

補足-023-11 地下水位低下設備の設計方針に係る補足説明資料

## 目次

1. 概要 .....	1
2. 地下水流入量の評価.....	2
2.1 検討方針 .....	2
2.2 再現解析による解析モデルの妥当性確認.....	5
2.2.1 評価条件 .....	5
2.2.2 評価結果.....	8
2.3 予測解析 .....	9
2.3.1 評価条件.....	9
2.3.2 評価結果.....	11
3. 揚水ポンプ及びドレーンの排水能力.....	12
3.1 揚水ポンプの排水能力.....	12
3.2 ドレーンの排水能力.....	13
4. 屋外排水路に係る補足事項.....	15
4.1 屋外排水路に係る補足事項.....	15

参考資料 1 安全対策工事に伴う地下水流入量の影響確認について

参考資料 2 屋外排水路の耐震性に係る設計方針について

参考資料 3 設計方針に係る影響確認について

参考資料 4 仮設ホースの接続について

参考資料 5 屋外排水の自主的な対策について

## 1. 概要

本資料は、VI-2-1-1-別添1「地下水位低下設備の設計方針」に記載している揚水ポンプ能力の設定のために実施した地下水流入量の算出を目的とした3次元浸透流解析結果、並びに、揚水ポンプ及びドレーンの排水能力の妥当性を補足するものである。また、地下水位低下設備（新設）にて集水された地下水は、屋外排水路を経由して海へ排水するため、地震後に確実に地下水を排水するための屋外排水路の設計方針について説明するものである。

## 2. 地下水流入量の評価

### 2.1 検討方針

耐震評価における設計揚圧力及び設計地下水位の設定の際に実施する3次元浸透流解析の詳細については、補足-023-01「地盤の支持性能について」に示しており、再現解析（定常解析）による解析水位と観測水位の比較による妥当性を確認した解析モデルにより、降雨条件等に保守性を持たせた予測解析（定常解析）を実施し、設計地下水位を設定している。

今回の地下水流入量を算出する3次元浸透流解析においては、保守的な条件（地下水流入量が多めに算出される条件）を設定した再現解析（定常解析）を実施し、浸透流解析のアウトプットとなる解析流量が既設揚水ポンプの排水実績流量を上回ることにより、モデルの妥当性確認を行う。

その後、降雨条件等に保守性を持たせた条件を設定し、地下水流入量の算出を目的とした予測解析（流量評価モデル）を実施する。

浸透流解析による設計揚圧力・設計地下水位・揚水ポンプ容量の設定フローを図2-1に、浸透流解析の目的別の評価モデル及び主な解析条件を表2-1に示す。







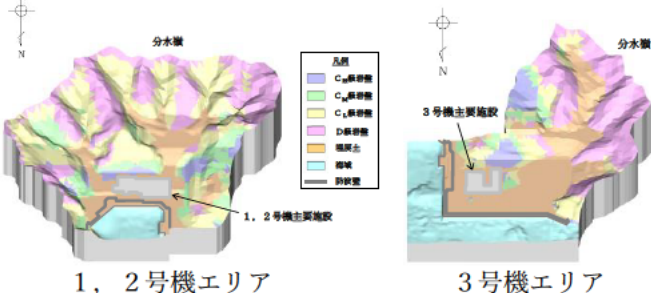
## 2.2 再現解析による解析モデルの妥当性確認

### 2.2.1 評価条件

解析モデルの妥当性確認は、地下水位低下設備（新設）の設置工事前の期間における、既設の揚水ポンプの排水実績（2016年4月～2018年8月）を参照する。また、透水係数については、高くなるほど地下への浸透量が多く、揚水井戸への地下水の流入量も大きく算出されることから、敷地内に広く分布している埋戻土の透水係数について、透水試験の最大値より保守的な値を設定する。気象条件については、①構内観測所における年平均降水量（1540mm/年）及び②既設の揚水ポンプの日最大の実績排水量（5387m<sup>3</sup>/日）を観測した日の降水量（54.5mm/日）の2ケースを考慮する。

妥当性確認において用いる再現解析モデルの概要を表2-2に、透水係数の設定値及び設定根拠を表2-3に示す。

表 2-2 再現解析モデルの概要

項目	再現解析（流量評価）モデル
目的	モデル化の妥当性を確認（観測記録の再現性を確保）
解析コード	Dtransu-3D・EL, バージョン：ver.2af90MP
解析領域	敷地を取り囲む分水嶺までを解析範囲とする 
格子数	<ul style="list-style-type: none"> <li>平面格子数：1, 2号機エリア：約 2.1 万 3号機エリア：約 2.4 万</li> <li>総格子数：1, 2号機エリア：約 121 万 3号機エリア：約 138 万</li> <li>格子寸法：1～40m 程度（構造物近傍は最小 1m 程度，山側領域は 40m 程度）</li> </ul>
解析種別	定常解析
検証期間	2016 年 4 月～2018 年 8 月
気象条件	降水量：①構内観測所における年平均降水量 1540mm/年 ②既設の揚水ポンプの日最大の実績排水量を観測した日の降水量 54.5mm/日
モデル（地形）	検証期間に対応した状態
モデル（地盤）	検証期間に対応した状態
モデル（構造物）	検証期間に対応した状態
モデル（ドレーン）	ドレーン（既設）を管路として考慮
境界条件	実態に則した設定 <ul style="list-style-type: none"> <li>山側：閉境界</li> <li>海側：H.W.L. (EL 0.46m) に水位固定</li> <li>ドレーン：管路としてモデル化</li> </ul>
透水係数	透水試験により高めに設定*1, 粒度試験*2及び文献値*3
有効間隙率	物理試験及び文献値*4

注記\*1：埋戻土の透水係数について高めに設定

\*2：土質試験の方法と解説に基づき設定

\*3：管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル（改訂版）に基づき設定

\*4：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）に基づき設定

表 2-3 透水係数の設定値及び設定根拠

区分		透水係数 (cm/s)	設定根拠
構造物, 改良地盤		$1 \times 10^{-5}$	管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル(改訂版)* <sup>1</sup> に基づき設定
岩盤	C <sub>H</sub> 級	$5 \times 10^{-5}$	現場透水試験結果に基づき設定
	C <sub>M</sub> 級	$6 \times 10^{-4}$	
	C <sub>L</sub> 級	$1 \times 10^{-3}$	
	D級	$2 \times 10^{-3}$	粒度試験結果を踏まえ, 土質試験の方法と解説* <sup>2</sup> に基づきクレーガーの方法* <sup>3</sup> により設定
砂礫層		$4 \times 10^{-3}$	現場透水試験結果に基づき設定
埋戻土		$2 \times 10^0$	設計揚圧力及び設計地下水位の設定に係る 3次元浸透流解析の際に適用した透水係数 ( $2 \times 10^{-1}$ ) より, 1 オーダー大きな値を設定 なお, 現場透水試験結果の平均値は $1.7 \times 10^{-1}$ cm/s, 最大値は $6 \times 10^{-1}$ cm/s

注記\*1 : H20.8 (財) 港湾空間高度化環境研究センター

\*2 : H12.3 (社) 地盤工学会

\*3 : 粒径加積曲線から求まる 20%粒径D<sub>20</sub> を用いて透水係数の概略値を推定する方法

## 2.2.2 評価結果

再現解析による解析流量と既設ポンプの実績排水量を比較した結果、解析流量が実績排水量を上回る結果が得られたことから、揚水ポンプ排水能力設定に用いる解析モデルの妥当性を確認することができた。

再現解析による解析流量と実績排水量の比較結果を表 2-4 に示す。

表 2-4 (1) 解析流量と実績排水量の比較結果  
(①構内観測所における年平均降水量 (1540mm/年) を考慮)

再現解析による解析流量 ( $\text{m}^3/\text{日}$ )	実績排水量 (観測期間の平均) ( $\text{m}^3/\text{日}$ )
1116	969

表 2-4 (2) 解析流量と実績排水量の比較結果  
(②既設の揚水ポンプの日最大の実績排水量 ( $5387\text{m}^3/\text{日}$ ) を  
観測した日の降水量 ( $54.5\text{mm}/\text{日}$ ) を考慮)

再現解析による解析流量 ( $\text{m}^3/\text{日}$ )	実績排水量 (観測期間の最大) ( $\text{m}^3/\text{日}$ )
7519	5387

## 2.3 予測解析

### 2.3.1 評価条件

2.2 にて排水実績に対する比較により、解析モデルの妥当性を確認したモデル条件に対し、予測解析においては、更に流入量を安全側に算出するような解析条件とする。

気象条件については、松江地方気象台における過去 78 年間（1941～2018 年）の年間降水量の平均値（1,880mm/年）を算出し、ばらつきを考慮した値（平均値 + 1 $\sigma$ ）に今後の気候変動予測による降水量の変化を加味し、2,400mm/年を設定する。また、新設のドレーンについては、設計揚圧力設定の際の解析モデルの条件「施工計画高」より位置が低い施工後の計測高さ「施工高」に水位固定する。

予測解析の解析条件について表 2-5 に示す。

なお、安全対策工事に伴う掘削の影響による地下水流入量の影響確認について、参考資料 1「安全対策工事に伴う地下水流入量の影響確認について」に示す。



表 2-5 予測解析の解析条件

項目	再現解析（流量評価）モデル	予測解析（流量評価）モデル
目的	モデル化の妥当性を確認 （観測記録の再現性を確保）	保守的な揚水ポンプ容量を設定
解析コード	Dtransu-3D・EL, バージョン：ver.2af90MP	
解析領域	敷地を取り囲む分水嶺までを解析範囲とする 	
格子数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平面格子数：1, 2号機エリア：約2.1万 3号機エリア：約2.4万</li> <li>・総格子数：1, 2号機エリア：約121万 3号機エリア：約138万</li> <li>・格子寸法：1~40m程度（構造物近傍は最小1m程度，山側領域は40m程度）</li> </ul>	
解析種別	定常解析	
検証期間	2016年4月~2018年8月	—
気象条件	降水量：1540mm/年	保守的な降水量として，2400mm/年を考慮
モデル（地形）	検証期間に対応した状態	工事完了段階に対応した状態
モデル（地盤）	検証期間に対応した状態	工事完了段階に対応した状態 （防波壁周辺の改良地盤等を考慮）
モデル（構造物）	検証期間に対応した状態	工事完了段階に対応した状態
モデル（ドレーン）	ドレーン（既設）を管路として考慮する ドレーン（新設）を管路として考慮しない	ドレーン（既設）を管路として考慮しない ドレーン（新設）を管路として考慮する
境界条件	実態に則した設定 ・山側：閉境界 ・海側：H.W.L.* <sup>1</sup> （EL 0.46m）に水位固定 ・ドレーン：管路としてモデル化	実態に則した設定 ・山側：閉境界 ・海側：H.W.L.* <sup>1</sup> （EL 0.58m）に水位固定 ・ドレーン：施工高に水位固定しモデル化
透水係数	透水試験より高めに設定* <sup>2</sup> ，粒度試験* <sup>3</sup> 及び文献値* <sup>4</sup>	
有効間隙率	物理試験及び文献値* <sup>5</sup>	

注記\*1：再現解析（定常・非定常）においては朔望平均満潮位 EL 0.46m を用い，予測解析においては，保守的に近年の潮位の上昇量を考慮した朔望平均満潮位 EL 0.58m を用いる。

\*2：埋戻土の透水係数について高めに設定

\*3：土質試験の方法と解説に基づき設定

\*4：管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル（改訂版）に基づき設定

\*5：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）に基づき設定



### 2.3.2 評価結果

揚水井戸への地下水流入量は  $7969\text{m}^3/\text{日}$  となり、揚水ポンプの排水能力の設定及びドレーンの排水能力の確認において参照する。

予測解析（定常解析）の解析条件、地下水流入量の算出結果及び日最大の実績排水量を表 2-6 に示す。

表 2-6 予測解析（定常解析）の解析条件及び地下水流入量の算出結果

予測解析	解析条件	ドレーン	施工高に水位固定
		透水係数	埋戻土の透水試験より安全側に設定
	揚水井戸への地下水流入量		$7969\text{m}^3/\text{日}$
実績排水量 (参考)	日最大の実績排水量 (2016年4月～2018年8月)		$5387\text{m}^3/\text{日}$

### 3. 揚水ポンプ及びドレーンの排水能力

#### 3.1 揚水ポンプの排水能力

揚水系統は揚水ポンプ2台で1系統を構成し、2系統設置する。揚水ポンプ1台あたりの定格吐出量は5184m<sup>3</sup>/日(0.06m<sup>3</sup>/s)であり、1系統の吐出量は10368 m<sup>3</sup>/日(0.12m<sup>3</sup>/s)となることから、予測解析による地下水流入量を包絡する。

揚水井戸内に設置する揚水ポンプの諸元を表3-1に示す。

表3-1 地下水流入量と排水能力(揚水ポンプ)

地下水流入量 (m <sup>3</sup> /日)	吐出量 (m <sup>3</sup> /日)	全揚程 (m)	井戸深さ (m)
7969	10368	35	30.2

### 3.2 ドレーンの排水能力

ドレーン（内径φ194mm）を対象に，自由水面を有する管路流れとして排水能力を評価し，浸透流解析により算出された最大流入量を流下させる能力を有しているかを確認する。

ドレーンにおける排水可能量は，自由水面を有する管路流れの評価として，以下のマンニング式により算定する。

ドレーンの断面諸元及び排水可能量を表 3-2 に示す。

$$Q = V \cdot A$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに，

Q：排水可能量（m<sup>3</sup>/s）

V：平均流速（m/s）

A：ドレーン流水断面積（m<sup>2</sup>）

n：マンニングの粗度係数

R：径深=A/S（m）（S：潤辺（m））

I：勾配

表 3-2 ドレーンの断面諸元及び排水可能量

材質	仕様 (内径)	断面積*1 [m <sup>2</sup> ]	径深*1 [m]	粗度 係数*2	勾配 [%]	流速 [m/s]	流量(排水可能量)*3	
							[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /日]
硬質ポリ塩化 ビニル管	φ 200mm (φ 194mm)	0.024	0.059	0.01	0.3 以上	0.83 以上	0.117	10108

注記\*1：有効水深を 3/4 水深（水深 H=0.75×内径 D）として計算

\*2：水理公式集 平成 11 年版（（公）土木学会）参照

\*3：排水可能量はドレーン 3 本分の排水可能量を示す。

地下水流入量及びドレーンの排水可能量の比較結果を表 3-3 に示す。ドレーンは地下水流入量に対して排水可能量が十分大きいことを確認した。

表 3-3 地下水流入量及びと排水可能量 (ドレーン)

名 称	仕様 (内径)	地下水流入量 $Q_1$ [m <sup>3</sup> /日]	排水可能量* $Q_2$ [m <sup>3</sup> /日]	安全率 $Q_2/Q_1$
ドレーン	φ 200mm (φ 194mm)	7969	10108	1.27

注記\* : 排水可能量はドレーン 3 本分の排水可能量を示す。

#### 4. 屋外排水路に係る補足事項

##### 4.1 屋外排水路に係る補足事項

地下水位低下設備（新設）から汲み上げた地下水は、敷地内の屋外排水路を通じて防波壁の下部を横断し海域に排水する。

このために必要な対応として、屋外排水路の流末部の一部の耐震性の確保及び地震時における排水経路の確保方法等を整理しており、その詳細について参考資料2「屋外排水路の耐震性に係る設計方針について」に示す。

(参考資料 1) 安全対策工事に伴う地下水流入量の影響確認について

### 1. 概要

安全対策工事に伴う掘削深さは、地下水位低下設備のうちドレーンの施工高さ（EL-18.7m～EL-13.0m）と比較して浅く、掘削による地下水流入量への影響は軽微であると考えられるが、掘削の状況を考慮した解析モデルによる予測解析を実施し、影響確認を行う。

### 2. 予測解析モデルの変更

予測解析の条件のうち地盤モデルについて、安全対策工事に伴う掘削の状況を考慮したモデルに変更を行い、流入量を算出する。

掘削による影響確認については、地下水位についても実施しており、解析モデルの変更内容は同様である。このため、具体的な変更については、補-023-01「地盤の支持性能について」にて示す。

### 3. 地下水流入量の影響確認結果

安全対策工事に伴う掘削の状況を考慮した予測解析の結果を表 3-1 に示す。揚水ポンプの排水能力の設定及びドレーンの排水能力の確認において参照する予測解析の結果（7969m<sup>3</sup>/日）と比較し同程度であり、揚水ポンプの排水能力の設定等に影響がないことを確認した。

補足-023-01「地盤の支持性能について」に示す掘削の状況を考慮した予測解析（定常解析）において、原子炉建物付近の地下水位については、掘削なしのケースが、掘削ありのケースに対して低くなる傾向を示しており、今回の掘削なしのケースの地下水流入量が微増している影響確認の結果と整合している。

表 3-1 掘削の状況を考慮した地下水流入量の算出結果

予測解析 (掘削あり)	予測解析 (掘削なし)	[参考] 揚水ポンプ 1 系統の吐出量	[参考] ドレーン 3 本分 の排水可能量
7355m <sup>3</sup> /日	7969m <sup>3</sup> /日	10368 m <sup>3</sup> /日	10108m <sup>3</sup> /日

(参考資料 2) 屋外排水路の耐震性に係る設計方針について

1. 概要

本資料は、地下水位低下設備（新設）により原子炉建物等の周辺の地下水位を保持し技術基準規則第 5 条，50 条（地震）に適合した状態を維持することに対する屋外排水路の耐震性に係る設計方針について整理するものである。

2. 地下水の排水量及び排水経路

2.1 地下水位低下設備（新設）からの排水量

地下水位低下設備（新設）に流入する地下水流入量は、保守的な解析条件（流入量が多くなる透水係数の設定等）を与えた浸透流解析により算出した 7969m<sup>3</sup>/日（332m<sup>3</sup>/h）であり、揚水ポンプの排水能力はこれを包絡するよう、216m<sup>3</sup>/h/個を 2 個/系統×2 系統（432 m<sup>3</sup>/h/系統（0.12m<sup>3</sup>/s/系統））設置する。

地下水流入量の算出及び揚水ポンプの排水能力の詳細については、本章「2. 地下水流入量の評価」及び「3. 地下水流入量及び排水能力」に示す。

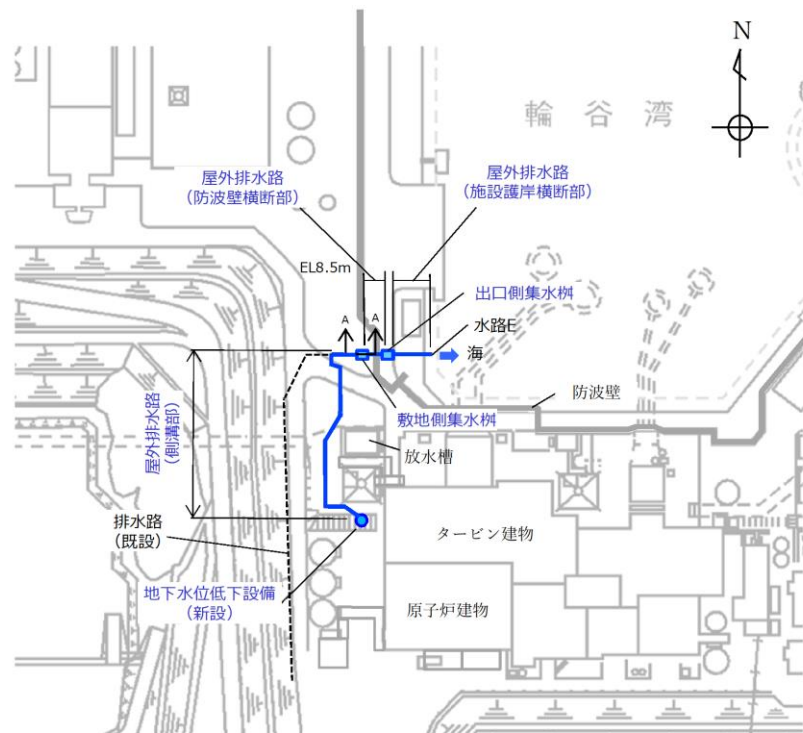
2.2 屋外排水路の設備構成及び排水能力

(1) 設備構成

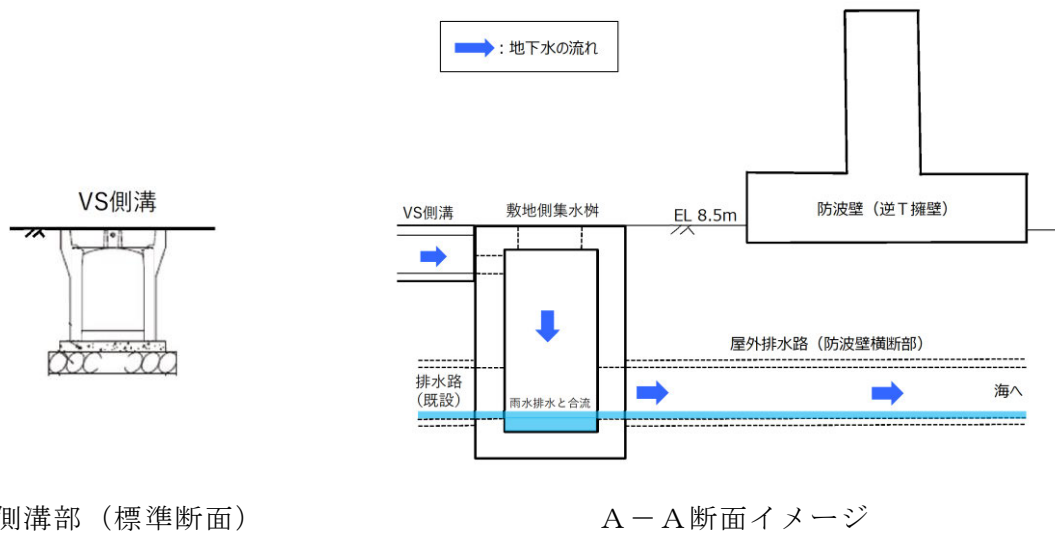
地下水位低下設備（新設）から地下水を海まで排水する屋外排水路は、屋外排水路（側溝部），敷地側集水桝，防波壁（逆 T 擁壁）下部を横断する屋外排水路（防波壁横断部），浸水防止設備である屋外排水路逆止弁が設置される出口側集水桝及び出口側集水桝から海側の屋外排水路（施設護岸横断部）より構成する。屋外排水路の概要及び設置状況を表 2-1 に，地下水の排水経路を図 2-1 に，屋外排水路の縦断イメージを図 2-2 に示す。

表 2-1 屋外排水路の概要及び設置状況

名称	区間	設備概要	設置状況
屋外排水路 （側溝部）	地下水位低下設備（新設）～敷地側集水桝	側溝 （コンクリート）	埋戻コンクリート及び埋戻土により支持
敷地側集水桝	—	集水桝 （鉄筋コンクリート）	改良地盤により支持
屋外排水路 （防波壁横断部）	敷地側集水桝～出口側集水桝	ボックスカルバート （鉄筋コンクリート）	改良地盤により支持
出口側集水桝	—	集水桝 （鉄筋コンクリート）	改良地盤により支持
屋外排水路 （施設護岸横断部）	出口側集水桝～海	ボックスカルバート （鉄筋コンクリート）	埋戻土により支持



注：敷地内（地下水位低下設備（新設）～防波壁）の排水経路は変更可能性有  
 平面図



側溝部（標準断面）

A-A断面イメージ

図 2-1 地下水の排水経路



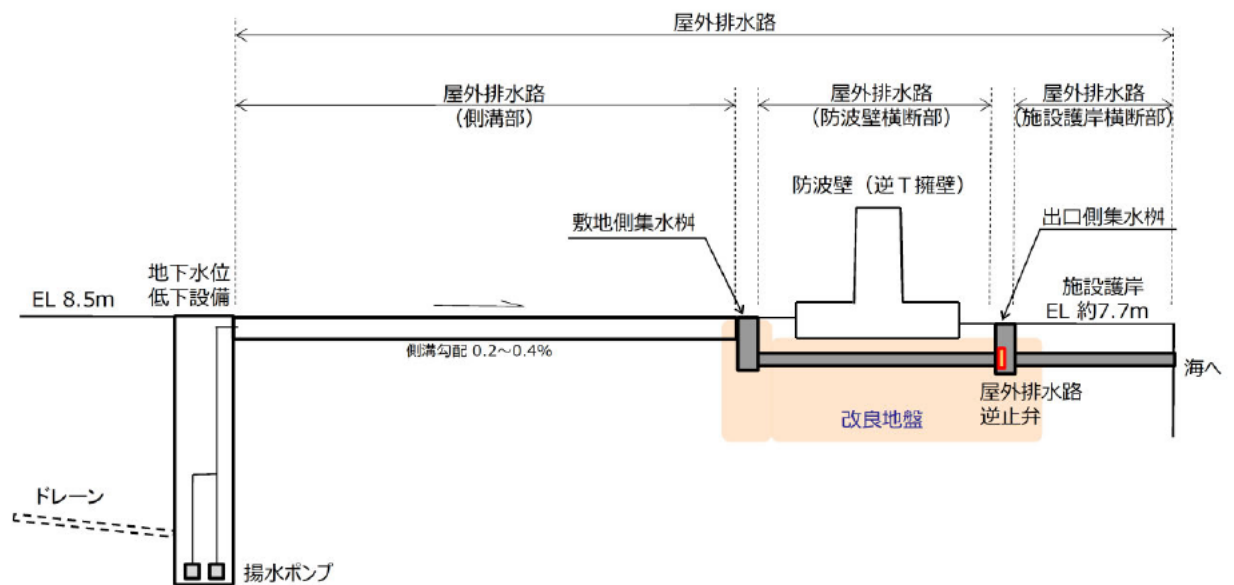


図 2-2 屋外排水路の縦断イメージ

(2) 排水能力

地下水水位低下設備（新設）から海までの排水経路となる屋外排水路（水路 E）の排水能力は、松江市の日最大 1 時間降水量（77.9mm/h）での雨水流出量（7.55m<sup>3</sup>/s）及び地下水水位低下設備（新設）の排水量を包絡する揚水ポンプの排水能力（0.12m<sup>3</sup>/s/系統）を十分排出可能な構造となっている。屋外排水路の排水能力を表 2-2 に示す。

表 2-2 屋外排水路 E の排水能力（降雨強度 77.9mm/h）

水路	雨水流出量 (m <sup>3</sup> /s)	排水量 (m <sup>3</sup> /s)
E	7.55	16.44

島根原子力発電所 2 号炉設置変更許可申請書 EP-043 改 44

外部からの衝撃による損傷の防止 別添 1-1 外部事象の考慮について 添付資料 9 表 2-2 表より引用

### 3. 屋外排水路の地震時の対応方針

地下水位低下設備（新設）から海までの地下水の排水について、地震時においても排水可能であることを3区間に分けて示す。

地下水位低下設備（新設）から汲み上げた地下水は、既設排水路とは別ルートとして支障物を避けた最短ルートとして新設する屋外排水路（側溝部）を通じて敷地側集水桝へ流下し、屋外排水路（防波壁横断部）、出口側集水桝及び屋外排水路（施設護岸部）を排水経路として海に排水する。

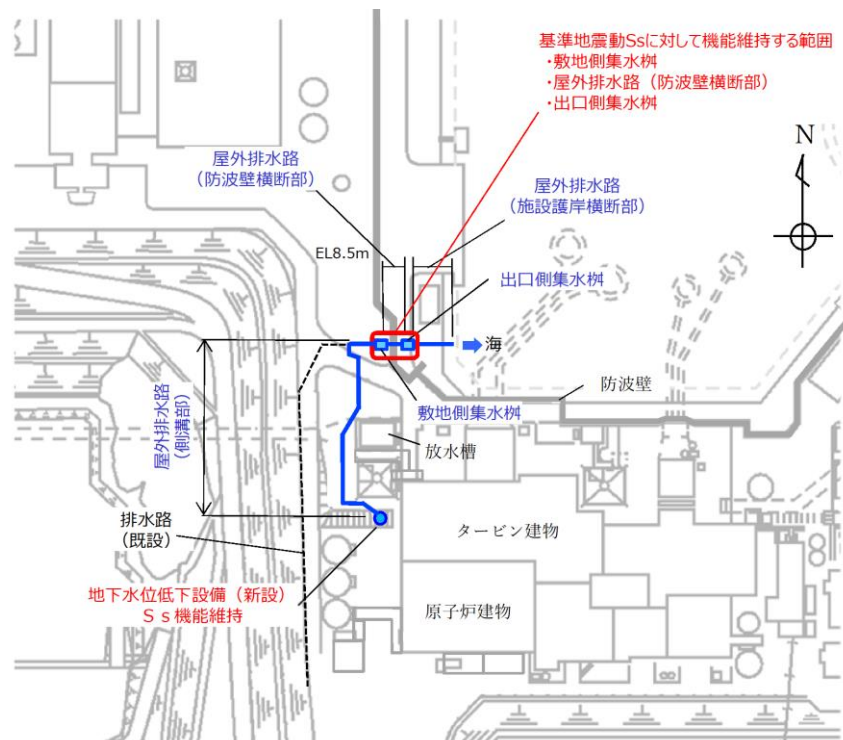
#### 3.1 屋外排水路の耐震性を確保する区間（区間1）

地震時において、排水経路を確実に確保するため、耐震性を確保する範囲として、敷地側集水桝、屋外排水路（防波壁横断部）及び出口側集水桝については、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して排水機能を維持する設計とする。

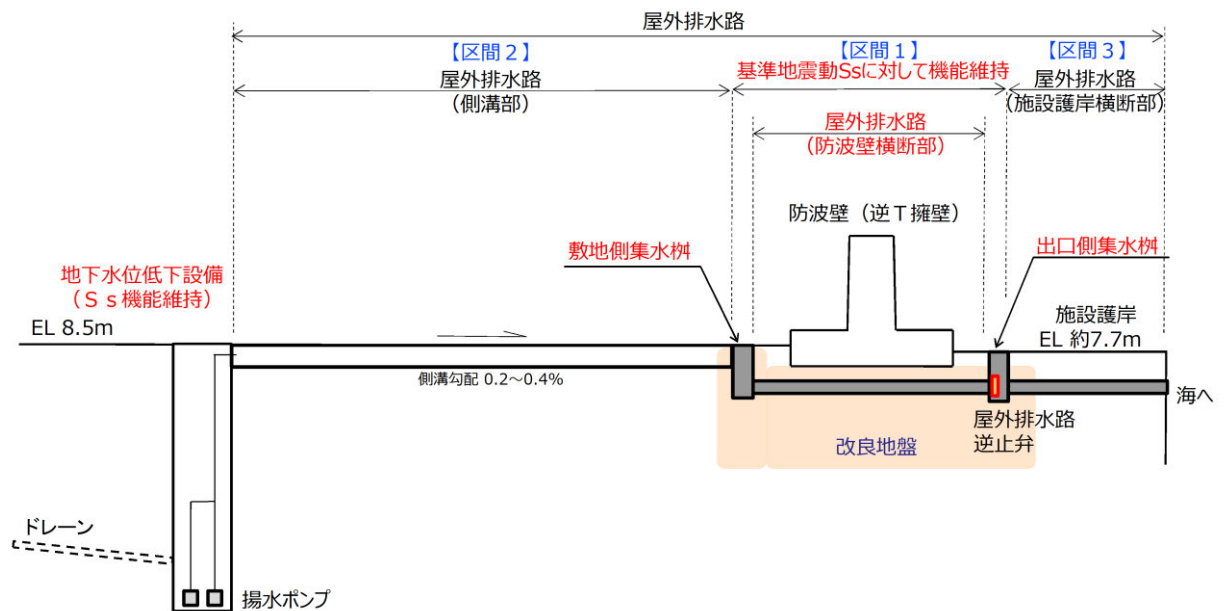
屋外排水路の耐震評価結果の記載箇所を表3-1に、屋外排水路の耐震性を確保する範囲を図3-1に示す。

表 3-1 屋外排水路の耐震評価結果の記載箇所

対象構造物	記載箇所
・敷地側集水桝	VI-2-別添 4-3-5 「地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書（別紙）」
・屋外排水路（防波壁横断部）	
・出口側集水桝	VI-2-10-2-7 「屋外排水路逆止弁の耐震性についての計算書」



注：敷地内（地下水位低下設備～防波壁）の排水経路は変更可能性有  
（平面）



（断面イメージ）

図 3-1 屋外排水路の耐震性を確保する範囲

(1) 設備上の取扱いについて

地下水位低下設備から汲み上げた地下水を確実に海に排水し、原子炉建物等の技術基準規則第5条、50条（地震）に適合した状態を維持することを鑑み、耐震性を確保する屋外排水路（敷地側集水桝、排水路（防波壁横断部）及び出口側集水桝）については、設計基準対象施設の耐震重要度分類Cクラス\*とする。

屋外排水路の耐震重要度分類を表3-2に示す。

注記\*：設計基準対象施設の耐震重要度分類は、その重要度に応じたクラス分類（S、B、C）を、それらに該当した設備を整理するものであり、屋外排水路はSクラス、Bクラス設備に該当しないため、Cクラスに分類した。

表3-2 屋外排水路の耐震重要度分類

技術基準規則（別記2）の記載		対象とする施設の例	該当
S	地震により発生するおそれがある事象に対して、原子炉を停止し、炉心を冷却するために必要な機能を持つ施設、自ら放射性物質を内蔵している施設、当該施設に直接関係しておりその機能喪失により放射性物質を外部に拡散する可能性のある施設、これらの施設の機能喪失により事故に至った場合の影響を緩和し、放射線による公衆への影響を軽減するために必要な機能を持つ施設、これらの重要な安全機能を支援するために必要となる施設及び地震に伴って発生するおそれがある津波による安全機能の喪失を防止するために必要となる施設であって、その影響が大きいもの	<ul style="list-style-type: none"> <li>・原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器・配管系</li> <li>・使用済燃料を貯蔵するための施設</li> <li>・原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための施設及び原子炉の停止状態を維持するための施設</li> <li>・原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための施設 等</li> </ul>	×
B	安全機能を有する施設のうち、機能喪失した場合の影響がSクラス施設と比べ小さい施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>・原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて、一次冷却材を内蔵しているか又は内蔵し得る施設</li> <li>・放射性廃棄物を内蔵している施設（ただし、内蔵量が少ない又は貯蔵方式により、その破損により公衆に与える放射線の影響が実用発電用原子炉の設置、運転等に関する規則（昭和53年通商産業省令第77号）第2条第2項第6号に規定する「周辺監視区域」外における年間の線量限度に比べ十分小さいものは除く。）等</li> </ul>	×
C	Sクラスに属する施設及びBクラスに属する施設以外の一般産業施設又は公共施設と同等の安全性が要求される施設	—	○

### 3.2 屋外排水路の耐震性が確保されていない区間

屋外排水路の耐震性を確保されていない区間における地震時の排水経路の確保について示す。

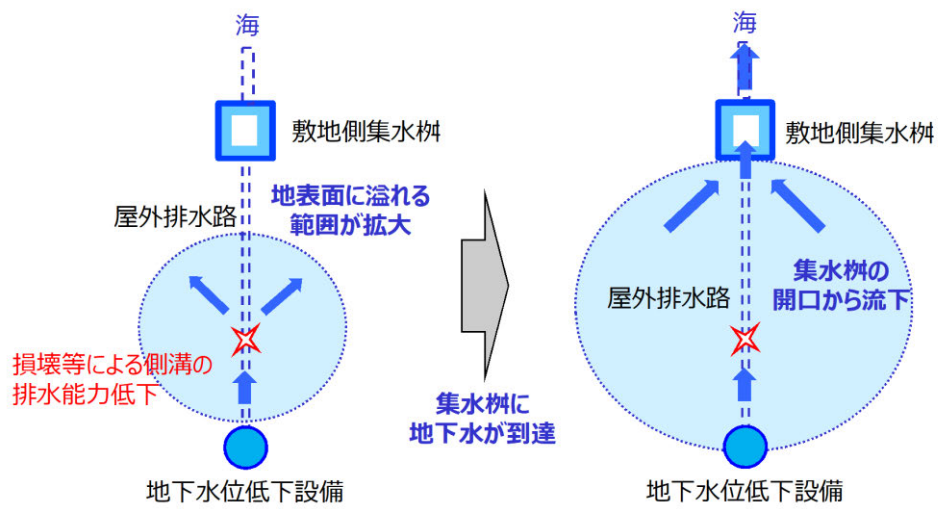
#### 3.2.1 屋外排水路（側溝部）から敷地側集水桝までの区間（区間2）

屋外排水路（側溝部）は、埋戻コンクリート及び埋戻土により支持されており、地震時には、側溝の損壊及び変位・不等沈下の発生により排水能力が低下し、地下水が地表面（EL 8.5m）に溢れる状態になることが想定される。

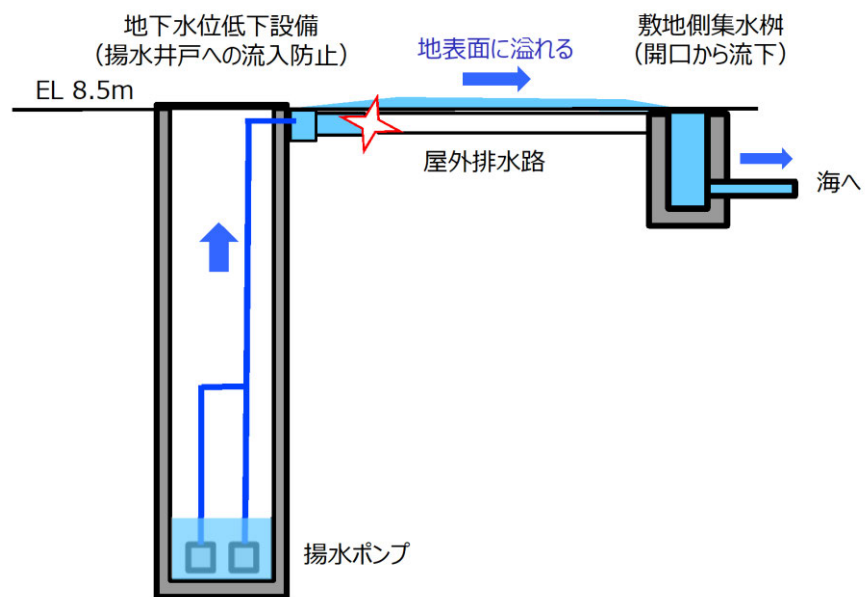
側溝から地表面に溢れ出した地下水については、揚水ポンプにより徐々に押し出され、屋外排水路（側溝部）の周辺の敷地に広がることが想定されるが、耐震性が確保された敷地側集水桝に到達し、敷地側集水桝の上部の開口から流下することで海への排水経路は確保可能である。なお、屋外排水路（側溝部）周辺に耐震性の低い放水槽が存在するが、それに期待しなくても地下水は敷地側集水桝から流下し、海へ排水される。

なお、敷地内に地下水が溢れた状態を継続させない対応として、地下水位低下設備（新設）の揚水井戸内の配管に仮設ホースを接続し、耐震性が確保された敷地側集水桝までの流路を形成する。（参考資料4参照）

地表面を通じた地下水の排水イメージを図3-2に示す。



(平面イメージ)



(断面イメージ)

図 3-2 地表面を通じた排水イメージ

### 3.2.2 出口側集水桝から海までの区間（区間3）

出口側集水桝より下流側となる屋外排水路（施設護岸横断部）については、地震時の損壊等による通水断面の閉塞を想定しても、敷地標高がEL約7.7mと低く、地下水は、屋外排水路逆止弁を設置している出口側集水桝の上部の開口から海に排水される。

地震時における出口側集水桝からの排水イメージを図3-3に示す。

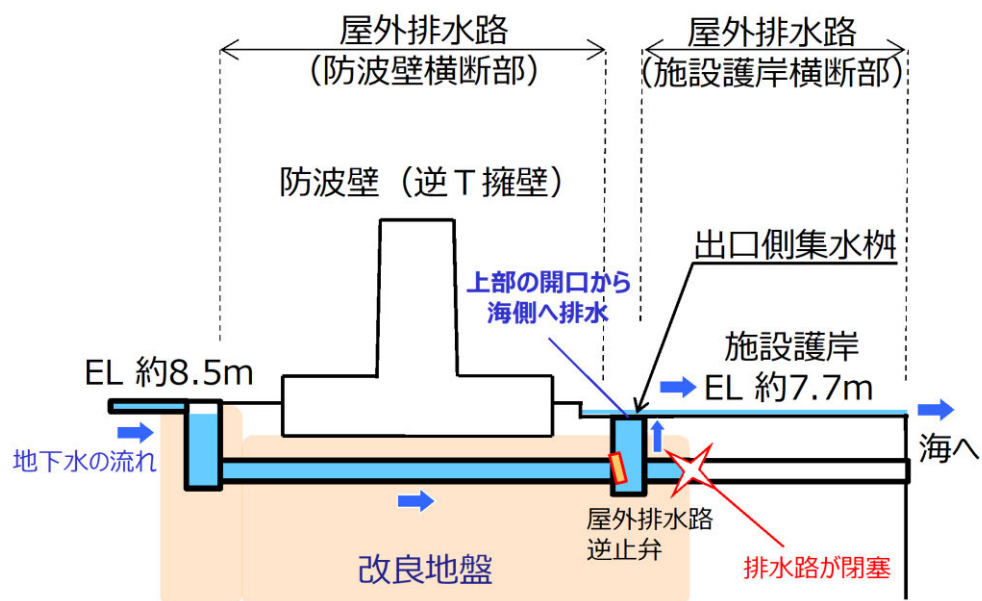


図3-3 地震時における出口側集水桝の排水イメージ

#### (1) 出口側集水桝からの排水確認

地表面に溢れた地下水が敷地側集水桝の上部の開口（EL 8.5m）から流下し、出口側集水桝の上部の開口（EL 7.7m）から流れる排水経路について、排水経路における損失水頭と集水桝の高低差を比較することにより、出口側集水桝の上部の開口から地下水が流れることを確認する。



(2) 損失水頭の計算モデル

損失水頭の計算モデルは、耐震性が確保されていない既設排水路が地震時に損壊し閉塞した状態を仮定するため、表 3-3 に示す地震後の既設排水路の損壊ケースのうち、流入箇所が限定されるケース①の状態を想定し、敷地側集水桝から出口側集水桝までの排水経路をモデル化した。

計算モデルを図 3-4 に示す。

表 3-3 地震後の既設排水路の状態及び排水経路

損壊ケース	既設排水路 (敷地側)	既設排水路 (海側)	排水経路
ケース① (本検討)	閉塞	閉塞	敷地側集水桝の上部から流入し、敷地標高が低い出口側集水桝の上部から海に排水される
ケース②	損壊なし	閉塞	敷地側集水桝の上部及び既設排水路から流入し、敷地標高が低い出口側集水桝の上部から海に排水される

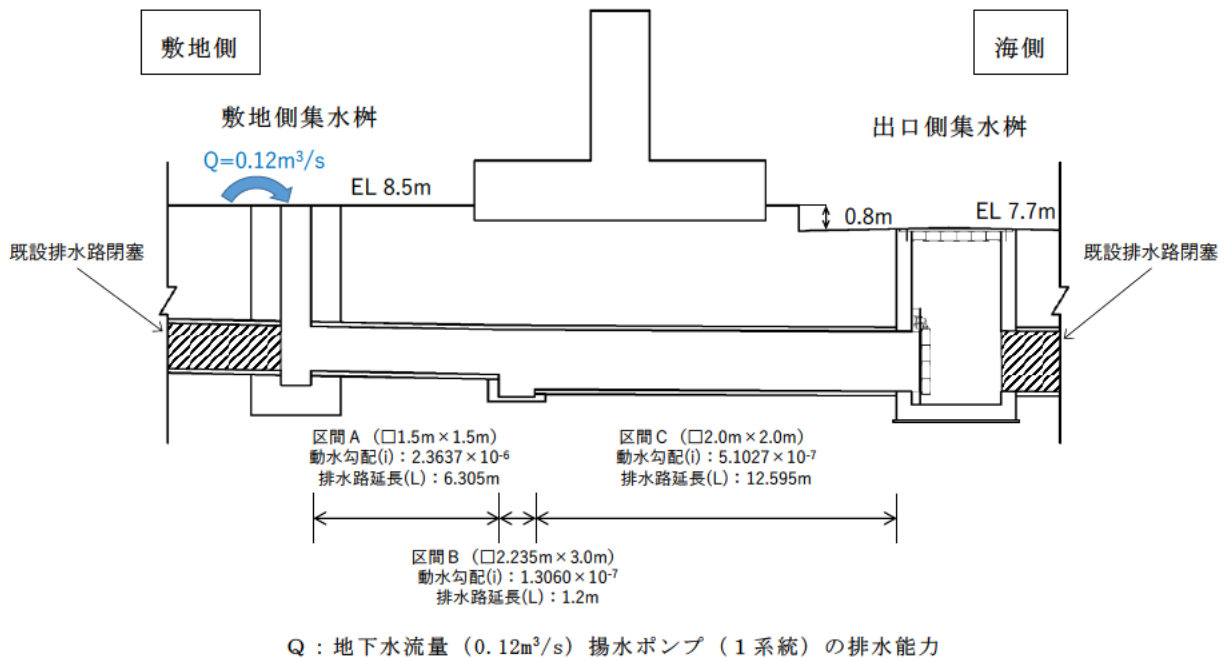


図 3-4 損失水頭の計算モデル



### (3) 損失水頭の計算方法

計算モデルから、伏越しの損失水頭の式\*を用いて算出する。

$$H = i \cdot L + \beta \cdot (V^2 / 2g) + \alpha$$

ここで、

H : 損失水頭 (m)

i : 動水勾配

$$i_A = h_{fA} / L_A = 1.4903 \times 10^{-5} / 6.305 = 2.3637 \times 10^{-6}$$

$$i_B = h_{fB} / L_B = 1.5673 \times 10^{-7} / 1.2 = 1.3601 \times 10^{-7}$$

$$i_C = h_{fC} / L_C = 6.4268 \times 10^{-4} / 12.595 = 5.1027 \times 10^{-5}$$

$h_f$  : 摩擦損失水頭 (各区間の計算結果より算出)

$$h_{fA} = 1.4903 \times 10^{-5} \text{ (m)}$$

$$h_{fB} = 1.5673 \times 10^{-7} \text{ (m)}$$

$$h_{fC} = 6.4268 \times 10^{-4} \text{ (m)}$$

L : 排水路の長さ (中心線延長)

$$L_A = 6.305 \text{ (m)}$$

$$L_B = 1.2 \text{ (m)}$$

$$L_C = 12.595 \text{ (m)}$$

V : 排水路の流速

$$V_A = Q / A_A = 0.12 / 2.25 = 0.0533 \text{ (m/s)}$$

$$V_B = Q / A_B = 0.12 / 6.705 = 0.0179 \text{ (m/s)}$$

$$V_C = Q / A_C = 0.12 / 4.0 = 0.03 \text{ (m/s)}$$

g : 重力加速度 9.80665 (m/s<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 余裕量 0.03~0.05m\*より 0.05m を採用

$\beta$  : 急拡及び急縮を考慮した 1.5\*より 1.5 を採用

注記\* : 下水道施設計画・設計指針と解説 前編 (2019年版) 日本下水道協会

### (4) 損失水頭の計算結果

排水経路における損失水頭は、約 0.051m となり、敷地側集水桝の上部の開口 (EL 8.5m) と出口側集水桝の上部の開口 (EL 7.7m) の高低差である 0.8m よりも小さいことから、敷地側集水桝に流入する地下水は、屋外排水路逆止弁を設置している出口側集水桝の上部の開口から海に排水されることを確認した。

(5) 屋外排水路逆止弁の開機能の確認

損失水頭を考慮した海への排水確認に加え，排水経路に存在する屋外排水路逆止弁⑨が確実に開くことを確認する。

① 確認方法

屋外排水路逆止弁は，吊ピンを中心として水圧差により開閉する構造であるため，上下流の水位差を考慮した敷地側（上流側）からの水圧作用時の開力と屋外排水路逆止弁の自重による閉力との関係から開く状態であることを確認する。

② 計算条件

計算条件及び水圧作用イメージを図 3-5 に示す。

- ・敷地側水位：EL 8.5m（敷地高さ，溢水時の水深は考慮しない）
- ・出口側水位：EL 7.8m（敷地高さ＋水深 10cm と仮定）
- ・屋外排水路逆止弁⑨の排水路断面：2.0m×2.0m（下端 EL 2.3m）
- ・屋外排水路逆止弁⑨の扉体の自重：1800kg≒17.7kN（水中重量は考慮しない）

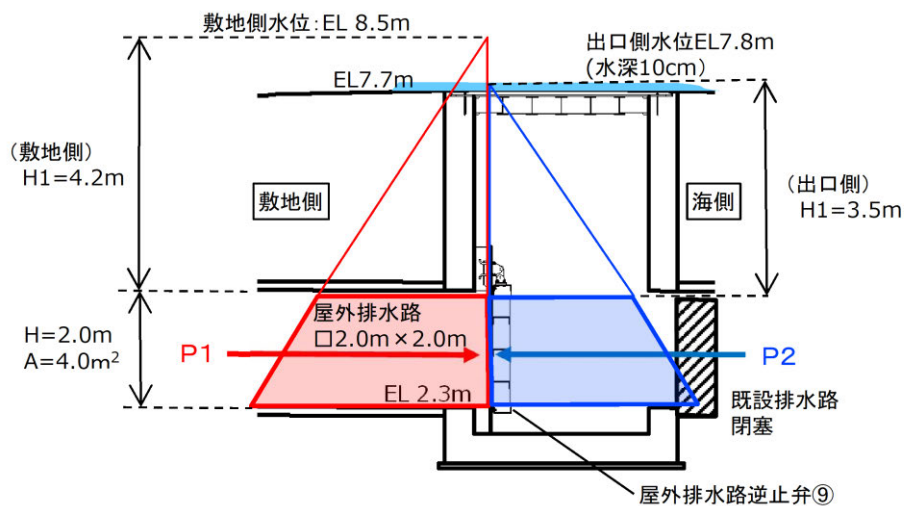


図 3-5 水圧作用イメージ

③ 屋外排水路逆止弁に作用する敷地側からの全水圧

（敷地側の全水圧 P 1）

$$\begin{aligned}
 P1 &= \rho \cdot g \cdot (H_1 + 1/2H) \cdot A \\
 &= 1000\text{kg/m}^3 \cdot 9.80665\text{m/s}^2 \cdot (4.2\text{m} + 1/2 \cdot 2.0\text{m}) \cdot 2.0\text{m} \cdot 2.0\text{m} \\
 &\approx 204.0\text{kN}
 \end{aligned}$$

（出口側の全水圧 P 2）

$$\begin{aligned}
 P2 &= 1000\text{kg/m}^3 \cdot 9.80665\text{m/s}^2 \cdot (3.5\text{m} + 1/2 \cdot 2.0\text{m}) \cdot 2.0\text{m} \cdot 2.0\text{m} \\
 &\approx 176.6\text{kN}
 \end{aligned}$$

∴ 敷地側からの全水圧 P 1 - P 2 = 27.4kN

（参考） 2-12

④ 屋外排水路逆止弁の開力の確認

水圧作用時の開力と屋外排水路逆止弁の自重による閉力との関係から，開く状態であることを確認する。開力と閉力の関係イメージを図 3-6 に示す。

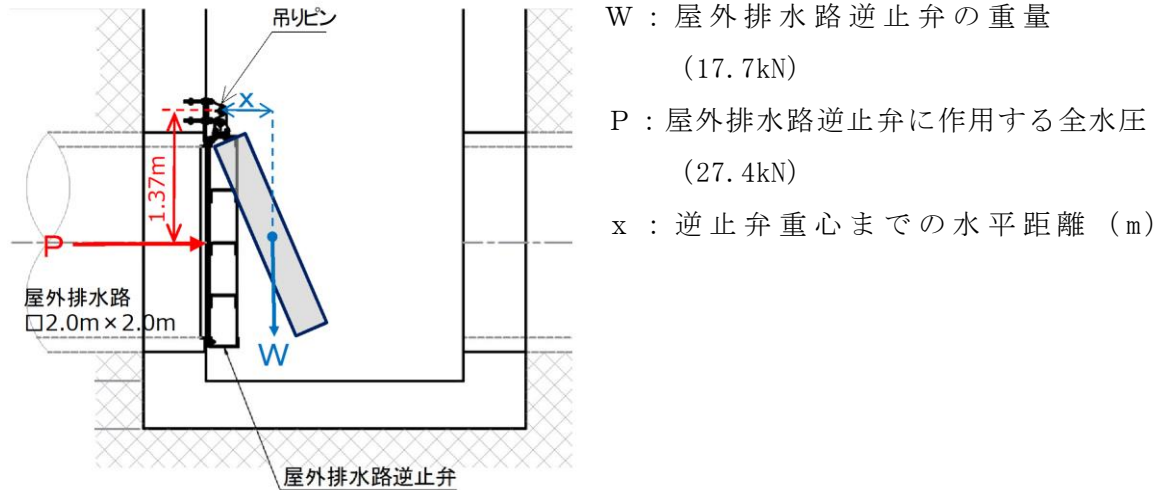


図 3-6 開力と閉力の関係イメージ

図 3-6 より，屋外排水路逆止弁の重量（閉力）及び屋外排水路逆止弁に作用する水圧（開力）のモーメントの関係から，

（閉力） $W \times x = P \times 1.37\text{m}$ （開力）で釣合っている状態である。

屋外排水路逆止弁の閉力モーメントの距離  $x$  を求める

$$x = 27.4\text{kN} \times 1.37\text{m} \div 17.7\text{kN} = 2.12\text{m}$$

∴ 閉力モーメントの距離 (2.12m) が水圧作用時の開力モーメントの距離 (1.37m) より大きいため開く状態であることを確認した。

⑤ 開度及び流速の確認（参考）

屋外排水路逆止弁周辺の地下水の排水状況の把握のため、概略検討として、おおよその開度及び流速を確認した結果、開度約 3cm、流速約 2.3m/s となった。

自由流出の流量公式\*  $Q = C \cdot a \cdot B \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$

ここに、

$Q = 0.12 \text{m}^3/\text{s}$ （地下水流量：揚水ポンプ（1系統）の排水能力）

$C = 0.6$ （スルースゲートの流量係数 0.5~0.6\*）

$a =$ ゲートの開き（m）

$B = 2.0 \text{m}$ （排水路幅 2.0m）

$h = 0.7 \text{m}$ （敷地側水位 EL8.5m - 出口側水位 EL7.8m）

より、 $a = 0.027 \text{m} \doteq 3 \text{cm}$ （開度）

$Q = A \cdot V$ より、

$V = Q / (a \cdot B) = 0.12 / (0.027 \cdot 2.0)$

$= 2.3 \text{m/s}$

注記\*：水理公式集（2018年版）土木学会

(6) まとめ

今回の排水確認のため設定した条件は、地震後に  $0.12 \text{m}^3/\text{s}$  の地下水が敷地側集水柵に流れ込み、屋外排水路逆止弁に対し一定の水圧を与え続ける状態である。

仮に上流側からの水圧が一時的に低下し、屋外排水路逆止弁の開度が微小な状態になったとしても、時間の経過と共に上流側から地下水が流入することにより、屋外排水路逆止弁の上下流に水圧差が発生することで、再び開度は大きくなる。

このため、微小開度及び高い流速が継続することによるキャビテーションの発生は考えられず、健全な状態で屋外排水路逆止弁から排水される。

#### 4. まとめ

屋外排水路の地震時の影響及び排水経路の確保方法について表 4-1 に示す。

表 4-1 屋外排水路の地震時の影響及び排水経路の確保方法

海への排水経路となる 屋外排水路の区間	地震時の影響	排水経路の確保方法
地下水位低下設備～ 敷地側集水桝	屋外排水路(側溝部)は地震時の損壊、不等沈下等により排水能力が低下し、地下水が地表面に溢れる。	地表面に溢れた地下水は、地表面を通じて敷地側集水桝の上部の開口から流下することで排水経路を確保する。
敷地側集水桝～ 屋外排水路(防波壁横断部)～ 出口側集水桝	屋外排水路(防波壁横断部)の損壊により排水能力が低下する。	基準地震動 $S_s$ の地震力に対して排水機能を維持することで、排水経路を確保する。
出口側集水桝～ 屋外排水路(施設護岸横断部) ～海	屋外排水路(施設護岸横断部)の損壊により排水能力が低下する。	施設護岸側の敷地が EL 約 7.7m と低く、地下水は出口側集水桝の上部の開口から海に排水することで排水経路を確保する。

(参考資料 3) 設計方針に係る影響確認について

1. 概要

本資料は、参考資料 2「屋外排水路の耐震性に係る設計方針」に示した設計方針に係る技術基準規則の適合への影響及び地下水が地表面に溢れた場合の影響確認の結果を示すものである。

## 2. 各条文への影響確認

屋外排水路の一部について耐震性を確保することによる技術基準規則の適合への影響について整理した結果、表 2-1 及び表 2-2 に示すとおり影響がないことを確認した。

表2-1 屋外排水路の耐震性確保（技術基準規則第5条，50条）を踏まえた各技術基準規則要求への影響

技術基準	設置変更許可時の説明	技術基準適合への影響
第5条，50条 (地震)	—  (屋外排水路は，設計基準降水量を上回る排水能力を有する設計としていることから，水位保持上の前提としていたが，基準適合上の位置付けに係る説明は無し)	・屋外排水路の一部の耐震性を確保することにより，水位保持上の前提であるEL 8.5m 盤から海へ排水される状態が確実に維持される。 (設定した設計揚圧力・設計地下水位への影響はない。)
第6条，51条 (耐津波設計 (内郭防護))	・内郭防護における屋外タンク等の損傷による溢水影響にて，屋外排水路の機能に期待しない評価を説明。(耐津波設計で考慮する敷地への溢水源の設定では，屋外排水路による排水を期待せず，敷地に滞留した場合であっても，浸水防護重点化範囲への影響がないことを確認。)	・屋外排水路の機能に期待しない評価を実施していることから，屋外排水路の一部の耐震性を確保した場合においても基準適合への影響はない。なお，屋外タンクの破損等により発生したEL 8.5m 盤の溢水は地震随伴事象により発生するものであり，屋外排水路の一部の耐震性を確保することによって，確実に屋外排水路を通じて海へ排水される。
第7条 (外部事象(自然現象))	・想定される自然現象(地震，津波を除く)に対し，屋外排水路の機能に期待する個別事象として，降水による浸水の影響評価を実施し，外部事象防護対象施設等がその安全機能を損なわないことを説明。(屋外排水路は，敷地への降水を海域に排水するものであり，設計基準降水量を上回る排水能力を有する設計としている。2.2(2)参照。) ・自然現象の重畳について，事象(影響モード)の内容を基に，影響が増長する事象の組合せを網羅的に検討し，降水を含む事象の組合せにおいて，影響が増長するものはないことを説明。(詳細については表4-2参照。)	・考慮する自然現象は降水であり，屋外排水路の一部の耐震性を確保した場合においても敷地への降水を海域に排水する機能に影響はなく，外部事象防護対象施設の安全機能に影響を及ぼさないことから，基準適合への影響はない。また，自然現象の組合せの影響に対する確認結果は表4-2に示すとおりであり，降水による浸水影響の個別評価と変わらず，外部事象防護対象施設の安全機能に影響を及ぼさないことから，基準適合への影響はない。なお，屋外排水路の一部の耐震性を確保することによって，地震時においても確実に屋外排水路を通じて海へ排水される。
第12条 (内部溢水)	・屋外排水路の機能に期待しない溢水評価を説明。(屋外タンク等の損傷における敷地への溢水源の設定では，屋外排水路による排水を期待せず，敷地に滞留した場合であっても，溢水防護対象設備に対して影響がないことを確認。)	・屋外排水路の機能に期待しない評価を実施していることから，屋外排水路の一部の耐震性を確保した場合においても基準適合への影響はない。なお，屋外タンクの破損等により発生したEL 8.5m 盤の溢水は地震随伴事象により発生するものであり，屋外排水路の一部の耐震性を確保することによって，確実に屋外排水路を通じて海へ排水される。
第54条 (重大事故等対処設備(アクセスルート))	・敷地への溢水(屋外タンク損傷)は，アクセスルート復旧作業の開始前に排水路から排水可能であり，アクセスルート復旧作業への影響はない。 ・排水を考慮しない場合でも可搬型車両の通行は可能であり，人員への影響も小さい。	・敷地への溢水(屋外タンク損傷)は，アクセスルート復旧作業の開始前に耐震性を確保した屋外排水路より排水可能であり，アクセスルート復旧作業への影響はない。
第70条 (工場等外への放射性物質の拡散を抑制するための設備)	・防波壁内側の雨水排水路集水樹3箇所(No.3排水路，2号機放水槽南，2号機廃棄物処理建物南)に放射性物質吸着材を設置することにより，汚染水の海洋への拡散抑制を行う。	・地下水排水経路の変更及び現状の「雨水排水路集水樹(No.3排水路)」の下流側に雨水排水路集水樹(敷地側集水樹)を新設することに伴い，放射性物質吸着材の設置箇所「雨水排水路集水樹(No.3排水路)」を下流側の新設する雨水排水路集水樹に変更する。



表2-2 島根原子力発電所において想定される自然現象の組合せがプラントに及ぼす影響の確認結果（影響モード：浸水）（設置変更許可時の説明内容）

影響モードを含む事象	事象の組合せ	確認結果	備考
降水	風（台風）×降水	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水設備により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	島根原子力発電所2号炉設置変更許可申請書EP-043改44 外部からの衝撃による損傷の防止 別添1-1 外部事象の考慮について 第6-3表より引用
	（風（台風）×降水）×凍結×積雪	降水と凍結、降水と積雪は同時に発生するとは考えられない又は個々の影響より緩和されることから本事象の組合せは評価不要である。	
	（風（台風）×降水）×竜巻	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水設備により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び竜巻による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×落雷	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水設備により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び落雷による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×地滑り・土石流	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水設備により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び地滑り・土石流による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×火山の影響	湿った降下火砕物が乾燥して固結することにより、排水口等を閉塞させ浸水することが考えられるが、固結した降下火砕物は降水により溶解するため浸水は生じない。また、風（台風）による影響を組み合わせたとしても、降水による浸水影響の評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×生物学的事象	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水設備により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び生物学的事象による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×森林火災	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水設備により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び森林火災による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×地震	降水による敷地の浸水の可能性が考えられるが、構内排水設備により排水することで敷地が浸水することはない。また、風（台風）及び地震による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	
	（風（台風）×降水）×津波	基準津波による遡上波が地上部から敷地に到達することなく浸水に至る可能性はない。また、風（台風）及び降水による影響を組み合わせたとしても降水による浸水影響の個別評価と変わらない。	



### 3. 地下水が地表面に溢れた場合の影響確認

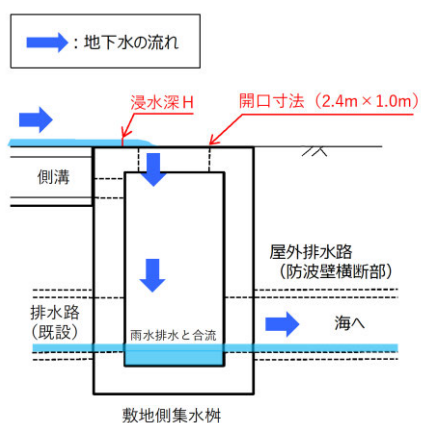
屋外排水路（側溝部）の排水能力の低下により，一時的に地下水が地表面（EL 8.5m）に溢れる状態になることから，屋外タンク等からの溢水評価及びアクセスルートの通行性，また，構造物の耐震評価で用いる設計地下水位への影響を確認する。

#### (1) 地下水による敷地内の浸水深の想定

地下水位低下設備からの地下水（揚水ポンプ（1系統）の排水能力  $0.12\text{m}^3/\text{s}$ ）が地表面に溢れ，地表面の平坦な敷地に広がり，図3-1に示すとおり敷地側集水桝の上部の開口（ $2.4\text{m} \times 1.0\text{m}$ ）から流下する場合における屋外排水路（側溝部）周辺の浸水深を想定した結果，約  $7\text{cm}$  となる。

堰の流量公式\*1  $Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$  より

$$H = (Q / (C \cdot B))^{2/3} = 0.062\text{m} \doteq 7\text{cm}$$



ここに，

H：浸水深（m）

Q：流量（ $0.12\text{m}^3/\text{s}$ ）揚水ポンプ（1系統）の排水能力

C：流量係数（ $1.8^{*2}$ ）

B：越流幅（ $4.4\text{m}$ ）開口4辺のうち3辺からの流下を想定（ $2.4\text{m} + 1.0\text{m} + 1.0\text{m}$ ）

図3-1 敷地側集水桝（開口寸法）

注記\*1：水理公式集（2018年版）土木学会

\*2：防災調節池等技術基準（案）（平成19年9月）日本河川協会

放流能力算定時の流量係数「施工時の形状の不整による流下能力の低下は避けがたいので，設計にあたっては，流量係数を低めに見積もっておくことが望ましく，一般には  $C = 1.8$  程度を使用すべきである。」の記載を参考に設定

(2) 地下水による敷地内の浸水範囲の想定

地下水が地表面に溢れる状態になった場合の浸水範囲としては、耐震性を確保する地下水位低下設備（新設）から敷地側集水柵までの平坦な範囲（EL 8.5m）に溢れ出ることが想定される。

地下水の溢水による浸水想定範囲を図 3-2 に示す。ここで想定した浸水想定範囲における防護すべき設備及びアクセスルートの通行性について、次項にて影響確認を行う。

- : アクセスルート(車両・要員)
- ⋯ : アクセスルート(要員)
- : サブルート(車両・要員)
- ⋯ : サブルート(要員)
- : 地下水が溢れ出る想定範囲
- : 浸水想定範囲にある溢水防護区画

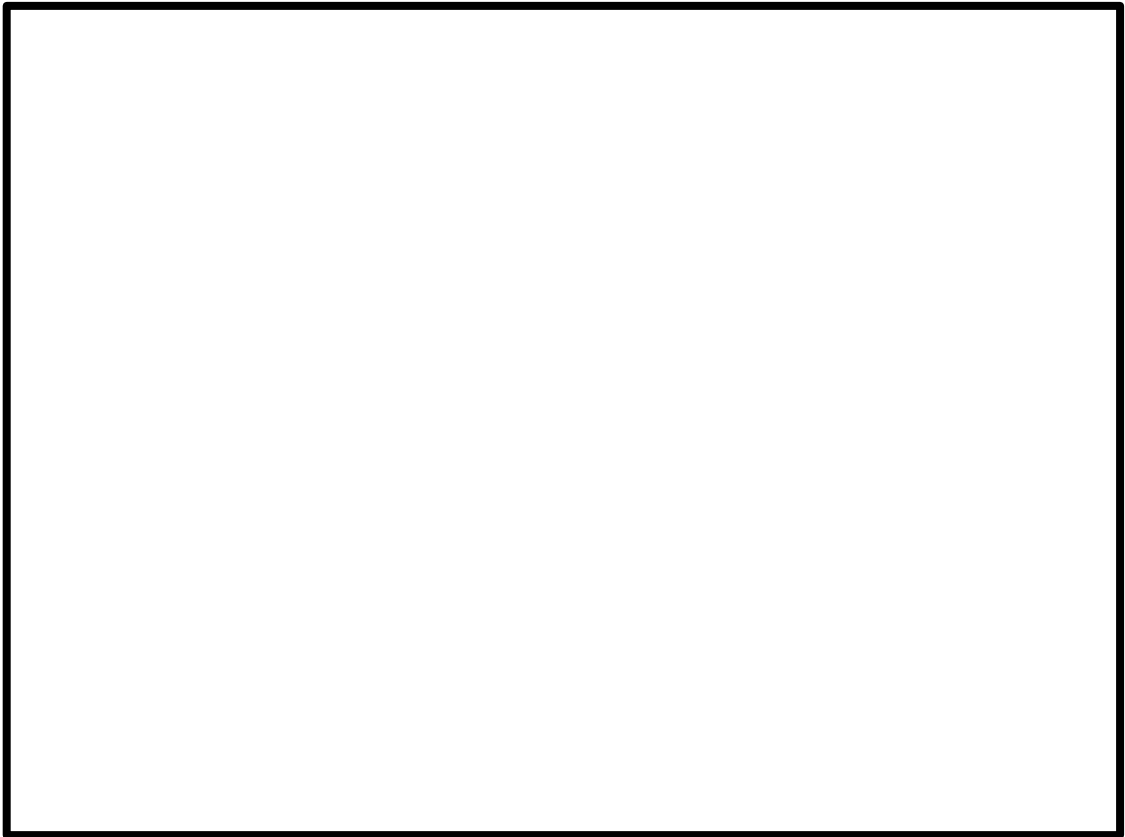


図 3-2 地下水の溢水による浸水想定範囲

### 3.1 屋外タンク等からの溢水評価の影響について

屋外タンク等の溢水伝播挙動評価は、屋外タンク等の保有水量を割り増した溢水量\*を用い、屋外排水路による排水機能及び敷地外への排水は期待せず、浸水深を評価する。ここでは、地下水の浸水想定範囲内にある溢水防護区画の評価地点の屋外タンク等からの溢水による浸水深に、地表面に溢れた場合に想定される浸水深7cmを足し合わせた場合の最大浸水高さと建物外周扉等の設置高さを比較することにより溢水防護区画への影響の有無を確認する。

地下水の浸水想定範囲内の評価地点について、安全対策工事に伴う掘削箇所を考慮しない場合の浸水深時刻歴を図3-3に、屋外タンク等の溢水伝播挙動を図3-4に、最大浸水深を表3-1に示す。ここで、地点3の扉はEL 15mに位置しているため、地表面に溢れた地下水は到達せず、また、屋外タンク等による溢水が安全対策工事に伴う掘削箇所に地表面(EL8.5m)まで浸水した場合においても、地表面に溢れた地下水は到達しない。

地点4(タービン建物北面1)及び地点8(取水槽海水ポンプエリア西面)については、屋外タンク等からの溢水による浸水深に地下水による浸水深7cmを加えた場合、建物外周扉等の設置高さは超えないが、仮に超えたとしても地点4については、タービン建物には溢水評価が必要となる設備がなく、またタービン建物の容積を考慮すると、隣接する原子炉建物等の溢水防護区画への影響はない。

