有振動数の差は小さく、二次および三次固有振動数に対する地盤のスウェイ変形の影響は小さいと考えられる。

$$\text{低下率(\%)} = \frac{f_s - f_g}{f_s} \cdot 100 \quad (6.8)$$

ここで、 $f_s$ ：スウェイ固定系の固有振動数（Hz）

$f_g$ ：地盤－建物連成系の固有振動数（Hz）

表 6-7 常時微動測定により推定された各灯台の固有振動数

		固有振動数(Hz)					
		X 方向			Y 方向		
		一次	二次	三次	一次	二次	三次
宇品灯台	地盤-建物連成系	3.22	22.17	51.27	3.22	23.29	54.44
	スウェイ固定系	3.27	22.17	51.32	3.37	23.24	54.44
清水灯台	地盤-建物連成系	6.45	23.97	57.52	6.10	33.84	57.03
	スウェイ固定系	7.32	28.17	57.47	7.42	33.84	57.03
勝浦灯台	地盤-建物連成系	3.13	23.39	37.50*	3.61	28.32	37.55*
	スウェイ固定系	3.27	23.34	37.50*	3.71	28.32	37.55*

※ 特定できないため、仮の固有振動数とする。

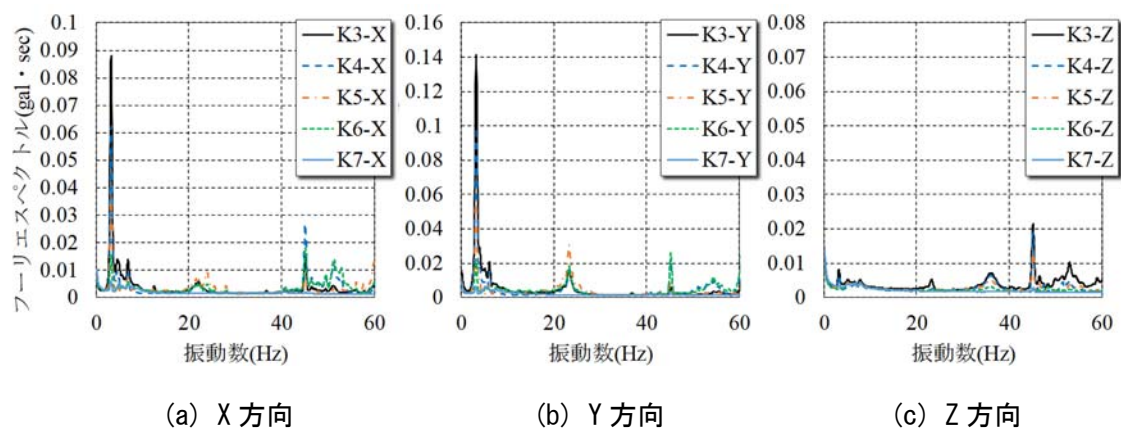


図 6-39 宇品灯台におけるフーリエスペクトル

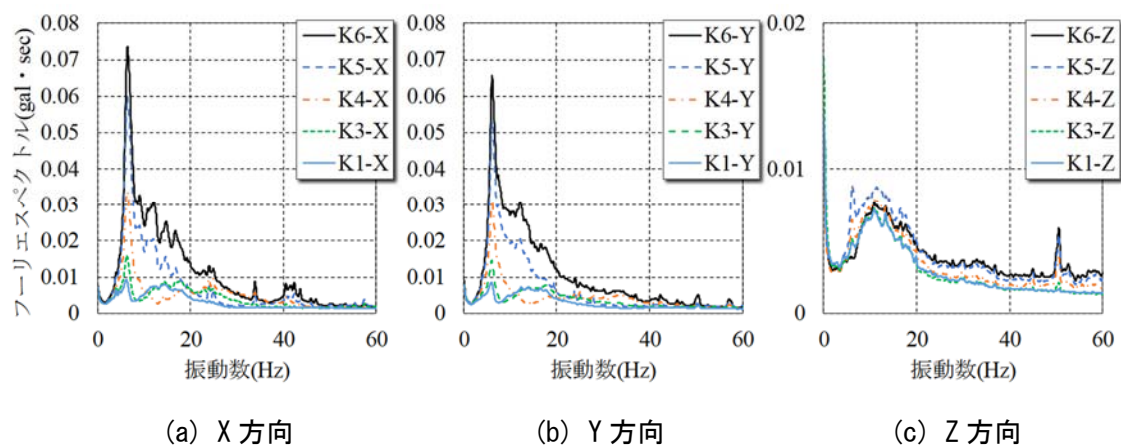


図 6-40 清水灯台におけるフーリエスペクトル

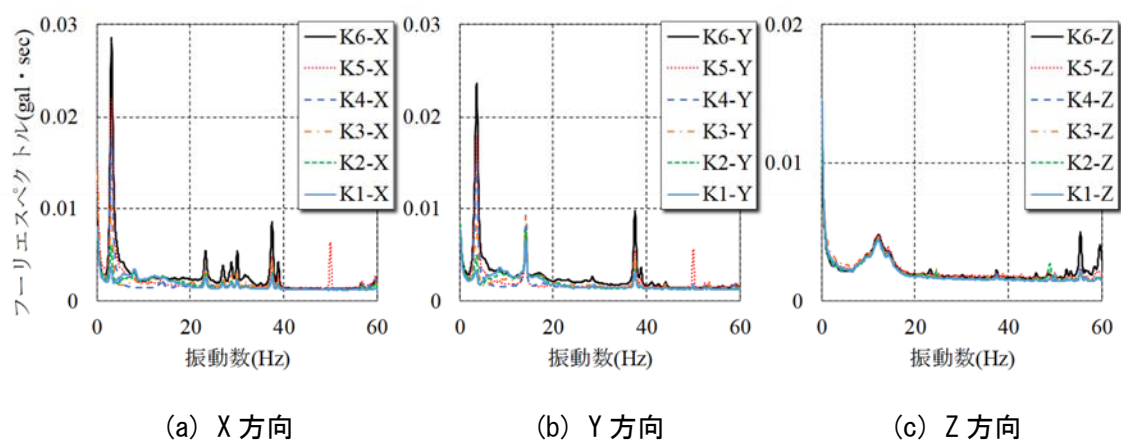
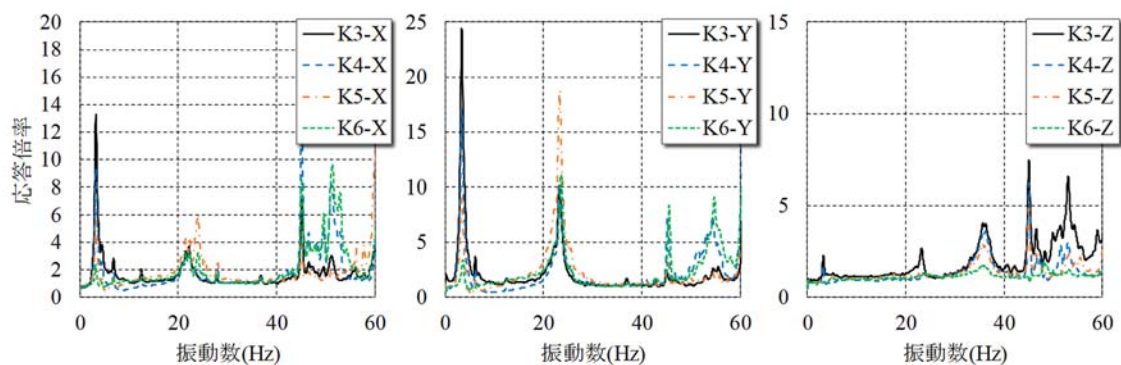


図 6-41 勝浦灯台におけるフーリエスペクトル



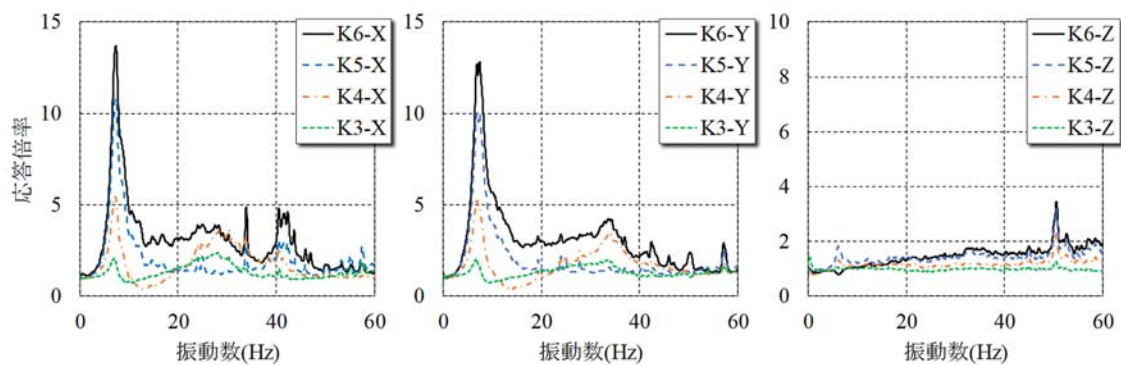


(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

図 6-42 宇品灯台における 1FL (K7) に対する各点の伝達関数

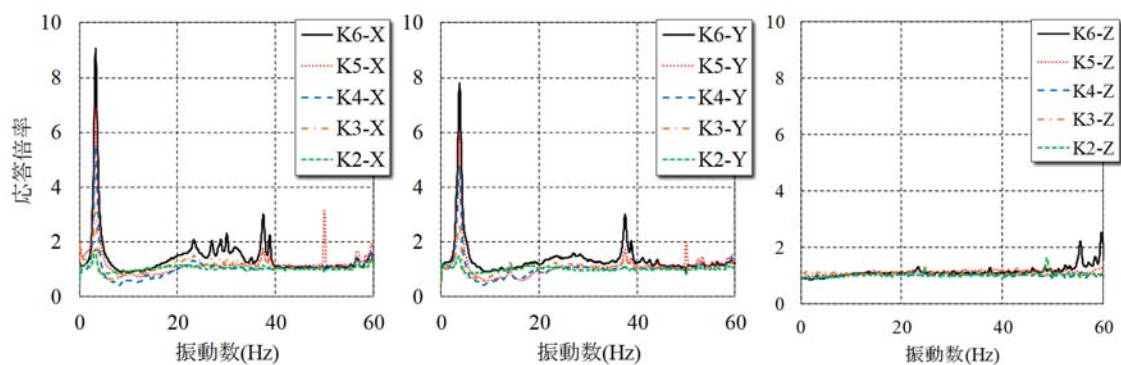


(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

図 6-43 清水灯台における 1FL (K1) に対する各点の伝達関数



(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

図 6-44 勝浦灯台における 1FL (K1) に対する各点の伝達関数

さらに、表 6-7 および図 6-39～図 6-44 の比較から、各灯台において次のような特徴が見られた。

宇品灯台：X, Y 方向ともに一次から三次固有振動数においてピークが明確に分かれており、非常に単純な振動をしていると考えられる。

Z 方向の各ピークは X, Y 方向の各次固有振動数と一致しており、その大きさは高次になるにしたがって大きくなっている。これは、高次モードになるにしたがって曲げ変形の影響が大きくなっていることを示していると考えられる<sup>37),38)</sup>。ただし、曲げ変形がどの程度影響しているかについては明らかになっていないため、今後さらに検討すべき事項である。

清水灯台：フーリエスペクトル（図 6-40）において X, Y 方向の一次固有振動数と考えられるピークは 5～40Hz まで広い裾を持っており、その中でもピークが乱立している。Z 方向のスペクトルも同様の傾向を示しており、また、スウェイ変形による一次固有振動数の低下率が 12.00～17.76%と大きいことから、清水灯台においては地盤のスウェイ変形の影響を大きく受けているものと考えられる。このため、地盤のスウェイ変形の影響を考慮しない伝達関数（図 6-43）では、二次、三次固有振動数を分離することができている。

また、フーリエスペクトル（図 6-40）のスペクトルの形に注目し、特徴別に分類すると以下の 3 通りに分けることができる。

- ・鋼板接着工法施工高さ以下（図 6-38(b)の K1, K3）
- ・鋼板接着工法施工高さ付近（図 6-38(b)の K4）
- ・鋼板接着工法施工高さ以上（図 6-38(b)の K5, K6）

このスペクトルの形の変化は、宇品灯台および勝浦灯台では確認されなかった。鋼板接着工法施工高さ付近で振動性状が変化しているものと考えられるため、地震時に施工高さ付近において灯塔外周にひび割れなどの不具合が発生する可能性がある。この点については、数値解析との比較により、今後詳細に検討する予定である。さらに、同様の補強がなされた灯台の被災履歴情報を収集し、数値解析結果と照合し、補強工法の妥当性について検証したい。

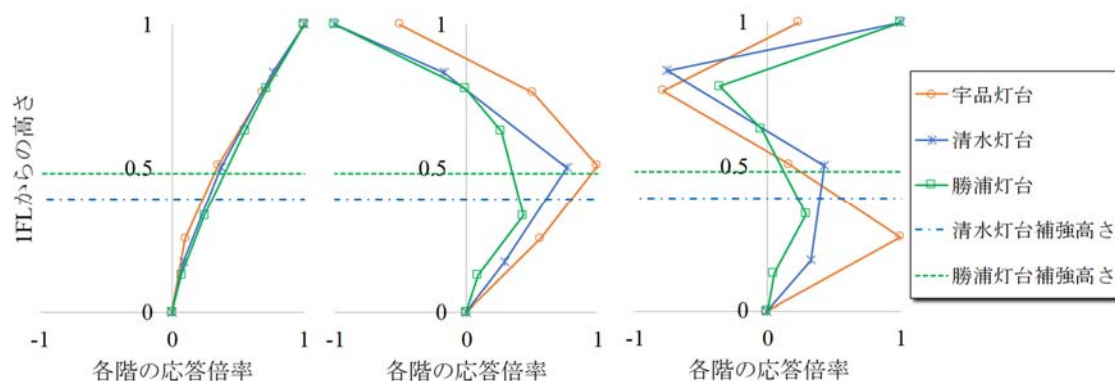
Z 方向の各ピークは X, Y 方向の各次固有振動数とは一致しておらず、曲げ変形による影響は小さいものと推測される。

勝浦灯台：X, Y 方向ともに二次以上の固有振動数でピークが乱立しており、固有振動数を特定することができなかった。この点に関しては今後数値解析とあわせて検討を行う予定である。

Z 方向の各ピークは X, Y 方向の各次固有振動数とは一致しておらず、曲げ変形による影響は小さいものと推測される。

## b) 振動モード

1FL に対する各点の加速度応答倍率（図 6-42～図 6-44）と位相情報を利用して，一次から三次振動モードを描く。なお，高さについて灯室の高さを 1 として，加速度応答倍率について各次振動モードにおける最大値を 1 として無次元化した。得られた Y 方向の各次振動モードを図 6-45 に示す。X 方向の振動モード図は，応答の大きさが Y 方向と異なるものの，モード形状の傾向が Y 方向と概ね同様であるため省略する。



(a) 一次振動モード (b) 二次振動モード (c) 三次振動モード

図 6-45 各灯台の振動モードの比較

図 6-45 より，一次振動モードにおいては各灯台共にほぼ同様の形となっており，鋼板補強による一次振動モードへの影響は少ないものと考えられる。一方，二次および三次振動モードについて，清水灯台と勝浦灯台では，補強された灯台下部の応答倍率が未補強の宇品灯台と比べて低減し，かつ，二次より三次振動モードの低減率が大きくなっており，補強により振動が抑制されていることが分かる。

以上，鋼板巻き立てによる補強が行われた RC 造灯台と補強されていない RC 造灯台の常時微動測定により，補強の有無およびその範囲の違いによって振動特性に変化が現れることを確認した。このような振動特性の変化が地震時挙動にどのように影響するかについては，数値解析や強震観測によって検討する必要がある。

### 6.3 まとめ

本章では、鹿嶋灯台の静的・動的特性の約3年間にわたる長期観測に基づき、日常的な変動の定性的・定量的傾向を明らかにした。そして、一次固有周期推定式に含まれる測定時期や時間帯による影響を明らかにし、補強工事が行われた既存灯台の補強工事前後における一次固有振動数の変化から、その補強効果を検証した。また、補強工法の違いが既存灯台の振動特性に与える影響について検討した。本章で得られた知見を以下に示す。

#### 1) 鹿嶋灯台の静的・動的特性

鹿嶋灯台のひび割れ幅、傾斜角と一次固有振動数の日変動および季節変動を定性的・定量的に示すことができた。さらに、観測期間中における鹿嶋灯台の一次固有振動数が、第4章で提案した一次固有周期の回帰推定式の95%予測区間内に収まっていることから、同式に含まれる測定時期および時間帯による影響は少ないと考えられる。

#### 2) 補強効果の検証

観測期間中における鹿嶋灯台の一次固有振動数の変動係数が1%以下で安定していることから、変動係数1%を考慮すれば測定時期および時間帯による影響を無視できると考えられる。そこで、補強工事が行われた犬吠崎灯台、出雲日御碕灯台、御前埼灯台および大王埼灯台を対象に、変動係数1%を考慮して補強効果の検証を行った結果、測定時期および時間帯による影響を考慮しても、補強工事により各灯台の剛性は増加したことが分かった。

