

6.1.3 止水機構に関する補足説明

6.1.3.1 止水機構（1次止水機構）の実規模大実証試験の計画について

1. 目的

止水機構が基準地震動 S_s 及び余震+津波時において、実規模大の試験装置を用いた試験（以下「実証試験」という。）を行い、止水板の挙動を確認することにより、変位追従性、水密ゴムの健全性を確認する。

実証試験においては、振動台の能力の中で実証試験を行う必要があることから、最大限の加振ケースにて実証試験を行ない止水板の挙動等※を確認する。また、実証試験にて得られた結果については、三次元動的解析を実施し検証を行うと共に、基準地震動 S_s における止水板の挙動等※については、三次元動的解析にて止水板の挙動等※を確認する。

※止水板の挙動等とは

地震時又は余震+津波時における止水板の挙動、変位追従性、水密ゴムの健全性

2. 止水機構（1次止水機構）の概要

鋼製防護壁と既設取水路間の止水構造は、津波による荷重、鋼製防護壁と取水路の地震時における追従性を確保する必要があることから、止水板が可動できるよう止水機構を設置する。1次止水機構は、止水板の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する。

また、止水板には漂流物の衝突による影響も考慮し、止水板押え及び保護プレートを設置し漂流物荷重からも耐える構造とする。

止水機構の構造図を図1に、1次止水機構に係る各部位の役割・機能を表1に示す。

なお、止水機構は、1次止水機構である止水板からの微少な浸水も考慮し、敷地内に浸水させないよう陸側にシートジョイントからなる2次止水機構を設置する。

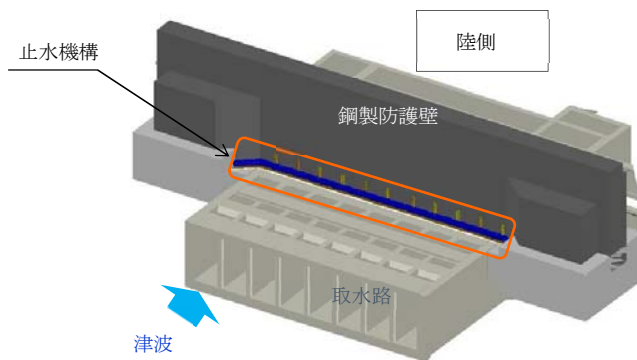


図 止水機構の設置位置

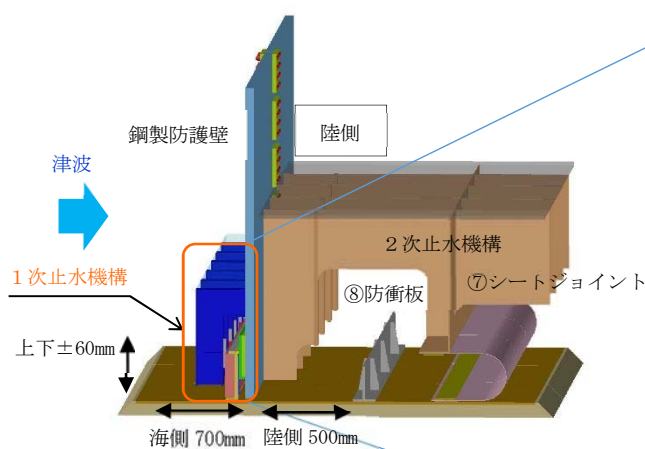


図 a 止水機構断面図

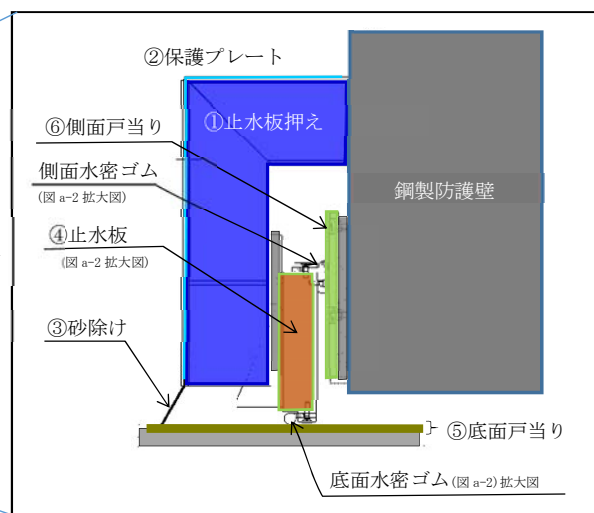


図 a-1 1次止水機構拡大図

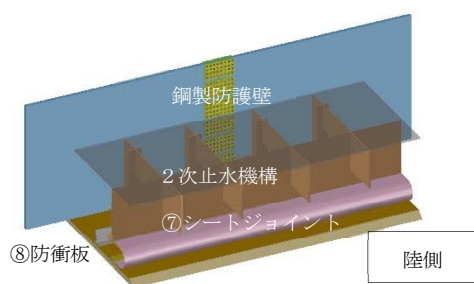


図 b 2次止水機構の構造

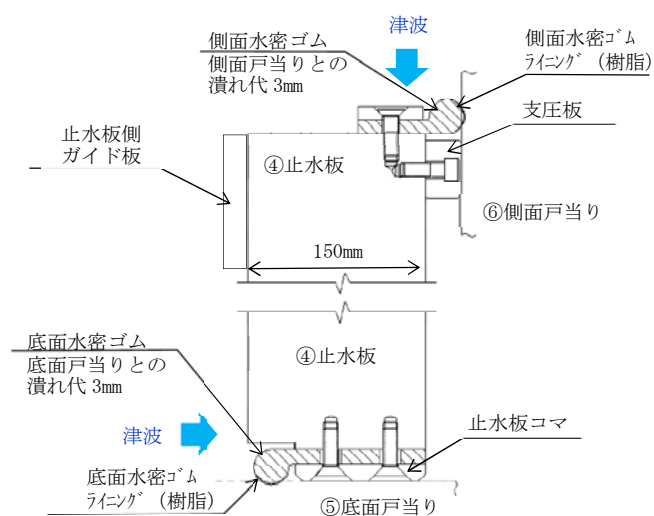


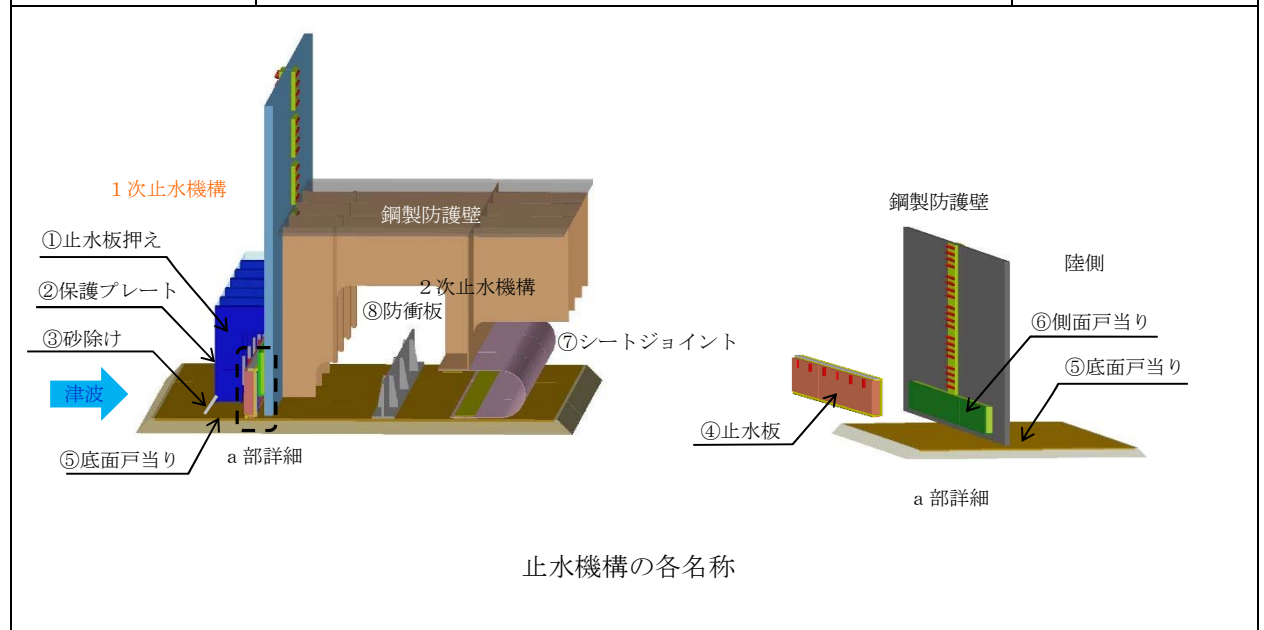
図 a-2 止水板、底面・側面水密ゴム拡大図

図1 止水機構の構造図

表1 1次止水機構に係る各部位の役割・機能

各部位の役割・機能については以下のとおり。名称は下図に示す。

名称	役 割・機 能	材 料
① 止水板押え	・ 止水板を支持する。 ・ 漂流物等から止水板を防護する。	鋼製
② 保護プレート	・ 大型植生などから止水板を防護する。 ・ 止水板への異物混入を防止する。	鋼製
③ 砂除け	・ 底面戸当り面への砂等の異物混入を防止する。	ナイロン
④ 止水板	・ 止水機構の扉体の機能。 ・ 底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。 ・ 1枚当たりの主要仕様 寸法：横2000mm×幅150mm×高さ400mm 重量：約930kg	ステンレス ＋ 水密ゴム (P形ゴム)
⑤ 底面戸当り	・ 止水板の底面水密ゴムとのシール性を確保する。 (真直度，平面度の管理) ・ 床部より約100mm嵩上げし異物混入を防止する。	ステンレス (表面仕上げNo.1) ^{※2}
⑥ 側面戸当り	・ 止水板の側面水密ゴムとのシール性を確保する。 (真直度，平面度の管理)	ステンレス (表面仕上げNo.1) ^{※2}
⑦ シートジョイント ^{※1}	・ 水密ゴムからの微少な浸水を保持する。 ・ 陸側からの異物混入を防止する。	シートジョイント
⑧ 防衝板 ^{※1}	・ 1次止水機構の損傷又は保守に伴う取り外し時に漂流物が2次止水機構に到達することを防止する。	鋼製



※1：2次止水機構

※2：JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯 表面仕上げ より

3. 鋼製防護壁と1次止水機構の検討フロー及び1次止水機構の実証試験評価フロー

鋼製防護壁と1次止水機構の検討フロー（図2）及び1次止水機構の実証試験評価フロー（図3）については以下の通り。

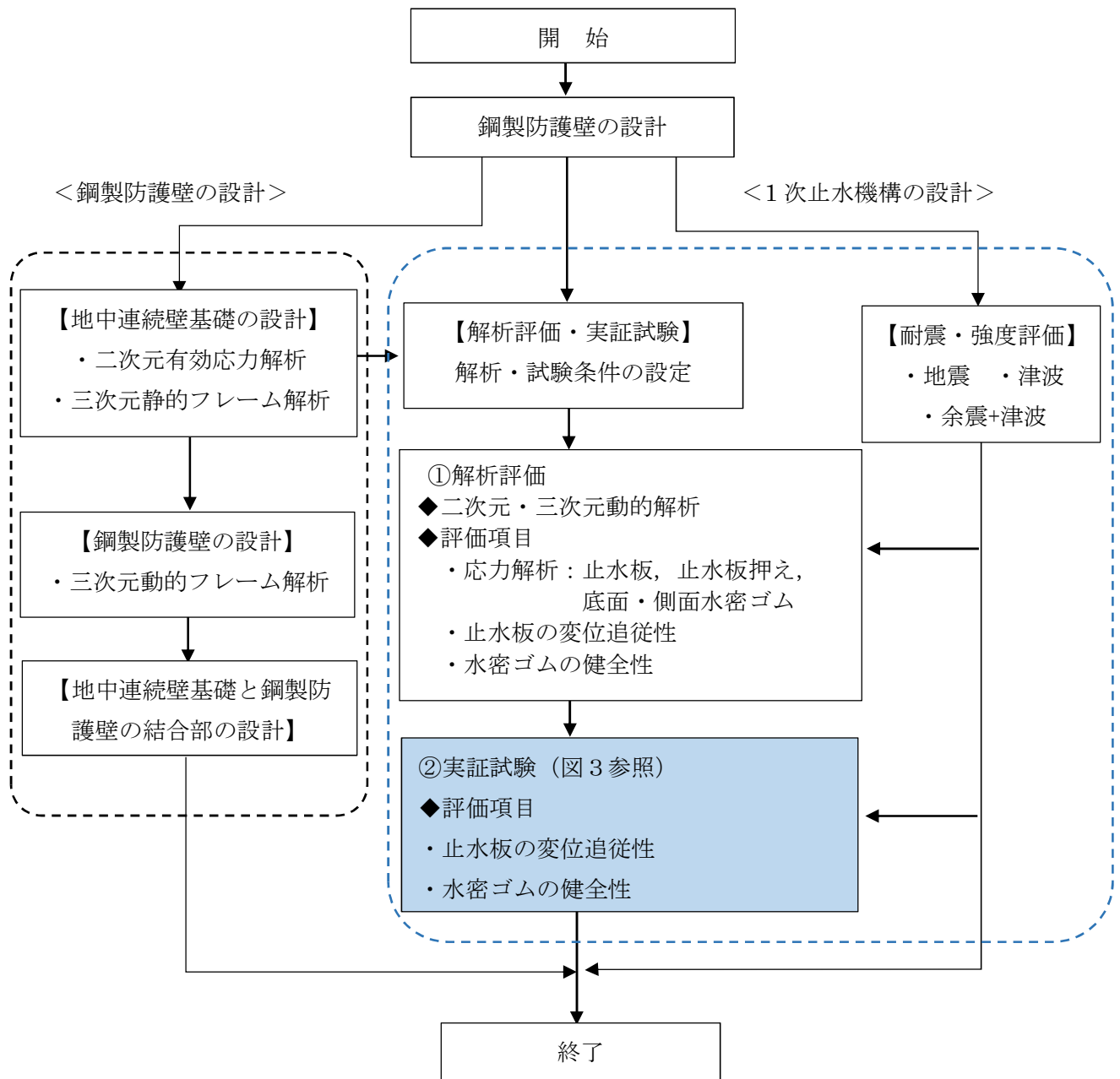


図2 鋼製防護壁と1次止水機構の検討フロー

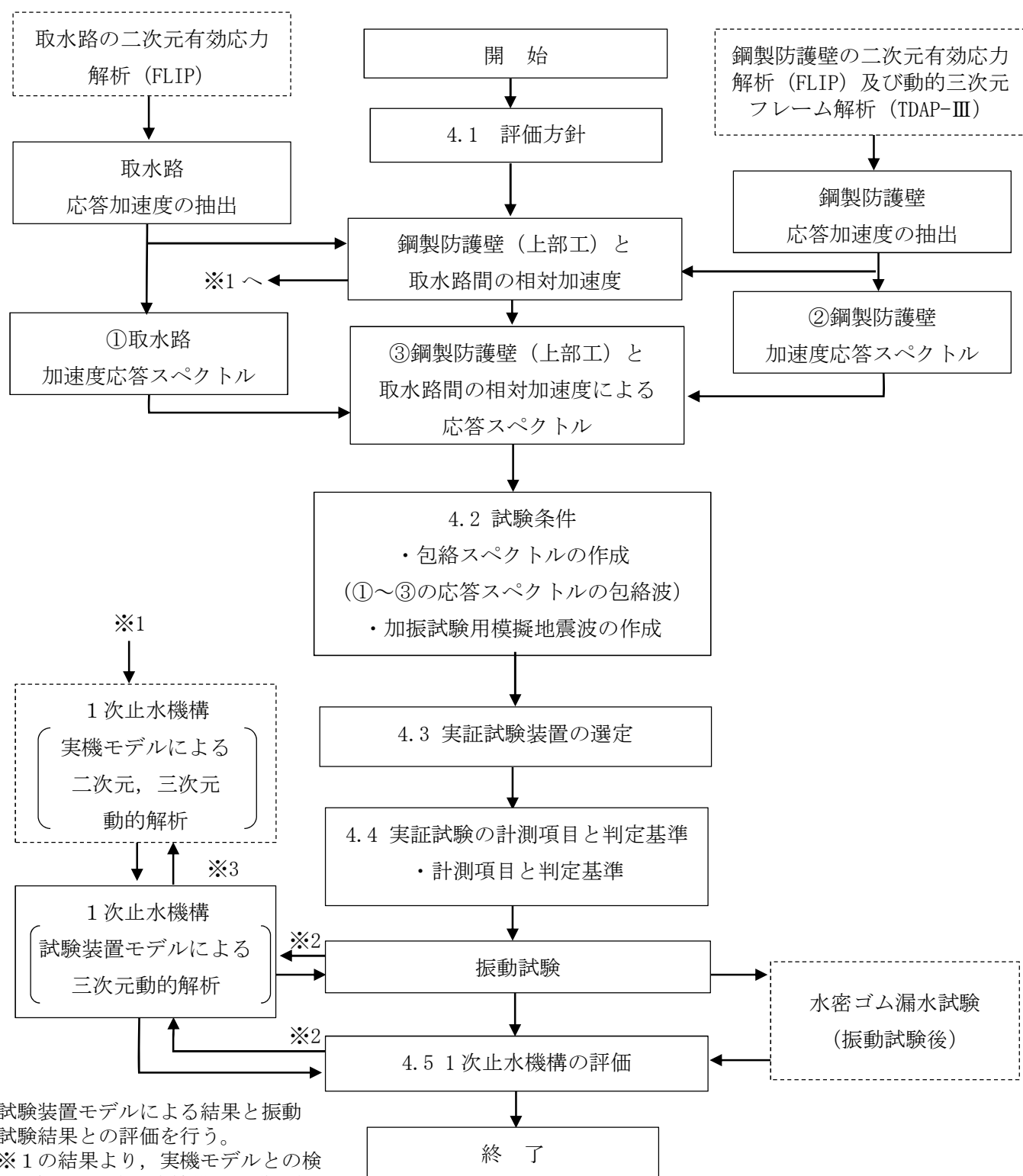


図3 1次止水機構の実証試験評価フロー

4. 実証試験の計画について

4.1 評価方針

鋼製防護壁に設置する 1 次止水機構は、鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じ敷地に浸水する可能性があることから、可動式の止水板を設置する。

1 次止水機構の実証試験において、止水板の地震時及び余震+津波における挙動を確認する。

止水板の評価は、鋼製防護壁と取水路の本震 $S_s - D1$ の応答加速度から加振試験用応答スペクトルを作成し実証試験を実施する。

実証試験で得られた止水板の挙動について、評価するとともに「止水板の地震時の追従性」、「水密ゴムの健全性」及び「1 次止水機構の構成部品の健全性」について確認し、止水板、水密ゴム及び止水機構全体に影響がないか確認する。

また、実証試験の結果と三次元動的解析の結果から、止水板の挙動について評価を行う。

4.2 試験条件

(1) 実証試験用の入力地震動の作成

実証試験に用いる評価用の地震動は、解放基盤表面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトルに基づく本震 S_s-D1 を選定し、実証試験用に応答スペクトルを作成し実施する。

また、津波防護施設である鋼製防護壁は、余震時にも耐える必要があることから、 S_d-D1 を選定し、実証試験を実施する。表2に加振試験用応答スペクトルに用いる入力地震動を示す。

表2 加振試験用応答スペクトルに用いる入力地震動

種類	入力地震動
本震	S_s-D1
余震	S_d-D1

(2) 余震時の津波高さ

余震時の津波高さは、敷地に遡上する津波高さについても考慮した T.P. +24m の静水圧とする。

構造設計上は、止水板に動水圧を荷重条件とした構造設計を行う。但し、実証試験においては、二次元動的解析の試算結果（補足説明2参照）から動水圧（高圧）で実施した場合に、地震時における止水板の挙動に比べ余震時の止水板が浮き上がらない傾向であったことから、動水圧（高圧）より低い状態の静水圧（低圧）での試験を実施し止水板の挙動を確認する。

また、実機における構造においても、止水板押えの前面に設置している保護プレート下部より津波は浸水することから、直接津波の波圧を受けにくい。そのため、静水圧での実証試験がより現実的な止水板の挙動が把握できる。図3に止水板への流入イメージを示す。

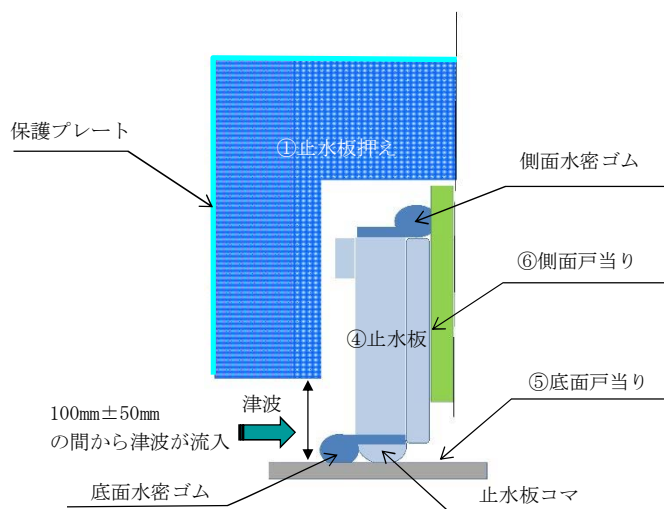


図3 止水板への流入イメージ

(3) 試験ケースと試験回数

実証試験に用いる入力地震動（ S_s-D1 ， S_d-D1 ）による確認は，以下の2ケースを実施する。

＜試験ケース＞ ・本震 ・余震＋津波

＜試験回数＞再現性確認のため，各2回実施。

	本震（ S_s-D1 ）	余震+津波（ S_d-D1 ）
試験回数	2回	2回

(4) 水密ゴムの摩擦係数

水密ゴムの摩擦係数は，ダム・堰施設技術基準（案）に記載のライニングがある場合，未使用状態（水密ゴムが健全の状態）の0.2（乾式）を適用し実施する。また，ライニングがない場合は，1.2（乾式）を適用し実施する。水密ゴムの摩擦係数については補足説明1に示す。

なお，水密ゴムのライニングがない状態についても実施し挙動を確認する計画であるが，二次元動的解析の摩擦係数のしきい値の結果を踏まえ，安全上配慮した試験を実施する。試験の回数については，解析結果及びライニングありの実証試験状況を踏まえ決定する。

(5) 試験装置の制限に対する対応

- ① 模擬地震波の加速度が試験装置の上限（水平3G，鉛直1G）を超えた場合には，振動試験装置の上限を超えない範囲で実証試験を実施する。なお，上限を超える止水板の挙動については，二次元・三次元動的解析にて挙動を把握する。
- ② 模擬地震波の水平又は鉛直変位が試験装置の上限（水平±150mm，鉛直±100mm）を超える場合には，振動台入力波形の長周期側で加速度をカットするハイパスフィルタで処理した模擬地震波にて試験を実施する。

ハイパスフィルタで処理する場合には，止水機構（止水板：剛体）の実証試験に影響のない周波数範囲であることを確認する。

4.3 実証試験装置の概要

(1) 試験装置

振動台の上に1次止水機構を設置し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図4に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X方向	Y方向	Z方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

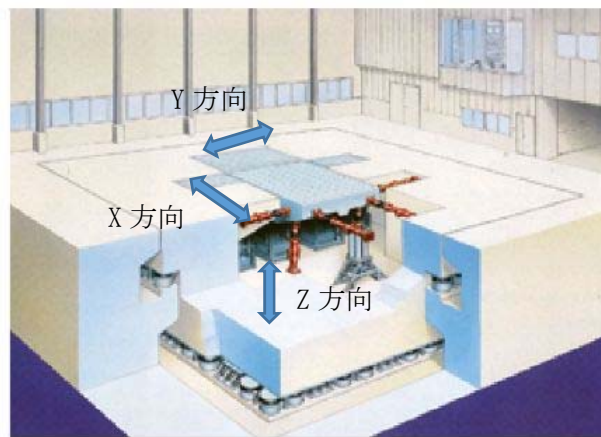
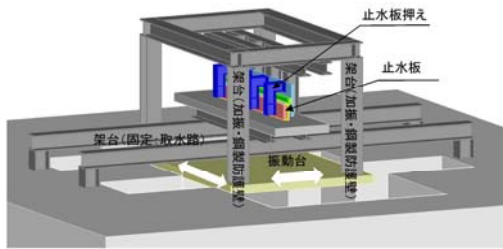
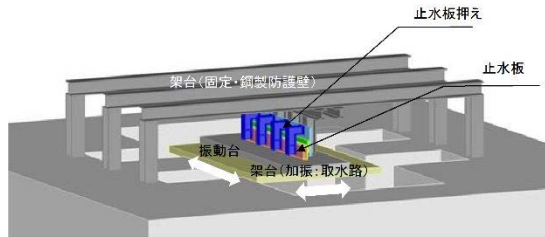


図4 大型3軸振動台の概要

(2) 試験装置の選定

実証試験を実施するに当たり、鋼製防護壁と取水路の振動特性に違いがあることから実証試験においては鋼製防護壁を固定するケースと加振させるケースの2通りについて検討した。試験装置のケースを表3に示す。

表3 試験装置ケース

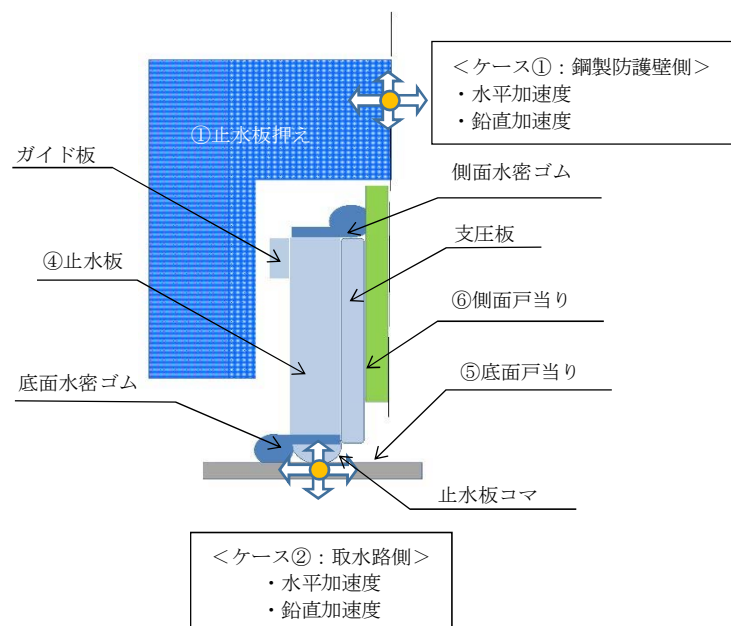
	ケース①	ケース②
固定	取水路	鋼製防護壁
加振	鋼製防護壁	取水路
装置概要		
メリット	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製防護壁側を直接加振するため、止水板に対する加速度（水平）が伝わりやすい。 鋼製防護壁側を直接加振するため、水平の慣性力が入りやすく、底面及び側面水密ゴムの挙動が確認しやすい。 	<ul style="list-style-type: none"> 固定基礎に架構を設置することで鋼製防護壁を想定した架構の剛性が得られやすい。 取水路側を直接加振するため、止水板に対する加速度（鉛直）が伝わりやすい。 取水路側を直接加振するため、底面水密ゴム及び止水板底面が摩耗し保守的な結果が得られやすい。 想定した加速度時刻歴波形を直接振動台に入力することができる。
デメリット	<ul style="list-style-type: none"> 実機では、鋼製防護壁と取水路が同時に振動するが、鋼製防護壁の加振のみとなる。 固定基礎に取水路を想定した架構、振動台に鋼製防護壁を想定した架構を設置する必要があるため架構が大型化する。 振動台に直接加速度時刻歴波形を入力するケース①に比べ、鋼製防護壁を介して加振するため、入力加速度の伝達に影響が生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 実機では、鋼製防護壁と取水路が同時に振動するが、取水路の加振のみとなる。

上記デメリットの部分については、試験装置の解析モデルにて評価を行い、実証試験装置に影響のないことを確認する。

試験装置のケース毎の止水板に作用する慣性力の考え方については、表4に示すとおり。
 ケース②の取水路側を加振する場合、鉛直加速度の慣性力が止水板に伝わりやすく、浮き上がりの挙動を確認しやすい。また、鋼製防護壁の剛性が得られやすいことから、ケース②を選択する。

表4 止水板に作用する慣性力

振動の種別		実機適用	実証試験装置
ケース① 〈鋼製防護壁側〉	水平 加速度	止水板押えあるいは側面戸当りを介して直接慣性力が作用する。	鋼製防護壁側を加振した場合、鉛直加速度の慣性力が止水板に伝わりにくく、浮き上がり等の挙動が確認しにくい。
	鉛直 加速度	支圧板又はガイド板の摩擦抵抗力が作用した場合に慣性力が作用する。	
ケース② 〈取水路側〉	水平 加速度	底面水密ゴム及び止水板コマの摩擦抵抗力が作用した場合に慣性力が作用する	取水路側を加振した場合、鉛直加速度の慣性力が止水板に伝わりやすく、浮き上がりの挙動を確認しやすい。
	鉛直 加速度	取水路より直接慣性力が作用する。	



止水板に与える地震動の入力イメージ

試験装置ケースの選定は、前述の試験装置ケースの検討及び止水板に作用する慣性力の検討を踏まえ、更に、二次元動的解析の試解析結果から、鉛直方向の慣性力を伝達しやすいケース②を選択する。二次元動的解析の試解析結果を補足説明2に示す。

(3) 実証試験の試験条件

止水板の実規模の挙動を確認するため、止水板と止水板を支持する部材については実機と同じ構造部材にて実証試験を実施し実物と同じ挙動が再現できるようにする。以下の条件にて実証試験を実施する。

- ① 止水板は実機と同じ大きさ、構造のものを使用し、止水板 2 枚を止水板接続ゴムで接続する。また、止水板に取り付ける底面・側面水密ゴムも実機と同じ寸法、構造のものを使用する。図 5 に実機と同じ仕様部材を示す。

＜実機と同じ仕様部材＞（材質、構造、寸法、重量全て同じ部材）

- ・ 止水板（止水板本体、止水板コマ、支圧板、止水板側ガイド含む）
- ・ 水密ゴム（底面・側面水密ゴム（ライニング含む）、止水板接続ゴム）
- ・ 止水板押え（止水板押え側ガイド含む）
- ・ 底面・側面戸当り（水密ゴムとの接触するステンレス部材）

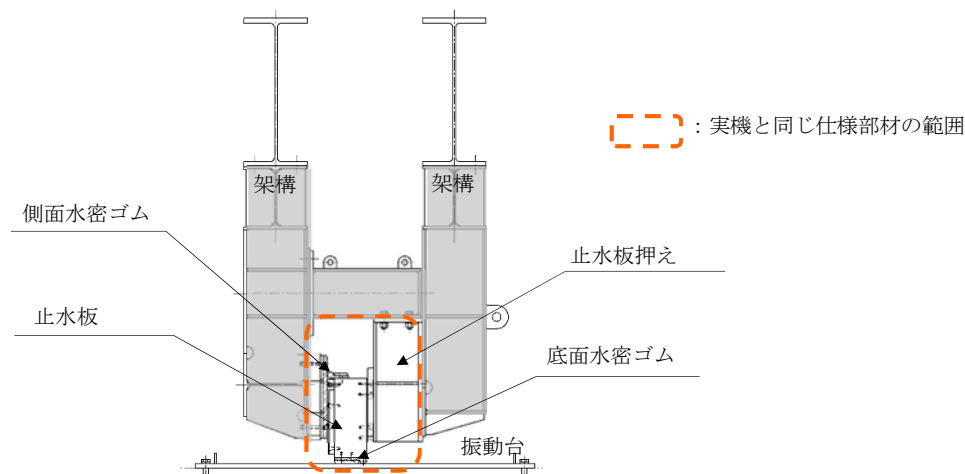


図 5 実機と同じ仕様部材の部位

- ② 止水板は取水路側に垂直に置かれ鋼製防護壁の側面戸当りと止水板押えにより、実機と同じ隙間で支持された状態で設置する。実証試験のイメージを図 6 に示す。

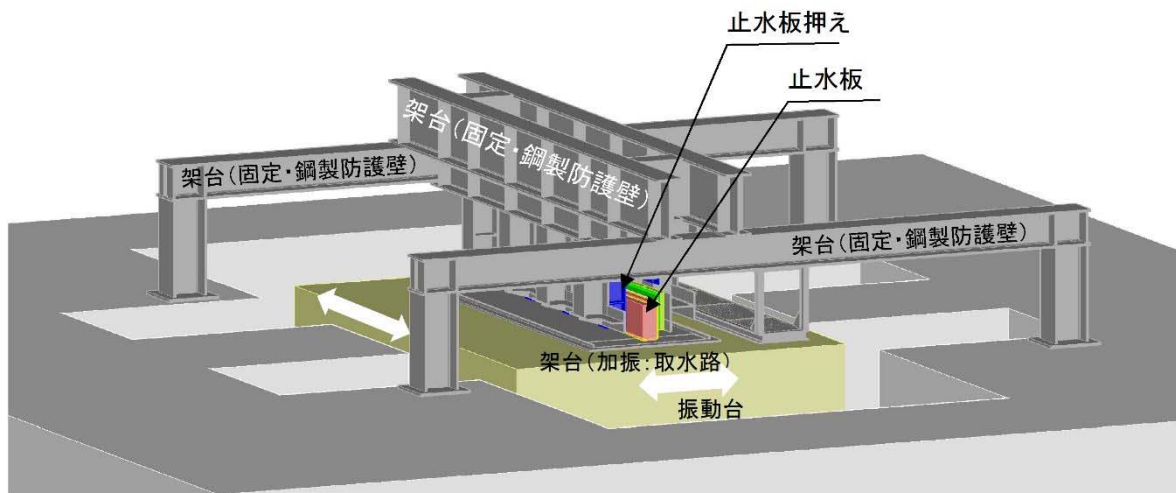


図 6 実証試験のイメージ図

③鋼製防護壁の応答加速度及び変位は取水路側に与え加振する。

入力波形については，鋼製防護壁と取水路の応答スペクトル及び鋼製防護壁と取水路の重ね合わせた相対的な応答スペクトルの全体を包絡させた応答スペクトルにより模擬地震波を作成し，加振試験を実施する。

X方向（堤軸方向）の模擬地震波の作成方法は以下のとおり。

- a. 二次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎天端の応答時刻歴を算出する。

（図 7 参照）

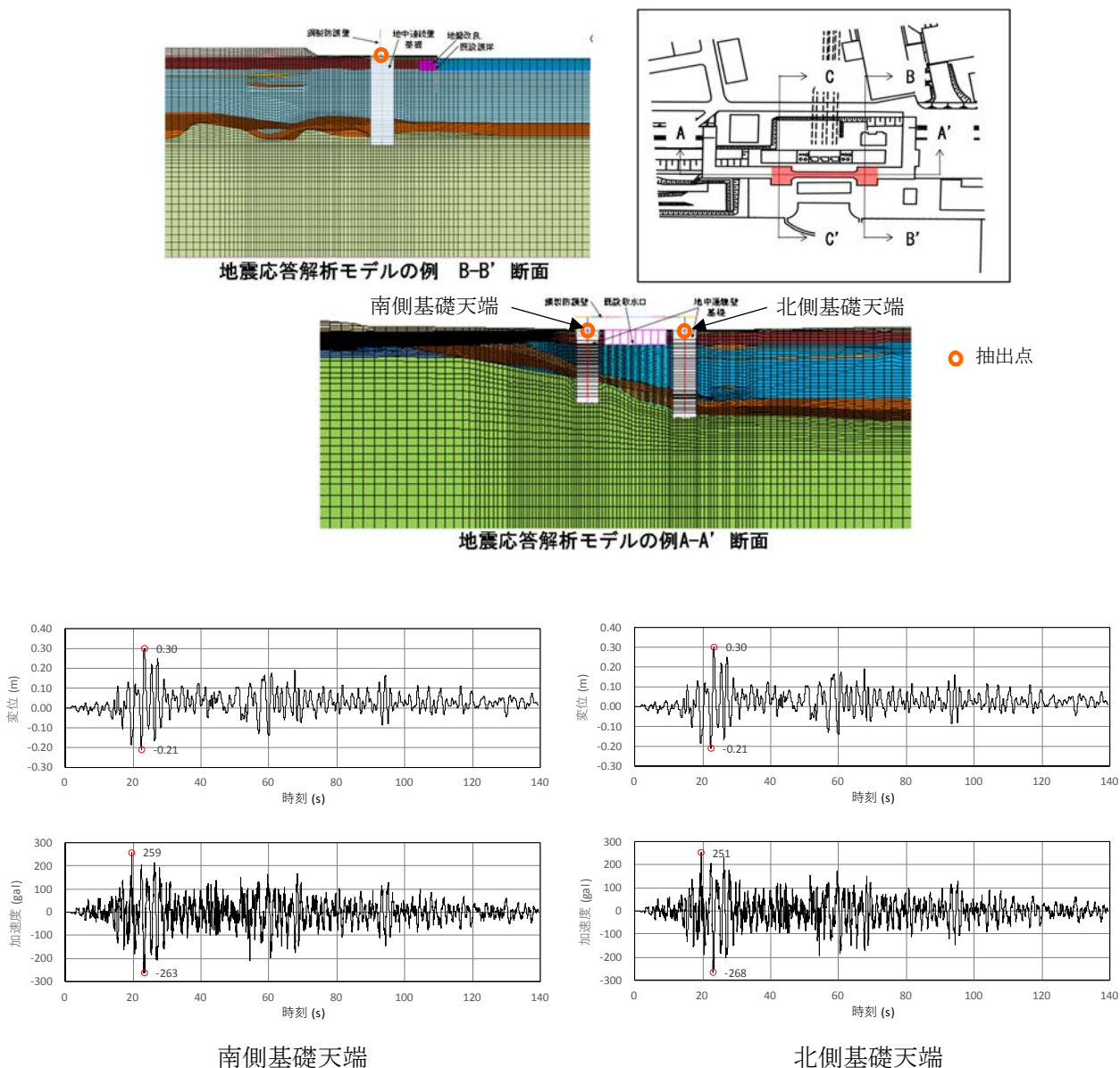


図 7 鋼製防護壁基礎の二次元有効応力解析による応答時刻歴（堤軸方向；A-A 断面）

b. 前項を入力した鋼製防護壁の動的三次元フレーム解析にて止水機構位置の応答時刻歴及び応答スペクトルを抽出する。(図 8 参照)

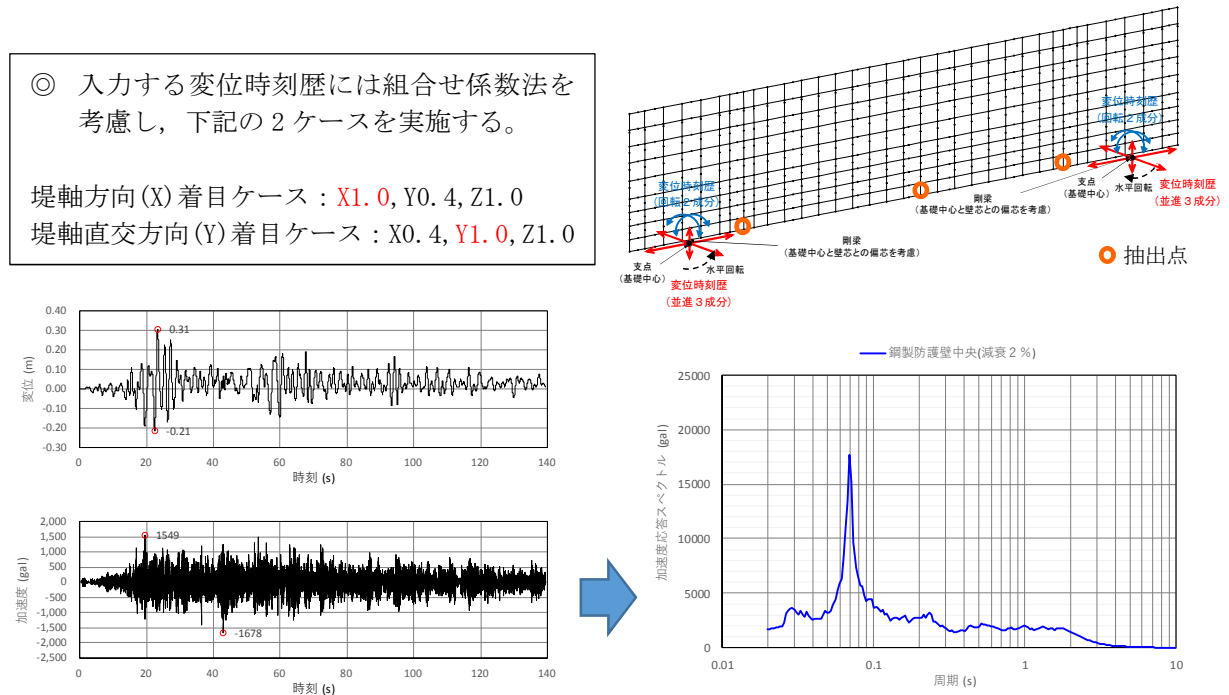


図 8 鋼製防護壁の三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴と応答スペクトル(堤軸方向)

c. 二次元有効応力解析による取水路天端の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 9 参照)

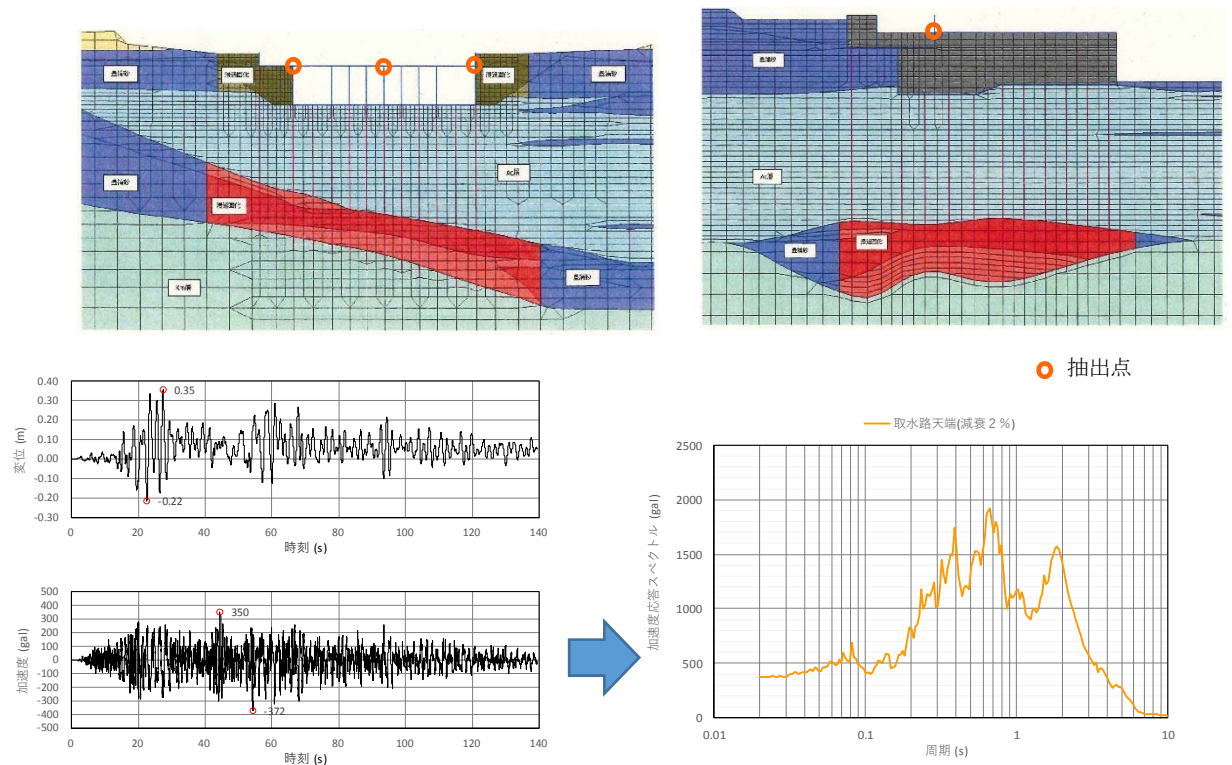
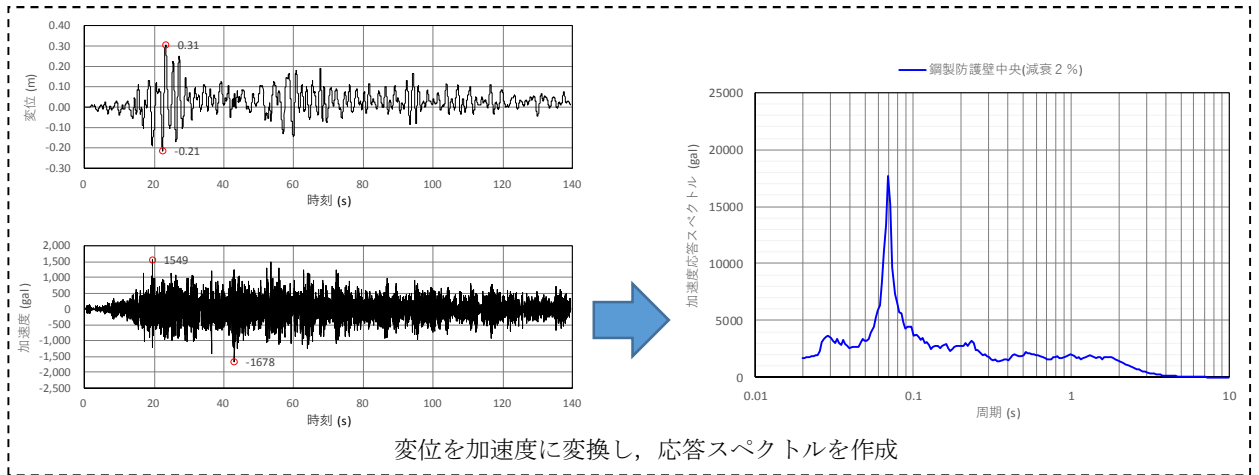


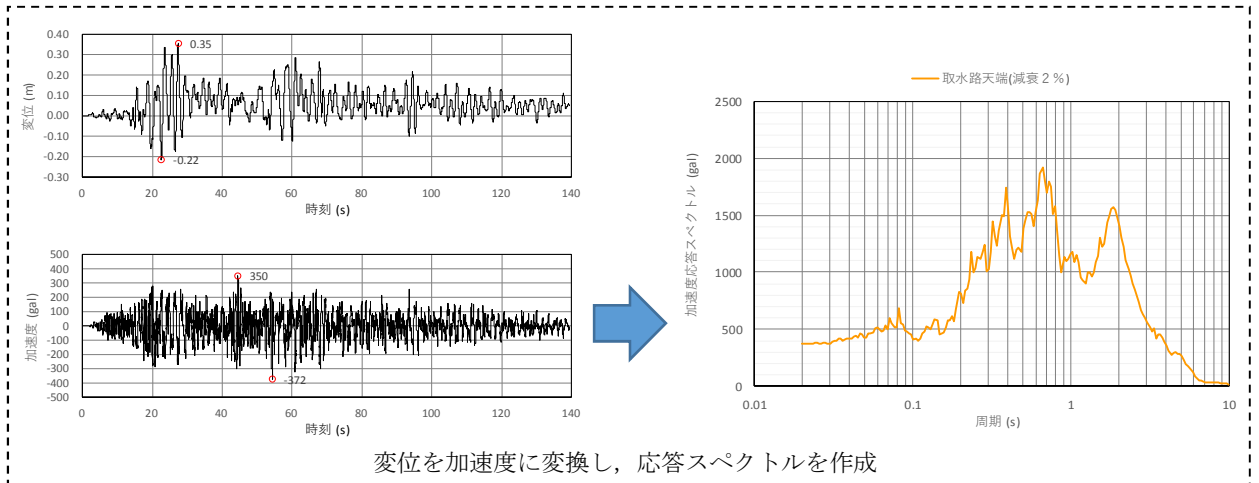
図 9 既設取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴と応答スペクトル(堤軸方向)

d. b 項, c 項で求めた応答時刻歴を重ね合わせ, 鋼製防護壁と取水路の相対的な応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 10 参照)

b 項で算出した鋼製防護壁三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸方向)



c 項で算出した取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸方向)



鋼製防護壁 (b 項) と取水路 (c 項) の応答時刻歴及び応答スペクトルの重ね合わせ(堤軸方向)

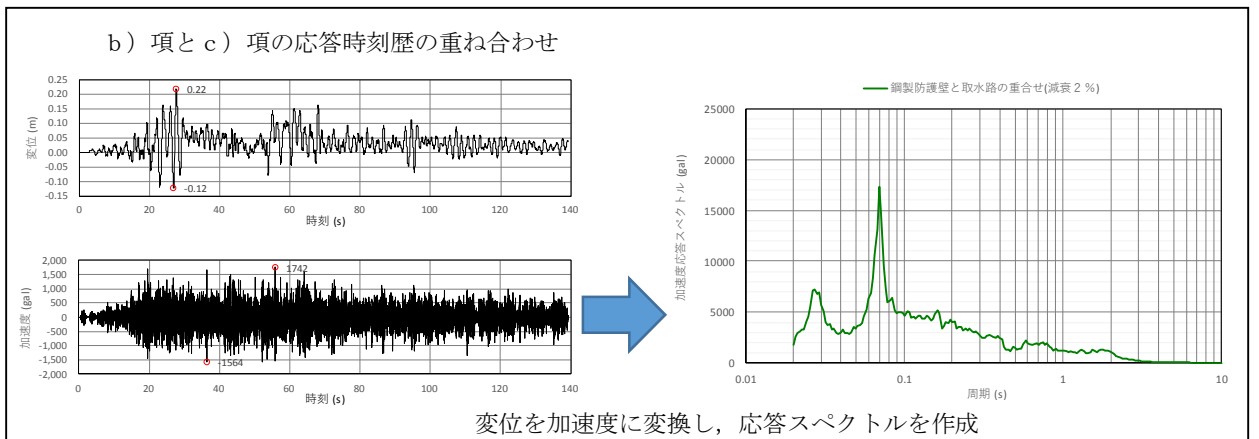


図 10 鋼製防護壁と取水路を重ね合わせた応答スペクトル

e. b 項, c 項と d 項にて算出した応答スペクトルを比較し, 加速度応答スペクトルの包絡波を作成し模擬地震波として振動台に入力する。(図 11)

X 方向 (N S) については振動台の能力(1G)が上限であることから, Y 方向 (E W) に X 方向 (N S) の包絡波を入力し方向を反転させた加振 (①) を行なうことで止水板の挙動を確認する。

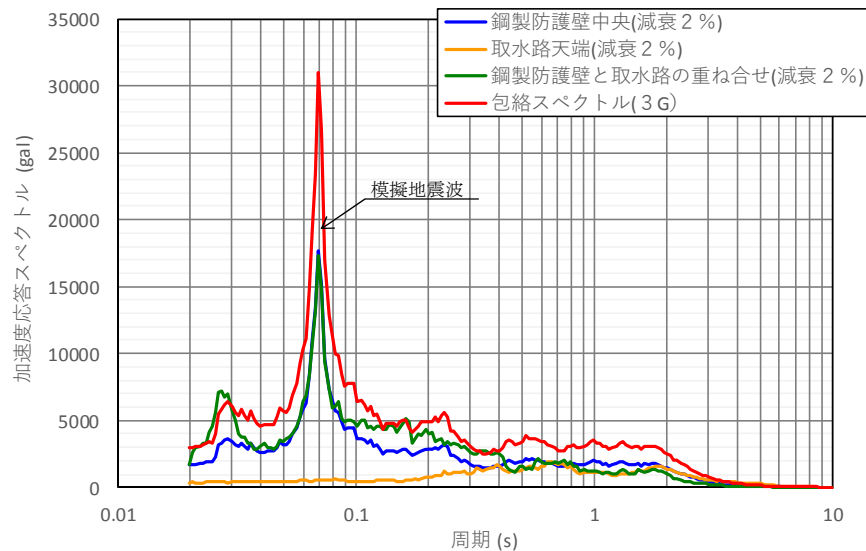


図 11 応答スペクトルの包絡波の作成(堤軸方向)

Y 方向 (堤軸直交方向) 及び Z 方向 (鉛直方向) の模擬地震波の作成については, 6. 1. 3. 4 項の「実証試験に用いる模擬地震波の作成, 実証試験及び三次元動的解析のケースについて」にて示す。

(4) 実証試験装置の構造

① 鋼製防護壁の架構構造（固定部）

実証試験装置の試験装置構造図を図 12 に示す。

鋼製防護壁(固定部)の架構部分は、固定基礎より設置し振動台を跨ぐ構造で止水板を支持する。

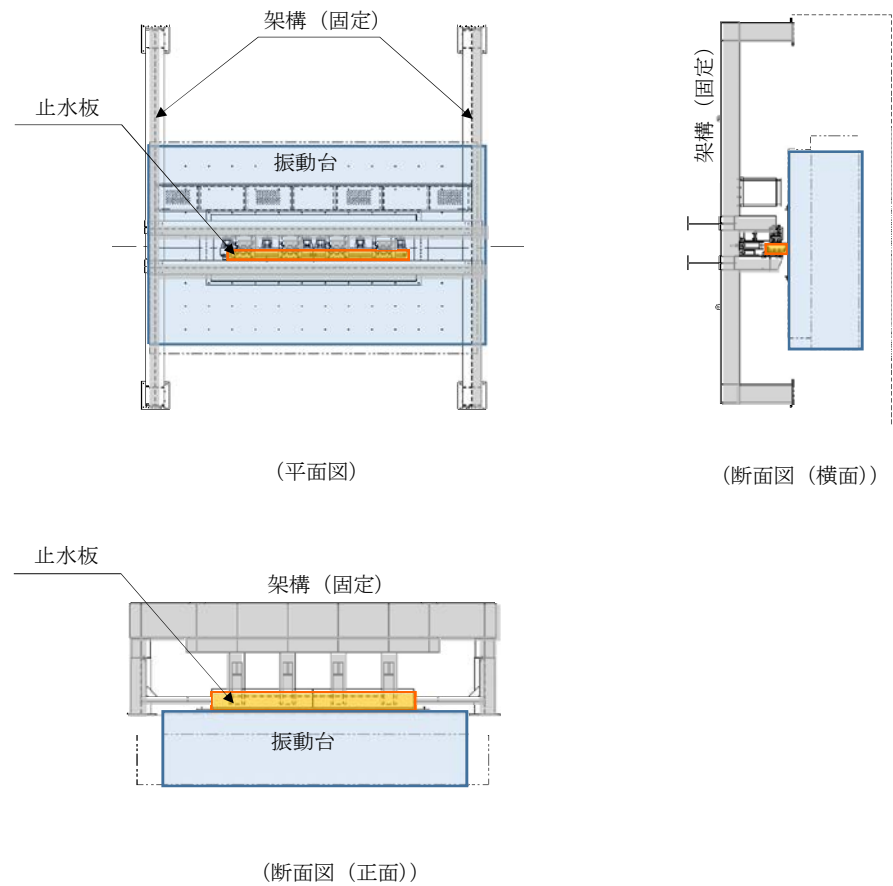


図 12 実証試験の試験装置構造図

②取水路の架構構造（加振部）

取水路側に設置する止水板部の試験装置の構造は、架構で止水板を支持する構造である。余震＋津波時においては、津波高さを模擬する必要があることから、ロードセルを用いて水圧をかけた状態を模擬し余震を与える。余震時の津波高さは、敷地に遡上する津波高さについても考慮した T.P. +24m の静水圧にて実施する。余震＋津波時の水圧を模擬した試験装置の構造を図 13 に示す。

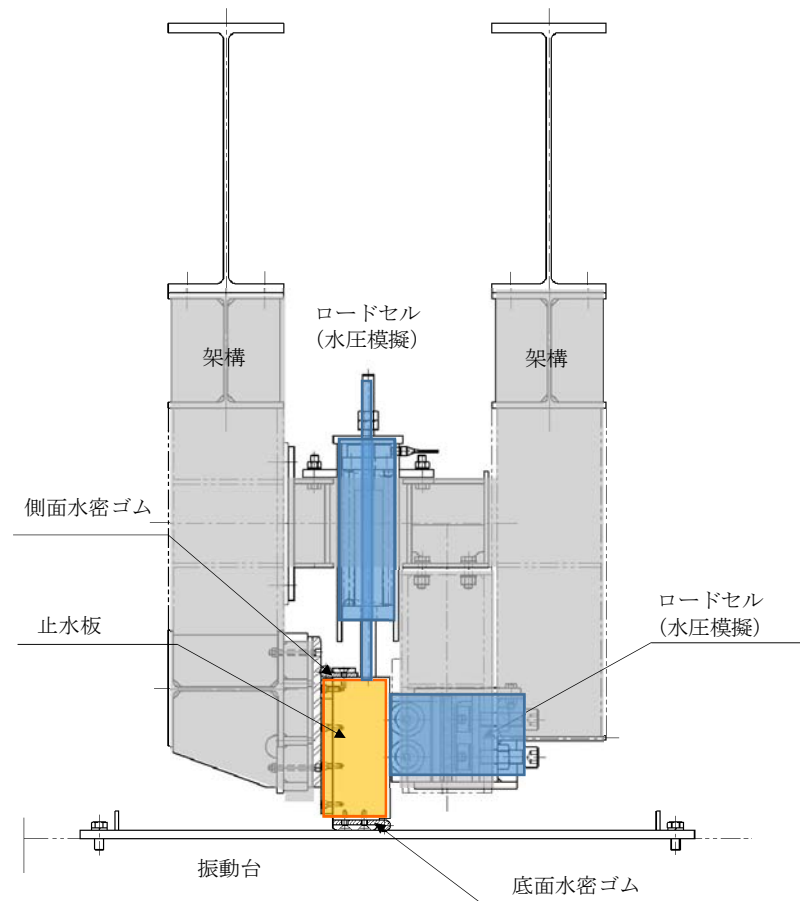


図 13 余震＋津波時の試験装置の構造図

(5) 供試体（止水板）の構造（実規模）

止水板は、止水板（実物大）2枚を実機と同じ連結方法（止水板接続ゴム）にて連結させた構造にする。重量も同じ（約930kg/枚）として製作する。

水密ゴムは、止水板の底面及び側面に設置する。水密ゴムも実物と同じ構造にて設置する。

止水板の構造及び水密ゴムの構造を図14に示す。また、止水板の長手方向の挙動及び実証試験における荷重条件について補足説明3にて示す。

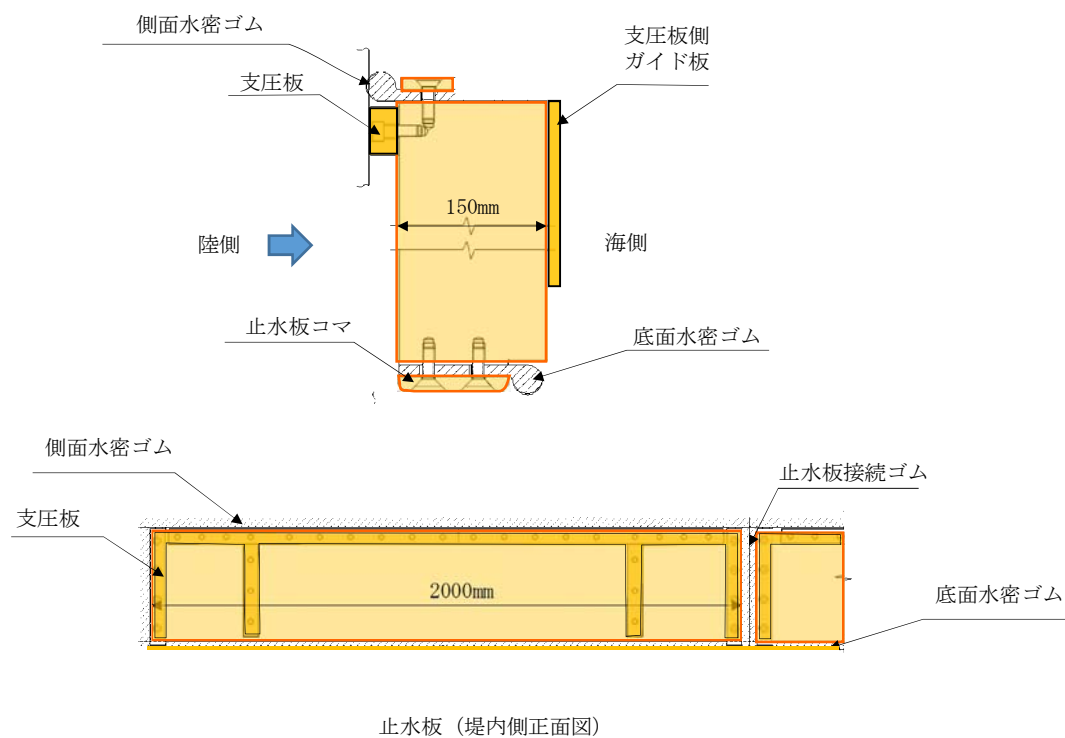


図14 止水板の構造及び水密ゴムの構造

4.4 実証試験の計測項目と判定基準

実証試験では以下の項目について計測を行い「止水板の地震時の追従性」、「水密ゴムの健全性」及び「1次止水機構の構成部品の健全性」について確認し、止水機構全体に影響がないか確認する。表5に実証試験の計測項目と判定基準、表6に各部位の検査項目と図15に実証試験時の計測装置の配置を示す。

表5 実証試験の計測項目と判定基準

機能目標	計測項目※	判定基準
止水板の地震時の追従性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆追従性評価（ビデオ撮影） ◆変位計測（レーザー変位計） ◆加速度計測（加速度計） ◆外観目視検査 	<ul style="list-style-type: none"> ◆止水板の動作に異常がなく、止水板としての機能が保持されていること。（浮き上がり、止水板の破損・損傷）
水密ゴムの健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆追従性評価（ビデオ撮影） ◆変位計測（レーザー変位計） ◆寸法計測 ◆外観目視点検 	<ul style="list-style-type: none"> ◆水密ゴムの動作に異常がなく機能が保持されていること。（噛み込み、摺動による亀裂、破損、摩耗） ◆水密ゴムのライニングに異常がなく機能が保持されていること。（ライニングの破損、めくれ）
1次止水機構の構成部品の健全性確認	<ul style="list-style-type: none"> ◆止水板、側面戸当り、底面戸当り、止水板押え、架構等の外観目視点検 ◆三次元計測による試験装置全体の計測 	<ul style="list-style-type: none"> ◆装置全体に異常がなく健全であること。（試験装置、部材の変形、損傷、他）

※各部位毎の計測項目については、表7の1次止水機構の各部位毎の評価項目に示す。

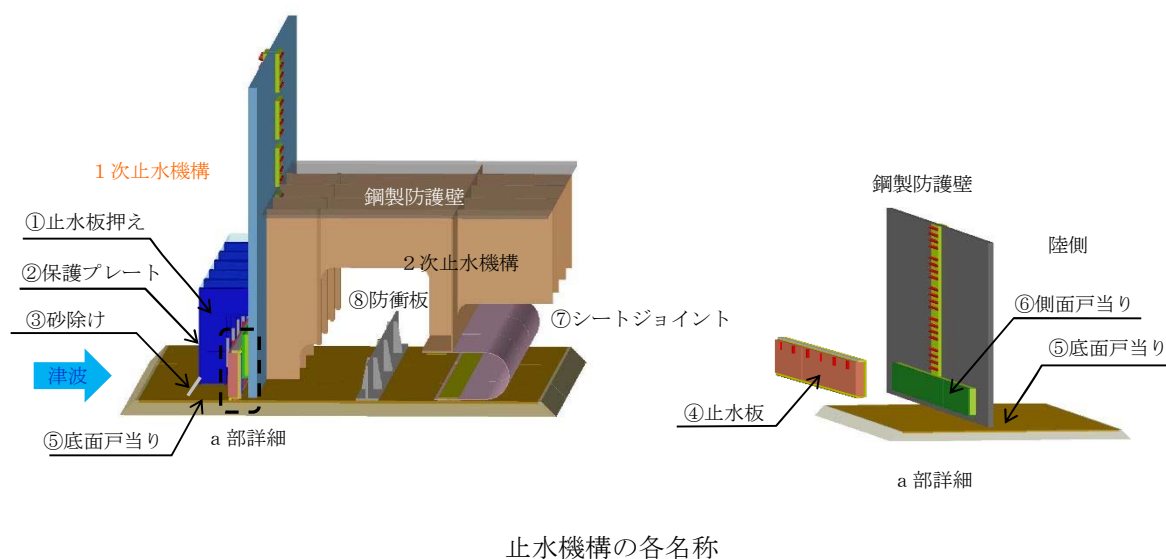


表 6 各部位の検査項目

各部位	目 的	確認項目	
①止水板押え	止水板の追従性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板押えの加速度計測 (⑬～⑯)
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板押えと止水板の隙間計測 ・止水板押え側ガイド板の平面度測定 ・止水板押え側ガイド板と止水板側ガイドとの寸法測定 ◆外観目視検査 ・変形, 摩耗等の確認
④止水板 (底面止水板コマ部含む)	止水板の追従性及び健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板と底面, 側面戸当りの変位計測 (①～⑧) (レーザー変位計による止水板の挙動確認) ◆止水板の加速度計測 (⑤～⑧) ◆ビデオ撮影 (①～⑨)
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板, 支圧板の寸法測定 ・止水板コマ寸法測定 (寸法, 板厚, 摩耗量測定 (試験後)) ◆外観目視, 据付け状況検査 ・止水板コマ, 支圧板の変形, 摩耗, 据付け等の確認
⑤底面戸当り ⑥側面戸当り	止水性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆加速度計測 (底面・側面戸当り) (⑨～⑯) ◆ビデオ撮影 (①～⑨)
		健全性確認	◆寸法測定 ・平面度測定 ◆外観目視, 据付け状況検査 ・変形, 摩耗, ゆがみ, 据付け等の確認
底面・側面水密ゴム	止水板に追従し, 水密性に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板と底面, 側面戸当りの変位計測 (①～⑩) (レーザー変位計による浮き上がり確認) ◆ビデオ撮影 (①～⑨)
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測 (厚さ) ◆外観目視, 据付け状況検査 ・変形, 摩耗, 亀裂, ライニング面, 据付け等の確認 ◆漏水検査
止水板接続ゴム	止水板との接続部に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板の変位計測 (①～⑧) (レーザー変位計による止水板の挙動を把握し, 接続ゴムの変位を計測) ◆止水板の加速度計測 (⑤～⑧) ◆ビデオ撮影 (②)
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測 (寸法) ◆外観目視検査 ・変形, 摩耗, 亀裂の確認 ・底面・側面水密ゴムの接続箇所の確認 ◆水密ゴムの据付け状況確認

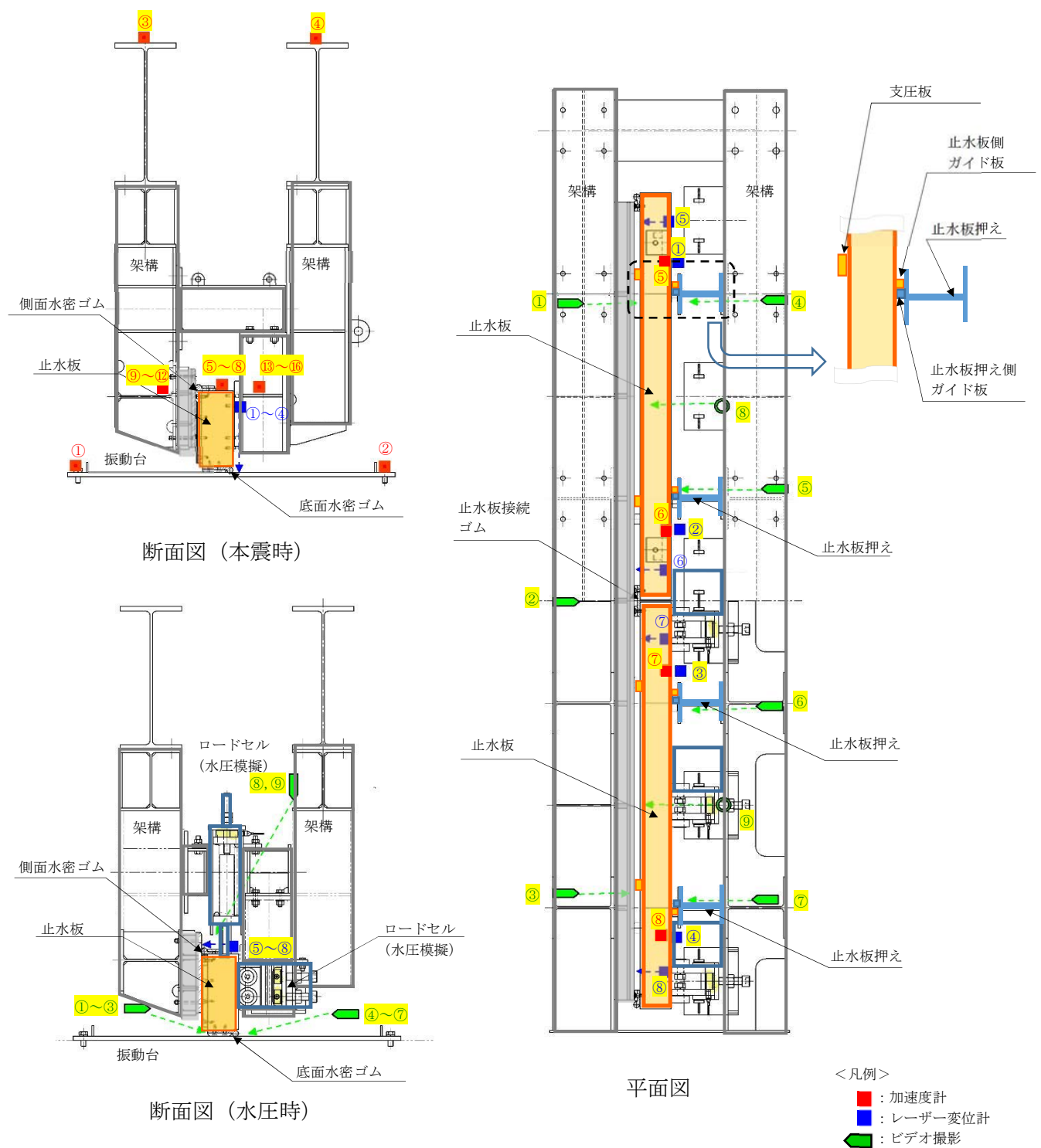


図 15 実証試験時の計測部位

4.5 1次止水機構の評価

実証試験の結果及び1次止水機構の評価については以下の通り分析し、二次元・三次元動的解析の結果との考察を加え、止水機構全体の評価を行う。

①実証試験データの分析

- ・表5の結果から異常の有無を確認する。
- ・加振時の止水板の挙動を評価する。

②二次元及び三次元動的解析結果の分析

- ・二次元及び三次元動的解析の結果から止水板の挙動を確認する。解析結果については補足説明4に示す。
- ・実証試験の結果と試験装置の三次元動的解析の結果から、止水板の挙動について評価を行う。

③1次止水機構の評価

1次止水機構の各部材毎における、強度評価、耐震評価の項目について、表7の1次止水機構の各部位毎の評価項目に示す。

耐震評価については、実証試験にて得られた結果と実証試験装置の解析モデルとの挙動評価の結果から、実機モデルでの三次元動的解析結果と検証を行い1次止水機構の挙動を評価する。

また、止水板の瞬間的な跳ね上がりについては、地震時の跳ね上がり時間から浸水量を評価し、余震+津波時における浸水量として算出し、2次止水機構への影響を評価する。

止水機構の概要を補足説明5に示す。

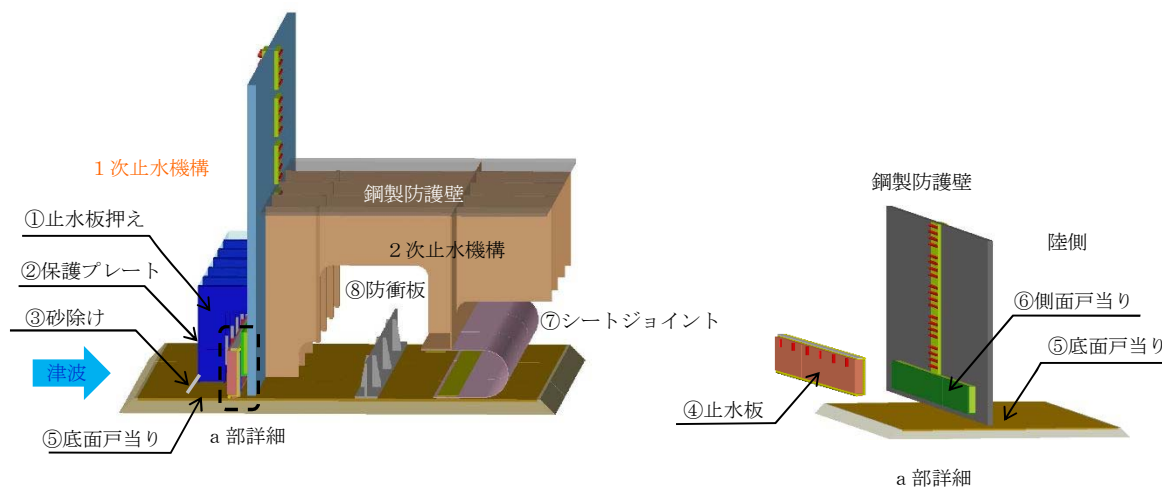
④漏水試験の実施（別途実施）

実証試験にて実施した水密ゴム（底面水密ゴム、側面水密ゴム、止水板接続ゴム）について漏水試験を実施する。

主に漏水試験は、本震、余震+津波を経験させた水密ゴムについて、漏水試験を実施し評価する。漏水試験の試験要領は補足説明6に示す。

表 7 1次止水機構の各部位毎の評価項目

各部位	役割・機能	評価	評価項目
①止水板押え	<ul style="list-style-type: none"> 止水板を支持する。 漂流物等から止水板を防護する。 	耐震評価	<ul style="list-style-type: none"> ◆二次元・三次元動的解析 <ul style="list-style-type: none"> ・応力評価 ・追従性評価 ・余震+津波
		実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・追従性評価(ビデオ撮影) ・加速度計測（水平，鉛直） ・外観目視検査（試験装置の架構部）
④止水板 (底面止水コマ部含む)	<ul style="list-style-type: none"> 止水機構の扉体の機能 底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。 	耐震評価	<ul style="list-style-type: none"> ◆二次元・三次元動的解析 <ul style="list-style-type: none"> ・応力評価 ・追従性評価 ・余震+津波
		実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・追従性評価（ビデオ撮影） ・変位計測（浮上り測定：底面戸当りと鉛直の相対変位計測） ・加速度計測（水平，鉛直） ・余震+津波（水圧模擬） ・外観目視検査
⑤底面戸当り ⑥側面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> 止水板の底面と側面の水密ゴムとのシール性を確保する。 	実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・追従性評価（ビデオ撮影） ・外観目視検査
底面・側面 水密ゴム	<ul style="list-style-type: none"> 底面・側面戸当りとのシール性を確保する。 	耐震評価	<ul style="list-style-type: none"> ◆二次元・三次元動的解析 <ul style="list-style-type: none"> ・応力評価 ・追従性評価 ・余震+津波
		実証試験	<ul style="list-style-type: none"> ◆挙動評価 <ul style="list-style-type: none"> ・追従性評価（ビデオ撮影） ・変位計測（浮上り測定：底面戸当りと鉛直の相対変位計測） ・外観目視検査 ◆漏水試験（別途実施）



止水機構の各名称

5. 実証試験のスケジュール

実証試験については、平成 30 年 5 月上旬までに実施する計画である。

(場所：茨城県つくば市)

表 8 に実証試験に関するスケジュール（案）を示す。

年 月	2018年				
	2月	3月	4月	5月	6月
【入力地震動の作成】					
銅製防護壁の解析	二次元有効応力解析 (Ss-D1)				
		三次元フレーム解析			
取水路の解析	二次元有効応力解析 (Ss-D1)				
入力地震動の作成			▽入力地震波の作成 (包絡波)		
入力地震動の妥当性評価				▽妥当性評価 (包絡の確認)	
【止水機構の解析】					
二次元動的解析		▽試算 (試験装置の選定)	▽実機モデル		
三次元動的解析			▽実機モデル ▽試験モデル		
【実証試験】					
製作・据付け	試験装置製作		▽据付け		
実証試験			▽試験 (5月上旬までに実施)		
【漏水試験】				▽試験	
【評価】			試験データ分析		
【ご報告】				▽報告	

表 8 実証試験に関するスケジュール（案）

【補足説明 1】水密ゴムの摩擦係数について

実証試験における水密ゴムの摩擦係数は、ダム・堰施設技術基準（案）に記載の0.2及び、物性値確認を行った結果、最大で乾式の0.2、湿式の0.22であることから、ダム・堰施設技術基準（案）に記載の0.2と定義し実証試験を実施する。

なお、水密ゴムのライニングなしの実証試験については、同様に1.2と定義し実証試験を実施する。

①ダム・堰施設技術基準（案）

水密ゴム（ライニングあり）とステンレスの摩擦係数は、0.2（乾式）、0.1（湿式）と記載がある。なお、水密ゴム（ライニングなし）の場合は、1.2（乾式）、0.7（湿式）である。

②水密ゴムの物性値

- ・静摩擦係数は最大0.2（乾式）、動摩擦係数は最大0.22（乾式）表9に超高分子ポリエチレンの物性値を示す。

表9 超高分子量ポリエチレンの物性値

項目	物性値
引張り強さ（MPa）	44
伸び（%）	450
高度（Rスケール）	40
摩擦係数 （相手：ステンレス）	・静摩擦係数：0.10～0.20※（乾式） ・動摩擦係数：0.07～0.22※（乾式） 0.05～0.10（湿式）

※：動摩擦係数＞静摩擦係数の状況について

一般的に摩擦係数は、動摩擦係数＜静摩擦係数の関係であるが、高分子材料のように、静摩擦係数と動摩擦係数の値に大きな差が生じやすい場合に「スティック・スリップ（付着すべり）」と言われる現象が生じやすいことから、動摩擦係数が静摩擦係数より僅かに上回ったものと推定される。

【補足説明 2】 二次元動的解析の試解析結果

1. 目 的

本解析は、止水機構の実証試験を実施するにあたり、試験ケースを確定させる必要があることから試計算を実施し試験ケースを確定する。

2. 解析条件

(1) 解析コード MSC_MARC2014. 2. 0 (エムエスシーソフトウェア株式会社)

(2) 解析内容 大変形超弾性解析 (水密ゴムを超弾性体として解析)

止水機構の止水板の水密ゴムと戸当り側を解析する必要があることから、大変形超弾性解析を実施する。以下に解析の概要を示す。

①材料非線形解析：水密ゴムの応力とひずみの関係が非線形状態の解析。

②幾何学非線形解析：水密ゴムの引張りひずみが100%程度を示す大変形になりうる場合も、変形に伴う荷重、応力の方向変化を考慮した解析。

③境界非線形解析：荷重の変化に伴い水密ゴムの抑え金具 (コマ) 及び扉体等への接触境界条件及びその領域を変化させた解析。

(3) 入力地震動

解析に用いた入力地震動は、基準地震動 S_s (設置許可段階) を鋼製防護壁の地中連続壁基礎天盤の応答を算出し、鋼製防護壁の三次元フレーム解析にて算出した応答時刻歴及び応答スペクトルを解析モデルの摺動側になる鋼製防護壁 (ケース①) と取水路 (ケース②) に入力し解析を実施した。

(4) モデル化

解析モデルは3次元要素 (6 面体要素) で面外方向厚みを10mmとし、面外方向変位を拘束することで平面ひずみ要素の状態とした。図16に二次元動的解析のモデル図を示す。

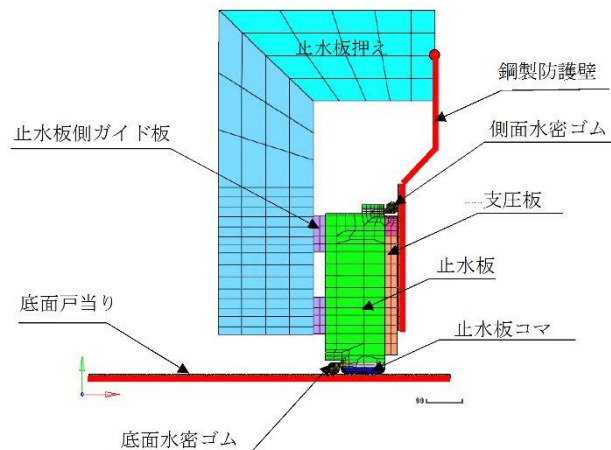


図16 二次元動的解析モデル図

(5) 解析ケース

試験装置ケースと解析ケースを表10に示す。

表10 試験装置ケースと解析ケース

試験装置ケース	摺動	解析ケース	地震波
ケース①	鋼製防護壁側	Case1-1	本震
		Case1-2	余震
ケース②	取水路側（基礎）	Case2-1	本震
		Case2-2	余震

(6) 物性値および摩擦係数

各部の物性値と摩擦係数は表11に示す通り。モデル化に当たっては、⑤底面戸当り、鋼製防護壁（⑥側面戸当り）は、剛体としてモデル化した。

表11 物性値および摩擦係数

部位（材質）	物性値	許容値	摩擦係数
①止水板押え （SM490）	縦弾性係数 205000MPa ポアソン比 0.3	耐力 315MPa	-
④止水板 （SUS304）	縦弾性係数 197000MPa ポアソン比 0.3	耐力 205MPa	-
底面・側面水密ゴム （合成ゴム+ ライニング貼付け）	単軸引張試験結果	引張強さ 14.7 MPa	0.2
止水板押え （アルミニウム銅合金）	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0.3	耐力 245MPa	0.4 （金属間の摩擦係数）
支圧板 （超高分子ポリエチレン）	縦弾性係数 785MPa ポアソン比 0.3	引張強さ 44MPa	0.2
止水板側ガイド板 （アルミニウム銅合金）	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0.3	耐力 245MPa	0.4

(7) 試験条件

ここでは、鋼製防護壁側の基準地震動 S_s （設置許可段階）による相対変位及び応答加速度について評価し、鋼製防護壁側及び取水路側（基礎）に摺動を与え止水機構の挙動を評価した。

①鋼製防護壁摺動（ケース①）

鋼製防護壁摺動のケースでは鋼製防護壁（止水版押えの根元も含む）は剛として水平相対変位、鉛直変位および回転変位を止水板押えの据付け部（鋼製防護壁との設置部）に強制変位として与えた。取水路側（基礎）は剛として固定した。

②取水路側（基礎）摺動（ケース②）

取水路側（基礎）摺動のケースでは、取水路側（基礎）を剛として水平相対変位、鉛直変位を強制変位として与えた。鋼製防護壁（止水版押え据付け部も含む）は剛として固定した。

③解析地震波

本震および余震ともに、最大の鉛直加速度が認められる 40～46sec（6 秒間）について解析を実施した。

(8) 水圧荷重

水圧荷重は、水位TP+20mの静水圧および動水圧とした。

(9) 解析結果

止水板コマの取水路側（基礎）からの浮き上がり量を表 12 に示す。

本震時において、静的には自重に対して摩擦力等による上向力は小さく止水板が取水路側（基礎）から浮き上がることはないが、取水路側（基礎）や鋼製防護壁への接触時に生ずる衝撃力などの動的作用により浮き上がるものと考えられる。浮き上がり量は、鋼製防護壁摺動より取水路側（基礎）摺動の方が大きい傾向が見られた（CASE1-1 と CASE2-1）。

これは、取水路側（基礎）摺動の方が鉛直方向の慣性力がより顕著に表れたためと考えられる。

余震時（津波重畳）において、鋼製防護壁摺動の場合には浮き上がりは無いが、取水路側（基礎）摺動の場合に 0.03 mmの浮き上がりが見られた。本震時と同様に衝撃力などの動的作用の影響もあるものと考えられる。また本震時と同様に浮き上がり量は、鋼製防護壁摺動より取水路側（基礎）摺動の方が大きい傾向が見られた。

表 12 止水板コマの取水路側（基礎）からの浮き上がり量

ケース	摺動側	地震波	浮き上がり量(mm)	継続時間(秒)	説明図
Case1-1	鋼製防護壁側	本震	1.81	0.15	図17
Case1-2		余震	0	—	図18
Case2-1	取水路側（基礎）	本震	3.71	0.24	図19
Case2-2		余震	0.03	0.10	図20

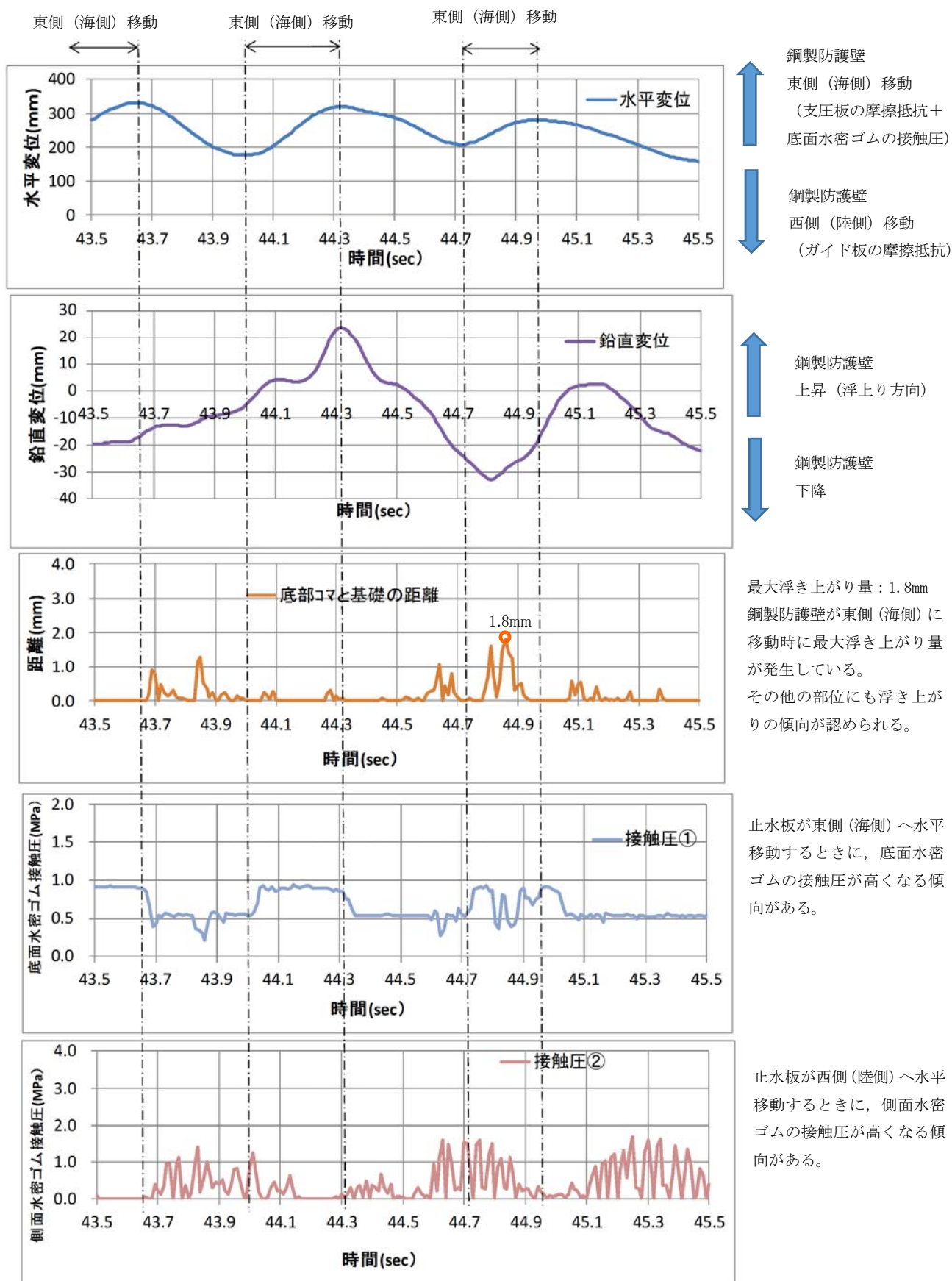


図 17 本震時 鋼製防護壁側揺動（CASE1-1）

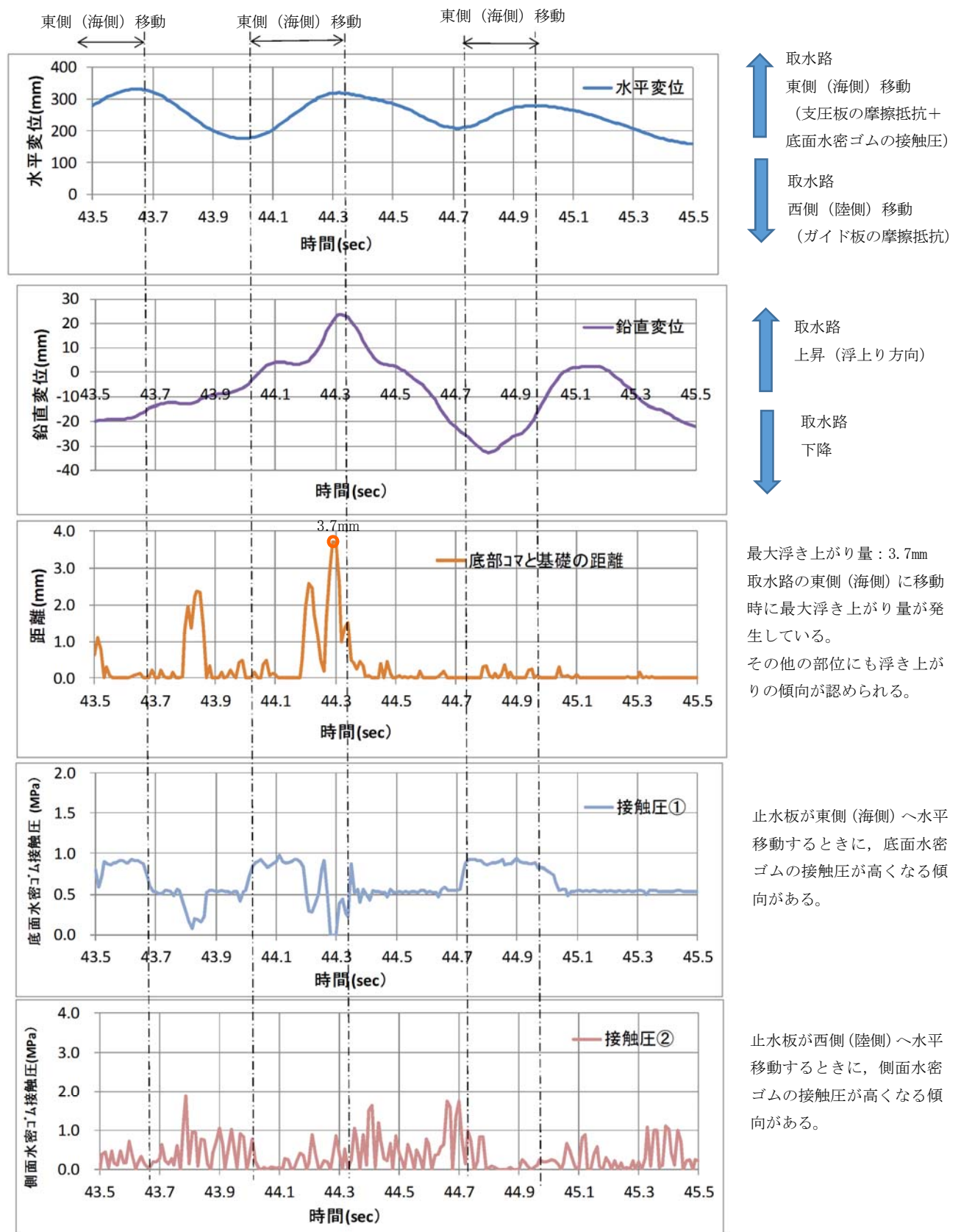


図 18 本震時 取水路側（基礎）摺動（CASE2-1）

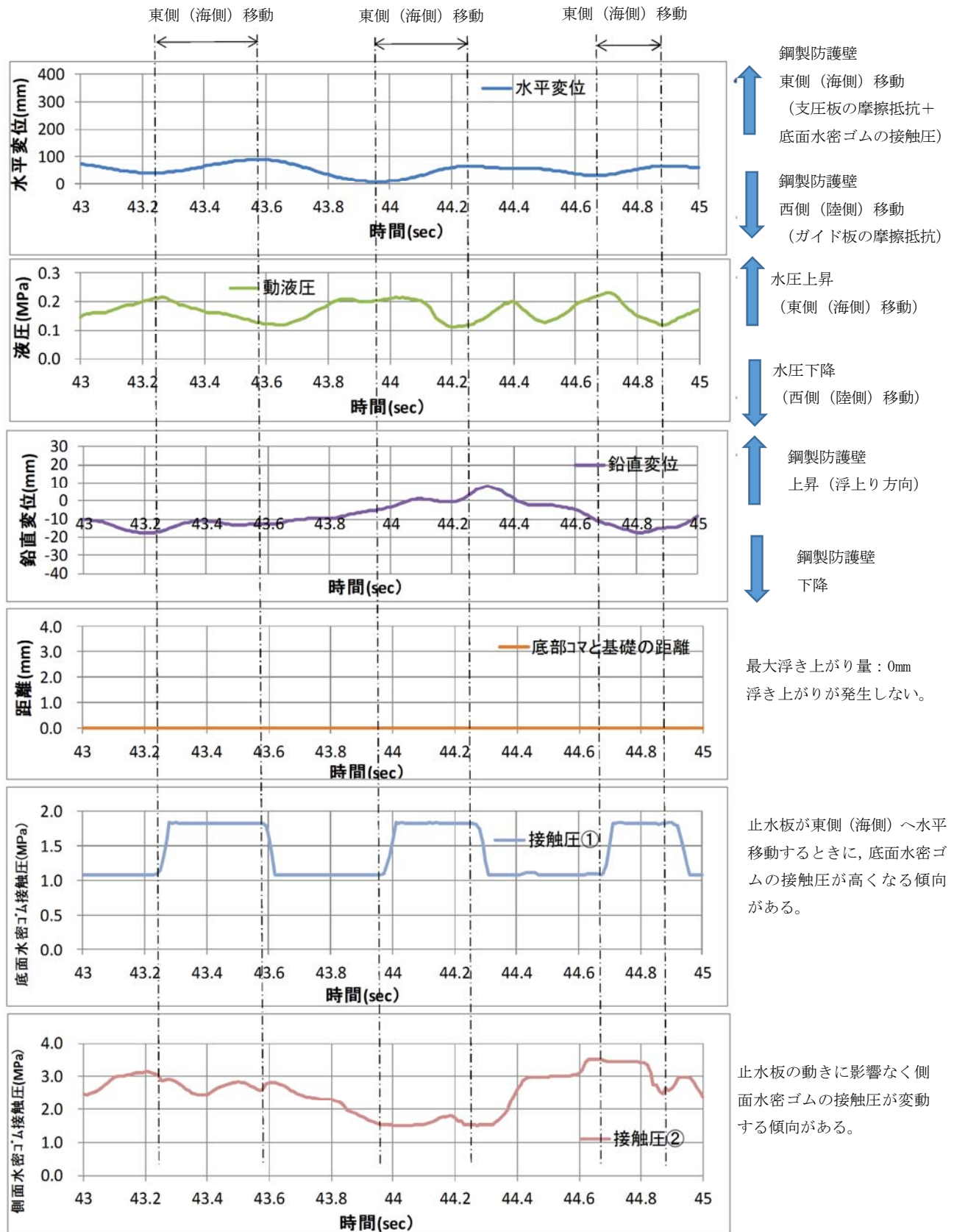


図 19 余震時 鋼製防護壁摺動（CASE1-2）

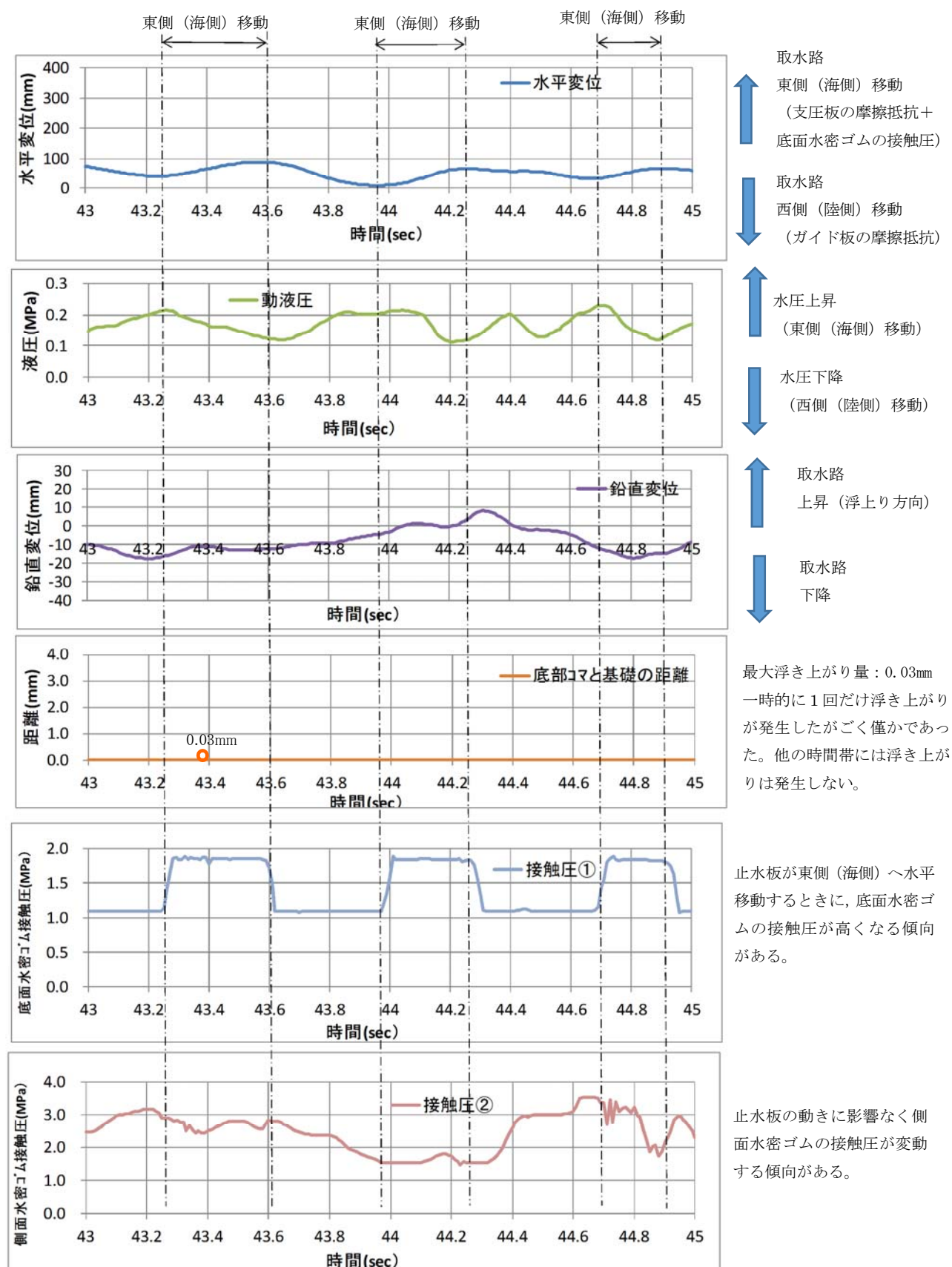
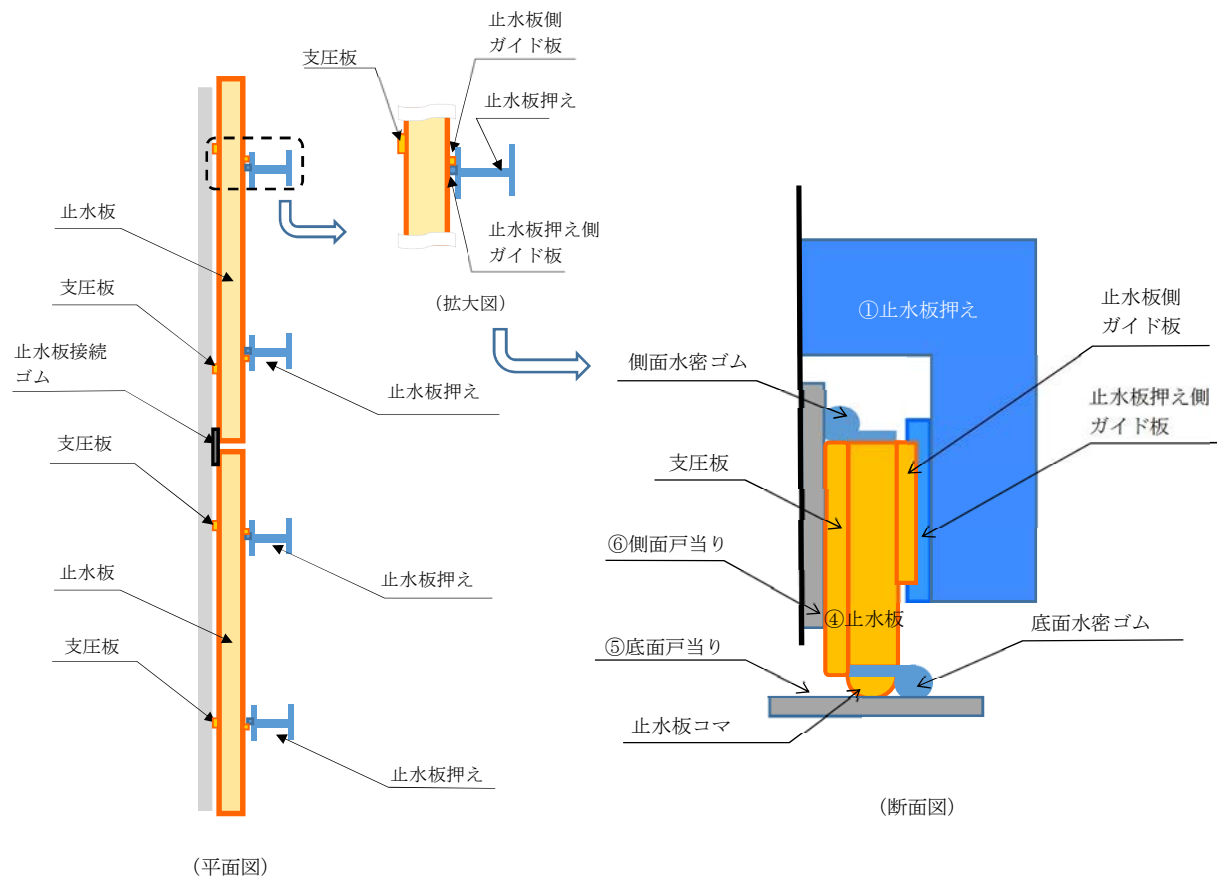


図 20 余震時 取水路側（基礎）摺動（CASE2-2）

【補足説明 3】 止水板の長手方向の挙動及び実証試験における荷重条件について

(1) 止水板の長手方向の挙動について

止水板動は、①止水板押えの止水板押え側ガイド板と④止水板の止水板側ガイド板にて長手方向の移動を制限している。止水板側ガイド板と止水板押え側ガイド板の隙間は 5mm で管理している。図 21 に止水板と止水板押えのガイド構造について示す。



(2) 実証試験における荷重条件について

止水板の耐震設計における考慮する荷重は、固定荷重、地震荷重である。実証試験においても、固定荷重、地震荷重について模擬している構造であり、耐震評価の荷重の組み合わせと同じ状態で実証試験を実施する。

表 17 に止水板の耐震評価における荷重の組合せを示す。

なお、積雪荷重と風荷重については、止水板押えの外側に設置している保護プレートで受けることから、構造上止水板には積雪荷重及び風荷重は考慮しない。

表 17 止水板の耐震評価における荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_s$

G : 固定荷重 躯体自重を考慮する。

K_s : 地震荷重 基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

【補足説明 4】 二次元・三次元動的解析の解析評価について

(1) 二次元動的解析

<評価条件>

- ・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・地震動：基準地震動 S_s
- ・解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
解析モデルは図22に示す。
- ・水密ゴム摩擦係数：
常時：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））（国土交通省）
劣化時の挙動把握（しきい値確認）：0.2～1.2
- ・金属間摩擦係数
止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4
- ・評価対象部位：
底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板（止水板コマ含む），
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板側ガイド板，支圧板
- ・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）（水密ゴム）
弾性設計範囲内（止水板，その他の部材）
- ・評価項目：
応力評価，追従性評価（止水板浮上り），水压模擬，摩擦係数しきい値確認

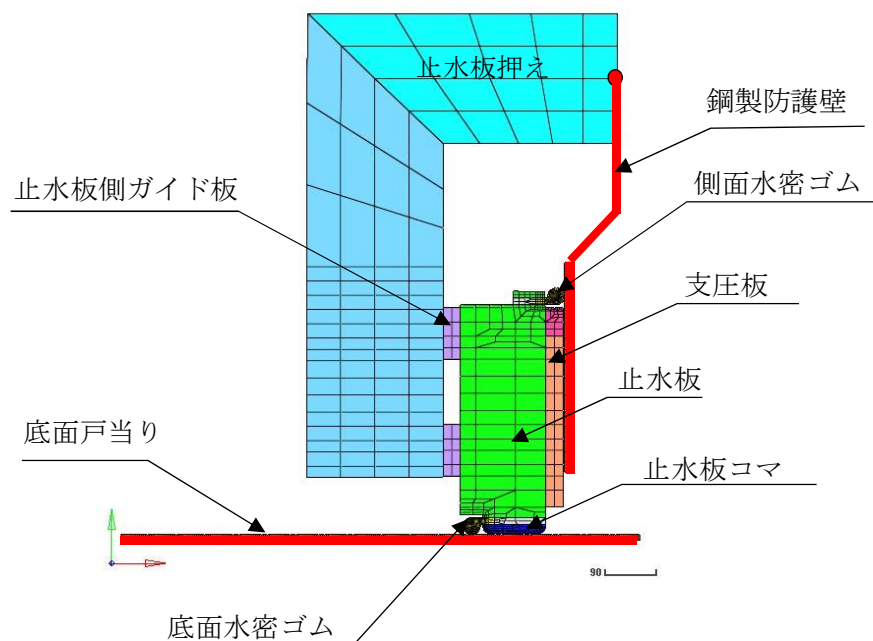


図 22 二次元動的解析モデル

(2) 三次元動的解析

<評価条件>

- ・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・地震動：基準地震動 S_s
- ・解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震

解析モデルは図23に示す。

- ・水密ゴム摩擦係数：

常時：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））（国土交通省）

- ・金属間摩擦係数

止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4

- ・評価対象部位：

底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板（止水板コマ含む），
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板側ガイド板，支圧板

- ・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）（水密ゴム）

弾性設計範囲内（止水板，その他の部材）

- ・評価項目：

応力評価，追従性評価（止水板2枚の挙動，浮上り），水压模擬

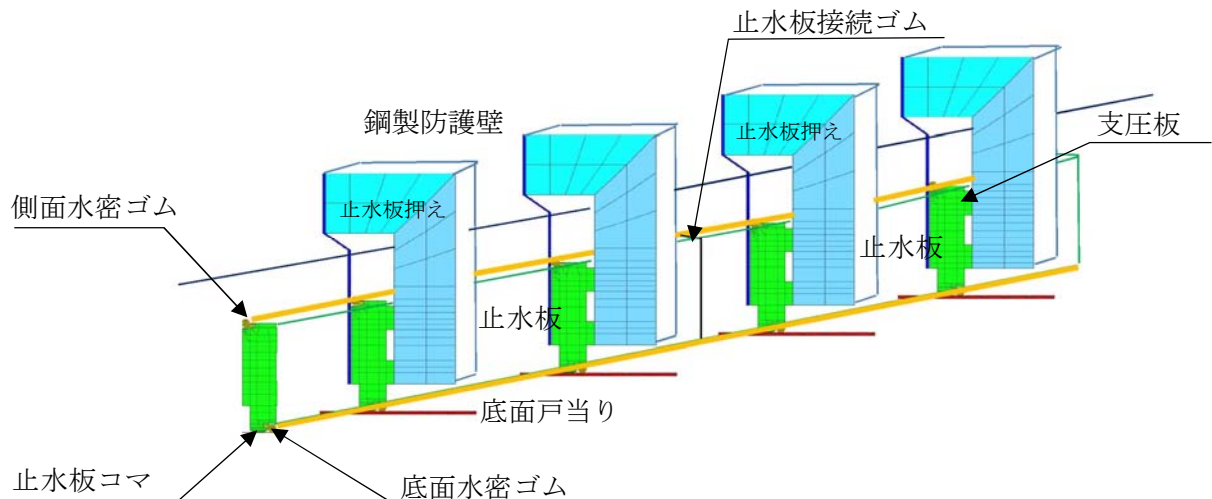


図 23 三次元動的解析モデル

【補足説明 5】 止水機構の概要について

(1) 1次止水機構の止水板について

1次止水機構の止水板は、地震時の追従性を確保するとともに、津波による津波荷重、漂流物による衝突荷重を考慮した構造とする。水密部の水密ゴムは、津波による圧力に耐えうるよう設置し津波からの浸水を防止する。

なお、止水板からの微少な漏えいを考慮し、敷地内に浸水させないよう陸側にシートジョイントからなる2次止水機構を設置している。図24に止水機構全体の構造図を示す。

(2) 2次止水機構の構造について

- a. 2次止水機構は、共通要因故障（止水板の追従性不良等）による同時機能喪が生じないよう多様性を図ることとし、1次止水機構の構造と異なるシートジョイントを設置している。
- b. シートジョイントについては、想定する津波荷重に対して十分な耐性を有するものを採用するが、1次止水機構の取り外し時に津波の襲来を想定すると、漂流物が2次止水機構に到達する可能性があることから、2次止水機構前面に防衝板を設置し、漂流物による損傷を防止する構造にしている。
- c. さらに、2次止水機構の後段には、2次止水機構からの漏水の可能性を考慮し、漏水を収集・排水可能な排水溝を設置する構造にする。排水は、構内排水路の防潮堤内側の集水枡に収集し、構内排水路逆流防止設備を介して排水する。
- d. 1次止水機構及び2次止水機構のこれらの対策により、基準津波の遡上波の重要な安全機能を有する海水ポンプが設置されたエリアへの到達、流入防止を確実なものとしている。

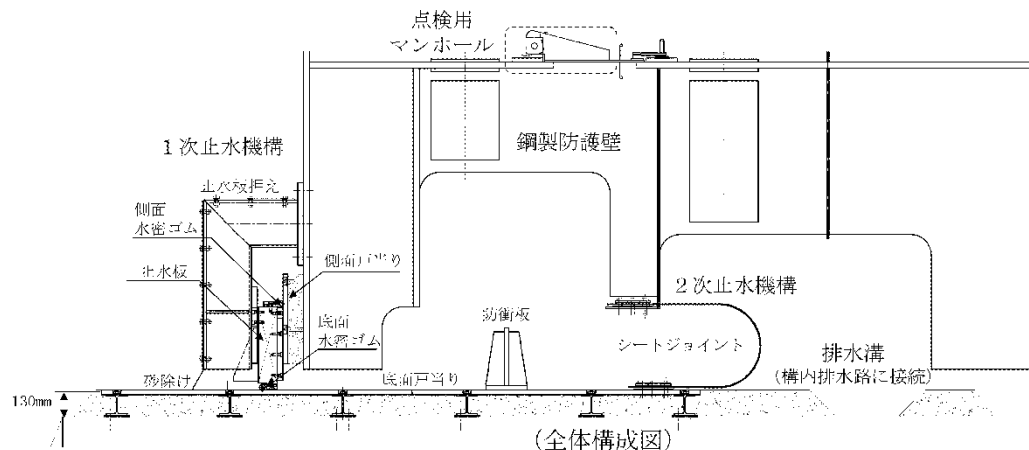


図 24 止水機構全体の概要

【補足説明6】漏水試験について

実証試験にて実施した水密ゴムについて、漏水試験を実施し水密性を確認する。

設計圧力における漏水試験のため、止水機構の水密ゴム（P形）について、試験装置を製作し、漏水試験により設計圧力に耐えることを確認する。

試験装置は、止水板2枚分（4m）の水密ゴムを設置可能な漏水試験装置を製作し、底面水密ゴム、側面水密ゴム、止水板接続ゴムからの漏水を確認する。漏水位置は中央部の3m分からの漏水量を算出する。

表13に漏水試験条件の一覧、表14に漏水試験装置の主要仕様、図25に漏水試験の装置概要図を示す。

表13 漏水試験条件一覧表

項目	条件	備考
水密ゴム	試験体 1	本震，余震+津波を経験させた水密ゴム
	試験体 2	本震，余震+津波を経験させた水密ゴム
	試験体 3	ライニングのない状態にて試験を実施した水密ゴム（試験結果で亀裂，損傷等ない場合に実施）
試験圧力	0.17MPa以上	保守的に，防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値
	0.21MPa以上	敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値
試験時間	10分保持	「ダム・堰施設技術基準（案）」より
許容漏水量*	5.2 ℓ／10分	試験圧力0.17MPaに対する許容漏水量
	6.4 ℓ／10分	試験圧力0.21MPaに対する許容漏水量

* 「ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）」で規定する保持時間及び許容漏水量算定式に基づく3m当たりの許容漏水量

・ 許容漏水量： $W = 10.2 L \times P$

W：漏水量（mℓ/min）

P：設計圧力

L：長辺の長さ（cm）

（試験装置の漏水検出範囲長さ300cm）

表 14 漏水試験装置の主要仕様

項目		仕様
試験装置	寸法	長さ約 4.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.7m
	材質	鋼製
	設計圧力	0.7MPa
止水板	寸法	1枚当たり 長さ約 2m×幅約 0.1m×高さ約 0.4m 2枚の止水板を接続ゴムにて接続し実施
	材質	ステンレス鋼
	重量	約 930kg/枚

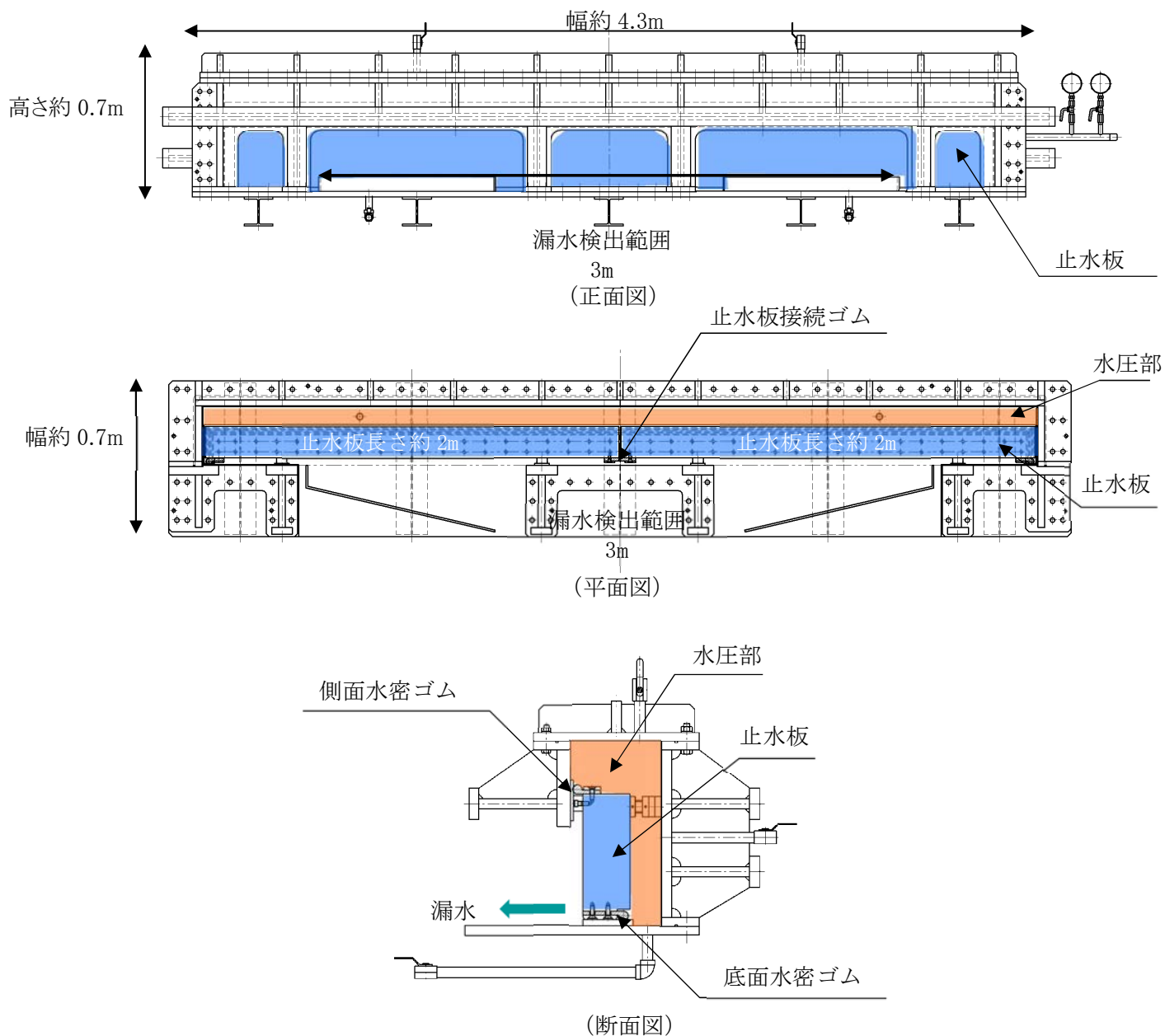


図 25 漏水試験の装置概要図

＜水密ゴムの単体漏水試験結果＞

水密ゴムの単体試験として、未使用品の水密ゴム及び劣化状況を模擬した漏水試験を実施しており良好な結果を得ている。表 15 に試験装置の主要仕様、表 16 に漏水試験結果、図 25 に試験装置の概要図、図 26 に試験圧力と漏水量を示す。

表 15 試験装置主要仕様

項目		仕様
試験装置	寸法	長さ約 2.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.5m
	材質	鋼製
	設計圧力	0.7MPa
止水板	寸法	長さ約 2m×幅約 0.1m×高さ約 0.4m
	材質	ステンレス鋼
	重量	約 620kg

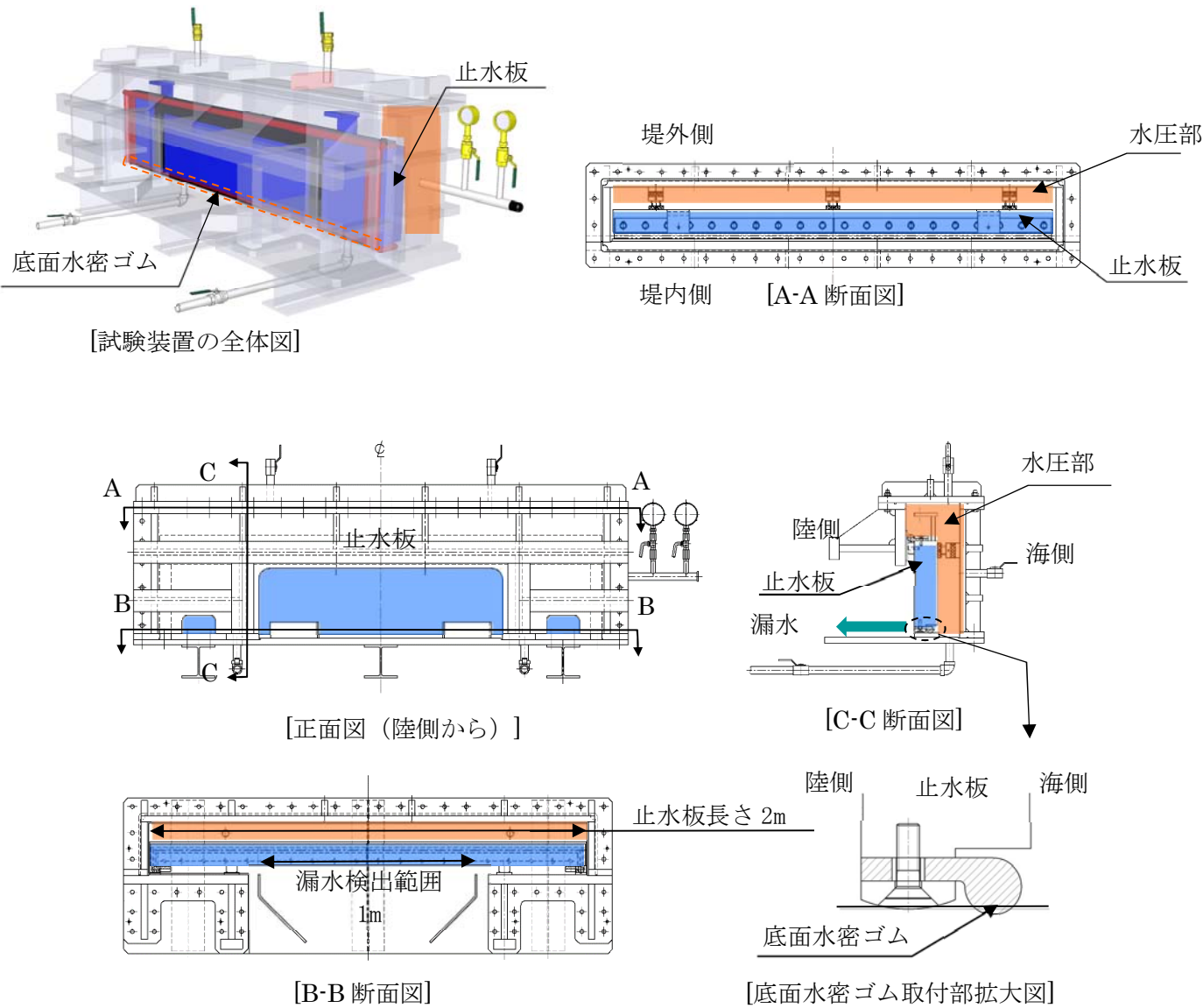


図 25 試験装置概要図

表16 漏水試験結果

	区分	試験圧力 (MPa)	時間 (分)	漏水量 ^{※1} (ℓ/10分)	許容 漏水量 (ℓ/10分)	判定
試験体1	未使用品	0.20	10	0.020	2.0	○
試験体2		0.20	10	0.029	2.0	○
試験体3	劣化状態 を仮定	0.17	10	0.039	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.625	6.7 ^{※2}	○
		0.17	10	0.440	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.525	6.7 ^{※2}	○

※1：漏水量は1 mあたり10分間漏水量。

※2：未使用品（新品）の場合の許容漏水量

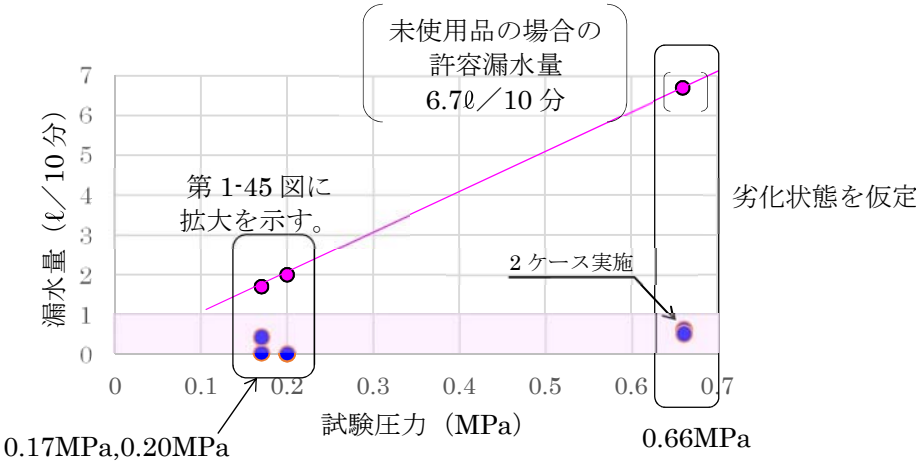


図 26 試験圧力と漏水量（高圧）

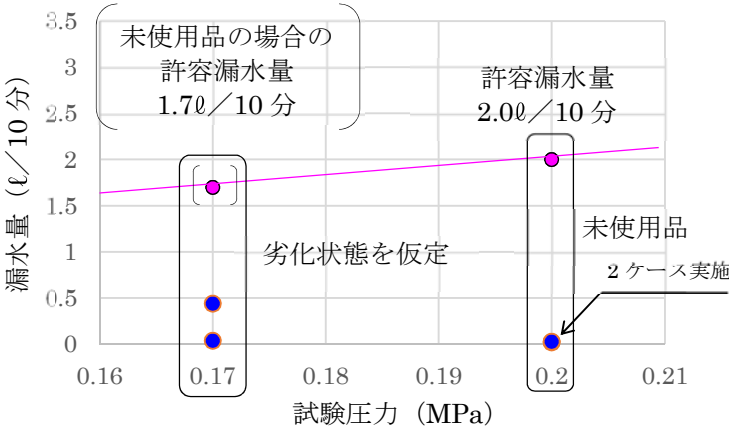


図 26 試験圧力と漏水量（低圧）

【参考】実証試験において想定される不具合と対策（案）

実証試験において想定される不具合として、止水板の浮上りや水密ゴムの噛み込み等が考えられるため、以下の対策（案）を検討している。

対策（案）の実施に当たっては、二次元・三次元動的解析の結果も踏まえ、原因の分析を十分に行い、必要に応じて対策を実施する。

図 27 に要因と対策（案）を示す。

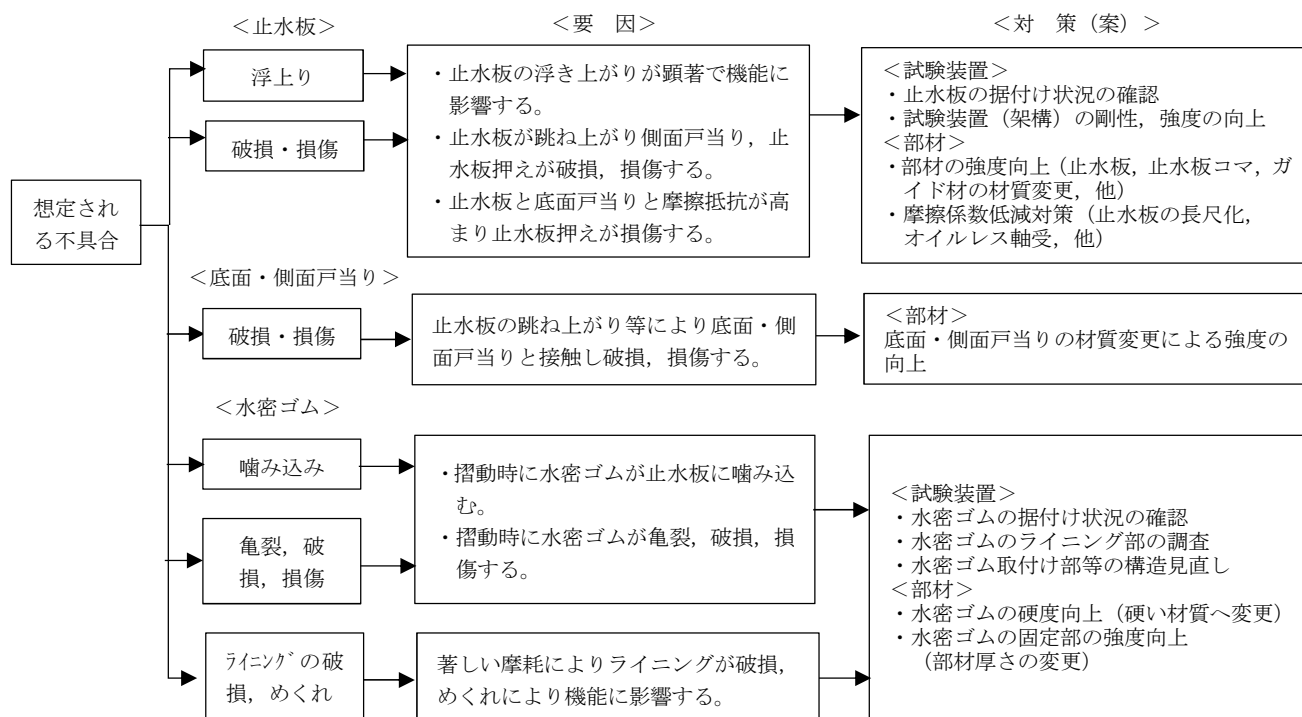


図 27 実証試験時における不具合時に対する対策（案）

6.1.3.2 止水機構（1次止水機構）の実証試験の試験要領について

1. 目的

止水機構が基準地震動 S_s 及び余震+津波時において、実規模大の試験装置を用いた試験（以下「実証試験」という。）を行い、止水板の挙動を確認することにより、変位追従性、水密ゴムの健全性を確認する。本項は、実証試験の試験要領を示す。

2. 試験期間及び場所

実施時期：平成 30 年 5 月上旬

場 所：茨城県つくば市

3. 試験体制

実証試験体制は、図 1 に示す。

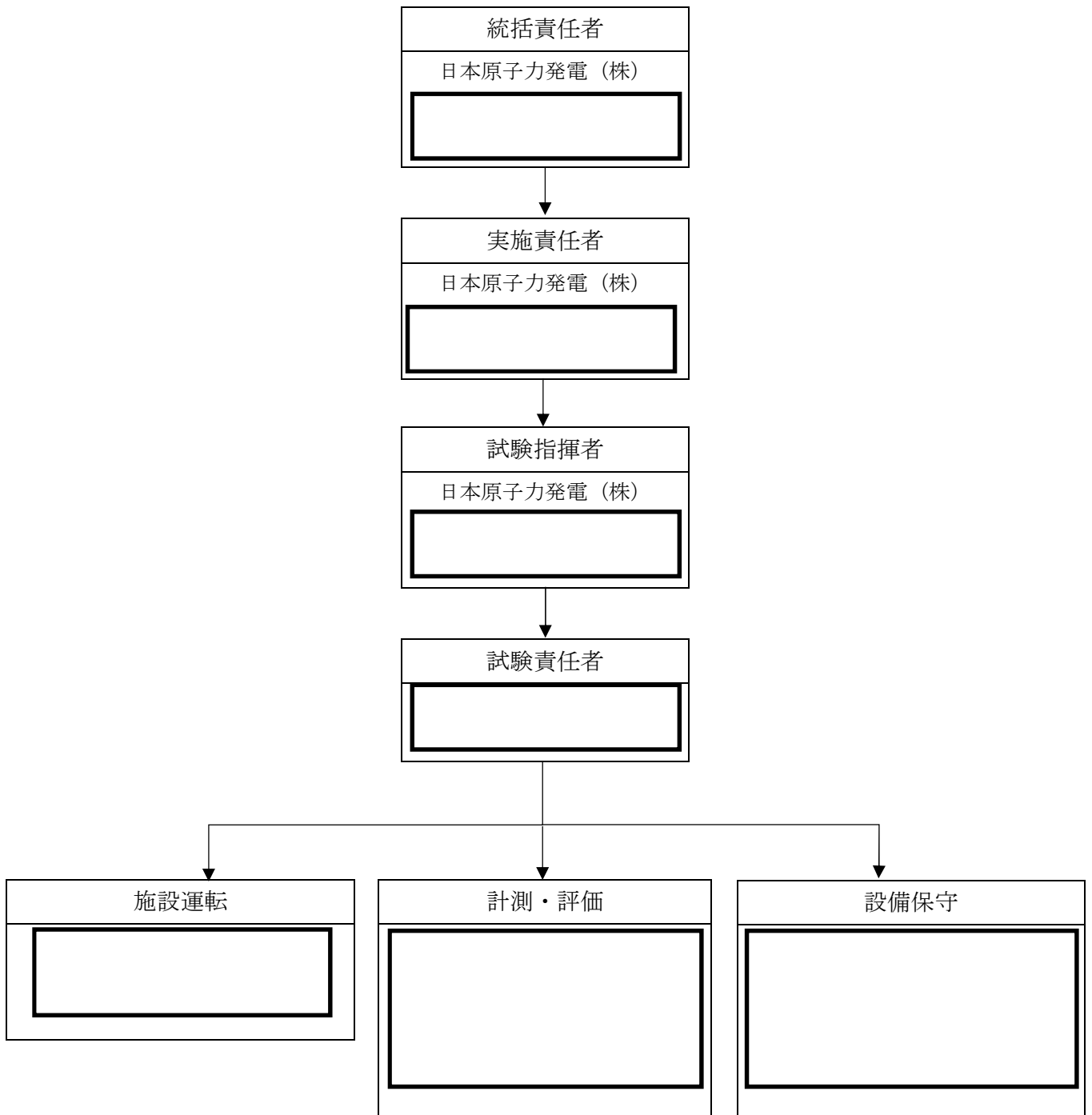


図 1 実証試験体制

4. 実証試験装置の概要

振動台の上に1次止水機構を設置し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図2に大型3軸振動台の概要、図3に振動台の平面図、図4に試験装置のイメージ図を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X方向	Y方向	Z方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

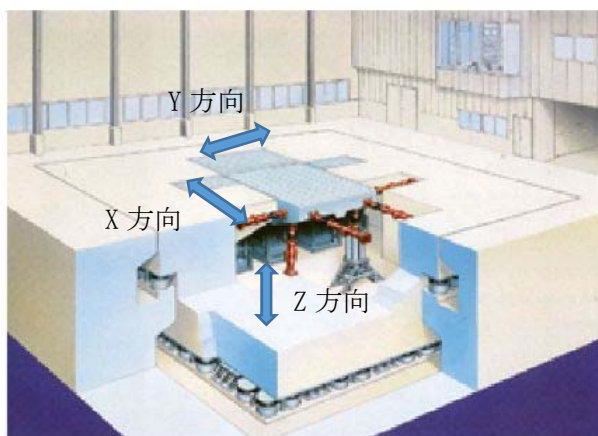


図2 大型3軸振動台の概要

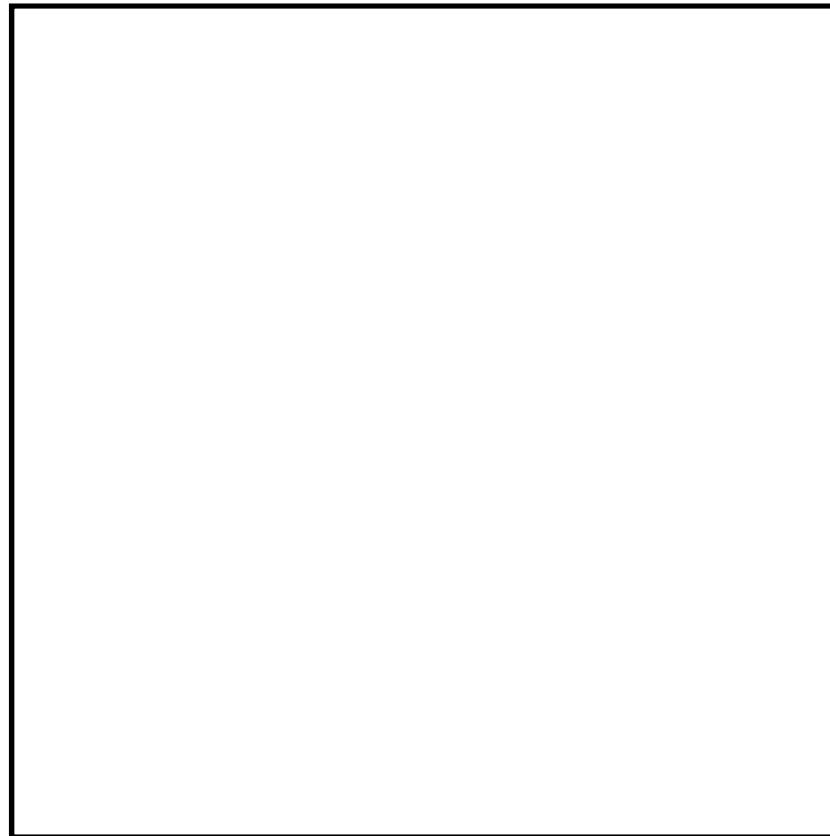


図 3 振動台平面図

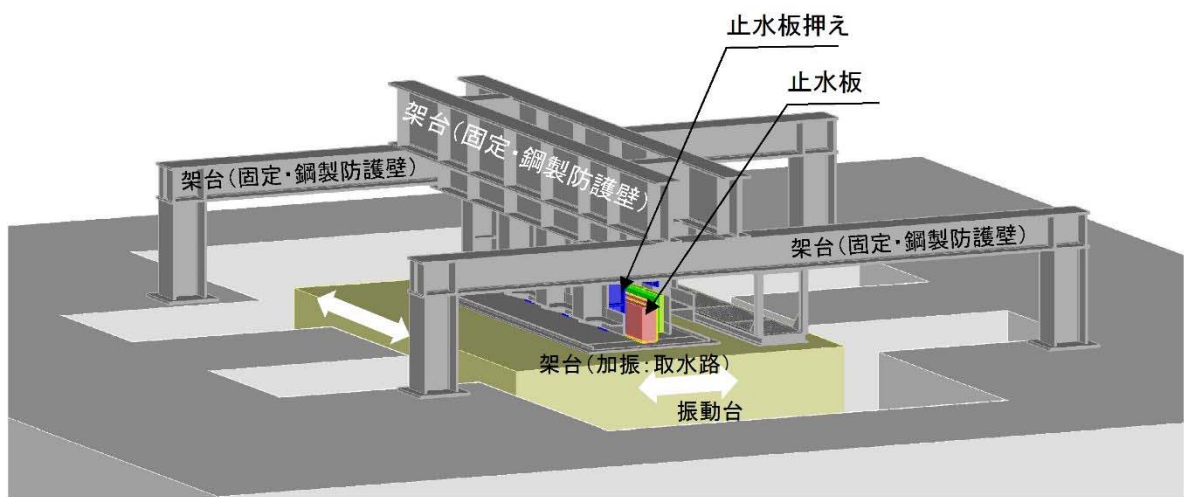


図 4 試験装置イメージ図

5. 試験条件

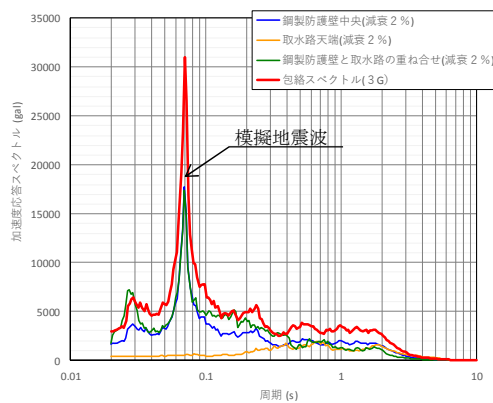
(1) 模擬地震波

振動台に入力する模擬地震波は、本震として基準地震動 S_s を包絡させた地震動及び余震として津波波圧を模擬的に与えた条件にて実証試験を実施する。表 1 に加振試験用応答スペクトルに用いる入力地震動を示す。

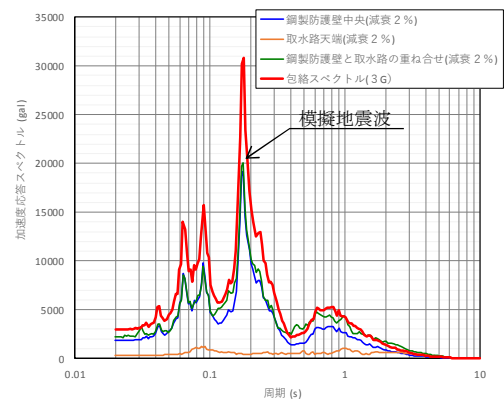
図 5 に本震による三方向（X，Y，Z）の模擬地震波の加速度応答スペクトルを示す。模擬地震動の詳細については「6.1.3.4 実証試験に用いる模擬地震動の作成，実証試験及び三次元動的解析のケースについて」に示す。

表 1 加振試験用応答スペクトルに用いる入力地震動

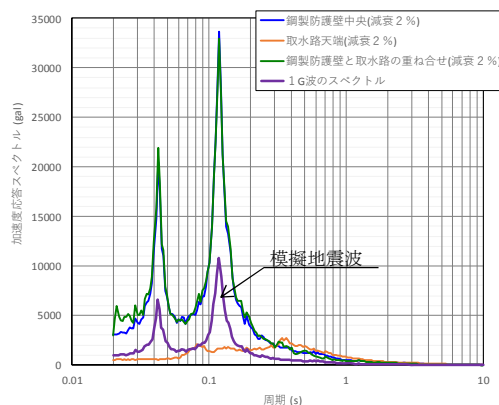
種類	入力地震動
本震	$S_s - D1$
余震	$S_d - D1$



加速度応答スペクトル X 方向 (NS)



加速度応答スペクトル Y 方向 (EW)



加速度応答スペクトル Z 方向

図 5 本震による三方向（X，Y，Z）の模擬地震波の加速度応答スペクトル

(2) 試験回数

実証試験に用いる入力地震動（ S_s-D1 ， S_d-D1 ）による確認は，止水板の挙動の再現性を確認するため，表2の試験回数の設定のとおり2回ずつ実施する。

表2 試験回数の設定

	本震	余震+津波
試験回数	2回	2回

(3) 摩擦係数の設定

止水板に設置する側面・底面水密ゴムは，材料証明書にてダム堰施設技術基準の物性値であることを確認した未使用品のものを使用するため，摩擦係数は0.2の状態とする。表3に水密ゴムの物性値及び試験方法の規格を示す。

表3 水密ゴムの物性値及び試験方法の規格

	試験項目		物性値	規格値	試験条件・試験方法
通常	硬さ (DUR0-A 型)		55	55±5	JIS K 6253
	引張り 強さ	(MPa)	16.3	14.7以上	JIS K 6251
		(kgf/cm ²)	166	150以上	
	伸び (%)		500	300以上	

(4) 余震時の波圧の設定について

余震時においては、余震+津波の津波高さの圧力を想定する必要があるため、津波による荷重を以下のとおり止水板に負荷し、実証試験を実施する。

◆水平方向荷重

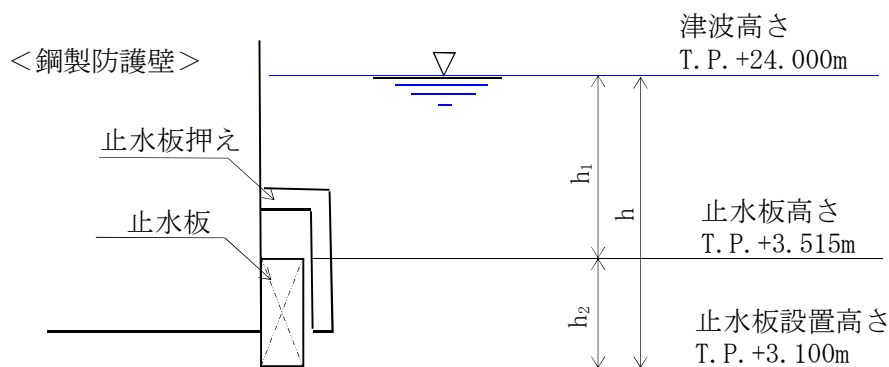
止水板 1 枚 (2m) 当り 3 カ所×2 セットの水压負荷装置により 29.0 kN 以上の荷重を掛ける。

$$W_H = 86.7 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \div (3 \times 2) = 28.9 \text{ kN} \approx 29.0 \text{ kN}$$

◆鉛直方向荷重

止水板 1 枚 (2m) 当り 2 カ所×2 セットの水压負荷装置により 29.0kN 以上の荷重を掛ける。

$$W_V = 29.0 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \div 2 = 29.0 \text{ kN}$$



$$h = 20.9 \text{ m}$$

$$h_1 = 20.485 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.415 \text{ m}$$

◆水平方向水压荷重 (単位 m あたり)

$$W_H = 1/2 \cdot (h^2 - h_1^2) \cdot \gamma_w$$

$$= 1/2 \times (20.90^2 - 20.485^2) \times 10.1 = 86.7 \text{ kN/m}$$

γ_w : 海水の単位体積重量 10.1 kN/m

◆鉛直方向水压荷重 (単位 m 当たり)

$$W_V = h_1 \cdot \gamma_w \cdot B'$$

$$= 20.485 \times 10.1 \times 0.14 = 29.0 \text{ kN/m}$$

B' : 鉛直方向受圧厚さ 0.14m

(5) 実証試験に係る計測項目

実証試験における計測項目（表4）計測箇所（図6）及び計測器一覧（表5）を示す。

表4 実証試験における計測項目

各部位	目的	確認項目	
①止水板押え	止水板の追従性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板押えの加速度計測（⑬～⑯）
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板押えと止水板の隙間計測 ・止水板押え側ガイド板の平面度測定 ・止水板押え側ガイド板と止水板側ガイドとの寸法測定 ◆外観目視検査 ・変形，摩耗等の確認
④止水板 （底面止水板コマ部含む）	止水板の追従性及び健全性を確認する。	挙動確認	◆止水板と底面，側面戸当りの変位計測（①～⑧） （レーザー変位計による止水板の挙動確認） ◆止水板の加速度計測（⑤～⑧） ◆ビデオ撮影（①～⑨）
		健全性確認	◆寸法計測 ・止水板，支圧板の寸法測定 ・止水板コマ寸法測定（寸法，板厚，摩耗量測定（試験後）） ◆外観目視，据付け状況検査 ・止水板コマ，支圧板の変形，摩耗，据付け等の確認
⑤底面戸当り ⑥側面戸当り	止水性に影響を与える部材の健全性を確認する。	挙動確認	◆加速度計測（底面・側面戸当り）（⑨～⑯） ◆ビデオ撮影（①～⑨）
		健全性確認	◆寸法測定 ・平面度測定 ◆外観目視，据付け状況検査 ・変形，摩耗，ゆがみ，据付け等の確認
底面・側面水密ゴム	止水板に追従し，水密性に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板と底面，側面戸当りの変位計測（①～⑩） （レーザー変位計による浮き上がり確認） ◆ビデオ撮影（①～⑨）
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測（厚さ） ◆外観目視，据付け状況検査 ・変形，摩耗，亀裂，ライニング面，据付け等の確認 ◆漏水検査
止水板接続ゴム	止水板との接続部に影響がないことを確認する。	挙動確認	◆止水板の変位計測（①～⑧） （レーザー変位計による止水板の挙動を把握し，接続ゴムの変位を計測） ◆止水板の加速度計測（⑤～⑧） ◆ビデオ撮影（②）
		健全性確認	◆寸法測定 ・水密ゴムの寸法計測（寸法） ◆外観目視検査 ・変形，摩耗，亀裂の確認 ・底面・側面水密ゴムの接続箇所の確認 ◆水密ゴムの据付け状況確認

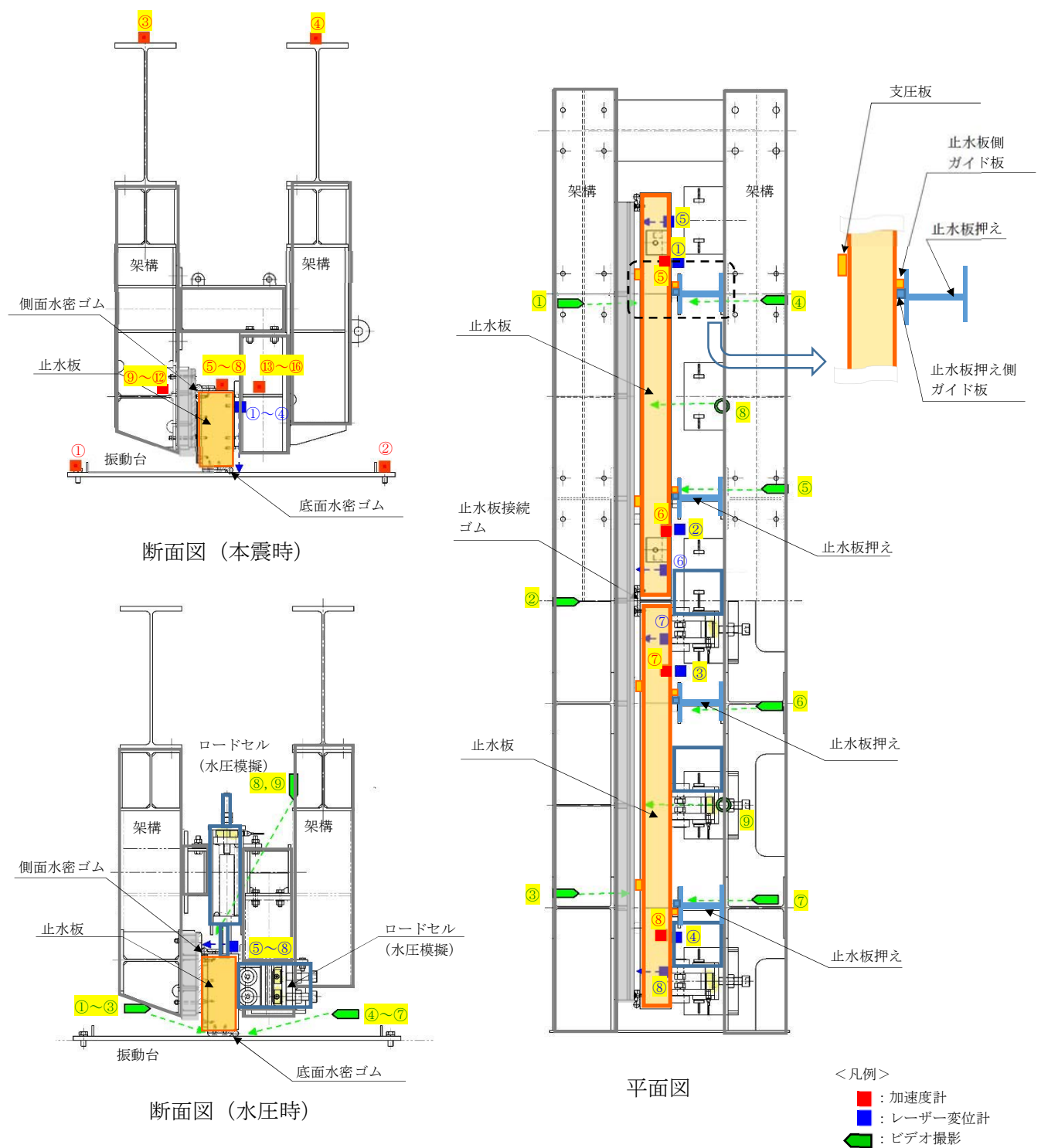


図 6 実証試験時の計測部位

表 5 計測器一覧

計測器	型番	メーカー	仕様	数量	備考
レーザー変位計			測定範囲 160～450 mm 繰返し精度 30 μ m 計測精度 : 0.1mm	4	鉛直 相対変位
			測定範囲 75～130 mm 繰返し精度 30 μ m 計測精度 0.01mm	4	水平 相対変位
加速度計			定格容量 $\pm 20G$ 応答周波数範囲 500Hz 計測精度 0.02G $\pm 1\%$	16	X Y Z 方向
ロードセル			定格容量 50 k N 非直線性 $\pm 0.05\%$	12	水平方向
			定格容量 100 k N 非直線性 $\pm 0.2\%$	4	鉛直方向
CCD カメラ			f6 mm, 8 mm, 12 mm	6	
			f3.7 mm	3	
ビデオ カメラ			デジタルハイビジョン方式	2	全景用

(6) 実証試験手順

実証試験のスケジュールを以下に示す。実証試験は1回の実証試験で2日間必要とする。そのため、実証試験の本震、余震＋津波を実施し水密ゴムの計測等は3日目に実施する手順になる。表6に実証試験の実施手順を示す。

水密ゴムは、実際に想定しうる本震の後に余震＋津波となるため、余震＋津波の実証試験が終了するまでは同じものを通して使用する。

以下は試験1回目の手順、2回目以降も同様の手順で実施する。

表6 実証試験の実施手順

時間帯	本震1回 (1日目)	余震＋津波1回 (2日目)
午前 (約3.5時間)	<p><試験前準備></p> <ul style="list-style-type: none"> 各部外観検査, 寸法計測 (試験前健全性確認) 振動台の油圧上昇 ホワイトノイズ加振※ (XYZ軸方向) 振動台の油圧降下 止水板設置 計測器取付け 	<p><試験前準備></p> <ul style="list-style-type: none"> 同左
午後 (約4.5時間)	<p><試験前準備></p> <ul style="list-style-type: none"> 水密ゴムの外観据付け検査 水密ゴムの計測 	<p><試験前準備></p> <ul style="list-style-type: none"> 水密ゴムの外観据付け検査 水密ゴムの計測 水圧負荷装置設置
	<p><実証試験></p> <ul style="list-style-type: none"> 油圧上昇 実証試験 (本震) 加振終了後油圧降下 	<p><実証試験></p> <ul style="list-style-type: none"> 油圧上昇 水平負荷装置荷重調整 実証試験 (余震) 水平負荷解除 加振終了後油圧降下
	<p><試験後></p> <ul style="list-style-type: none"> 止水板取り外し 水密ゴムの外観・据付け検査 	<p><試験後></p> <ul style="list-style-type: none"> 止水板取り外し 水密ゴムの外観・据付け検査 水圧負荷装置取外し

(3日目)

- ・水密ゴム取外し, 摩耗等計測
- ・各部外観検査, 寸法計測 (試験後健全性確認)
- ・品質記録の例を図7に示す。

※ホワイトノイズ加振とは

止水板を設置しない状態で試験装置の固有振動数を算出し, 試験装置の固有振動数に有意な変化がないことを試験前に確認することで, 試験装置が正常な状態であることを確認する。

発注者	日本原子力発電株式会社 殿											
業務名	東海第二発電所											
実験名	一次止水機構 振動試験											
実施日												
受注者												
再委託先												
実施場所												
試験NO.	試験NO.	試験有無	試験場所	止水板位置	底面止水板	加振前	加振後	摩耗量(mm)	備考	発注者	受注者	再委託先
1	3	有り	右	右側								
				中央								
				左側								
				右側								
				中央								
				左側								
2	4	無し	左	右側								
				中央								
				左側								
				右側								
				中央								
				左側								
3	5	有り	右	右側								
				中央								
				左側								
				右側								
				中央								
				左側								
4	6	無し	左	右側								
				中央								
				左側								
				右側								
				中央								
				左側								
備考	摩耗量計測：0-100mmノギス 計測箇所（海側から見る）											

図7 品質記録の例（1/3） （止水板の寸法計測の例）

発注者	日本原子力発電株式会社 殿				発注者		受注者		再委託先	
業務名	東海第二発電所				発注者		受注者		承認	
実験名	一次止水機構 振動試験				発注者		受注者		審査	
実施日					発注者		受注者		担当	
受注者					発注者		受注者			
再委託先					発注者		受注者			
実施場所					発注者		受注者			
止水板厚さ	ガイド間隔				止水板の軸山角方向隙間 (mm)		C = B - A		備考	
止水板	位置	設計値 (mm)	計測値 (mm) : A	位置	設計値 (mm)	計測値 (mm) : B				
右	右側	210		1	上	213				
					下	213				
	左側	210		2	上	213				
					下	213				
左	右側	210		3	上	213				
					下	213				
	左側	210		4	上	213				
					下	213				

平面配置

陸側

海側

右側

左側

①

②

③

④

止水板押し及び側面戸当り

陸側

海側

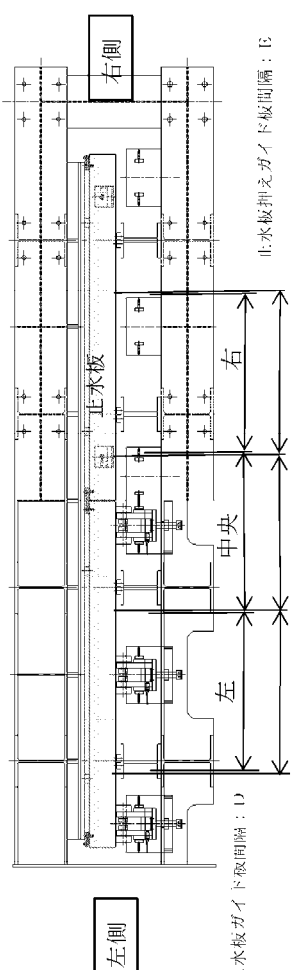
止水板厚さ: A

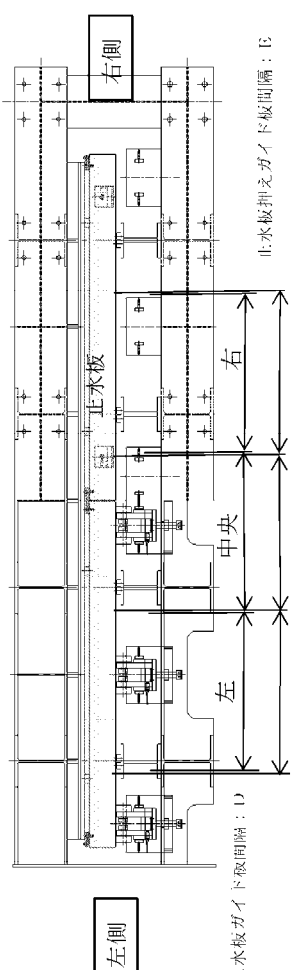
ガイド間隔: B

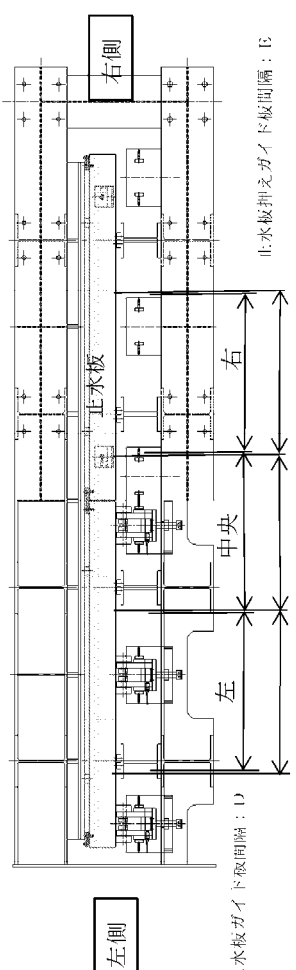
計測：ノギス、スケール

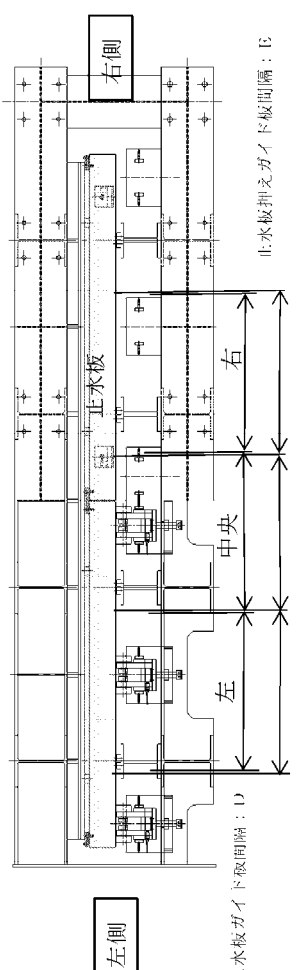
備考

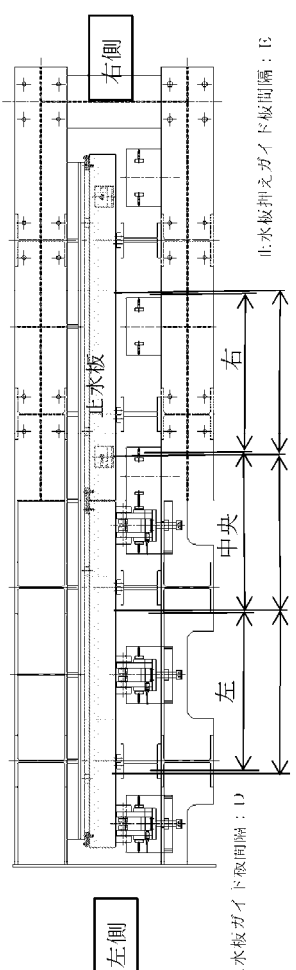
図 7 品質記録の例 (2/3) (止水板押しと側面戸当りの寸法計測の例)

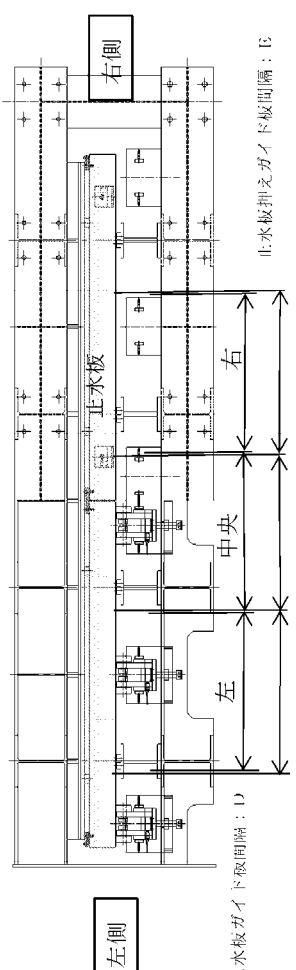
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

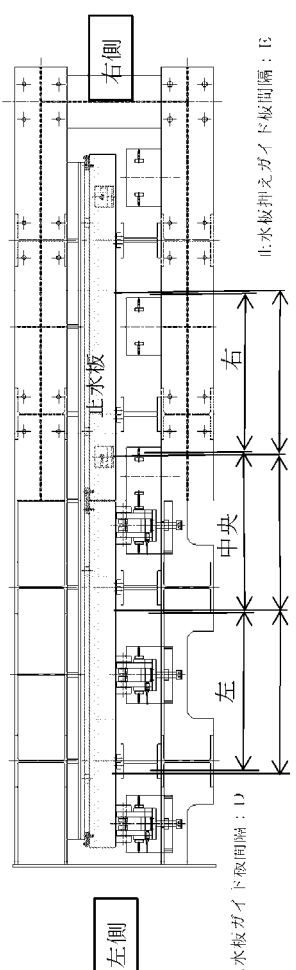
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

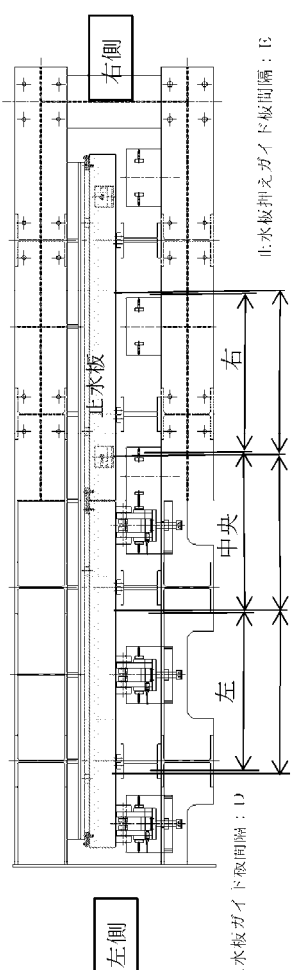
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

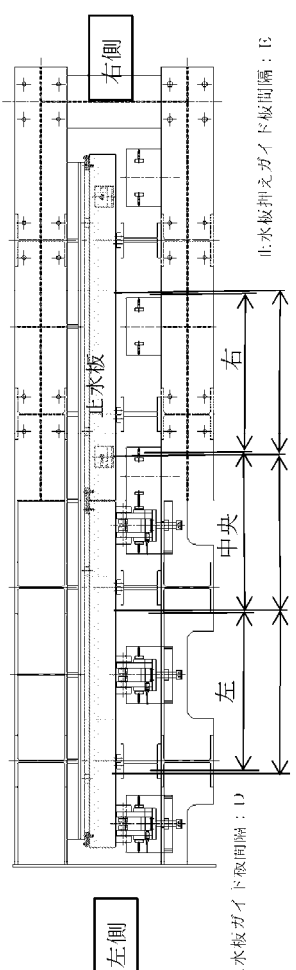
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

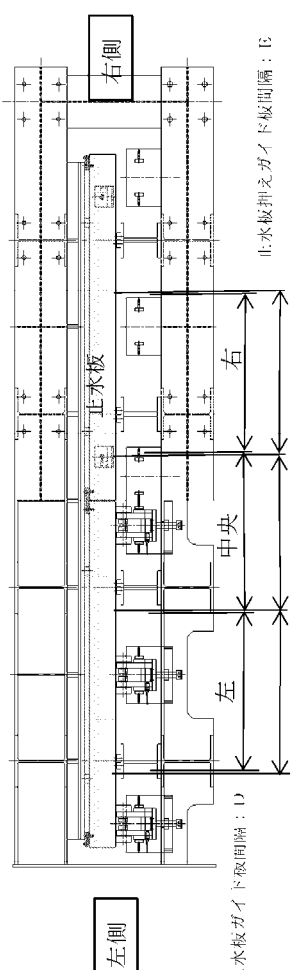
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

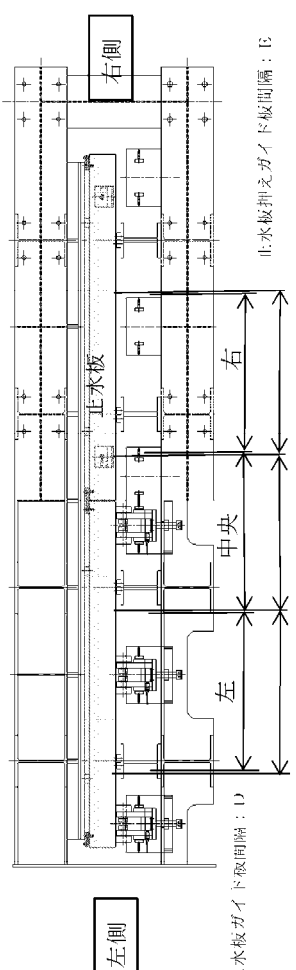
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

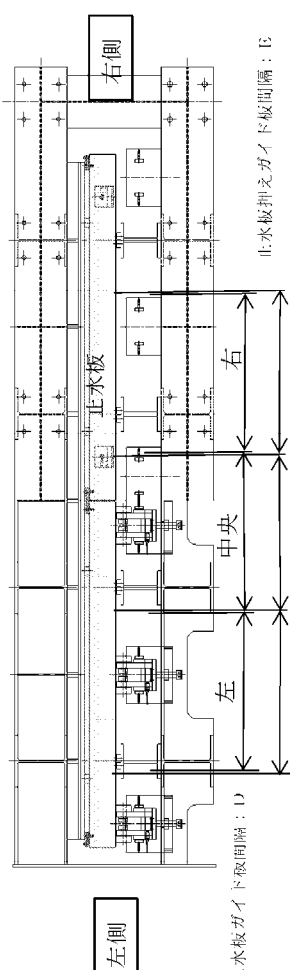
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

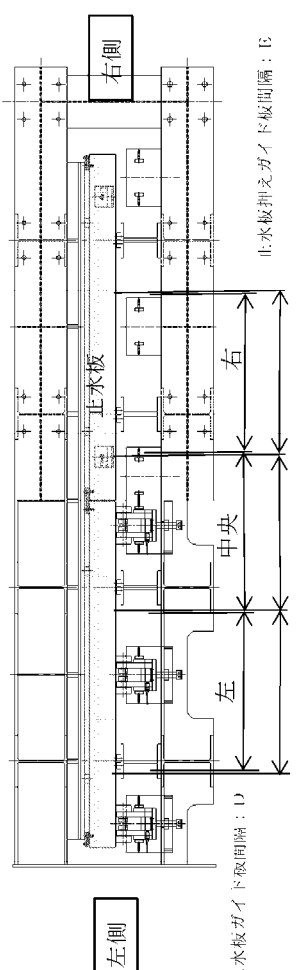
発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

発注者		日本原子力発電株式会社 殿																												
業務名		東海第二発電所																												
実験名		一次止水機構 振動試験																												
実施日																														
受注者																														
再委託先																														
実施場所																														
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考												
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div> <div><div>左側</div><div></div><div>止水板ガイド板間隔 : L</div><div>止水板押えガイド板間隔 : B</div><div>陸側</div><div>海側</div></div>																							
	下	1000			下	1010																								
中央	上	1000		中央	上	990																								
	下	1000			下	990																								
左	上	1000		左	上	1010																								
	下	1000			下	1010																								

発注者		日本原子力発電株式会社 殿																	
業務名		東海第二発電所																	
実験名		一次止水機構 振動試験																	
実施日																			
受注者																			
再委託先																			
実施場所																			
止水板ガイド板間隔		位置		設計値(mm)		計測値(mm) : D		止水板押えガイド板間隔				設計値(mm)		計測値(mm) : E		ガイド板軸方向隙間(mm) B - A / 2		備考	
右	上	1000		右	上	1010	<div>平面配置</div>												

図 7 品質記録の例 (3/3) (止水板押えの間隔計測の例)

6.1.3.3 二次元・三次元動的解析の結果について

1. 目 的

止水機構が基準地震動 S_s 及び余震+津波時において、実規模大の試験装置を用いた試験（以下「実証試験」という。）を行い、止水板の挙動を確認することにより、変位追従性、水密ゴムの健全性を確認する。本件では実証試験に合わせて実施する二次元・三次元動的解析の結果について説明する。

2. 解析条件

(1) 二次元動的解析

<評価条件>

- ・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・地震動：基準地震動 S_s
- ・解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
解析モデルは図1に示す。
- ・水密ゴム摩擦係数：
常時：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））（国土交通省）
劣化時の挙動把握（しきい値確認）：0.2～1.2
- ・金属間摩擦係数
止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4
- ・評価対象部位：
底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板（止水板コマ含む），
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板側ガイド板，支圧板
- ・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）（水密ゴム）
弾性設計範囲内（止水板，その他の部材）
- ・評価項目：
応力評価，追従性評価（止水板浮上り），水压模擬，摩擦係数しきい値確認

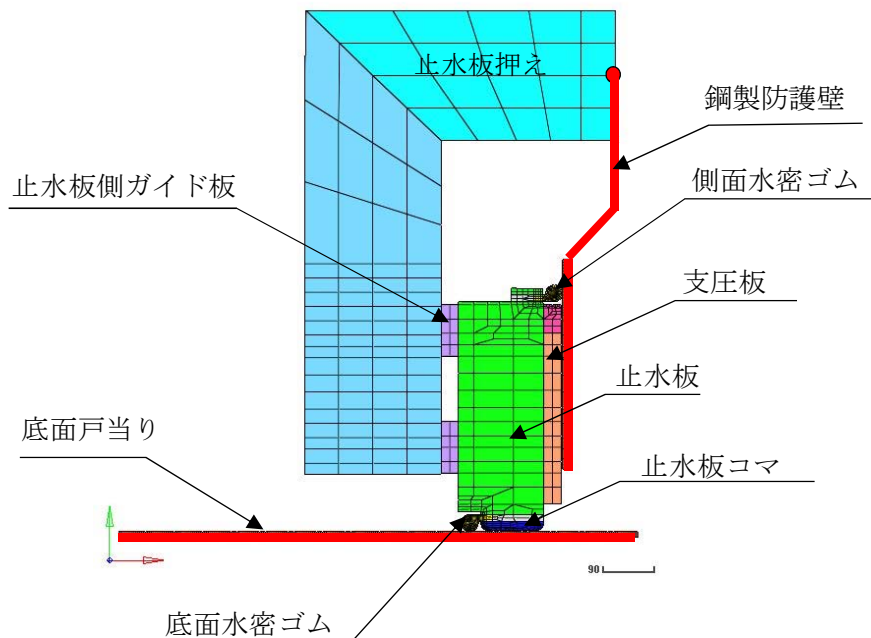


図1 二次元動的解析モデル

(2) 三次元動的解析

<評価条件>

- ・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・地震動：基準地震動 S_s
- ・解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
解析モデルは図2に示す。
- ・水密ゴム摩擦係数：
常時：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））（国土交通省）
- ・金属間摩擦係数
止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4
- ・評価対象部位：
底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板接続ゴム，止水板（止水板コマ含む），
止水板押え，底面・側面戸当り，止水板側ガイド板，支圧板
- ・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）（水密ゴム）
弾性設計範囲内（止水板，その他の部材）
- ・評価項目：
応力評価，追従性評価（止水板2枚の挙動，浮上り），水圧模擬

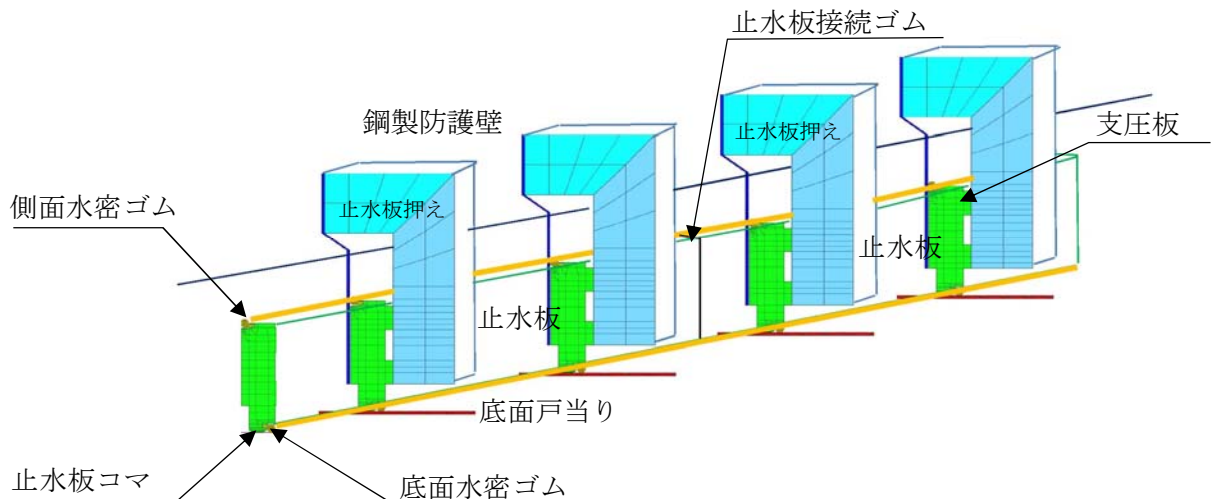


図2 三次元動的解析モデル

3. 三次元動的解析

(1) 実証試験モデルの解析条件

a. 解析コード MSC_MARC2014. 2. 0 (エムエスシーソフトウェア株式会社)

b. 解析内容 大変形超弾性解析 (止水ゴムを超弾性体として扱う)

c. モデルの説明

基本的に6面体ソリッド要素, 架台の部分はシェル要素として作成した。

d. 解析に用いる物性値および摩擦係数

各部の物性値と摩擦係数は表 1 に示す通り。モデル化に当たっては, ⑤底面戸当り, 鋼製防護壁 (⑥側面戸当り) は, 剛体としてモデル化した。

表1 物性値および摩擦係数

部位 (材質)	物性値	許容値	摩擦係数
①止水板押え (SM490)	縦弾性係数 205000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 315MPa	-
④止水板 (SUS304)	縦弾性係数 197000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 205MPa	-
底面・側面水密ゴム (合成ゴム+ ライニング 貼付け)	単軸引張試験結果	引張強さ 14. 7 MPa	0. 2
止水板コマ (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 245MPa	0. 4 (金属間の摩擦係数)
支圧板 (超高分子ポリエチレン)	縦弾性係数 785MPa ポアソン比 0. 3	引張強さ 44MPa	0. 2
止水板側ガイド板 (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0. 3	耐力 245MPa	0. 4

e. 解析モデルに考慮している隙間

止水機構の実機と同じ構造を模擬するため, 以下の箇所については, 解析モデル上も隙間を考慮し解析を実施する。図 3 に解析モデル上の隙間を示す。

①側面水密ゴムと側面戸当りの隙間 3mm

②底面水密ゴムと底面戸当りの隙間 3mm

③止水板ガイドと止水板押えの隙間 5mm

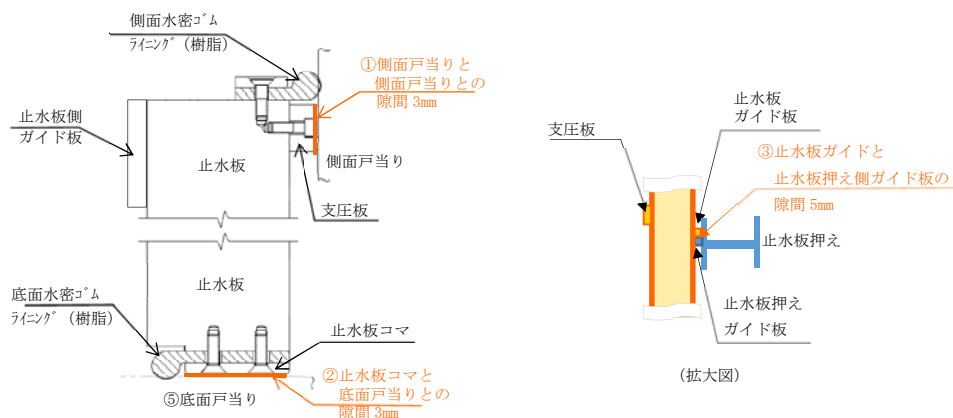


図3 解析モデル上の隙間

f. 解析モデルの作成

実証試験モデルの解析モデルを図 4 に示す。

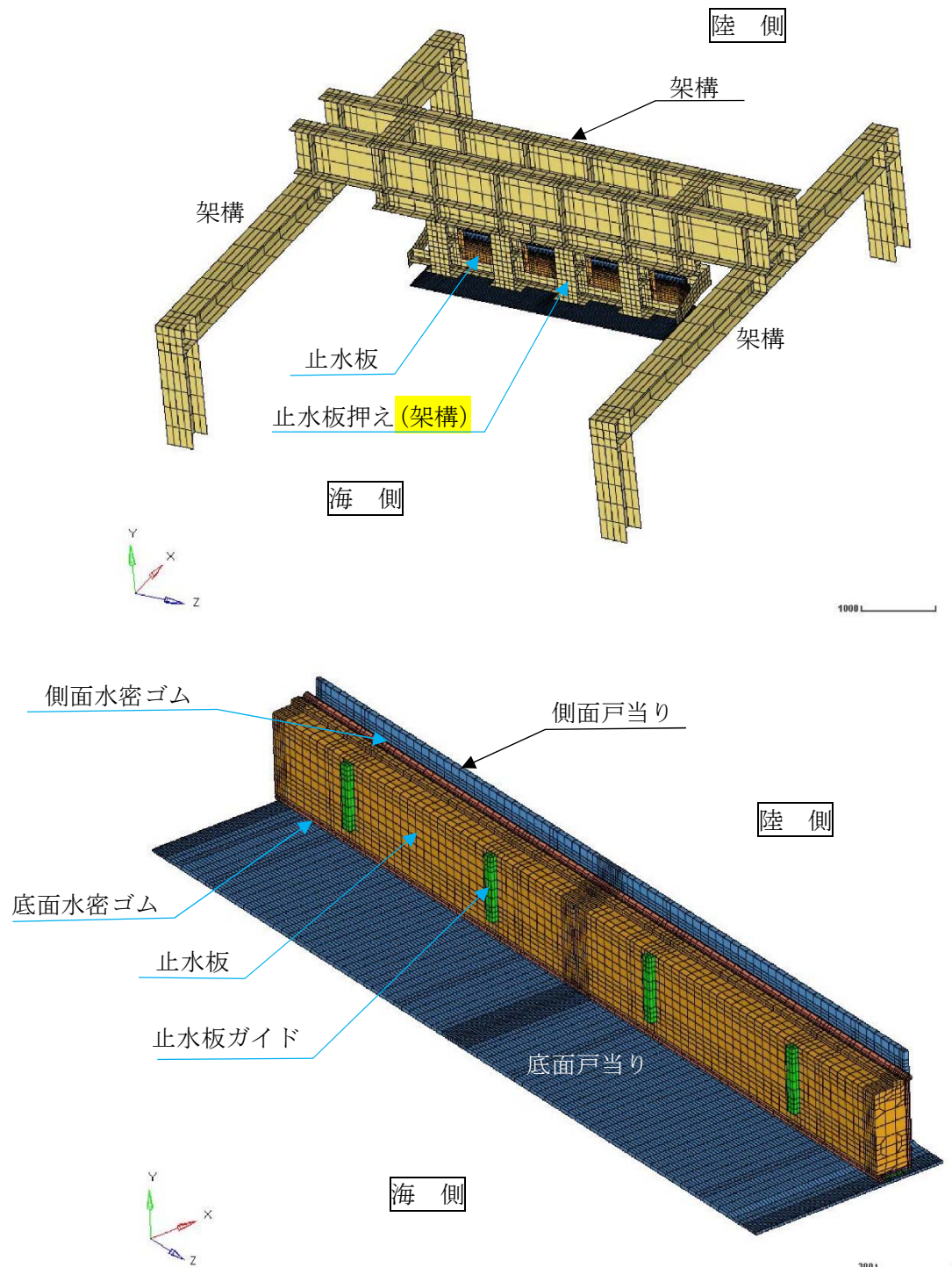


図 4 三次元解析モデル（実証試験用）（1/2）

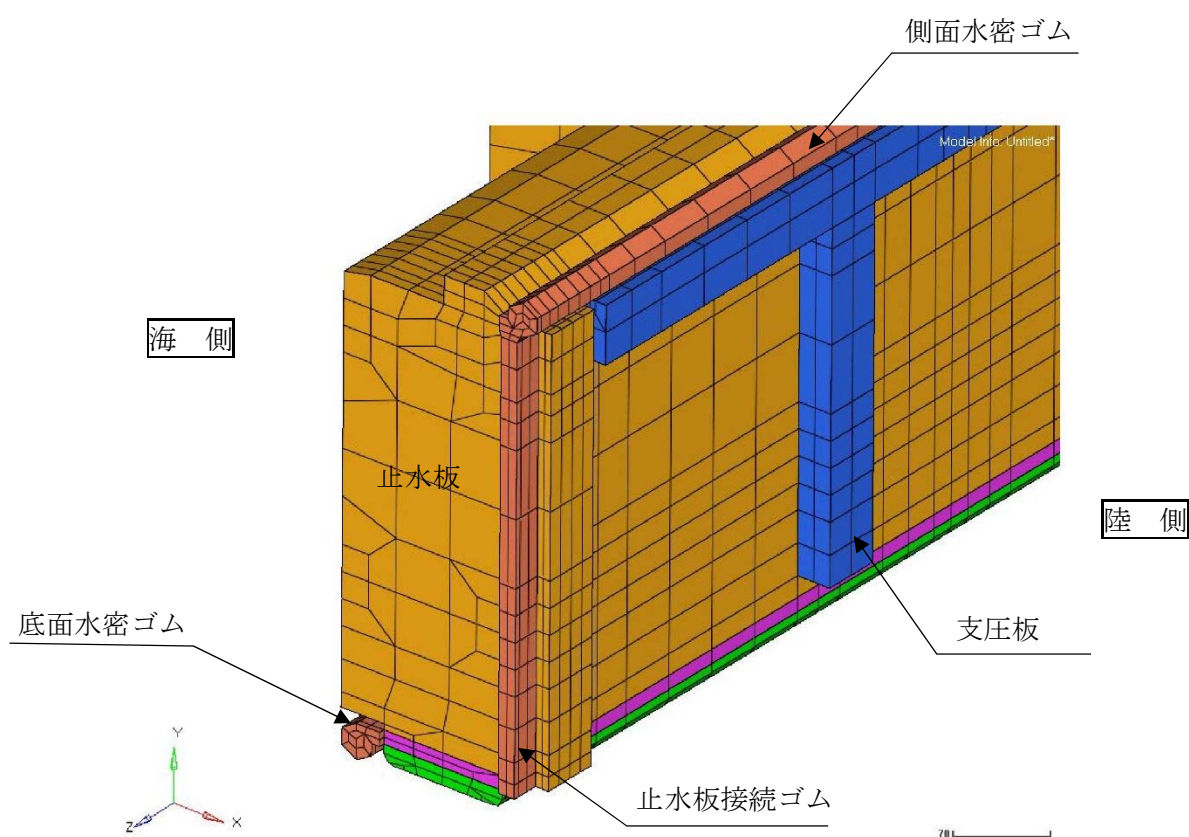
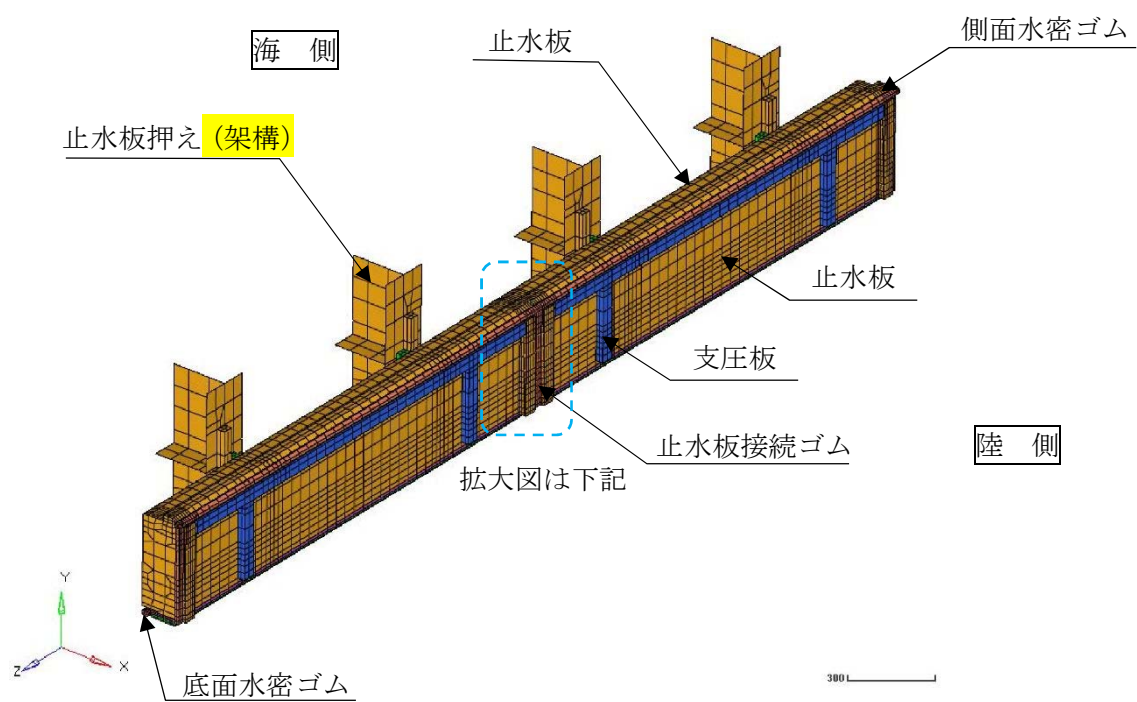


図 4 三次元解析モデル（実証試験用）（2/2）

(2) 実機モデルの解析条件

a. 解析コード MSC_MARC2014. 2. 0 (エムエスシーソフトウェア株式会社)

b. 解析内容 大変形超弾性解析 (止水ゴムを超弾性体として扱う)

c. モデルの説明

基本的に6面体ソリッド要素として作成した。

d. 解析に用いる物性値および摩擦係数

各部の物性値と摩擦係数は表 1 に示す通り。

表1 物性値および摩擦係数

部位 (材質)	物性値	許容値	摩擦係数
①止水板押え (SM490)	縦弾性係数 205000MPa ポアソン比 0.3	耐力 315MPa	-
④止水板 (SUS304)	縦弾性係数 197000MPa ポアソン比 0.3	耐力 205MPa	-
底面・側面水密ゴム (合成ゴム+ ライニング 貼付け)	単軸引張試験結果	引張強さ 14.7 MPa	0.2
止水板コマ (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0.3	耐力 245MPa	0.4 (金属間の摩擦係数)
支圧板 (超高分子ポリエチレン)	縦弾性係数 785MPa ポアソン比 0.3	引張強さ 44MPa	0.2
止水板側ガイド板 (アルミニウム銅合金)	縦弾性係数 110000MPa ポアソン比 0.3	耐力 245MPa	0.4

e. 解析モデルに考慮している隙間

止水機構の実機と同じ以下の箇所については、解析モデル上も隙間を考慮し解析を実施する。図 5 に解析モデル上の隙間を示す。

①側面水密ゴムと側面戸当りの隙間 3mm

②底面水密ゴムと底面戸当りの隙間 3mm

③止水板ガイドと止水板押えの隙間 5mm

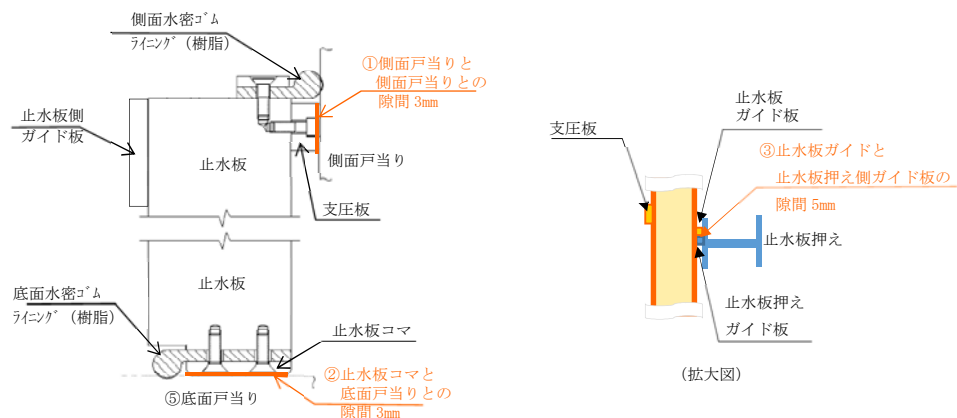


図 5 解析モデル上の隙間

f. 解析モデルの作成

実機モデルの解析モデルを図 6 に示す。

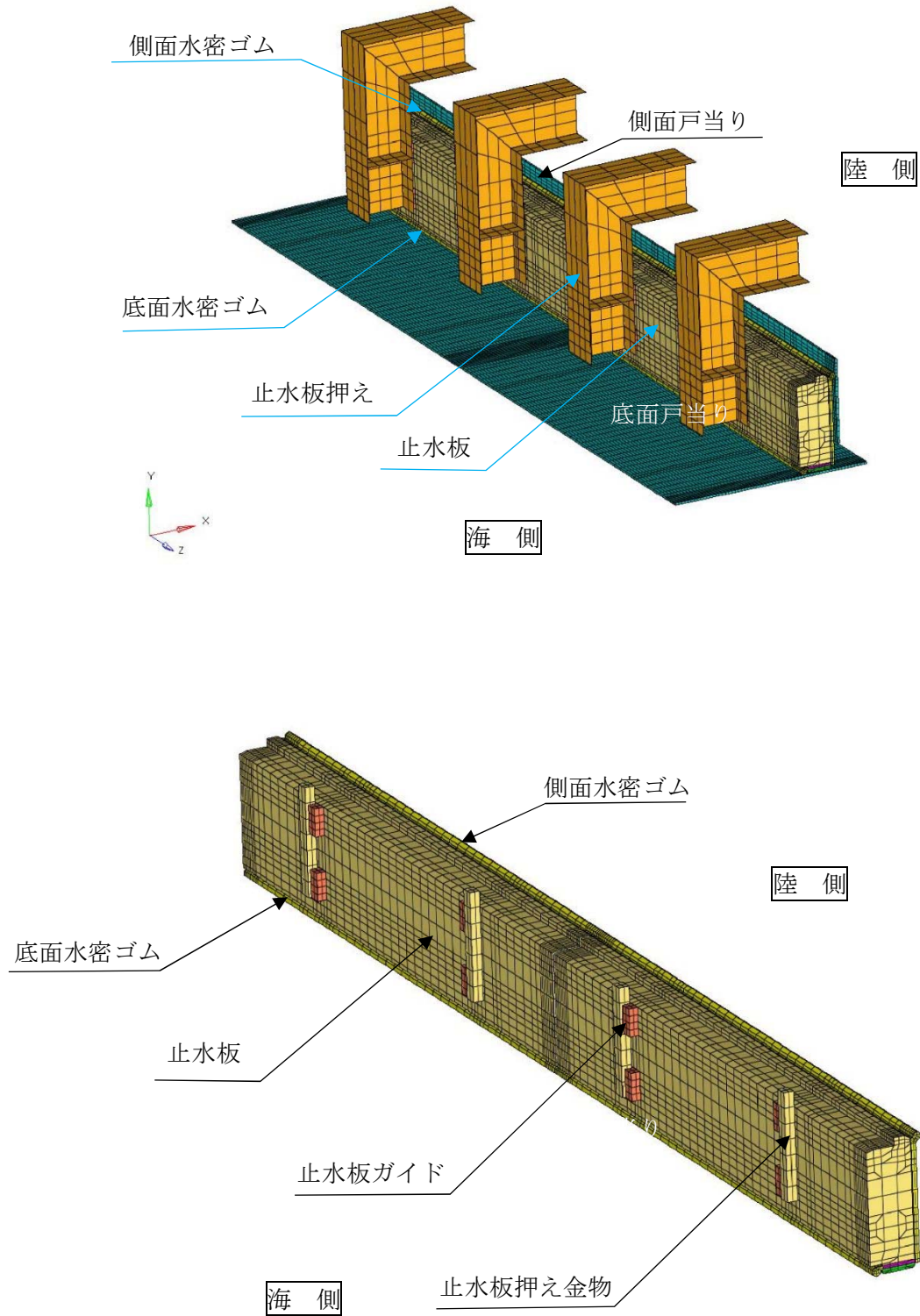


図 6 三次元解析モデル（実機用）（1/2）

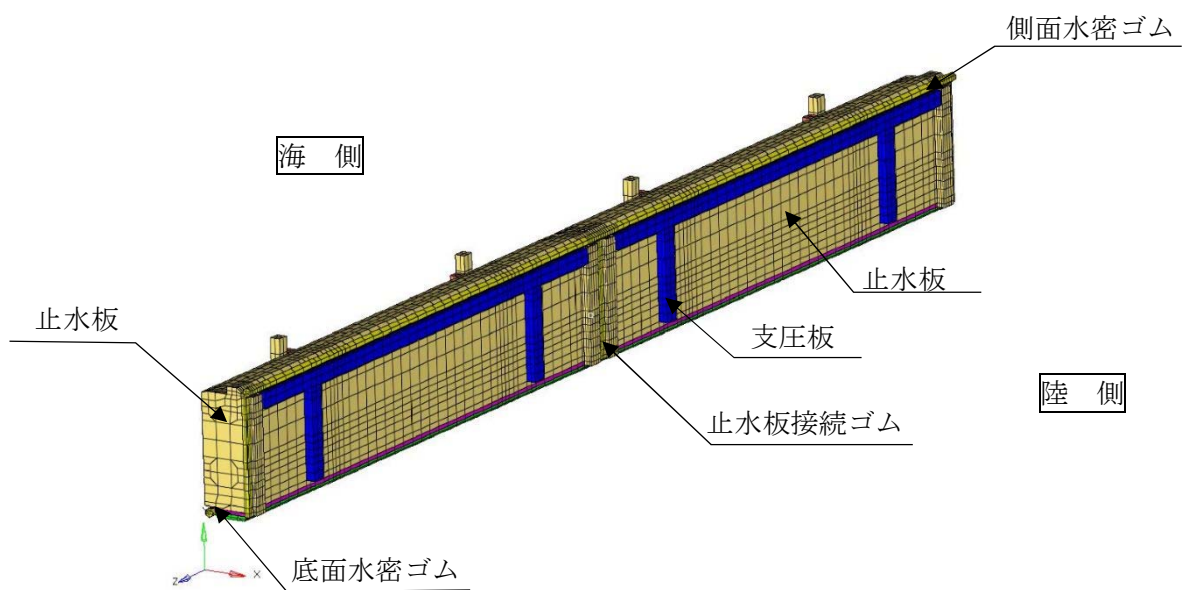
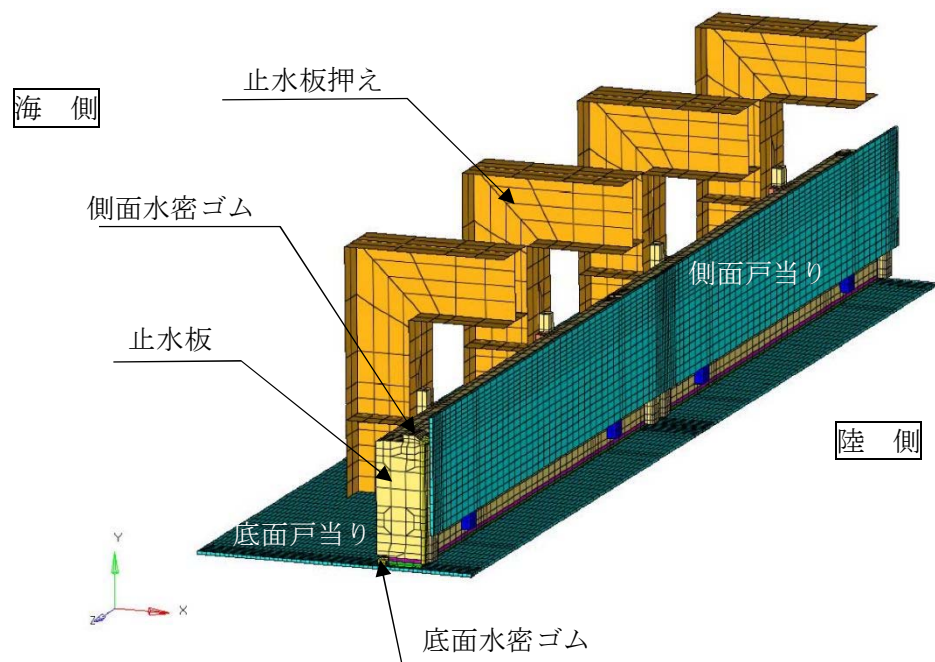


図6 三次元解析モデル（実機用）（2/2）

6.1.3.4 実証試験に用いる模擬地震波の作成，実証試験及び三次元動的解析のケースについて

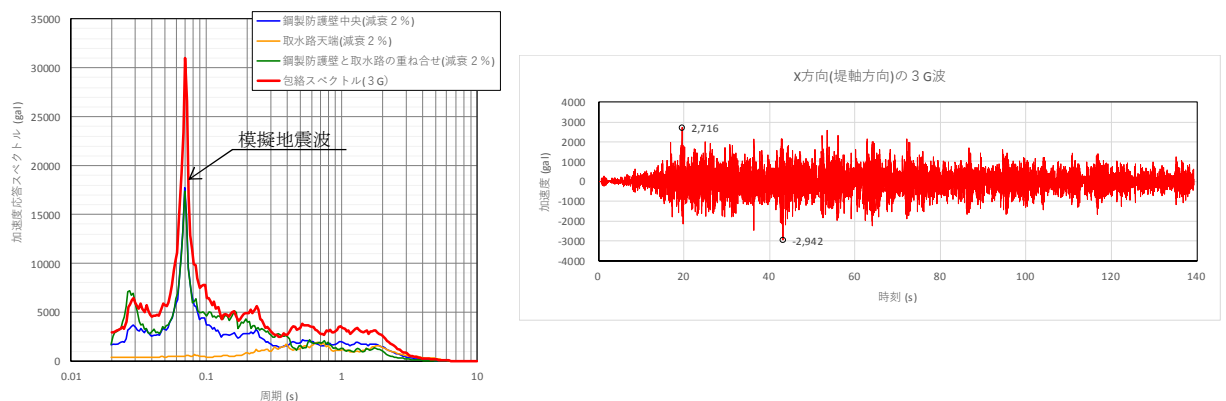
1. 本震

(1) 本震時における模擬地震波の加速度応答スペクトルと時刻歴波形

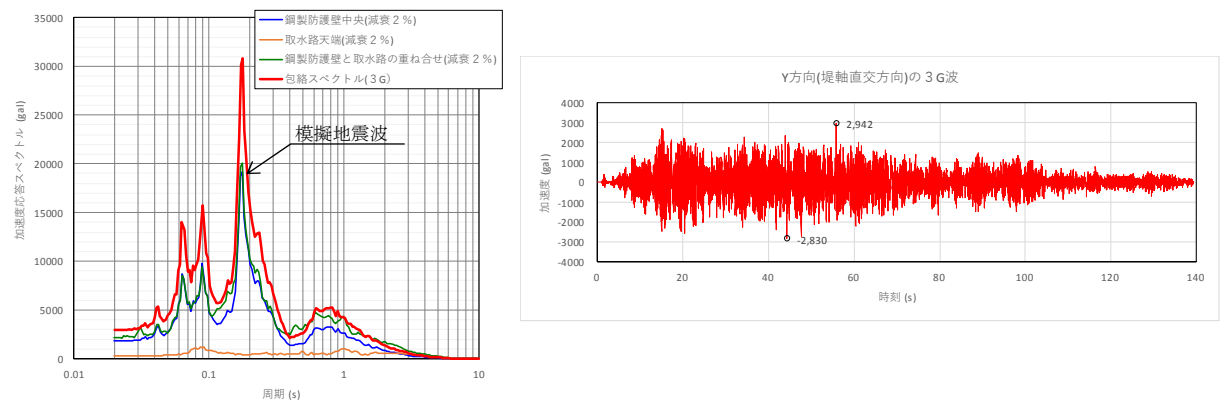
X Y方向の水平加振については，振動台の能力(3G)の範囲で包絡波を作成した。

Z方向の鉛直加振については，振動台の能力(1G)を超えるため，実証試験において振動台の鉛直性能の最大の1Gの加振により実施する。

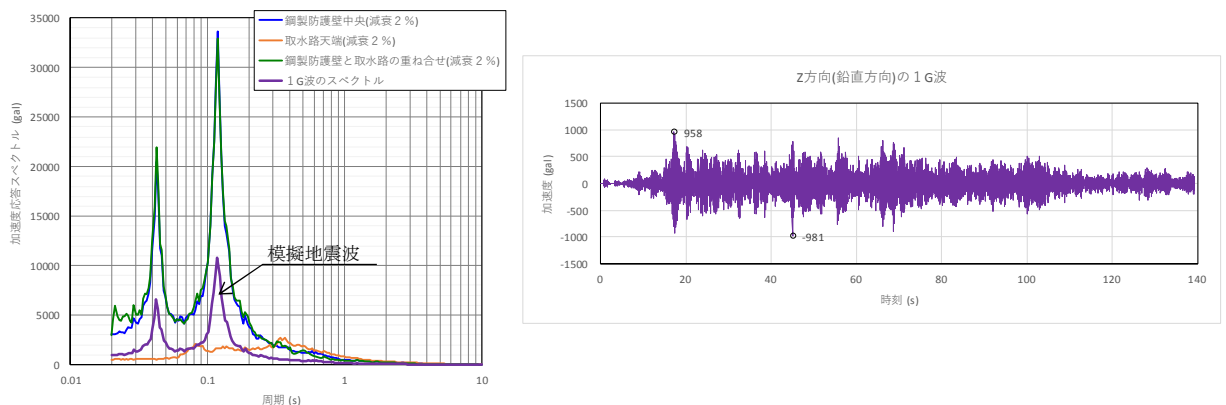
図1に三方向（X, Y, Z）の模擬地震波の加速度応答スペクトルと加速度時刻歴を示す。



加速度応答スペクトルと時刻歴波形（X方向（NS））



加速度応答スペクトルと時刻歴波形（Y方向（EW））



加速度応答スペクトルと時刻歴波形（Z方向）

図1 三方向（X, Y, Z）の模擬地震波の加速度応答スペクトルと加速度時刻歴

(2) 本震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

本震時における実証試験のケースと検証に用いる三次元動的解析の実施ケースを表 1 に示す。

実証試験実施前に実施する項目は、実証試験に合わせた三次元動的解析を実施し、実証試験結果の報告時には、実機モデルでの三次元動的解析を実施し止水板の挙動を検証する。

a. 水平方向（X，Y）

水平方向の加振は、Y 方向（EW）の包絡波で加振（②）を行う。X 方向（NS）については振動台の能力(1G)が上限であることから、Y 方向（EW）に X 方向（NS）の包絡波を入力し方向を反転させた加振（①）を行なうことで止水板の挙動を確認する。

b. 鉛直方向（Z 方向）

鉛直方向による加振試験については、実証試験による振動台の能力(1G)が上限であることから、鉛直方向の上限（1G）を考慮したケース（①, ②）にて実証試験を行い、止水板の挙動を確認する。

また、データ拡充の観点から鋼製防護壁の波形と取水路の波形を与えたケース（③, ④）も実施し、止水板の挙動を確認する。

表 1 本震時の実証試験ケースと三次元動的解析のケース

	実証試験のケース			三次元動的解析ケース		備 考
	X	Y	Z	実証試験	実機	
①水平<提軸方向> (X 方向包絡波)	1 G	3 G (X 包絡波)	1 G	●	○	3 方向同時 (Y 方向に X 方向の地震動を入力。方向反転)
②水平<提軸直交方向> (Y 方向包絡波)	1 G	3 G (Y 包絡波)	1 G	●	○	3 方向同時
③鉛直 (鋼製防護壁波形入力)	—	—	1 G	●	—	鉛直単独
④鉛直 (取水路側波形入力)	—	—	波形 入力	●	●	鉛直単独
⑤基準地震動 (S_s) (S_s -D1)	—			●	●	3 方向同時
⑥基準地震動 (S_s) 全波包絡波	—			○	○	3 方向同時

●：先行実施

○：検証結果報告時に報告（5 月下旬）

(3) 模擬地震波の作成について

◆ X 方向（堤軸方向）の模擬地震波の作成

作成方法は、6.1.3-13 頁に示す。

◆ Y 方向（堤軸直交方向）の模擬地震波の作成

a. 二次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎天端の応答時刻歴を算出する。（図 2 参照）