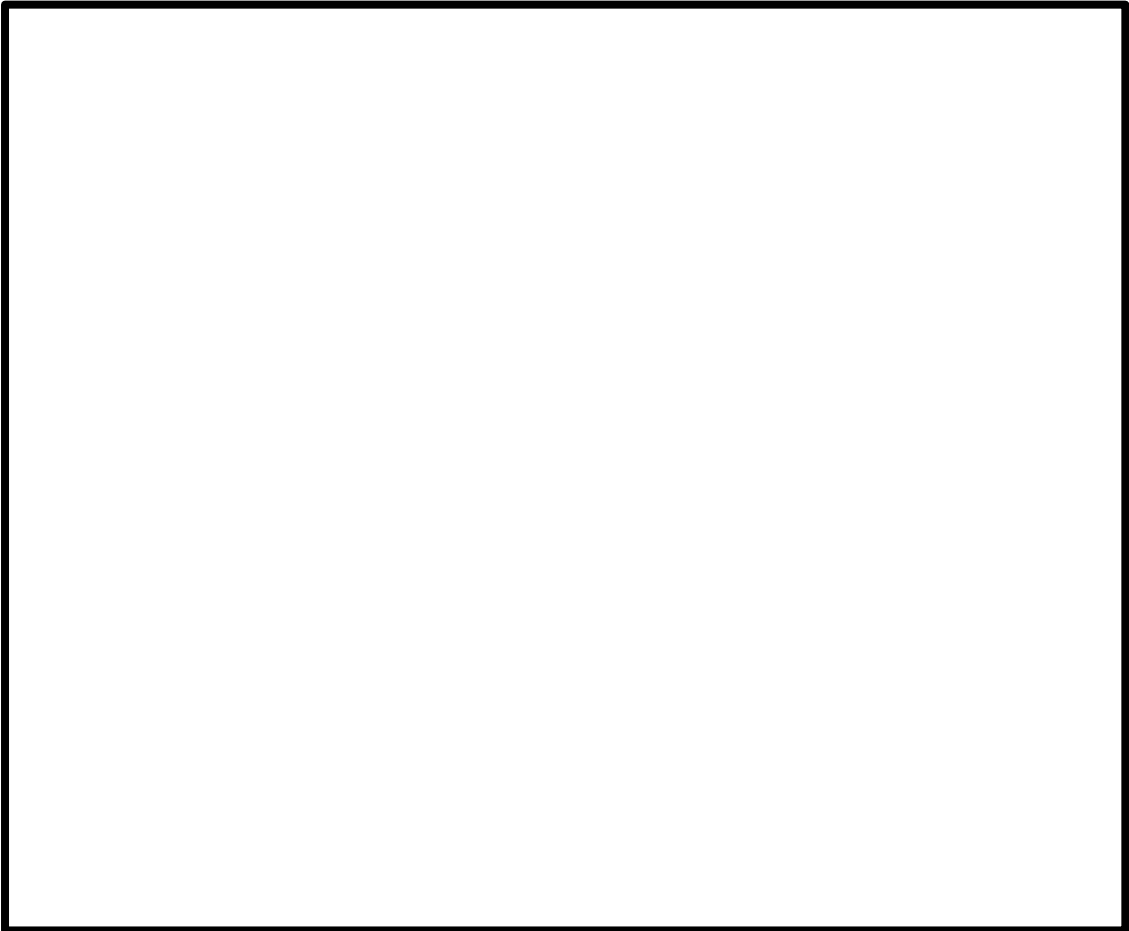
地点8(取水槽海水ポンプエリア西面)、地点9(取水槽海水ポンプエリア東面)、地点12(A-ディーゼル燃料移送ポンプピット西面)及び地点13(HPCS-ディーゼル燃料移送ポンプピット西面)については、建物外周扉等の設置高さより最大浸水高さが高くなるが、当該地点に高さ2mの取水槽海水ポンプエリア防護対策設備防水壁、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備北側防水壁及び南側防水壁並びにディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備北側水密扉及び南側水密扉を設置するため、溢水防護区画への影響はない。

従って、地下水の浸水想定範囲内の評価地点において、屋外タンク等からの溢水による浸水深に地下水が地表面に溢れた場合に想定される浸水深を足し合わせた場合においても、当該溢水防護区画への影響はない。

注記\*：評価に用いる溢水量(保有水量の割り増し)

20m<sup>3</sup>以上100m<sup>3</sup>以下の屋外タンク等：1.5倍

100m<sup>3</sup>を超える屋外タンク等：1.1倍



地点 1：原子炉建物南面

地点 2：原子炉建物西面 1

地点 3：原子炉建物西面 2

地点 4：タービン建物北面 1

地点 5：タービン建物北面 2

地点 6：タービン建物北面 3

地点 7：タービン建物北面 4

地点 8：取水槽海水ポンプエリア西面

地点 9：取水槽海水ポンプエリア東面

地点 10：廃棄物処理建物南面

地点 11：B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽北面

地点 12：A-ディーゼル燃料移送ポンプピット西面

地点 13：HPCS-ディーゼル燃料移送ポンプピット西面




-  地下水の浸水想定範囲の溢水水位算出地点
-  地下水の浸水想定範囲にある溢水防護区画
-  地下水の浸水想定範囲

図 3-3 地下水の浸水想定範囲の浸水深時刻歴 (1/2)

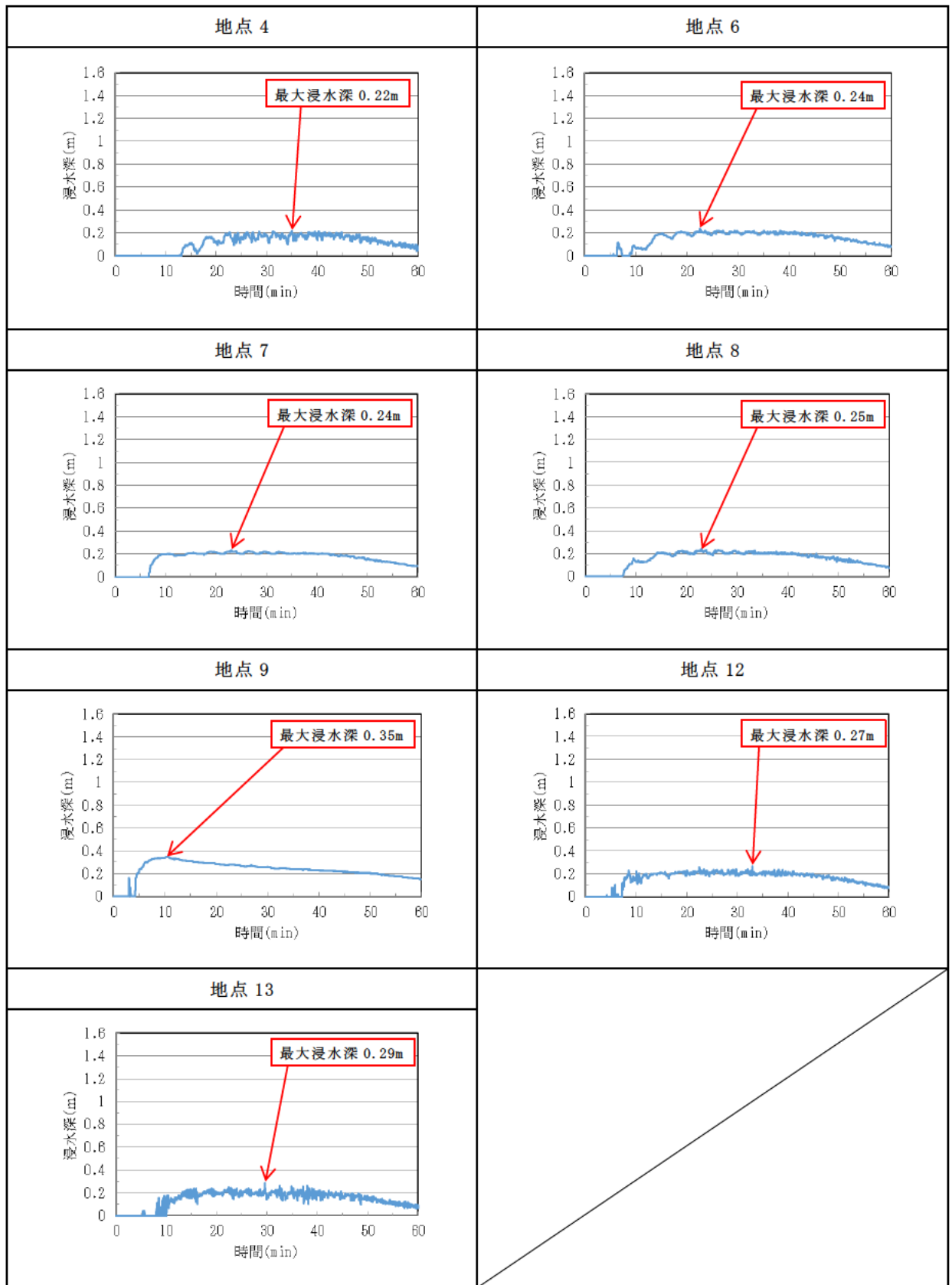
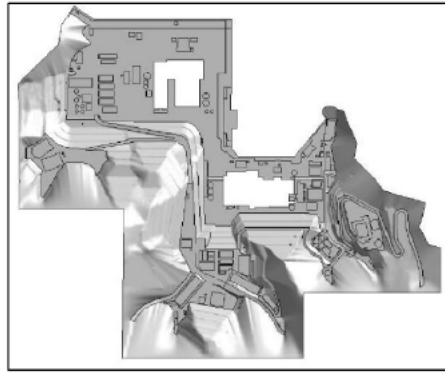
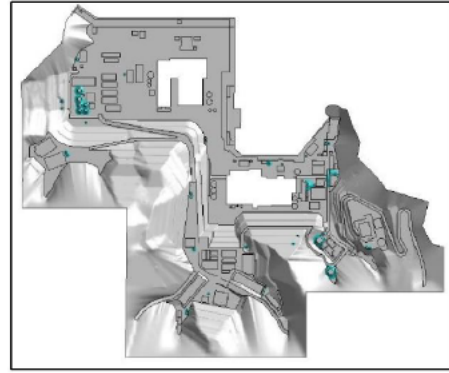


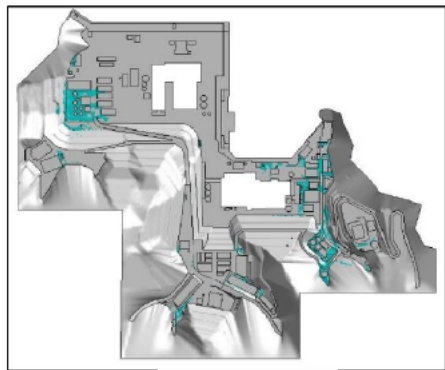
図 3-3 地下水の浸水想定範囲の浸水深時刻歴 (2/2)



5.0 (s)



10.0 (s)



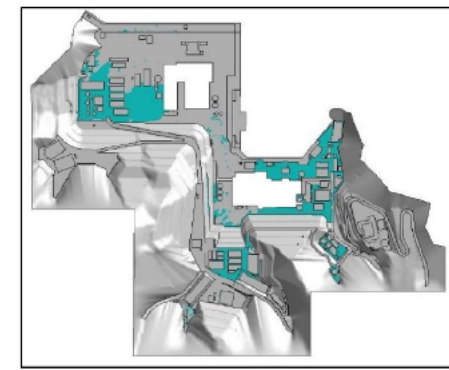
20.0 (s)



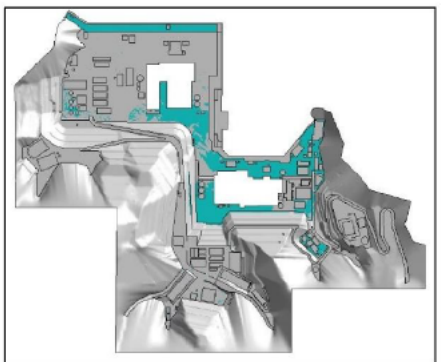
60.0 (s)



120.0 (s)



300.0 (s)



600.0 (s)



1200.0 (s)

図 3-4 屋外タンク等の溢水伝播挙動

表 3-1 地下水の浸水想定範囲の最大浸水深

代表箇所		基準 高さ EL (m)	屋外タンク 等からの溢 水による浸 水深 (m)	地下水位低 下設備から の溢水によ る浸水深 (m)	最大 浸水 高さ EL (m)	建物外 周扉等 の設置 高さ EL (m)	建物外周扉 等の設置高 さと最大浸 水高さの差 (m)	建物外周扉 等の設置高 さを超える もの*1
地点 4	タービン建物 北面 1	8.5	0.22	0.07	8.79	8.8	0.01*2	—
地点 6	タービン建物 北面 3	8.5	0.24	0.07	8.81	9.1	0.29	—
地点 7	タービン建物 北面 4	8.5	0.24	0.07	8.81	9.26	0.45	—
地点 8	取水槽海水ポン プエリア西面	8.5	0.25	0.07	8.82	8.8	-0.02*3	○
地点 9	取水槽海水ポン プエリア東面	8.5	0.35	0.07	8.92	8.8	-0.12*3	○
地点 12	A-ディーゼル燃 料移送ポンプピ ット西面	8.5	0.27	0.07	8.84	8.7	-0.14*3	○
地点 13	HPCS-ディーゼル 燃料移送ポンプ ピット西面	8.5	0.29	0.07	8.86	8.7	-0.16*3	○

注記\*1:「○」:最大浸水高さが建物外周扉等の設置高さを超える場合

「—」:最大浸水高さが建物外周扉等の設置高さを超えない場合

\*2:最大浸水高さは建物外周扉等の設置高さを超えないが、仮に超えたとしてもタービン建物には溢水評価が必要となる設備がなく、またタービン建物の容積を考慮すると、隣接する原子炉建物等の溢水防護区画への影響はない。

\*3:最大浸水高さは建物外周扉等の設置高さを超えるが、当該地点には高さ2mの取水槽海水ポンプエリア防護対策設備防水壁、ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備北側防水壁及び南側防水壁並びにディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備北側水密扉及び南側水密扉を設置するため、溢水防護区画への影響はない。

### 3.2 アクセスルートの通行性への影響について

地下水が地表面に溢れた場合に想定される浸水深 7cm は、徒歩可能な浸水深 30cm 以下\*及び表 3-2 に示す可搬型重大事故等対処設備がアクセス可能な浸水深 22cm（可搬型重大事故等対処設備の機関吸排気口高さの最低値）以下であることから、事故対応のためのアクセスルートの確保及び作業実施に影響はない。

ここでは、地震時において地下水が地表面に溢れた状態及び屋外タンク等の溢水が同時に発生した場合のアクセスルートの通行性への影響を確認する。

注記\*： 徒歩可能な浸水深は、建物の浸水時における歩行可能な水深が、「地下空間における浸水対策ガイドライン（平成14年3月28日国土交通省）」において、歩行困難水深及び水圧でドアが開かなくなる水深から30cm以下と設定されていることより、屋外においても同値と設定

表 3-2 可搬型重大事故等対処設備の機関吸気口高さ、機関排気口高さ及び地下水の浸水想定範囲通過時間

設備名	機関吸気口 高さ* <sup>1</sup> (cm)	機関排気口 高さ* <sup>1</sup> (cm)	地下水の浸 水想定範囲* <sup>3</sup> 通過時間
高压発電機車	113	22	約65分後
大量送水車	95	25	約 50 分後
移動式代替熱交換設備	223	25	約 65 分後
可搬式窒素供給装置	212	27	約 11 時間後
大型送水ポンプ車	211	30	約 65 分後
第 1 ベントフィルタ出口水素濃度	90	24	約 15 時間後
タンクローリ	76	25	約 60 分後
ホイールローダ	45* <sup>2</sup>		約 65 分後

注記\*1： 機関吸気口高さ及び機関排気口高さは地上面からの測定結果（実測値）

同一設備名で複数の車種がある場合には最低値を記載

\*2： ホイールローダについては、最低地上高さを記載（実測値）

\*3： 図 3-5 に示す地下水の浸水想定範囲



屋外タンク等の溢水伝播挙動評価によるアクセスルート上の評価地点及び浸水時刻歴を図 3-5 に示す。アクセスルート地点の最大浸水深（0.24m）に地下水の浸水深 7cm を足し合わせた場合、徒歩可能な浸水深 30cm 以下及び可搬型重大事故等対処設備がアクセス可能な浸水深（可搬型重大事故等対処設備の機関排気口高さ）を一時的に超えるが、本解析では、屋外排水路による排水機能及び敷地外への排水は期待していないこと、また、事故対応時には、水位低下後に可搬型重大事故等対処設備が通行するため、アクセスルートの通行性への影響はない\*。

注記\*：可搬型重大事故等対処設備の地下水の浸水想定範囲内への通行は、緊急時対策所を起点として要員が徒歩で保管場所（第 3 保管エリア及び第 4 保管エリア）に移動後の通行を想定しており、表 3-2 に示すとおり要員及び車両にて通行するのは約 50 分（地震発生後の状況判断等の時間を含む）後となる。表 3-2 及び図 3-5 より、屋外タンク等の溢水伝播による当該エリアの浸水深の結果が最も厳しくなるのは約 50 分後に通行する大量送水車であるが、事象発生 50 分以降の最大浸水深は約 16cm であり、地下水の浸水深約 7cm を足し合わせた場合でも約 23cm となり、徒歩可能な浸水深 30cm 以下及び大量送水車の機関排気口高さの 25cm 以下であるため、アクセスルートの通行性への影響はない。

なお、地下水位低下設備（新設）の配管に仮設ホースを接続し、敷地側集水桝までの流路を形成することにより、敷地内に地下水が溢れた状態を継続させないようにする（参考資料 4 参照）とともに、屋外排水の自主的な対策として、屋外排水路（側溝部）の側溝内に変位追従性を有した可撓管を敷設し、地震時に地下水が直ちに地表面に溢れる状態にならないよう努める。（参考資料 5 参照）

- : アクセスルート(車両・要員)
- - - : アクセスルート(要員)
- : サブルート(車両・要員)
- - - : サブルート(要員)
- : 地下水が溢れ出る想定範囲

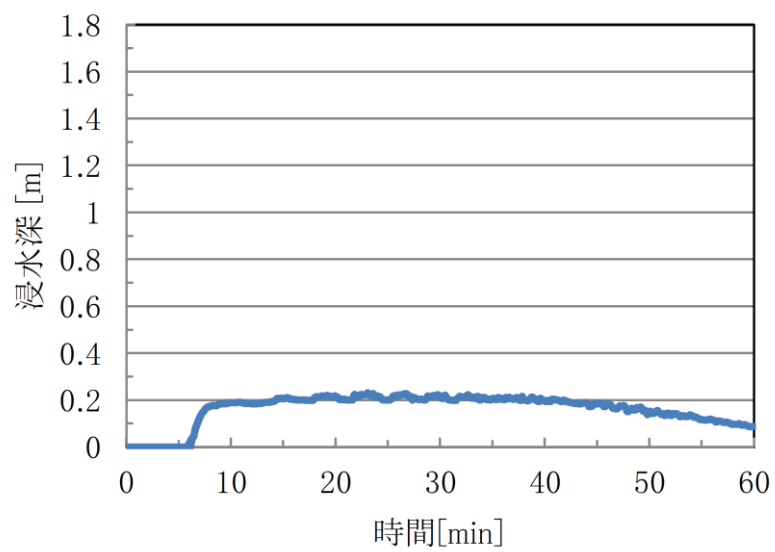


図 3-5 アクセスルート地点の浸水時刻歴

### 3.3 設計地下水位への影響について

地震時に屋外排水路（側溝部）の排水能力が低下し、地下水が地表面に溢れた状況を想定した場合、大半の地下水は地表面を流出し平坦な敷地に広がるが、地震によるアスファルト舗装等のひび割れ箇所等から地下に浸透し、構造物の耐震評価で用いる設計地下水位に影響する可能性があるため確認する。

地下水位低下設備（新設）に流入する地下水の流入量は、保守的な解析条件（流入量が多くなる透水係数の設定等）を与えた浸透流解析により算出した地下水流入量  $7969\text{m}^3/\text{日}$  ( $332\text{m}^3/\text{h}$ ) であり、揚水ポンプの排水能力はこれを包絡するよう、 $216\text{m}^3/\text{h}/\text{個}$ を2個/系統 $\times$ 2系統 ( $432\text{m}^3/\text{h}/\text{系統}$  ( $0.12\text{m}^3/\text{s}/\text{系統}$ )) 設置する。

地表面に溢れた地下水の一部が地下に浸透した場合、地下水は地下水位以浅の不飽和状態の埋戻土又は岩盤に浸透していき、地下水位面の埋戻土又は岩盤が飽和状態になった後、地下水位の上昇に至ることが想定される。しかしながら、地下水位低下設備はS s機能維持の設計であり、地震後においても排水機能を有しており、揚水ポンプで地下水を汲み上げ続けている状態である。

このため、地下水位の上昇には至らず、構造物の耐震評価において保守的に高く設定している設計地下水位を上回ることはない。

地下に浸透した地下水の流れのイメージを図3-6に示す。

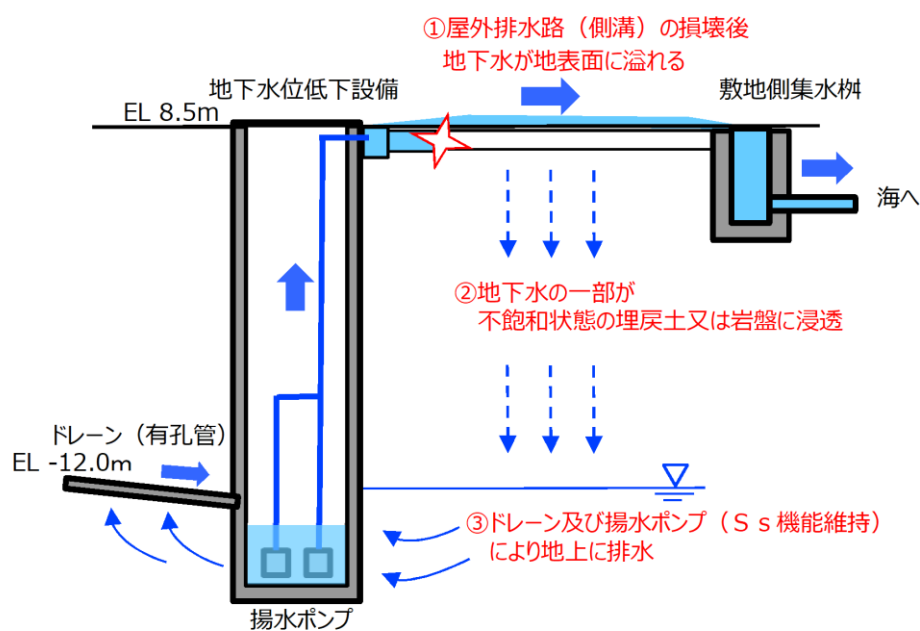


図3-6 地下に浸透した地下水の流れのイメージ

(参考資料 4) 仮設ホースの接続について

1. はじめに

敷地内に地下水が溢れた状態を継続させない対応として、地下水位低下設備（新設）の揚水井戸内の配管上端に設置した接続口に仮設ホースを接続し、耐震性が確保された敷地側集水桝までの流路を形成することにより、地下水を海に排水する。ここでは、仮設ホース接続時の排水性について説明する。

2. 仮設ホース接続の手順

仮設ホース接続の手順と概要図及び敷設ルートを図1及び図2に示す。

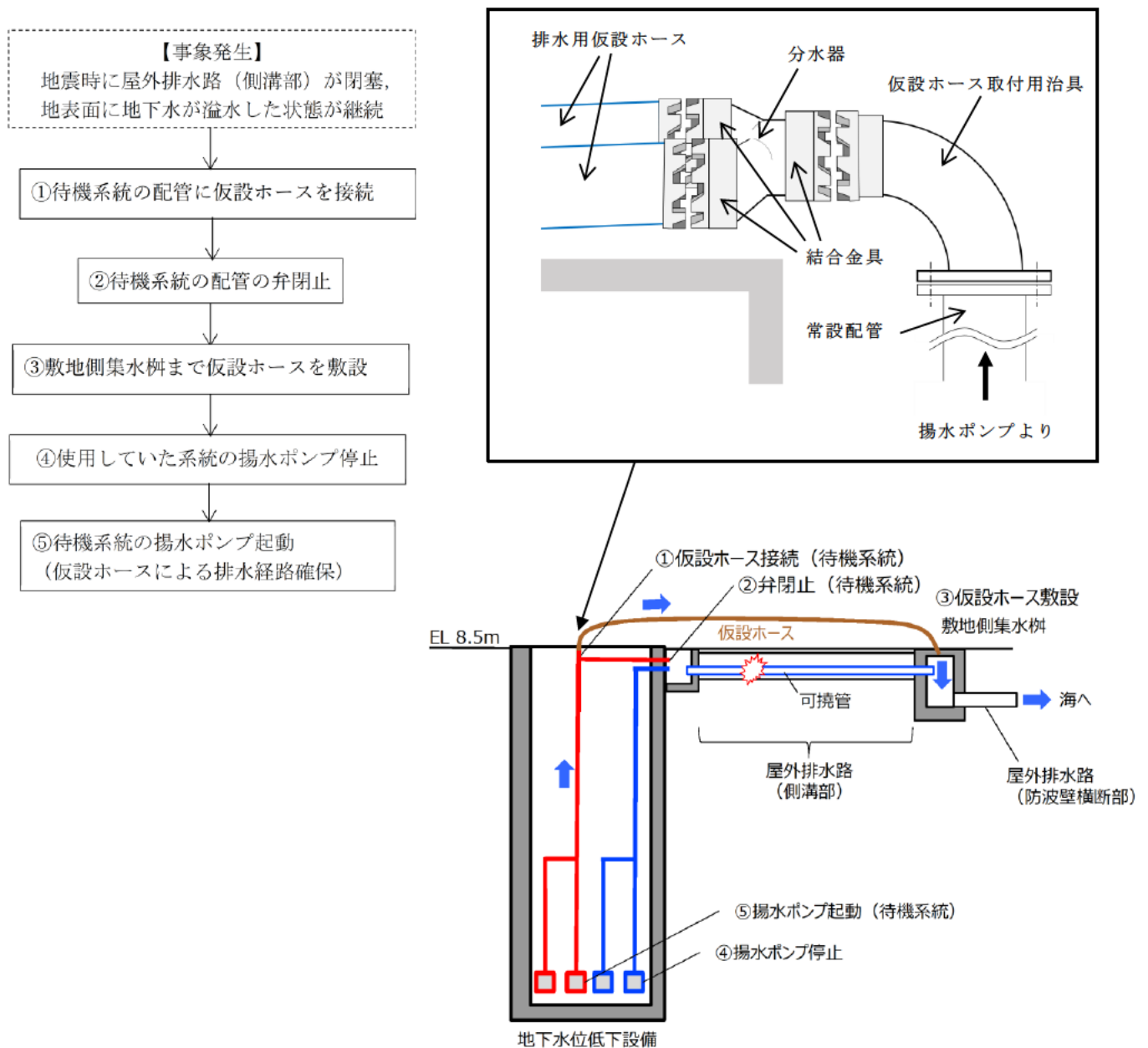


図1 仮設ホース接続の手順と概要図

- : アクセスルート(車両・要員)
- : アクセスルート(要員)
- : サブルート(車両・要員)
- : サブルート(要員)
- : ホースルート① (約150m×2ライン)
- : ホースルート② (約200m×2ライン)

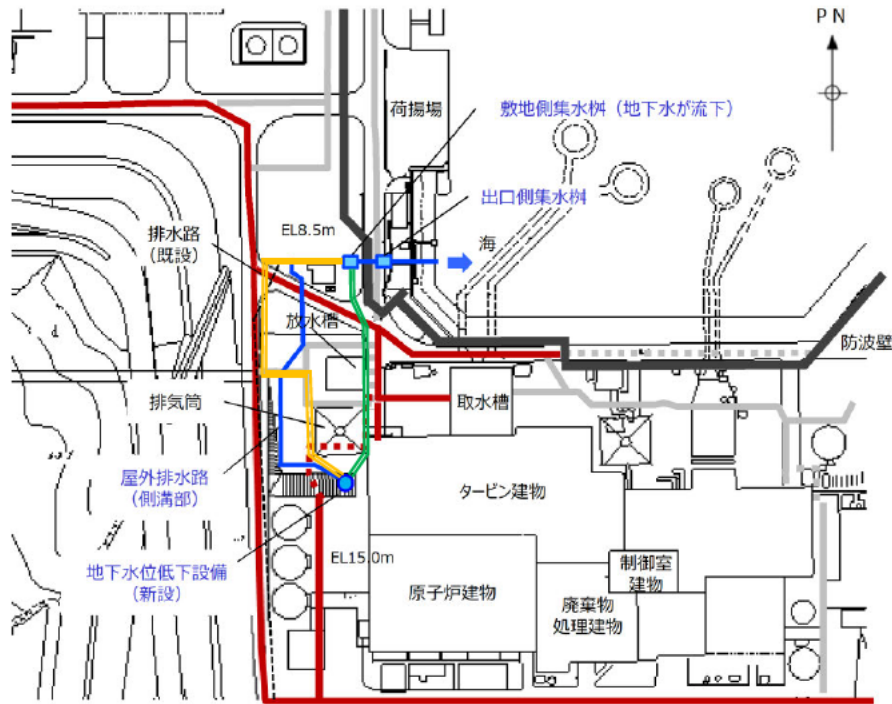


図2 仮設ホースの敷設ルート

### 3. 仮設ホースによる排水性

仮設ホースは圧力損失を考慮したものを選定する。敷設ルートの長いホースルート②において仮設ホースを使用する場合の必要揚程を以下に示す。

① 液位差 (揚水ポンプ自動停止設定値～排水先 (EL-21.1m～EL8.5m))	:	
② 揚水井戸の配管及び弁類の圧力損失	:	
③ 2分岐管による圧力損失	:	
④ ホースの圧力損失	:	
⑤ ホース湾曲による影響	:	
合計	:	33.42m

揚水ポンプの揚程は35m以上であるため、敷設ルートの長いホースルート②の仮設ホースの圧力損失を考慮しても、仮設ホースにより敷地側集水樹まで排水可能である。

(参考資料 5) 屋外排水の自主的な対策について

島根原子力発電所の屋外排水路（側溝部）については、EL 8.5m の平坦な敷地に設置すること、また、支障物を避けるため屈曲部が多い平面ルートであることから、地震時による損壊、変位等の発生による排水能力の低下に対する自主的な対策として、側溝内に変位追従性を有した可撓管を敷設し地下水を排水する構造とする。

この対策を実施することで、側溝に損壊、変位等が生じた場合においても、直ちに側溝内に敷設する可撓管の通水断面が閉塞し、地下水が地表面（EL 8.5m）に溢れる状態にならないよう努める。

屋外排水路（側溝部）の可撓管による排水イメージを図 1 に示す。

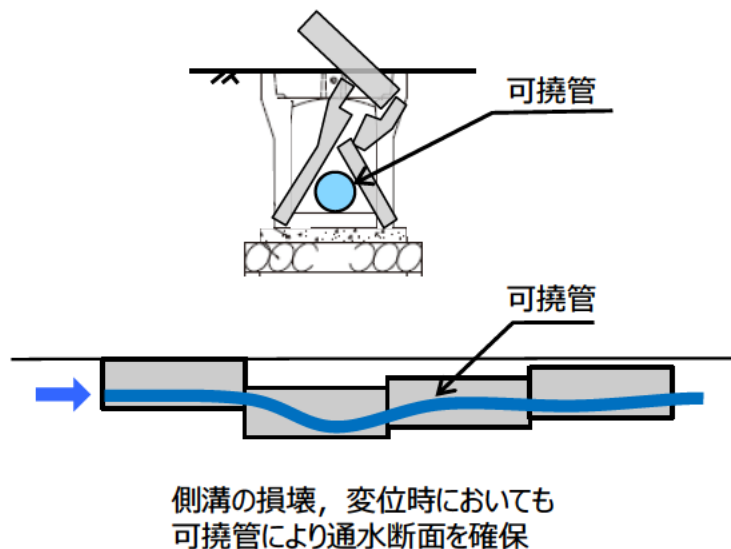


図 1 可撓管による排水イメージ

補足-023-12 地下水位低下設備の耐震性に係る補足説明資料

## 目 次

第 1 章 揚水井戸の耐震性に係る補足説明

第 2 章 ドレーンの耐震性に係る補足説明

第 3 章 揚水ポンプの加振試験に関する補足説明

(別紙 1) 揚水井戸蓋の耐震計算について

(別紙 2) 揚水井戸蓋の強度計算について

(別紙 3) 敷地側集水桝の耐震性に係る補足説明

(別紙 4) 屋外排水路（防波壁横断部）の耐震性に係る補足説明



本補足説明資料は、地下水位低下設備の設計方針及び耐震計算の方針に基づき耐震評価を実施する構造物について、内容を補足するものである。本補足説明資料と添付資料との関係を以下の表1に示す。

表1 補足説明資料と添付資料の関係

補足説明資料		添付資料（計算書）	添付資料（方針書）	
補足-023-12 地下水位低下設備の耐震性に係る補足説明資料			VI-2-別添 4-1 地下水位低下設備の耐震計算の方針	VI-2-1-1-別添 1 地下水位低下設備の設計方針 (耐震設計の基本方針)
第1章	揚水井戸の耐震性に係る補足説明	VI-2-別添 4-3-5 揚水井戸の耐震性についての計算書	地下水位低下設備	地下水位低下設備
第2章	ドレーンの耐震性に係る補足説明	VI-2-別添 4-3-6 ドレーンの耐震性についての計算書		
第3章	揚水ポンプの加振試験に関する補足説明	VI-2-別添 4-3-1 揚水ポンプの耐震性についての計算書	地下水位低下設備	地下水位低下設備
(別紙1)	揚水井戸蓋の耐震計算について	—	—	竜巻等により設備に影響が及ばないよう蓋を設置する方針を記載
(別紙2)	揚水井戸蓋の強度計算について	—	—	
(別紙3)	敷地側集水桝の耐震性に係る補足説明	VI-2-別添 4-3-5 揚水井戸の耐震性についての計算書 (別紙1) 敷地側集水桝の耐震性について	—	排水異常時の対応として地震時の排水経路を確保する方針を記載
(別紙4)	屋外排水路（防波壁横断部）の耐震性に係る補足説明	VI-2-別添 4-3-5 揚水井戸の耐震性についての計算書 (別紙2) 屋外排水路（防波壁横断部）の耐震性について	—	
—	—	VI-2-別添 4-3-5 揚水井戸の耐震性についての計算書 (別紙3) 出口側集水桝の耐震性について	—	
[参考] 補足-023-11 地下水位低下設備の設計方針に係る補足説明資料  ・地下水流入量評価の補足事項 ・屋外排水路の設計方針の補足事項		—	—	地下水流入量を記載

## 第 1 章 揚水井戸の耐震性に係る補足説明

## 目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	3
2.3 使用材料及び材料の物性値	9
2.4 地盤物性値	10
2.5 評価構造物諸元	12
2.6 地下水位	13
2.7 耐震評価フロー	14
3. 地震応答解析	16
3.1 地震応答解析手法	16
3.2 地震応答解析モデルの設定	18
3.2.1 解析モデル領域	18
3.2.2 境界条件	19
3.2.3 構造物のモデル化	22
3.2.4 隣接構造物のモデル化	26
3.2.5 地盤、MMR 及び埋戻コンクリートのモデル化	29
3.2.6 地震応答解析モデル	32
3.2.7 ジョイント要素の設定	33
3.3 減衰定数	37
3.4 荷重及び荷重の組合せ	46
3.4.1 外水圧	48
3.4.2 内水圧	48
3.4.3 積雪荷重	48
3.4.4 動水圧	49
3.5 地震応答解析の解析ケース	50
3.5.1 耐震評価における解析ケース	50
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	53

4.	評価内容	57
4.1	入力地震動の設定	57
4.2	許容限界の設定	71
4.2.1	構造部材の健全性に対する許容限界	71
4.2.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	71
4.3	評価方法	72
4.3.1	鉛直断面の曲げ軸力に対する評価	72
4.3.2	鉛直断面のせん断力に対する評価	73
4.3.3	水平断面の曲げ軸力及びせん断力に対する評価	74
4.3.4	水平2方向及び鉛直方向地震力に対する評価	76
4.3.5	底版に対する耐震評価	77
4.3.6	側壁と底版の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価	78
5.	評価結果	80
5.1	鉛直断面の耐震評価結果	80
5.1.1	鉛直断面の曲げ軸力に対する評価結果	80
5.1.2	鉛直断面のせん断力に対する評価結果	111
5.2	水平断面の耐震評価結果	127
5.2.1	水平断面の曲げ軸力に対する評価結果	127
5.2.2	水平断面のせん断力に対する評価結果	164
5.3	水平2方向及び鉛直方向地震力に対する評価結果	186
5.4	底版に対する耐震評価結果	189
5.4.1	底版の曲げ軸力に対する評価結果	189
5.4.2	底版のせん断力に対する評価結果	194
5.5	側壁と底版の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価結果	196
5.5.1	側壁隅角部の評価結果	196
5.5.2	底版隅角部の評価結果	202
5.6	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	204
6.	まとめ	221

## 1. 評価方法

揚水井戸については、VI-2-1-1-別添1「地下水位低下設備の設計方針」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、揚水井戸が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認する。

揚水井戸に要求される機能の維持を確認するにあたっては、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。

なお、本資料においては、安全対策工事に伴う掘削後の状態を前提とする。

## 2. 評価条件

### 2.1 適用規格

揚水井戸の耐震評価にあたっては、「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）」，「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（（社）日本電気協会）」及び「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（（社）土木学会，2005年）」を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界については、「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）」を適用する。

表2-1に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準値	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〕（（社）土木学会，2002年制定）	鉄筋コンクリートの材料諸元（ $\gamma$ ， $E$ ， $\nu$ ）
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〕（（社）土木学会，2002年制定）	永久荷重，偶発荷重等の適切な組み合わせを検討
許容限界	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認
	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）	
地震応答解析	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）	有限要素法による 2 次元モデル作成等
	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（（社）土木学会，2005 年）	構造物の要素分割等

## 2.2 構造概要

揚水井戸は、揚水ポンプ等を支持する、内径 3.5m、高さ 31.9m の鉄筋コンクリート造の円筒状の地中構造物であり、十分な支持性能を有する C<sub>M</sub> 級岩盤に支持される。

揚水井戸の位置図を図 2-1 に、構造概要を図 2-2 に、概略配筋図を図 2-3 に、評価対象断面位置図及び評価対象地質断面図を図 2-4 に示す。

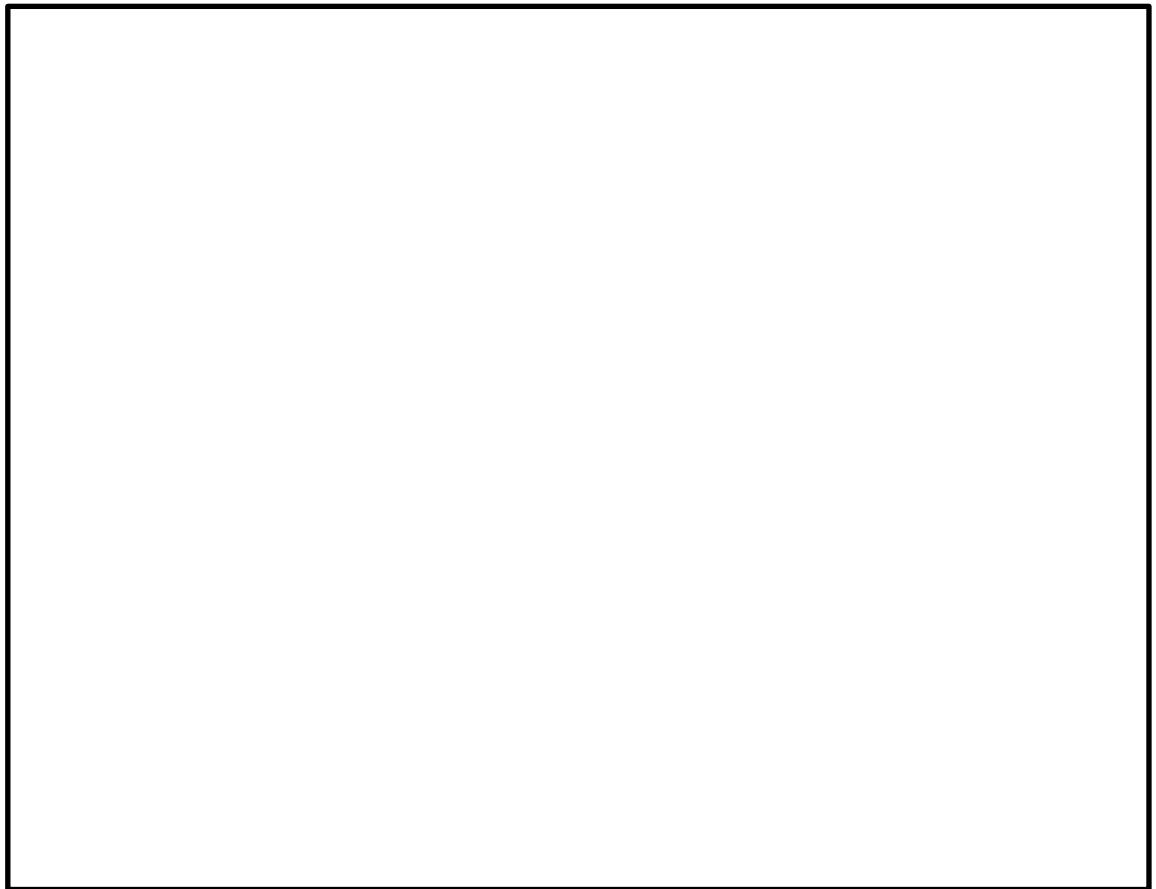


図 2-1 揚水井戸の位置図

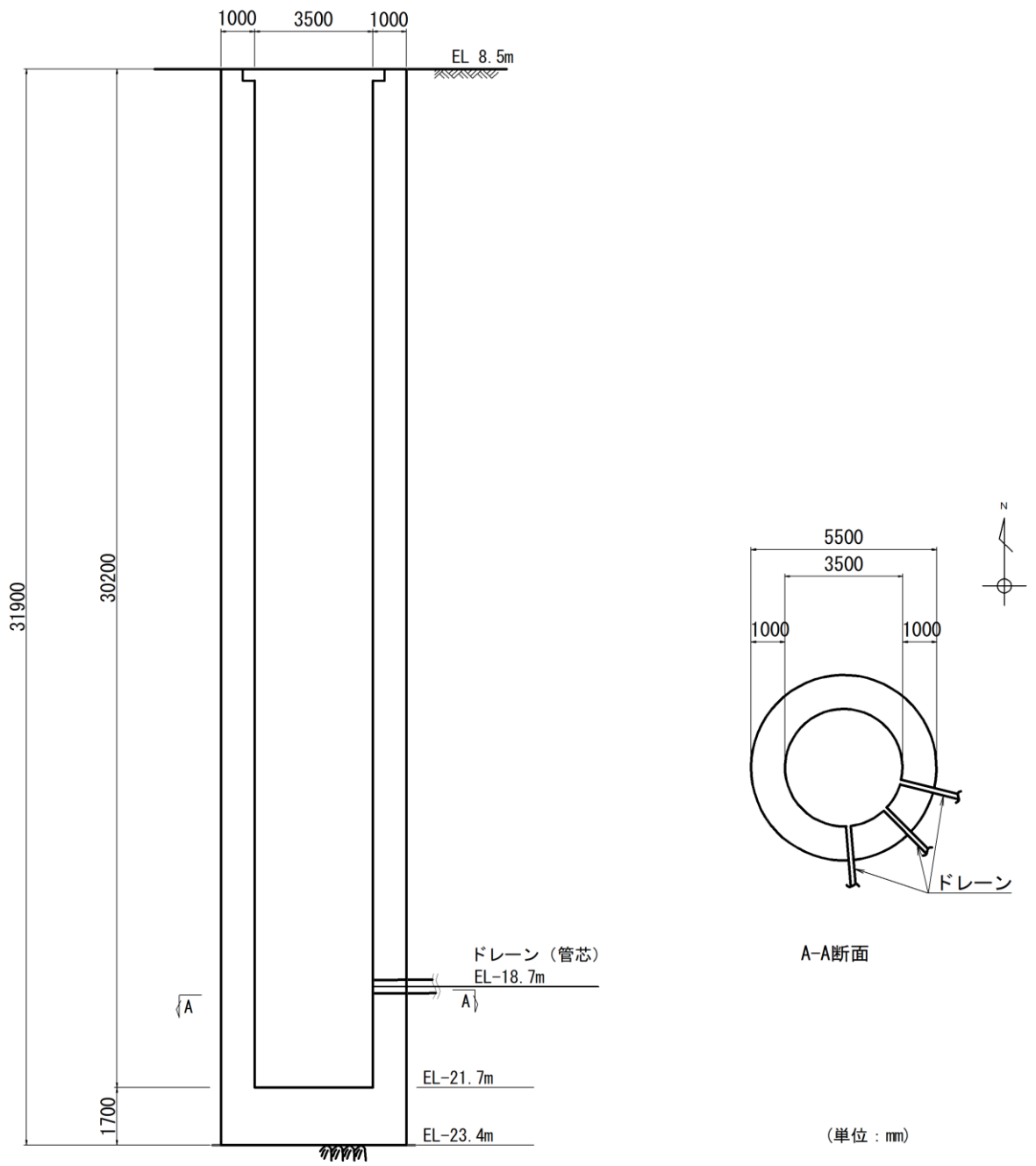
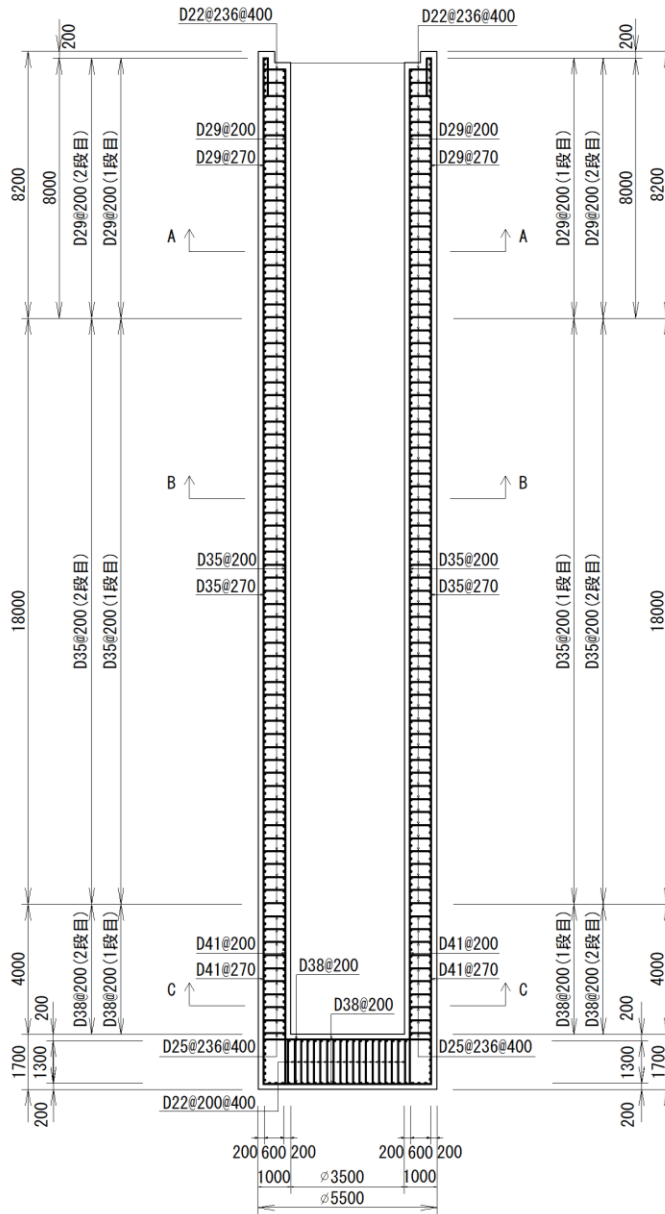


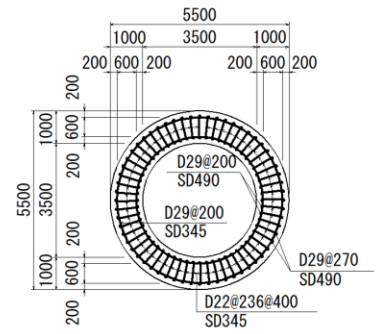
図 2-2 揚水井戸の構造概要



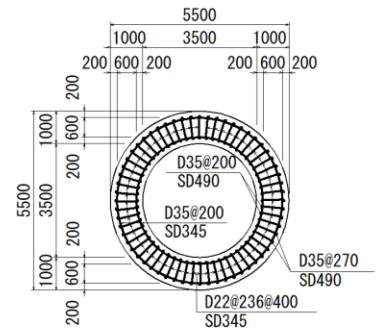
揚水井戸躯体 立面図



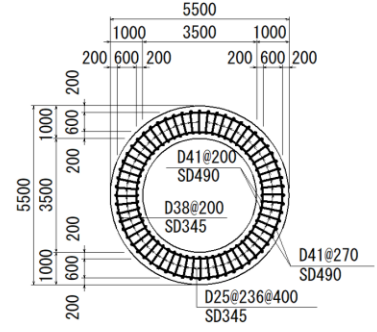
断面図 (A-A)



断面図 (B-B)



断面図 (C-C)



(単位 : mm)

図 2-3 揚水井戸の概略配筋図

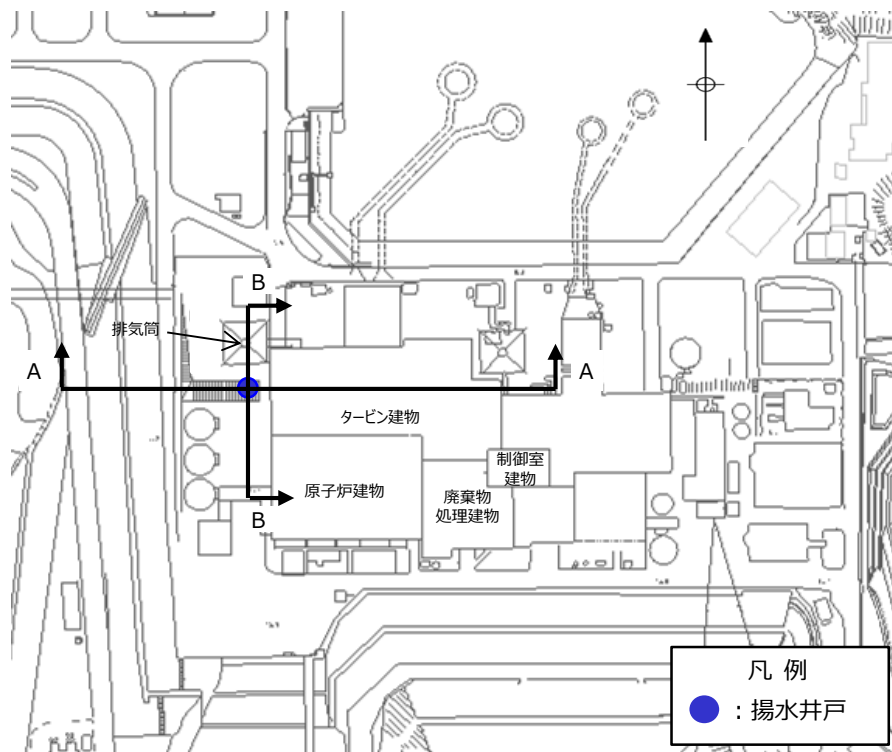
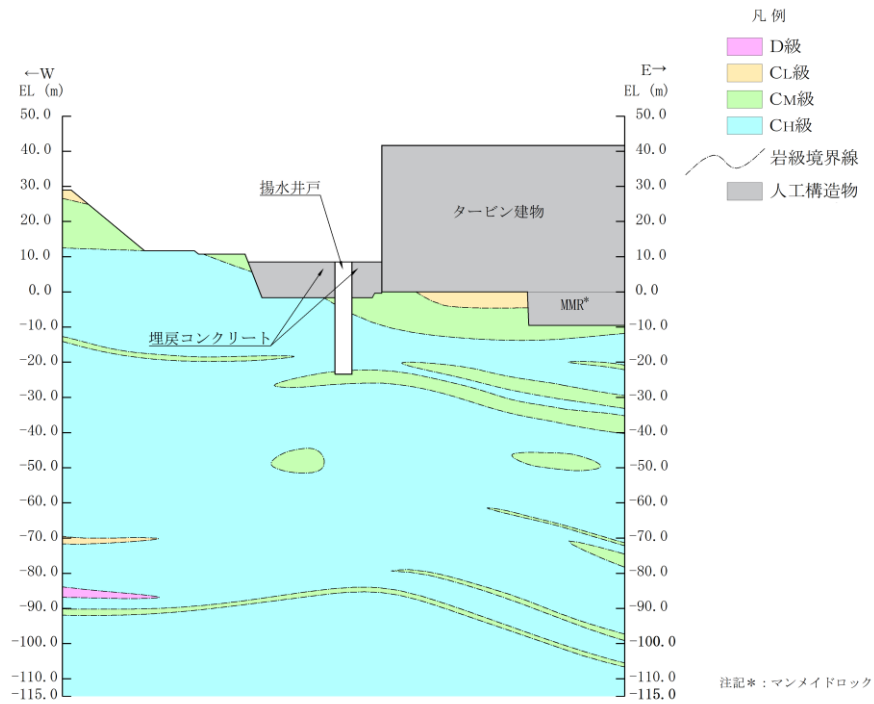
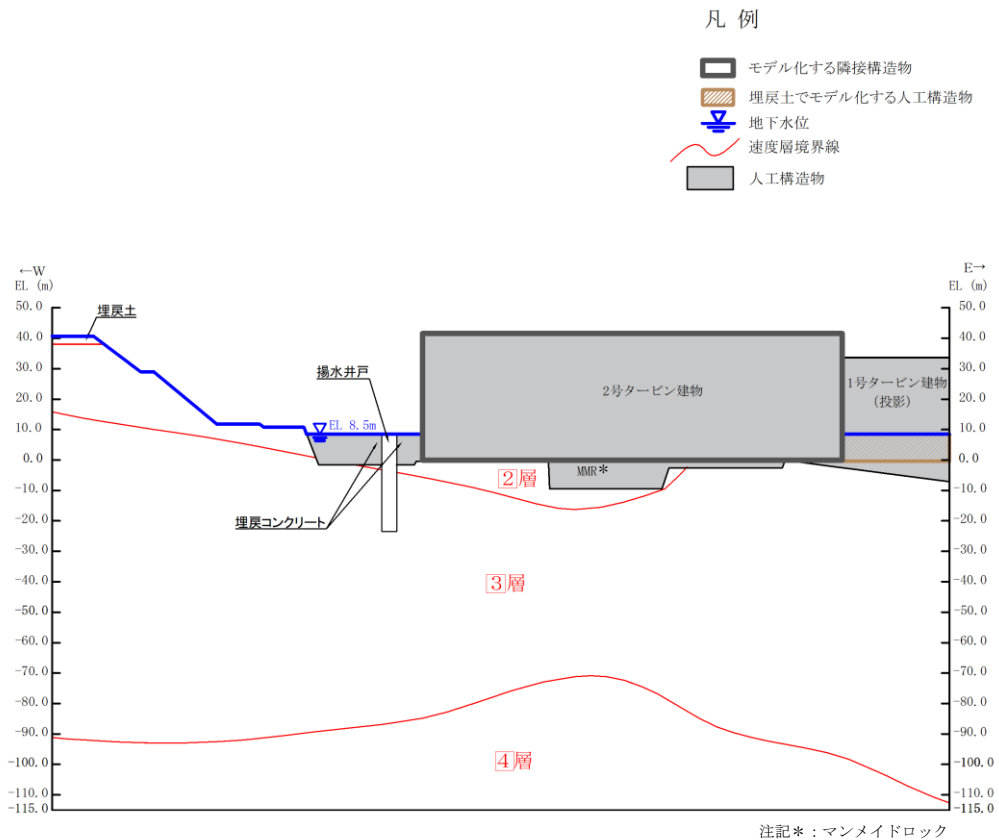


図 2-4 (1) 揚水井戸の評価対象断面図 (評価対象断面位置図)

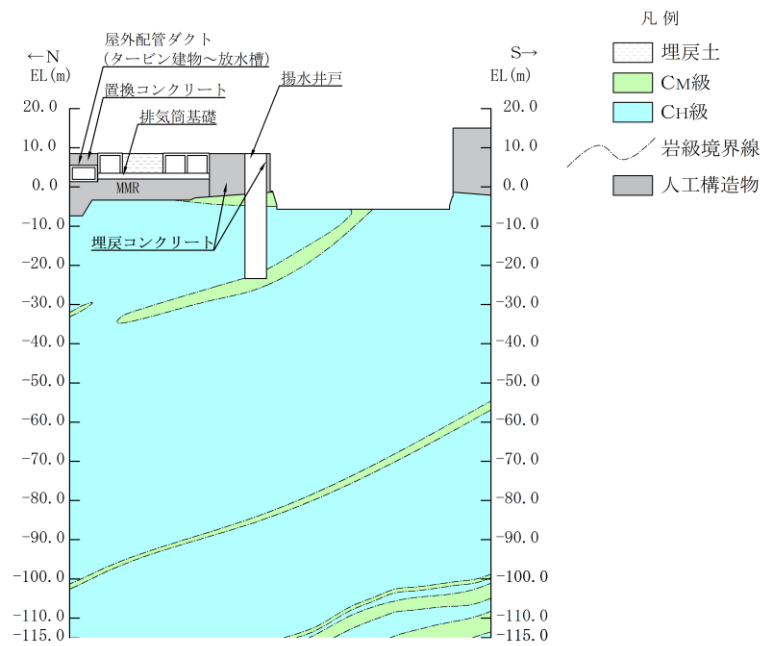


(岩級図)

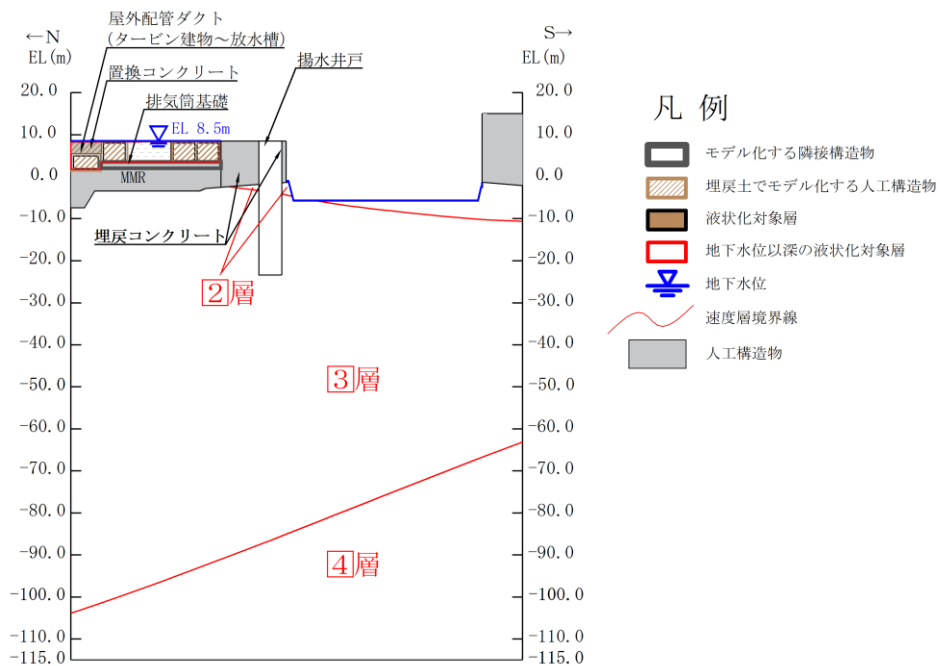


(速度層図)

図 2-4 (2) 揚水井戸の評価対象断面図 (A-A断面 (東西方向))



(岩級図)



(速度層図)

図 2-4 (3) 揚水井戸の評価対象断面図 (B-B断面 (南北方向))

### 2.3 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 構造物の使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 36.0N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345, SD490
埋戻コンクリート		設計基準強度 18.0N/mm <sup>2</sup>
MMR		設計基準強度 15.6N/mm <sup>2</sup>
		設計基準強度 23.5N/mm <sup>2</sup>

表 2-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
構造物	2.98×10 <sup>4</sup>	24.0* <sup>1</sup>	0.20
埋戻コンクリート (18.0N/mm <sup>2</sup> )	2.20×10 <sup>4</sup>	22.6* <sup>2</sup>	
MMR (15.6N/mm <sup>2</sup> )	2.08×10 <sup>4</sup>		
MMR (23.5N/mm <sup>2</sup> )	2.48×10 <sup>4</sup>		

注記\*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

\*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

## 2.4 地盤物性値

地盤については、VI-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。地盤の物性値を表2-4及び表2-5に示す。

表2-4 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 $V_s$ (m/s)	P波速度 $V_p$ (m/s)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数 $h$ (%)
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層*	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記\*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表 2-5 (1) 地盤の解析用物性値 (埋戻土, 埋戻コンクリート)

		解析用物性値	
		埋戻土	埋戻 コンクリート
			$f'_{ck}=18.0\text{N/mm}^2$
物理特性	密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11	2.30
強度特性	初期せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.22	3.58
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	22	40
動的変形特性	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$	$2.2 \times 10^4$
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.45	0.20
減衰特性	減衰定数 $h$	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$	0.03

表 2-5 (2) 地盤の解析用物性値 (MMR)

		解析用物性値	
		MMR	
		$f'_{ck}=15.6\text{N/mm}^2$	$f'_{ck}=23.5\text{N/mm}^2$
物理特性	密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.30	2.30
強度特性	初期せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.10	4.67
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	40	40
動的変形特性	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$2.08 \times 10^4$	$2.48 \times 10^4$
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.20	0.20
減衰特性	減衰定数 $h$	0.03	0.03

## 2.5 評価構造物諸元

揚水井戸の評価部位とその仕様を表 2-6 に、評価部位を図 2-5 に示す。

表 2-6(1) 評価部位とその仕様（側壁）

部位		仕様		材料		要求性能
		部材高 (m)	部材厚 (m)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
側壁	上部	8.2	1.0	36.0	SD345	支持機能
					SD490	
	中部	18.0	1.0	36.0	SD345	
					SD490	
	下部	4.0	1.0	36.0	SD345	
					SD490	

表 2-6(2) 評価部位とその仕様（底版）

部位		仕様		材料		要求性能
		部材幅 (m)	部材厚 (m)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
底版		5.5	1.7	36.0	SD345	支持機能
					SD490	

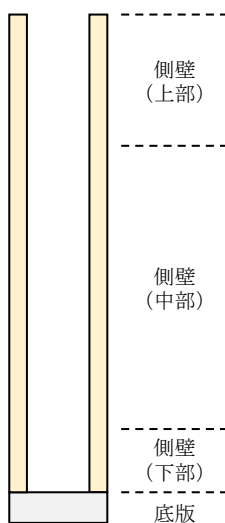


図 2-5 評価部位位置図



## 2.6 地下水位

設計地下水位は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 2-7 に示す。

表 2-7 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
揚水井戸	A-A断面 (東西方向)	8.5
	B-B断面 (南北方向)	8.5

## 2.7 耐震評価フロー

揚水井戸の耐震評価フローを図 2-6 に、構造部材の応答値算定及び健全性評価についての耐震評価詳細フローを図 2-7 示す。

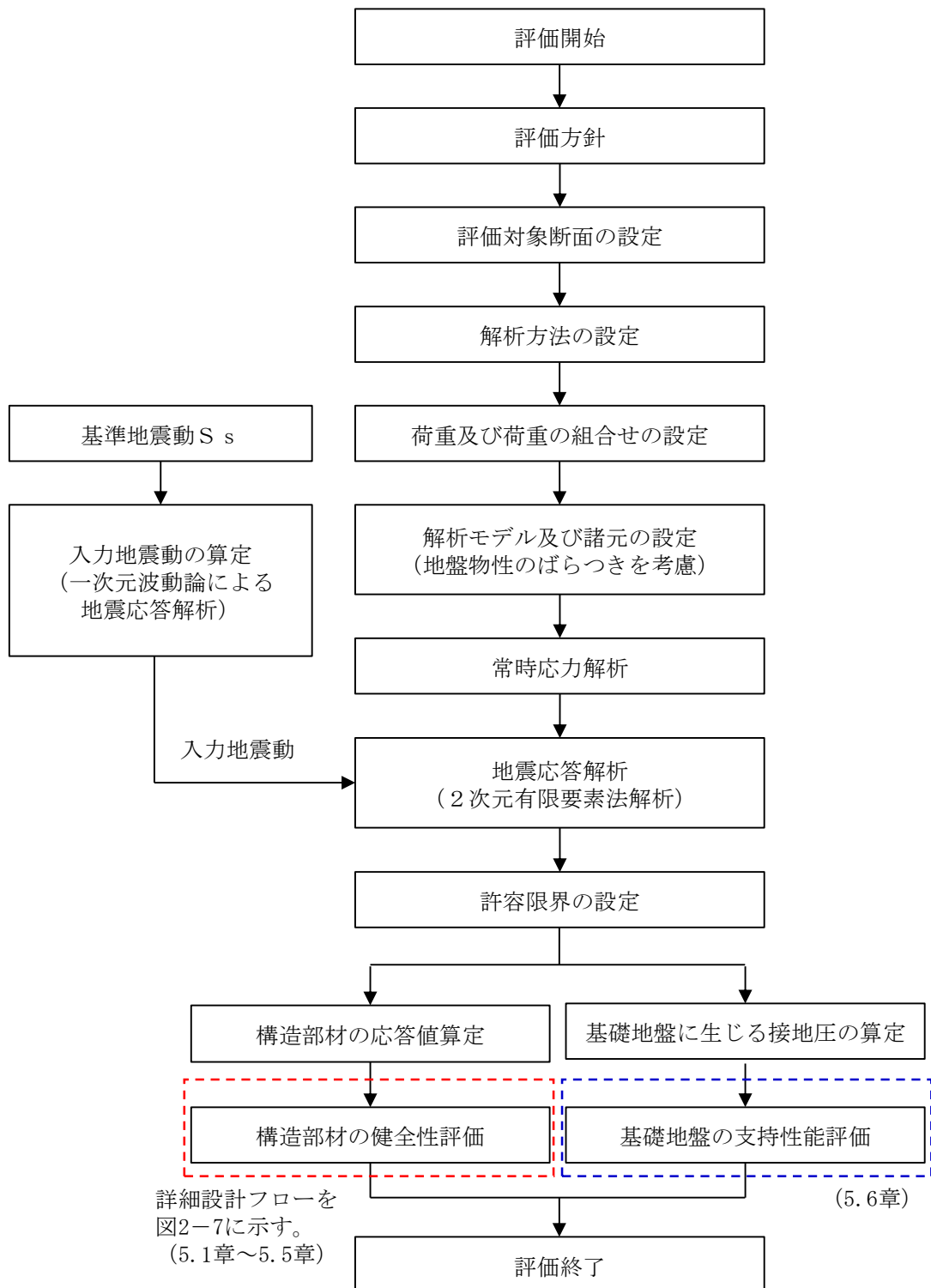


図 2-6 揚水井戸の耐震評価フロー

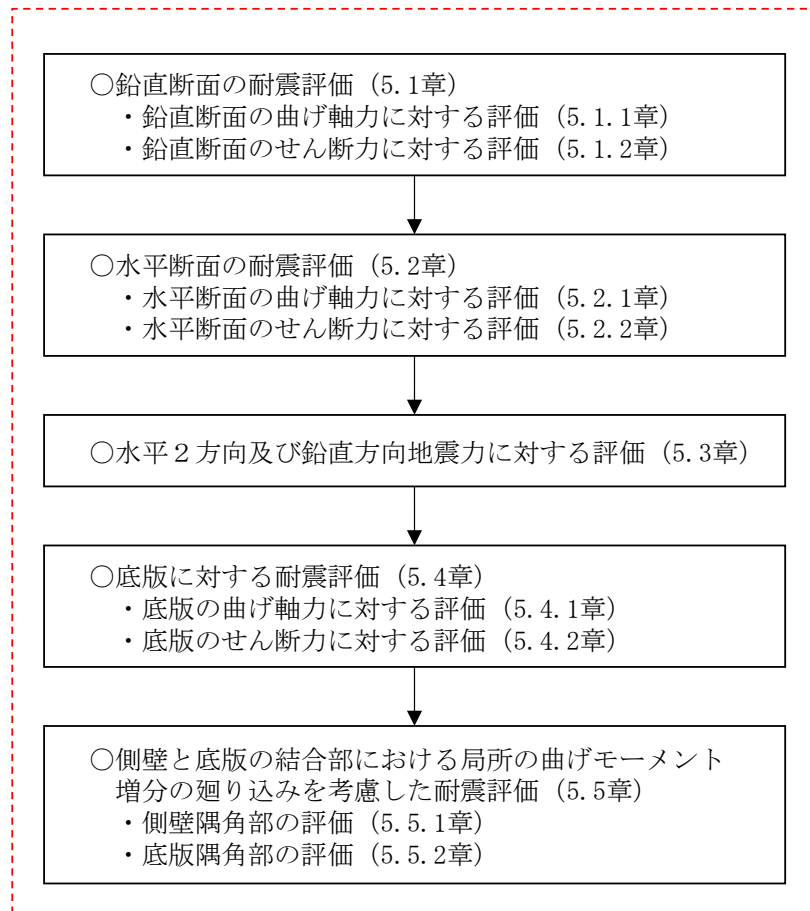


図 2-7 構造部材の応答値算定及び健全性評価についての耐震評価詳細フロー

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法により、基準地震動  $S_s$  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より行うこととし、解析手法については、図3-1に示す地震応答解析手法の選定フローに基づき選定する。

揚水井戸の施設周辺の地下水位は底版より高いが揚水井戸周辺に地下水位以深の液状化対象層が存在しないため全応力解析を選定する。

構造部材については、線形はり要素によりモデル化し、揚水井戸、機器・配管及び蓋の質量を各節点に質量としてモデル化する。水平方向には構造物の幅に応じた仮想剛はりを設置する。

また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。埋戻コンクリート及びMMRについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。隣接構造物については、線形の平面応力要素でモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「TDA P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