また、補強工法の違いが既存灯台の振動特性に与える影響を明らかにするため、鋼板巻き立てによる補強工事が行われた清水灯台と勝浦灯台、灯塔への補強工事が行われていない宇品灯台を対象に振動実験を行った結果、灯塔への補強が実施されていない場合は、一次から三次振動モードはそれぞれ分離しているが、鋼板による巻き立て工法が採用された場合は、二次、三次振動モードが複雑になり、固有振動数の特定が困難となることが分かった。

## 第 7 章 結論

### 7.1 本論文の結論

本研究で取り上げた既存灯台は、航路標識のひとつとして日本の近代化や経済発展を支えてきた。既存灯台は、GPS など航海計器が発達した現在も海上交通の安全を守る重要な社会基盤施設であるとともに、文化的・景観的な価値づけが進み、近代化（産業）遺産や景観資源として後世へ継承すべき財ともなっており、現地で使い続けていくための保存手法の確立が切望されている。

本論文では、既存灯台の耐震性評価に必要となる、

既存灯台の I) 一次固有周期推定式の高精度化

II) 地震時挙動の解明

III) 静的・動的特性の変動の解明

の 3 つの課題を実測に基づいて検討した。各章の要約と得られた知見を以下に述べる。

第 1 章「序章」では、研究の背景、目的について記述し、灯台の設計基準である「航路標識構造物設計基準・同解説」の制定・改正の変遷および既往の研究を整理することで、本研究の学術的位置づけを明らかにし、既存灯台の耐震性評価に関する前記 3 つの課題を抽出した。

第 2 章「既存灯台の地震被害」では、地震被害を受けた既存灯台 42 基の竣工年、構造種別を整理・分析した結果、すべて第 1 期（1996 年以前）に竣工した既存灯台であること、煉瓦造 8 基、石造 7 基、C 造 4 基、RC 造 14 基、その他 S 造など 9 基であることが分かった。この結果に基づき、本研究で検討対象とする既存灯台を 1996 年以前に竣工した煉瓦造、石造、C 造と RC 造とした。なお、本研究の検討対象は、既存灯台全体の 70%程度を占めている。

灯塔周辺地盤の変状によって被害を生じた沿岸灯台は 7 基、基礎に損傷が生じた沿岸灯台は 2 基であり、曲げモーメントによって基礎から転倒したと考えられる事例は確認されなかった。灯塔に被害が生じた事例には、付属舎との接続部分や出入口上部に周状の亀裂が生じた場合が多かった。これらの発生位置が一次の揺れにおいて曲げによる伸びが大きくなる位置に等しいことから、一次の揺れによる被害であると考えられ、既存灯台の耐震性評価において一次の揺れの特徴を把握することが重要であることを指摘した。

第 3 章「既存灯台の振動特性の推定方法に関する検討」では、宇品灯台（RC 造、1971 年竣工）を対象に行った常時微動測定、強制振動実験、自由振動実験の結果を比較することで、常時微動測定が既存灯台の振動特性を推定する方法として妥当か否かを検討した。常時微動測定により推定された各次固有振動数および振動モードが、強制加振実験および自由振動実験により推定された結果と概ね同等であることから、常時微動測定は既存灯台の固有振動数および固有振動モードを推定するための振動実験方法として妥当であると判断し、

第4章から第6章における振動実験方法には常時微動測定を採用した。また、常時微動測定により得られた加速度波形から2種類の解析（周波数領域および時間領域）方法により各次固有振動数を推定・同定した。両者の推定・同定結果が概ね同じであったことから、常時微動測定により得られた加速度波形の解析方法は、処理が簡便な周波数領域によるものとした。

第4章「既存灯台の一次固有周期推定式に関する検討」では、煉瓦造灯台4基、石造灯台7基、RC造灯台14基の振動実験結果に基づき、既存灯台の一次固有周期の実測値と従来の設計用一次固有周期推定式による推定値とを比較することで、従来の設計用一次固有周期推定式の推定精度を明らかにした。

さらに、既存灯台の特徴である付加質量を含めた様々な構造諸元と一次固有周期との関係を明らかにすることで、既存灯台の一次固有周期に関する高精度な回帰推定式の提案を試みた。従来の設計用一次固有周期推定式と本論で提案した回帰推定式による既存灯台の一次固有周期の推定精度は表7-1のとおりであり、簡単でより精度の高い既存灯台の一次固有周期推定式を提案できた。また、既存灯台の一次固有周期と強い相関がある構造諸元は以下のとおりであり、これらの構造諸元は互いに相関関係にあることが明らかとなった。

煉瓦造灯台：躯体高さ、断面二次モーメント、アスペクト比、勾配

石造灯台：躯体高さ、断面二次モーメント、アスペクト比、  
躯体質量に対する頂部の付加質量の比、  
付加質量の影響による固有周期の変化度合い

RC造灯台：躯体高さ、断面二次モーメント、アスペクト比

さらに、基礎部あるいは灯塔の損傷、軟弱地盤（N値が5程度）との相互作用などにより一次固有周期が長くなっている可能性のある字品灯台が、本論で提案した回帰推定式の95%予測区間外にあることから、同式によって既存灯台の健全性を振動特性の観点から評価できる可能性を示唆できた。

表 7-1 従来の設計用一次固有周期推定式と本論で提案した回帰推定式による  
既存灯台の一次固有周期の推定精度

	従来の設計用一次固有周期推定式		本論で提案する 回帰推定式
	1997年から2016年の間	2017年以降	
推定式	$T=(0.02+0.01\cdot\alpha)\cdot H$	$T=0.06\cdot\sqrt{\frac{2}{E}}\cdot\frac{H^2}{D}+0.037$	$T=\begin{cases} 0.019\cdot H+0.007 & (\text{煉瓦造灯台}) \\ 0.014\cdot H+0.015 & (\text{石造灯台}) \\ 0.013\cdot H & (\text{RC造灯台}) \end{cases}$
残差平方和	0.156	0.022	0.015

※  $T$ : 一次固有周期 (sec),  $H$ : 躯体高さ (m),  $\alpha$ : 構造物のうち大部分が鉄骨造などである階の高さの合計の  $H$  に対する比,  $\gamma$ : 単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ),  $E$ : ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ ),  $D$ : 灯塔下端の外径 (m)

第5章「強震観測に基づく既存灯台の地震時挙動に関する検討」では、鹿嶋灯台（1971年竣工，RC造）を対象とした約3年間にわたる強震観測結果に基づき，計測震度3.0～3.8（気象庁震度階3～4）程度の地震に対する一次固有振動数および一次減衰定数の地震時挙動を分析した。分析の結果，常時微動時に対する地震時の一次固有振動数の低下率を定量的に示す事ができた。鹿嶋灯台では一次減衰定数に振幅依存性が見られなかった。

第6章「長期観測に基づく既存灯台の静的・動的特性に関する検討と補強効果」では，鹿嶋灯台（1971年竣工，RC造）の静的・動的特性の約3年間にわたる長期観測結果に基づき，その日常的な変動の定性的・定量的傾向を明らかにすることができた。さらに，観測期間中における鹿嶋灯台の一次固有振動数が，第4章で提案した一次固有周期の回帰推定式の95%予測区間内に収まっていることから，同式に含まれる測定時期および時間帯による影響は少ないことを示した。

また，観測期間中における鹿嶋灯台の一次固有振動数の変動係数が1%以下で安定していることから，変動係数1%を考慮すれば測定時期および時間帯による影響を無視できると考え，耐震補強工事が行われた犬吠崎灯台，出雲日御碕灯台，御前埼灯台および大王埼灯台を対象に補強効果の検証を行った。その結果，測定時期および時間帯による影響を考慮しても，耐震補強工事により各灯台の剛性の増加が確認された。

また，耐震補強工法の違いが既存灯台の振動特性に与える影響について検討した。灯塔への補強が実施されていない場合は，一次から三次振動モードはそれぞれ分離しているが，鋼板による巻き立て工法が採用された場合は，二次，三次振動モードが複雑になり，固有振動数の特定が困難となることが分かった。

## 7.2 今後の課題と将来展望

本研究の成果は、既存灯台を現地で使い続けていくための保存手法を確立する上で明らかにすべき基本的な特徴である。

第4章で得られた回帰推定式は、煉瓦造灯台4基、石造灯台7基、RC造灯台14基の既往の研究と振動実験に基づいて提案したものである。さらに、他の既存灯台とは明らかに異なる条件（地盤が軟弱であることや不同沈下、傾斜が認められること）を持つ宇品灯台（RC造）の一次固有周期が、回帰推定式の95%予測区間外にあることから、回帰推定式の予測区間の設定によって既存灯台の健全性を振動特性の観点から判断できる可能性を見出した。

また、第5章と第6章で明らかとなった振動特性の振幅依存性や静的・動的特性の日常的な変動の定性的・定量的傾向は、鹿嶋灯台（RC造）の約3年間にわたる観測によって初めて示されたものである。ただし、1基のみの結果であるため、観測対象を増やすことで精度を上げていきたい。

今後は、本研究の成果を発展させて耐震性評価および補強を効率的に進めるための優先度を決定するツールとして耐震性が不足している可能性が高い既存灯台のスクリーニング（絞込み）手法を提案することで、既存灯台の保存に役立てたいと考えている。そのためには、地震時における既存灯台の揺れを簡単に予測できる算定式を検討すること、材料劣化が部材や建造物全体の揺れや耐力に及ぼす影響を検討することが今後の課題である。



## 附章 鉄筋コンクリート造灯台の実態調査

### 1. 目的とその意義

建造物は長期間の使用によって徐々に劣化し、最終的には構造体の一体性喪失や断面欠損等による耐力の低下につながり、これらの経年劣化の影響は、既存建造物の耐震安全性において経年指標<sup>1)</sup>や劣化係数<sup>2)</sup>、安全係数<sup>3)</sup>として考慮されている。

建造物の耐久性の評価については、材料劣化要因の侵入・蓄積や凍結融解作用の繰返し等、材料学的観点から定量化や将来予測が試みられ、ある程度定式化されている<sup>4),5)</sup>。一方、材料レベルの劣化が部材や建造物全体の挙動や耐力に及ぼす影響について、定性的な傾向は明らかにされているものの、定量的な傾向は研究・実験段階<sup>6)-13)</sup>である。これらの影響について未解明な点が多いため、力学性能の低下に至らないように適切な維持管理（日常的、定期的な巡視・点検や修繕・交換等）を図っているのが現状である。

海上保安庁は、2023 年度に建設後 50 年を超える RC 造灯台など（以下、RC 造灯台と総称する）2,400 基の点検を 2023 年度までに完了することを目標としている<sup>14)</sup>。2014 年度までに点検が完了された RC 造灯台 218 基分の耐久性に対する健全性評価によれば、その半数以上が重度劣化であった<sup>14)</sup>。塩害環境下にある RC 造灯台は、海砂などの使用による内在塩分あるいは外部から浸透する飛来塩分の影響によって鉄筋が腐食し、主として腐食膨張圧によってコンクリート表面に鉄筋に沿ったひび割れや浮き、爆裂などの損傷が発生する。鉄筋の腐食が進行すると建造物全体の耐力の低下につながる恐れがあるため、RC 造灯台の耐久性を評価する上で鉄筋の腐食要因の一つである全塩化物イオン濃度は重要な項目である。しかし、鉄筋の腐食要因を特定することは、構造物の置かれている環境条件、設計条件、コンクリートの品質、経過年数や劣化などが複雑に影響するため難しく、実建造物の実態調査とその裏付けとなる実験との比較が必要である。

本章では、日本の灯台の大部分を占める RC 造灯台の維持管理に関する劣化判定基準の確立を目標に、RC 造灯台の鉄筋腐食の現状を明らかにするため、中国、四国、近畿および東海地方の RC 造灯台を対象に行った鉄筋腐食に関する実態調査結果を検討する。

## 2. 材料劣化調査の現状

海上保安庁は RC 造灯台における全塩化物イオン濃度の基準値として  $1.2\text{kg/m}^3$  を規定している。しかし、この値は海岸からの距離が近い、あるいは海砂などを使用していると考えられる中小規模の RC 造建築物 45 棟（経過年数 7～30 年）の実態調査結果<sup>15)</sup>から明らかにされたものであり、RC 造灯台の実状にそぐわない可能性がある。例えば、鶏小島灯台（1976 年竣工）では、竣工後 37 年が経過した時点の調査結果によれば、コンクリート中の全塩化物イオン濃度が  $6.9\sim 8.5\text{kg/m}^3$  と基準値（ $1.2\text{kg/m}^3$ ）を大きく上回っているものの、鉄筋は表面に点錆が広がっている程度であった。

腐食発生限界塩化物イオン濃度はコンクリートの使用材料や配合、含水状態などに影響されることが知られており、対象とする構造物の点検結果に基づいて設定されることが望ましい。

## 3. 既往の研究

鉄筋コンクリート構造物を対象とした材料劣化に関する体系的な研究や分析は各学協会によって取りまとめられており、コンクリート全般を対象としたもの<sup>4),16)~20)</sup>と特定の構造物を対象としたもの<sup>21)~27)</sup>に大分できる。しかし、RC 造灯台を対象とした材料劣化に関する実態調査は行われていない。

日本では、経年劣化現象の原因究明や補修のための現状把握を目的とした個々の既存灯台の劣化調査結果が海上保安庁により報告されている<sup>28)~35)</sup>。しかし、材料劣化の傾向を体系的に把握することを目的とした調査・研究はほとんど行われておらず、調査結果を箇条書きにまとめた程度である<sup>36)</sup>。

一方、アメリカでは、歴史的価値の高い既存灯台を保存するため、アメリカ合衆国国立公園局（U. S. National Park Service）、アメリカ沿岸警備隊（U. S. Coast Guard）、アメリカ合衆国国防総省遺産資源管理プログラム（Department of Defense Legacy Resource Management Program）およびアメリカ灯台協会（U. S. Lighthouse Society）により「Historic Lighthouse Preservation Handbook」<sup>37)</sup>が 1997 年に作成されている。同書は、歴史的価値の高い既存灯台に対する修復技術のケーススタディ（21 基分）を収録しており、個別の既存灯台の保存事業に対する参考事例集である。しかし、既存灯台の材料や部位別に配慮すべき経年劣化現象とその発生メカニズム、調査方法から補修方法に関する一般的な知見が示されているものの、材料の耐久性を評価するための指標や基準値までは言及されていない。

#### 4. 鉄筋腐食に関する実態調査

##### 4.1 調査対象の概要と建設当時の歴史的背景

調査対象は、表 1 に示す 49 基の RC 造灯台であり、中国，四国，近畿および東海地方に建設されている（図 1）。調査時点における経過年数は 20～92 年であり，その多くは 1950 年代から 1980 年代に建設されている。

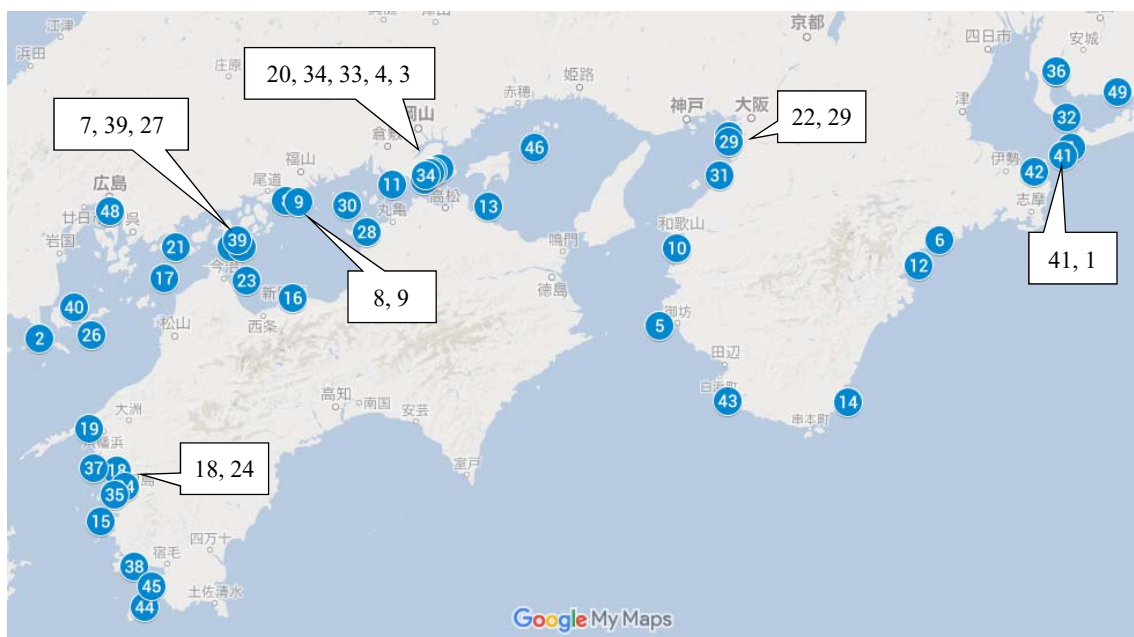


図 1 調査対象とした既存灯台の位置<sup>38)</sup>

(地図データ<sup>39)</sup> : @2018 Google, SK telecom, ZENRIN)