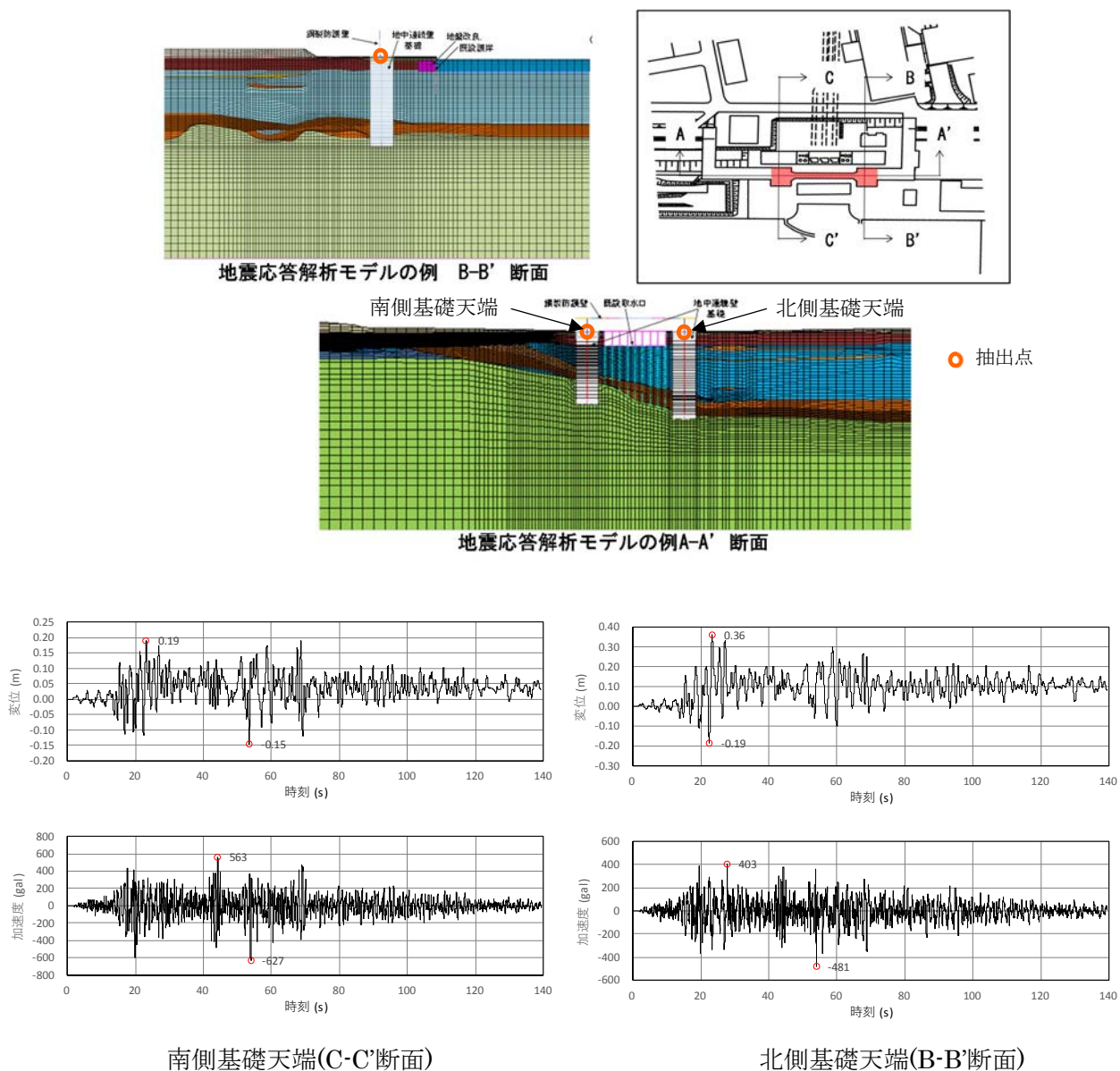


図 2 鋼製防護壁基礎の二次元有効応力解析による応答時刻歴

(堤軸直交方向；B-B'及び C-C'断面)

- b. 鋼製防護壁の三次元フレームモデルの基礎との接続部に前頁の a. に示す変位時刻歴を入力した動的解析を行い、止水機構位置の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。
(図 3 参照)

◎ 入力する変位時刻歴には組合せ係数法を考慮し、下記の 2 ケースを実施する。

堤軸方向(X)着目ケース：X1.0, Y0.4, Z1.0
堤軸直交方向(Y)着目ケース：X0.4, Y1.0, Z1.0

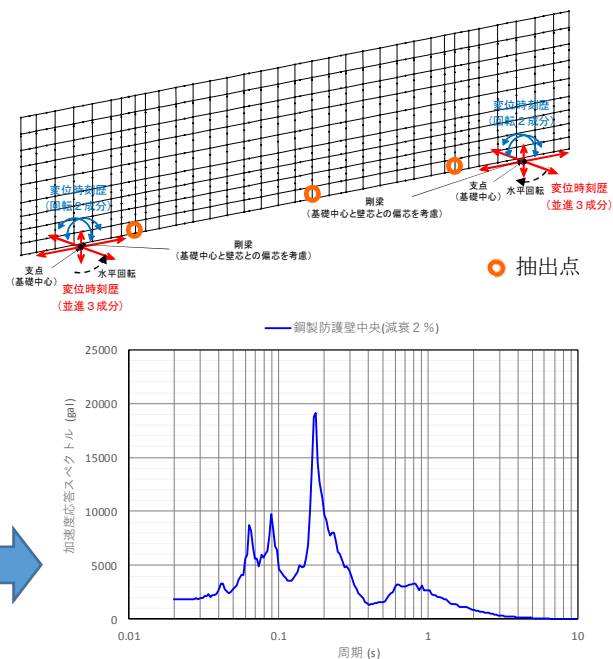
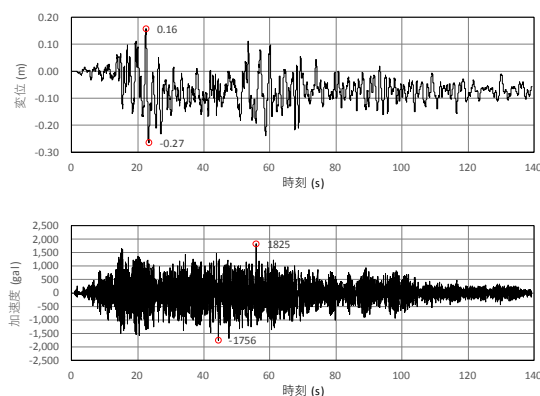


図 3 鋼製防護壁の三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴と応答スペクトル

(堤軸直交方向)

- c. 二次元有効応力解析による取水路天端の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。
(図 4 参照)

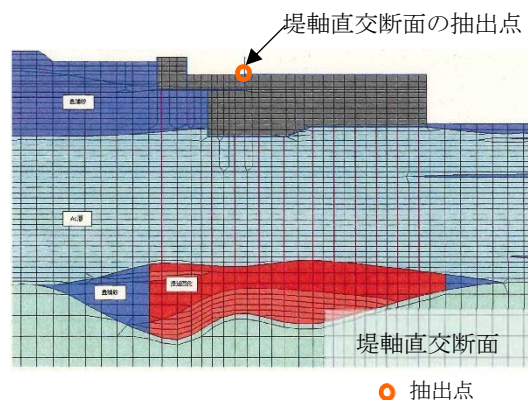
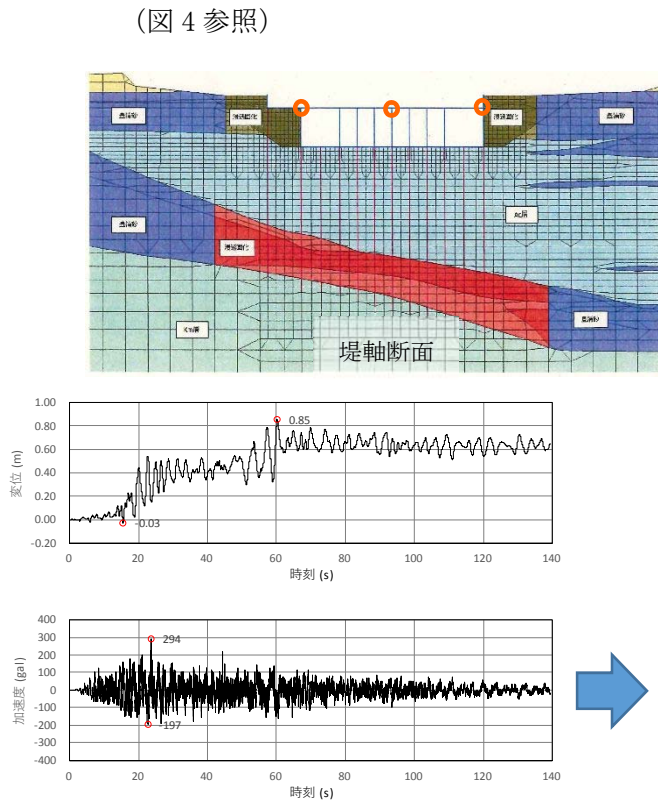
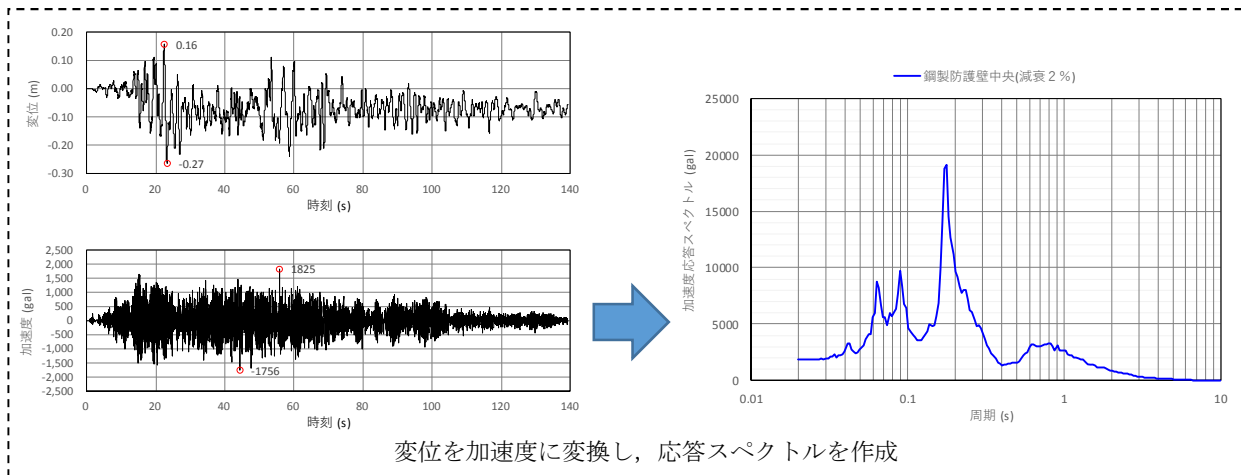


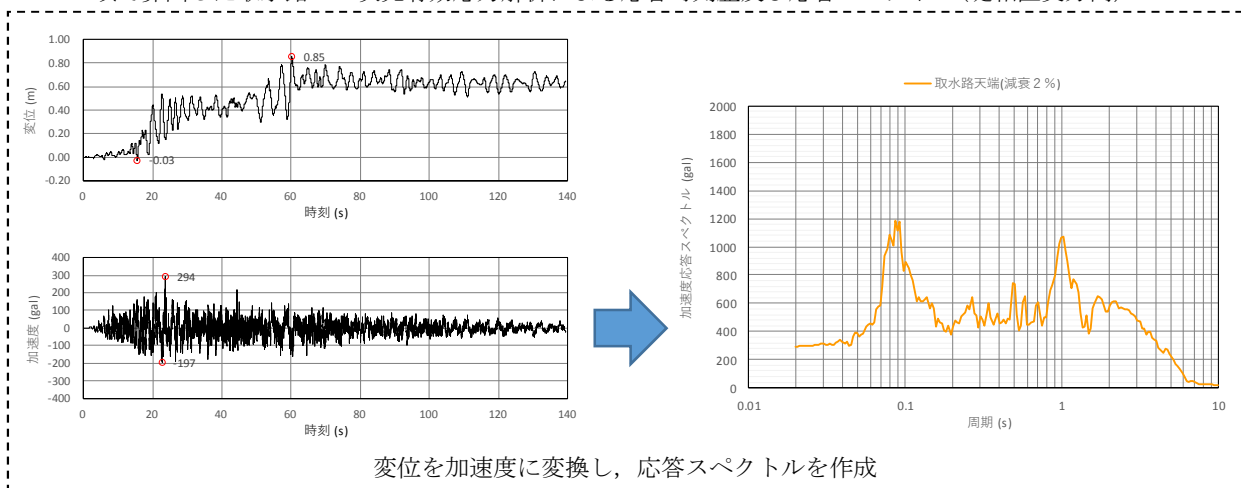
図 4 既設取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴と応答スペクトル(堤軸直交方向)

d. b 項, c 項で求めた応答時刻歴を重ね合わせ, 鋼製防護壁と取水路の相対的な応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 5 参照)

b 項で算出した鋼製防護壁三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸直交方向)



c 項で算出した取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴及び応答スペクトル(堤軸直交方向)



鋼製防護壁 (b 項) と取水路 (c 項) の応答時刻歴及び応答スペクトルの重ね合わせ(堤軸直交方向)

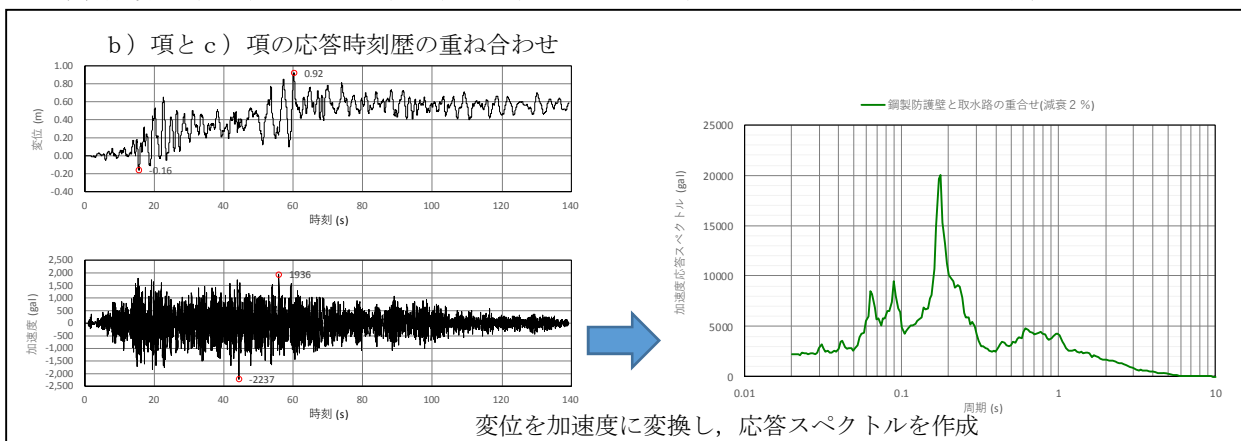


図 5 鋼製防護壁と取水路を重ね合わせた応答スペクトルの作成

e. b 項, c 項と d 項にて算出した応答スペクトルを比較し, 加速度応答スペクトルの包絡波を作成し模擬地震波として振動台に入力する。(図 6)

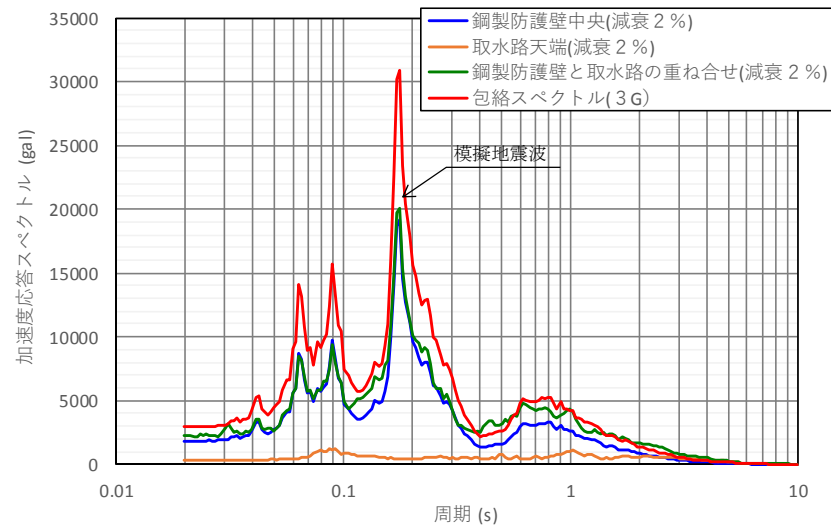


図 6 応答スペクトルの包絡波の作成(堤軸直交方向)

◆Z 方向(鉛直方向)の模擬地震波の作成方法

a. 二次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎天端の応答時刻歴を算出する。(図 7 参照)

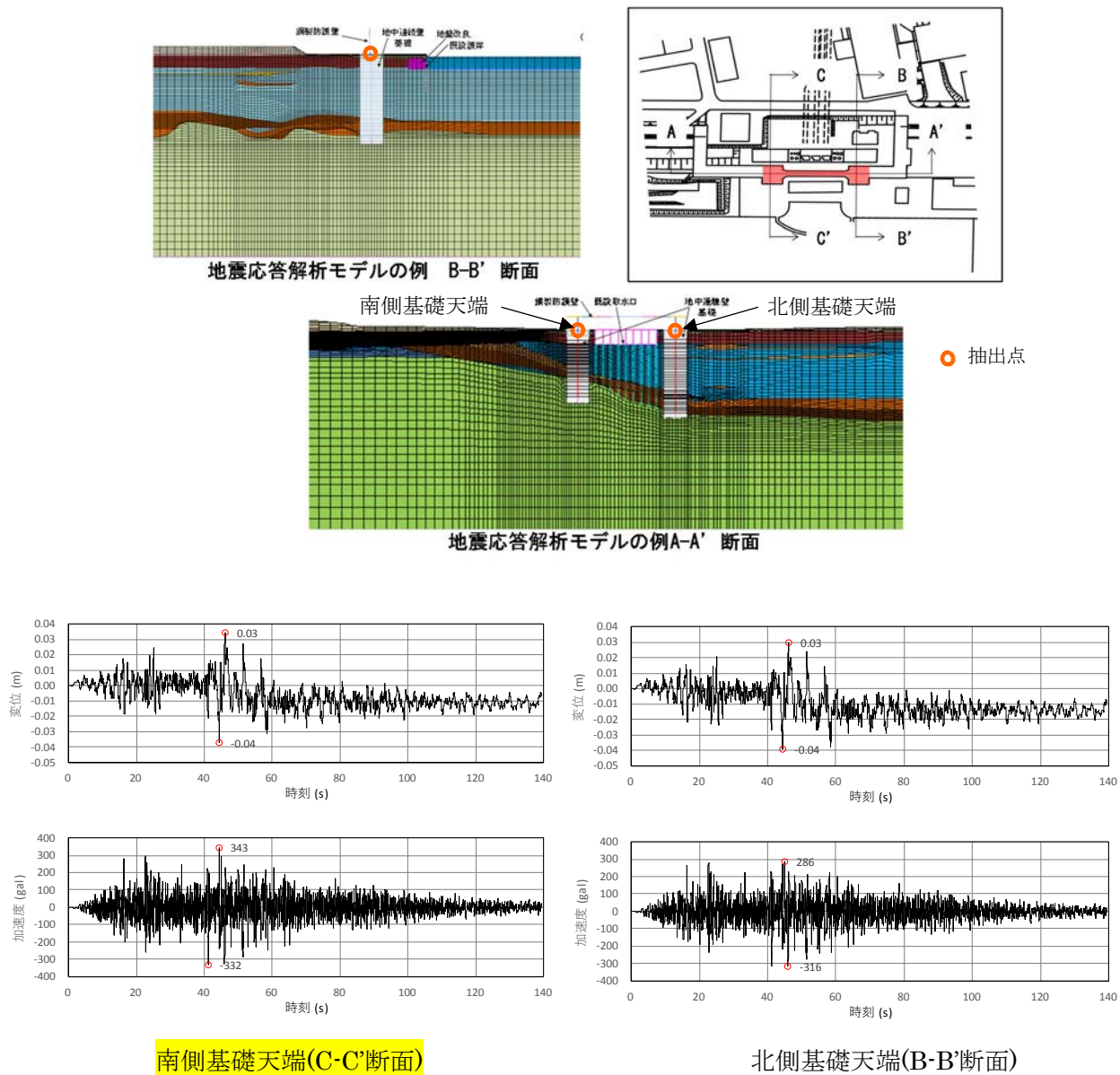


図 7 鋼製防護壁基礎の二次元有効応力解析による応答時刻歴 (鉛直方向)

- b. 鋼製防護壁の三次元フレームモデルの基礎との接続部に前頁の a. に示す変位時刻歴を入力した動的解析を行い、止水機構位置の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。
(図 8 参照)

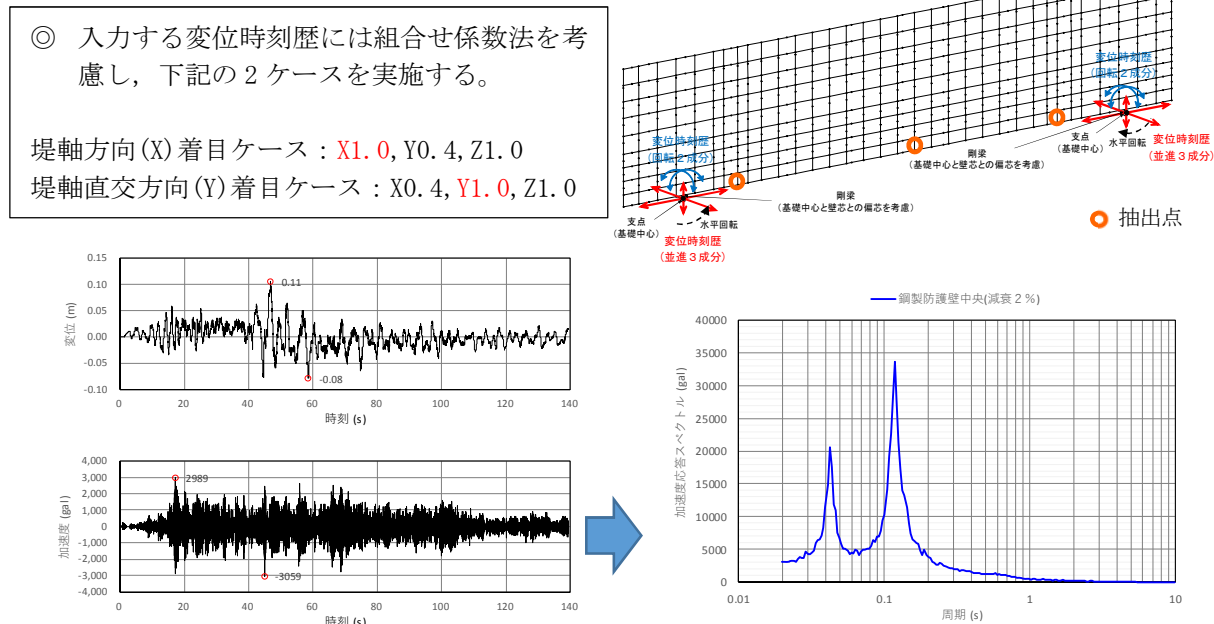


図 8 鋼製防護壁の三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴と応答スペクトル(鉛直方向)

- c. 二次元有効応力解析による取水路天端の応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。
(図 9 参照)

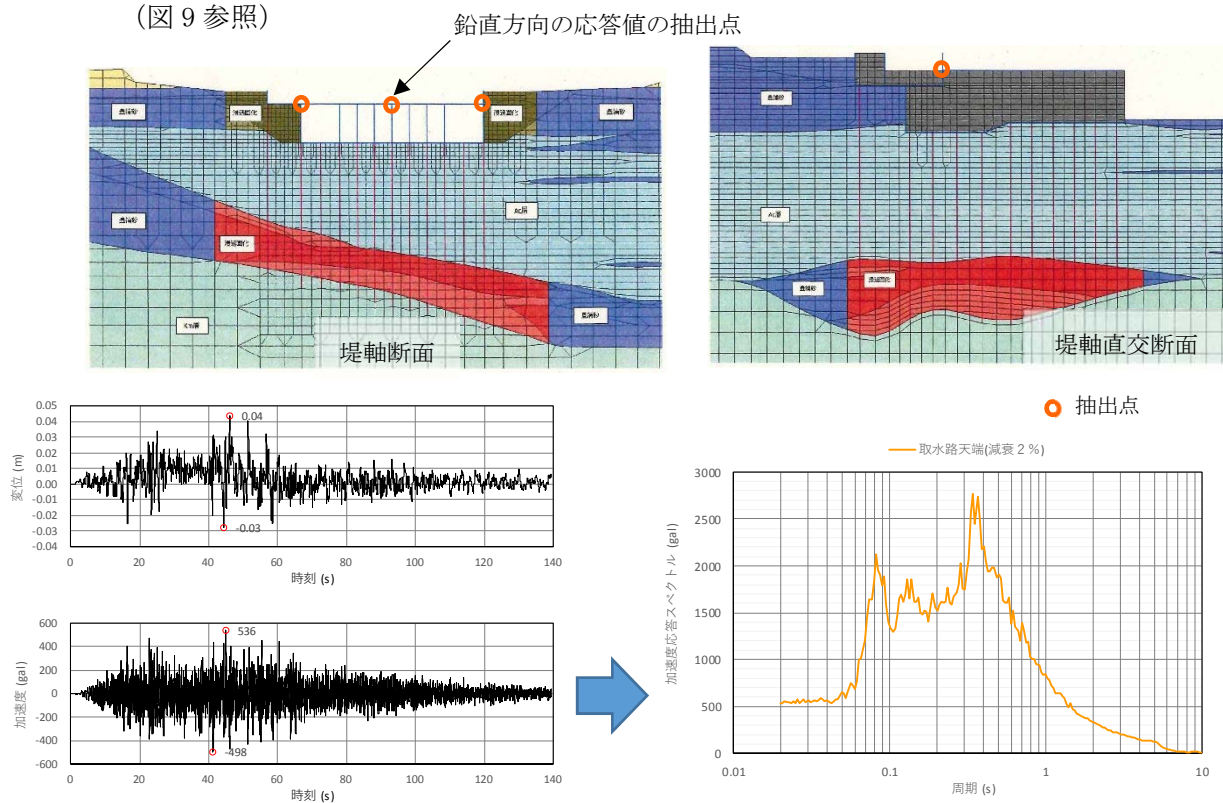
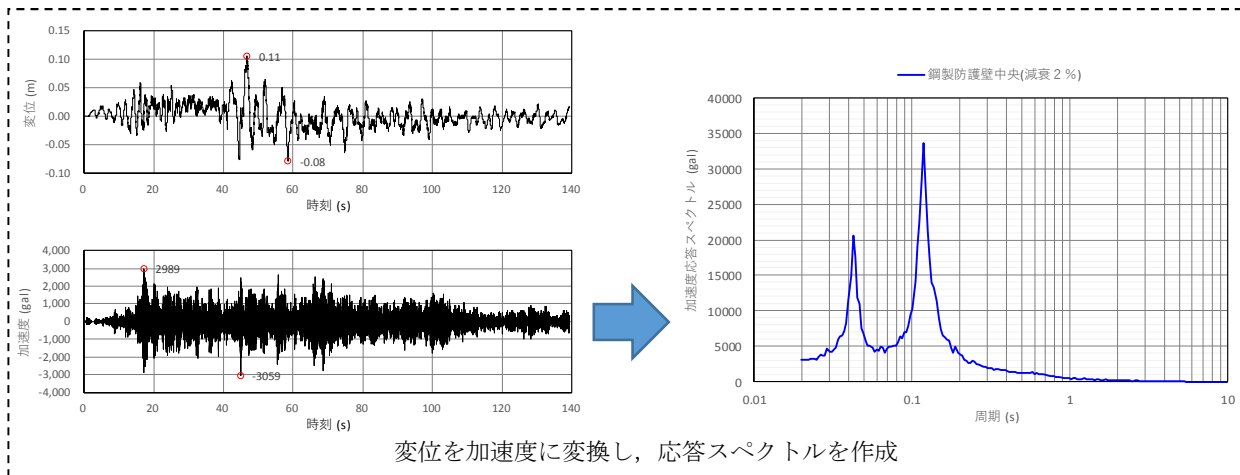


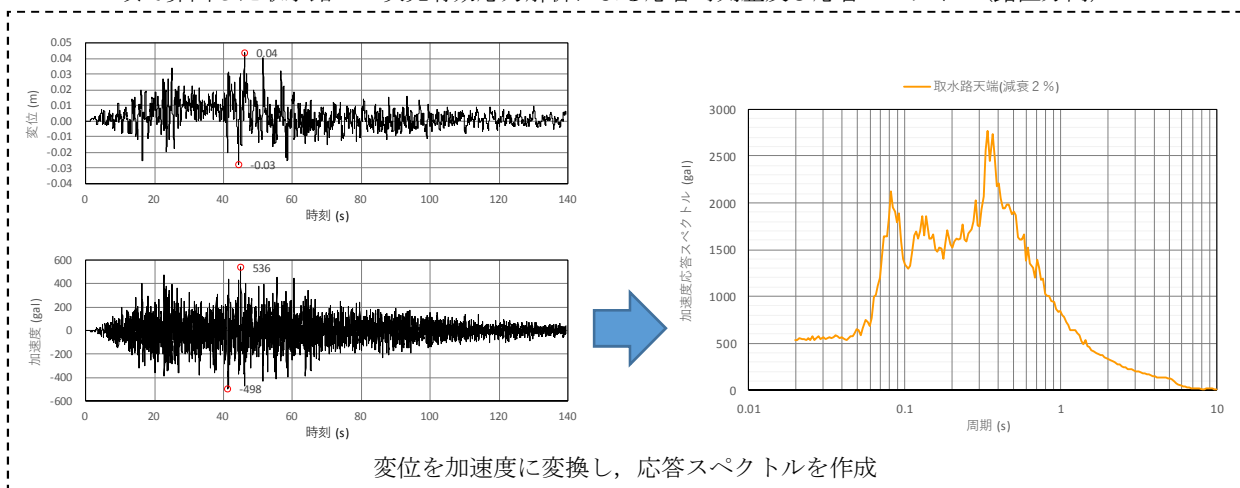
図 9 既設取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴と応答スペクトル(鉛直方向)

d. b 項, c 項で求めた応答時刻歴を重ね合わせ, 鋼製防護壁と取水路の相対的な応答時刻歴及び応答スペクトルを算出する。(図 10 参照)

b 項で算出した鋼製防護壁三次元フレーム解析による中央部の応答時刻歴及び応答スペクトル(鉛直方向)



c 項で算出した取水路の二次元有効応力解析による応答時刻歴及び応答スペクトル(鉛直方向)



鋼製防護壁 (b 項) と取水路 (c 項) の応答時刻歴及び応答スペクトルの重ね合わせ(鉛直方向)

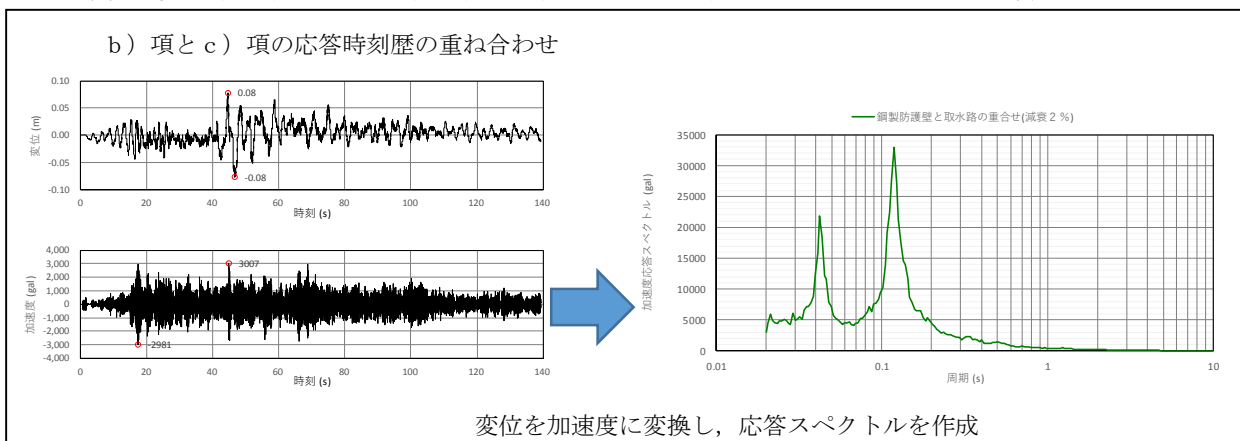


図 10 鋼製防護壁と取水路を重ね合わせた応答スペクトルの作成

e. b 項, c 項と d 項にて算出した応答スペクトルを比較し, 加速度応答スペクトルの包絡波を作成し模擬地震波として振動台に入力する (図 11)。

鉛直による加振試験については, 実証試験による加振は 1G が振動台の能力の上限であることから, 鉛直の上限 (1G) によるケースを考慮し実証試験を行う。なお, 三次元動的解析においては, 基準地震動 (S_s) を包絡波した模擬地震波にて解析を実施し挙動を確認する。

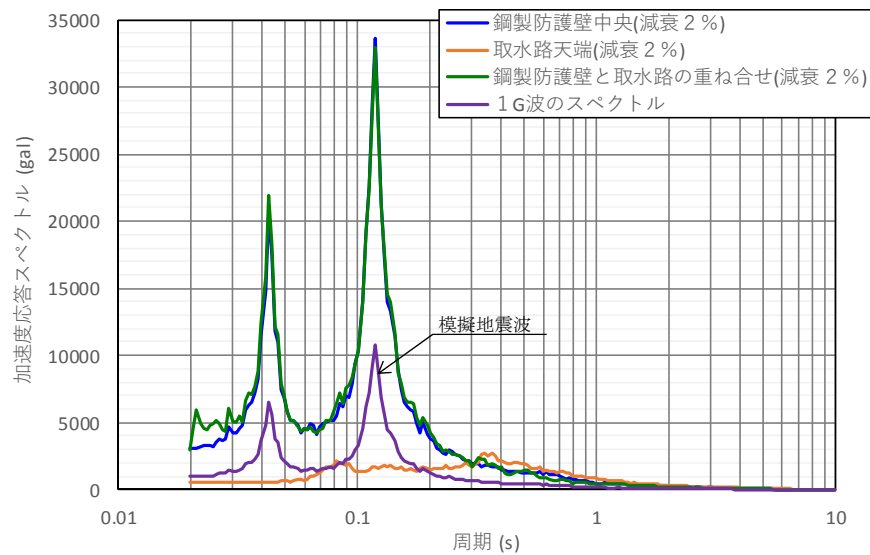


図 11 応答スペクトルの包絡波の作成(鉛直方向)

6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明資料

6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明資料

6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料

1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動に対して十分な構造強度、支持性能及び止水機能を有していることを確認するものである。

鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2-1 に示す。

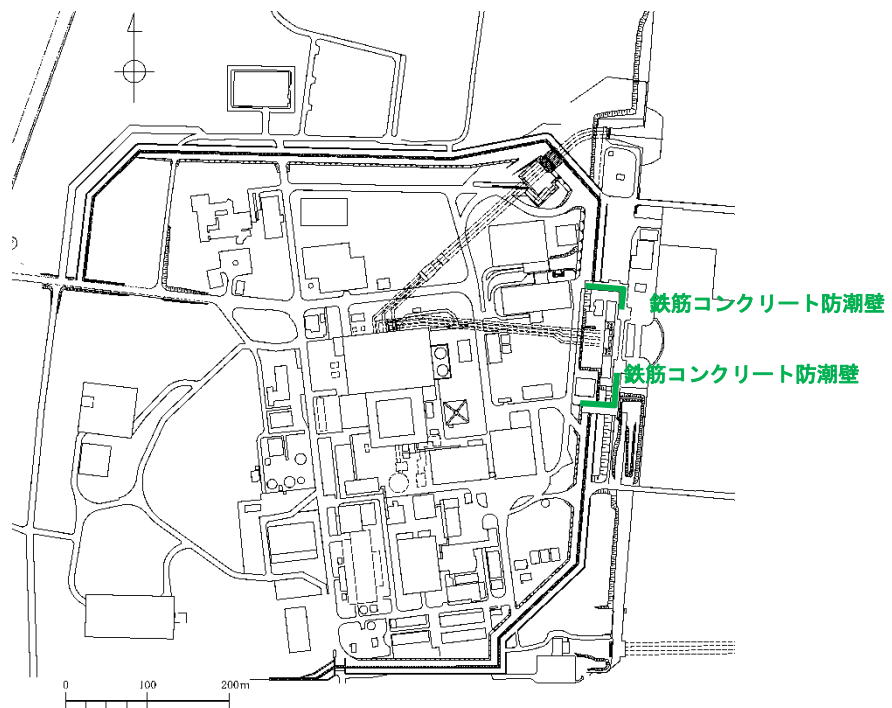


図 2-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図

2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は、1ブロック幅約11 m～20 m、天端高T.P. +20 m、奥行約10 mの鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎とは、鉄筋コンクリートフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

鉄筋コンクリート防潮壁の平面図を図2-2に、概要図を図2-3に、構造図を図2-4に示す。

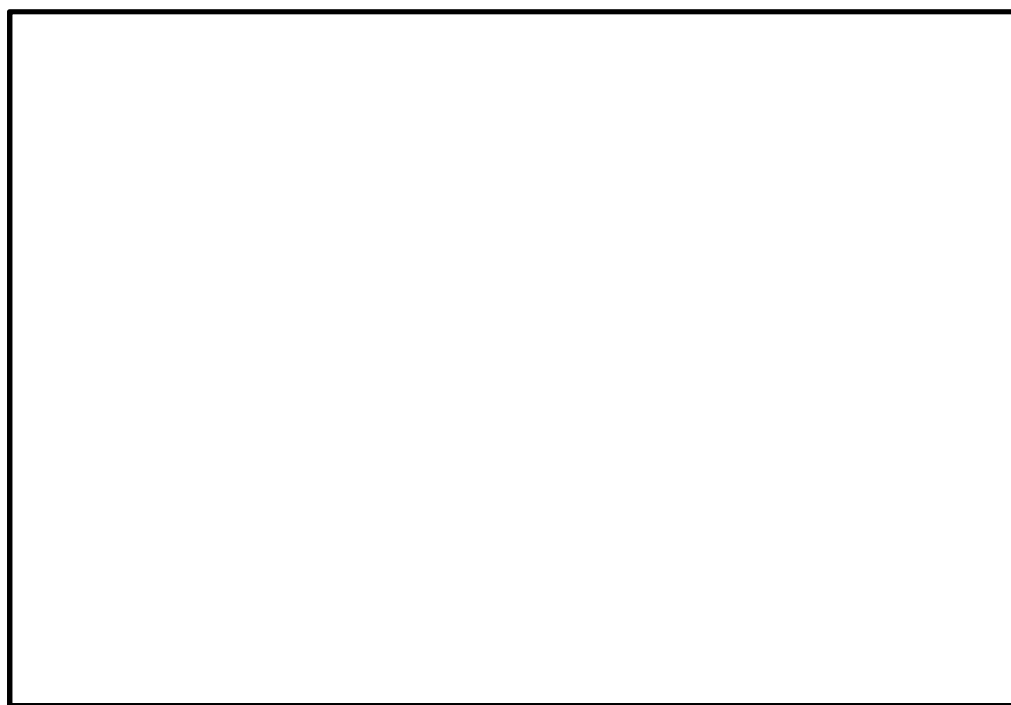
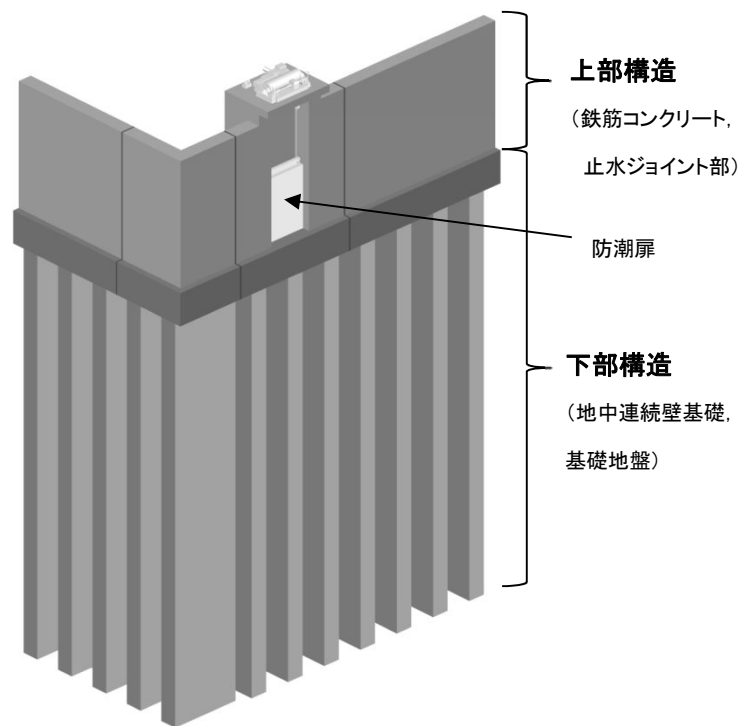
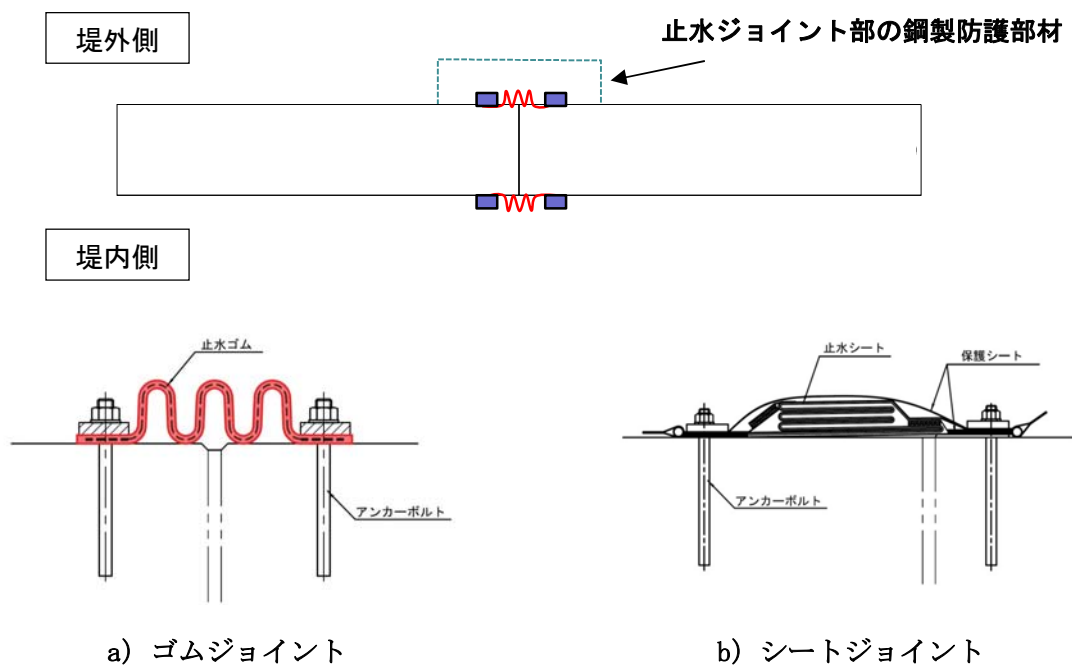


図2-2 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図



鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



止水ジョイント部材の概要図

図 2-3 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図



図 2-4 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (フラップゲート部)

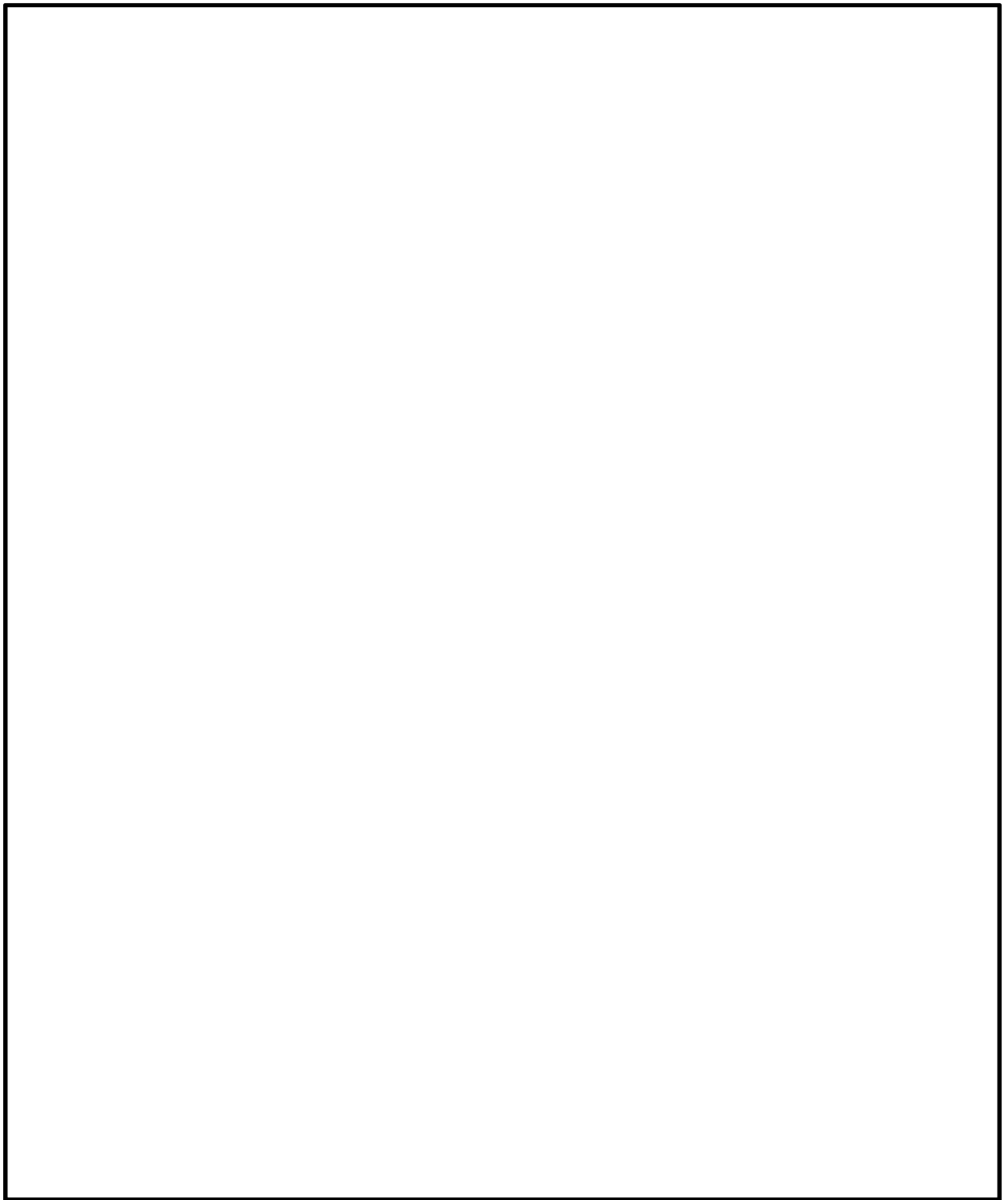


図 2-4 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)

2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として、表 2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。

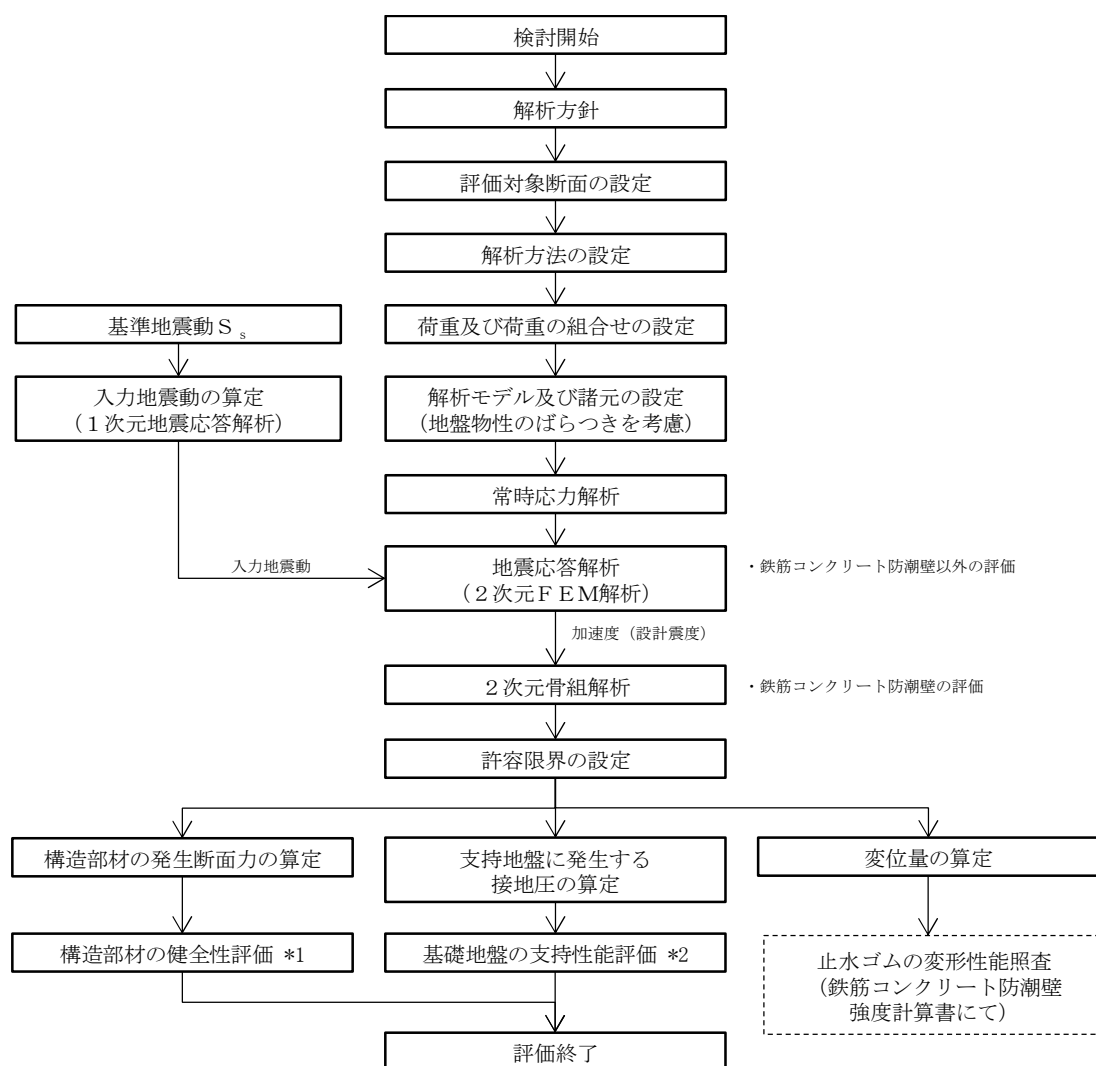
なお、防潮扉の評価を資料V-2-10-2-2-3「防潮扉の耐震性についての計算書」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フローを図 2-5 に示す。

表 2-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2-5 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー

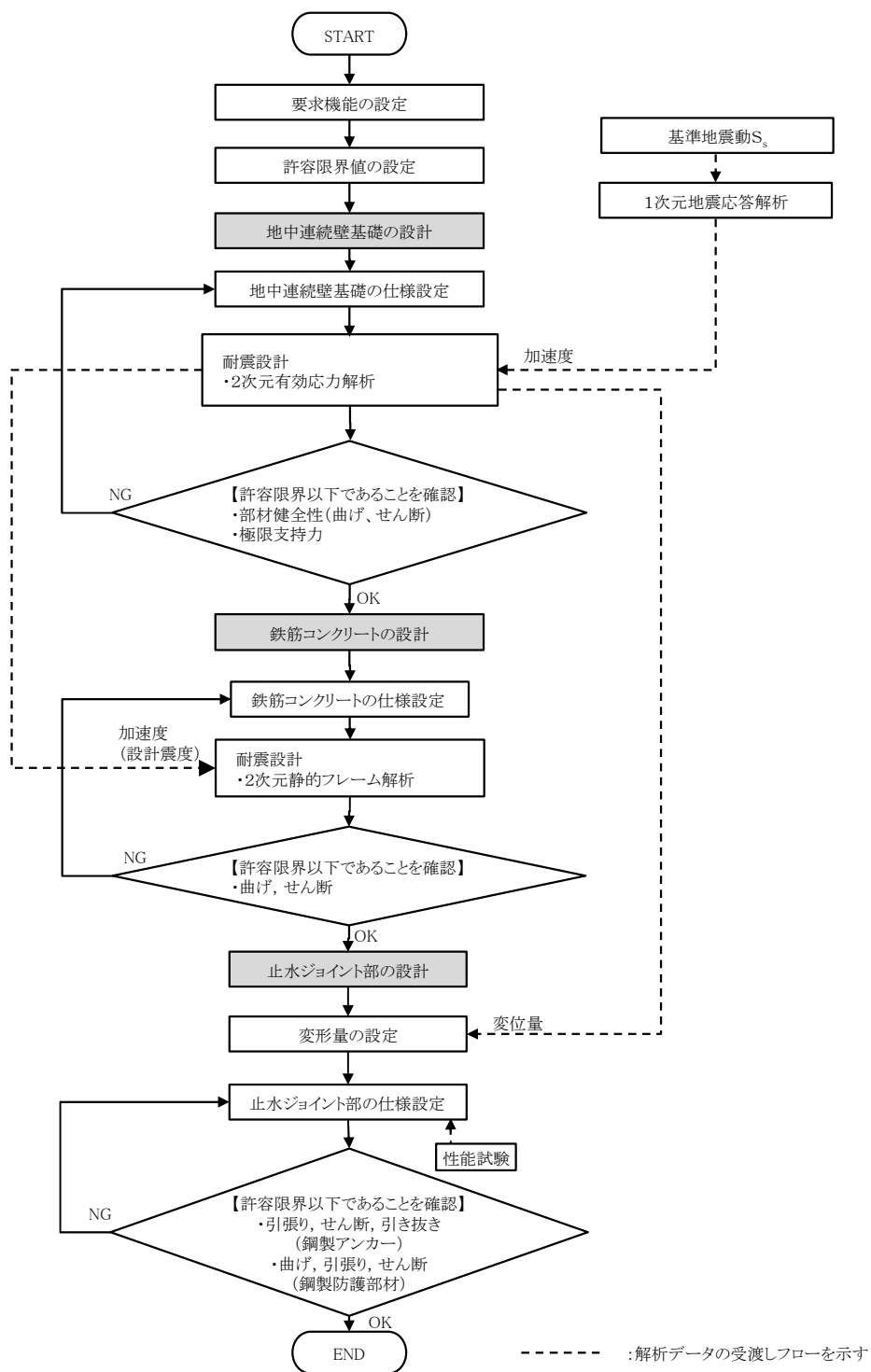


図 2-5 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を表 2-2 に示す。

表 2-2 適用する規格，基準等

項目	適用する規格，基準等	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定） ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定） ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号） ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号） 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，（平成 24 年 3 月） ・鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月） ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，短期許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1－1987 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図 3-1 に評価対象断面位置図を、図 3-2 に評価対象断面図を示す。

耐震評価は、①-①断面，②-②断面を用いて実施する。

防潮扉の耐震評価のための加速度応答については，①-①断面，②-②断面を用い，フラップゲートの耐震評価のための加速度応答については，③-③断面，④-④断面を用いて算定する。

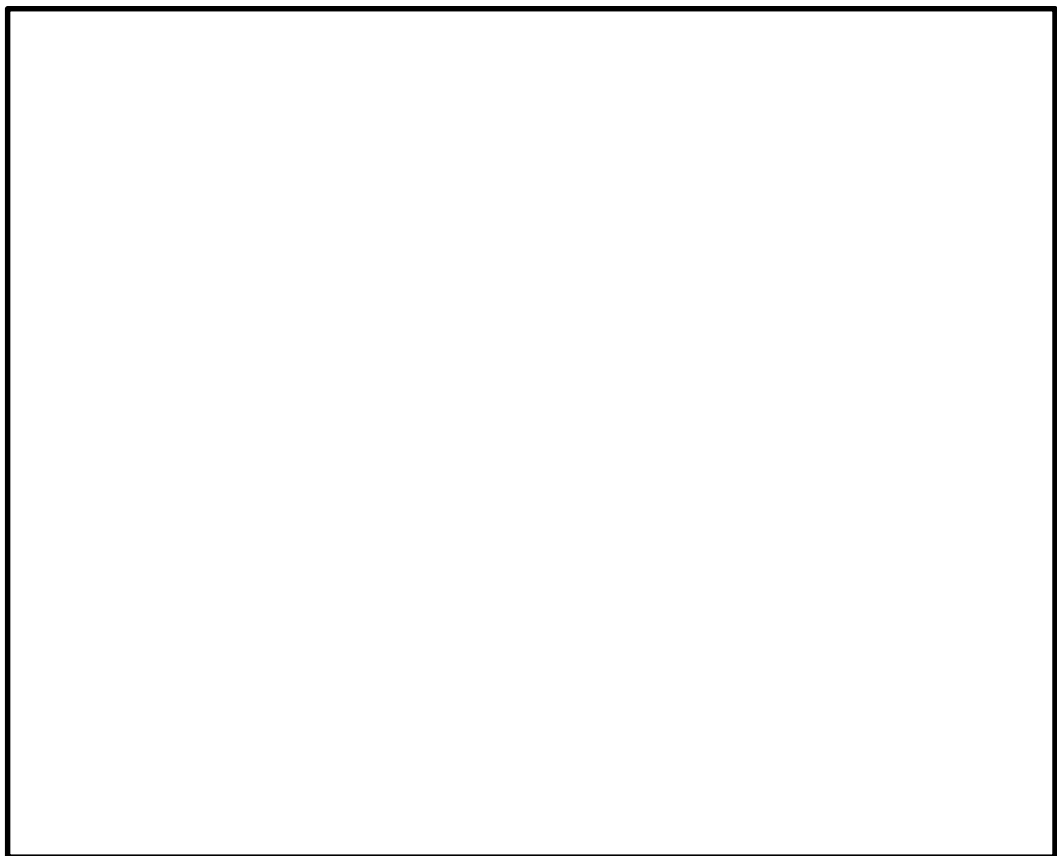


図 3-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図

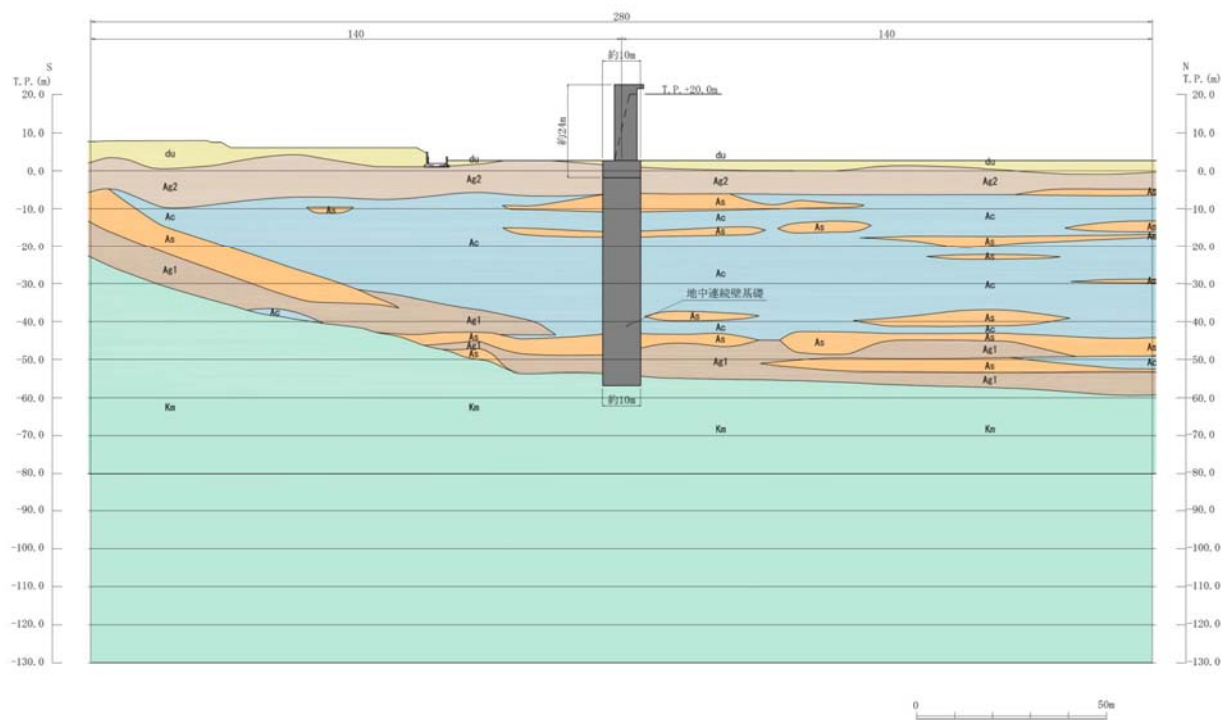


図 3-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (①-①断面)

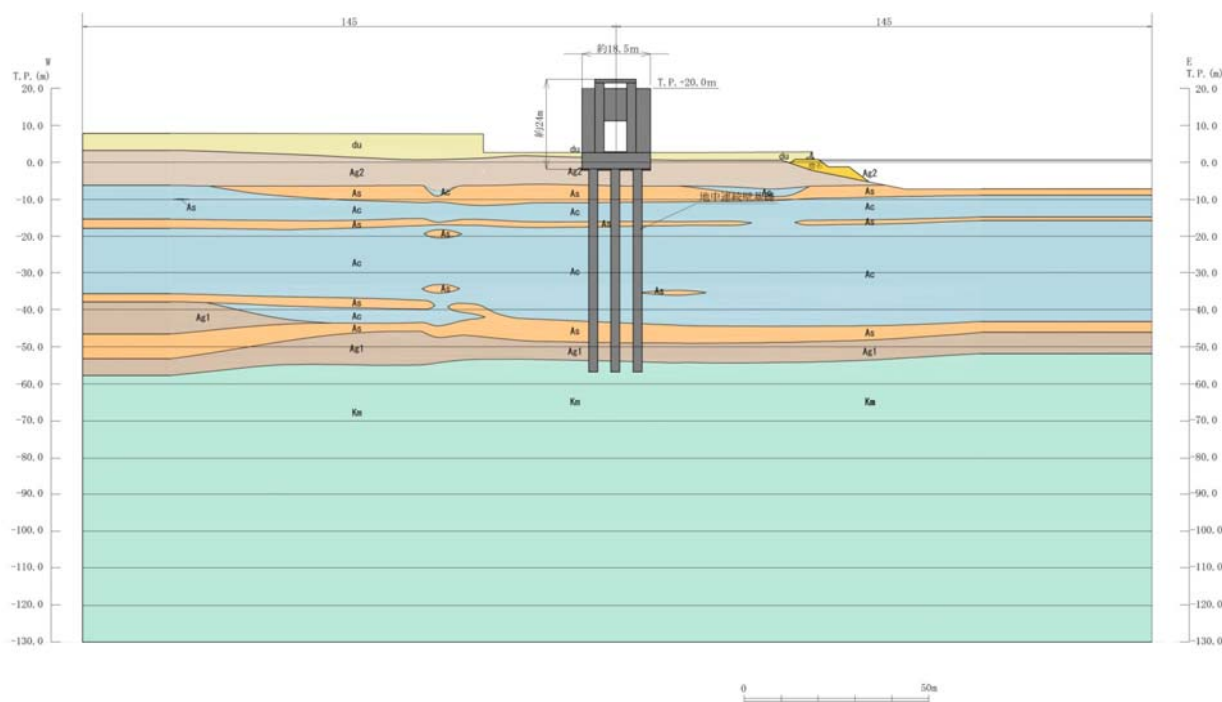


図 3-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (②-②断面)

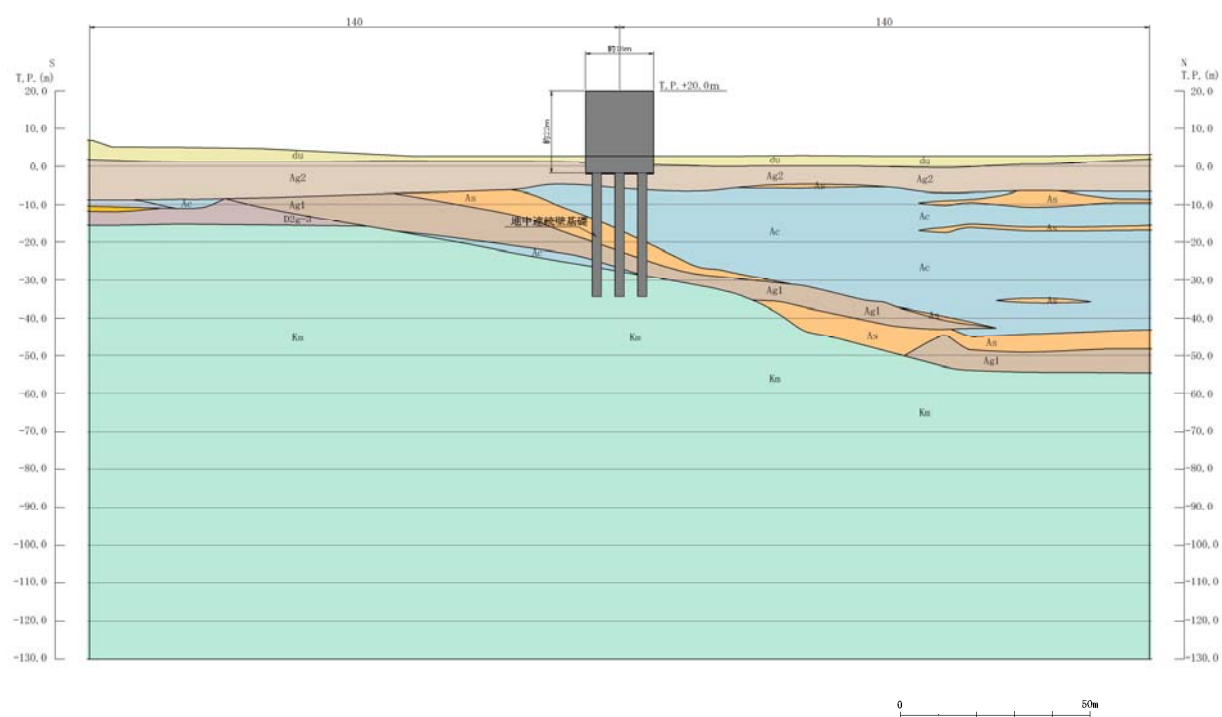


図 3-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (③-③断面)

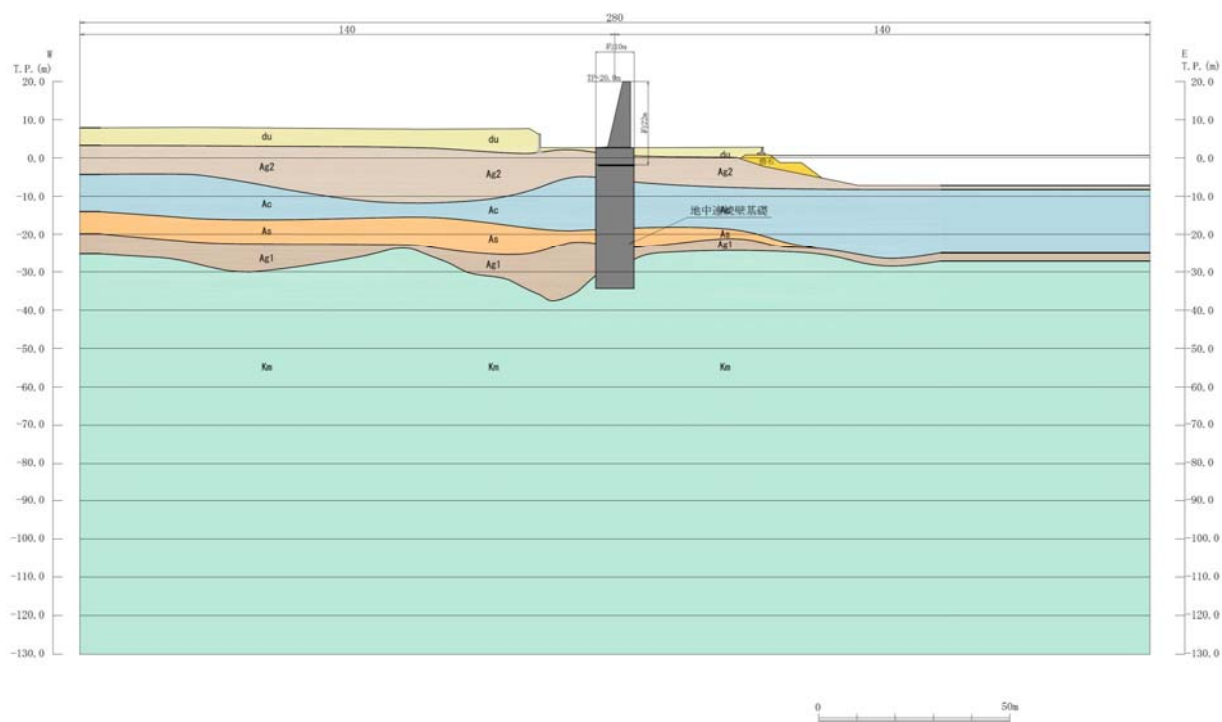


図 3-2 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (④-④断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

地中土木構造物及び機器・配管系への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-3 に示す。

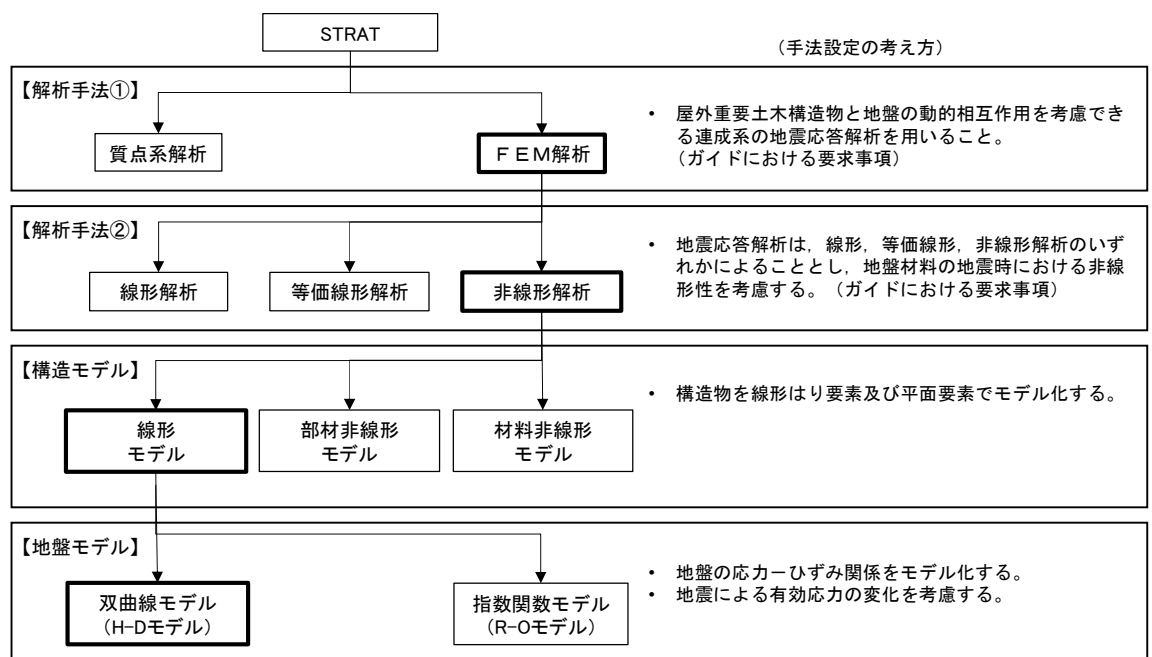


図 3-3 地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応

力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら2つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル（H-Dモデル）と指数関数モデル（R-Oモデル）がある。双曲線モデル（H-Dモデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とすることができる。一方、指数関数モデル（R-Oモデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の2つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

3.2.1 地震応答解析手法

防潮壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素及び平面要素でモデル化する。

（詳細は3.5.1 解析モデルの設定に示す。）

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

（詳細は3.5.1 解析モデルの設定に示す。）

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づくRayleigh減衰を考慮する。

（詳細は3.5.1 解析モデルの設定に示す。）

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

(4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に示し、荷重概念図を図 3-4 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管自重を考慮する
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮
		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない
		風荷重	○	・風荷重を考慮
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体・機器・配管の慣性力、動土圧を考慮
		動水圧	—	・自由水はないため動水圧は考慮しない

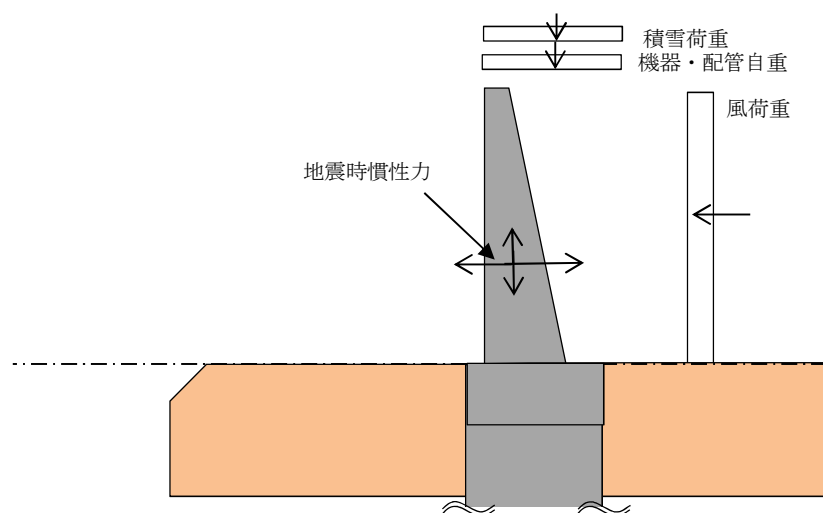


図 3-4 荷重概念図

3.4 入力地震動

入力地震動は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重量土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3-5に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、付録39「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、断層モデル波である S_s -11, 12, 13, 14, 21, 22 については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図3-6～図3-33に入力地震動の加速度時刻歴波形及びに加速度応答スペクトルを示す。

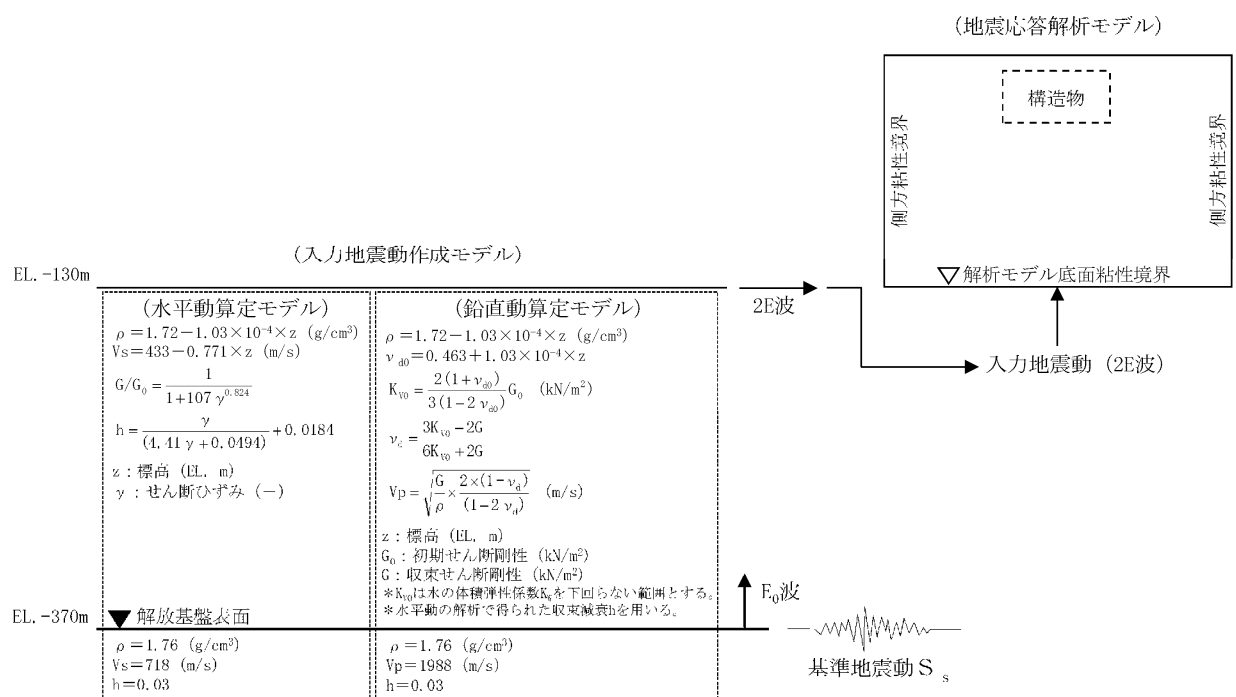
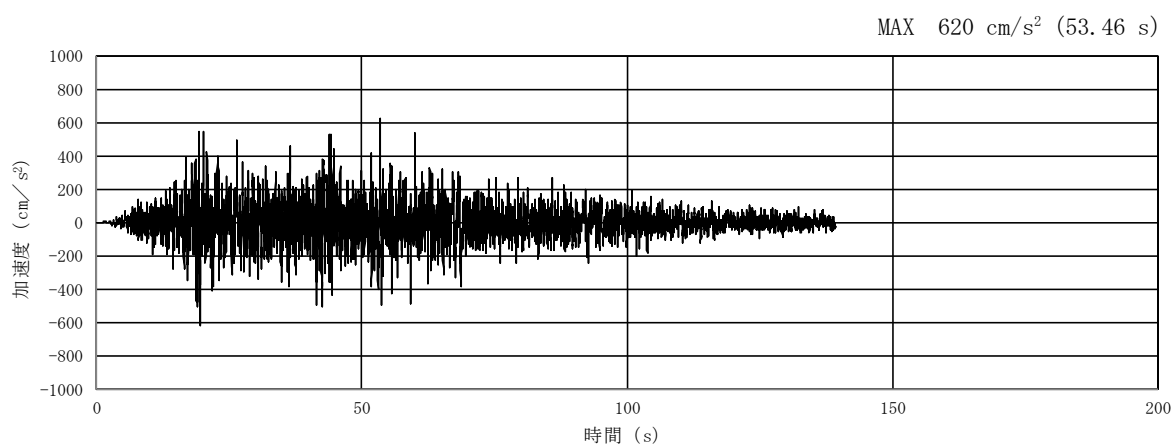
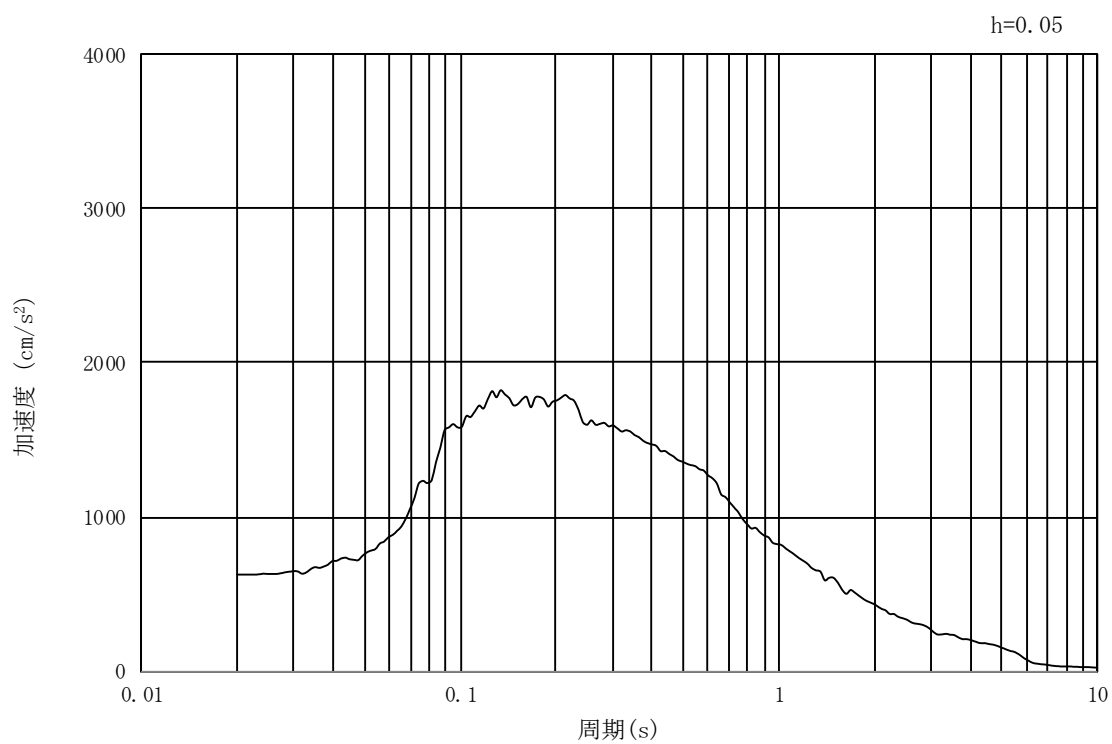


図3-5 入力地震動算定の概念図

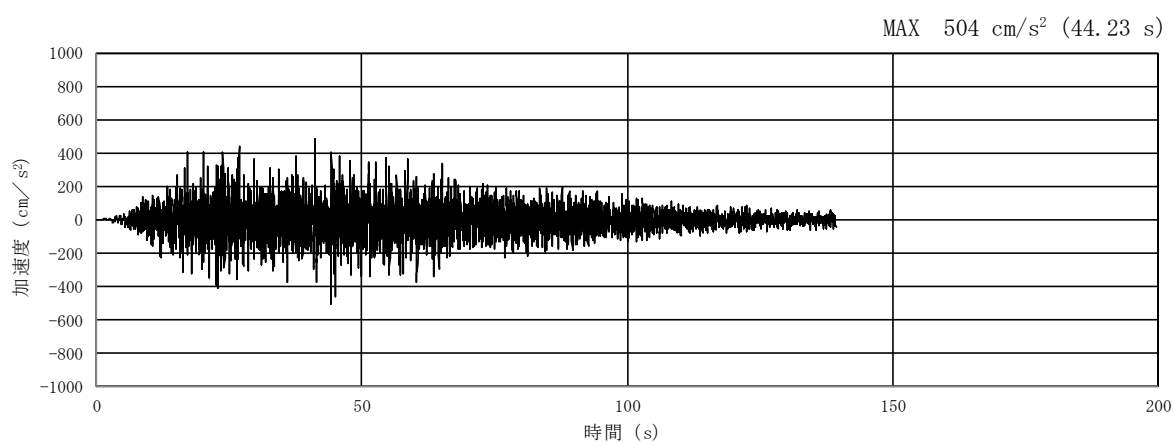


(a) 加速度時刻歴波形

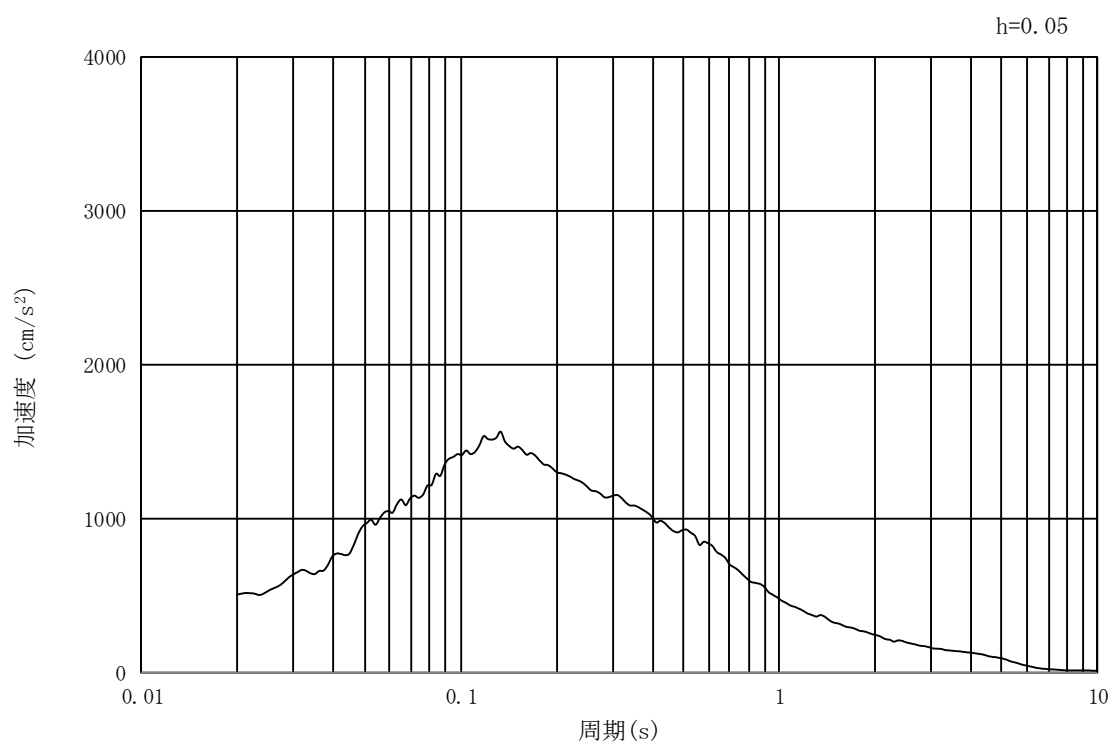


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面，水平成分：S_s-D 1)

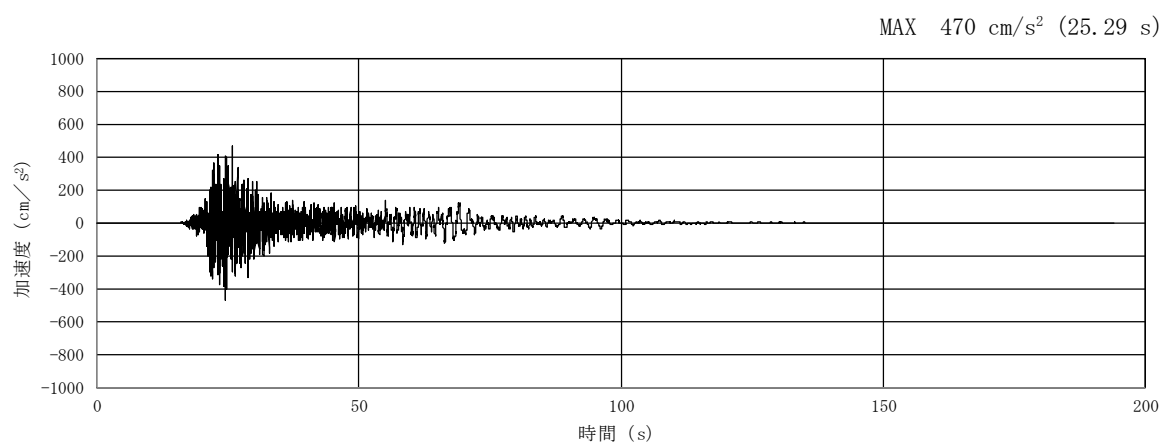


(a) 加速度時刻歴波形

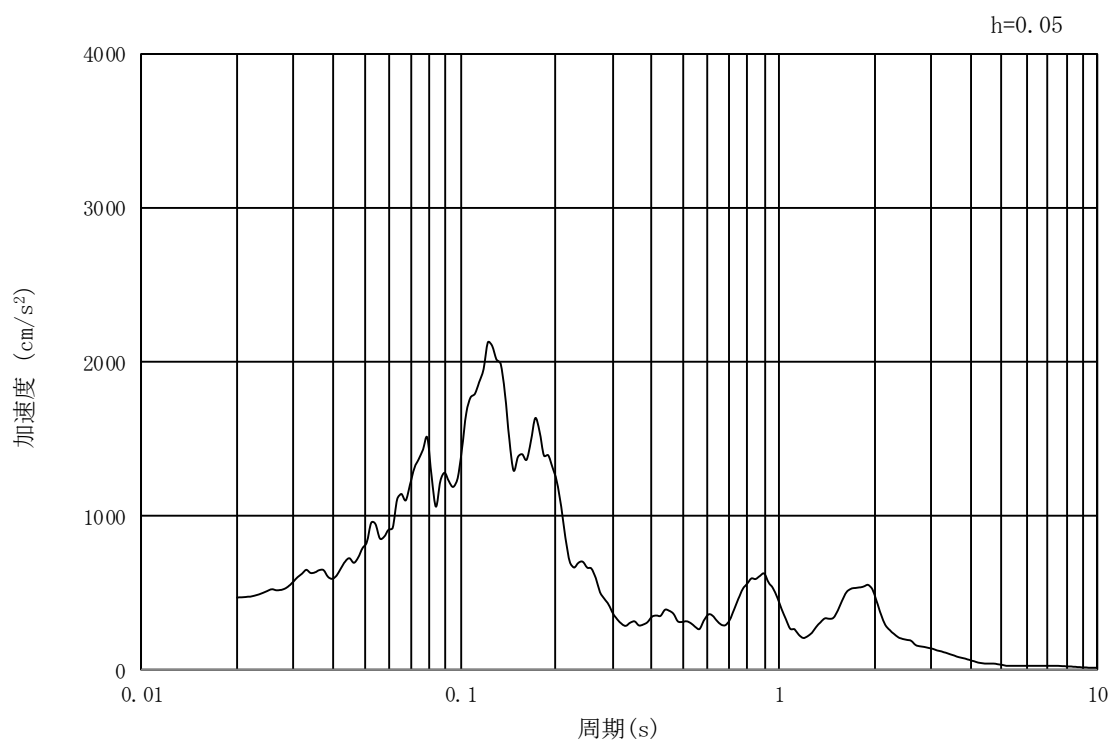


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s-D 1)

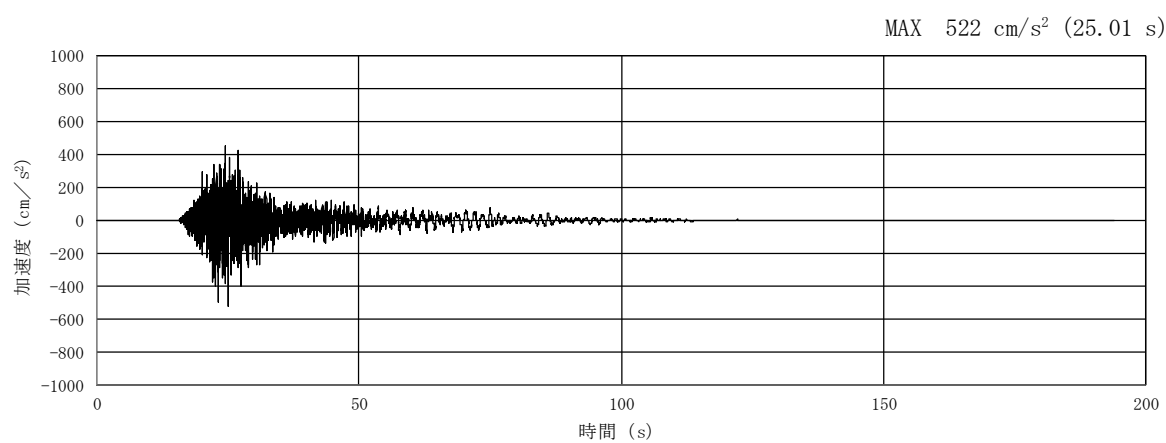


(a) 加速度時刻歴波形

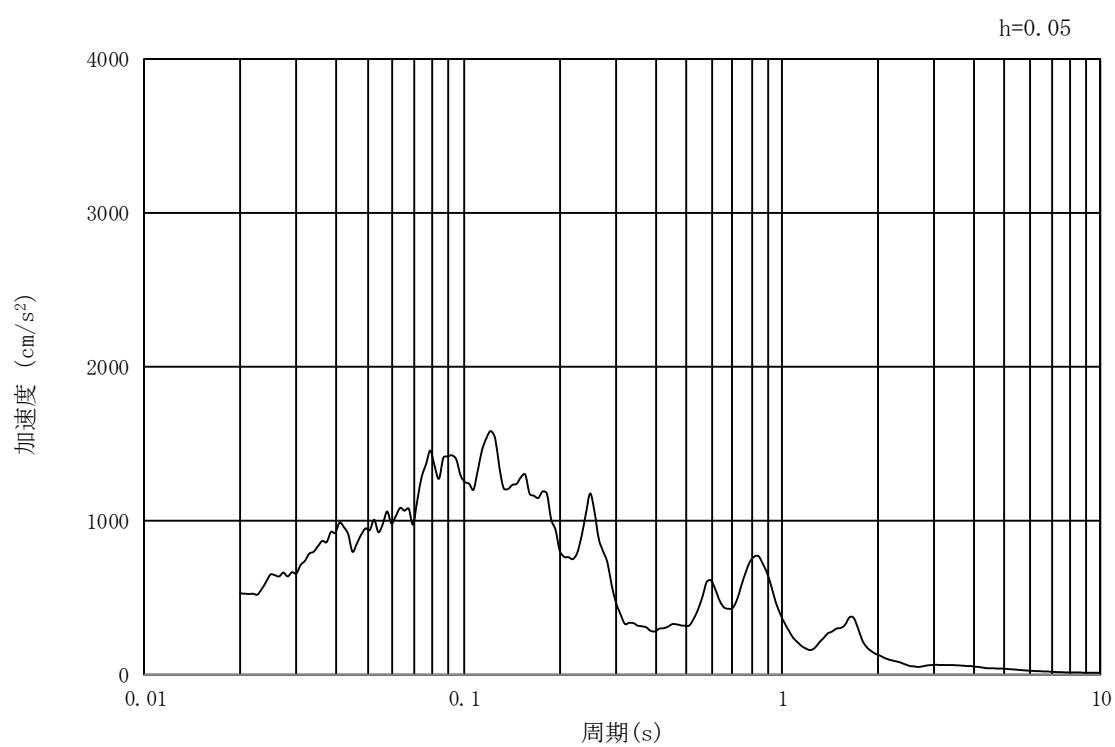


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，水平成分： $S_s - 1.1$)

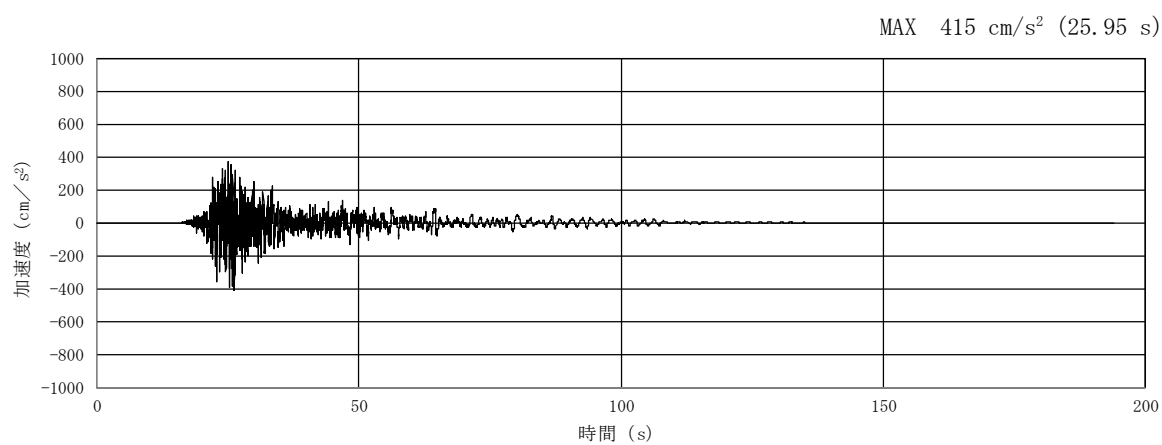


(a) 加速度時刻歴波形

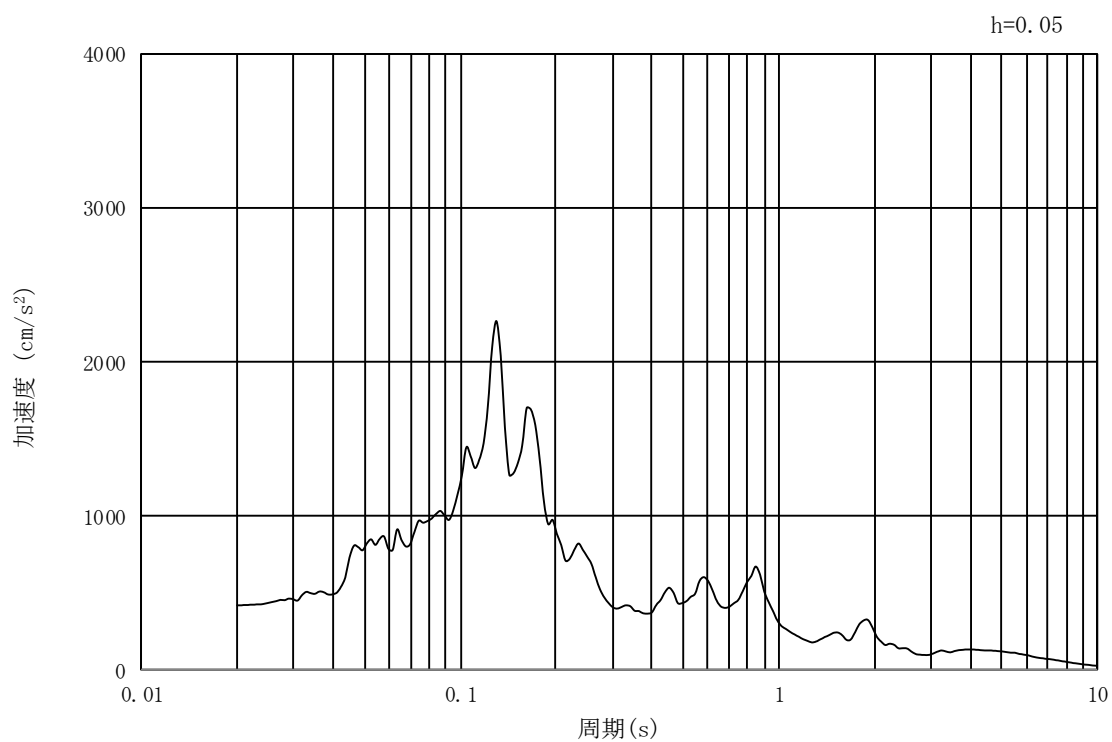


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 1 1)

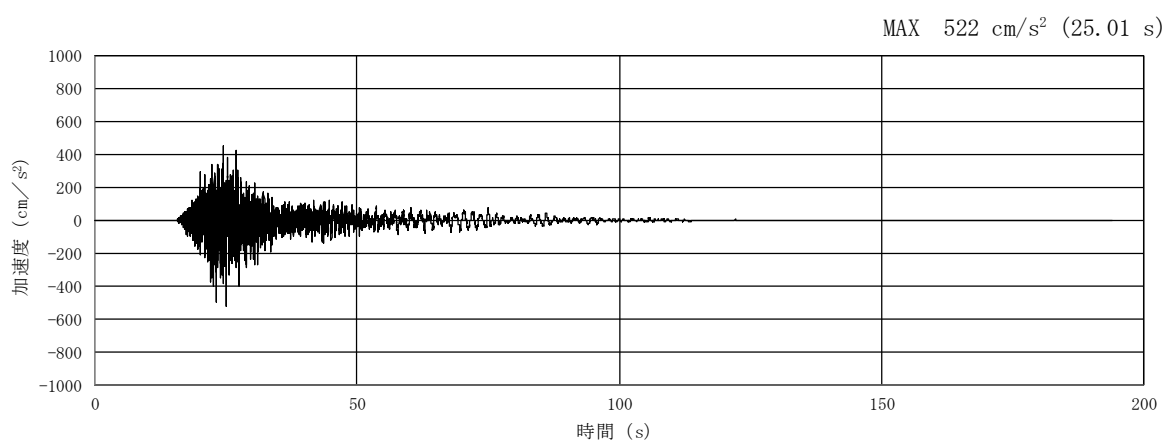


(a) 加速度時刻歴波形

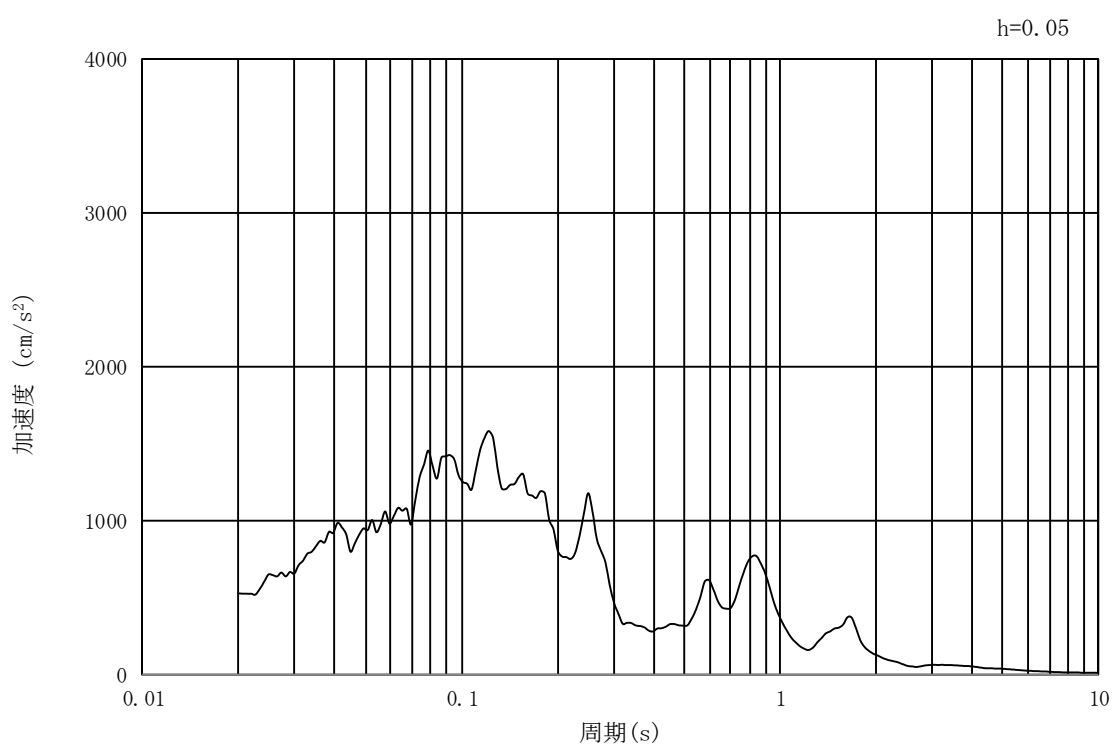


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 1.1$)

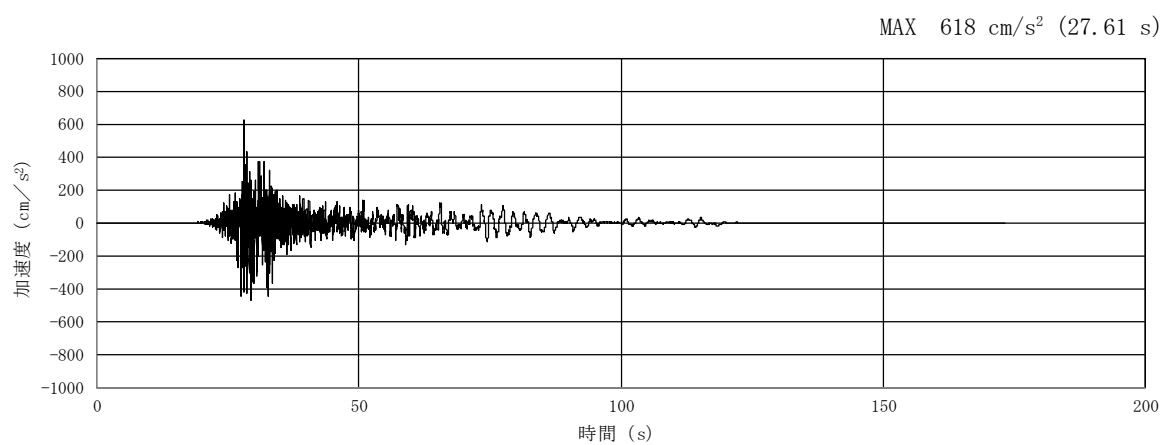


(a) 加速度時刻歴波形

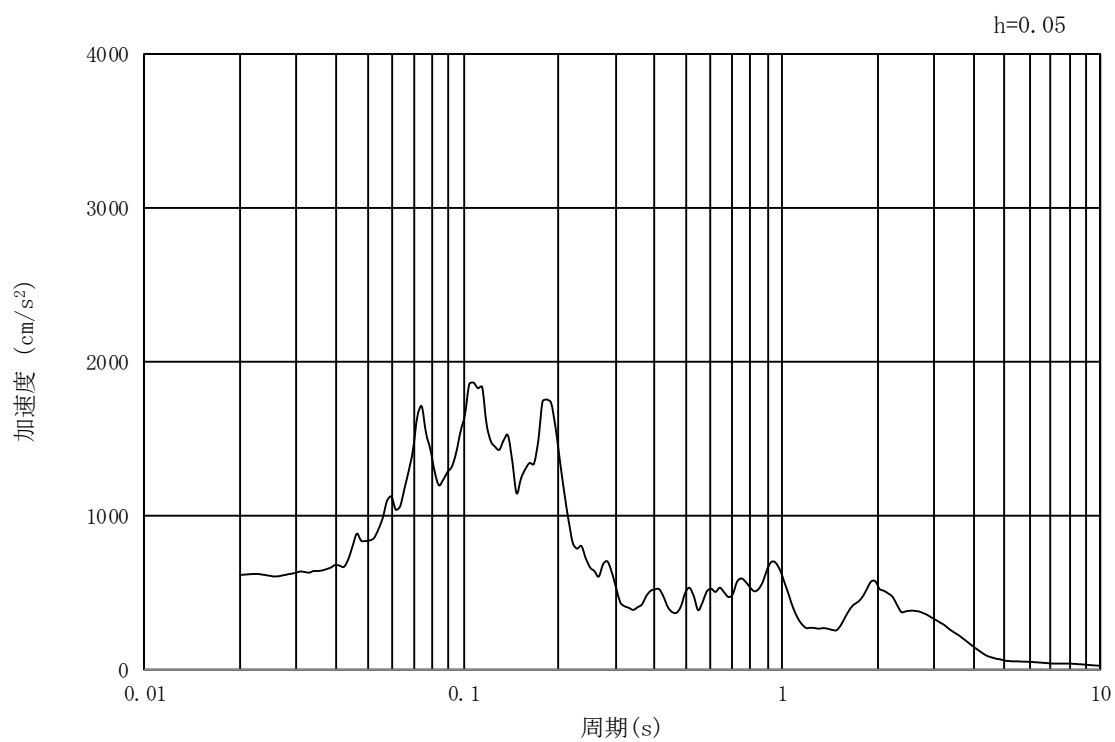


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.1$)

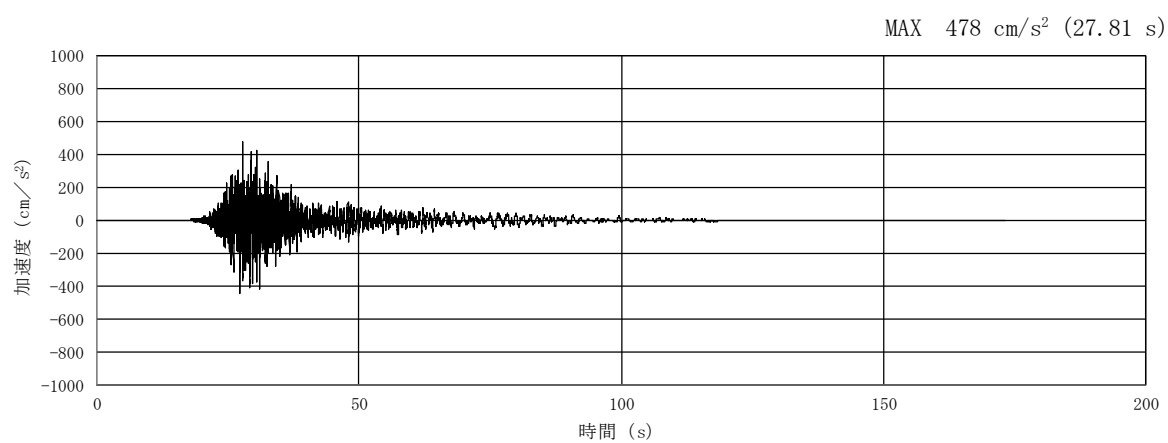


(a) 加速度時刻歴波形

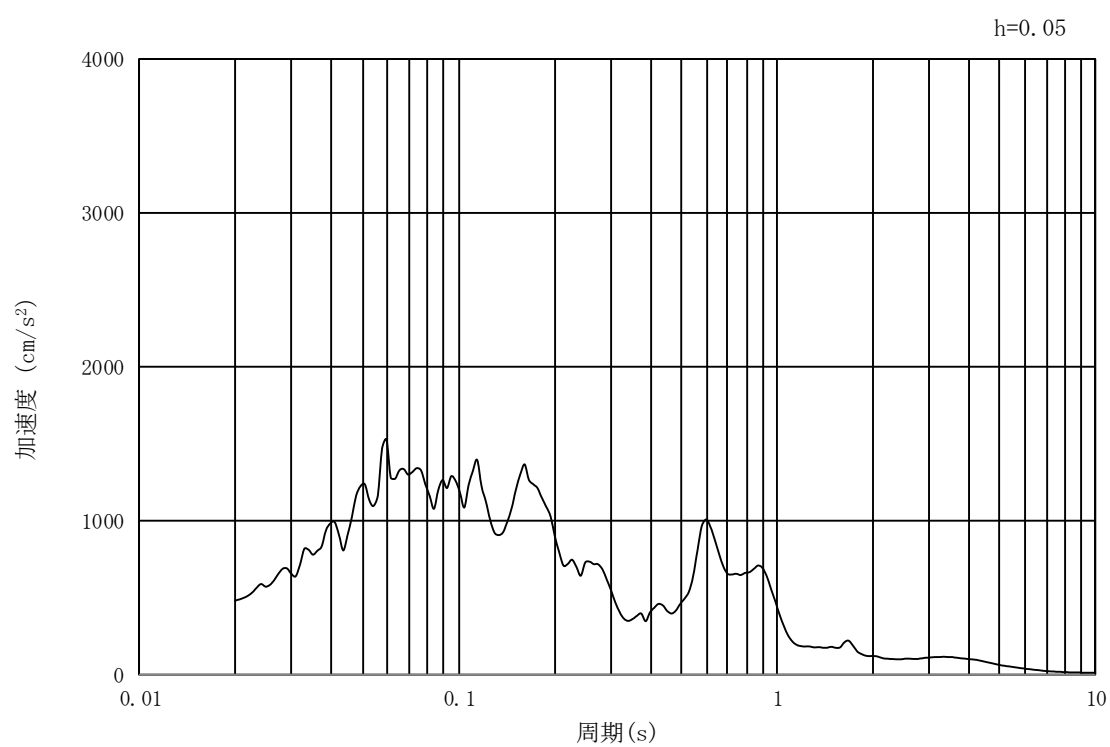


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，水平成分：S_s - 1 2)

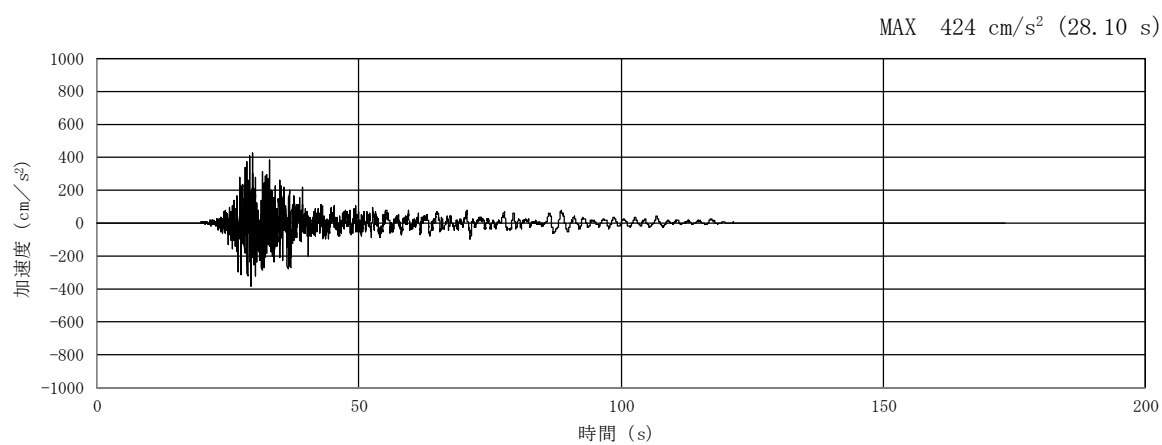


(a) 加速度時刻歴波形

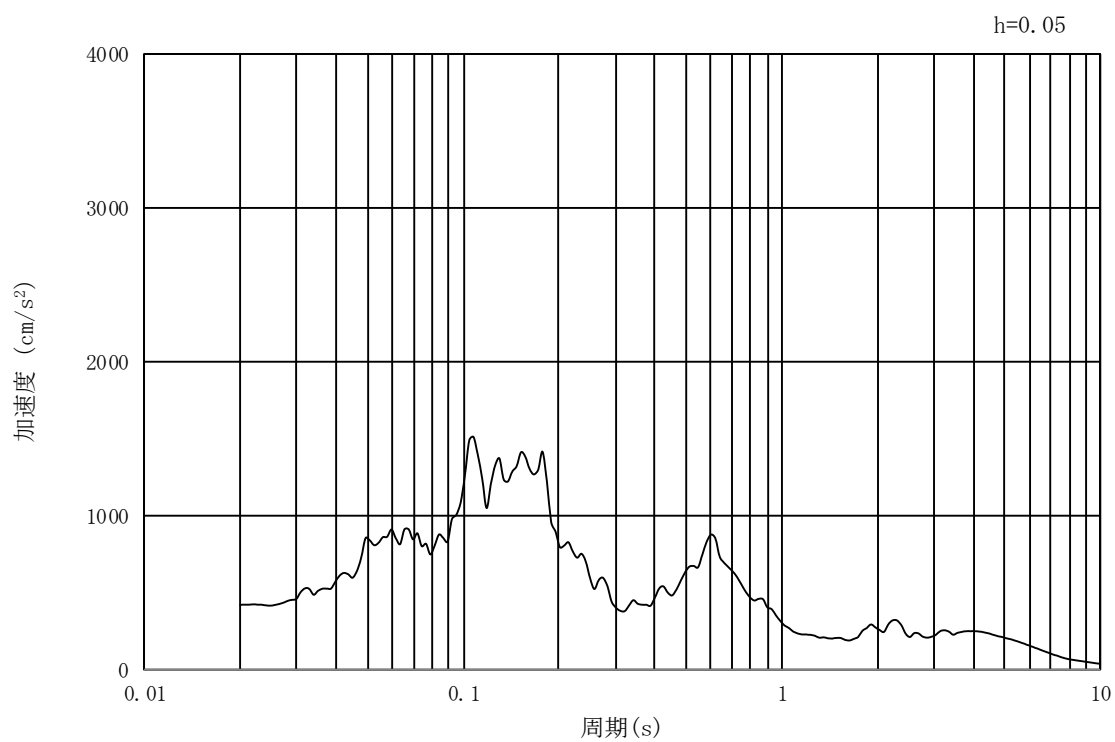


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 1 2)

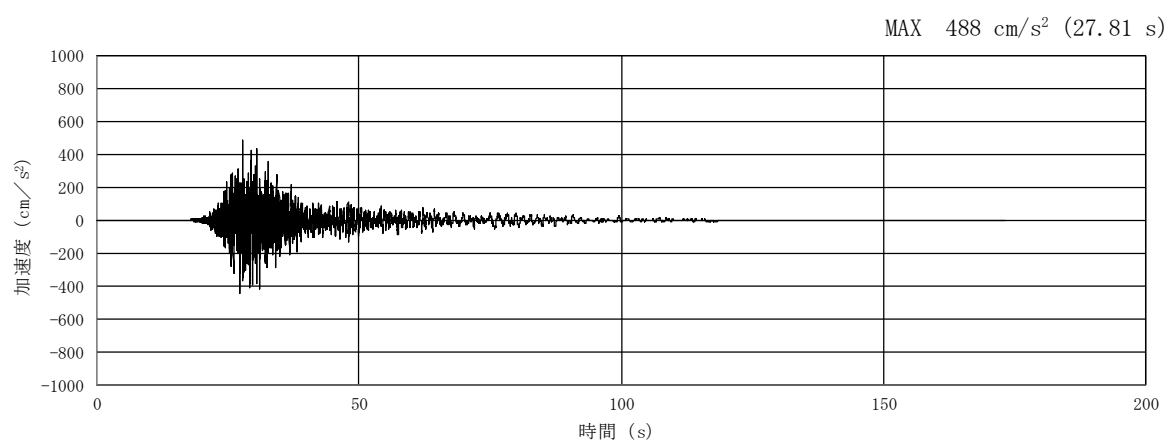


(a) 加速度時刻歴波形

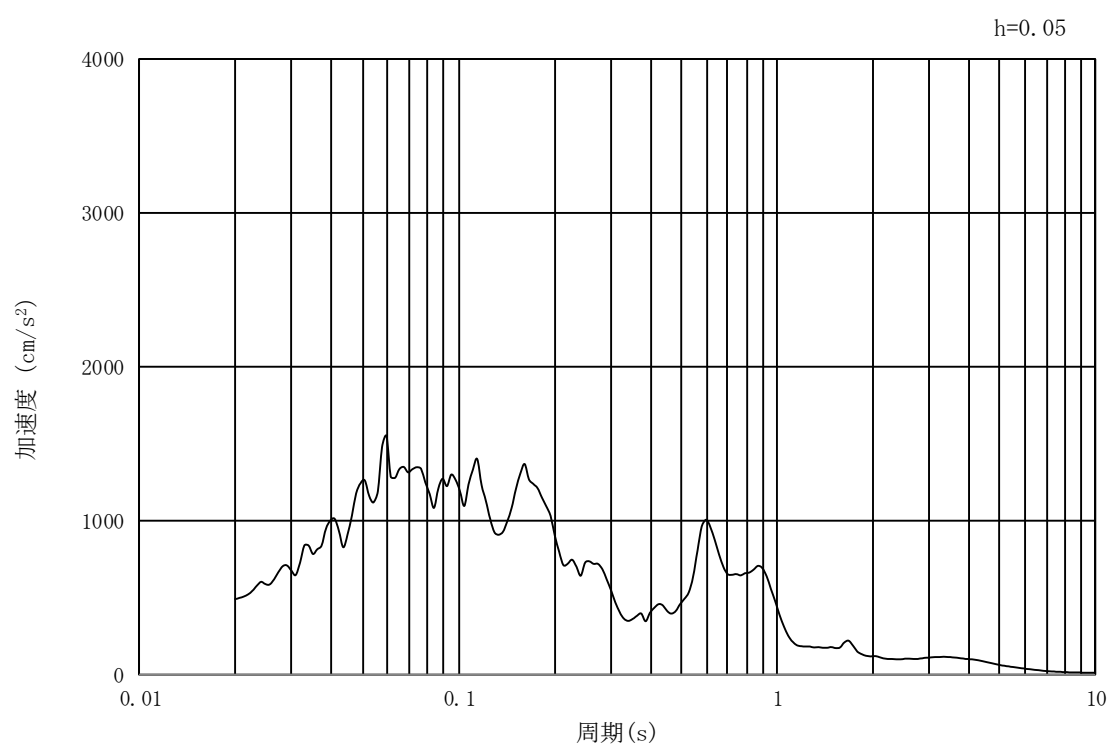


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，水平成分：S_s - 1 2)

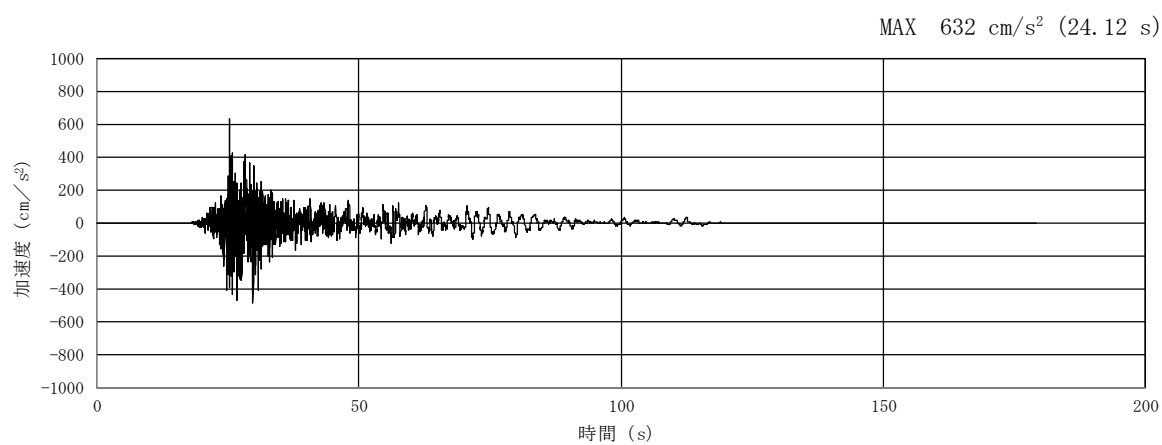


(a) 加速度時刻歴波形

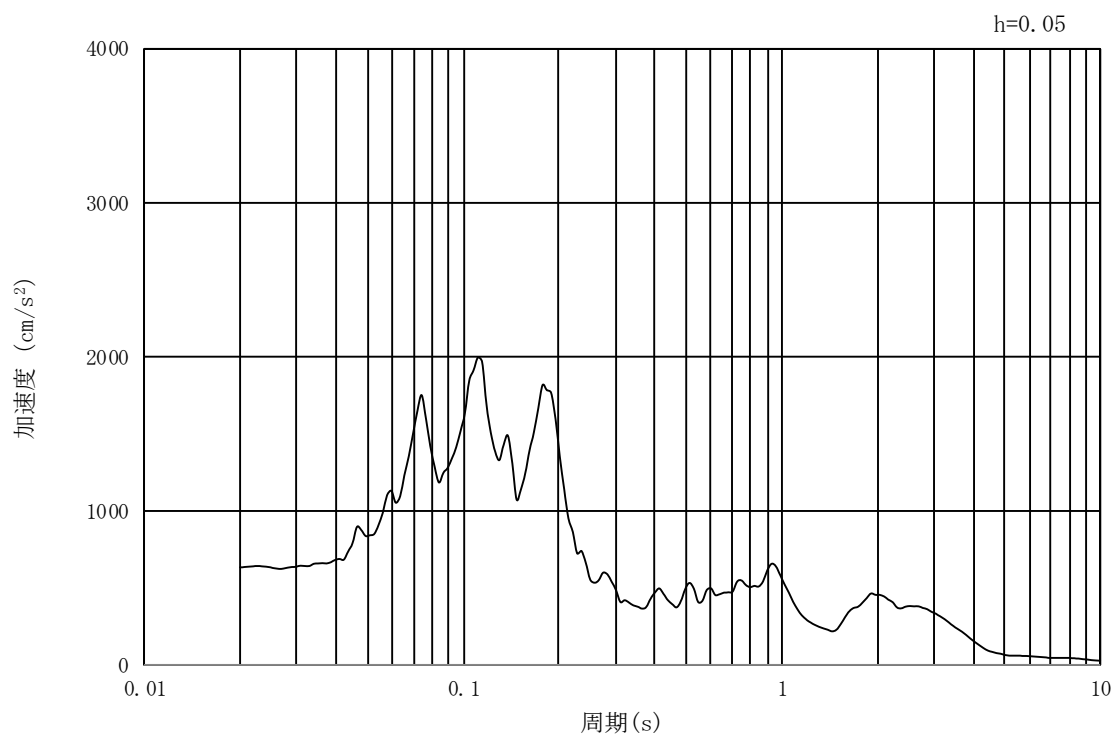


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s-1 2)

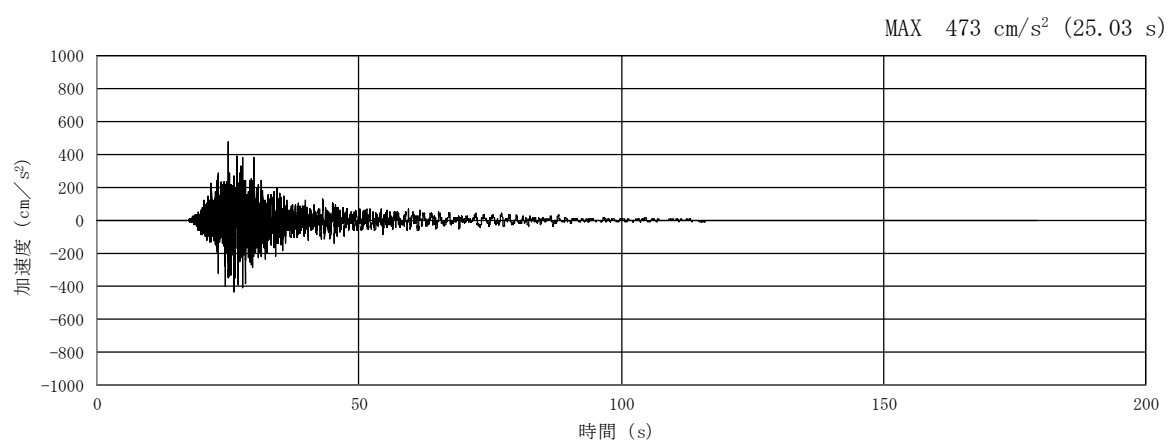


(a) 加速度時刻歴波形

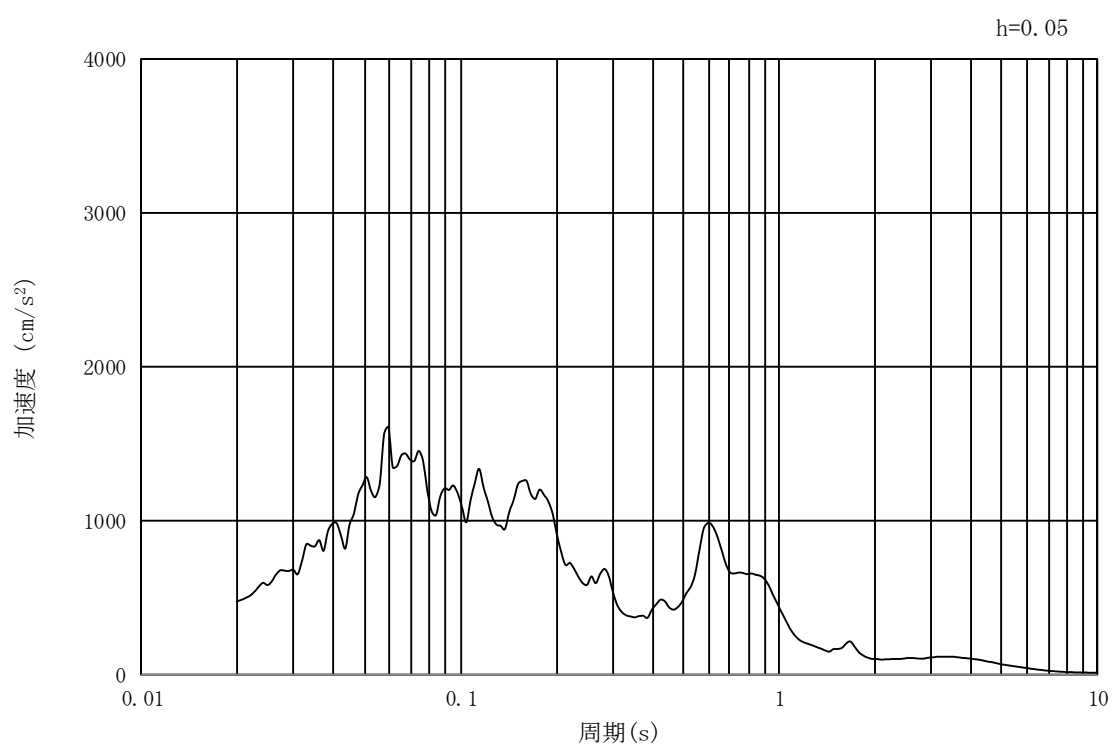


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: S_s-1 3)

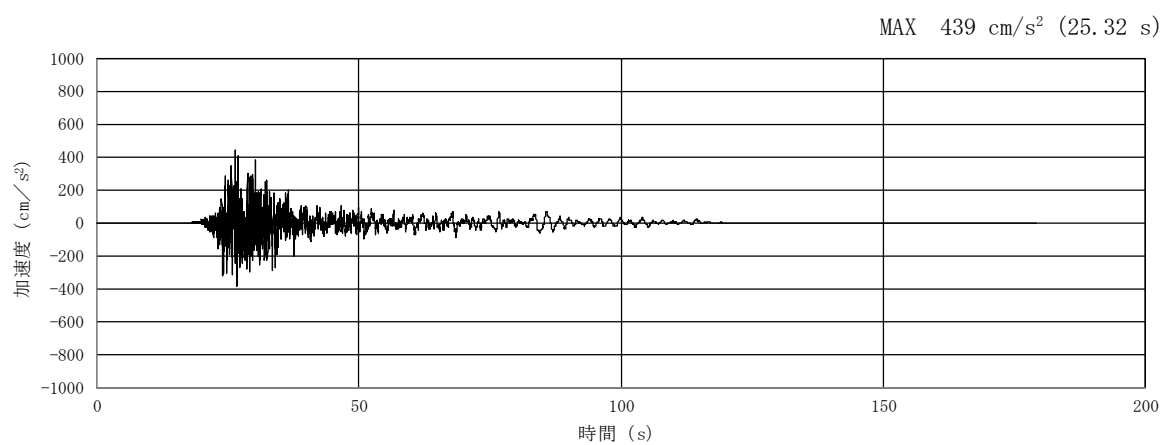


(a) 加速度時刻歴波形

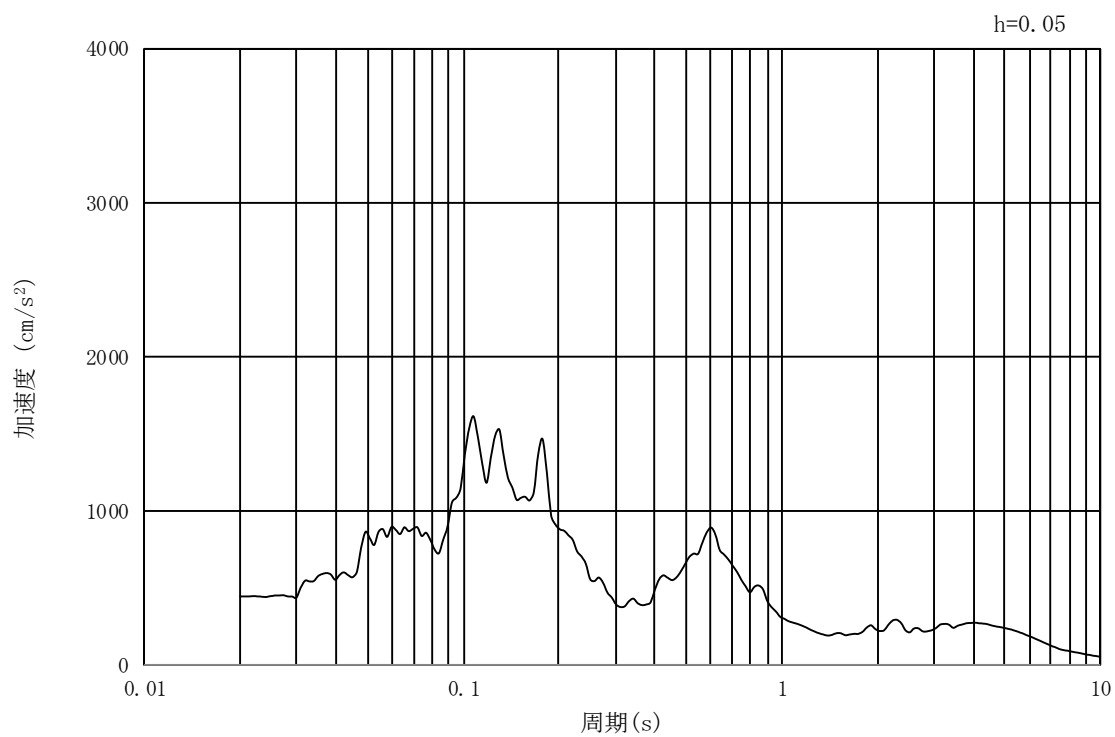


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 1 3)

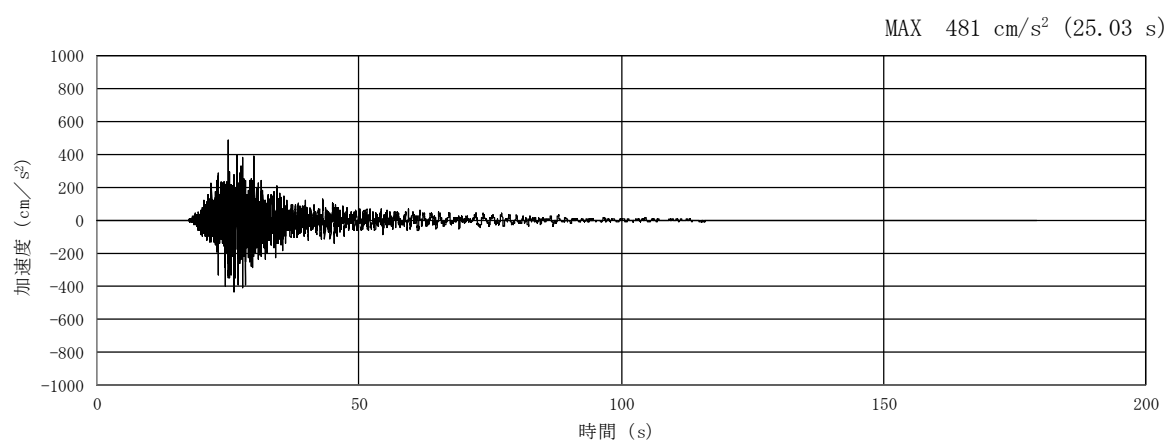


(a) 加速度時刻歴波形

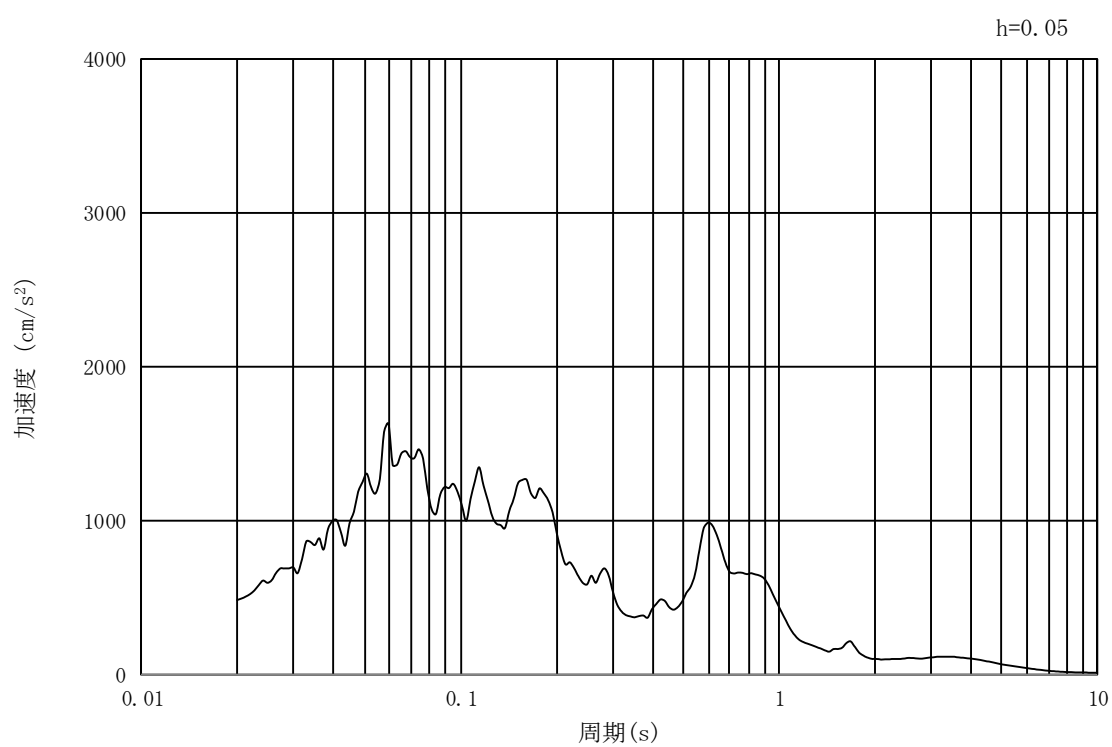


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 1.3$)

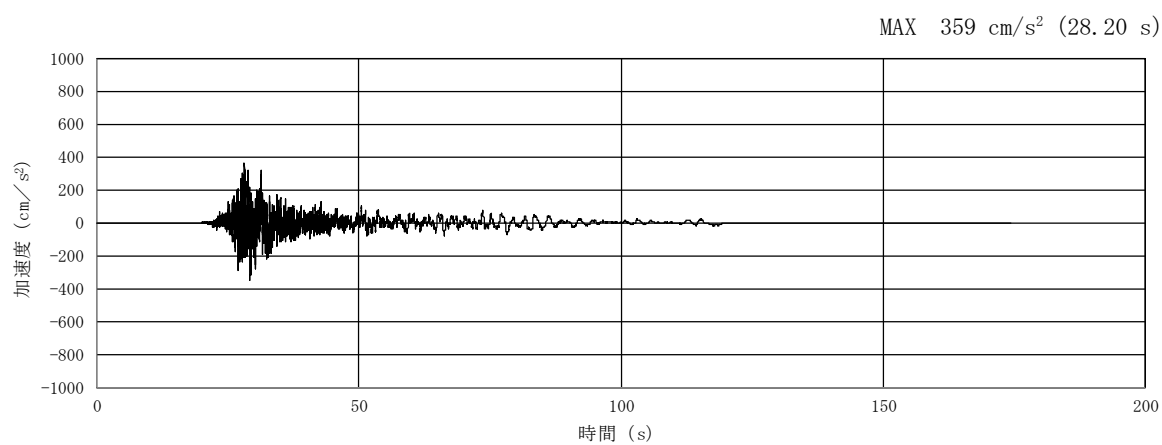


(a) 加速度時刻歴波形

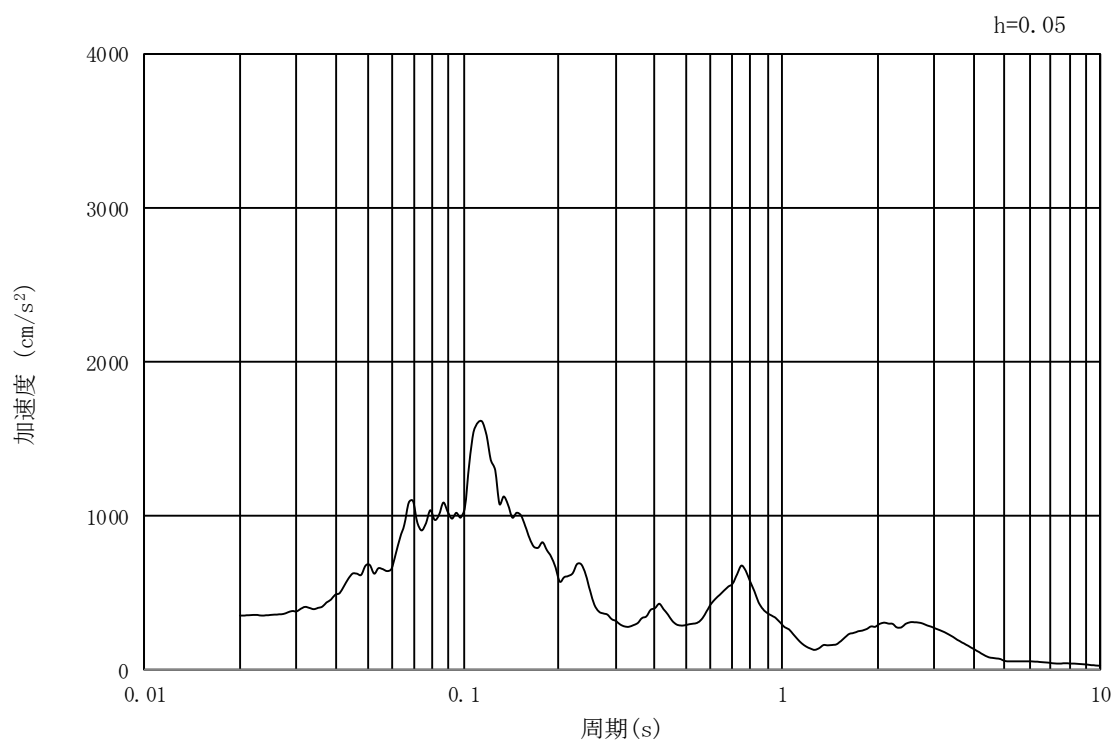


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s-13)

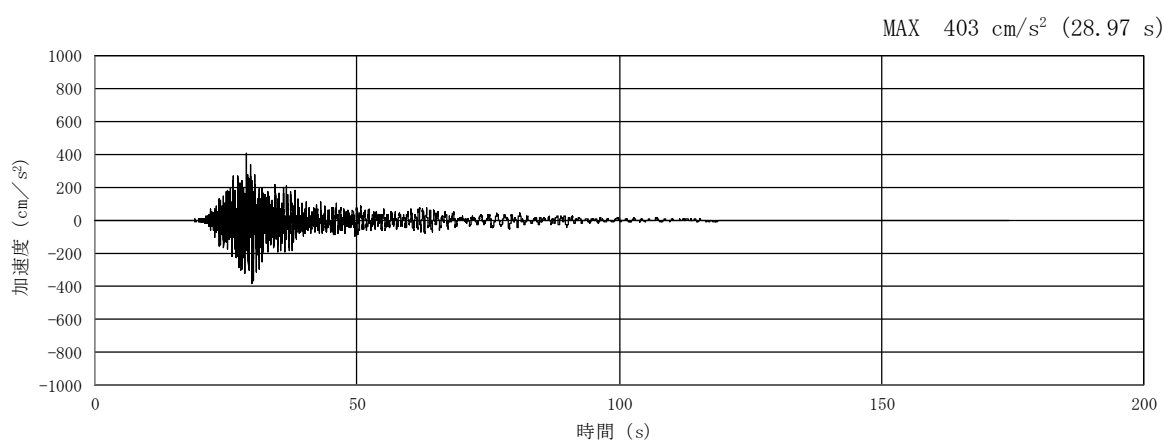


(a) 加速度時刻歴波形

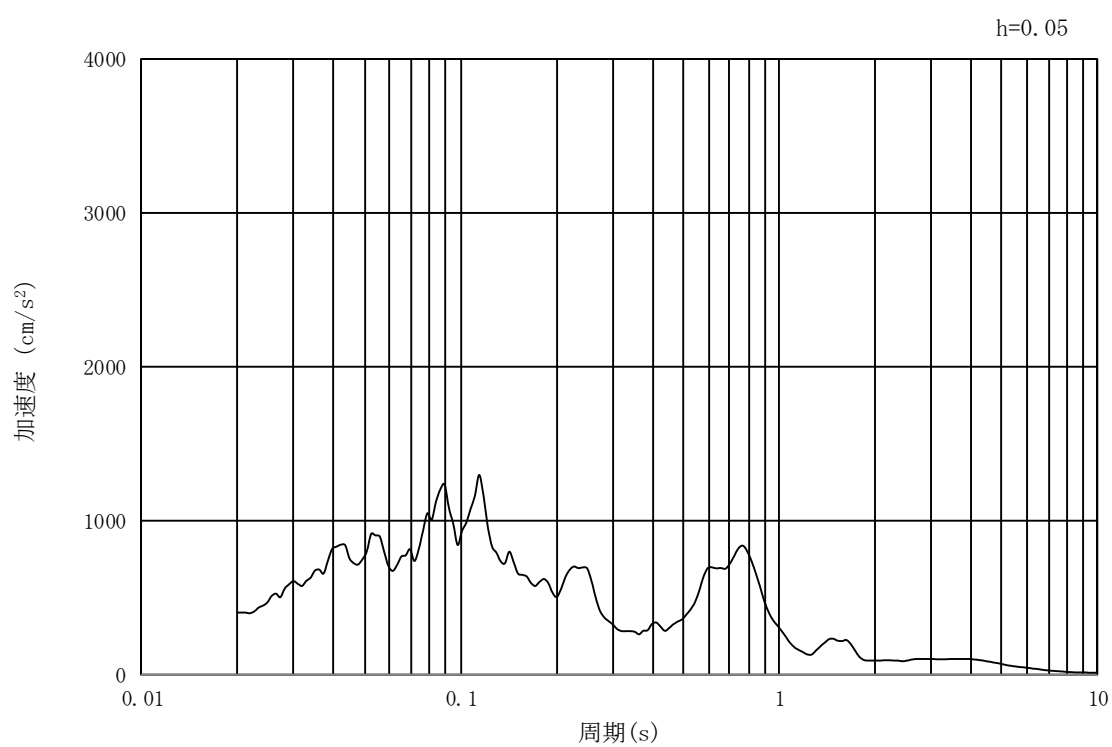


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，水平成分：S_s - 1 4)

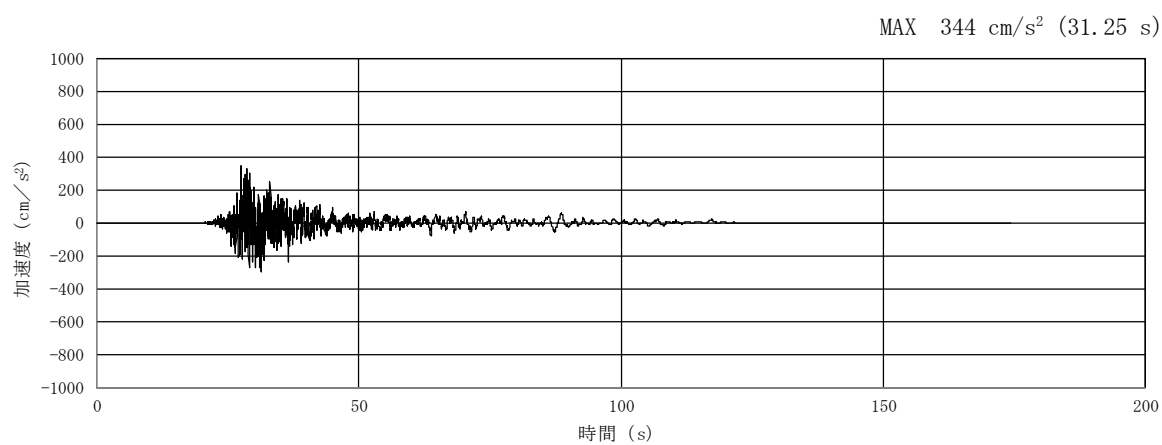


(a) 加速度時刻歴波形

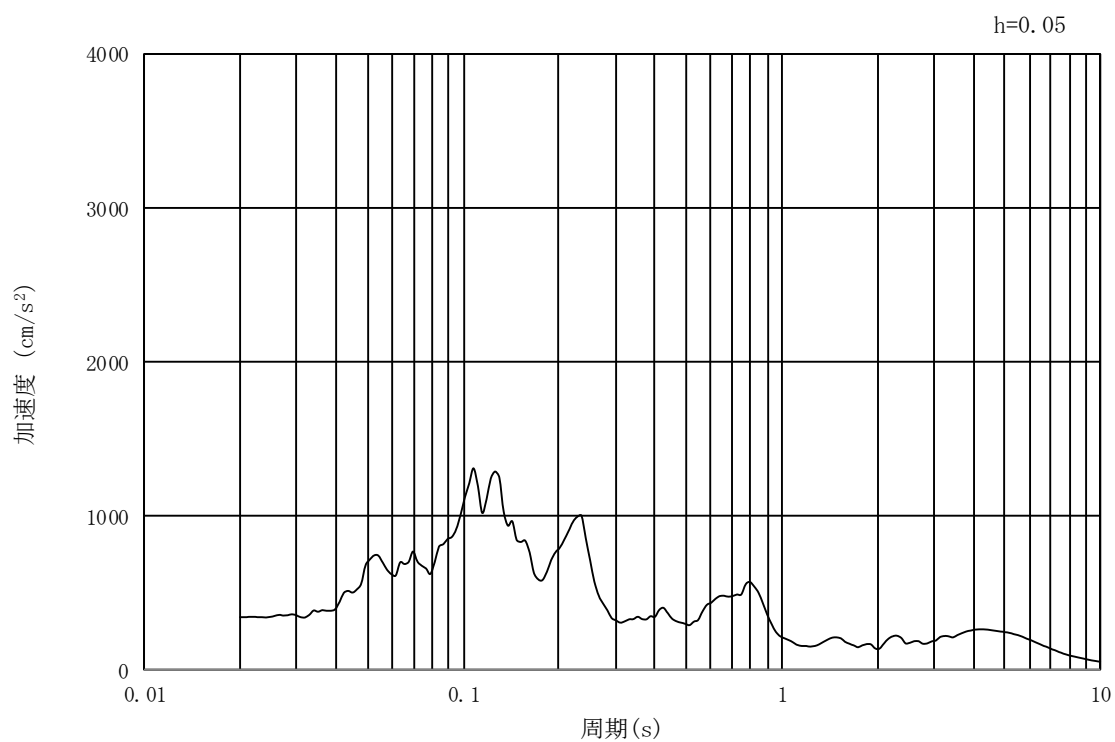


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 1 4)

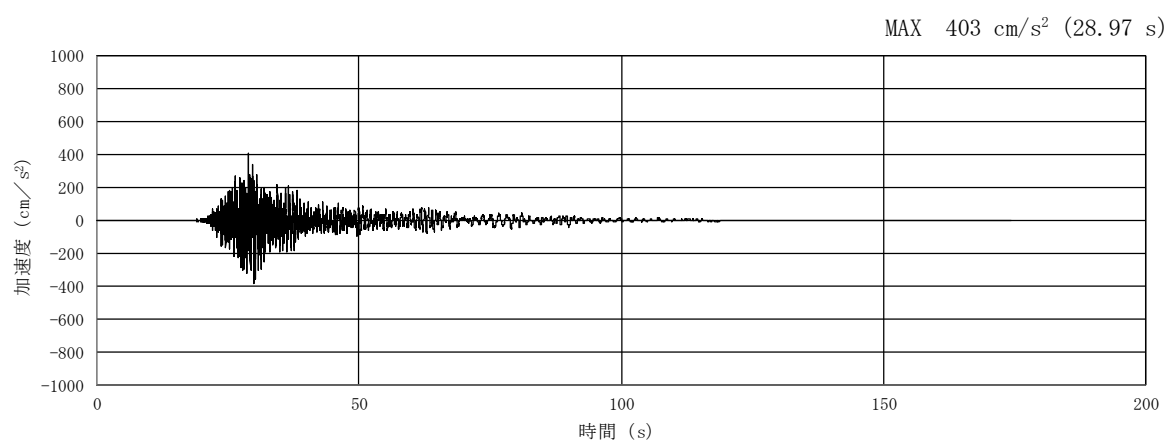


(a) 加速度時刻歴波形

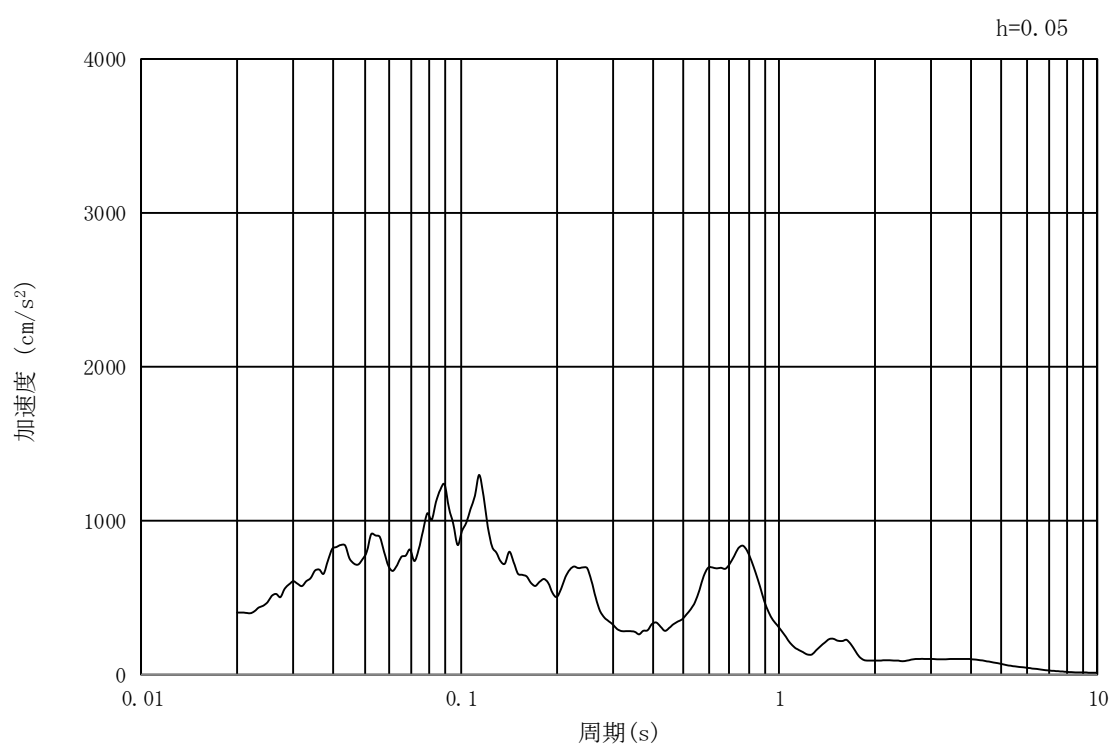


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，水平成分：S_s-1 4)

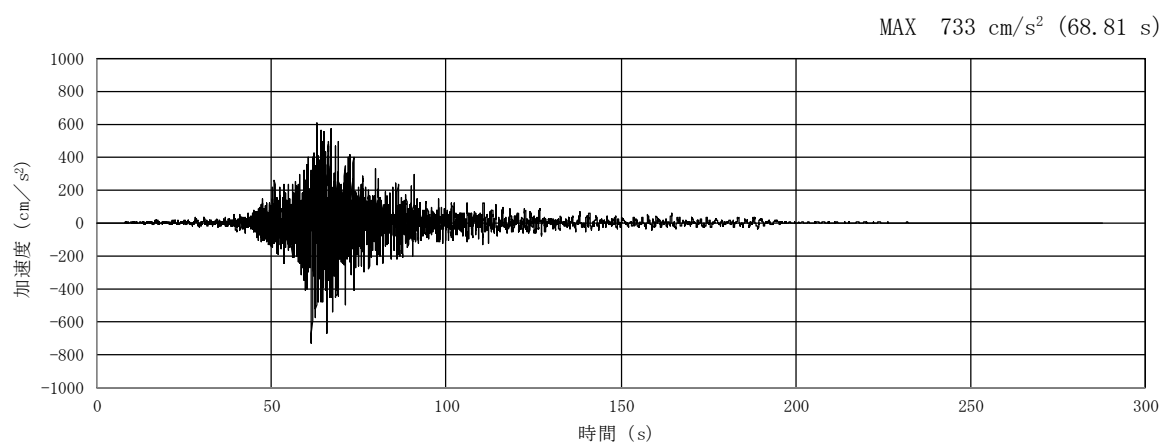


(a) 加速度時刻歴波形

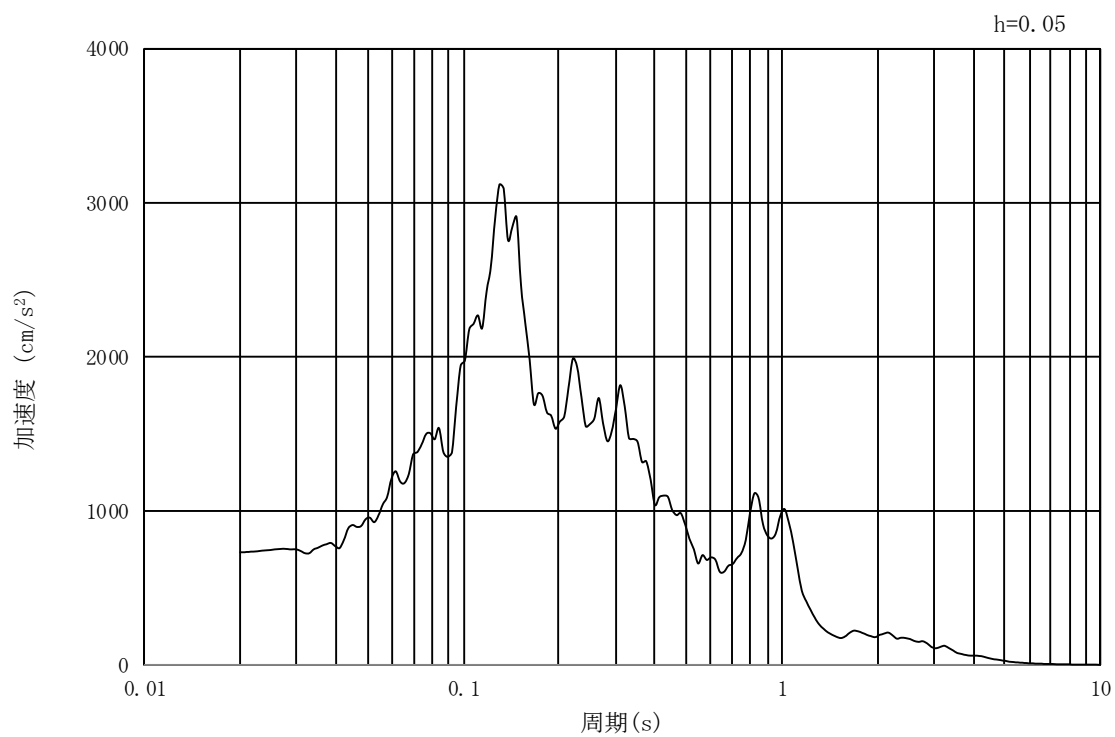


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.4$)

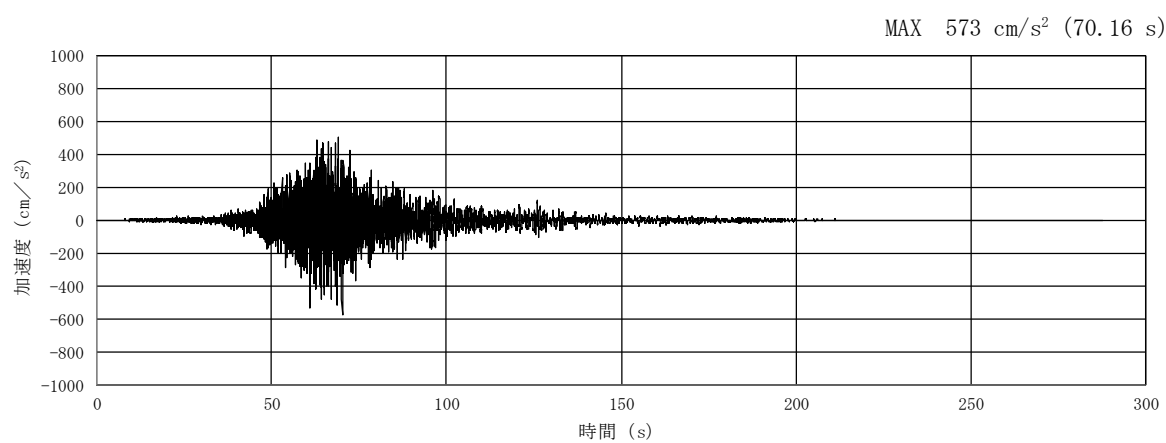


(a) 加速度時刻歴波形

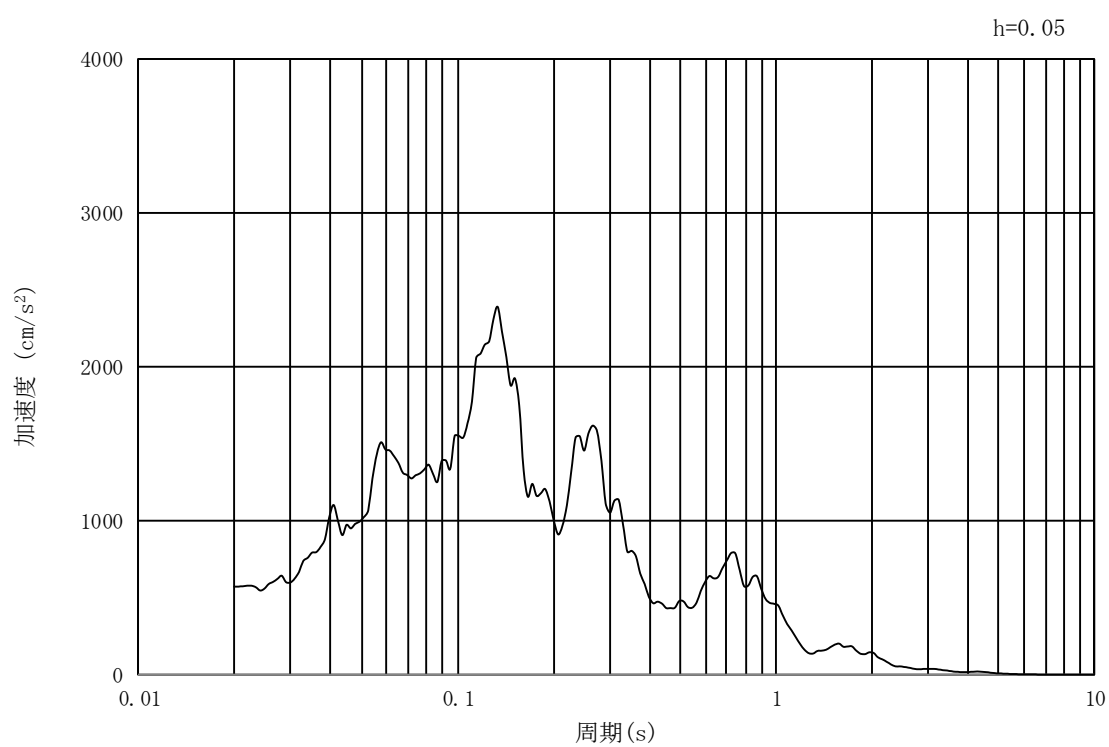


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 21$)

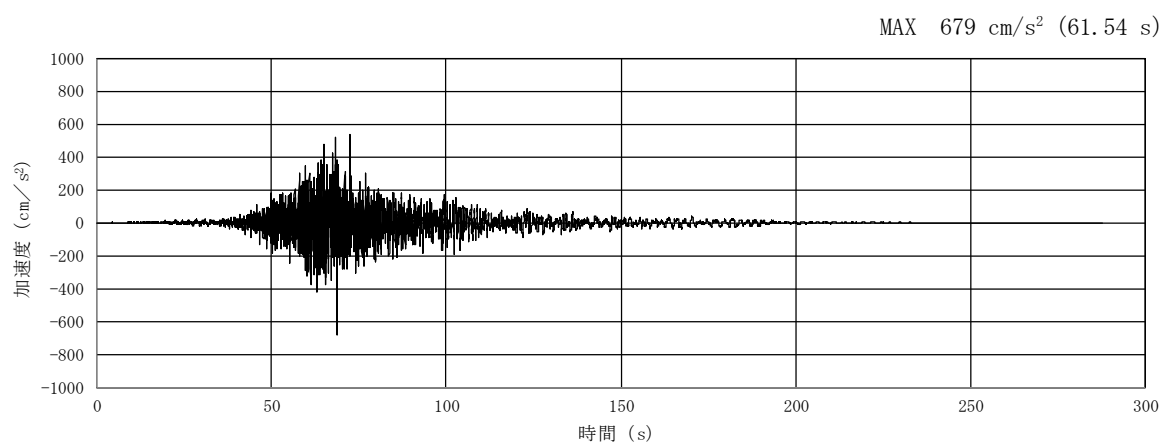


(a) 加速度時刻歴波形

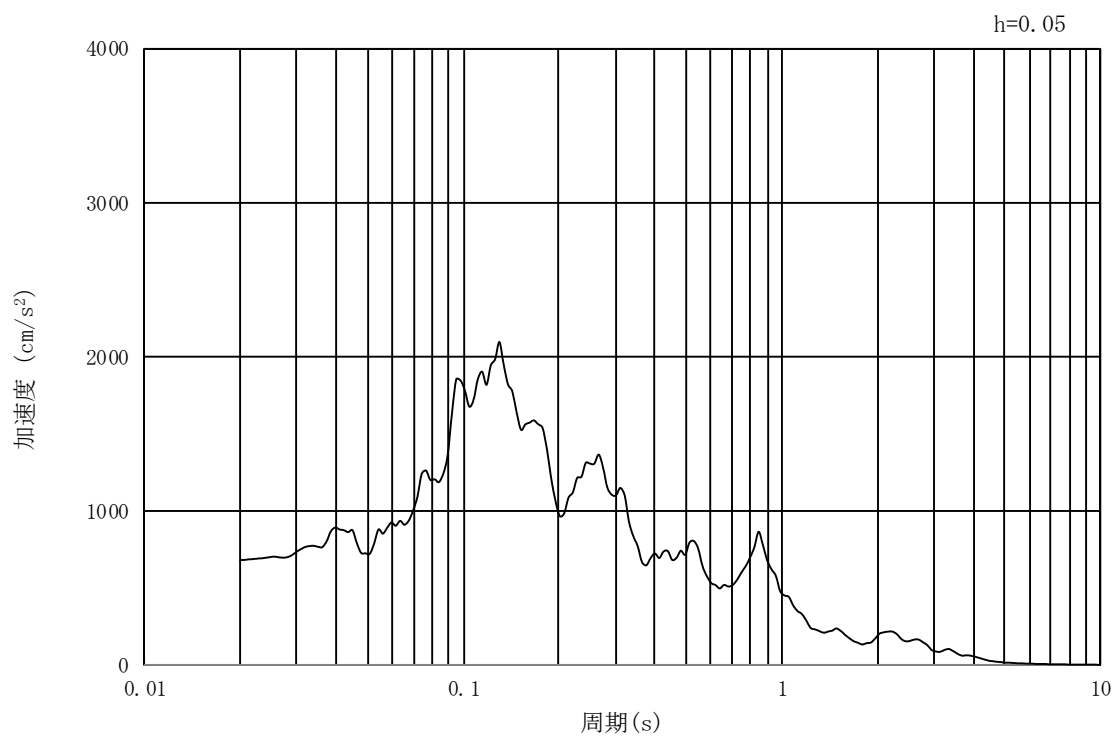


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 2 1)

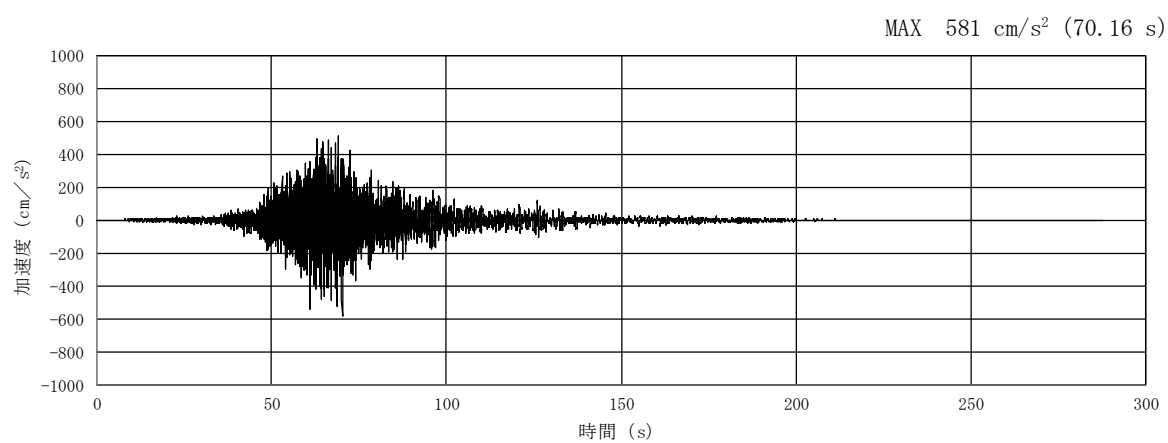


(a) 加速度時刻歴波形

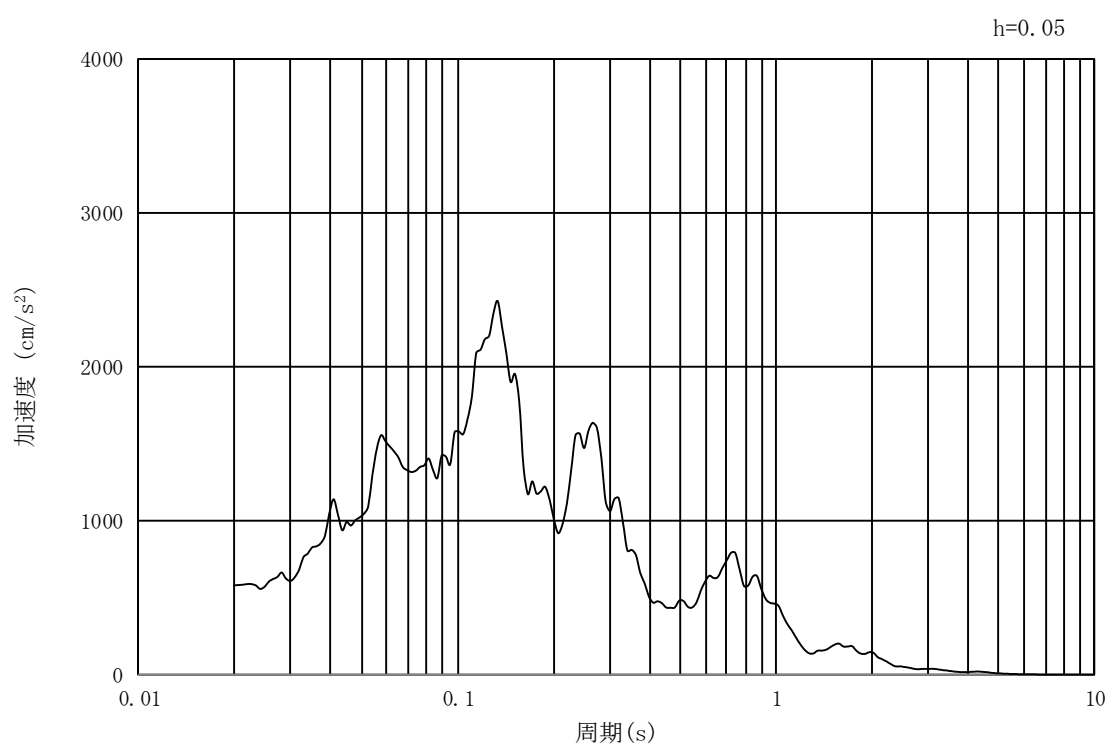


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 21$)

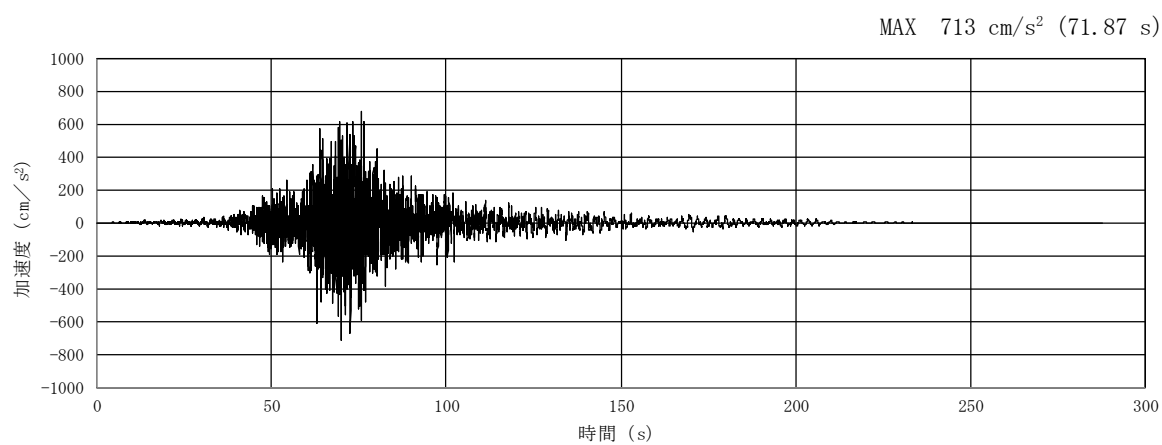


(a) 加速度時刻歴波形

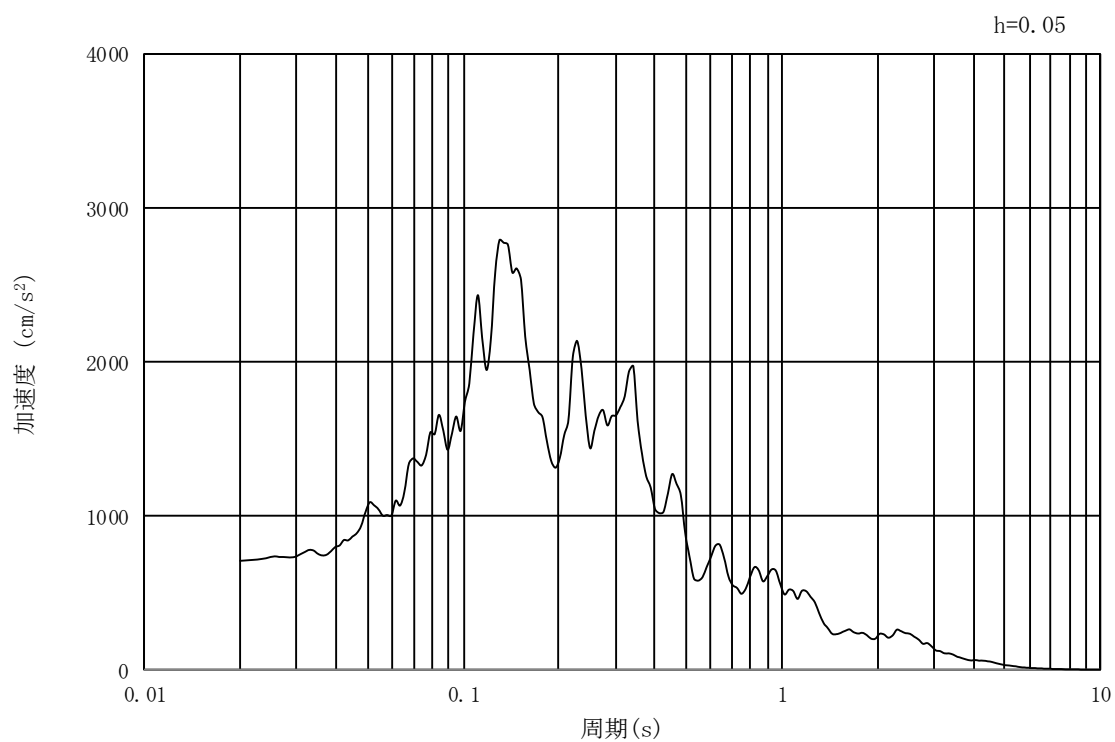


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 21$)

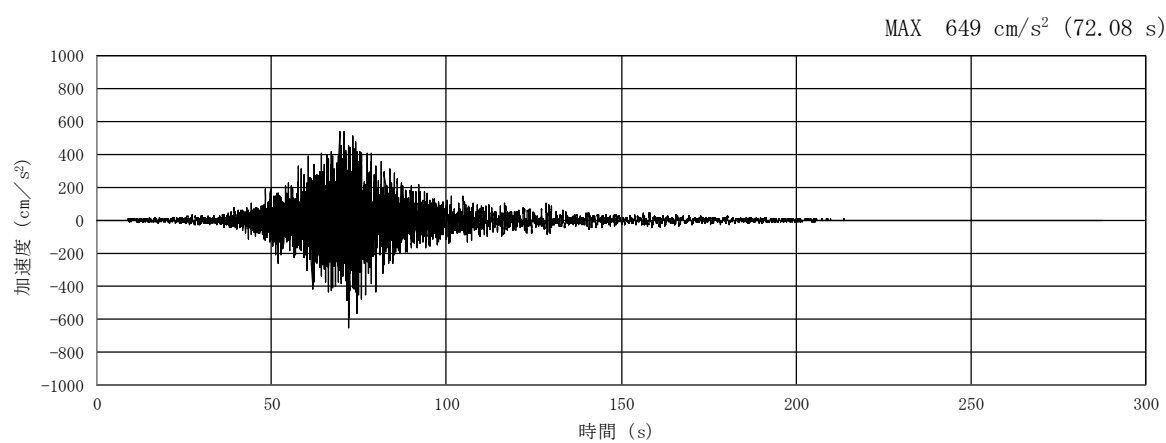


(a) 加速度時刻歴波形

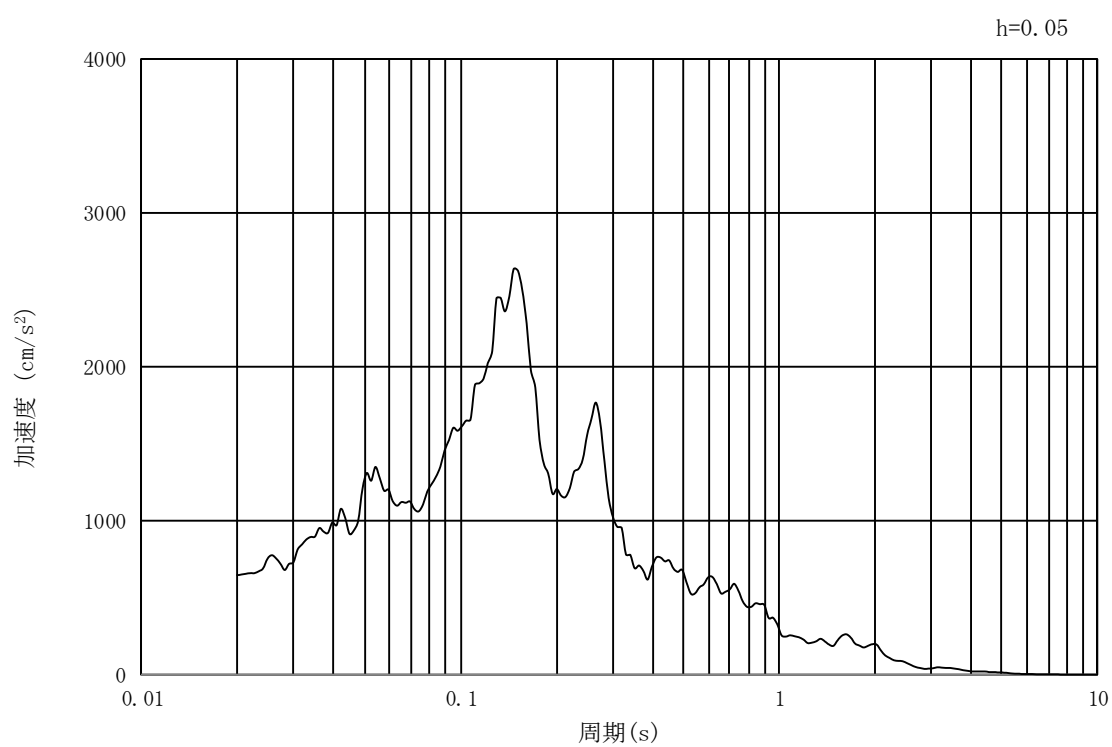


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 2.2$)

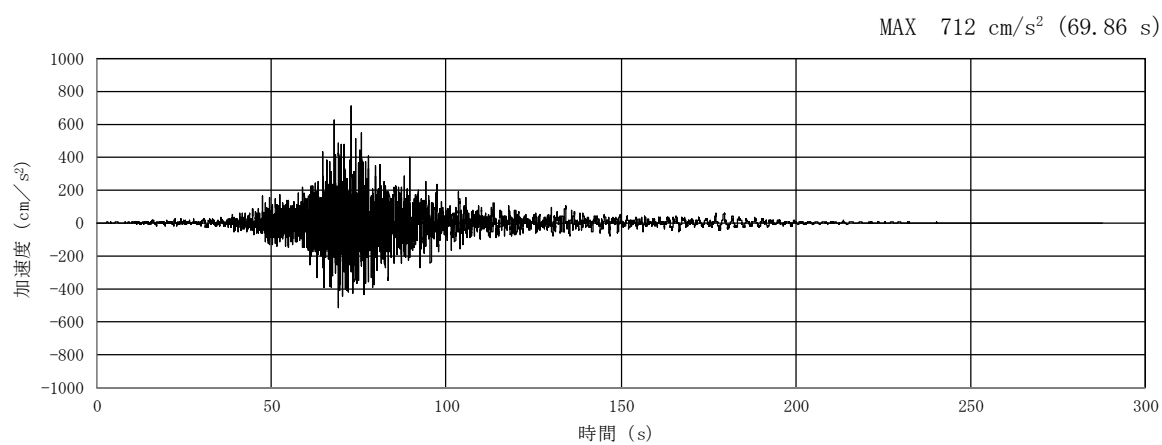


(a) 加速度時刻歴波形

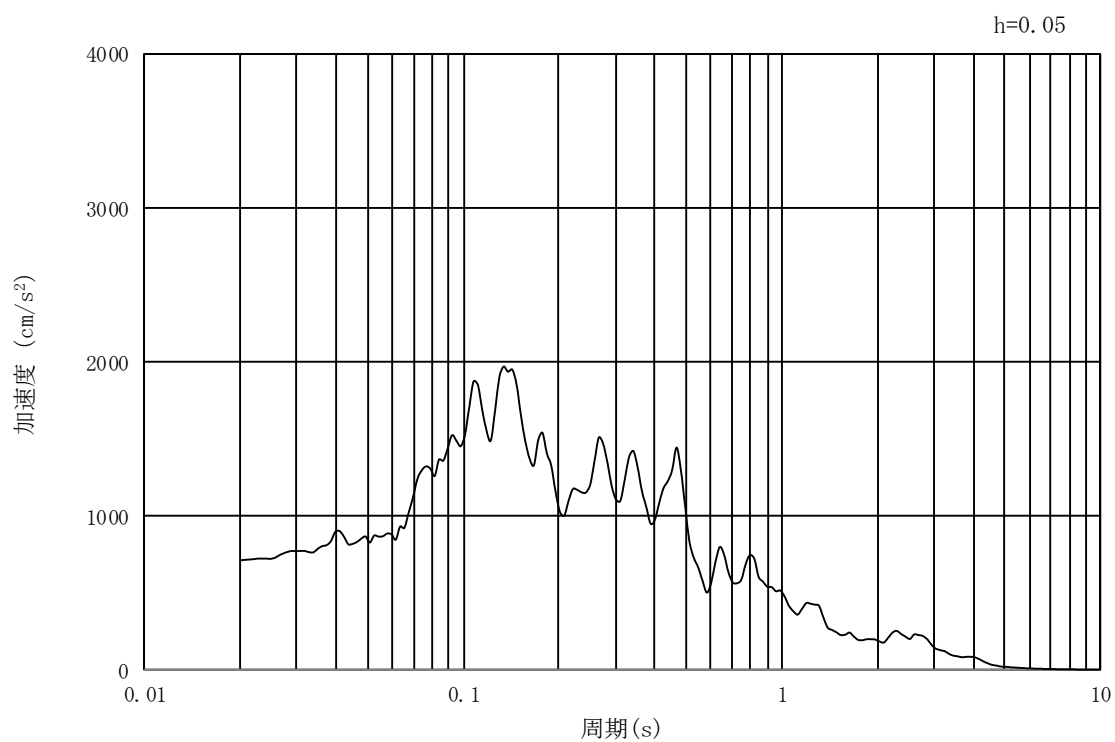


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s-22)

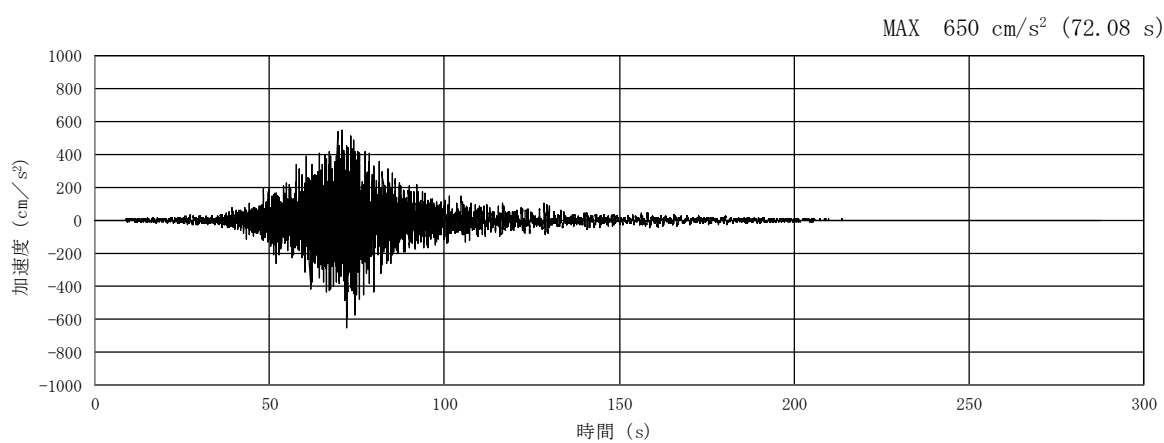


(a) 加速度時刻歴波形

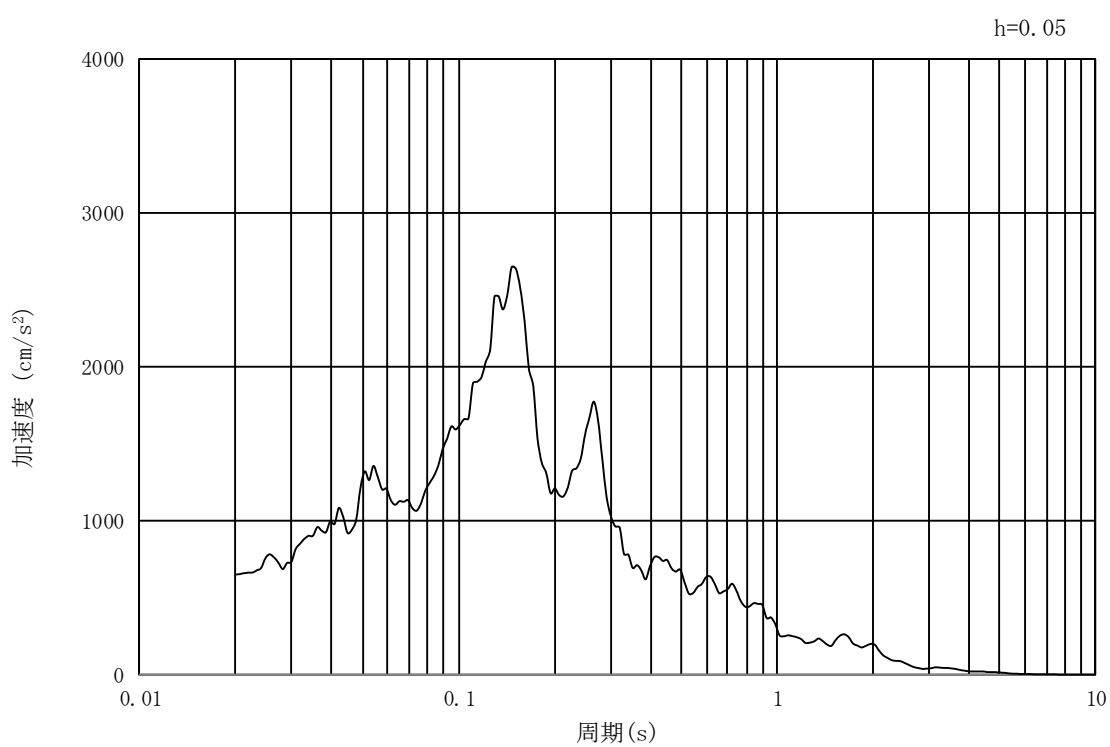


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 2.2$)

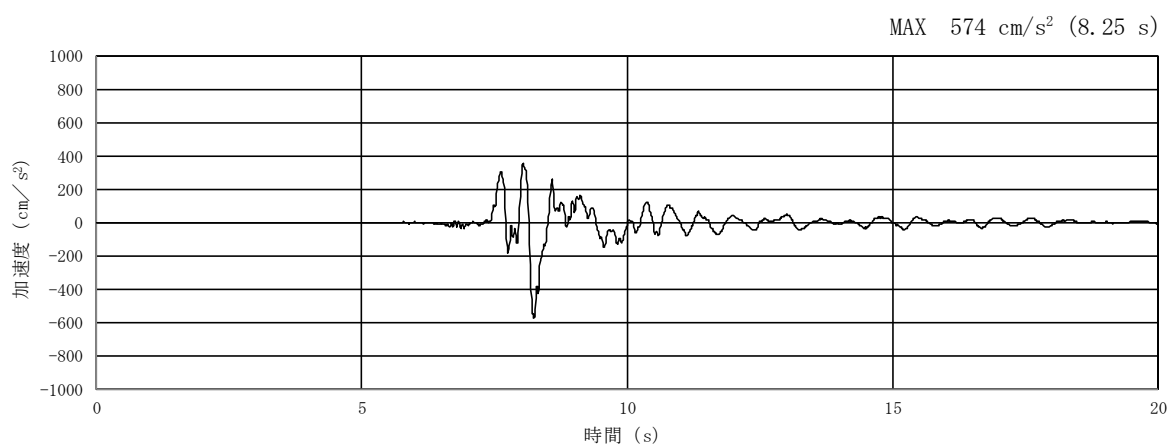


(a) 加速度時刻歴波形

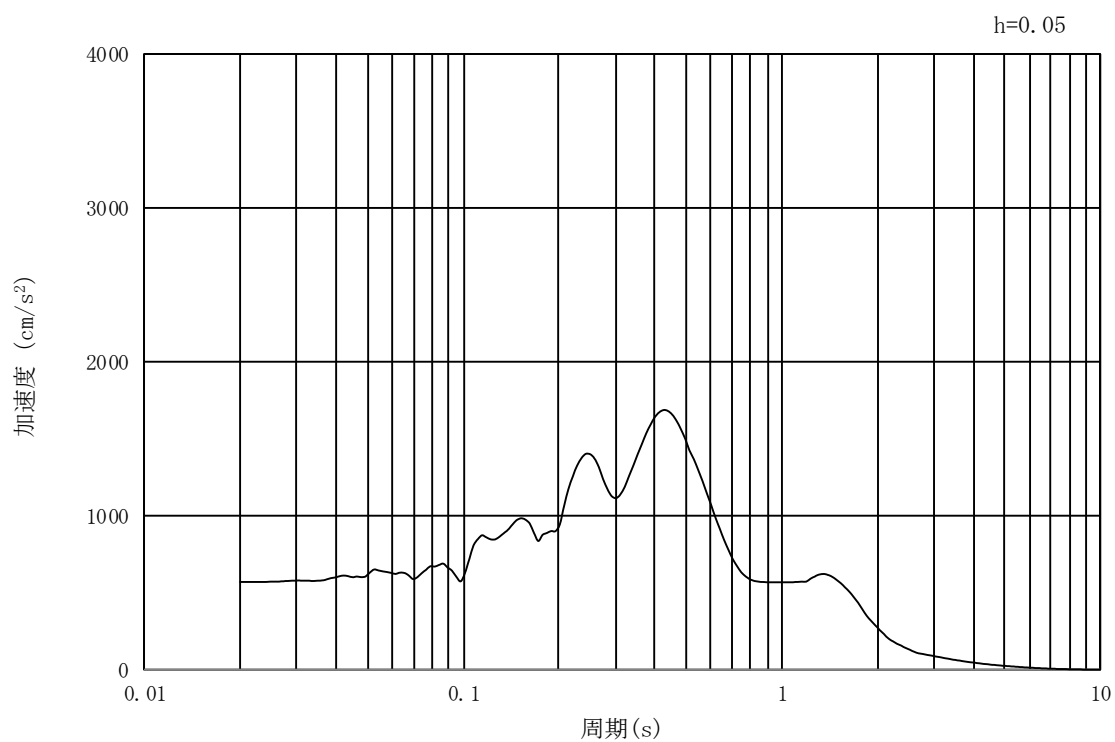


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s - 2 2)

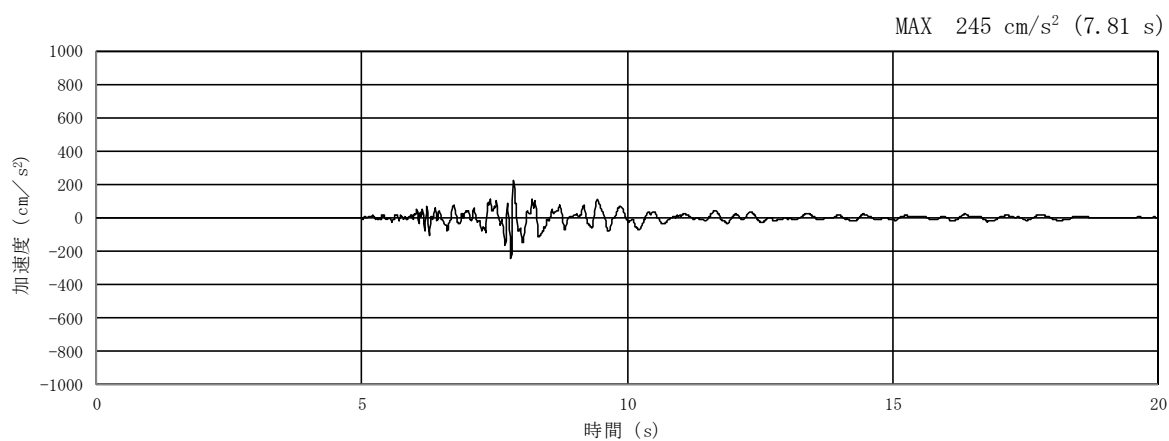


(a) 加速度時刻歴波形

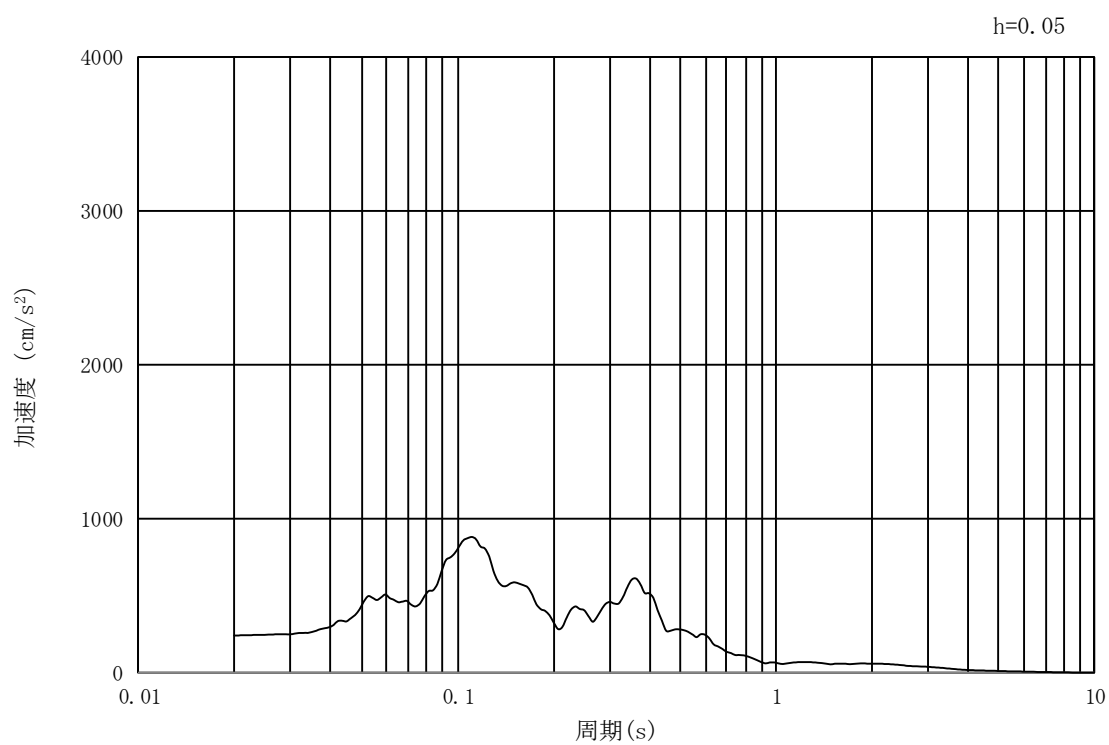


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 31$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 3-34 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

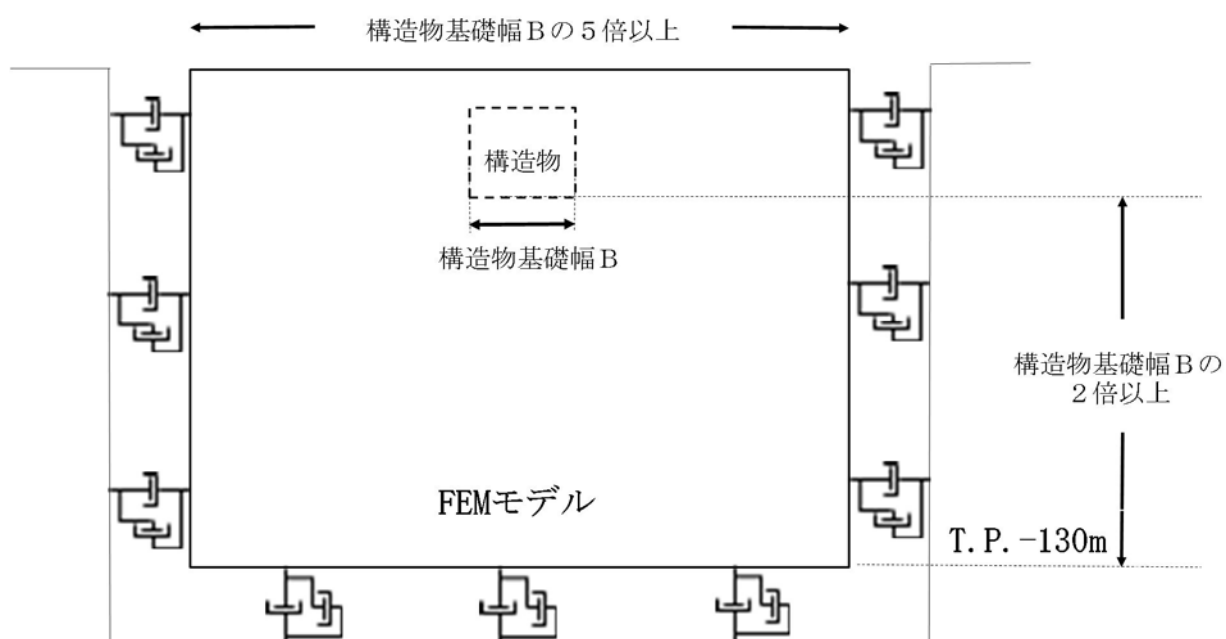


図 3-34 解析領域の考え方

(2) 解析モデル

鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデルを図3-35に示す。

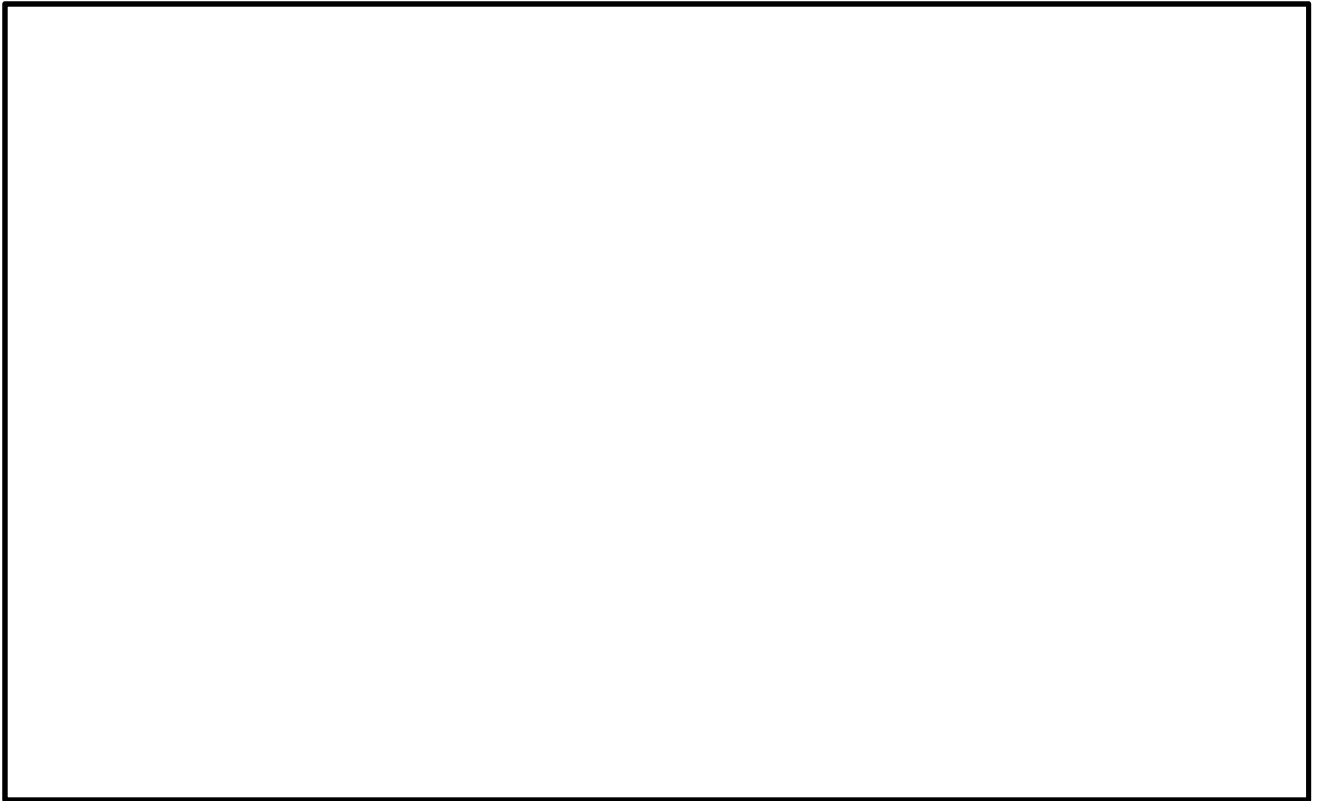


図3-35 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデル (①-①断面)

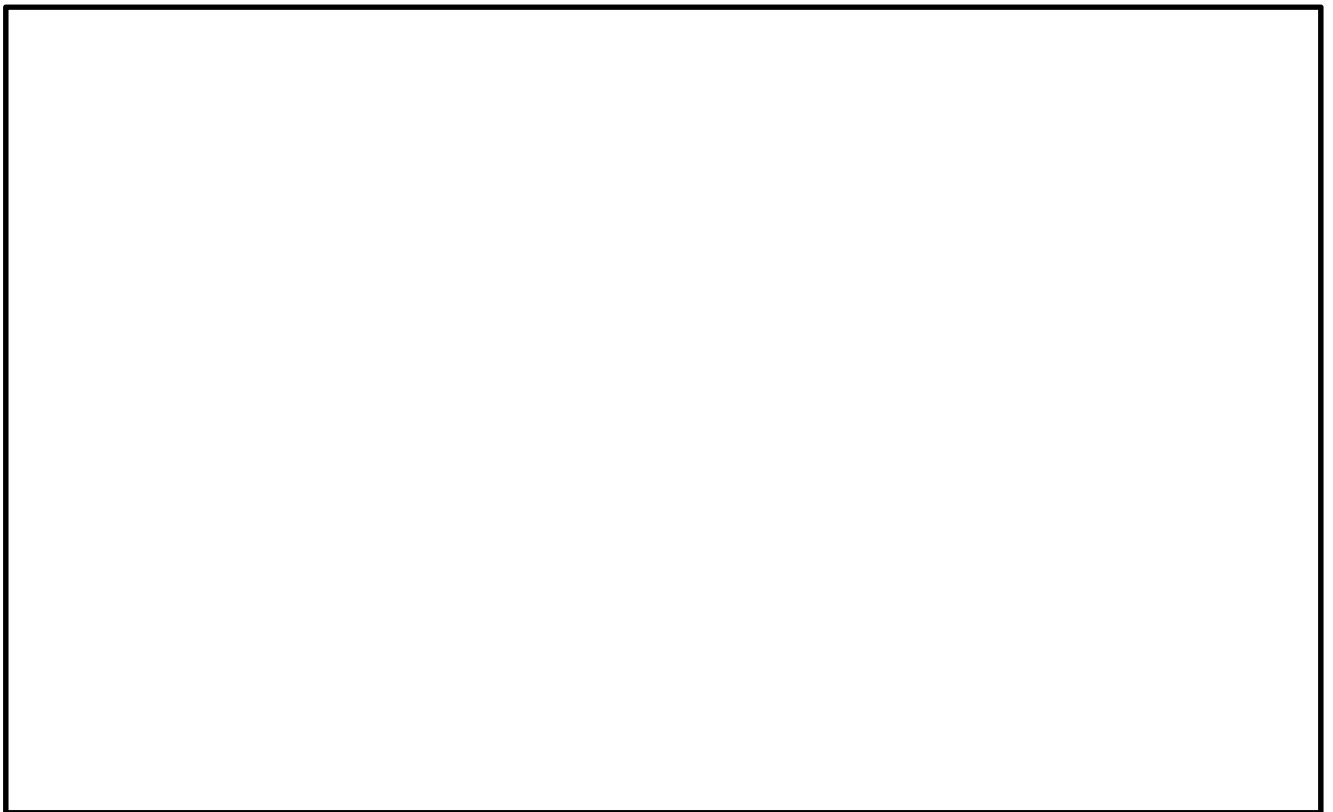


図3-35 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデル (②-②断面)

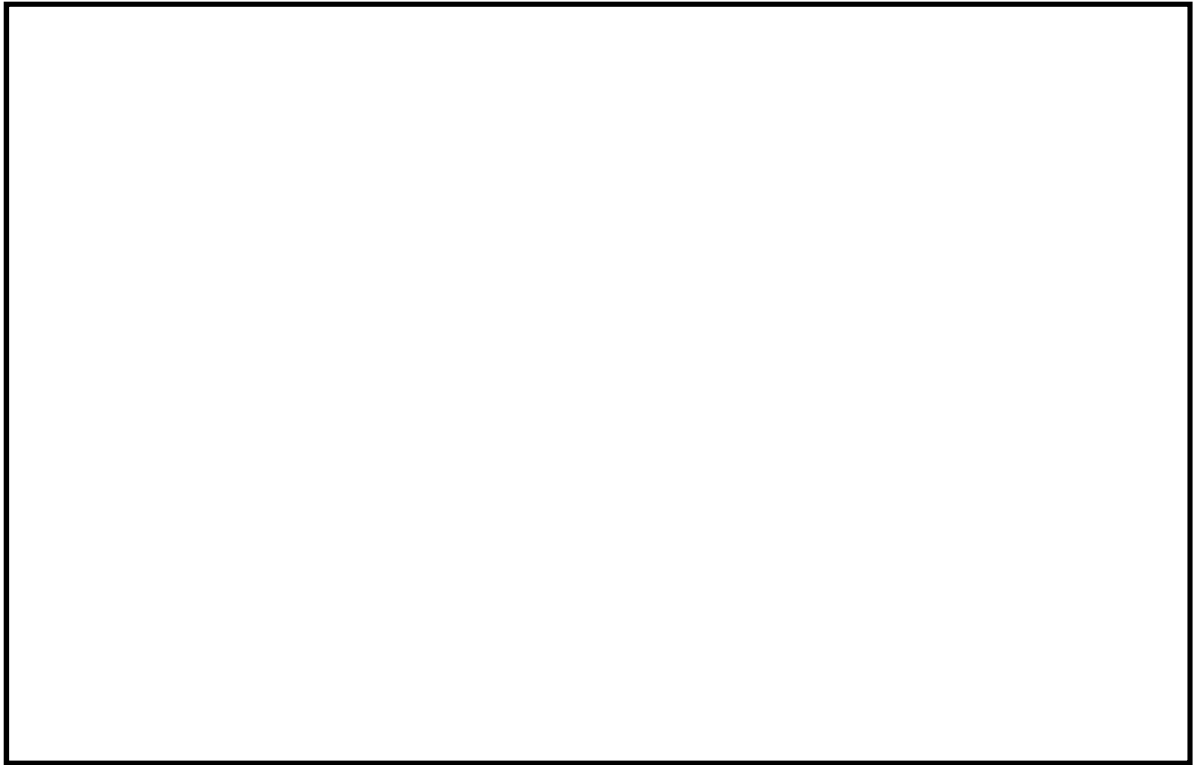


図 3-35 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル (③-③断面)