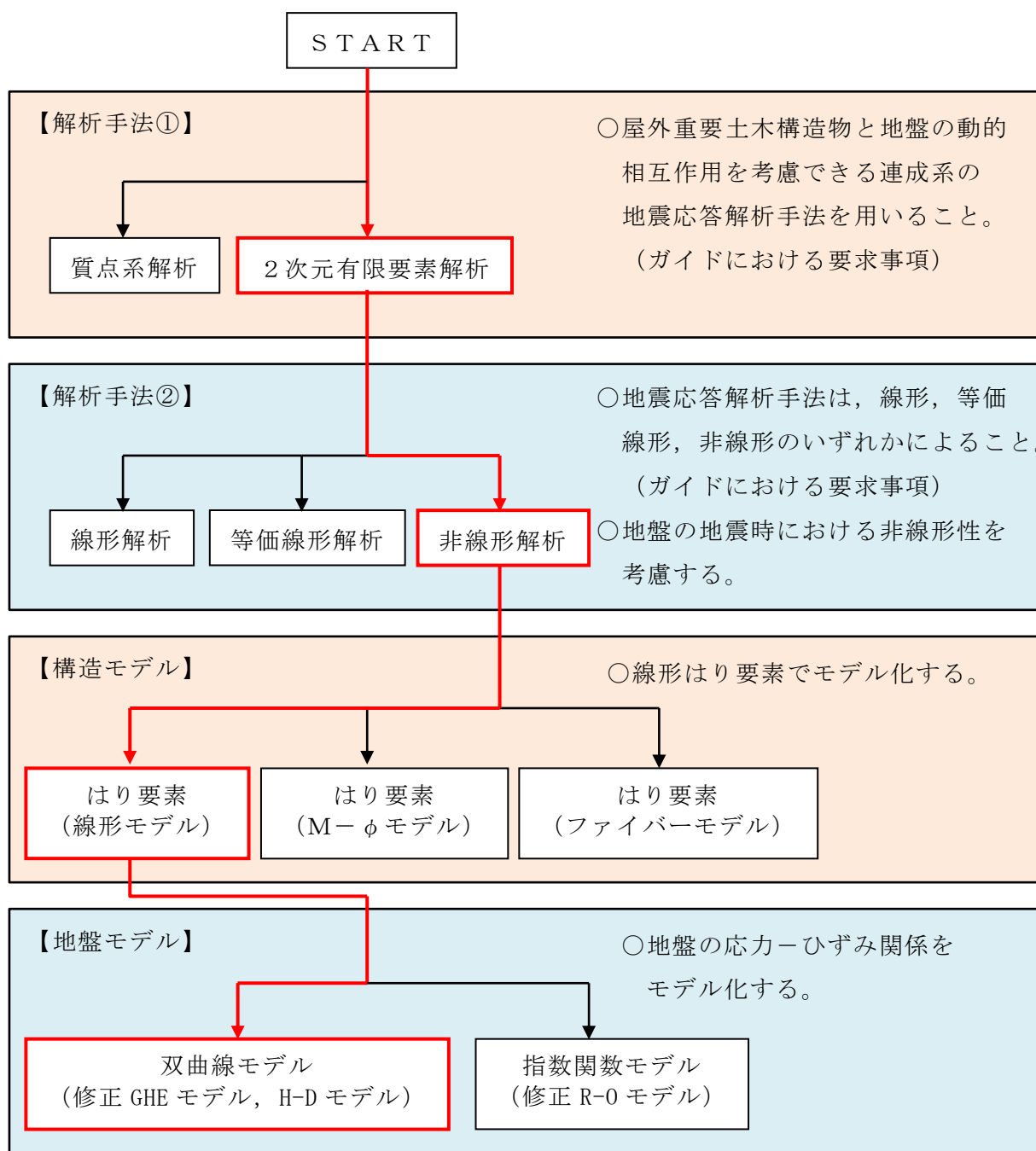


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2 地震応答解析モデルの設定

#### 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。「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) 」を参考に、図 3-2 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基礎幅の 1.5~2 倍以上とする。

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、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「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 ( (社) 土木学会, 2005 年) 」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

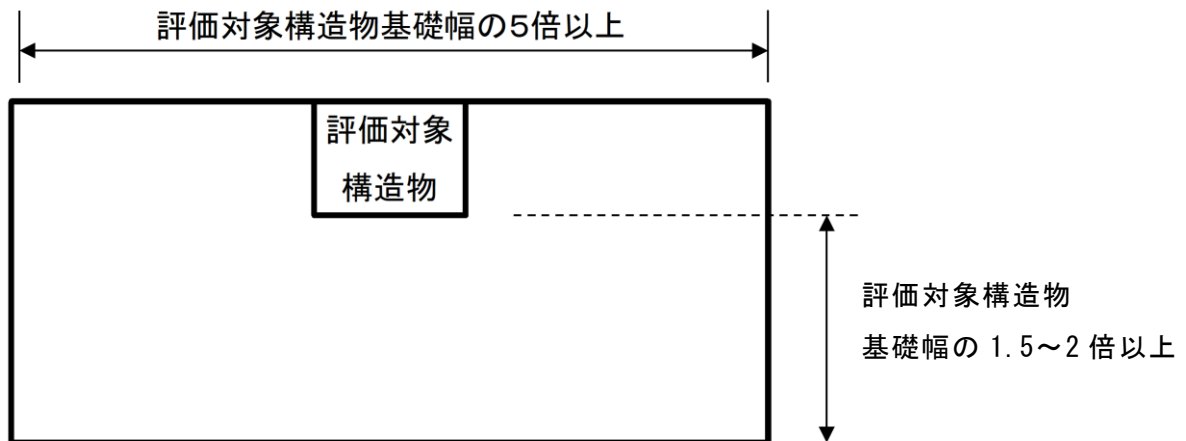


図 3-2 モデル化範囲の考え方

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。

固有値解析における境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

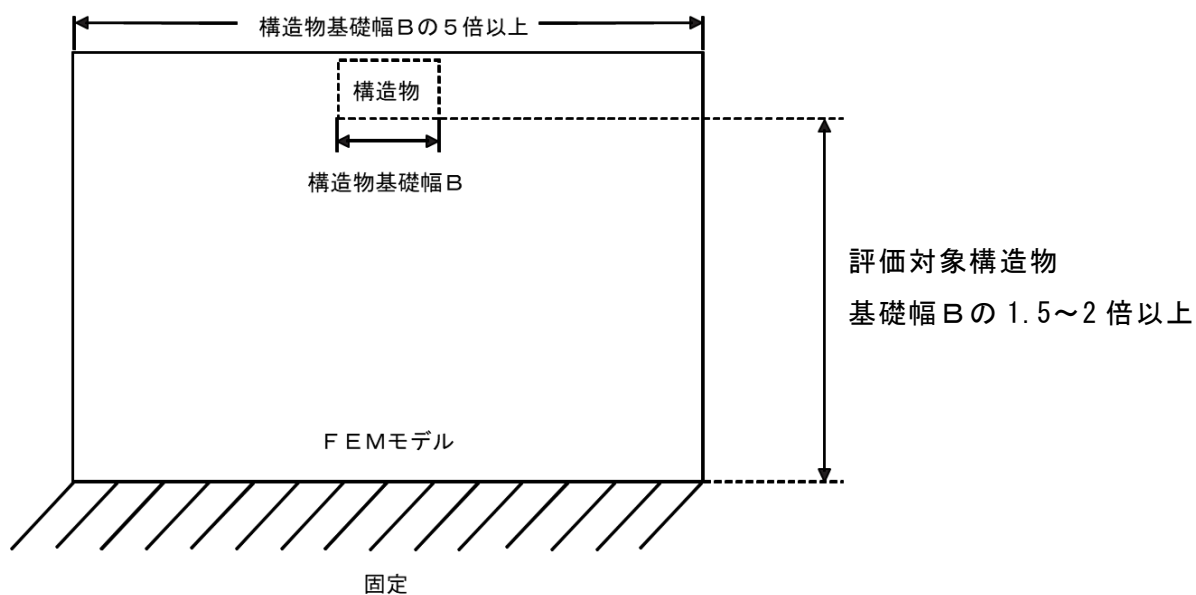


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。

常時応力解析における境界条件の概念図を図 3-4 に示す。

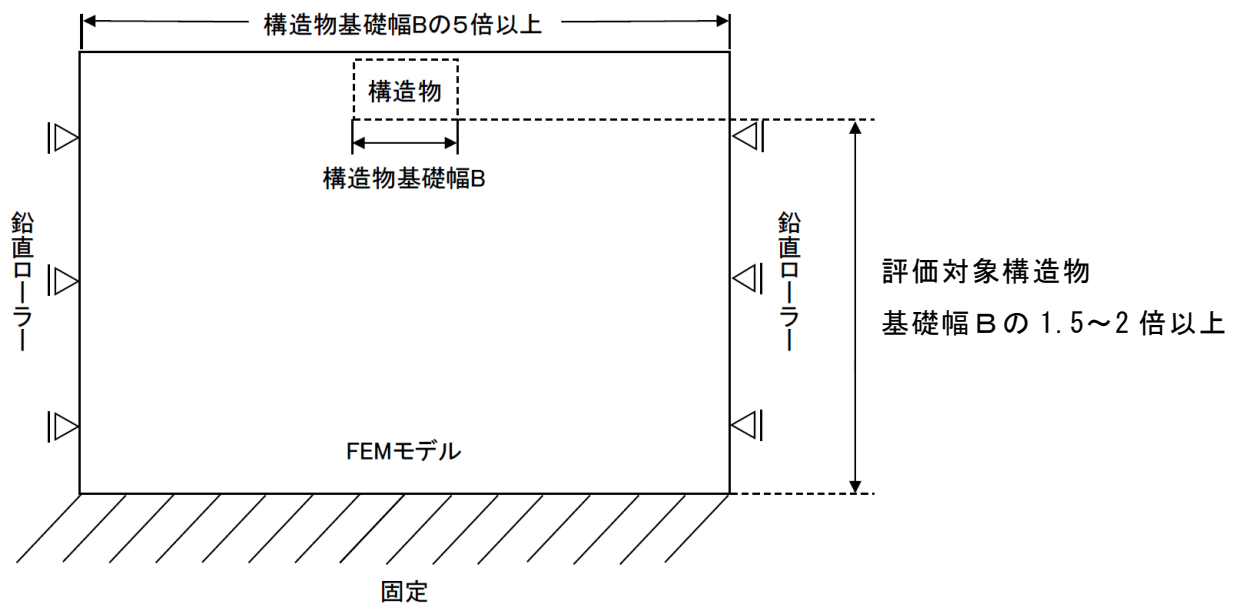


図 3-4 常時応力解析における境界条件の概念図



(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析における境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

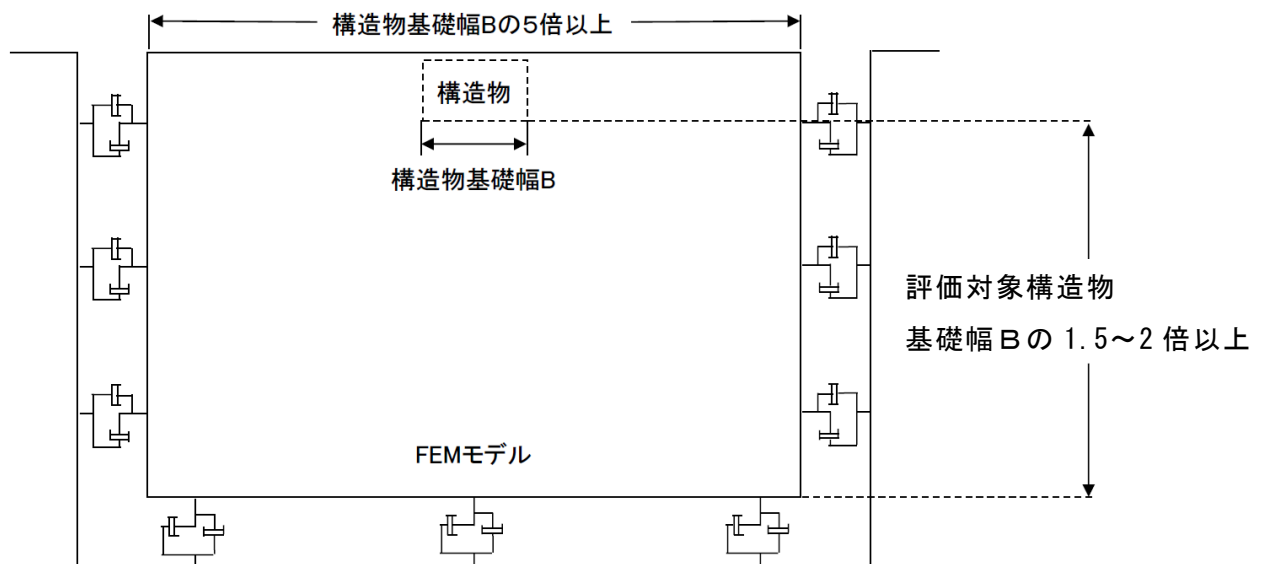


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

### 3.2.3 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。揚水井戸、機器・配管及び蓋の質量は、各節点に質量としてモデル化する。水平方向には構造物の幅に応じた仮想剛はりを設置する。

揚水井戸の構造部材は、揚水井戸中心位置での鉛直はり要素としてモデル化し、立坑高さ方向の形状に応じた断面諸量（断面積 $A$ 、断面2次モーメント $I$ 、コンクリートのヤング係数 $E$ ）を設定する。

揚水井戸の解析モデル概念図を図3-6に示す。

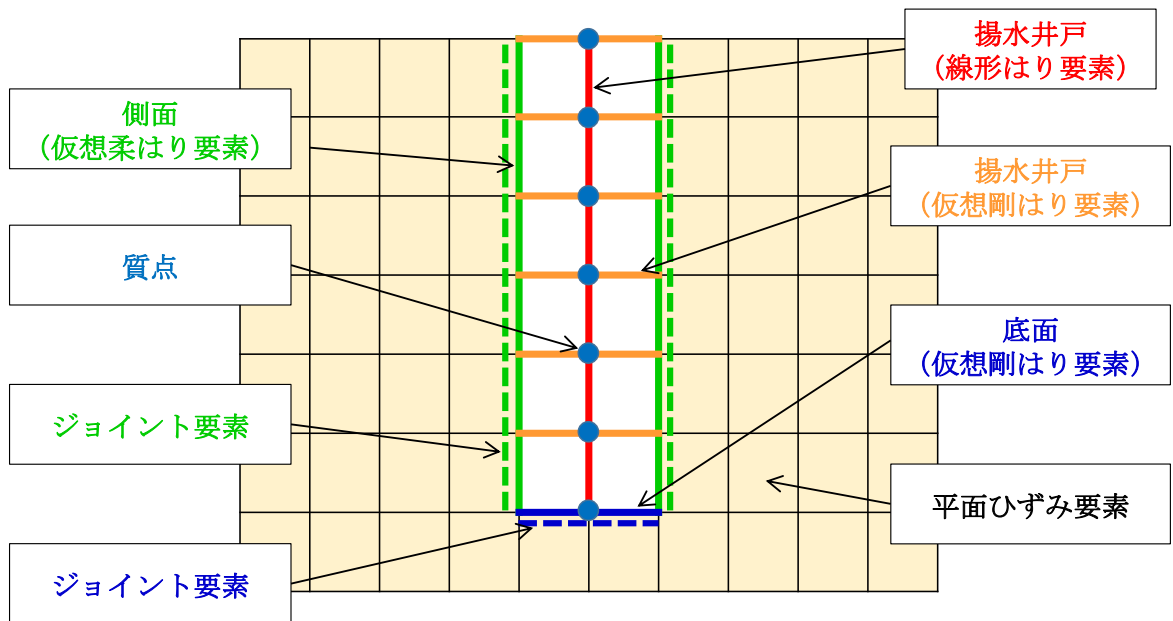


図3-6 解析モデル概念図

揚水井戸の構造部材は、以下に示すとおりモデル化を行う。

・揚水井戸（線形はり要素）

地震応答解析モデルは、単位奥行きあたりのモデルとするため、構造物の断面諸元は構造物の奥行き長さで除する必要がある。揚水井戸は円筒形の構造物であることから、奥行き長さを円形と同じ外形面積を持つ正方形に置換したときの1辺とする。

断面諸元

$$X^2 = (\pi/4)D^2$$

X：正方形とした場合の1辺の長さ

D：揚水井戸外径（=5.5m）

$$X = 4.874\text{m}$$

揚水井戸側壁部の断面性能

断面2次モーメント

$$I_1 = (\pi/64)(D^4 - d^4) = 37.552\text{m}^4$$

$$I_1' = I_1/X = 37.552/4.874 = 7.704\text{m}^4/\text{m}$$

$I_1$ ：揚水井戸側壁部の断面2次モーメント

d：揚水井戸の内径（=3.5m）

$I_1'$ ：矩形とした場合の揚水井戸側壁部の断面2次モーメント

断面積

$$A = \pi/4(D^2 - d^2) = 14.137\text{m}^2$$

$$A' = A/X = 2.900\text{m}^2/\text{m}$$

揚水井戸底板部の断面性能

断面2次モーメント

$$I_2 = (\pi/64)D^4 = 44.918\text{m}^4$$

$$I_2' = I_2/X = 44.918/4.874 = 9.215\text{m}^4/\text{m}$$

$I_2$ ：揚水井戸底板部の断面2次モーメント

$I_2'$ ：矩形とした場合の揚水井戸底板部の断面2次モーメント

断面積

$$X^2 = \pi/4(D^2) = 23.758\text{m}^2$$

$$X = 4.874\text{m}^2/\text{m}$$

構造はりの質量は、節点付加質量及び回転慣性で考慮する。内水についても節点付加質量で考慮する。揚水井戸（線形はり要素）の各節点に考慮する重量を表3-1に示す。

表 3-1 揚水井戸（線形はり要素）の各節点に考慮する重量

節点高さ (EL. m)	躯体重量 (kN)	機器配管重量等 (kN)	部位
8.500	26.103	20.627*	側壁
7.750	52.207	1.269	
7.000	52.207	1.269	
6.250	52.207	1.269	
5.500	56.557	1.375	
4.625	60.908	1.481	
3.750	60.908	1.481	
2.875	60.908	1.481	
2.000	65.259	1.586	
1.000	65.293	1.587	
0.124	61.117	1.486	
-0.756	61.256	1.489	
-1.636	60.908	1.481	
-2.506	60.560	1.472	
-3.376	60.560	1.472	
-4.246	60.560	1.472	
-5.116	61.047	1.484	
-6.000	51.650	1.255	
-6.600	48.726	1.184	
-7.400	57.428	1.396	
-8.250	60.908	1.481	
-9.150	62.648	1.523	
-10.050	62.648	1.523	
-10.950	62.648	1.523	
-11.850	62.648	1.523	
-12.750	62.648	1.523	
-13.650	62.648	1.523	
-14.550	62.648	1.523	
-15.450	62.648	1.523	
-16.350	62.648	1.523	
-17.250	62.648	1.523	
-18.150	62.648	1.523	
-19.050	62.648	1.523	
-19.950	62.648	1.523	
-20.850	60.908	1.481	
-21.700	79.301	10.589	底版
-22.550	99.435	0.000	
-23.400	49.717	0.000	

注記\*：蓋荷重及び積雪荷重を含む。

- ・揚水井戸（仮想剛はり要素）

揚水井戸の構造部材と地盤との相互作用を考慮するため、構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛ほりを配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA'$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI_1'$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

E : 鉄筋コンクリートのヤング係数

A' : 矩形とした場合の揚水井戸側壁部の断面積

I<sub>1</sub>' : 矩形とした場合の揚水井戸側壁部の断面 2 次モーメント

- ・側面（仮想柔はり要素）

立坑構造と地盤の接合面にジョイント要素を設けるため、側面に仮想柔ほりを配置する。

仮想柔はりは、解析モデルの挙動に影響を及ぼさないよう十分に柔な断面性能とする。

$$\text{軸剛性} = EA' / 10^6$$

$$\text{曲げ剛性} = EI_1' / 10^6$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

E : 鉄筋コンクリートのヤング係数

A' : 矩形とした場合の揚水井戸側壁部の断面積

I<sub>1</sub>' : 矩形とした場合の揚水井戸側壁部の断面 2 次モーメント

- ・底面（仮想剛はり要素）

底面のロッキング挙動を考慮するため、立坑の構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛ほりを配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EX$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI_2'$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

E : 鉄筋コンクリートのヤング係数

X : 矩形とした場合の揚水井戸底版部の断面積

I<sub>2</sub>' : 矩形とした場合の揚水井戸底版部の断面 2 次モーメント

- ・側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面の剥離及びすべりを考慮する。

### 3.2.4 隣接構造物のモデル化

東西方向において、タービン建物は揚水井戸の隣接構造物に該当する。南北方向において、排気筒基礎は揚水井戸の隣接構造物に該当する。

以下に、それぞれの構造物のモデル化方針を示す。

#### (1) タービン建物

タービン建物は「VI-2-2-7 タービン建物の地震応答計算書」における多質点系モデルを基に有限要素モデルを作成する。タービン建物の有限要素モデル作成の考え方を図3-7に、多質点系モデルから有限要素モデルへのモデル化概要を図3-8に示す。有限要素モデル作成にあたっては、タービン建物の多質点系モデルは地盤ばねを考慮していることから、地盤ばねを削除した多質点モデルを作成する。その後、地盤ばねを考慮しない多質点系モデルの各層の水平剛性 $K_H$ 、鉛直剛性 $K_V$ 及び曲げ剛性 $K_\phi$ からせん断剛性 $G$ 、ポアソン比 $\nu$ 及びばね定数 $k_s$ を求め、地盤ばねを考慮しない多質点系モデルと有限要素モデルの水平方向及び鉛直方向の振動特性（1次モードの固有周期）が整合するよう剛性調整する。

タービン建物の有限要素モデルを図3-9に、有限要素モデルの平面ひずみ要素の物性値を表3-2に、固有周期（1次モード）の調整結果を表3-3に示す。

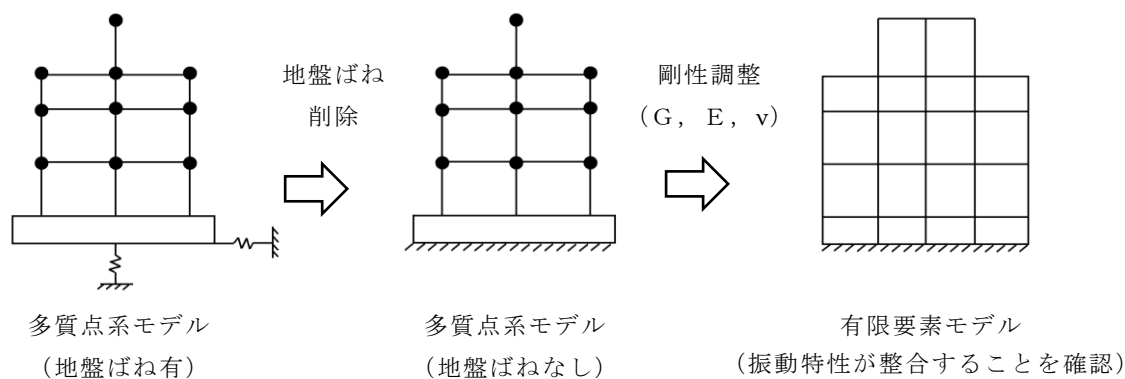
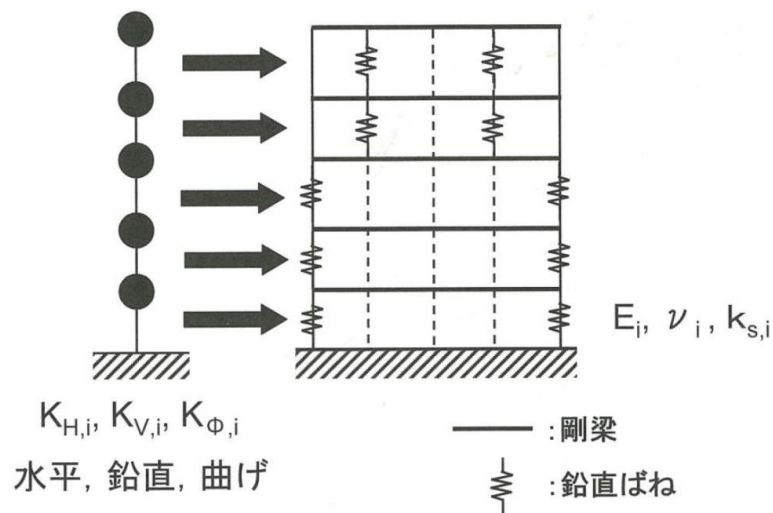


図3-7 タービン建物の有限要素モデル作成の考え方



$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$\tilde{G}_i = \left( \frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \dots\dots\dots (4.3.4)$$

$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2) b_i} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

図3-8 多質点系モデルから有限要素モデルへのモデル化概要  
 (原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>  
 (土木学会, 原子力土木委員会, 2009年2月) より抜粋)

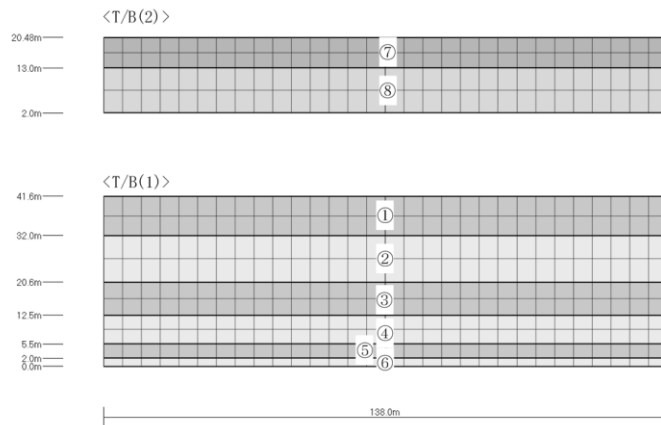


図 3-9 タービン建物 有限要素モデル図

表 3-2 平面ひずみ要素（タービン建屋）の物性値

物性 番号		せん断弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
T/B (1)	①	$1.187 \times 10^5$	$3.381 \times 10^5$	0.4248
	②	$2.314 \times 10^5$	$6.553 \times 10^5$	0.4162
	③	$4.719 \times 10^5$	$1.326 \times 10^6$	0.4050
	④	$6.913 \times 10^5$	$1.890 \times 10^6$	0.3669
	⑤	$5.733 \times 10^5$	$1.605 \times 10^6$	0.3997
	⑥	$1.013 \times 10^7$	$2.356 \times 10^7$	0.1632
T/B (2)	⑦	$1.242 \times 10^4$	$3.701 \times 10^4$	0.4893
	⑧	$1.405 \times 10^4$	$4.185 \times 10^4$	0.4896

表 3-3 固有周期（1次モード）の調整結果

	有限要素モデル (地盤ばねなし) (秒)	多質点系モデル (地盤ばねなし) (秒)
水平方向	0.273	0.273
鉛直方向	0.057	0.057

(2) 排気塔基礎

排気筒基礎は、等価剛性の線形平面ひずみ要素でモデル化する。



### 3.2.5 地盤、MMR及び埋戻コンクリートのモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

MMR及び埋戻コンクリートは無筋コンクリートとして線形平面ひずみ要素でモデル化する。

地盤のモデル化に用いる、評価対象地質断面図を図3-10に示す。

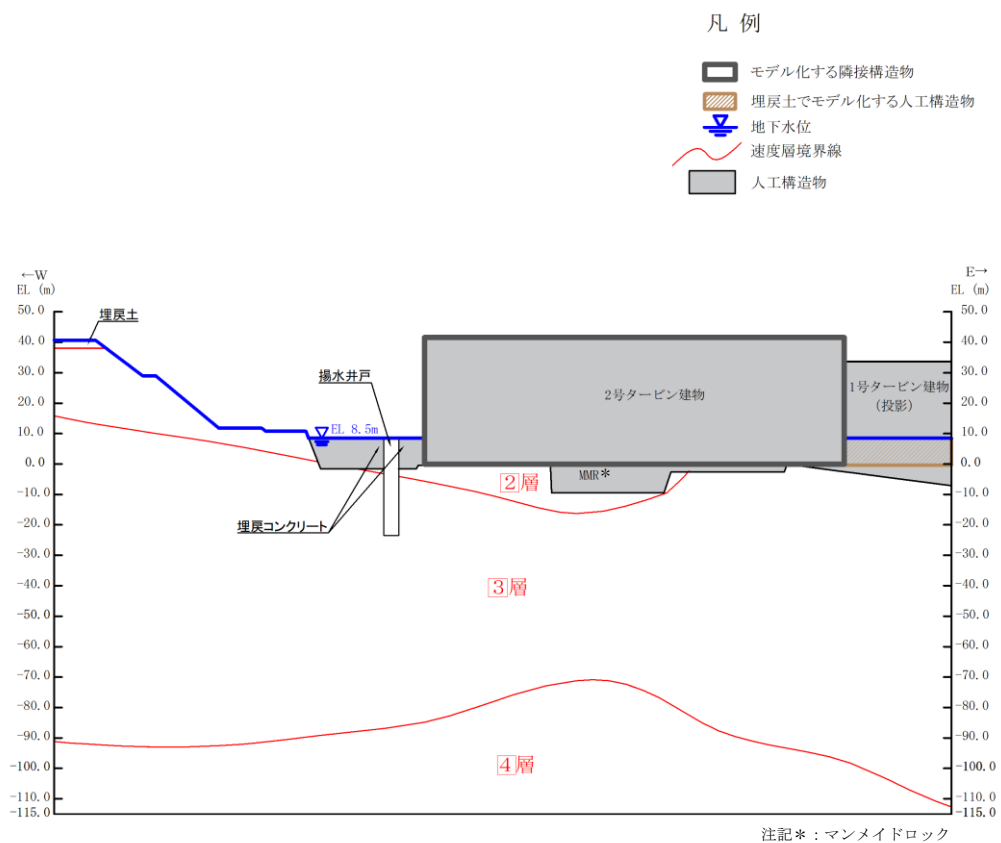


図 3-10 (1) 評価対象地質断面図 (A-A 断面 (東西方向))

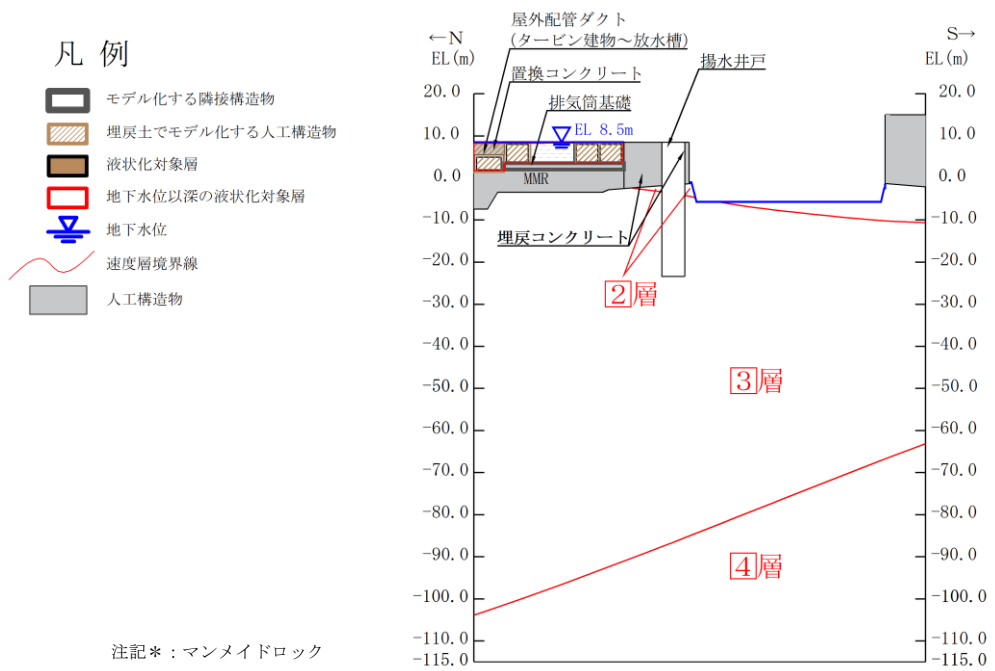


図 3-10 (2) 評価対象地質断面図 (B-B 断面 (南北方向))

### 3.2.6 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図3-11に示す。

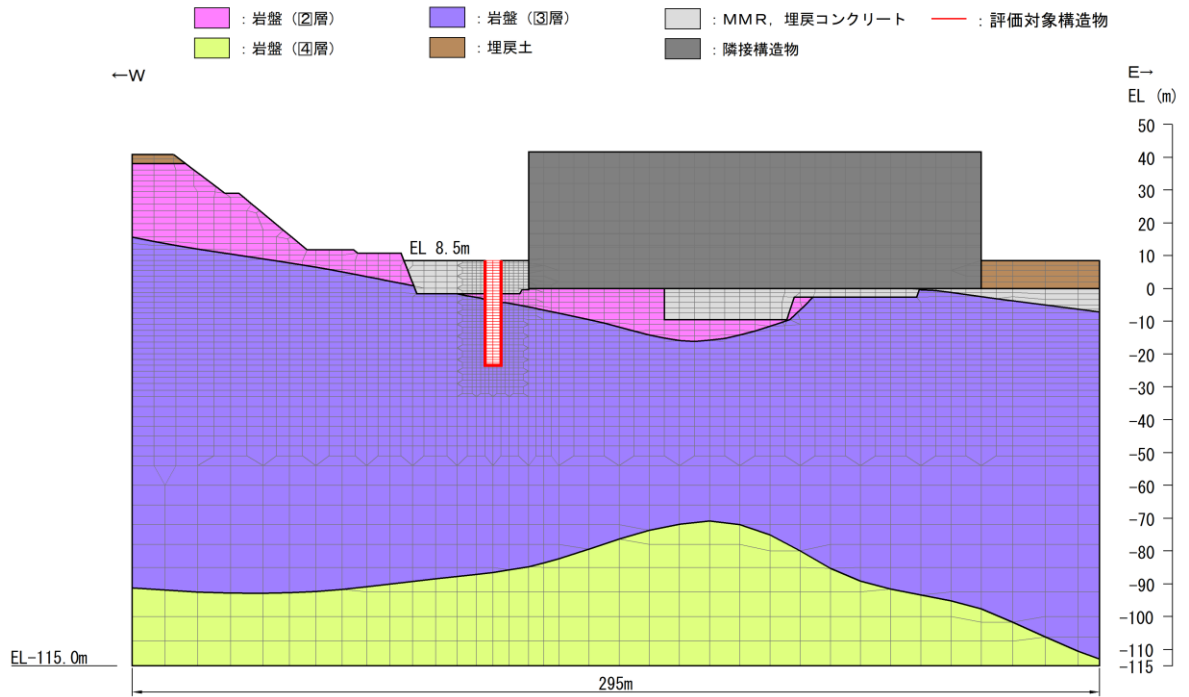


図3-11 (1) 地震応答解析モデル図 (A-A断面 (東西方向))

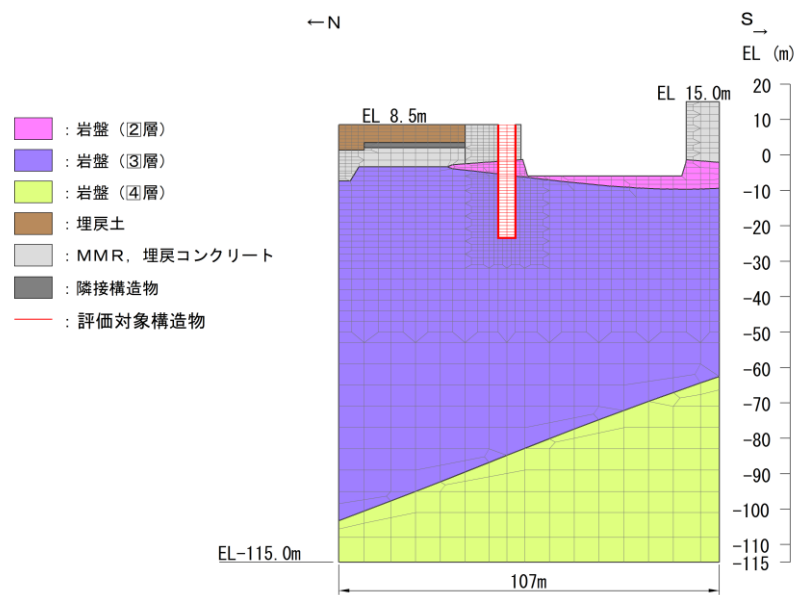


図3-11 (2) 地震応答解析モデル図 (B-B断面 (南北方向))

### 3.2.7 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより，地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ ， $\phi$  とし，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-4 のとおりとする。また，要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は，表 3-5 のとおり設定する。

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

ここに， $\tau_f$ ：せん断強度

$c$ ：粘着力（＝初期せん断強度  $\tau_0$ ）

$\sigma$ ：垂直応力

$\phi$ ：内部摩擦角

表 3-4 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
岩盤 (C <sub>M</sub> 級)	1.23	52
埋戻コンクリート ( $f'_{ck} = 18.0\text{N/mm}^2$ )	3.58	40
MMR ( $f'_{ck} = 15.6\text{N/mm}^2$ )	3.10	40
MMR ( $f'_{ck} = 23.5\text{N/mm}^2$ )	4.67	40
埋戻土	0.22	22

表 3-5 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート* <sup>1</sup>	材料 2 の $c$	材料 2 の $\phi$
	埋戻土	材料 2 の $c$	材料 2 の $\phi$
	岩盤	材料 2 の $c$	材料 2 の $\phi$
無筋コンクリート* <sup>1</sup>	無筋コンクリート* <sup>1</sup>	設計基準強度が 小さい材料の $c$	設計基準強度が 小さい材料の $\phi$
	埋戻土	材料 2 の $c$	材料 2 の $\phi$
	岩盤	—* <sup>2</sup>	—* <sup>2</sup>

注記\*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

\*2：表面を露出させて打継処理が可能である箇所については，ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素のばね定数は，「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（（社）土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-6 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 3-12 に，ジョイント要素の配置を図 3-13 に示す。

表 3-6 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 $k_n$ ( $kN/m^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $kN/m^3$ )
$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

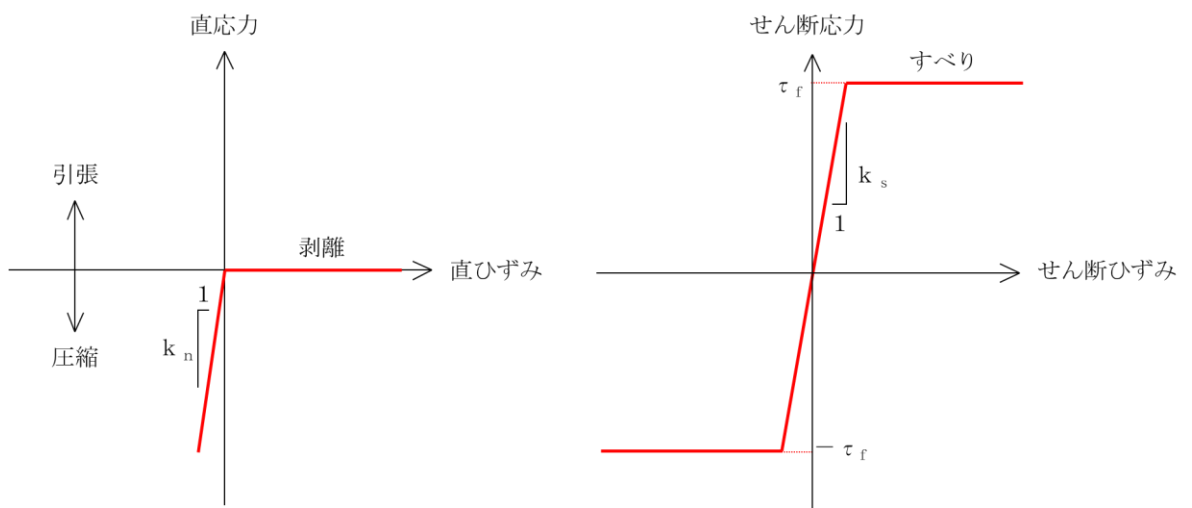
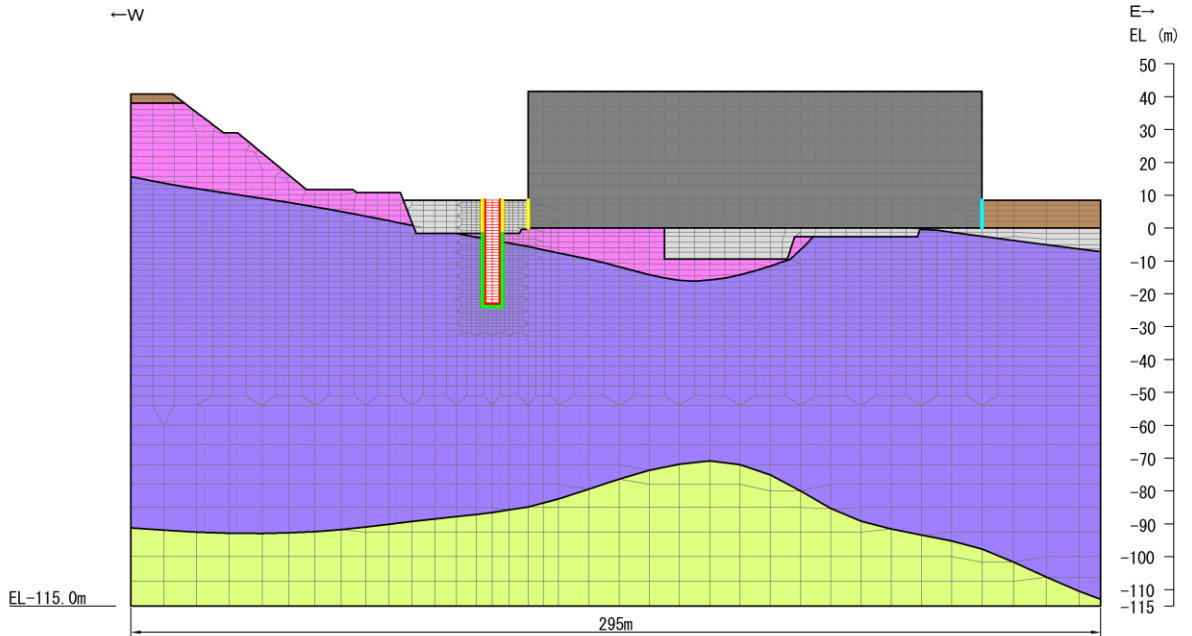
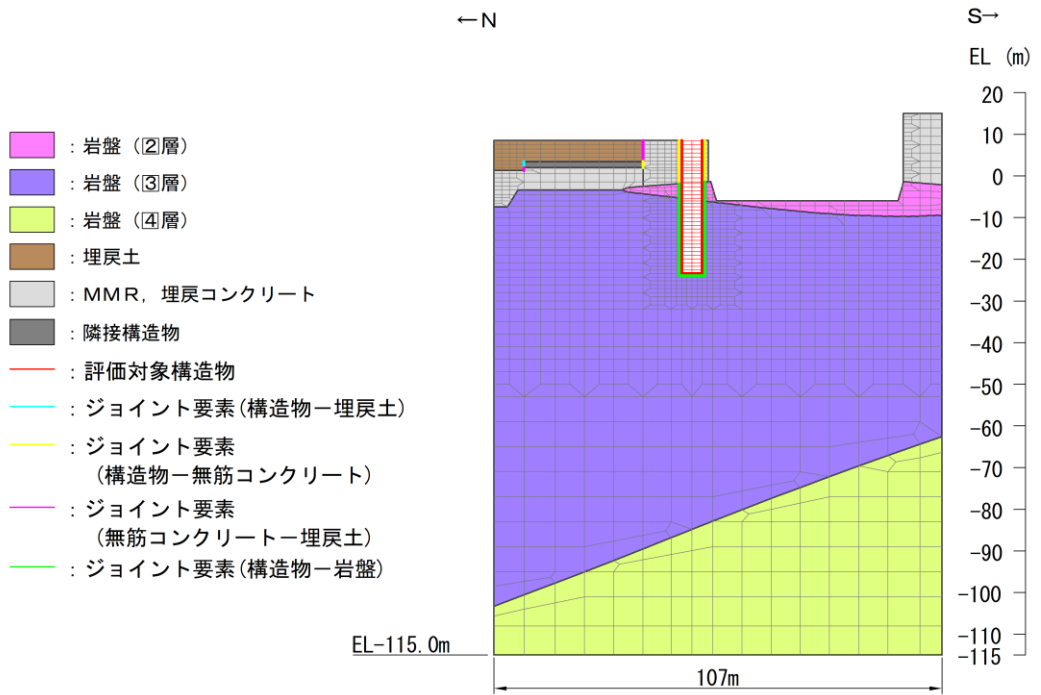


図 3-12 ジョイント要素の力学特性

- : 岩盤 (2層)
- : 埋戻土
- : ジョイント要素 (構造物-埋戻土)
- : 岩盤 (3層)
- : MMR, 埋戻コンクリート
- : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート)
- : 岩盤 (4層)
- : 隣接構造物
- : ジョイント要素 (構造物-岩盤)
- : 評価対象構造物



(A-A断面 (東西方向))



(B-B断面 (南北方向))

図 3-13 ジョイント要素の配置



### 3.3 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-14 に示す。

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

[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

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

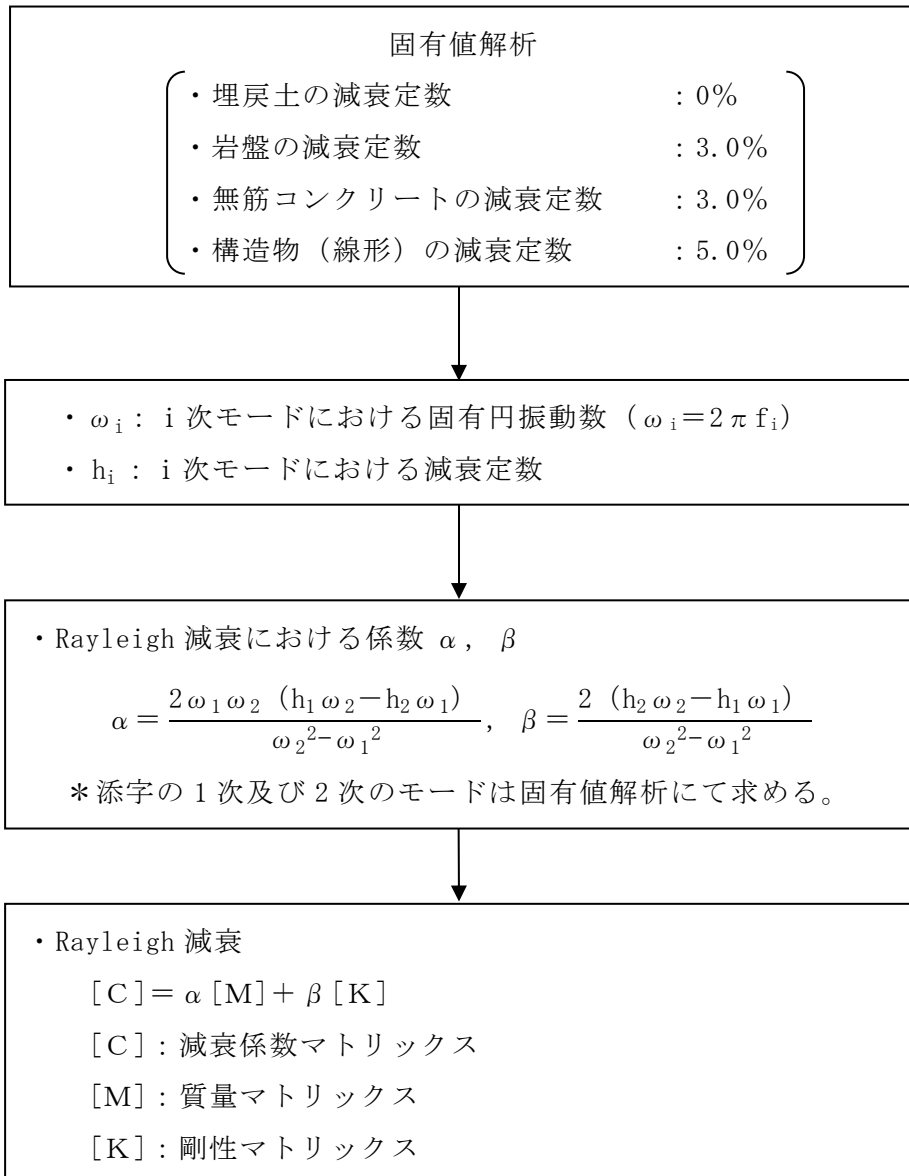


図 3-14 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$  ,  $\beta$  は、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数  $\alpha$  ,  $\beta$  が負値となる場合は当該モードを選定しない。

固有値解析結果の一覧を表 3-7 に、固有値解析におけるモード図を図 3-15 に、係数  $\alpha$  ,  $\beta$  の設定結果を表 3-8 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-16 に示す。

表 3-7 (1) 固有値解析結果の一覧 (A-A 断面 (東西方向))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	2.836	67	0	247.7	9.114	1次として採用
2	3.667	1	0	-20.78	-7.661	—
3	4.590	7	7	-78.11	79.65	2次として採用
4	5.811	4	6	-62.54	-75.78	—
5	5.967	0	28	-13.95	158.7	—
6	6.074	2	0	-36.13	6.008	—
7	6.901	1	4	-39.07	-56.49	—
8	7.281	0	15	-12.06	117.3	—
9	8.290	1	14	-10.58	-114.1	—
10	8.854	0	0	12.69	18.8	—

表 3-7 (2) 固有値解析結果の一覧 (B-B 断面 (南北方向))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	2.571	65	0	139.4	4.519	1次として採用
2	4.656	2	0	-25.61	-6.767	—
3	6.461	8	36	48.6	-103.2	—
4	6.834	3	35	-31.71	-103.6	—
5	7.687	8	2	47.94	22.47	2次として採用
6	9.553	0	0	-0.6699	-3.012	—
7	10.681	0	0	0.536	3.717	—
8	11.632	4	0	-35.89	9.15	—
9	12.712	0	1	-0.594	-8.743	—
10	13.501	0	5	0.2793	41.28	—

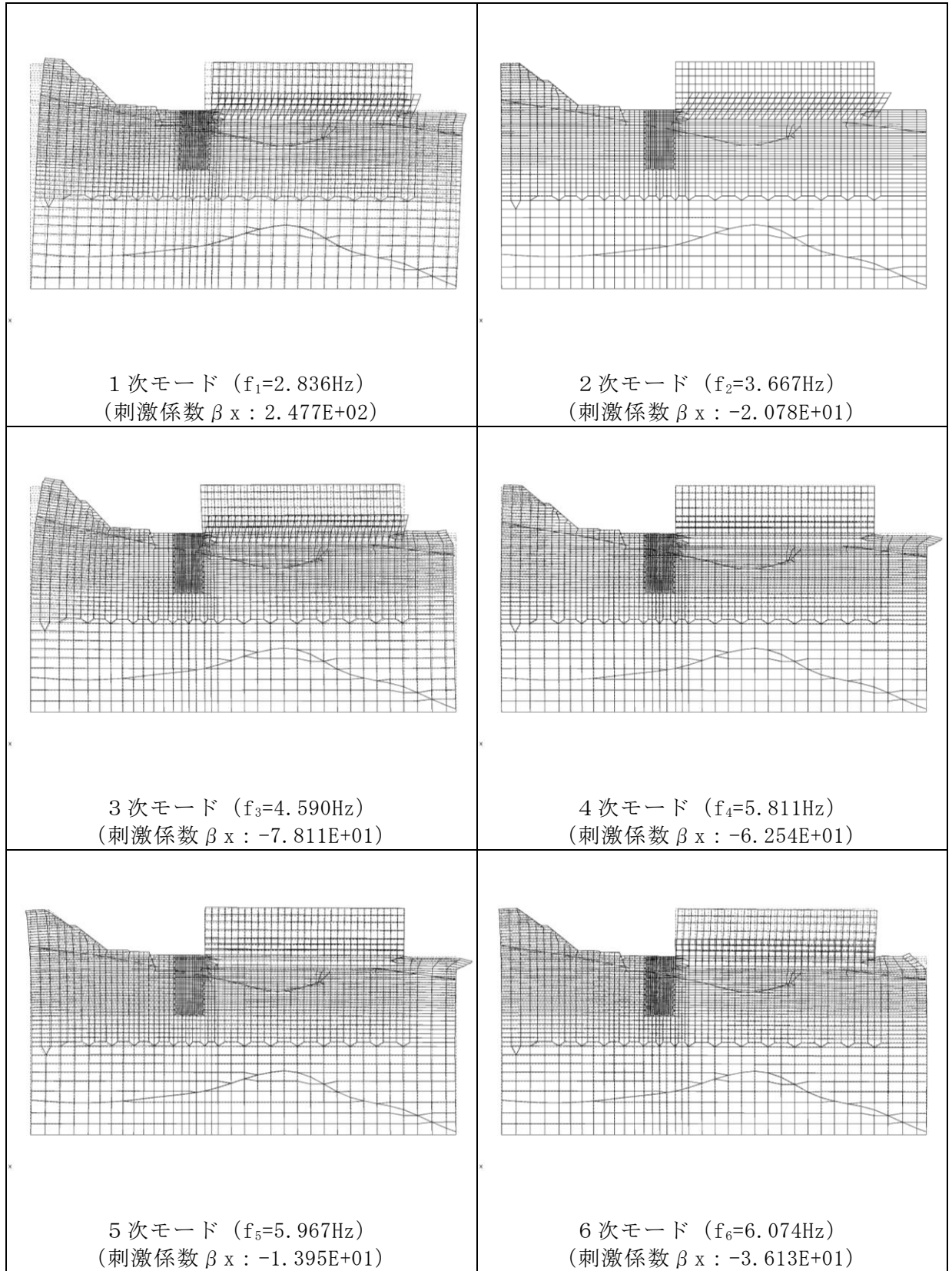


図 3-15 (1) 固有値解析におけるモード図 (A-A 断面 (東西方向))

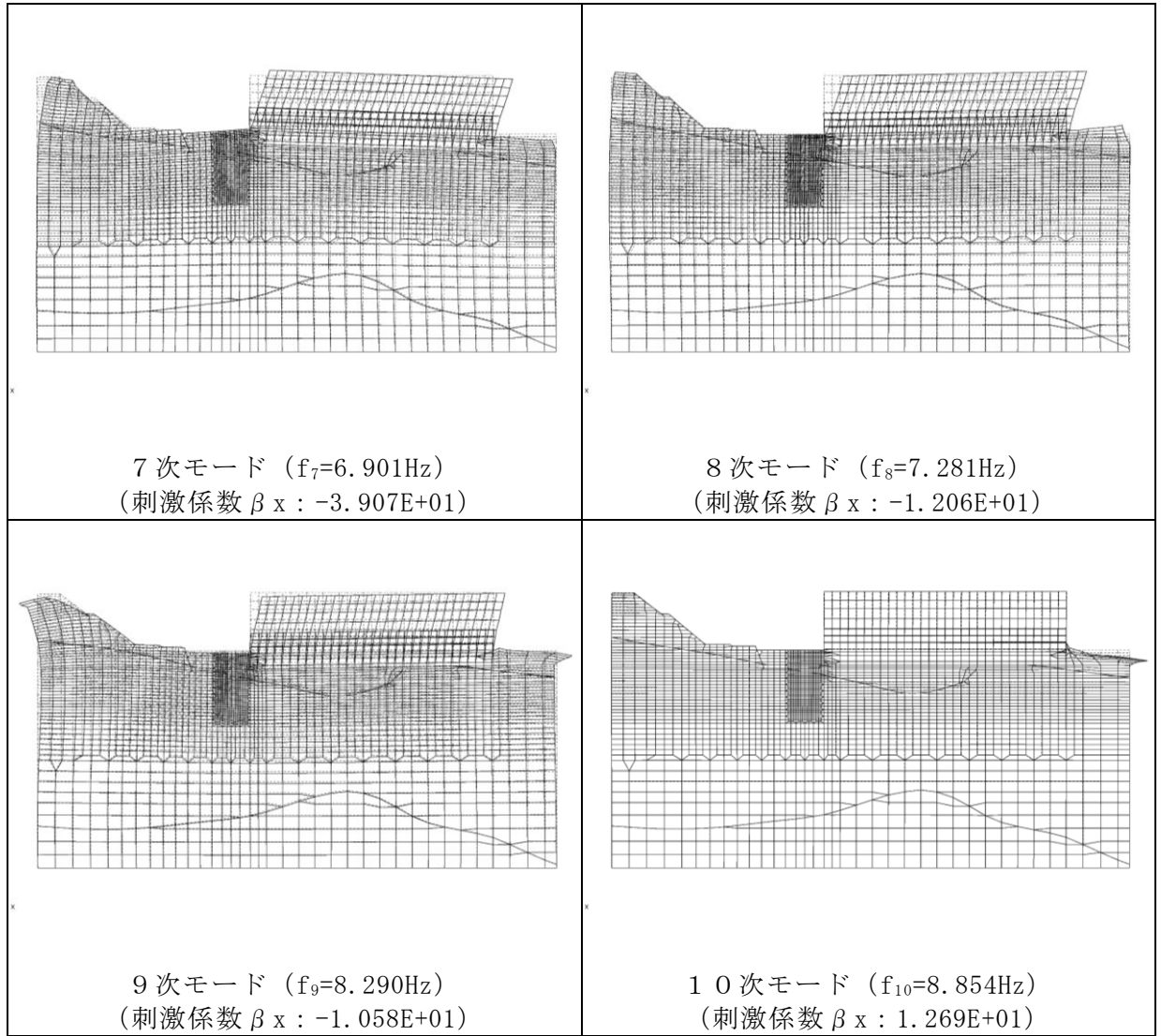


図 3-15 (2) 固有値解析におけるモード図 (A-A断面 (東西方向))

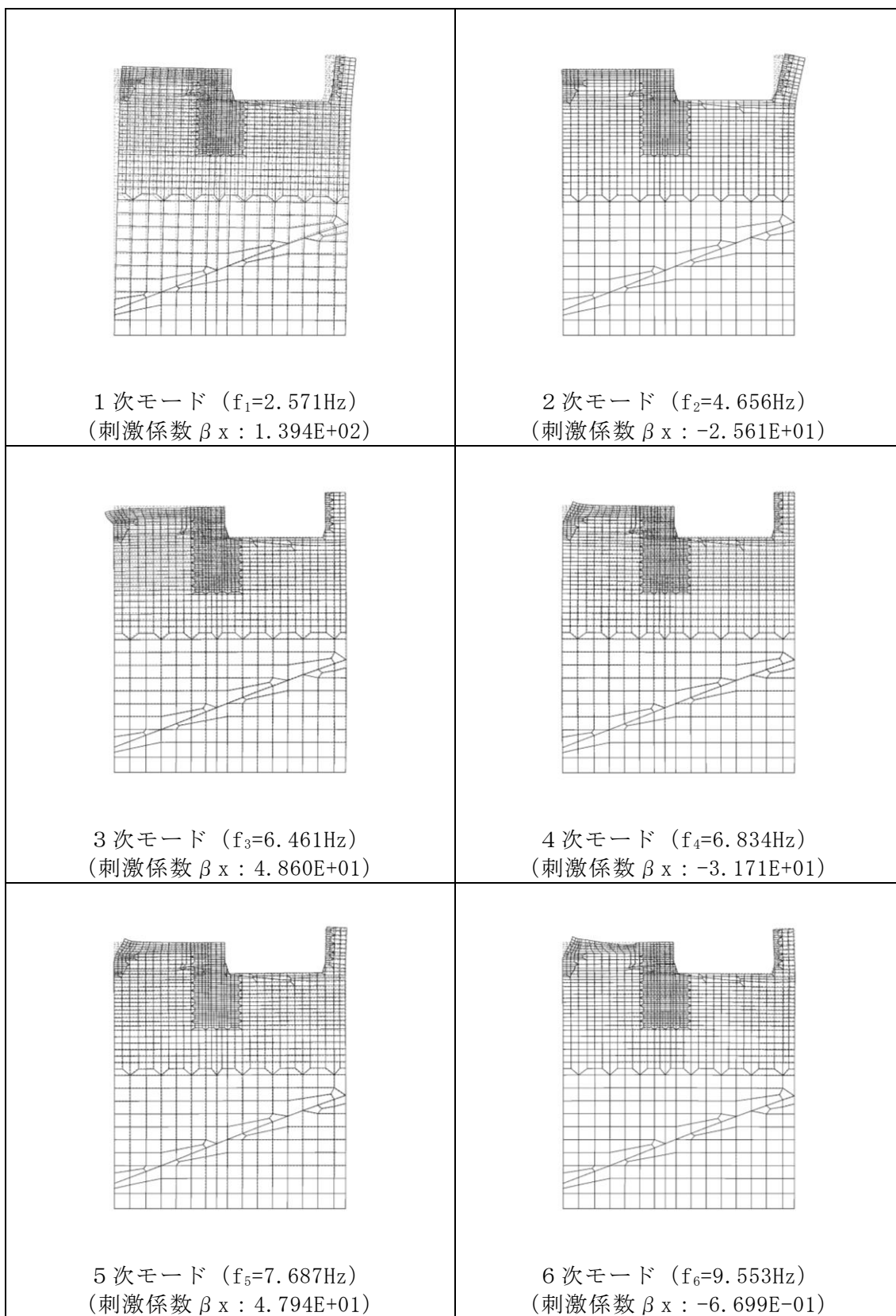


図 3-15 (3) 固有値解析におけるモード図 (B-B断面 (南北方向))

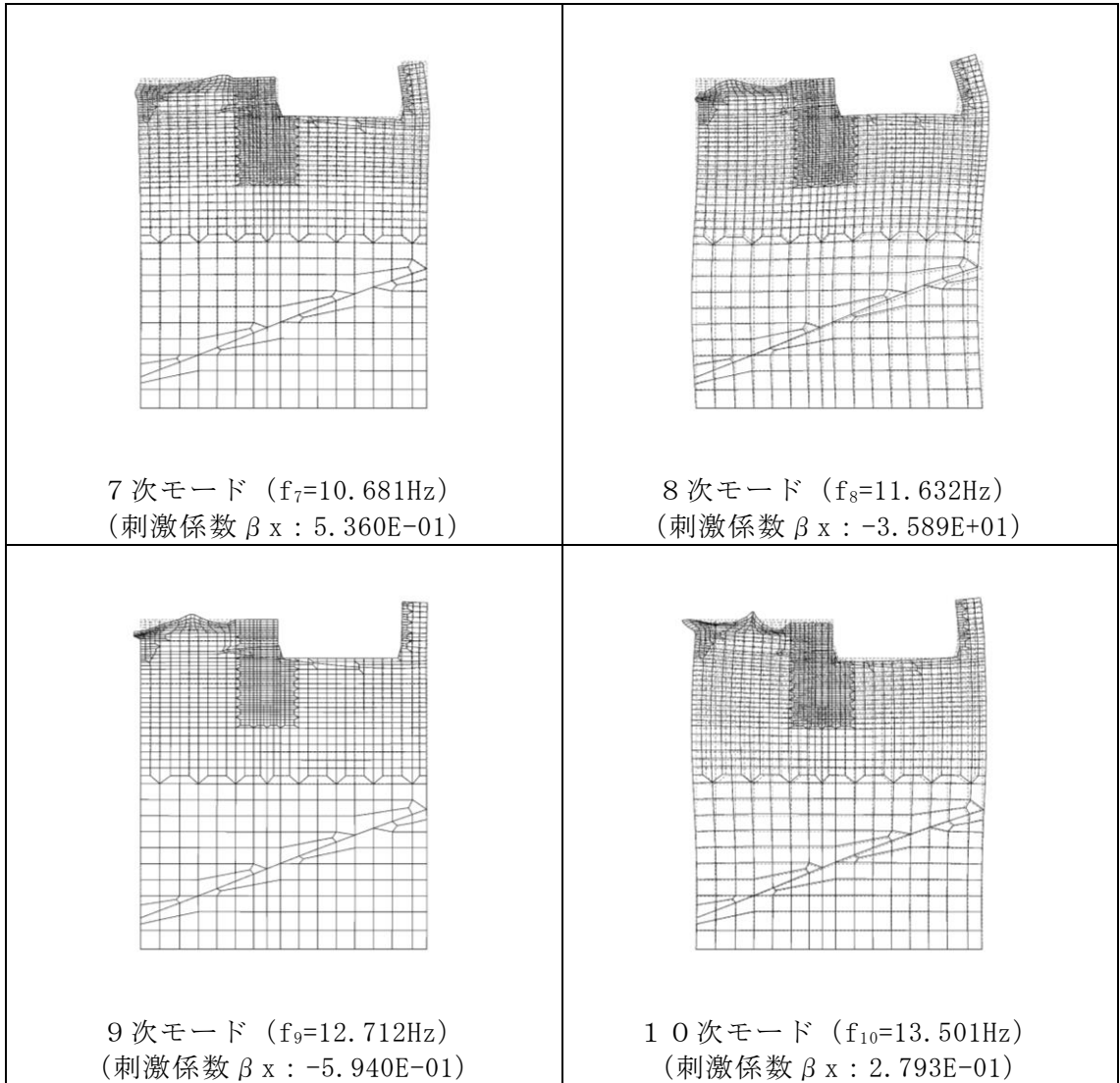


図 3-15 (4) 固有値解析におけるモード図 (B-B断面 (南北方向))



表 3-8 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
A-A 断面 (東西断面)	$6.875 \times 10^{-1}$	$1.249 \times 10^{-3}$
B-B 断面 (南北断面)	$8.728 \times 10^{-1}$	$3.594 \times 10^{-4}$

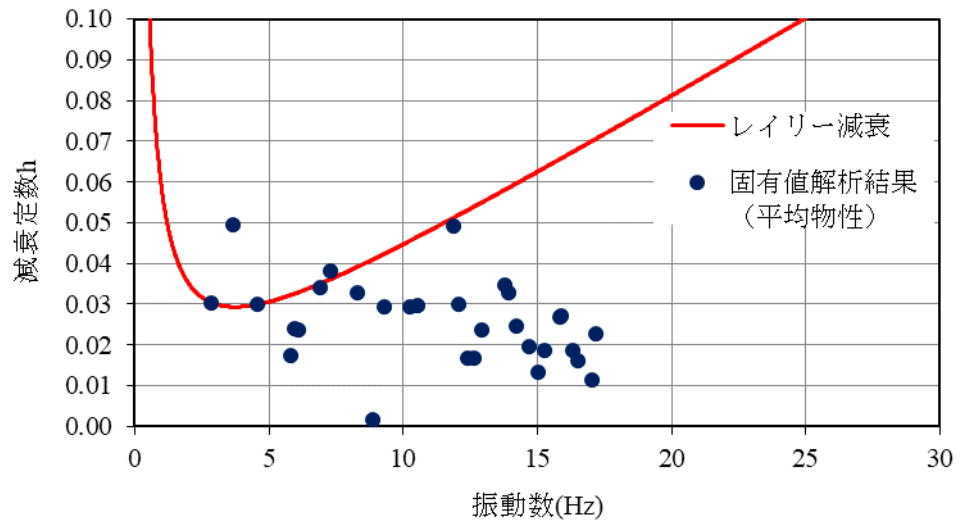


図 3-16 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面 (東西方向))

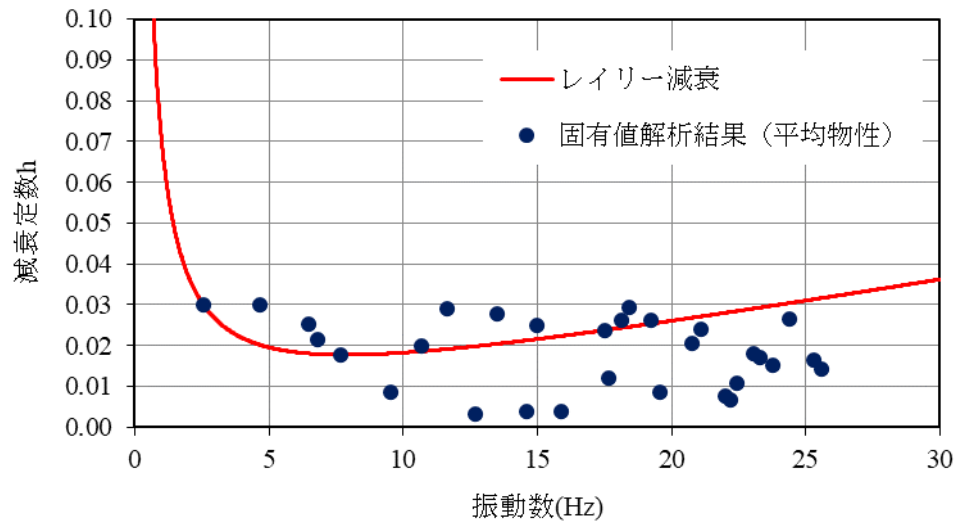


図 3-16 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面 (南北方向))

#### 3.4 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価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て設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に揚水井戸に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表 3-9 に示す。

表 3-9 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 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する。
		機器・配管荷重	○ 機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		蓋荷重	○ 蓋の重量に基づいて設定する。
	積載 荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		内水圧	○ 揚水ポンプの起動水位である EL-19.2m からの内水圧を考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面に考慮する。
土被り荷重		— 土被りが無いことから考慮しない。	
永久上載荷重	— 構造物上部に恒常的に置かれる設備等はない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・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	
	動水圧	○	水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 地震時動水圧を付加質量により考慮する。

#### 3.4.1 外水圧

地下水位を地表面に設定する。地下水の荷重は  $9.81\text{kN/m}^3$  とする。

#### 3.4.2 内水圧

揚水井戸内の内水圧水頭は、揚水ポンプの起動水位である EL-19.2m とする。地下水の荷重は  $9.81\text{kN/m}^3$  とする。

内水圧は、揚水井戸をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

#### 3.4.3 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日、松江市規則第234号）」により、積雪量1cmごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

### 3.4.4 動水圧

動水圧は、地震応答解析における応答加速度に応じた揚水井戸内の地下水を付加質量として、揚水井戸の構成節点に与えることで作用させる。なお、各構成節点の付加質量は揚水井戸の EL-19.2m までとし、ウェスタガード式を基に以下の式により算定する。

$$P_{dwhi} = \frac{7}{6} \cdot C \cdot K_H \cdot \gamma_w \cdot H \times 2$$

$P_{dwhi}$  : i 節点の動水圧の水平成分

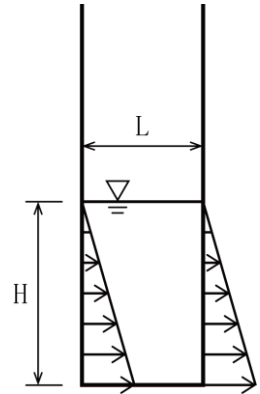
$\gamma_w$  : 内容水の単位体積重量 (9.81 kN/m<sup>3</sup>)