表 1 実態調査対象とした既存灯台

No.	灯台名称	所在地	竣工(改築) 年(年)	調査時の 経過年数	仕上げ材種類※1		海からの 距離(m)	海面から の 高さ(m)※2
					外装	内装		
1	伊良湖岬灯台	愛知県	1929	69 年 8 月	A	E	1	0
2	室津灯台	山口県	1936	77 年 9 月	A	E	2	2
3	大蛭島灯台	岡山県	1938	76 年 11 月	A	E	40	22
4	京ノ上臈島灯台	香川県	1942	72 年 10 月	B	E	10	6.5
5	紀伊日ノ御埼灯台	和歌山県	1951	63 年 7 月	B	F	185	126
6	錦灯台	三重県	1946	63 年 5 月	A	F	33	34
7	カヤトマリ鼻灯台	愛媛県	1955	58 年 7 月	C	E	40	23
8	カタビラソワイ灯標	広島県	1961	54 年 0 月	B	F	0	0
9	阿伏兎灯台	広島県	1958	56 年 1 月	B	F	69	81
10	雑賀埼灯台	和歌山県	1960	54 年 0 月	B	E	31	67
11	下津井港一文字防波堤西灯台	岡山県	1962	51 年 4 月	B	E	7	1
12	島勝灯台	三重県	1963	53 年 4 月	B	F	41	44
13	馬ヶ鼻灯台	香川県	1963	52 年 1 月	D	F	49	46
14	梶取埼灯台	和歌山県	1963	51 年 0 月	A	E	62	25
15	伊予竹ヶ島灯台	愛媛県	1966	47 年 9 月	B	E	12	25
16	新居浜港垣土埼灯台	愛媛県	1969	43 年 10 月	B	E	38	42
17	安居島灯台	愛媛県	1970	43 年 0 月	B	E	113	55
18	伊予水越島灯台	愛媛県	1971	42 年 0 月	B	E	3	8
19	室ノ鼻灯台	愛媛県	1972	40 年 11 月	B	F	32	20
20	犬戾鼻灯台	岡山県	1973	41 年 0 月	B	E	0	0
21	蒲刈荷島灯台	広島県	1973	41 年 0 月	B	E	0	2
22	大阪南港南防波堤灯台	大阪府	1974	40 年 0 月	B	F	6	2
23	比岐島灯台	愛媛県	1975	38 年 0 月	B	F	101	57
24	引出鼻灯台	愛媛県	1975	38 年 9 月	B	F	0	2
25	衣浦港半田防波堤灯台※3	愛媛県	1975	41 年 0 月	B	—	2	3

※1 A：モルタル上吹付けタイル，B：モルタル上モザイクタイル，  
C：モザイクタイル又はモルタル上アクリル系塗膜，D：モルタル上エマルジョンペイント，  
E：モルタル，F：モルタル上塗装，G：打ち放しとする。

※2 海面からの高さは，灯台表<sup>38)</sup>中の灯高から高さを差し引いた値とする。また，灯標の海面からの高さは，0mとする。

※3 No.25 と No.36 は同一構造物であるが，施工年により分けることとした。

※4 No.47 と No.48 は同一構造物であるが，施工年により分けることとした。

表 1 実態調査対象とした既存灯台（続き）

No.	灯台名称	所在地	竣工(改築) 年(年)	調査時の 経過年数	仕上げ材種類 <sup>※1</sup>		海からの 距離(m)	海面から の 高さ(m) <sup>※2</sup>
					外装	内装		
26	沖家室島長瀬灯標	山口県	1976	38 年 0 月	B	E	0	0
27	鶏小島灯台	愛媛県	1976	37 年 9 月	B	F	14	9
28	三玉岩灯標	香川県	1978	37 年 5 月	B	F	0	0
29	堺泉北大和川南防波堤北灯台	大阪府	1982	32 年 0 月	B	F	4	3
30	真鍋島港本浦 A 防波堤灯台	岡山県	1982	31 年 3 月	B	F	2	4
31	阪南港阪南二区南防波堤灯台	大阪府	1983	31 年 0 月	B	F	3	5
32	下瀬礁灯標	愛媛県	1962	31 年 8 月	B	—	0	0
33	讃岐寺島灯台	香川県	1985	29 年 4 月	B	—	0	1
34	宇野港口飛州灯台	岡山県	1985	28 年 4 月	B	G	4	2
35	坊主渚灯標	愛媛県	1987	26 年 11 月	B	E	0	0
36	衣浦港半田防波堤灯台 <sup>※3</sup>	愛知県	1990	26 年 0 月	B	E	2	3
37	大崎鼻灯台	山口県	1988	25 年 9 月	B	E	109	98
38	天巖鼻灯台	愛媛県	1988	24 年 10 月	B	E	86	66
39	下小丸子島灯台	愛媛県	1991	22 年 1 月	B	E	11	12
40	久賀港大崎鼻灯台	山口県	1994	20 年 0 月	B	E	31	4
41	神島港北防波堤灯台	三重県	1978	39 年 3 月	B	F	2	3
42	鳥羽導灯（後灯）	三重県	1932	84 年 9 月	A	F	314	52
43	市江埼灯台	和歌山県	1921	92 年 1 月	A	F	230	84
44	柏島港口灯台	高知県	1956	57 年 7 月	B	—	22	3
45	白埼灯台	高知県	1959	55 年 2 月	B	F	81	46
46	松島灯台	兵庫県	1968	46 年 0 月	B	F	50	42
47	宇品灯台 <sup>※4</sup>	広島県	1950	66 年 1 月	B	F	34	25
48	宇品灯台 <sup>※4</sup>	広島県	1971	44 年 11 月	A	F	34	25
49	三河港三谷南防波堤東灯台	愛知県	1939	77 年 10 月	C	G	2	2

<sup>※1</sup> A：モルタル上吹付けタイル，B：モルタル上モザイクタイル，  
C：モザイクタイル又はモルタル上アクリル系塗膜，D：モルタル上エマルジョンペイント，  
E：モルタル，F：モルタル上塗装，G：打ち放しとする。

<sup>※2</sup> 海面からの高さは、灯台表<sup>38)</sup>中の灯高から高さを差し引いた値とする。また、灯標の海面からの高さは、0mとする。

<sup>※3</sup> No.25 と No.36 は同一構造物であるが、施工年により分けることとした。

<sup>※4</sup> No.47 と No.48 は同一構造物であるが、施工年により分けることとした。

航路標識の年度末竣工基数の推移<sup>40)</sup>を図2に示す。1950年代から1970年代は、太平洋戦争の復興や、後の高度経済成長における港湾の拡大のため、灯台の新設基数が著しく多かった年代<sup>41)</sup>である。この年代の建設ラッシュは灯台に限った現象ではなく、建設業界全体に起こった現象である。東京オリンピックや大阪万博などが建設需要を大きく盛り上げらせ、建設量が急増したことから、不足する河川砂の代替材料として海砂の利用が始まった。レディミクストコンクリートの砂消費量に関する1983年の実態調査<sup>42)</sup>によれば、海砂は中国・四国・九州・沖縄地方で細骨材の50～55%を、近畿・北海道地方で40%を占めていた。

海砂の塩分含有量については、1957年版JASS5で既に規定されていた。しかし、当時は現場練りからレディーミクストコンクリート（工場練り）へ、カート打設からポンプ工法への転換時期でもあった。コンクリート工事の分業化による管理体制の不備や適切な分析手法の整備が十分になされていなかったことなどから、JASS5の塩分規定が機能しにくい状況であり、規定の塩分含有量が当時守られていたかどうかは疑問視されている<sup>42)</sup>。その後、塩分規定の見直し、生コン業界での除塩対策などが行われ、最終的に1986年6月2日の建設省通達「コンクリート中の塩化物総量規制について」により、海砂などに含まれる塩化物の除去が十分に行われるようになった<sup>42)</sup>。

以上、表1に示すRC造灯台の建設年代と建設地域を考慮すれば、これらのほとんどは内在塩分による鉄筋腐食が進行している可能性が高い。

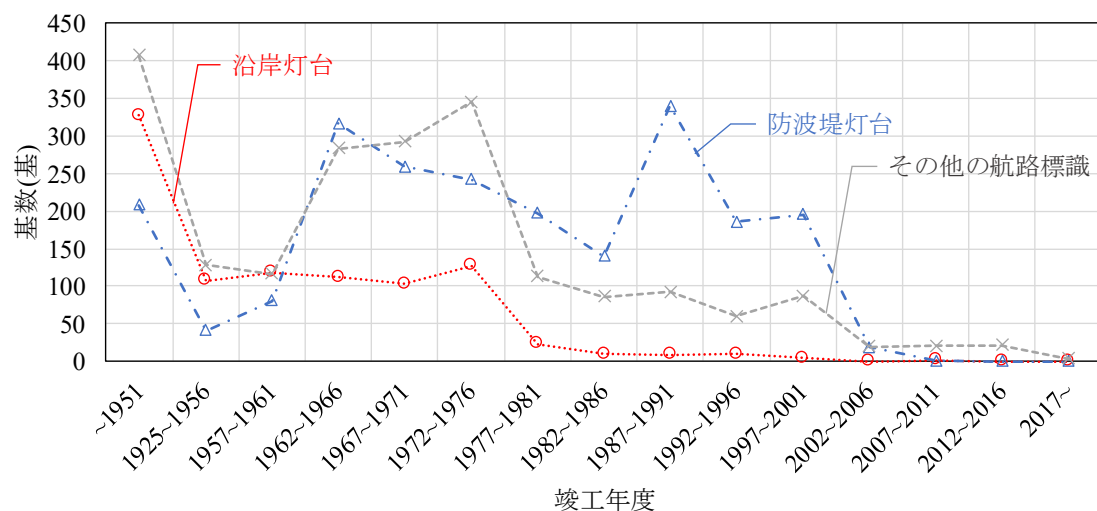


図2 航路標識の年度別竣工基数の推移<sup>40)</sup>

## 4.2 調査方法

### 1) 外観変状

目視により劣化状況を観察した。ひび割れ幅はクラックスケールを用いて測定した。

### 2) 鉄筋の腐食状況

はつり調査箇所における鉄筋の腐食状況を表 2 により評価した。最も厳しい腐食環境にある鉄筋の腐食状況を対象灯台の代表として評価するため、はつり調査箇所は原則ひび割れが認められる箇所とした。

### 3) かぶり厚さ

はつり調査箇所においてかぶり厚さを測定した。

### 4) コンクリートの中性化深さ



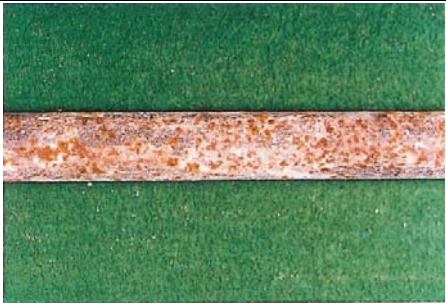


躯体から採取したコアを試料とし、JIS A 1152 に準拠して中性化深さを測定した。中性化深さの測定面はコアの割裂面とし、コア 3 本の中性化深さの平均値を対象灯台のコンクリートの中性化深さとした。また、はつり調査箇所でも中性化深さを測定した。

### 5) コンクリート中の全塩化物イオン濃度

躯体から採取したコアを試料とし、JIS A 1154（伊良湖岬灯台（No.1）のみ JCI-SC4）に準拠してコンクリート中に含まれる全塩化物イオン濃度を測定した。採取したコアのコンクリート表面から 20mm ごとにスライスしたものを試料とし、全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布を求めた。

全塩化物イオン濃度とは、細孔溶液中に溶解、遊離していて鉄筋の腐食に直接関与する可溶性塩化物イオンと、セメント水和物に固定あるいは吸着されている塩化物イオンとを含めた塩化物イオン濃度を指す。

表 2 鉄筋の腐食状況の評価基準<sup>43)</sup>

グレード	評価基準	鉄筋の状況
I	腐食がない状態、または表面にわずかな点さびが生じている状態。	
II	表面に点さびが広がって生じている状態。	
III	点さびがつながって面さびとなり、部分的に浮きさびが生じている状態。	
IV	浮きさびが広がって生じ、コンクリートにさびが付着し、断面積で 20%以下の欠損を生じている箇所がある状態。	
V	厚い層状のさびが広がって生じ、断面積で 20%を超える著しい欠損を生じている箇所がある場合。	

(写真の出典：文献 44))



### 4.3 調査結果および考察

#### 4.3.1 鉄筋の腐食状況の傾向

鉄筋の腐食グレードは、伊良湖岬灯台（No.1）を除いた全てで評価した。調査時点における経過年数ごとの鉄筋の腐食グレードを外装仕上げ材別に図 3 に示す。経過年数が小さいにもかかわらず鉄筋の腐食グレードの大きい場合や、反対に 60 年以上が経過しても鉄筋の腐食グレードが I である場合があり、経過年数と鉄筋の腐食グレードとの間に関連は見られなかった。したがって、経過年数が大きいほど鉄筋の腐食が進行している可能性が高いと判断することはできない。

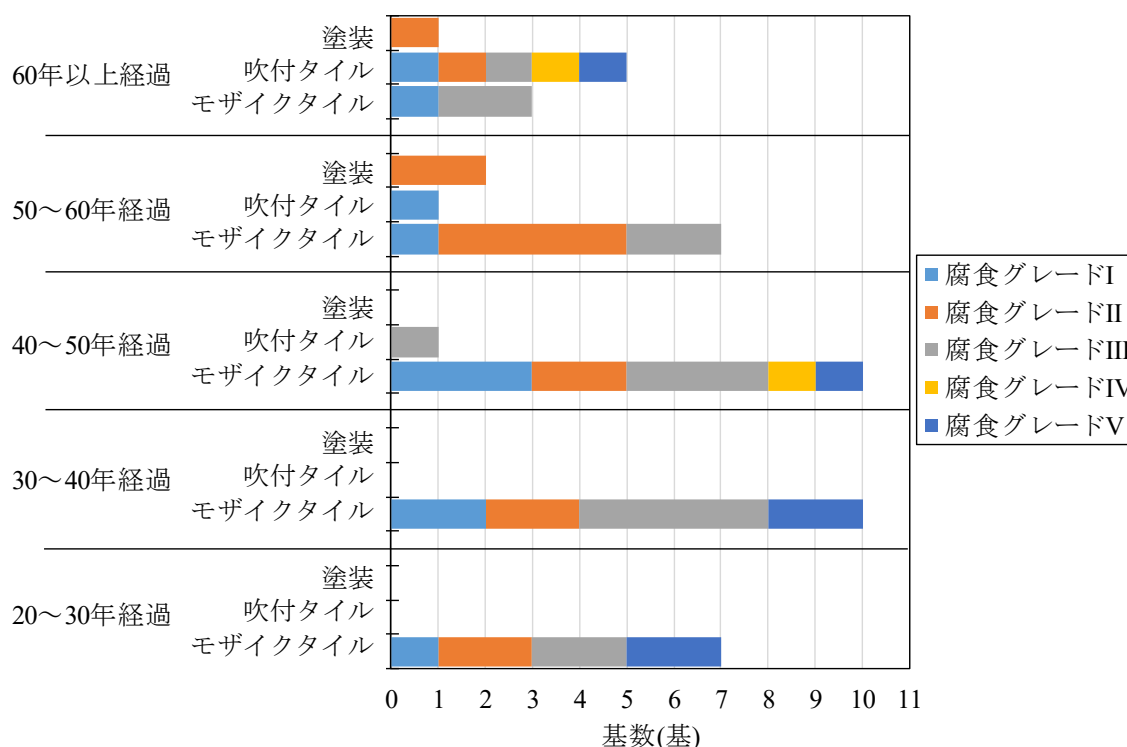


図 3 調査時点における経過年数ごとの鉄筋の腐食グレード

#### 4.3.2 かぶり厚さの傾向

竣工（改築）年ごとの屋内側および屋外側コンクリートのかぶり厚さの分布を図 4 に示す。なお、かぶり厚さにはモルタル塗り厚さおよび仕上げ材を含まない。これより、屋内側コンクリートのかぶり厚さは、50～200mm でばらついていることが分かった。また、屋外側コンクリートのかぶり厚さは、柏島港口灯台（No.44）を除き、30～150mm 程度の範囲でばらついていることが分かった。

「航路標識構造物設計基準・同解説」の変遷（第 1 章）より、灯台におけるかぶり厚さは、1997 年に 70mm 以上、2017 年に 60mm 以上確保されるように規定されており、調査対象とした灯台が建設された当時は規定がなかった。

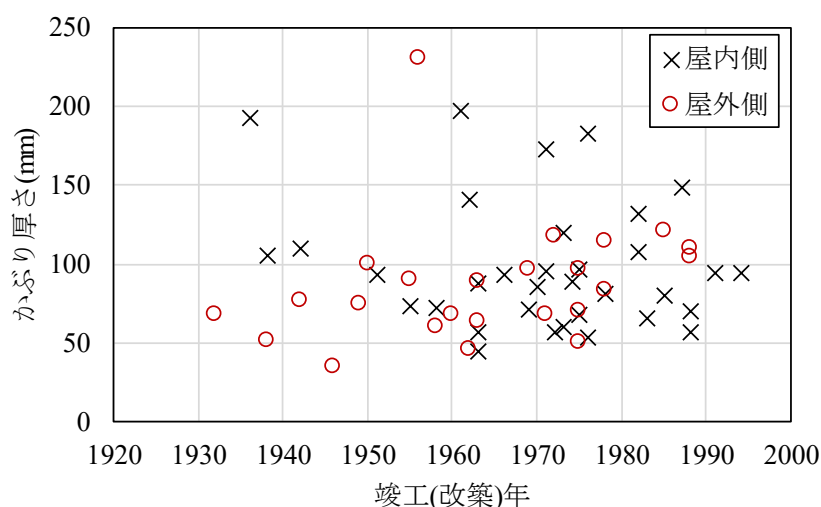


図4 竣工（改築）年ごとの屋内側および屋外側コンクリートのかぶり厚さ

#### 4.3.3 コンクリートの中性化深さの傾向

鉄筋の腐食グレードと中性化率の関係を図5に示す。中性化率は、中性化深さをかぶり厚さで除した値であり、1.0以上である場合は中性化深さが鉄筋位置まで達している。このとき、中性化深さには、はつり調査箇所における実測値を優先して採用し、はつり調査箇所では実測できていない場合には採取したコアの割裂面で実測した平均値を採用した。中性化深さにモルタルは含んでいない。これより、屋外側コンクリートの中性化率は屋外側に比べて小さく、屋外側コンクリートはほとんど中性化していないことが明らかとなった。鉄筋位置まで中性化が進行している灯台は、屋内側で島勝灯台(No.12)と宇野港口飛州灯台(No.34)、屋外側で島勝灯台(No.6)であった。

