

# 国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of  
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.1156

March 2021

特異値分解による線形次元削減と代替モデルに基づく  
耐震性能照査手法の高度化に向けた基礎的研究（その2）  
～重力式岸壁に対する地震応答解析への適用～

住岡直樹・宮田正史・福永勇介・大竹雄

Basic Study for Seismic Performance Verification of Earthquake Resistance by Dimension Reduction Based on Singular Value Decomposition and the Reduced-order Model (Part2)  
- Application of Gravity-type Quay Walls to Seismic Response Analysis -

SUMIOKA Naoki, MIYATA Masafumi, FUKUNAGA Yusuke, OTAKE Yu

国土交通省 国土技術政策総合研究所

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

# 特異値分解による線形次元削減と代替モデルに基づく 耐震性能照査手法の高度化に向けた基礎的研究（その2） ～重力式岸壁に対する地震応答解析への適用～

住岡直樹\*・宮田正史\*\*・福永勇介\*\*\*・大竹 雄\*\*\*\*

## 要 旨

現状のレベル2地震動に対する耐震性能照査では、ある確定的な条件の下、単一ケースのFEM解析結果に対して性能照査を行うことが一般的であるが、この方法では、地盤定数等をはじめとする入力条件のばらつきに起因する応答のばらつきを評価できないという問題点があった。これに対し著者らは、既報（国総研資料No.1100）において検討した代替モデルを活用することで、耐震性能照査体系を高度化することを目指している。一方で、既報では、応答のばらつきに対する感度が大きい条件下での代替モデルの推定精度の検証や、耐震設計実務における代替モデルの具体的な利用方法の明示等の課題が残されていた。

そこで本研究では、まず、重力式岸壁をモデルケースとし、岸壁背後の埋土のN値と岸壁直下の基礎地盤のN値の2変数を入力変数とした代替モデルを構築した。さらに、重力式岸壁における主要な性能照査項目である残留水平変位に着目して、代替モデルによる推定値と地震応答解析による結果とを比較することにより、その推定精度の検証を行った。その上で、代替モデルを用いることで実現可能となる新たな耐震性能照査の具体的な活用方法を提案した。第一の提案は、岸壁本体の変位ならびにクレーンレールの相対変位に着目した、許容値に対する超過確率の評価への適用である。第二の提案は、岸壁法線方向における凹凸変位の空間分布の評価ならびに、凹凸変位に対する船舶の接岸可能性についての確率的な評価への適用である。最後に、さらなる代替モデルの活用方法の可能性を論じ、性能規定の考え方や調査・維持管理データの合理的な取得方法を含む、耐震設計体系全体としての高度化に関する今後の展望と課題をまとめた。

**キーワード：**重力式岸壁，耐震性能照査，代替モデル，相対変位，凹凸変位，確率的評価

---

\*港湾研究部 港湾研究室 交流研究員（株式会社エコー）  
\*\*港湾研究部 港湾研究室 室長  
\*\*\*港湾研究部 港湾研究室 主任研究官  
\*\*\*\*東北大学 大学院 土木工学専攻 先端社会基盤研究室 准教授  
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所  
電話：046-844-5019 Fax：046-842-9265 e-mail: ysk.nil-kukaku@ml.milt.go.jp

# **Basic Study for Seismic Performance Verification of Earthquake Resistance by Dimension Reduction Based on Singular Value Decomposition and the Reduced-order Model (Part 2)**

## **- Application of Gravity-type Quay Walls to Seismic Response Analysis -**

**SUMIOKA Naoki\***  
**MIYATA Masafumi\*\***  
**FUKUNAGA Yusuke\*\*\***  
**OTAKE Yu\*\*\*\***

### **Synopsis**

In seismic design for Level 2 earthquakes, performance verification is performed to utilize the results of numerical analysis under a random single condition. However, this method cannot evaluate response variation caused by variation of the input conditions. To solve this problem, we aim to improve the performance verification of earthquake resistance by using the reduced-order model discussed in Technical Note of NILIM No. 1100. Previous studies did not verify the accuracy of the reduced-order model for conditions with high sensitivity to response variability, nor did they make explicit the specific use of the reduced-order model in design practice.

In this study, we first developed the reduced-order model for application to gravity-type quay walls focusing on two parameters: the N value of the ground behind the quay walls, and the N value of the ground directly below the quay walls. We verified the accuracy of the reduced-order model by comparing horizontal displacement calculated by the reduced-order model and seismic response analysis. In addition, we propose a specific method for performance verification of earthquake resistance using the reduced-order model. As a first example, the probability that quay wall displacement exceeds the tolerance value and the probability that relative crane rail displacement exceeds the tolerance value are calculated. As a second example, we evaluated the unevenness of the quay wall normal and calculated the probability that it would be possible for a ship to berth. At the end of this paper, future prospects and issues for the advancement of seismic design are summarized, including basic concepts for setting performance criteria and methods for obtaining data for investigation and maintenance in a rational manner.

**Key Words:** Gravity-type quay walls, Performance verification of earthquake resistance,  
Reduced-order model, Relative displacement, Unevenness of quay wall normal,  
Probabilistic performance verification

---

\* Exchanging Researcher, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM (ECOH CORPORATION)  
\*\* Head, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM  
\*\*\* Senior Researcher, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM  
\*\*\*\* Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan  
Phone: +81-468-44-5019 Fax: +81-468-42-9265 E-mail: ysk.nil-kukaku@ml.milt.go.jp

## 目 次

1. はじめに	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本研究における具体的課題と本資料の構成	1
2. 使用する手法の概要	2
2.1 モード分解の概要	2
2.2 代替モデルの概要	3
2.3 不確実性伝播解析（2地点の相対変位の分散）	4
3. 応答のばらつきに対する感度が大きい条件下における代替モデルの推定精度の検証	4
3.1 検討の目的	4
3.2 検討条件	4
3.3 検討結果	5
4. 代替モデルを利用した新たな耐震性能照査の具体的な活用方法の提案	9
4.1 許容値に対する超過確率の評価への適用【例題①】	9
4.2 岸壁法線の凹凸変位の評価への適用【例題②】	10
4.3 地震動強さの変化に伴う施設の冗長性への適用	14
5. 耐震設計体系の高度化に関する今後の展望と課題	16
5.1 データ駆動型の概念に基づく耐震設計体系の高度化の方向性	16
5.2 性能照査手法の確立	16
5.3 性能規定の考え方	17
5.4 調査・施工・維持管理データの活用と合理的なデータ取得	17
6. まとめ	18
謝辞	19
参考文献	19
付録A 2地点の応答の差分に対する分散式の導出根拠	21
付録B 過去の被災事例における自己相関係数の分析	22



## 1. はじめに

### 1.1 研究の背景と目的

#### (1) 港湾施設の耐震性能照査の現状

我が国の土木建造物の耐震設計においては、1995年兵庫県南部地震を契機に、各分野で設計法の見直しが行われた。このうち、港湾分野では1999年に改訂された「港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup> (以降、港湾基準と呼称する。）」において、レベル2地震動に対する性能確保が規定された。これにより、耐震強化施設をはじめとする重要施設では、従来の地震動（レベル1地震動）を対象とした静的な安定性照査に加え、レベル2地震動を対象とした二次元地震応答解析を行うことにより施設の地震後の変形量や発生断面力等の応答を確認することが求められるようになった。

その後、2007年に改訂された港湾基準<sup>2)</sup>では、永続状態・変動状態に対する安定性照査を対象に、レベル1信頼性設計法（部分係数法）が導入された。さらに、現行基準である2018年改訂の港湾基準<sup>3)</sup>では、永続状態・変動状態におけるレベル1信頼性設計法に関する見直しが行われた。一方で、レベル2地震動作用時（以降、偶発状態と呼称する。）の耐震性能照査は、地震応答解析の計算コストなどの問題があることから、従来どおり、ある確定的な条件下での地震応答解析結果をもって照査を行うのみに留まっている。

#### (2) 偶発状態における耐震性能照査の問題点と研究目的

偶発状態における耐震性能照査においては、入力条件の空間的ばらつきにより、施設の応答は時空間的にばらつきが生じる。ここで、時間的ばらつきとは、時々刻々と変化する応答の時刻歴におけるばらつきのことを指し、例えばクレーンレールの相対変位等、両脚部で振動特性が異なる場合には、性能照査においては時間的ばらつきが重要となる。また、空間的ばらつきとは、岸壁本体の変形や土中部の水圧分布などの横断方向のばらつきと、岸壁法線方向の地盤条件等の違いによる縦断方向のばらつき（例えば凹凸変位（**図-1**））の双方を指している。

現状の偶発状態における耐震性能照査では、前述のとおり、ある確定的な条件下、単一ケースの地震応答解

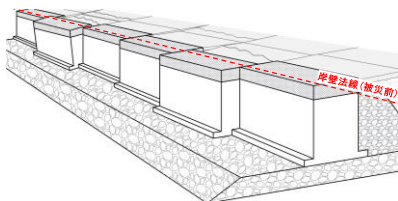


図-1 地震後における岸壁の凹凸変位のイメージ

析結果に対して性能照査を行うことが一般的であるため、入力条件のばらつきに起因する応答の時空間的なばらつきの評価ができないという問題点がある。応答の時空間的なばらつきは、施設が破壊に至る危険性を制御する意味でも重要であり、将来的には、応答の期待値だけでなく分散も制御し、自然条件のばらつきに鋭敏に反応しない建造物の設計が望まれる。

このような背景より、将来的には性能照査手法や性能規定の考え方なども含む耐震設計体系全体としての発展が必要である。本研究ではそのうち、耐震性能照査手法を高度化・発展させるための端緒の研究として、耐震性能照査に「応答の時空間的なばらつきの評価」や「許容値に対する超過確率の評価」等を、実務レベルで導入することを最終目的としている。

### 1.2 本研究における具体的課題と本資料の構成

耐震性能照査体系の高度化に向けた性能照査手法を実務レベルに導入するには、大竹らによる提案手法<sup>4)</sup>が有効であることを既報（国総研資料No.1100）<sup>5)</sup>により確認している（対象構造形式は重力式岸壁）。しかし、既報<sup>5)</sup>では埋立土における地盤定数（N値および細粒分含有率Fc）のばらつきのみに着目したため、入力条件のばらつきによる応答への感度が小さい領域における手法の有効性の検証のみに留まっている。また、既報<sup>5)</sup>は、大竹らによる提案手法<sup>4)</sup>の港湾建造物への適用性の検証を主眼に置いていたため、本手法の具体的な活用法の明示には至っていない。これらを踏まえ、本研究では以下に示す具体的課題に取り組むこととする。

- ① 応答に対する感度が大きい基礎地盤の地盤定数を入力変数とした場合の代替モデルの推定精度の検証
- ② 代替モデルを利用した新たな耐震性能照査の具体的な活用方法の提案

上記の課題①は、本資料中の**第3章**で詳述する。具体的には、重力式岸壁をモデルケースとし、既報<sup>5)</sup>で対象とした岸壁背後の埋立土のN値に加え、岸壁の変位への感度が大きいことが想定される基礎地盤のN値の2変数を入力変数とした代替モデルを構築する。その上で、重力式岸壁における主要な性能照査項目である残留水平変位に着目して、代替モデルによる推定値と地震応答解析による結果とを比較することにより、その推定精度の検証を行う。

課題②は、本資料中の**第4章**で詳述する。本研究では、代替モデルを用いることで実現可能となる新たな耐震性能照査の具体的な活用方法を提案する。具体的な活用方

法は、(1)許容値を超過する確率の評価への適用と、(2)凹凸変位の空間分布の評価への適用である。なお、(1)については、岸壁の水平変位とクレーンレールの相対変位に着目しており、特に2地点の相対変位に対する評価は既往研究<sup>4)5)</sup>でも取り組まれていない新たな試みである。また、これらの活用方法の発展形として、代替モデルを用いた、地震作用の増大による超過確率への影響評価も試行する。

以上の検討は、偶発状態の耐震性能照査に「応答の時空間的なばらつきの評価」や「許容値に対する超過確率の評価」等を実務レベルに導入することを目的としたものであるが、さらなる活用方法の可能性として、性能規定の考え方や調査・維持管理データの合理的な取得方法を含む、耐震設計体系全体としての高度化に関する今後の展望と課題について、本資料中の第5章で論じる。

## 2. 使用する手法の概要

本手法の全体構成を図-2に示す。本手法は、[Step1]入力変数のばらつきに応じた地震応答解析、[Step2]モード分解、[Step3]代替モデルの構築の三段階からなる。本章では、モード分解と代替モデル構築の概要を説明する。なお、2.3の式(12)は、既報<sup>5)</sup>でも述べられていない新規の内容である。本章では式(12)を説明する上で必要な理論式のみに着目して説明することとし、その他の基礎理論の詳細は既報<sup>5)</sup>を参照されたい。

### 2.1 モード分解の概要

ある行列 $X (\in \mathbb{R}^{n \times m})$ の特異値分解は式(1)のとおりとなる。本資料中では、地震応答解析により得られた結果をこの行列 $X$ として扱うこととする。なお、行列 $X$ の具体的な内容は既報<sup>5)</sup>と同様に、全節点の水平変位・鉛直変位、全要素の過剰間隙水圧比とし、行方向にある時刻における全節点・全要素の応答値、列方向にある節点・要素における全時刻歴の応答値をまとめる。ここで、対象とする物理量は任意に設定することができる。

$$X = U \Sigma V^T \quad (1)$$

ここに

$U$  : 左特異ベクトルを列方向に並べた行列  
 $(\in \mathbb{R}^{n \times n})$

$\Sigma$  : 特異値で構成される対角行列  $(\in \mathbb{R}^{n \times m})$

$V$  : 右特異ベクトルを列方向に並べた行列  
 $(\in \mathbb{R}^{m \times m})$

また、特異値分解の対象とする行列は、各行における全時間ステップの平均値(式(2))を差し引き中心化したものを使うこととする。

$$\bar{x}_n = \frac{1}{m} \sum_{k=1}^m x_{nk} \quad (2)$$

行列 $X (\in \mathbb{R}^{n \times m})$ を特異値分解し、特異値の大きいものから $r$ 番目までの次元(以降、モード $r$ と呼称する。)までを抽出・再構成すると、モード $r$ まで線形次元削減した行列 $\tilde{X} (\in \mathbb{R}^{n \times m})$ は式(3)で表される。

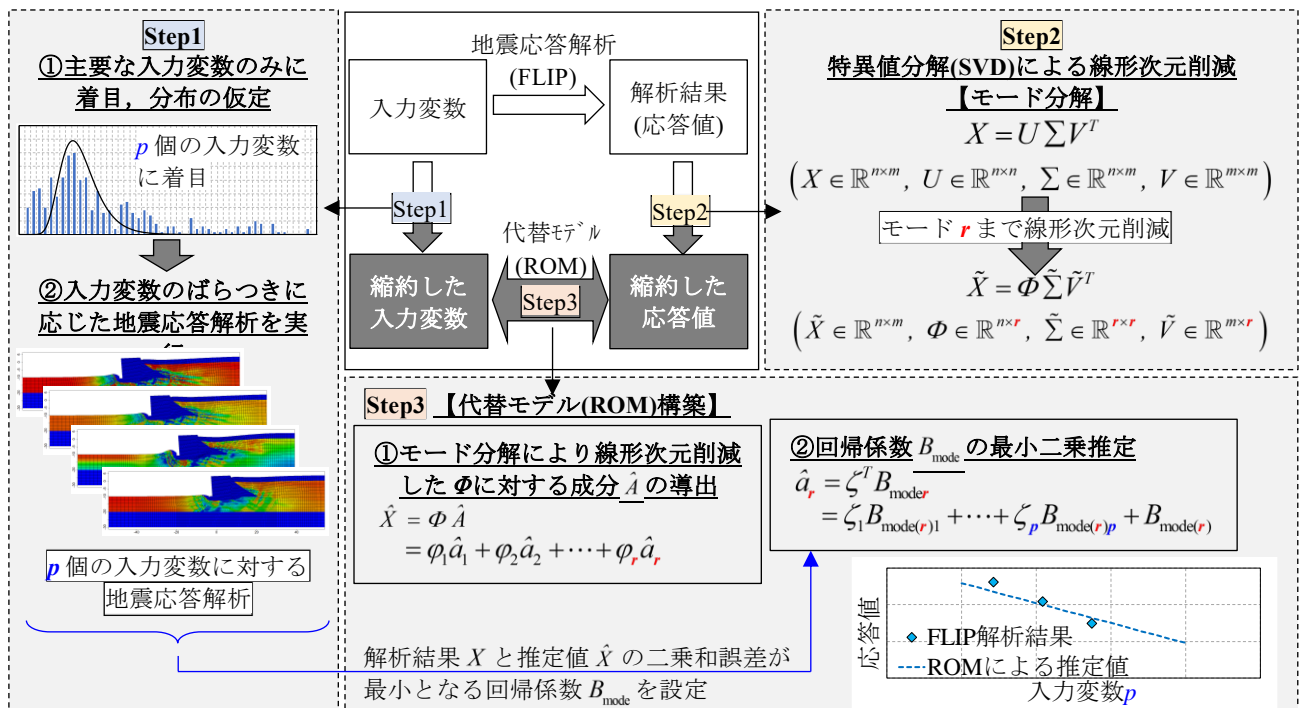


図-2 代替モデル構築手順

$$\tilde{X} = \Phi \tilde{\Sigma} \tilde{V}^T \quad (3)$$

ここに

- $\Phi$  : モード1~ $r$ に対応する左特異ベクトルを列方向に並べた行列 ( $\in \mathbb{R}^{n \times r}$ )
- $\tilde{\Sigma}$  : モード1~ $r$ に対応する特異値で構成される対角行列 ( $\in \mathbb{R}^{r \times r}$ )
- $\tilde{V}$  : モード1~ $r$ に対応する右特異ベクトルを列方向に並べた行列 ( $\in \mathbb{R}^{m \times r}$ )

特異値分解により分解したそれぞれの次元が有する情報の大きさは、寄与率(Contribution)という指標で評価できる. あるモード $j$ における寄与率は式(4)により求められる.

$$\text{Cont}(j) = \frac{\sigma_j^2}{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2} \quad (4)$$

ここに

- $\text{Cont}(j)$  : モード $j$ に対応する寄与率
- $\sigma_j$  : モード $j$ に対応する特異値

## 2.2 代替モデルの概要

代替モデルの構築には、入力変数の異なるいくつかの地震応答解析結果が必要である. ここで、解析ケース数を $k$ とし、そのすべての解析結果を列方向に並べた行列を計画行列 $X_k$  ( $\in \mathbb{R}^{n \times (m \times k)}$ )とする. この計画行列 $X_k$ に対してモード分解を行い、線形次元削減した $\Phi$ を基底として扱うこととする. さらに、この基底 $\Phi$ に対する成分を入力変数と関連付けた回帰係数を、いくつかの解析結果を用いた最小二乗法により設定する. なお、ここからはある計算ケース $k$ に対して説明することとし、計画行列は単に $X$ と表記する.

まず、基底 $\Phi$ に対する $X$ の成分の時間発展を $A$ とすると、行列 $X$ は式(5)と置き換えられる.

$$X = \Phi A$$

$$= [\varphi_1, \dots, \varphi_r] \begin{bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ a_r \end{bmatrix} \quad (5)$$

ここに

- $a_j$  : モード $j$ に対応する基底ベクトル $\varphi_j$ に対する $x$ の成分の時間発展 ( $\in \mathbb{R}^{1 \times m}$ )
- $A$  : モード1~ $r$ までにおける基底ベクトルに対する $X$ の成分の時間発展で表される行ベクトル ( $\in \mathbb{R}^{r \times m}$ )

さらに、各モードの $a_j$ を、 $p$ 個の入力変数で構成したベクトル $\zeta$ に対して、時間ステップ毎に回帰すると、式(6)で表される.

$$\hat{a}_j = \zeta^T B_{\text{mode}(j)} \quad (6)$$

ここに

- $\hat{a}_j$  :  $a_j$ に対応する推定値 ( $\in \mathbb{R}^{1 \times m}$ )
- $\zeta$  :  $p$ 個の入力変数と1からなるベクトル

$$:= \begin{bmatrix} \zeta_1 \\ \vdots \\ \zeta_p \\ 1 \end{bmatrix} \quad (\in \mathbb{R}^{p+1})$$

- $B_{\text{mode}(j)}$  :  $a_j$ の $\zeta$ への線形回帰における回帰係数 ( $\in \mathbb{R}^{(p+1) \times m}$ )

式(6)を式(5)中の $a_j$ に置き換え、さらに、既知パラメータと未知パラメータで分離して表記し直すと、式(7)のとおりに表される. つまり、式中での未知パラメータである回帰係数 $B_{\text{mode}}$ を求めることで、代替モデルによる推定値 $\hat{X}$ を求めることができる.

$$\hat{X} = [\varphi_1, \dots, \varphi_r] \begin{bmatrix} \zeta^T B_{\text{mode}1} \\ \vdots \\ \zeta^T B_{\text{mode}(r)} \end{bmatrix}$$

$$= [\varphi_1 \zeta^T, \dots, \varphi_r \zeta^T] \begin{bmatrix} B_{\text{mode}1} \\ \vdots \\ B_{\text{mode}(r)} \end{bmatrix}$$

$$= \Psi B_{\text{mode}} \quad (7)$$

ここに

- $\Psi$  : 既知パラメータである $[\varphi_1, \dots, \varphi_r]$ と $\zeta$ で構成される列ベクトル ( $\in \mathbb{R}^{n \times [r \times (p+1)]}$ )
- $B_{\text{mode}}$  : モード1~ $r$ までの回帰係数で表される行ベクトル ( $\in \mathbb{R}^{[r \times (p+1)] \times m}$ )

この回帰係数 $B_{\text{mode}}$ は、入力変数のばらつきに対応するいくつかの地震応答解析結果を用いた最小二乗法により求められる. 解析ケース数を $k$ とし、全解析ケースの解析結果を行方向にまとめた行列を $X^k$  ( $\in \mathbb{R}^{(k \times n) \times m}$ )とすると、同様に $X$ の推定値である $\hat{X}^k$ も式(8)のとおりに表される. ここで、基底 $\Phi$ ならびに回帰係数 $B_{\text{mode}}$ は全解析ケースで共通であるものとして扱う.

$$\hat{X}^k = \Psi^k B_{\text{mode}} \quad (8)$$

ここに

- $\hat{X}^k$  : 各解析ケースの $\hat{X}$ を行方向に並べた行列 ( $\in \mathbb{R}^{(k \times n) \times m}$ )
- $\Psi^k$  : 各解析ケースの $\Psi$ を行方向に並べた行列 ( $\in \mathbb{R}^{(k \times n) \times [r \times (p+1)]}$ )



回帰係数  $B_{\text{mode}}$  は、解析により得られた  $X^k$  と、 $X^k$  の推定値である  $\hat{X}^k$  との最小二乗法により求める。回帰係数  $B_{\text{mode}}$  の最小二乗推定値は式(9)で表される。

$$B_{\text{mode}}^{\text{LSE}} = \left[ (\Psi^k)^T \Psi^k \right]^{-1} (\Psi^k)^T X^k \quad (9)$$

以上より、式(9)を式(7)中の  $B_{\text{mode}}$  に代入することで代替モデルが構築される。つまり、基底  $\Phi$  と回帰係数  $B_{\text{mode}}$  を用いた簡易な関係式で置き換えることで、入力変数を任意に変化させた際の応答を瞬時に推定できる。

さらに、期待値の性質から、推定値  $\hat{X}$  の分散（不確実性の伝搬）を解析的に求めることができる。推定値  $\hat{X}$  の分散は式(10)により求められる。

$$\text{Var}[\hat{X}] = \sum_{i=1}^{p+1} \lambda_i (\Phi B_{\text{PCAI}i}^{\text{LSE}})^2 \quad (10)$$

ここに

$Y^{*2}$  : 行列  $Y$  ( $\in \mathbb{R}^{i \times j}$ ) の自身との Hadamard 積

$$\left( := Y \circ Y := [Y_{ij}^2]_{\substack{1 \leq i \leq I \\ 1 \leq j \leq J}} \right) (\in \mathbb{R}^{I \times J})$$

$B_{\text{PCAI}p}^{\text{LSE}}$  :  $B_{\text{mode}}^{\text{LSE}}$  を各モードに区分したベクトルの第  $p$  行を抜き出し、行方向に並べた行列 ( $\in \mathbb{R}^{r \times m}$ )

$\lambda_i$  :  $p$  個の入力変数と 1 からなるベクトル  $\zeta$  の共分散行列の固有値

### 2.3 不確実性伝播解析（2地点の相対変位の分散）

式(10)は、単一の節点・要素における推定値  $\hat{X}$  の分散を表しているが、本資料では新たに、2地点の相対変位に対する分散の算出方法を示す。これは、後述する検討において、クレーンレールの相対変位、すなわち、2地点の変位の差分に対する分散の評価に用いる。2地点における推定値の差分（あるいは和）の分散を算出するためには、2つの確率変数が独立である場合を除き、2つの確率変数の分散ならびに共分散から求める必要がある。ここで、レール位置の節点をそれぞれ  $n_1, n_2$  とすると、時間ステップ  $m$  における相対変位の分散は式(11)で表される。

$$\begin{aligned} & \text{Var}[\hat{X}_{n_1,m} - \hat{X}_{n_2,m}] \\ &= \text{Var}[\hat{X}_{n_1,m}] + \text{Var}[\hat{X}_{n_2,m}] - 2\text{cov}[\hat{X}_{n_1,m}, \hat{X}_{n_2,m}] \end{aligned} \quad (11)$$

ここに

$\hat{X}_n$  : 代替モデルによる推定値の第  $n$  行 ( $\in \mathbb{R}^{1 \times m}$ )

$\text{cov}[X, Y]$  : 確率変数  $X, Y$  の共分散

これを、本研究で用いている代替モデルならびに不確実性の伝播の理論式に置き換えると、時間ステップ  $m$  における 2 つの確率変数の差分からなる相対変位の分散は式(12)で表される。なお、式(12)の導出根拠は付録 A に示す。

$$\begin{aligned} & \text{Var}[\hat{X}_{n_1,m} - \hat{X}_{n_2,m}] \\ &= \left( c^T \text{Var}[\hat{X}] \right)_m - 2 \sum_{i=1}^{p+1} \lambda_i \left[ \Phi_{n_1,1:r} (B_{\text{PCAI}i}^{\text{LSE}})_m \right] \left[ \Phi_{n_2,1:r} (B_{\text{PCAI}i}^{\text{LSE}})_m \right] \end{aligned} \quad (12)$$

ここに

$c$  :  $e_{n_1} - e_{n_2}$  ( $\in \mathbb{R}^n$ )

$e_n$  : 基本ベクトル（第  $n$  成分のみが 1, 他が 0 からなるベクトル） ( $\in \mathbb{R}^n$ )

## 3. 応答のばらつきに対する感度が大きい条件下における代替モデルの推定精度の検証

### 3.1 検証の目的

既報<sup>5)</sup>では、埋土のN値および細粒分含有率Fcを変数とした場合の代替モデルを構築するとともに、検証用に多数のケースに対して実行したFEM解析結果と代替モデルによる推定値を比較することで、代替モデルによる推定精度の検証を行っている。その結果、代替モデルの推定値は、地震応答解析による応答値に対して最大誤差6%という良好な精度が得られた。しかし、この結果は、入力変数のばらつきに起因する応答のばらつきが小さい範囲（残留水平変位1.3m～1.6m程度）における検証であったため、応答のばらつきが大きい条件、つまり、重力式岸壁の変形への感度が高く、入力値の違いにより応答値が鋭敏に反応する条件下において、代替モデルの推定精度の検証が出来ていないという課題が残っている。

そこで本章では、一般に重力式岸壁における変位への影響が大きいことが想定される、岸壁直下の「基礎地盤のN値」と、既報<sup>5)</sup>と同様に「埋土のN値」の2変数を対象として代替モデルを構築し、代替モデルの推定精度の検証ならびに課題の抽出を行う。

### 3.2 検討条件

#### (1) 地震応答解析手法

本研究では、港湾施設の耐震性能照査において実績の多いFLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program)<sup>6)</sup>を用いる。また、FLIPにおけるマルチスプリング要素が依拠する構成則は「従来法」を選択し、応力-ひずみ関係の非線形計算法も同様に「従来法」を選択する。

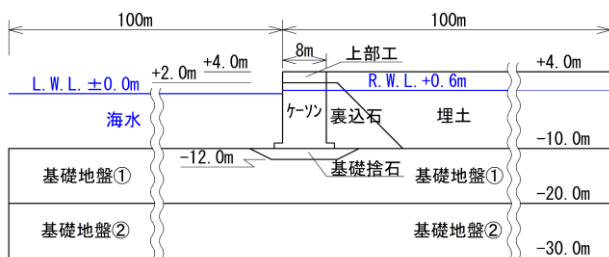


図-3 解析モデル図

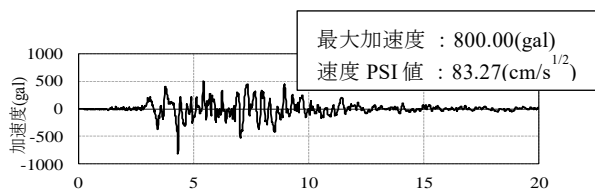


図-4 対象地震動 (神戸波)

解析モデルは図-3 に示すとおり、重力式岸壁（ケーソン式岸壁）を対象とする。なお、埋土および基礎地盤①②はともに砂質土層とし、埋土および基礎地盤①を液状化層、基礎地盤②を非液状化層として扱うものとする。また、解析パラメータは簡易設定法<sup>8)</sup>により設定する。

(2) 地震動

FLIPに使用する地震動は、最大加速度・速度PSI値が大きく、施設の変形量が大きく生じ得る波形（神戸波）を使用する。対象地震動の加速度時刻歴を図-4に示す。

(3) 入力変数の設定

代替モデルの構築は、入力変数の値が異なるいくつかのケースでの解析（FLIP）結果が必要となる。本研究では、埋土のN値ならびに基礎地盤①のN値を入力変数として検討を行うこととした。ここで、各地盤におけるN値は、既往文献<sup>5)9)</sup>を参考に表-1の通り設定した。ここで、Kok-Kwang Phoon<sup>9)</sup>によると、図-5に示すようにN値の変動係数は38%程度（標準偏差σ=13程度）とされているが、本研究では既報<sup>5)</sup>と同様に Vanmarcke<sup>10)</sup>の提案である自己相関性を考慮した分散の低減を行い、σ=6を用いることとした。分散の低減関数は式(13)で表される。なお、基礎地盤①の層厚Vは10m、自己相関距離θは既報<sup>5)</sup>と同様に1mとした。

$$\Gamma^2(V/\theta) = \left(\frac{\theta}{V}\right)^2 \left[ 2 \left\{ \frac{V}{\theta} - 1 + \exp\left(-\frac{V}{\theta}\right) \right\} \right] \quad (13)$$

ここに

- V : 層厚(m)
- θ : 自己相関距離(m)

表-1 各地盤定数

	平均値 μ	標準偏差 σ	備考
埋土のN値	10.4	3.3	文献 <sup>5)</sup>
基礎地盤①のN値	34.0	6.0	文献 <sup>9)</sup> ※

※図-5 参照

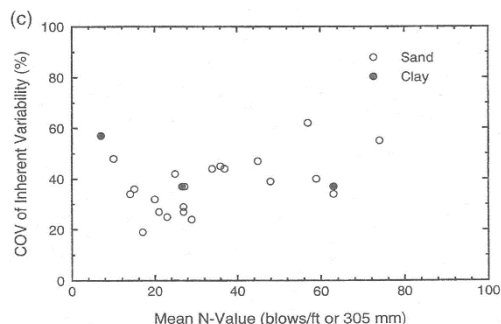


図-5 基礎地盤①のN値の設定 (出典：文献<sup>9)</sup>)

表-2 各ケースの地震応答解析結果 (残留値)

解析ケース	埋土 N値	基礎地盤① N値	残留水平変位(m)	残留鉛直変位(m)
CASE-1	μ-σ	μ-σ	1.743	0.351
CASE-2	μ-σ	μ	1.287	0.225
CASE-3	μ-σ	μ+σ	1.066	0.174
CASE-4	μ	μ-σ	1.590	0.306
CASE-5	μ	μ	1.194	0.219
CASE-6	μ	μ+σ	0.993	0.166
CASE-7	μ+σ	μ-σ	1.188	0.274
CASE-8	μ+σ	μ	0.832	0.154
CASE-9	μ+σ	μ+σ	0.678	0.119

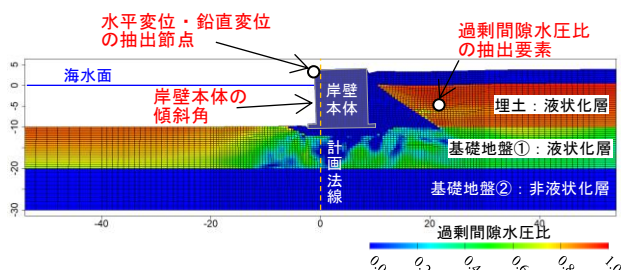


図-6 時刻歴応答値出力位置

3.3 検討結果

(1) 地震応答解析

各ケースにおける地震応答解析結果（残留水平変位および残留鉛直変位）を表-2に示す。また、時刻歴応答値は、岸壁天端における水平変位・鉛直変位、岸壁本体の傾斜角、埋土層の過剰間隙水圧比の4つの物理量に着目し、それぞれ図-6に示す位置での時刻歴応答値を出力した。なお、岸壁本体の各応答値の正負はそれぞれ以下のことを表している。

- 【水平変位】 正：陸側への変位 負：海側への変位
- 【鉛直変位】 正：隆起 負：沈下
- 【傾斜角】 正：海側への傾斜 負：陸側への傾斜

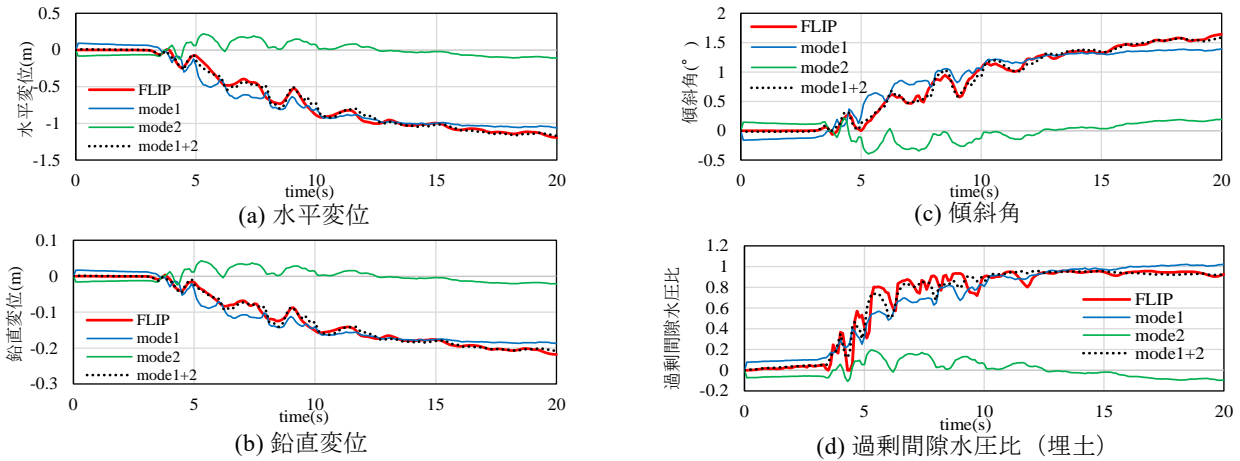


図-7 各モードの時刻歴応答

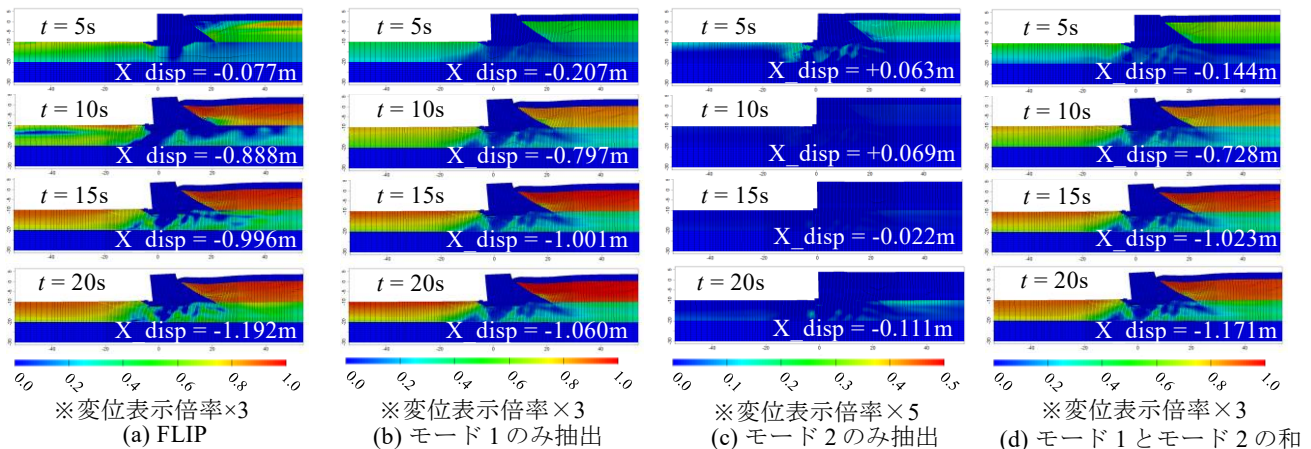


図-8 各モードのスナップショット (CASE-5)

表-3 寄与率および累積寄与率 (CASE-5)

	mode1	mode2	mode3	mode4	mode5
寄与率	86.8 %	4.4 %	2.0 %	1.7 %	1.2 %
累積寄与率	86.8 %	91.2 %	93.2 %	94.9 %	96.1 %

(2) モード分解

ここでは、前述の地震応答解析結果 (表-2) のうち、それぞれの入力変数を平均値  $\mu$  として解析を行った CASE-5 に対してモード分解を行い、各モードの応答の確認ならびに考察を行う。

表-3 はモード1~5までの寄与率を示している。モード1に多くの情報が集約され、さらにモード2までの累積寄与率で90%を超える情報量を有していることがわかる。

図-7 は各物理量における時刻歴応答値を、各モードに対して示したものである。まず、モード1では、いずれの物理量においても、変位の進行や過剰間隙水圧比の上昇などの主要な応答を示しており、一部、微小な振動成分も含まれる。次にモード2では、各物理量の時間発展の過程に

おける振動を表しており、水平変位ならびに鉛直変位に対しては正の応答値 (陸側への水平変位および隆起) を示している。最後に、モード1とモード2の和に着目すると、いずれの物理量においても FLIP 解析結果と精度良く合致していることがわかる。

図-8 は各モードのスナップショットを示したものである。ここで、スナップショットのカラーコンターは過剰間隙水圧比を示している。まず、図-8 (b)に示すモード1の応答値の空間分布に着目すると、変位ならびに過剰間隙水圧比が各時刻において、図-8 (a)に示す FLIP 解析結果と概ね一致している。図-8 (c)に示すモード2では、t=5s 時点で埋土全域での過剰間隙水圧比の上昇が見られるが、その上昇量はモード1と比較しても微小である。

以上の結果より、まず、モード1の情報のみで FLIP 解析結果のほとんどの応答を説明できることがわかる。ここで、耐震性能照査においては、変位等の残留値を対象とした性能照査がされることが多いため、その観点からすると、モード1のみで代替モデルを構築すればよいこととなる。しかし、コンテナクレーン脚部の照査や栈橋渡版の圧壊・

落版に対する照査など、時刻歴応答値に着目すべき照査項目も存在する。その観点からすると、時刻歴の過程において数十 cm の振動成分を表しているモード2の情報も極めて重要な情報であると言える。これらの理由から、以降の代替モデルの構築にあたっては、モード分解により得られたモード1およびモード2の情報を基底として取扱うこととする。

(3) 代替モデル構築

前述の検討結果を受け、地震応答解析結果によって作成した計画行列をモード分解し、モード2までの左特異ベクトルを代替モデルにおける基底として扱うこととする。なお、本項での結果の考察は、それぞれの入力変数を平均値

表-4 FLIP と ROM の各応答の残留値

	FLIP (CASE-5)	ROM* (CASE-5)	推定誤差 (ROM/FLIP)
水平変位 (m)	1.192	1.166 [-0.026]	97.84%
鉛直変位 (m)	0.218	0.218 [-0.0001]	100.06%
傾斜角 (°)	1.644	1.511 [-0.133]	91.93%
過剰間隙 水圧比	0.925	0.915 [-0.010]	98.88%