H : 水深

$K_H$  : 水平震度 (応答計算により算定)

C :  $\frac{L}{1.5H}$

L : 容器の幅



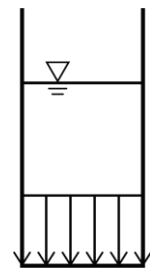
$$P_{dwhvi} = K_V \cdot \gamma_w \cdot H$$

$P_{dwhvi}$  : i 節点の動水圧の鉛直成分

$K_V$  : 鉛直震度 (応答計算により算定)

$\gamma_w$  : 内容水の単位体積重量 (9.81 kN/m<sup>3</sup>)

H : 水深



### 3.5 地震応答解析の解析ケース

#### 3.5.1 耐震評価における解析ケース

##### (1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-10 に示す解析ケースを設定する。

揚水井戸は、図 2-4 に示すとおり、 $C_M$ 級岩盤上に設置され、A-A断面及びB-B断面の側面には、 $C_M$ 級、 $C_H$ 級岩盤及び埋戻コンクリートが分布しており、周辺には埋戻土のような動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しておらず、主に $C_M$ 級及び $C_H$ 級岩盤が分布していることから、これらの地盤が地震時の構造物への応答に大きく影響を与えると判断し、岩盤の動せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値は地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-10 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ $\sigma$ ）のケース（表 3-10 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、補足-023-01「地盤の支持性能について」に示す。

表 3-10 解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断 弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断 弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + $1 \sigma$
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - $1 \sigma$

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、基準地震動  $S_s$  全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケース（ケース①）を実施する。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が0.5を超える照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表3-10に示す解析ケース（ケース②及び③）を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表3-11に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-17に示す。

表3-11 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ )を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ )を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全12波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が0.5を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。	
		-+*	○		
		+ - *	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○		
		-+*	○		
$S_s - N 2$ (EW)	++*	○			
	-+*	○			

注記\* : 地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

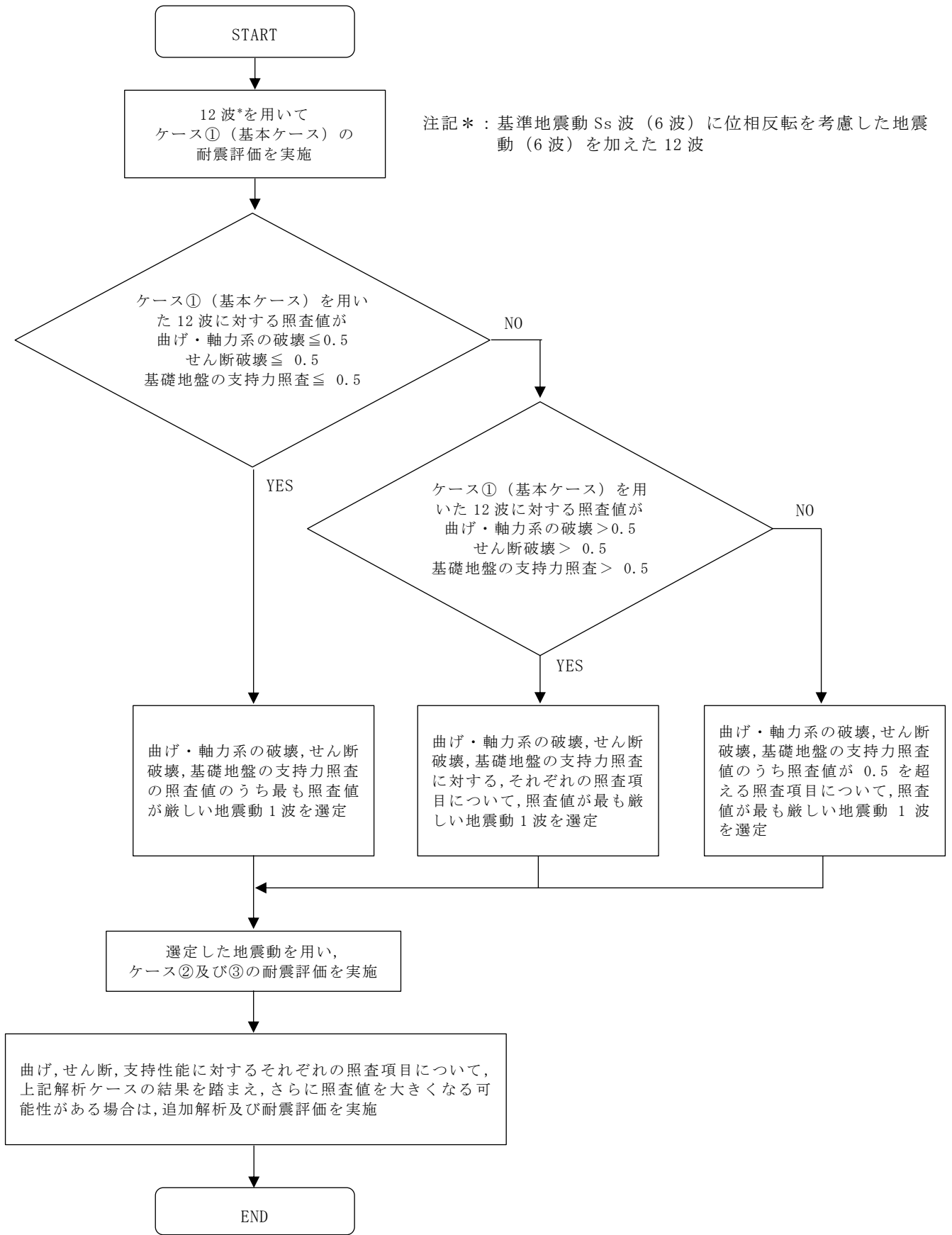


図 3-17 追加解析を実施する地震動の選定フロー



### 3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

#### (1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

機器・配管系の耐震評価における解析ケースを表 3-12 に示す。「3.5.1 耐震評価における解析ケース」と同様に、地盤物性のばらつきを考慮する（表 3-12 に示すケース②及び③）。

#### (2) 材料物性の影響を考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度（ $36.0\text{N/mm}^2$ ）を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-12 に示すケース④）。

揚水井戸におけるコンクリート実強度は、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（（社）日本建築学会，2013）」及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（（社）日本原子力学会，2015）」より算定される圧縮強度のうち最大となるもの（ $50.4\text{N/mm}^2$ ）を選択する。ヤング係数は実強度に対応する「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）」に基づき算出する。

コンクリート実強度を考慮した物性値として設定した圧縮強度及びヤング係数を表 3-13 に示す。

#### (3) 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース

地下水位については、地下水位低下設備に期待せず、保守的に高く設計地下水位を設定していることから、機器・配管系の床応答への影響を確認するため、地下水位が低下している状態での影響検討を実施する（表 3-12 に示すケース⑤）。

表 3-12 機器・配管系の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性		備考
		埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)	
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値	
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + $1\sigma$	
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - $1\sigma$	
ケース④	全応力解析	平均値	平均値	コンクリート 実強度* <sup>1</sup>
ケース⑤	全応力解析	平均値	平均値	地下水位低下* <sup>2</sup>

注記\*1 : 「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（（社）日本建築学会，2013）」及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（（社）日本原子力学会，2015）」に基づき表 3-13 に示すとおりとする。

\*2 : 解析モデル内に地下水位を設定しない状態における検討とする。

表 3-13 コンクリート実強度を考慮した物性値

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
50.4	33.1

- (3) 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケースの組合せ
- 機器・配管系に対する応答加速度抽出においては，床応答への保守的な配慮として基本ケースに加え，表 3-14 に示す解析ケース②～⑤を実施する。

表 3-14 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース*2	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
	基本 ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮した 解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ)を考慮した 解析ケース	材料物性(コンクリ ート)の実強度を考 慮した解析ケース	地下水が低い場 合を仮定した解 析ケース	
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	
地震動 (位相)	++*1	○	○	○	△	△
	-+*1	○	○	○	-	-
	+-*1	○	○	○	-	-
	--*1	○	○	○	-	-
	++*1	○	○	○	-	-
	++*1	○	○	○	-	-
	++*1	○	○	○	-	-
	-+*1	○	○	○	-	-
	++*1	○	○	○	-	-
	-+*1	○	○	○	-	-
	++*1	○	○	○	-	-
	-+*1	○	○	○	-	-

注記\*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。影響検討ケースについては，S s-D(++)により影響の程度を確認する。

#### 4. 評価内容

##### 4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、VI-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下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図4-1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4-2～図4-14に示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE/3D」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

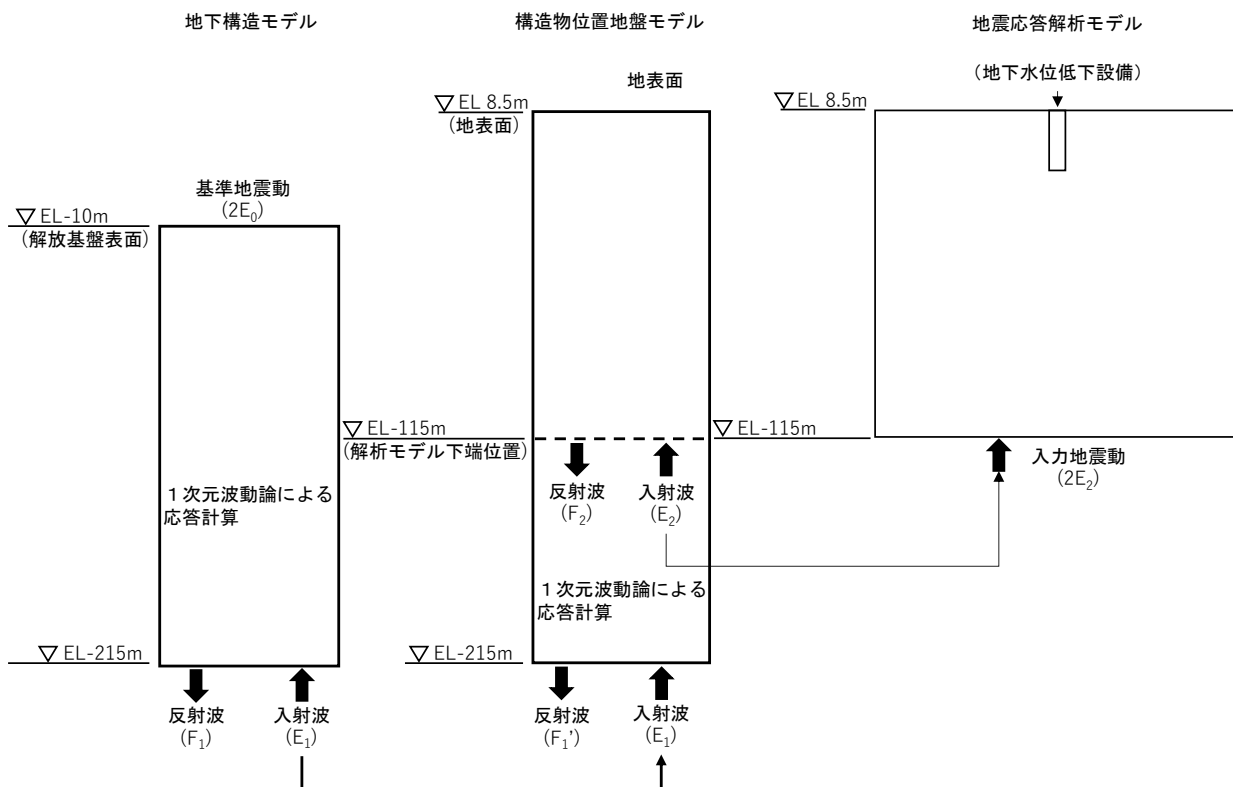
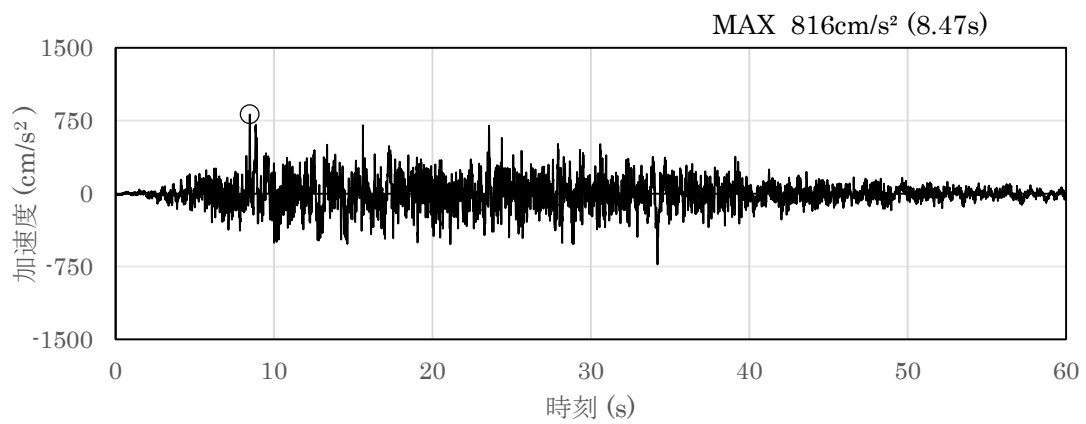
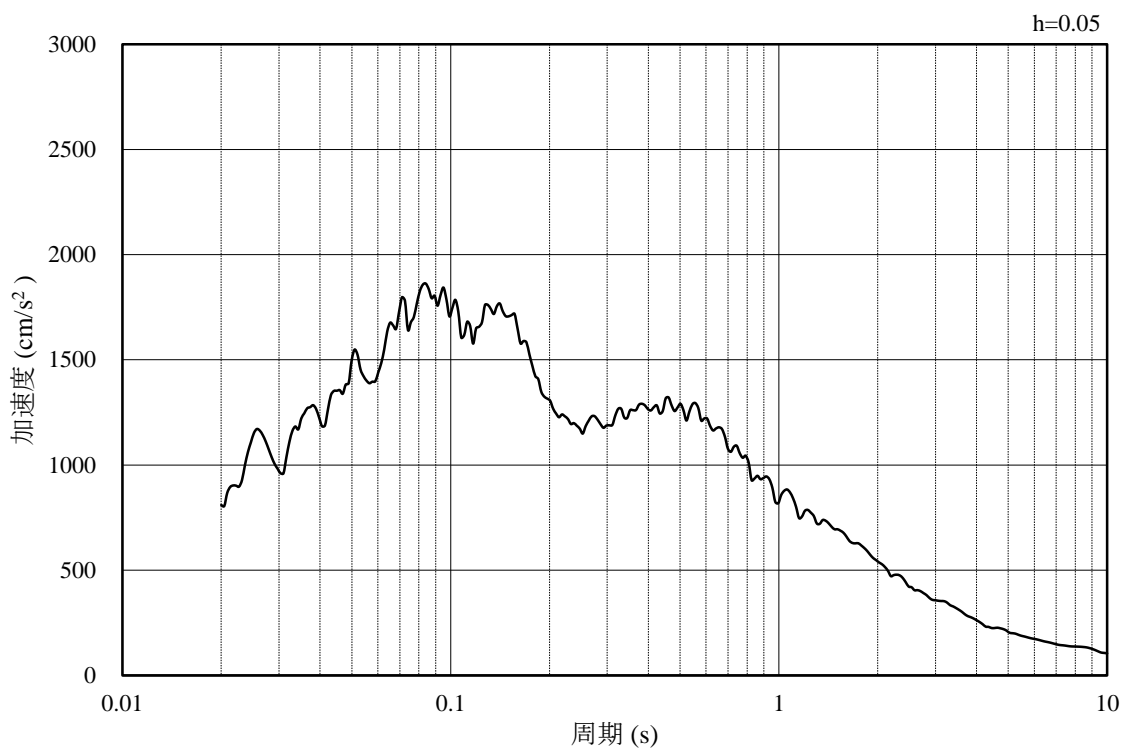


図 4-1 入力地震動算定の概念図

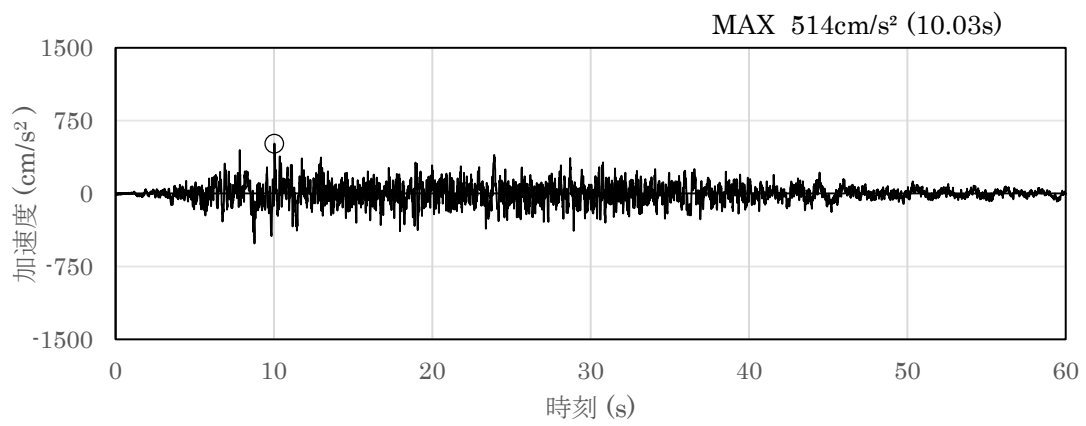


(a) 加速度時刻歴波形

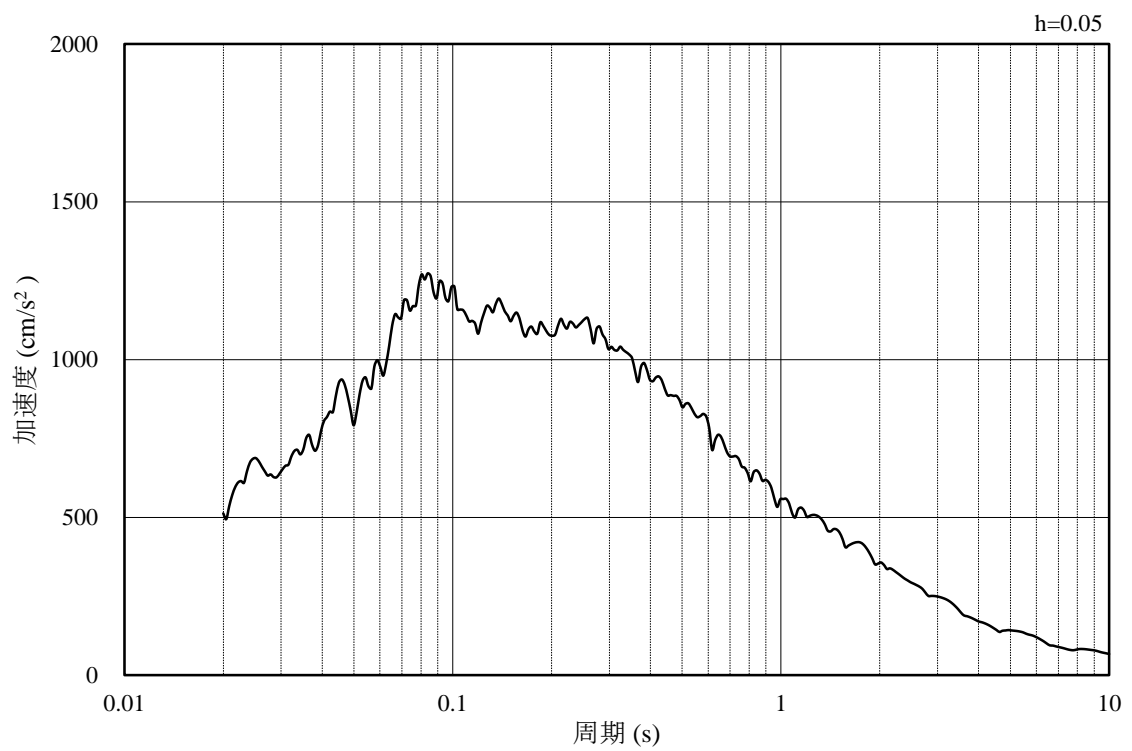


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2 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  
(水平成分：S s - D)

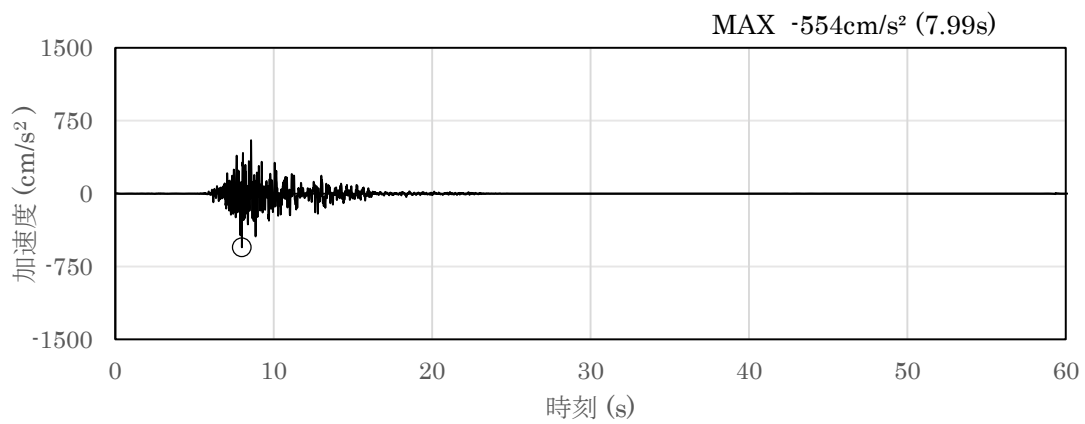


(a) 加速度時刻歴波形

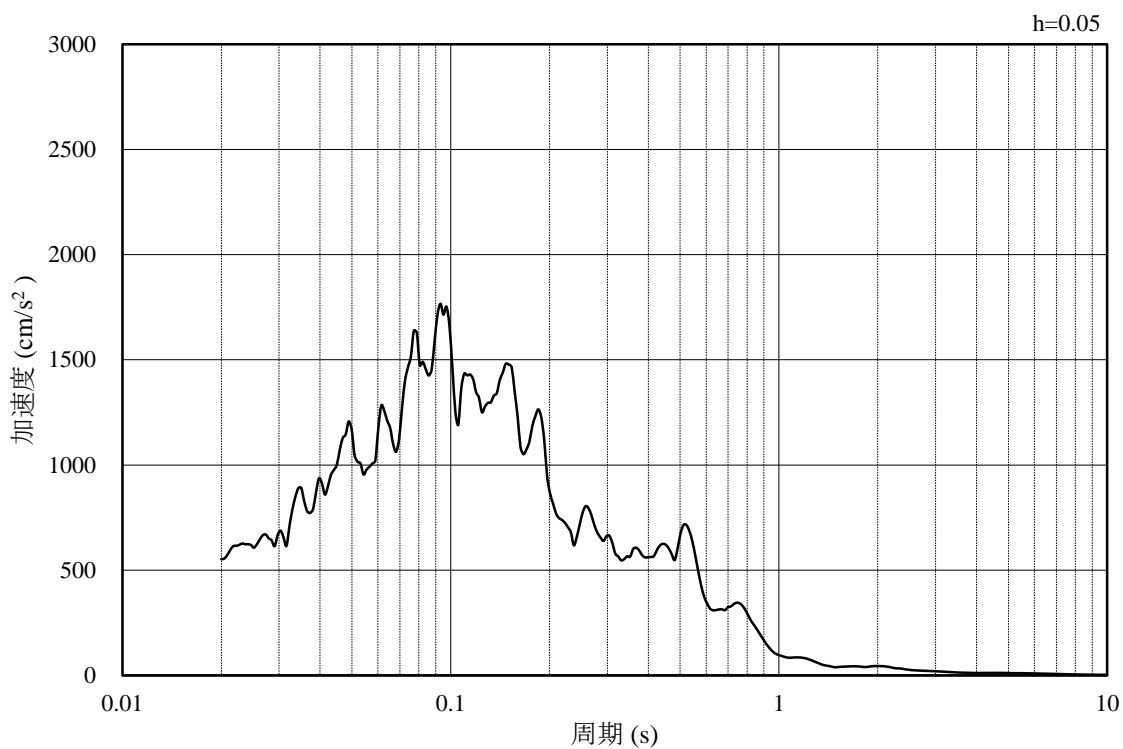


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(鉛直成分：S s - D)



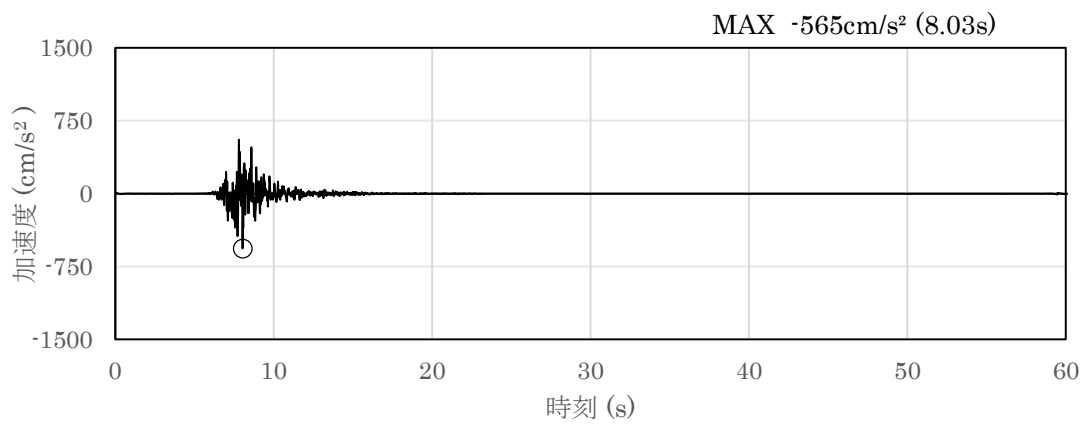
(a) 加速度時刻歴波形



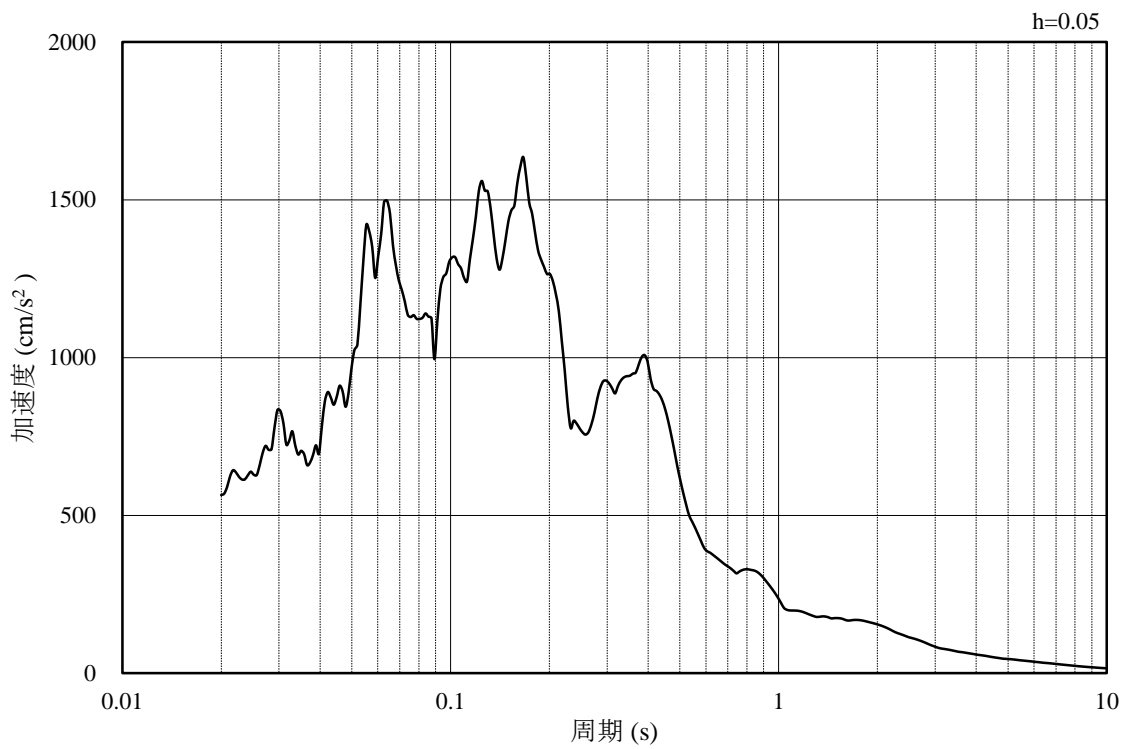
(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(水平成分：S s - F 1，南北方向)



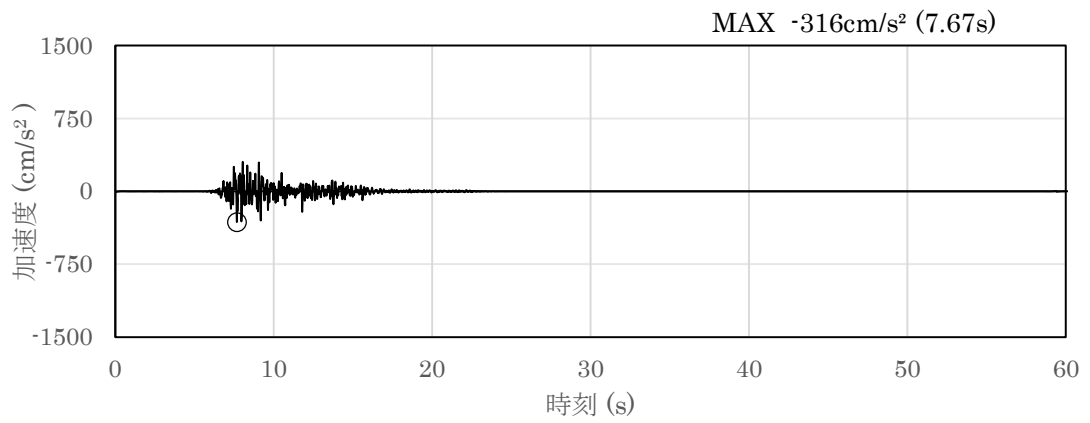


(a) 加速度時刻歴波形

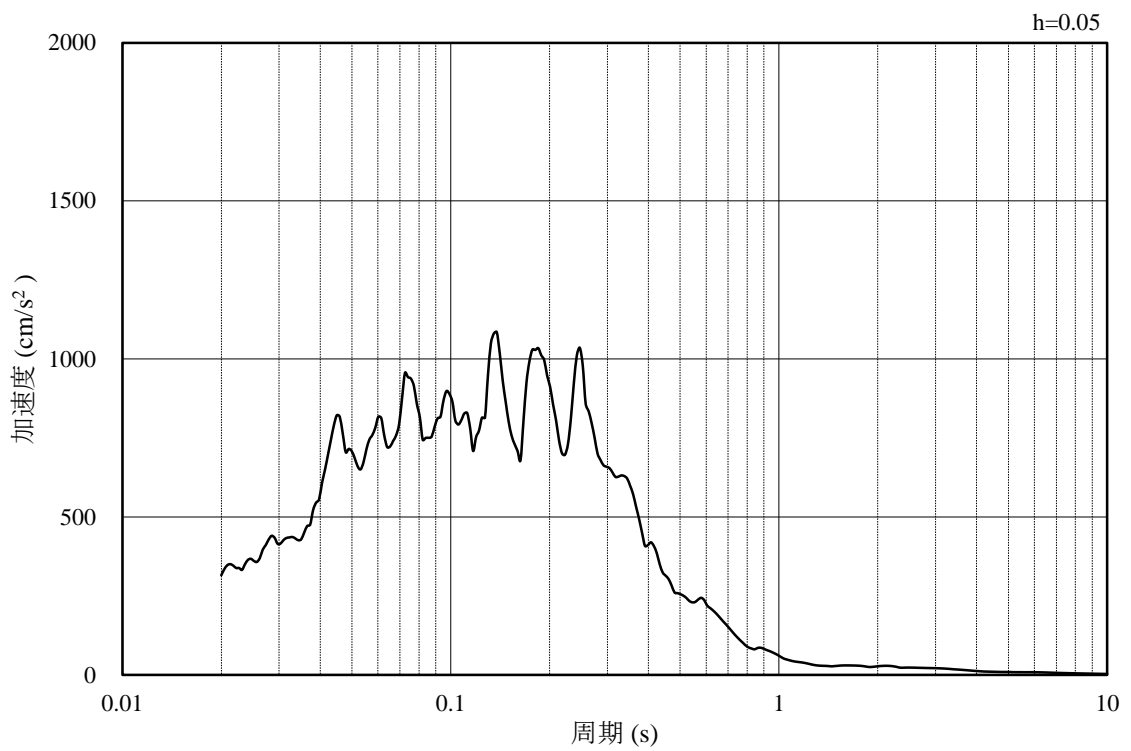


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(水平成分：S s - F 1，東西方向)

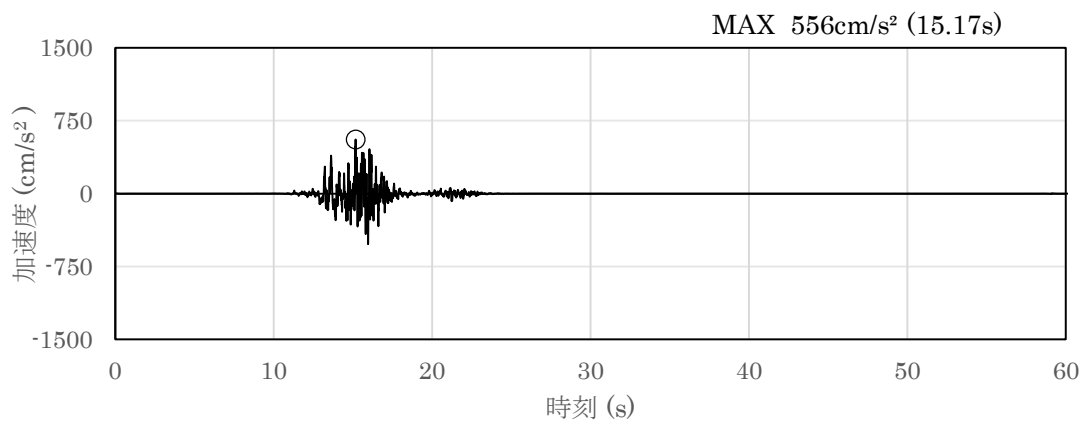


(a) 加速度時刻歴波形

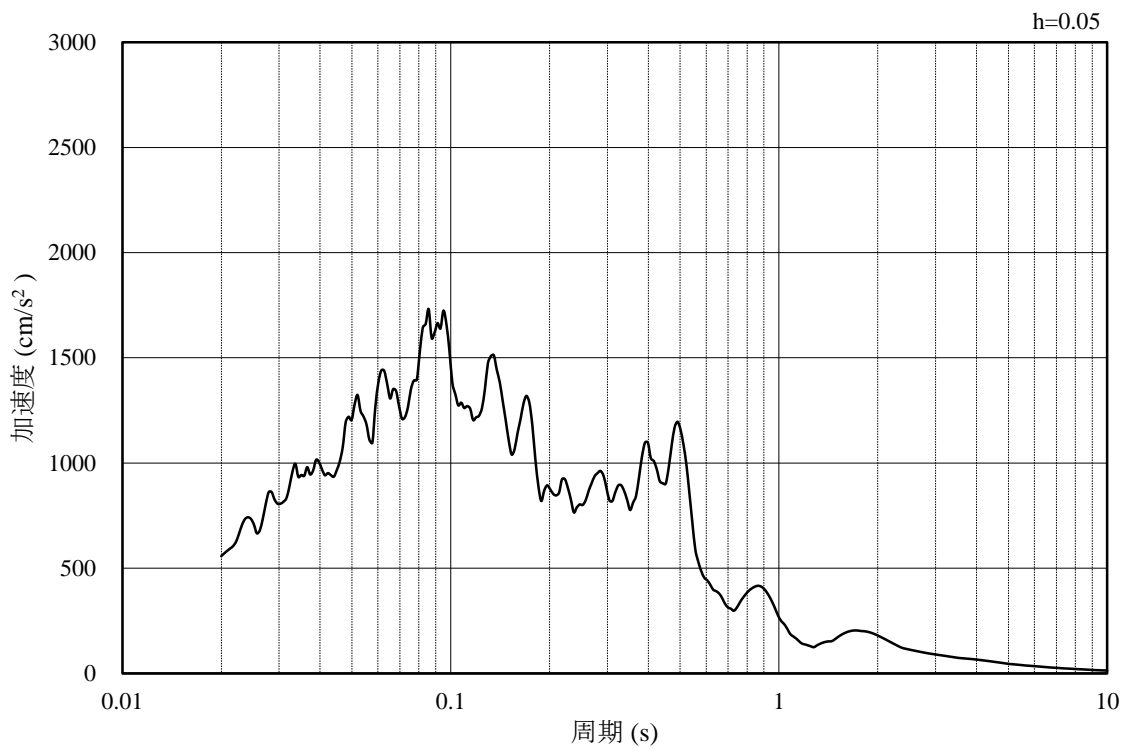


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(鉛直成分：S<sub>s</sub> - F 1)

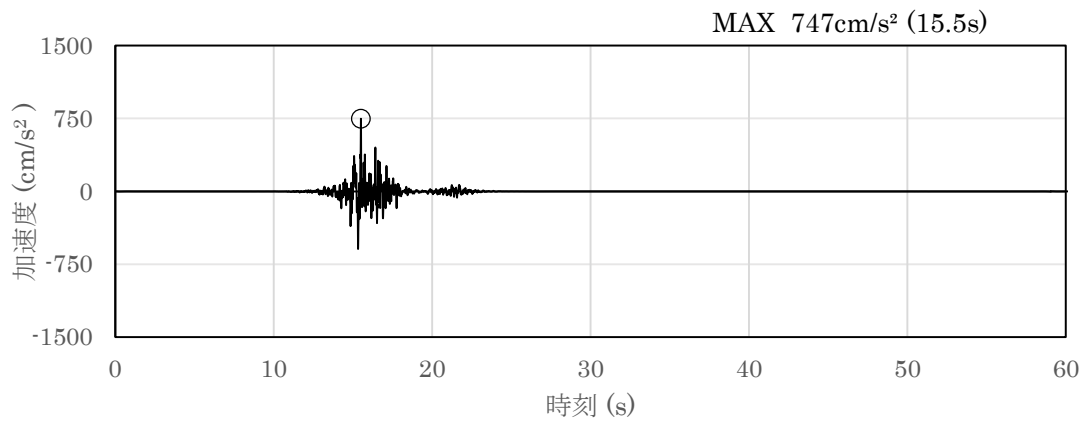


(a) 加速度時刻歴波形

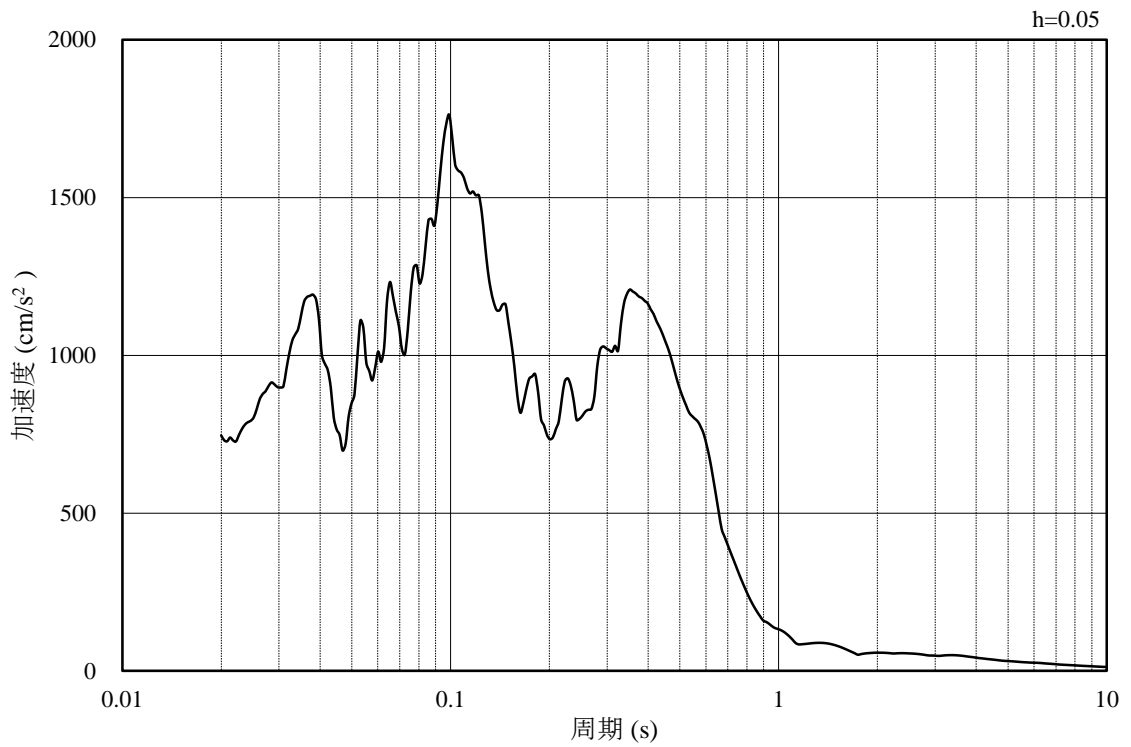


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(水平成分：S s - F 2, 南北方向)

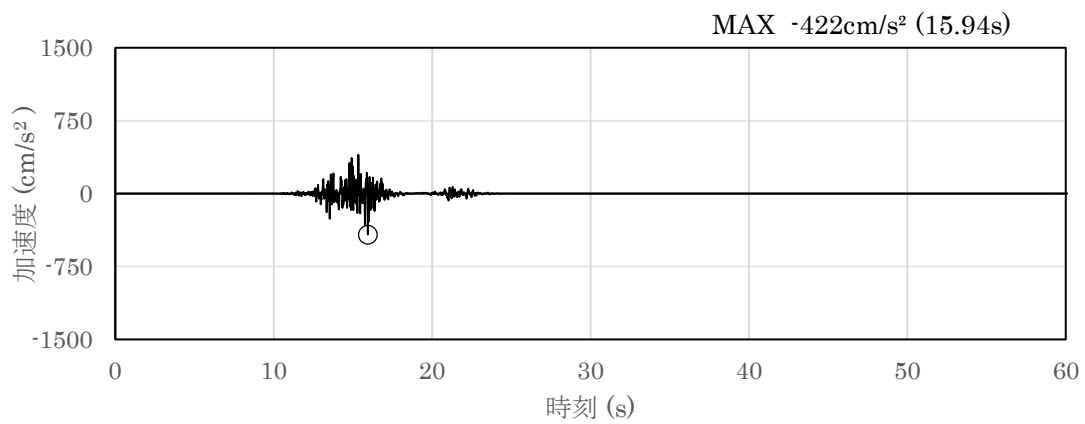


(a) 加速度時刻歴波形

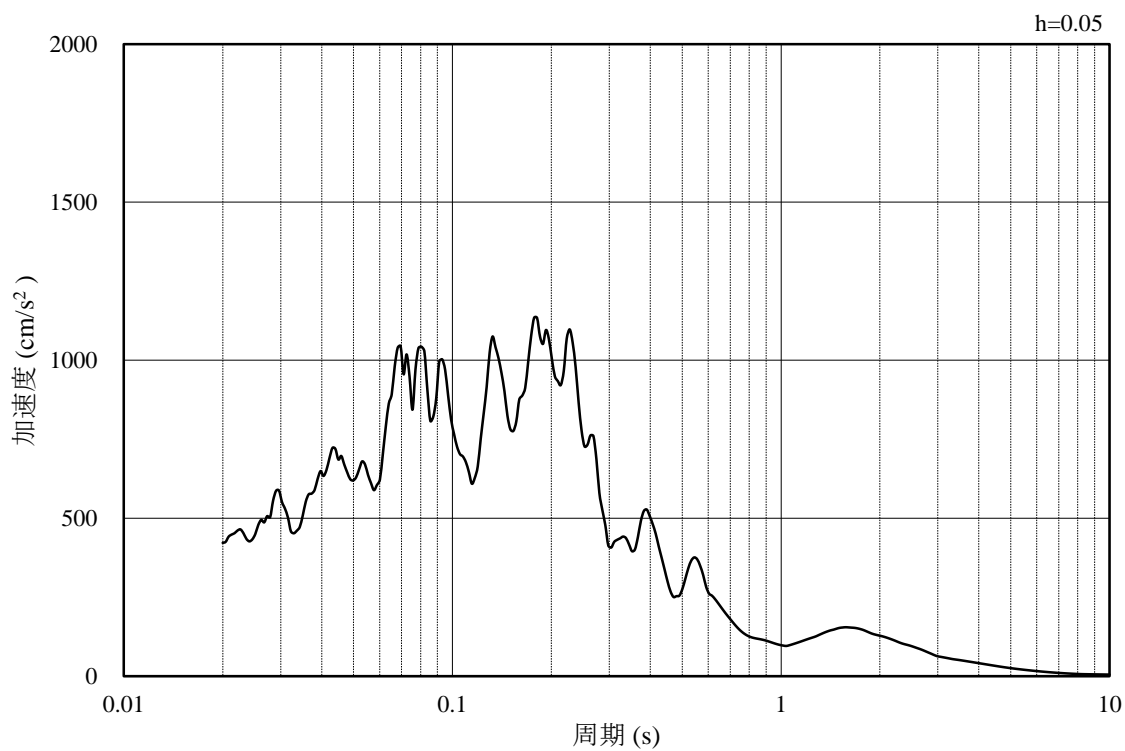


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(水平成分：S<sub>s</sub> - F<sub>2</sub>，東西方向)

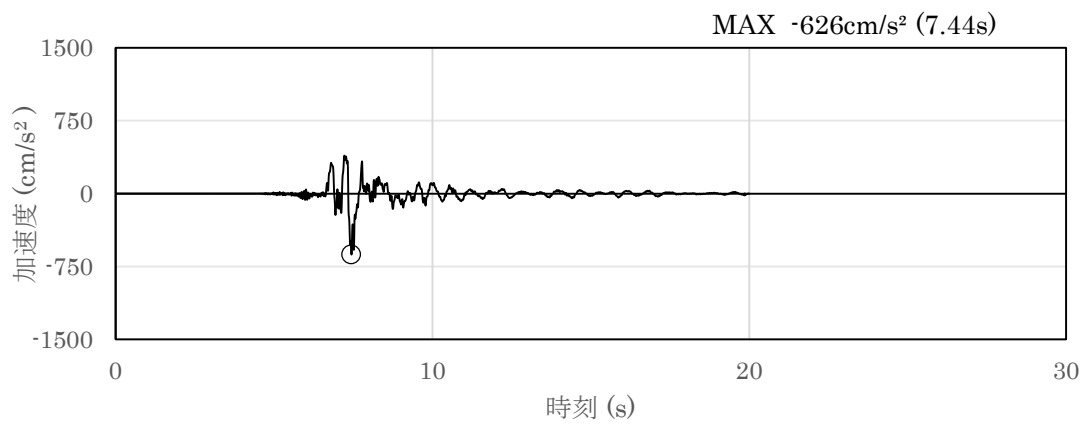


(a) 加速度時刻歴波形

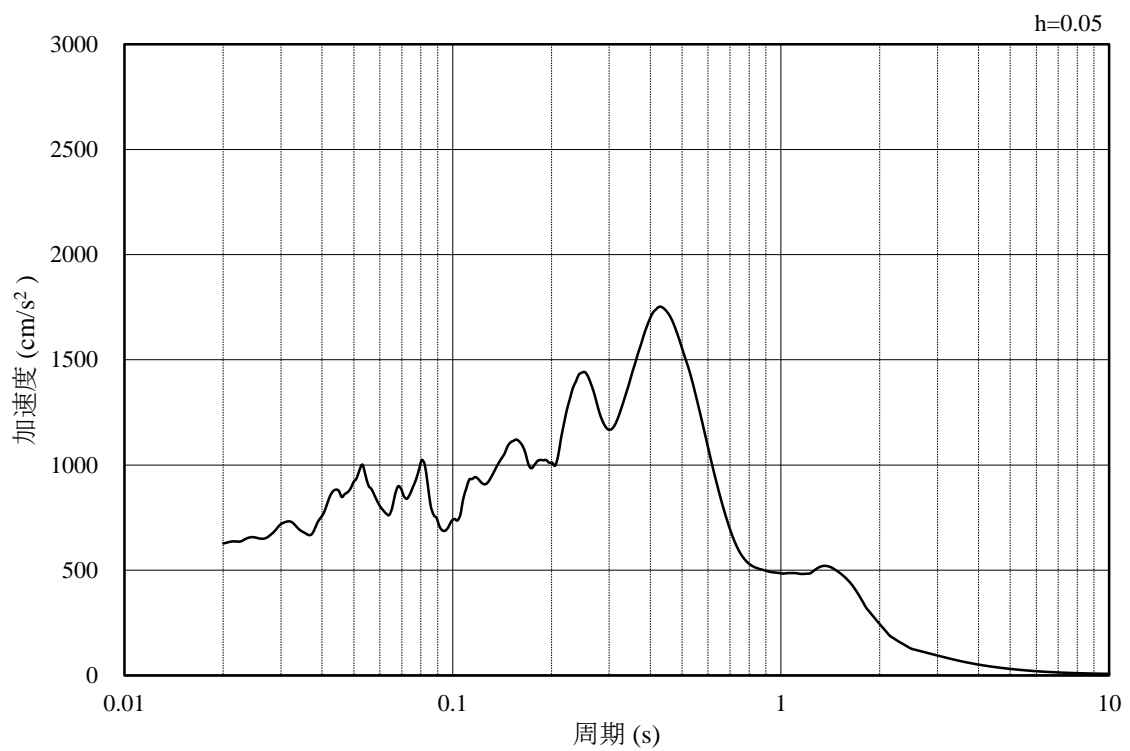


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(鉛直成分：S s - F 2)

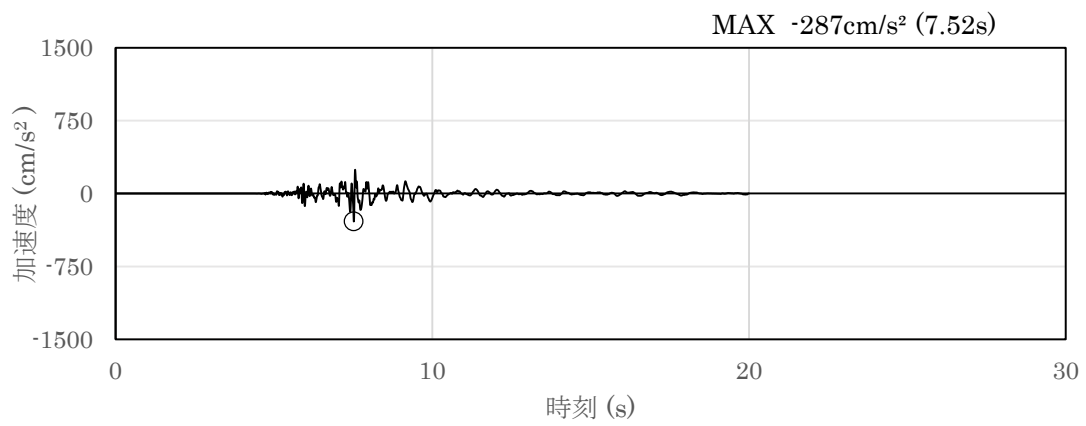


(a) 加速度時刻歴波形

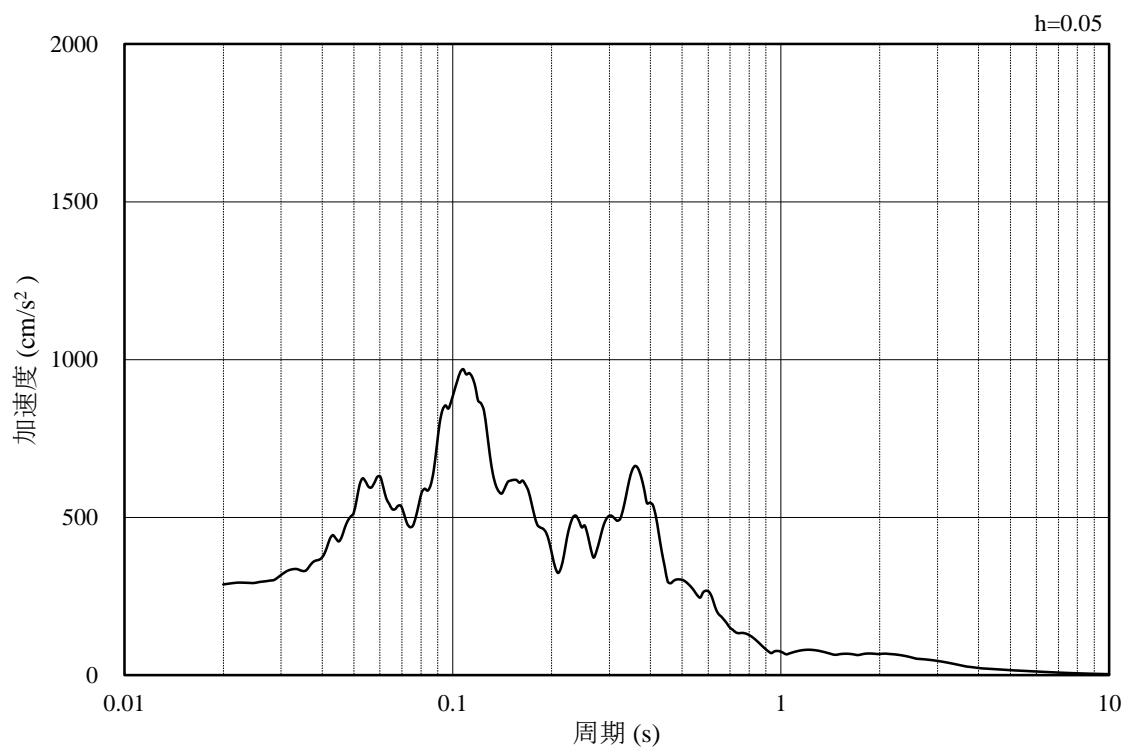


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(水平成分：S s - N 1)

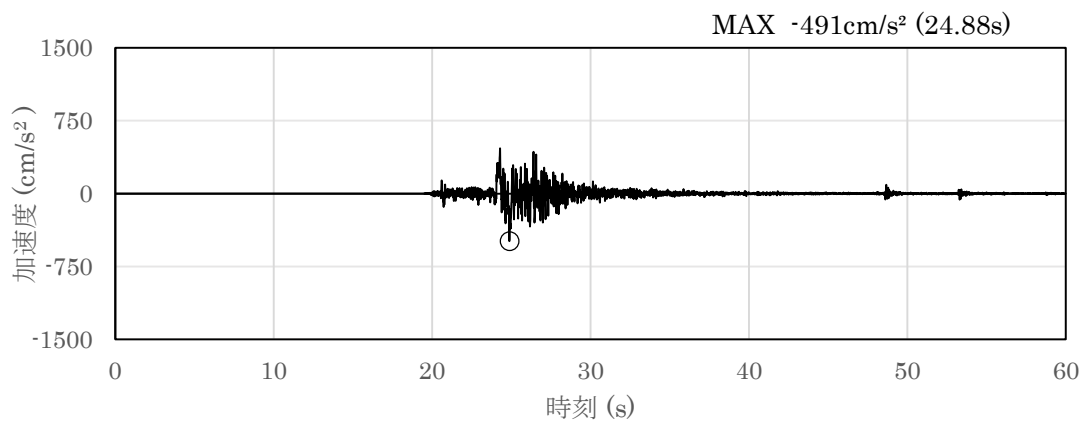


(a) 加速度時刻歴波形

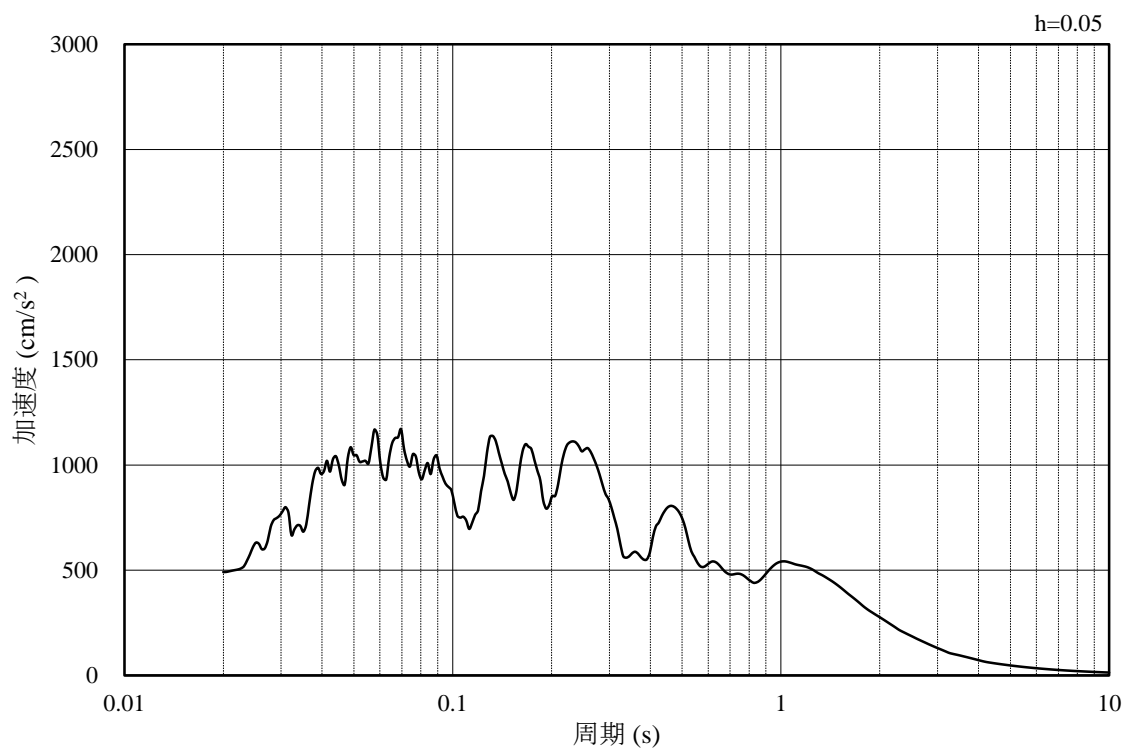


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(鉛直成分：S s - N 1)



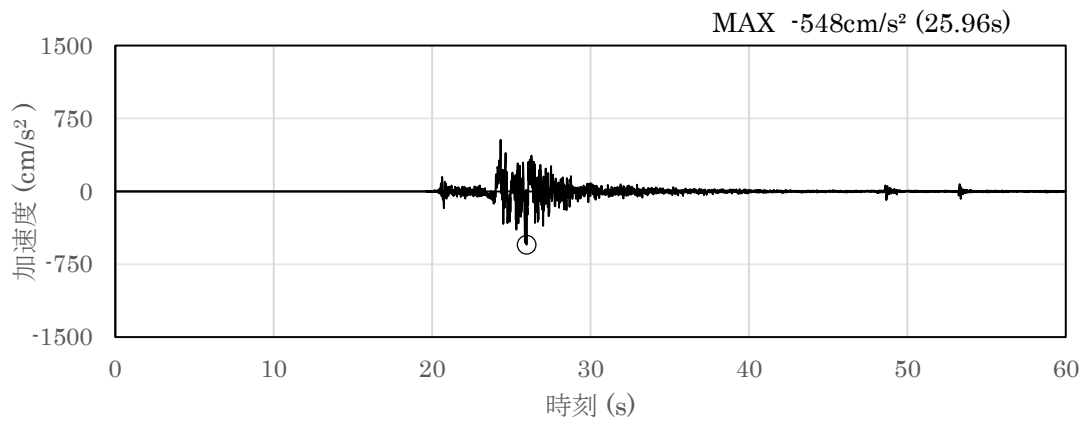
(a) 加速度時刻歴波形



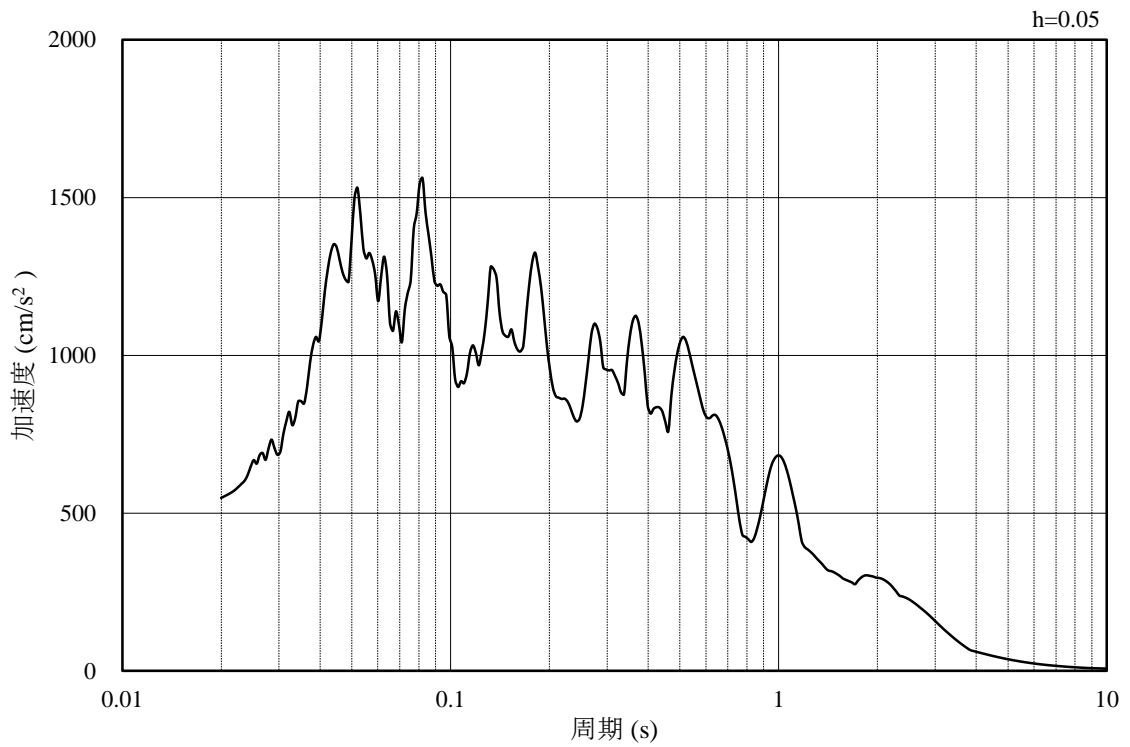
(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(水平成分：S s - N 2, N S 方向)



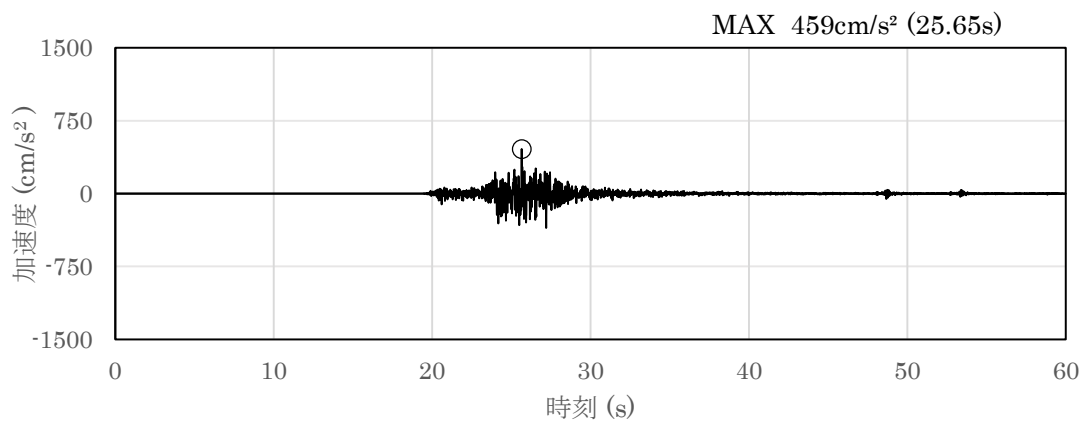


(a) 加速度時刻歴波形

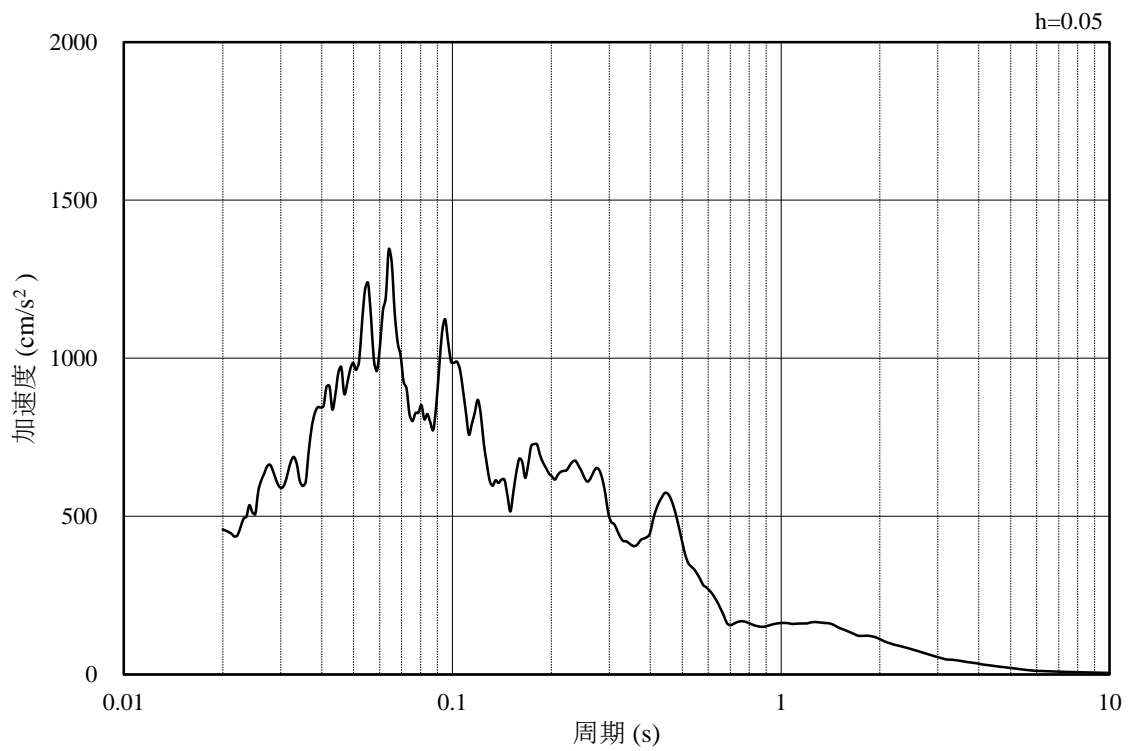


(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(水平成分：S s - N 2, E W方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4—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  
(鉛直成分：S s - N 2)

## 4.2 許容限界の設定

許容限界は、VI-2-別添 4-1「地下水位低下設備の耐震計算の方針」に基づき設定する。

### 4.2.1 構造部材の健全性に対する許容限界

構造部材の健全性に対する許容限界については、「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。

表4-1 構造部材の健全性に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート* <sup>1</sup> f'c <sub>k</sub> = 36 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	19.2
	短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.795
鉄筋	SD490	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (曲げ軸力) * <sup>2</sup>
	SD345	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (曲げ軸力) * <sup>1</sup>

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24年3月）

### 4.2.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-2に示す。

表4-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度	C <sub>M</sub> 級岩盤	9.8

### 4.3 評価方法

#### 4.3.1 鉛直断面の曲げ軸力に対する評価

揚水井戸は直交する2断面（A-A断面（東西方向），B-B断面（南北方向））を解析断面として選定し，2次元全応力解析を実施し部材の設計を行う。揚水井戸の鉛直鉄筋は2次元全応力解析において算出される線形はり要素の発生断面力（曲げ軸力）を用いて2次元静的フレーム解析を実施し，照査を行う。その際，水平2方向及び鉛直方向地震力に対して円筒状立抗の場合は，地震動の加振方向に対して抵抗する部位が明確でない。そこで，円筒状立抗の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントが直交する方向にも同時に作用するものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して，構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。

線形はり要素の鉛直断面設計概念図を図4-15に示す。

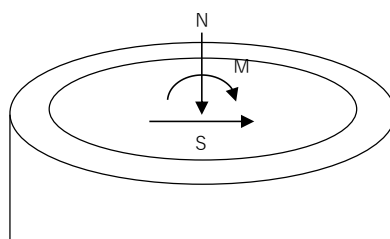


図4-15 線形はり要素の鉛直断面設計概念図

#### 4.3.2 鉛直断面のせん断力に対する評価

2次元全応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力(S)に対しコンクリートの有効断面積( $A_w$ )で抵抗するものとし、せん断力度 $\tau = S/A_w$ が「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）」に示される許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ を超える場合はせん断補強筋が必要となる。

本評価においては、2次元地震応答解析において算出される線形はり要素の発生せん断力を用いて2次元静的フレーム解析を実施し、照査を行い、構造部材の発生せん断力が短期許容せん断力 $V_a$ 以下であることを確認する。

側壁の水平方向の鉄筋の設計は、「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）」に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデルの面内方向のせん断力照査で設計する水平鉄筋と、面外方向の荷重に対する水平断面モデルの曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を面内方向に配置する。これと共に、面外方向のせん断力に対しては、面内方向の2次元鉛直断面モデルと直交する方向（面外方向）の2次元鉛直断面モデルで求められる荷重を水平断面モデルへ与えることによるせん断力照査で設計するせん断補強筋を配置する。

#### 4.3.3 水平断面の曲げ軸力及びせん断力に対する評価

揚水井戸の水平断面については、側壁を線形はり要素によりモデル化した2次元静的フレーム解析に基づき照査を行う。水平断面の評価概念図を図4-16に示す。

地盤と立坑の連成系モデルによる2次元全応力解析の結果に基づき、立坑水平断面の検討では、地震時地盤反力の時刻歴最大時の荷重を作用させる場合（両押し時）と地震時地盤反力の時刻歴最大時の荷重を片側のみ作用させる場合（片押し時）の2つの荷重状態について検討する。