一般に、中性化によって鉄筋が腐食し始める時点は、湿度の低い環境にある屋内側ではかぶり厚さから20mm奥に、湿潤あるいは乾湿繰返し環境にある屋外側ではかぶり厚さに達した時点であると言われている<sup>44)</sup>。島勝灯台(No.12)では、屋内側コンクリートの中性化深さがかぶり厚さから10.1mm奥までであり、全塩化物イオン濃度が平均で $0.00\text{kg/m}^3$ と低いことから、鉄筋の腐食グレードはIであったと考えられる。一方、宇野港口飛州灯台(No.34)では、屋内側コンクリートの中性化深さがかぶり厚さから27.1mm奥まで達しており、全塩化物イオン濃度が $6.86\text{kg/m}^3$ と高いことから、中性化と塩害の複合劣化作用を受けて鉄筋腐食（腐食グレードV）に至ったと考えられる。錦灯台(No.6)でも、屋外側コンクリートの中性化深さがかぶり厚さから13.6mm奥まで達しており、全塩化物イオン濃度が平均で $0.80\text{kg/m}^3$ と高いことから、中性化と塩害の複合劣化作用を受けて鉄筋腐食（腐食グレードIV）に至ったと考えられる。

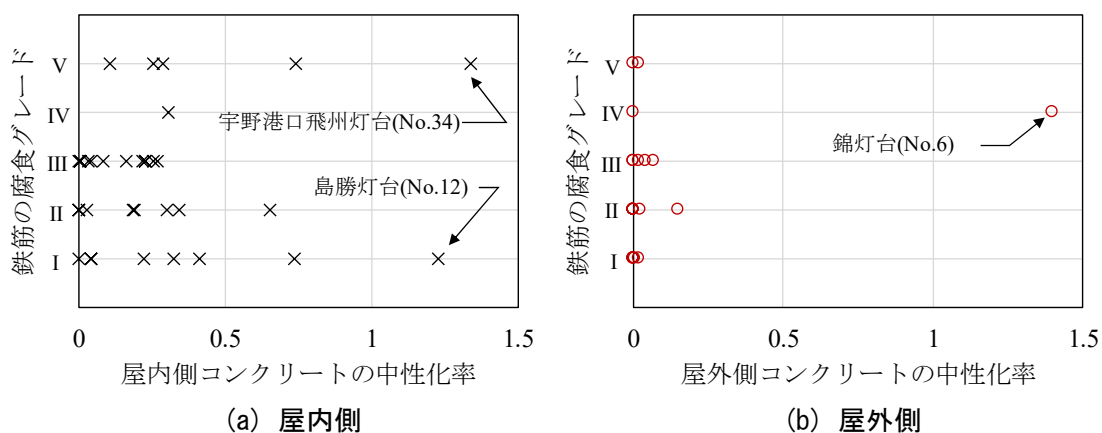


図5 鉄筋の腐食グレードと中性化率の関係

次に、屋内側および屋外側コンクリートの見かけの平均中性化速度係数を竣工（改築）年ごとにそれぞれ図6、図7に示す。見かけの平均中性化速度係数は式(1)を用いて算出した。なお、中性化深さにモルタルは含んでいない。これらより、屋外側コンクリートに比べて、屋内側コンクリートの見かけの平均中性化速度係数が大きいことが分かった。屋内側コンクリートの見かけの平均中性化速度係数は、 $0 \sim 10 \text{ mm}/\sqrt{\text{年}}$ の範囲でばらつきが見られた。屋外側コンクリートの見かけの平均中性化速度係数は、概ね  $1 \text{ mm}/\sqrt{\text{年}}$ 以下であった。屋外側コンクリートで特に中性化率と平均中性化速度係数が大きかった錦灯台（No.6）では、外観目視調査において塗膜のひび割れや摩耗、剥離などが確認されており、仕上げ材の劣化が平均中性化速度係数の増大に影響していると考えられる。

$$\bar{A} = \frac{(\sum \overline{C_{ci}})/n}{\sqrt{\text{year}}} \quad (1)$$

ここで、 $\bar{A}$  : 見かけの平均中性化速度係数 ( $\text{mm}/\sqrt{\text{年}}$ )

$\overline{C_{ci}}$  : 採取コア  $i$  の割裂面で測定した中性化深さ (mm)

$n$  : 採取コア数 (本)

$\text{year}$  : 調査時における経過年数 (年)

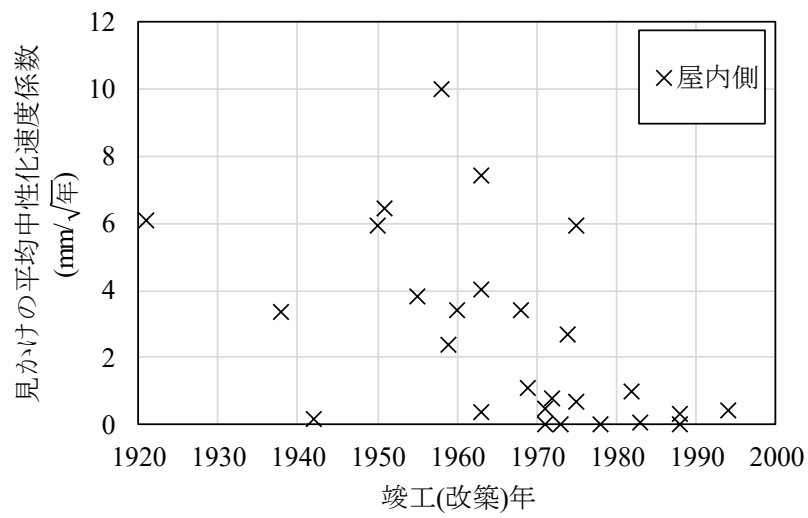


図 6 竣工（改築）年ごとの屋内側コンクリートの見かけの平均中性化速度係数

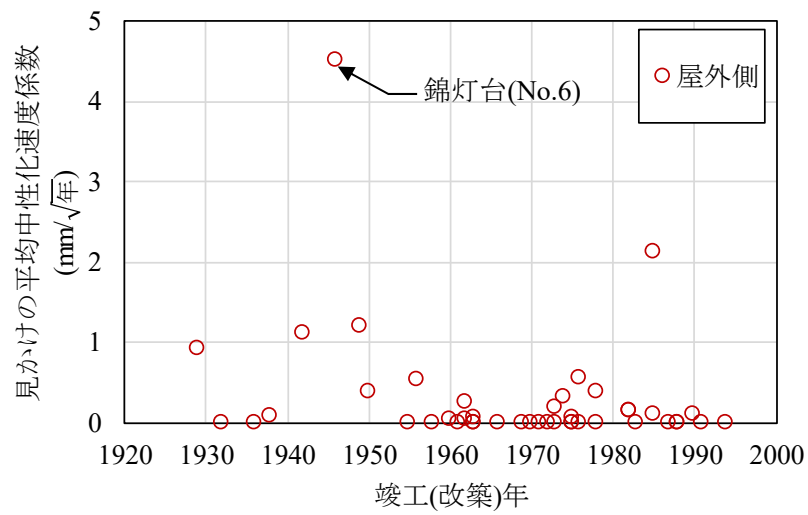


図 7 竣工（改築）年ごとの屋外側コンクリートの見かけの平均中性化速度係数

#### 4.3.4 鉄筋の腐食状況と全塩化物イオン濃度、ひび割れの関係

全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布を鉄筋の腐食グレード別に図8に示す。なお、全塩化物イオン濃度の参考値として、土木学会、日本建築学会および日本港湾協会が提案されている腐食発生限界塩化物イオン濃度（以下、限界値という）を併記する。土木学会による限界値は、RC造灯台に使用されているセメントが普通ポルトランドセメントであると仮定した場合、水セメント比に応じて  $1.75 \sim 2.50 \text{ kg/m}^3$  の値を採る<sup>46)</sup>。日本建築学会による限界値は、鉄筋の腐食速度に及ぼす影響が大きいとされる  $1.20 \text{ kg/m}^3$  が規定されている<sup>44)</sup>。日本港湾協会による限界値は、海洋環境下に15年間暴露されたコンクリートの円柱供試体の実験結果<sup>47)</sup>に基づいた値であり、かぶり厚さが70mm以上確保されている場合において  $2.00 \text{ kg/m}^3$  とすることができる<sup>48)</sup>。

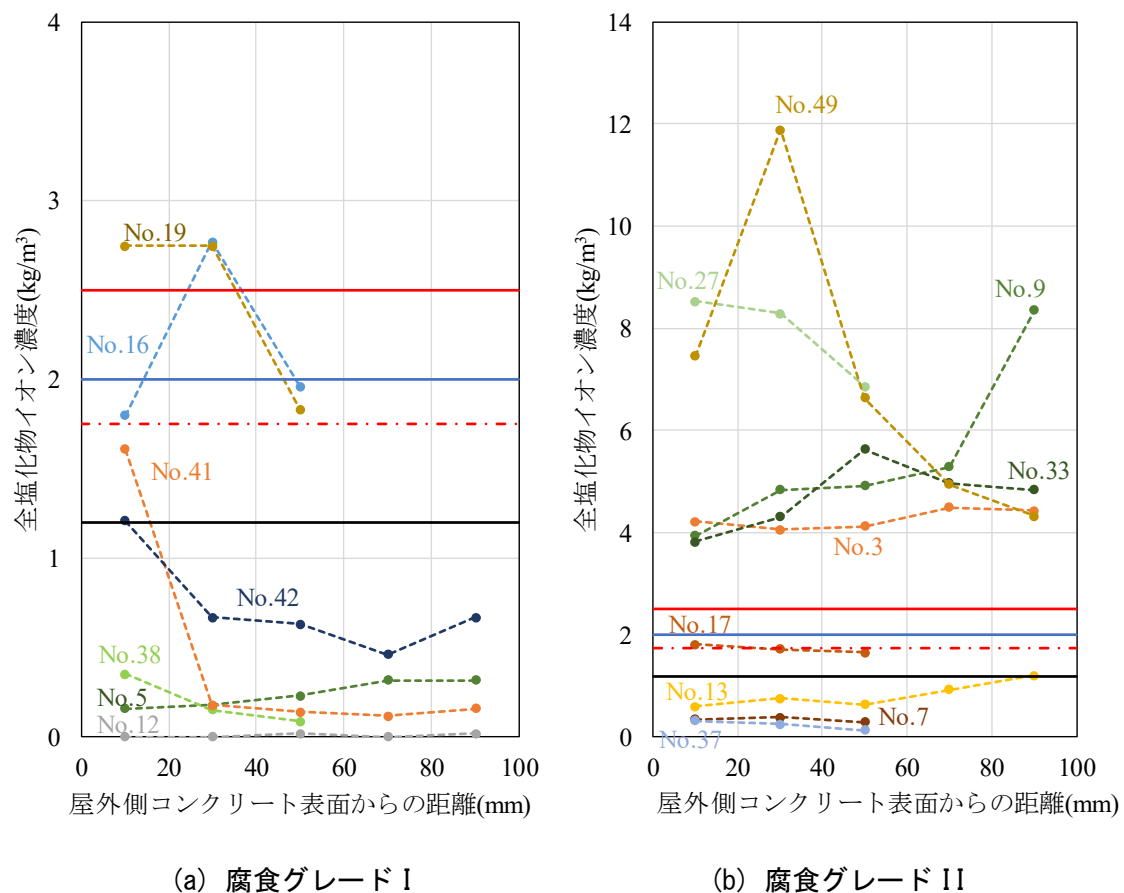
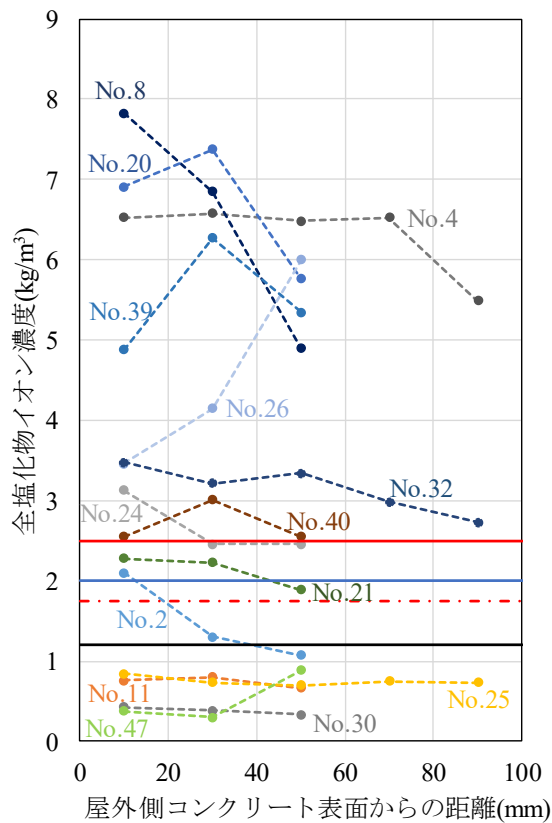
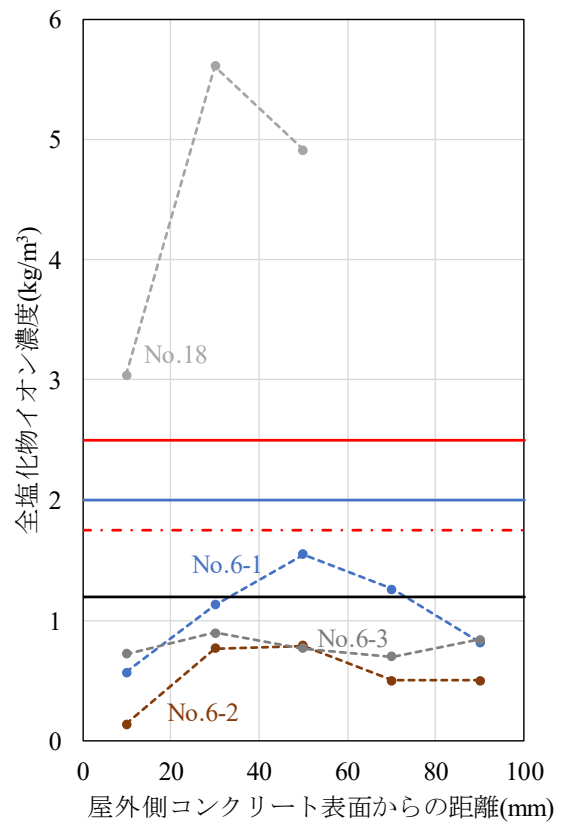


図8 全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布

- ※
- (赤) : 土木学会による最低限界値 ( $2.50 \text{ kg/m}^3$ )
  - - - (赤) : 土木学会による最高限界値 ( $1.75 \text{ kg/m}^3$ )
  - (黒) : 日本建築学会による限界値 ( $1.20 \text{ kg/m}^3$ )
  - (青) : 日本港湾協会による限界値 ( $2.00 \text{ kg/m}^3$ )



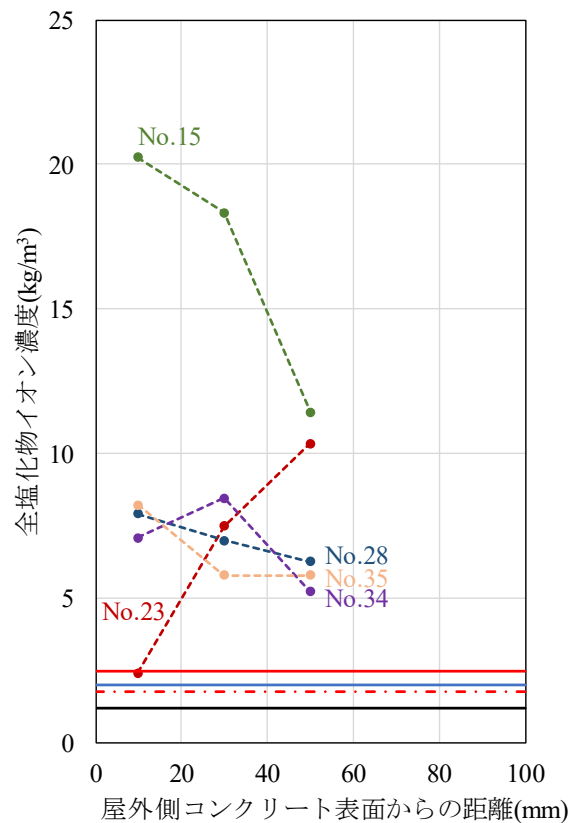
(c) 腐食グレード III



(d) 腐食グレード IV

図 8 全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布 (続き)