※ [ ]内は、FLIPとの差分 (ROM-FLIP) を示す。

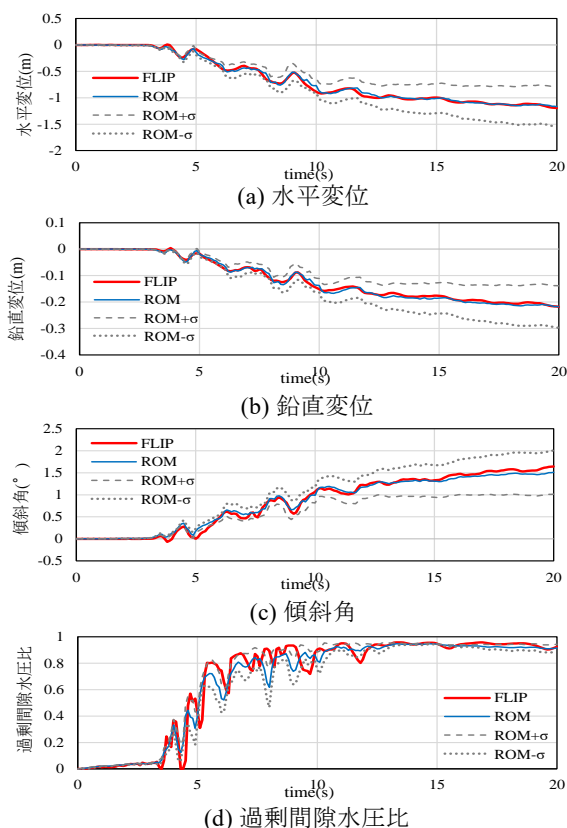


図-9 時刻歴応答値 (CASE-5)

$\mu$ として解析を行った CASE-5を対象とする。

表-4は地震応答解析(以後、FLIPと呼称する。)により得られた各応答値と、代替モデル(以後、ROMと呼称する。)による推定値の比較結果を示したものである。いずれの応答値においても、ROMによる推定値はFLIPの応答値を精度良く再現できていることがわかる。

図-9には、各種応答変数のFLIPによる応答値の時刻歴とROMによる推定値の時刻歴を示す。また、図-10には主要時刻におけるスナップショットを示す。各応答値の時間発展ならびに空間分布に着目しても、ROMによる推定値がFLIPの応答値を精度良く再現できている。一部、過剰間隙水圧比(例えば図-10の $t=10s$ )に着目すると、ROMによる推定値はFLIPの応答値に対してやや過小に表れているが、この要因のひとつは基底として用いているモード数にある。ここでの検討では基底としてモード2までを採用しているが、基底に用いるモード数を多くするほどROMによる推定精度は向上すると考えられる。その一方で、基底に用いるモード数が多くなるほど代替モデルの計算コストは増大するため、モード数の選択は解析目的に応じて都度判断が必要である。

代替モデルの第一の利点は、期待値の定義式の線形性により、入力変数の分散から応答値(推定値)の分散を解析的に求めることが出来ることである。それを表しているのが図-9中の破線であり、これは各応答値の $\pm 1\sigma$ の範囲を示している。この特性を用いることで、本研究で目指している「時空間のばらつきの評価」や「許容値に対する超過確率の評価」を、将来的に実務レベルに導入することが可能であると考えられる。

代替モデルの第二の利点は、ある限られた地震応答解析結果のみを用いることで、入力変数を任意に変化させた際の応答を、四則演算のみで簡易に推定できることである。

図-11は、表-1に示す各地盤定数の平均値を中心に、 $\pm 1\sigma$

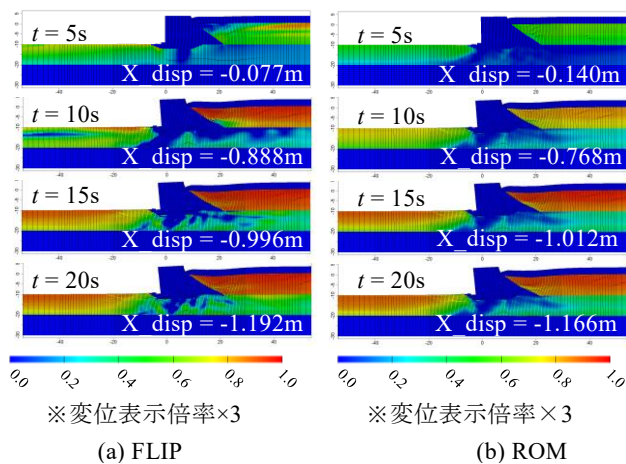


図-10 スナップショット (CASE-5)

の範囲内外（埋土の N 値を 5～15，基礎地盤①の N 値を 24～44）の地盤定数を対象として，ROM による推定精度を検証するために解析を行った FLIP による残留水平変位（図-11(a)）と，同様の範囲における ROM による残留水平変位（図-11(b)）を，それぞれコンター図で示したものである。図-12 は，基礎地盤①の N 値と残留水平変位との関係を表している。なお，図-12 は，埋土の N 値を  $\mu-\sigma$  とした場合の結果を示しており，図中の◆は表-2 における CASE-1,2,3 の結果をプロットしている。また，表-5 は FLIP の応答値と ROM の推定値の比 (ROM/FLIP) を示したものである。これらの比較結果に着目すると，まず，ROM 構築に用いた解析ケースの内挿範囲（入力変数のばらつきが  $\pm 1\sigma$  の範囲内）においては概ね 10%程度の誤差で推定が出来ていることがわかる。一方で，ROM 構築に用いた解析ケースの外挿範囲（入力変数のばらつきが  $\pm 1\sigma$  の範囲外）では，ROM による推定精度が低下する範囲がある。これは，解析上での地盤の非線形特性が FLIP 解析結果として表れていることが要因のひとつと考えられる。本研究では ROM 構築にあたり，入力変数と応答値の関係を一次式により線形回帰しているため，数値解析特有の非線形性までを表現することが出来ない点に課題が残されている。

これらの課題を改善するためには，回帰分析方法の改善や高度な関数形の適用が考えられる。ただし，本章で検証した条件下では，応答の出現頻度の高い内挿範囲において，ある一定精度での推定が可能であるという結果が得られている。このことから，代替モデルを応答値の確率的評価等へ適用することは基本的には問題ないと考え，次章に代替モデルの具体的な活用方策案について述べることにする。

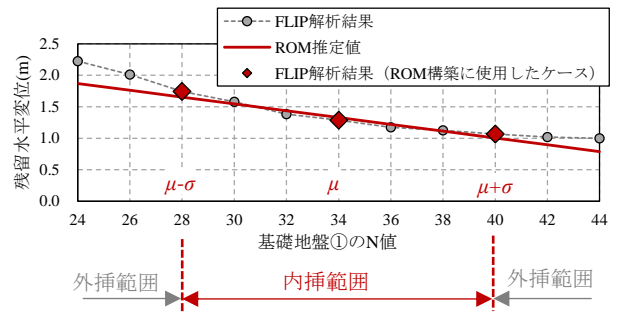


図-12 基礎地盤①の N 値と残留水平変位の関係  
(埋土の N 値： $\mu-\sigma$ )

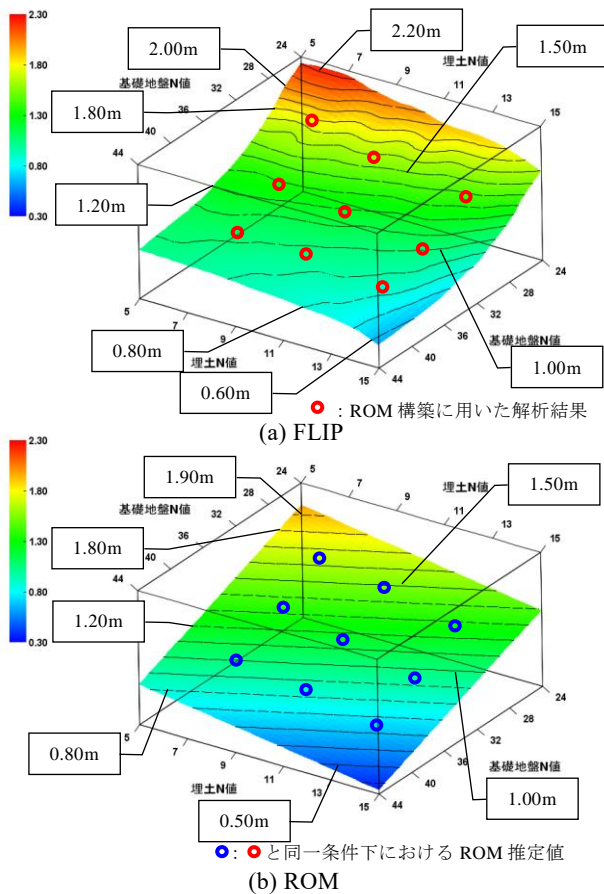


図-11 各条件下での残留水平変位のコンター図

表-5 FLIP と ROM の比較 (ROM/FLIP)

基礎地盤①の N 値	埋土の N 値										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
24	89%	86%	84%	85%	86%	84%	86%	84%	82%	84%	88%
26	92%	89%	87%	92%	88%	92%	86%	90%	87%	87%	91%
28	100%	102%	95%	97%	92%	94%	92%	93%	92%	91%	103%
30	106%	102%	98%	98%	97%	97%	96%	93%	93%	96%	107%
32	110%	109%	104%	101%	99%	98%	98%	96%	93%	97%	113%
34	110%	107%	103%	102%	100%	98%	98%	93%	93%	96%	108%
36	112%	105%	104%	102%	99%	96%	94%	91%	90%	89%	106%
38	108%	103%	99%	97%	94%	91%	88%	91%	83%	83%	97%
40	102%	97%	94%	91%	89%	85%	88%	77%	76%	76%	84%
42	95%	90%	88%	84%	81%	77%	74%	71%	66%	66%	71%
44	87%	83%	79%	75%	71%	68%	63%	60%	56%	53%	56%

□ : ROM 構築に用いた解析ケース※

※地盤定数

■ (Blue)	: 90%以下	■ (Light Blue)	: 105~110%
■ (Light Blue)	: 90~95%	■ (Pink)	: 110%以上
■ (Light Blue)	: 95~105%		

埋土の N 値： $\mu=10.4, \sigma=3.3$

基礎地盤①の N 値： $\mu=34.0, \sigma=6.0$

#### 4. 代替モデルを利用した新たな耐震性能照査の具体的な活用方法の提案

従来の偶発状態における耐震性能照査は、ある確定的な条件下、単一ケースのFEM解析結果に対して性能照査を行うことが一般的であった。つまり、本来考慮すべきである入力条件のばらつきに起因する応答のばらつきを考慮せずに性能照査が行われてきた。これに対し本研究では、大竹らの提案手法<sup>4)</sup>である代替モデル (ROM) を用いることで、従来考えられてこなかった入力条件のばらつきによる応答への影響を評価することを提案する。本章では、代替モデルを用いた耐震性能照査の高度化手法の具体例を示すことにより、代替モデルを設計実務へ導入することの有効性を示す。

図-13は、本章の構成を示したものである。本章では、具体的な例題として、①応答の時刻歴情報の活用に着目した問題と、②応答の空間的ばらつきに着目した問題の2つに取り組む。以下より各節の概要を述べる。

4.1では、岸壁変位ならびにクレーンレール相対変位に着目して、許容値に対する超過確率、すなわち施設の破壊確率の検討を行う。従来の耐震性能照査では単に応答値のみで評価していたのに対し、この方法は、応答の分散の時間発展にも着目した手法高度化の試みである。

4.2では、岸壁法線方向の凹凸変位に関する検討を行う。また、凹凸変位により緊急物資輸送船の接岸が可能であるか否かの評価を、モンテカルロシミュレーションを用いた確率的な観点による性能照査を行う。これは、従来の耐震性能照査に対して、応答の空間的なばらつきに対する評価という観点での手法高度化の試みである。

4.3では、4.1ならびに4.2における検討に対して、地震動強さの大小による影響、つまりは、施設の冗長性の検討を行う。これは、4.1、4.2の手法高度化に対して、さらに外力の観点での手法発展の試みである。

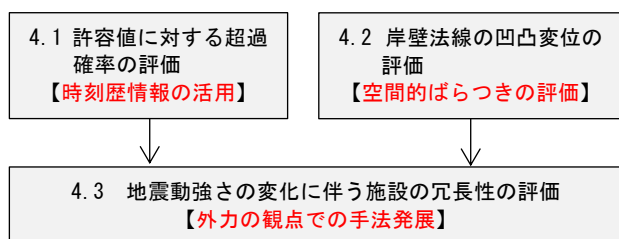


図-13 本章の構成

#### 4.1 許容値に対する超過確率の評価への適用【例題①】

##### (1) 問題設定

本手法では、入力条件のばらつきに起因する応答のばらつきを、時空間情報を損なうことなく推定できる。これを活用した設計実務への適用例として、岸壁変位ならびにコンテナクレーン脚部の耐震性能照査に確率的な評価を導入することを考える。岸壁天端の変位は、地震発生後の施設の使用性を照査するために、最終時刻歴の応答値である残留値に着目することが一般的である。一方で、コンテナクレーンのように両脚部のレール構造が異なることによる振動特性の違い等により、クレーン両脚の相対変位がどの時刻において最大値を示すかが不明であるため、変位の時刻歴情報が極めて重要となる。

図-14 はここで扱う問題の対象とするモデルイメージである。ここでは、コンテナクレーンのレールスパンは15.0mと設定し、レール両脚における相対変位をもって性能照査を行うことを考える。なお、コンテナクレーンを設置する場合、クレーン両脚のレール部に基礎を設置することが一般的であるが、ここでは前述の解析モデル (図-3) を準用し、単に岸壁上と背後地盤との相対変位に着目している。

耐震性能照査を行うにあたっての各照査項目における許容値は、岸壁天端における水平変位の許容値を1.0m<sup>3)</sup>、コンテナクレーンのクレーンレールにおける相対変位の許容値を0.5m<sup>3)</sup>と設定する。

##### (2) 耐震性能照査結果

図-15は岸壁天端の水平変位 (図-15 (a)) と、許容値1.0mを超過する確率 (図-15 (b)) をそれぞれ時刻歴で示したものである。図-16はクレーンレールの相対変位 (図-16 (a)) と、許容値0.5mを超過する確率 (図-16 (b)) をそれぞれ時刻歴で示したものである。また、図-15(a)ならびに図-16(a)の灰色塗りの範囲は、前述の不確実性伝播の計

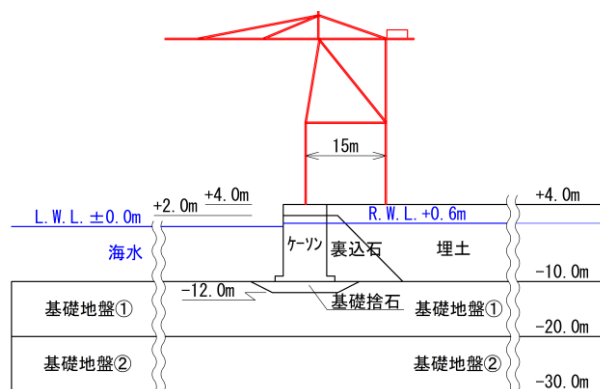
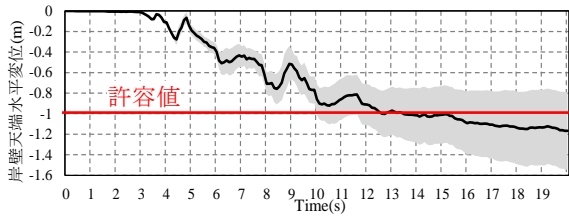
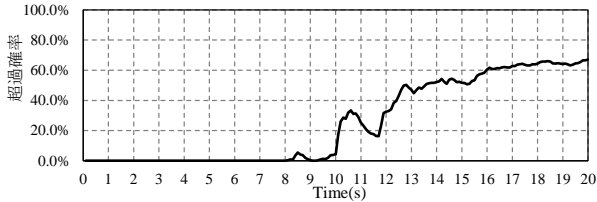


図-14 岸壁天端とクレーンレールにおける耐震性能照査のモデル断面図

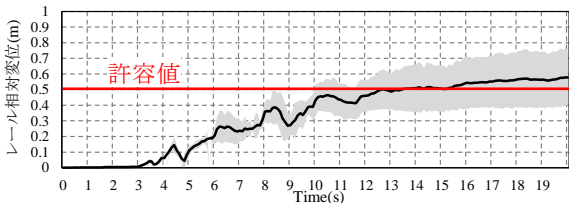


(a) 時刻歴応答値 (灰色塗り範囲は $\pm\sigma$ の範囲)

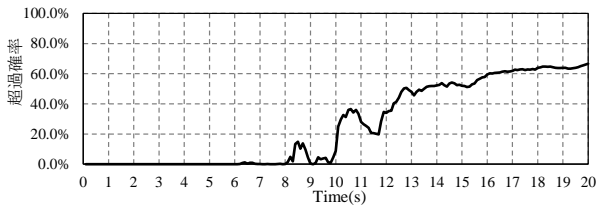


(b) 許容値に対する超過確率

図-15 岸壁天端の水平変位 (許容値 1.0m)



(a) 時刻歴応答値 (灰色塗り範囲は $\pm\sigma$ の範囲)



(b) 許容値に対する超過確率

図-16 クレーンレーンの相対変位 (許容値 0.5m)

算式(式(10)および式(12))で算出した分散より、 $\pm 1\sigma$ の範囲を示している。このように、従来の耐震性能照査では算出できなかった応答値の分散を活用することで、各時間ステップにおける応答のばらつきを評価でき、同様に、ある値に対する超過確率を評価することができる。このような超過確率の評価を時刻歴で行うことは、特にクレーンレーンの相対変位の評価のように、ある2地点の応答の差に対する評価において有効である。振動特性が全く異なる2地点での応答の差を評価するにあたっては、応答値や応答の分散が時間発展の過程で最大を示すことも考えられる。応答値そのものが制御されていたとしても、応答の分散が大きい構造は、条件のばらつきに対する不確実性の高い構造であることを意味しており、今後、施設の破壊形態を制御したロバストな設計を行う上では、分散の時間発展は非常に重要な情報であると言える。

#### 4.2 岸壁法線の凹凸変位の評価への適用【例題②】

##### (1) ケーソンの残留水平変位の空間的自己相関

過去の被災事例<sup>12)13)14)</sup>においても、ケーソンの残留水平変位(以降、単に「変位」と呼称する。)は同一バース内でもばらつき、法線の出入り、すなわち凹凸変位が生じることがわかっている。ここで、本資料における凹凸変位とは、狭義では隣合うケーソン間での相対的な変位差、広義ではバース全体あるいは接岸船舶の船長に相当する範囲内における最大変位と最小変位の差のことを指すが、本資料では後者の意味合いで凹凸変位という表現をする。図-17は凹凸変位のイメージ図である。バース内において、対象船舶の船長相当の範囲をそれぞれ区間A,Bとしたとき、区間内での凹凸変位が大きいほど接岸性が悪いことは図-17からも明らかである。つまり、船舶の接岸性の観点からすると、岸壁の最大変位や最小変位がどの位置で表れるか、つまりは凹凸変位の空間分布が極めて重要である。

ケーソンの変位の空間的自己相関について、一井ら<sup>11)</sup>は兵庫県南部地震における神戸港の2バース分を対象に分析を行い、地震後のケーソンの変位は、ケーソン間の距離が近いほど強い相関があることを報告している。図-18は、 $i$ 番目のケーソンの変位と、 $i+N$ 番目のケーソンの変位の関係を図示したものである。これによると、 $i$ 番目のケーソンを起点とし、ケーソン間の距離が近いほど双方の変位の相関は強く、5函程度離れるとほとんど相関がなくなっている。

一井ら<sup>11)</sup>は、ケーソンの変位の相関性を、式(14)に示す自己相関係数をもって定量的に評価している。ここで、式(14)の自己相関係数にあたっては、平均値を0になるよう補正したものを使用する。図-19は、港湾施設における過去の被災事例<sup>12)13)14)</sup>(全60事例)に対して自己相関係数の分析を行った結果(全60事例の平均値)である。この結果からも、ある起点から数函程度の範囲までは相関性が認められることから、代替モデルを用いた凹凸変位の定量的評価を行うにあたっては、ケーソン変位の空間的自己相関を考慮することが望ましい。なお、自己相関係数の分析に用いた施設の被災情報や分析結果の詳細は付録Bに示す。

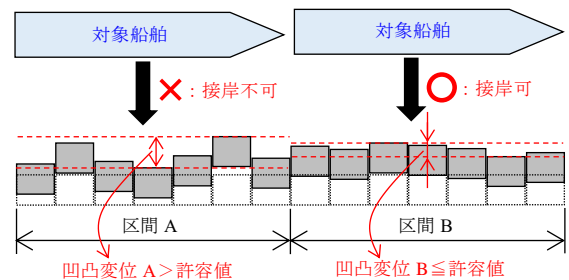


図-17 凹凸変位と船舶接岸

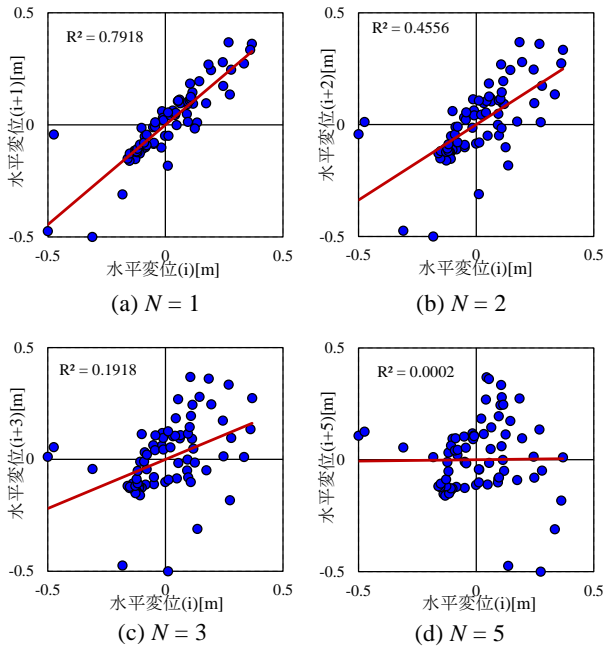


図-18 ケーソン間距離に応じた相関の強弱  
(神戸港六甲アイランド W~Z バース)

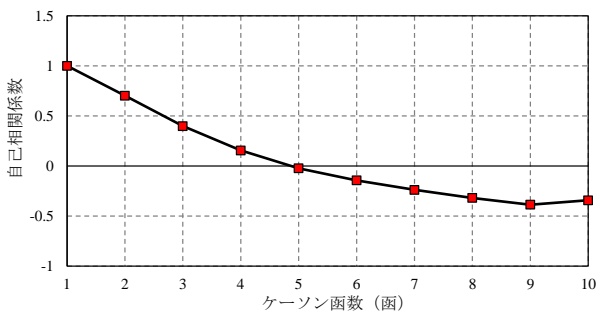


図-19 自己相関係数 (全 60 事例の平均値)

$$\tau_j = \frac{\sum_{i=1}^N D_h(i) \cdot D_h(i+j)}{\sum_{i=1}^N \{D_h(i)\}^2} \quad (14)$$

ここに

$\tau_j$  : ケーソン変位の自己相関係数

$D_h(N)$  :  $N$  番目のケーソン変位 (平均値を 0 に補正したデータを使用)

(2) 評価方法

本節で例示する凹凸変位の評価方法を図-20に示す. 代替モデルは, 応答値が入力変数の線型結合で表されるため, 入力変数を任意に変化させた際の応答を, 四則演算のみで簡易に推定できる. この性質を用いれば, 各ケーソン位置における地盤パラメータを代替モデルの線形回帰式に代入することで, 各ケーソンの応答値 (変形量など) を

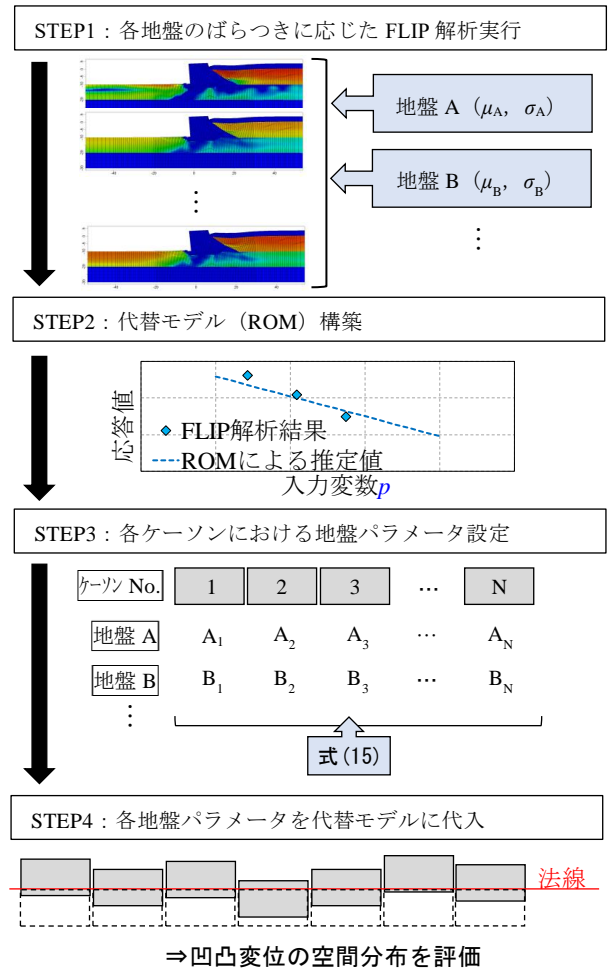


図-20 凹凸変位の空間分布の評価方法

推定し, 凹凸変位の空間分布の評価ができる. しかし, 実態としてはケーソン間隔に合わせて土質調査が行われていない場合も多く, 各ケーソンでの地盤パラメータをどのように設定するかが課題となる. ここで, 単に乱数シミュレーションにより地盤パラメータを設定することもできるが, 一般に地盤パラメータは空間的にある程度の自己相関が見られることも知られている<sup>15)</sup>ため, この空間的自己相関を考慮せずに乱数シミュレーションにより地盤パラメータを設定すると, 例えば隣り合うケーソンにおいてバースにおける最大変位と最小変位が表れてしまうなど, 過去の被災事例と比較しても実態と合わない凹凸変位の評価になってしまう可能性がある. これに対し土田ら<sup>16)</sup>は, 地盤定数の空間的自己相関を考慮した地盤の不同沈下の評価方法を提案している. 本研究では, 土田ら<sup>16)</sup>の方法を参考に各ケーソンにおける地盤パラメータを設定する.

自己相関性を考慮した地盤パラメータの算定式は, 式 (15)で表される.



$$Z = \mu_s + \sigma_s C^* R_N \quad (15)$$

ここに

- $Z$  : 地点1~ $n$ における地盤パラメータ ( $\in \mathbb{R}^n$ )
- $\mu_s$  : 対象地盤パラメータの平均値
- $\sigma_s$  : 対象地盤パラメータの標準偏差
- $C^*$  : 空間的自己相関を表す行列 ( $\in \mathbb{R}^{n \times n}$ )
- $R_N$  : 平均0, 分散1の正規乱数 ( $\in \mathbb{R}^n$ )

なお, 空間的自己相関を表す行列 $C^*$ は, 式(16)の $C$ をコレスキー分解 ( $C' = C^* \cdot C^{*T}$ ) したものと表される。

$$C' = \begin{bmatrix} 1 & \tau_{12} & \cdots & \tau_{n1} \\ \tau_{21} & 1 & \cdots & \tau_{n2} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \tau_{n1} & \tau_{n2} & \cdots & 1 \end{bmatrix} \quad (16)$$

ここに

- $\tau_{ij}$  : ある地点  $i, j$  間の自己相関係数

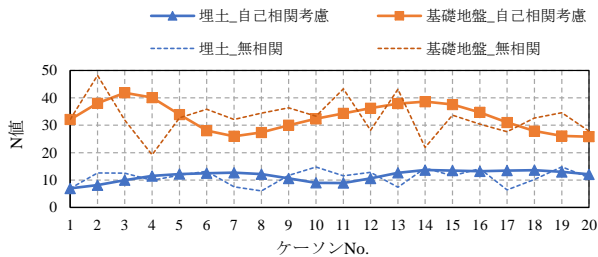
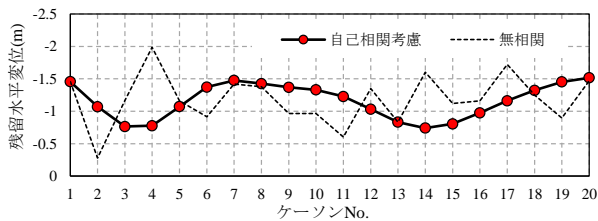
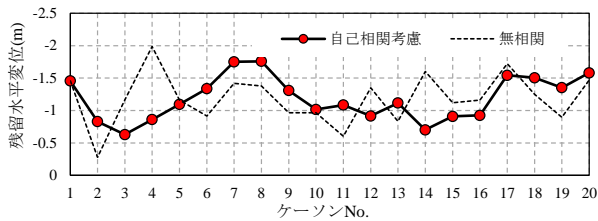


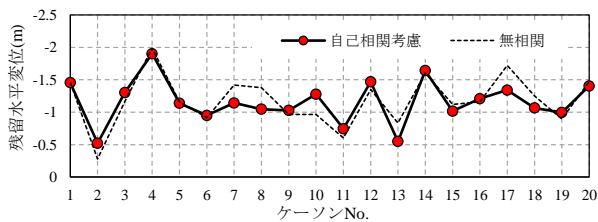
図-21 地盤パラメータ推定結果



(a) 埋土および基礎地盤の空間的自己相関考慮



(b) 埋土：無相関，基礎地盤：空間的自己相関考慮



(c) 埋土：空間的自己相関考慮，基礎地盤：無相関

図-22 凹凸変位の空間分布の評価結果

空間的自己相関を表わすモデルは種々のものが提案されている<sup>15)</sup>が, 本研究では土田ら<sup>16)</sup>の方法に従い, 比較的簡易なモデルである式(17)により, 地盤パラメータの空間的自己相関を評価することとする。

$$\tau_{ij} = \exp\left[-\left(r_{ij}^2 / b^2\right)\right] \quad (17)$$

ここに

- $r_{ij}$  : ある地点  $i, j$  間の距離
- $b$  : 相関距離

図-21は, 法線方向の地盤パラメータ (N値) を式(15)により試算した結果である。ここで, 各地盤のN値は前章での検討のとおり, 埋土は $\mu=10.4, \sigma=3.3$ , 基礎地盤は $\mu=34.0, \sigma=6.0$ としている。また, この地盤パラメータを用いて, 代替モデルにより凹凸変位の空間分布を評価した結果が図-22である。なお, 図-22(a)は埋土と基礎地盤の相関距離をいずれも50mとした場合の結果であり, 図-22(b)は基礎地盤の地盤パラメータの空間的自己相関のみを考慮, 図-22(c)は埋土の地盤パラメータの空間的自己相関のみを考慮した結果である。空間的自己相関を考慮せずに, 各地点での土質調査結果が法線方向に独立であるとする場合, 埋土ならびに基礎地盤の地盤パラメータや, それにより求められる変形量は各図中の破線のようになるが, 式(16)の自己相関係数を用いて空間的自己相関を考慮すると, 図中実線のように滑らかな空間分布となる。また, 図-22(b), (c)の結果を比較すると, 基礎地盤の地盤パラメータの空間的自己相関を考慮した結果 (図-22(b)) の方が凹凸変位は滑らかな空間分布となっている。図-22(b), (c)の結果ではいずれも, バース内での最大変位が約2.0m, 最小変位が約0.5mを示しているが, その最大値と最小値が表れているケースンの位置関係に着目すると, 基礎地盤の地盤パラメータの空間的自己相関を考慮した (図-22(b)) はケースNo.3⇔No.8 (6函分), 埋土の地盤パラメータの空間的自己相関を考慮した場合 (図-22(c)) はケースNo.2⇔No.4 (3函分) となっている。接岸性の観点では, 図-22(c)のような局所的な凹凸変位が生じることは望ましくない。このことから, 本検討モデルにおいては, 基礎地盤の地盤パラメータの空間的自己相関が凹凸変位に及ぼす影響度が大きいことを意味している。

このように, 入力条件のばらつきを何らかの方法で設定することさえ出来れば, 代替モデルを用いて凹凸変位などの応答のばらつきを評価することは容易である。従来の設計法のように, 単一ケースでの解析結果のみでは困難であった, 施設の地震時応答の空間的ばらつきを評

表-6 凹凸変位の性能照査における検討条件

項目	設定値
凹凸変位量の限界値(m)	0.1, 0.3, 0.5
対象船舶の長さ $L_{oa}$ (m)	50, 100, 150, 200, 250
地盤パラメータの自己相関距離(m)	0, 10, 20, 30, 40, 50
MCS試行回数(回)	10,000

備することが可能であるという観点で、今後、耐震性能照査体系の高度化を目指す上では、代替モデルの活用は有効である。

(3) 問題設定

前項の評価方法に基づき、凹凸変位に対する船舶の接岸性を確率的に評価することを考える。ここで、凹凸変位の評価を行う範囲やケーソン長（1函あたり）は、過去の被災資料<sup>12)13)14)</sup>を参考に以下のとおりとする。

- 評価の対象延長：300m
- ケーソン延長（1函あたり）：15m
- ケーソン函数：20函

ここでは、地震発生後に緊急物資輸送船が接岸可能となる確率（以降、接岸可能確率と呼称する。）をモンテカルロシミュレーションにより評価する。接岸可否の判定としては、凹凸変位が連続的に限界値未満となる延長 $L$ が対象船舶の長さ $L_{oa}$ 以上となる箇所が、バース（300m）内に1箇所でも存在すれば接岸可能であるとみなすこととする。

表-6に凹凸変位の性能照査における検討条件を示す。ここで、凹凸変位の限界値は、1995年兵庫県南部地震直後の緊急支援物資等の運搬実績<sup>17)</sup>を参考に0.5mを上限とし、0.1m, 0.3m, 0.5mを限界値として検討する。また、地盤パラメータの空間的自己相関が、接岸可能確率へ及ぼす影響の度合いを確認する目的で、地盤パラメータの相関距離を0~50mの範囲で感度分析を行う。なお、本来は土層が異なれば空間的自己相関も異なるが、ここでは埋土と基礎地盤の地盤パラメータの空間的自己相関の組合せは考えず、それぞれの相関距離は同値として扱うこととする。

(4) 性能照査結果

図-23は、接岸可能確率の評価結果である。横軸に示す対象船舶の長さ $L_{oa}$ が長い船舶ほど接岸可能確率は低く、つまりは、凹凸変位を広く亘って制御することが難しいということを表わしている。また、地盤パラメータの空間的自己相関が強く相関距離が長いほど、凹凸変位

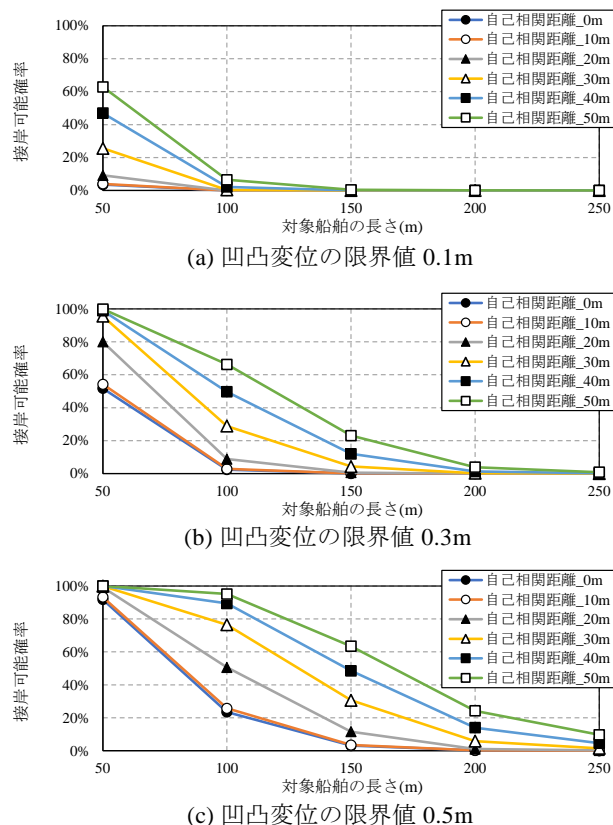


図-23 接岸可能確率

の空間分布は滑らかになり、接岸可能確率も向上する傾向にある。ここで、赤倉ら<sup>18)</sup>による分析結果によると、東日本大震災において支援実績のある緊急物資輸送船の多くは、全長60~100mであったとされている。これに対し、改めて図-22の結果に着目すると、対象船舶の長さ $L_{oa}$ が50~150mにおける接岸可能確率は、地盤パラメータの空間的自己相関によって大きく異なることがわかる。つまり、緊急物資輸送船の接岸の可否を判断する上で、地盤パラメータの空間的自己相関を把握することは極めて重要であると言える。また、土質調査地点の間隔が粗く、相関距離を設定し難い場合は、安全側の設計として空間的自己相関を考慮せずに性能照査を行うことが想定されるが、これにより局所的な凹凸変位が表れるような空間分布として評価された場合には、凹凸変位の絶対値を制御するための対策コストが増大することが懸念される。一方、詳細かつ密な土質調査を実施することにより地盤の空間的自己相関を把握することは、凹凸変位の空間分布の予測精度向上に繋がり、接岸性の性能照査の精度向上の期待ができる。このような観点からも、ここで示した凹凸変位の性能照査の導入は、単に耐震性能照査手法を高度化するのみならず、土質調査により得られる情報の価値を高めるという観点からも、有効であると言える。

### 4.3 地震動強さの変化に伴う施設の冗長性の評価への適用

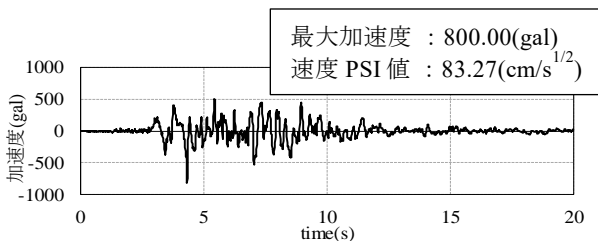
#### (1) 地震動条件

現行の偶発状態における耐震性能照査では、ある確定的な地震動に対して地震応答解析を行い、その応答値が許容値を超過しているか否かのみで性能照査を終えている。レベル2地震動は最大クラスのシナリオ地震動であり、偶発状態の耐震性能照査はそのシナリオ地震動に対する評価をしているのみである。つまり、従来の耐震性能照査手法では、地震動強さの変化に伴う施設の冗長性を評価できない。

地震動強さの大小に対する施設の冗長性を評価するためには、異なる地震動強さでの地震応答解析を行う必要がある。表-7に、本検討で使用する地震動の条件を示す。本節では、前述までの検討に使用してきた図-4の地震動をベースに、最大加速度を下方（400gal, 600gal）および上方（1000gal, 1200gal）に、成分波の位相を維持したまま振幅調整し、4.1ならびに4.2における検討を行うことで、地震動強さの大小に伴う応答の変化を評価する。なお、ここでは、表-7に示す5波形分の解析（代替モデル1ケースにつきFLIP解析9ケース）を実行し、波形別に5つの代替モデルをそれぞれ構築している。

#### (2) 許容値に対する超過確率の評価【例題①】における地震動強さの変化に対する影響評価

図-24および図-25は、4.1で検討した岸壁天端の水平変位ならびにクレーンレールの相対変位の例題を対象に、応答値と速度PSI値の関係と、許容値に対する超過確率を示したものである。いずれの性能照査項目においても、地震動の速度PSI値の増大に伴い線形に近い関係で応答値ならびに応答の分散が増大している。ここで、図-24お



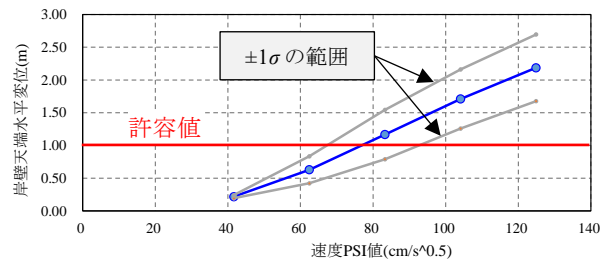
再掲図-4 対象地震動（神戸波）

表-7 地震動条件

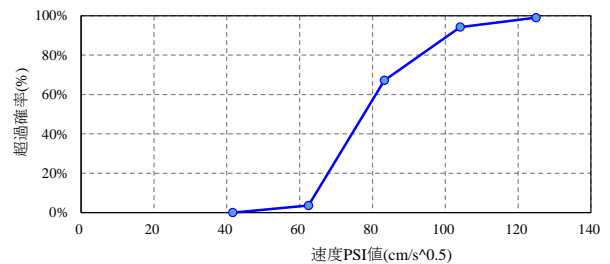
最大加速度 (gal)	速度PSI値 (cm/s <sup>1/2</sup> )	備考
400	41.64	
600	62.45	
800	83.27	前節までの検討で使用
1000	104.09	
1200	124.91	

よび図-25ともに、速度PSI値が80cm/s<sup>1/2</sup>程度でそれぞれの許容値を超過しているが、これを超過確率の観点で見た場合、速度PSI値が60cm/s<sup>1/2</sup>から80cm/s<sup>1/2</sup>程度にかけて超過確率が急激に増大している。

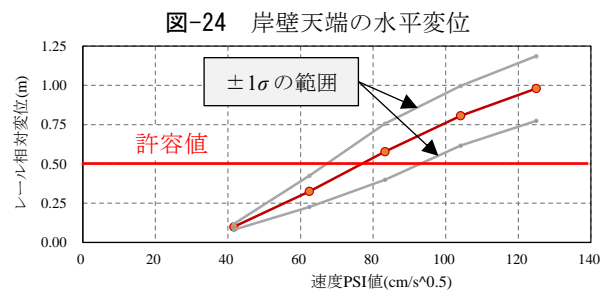
従来の耐震性能照査では、ある確定的な条件下における解析結果から、単に許容値を超過するか否かのみを判断をしていた。これに対し、代替モデルを活用することで応答の分散を評価することができ、どのような条件下において応答の分散が増大するのか等、施設が破壊に至る確率が閾値を超える際の地震動強さを特定することが