水平断面の設計荷重として、図4-16に示すように、両押し時は、2次元全応力解析により得られる立坑側方の地震時地盤反力の全時刻の最大値を抽出し、最大値発生時刻の荷重を常時荷重と共に作用させる。

片押し時は、両押し時と同じ地震時地盤反力の最大値を立坑平面の片側から最大荷重として常時荷重と共に作用させる。

常時荷重については常時土圧及び静水圧を考慮する。地震時地盤反力を考慮する方向と直交する方向の荷重は、地震時地盤反力を打ち消す効果があるため、常時荷重については、設計断面の適用範囲ごとに最浅部（最小）の常時荷重を算定し、図4-16に示すように、立坑水平断面の2次元静的フレーム解析に用いる。

境界条件については、「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）」に準拠し、単純支持とする。

2次元静的フレーム解析には解析コード「TDAP」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

構造部材の発生断面力（曲げモーメント，軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認する。なお，ここで設計する主鉄筋は，2次元静的フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ応力に対する配筋である。

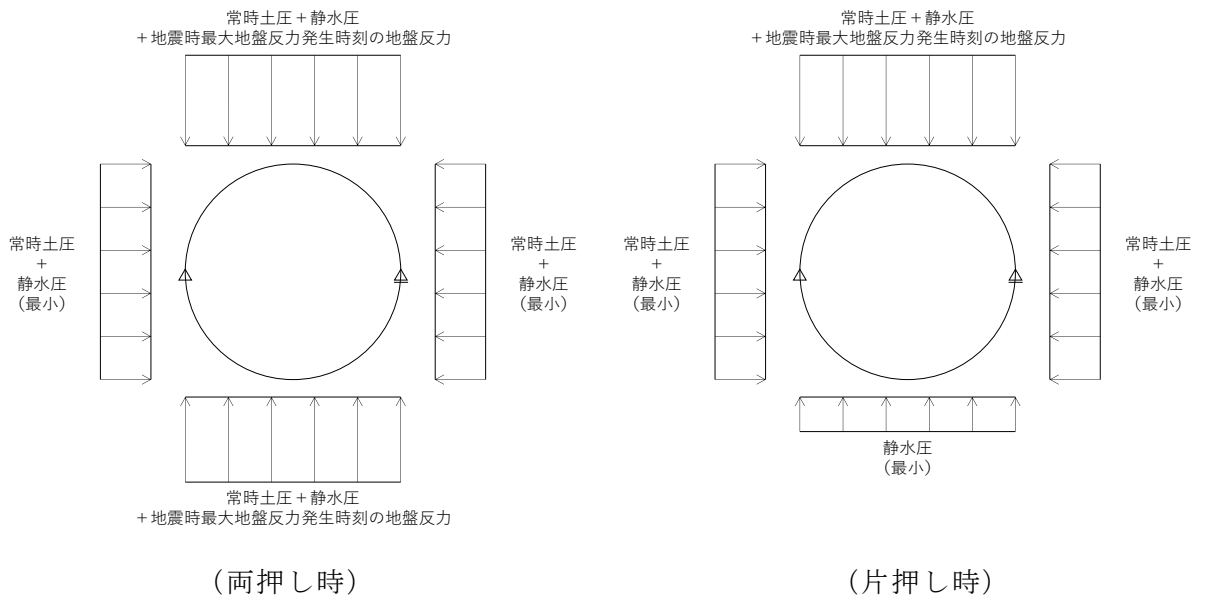
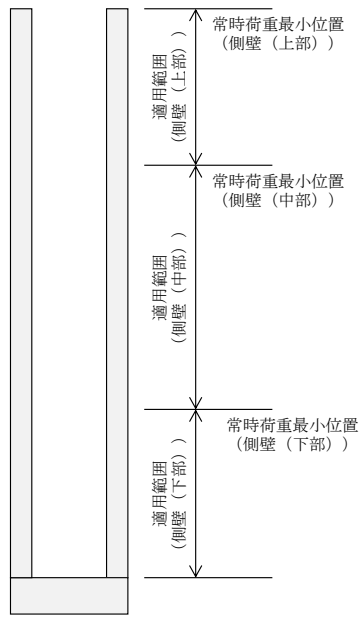


図 4-16 水平断面の評価概念図 (フレーム解析)

#### 4.3.4 水平2方向及び鉛直方向地震力に対する評価

揚水井戸の設計における水平2方向及び鉛直方向地震力に対する耐震安全性は、側壁面内方向の水平鉄筋の配筋量にて確認する。

揚水井戸の側壁における面内方向の水平鉄筋として、2次元地震応答解析（鉛直断面）モデルの側壁面内方向のせん断力に対するせん断補強鉄筋（ $A_{s1}$ ）と、水平断面の2次元静的フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ軸力に対する主鉄筋（ $A_{s2}$ ）は同じ向きの配筋となる。

したがって、 $A_{s1}$ の必要鉄筋量と $A_{s2}$ の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量以上の実配筋量が側壁の面内方向に配置されていることを確認する。

側壁の水平鉄筋の設計イメージを図4-17に示す。

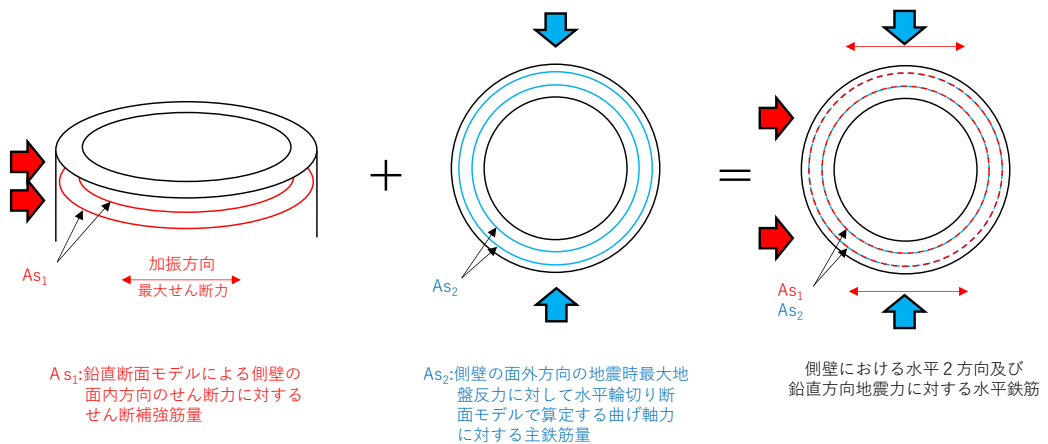


図4-17 側壁の水平鉄筋の設計イメージ



#### 4.3.5 底版に対する耐震評価

底版は接続する側壁の中心間距離をスパンとした単位幅の1方向を考慮し、両端を単純支持とした理論解により設計断面力を算定する。

設計荷重は2次元地震応答解析において、仮想剛はり要素（底面）下面の地盤要素に発生する地震時地盤反力の和が最大となる時刻を抽出し、その時刻における地盤反力を作用させる。また、静水圧も分布荷重として考慮する。

揚水井戸の底版の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。底版評価の概念図を図4-18に示す。

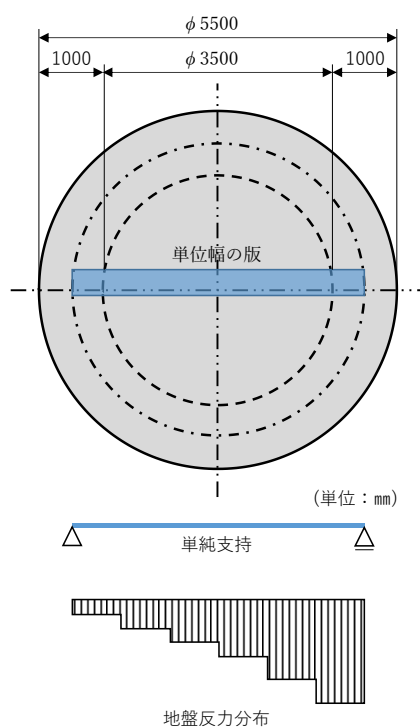


図4-18 底版評価の概念図

#### 4.3.6 側壁と底版の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価

側壁と底版の隅角部には，床版曲げモーメント ( $M_1$ ) が側壁に廻り込む。また側壁が底版に支持される拘束効果により，地震時荷重を面外方向に受けた場合に曲げモーメントが反転する ( $M_2$ )。この現象は2次元地震応答解析において考慮することができないため，側壁と底版の結合部における曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した設計を行う。

底版から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図を図4-19に示す。

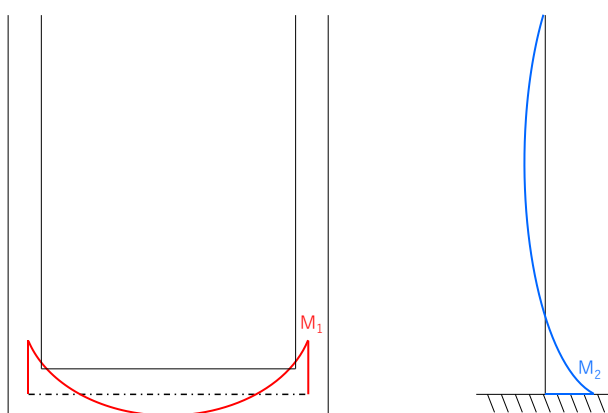


図4-19 底版から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図

側壁と底版を結合することにより底版に発生する端部の曲げモーメント ( $M_1$ ) は、底版両端を固定支持とした理論解により算定する。荷重については、底版の地盤反力の和が最大となる時刻の地盤反力を作用させる。

また、側壁に作用する荷重による、側壁と底版の結合部に発生する曲げモーメント ( $M_2$ ) は、底版と揚水井戸上端をスパンとした単位幅の1方向を考慮した、底版を固定条件、揚水井戸上端をピン支持条件のほりとしてモデル化し、2次元静的フレーム解析により算定する。荷重については、側壁の地盤反力の和が最大となる時刻の地盤反力を作用させる。

底版の端部の曲げモーメント ( $M_1$ ) 及び底版に拘束された側壁に発生する端曲げモーメント ( $M_2$ ) の和を設計曲げモーメントとする。

上記により得られる設計曲げモーメントから鉛直鉄筋の引張応力度 ( $\sigma_{v2}$ ) を算定する。円筒状立抗の曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定 (曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍) して求められた鉛直鉄筋の引張応力度 ( $\sigma_{v1}'$ ) を加算した鉛直鉄筋の引張応力度 ( $\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$ ) が許容限界以下であることを確認する。

## 5. 評価結果

### 5.1 鉛直断面の耐震評価結果

#### 5.1.1 鉛直断面の曲げ軸力に対する評価結果

鉛直断面の曲げ軸力に対する評価位置図を図5-1に示す。鉛直断面におけるコンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力の各評価位置において最も厳しい照査値を表5-1及び表5-2に、その際の断面力（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図5-2に示す。これらの図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。また、コンクリートの曲げ軸力照査結果を表5-3に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表5-4に示す。

揚水井戸の側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及び鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表5-5に示す。

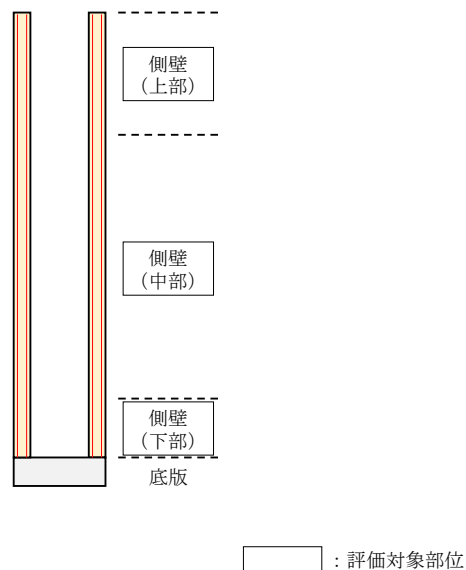


図5-1 評価位置図

表 5-1 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (A-A断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60本(外側) D29×60本(内側)	21216	3124	3.4	19.2	0.18
③	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60本(外側) D35×60本(内側)	18578	5780	2.3	19.2	0.12
①	Ss-N1 (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	22769	14463	2.4	19.2	0.13

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-1 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (B-B断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60本(外側) D29×60本(内側)	14166	1999	2.3	19.2	0.12
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60本(外側) D35×60本(内側)	22814	4609	3.0	19.2	0.16
①	Ss-D (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	26758	16989	2.9	19.2	0.16

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-2 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (A-A断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

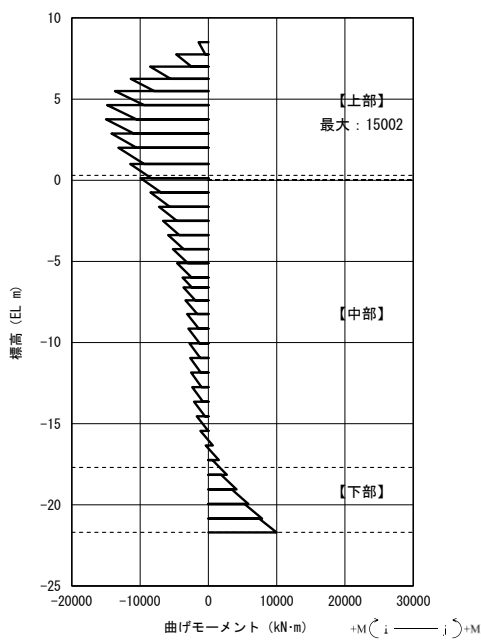
解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	20295	1920	145.4	435	0.34
①	Ss-N1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12519	297	72.8	435	0.17
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	20273	9091	26.8	435	0.07

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

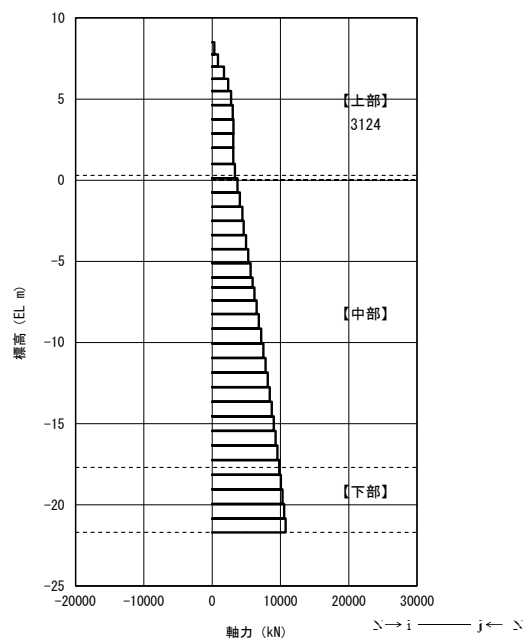
表 5-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (B-B断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	14166	1999	90.7	435	0.21
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	22814	4609	88.7	435	0.21
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	25278	14127	20.2	435	0.05

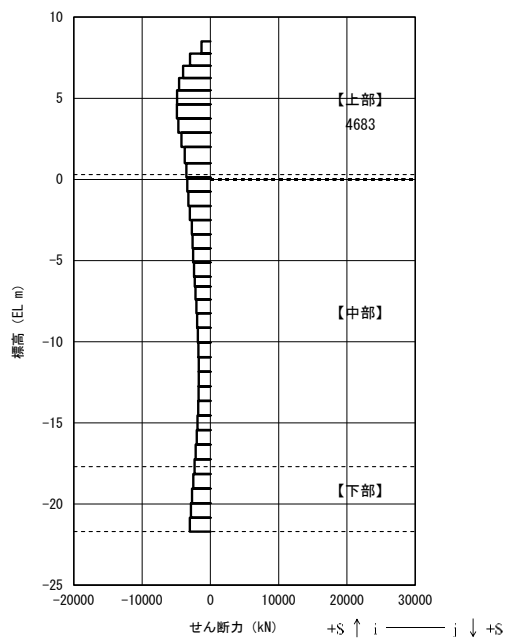
注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載



曲げモーメント図

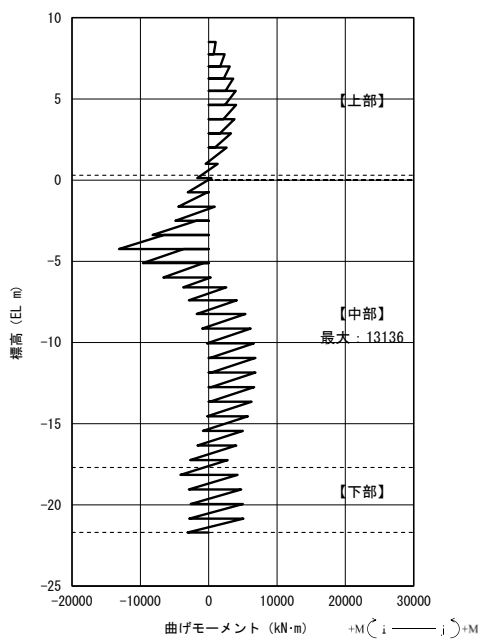


軸力図

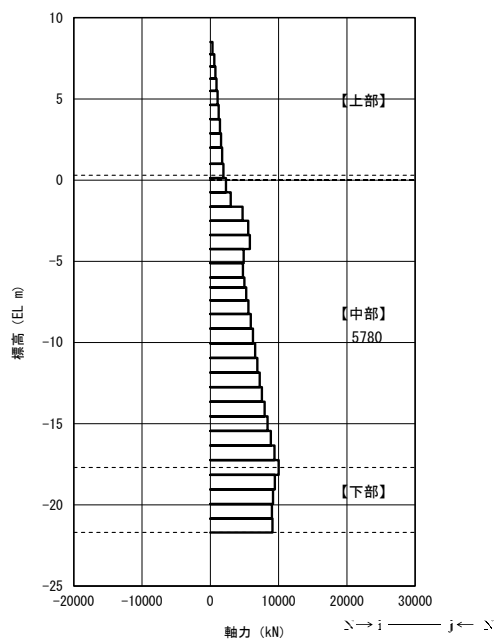


せん断力図

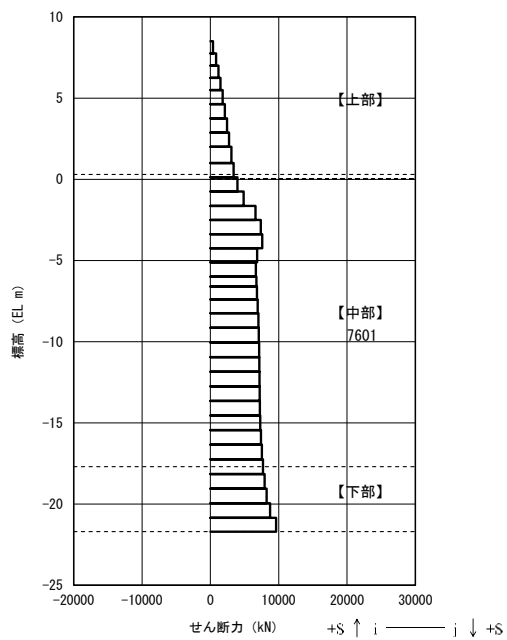
図 5-2 (1) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A 断面, 上部)  
( $S_s - D(-+)$ ,  $t = 10.26 \text{ s}$ ) (解析ケース①)



曲げモーメント図



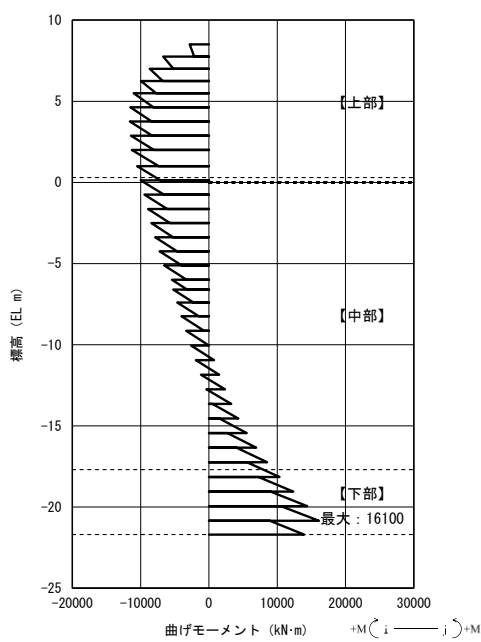
軸力図



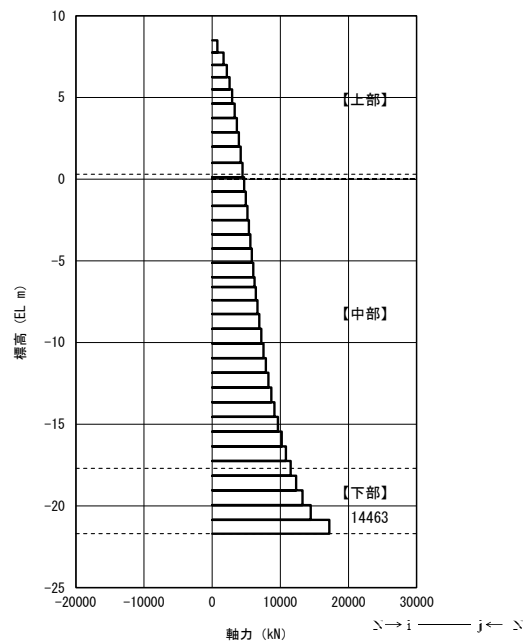
せん断力図

図 5-2 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A 断面, 中部)  
( $S_s - D(-+)$ ,  $t = 8.56 \text{ s}$ ) (解析ケース③)

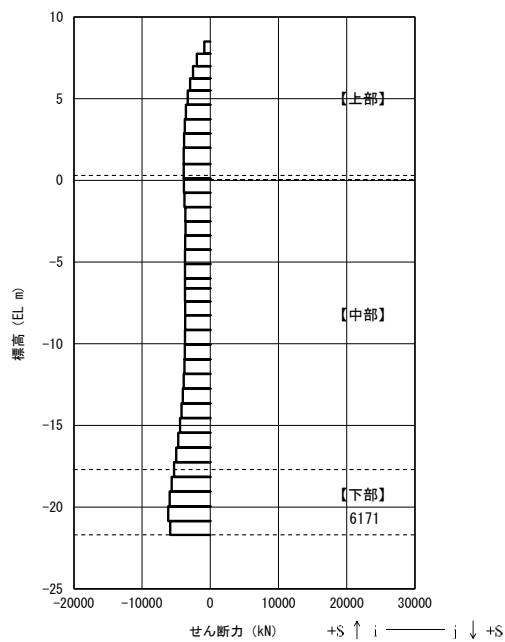




曲げモーメント図

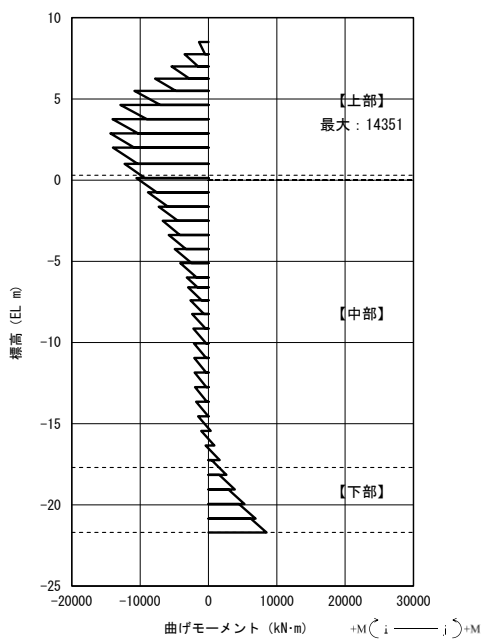


軸力図

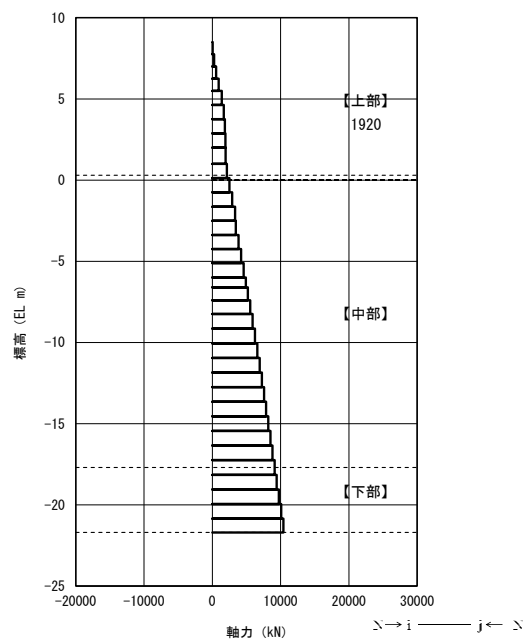


せん断力図

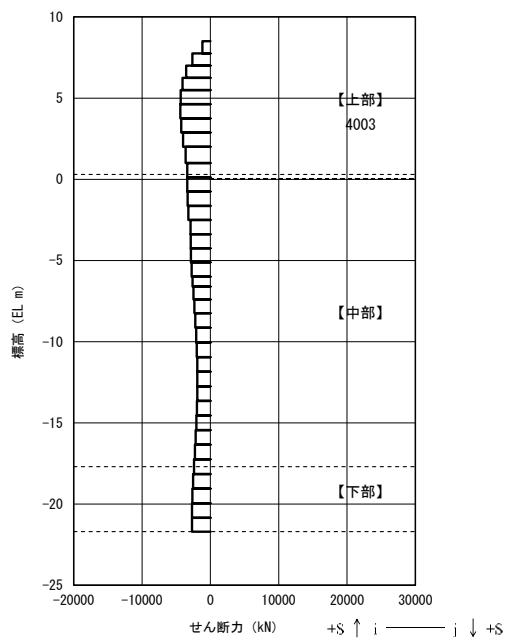
図 5-2 (3) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A 断面, 下部)  
( $S_s - N_1 (-+)$ ,  $t = 7.53 \text{ s}$ ) (解析ケース①)



曲げモーメント図

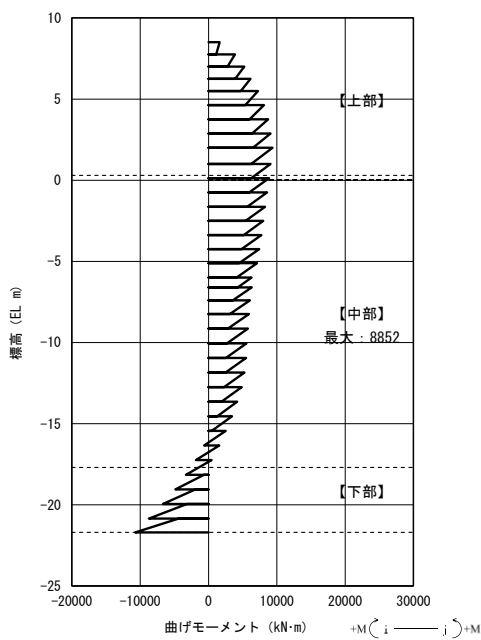


軸力図

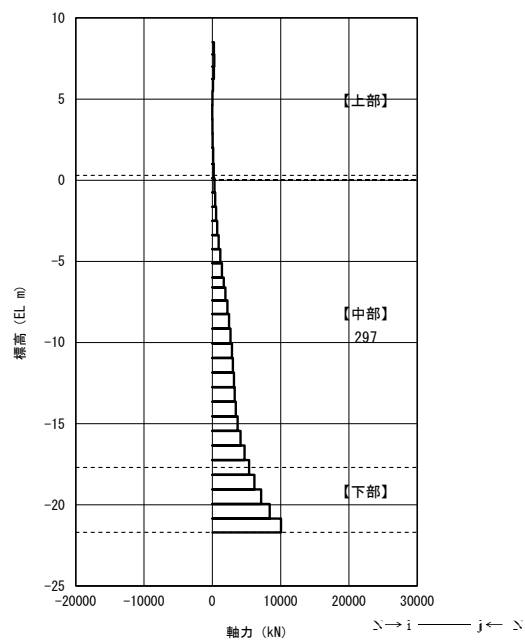


せん断力図

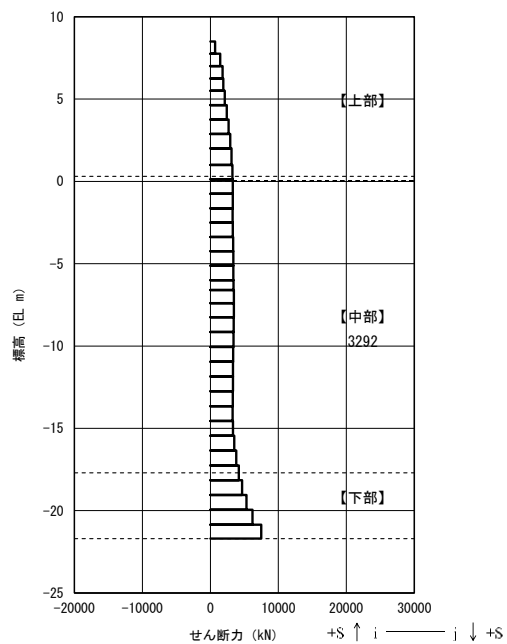
図 5-2 (4) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A 断面, 上部)  
( $S_s - D(-+)$ ,  $t = 10.27 \text{ s}$ ) (解析ケース③)



曲げモーメント図

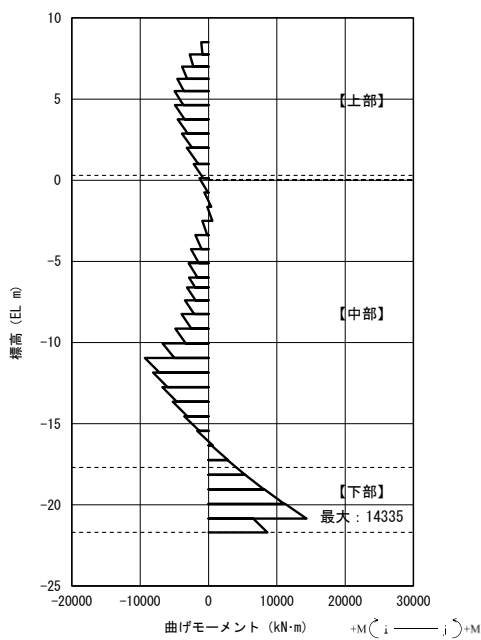


軸力図

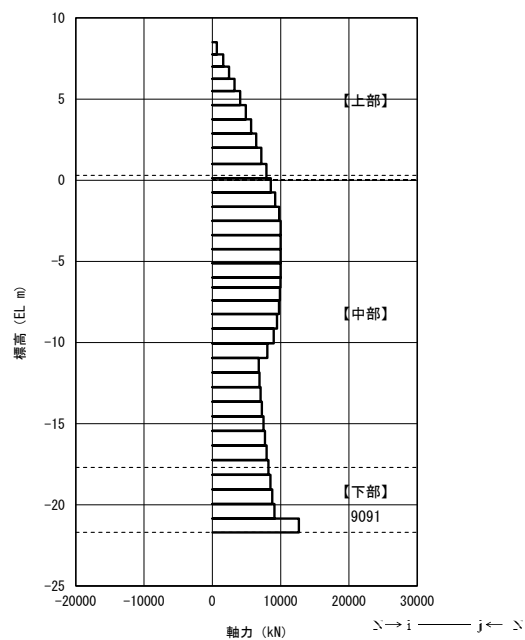


せん断力図

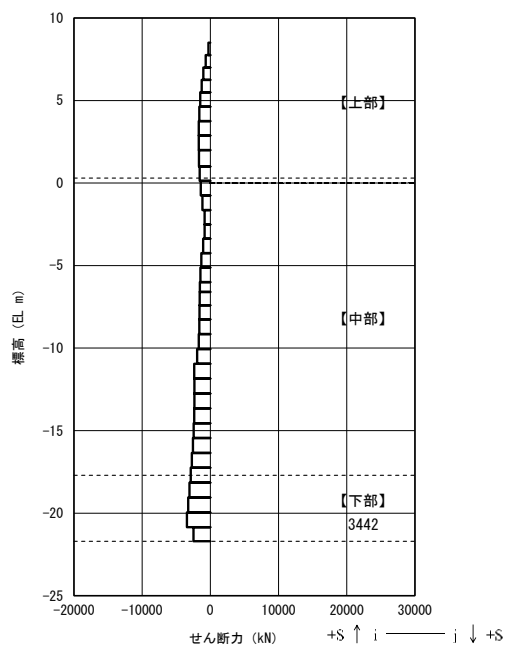
図 5-2 (5) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A 断面, 中部) (S s - N 1 (++) , t = 7.52 s) (解析ケース①)



曲げモーメント図

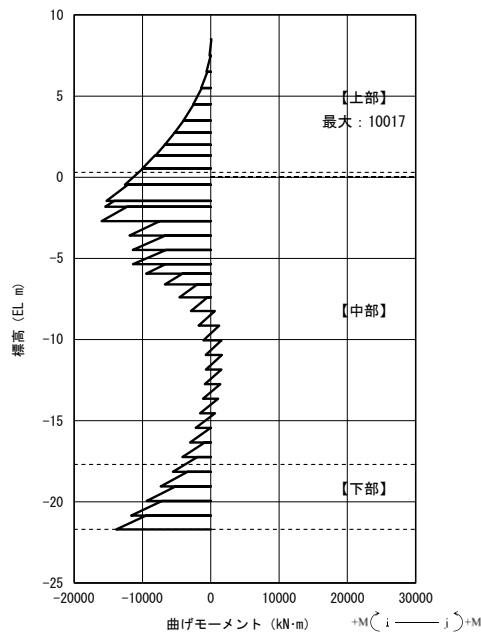


軸力図

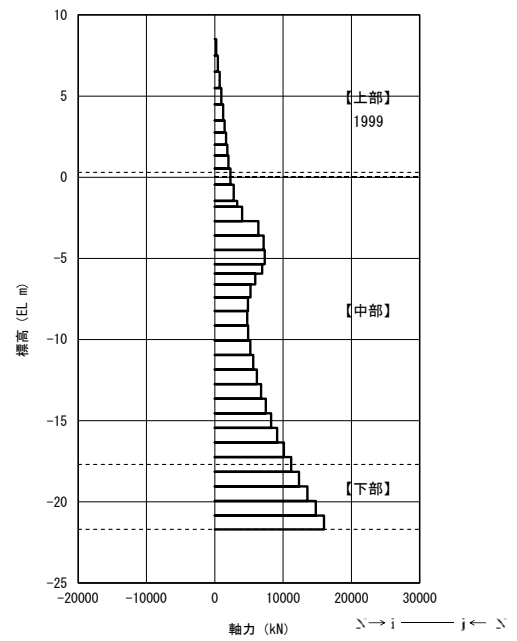


せん断力図

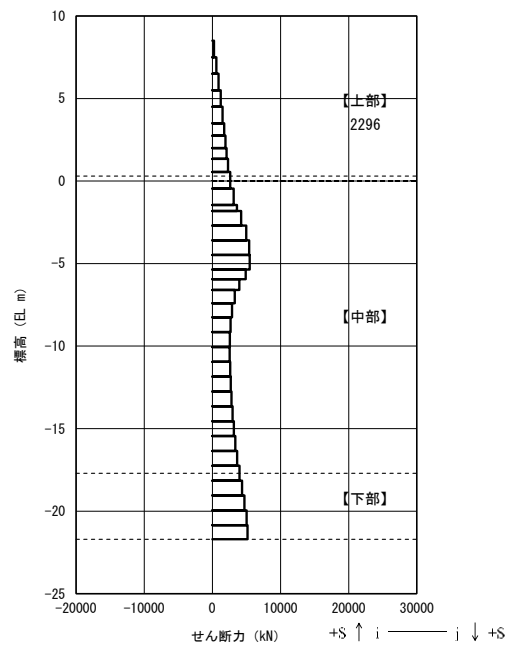
図 5-2 (6) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A 断面, 下部) (S s - D (+), t = 8.59 s) (解析ケース①)



曲げモーメント図

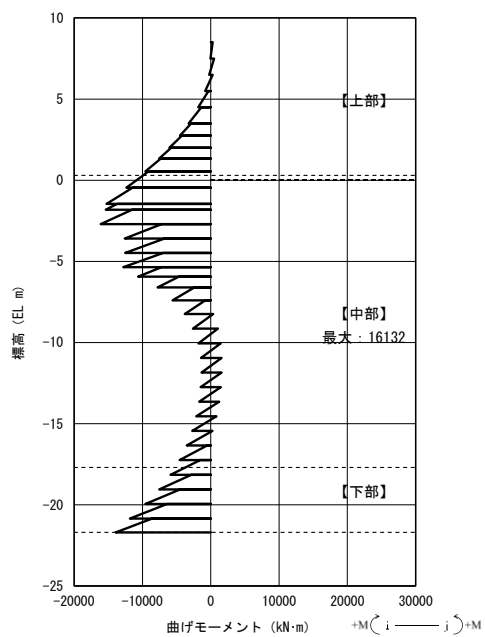


軸力図

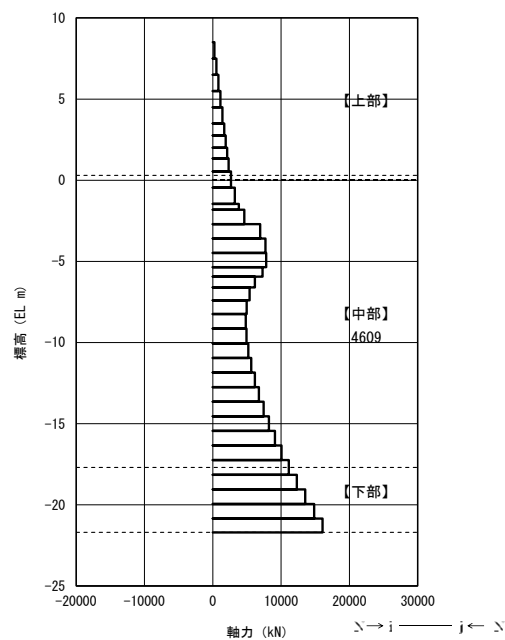


せん断力図

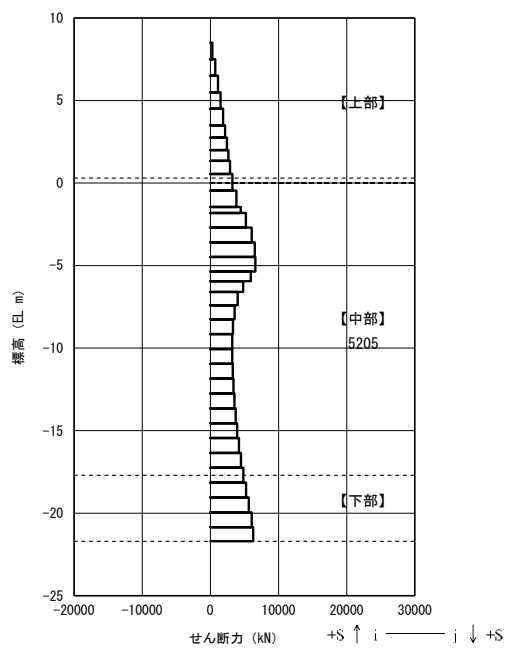
図 5-2 (7) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (B-B 断面, 上部)  
( $S_s - D(-+)$ ,  $t = 8.93$  s) (解析ケース①)



曲げモーメント図

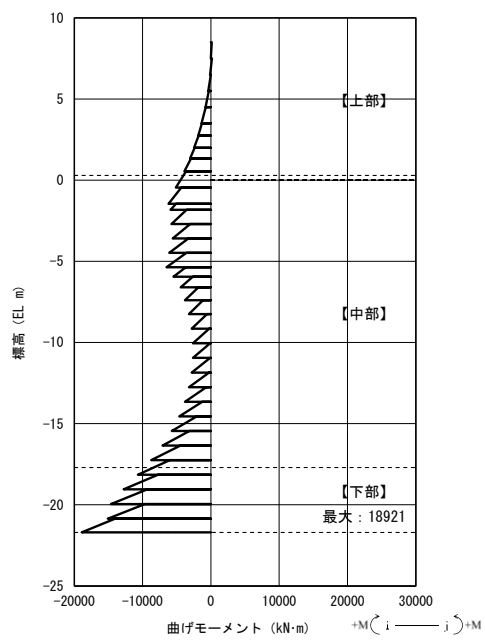


軸力図

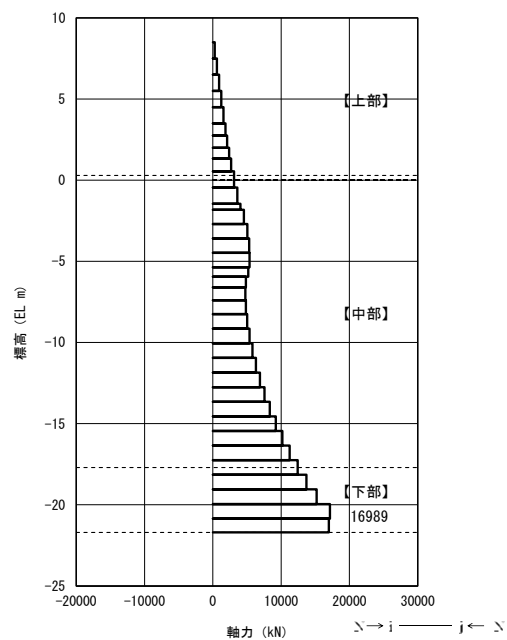


せん断力図

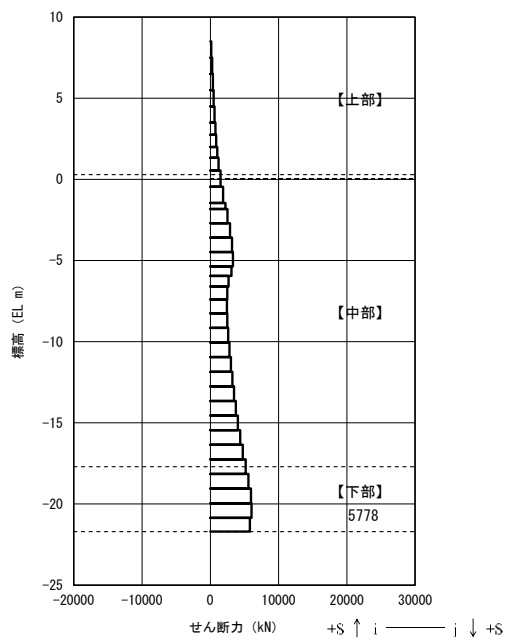
図 5-2 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（B-B断面，中部）  
 (S s - D (-+), t = 8.92 s) (解析ケース①)



曲げモーメント図

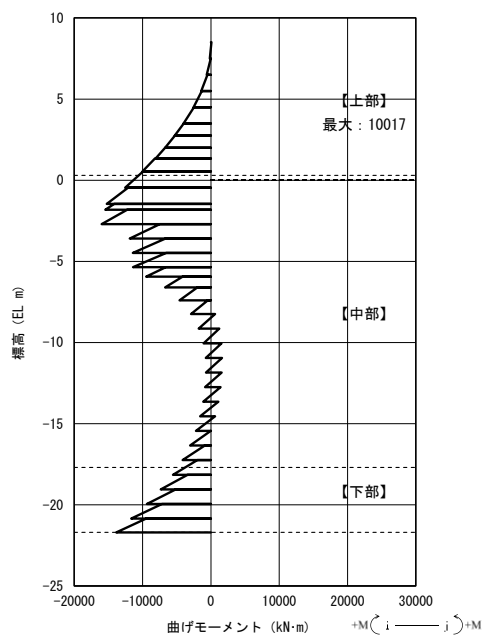


軸力図

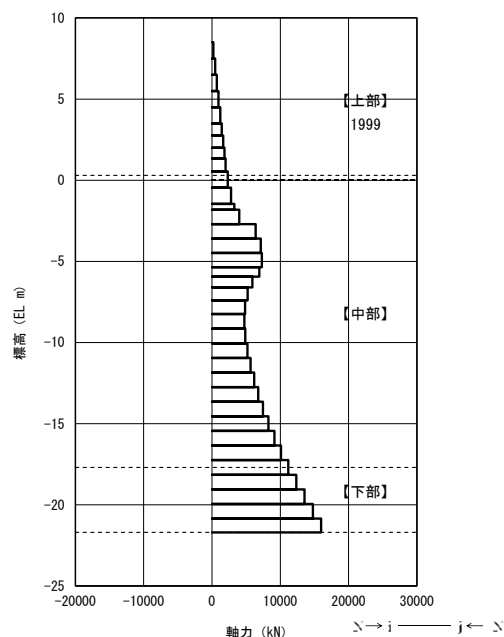


せん断力図

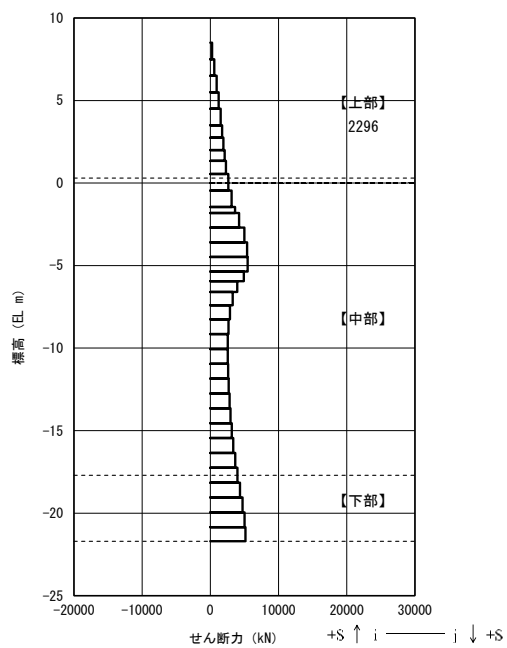
図 5-2 (9) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（B-B断面，下部）  
 (S s - D (++)， t = 9.08 s) (解析ケース①)



曲げモーメント図



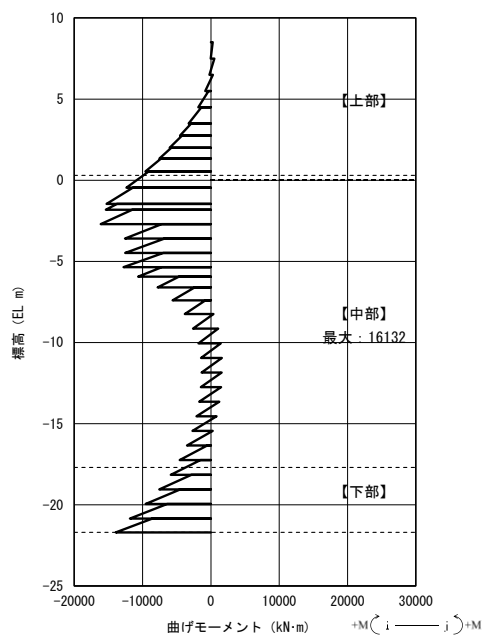
軸力図



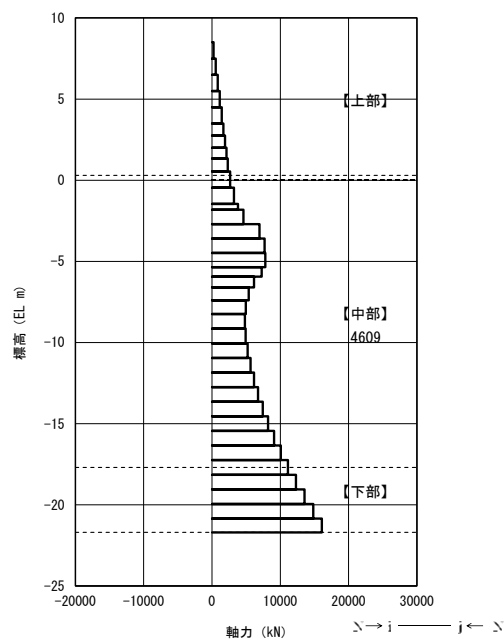
せん断力図

図 5-2 (10) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (B-B断面, 上部) (S s - D (-+), t = 8.93 s) (解析ケース①)

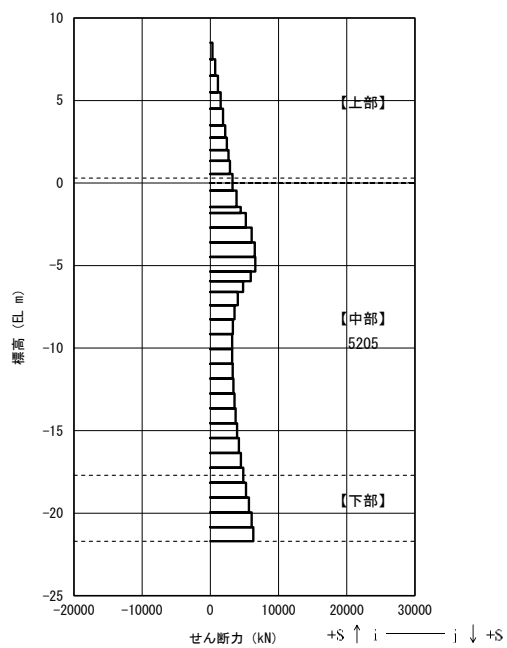




曲げモーメント図

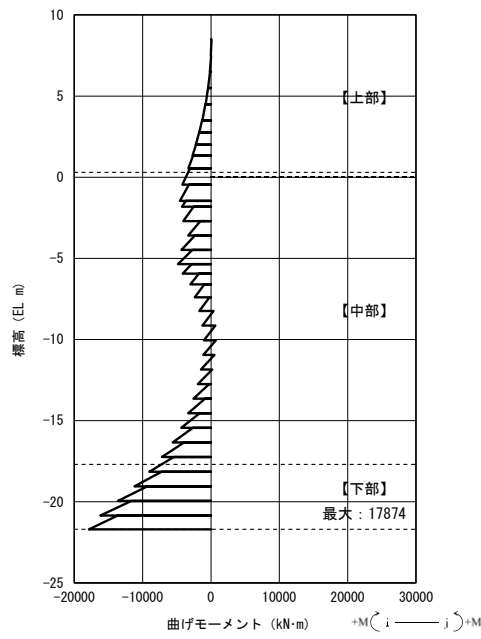


軸力図

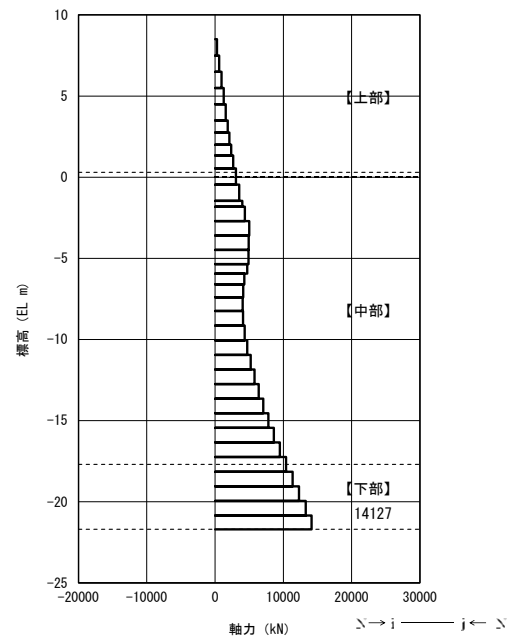


せん断力図

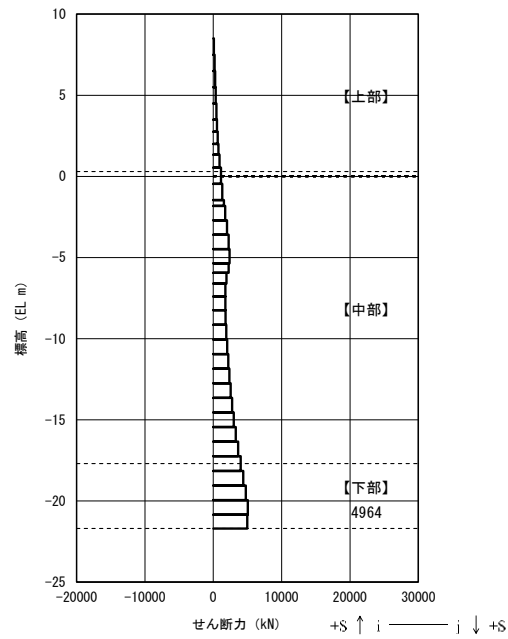
図 5-2 (11) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（B-B断面，中部）  
 (S s - D (-+), t = 8.92 s) (解析ケース①)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5-2 (12) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力（B-B断面，下部）  
 (S s - D (+ -) , t = 9.08 s) (解析ケース①)

表 5-3 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	18045	5236	2.6	19.2	0.14
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	21216	3124	3.4	19.2	0.18
①	Ss-D (+-)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	17638	4664	2.6	19.2	0.14
①	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	17005	5323	2.4	19.2	0.13
①	Ss-F1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	18226	4455	2.7	19.2	0.15
①	Ss-F2 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	11022	1623	1.7	19.2	0.09
①	Ss-N1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	13285	484	2.2	19.2	0.12
①	Ss-N1 (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	17543	3577	2.7	19.2	0.15
①	Ss- N2_NS (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	8250	3956	1.0	19.2	0.06
①	Ss- N2_NS (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	12354	3779	1.8	19.2	0.10
①	Ss- N2_EW (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	10577	2162	1.6	19.2	0.09
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	10622	2193	1.6	19.2	0.09

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18066	8395	2.1	19.2	0.11
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	15151	5774	1.8	19.2	0.10
①	Ss-D (+-)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	14698	6417	1.7	19.2	0.09
①	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	15920	5393	2.0	19.2	0.11
①	Ss-F1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12059	4568	1.5	19.2	0.08
①	Ss-F2 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	15190	17507	2.1	19.2	0.11
①	Ss-N1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12519	297	1.7	19.2	0.09
①	Ss-N1 (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	14680	4490	1.9	19.2	0.10
①	Ss- N2_NS (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	17164	5737	2.1	19.2	0.11
①	Ss- N2_NS (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	8583	7870	1.1	19.2	0.06
①	Ss- N2_EW (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	9204	1929	1.2	19.2	0.07
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	9678	6020	1.1	19.2	0.06

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	19313	12885	2.1	19.2	0.11
①	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	18424	13900	2.0	19.2	0.11
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	20273	9091	2.2	19.2	0.12
①	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	17554	12880	1.9	19.2	0.10
①	Ss-F1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	11150	10948	1.4	19.2	0.08
①	Ss-F2 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	14767	9862	1.6	19.2	0.09
①	Ss-N1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	16945	11369	1.8	19.2	0.10
①	Ss-N1 (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	22769	14463	2.4	19.2	0.13
①	Ss- N2_NS (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	14468	11039	1.6	19.2	0.09
①	Ss- N2_NS (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	11908	9767	1.3	19.2	0.07
①	Ss- N2_EW (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	17335	7856	1.9	19.2	0.10
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60本(外側) D41×60本(内側)	14882	11159	1.6	19.2	0.09

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	21442	4216	3.3	19.2	0.18
②	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12807	4656	1.6	19.2	0.09
②	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	17773	13359	2.0	19.2	0.11

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	20295	1920	3.3	19.2	0.18
③	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18578	5780	2.3	19.2	0.12
③	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	20473	14410	2.2	19.2	0.12

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B 断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	12792	6786	1.6	19.2	0.09
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	14166	1999	2.3	19.2	0.12
①	Ss-D (+-)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	11780	2667	1.8	19.2	0.10
①	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	14468	3698	2.2	19.2	0.12
①	Ss-F1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	7321	3045	1.0	19.2	0.06
①	Ss-F2 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	9971	2220	1.5	19.2	0.08
①	Ss-N1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	15051	4069	2.2	19.2	0.12
①	Ss-N1 (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	4940	4187	0.6	19.2	0.04
①	Ss- N2_NS (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	7514	2006	1.1	19.2	0.06
①	Ss- N2_NS (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	7223	2121	1.0	19.2	0.06
①	Ss- N2_EW (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	10538	9048	1.3	19.2	0.07
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本 (外側) D29×60 本 (内側)	7756	2962	1.1	19.2	0.06

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B 断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18758	5364	2.4	19.2	0.13
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	22814	4609	3.0	19.2	0.16
①	Ss-D (+-)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18670	5682	2.4	19.2	0.13
①	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	19720	5188	2.5	19.2	0.14
①	Ss-F1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11536	4363	1.4	19.2	0.08
①	Ss-F2 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11584	3971	1.4	19.2	0.08
①	Ss-N1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	19146	4829	2.5	19.2	0.14
①	Ss-N1 (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11784	5420	1.4	19.2	0.08
①	Ss- N2_NS (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12398	3502	1.6	19.2	0.09
①	Ss- N2_NS (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	8835	9831	1.2	19.2	0.07
①	Ss- N2_EW (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	14297	3910	1.8	19.2	0.10
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11792	4176	1.5	19.2	0.08

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載



表 5-3 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B 断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	26758	16989	2.9	19.2	0.16
①	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	26015	16538	2.8	19.2	0.15
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	25278	14127	2.7	19.2	0.15
①	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	25993	14765	2.8	19.2	0.15
①	Ss-F1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	14641	11854	1.7	19.2	0.09
①	Ss-F2 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	24871	14997	2.7	19.2	0.15
①	Ss-N1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	13911	19221	2.0	19.2	0.11
①	Ss-N1 (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	22190	14284	2.4	19.2	0.13
①	Ss- N2_NS (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	11108	13131	1.5	19.2	0.08
①	Ss- N2_NS (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	22909	14127	2.5	19.2	0.14
①	Ss- N2_EW (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	19807	14163	2.2	19.2	0.12
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	23642	13512	2.5	19.2	0.14

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	14105	2437	2.2	19.2	0.12
②	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12138	8532	1.4	19.2	0.08
②	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	21393	14352	2.3	19.2	0.12

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-3 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	9289	2597	1.4	19.2	0.08
③	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	20426	8742	2.4	19.2	0.13
③	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	26549	16965	2.9	19.2	0.16

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	18045	5236	73.6	435	0.17
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	21216	3124	133.8	435	0.31
①	Ss-D (+-)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	17638	4664	78.7	435	0.19
①	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	17005	5323	63.7	435	0.15
①	Ss-F1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	18226	4455	86.9	435	0.20
①	Ss-F2 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	11022	1623	69.5	435	0.16
①	Ss-N1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	13285	484	108.1	435	0.25
①	Ss-N1 (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	17543	3577	94.7	435	0.22
①	Ss-N2_NS (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	8250	3956	14.0	435	0.04
①	Ss-N2_NS (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	12354	3779	47.5	435	0.11
①	Ss-N2_EW (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	10577	2162	57.0	435	0.14
①	Ss-N2_EW (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	10622	2193	56.9	435	0.14

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18066	8395	26.9	435	0.07
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	15151	5774	32.6	435	0.08
①	Ss-D (+-)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	14698	6417	25.0	435	0.06
①	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	15920	5393	40.3	435	0.10
①	Ss-F1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12059	4568	26.2	435	0.07
①	Ss-F2 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	15190	17507	0.0	435	0.00
①	Ss-N1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12519	297	72.8	435	0.17
①	Ss-N1 (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	14680	4490	41.7	435	0.10
①	Ss-N2_NS (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	17164	5737	44.2	435	0.11
①	Ss-N2_NS (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	8583	7870	0.4	435	0.01
①	Ss-N2_EW (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	9204	1929	35.1	435	0.09
①	Ss-N2_EW (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	9678	6020	6.2	435	0.02

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	19313	12885	8.6	435	0.02
①	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	18424	13900	4.8	435	0.02
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	20273	9091	26.8	435	0.07
①	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	17554	12880	5.2	435	0.02
①	Ss-F1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	11150	10948	0.0	435	0.00
①	Ss-F2 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	14767	9862	6.6	435	0.02
①	Ss-N1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	16945	11369	7.4	435	0.02
①	Ss-N1 (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	22769	14463	12.2	435	0.03
①	Ss-N2_NS (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	14468	11039	3.6	435	0.01
①	Ss-N2_NS (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	11908	9767	1.9	435	0.01
①	Ss-N2_EW (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	17335	7856	22.5	435	0.06
①	Ss-N2_EW (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	14882	11159	4.0	435	0.01

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	21442	4216	118.2	435	0.28
②	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12807	4656	29.6	435	0.07
②	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	17773	13359	4.7	435	0.02

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	20295	1920	145.4	435	0.34
③	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18578	5780	51.9	435	0.12
③	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	20473	14410	7.4	435	0.02

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	12792	6786	16.1	435	0.04
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	14166	1999	90.7	435	0.21
①	Ss-D (+-)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	11780	2667	59.4	435	0.14
①	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	14468	3698	66.5	435	0.16
①	Ss-F1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	7321	3045	17.4	435	0.04
①	Ss-F2 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	9971	2220	50.9	435	0.12
①	Ss-N1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	15051	4069	65.8	435	0.16
①	Ss-N1 (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	4940	4187	0.7	435	0.01
①	Ss-N2_NS (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	7514	2006	33.2	435	0.08
①	Ss-N2_NS (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	7223	2121	29.1	435	0.07
①	Ss-N2_EW (++)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	10538	9048	1.3	435	0.01
①	Ss-N2_EW (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	7756	2962	21.7	435	0.05

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18758	5364	57.0	435	0.14
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	22814	4609	88.7	435	0.21
①	Ss-D (+-)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	18670	5682	53.4	435	0.13
①	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	19720	5188	64.4	435	0.15
①	Ss-F1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11536	4363	25.1	435	0.06
①	Ss-F2 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11584	3971	28.9	435	0.07
①	Ss-N1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	19146	4829	64.6	435	0.15
①	Ss-N1 (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11784	5420	18.0	435	0.05
①	Ss-N2_NS (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12398	3502	38.1	435	0.09
①	Ss-N2_NS (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	8835	9831	0.0	435	0.00
①	Ss-N2_EW (++)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	14297	3910	45.2	435	0.11
①	Ss-N2_EW (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	11792	4176	28.2	435	0.07

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載



表 5-4 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	26758	16989	14.4	435	0.04
①	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	26015	16538	13.9	435	0.04
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	25278	14127	20.2	435	0.05
①	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	25993	14765	19.9	435	0.05
①	Ss-F1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	14641	11854	2.6	435	0.01
①	Ss-F2 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	24871	14997	15.9	435	0.04
①	Ss-N1 (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	13911	19221	0.0	435	0.00
①	Ss-N1 (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	22190	14284	11.3	435	0.03
①	Ss-N2_NS (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	11108	13131	0.0	435	0.00
①	Ss-N2_NS (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	22909	14127	13.6	435	0.04
①	Ss-N2_EW (++)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	19807	14163	6.6	435	0.02
①	Ss-N2_EW (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	23642	13512	17.8	435	0.05

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース②)

解析ケース	地震動	評価位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	14105	2437	83.1	435	0.20
②	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	12138	8532	4.7	435	0.02
②	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	21393	14352	9.4	435	0.03

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-4 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース③)

解析ケース	地震動	評価位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント* (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29×60 本(外側) D29×60 本(内側)	9289	2597	39.3	435	0.10
③	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35×60 本(外側) D35×60 本(内側)	20426	8742	36.1	435	0.09
③	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D41×60 本(外側) D41×60 本(内側)	26549	16965	13.9	435	0.04

注記\* : 曲げモーメントは直交する方向にも同時に作用するものと仮定して $\sqrt{2}$ 倍した値を記載

表 5-5 断面計算に用いた断面諸元の一覧

評価位置		断面形状						主鉄筋								
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり		有効高		鉄筋 仕様	外面				内面			
				外面 (mm)	内面 (mm)	外面 (mm)	内面 (mm)		径 (mm)	段数	本数 (本)	鉄筋 量 (mm <sup>2</sup> )	径 (mm)	段数	本数 (本)	鉄筋 量 (mm <sup>2</sup> )
側壁	上部	1772	4874	200	200	4463	4463	SD490	29	1	60	38544	29	1	60	38544
	中部	1772	4874	200	200	4463	4463	SD490	35	1	60	57396	35	1	60	57396
	下部	1772	4874	200	200	4463	4463	SD490	41	1	60	80400	41	1	60	80400

### 5.1.2 鉛直断面のせん断力に対する評価結果

鉛直断面のせん断力に対する評価位置を図 5-3 に示す。鉛直断面における鉄筋コンクリートのせん断力の各評価位置において最も厳しい照査値を表 5-6 に、その際の断面力（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図 5-4 に示す。これらの図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。また、鉄筋コンクリートのせん断力照査結果一覧を表 5-7 に示す。

揚水井戸の側壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鉄筋コンクリートのせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5-8 に示す。

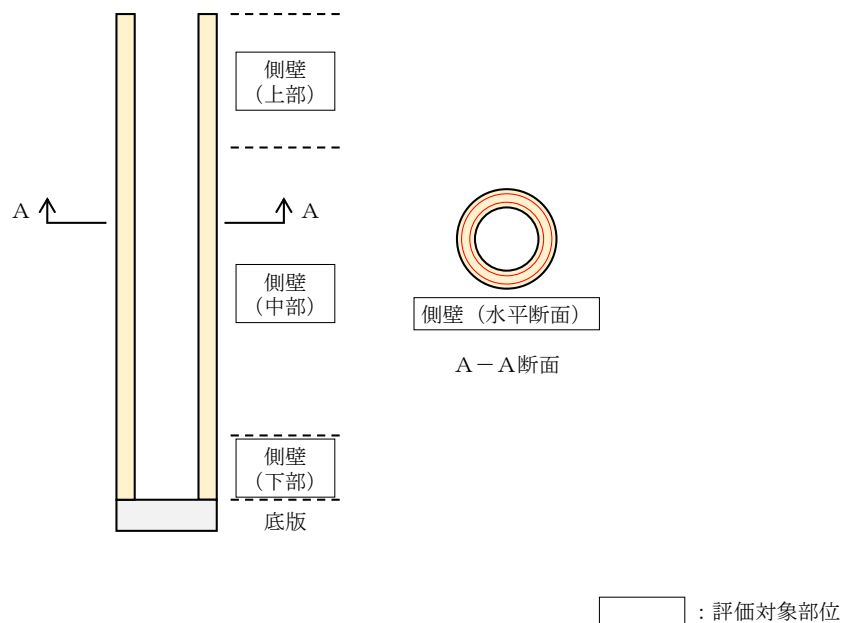


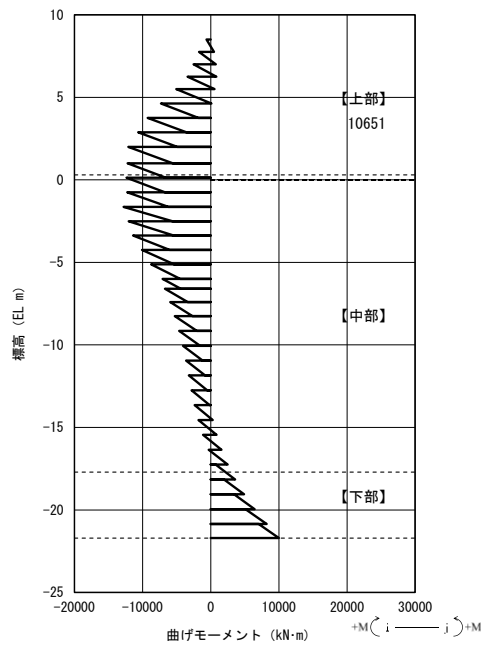
図 5-3 評価位置

表 5-6 (1) せん断力に対する照査結果 (A-A断面)  
 (各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

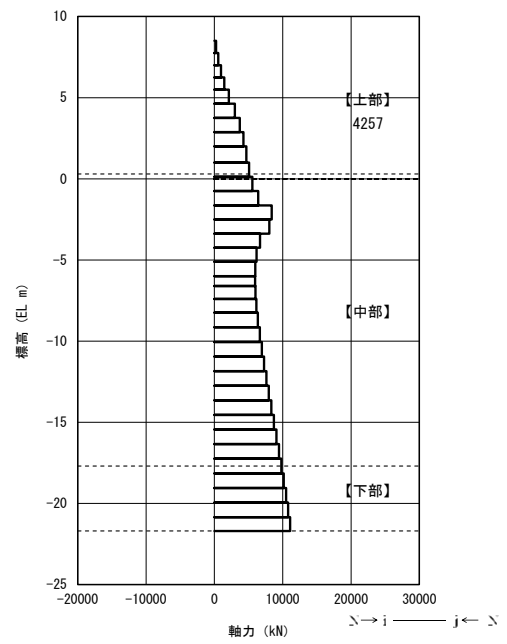
解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	6584	17393	0.38
①	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35@200	9154	24563	0.38
③	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D38@200	11972	28748	0.42

表 5-6 (2) せん断力に対する照査結果 (B-B断面)  
 (各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

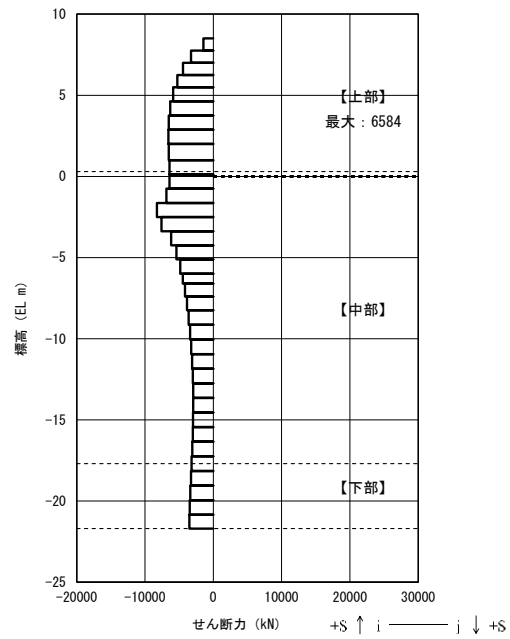
解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
②	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3984	17393	0.23
③	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	7760	24563	0.32
③	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	8877	28748	0.31