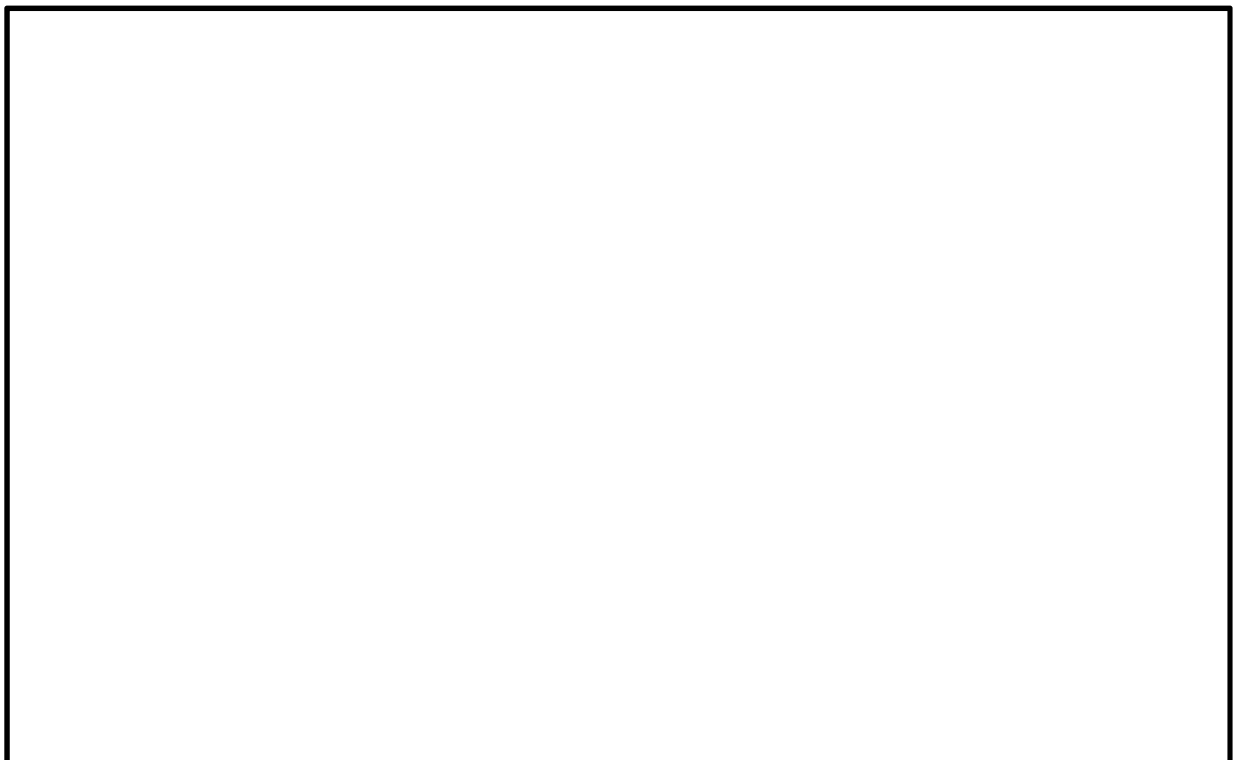


図 3-35 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル (④-④断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素及び平面要素でモデル化する。

構造部材のモデル化の概念図を図 3-36 に示す。

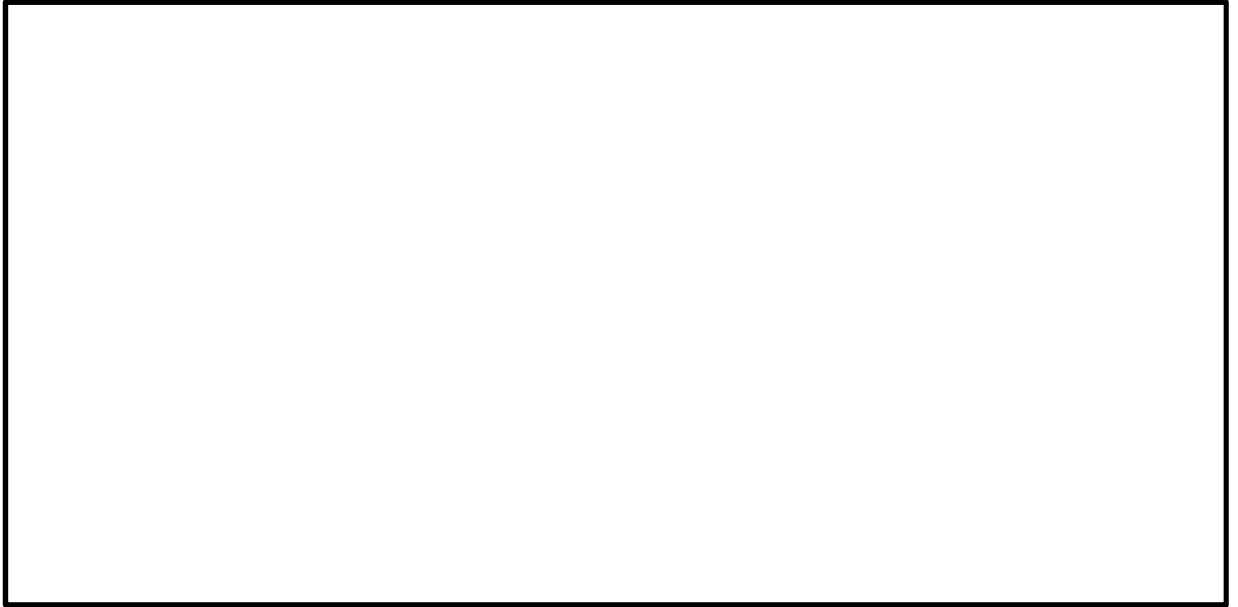


図 3-36 鉄筋コンクリート防潮壁の構造物モデル概念図

(4) 地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し，地震時の有効応力の变化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。
 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3-2 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- σ' : 法線方向の有効応力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 3-3 のとおり設定する。図 3-37 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

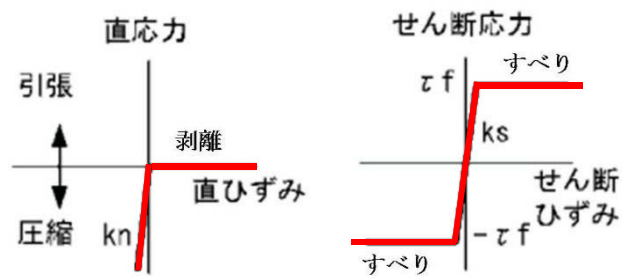


図 3-37 ジョイント要素の考え方

(6) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、
 f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数
 h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1－1987）とする。

図 3－38 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3－4 に固有値解析結果を示す。

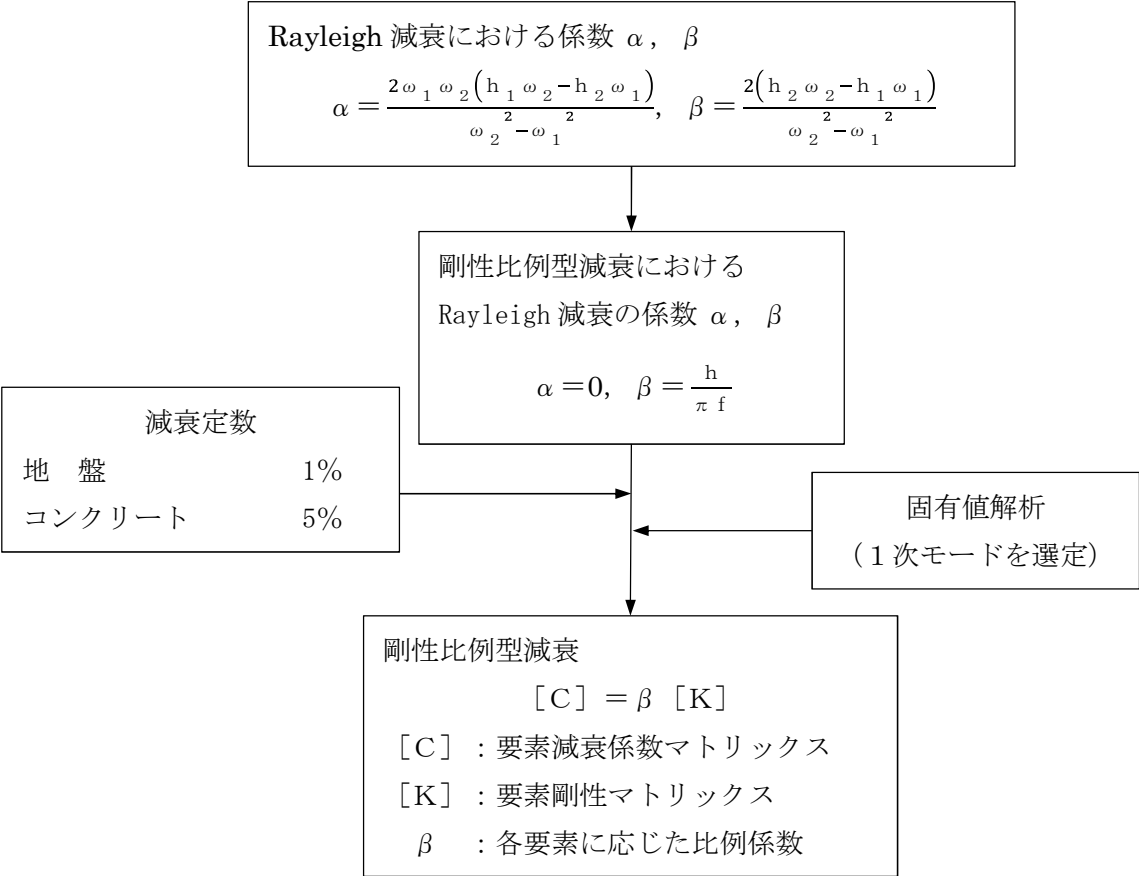


図 3－38 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3－4 固有値解析結果（追而）

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は，設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 3-5 に，材料物性値を表 3-6 に示す。

地盤の物性値は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお，地盤については，有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 3-7 に示す。

表 3-5 使用材料

材料		諸元
コンクリート	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	防潮壁	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490

表 3-6 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋 コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²	24.5	3.1×10^4	0.2
鋼 材	SM400, SM490, SM570	77.0	2.05×10^5	0.3

表 3-7 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 3-7 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ²	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) ごとに物性値を設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z : 標高 (m)

表 3-7 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,061	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

3.6.1 耐震設計における検討ケース

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震設計における検討ケースを表 3-8 に示す。

表 3-8 鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータ非適用	液状化パラメータ非適用
地震波(位相)	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1	1
		(+-)	1					
		(-+)	1					
		(--)	1					
	S _s -1 1	(++)	1					
	S _s -1 2	(++)	1					
	S _s -1 3	(++)	1					
	S _s -1 4	(++)	1					
	S _s -2 1	(++)	1					
	S _s -2 2	(++)	1					
	S _s -3 1	(++)	1					
		(-+)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において、構造物の安全率が最も小さい地震波で実施

3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3-9 に示す。

表 3-9 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータ非適用	液状化パラメータ非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	⑤の検討において、機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波 1 波と変位量が最も大きくなる地震波 1 波の計 2 波分で実施	1	⑤の検討において、機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波 1 波と変位量が最も大きくなる地震波 1 波の計 2 波分で実施
		(+-)		1	
		(-+)		1	
		(--)		1	
	S _s -1 1	(++)		1	
	S _s -1 2	(++)		1	
	S _s -1 3	(++)		1	
	S _s -1 4	(++)		1	
	S _s -2 1	(++)		1	
	S _s -2 2	(++)		1	
	S _s -3 1	(++)		1	
		(-+)		1	
	S _d -D 1	(++)	1	1	1
計			3	13	3

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材とする。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置するゴムジョイント及びシートジョイントとする。

(4) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部材の取り付け部の鋼製アンカーとする。

(5) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の評価対象部位は、止水ジョイント部材を防護する鋼製防護部材とする。

4.2 許容限界

許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容応力度については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年制定）及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき表 4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4-1 許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		許容せん断応力度 τ_{al}	0.825*
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD390	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD490	許容引張応力度 σ_{sa}	435

注記 *：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{al} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持力に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき設定する。

極限支持力度

$$q_a = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4-2 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4-2 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 mm

(4) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は、表 4-3 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

頭付きアンカーボルトの許容引張力 P_a については、頭付きアンカーボルトの降伏により決まる場合 P_{a1} と、定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合 P_{a2} を比較し、値が小さい方を許容限界値として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに、

P_a : 頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

P_{a1} : 頭付きアンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

P_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合の頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数

$s \sigma_{pa}$: 頭付きアンカーボルトの引張強度で、 $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。ただし、アンカーボルトの降伏を保証する設計が要求される場合の上限引張力を算定するときは $s \sigma_{pa} = \alpha_{yu} \cdot s \sigma_y$ とする。

- $s \sigma_y$: 頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 α_{yu} : 頭付きアンカーボルトの材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割増係数であり, 1.25 以上を用いる。
 $s c a$: 頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) ただし, 軽量コンクリートを用いる場合は, この値の 90 % とする。 (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積で, $A_c = \pi \cdot l_{ce} (l_{ce} + D)$ とする。
 l_{ce} : 頭付きアンカーボルトの強度算定用埋込み長さで, $l_{ce} = l_e$ とする。
 l_e : 頭付きアンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ
 d : 頭付きアンカーボルト軸部の直径
 D : 頭付きアンカーボルト頭部の直径

頭付きアンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度は, コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$p_a / A_o \leq f_n$$

- A_o : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧面積で, $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする
 f_n : コンクリートの支圧強度で, $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c \pi (D^2 - d^2) / 4}$ とする。
 ただし, $\sqrt{(A_c / A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

頭付きアンカーボルトの許容せん断力 q_a については, 頭付きアンカーボルトのせん断強度によりきまる q_{a1} , 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の頭付きアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a2} 及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の頭付きアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a3} を比較し, 値が小さいものを許容限界値として設定する。

$$q_a = \min (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに,

- q_a : 頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 q_{a1} : 頭付きアンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用: $\phi_1 = 1.0$, $\phi_2 = 2/3$)

- $s \sigma_{qa}$: 頭付きアンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))
 $s \sigma_y$: 頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度
 $s c a$: 頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。
 $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) ただし、
 軽量コンクリートを用いる場合は、この値の 90 %とする。 (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc} = 0.5 \pi c^2$)
 c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする

$$s \sigma_{qa} \cdot s c s \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

(5) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005 年 9 月）」，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014 年 3 月）」に基づき設定する。

(a) 鋼材

鋼材の許容限界値は「道路橋示方書・同解説」（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき、表 4-3 に示す短期許容応力度とする。なお、短期許容応力度は 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4-3 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)	
		圧縮，引張，曲げ	せん断
SS400	$t \leq 40^*$	210	120
SM570	$t \leq 40^*$	382.5	217.5

*t：鋼材の板厚

(b) 接合ボルト

接合ボルトの許容限界値は表 4-4 に示す短期許容応力度とする。

表 4-4 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	強度区分	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	830	479

(c) ワイヤーロープ

ワイヤーロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)」に基づき, 「日本工業規格 (JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 とする。表 4-5 に許容限界を示す。

表 4-5 ワイヤーロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN)
		引張
構造用ストランドロープ ST1670, 構成 7×7, φ 28mm	567	425

4.3 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、地震応答解析結果により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート防潮壁）

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向に同様な断面が連続する構造であることから、堤軸直交方向が弱軸断面方向となる。

保守側の評価を行うため、フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化する。評価モデルの概念図を図4-1に示す。

鉄筋コンクリートの評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

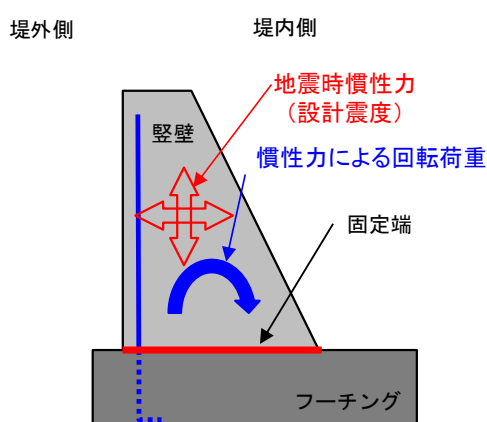


図4-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価モデル概念図

a. 曲げ軸応力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて算定される圧縮応力（コンクリート及び鉄筋）並びに引張応力（鉄筋）が許容限界以下であることを確認する。

b. せん断応力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）

鉄筋コンクリートの評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ軸応力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて算定される圧縮応力（コンクリート及び鉄筋）並びに引張応力（鉄筋）が許容限界以下であることを確認する。

b. せん断応力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(4) 止水ジョイント部材

(追而)

(5) 鋼製アンカー

(追而)

(6) 鋼製防護部材

(追而)

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

鉄筋コンクリート防潮壁の基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-1～図 5-2 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 5-3～図 5-4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5-5～図 5-6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

曲げモーメント図「追而」

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

図 5-1 (1) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V+], $t = \bullet\bullet\bullet\bullet\bullet s$)

*評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

- 図 5-1 (2)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V-], t=●●.●●s)
- 図 5-1 (3)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-D 1 [H-, V+], t=●●.●●s)
- 図 5-1 (4)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-D 1 [H-, V-], t=●●.●●s)
- 図 5-1 (5)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 1, t=●●.●●s)
- 図 5-1 (6)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 2, t=●●.●●s)
- 図 5-1 (7)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 3, t=●●.●●s)
- 図 5-1 (8)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 4, t=●●.●●s)
- 図 5-1 (9)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-2 1, t=●●.●●s)
- 図 5-1 (10)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-2 2, t=●●.●●s)
- 図 5-1 (11)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-3 1 [H+, V+], t=●●.●●s)
- 図 5-1 (12)

汀線方向の地震時断面力 (S_s-3 1 [H-, V+], t=●●.●●s)

曲げモーメント図「追而」

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

＊評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5-2 (1) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V+], t=●●.●●s)

図5-2 (2) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - D1$ [$H+$, $V-$]), $t=0.0$ (s)

図5-2 (3) 汀線直交方向の地震断面力 ($S_s - D1$ [$H-$, $V+$], $t=●●.●●s$)

図5-2 (4) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - D1$ [$H-$, $V-$], $t=●●.●●s$)

図5-2 (5) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 1$ 1, $t = \bullet\bullet\bullet s$)

図5-2 (6) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = \bullet\bullet\bullet s$)

図5-2 (7) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = \bullet\bullet\bullet s$)

図5-2 (8) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = \bullet\bullet\bullet s$)

図5-2 (9) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 2.1$, $t = \bullet\bullet\bullet s$)

図5-2 (10) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 2.2$, $t = 2.0$ s)

図5-2 (11) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$, $t=●●●●●●$)

図5-2 (12) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$, $t = \bullet\bullet\bullet s$)

図 5-3 (1) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5-3 (2) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5-3 (3) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5-3 (4) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5-3 (5) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5-3 (6) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 1-3 (7) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5-3 (8) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5-3 (9) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5-3 (10) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5-3 (11) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5-3 (12) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5-4 (1) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5-4 (2) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5-4 (3) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5-4 (4) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5-4 (5) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5-4 (6) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5-4 (7) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5-4 (8) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5-4 (9) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5-4 (10) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5-4 (11) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5-4 (12) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5-5 (1) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (2) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-5 (3) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-5 (4) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-5 (5) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5-5 (6) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5-5 (7) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5-5 (8) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5-5 (9) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5-5 (10) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

図 5-5 (11) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (12) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (1) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (2) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-6 (3) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (4) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-6 (5) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5-6 (6) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5-6 (7) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5-6 (8) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5-6 (9) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5-6 (10) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

図 5-6 (11) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (12) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.2 耐震評価結果

配筋要領図を図 5-7 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5-1 に示す。



図 5-7 配筋要領図

「追而」

表 5-1 (1) 断面諸元一覧表 (短辺方向)

部位	評価位置	断面性状				主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋		
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面							
防潮壁														
地中連読壁 基礎 (水平)														
地中連読壁 基礎 (鉛直)														

表 5-1 (2) 断面諸元一覧表 (長辺方向)

部位	評価位置	断面性状				主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋		
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面							
防潮壁														
地中連読壁 基礎 (水平)														
地中連読壁 基礎 (鉛直)														

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 5-2～表 5-3 に、鉄筋の曲げ照査結果を表 5-4～表 5-5 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の応答値は、許容応力度以下であることを確認した。

「追而」

表 5-2 コンクリートの曲げ照査結果（汀線方向）

表 5-3 (1) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-3 (2) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-3 (3) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-4 鉄筋の曲げ照査結果（汀線方向）

表 5-5 (1) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-5 (2) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-5 (3) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 5-6～表 5-7 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生応力度及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 5-6 せん断照査結果（汀線方向）

表 5-7 (1) せん断照査結果（汀線直交方向）

表 5-7 (2) せん断照査結果（汀線直交方向）

表 5-7 (3) せん断照査結果（汀線直交方向）

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の接地圧分布図を図 5-8 に、接地圧表を表 5-8 に示す。また、支持性能評価結果を表 5-9 に示す

鉄筋コンクリート防潮壁の接地圧は $S_s - D1$ [H+, V+] (●●断面方向) で ●● kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力 ●● kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

「追而」

図 5-8 接地圧分布図

表 5-8 (1) 接地圧（汀線方向）

地震時	接地圧
$S_s - D 1 [H+, V+]$	
$S_s - D 1 [H+, V-]$	
$S_s - D 1 [H-, V+]$	
$S_s - D 1 [H-, V-]$	
$S_s - 1 1$	
$S_s - 1 2$	
$S_s - 1 3$	
$S_s - 1 4$	
$S_s - 2 1$	
$S_s - 2 2$	
$S_s - 3 1 [H+, V+]$	
$S_s - 3 1 [H-, V+]$	

表 5-8 (2) 接地圧（汀線直交方向）

地震時	接地圧
$S_s - D 1 [H+, V+]$	
$S_s - D 1 [H+, V-]$	
$S_s - D 1 [H-, V+]$	
$S_s - D 1 [H-, V-]$	
$S_s - 1 1$	
$S_s - 1 2$	
$S_s - 1 3$	
$S_s - 1 4$	
$S_s - 2 1$	
$S_s - 2 2$	
$S_s - 3 1 [H+, V+]$	
$S_s - 3 1 [H-, V+]$	

表 5-9 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果（汀線方向）

表 5-9 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果（汀線直交方向）

5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造物の曲げ及びせん断並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明

6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」の構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）が基準地震動 S_0 に対して十分な構造強度を有していること及び止水性を損なわないことを説明するものである。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面位置図を図 2.1-1 に示す。

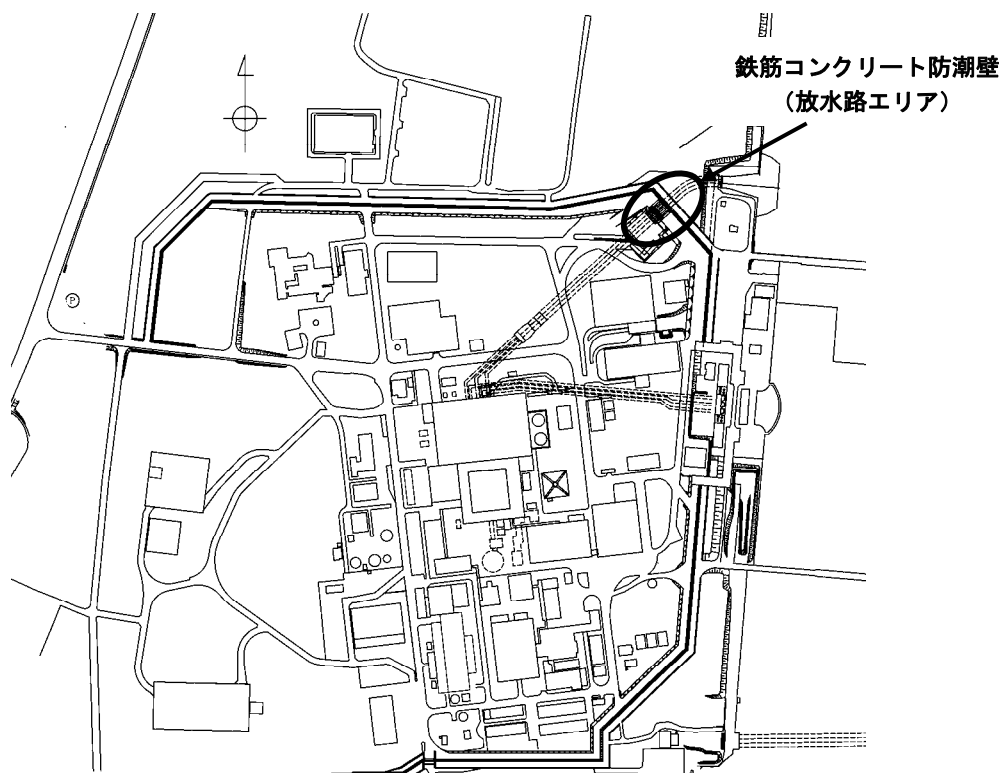


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図

2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示す。

また、防潮壁に隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界には、止水性の維持のため、伸縮性を有する止水ジョイント部材を設置する。止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概念図を図 2.2-4 に示す。

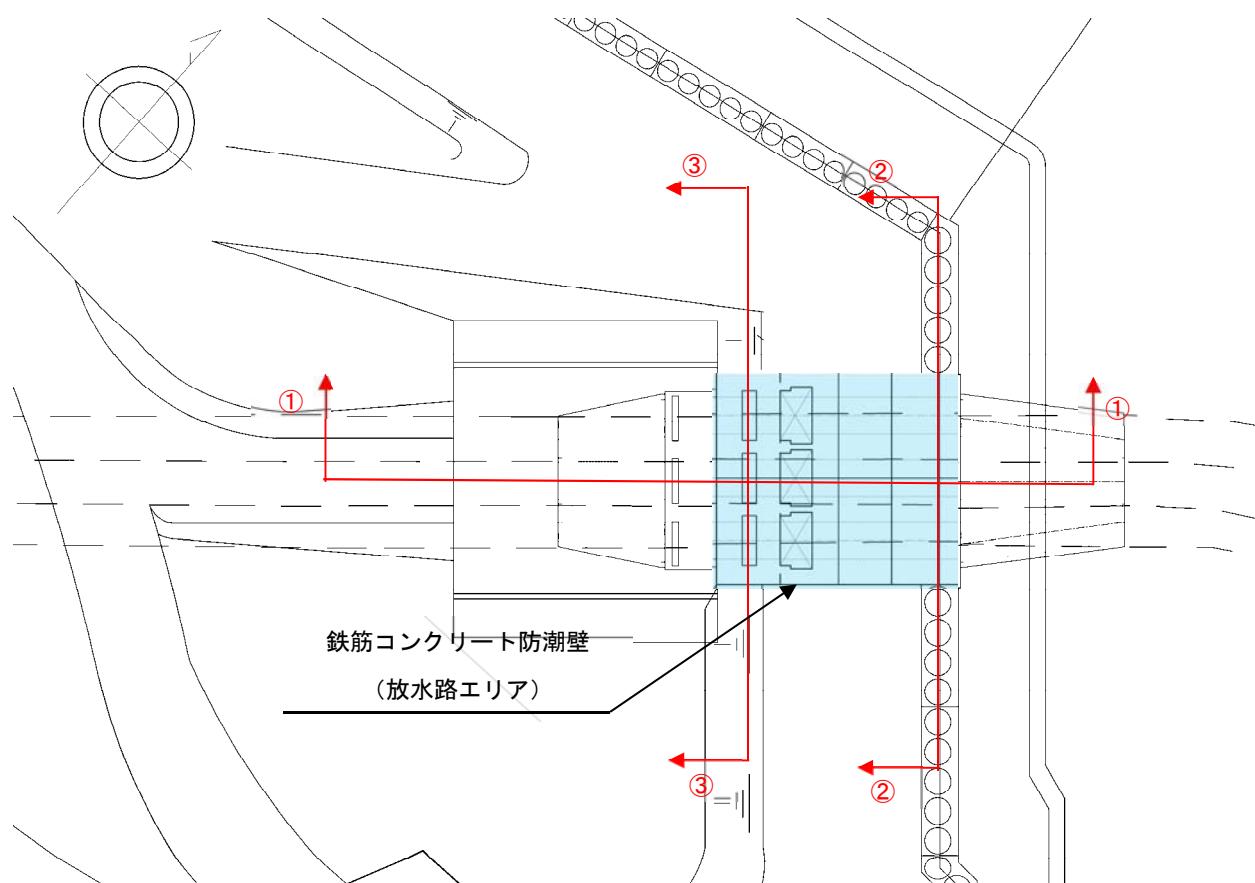


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図

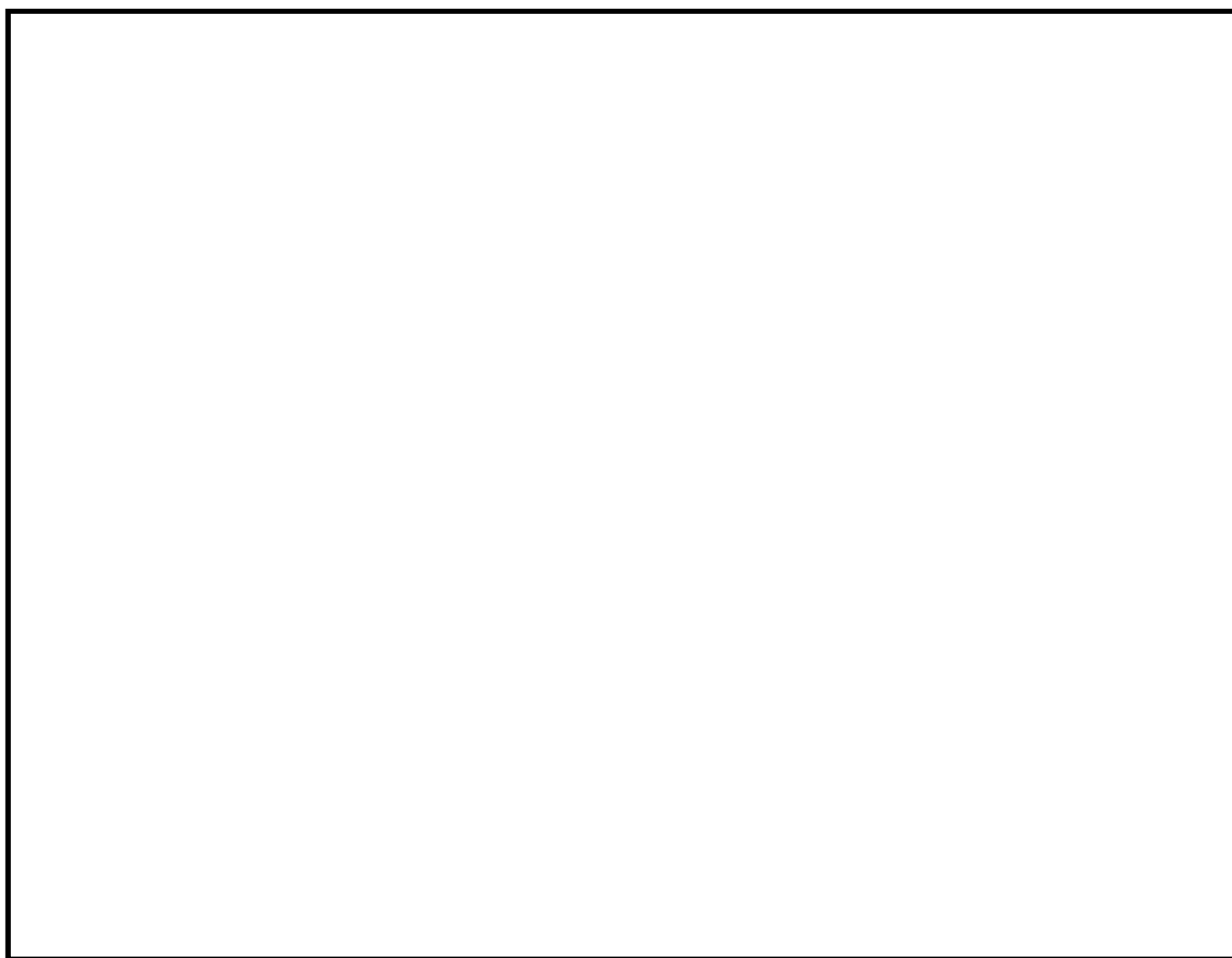


図 2.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図

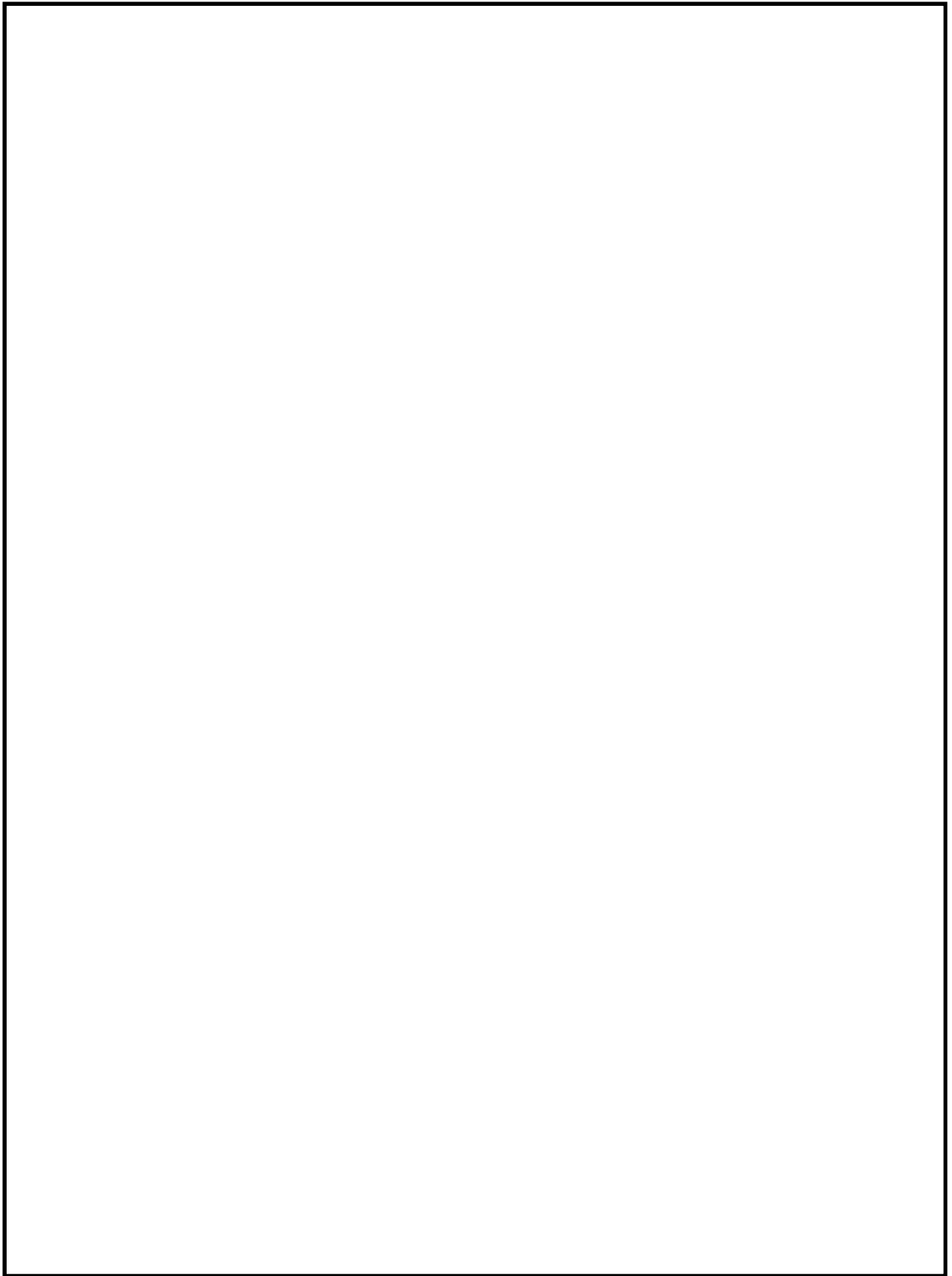


図 2.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図

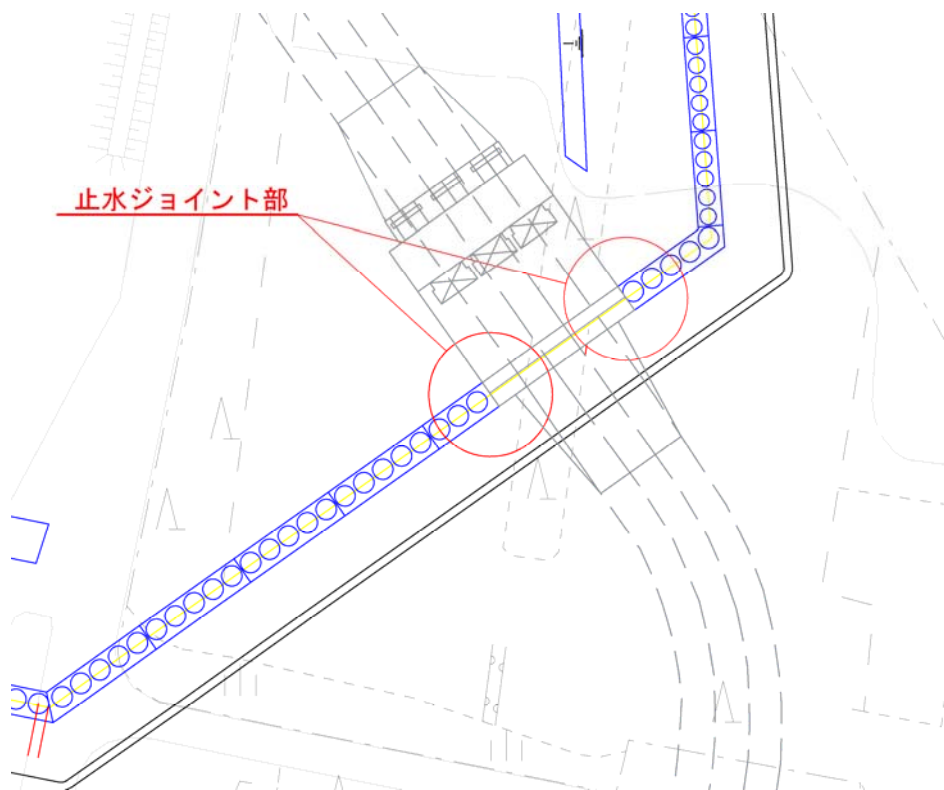


図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図

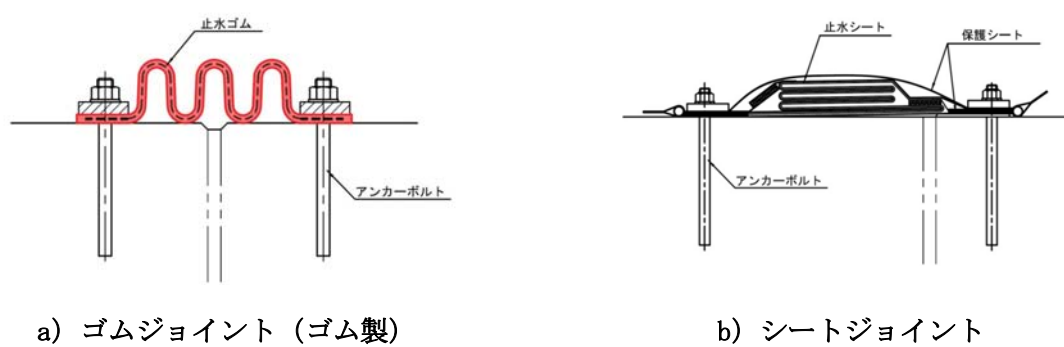


図 2.2-4 止水ジョイント部材の概念図

2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は、設計基準対象施設として、表 2.3-1 の鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が鉄筋又はコンクリートの短期許容応力度に基づく許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、防潮壁を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

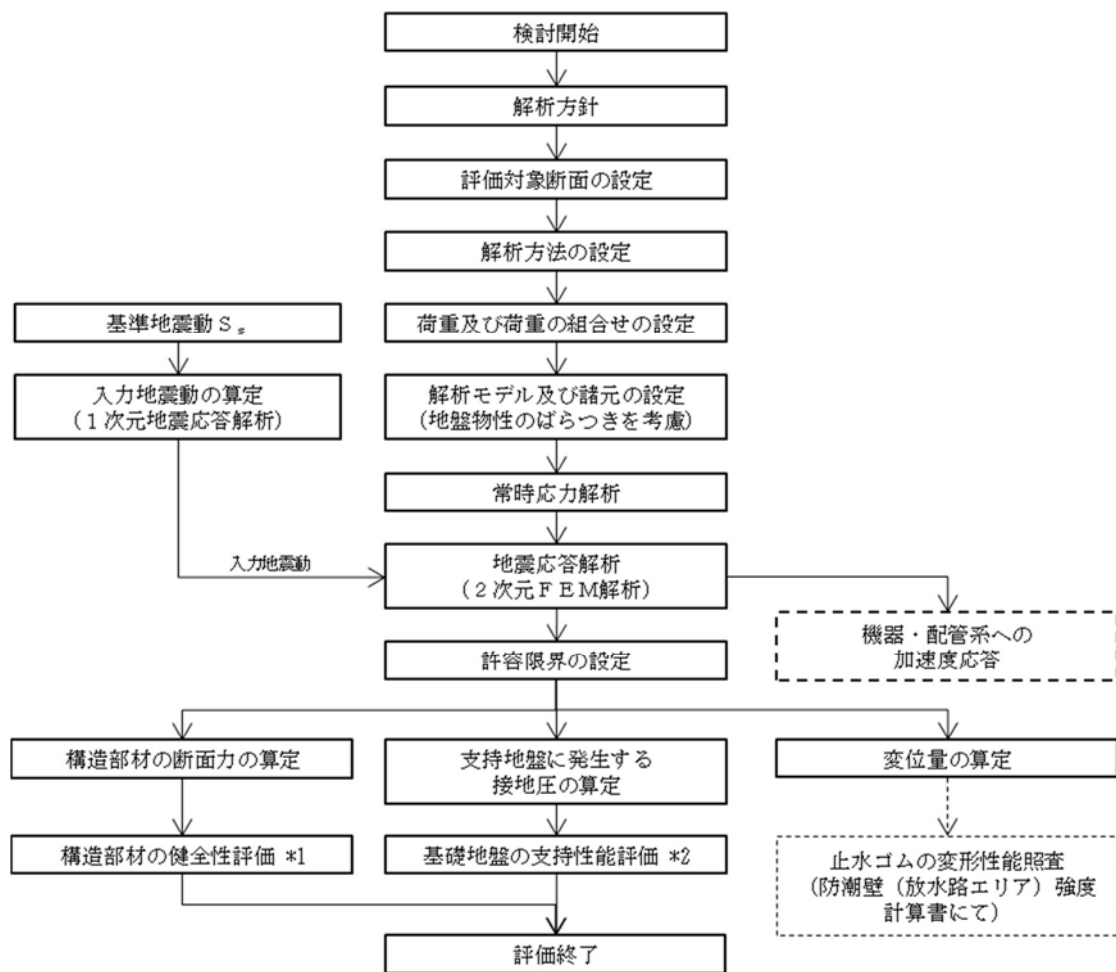
構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで，表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで，表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フロー

2.4 適用規格

適用する主な基準を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価に当たっては，J E A G 4 6 0 1 -1987，コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002）等を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，道路橋示方書（Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）を適用する。

第 2.4-1 表に適用する主な基準を示す。

第 2.4-1 表 適用する主な基準

項目	適用する主な基準	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路橋示方書（Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）	・曲げに対する照査は，発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断に対する照査は，発生応力度，又は発生せん断力が許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	・ J E A G 4 6 0 1 -1987	・有限要素法を用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

図 3.1-1 に評価対象断面位置図を、図 3.1-2 に評価対象断面図を示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は防潮壁天端厚さ 2 m，下部厚さ 6.5 m，構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向 23 m，防潮壁縦断方向 20.1 m であり，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は，壁厚 2.4 m の鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P. 約 -60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，防潮壁，放水路，放水路ゲート及び地中連続壁基礎で構成され，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。

評価対象断面は，「5.11.4 防潮堤鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面選定の考え方」で記載したとおり，防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があるため，構造物に直交する両方向を評価対象断面とする。防潮壁横断方向については，断面位置によって形状や質量が大きく変化しないため，代表断面として①-①断面を選定する。防潮壁縦断方向については，防潮壁と放水路ゲートで上部構造の形状が異なることで地震時の応答が変化すると考えられることから，防潮壁位置の②-②断面（防潮壁部），及び放水路ゲート位置の③-③断面（ゲート部）の 2 断面を評価対象断面として選定する。

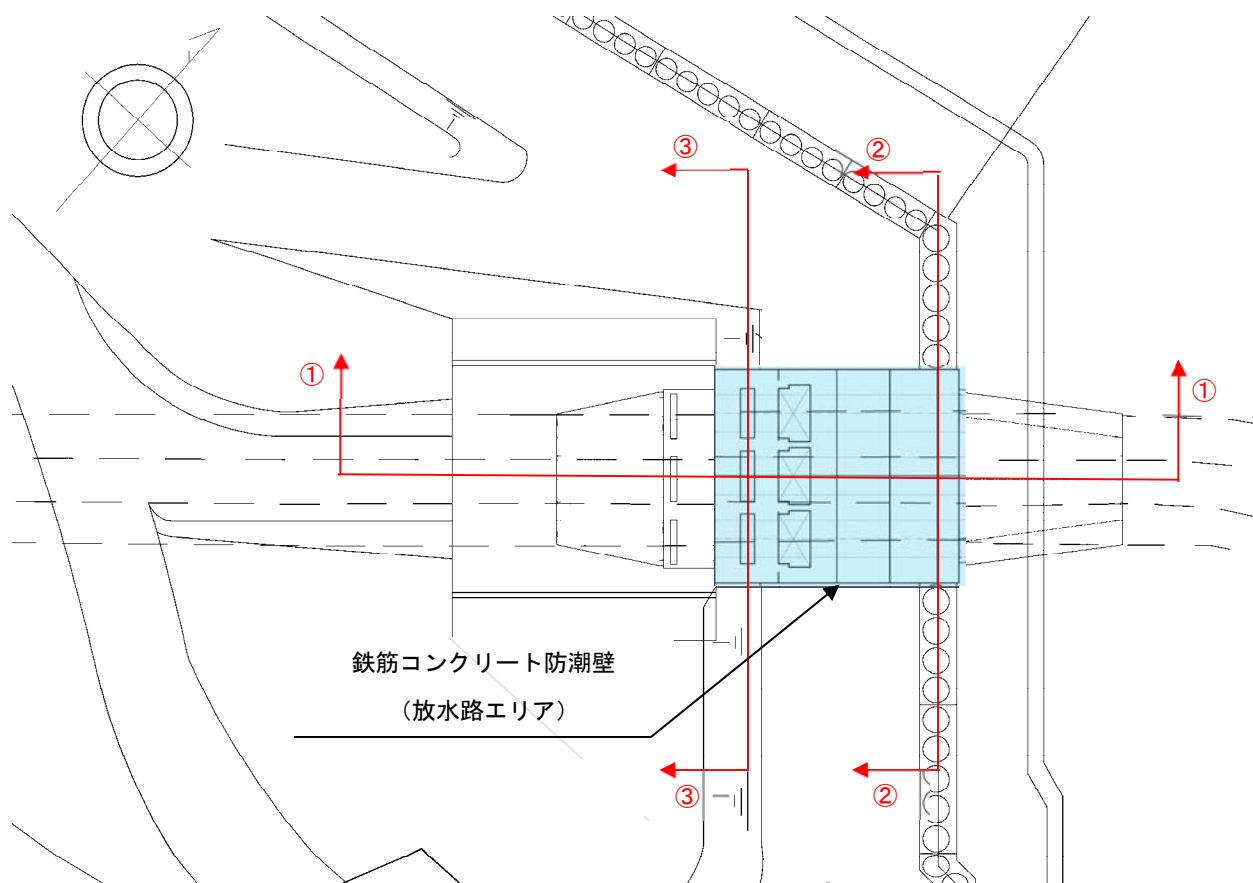


図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面位置図

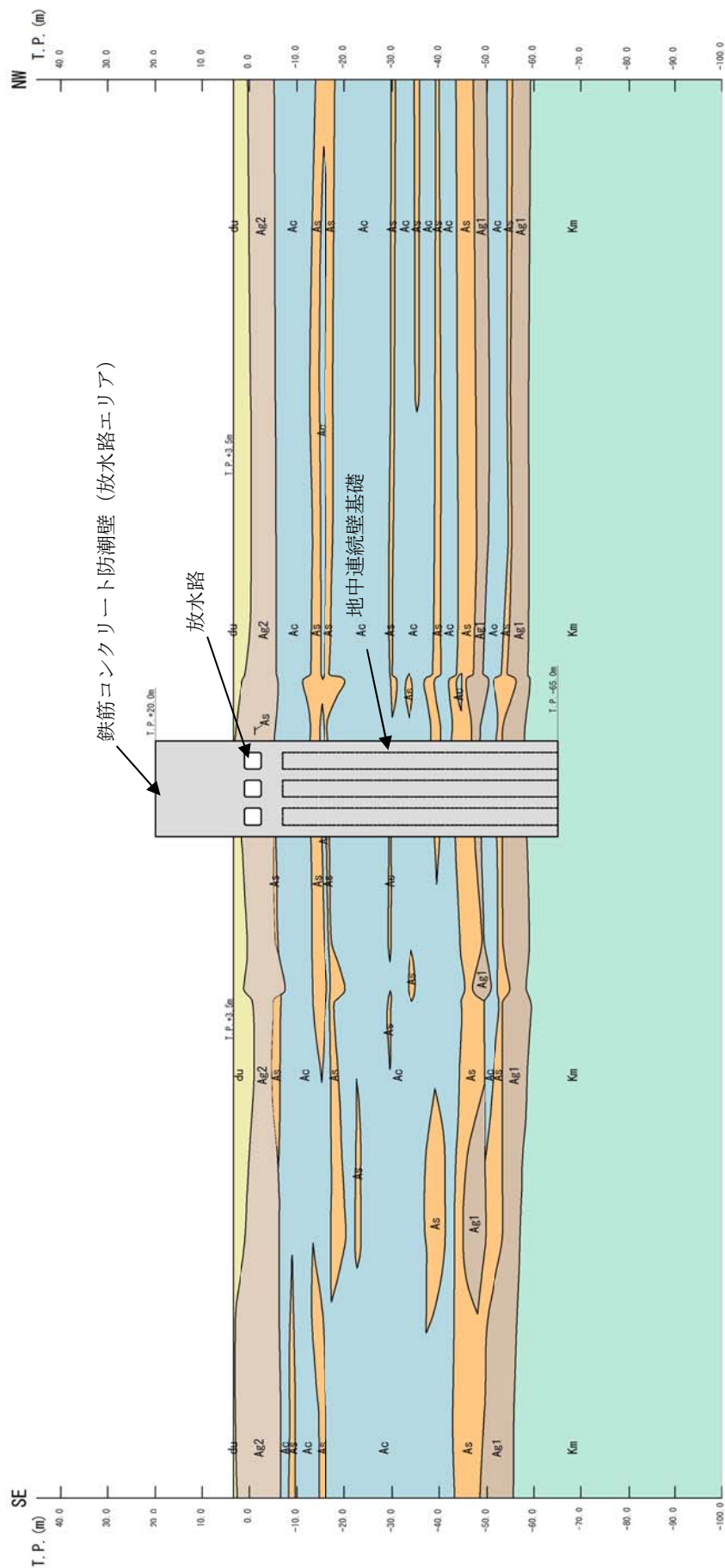


図 3.1-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の評価対象断面図 (防潮壁縦断方向：②-②断面, 防潮壁部)

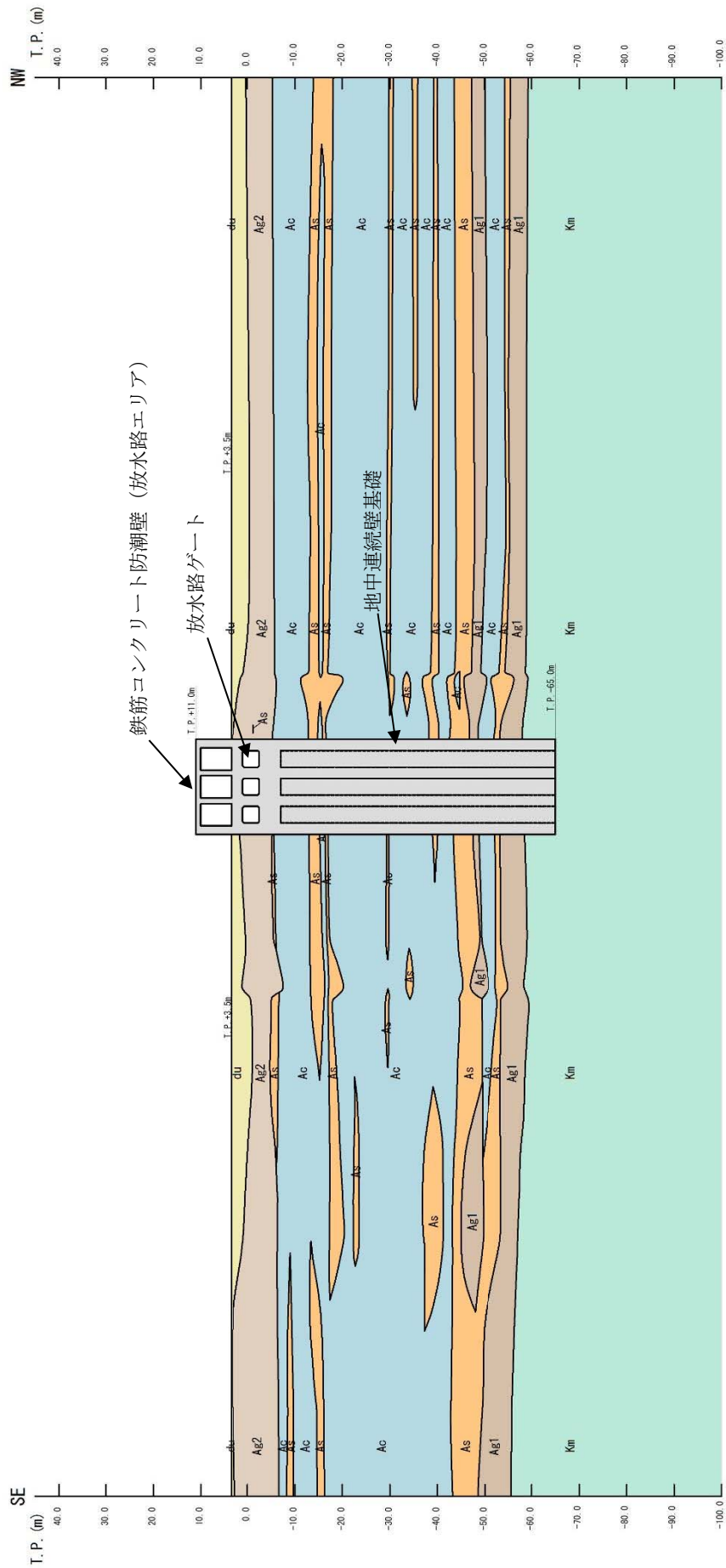


図 3.1-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の評価対象断面図 (防潮壁縦断方向：③-③断面, ゲート部)

3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮するため、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

また、土木構造物の上部構造及び機器・配管系への応答加速度に対して保守的な評価を行うため、すべての地盤を非液状化層と仮定した解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：付録 24）に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鉄筋コンクリート部材は、線形はり要素及び線形平面要素でモデル化し、発生断面力が弾性範囲に収まっていることを確認する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。

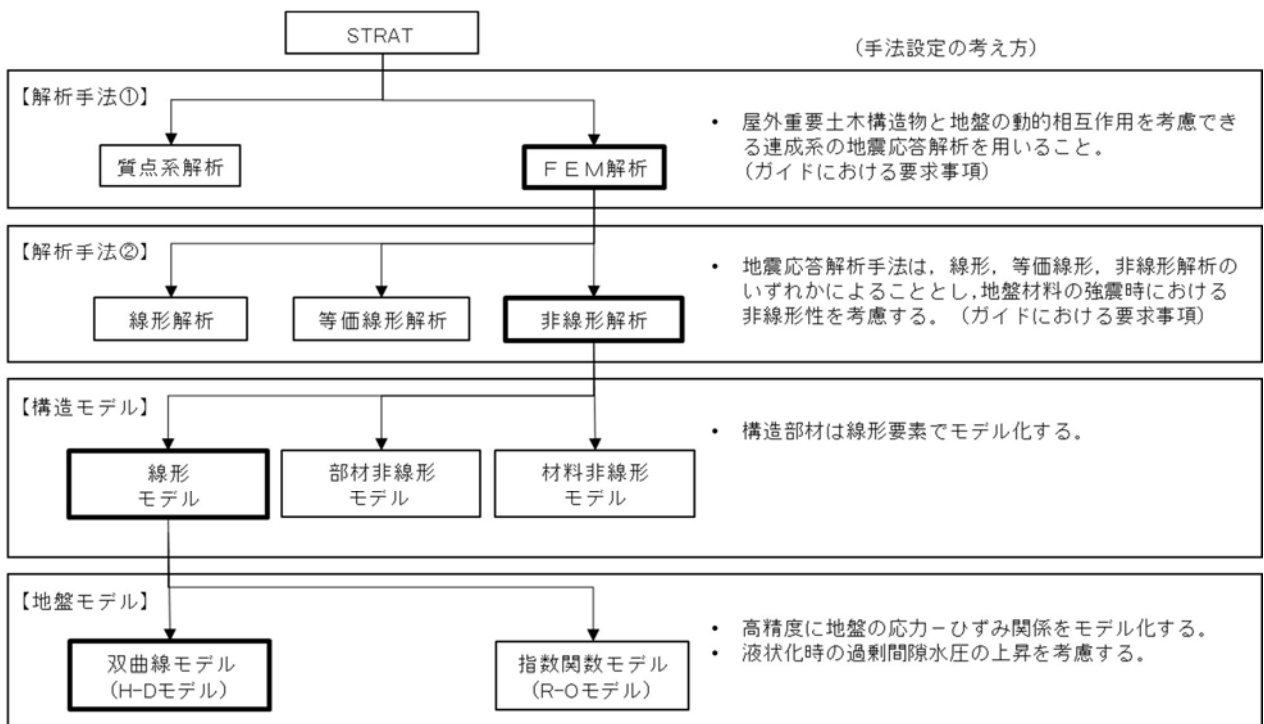


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

双曲線モデル（H-D モデル）の選定理由を以下に述べる。

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら 2 つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル（H-D モデル）と指数関数モデル（R-O モデル）がある。双曲線モデル（H-D モデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とすることができる。一方、指数関数モデル（R-O モデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の 2 つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は、はり要素及び平面要素を適用し、線形部材としてモデル化する。

(詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。)

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。)

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

3.2.3 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

(詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として，放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重，並びに放水路内の静水圧による荷重を考慮する。

なお，考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

(3) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重

積雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重（ P_k ）

風荷重として，風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に、荷重概念図を図 3.3-1 及び表 3.3-3 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管荷重	○	・放水路ゲート及び巻上機
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・放水路内部の静水圧
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
		風荷重	○	・風荷重を考慮
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体慣性力，動土圧を考慮
		動水圧	○	・放水路内部の動水圧を考慮

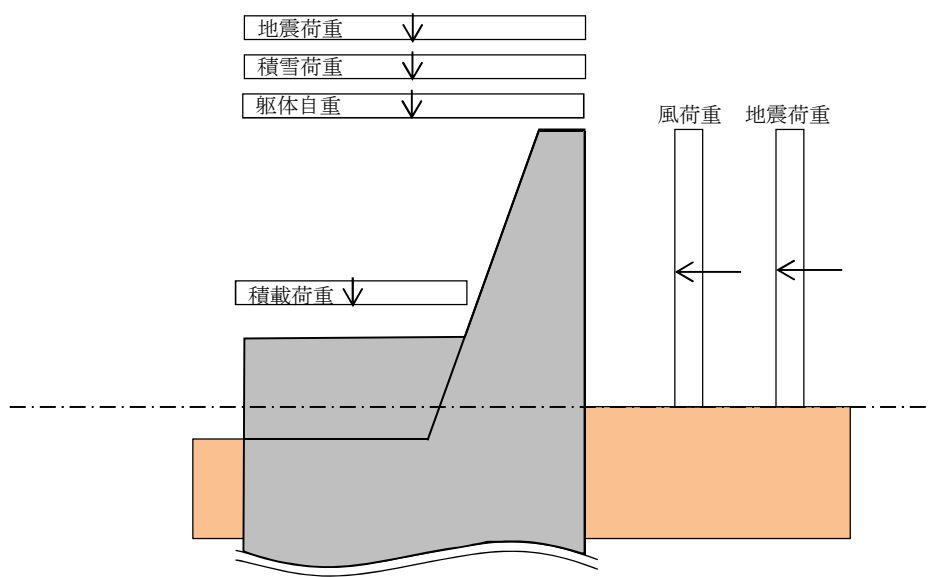


図 3.3-1 荷重概念図

表 3.3-2 水荷重概念

検討方向	想定事象	解析で考慮する水荷重	水荷重図
横断方向	地震時	静水圧	
		動水圧	
縦断方向	地震時	静水圧	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> <p>防潮壁縦断方向（ゲート部）</p> </div> <div> <p>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</p> </div> </div>
		動水圧	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> <p>防潮壁縦断方向（ゲート部）</p> </div> <div> <p>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</p> </div> </div>

水圧荷重
 付加質量で考慮（水平動に作用）
 付加質量で考慮（鉛直動に作用）

3.4 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により、地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に、防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4-2 に、防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4-3 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、付録 36「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動である S_s-D1 及び S_s-31 については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には、南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価対象断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

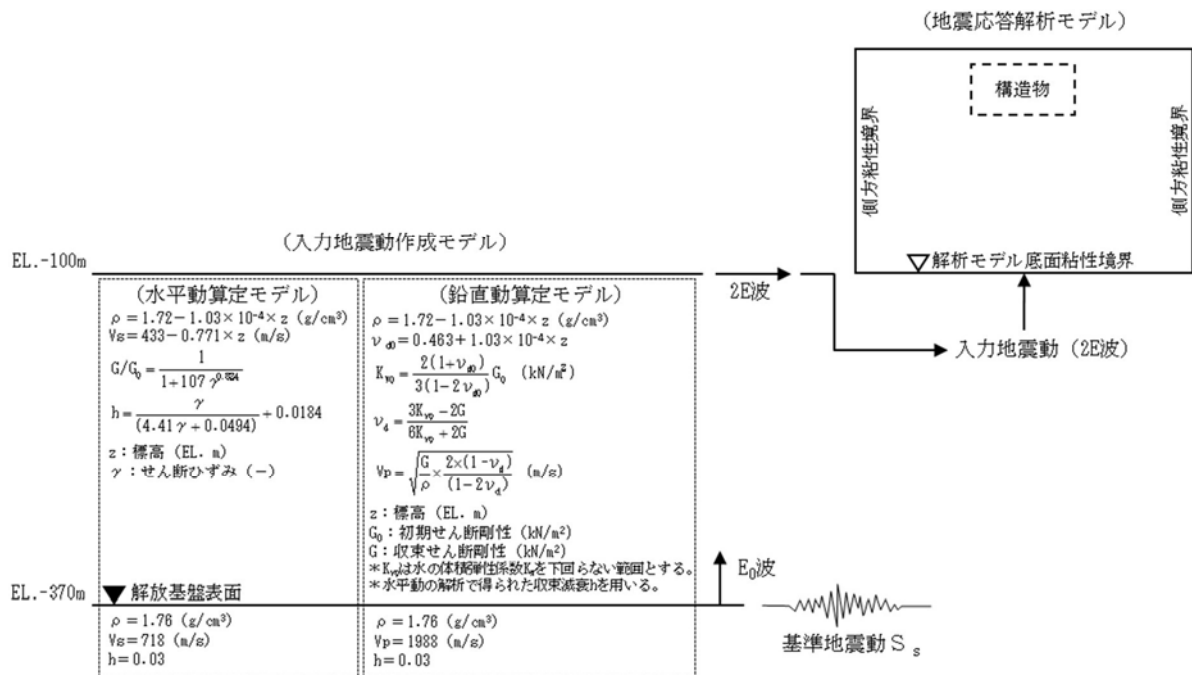
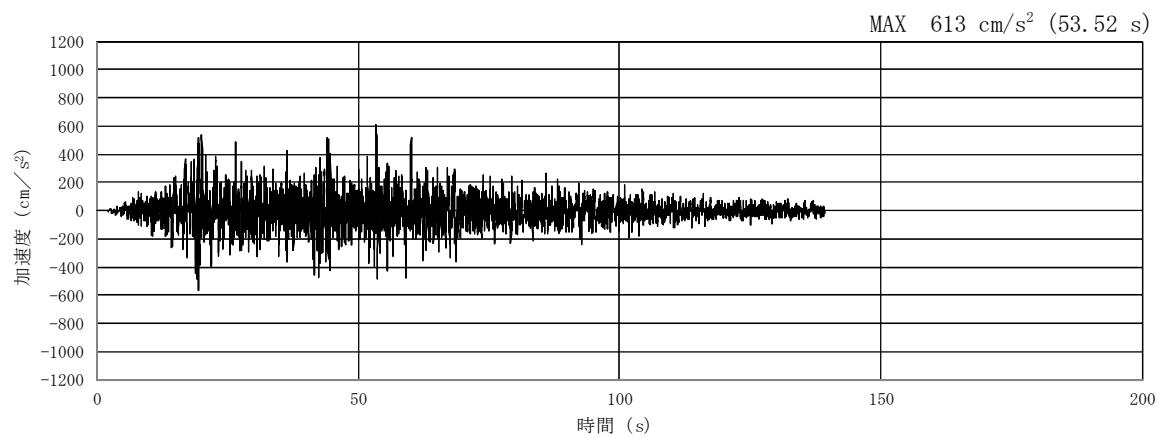
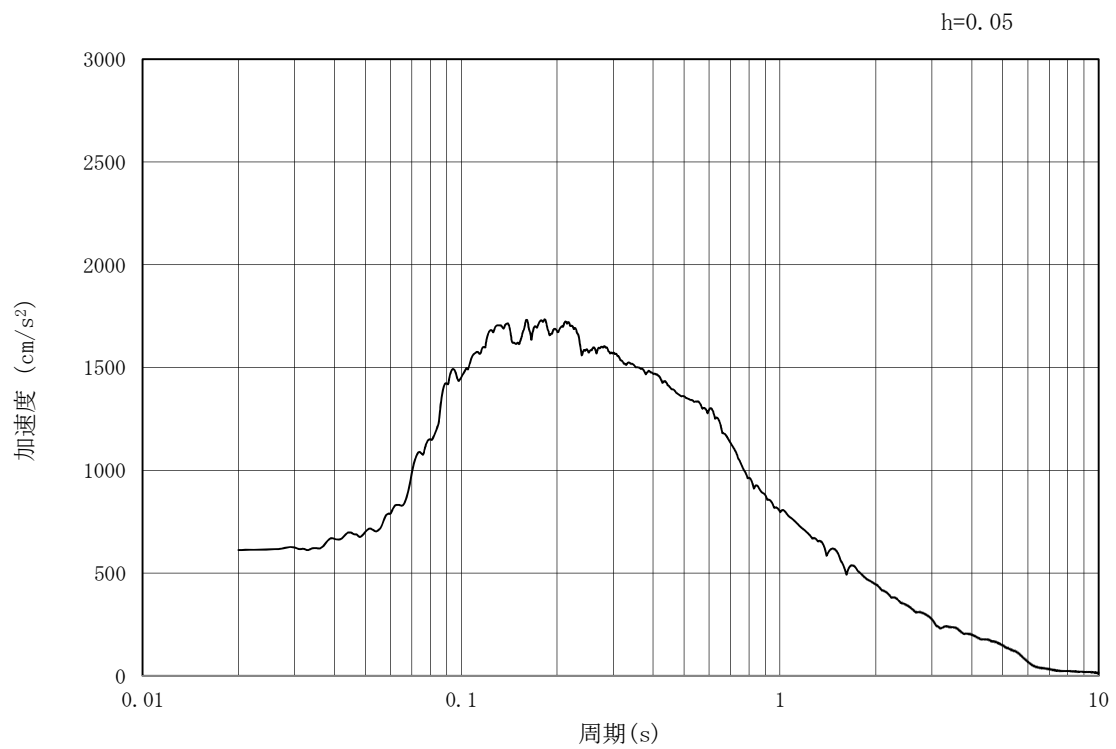


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

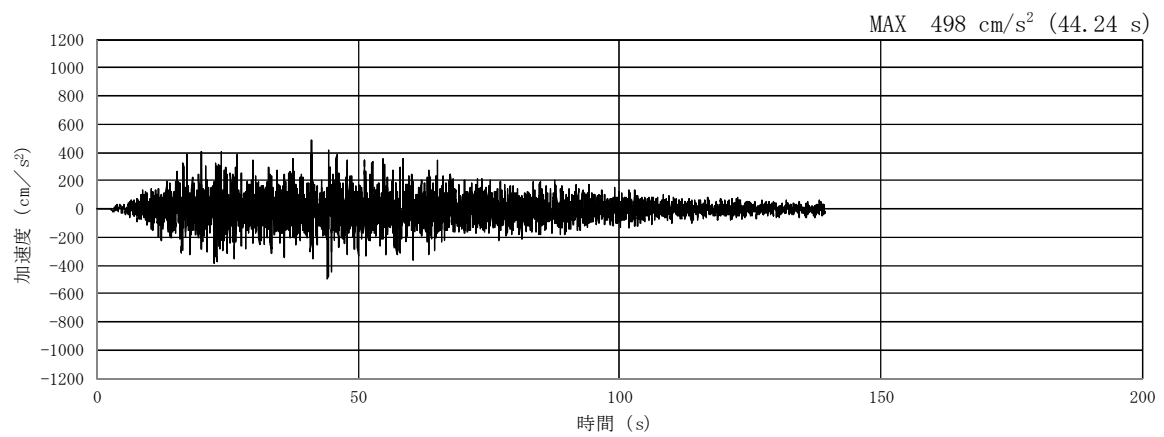


(a) 加速度時刻歴波形

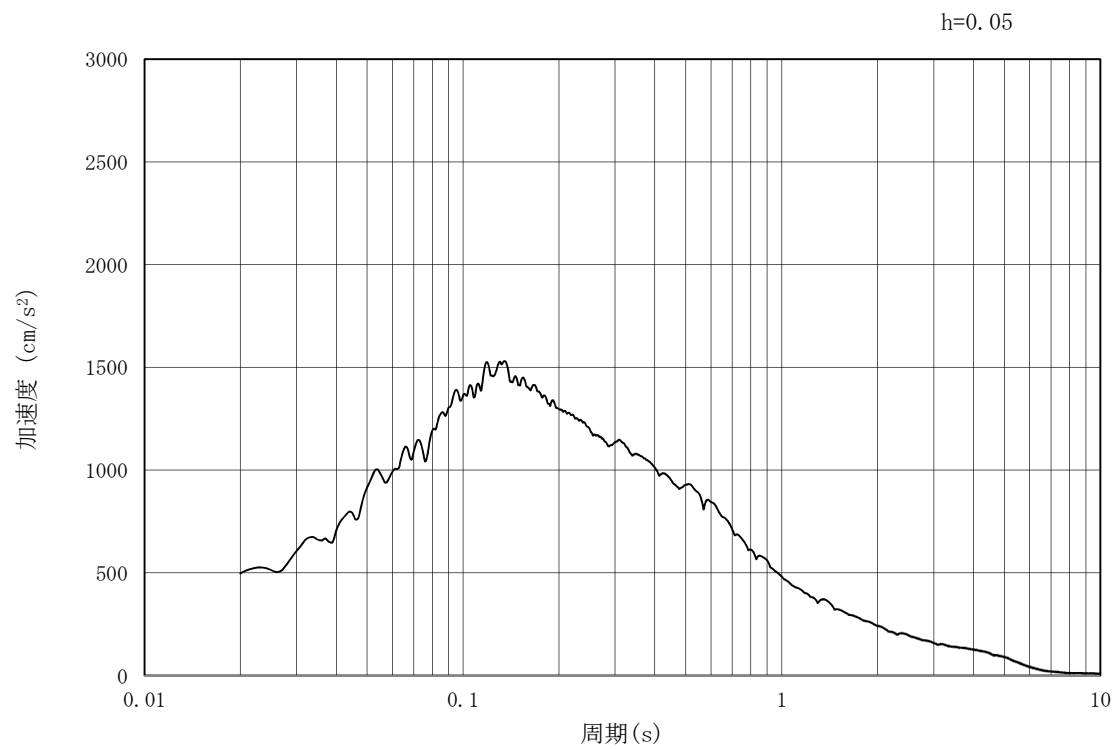


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (1) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - D1$)

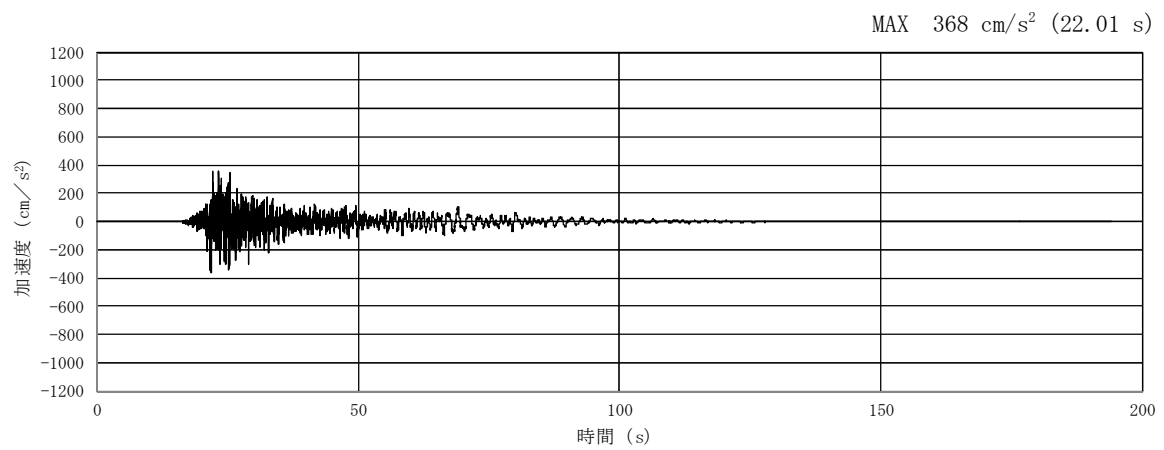


(a) 加速度時刻歴波形

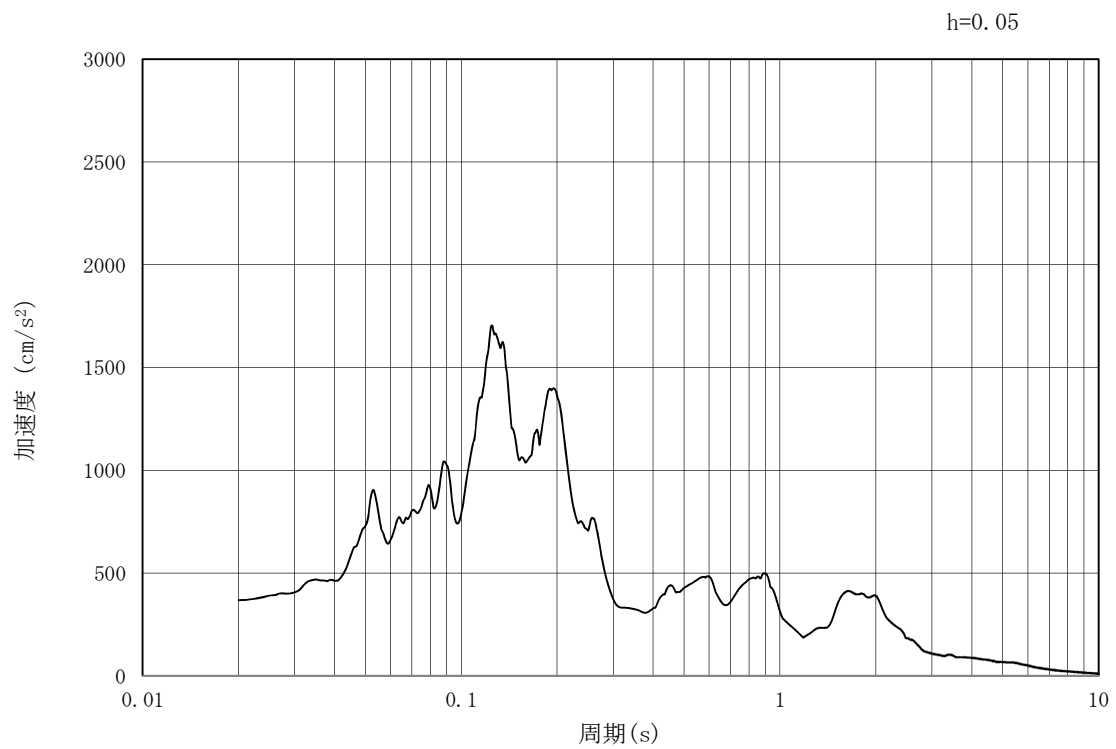


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (2) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - D1$)

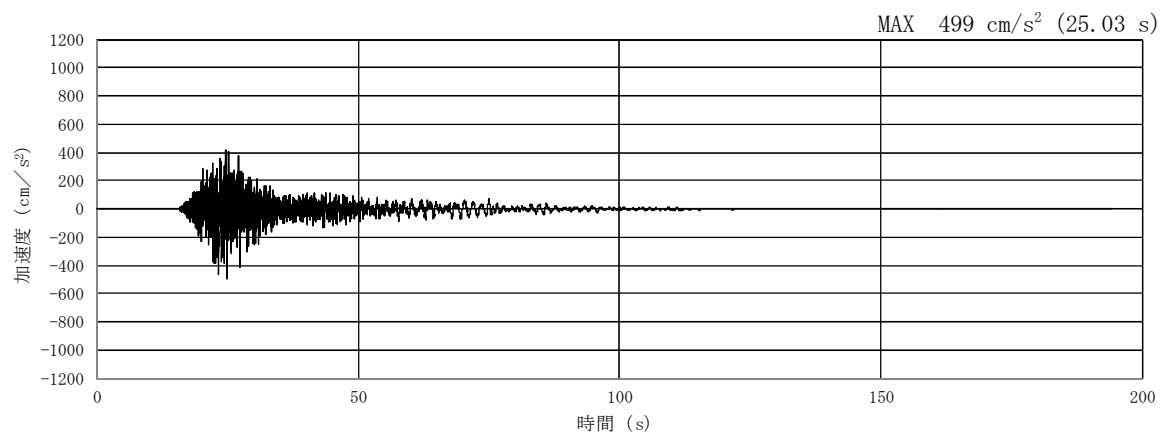


(a) 加速度時刻歴波形

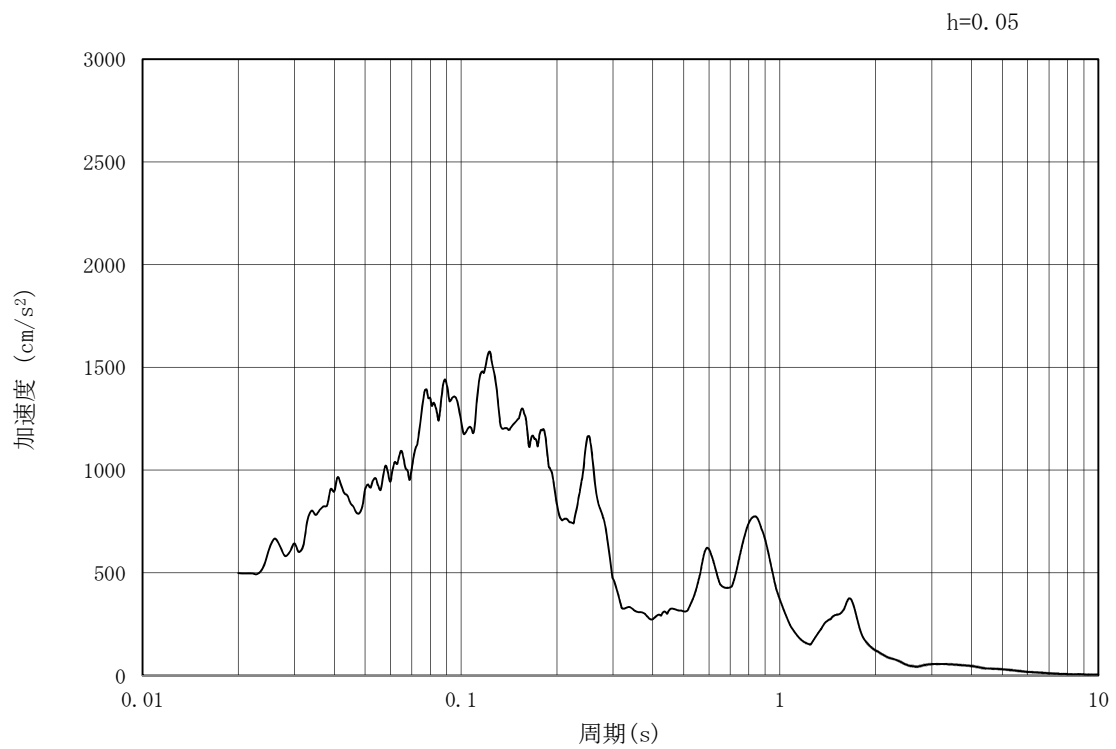


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.1$)

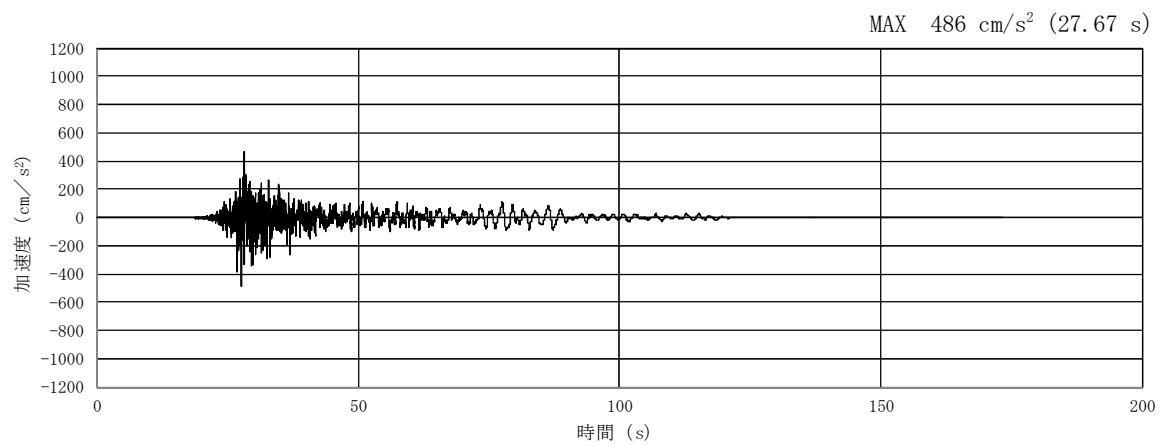


(a) 加速度時刻歴波形

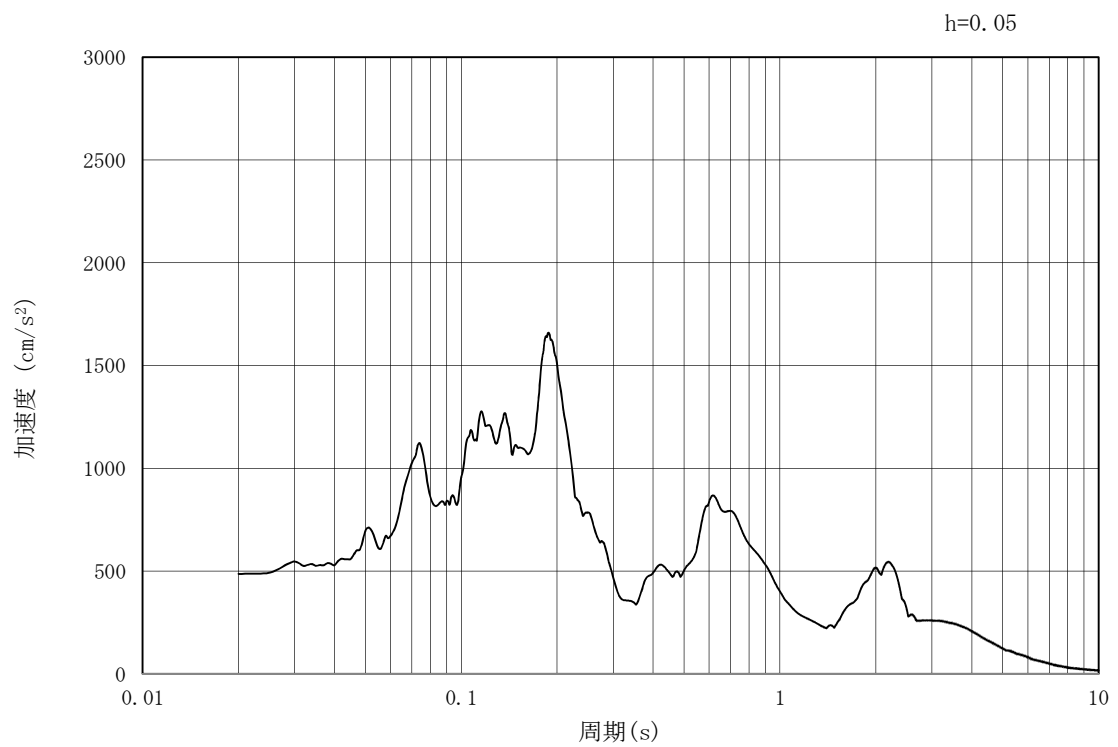


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

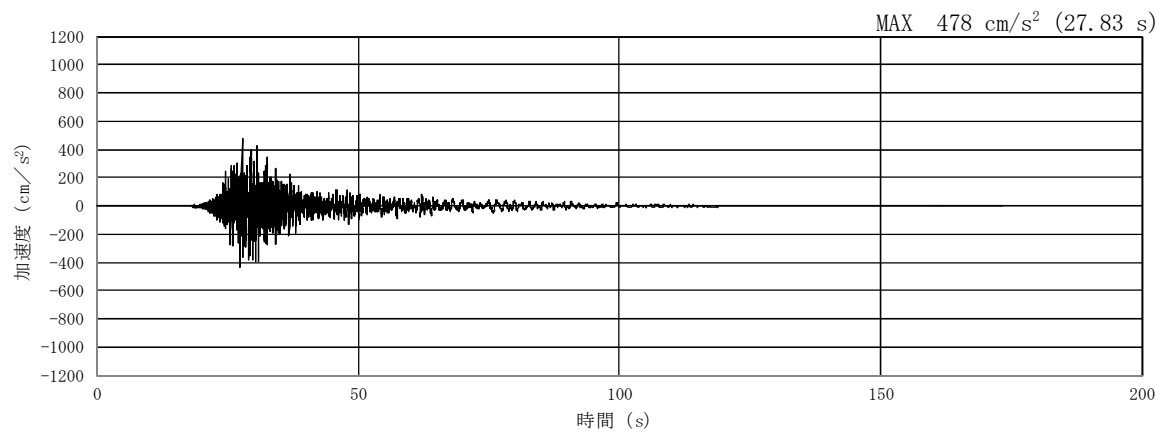


(a) 加速度時刻歴波形

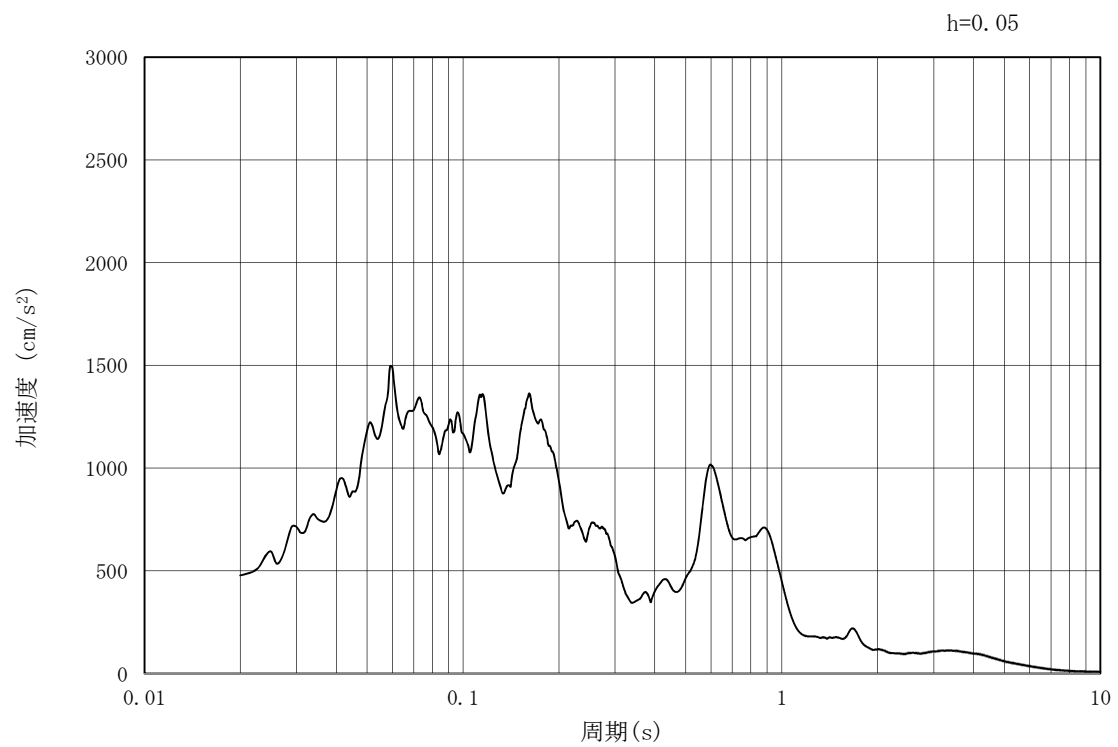


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

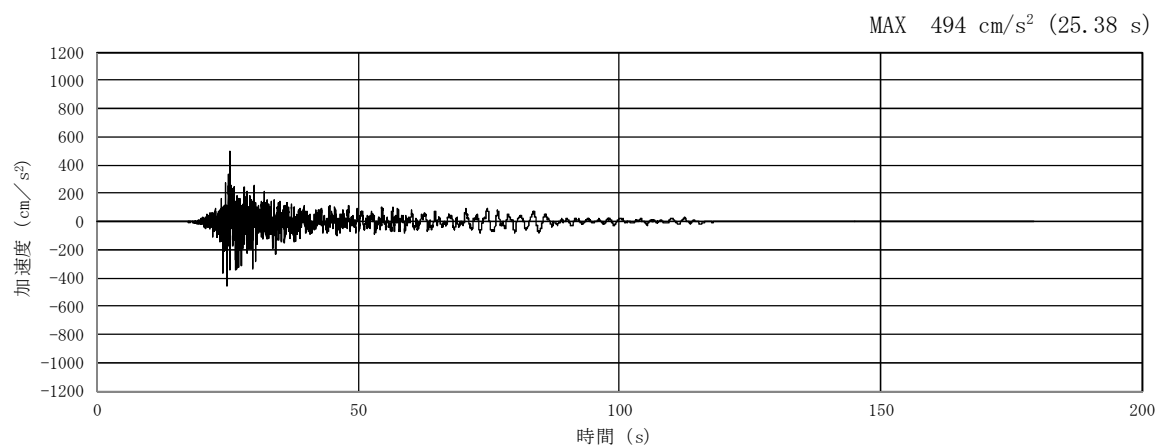


(a) 加速度時刻歴波形

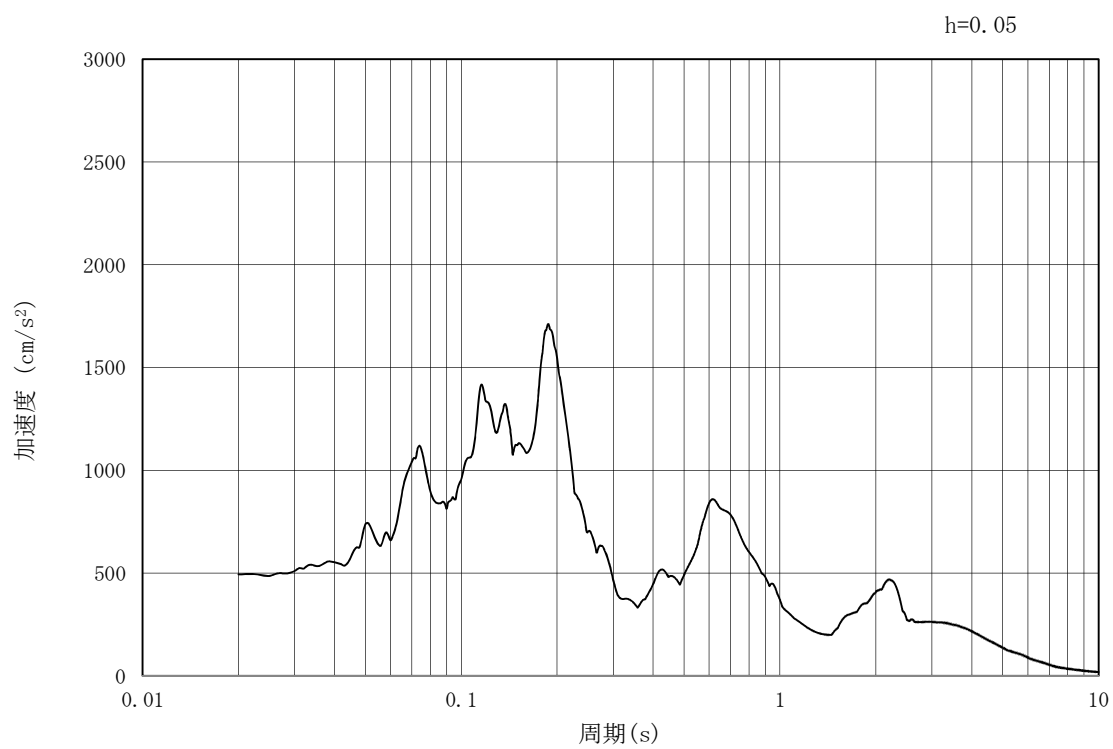


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

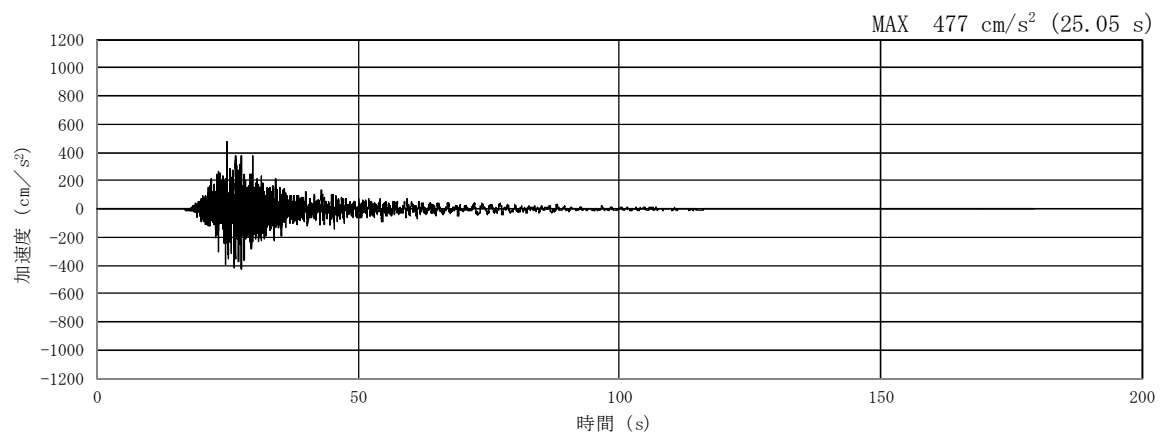


(a) 加速度時刻歴波形

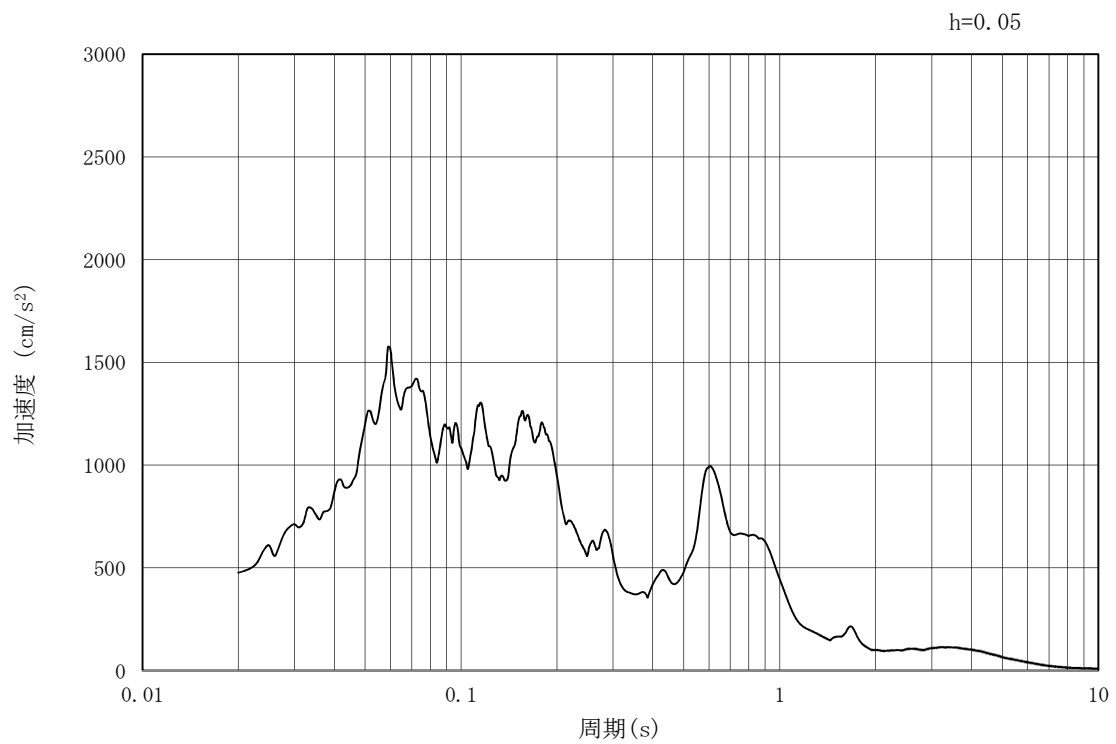


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

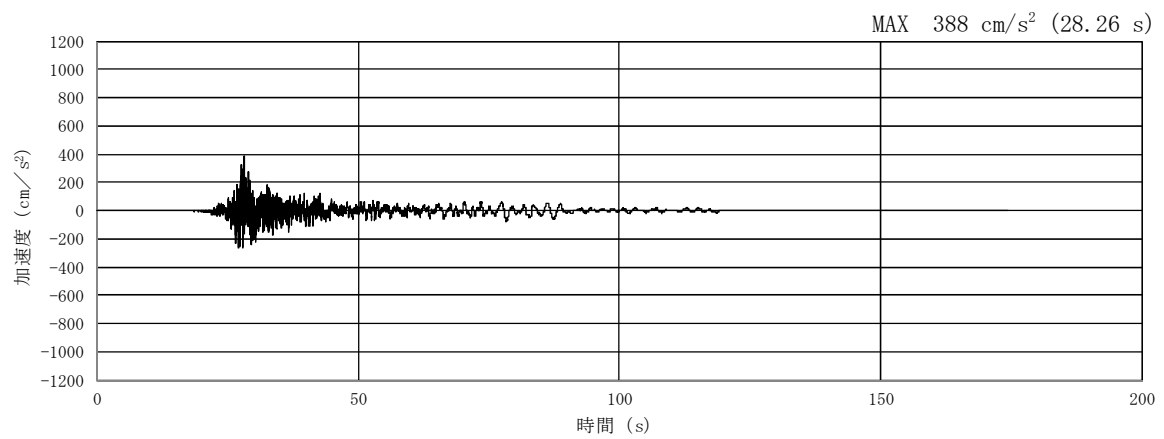


(a) 加速度時刻歴波形

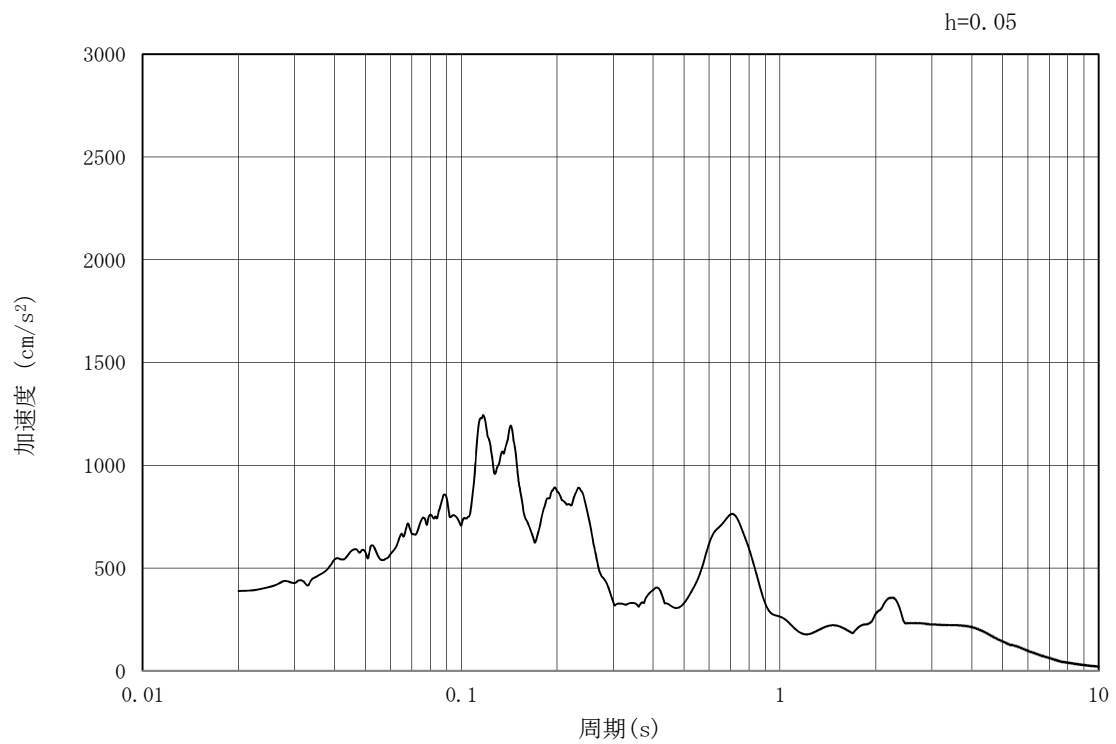


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

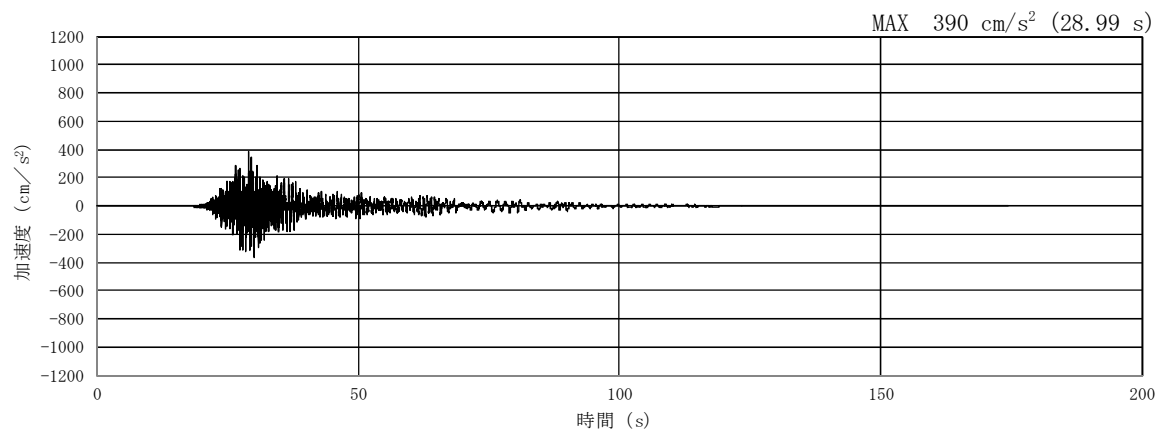


(a) 加速度時刻歴波形

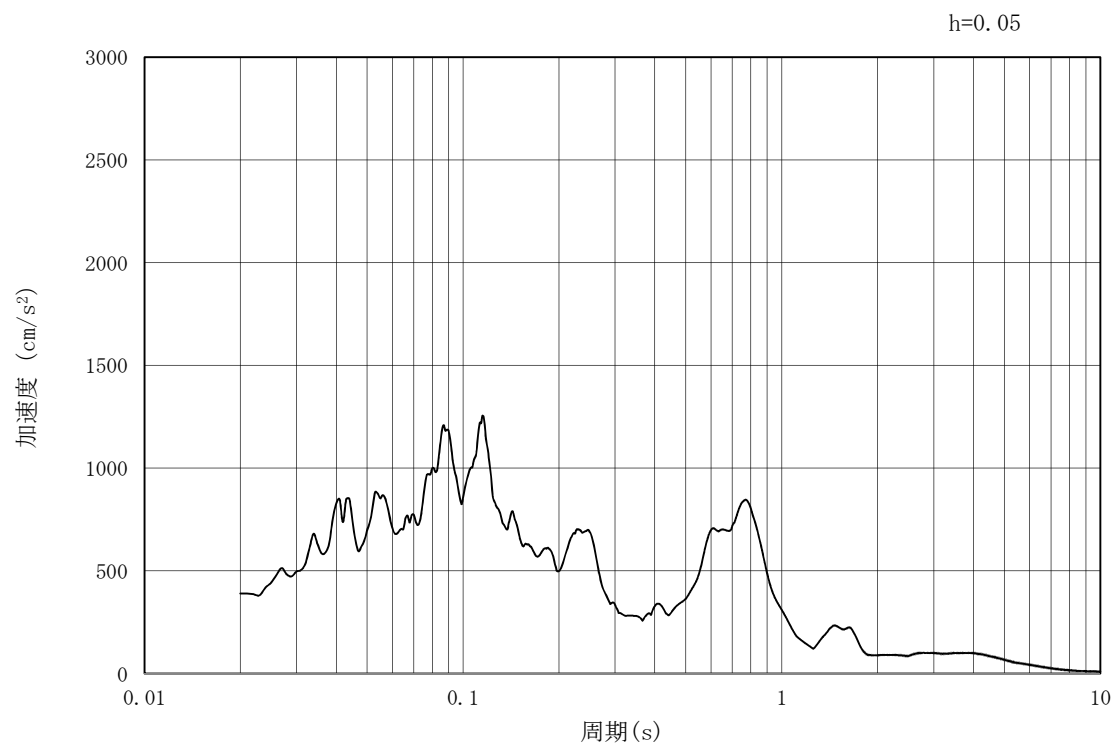


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

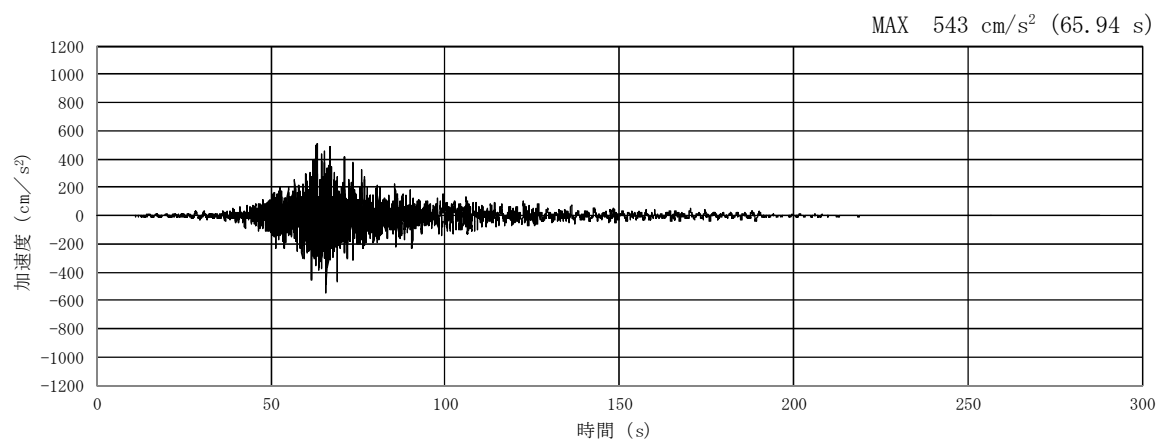


(a) 加速度時刻歴波形

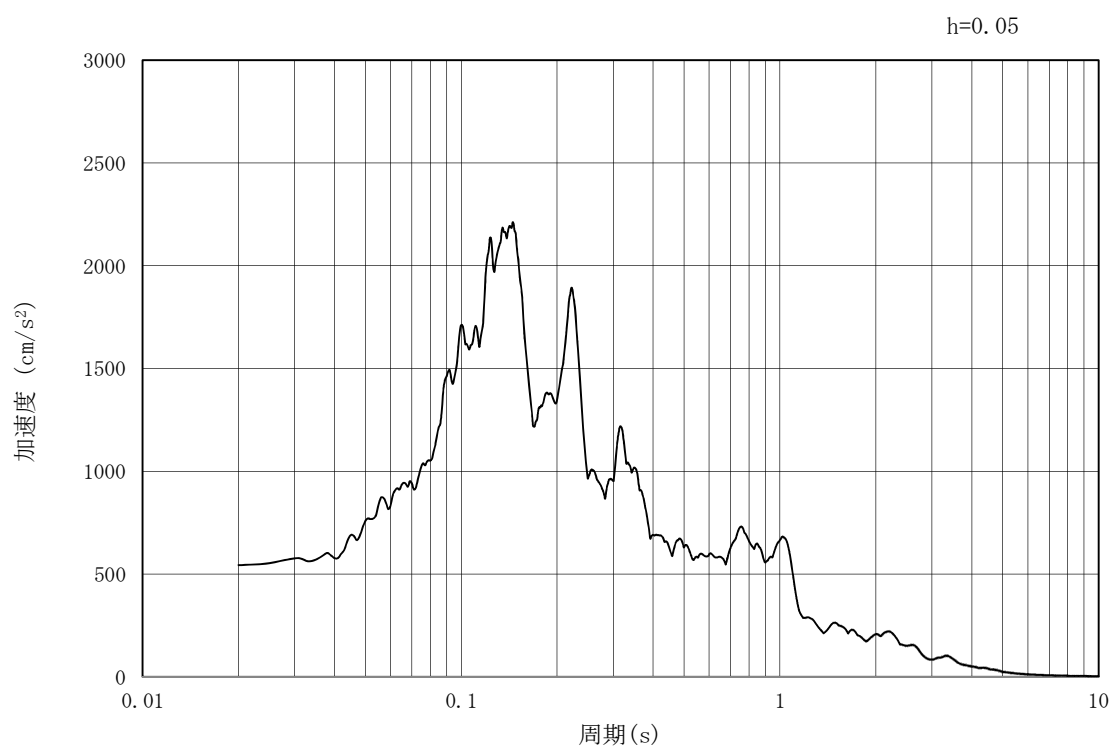


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

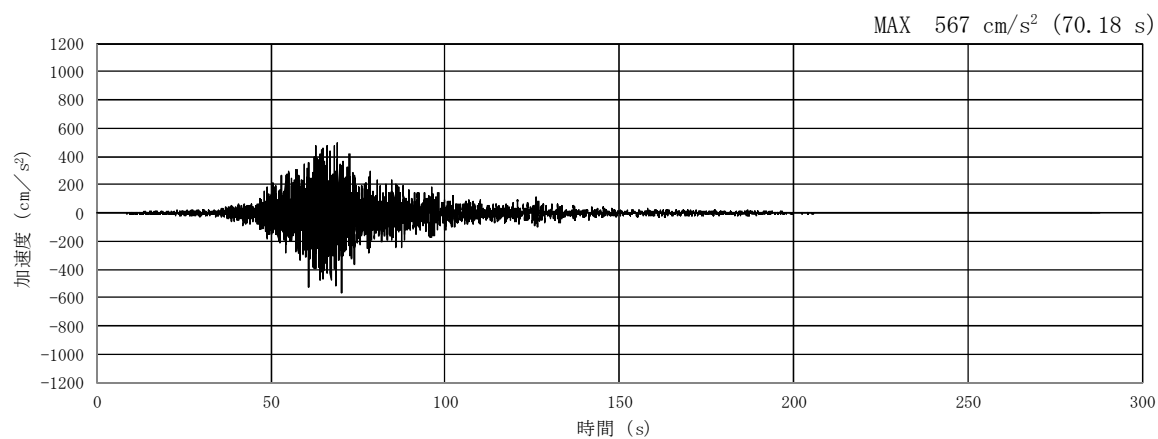


(a) 加速度時刻歴波形

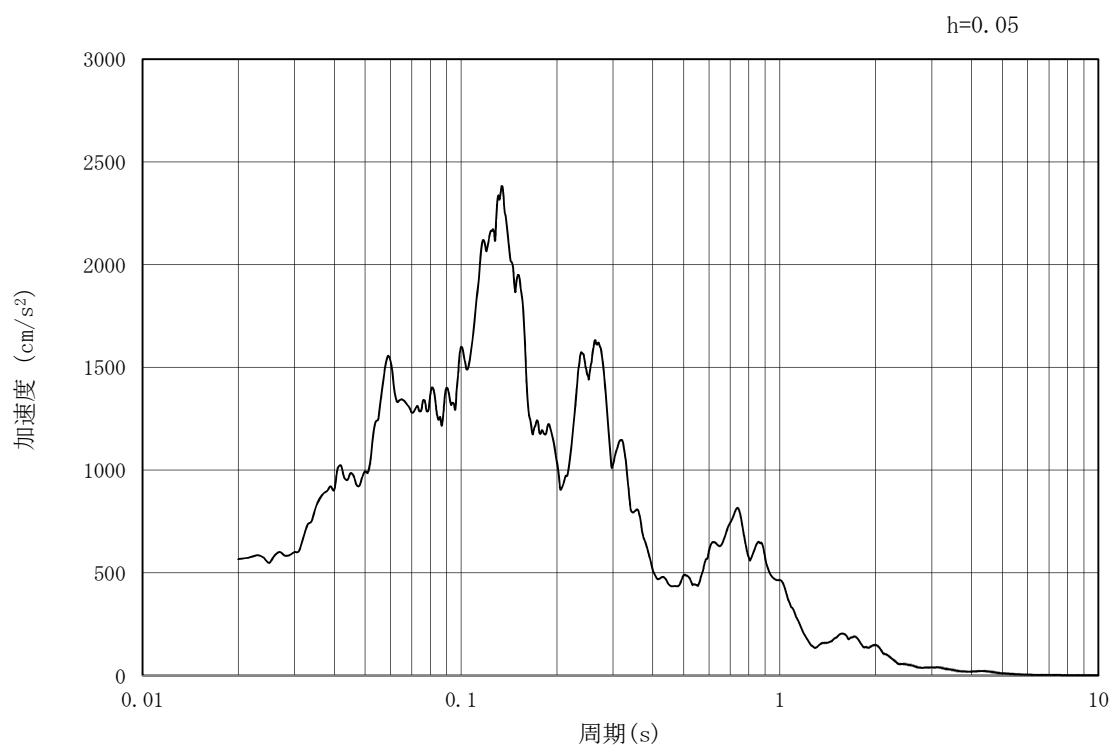


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

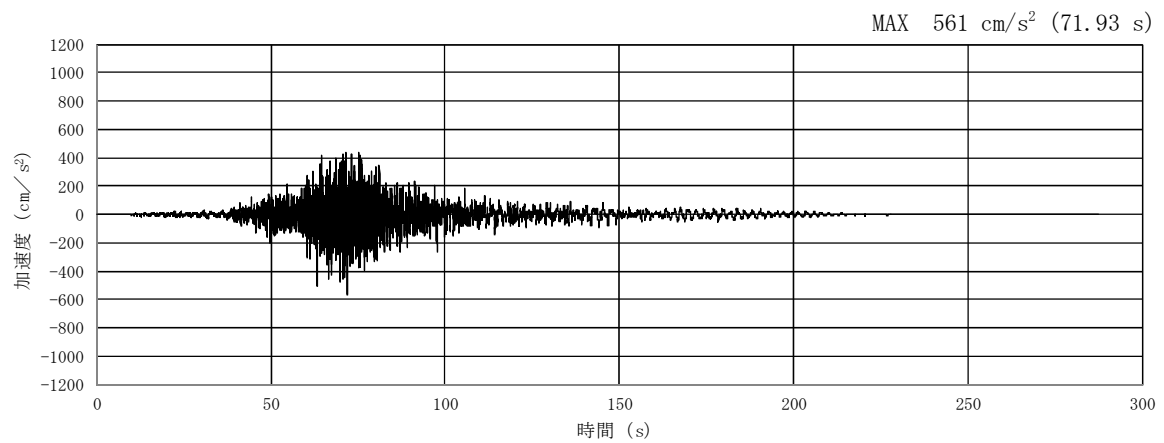


(a) 加速度時刻歴波形

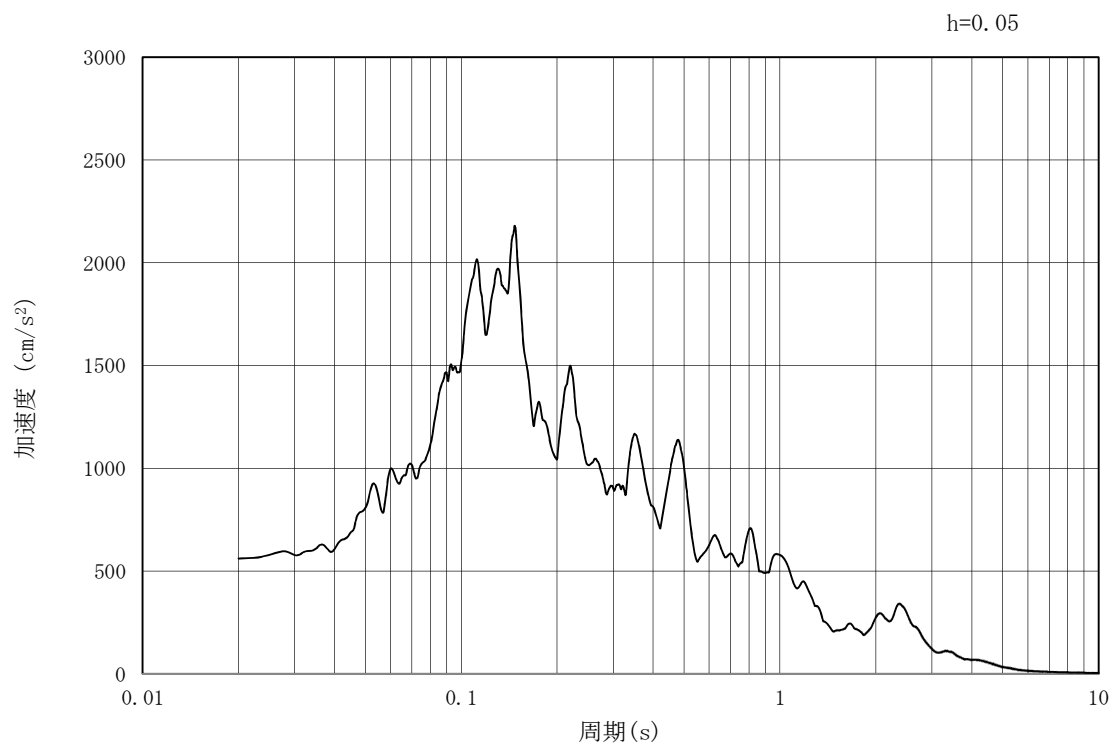


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

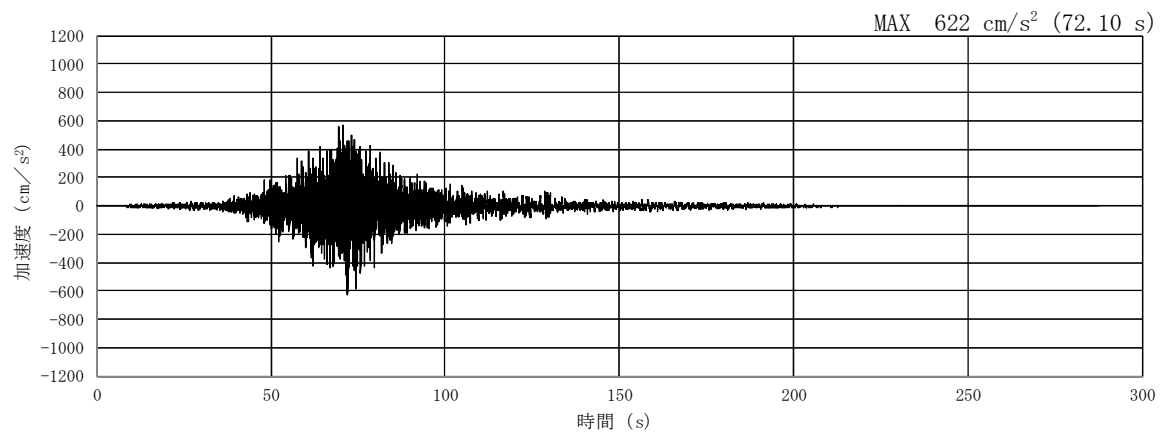


(a) 加速度時刻歴波形

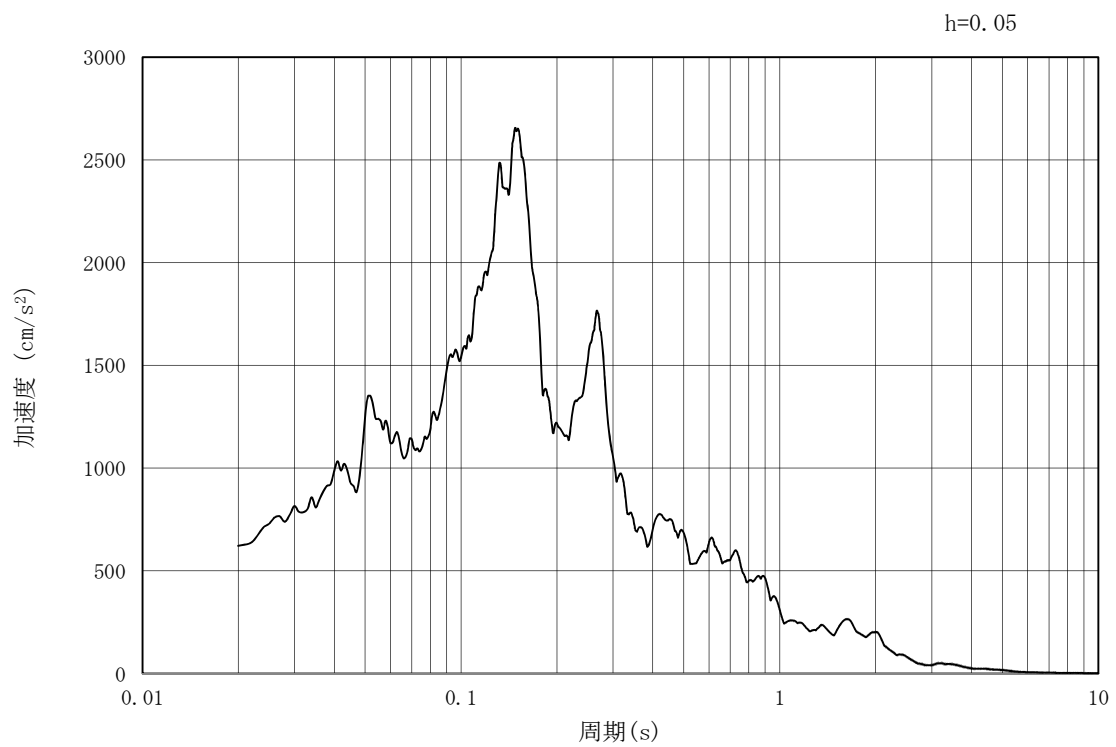


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

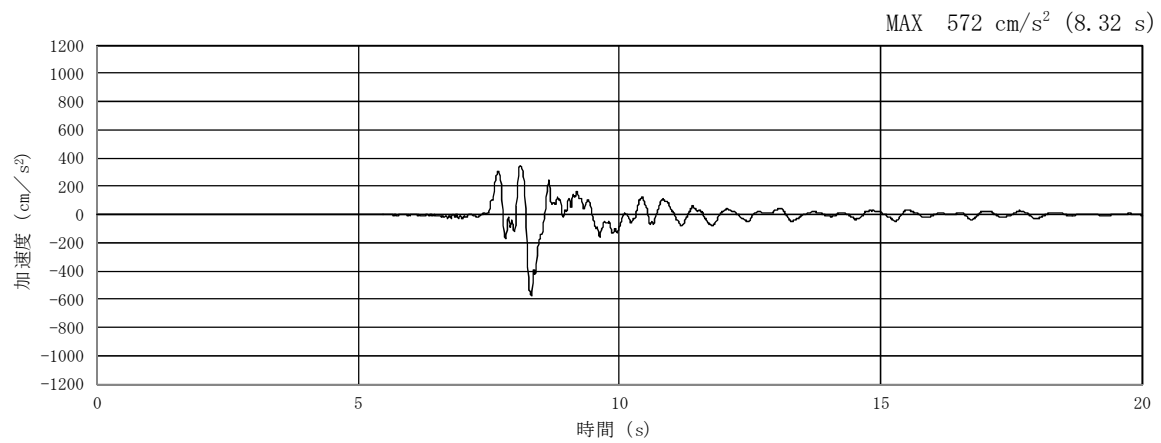


(a) 加速度時刻歴波形

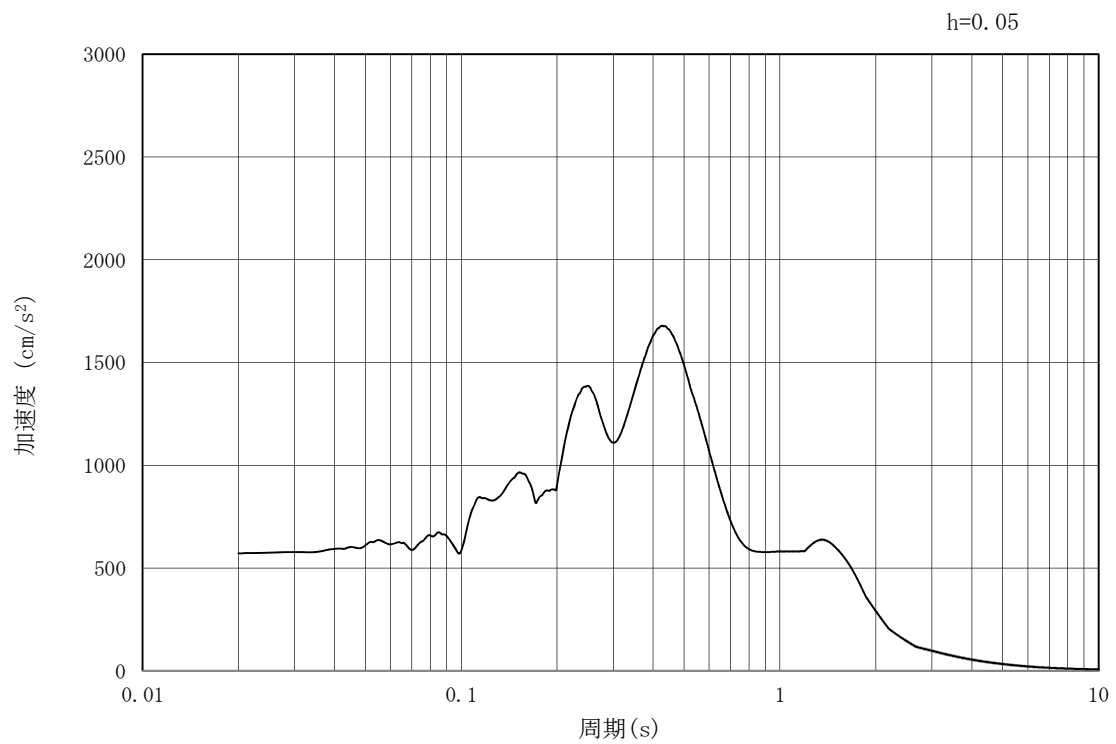


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

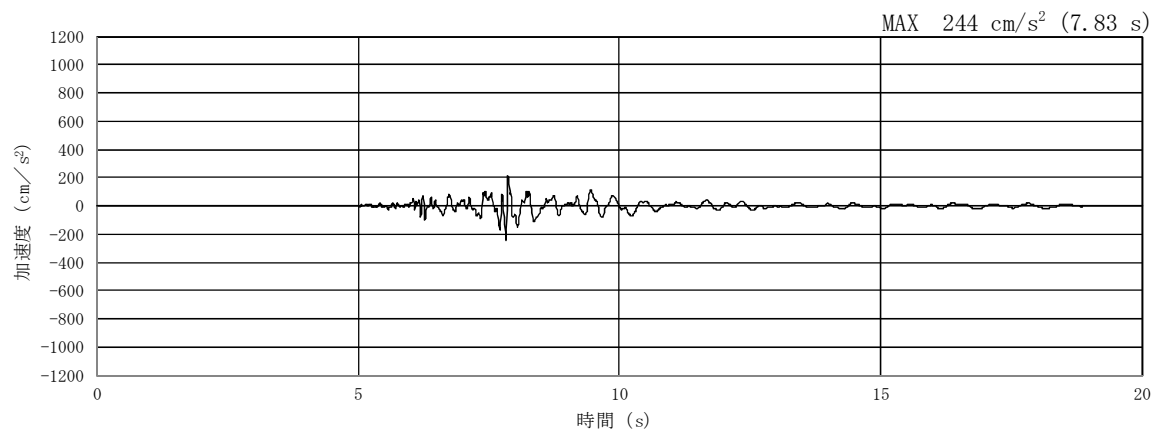


(a) 加速度時刻歴波形

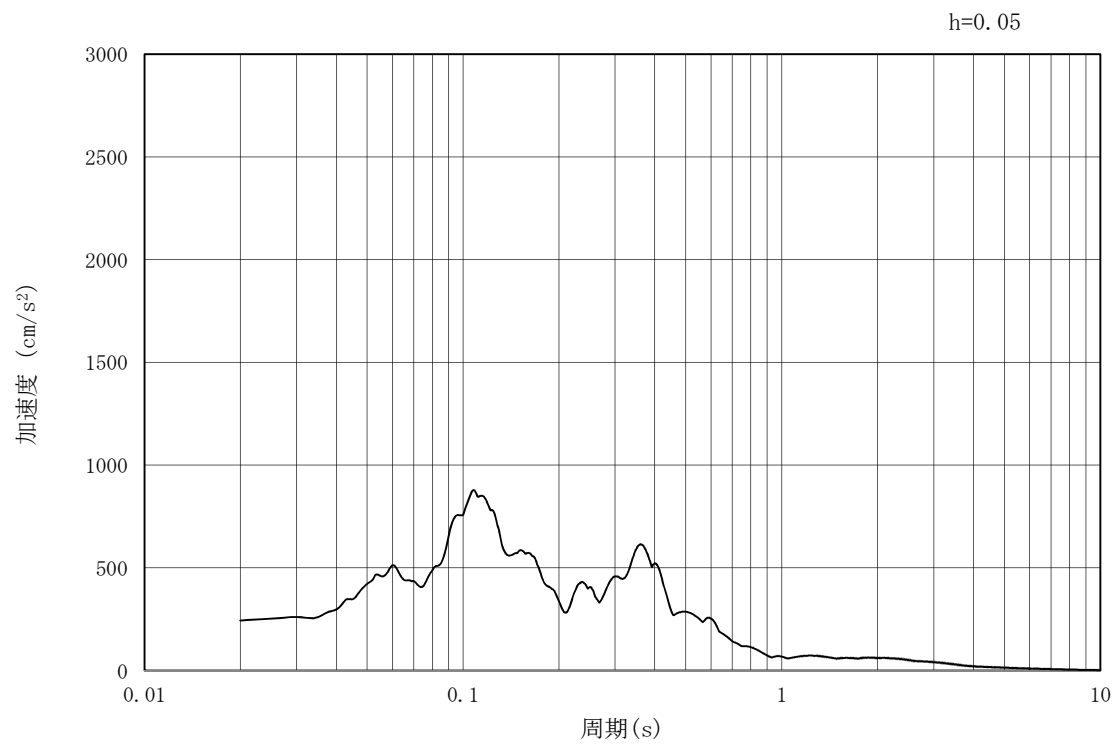


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 3.1$)

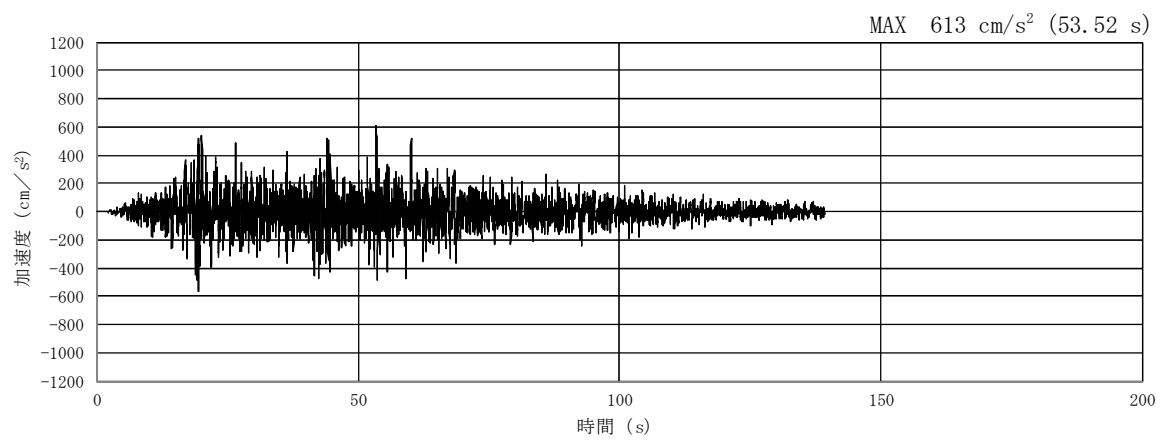


(a) 加速度時刻歴波形

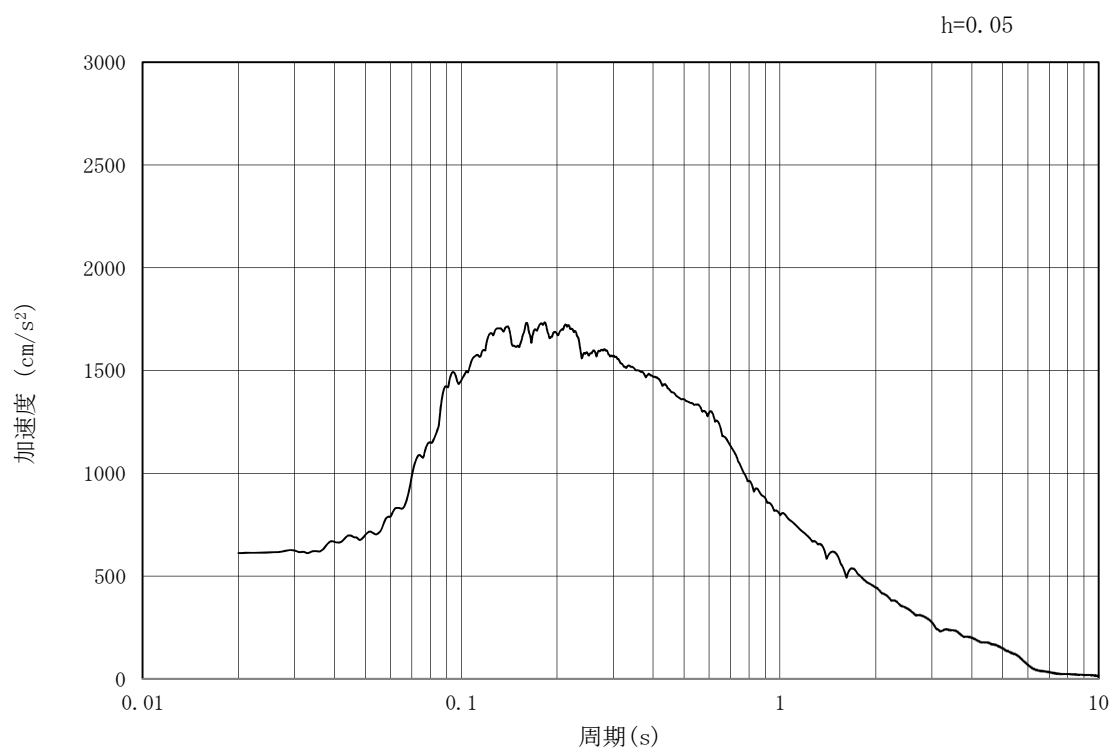


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 3.1$)

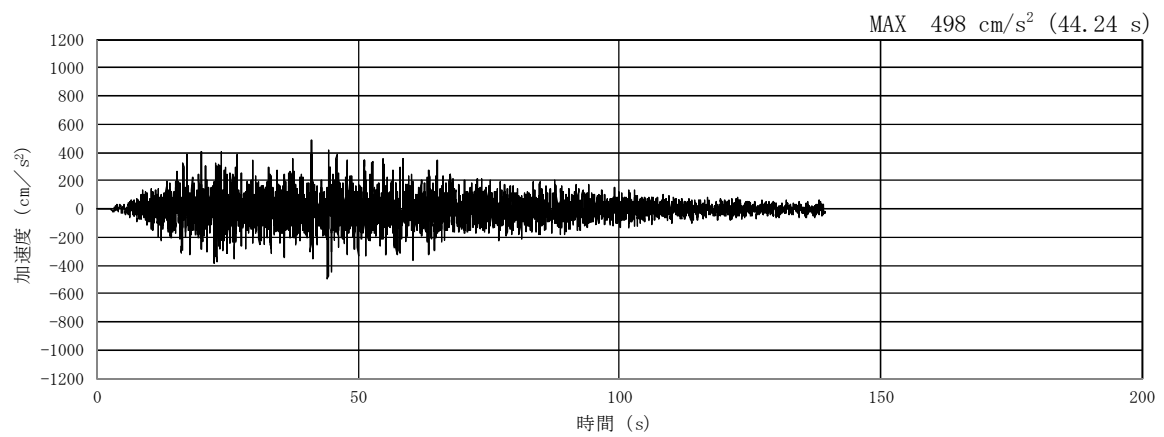


(a) 加速度時刻歴波形

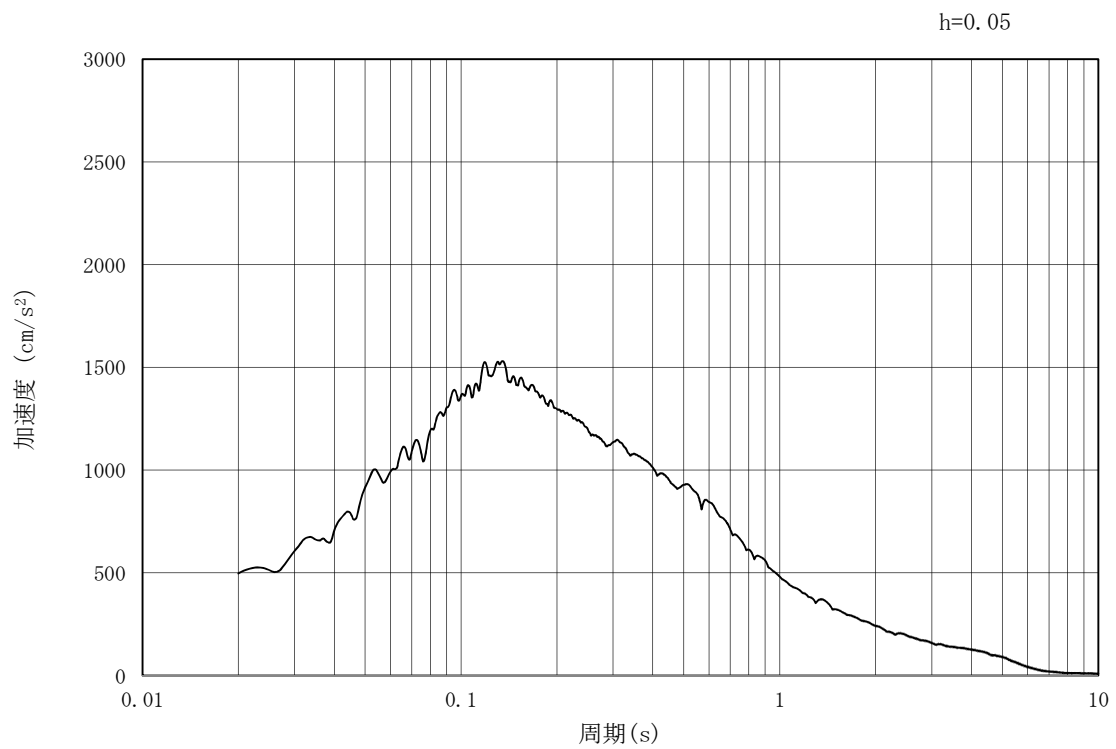


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (1) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-D1)

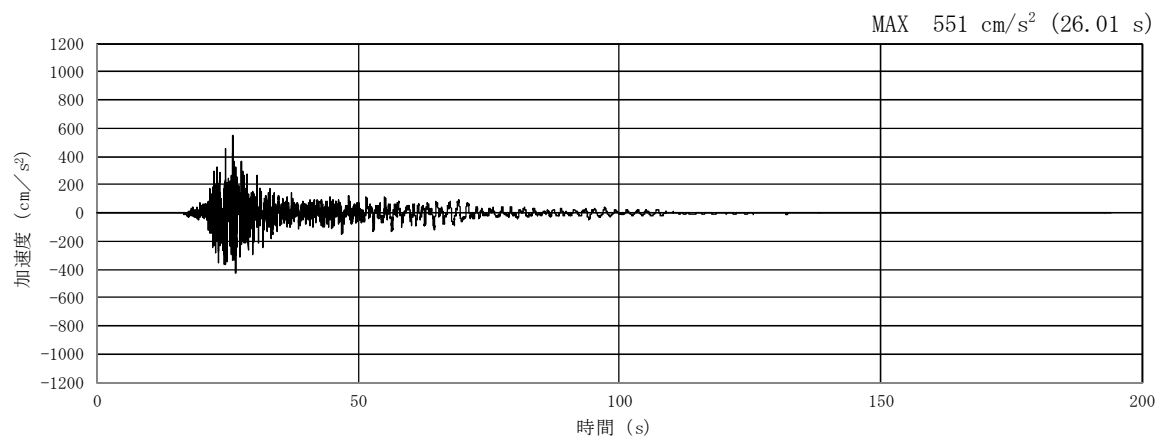


(a) 加速度時刻歴波形

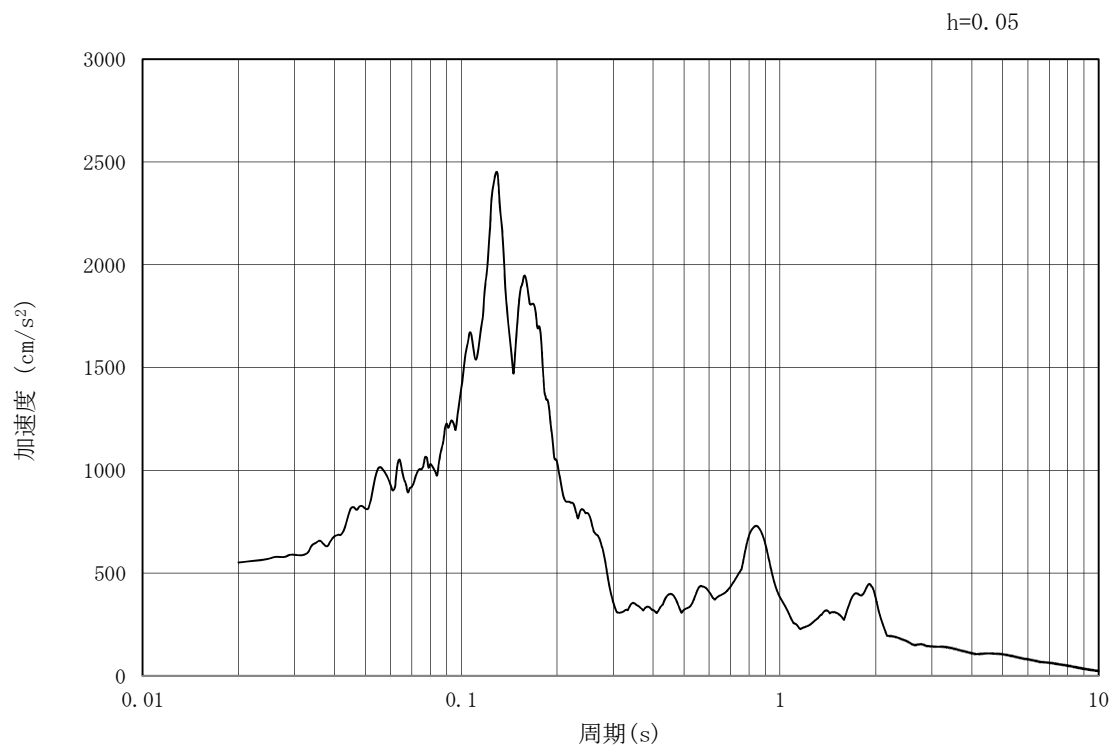


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (2) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - D1$)

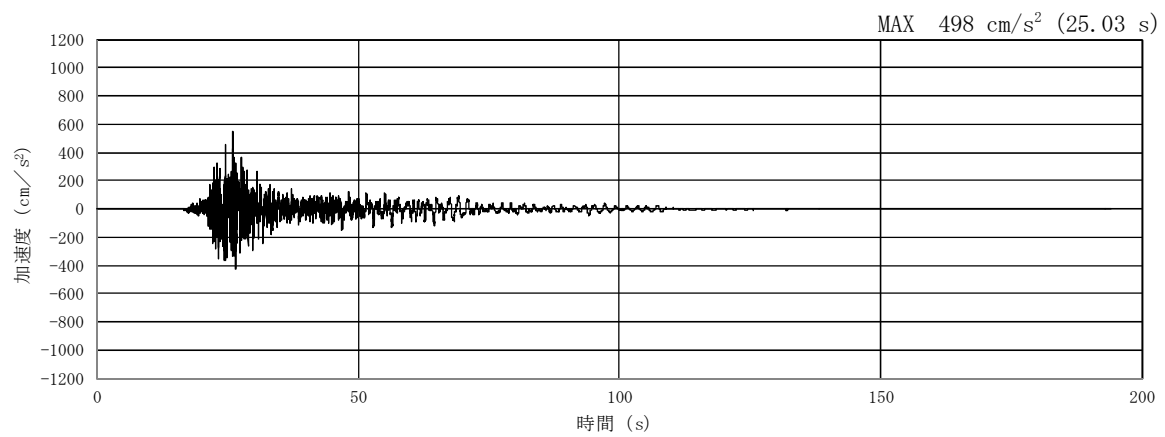


(a) 加速度時刻歴波形

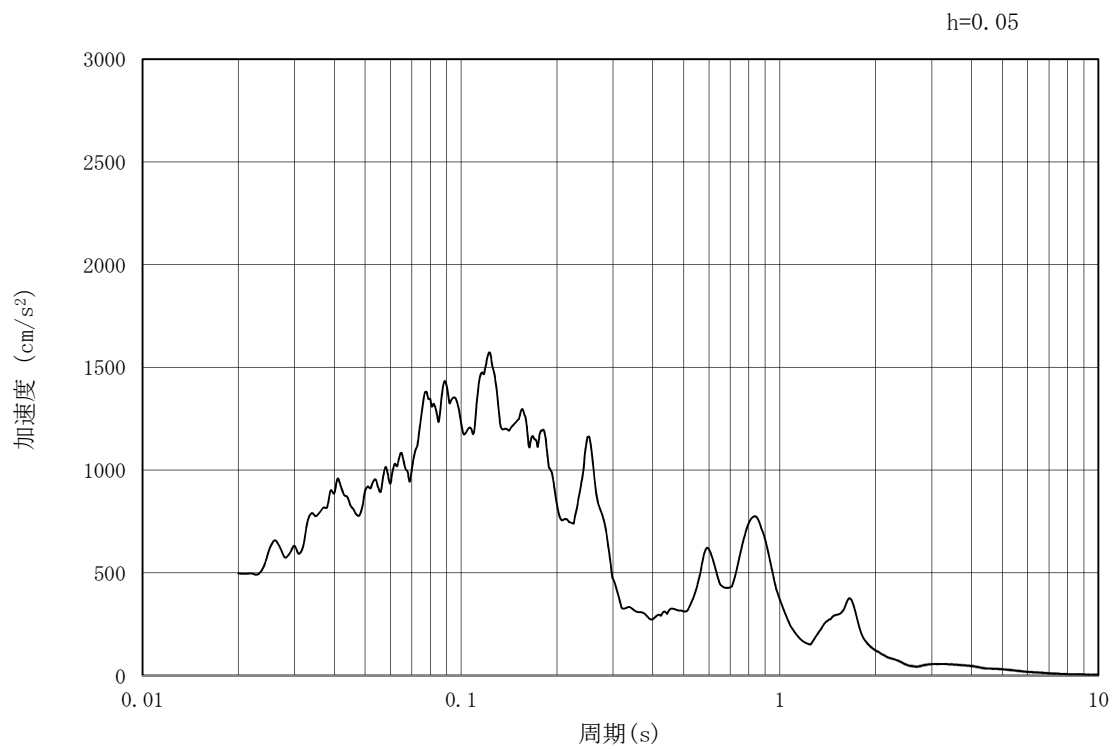


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (3) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.1$)

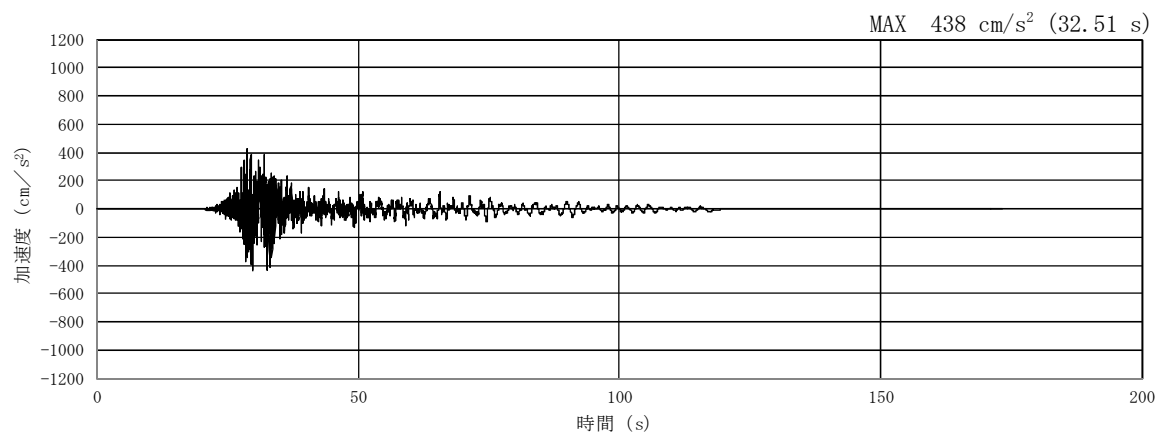


(a) 加速度時刻歴波形

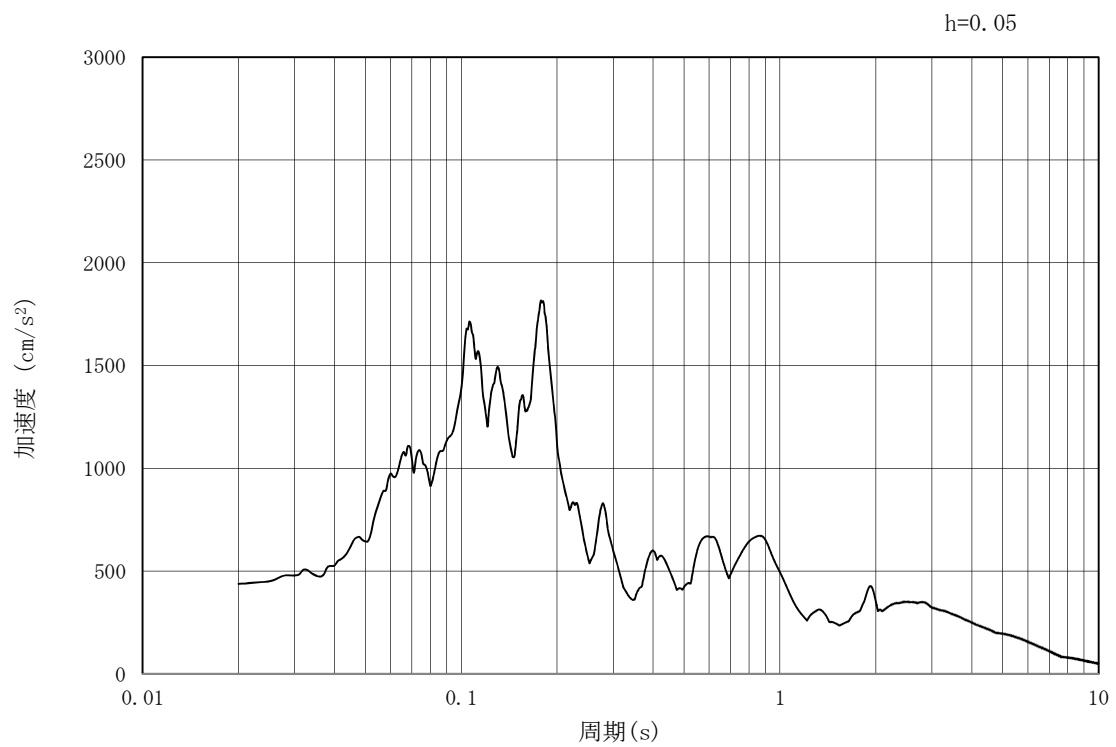


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (4) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

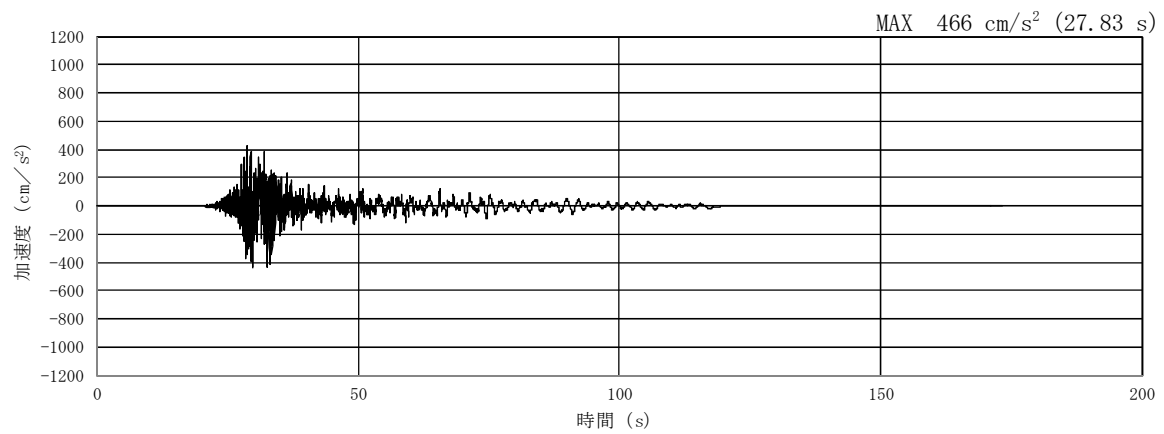


(a) 加速度時刻歴波形

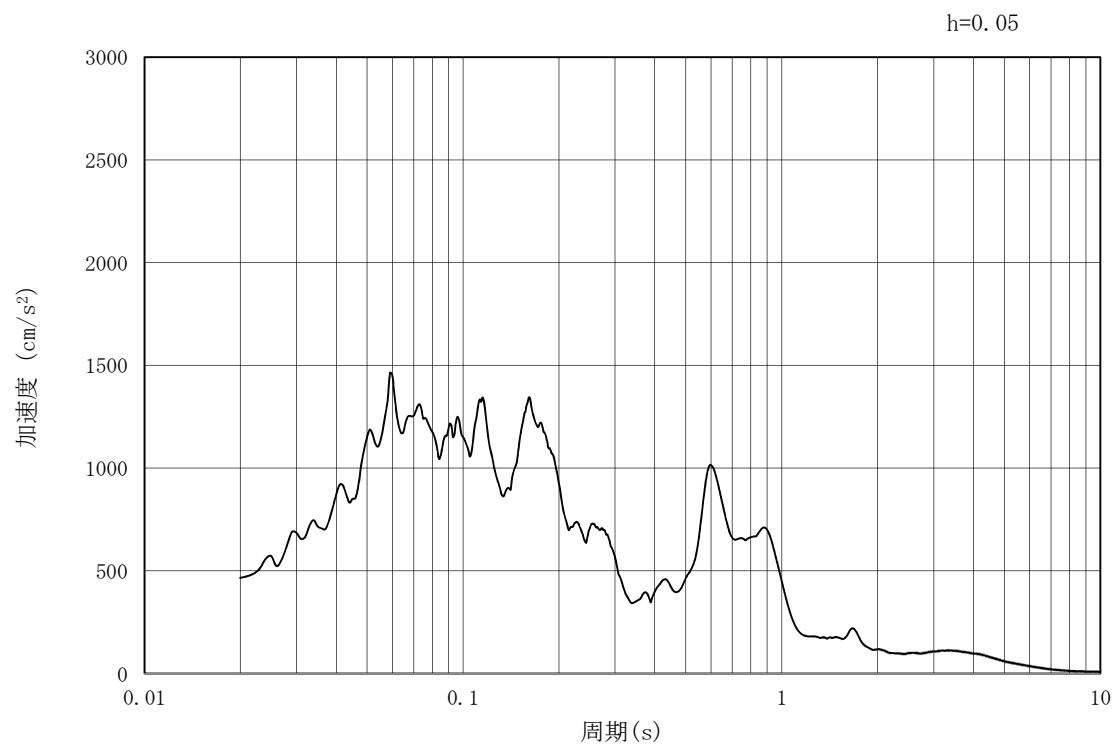


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (5) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

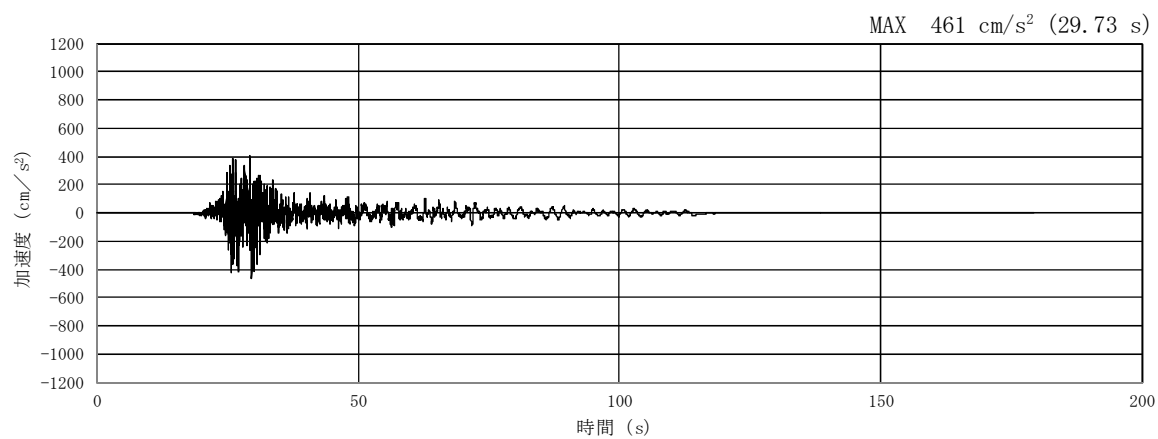


(a) 加速度時刻歴波形

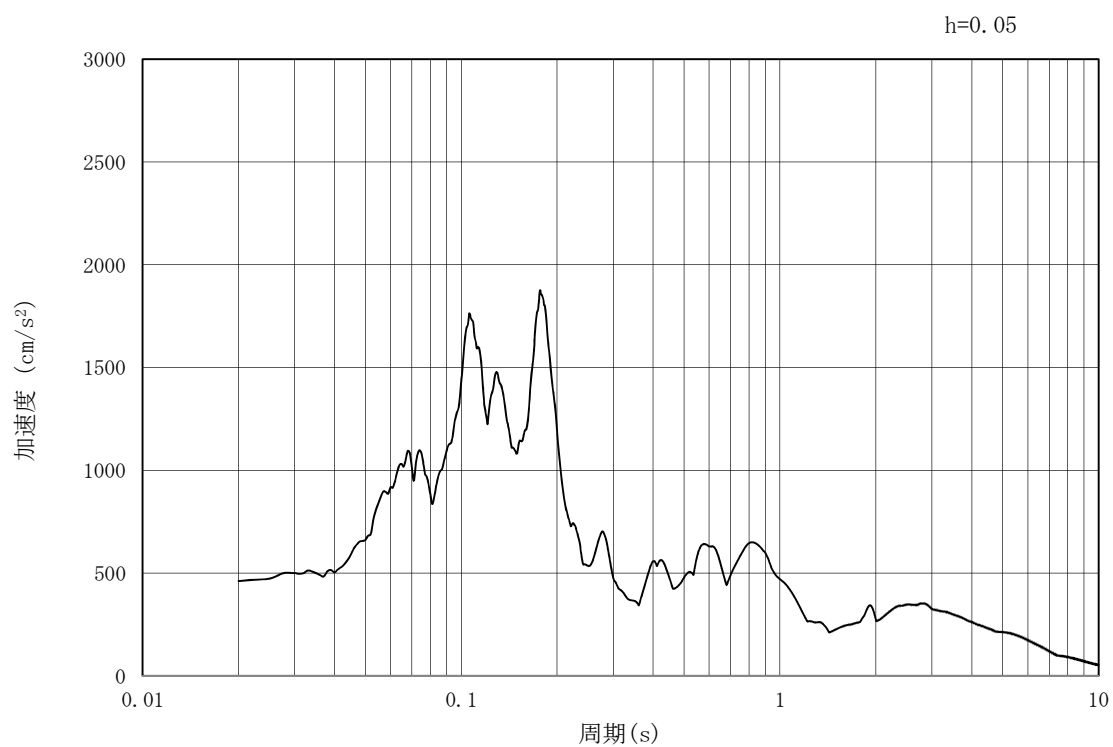


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (6) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

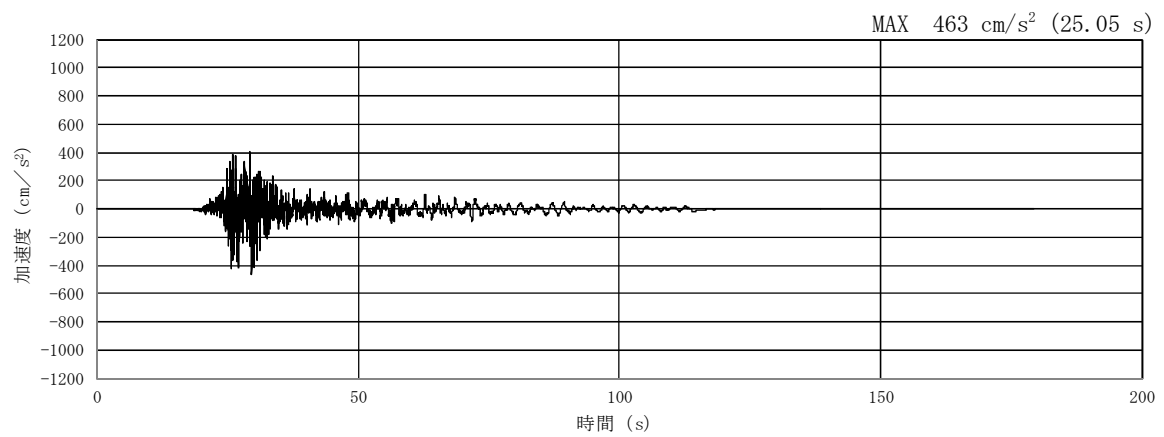


(a) 加速度時刻歴波形

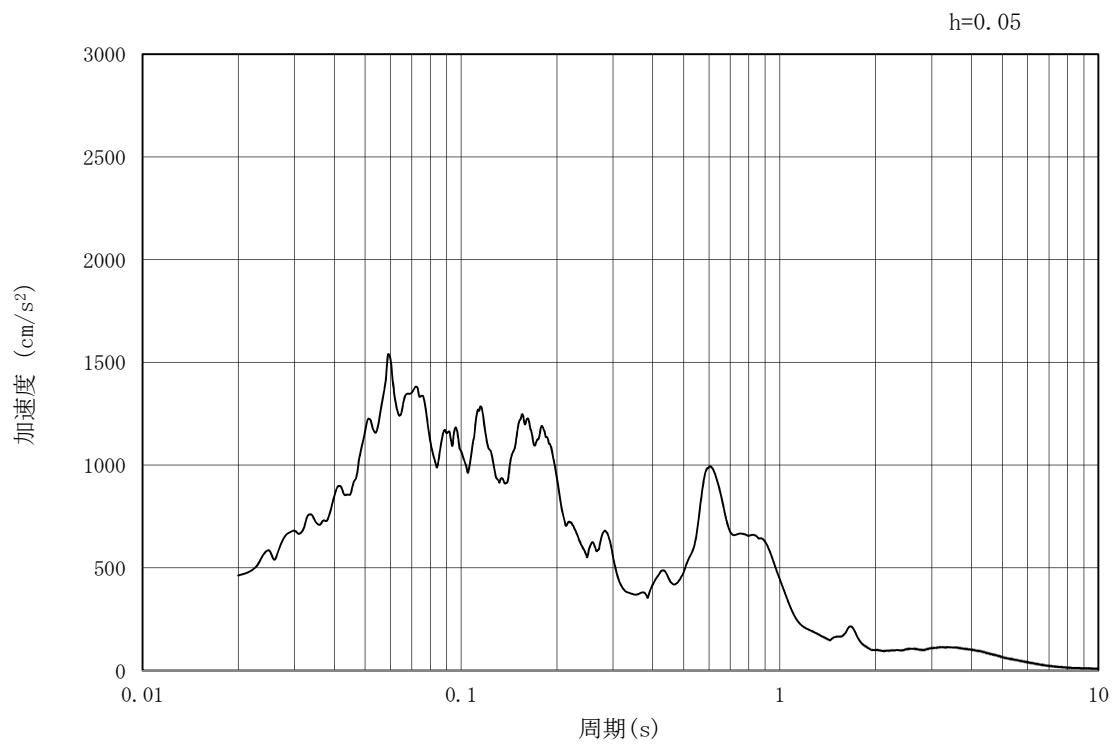


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (7) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

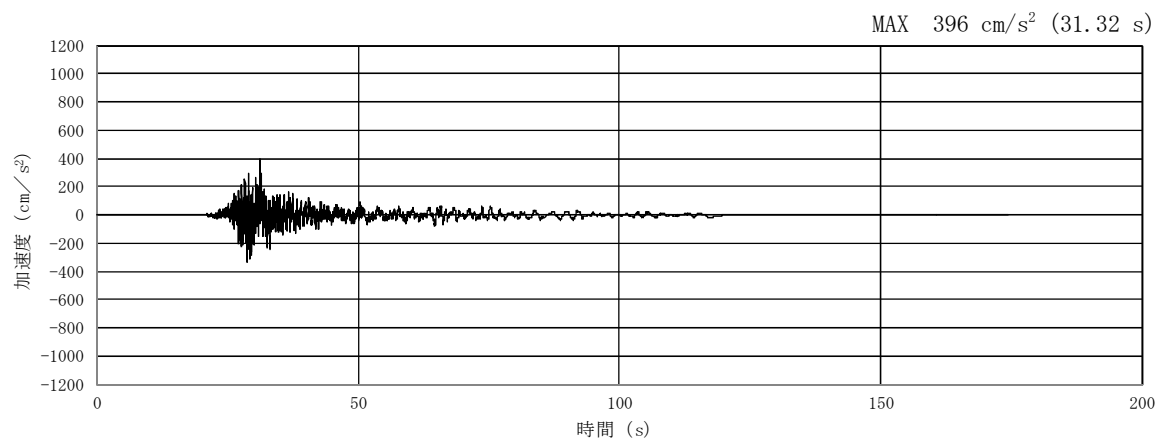


(a) 加速度時刻歴波形

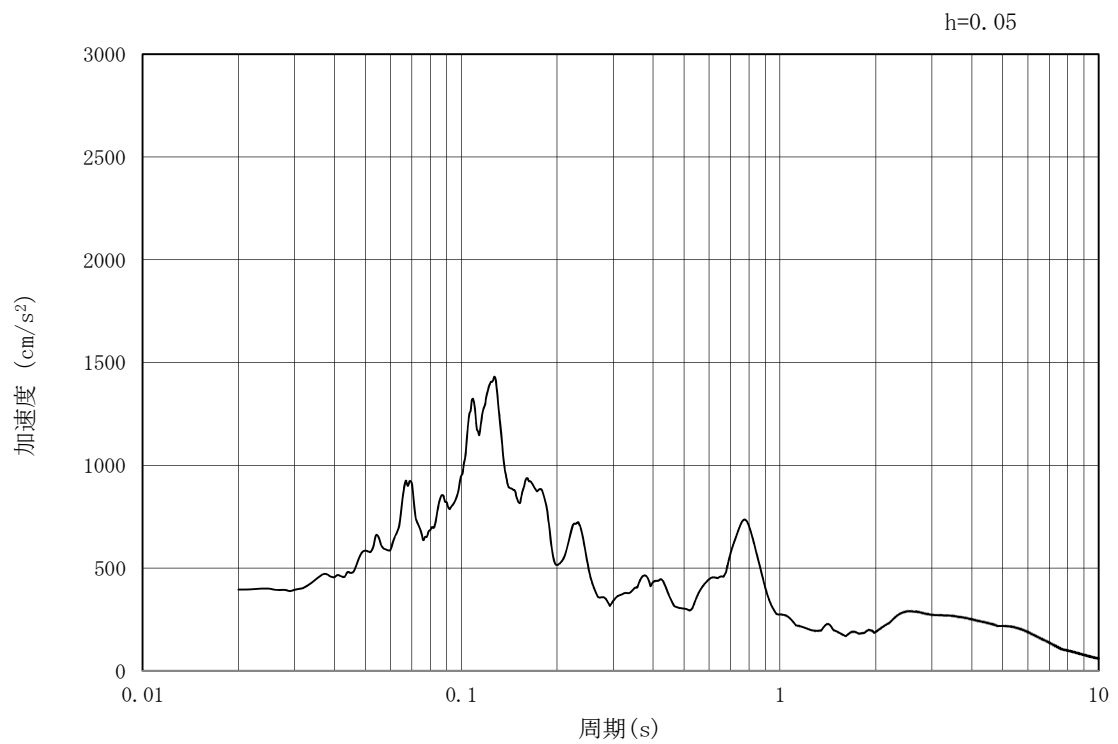


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (8) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

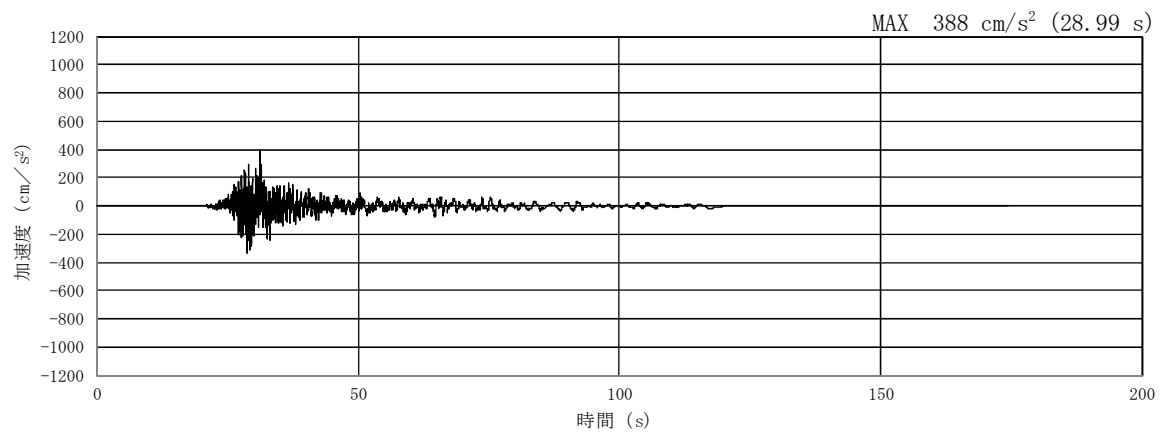


(a) 加速度時刻歴波形

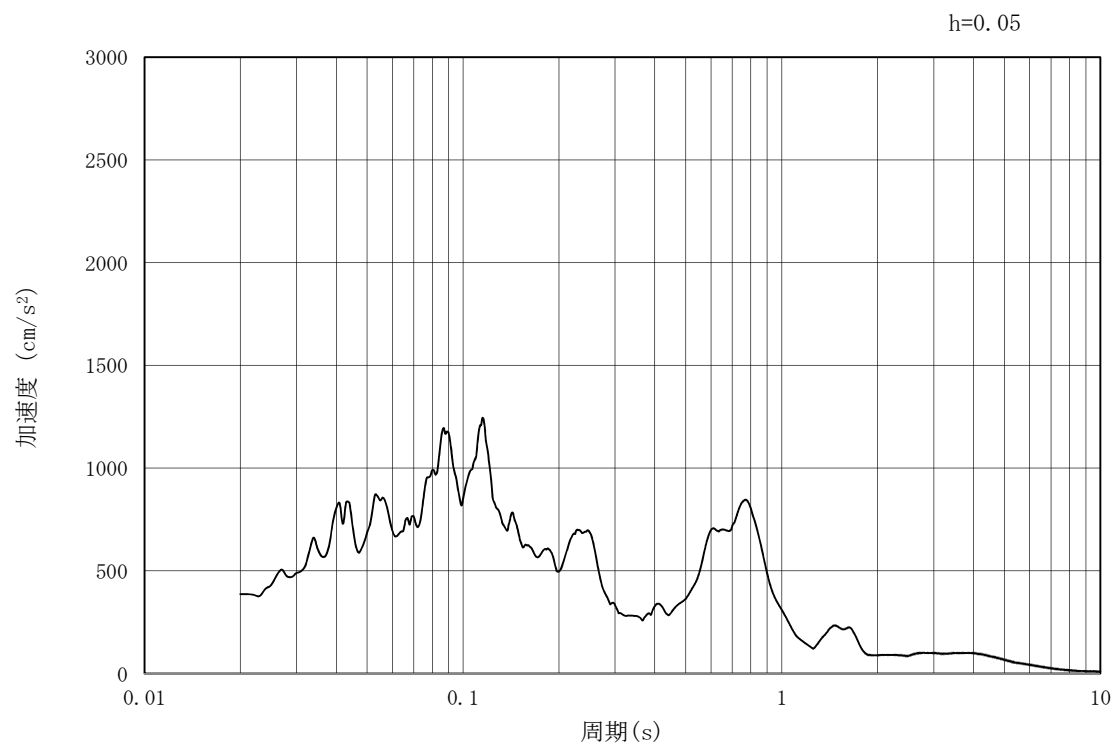


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (9) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

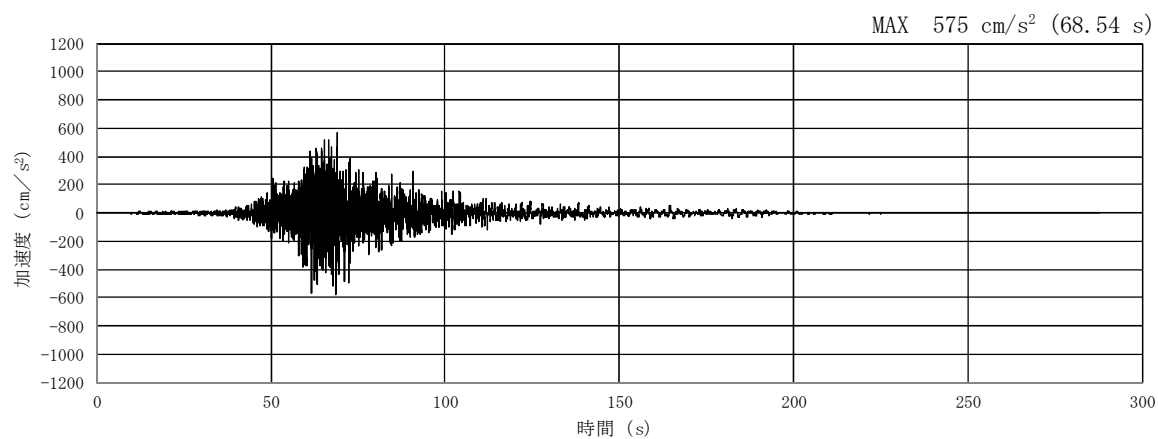


(a) 加速度時刻歴波形

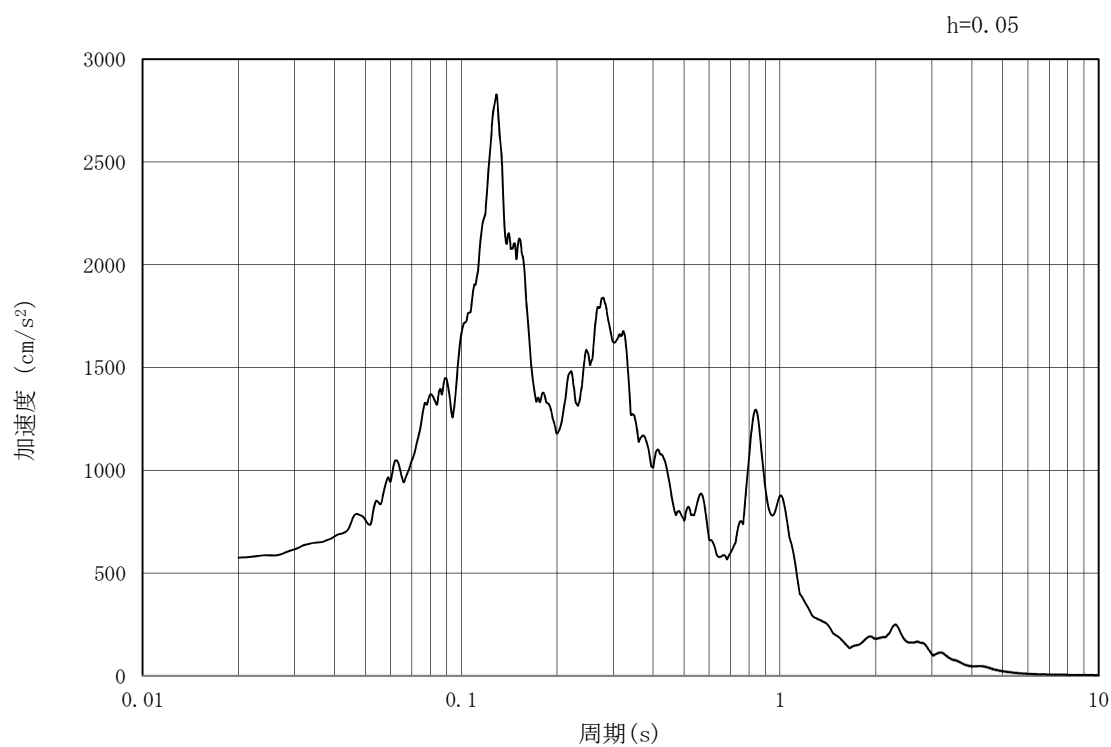


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (10) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

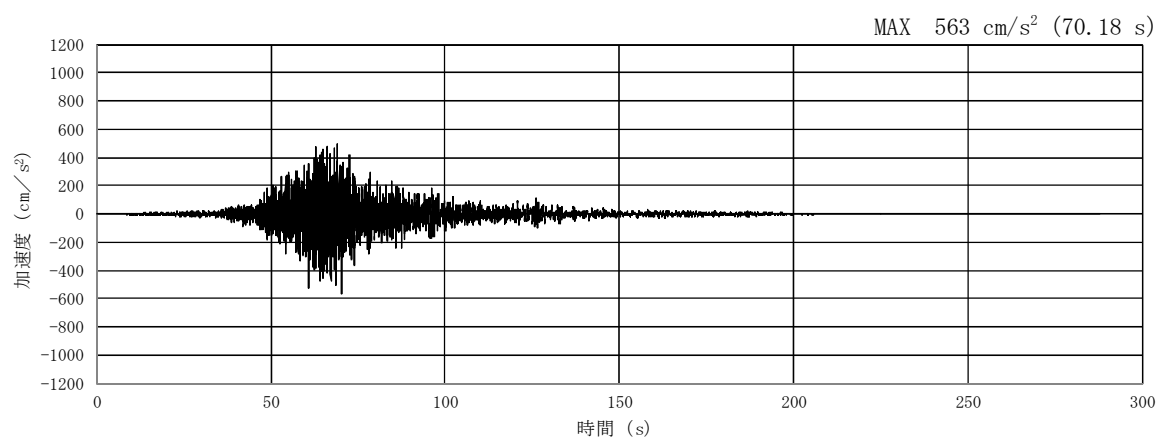


(a) 加速度時刻歴波形

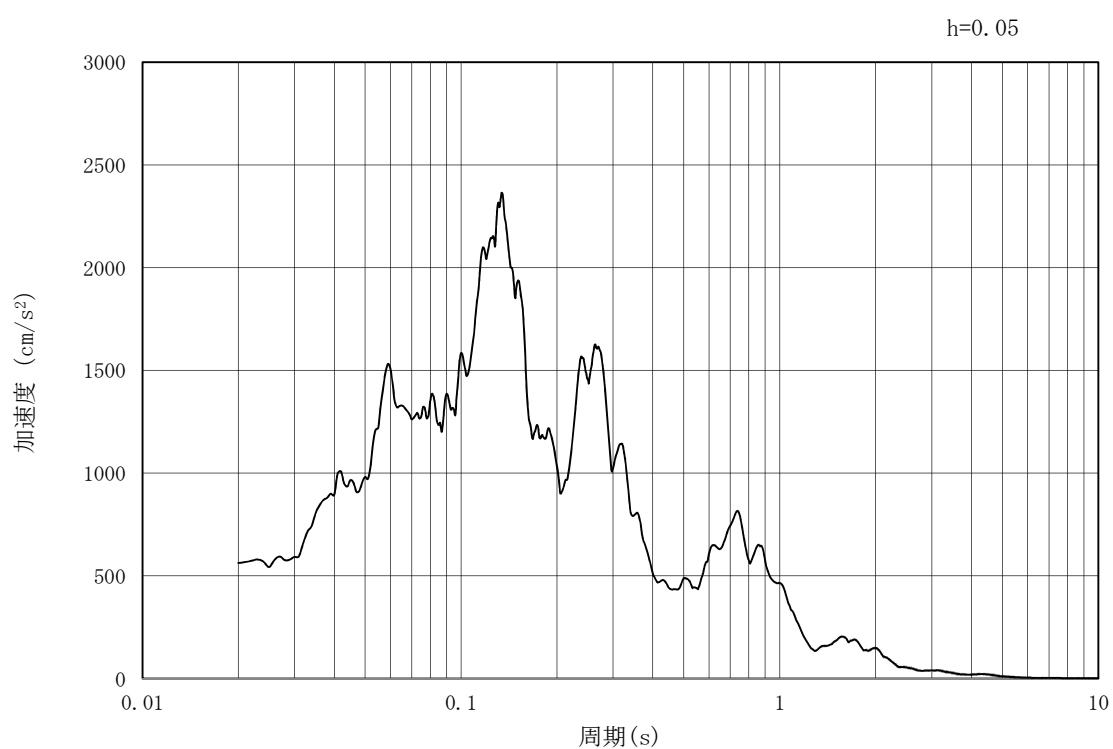


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (11) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

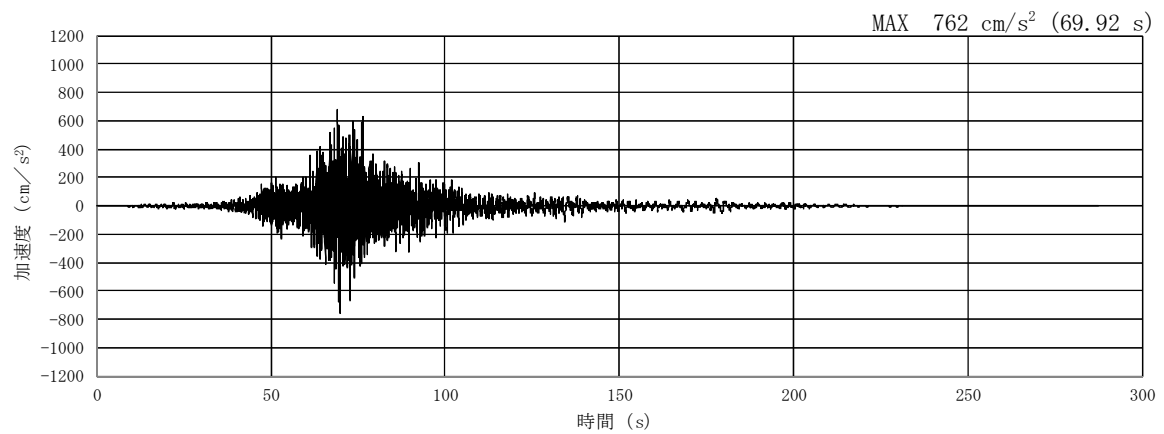


(a) 加速度時刻歴波形

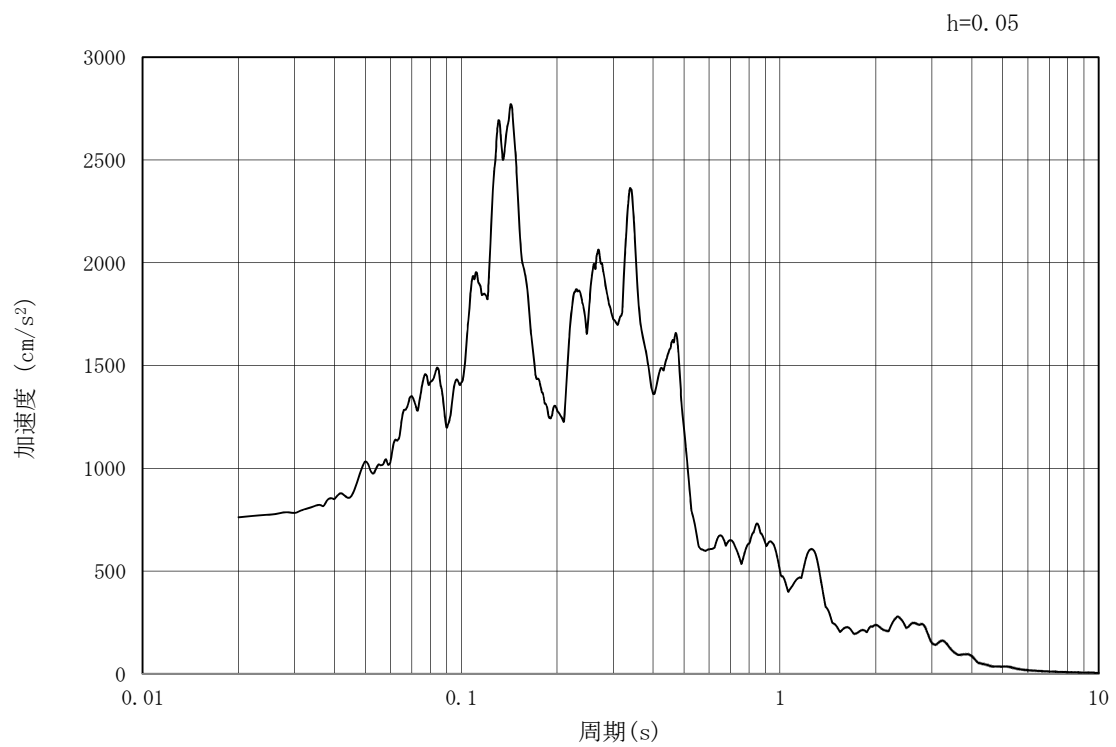


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (12) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.1$)

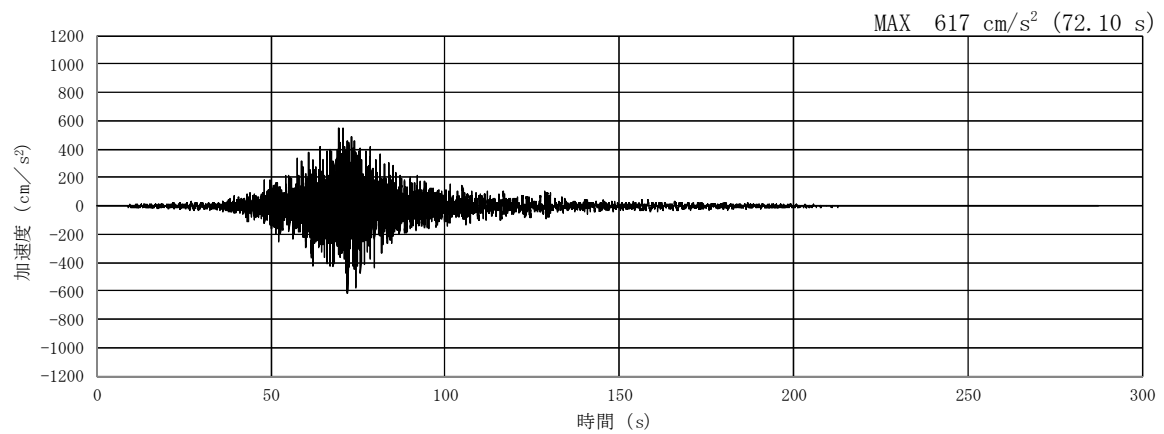


(a) 加速度時刻歴波形

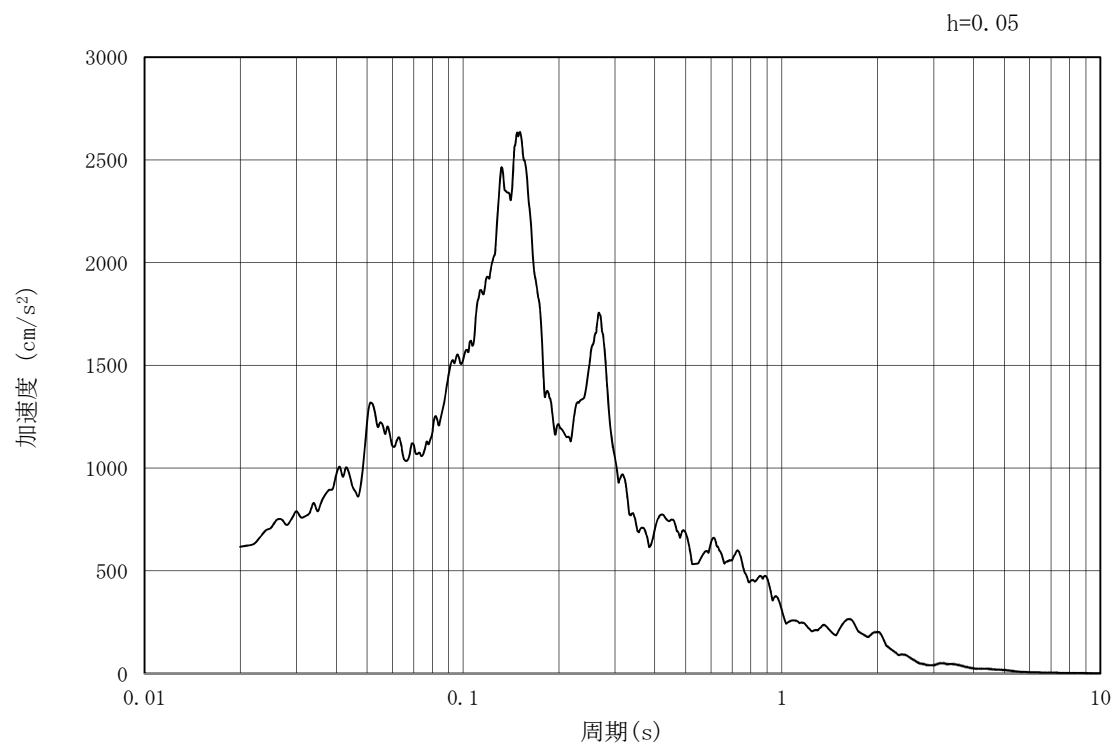


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (13) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

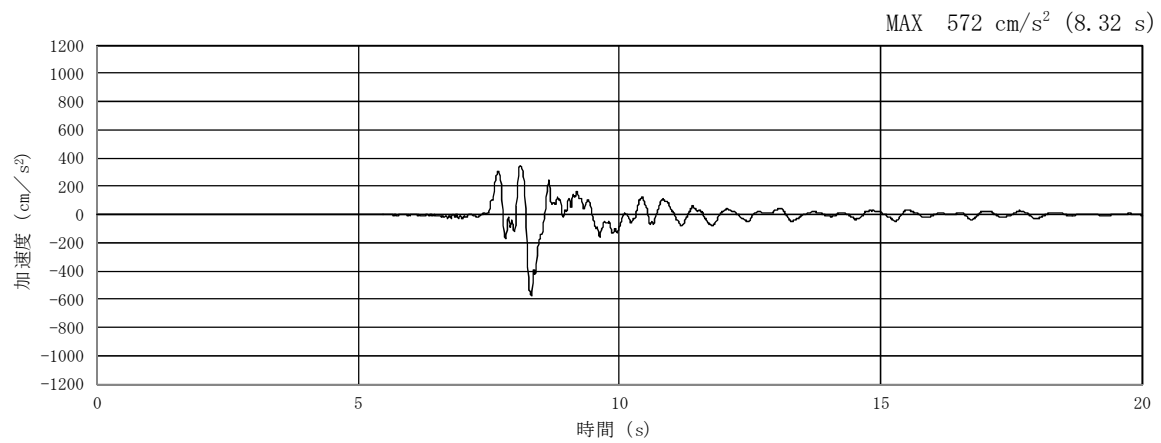


(a) 加速度時刻歴波形

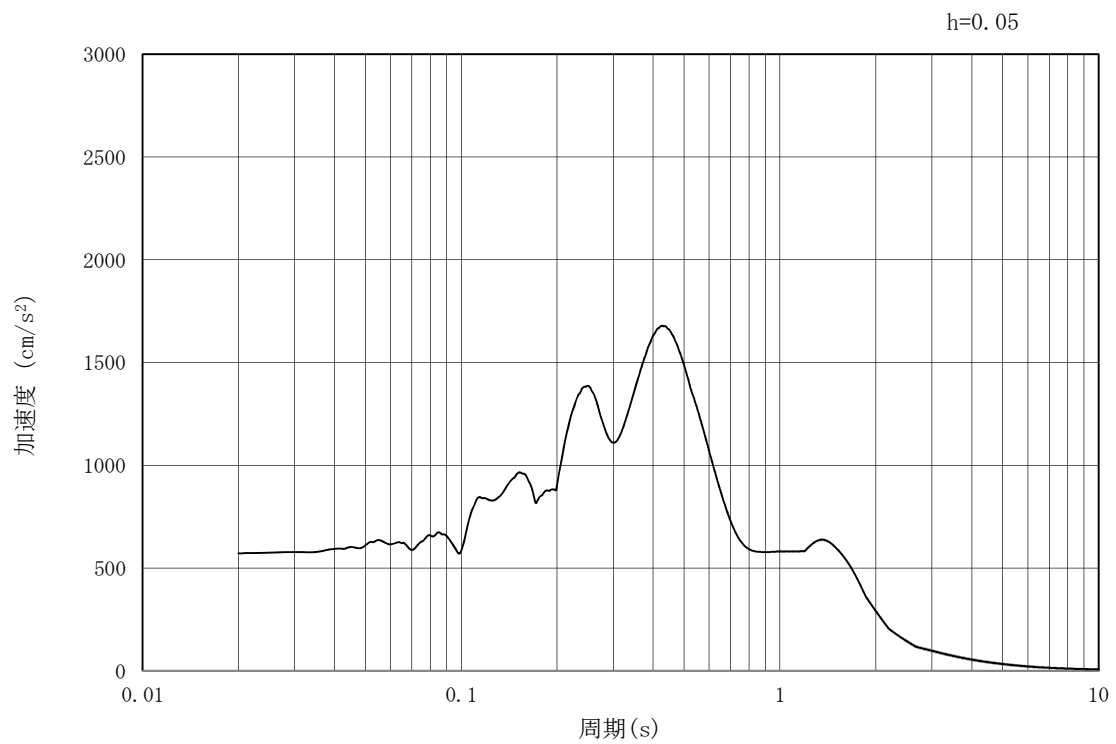


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (14) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

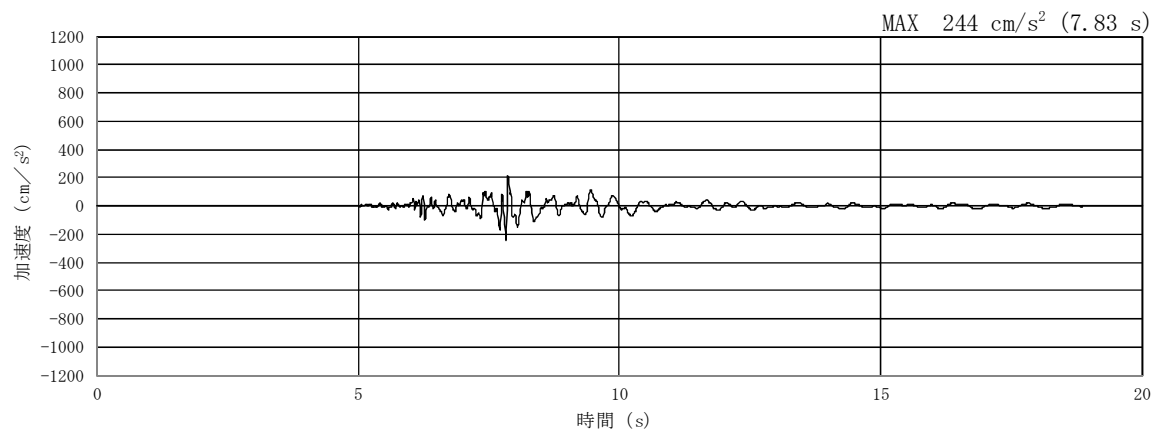


(a) 加速度時刻歴波形

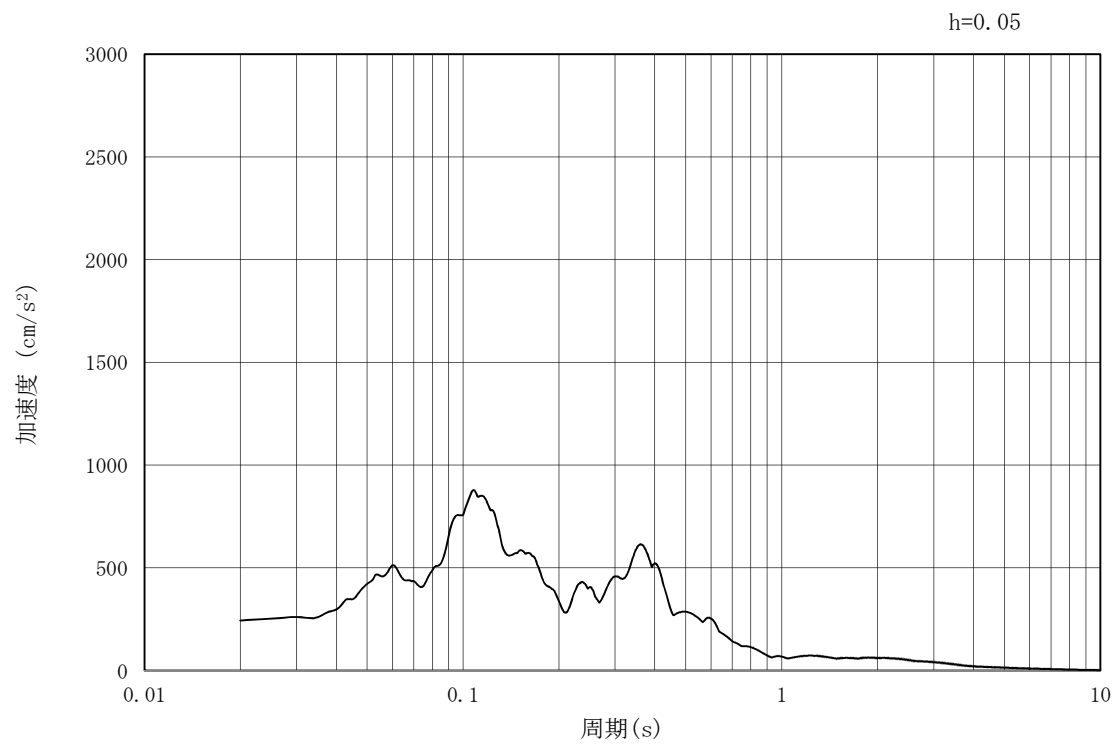


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (15) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (16) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 3.1$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデルを図 3.5-1 に示す。