- ※
- (red) : 土木学会による最低限界値 (2.50kg/m³)
  - - - (red) : 土木学会による最高限界値 (1.75kg/m³)
  - (black) : 日本建築学会による限界値 (1.20kg/m³)
  - (blue) : 日本港湾協会による限界値 (2.00kg/m³)



(e) 腐食グレード V

図 8 全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布 (続き)

- ※ ——— : 土木学会による最低限界値 (2.50kg/m³)  
 - . - . - : 土木学会による最高限界値 (1.75kg/m³)  
 ——— : 日本建築学会による限界値 (1.20kg/m³)  
 ——— : 日本港湾協会による限界値 (2.00kg/m³)

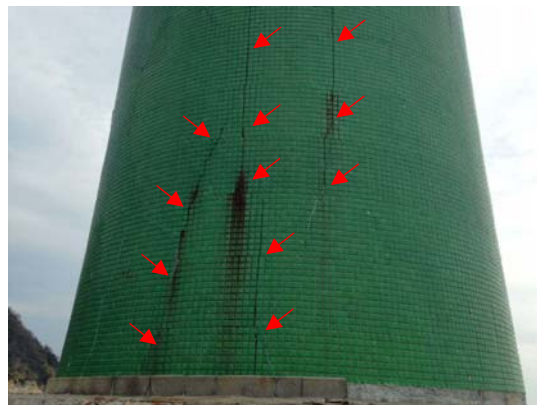
腐食グレードが III 以下、かつ、全塩化物イオン濃度が 1.2kg/m³ を下回る灯台の屋外側外壁には、下津井港一文字防波堤灯台 (No.11) および衣浦港半田防波堤灯台 (No.25) を除いてひび割れが確認されなかった。下津井港一文字防波堤灯台 (No.11) および衣浦港半田防波堤灯台 (No.25) では、幅 0.15～0.5mm 程度の乾燥収縮によると考えられるひび割れが散見された。

腐食グレードが III 以下、かつ、全塩化物イオン濃度が 1.2kg/m³ 以上の灯台の屋外側外壁には、ひび割れが確認されている。ほとんどの灯台で確認されたひび割れは、幅 0.1～1.0mm 程度の乾燥収縮によるものと考えられる。しかし、犬戻鼻灯台 (No.20) および沖家室島長瀬灯標 (No.26) では、幅 0.5～2.0mm 以上で鉛直方向に伸びるひび割れが確認されている。両灯台で確認されたひび割れの状況をそれぞれ図 9(a), 図 9(b)に示す。これらのひび割れは、灯塔の全周に等間隔に生じており、赤褐色の析出物を伴っていることから鉄筋腐食に起因

する主筋に沿ったひび割れであると考えられる。



(a) 犬尾鼻灯台 (No. 20)



(b) 沖家室島長瀬灯標 (No. 26)

図9 鉄筋の腐食グレードがIIIの灯台の屋外側外壁で確認されたひび割れの状況

腐食グレードIVの伊予水越島灯台(No.18)の外壁には、幅2.0mmの鉄筋腐食に起因すると考えられる鉛直方向に伸びるひび割れが確認されており、鉄筋腐食に起因するひび割れであると考えられる。一方、錦灯台(No.6)の屋外側外壁には幅0.2mm未満の乾燥収縮によると考えられるひび割れが生じている。

腐食グレードVの灯台は、屋内外問わず、外壁に幅0.9～2.0mmの鉛直方向のひび割れが確認されており、鉄筋腐食に起因するひび割れであると考えられる。比岐島灯台(No.23)の屋内側外壁に発生しているひび割れについては、主筋まで達していることが確認されている。



図10 比岐島灯台(No.23)のはつり調査箇所における鉄筋の腐食状況(腐食グレードV)とひび割れの状況



以上のことから、鉄筋の腐食グレードがⅢ以上になると、外壁に鉛直方向のひび割れが確認されるようになることが分かった。外壁に鉛直方向のひび割れが確認された場合には、鉄筋の腐食が進行している可能性が高いため、早急に詳細な劣化調査を行い、適切な処置を講じる必要がある。

#### 4.3.5 全塩化物イオン濃度と中性化深さの関係

一般に、建造物の外部からもたらされる飛来塩分が建造物の内部に侵入する場合における全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布は、コンクリートの表層で最大値を示す。しかし、図 8 に示す全塩化物イオン濃度は、コンクリートの表層よりも内部の方が大きいものがほとんどである。コンクリートの表層よりも内部で全塩化物イオン濃度が大きくなる要因の一つにコンクリートの炭酸化による濃縮現象<sup>46)</sup>が挙げられるが、コンクリートの中性化深さと全塩化物イオン濃度が最大値を示す位置が一致した灯台は、図 11、図 12 に示す錦灯台(No.6)と阿伏兎灯台(No.9)のみであった。コンクリートが中性化していないにもかかわらず、全塩化物イオン濃度がコンクリートの表面付近で小さいこと、深さ方向に不規則に分布していること、その値が著しく大きいことから、RC 造灯台には海砂使用などによる内在塩分が含まれていると考えられる。

したがって、RC 造灯台について、土木学会で提案されているような外来塩分の浸透を想定した Fick の拡散方程式の適用による全塩化物イオン濃度の将来予測は難しいと判断した。

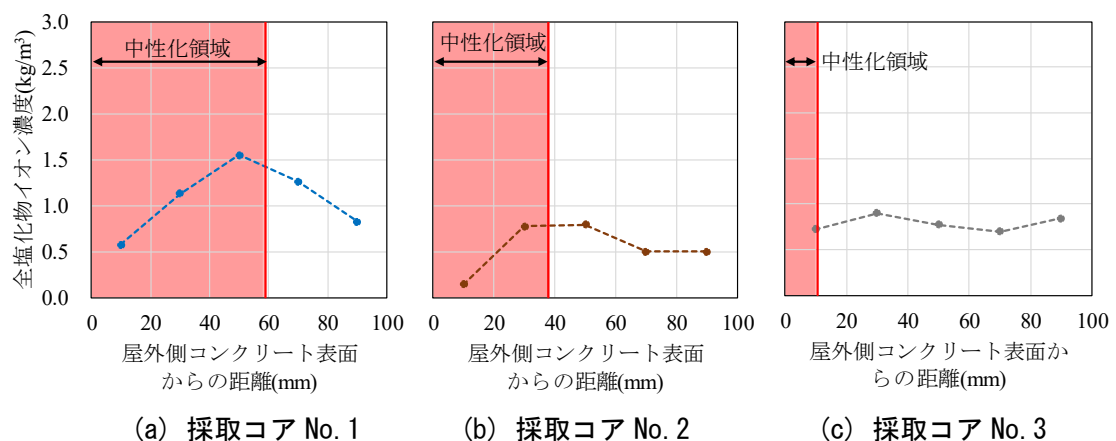


図 11 錦灯台 (No. 6, 腐食グレードⅣ) の全塩化物イオン濃度と中性化領域との関係

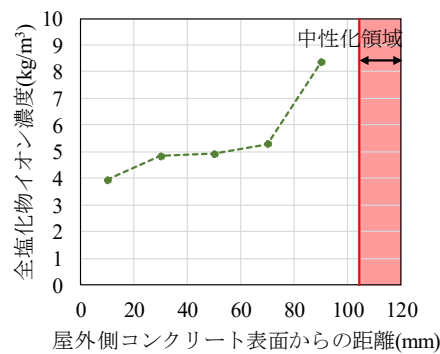


図 12 阿伏兎灯台（No. 9, 腐食グレード II）の  
全塩化物イオン濃度と中性化領域との関係

#### 4.3.6 鉄筋の腐食状況と全塩化物イオン濃度、かぶり厚さの関係

全塩化物イオン濃度の測定位置を、屋外側コンクリートのかぶり厚さを 1 とした場合の倍率で表した全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布を図 13 に示す。これより、阿伏兎灯台（No.9）や三河港三谷南防波堤東灯台（No.49）のように、鉄筋位置の全塩化物イオン濃度が各学協会による限界値を上回っているにもかかわらず、鉄筋の腐食グレードは I である場合があることが明らかとなった。

鉄筋の腐食反応には酸素や水の供給が必要であることから、鉄筋の腐食速度は鉄筋への酸素供給やコンクリート中の含水状態、つまり、かぶりコンクリートの品質やかぶり厚さに大きく影響される<sup>49)</sup>。そのため、各学協会では塩害環境に応じた最小かぶり厚さを規定することで、塩害に対する耐久性の確保を図っている。日本建築学会<sup>50)</sup>によるかぶり厚さの規定を表 3 に、日本港湾協会<sup>51)</sup>によるかぶり厚さの規定を表 4 に示す。

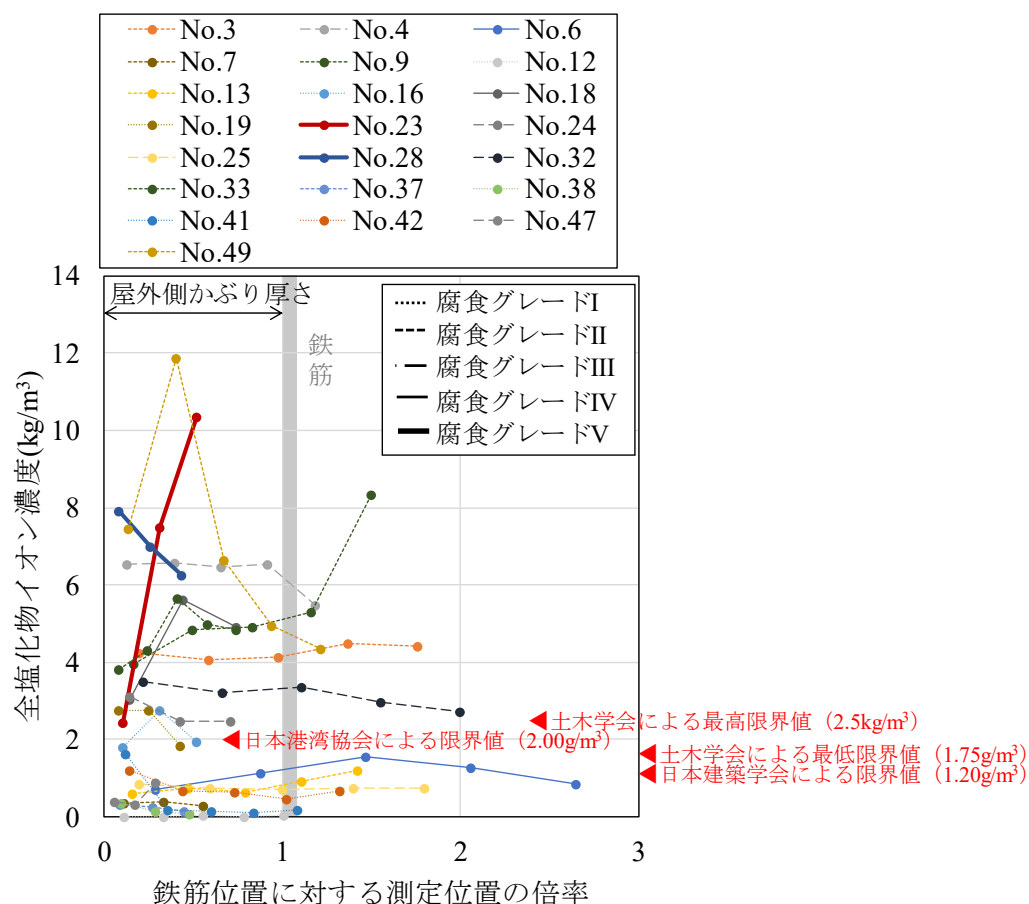


図 13 鉄筋位置に対する全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布

表 3 日本建築学会による塩害環境地域における設計かぶり厚さの最小値（単位：mm）<sup>50)</sup>

構造部材の種別			準塩害 環境地域 <sup>*2</sup>	塩害環境地域 <sup>*3</sup>	重塩害 環境地域 <sup>*4</sup>
床スラブ 屋根スラブ 非耐力壁	屋内	仕上りあり	30	40	40
		仕上りなし	40	50	50
	屋外 <sup>*1</sup>	仕上りあり	60	70	80
柱 梁 耐力壁	屋内	仕上りあり	40	50	50
		仕上りなし	50	60	60
	屋外 <sup>*1</sup>	仕上りあり	60	70	80
擁壁			70	80	100

<sup>\*1</sup> 建築物の屋外に面する部材には、遮塩性のある仕上げ材（アクリルゴム系やエポキシ系など）を施す。

<sup>\*2</sup> 準塩害環境地域は、飛来塩分量が 4mdd 以上、13mdd 以下の地域である（注 1）。

<sup>\*3</sup> 塩害環境地域は、飛来塩分量が 13mdd を超え、25mdd 以下の地域である（注 1）。

<sup>\*4</sup> 重塩害環境地域は、飛来塩分量が 25mdd を超える地域である（注 1）。

表 4 日本港湾協会によるかぶり厚さの標準値<sup>51)</sup>

環境区分	かぶり厚さ(mm)	摘要
特に厳しい腐食性環境	70	海水に直接接する部分, 海水で洗われる部分, 厳しい潮風を受ける部分
一般の環境	50	上記以外の部分

ここで、屋外側コンクリートのかぶり厚さと鉄筋近傍の全塩化物イオン濃度との関係を鉄筋の腐食グレード別に図 14 に示す。図 13 の比岐島灯台 (No.23) のように鉄筋近傍の全塩化物イオン濃度を測定できていない場合には、採取したコアの最深位置の全塩化物イオン濃度あるいはコアの平均全塩化物イオン濃度が鉄筋近傍まで一定であると仮定した。これより、屋外側コンクリートのかぶり厚さが大きいほど、鉄筋近傍の全塩化物イオン濃度が低いほど鉄筋の腐食グレードは小さい傾向にあることが分かった。本調査結果によれば、屋外側コンクリートのかぶり厚さ 80mm 以上、かつ、鉄筋近傍の全塩化物イオン濃度 5.00kg/mm<sup>2</sup> 以下の条件にある鉄筋は、腐食グレード I および II 程度であることが示された。

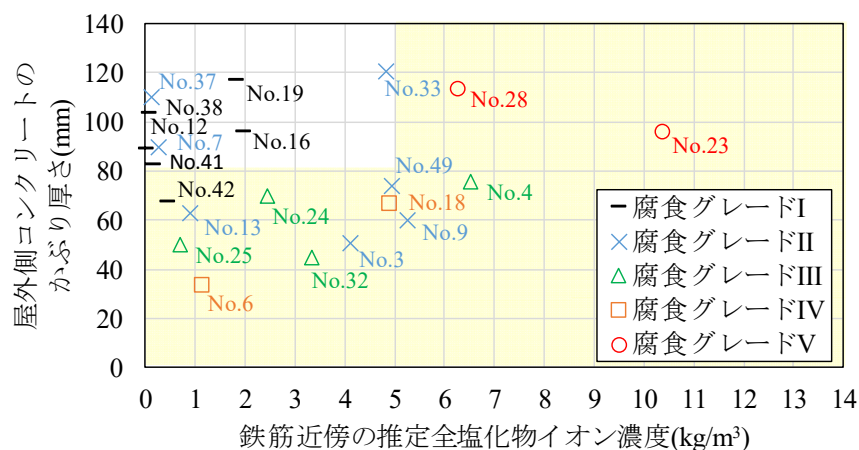


図 14 屋外側コンクリートのかぶり厚さと鉄筋近傍の全塩化物イオン濃度の関係  
(腐食グレード別)

## 5. まとめ

本章では、日本の灯台の大部分を占める RC 造灯台の維持管理に関する劣化判定基準の確立を目標に、中国、四国、近畿および東海地方の RC 造灯台を対象に行った鉄筋腐食に関する実態調査結果を検討することで、RC 造灯台の鉄筋腐食の現状を明らかにした。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 鉄筋の腐食グレードと経過年数には関連が見られなかった。
- 2) 竣工（改築）年によらず、屋内側かぶり厚さは 50～200mm、屋外側かぶり厚さは 30～150mm 程度の範囲でばらついていた。

- 3) 屋外側コンクリートの中性化率は屋外側に比べて小さく、屋外側コンクリートはほとんど中性化していないことが明らかとなった。
- 4) 屋内側コンクリートの見かけの平均中性化速度係数は、 $0\sim 10\text{mm}/\sqrt{\text{年}}$ の範囲でばらつきが見られた。
- 5) 屋外側コンクリートの見かけの中性化速度係数は、概ね  $1\text{mm}/\sqrt{\text{年}}$ 以下であった。屋外側コンクリートで特に中性化率と中性化速度係数が大きかった錦灯台 (No.6) では、外観目視調査において塗膜のひび割れや摩耗、剥離などが確認されており、仕上げ材の劣化が中性化速度係数の増大に影響していると考えられる。屋外側コンクリートの見かけの中性化速度係数は概ね  $2\text{mm}/\sqrt{\text{年}}$ 以下であった。
- 6) 鉄筋の腐食グレードが III 以上になると、外壁に鉛直方向のひび割れが確認されるようになることが分かった。外壁に鉛直方向のひび割れが確認された場合には、鉄筋の腐食が進行している可能性が高いため、早急に詳細な劣化調査を行い、適切な処置を講じる必要がある。
- 7) コンクリートが中性化していないにもかかわらず、全塩化物イオン濃度がコンクリートの表面付近で小さいこと、深さ方向に不規則に分布していること、その値が著しく大きいことから、RC 造灯台には海砂使用などによる内在塩分が含まれていると考えられる。したがって、RC 造灯台について、土木学会で提案されているような外来塩分の浸透を想定した Fick の拡散方程式の適用による全塩化物イオン濃度の将来予測は難しいと判断した。
- 8) 屋外側コンクリートのかぶり厚さ 80mm 以上、かつ、鉄筋近傍の全塩化物イオン濃度  $5.00\text{kg}/\text{mm}^2$  以下の条件にある鉄筋は、腐食グレード I および II 程度であることが示された。