曲げモーメント図

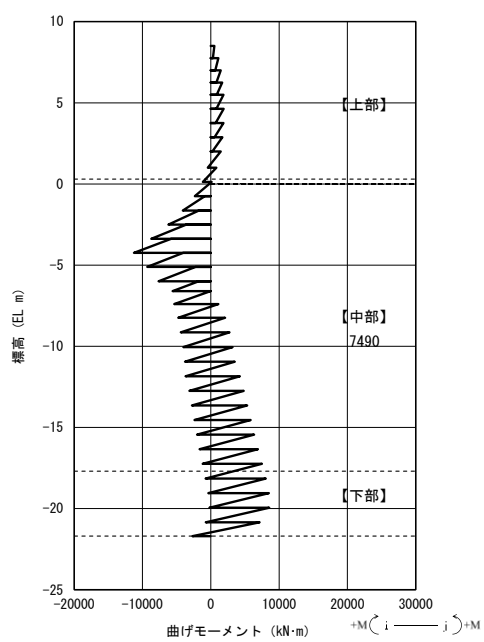


軸力図

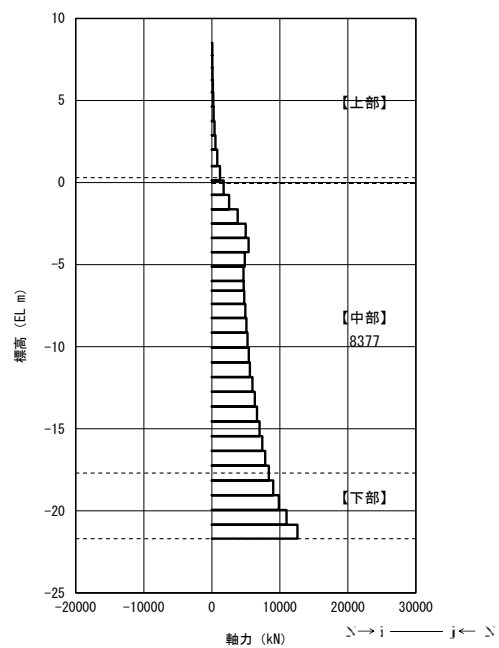


せん断力図

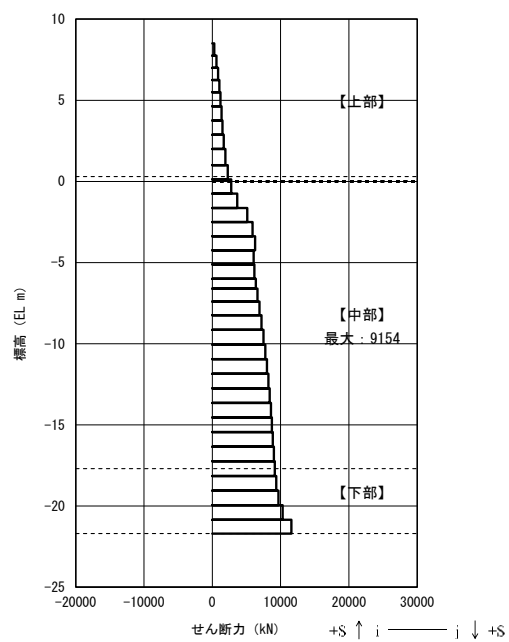
図5-4 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A断面, 上部) (S s - D (++) , t = 30.71 s) (解析ケース①)



曲げモーメント図

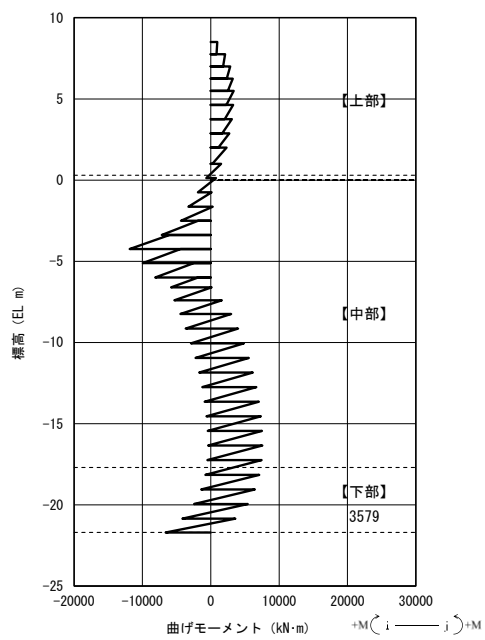


軸力図

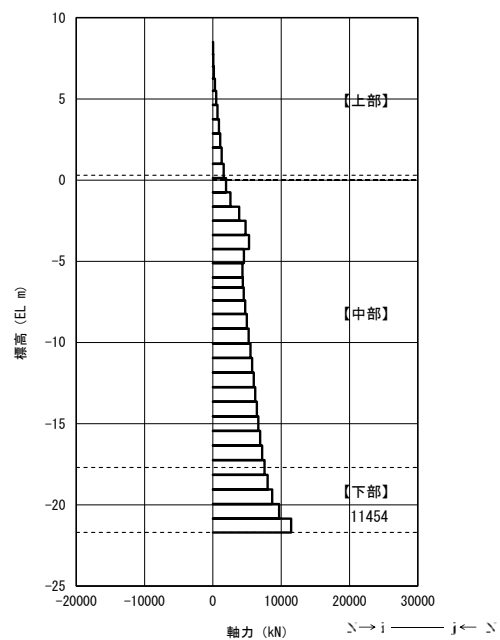


せん断力図

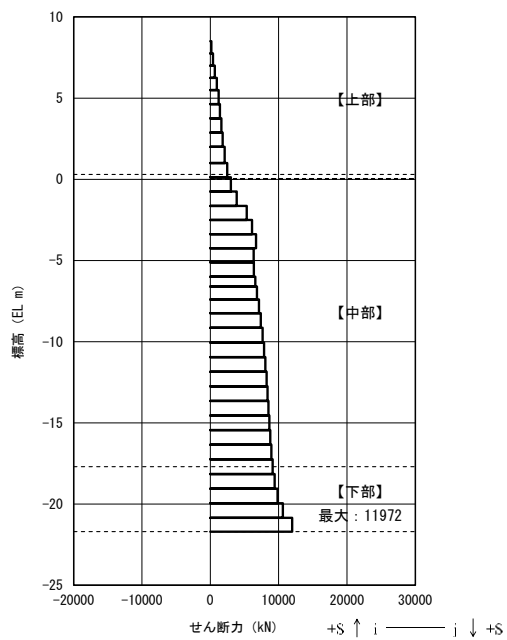
図 5-4 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A断面, 中部) (S s - D (---),  $t = 8.91$  s) (解析ケース①)



曲げモーメント図

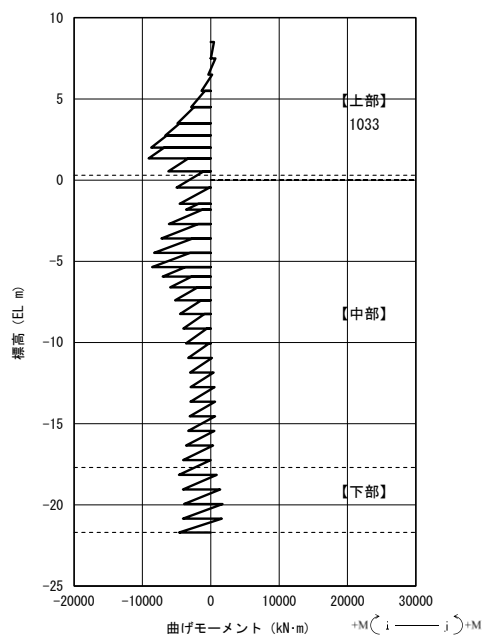


軸力図

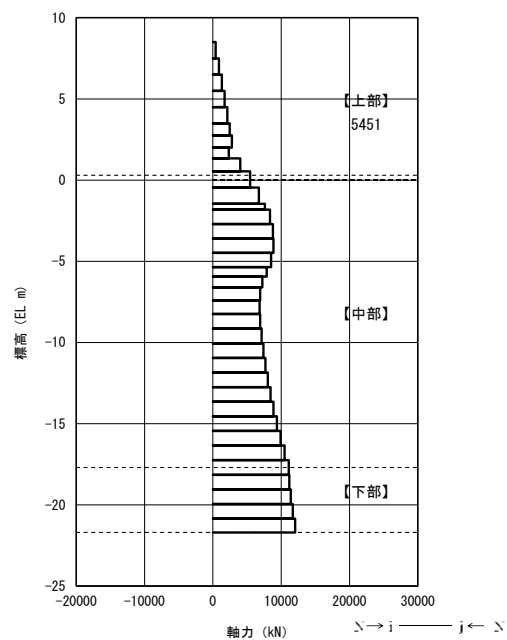


せん断力図

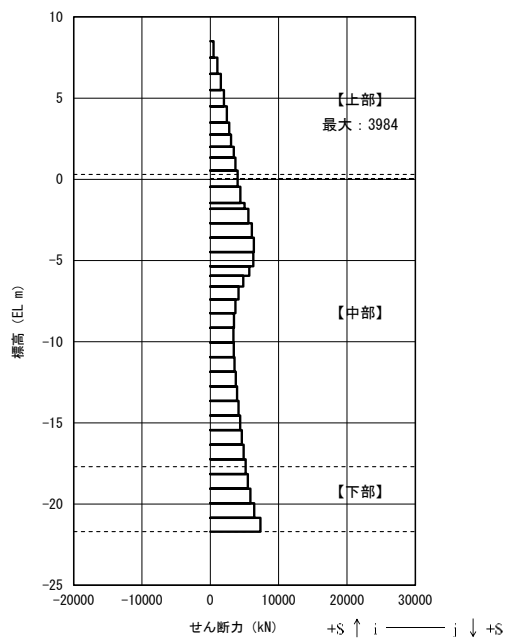
図 5-4 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A断面, 下部) (S s - D (---),  $t = 8.92$  s) (解析ケース③)



曲げモーメント図



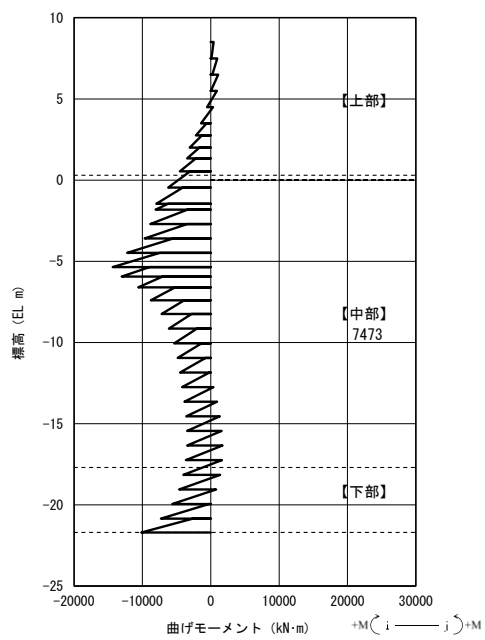
軸力図



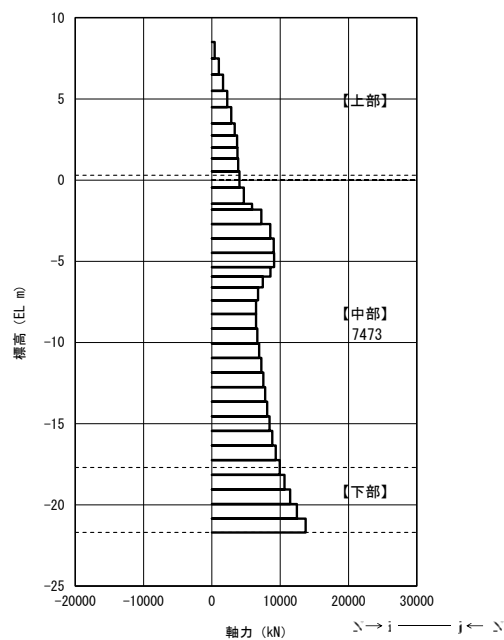
せん断力図

図 5-4 (4) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (B-B 断面, 上部) (S s - D (-+), t = 8.54 s) (解析ケース②)

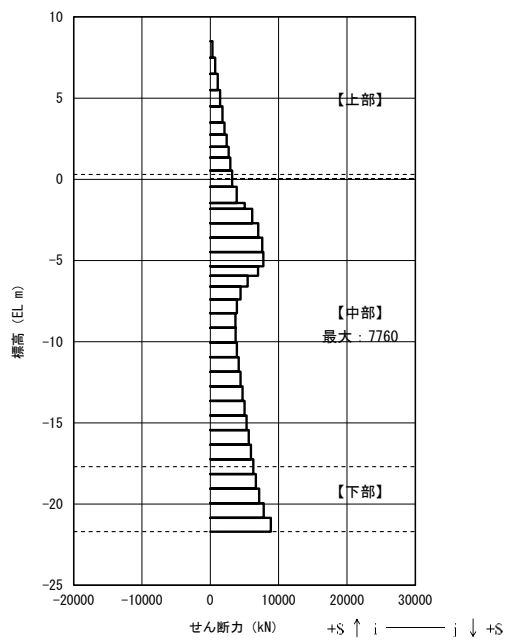




曲げモーメント図

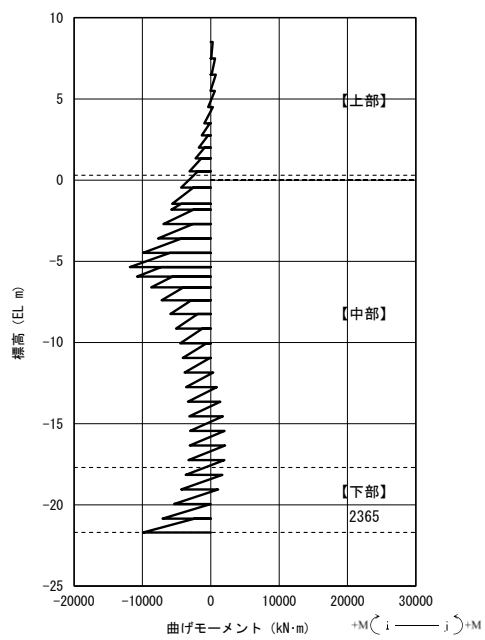


軸力図

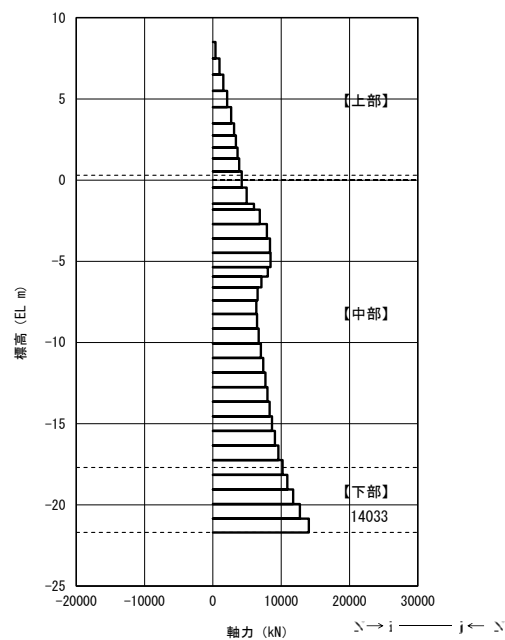


せん断力図

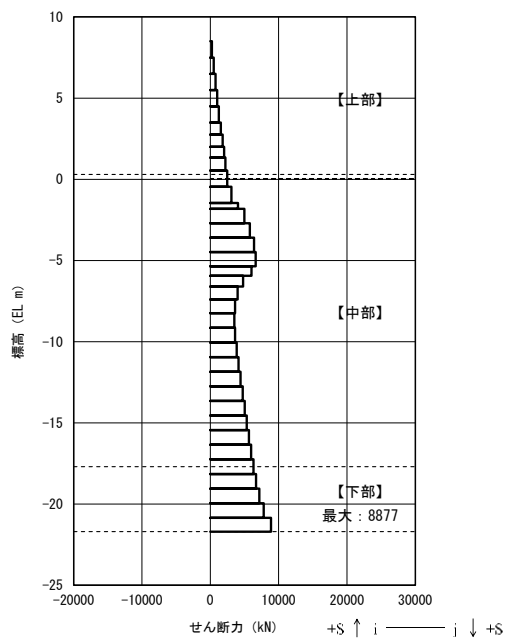
図 5-4 (5) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (B-B断面, 中部) (S s - D (-+),  $t = 8.55 \text{ s}$ ) (解析ケース③)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 5-4 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力 (B-B断面, 下部) (S s - D (-+), t = 8.54 s) (解析ケース③)

表 5-7 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	6584	17393	0.38
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	5371	17393	0.31
①	Ss-D (+-)	上部	1772	4874	4463	D29@200	6001	17393	0.35
①	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29@200	5290	17393	0.31
①	Ss-F1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	4701	17393	0.28
①	Ss-F2 (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3922	17393	0.23
①	Ss-N1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	4304	17393	0.25
①	Ss-N1 (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	5206	17393	0.30
①	Ss- N2_NS (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3884	17393	0.23
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3013	17393	0.18
①	Ss- N2_EW (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3480	17393	0.21
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3465	17393	0.20

表 5-7 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	8330	24563	0.34
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	7513	24563	0.31
①	Ss-D (+-)	中部	1772	4874	4463	D35@200	8711	24563	0.36
①	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35@200	9154	24563	0.38
①	Ss-F1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5427	24563	0.23
①	Ss-F2 (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	7023	24563	0.29
①	Ss-N1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5224	24563	0.22
①	Ss-N1 (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	7292	24563	0.30
①	Ss- N2_NS (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5373	24563	0.22
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	1772	4874	4463	D35@200	6200	24563	0.26
①	Ss- N2_EW (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5070	24563	0.21
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5775	24563	0.24

表 5-7 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	9210	28748	0.33
①	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	9341	28748	0.33
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D38@200	9468	28748	0.33
①	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D38@200	11581	28748	0.41
①	Ss-F1 (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	6967	28748	0.25
①	Ss-F2 (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7830	28748	0.28
①	Ss-N1 (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7487	28748	0.27
①	Ss-N1 (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7951	28748	0.28
①	Ss- N2_NS (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	5844	28748	0.21
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7902	28748	0.28
①	Ss- N2_EW (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	5975	28748	0.21
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7295	28748	0.26

表 5-7 (4) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
②	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29@200	5554	17393	0.32
②	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35@200	7918	24563	0.33
②	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D38@200	10145	28748	0.36

表 5-7 (5) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29@200	4716	17393	0.28
③	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35@200	9130	24563	0.38
③	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D38@200	11972	28748	0.42

表 5-7 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B 断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3103	17393	0.18
①	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3825	17393	0.22
①	Ss-D (+-)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3016	17393	0.18
①	Ss-D (--)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3682	17393	0.22
①	Ss-F1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	2216	17393	0.13
①	Ss-F2 (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	2691	17393	0.16
①	Ss-N1 (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3258	17393	0.19
①	Ss-N1 (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	1995	17393	0.12
①	Ss- N2_NS (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	2317	17393	0.14
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	1772	4874	4463	D29@200	2475	17393	0.15
①	Ss- N2_EW (++)	上部	1772	4874	4463	D29@200	2627	17393	0.16
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	2230	17393	0.13

表 5-7 (7) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	6066	24563	0.25
①	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	7056	24563	0.29
①	Ss-D (+-)	中部	1772	4874	4463	D35@200	6316	24563	0.26
①	Ss-D (--)	中部	1772	4874	4463	D35@200	6657	24563	0.28
①	Ss-F1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	4182	24563	0.18
①	Ss-F2 (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5120	24563	0.21
①	Ss-N1 (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5613	24563	0.23
①	Ss-N1 (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	3857	24563	0.16
①	Ss- N2_NS (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	4758	24563	0.20
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	1772	4874	4463	D35@200	4230	24563	0.18
①	Ss- N2_EW (++)	中部	1772	4874	4463	D35@200	5224	24563	0.22
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	4371	24563	0.18



表 5-7 (8) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B 断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7200	28748	0.26
①	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7932	28748	0.28
①	Ss-D (+-)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7193	28748	0.26
①	Ss-D (--)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7738	28748	0.27
①	Ss-F1 (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	4543	28748	0.16
①	Ss-F2 (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	6299	28748	0.22
①	Ss-N1 (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7834	28748	0.28
①	Ss-N1 (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	5433	28748	0.19
①	Ss- N2_NS (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	5687	28748	0.20
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	1772	4874	4463	D38@200	6026	28748	0.21
①	Ss- N2_EW (++)	下部	1772	4874	4463	D38@200	5583	28748	0.20
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	5370	28748	0.19

表 5-7 (9) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
②	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3984	17393	0.23
②	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	6359	24563	0.26
②	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	7814	28748	0.28

表 5-7 (10) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	Ss-D (-+)	上部	1772	4874	4463	D29@200	3355	17393	0.20
③	Ss-D (-+)	中部	1772	4874	4463	D35@200	7760	24563	0.32
③	Ss-D (-+)	下部	1772	4874	4463	D38@200	8877	28748	0.31

表 5-8 断面計算に用いた断面諸元の一覧

評価位置		断面形状						せん断補強筋				
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり		有効高		鉄筋 仕様	径 (mm)	段数	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
				外面 (mm)	内面 (mm)	外面 (mm)	内面 (mm)					
側 壁	上部	1772	4874	200	200	4463	4463	SD345	29	2	200	2569.6
	中部	1772	4874	200	200	4463	4463	SD345	35	2	200	3826.4
	下部	1772	4874	200	200	4463	4463	SD345	38	2	200	4560.0

## 5.2 水平断面の耐震評価結果

### 5.2.1 水平断面の曲げ軸力に対する評価結果

水平断面の曲げ軸力に対する評価位置図を図5-5に示す。水平断面におけるコンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力の各評価位置において最も厳しい照査値を表5-9及び表5-10に、その際の断面力（曲げモーメント，軸力）を図5-6に示す。これらの図は，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。また，コンクリートの曲げ軸力照査結果を表5-11に，鉄筋の曲げ軸力照査結果を表5-12に示す。

揚水井戸の側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及び鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表5-13に示す。

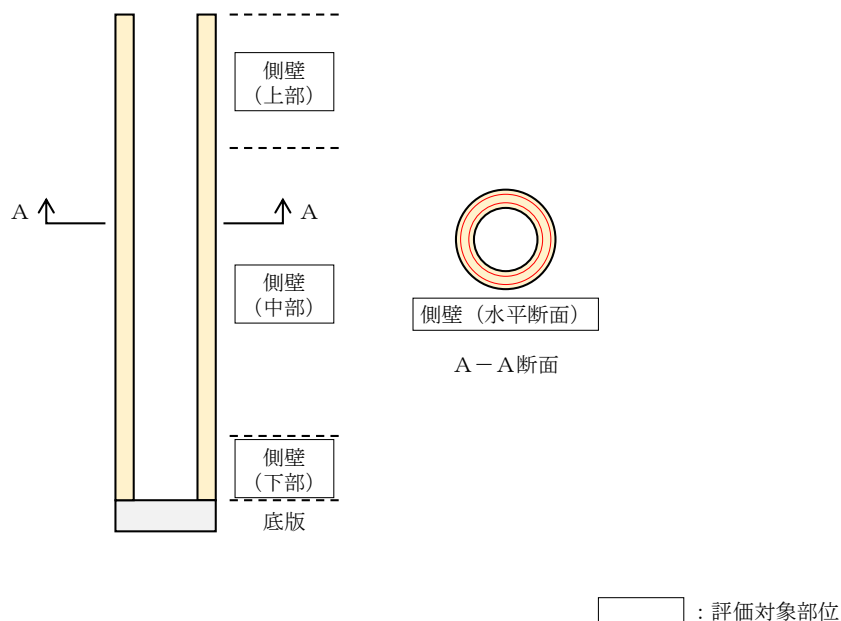


図5-5 評価位置図

表 5-9 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (A-A断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	531	1043	5.5	19.2	0.29
③	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	731	624	7.1	19.2	0.37
③	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	477	1027	4.2	19.2	0.22

表 5-9 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (B-B断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

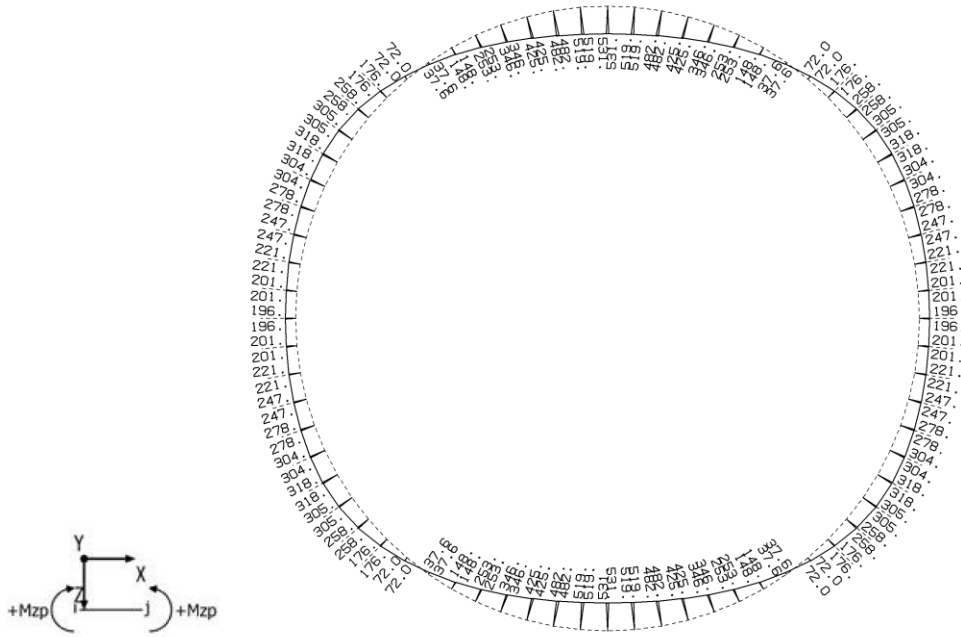
解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	48	127	0.5	19.2	0.03
③	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	670	598	6.5	19.2	0.34
③	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	279	697	2.4	19.2	0.13

表 5-10 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (A-A断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

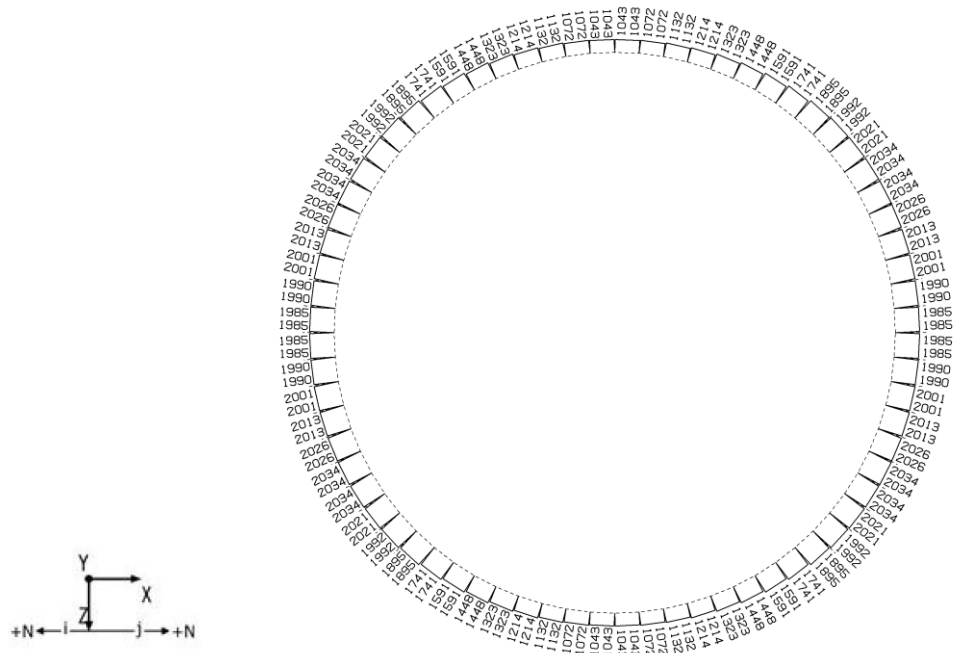
解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	531	1043	76.6	294	0.27
③	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	731	624	152.9	294	0.53
③	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	477	1027	38.8	294	0.14

表 5-10 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (B-B断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss- N2_NS (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	-29	47	12.7	294	0.05
③	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	670	598	137.5	294	0.47
③	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	279	697	16.9	294	0.06

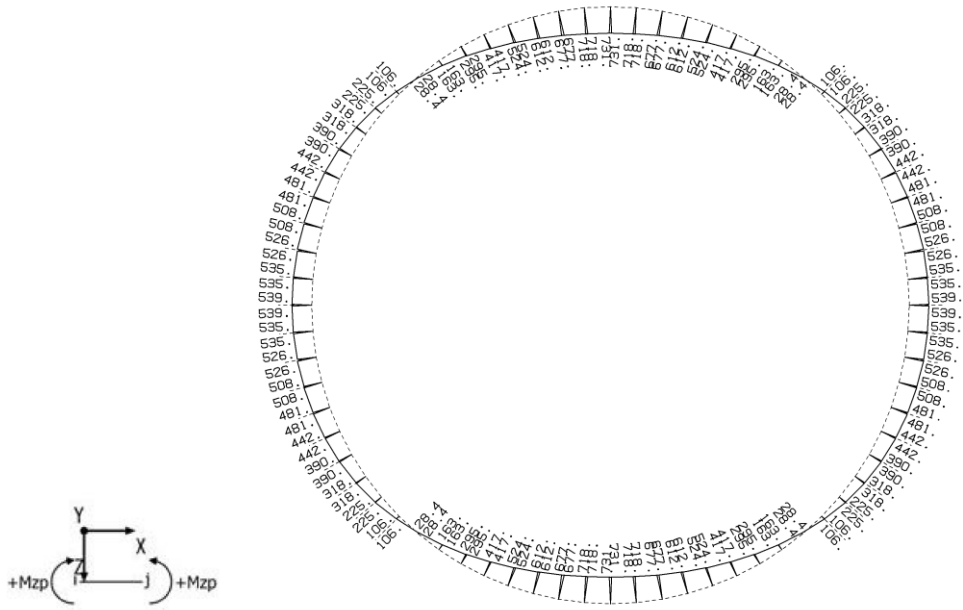


(曲げモーメント (kN・m/m))

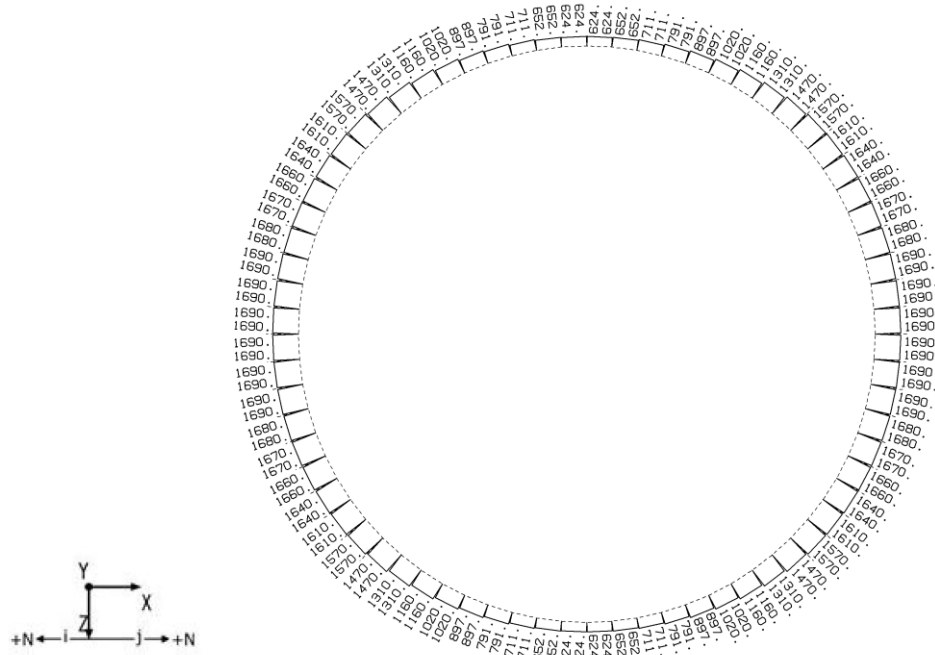


(軸力 (kN/m))

図 5-6 (1) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A断面, 上部, S s - N 1 (++) , t = 7.58 s) (解析ケース③)

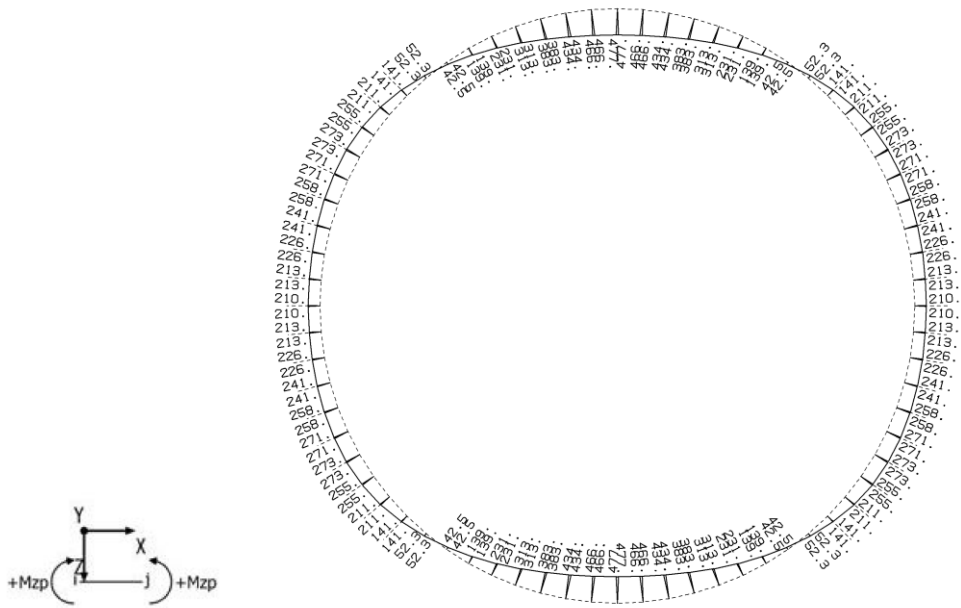


(曲げモーメント (kN・m/m))

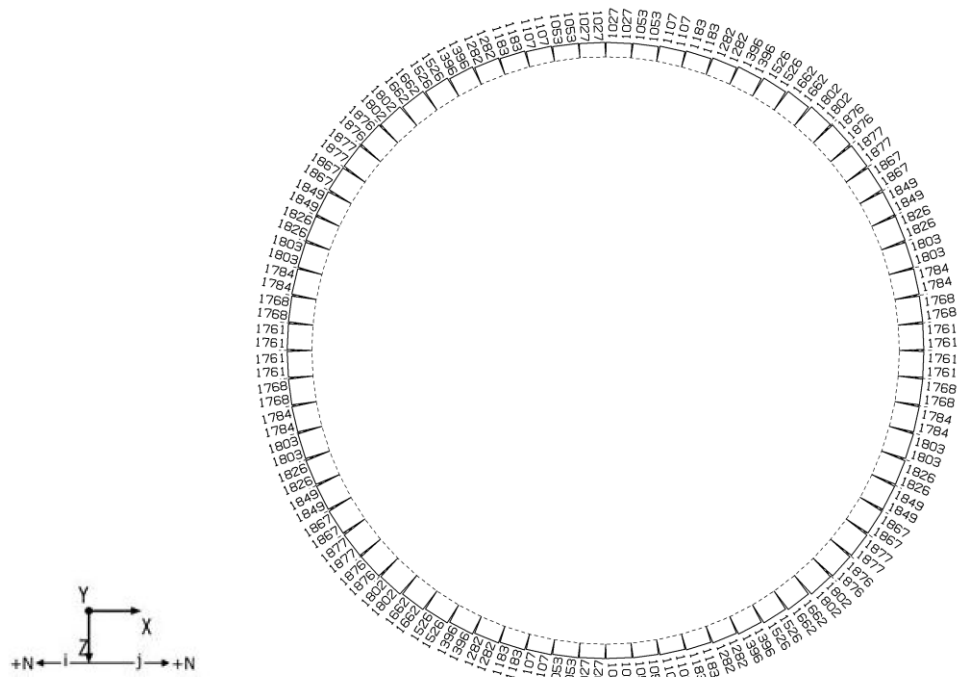


(軸力 (kN/m))

図 5-6 (2) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (A-A断面, 中部, S s - N 1 (++) , t = 7.60 s) (解析ケース③)



(曲げモーメント (kN・m/m))



(軸力 (kN/m))

図 5-6 (3) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力  
(A-A断面, 下部,  $S_s - N1$  (++) ,  $t = 7.61$  s) (解析ケース③)



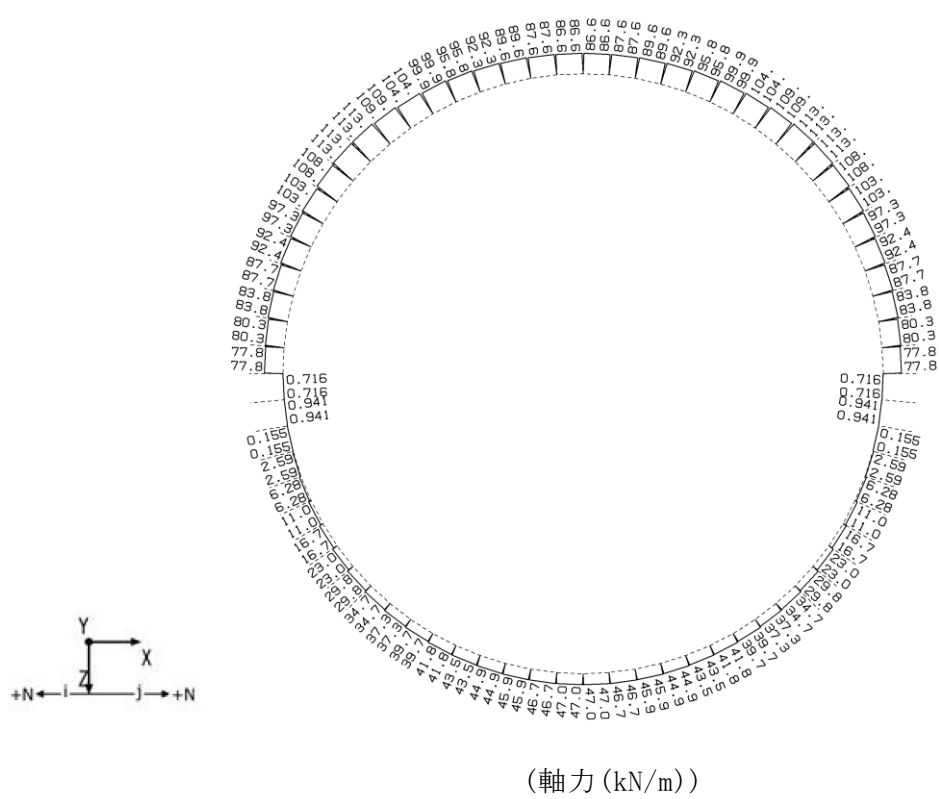
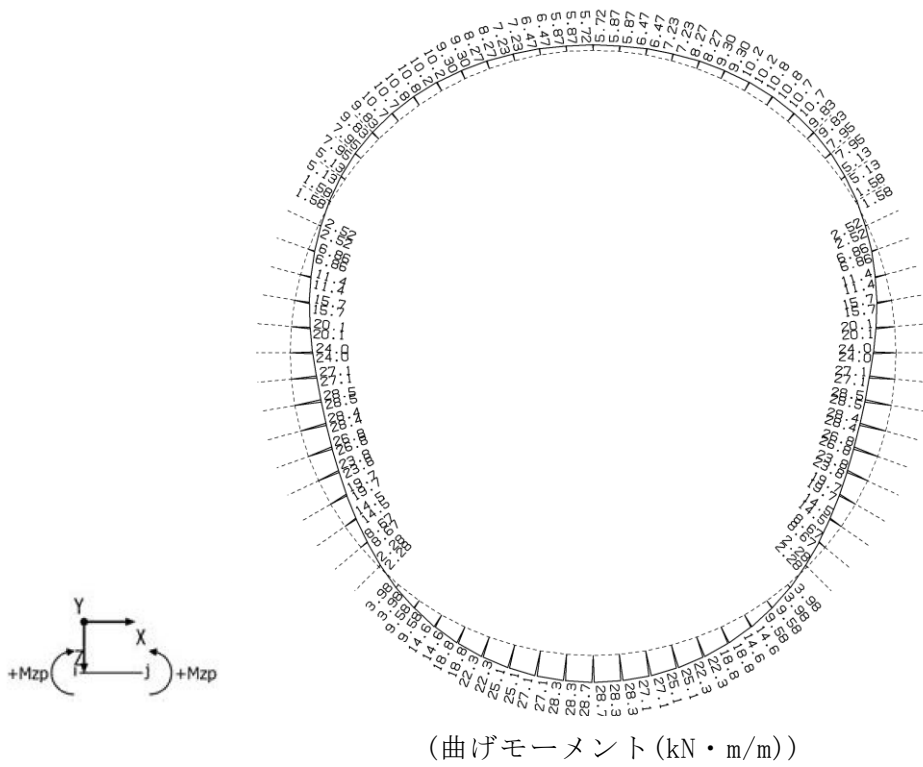
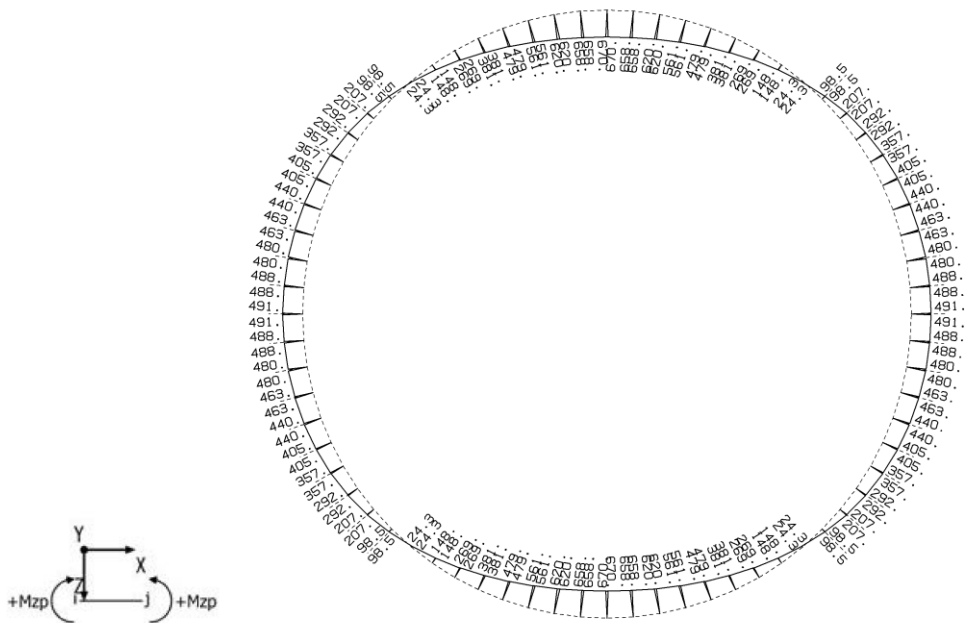
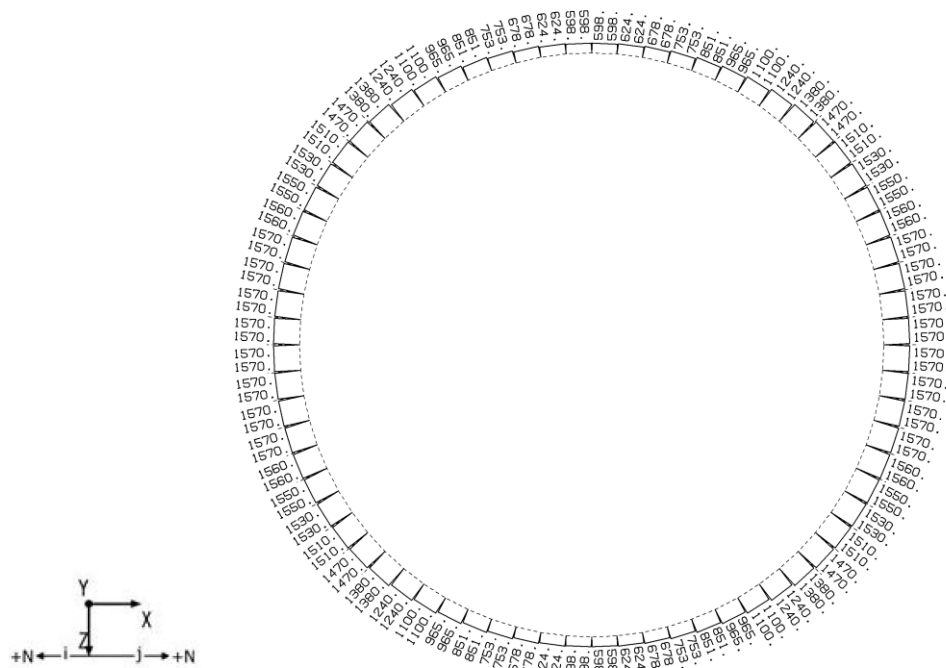


図 5-6 (4) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (B-B断面, 上部, S s - N 2 (NS), (++) , t = 25.11 s) (解析ケース①)

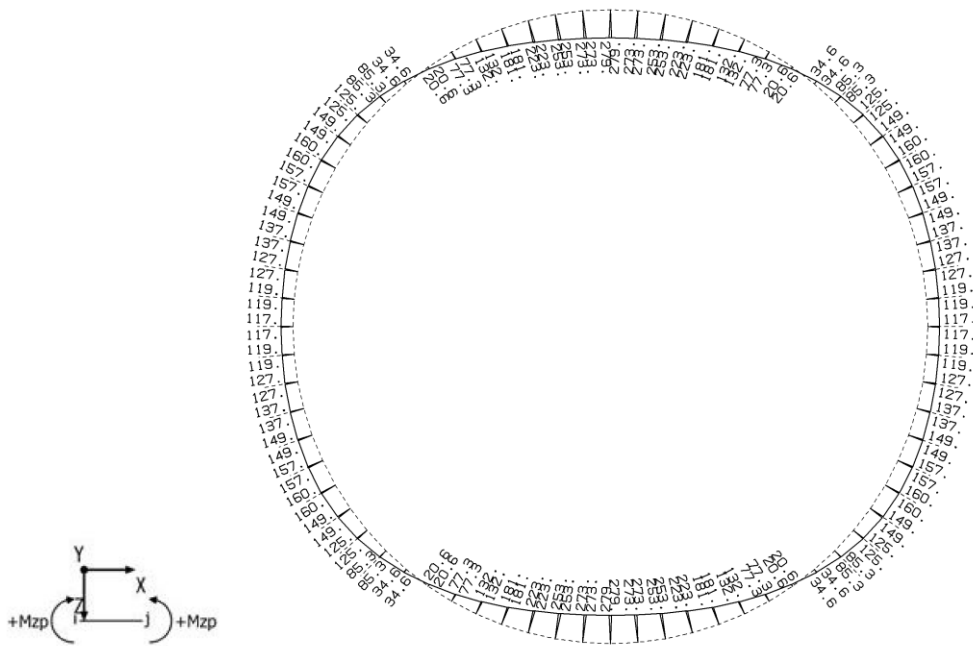


(曲げモーメント (kN・m/m))

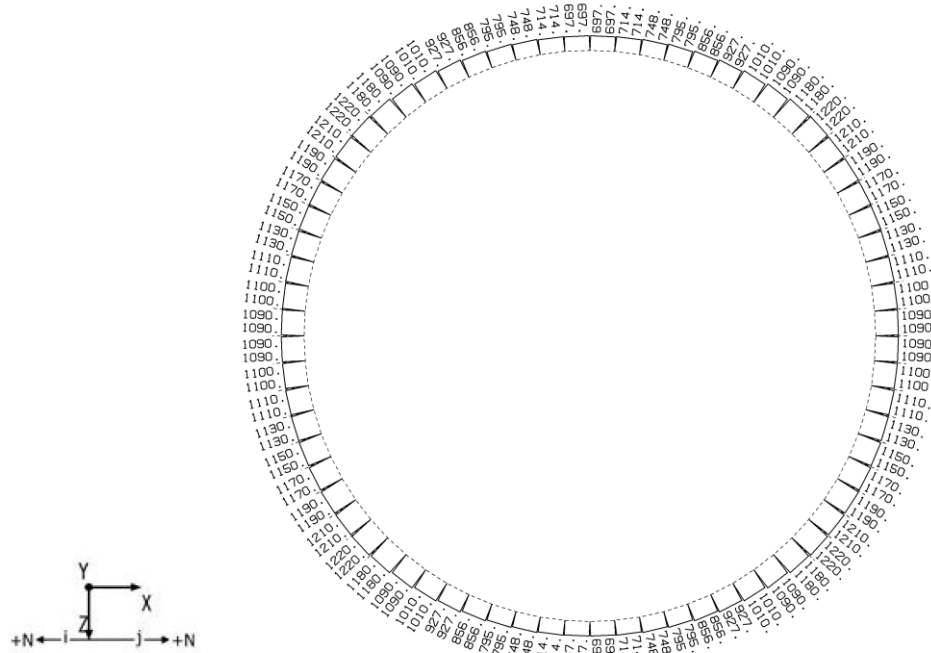


(軸力 (kN/m))

図 5-6 (5) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力  
(B-B断面, 中部, S s-D (-+), t = 8.55 s) (解析ケース③)



(曲げモーメント (kN・m/m))



(軸力 (kN/m))

図 5-6 (6) コンクリート及び鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (B-B断面, 下部, S s-D (-+), t = 8.55 s) (解析ケース③)

表 5-11 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	451	897	4.7	19.2	0.25
①	Ss-D (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	397	790	4.1	19.2	0.22
①	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	470	936	4.9	19.2	0.26
①	Ss-D (--)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	391	779	4.1	19.2	0.22
①	Ss-F1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	359	715	3.7	19.2	0.20
①	Ss-F2 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	338	673	3.5	19.2	0.19
①	Ss-N1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	348	692	3.6	19.2	0.19
①	Ss-N1 (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	284	565	3.0	19.2	0.16
①	Ss- N2_NS (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	291	580	3.0	19.2	0.16
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	296	590	3.1	19.2	0.17
①	Ss- N2_EW (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	319	635	3.3	19.2	0.18
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	275	547	2.9	19.2	0.16

表 5-11 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	366	569	3.5	19.2	0.19
①	Ss-D (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	429	652	4.1	19.2	0.22
①	Ss-D (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	338	532	3.2	19.2	0.17
①	Ss-D (--)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	397	610	3.8	19.2	0.20
①	Ss-F1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	364	566	3.4	19.2	0.18
①	Ss-F2 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	372	576	3.5	19.2	0.19
①	Ss-N1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	448	677	4.2	19.2	0.22
①	Ss-N1 (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	324	513	3.1	19.2	0.17
①	Ss- N2_NS (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	267	439	2.5	19.2	0.14
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	254	421	2.4	19.2	0.13
①	Ss- N2_EW (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	268	439	2.5	19.2	0.14
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	238	400	2.2	19.2	0.12

表 5-11 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	409	982	3.6	19.2	0.19
①	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	395	954	3.4	19.2	0.18
①	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	353	878	3.1	19.2	0.17
①	Ss-D (--)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	404	973	3.5	19.2	0.19
①	Ss-F1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	279	741	2.4	19.2	0.13
①	Ss-F2 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	245	676	2.1	19.2	0.11
①	Ss-N1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	418	998	3.6	19.2	0.19
①	Ss-N1 (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	298	775	2.6	19.2	0.14
①	Ss- N2_NS (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	278	739	2.4	19.2	0.13
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	294	768	2.6	19.2	0.14
①	Ss- N2_EW (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	263	710	2.3	19.2	0.12
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	255	695	2.2	19.2	0.12

表 5-11 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	469	922	4.9	19.2	0.26
①	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	413	812	4.3	19.2	0.23
①	Ss-D (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	490	962	5.1	19.2	0.27
①	Ss-D (--)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	407	800	4.2	19.2	0.22
①	Ss-F1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	374	734	3.9	19.2	0.21
①	Ss-F2 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	352	692	3.7	19.2	0.20
①	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	362	711	3.8	19.2	0.20
①	Ss-N1 (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	295	580	3.1	19.2	0.17
①	Ss- N2_NS (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	303	596	3.2	19.2	0.17
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	309	606	3.2	19.2	0.17
①	Ss- N2_EW (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	332	653	3.5	19.2	0.19
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	286	562	3.0	19.2	0.16

表 5-11 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	435	521	4.2	19.2	0.22
①	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	510	595	4.9	19.2	0.26
①	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	402	488	3.9	19.2	0.21
①	Ss-D (--)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	472	558	4.5	19.2	0.24
①	Ss-F1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	432	518	4.1	19.2	0.22
①	Ss-F2 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	442	528	4.2	19.2	0.22
①	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	533	617	5.1	19.2	0.27
①	Ss-N1 (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	384	471	3.7	19.2	0.20
①	Ss- N2_NS (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	317	405	3.0	19.2	0.16
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	300	389	2.9	19.2	0.16
①	Ss- N2_EW (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	317	405	3.0	19.2	0.16
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	281	370	2.7	19.2	0.15



表 5-11 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄 筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	430	994	3.8	19.2	0.20
①	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	414	966	3.6	19.2	0.19
①	Ss-D (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	370	887	3.2	19.2	0.17
①	Ss-D (--)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	424	985	3.7	19.2	0.20
①	Ss-F1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	293	746	2.5	19.2	0.14
①	Ss-F2 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	256	680	2.2	19.2	0.12
①	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	439	1011	3.8	19.2	0.20
①	Ss-N1 (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	312	781	2.7	19.2	0.15
①	Ss- N2_NS (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	292	743	2.5	19.2	0.14
①	Ss- N2_NS (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	308	774	2.7	19.2	0.15
①	Ss- N2_EW (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	275	714	2.4	19.2	0.13
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	267	699	2.3	19.2	0.12

表 5-11 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	306	600	3.2	19.2	0.17
②	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	416	598	4.0	19.2	0.21
②	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	411	997	3.6	19.2	0.19

表 5-11 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	531	1043	5.5	19.2	0.29
③	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	731	624	7.1	19.2	0.37
③	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	477	1027	4.2	19.2	0.22

表 5-11 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	46	124	0.4	19.2	0.03
①	Ss-D (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	24	101	0.3	19.2	0.02
①	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	27	103	0.3	19.2	0.02
①	Ss-D (--)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	25	102	0.3	19.2	0.02
①	Ss-F1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	31	104	0.3	19.2	0.02
①	Ss-F2 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	25	102	0.3	19.2	0.02
①	Ss-N1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	22	0	0.3	19.2	0.02
①	Ss-N1 (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	36	107	0.3	19.2	0.02
①	Ss- N2_NS (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	-29	47	0.3	19.2	0.02
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	30	104	0.3	19.2	0.02
①	Ss- N2_EW (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	20	2	0.2	19.2	0.02
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	20	2	0.2	19.2	0.02

表 5-11 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	347	561	3.3	19.2	0.18
①	Ss-D (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	437	679	4.1	19.2	0.22
①	Ss-D (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	357	574	3.4	19.2	0.18
①	Ss-D (--)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	417	652	3.9	19.2	0.21
①	Ss-F1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	269	459	2.5	19.2	0.14
①	Ss-F2 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	310	513	2.9	19.2	0.16
①	Ss-N1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	350	564	3.3	19.2	0.18
①	Ss-N1 (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	239	419	2.2	19.2	0.12
①	Ss- N2_NS (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	291	488	2.7	19.2	0.15
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	288	484	2.7	19.2	0.15
①	Ss- N2_EW (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	326	534	3.1	19.2	0.17
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	263	450	2.5	19.2	0.14

表 5-11 (11) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	179	557	1.5	19.2	0.08
①	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	234	657	2.0	19.2	0.11
①	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	206	604	1.8	19.2	0.10
①	Ss-D (--)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	240	668	2.1	19.2	0.11
①	Ss-F1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	181	560	1.6	19.2	0.09
①	Ss-F2 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	206	604	1.8	19.2	0.10
①	Ss-N1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	213	619	1.8	19.2	0.10
①	Ss-N1 (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	167	534	1.4	19.2	0.08
①	Ss- N2_NS (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	207	606	1.8	19.2	0.10
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	174	548	1.5	19.2	0.08
①	Ss- N2_EW (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	176	552	1.5	19.2	0.08
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	160	523	1.4	19.2	0.08

表 5-11 (12) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	48	127	0.5	19.2	0.03
①	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	32	96	0.3	19.2	0.02
①	Ss-D (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	34	99	0.3	19.2	0.02
①	Ss-D (--)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	32	97	0.3	19.2	0.02
①	Ss-F1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	36	103	0.3	19.2	0.02
①	Ss-F2 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	33	97	0.3	19.2	0.02
①	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	24	82	0.2	19.2	0.02
①	Ss-N1 (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	39	109	0.4	19.2	0.03
①	Ss- N2_NS (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	12	67	0.1	19.2	0.01
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	35	103	0.3	19.2	0.02
①	Ss- N2_EW (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	28	88	0.3	19.2	0.02
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	28	89	0.3	19.2	0.02

表 5-11 (13) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	414	515	4.0	19.2	0.21
①	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	521	620	5.0	19.2	0.27
①	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	425	526	4.1	19.2	0.22
①	Ss-D (--)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	497	596	4.8	19.2	0.25
①	Ss-F1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	320	423	3.1	19.2	0.17
①	Ss-F2 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	369	471	3.5	19.2	0.19
①	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	417	518	4.0	19.2	0.21
①	Ss-N1 (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	284	387	2.7	19.2	0.15
①	Ss- N2_NS (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	346	449	3.3	19.2	0.18
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	343	446	3.3	19.2	0.18
①	Ss- N2_EW (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	388	490	3.7	19.2	0.20
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	313	416	3.0	19.2	0.16

表 5-11 (14) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	187	559	1.6	19.2	0.09
①	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	245	661	2.1	19.2	0.11
①	Ss-D (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	215	607	1.9	19.2	0.10
①	Ss-D (--)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	251	671	2.2	19.2	0.12
①	Ss-F1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	189	562	1.6	19.2	0.09
①	Ss-F2 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	214	607	1.9	19.2	0.10
①	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	223	622	1.9	19.2	0.10
①	Ss-N1 (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	174	536	1.5	19.2	0.08
①	Ss- N2_NS (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	216	609	1.9	19.2	0.10
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	182	550	1.6	19.2	0.09
①	Ss- N2_EW (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	184	553	1.6	19.2	0.09
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	167	523	1.4	19.2	0.08



表 5-11 (15) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	33	100	0.3	19.2	0.02
②	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	422	619	4.0	19.2	0.21
②	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	250	689	2.2	19.2	0.12

表 5-11 (16) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	31	90	0.3	19.2	0.02
③	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	670	598	6.5	19.2	0.34
③	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	279	697	2.4	19.2	0.13

表 5-12 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	451	897	63.7	294	0.22
①	Ss-D (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	397	790	56.0	294	0.20
①	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	470	936	66.3	294	0.23
①	Ss-D (--)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	391	779	55.1	294	0.19
①	Ss-F1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	359	715	50.6	294	0.18
①	Ss-F2 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	338	673	47.7	294	0.17
①	Ss-N1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	348	692	49.2	294	0.17
①	Ss-N1 (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	284	565	40.1	294	0.14
①	Ss- N2_NS (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	291	580	41.0	294	0.14
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	296	590	41.7	294	0.15
①	Ss- N2_EW (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	319	635	45.0	294	0.16
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	275	547	38.8	294	0.14

表 5-12 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	366	569	52.0	294	0.18
①	Ss-D (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	429	652	62.2	294	0.22
①	Ss-D (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	338	532	47.4	294	0.17
①	Ss-D (--)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	397	610	57.0	294	0.20
①	Ss-F1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	364	566	51.7	294	0.18
①	Ss-F2 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	372	576	53.0	294	0.19
①	Ss-N1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	448	677	65.4	294	0.23
①	Ss-N1 (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	324	513	45.2	294	0.16
①	Ss- N2_NS (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	267	439	35.8	294	0.13
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	254	421	33.7	294	0.12
①	Ss- N2_EW (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	268	439	36.1	294	0.13
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	238	400	31.1	294	0.11

表 5-12 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	409	982	27.1	294	0.10
①	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	395	954	25.8	294	0.09
①	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	353	878	21.7	294	0.08
①	Ss-D (--)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	404	973	26.6	294	0.10
①	Ss-F1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	279	741	14.6	294	0.05
①	Ss-F2 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	245	676	11.5	294	0.04
①	Ss-N1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	418	998	28.0	294	0.10
①	Ss-N1 (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	298	775	16.4	294	0.06
①	Ss- N2_NS (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	278	739	14.5	294	0.05
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	294	768	16.0	294	0.06
①	Ss- N2_EW (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	263	710	13.2	294	0.05
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	255	695	12.4	294	0.05

表 5-12 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	469	922	67.5	294	0.23
①	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	413	812	59.5	294	0.21
①	Ss-D (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	490	962	70.7	294	0.25
①	Ss-D (--)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	407	800	58.6	294	0.20
①	Ss-F1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	374	734	54.0	294	0.19
①	Ss-F2 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	352	692	50.7	294	0.18
①	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	362	711	52.2	294	0.18
①	Ss-N1 (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	295	580	42.5	294	0.15
①	Ss- N2_NS (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	303	596	43.6	294	0.15
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	309	606	44.7	294	0.16
①	Ss- N2_EW (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	332	653	47.8	294	0.17
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	286	562	41.2	294	0.15

表 5-12 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	435	521	76.2	294	0.26
①	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	510	595	90.9	294	0.31
①	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	402	488	69.8	294	0.24
①	Ss-D (--)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	472	558	83.4	294	0.29
①	Ss-F1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	432	518	75.6	294	0.26
①	Ss-F2 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	442	528	77.6	294	0.27
①	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	533	617	95.4	294	0.33
①	Ss-N1 (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	384	471	66.2	294	0.23
①	Ss- N2_NS (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	317	405	53.1	294	0.19
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	300	389	49.7	294	0.17
①	Ss- N2_EW (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	317	405	53.1	294	0.19
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	281	370	46.0	294	0.16

表 5-12 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄 筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	430	994	30.7	294	0.11
①	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	414	966	29.1	294	0.10
①	Ss-D (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	370	887	24.6	294	0.09
①	Ss-D (--)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	424	985	30.0	294	0.11
①	Ss-F1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	293	746	17.0	294	0.06
①	Ss-F2 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	256	680	13.4	294	0.05
①	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	439	1011	31.6	294	0.11
①	Ss-N1 (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	312	781	18.9	294	0.07
①	Ss- N2_NS (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	292	743	17.0	294	0.06
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	308	774	18.5	294	0.07
①	Ss- N2_EW (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	275	714	15.2	294	0.06
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	267	699	14.5	294	0.05

表 5-12 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	306	600	44.2	294	0.16
②	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	416	598	63.5	294	0.22
②	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	411	997	26.6	294	0.10

表 5-12 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	531	1043	76.6	294	0.27
③	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	731	624	152.9	294	0.53
③	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	477	1027	38.8	294	0.14



表 5-12 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	15	-2	6.8	294	0.03
①	Ss-D (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	18	-2	8.1	294	0.03
①	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	17	-2	7.7	294	0.03
①	Ss-D (--)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	18	-2	8.1	294	0.03
①	Ss-F1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	17	-3	7.9	294	0.03
①	Ss-F2 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	18	-2	8.1	294	0.03
①	Ss-N1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	22	-2	9.9	294	0.04
①	Ss-N1 (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	16	-1	7.1	294	0.03
①	Ss- N2_NS (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	29	-1	12.7	294	0.05
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	17	-3	7.9	294	0.03
①	Ss- N2_EW (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	20	-2	9.0	294	0.04
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D29@200	20	-2	9.0	294	0.04

表 5-12 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	347	561	47.3	294	0.17
①	Ss-D (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	437	679	62.1	294	0.22
①	Ss-D (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	357	574	49.0	294	0.17
①	Ss-D (--)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	417	652	58.9	294	0.21
①	Ss-F1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	269	459	34.6	294	0.12
①	Ss-F2 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	310	513	41.3	294	0.15
①	Ss-N1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	350	564	47.9	294	0.17
①	Ss-N1 (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	239	419	29.8	294	0.11
①	Ss- N2_NS (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	291	488	38.2	294	0.13
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	288	484	37.7	294	0.13
①	Ss- N2_EW (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	326	534	43.9	294	0.15
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D35@200	263	450	33.7	294	0.12

表 5-12 (11) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	179	557	5.6	294	0.02
①	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	234	657	10.5	294	0.04
①	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	206	604	8.0	294	0.03
①	Ss-D (--)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	240	668	11.0	294	0.04
①	Ss-F1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	181	560	5.8	294	0.02
①	Ss-F2 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	206	604	8.0	294	0.03
①	Ss-N1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	213	619	8.6	294	0.03
①	Ss-N1 (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	167	534	4.7	294	0.02
①	Ss- N2_NS (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	207	606	8.1	294	0.03
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	174	548	5.2	294	0.02
①	Ss- N2_EW (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	176	552	5.3	294	0.02
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D38@200	160	523	4.0	294	0.02

表 5-12 (12) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	48	127	3.6	294	0.02
①	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	32	96	1.6	294	0.01
①	Ss-D (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	34	99	1.9	294	0.01
①	Ss-D (--)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	32	97	1.5	294	0.01
①	Ss-F1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	36	103	2.1	294	0.01
①	Ss-F2 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	33	97	1.8	294	0.01
①	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	24	82	0.6	294	0.01
①	Ss-N1 (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	39	109	2.5	294	0.01
①	Ss- N2_NS (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	12	67	0.0	294	0.00
①	Ss- N2_NS (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	35	103	1.9	294	0.01
①	Ss- N2_EW (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	28	88	1.1	294	0.01
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	28	89	1.1	294	0.01

表 5-12 (13) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	414	515	70.7	294	0.25
①	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	521	620	91.7	294	0.32
①	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	425	526	72.8	294	0.25
①	Ss-D (--)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	497	596	87.0	294	0.30
①	Ss-F1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	320	423	52.3	294	0.18
①	Ss-F2 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	369	471	61.9	294	0.22
①	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	417	518	71.3	294	0.25
①	Ss-N1 (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	284	387	45.3	294	0.16
①	Ss- N2_NS (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	346	449	57.3	294	0.20
①	Ss- N2_NS (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	343	446	56.7	294	0.20
①	Ss- N2_EW (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	388	490	65.6	294	0.23
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	313	416	50.9	294	0.18

表 5-12 (14) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-D (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	187	559	6.8	294	0.03
①	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	245	661	12.3	294	0.05
①	Ss-D (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	215	607	9.5	294	0.04
①	Ss-D (--)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	251	671	12.9	294	0.05
①	Ss-F1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	189	562	7.0	294	0.03
①	Ss-F2 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	214	607	9.3	294	0.04
①	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	223	622	10.2	294	0.04
①	Ss-N1 (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	174	536	5.7	294	0.02
①	Ss- N2_NS (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	216	609	9.6	294	0.04
①	Ss- N2_NS (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	182	550	6.4	294	0.03
①	Ss- N2_EW (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	184	553	6.6	294	0.03
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	167	523	5.1	294	0.02

表 5-12 (15) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
②	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	33	100	1.6	294	0.01
②	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	422	619	63.3	294	0.22
②	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	250	689	11.8	294	0.05

表 5-12 (16) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D29@200	31	90	1.7	294	0.01
③	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D35@200	670	598	137.5	294	0.47
③	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D38@200	279	697	16.9	294	0.06

表 5-13 断面計算に用いた断面諸元の一覧 (曲げ軸力に対する評価)

評価位置		断面形状						主鉄筋								
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり		有効高		鉄筋 仕様	外面				内面			
				外面 (mm)	内面 (mm)	外面 (mm)	内面 (mm)		径 (mm)	段数	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋 量 (mm <sup>2</sup> /m)	径 (mm)	段数	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋 量 (mm <sup>2</sup> /m)
側壁	上部	1000	1000	200	200	800	800	SD345	29	1	200	3212	29	1	200	3212
	中部	1000	1000	200	200	800	800	SD345	35	1	200	4783	35	1	200	4783
	下部	1000	1000	200	200	800	800	SD345	38	1	200	5700	38	1	200	5700

### 5.2.2 水平断面のせん断力に対する評価結果

水平断面のせん断力に対する評価位置図を図5-7に示す。水平断面における鉄筋コンクリートのせん断力の各評価位置において最も厳しい照査値を表5-14に、その際の断面力（せん断力）を図5-8に示す。これらの図は、構造部材のせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。また、鉄筋コンクリートのせん断力照査結果を表5-15に示す。

揚水井戸の側壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鉄筋コンクリートのせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表5-16に示す。

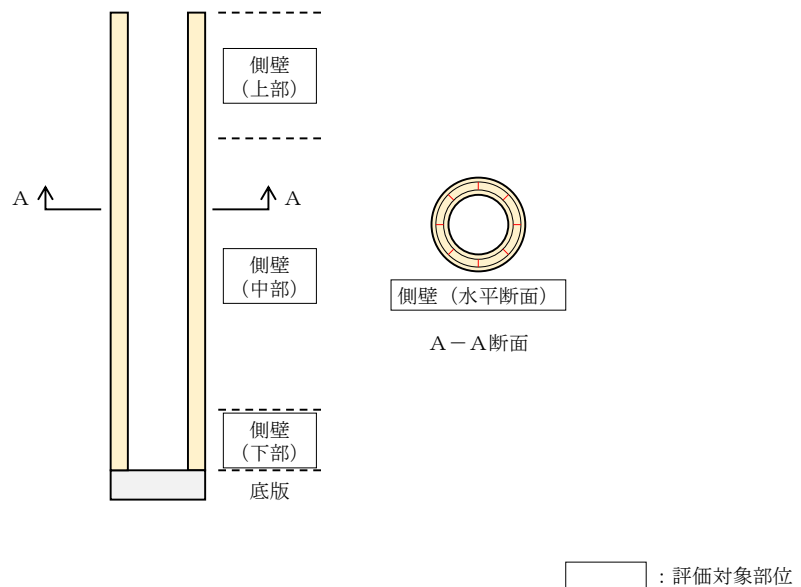


図5-7 評価位置図



表 5-14 (1) せん断力に対する照査結果 (A-A断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