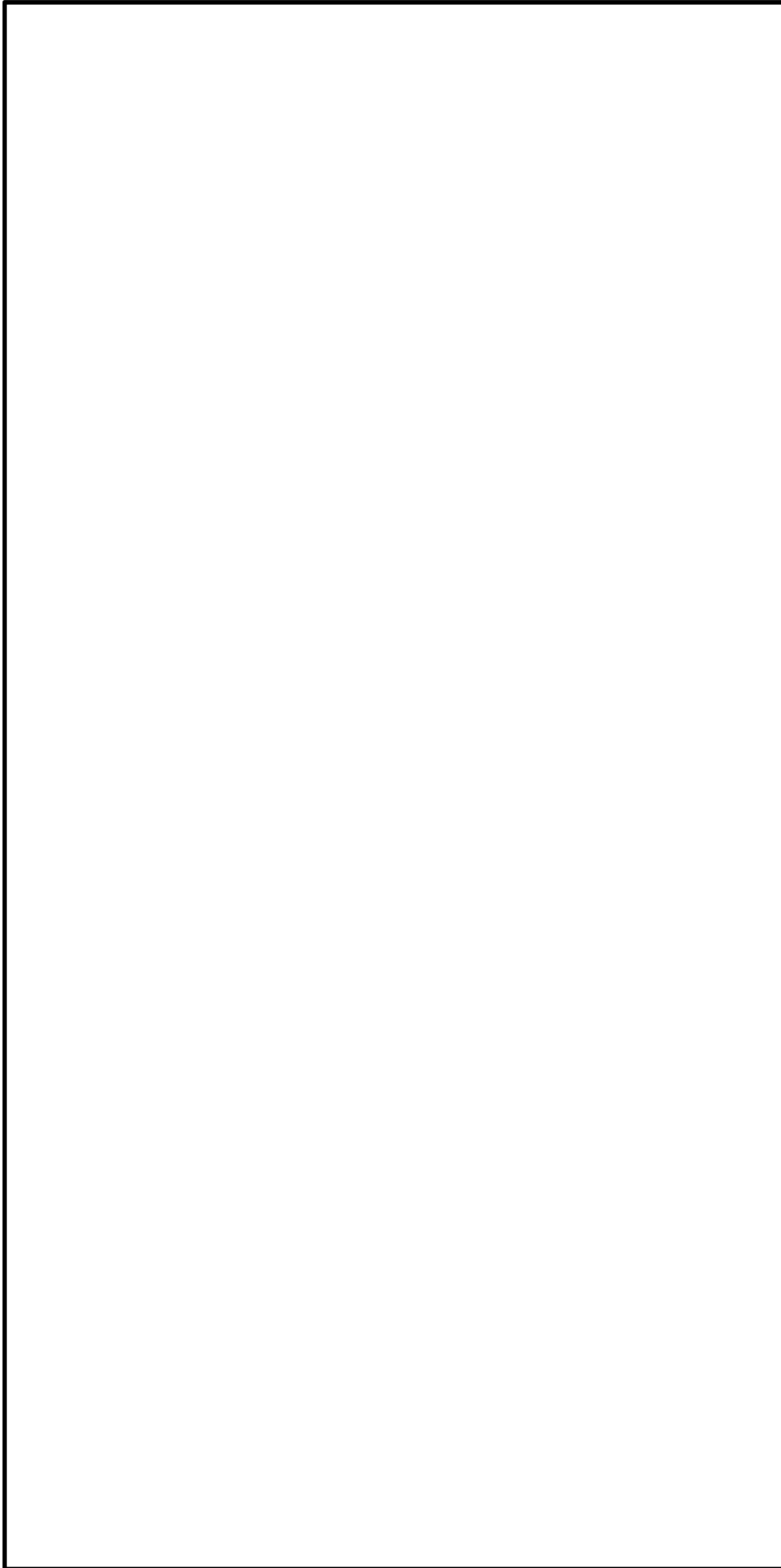


図 3.5-1 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁横断面方向：①－①断面）

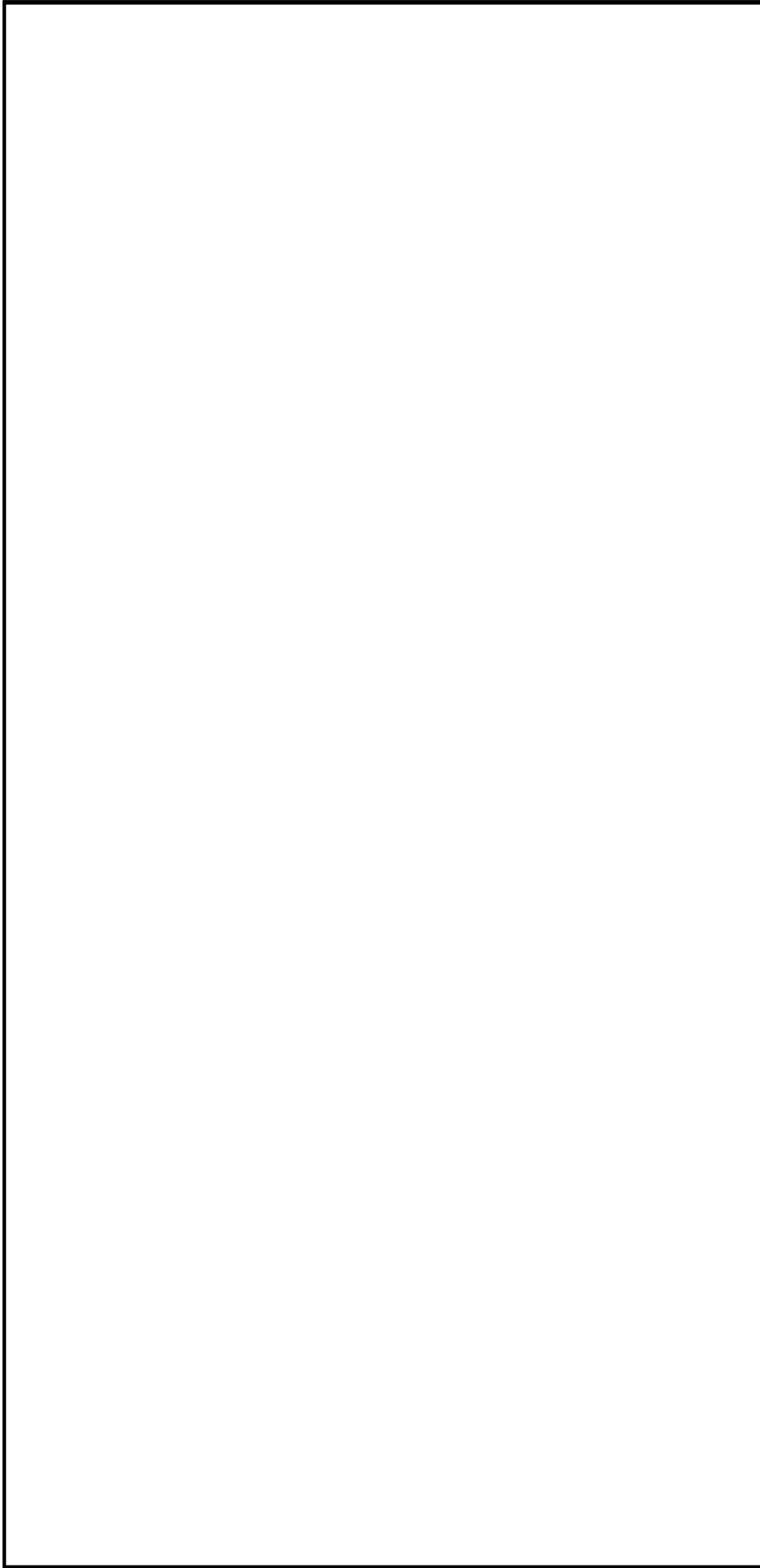


図 3.5-1 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁縦断方向：②-②断面）

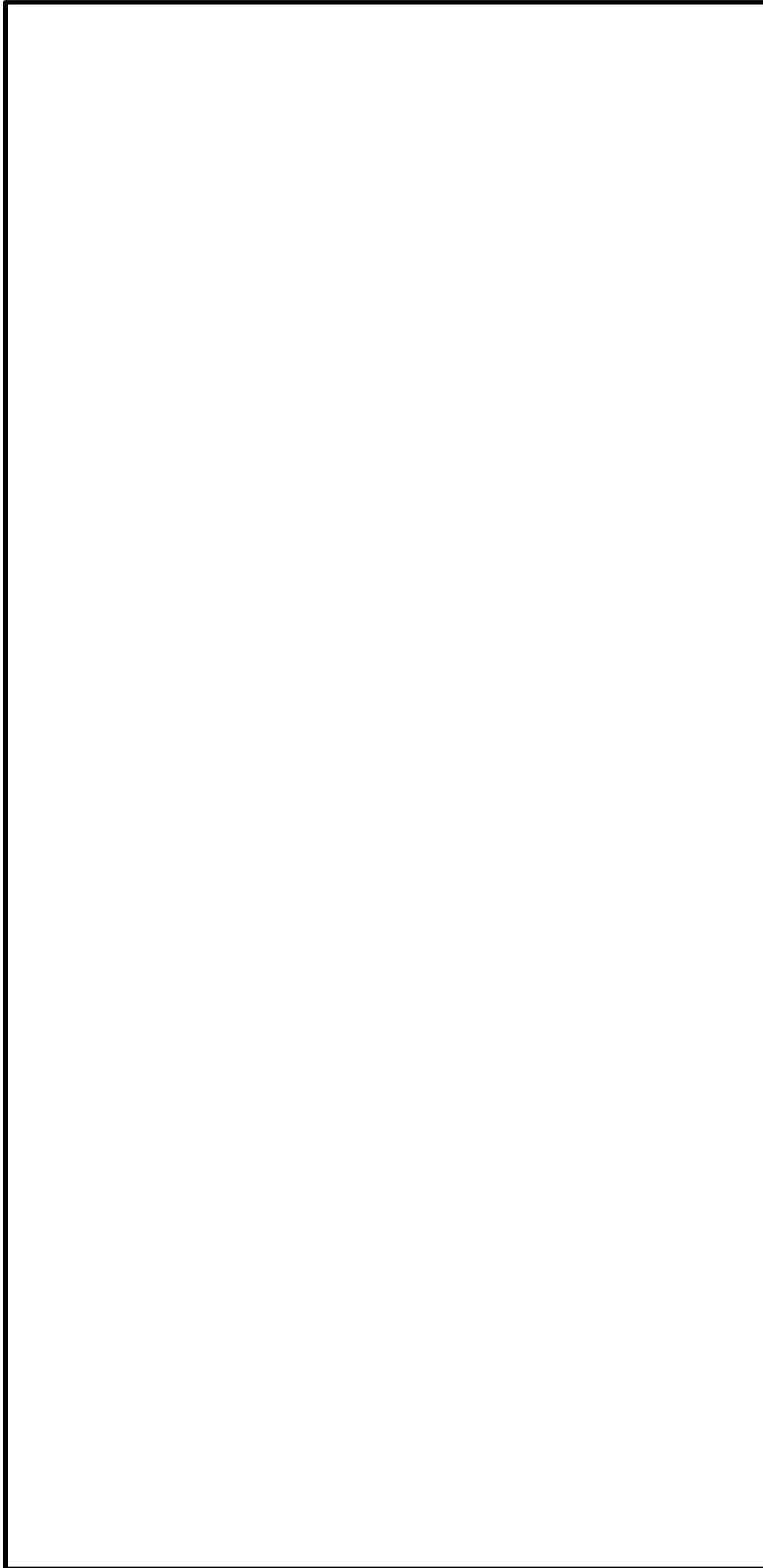


図 3.5-1 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁縦断方向：③-③断面）

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、J E A C 4 6 0 1 -2008 を参考に、モデル幅を構造物幅の 3 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。

要素分割については、地盤においては、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長に対して 5 または 4 分割以上になるように要素高さを設定している（ただし、要素高さが 1 m 以下となる場合は、1 m としている。）。構造物の要素分割は、過度に粗くすると地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため、要素高さを部材の断面厚さの 2 倍以下になるよう、土木学会マニュアルには記載しているが、構造物のモデル化については 1 倍以下になるように設定している。

(2) 境界条件

解析領域の側面及び底面には，エネルギー逸散効果を考慮するため，粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，加振方向に対して弱軸となる部材を軸線位置で線形はり要素としてモデル化し，強軸となる部材は，線形平面要素でモデル化する方針を基本とする。また，構造物の隅角部には，部材厚に応じた剛域を設定する。

a. 防潮壁横断方向

防潮壁横断方向の検討では，地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし，構造物の断面積や断面二次モーメントを単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸部材となる防潮壁，放水路頂版・底版及び地中連続壁基礎は，線形はり要素でモデル化し，強軸部材となる放水路側壁及び隔壁は，線形平面要素でモデル化する。また，地中連続壁基礎は，水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし，水平断面中心位置で線形はり要素としてモデル化する。水平方向に対しては，基礎幅分の仮想剛梁を設定する。地中連続壁基礎と放水路底版は，基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお，放水路ゲート格納室については，加振方向に対して強軸部材となり防潮壁を水平支持するが，防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため，部材の剛性は考慮せず，躯体自重及び慣性力のみ考慮する。

b. 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

防潮壁縦断方向（防潮壁部）の検討では，地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m，防潮壁は奥行幅 6.5 m をモデル化対象範囲とし，構造物の断面積や断面二次モーメントを部位ごとに単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。加振方向に対して弱軸部材となる放水路及び地中連続壁基礎は，線形はり要素でモデル化し，強軸部材となる防潮壁は，線形平面要素でモデル化する。なお，防潮壁横断方向と同様に，地中連続壁基礎をモデル化した線形はり要素には基礎幅分の仮想剛梁を設定し，地中連続壁基礎と放水路底版の接続部には仮想剛梁を設ける。

c. 防潮壁縦断方向（ゲート部）

防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討では，地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m，放水路ゲート及び格納室は奥行幅 16.5 m をモデル化対象範囲とし，構造物の断面積や断面二次モーメントを各部位で単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。加振方向に対して弱軸部材となる放水路，放水路ゲート格納室及び地中連続壁基礎は，線形はり要素でモデル化する。

構造物のモデル化の概要図を図 3.5-2 に示す。

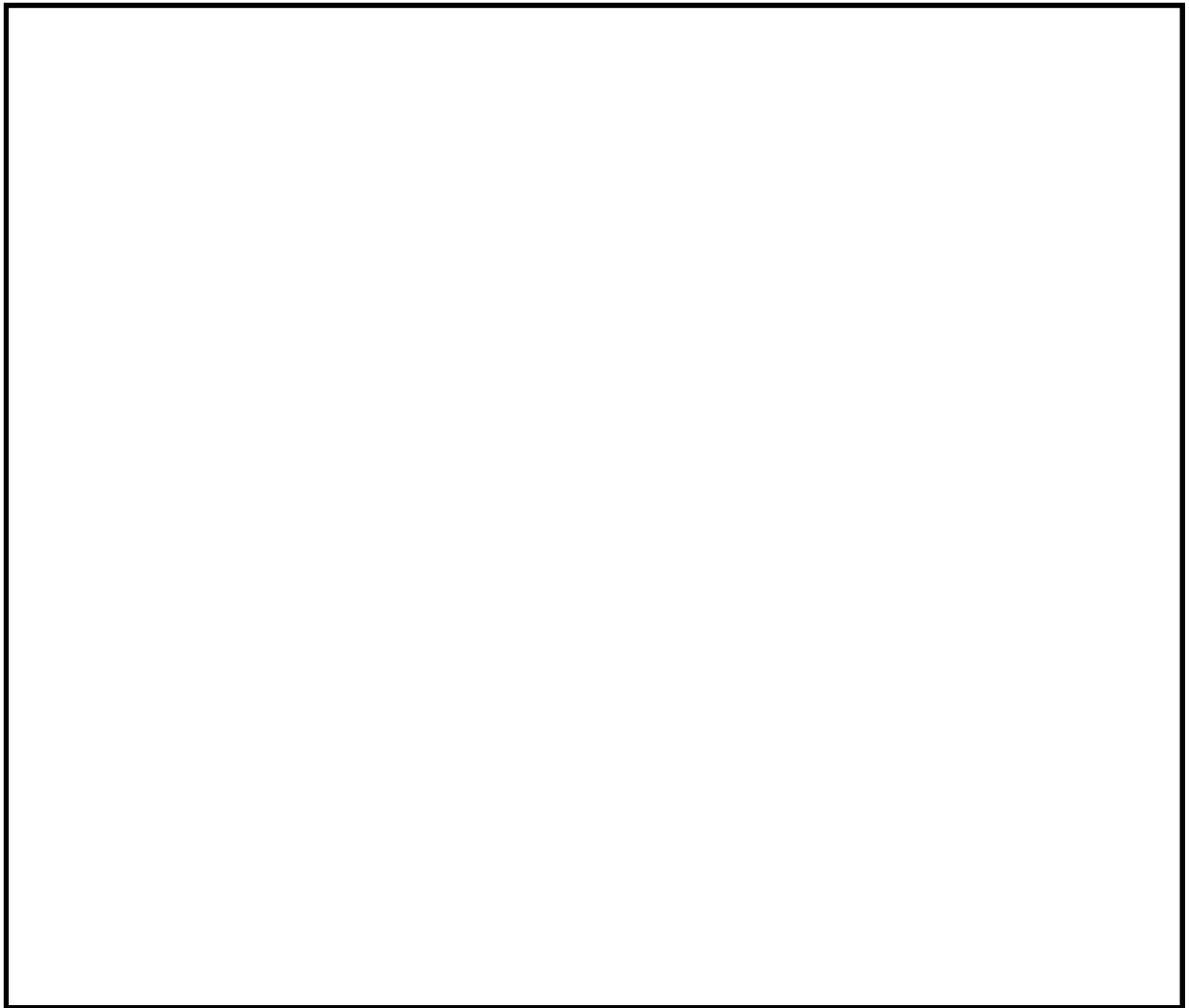


図 3.5-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁横断方向：①-①断面）



図 3.5-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁縦断方向：②-②断面）

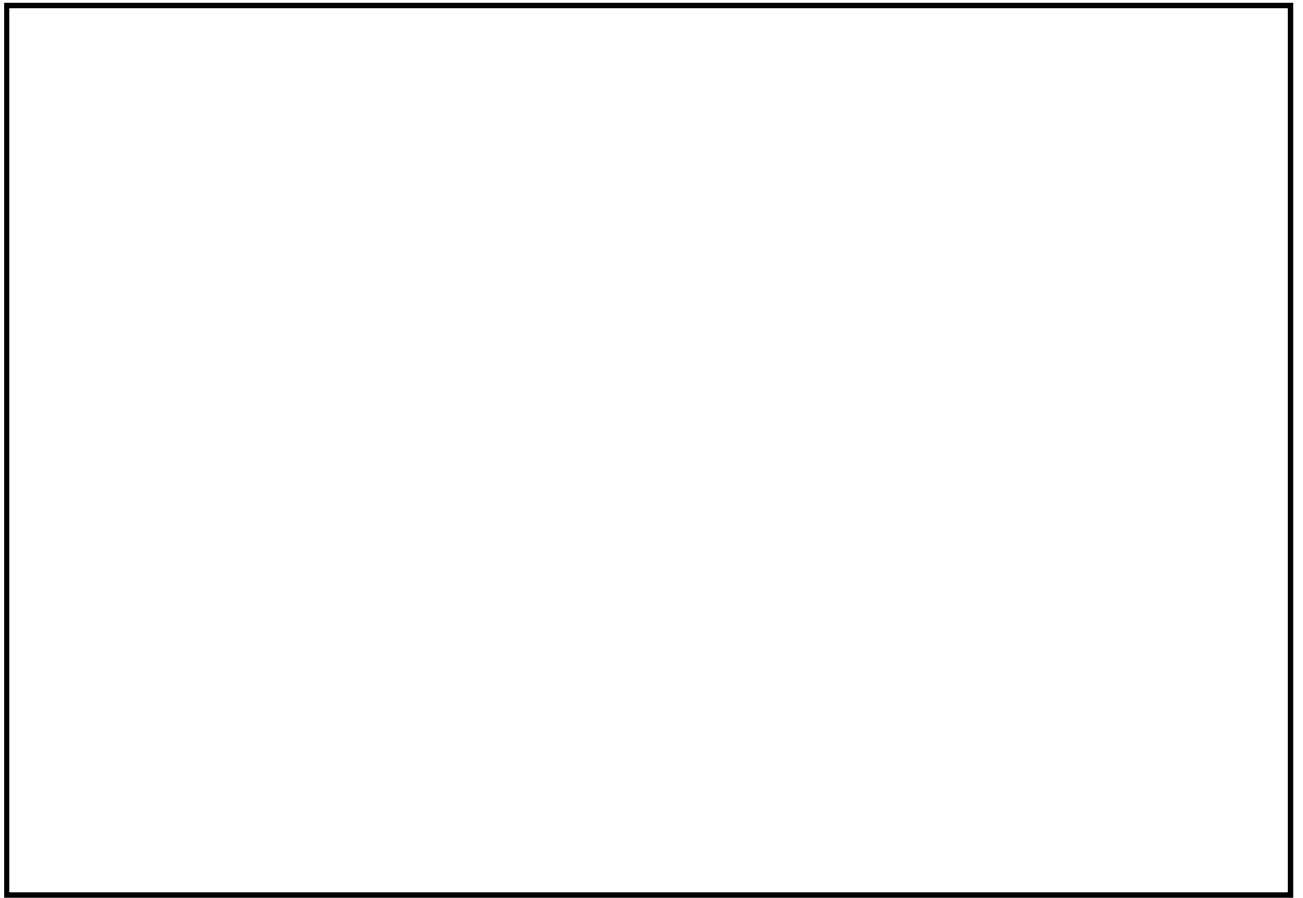


図 3.5-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁縦断方向：③-③断面）

(4) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，対象となる界面に剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，法線方向及び接線方向に分割し，二重節点として設定する。法線方向は，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	d u 層	0	37.3	—
	A g 2 層	0	37.4	—
	A c 層	0.025	29.1	—
	A s 層	0.012	41.0	—
	A g 1 層	0	37.4	—
	D 2 c - 3 層	0.026	35.6	—
	D 2 s - 3 層	0.010	35.8	—
	D 2 g - 3 層	0	44.4	—
新第三系	K m 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot Z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot Z$	—

Z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-3 に示す。

表 3.5-2

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

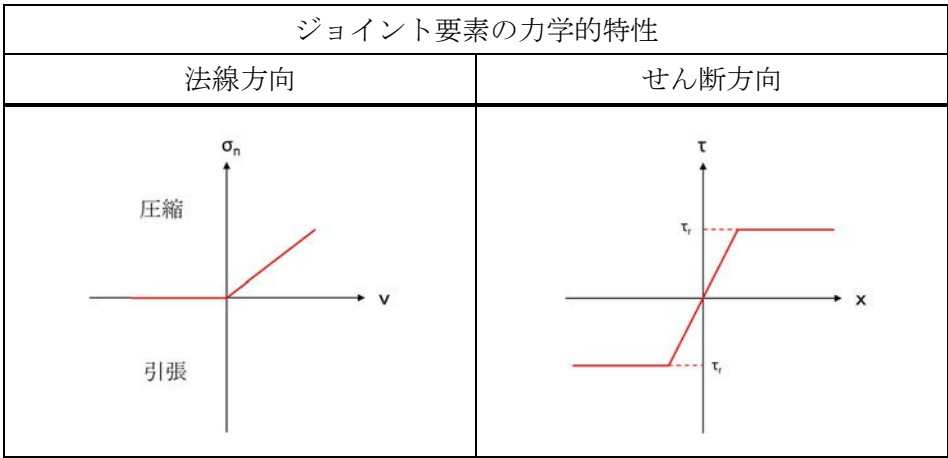


図 3.5-3 ジョイント要素設定の考え方

(5) 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰は、 $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は、以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1-1987）とする。

Rayleigh減衰の設定フローを図3.5-4に、固有値解析結果を表3.5-3に示す。

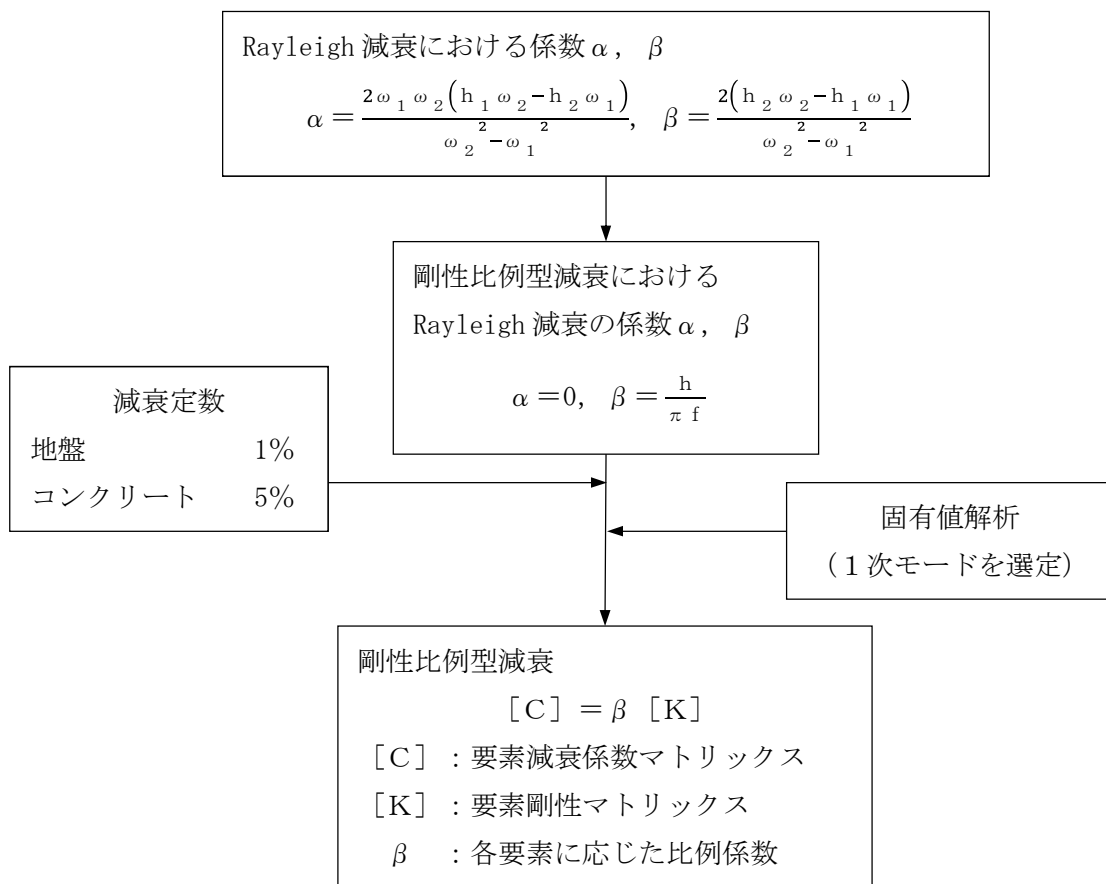


図 3.5-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-3 固有値解析結果 (追而)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。

表 3.5-4 使用材料

使用箇所	材料	諸元
防潮壁	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
放水路	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
地中連続壁基礎	鉄筋	SD390, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²

表 3.5-5 材料の物性値

使用箇所	材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表3.5-6に示す。

表 3.5-6 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）									
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2		D1g-1
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70	
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_o	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44	

表 3.5-6 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{na}	kN/m ²	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、Z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{na}	kN/m ²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
強度特性	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3.5－6 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系K m層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{cd}	粘着力 C_{cd} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{cd} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 lnmax (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310, 675	353, 317	504	0.0	0.105	0.464	1, 640	1, 640, 000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312, 139	354, 982	504	0.0	0.105	0.464	1, 644	1, 644, 000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313, 606	356, 650	504	0.0	0.105	0.464	1, 648	1, 648, 000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.105	0.464	1, 651	1, 651, 000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.106	0.464	1, 651	1, 651, 000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316, 551	359, 999	504	0.0	0.106	0.464	1, 655	1, 655, 000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318, 028	361, 679	504	0.0	0.106	0.463	1, 638	1, 638, 000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1, 642	1, 642, 000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1, 642	1, 642, 000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320, 993	365, 051	504	0.0	0.107	0.463	1, 646	1, 646, 000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322, 481	366, 743	504	0.0	0.107	0.463	1, 650	1, 650, 000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0.108	0.463	1, 653	1, 653, 000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1, 657	1, 657, 000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1, 657	1, 657, 000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1, 661	1, 661, 000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328, 467	373, 551	504	0.0	0.109	0.462	1, 644	1, 644, 000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1, 648	1, 648, 000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1, 648	1, 648, 000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331, 480	376, 977	504	0.0	0.109	0.462	1, 652	1, 652, 000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332, 992	378, 697	504	0.0	0.110	0.462	1, 656	1, 656, 000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334, 507	380, 420	504	0.0	0.110	0.462	1, 659	1, 659, 000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336, 026	382, 147	504	0.0	0.110	0.462	1, 663	1, 663, 000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339, 074	385, 614	504	0.0	0.111	0.462	1, 671	1, 671, 000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0.111	0.461	1, 654	1, 654, 000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0.112	0.461	1, 662	1, 662, 000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1, 665	1, 665, 000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0.112	0.461	1, 673	1, 673, 000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0.113	0.461	1, 680	1, 680, 000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352, 959	386, 574	498	0.0	0.113	0.460	1, 664	1, 664, 000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356, 083	389, 996	498	0.0	0.114	0.460	1, 672	1, 672, 000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357, 650	391, 712	498	0.0	0.114	0.460	1, 675	1, 675, 000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.460	1, 683	1, 683, 000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1, 667	1, 667, 000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1, 675	1, 675, 000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1, 678	1, 678, 000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1, 685	1, 685, 000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1, 689	1, 689, 000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1, 678	1, 678, 000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1, 681	1, 681, 000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379, 948	416, 134	498	0.0	0.118	0.458	1, 688	1, 688, 000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385, 416	422, 122	498	0.0	0.118	0.458	1, 696	1, 696, 000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387, 051	423, 913	498	0.0	0.118	0.458	1, 699	1, 699, 000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0.118	0.457	1, 688	1, 688, 000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0.119	0.457	1, 692	1, 692, 000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1, 699	1, 699, 000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396, 933	434, 736	498	0.0	0.120	0.457	1, 702	1, 702, 000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400, 255	422, 491	492	0.0	0.120	0.457	1, 709	1, 709, 000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401, 921	424, 250	492	0.0	0.120	0.456	1, 695	1, 695, 000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405, 263	427, 778	492	0.0	0.120	0.456	1, 702	1, 702, 000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406, 939	429, 547	492	0.0	0.121	0.456	1, 705	1, 705, 000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410, 302	433, 097	492	0.0	0.121	0.456	1, 712	1, 712, 000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413, 679	436, 661	492	0.0	0.121	0.456	1, 719	1, 719, 000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0.122	0.455	1, 705	1, 705, 000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418, 771	442, 036	492	0.0	0.122	0.455	1, 712	1, 712, 000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0.122	0.455	1, 716	1, 716, 000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423, 893	447, 443	492	0.0	0.122	0.455	1, 723	1, 723, 000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425, 608	449, 253	492	0.0	0.123	0.455	1, 726	1, 726, 000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434, 232	458, 356	492	0.0	0.124	0.454	1, 726	1, 726, 000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0.124	0.454	1, 736	1, 736, 000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448, 210	473, 111	492	0.0	0.125	0.453	1, 736	1, 736, 000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455, 282	463, 485	486	0.0	0.126	0.452	1, 733	1, 733, 000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1, 033	12.1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0.127	0.451	1, 737	1, 737, 000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1, 070	11.5	524	475, 016	483, 575	486	0.0	0.127	0.451	1, 754	1, 754, 000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1, 118	10.7	530	485, 957	494, 713	486	0.0	0.128	0.450	1, 758	1, 758, 000

3.5.4 地下水位

地下水位は、地表面として設定する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造上の特徴や周辺の状況を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、一体化された防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

防潮壁横断方向の検討では、防潮壁を評価対象部位とする。また、放水路上に設置される防潮壁では、防潮壁横断方向に作用する水平地震力によって慣性力が発生し、放水路の隔壁及び側壁が耐震壁としての役割を担うと考えられる。したがって、防潮壁横断方向の検討では、放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした耐震評価を併せて実施する。

防潮壁縦断方向（防潮壁部・ゲート部）の検討では、放水路及び放水路ゲート格納室を評価対象部位とする。

地中連続壁基礎は、平面的形状が正方形に近い場合強軸方向と弱軸方向が明確でなく、防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があることから、防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向ともに、地中連続壁基礎を評価対象部位とする。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし、基礎地盤に発生する接地圧を検討する。

(3) 止水ジョイント部材の変形性

防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置する止水ジョイント部材は、本震時における変形量が許容限界以下であることを確認する。

4.2 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 構造部材に対する許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の照査は、許容応力度による照査を行う。許容応力度については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会 2002 年制定）」、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）」に基づき，表 4.2-1 のとおり設定する。なお，表 4.2-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.2-1 許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ	1.35 ^{*2}
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD390	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD490	許容引張応力度 σ_{sa}	435

注記 *1：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここに,

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

*2: 放水路側壁及び隔壁を耐震壁として耐震評価する場合, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—(日本建築学会, 1999)」を適用し, 許容限界を設定する。

(2) 基礎地盤の支持力に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は, V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し, 極限支持力に基づき設定する。

極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A$$

ここで,

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度* (kN/m²)

注記 * : q_u はKm層の非排水せん断強度×2

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

表 4.2-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界 (追而)

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.2-2 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.2-2 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 m

4.3 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は，地震応答解析結果より得られる照査用応答値が「4.2 許容限界」で設定した，許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは，耐震評価により算定したコンクリートの曲げ圧縮方向及び鉄筋の引張方向，並びにせん断方向に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価においては，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(3) 止水ジョイント部材の変形量

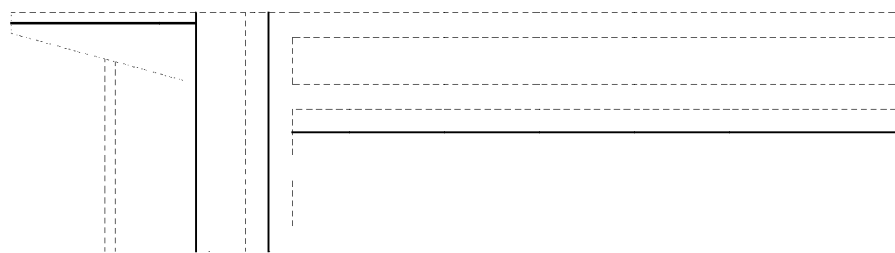
止水ジョイント部材の変形量の評価は，地震応答解析で算定した各構造物間に生じる相対変位量が止水ジョイント部材の許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

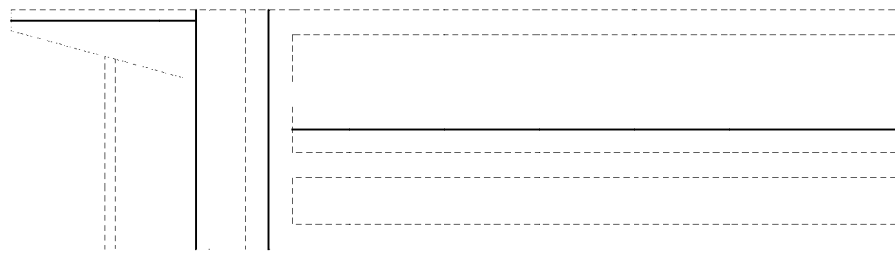
5.1 地震応答解析結果

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-1～図 5.1-3 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

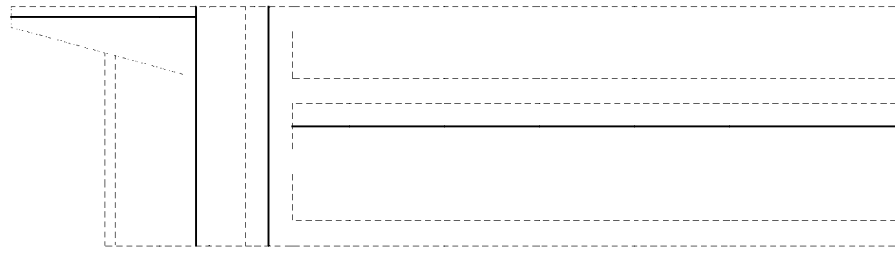
また，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-4～図 5.1-6 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-7～図 5.1-9 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

＊評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5.1-1 (1) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet$ s)

図 5.1-1 (2) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (3) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (4) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (5) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (6) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (7) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (8) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (9) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (10) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (11) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-1 (12) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

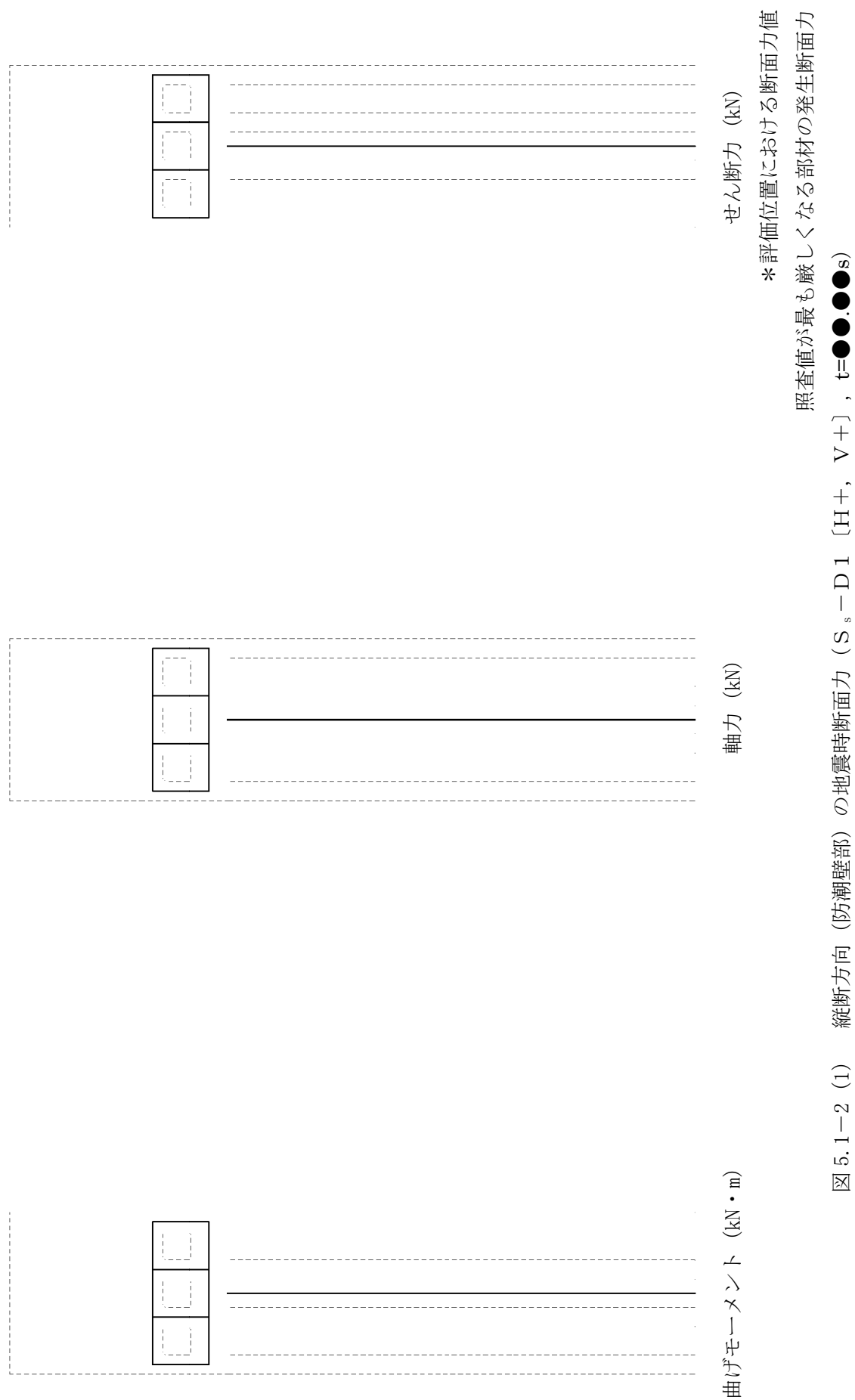


図 5.1-2 (2) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (3) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (4) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (5) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 11$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (6) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (7) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (8) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (9) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 21$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (10) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 22$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (11) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (12) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (2) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (3) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (4) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (5) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 11$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (6) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (7) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (8) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (9) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 21$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (10) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 22$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (11) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-3 (12) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-4 (1) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

図 5.1-4 (2) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

図 5.1-4 (3) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ [H-, V+])

図 5.1-4 (4) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ [H-, V-])

図 5.1-4 (5) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5.1-4 (6) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5.1-4 (7) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5.1-4 (8) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5.1-4 (9) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5.1-4 (10) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5.1-4 (11) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])

図 5.1-4 (12) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])

図 5.1-5 (1) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H+, V+]$ ）

図 5.1-5 (2) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H+, V-]$ ）

図 5.1-5 (3) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H-, V+]$ ）

図 5.1-5 (4) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H-, V-]$ ）

図 5.1-5 (5) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-11 ）

図 5.1-5 (6) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-12 ）

図 5.1-5 (7) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-13 ）

図 5.1-5 (8) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-14 ）

図 5.1-5 (9) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-21 ）

図 5.1-5 (10) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-22 ）

図 5.1-5 (11) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-31 [H+, V+]$ ）

図 5.1-5 (12) 縦断方向（防潮壁部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-31 [H-, V+]$ ）

図 5.1-6 (1) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H+, V+]$ ）

図 5.1-6 (2) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H+, V-]$ ）

図 5.1-6 (3) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H-, V+]$ ）

図 5.1-6 (4) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H-, V-]$ ）

図 5.1-6 (5) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-11 ）

図 5.1-6 (6) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-12 ）

図 5.1-6 (7) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-13 ）

図 5.1-6 (8) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-14 ）

図 5.1-6 (9) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-21 ）

図 5.1-6 (10) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ S_s-22 ）

図 5.1-6 (11) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-31 [H+, V+]$ ）

図 5.1-6 (12) 縦断方向（放水路ゲート部）の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-31 [H-, V+]$ ）

図 5.1-7 (1) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D1$ [H+, V+])

図 5.1-7 (2) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D1$ [H+, V-])

図 5.1-7 (3) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D1$ [H-, V+])

図 5.1-7 (4) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D1$ [H-, V-])

図 5.1-7 (5) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 11$)

図 5.1-7 (6) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 12$)

図 5.1-7 (7) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 13$)

図 5.1-7 (8) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 14$)

図 5.1-7 (9) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 21$)

図 5.1-7 (10) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 22$)

図 5.1-7 (11) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 31$ [H+, V+])

図 5.1-7 (12) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 31$ [H-, V+])

図 5.1-8 (1) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1 [H+, V+]$ ）

図 5.1-8 (2) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1 [H+, V-]$ ）

図 5.1-8 (3) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1 [H-, V+]$ ）

図 5.1-8 (4) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1 [H-, V-]$ ）

図 5.1-8 (5) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 11$ ）

図 5.1-8 (6) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 12$ ）

図 5.1-8 (7) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 13$ ）

図 5.1-8 (8) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 14$ ）

図 5.1-8 (9) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 21$ ）

図 5.1-8 (10) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 22$ ）

図 5.1-8 (11) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 31 [H+, V+]$ ）

図 5.1-8 (12) 縦断方向（防潮壁部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 31 [H-, V+]$ ）

図 5.1-9 (1) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1$ [H+, V+]）

図 5.1-9 (2) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1$ [H+, V-]）

図 5.1-9 (3) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1$ [H-, V+]）

図 5.1-9 (4) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - D1$ [H-, V-]）

図 5.1-9 (5) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 11$ ）

図 5.1-9 (6) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 12$ ）

図 5.1-9 (7) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 13$ ）

図 5.1-9 (8) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 14$ ）

図 5.1-9 (9) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 21$ ）

図 5.1-9 (10) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 22$ ）

図 5.1-9 (11) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 31$ [H+, V+]）

図 5.1-9 (12) 縦断方向（放水路ゲート部）の過剰間隙水圧比（ $S_s - 31$ [H-, V+]）

5.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 5.2-1～表 5.2-3 に、鉄筋の曲げ照査結果を表 5.2-4～表 5.2-6 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は、許容応力度以下であることを確認した。

概略配筋図を図 5.2-1 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-7 に示す。

表 5. 2-1 (1) コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1 〔H+, V+〕	防潮壁					
	地中連読壁 基礎 (水平)					
	地中連読壁 基礎 (鉛直)					
S _s -D 1 〔H+, V-〕	防潮壁					
	地中連読壁 基礎 (水平)					
	地中連読壁 基礎 (鉛直)					

注記 * : 評価位置は下図に示す

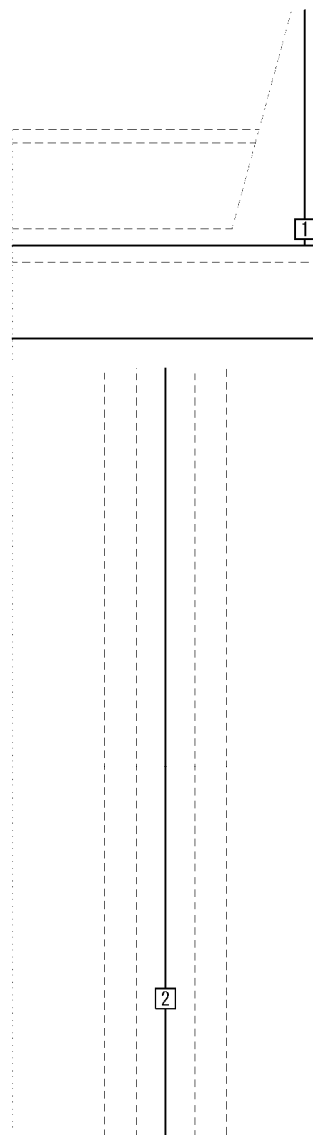


表 5.2-1 (2)	コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (3)	コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (4)	コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (5)	コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (6)	コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)

表 5.2-2 (1) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

基準 地震動	評価位置*	部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1 〔H+, V+〕	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底板				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				
S _s -D 1 〔H+, V-〕	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底板				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				

注記 * : 評価位置は下図に示す



表 5.2-2 (2)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-2 (3)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-2 (4)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-2 (5)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-2 (6)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-3 (1) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1 〔H+, V+〕	ゲート頂版					
	ゲート左側壁					
	ゲート右側壁					
	ゲート左中壁					
	ゲート右中壁					
	放水路頂版					
	放水路左側壁					
	放水路右側壁					
	放水路左中壁					
	放水路右中壁					
	放水路底板					
	地中連読壁 基礎 (水平)					
	地中連読壁 基礎 (鉛直)					

注記 * : 評価位置は下図に示す

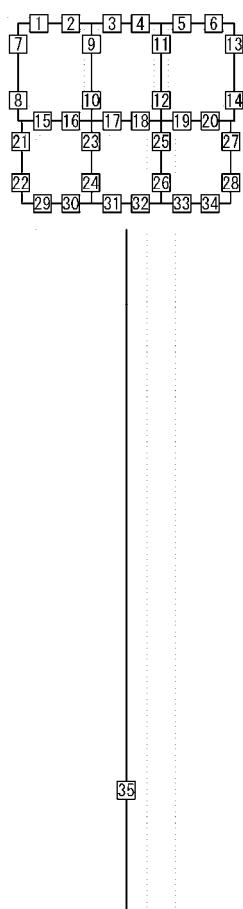


表 5.2-3 (2)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-3 (3)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-3 (4)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-3 (5)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-3 (6)	コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-4 (1) 鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1 〔H+, V+〕	防潮壁					
	地中連読壁 基礎 (水平)					
	地中連読壁 基礎 (鉛直)					
S _s -D 1 〔H+, V-〕	防潮壁					
	地中連読壁 基礎 (水平)					
	地中連読壁 基礎 (鉛直)					

注記 * : 評価位置は下図に示す

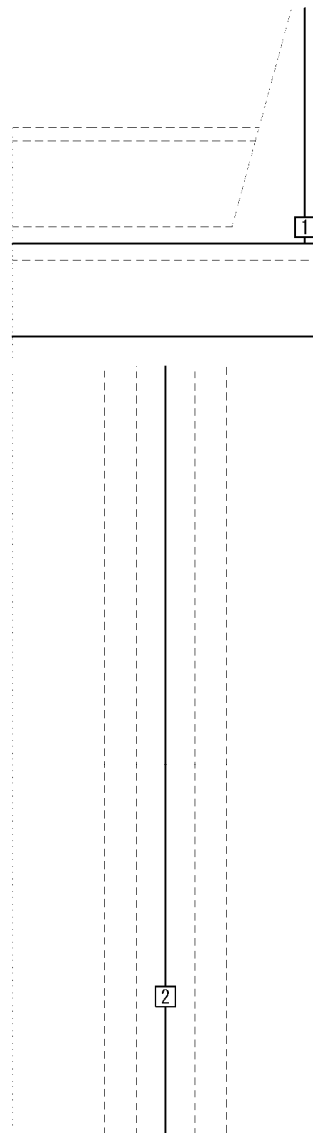


表 5.2-4 (2)	鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (3)	鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (4)	鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (5)	鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (6)	鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)

表 5.2-5 (1) 鉄筋の曲げ照査結果（縦断方向・防潮壁部）

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1 〔H+, V+〕	放水路左側壁					
	放水路右側壁					
	放水路左中壁					
	放水路右中壁					
	放水路底板					
	地中連読壁 基礎（水平）					
	地中連読壁 基礎（鉛直）					
S _s -D 1 〔H+, V-〕	放水路左側壁					
	放水路右側壁					
	放水路左中壁					
	放水路右中壁					
	放水路底板					
	地中連読壁 基礎（水平）					
	地中連読壁 基礎（鉛直）					

注記 *：評価位置は下図に示す



1-101

表 5.2-5 (2)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-5 (3)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-5 (4)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-5 (5)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
表 5.2-5 (6)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-6 (1) 鉄筋の曲げ照査結果（縦断方向・放水路ゲート部）

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1 〔H+, V+〕	ゲート頂版					
	ゲート左側壁					
	ゲート右側壁					
	ゲート左中壁					
	ゲート右中壁					
	放水路頂版					
	放水路左側壁					
	放水路右側壁					
	放水路左中壁					
	放水路右中壁					
	放水路底版					
	地中連読壁 基礎（水平）					
	地中連読壁 基礎（鉛直）					

注記 *：評価位置は下図に示す

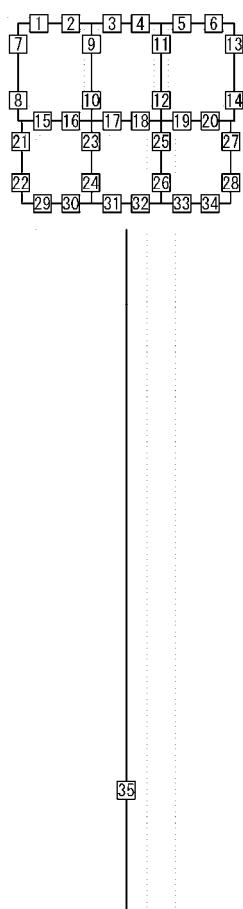


表 5.2-6 (2)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-6 (3)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-6 (4)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-6 (5)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
表 5.2-6 (6)	鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

図 5.2-1 (1) 概略配筋図 (横断方向)

図 5.2-1 (2) 概略配筋図 (縦断方向・防潮壁部)

図 5.2-1 (3) 概略配筋図 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-7 (1) 断面諸元一覧表 (横断方向)

部位	評価位置	断面性状					主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面											
防潮壁																
地中連読壁 基礎 (水平)																
地中連読壁 基礎 (鉛直)																

表 5.2-7 (2) 断面諸元一覧表 (縦断方向・防潮壁部)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面										
放水路 左側壁																	
放水路 右側壁																	
放水路 左中壁																	
放水路 右中壁																	
放水路 底板																	
地中連読壁 基礎（水平）																	
地中連読壁 基礎（鉛直）																	

表 5.2-7 (3) 断面諸元一覧表 (縦断方向・放水路ゲート部)

部位	評価位置	断面性状					主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面											
ゲート 頂版																
ゲート 左側壁																
ゲート 右側壁																
ゲート 左中壁																
ゲート 右中壁																
放水路 頂版																
放水路 左側壁																
放水路 右側壁																
放水路 左中壁																
放水路 右中壁																
放水路 底板																
地中連読壁 基礎 (水平)																
地中連読壁 基礎 (鉛直)																

(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 5.2-8～表 5.2-10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を合わせた許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお、発生応力度及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 5.2-2 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-11 に示す。

表 5.2-8 (1) せん断照査結果 (横断方向)

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査用 せん断力 (kN)	許容 せん断力 (kN)	照査値
S _s -D 1 [H+, V+]	防潮壁							
	地中連読壁 基礎 (水平)							
	地中連読壁 基礎 (鉛直)							
S _s -D 1 [H+, V-]	防潮壁							
	地中連読壁 基礎 (水平)							
	地中連読壁 基礎 (鉛直)							

注記 * : 評価位置は下図に示す

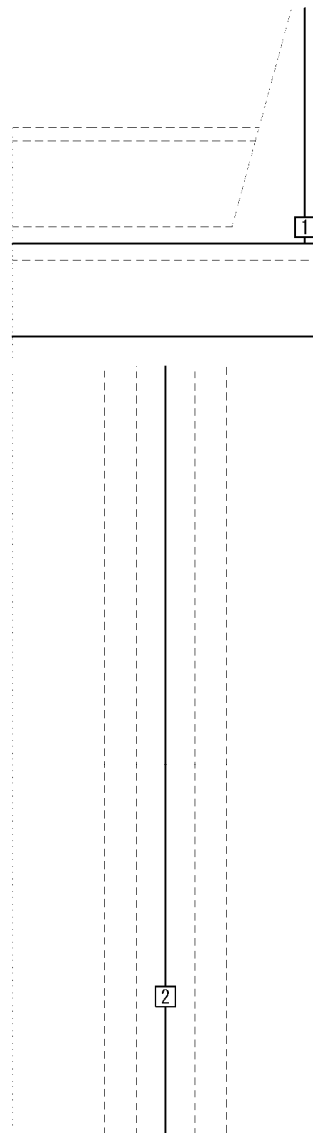


表 5.2-8 (2) せん断照査結果（横断方向）

表 5.2-8 (3) せん断照査結果（横断方向）

表 5.2-8 (4) せん断照査結果（横断方向）

表 5.2-8 (5) せん断照査結果（横断方向）

表 5.2-8 (6) せん断照査結果（横断方向）

表 5.2-9 (1) せん断照査結果（縦断方向・防潮壁部）

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査用 せん断力 (kN)	許容 せん断力 (kN)	照査値
S _s -D1 〔H+, V+〕	放水路左側壁							
	放水路右側壁							
	放水路左中壁							
	放水路右中壁							
	放水路底板							
	地中連読壁 基礎（水平）							
	地中連読壁 基礎（鉛直）							
S _s -D1 〔H+, V-〕	放水路左側壁							
	放水路右側壁							
	放水路左中壁							
	放水路右中壁							
	放水路底板							
	地中連読壁 基礎（水平）							
	地中連読壁 基礎（鉛直）							

注記 *：評価位置は下図に示す

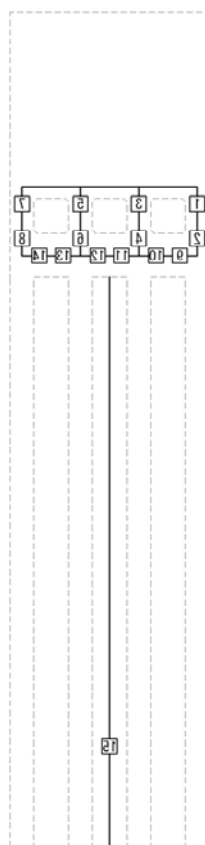


表 5.2-9 (2) せん断照査結果（縦断方向・防潮壁部）

表 5.2-9 (3) せん断照査結果（縦断方向・防潮壁部）

表 5.2-9 (4) せん断照査結果（縦断方向・防潮壁部）

表 5.2-9 (5) せん断照査結果（縦断方向・防潮壁部）

表 5.2-9 (6) せん断照査結果（縦断方向・防潮壁部）

表 5.2-10 (1) せん断照査結果（縦断方向・放水路ゲート部）

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査用 せん断力 (kN)	許容 せん断力 (kN)	照査値
S _s -D1 [H+, V+]	ゲート頂版							
	ゲート左側壁							
	ゲート右側壁							
	ゲート左中壁							
	ゲート右中壁							
	放水路頂版							
	放水路左側壁							
	放水路右側壁							
	放水路左中壁							
	放水路右中壁							
	放水路底版							
	地中連読壁 基礎（水平）							
	地中連読壁 基礎（鉛直）							

注記 *：評価位置は下図に示す

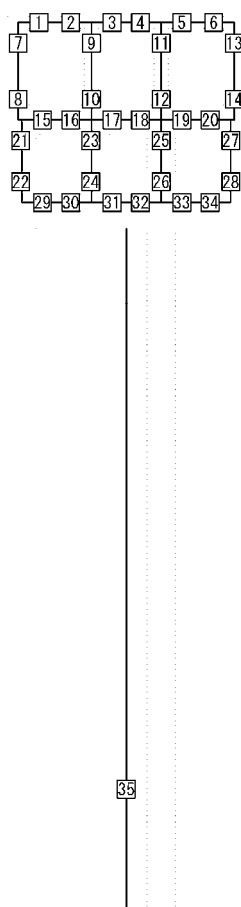


表 5.2-10 (2) せん断照査結果（縦断方向・放水路ゲート部）

表 5.2-10 (3) せん断照査結果（縦断方向・放水路ゲート部）

表 5.2-10 (4) せん断照査結果（縦断方向・放水路ゲート部）

表 5.2-10 (5) せん断照査結果（縦断方向・放水路ゲート部）

表 5.2-10 (6) せん断照査結果（縦断方向・放水路ゲート部）

図 5.2-2 (1) 概略配筋図 (横断方向)

図 5.2-2 (2) 概略配筋図 (縦断方向・防潮壁部)

図 5.2-2 (3) 概略配筋図 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5. 2－11 (1) 断面諸元一覧表 (横断方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面										
防潮壁																	
地中連読壁 基礎 (水平)																	
地中連読壁 基礎 (鉛直)																	

表 5.2-11 (2) 断面諸元一覧表 (縦断方向・防潮壁部)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋（外面・上面）			主鉄筋（内面・下面）			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面										
放水路 左側壁																	
放水路 右側壁																	
放水路 左中壁																	
放水路 右中壁																	
放水路 底板																	
地中連読壁 基礎（水平）																	
地中連読壁 基礎（鉛直）																	

表 5.2-11 (3) 断面諸元一覧表 (縦断方向・放水路ゲート部)

部位	評価位置	断面性状				主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋		
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)
ゲート 頂版				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面								
ゲート 左側壁														
ゲート 右側壁														
ゲート 左中壁														
ゲート 右中壁														
放水路 頂版														
放水路 左側壁														
放水路 右側壁														
放水路 左中壁														
放水路 右中壁														
放水路 底版														
地中連読壁 基礎 (水平)														
地中連読壁 基礎 (鉛直)														

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5.2-12 に、接地圧分布図を図 5.2-3～図 5.2-5 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の最大接地圧は S_s-D1 〔H+, V+〕（東西断面方向）で●● kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度●● kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 5.2-12 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果

断面	基準地震動	位相	接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)	照査値
横断 方向 ①-① 断面	S_s-D1	H+, V+			
		H+, V-			
		H-, V+			
		H-, V-			
	S_s-11	H+, V+			
	S_s-12	H+, V+			
	S_s-13	H+, V+			
	S_s-14	H+, V+			
	S_s-21	H+, V+			
	S_s-22	H+, V+			
	S_s-31	H+, V+			
		H-, V+			

表 5.2-12 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果

断面	基準地震動	位相	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	照査値
縦断 方向 ②-② 断面	S _s -D 1	H+, V+			
		H+, V-			
		H-, V+			
		H-, V-			
	S _s -1 1	H+, V+			
	S _s -1 2	H+, V+			
	S _s -1 3	H+, V+			
	S _s -1 4	H+, V+			
	S _s -2 1	H+, V+			
	S _s -2 2	H+, V+			
	S _s -3 1	H+, V+			
		H-, V+			
縦断 方向 ③-③ 断面	S _s -D 1	H+, V+			
		H+, V-			
		H-, V+			
		H-, V-			
	S _s -1 1	H+, V+			
	S _s -1 2	H+, V+			
	S _s -1 3	H+, V+			
	S _s -1 4	H+, V+			
	S _s -2 1	H+, V+			
	S _s -2 2	H+, V+			
	S _s -3 1	H+, V+			
		H-, V+			

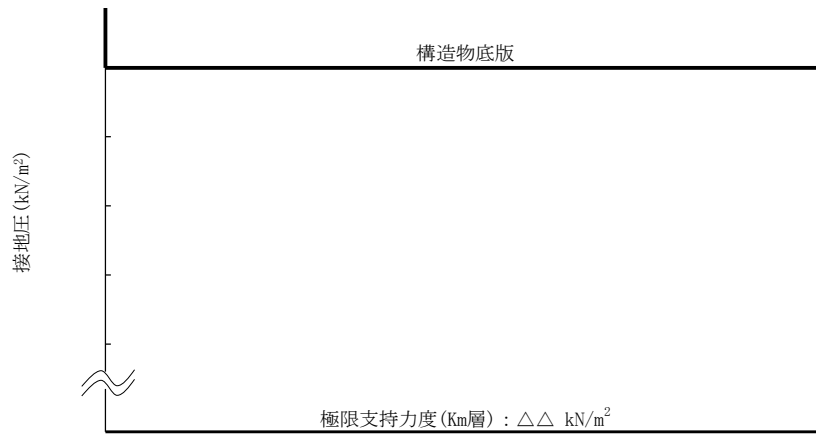


図 5.2-3 (1) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

図 5.2-3 (2) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

図 5.2-3 (3) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

図 5.2-3 (4) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

図 5.2-3 (5) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 1$)

図 5.2-3 (6) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 2$)

図 5.2-3 (7) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 3$)

図 5.2-3 (8) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 4$)

図 5.2-3 (9) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 2 1$)

図 5.2-3 (10) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 2 2$)

図 5.2-3 (11) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 3 1$ [H+, V+])

図 5.2-3 (12) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 3 1$ [H-, V+])

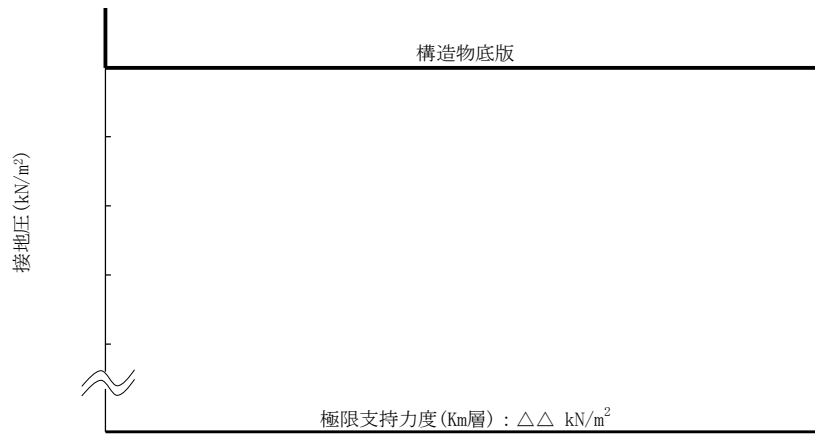


図 5.2-4 (1) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.2-4 (2) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.2-4 (3) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.2-4 (4) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.2-4 (5) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 1$)

図 5.2-4 (6) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 2$)

図 5.2-4 (7) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 3$)

図 5.2-4 (8) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 4$)

図 5.2-4 (9) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 2 1$)

図 5.2-4 (10) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 2 2$)

図 5.2-4 (11) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.2-4 (12) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

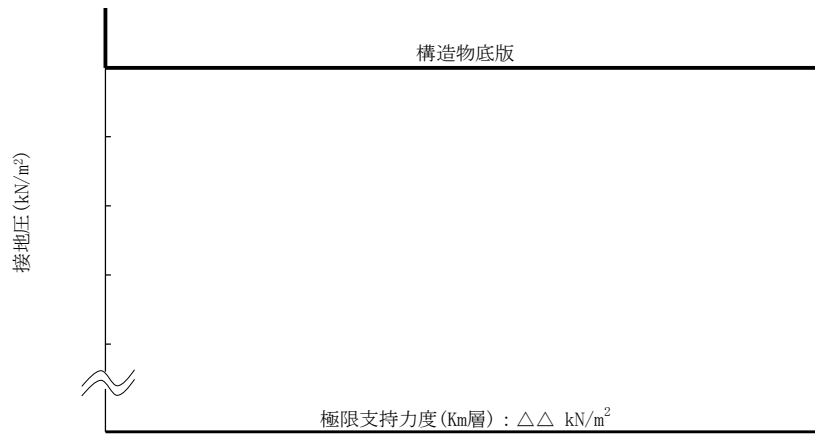


図 5.2-5 (1) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

図 5.2-5 (2) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - D 1 [H+, V-]$ ）

図 5.2-5 (3) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - D 1 [H-, V+]$ ）

図 5.2-5 (4) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - D 1 [H-, V-]$ ）

図 5.2-5 (5) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 1 1$ ）

図 5.2-5 (6) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 1 2$ ）

図 5.2-5 (7) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 1 3$ ）

図 5.2-5 (8) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 1 4$ ）

図 5.2-5 (9) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 2 1$ ）

図 5.2-5 (10) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 2 2$ ）

図 5.2-5 (11) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 3 1 [H+, V+]$ ）

図 5.2-5 (12) 縦断方向（放水路ゲート部）の接地圧分布図（ $S_s - 3 1 [H-, V+]$ ）

5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）について，基準地震動 S_s による地震力に対し，構造物の曲げ及びせん断，並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，基準地震動 S_s による地震力に対して，要求機能を維持できる。

6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明

6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明

1. 概要

本資料は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき実施する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に津波監視設備として設置する津波監視カメラの耐震評価に係る地震応答解析について説明するもの及び、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動 S_s に対して十分な強度を有していること及び有意な漏えいを生じない構造であることを確認するものである。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び津波監視カメラの位置図を図 2-1 に示す。

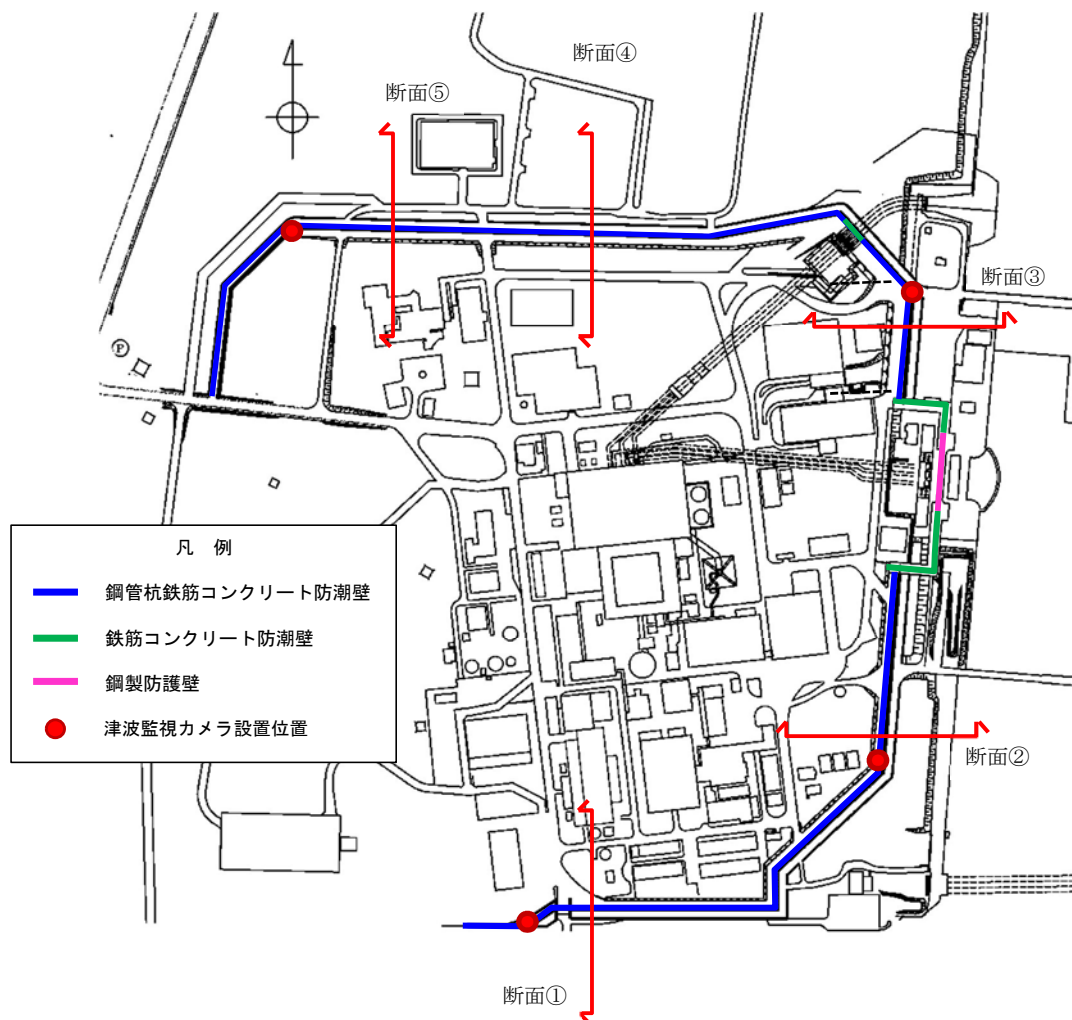


図 2-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び津波監視カメラの位置図

2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，鋼管杭による下部構造と，5本の鋼管杭を杭間からの津波の浸水を防止する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

下部構造は鋼管杭，上部構造は鉄筋コンクリート梁壁，鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築される。大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震及び津波荷重に耐える構造躯体とし，杭間からの津波の浸水を防止する観点で，鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とする。

隣接する構造物との境界には，有意な漏えいを生じさせないための止水ジョイント部材を設置する。

防潮壁の堤内側には，耐津波に対する受働抵抗を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに，洗掘防止対策やボーリング対策として，堤内及び堤外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図を図2-2，上部構造概要図を図2-3，止水ジョイント部材概念図を図2-4，止水ジョイント部材を有する範囲を図2-5に示す。

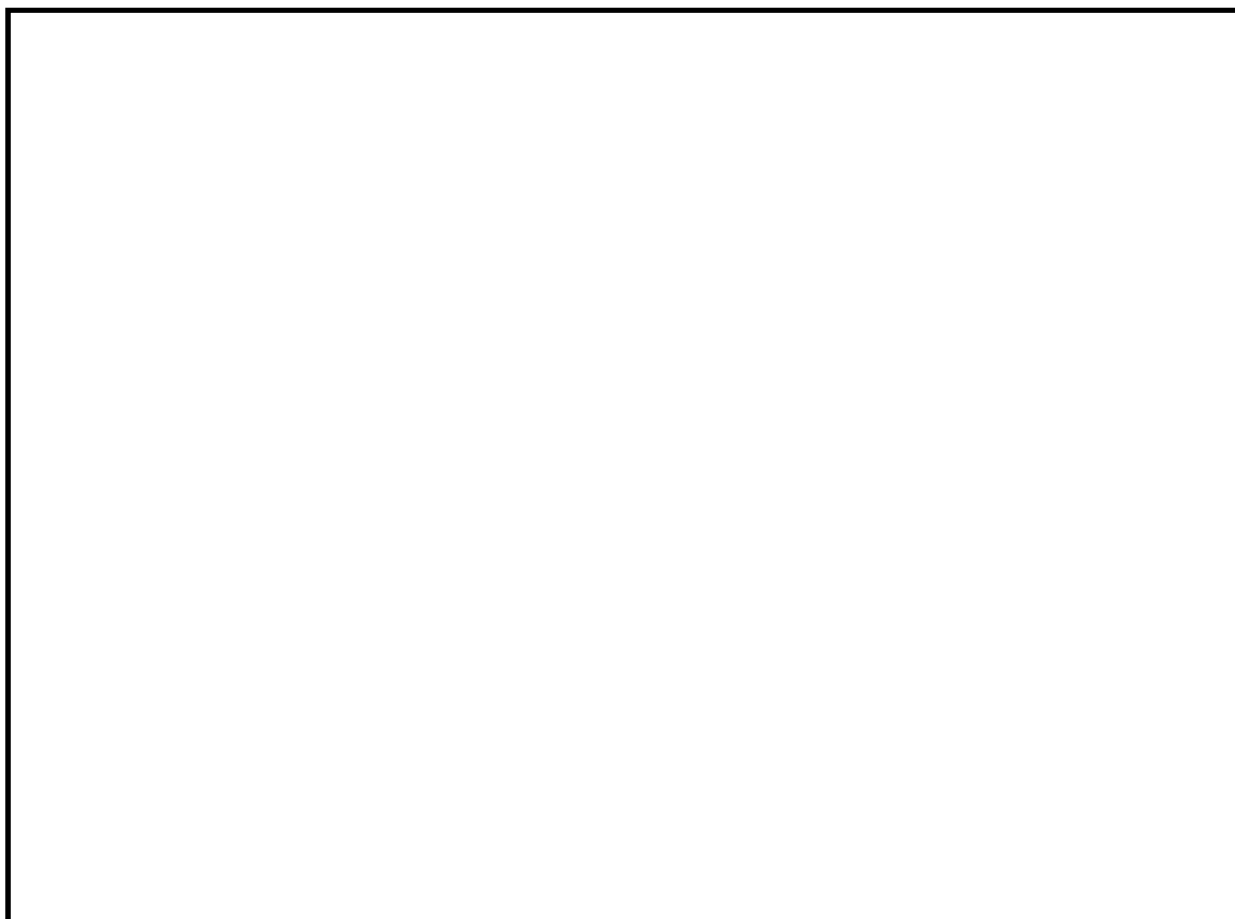


図2-2 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図
(断面③：正面図及び断面図)

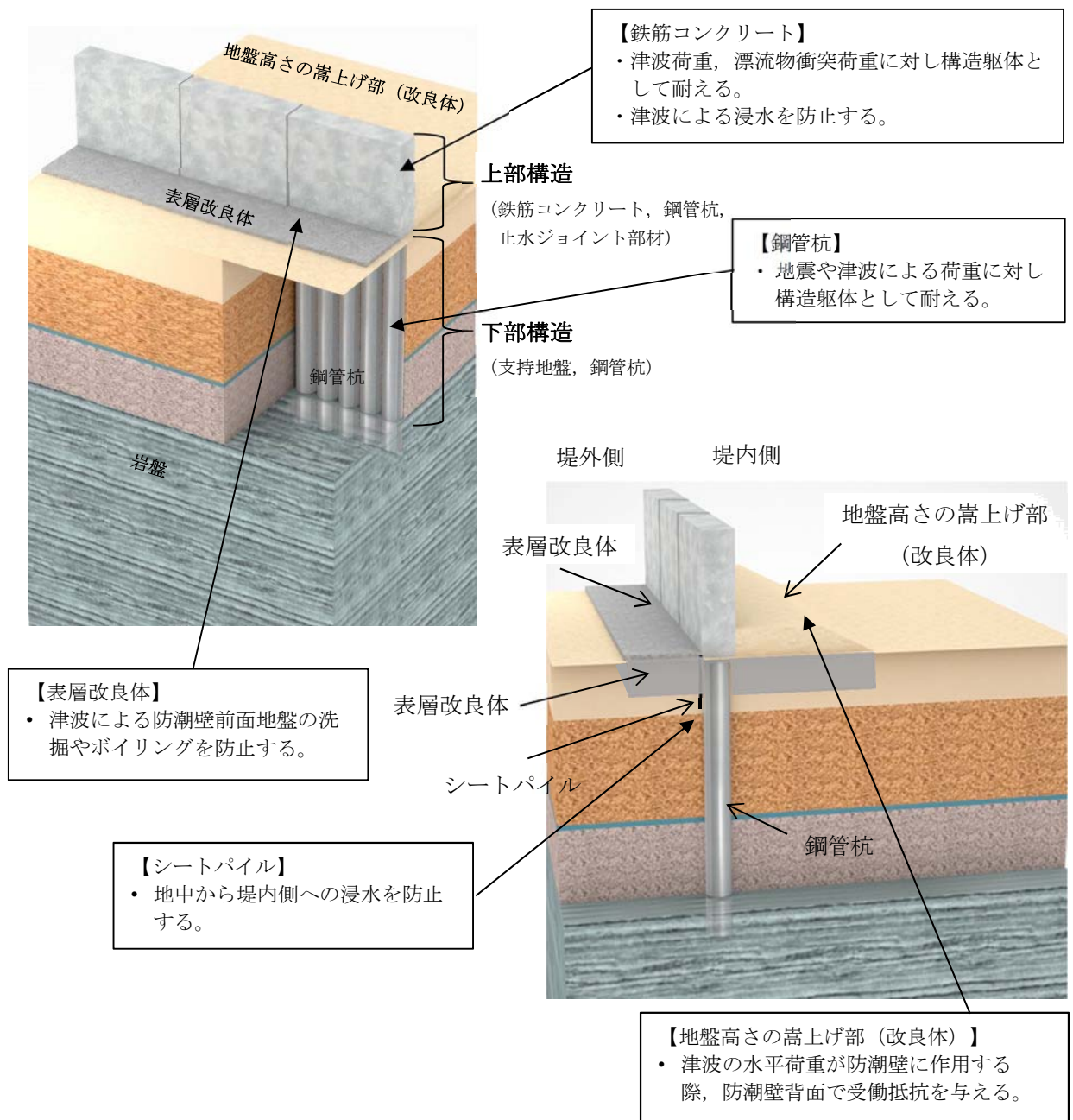


図 2-2 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

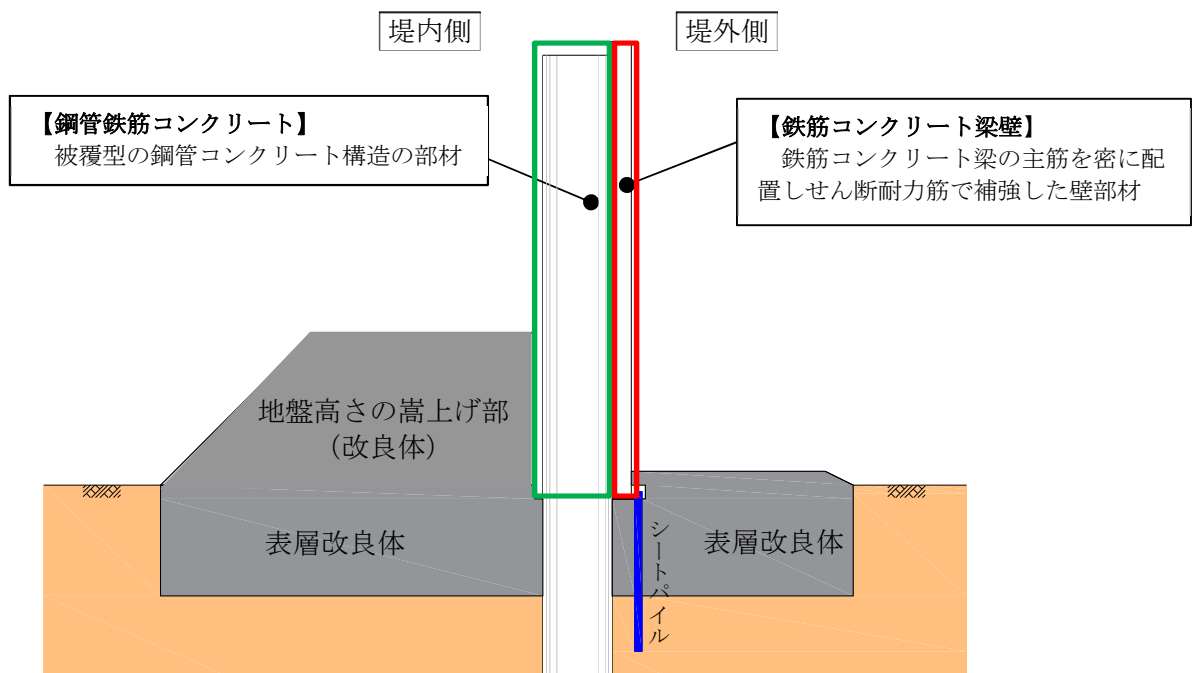


図 2-3 上部構造概要図

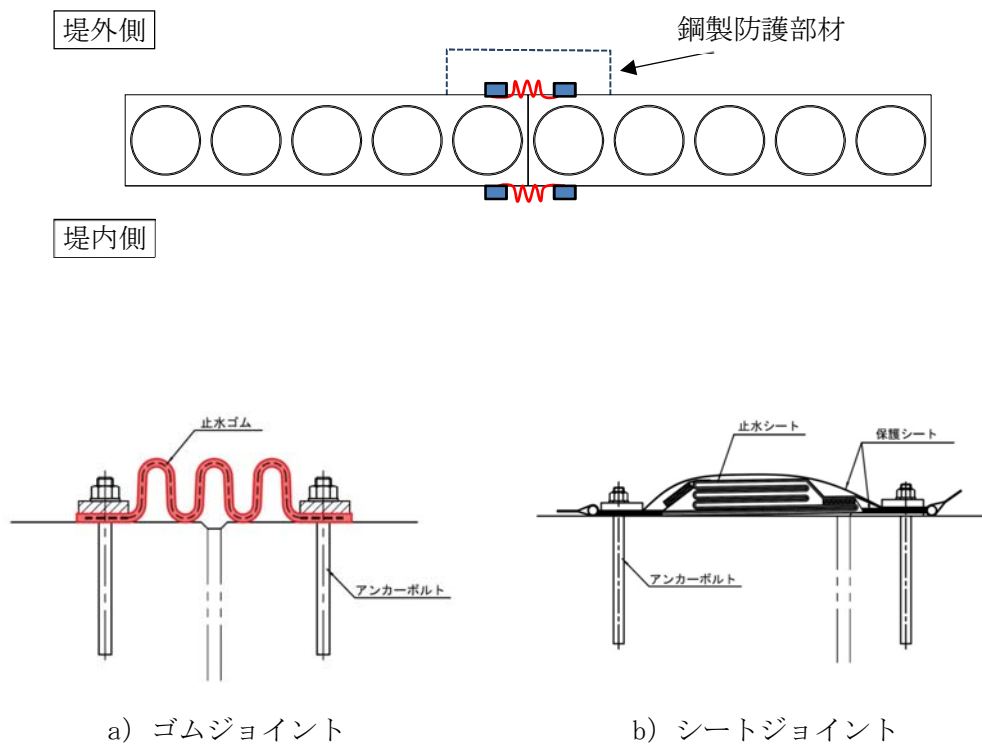


図 2-4 止水ジョイント部材概念図

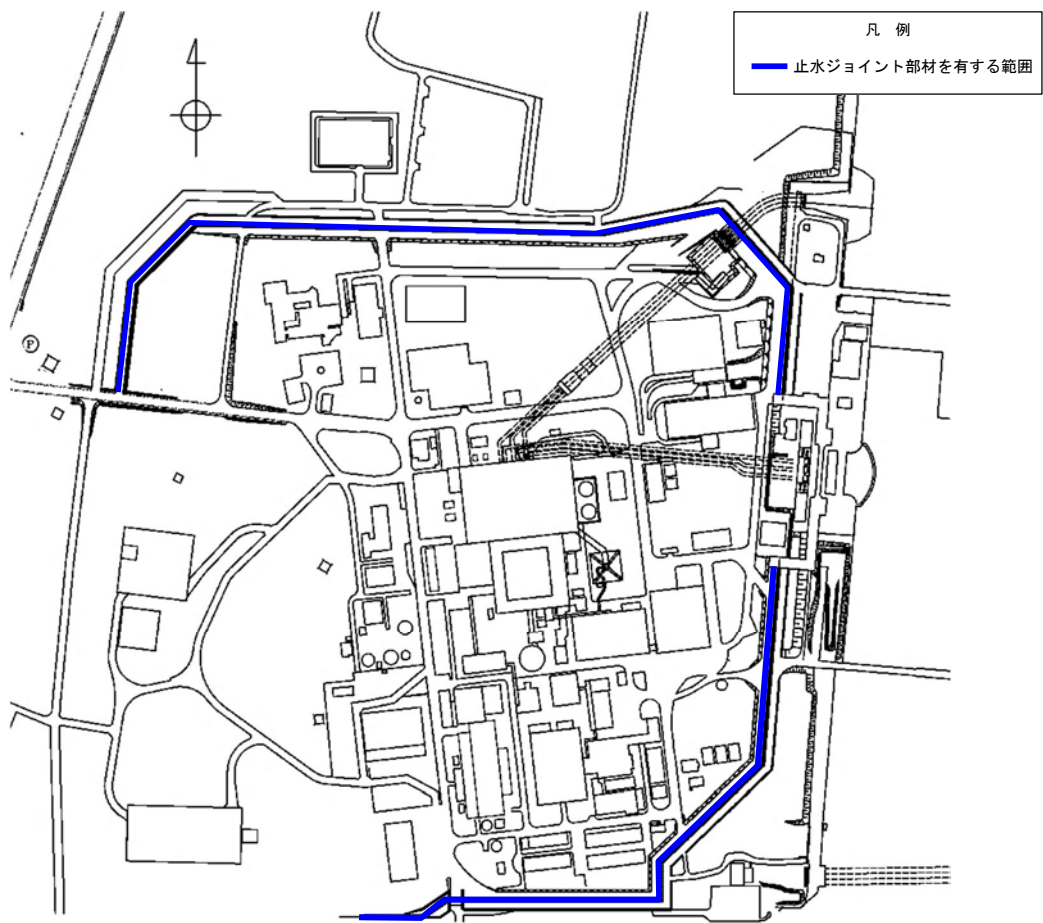


図 2-5 止水ジョイント部材を有する範囲

地震時の荷重伝達の概念図を図 2-6 に示す。地震時には、地震時慣性力と地盤の変位が生じる。地震時慣性力により上部構造が変形し、上部構造の変形により鋼管杭に変形が生じる。地盤の変位及び上部構造からの変形により鋼管杭に変形し、鋼管杭に曲げ及びせん断応力が生じる。

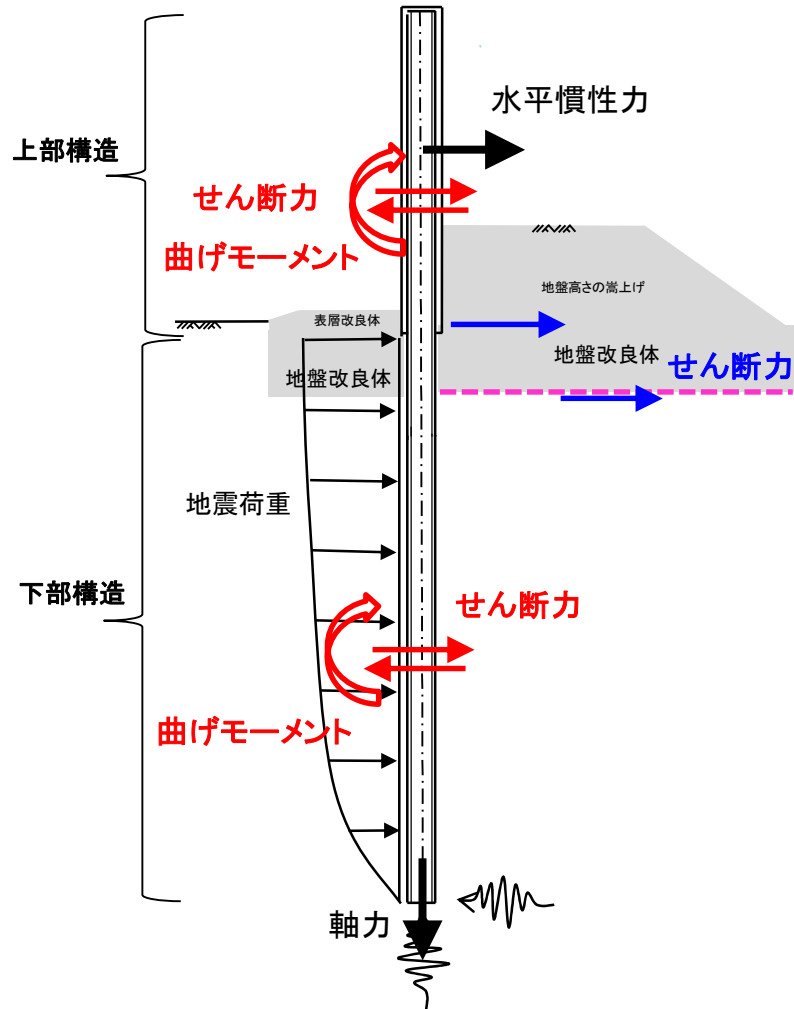


図 2-6 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

2.3.1 地震応答解析の解析方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s に対して解析を実施する。

図2-7に鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「2. 基本方針」に基づき、「3.1 評価対象断面」にて設定する断面において、「3.2 解析方法」に示す水平地震動と鉛直地震動の同時加振による時刻歴非線形解析にて行う。

時刻歴非線形解析は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.5 解析モデル及び諸元」に示す条件を基に、「3.4 入力地震動」により設定する入力地震動を用いて実施する。

地震応答解析による加速度応答は、機器・配管系の入力地震動又は入力地震力に用いる。

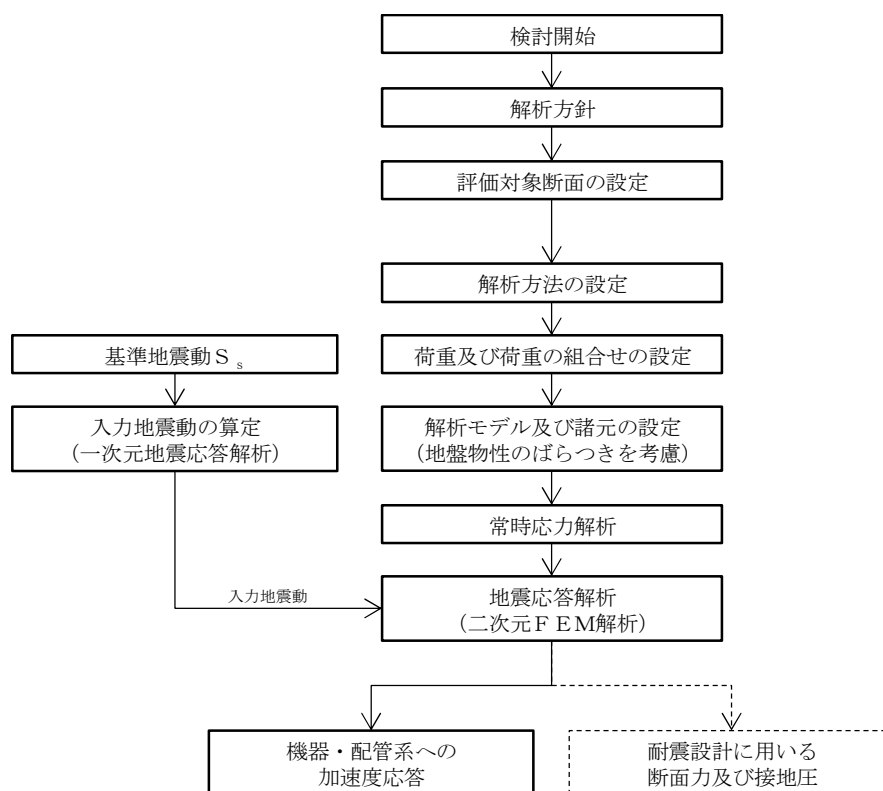


図2-7 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析フロー

2.3.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として表2-1の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価の検討フローを図2-8、図2-9に示す。

表 2-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を確保する。

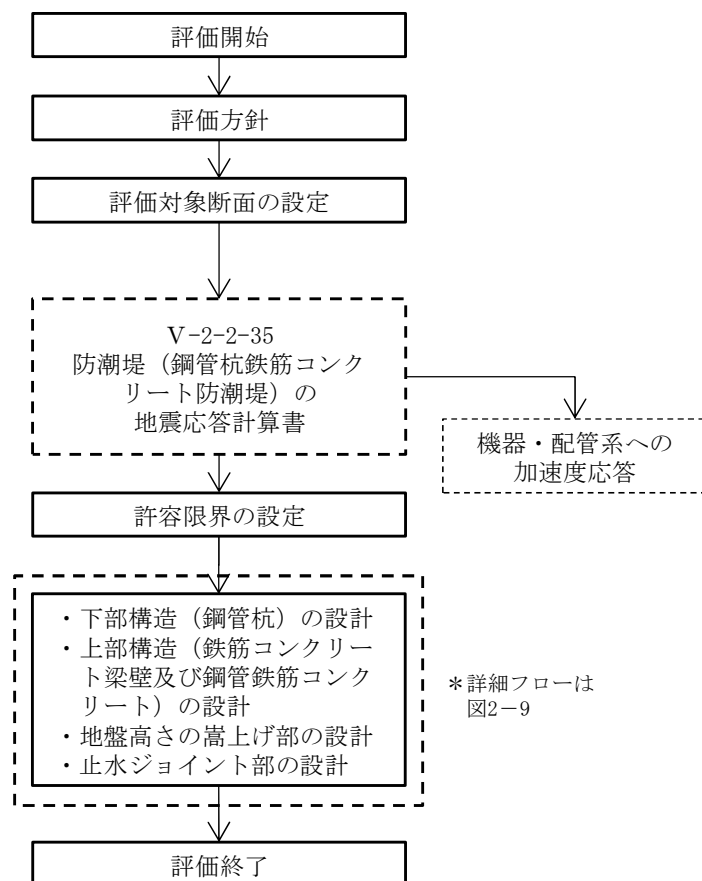


図 2-8 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー

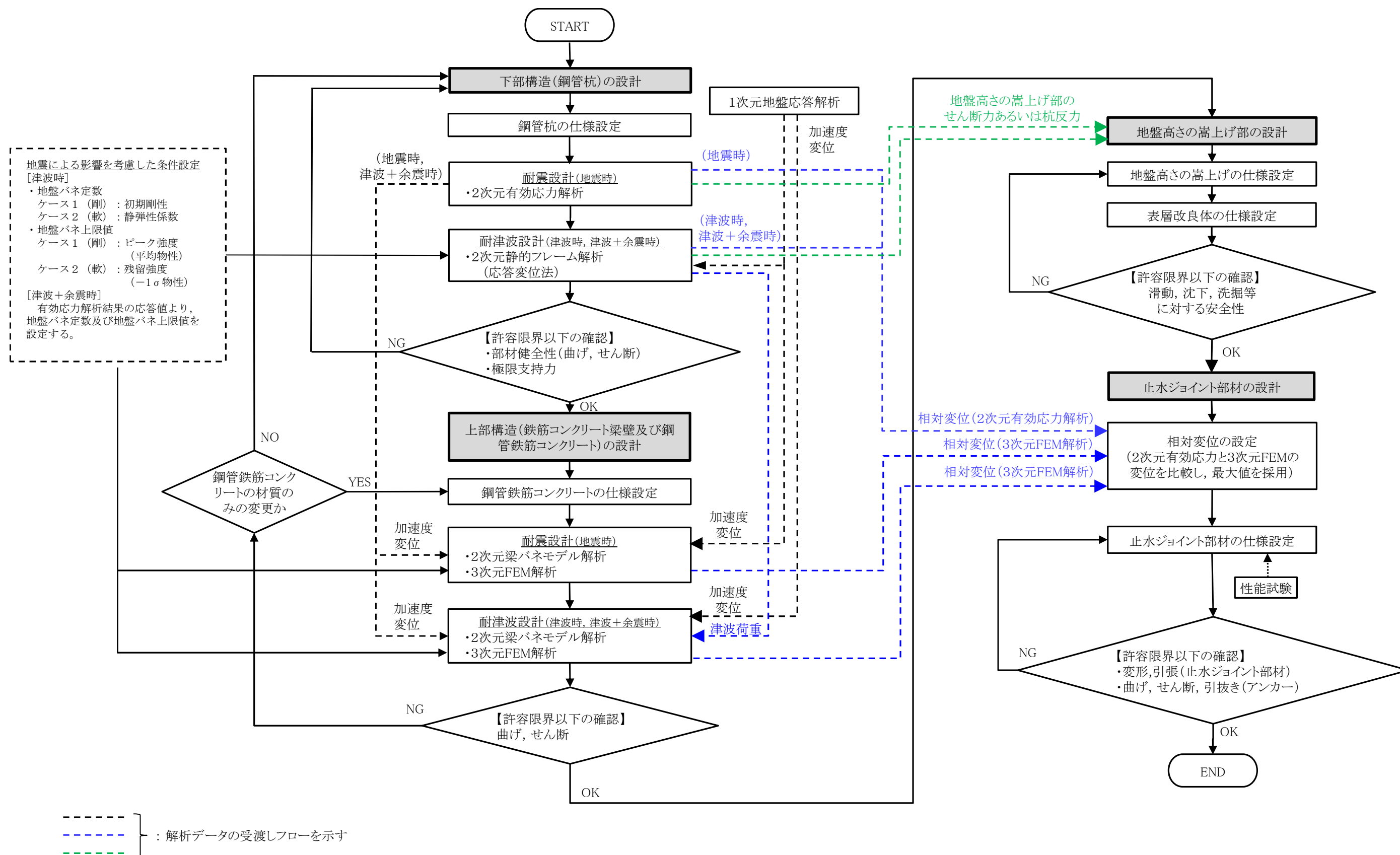


図 2-9 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4 適用規格

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の耐震評価に当たっては、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002 年制定）を適用するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については、道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 24 年 3 月）を適用する。

表 2-2 に適用する主な基準を示す。

表 2-2 適用する主な基準

項目	適用する主な基準	備考
使用材料および材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は、発生応力が、短期許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断に対する照査は、発生応力または発生せん断力が、短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認する。
地震応答解析	・ J E A G 4 6 0 1 -1987 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 評価対象断面の方向

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

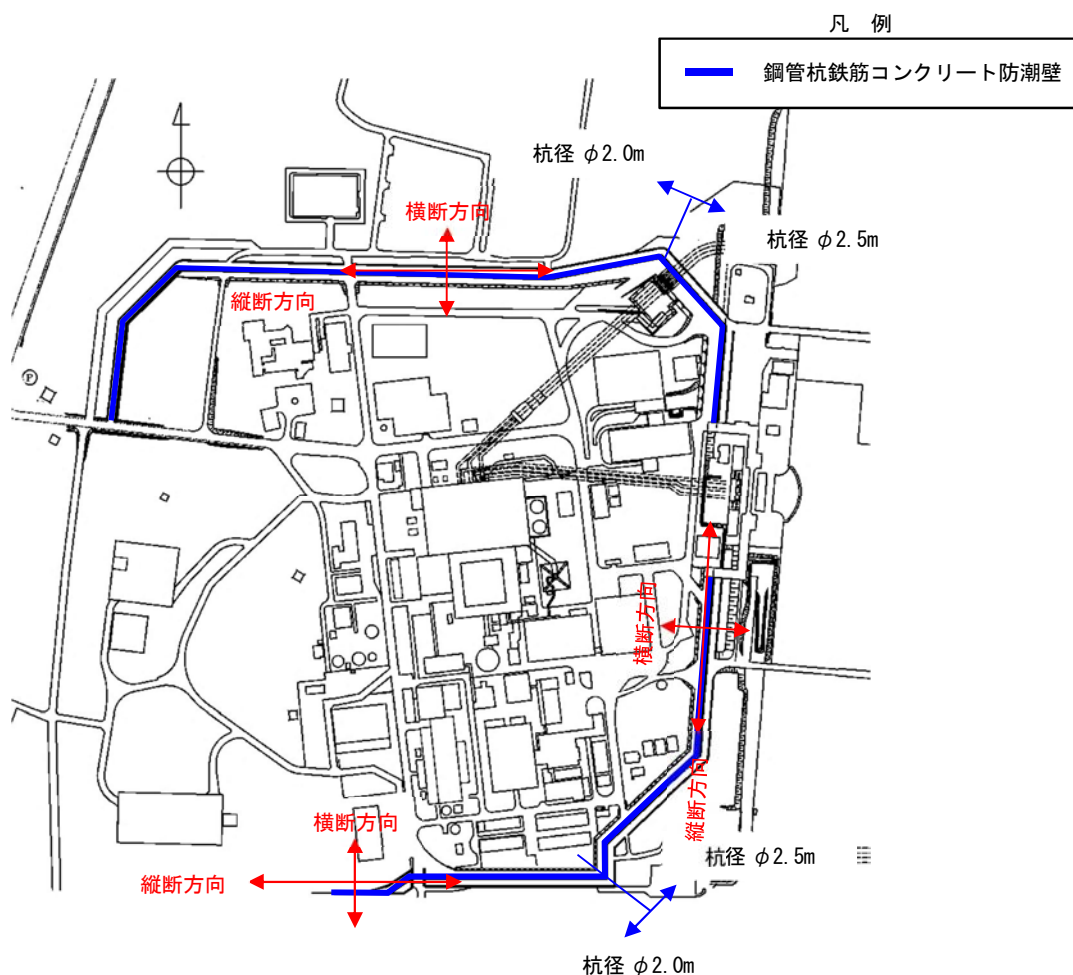


図 2-10 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

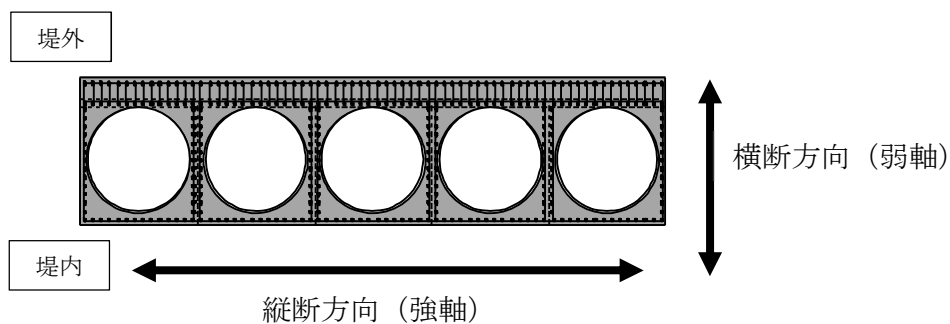


図 2-11 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁断面図

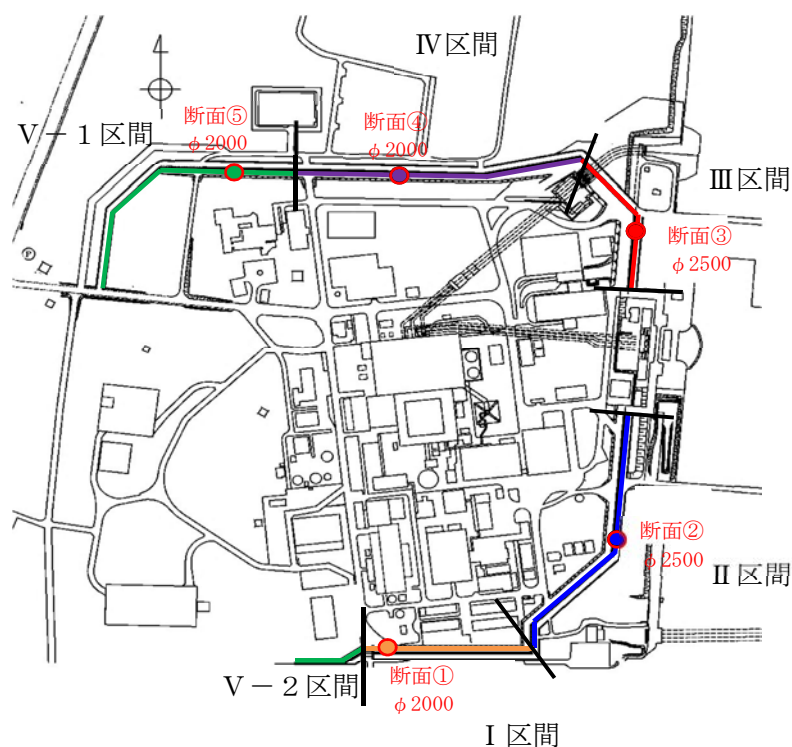
2.6 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定は、防潮堤設置区間を津波高さと第四紀層の層厚に応じて5区間に分け、下部構造と上部構造の構造を考慮して、それぞれについて実施した。

下部構造に関しては、各区間における岩盤標高の高さの違いや津波波圧に応じた鋼管杭径の違いを考慮して、下部構造である鋼管杭に影響を与える杭先端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径 $\phi 2000$ 区間（Ⅰ区間、Ⅳ区間、Ⅴ区間）、鋼管杭径 $\phi 2500$ 区間（Ⅱ区間、Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。上部構造の構造決定には、地震よりも津波による影響が支配的なため、重畳時の津波波圧＋慣性力を比較して、断面を選定する。

図2-12に区間割りと評価対象断面位置を示す。



凡例	区間	鋼管杭径 (mm)	第四紀層の層厚(岩盤上面標高)
—	Ⅰ区間	$\phi 2000$	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅱ区間	$\phi 2500$	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅲ区間	$\phi 2500$	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅳ区間	$\phi 2000$	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅴ区間	$\phi 2000$	一定ではない(傾斜)。

図2-12 評価対象断面の平面配置図

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

津波監視カメラ位置を図 3-1 に示す。津波監視カメラ位置における地震応答解析断面は、以下の理由により断面①、断面②及び断面③を対象断面とする。

断面①：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面②：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層は薄い個所。

断面③：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層が厚く堆積する個所。

北西側については、防潮壁高さ及び第四紀層の厚さが断面①と同様であるため、断面①を参照することから省略する。

図 3-2～図 3-6 に評価対象断面の断面図を示す。

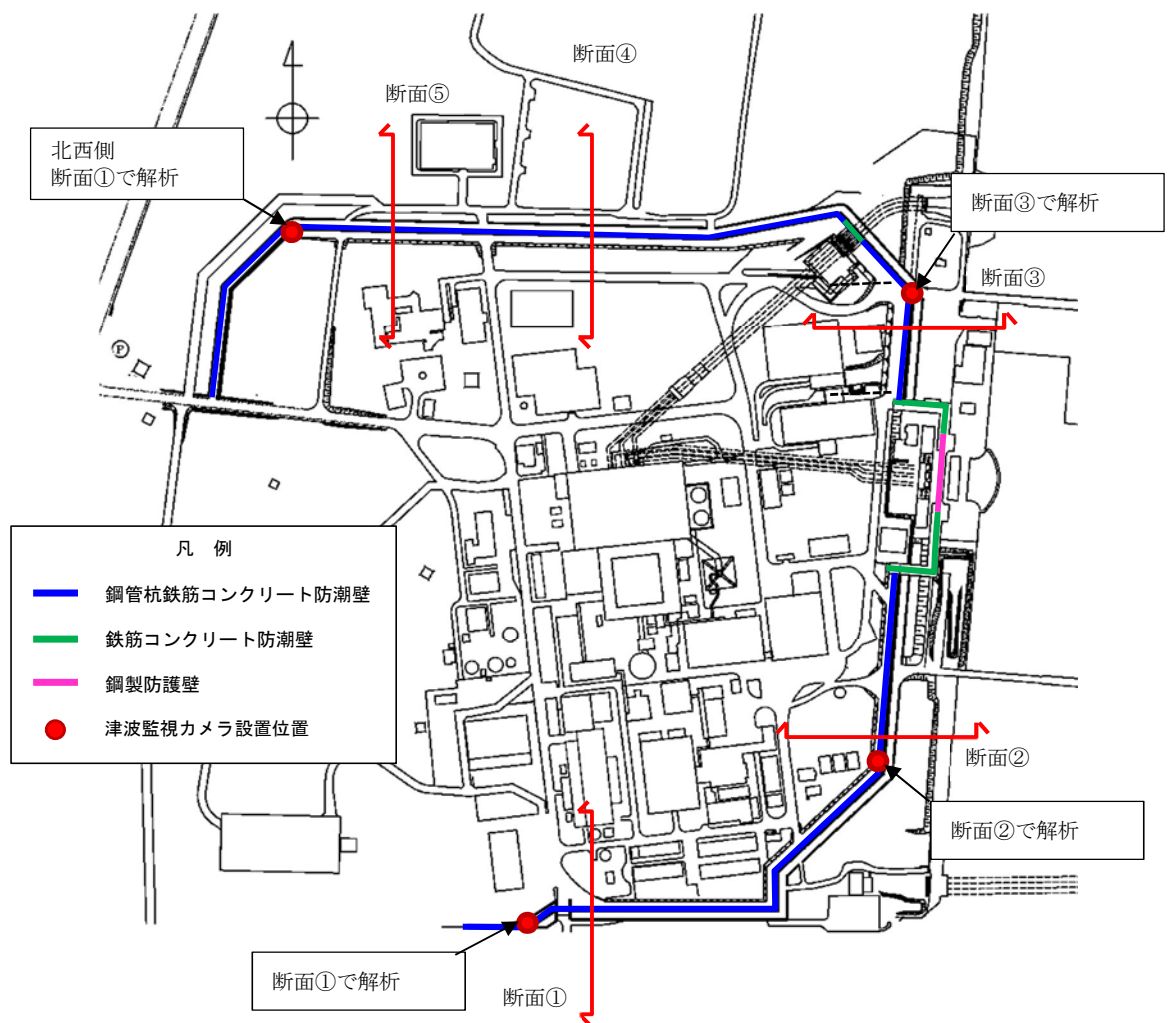


図 3-1 評価対象断面及び津波監視カメラ位置図

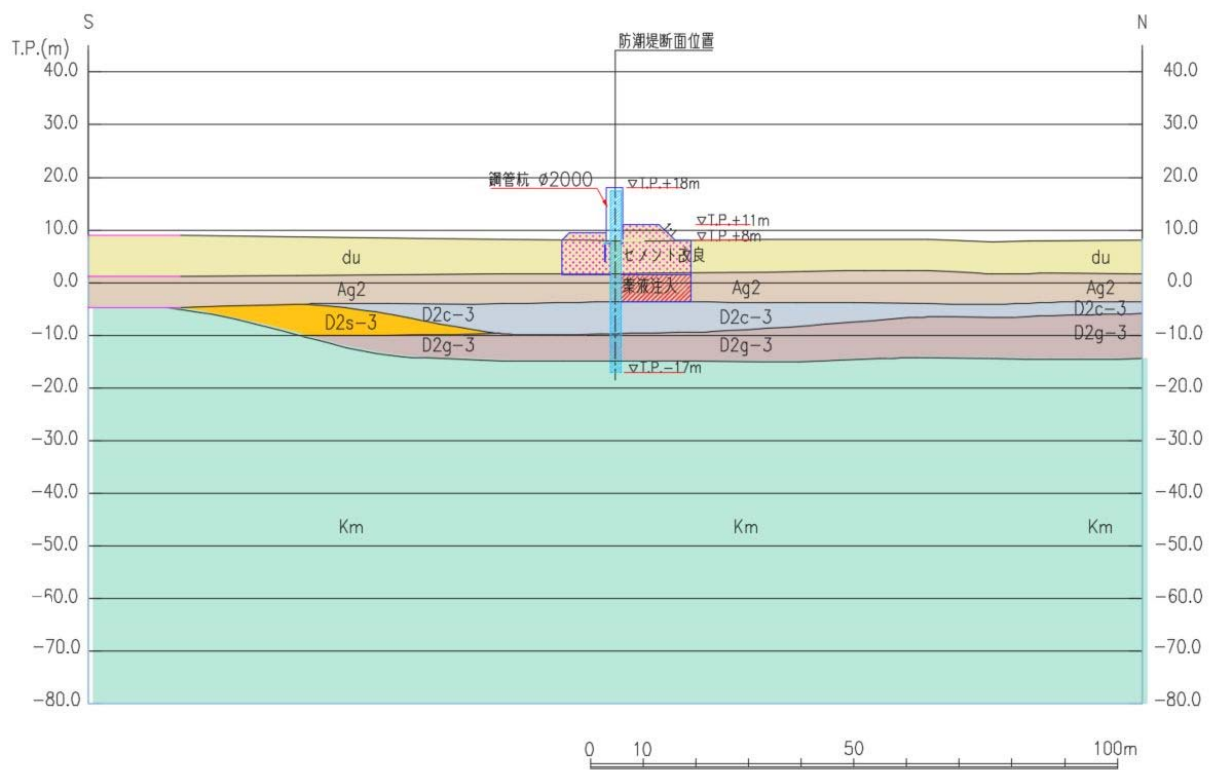


図 3-2 地震応答解析対象断面図 (断面①)

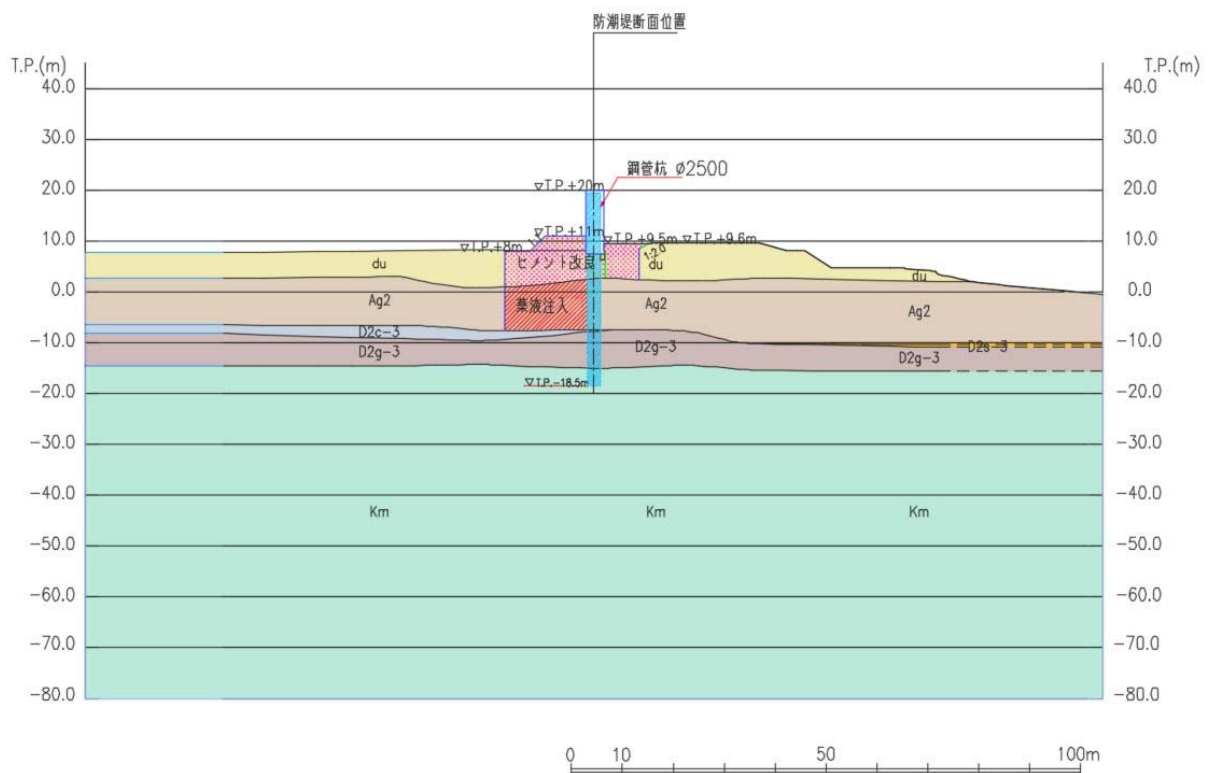


図 3-3 地震応答解析対象断面図 (断面②)

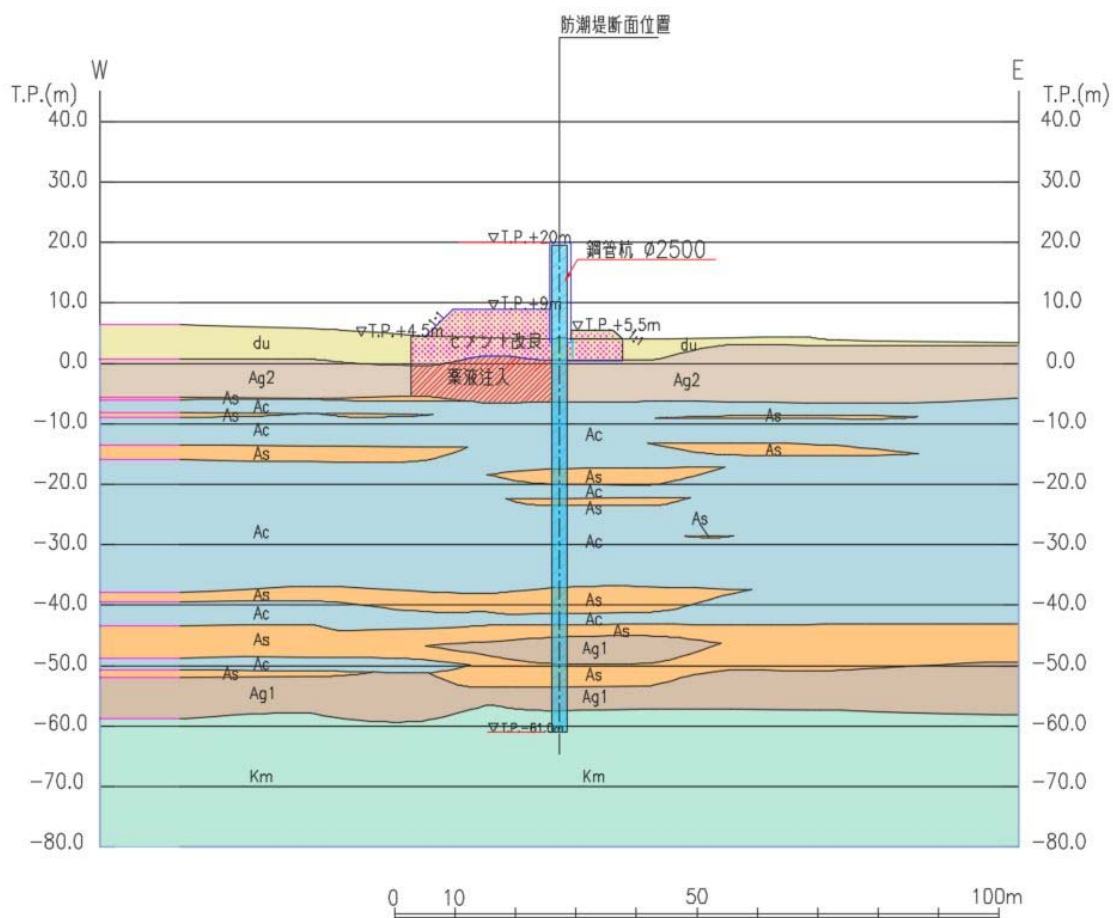


図 3-4 地震応答解析対象断面図 (断面③)

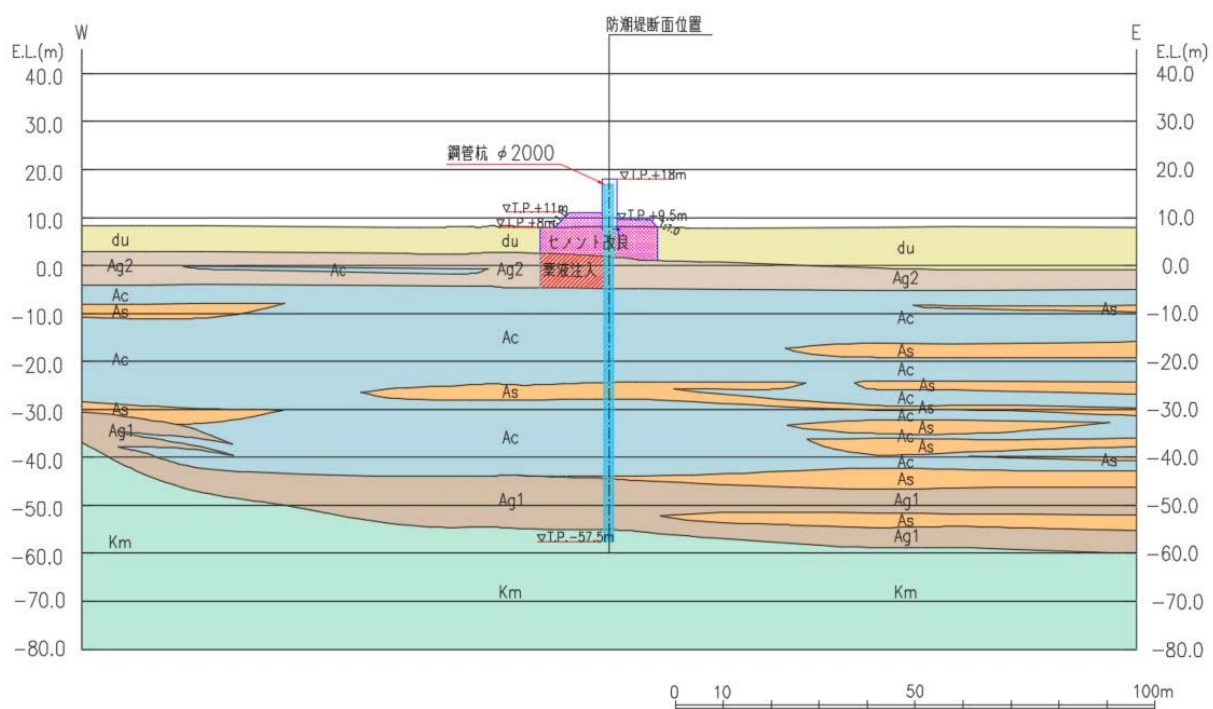


図 3-5 地震応答解析対象断面図 (断面④)

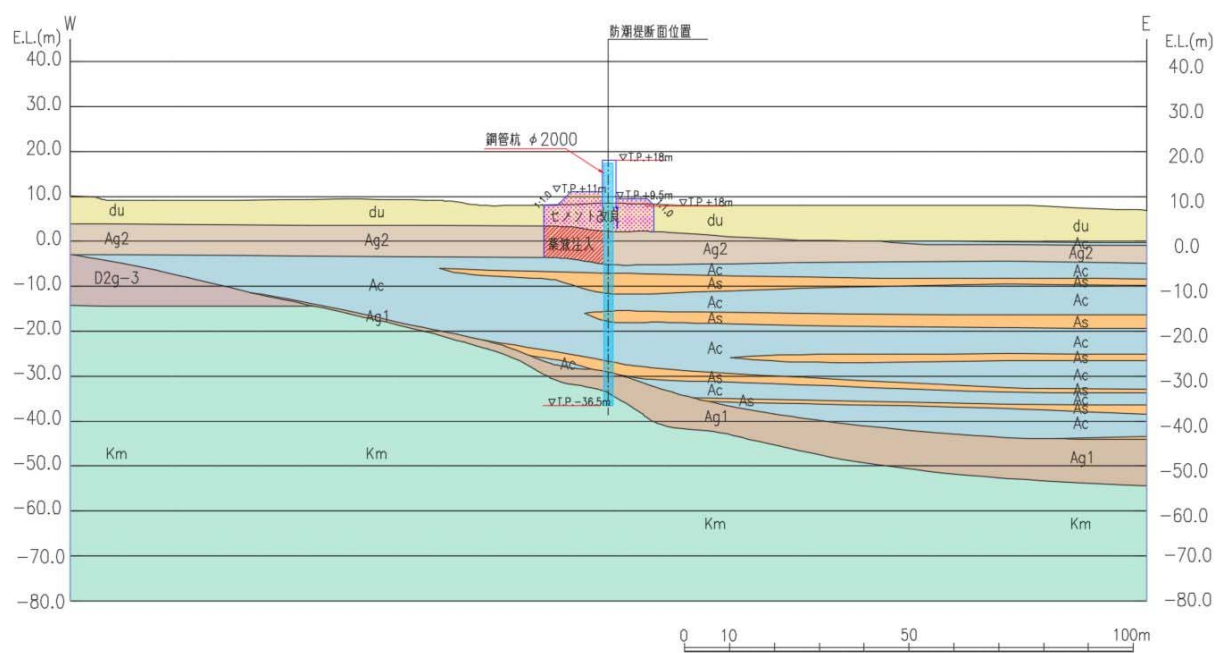


図 3-6 地震応答解析対象断面図 (断面⑤)

3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

地中土木構造物及び機器・配管系への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：付録24）に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

防潮壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鋼管杭には梁要素を用いることとし、線形はり要素でモデル化する。地盤については液状化時の非線形性を考慮できるモデルとし、双曲線型せん断ひずみ-減衰定数関係を再現できるマルチスプリング要素と過剰間隙水圧モデルの一つである液状化フロントの概念を考慮する。

地震応答解析手法の選定フローを図3-8に示す。

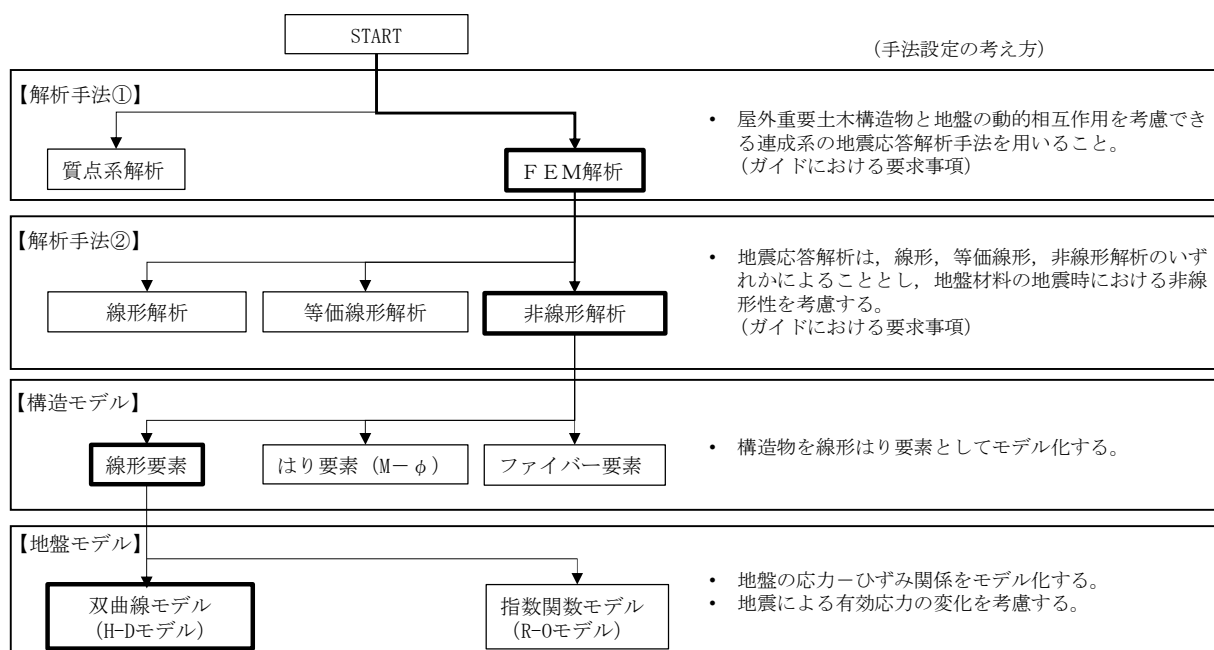


図3-8 地震応答解析手法の選定フロー

H-Dモデルの選定理由は次の通りである。すなわち、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を、適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら2つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル（H-Dモデル）と指数関数モデル（R-0モデル）がある。双曲線モデル（H-Dモデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とするこ

とができる。一方、指数関数モデル（R-O モデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の2つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

（詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。）

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故時の状態

重大事故時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。津波監視カメラは軽量なため考慮していない。

(2) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	—	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない
		風荷重	○	・風荷重を考慮
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮
		動水圧	—	・自由水はないため動水圧は考慮しない

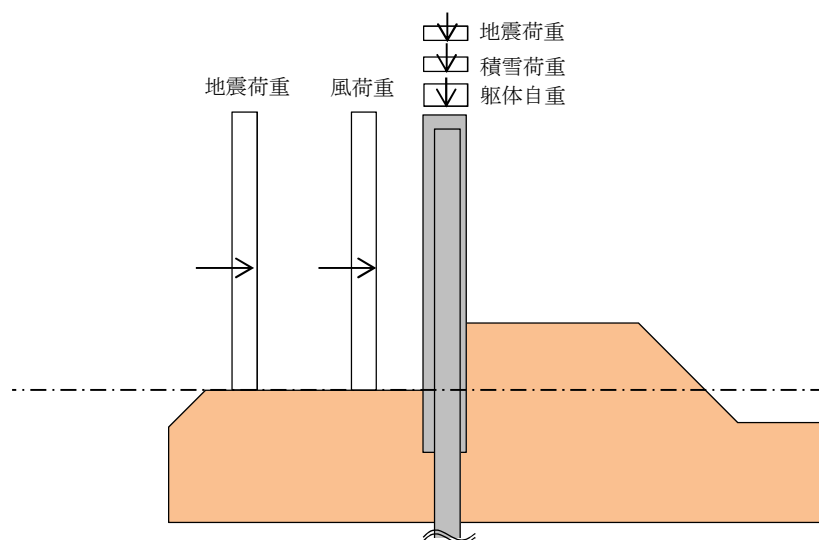


図 3-9 荷重概念図

3.4 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図3-10に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-11～図3-14に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：付録39）に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的にはNS方向およびEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

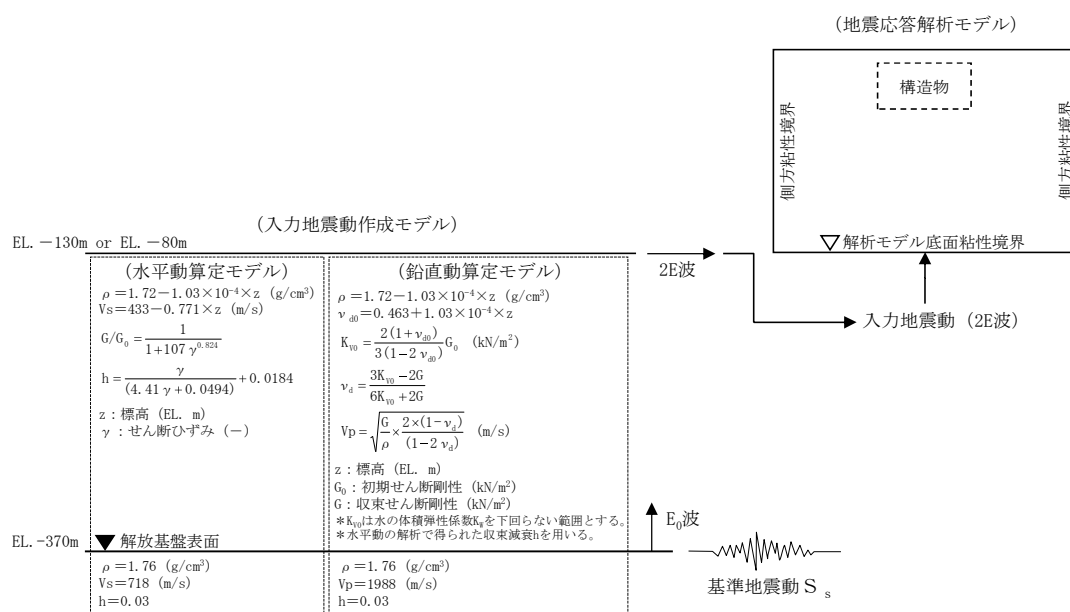
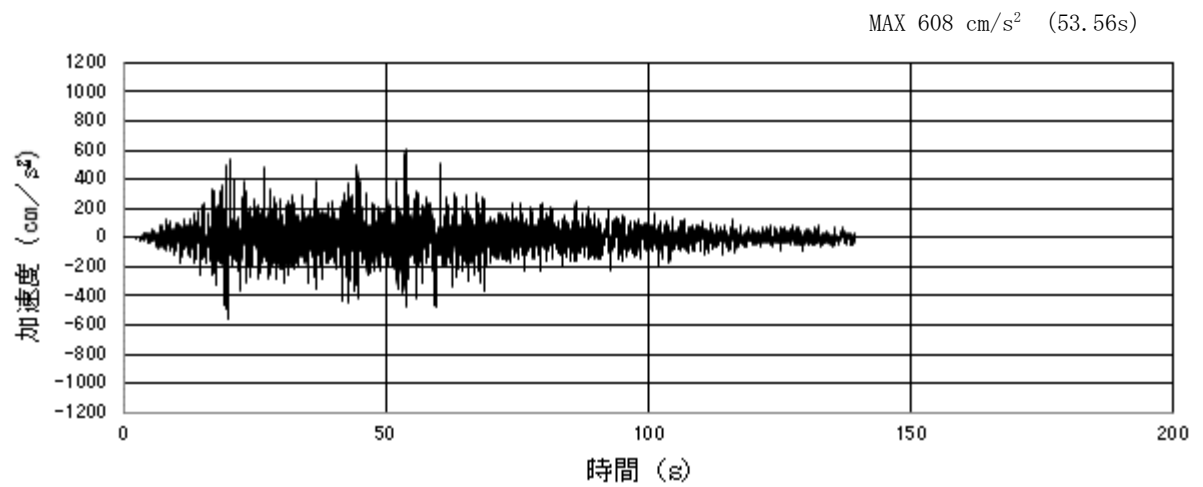
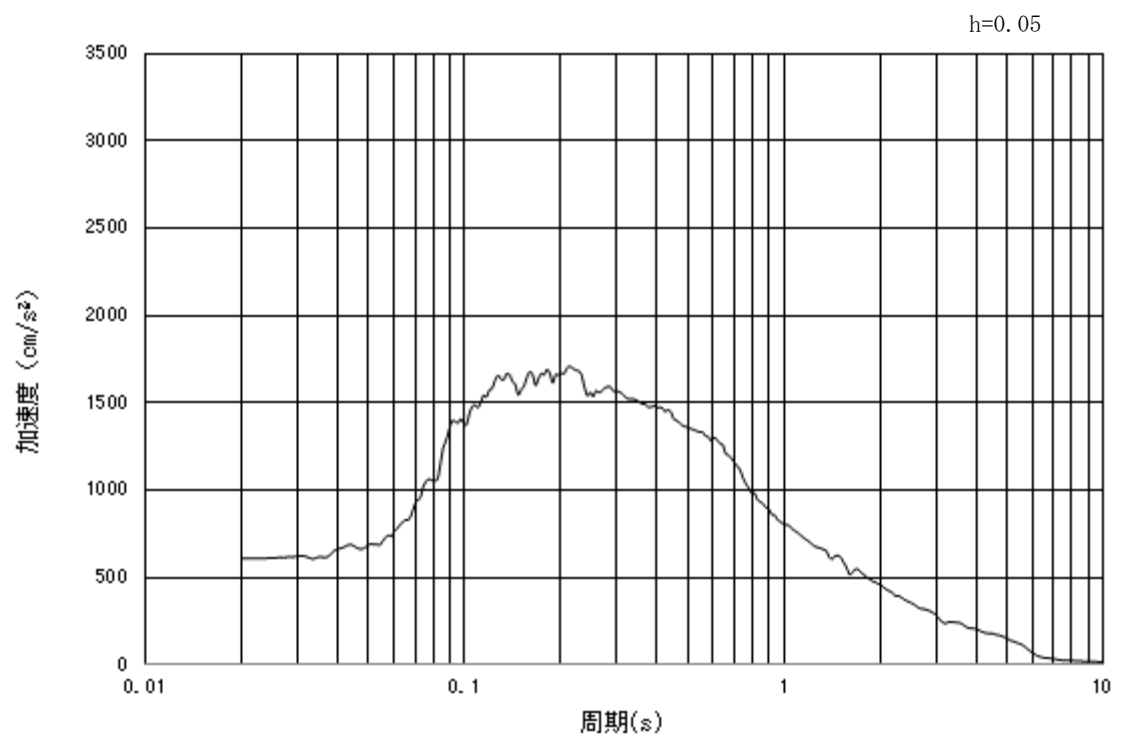


図3-10 入力地震動算定の概念図

3.4.1 断面①

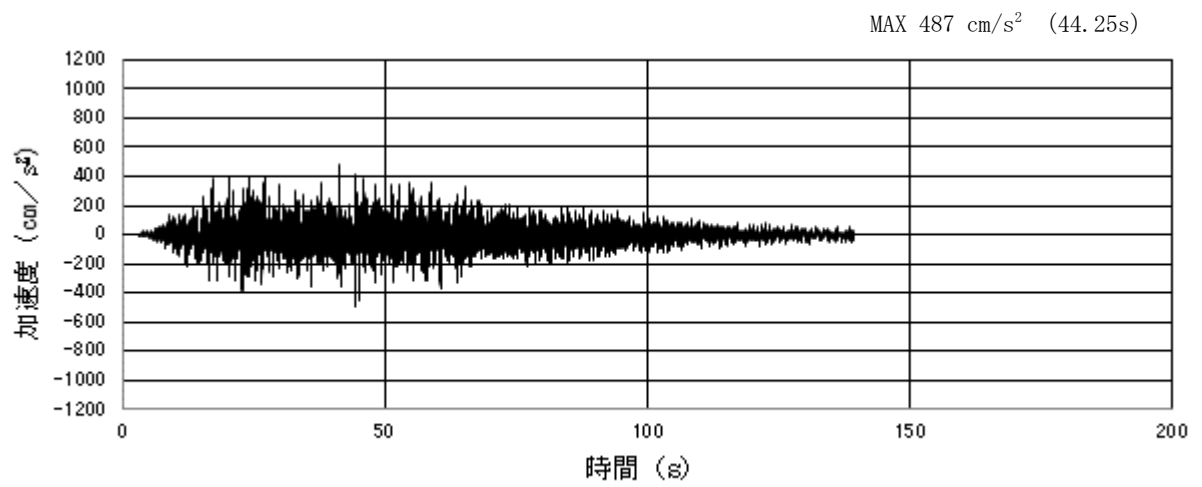


(a) 加速度時刻歴波形

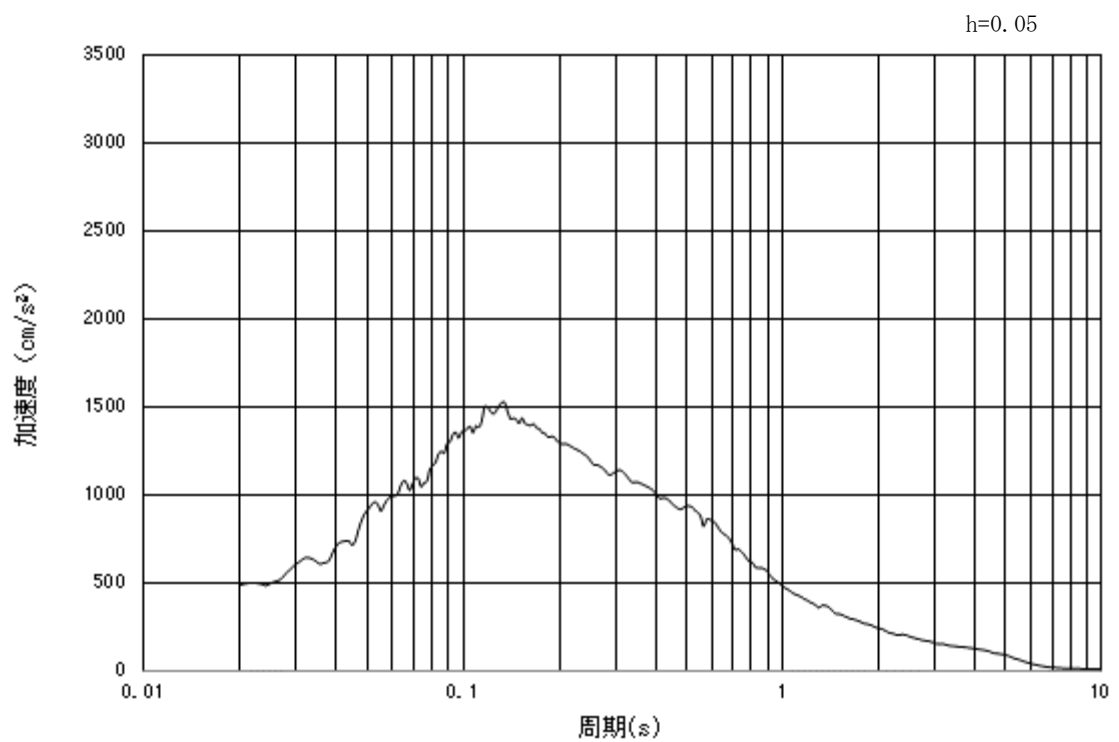


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - D1$)

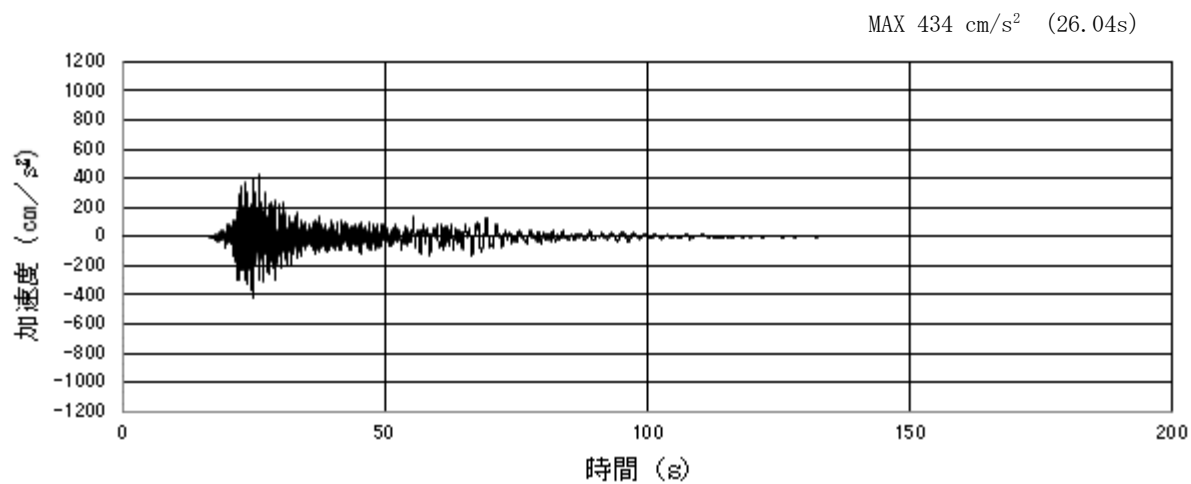


(a) 加速度時刻歴波形

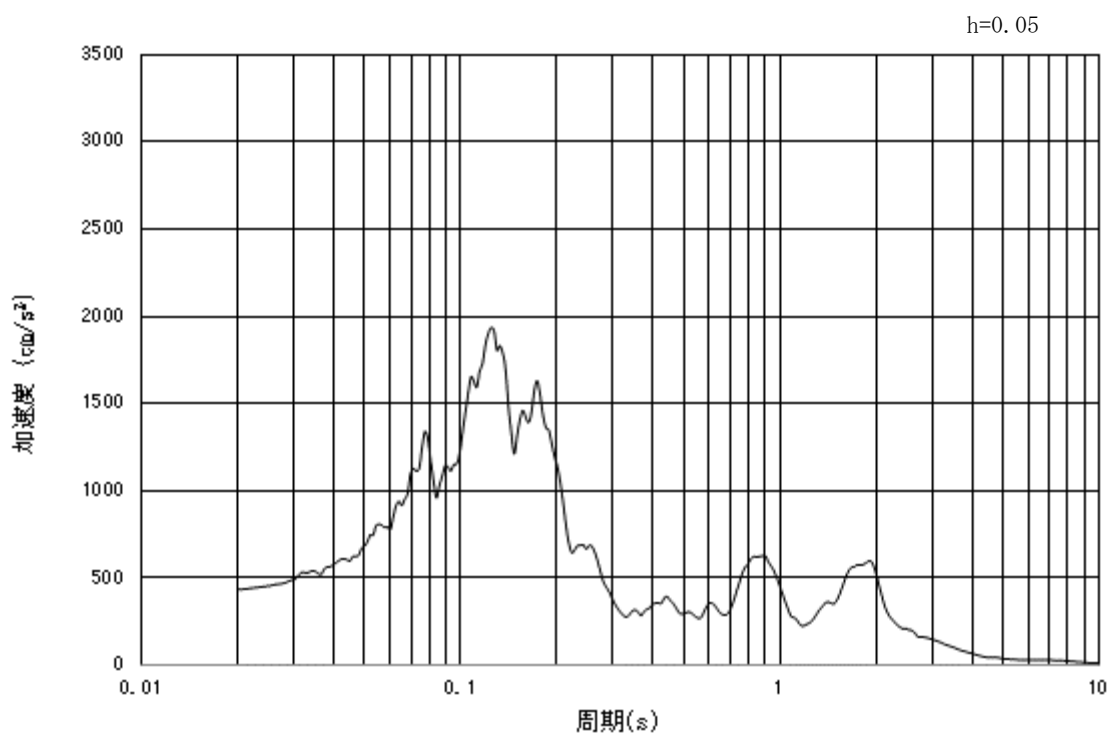


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - D1$)

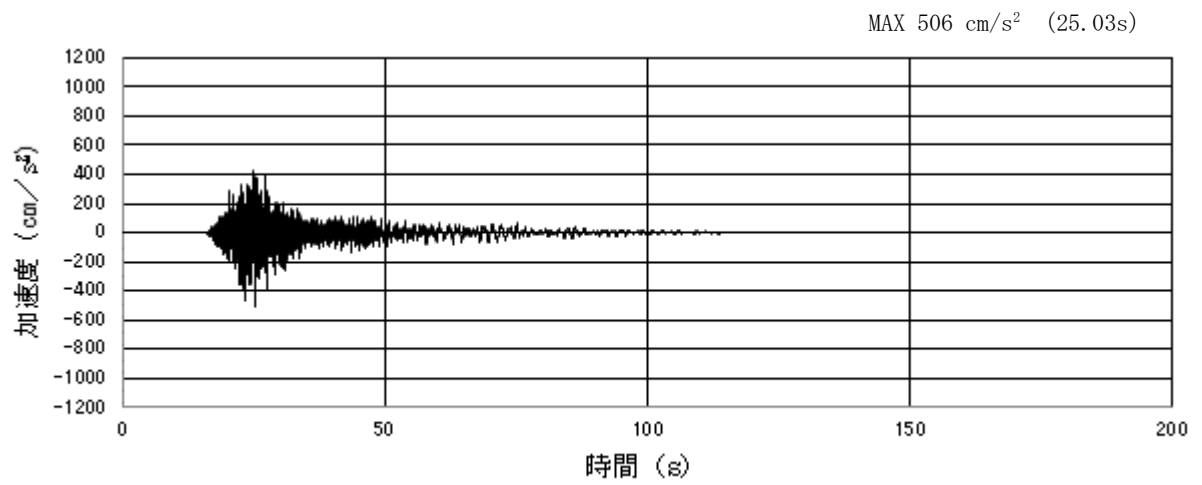


(a) 加速度時刻歴波形

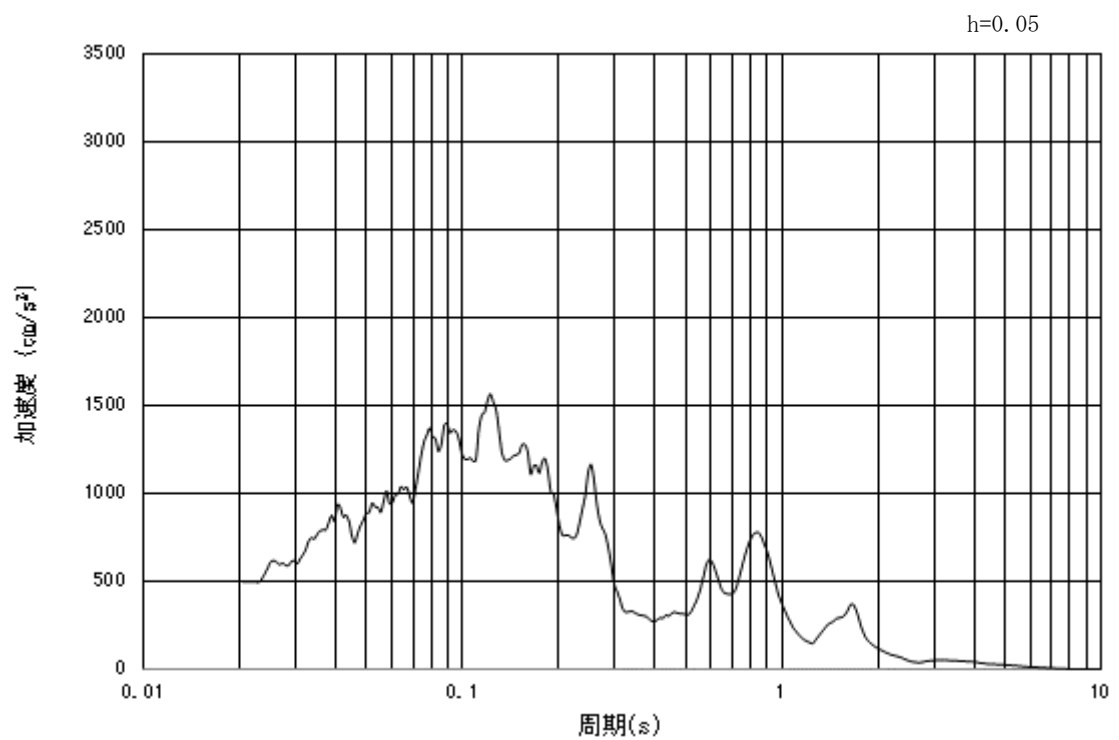


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.1$)

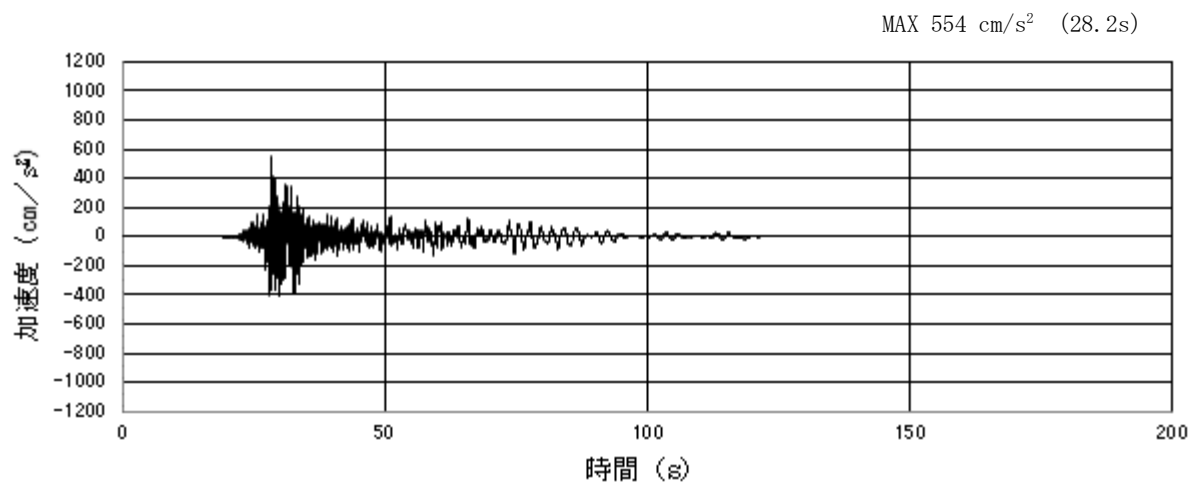


(a) 加速度時刻歴波形

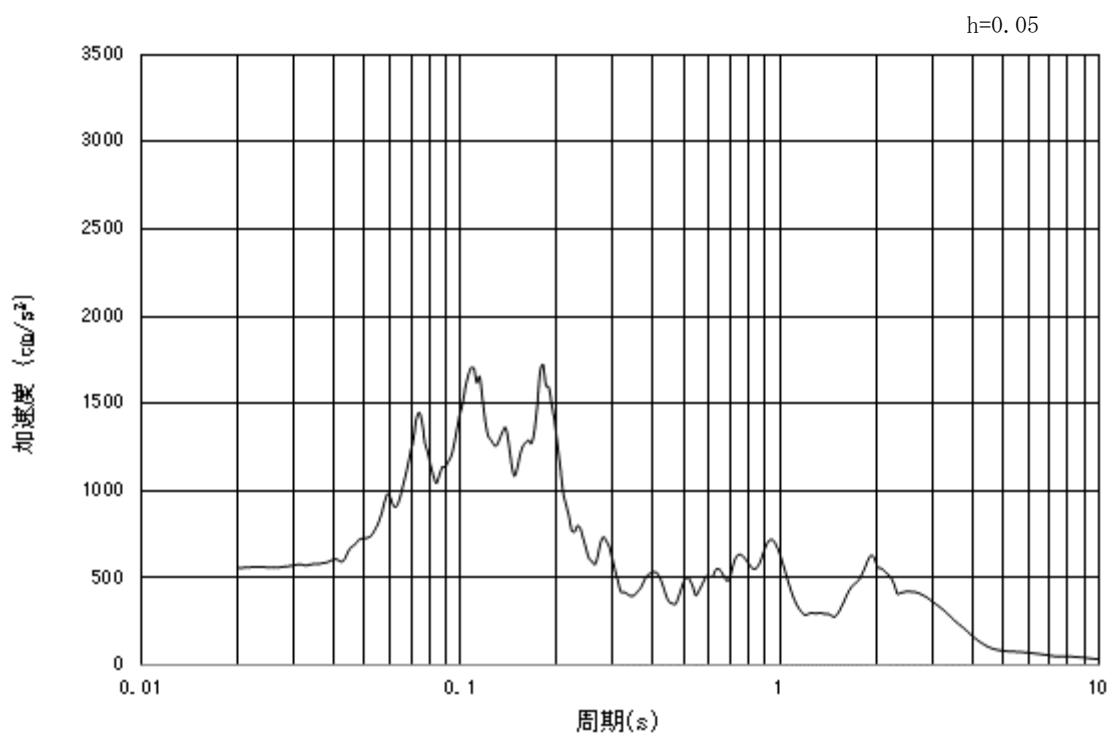


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

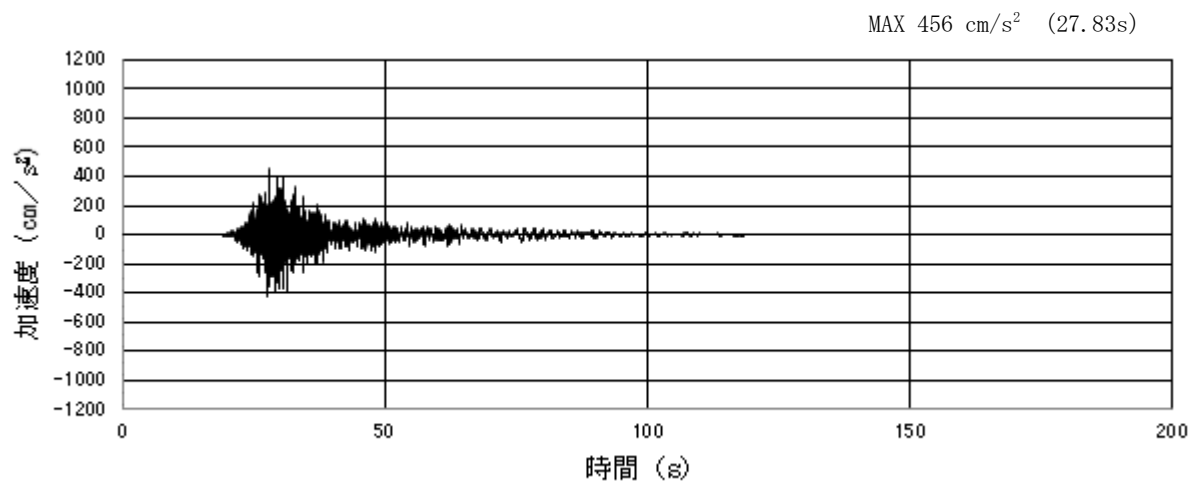


(a) 加速度時刻歴波形

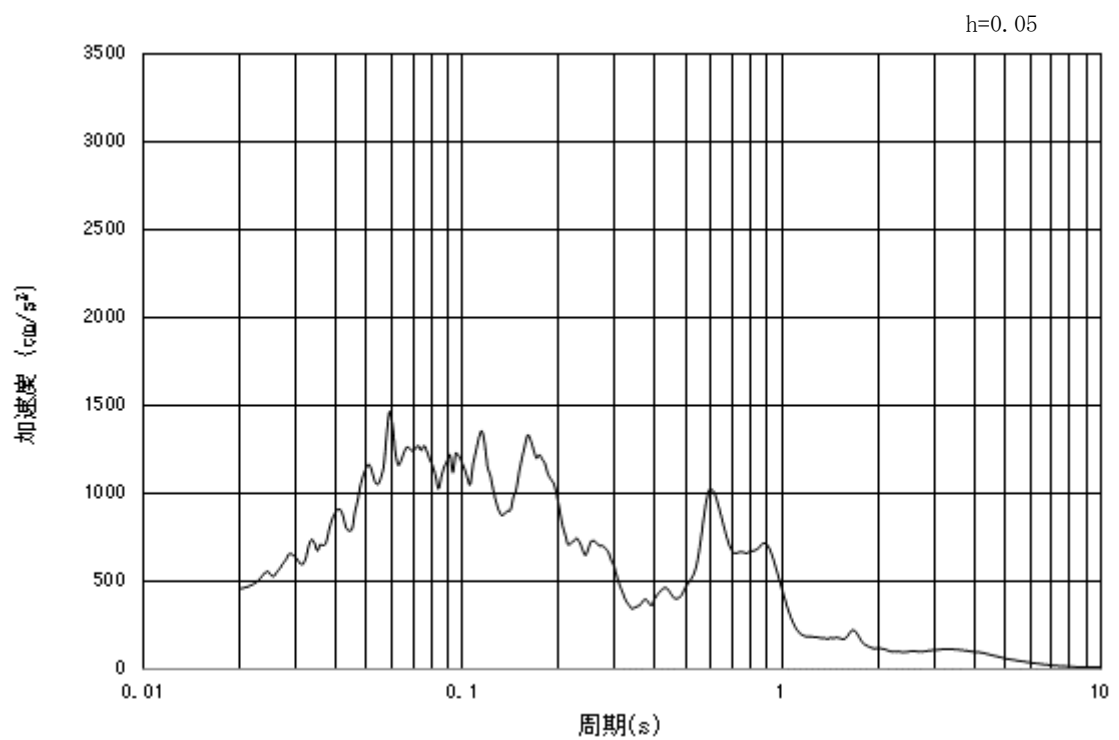


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

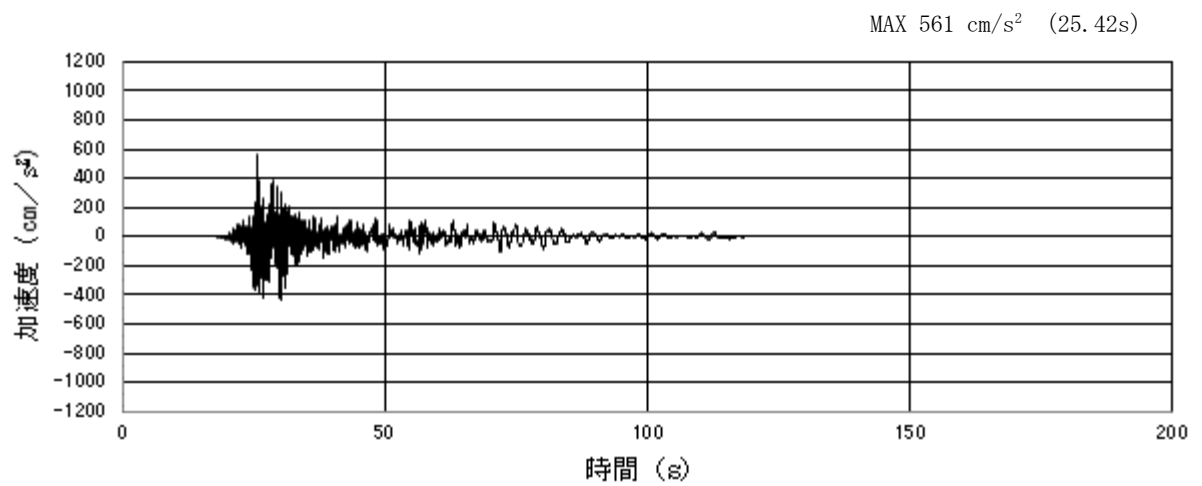


(a) 加速度時刻歴波形

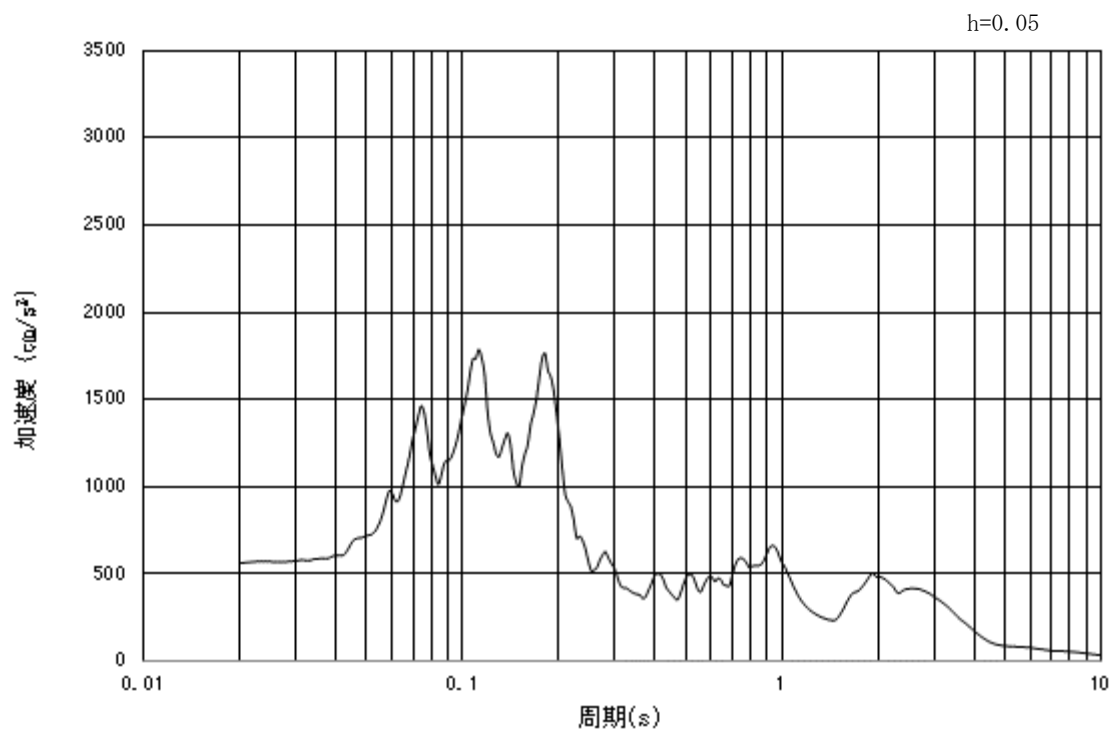


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)

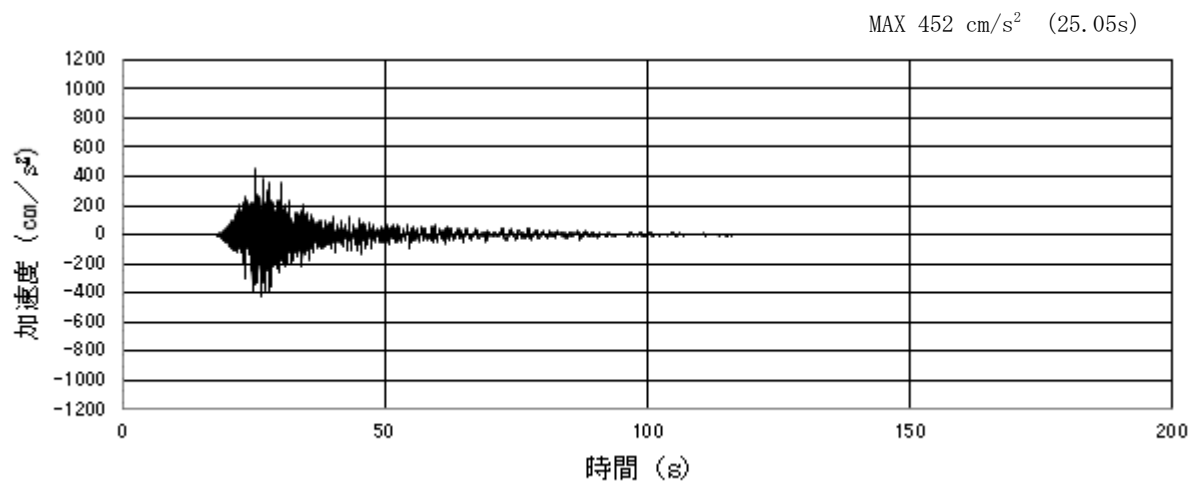


(a) 加速度時刻歴波形

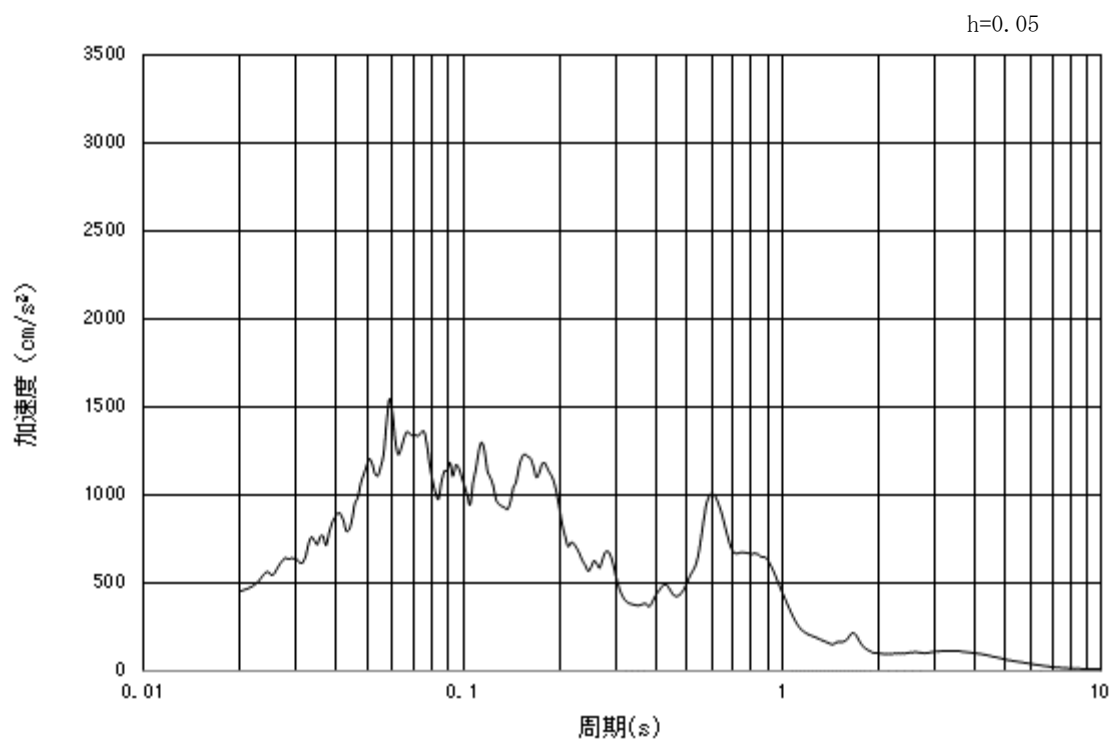


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

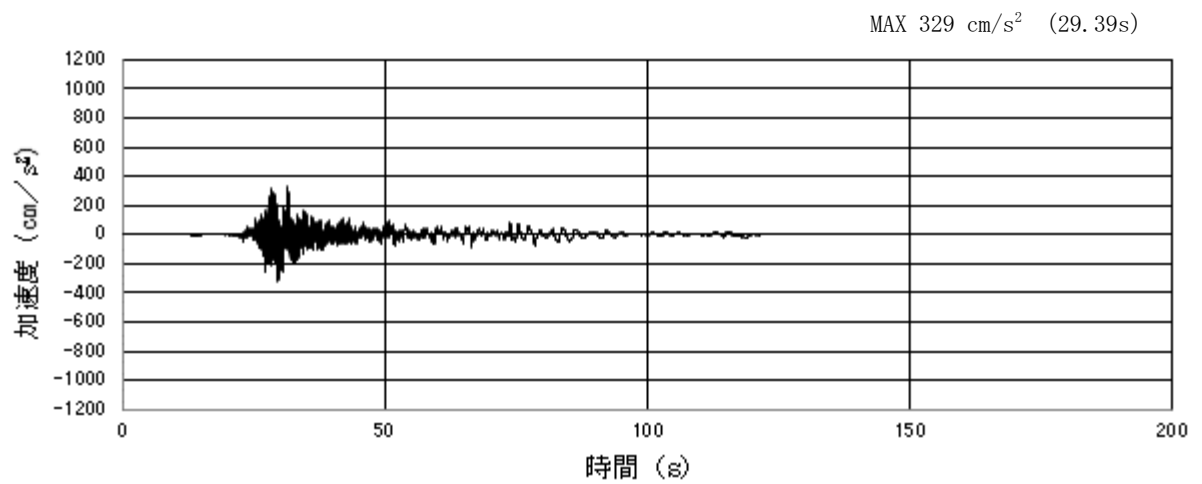


(a) 加速度時刻歴波形

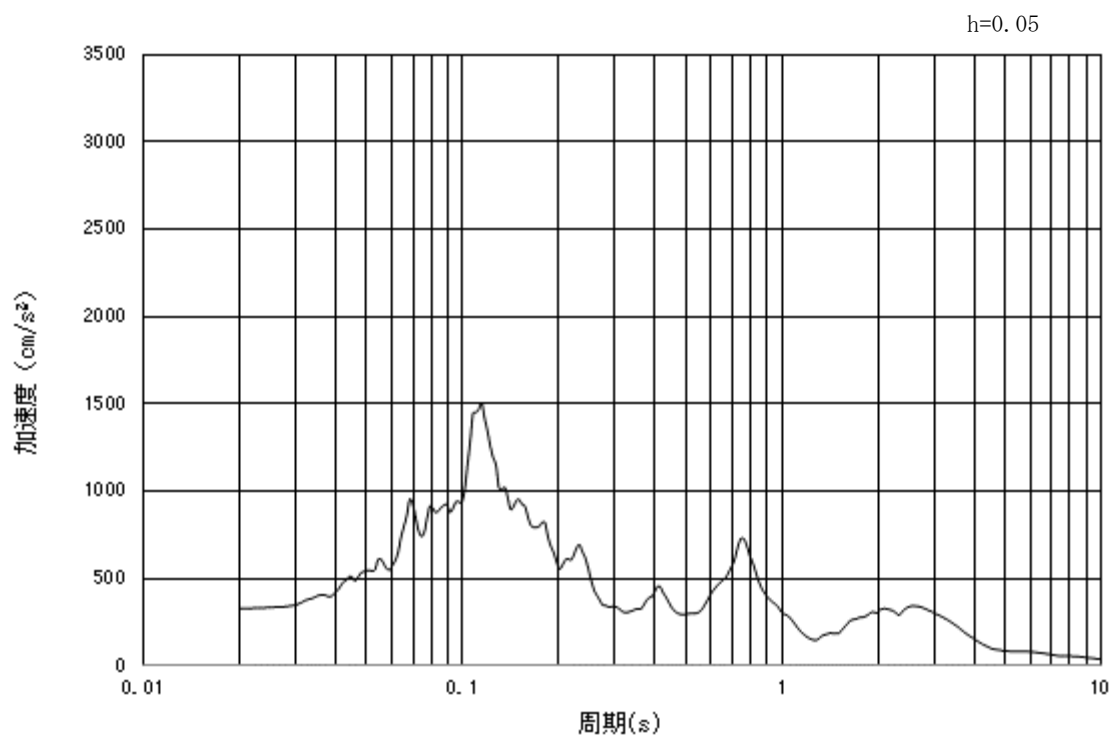


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

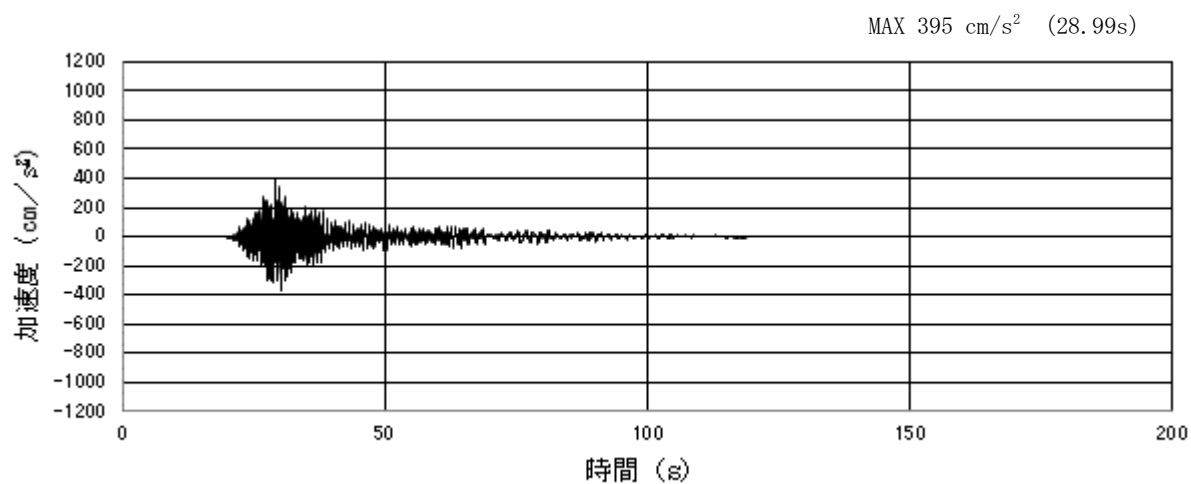


(a) 加速度時刻歴波形

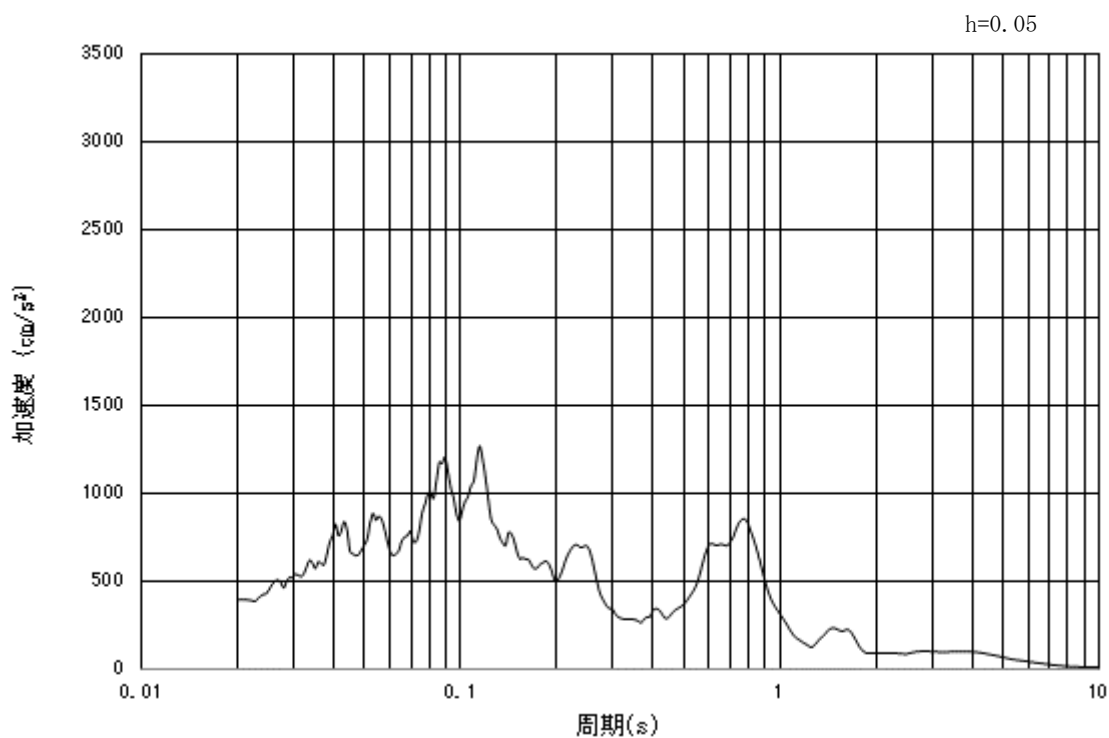


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

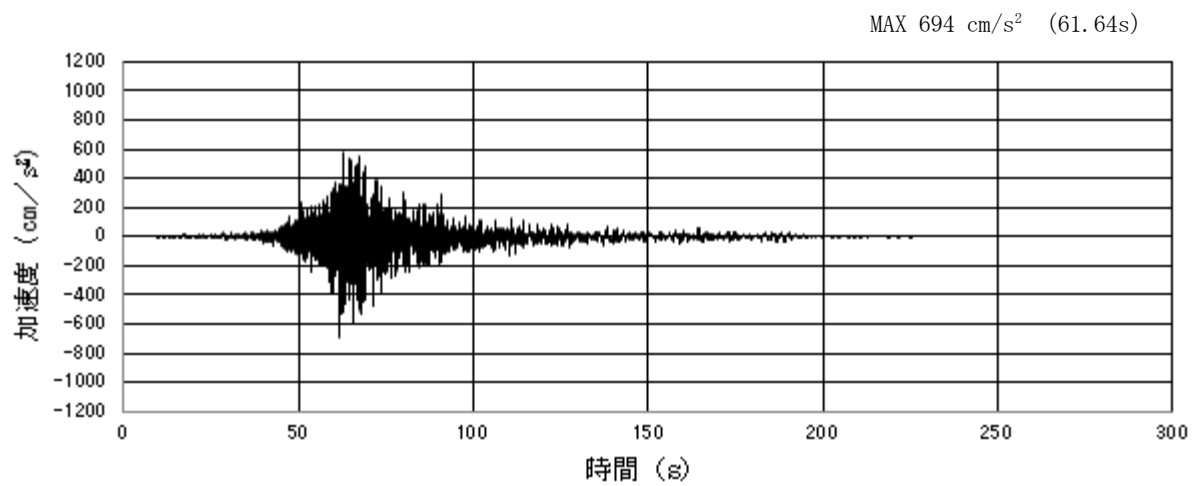


(a) 加速度時刻歴波形

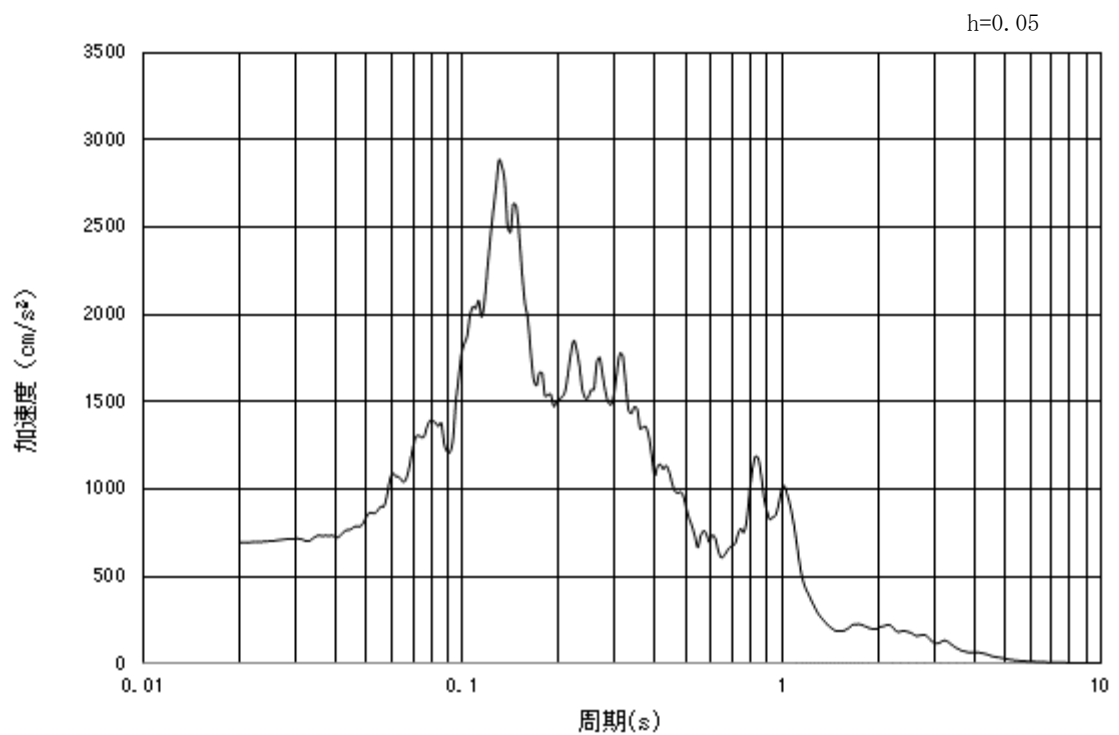


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.4$)

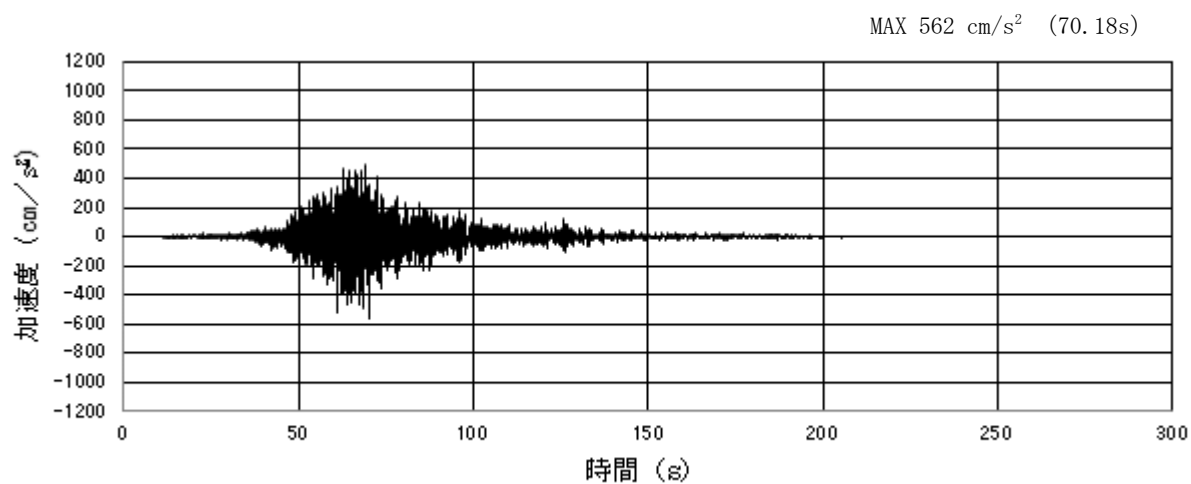


(a) 加速度時刻歴波形

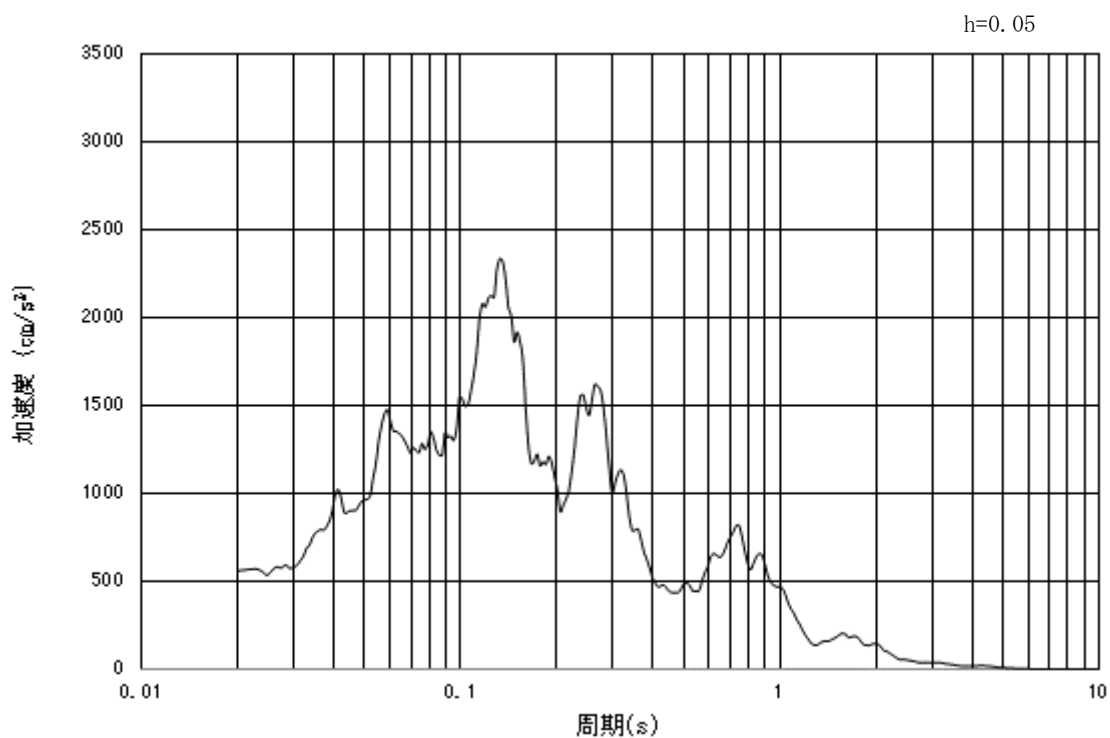


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

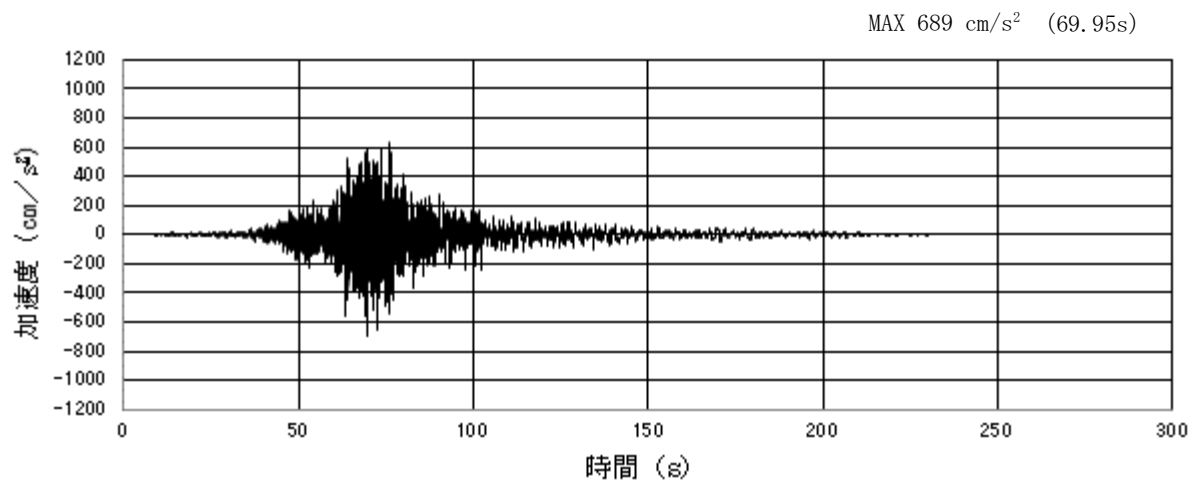


(a) 加速度時刻歴波形

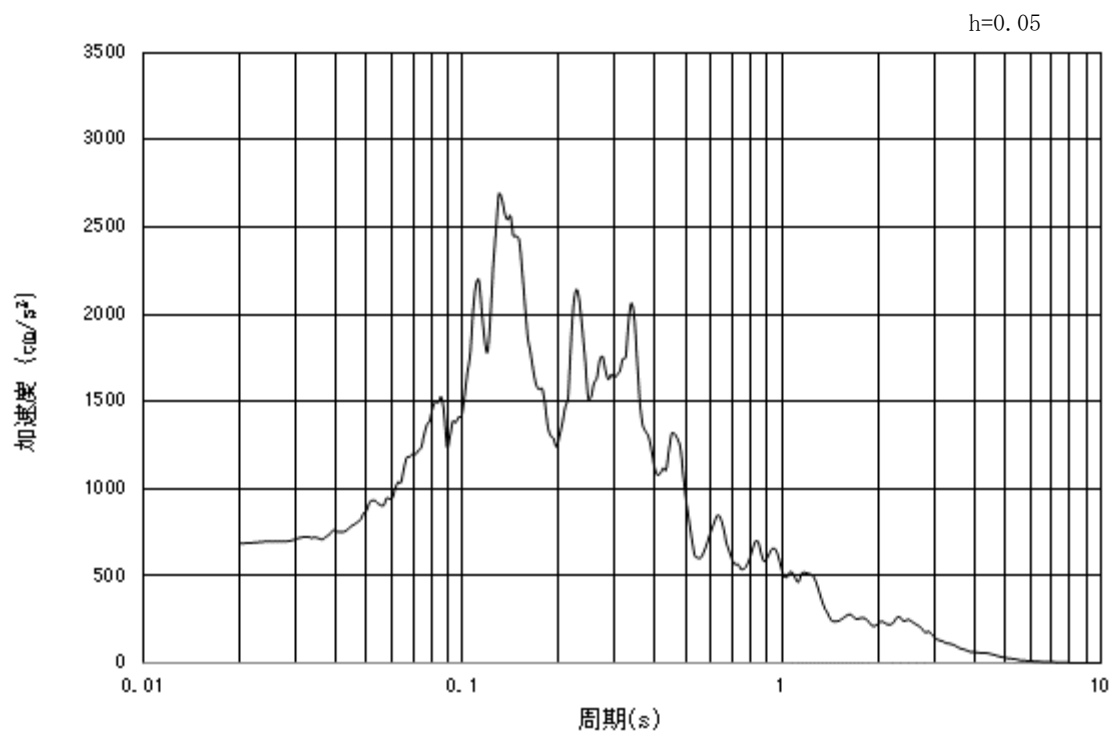


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.1$)

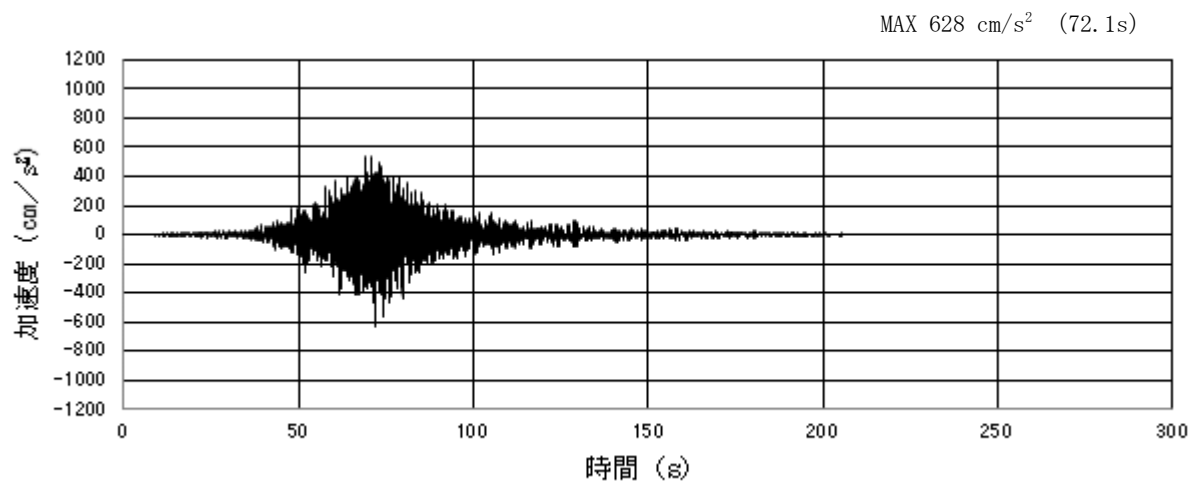


(a) 加速度時刻歴波形

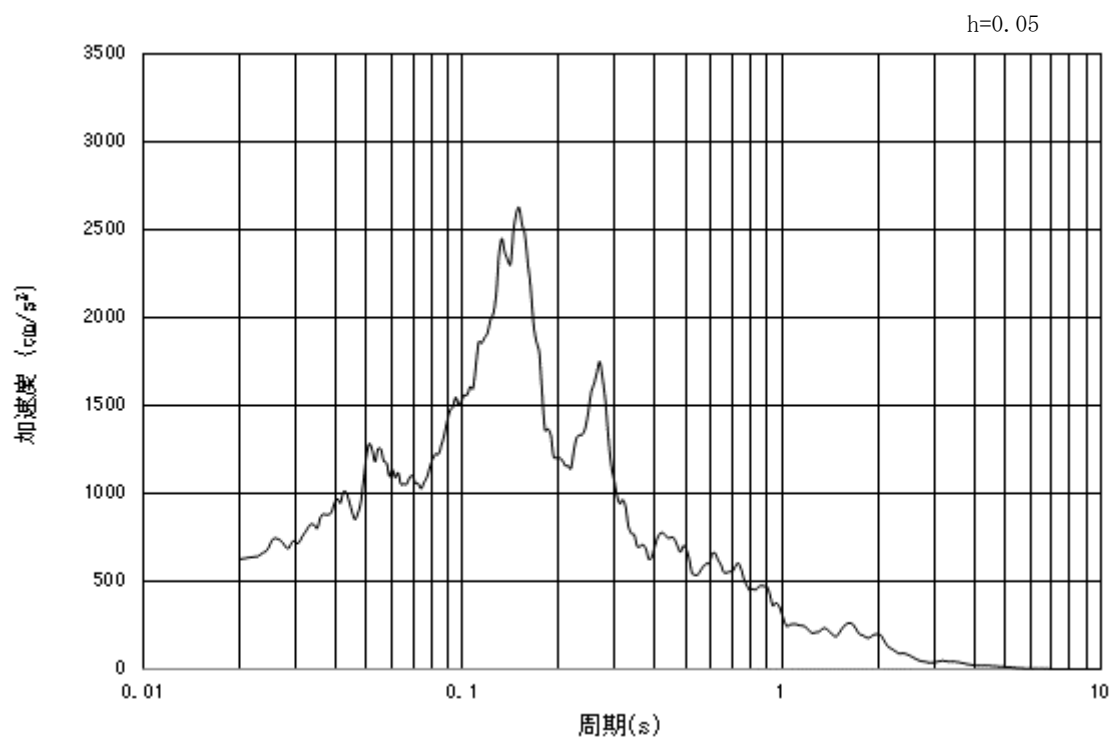


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

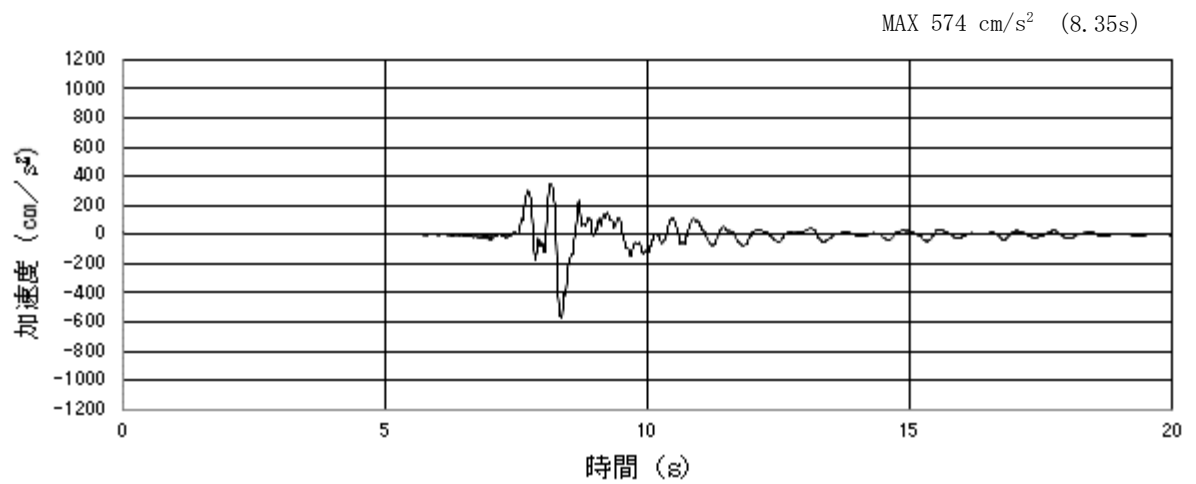


(a) 加速度時刻歴波形

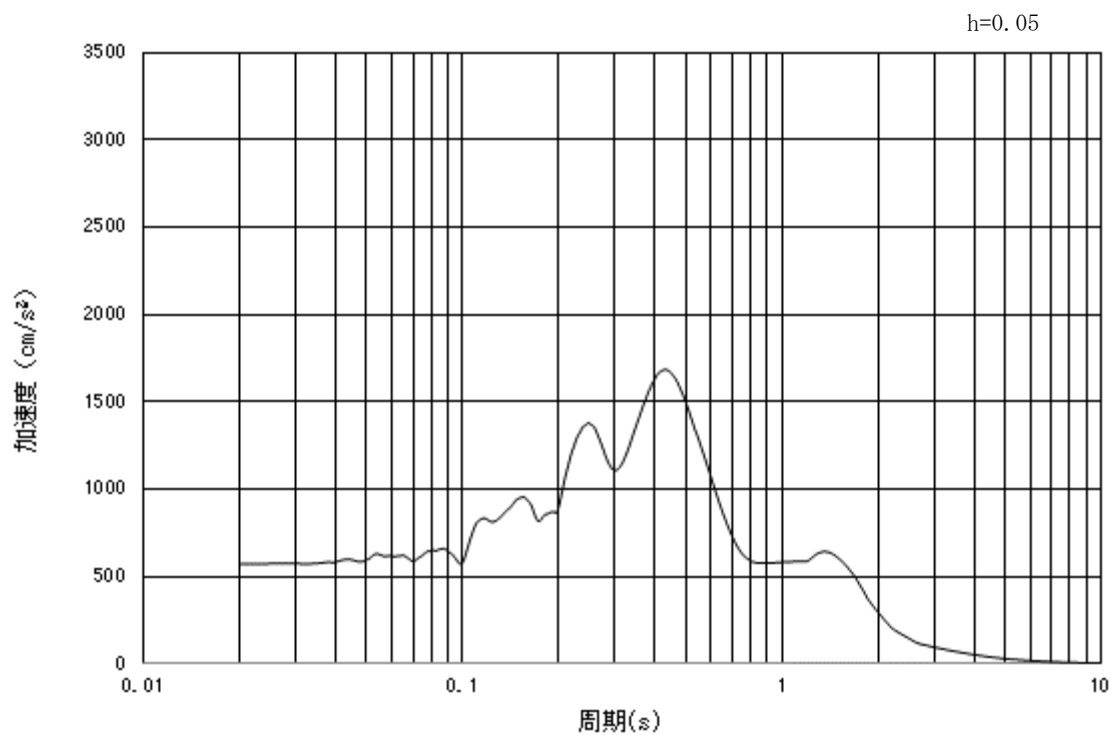


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)

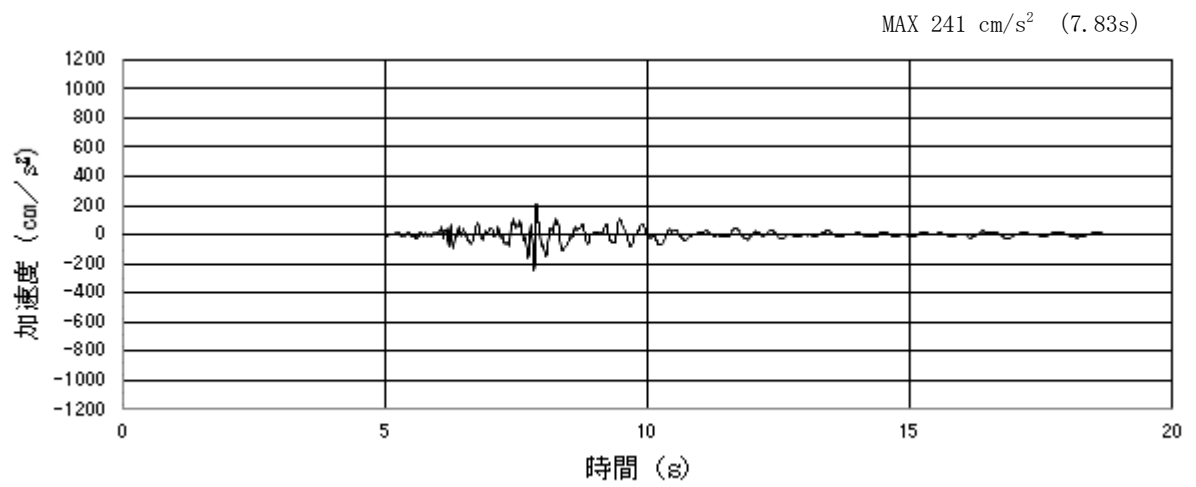


(a) 加速度時刻歴波形

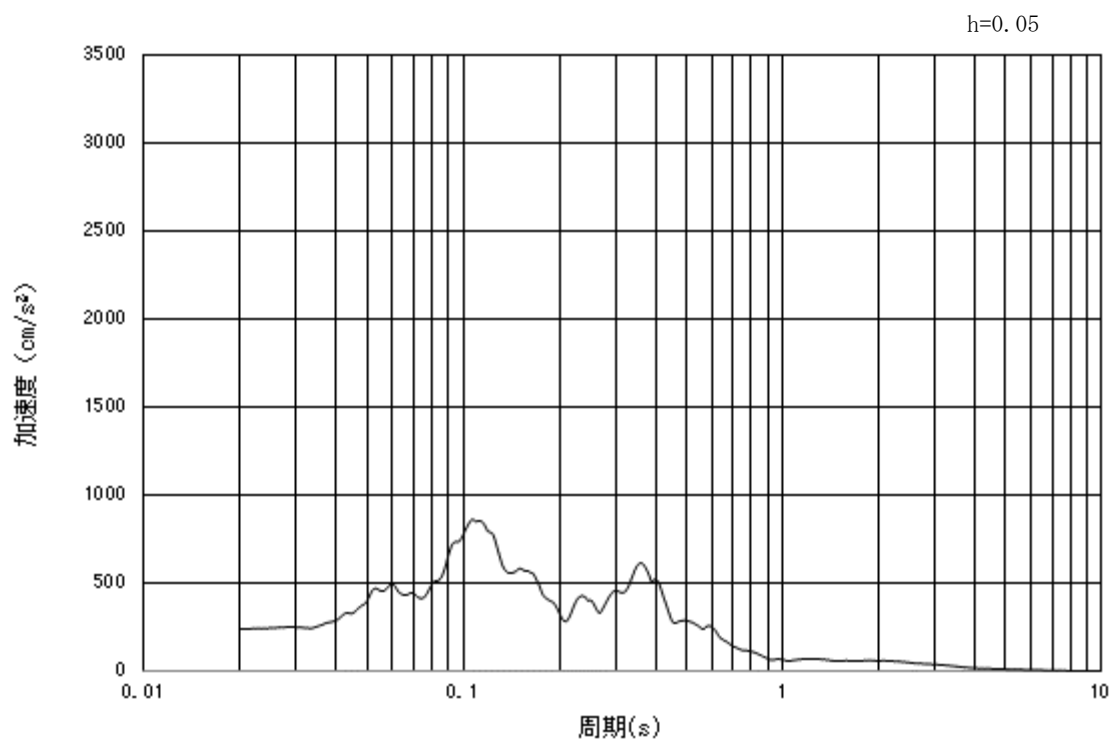


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 3.1$)



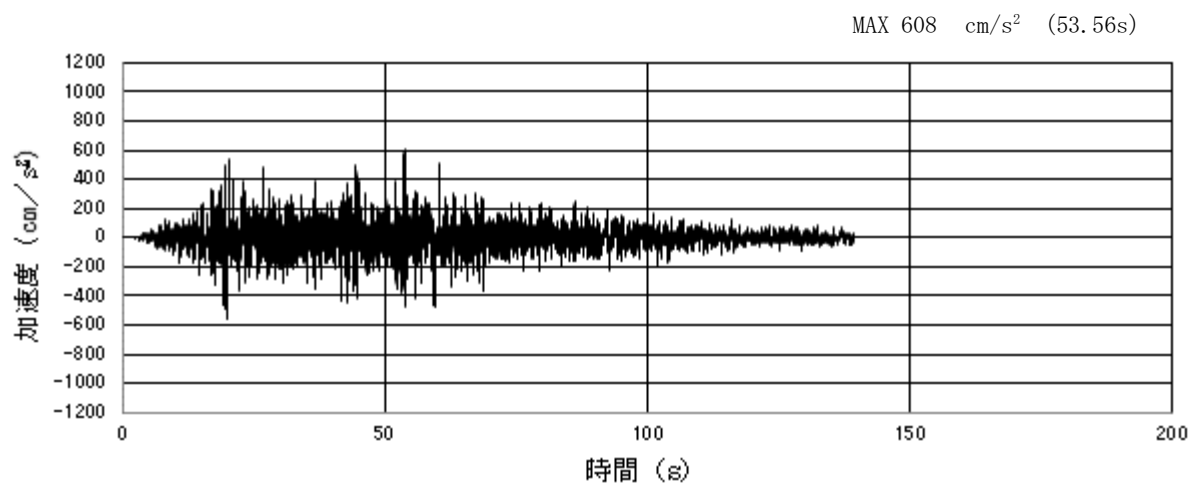
(a) 加速度時刻歴波形



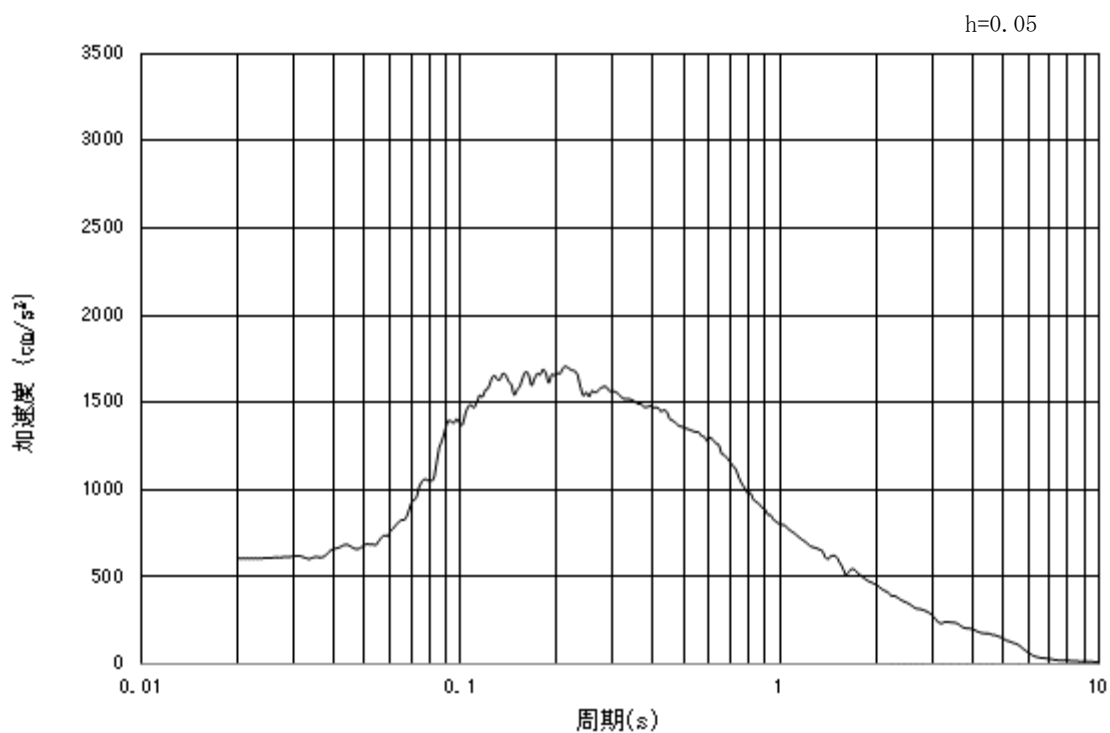
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 3.1$)

3.4.2 断面②

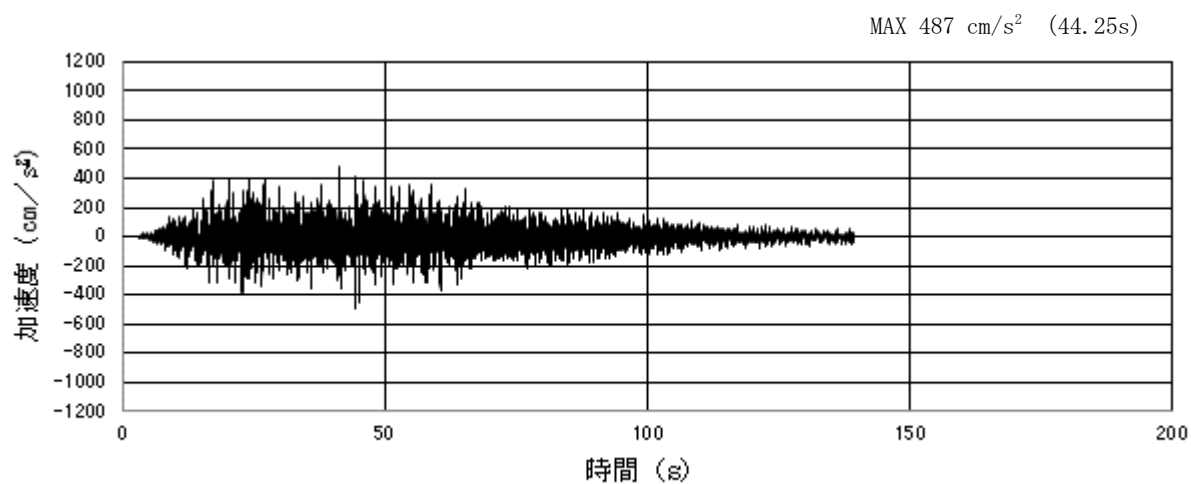


(a) 加速度時刻歴波形

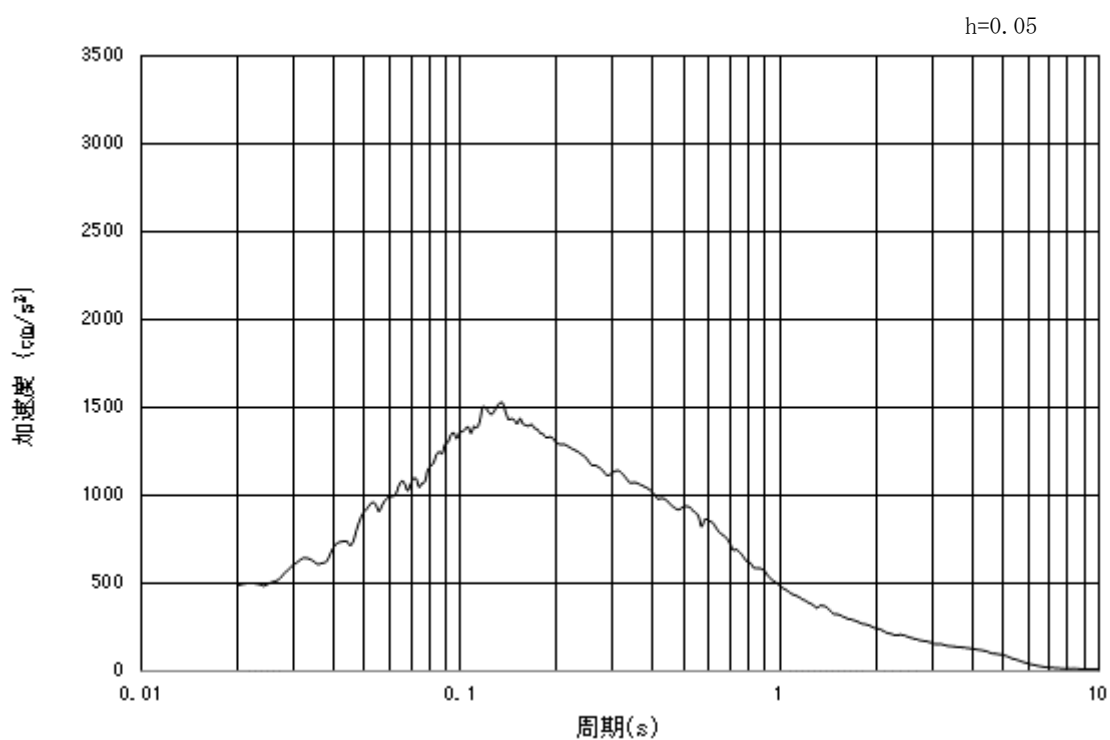


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - D1$)