以上、これまで明らかにされていなかった RC 造灯台のかぶり厚さ、コンクリートの中性化速度係数、全塩化物イオン濃度および鉄筋の腐食状況を明らかにすることができた。しかし、これらの知見は、1994 年以前に中国、四国、近畿および東海地方に建設された RC 造灯台を対象とした実態調査によって得られたものであり、汎用性があるか否かについては別地方および別年代の RC 造灯台を対象とした実態調査および裏付けとなる実験により検証する必要がある。

## 注記

### 第1章

- (注1) 国土交通省では、「社会資本」や「社会インフラ」などの用語を用いているが、これらの使い分けや定義は明確でない。一方、「社会資本」は、これまで経済学などを中心にして定義づけられる場合が多く、建設資金などの償還経路や公共財、行政財産として用いられていた。本論文では、国民生活や社会経済活動を支える基盤施設としての重要性に着目していることから、「社会基盤施設」と呼ぶこととした。
- (注2) 制定年不明の「航路標識業務便覧」<sup>10)</sup>には、鉄筋種別の名称に SS39, SSD39 および SSD49 が用いられている。SS39 は、JIS G 3101 として 1952 年に規格化され、1966 年に廃止されている<sup>103)</sup>。また、SSD39 および SSD49 は、JIS G 3110 として 1953 年に規格化され、1965 年に廃止されている<sup>103)</sup>。また、設計波（※波圧力）の決定法に藤野（1957 年）<sup>104)</sup>の研究成果が反映されていること、地震力の算定方法に建築基準法施行令第 88 条 4（1950 年）が準用されていることから、「航路標識業務便覧」<sup>10)</sup>は 1957 年から 1965 年の間に制定されたと推察される。
- (注3) 塔高とは、地上から塔頂までの高さのことである。
- (注4) 神子元島灯台における動的解析は、最大加速度 400gal の仮想東海地震を入力地震動としたものである。
- (注5) 尻屋埼灯台における動的解析は、Kobe-U1995NS, Hachinohe1968NS, El Centro1940NS, Taft1952EW を入力地震動としたものである。本論文では、曲げモーメントが最大であった El Centro1940NS（最大速度 10kine）の場合における動的解析結果（線形）を最大速度 40kine に換算した結果を示している。
- (注6) 美保関灯台における動的解析は、最大加速度 100gal の阪神大震災 NS 波（神戸海洋気象データ）を入力地震動としたものである。本論文では、動的解析結果を最大加速度 400gal に換算した結果を示している。
- (注7) 式(1.1)は、両辺で次元が異なっているが、係数「0.02」にこれを解消する単位 (sec/m) がある。
- (注8) 式(1.2)の右辺は、単位体積重量  $\gamma$  は単位 (kN/m<sup>3</sup>)、ヤング係数  $E$  は単位 (N/mm<sup>2</sup>)、躯体高さ  $H$  および灯塔下端の外径  $D$  は単位 (m) のまま計算する。同式は、両辺で次元が異なっているが、係数「0.06」および「0.037」にこれを解消する単位（それぞれ、 $\text{sec}/\sqrt{(\text{kN}\cdot\text{m})/(\text{N}/\text{mm}^2)}$ , sec) がある。
- (注9) 式(1.3)は、両辺で次元が異なっているが、係数「1.90」および「0.037」にこれを解消する単位（それぞれ、 $\text{sec}/\sqrt{\text{m}}$ , sec) がある。

## 第4章

- (注1) 寸法は、文献 1)~4)を参照した。なお、図面を確認できた灯台については、図面の寸法を採用することとした。なお、躯体高さは、地上から灯室床（灯器が取り付けられている床）あるいは灯室踊り場までの高さのうち、高い方を採用した。
- (注2) 神子元島灯台の躯体高さは、文献 1)では 17.15m とされているが、これは 1FL から灯室壁上部までの高さである。本論では、地面から灯室踊り場の床上面を灯室高さとして扱い、図面寸法 15.50m を採用した。また、神子元島の地質は「安山岩質の火山岩類」である。躯体質量の算出には、下端固定等断面片持梁の頂部に付加質量がある場合を想定しているため、付属舎の質量は付加していない。
- (注3) 菅島灯台の寸法は、文献 4)の数値を採用して計算した。上端の形状寸法が明らかとなっていないため、等断面として質量計算を行った。地盤は、『基礎部：深さ約 65cm の軟岩を掘削後・・・』<sup>4)</sup>との記述から、軟岩であると判断した。
- (注4) 御前埼灯台の地盤は、『地層：地盤から約-2.0m までは粘土混じりの中砂層。約-1.7m までの間は砂礫層。これ以下は砂礫層の未固結土。』<sup>4)</sup>、また、建設場所の地表地層は、静岡県が公開している静岡県地理情報システム<sup>12)12)</sup>によれば「中位段丘堆積物（礫層）」であることから、砂礫層であると判断した。
- (注5) 犬吠埼灯台の躯体高さは、文献 1)1)では 23.87m とされているが、これは灯室壁の床上面からの立ち上がり 0.10m の煉瓦造壁を加算しているためであるため、本論では、地盤から灯室床上面までの高さ 23.77m を採用した。下端外径は、文献 1)では 7.60m とされているが、これは地面位置の石造基礎部の外径である。本論では、他灯台との整合性のため、灯塔躯体である煉瓦造外壁の下端外径である 7.00m を採用した。地盤は、『基礎は G.L.から 1.54m まで岩盤（砂岩）を掘削し、1 階床まで石材にて組む。』<sup>4)</sup>、『地質：砂岩（G.L.から-1.3m まで盛土）』<sup>4)</sup>との記述から、また、文献 13)より建設場所の地質が砂岩等からなる中生界とされていることから、砂岩であると判断した。
- (注6) 尻屋埼灯台の地盤は、『①地層：地層は古生代古生層。②火成岩の花崗閃緑岩。』<sup>4)</sup>との記述から、岩盤であると判断した。
- (注7) 潮岬灯台の躯体高さは、文献 1)では 17.40m とされているが、文献 4), 14)の図面上で読み取ることができなかった。本論では、地盤から灯室床上面までの高さ 15.00m を採用した。地盤は、『表土約 55.0cm を掘削し約 35cm の砂岩を削り取り。』<sup>4)</sup>、『地質：石英粒を多く含んだ粗粒砂岩。』<sup>4)</sup>との記述から、砂岩であると判断した。
- (注8) 禄剛埼灯台の地盤は、『0.0~1.5m 礫混じり粘土（N 値 20）1.5~2.7m 強風化泥岩（N 値 30~50）2.7~5.0m 風化泥土（N 値 40）』<sup>3)</sup>との記述から、礫混じり粘土であると判断した。また、地表から深さ 10m までの平均 N 値は $(20 \times 1.5 + 40 \times 1.2 + 70 \times 2.3) \div 5 = 19$ とした。

- (注9) 男木島灯台の地盤は、『①地盤から約-3.0m 付近：埋戻し砂質土。(N 値：20 程度) ②約-7.0m 付近：レキ質土。(N 値：50 程度) ③約-12.7m 付近：細粒子の砂レキ層。(N 値：10 程度) ④約-15.5m 付近：粘土質砂レキ層。(N 値：50 程度)』<sup>4)</sup>との記述から、埋戻し砂質土であると判断した。また、地表から深さ 10m までの平均 N 値は $(20 \times 3.0 + 50 \times 4.0 + 10 \times 3.0) \div 10 = 23$  とした。
- (注10) 美保関灯台の地盤は、『地質：水成岩。(砂岩・泥岩 N 値=50)』<sup>4)</sup>との記述から、岩盤であると判断した。
- (注11) 出雲日御碕灯台の躯体高さは、文献 1)では 34.80m とされているが、これは 1FL から灯室床上面までの高さである。本論では、他灯台との整合性のため、地上から灯室床上面までの高さである 35.68m を採用した。地盤は、『灯塔基礎部の深さは約 80cm。低部の岩盤を平らに切り、値切りを施して「コンクリート」の均し』<sup>4)</sup>との記述から、岩盤であると判断した。
- (注12) 三河港三谷南防波堤東灯台、下瀬礁灯標、三玉岩灯標、衣浦港半田防波堤灯台は防波堤上あるいは海上に建設されており、基礎の埋込み深さが不明であるため、1FL の平均水面からの高さを採用した。
- (注13) 文献 1)で示されている出雲日御碕灯台での 1F の X 方向パワースペクトルで長周期成分が卓越している。これは、建設場所が沿岸部であり、波の影響を受けているためであると考えられる。

## 附章

- (注1) mdd は、 $\text{mg/dm}^2/\text{day}$  の意味であり、飛来塩分量の単位である。1dm=0.1m である。



## 参考文献

### 第1章

- 1) 産経フォト：明治期初期の灯台一般公開\_和歌山沖，友ヶ島，2017.5.27 12:02  
<http://www.sankei.com/photo/story/news/170527/sty1705270006-n1.html>（最終アクセス 2018.5.21）
- 2) 鶴岡市：全国で大人気！「マンホールカード」配布しています！，  
<http://www.city.tsuruoka.lg.jp/kurashi/suido/gesuido/mhcard.html>（最終アクセス 2018.5.21）
- 3) 日本海難防止協会：【特集】航路標識の重要性和今後のあり方，日本海難防止協会，海と安全，第48巻，冬号，56p.，2014.12
- 4) 藤井秀男：【特集】東日本大震災と内航海運，海事交通研究年報，一般財団法人山縣記念財団，第60集，pp.3-4，2011.12
- 5) 出雲観光協会：出雲観光ガイド，<https://www.izumo-kankou.gr.jp/677>（最終アクセス 2018.8.27）
- 6) 築貫義人：日本の歴史的燈台を守るために，燈光，燈光会，第60巻，第4号，pp.27-36，2015.5
- 7) 燈光会：あなたが選んだ日本の灯台50選，117p.，1999.10
- 8) 経済産業省：近代化産業遺産 続33～近代化産業遺産が紡ぎ出す先人達の物語～，pp.56-58，2009.2
- 9) 文化遺産オンライン，<http://bunka.nii.ac.jp/index.php>（最終アクセス 2018.1.22）
- 10) 海上保安庁灯台部工務課：航路標識業務便覧，（制定年不明）
- 11) 海上保安庁灯台部工務課：航路標識構造物設計基準，1976.1
- 12) 海上保安庁灯台部工務課：航路標識構造物設計基準，1984.5
- 13) 海上保安庁灯台部工務課：航路標識構造物設計基準，1997.3
- 14) 海上保安庁交通部整備課：航路標識構造物設計基準，2004.3
- 15) 海上保安庁交通部整備課：航路標識構造物設計基準・同解説，2017.3
- 16) R. H. Brunton: The Japan Lights, The Institution of Civil Engineers, Session 1876-77, Part1, Sect. 1, Minutes of Proceedings, pp.1-25, 1876.11
- 17) 竹貫直次著：応用土木工学，博文館，pp.257-261，1898
- 18) 山本潔編：燈臺之部，土木工事仕様設計実例，共益商社，pp.1-70，1902
- 19) 廣井勇著：築港 卷之五，工学書院，pp.180-203，1902
- 20) 大森房吉著：地震学講話，開成館，pp.287-289，1907
- 21) 航路標識管理所：附録ノ五 燈臺ニ於ケル地震調査ノ概況，航路標識管理所年報，第2巻 明治36～37年度，pp.26-31，1908.7
- 22) 航路標識管理所：附録ノ三 燈臺ニ於ケル地震調査ノ概況，航路標識管理所年報，第4

- 卷 明治 41～43 年度, pp.24-29, 1912.3
- 23) 航路標識管理所：附録ノ三 燈臺ニ於ケル地震調査ノ概況, 航路標識管理所年報, 第 5 卷 明治 44～大正 2 年度, pp.28-31, 1916.11
- 24) 石川源二編：灯台, 高島活版所, 566p., 1914
- 25) 物部長穂：煙突並ニ塔状構造物震害調査報告, 震災豫防調査會報告 100(丁), pp.106-107, 1926.10
- 26) 物部長穂：煙突並ニ塔状構造物震害調査報告, 震災豫防調査會報告 100(丁), pp.95-98, 1926.10
- 27) 土木学会：第三編港湾, 大正十二年関東大地震震害調査報告 (第一卷), pp.17-24, 1926.8
- 28) 君島八郎著：河海工学.下卷, 丸善, pp.291-328, 1927
- 29) 鈴木雅次著：高等土木工学.第 14 卷, 常磐書房, pp.531-543, 1931
- 30) アルス：最新科学図鑑.7, アルス, pp.32-37, 1932
- 31) 新光社：万有科学大系.第 10 卷, 新光社, pp.306-310, 1933
- 32) 常磐書房：高等建築学.第 19 卷, 常磐書房, pp.319-344, 1933
- 33) 物部長穂著：土木耐震学, 常磐書房, pp.102-252, 1934
- 34) 銚子観光協会編：犬吠埼灯台史, 銚子観光協会, 96p., 1935
- 35) 山田正平著：アルス鉄筋コンクリート工学講座.第 8 卷 (建築および特殊構造), アルス, pp.89-115, 1938
- 36) 小林春治著：港湾工学, 工業書房, pp.147-160, 1941
- 37) 茂木俊夫編：海を照す人, 富士書店, 265p., 1942
- 38) 横井増治著：築港工学.後編, 科学技術社, pp.191-203, 1950
- 39) 工学会編：明治工業史.土木篇, 工学会明治工業史発行所, pp.895-921, 1951
- 40) 藤野義男：港湾用航路標識の設計法 (4), 土木工学, 第 2 卷, 第 11 号, pp.26-28, 1953.11
- 41) J. W. Johnson 編, 土木学会海岸工学委員会訳：海岸工学. 第 2, 丸善, pp.482-483, 1955
- 42) 佐伯剛一著：航路標識, 海文堂, 181p., 1960
- 43) 海上保安庁灯台部工務課：海上における灯台一波と風と地震に対する計算, 航路標識技術要報, 第 4 号, pp.15-19, 1965.3
- 44) 建設大臣官庁営繕部監修：官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説, 公共建築協会, 240p., 1996.11
- 45) 建築學會：鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説書, p.110, 1935.1
- 46) 日本建築学会：鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針, 215p., 1976.6
- 47) 日本建築防災協会：既存 RC 造煙突の耐久・耐震診断指針—研究報告—, 52p., 1981.9
- 48) 日本建築センター：煙突構造設計施工指針, 215p., 1982.11
- 49) 日本建築学会：煙突構造設計指針, 318p., 2007.11

- 50) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造煙突の耐震診断指針・同解説，67p.，2015.3
- 51) 不動まゆう：灯台どうだい？，Vol.4，12p.，2014.11.11
- 52) 合田良実，池田龍彦，笹田正，岸良安治：岩礁上の円柱の設計波力に関する研究，港湾技術研究所報告，第11巻，第4号，pp.45-81，1972.12
- 53) 坂巻健太，広沢雅也，清水泰，周建東：既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究（その1）設計基準強度の変遷および圧縮強度の分布，日本建築学会学術講演梗概集（関東），pp.801-802，2001.9
- 54) 春畑仁一，中村隆治，永山勝：既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート材料調査における圧縮強度と中性化深さの統計（その1 集計概要と建築物の種類，建設年代，設計基準強度，使用粗骨材および圧縮強度の集計結果），日本建築学会学術講演梗概集（関東），pp.549-550，2011.8
- 55) 小原昭一郎，藤野義男，横田治彦，磯畑脩：灯台の振動性状に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.953-954，1983.9
- 56) 建設省住宅局建築指導課日本建築主事会議監修：建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用—，pp.15-16，1995.5
- 57) 海上保安庁：灯台表第1巻，一般財団法人日本水路協会，471p.，2014.2
- 58) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.1 神子元島灯台（A ランク）：静岡県下田市，第3章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.2-9，2001.3
- 59) 海上保安庁灯台部工務課：炭素繊維工法による石造灯台の補強工事報告—神子元島灯台（第三管区）—，航路標識技術要報，第36号，pp.85-119，1995.3
- 60) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.2 江崎灯台（A ランク）：兵庫県津名郡北淡町，第3章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.10-15，2001.3
- 61) 海上保安庁灯台部工務課：御前崎灯台におけるレンガ造り灯塔の老朽度調査，航路標識技術要報，第22号，pp.133-172，1983.3
- 62) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.4 御前崎灯台（A ランク）：静岡県榛原郡御前崎町，第3章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.25-30，2001.3
- 63) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.3 犬吠崎灯台（A ランク）：千葉県銚子市犬吠崎，第3章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.16-24，2001.3
- 64) 海上保安庁灯台部工務課：歴史的な大型灯台の機能維持に関する専門家会議，航路標識技術要報，第31号，pp.123-147，1992.3
- 65) 海上保安庁灯台部工務課：尻屋崎燈台の調査報告，航路標識技術要報，第16号，pp.84-