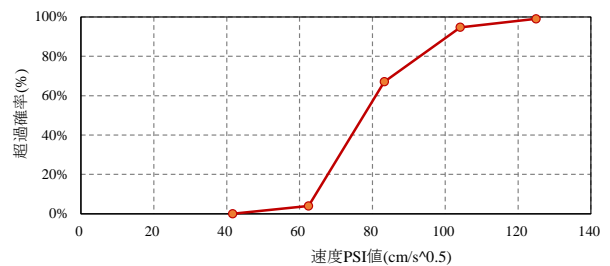
(a) 岸壁天端残留水平変位と速度 PSI 値との関係



(b) 岸壁天端残留水平変位の許容値 1.0m に対する超過確率



(a) クレーンレール相対変位と速度 PSI 値との関係



(b) クレーンレール相対変位の許容値 0.5m に対する超過確率

図-25 クレーンレールの相対変位

できる。

地震動強さと施設の破壊確率の関係をj知ることjで、地震発生後の被災予測精度の向上が期待できる。また、それに伴い、発災後の緊急臨時点検を実施する施設の優先順位や施設の暫定供用可否の即時判断など、様々な発展が考えられる。このように、港湾の事業継続計画の観点からも、地震動強さ等の外力条件の大きさに着目した確率的な評価は有効かつ重要である。

(3) 法線方向の凹凸変位の評価【例題②】における地震動強さの変化に対する影響評価

図-26は、4.2で検討した凹凸変位に対する船舶の接岸可能確率の例題を対象に、接岸可能確率と速度PSI値の関係を示したものである。ここで、前節では対象船舶の長さや凹凸変位の限界値など、様々な条件に対する感度分析を行っていたが、ここでは、対象船舶の長さを100m、凹凸変位の限界値を0.5mとして検討を行った。これは、

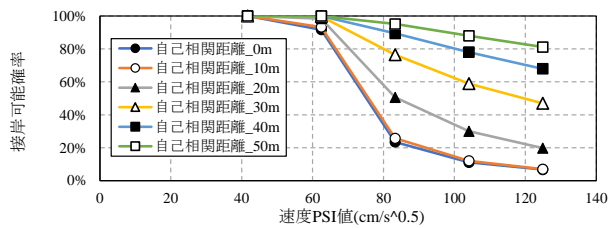
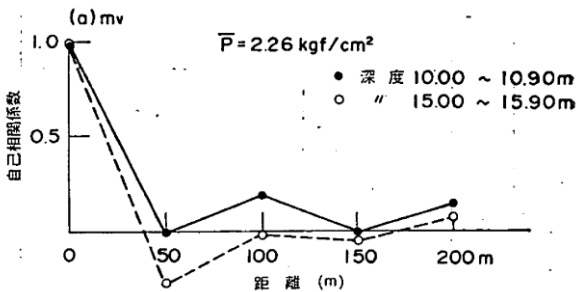
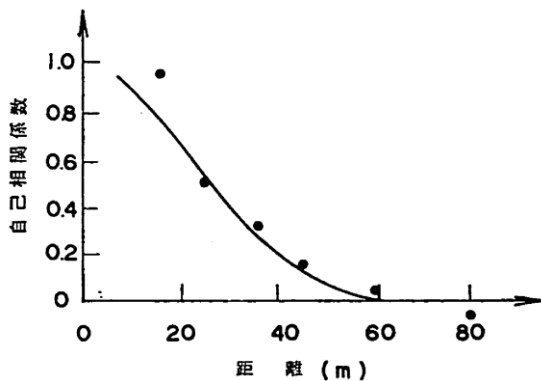


図-26 接岸可能確率



(a) 奥村ら<sup>19)</sup>による調査結果



(b) Tang<sup>20)</sup>による調査結果

図-27 地盤の空間的自己相関に関する既往調査

前述の検討結果（図-23 (c)）において接岸可能確率のばらつきが最も大きかった条件に着目することで、地盤の空間的自己相関および地震動の大小による接岸可能確率への影響度合いを確認することが目的である。

図-26に示す結果のとおり、地震動の増大に伴い、接岸可能確率は低下していく傾向にある。また、この傾向は、地盤の相関距離が短く相関性の弱い地盤条件のものほど顕著に表れている。例えば横軸に示す地震動の速度PSI値が120cm/s<sup>1/2</sup>を超過した条件下においては、地盤の相関距離が0m（無相関）における接岸可能確率は10%未満であるのに対し、相関距離が50mともなると接岸可能確率は80%程度となる。この結果ならびに前述（図-23）の結果はいずれも、凹凸変位の空間分布の評価を行う上では、地盤の空間的自己相関を把握することがいかに重要であるかを表していると言える。

地盤の空間的自己相関について述べた研究はこれまでも多数報告されている<sup>19)20)</sup>。奥村ら<sup>19)</sup>は、沖積粘性土地盤における圧密特性の水平方向の空間的自己相関を調査しており、体積圧縮係数 $m_v$ や圧密係数 $c_v$ は少なくとも50m程度離れると空間的自己相関は無くなると述べている。同様に、Tang<sup>20)</sup>は海底地盤に対するコーン貫入抵抗の水平方向の空間的自己相関を調査しており、やはり、相関が認められる範囲はおよそ60m程度と述べている。図-27はこれらの調査結果を引用したものである。これに対し、本研究における凹凸変位の空間分布の評価結果では、相関距離50m未満での感度分析結果においても、接岸可能確率に非常に大きな影響を与える可能性があることを示している。そのため、自己相関距離の設定においては、できるだけ密な間隔で採取された調査結果を得るべきである。しかし、現実的には密な地盤調査が困難な場合があり、いかにして地盤パラメータの空間的自己相関を推定するかは、今後の課題である。

## 5. 耐震設計体系の高度化に関する今後の展望と課題

### 5.1 データ駆動型の概念に基づく耐震設計体系の高度化の方向性

土木構造物の設計を行うにあたっては、自然条件をはじめとする、不確実性を有する種々の変数を扱うこととなる。本来、設計においてはこれらの入力変数のばらつきの程度や、入力変数のばらつきに起因する応答の時空間的なばらつきへの影響を把握すべきである。また、調査・施工・維持管理の各段階では、地盤データなどの多くの情報が取得されるが、これらの情報の多くは構造物の耐震性能の再評価等には活用されないままになっている。

上記の課題解決に向けて、本研究が目指す、データ駆動型の概念に基づく耐震設計体系の高度化の全体像を図-28に示す。この耐震設計体系では、代替モデルを利用することで、設計段階では得られているデータを最大限活用して応答の時空間的なばらつきを評価し、さらに調査・施工・維持管理段階で得られる追加データも活用して随時構造物の耐震性能を再評価・更新することを目指している。この耐震設計体系において核となる、得られたデータを最大限活用するという概念が、データ駆動型である。以下には、図-28中の各項目に対して、耐震設計体系の高度化に関する今後の展望と課題を示すこととする。

### 5.2 性能照査手法の確立

耐震強化岸壁は、大規模地震発生後においても早期に施設の機能回復ができること（修復性）や、緊急物資輸送船が発災直後に暫定的に接岸・係留できること（使用性）が求められる。これらの性能を確実に確保するためには、偶発状態においても「応答の時空間的なばらつきの評価」や「許容値に対する超過確率の評価」等を導入することが重要課題となる。これに対し第4章にて、クレーンレールの相対変位における確率的评价や凹凸変位に伴う接岸性の評価等の具体的な問題に取り組むことにより、時空間的なばらつきに対する評価（図-28中の「性能照査手法の確立」①）の有効性を示した。さらに、これらの具体的な問題に対し、地震動強さの増大による影響の評価を行うことで、施設の冗長性の評価（図-28中の「性能照査手法の確立」②）に関する基本的な考え方とその重要性を示した。つまり、時空間的なばらつきに対する評価や施設の冗長性の評価においては、今後の耐震設計実務への導入の実現性やその見通しを示すことが出来た。

一方で、偶発状態の耐震設計体系を高度化するためには、まだ課題が残されている。重要課題のひとつとしては、施設の破壊形態の制御（図-28中の「性能照査手法の確立」③）である。地盤条件や地震動強さ等のばらつきをはじめとする入力条件の不確実性があっても、耐震強化岸壁に求められるのは、脆性的な破壊が生じない構造であることである。ここで、係留施設における脆性的な破壊とは、例えば重力式岸壁においてはコンクリート部材のせん断破壊、矢板式岸壁においてはタイ材の破断等、その変状により施設全体の致命的な崩壊を招く破壊形態のことを指している。本研究で対象とした重力式岸壁は、

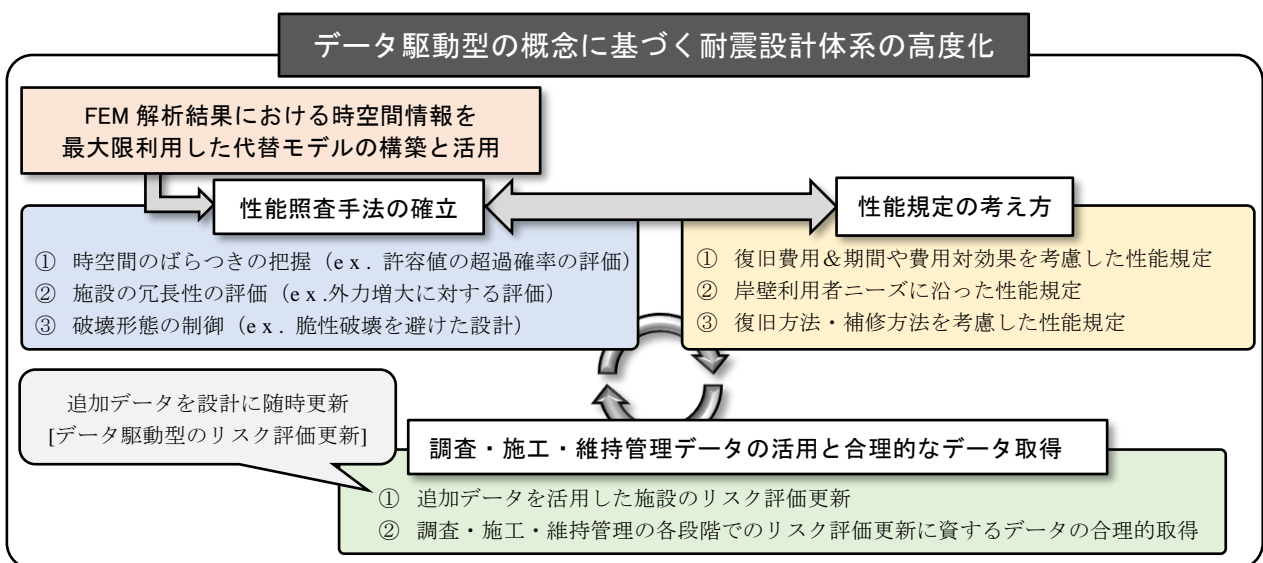


図-28 データ駆動型の概念に基づく耐震設計体系の高度化の全体像

滑動・転倒・基礎の支持力等、破壊形態の分類は比較的単純である。一方で、矢板式岸壁のように複数の部材により構成される構造物においては、部材が破壊に至る順序（時間的情報）や破壊に至る位置（空間的情報）を把握することが重要である。このように時空間情報が重要とされる構造形式に対する破壊形態の検討は、代替モデルの適用性が高く、今後、代替モデルを活用した破壊形態の分析や破壊形態を制御した設計手法の確立が望まれる。

### 5.3 性能規定の考え方

現在の土木構造物の設計体系の多くは、従来の仕様規定型から性能規定型に移行している。性能規定型の設計では、施設に要求する性能を規定し、その性能を満足する構造を設計するまでのプロセスは設計者に委ねられている。そのため、新しい耐震設計体系を確立する上では、性能照査手法はもちろんのこと、性能規定の考え方も併せて見直すことが必要不可欠である。例えば、施設の破壊確率を評価するにあたっては、施設の重要度に応じて、その施設が破壊に至った場合の損失や復旧費用および復旧期間、その復旧に係る費用対効果を勘案した性能規定（図-28中の「性能規定の考え方」①）の設定が必要である。接岸性に関しては、岸壁利用者ニーズに沿った性能規定（図-28中の「性能規定の考え方」②）の設定が必要である。具体的には、単に凹凸変位の制限値を設けるだけではなく、船舶の平行サイドや防舷材の配置、ケーソン長やケーソン割付、法線の凹部・凸部での接岸性など、多面的な観点から利用者へのヒアリング等を行い、性能規定値を設定する必要がある。破壊形態に関しては、施設の復旧方法・補修方法を考慮した性能規定（図-28中の「性能規定の考え方」③）を設定することで、復旧費用を含む費用最小化を図る設計への期待ができる。

### 5.4 調査・施工・維持管理データの活用と合理的なデータ取得

耐震性能照査体系全体を高度化するためには、設計段階だけではなく、調査や維持管理段階の高度化を図る必要がある。具体的には、(1) 追加データを活用した施設のリスク評価更新と、(2) 調査・維持管理データの合理的な取得方法の立案が課題である。ここで、リスク評価更新とは、設計時点で検討した各種確率の評価結果の更新のことを指す用語として以降の説明に用いることとする。以下には、それぞれの課題について述べる。

#### (1) 追加データを活用した施設のリスク評価更新

設計条件のばらつきを把握する上では、出来るだけ質の良い多くのデータを取得することが望ましい。一方で、施設の施工中や供用開始後の維持管理段階等において追加で得られた調査結果など、施設の性能を知る上では非常に価値のある情報であったとしても、活用されていない情報が多く存在する。例えば、施設供用中にさらなる地盤調査が実施されたとすると、追加調査により得られた情報は、単に地盤定数の特性値の見直しだけではなく、地盤定数の分散の更新、あるいは同一土層の空間的自己相関の更新など、施設の性能を把握する上で極めて重要な情報である。しかし、それらの情報を設計段階に立ち戻って活用されることは稀である。以上を踏まえ、ここでは、設計後に得られる追加データを活用することの有効性を示し、データ駆動型のリスク評価更新の方向性を示す。

図-29は4.3で検討したクレーンレールの相対変位に対する検討結果（図-25）に対して、追加データを活用して施設のリスク評価更新を行った例である。追加の地盤調査によりN値の平均値や分散の値が更新され、それに応じて施設の応答（変位）の平均値や分散も更新されることによるリスク評価更新のイメージである。ここで、応答の平均値ならびに分散を更新する方法を以下に述べる。まず応答の平均値については、既存データに追加調査結果を加えて新たに設定した入力変数の平均値を代替モデルに代入し、四則演算による計算を行えば、応答の平均値は更新される。続いて、応答の分散については、既存データに追加調査結果を加えて新たに設定した入力変数

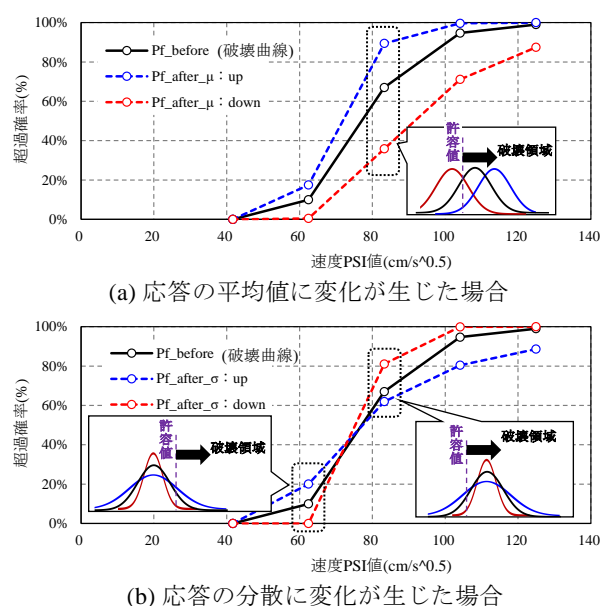


図-29 追加データ活用による施設のリスク評価更新

の分散を用いて、式(10)に示す不確実性伝播の計算式により、計算すればよい。ここで、式中の基底 $\Phi$ と回帰係数 $B_{PCA}^{LSE}$ は既知のものを用いればよく、式中の入力変数に関するパラメータである $\lambda_i$ を更新すれば、応答の分散を更新できる。

$$\text{Var}[\hat{X}] = \sum_{i=1}^{p+1} \lambda_i (\Phi B_{PCAi}^{LSE})^2 \quad \text{再掲(10)}$$

ここでは説明を簡易にするために、図-29の黒色実線を破壊曲線と呼称することとする。一般に、応答の平均値が大きくなれば破壊曲線が上方へ、応答の平均値が小さくなれば破壊曲線が下方へ移行することは自明である。これに対し、応答の分散が大きくなると破壊曲線は緩勾配となり、応答の分散が小さくなると破壊曲線は急勾配になる。図-29 (b)からも見られるように、追加調査結果が得られることにより応答の分散が当初よりも大きくなる場合は、比較的小規模な地震動に対しても破壊確率が上昇する。このように、追加調査結果が得られることにより、当初設計時よりも応答の平均値・分散ともに大きくなる場合は、施設が破壊に至る危険性が高まるため、別途対策を講じる必要が生じる可能性がある。

以上より、入力条件のばらつきに鋭敏に反応するような施設に対しては、ここで示したように施設の破壊確率をリアルタイムで把握することが非常に重要である。

## (2) 調査・施工・維持管理の各段階でのリスク評価更新に資するデータの合理的取得

これまでの検討において、地盤パラメータの空間的自己相関を知ることや、追加地盤調査により得られた情報を活用してリスク評価更新すること等、調査・維持管理により得られる情報の重要性を示した。一方、実態としては、例えば地盤パラメータの空間的自己相関を把握するには、出来るだけ連続的なデータの取得が望ましいが、地盤調査は一般に数10m～数100mの間隔でしか実施されず、十分ではない。

密な間隔での地盤調査（ボーリング調査）が困難な場合には、合理的な調査（例えばコーン貫入試験や物理探査試験）と併用することにより、空間的な地盤情報を補間する方法が考えられる。あるいは、出来るだけ多くのデータを蓄積することで、地盤の標準的な相関性を推定する方法も考えられる。また、追加データを得るにあたっては、その追加調査位置や調査点数も重要である。吉田ら<sup>21)</sup>は、観測点の最適な位置および点数を決める問題について、情報の価値Value of Information (VoI) と確率的空間分布推定手法であるクリギングに基づく方法の

提案を行っている。

このように、既存の調査技術や最新の知見を有効活用し、調査・維持管理のデータをより適切かつ合理的に取得することで、耐震性能照査体系の高度化にも繋がることが期待できる。

## 6. まとめ

本研究では、港湾施設の耐震性能照査体系を高度化することを最終目的とした端緒の研究として、大竹らによる提案手法(代替モデル)<sup>4)</sup>を用いた各種の検討を行った。本研究で得られた結論を(1)および(2)に、今後の課題を(3)に示す。

### (1) 地震応答解析に対する代替モデルの推定精度

重力式岸壁の残留水平変位を対象として、地震応答解析 (FLIP) での解析結果と比較することにより、代替モデルによる推定精度の検証を行った。推定精度の検証における入力変数としては、既報<sup>5)</sup>と同様の岸壁背後の埋土のN値に加え、岸壁の変位への感度が大きいことが想定される岸壁直下の基礎地盤のN値の2変数とした。

検証の結果、今回の検討条件下では、入力変数のばらつきが $\pm 1\sigma$ の範囲内（内挿範囲）においては、地震応答解析結果に対する代替モデルの推定誤差は、 $\pm 10\%$ 程度以内であり、比較的良好な精度であった。本検討は、埋立土と基礎地盤の2層のみに着目し、かつ、各地盤パラメータをN値のみの、計2変数を対象とした限定的な条件下での検討であったものの、対象とする入力変数の数が少ない条件であれば、代替モデルを利用することで、本研究で目的としている「応答の時空間的なばらつきの評価」や「許容値に対する超過確率の評価」を設計実務に容易に導入できる可能性を示唆するものであった。

一方で、入力変数のばらつきが $\pm 1\sigma$ の範囲外（外挿範囲）においては、代替モデルの推定精度が著しく低下する範囲もあり、今後の課題も残されていることが分かった。今後の課題への対応については、(3)でまとめて述べる。

### (2) 代替モデルを利用した新たな耐震性能照査の具体的な活用方法の提案

本研究では、代替モデルを用いることで実現可能となる新たな耐震性能照査の具体的な活用方法を提案するとともに、設計実務を想定した具体的な例題に対する検討を行った。一連の結果より、本研究で提案した手法を設

計実務で導入することができる見通しを得ることができた。具体的には、第一の提案として、岸壁本体の変位ならびにクレーンレールの相対変位に着目した、許容値に対する超過確率の評価方法を示した。なお、この検討にあたっては、既往研究<sup>4)</sup>でも取り組まれていない、2地点の相対変位の分散の算出方法(式(12)参照)を新たに示した。第二の提案として、岸壁法線方向の凹凸変位の空間分布の評価ならびに、凹凸変位に対する船舶の接岸可能性についての確率的な評価方法を示した。さらに、代替モデルを用いた、地震作用の増大による超過確率への影響評価への適用例も示した。

以上の検討結果を踏まえた上で、代替モデルを利用した耐震性能照査のさらなる活用方法の可能性についても検討した。具体的には、性能規定の考え方や調査・維持管理データの合理的な取得方法を含む、データ駆動型の概念に基づく耐震設計体系全体としての高度化に関する今後の展望と課題をまとめた。

### (3) 今後の課題

#### 1) 非線形問題への適用

代替モデルの推定精度の検証結果より、代替モデル構築に用いた解析結果の外挿範囲において精度が低下する結果が得られた。これは、代替モデル構築に線形回帰を適用したが、その一方で地震応答解析上での地盤の非線形特性の影響が、外挿範囲において特に大きく表れており、線形回帰では代替モデルの誤差が大きくなることが要因のひとつと考えられる。本研究では、代替モデルを用いた確率的评价を行う上では、出現頻度の高い内挿範囲においてある一定精度を有しているため適用に問題ないと判断したが、内挿範囲においても著しく精度が低下するような場合や、外挿範囲にも高精度を要求する場合においては、より高度な回帰方法の適用など、精度改善の面で課題が残されている。

#### 2) 性能規定の設定の考え方や調査・維持管理データの合理的な取得

本研究では、性能照査手法の高度化に主眼を置いて検討を行ったが、第5章にも示したとおり、耐震設計体系全体を高度化するためには、性能規定の考え方や調査・施工・維持管理段階での地盤データの合理的な取得方法の立案等の課題にも取り組む必要がある。性能規定の考え方においては、施設の重要度や岸壁利用者ニーズに沿った岸壁の使用性・修復性に係る性能規定の設定など、多面的な観点から検討する必要がある。また、調査・施工・維持管理段階での地盤情報の把握においては、簡易

調査と組み合わせることによる空間補間などの工夫や、例えば文献<sup>21)</sup>などの最新知見を活用することによる、適切かつ合理的なデータ取得方法の立案が望まれる。

また、本資料では地盤データに着目しているが、より現実的な代替モデルを構築するためには、地震作用の情報や構造物劣化情報などの不確実性を有する変数をどのように合理的に取得し、代替モデルに取り入れるかについても、さらに検討する必要がある。

(2021年2月17日受付)

### 謝辞

本稿をとりまとめるにあたり、港湾施設研究室の元交流研究員である柴下達哉氏(現日本港湾コンサルタント)より貴重なご意見を頂きました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 公益社団法人 日本港湾協会, 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, 1999.
- 2) 公益社団法人 日本港湾協会, 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, 2007.
- 3) 公益社団法人 日本港湾協会, 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, 2018.
- 4) 大竹 雄, 茂野 恭平, 渡邊 慎也, 肥後 陽介, 村松 正吾: モード分解を用いた時空間の特徴抽出に基づくデータ駆動型・動的信頼性解析法: 有効応力動的解析への適用, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.76, No.2, pp.142-157, 2020.
- 5) 住岡 直樹, 宮田 正史, 福永 勇介, 大竹 雄: 特異値分解による線形次元削減と代替モデルに基づく耐震性能照査手法の高度化に向けた基礎的研究~重力式岸壁に対する地震応答解析への適用~, 国土技術政策総合研究所資料 No.1100, 2020.
- 6) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Report of The Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 7) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Parameter Identification for Cyclic Mobility Model, *Report of The Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.
- 8) 森田 年一, 井合 進, Liu Hanlong, 一井 康二, 佐藤 幸博: 液化化による構造物被害予測プログラム



- FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法,  
港湾技研資料 No.869, 1997.
- 9) Kok-Kwang Phoon and Fred H. Kulhawy : Characterization of geotechnical variability, *Can. Geotech. J.*, Vol.36, pp.612-639, 1999.
- 10) Vanmarcke, E.H. : Probabilistic modeling of soil profiles, *J.Geotechnical Engineering(ASCE)*, Vol.103, No.GT11, pp.1227-1246, 1977.
- 11) 一井康二, 山本豊, 角田光法 : 岸壁上の移動式荷役施設の耐震設計のためのケーソン間相対変位の予測法の検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4(地震工学論文集第32巻), I\_218-I\_227, 2013.
- 12) 稲富隆昌, 善功企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦 : 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.857, 1997.
- 13) 井合進, 菅野高弘, 山崎浩之, 長尾毅, 野津厚, 一井康二, 森川嘉之, 小濱英司, 西森男雄, 佐藤陽子, 田中剛, 海老原健介, 大村武史, 大槇正紀 : 平成12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.1015, 2001.
- 14) 宮島正悟, 小泉哲也, 宮田正史, 竹信正寛, 坂田憲治, 浅井茂樹, 福田功, 栗山善昭, 下迫健一郎, 山崎浩之, 菅野高弘, 富田孝史, 野津厚, 山路徹, 鈴木高二朗, 有川太郎, 中川康之, 佐々真志, 森川嘉之, 水谷崇亮, 小濱英司, 加島寛章, 高橋英紀, 大矢陽介, 遠藤仁彦, 原田卓三, 青木伸之, 佐瀬浩市, 山本貴弘, 早川哲也, 林誉命, 西谷和人, 白井正興 : 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による港湾施設等被害報告, 国土技術政策総合研究所資料, No.798, 港湾空港技術研究所資料, No.1291, 2015.
- 15) Vanmarcke, E. H. : Probabilistic modeling of soil profiles, *Journal of the geotechnical engineering division*, Vol.103, No.11, pp.1227-1246, 1977.
- 16) 土田孝, 小野憲司 : 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第4号, 1988.
- 17) 高橋宏直, 中本隆, 吉村藤謙 : 兵庫県南部地震の震災直後における海上輸送モードの対応状況に関する分析, 港湾空港技術研究所資料, No.861, 1997.
- 18) 赤倉康寛, 小野憲司 : 大規模災害時の緊急物資等支援船の船型及び対応港湾施設の必要諸元, 第53回土木計画学研究発表会・講演集, 2016.
- 19) 奥村樹郎, 土田孝 : 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, 第20巻, 第3号, 1981.
- 20) Tang, W.H. : Probabilistic Evaluation of Penetration Resistance, *Proc. A.S.C.E.*, Vol.105, No.GT10, pp.1173-1191, 1979.
- 21) 吉田郁政, 大竹雄, 本城勇介 : 情報の価値 Value of Information に基づく最適な観測点位置および個所数の評価方法, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.71, No.1, 1-13, 2015.

付録 A 2地点の応答の差分に対する分散式の導出根拠

本資料では、2地点における応答の差分に対する分散を算出し、その分散を用いてクレーンレールの相対変位量に対する確率的評価を行っている。ここでは、代替モデルにより2地点の応答の差分に対する分散の算出式の導出根拠を解説する。

任意の2つの確率変数 $X_1$ と $X_2$ の差分に対する分散は、式(A.1)に示すように、2つの確率変数の分散の和、ならびに共分散から求められる。

$$\text{Var}[X_1 - X_2] = \text{Var}[X_1] + \text{Var}[X_2] - 2\text{cov}[X_1, X_2] \quad (\text{A.1})$$

ここに

$\text{cov}[X, Y]$  : 確率変数  $X, Y$  の共分散

確率変数 $X_1$ と $X_2$ のそれぞれの分散式の導出根拠は既報(国総研資料No.1100)で解説しているため、ここでは共分散項を導出する過程を述べることにする。

まず、代替モデルの推定値 $\hat{X}$ の第 $n$ 行目、第 $m$ 列目に着目すると、式(A.2)のとおりとなる。式(A.2)の導出過程は既報を参照されたい。

$$\hat{X}_{nm} = \Phi_{n,1:r} \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \zeta \quad (\text{A.2})$$

ここに

$\hat{X}_{nm}$  : 推定値 $\hat{X}$ の第 $n$ 行目、第 $m$ 列目

$\Phi_{n,1:r}$  :  $\Phi$ の第 $n$ 行からなる行ベクトル ( $\in \mathbb{R}^{1 \times r}$ )

$B_{\text{PCA}p}^{\text{LSE}}$  :  $B_{\text{mode}}^{\text{LSE}}$ を各モードに区分したベクトルの第 $p$ 行を抜き出し、行方向に並べた行列( $\in \mathbb{R}^{r \times m}$ )

$\left( B_{\text{PCA}p}^{\text{LSE}} \right)_m$  :  $B_{\text{PCA}p}^{\text{LSE}}$ の第 $m$ 列 ( $\in \mathbb{R}^r$ )

任意の時刻 $m$ における地点 $n_1$ と $n_2$ の推定値 $\hat{X}$ の共分散は式(A.3)で表される。

$$\begin{aligned} \text{cov}[\hat{X}_{n_1,m}, \hat{X}_{n_2,m}] \\ = \text{E}[\hat{X}_{n_1,m} \hat{X}_{n_2,m}] - \text{E}[\hat{X}_{n_1,m}] \text{E}[\hat{X}_{n_2,m}] \end{aligned} \quad (\text{A.3})$$

ここに

$\text{E}[X]$  : 確率変数 $X$ の期待値

ここで、 $\text{E}[\hat{X}_{nm}] = 0$ であることから、式(A.3)は式(A.4)のとおり表される。

$$\text{cov}[\hat{X}_{n_1,m}, \hat{X}_{n_2,m}] = \text{E}[\hat{X}_{n_1,m} \hat{X}_{n_2,m}] \quad (\text{A.4})$$

さらに、式(A.4)に式(A.2)を代入すると、式(A.5)のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{cov}[\hat{X}_{n_1,m}, \hat{X}_{n_2,m}] \\ = \text{E} \left[ \left( \Phi_{n_1,1:r} \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \zeta \right) \left( \Phi_{n_2,1:r} \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \zeta \right) \right] \\ = \text{E} \left[ \Phi_{n_1,1:r} \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \zeta \zeta^T \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right]^T \left( \Phi_{n_2,1:r} \right)^T \right] \\ = \Phi_{n_1,1:r} \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \text{E}[\zeta \zeta^T] \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right]^T \left( \Phi_{n_2,1:r} \right)^T \\ = \Phi_{n_1,1:r} \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \Lambda \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right]^T \left( \Phi_{n_2,1:r} \right)^T \\ = C_{n_1,m} \Lambda C_{n_2,m} \\ = \sum_{i=1}^{p+1} \lambda_i (C_{n_1,m})_i (C_{n_2,m})_i \\ = \sum_{i=1}^{p+1} \lambda_i \left[ \Phi_{n_1,1:r} \left( B_{\text{PCA}i}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \left[ \Phi_{n_2,1:r} \left( B_{\text{PCA}i}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \end{aligned} \quad (\text{A.5})$$

ここに

$\Lambda$  :  $\zeta$ の共分散行列 ( $:= \text{E}[\zeta \zeta^T] = \text{diag}(\lambda_1, \dots, \lambda_p, 1)$ )

$C_{nm}$  :  $= \Phi_{n,1:r} \left[ \left( B_{\text{PCA}1}^{\text{LSE}} \right)_m, \dots, \left( B_{\text{PCA}p+1}^{\text{LSE}} \right)_m \right]$  ( $\in \mathbb{R}^{1 \times (p+1)}$ )

$(C_{nm})_i$  :  $C_{nm}$ の第 $i$ 列 ( $\in \mathbb{R}$ )

以上より、式(A.1)における共分散項が導出されたため、2地点における応答の差分に対する分散は式(A.6)のとおり表される。

$$\begin{aligned} \text{Var}[\hat{X}_{n_1,m} - \hat{X}_{n_2,m}] \\ = \left( c^T \text{Var}[\hat{X}] \right)_m - 2 \sum_{i=1}^{p+1} \lambda_i \left[ \Phi_{n_1,1:r} \left( B_{\text{PCA}i}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \left[ \Phi_{n_2,1:r} \left( B_{\text{PCA}i}^{\text{LSE}} \right)_m \right] \end{aligned} \quad (\text{A.6})$$

ここに

$c$  :  $e_{n_1} - e_{n_2}$  ( $\in \mathbb{R}^n$ )

$e_n$  : 基本ベクトル(第 $n$ 成分のみが1, 他が0からなるベクトル) ( $\in \mathbb{R}^n$ )

## 付録 B 過去の被災事例における自己相関係数の分析

一井ら<sup>11)</sup>は、兵庫県南部地震における神戸港の2バース分の地震後変位量の相関性を、式(B.1)に示す自己相関係数により分析している。表B-1～表B-2は、下記の参考文献①～③にある過去の大規模地震による被災事例のうち、重力式岸壁のバース全体に対する凹凸変位の記録が記されている全60事例を収集したものである。ここでは、これらの全60事例に対して、一井らと同様に自己相関係数による分析を行った結果を示す（表B-3～表B-62）。なお、自己相関係数の計算において、全ケーソン数  $N$  函に対して式(B.1)中の  $i+j$  が  $N$  を超過する ( $i+j > N$ ) 場合は、 $i+j \rightarrow i+j-(N+1)$  とし、もとに戻って最初の  $D_h(i)$  の値を循環的に用いるものとしている。よって、自己相関係数は  $N/2$  を境に対称となる。

$$\tau_j = \frac{\sum_{i=1}^N D_h(i) \cdot D_h(i+j)}{\sum_{i=1}^N \{D_h(i)\}^2} \quad (\text{B.1})$$

ここに

$\tau_j$  : ケーソン変位の自己相関係数

$D_h(N)$  :  $N$  番目のケーソン変位（平均値が 0 となるよう補正したデータを使用）

### <参考文献>

- ① 稲富隆昌，善功企，外山進一，上部達生，井合進，菅野高弘，寺内潔，横田弘，藤本健幸，田中祐人，山崎浩之，小泉哲也，長尾毅，野津厚，宮田正史，一井康二，森田年一，南兼一郎，及川研，松永康男，石井正樹，杉山盛行，高崎伸彦，小林延行，岡下勝彦：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告，港湾空港技術研究所資料，No.857，1997.
- ② 井合進，菅野高弘，山崎浩之，長尾毅，野津厚，一井康二，森川嘉之，小濱英司，西森男雄，佐藤陽子，田中剛，海老原健介，大村武史，大慎正紀：平成12年（2000年）鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告，港湾空港技術研究所資料，No.1015，2001.
- ③ 宮島正悟，小泉哲也，宮田正史，竹信正寛，坂田憲治，浅井茂樹，福田功，栗山善昭，下迫健一郎，山崎浩之，菅野高弘，富田孝史，野津厚，山路徹，鈴木高二朗，有川太郎，中川康之，佐々真志，森川嘉之，水谷崇亮，小濱英司，加島寛章，高橋英紀，大矢陽介，遠藤仁彦，原田卓三，青木伸之，佐瀬浩市，山本貴弘，早川哲也，林誉命，西谷和人，白井正興：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による港湾施設等被害報告，国土技術政策総合研究所資料，No.798，港湾空港技術研究所資料，No.1291，2015.