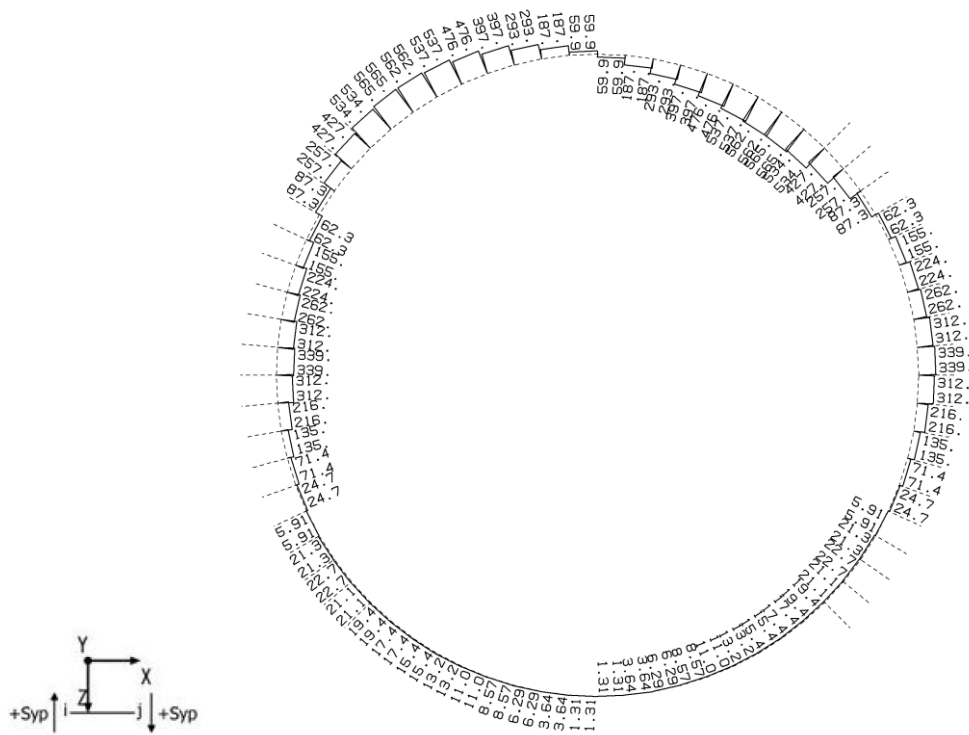
解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	565	1116	0.51
③	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	515	1116	0.47
①	Ss-N1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	463	1375	0.34

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-14 (2) せん断力に対する照査結果 (B-B断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	53	1116	0.05
③	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	633	1116	0.57
③	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	288	1375	0.21

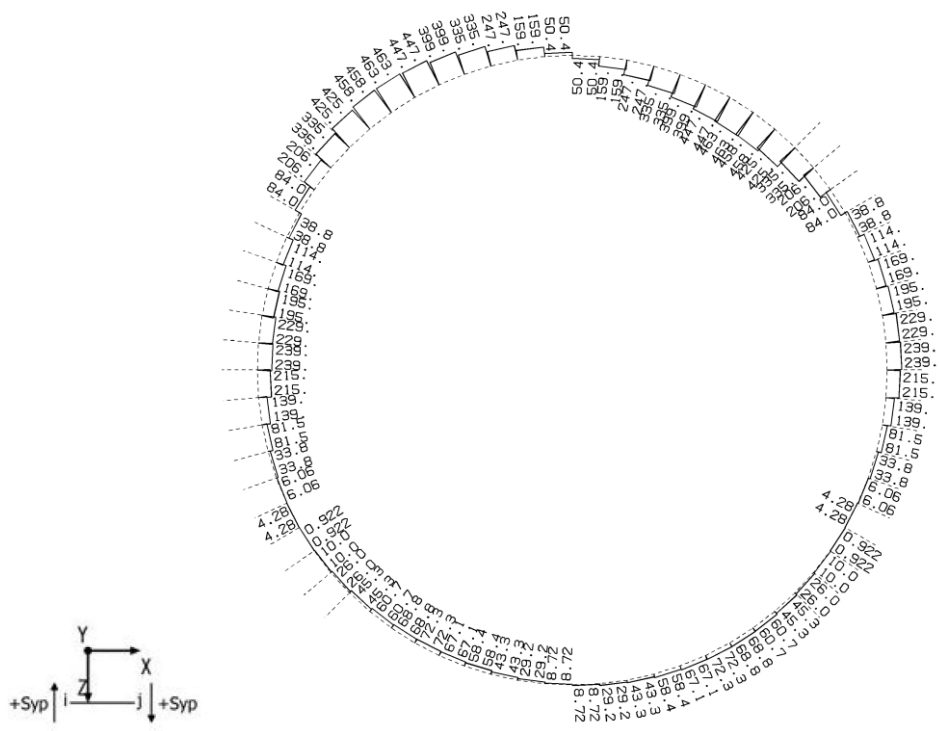
注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋



(せん断力 (kN/m))

図 5-8 (1) コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力  
(A-A断面, 上部, S s - D (+-), t = 30.71 s) (解析ケース③)





(せん断力 (kN/m))

図 5-8 (3) コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力  
(A-A断面, 下部,  $S_s - N_1$  (++) ,  $t = 7.60$  s) (解析ケース①)



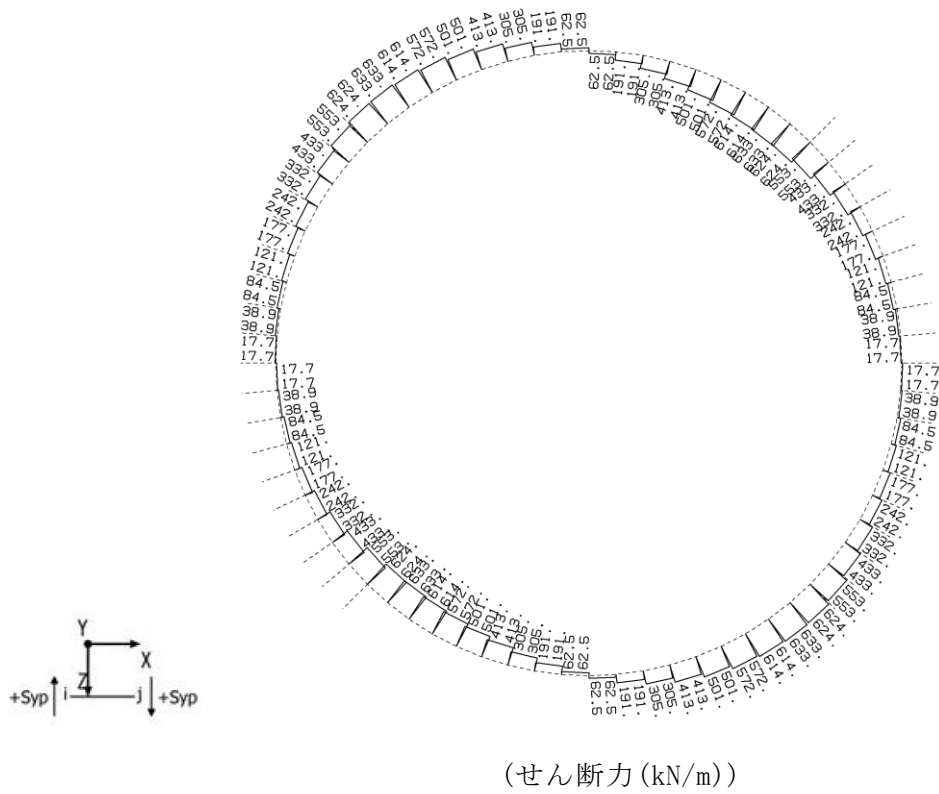


図 5-8 (5) コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力  
 (B-B断面, 中部, S s - D (-+), t = 8.55 s) (解析ケース③)

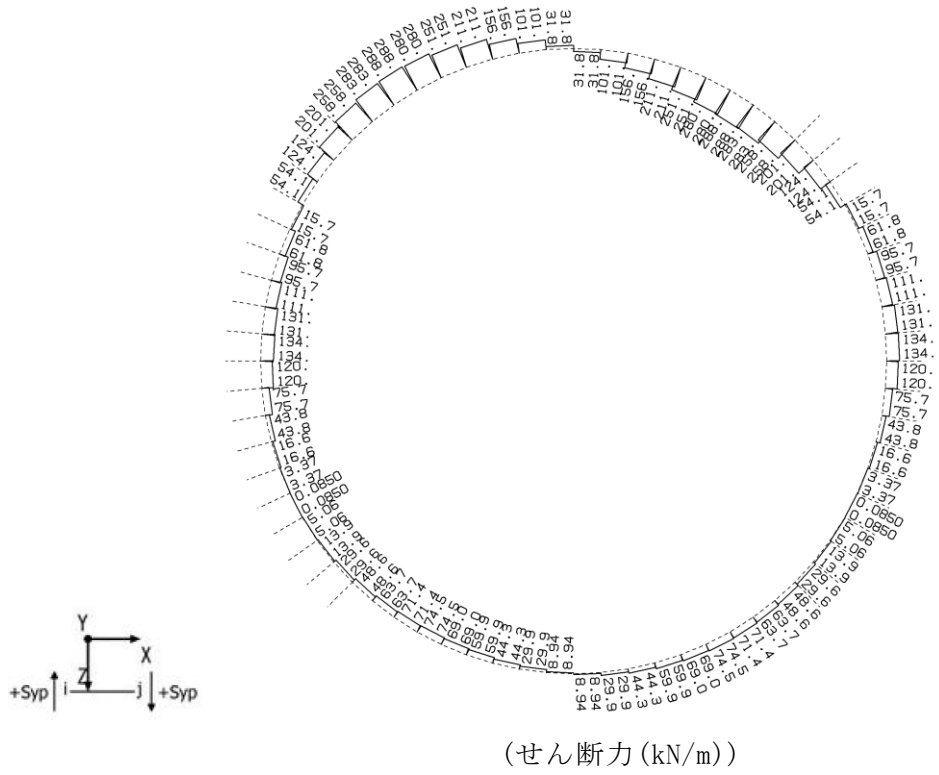


図 5-8 (6) コンクリートのせん断力が最も厳しい時刻の断面力  
 (B-B断面, 下部, S s - D (-+), t = 8.55 s) (解析ケース③)

表 5-15 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	511	1116	0.46
①	Ss-D (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	450	1116	0.41
①	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	533	1116	0.48
①	Ss-D (--)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	443	1116	0.40
①	Ss-F1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	407	1116	0.37
①	Ss-F2 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	383	1116	0.35
①	Ss-N1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	394	1116	0.36
①	Ss-N1 (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	321	1116	0.29
①	Ss- N2_NS (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	330	1116	0.30
①	Ss- N2_NS (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	336	1116	0.31
①	Ss- N2_EW (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	362	1116	0.33
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	312	1116	0.28

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋



表 5-15 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	390	1116	0.35
①	Ss-D (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	457	1116	0.41
①	Ss-D (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	360	1116	0.33
①	Ss-D (--)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	423	1116	0.38
①	Ss-F1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	387	1116	0.35
①	Ss-F2 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	396	1116	0.36
①	Ss-N1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	477	1116	0.43
①	Ss-N1 (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	344	1116	0.31
①	Ss- N2_NS (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	284	1116	0.26
①	Ss- N2_NS (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	270	1116	0.25
①	Ss- N2_EW (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	285	1116	0.26
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	253	1116	0.23

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (3) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	453	1375	0.33
①	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	437	1375	0.32
①	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	391	1375	0.29
①	Ss-D (--)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	448	1375	0.33
①	Ss-F1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	308	1375	0.23
①	Ss-F2 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	269	1375	0.20
①	Ss-N1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	463	1375	0.34
①	Ss-N1 (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	328	1375	0.24
①	Ss- N2_NS (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	307	1375	0.23
①	Ss- N2_NS (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	325	1375	0.24
①	Ss- N2_EW (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	289	1375	0.22
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	280	1375	0.21

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (4) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	496	1116	0.45
①	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	436	1116	0.40
①	Ss-D (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	517	1116	0.47
①	Ss-D (--)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	430	1116	0.39
①	Ss-F1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	395	1116	0.36
①	Ss-F2 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	372	1116	0.34
①	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	383	1116	0.35
①	Ss-N1 (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	312	1116	0.28
①	Ss- N2_NS (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	320	1116	0.29
①	Ss- N2_NS (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	326	1116	0.30
①	Ss- N2_EW (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	351	1116	0.32
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	302	1116	0.28

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (5) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	420	1116	0.38
①	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	492	1116	0.45
①	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	387	1116	0.35
①	Ss-D (--)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	455	1116	0.41
①	Ss-F1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	417	1116	0.38
①	Ss-F2 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	426	1116	0.39
①	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	514	1116	0.47
①	Ss-N1 (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	370	1116	0.34
①	Ss- N2_NS (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	306	1116	0.28
①	Ss- N2_NS (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	290	1116	0.26
①	Ss- N2_EW (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	306	1116	0.28
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	271	1116	0.25

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (6) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	447	1375	0.33
①	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	431	1375	0.32
①	Ss-D (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	386	1375	0.29
①	Ss-D (--)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	441	1375	0.33
①	Ss-F1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	306	1375	0.23
①	Ss-F2 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	267	1375	0.20
①	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	456	1375	0.34
①	Ss-N1 (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	325	1375	0.24
①	Ss- N2_NS (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	304	1375	0.23
①	Ss- N2_NS (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	321	1375	0.24
①	Ss- N2_EW (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	287	1375	0.21
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	278	1375	0.21

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (7) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース②)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
②	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	491	1116	0.44
②	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	341	1116	0.31
②	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	369	1375	0.27

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (8) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面) (解析ケース③)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	565	1116	0.51
③	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	515	1116	0.47
③	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	381	1375	0.28

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (9) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	53	1116	0.05
①	Ss-D (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	32	1116	0.03
①	Ss-D (+-)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	34	1116	0.04
①	Ss-D (--)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	32	1116	0.03
①	Ss-F1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	37	1116	0.04
①	Ss-F2 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	33	1116	0.03
①	Ss-N1 (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	27	1116	0.03
①	Ss-N1 (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	42	1116	0.04
①	Ss- N2_NS (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	32	1116	0.03
①	Ss- N2_NS (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	36	1116	0.04
①	Ss- N2_EW (++)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	29	1116	0.03
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	30	1116	0.03

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (10) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	371	1116	0.34
①	Ss-D (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	467	1116	0.42
①	Ss-D (+-)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	381	1116	0.35
①	Ss-D (--)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	445	1116	0.40
①	Ss-F1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	287	1116	0.26
①	Ss-F2 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	331	1116	0.30
①	Ss-N1 (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	373	1116	0.34
①	Ss-N1 (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	255	1116	0.23
①	Ss- N2_NS (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	311	1116	0.28
①	Ss- N2_NS (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	308	1116	0.28
①	Ss- N2_EW (++)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	348	1116	0.32
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	片押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	280	1116	0.26

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋



表 5-15 (11) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	196	1375	0.15
①	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	257	1375	0.19
①	Ss-D (+-)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	226	1375	0.17
①	Ss-D (--)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	264	1375	0.20
①	Ss-F1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	198	1375	0.15
①	Ss-F2 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	225	1375	0.17
①	Ss-N1 (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	234	1375	0.18
①	Ss-N1 (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	182	1375	0.14
①	Ss- N2_NS (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	227	1375	0.17
①	Ss- N2_NS (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	191	1375	0.14
①	Ss- N2_EW (++)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	193	1375	0.15
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	174	1375	0.13

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (12) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	51	1116	0.05
①	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	33	1116	0.03
①	Ss-D (+-)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	36	1116	0.04
①	Ss-D (--)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	34	1116	0.04
①	Ss-F1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	38	1116	0.04
①	Ss-F2 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	34	1116	0.04
①	Ss-N1 (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	26	1116	0.03
①	Ss-N1 (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	41	1116	0.04
①	Ss- N2_NS (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	14	1116	0.02
①	Ss- N2_NS (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	37	1116	0.04
①	Ss- N2_EW (++)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	29	1116	0.03
①	Ss- N2_EW (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	30	1116	0.03

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (13) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	399	1116	0.36
①	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	502	1116	0.45
①	Ss-D (+-)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	410	1116	0.37
①	Ss-D (--)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	479	1116	0.43
①	Ss-F1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	309	1116	0.28
①	Ss-F2 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	356	1116	0.32
①	Ss-N1 (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	402	1116	0.37
①	Ss-N1 (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	274	1116	0.25
①	Ss- N2_NS (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	334	1116	0.30
①	Ss- N2_NS (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	331	1116	0.30
①	Ss- N2_EW (++)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	374	1116	0.34
①	Ss- N2_EW (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	302	1116	0.28

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (14) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース①)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重 方法	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-D (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	195	1375	0.15
①	Ss-D (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	256	1375	0.19
①	Ss-D (+-)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	224	1375	0.17
①	Ss-D (--)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	262	1375	0.20
①	Ss-F1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	197	1375	0.15
①	Ss-F2 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	224	1375	0.17
①	Ss-N1 (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	232	1375	0.17
①	Ss-N1 (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	181	1375	0.14
①	Ss- N2_NS (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	225	1375	0.17
①	Ss- N2_NS (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	190	1375	0.14
①	Ss- N2_EW (++)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	192	1375	0.14
①	Ss- N2_EW (-+)	下部	両押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	174	1375	0.13

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (15) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース②)

解析ケース	地震動	評価位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重方法	常時土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
②	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	35	1116	0.04
②	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	415	1116	0.38
②	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	268	1375	0.20

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-15 (16) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面) (解析ケース③)

解析ケース	地震動	評価位置	決定ケース		断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋*)	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V <sub>s</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>s</sub>
			荷重方法	常時土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	Ss-D (-+)	上部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	33	1116	0.03
③	Ss-D (-+)	中部	両押し	最小	1000	1000	800	D22@236@400	633	1116	0.57
③	Ss-D (-+)	下部	片押し	最小	1000	1000	800	D25@236@400	288	1375	0.21

注記\* : せん断補強筋は、円状に配置する内側の主鉄筋と外側の主鉄筋を繋ぐように配置した鉄筋

表 5-16 断面計算に用いた断面諸元の一覧 (せん断力に対する評価)

評価位置		断面形状						せん断補強筋				
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり		有効高		鉄筋仕様	径 (mm)	鉄筋間隔 水平方向 (mm)	鉄筋間隔 鉛直方向 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /本)
				外面 (mm)	内面 (mm)	外面 (mm)	内面 (mm)					
側壁	上部	1000	1000	200	200	800	800	SD345	22	236	400	387.1
	中部	1000	1000	200	200	800	800	SD345	22	236	400	387.1
	下部	1000	1000	200	200	800	800	SD345	25	236	400	506.7

### 5.3 水平2方向及び鉛直方向地震力に対する評価結果

揚水井戸の水平鉄筋については、直交する2断面の2次元全応力解析（A-A断面方向、B-B断面方向）による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量（ $A_{s1}$ ）と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量（ $A_{s2}$ ）をそれぞれ算定し、足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した。

A-A断面方向、B-B断面方向それぞれで地震時最大地盤反力が生じる評価位置、解析ケース及び基準地震動での必要鉄筋量と実配筋量との比率を表5-17に示す。

表 5-17 (1) 鉛直断面のせん断力に対する評価結果 ( $A_{s1}$ )  
鉛直断面モデルによる側壁の面内方向のせん断力に対する鉄筋量  
(側壁の面内方向の鉄筋のうち、 $A_{s1}$ のみを考慮) (A-A断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	発生 せん断力 V (kN)	腹部幅 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート 許容 せん断 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート 許容 せん断力 $V_{ca}$ (kN)	せん断 補強筋が 負担する せん断力 $V_{sreq}$ (kN)	必要せん断 補強鉄筋	
									$A_{wreq}$ (mm <sup>2</sup> /組)	$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> /m)
①	Ss-D (++)	上部	6584	1772	4463	0.795	2734	3850	675	844
③	Ss-D (--)	中部	9130	1772	4463	0.795	2734	6396	1121	1401
③	Ss-D (--)	下部	11972	1772	4463	0.795	2734	9238	1619	2024

表 5-17 (2) 水平断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果 ( $A_{s2}$ )  
側壁の面外方向の地震時最大地盤反力に対して水平輪切り断面モデルで  
算定する曲げ軸力に対する鉄筋量  
(側壁の面内方向の鉄筋のうち、 $A_{s2}$ のみを考慮) (A-A断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋 種別	発生断面力		短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	必要 鉄筋量 $A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)		
①	Ss-D (++)	上部	1000	1000	800	SD345	456	904	294	728
③	Ss-D (--)	中部	1000	1000	800	SD345	559	646	294	2756
③	Ss-D (--)	下部	1000	1000	800	SD345	425	970	294	163

表 5-17 (3)  $A_{s1}$ の必要鉄筋量と $A_{s2}$ の必要鉄筋量を足し合わせた必要合計鉄筋量と  
実配筋量との比率 (A-A断面)

解析 ケース	地震動	評価位置	鉛直断面の せん断力 に対する 必要鉄筋量 $A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> /m/段)	水平断面の 曲げ軸力 に対する 必要鉄筋量 $A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)	① 合計必要 鉄筋量 $A_{s1}+A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)	② 実配筋量 $A_s$ (mm <sup>2</sup> /m)	比率 ①/②
①	Ss-D (++)	上部	844	728	1572	3212	0.49
③	Ss-D (--)	中部	1401	2756	4157	4783	0.87
③	Ss-D (--)	下部	2024	163	2187	5700	0.39

表 5-17 (4) 鉛直断面のせん断力に対する評価結果 ( $A_{s1}$ )  
鉛直断面モデルによる側壁の面内方向のせん断力に対する鉄筋量  
(側壁の面内方向の鉄筋のうち、 $A_{s1}$ のみを考慮) (B-B断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	発生 せん断力 V (kN)	腹部幅 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート 許容 せん断 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート 許容 せん断力 $V_{ca}$ (kN)	せん断 補強筋が 負担する せん断力 $V_{sreq}$ (kN)	必要せん断 補強鉄筋	
									$A_{wreq}$ (mm <sup>2</sup> /組)	$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> /m)
②	Ss-D (-+)	上部	3984	1772	4463	0.795	2734	1250	219	274
③	Ss-D (-+)	中部	7760	1772	4463	0.795	2734	5026	881	1101
③	Ss-D (-+)	下部	8877	1772	4463	0.795	2734	6143	1077	1346

表 5-17 (5) 水平断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果 ( $A_{s2}$ )  
側壁の面外方向の地震時最大地盤反力に対して水平輪切り断面モデルで  
算定する曲げ軸力に対する鉄筋量  
(側壁の面内方向の鉄筋のうち、 $A_{s2}$ のみを考慮) (B-B断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋 種別	発生断面力		短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	必要 鉄筋量 $A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)		
②	Ss-D (-+)	上部	1000	1000	800	SD345	31	99	294	0
③	Ss-D (-+)	中部	1000	1000	800	SD345	581	674	294	2871
③	Ss-D (-+)	下部	1000	1000	800	SD345	263	697	294	0

表 5-17 (6)  $A_{s1}$ の必要鉄筋量と $A_{s2}$ の必要鉄筋量を足し合わせた必要合計鉄筋量と  
実配筋量との比率 (B-B断面)

解析 ケース	地震動	評価位置	鉛直断面の せん断力 に対する 必要鉄筋量 $A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> /m/段)	水平断面の 曲げ軸力 に対する 必要鉄筋量 $A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)	① 合計必要 鉄筋量 $A_{s1}+A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> /m)	② 実配筋量 $A_s$ (mm <sup>2</sup> /m)	比率 ①/②
②	Ss-D (-+)	上部	274	0	274	3212	0.09
③	Ss-D (-+)	中部	1101	2871	3972	4783	0.84
③	Ss-D (-+)	下部	1346	0	1346	5700	0.24



## 5.4 底版に対する耐震評価結果

### 5.4.1 底版の曲げ軸力に対する評価結果

鉛直応力が最大の1ケースのみ照査を行う。底版の鉛直応力比較表は表5-18に示す。底版の評価概念図を図5-9に示す。

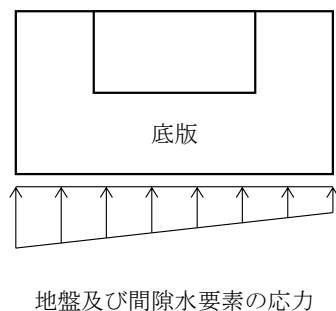


図5-9 底版の評価概念図

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表5-19に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表5-20に示す。

揚水井戸の底版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及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

評価位置図を図5-10に示す。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表5-21に示す。

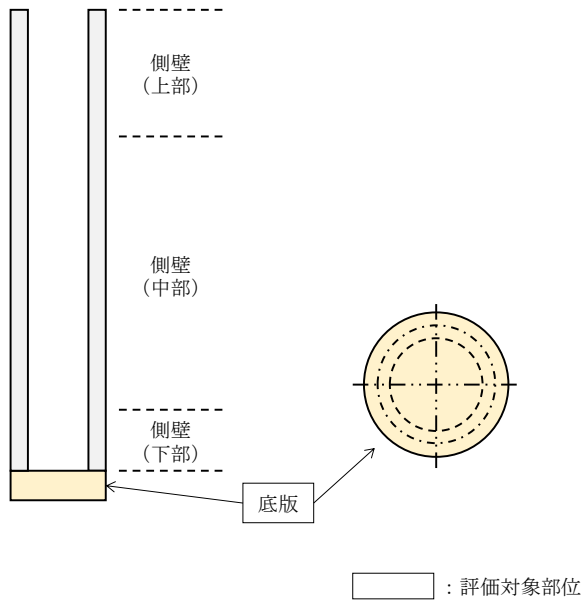


图 5-10 評価位置図

表 5-18 (1) 底版の鉛直応力比較表 (A-A断面)

解析ケース	地震動		反力の最大平均値
			N/mm <sup>2</sup>
①	S s - D	++*	0.55
		-+*	0.43
		+ -*	0.49
		--*	0.56
	S s - F 1	++*	0.30
	S s - F 2	++*	0.49
	S s - N 1	++*	0.40
		-+*	0.62
	S s - N 2 (NS)	++*	0.35
		-+*	0.38
	S s - N 2 (EW)	++*	0.38
		-+*	0.30
②	S s - N 1	-+*	0.61
③	S s - N 1	-+*	0.43

注記\* : 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 5-18 (2) 底版の鉛直応力比較表 (B-B断面)

解析ケース	地震動		反力の最大平均値
			N/mm <sup>2</sup>
①	S s - D	++*	0.29
		-+*	0.29
		+ -*	0.25
		--*	0.34
	S s - F 1	++*	0.20
	S s - F 2	++*	0.24
	S s - N 1	++*	0.44
		-+*	0.12
	S s - N 2 (NS)	++*	0.22
		-+*	0.14
	S s - N 2 (EW)	++*	0.13
		-+*	0.25
②	S s - N 1	++*	0.19
③	S s - N 1	++*	0.36

注記\* : 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 5-19 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-N1 (+)	底版	1000	1700	1500	D38@200	1417	0	4.4	19.2	0.23

表 5-19 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-N1 (++)	底版	1000	1700	1500	D38@200	1132	0	3.4	19.2	0.18

表 5-20 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-N1 (+)	底版	1000	1700	1500	D38@200	1417	0	183.3	435	0.43

表 5-20 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	Ss-N1 (++)	底版	1000	1700	1500	D38@200	1132	0	146.4	435	0.34

表 5-21 断面計算に用いた断面諸元の一覧 (曲げ軸力に対する評価)

評価位置	断面形状						主鉄筋								
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり		有効高		鉄筋 仕様	外面				内面			
			外面 (mm)	内面 (mm)	外面 (mm)	内面 (mm)		径 (mm)	段数	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋 量 (mm <sup>2</sup> /m)	径 (mm)	段数	鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋 量 (mm <sup>2</sup> /m)
底版	1000	1700	200	200	1500	1500	SD490	38	1	200	5700	38	1	200	5700

#### 5.4.2 底版のせん断力に対する評価結果

底版のせん断力に対する照査結果を表 5-22 に示す。

揚水井戸の底版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限界以下であることを確認した。

なお、発生応力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。

断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5-23 に示す。

表 5-22 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (A-A断面)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-N1 (-+)	底版	1000	1700	1500	D22@200@400	1054	2374	0.45

表 5-22 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震 動	評価 位置	断面形状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	Ss-N1 (++)	底版	1000	1700	1500	D22@200@400	842	2374	0.36

表 5-23 断面計算に用いた断面諸元の一覧 (せん断力に対する評価)

評価位置	断面形状						せん断補強筋				
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり		有効高		鉄筋 仕様	径 (mm)	鉄筋間隔 鉛直方向 (mm)	鉄筋間隔 水平方向 (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /本)
			外面 (mm)	内面 (mm)	外面 (mm)	内面 (mm)					
底版	1000	1700	200	200	1500	1500	SD345	22	200	400	387.1

## 5.5 側壁と底版の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価結果

### 5.5.1 側壁隅角部の評価結果

底版の拘束効果に対する側壁の検討は、2次元全応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁及び底版の設計に用いている最大荷重ケースに対して部材端モーメントとの合算によって評価した。側壁上端位置をピン支持条件とし、側壁下端位置を固定条件としたはりモデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメント図を図5-11に、底版の両端を固定条件としたはりモデルに地盤反力を作用させた際の曲げモーメント図を図5-12に、評価結果を表5-24に示す。

側壁の鉛直鉄筋の照査について、2次元全応力解析により求められる曲げ軸力に対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 $\sigma_{v1}$ と、側壁及び底版の各モデルの解析により求められる側壁及び底版の接合部の曲げモーメントに対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 $\sigma_{v2-1}$ 及び底版主鉄筋の曲げ引張応力度 $\sigma_{v2-2}$ を算定し、 $\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$ が許容限界以下であることを確認した。

ただし、 $\sigma_{v2}$ は $\sigma_{v2-1}$ と $\sigma_{v2-2}$ を足し合わせた曲げ引張応力度である。



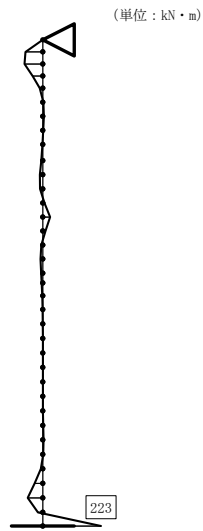


図 5-11 (1) 側壁はりモデルにおける曲げモーメント図  
 コンクリートの曲げ軸力に対する評価  
 (A-A断面, S<sub>s</sub>-N1 (-+)) (解析ケース①)

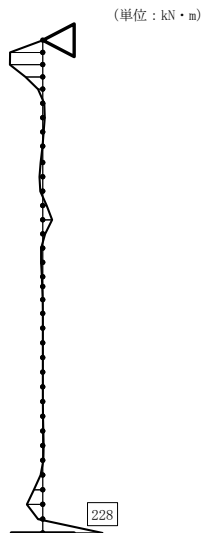


図 5-11 (2) 側壁はりモデルにおける曲げモーメント図  
 鉄筋の曲げ軸力に対する評価  
 (A-A断面, S<sub>s</sub>-D (+-)) (解析ケース③)

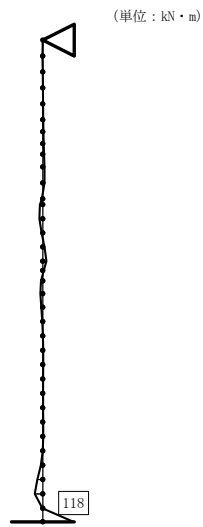


図 5-11 (3) 側壁はりモデルにおける曲げモーメント図  
 コンクリートの曲げ軸力に対する評価  
 (B-B断面, S<sub>s</sub>-D(++))(解析ケース①)

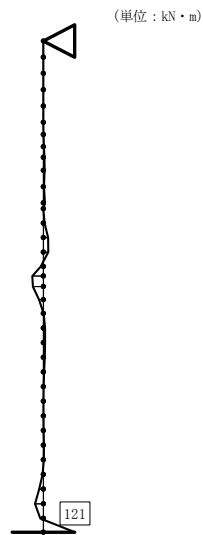


図 5-11 (4) 側壁はりモデルにおける曲げモーメント図  
 鉄筋の曲げ軸力に対する評価  
 (B-B断面, S<sub>s</sub>-D(+)) (解析ケース①)

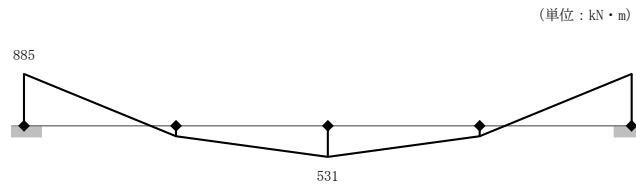


図 5-12 (1) 底版はりモデルにおける曲げモーメント図  
 コンクリートの曲げ軸力に対する評価  
 (A-A断面, S<sub>s</sub>-N1 (-+)) (解析ケース①)

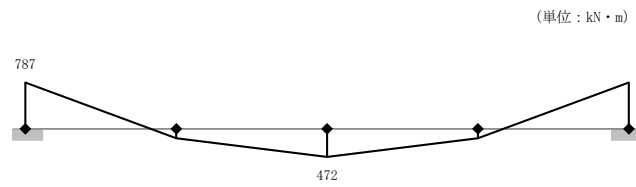


図 5-12 (2) 底版はりモデルにおける曲げモーメント図  
 鉄筋の曲げ軸力に対する評価  
 (A-A断面, S<sub>s</sub>-D (+-)) (解析ケース③)

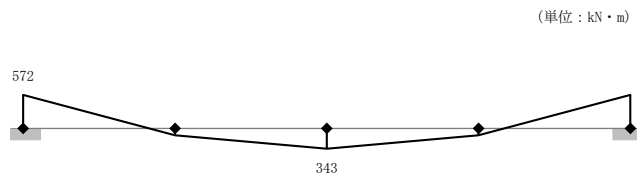


図 5-12 (3) 底版はリモデルにおける曲げモーメント図  
 コンクリートの曲げ軸力に対する評価  
 (B-B断面, S<sub>s</sub>-D(++))(解析ケース①)

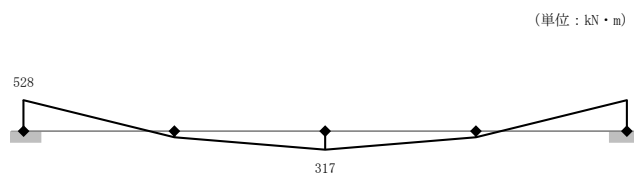


図 5-12 (4) 底版はリモデルにおける曲げモーメント図  
 鉄筋の曲げ軸力に対する評価  
 (B-B断面, S<sub>s</sub>-D(+)) (解析ケース①)

A-A断面，B-B断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置，解析ケースでの鉛直断面の評価結果を表5-24に示す。2次元全応力解析による発生応力度は，曲げ軸力が時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントを直交する方向にも同時に作用させるものと仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）して算定している。曲げモーメントの算定概念図を図5-13に示す。

表5-24 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
A-A 断面	①	Ss-N1 (+)	下部	全応力解析	$\sigma_{v1}'$	1772	4874	4463	SD490	22769	14463	2.4	19.2	0.13
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	1000	1000	800		1108	0	9.9	19.2	0.52
				合計	$\sigma_{v1}'+\sigma_{v2}$	—	—	—		—	—	12.3	19.2	0.65
B-B 断面	①	Ss-D (++)	下部	全応力解析	$\sigma_{v1}'$	1772	4874	4463	SD490	26758	16989	2.9	19.2	0.16
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	1000	1000	800		690	0	6.2	19.2	0.33
				合計	$\sigma_{v1}'+\sigma_{v2}$	—	—	—		—	—	9.1	19.2	0.48

表5-24 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置		断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
A-A 断面	③	Ss-D (+, -)	下部	全応力解析	$\sigma_{v1}'$	1772	4874	4463	SD490	30076	4554	99.7	435	0.23
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	1000	1000	800		1015	0	257.8	435	0.60
				合計	$\sigma_{v1}'+\sigma_{v2}$	—	—	—		—	—	357.5	435	0.83
B-B 断面	①	Ss-D (+, -)	下部	全応力解析	$\sigma_{v1}'$	1772	4874	4463	SD490	25278	14127	20.2	435	0.05
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	1000	1000	800		649	0	164.8	435	0.38
				合計	$\sigma_{v1}'+\sigma_{v2}$	—	—	—		—	—	185.0	435	0.43

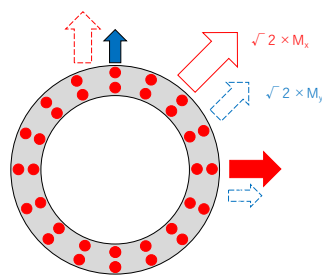


図5-13 曲げモーメントの算定概念図

### 5.5.2 底版隅角部の評価結果

側壁の拘束効果に対する底版の検討は、側壁の検討と同様に、2次元全応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁及び底版の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。

両端固定はりモデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_1$ ) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_2$ ) を加算したもの ( $M_1 + M_2$ ) を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントが底版の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント ( $M_3$ ) と比較し、B-B断面においては、( $M_1 + M_2$ ) は ( $M_3$ ) 以下であった。よって、B-B断面においては、( $M_3$ ) で求められた主鉄筋は、側壁の拘束効果に対する底版隅角部においても許容限界以下であることを確認した。底版隅角部の評価結果を表5-25に示す。A-A断面は ( $M_1 + M_2$ ) が ( $M_3$ ) 以上であったことから、( $M_1 + M_2$ ) による照査を行った。曲げ軸力照査結果を表5-26に示す。

両端固定はりモデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_1$ ) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_2$ ) を加算したもの ( $M_1 + M_2$ ) による最大曲げモーメントが許容限界以下であることを確認した。

表 5-25 側壁の拘束効果に対する底版隅角部の評価結果

断面	地震動	評価位置	底版の固定端 曲げモーメント $M_1$	側壁の固定端 曲げモーメント $M_2$	固定端 曲げモーメント の合計 $M_1 + M_2$	比較	底版評価時の 曲げモーメント $M_3$	鉄筋仕様
A-A 断面	Ss-N1 (-+)	底版	885	780	1665	>	1417	D38@200
B-B 断面	Ss-N1 (++)	底版	708	422	1130	<	1132	D38@200

表 5-26 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (A-A断面)

断面	地震動	評価位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A-A 断面	Ss-N1 (-+)	底版	1000	1700	1500	D38@200	1665	0	5.1	19.2	0.27

表 5-26 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (A-A断面)

断面	地震動	評価位置	断面形状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A-A 断面	Ss-N1 (-+)	底版	1000	1700	1500	D38@200	1665	0	215.3	435	0.50

#### 5.6 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 5-27 に、接地圧分布図を図 5-14 に示す。

揚水井戸の最大接地圧は  $S_s - N1$  (-+) (解析ケース①, A-A 断面) で  $1.35\text{N/mm}^2$  であり、基礎地盤の極限支持力度  $9.8\text{N/mm}^2$  以下である。

以上のことから、揚水井戸の基礎地盤は、基準地震動  $S_s$  に対し、支持性能を有することを確認した。



表 5-27 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (A-A 断面)

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値	
			$R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d/R_u$	
①	S s - D	++*	1.27	9.8	0.13	
		-+*	1.11	9.8	0.12	
		+ - *	1.32	9.8	0.14	
		--*	1.17	9.8	0.12	
	S s - F 1	++*	0.86	9.8	0.09	
	S s - F 2	++*	1.00	9.8	0.11	
	S s - N 1	++*	1.32	9.8	0.14	
		-+*	1.35	9.8	0.14	
	S s - N 2 (NS)	++*	1.04	9.8	0.11	
		-+*	0.73	9.8	0.08	
	S s - N 2 (EW)	++*	0.90	9.8	0.10	
		-+*	0.89	9.8	0.10	
	②	S s - N 1	-+*	1.21	9.8	0.13
	③	S s - N 1	-+*	1.22	9.8	0.13

注記\* : 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 5-27 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (B-B断面)

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_d/R_u$
①	S s - D	++*	0.34	9.8	0.04
		-+*	0.39	9.8	0.04
		+ - *	0.34	9.8	0.04
		--*	0.59	9.8	0.07
	S s - F 1	++*	0.36	9.8	0.04
	S s - F 2	++*	0.36	9.8	0.04
	S s - N 1	++*	0.68	9.8	0.07
		-+*	0.15	9.8	0.02
	S s - N 2 (NS)	++*	0.46	9.8	0.05
		-+*	0.29	9.8	0.03
	S s - N 2 (EW)	++*	0.26	9.8	0.03
		-+*	0.42	9.8	0.05
②	S s - N 1	++*	0.23	9.8	0.03
③	S s - N 1	++*	0.52	9.8	0.06

注記\* : 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

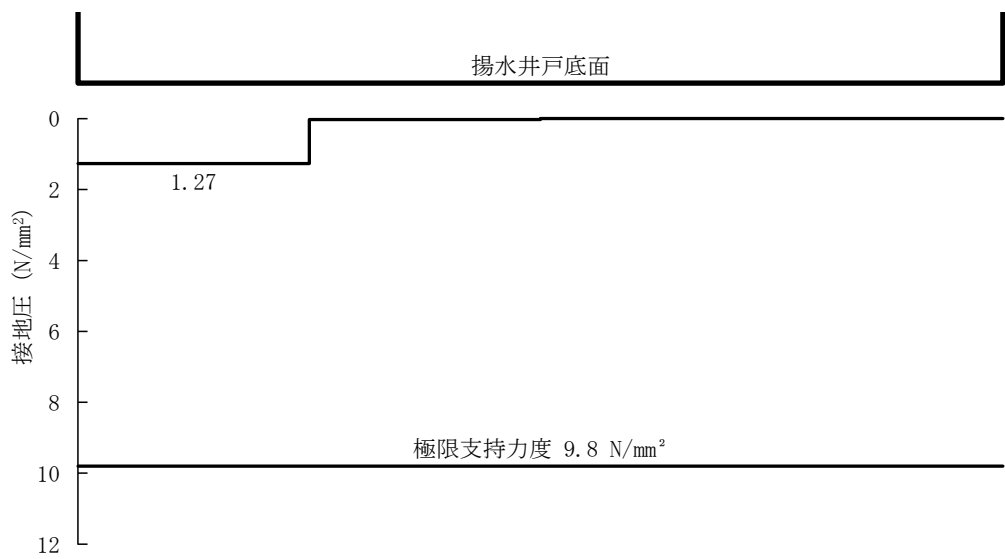


図 5-14 (1) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - D (++) (解析ケース①))

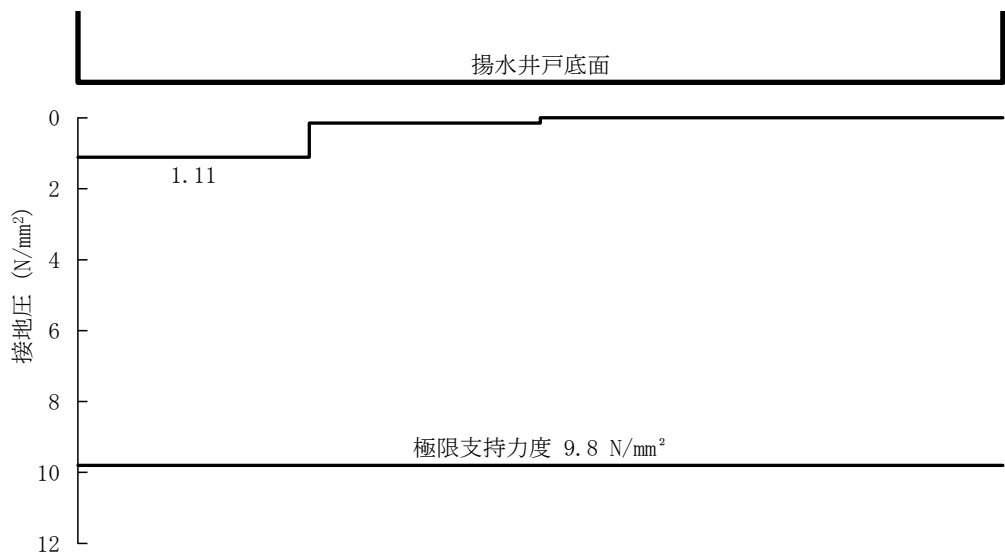


図 5-14 (2) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - D (-+) (解析ケース①))

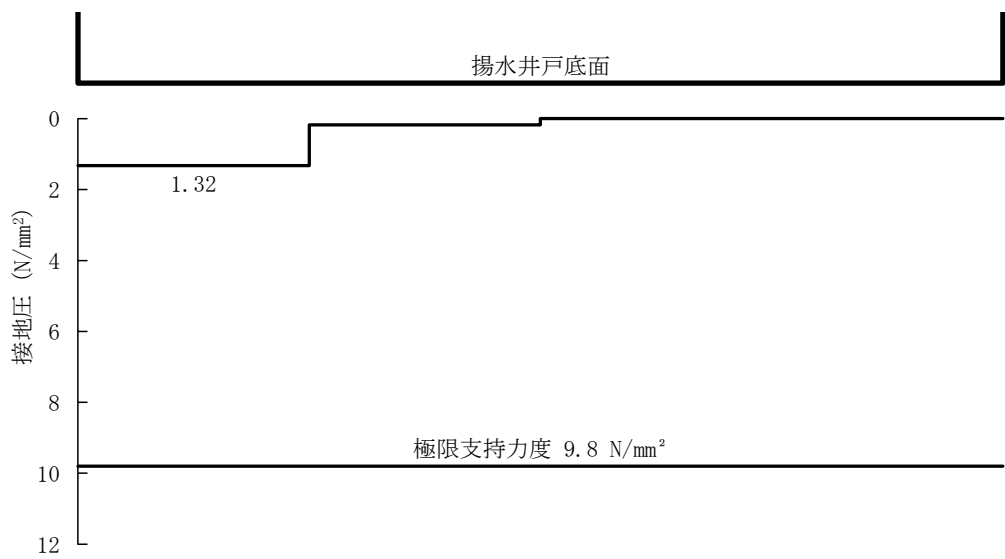


図 5-14 (3) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - D (+)) (解析ケース①)

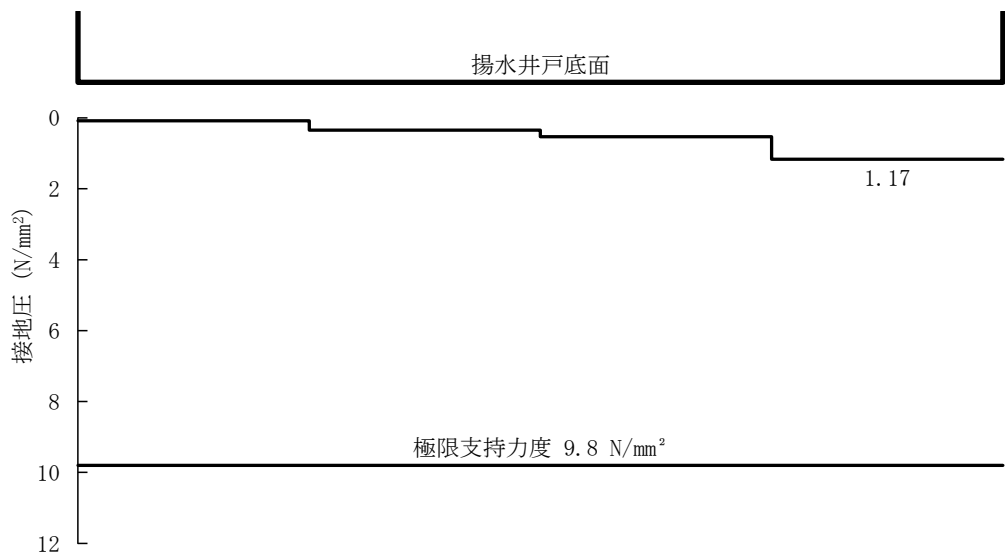


図 5-14 (4) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - D (-)) (解析ケース①)

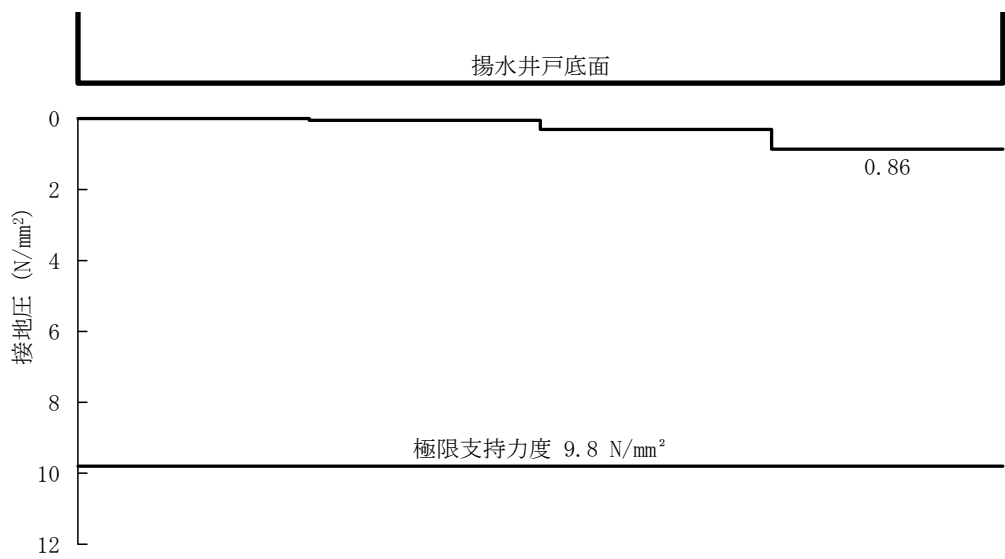


図 5-14 (5) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - F 1 (++) (解析ケース①))

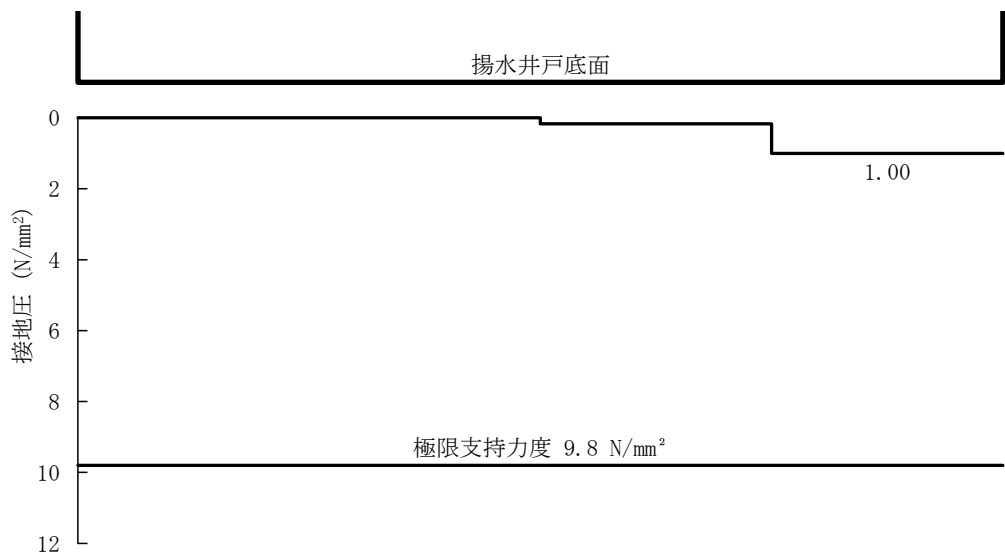


図 5-14 (6) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - F 2 (++) (解析ケース①))

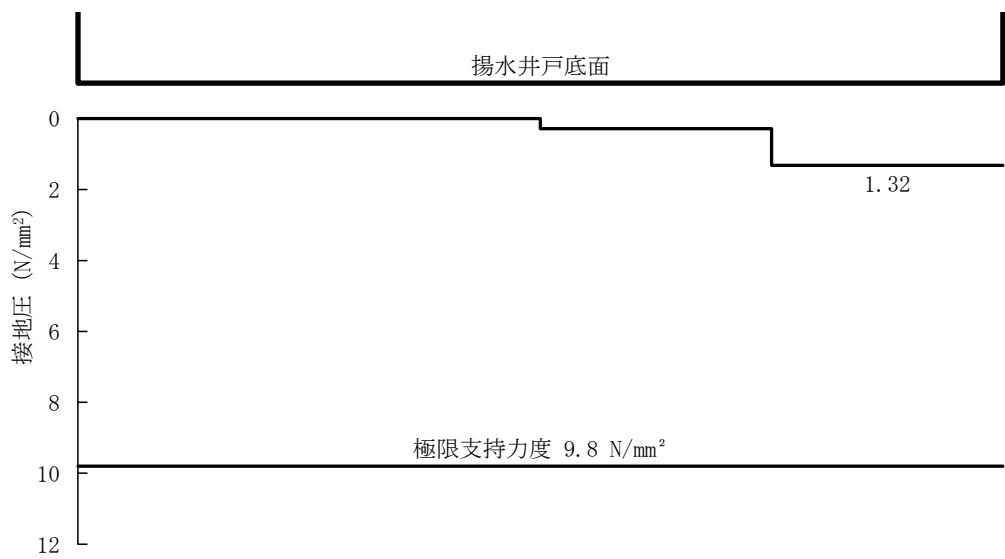


図 5-14 (7) A-A 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1 (++) (解析ケース①))

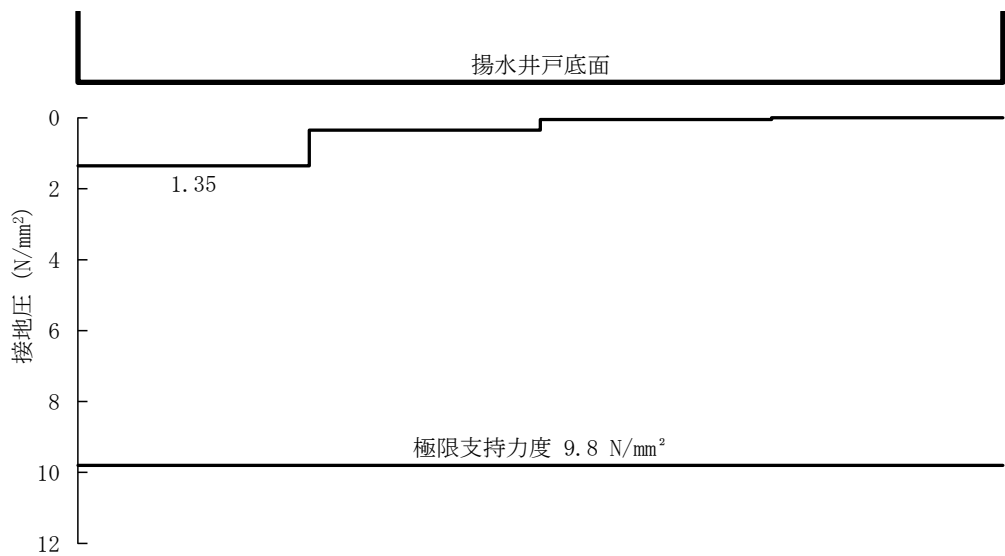


図 5-14 (8) A-A 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1 (-+) (解析ケース①))

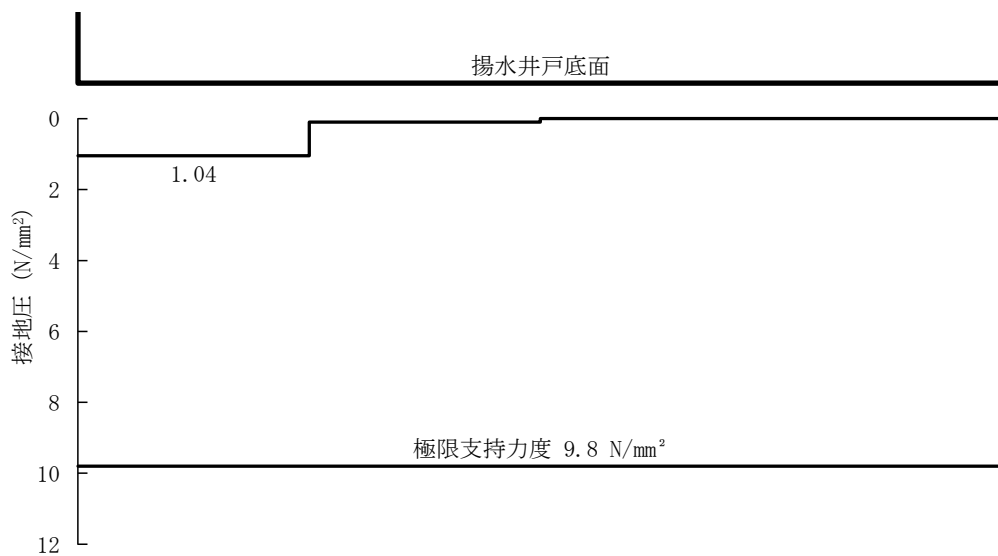


図 5-14 (9) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - N 2 (N S) (+ +)) (解析ケース①)

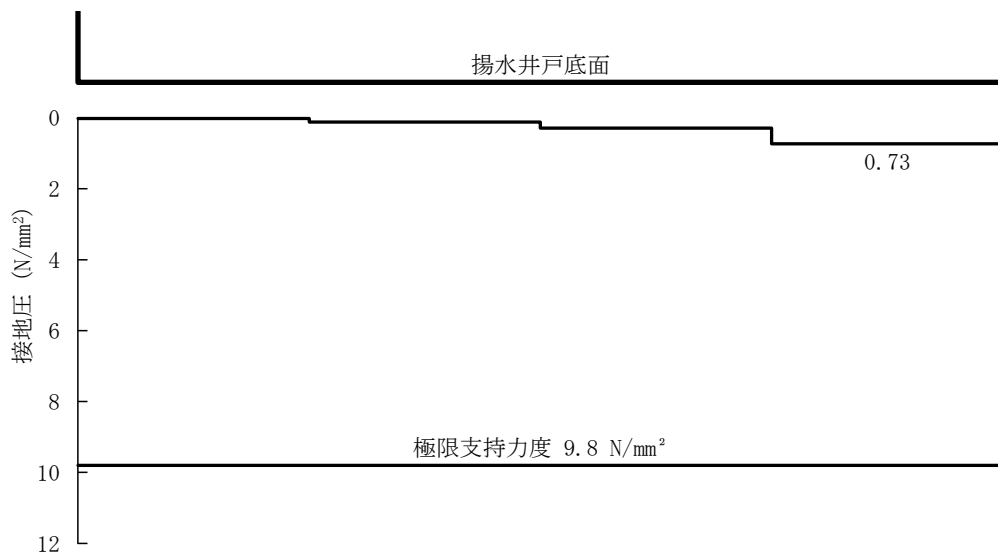


図 5-14 (10) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - N 2 (N S) (- +)) (解析ケース①)

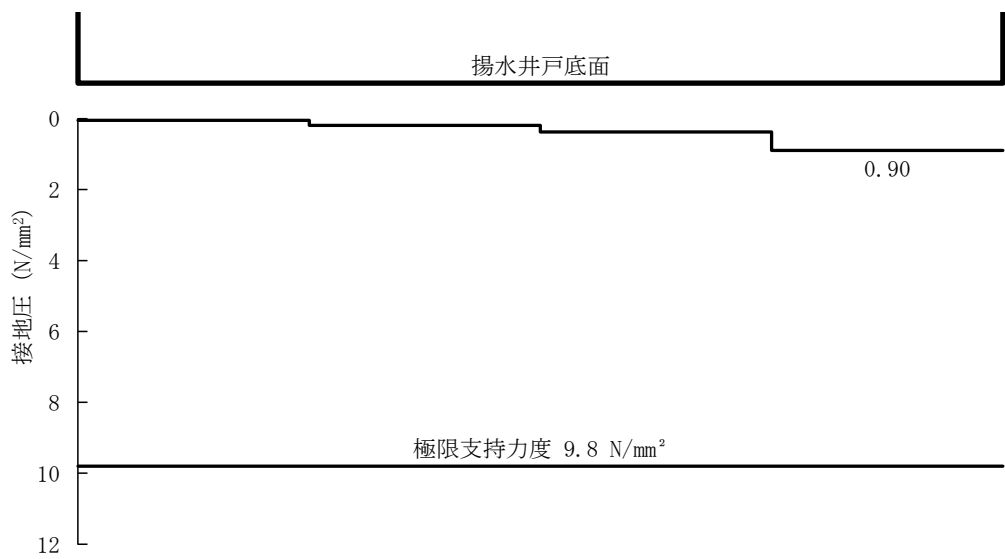


図 5-14 (11) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - N 2 (EW) (++) (解析ケース①))

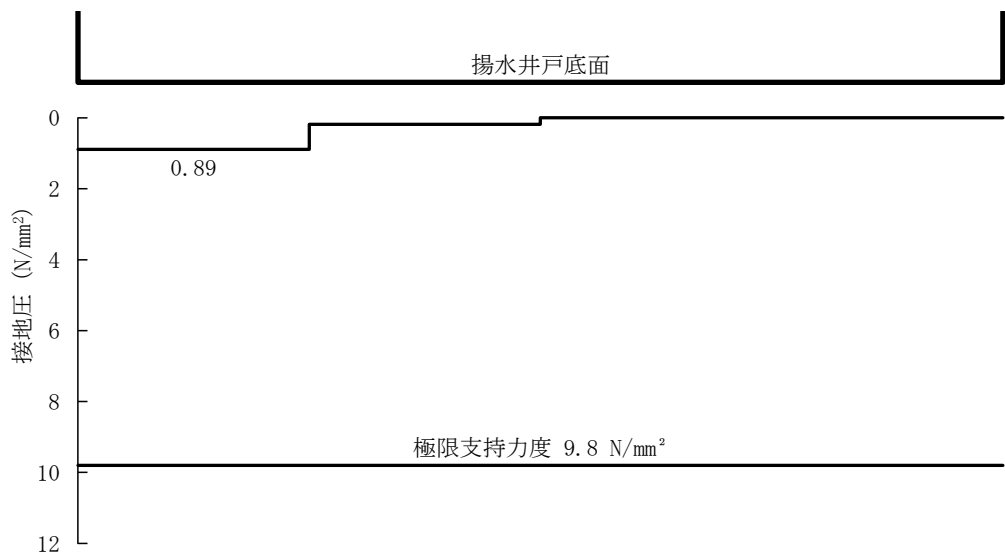


図 5-14 (12) A-A 断面の接地圧分布図 (S s - N 2 (EW) (-+) (解析ケース①))



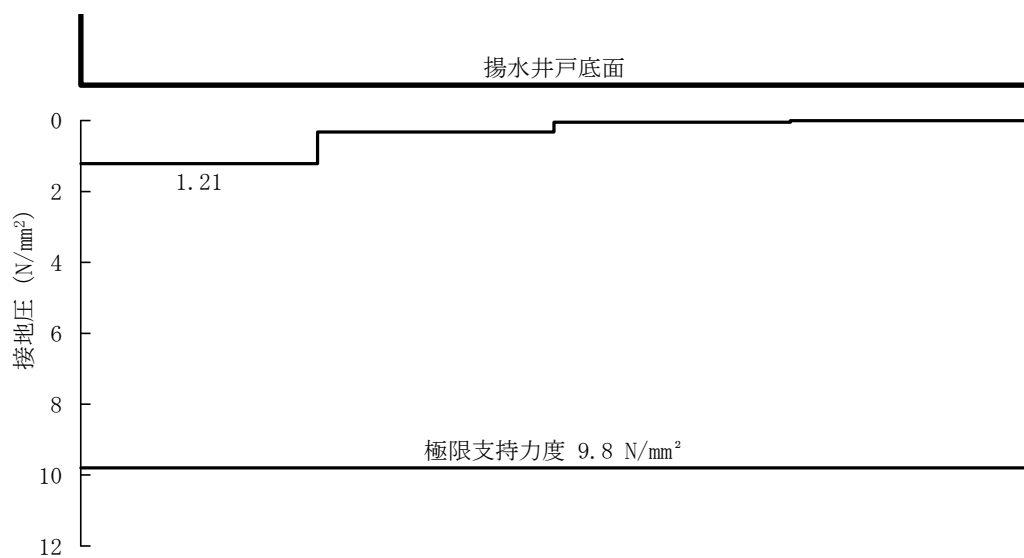


図 5-14 (13) A-A断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1 (-+)) (解析ケース②)

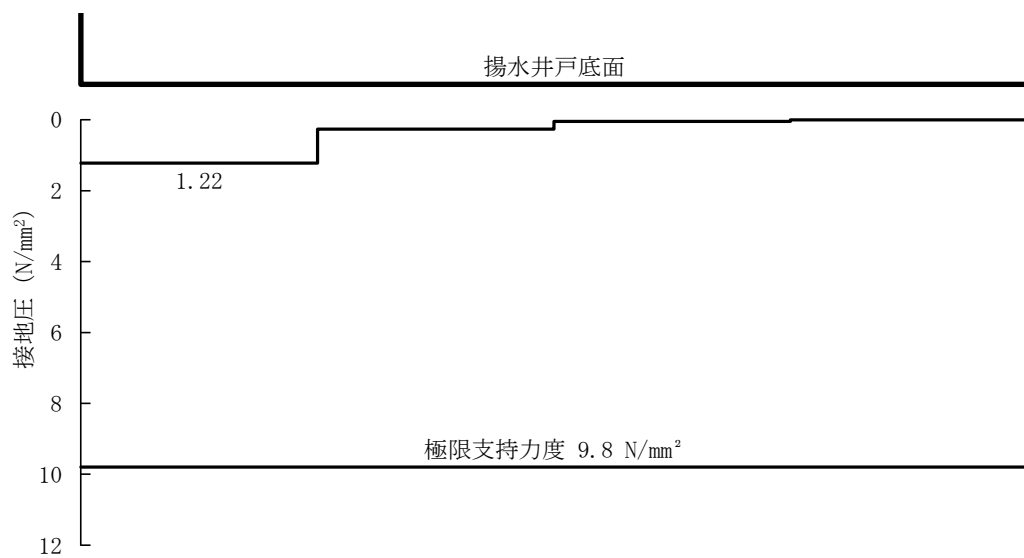


図 5-14 (14) A-A断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1 (-+)) (解析ケース③)

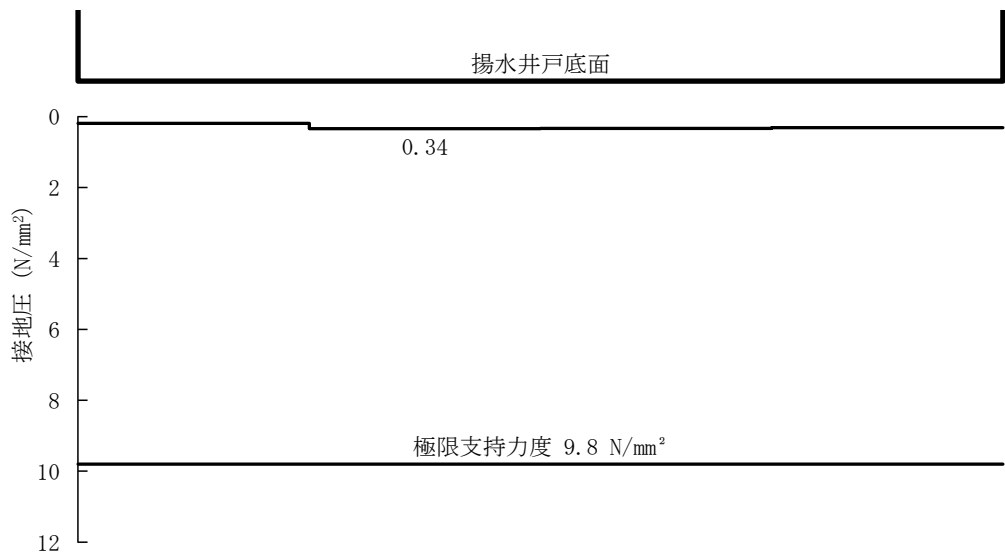


図 5-14 (15) B-B断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D(+)) (解析ケース①)

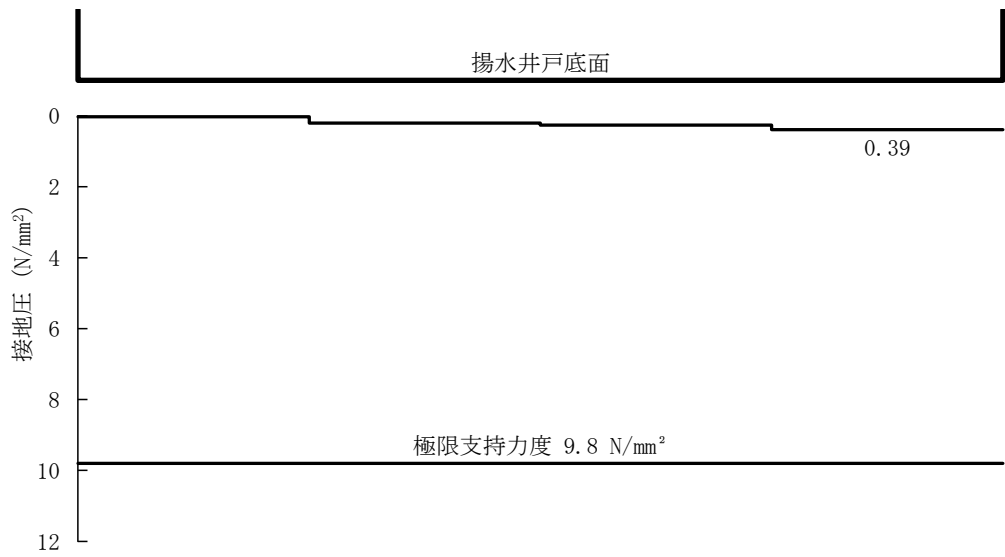


図 5-14 (16) B-B断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D(-)) (解析ケース①)

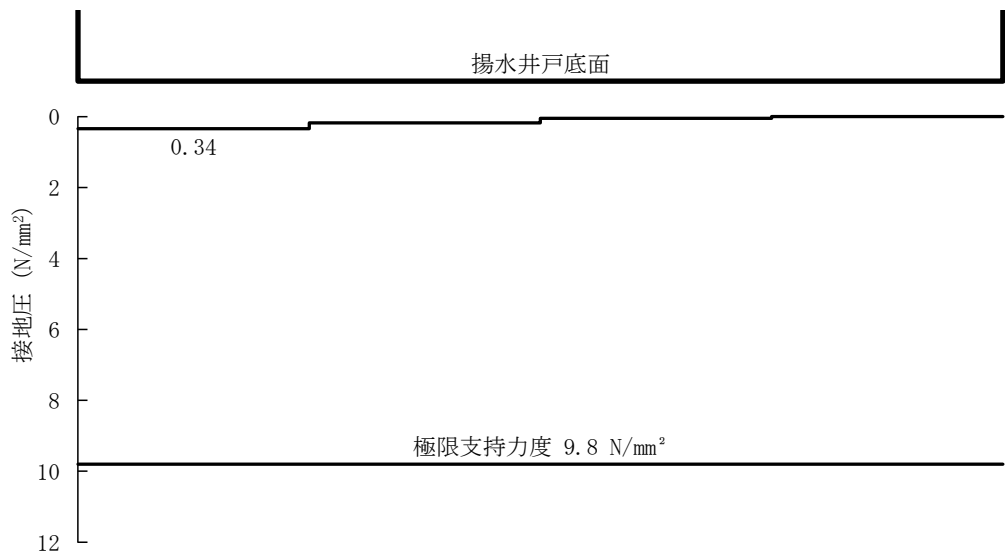


図 5-14 (17) B - B 断面の接地圧分布図 (S s - D (+)) (解析ケース①)