101, 1977.3

- 66) 海上保安庁灯台部工務課：尻屋埼灯台調査報告—歴史的価値のある灯台の保存（第二管区）—，航路標識技術要報，第 39 号，pp.109-147，2000.3
- 67) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.5 尻屋埼灯台（A ランク）：青森県下北郡東通村，第 3 章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.31-52，2001.3
- 68) 海上保安庁灯台部工務課：目地取替工法による石造灯台の補強工事報告—角島灯台（第七管区）—，航路標識技術要報，第 36 号，pp.209-241，1997.3
- 69) 海上保安庁灯台部工務課：アラミド繊維による石造灯台の補強工事報告—潮岬灯台（第五管区）—，航路標識技術要報，第 36 号，pp.121-141，1995.3
- 70) 海上保安庁灯台部工務課：明治期石造灯台の耐震調査，解析及び補強方法—祿剛崎灯台（第九区）—，航路標識技術要報，第 37 号，pp.97-115，1998.3
- 71) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.6 男木島灯台（A ランク）：香川県高松市，第 3 章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.53-60，2001.3
- 72) 海上保安庁灯台部工務課：明治期灯台の保全（工事報告）—（目地取替え工法による耐震補強）—，航路標識技術要報，第 38 号，1999.3
- 73) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.8 美保関灯台（A ランク）：島根県八束郡美保関町，第 3 章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.70-76，2001.3
- 74) 海上保安庁灯台部工務課：出雲日御碕灯台の構造性能と保存に関する調査研究，航路標識技術要報，第 31 号，pp.71-95，1992.3
- 75) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.10 出雲日御碕灯台（A ランク）：島根県簸川郡大社町，第 3 章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.94-103，2001.3
- 76) 海上保安庁灯台部工務課：安芸白石灯標耐震調査報告，航路標識技術要報，第 40 号，pp.210-229，2001.3
- 77) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.9 安芸白石灯標（B ランク）：広島県大竹市，第 3 章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.77-93，2001.3
- 78) 海上保安庁灯台部工務課：鋼板補強による歴史的灯台の保存工事報告—清水灯台（第三管区）—，航路標識技術要報，第 35 号，pp.153-178，1996.3
- 79) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.11 清水灯台（A ランク）：静岡県清水市三保，第 3 章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.104-114，2001.3

- 80) 海上保安庁灯台部工務課：無筋コンクリート造灯台の耐震調査・補強工事報告―野間埼灯台（第四管区）―，航路標識技術要報，第 39 号，pp.148-170，2000.3
- 81) 海上保安庁灯台部工務課：コンクリート巻立工法による耐震補強報告，航路標識技術要報，第 40 号，pp.230-247，2001.3
- 82) 海上保安庁灯台部工務課：耐震診断に基づく灯台補強（炭素繊維工法）工事報告―稲取岬灯台（第三管区）―，航路標識技術要報，第 37 号，pp.71-96，1998.3
- 83) Andre Scheinman and John Silburn: Presqu'île point lighthouse (PPL): Restoration engineering study, Presqu'île point lighthouse preservation society, 44p., 2014.11
- 84) Triantafyllos Makarios and Milton Demosthenous: Seismic capacity of the stone masonry lighthouse at Paphos, Cyprus, International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering (IJIRAE) Volume 2 Issue 1, pp.67-73, 2015.1
- 85) 海上保安庁灯台部工務課：土木・建築関係（特殊）年表，航路標識技術要報，第 23 号，pp.184-193，1984.3
- 86) 海上保安庁灯台部工務課：土木・建築関係（特殊）年表，航路標識技術要報，第 24 号，pp.302-305，1985.3
- 87) 海上保安庁灯台部工務課：土木・建築関係（特殊）年表，航路標識技術要報，第 26 号，pp.191-198，1987.3
- 88) 海上保安庁灯台部工務課：明治時代設置灯塔の老朽度調査報告，航路標識技術要報，第 30 号，pp.75-128，1991.3
- 89) 中田信治，福和伸夫，西畑尚：実大振動実験と強震観測に基づく低層鉄骨住宅の振動特性の振幅依存性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 574 号，pp.85-92，2003.12
- 90) 荒川利治，吉瀬維昭：実測データに基づく鉄骨造建物における振動特性の評価と振幅依存性に関する研究，日本建築学会技術報告集，第 22 号，pp.157-162，2005.12
- 91) 海上保安庁灯台部工務課：出雲日御碕燈台（累積塔状構造物）の老朽度検討のための調査・実験，航路標識技術要報，第 13 号，pp.1-20，1974.3
- 92) Sabia D., Aoki T., Consentini R. and Lancellotta R.: Model Updating to Forecast the Dynamic Behavior of the Ghirlandina Tower in Modena, Italy, Journal of Earthquake Engineering, Vol.19, Issue 1, pp.1-24, 2015.1
- 93) Lorenzoni F., Caldon M., Modena C. and Aoki T.: Structural Health Monitoring for post-earthquake controls: applications in I' Aquila, Proceedings of Environmental, Energy and Structural Monitoring Systems (EESMS 2015), Trento, July 9th-10th, 2015, pp.162-167, 2015.7
- 94) Aoki T., Lancellotta R. and Sabia D.: Il ruolo del monitoraggio e dell' identificazione dinamica nella conservazione del costruito storico, La torre Ghirlandina cronaca del restauro e studi recenti, pp.34-36, 2015.10
- 95) Zhang J. Y. and Aoki T.: Damage detection of multi-story shear buildings due to earthquakes by

model updating method, STRUCTURAL CONTROL AND HEALTH MONITORING,  
DOI:10.1002/stc. 1895, 2016.6

- 96) 朝ティリ, 袋早紀, 古川忠稔, 青木孝義: 大正時代に建てられた木造住宅の耐震改修に伴う振動特性の変化の評価, 日本建築学会東海支部研究報告書, 第 52 号, pp.225-228, 2014.2
- 97) 李亮, 大久保孝昭, 松本慎也, 日高みなみ: 無線加速度センサを活用した制振補強効果の検証に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (材料施工), pp.1347-1348, 2014.9
- 98) 李亮, 松本慎也, 大久保孝昭: 建築物の耐震補強前後の常時微動の比較計測への無線計測システムの適用実験, 日本建築学会技術報告集, Vol.22, No.51, pp.435-440, 2016.6
- 99) 青木孝義, 濱崎仁, 込山貴仁, 湯浅昇, 谷川恭雄: アウグスタの飛行船格納庫の劣化現況調査, 日本建築学会技術報告集, 第 23 号, pp.53-58, 2006.6
- 100) 森清宣貴, 金澤健司, 北村春幸: 免震建物を対象とした強震-微振動モニタリングシステム, 日本建築学会技術報告集, 第 22 号, pp.133-138, 2005.12
- 101) 荒川利治, 山本和也: 常時微動測定に基づく鉄骨造高層建物の振動特性に関する経年変化および時間変動, 日本建築学会技術報告集, 第 19 号, pp.61-66, 2004.6
- 102) 海上保安庁灯台部工務課: PC 鋼線で補強された御前埼灯台の耐震調査報告, 航路標識技術要報, 第 25 号, pp.88-120, 1986.3
- 103) 池田尚治: 鉄筋の高強度化・太径化への歩み, コンクリート工学, Vol.31, No.4, pp.96-101, 1993.4
- 104) 藤野義男: 灯標の建設に関する研究, 航路標識技術資料, 282p., 1957

## 第 2 章

- 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 525p., 2010.2
- 2) 日本建築学会: 煙突構造設計指針, 318p., 2007.11
- 3) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会編: 2012 年制定コンクリート標準示方書[設計編], 土木学会, 609p., 2013.3
- 4) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1485p., 2007.9
- 5) 物部長穂: 煙突並ニ塔状構造物震害調査報告, 震災豫防調査會報告 100(丁), pp.106-107, 1926.10
- 6) 竹田英章: 北海道南西沖地震, 北海道東海大学紀要理工学部系, 第 6 号, pp.51-57, 1994.3
- 7) 林愛明, 宇田進一: 明石海峡のテクトニクスと兵庫県南部地震, 応用地質, 37 巻, 3 号, pp.160-171, 1996.8

- 8) 土木学会耐震工学委員会：建築物の被害，1993 年北海道南西沖地震震害調査報告，pp.358-402，1997.2
- 9) 尾上篤生：2007 年新潟県中越沖地震災害調査報告，地盤工学会誌，56(12)，pp.9-10，2008.12
- 10) 土木学会：第三編港湾，大正十二年関東大地震震害調査報告（第一巻），pp.17-24，1926.8
- 11) 航路標識管理所：附録ノ五 燈臺ニ於ケル地震調査ノ概況，航路標識管理所年報，第 2 巻 明治 36～37 年度，pp.26-31，1908.7
- 12) 航路標識管理所：附録ノ三 燈臺ニ於ケル地震調査ノ概況，航路標識管理所年報，第 4 巻 明治 41～43 年度，pp.24-29，1912.3
- 13) 航路標識管理所：附録ノ三 燈臺ニ於ケル地震調査ノ概況，航路標識管理所年報，第 5 巻 明治 44～大正 2 年度，pp.28-31，1916.11
- 14) 海上保安庁灯台部編：日本燈台史 100 年の歩み，pp.57-59，1969
- 15) 一般社団法人燈光会：あなたが選んだ日本の灯台 50 選，pp.38-39，2015.1
- 16) 海上保安庁灯台部工務課：御前埼灯台におけるレンガ造り灯塔の老朽度調査，航路標識技術要報，第 22 号，pp.133-172，1983.3
- 17) 静岡県中遠県行政センター：写真で見る東南海地震—静岡県中遠地域を中心に—，p.9，1994.3
- 18) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：2.2 江崎灯台（A ランク）：兵庫県津名郡北淡町，第 3 章 保全策および施工方法の抽出・検討等の手法，明治期灯台の保全，pp.10-15，2001.3
- 19) 灯台通信：[http://todaitushin.cocolog-nifty.com/blog/2007/01/post\\_1797.html](http://todaitushin.cocolog-nifty.com/blog/2007/01/post_1797.html)（最終アクセス 2018.1.9）
- 20) カツヤマキカイ株式会社：用途事例：No.237 広島県の地震で大きな亀裂の入った灯台の固定用にチルホールが使用されました，  
<https://www.katsuyama.co.jp/products/jirei/no237.html>（最終アクセス 2018.1.9）
- 21) 第九管区海上保安本部：椎谷鼻灯台，  
<http://www.kaiho.mlit.go.jp/09kanku/koutsubu/toudai/kakutoudai/shiiyahana.htm>（最終アクセス 2018.1.9）
- 22) 国土交通省：社会資本情報プラットフォーム，<https://www.ipf.mlit.go.jp/ipf>（最終アクセス 2018.6.22）
- 23) 大森房吉：地震学講話，pp.287-289，1907.4
- 24) 物部長穂：煙突並ニ塔状構造物震害調査報告，震災豫防調査會報告 100(丁)，pp.95-98，1926.10
- 25) 物部長穂：煙突並ニ塔状構造物震害調査報告，震災豫防調査會報告 100(丁)，p.115，1926.10

- 26) 平成 27, 28 年度土木学会関西支部共同研究グループ：直下地震における耐震問題に関する研究—成果報告書—, 59p., 2017.5
- 27) 物部長穂：煙突並ニ塔状構造物震害調査報告, 震災豫防調査會報告 100(丁), pp.91-93, 1926.10
- 28) 物部長穂：煙突並ニ塔状構造物震害調査報告, 震災豫防調査會報告 100(丁), pp.122-123, 1926.10

### 第 3 章

- 1) 日本建築学会：建築物の減衰, p.68, 2000.9
- 2) 中村豊：H/V スペクトル比の基本構造, 物理探査学会地震防災シンポジウム, pp.1-6, 2008.1
- 3) 建築研究所監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, p.306, 2015
- 4) 小林慎祐, 鍵山佳秀, 神野達夫, 三浦賢治：RD 法による減衰評価に解析パラメーターが及ぼす影響, 日本建築学会中国支部研究報告書, 第 30 卷, pp.185-188,
- 5) 日本建築学会：建築物の減衰, pp.83-84, 2000.9
- 6) P. Van Overschee and B. De Moor, “Subspace algorithms for the stochastic identification problem”, Automatica, Vol.29, No.3, pp.649–660, 1993
- 7) P. Van Overschee and B. De Moor, “N4SID: subspace algorithms for the identification of combined deterministic-stochastic systems”, Automatica, Vol.30, No.1, pp.75–93, 1994
- 8) P. Van Overschee and B. De Moor, “Subspace Identification for Linear Systems—Theory-Implementation-Applications”, Kluwer Academic Publishers, Boston, pp.1-25, 1996
- 9) T. Aoki, N. Yuasa, H. Hamasaki, Y. Nakano, N. Takahashi, Y. Tanigawa, T. Komiyama, T. Ina, D. Sabia and G.V. Demarie, “Safety assessment of the Sanctuary of Vicoforte, Italy”, Journal of Materials and Structural Integrity, Vol.5, No.2/3, pp.215-240, 2011

### 第 4 章

- 1) 小原昭一郎, 藤野義男, 横田治彦, 磯畑脩：灯台の振動性状に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）, pp.953-954, 1983.9
- 2) 海上保安庁灯台部工務課：尻屋埼灯台調査報告—歴史的価値のある灯台の保存（第二管区）—, 航路標識技術要報, 第 39 号, pp.109-147, 1999.3
- 3) 海上保安庁灯台部工務課：明治期石造灯台の耐震調査, 解析及び補強方法（禄剛埼灯台）, 航路標識技術要報, 第 37 号, pp.98-115, 1998.3
- 4) 灯台施設調査委員会, 灯台施設保全委員会編：第 3 章 保全策及び施工方法の抽出・検討等の手法, 明治期灯台の保全, 財団法人日本航路標識協会, pp.1-114, 2001.3
- 5) 灯台施設調査委員会, 灯台施設保全委員会編：第 2 章 歴史的・文化的な価値に関する



調査，明治期灯台の保全，財団法人日本航路標識協会，p.30，2001.3

- 6) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：第2章 歴史的・文化的な価値に関する調査，明治期灯台の保全，財団法人日本航路標識協会，p.28，2001.3
- 7) 海上保安庁：灯台表，第1巻，日本水路協会，471p.，2014.2
- 8) 多幾山法子，田井利幸，林康裕：歴史的煉瓦造建築物の無補強壁の面外振動特性の評価，日本建築学会構造系論文集，第77巻，第673号，pp.475-482，2012.2
- 9) 竹内吉弘，渡辺雅幸：多変量解析による高層建物の基本固有周期略算式に関する検討，日本建築学会論文報告集，第360号，pp.84-93，1986.2
- 10) 柴田明徳：最新耐震構造解析（第3版），森北出版，pp.269-277，2014.12
- 11) 日高みなみ，青木孝義，佐藤大輔：灯台のプロポーシオンに関する研究，土木学会年次学術講演集，pp.75-76，2017.9
- 12) 静岡県地理情報システム：<https://www.gis.pref.shizuoka.jp/>（参照：2017.6.27）
- 13) 石川秀雄，八田明夫：千葉県銚子地域，名洗層群の下部層準に含まれる有孔虫化石群集，千葉大学教育学部研究紀要.第2部，第33巻，pp.21-42，1984.12
- 14) 海上保安庁灯台部工務課：アラミド繊維による石造灯台の補強工事報告集—潮岬灯台（第五管区）—，航路標識技術要報，第36巻，pp.121-141，1997.3

## 第5章

- 1) 協和建設工業株式会社：鹿嶋灯台施設特別修繕工事 工事写真帳 平成25年度
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：5.5 地震力，2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，日本建築センター，pp.260-271，2007
- 3) 海上保安庁交通部整備課：航路標識構造物設計基準・同解説，2017.3
- 4) 日本建築学会：建築物の減衰，pp.81-84，2000.9
- 5) 日本建築学会：建築物の減衰，p.94，2000.9
- 6) 日本建築学会：建築物の減衰，pp.95-96，2000.9
- 7) 小原昭一郎，藤野義男，横田治彦，磯畑脩：灯台の振動性状に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.953-954，1983.9

## 第6章

- 1) 菊地優，鈴木頼子，石井健：塔状高層建物の微動観測に基づく振動特性の長期的変動の分析，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.86，pp.61-64，2013.6
- 2) 桐田史生，金澤健司，北村春幸：免震建物の固有振動数の地震前後における変化の分析，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.983-984，2007.8
- 3) 吉澤伊織，金澤健司，飯野夏輝，北村春幸：強震動を経験した無被害 SRC 造建物の常時微動計測による振動特性評価，日本建築学会関東支部研究報告集 I，pp.365-368，2012.3