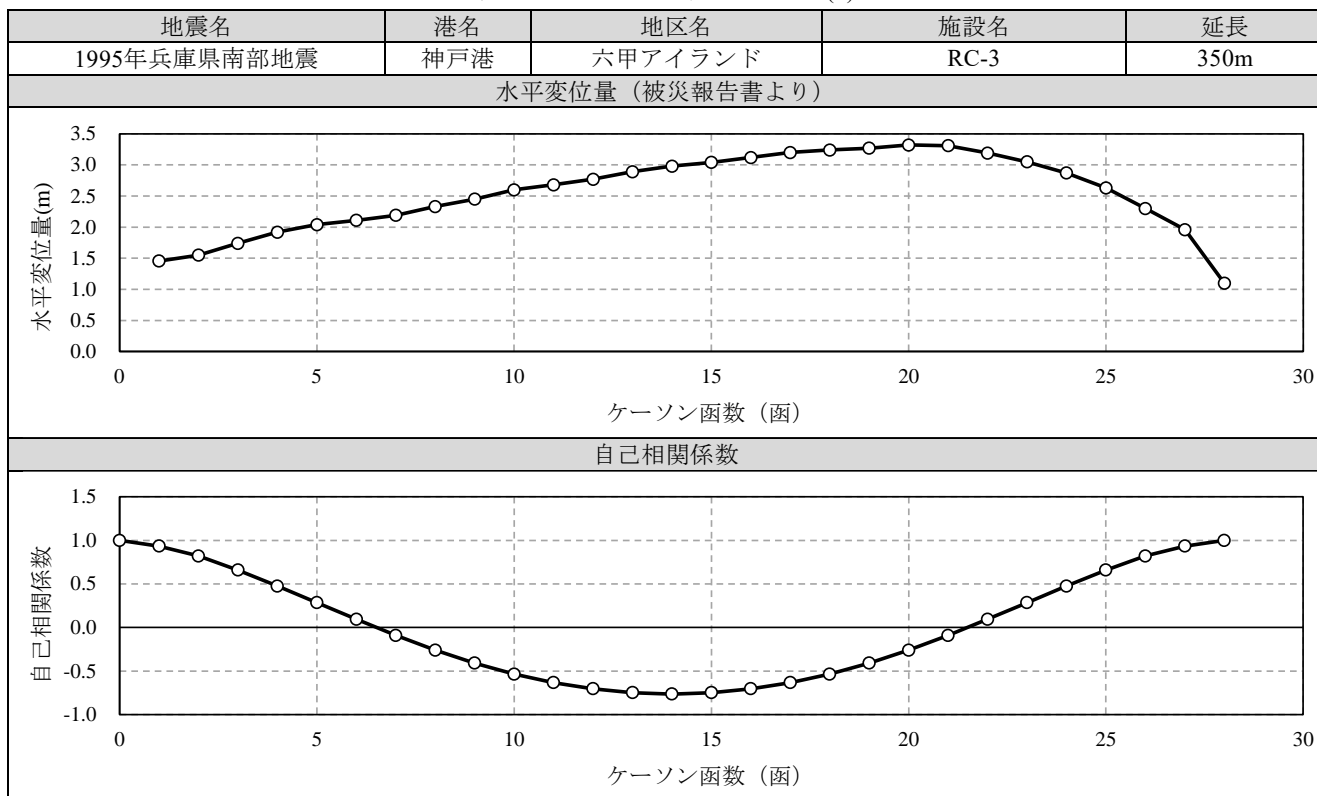
表 B-1 施設情報・被災情報一覧表(1)

No.	年	地震名	港名	地区名	施設名	構造形式	構造諸元	地盤改良	天端高 (m)	水深 (m)	延長 (m)	ケーソン 函数 (函)	水平変位量 (m)			参考 文献
													Max	Min	Ave	
1	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	RC-3	重力式	ケーソン	置換砂 SCP・SD	+4.00	-13.50	350	28	3.32	1.08	2.55	①
2	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	RC-7	重力式	ケーソン	置換砂 SCP・SD	+4.00	-14.50	350	28	5.21	3.49	4.12	①
3	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	RL-1	重力式	ケーソン	置換砂	+3.85	-14.00	300	24	3.13	2.76	2.93	①
4	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	RL-2	重力式	ケーソン	置換砂	+3.85	-14.00	300	24	3.11	2.73	2.92	①
5	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	RF-3	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-8.50	205	23	4.64	0.14	2.96	①
6	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	W~Z パース	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.70	960	78	3.81	1.27	2.77	①
7	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	D~I パース	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-11.00	1110	130	2.95	1.67	2.39	①
8	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	C パース	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-11.00	279	29	3.32	1.94	2.82	①
9	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	R~V パース	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-10.80	925	112	3.01	0.45	2.37	①
10	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	A パース	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-8.50	130	12	2.71	1.61	2.22	①
11	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	K-ACT	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-8.00	390	25	3.55	2.14	2.78	①
12	1995	兵庫県南部地震	神戸港	六甲アイランド	N, O パース	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-8.30	279	20	3.60	1.82	2.33	①
13	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC1	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	300	24	2.80	2.55	2.72	①
14	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC2	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	300	24	2.65	2.25	2.40	①
15	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC3	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	300	24	2.77	2.29	2.51	①
16	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC4	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	300	24	2.77	2.12	2.40	①
17	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC5	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	250	35	2.83	0.18	2.10	①
18	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC7 東護岸	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	330	29	3.63	0.71	2.87	①
19	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC7	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	300	24	2.81	0.71	2.33	①
20	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC8	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	300	24	3.30	2.44	3.05	①
21	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC9	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	300	24	3.25	1.17	2.86	①
22	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC10	重力式	ケーソン	置換砂 SD	+4.23	-12.70	300	24	3.96	1.92	3.62	①
23	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC11	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	350	28	4.42	3.33	3.95	①
24	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC12	重力式	ケーソン	置換砂 SCP	+4.00	-12.50	350	28	3.33	2.53	2.78	①
25	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL1	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.13	3.48	3.68	①
26	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL2	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.19	3.27	3.69	①
27	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL3	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	310	23	3.75	2.33	3.24	①
28	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL4	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.14	0.99	3.50	①
29	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL5	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	3.87	3.37	3.62	①
30	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL6	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.35	3.87	4.16	①

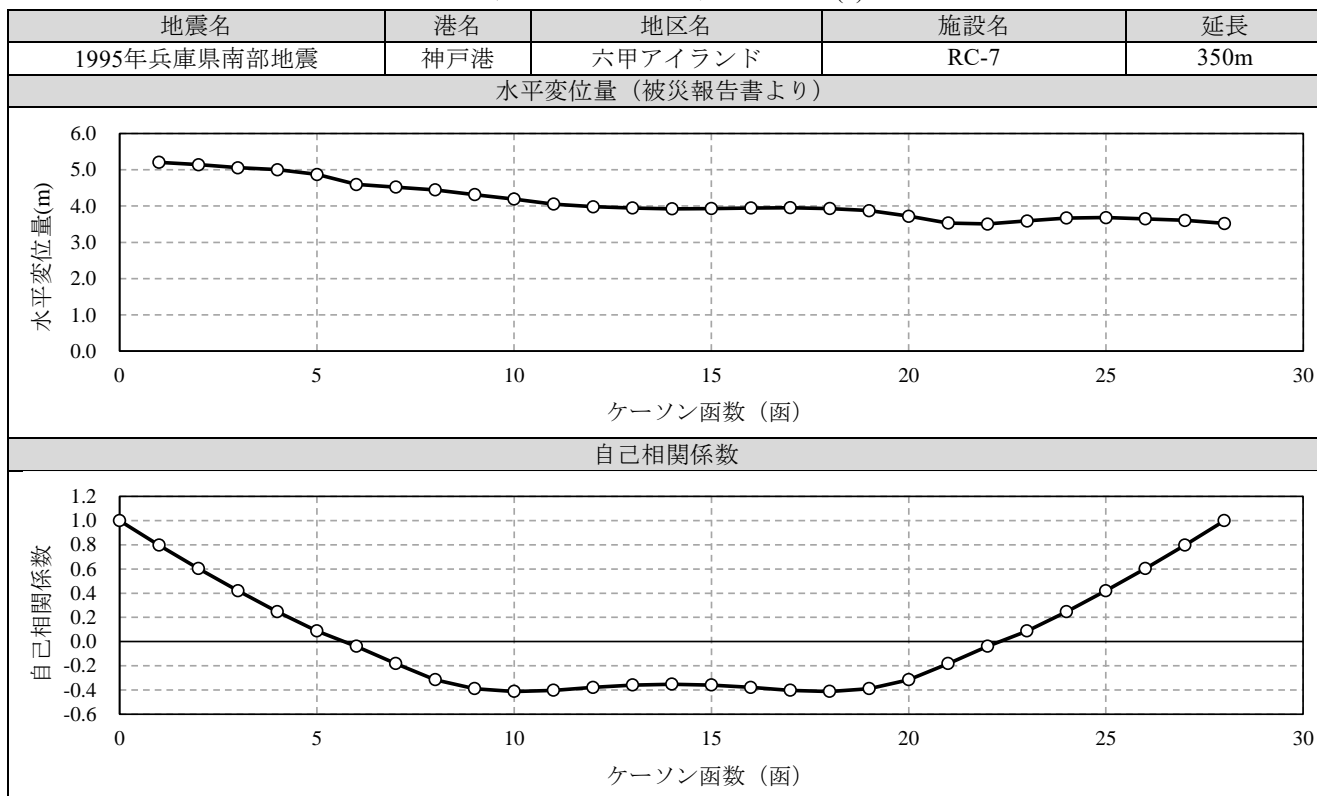
表 B-2 施設情報・被災情報一覧表(2)

No.	年	地震名	港名	地区名	施設名	構造形式	構造諸元	地盤改良	天端高 (m)	水深 (m)	延長 (m)	ケーソン 数 (個)	水平変位量 (m)			参考 文献
													Max	Min	Ave	
31	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL7	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.73	3.81	4.17	①
32	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL8	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	250	20	4.98	2.62	4.21	①
33	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL9	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	231	18	3.24	2.60	2.85	①
34	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL10	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	355	26	3.74	2.14	3.16	①
35	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL11	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	3.51	2.95	3.20	①
36	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL12	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.38	3.39	3.67	①
37	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL13	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	5.37	4.38	5.10	①
38	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL14	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.89	4.51	4.63	①
39	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PL15	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-12.50	200	16	4.76	0.55	3.78	①
40	1995	兵庫県南部地震	神戸港	ポートアイランド	PC13	重力式	ケーソン	置換砂	+4.00	-15.80	350	25	4.68	2.19	3.69	①
41	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第1突堤東	重力式	ケーソン	-	+3.33	-10.30	364	20	3.80	2.00	2.84	①
42	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第2突堤西	重力式	ケーソン	-	+3.33	-10.30	364	19	1.81	0.09	1.20	①
43	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第2突堤東	重力式	ケーソン	-	+3.33	-10.30	364	20	1.96	0.41	1.55	①
44	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第3突堤西	重力式	ケーソン	-	+3.33	-10.30	365	18	2.12	1.09	1.64	①
45	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第3突堤東	重力式	ケーソン	-	+3.33	-10.30	378	20	2.70	1.07	1.65	①
46	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第4突堤西	重力式	ケーソン	-	+3.33	-11.00	391	21	0.90	0.15	0.68	①
47	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第4突堤 -12m岸壁(東)	重力式	ケーソン	置換砂	+3.30	-12.50	200	22	1.89	1.04	1.39	①
48	1995	兵庫県南部地震	神戸港	新港	第4突堤 -12m岸壁(西)	重力式	ケーソン	置換砂	+3.30	-12.50	200	22	2.91	0.41	1.46	①
49	2000	鳥取県西部地震	境港	外港昭和南	昭和南1号岸壁 (-13.0m)	重力式	ケーソン	置換砂	+1.80	-13.30	270	14	0.17	0.08	0.13	②
50	2000	鳥取県西部地震	境港	外港昭和南	昭和南2号岸壁 (-10.0m)	重力式	ケーソン	置換砂 振動締固工	+1.80	-10.00	185	14	0.16	0.00	0.04	②
51	2000	鳥取県西部地震	境港	外港昭和南	昭和南3号岸壁 (-7.5m)	重力式	ケーソン	SCP	+1.90	-8.00	130	10	0.18	0.01	0.09	②
52	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	藤原ふ頭	-12m岸壁	重力式	ケーソン	置換砂 SCP	+3.03	-12.42	239	16	0.30	0.00	0.21	③
53	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	藤原ふ頭	-10m岸壁	重力式	ケーソン	-	+3.03	-10.32	264.8	15	0.91	0.08	0.60	③
54	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	大剣ふ頭	-10m岸壁	重力式	ケーソン	-	+3.06	-10.42	370.05	19	0.40	0.10	0.26	③
55	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	大剣ふ頭	-7.5m岸壁	重力式	ケーソン	-	+3.19	-7.92	150.06	9	0.50	0.00	0.30	③
56	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	5・6号ふ頭	-14m岸壁	重力式	ケーソン	-	+2.99	-14.10	310.19	20	0.60	0.00	0.35	③
57	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	5・6号ふ頭	-12m岸壁	重力式	ケーソン	雑石による床 掘置換	+2.70	-12.10	300	17	0.80	0.00	0.48	③
58	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	7号ふ頭	-13m岸壁	重力式	ケーソン	置換砂	+3.13	-13.55	558.06	29	0.90	0.00	0.35	③
59	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	7号ふ頭	-10m岸壁	重力式	ケーソン	-	+3.13	-10.55	370	20	0.70	0.30	0.62	③
60	2011	東北地方太平洋沖地震	小名浜港	7号ふ頭	-7.5m岸壁	重力式	ケーソン	-	+3.18	-8.05	151.68	8	0.80	0.00	0.41	③

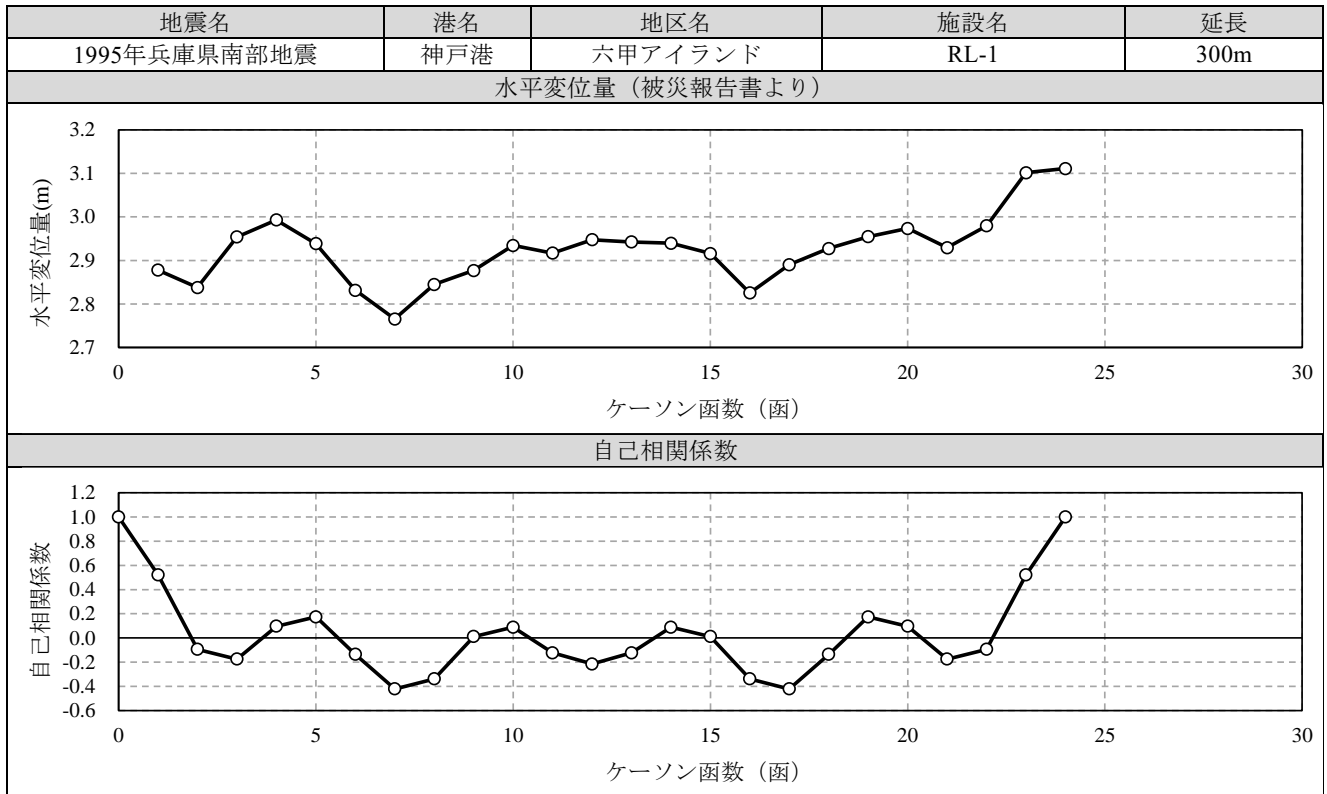
表 B-3 神戸港-六甲アイランド(1)



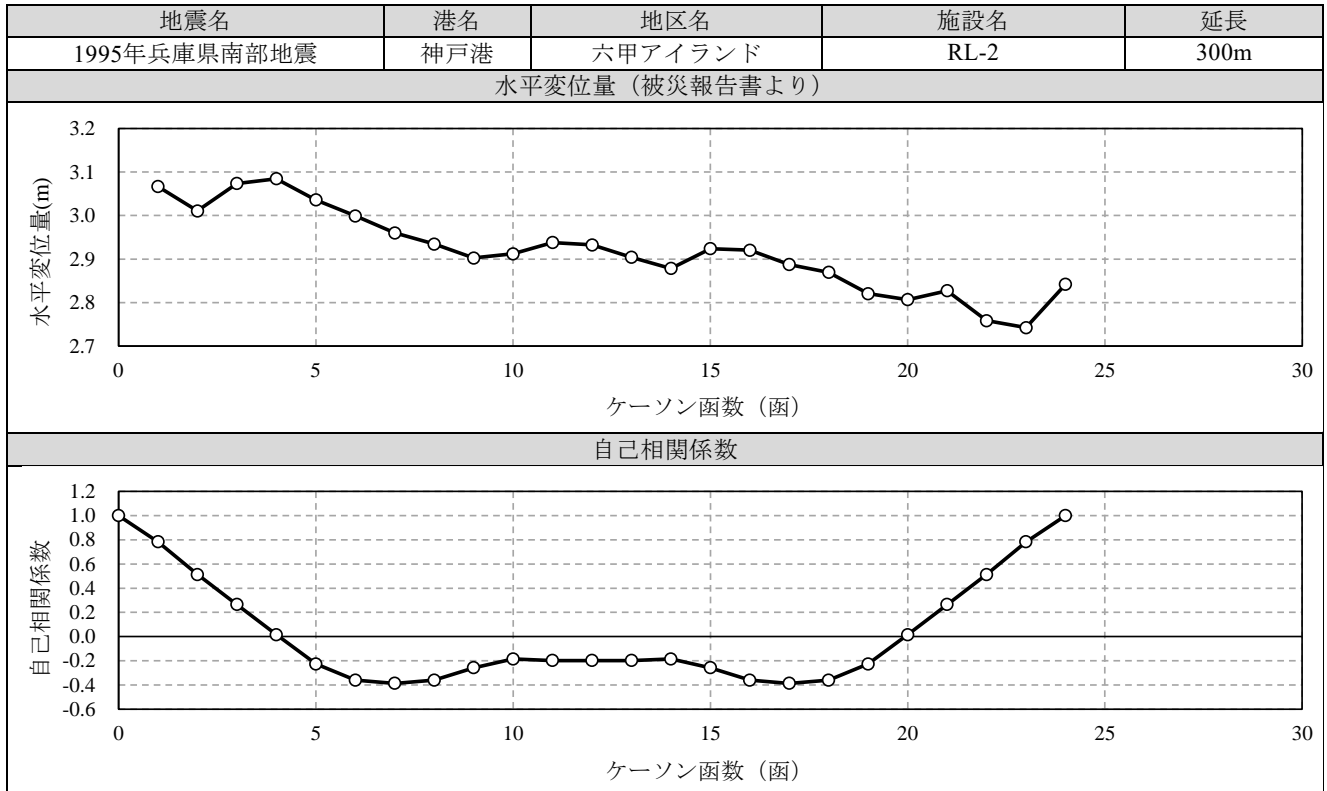
表B-4 神戸港-六甲アイランド(2)



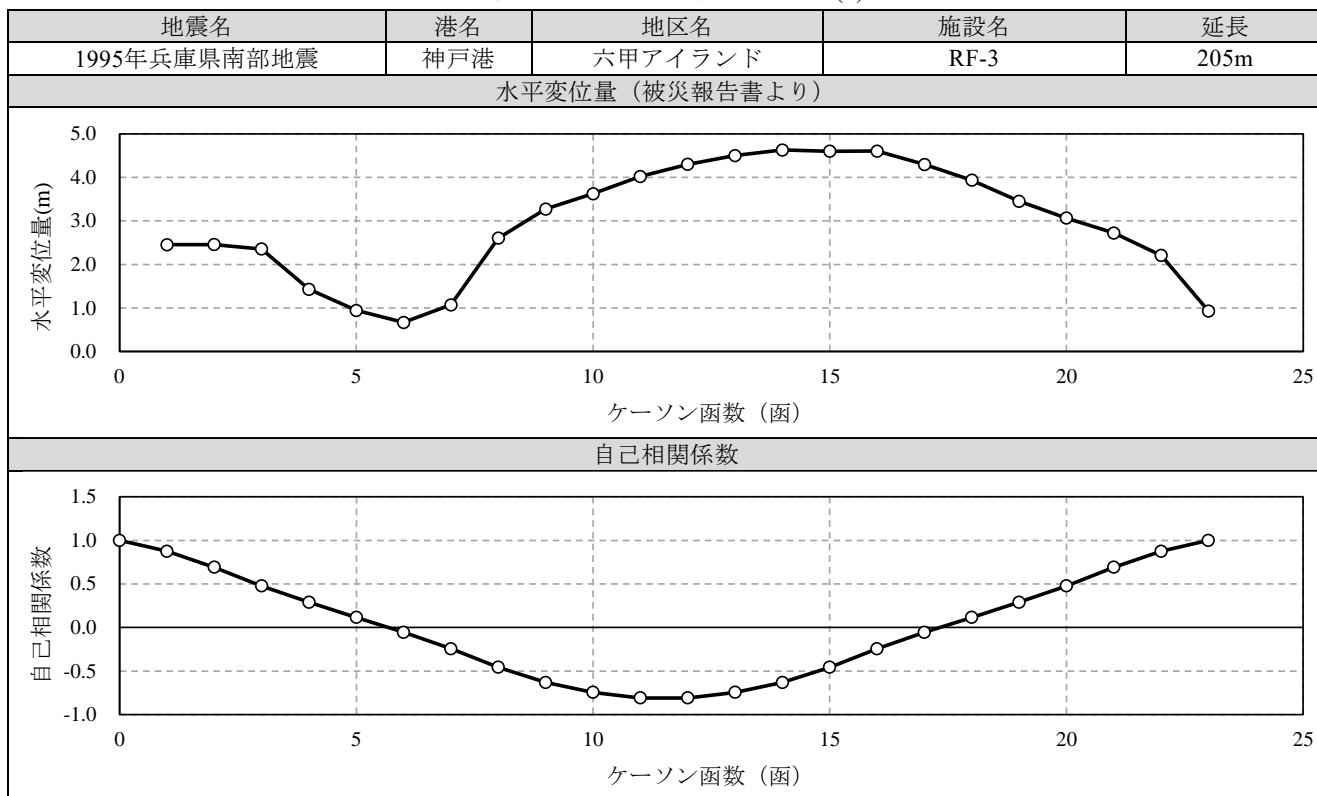
表B-5 神戸港-六甲アイランド(3)



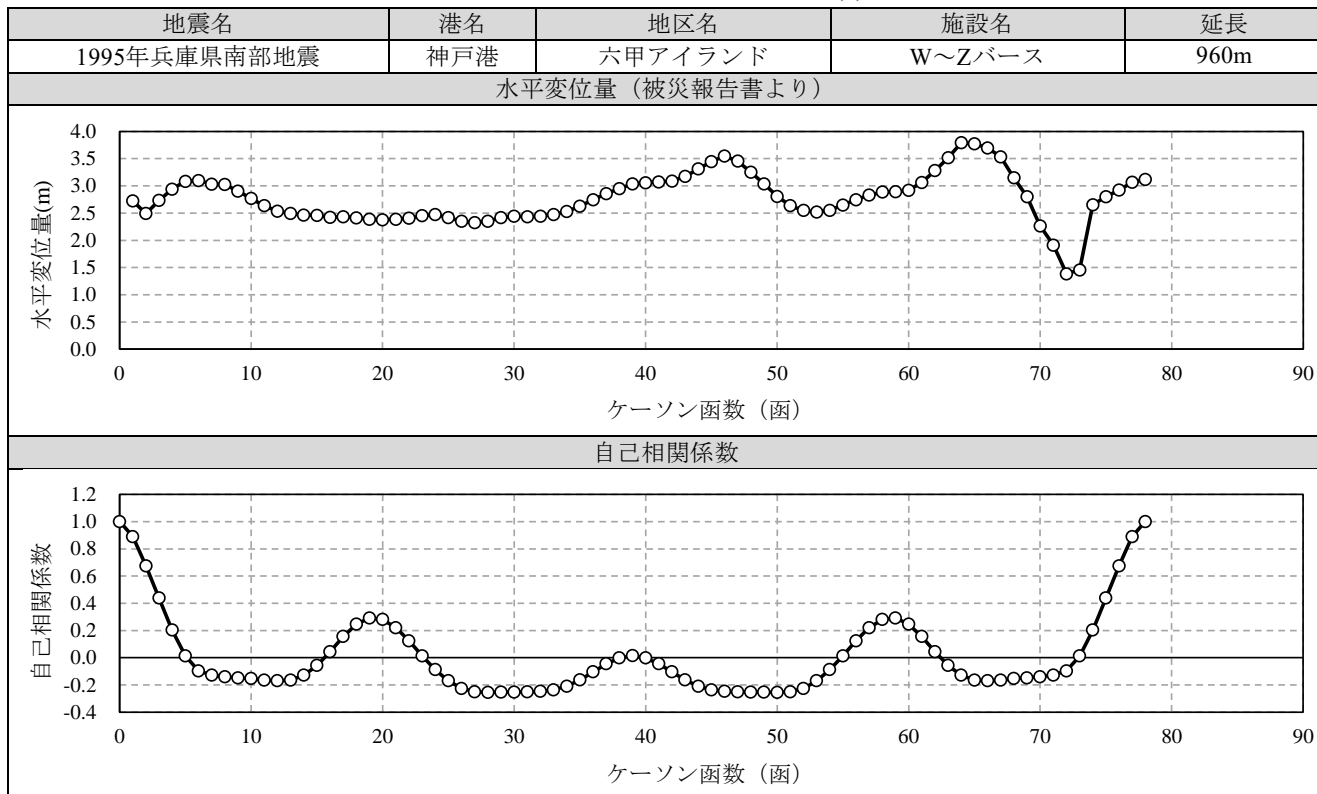
表B-6 神戸港-六甲アイランド(4)



表B-7 神戸港-六甲アイランド(5)

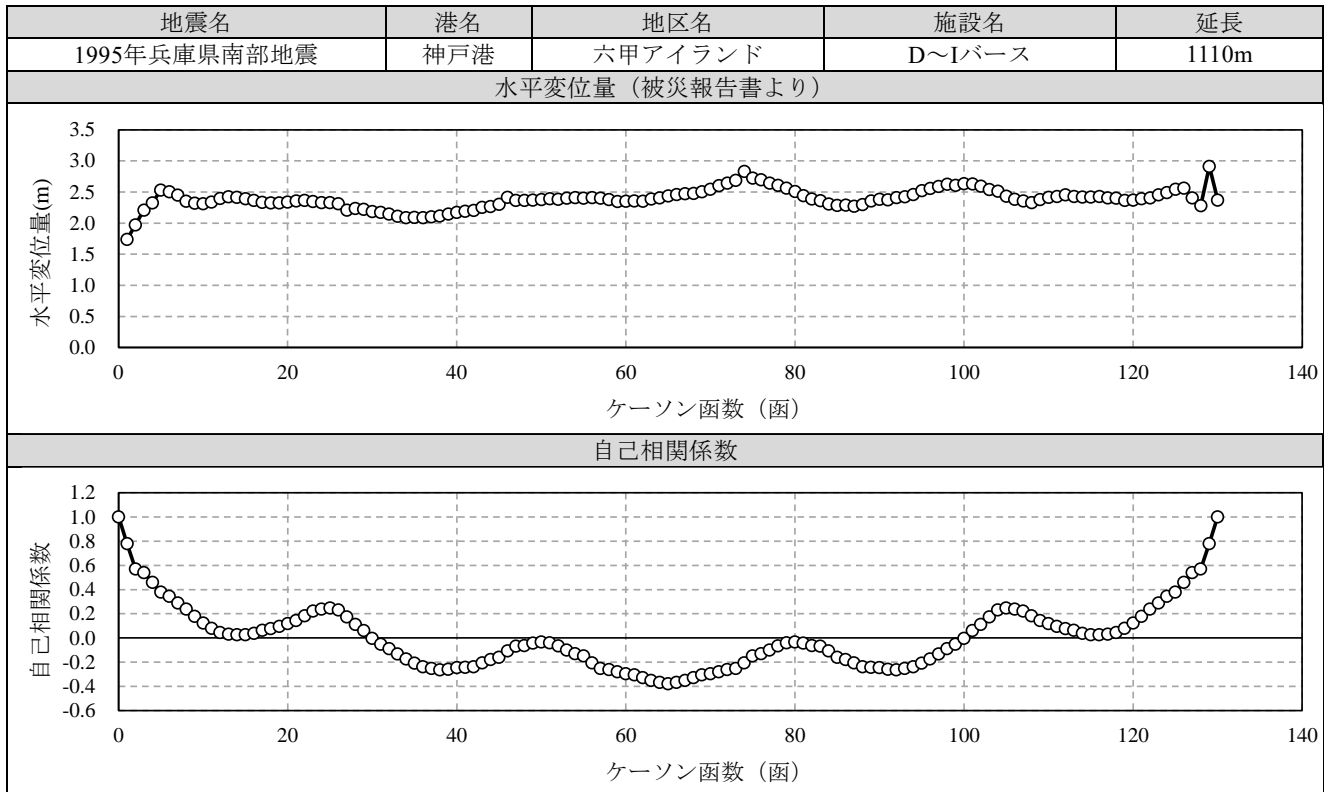


表B-8 神戸港-六甲アイランド(6)

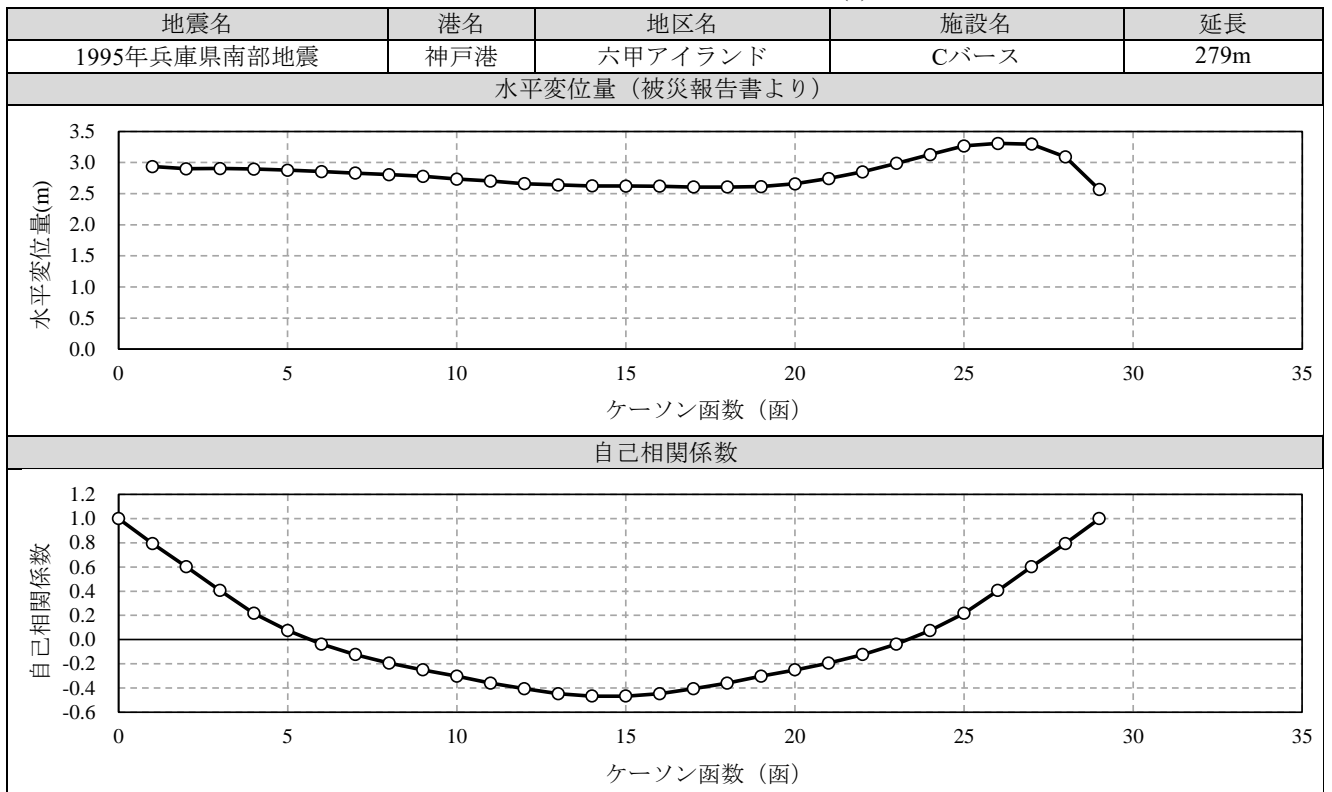




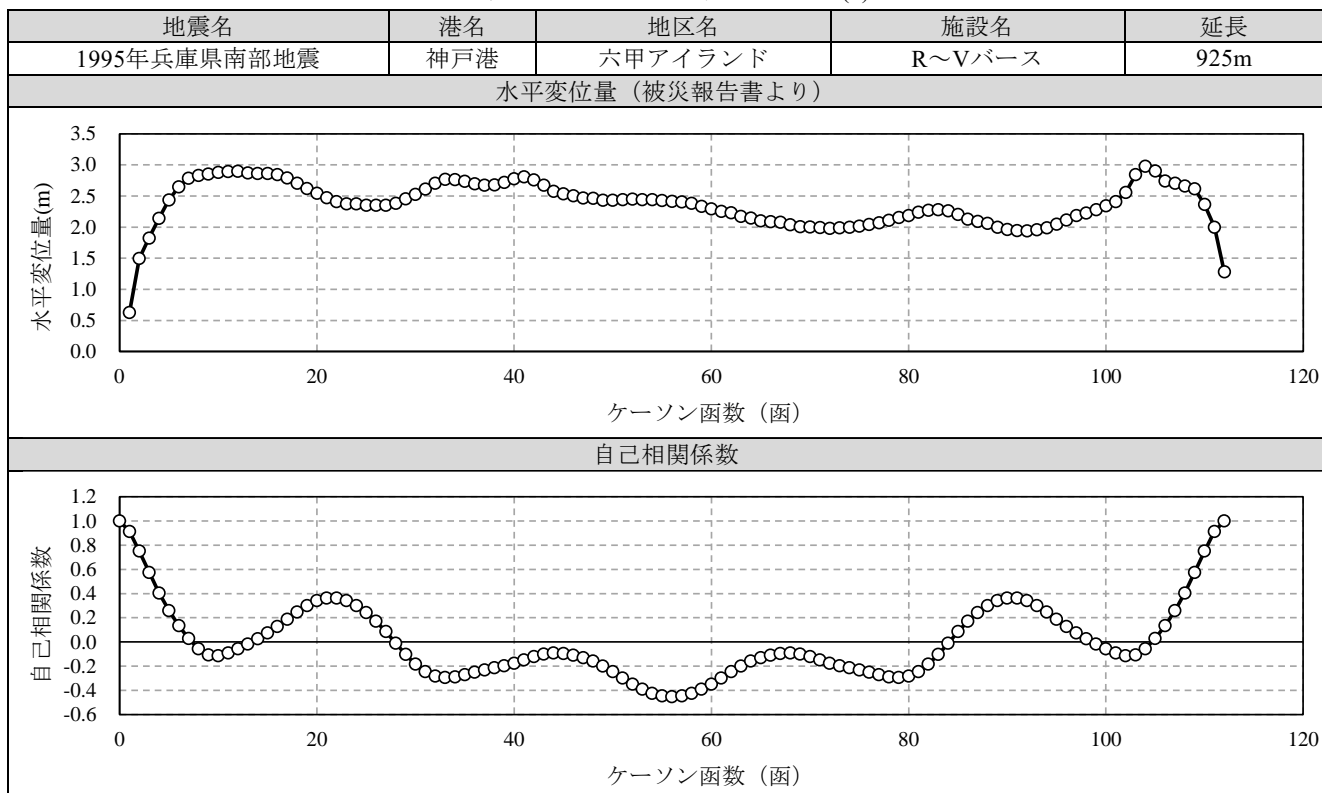
表B-9 神戸港-六甲アイランド(7)



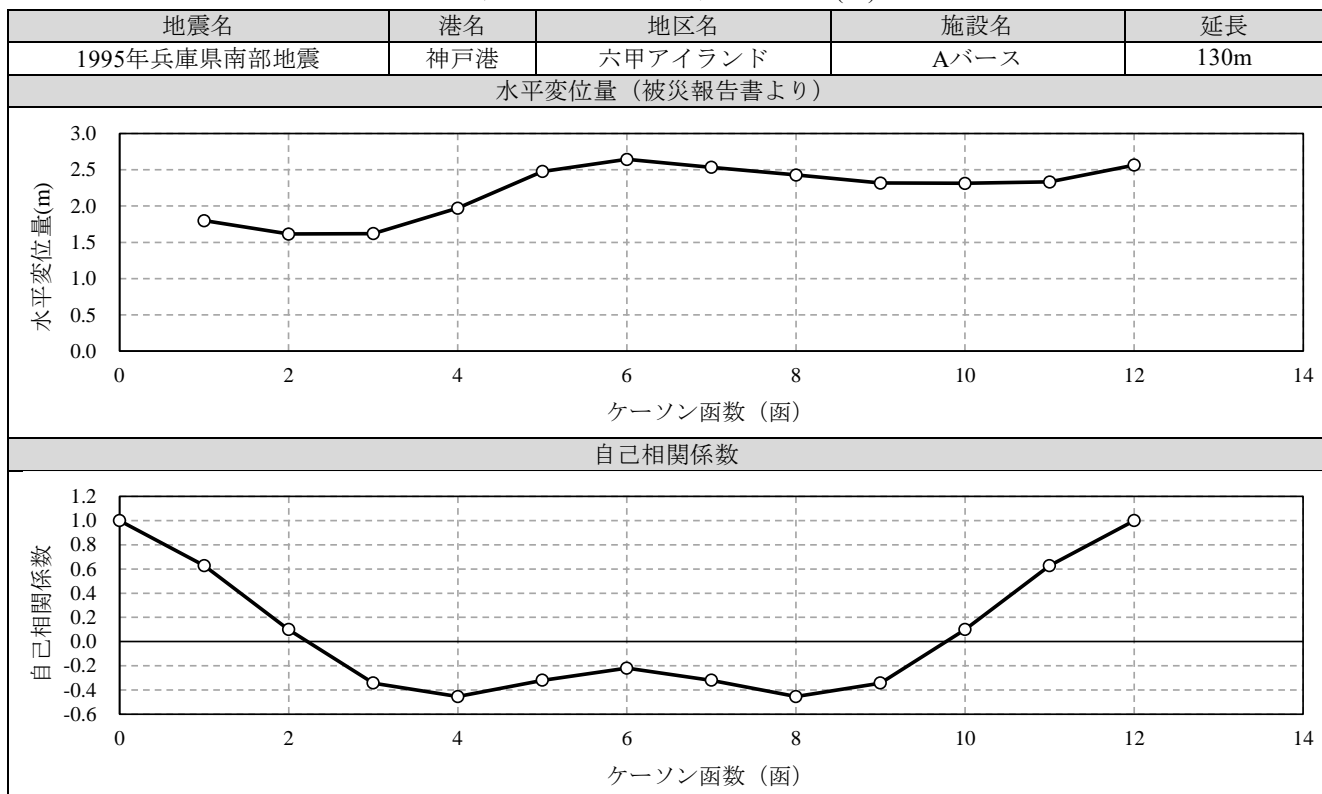
表B-10 神戸港-六甲アイランド(8)



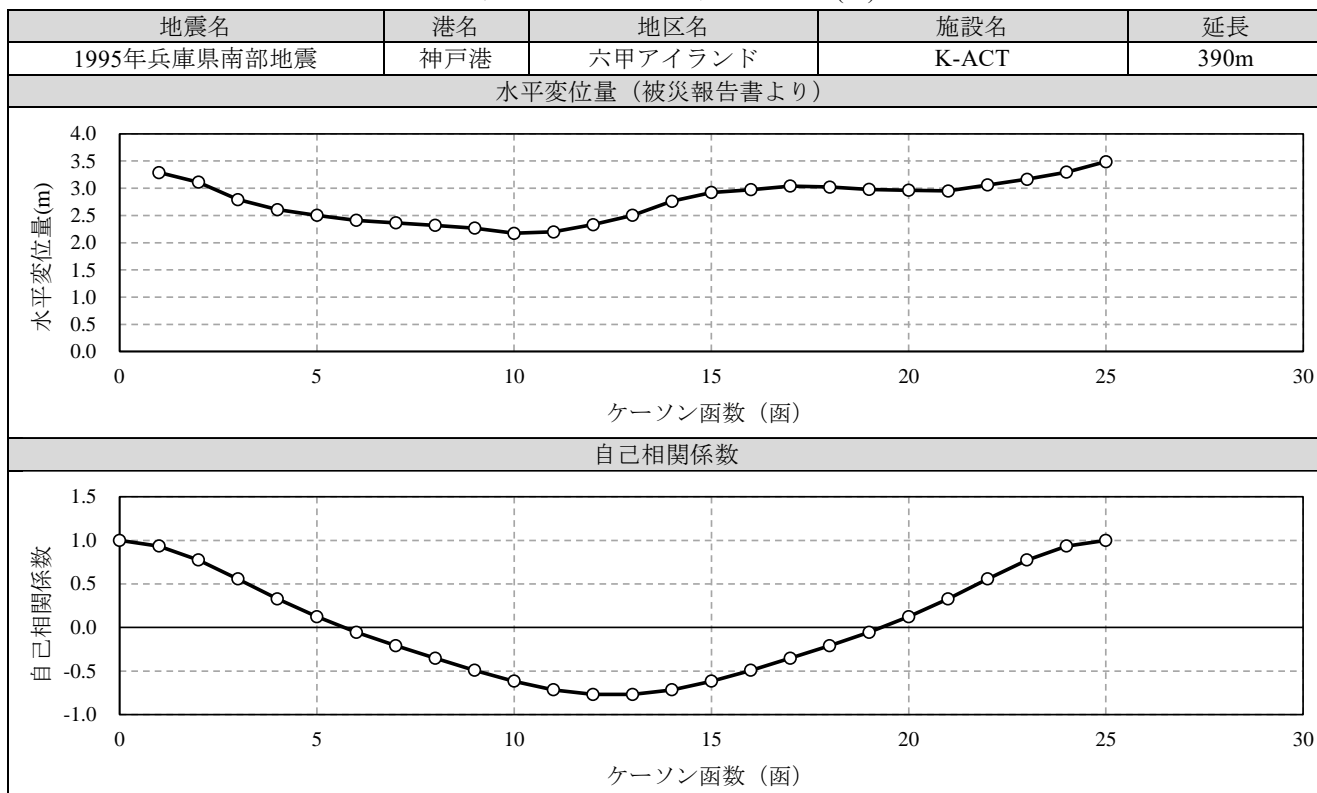
表B-11 神戸港-六甲アイランド(9)



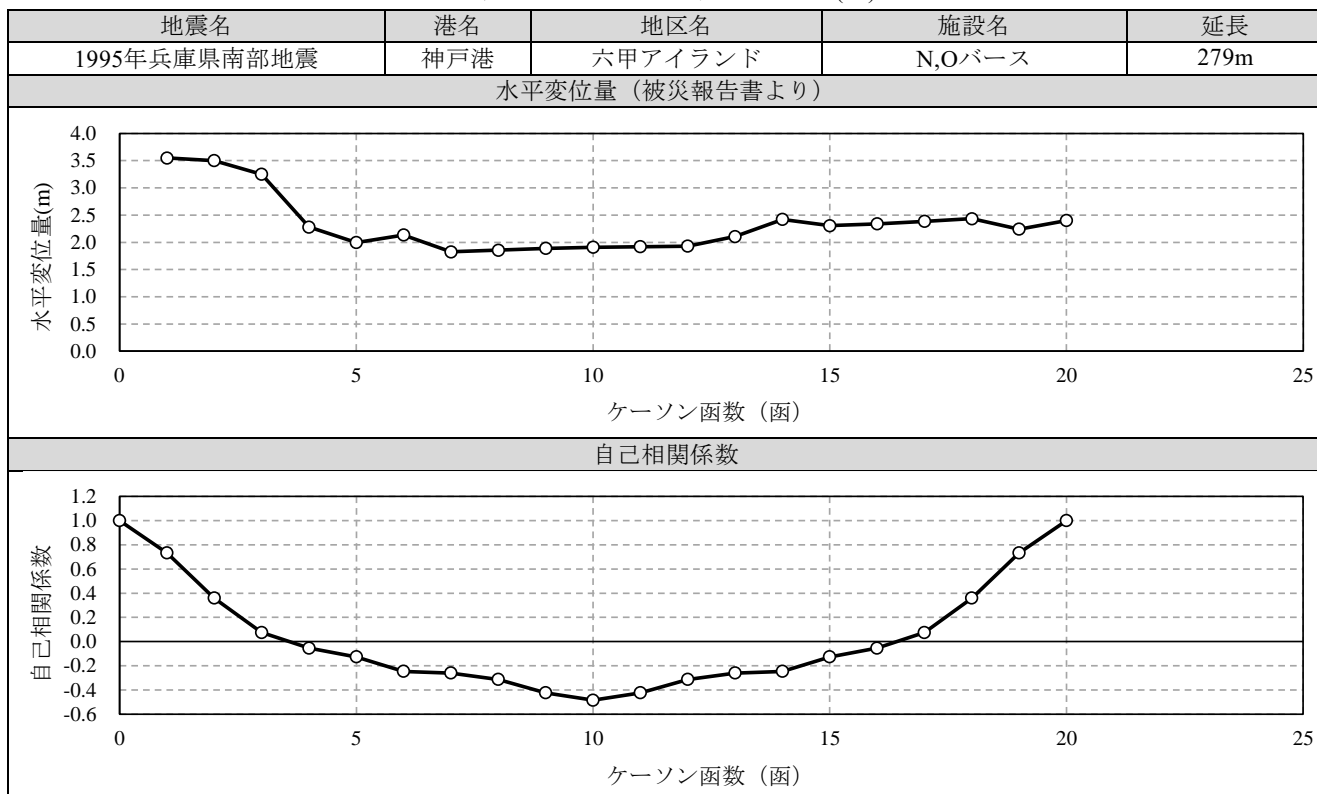
表B-12 神戸港-六甲アイランド(10)