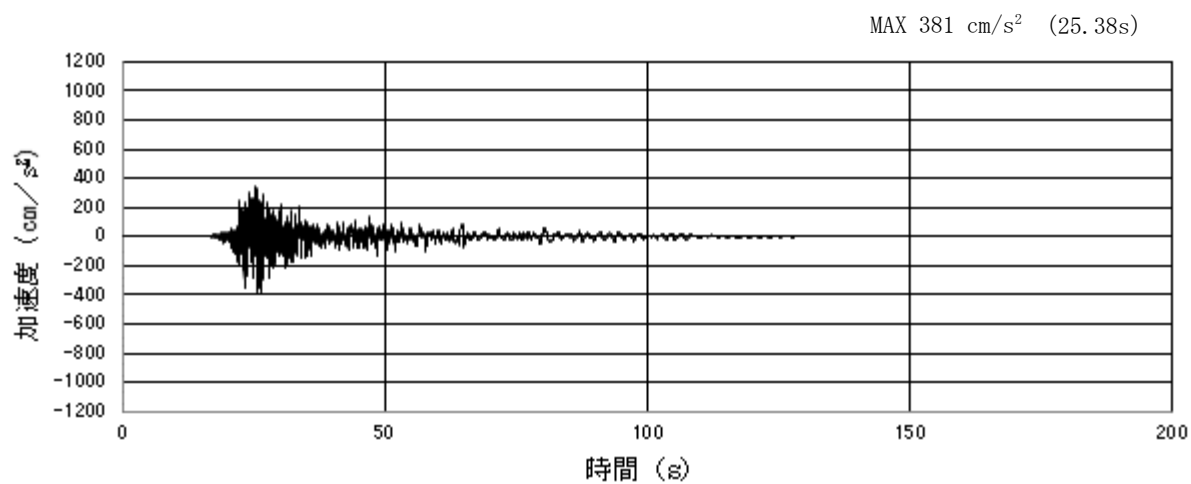


(a) 加速度時刻歴波形

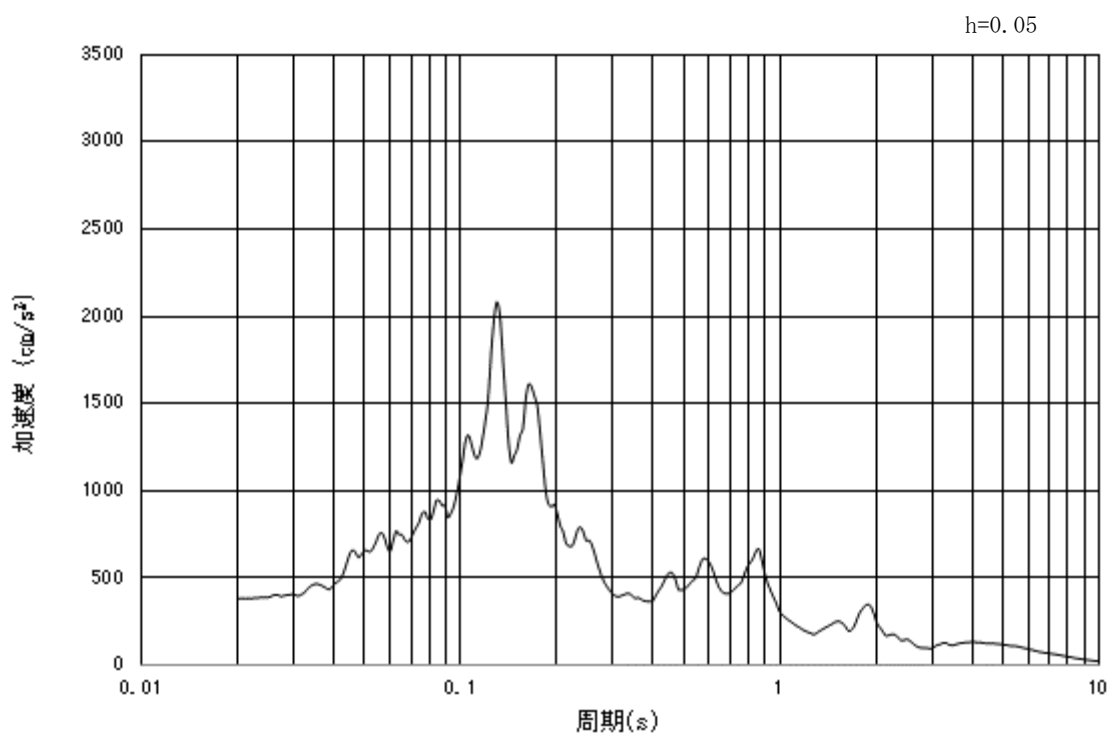


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - D1$)

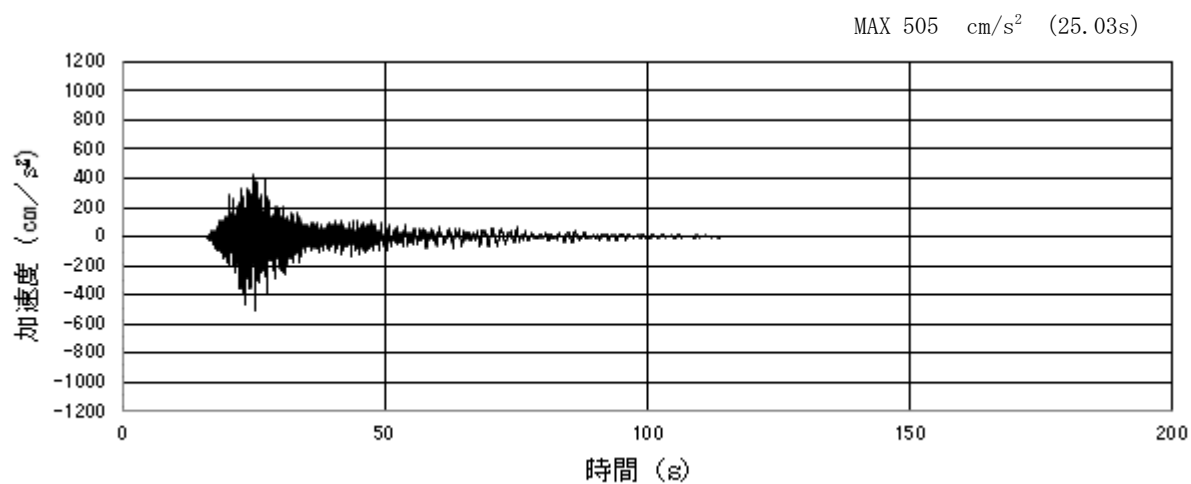


(a) 加速度時刻歴波形

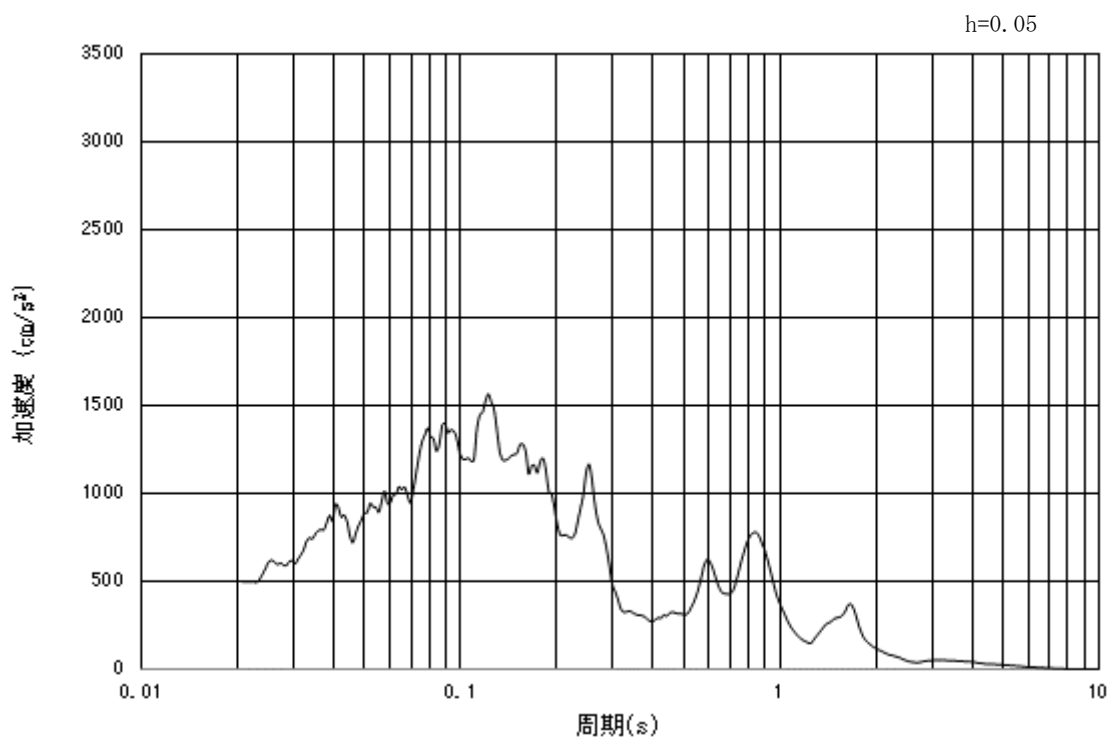


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

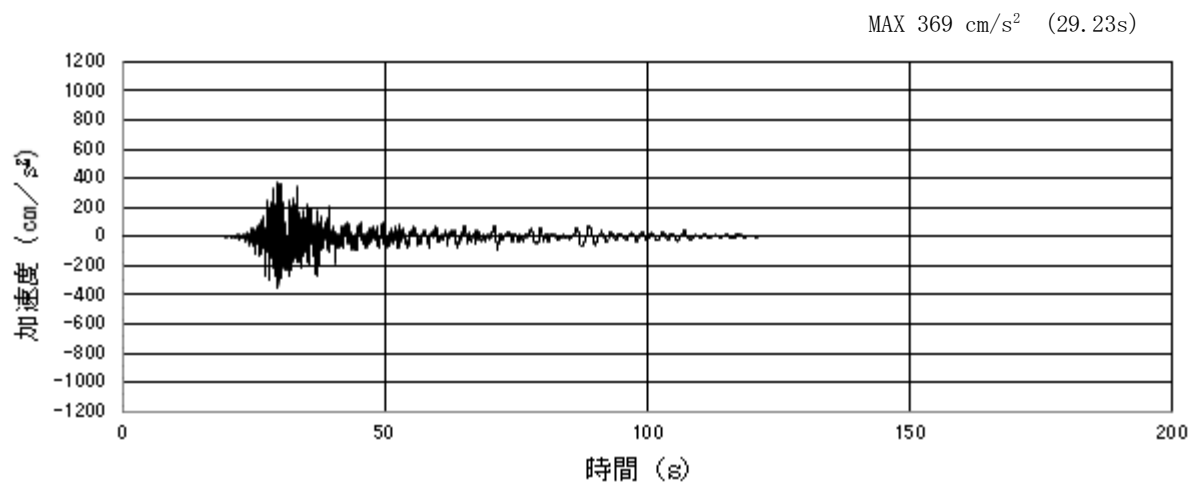


(a) 加速度時刻歴波形

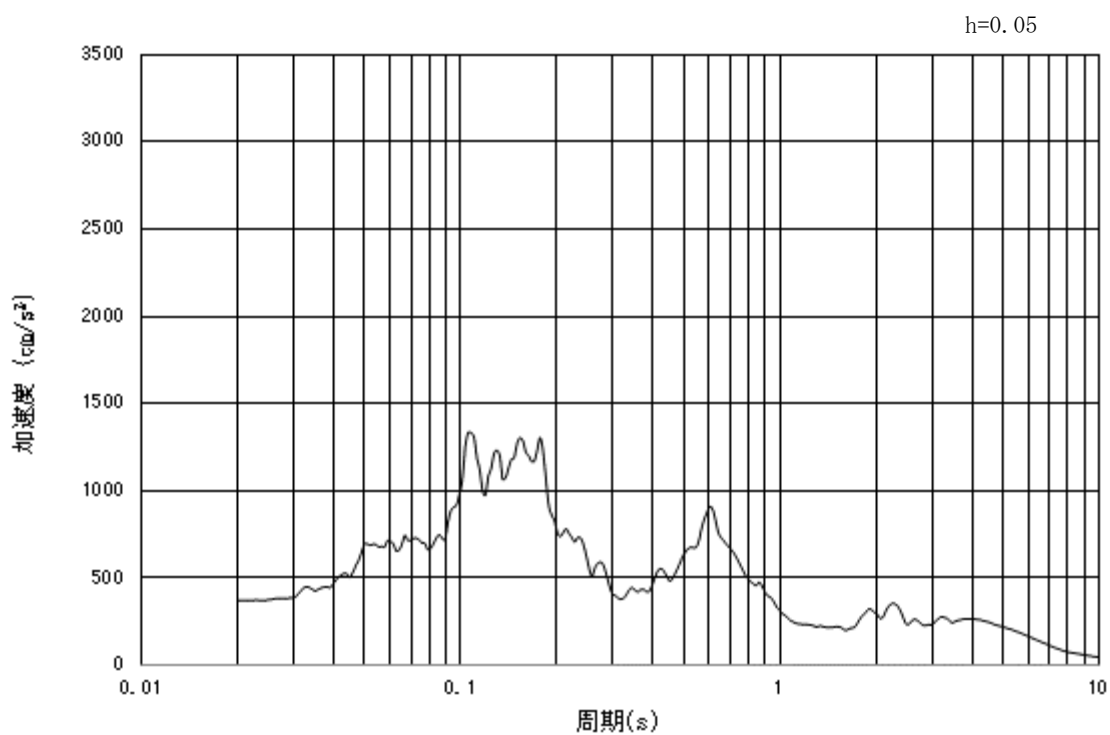


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

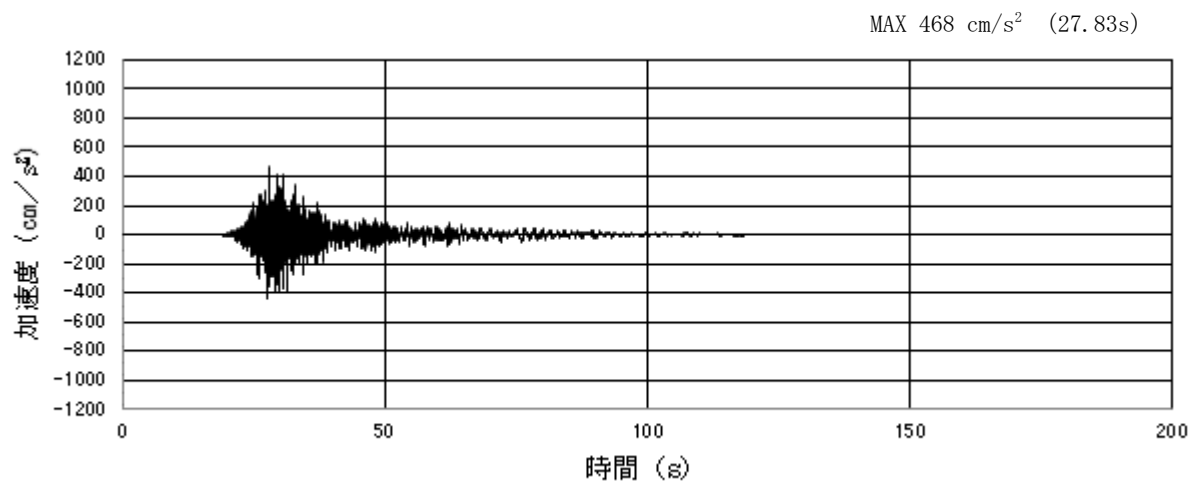


(a) 加速度時刻歴波形

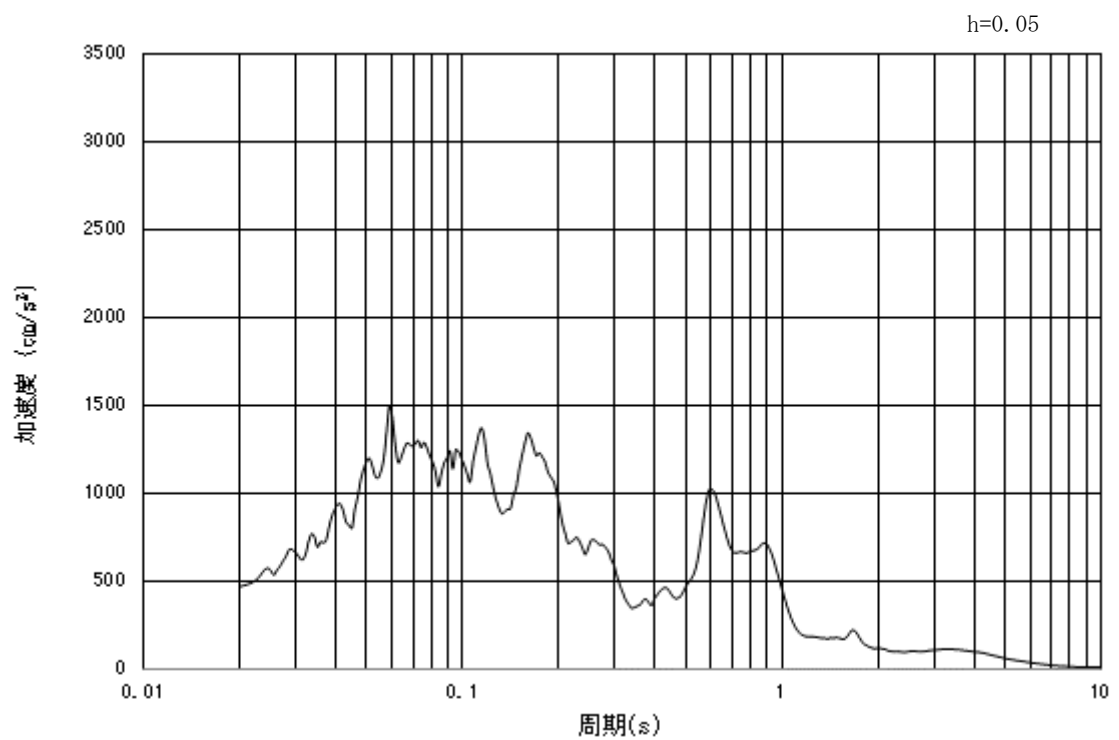


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

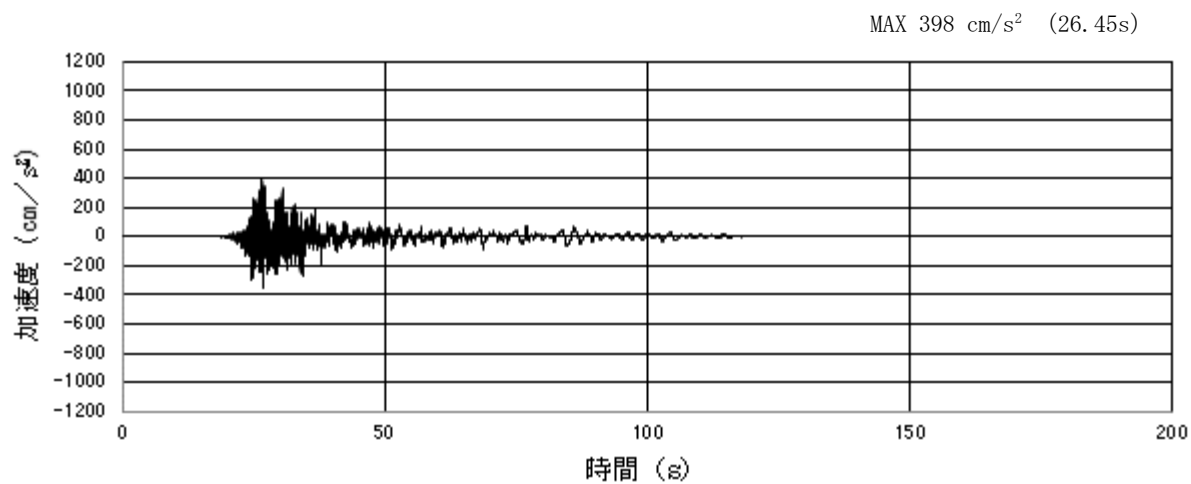


(a) 加速度時刻歴波形

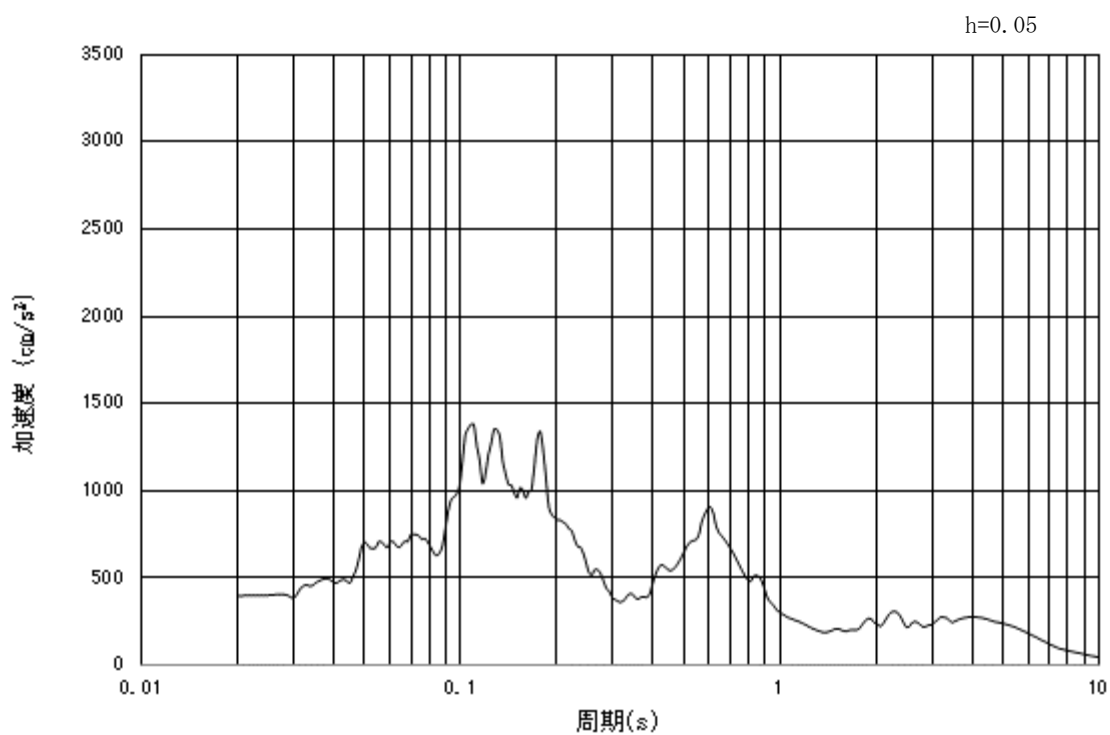


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)

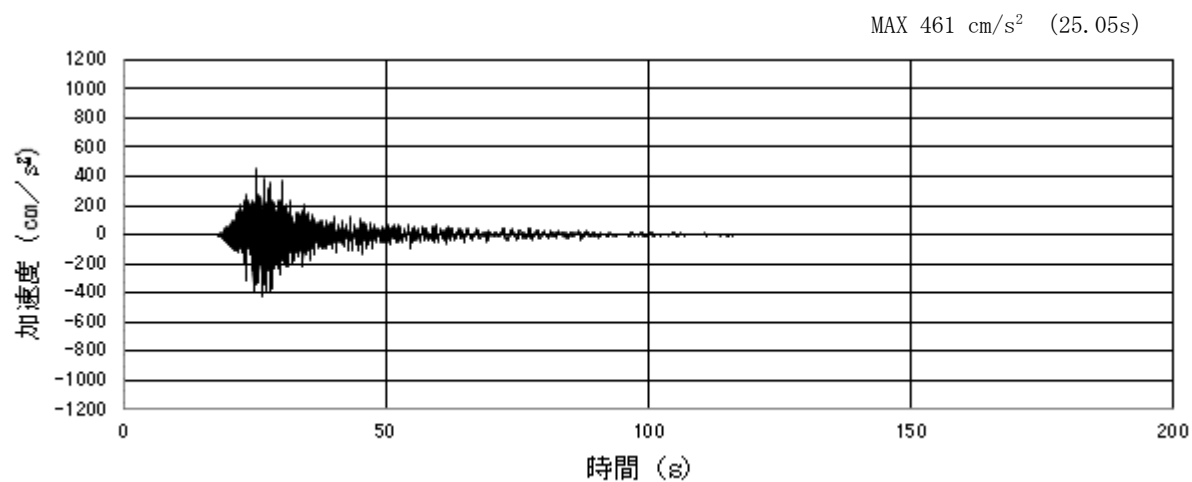


(a) 加速度時刻歴波形

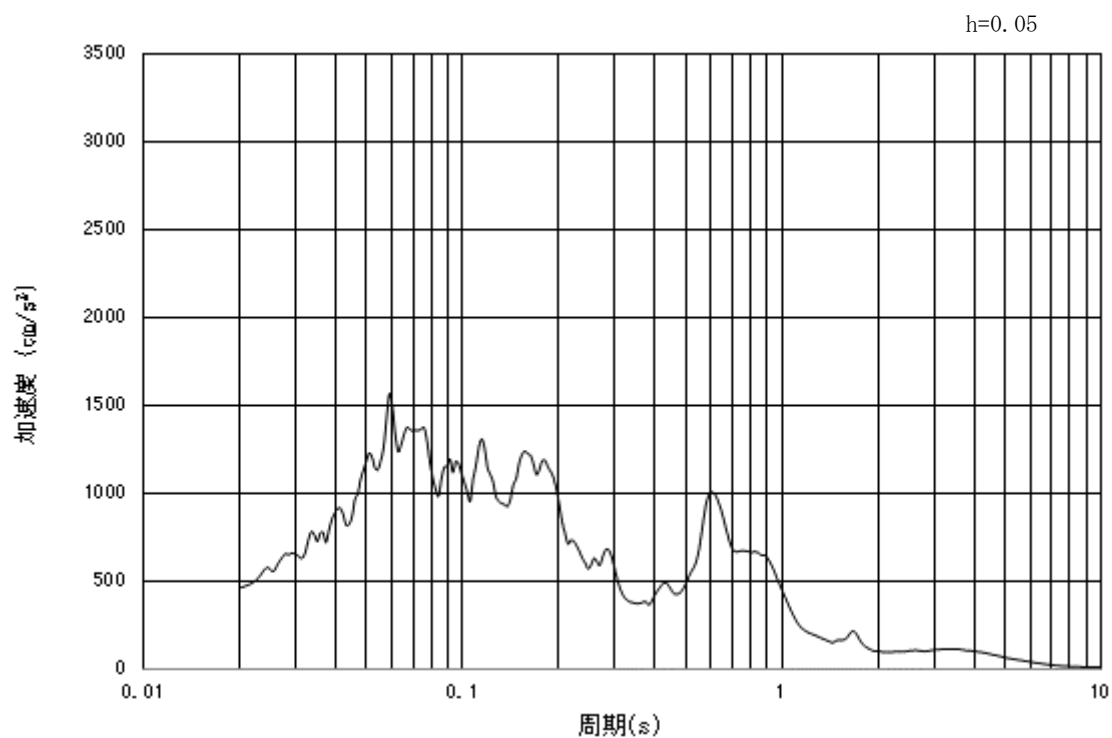


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

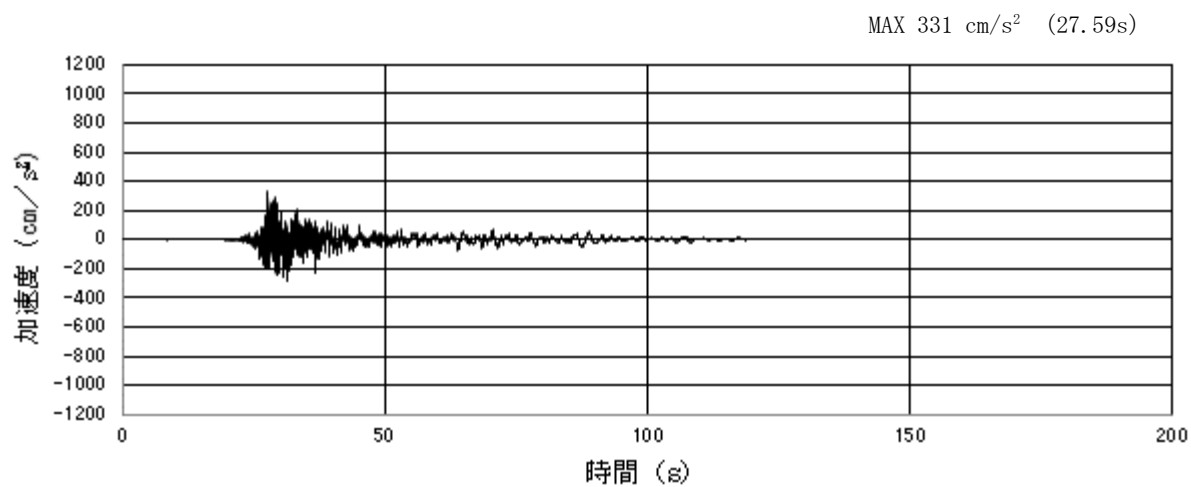


(a) 加速度時刻歴波形

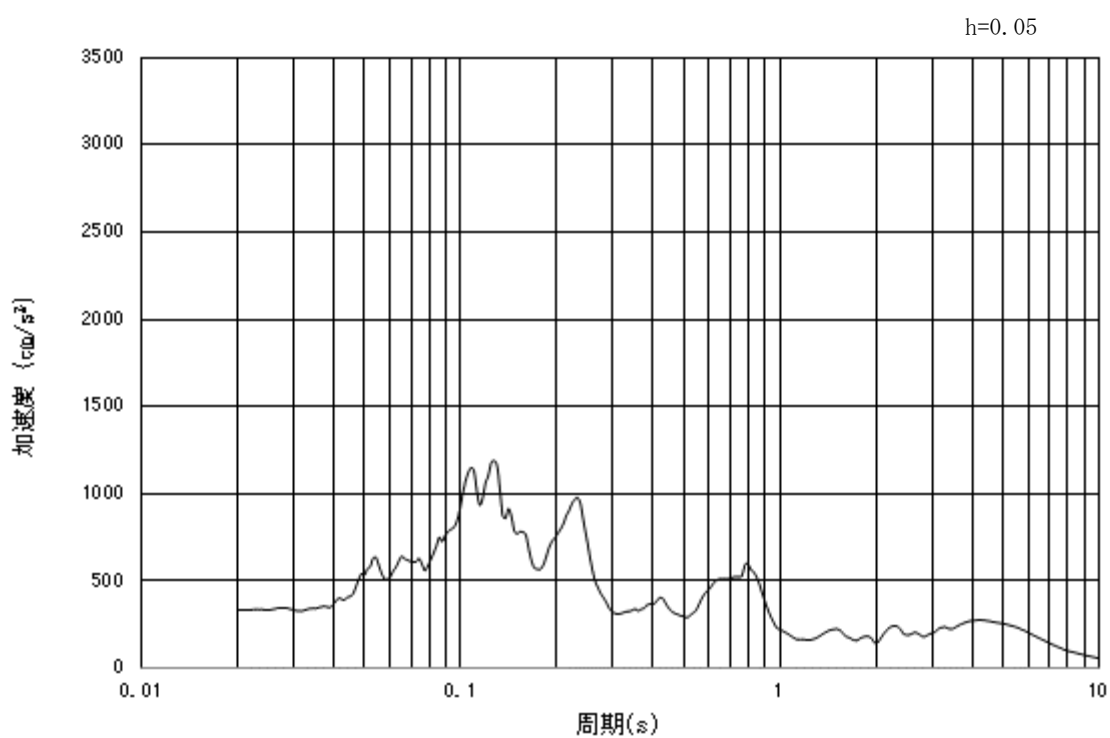


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

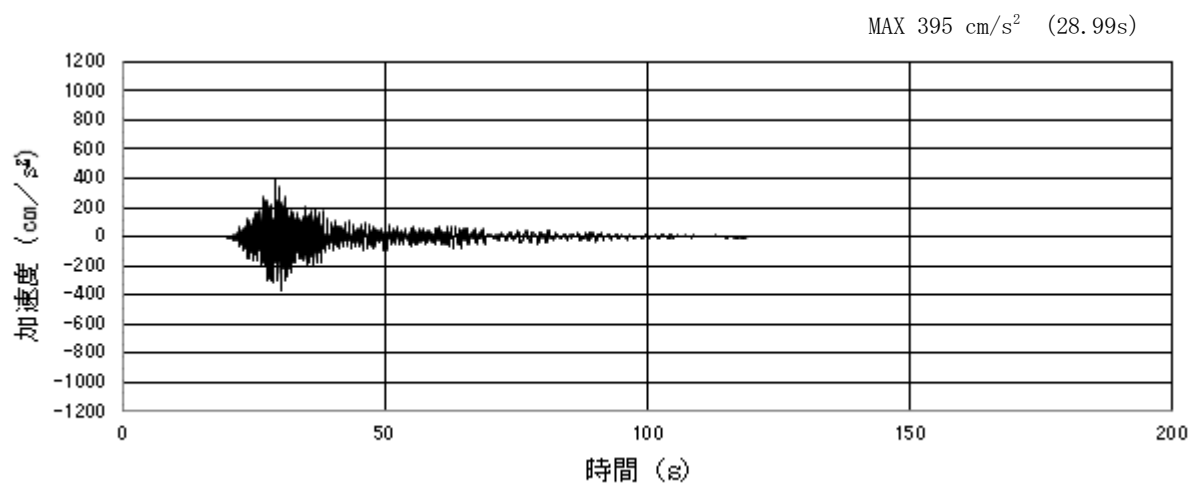


(a) 加速度時刻歴波形

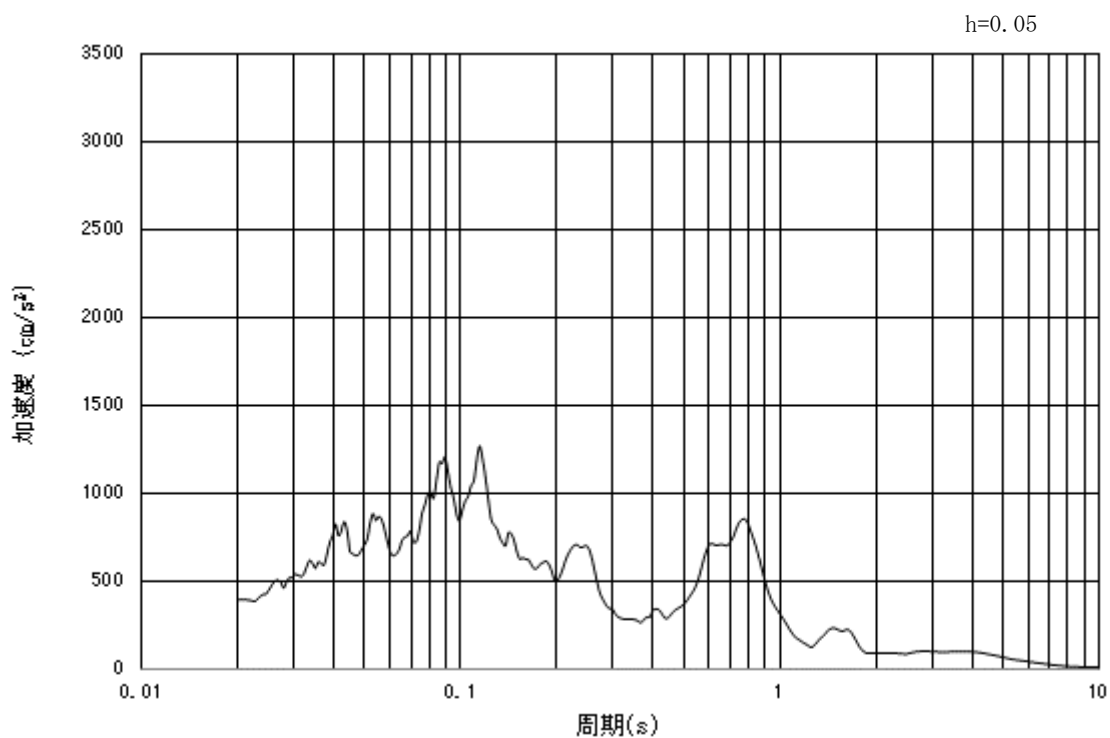


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.4$)

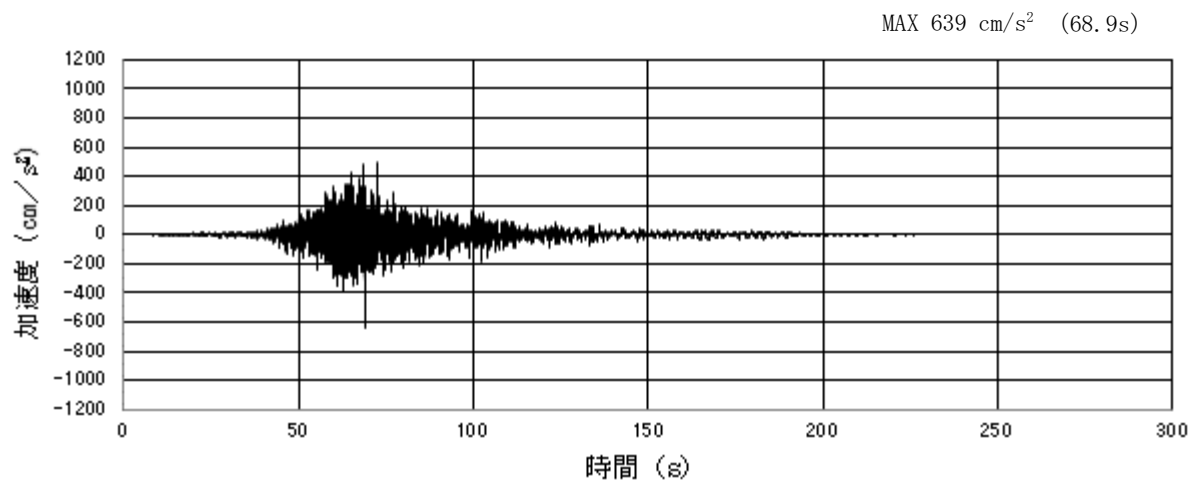


(a) 加速度時刻歴波形

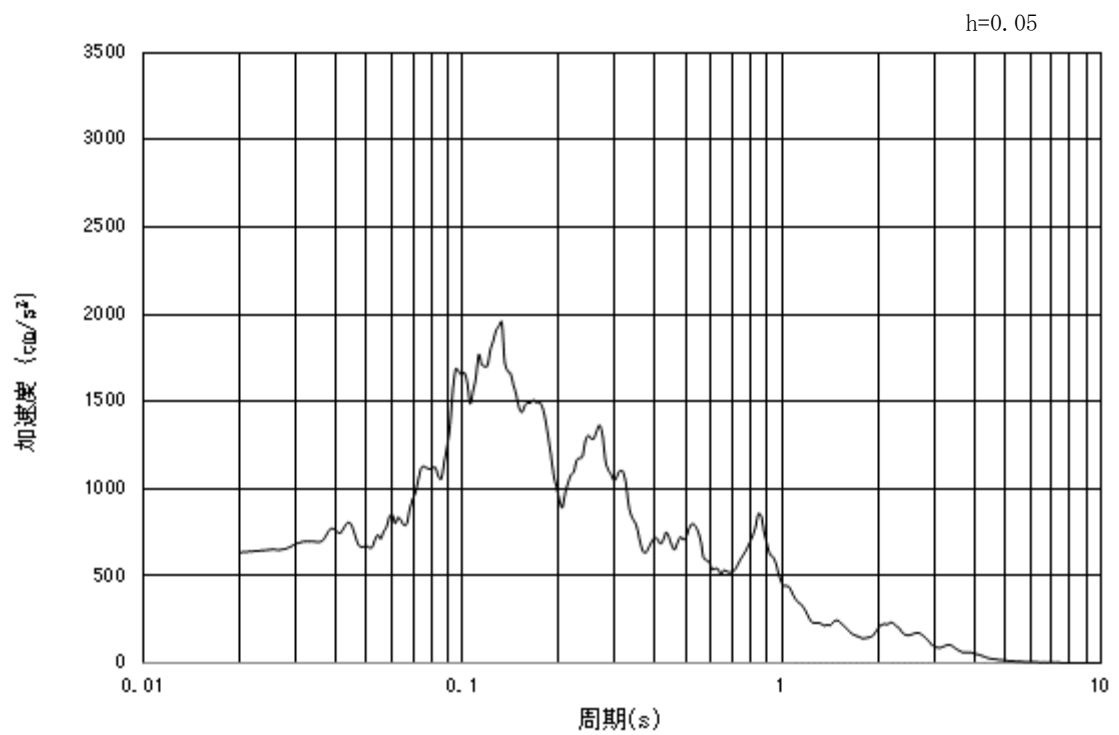


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.4$)

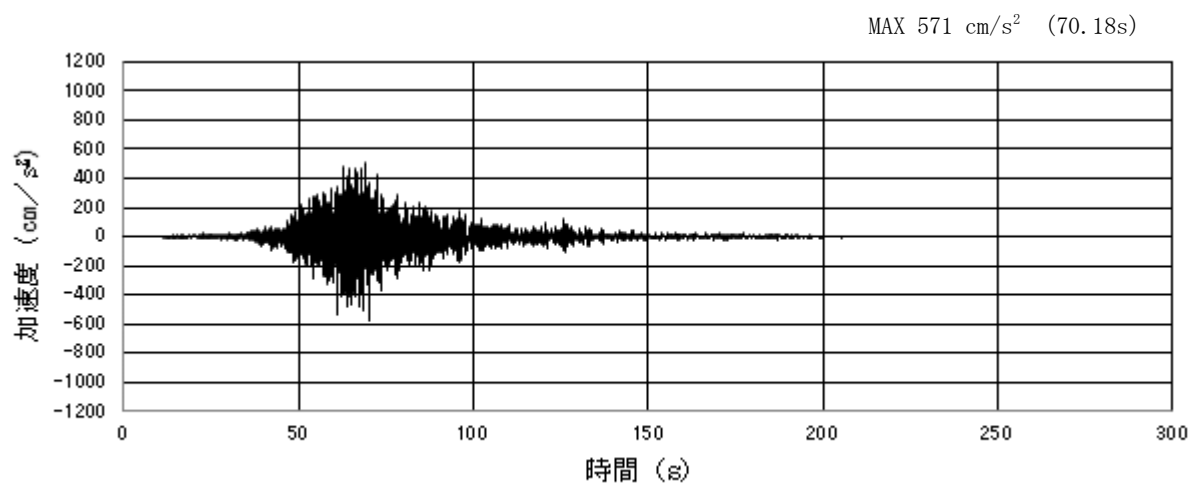


(a) 加速度時刻歴波形

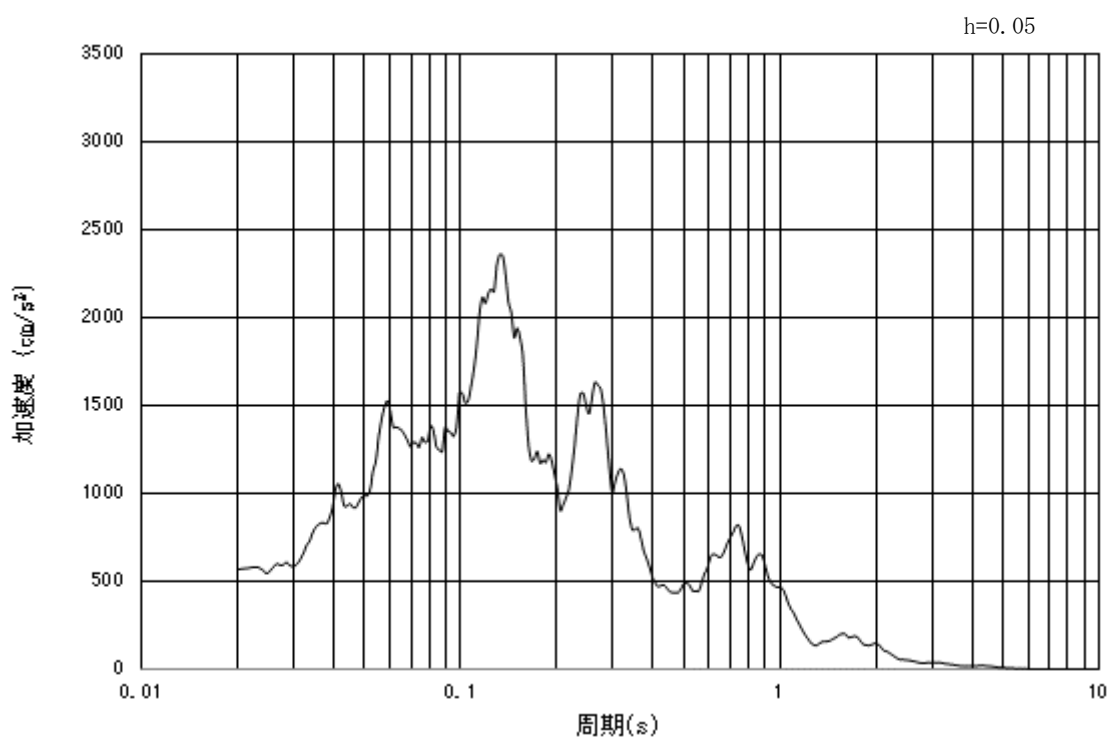


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 21$)

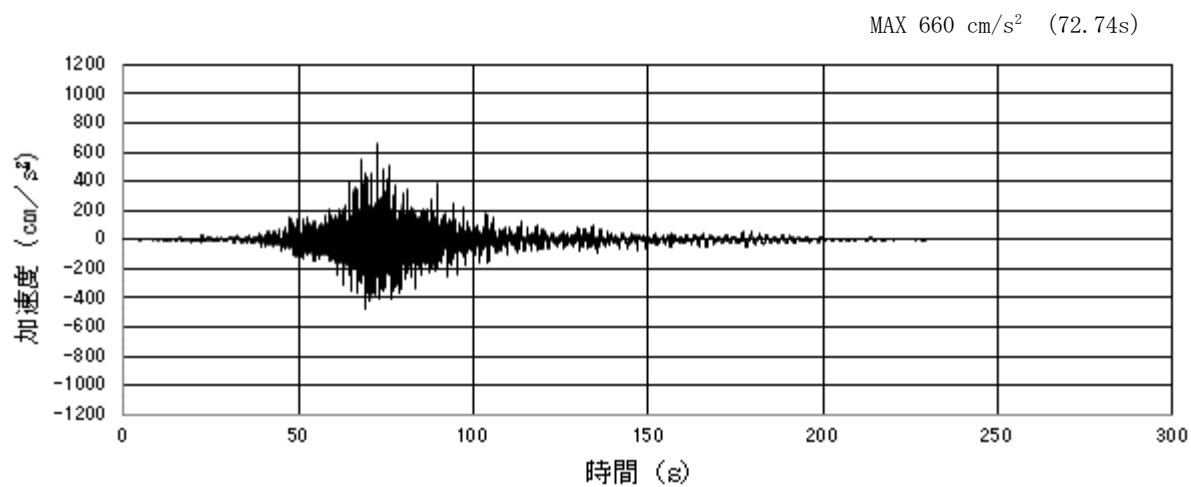


(a) 加速度時刻歴波形

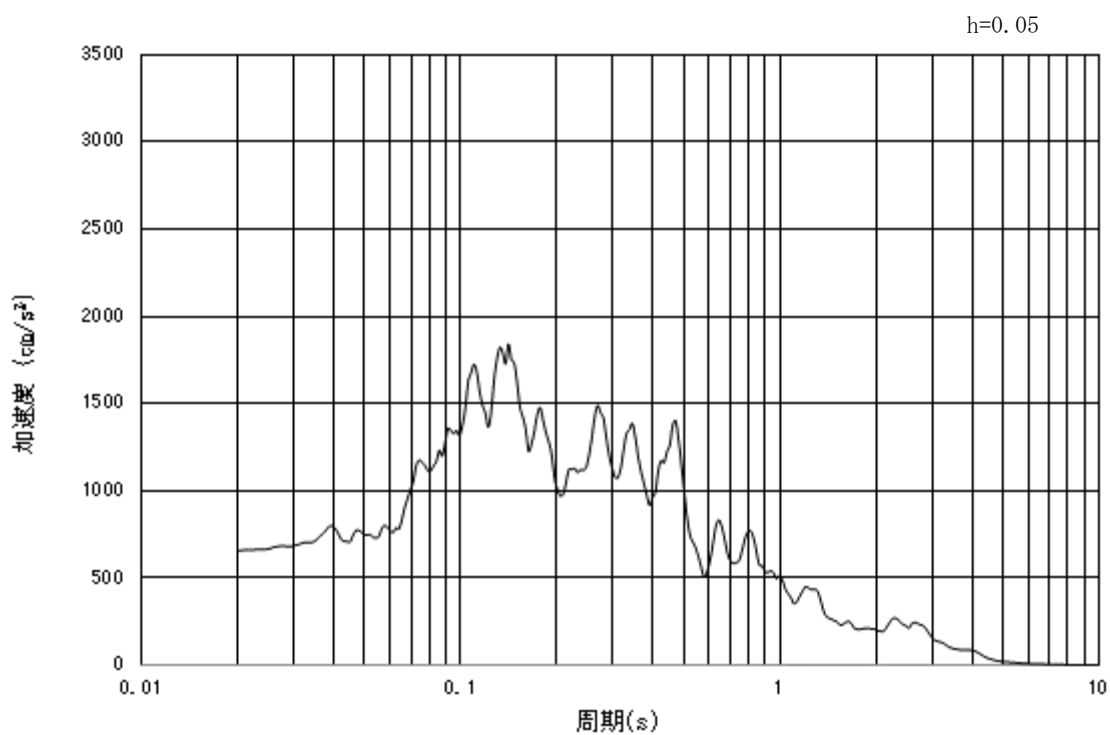


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.1$)

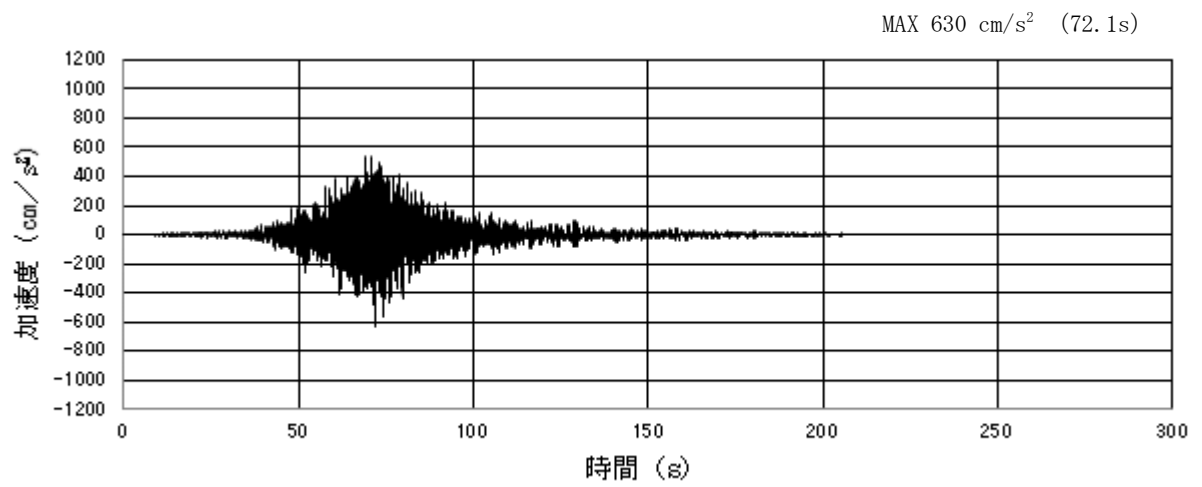


(a) 加速度時刻歴波形

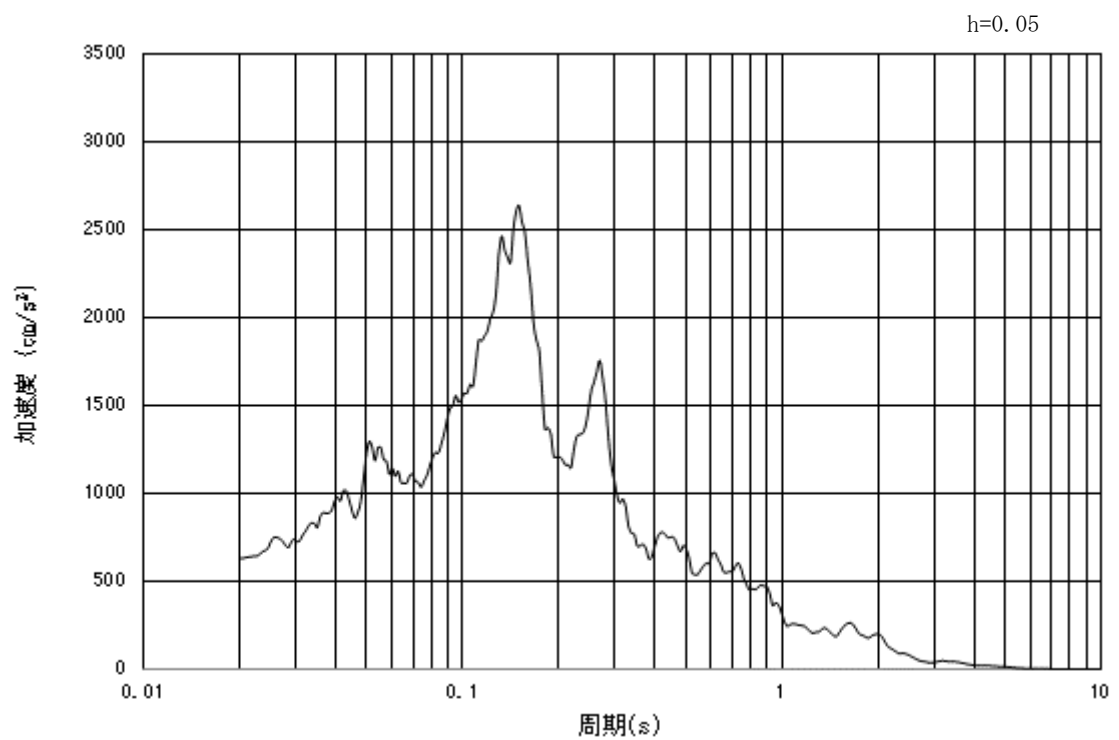


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

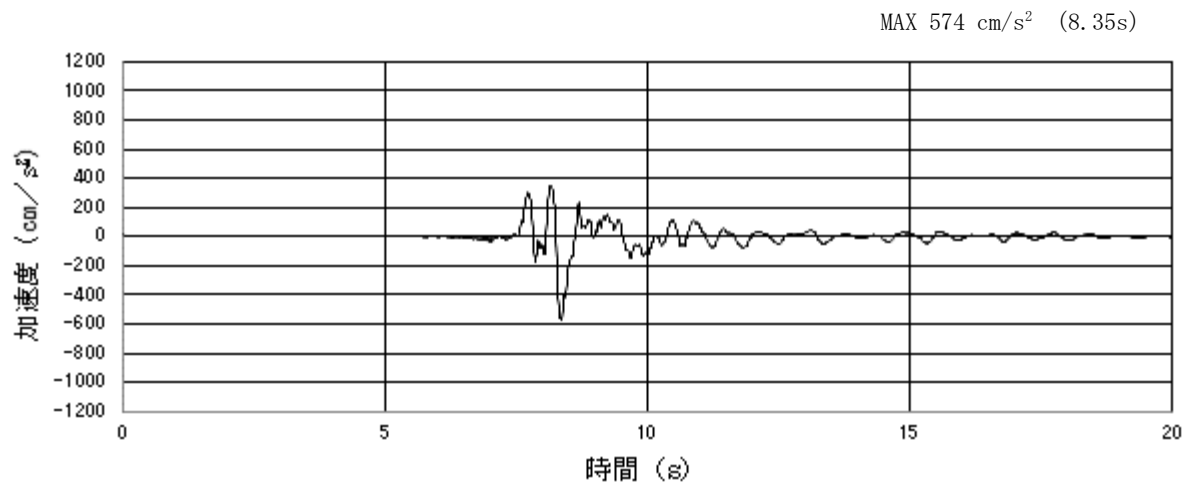


(a) 加速度時刻歴波形

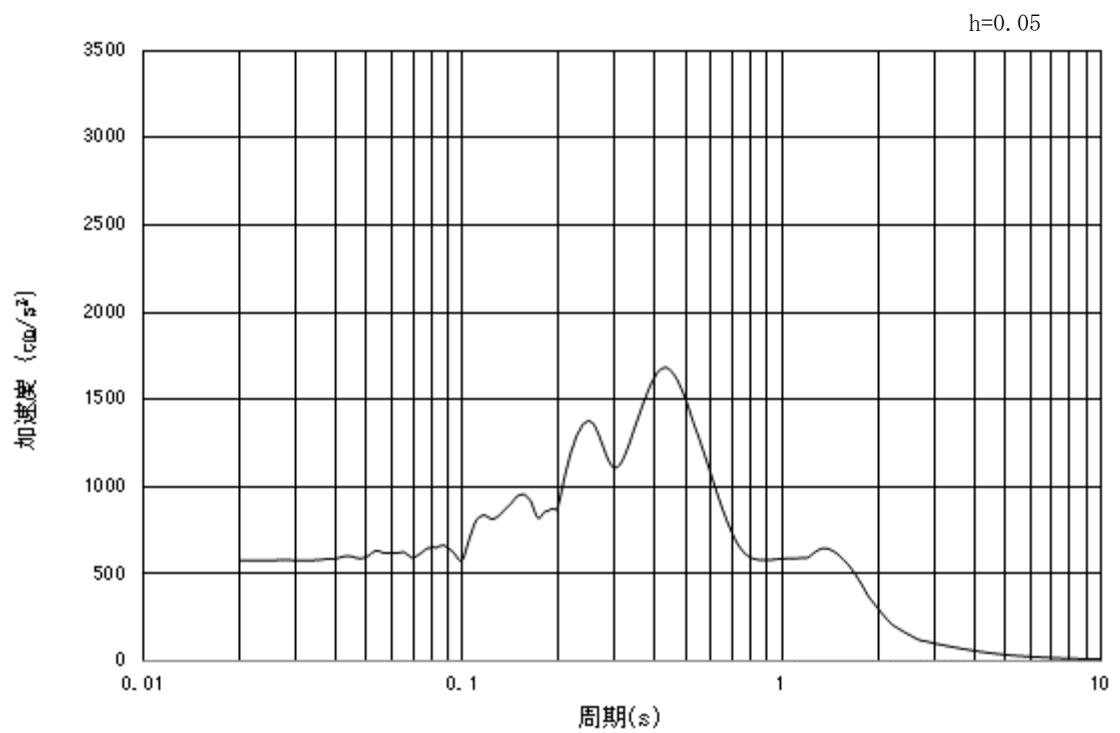


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)

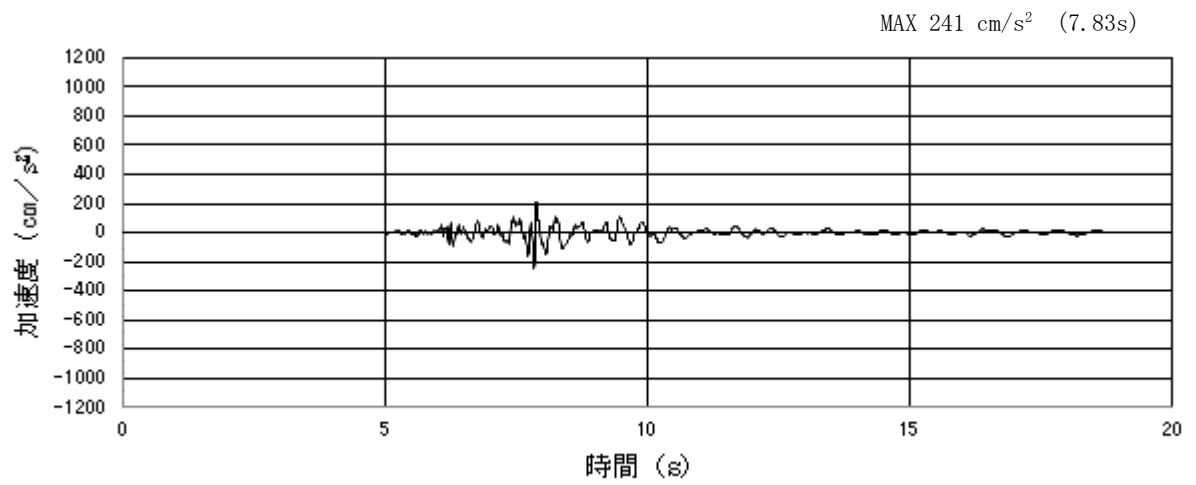


(a) 加速度時刻歴波形

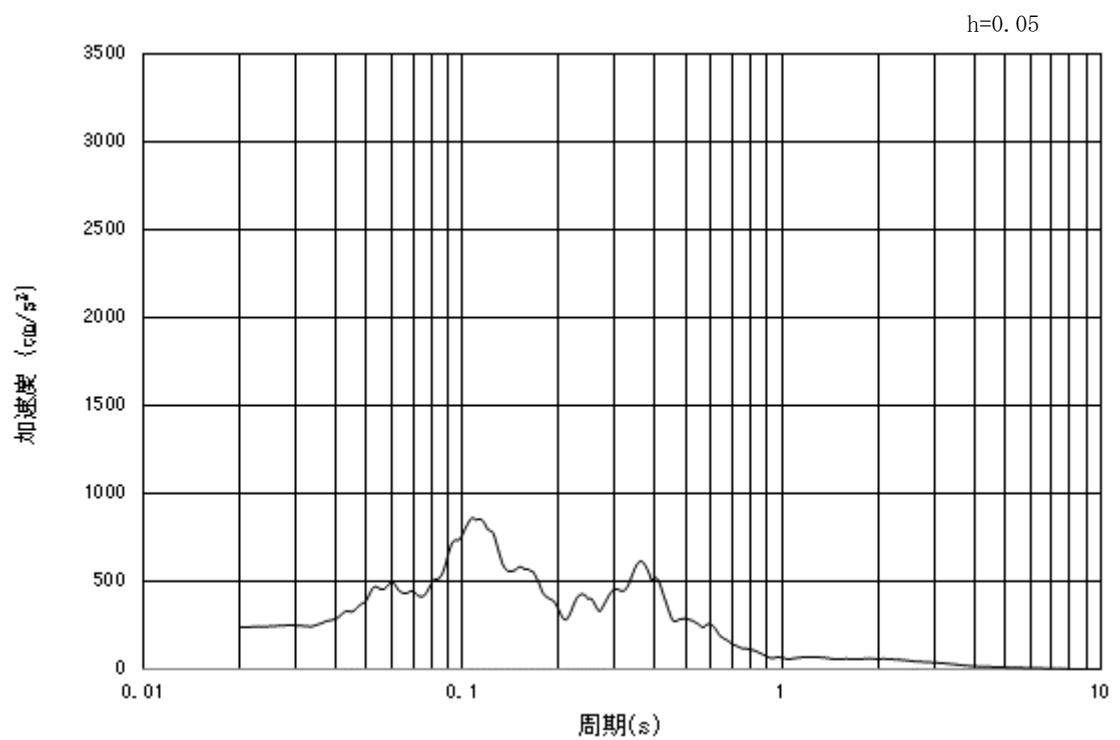


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 31$)



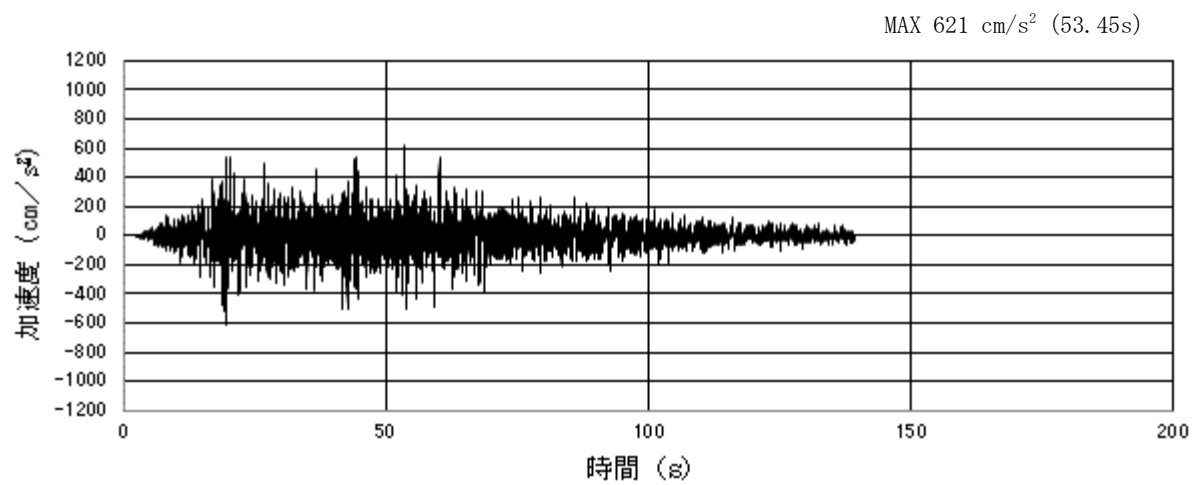
(a) 加速度時刻歴波形



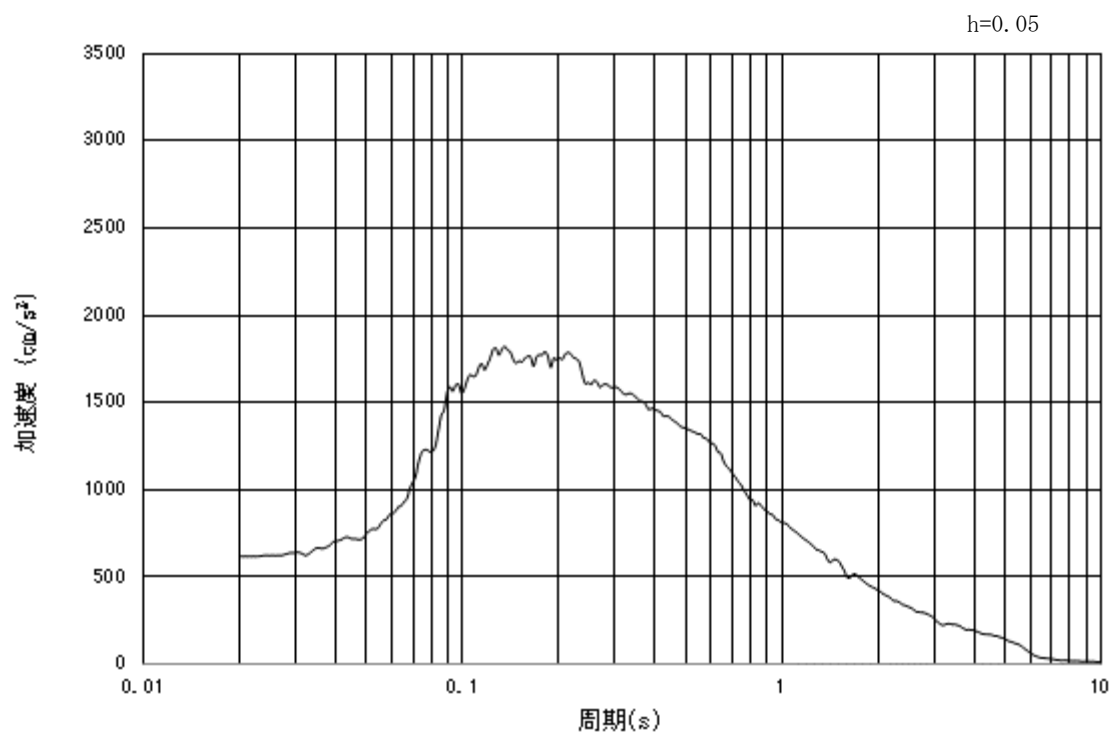
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 3.1$)

3.4.3 断面③

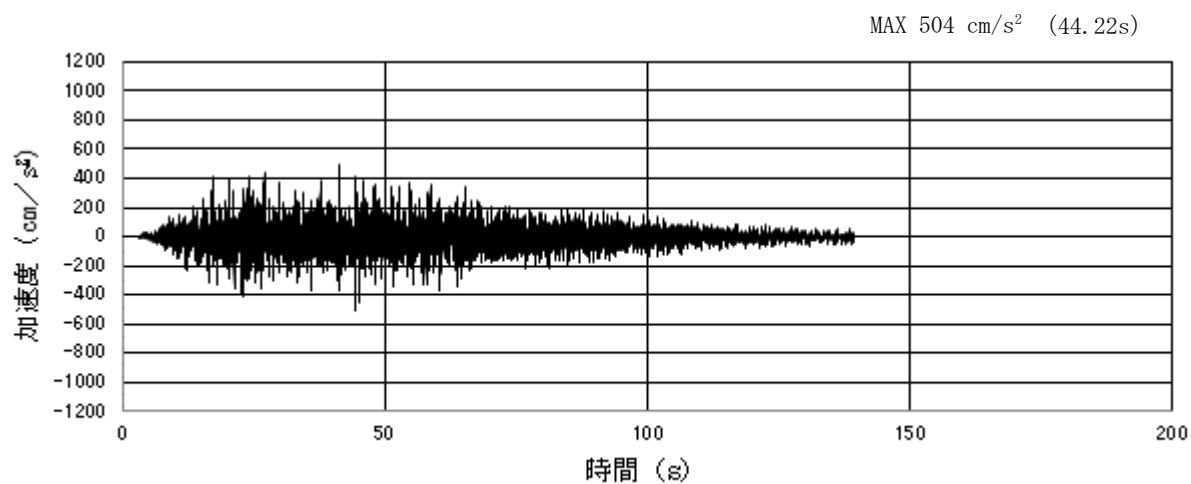


(a) 加速度時刻歴波形

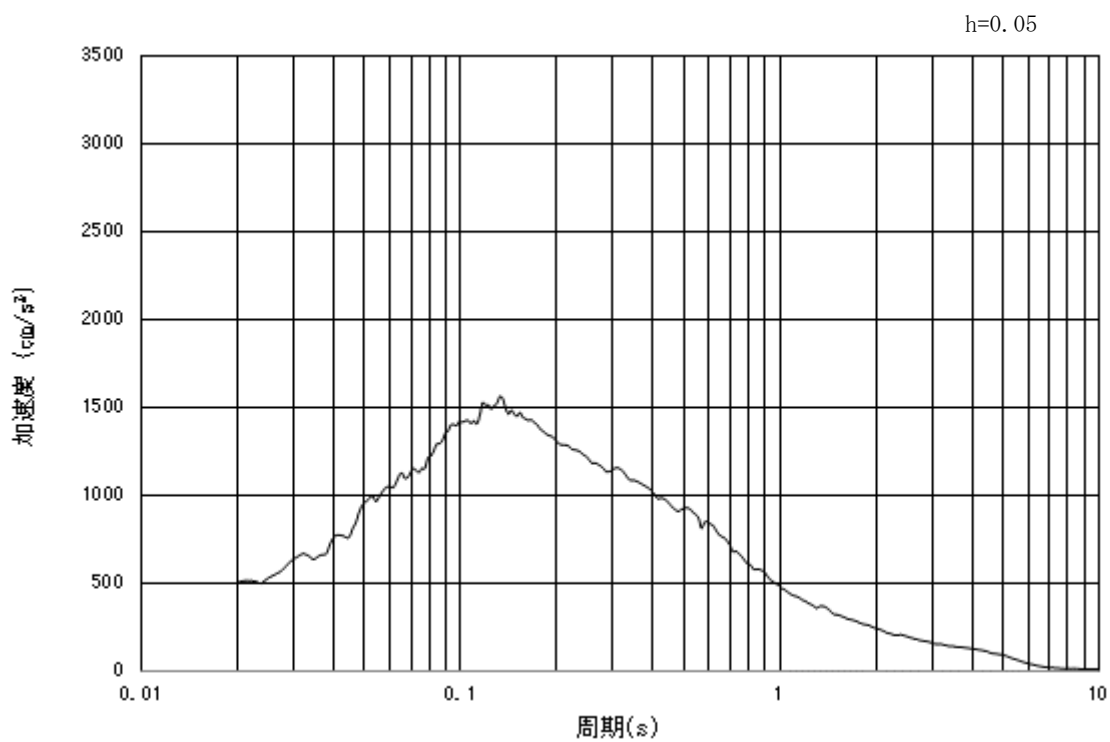


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - D1$)

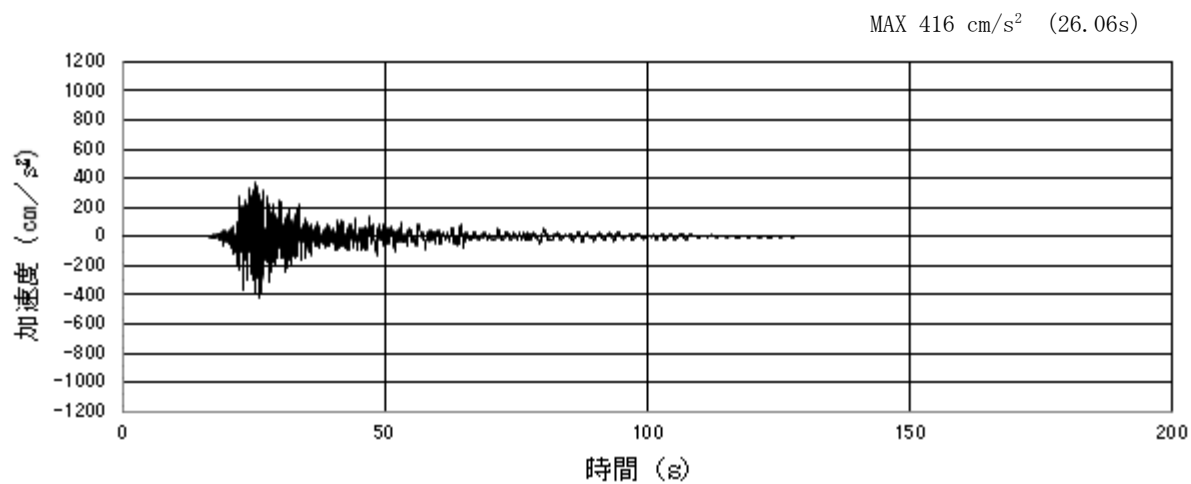


(a) 加速度時刻歴波形

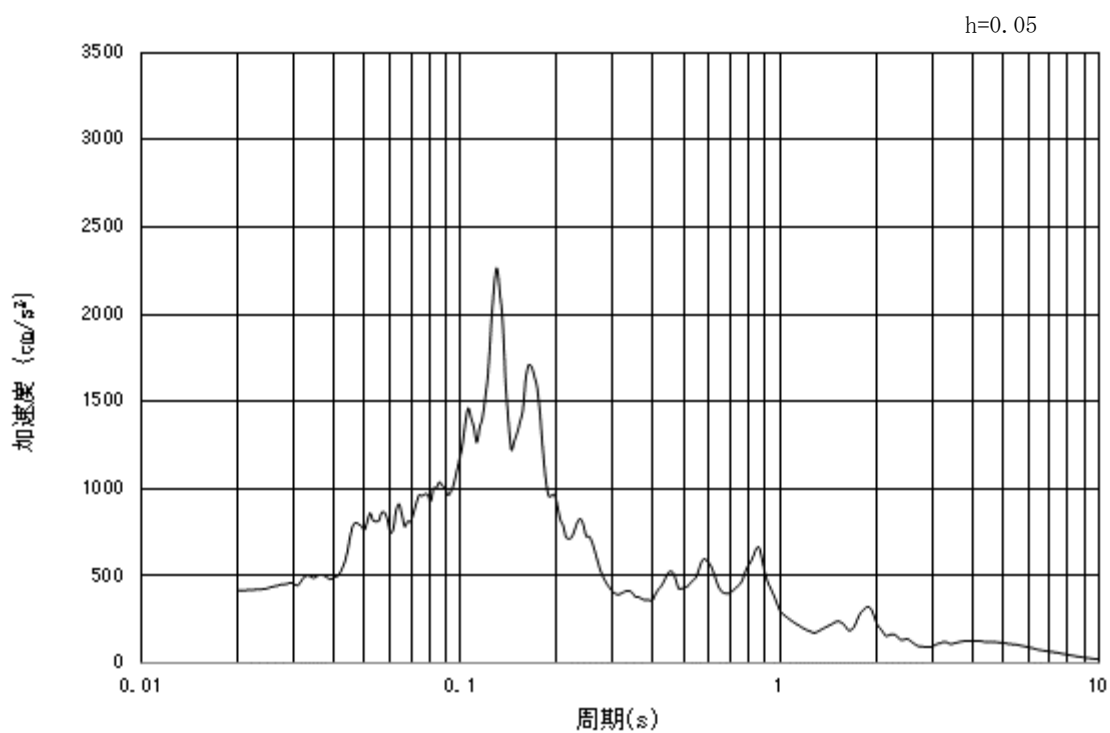


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_s-D1)

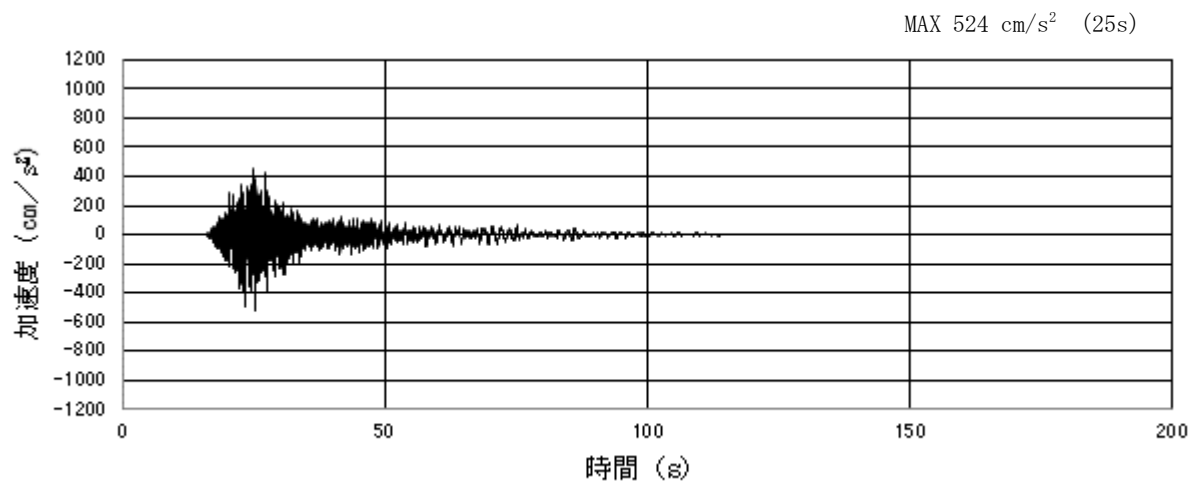


(a) 加速度時刻歴波形

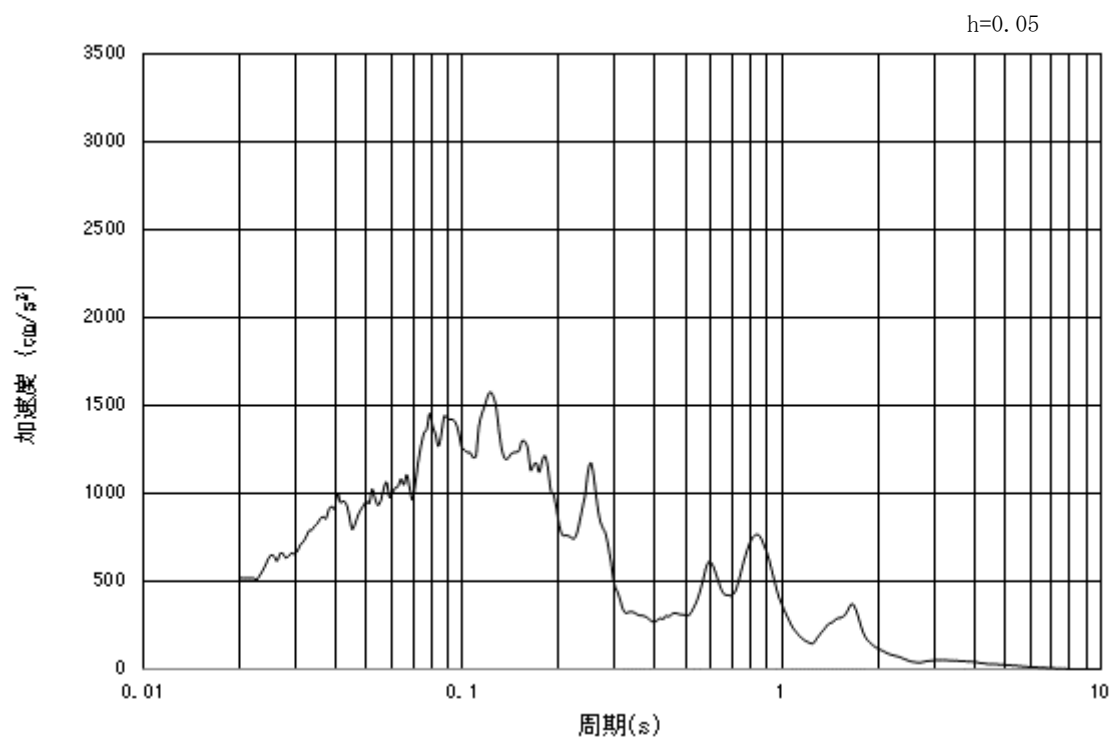


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.1$)

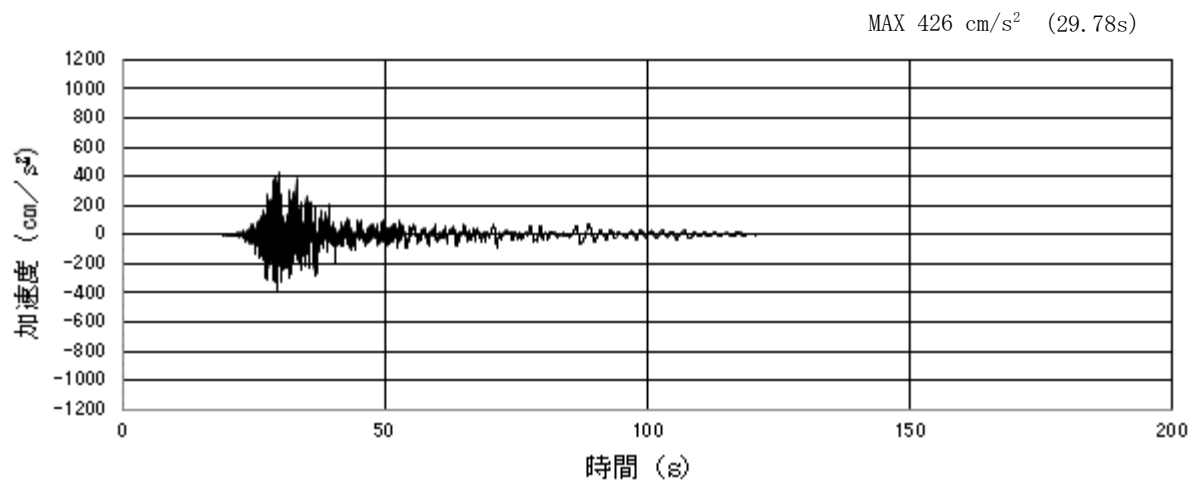


(a) 加速度時刻歴波形

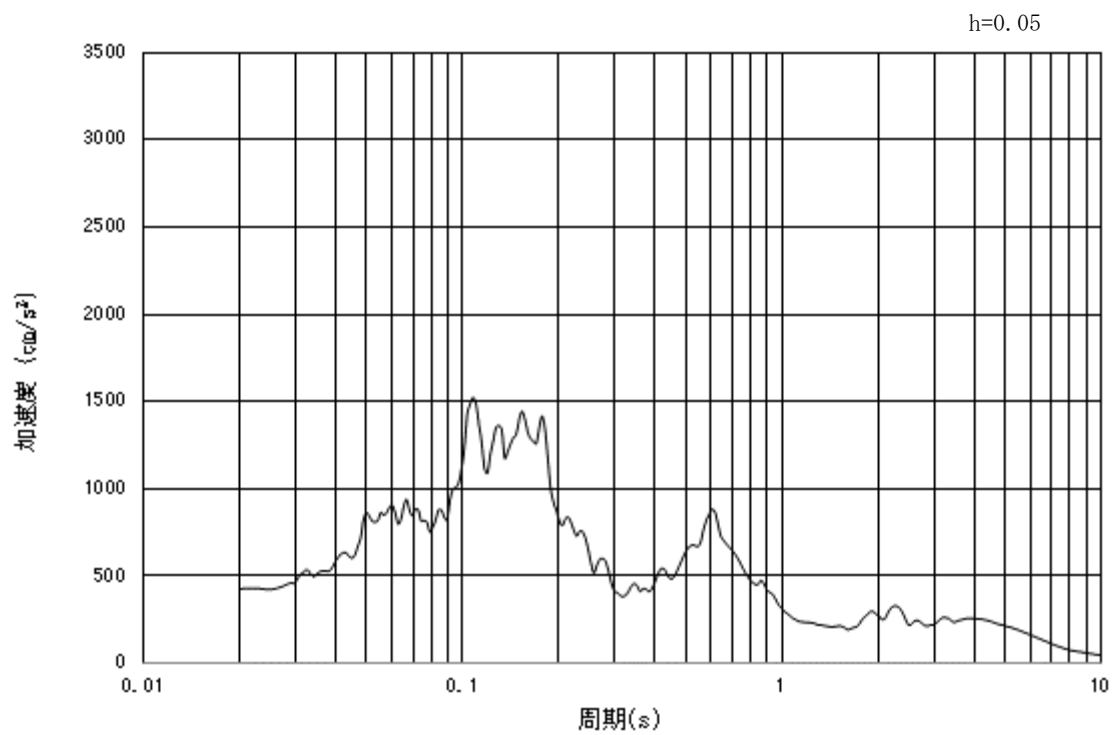


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s - 1 1)

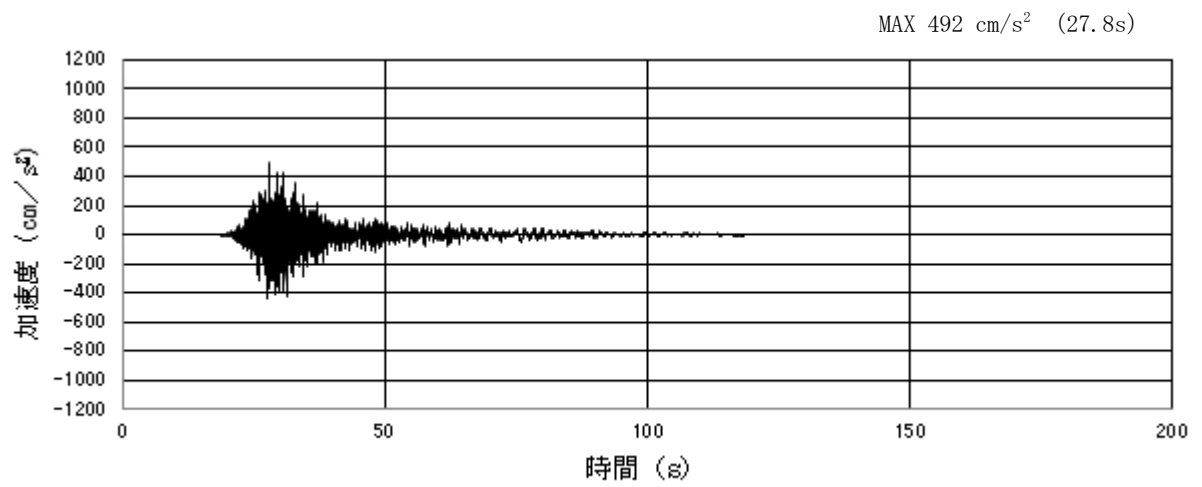


(a) 加速度時刻歴波形

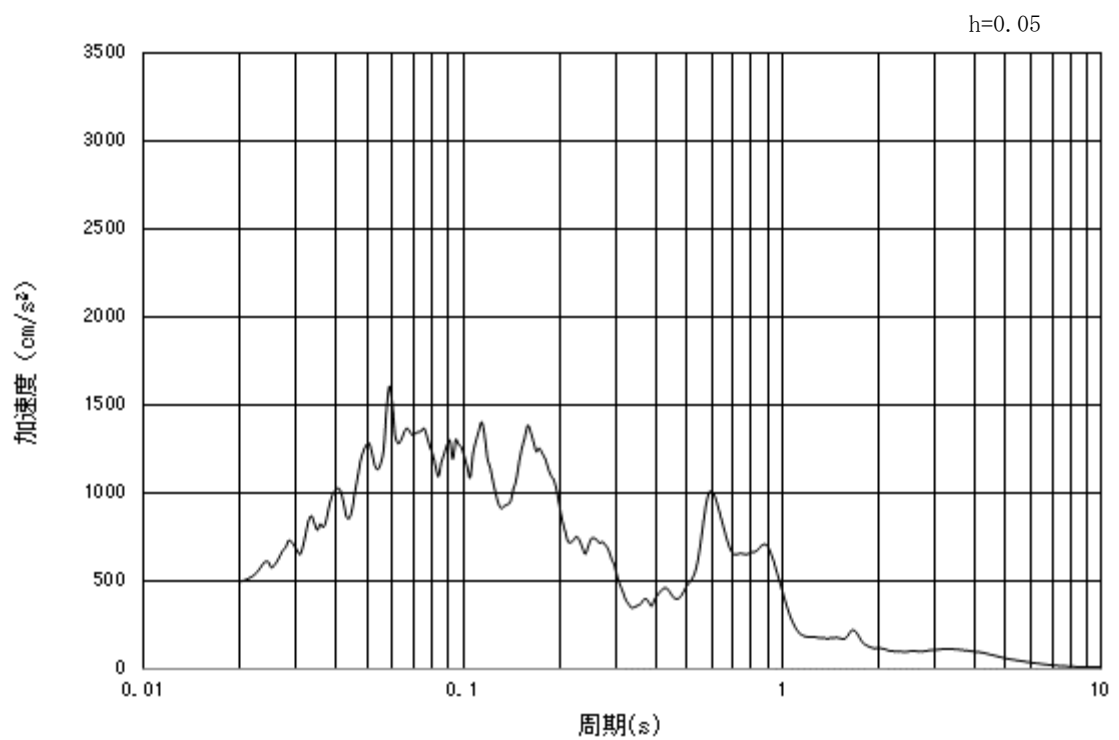


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

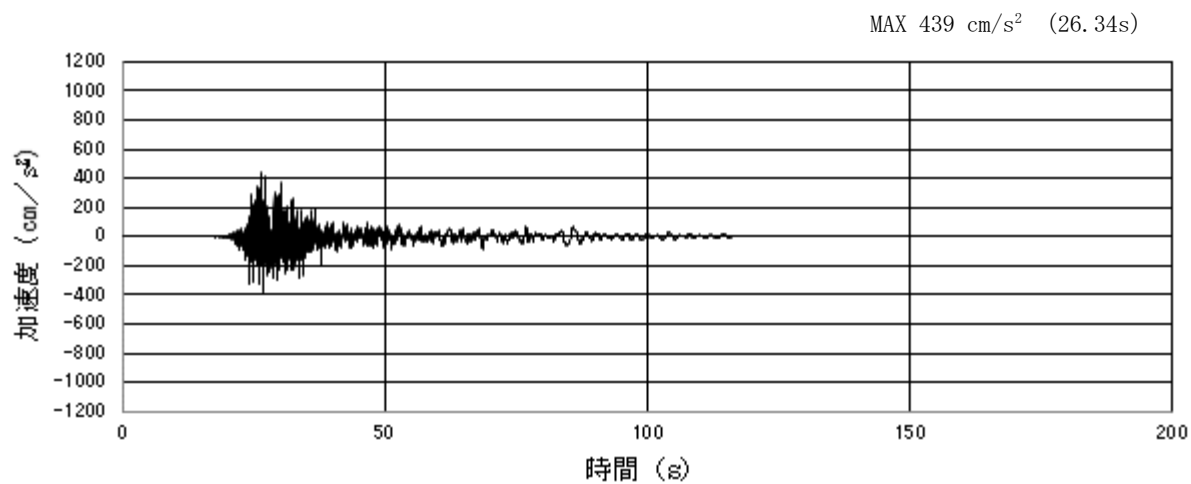


(a) 加速度時刻歴波形

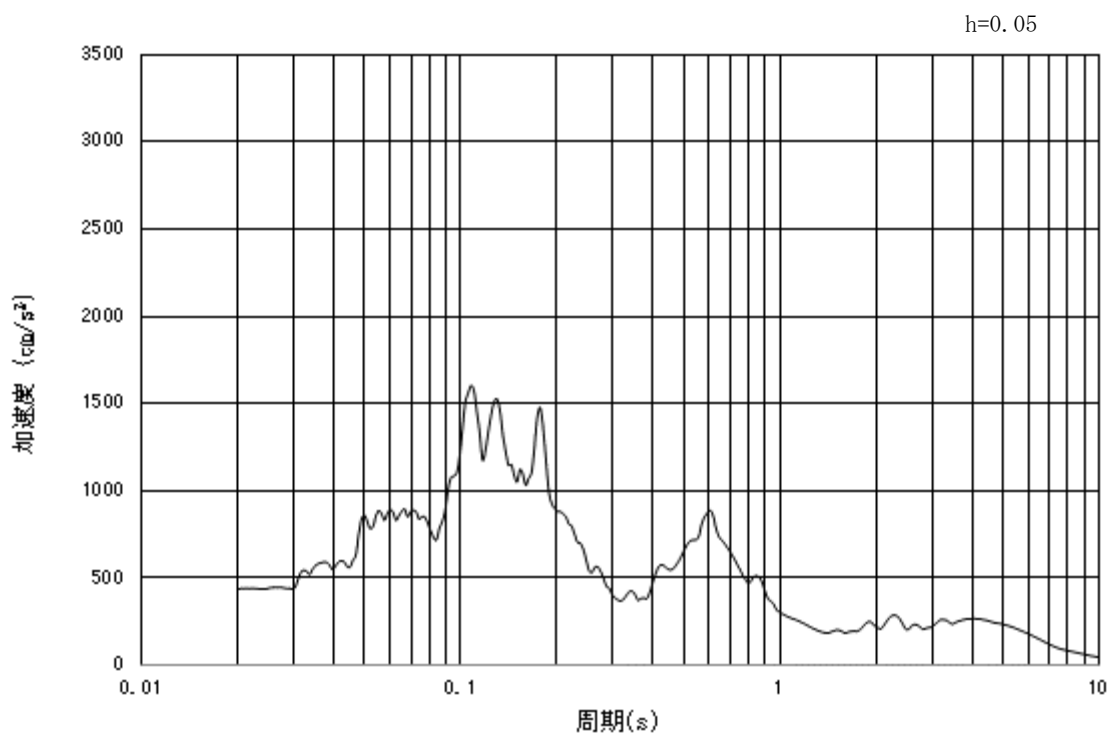


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

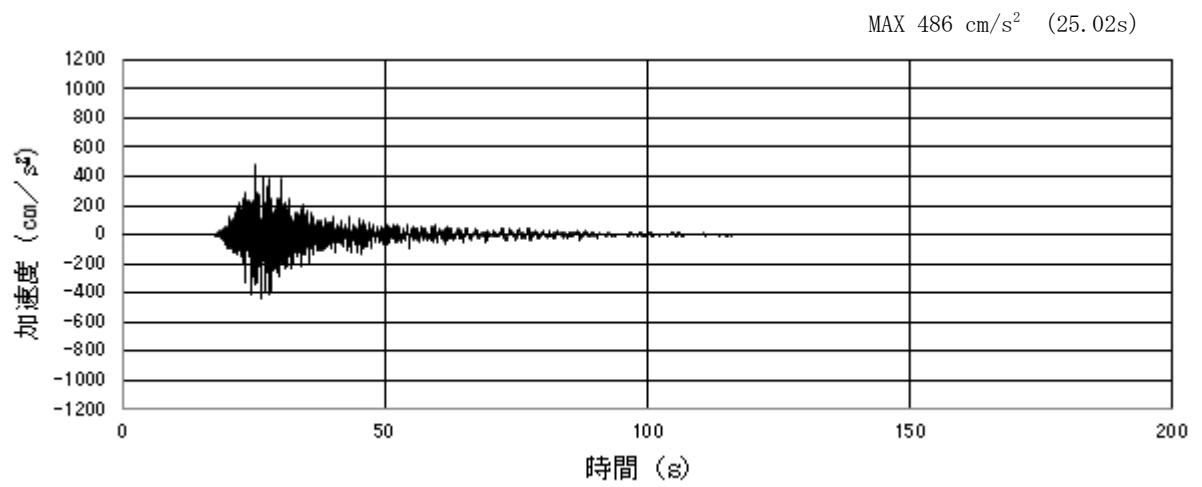


(a) 加速度時刻歴波形

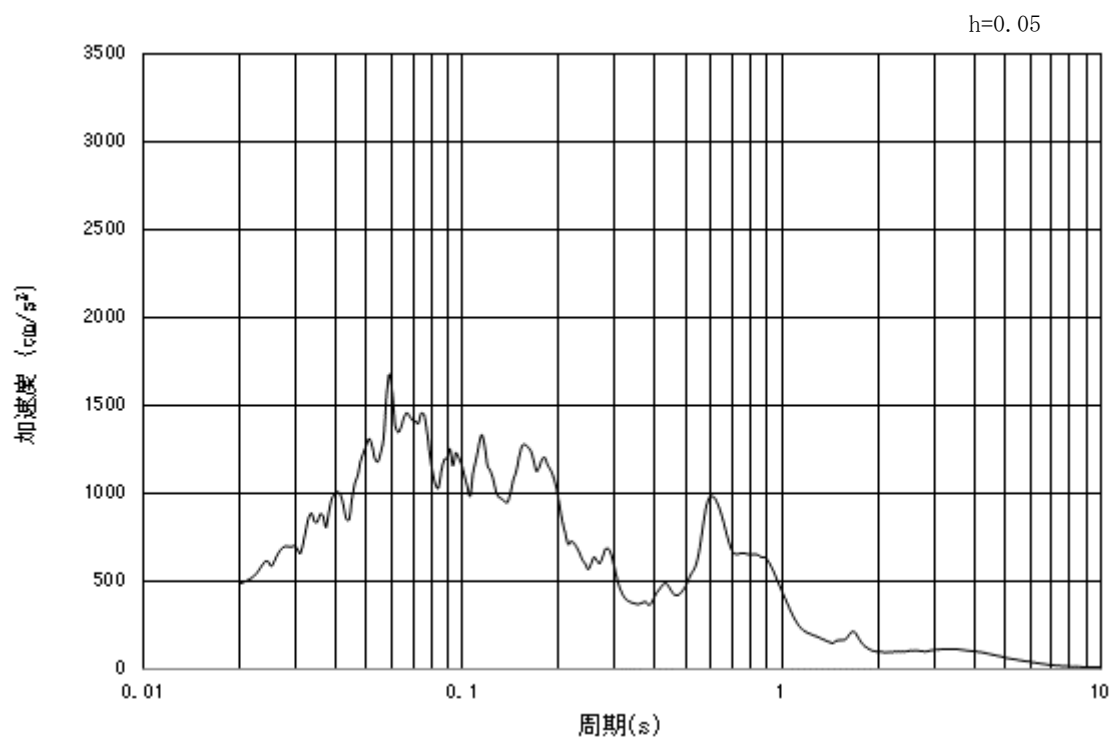


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

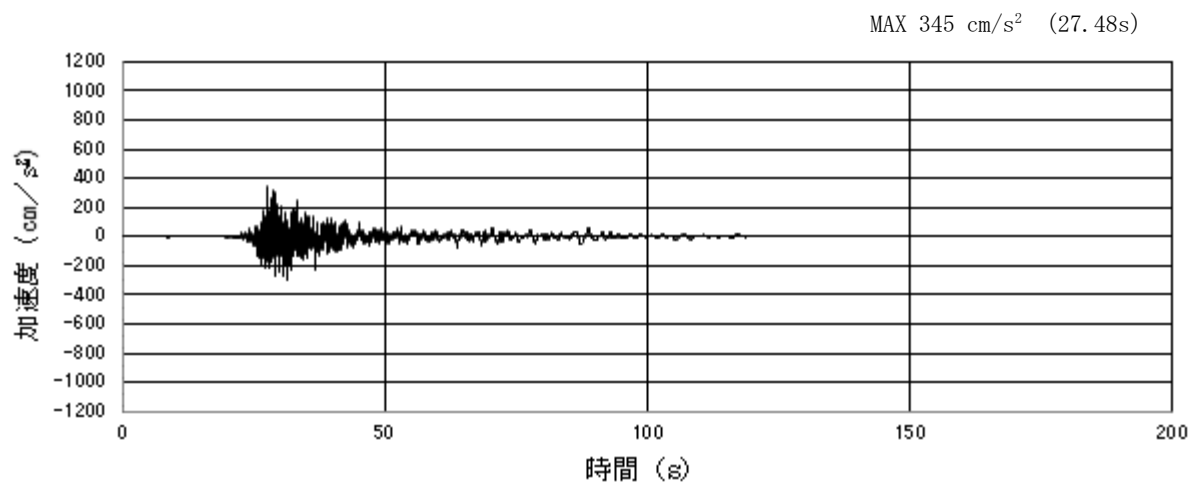


(a) 加速度時刻歴波形

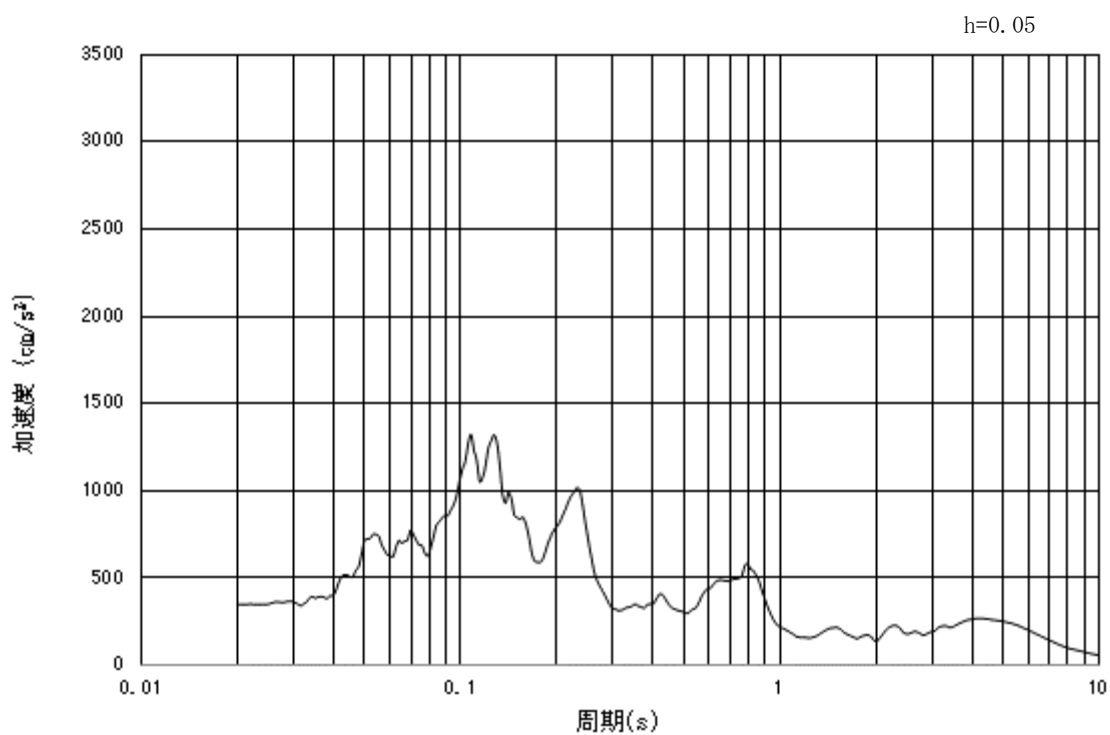


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

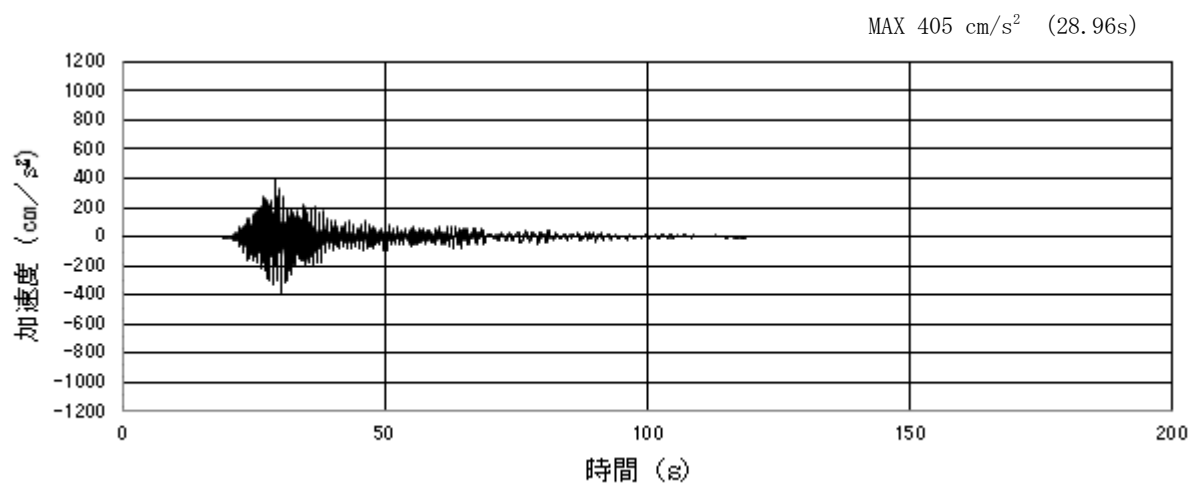


(a) 加速度時刻歴波形

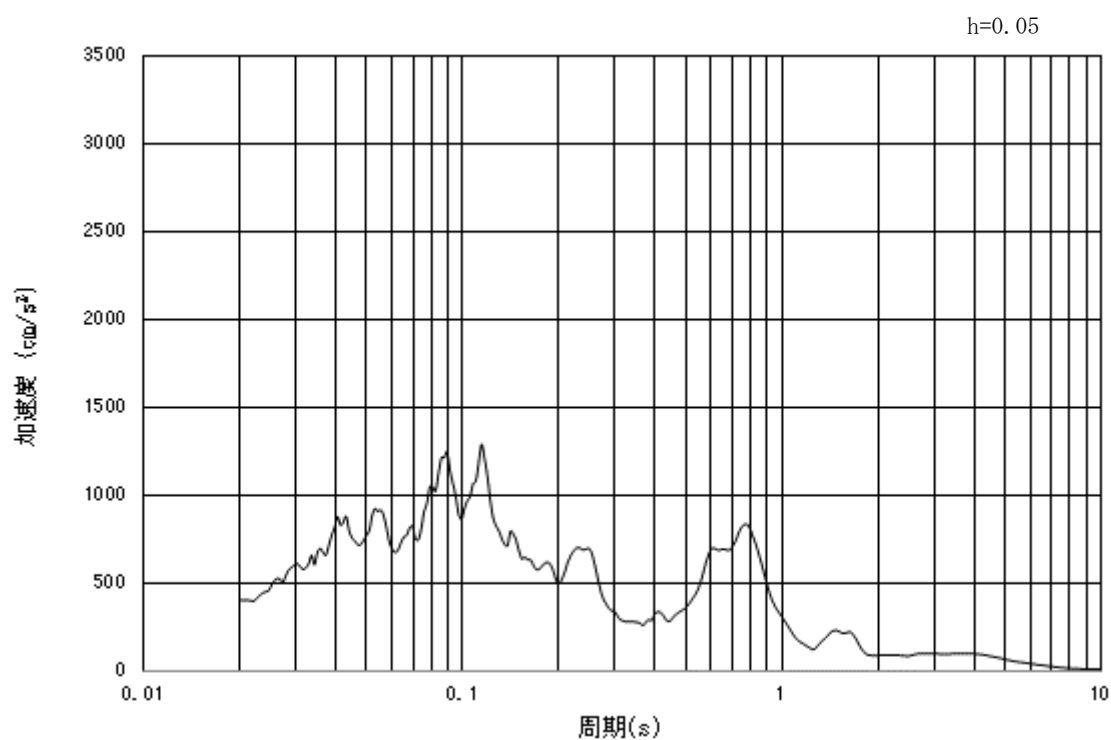


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

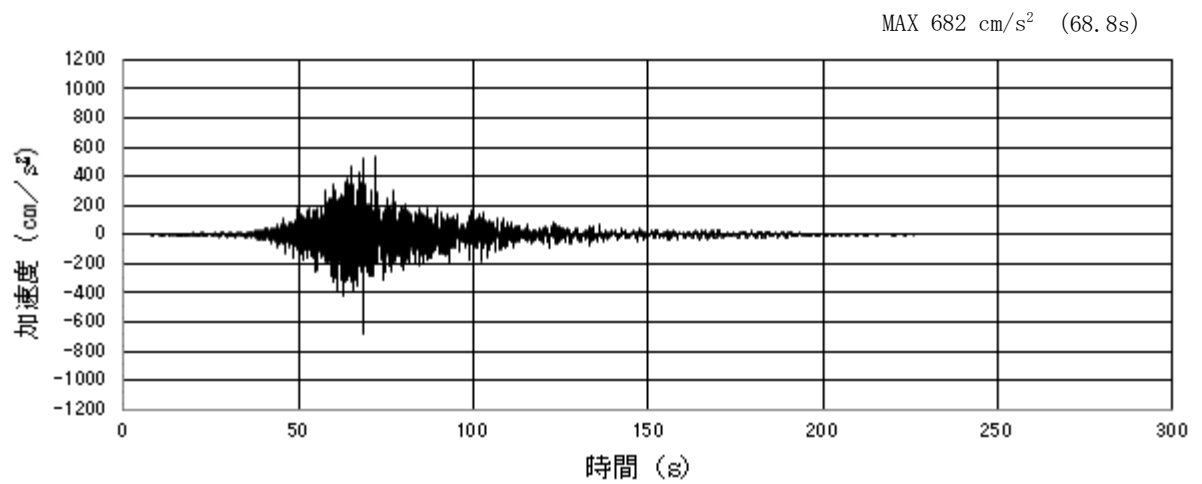


(a) 加速度時刻歴波形

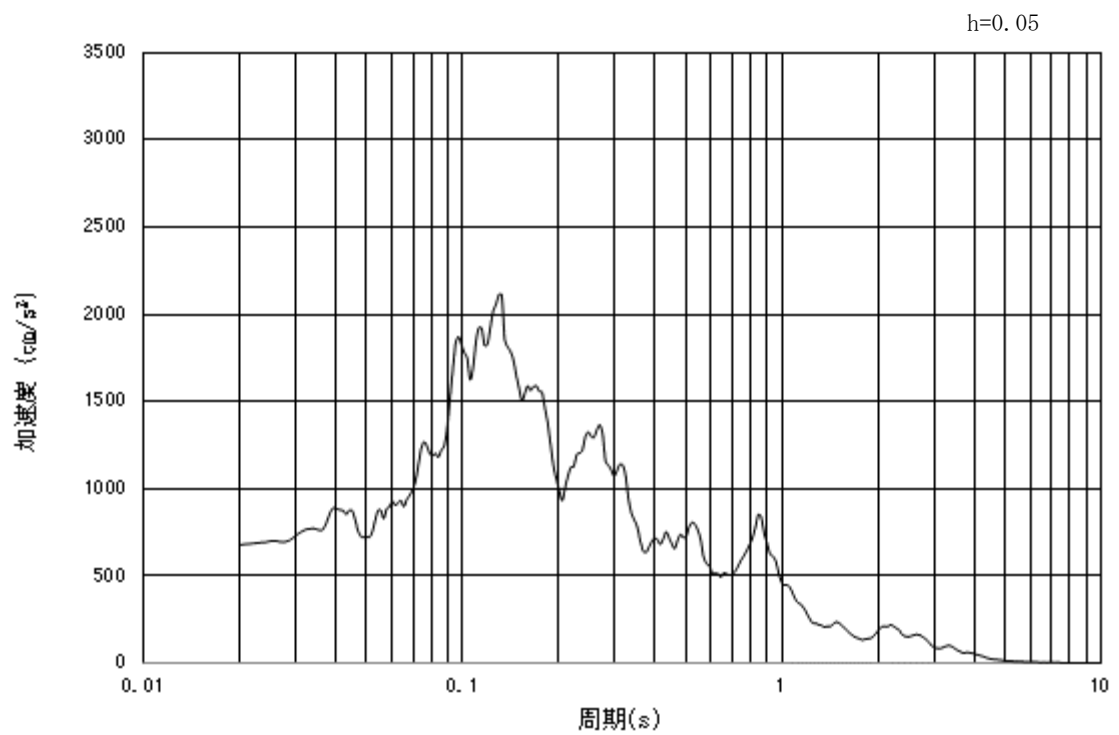


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

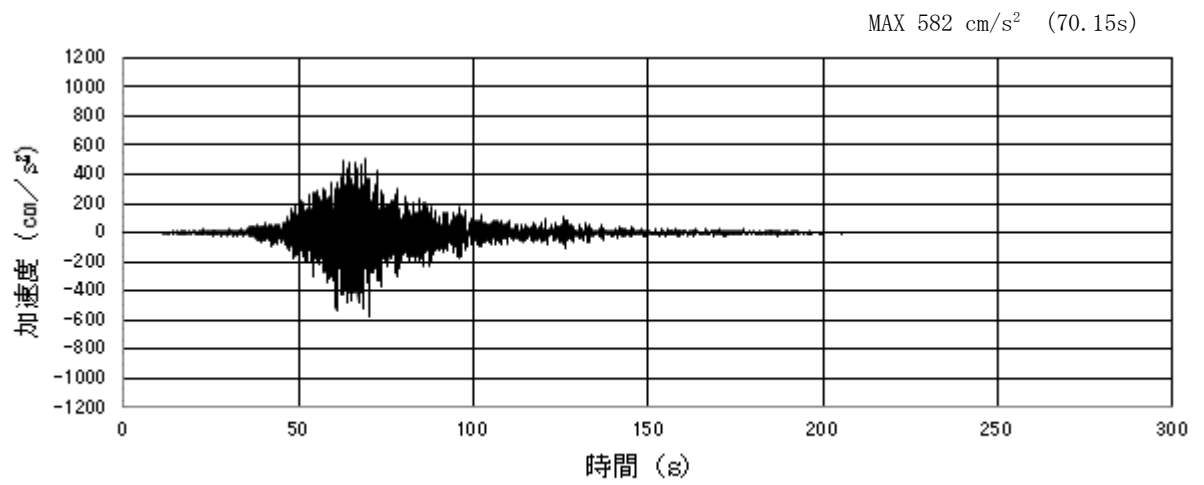


(a) 加速度時刻歴波形

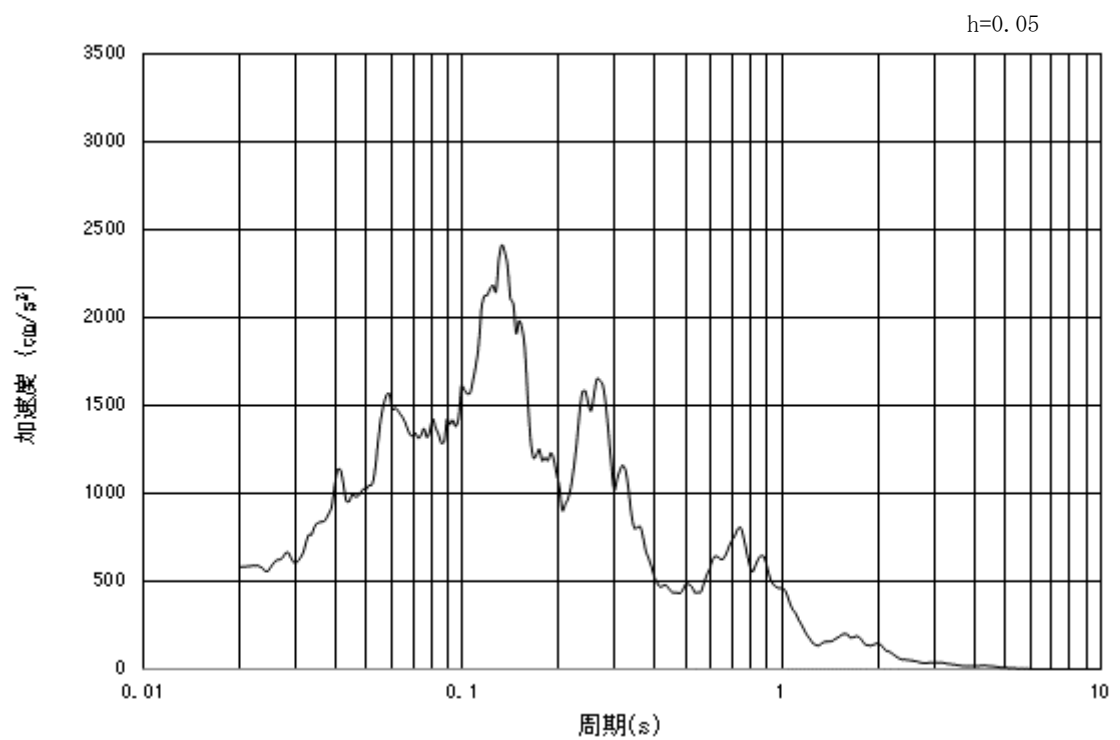


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

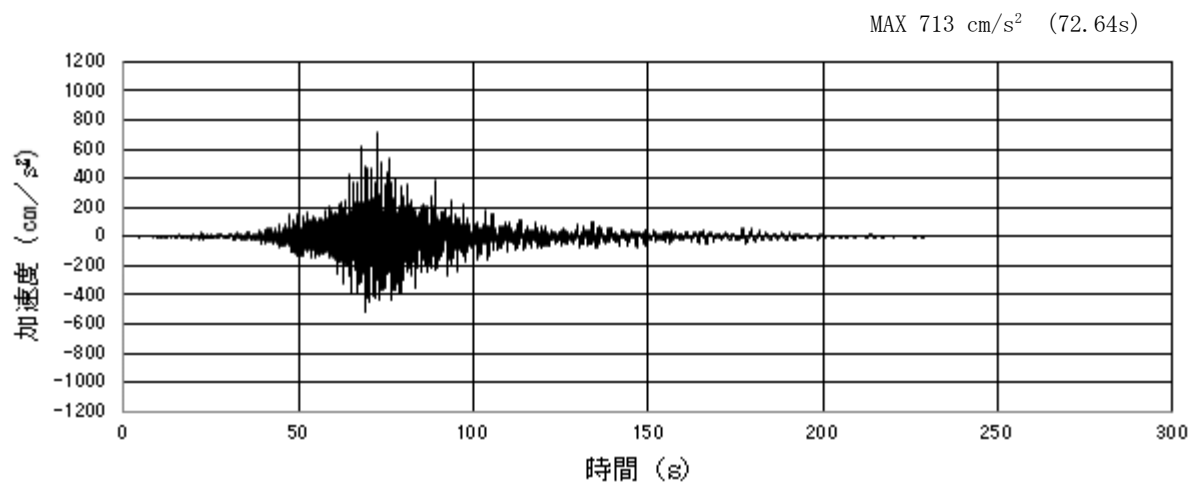


(a) 加速度時刻歴波形

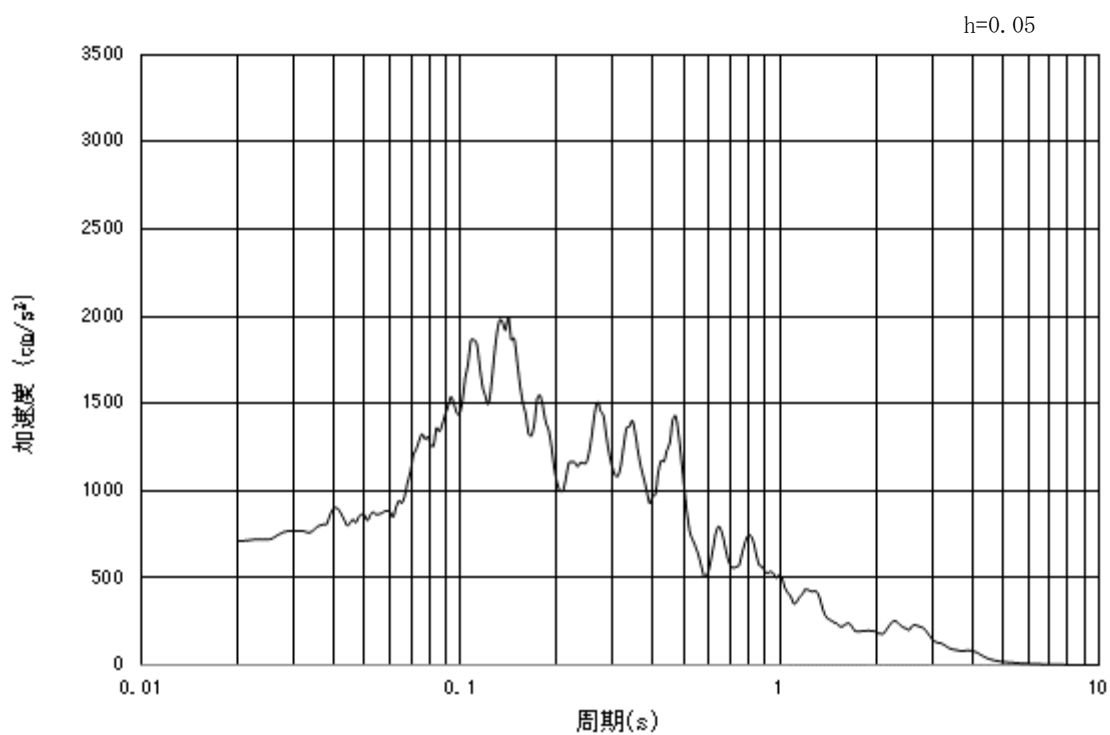


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

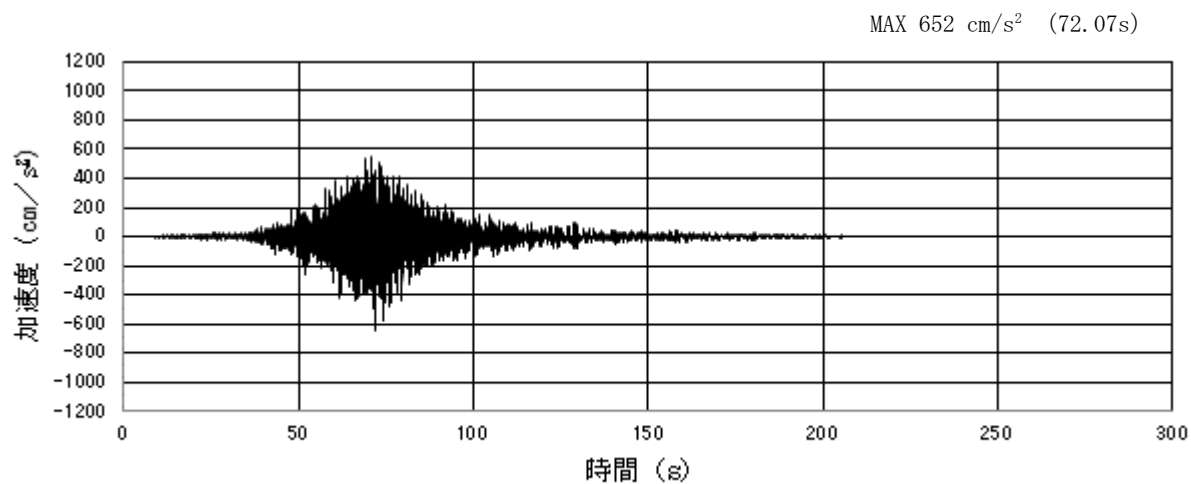


(a) 加速度時刻歴波形

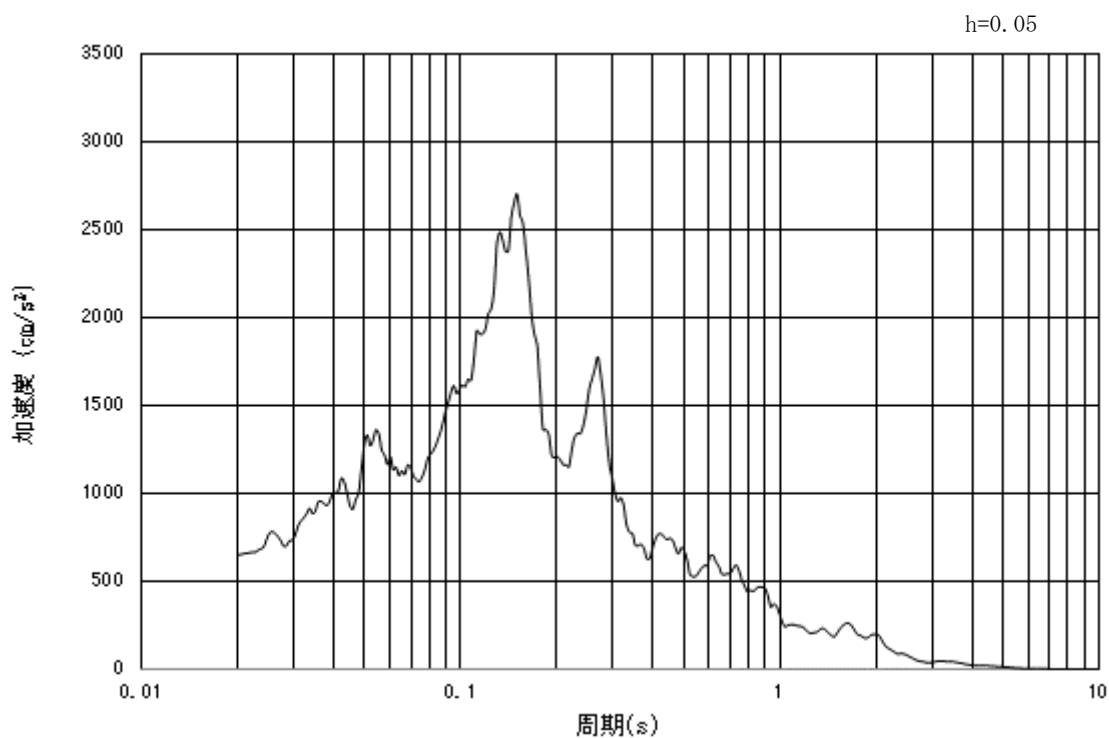


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

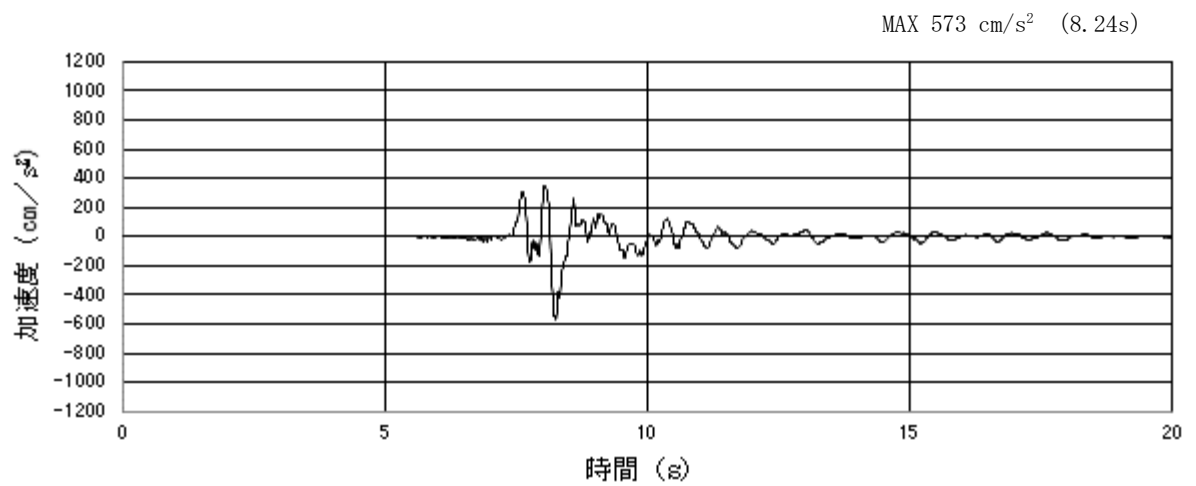


(a) 加速度時刻歴波形

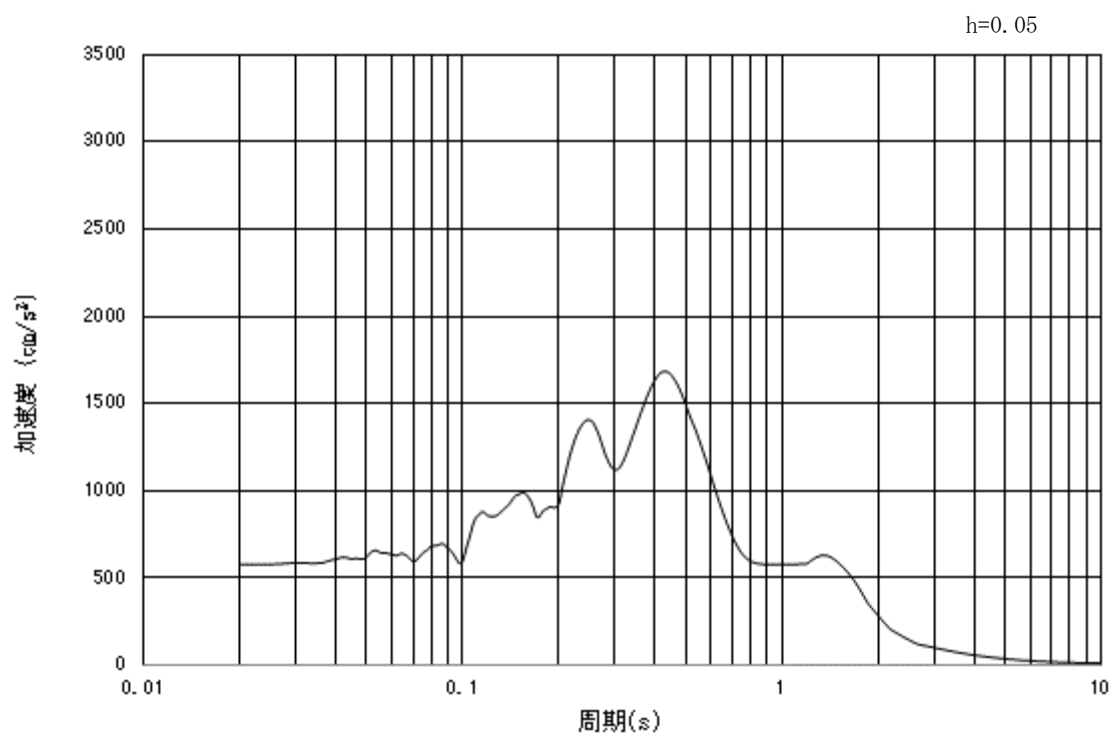


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

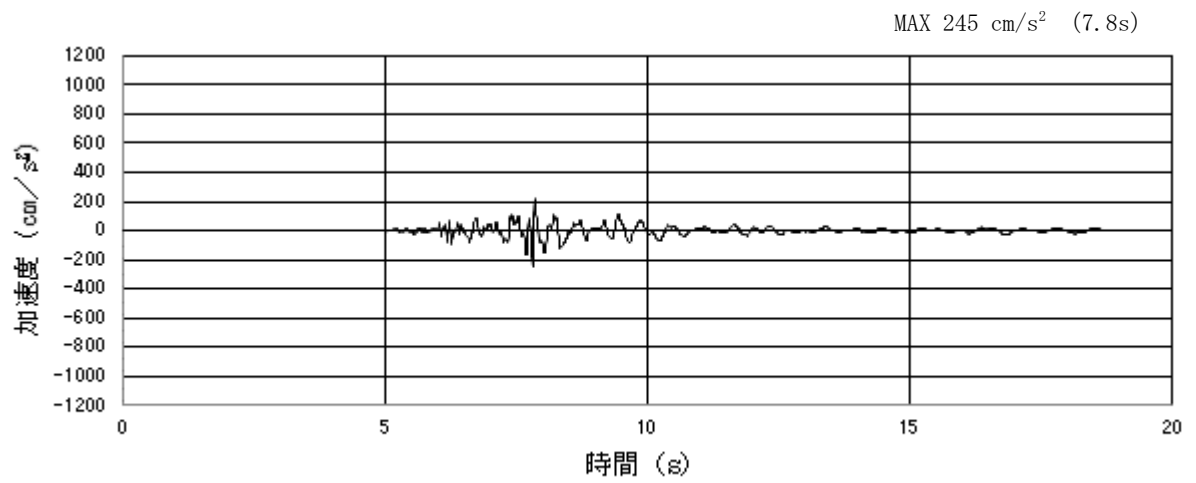


(a) 加速度時刻歴波形

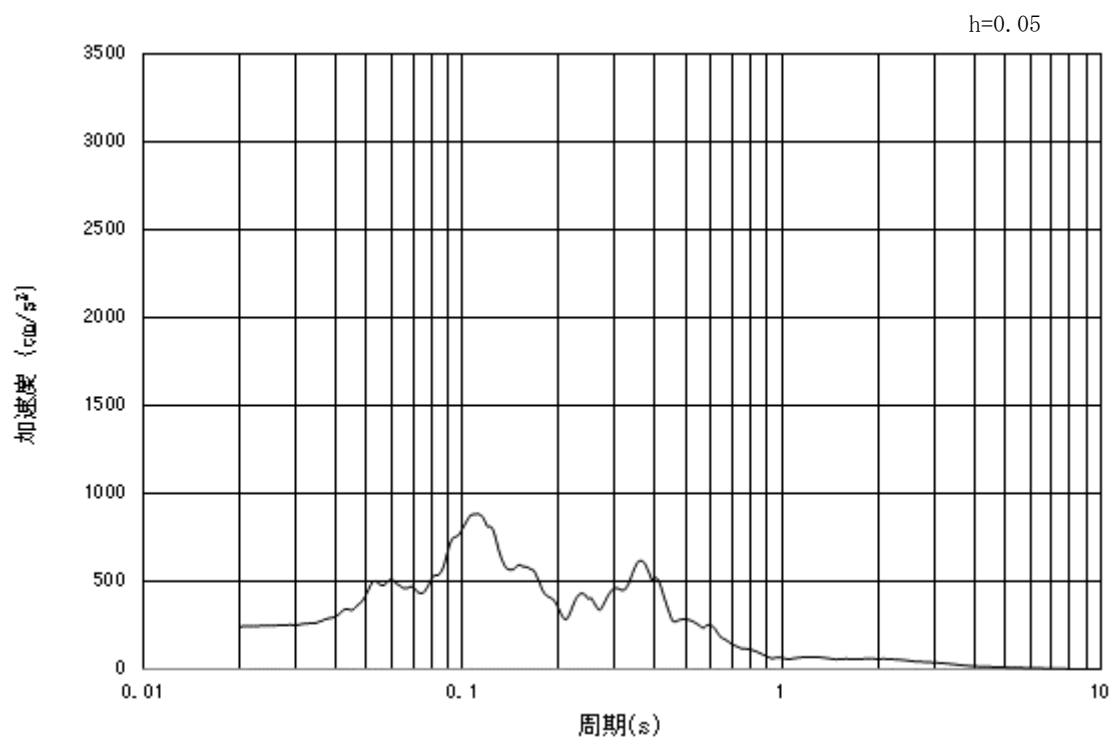


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 3.1$)



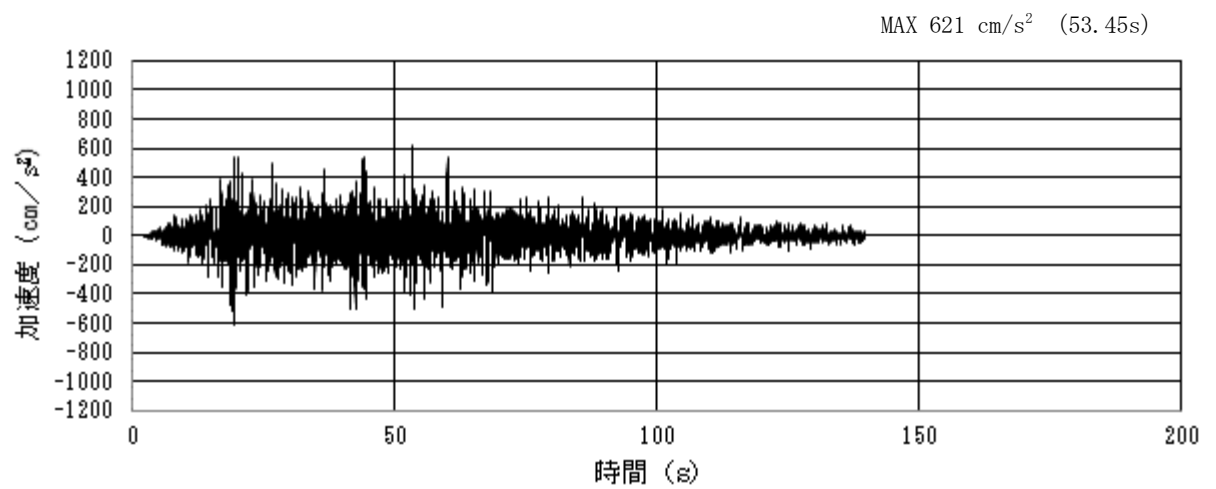
(a) 加速度時刻歴波形



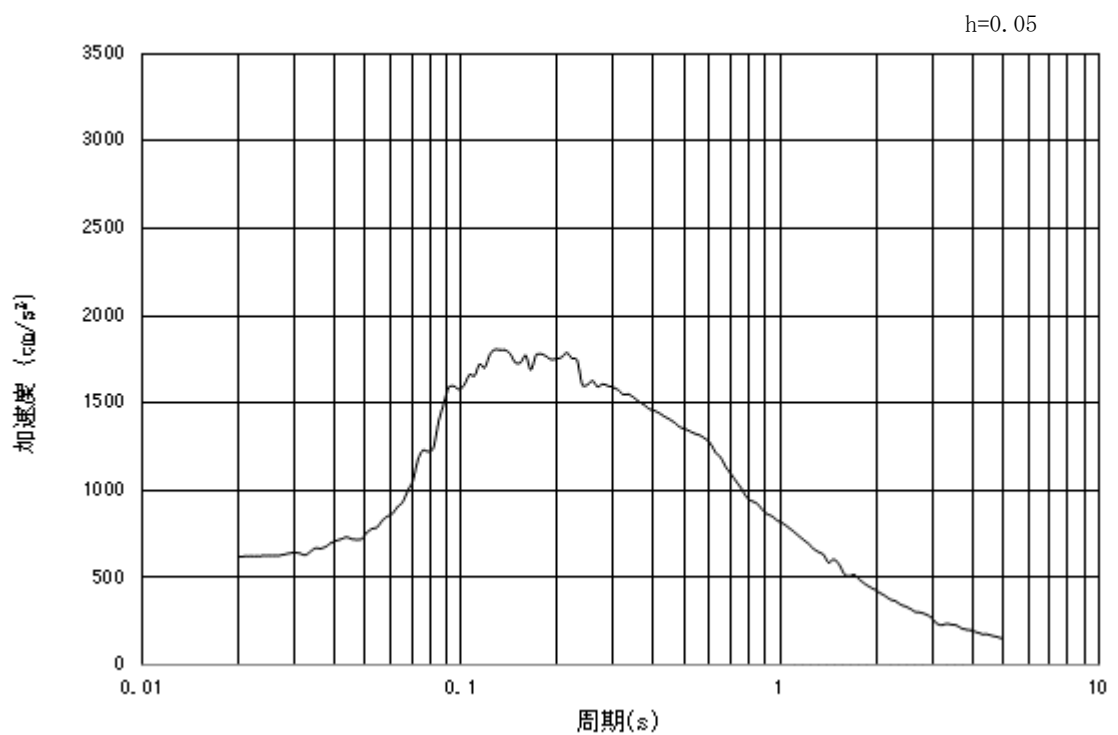
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s - 3 1)

3.4.4 断面④，断面⑤

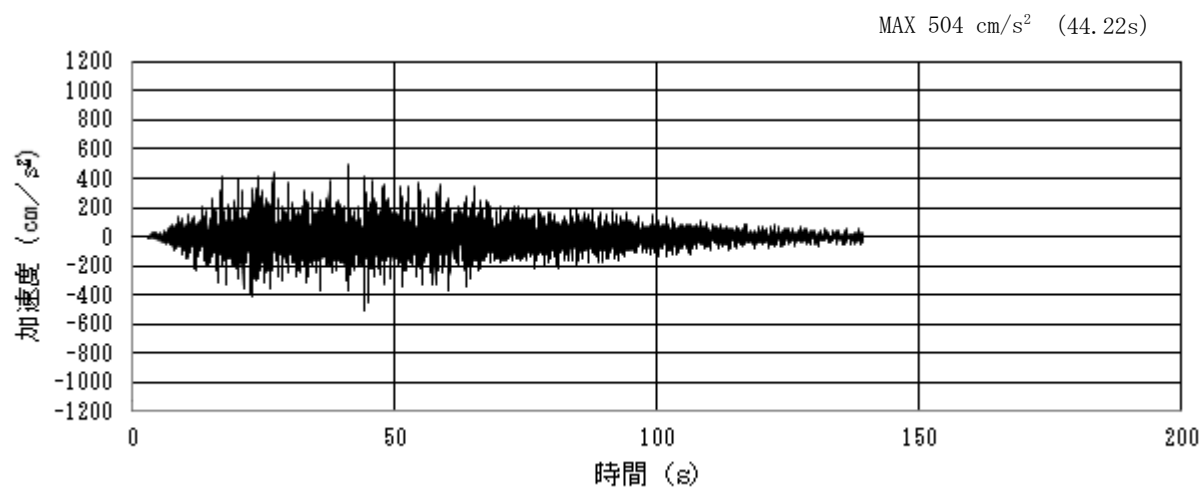


加速度時刻歴波形

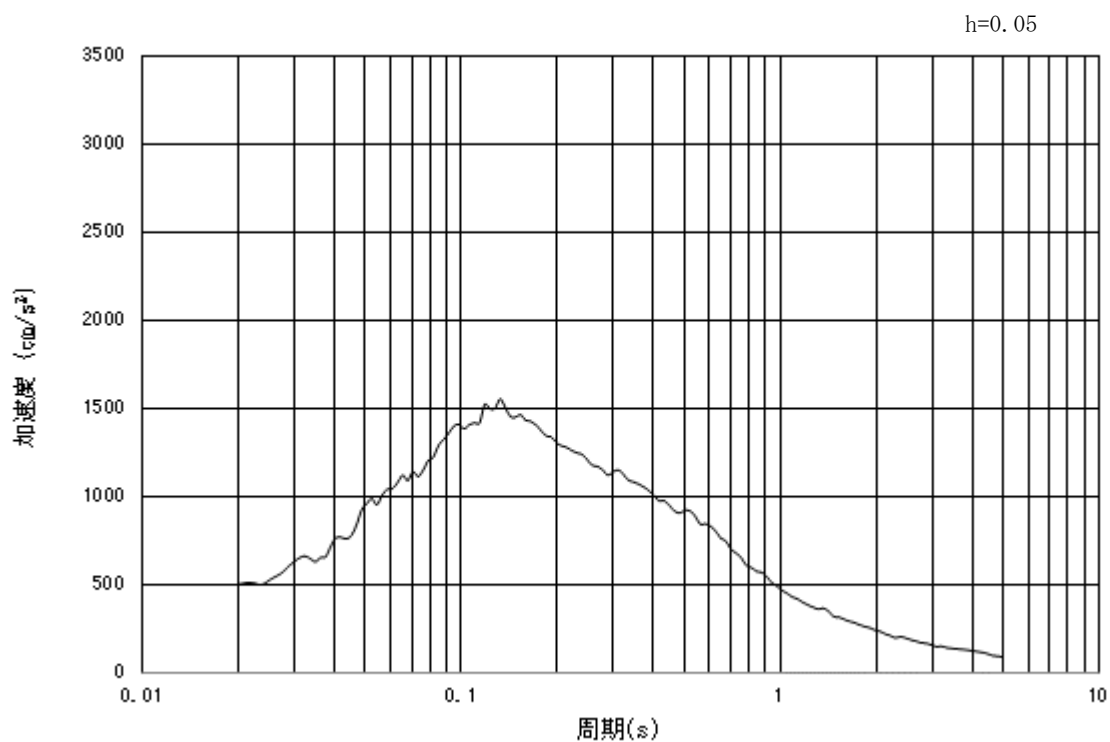


加速度応答スペクトル

図 3-14 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-D 1)

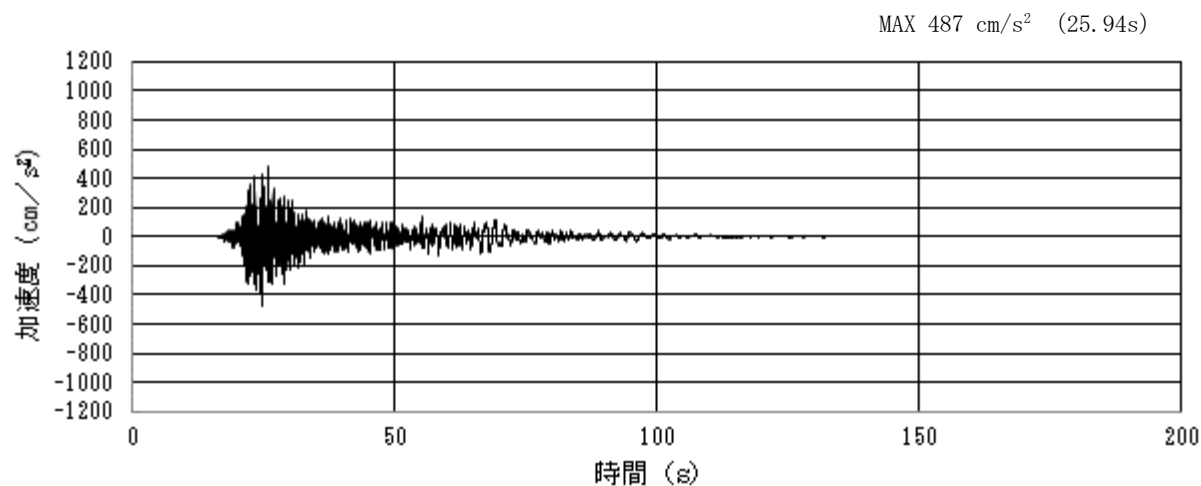


加速度時刻歴波形

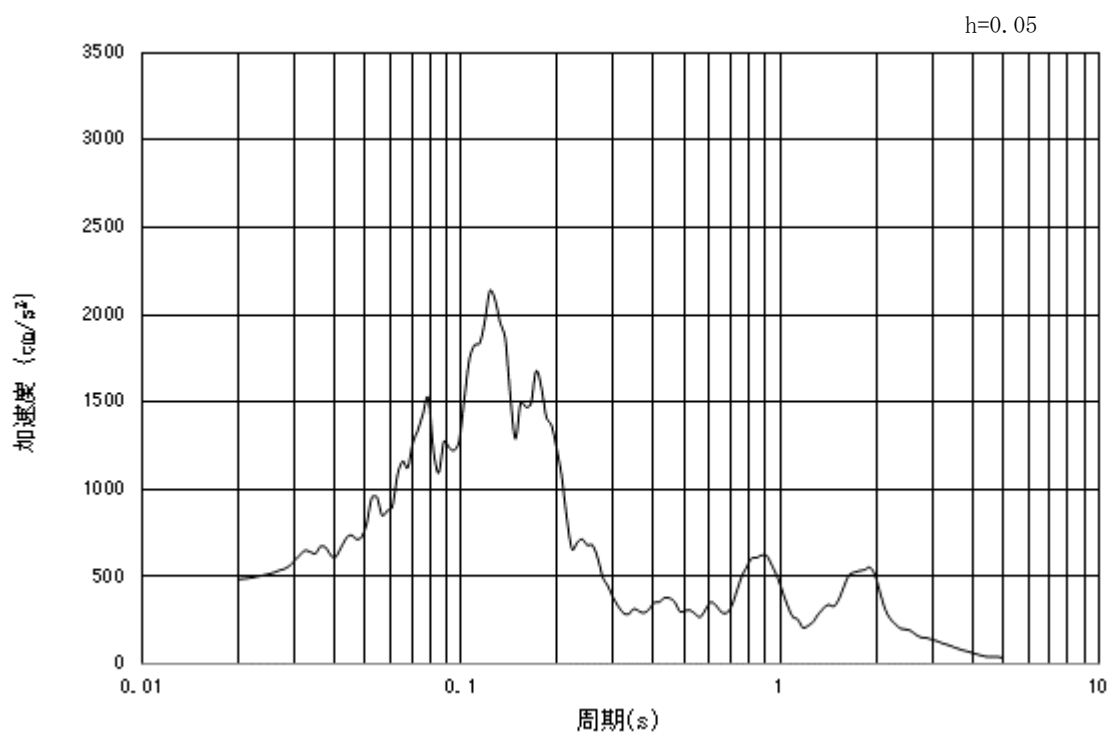


加速度応答スペクトル

図 3-14 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - D1$)

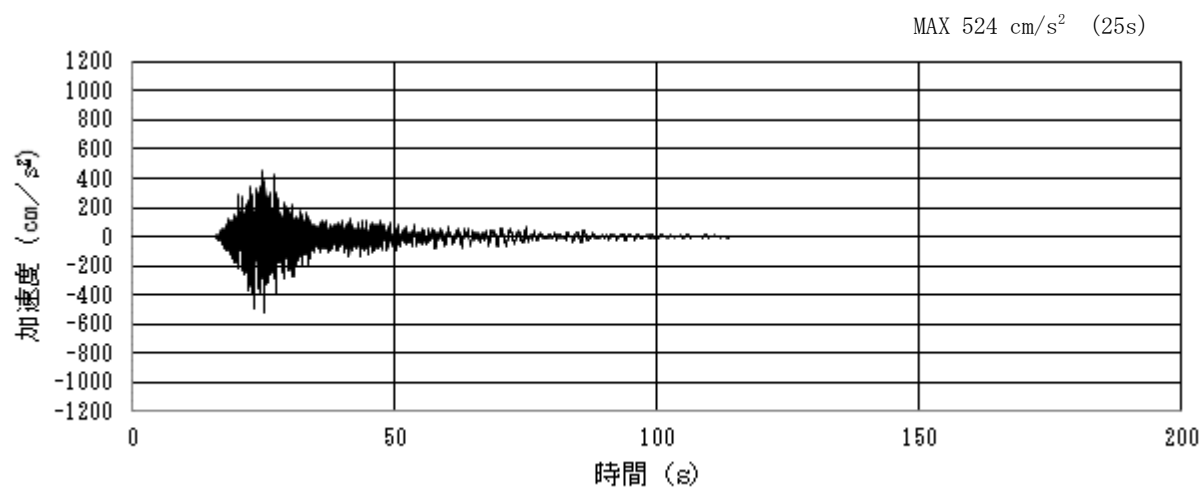


加速度時刻歴波形

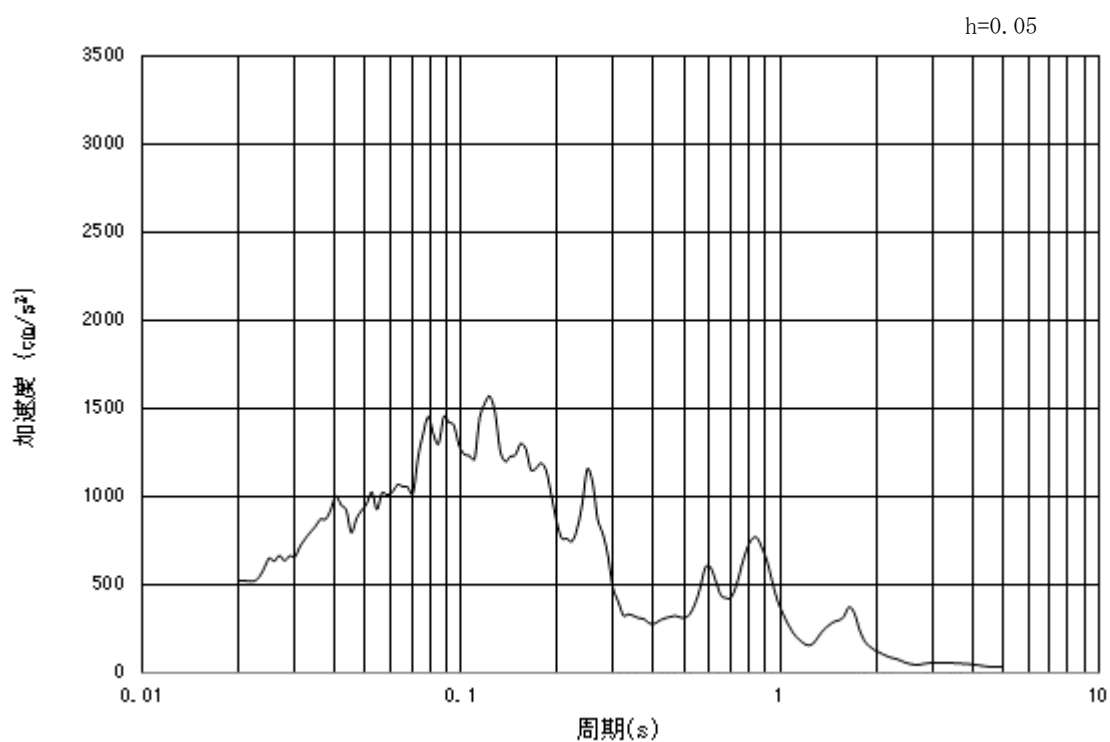


加速度応答スペクトル

図 3-14 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s - 1 1)

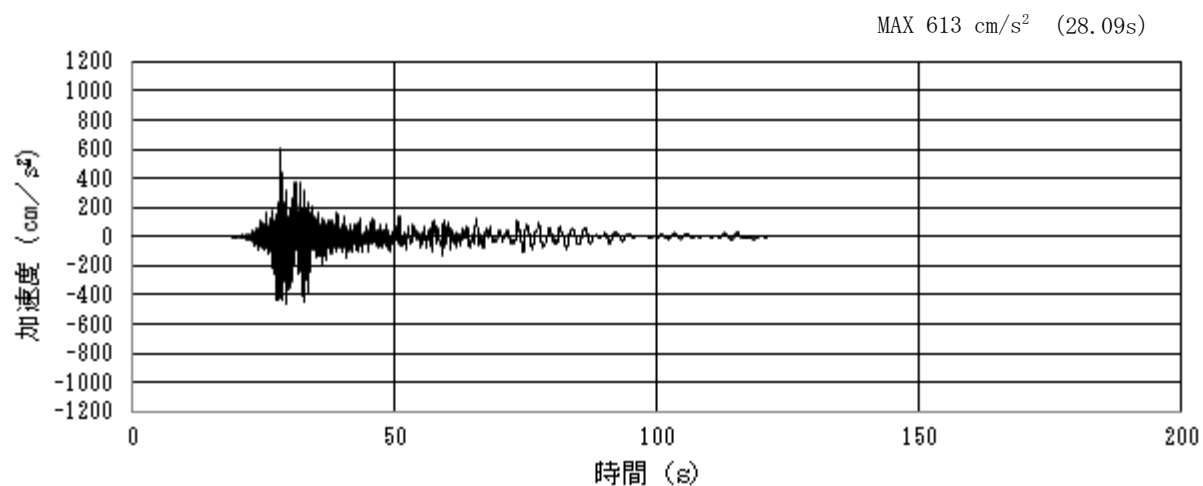


加速度時刻歴波形

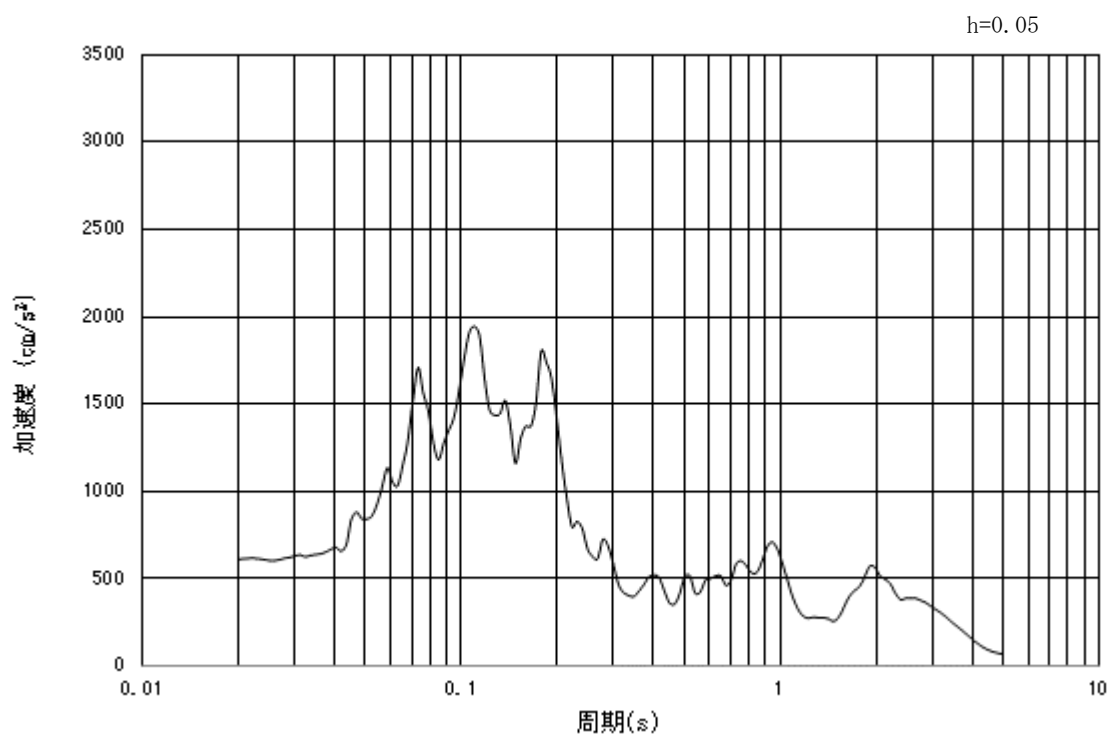


加速度応答スペクトル

図 3-14 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

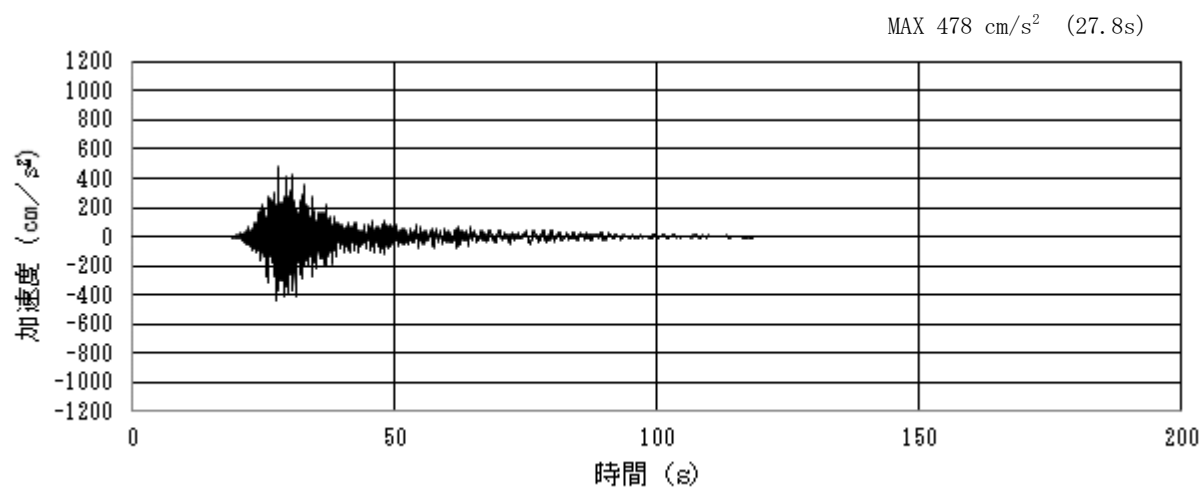


加速度時刻歴波形

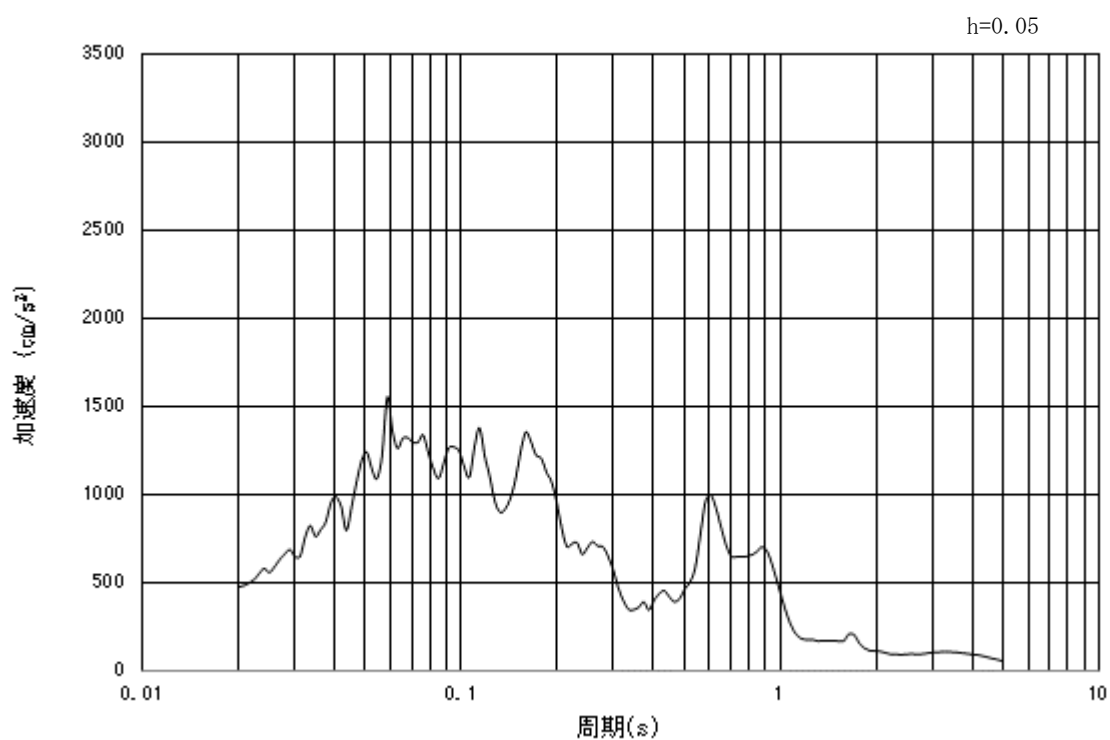


加速度応答スペクトル

図 3-14 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

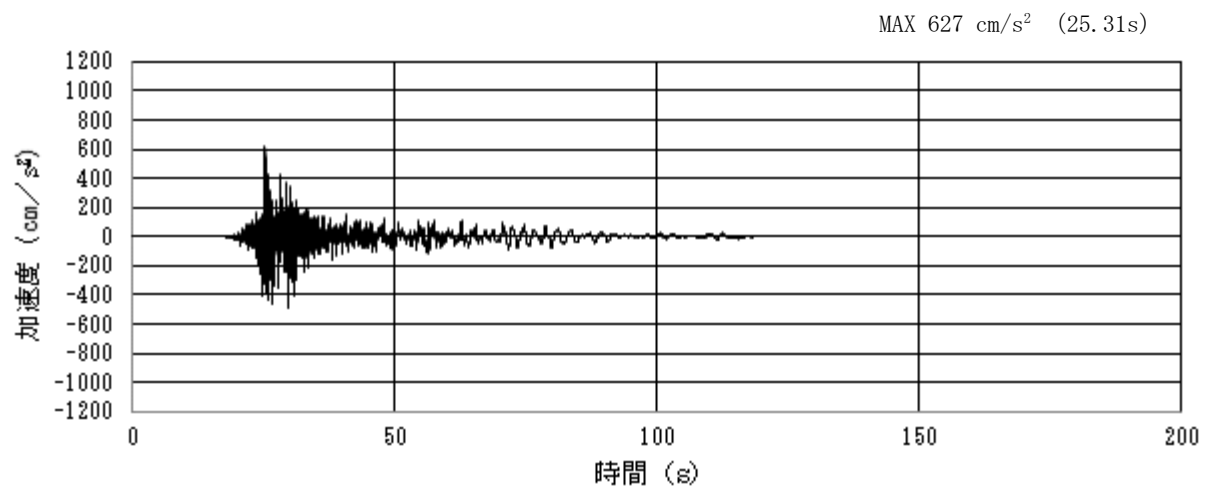


加速度時刻歴波形

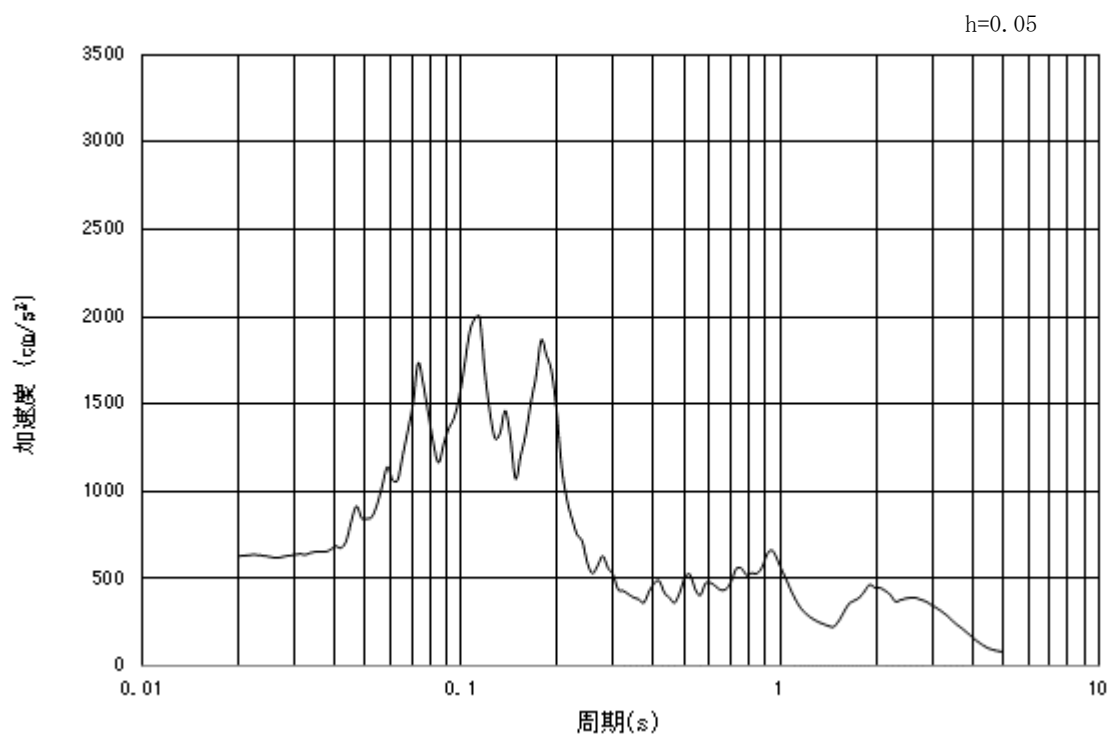


加速度応答スペクトル

図 3-14 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - 12$)

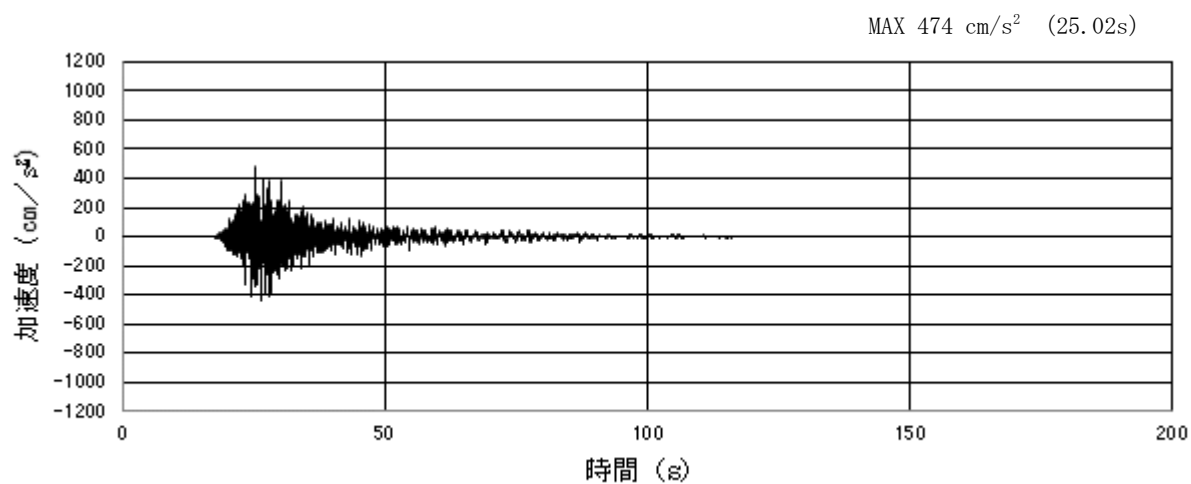


加速度時刻歴波形

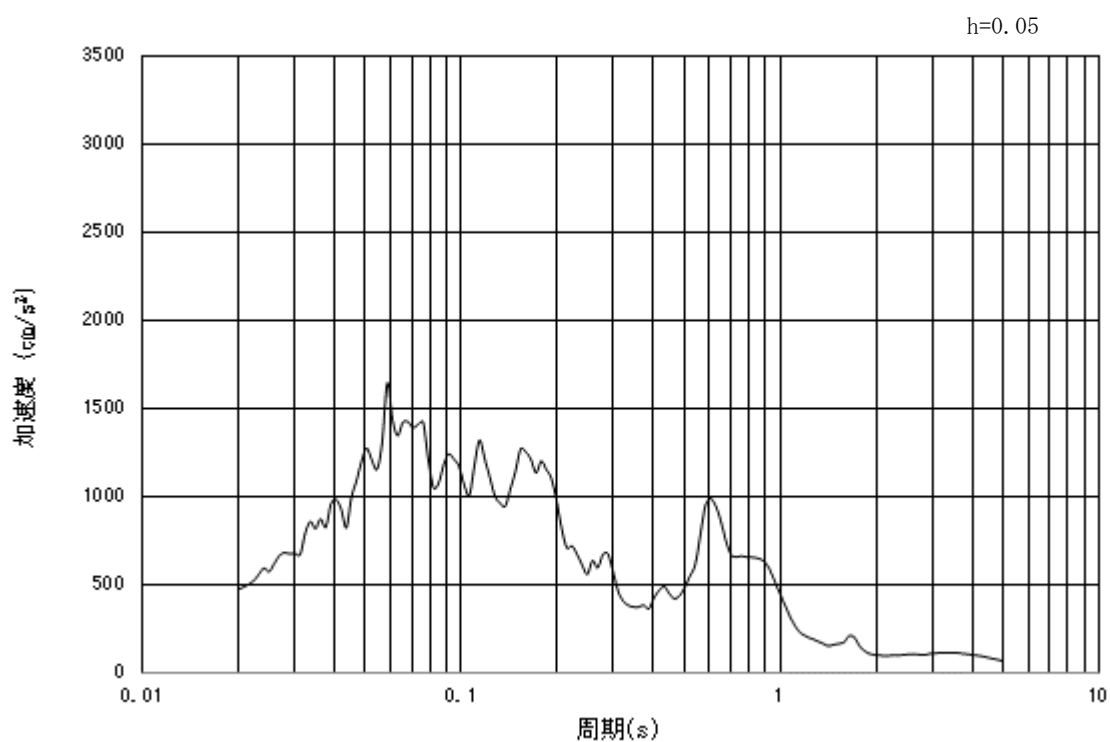


加速度応答スペクトル

図 3-14 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

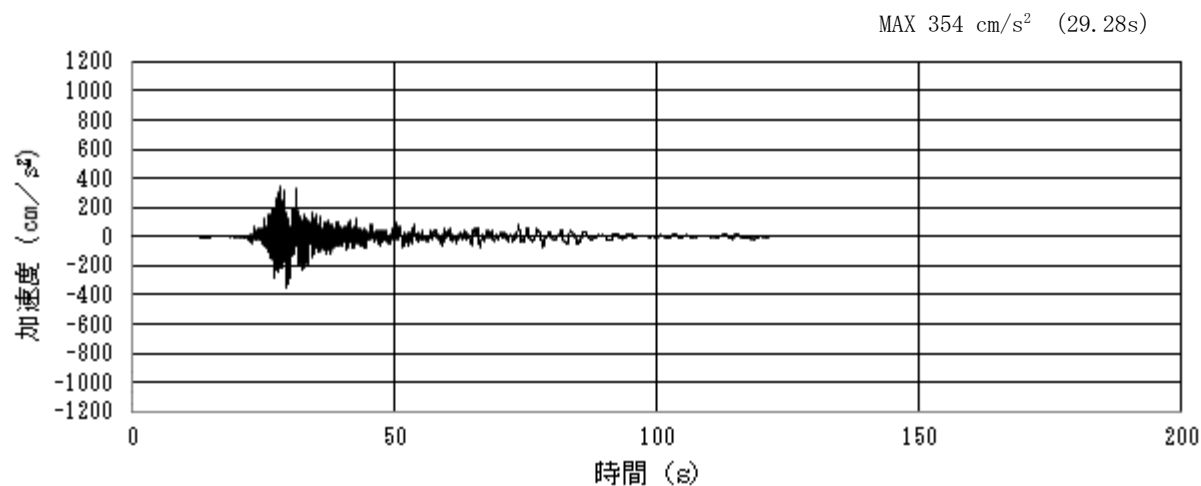


加速度時刻歴波形

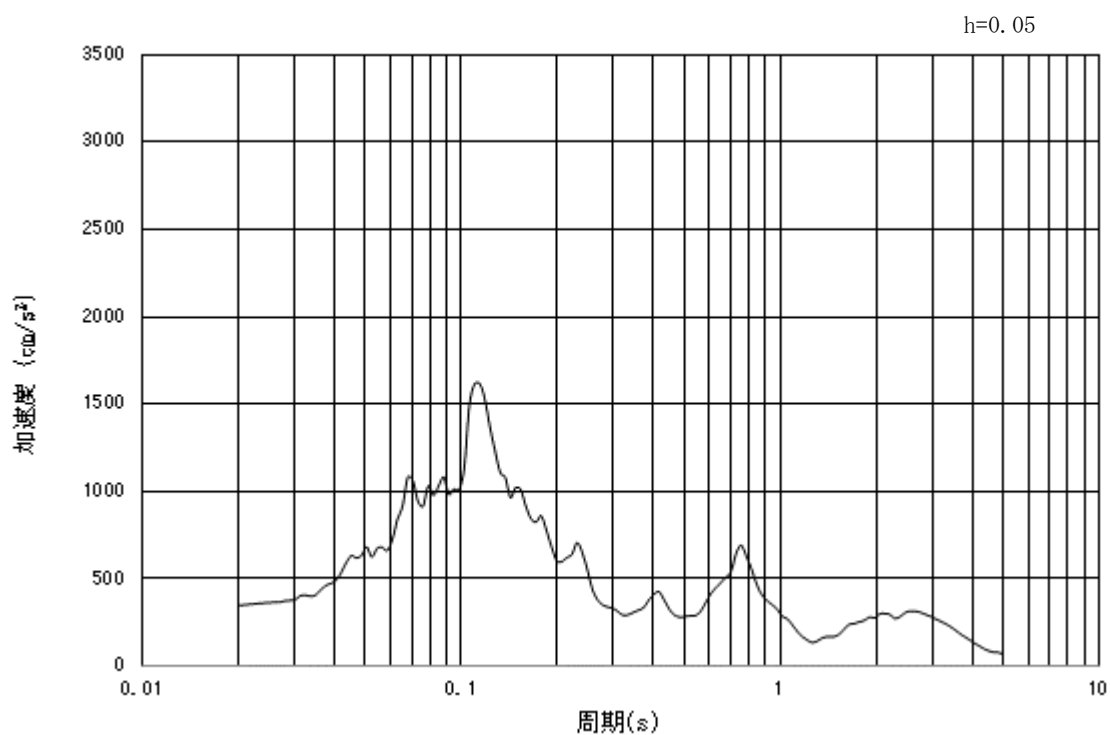


加速度応答スペクトル

図 3-14 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - 1.3$)

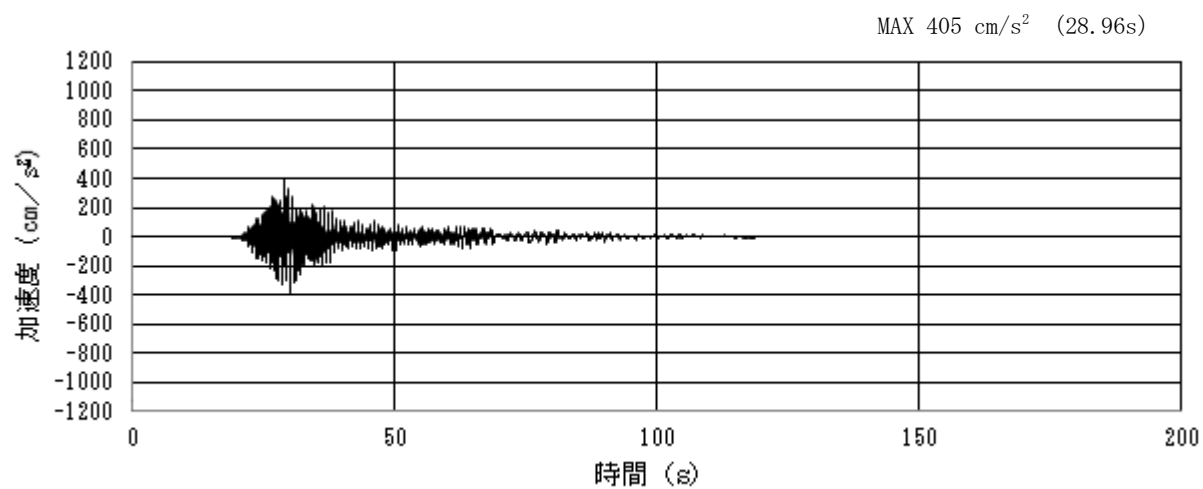


加速度時刻歴波形

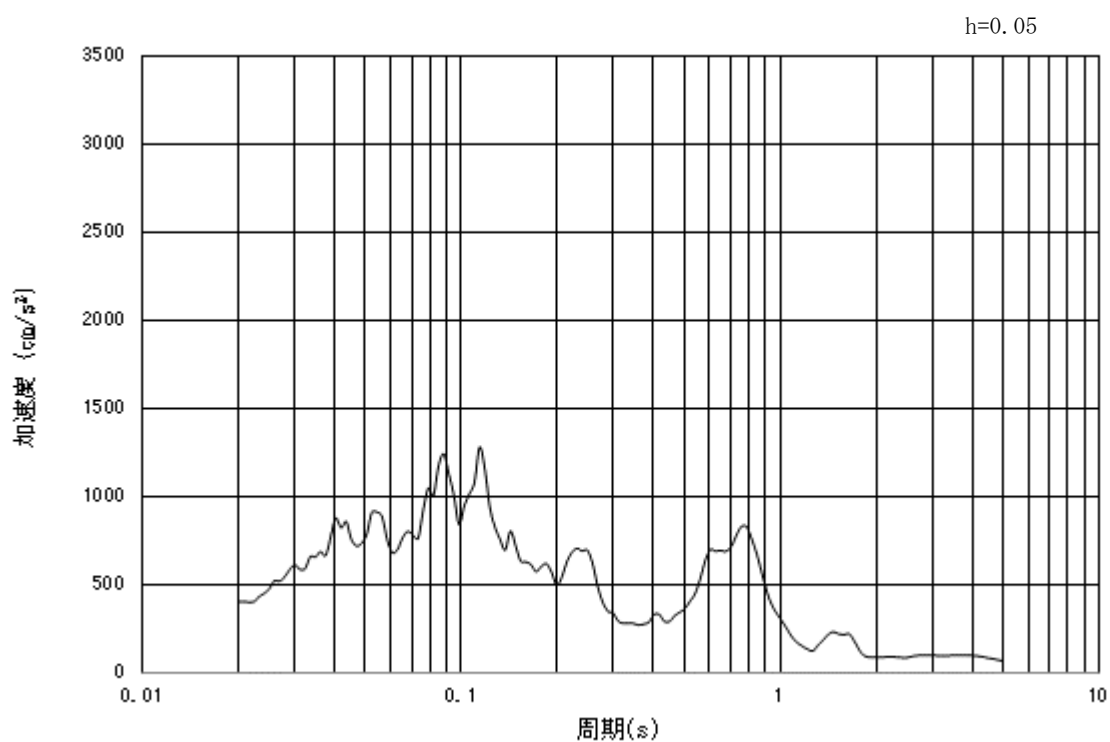


加速度応答スペクトル

図 3-14 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

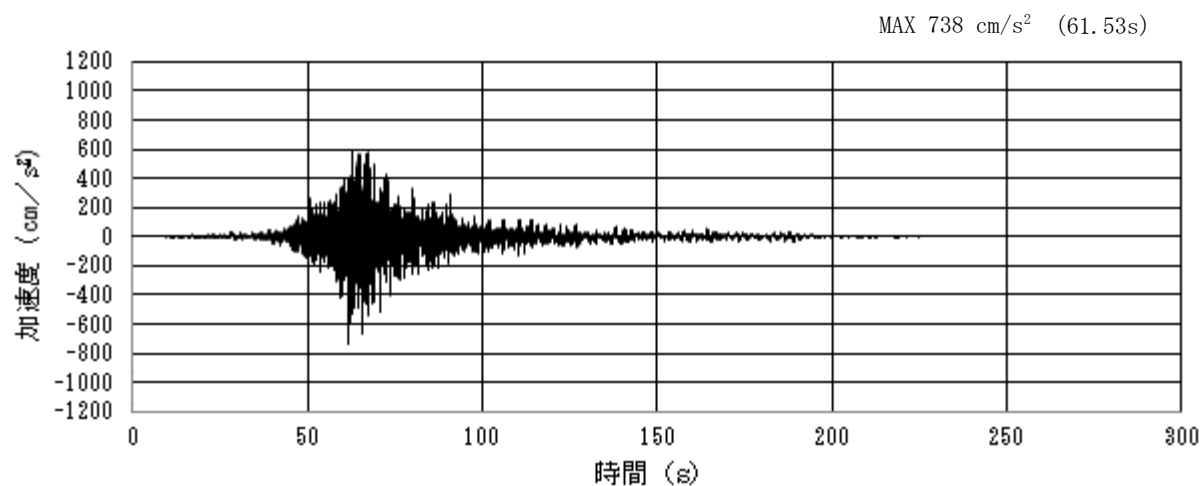


加速度時刻歴波形

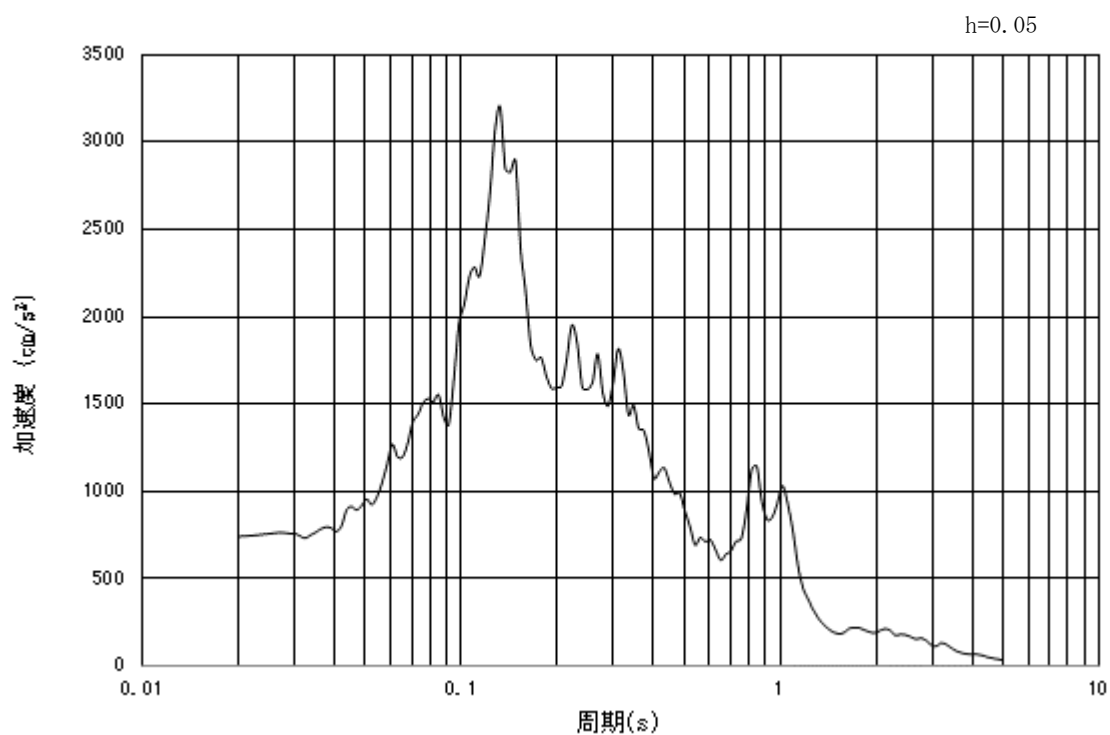


加速度応答スペクトル

図 3-14 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

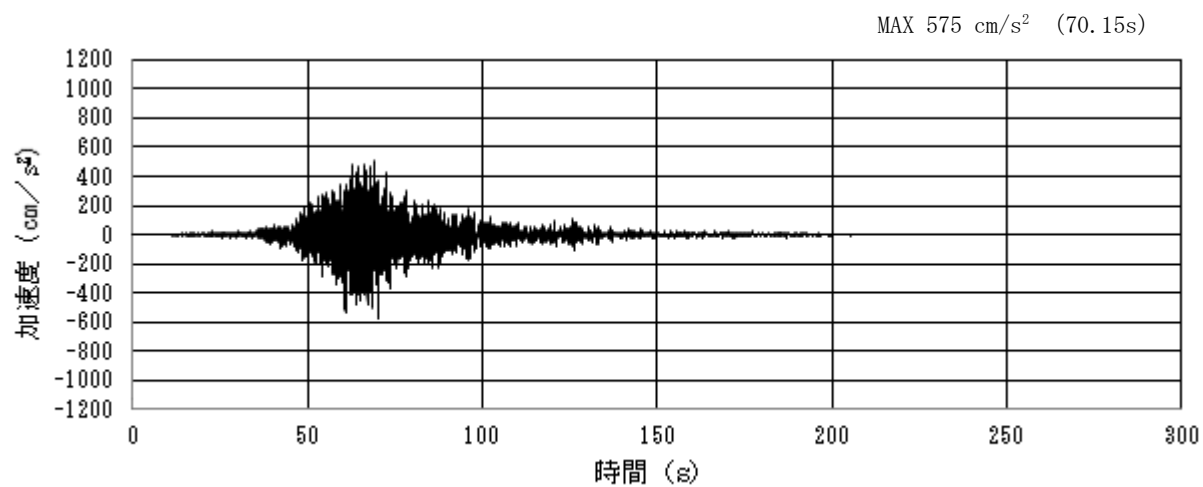


加速度時刻歴波形

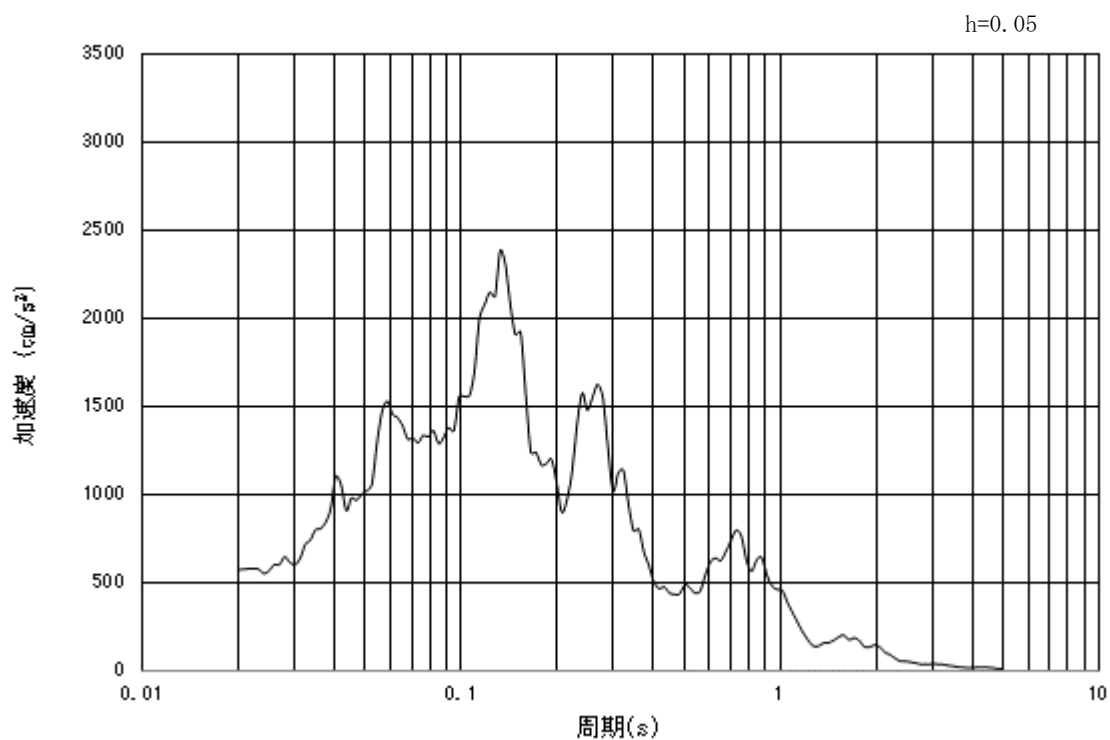


加速度応答スペクトル

図 3-14 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

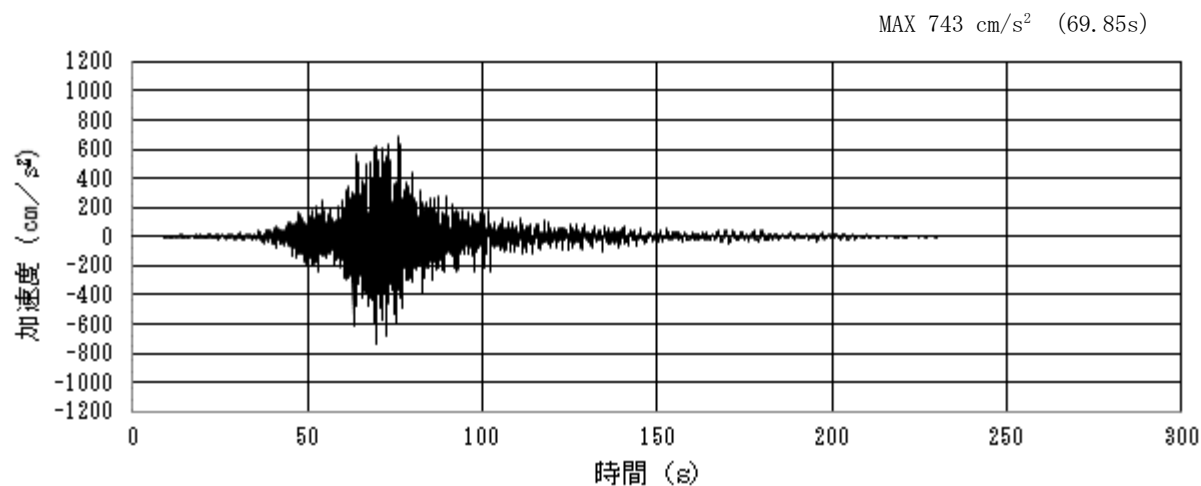


加速度時刻歴波形

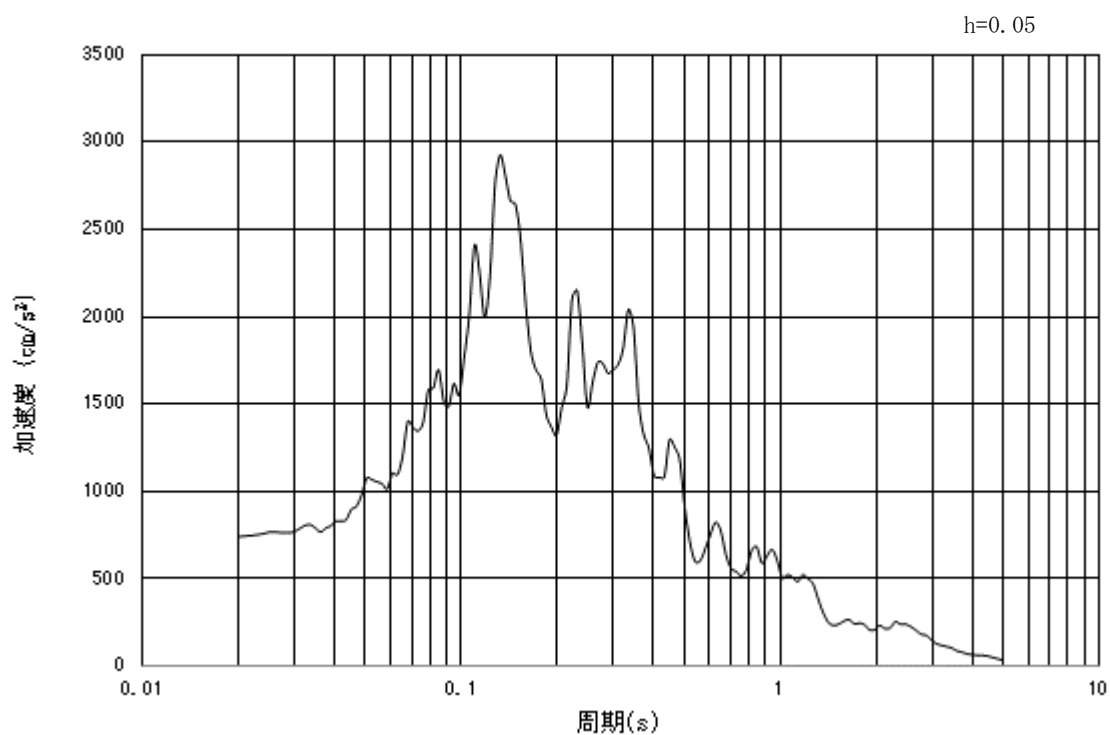


加速度応答スペクトル

図 3-14 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

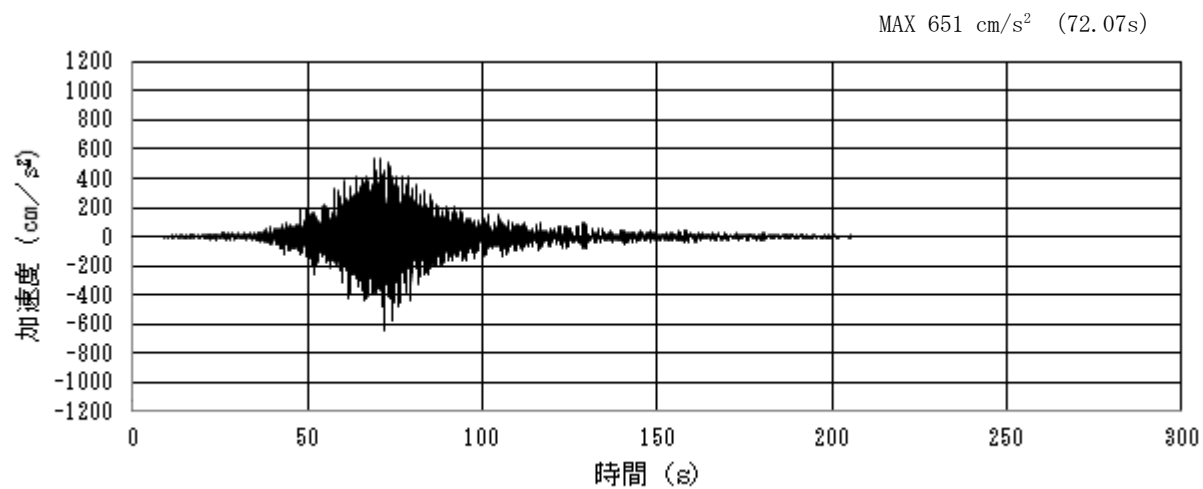


加速度時刻歴波形

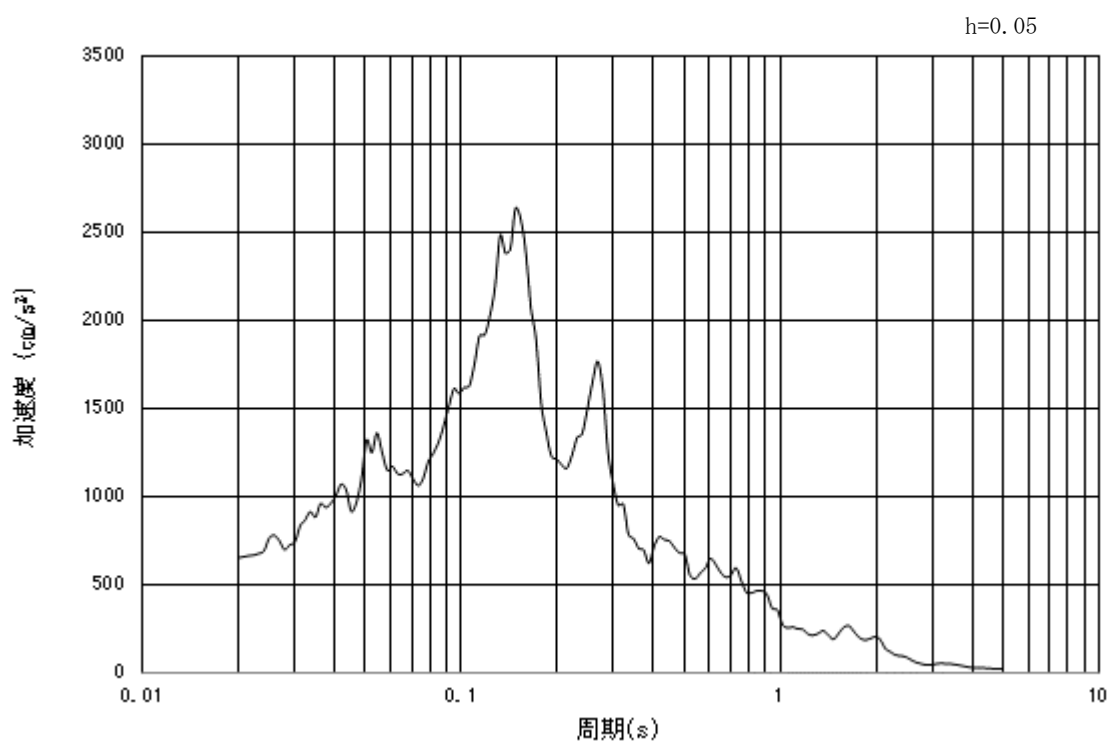


加速度応答スペクトル

図 3-14 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

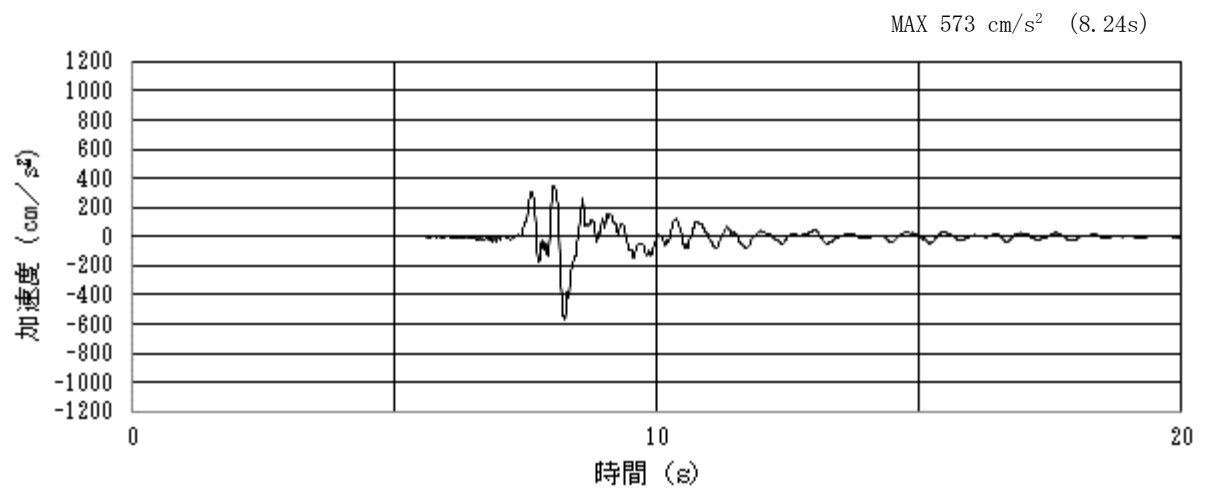


加速度時刻歴波形

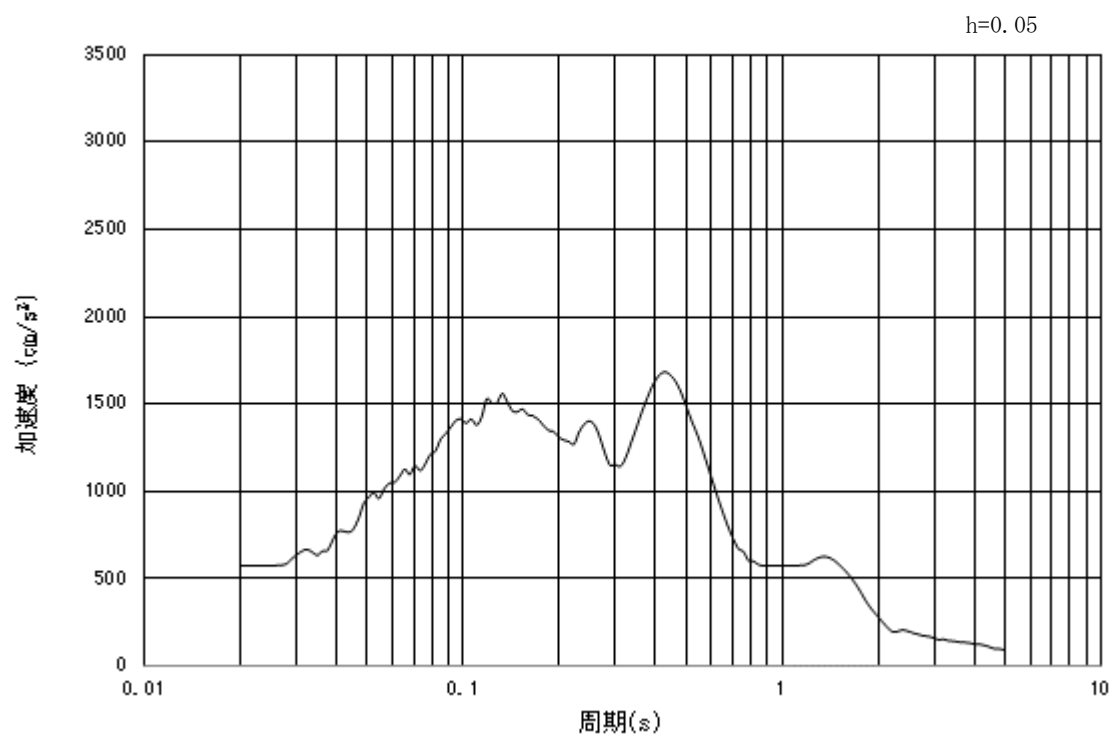


加速度応答スペクトル

図 3-14 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

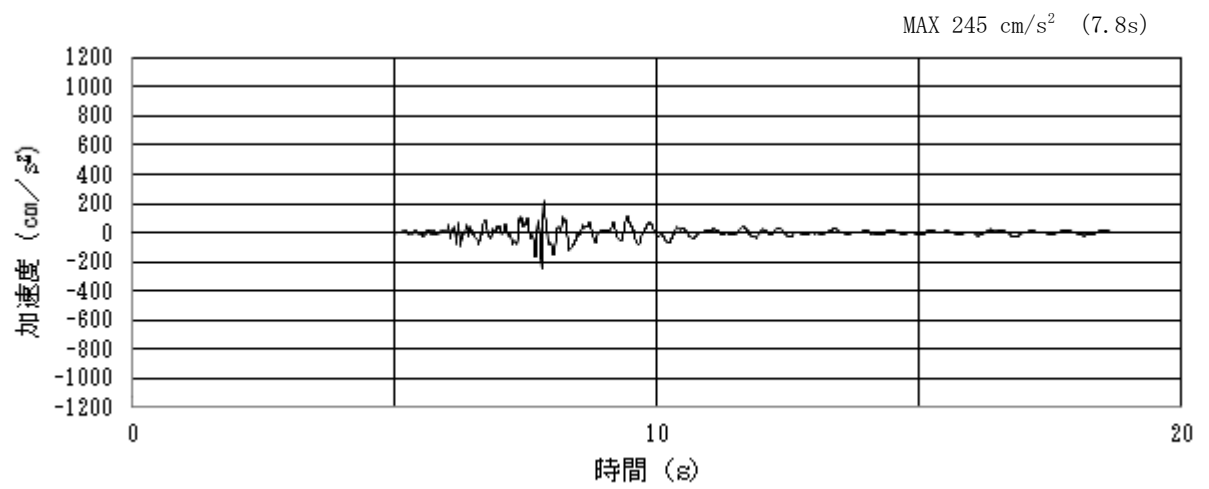


加速度時刻歴波形

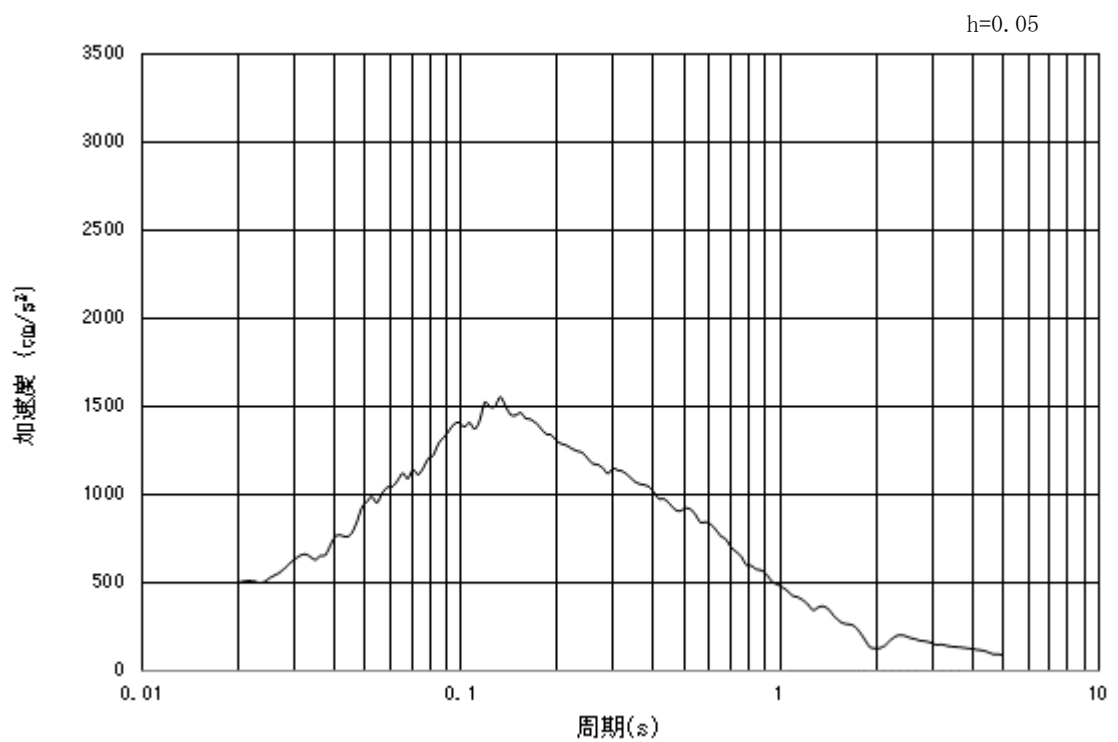


加速度応答スペクトル

図 3-14 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 3.1$)