- 4) 佐々木遼，源栄正人，王欣，畠山智貴：2011 年東北地方太平洋沖地震で被災した低層 RC 造建物における振動特性の変化に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.1111-1112，2017.8
- 5) 荒川利治，山本和也：常時微動測定に基づく鉄骨造高層建物の振動特性に関する経年変化および時間変動，日本建築学会技術報告集，第 19 号，pp.61-66，2004.6
- 6) 吉田昂希，川島学，鹿嶋俊英，井口道雄，肥田剛典，永野正行：長期間に亘る SRC 造建物の振動特性と 2011 年東北地方太平洋沖地震時の損傷評価，日本建築学会関東支部研究報告集 I，pp.321-324，2012.3
- 7) 菊永祐太，荒川利治：常時微動・人力加振・強風観測データに基づく鉄骨造中層建物の振動特性評価，日本建築学会関東支部研究報告集，第 82 巻，pp.361-364，2012.3
- 8) 山本茂和，神尾宏幸，荒川利治：常時微動データに基づく中層建物の振動特性評価と構造モニタリング，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.563-564，2009.8
- 9) 阿部勝也，荒川利治：実測データに基づく高層建物の構造ヘルスマニタリング，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.73-74，2013.8
- 10) 松下卓矢，飛田潤，福和伸夫：長期の強震観測に基づく複数の中低層建物の応答特性とその変化，構造工学論文集，Vol.60B，pp.441-452，2014.3
- 11) 岡本佳久，赤澤隆士，山田真澄，大西良広，林康裕：連続地震観測記録に基づく超高層建物の振動特性評価，日本建築学会技術報告集，第 19 巻，第 41 号，pp.59-64，2013.2
- 12) 森洋人，川瀬博：微動から推定される免震構造物の固有振動数の安定性に関する研究，日本建築学会研究報告.九州支部.1，構造系，第 40 号，pp.205-208，2001.3
- 13) 沼昌昭，菊永祐太，荒川利治：RC 造超高層煙突の実測データに基づく振動特性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.1117-1118，2012.9
- 14) 森本淳，千葉一樹，栗田哲：連続観測記録に基づく建物の振動特性と風速特性の関係の統計的評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.383-384，2011.8
- 15) 海上保安庁灯台部工務課：松前子島灯台の老朽度調査及び改良改修工事について，航路標識技術要報，第 25 号，pp.132-166，1986.3
- 16) 海上保安庁灯台部工務課：コンクリート巻き立工法による耐震補強方法，航路標識技術要報，第 40 号，pp.230-247，2001.3
- 17) 海上保安庁灯台部工務課：犬吠埼灯台の補強工法の選定について，航路標識技術要報，第 26 号，pp.99-114，1987.3
- 18) 海上保安庁灯台部工務課：明治期石造灯台の耐震調査，解析及び補強方法（禄剛埼灯台），航路標識技術要報，第 37 号，pp.97-115，1998.3
- 19) 海上保安庁灯台部工務課：炭素繊維工法による石造灯台の補強工事報告—神子元島灯台（第三管区）一，航路標識技術要報，第 36 号，pp.85-119，1997.3
- 20) 海上保安庁灯台部工務課：無筋コンクリート造灯台の耐震調査・補強工事報告—野間埼

- 灯台（第四管区）一，航路標識技術要報，第 39 号，pp.148-170，2000.3
- 21) 海上保安庁灯台部工務課：耐震診断に基づく灯台補強（炭素繊維工法）工事報告—稲取岬灯台（第三管区）一，航路標識技術要報，第 37 号，pp.71-96，1998.3
  - 22) 海上保安庁灯台部工務課：尻屋埼灯台耐震補強工事（工事報告）—歴史的価値のある灯台の保存（第二管区）一，航路標識技術要報，第 41 号，pp.87-113，2002.3
  - 23) 海上保安庁灯台部工務課：アラミド繊維による石造灯台の補強工事報告—潮岬灯台（第五管区）一，航路標識技術要報，第 36 号，pp.121-141，1997.3
  - 24) 海上保安庁灯台部工務課：鋼板補強による歴史的灯台の保存工事報告—清水灯台（第三管区）一，航路標識技術要報，第 35 号，pp.153-178，1996.3
  - 25) 海上保安庁灯台部工務課：PC 鋼線で補強された御前埼灯台の耐震調査報告，航路標識技術要報，第 25 号，pp.88-120，1986.3
  - 26) 海上保安庁灯台部工務課：明治期灯台の保全（工事報告）—（目地取替え工法による耐震補強）一，航路標識技術要報，第 38 号，pp.57-72，1999.3
  - 27) 海上保安庁灯台部工務課：出雲日御碕灯台の構造性能と保存に関する調査研究，第 31 号，pp.71-95，1992.3
  - 28) 海上保安庁灯台部工務課：目地取替工法による石造灯台の補強工事報告—角島灯台（第七管区）一，航路標識技術要報，第 36 号，pp.209-241，1997.3
  - 29) 海上保安庁灯台部工務課：明治期石造灯台の耐震調査，解析及び補強方法（祿剛埼灯台），航路標識技術要報，第 37 号，pp.97-115，1998.3
  - 30) 小原昭一郎，藤野義男，横田治彦，磯畑脩：灯台の振動性状に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.953-954，1983.9
  - 31) 海上保安庁灯台部工務課：明治時代設置灯塔の老朽度調査報告書，航路標識技術要報，第 30 号，pp.75-128，1991.3
  - 32) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：(9)犬吠埼灯台：千葉県銚子市犬吠埼，第 2 章 歴史的・文化財的な価値に関する調査，明治期灯台の保全，pp.47-49，2001.3
  - 33) IMV 株式会社：日御碕灯台調査，1996.3
  - 34) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：(21)出雲日御碕灯台：島根県簸川郡大社町日御碕，第 2 章 歴史的・文化財的な価値に関する調査，明治期灯台の保全，pp.64-65，2001.3
  - 35) 灯台施設調査委員会，灯台施設保全委員会編：(8)御前埼灯台：静岡県榛原郡御前崎町，第 2 章 歴史的・文化財的な価値に関する調査，明治期灯台の保全，pp.45-46，2001.3
  - 36) 亀井一成：表紙—大王埼灯台，燈光，第 48 卷，第 9 号，表紙，2003.9
  - 37) 佐武直紀，中島秀雄：水平・上下動同時測定による高層建物の振動特性評価，日本建築学会関東支部研究報告集，66 卷，pp.61-64，1996.3
  - 38) 護雅史，神原浩：鉄骨高層建物の上下方向振動性状に関する検討，日本建築学会技術報

## 附章

- 1) 建設省住宅局建築指導課監修：改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 日本建築防災協会, pp.112-115, 1995.7
- 2) 建設大臣官庁営繕部監修：官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説, 公共建築協会, 240p., 1996.11
- 3) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会編：2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 土木学会, pp.15-17, 2002.3
- 4) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会編：2013 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編], 土木学会, 299p., 2013.10
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針・同解説, 273p., 2016.7
- 6) 梶田佳寛, 友澤史紀, 阿部道彦, 安田正雪, 高橋仁, 平賀友晃, 千葉脩, 篠崎徹, 菊田繁美, 小俣富士夫：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験 その 1 塩害による構造部材の劣化の特徴および実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.369-370, 1988.9
- 7) 高橋仁, 友澤史紀, 梶田佳寛, 安田正雪, 平賀友晃, 千葉脩, 篠崎徹, 菊田繁美, 小俣富士夫：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験 その 2 実験結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.371-372, 1988.9
- 8) 小俣富士夫, 友澤史紀, 梶田佳寛, 阿部道彦, 安田正雪, 高橋仁, 平賀友晃, 千葉脩, 篠崎徹, 菊田繁美：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験 その 3 劣化状況と補修方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.627-628, 1989.10
- 9) 高橋仁, 友澤史紀, 梶田佳寛, 安田正雪, 平賀友晃, 千葉脩, 篠崎徹, 菊田繁美, 小俣富士夫：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験 その 4 劣化部材及び補修部材の曲げせん断実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.629-630, 1989.10
- 10) 菊田繁美, 友澤史紀, 梶田佳寛, 安田正雪, 平賀友晃, 千葉脩, 篠崎徹, 小俣富士夫：塩害を受けた構造部材の性能評価に関する実験 その 5 劣化部材および補修・補強部材の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp.147-148, 1990.10
- 11) 武若耕司, 濱田秀則, 野口貴文, 下村匠, 山口明伸：コンクリート構造物の長期性能照査支援モデル研究委員会報告, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.27-36, 2004.7
- 12) 師橋憲貴, 湯浅昇, 青木孝義, 桜田智之, 松井勇：33 年間供用された実構造梁部材の曲げ実験, 日本建築学会技術報告集, 第 24 号, pp.137-142, 2006.12
- 13) 北海道土木技術会コンクリート研究委員会：凍害により材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能評価に向けて～劣化したコンクリート構造物の構造性能評価研究

小委員会報告書～, 121p., 2014.9

- 14) 国土交通省：社会資本の老朽化対策情報ポータルサイト インフラメンテナンス情報,  
<http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/index.html> (最終アクセス 2018.6.14)
- 15) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書, 第1編, pp.386-396, 1988.11
- 16) 日本コンクリート工学会：既存コンクリート構造物の性能評価指針 2014, 日本コンクリート工学会, 459p., 2014.11
- 17) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'17[基礎編], 日本コンクリート工学会, 328p., 2017.1
- 18) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会編：2001 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編], 土木学会, 185p., 2001.1
- 19) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会編：2007 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編], 土木学会, 228p., 2008.3
- 20) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクトコンクリートの耐久性向上技術の開発(土木構造物に関する研究結果), 土木研究センター, 438p., 1989.5
- 21) 建設大臣官房技術調査室監修, 国土開発技術研究センター建築物耐久性向上技術普及委員会編：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術, 建築物の耐久性向上技術シリーズ, 建築構造編 I, 337p., 1986.6
- 22) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1485p., 2007.9
- 23) 山路徹, 審良善和, 岩波光保：港湾コンクリート構造物における鉄筋腐食に関する照査手法―「港湾の施設の技術上の基準・同解説」より―, コンクリート工学, Vol.49, No.5, pp.39-44, 2011.5
- 24) 土木学会岩盤力学委員会トンネル変状メカニズム研究小委員会：トンネルの変状メカニズム, 土木学会, 269p., 2003.9
- 25) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会維持管理部会編：トンネルの維持管理, トンネル・ライブラリー, 第14号, 土木学会, 219p., 2005.7
- 26) 日本下水道事業団技術評価委員会：下水道構造物に対するコンクリート腐食抑制技術および防食技術の評価に関する報告書―硫酸によるコンクリート腐食の機構と総合的対策の方針―, 188p., 2001.3
- 27) 日本下水道事業団：下水道コンクリート構造物の腐食抑制技術および防食技術マニュアル, 173p., 2012.7
- 28) 海上保安庁灯台部工務課：御前崎灯台の灯室床鉄桁調査, 航路標識技術要報 5 号, pp.53-55, 1966.3
- 29) 海上保安庁灯台部工務課：出雲日御碕燈台(累積塔状構造物)の老朽度検討のための調査・実験, 航路標識技術要報 13 号, pp.1-20, 1974.3

- 30) 海上保安庁灯台部工務課：尻屋埼燈台の調査報告，航路標識技術要報 16 号，pp.84-101，1977.3
- 31) 海上保安庁灯台部工務課：旧能取岬燈台のコンクリート劣化に係る調査報告，航路標識技術要報 19 号，pp.81-139，1980.3
- 32) 海上保安庁灯台部工務課：室戸岬燈台における鋼製燈塔の老朽度調査，航路標識技術要報 20 号，pp.83-108，1981.3
- 33) 海上保安庁灯台部工務課：塩害と鉄筋の防錆について（ルカン礁燈標改良改修工事より），航路標識技術要報 20 号，pp.109-125，1981.3
- 34) 海上保安庁灯台部工務課：御前埼灯台におけるレンガ造り灯塔の老朽度調査，航路標識技術要報 22 号，pp.133-172，1983.3
- 35) 海上保安庁灯台部工務課：松前小島灯台の老朽度調査および改良改修工事について，航路標識技術要報 25 号，pp.132-166，1986.3
- 36) 海上保安庁灯台部工務課：明治期時代設置灯塔の老朽度調査報告，航路標識技術要報 30 号，pp.75-128，1991.3
- 37) U. S. National Park Service: Historic Lighthouse Preservation Handbook, U. S. National Park Service, 317p., 1997.8
- 38) 海上保安庁：灯台表 第 1 巻，日本水路協会，471p., 2014.2
- 39) Google Maps: <https://www.google.co.jp/maps/>（最終アクセス 2018.6.14）
- 40) 国土交通省：社会資本情報プラットフォーム，<https://www.ipf.mlit.go.jp/ipf>（最終アクセス 2018.6.22）
- 41) 大槻達夫，桜井慎一，大友洋卓，笠川孝：灯台の保存活用に関する研究—わが国における灯台の現状—，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.395-396，2006.9
- 42) 岸谷孝一ら編：塩害（II），コンクリート構造物の耐久性シリーズ，技報堂出版，pp.3-16，1991.4
- 43) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断・および補修指針（案）・同解説，pp.44-72，1997.1
- 44) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針・同解説，pp.126-140，2016.7
- 45) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針・同解説，pp.99-102，2016.7
- 46) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会編：2013 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編]，土木学会，pp.161-183，2013.10
- 47) 山路徹，MOHAMMED Tarek Uddin，青山敏幸，濱田秀則：海洋コンクリートの耐久性に及ぼす暴露環境およびセメントの種類の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23, No.2, pp.577-582，2001.6

- 48) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，pp.486-489，2007.9
- 49) 岸谷孝一ら編：塩害（I），コンクリート構造物の耐久性シリーズ，技報堂出版，pp.37-40，1986.5
- 50) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針・同解説，pp.101-102，2016.7
- 51) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，pp.490-491，2007.9

## 発表論文

### [査読付き論文]

- 1) 日高みなみ, 佐藤大輔, 青木孝義, 高瀬剛 : RC 造灯台の振動特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.805-810, 2014.7
- 2) 日高みなみ, 青木孝義 : 常時微動測定による灯台の振動特性推定, 日本建築学会技術報告集, 第 21 巻, 第 47 号, pp.71-76, 2015.2
- 3) 日高みなみ, 青木孝義 : 補強工法の違いによる RC 造灯台の振動特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1315-1320, 2015.7
- 4) M. Hidaka and T. Aoki : Vibration characteristics of a brick lighthouse in Japan, Porto, REHAB2015, pp.725-736, 2015
- 5) 川瀬みなみ, 青木孝義, 佐藤大輔 : 航路標識構造物外壁の鉄筋腐食に関する実態調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1213-1218, 2017.7
- 6) 川瀬みなみ, 青木孝義, 佐藤大輔 : 灯台の静的・動的特性の長期観測—長期的変動 その 1—, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 56 号, pp.69-74, 2018.2
- 7) 川瀬みなみ, 青木孝義, 張景耀, 佐藤大輔 : 灯台の構造諸元と一次固有周期との関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 745 号, pp.397-407, 2018.3

### [口頭発表]

- 1) 日高みなみ, 青木孝義, 西川忠 : 自然災害による航路標識の被害傾向分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.975-976, 2016.8
- 2) 日高みなみ, 青木孝義, 佐藤大輔 : 灯台のプロポーションに関する研究, 土木学会年次学術講演会, IV-038, pp.75-76, 2016.9



## 謝辞

本論文は、名古屋市立大学大学院芸術工学研究科博士後期課程の3年間の研究成果をまとめたものです。

本論文審査の主査を務めていただきました青木孝義教授には、本研究に携わる機会を与えていただきました。遅々とした進捗であったにもかかわらず終始丁寧なご指導とご助言を賜りました。本論文をまとめることができましたのも、一重に先生にご助力いただいたおかげです。心から深く御礼申し上げます。今後ともご指導のほどよろしくお願い申し上げます。

本論文審査の副査を務めていただきました先生方には、ご多忙のところ時間を割いていただき、本論文のご精読とご教示を賜りました。張景耀准教授からは、本論文および学会への投稿論文をまとめる上で、ストーリーの展開や考察などのご指導とご助言を賜りました。溝口正人教授からは、将来展望の重要性や異分野の方々への発表の仕方など幅広くご指摘いただいたことで、本論文の目的とその意義、論文の構成を明瞭にすることができました。また、予備審査において副査を努めていただきました草間晴幸教授からは、本研究を始めるに当たった動機や興味の重要性をご指摘いただいたことで、本論文の位置付けを明確にすることができました。心から深く御礼申し上げます。

本研究の実施には、海上保安庁、各管区海上保安本部、各海上保安部、各海上保安署の職員の方々のご理解とご協力が不可欠でした。本研究のきっかけとなった広島県の宇品灯台の振動実験から約5年にわたって本論文および学会への投稿論文のご精読とご教示を賜りました。本研究に関わっていただいた皆様のおかげで、本論文をまとめることができました。心から深く御礼申し上げます。

私は、株式会社コンステックに在職したまま大学院生として研究を進めておりました。大学院進学を認めてくださり、学費等をご支援いただきました株式会社コンステックホールディングス中野米蔵社長ならびに株式会社コンステック中村洋行社長をはじめ、同社役員、社員の皆様には深く御礼申し上げます。私が所属する同社研究開発本部の皆様にもご理解とご支援いただきました。大学院進学を後押しいただいた佐藤大輔氏には、本研究のはじまりから現在に至るまで終始支えていただきました。誠にありがとうございました。

また、広島大学・大久保孝昭教授、近畿大学・松本慎也准教授には、広島大学在学中に振動計測に携わるきっかけを与えていただきました。中国鄭州航院土木建築学院・李亮講師には計測・解析技術を丁寧に教えていただきました。心から深く御礼申し上げます。

本研究を遂行するに当たり、青木孝義研究室の学生の皆様には大変多くの協力をいただきました。ありがとうございました。

最後に、いつも支えてくれた仙台と広島の両親、夫に心から感謝いたします。