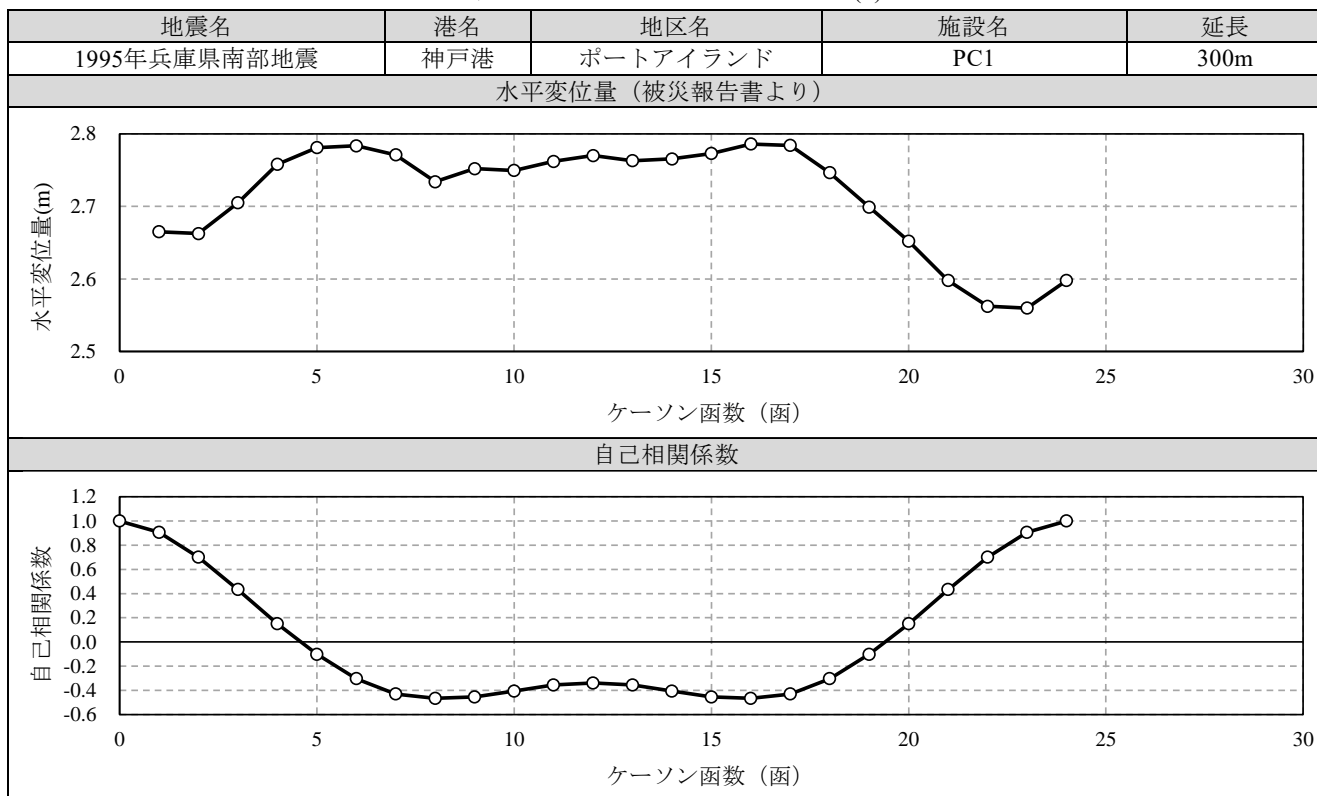
表B-13 神戸港-六甲アイランド(11)



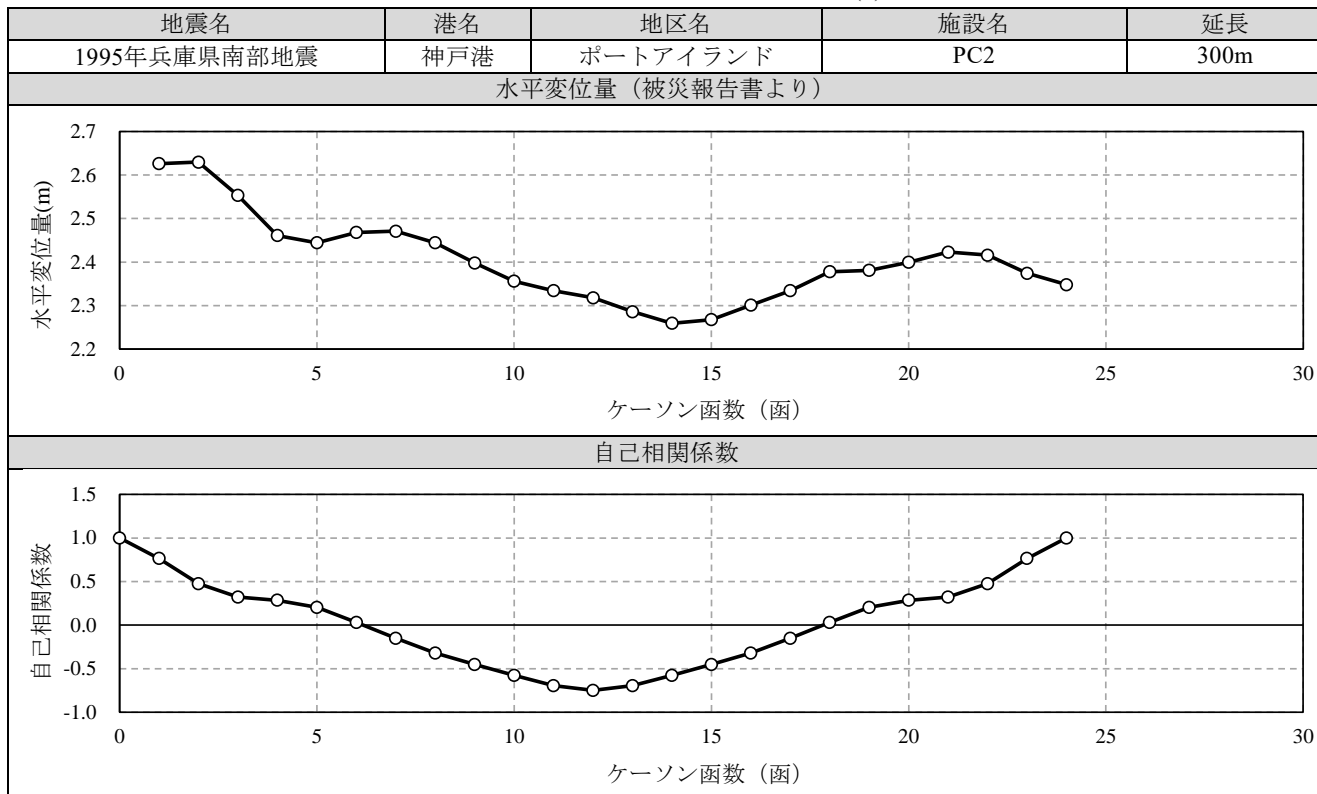
表B-14 神戸港-六甲アイランド(12)



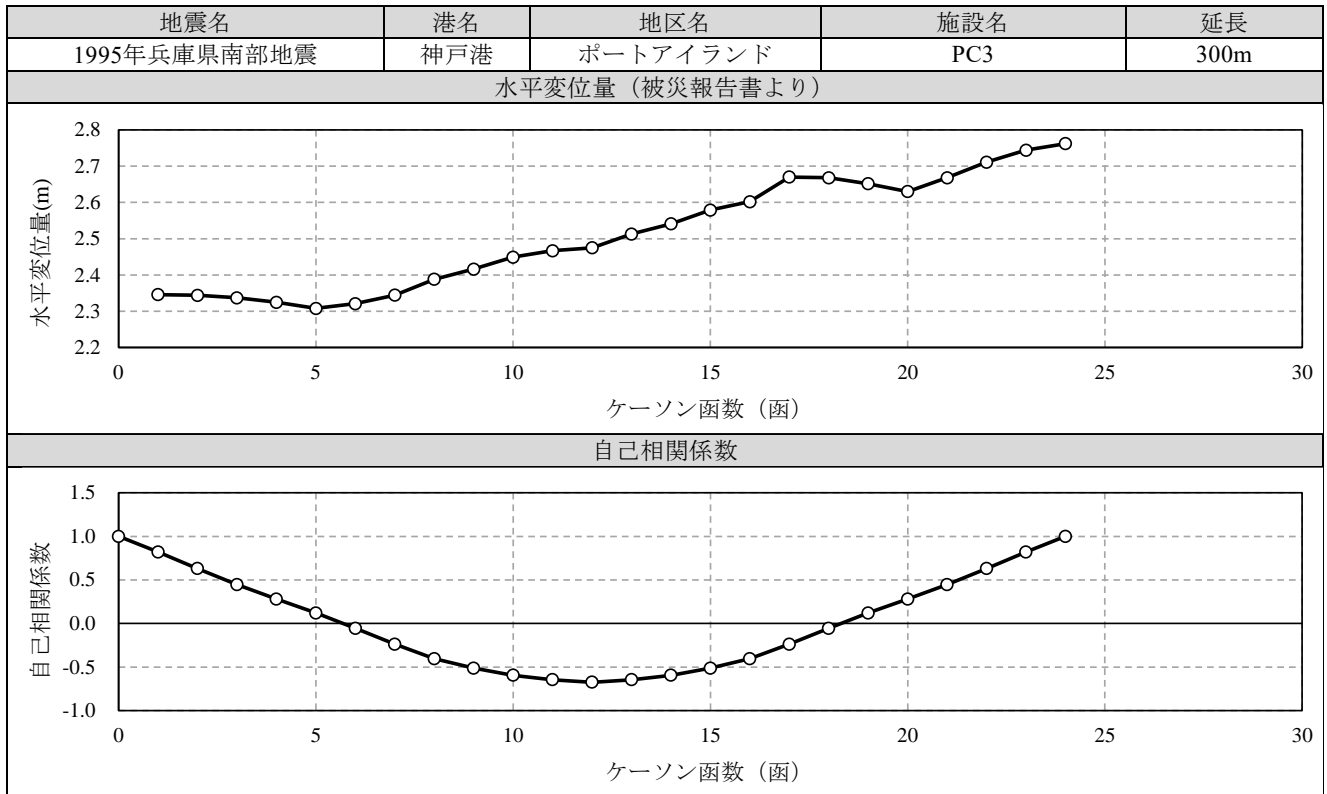
表B-15 神戸港-ポートアイランド(1)



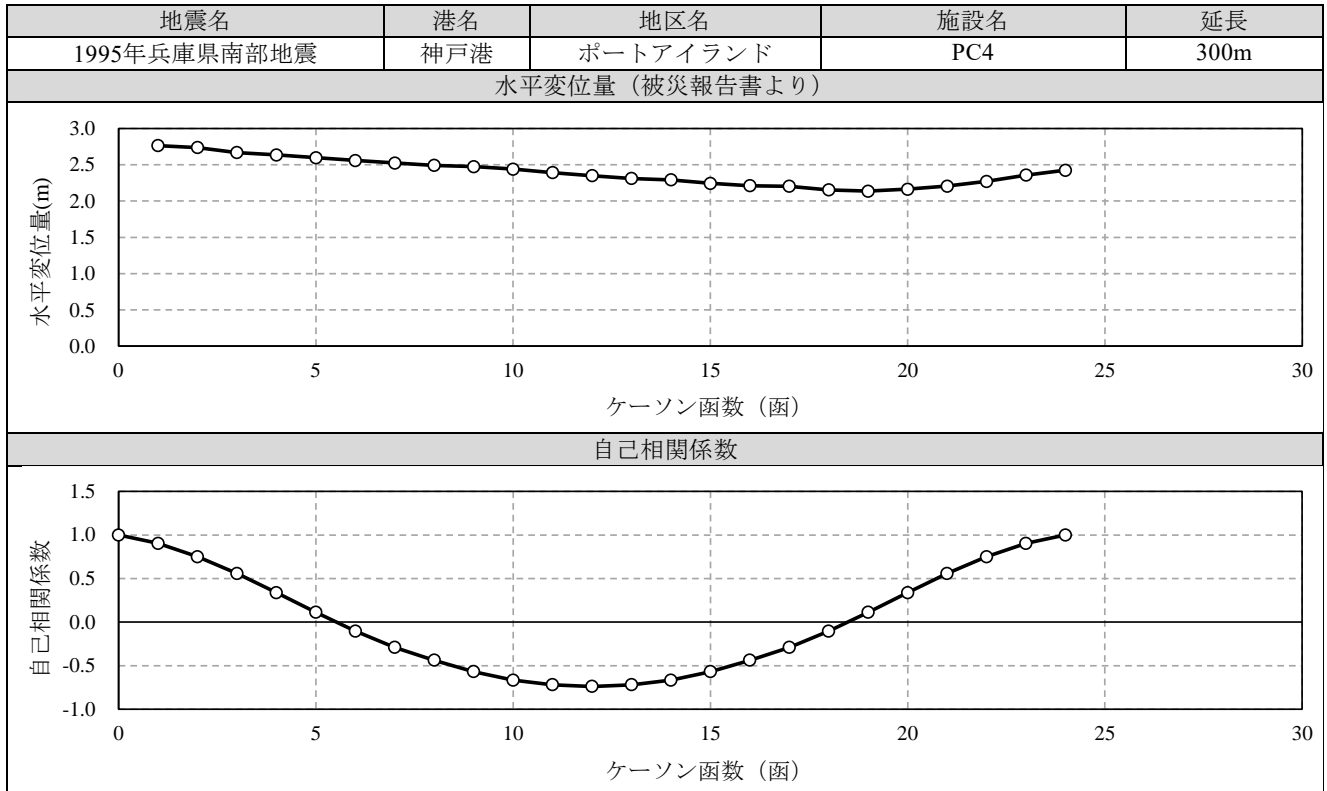
表B-16 神戸港-ポートアイランド(2)



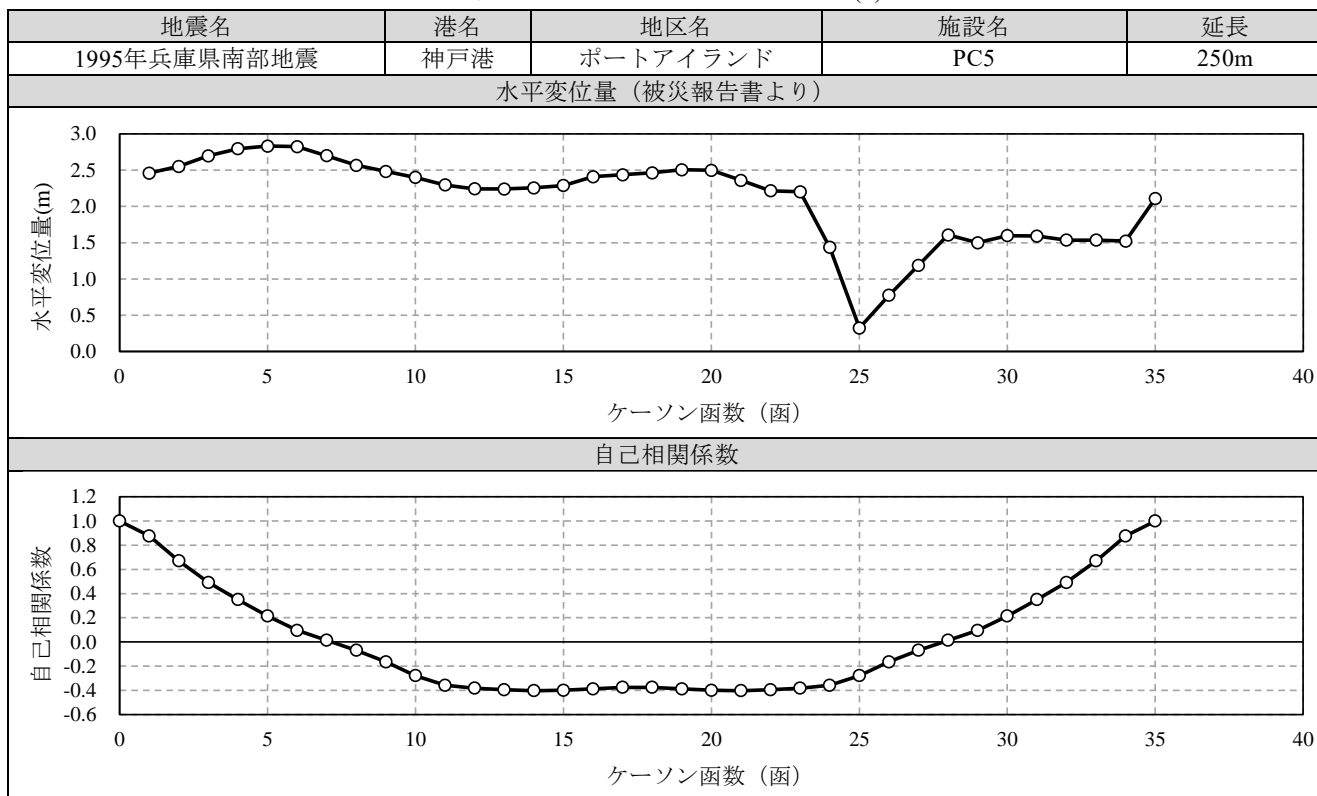
表B-17 神戸港-ポートアイランド(3)



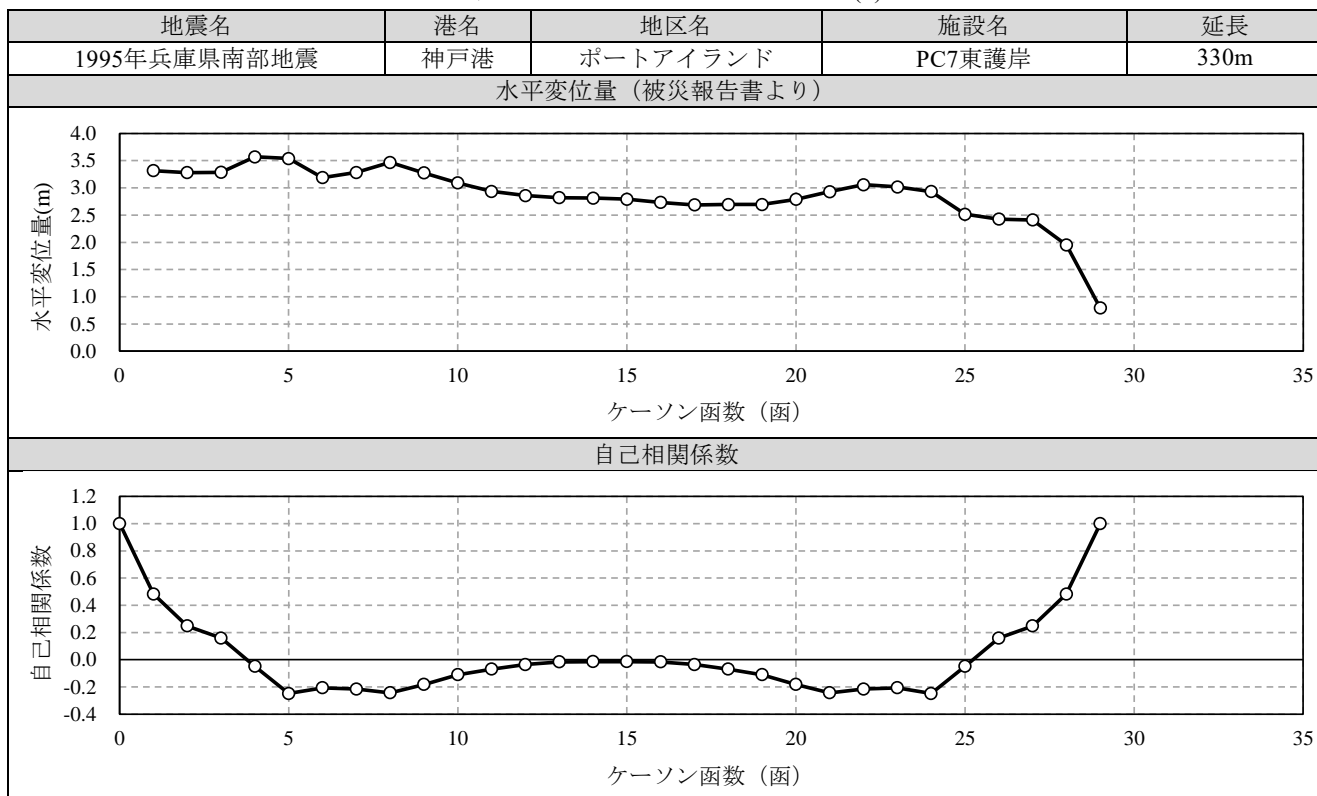
表B-18 神戸港-ポートアイランド(4)



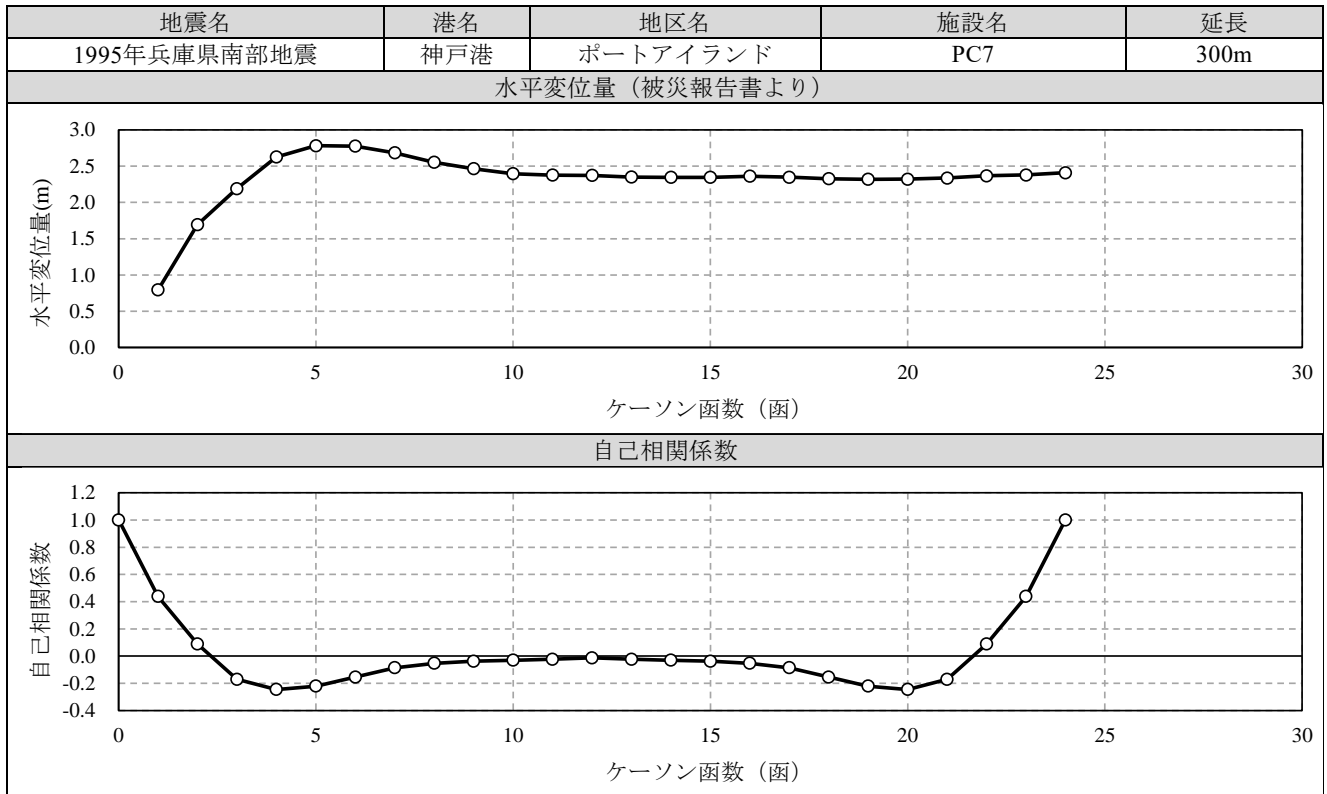
表B-19 神戸港-ポートアイランド(5)



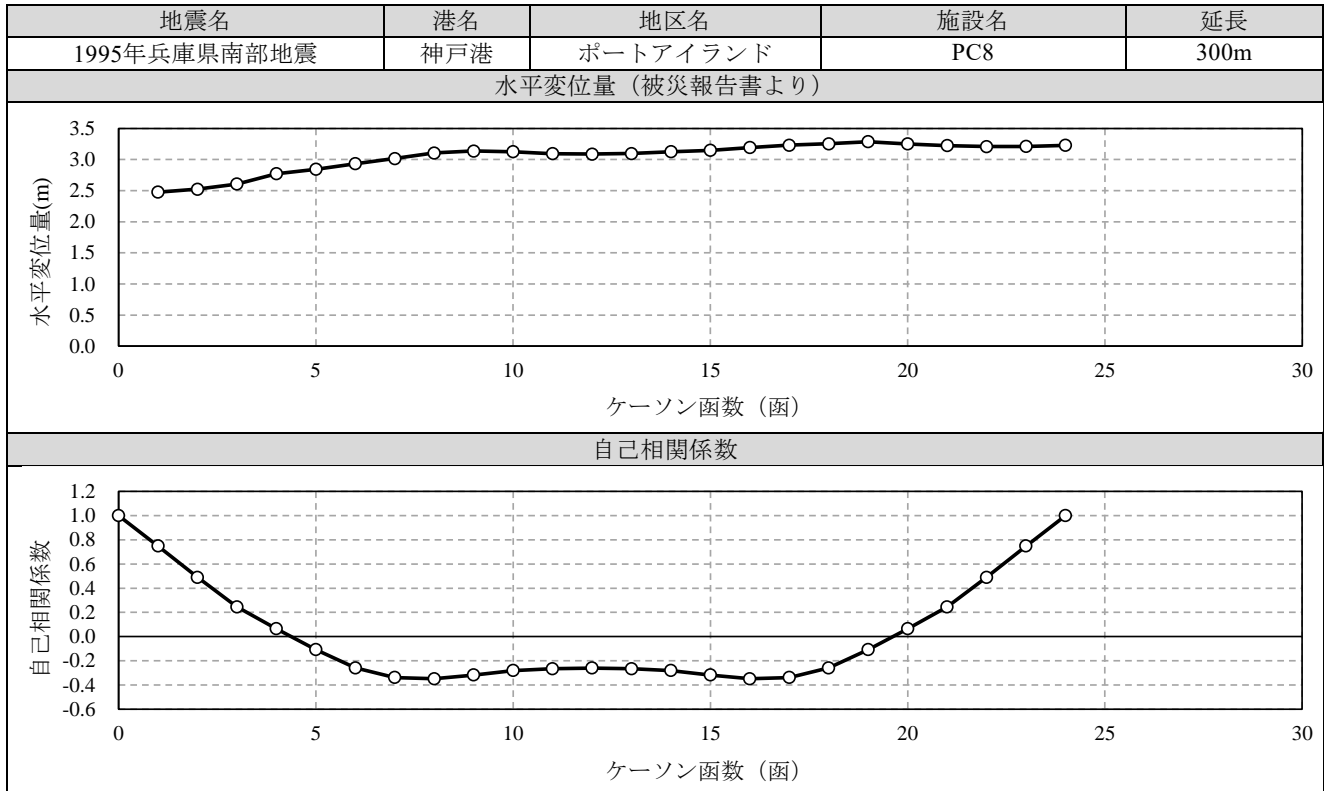
表B-20 神戸港-ポートアイランド(6)



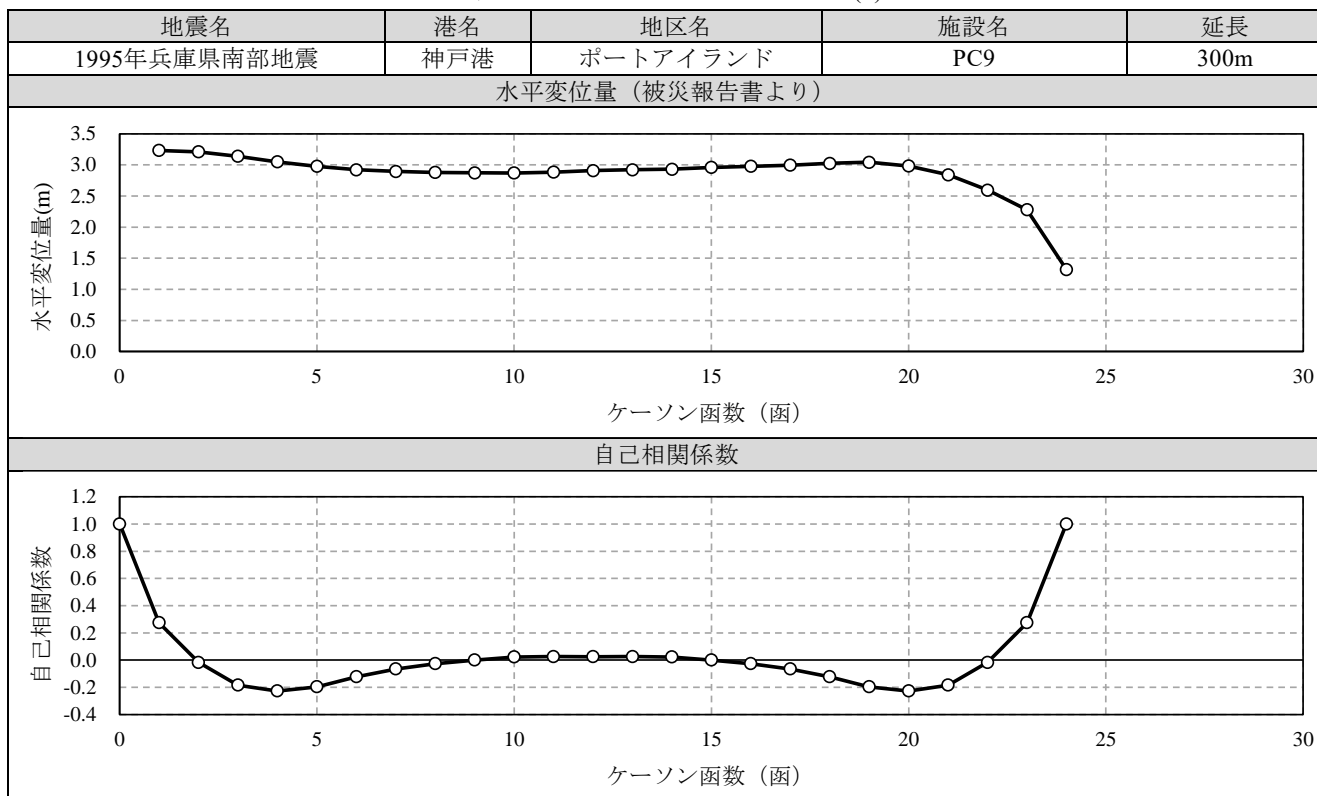
表B-21 神戸港-ポートアイランド(7)



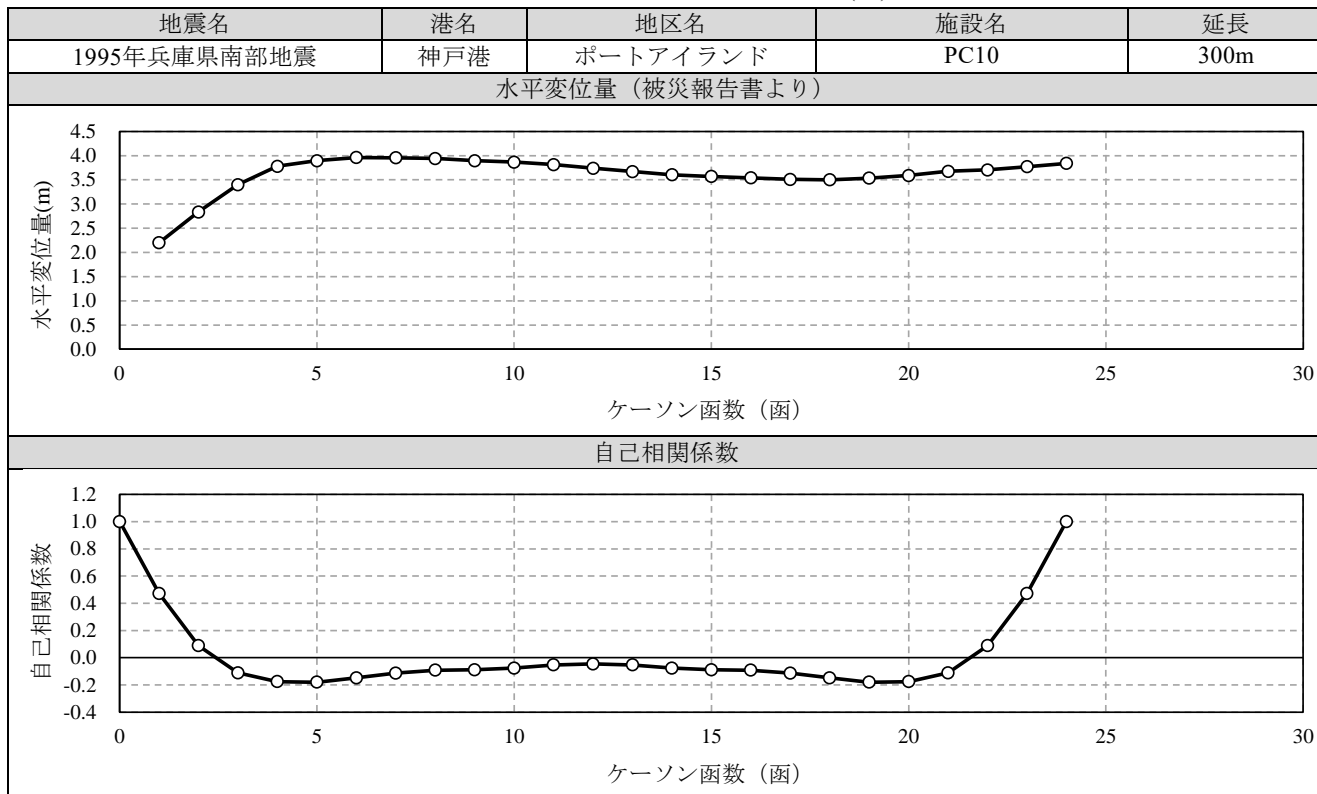
表B-22 神戸港-ポートアイランド(8)



表B-23 神戸港-ポートアイランド(9)

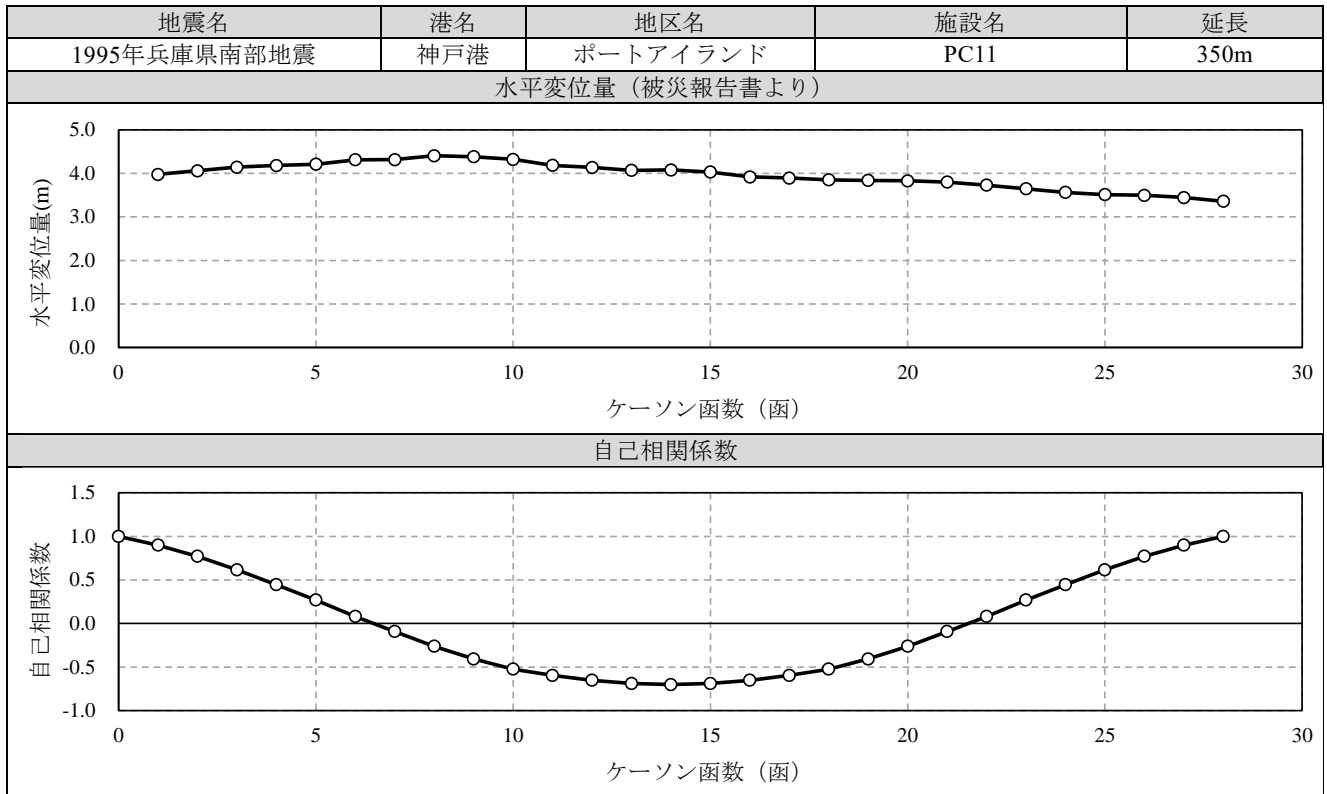


表B-24 神戸港-ポートアイランド(10)