加速度時刻歴波形



加速度応答スペクトル

図 3-14 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 3.1$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 3-15 に示すとおりモデル幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。ただし、本設計の対象構造物である、防潮壁は鋼管杭が対象構造物であることから、構造物の 5 倍となると 10m~12.5m となり解析領域としては狭すぎる。そこで、本設計では両側 100m 程度までモデル化することとする。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長に対して 5 または 4 分割以上になるように要素高さを設定している。

解析モデルの下端については、Km 層の分布によって異なるが、南側用地の Km 層が浅い位置に分布する断面①、断面②については、T.P. -80.0m までモデル化する。Km 層が深部に分布し、第四紀層が厚く堆積する断面③、断面④及び断面⑤については T.P. -130.0m までモデル化する。

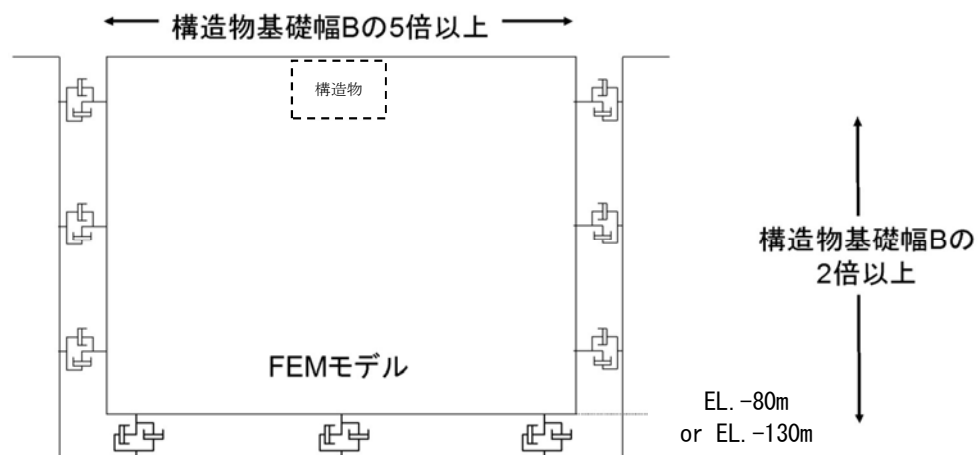


図 3-15 モデル化範囲の考え方

(2) 境界条件

解析領域の側方及び底面には，粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

構造物は，線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析モデルを図 3-16～図 3-20 に示す。

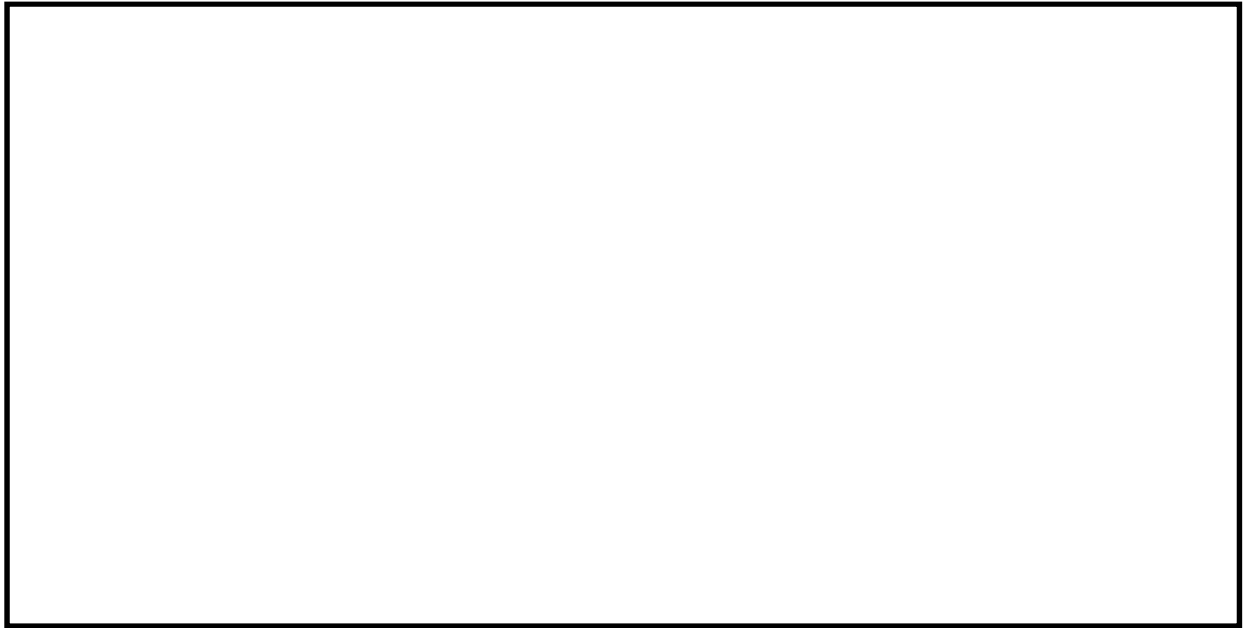


図 3-16 地震応答解析モデル(1/5) (断面①)

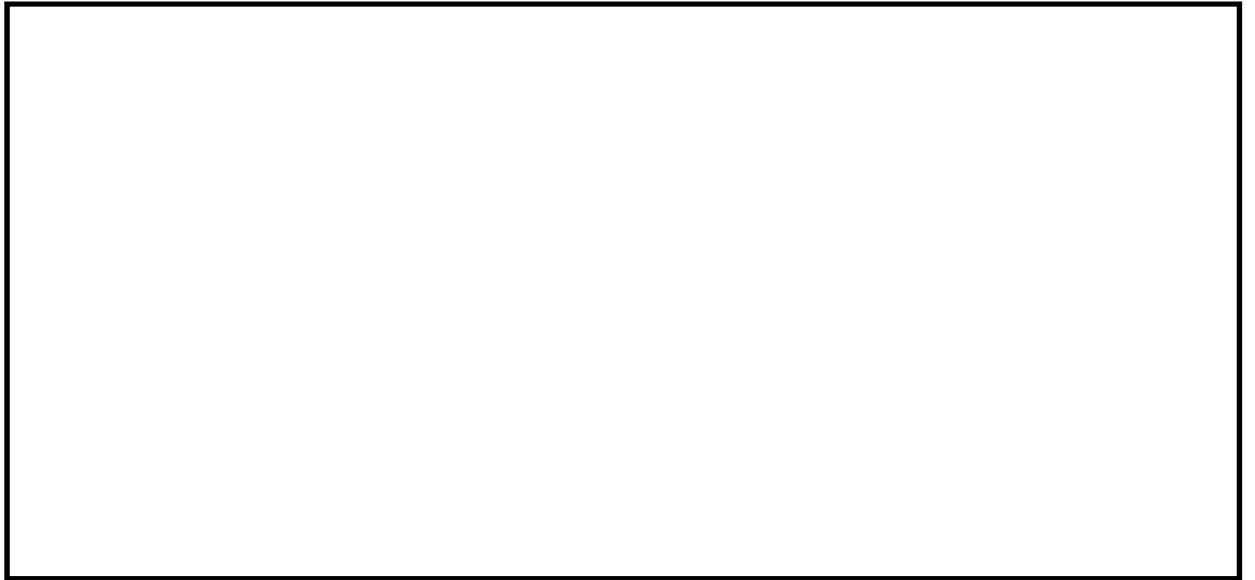


図 3-17 地震応答解析モデル(2/5) (断面②)

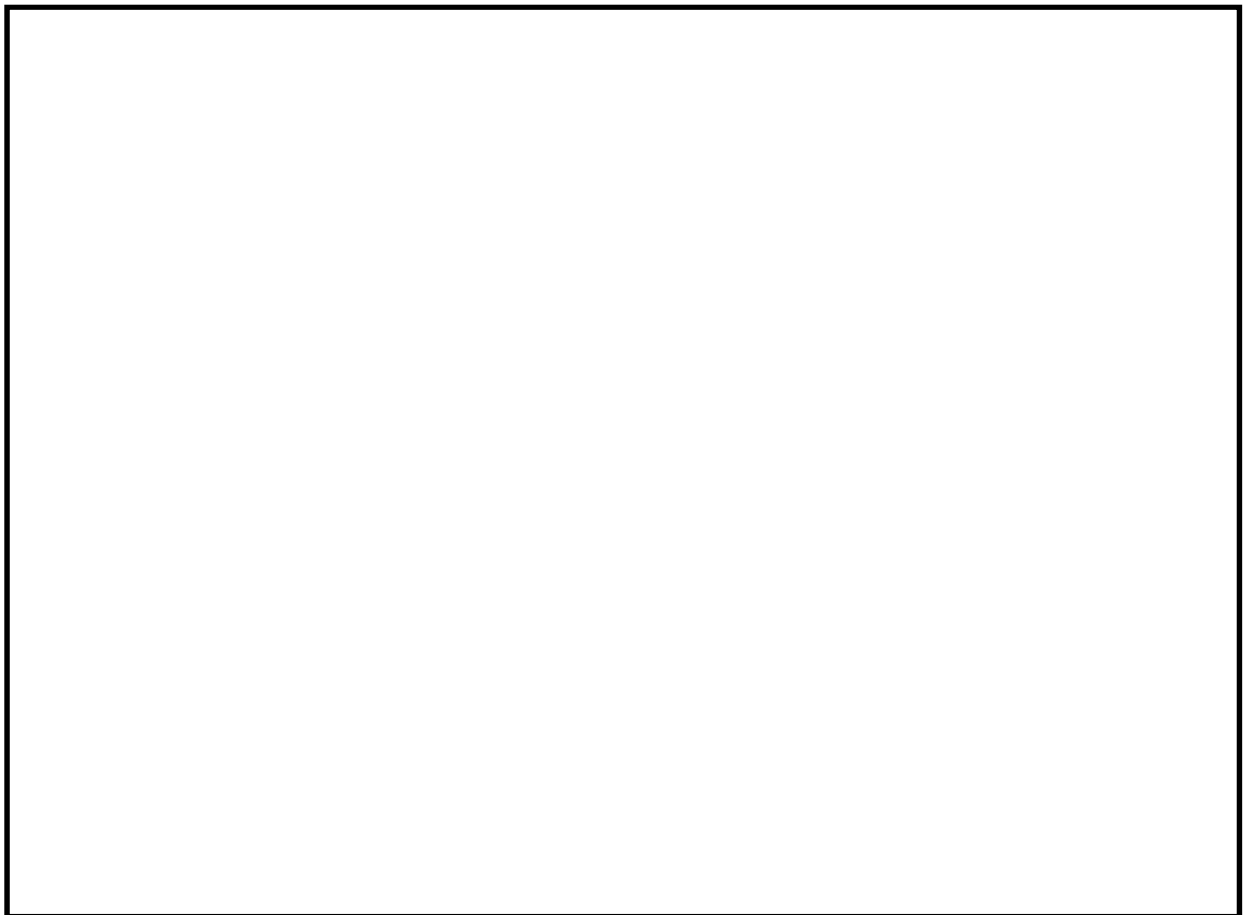


図 3-18 地震応答解析モデル (3/5) (断面③)



図 3-19 地震応答解析モデル(4/5) (断面④)

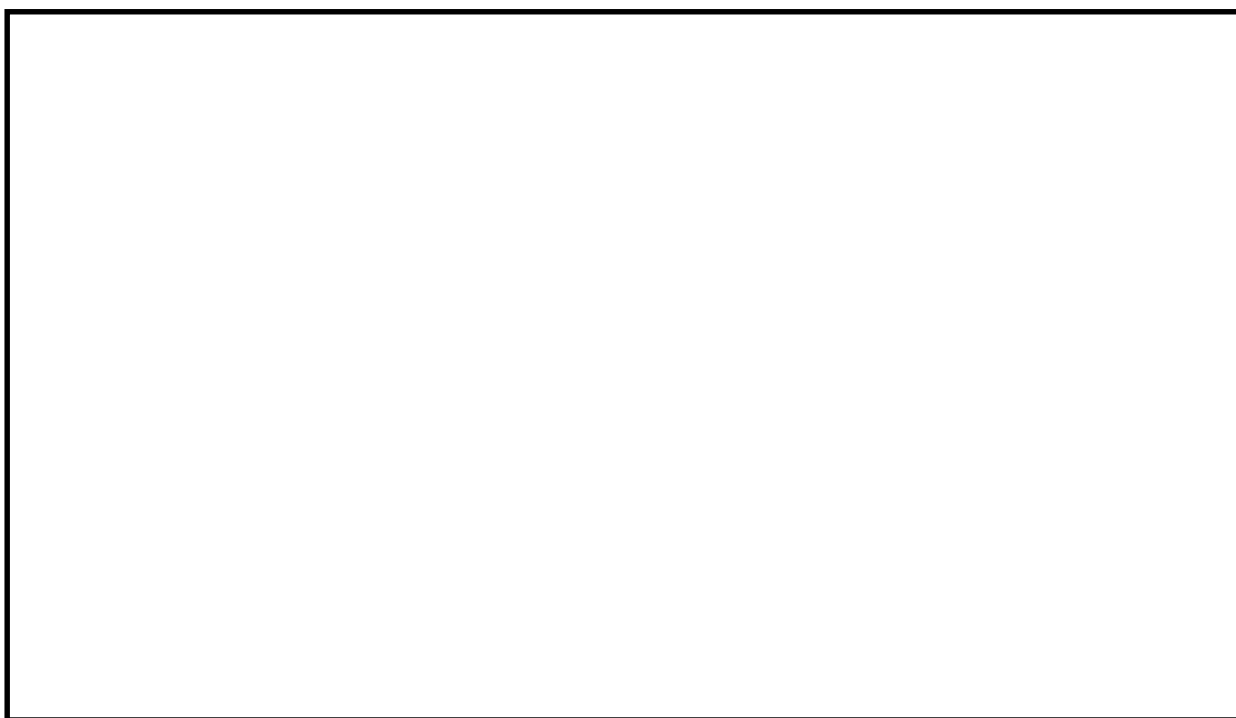


図 3-20 地震応答解析モデル(5/5) (断面⑤)

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部，あるいは，地盤改良体と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより，対象となる界面に剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向は，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3-2 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.010	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$C=0.358-0.00603 \cdot Z$	$\phi=23.2+0.0990 \cdot Z$	—

Z : 標高 (m)

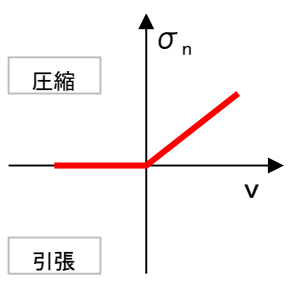
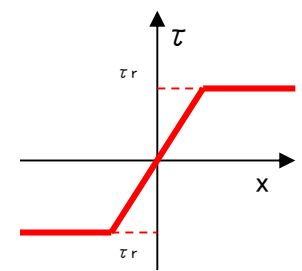
ジョイント要素のバネ定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 3-3 のとおり設定する。

表 3-3 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

ジョイント要素の概念図を表 3-4 に示す。ジョイント要素の設置位置を図 3-21～図 3-25 に示す。

表 3-4 ジョイント要素の力学特性

ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
	

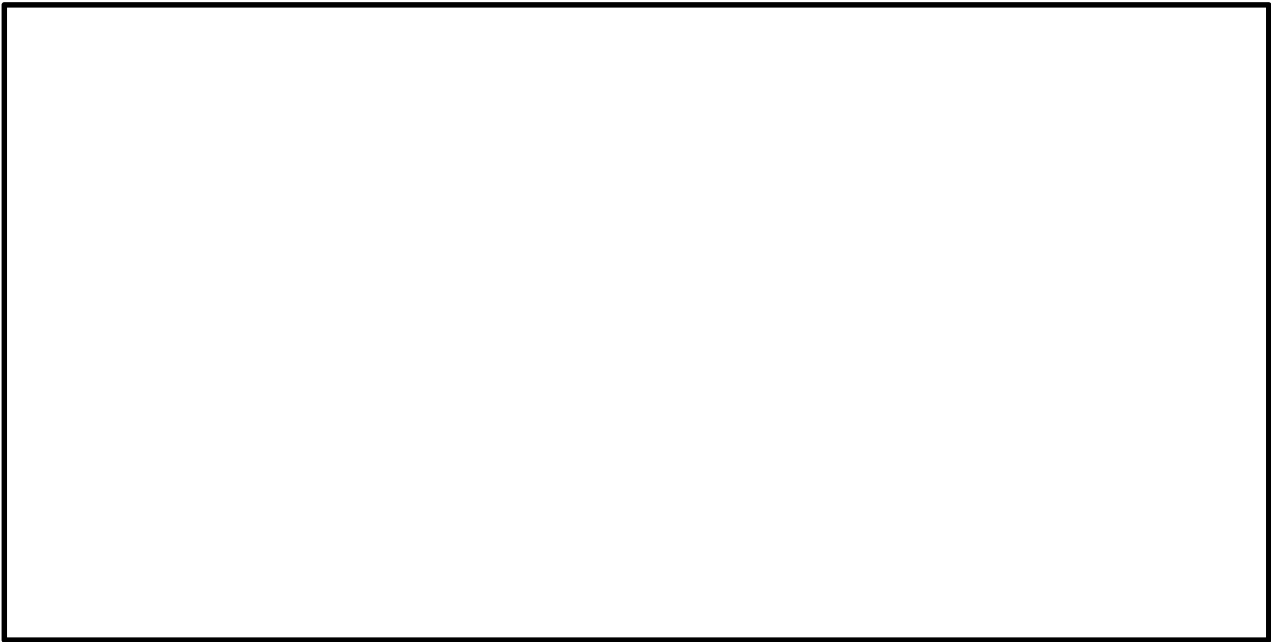


図 3-21 断面①におけるジョイント要素の配置図

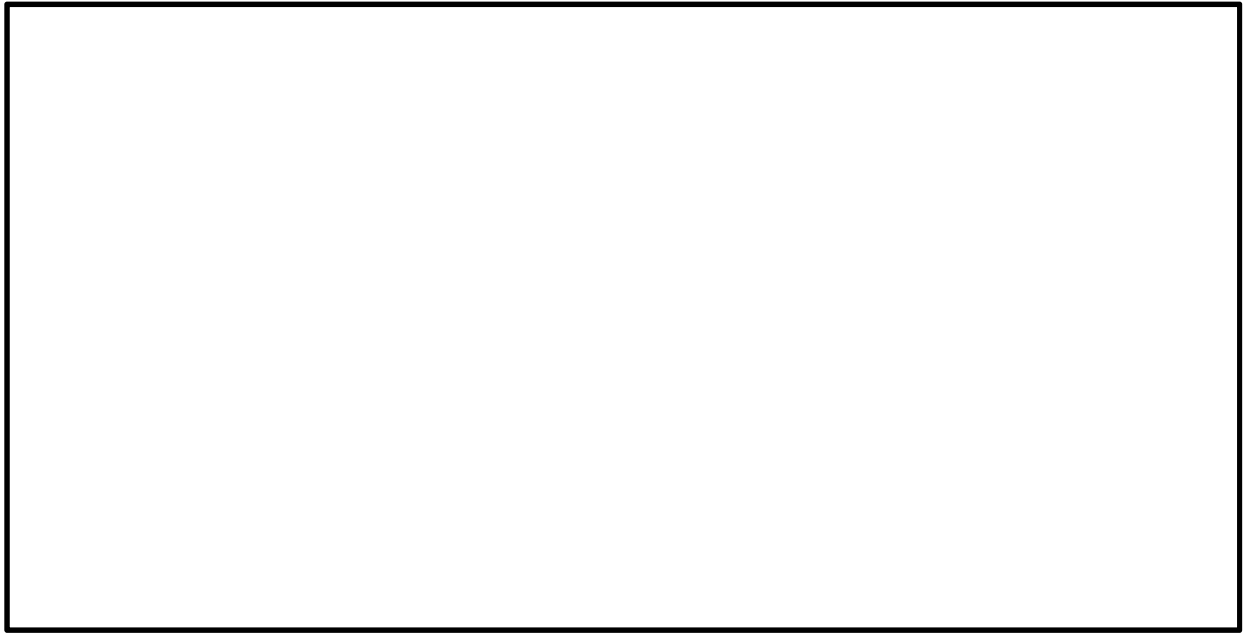


図 3-22 断面②におけるジョイント要素の配置図



図 3-23 断面③におけるジョイント要素の配置図

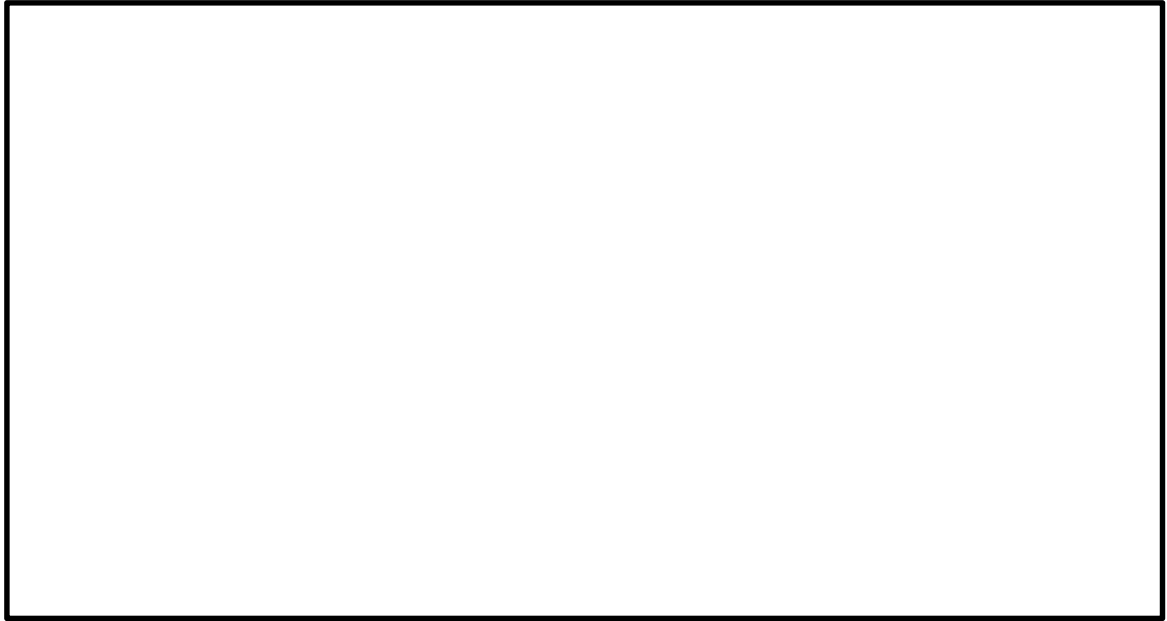


図 3-24 断面④におけるジョイント要素の配置図



図 3-25 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(6) 地盤の設定

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(7) 減衰定数の設定

動的解析における構造物及び地盤の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰は $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成24年3月））とする。

図3.3-26にRayleigh減衰の設定フローを、表3-5に固有値解析結果を示す。

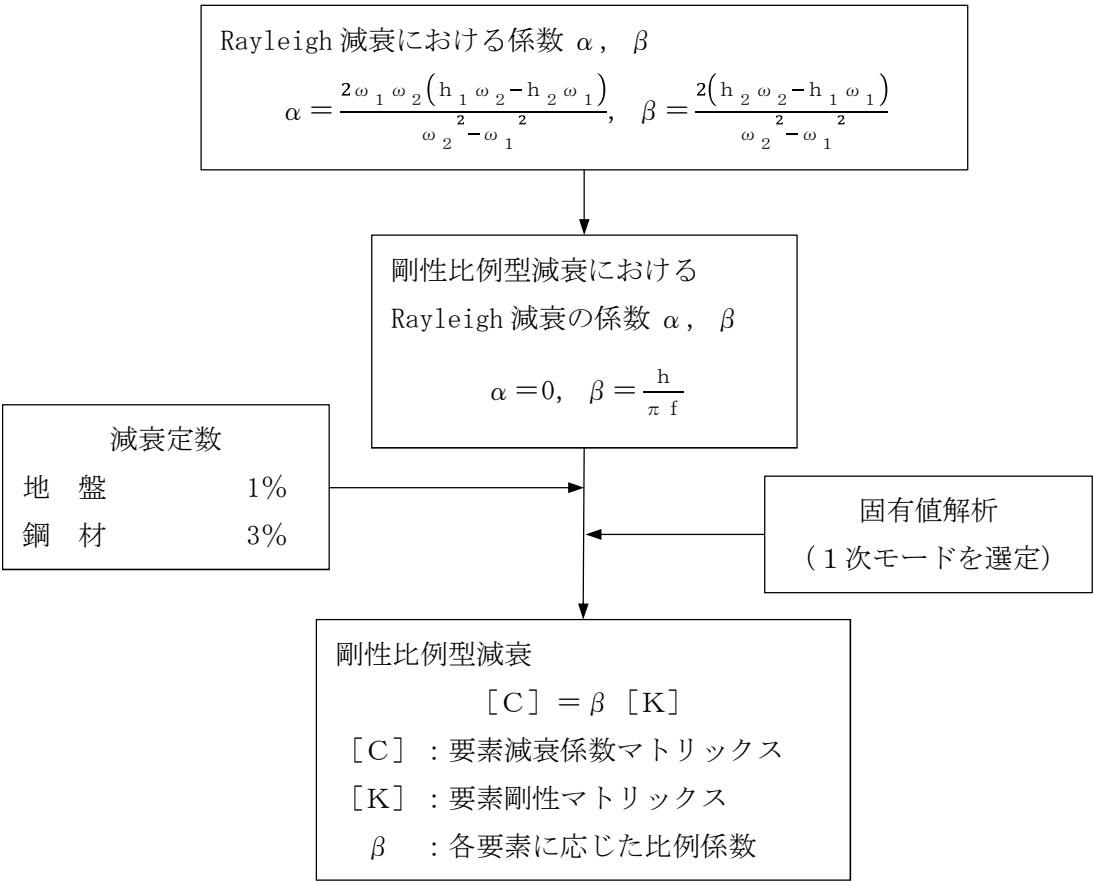


図 3-26 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-5 固有値解析結果 (追而)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-6 に、材料の物性値を表 3-7 に示す。

表 3-6 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570)

表 3-7 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.10×10^4	0.2
鋼管杭	77.0	2.00×10^5	0.3

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3-8に示す。

表3-8 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表3-8 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位で浅	ρ	g/cm ²	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 () は地下水位で浅	σ'_{ms}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位で浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3-8 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C _{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

3.6.1 耐震設計における検討ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震設計における検討ケースを表 3-9 に示す。

表 3-9 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基 づく液状化 強度特性を 用いた解析 ケース(基本 ケース)	② 地盤物性の ばらつきを 考慮(+1 σ)した解 析ケース	③ 地盤物性の ばらつきを 考慮(-1 σ)した解 析ケース	④ 地盤を強制 的に液状化 させること を仮定した 解析ケース	⑤ 原地盤にお いて非液状 化の条件を 仮定した解 析ケース	⑥ 地盤物性の ばらつきを 考慮(+1 σ)して非 液状化の条 件を仮定し た解析ケー ス
液状化強度特性 の設定			原地盤に 基づく液 状化強度 特性(標 準偏差を 考慮)	原地盤に 基づく液 状化強度 特性(標 準偏差を 考慮)	原地盤に 基づく液 状化強度 特性(標 準偏差を 考慮)	敷地に存 在しない 豊浦標準 砂に基 づく液状 化強度特 性	液状化パ ラメータ を非適用	液状化パ ラメータ を非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1	1
		(+-)	1					
		(-+)	1					
		(--)	1					
	S _s -1 1	(++)	1					
	S _s -1 2	(++)	1					
	S _s -1 3	(++)	1					
	S _s -1 4	(++)	1					
	S _s -2 1	(++)	1					
	S _s -2 2	(++)	1					
	S _s -3 1	(++)	1					
		(-+)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において、構造物の安全率が最も小さい地震波を用いて実施

3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3-10 に示す。

表 3-10 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S _s -D 1	(++)	2 ⑤の検討において、機器・配管系の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波と変位量が最も大きくなる地震波を用いて実施	1	2 ⑤の検討において、機器・配管系の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波と変位量が最も大きくなる地震波を用いて実施
		(+-)		1	
		(-+)		1	
		(--)		1	
	S _s -1 1	(++)		1	
	S _s -1 2	(++)		1	
	S _s -1 3	(++)		1	
	S _s -1 4	(++)		1	
	S _s -2 1	(++)		1	
	S _s -2 2	(++)		1	
	S _s -3 1	(++)		1	
		(-+)		1	
計			2	12	2

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、上部構造のうち鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）とする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の評価対象部位は、堤内側の地盤高さの嵩上げ部（改良体）と堤外側及び堤内側の表層改良体とする。

(5) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置する止水ゴム及び止水シートとする。

(6) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部の取り付け部の鋼製アンカーとする。

(7) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の評価対象部位は、止水ジョイント部材を防護する鋼製防護部材とする。

(8) シートパイル

シートパイルの評価対象部位は、地中から堤内側への浸水を防止するシートパイルとする。

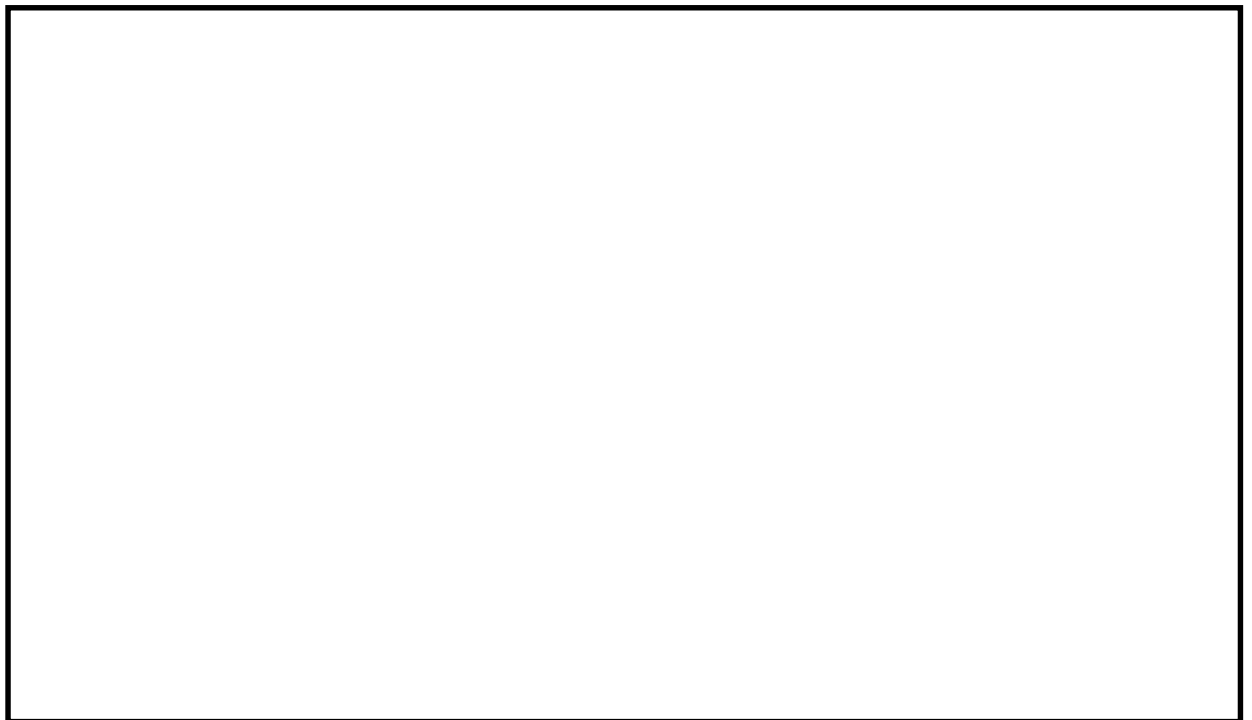


図 4-1 断面①断面図

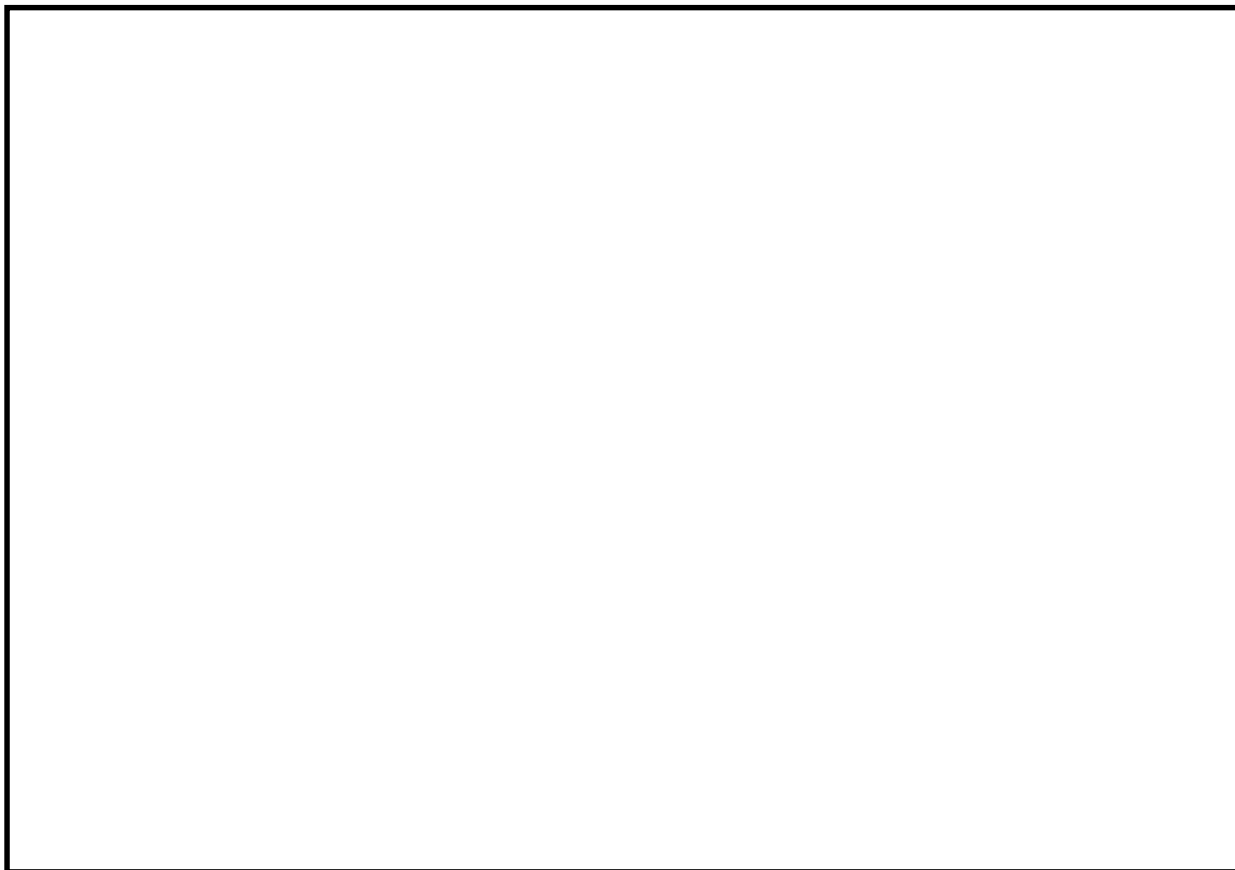


图 4—2 断面②断面图

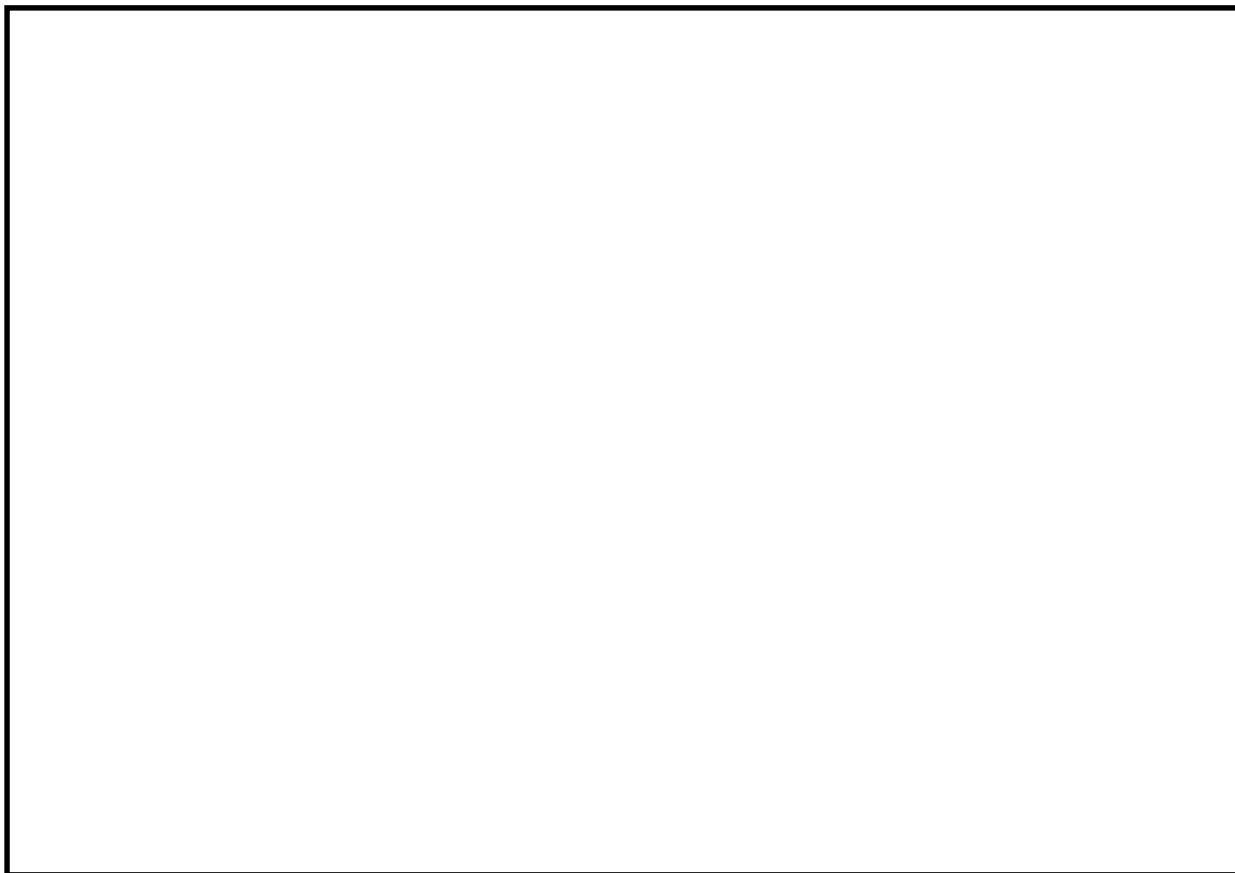


图 4—3 断面③断面图

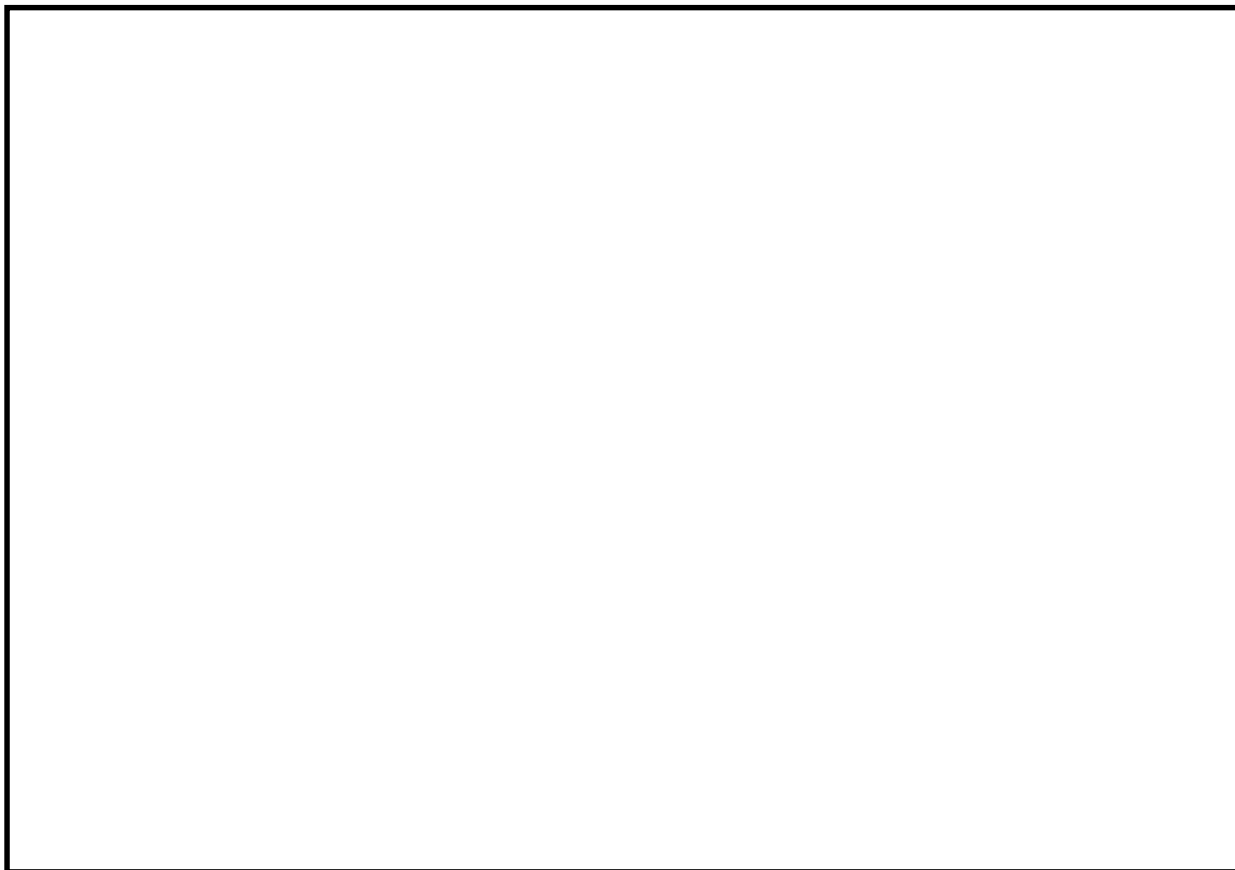


图 4—4 断面④断面图

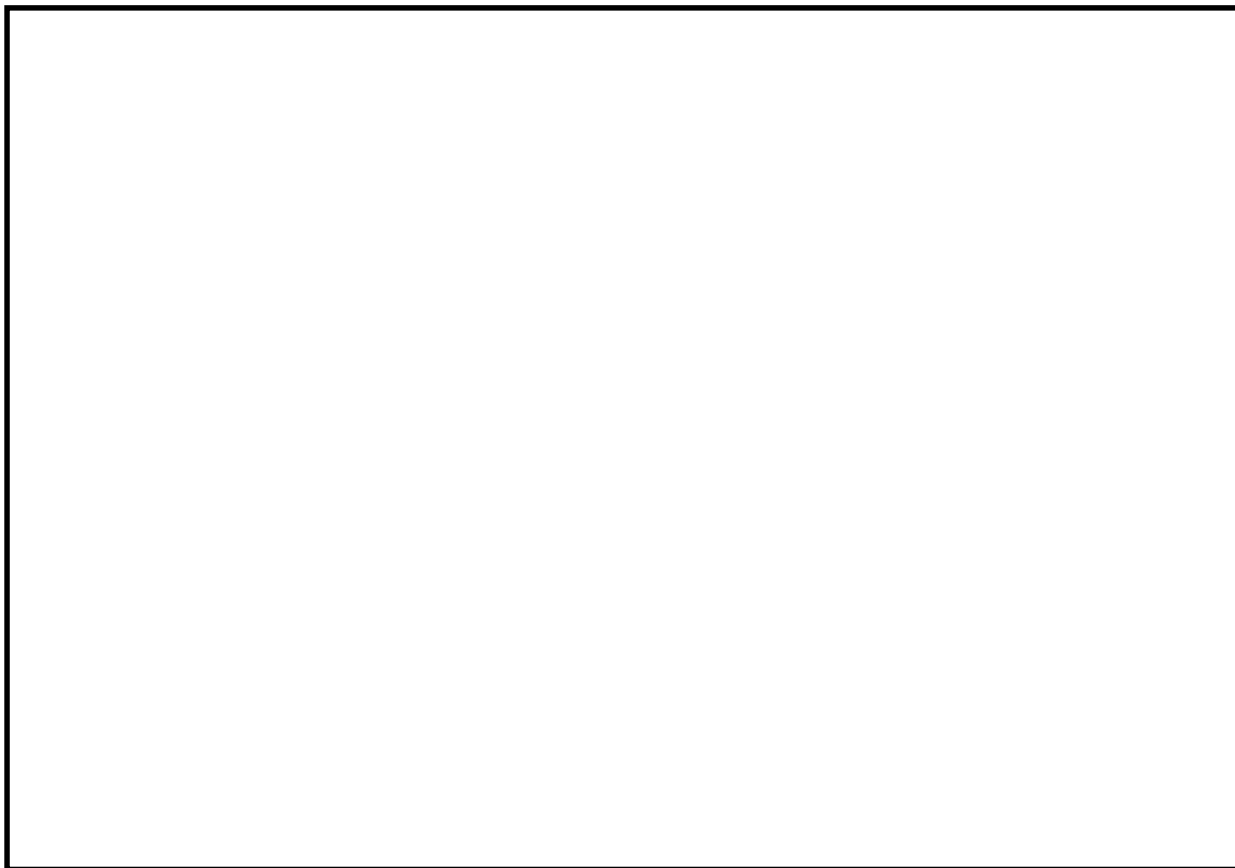


图 4—5 断面⑤断面图

4.2 解析方法

(1) 鋼管杭及び鋼管杭基礎

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる２次元地震応答解析を行い、地震時の鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、２次元地震応答解析を実施する。

(2) 上部構造

上部構造については、２次元梁バネモデルで実施する。３次元ＦＥＭモデルによる解析は、２次元梁バネモデルの妥当性検証のため、断面③にて実施する。

4.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成24年3月）」に基づき、表4-1に示す短期許容応力度とする。

表 4-1 鋼管杭の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa1}	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，表 4-3 に示す短期許容応力度とする。

表 4-2 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*
鉄筋	SD490	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300

注記 *：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し，極限支持力に基づき設定する。

極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i \quad (\text{kN})$$

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m^2)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m^2)

A : 杭先端面積 (m^2)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m^2)

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成 25 年）」を考慮し，せん断強度に基づき設定する。

表 4-3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

評価項目	許容限界
地盤高さの嵩上げ部（改良体） 及び表層改良体	許容せん断応力 $q_u/2 = 750 \text{ kN/m}^2$

(5) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は，メーカー規格，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4-4 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4-4 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 mm

(6) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は，表4-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

頭付きアンカーボルトの許容引張力 P_a については，頭付きアンカーボルトの降伏により決まる場合

P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合 P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

P_a ：頭付きアンカーボルト1本当たりの許容引張力（N）

P_{a1} ：頭付きアンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力（N）

P_{a2} ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合の頭付きアンカーボルト1本当たりの許容引張力（N）

ϕ_1, ϕ_2 ：低減係数

$s \sigma_{pa}$ ：頭付きアンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。ただし，アンカーボルトの降伏を保証する設計が要求される場合の上限引張力を算定するときは $s \sigma_{pa} = \alpha_{yu} \cdot s \sigma_y$ とする。

$s \sigma_y$ ：頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度（N/mm²）

α_{yu} ：頭付きアンカーボルトの材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割増係数であり，1.25以上を用いる。

$s c a$ ：頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度（ $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ）ただし，軽量コンクリートを用いる場合は，この値の90%とする。（N/mm²）

F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D)$ とする。

l_{ce} ：頭付きアンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce} = l_e$ とする。

l_e ：頭付きアンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d ：頭付きアンカーボルト軸部の直径

D ：頭付きアンカーボルト頭部の直径

頭付きアンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度は，コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$p_a/A_o \leq f_n$$

p_a : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧力

A_o : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧面積で、 $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする

f_n : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c \pi (D^2 - d^2) / 4}$ とする。

ただし、 $\sqrt{(A_c/A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

頭付きアンカーボルトの許容せん断力 q_a については、頭付きアンカーボルトのせん断強度によりきまる q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の頭付きアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a2} 及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の頭付きアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

q_a : 頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a1} : 頭付きアンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1 = 1.0$, $\phi_2 = 2/3$)

$s \sigma_{qa}$: 頭付きアンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))

$s \sigma_y$: 頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$: 頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{(F_c \cdot E_c)}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、この値の 90% とする。 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc} = 0.5 \pi c^2$)

c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

(7) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005 年 9 月）」，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014 年 3 月）」に基づき設定する。

(a) 鋼材

鋼材の許容限界は「道路橋示方書・同解説」（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき，表 4-5 に示す短期許容応力度とする。

表 4-5 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)	
		圧縮，引張，曲げ	せん断
SS400	t ≤ 40*	210	120
SM570	t ≤ 40*	382.5	217.5

*t：鋼材の板厚

(b) 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は表 4-6 に示す短期許容応力度とする。

表 4-6 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	強度区分	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	830	479

(c) ワイヤロープ

ワイヤロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案) ((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)」に基づき, 「日本工業規格 (JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 とする。表 4-8 に許容限界を示す。

表 4-7 ワイヤロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN)
		引張
構造用ストランドロープ ST1670, 構成 7×7, φ 28mm	567	425

(8) シートパイル

シートパイルの許容限界は, せん断強度に基づき設定する。

表 4-8 鋼材の許容限界

鋼材種別	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	圧縮, 引張, 曲げ	せん断
SY390	352.5	190

4.4 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

鋼管杭及び鋼管杭基礎の解析モデルは鋼管杭を線形はり要素でモデル化した地震応答解析のモデルを使用する。上部構造の解析モデルについて以下に示す。

a. 2次元梁バネモデル

解析モデルは、鉄筋コンクリート梁壁を梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを設置する。

2次元梁バネモデルの概要図を図4-6に示す。

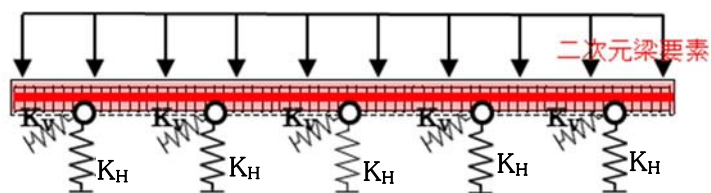


図4-6 2次元梁バネモデル

水平方向地盤バネについては、有効応力解析結果の応答値より地盤バネ定数を設定する。地盤バネの算出方法を以下に示す。

(a) 水平方向地盤反力係数 k_H

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = \mu k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

μ : 補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 406 より）

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数（ α は一律 1.0 とする。）

E_0 : 地盤の変形係数

1 次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）のそれぞれの E_s を使用して、最大値、最小値を設定する。

$$E_s = 2(1 + \nu_d) G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 286 に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0，許容誤差 $1.0E-5$ を設定し，繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで，

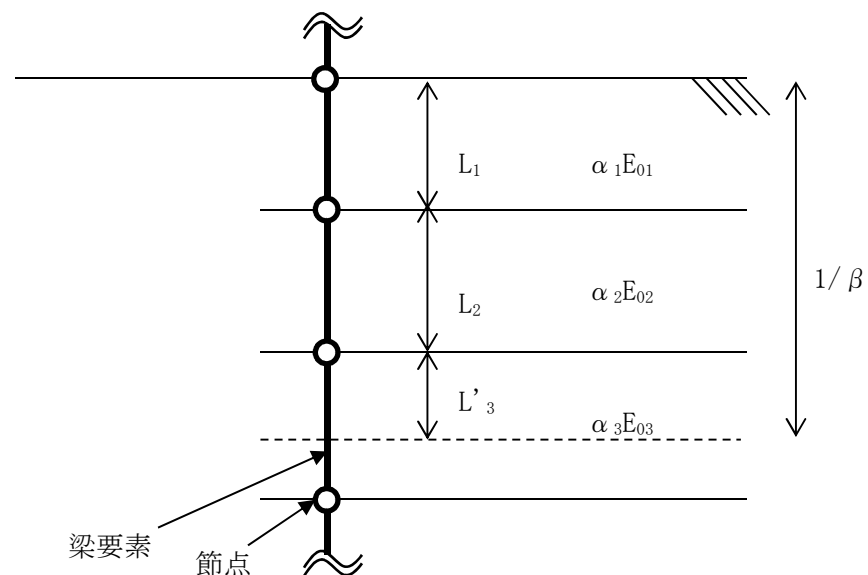
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 287 の記述に従い，換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は，設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 4-8 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

(b) 鉛直バネ K_v の設定

鉛直バネ K_v は以下式から設定する。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L}$$

ここに、

A_p : 杭の純断面積 (mm^2)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm^2)

L : 杭長 (m)

b. 3次元FEMモデル

3次元FEMモデルは、上部構造をソリッド要素、鋼管杭をシェル要素によりモデル化し、地盤抵抗を表現するための地盤バネを設定する。

・ソリッド要素

ソリッド要素 (Solid or brick element) は、その名の示すとおり、レンガの形をした3次元要素であり、節点において並進3自由度を有している。

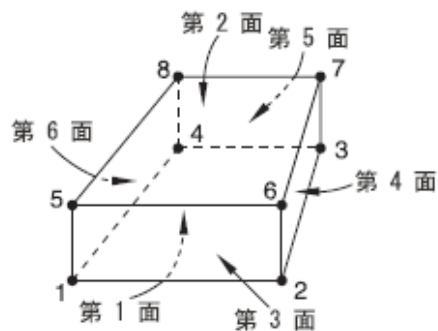


図 4-9 3次元ソリッド要素

- ・シェル要素

シェル要素は、梁と同様に構造要素であり、LNG タンクや圧力容器などの薄肉構造物の解析にも用いられる。梁要素と同様、ソリッド要素によるモデル化と比べると、総自由度数が大幅に軽減される。

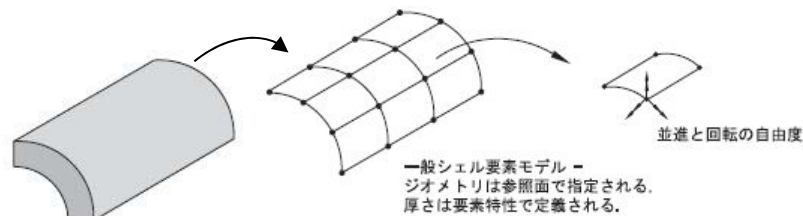


図 4-10 シェル要素

- ・地盤バネ

3次元FEMモデルにおける地盤バネの設定は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」を適用し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。また、地盤高さの嵩上げ部上面から杭先端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

地盤バネの算出方法を以下に設定する。

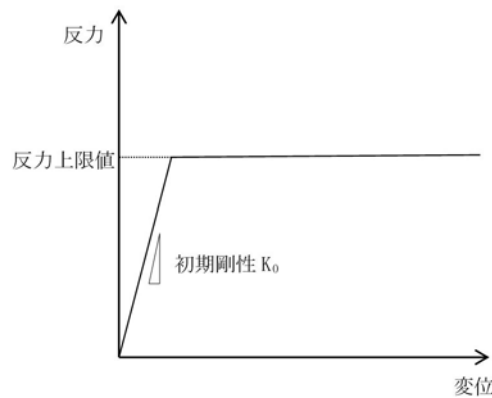


図 4-11 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

水平方向地盤バネは全ての荷重ケースで考慮する。バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 406 に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 435, 436 に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 4-9 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース (地盤バネ最小値) と地表面加速度最大ケース (地盤バネ最大値) のそれぞれの E_s を使用して, 最大値, 最小値を設定する。

$$E_s = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}$$

ここで,

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m^2)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m^2)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 ($^\circ$)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 286 に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0×10^{-5} を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで,

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 287 の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。

D : 杭径(m)

H : 支配長さ(m)

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

水平方向地盤バネは全ての荷重ケースで考慮する。反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで,

P_{HU} : 受動土圧強度 (kN/m^2)

D : 杭径(m)

H : 支配長さ(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 435 に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

p_U : 地震時受動土圧強度 (kN/m^2)

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 4-10 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	L/D ($\leq \alpha_p$)

※ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）p. 435, 436 より

※ 表中の L, D はそれぞれ L : 杭の中心間隔 (m), D : 杭径 (m)

地震時受働土圧強度 p_v は、1 次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）において、以下の式により算出された σ_f とする。

$$\sigma_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

(c) 鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 468, 469 に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数 (kN/m)

鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数は、1 次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）から、最大値、最小値を設定する。

(d) 鉛直方向せん断地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで、

τ_f : 1 次元有効応力解析で得られる時刻 t_{\max} における σ'_m に対応するせん断応力の上
限値

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

$$\tau_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

ここで,

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

τ_f の値は、1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）から、最大値、最小値を設定する。

(e) 杭先端の鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 285 に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_v : 杭先端の鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数

E_s : 1次元有効応力解析で得られる変形係数 (kN/m³) で、水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

(f) 杭先端の鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで,

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる時刻 t_{\max} における σ'_m に対応する軸圧縮応力の上
限値

A_v : 杭先端の面積 (m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

$$\sigma'_{nf} = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$$

ここで,

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

σ_f の値は、1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）から、最大値、最小値を設定する

3次元FEMモデルの概要図を図4-9に示す。

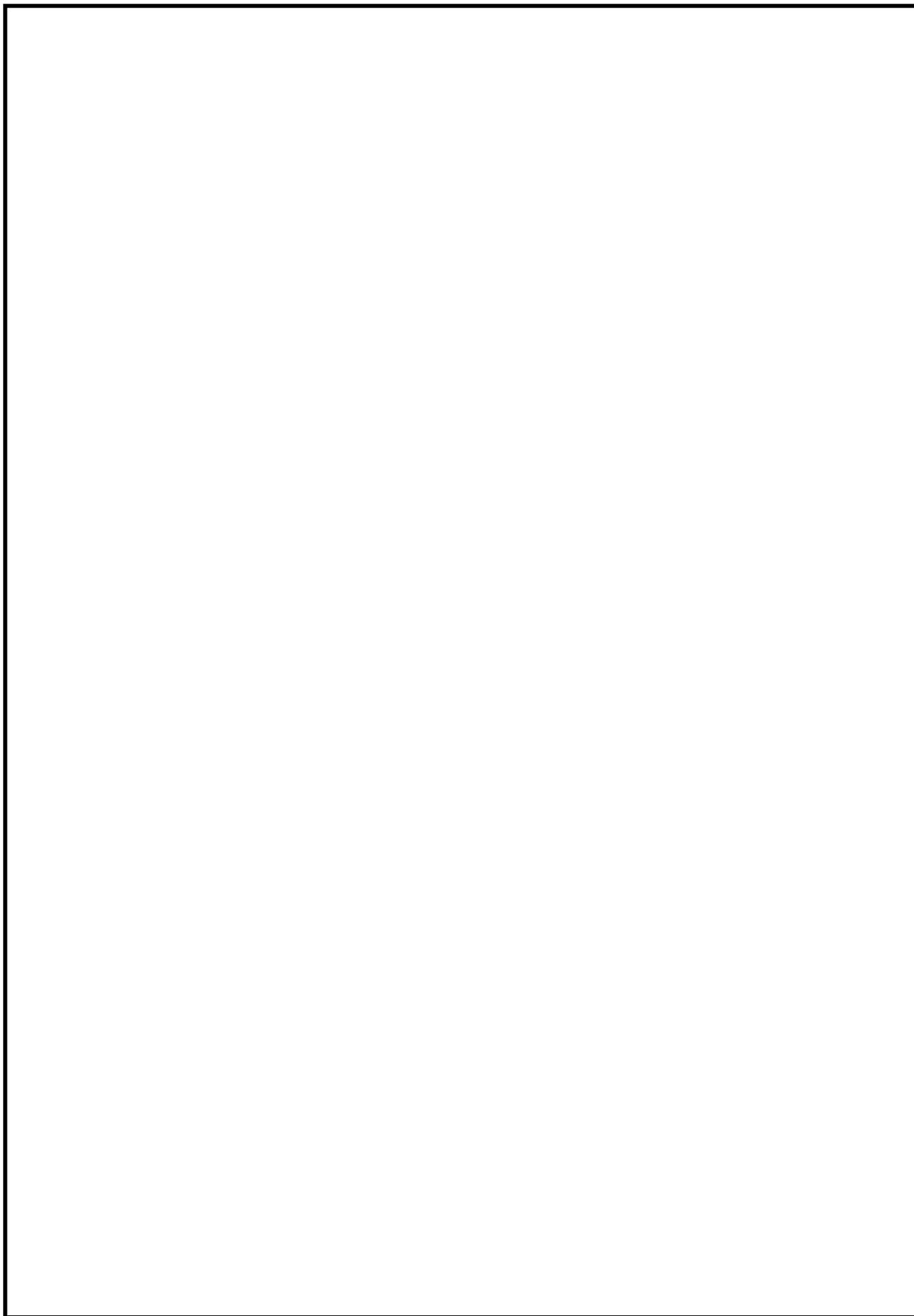


図 4-9 3次元FEM解析モデル

6.4-127

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4-11 に，材料の物性値を表 4-12 に示す。

表 4-11 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570)

表 4-12 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.10×10^4	0.2
鋼管杭	77.0	2.00×10^5	0.3

4.5 評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値及び「4.5 解析モデル及び諸元」で示した上部構造モデルに発生する応力が、「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許

容限界以下であることを確認する。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地震時の有効応力解析による結果より，地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力が改良体の許容限界以下であることを確認する。

(5) 止水ジョイント部材

地震応答解析で求められる変形量が許容限界以下であることを確認する。

(6) 鋼製アンカー

アンカーの引張力，せん断力及びコンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(7) 鋼製防護部材

鋼製防護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

(8) シートパイル

シートパイルに発生するせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-1～図 5.1-5 に示す。本図は鋼管杭の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる評価時刻における断面力を示したものである。

また，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤において，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-6 及び図 5.1-7 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-8 及び図 5.1-9 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

図 5.1-1 (1) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (2) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (3) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (4) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (5) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (6) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (7) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (8) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (9) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (10) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (11) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (12) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (1) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (2) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (3) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (4) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (5) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 11$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (6) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (7) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (8) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (9) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 21$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (10) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 22$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (11) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 31 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (12) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 31 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (1) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (2) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (3) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (4) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (5) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (6) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (7) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (8) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (9) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (10) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (11) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (12) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-4 (1) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (2) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+,V-], $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (3) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (4) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-,V-], $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (5) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 11$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (6) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (7) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (8) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (9) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 21$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (10) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 22$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (11) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (12) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (1) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (2) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+,V-], $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (3) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (4) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-,V-], $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (5) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 11$, $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (6) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (7) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (8) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (9) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 21$, $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (10) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 22$, $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (11) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (12) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-,V+], $t = 00.00s$)

図 5.1-6 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5.1-6 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5.1-6 (3) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5.1-6 (4) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5.1-6 (5) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5.1-6 (6) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5.1-6 (7) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5.1-6 (8) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5.1-6 (9) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5.1-6 (10) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5.1-6 (11) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5.1-6 (12) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5.1-7 (1) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5.1-7 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5.1-7 (3) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5.1-7 (4) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5.1-7 (5) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5.1-7 (6) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5.1-7 (7) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5.1-7 (8) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5.1-7 (9) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5.1-7 (10) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5.1-7 (11) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5.1-7 (12) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5.1-8 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5.1-8 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5.1-8 (3) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5.1-8 (4) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5.1-8 (5) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5.1-8 (6) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5.1-8 (7) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5.1-8 (8) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5.1-8 (9) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5.1-8 (10) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5.1-8 (11) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5.1-8 (12) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5.1-9 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5.1-9 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5.1-9 (3) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5.1-9 (4) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5.1-9 (5) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5.1-9 (6) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5.1-9 (7) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5.1-9 (8) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5.1-9 (9) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5.1-9 (10) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5.1-9 (11) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5.1-9 (12) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5.1-10 (1) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5.1-10 (2) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5.1-10 (3) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5.1-10 (4) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5.1-10 (5) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5.1-10 (6) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5.1-10 (7) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5.1-10 (8) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5.1-10 (9) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5.1-10 (10) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5.1-10 (11) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5.1-10 (12) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5.1-11 (1) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-11 (2) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-11 (3) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-11 (4) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-11 (5) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-11 (6) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-11 (7) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-11 (8) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-11 (9) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-11 (10) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-11 (11) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-11 (12) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-12 (1) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-12 (2) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-12 (3) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-12 (4) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-12 (5) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-12 (6) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-12 (7) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-12 (8) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-12 (9) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-12 (10) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-12 (11) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-12 (12) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-13 (1) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-13 (2) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-13 (3) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-13 (4) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-13 (5) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-13 (6) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-13 (7) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-13 (8) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-13 (9) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-13 (10) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-13 (11) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-13 (12) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-14 (1) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-14 (2) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-14 (3) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-14 (4) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-14 (5) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-14 (6) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-14 (7) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-14 (8) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-14 (9) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-14 (10) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-14 (11) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-14 (12) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-15 (1) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-15 (2) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-15 (3) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-15 (4) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-15 (5) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-15 (6) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-15 (7) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-15 (8) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-15 (9) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-15 (10) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-15 (11) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-15 (12) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.2 耐震評価結果

5.2.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.1-1 に、曲げに対する照査結果を表 5.2.1-2～表 5.2.1-6 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
①			
②			
③			
④			
⑤			

表 5.2.1-2 曲げに対する安全率（断面①）

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

表 5.2.1-3 曲げに対する安全率（断面②）

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

表 5.2.1-4 曲げに対する安全率（断面③）

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

表 5.2.1-5 曲げに対する安全率（断面④）

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

表 5.2.1-6 曲げに対する安全率（断面⑤）

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

(2) セン断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2.1-1 に、セン断に対する照査結果を表 5.2.1-7～表 5.2.1-11 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、セン断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.1-7 セン断に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1++$				
	$S_s-D 1+-$				
	$S_s-D 1-+$				
	$S_s-D 1--$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1++$				
	$S_s-3 1-+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.1-8 せん断に対する安全率（断面②）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1 ++$				
	$S_s-D 1 +-$				
	$S_s-D 1 -+$				
	$S_s-D 1 --$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1 ++$				
	$S_s-3 1 -+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.1-9 セン断に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s - D 1 ++$				
	$S_s - D 1 +-$				
	$S_s - D 1 - +$				
	$S_s - D 1 --$				
	$S_s - 1 1$				
	$S_s - 1 2$				
	$S_s - 1 3$				
	$S_s - 1 4$				
	$S_s - 2 1$				
	$S_s - 2 2$				
	$S_s - 3 1 ++$				
	$S_s - 3 1 - +$				
$V_s + 1 \sigma$ 剛性					
$V_s - 1 \sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s + 1 \sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.1-10 せん断に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1 ++$				
	$S_s-D 1 +-$				
	$S_s-D 1 -+$				
	$S_s-D 1 --$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1 ++$				
	$S_s-3 1 -+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.1-11 せん断に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1 ++$				
	$S_s-D 1 +-$				
	$S_s-D 1 -+$				
	$S_s-D 1 --$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1 ++$				
	$S_s-3 1 -+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

5.2.2 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.2-1 に、2次元梁バネモデルによる曲げに対する照査結果を表 5.2.2-2 及び表 5.2.2-3 に、3次元FEM解析モデルによる曲げに対する照査結果を表 5.2.2-4 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm^2)
①				
③				

表 5.2.2-2 曲げに対する安全率（断面①：2次元梁バネモデル）

地震動	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm^2)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm^2)	安全率	判定

表 5.2.2-3 曲げに対する安全率（断面③：2次元梁バネモデル）

地震動	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm^2)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm^2)	安全率	判定

表 5.2.2-4 曲げに対する安全率（断面③：3次元FEM解析モデル）

地震動	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm^2)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm^2)	安全率	判定

(2) セン断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2.2-1 及び表 5.2.2-5 に、2次元梁バネモデルによるセン断に対する照査結果を表 5.2.2-6 及び表 5.2.2-7 に、3次元FEM解析モデルによるセン断に対する照査結果を表 5.2.2-8 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、セン断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-5 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①			
③			

表 5.2.2-6 セン断に対する安全率（断面①：2次元梁バネモデル）

地震動	セン断力 (kN)	セン断応力 (N/mm ²)	安全率	判定

表 5.2.2-7 セン断に対する安全率（断面③：2次元梁バネモデル）

地震動	セン断力 (kN)	セン断応力 (N/mm ²)	安全率	判定

表 5.2.2-8 セン断に対する安全率（断面③：3次元FEM解析モデル）

地震動	セン断力 (kN)	セン断応力 (N/mm ²)	安全率	判定

5.2.3 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.2.3-1～表 5.2.3-5 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、発生応力が極限支持力以下であることを確認した。なお、発生応力は、有効応力解析により求められた応答を次式のように評価し、各地震動において最大となる値を示している。

$$\text{発生応力 (=N)} = (\text{地盤鉛直有効応力 } \sigma'_{y(t)} + \text{間隙水圧 } u_{(t)})_{\max(t)}$$

ここで、地盤鉛直有効応力は、杭先端を支持する地盤要素が 2 つあるため、平均化した応答値とする。

表 5.2.3-1 極限支持力に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

追而

表 5.2.3-2 極限支持力に対する安全率（断面②）

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S_s-D1++				
	S_s-D1+-				
	S_s-D1-+				
	S_s-D1--				
	S_s-11				
	S_s-12				
	S_s-13				
	S_s-14				
	S_s-21				
	S_s-22				
	S_s-31++				
	S_s-31-+				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

追而

表 5.2.3-3 極限支持力に対する安全率（断面③）

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S_s-D1++				
	S_s-D1+-				
	S_s-D1-+				
	S_s-D1--				
	S_s-11				
	S_s-12				
	S_s-13				
	S_s-14				
	S_s-21				
	S_s-22				
	S_s-31++				
	S_s-31-+				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液化化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液化化)					

追而

表 5.2.3-4 極限支持力に対する安全率（断面④）

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S_s-D1++				
	S_s-D1+-				
	S_s-D1-+				
	S_s-D1--				
	S_s-11				
	S_s-12				
	S_s-13				
	S_s-14				
	S_s-21				
	S_s-22				
	S_s-31++				
	S_s-31-+				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液化化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液化化)					

表 5.2.3-5 極限支持力に対する安全率（断面⑤）

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S_s-D1++				
	S_s-D1+-				
	S_s-D1-+				
	S_s-D1--				
	S_s-11				
	S_s-12				
	S_s-13				
	S_s-14				
	S_s-21				
	S_s-22				
	S_s-31++				
	S_s-31-+				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液化化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液化化)					

5.2.4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 5.2.4-1 及び表 5.2.4-2 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果，発生せん断応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は，各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.4-1 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.4-2 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面②）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

追而

表 5. 2. 4-3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面③）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1 σ 剛性					
V _s -1 σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1 σ 剛性 (非液状化)					

追而

表 5.2.4-4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面④）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1 σ 剛性					
V _s -1 σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1 σ 剛性 (非液状化)					

追而

表 5. 2. 4-5 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面⑤）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1 σ 剛性					
V _s -1 σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1 σ 剛性 (非液状化)					

5.2.5 止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する評価結果

止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.11 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

5.2.6 鋼製防護部材に対する評価結果

鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

5.2.7 シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断に対する照査結果を表 5.2.7-1～表 5.2.7-5 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果，発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は，各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.7-1 せん断に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1++$				
	$S_s-D 1+-$				
	$S_s-D 1-+$				
	$S_s-D 1--$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1++$				
	$S_s-3 1-+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.7-2 セン断に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s - D 1 ++$				
	$S_s - D 1 +-$				
	$S_s - D 1 -+$				
	$S_s - D 1 --$				
	$S_s - 1 1$				
	$S_s - 1 2$				
	$S_s - 1 3$				
	$S_s - 1 4$				
	$S_s - 2 1$				
	$S_s - 2 2$				
	$S_s - 3 1 ++$				
	$S_s - 3 1 -+$				
$V_s + 1 \sigma$ 剛性					
$V_s - 1 \sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s + 1 \sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.7-3 セン断に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1 ++$				
	$S_s-D 1 +-$				
	$S_s-D 1 -+$				
	$S_s-D 1 --$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1 ++$				
	$S_s-3 1 -+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.7-4 セン断に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s - D 1 ++$				
	$S_s - D 1 +-$				
	$S_s - D 1 -+$				
	$S_s - D 1 --$				
	$S_s - 1 1$				
	$S_s - 1 2$				
	$S_s - 1 3$				
	$S_s - 1 4$				
	$S_s - 2 1$				
	$S_s - 2 2$				
	$S_s - 3 1 ++$				
	$S_s - 3 1 -+$				
$V_s + 1 \sigma$ 剛性					
$V_s - 1 \sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s + 1 \sigma$ 剛性 (非液状化)					

表 5.2.7-5 せん断に対する安全率（断面⑤）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1 ++$				
	$S_s-D 1 +-$				
	$S_s-D 1 -+$				
	$S_s-D 1 --$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1 ++$				
	$S_s-3 1 -+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

追而

5.3 まとめ

加振試験の記載は、基準地震動 S_s の暫定波であるため、詳細設計段階において放水路ゲートの開閉装置設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認を確認する。

6.5 防潮扉に関する補足説明

6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明

1. 目的

防潮扉の開閉装置の成立性確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、ここでは、ゲート本体（扉体）の開閉については、上部に設置している開閉装置について、振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。

また、防潮扉の開閉装置の動的維持確認のため、基準地震動 S_s の模擬地震波（包絡波）にて振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認した。

2. 設計概要

防潮扉は躯体、ゲート本体（扉体）、開閉装置からなるスライドゲートである。ゲート本体（扉体）については浸水防護施設としての耐震 S クラス要求から基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

各部材については、構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行ない、各部材が弾性範囲内に留まることを確認する。

また、開閉装置については、動的機能維持を確保するため、防潮扉の設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、加振試験に包絡していることを確認する。

図1に防潮扉の配置図、図2、図3に防潮扉1の構造図、図3、図4に防潮扉2の構造図を示す。



図 1 防潮扉の配置図

(1) 防潮扉 1

防潮扉の扉体は構造上の目的から、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレート、スキンプレートを受ける縦補助桁があり、その受圧部から荷重を受ける架構部に主桁、端桁、架構部から支承部にかけて戸当り、止圧板が構造部材にある。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

躯体は、鉄筋コンクリート防潮壁から構成され、地中連続壁基礎で支持する。

鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎とは、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

図 2 に防潮扉 1 の正面図及び平面図、図 3 に側面図を示す。

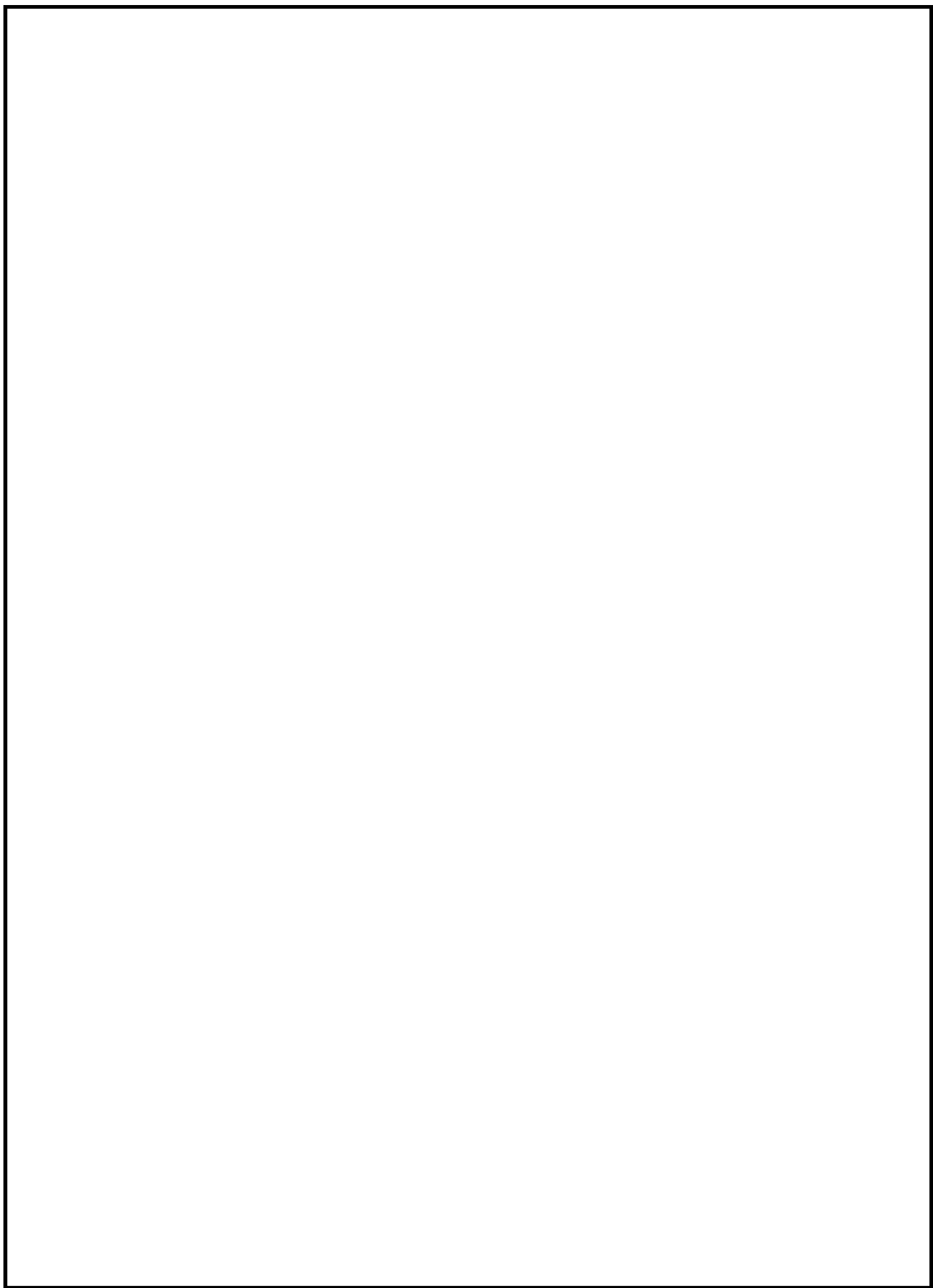


図 2 防潮扉 1 正面図及び平面図

6.5.1-4

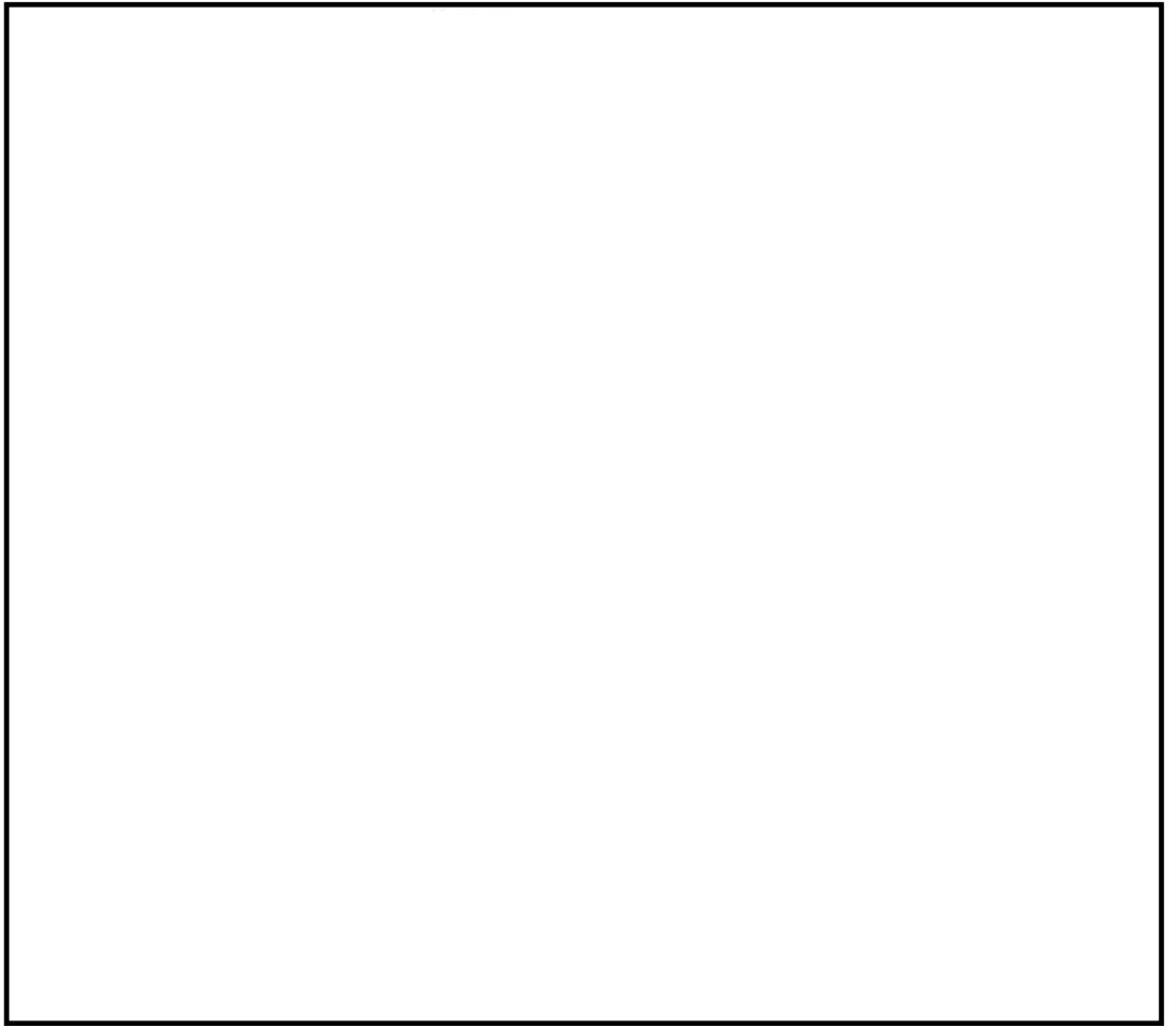


图 3 防潮扉 1 侧面图

(2) 防潮扉 2

防潮扉の扉体は構造上の目的から、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレート、スキンプレートを受ける縦補助桁があり、その受圧部から荷重を受ける架構部に主桁、端桁、架構部から支承部にかけて戸当り、止圧板が構造部材にある。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

躯体は、鉄筋コンクリート防潮壁から構成され、鋼管杭鉄筋コンクリートで支持する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と鋼管杭基礎とは、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

図 4 に防潮扉 2 の正面図及び平面図、図 5 に側面図を示す。

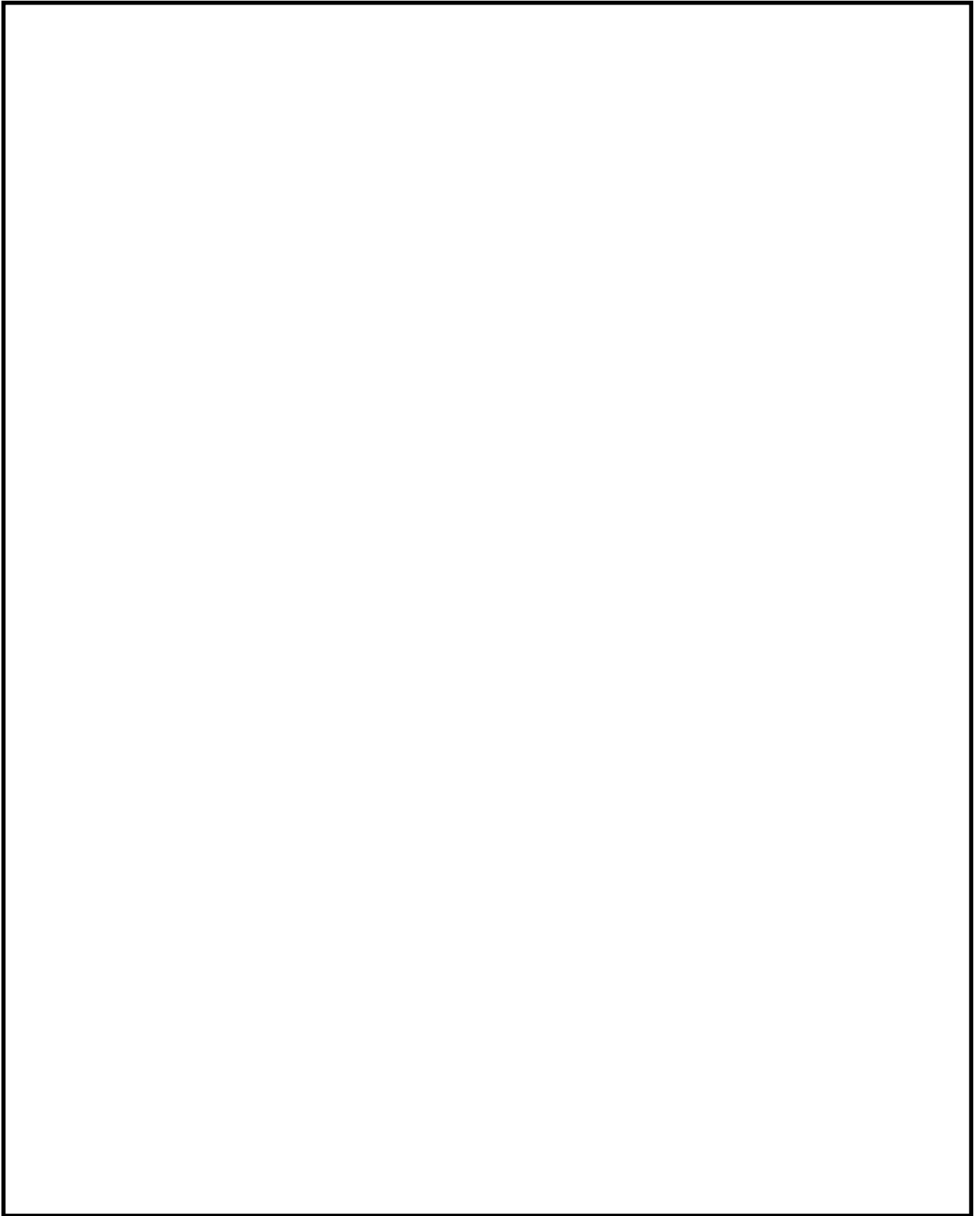


図 4 防潮扉 2 正面図及び平面図

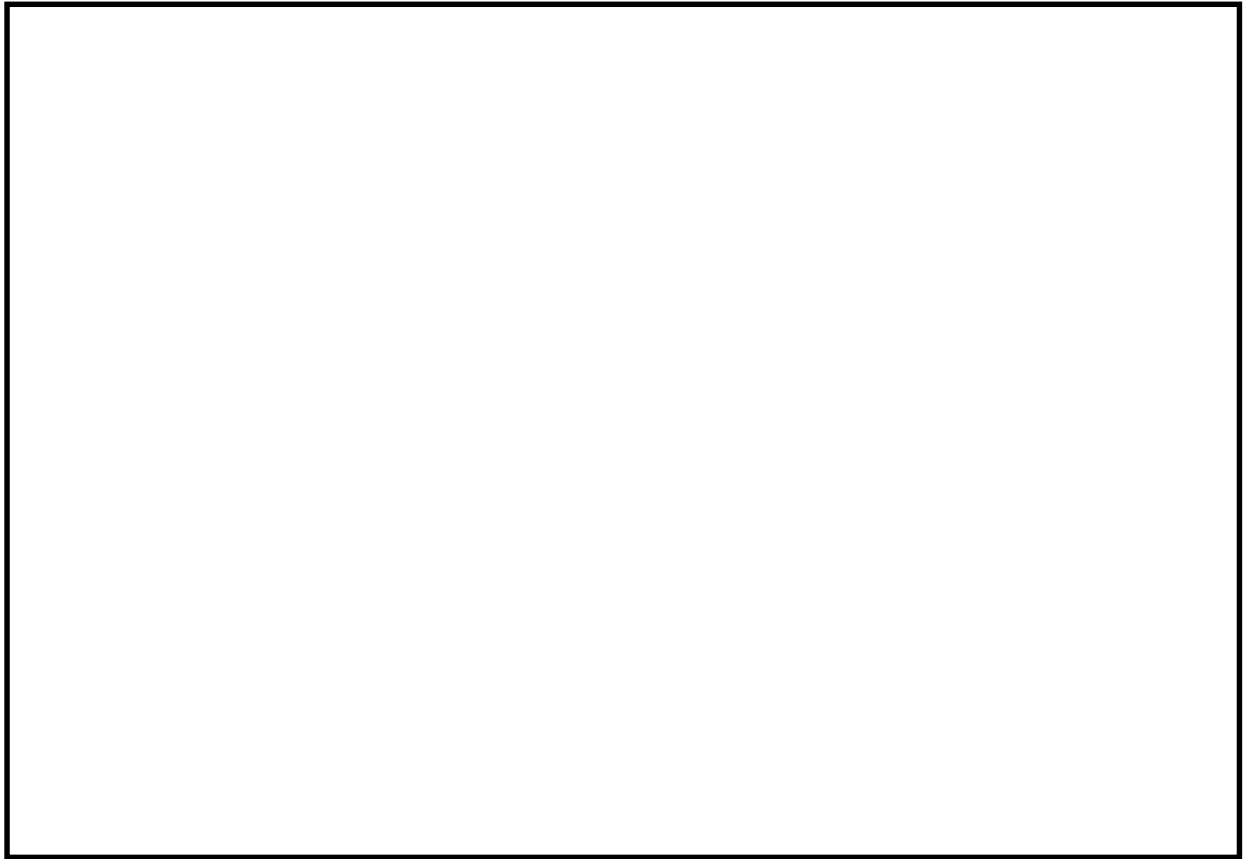


图 5 防潮扉 2 侧面图

(3) 防潮扉の構成部品と役割

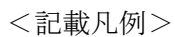
防潮扉の構成部品と役割を表 1 に示す。

表 1 構成部位と役割

構造部位	構成部位と役割
扉体	外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を地中連続壁基礎に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，防潮扉としての機能を保持する。
水密ゴム	扉体の 4 辺に設置され，水密ゴムによる津波からの，浸水を防止することにより止水性を確保し，防潮扉としての機能を保持する。 水密ゴムの使用前検査時の漏水試験方法について【補足説明 1】にて説明する。
＜防潮扉 1＞ 地中連続壁基礎 (間接支持構造物)	扉体から伝達される基準地震動 S_s による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉 1）の地中連続壁基礎により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する防潮扉としての止水機能を保持する。
＜防潮扉 2＞ 鋼管杭基礎 (間接支持構造物)	扉体から伝達される基準地震動 S_s による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉 2）により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する防潮扉としての止水機能を保持する。
開閉装置	扉体の開閉を実施する。駆動方式は電動機による「電動駆動式」，ファンブレーキによる「機械式」の多重性を持たせている。電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には機械式にて閉操作できる構造にする。図 6 に開閉装置の構造及び動作原理を示す。 開閉装置の振動試験について【補足説明 2】にて説明する。

防潮扉の開閉装置の全体構造を示す。

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「機械式」の2つの構造がある。

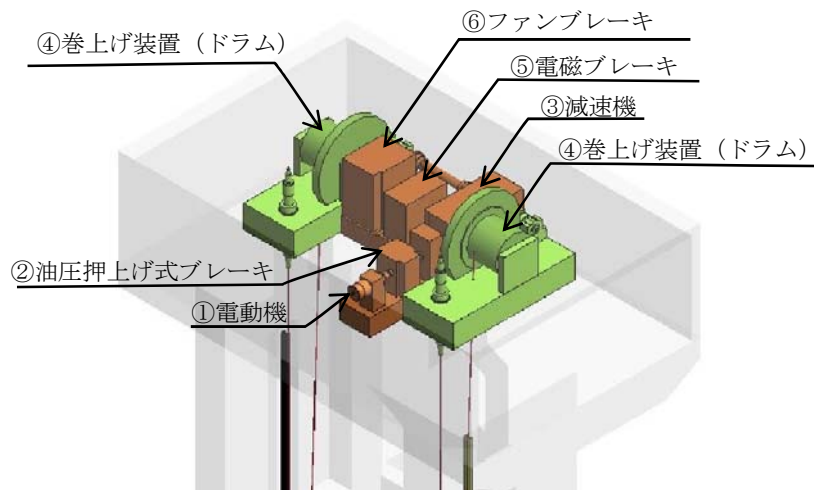


- ・赤字：電動駆動時のみ使用
- ・青字：機械式時のみ使用
- ・黒字：電動駆動式＋機械式 共通

 : 電動駆動時（電動機駆動）の駆動が伝達する流れ
 : 機械式時（自重落下）の駆動が伝達する流れ

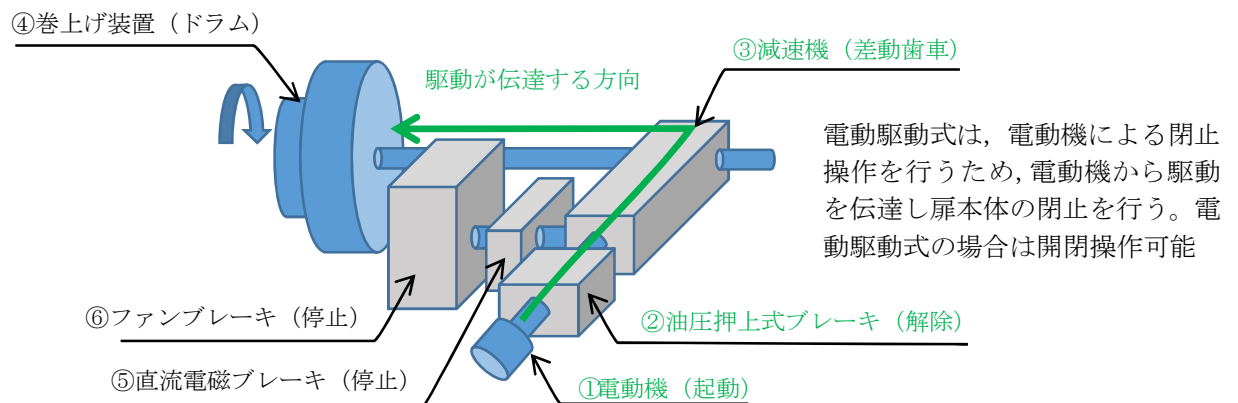
図6 防潮扉の開閉装置概念図

図7の a ～ b に開閉装置の構造及び動作原理について示す。図 a に開閉装置の構成を示す。



【図 a 開閉装置 鳥瞰図】

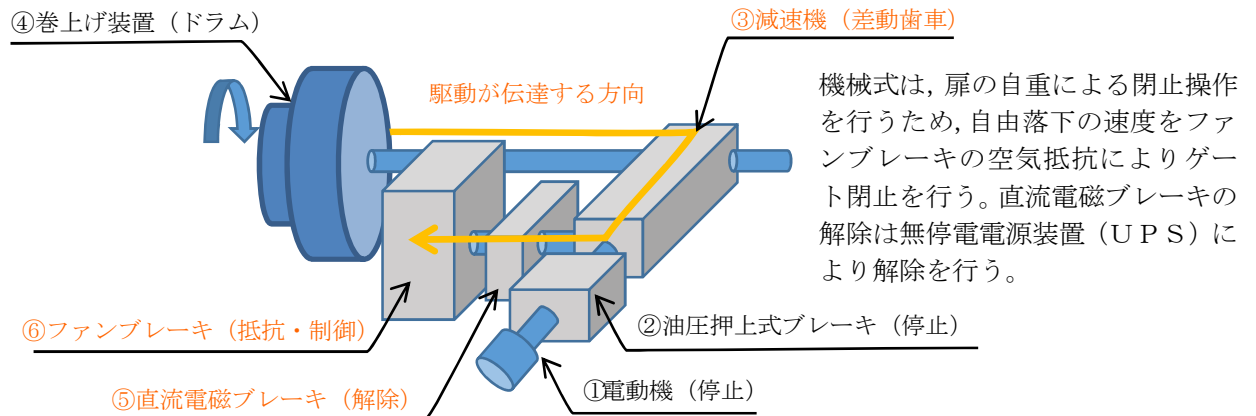
電動駆動式は①電動機を駆動、②油圧押し上げ式ブレーキを解除、③減速機、④巻き上げ装置を経由し防潮扉を閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図 b 参照）



【図 b 電動駆動式（開閉操作可能）】

図7 開閉装置の構造及び動作原理（図 a , 図 b ）（1/2）

機械式は、⑤直流電磁ブレーキを解除、④巻き上げ装置に引き上げられている防潮扉の自重による落下、⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により防潮扉を閉止させる機械的な構造である。機械式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置している。機械式は閉操作のみ可能である。



【図 c 機械式（閉操作のみ）】

図7 開閉装置の構造及び動作原理（図 c）（2/2）

(5) 防潮扉の電源構成

駆動方式は前項の通り多重性を持たせ「電動駆動式」と「機械式」とし，電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には機械式にて閉操作できる構成とする。

図8に防潮扉電源概念図を示す。

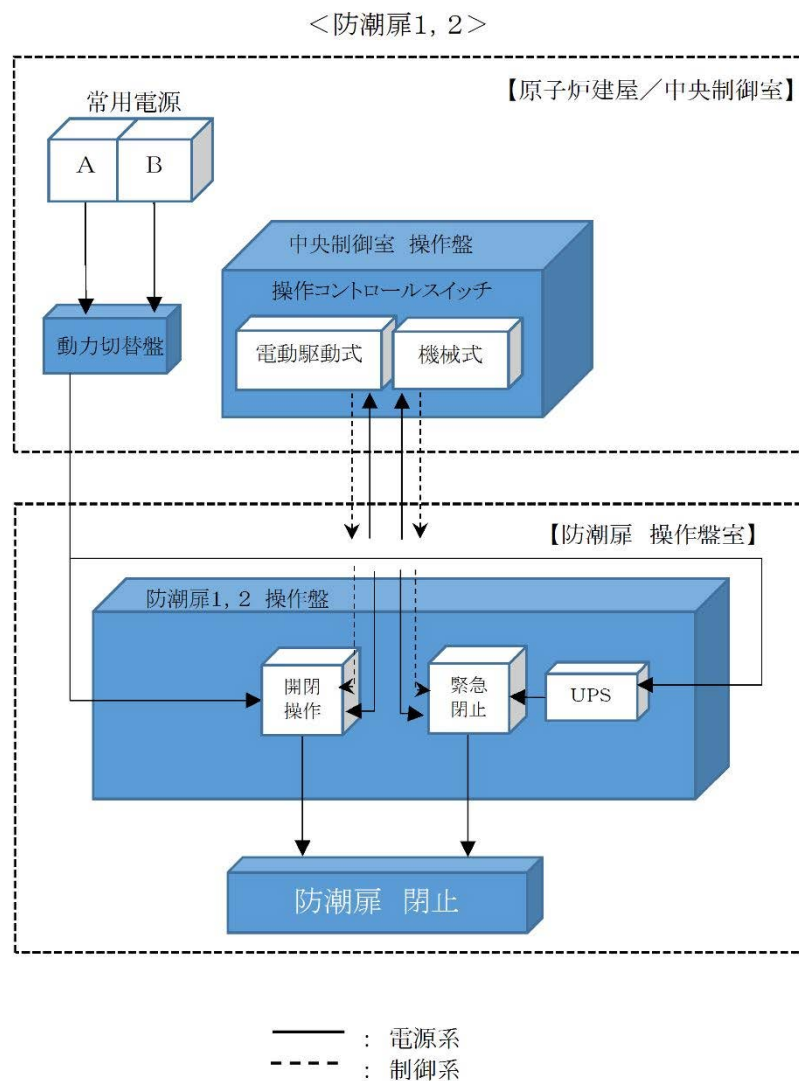


図 8 防潮扉電源概念図

3. 防潮扉の運用について

(1) 防潮扉を開閉する場合の体制

防潮扉を開閉する場合には、作業管理体制に基づいた現場管理員を現場に配置し実施する。また、防潮扉の開閉の運用については、保安規定に定め管理する。

(2) 防潮扉を開閉する場合の操作手順

駆動方式による開閉手順は以下の通り。

① 電動駆動式による開閉操作の手順

開閉操作する場合は、該当する作業件名の作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保（現場管理員が確認）したのち、発電長の許可を得て中央制御室より行う。閉止時間は操作開始後約10分後である。

② 機械式による開閉操作の手順

開閉操作中に閉止操作ができない場合又は、大津波警報等が発表された場合には、現場管理員により「機械式」による閉止操作が可能である。

操作は、該当する作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保したのち、発電長の許可を得てから、現場にて「機械式」の操作を実施する。「機械式」による閉止時間は操作開始後約2分である。図9に防潮扉閉止操作フローを示す。

防潮扉の閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約19分、機械式の場合で約11分である。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに防潮扉を閉止することができる。

(3) 防潮扉の開閉の頻度について

防潮扉は常時閉運用であることから、年に1回の定期検査にて開閉動作が適切に可能であることを確認する。その他、開閉する場合は以下のとおり。

- ・ 災害発生時 ： 災害、人身火災、隣接事業所との災害協力
- ・ 重大事故等時 ： 海上モニタリングの実施に伴い小型船舶を着水箇所まで運搬する場合
(小型船舶を東海港に運搬するルートが通行不可な場合の別ルートとして設定)
- ・ そ の 他 ： 緊急を要し発電長が認めたもの

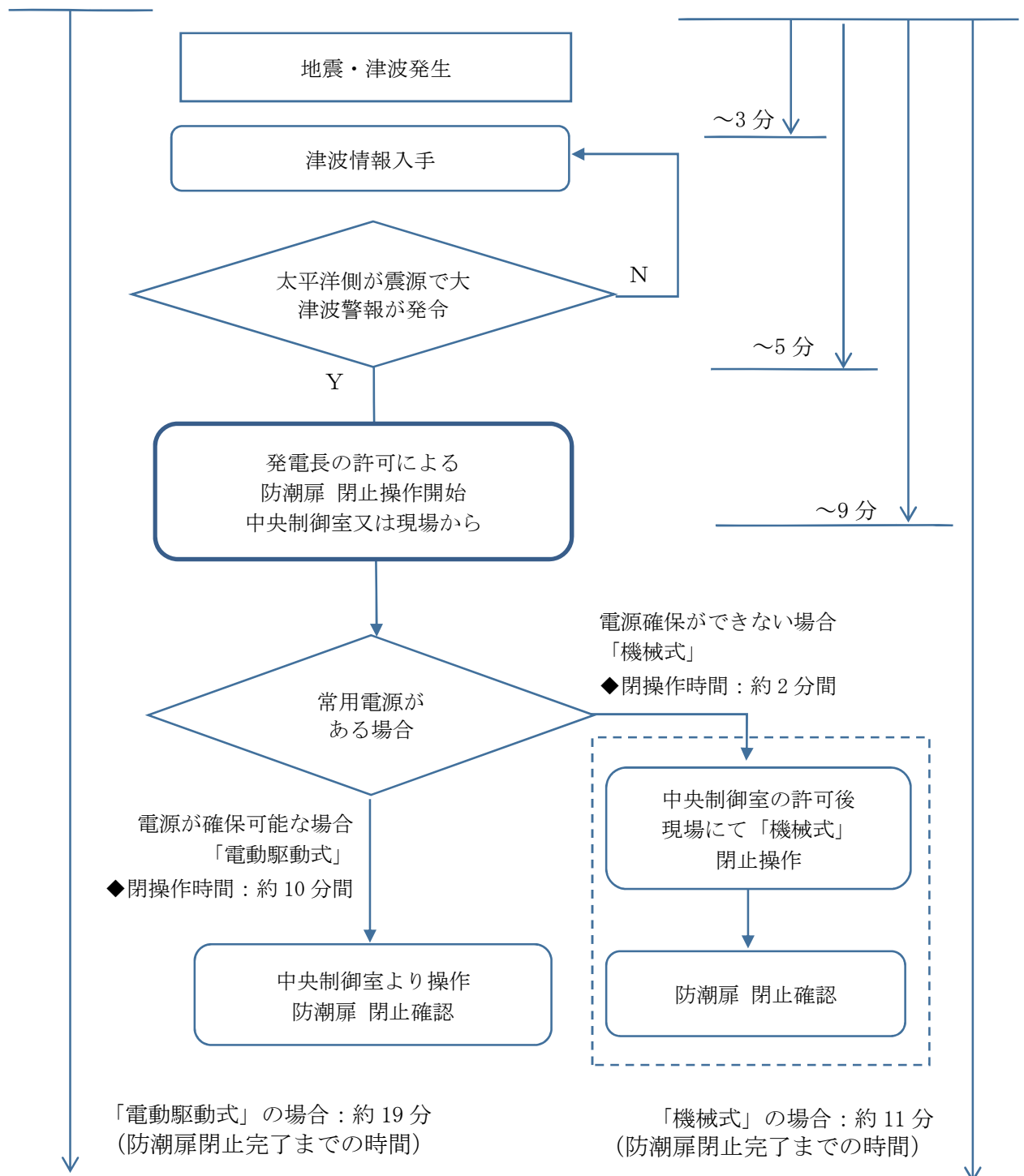


図9 防潮扉閉止操作フロー

【補足説明 1】 水密ゴムの許容漏えい量の評価について

1. 許容漏えい量評価

防潮扉の水密ゴムの許容漏えい量評価は、ダム堰施設技術基準（案）に準じて使用前検査時に評価を行う。

(1) 漏水量評価の算定式

ダム堰施設技術基準（案）の機能検査項目に「耐圧、漏水検査」に以下の算定式と試験時間の記載がある。

◆角型スライドゲート

$$W = 10.2 L \cdot P$$

W：漏水量（ml/min）

L：長辺の長さ（cm）

P：設計圧力（MPa）

◆試験時間：10 分

(2) 許容漏えい量の算定

許容漏えい量は（1）項の評価式に準じて算出する、

防潮扉 1 及び防潮扉 2 の許容漏えい量の算出例は以下のとおり。表 2 に防潮扉 1 の許容漏えい量（例）、表 3 に防潮扉 2 の許容漏えい量（例）を示す。以下の許容漏えい量で管理することにより敷地内へ浸水したとしてもごく僅かである。

表 2 防潮扉 1 の許容漏えい量（例）

試験圧力	0.17MPa ^{※2} 以上	0.21MPa ^{※3} 以上
許容漏えい量 ^{※1}	14.9 ℓ/10 分以下	18.4 ℓ/10 分以下

※1：許容漏えい量の記載は、防潮扉 1 の長辺 8580mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は、漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：保守的に、防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値の試験圧力

※3：敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値の試験圧力

表 3 防潮扉 2 の許容漏えい量（例）

試験圧力	0.12MPa ^{※2} 以上	0.16MPa ^{※3} 以上
許容漏えい量 ^{※1}	7.4 ℓ/10 分以下	9.9 ℓ/10 分以下

※1：許容漏えい量の記載は、防潮扉 2 の長辺 6080mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は、漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：保守的に、防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +8m）を差し引いた値の試験圧力

※3：敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）から設置地盤標高（T.P. +8m）を差し引いた値の試験圧力

漏水試験装置は、止水機構の漏水試験装置を示す。漏水試験装置は同様の装置になるが試験用に設計した段階でお示しする。

2. 漏水試験装置

前項にて評価した防潮扉の水密ゴムの許容漏えい量について、使用前検査時に漏水試験を実施する。以下の装置を製作し水密ゴムの漏水試験を実施する。

<漏水試験装置>

水密ゴムの漏水試験装置の一般的な概要は以下のとおり、図 10 に試験装置の概要図（例）を示す。

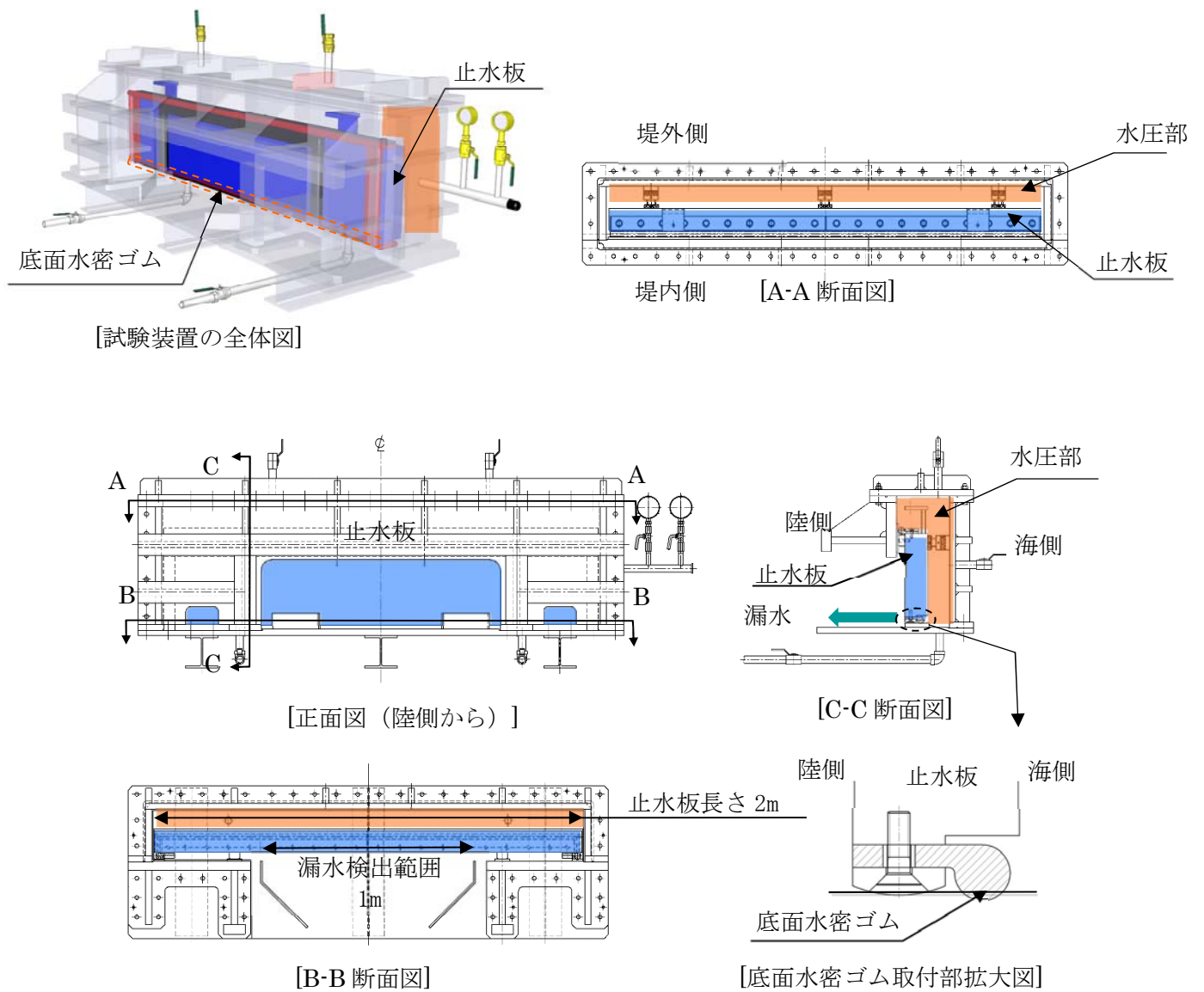


図 10 試験装置の概要図（例）

加振試験の記載は、基準地震動 S_s の暫定波であるため、詳細設計段階において放水路ゲートの開閉装置設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認を確認する。

【補足説明2】開閉装置の振動試験について

a. 試験目的

開閉装置の成立性確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、実機大の防潮扉の開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。

b. 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図11に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X方向	Y方向	Z方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

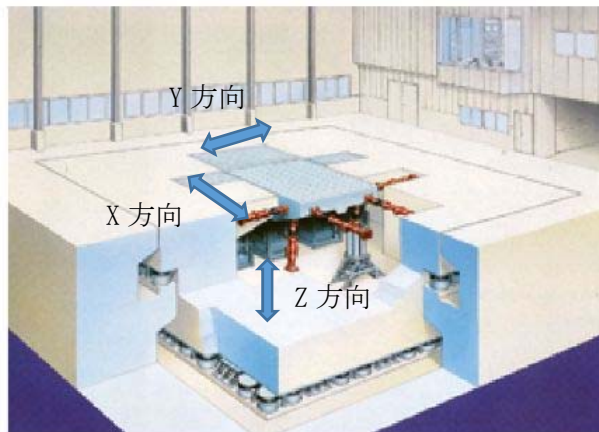


図11 大型3軸振動台の概要

c. 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

＜入力地震動の作成＞

(1) 評価用地震動の選定

a. 動的機能維持評価に用いる評価用の地震動は、解放基盤表面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトルとして基準地震動 S_s-D1 を選定した。

b. 基準地震動 S_s-D1 については、防潮扉の開閉装置位置 (T.P. +22.5m) における評価が必要になることから、以下の手順にて一次元地盤応答解析

(SHAKE) にて得られた地表面応答加速度の結果を用い開閉装置位置 (T.P. +22.5m) での評価用応答スペクトルとして作成した。

①一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置での応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対する開閉装置位置でのFLIP応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKEの倍率) が1.73倍であったため、SHAKEの応答スペクトルを1.73倍引き上げた。

② a 項にて1.73倍引き上げたSHAKEの応答スペクトルに対し、評価用に基準地震動 S_s8 波の全周期帯を包絡させるスペクトルが必要なことから、全周期帯を包絡するように応答スペクトルを2.59倍した応答スペクトルを作成した。

③その結果、一次元地盤応答解析 (SHAKE) の応答スペクトルに対し4.49倍したものを評価用の応答スペクトルとした。

(2) 確認用地震動の選定

- a. 確認用として、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地表面応答加速度の結果から位相特性による設備への影響を確認するため、最大応答加速度が最も大きくなる S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) について選定した。
- b. S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) については、基準地震動 S_s-D1 と同様に防潮扉の開閉装置位置 (T.P. +22.5m) における評価を行うため、以下の手順にて一次元地盤応答解析 (SHAKE) にて得られた、地表面加速度の結果を用い開閉装置位置 (T.P. +22.5m) での確認用応答スペクトルとして作成した。
- ①一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置の応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対する開閉装置位置でのFLIP応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKEの倍率) が0.93倍 (S_s-22), 1.73倍 (S_s-31) であったため、SHAKEの応答スペクトルを各々引き上げた。
- ②更に、a. 項にて引き上げた応答スペクトルに対し位相特性による影響を確認する必要があることから、応答スペクトルに対し2倍したものを確認用応答スペクトルとした。なお、 S_s-22 については、振動試験装置の性能上 1.61倍とした。

地震波における加振条件について、評価用を表4に、確認用を表5に示す。また、図11に模擬地震波の加速度応答スペクトルを示す。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。

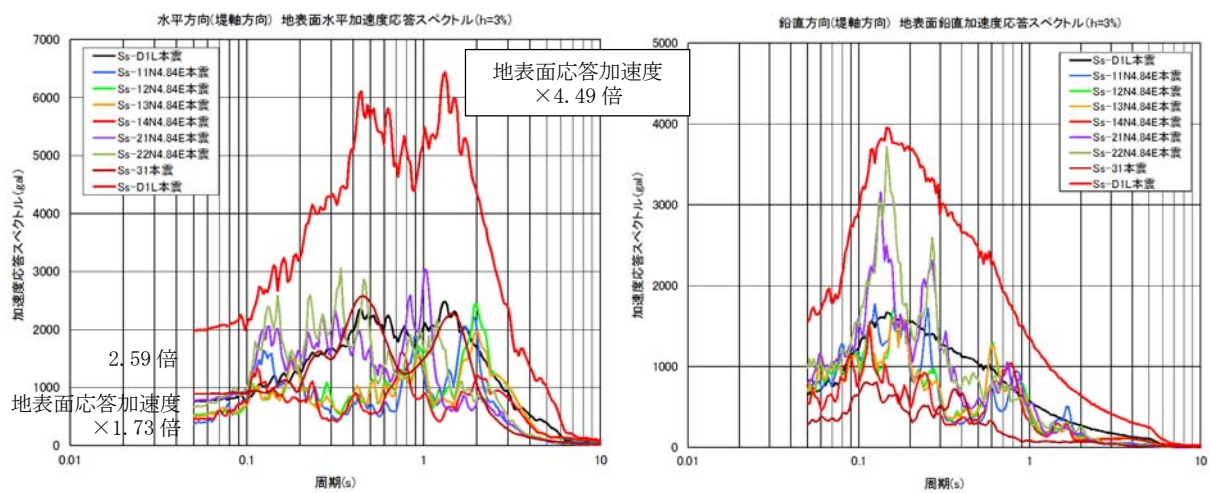
表4 地震波における加振条件（評価用）

地震波	①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②地表面応答加速度 (SHAKE) の全周期帯を 包絡するための倍率	③振動台への 入力地震動の倍率 (①×②)
S _s -D 1	地表面応答加速度 ×1.73	①で作成した応答 スペクトル ×2.59	地表面応答加速度 ×4.49

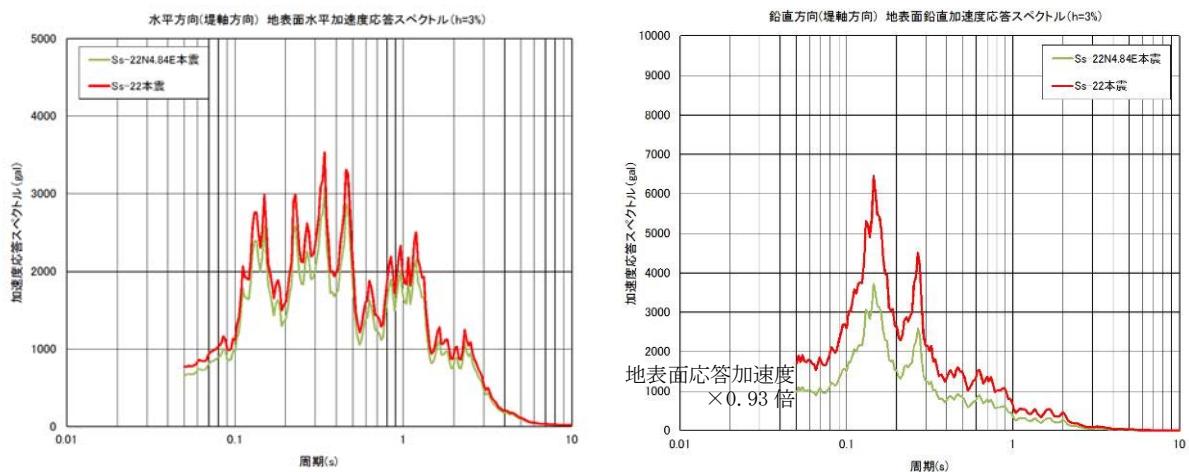
表5 地震波における加振条件（確認用）

地震波	①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②振動台への 入力地震動の倍率 <2倍> (①<②)
S _s -2 2	地表面応答加速度 ×0.93	地表面応答加速度 ×1.61※
S _s -3 1	地表面応答加速度 ×1.73	地表面応答加速度 ×2

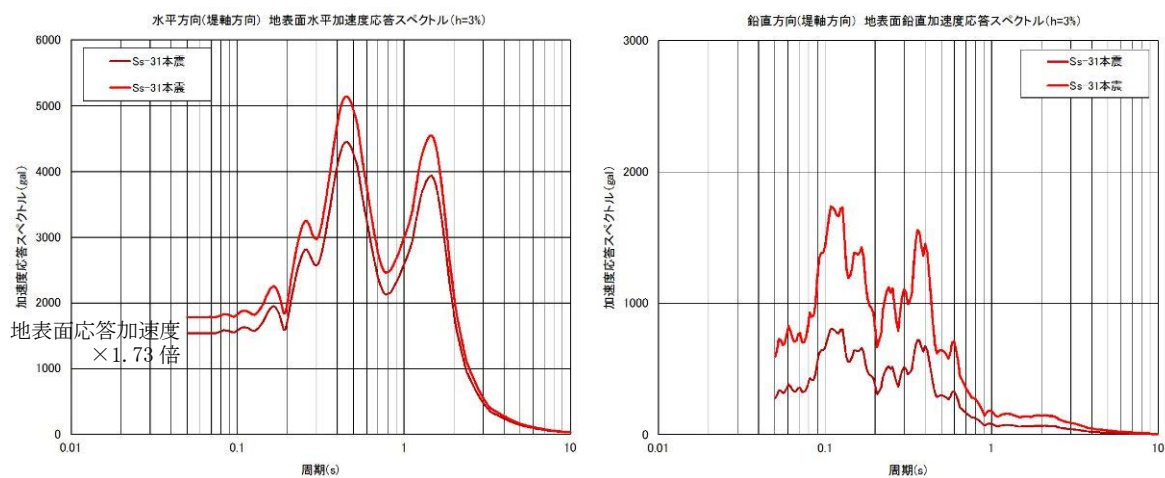
※振動試験装置の性能上 1.61 倍とした。



S s - D 1 (評価用：入力地震動)



S s - 2 2 (確認用：鉛直方向最大)



S s - 3 1 (確認用：水平方向最大)

図 12 模擬地震波の加速度応答スペクトル

d. 試験装置

防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し、開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については、駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また、ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第9図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

＜試験装置の構成＞

◆開閉装置（減速機、直流電磁ブレーキ、ファンブレーキ、他） 1 式

◆制御盤 1 式



e. 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また、試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明
6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	4
2.3 評価方針	9
2.4 適用基準	13
2.5 評価対象断面の方向	14
2.6 評価対象断面の選定	14
3. 地震応答解析	15
3.1 評価対象断面	15
3.2 解析方法	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	19
3.4 入力地震動	21
3.5 解析モデル及び諸元	38
3.6 解析ケース	50
4. 扉体及び戸当りの耐震評価	52
4.1 評価対象部位	52
4.2 許容限界	55
4.3 評価方法	56
4.4 評価結果	62
5. 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価	63
5.1 評価対象部位	63
5.2 解析方法	65
5.3 許容限界	66
5.4 評価方法	71
5.5 評価結果	73

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮扉が設計用地震力にして十分な構造健全性及び止水性を有していることを確認するものである。

防潮扉に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、構造部材全体の安定性評価、構造物の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮扉 1 を海水ポンプエリア，防潮扉 2 を敷地南側に設置する。

防潮扉の設置位置図を図 2-1 に示す。



図 2-1 防潮扉の設置位置図

2.2 構造概要

(1) 防潮扉 1

防潮扉は、スライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置、間接支持構造物（鉄筋コンクリート防潮壁）から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により架構が構成され、スキンプレートに掛る荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部である戸当りを介して間接支持構造物が受ける構造である。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

間接支持構造物は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と地中連続壁基礎は、鉄筋コンクリート製のフーチングを介して一体構造とする。

防潮扉 1 の正面図及び平面図を図 2-2、側面図を図 2-3 に示す。

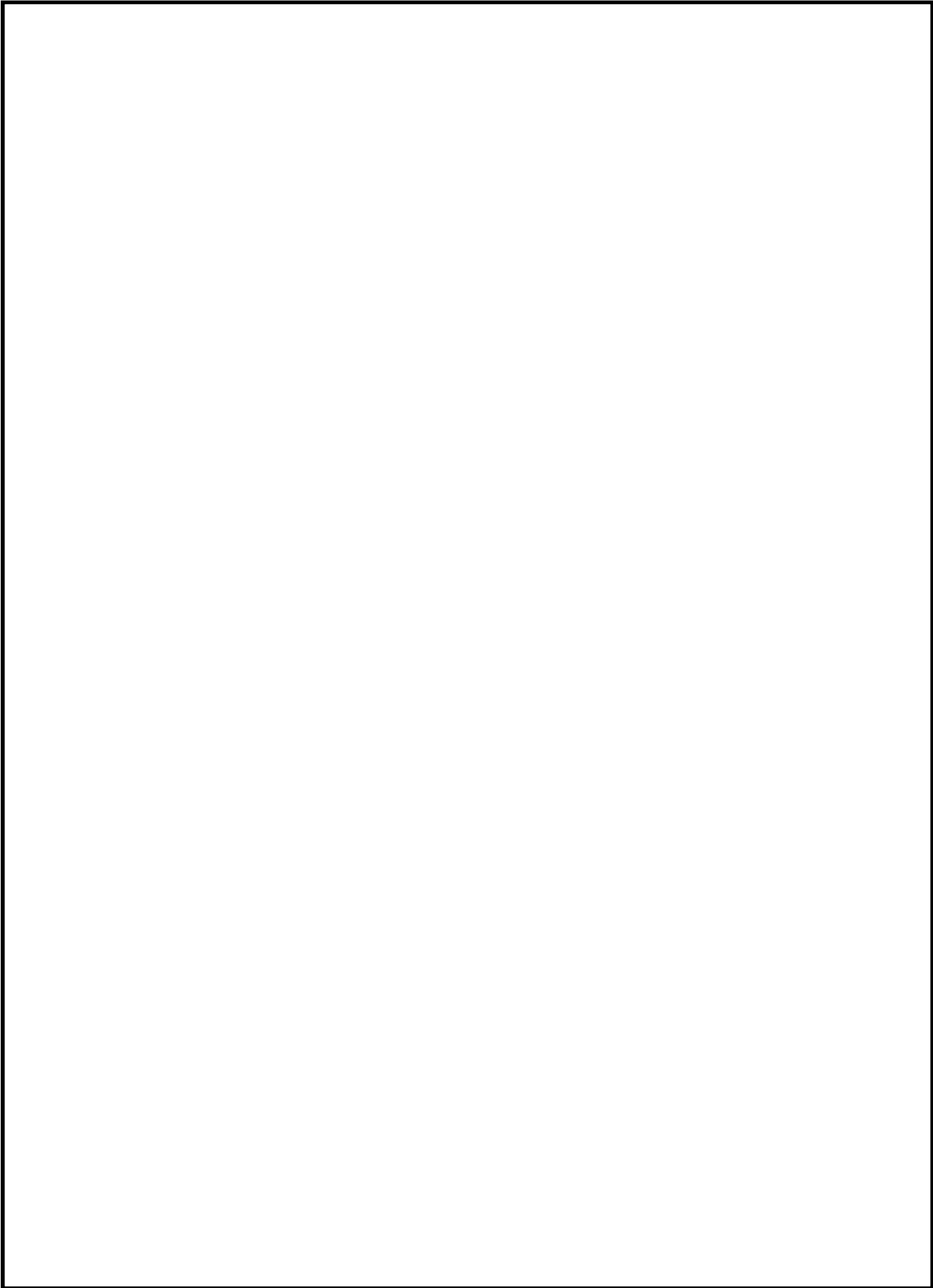


図 2-2 防潮扉 1 正面図及び平面図

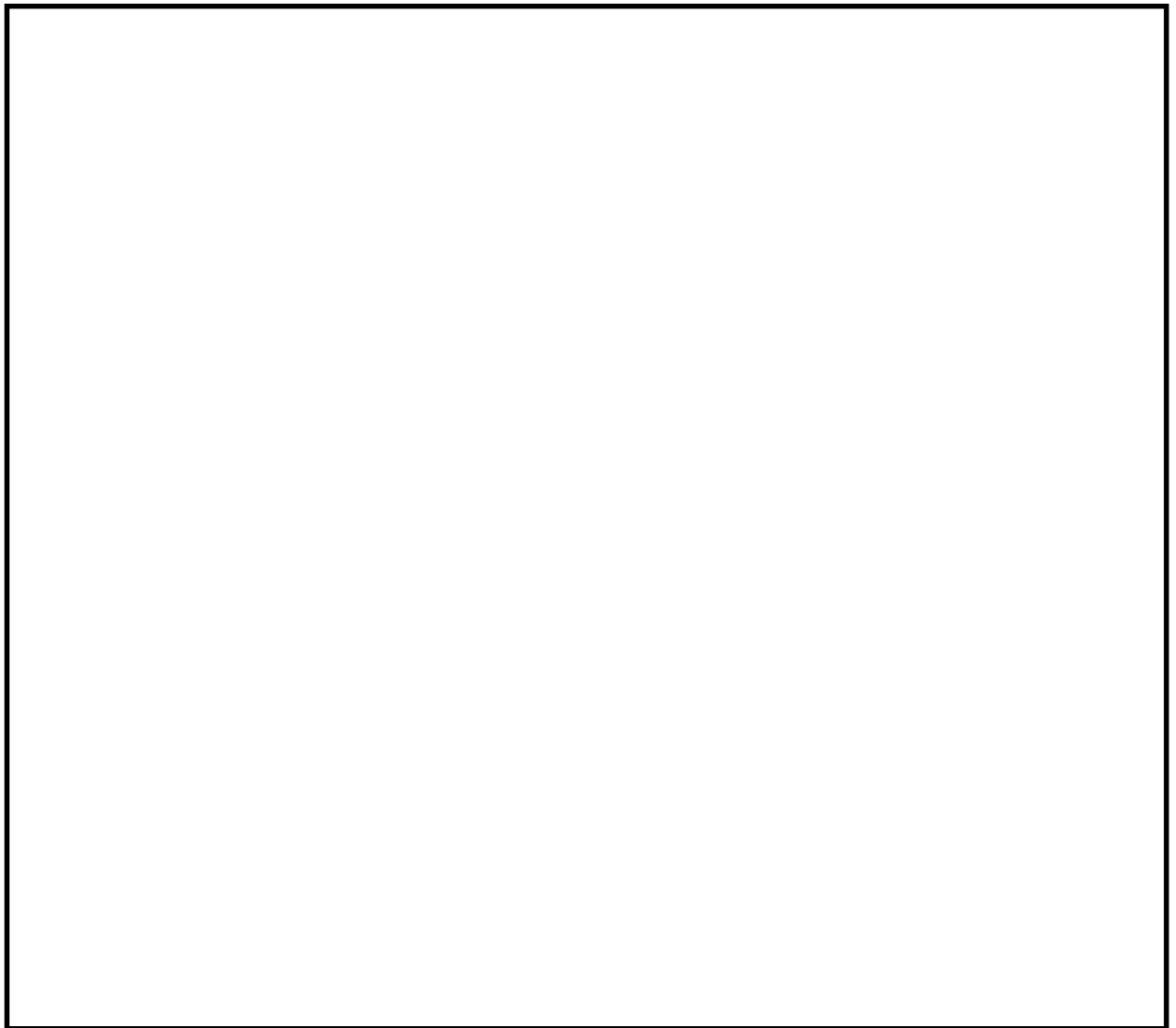


図 2-3 防潮扉 1 側面図

(2) 防潮扉 2

防潮扉は、スライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置、間接支持構造物（鉄筋コンクリート防潮壁）から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により架構が構成され、スキンプレートに掛る荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部である戸当りを介して間接支持構造物が受ける構造である。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

間接支持構造物は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製のフーチングを介して一体構造とする。

防潮扉 2 の正面図及び平面図を図 2-4、側面図を図 2-5、鉄筋コンクリート防潮壁の構造図を図 2-6 に示す。

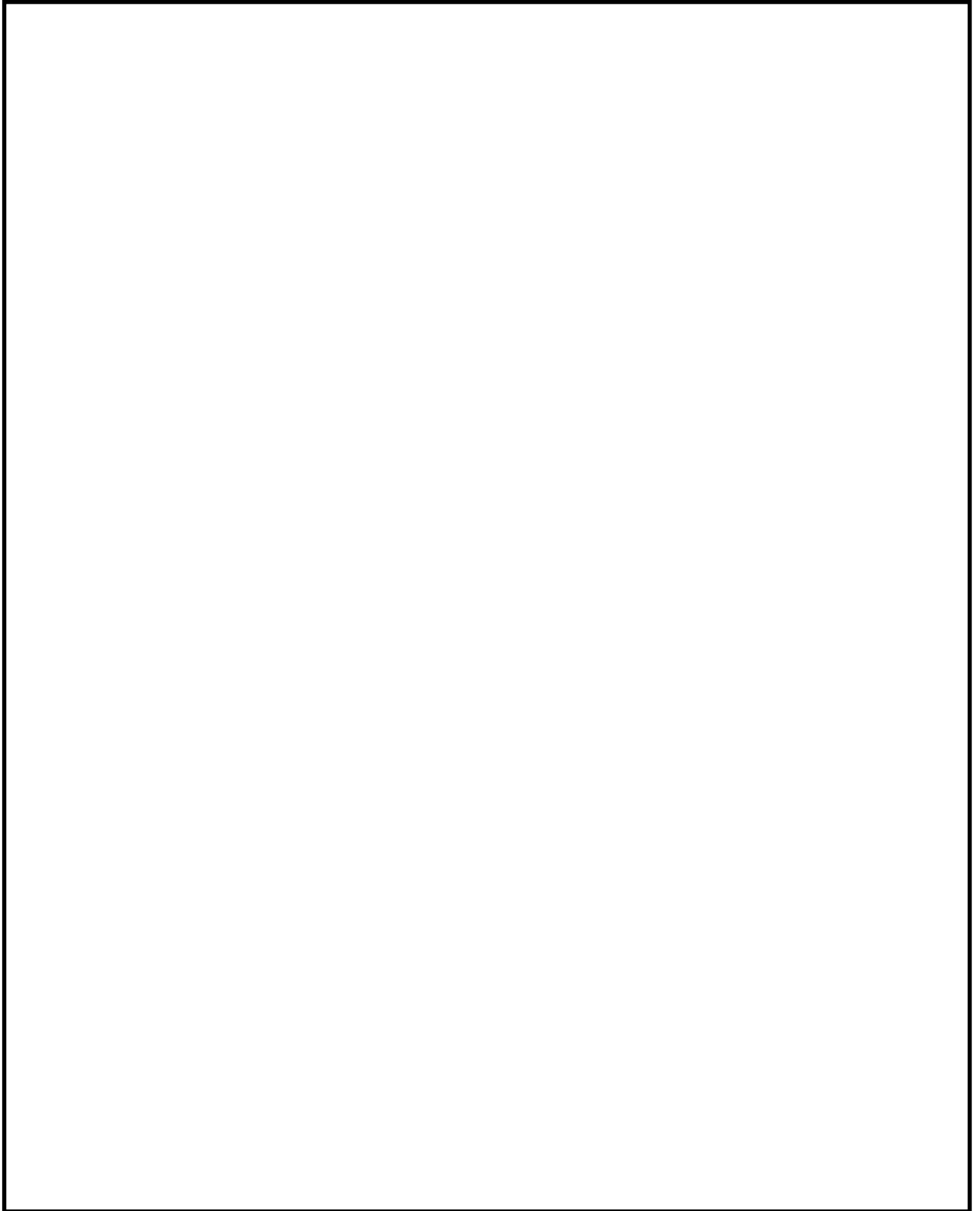


図 2-4 防潮扉 2 正面図及び平面図

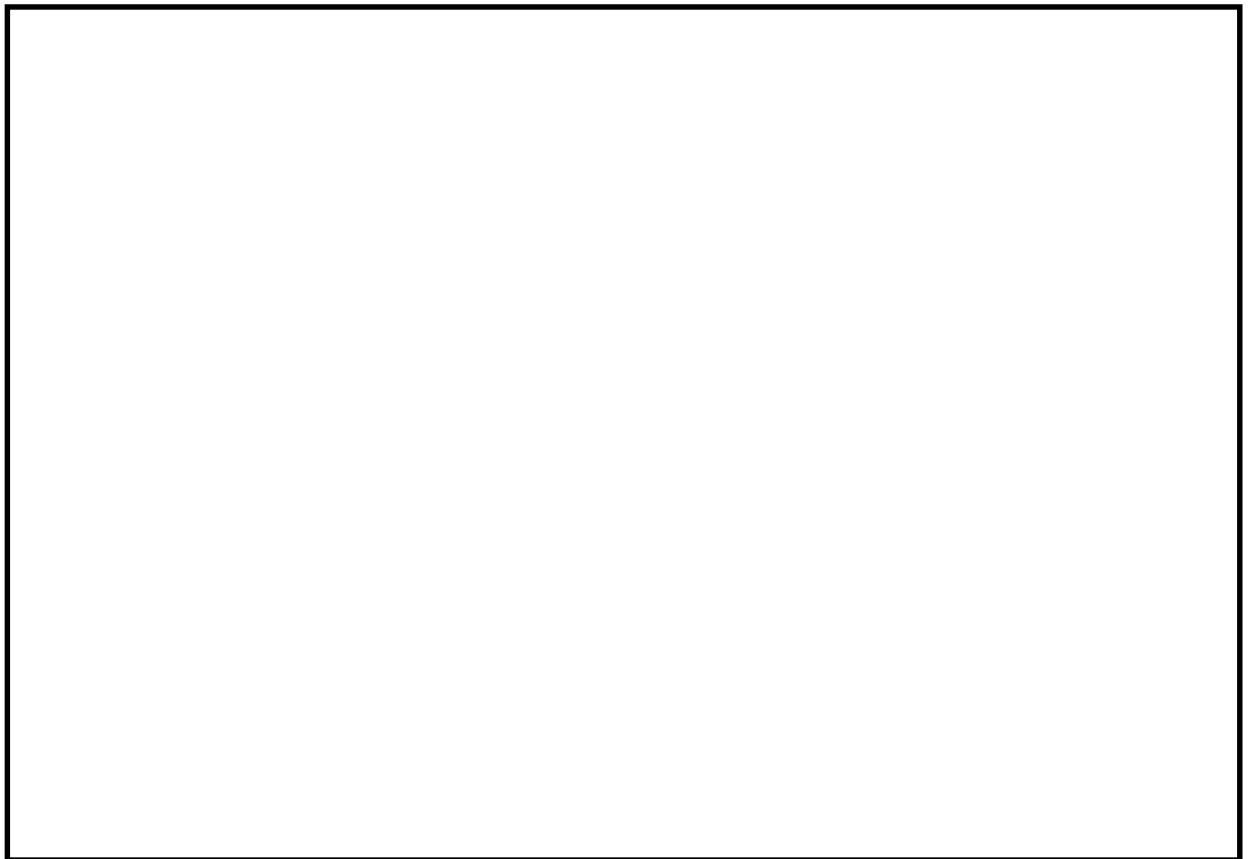


図 2-5 防潮扉 2 側面図

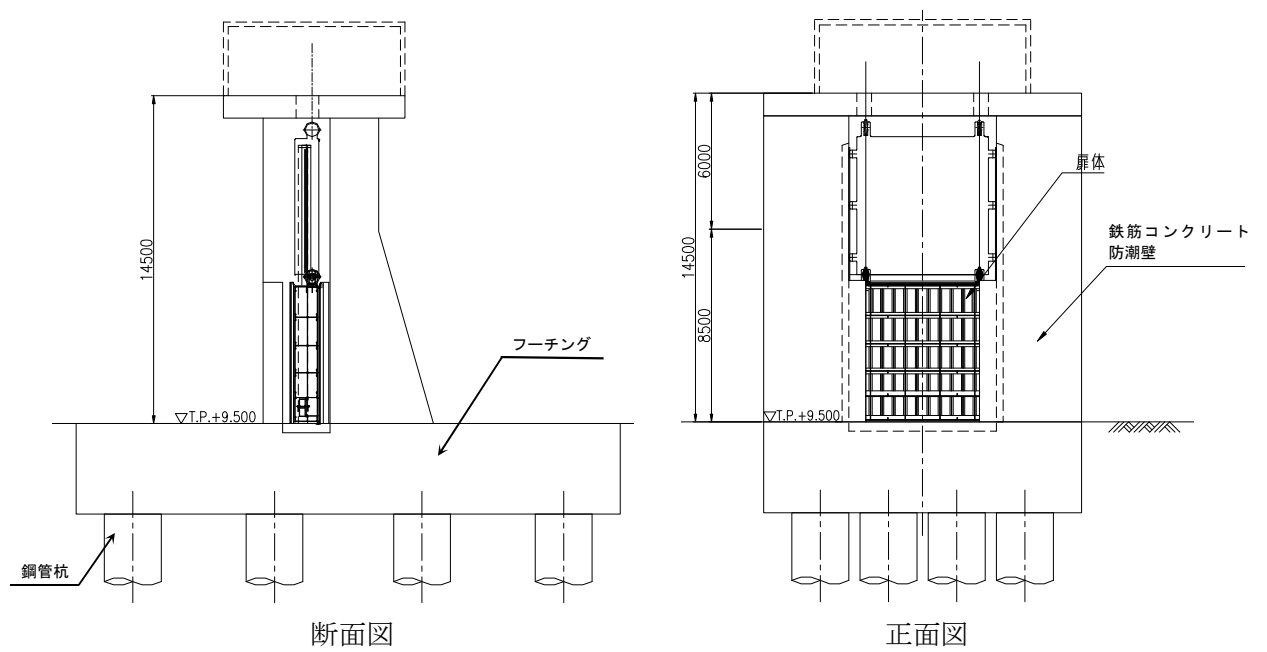


図 2-6 構造図

2.3 評価方針

防潮扉は，Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

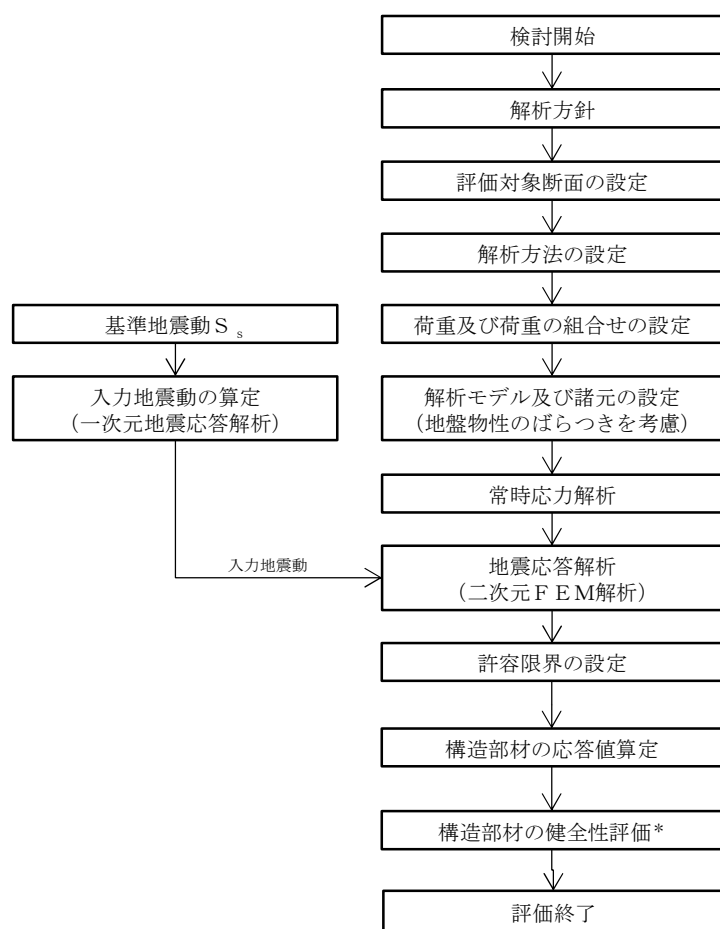
評価方針として，防潮扉1は扉体及び戸当りの評価を行う。

防潮扉2は，構造上の特徴の違いから扉体及び戸当り，鉄筋コンクリート防潮壁に分けて評価を行う。また，扉体及び戸当り，並びに鉄筋コンクリート防潮壁の評価においては，地震応答解析により得られる応答値を用いて，各々の耐震評価を行う。

(1) 扉体及び戸当り

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの耐震評価は，H形鋼及びコンクリートに発生する応力を算定し，許容限界との比較を行う。耐震評価のフローを図2-6に示す。



注記 * : 構造部材の健全性評価を実施することで、「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

図 2-6 防潮扉（扉体及び戸当り）の耐震評価フロー

(2) 鉄筋コンクリート防潮壁

a. 防潮扉 1

防潮扉 1 における鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、V-2-10-2-2-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の耐震性についての計算書」に示す。

b. 防潮扉 2

防潮扉 2 における鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として表 2-1 の鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉 2）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

表 2-2 鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉 2）の評価項目

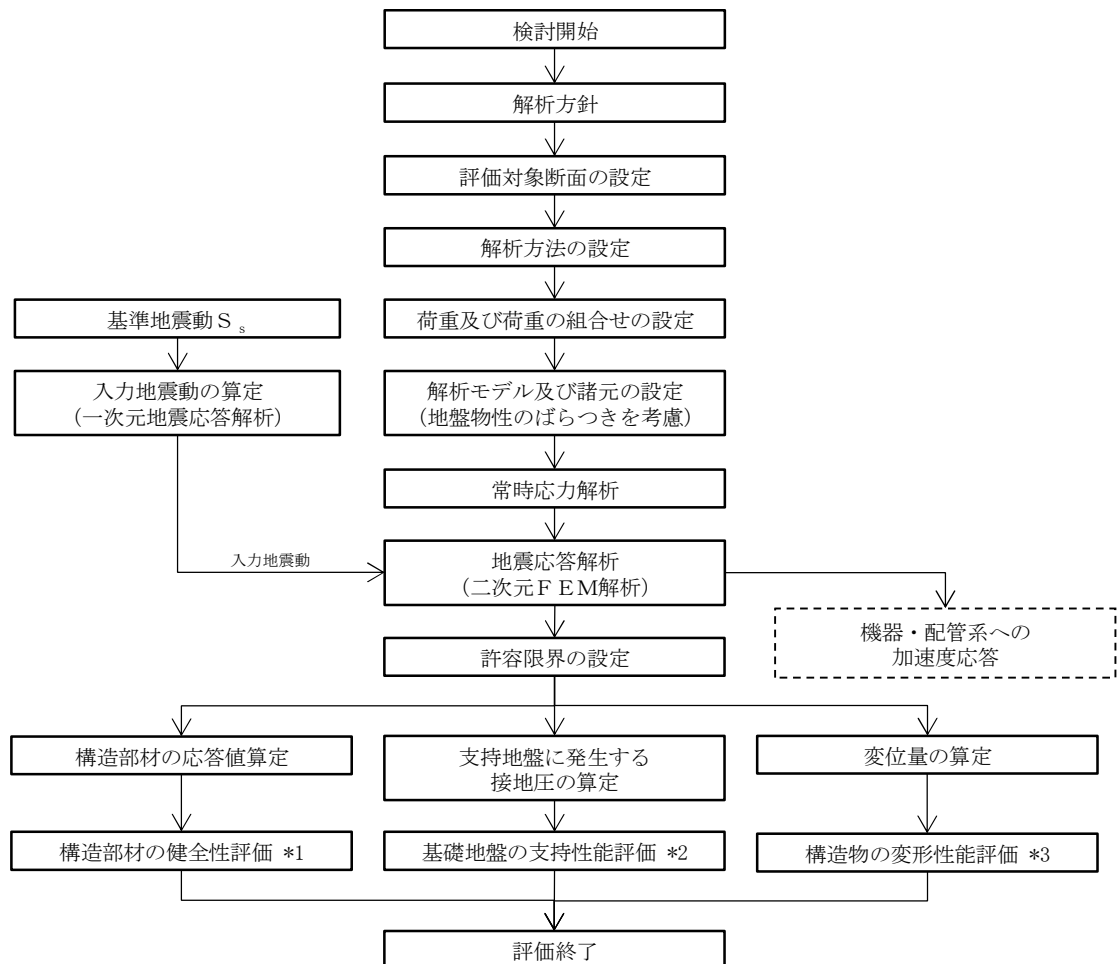
評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生応力が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する発生応力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。構造物の変形性評価については、

止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉２）の耐震評価フローを図２－７に示す。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表２－２に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表２－２に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性評価を実施することで、表２－２に示す「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

図２－７ 鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉２）の耐震評価フロー

2.4 適用基準

表 2-2 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-2 適用する規格，基準等

項目			適用する規格，基準等	備考
使用材料および材料定数			・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ			・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討
許容 限界	扉体（鋼材）		・ダム・堰施設技術基準（案） 〔基準解説編・マニュアル 編〕（平成 25 年 6 月）	・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容応力度 または短期許容せん断応 力度以下であることを確 認
	コンクリート		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	
	鋼管杭，鉄筋		・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 14 年 3 月）	
	鋼製 防護 部材	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月）	
		鋼材， 接合ボルト	・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 14 年 3 月）	
ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)((財)沿岸技術研 究センター，(社)寒地港湾技 術研究センター，平成 21 年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)		
地震応答解析			・J E A G 4 6 0 1－1987 ・原子力発電所屋外重要土木構 造物の耐震性能照査指針・マ ニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析

2.5 評価対象断面の方向

防潮扉 2 は横断方向と縦断方向で構造が異なるため、その両方向を評価対象断面方向として選定する。

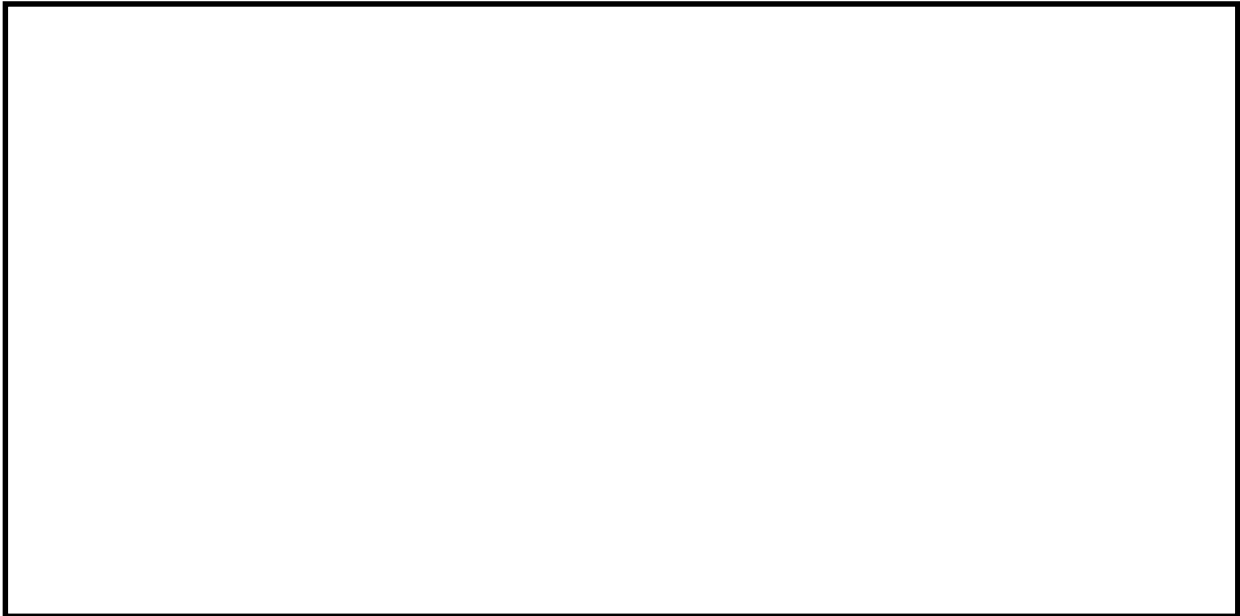


図 2-8 評価対象断面位置図

2.6 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定結果を表 2-3 に示す。

表 2-3 評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
A-A	・防潮扉 2 の横断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	横断方向の代表断面として選定する。
B-B	・防潮扉 2 の縦断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	縦断方向の代表断面として選定する。

3. 地震応答解析

防潮扉 1 の地震応答解析については、V-2-10-2-2-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の耐震性についての計算書」に示す。

防潮扉 2 の地震応答解析について説明する。

3.1 評価対象断面

評価断面位置図を図 3-1 に評価対象断面を図 3-2 に示す。



図 3-1 評価対象断面位置図

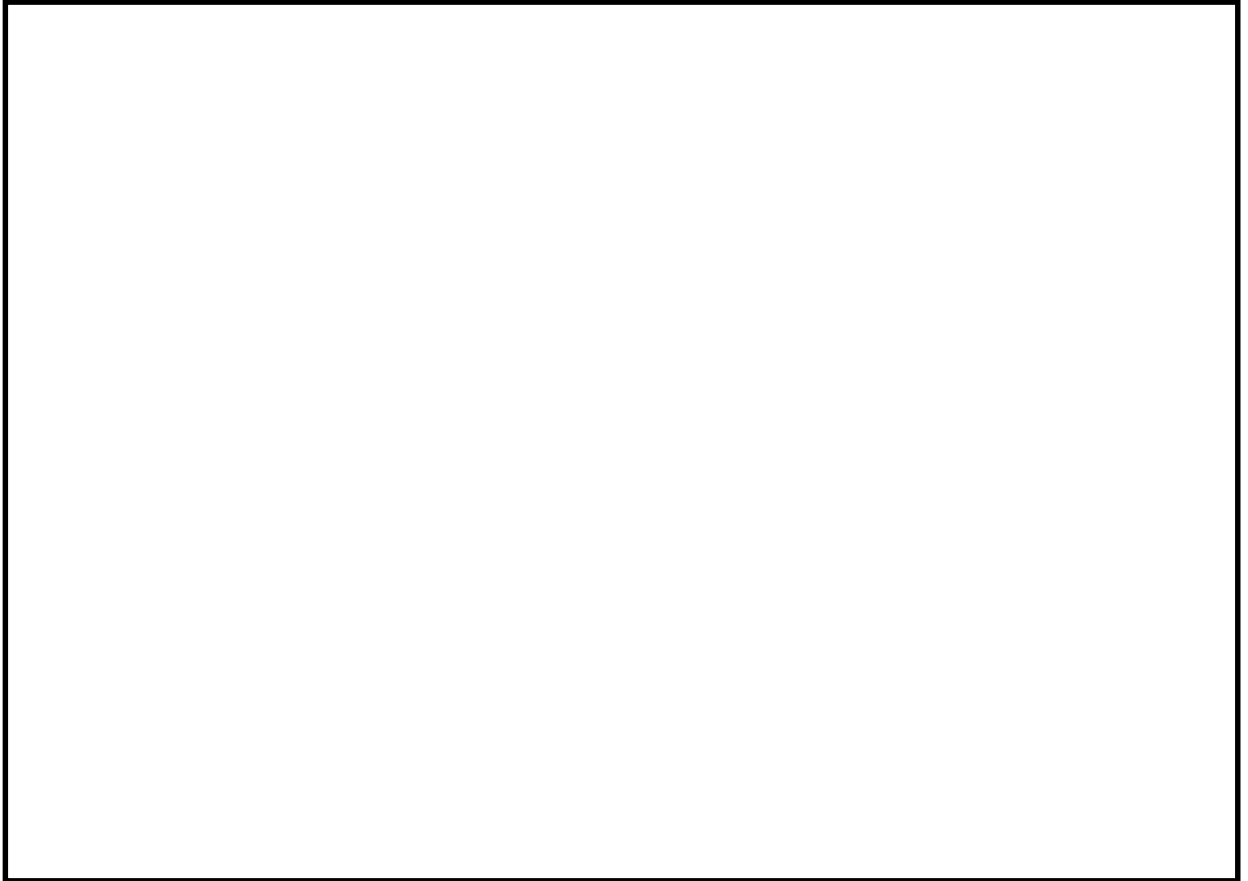


図 3-2 (1) 評価対象断面図 (A-A断面)

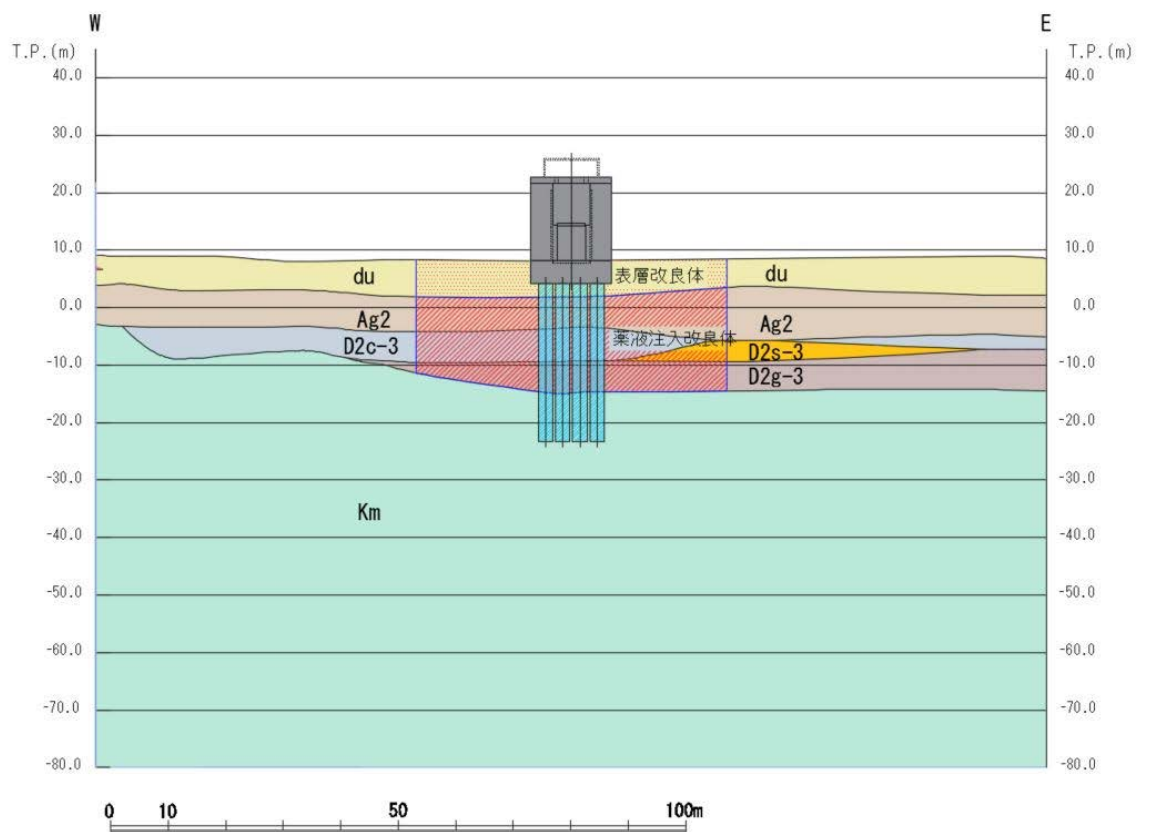


図 3-2 (2) 評価対象断面図 (B-B断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

図3-3に鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：付録24）に示す。

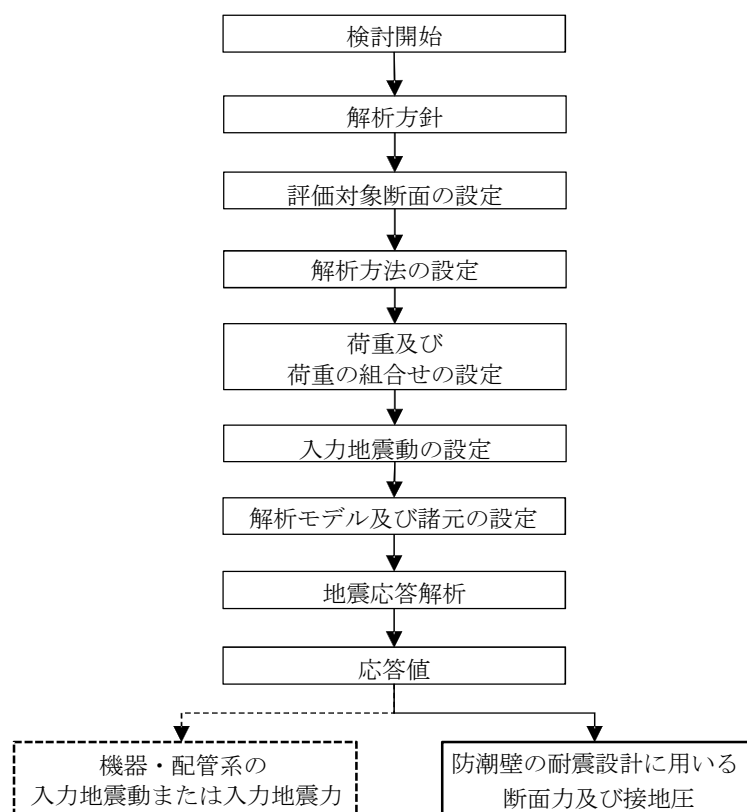


図3-3 鉄筋コンクリート防潮壁の地盤応答解析フロー

3.2.1 構造部材

構造部材は，線形はり要素でモデル化する。

3.2.2 地盤

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき，地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

3.2.3 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については，固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

防潮扉の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防潮扉の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 積載荷重

積載荷重として、機器荷重を考慮する。

(3) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施工細則第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cmあたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は30 cmとしていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の0.35倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・防潮扉 2 の荷重を考慮する
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		－	・内水はないため考慮しない
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮
変動荷重		風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない
		風荷重	○	・風荷重を考慮
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮
		動水圧	－	・自由水はないため動水圧は考慮しない

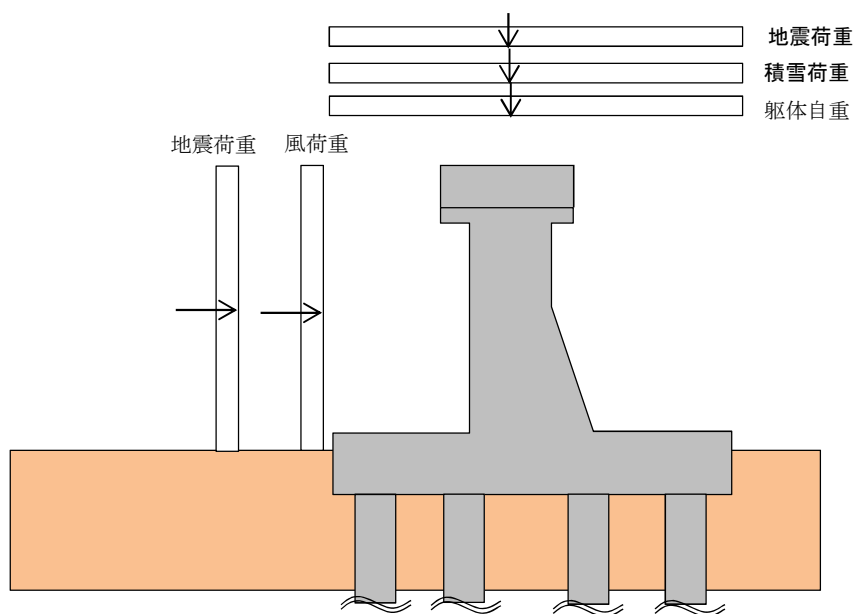


図 3-4 荷重概念図

3.4 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 3-5 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-6 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：付録 39）に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-1.1 \sim S_s-2.2$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には NS 方向および EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

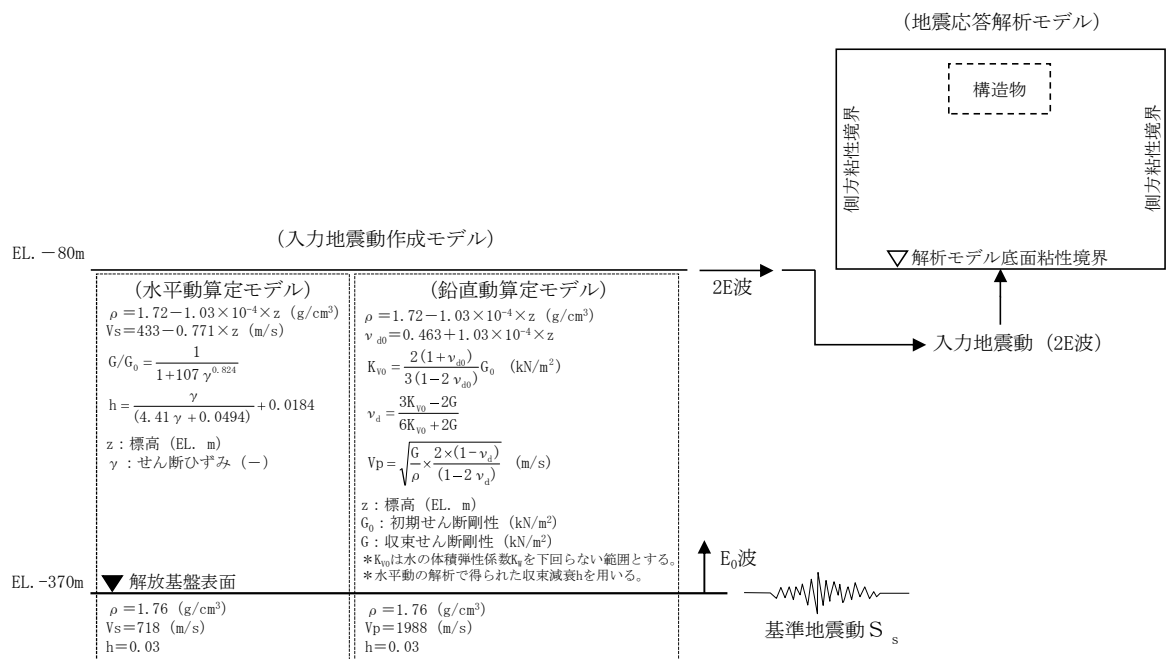
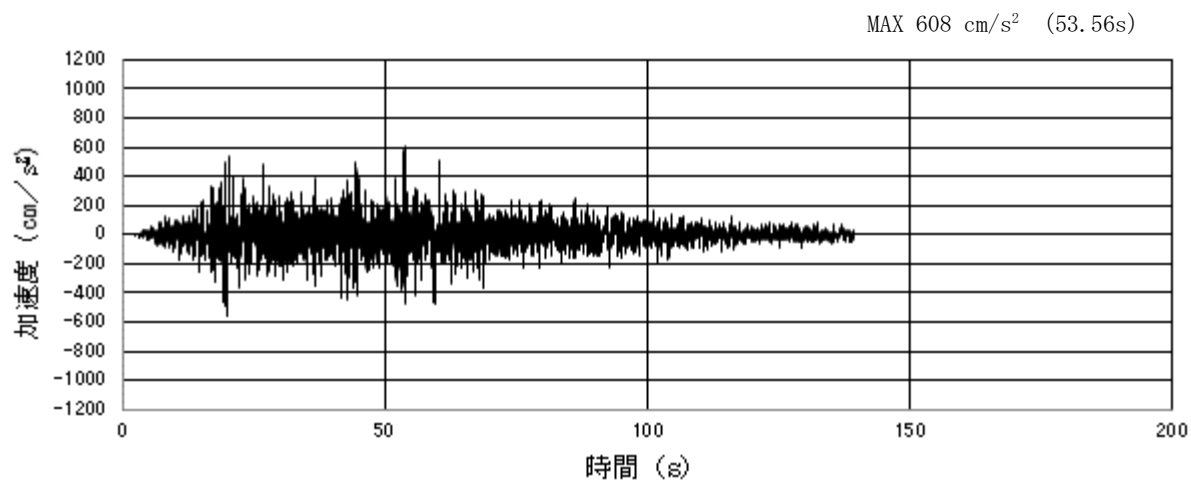
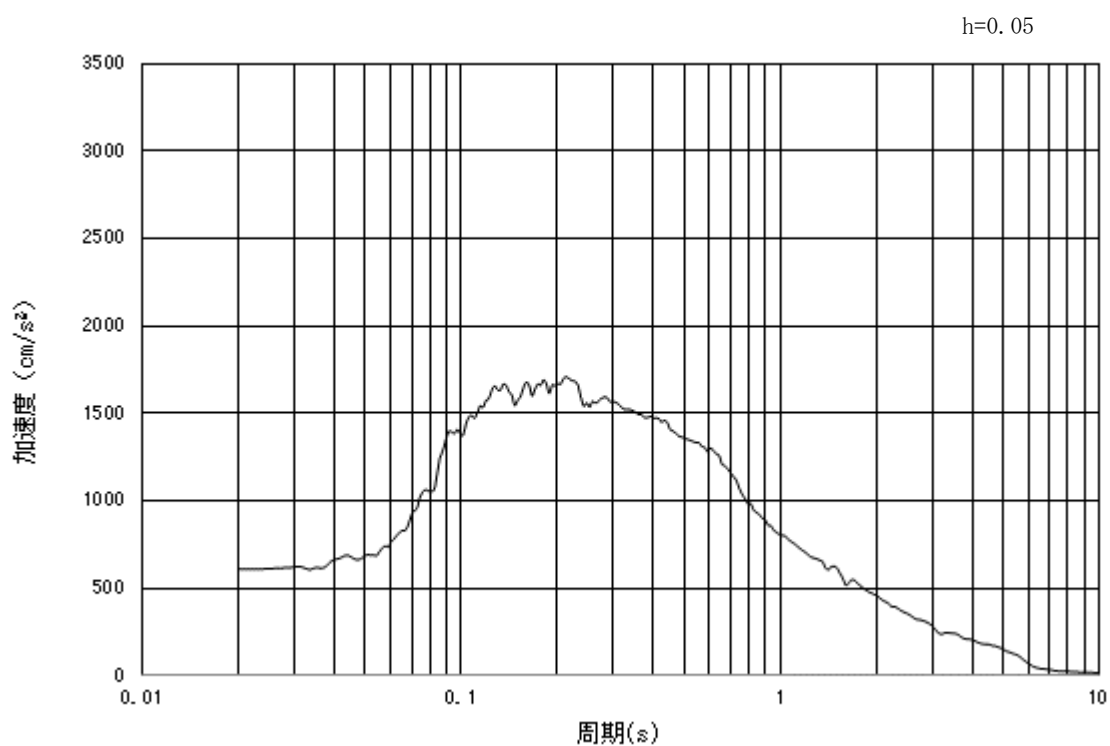


図 3-5 入力地震動算定の概念図

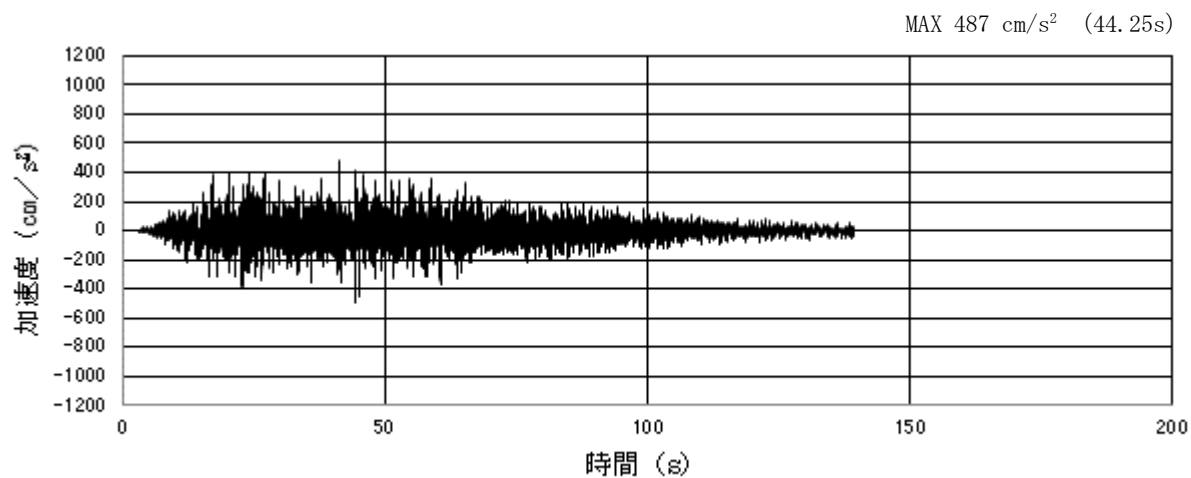


(a) 加速度時刻歴波形

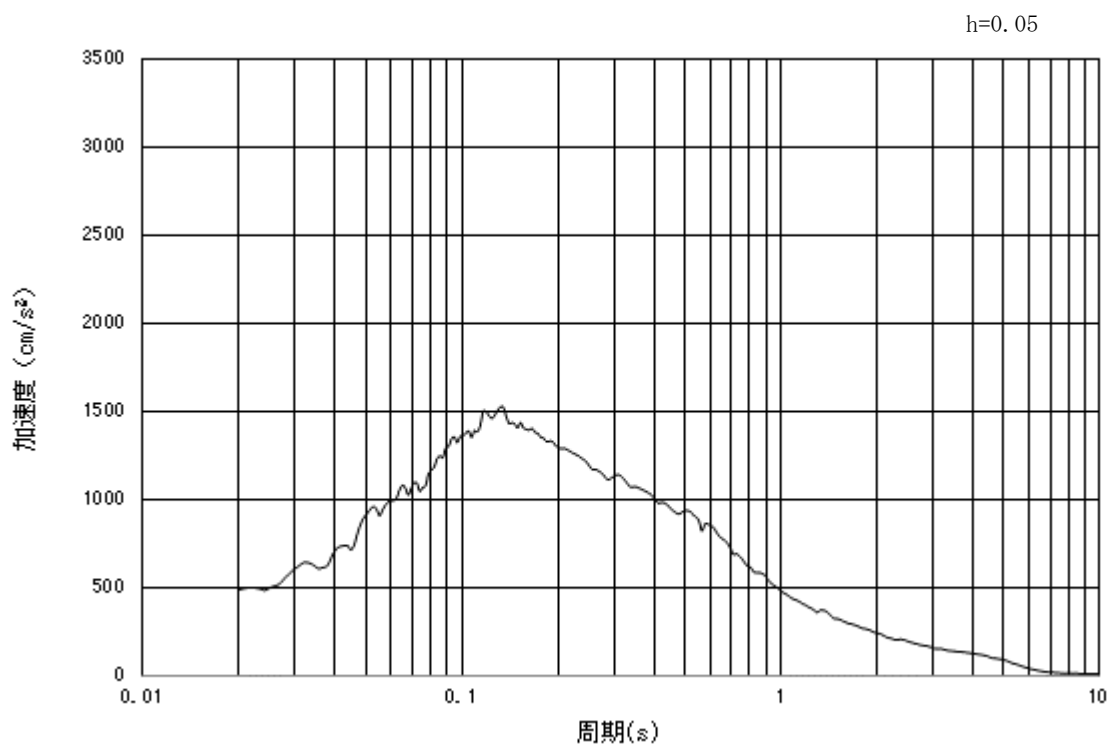


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-D 1)

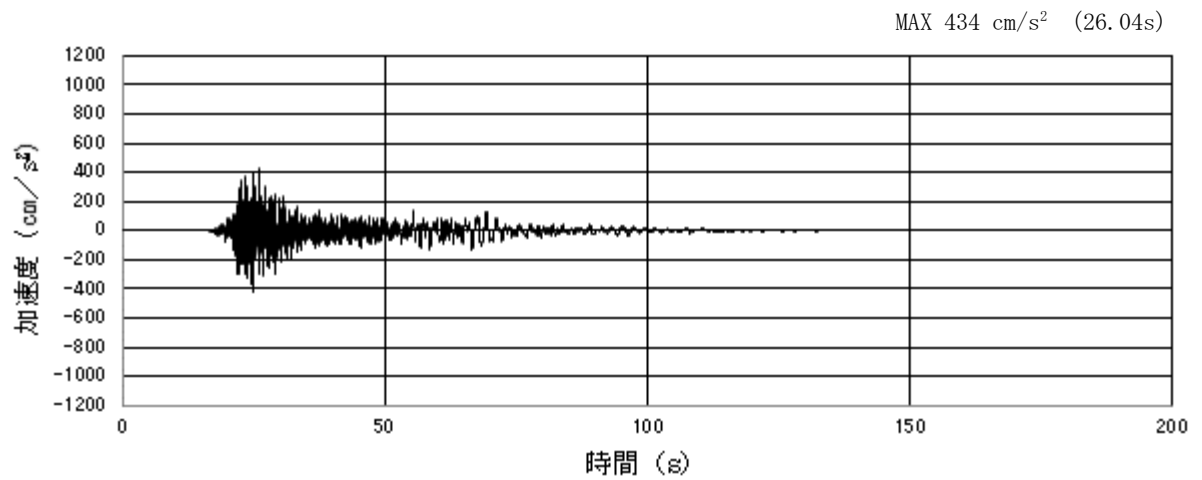


(a) 加速度時刻歴波形

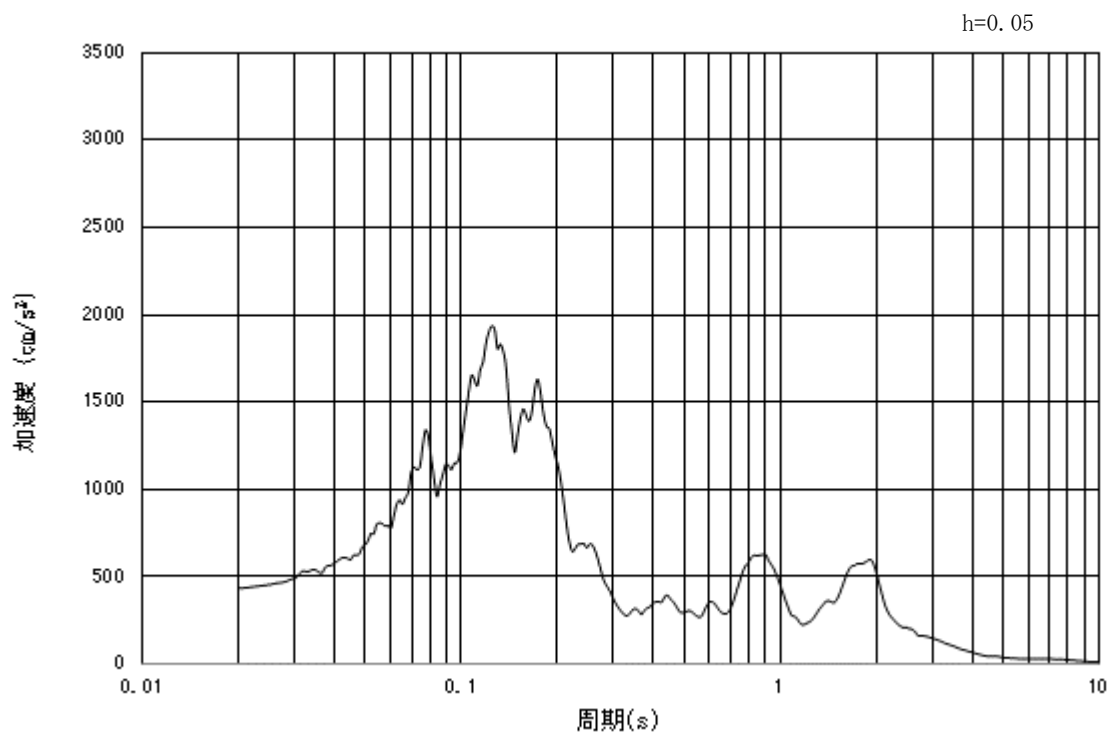


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D 1)

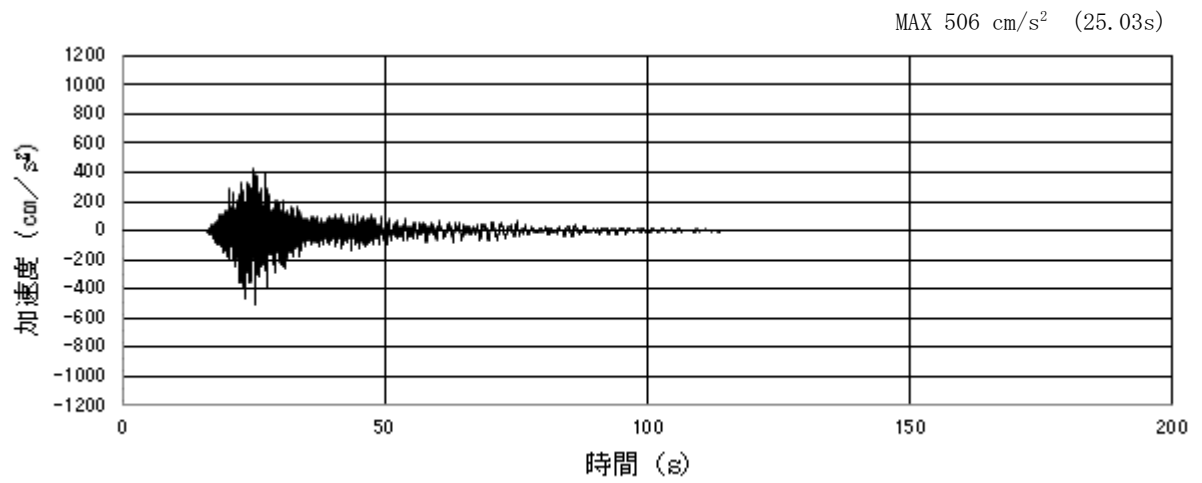


(a) 加速度時刻歴波形

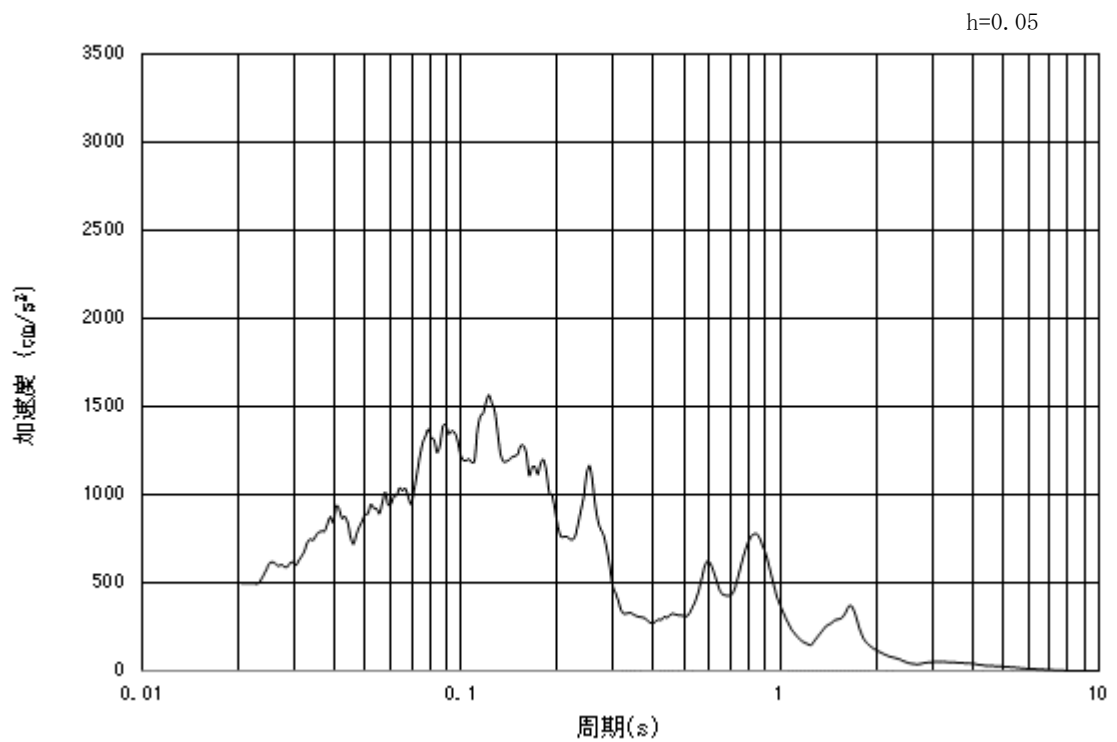


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.1$)

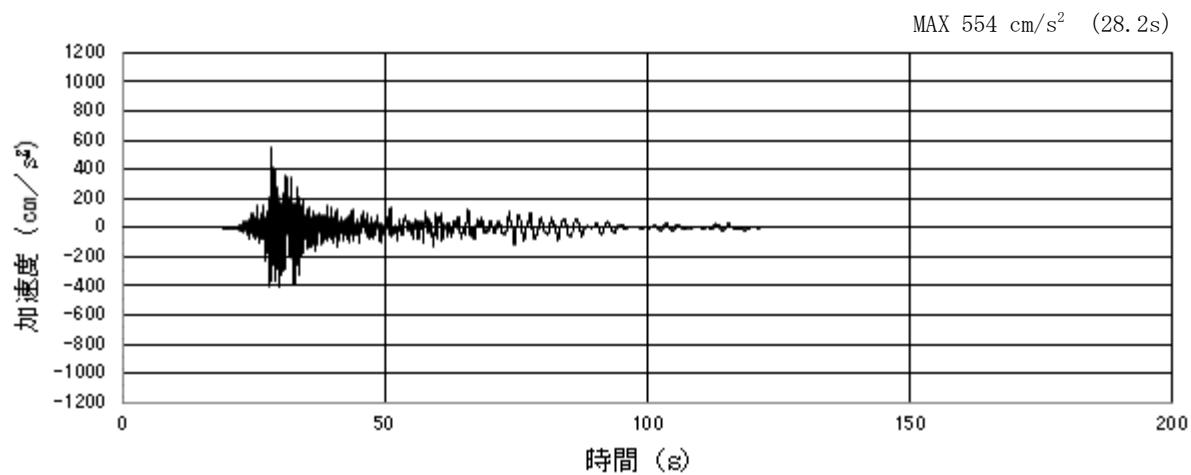


(a) 加速度時刻歴波形

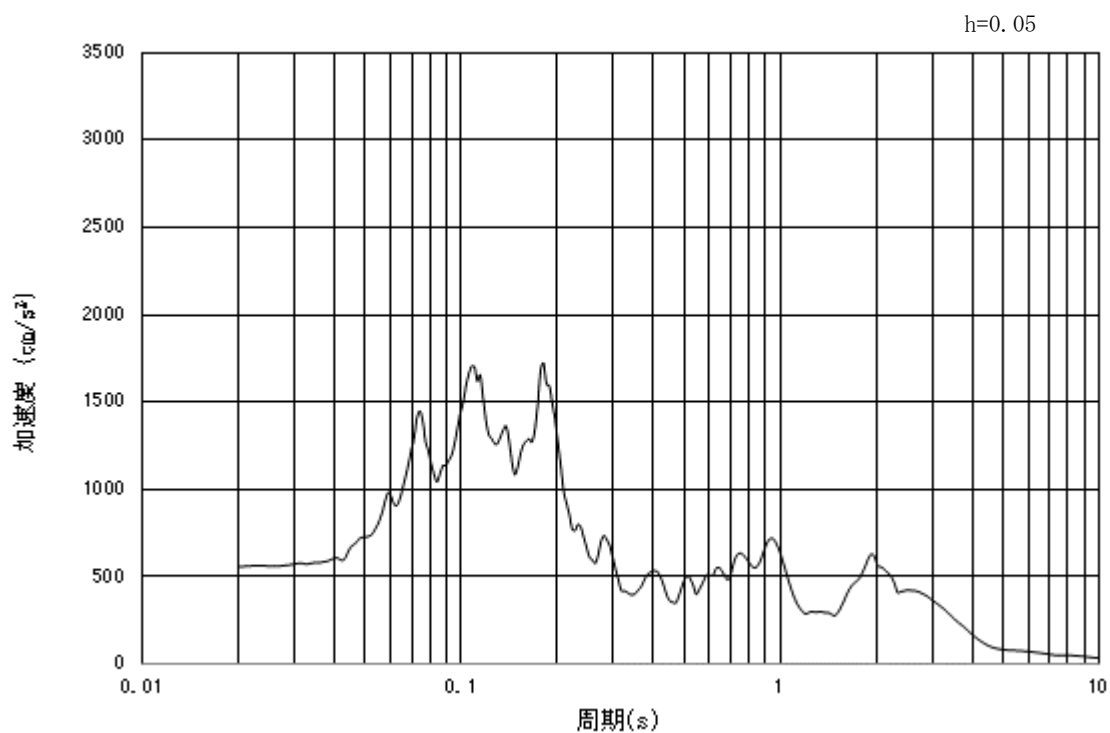


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

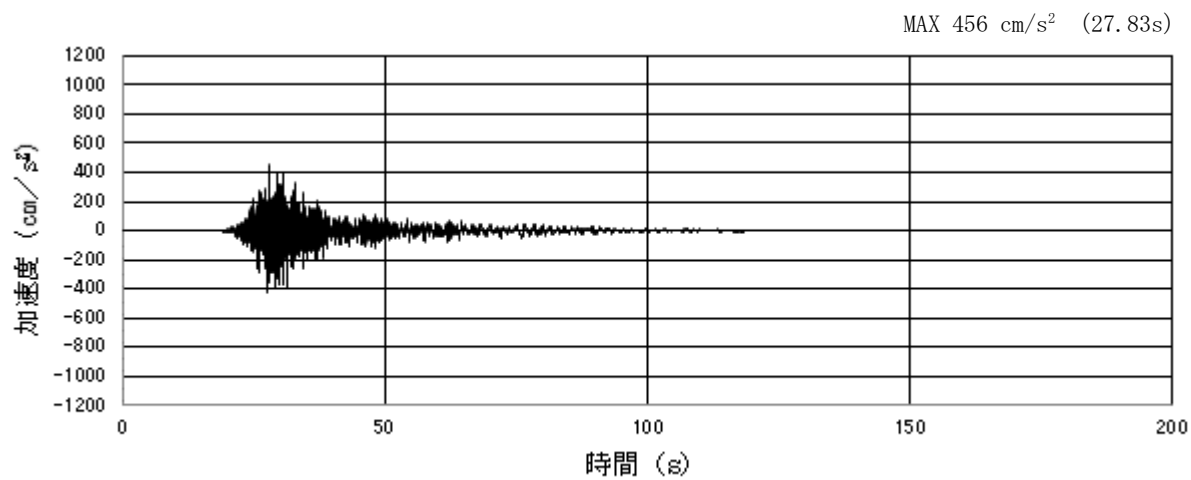


(a) 加速度時刻歴波形

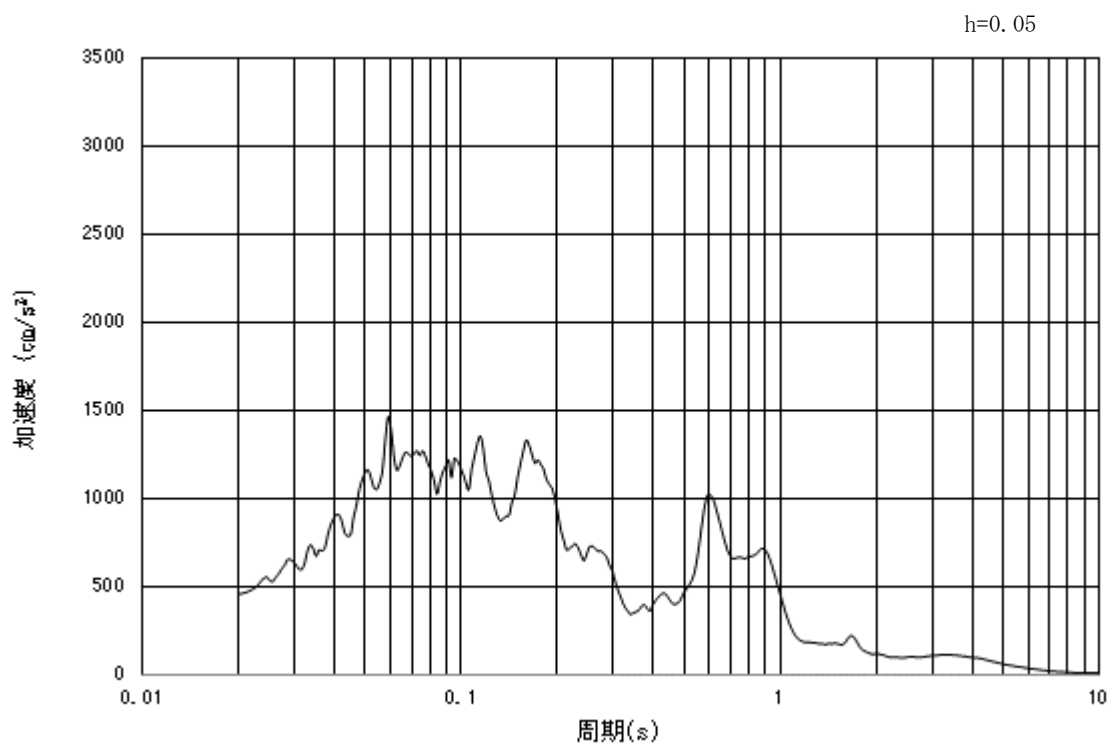


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

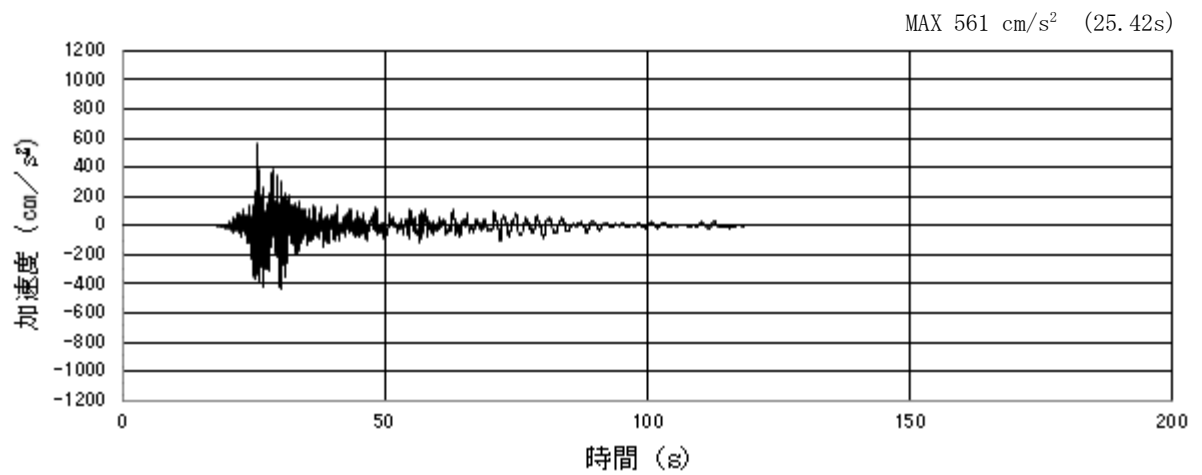


(a) 加速度時刻歴波形

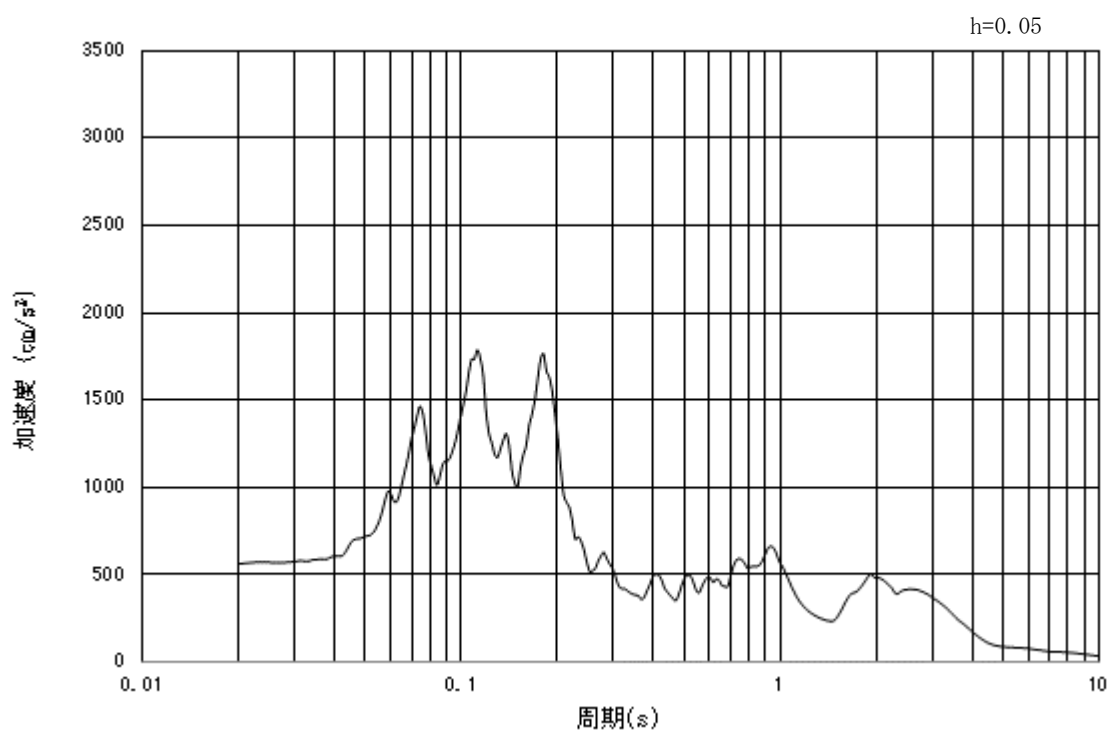


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)

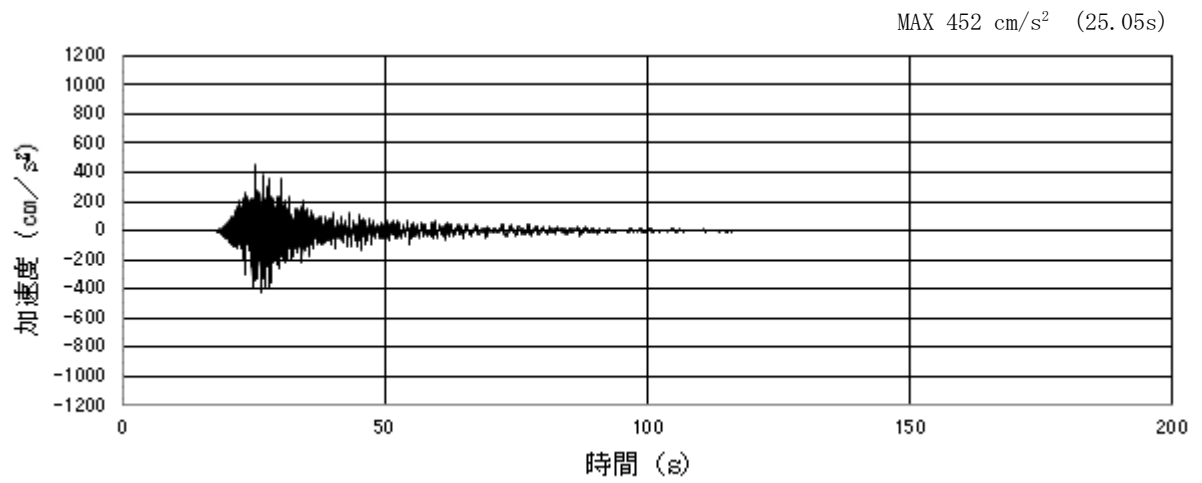


(a) 加速度時刻歴波形

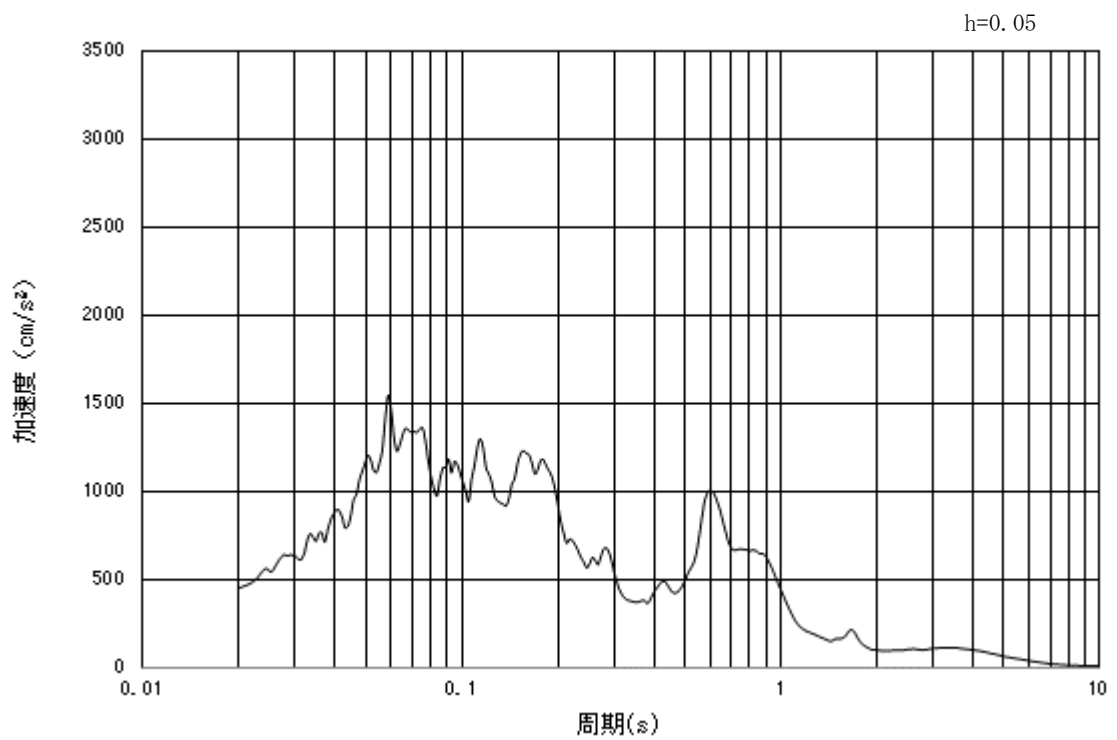


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

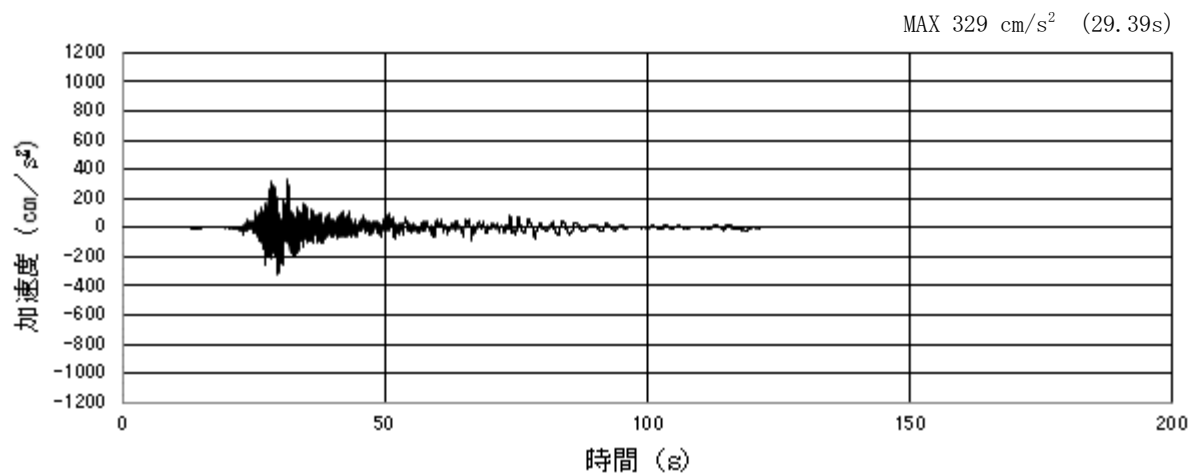


(a) 加速度時刻歴波形

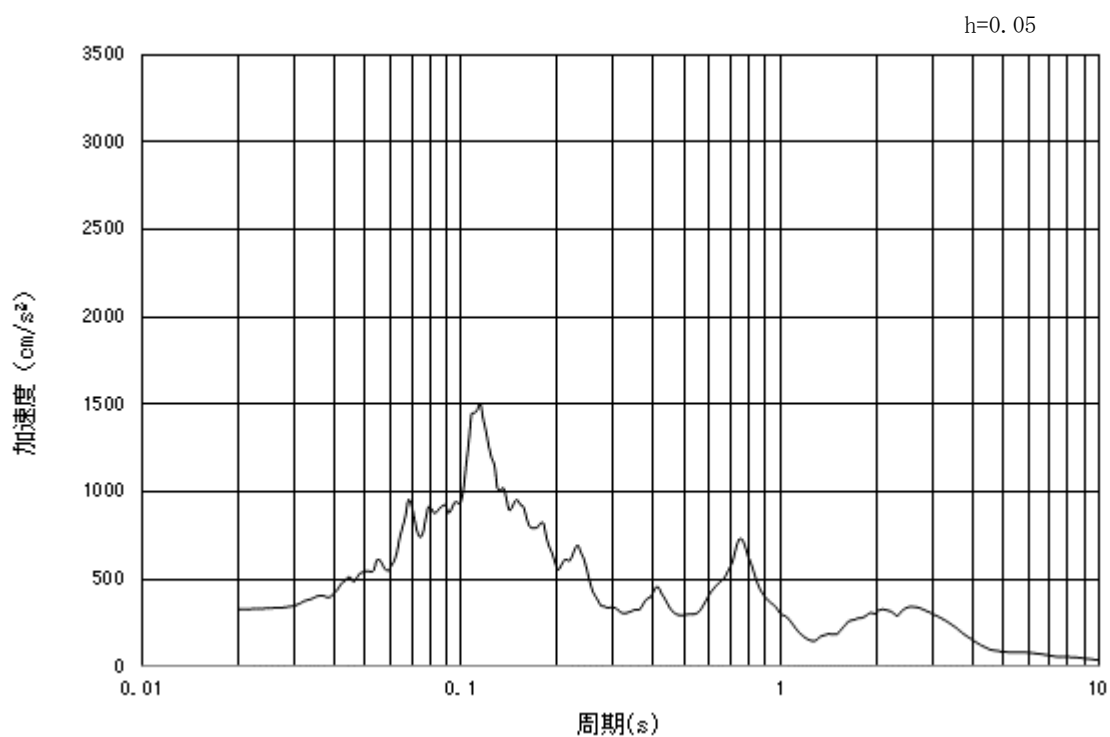


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

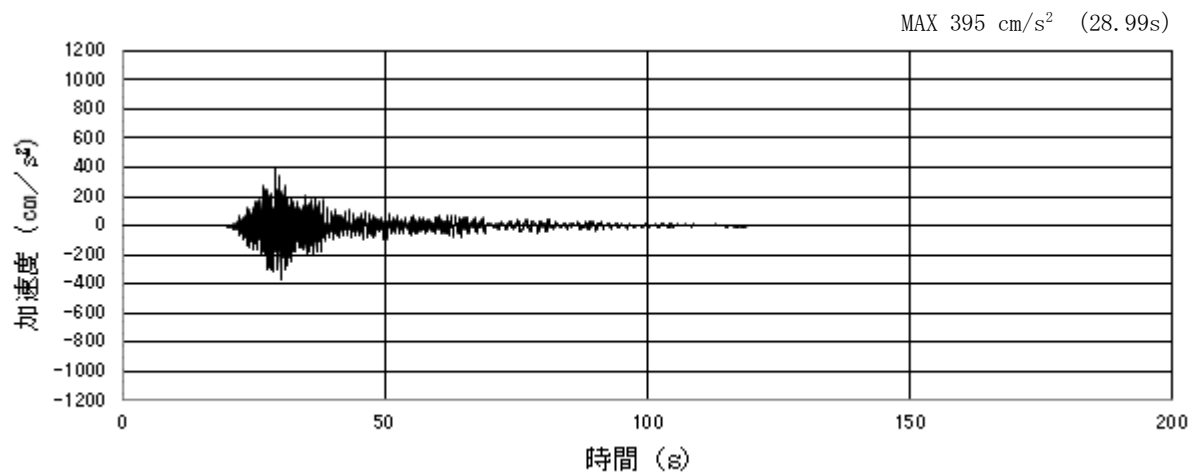


(a) 加速度時刻歴波形

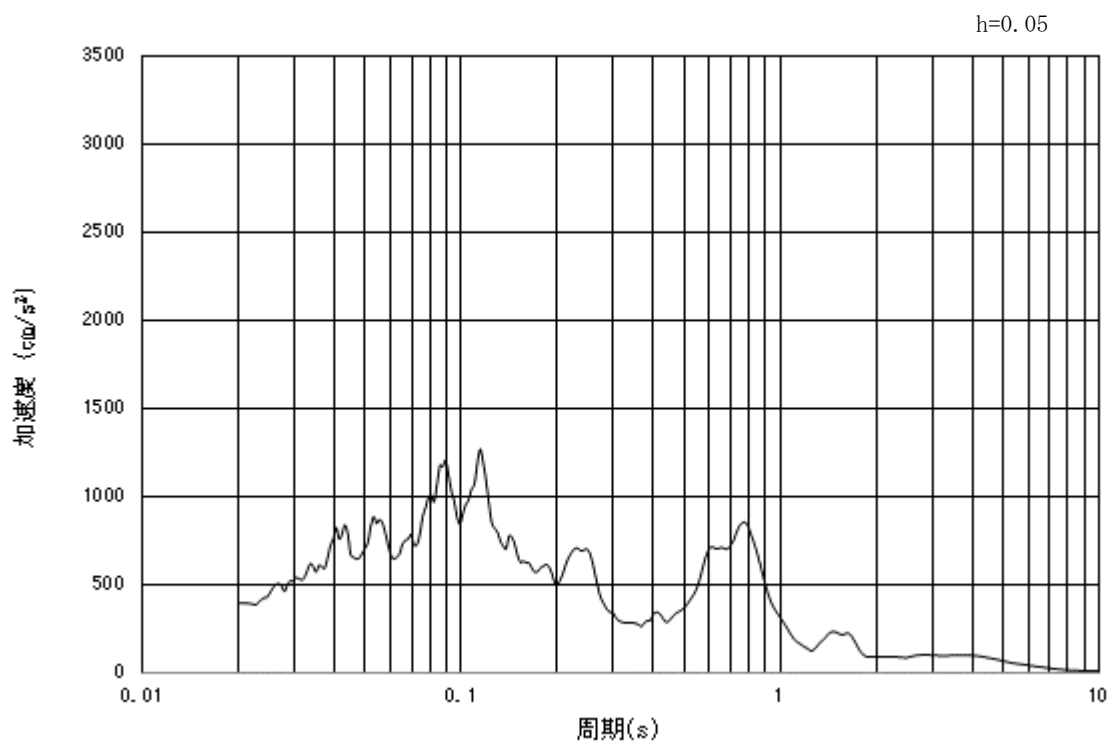


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

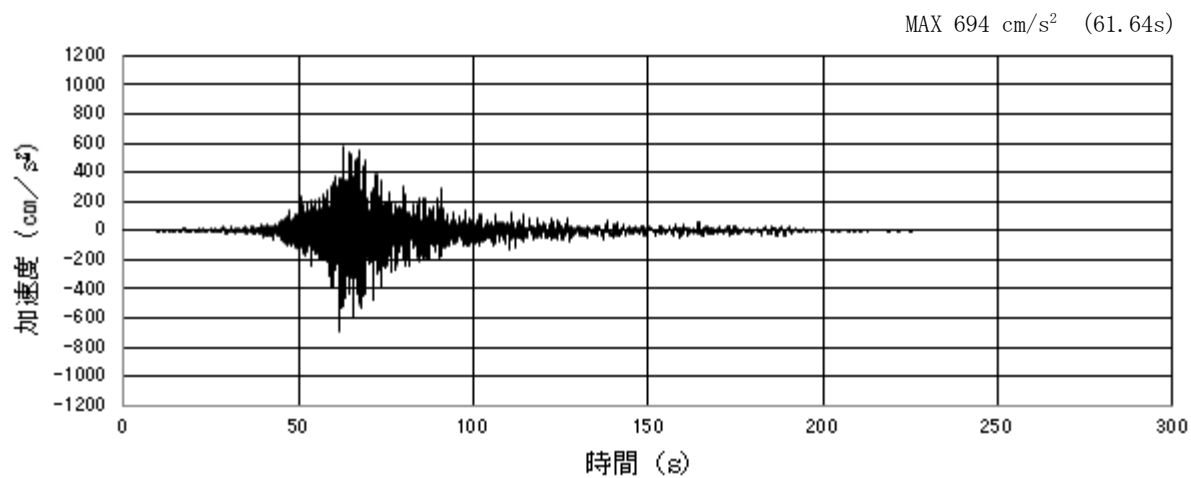


(a) 加速度時刻歴波形

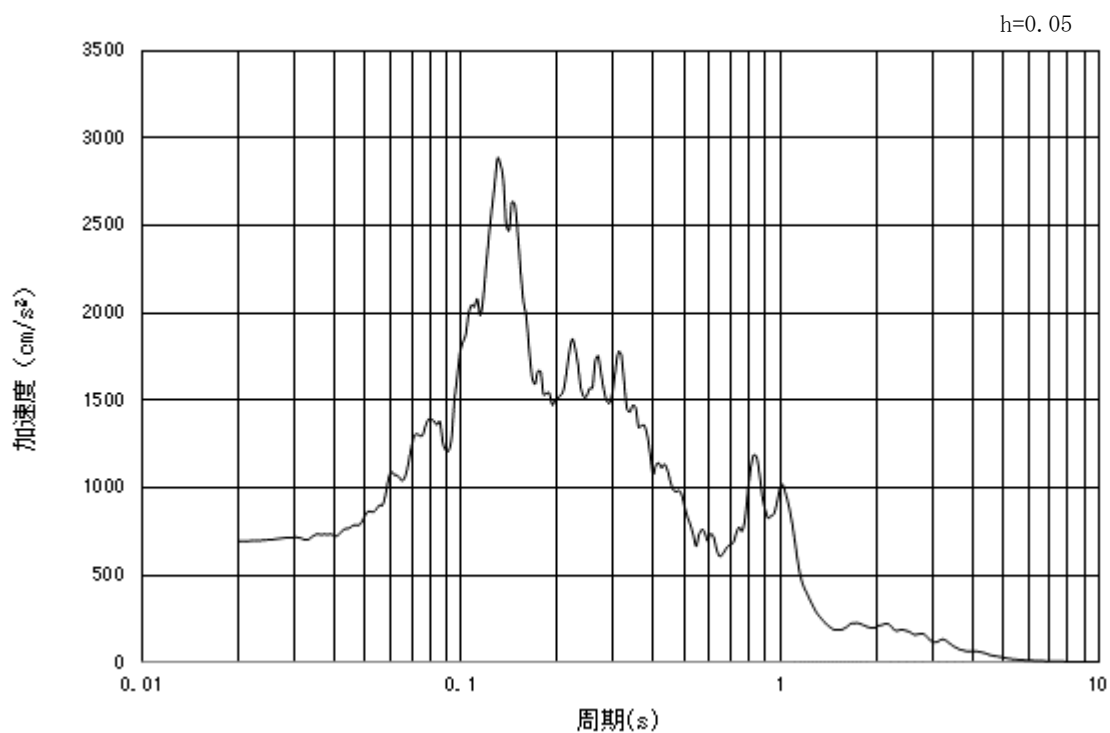


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.4$)

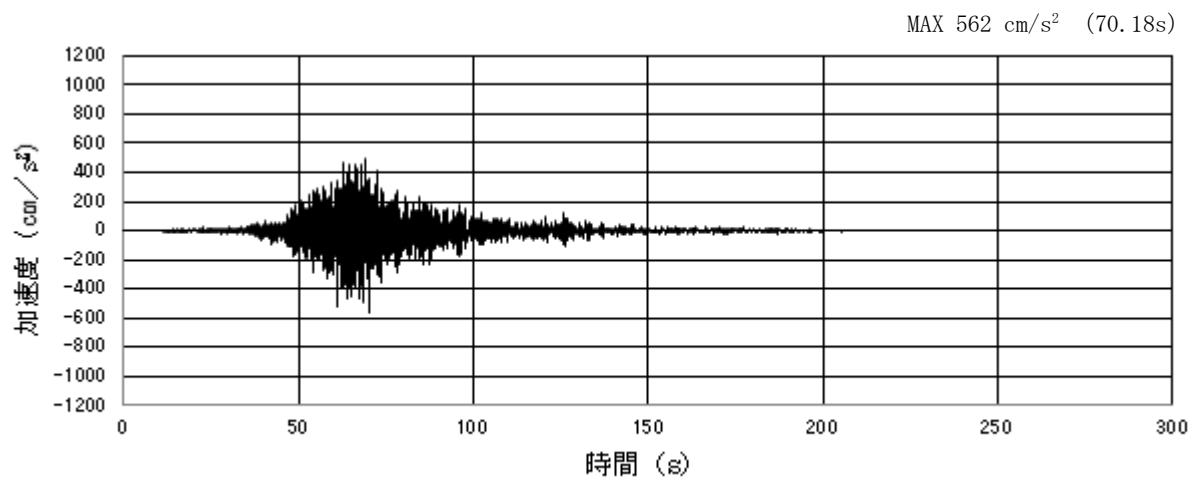


(a) 加速度時刻歴波形

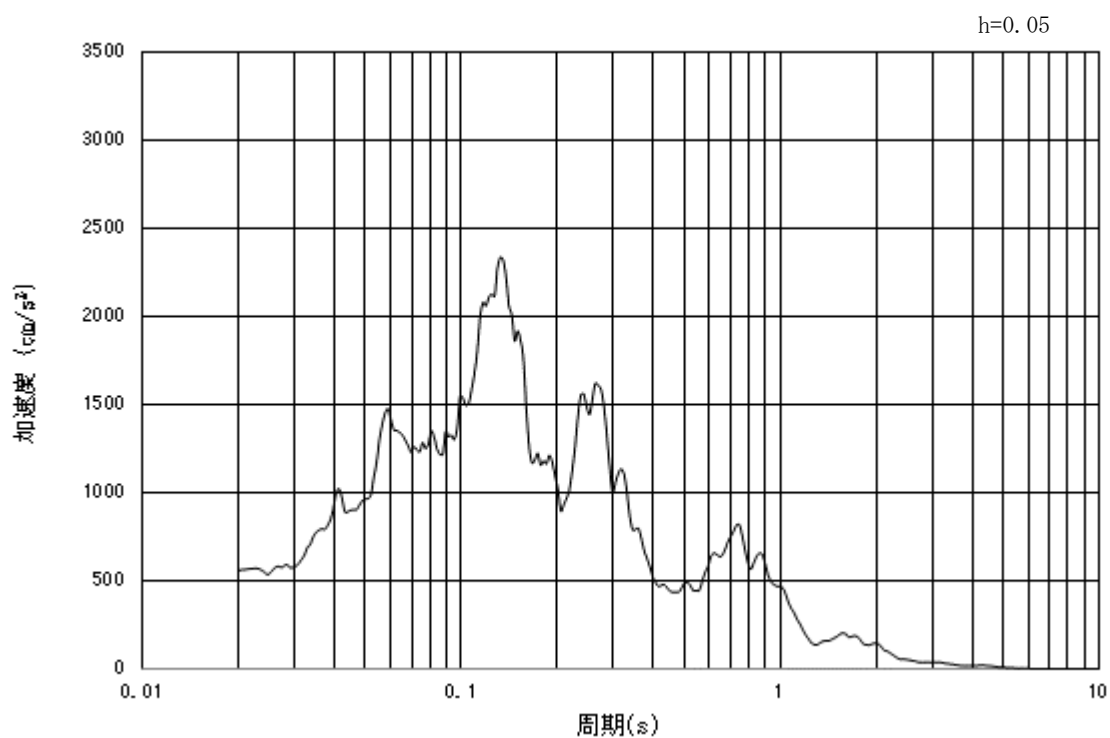


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

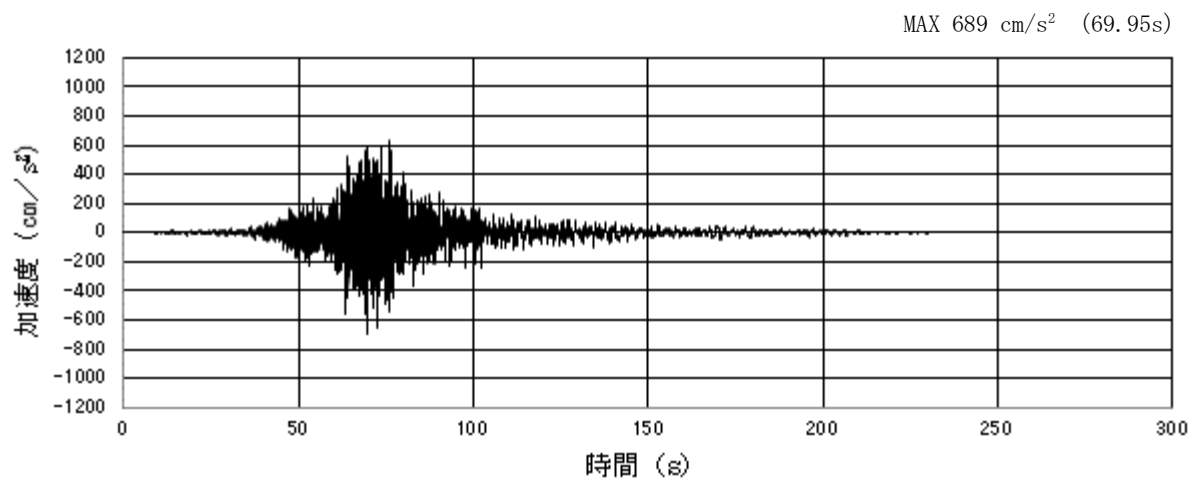


(a) 加速度時刻歴波形

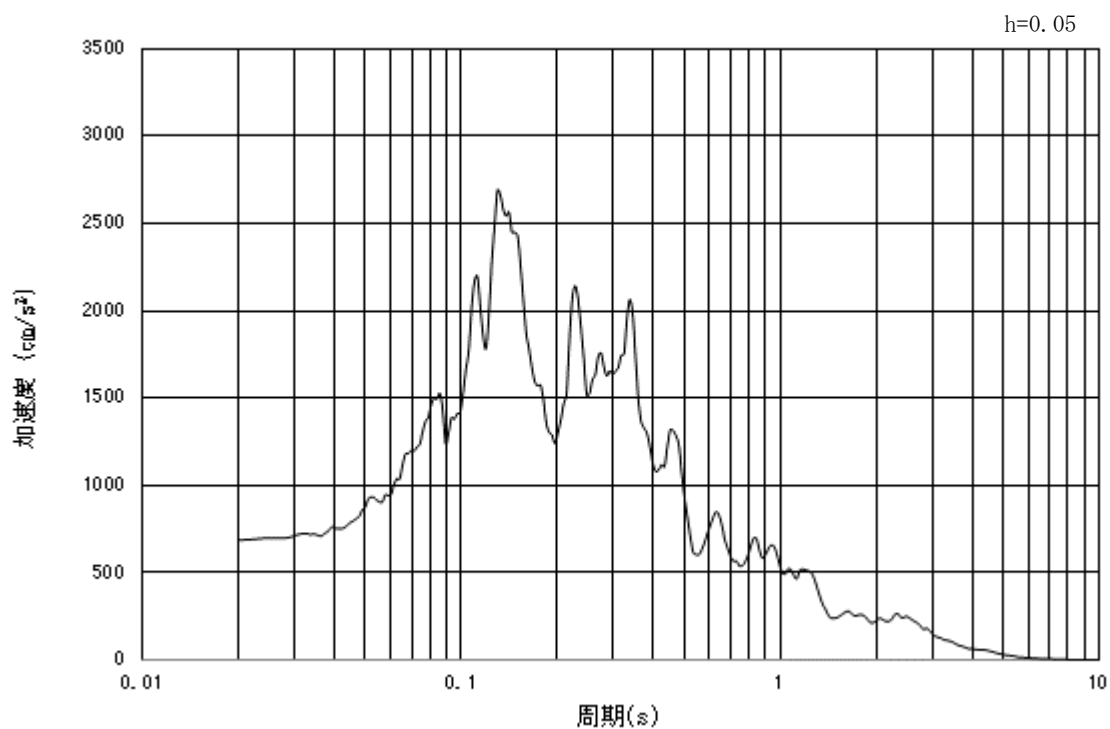


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.1$)

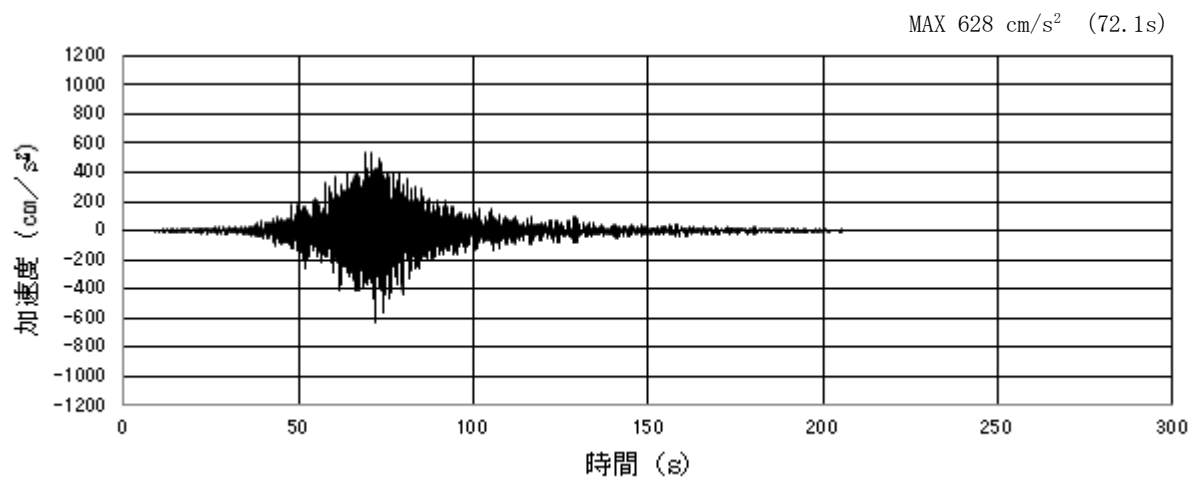


(a) 加速度時刻歴波形

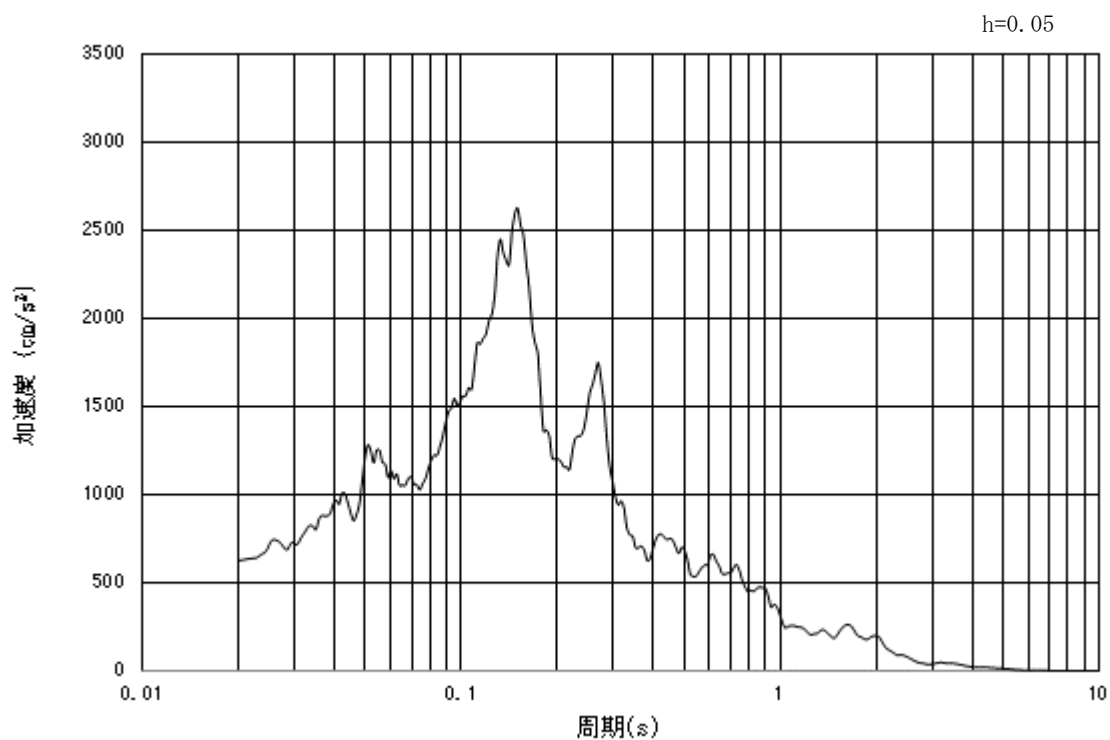


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

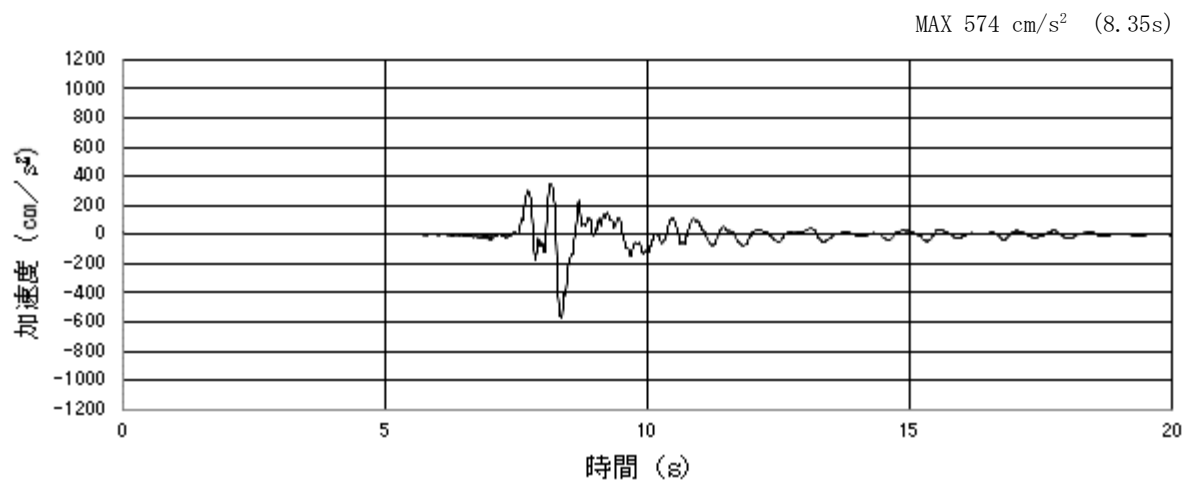


(a) 加速度時刻歴波形

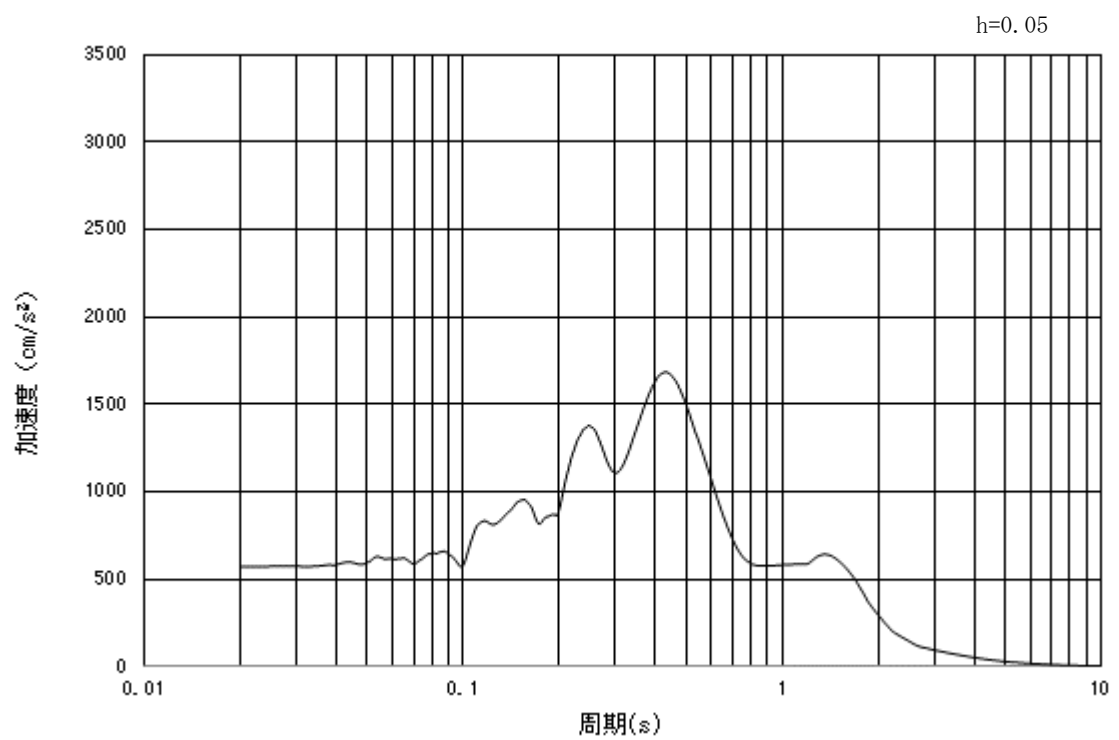


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)

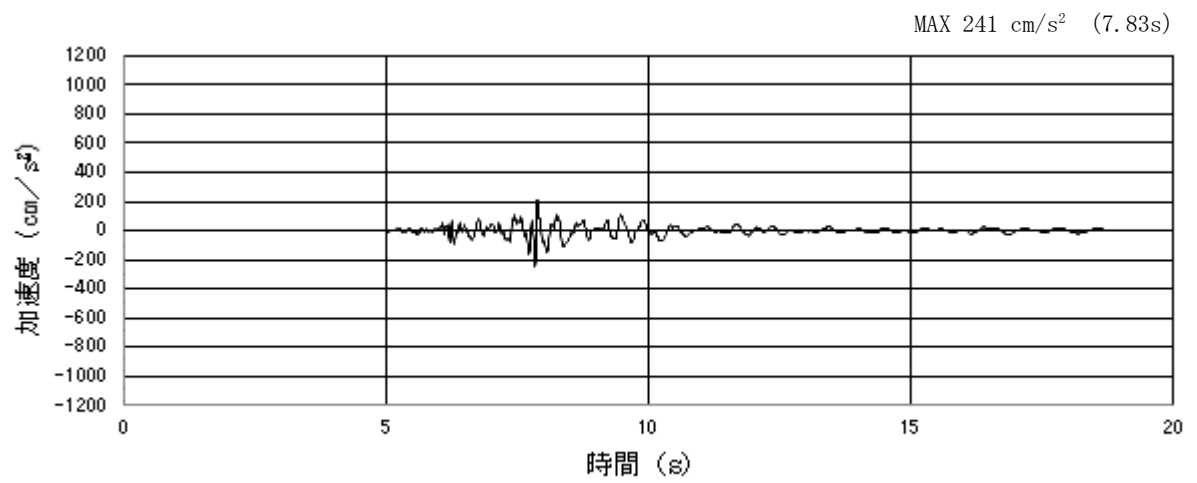


(a) 加速度時刻歴波形

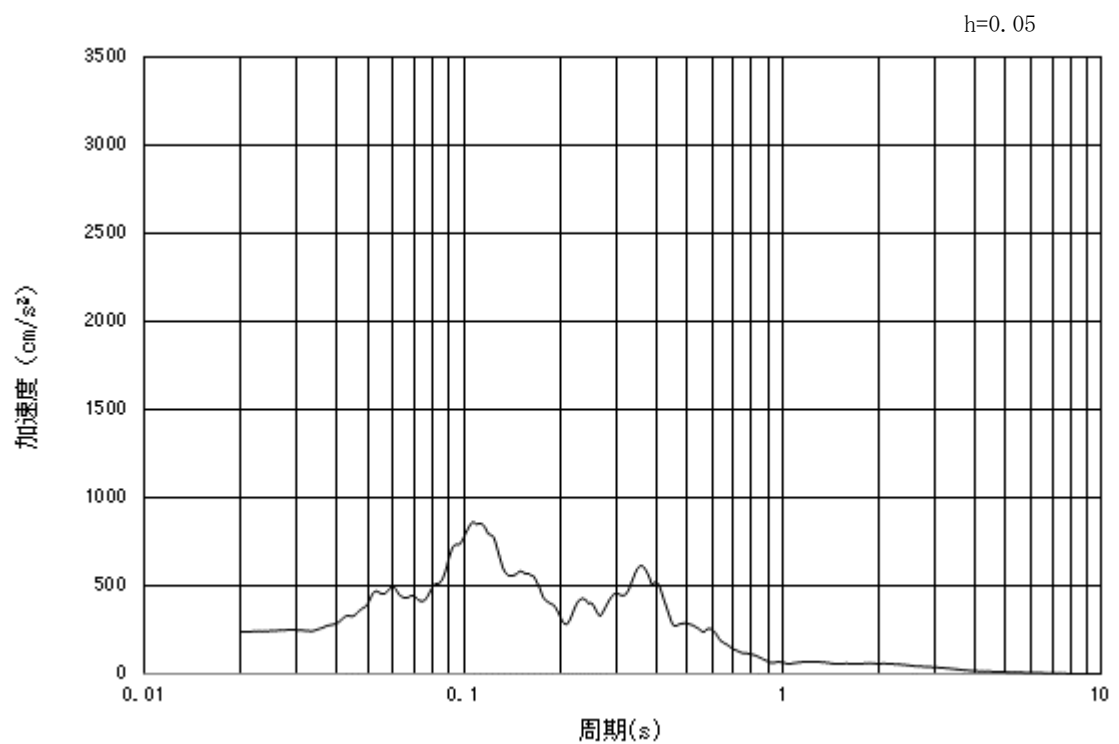


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 3.1$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 3.1$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分に広い領域とする。具体的には，J E A G 4 6 0 1-1987 を適用し，図 3-7 に示すとおりモデル幅の 5 倍以上，モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して 5 または 4 分割以上になるように要素高さを設定している。

解析モデルの下端については，T.P. -80.0m までモデル化する。

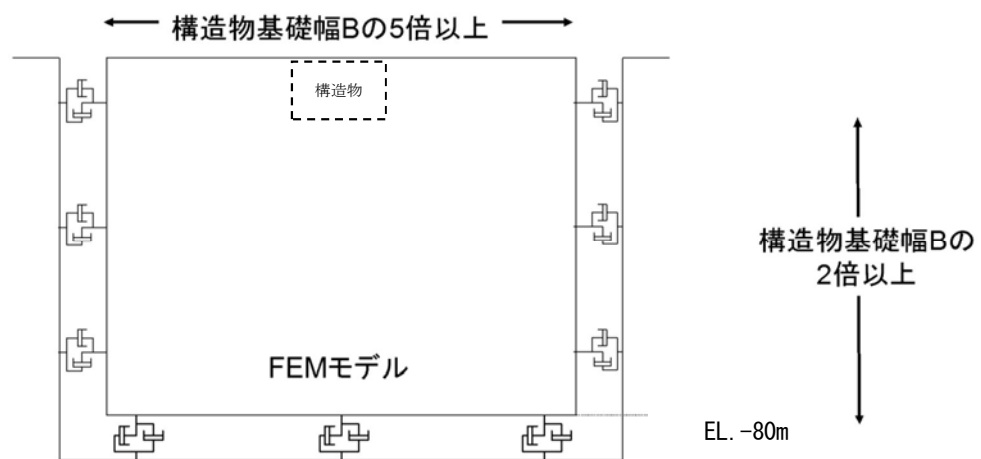


図 3-7 モデル化範囲の考え方

(2) 境界条件

解析領域の側方及び底面には，粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

構造物は，線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

防潮扉の地震応答解析モデルを図 3-8 および図 3-9 に示す。

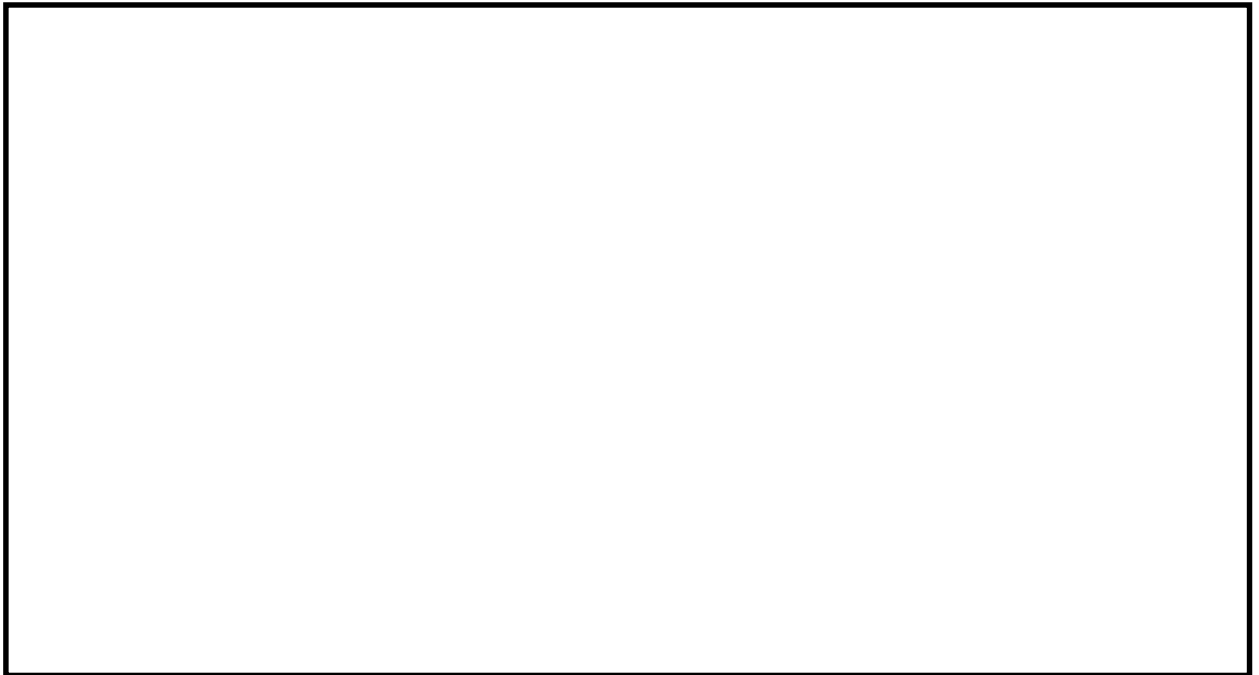


図 3-8 地震応答解析モデル（A-A 断面）



図 3-9 地震応答解析モデル（B-B 断面）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部，及び地盤改良体と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより，対象となる界面に剥離及びすべりを考慮する。ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向は，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3-2 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.010	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$C=0.358-0.00603 \cdot z$	$\phi=23.2+0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 3-3 のとおり設定する。

表 3-3 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

ジョイント要素の概念図を表 3-4 に示す。ジョイント要素の設置位置を図 3-10 に示す。

表 3-4 ジョイント要素の力学特性

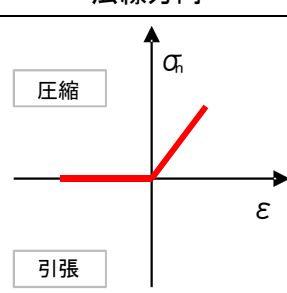
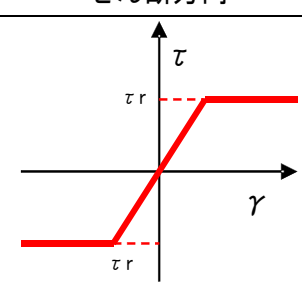
ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
 <p>Graph showing the normal stress (σ_n) versus normal strain (ϵ) characteristics. The curve is zero for compression (negative strain) and increases linearly for tension (positive strain). Labels indicate '圧縮' (compression) and '引張' (tension).</p>	 <p>Graph showing the shear stress (τ) versus shear strain (γ) characteristics. The curve is zero for small strains and increases linearly for larger strains, reaching a plateau at τ_r for both positive and negative shear.</p>

図 3-10 防潮扉におけるジョイント要素の配置図

(6) 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより、地盤と杭の相互作用における 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向では、地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。（表 3－5 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3－5 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3	0	44.4	
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3－6 のとおり設定する。

また、杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される※。

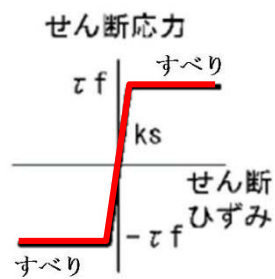
図 3－11 に杭－地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3－6 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6

(a) 杭－地盤相互作用ばね配置図（追而）



(b) 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3－11 杭－地盤相互作用ばね設定の考え方

(7) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 3-7 のとおり設定する。図 3-12 に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 3-7 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

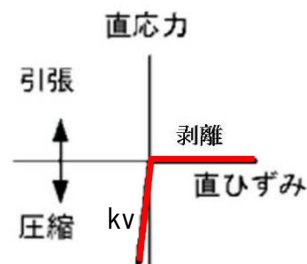


図 3-12 杭下端ジョイントばね設定の考え方

(8) 地盤の設定

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(9) 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha[M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha[M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha[M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

減衰定数については、コンクリート 5% (J E A G 4 6 0 1 - 1987 記載)、地盤は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している) とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3% (道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (平成 14 年 3 月)) とする。

図 3-13 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3-8 に固有値解析結果を示す。

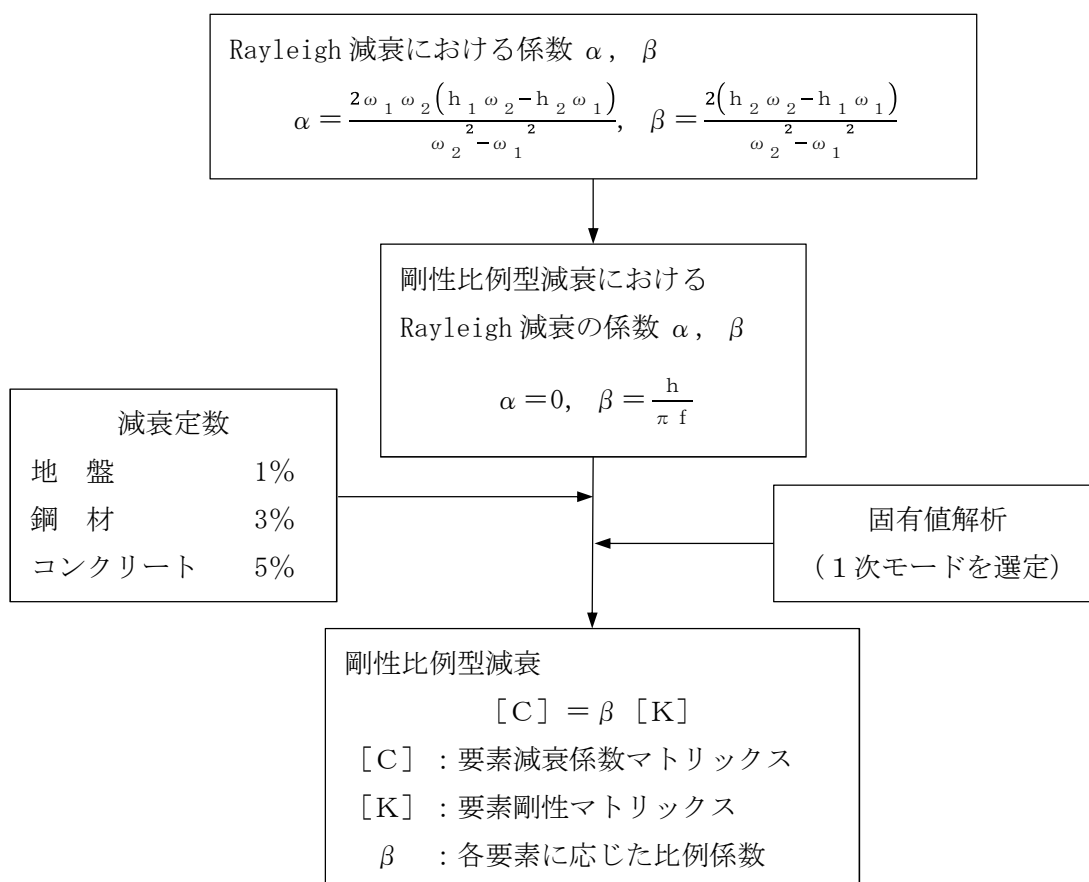


図 3-13 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-8 固有値解析結果 (追而)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-9 に，材料の物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭	SM570

表 3-10 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5	3.10×10^4	0.2
鋼管杭	77.0	2.00×10^5	0.3

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3-11に示す。

表3-11 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2	
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{vm}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{sm}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_L	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_L	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_L	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_L	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44

表3-11 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	Im	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{ms}	kN/m ²	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、Z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3-11 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C _{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

3.6 解析ケース

3.6.1 耐震設計における検討ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震設計における検討ケースを表 3-12 に示す。

表 3-12 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1	1
		(+-)	1					
		(-+)	1					
		(--)	1					
	S _s -1 1	(++)	1					
	S _s -1 2	(++)	1					
	S _s -1 3	(++)	1					
	S _s -1 4	(++)	1					
	S _s -2 1	(++)	1					
	S _s -2 2	(++)	1					
	S _s -3 1	(++)	1					
		(-+)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①において、最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用いて実施する。最も厳しい地震動の選定にあたっては、各施設の評価部位ごとに1波選定する。

3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3-13 に示す。

表 3-13 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S _s -D 1	(++)	1 ⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(+-)		1	
		(-+)		1	
		(--)		1	
	S _s -1 1	(++)		1	
	S _s -1 2	(++)		1	
	S _s -1 3	(++)		1	
	S _s -1 4	(++)		1	
	S _s -2 1	(++)		1	
	S _s -2 2	(++)		1	
	S _s -3 1	(++)		1	
		(-+)		1	
計			1	12	1

4. 扉体及び戸当りの耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により構成される架構の構造部材を評価対象部材とする。また、扉体の支圧板から支承部の戸当りについても評価対象部材にする。

防潮扉の部材名を図 4-1 及び図 4-2 に示す。

(1) 扉体の健全性

扉体は主桁、スキンプレート、縦補助桁、端桁、支圧板について検討する。

(2) 戸当りの健全性

戸当りはコンクリート支圧応力、底面フランジ曲げ応力、コンクリートのせん断応力それぞれについて検討する。

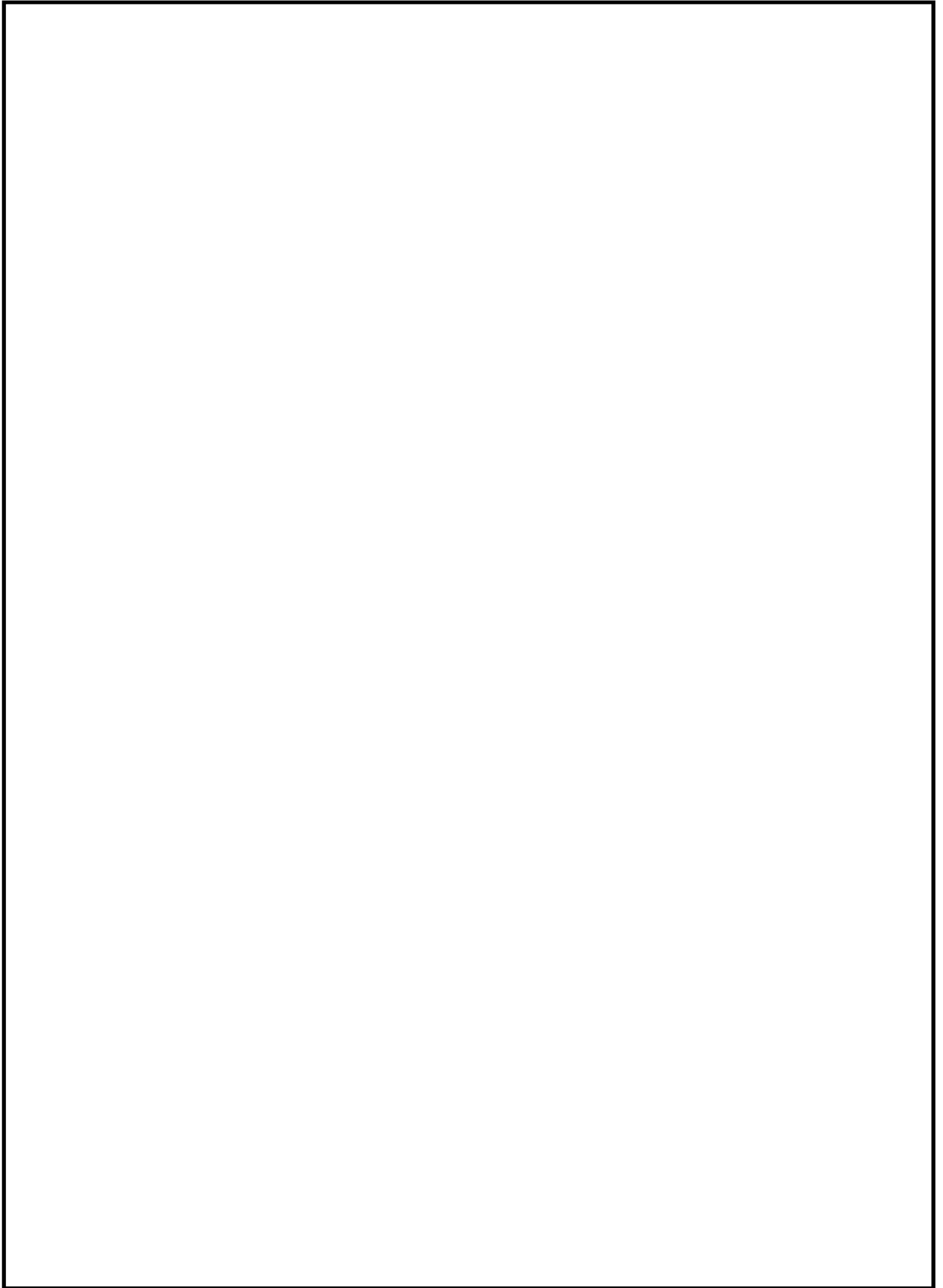


図 4-1 防潮扉の部材名（正面図及び平面図）

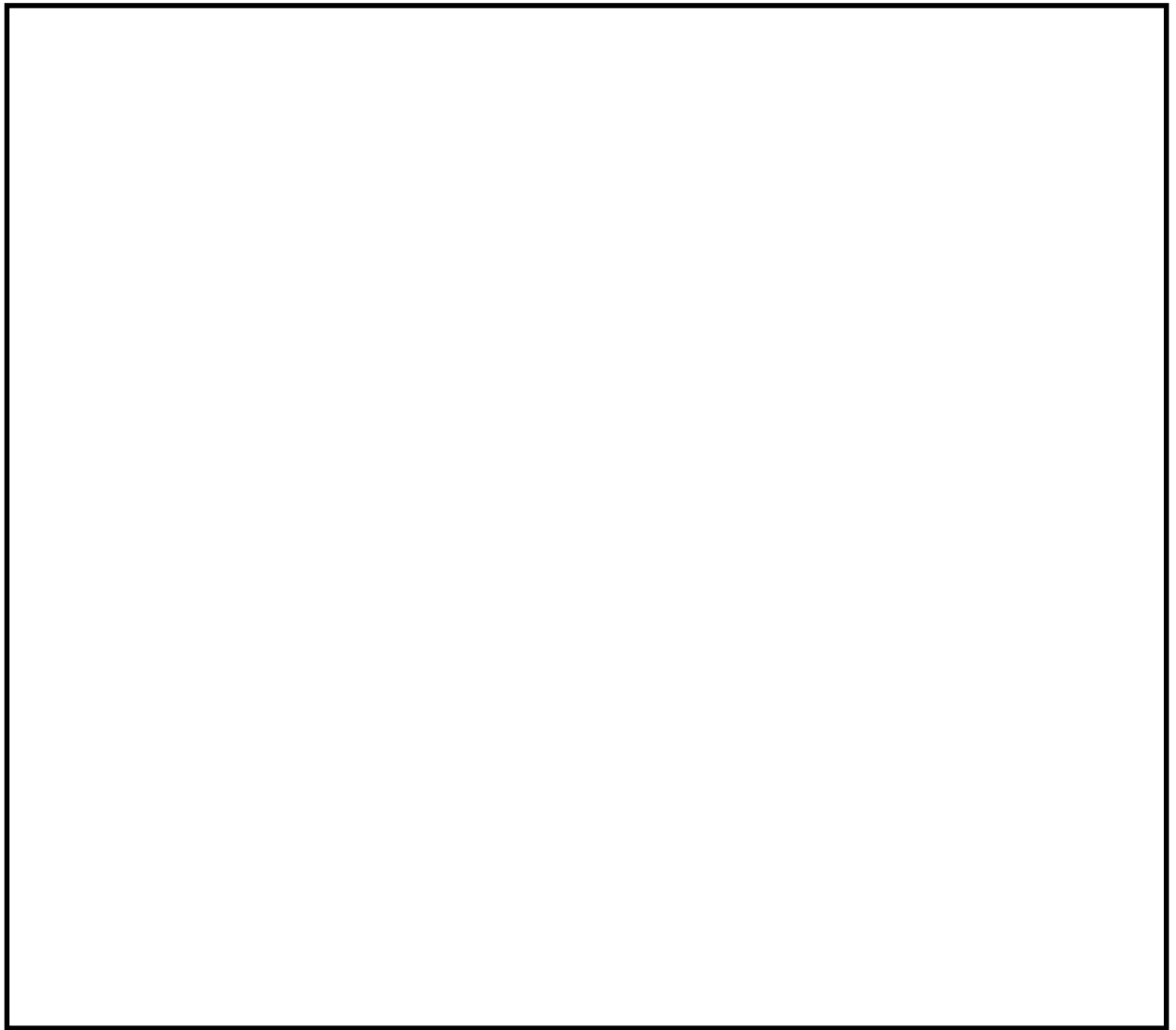


図 4-2 防潮扉の部材名（側面図）

4.2 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 扉体

扉体の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）」に基づき，表 4-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

また，止水性については許容限界を短期許容応力度とすることで部材をおおむね弾性域内の変形に留め，戸当たりとの圧着構造を保つことで止水性を確保するものとする。

表 4-1 鋼材の許容応力度（短期）

評価項目				短期許容応力度 (N/mm ²)
スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁	SM490	$t \leq 40^{*1}$	許容曲げ応力度 σ_{ca}	240
			許容圧縮応力度，許容引張応力度 σ_{ca}	240
			許容せん断応力度 τ_a	135
			許容支圧応力度 σ_{ca}^{*2}	360
支圧板	SUS304	$t \leq 40^{*1}$	許容支圧応力度 σ_{ca}^{*2}	225

注記 *1：t 鋼材の板厚（mm）

*2：許容支圧応力の上限值は降伏点とする。

(2) 戸当たり

防潮扉戸当りの許容限界は，鋼材については扉体と同様とする。コンクリートの許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し，表 4-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4-2 コンクリートの許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容支圧応力度 σ_{ca}	18
		許容せん断応力度 τ_a	0.825
		許容付着応力度 σ_{ca}^*	3.0

注記 *：異形鉄筋の場合を示す。

4.3 評価方法

4.3.1 扉体

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

(1) 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化する。

主桁のモデル図を図 4-3 に示す。

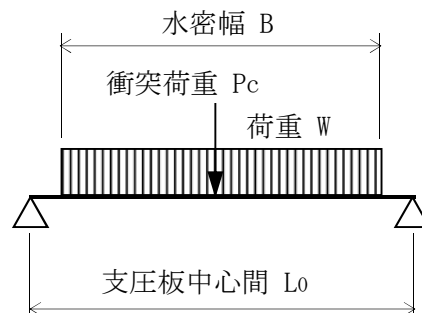


図 4-3 主桁のモデル図

(2) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4 辺を固定支持された平板としてモデル化し、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」の式により曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 4-4 に示す。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot P}{100 \cdot t^2}$$

σ : 応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b/a) による係数

a : 短辺 (mm)

b : 長辺 (mm)

P : 水圧 (N/mm²)

t : 板厚 (mm)

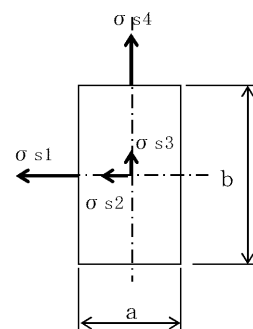
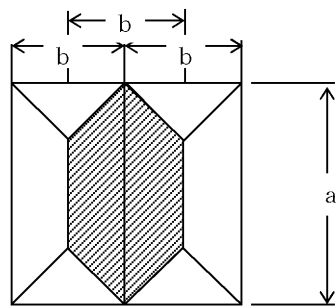


図 4-4 スキンプレートの応力算定式とモデル図

(3) 縦補助桁

縦補助桁については，主桁によって支持された単純支持梁とし，荷重は平均水圧が亀甲形または菱形に作用したものとして，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）」の式により曲げ応力及びせん断応力を算定する。

縦補助桁のモデル図及び応力算定式（亀甲形の例）を図 4-5 に示す。



- p : 各区分の平均水圧 (kN/m²)
 a : 主桁及び横補助桁間隔 (m)
 b : 縦補助桁間隔 (m)

最大曲げモーメント

$$M = \frac{p \cdot b}{24} (3 \cdot a^2 - b^2) \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

最大せん断力

$$S = \frac{p \cdot b}{2} \left(a - \frac{b}{2} \right) \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

図 4-5 縦補助桁のモデル図及び応力算定式（亀甲形の例）

(4) 端桁

本設備はスライドゲートであるため、端桁は主桁端部に生じた反力を戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。よって「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に従い、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の照査を行う。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。縦桁腹板は天地方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面で検討するため、有効幅はそれぞれの板厚の 12 倍までとする。ただし、補剛材（主桁ウェブ）については、全有効断面積が補剛材断面積の 1.7 倍を超える場合は有効幅を小さくし、全有効断面積が補剛材断面積の 1.7 倍となるようにする。

端桁のモデル図を図 4-6 に示す。

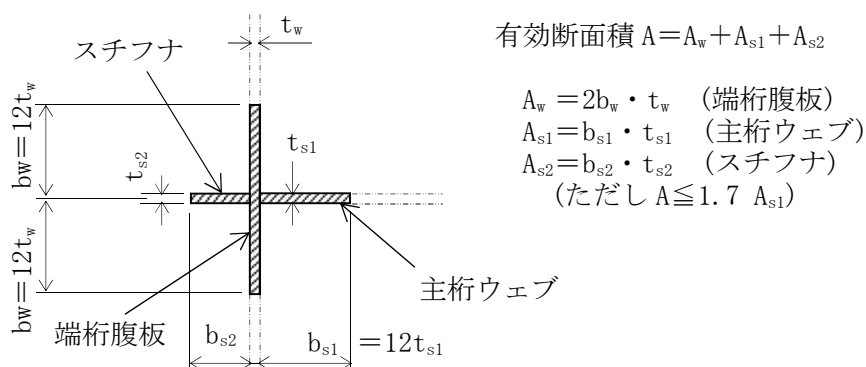
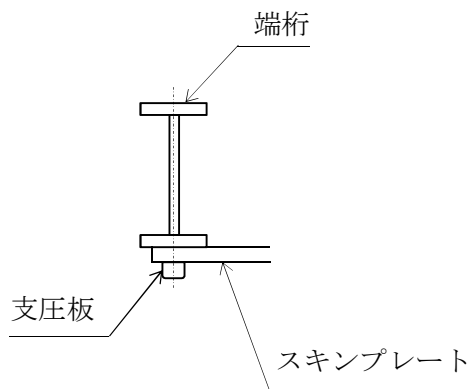


図 4-6 端桁のモデル図

(5) 支圧板

支圧板の面圧は踏面に曲率を設けるため、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」のローラの線接触に倣って計算する。

端桁のモデル図及び応力算定式を図 4-7 に示す。



$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{Lh \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}}$$

ここに、

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{Lh \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$Z = 0.78 \cdot C$$

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm^2)

P : 計算荷重の常時換算値 = $(P_s + P_c) / \gamma$ (N)

p_d : 扉体下端水圧 (N/mm^2)

B : 扉体水密幅 (mm)

γ : 許容応力補正係数に裕度を乗じた係数

E_1 : 支圧板の弾性係数 (N/mm^2)

E_2 : 支圧板当りの弾性係数 (N/mm^2)

Lh : 支圧板計算高さ (mm)

R : 支圧板半径 (mm)

C : 接触幅の1/2 (mm)

Z : 最大せん断応力度が発生する深さ (mm)

γ : 安全率 = 1.3 (線接触の場合)

H_B : 支圧板のブリネル硬さ

図 4-7 支圧板のモデル図及び応力算定式

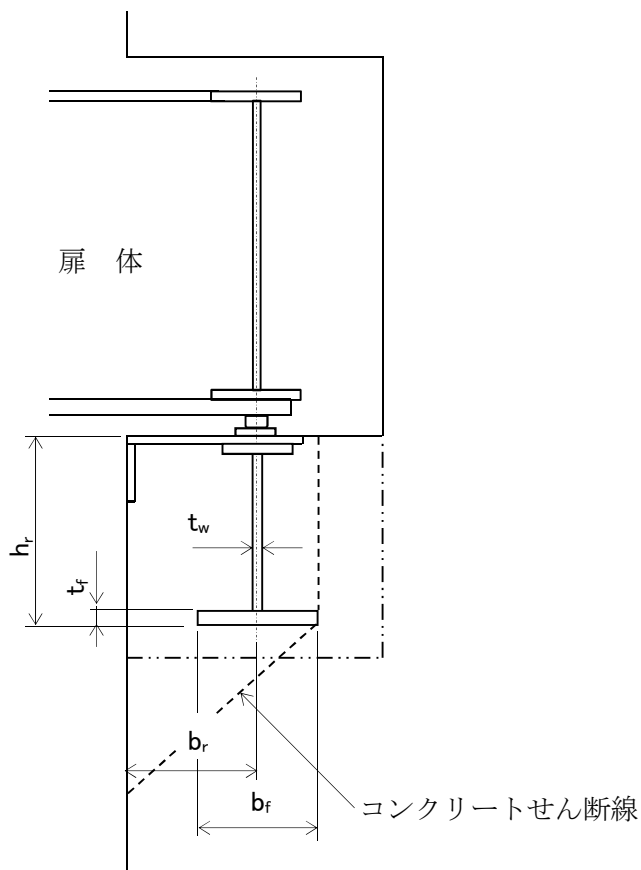
4.3.2 戸当り

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼材

戸当りの鋼材は、下面の水圧が高いため作用水圧とする。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 4-8 に示す。



底面フランジ曲げ応力度

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b f^2}{8 \cdot t_f^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{cw} = \frac{p_d \cdot B}{2 \cdot t_w} \quad (\text{N/mm}^2)$$

p_d : 下部作用水圧 (N/mm^2)

B : 扉体水密幅 (mm)

b_r : 水路面より戸当り中心までの距離 (mm)

h_r : 戸当り高 (mm)

t_w : 戸当りウェブ厚さ (mm)

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

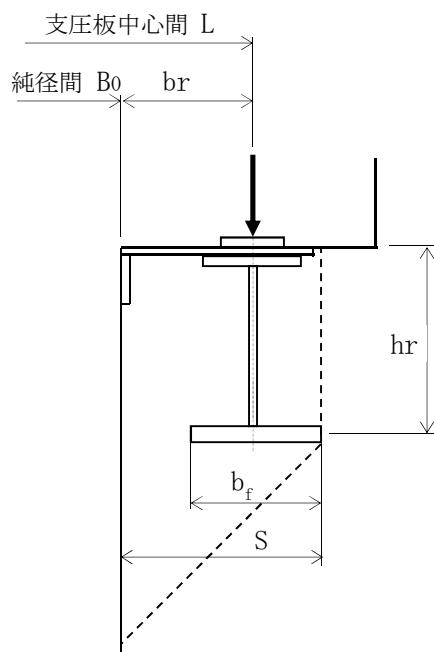
t_f : 戸当り底面フランジ厚さ (mm)

図 4-8 戸当り鋼材のモデル図及び応力算定式

(2) コンクリート

戸当りのコンクリートは、前項の鋼材の作用力を負担するものとして支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 4-9 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_k = \frac{pd \cdot B}{2 \cdot b_f} \quad (\text{N/mm}^2)$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_k = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{hr + 2 \cdot S} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、

支圧板中心間 L (mm)

純径間 B_0 (mm)

水路面より戸当り中心
までの距離 br (mm)

コンクリート支圧応力度 σ_k (N/mm²)

戸当り底面フランジ幅 b_f (mm)

戸当り高さ hr (mm)

堰柱側面から底面フランジ
端面までの距離 $S = br + b_f/2$

図 4-9 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

4.4 評価結果

追而

5. 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価

防潮扉 1 の耐震評価については、V-2-10-2-2-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の耐震性についての計算書」に示す。

防潮扉 2 の鉄筋コンクリート防潮壁について説明する。防潮扉 2 の鉄筋コンクリート防潮壁の正面図を図 5-1 に、鉄筋コンクリート防潮壁の断面図を図 5-2 に示す。

5.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえて設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの鉄筋コンクリートとする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

(4) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置する止水ゴム及び止水シートとする。

(5) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部材の取り付け部のアンカーとする。

(6) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の評価対象部位は、止水ジョイント部材を防護する鋼製防護部材とする。

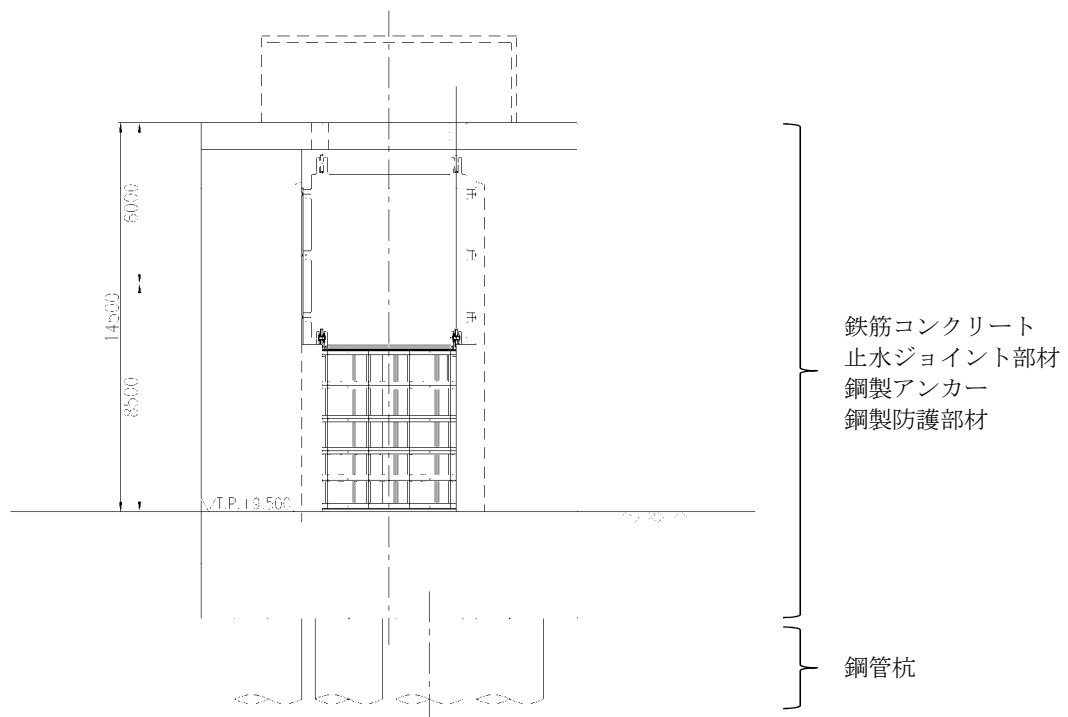


図 5-1 鉄筋コンクリート防潮壁正面図（防潮扉 2）

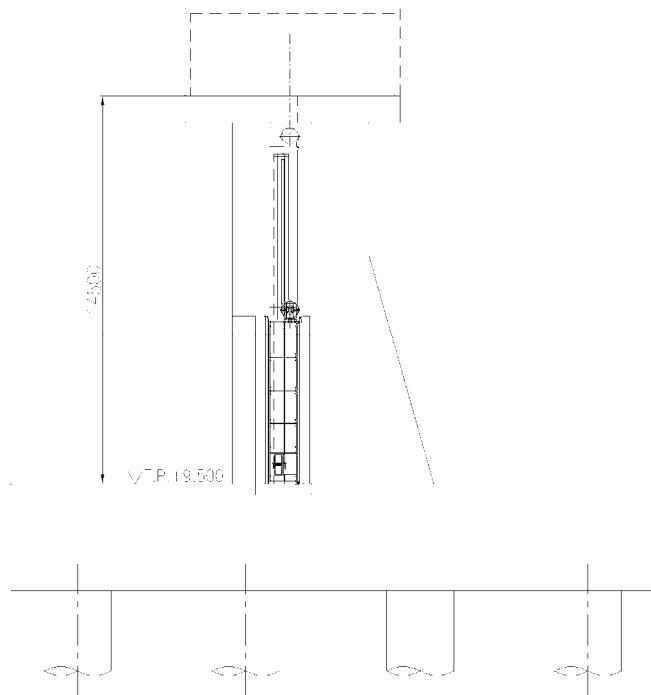


図 5-2 鉄筋コンクリート防潮壁断面図（防潮扉 2）

5.2 解析方法

(1) 鉄筋コンクリート及び鋼管杭基礎

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる２次元地震応答解析を行い、地震時の鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、２次元地震応答解析を実施する。

5.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表5-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の長期許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表5-1 鋼管杭の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 σ_{sa1}	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会、2002年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成14年3月）」に基づき、表5-2に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

また、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表5-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表5-2 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート*1	$f'_{ck}=40$ N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
		許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	1.65
		許容支圧応力度 σ_{ca}'	18
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300

注記 *1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会、2002年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成14年3月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会 2002年制定）」に準拠し、次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで,

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤に作用する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき設定する。

道路橋示方書による杭基礎における中掘り工法の支持力算定式を以下に示す。豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i \quad (\text{kN})$$

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

(4) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 5-3 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。止水ジョイント部材の変形量の算定方法については、「6.11 止水

ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

表 5-3 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 mm

(5) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は，表 5-2 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

(a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界 P_a については，アンカーボルトの降伏により決まる P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca} a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

P_a ：引張力に対する許容限界（N）

P_{a1} ：アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力（N）

P_{a2} ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力（N）

ϕ_1, ϕ_2 ：低減係数

$s \sigma_{pa}$ ：アンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。

s_{ca} ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度（ $c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$ ）（N/mm²）

F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D)$ とする。

l_{ce} ：アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce} = l_e$ とする。

l_e ：アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d ：アンカーボルト軸部の直径

D ：アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度は，コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$p_a/A_o \leq f_n$$

p_a : アンカーボルト頭部の支圧力

A_o : アンカーボルト頭部の支圧面積で、 $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする

f_n : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c} \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする。

ただし、 $\sqrt{(A_c/A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

(b) セン断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度によりきまる q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a2} 、及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

q_a : セン断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1 = 1.0$, $\phi_2 = 2/3$)

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

$s_c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : セン断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc} = 0.5 \pi c^2$)

c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s \sigma_{qa} \cdot s_c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

(6) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社)日本道路協会, 平成 14 年 3 月)及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン」((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 2014 年 3 月)」に基づき設定する。

(a) 鋼材

鋼材の許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社)日本道路協会, 平成 14 年 3 月)に基づき, 表 5-4 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 5-4 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)	
		圧縮, 引張, 曲げ	せん断
SS400	$t \leq 40^*$	210	120
SM570	$t \leq 40^*$	382.5	217.5

*t: 鋼材の板厚

(b) 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社)日本道路協会, 平成 14 年 3 月)に基づき, 表 5-5 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 5-5 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	強度区分	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	830	479

(c) ワイヤーロープ

ワイヤーロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)」に基づき, 「日本工業規格(JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 とする。表 5-6 に許容限界を示す。

表 5-6 ワイヤーロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN)
		引張
構造用ストランドロープ ST1670, 構成 7×7, ϕ 28mm	567	425

5.4 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭の評価手法

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する発生応力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(4) 止水ジョイント部材

地震応答解析で求められる変形量が許容限界以下であることを確認する。

(5) 鋼製アンカー

アンカーの引張力、せん断力及びコンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(6) 鋼製防護部材

鋼製防護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

5.5 評価結果

5.5.1 地震応答解析結果

鉄筋コンクリート防潮堤（防潮扉 2）の A－A 断面および B－B 断面における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-1～図 5-2 に示す。本図は鋼管杭の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる評価時刻における断面力を示したものである。

また，鉄筋コンクリート防潮堤（防潮扉 2）の A－A 断面および B－B 断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 5-3 及び図 5-4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5-5 及び図 5-6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

図 5-1 (1) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (2) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (3) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (4) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (5) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (6) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (7) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (8) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (9) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (10) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (11) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-1 (12) A-A断面の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇. 〇〇s$)

図 5-2 (1) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (2) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (3) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (4) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (5) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 11$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (6) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (7) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (8) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (9) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 21$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (10) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 22$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (11) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 31 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-2 (12) B-B断面の地震時断面力 ($S_s - 31 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5-3 (1) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5-3 (2) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5-3 (3) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5-3 (4) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5-3 (5) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5-3 (6) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5-3 (7) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5-3 (8) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5-3 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5-3 (10) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5-3 (11) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5-3 (12) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5-4 (1) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5-4 (2) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5-4 (3) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5-4 (4) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5-4 (5) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5-4 (6) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5-4 (7) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5-4 (8) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5-4 (9) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5-4 (10) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5-4 (11) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5-4 (12) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5-5 (1) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (2) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-5 (3) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-5 (4) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-5 (5) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5-5 (6) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5-5 (7) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5-5 (8) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5-5 (9) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5-5 (10) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5-5 (11) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (12) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (1) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (2) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-6 (3) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (4) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-6 (5) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5-6 (6) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5-6 (7) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5-6 (8) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5-6 (9) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5-6 (10) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5-6 (11) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (12) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.5.2 耐震評価結果

(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-7 に、曲げに対する照査結果を表 5-8～表 5-9 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5-7 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
A-A			
B-B			

表 5-8 曲げに対する安全率 (A-A断面)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1++$					
	$S_s-D 1+-$					
	$S_s-D 1-+$					
	$S_s-D 1--$					
	$S_s-1 1$					
	$S_s-1 2$					
	$S_s-1 3$					
	$S_s-1 4$					
	$S_s-2 1$					
	$S_s-2 2$					
	$S_s-3 1++$					
	$S_s-3 1-+$					
$V_s+1\sigma$ 剛性						
$V_s-1\sigma$ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)						

表 5-9 曲げに対する安全率 (B-B断面)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

b. セン断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-7 に、セン断に対する照査結果を表 5-10～表 5-11 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、セン断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5-10 セン断に対する安全率（A-A断面）

地盤	地震動	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

表 5-11 セン断に対する安全率（B-B断面）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1++$				
	$S_s-D 1+-$				
	$S_s-D 1-+$				
	$S_s-D 1--$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1++$				
	$S_s-3 1-+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-12 に、曲げに対する照査結果を表 5-13 及び表 5-14 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5-12 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
A-A				
B-B				

表 5-13 曲げに対する安全率 (A-A断面)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

表 5-14 曲げに対する安全率（B-B断面）

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

(2) セン断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-12 及び表 5-15 に、セン断に対する照査結果を表 5-16 及び表 5-17 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、セン断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5-15 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
A-A			
B-B			

表 5-16 セン断に対する安全率 (A-A断面)

地盤	地震動	セン断力 (kN)	発生セン断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

表 5-17 セン断に対する安全率 (B-B断面)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1++$				
	$S_s-D 1+-$				
	$S_s-D 1-+$				
	$S_s-D 1--$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1++$				
	$S_s-3 1-+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)					

(3) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5-18～表 5-19 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、発生応力が極限支持力以下であることを確認した。なお、発生応力は、有効応力解析により求められた応答を次式のように評価し、各地震動において最大となる値を示している。

$$\text{発生応力 (} \sigma' \text{)} = (\text{地盤鉛直有効応力 } \sigma'_{y(t)} + \text{間隙水圧 } u_{(t)})_{\max(t)}$$

ここで、地盤鉛直有効応力は、杭先端を支持する地盤要素が 2 つあるため、平均化した応答値とする。

表 5-18 極限支持力に対する安全率（A-A断面）

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

表 5-19 極限支持力に対する安全率（B-B断面）

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	$S_s-D 1++$				
	$S_s-D 1+-$				
	$S_s-D 1-+$				
	$S_s-D 1--$				
	$S_s-1 1$				
	$S_s-1 2$				
	$S_s-1 3$				
	$S_s-1 4$				
	$S_s-2 1$				
	$S_s-2 2$				
	$S_s-3 1++$				
	$S_s-3 1-+$				
$V_s+1\sigma$ 剛性					
$V_s-1\sigma$ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液化化)					
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液化化)					

追而

(4) 止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する評価結果

止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.11 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

(5) 鋼製防護部材に対する評価結果

鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

5.5.3 まとめ

加振試験の記載は、基準地震動 S_s の暫定波であるため、詳細設計段階において放水路ゲートの開閉装置設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認を確認する。

6.6 放水路ゲートに関する補足説明

6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明

1. 目的

放水路ゲートは津波防護施設として設置し、入力津波による放水路からの逆流防止を目的のため設置する。設置箇所は防潮堤と放水路の横断部近傍に設置し3水路に分かれている放水路に各1台ずつ合計3台のゲートを設置する。放水路ゲートの運用は、発電所の運転中には開状態で設置し、原則閉操作は実施しない。

但し、大津波警報が発表になった場合に、発電長の判断により中央制御室から閉操作を実施する運用とする。閉操作するためには、常用海水ポンプのうち循環水ポンプを停止させてから操作を行うことで敷地内への溢水を防止する。ここでは、放水路ゲートの設計と運用に関する運用について説明する。

また、放水路ゲート開閉装置の動的維持確認のため、基準地震動 S_s の模擬地震波（包絡波）にて加振試験を行い地震後の動的機能維持を確認した。

2. 構造概要

放水路ゲートは躯体、ゲート本体（扉体）、開閉装置からなるスライドゲートである。ゲート本体（扉体）については浸水防護施設としての耐震 S クラス要求から基準地震動 S_s による地震力に耐える構造にする。

各部材については、構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行ない、各部材が弾性範囲内に留まる構造にする。

また、開閉装置については、動的機能維持を確保するため、放水路ゲートの設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、加振試験に包絡していることを確認する。

図1に放水路ゲートの概要、図2に鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）構造図、図3に放水路ゲート正面図及び平面図、図4に放水路ゲート側面図を示す。表1に構成部位と役割を示す。



図 1 放水路ゲートの位置図

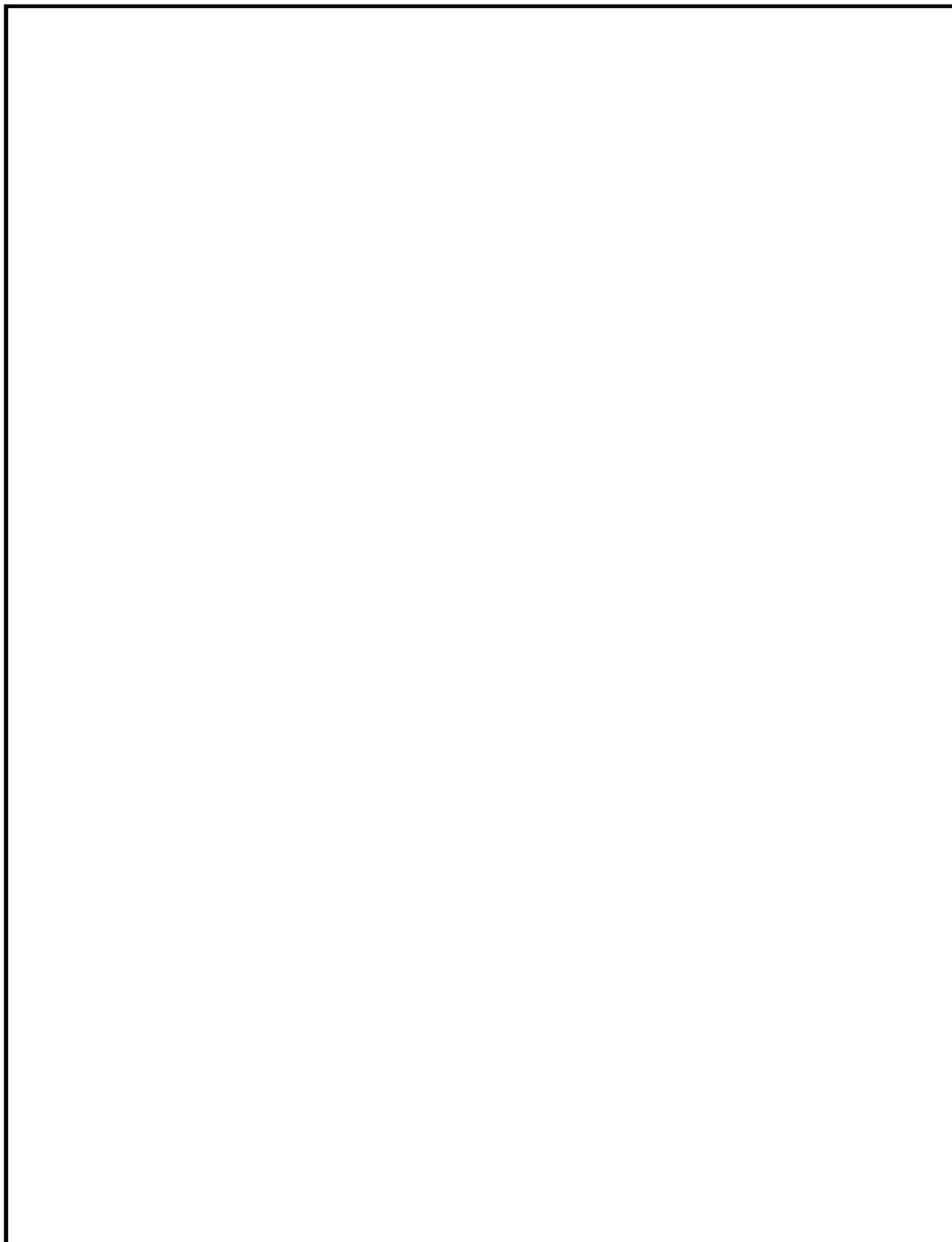
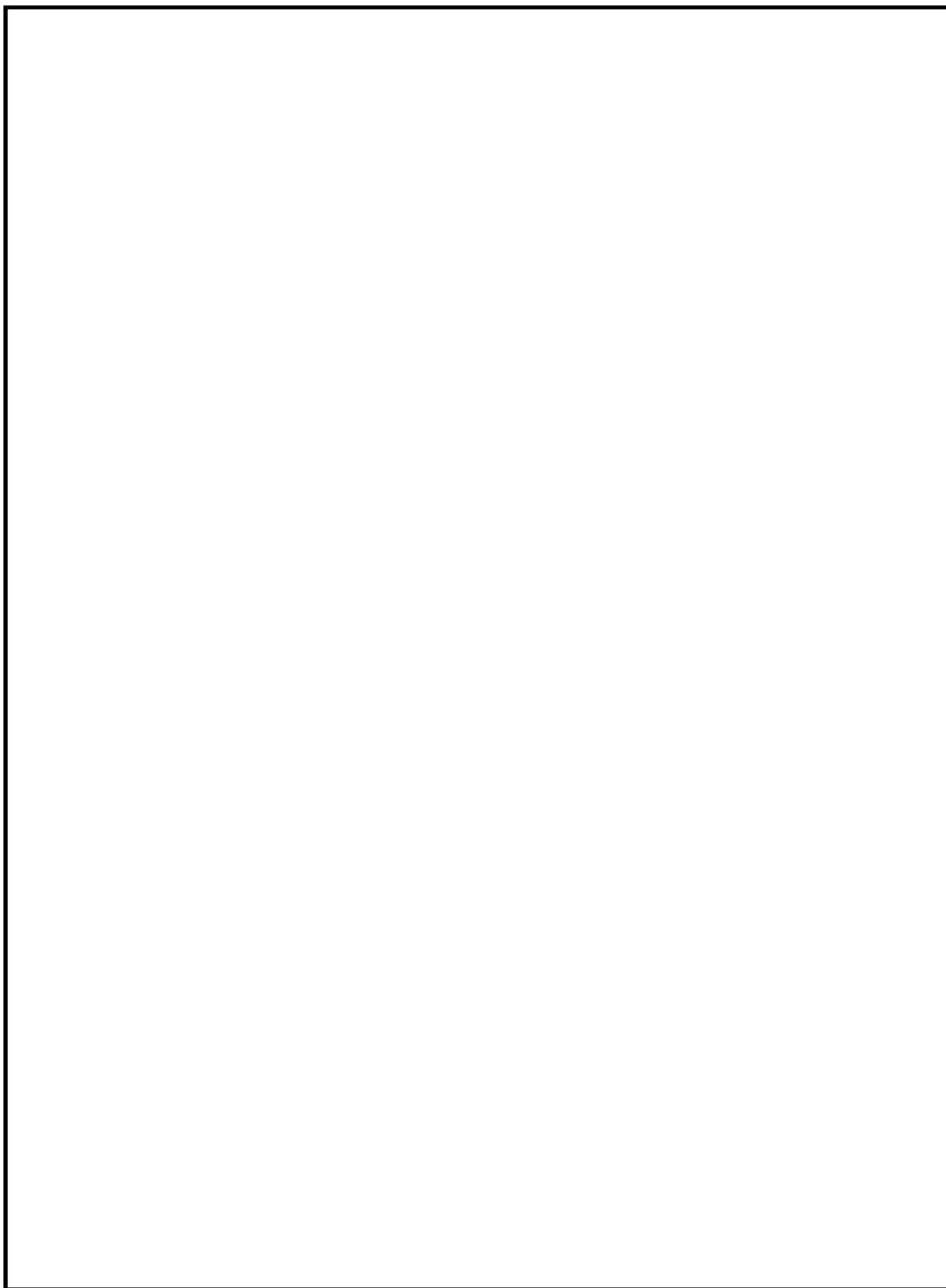
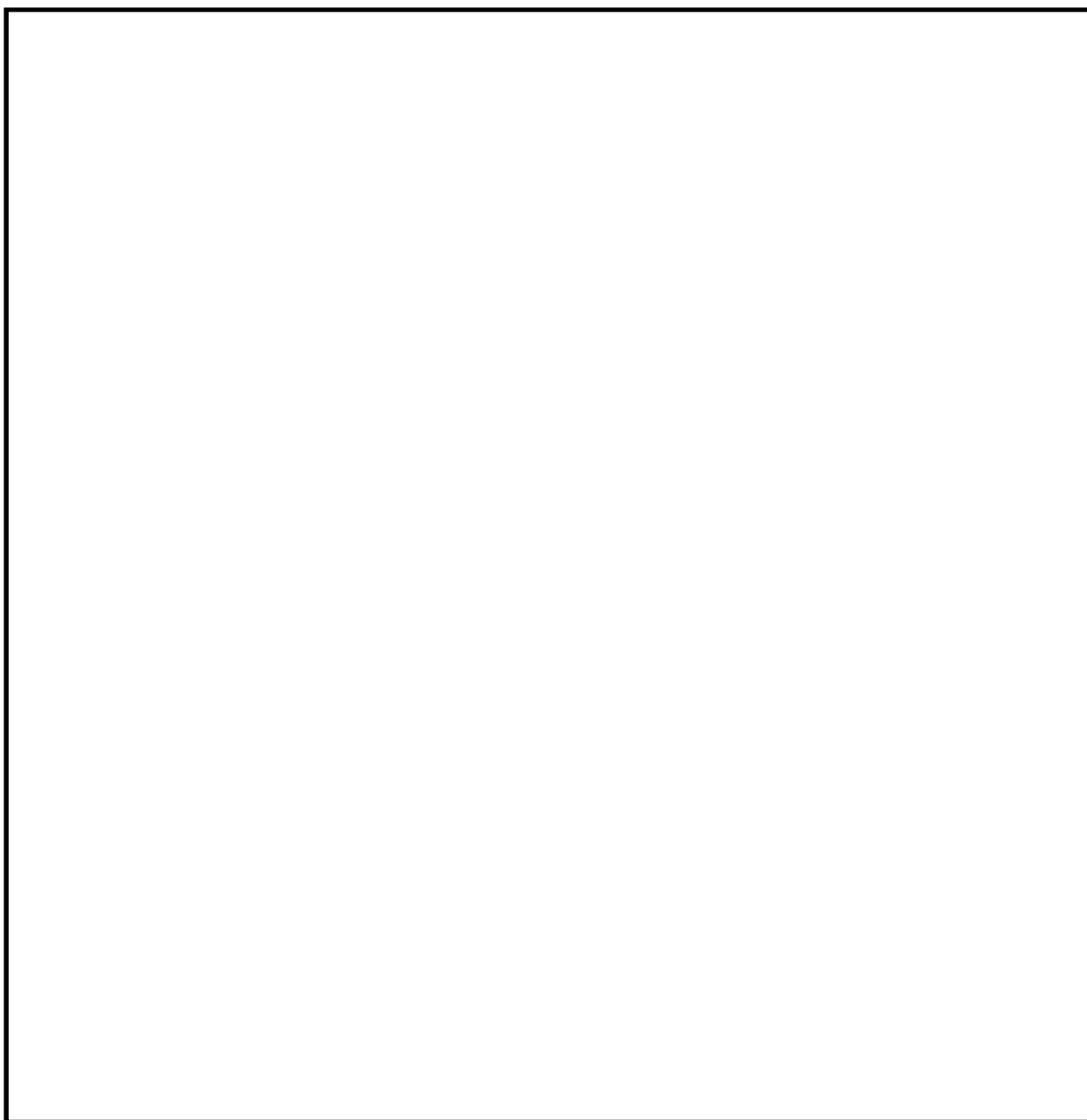


図 2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）構造図



注：寸法は mm を示す。

図 3 放水路ゲート正面図及び平面図



注：寸法は mm を示す。

図 4 放水路ゲート側面図

表 1 構成部位と役割

構造部位	構成部位と役割
扉体	外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を地中連続壁基礎に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，放水路ゲートとしての機能を保持する。
水密ゴム	扉体の 4 辺に設置され，水密ゴムによる津波からの，浸水を防止することにより止水性を確保し，放水路ゲートとしての機能を保持する。水密ゴムの使用前検査時の漏水試験について【補足説明 1】にて説明する。
地中連続壁基礎 (間接支持構造物)	扉体から伝達される基準地震動 S_s による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地中連続壁基礎により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する放水路ゲートとしての止水機能を保持する。
開閉装置	扉体の開閉を実施する。駆動方式は電動機による「電動駆動式」，ファンブレーキによる「自重降下式」の多重性を持たせている。電動駆動式に用いる電源は非常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には自重降下式にて閉操作できる構造にする。図5に放水路ゲートの開閉装置概念図を示す。

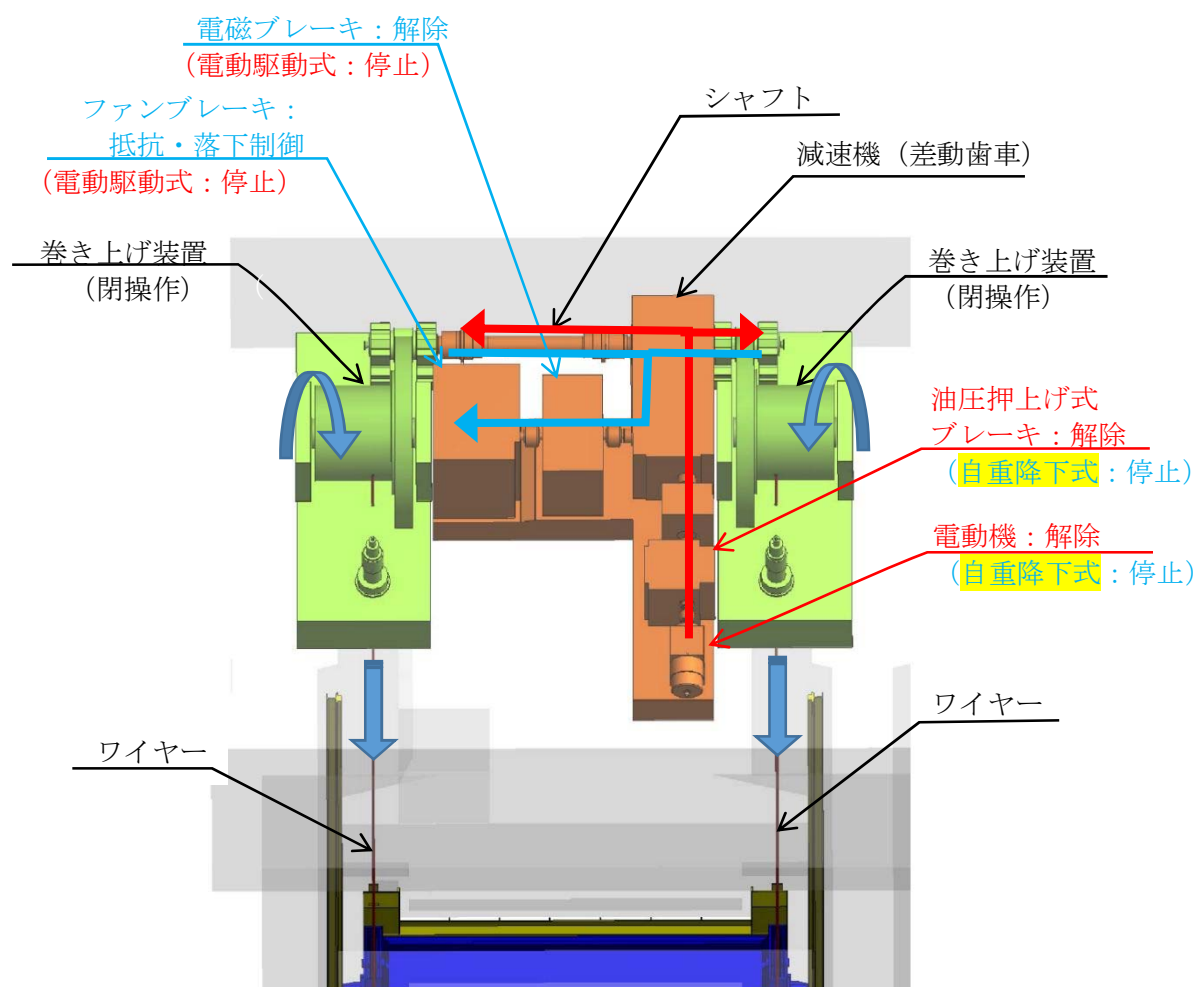
3. 安全機能（MS－1）要求に伴う設計について

放水路ゲートは技術基準の要求に基づき以下の安全機能について設計を行う。

- a. 外部電源喪失時にも閉止できるように放水路ゲートの閉止装置に必要な電源は「独立性」「多重性」を確保し非常用ディーゼル発電機 2 C，2 D 母線から供給する。
- b. 駆動方式は，多重性を確保し「電動駆動式」及び「自重降下式」で設計する。「自重降下式」はファンブレーキ方式を採用する。また，外部からの動力の供給をがない場合においても操作が可能なよう無停電電源装置（UPS）を設置する。
- c. 運転員による誤操作及び誤信号による誤動作を防止するため，循環水ポンプ運転中は閉止しないインターロックを設ける。
- d. 放水路ゲートが閉止している状態においても，安全系ポンプが運転中のため，完全に閉止してしまうと敷地内へ浸水することから，閉止ゲートの扉体に小扉を設け安全系ポンプの排水は放水口より排水できる設計にする。
- e. 放水路ゲートの状態を監視し，異常の発生を検知できるようにする。

4. 開閉装置の構造及び動作原理について

放水路ゲートは、中央制御室からの遠隔閉止信号により、電動駆動式又は自重降下式の駆動機構によって、確実に閉止できるようにする。具体的には、動的機器である駆動機構は、電動駆動式と自重降下式の異なる仕組みの機構とすることにより多重性又は多様性及び独立性を有する構造にする。電動駆動式の駆動用電源は多重性及び独立性が確保されている非常用母線からの給電とし、自重降下式は駆動用電源を必要とせず扉体を自重降下させる機構とすることで、外部電源喪失にも閉止できる構造にする。また、制御系は多重化して、誤信号による誤動作を防止し、単一故障に対して機能喪失しない構造にする。さらに、循環水ポンプ運転中は閉止しないインターロックを設け、運転員の誤操作による誤動作を防止する。図5に放水路ゲートの開閉装置概念図を示す。



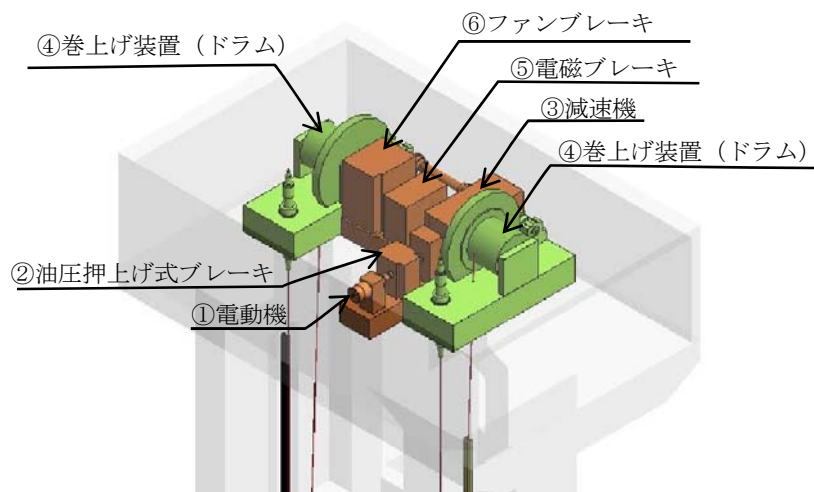
<記載凡例>

- ・赤字：電動駆動時のみ使用
- ・青字：自重降下式時のみ使用
- ・黒字：電動駆動式＋自重降下式 共通

- ← 赤字：電動駆動時（電動機駆動）の駆動が伝達する流れ
- ← 青字：自重降下式時（自重降下）の駆動が伝達する流れ

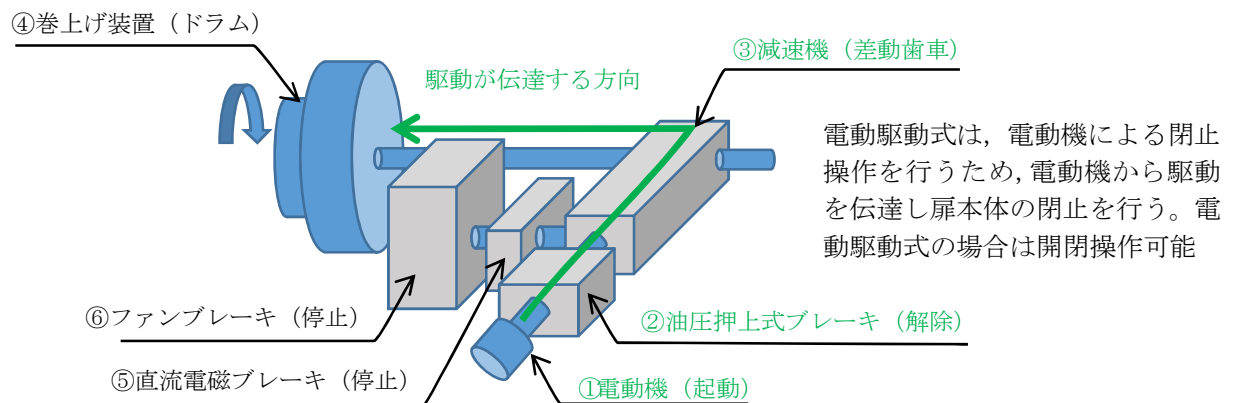
図5 放水路ゲートの開閉装置概念図

図6の a ～ b に開閉装置の構造及び動作原理について示す。図 a に開閉装置の構成を示す。



【図 a 開閉装置 鳥瞰図】

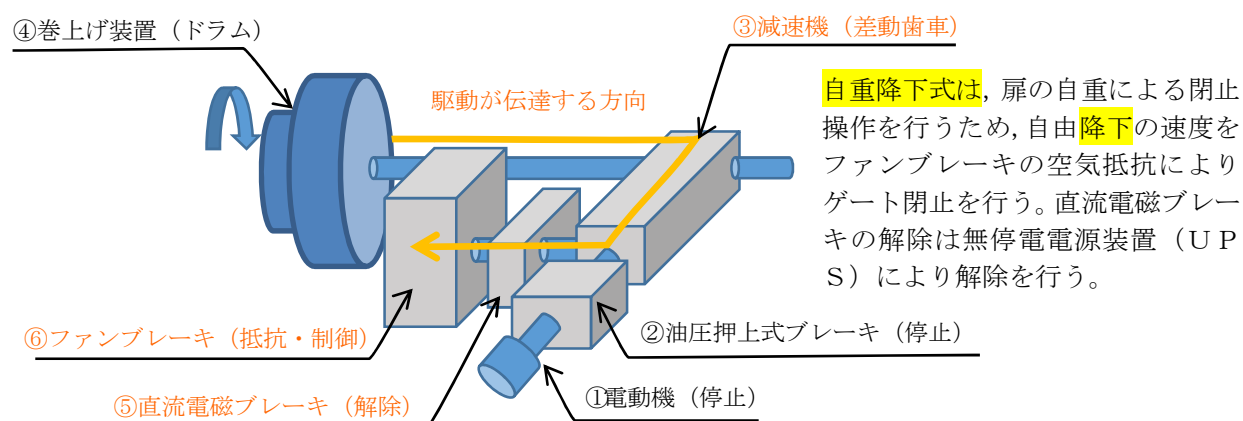
電動駆動式は①電動機を駆動，②油圧押し上げ式ブレーキを解除，③減速機，④巻き上げ装置を経由し放水路ゲートを閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図 b 参照）



【図 b 電動駆動式（開閉操作可能）】

図6 開閉装置の構造及び動作原理（図 a , 図 b ）（1/2）

自重降下式は、⑤直流電磁ブレーキを解除、④巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下、⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により放水路ゲートを閉止させる機械的な構造である。自重降下式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置する。自重降下式は閉操作のみ可能である。



【図 c 自重降下式（閉操作のみ）】

図6 開閉装置の構造及び動作原理（図 c）（2/2）

5. 放水路ゲート操作用電源系等について

津波の襲来に対して確実な緊急閉止操作を達成するため、基本設計方針に基づき、放水路ゲートの閉止機能は重要安全施設（MS－1）設計とする。動的機器である閉止機構及び閉止機構に関する電源系、制御系は多重化し、ゲート自体は静的機器であることから多重性の必要はなく、シングルであっても確実に閉止する構造とする。

- ・ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式、電気系等）は、多重性又は多様性、及び独立性を確保し、遠隔操作が可能な系統とする。
- ・想定される全ての環境条件において、その機能を発揮できるよう、耐震性を含めた耐環境性を確保する。
- ・放水路ゲートの状態を監視し、異常等の発生を検知できるようにする。

この基本設計方針の概念図を第7図に放水路ゲート電源概念図を示す。

開閉機構には、「電動駆動式」「自重降下式」を多重に設けており、通常時は電動駆動式により閉止を行い、緊急を要す場合に「自重降下式」を選択する。なお、「自重降下式」は外部からの電源がない場合においても操作が可能なよう無停電電源装置（UPS）を設置する。無停電電源装置（UPS）は30分以上保持できる設計とする。

放水路ゲートの操作は中央制御室から遠隔操作を可能とし、開閉状態についても監視できる設計にする。また、それぞれの制御系、電源系は多重化し、かつ独立性を確保し、耐震性はSクラスとする。

図7に放水路ゲート電源概念図を示す。

<放水路ゲートA系>

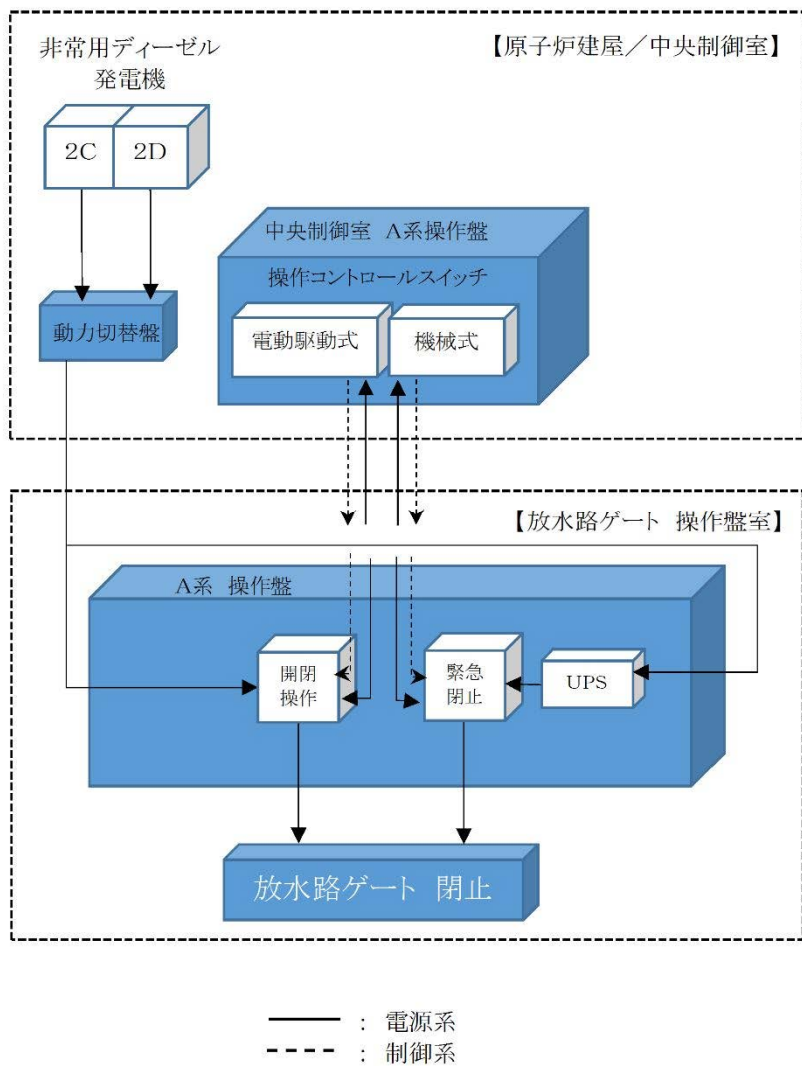


図7 放水路ゲート電源概念図（A系の例）

6. 放水路ゲート閉止方法について

発電所への影響を及ぼすような津波が襲来する恐れがある場合の放水路ゲート閉止操作に関する手順並びに操作系設備の設計の考え方を以下に示す。

(1) 電動駆動式による閉止操作の手順

津波情報については、気象庁からの大津波警報や構内設置の潮位計及び津波・構内監視カメラにより情報を収集しているが、気象庁から発信される津波情報のうち、太平洋側沿岸部に到達する津波（遠方沖含む）の予報区で大津波警報が発表された場合に、放水路ゲートの閉止判断を行い、閉止操作に移行する。放水路ゲートの閉止判断を行った場合の対応手順及び対応時間については以下のとおり。

放水路ゲートを閉止するためには、循環水ポンプを先に停止させる必要がある。誤操作・誤動作による閉止した場合に敷地内へ循環水が溢水することを防止するため、循環水ポンプの停止信号を放水路ゲートの閉操作のインターロックに設定している。

循環水ポンプ停止後、電動駆動式による放水路ゲートの閉止操作を中央制御室から遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約22分である。図8に放水路ゲート操作フローを示す。

(2) 自重降下式による閉止操作の手順

放水路ゲートの閉止操作は、中央制御室からの遠隔操作により実施する。原則として通常は「電動駆動式」の操作としているが、「自重降下式」による自重降下も採用し多重性を確保している。

自重降下式は、外部電源喪失時にも直流電磁ブレーキを開放するだけで放水路ゲートを閉止できる。

操作は中央制御室の選択スイッチにより「電動駆動式」か「自重降下式」を選択し遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約14分である。

図8に放水路ゲートの操作フローを示す。

放水路ゲートの閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約22分、自重降下式の場合で約14分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに放水路ゲートを閉止することができる。

<参考>

ここでは海域活断層を波源とした津波時の場合について評価する。

海域活断層F8の到達時間約24分に対し、電動駆動式約22分、自重降下式約14分であることから敷地へ到達する前に閉止することができる。第4表に各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）示す。

仮に閉止できなかったとしても、海域活断層の津波高さは、最大でもF16のT.P. +2.0mであることから、放水路ゲートを閉止しなくても敷地へ遡上することはない。表2に各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）示す。

表2 各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）

海域活断層名	最高水位 (T.P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32
F3～F4	+1.2	43
F8	+1.9	24
F16	+2.0	25

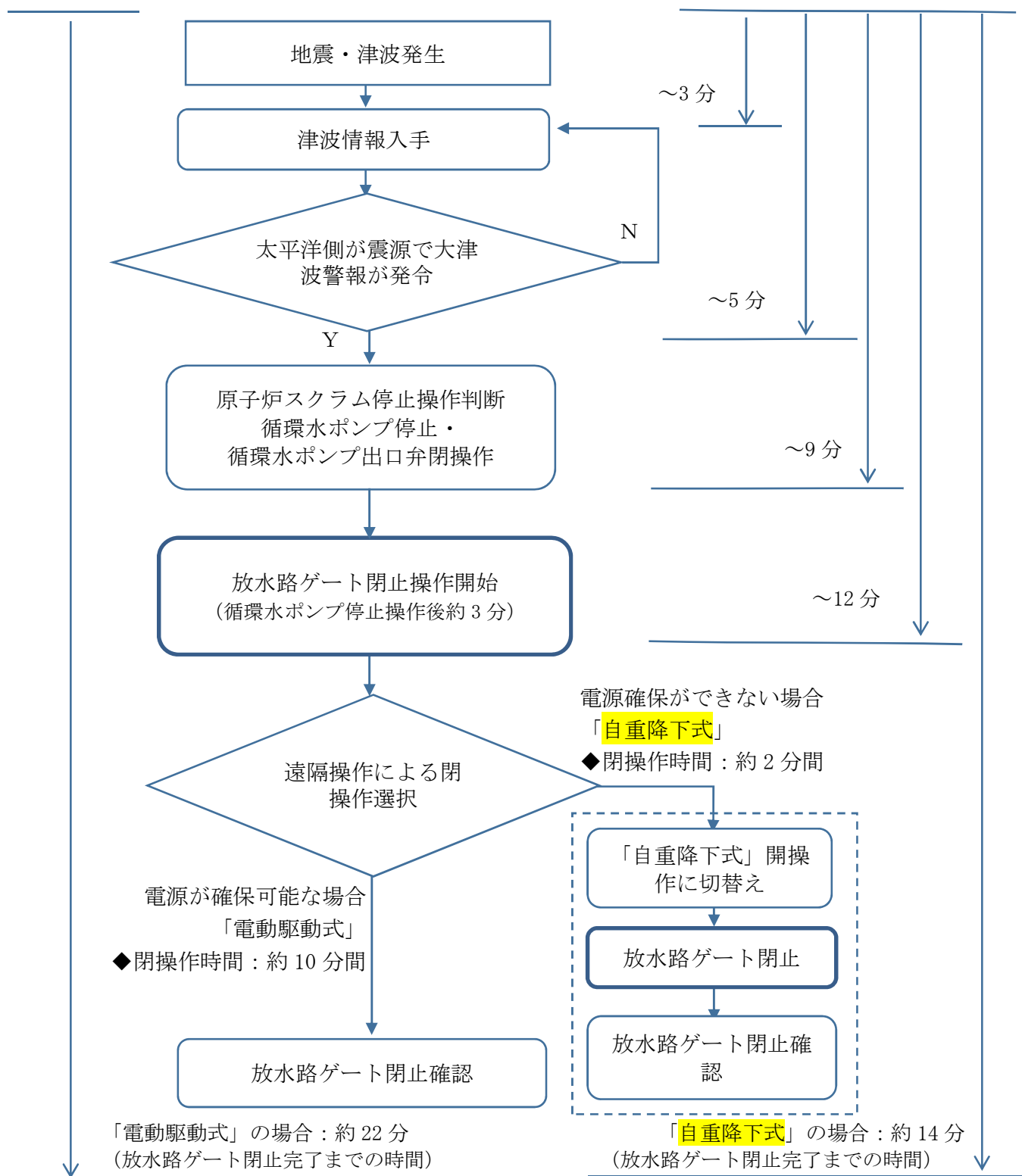


図8 放水路ゲート操作フロー

7. 津波襲来時（放水路ゲート閉止時）の排水について

①排水設計の考え方について

非常用海水ポンプの排水については既設放水路3本のうちいずれか2本より1本を用いて排水をする設計である。

大津波警報が発表された場合には、原子炉スクラム停止操作、循環水ポンプ停止及び出口弁を閉操作する。循環水ポンプが停止した後、放水路ゲートを閉操作する。

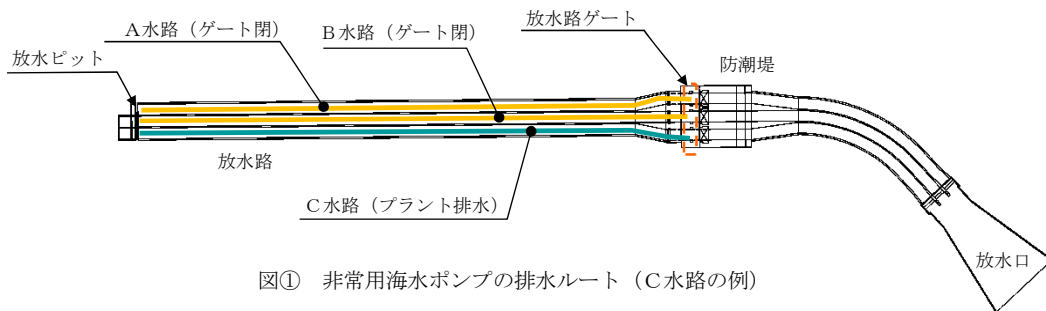
放水路ゲートにて放水口を閉止した場合でも、非常用海水ポンプの排水は継続的に排出する必要があることから、ゲート本体に設置している小扉により排水を可能にしている。

②放水路からの排水について

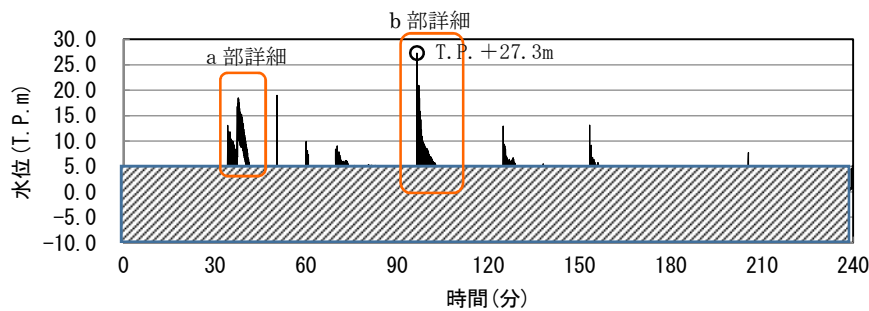
既設放水路からの排水は、朔望平均満潮位の時には排水できる設計とする。放水路ゲートの小扉からの排水条件はプラントの排水による放水ピット水位T.P. +5.5m (①) 以下の場合に排水する設計としている。小扉の設置位置はT.P. +0.35m (②) であることから水位差5.15m以下 (①－②) の条件であれば敷地に浸水させることなく、水位差で小扉が開く設計であることから、朔望平均満潮位T.P. +0.61m以上であっても排水することが十分可能である。図9に放水路ゲートの小扉の排水設計を示す。

③津波襲来時の排水について

通常は小扉から排水する設計であるが、津波の襲来時には、放水路ゲート位置での津波高さが、放水ピット開口部での設計水位差の上限であるT. P. +5.5mを放水路ゲートの下流の津波高さが上回った場合になると排水ができなくなる。排水できない時間は、最大で約4分であり、排水量に換算すると最大約670m³になる。津波襲来時には敷地内に一時的に排水するよう設計する。排水先は構内排水路に接続する。図10に放水路ゲート閉止状態の排水イメージを示す。



図① 非常用海水ポンプの排水ルート（C水路の例）



図② 放水路ゲート閉止した場合の時刻歴波形

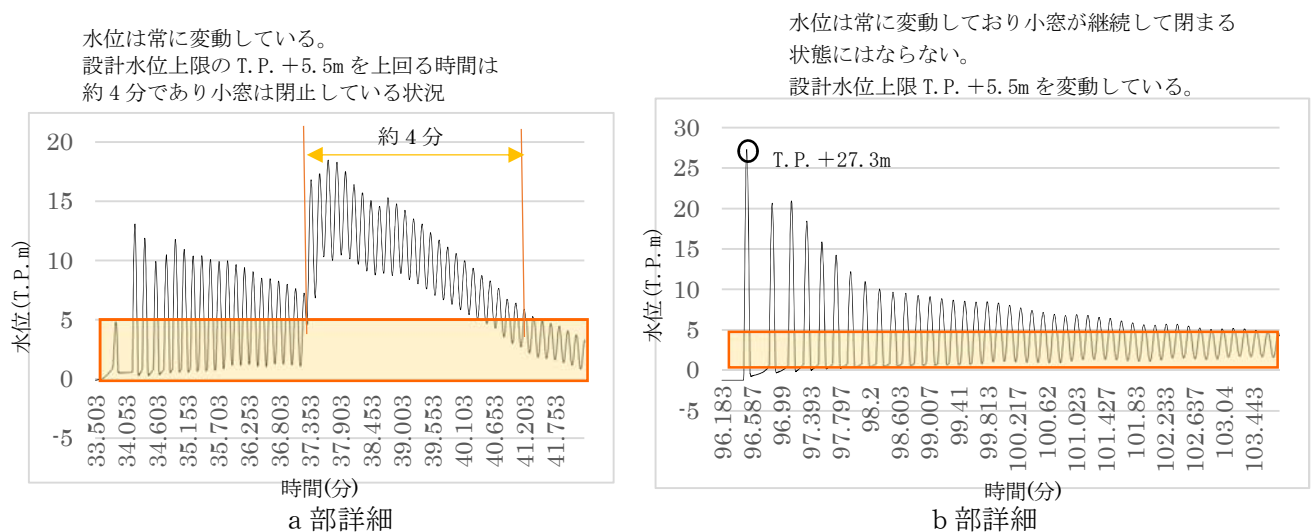


図10 放水路ゲート閉止時の排水イメージ

加振試験の記載は、基準地震動 S_s の暫定波であるため、詳細設計段階において放水路ゲートの開閉装置設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認を確認する。

8. 開閉装置の加振試験について

a. 試験目的

開閉装置の動的維持確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、ここでは、実機大の開閉装置を用いた加振試験を行い地震後の動的機能維持を確認した。

以下に基準地震動 S_s 包絡波にて実施した加振試験結果を示す。

b. 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に放水路ゲートに設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図11に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X 方向	Y 方向	Z 方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

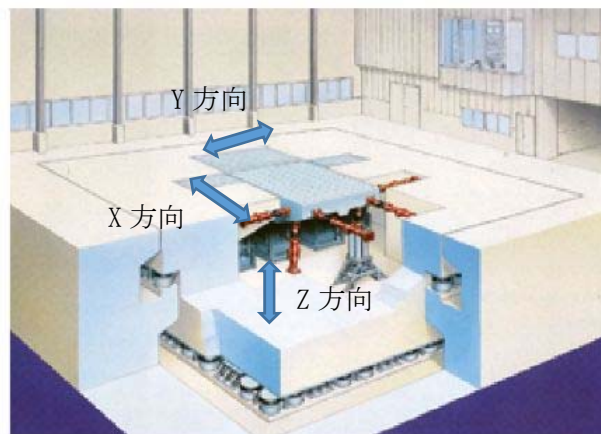


図11 大型3軸振動台の概要

c. 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

＜入力地震動の作成＞

(1) 評価用地震動の選定

①動的機能維持評価に用いる評価用の地震動は、解放基盤表面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトルとして基準地震動 S_s-D1 を選定した。

②基準地震動 S_s-D1 については、放水路ゲートの開閉装置位置 (T.P. +9.5m) における評価が必要になることから、以下の手順にて一次元地盤応答解析

(SHAKE) にて得られた地表面応答加速度の結果を開閉装置位置 (防潮扉開閉装置位置 T.P. +22.5m) での評価用応答スペクトルとして作成した。

a. 一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置での応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対し開閉装置位置での FLIP 応答解析値の倍率 (FLIP/SHAKE の倍率) を 1.73 倍と算出し、応答スペクトルを引き上げた。

b. a 項にて 1.73 倍引き上げた応答スペクトルに対し、評価用に基準地震動 S_s 8 波の全周期帯を包絡させるスペクトルが必要なことから、更に応答スペクトルを 2.59 倍し全周期帯を包絡した応答スペクトルを作成した。

その結果、一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度結果における応答スペクトルに対し 4.49 倍したものを評価用の応答スペクトルとした。

(2) 確認用地震動の選定

- ① 確認用として、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地表面応答加速度の結果から位相特性による設備への影響を確認するため、最大応答加速度が最も大きくなる S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) について選定した。
- ② S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) については、基準地震動 S_s-D1 と同様に放水路ゲートの開閉装置位置 (T.P. +9.5m) における評価を行うため、以下の手順にて一次元地盤応答解析 (SHAKE) にて得られた、地表面加速度の結果を開閉装置位置 (防潮扉開閉装置位置 T.P. +22.5m) での確認用応答スペクトルとして作成した。
 - a. 一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置の応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対し開閉装置位置での FLIP 応答解析値の倍率 (FLIP/SHAKE の倍率) を 0.93 倍 (S_s-22), 1.73 倍 (S_s-31) と算出した。
 - b. 更に、a. 項にて引き上げた応答スペクトルに対し位相特性による影響を確認する必要があることから、地表面応答加速度結果における応答スペクトルに対し 2 倍したものを確認用応答スペクトルとした。なお、 S_s-22 については、加振試験装置の性能上 1.61 倍とした。

地震波における加振条件について、評価用を表3に確認用を表4に示す。図12模擬地震波の加速度応答スペクトル参照。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。

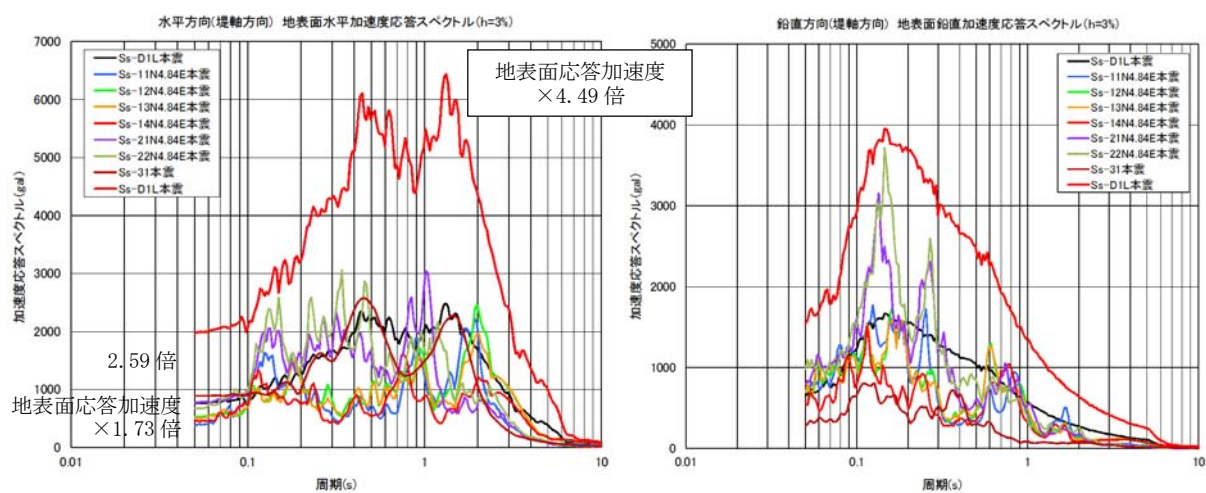
表3 地震波における加振条件（評価用）

地震波	①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②地表面応答加速度 (SHAKE) の全周期帯を 包絡するための倍率	③振動台への 入力地震動の倍率 (①×②)
S _s -D 1	地表面応答加速度 ×1.73	①で作成した応答 スペクトル ×2.59	地表面応答加速度 ×4.49

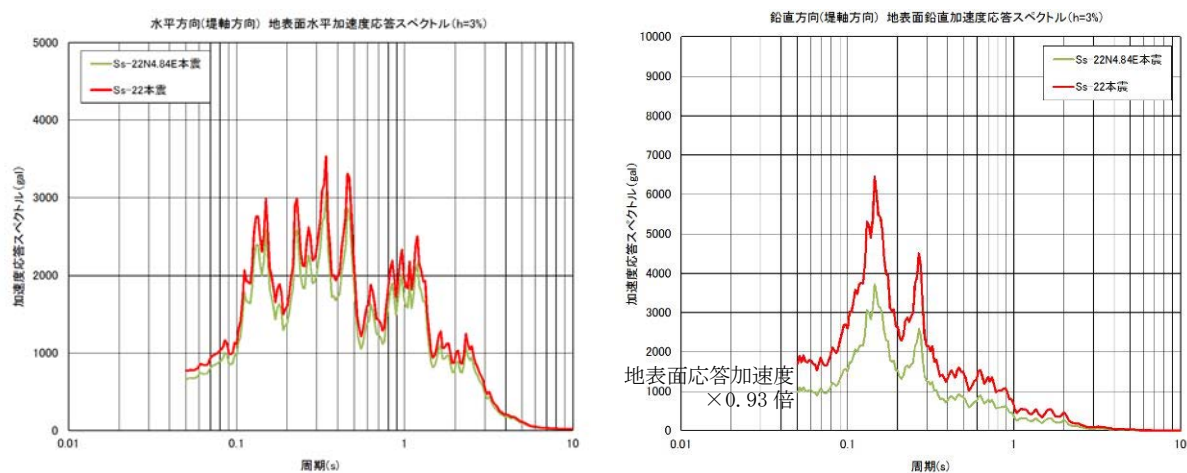
表4 地震波における加振条件（確認用）

地震波	①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②振動台への 入力地震動の倍率 <2倍> (①<②)
S _s -2 2	地表面応答加速度 ×0.93	地表面応答加速度 ×1.61※
S _s -3 1	地表面応答加速度 ×1.73	地表面応答加速度 ×2

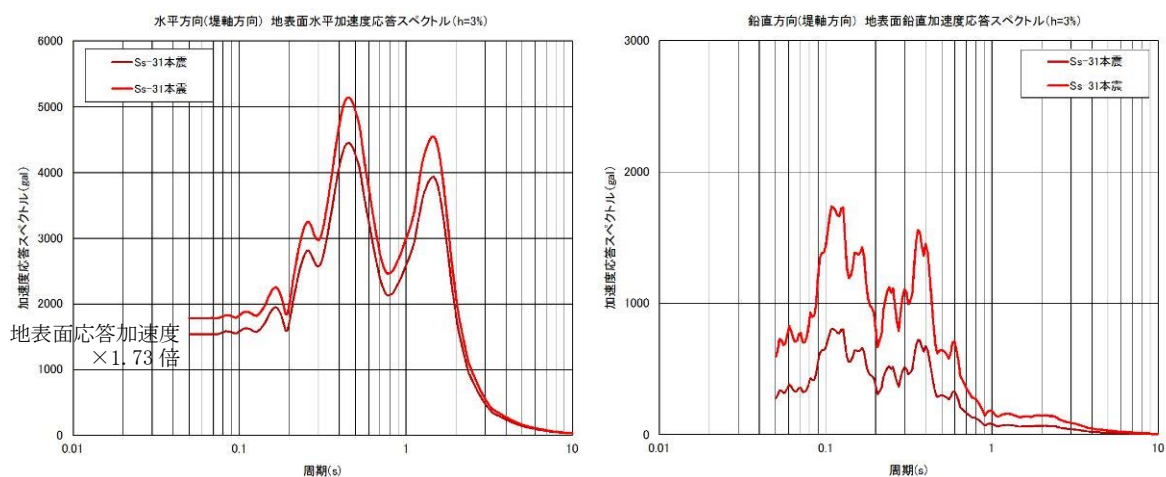
※振動試験装置の性能上 1.61 倍とした。



S s - D 1 (評価用：入力地震動)



S s - 2 2 (確認用：鉛直方向最大)



S s - 3 1 (確認用：水平方向最大)

図12 模擬地震波の加速度応答スペクトル

d. 試験装置

放水路ゲートの開閉装置は防潮扉の開閉装置と同じ構造であるため、放水路ゲートと防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し、開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については、駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また、ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第9図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

＜試験装置の構成＞

- ◆開閉装置（減速機、直流電磁ブレーキ、ファンブレーキ、他） 1 式
- ◆制御盤 1 式



e. 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また、試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

【補足説明 1】 水密ゴムの漏水試験について

1. 許容漏えい量評価

放水路ゲートの水密ゴムの許容漏えい量評価は、ダム堰施設技術基準（案）に準じて使用前検査時に評価を行う。

(1) 漏水量評価の算定式

ダム堰施設技術基準（案）の機能検査項目に「耐圧，漏水検査」に以下の算定式と試験時間の記載がある。

◆角型スライドゲート

$$W = 10.2 L \cdot P$$

W：漏水量（ml/min）

L：長辺の長さ（cm）

P：設計圧力（MPa）

◆試験時間：10 分

(2) 許容漏えい量の算定

許容漏えい量は（1）項の評価式に準じて算出する，

放水路ゲートの許容漏えい量の考え方の例は以下のとおり。表 5 に許容漏えい量（例）を示す。

表 5 許容漏えい量（例）

試験圧力	0.27MPa ^{※2} 以上
許容漏えい量 ^{※1}	10.2 ℓ/10 分以下

※1：許容漏えい量の記載は，放水路ゲートの長辺 3730mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は，漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：防潮ゲートの入力津波高さ（T.P. +27.4m）の試験圧力

漏水試験装置は、止水機構の漏水試験装置を示す。漏水試験装置は同様の装置になるが試験用に設計した段階でお示しする。

2. 漏水試験装置

前項にて評価した放水路ゲートの水密ゴムの許容漏えい量について、使用前検査時に漏水試験を実施する。以下の装置を製作し水密ゴムの漏水試験を実施する。

<漏水試験装置>

水密ゴムの漏水試験装置の一般的な概要は以下のとおり、図 10 に試験装置の概要図（例）を示す。

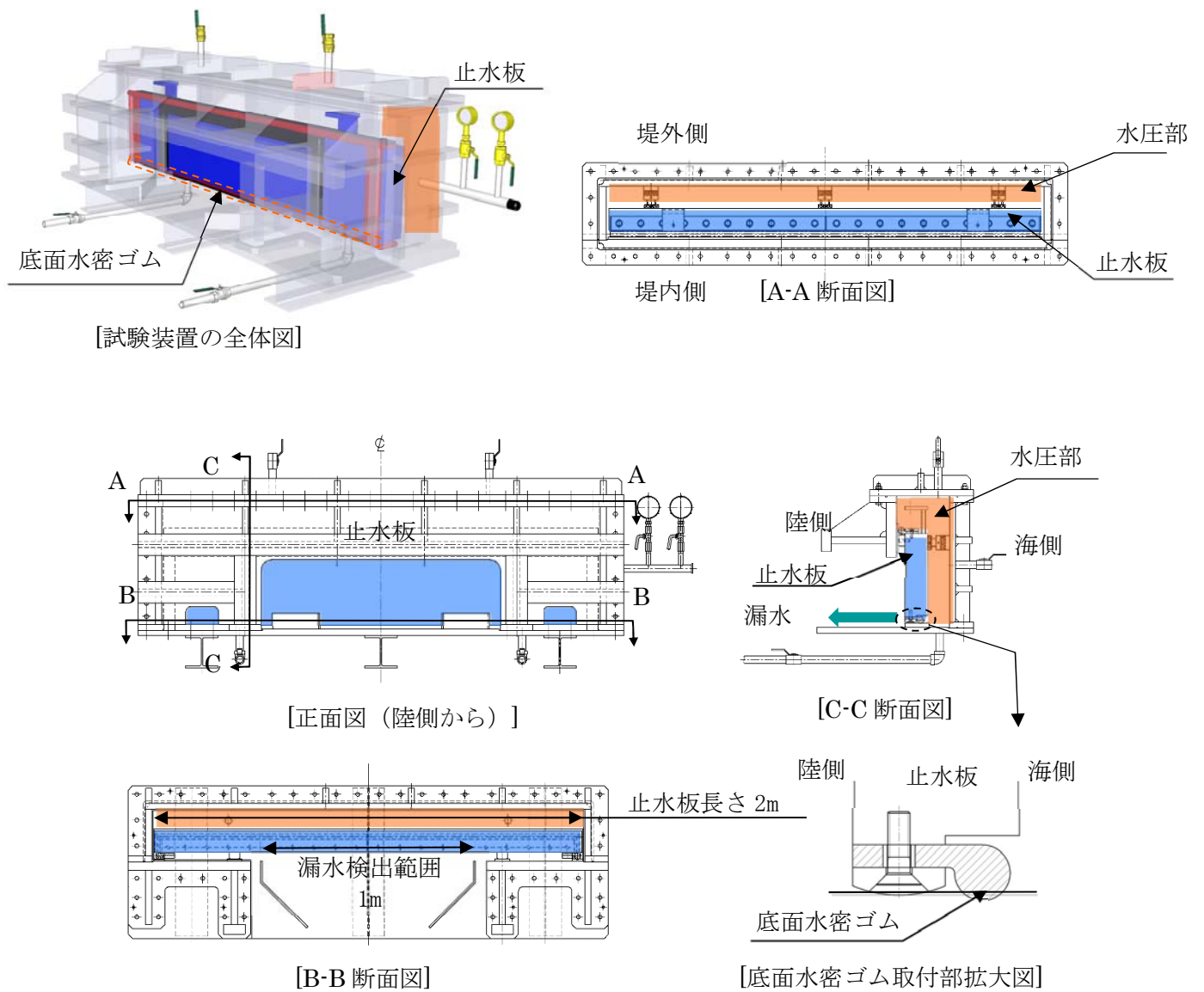


図 10 試験装置の概要図（例）

6.8 貯留堰に関する補足説明

6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明

6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、貯留堰が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

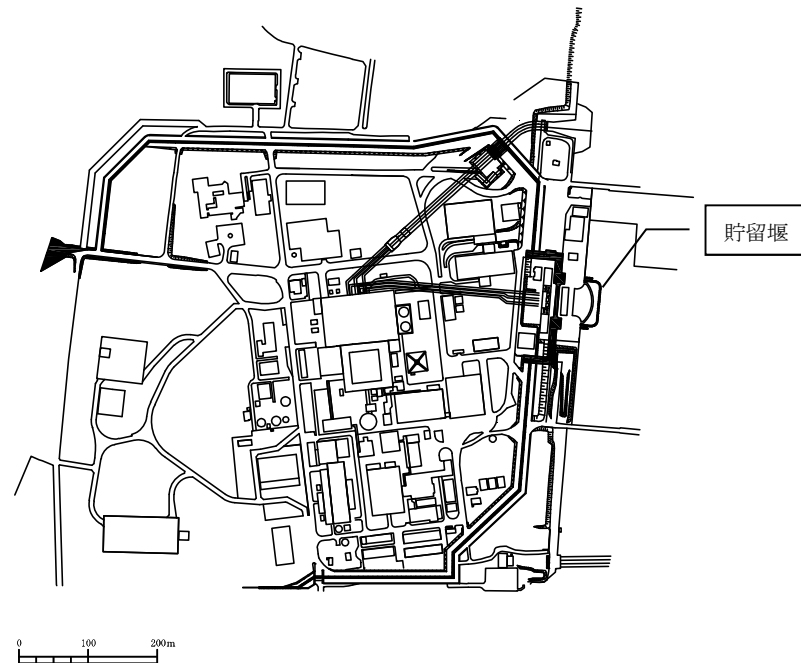


図 2.1-1 (1) 貯留堰 平面配置図 (全体図)



図 2.1-1 (2) 貯留堰 平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。既設構造物である貯留堰取付護岸は、貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ mmの炭素鋼鋼管であり、全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベル約T.P. -6.9 mに対して天端高さをT.P. -4.9 mとしており、約2 mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約65 m \times 約24 mである。

貯留堰の平面図を図2.2-1、断面図を図2.2-2、縦断断面図を2.2-3に示す。

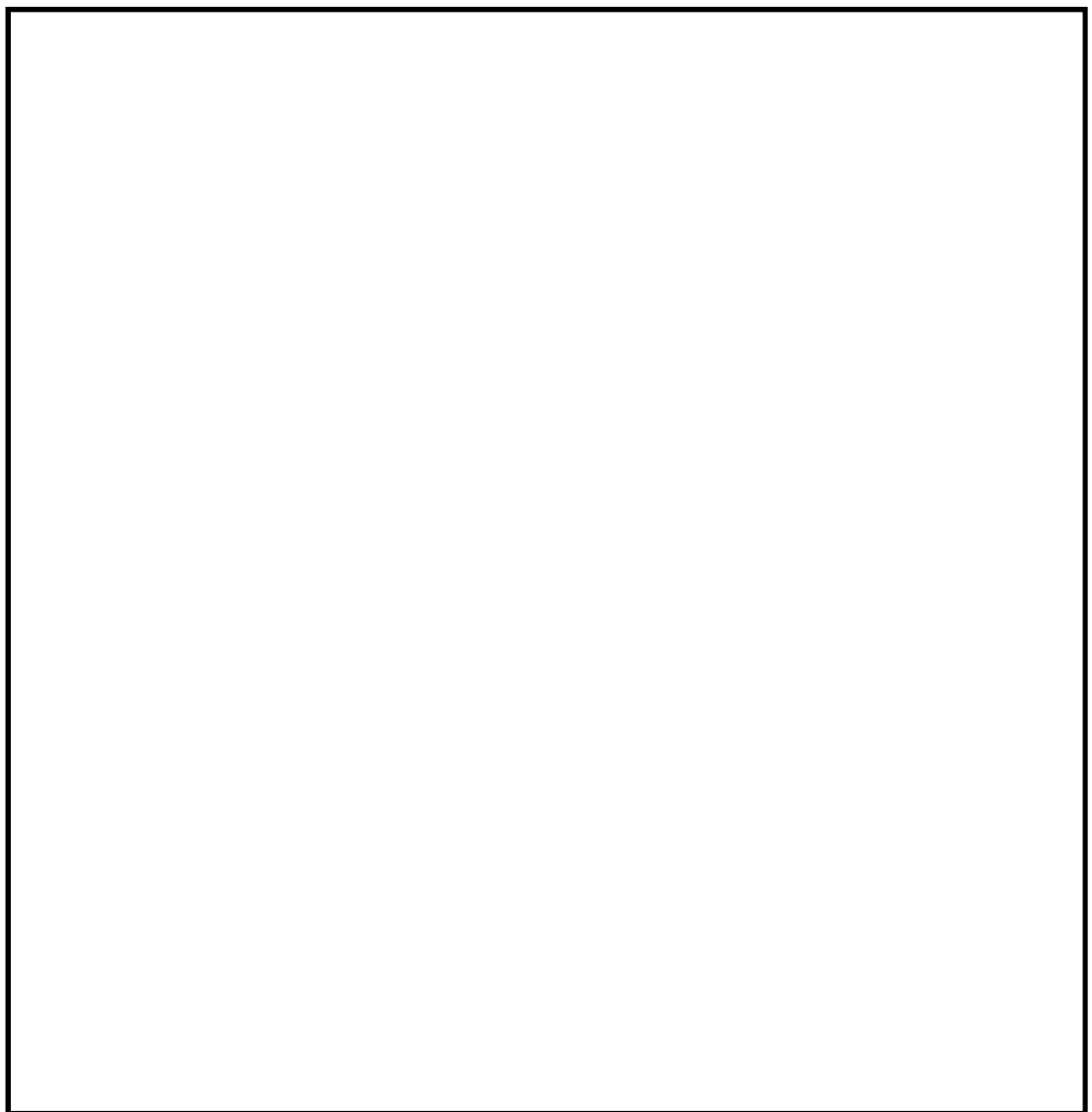


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

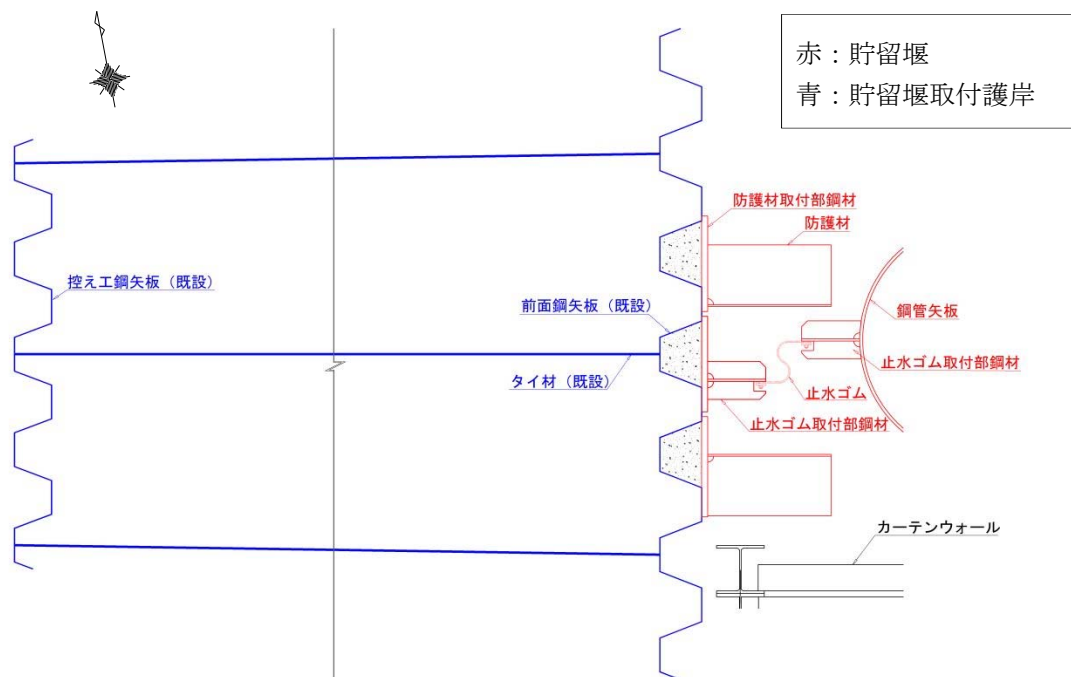
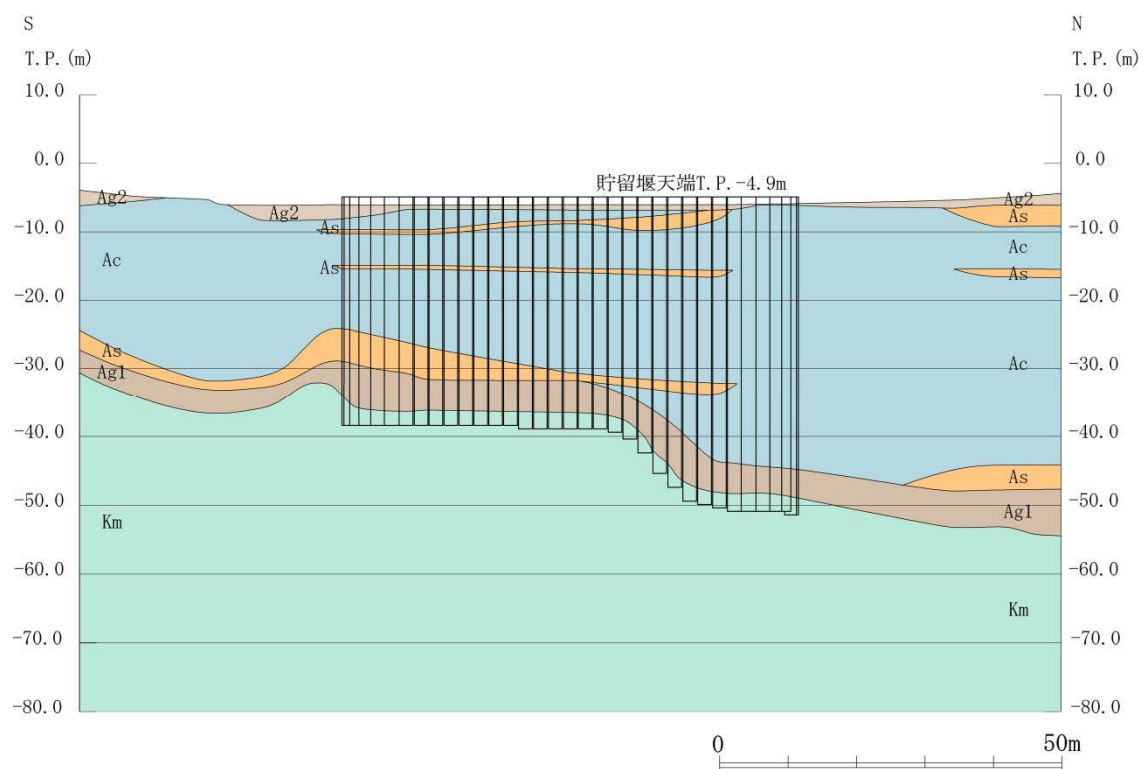


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)



図 2.2-2 貯留堰の断面図



護岸平行方向断面

図 2.2-3 貯留堰の縦断断面図 (A-A 断面)

2.3 評価方針

貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

貯留堰の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、表 2.3-1 の貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

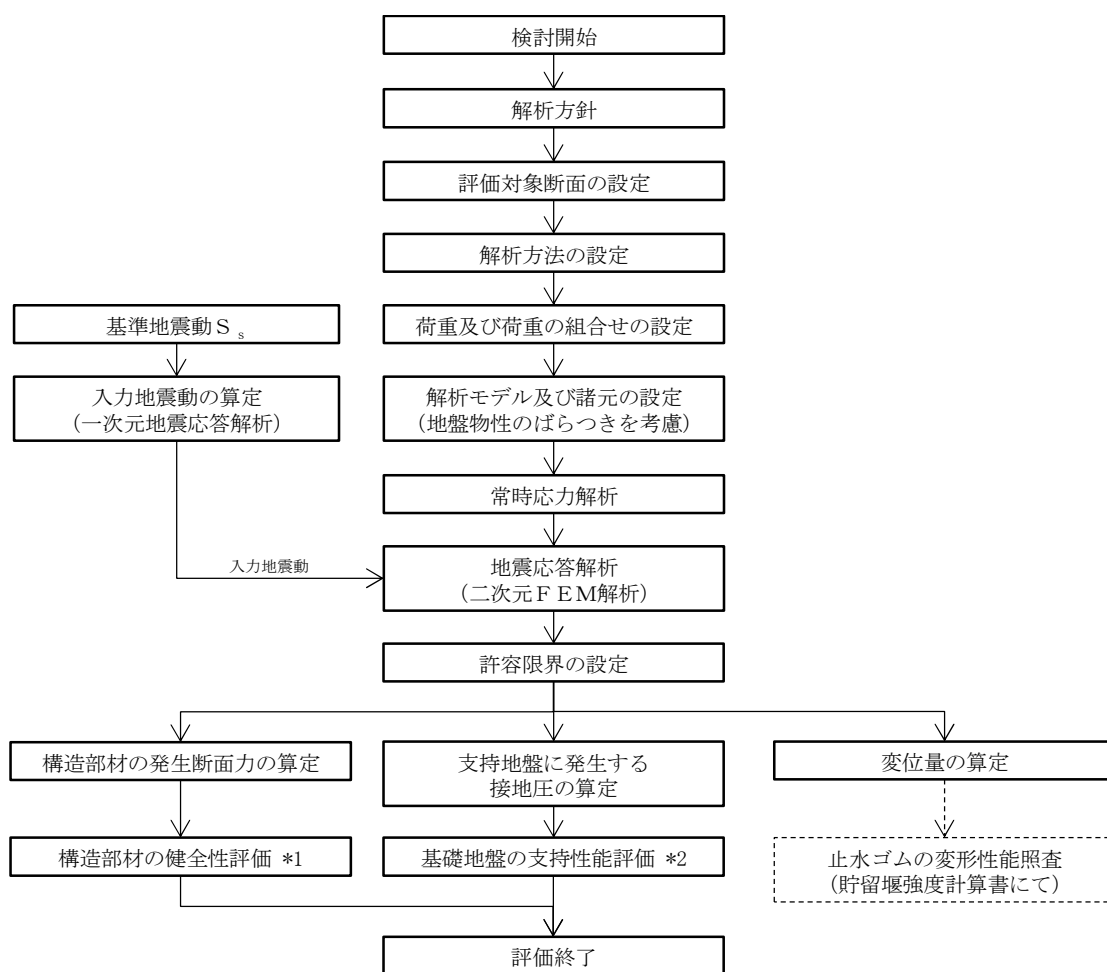
貯留堰の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

ここで、貯留堰は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

表 2.3-1 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 貯留堰の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準等

項目	適用する規格，基準等	備考
使用材料及び材料定数	・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断に対する照査は，発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年度） ・J E A C 4 6 1 6－2009	・港湾は，腐食代の設定 ・J E A C は，支持力照査の安全率の設定
地震応答解析	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年） ・J E A G 4 6 0 1－1987	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 2.5-1 に、材料物性値を表 2.5-2 に示す。

地盤及び地盤改良体の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 2.5-3 に示す。

表 2.5-1 使用材料

諸元	
鋼管矢板	SM570

表 2.5-2 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77	2.00×10^5	0.3

表 2.5-3 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 2.5-3 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ²	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高（m）

表 2.5-3 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C _{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

2.6 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

2.7 評価対象断面及び部位

評価対象断面及び部位は，貯留堰の構造物の配置，荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

2.7.1 評価対象断面

評価対象断面は，貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し，一様な設備形状であることを踏まえ，鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

図 2.7-1 に示す平面図及び図 2.7-2 に示す断面図より，南北方向では北に向かって第四紀層が厚くなっていることから，貯留堰の本体に着目した検討断面として，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向のうち，第四紀層が厚くなる EW-2 断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。また，護岸との接続部については，接続部に着目した検討断面として，EW-1 断面及び NS-1 断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

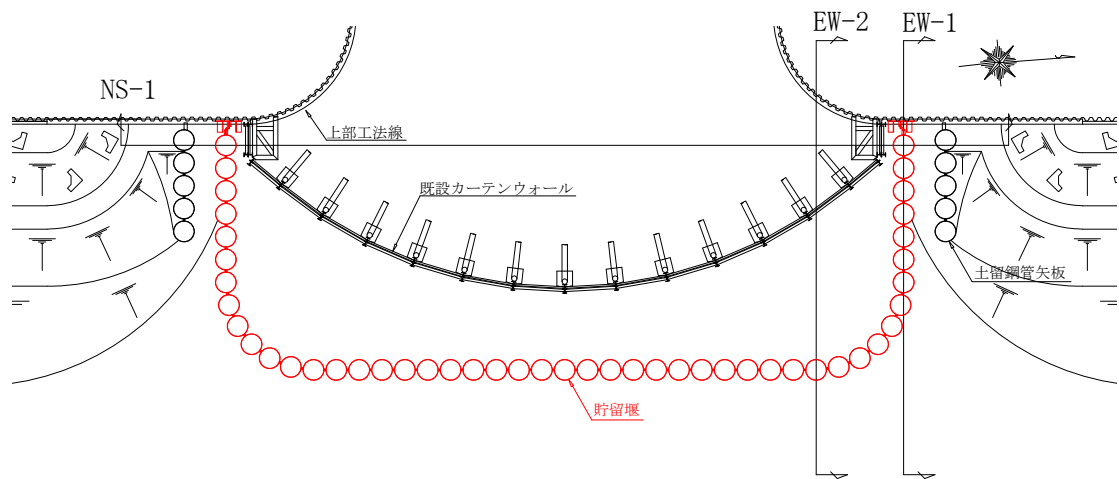


図 2.7-1 貯留堰の平面図

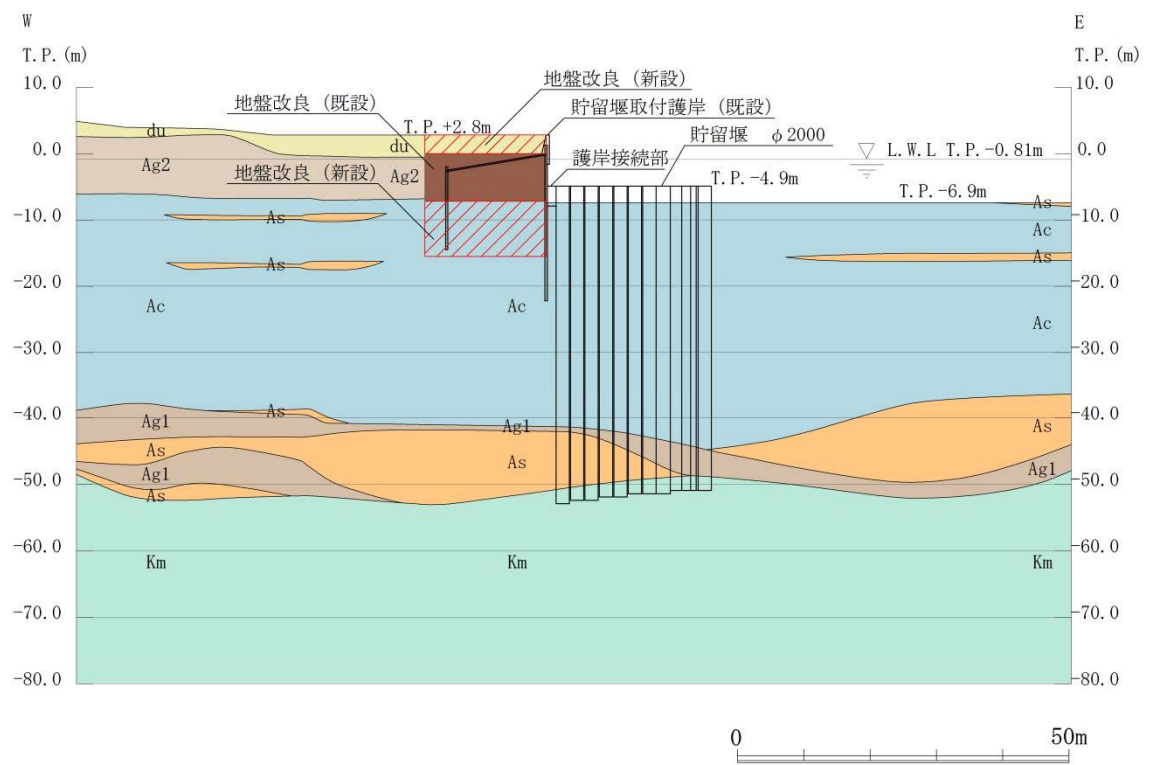


図 2.7-2 (1) 貯留堰の断面図 (EW-1)

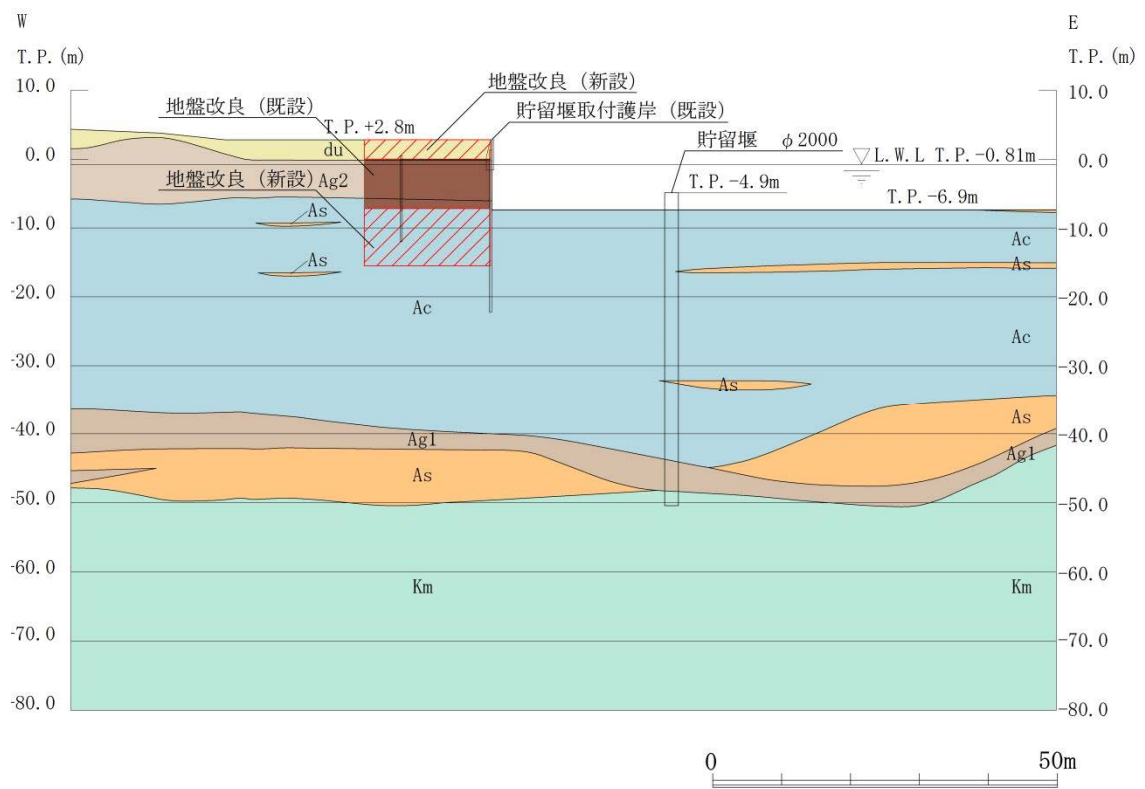


図 2.7-2 (2) 貯留堰の断面図 (EW-2)

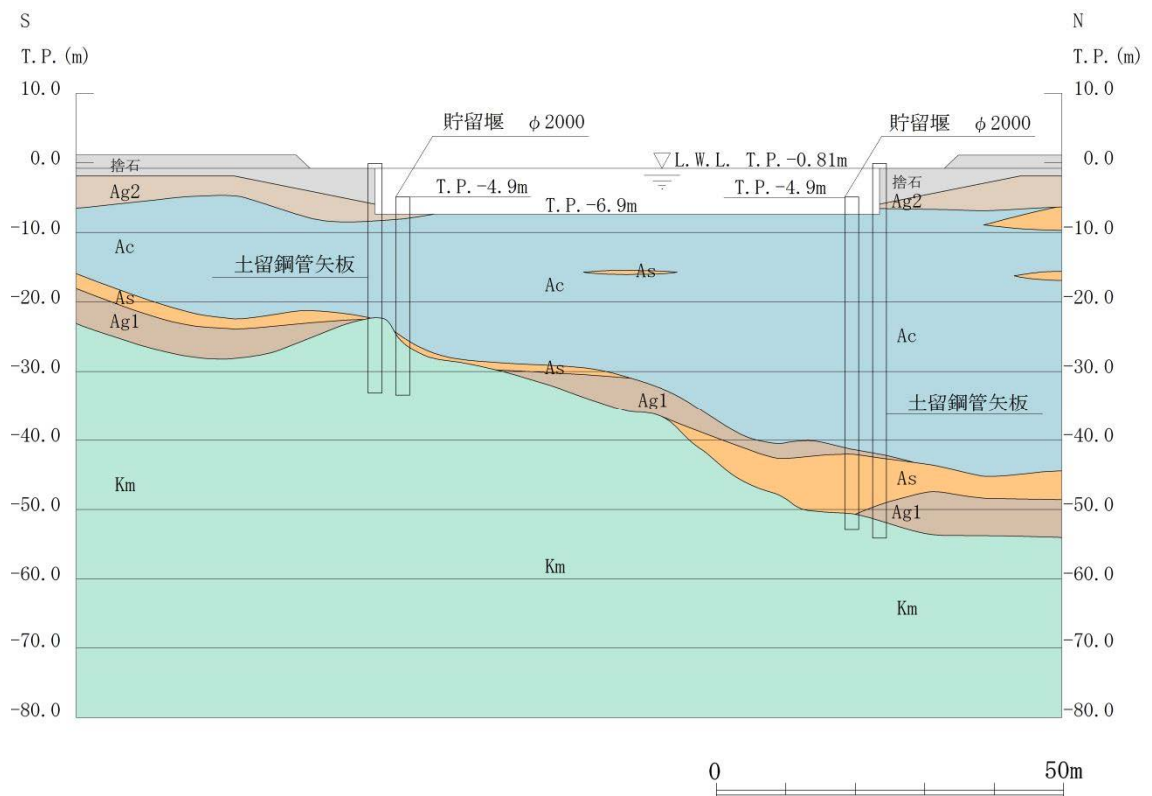


図 2.7-2 (3) 貯留堰の断面図 (NS-1)

2.7.2 評価対象部位

評価対象部位を図 2.7-3 に示す。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。

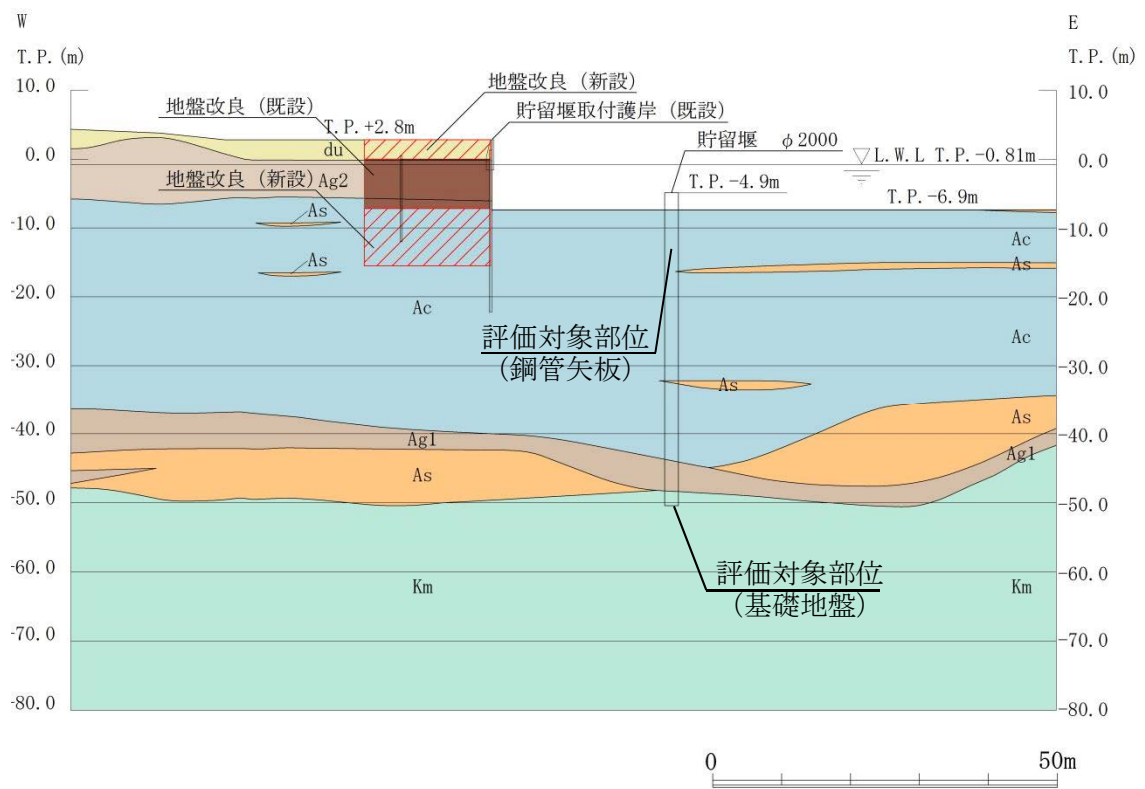


図 2.7-3 (1) 評価対象部位 (1/2)

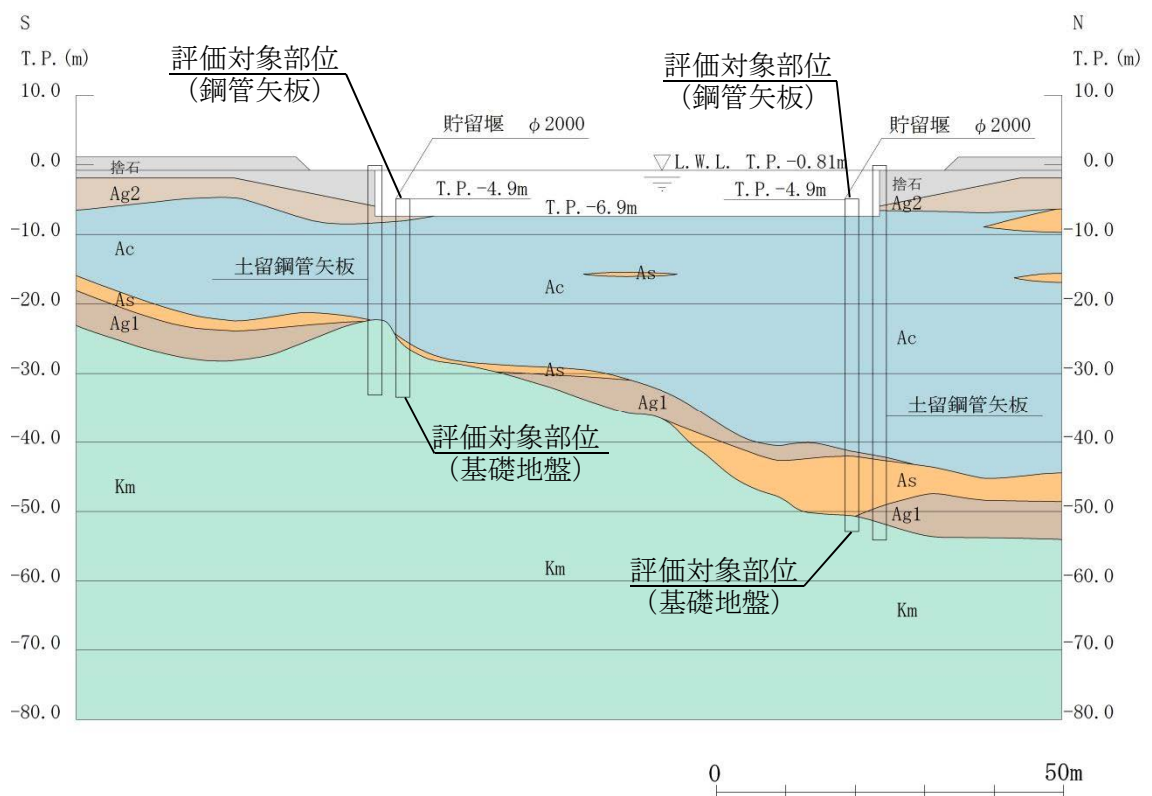


図 2.7-3 (2) 評価対象部位 (2/2)

3. 地震応答解析

3.1 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.1-1 に示す。

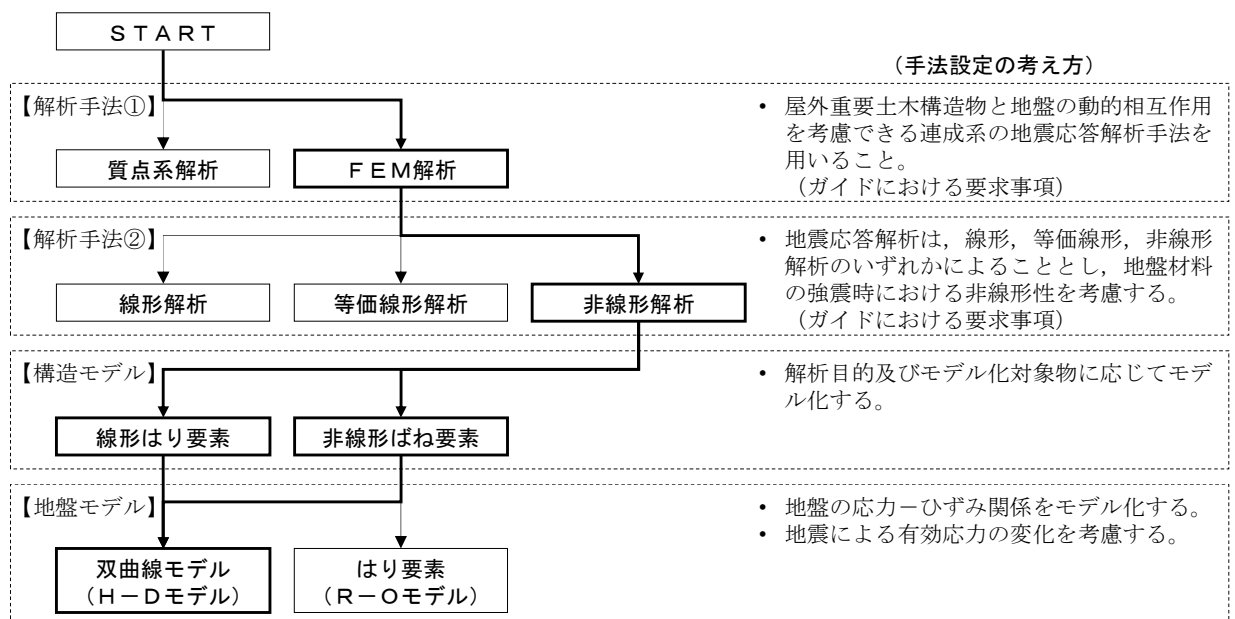


図 3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

(1) 双曲線モデル（H-D モデル）の選定について

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上

限值に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら 2 つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル（H-D モデル）と指数関数モデル（R-O モデル）がある。双曲線モデル（H-D モデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とすることができる。一方、指数関数モデル（R-O モデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから、上記の地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた上記の 2 つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2 解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 -1987 を参考に、図 3.2-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については、土木学会マニュアルに基づき設定する。地盤については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長に対して 5 分割以上になるように要素高さを設定している。構造物の要素分割は、過度に粗くすると、地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため、要素長さを部材の断面厚さの 2.0 倍以下になるように設定するよう土木学会マニュアルには記載しているが、構造物のモデル化については 1 倍程度以下になるように設定している。

貯留堰の地震応答解析モデルを図 3.2-2 に示す。

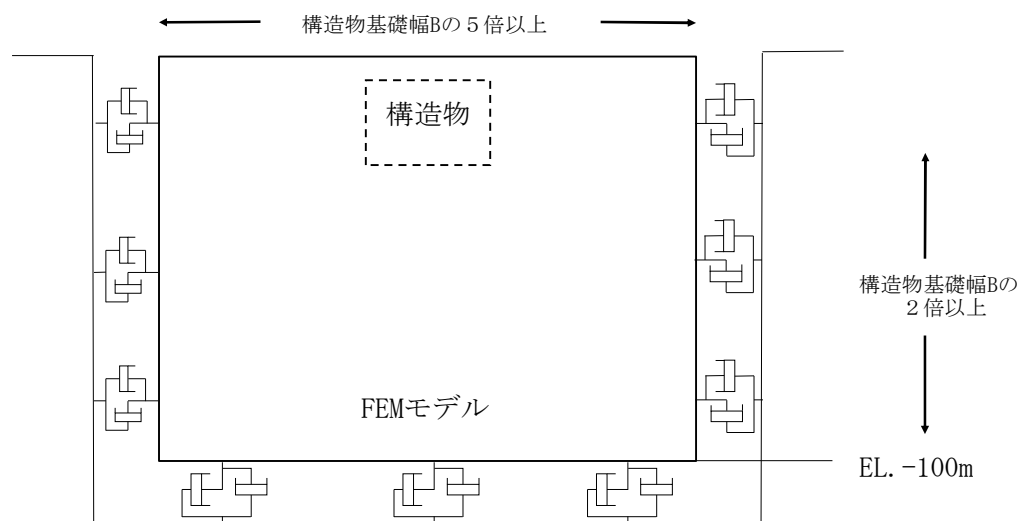


図 3.2-1 モデル範囲の考え方



図 3.2-2 (1) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-1)



図 3.2-2 (2) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-2)

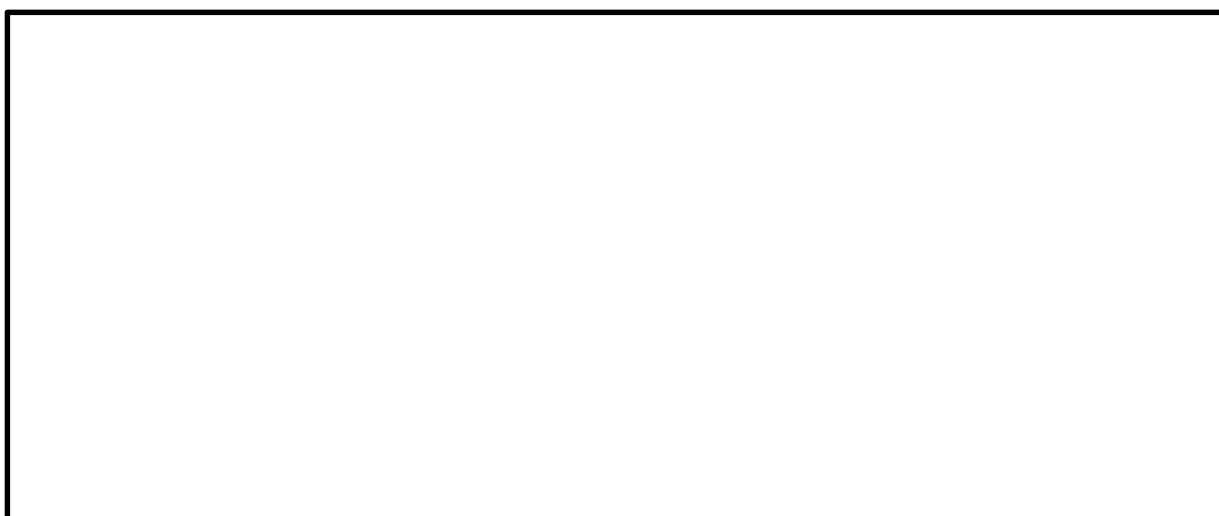


図 3.2-2 (3) 貯留堰の地震応答解析モデル (NS-1)

3.2.2 ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより，地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.2-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

- τ_f : せん断強度
- c : 付着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.2-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

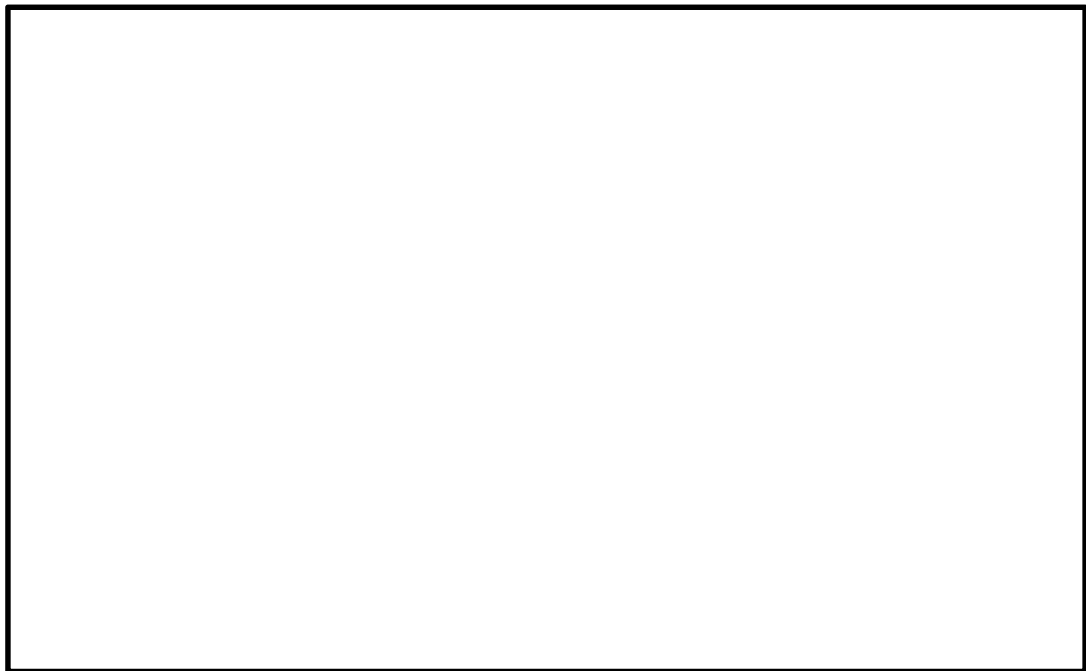
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
		1.5	0	改良体
	Ag2 層	0	37.4	—
		1.5	0	改良体
	Ac 層	0.025	29.1	—
		0.5	0	改良体
	As 層	0.012	41.0	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 3.2-2 のとおり設定する。図 3.2-2 にジョイント要素設定の考え方を示す。

表 3.2-2 ジョイント要素のばね定数

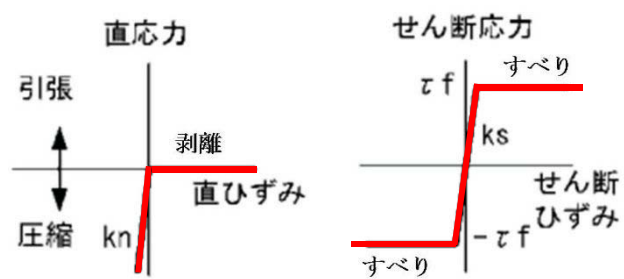
	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



(a) ジョイント要素配置図 (1)



(b) ジョイント要素配置図 (2)



(c) ジョイント要素の力学的特性

図 3.2-2 ジョイント要素設定の考え方

3.2.3 材料特性の設定

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

構造部材は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。

3.3 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成24年3月））とする。

図3.3-1にRayleigh減衰の設定フローを、表3.3-1に固有値解析結果を示す。

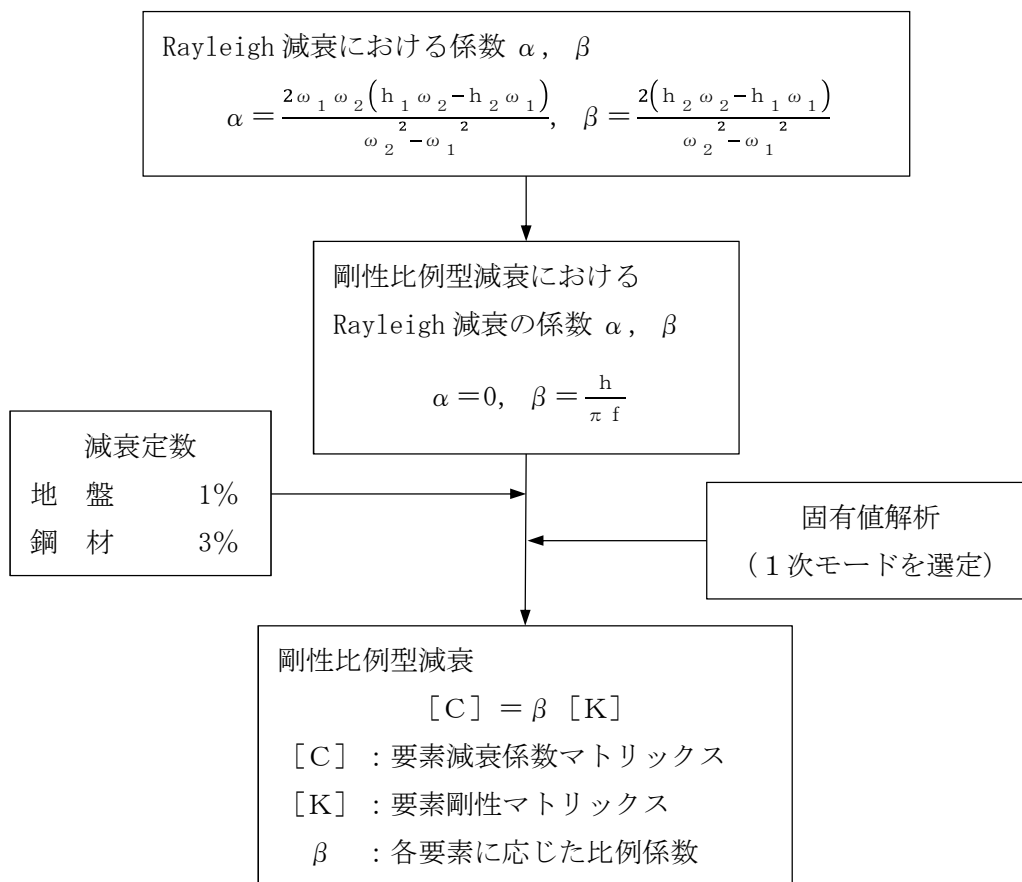


図 3.3-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.3-1 固有値解析結果 (追而)

3.4 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧、動水圧による荷重が含まれるものとする。

荷重の組合せを表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定 ・海水の密度を考慮
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	雪荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様

3.5 地震応答解析の検討ケース

貯留堰の耐震設計における検討ケースを表 3.5-1 に示す。

表 3.5-1 貯留堰の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1	1
		(+-)	1					
		(-+)	1					
		(--)	1					
	S _s -1 1	(++)	1					
	S _s -1 2	(++)	1					
	S _s -1 3	(++)	1					
	S _s -1 4	(++)	1					
	S _s -2 1	(++)	1					
	S _s -2 2	(++)	1					
	S _s -3 1	(++)	1					
		(-+)	1					
計			12	1	1	1	1	1

①の検討において、最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用いて実施

3.6 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.6-1に、基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3.6-2に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、付録39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

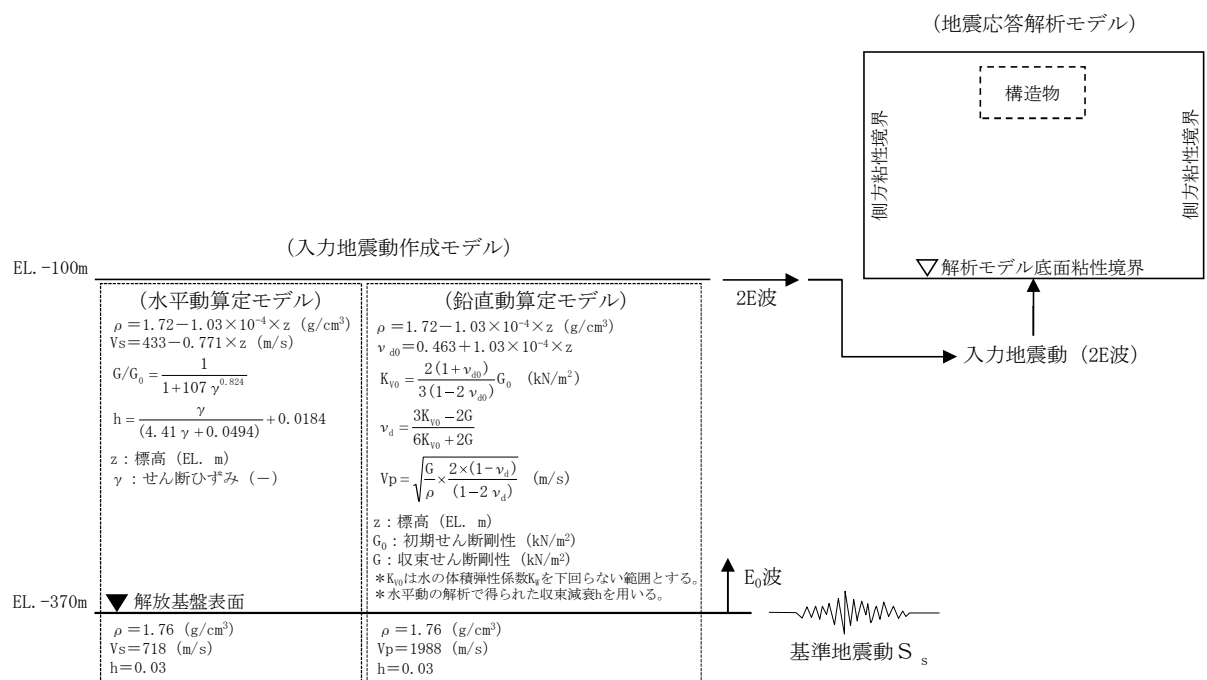
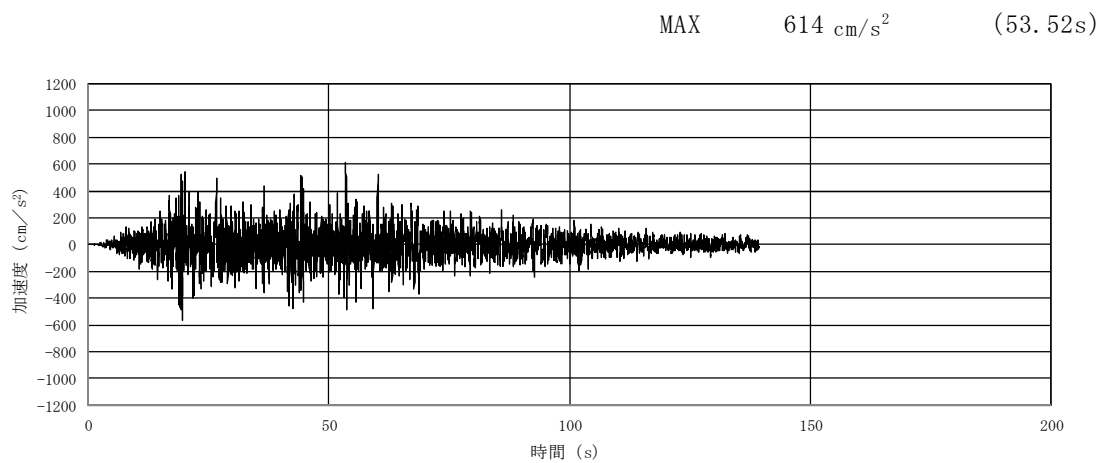
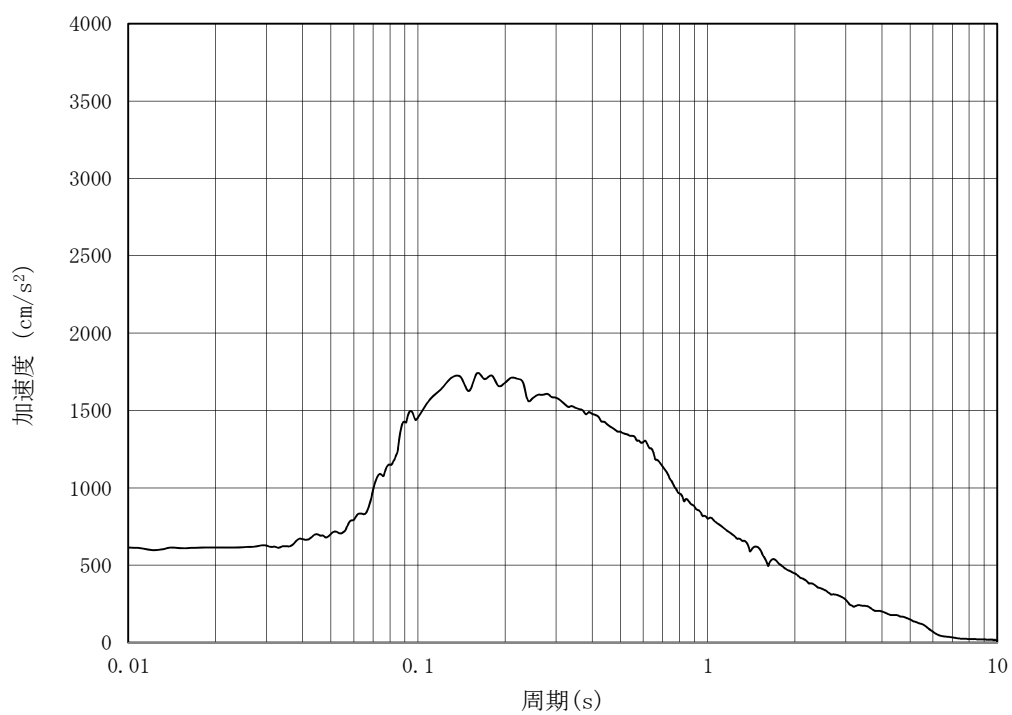


図 3.6-1 入力地震動算定の概念図



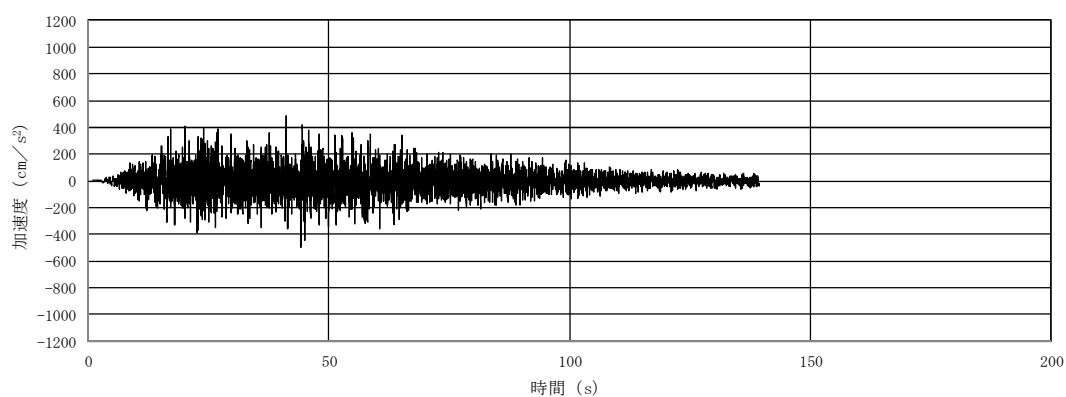
(a) 加速度時刻歴波形



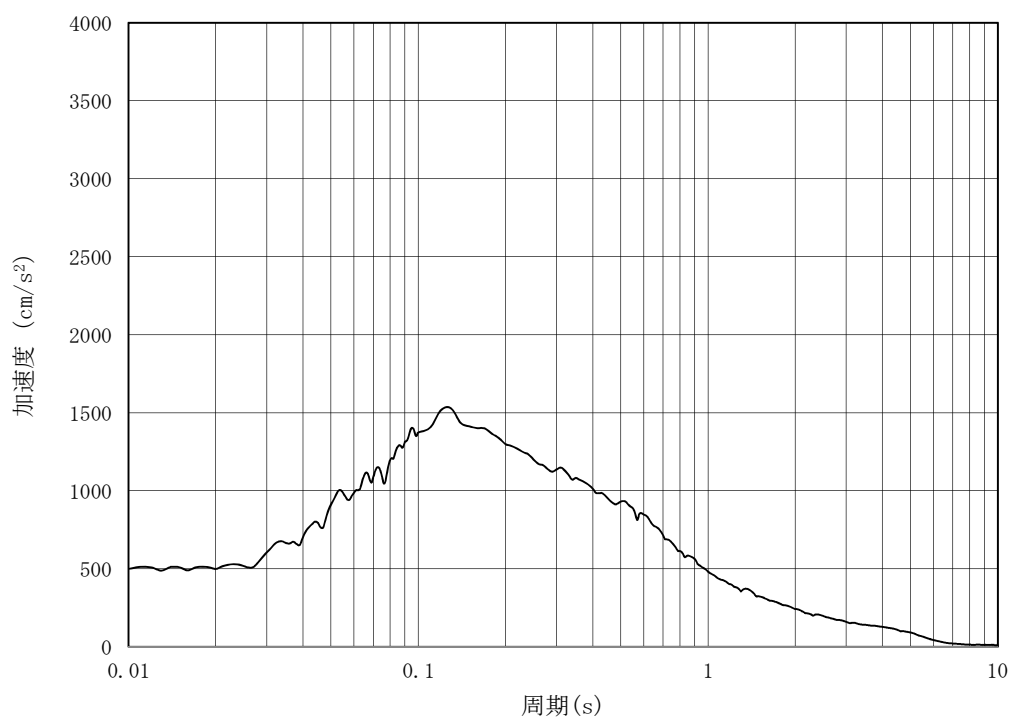
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(水平方向 : $S_s - D1$)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)



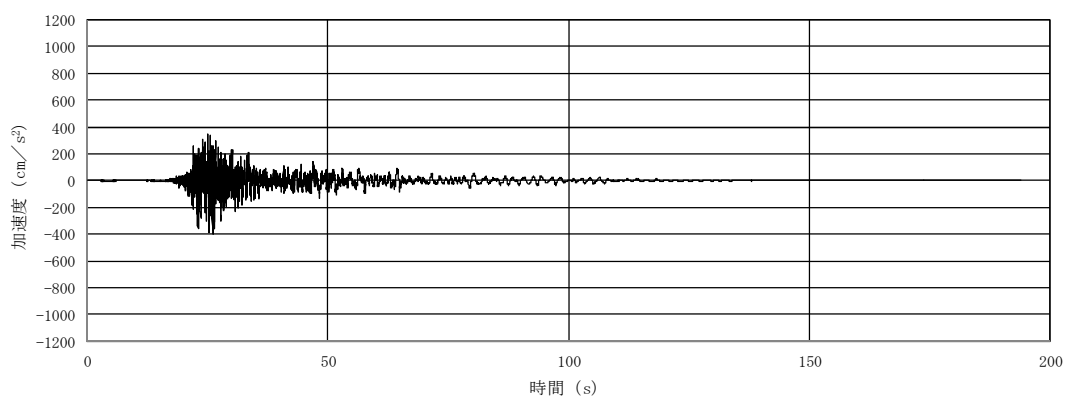
(a) 加速度時刻歴波形



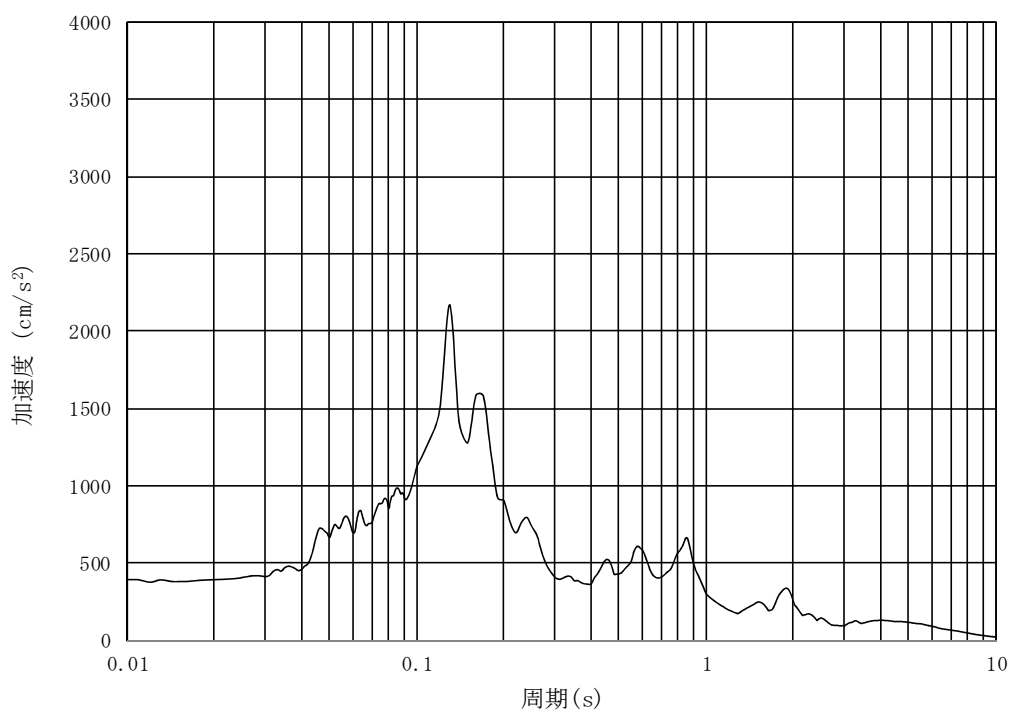
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(鉛直方向: S_s-D 1)

MAX 393 cm/s^2 (26.13s)



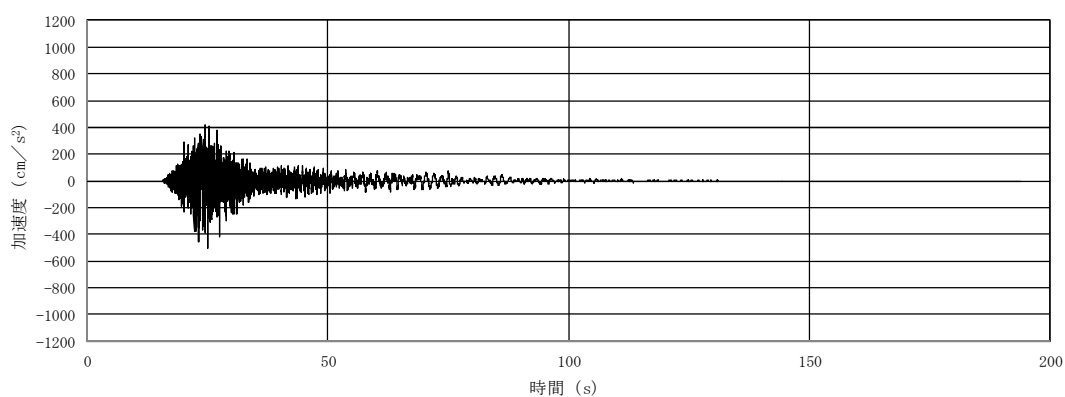
(a) 加速度時刻歴波形



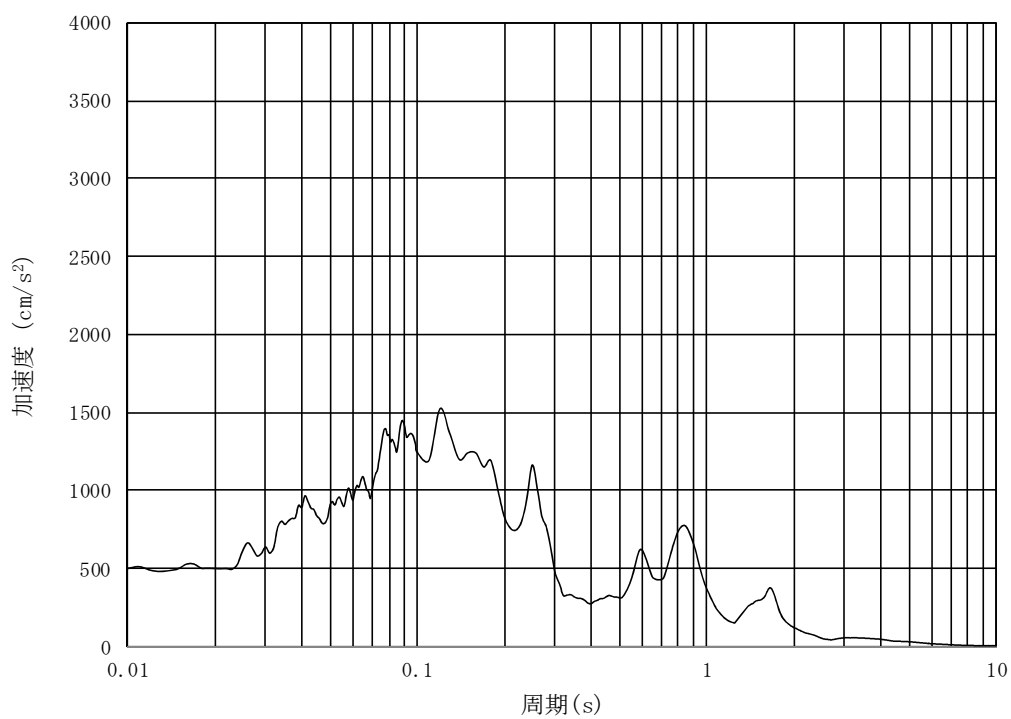
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s^2 (25.03s)



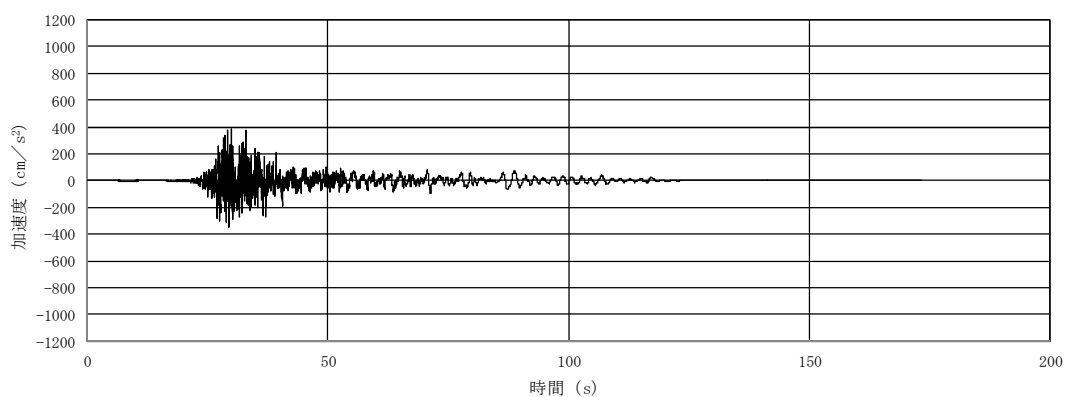
(a) 加速度時刻歴波形



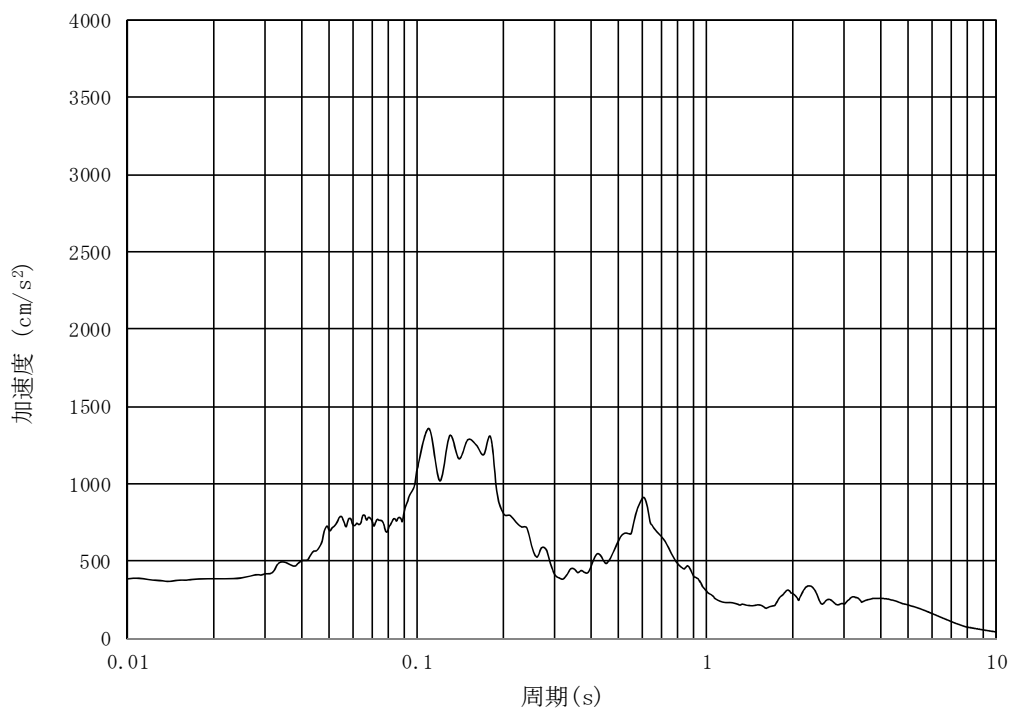
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

MAX 387 cm/s^2 (29.85s)



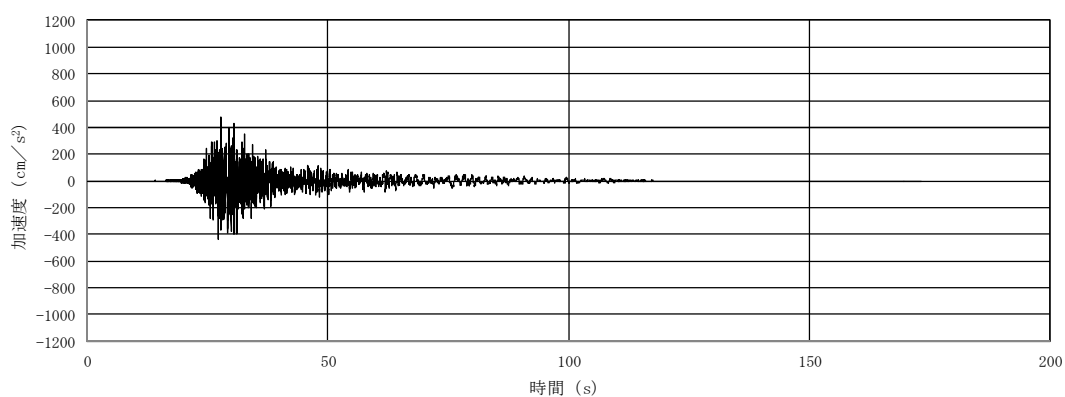
(a) 加速度時刻歴波形



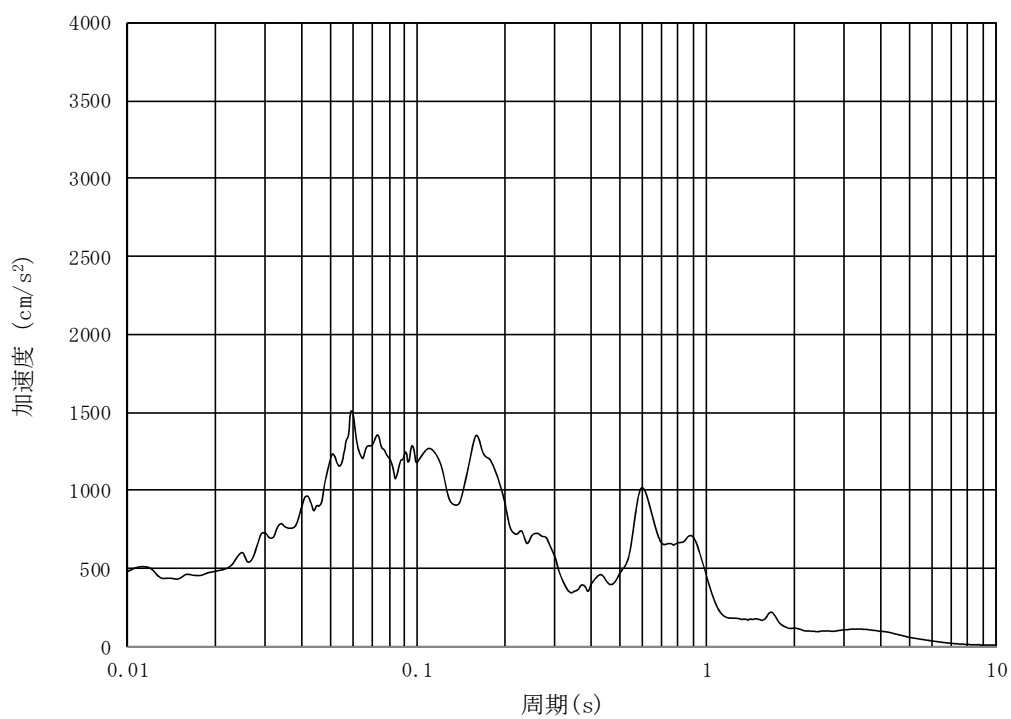
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.2$)

MAX 482 cm/s^2 (27.83s)



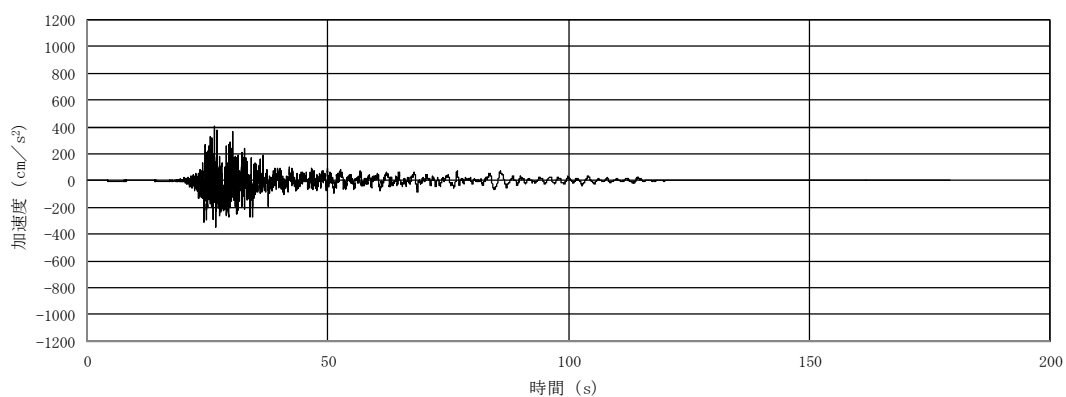
(a) 加速度時刻歴波形



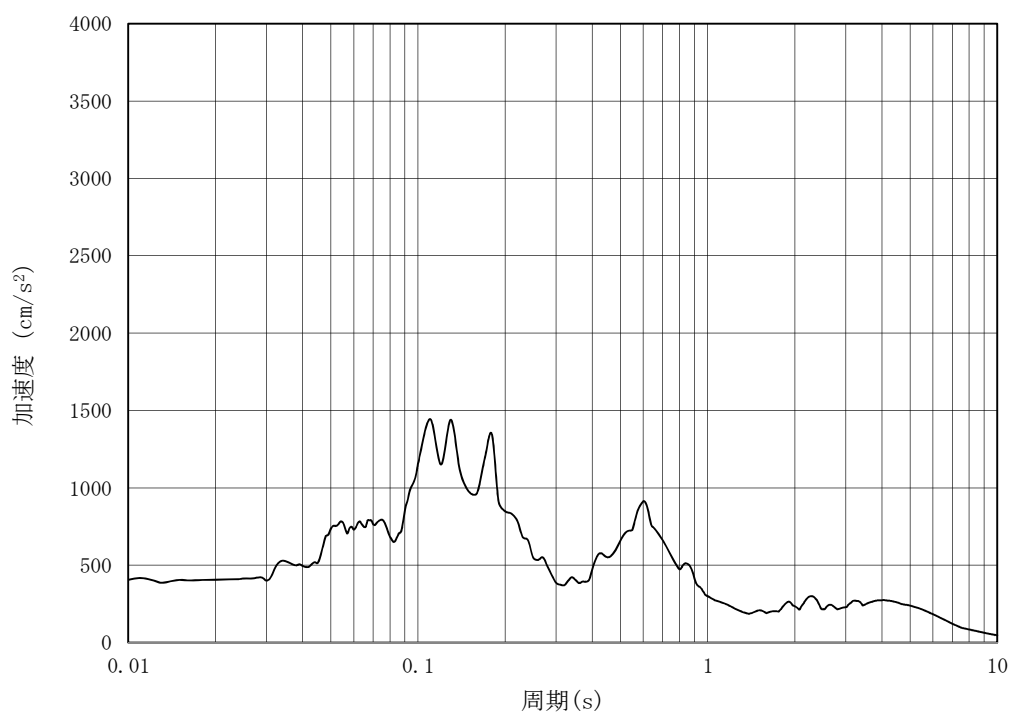
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