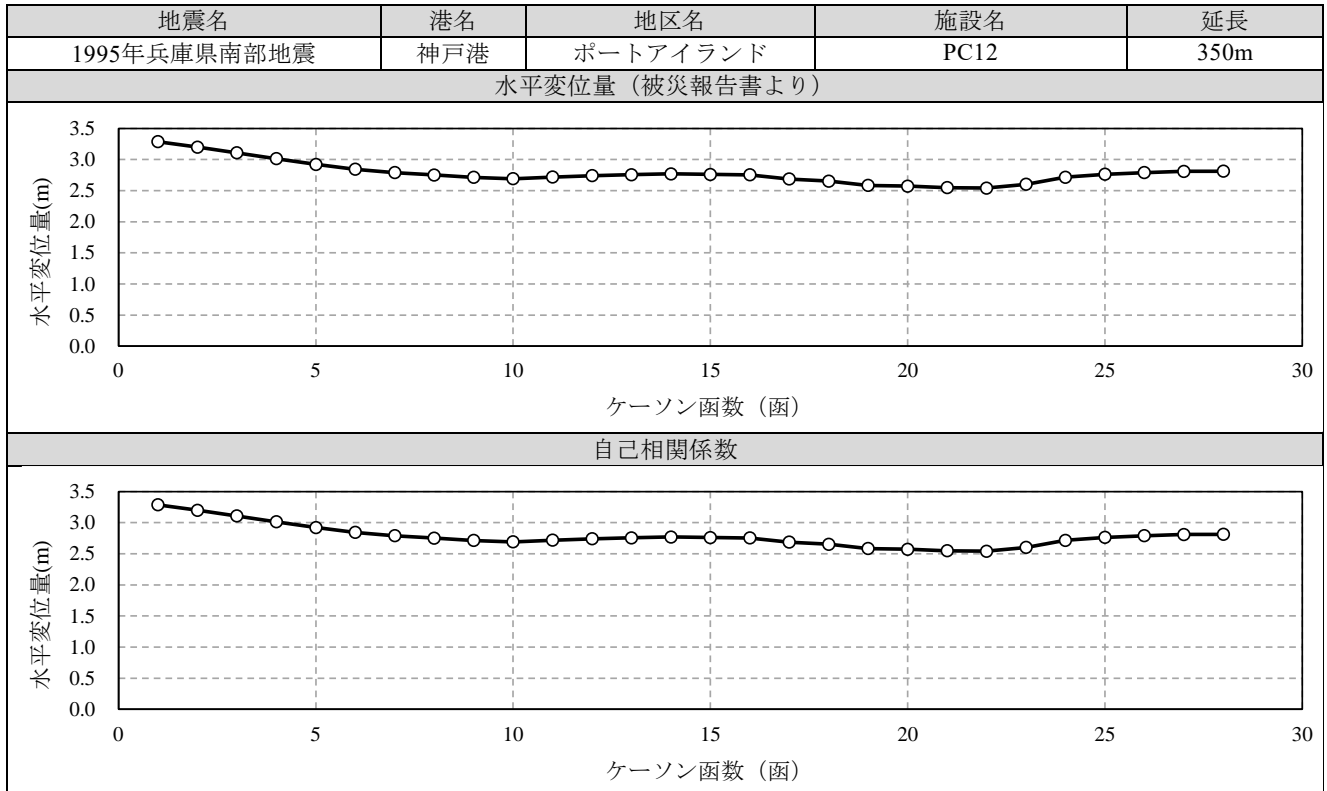




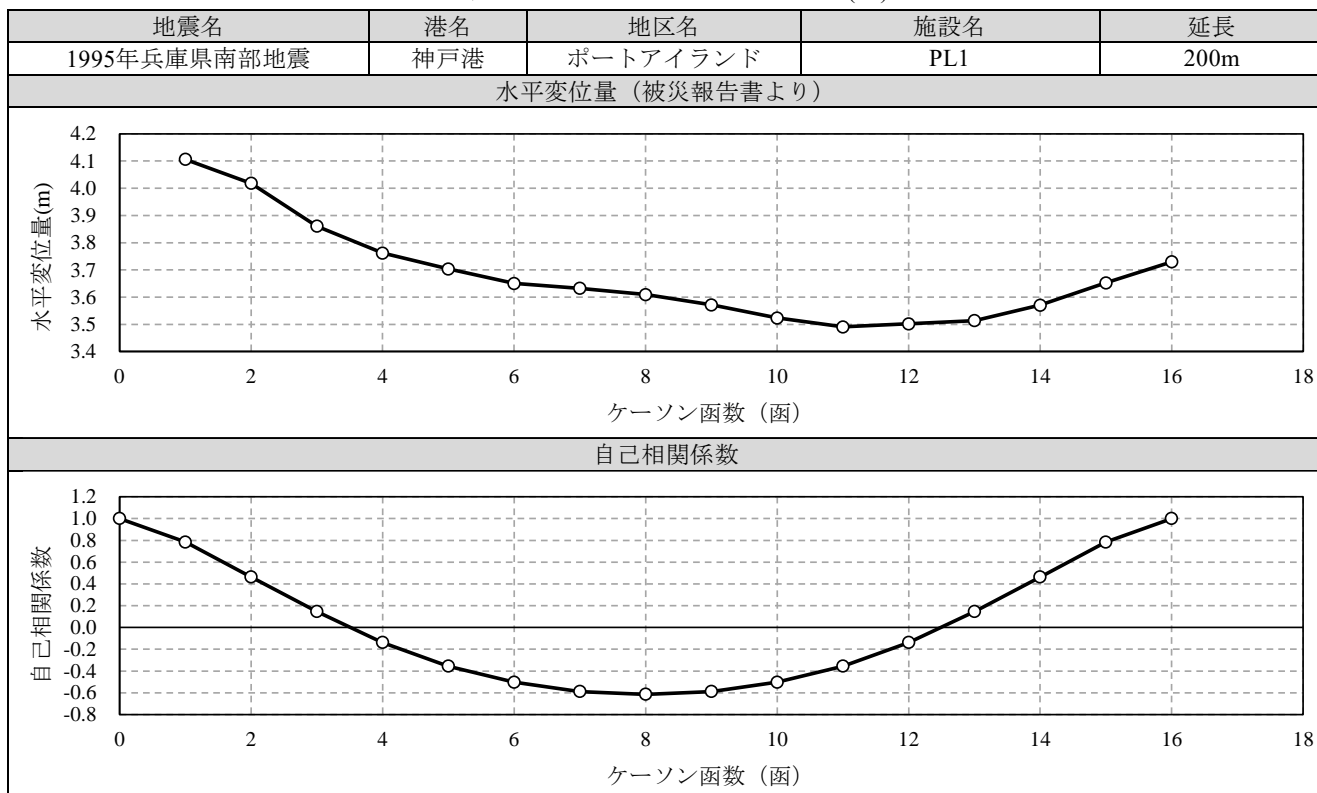
表B-25 神戸港-ポートアイランド(11)



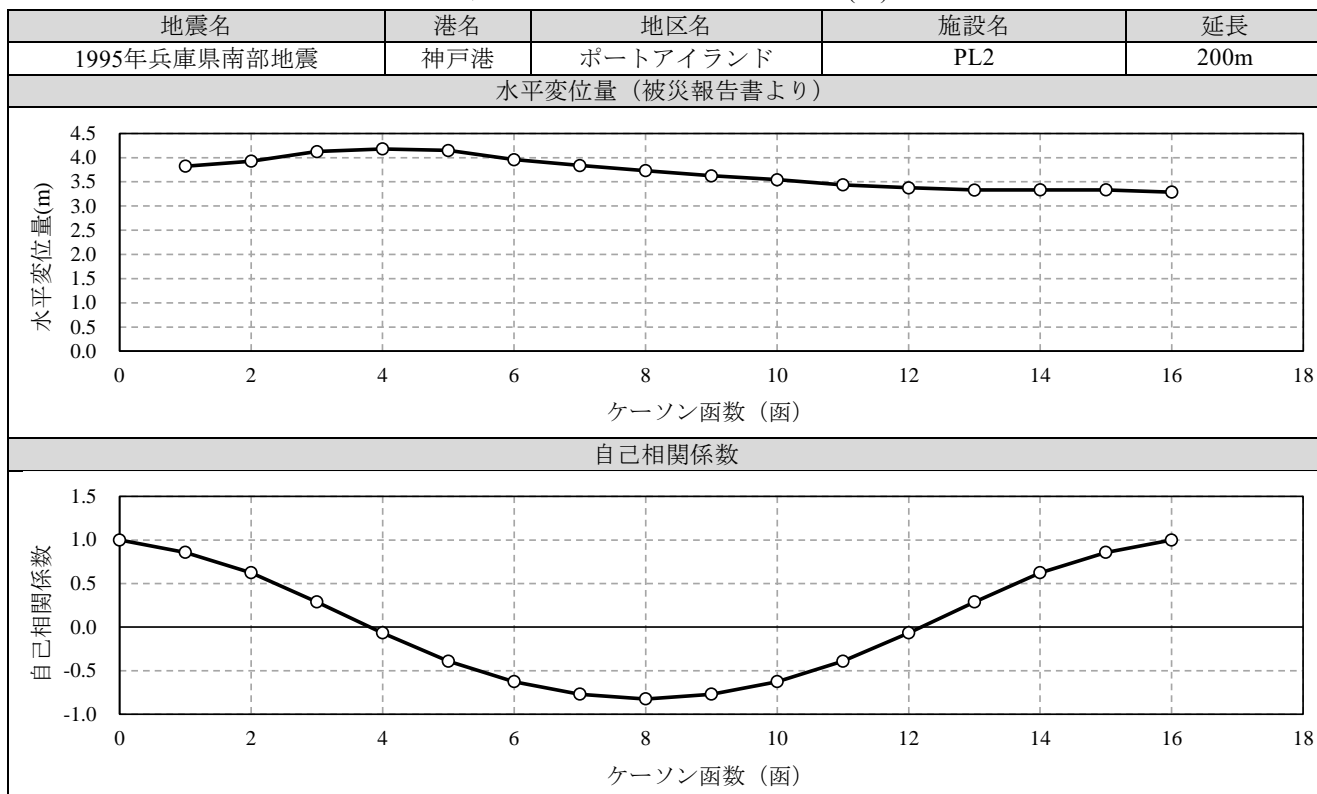
表B-26 神戸港-ポートアイランド(12)



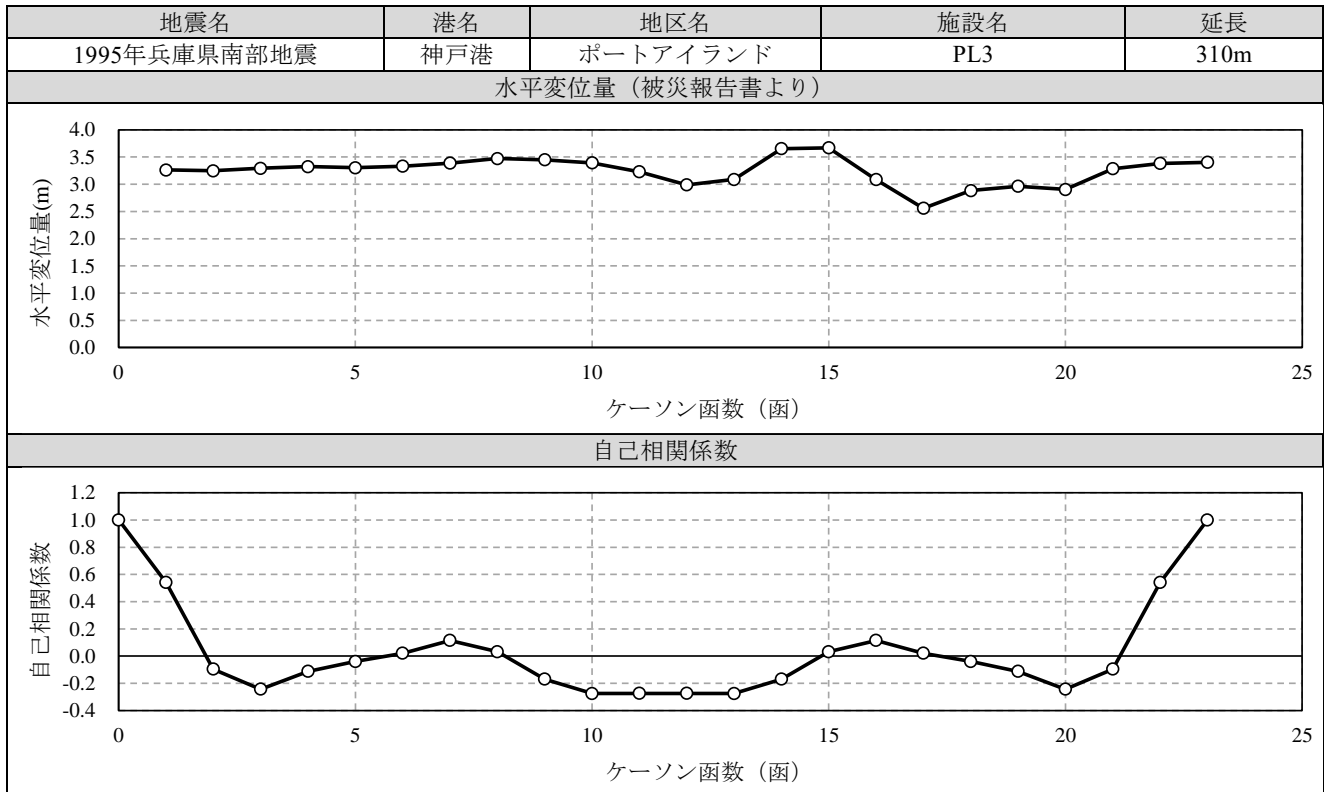
表B-27 神戸港-ポートアイランド(13)



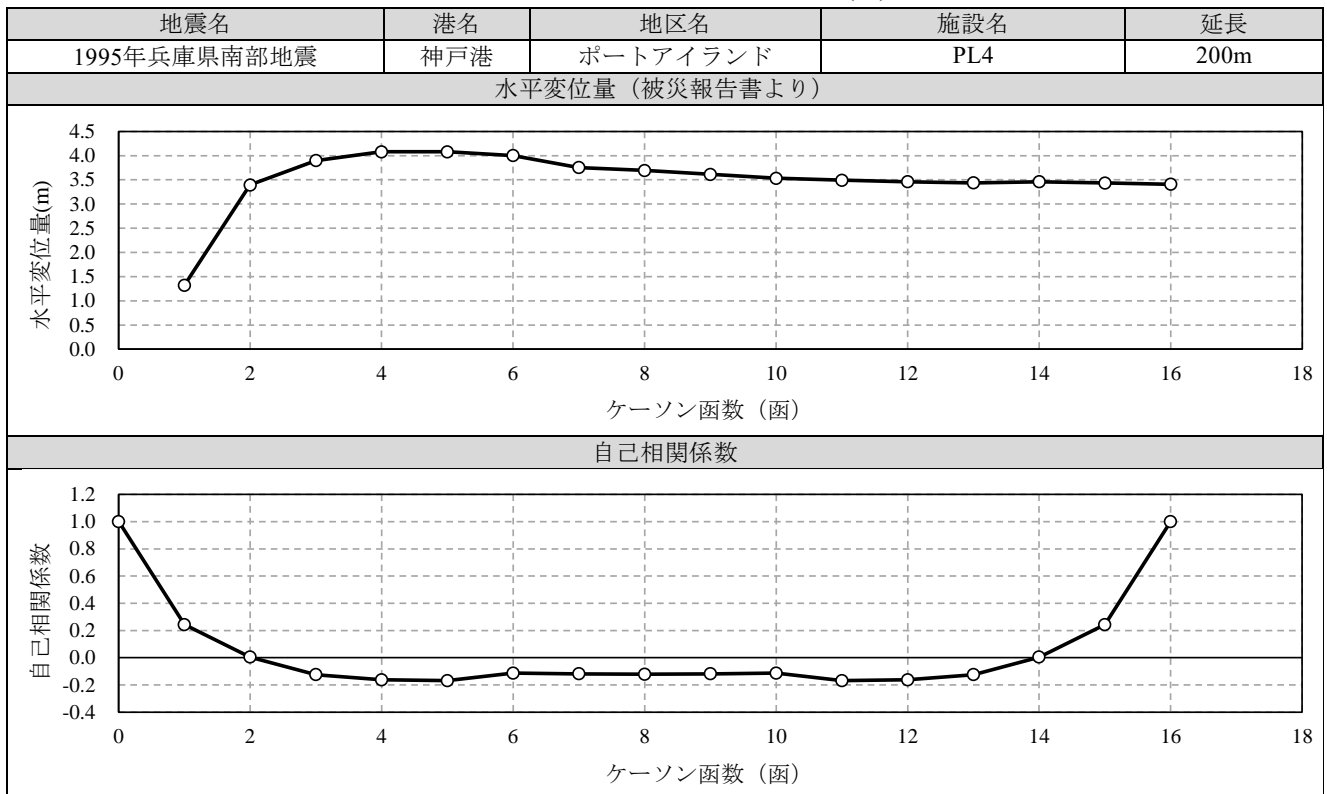
表B-28 神戸港-ポートアイランド(14)



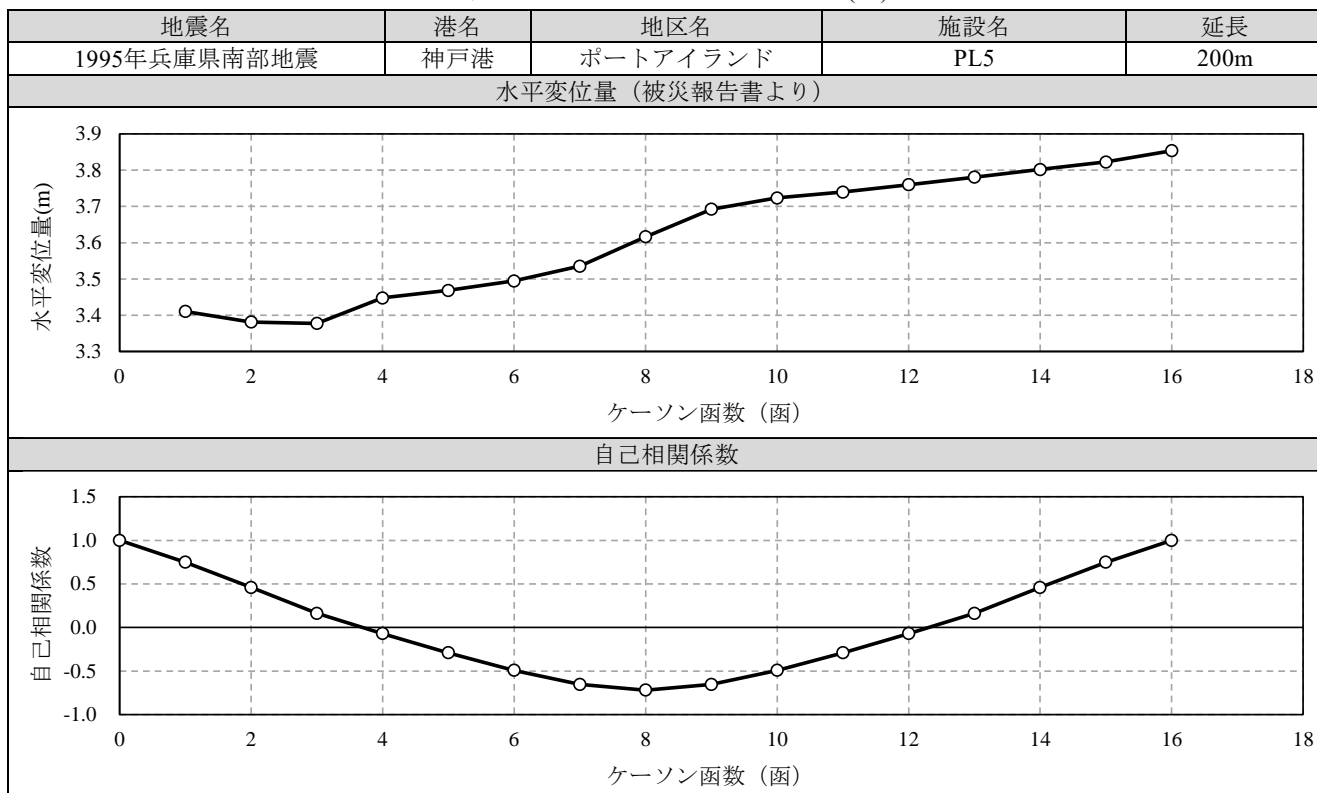
表B-29 神戸港-ポートアイランド(15)



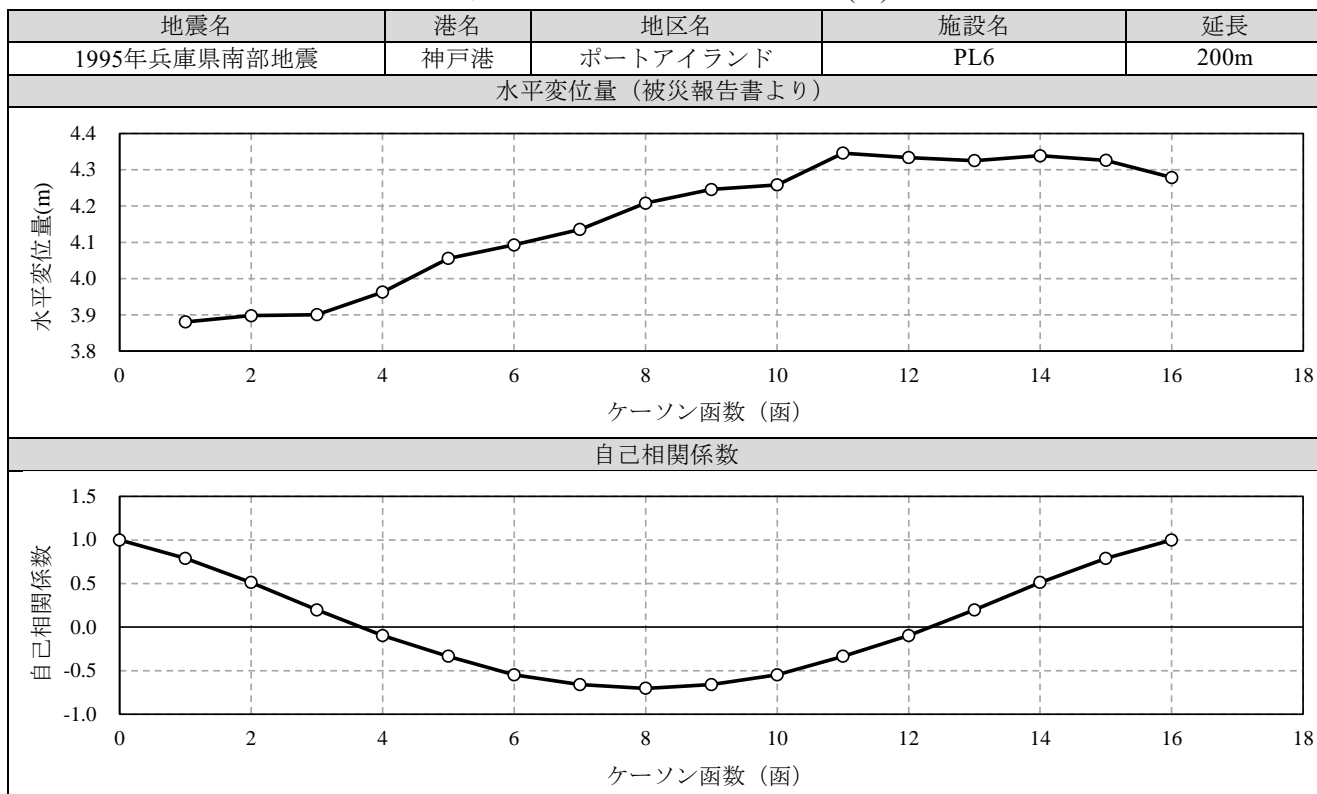
表B-30 神戸港-ポートアイランド(16)



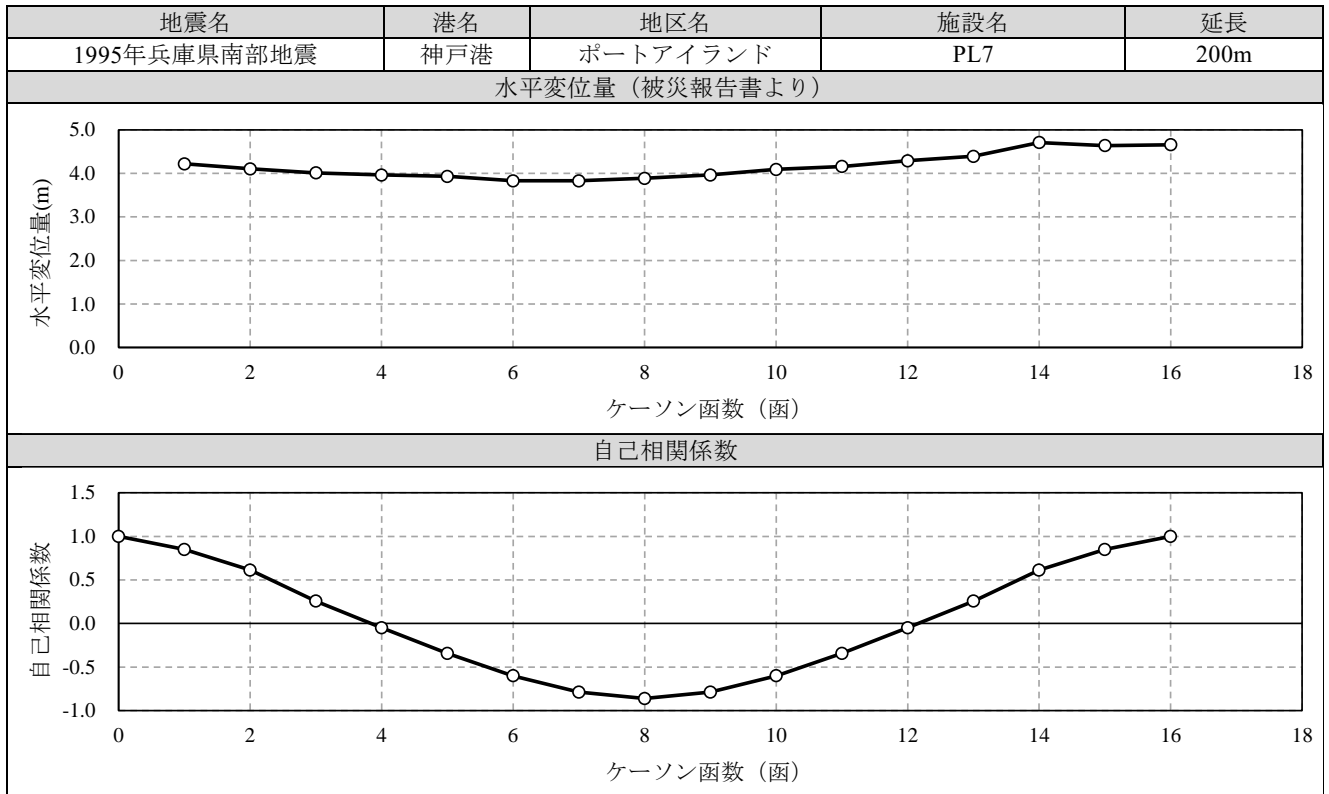
表B-31 神戸港-ポートアイランド(17)



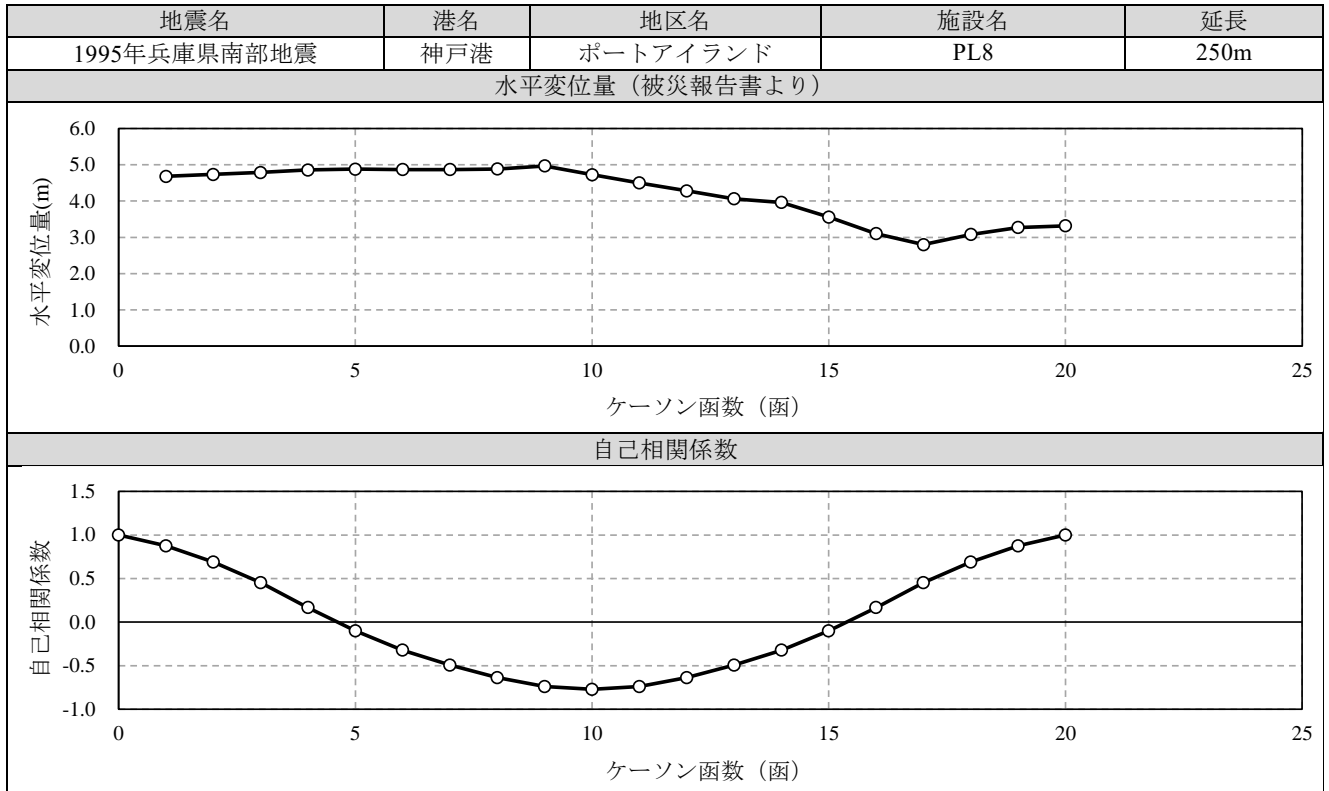
表B-32 神戸港-ポートアイランド(18)



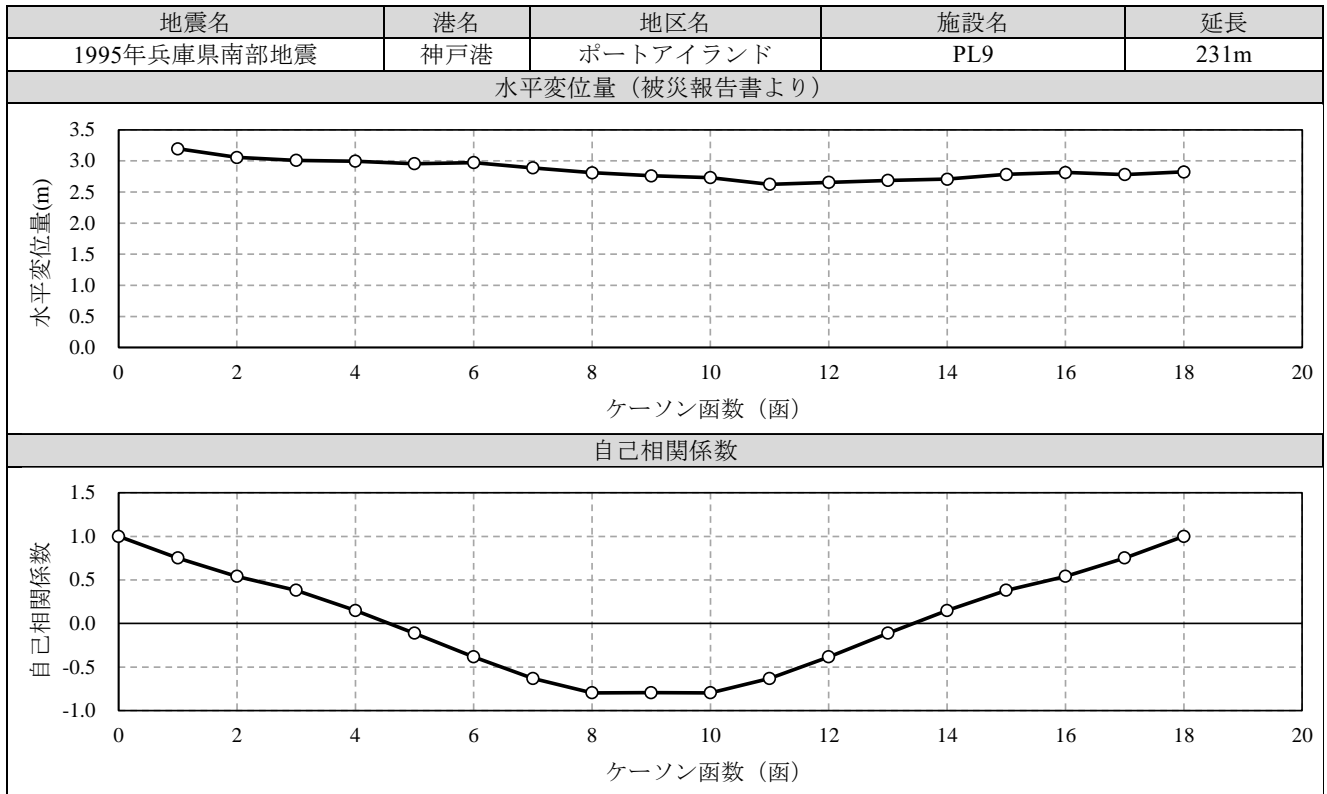
表B-33 神戸港-ポートアイランド(19)



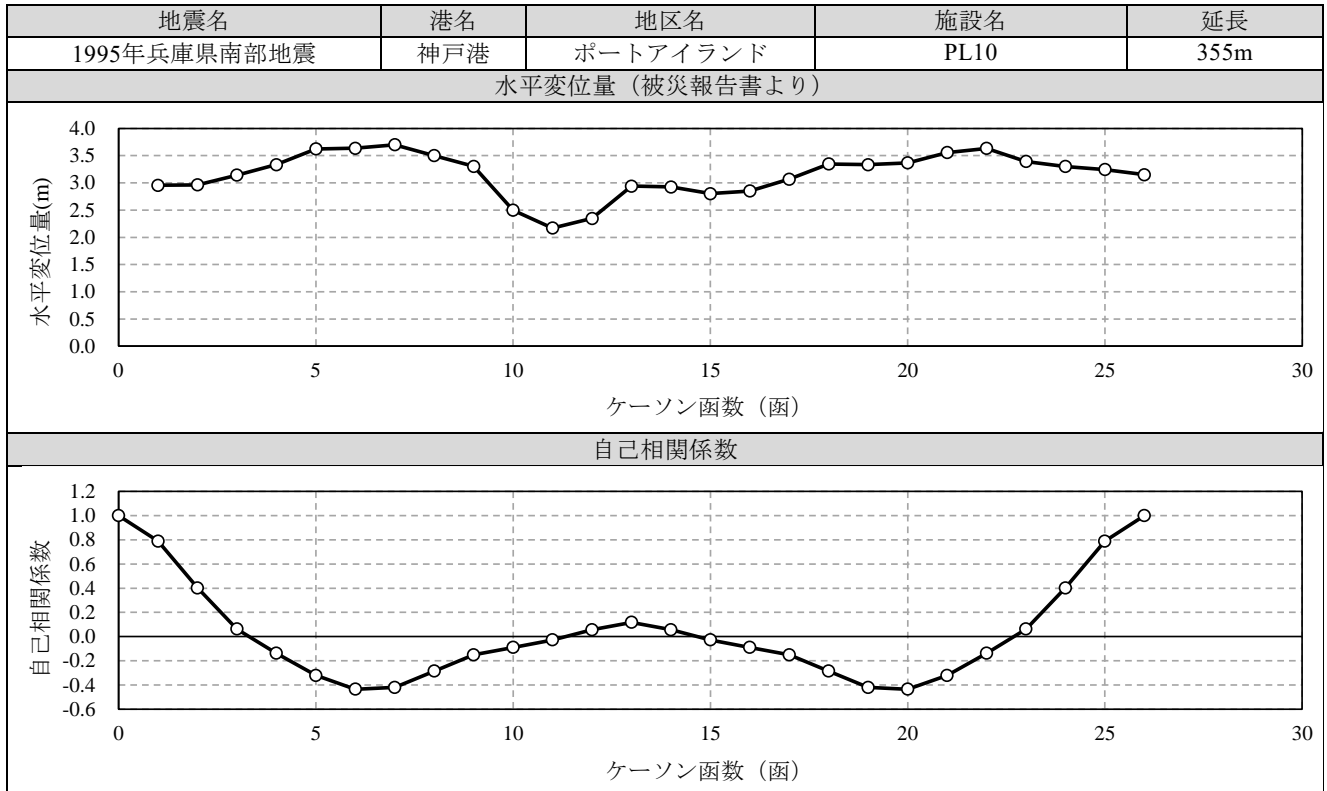
表B-34 神戸港-ポートアイランド(20)



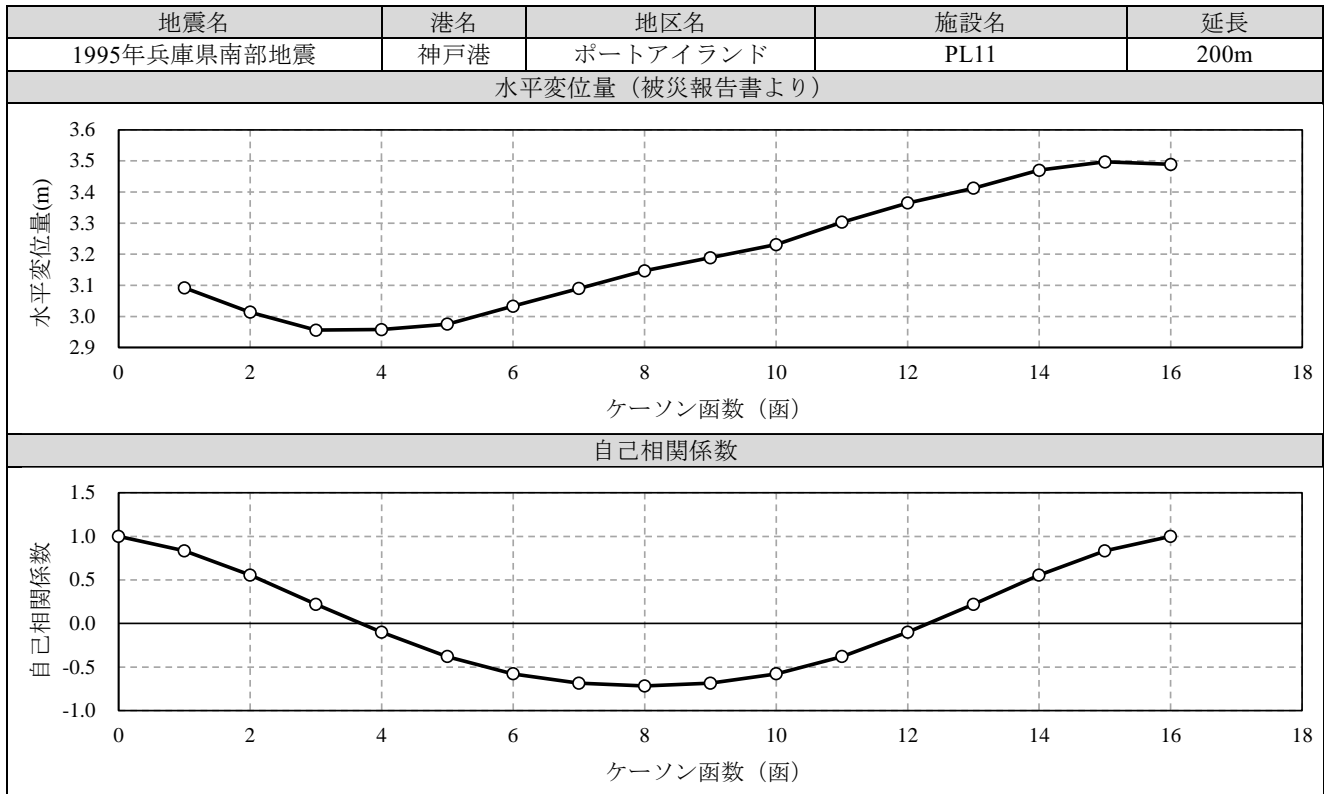
表B-35 神戸港-ポートアイランド(21)



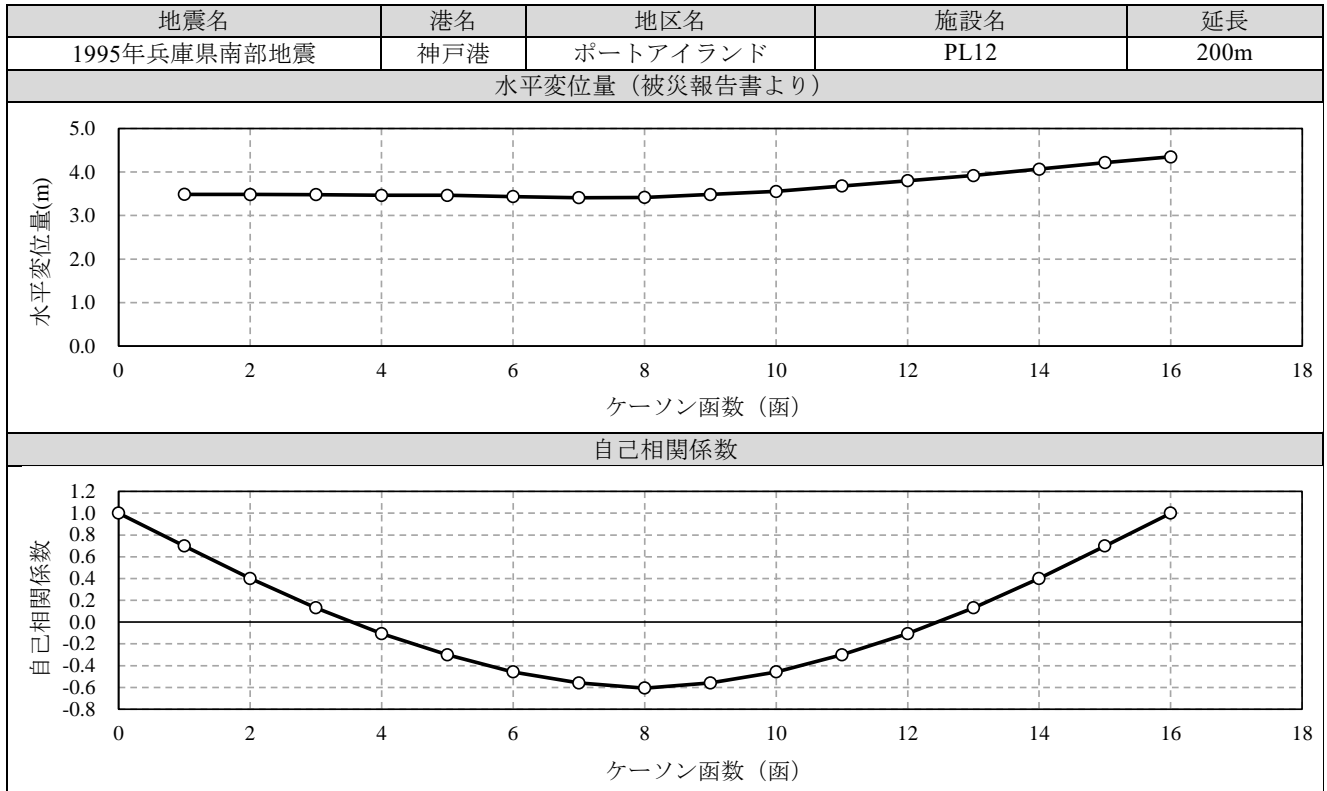
表B-36 神戸港-ポートアイランド(22)