MAX 406 cm/s^2 (26.41s)



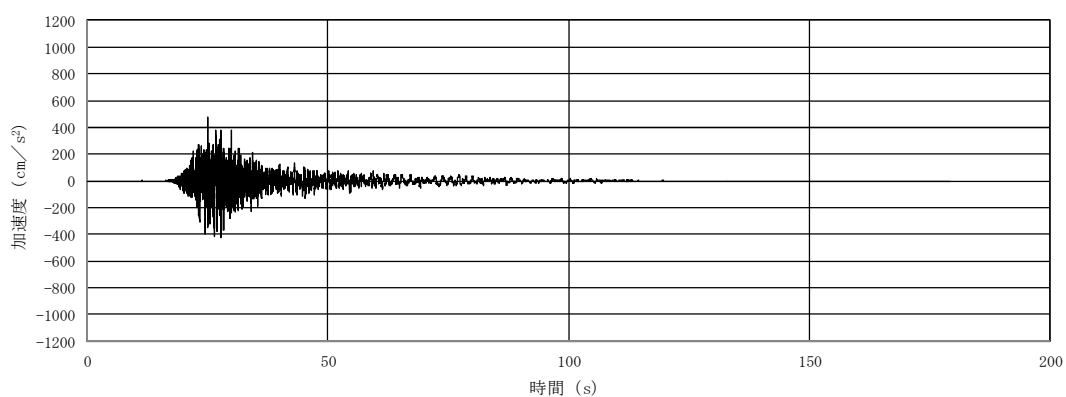
(a) 加速度時刻歴波形



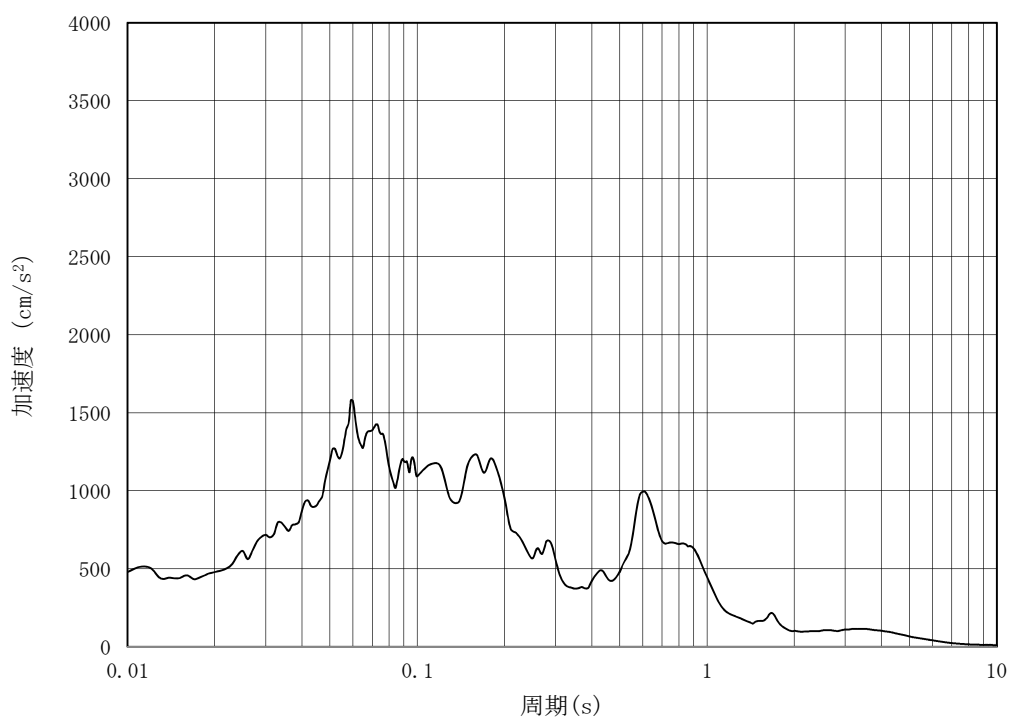
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.3$)

MAX 478 cm/s^2 (25.05s)



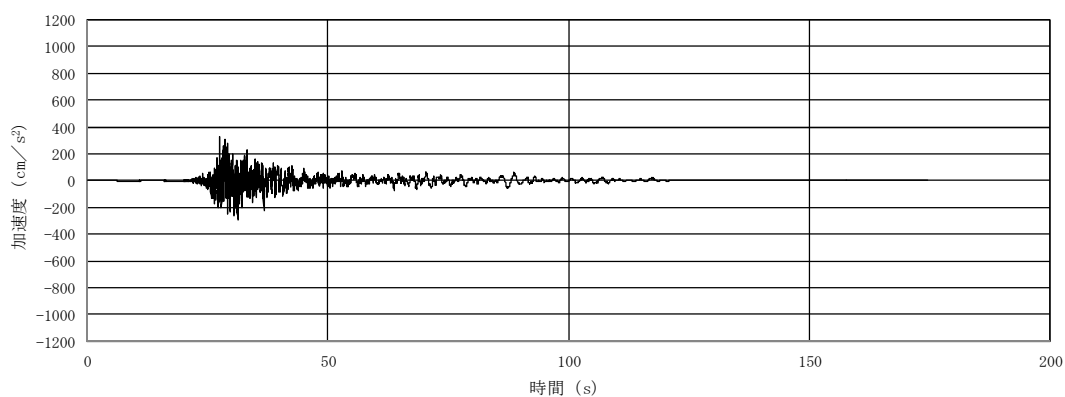
(a) 加速度時刻歴波形



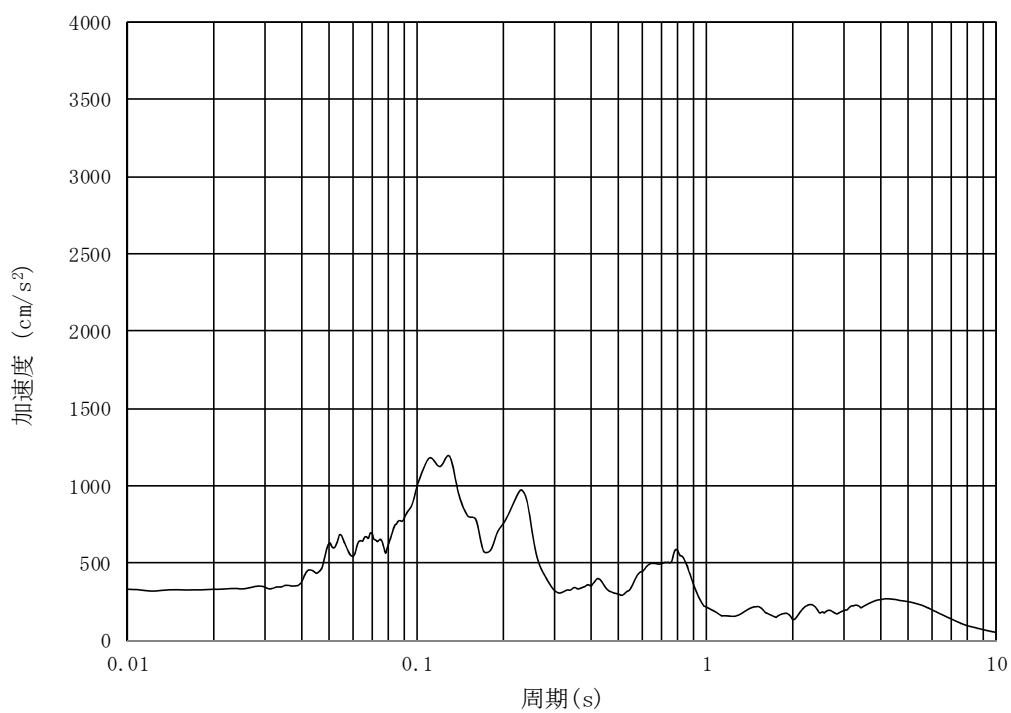
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 332 cm/s^2 (27.56s)



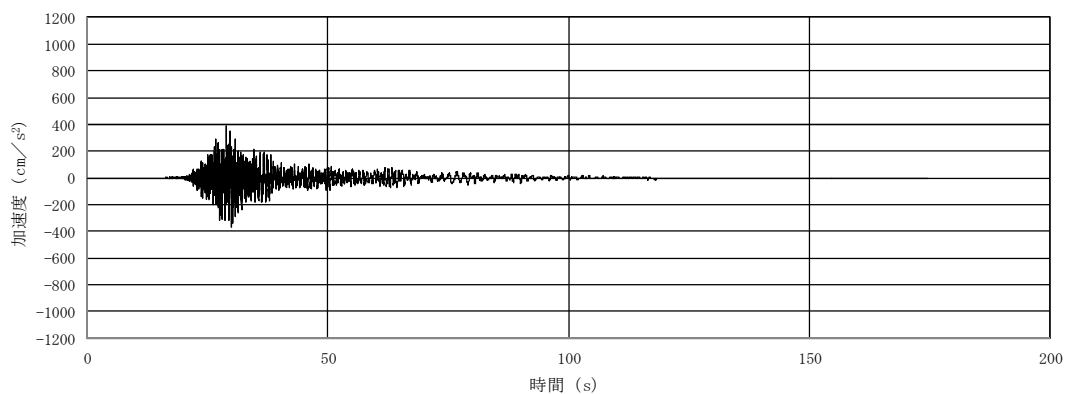
(a) 加速度時刻歴波形



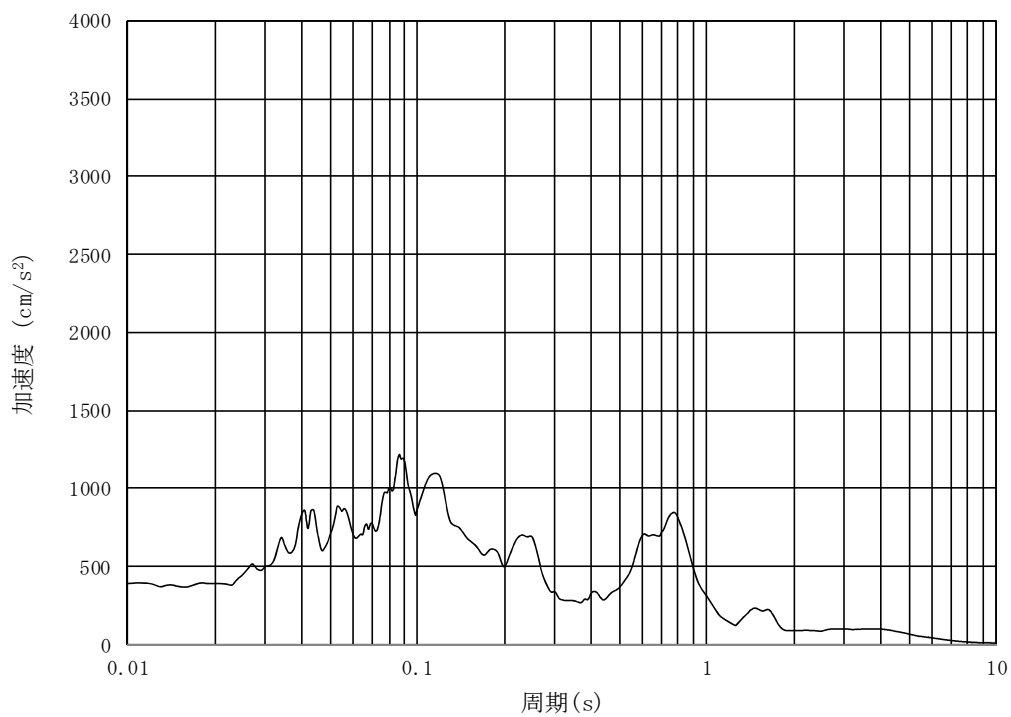
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.4$)

MAX 391 cm/s^2 (28.99s)

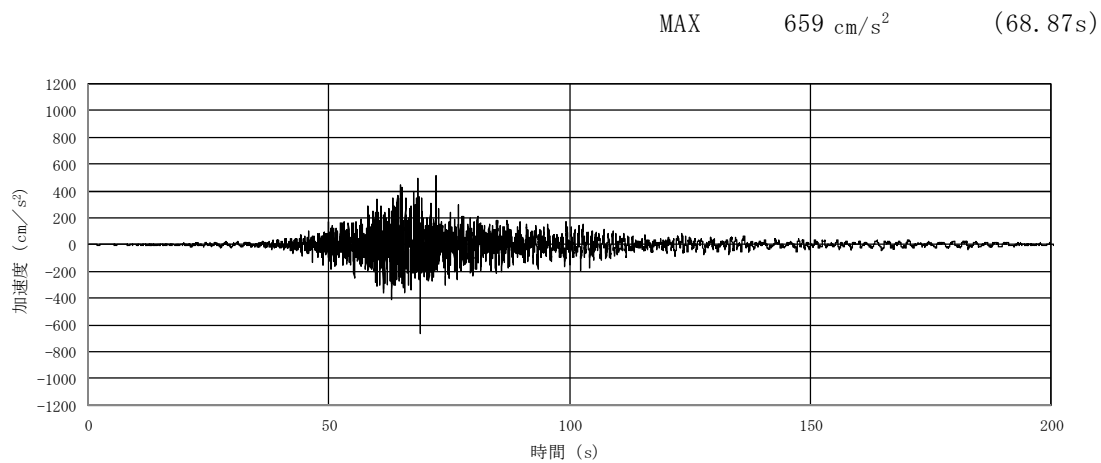


(a) 加速度時刻歴波形

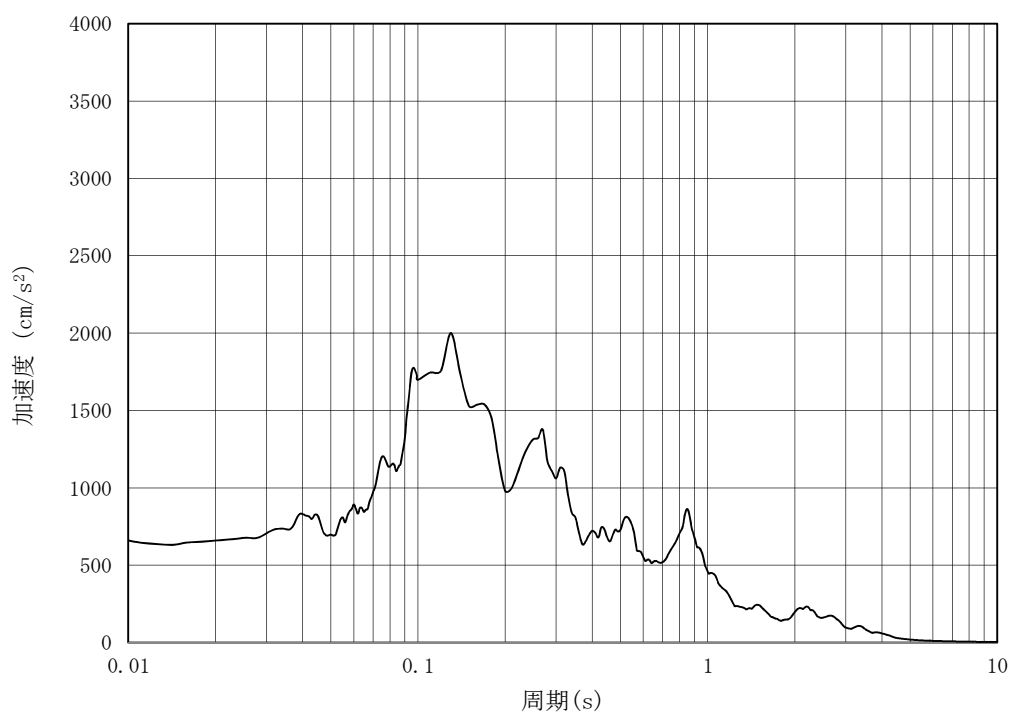


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

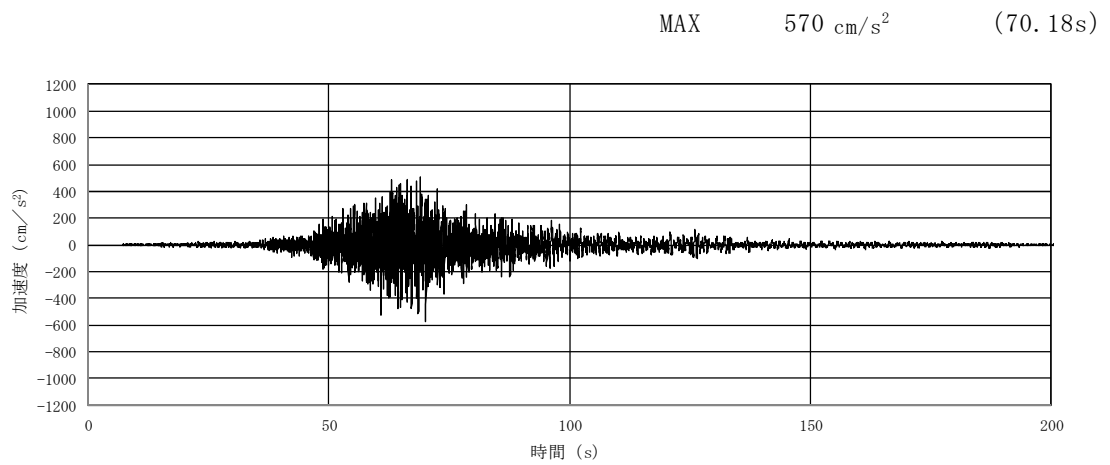


(a) 加速度時刻歴波形

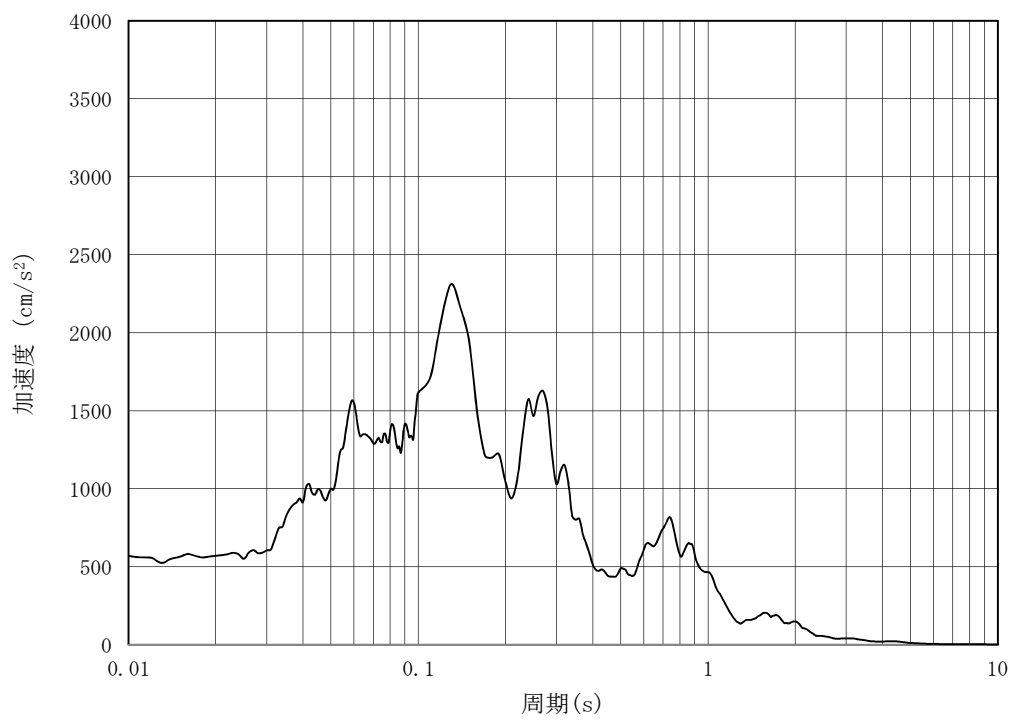


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 2.1$)

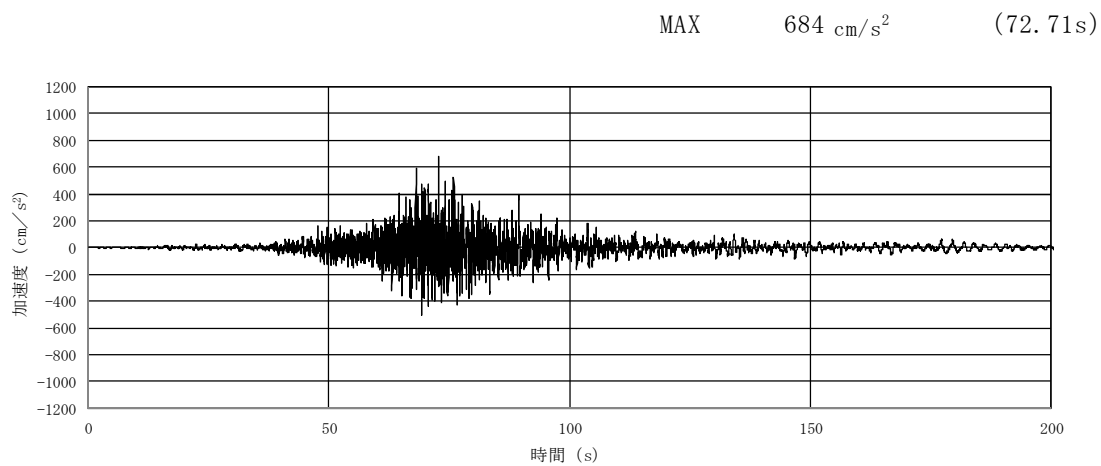


(a) 加速度時刻歴波形

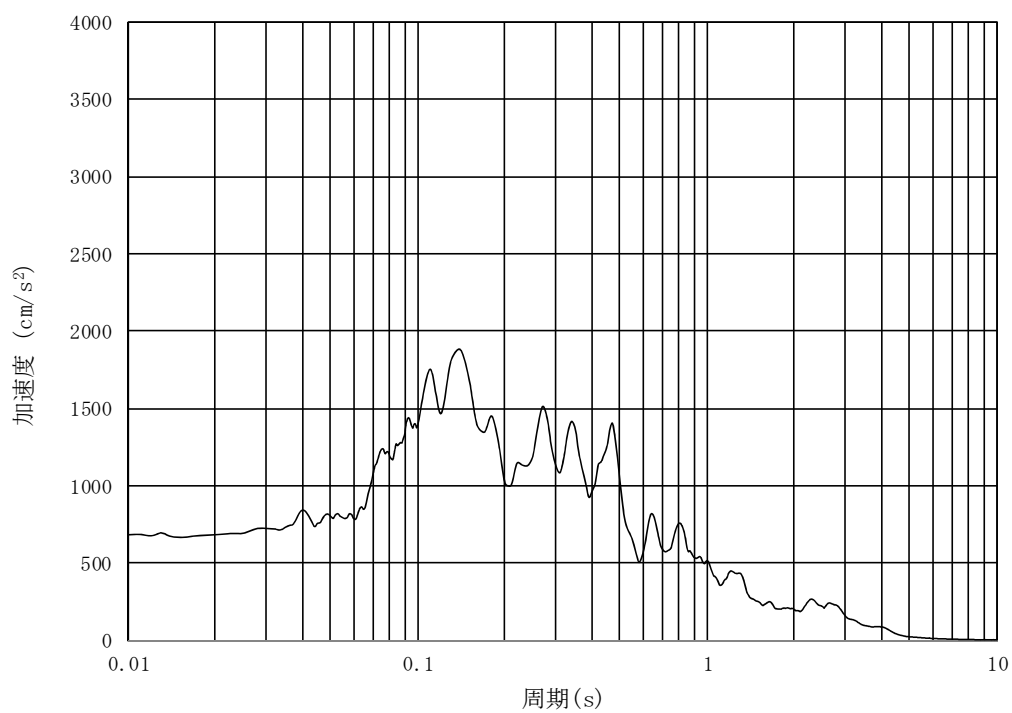


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

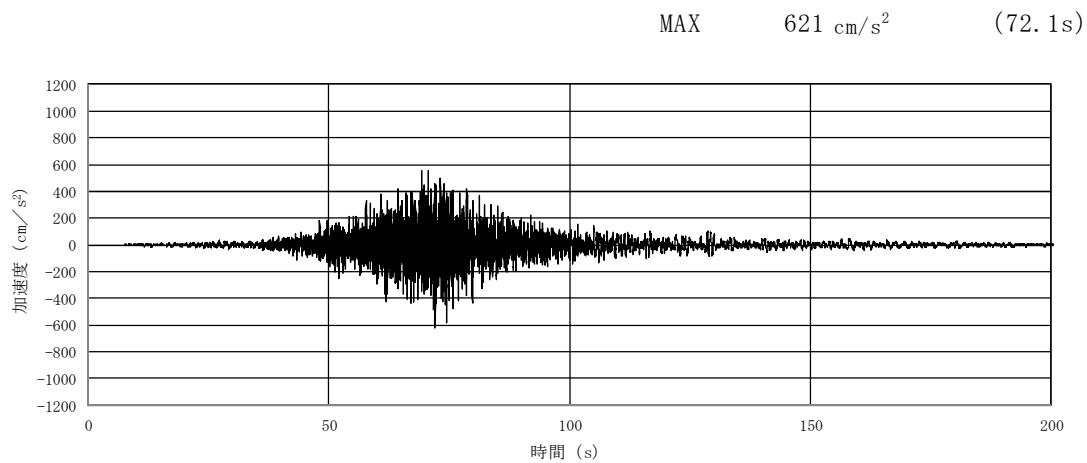


(a) 加速度時刻歴波形

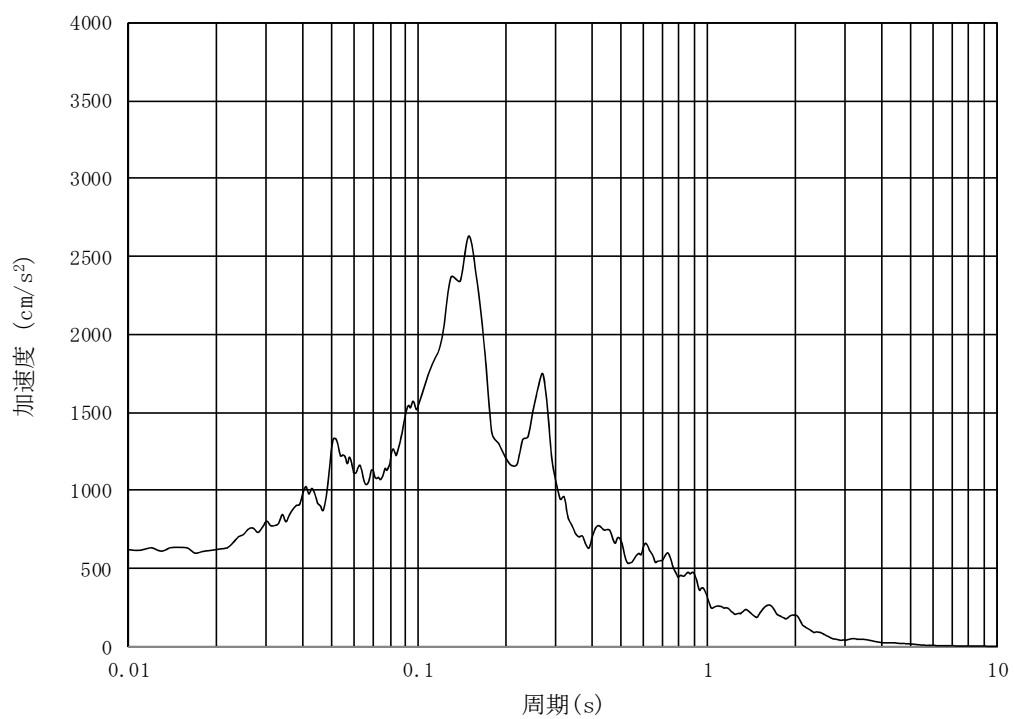


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 2.2$)

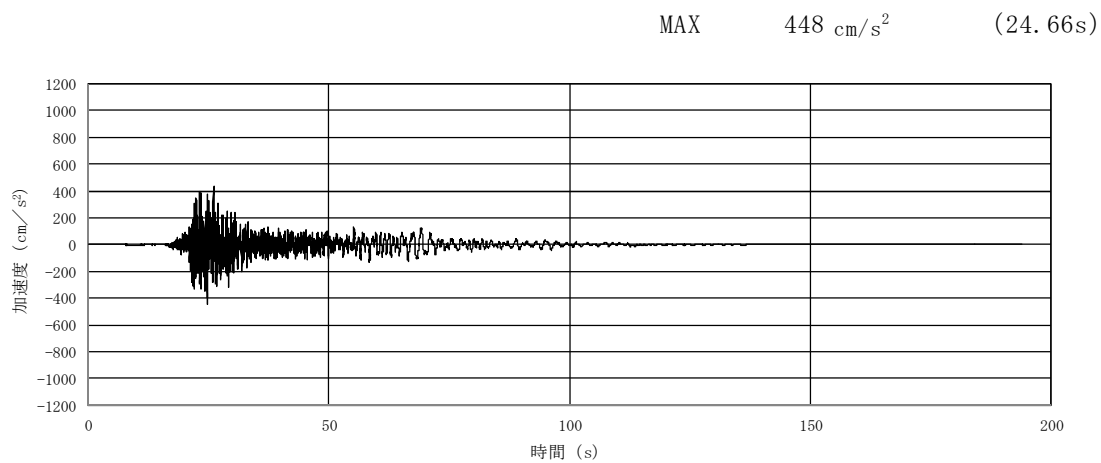


(a) 加速度時刻歴波形

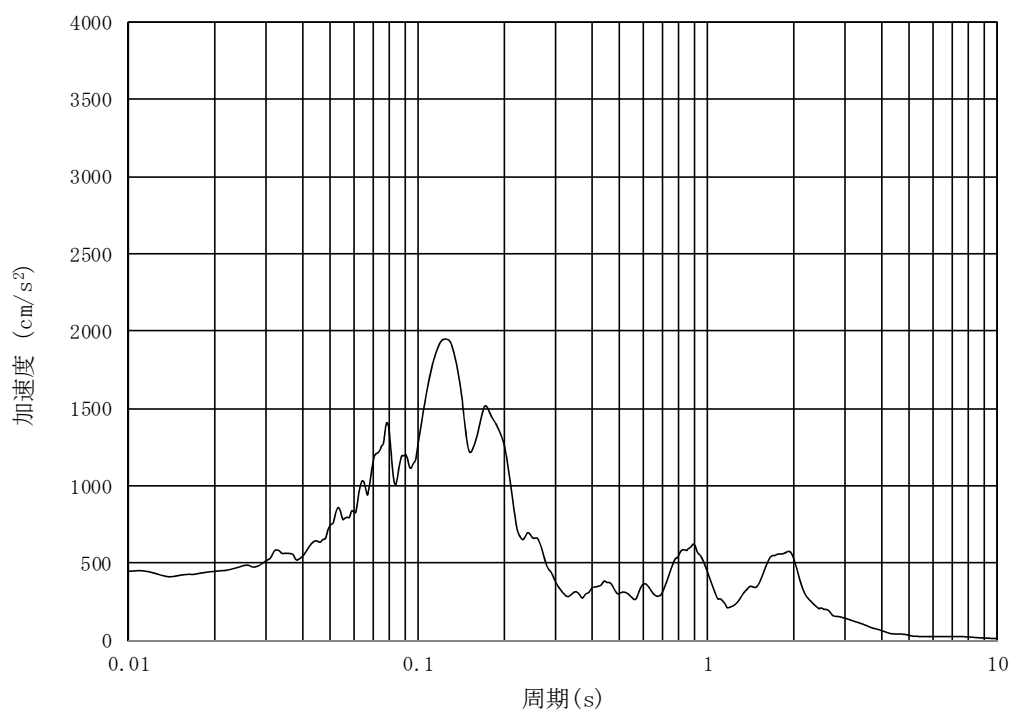


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)



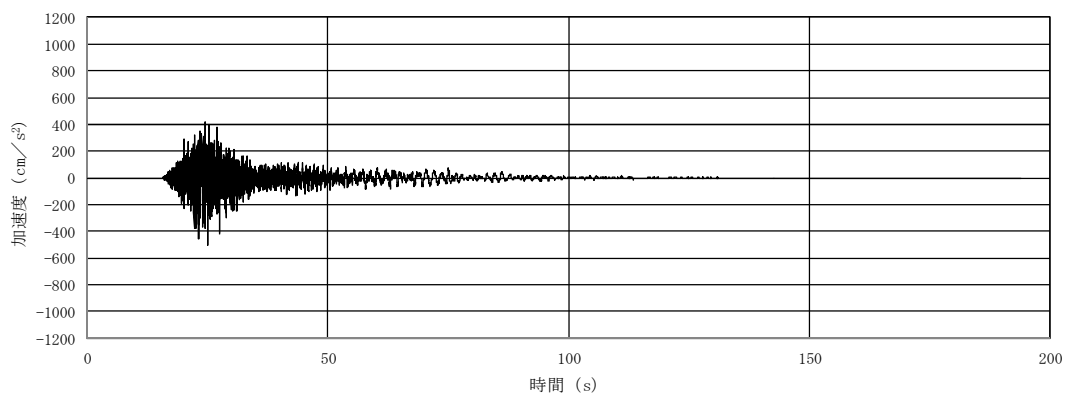
(a) 加速度時刻歴波形



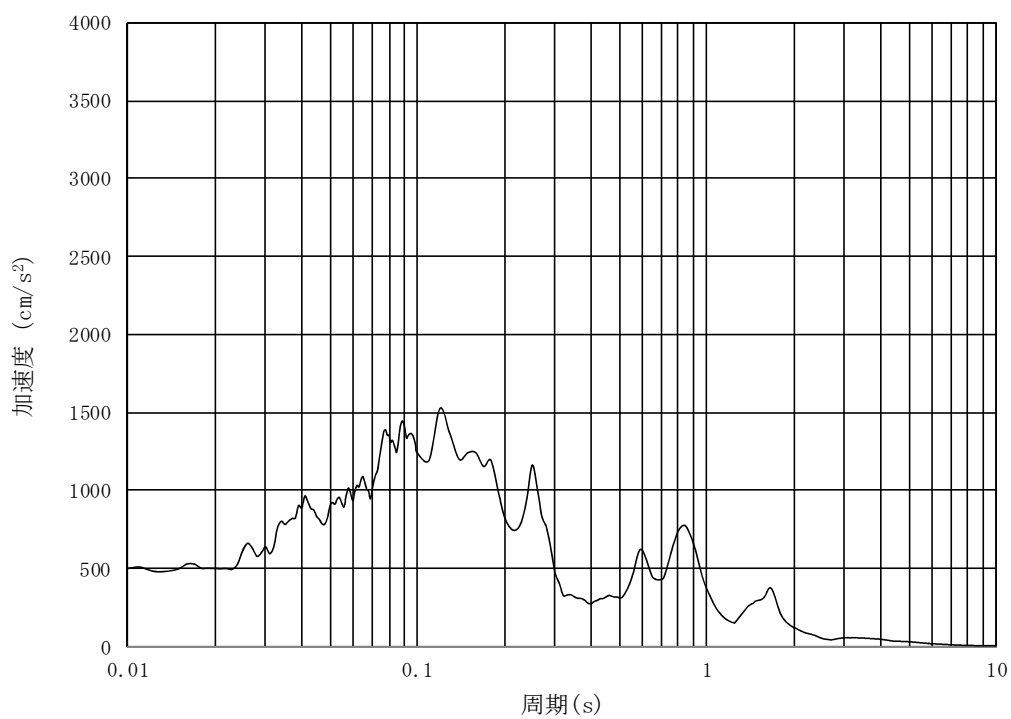
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s^2 (25.03s)

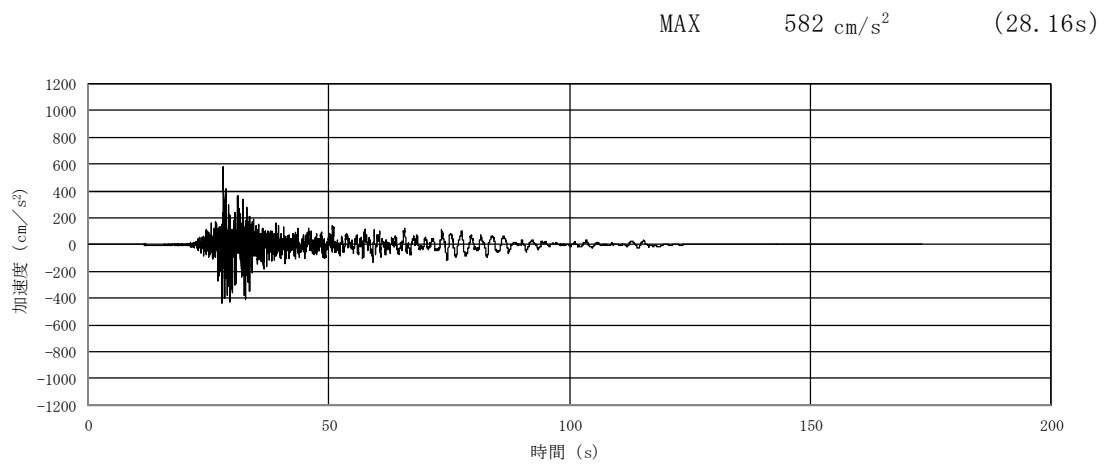


(a) 加速度時刻歴波形

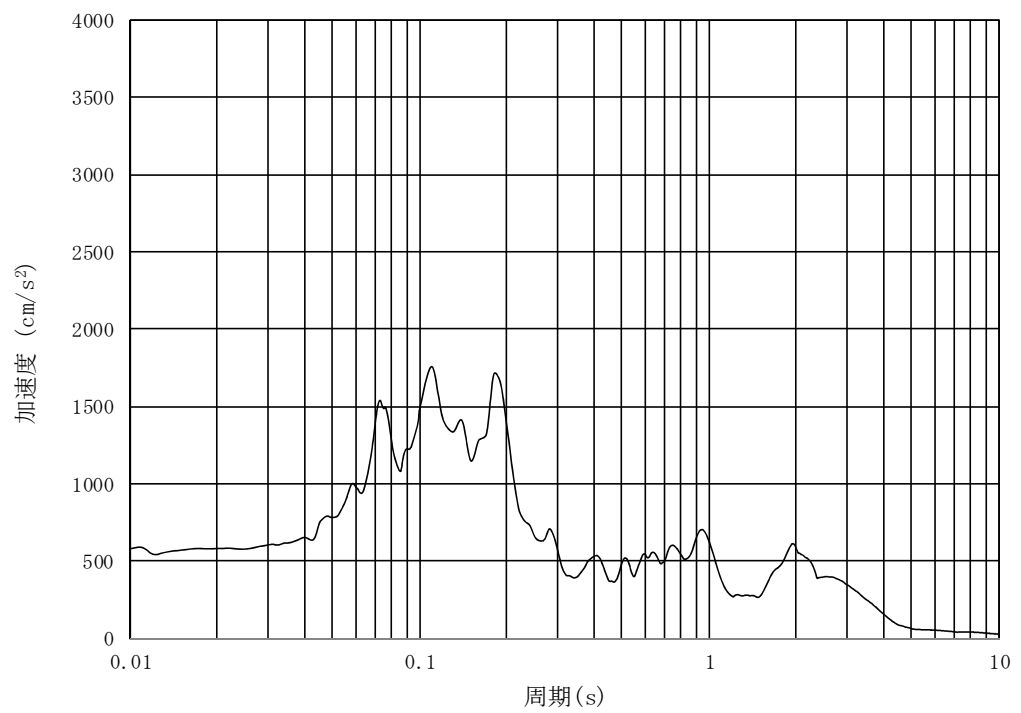


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

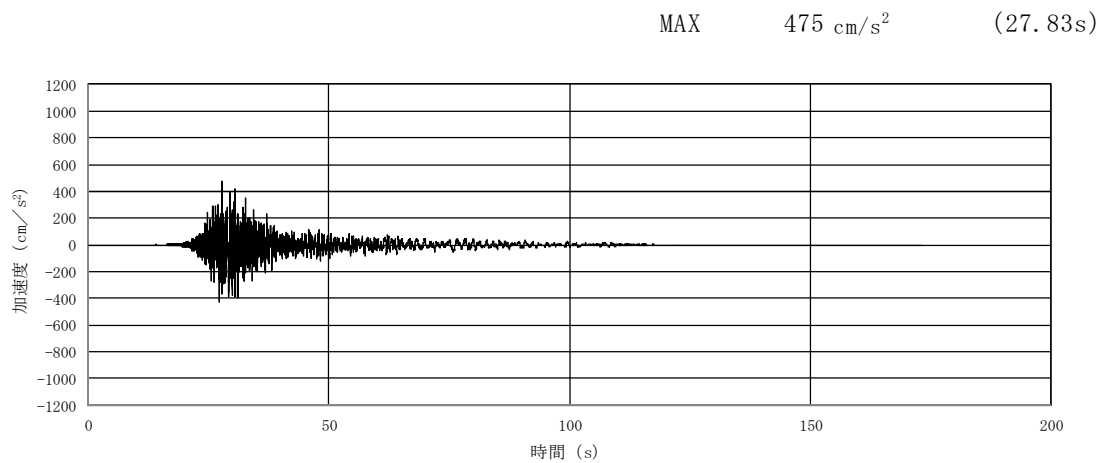


(a) 加速度時刻歴波形

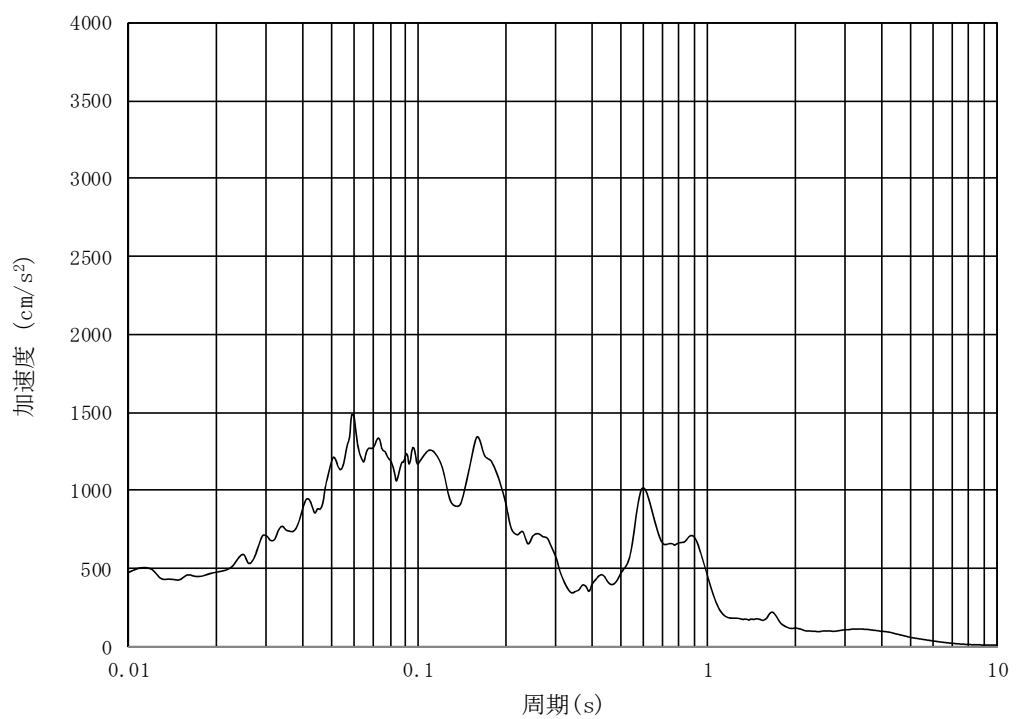


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (17) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

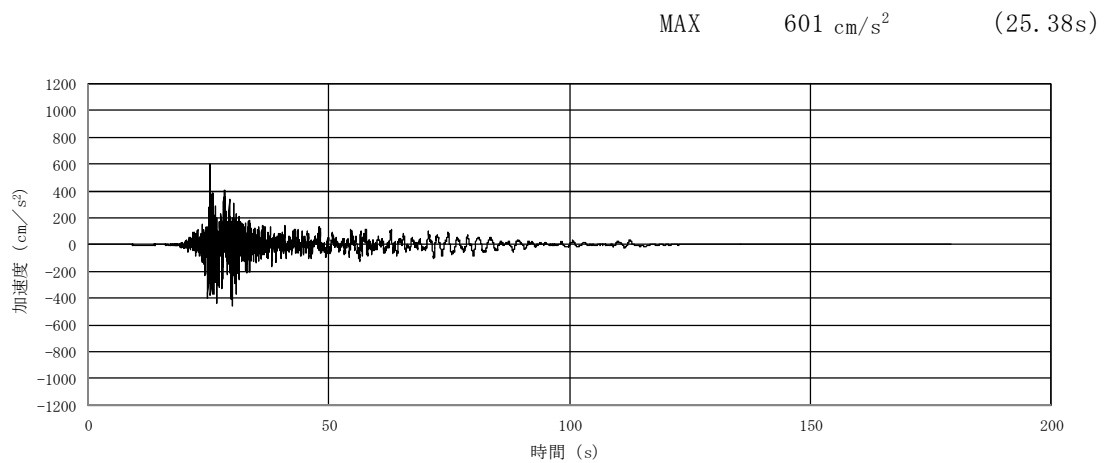


(a) 加速度時刻歴波形

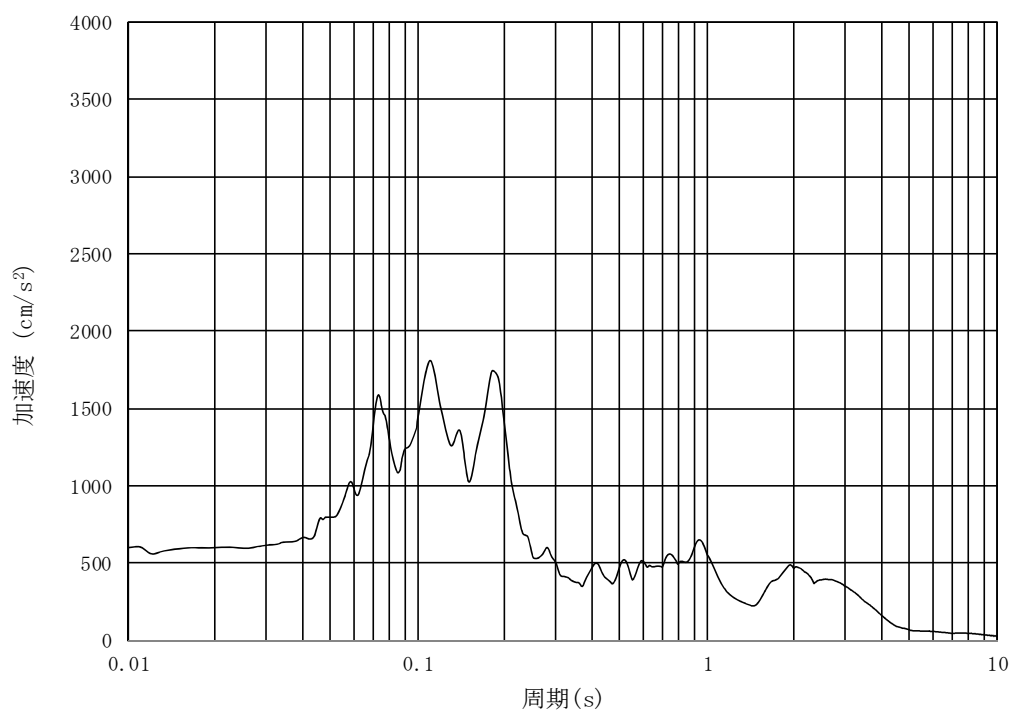


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (18) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)



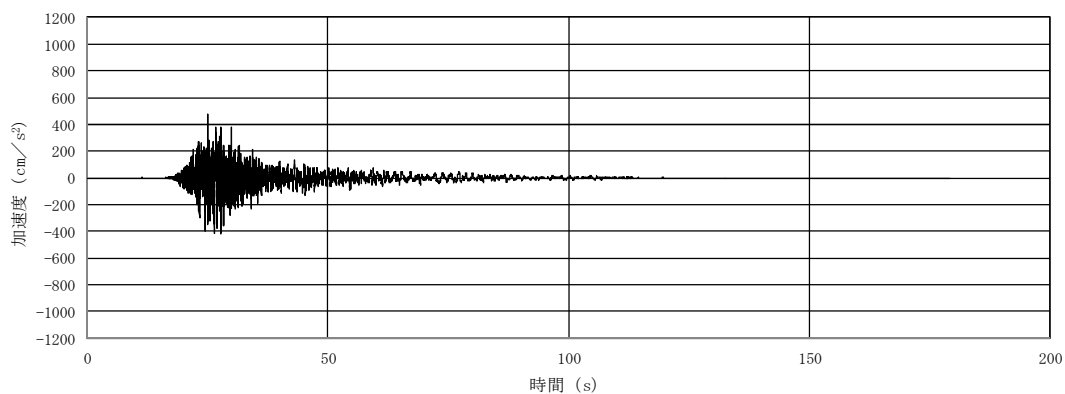
(a) 加速度時刻歴波形



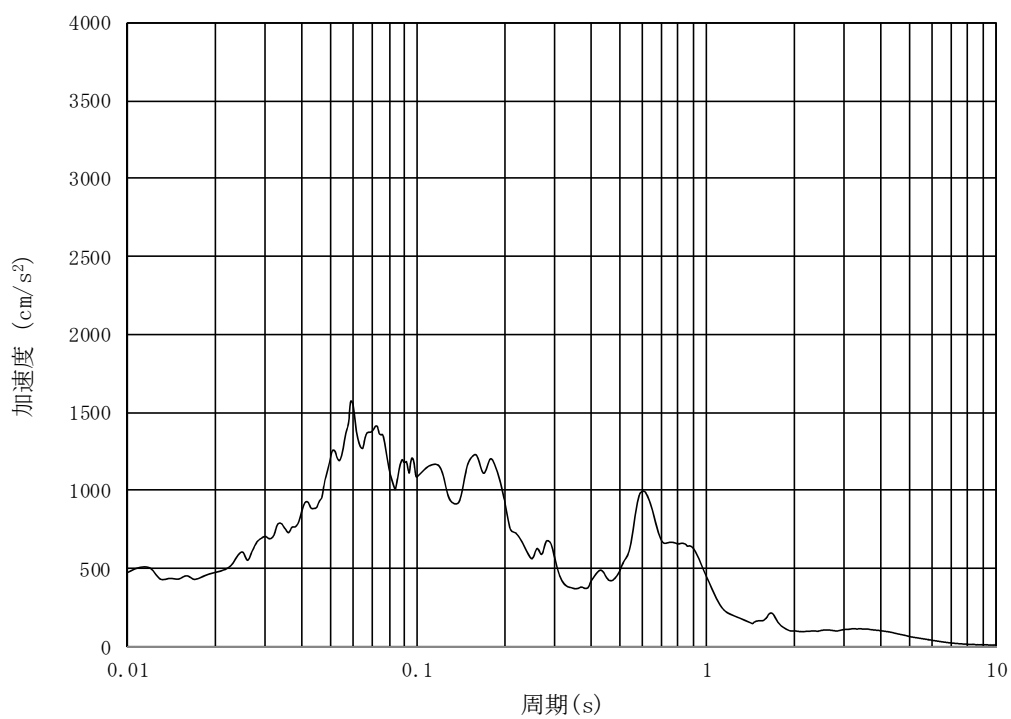
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (19) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 474 cm/s^2 (25.05s)



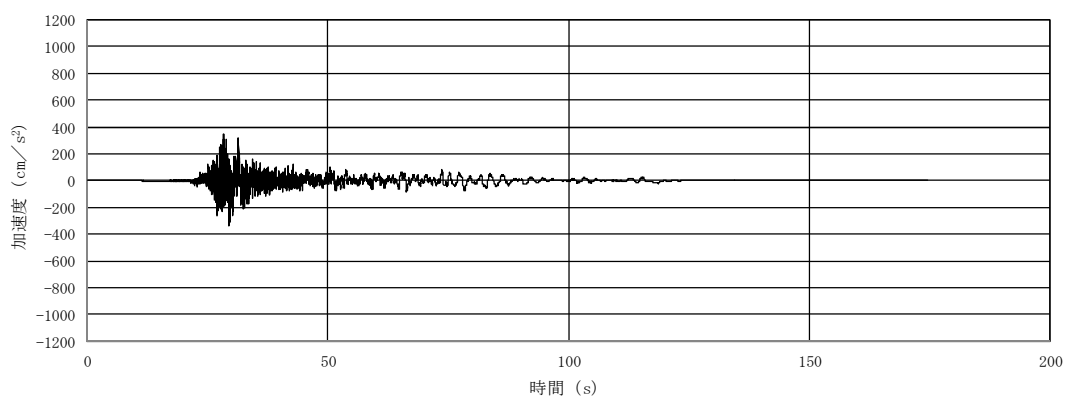
(a) 加速度時刻歴波形



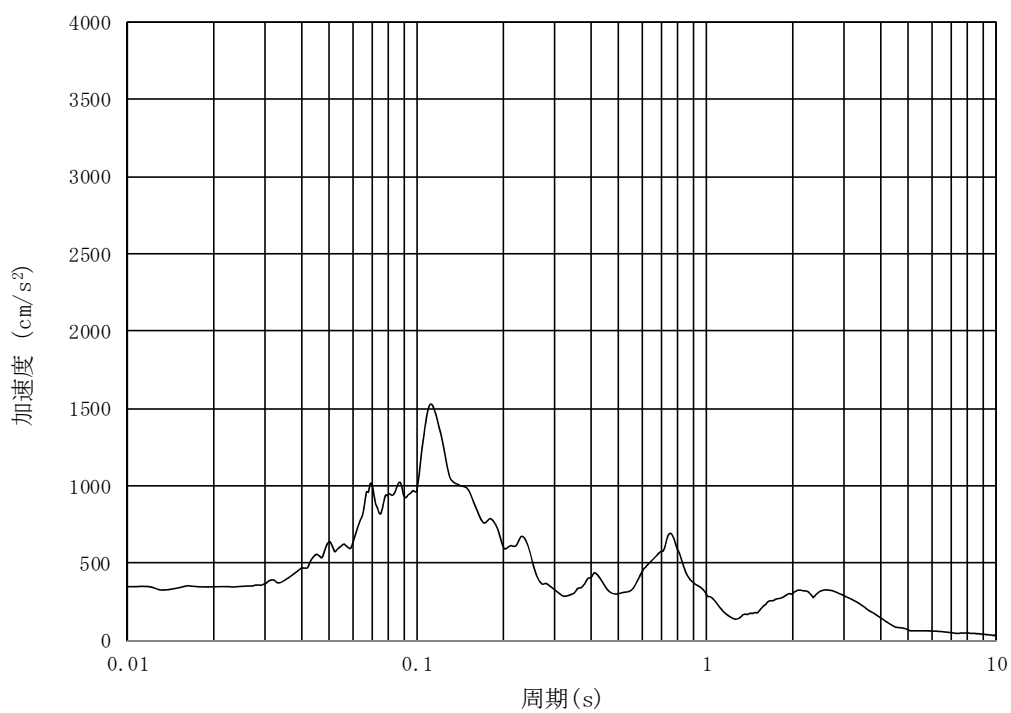
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (20) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

MAX 348 cm/s^2 (28.27s)



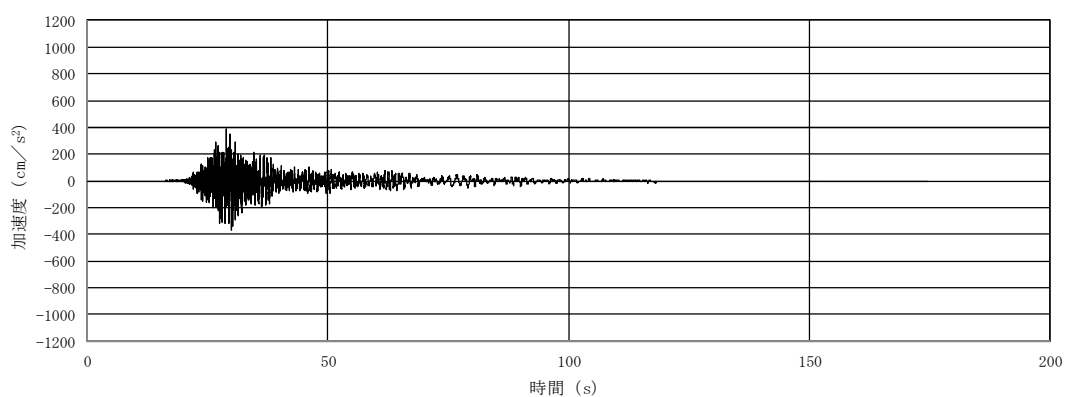
(a) 加速度時刻歴波形



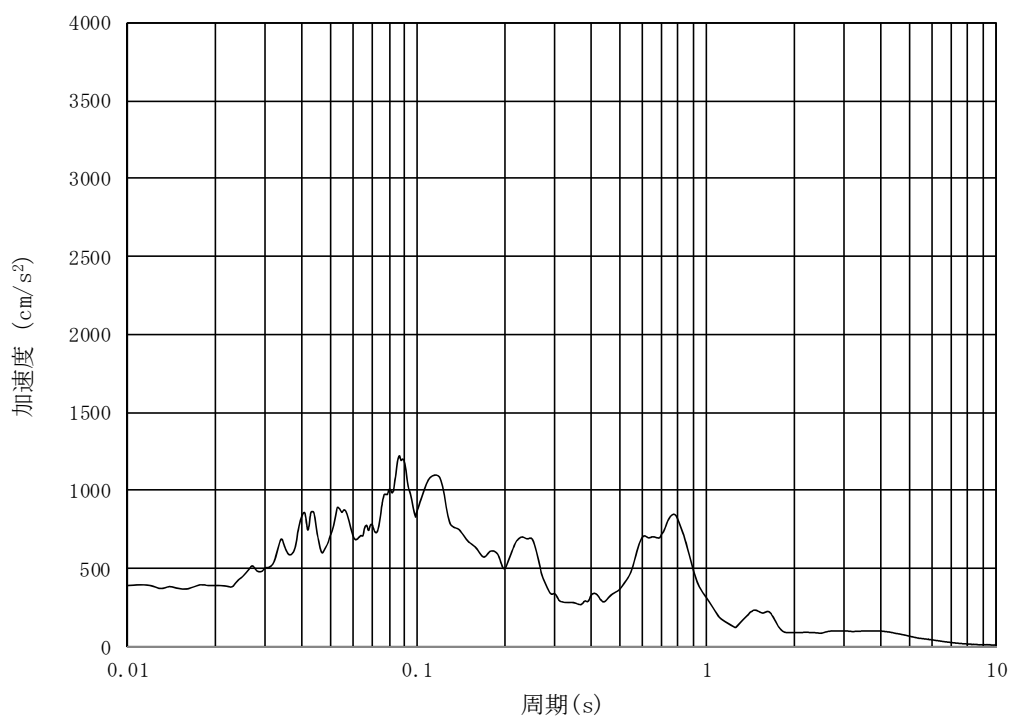
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (21) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向: $S_s - 1.4$)

MAX 392 cm/s^2 (28.99s)

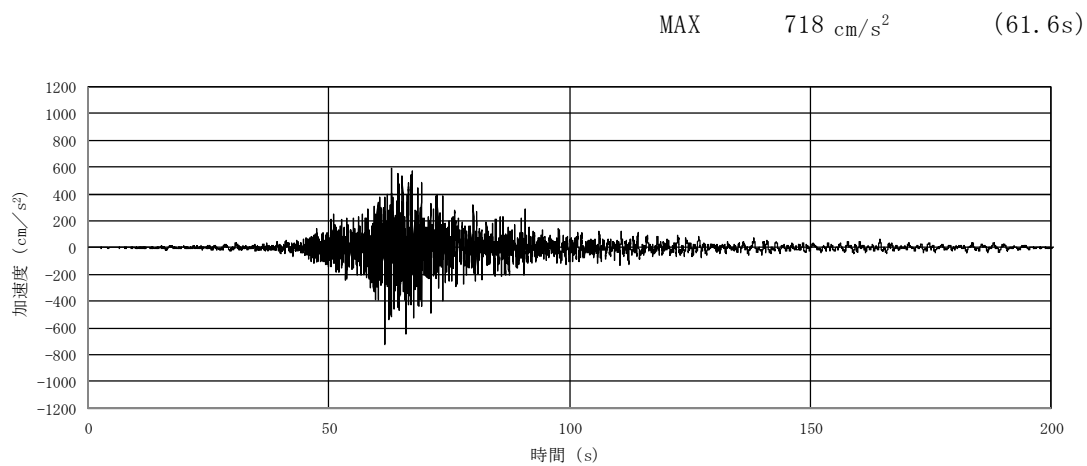


(a) 加速度時刻歴波形

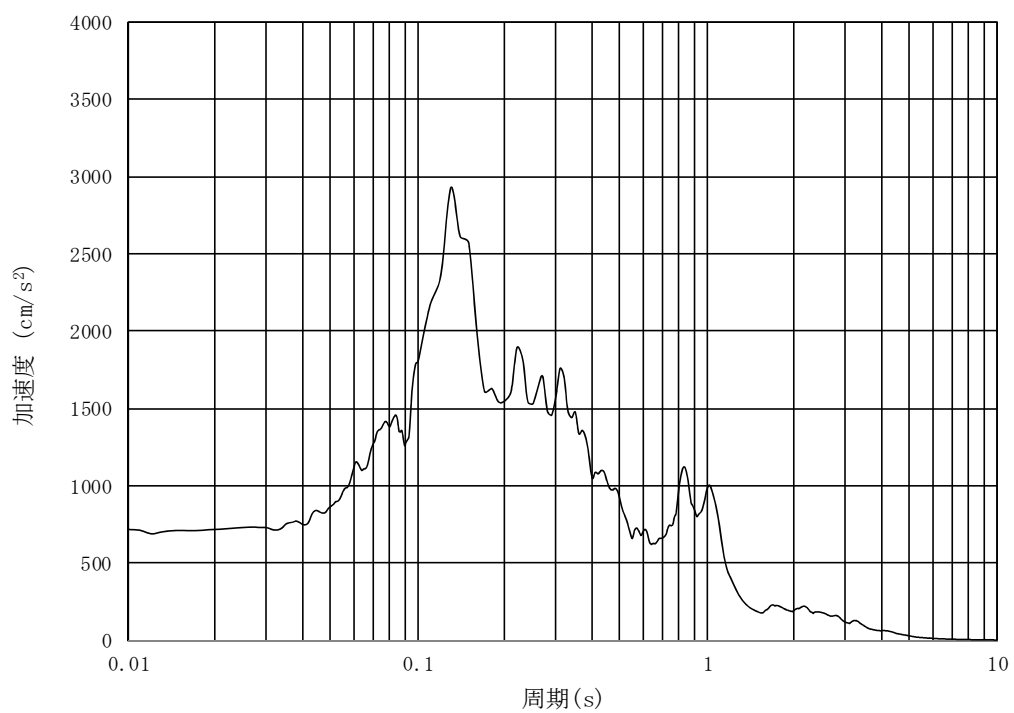


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (22) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

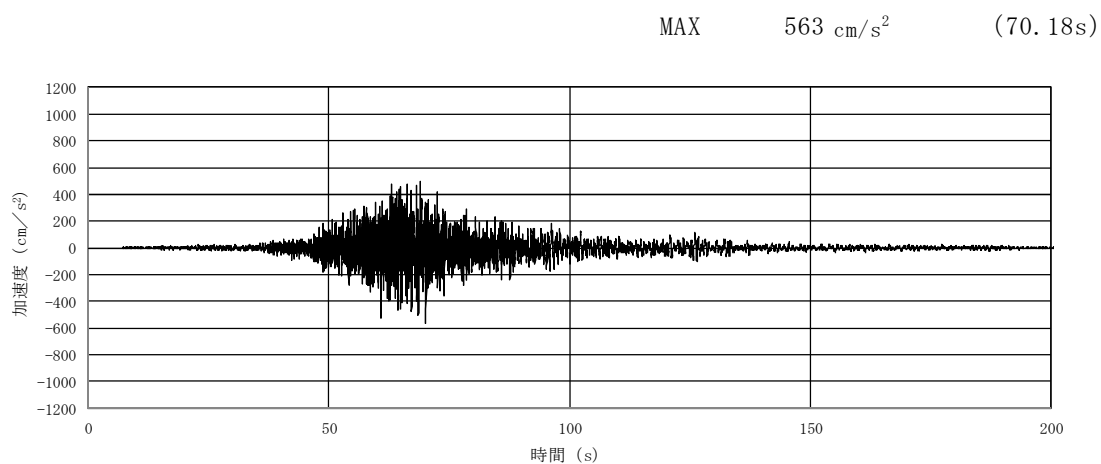


(a) 加速度時刻歴波形

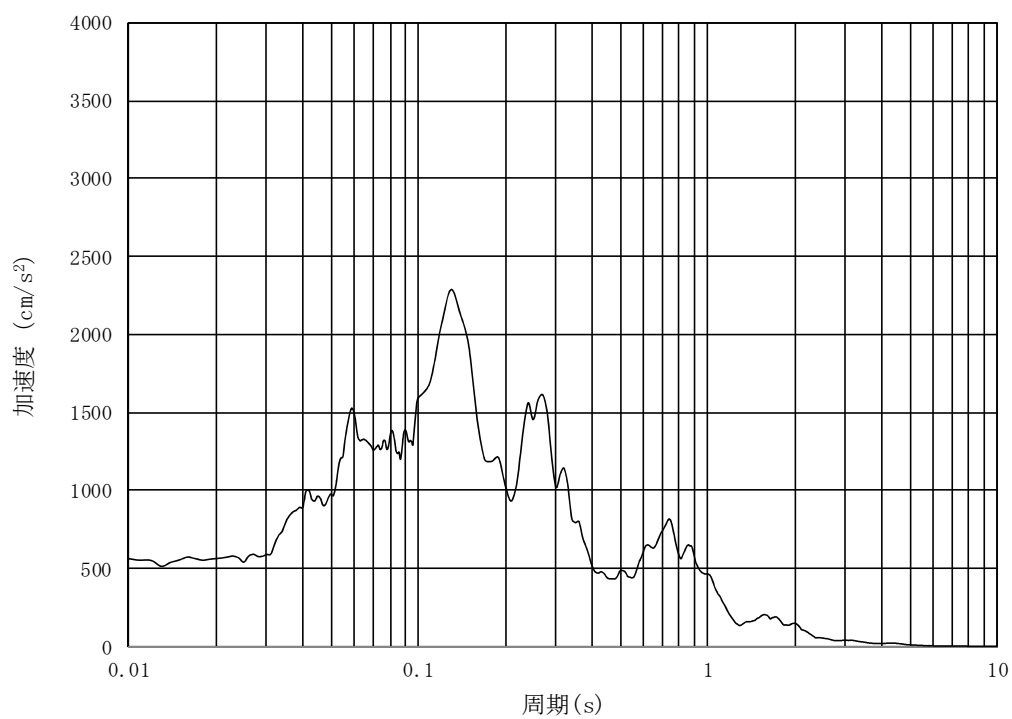


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (23) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 21$)

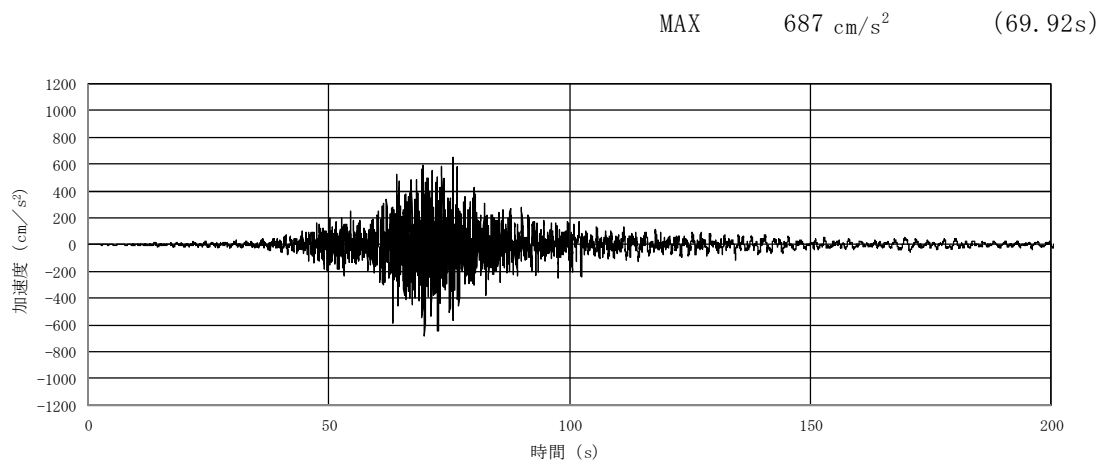


(a) 加速度時刻歴波形

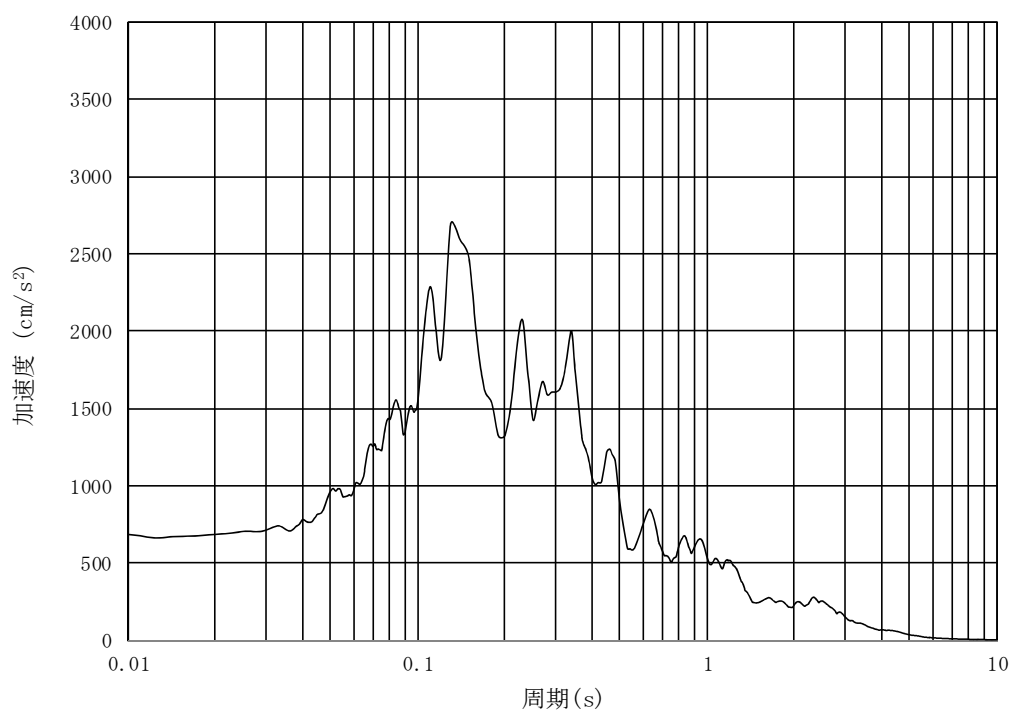


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (24) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 2.1$)

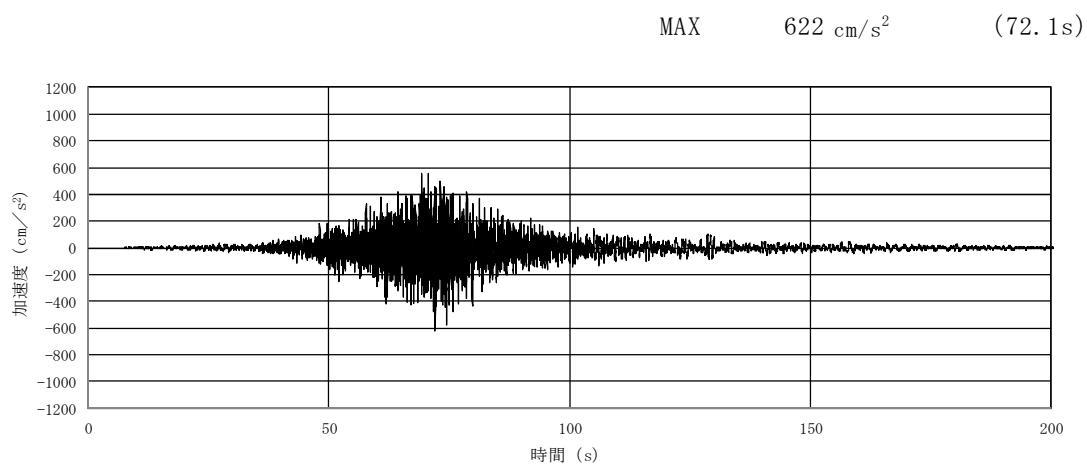


(a) 加速度時刻歴波形

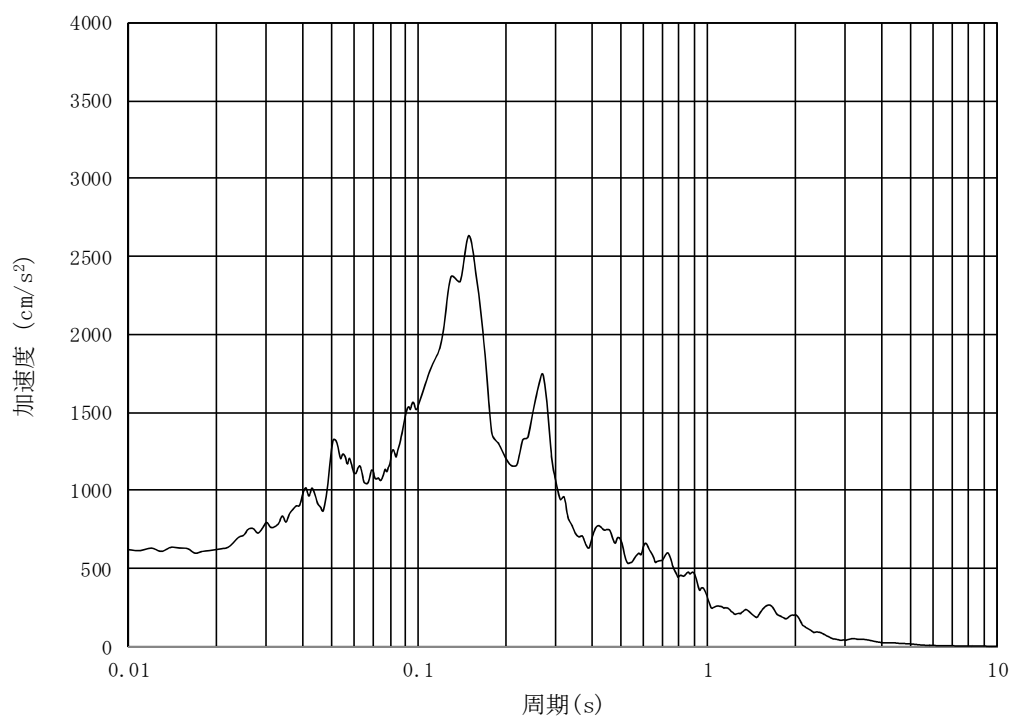


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (25) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

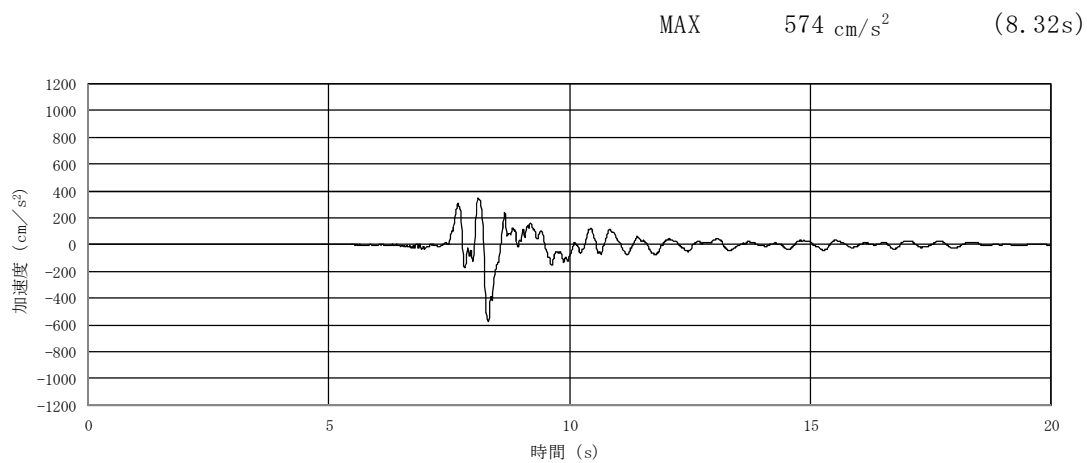


(a) 加速度時刻歴波形

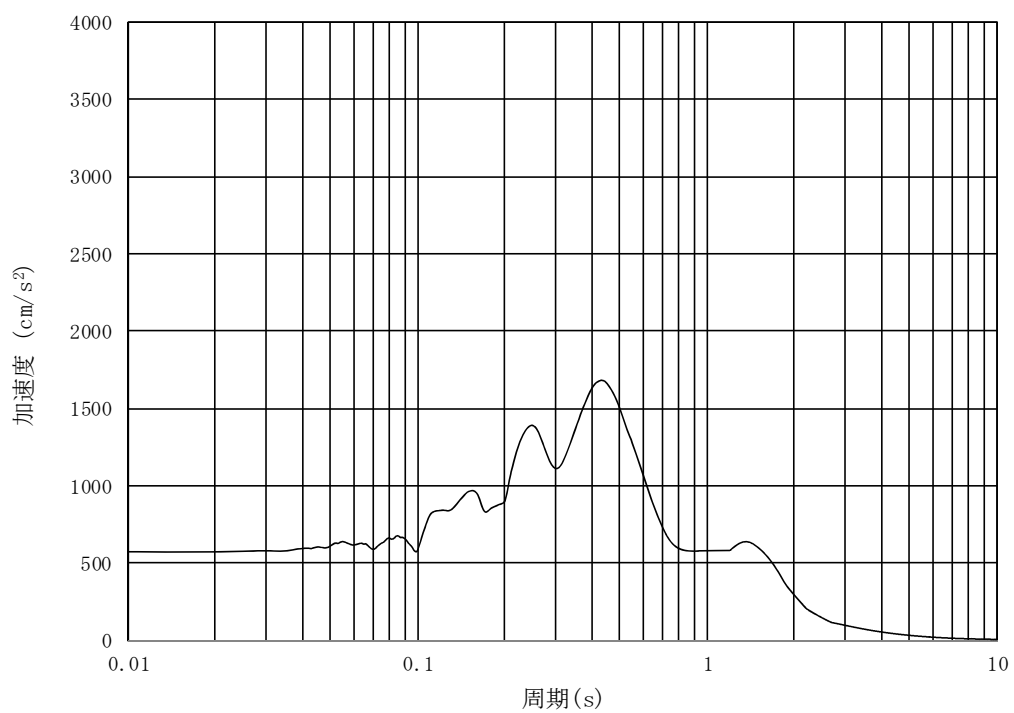


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (26) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)



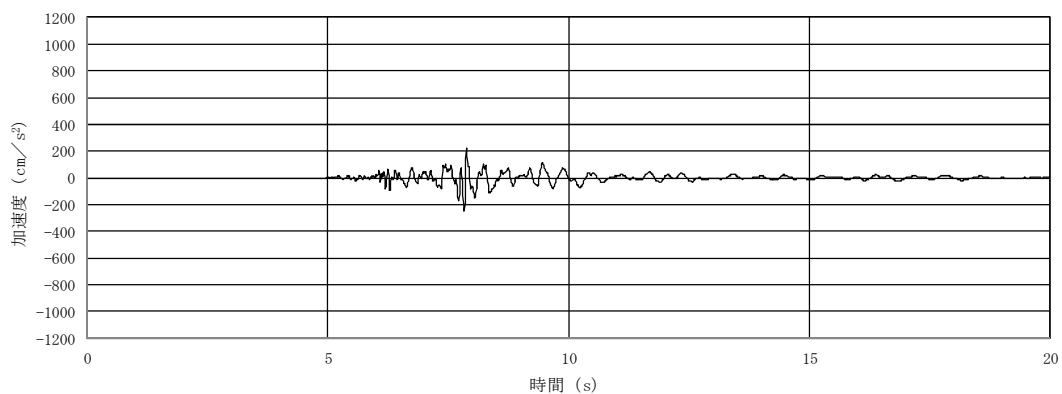
(a) 加速度時刻歴波形



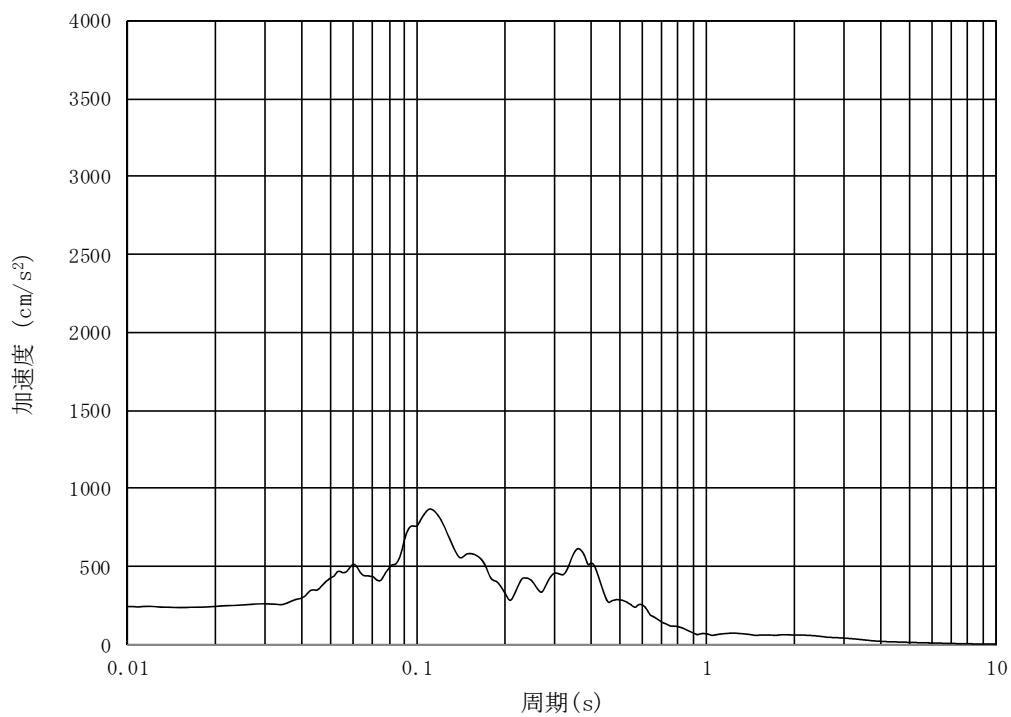
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(水平方向 : $S_s - 31$)

MAX 245 cm/s^2 (7.83s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(鉛直方向: $S_s - 31$)

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.1.1 構造部材に対する許容限界

構造部材に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、表 4.1-1 のとおり設定する。

なお、表 4.1-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし、短期許容応力度は耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.1-1 鋼管矢板の短期許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 2000	SM570	許容曲げ応力度	382.5
		許容せん断応力度	217.5

4.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき以下のとおり設定する。基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4.1-2 に示す。

$$R_u = P_u + U \cdot \sum l_i \cdot f_i$$

ここで、

R_u : 地盤から決まる杭頭での極限支持力 (kN)

P_u : 杭先端の極限支持力 (kN)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

U : 杭の周長 (m)

l_i : 支持層より上層の周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 支持層より上層の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A_t : 鋼管杭の先端純断面積 (m²)

A_i : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m²)

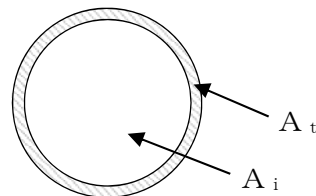


表 4.1-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界 (追而)

4.2 評価方法

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4.2.1 構造部材

構造部材の評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力、せん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(1) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

鋼管矢板に発生する曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

(2) せん断力に対する照査

鋼管矢板に発生するせん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

4.2.2 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

4.3 評価結果（追而）

4.4 まとめ（追而）

6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明

6.8.2.1 貯留堰取付護岸の耐震性についての計算書に関する補足資料

目次

1. 概要	52
2. 基本方針	53
2.1 位置	53
2.2 構造概要	54
2.3 評価方針	56
2.4 適用基準	58
2.5 使用材料及び材料の物性値	59
2.6 地下水位	63
2.7 評価対象断面及び部位	63
3. 地震応答解析	66
3.1 解析方法	66
3.2 解析モデルの設定	68
3.3 減衰特性	76
3.4 荷重の組合せ	78
3.5 地震応答解析の検討ケース	79
3.6 入力地震動	80
4. 耐震評価	97
4.1 許容限界	97
4.2 評価方法	97
4.3 評価結果（追而）	98
4.4 まとめ（追而）	98

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、貯留堰取付護岸が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰取付護岸に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰取付護岸の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

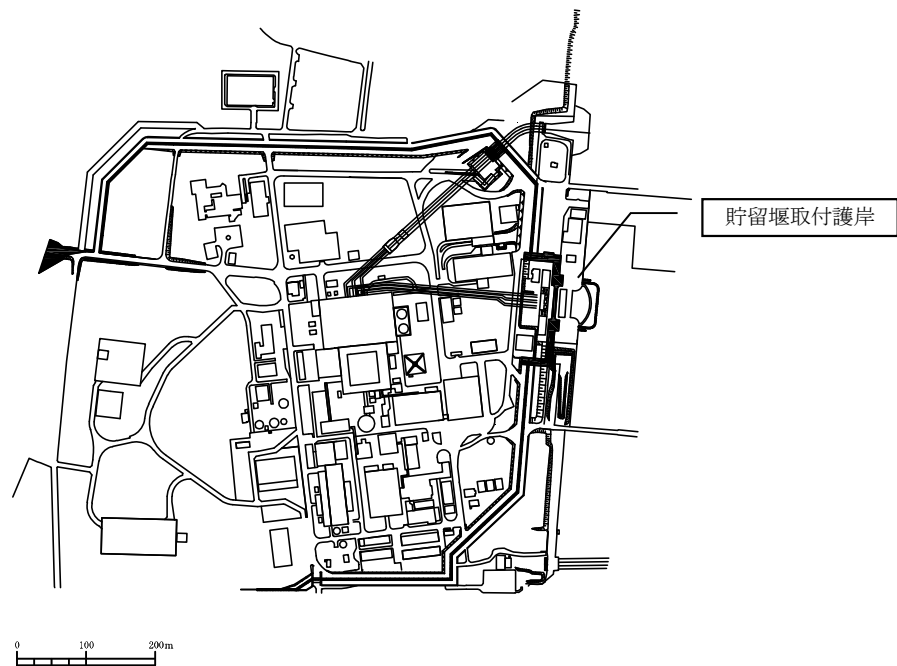


図 2.1-1 (1) 貯留堰取付護岸の平面配置図 (全体図)

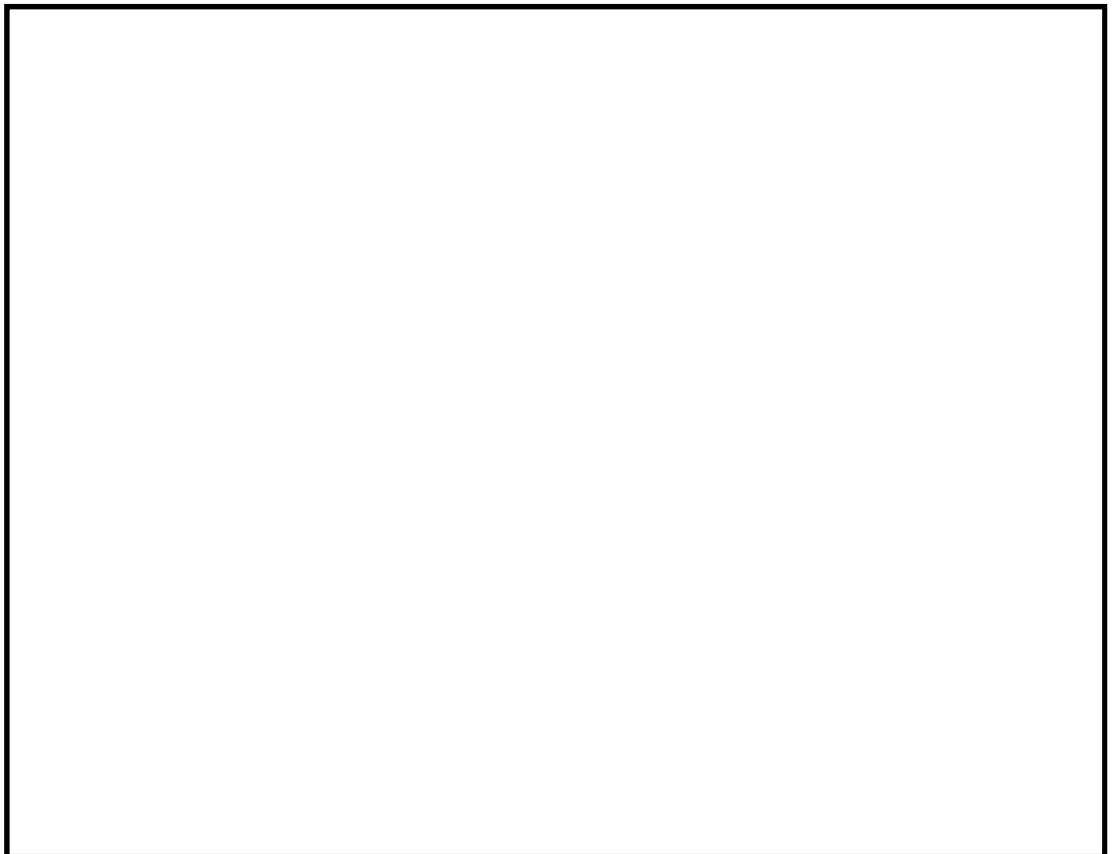


図 2.1-1 (2) 貯留堰取付護岸の平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

貯留堰取付護岸は、貯留堰の構成部材である防護材取付部鋼材と接続する既設構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

貯留堰取付護岸の平面図を図 2.2-1、断面図を図 2.2-2 に示す。

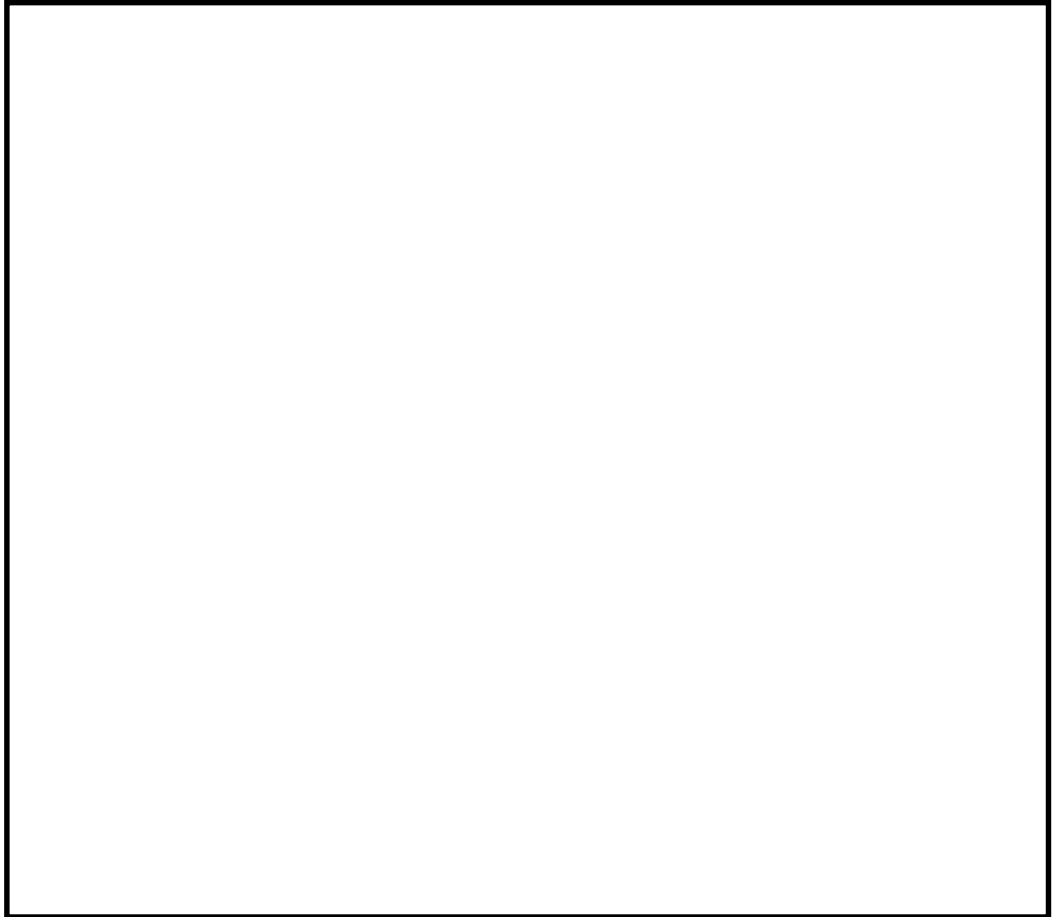


図 2.2-1 (1) 貯留堰取付護岸の平面図

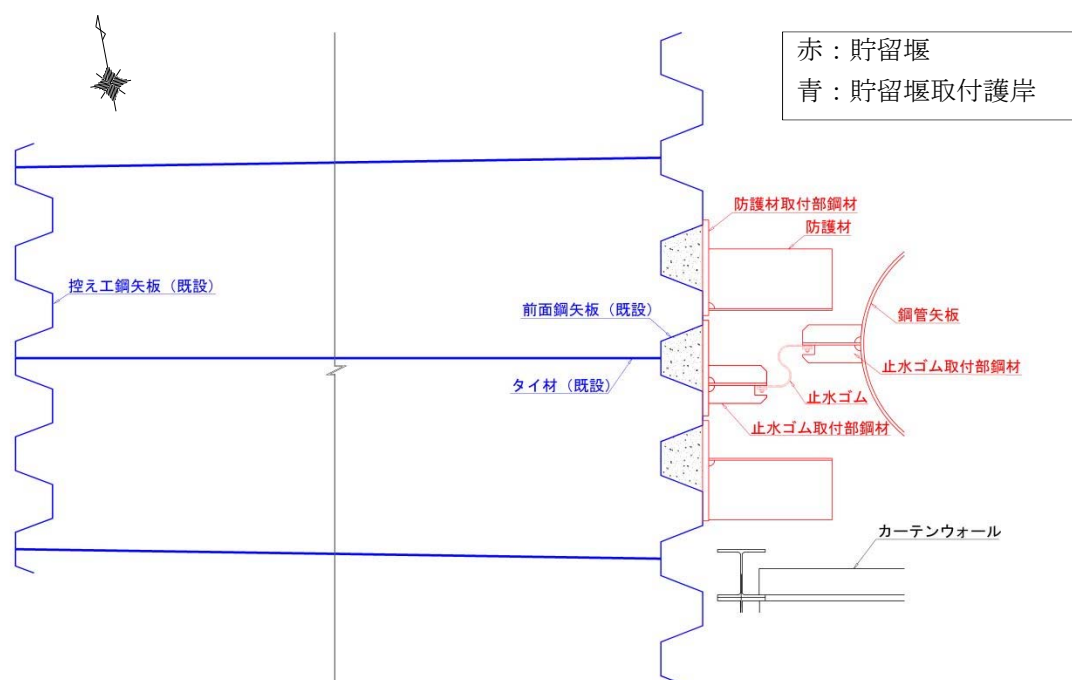


図 2.2-1 (2) 貯留堰取付護岸の平面図 (A 部拡大)

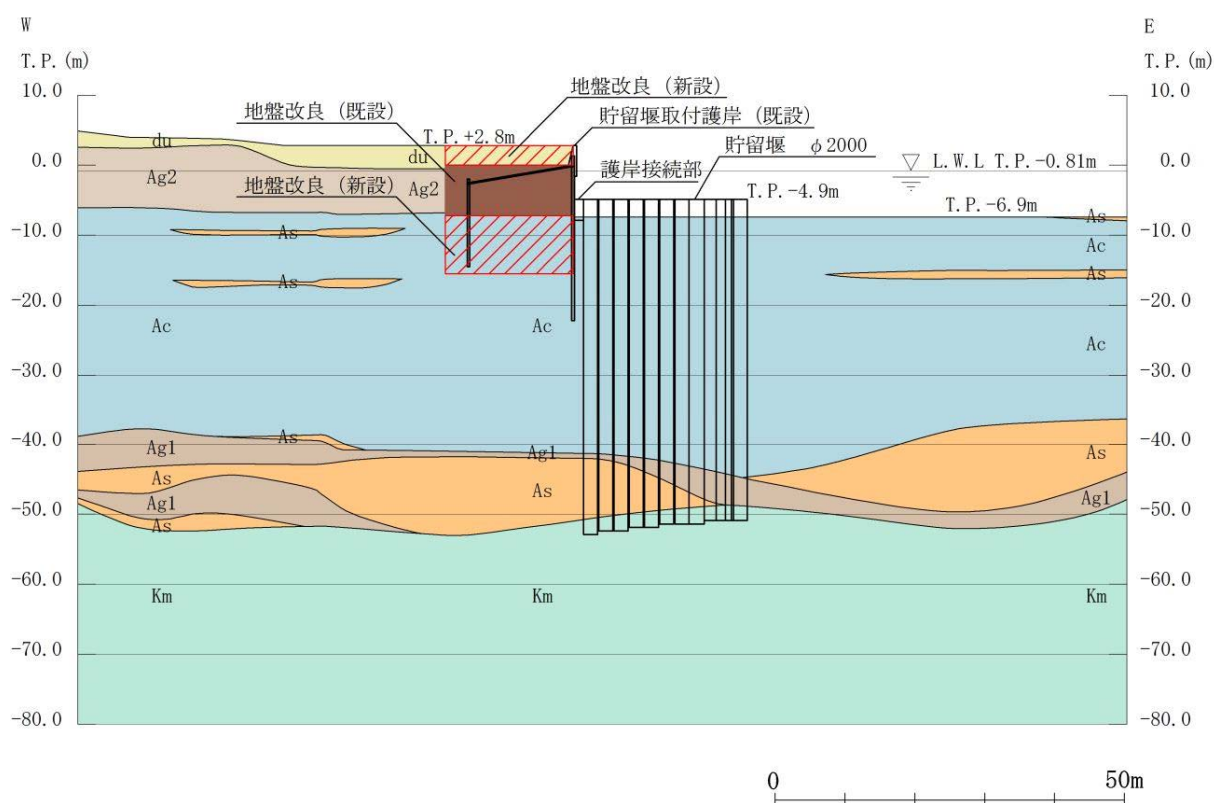


図 2.2-2 貯留堰取付護岸の断面図 (A-A 断面)

2.3 評価方針

貯留堰取付護岸は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設の間接支持構造物に分類される。

貯留堰取付護岸の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-1 の貯留堰取付護岸の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

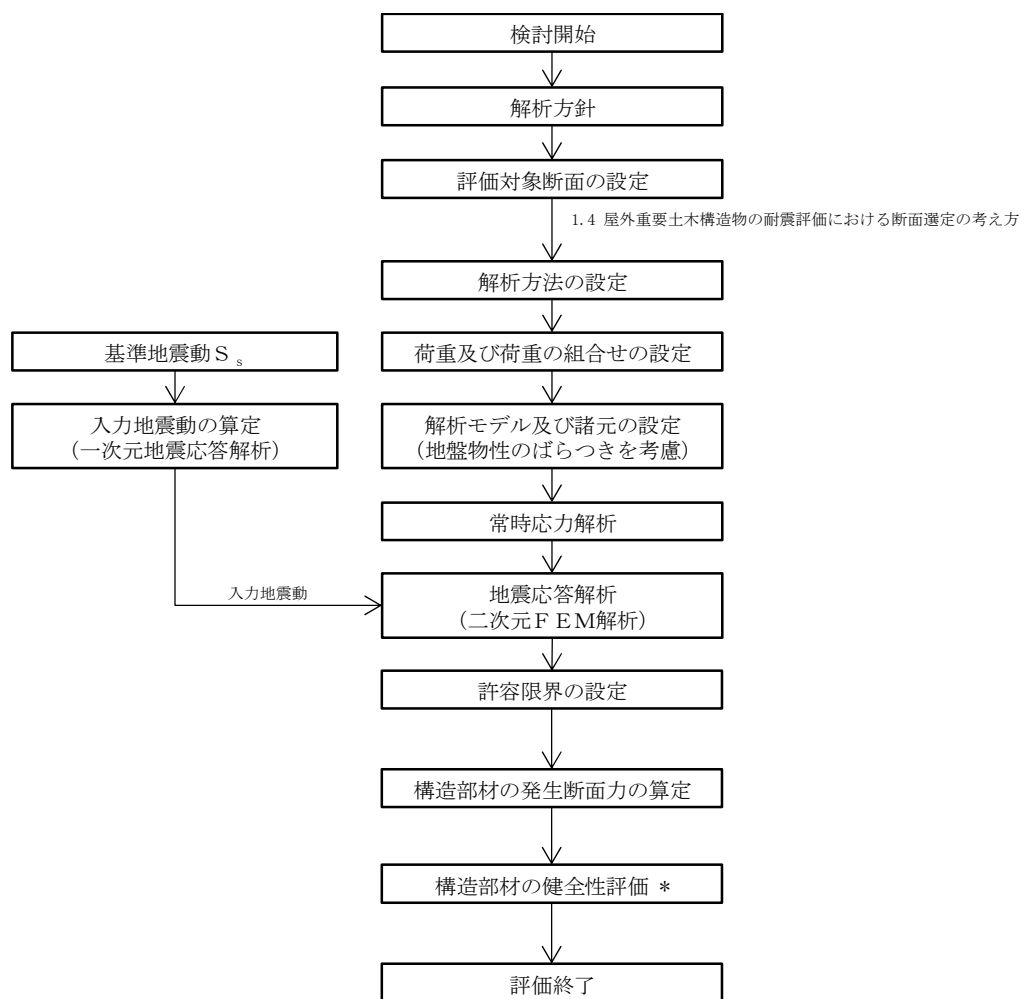
構造部材の健全性評価については、鋼矢板に発生する曲げモーメント及びタイ材に発生する引張力が許容限界以下であることを確認する。

貯留堰取付護岸の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 貯留堰取付護岸の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	前面鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材 (既設)	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	前面鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材 (既設)	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 * : 構造部材の健全性を評価することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 貯留堰取付護岸の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年度）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年度）	・曲げに対する照査は，発生曲げモーメントが，許容限界以下であることを確認 ・引張強さに対する照査は，発生引張力が許容限界以下であることを確認
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年度）	・腐食代の設定
地震応答解析	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年） ・J E A G 4 6 0 1 -1987	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 2.5-1 に、材料物性値を表 2.5-2 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地盤の物性値を表 2.5-3 に示す。

表 2.5-1 使用材料

諸元		
鋼矢板	貯留堰取付護岸	SY295
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T (タイブル)
鋼管矢板	貯留堰	SM570

表 2.5-2 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼矢板	77	2.00×10^5	0.3
タイ材	—	1.86×10^5	—
鋼管矢板	77	2.00×10^5	0.3

表 2.5-3 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 2.5-3 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ²	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高（m）

表 2.5-3 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 $h_{max}(-)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

地盤改良体の物性値（追而）

2.6 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

2.7 評価対象断面及び部位

評価対象断面及び部位は、貯留堰取付護岸の構造物の配置，荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

2.7.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰取付護岸が貯留堰の間接支持構造物であることから，V-2-10-4-4-1「貯留堰の耐震性についての計算書」と同様とし，貯留堰との接続部を通る断面であるEW-1断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

平面図を図2.7-1に，断面図を図2.7-2にそれぞれ示す。

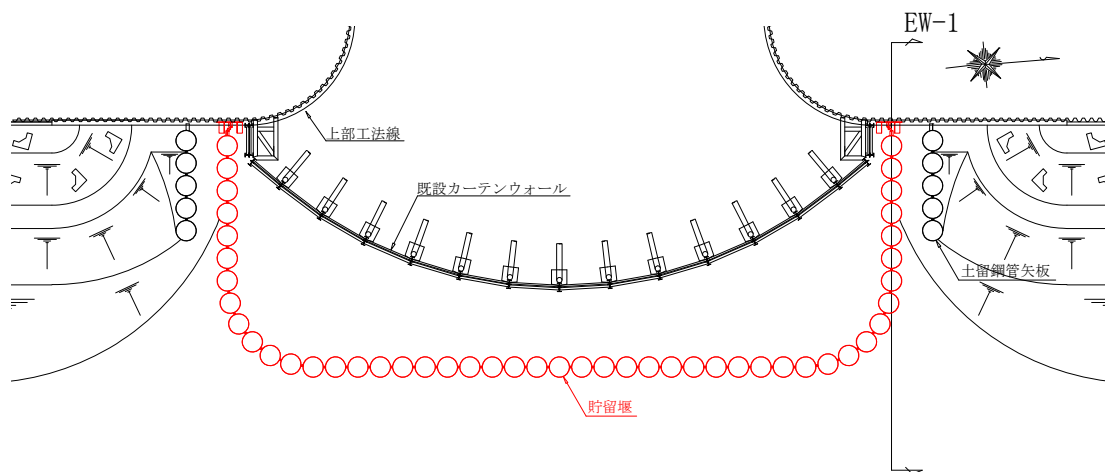


図 2.7-1 貯留堰取付護岸の平面図

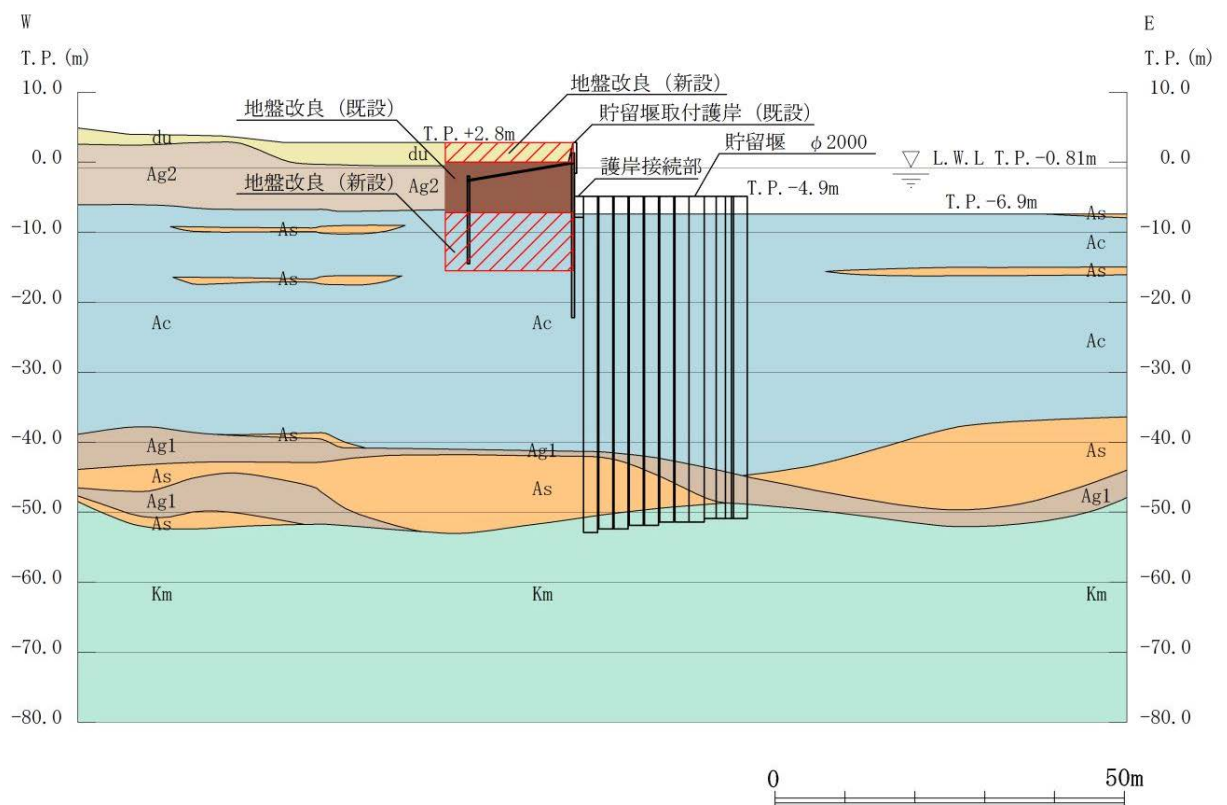


図 2.7-2 貯留堰取付護岸の断面図 (EW-1)

2.7.2 評価対象部位

評価対象部位を図 2.7-3 に示す。

(1) 前面鋼矢板

構造部材の健全性が要求される前面鋼矢板を評価対象部位とする。

(2) 控え工鋼矢板

構造部材の健全性が要求される控え工鋼矢板を評価対象部位とする。

(3) タイ材

構造部材の健全性が要求されるタイ材を評価対象部位とする。

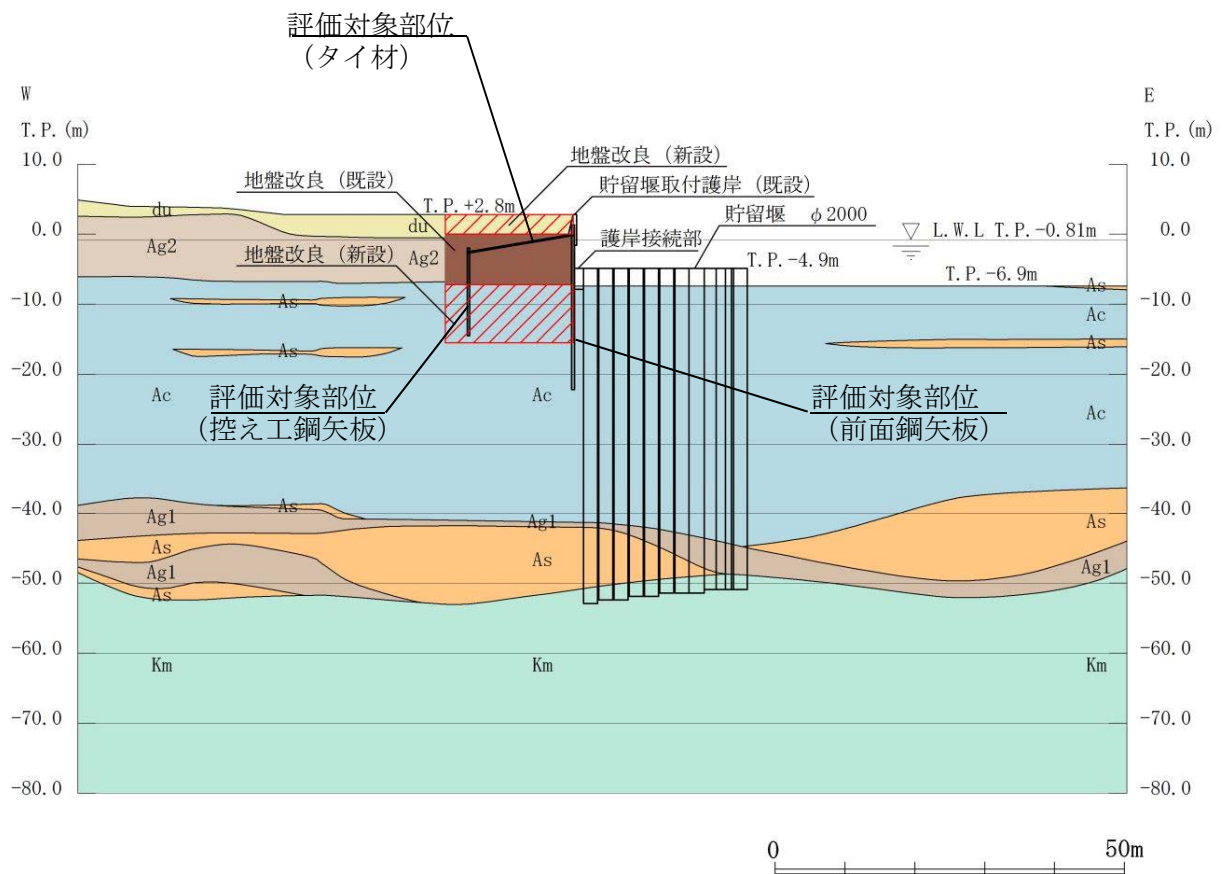


図 2.7-3 評価対象部位

3. 地震応答解析

3.1 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、付録 24「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.1-1 に示す。

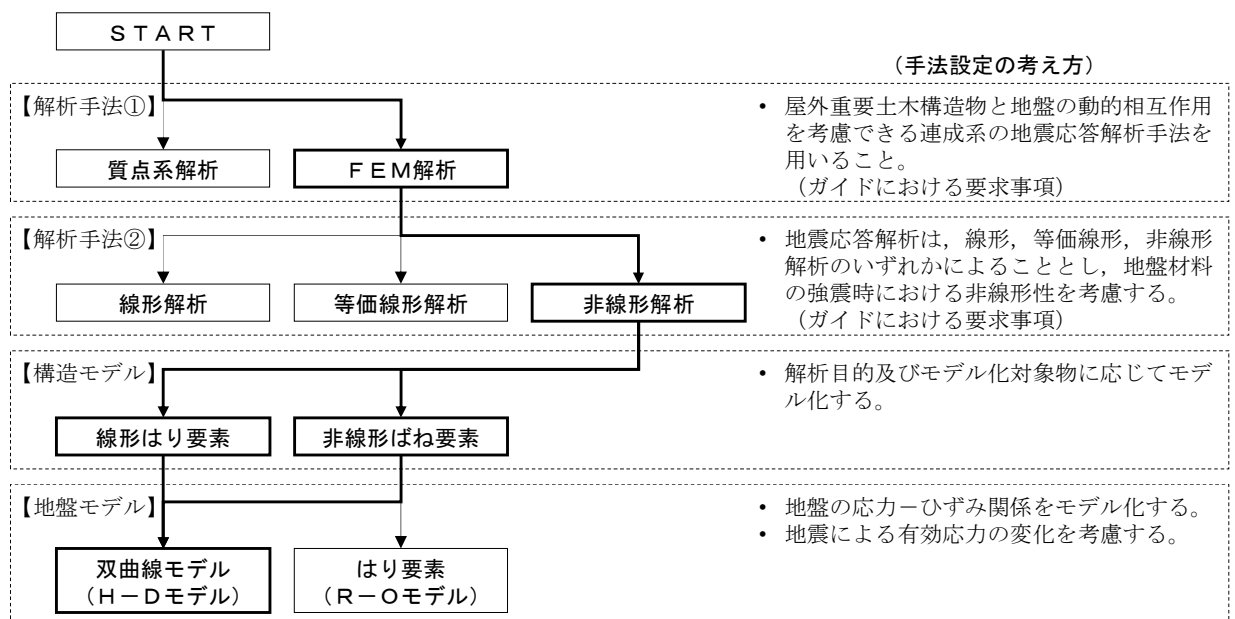


図 3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん

断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら 2 つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2 解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 -1987 を参考に、図 3.2-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長に対して 4 または 5 分割以上になるように要素高さを設定している。

貯留堰取付護岸の地震応答解析モデルを図 3.2-2 に示す。

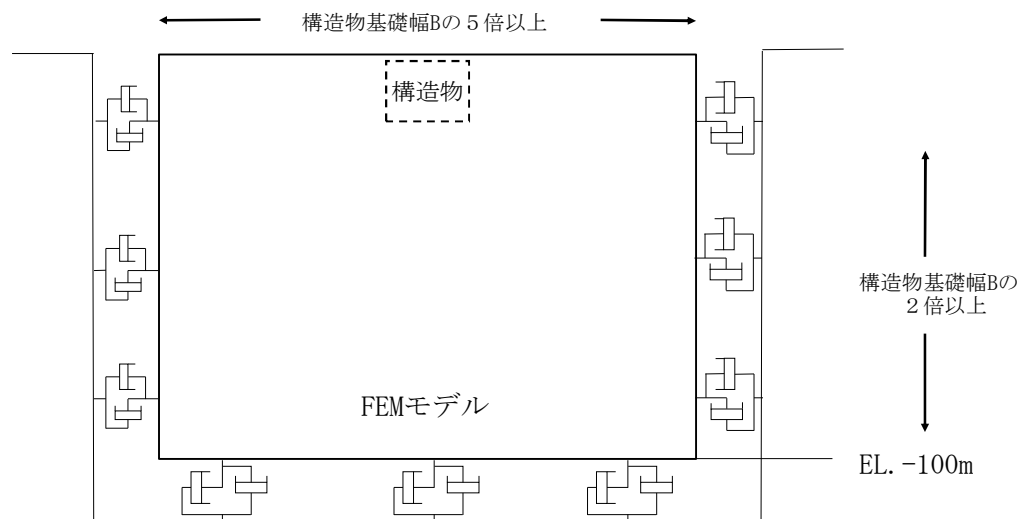


図 3.2-1 モデル範囲の考え方



図 3.2-2 貯留堰取付護岸の地震応答解析モデル (EW-1)

3.2.2 ジョイント要素の設定

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより，構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向，接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。接線方向では，構造物と地盤のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c， ϕ は周辺地盤の c， ϕ とする。（表 3.2－1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

- τ_f : せん断強度
- c : 付着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.2－1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

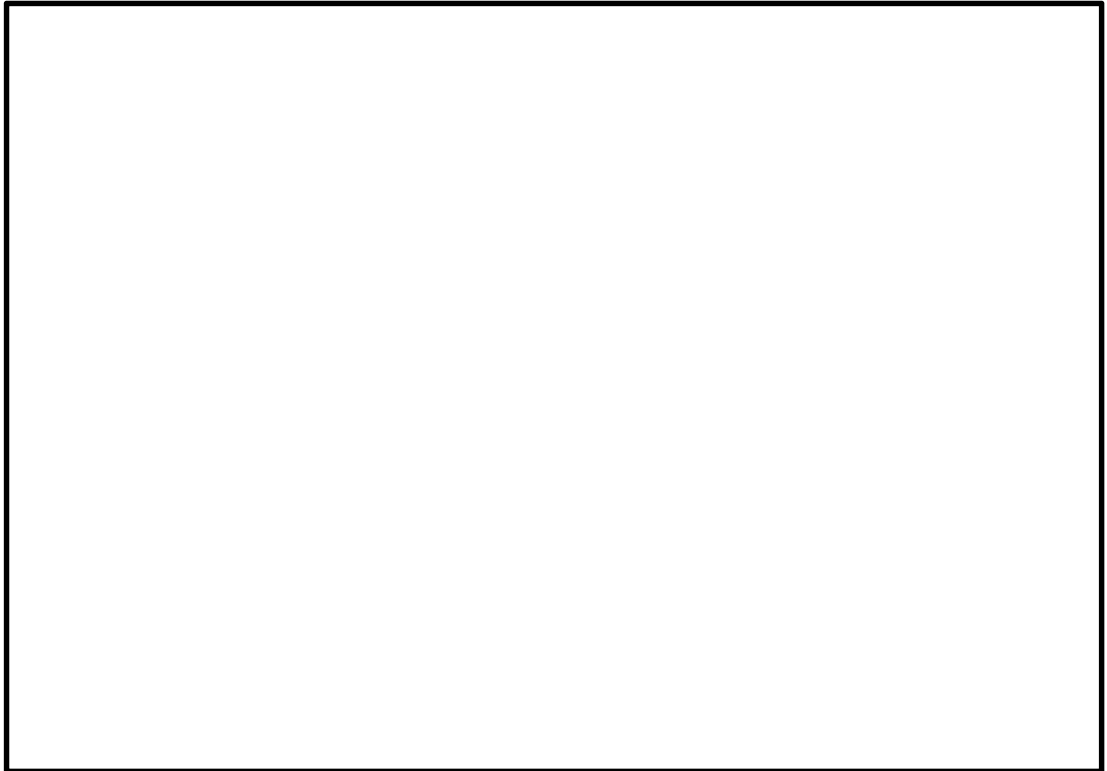
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
		1.5	0	改良体
	Ag2 層	0	37.4	—
		1.5	0	改良体
	Ac 層	0.025	29.1	—
		0.5	0	改良体
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

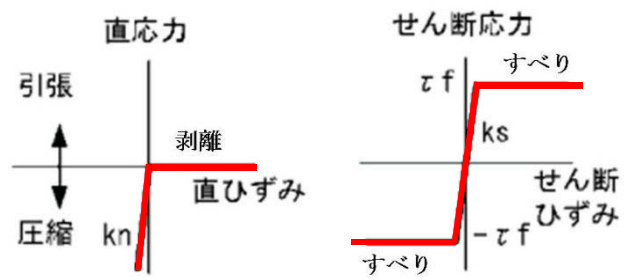
ジョイント要素のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い，表 3.2－2 のとおり設定する。図 3.2－2 にジョイント要素設定の考え方を示す。

表 3.2－2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



(a) ジョイント要素配置図



(b) ジョイント要素の力学的特性

図 3.2-2 ジョイント要素設定の考え方

3.2.3 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより、地盤と杭の相互作用における 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向では、地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。（表 3.2－3 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 付着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.2－3 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Agl 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3.2－4 のとおり設定する。

また、杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される*。

図 3.2－3 に杭－地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

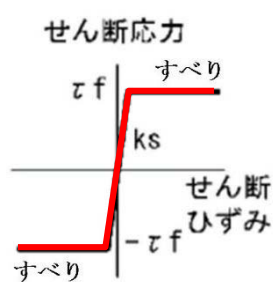
※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3.2－4 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭－地盤相互作用ばね配置図



(b) 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3.2-3 杭－地盤相互作用ばね設定の考え方

3.2.4 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3.2-5 のとおり設定する。図 3.2-4 に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 3.2-5 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

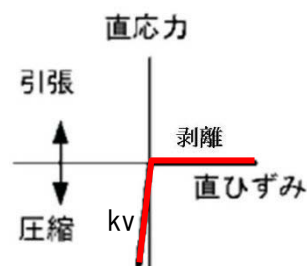


図 3.2-4 杭下端ジョイントばね設定の考え方

3.2.5 材料特性の設定

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

構造部材は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。

3.3 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（平成 24 年 3 月））とする。

図 3.3-1 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.3-1 に固有値解析結果を示す。

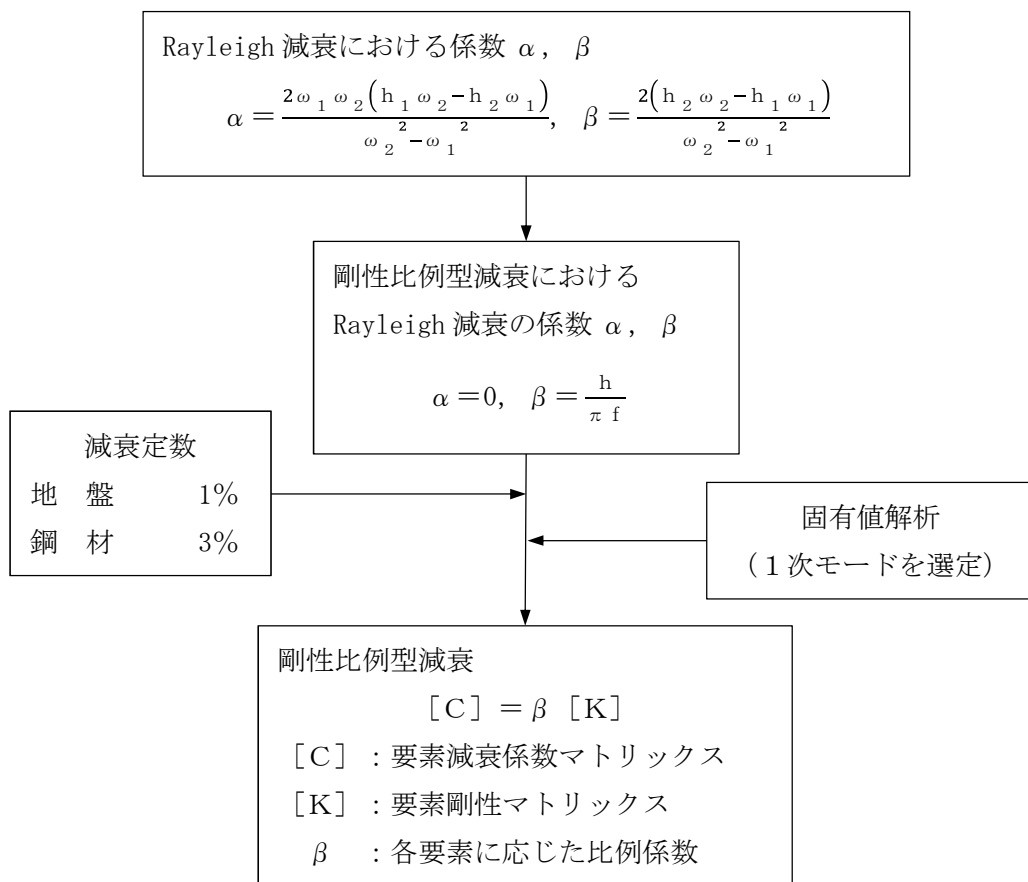


図 3.3-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.3-2 固有値解析結果 (追而)

3.4 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧、動水圧による荷重が含まれるものとする。

荷重の組合せを表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水面及び海水面に応じた静水圧として設定 ・地下水及び海水の密度を考慮
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	雪荷重		○	・積雪荷重を考慮
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない
		風荷重	—	・変形に対して抵抗側に作用するため、考慮しない
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様

3.5 地震応答解析の検討ケース

貯留堰の耐震設計における検討ケースを表 3.5-1 に示す。

表 3.5-1 貯留堰の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1	1
		(+-)	1					
		(-+)	1					
		(--)	1					
	S _s -1 1	(++)	1					
	S _s -1 2	(++)	1					
	S _s -1 3	(++)	1					
	S _s -1 4	(++)	1					
	S _s -2 1	(++)	1					
		(++)	1					
	S _s -3 1	(++)	1					
(-+)		1						
計			12	1	1	1	1	1

3.6 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設計方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 3.6-1 に、基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 3.6-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、付録 39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

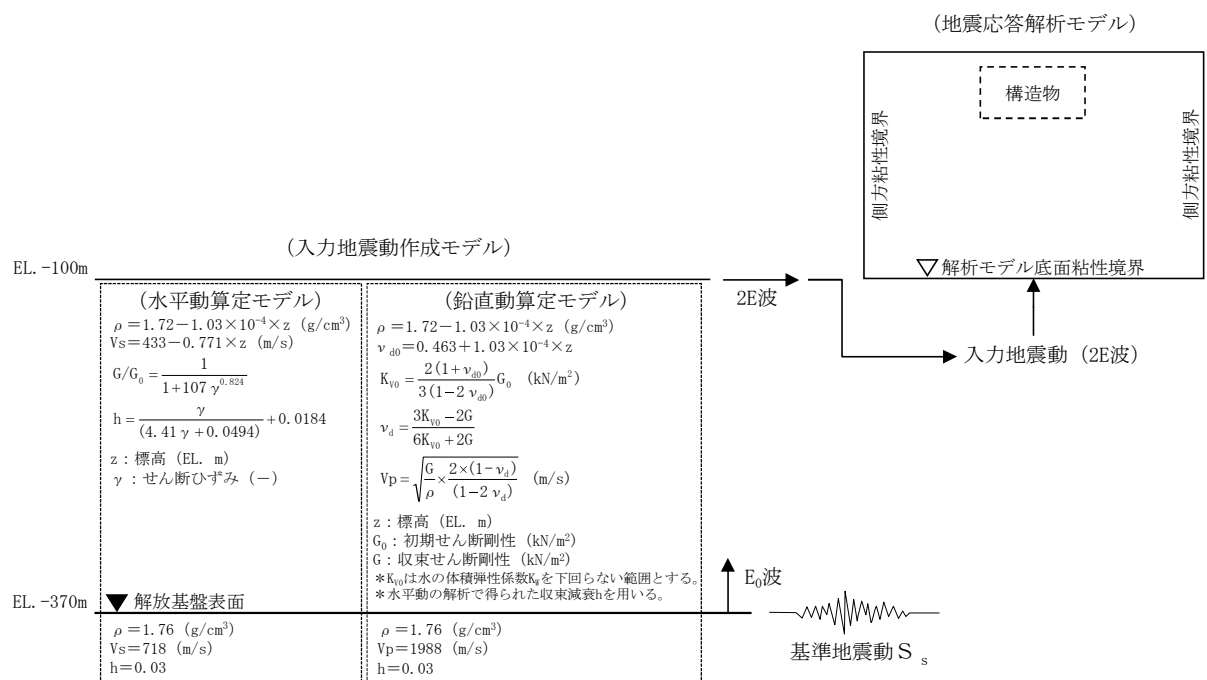
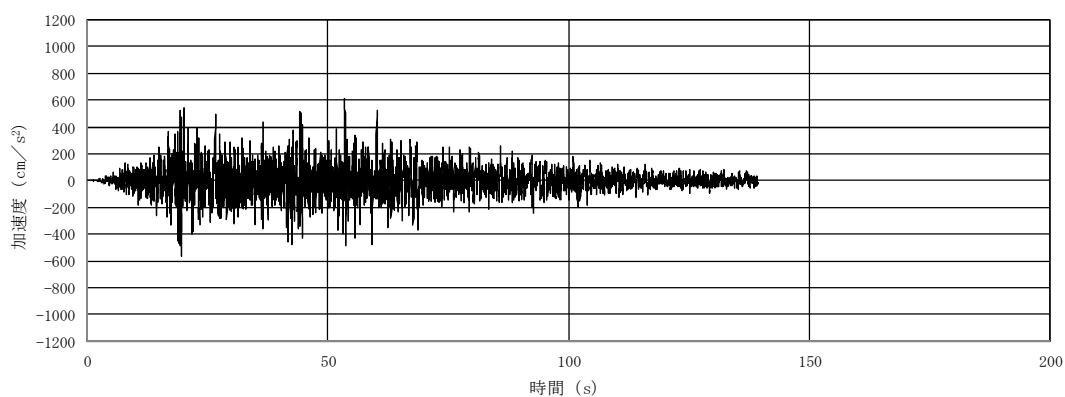
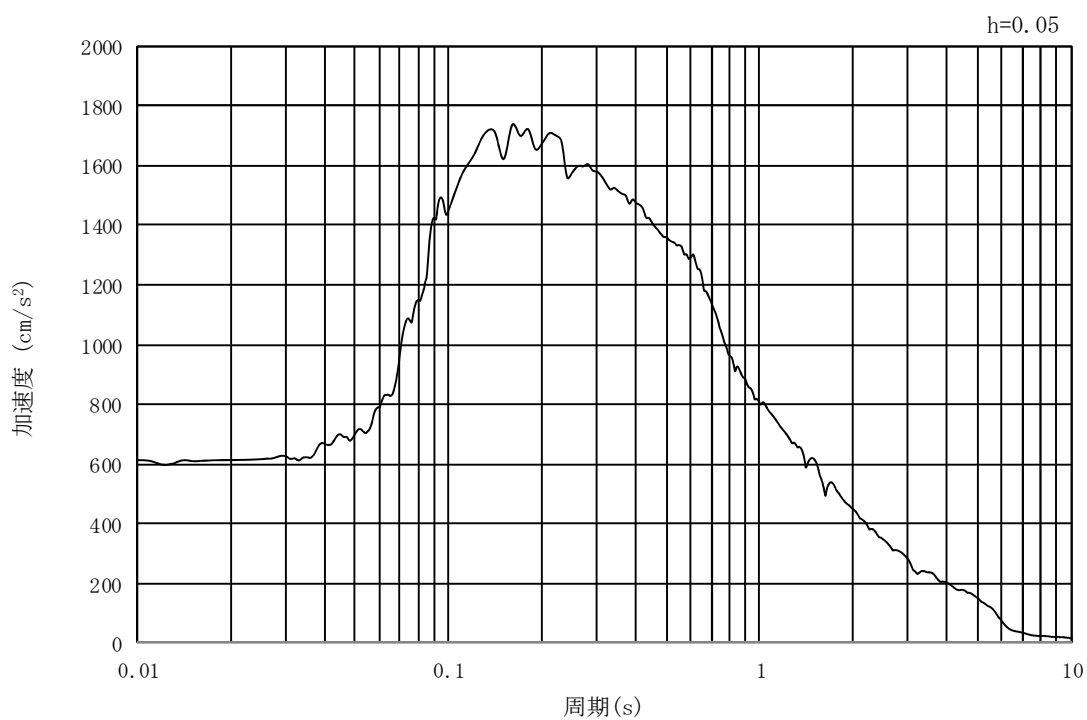


図 3.6-1 入力地震動算定の概念図

MAX 614 cm/s^2 (53.52s)



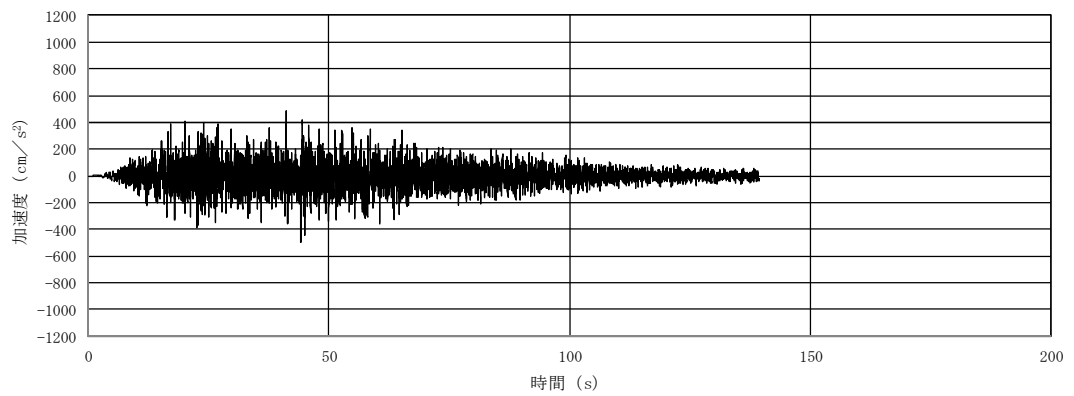
(a) 加速度時刻歴波形



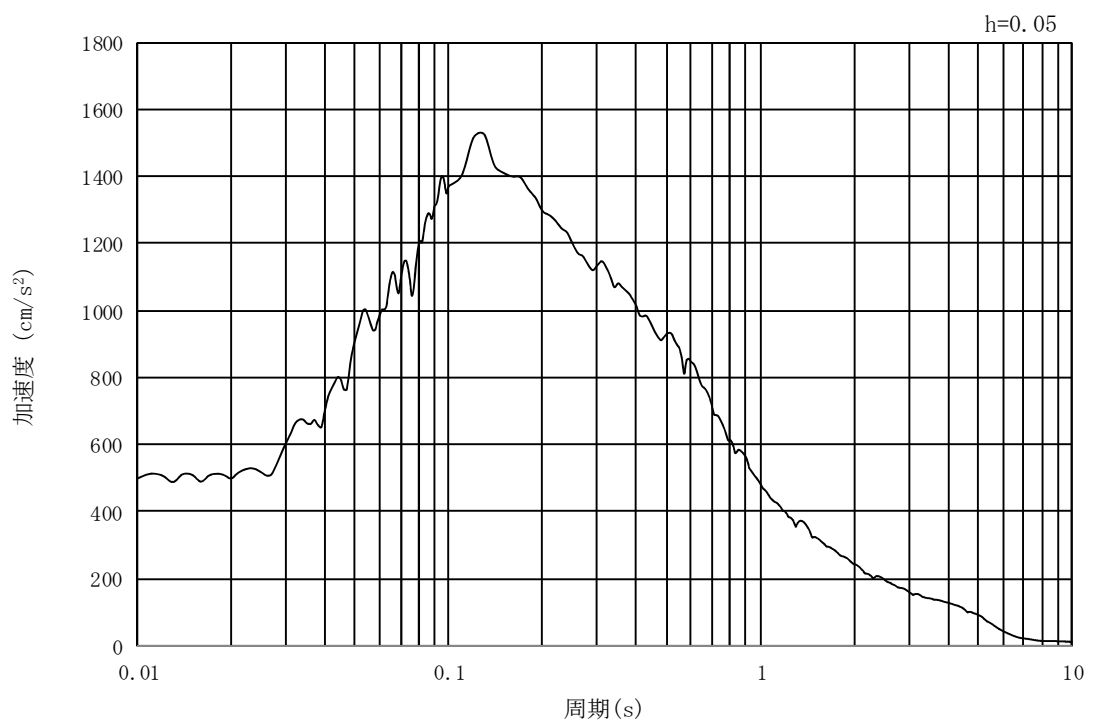
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: S_s-D 1)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)



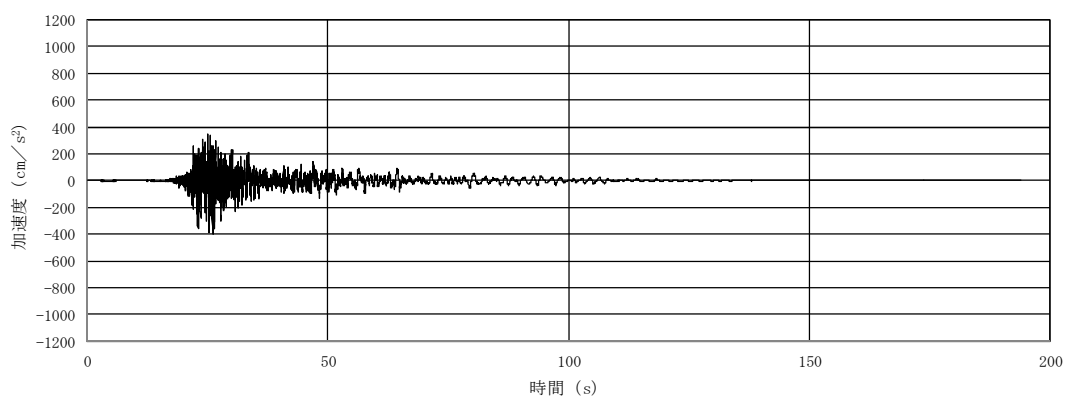
(a) 加速度時刻歴波形



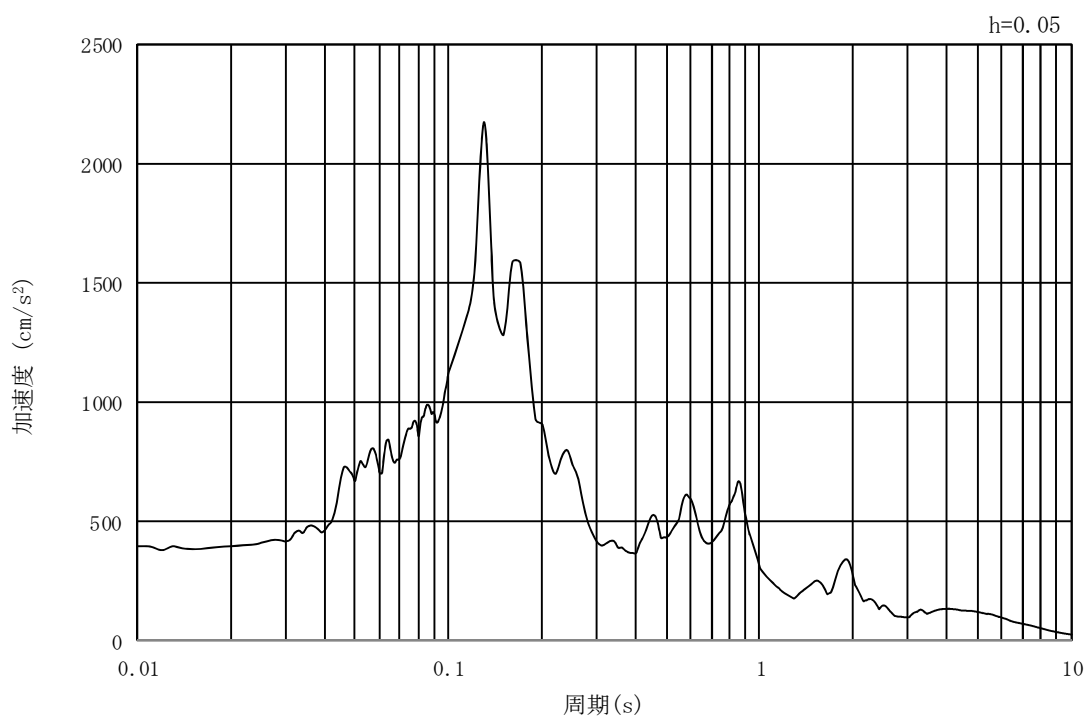
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - D1$)

MAX 393 cm/s^2 (26.13s)



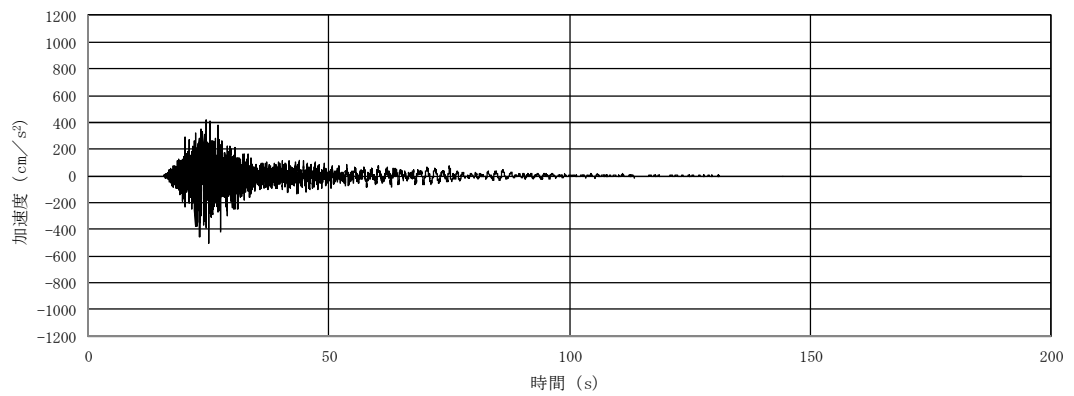
(a) 加速度時刻歴波形



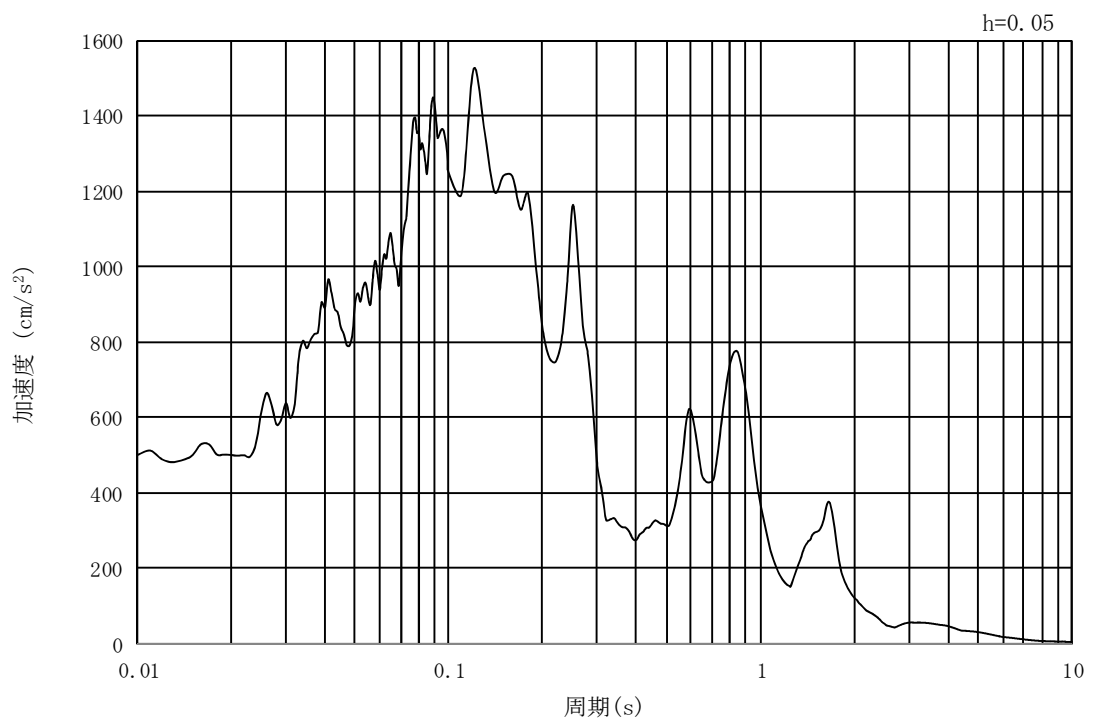
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s^2 (25.03s)



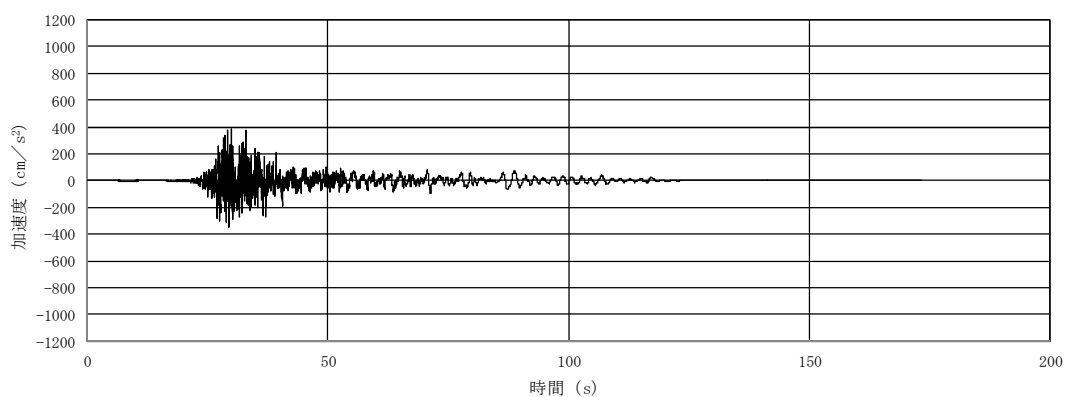
(a) 加速度時刻歴波形



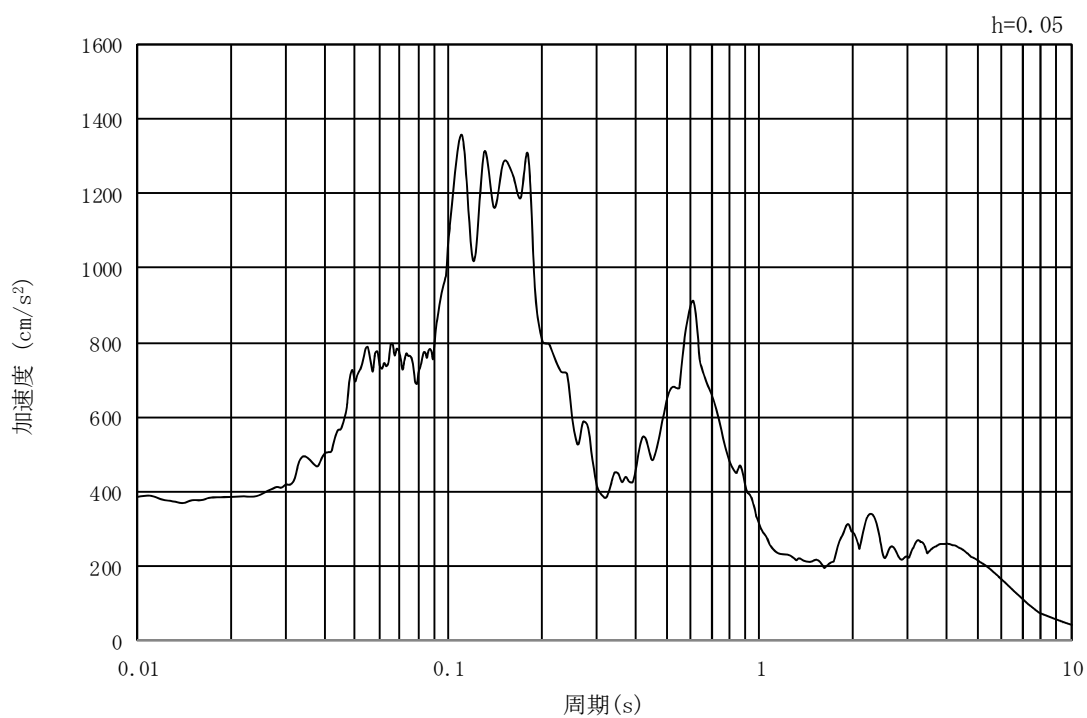
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

MAX 387 cm/s^2 (29.85s)



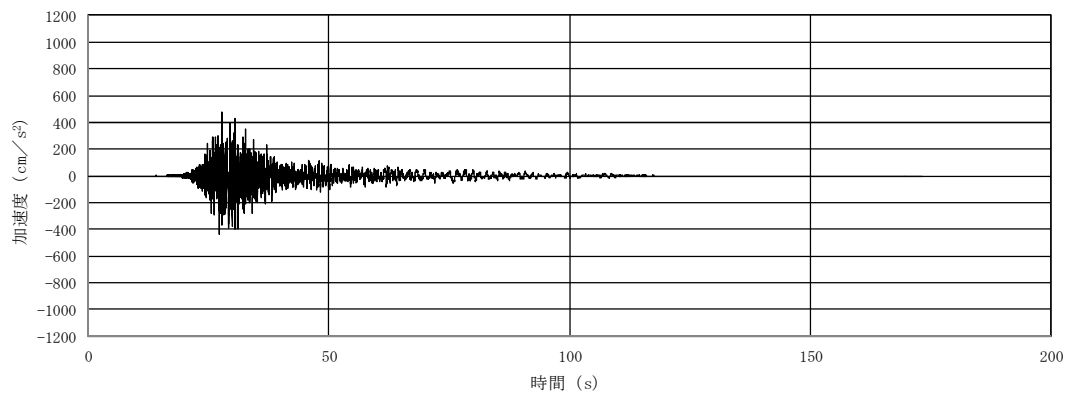
(a) 加速度時刻歴波形



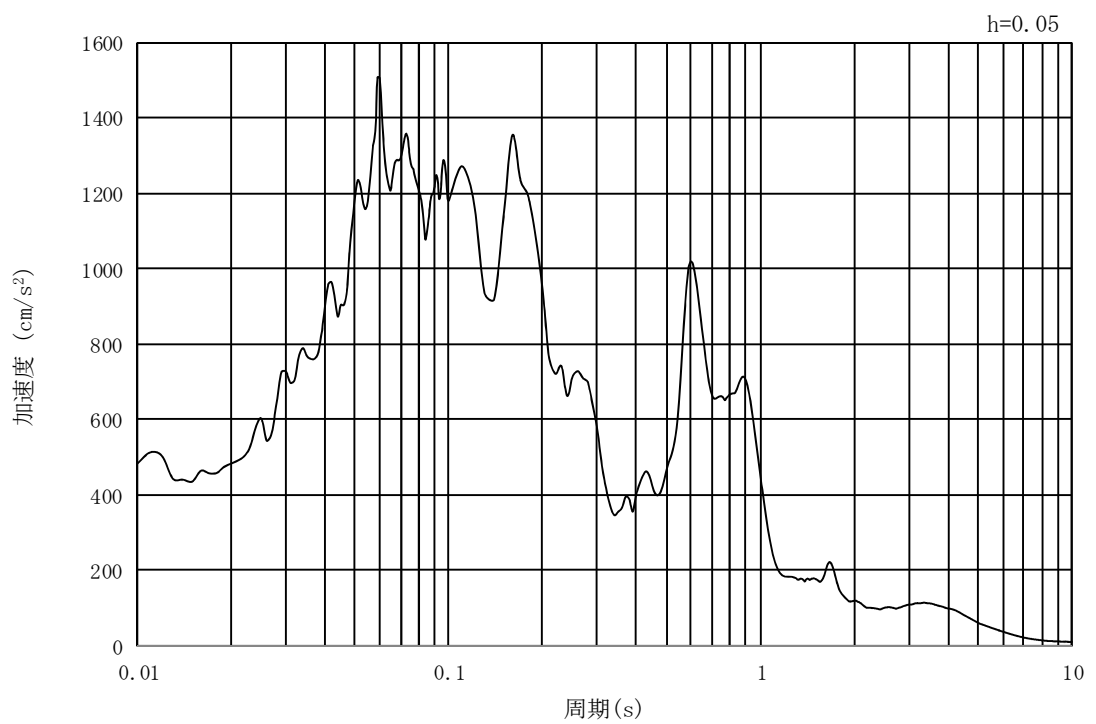
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 1.2$)

MAX 482 cm/s^2 (27.83s)



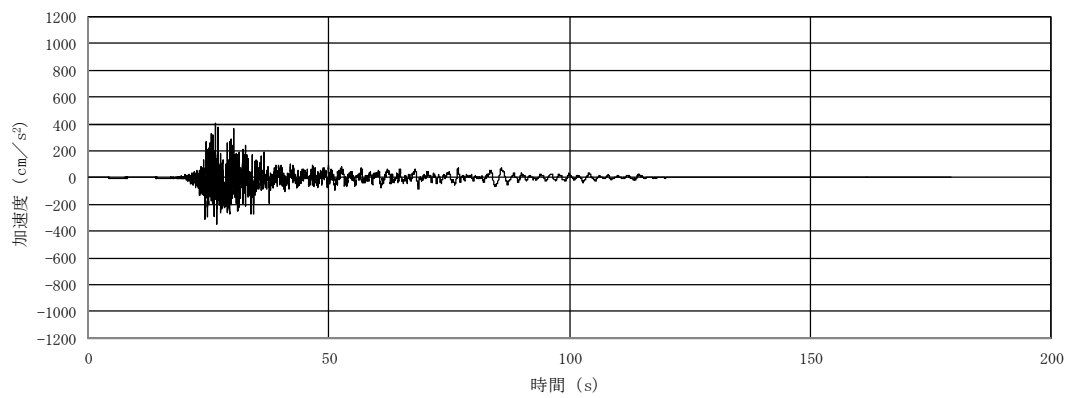
(a) 加速度時刻歴波形



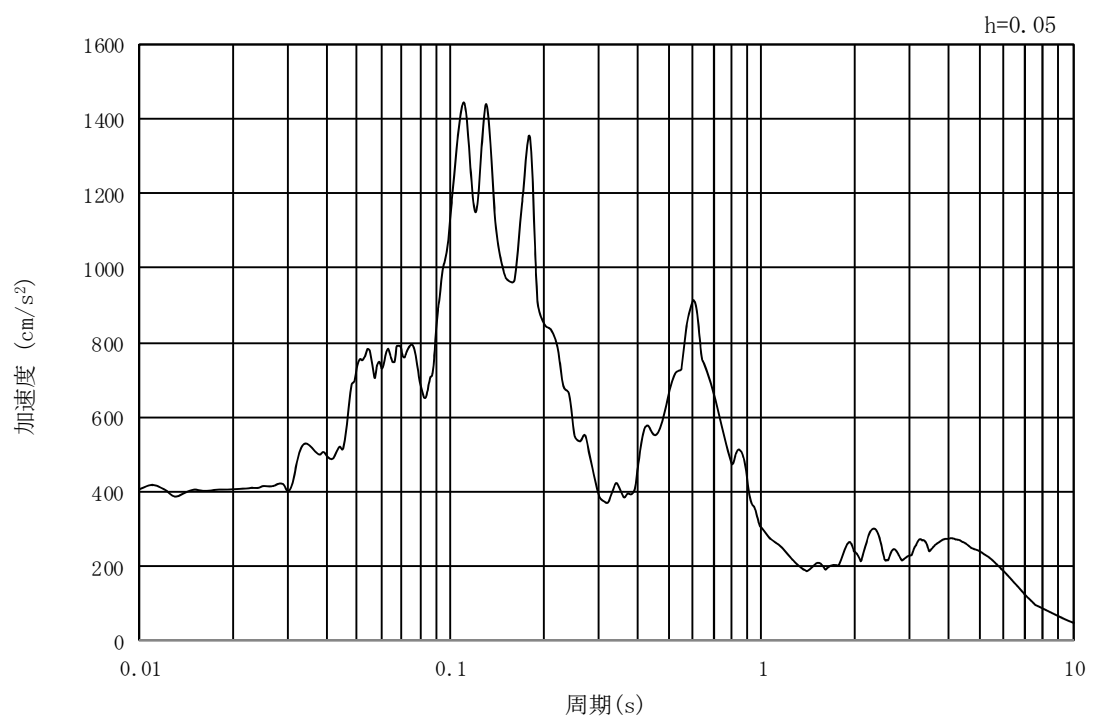
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

MAX 406 cm/s^2 (26.41s)



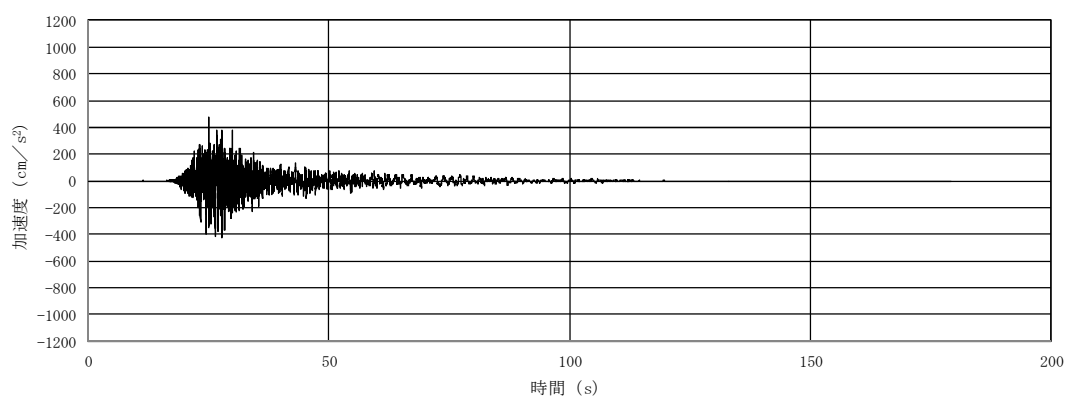
(a) 加速度時刻歴波形



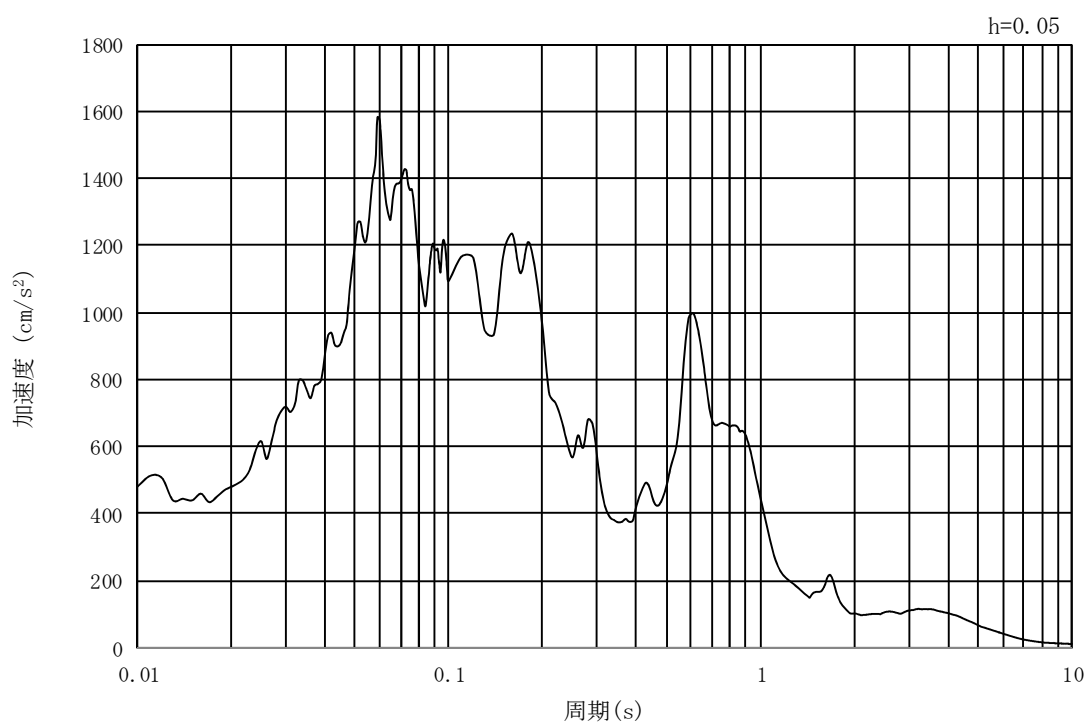
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 1.3$)

MAX 478 cm/s^2 (25.05s)



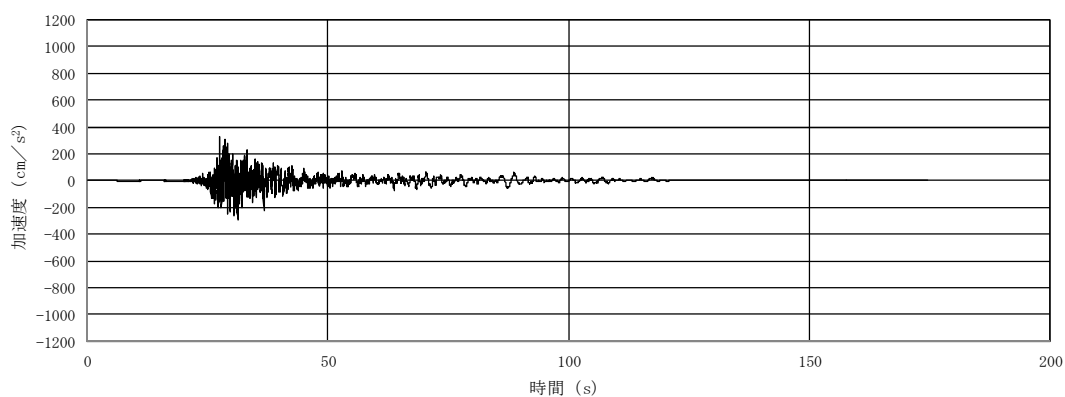
(a) 加速度時刻歴波形



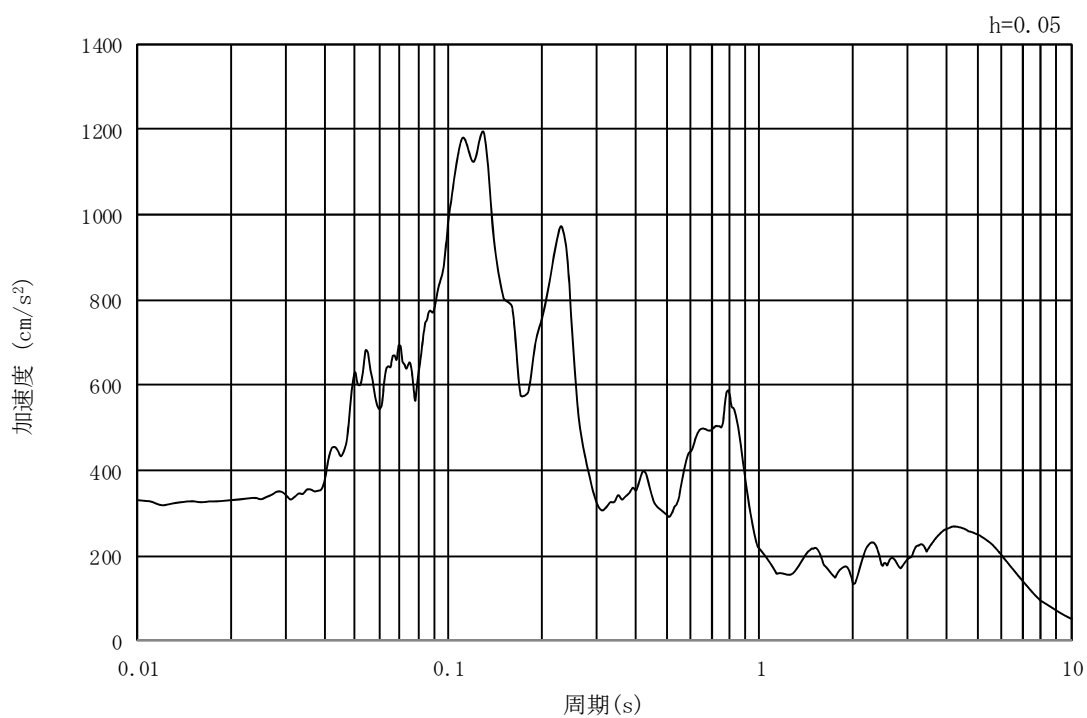
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

MAX 332 cm/s^2 (27.56s)



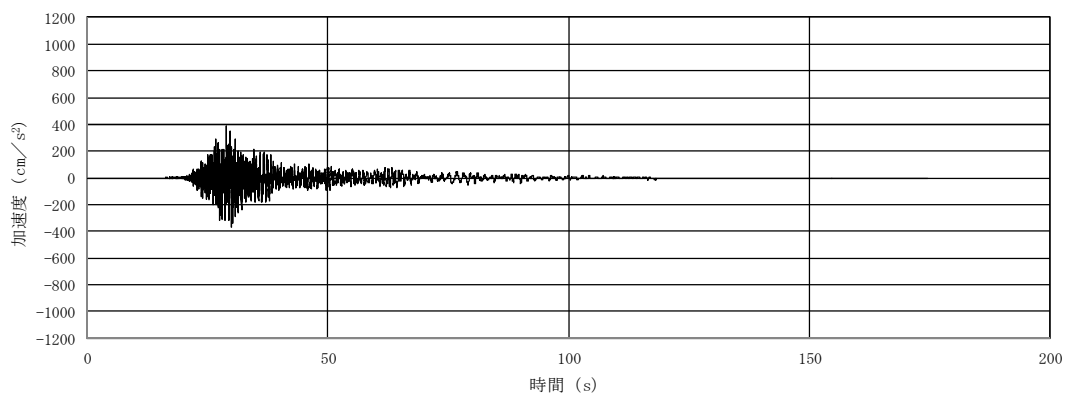
(a) 加速度時刻歴波形



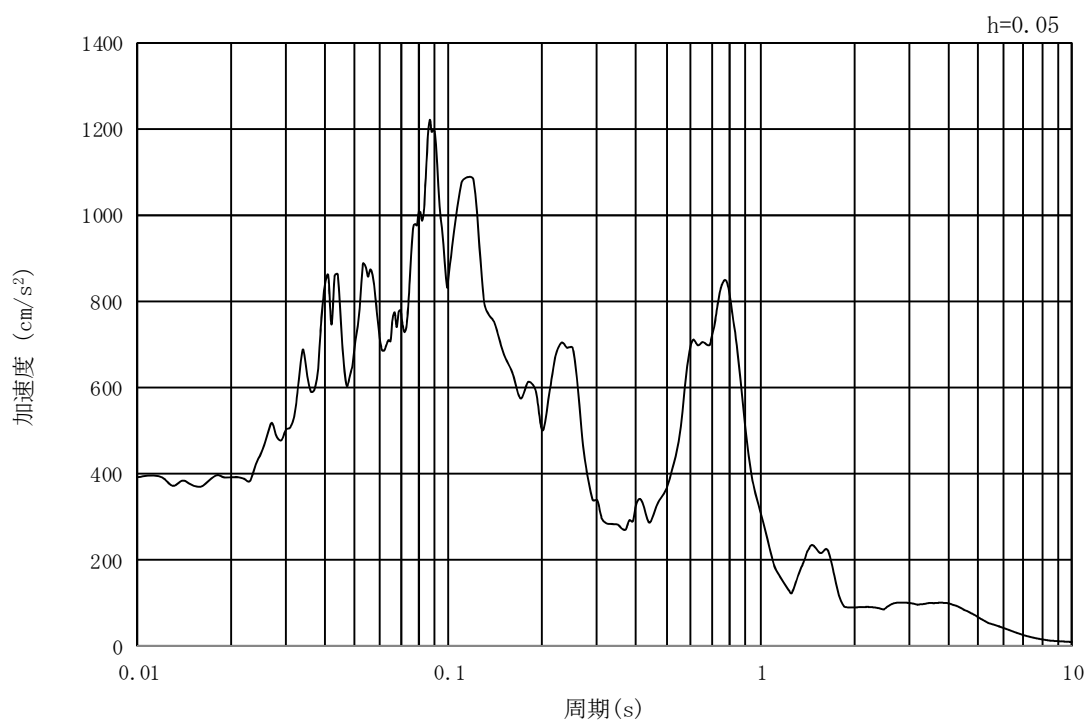
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 1.4$)

MAX 391 cm/s^2 (28.99s)



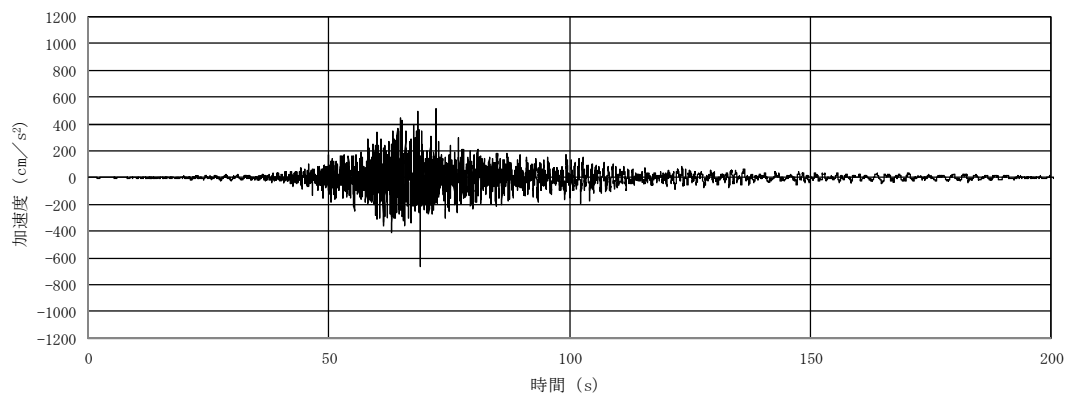
(a) 加速度時刻歴波形



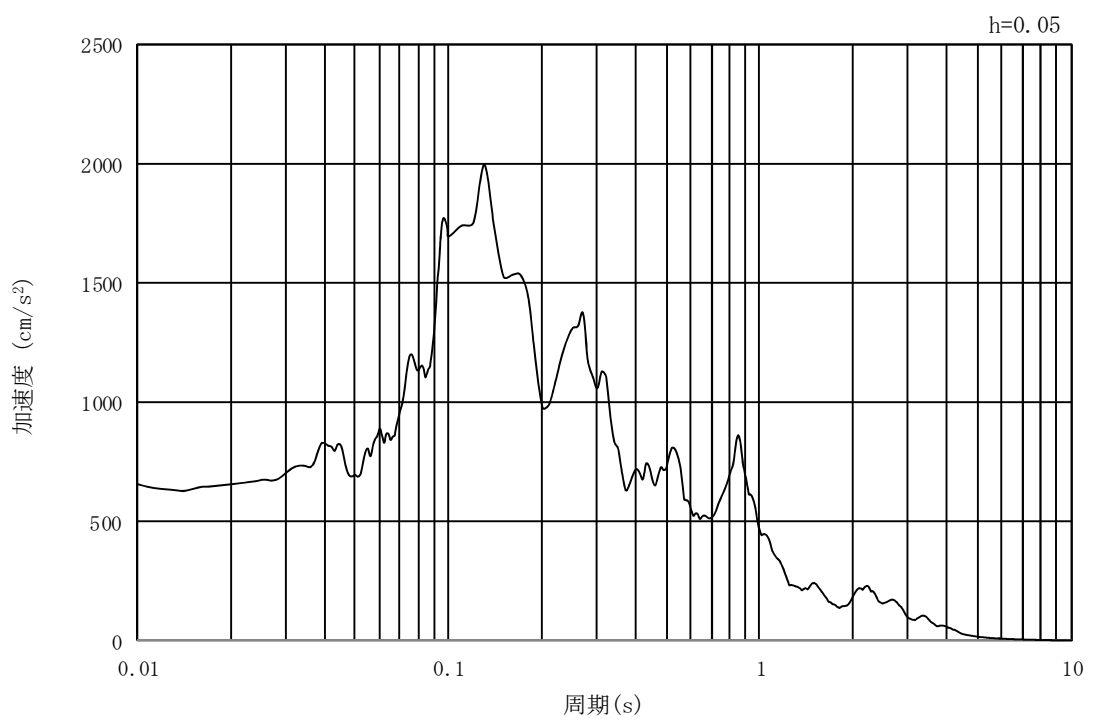
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

MAX 659 cm/s^2 (68.87s)

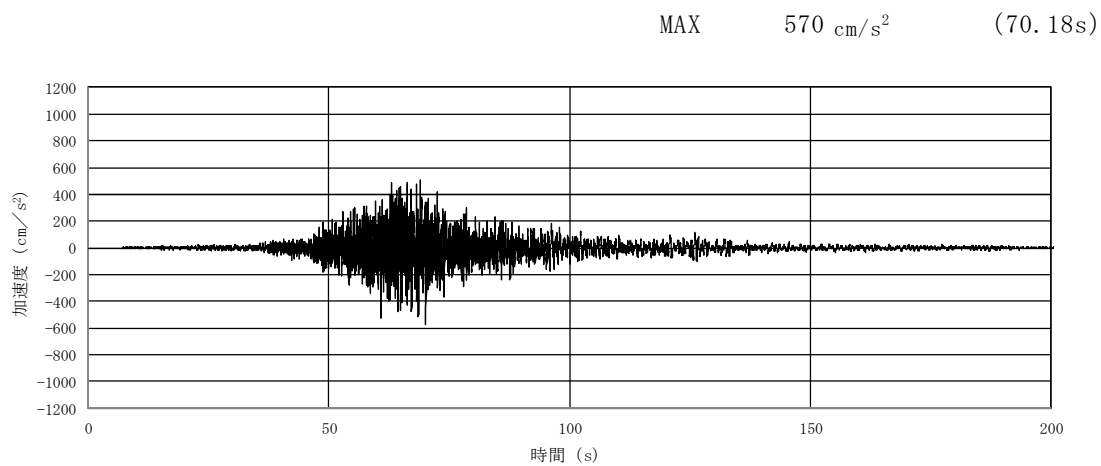


(a) 加速度時刻歴波形

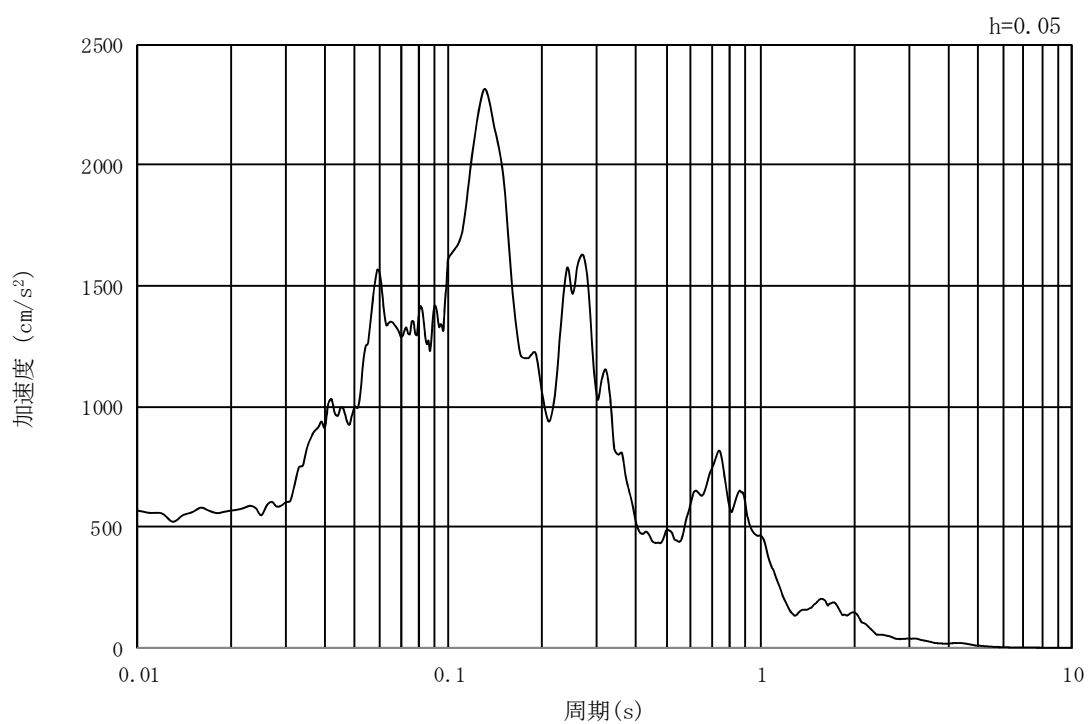


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 21$)



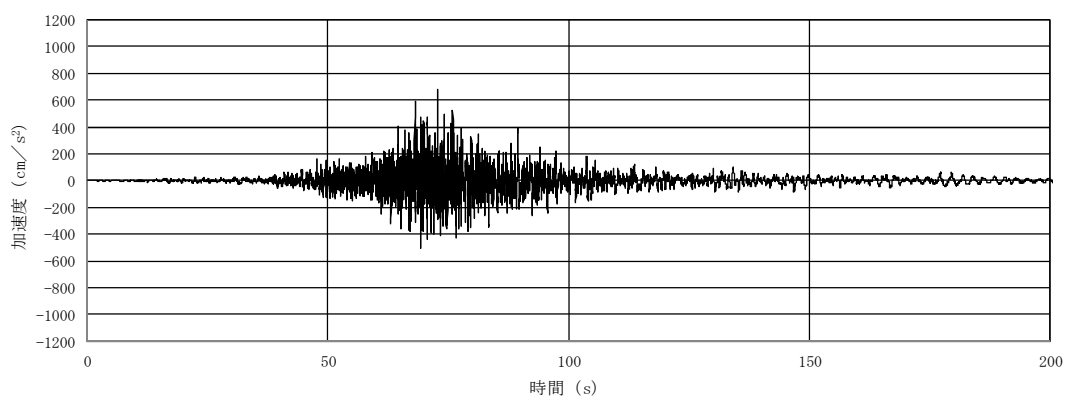
(a) 加速度時刻歴波形



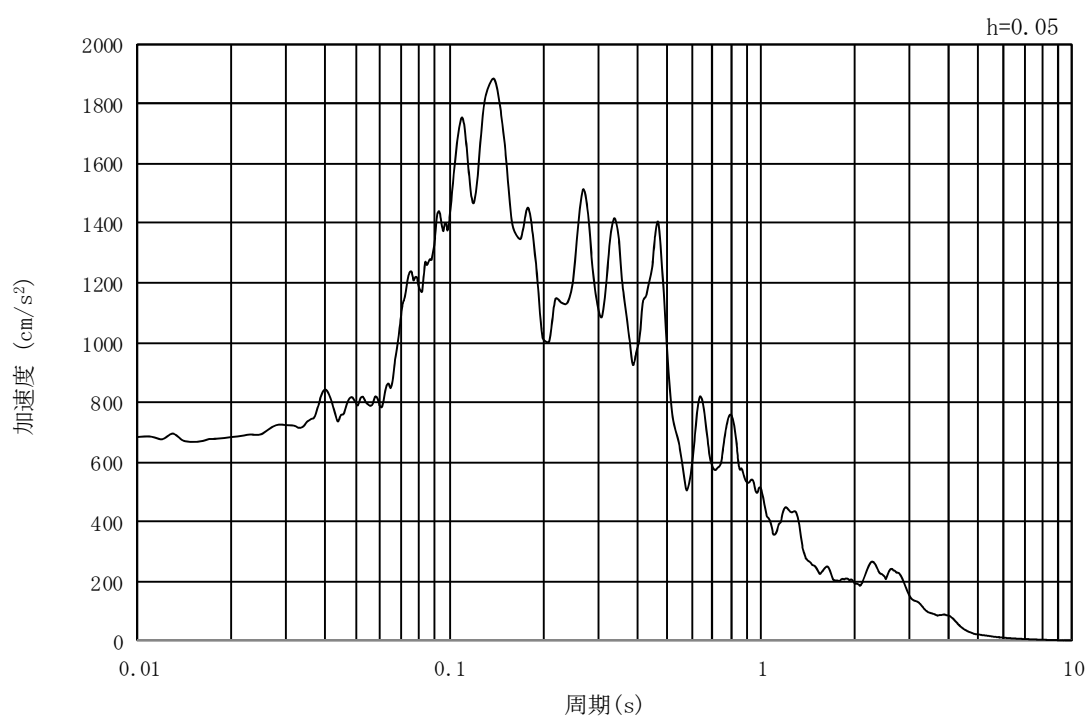
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

MAX 684 cm/s^2 (72.71s)



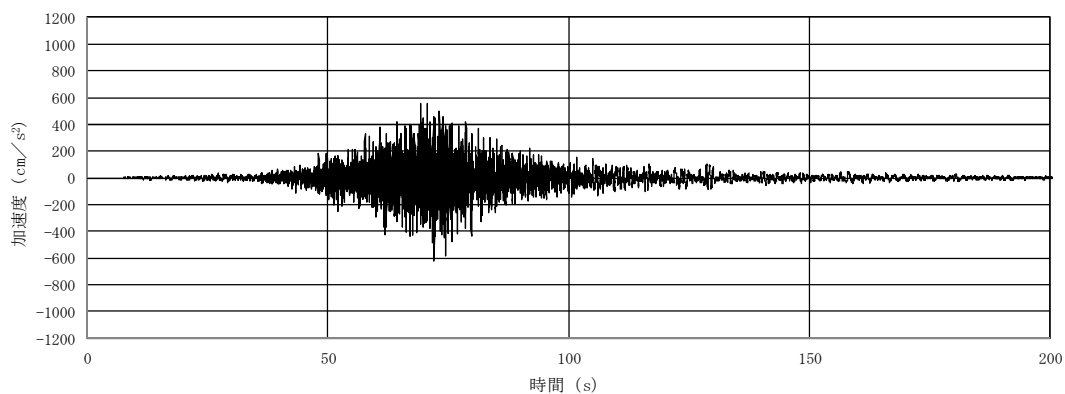
(a) 加速度時刻歴波形



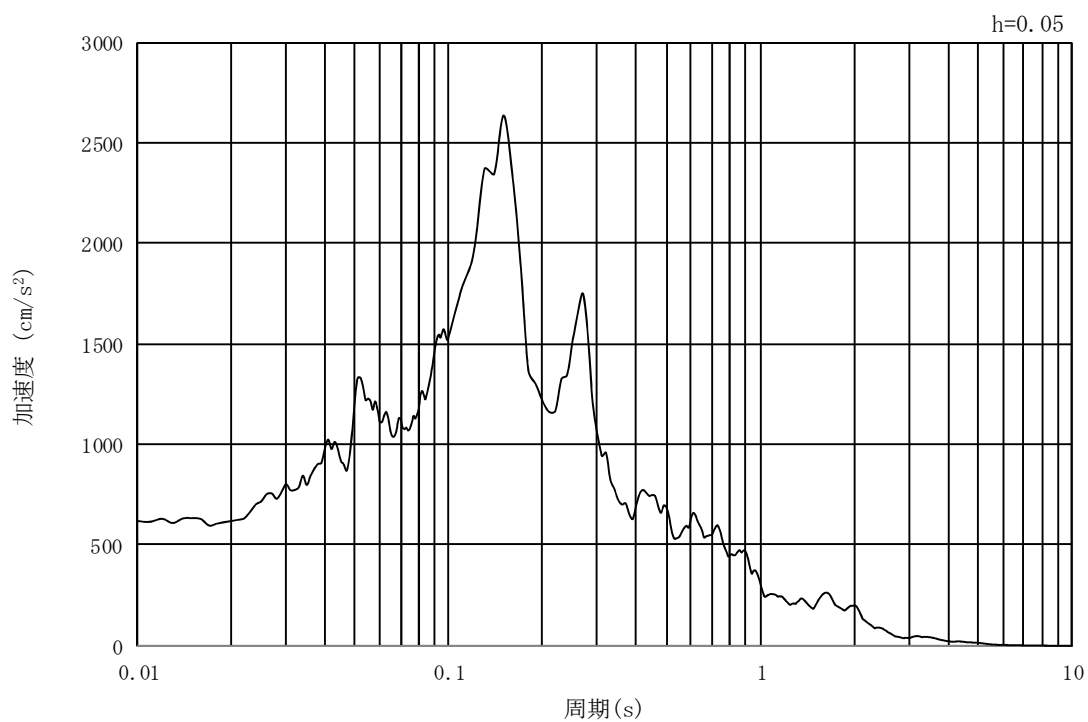
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 2.2$)

MAX 621 cm/s^2 (72.1s)

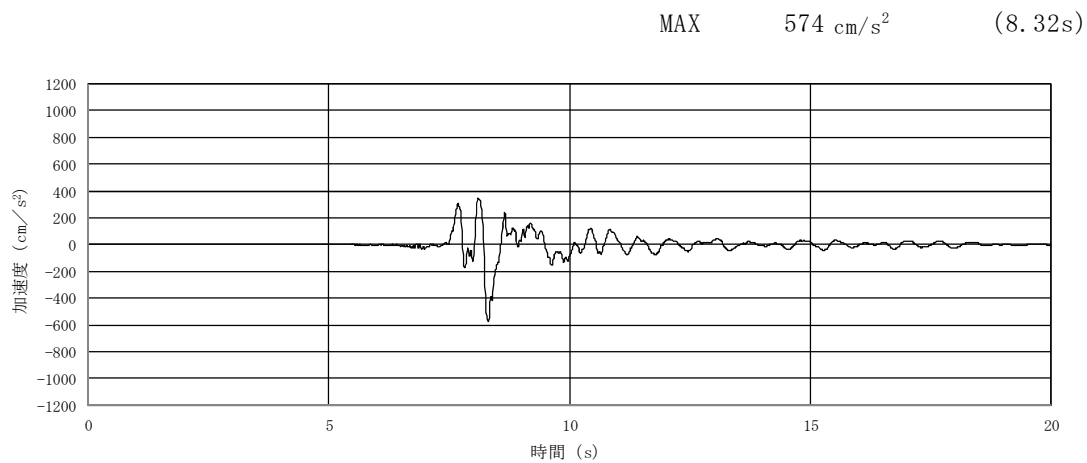


(a) 加速度時刻歴波形

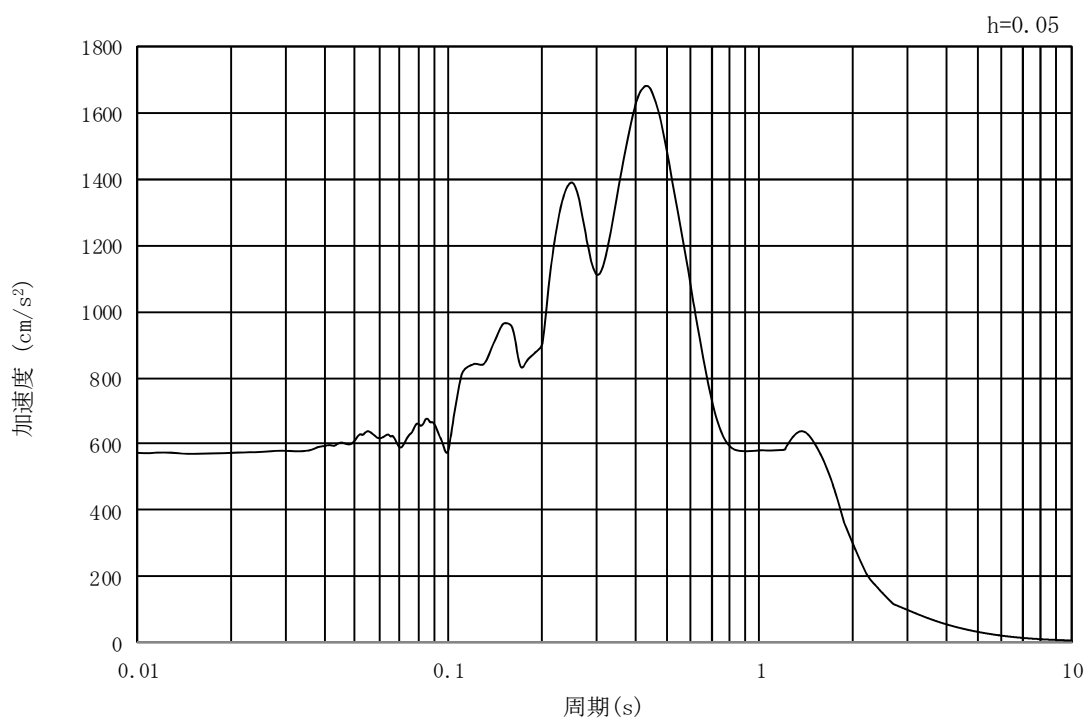


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

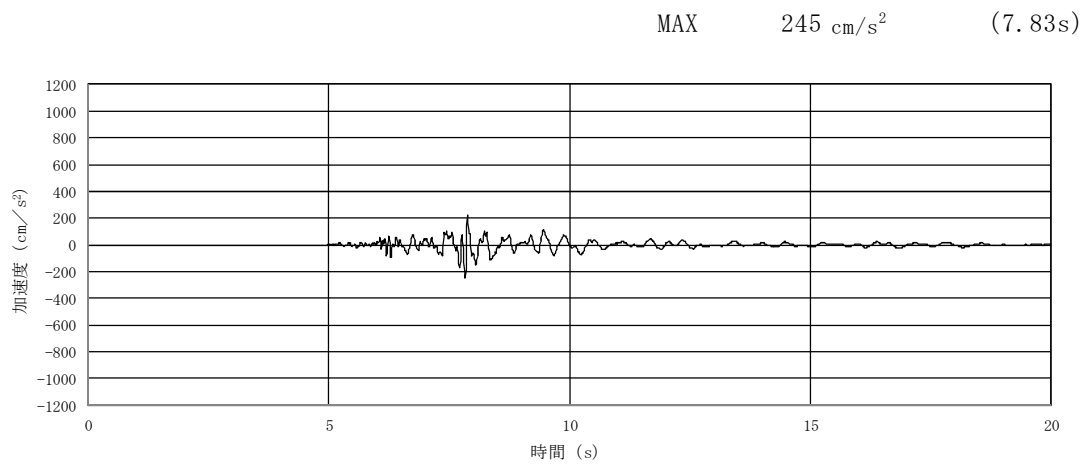


(a) 加速度時刻歴波形

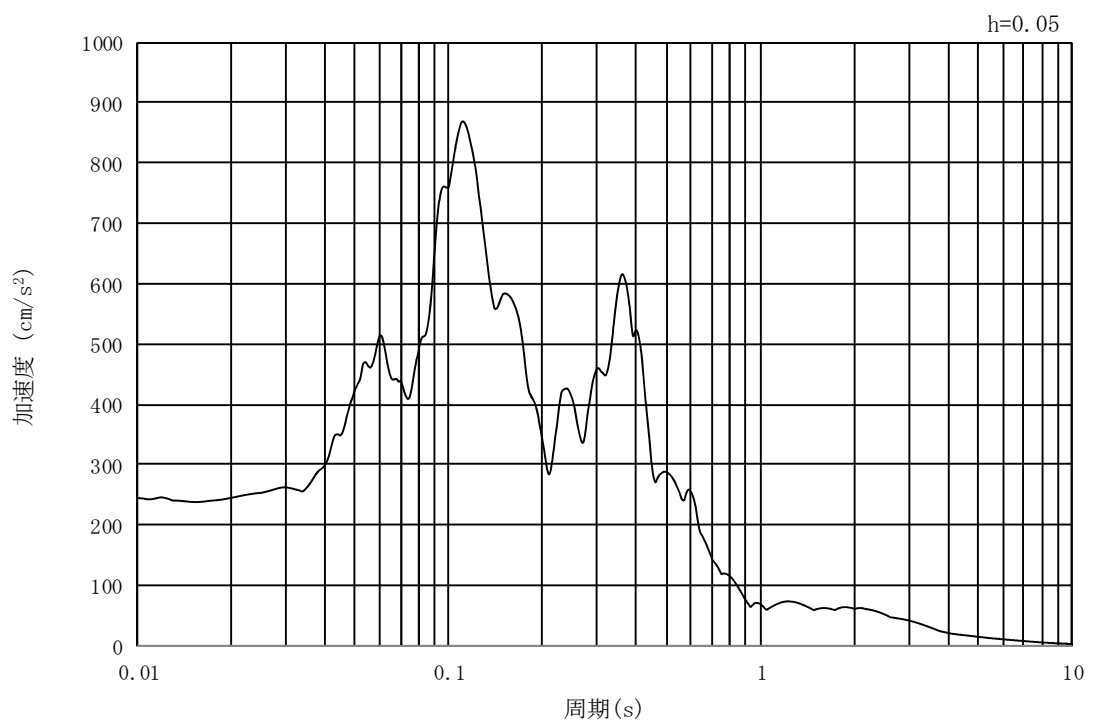


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 3.1$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 3.1$)

4. 耐震評価

4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.1.1 構造部材に対する許容限界

(1) 鋼矢板

貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（既設）及び控え工鋼矢板（既設）の許容限界は、「鋼矢板 Q&A（鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成 29 年 3 月）」に基づく全塑性モーメントを考慮し，表 4.1-1 のとおり設定する。

表 4.1-1 鋼矢板（既設）の許容限界

評価項目		許容限界
前面鋼矢板	S P - V 型 SY295	884 kN・m ^{*1}
控え工鋼矢板	S P - IV 型 SY295	565 kN・m ^{*1}

注記 *1：鋼矢板 Q&A（鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成 29 年 3 月）

(2) タイ材

貯留堰取付護岸のタイ材（既設）の許容限界は、「タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）」に基づく引張強さを考慮し，表 4.1-2 のとおり設定する。

表 4.1-2 タイ材（既設）の許容限界

評価項目		許容限界
タイ材	F130T（タイブル）	1,281 kN ^{*2}

注記 *2：タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）

4.2 評価方法

4.2.1 構造部材の健全性

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4.3 評価結果（追而）

4.4 まとめ（追而）

6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について

(1) 概要

浸水防護設備のうち、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁（以下、「逆止弁」という。）については、添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-6 逆止弁の強度計算書」において、構成する各部材の弱部に対しての評価を示している。本資料では、逆止弁を構成する部材全てを評価し、逆止弁としての性能目標を満足することを確認する。

(2) 評価方針

逆止弁の性能目標としては、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定し、部材がおおむね弾性状態にとどまることとし、止水機能を喪失しない設計としている。

以上に示した性能目標を満足していることを確認する方法として、加振試験、水圧試験及び漏えい試験を実施し、各部材の構造強度健全性及び弁座部の止水性を確認することにより止水機能が維持されていることを確認する方針とする。

具体的には、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した止水機能維持確認として、次に示す試験にて確認する方針とする。

地震を想定して、加振試験を実施し、各部材の構造強度健全性を確認する。また、津波を想定して、加振試験後に水圧試験及び漏えい試験を実施し、各部材の構造強度健全性及び弁座部の止水性を確認する。

表 6.9.2-1 及び表 6.9.2-2 に止水機能維持確認方針として、逆止弁の種類毎に、各部材の限界状態と評価内容を示す。また、図 6.9.2-1 及び図 6.9.2-2 に逆止弁の構造を示す。なお、「逆止弁（N-VF1-P-F）」は海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁が該当し、「逆止弁（N-VA4）」は取水ピット空気抜き配管逆止弁が該当する。

表 6.9.2-1 逆止弁（N-VF1-P-F）止水機能維持確認方針

部材	限界状態	評価内容
弁本体	変形，損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
フロート	変形，損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し，弁座部の止水性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座	変形，損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し，弁座部の止水性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座押え	変形，損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
弁座押え 取付ボルト	変形，損傷，緩み	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
フロートガイド	変形，損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
	変形，損傷，緩み	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。（本体への取付けねじ部） ・弱部の評価対象部材*
フロート保持板	変形，損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。
フロート保持板 取付ナット	変形，損傷，緩み	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。

* 添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-6 逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

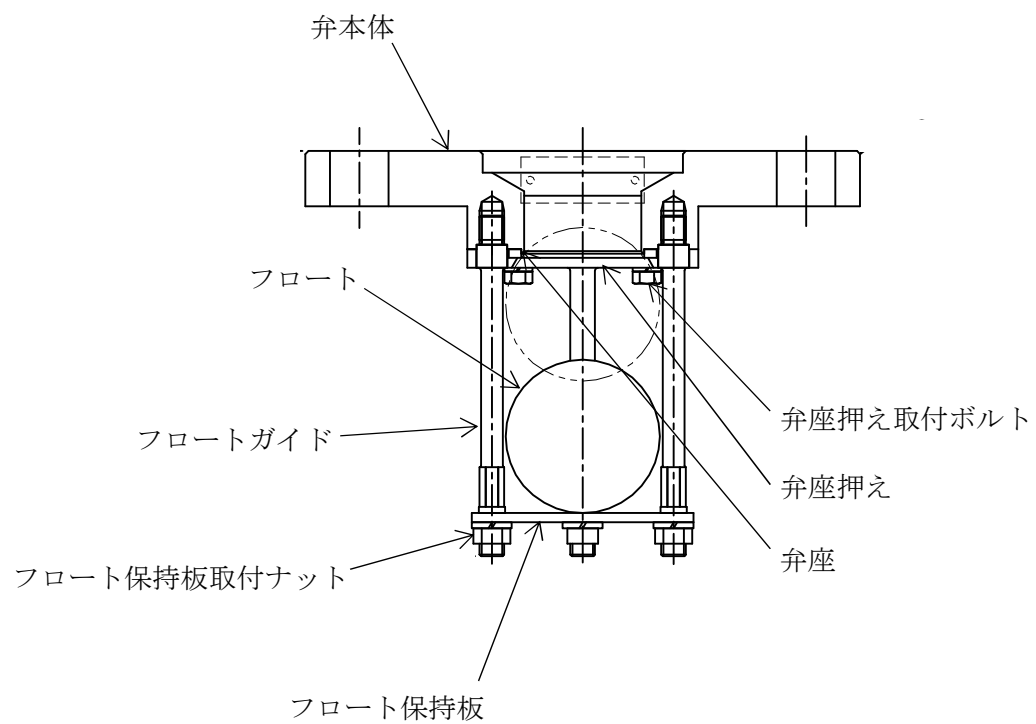


図 6.9.2-1 逆止弁 (N-VF1-P-F) 構造図

表 6.9.2-2 逆止弁 (N-VA4) 止水機能維持確認方針 (1/2)

部材	限界状態	評価内容
弁本体	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
弁蓋	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
弁蓋取付ボルト	変形, 損傷, 緩み	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。
フロート	変形, 損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し, 弁座部の止水性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。
弁座	変形, 損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。 ・加振試験後に漏えい試験を実施し, 弁座部の止水性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。
弁座押え	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。
弁座押え取付ねじ	変形, 損傷, 緩み	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。

* 添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-6 逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

表 6.9.2-2 逆止弁（N-VA4）止水機能維持確認方針（2／2）

部材	限界状態	評価内容
フロートガイド	変形，損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。 ・弱部の評価対象部材*
スナップリング	変形，損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・加振試験を実施し，構造強度健全性を確認することにより，止水機能維持を確認する。

* 添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-6 逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

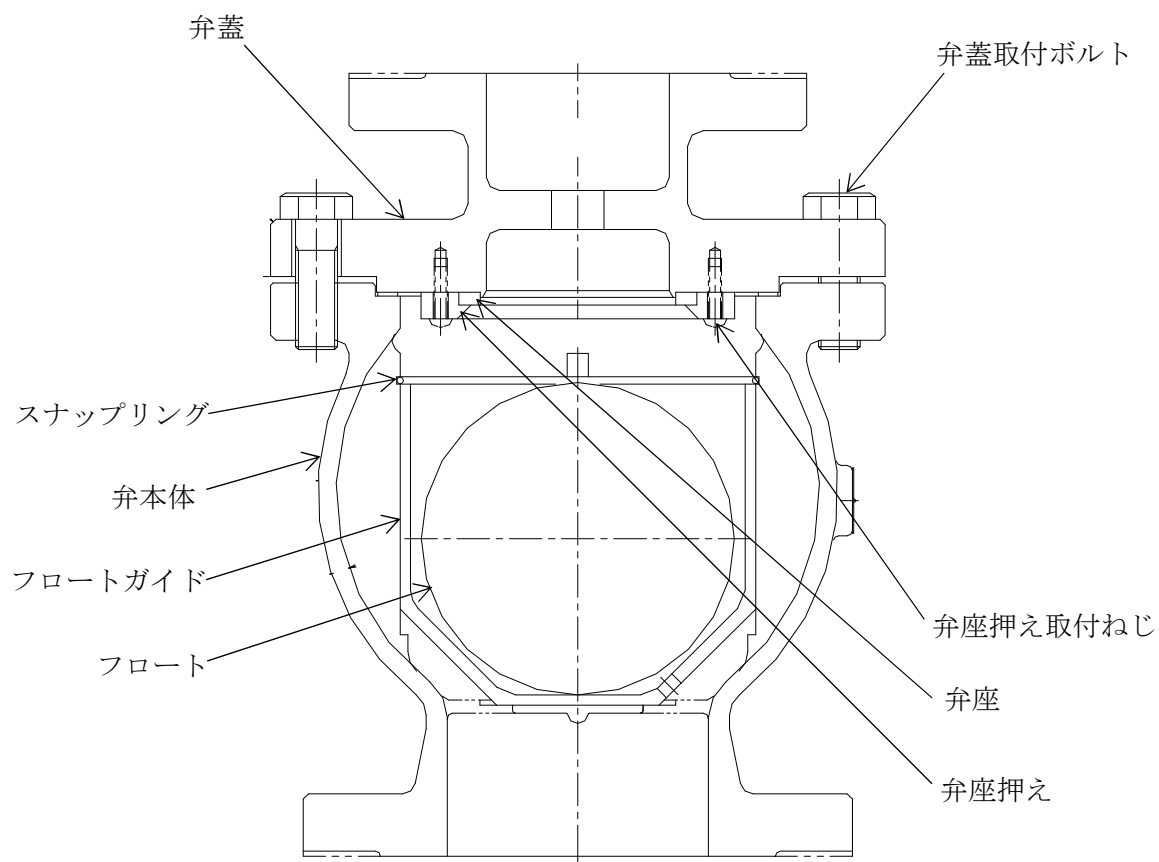


図 6.9.2-2 逆止弁 (N-VA4) 構造図

(3) 評価方法

以下に示す条件にて試験を実施し、各試験毎に示す判定基準により評価する。

a. 加振試験

基準地震動 S_s による各逆止弁の設置箇所の床応答加速度を上回るものとして、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）」に示される一般弁の機能確認済加速度と同じ $6G$ ($58.8m/s^2$) で加振する。

表 6.9.2-3 に加振試験の条件、方法及び判定基準を示す。

表 6.9.2-3 加振試験の条件、方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・振動波形：正弦波 ・最大加速度：水平 $6G$ ，鉛直 $6G$	加振した後に，外観目視により各部材を確認する。 水平方向と鉛直方向毎に，それぞれで加振する。	機能に影響を及ぼす変形，損傷，緩みがないこと。

b. 水圧試験

基準津波及び敷地に遡上する津波による各逆止弁の設置箇所の津波荷重水位を大きく上回る圧力として， $2.0MPa$ の水圧とする。

水圧の保持時間は，「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む））（J S M E S N C 1-2005/2007）」に示される耐圧試験に準じて，10 分間以上とする。

また，水圧試験は，加振試験実施後に行うことを条件とする。

表 6.9.2-4 に水圧試験の条件，方法及び判定基準を示す。

表 6.9.2-4 水圧試験の条件，方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・試験圧力： $2.0MPa$ の水圧 ・水圧保持時間：10 分間以上 ・加振試験後に実施	試験条件に示した圧力及び保持時間で加圧する。加圧後に外観目視により各部材を確認する。	機能に影響を及ぼす変形，損傷がないこと。

c. 漏えい試験

基準津波及び敷地に遡上する津波による各逆止弁の設置箇所の津波荷重水位を上回る圧力として、0.3MPaの水圧とする。

漏えい量を測定する時間は、1分間とする。

また、漏えい試験は、加振試験実施後に行うことを条件とする。

判定基準は、外郭防護2の浸水量評価において、設定している許容漏えい量0.13L/min以下とする。

表 6.9.2-5 に漏えい試験の条件，方法及び判定基準を示す。

表 6.9.2-5 漏えい試験の条件，方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・試験圧力：0.3MPaの水圧 ・漏えい量測定時間：1分間 ・加振試験後に実施	試験条件に示した圧力及び時間で弁座部からの漏えい量を測定する。	許容漏えい量（0.13L/min）以下であること。

(4) 評価結果

以下に、加振試験、水圧試験及び漏えい試験の結果と止水機能維持の確認を示す。

a. 加振試験

表 6.9.2-7 に逆止弁（N-VF1-P-F）の加振試験結果及び止水機能維持確認、表 6.9.2-8 に逆止弁（N-VA4）の加振試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-7 逆止弁（N-VF1-P-F）の加振試験結果及び止水機能維持確認

部位	加振試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	
弁座押え	変形及び損傷なし	
弁座押え取付ボルト	変形、損傷及び緩みなし	
フロートガイド	変形、損傷及び緩みなし	
フロート保持板	変形及び損傷なし	
フロート保持板取付ナット	変形、損傷及び緩みなし	

表 6.9.2-8 逆止弁（N-VA4）の加振試験結果及び止水機能維持確認

部位	加振試験結果	止水機能維持確認
弁本体	追而	追而
弁蓋	追而	
弁蓋取付ボルト	追而	
フロート	追而	
弁座	追而	
弁座押え	追而	
弁座押え取付ねじ	追而	
フロートガイド	追而	
スナップリング	追而	

b. 水圧試験

表 6.9.2-9 に逆止弁（N-VF1-P-F）の水圧試験結果及び止水機能維持確認、表 6.9.2-10 に逆止弁（N-VA4）の水圧試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-9 逆止弁（N-VF1-P-F）の水圧試験結果及び止水機能維持確認

部位	水圧試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	

表 6.9.2-10 逆止弁（N-VA4）の水圧試験結果及び止水機能維持確認

部位	水圧試験結果	止水機能維持確認
弁本体	追而	追而
弁蓋	追而	
弁蓋取付ボルト	追而	
フロート	追而	
弁座	追而	

c. 漏えい試験

表 6.9.2-11 に逆止弁（N-VF1-P-F）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認、表 6.9.2-12 に逆止弁（N-VA4）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-11 逆止弁（N-VF1-P-F）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認

部位	漏えい試験結果	止水機能維持確認
フロート	漏えいなし（0L/min）	止水機能は維持されている。
弁座	漏えいなし（0L/min）	

表 6.9.2-12 逆止弁（N-VA4）の漏えい試験結果及び止水機能維持確認

部位	漏えい試験結果	止水機能維持確認
フロート	追而	追而
弁座	追而	