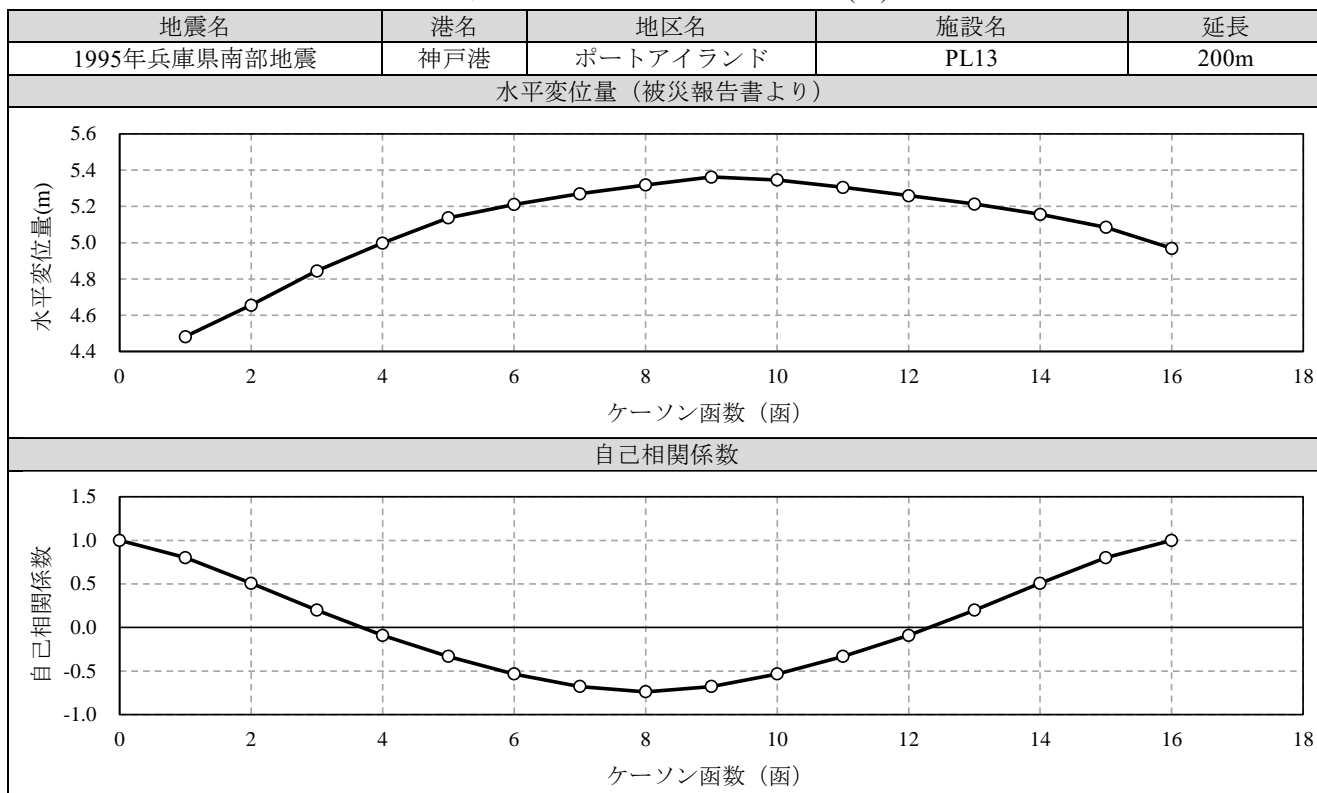
表B-37 神戸港-ポートアイランド(23)



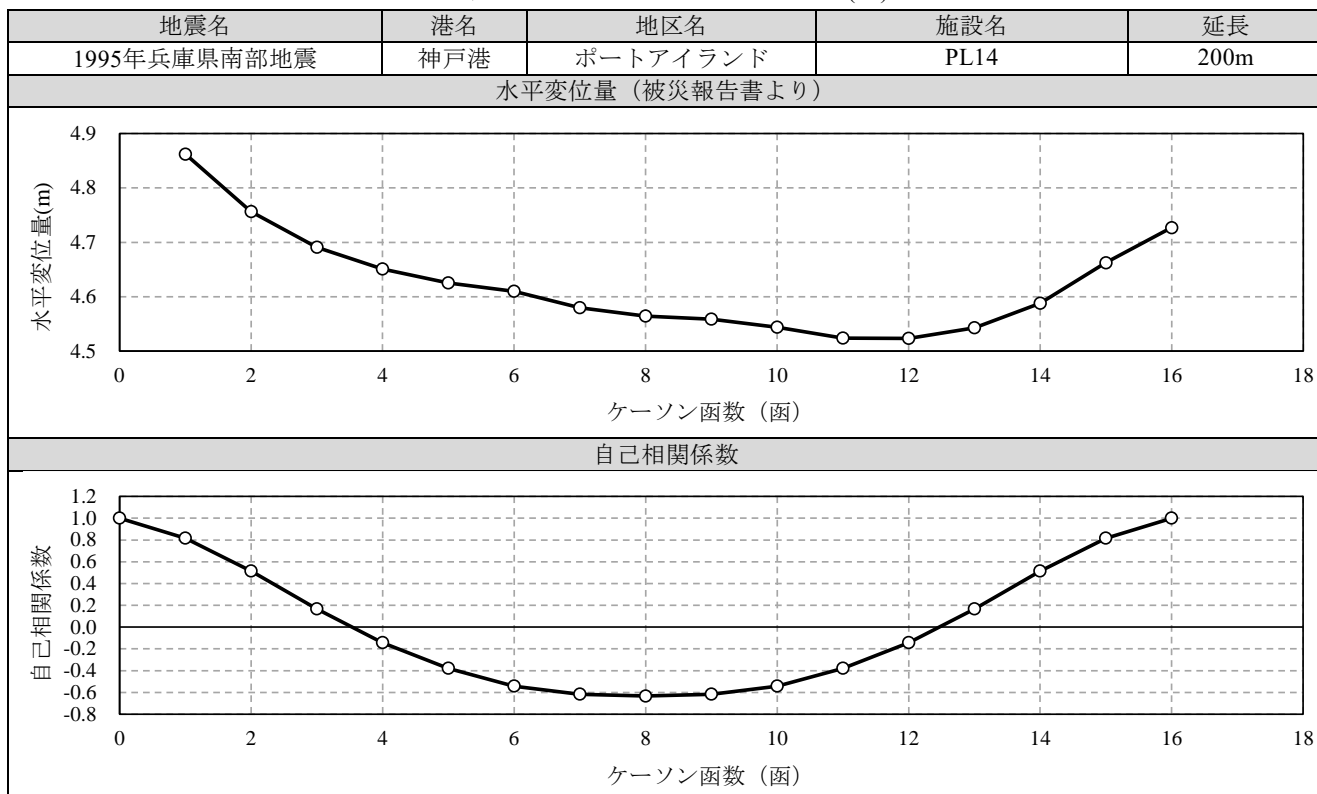
表B-38 神戸港-ポートアイランド(24)



表B-39 神戸港-ポートアイランド(25)

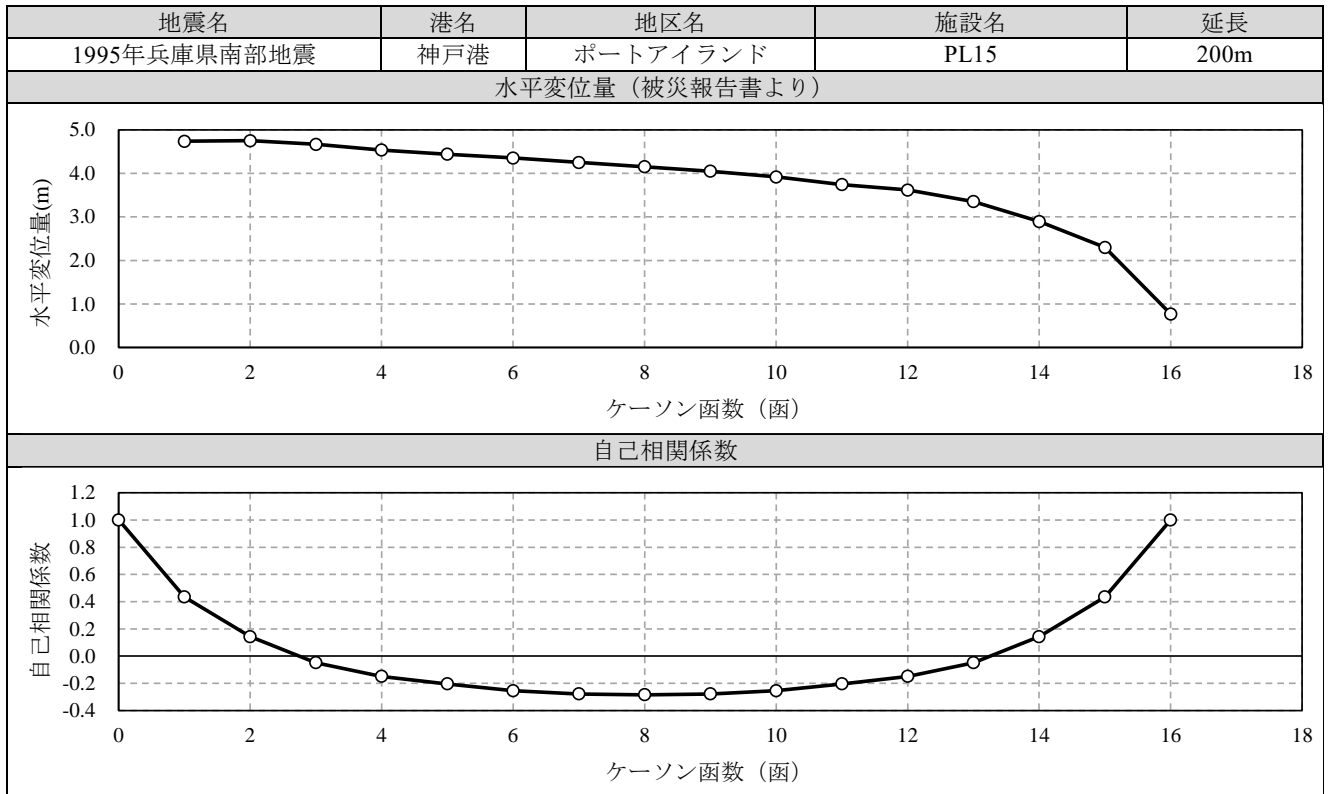


表B-40 神戸港-ポートアイランド(26)

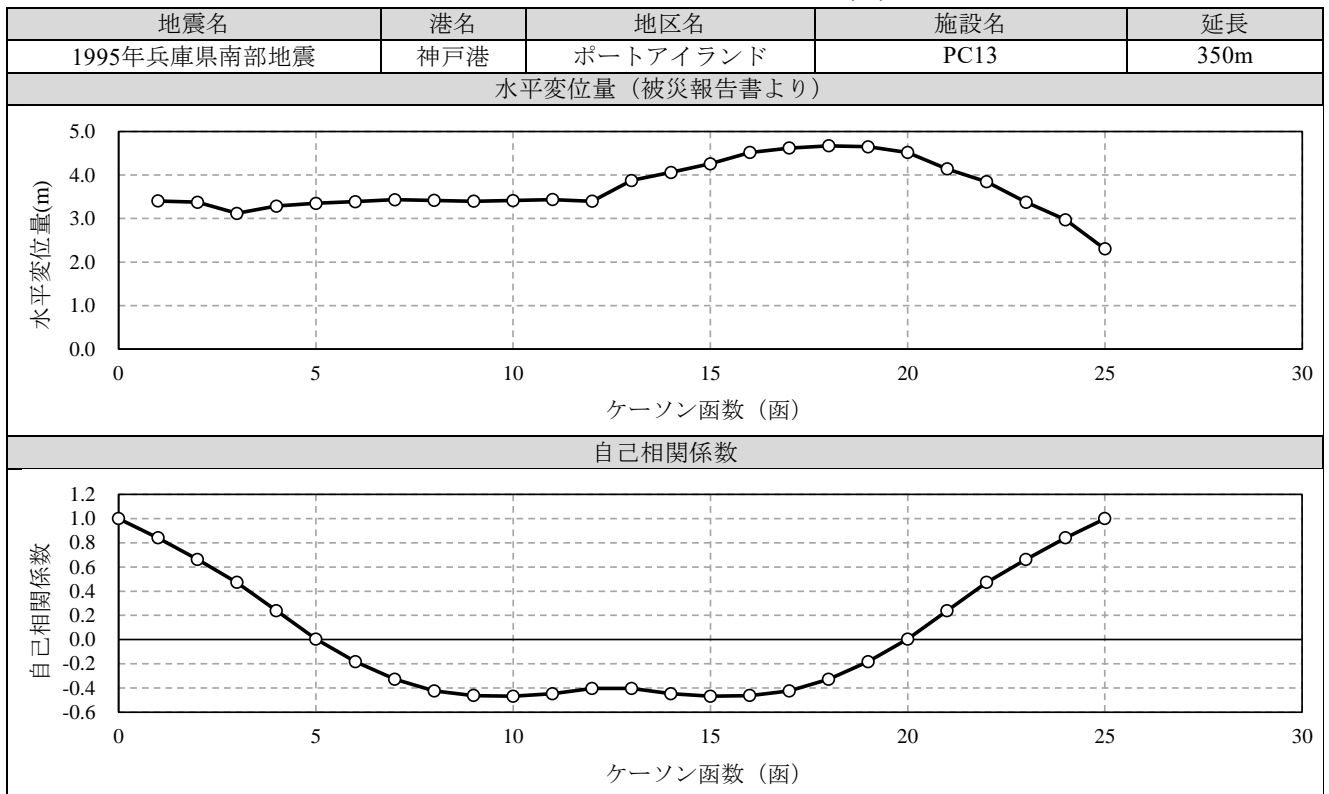




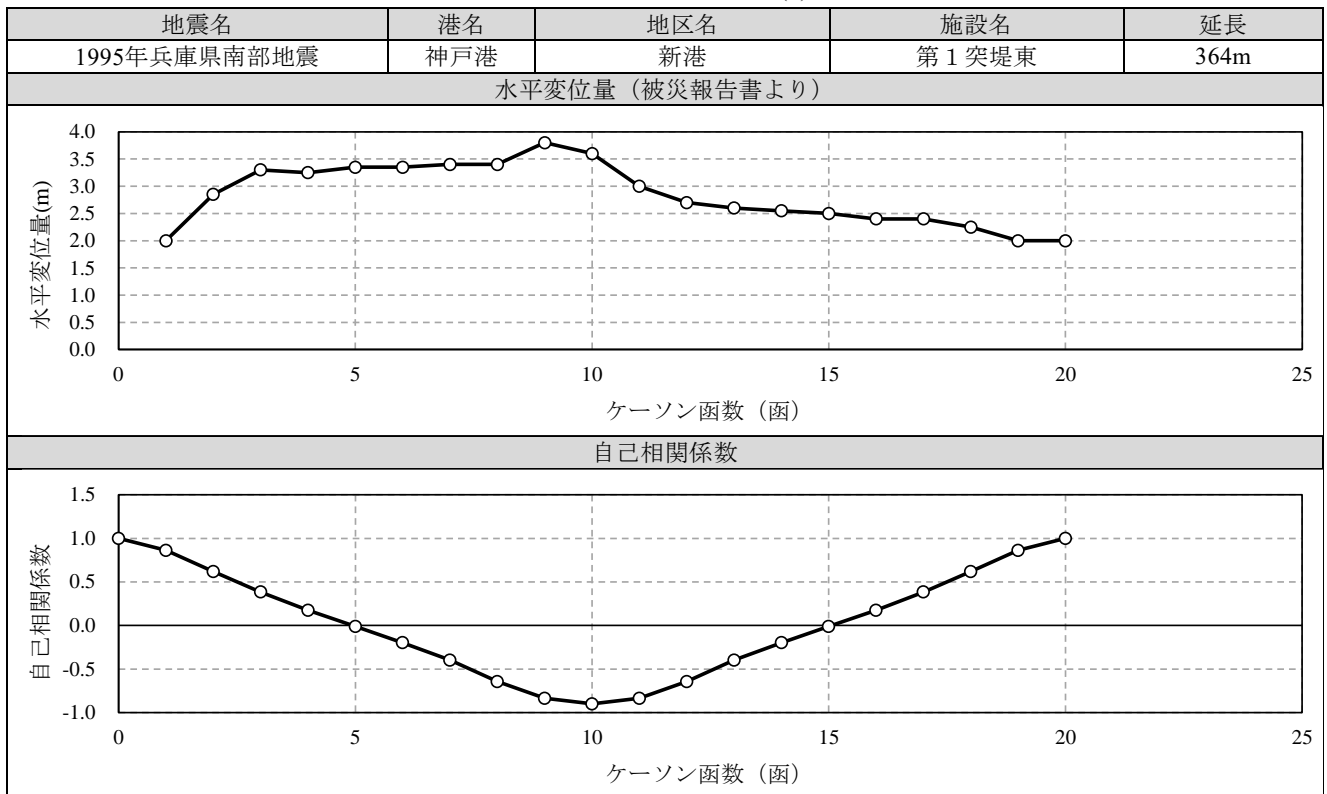
表B-41 神戸港-ポートアイランド(27)



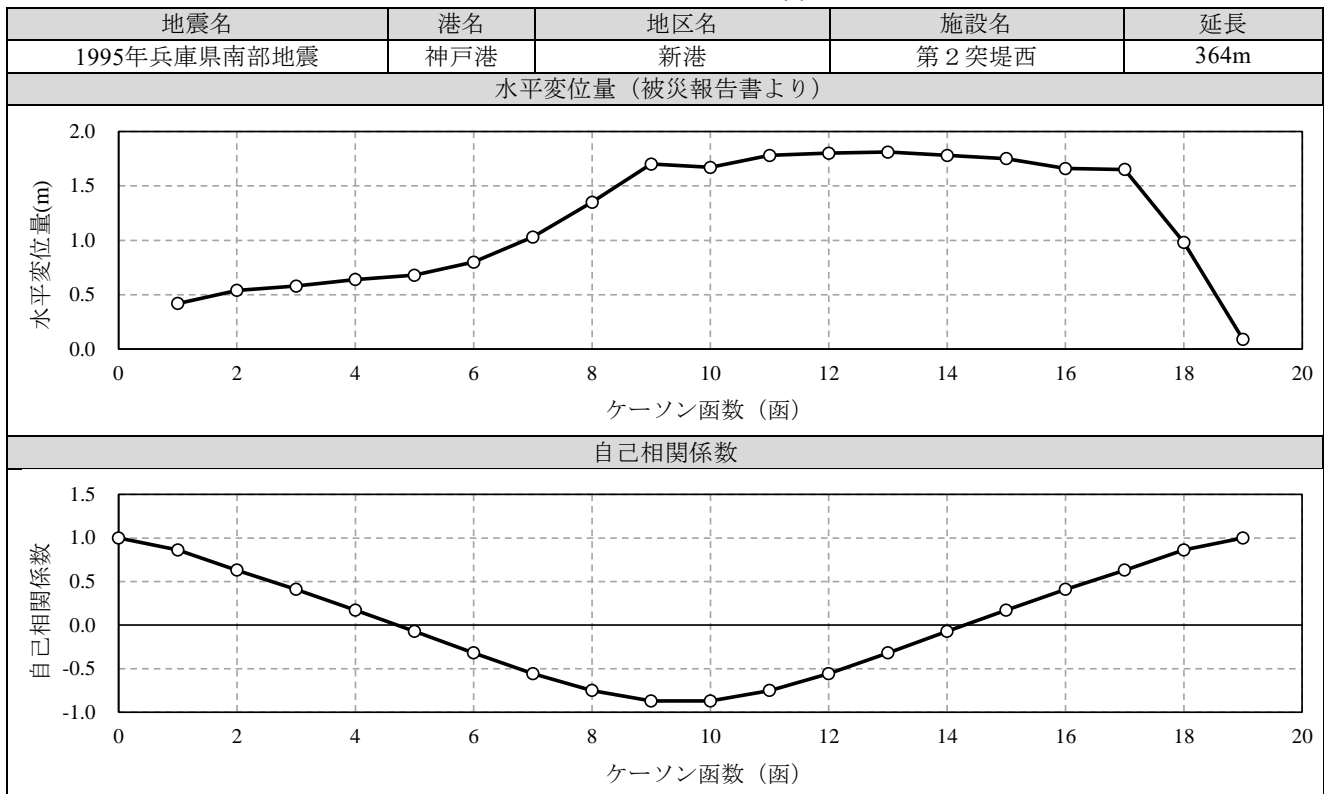
表B-42 神戸港-ポートアイランド(28)



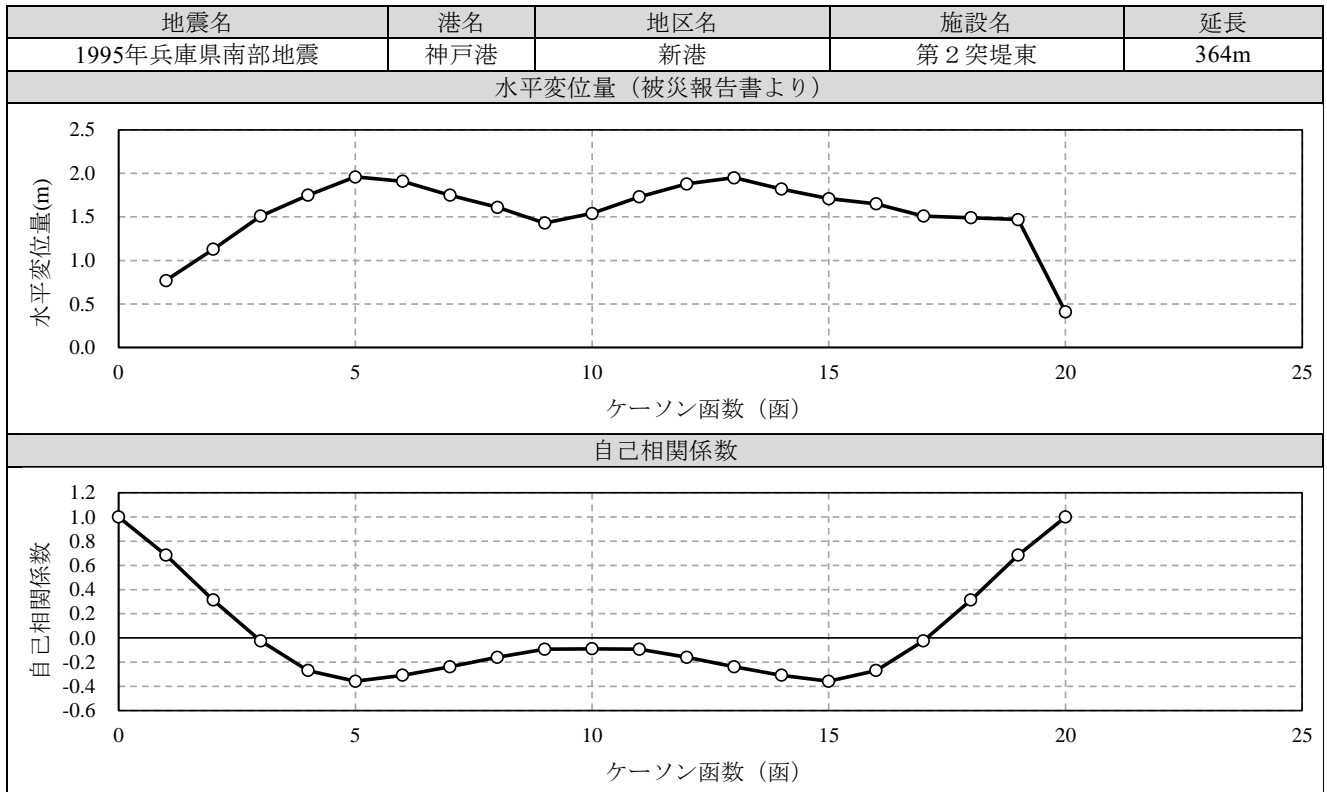
表B-43 神戸港-新港(1)



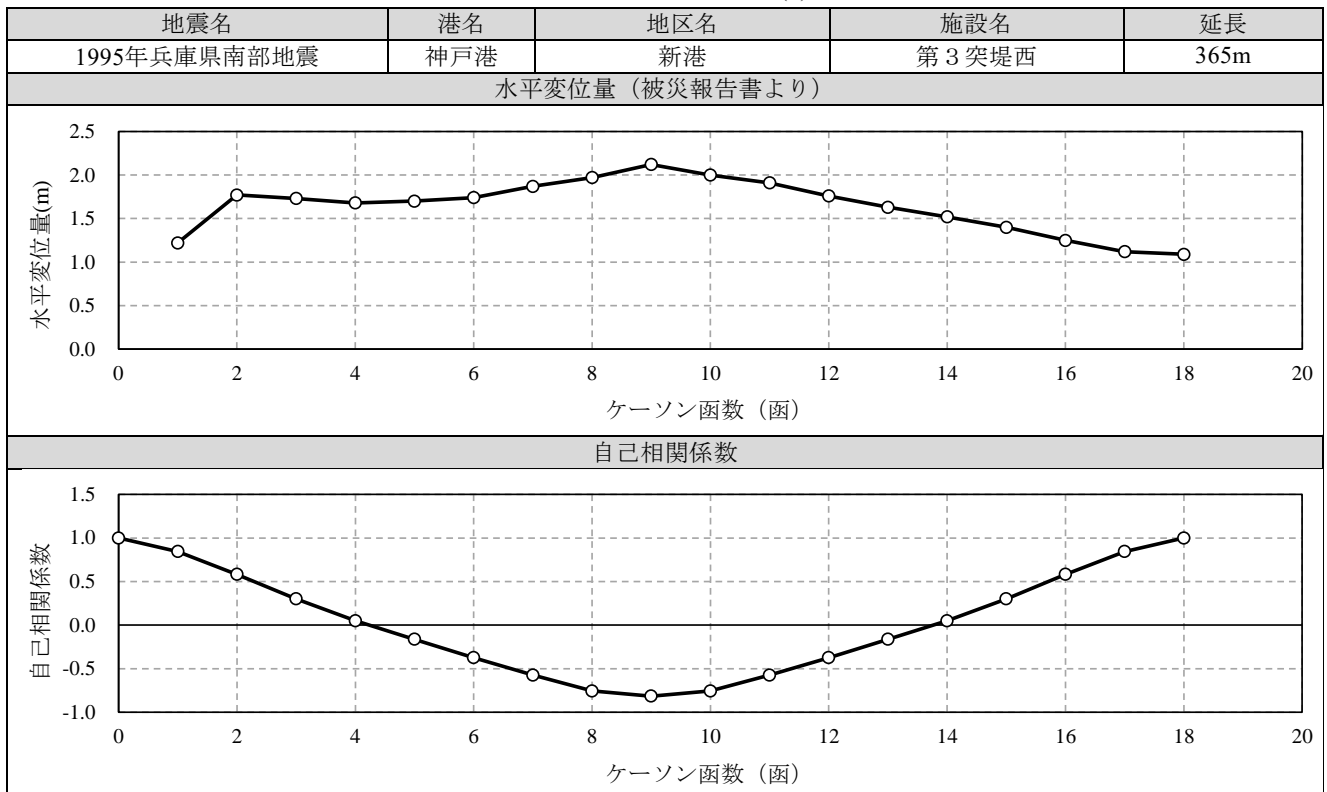
表B-44 神戸港-新港(2)



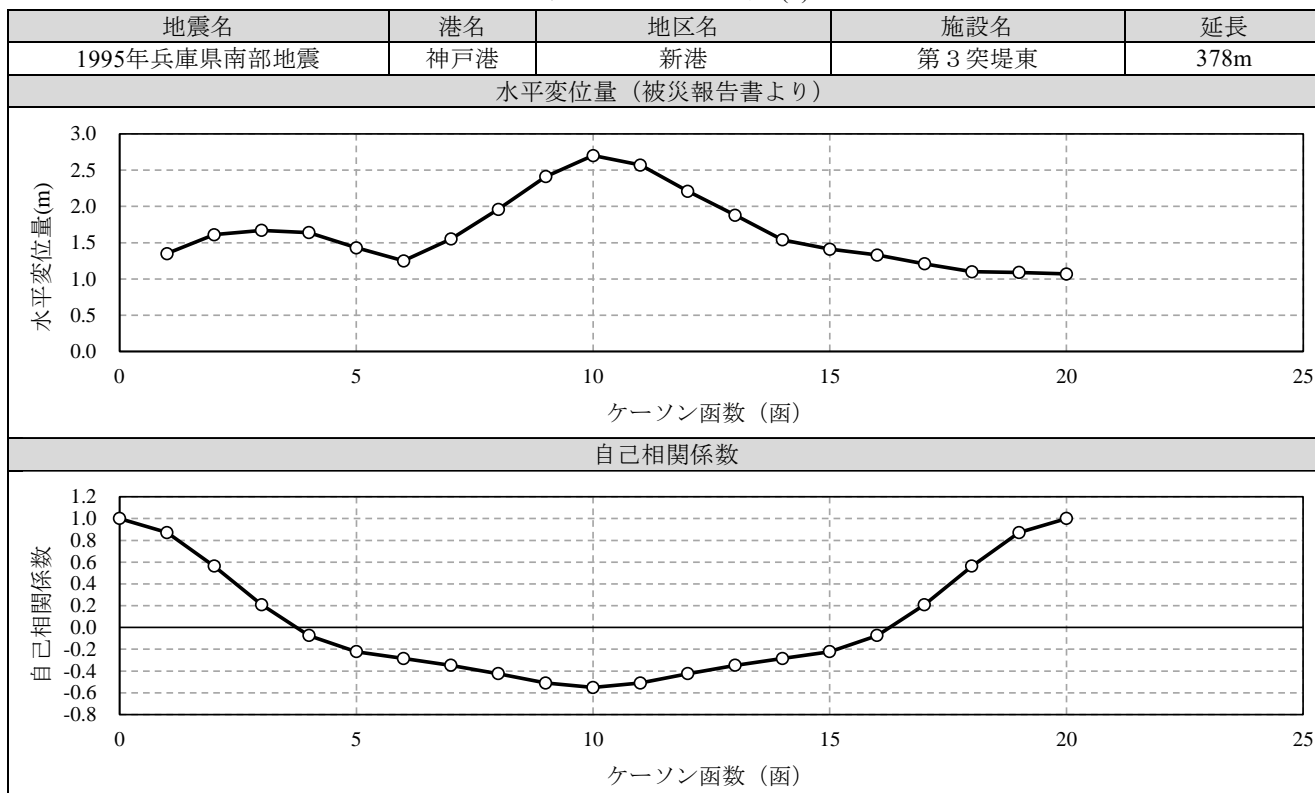
表B-45 神戸港-新港(3)



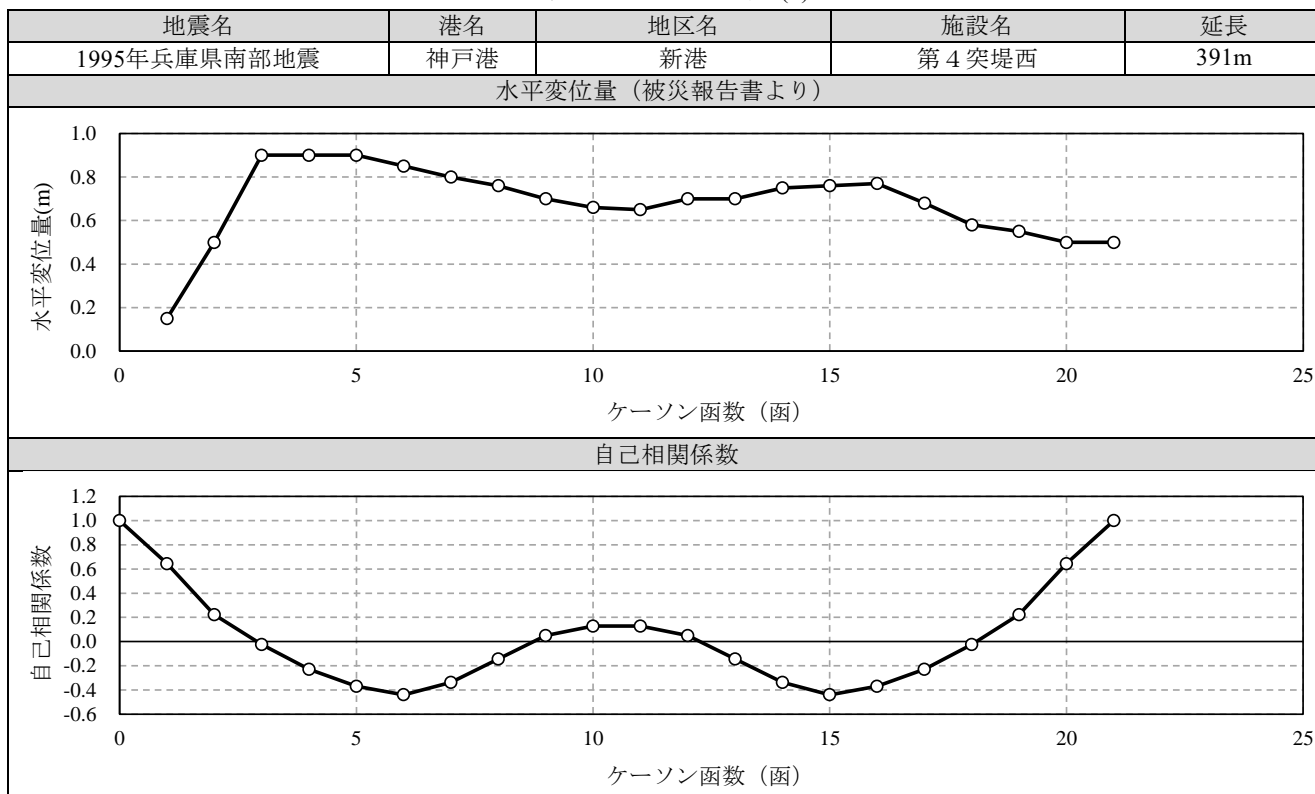
表B-46 神戸港-新港(4)



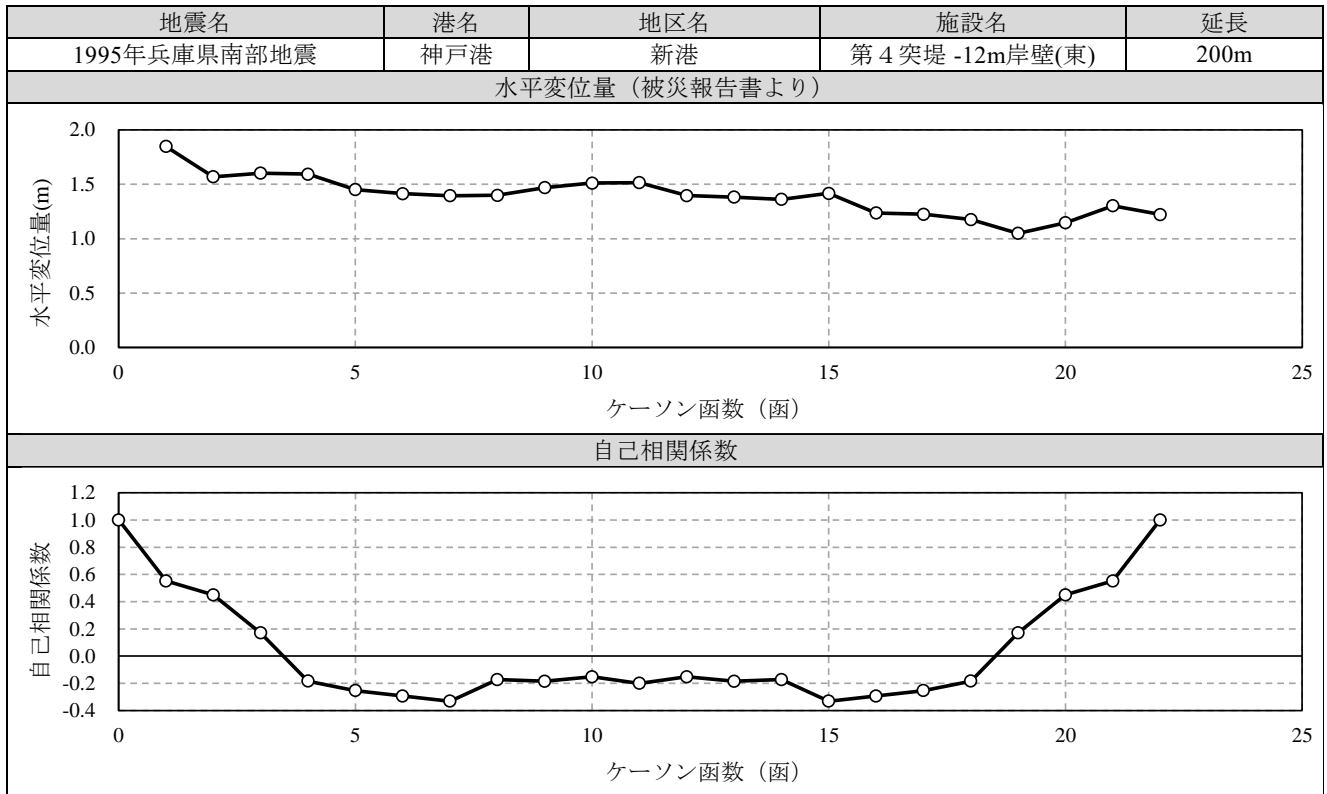
表B-47 神戸港-新港(5)



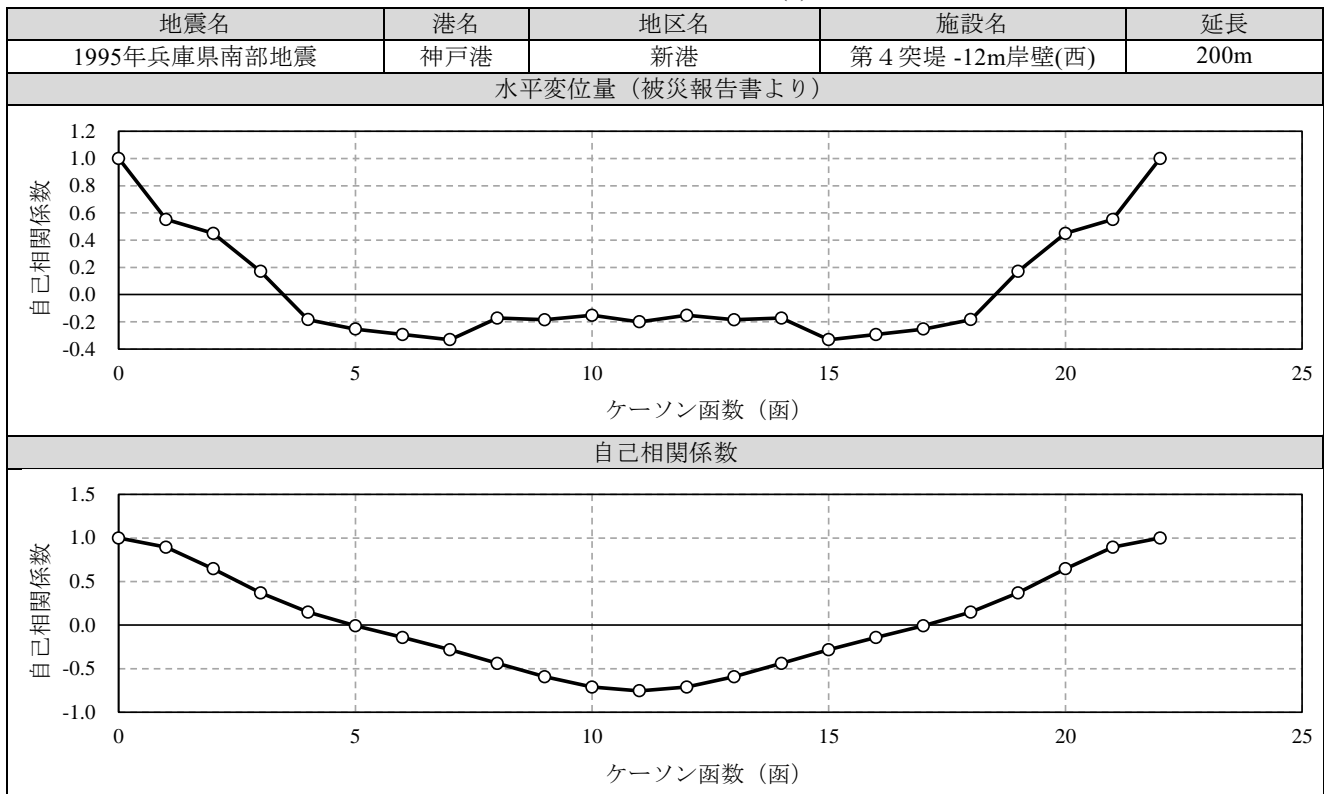
表B-48 神戸港-新港(6)



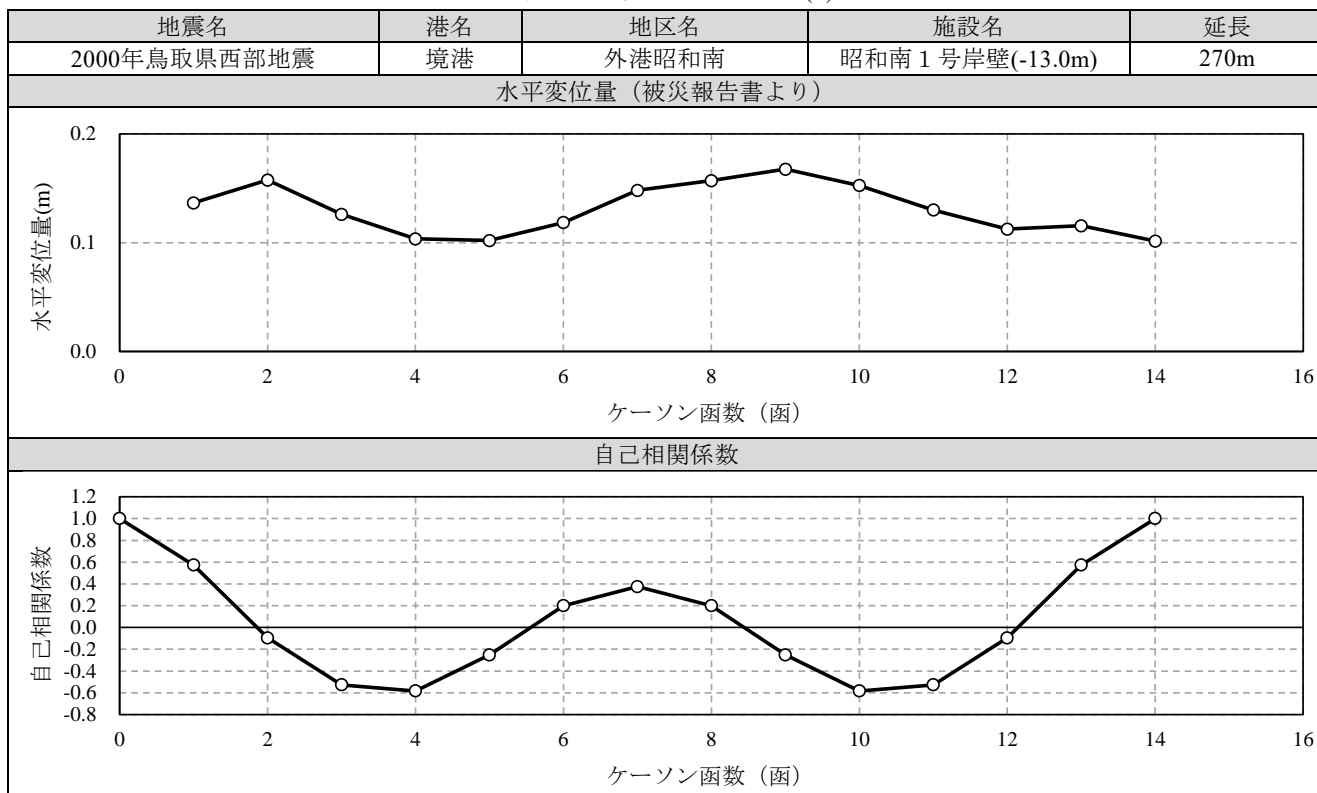
表B-49 神戸港-新港(7)



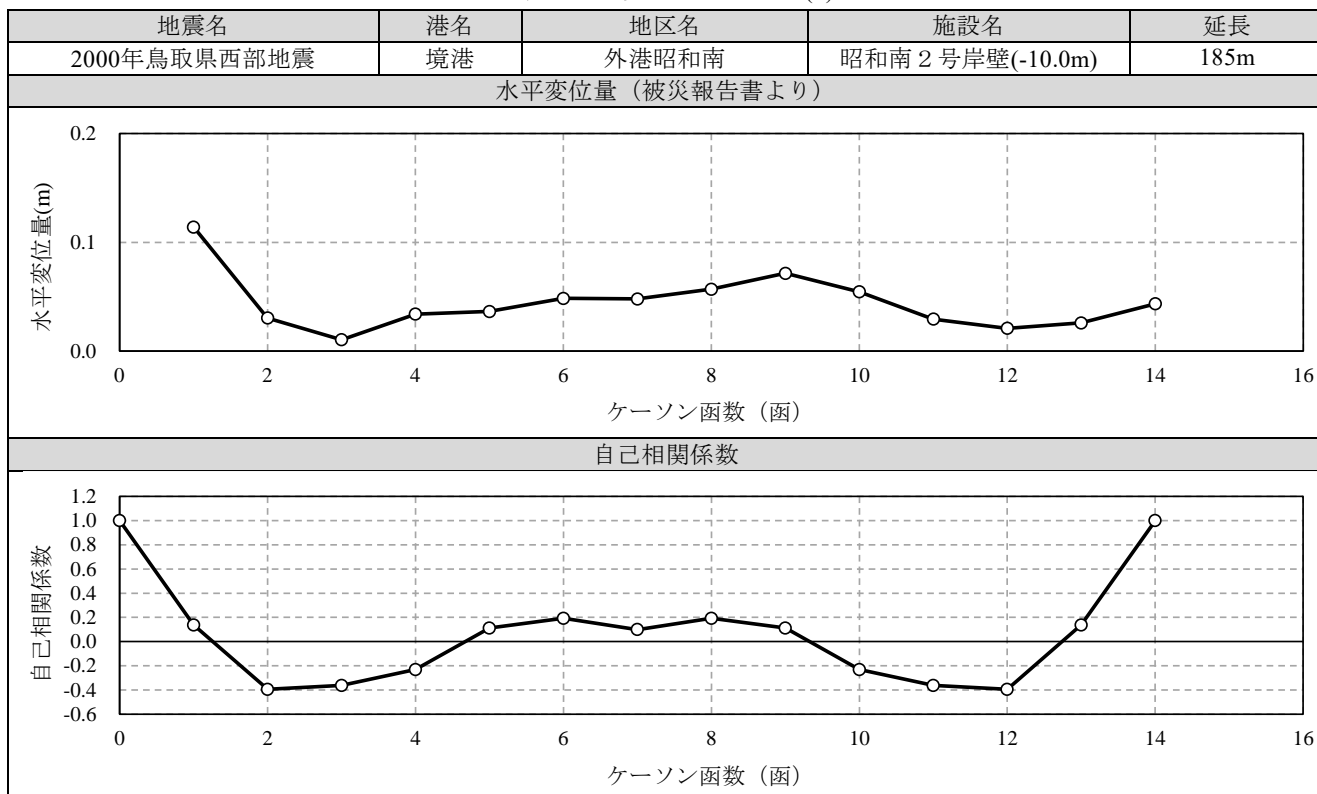
表B-50 神戸港-新港(8)



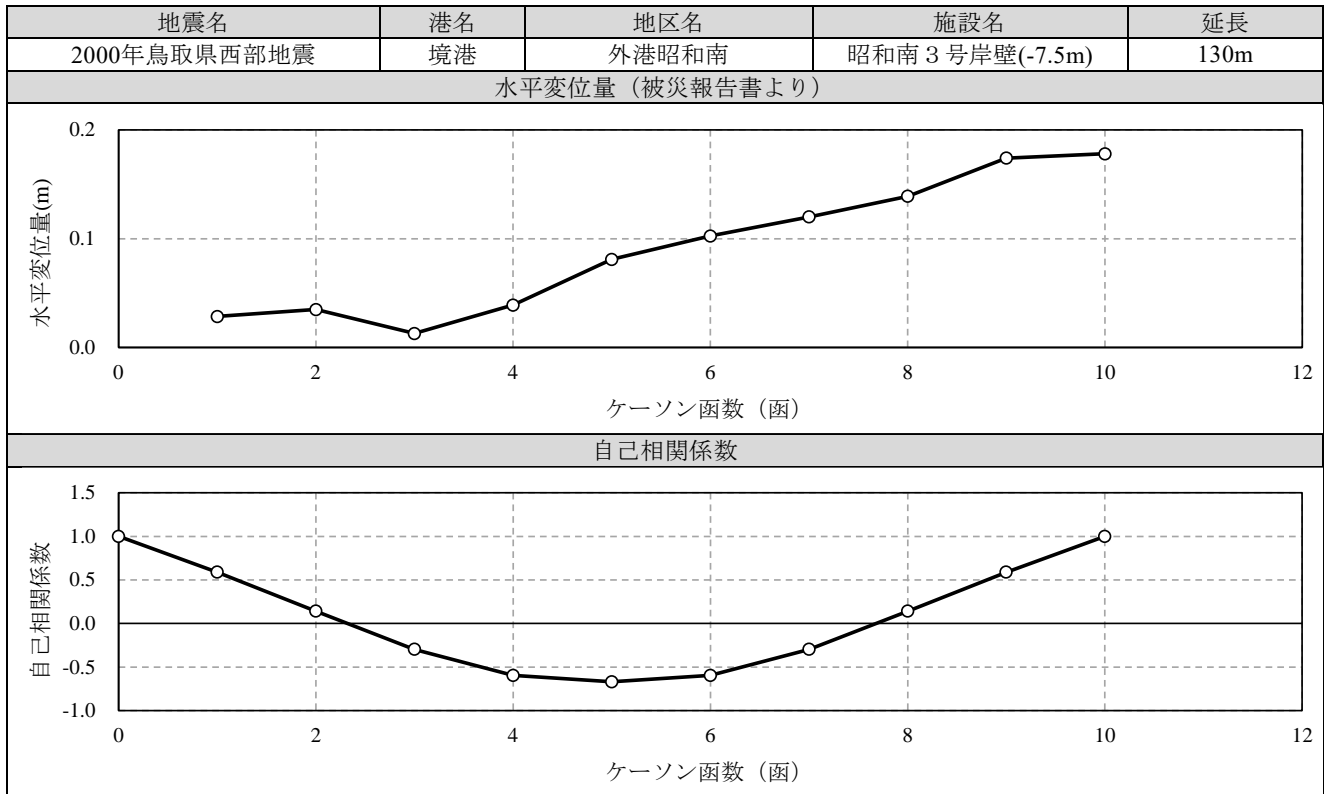
表B-51 境港-外港昭和南(1)



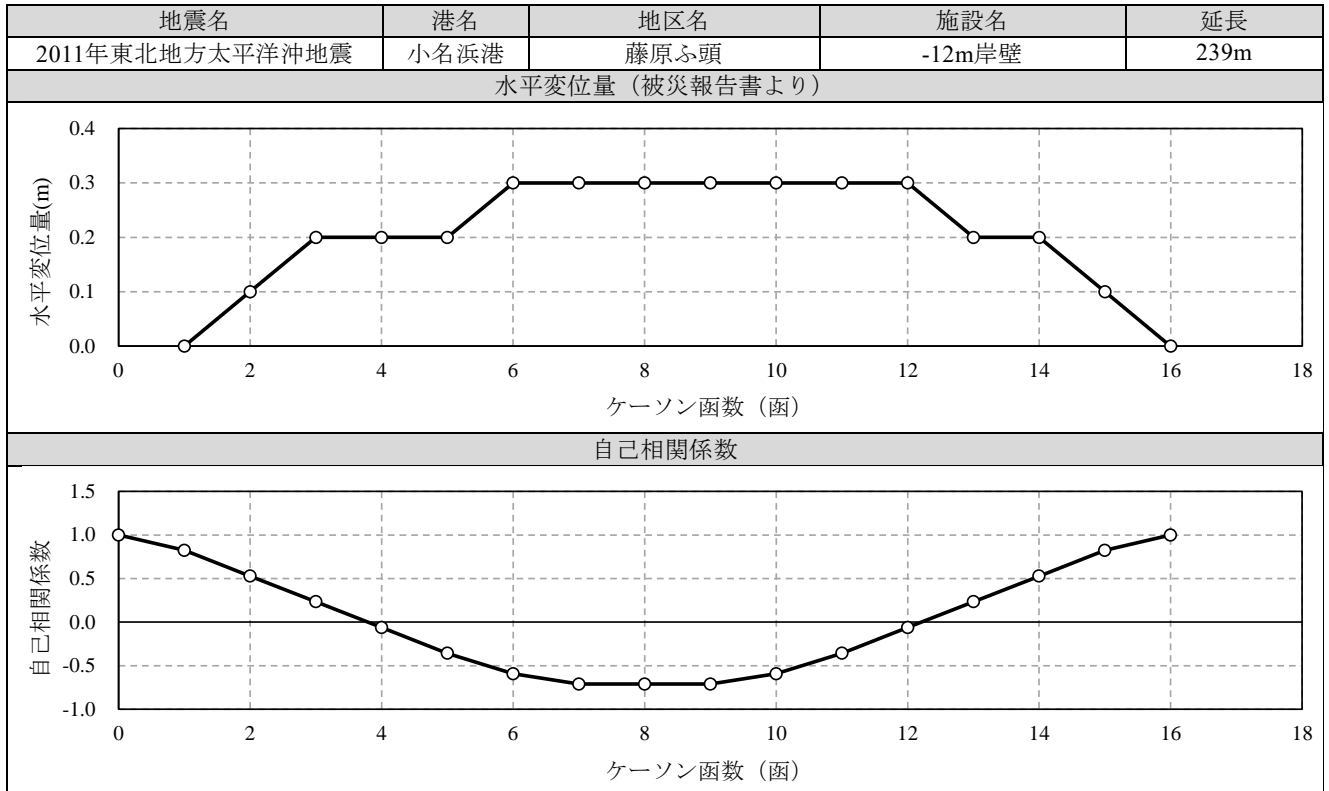
表B-52 境港-外港昭和南(2)



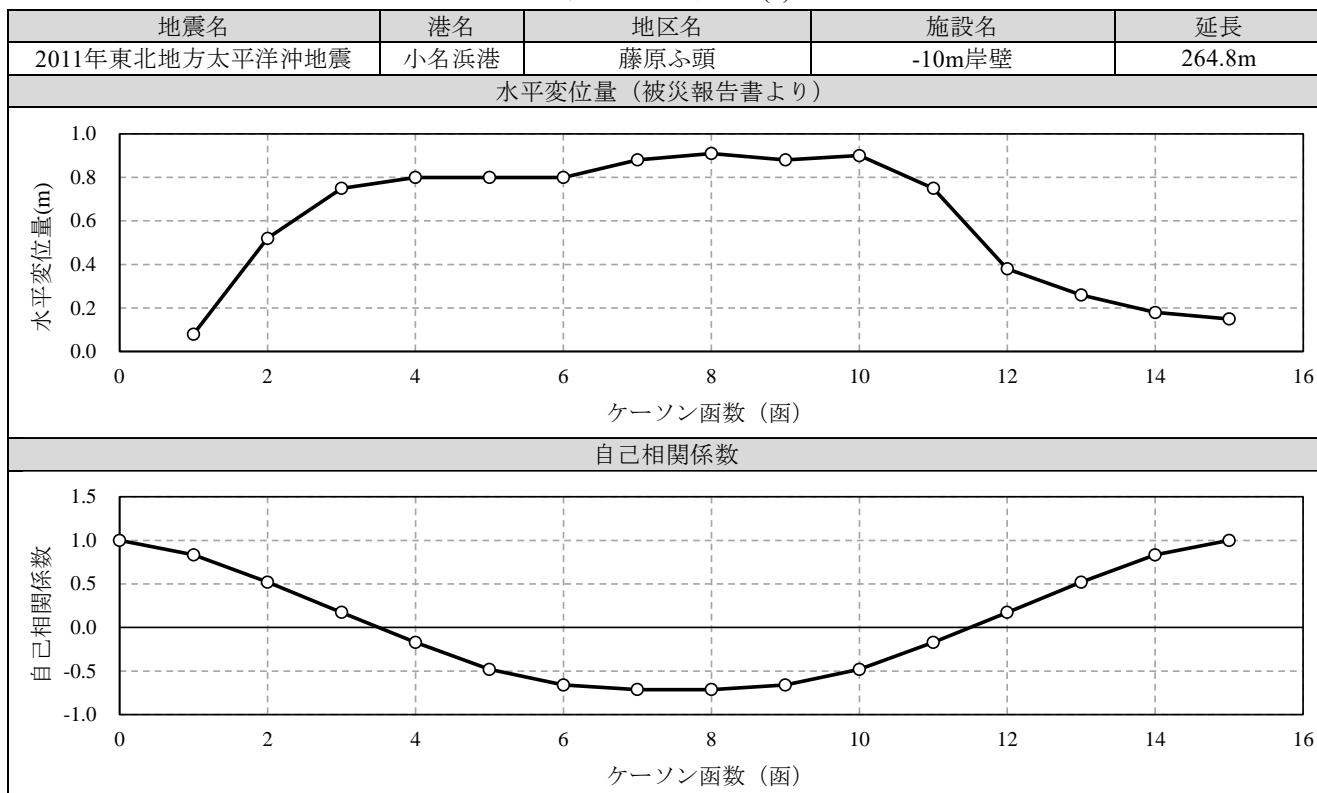
表B-53 境港-外港昭和南(3)



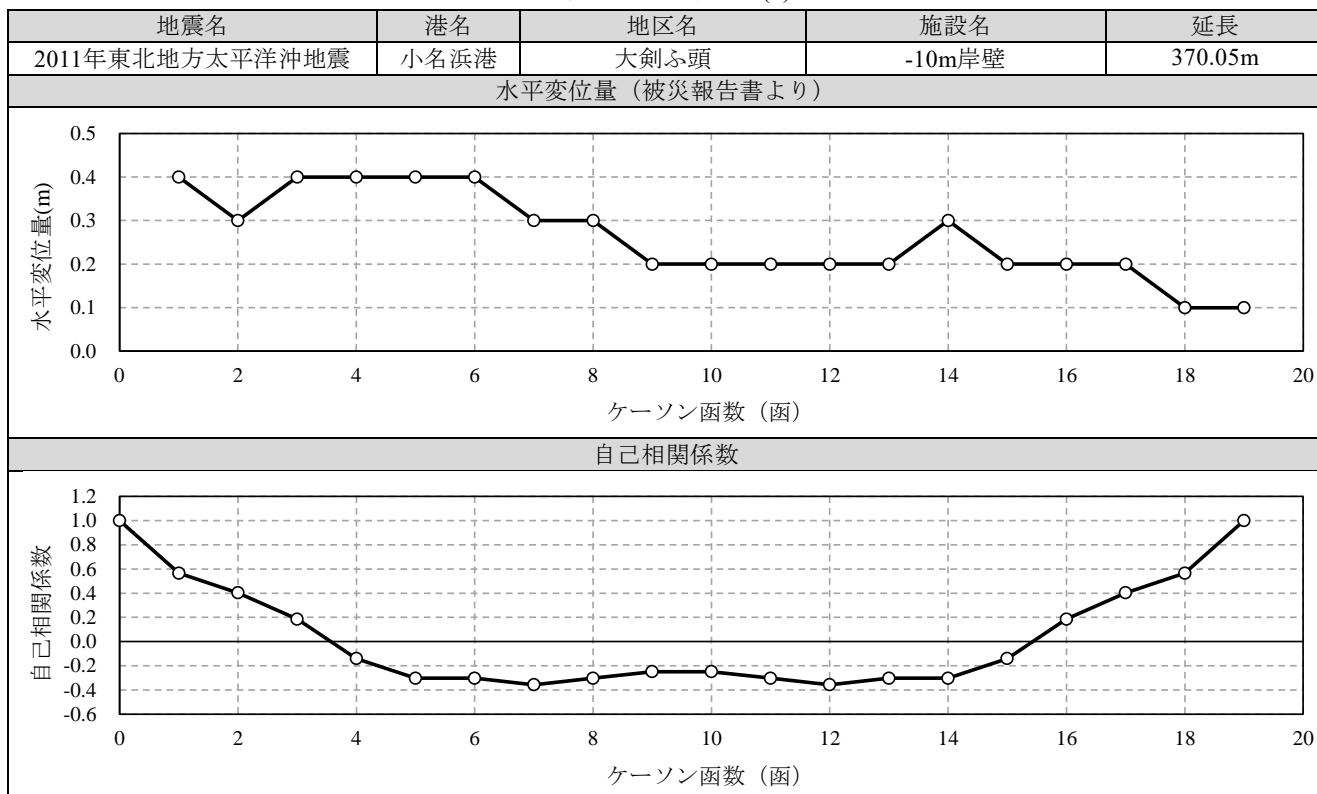
表B-54 小名浜港(1)



表B-55 小名浜港(2)

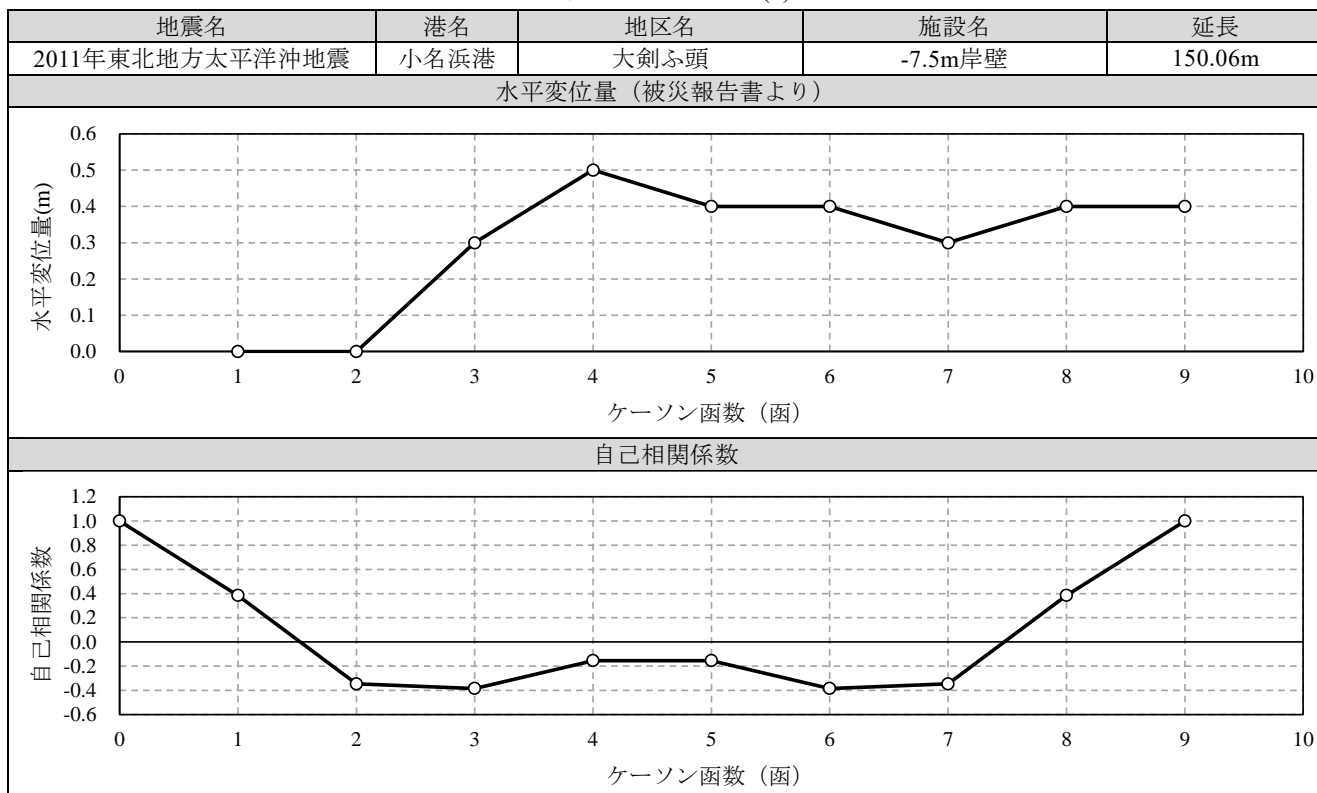


表B-56 小名浜港(3)

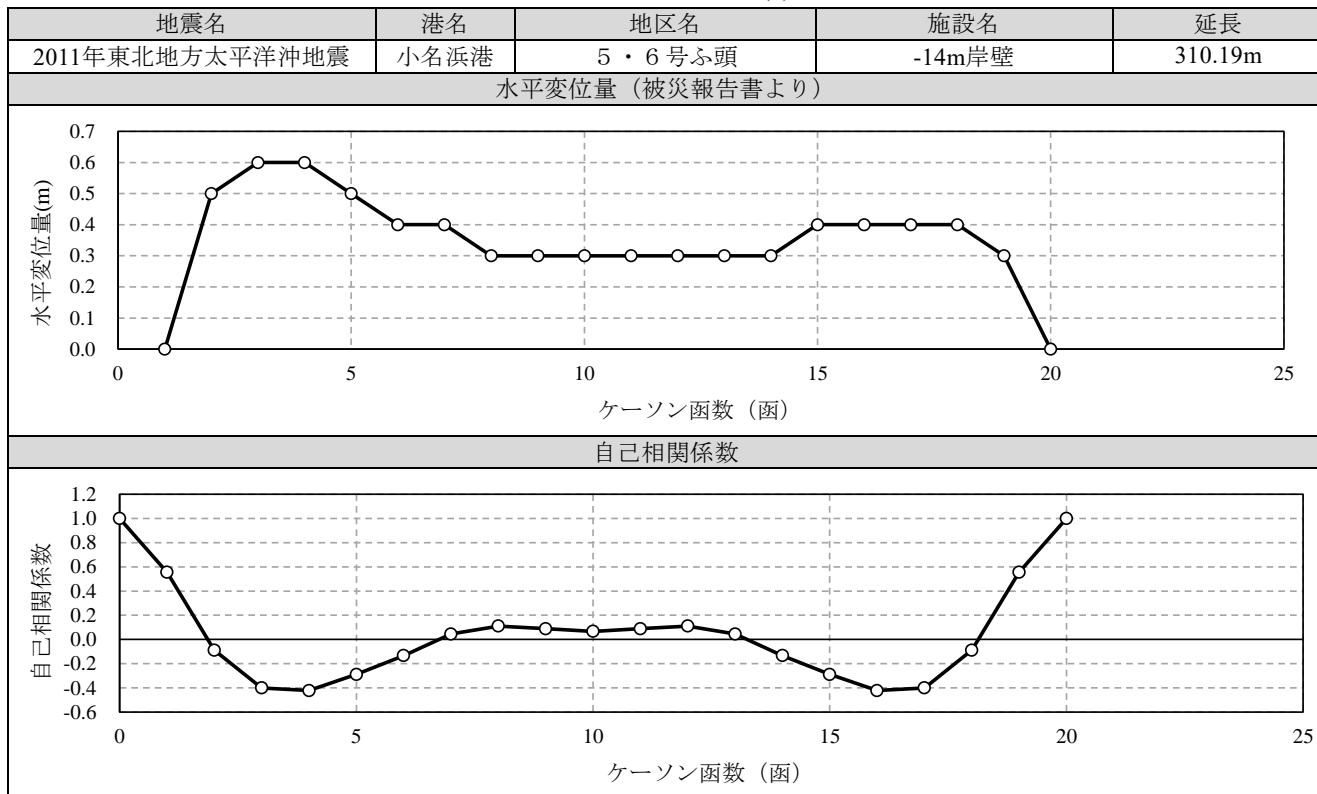




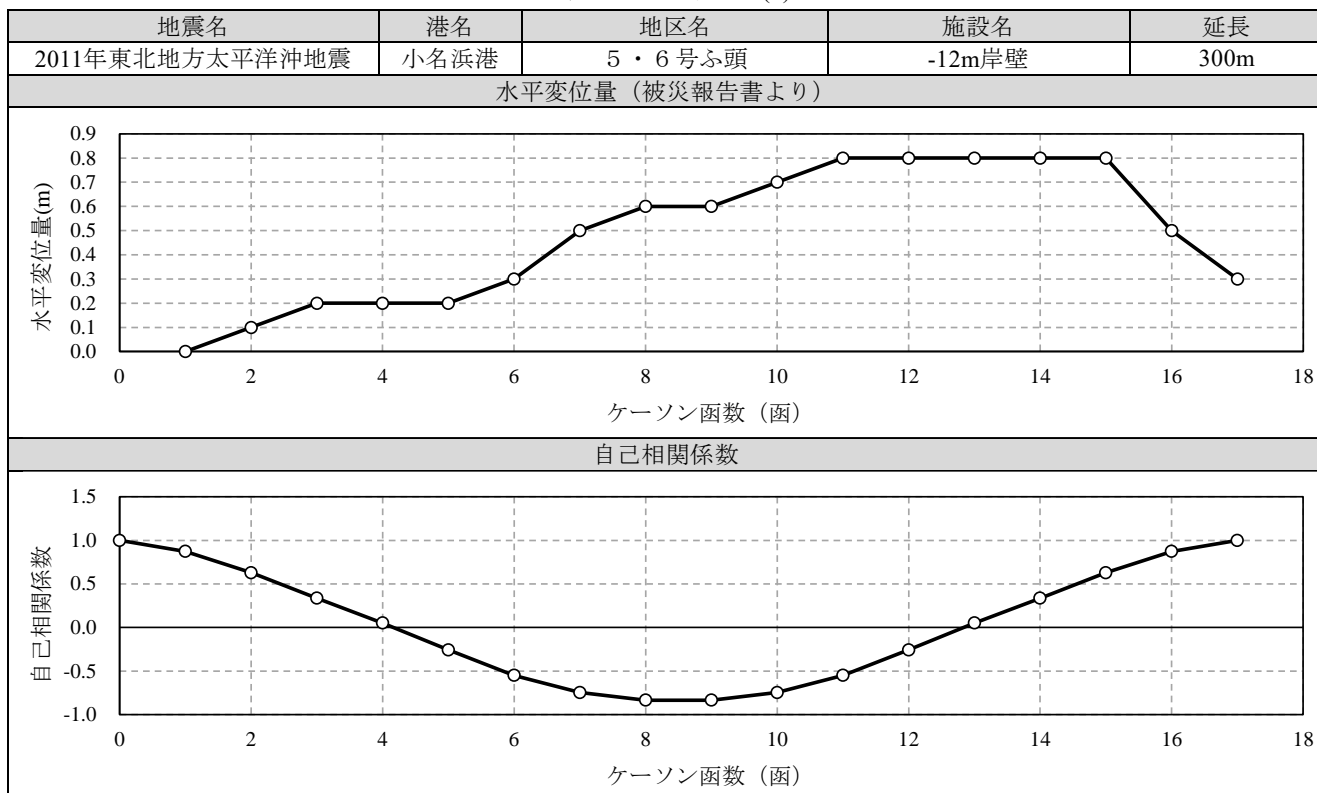
表B-57 小名浜港(4)



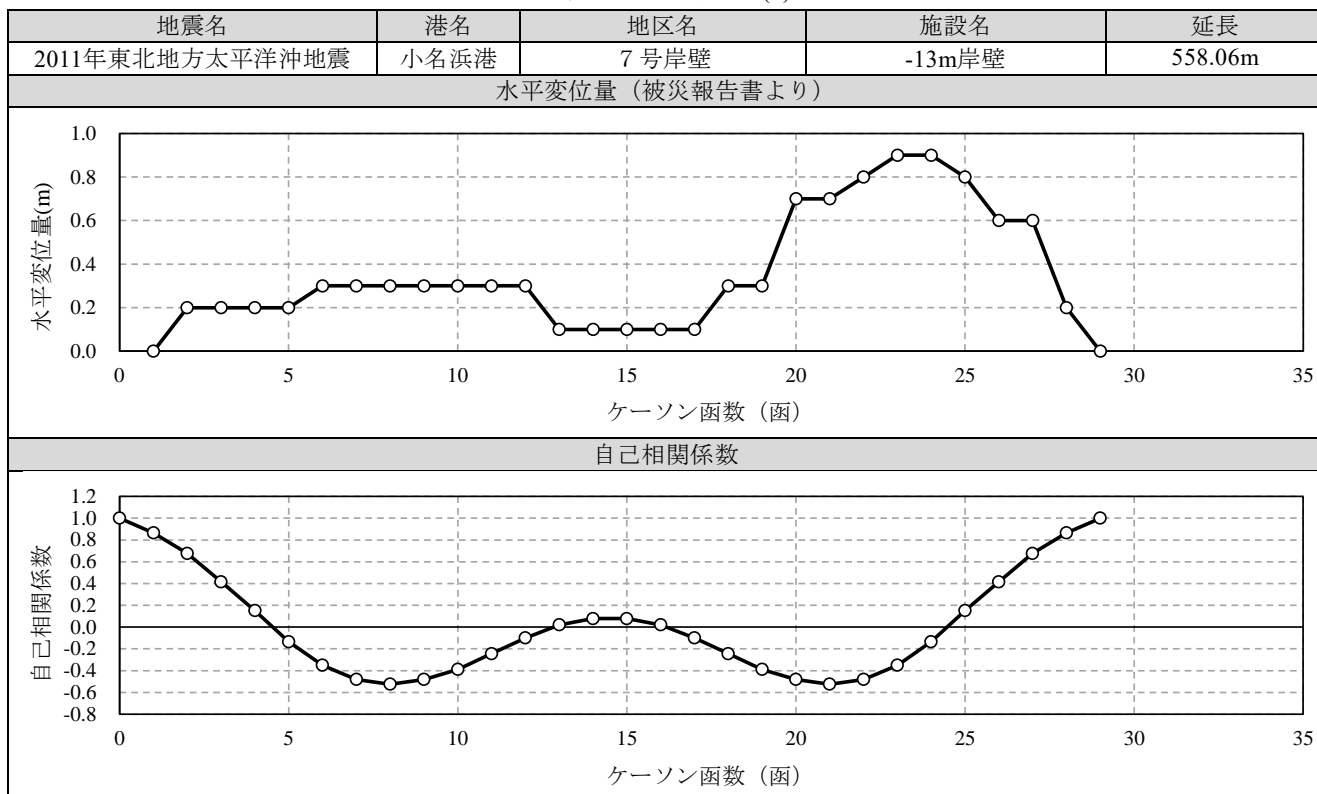
表B-58 小名浜港(5)



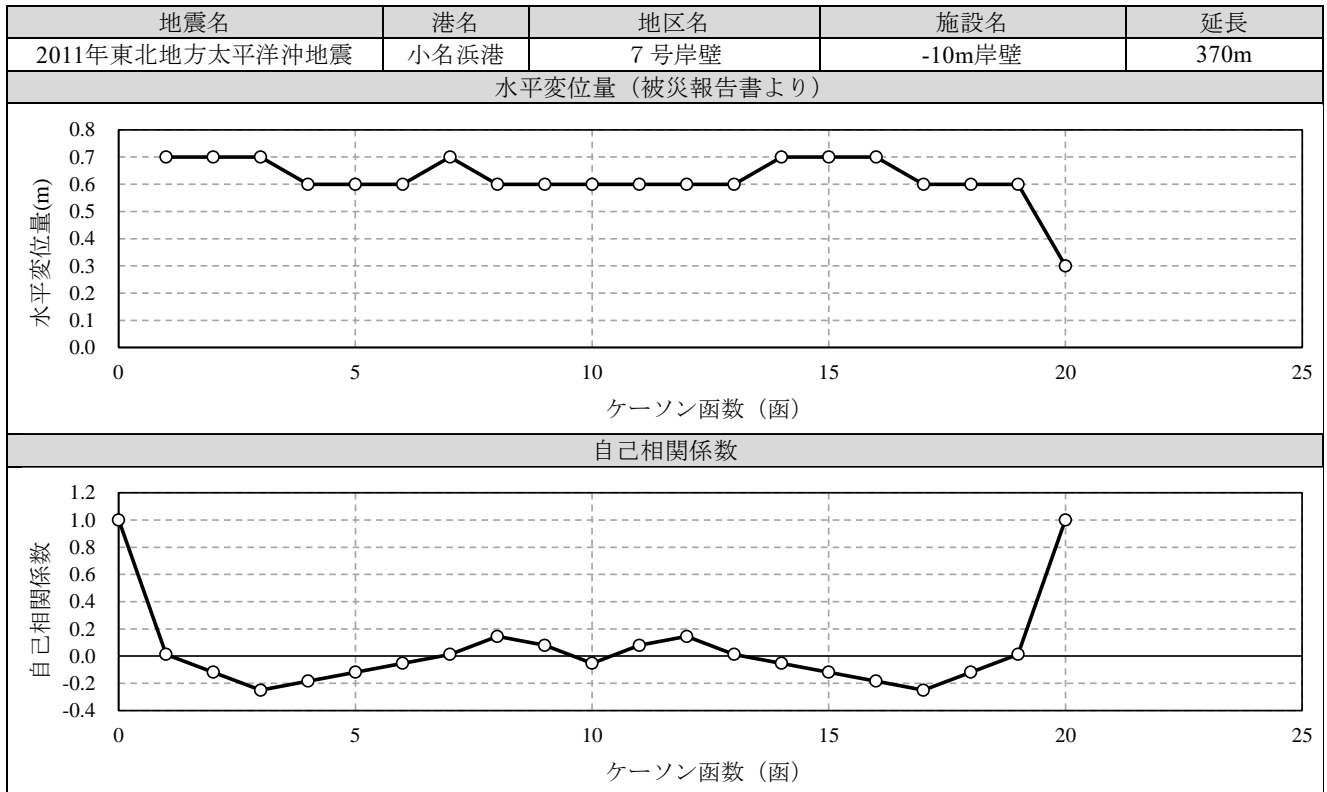
表B-59 小名浜港(6)



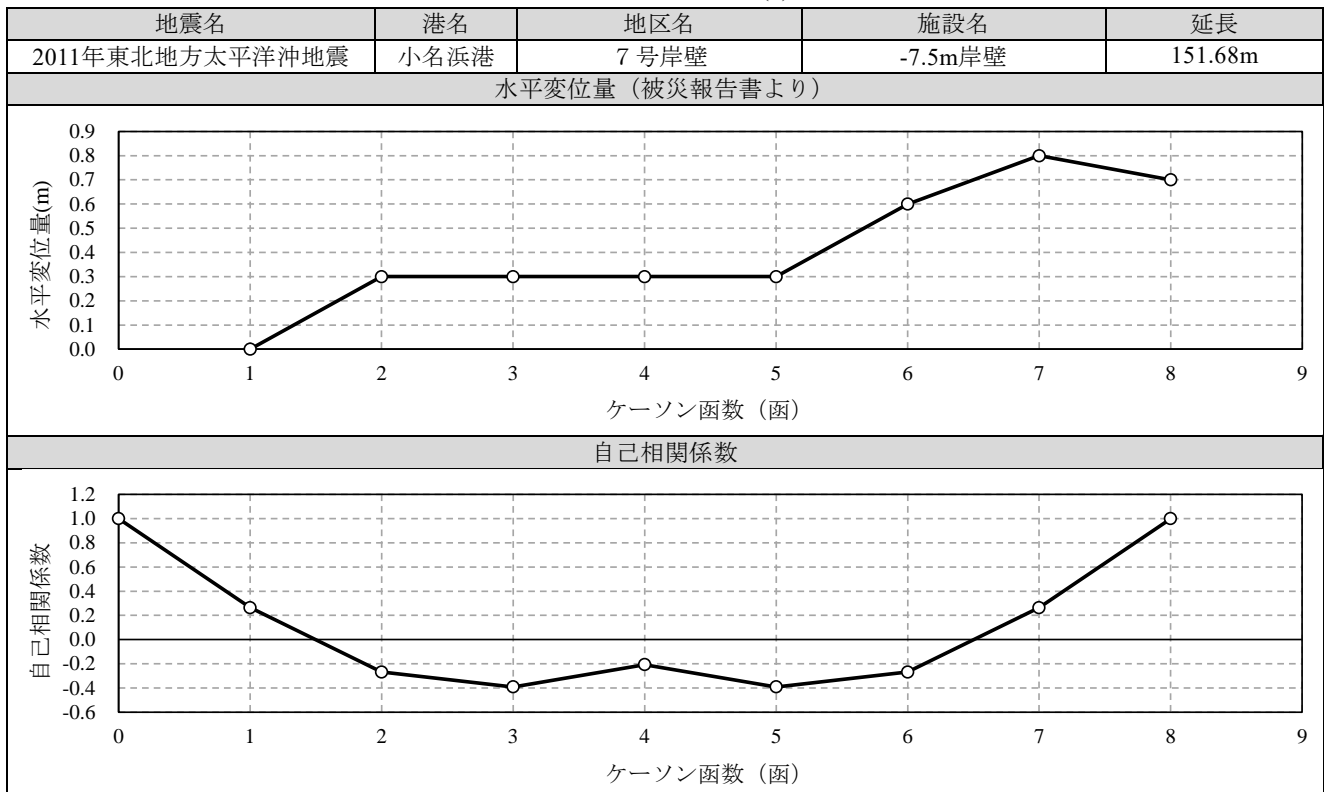
表B-60 小名浜港(7)



表B-61 小名浜港(8)



表B-62 小名浜港(9)



---

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 1156

March 2021

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

---

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

特異値分解による線形次元削減と代替モデルに基づく  
耐震性能照査手法の高度化に向けた基礎的研究（その2）  
↳重力式岸壁に対する地震応答解析への適用↳