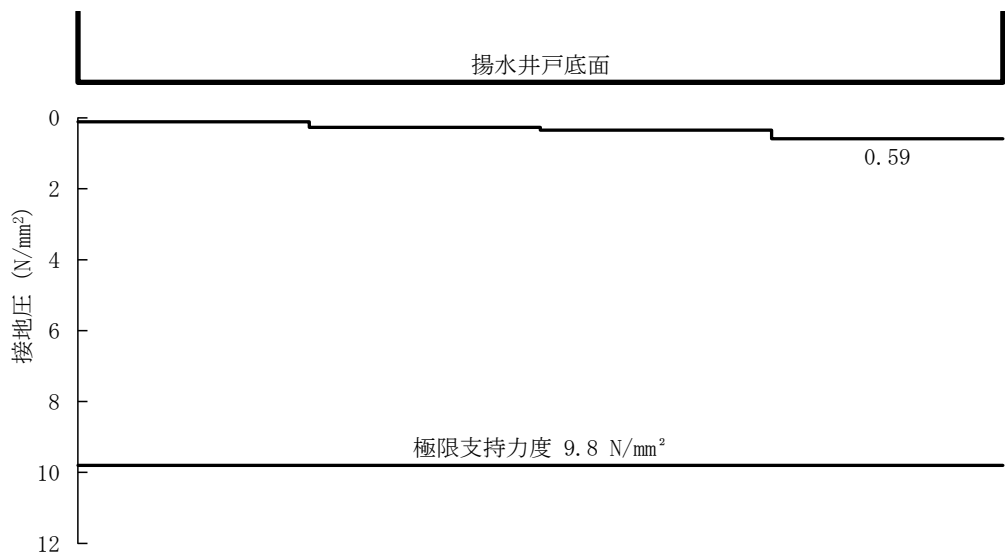


図 5-14 (18) B - B 断面の接地圧分布図 (S s - D (-)) (解析ケース①)

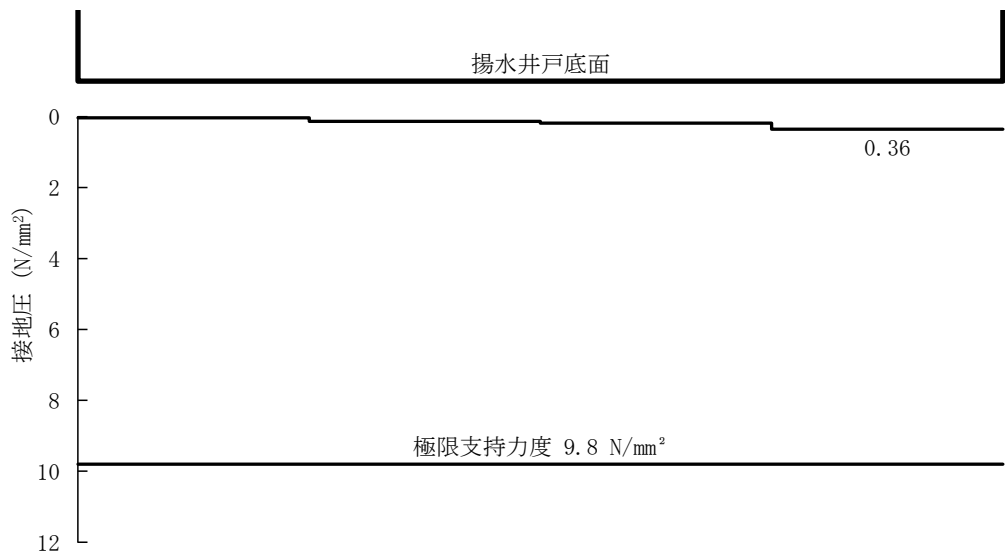


図 5-14 (19) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-F 1 (++) (解析ケース①))

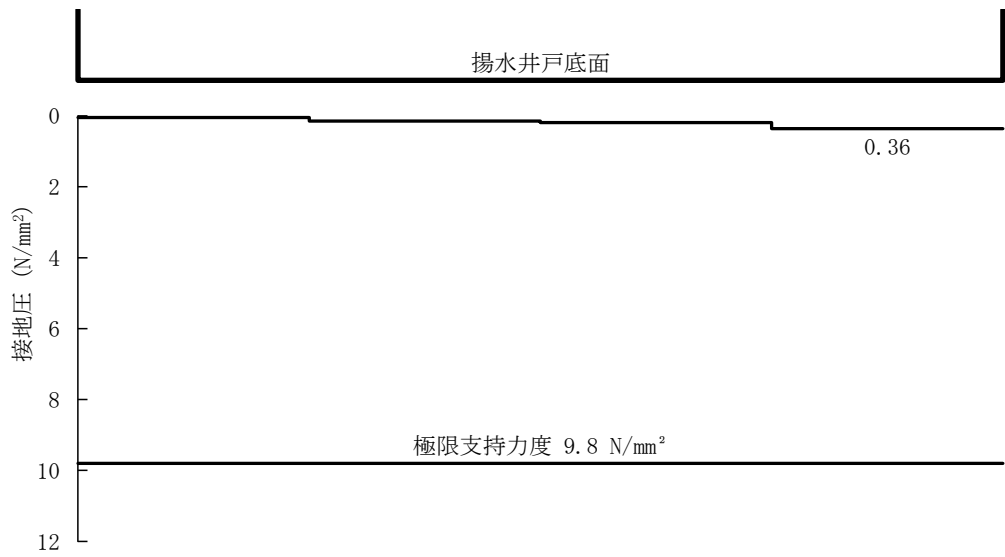


図 5-14 (20) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-F 2 (++) (解析ケース①))

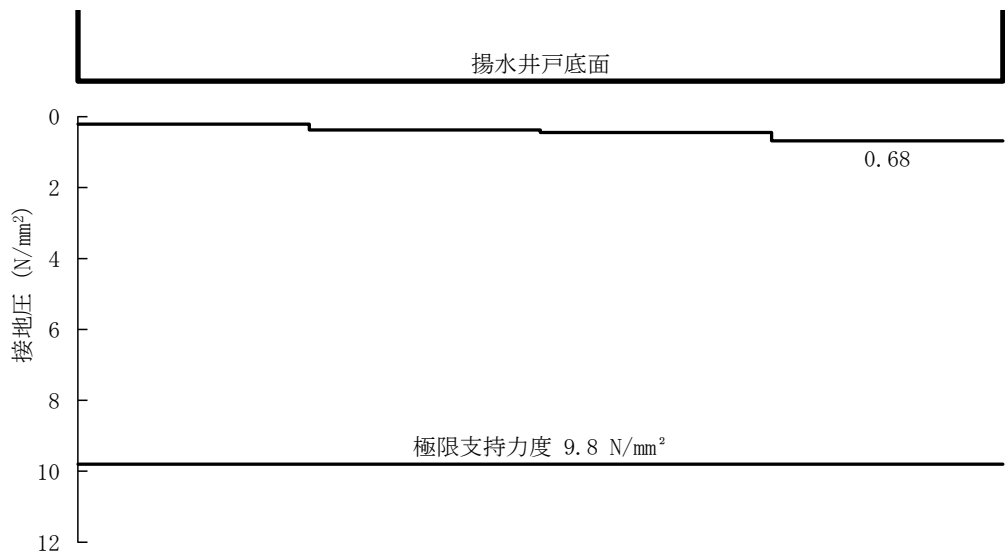


図 5-14 (21) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1 (++) (解析ケース①))

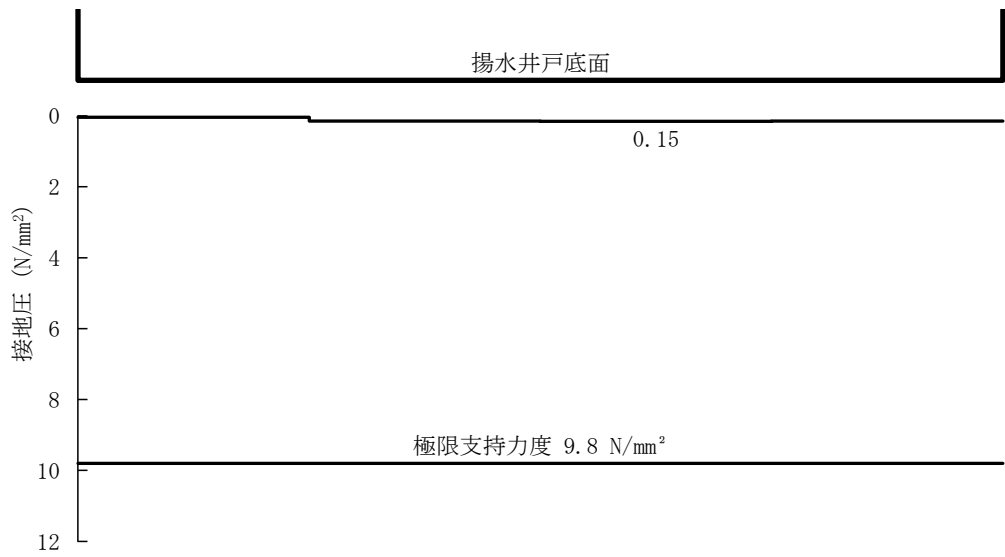


図 5-14 (22) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1 (-+)) (解析ケース①))

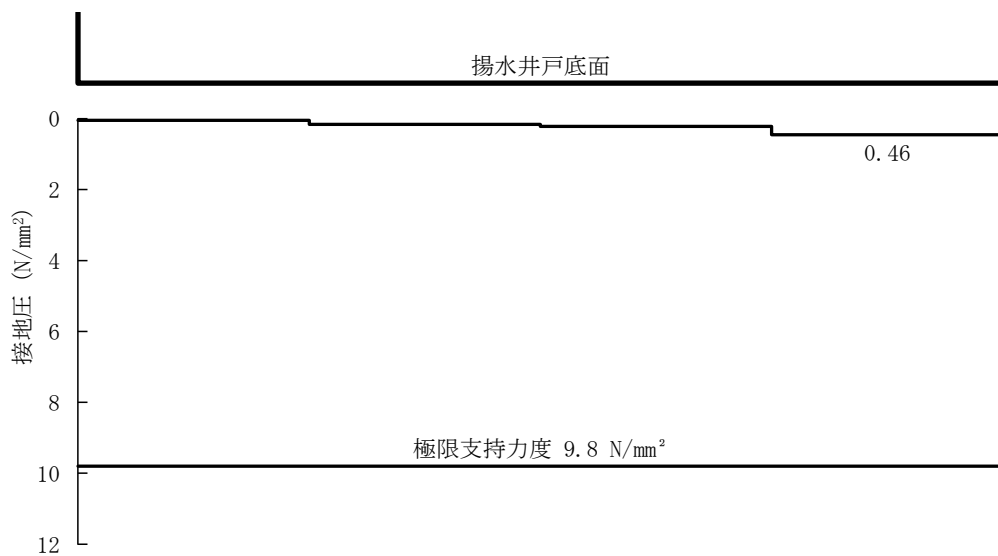


図 5-14 (23) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N<sub>2</sub> (NS) (+)) (解析ケース①)

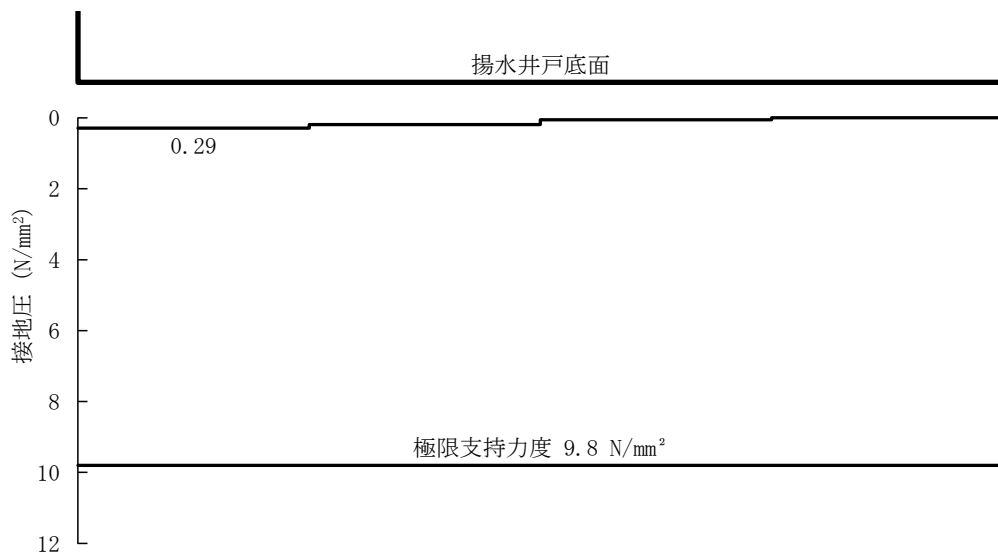


図 5-14 (24) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N<sub>2</sub> (NS) (-)) (解析ケース①)

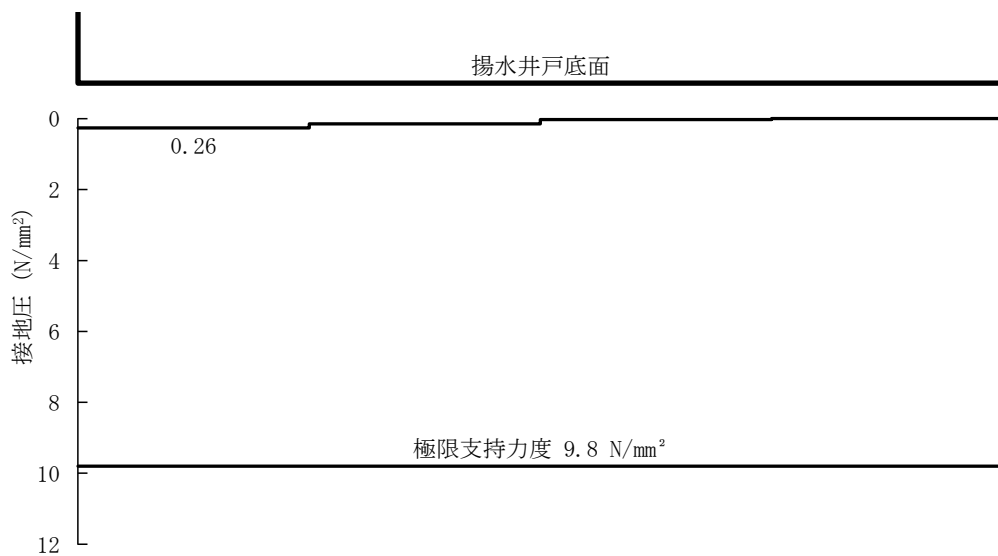


図 5-14 (25) B-B 断面の接地圧分布図 (S s - N 2 (E W) (+ +)) (解析ケース①)

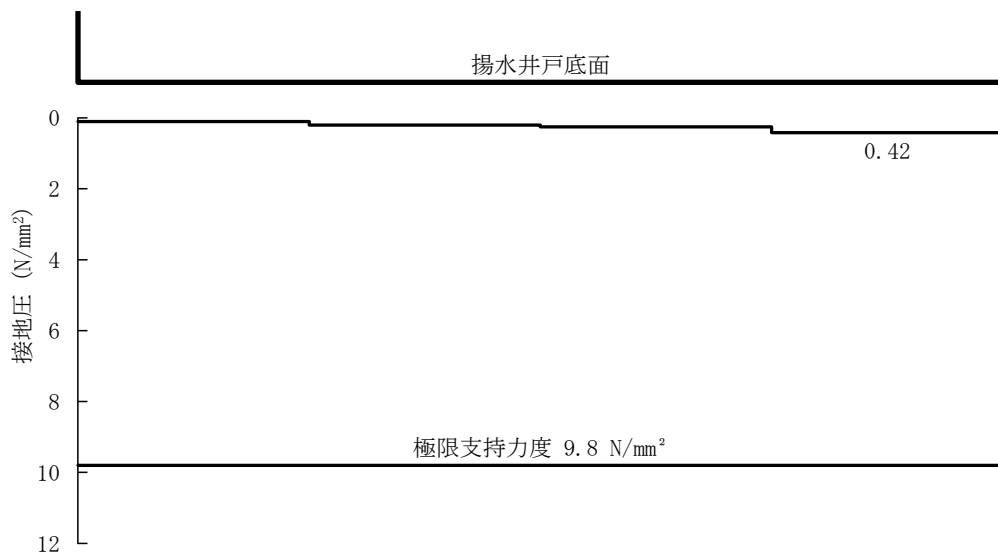


図 5-14 (26) B-B 断面の接地圧分布図 (S s - N 2 (E W) (- +)) (解析ケース①)

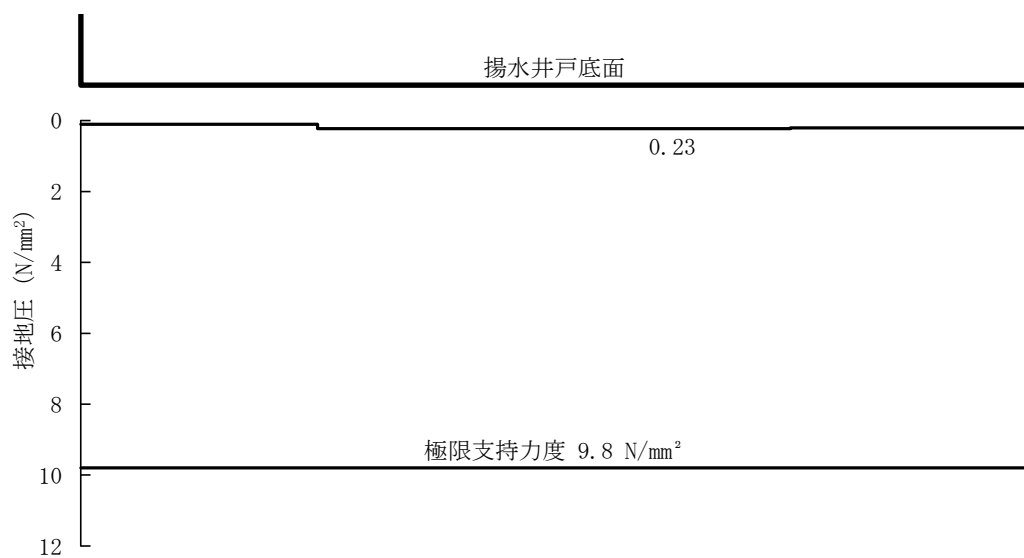


図 5-14 (27) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1(++) (解析ケース②))

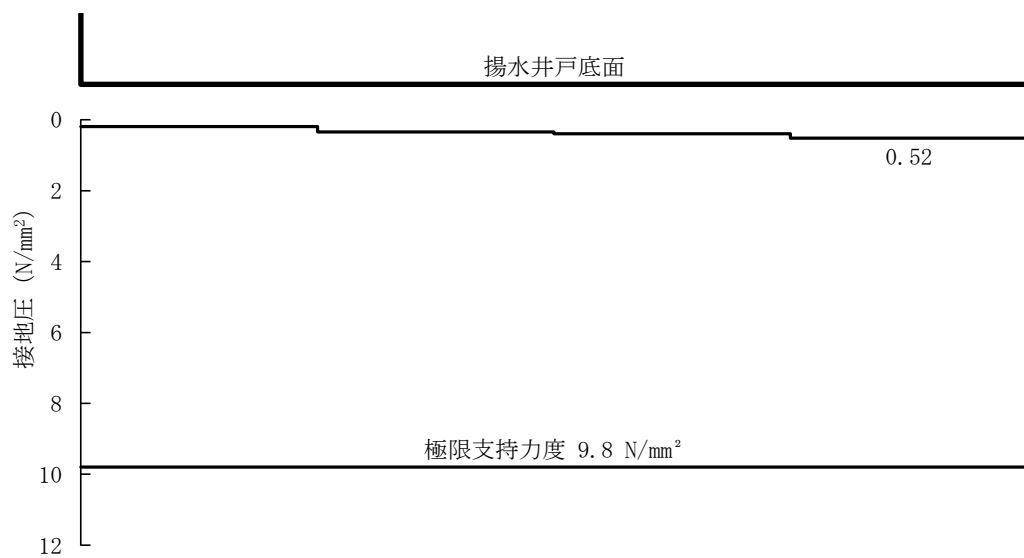


図 5-14 (28) B-B 断面の接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-N1(++) (解析ケース③))



## 6. まとめ

揚水井戸については、基準地震動  $S_s$  による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、曲げモーメント及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力度に基づく許容限界を下回ることを確認した。

以上から、揚水井戸は、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して、構造強度を有すること、支持機能を損なわないことを確認した。

## 第2章 ドレーンの耐震性に係る補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象部位	8
3.2 荷重及び荷重の組合せ	8
3.2.1 荷重	8
3.2.2 荷重の組合せ	12
3.2.3 設計用震度の算定	12
3.3 許容限界	15
3.4 評価方法	17
3.4.1 ドレーンの変形量算出方法	17
3.4.2 断面の評価方法	19
3.4.3 岩盤の局所安全係数分布の確認	19
4. 評価結果	20
4.1 フレーム解析による評価結果	20
4.2 岩盤の局所安全係数分布の確認結果	23

(参考資料1) 安全対策工事に伴う掘削による影響確認

(参考資料2) ドレーンの強度試験結果

## 1. 概要

本資料は、VI-2-1-1-別添1「地下水位低下設備の設計方針」で設定している構造強度の設計方針に基づき、地下水位低下設備のうちドレーンについて、地震時の構造強度を有していることを確認するものである。

ドレーンに要求される地下水の集水機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価を行う。

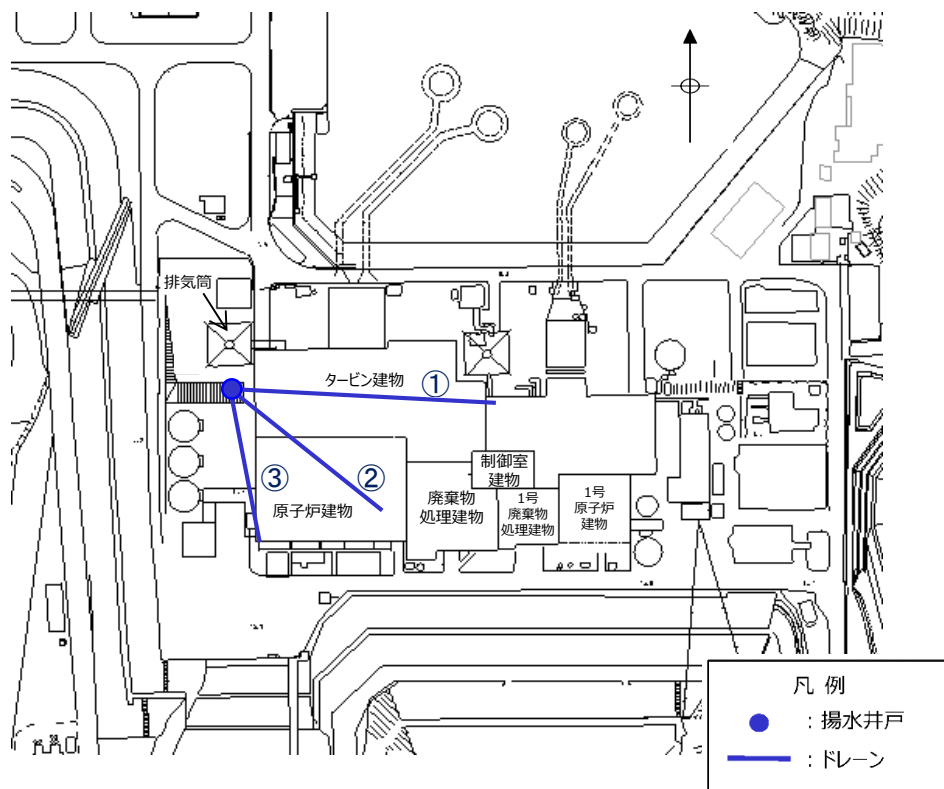
## 2. 基本方針

原子炉建物等の建物・構築物の耐震評価において、地下水位低下設備の効果을期待した浸透流解析結果から設計地下水位及び設計揚圧力を設定しており、ドレーンについては、耐震性が確保されている前提で、大気圧解放状態として条件設定している。

本資料では、原子炉建物等の直下に設置するドレーンを対象に、地震時における構造強度の確認を行う。

### 2.1 位置

地下水位低下設備のうちドレーンの設置位置を図 2-1 に示す。



ドレーン延長 ①L=151m, ②L=110m, ③L=91m

図 2-1 ドレーンの設置位置

## 2.2 構造概要

地下水位低下設備の構成概要を図 2-2 に，ドレーンの概略平面図及び断面図を図 2-3 に示す。ドレーンは原子炉建物等の下に配置する  $\phi 200\text{mm}$  の硬質ポリ塩化ビニル管であり，地下水位低下設備のうち揚水井戸を起点として建物側へ岩盤内に設置している。

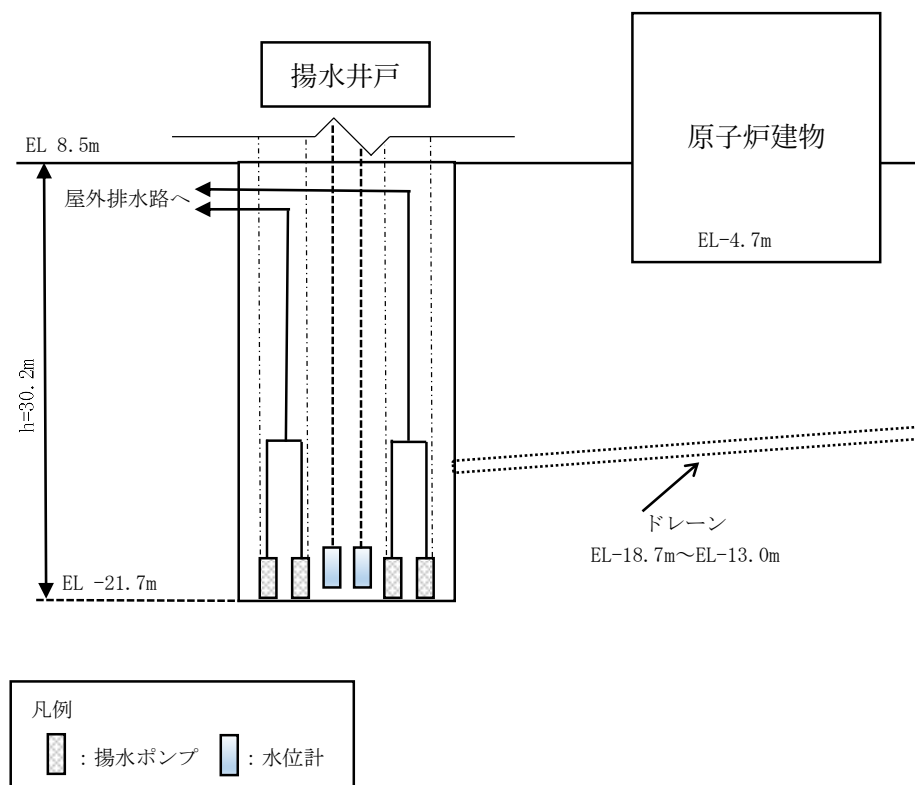
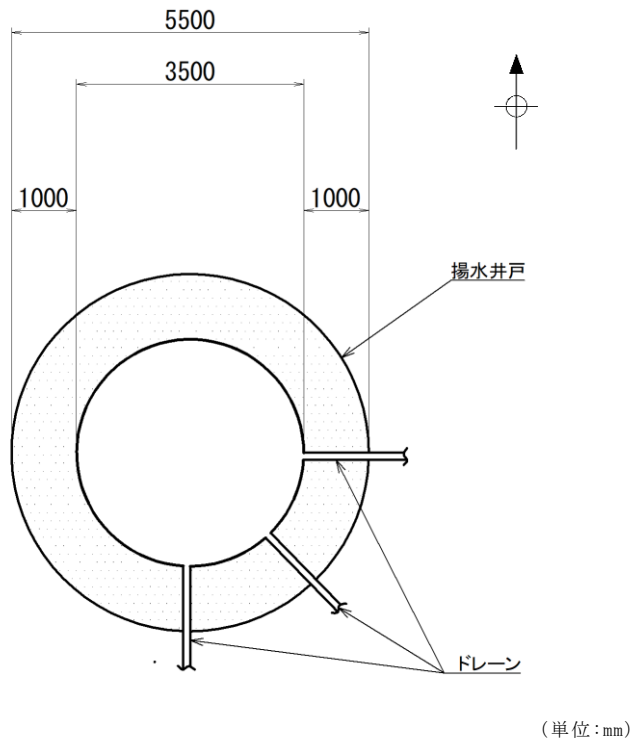
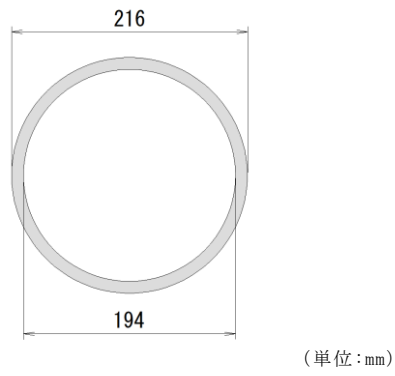


図 2-2 地下水位低下設備の構成概要



概略平面図（揚水井戸，ドレーン）



概略断面図（有孔管  $\phi$  200）

図 2-3 ドレーンの概略平面図及び断面図

### 2.3 評価方針

地下水位低下設備は、建設時から地下水位低下設備を設置していた原子炉建物等の建物・構築物に作用する揚圧力の低減を目的とし、地下水位を一定の範囲に保持するために設置する。また、ドレーンを含む地下水位低下設備の耐震重要度分類はCクラスとして分類し、基準地震動 $S_s$ に対して機能維持する設計としている。

ドレーンは岩盤内に設置されており、地震時は地盤の挙動に追従すると考えられることから、「既発電用原子炉設置変更許可申請 添付書類六（原規規発第 2109152 号 令和 3 年 9 月 15 日許可）」に示す、原子炉建物の基礎地盤安定性評価に用いた 2 次元動的有限要素法の解析モデルより算出する地震力にて耐震評価を行う。

耐震評価は、基準地震動 $S_s$ による地震力に対し、ドレーンに生じる変形量から算出される発生ひずみ率が、強度試験結果に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

なお、安全対策工事に伴う掘削範囲とドレーンは離隔があり、掘削によるドレーンへの影響は軽微であると考えられるが、影響確認結果を（参考資料 1）に示す。

ドレーンの評価フローを図 2-4 に示す。



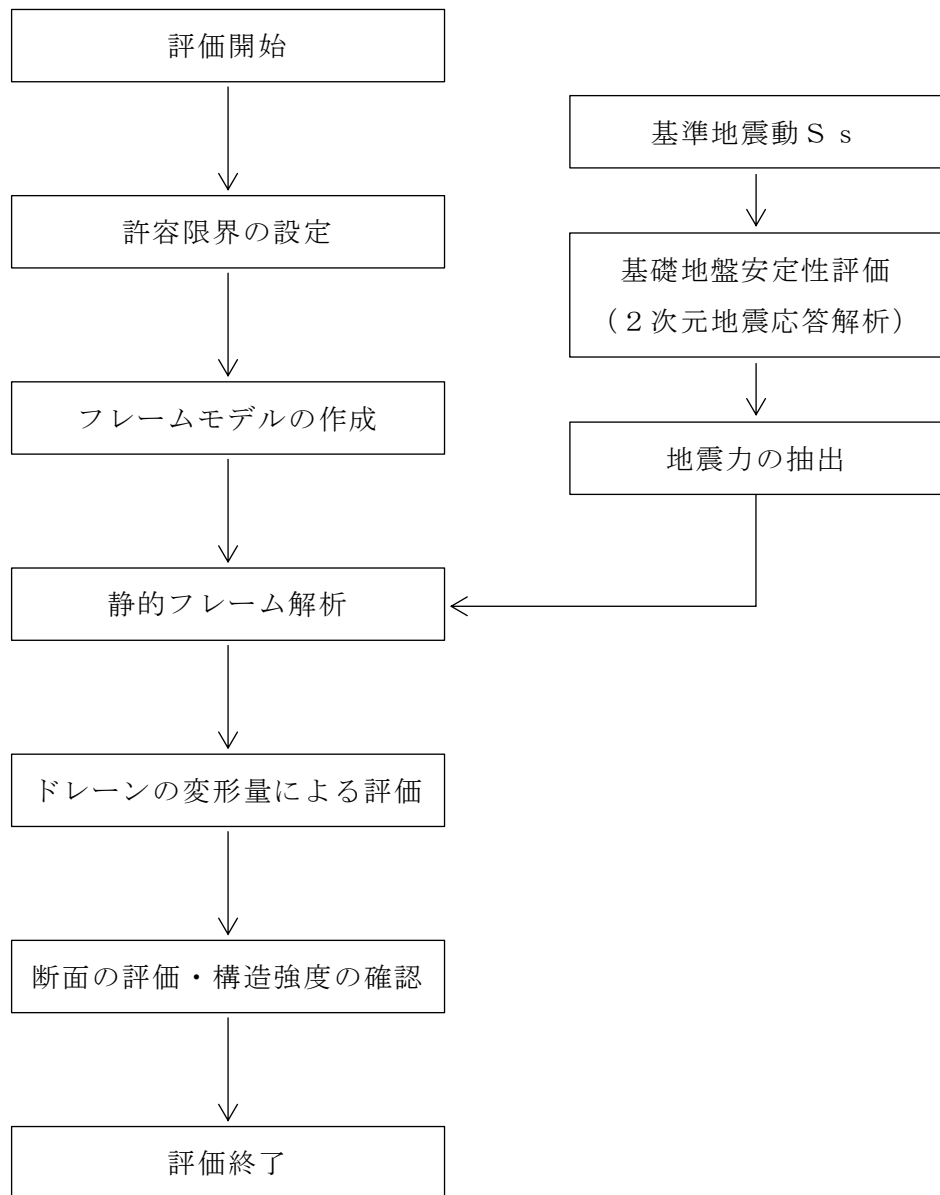


図 2-4 ドレーンの評価フロー

#### 2.4 適用規格・基準等

ドレーンの評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・水道用硬質ポリ塩化ビニル管技術資料（塩化ビニル管・継手協会）
- ・日本産業規格（J I S）

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象部位

ドレーンは岩盤内に設置され、その一部は原子炉建物等の直下に位置するため、これらの構造物の荷重が岩盤を介して作用するものと考えられる。この時、構造物の重量が大きくなるにつれ、ドレーンに作用する荷重も大きくなるため、ドレーンの設置範囲において重量の大きい原子炉建物の下に設置するドレーンを評価対象とする。

#### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

##### 3.2.1 荷重

ドレーンに作用する荷重は、原子炉建物等の基礎底盤以深の岩盤を削孔した空隙内に設置されていることを踏まえ設定する。

VI-2-9-3-4「原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書」において、原子炉建物の地震時接地圧  $2.01\text{N/mm}^2$  に対し、支持する岩盤の極限支持力度は、 $9.8\text{N/mm}^2$  であり、十分な支持性能を有していることを確認している。したがって、ドレーンを設置する空隙（ドレーン外径 216mm に対し岩盤削孔径 250mm）は、地震時においても形状が保持されと考えられることから、ドレーンには鉛直及び水平の土圧は作用しない。なお、ドレーン周辺の岩盤について、局所安全係数分布の破壊領域（せん断強度又は引張強度に達した要素）が発生しないことを確認し、ドレーンを設置する空隙の形状は保持されと考えられることから、ドレーンに直接土圧が作用しないことを確認する。

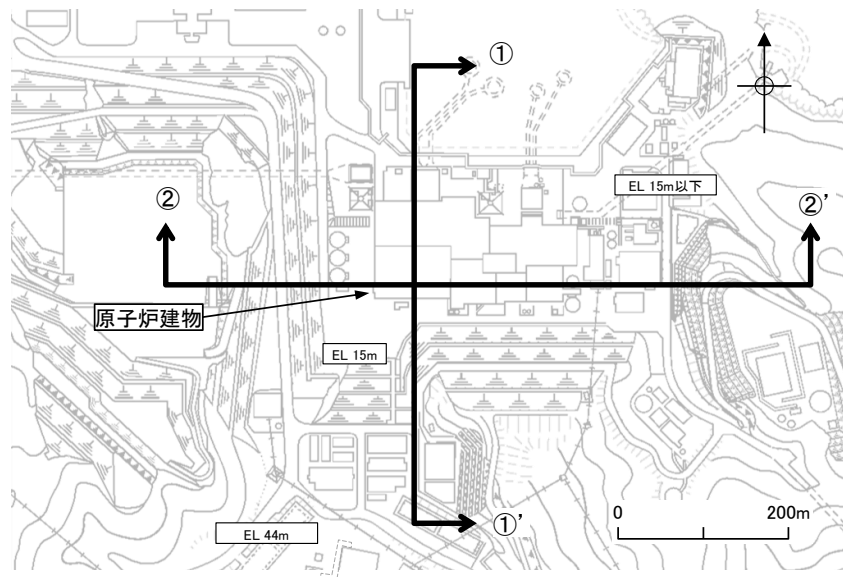
##### (1) 固定荷重(G)

固定荷重としてドレーン自体の自重、及び保守的に岩盤とドレーン間の空隙内（以下「空隙内」という。）に砂があると仮定し、空隙内の砂による上載土荷重を考慮する。空隙内の砂の自重による鉛直荷重は軽微であり、空隙内の拘束力は小さいため、鉛直土圧による水平方向の土圧は見込まないものとする。水平土圧は、上載土荷重を打ち消す効果があるため、水平土圧を見込まない場合のひずみ率は、判定として保守的な値となる。

(2) 地震荷重( $S_s$ )

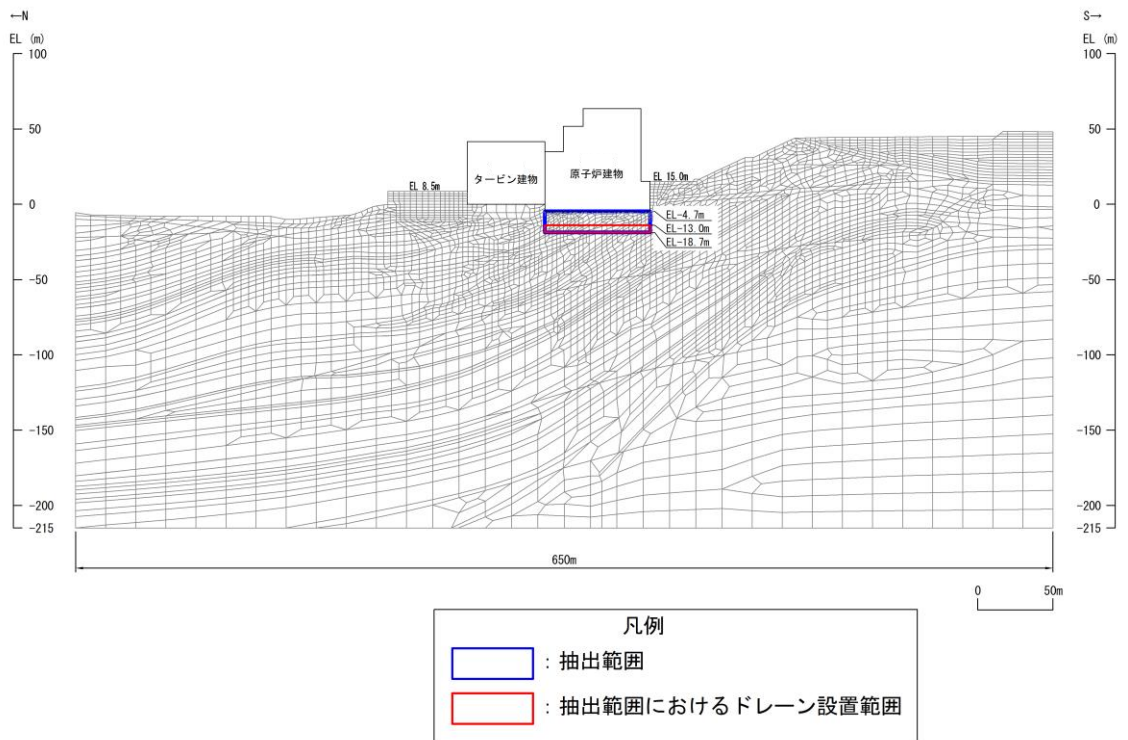
地震荷重は、地震時の原子炉建物及び地盤の応答を評価できる原子炉建物等の基礎地盤安定解析モデル（東西及び南北断面）より抽出する。抽出範囲は、ドレーンの設置範囲（EL-18.7m～EL-13.0m）を包絡するよう、ドレーン設置範囲の下端（EL-18.7m）から上端は保守的に原子炉建物の荷重が直接作用する原子炉建物底面レベル(EL-4.7m)までとする。抽出した最大応答加速度から、ドレーンをモデル化したフレームモデルに静的に作用させる。

最大応答加速度の抽出対象範囲を図 3-1 に示す。

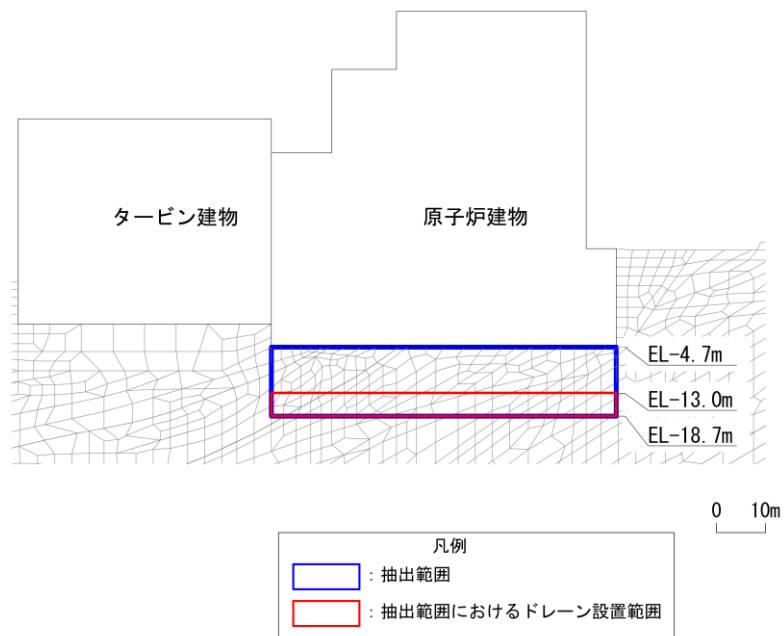


断面位置図

図 3-1 最大応答加速度の抽出範囲 (1/3)

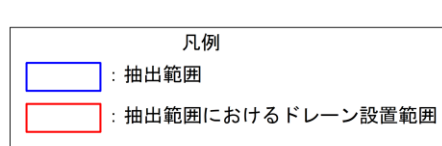
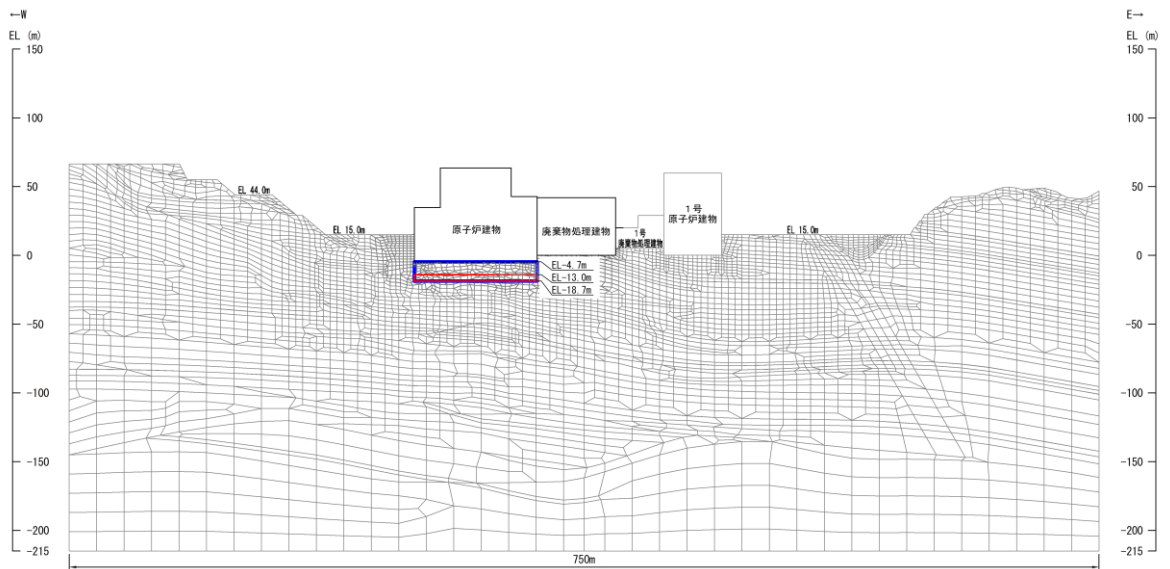


南北断面（①－①'断面）

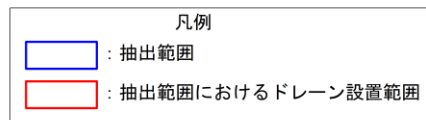
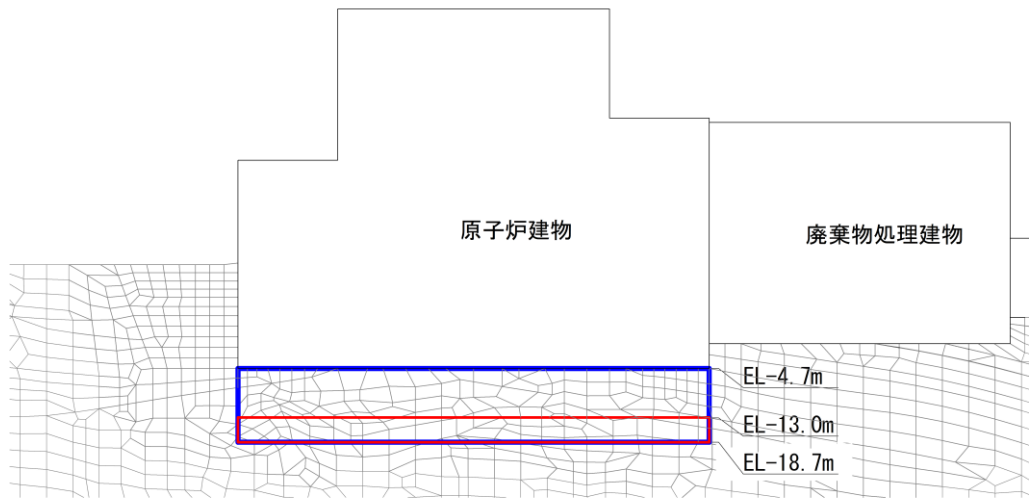


南北断面（拡大図）

図 3-1 最大応答加速度の抽出範囲（2/3）



東西断面 (②-②'断面)



東西断面 (拡大図)

図 3-1 最大応答加速度の抽出範囲 (3/3)

### 3.2.2 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

荷重状態	荷重の組合せ
S <sub>s</sub> 地震時	G + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : S<sub>s</sub> 地震荷重

### 3.2.3 設計用震度の算定

#### (1) 地盤物性のばらつき

地盤については、VI-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。また、地震応答解析においては、地盤物性のばらつきを考慮する。地盤物性のばらつき考慮ケースを表 3-2 に示す。

表 3-2 解析ケース

解析ケース	地盤物性
	岩盤 (G <sub>d</sub> : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ
ケース③	平均値 - 1 σ

(2) 地震応答解析の解析ケースの選定

地震応答解析においてはすべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①を実施する。解析ケース①において応答加速度が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及びケース③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。

表 3-3 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき ( $+1\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき ( $-1\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 $+1\sigma$	平均値 $-1\sigma$
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	
	$S_s - F1$	++*	○	
	$S_s - F2$	++*	○	
	$S_s - N1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N2$ (NS)	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N2$ (EW)	++*	○	
		-+*	○	

基準地震動  $S_s$  (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、応答加速度が最も大きい地震動を用いてケース②及び③を実施する。

注記\* : 地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。



(3) 地震応答解析

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  $S_s$  を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。設計用震度は、ドレーンの設置範囲を包絡するよう設定した範囲から抽出された最大応答加速度を用いて設定する。図 3-2 に入力地震動算定の概念図を示す。

解析コードは、入力地震動算定に「ADVANCE」を使用し、ドレーンをモデル化したフレーム解析については「TDAP III」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

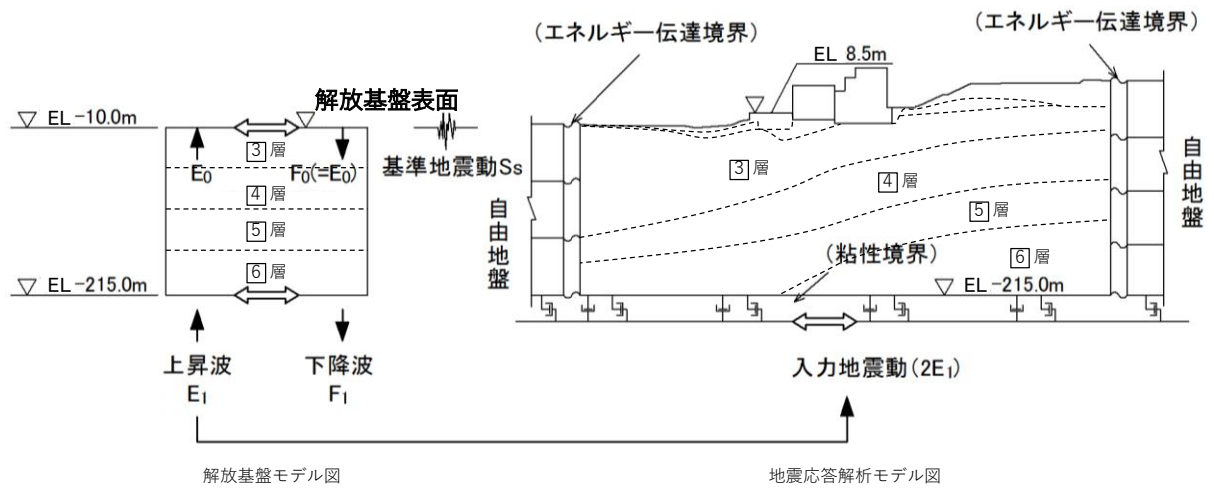


図 3-2 入力地震動算定の概念図

### 3.3 許容限界

ドレーンの評価における許容限界は、表 3-4 に示す機能維持のための考え方を踏まえ、ドレーンの強度試験結果に基づきひずみ率を設定する。

ドレーンのひずみ率は、「J I S K 6 7 4 1 :2016 硬質ポリ塩化ビニル管 9 試験方法 9.1 性能試験 9.1.4 偏平試験」に基づいたドレーンの偏平試験結果より設定した。ドレーンの強度試験結果を（参考資料 2）に示す。硬質ポリ塩化ビニルは粘弾性体であり、材料の性質上、第 1 折れ点を読み取ることが困難であるため、偏平試験結果より得られた荷重-変位曲線図から明確におおむね弾性として考えられる 5% を許容限界とする。

荷重-変位曲線図を図 3-3 に示す。

表 3-4 ドレーンの評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	ドレーン	部材に生じる応力が内空断面を確保するための許容限界を超えないことを確認	ひずみ率 5%

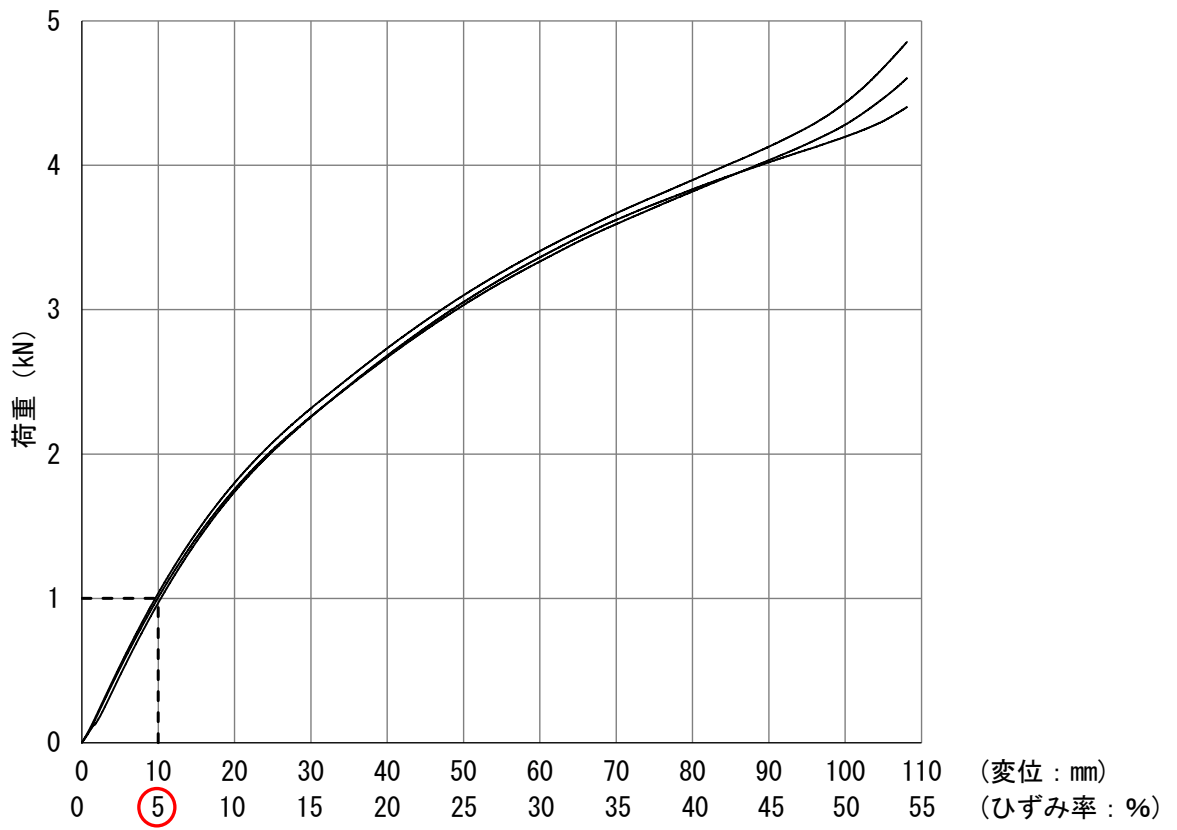


図 3-3 荷重-変位曲線図

### 3.4 評価方法

#### 3.4.1 ドレーンの変形量算出方法

ドレーンは、横断方向（管軸直行方向）について評価を実施する。

##### (1) 地震荷重の設定

地震荷重は、ドレーンの設置範囲を包絡するよう設定した範囲から抽出した鉛直方向の最大応答加速度を算出し設定する。

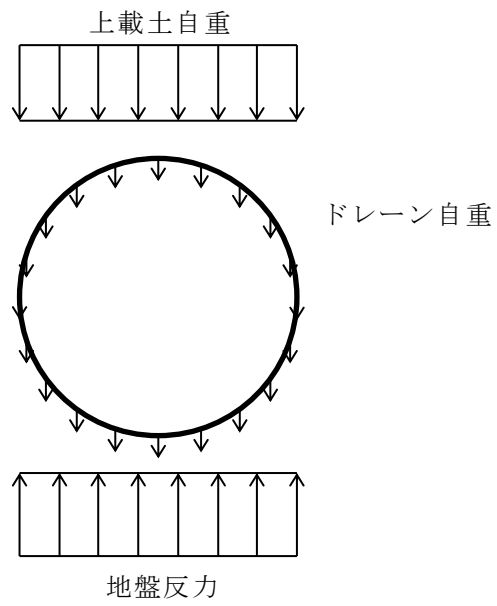
##### (2) 横断方向断面の検討

ドレーンの横断方向断面の検討は、2次元地震応答解析によって得られた最大応答加速度を震度として設定したフレーム解析とする。

震度は鉛直最大応答加速度に着目し、地震時慣性力を設定する。構造部材は円形状にモデル化した線形はり要素とし、自重と地震時慣性力を足し合わせた荷重を一方向から静的に載荷し、発生ひずみ率を算出する。

横断方向断面の荷重図を図3-4に示す。また、ドレーンの構造諸元と物性値を表3-5、表3-6に示す。

固定荷重 (G)



地震荷重 (S<sub>s</sub>)

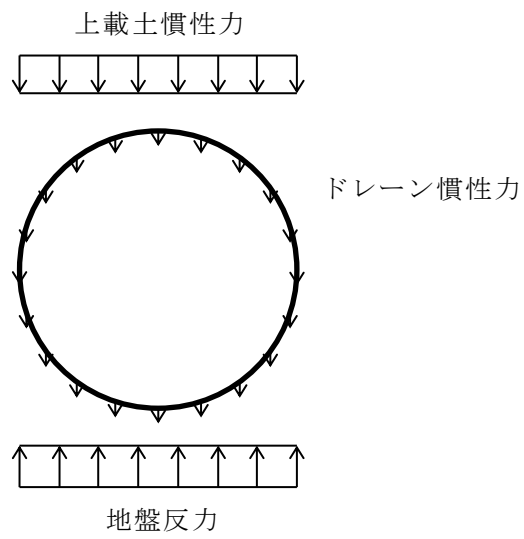


図 3-4 横断方向断面の荷重図

表 3-5 ドレーンの構造諸元

呼び径	外径	内径	厚さ
200mm	216mm	194mm	11mm

表 3-6 ドレーンの物性値

材料	単位体積重量	ヤング係数
硬質ポリ塩化ビニル	14.0 kN/m <sup>3</sup>	3.4 × 10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup>

#### 3.4.2 断面の評価方法

ドレーンは、地震時に内空断面を確保して地下水を集水するため、横断方向断面の発生ひずみ率が、許容限界を超えないことを確認する。

#### 3.4.3 岩盤の局所安全係数分布の確認

ドレーン周辺の岩盤については、南北断面及び東西断面のうち2次元地震応答解析によって得られた最大応答加速度が最大となる、地震動及び時刻における局所安全係数分布の破壊領域（せん断強度又は引張強度に達した要素）を確認することにより、ドレーンに直接土圧が作用しないことを確認する。

#### 4. 評価結果

##### 4.1 フレーム解析による評価結果

###### (1) 地震荷重

ドレーンに作用する地震荷重は、原子炉建物等の基礎地盤安定解析モデル（東西及び南北断面）より、ドレーンの設置範囲を包絡するよう設定した範囲から抽出した最大応答加速度となる基準地震動の地震荷重を用いる。表 4-1 に各地震動の鉛直最大応答加速度の結果を、表 4-2 にドレーンの設計用地震力を示す。

表 4-1 地盤の応答解析より得られた鉛直最大応答加速度

解析ケース	地震動	位相	(南北断面)	(東西断面)
			鉛直最大応答加速度 ( $m/s^2$ ) *2	鉛直最大応答加速度 ( $m/s^2$ )
①	S s - D	++ *1	5.09	4.95
		-+ *1	5.22	4.88
		+ - *1	5.22	4.88
		-- *1	5.09	4.95
	S s - F 1	++ *1	3.73	5.12
	S s - F 2	++ *1	3.81	3.77
	S s - N 1	++ *1	2.99	3.29
		-+ *1	2.50	2.43
	S s - N 2 (N S)	++ *1	3.80	3.91
		-+ *1	3.13	3.94
	S s - N 2 (E W)	++ *1	3.34	3.60
		-+ *1	3.33	3.70
②	S s - D	-+ *1	<u>5.45</u>	—
		+ - *1	<u>5.45</u>	—
③	S s - D	-+ *1	4.73	—
		+ - *1	4.73	—

注記\*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：下線は設計で用いる最大応答加速度

表 4-2 ドレーンの設計用地震力

地震動	ケース②（平均値+1 $\sigma$ ） S s - D（-+，+-）
地震力	0.56 （鉛直）



(2) 評価結果

フレーム解析より得られた最大変形量について、ドレーン径の 205mm（管厚の中央部）で除し、発生ひずみ率を算出する。

ドレーンの評価結果を表 4-3 に示す。基準地震動  $S_s$  の地震力において、許容限界を超えないことを確認した。

表 4-3 ドレーンの評価結果

条 件	地震動	ケース②（平均値+1 $\sigma$ ）
		$S_s - D$ （-+, +-）
最大変形量 発生ひずみ率	最大変形量	0.30mm
	発生ひずみ率(A)	0.15%
許容限界	許容ひずみ率(B)	5.0%
照査値	(A/B)	0.03

#### 4.2 岩盤の局所安全係数分布の確認結果

ドレーン周辺の岩盤の局所安全係数分布図を図4-1に示す。局所安全係数確認範囲（ドレーン評価における最大応答加速度の抽出範囲）において、局所的に引張強度に達した要素があるが、局所安全係数確認範囲におけるドレーン設置範囲においては、せん断強度及び引張強度に達した要素がないことから、ドレーンに直接土圧が作用しないことを確認した。

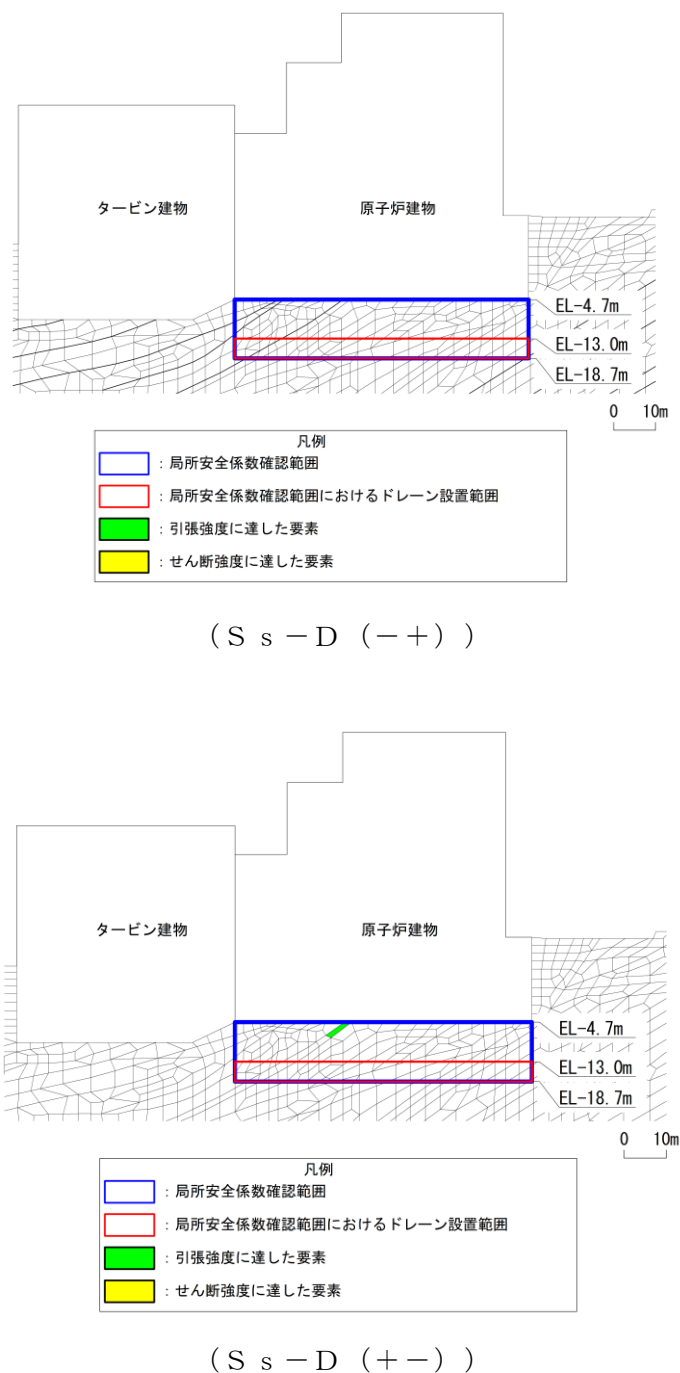


図4-1 ドレーン周辺の岩盤の局所安全係数分布図

(参考資料 1) 安全対策工事に伴う掘削による影響確認

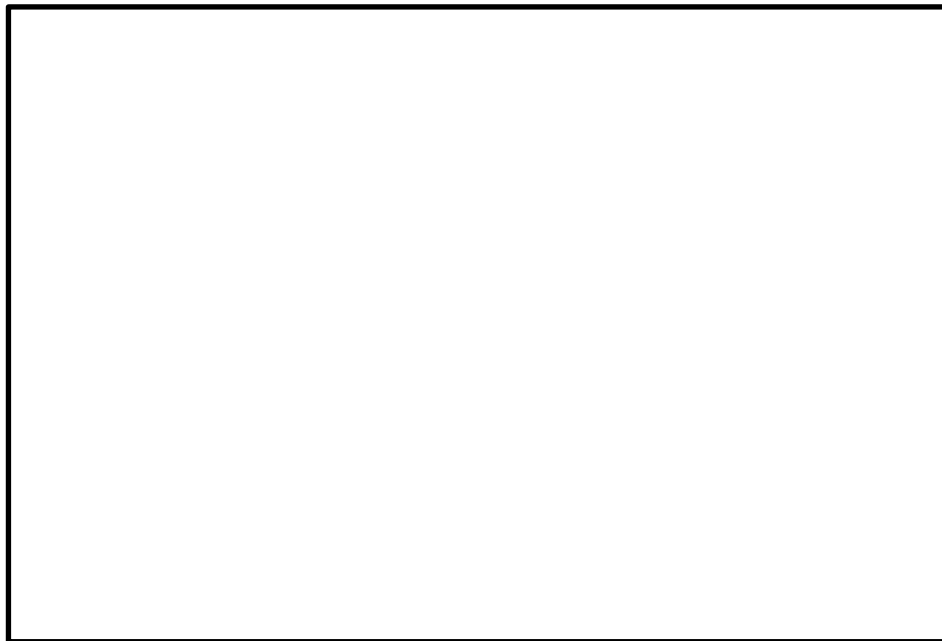
1. 概要

ドレーンは、原子炉建物の基礎地盤安定性評価に用いた 2 次元動的有限要素法の解析モデルより算出する地震力にて耐震評価を実施している。ドレーンの設置位置と安全対策工事に伴う掘削範囲には離隔があり、当該掘削範囲による影響は軽微であると考えられるが、安全対策工事に伴う掘削を考慮した検討を実施し、影響を確認する。

2. 評価方法

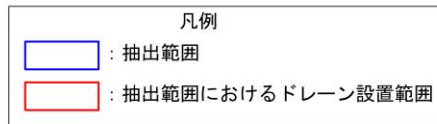
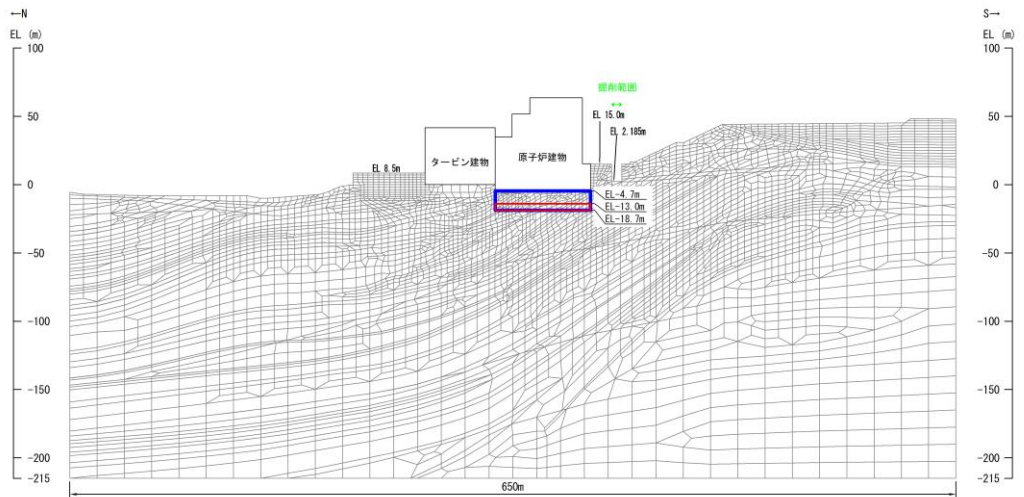
安全対策工事による掘削を考慮した、原子炉建物の基礎地盤安定性評価に用いた 2 次元動的有限要素法の解析モデルより算出する地震力を比較し、安全対策工事に伴う掘削の有無による影響を確認する。

最大応答加速度の抽出対象範囲を図 2-1 に示す。

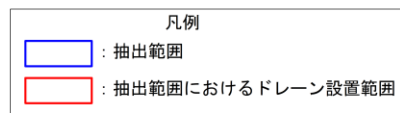
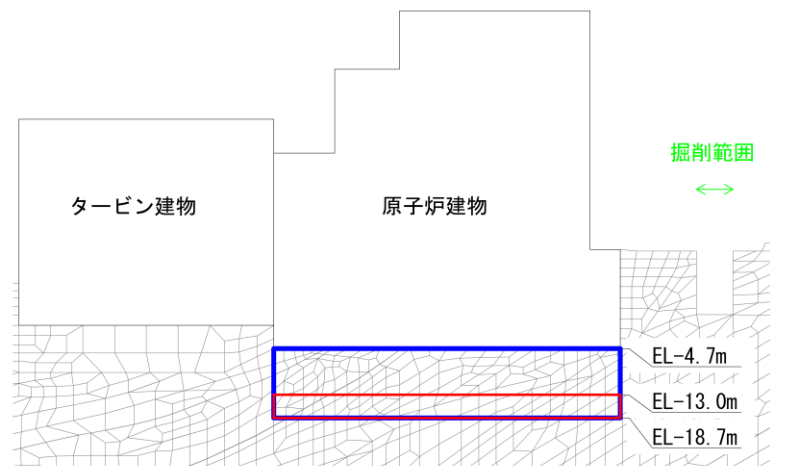


断面位置図

図 2-1(1) 最大応答加速度の抽出範囲

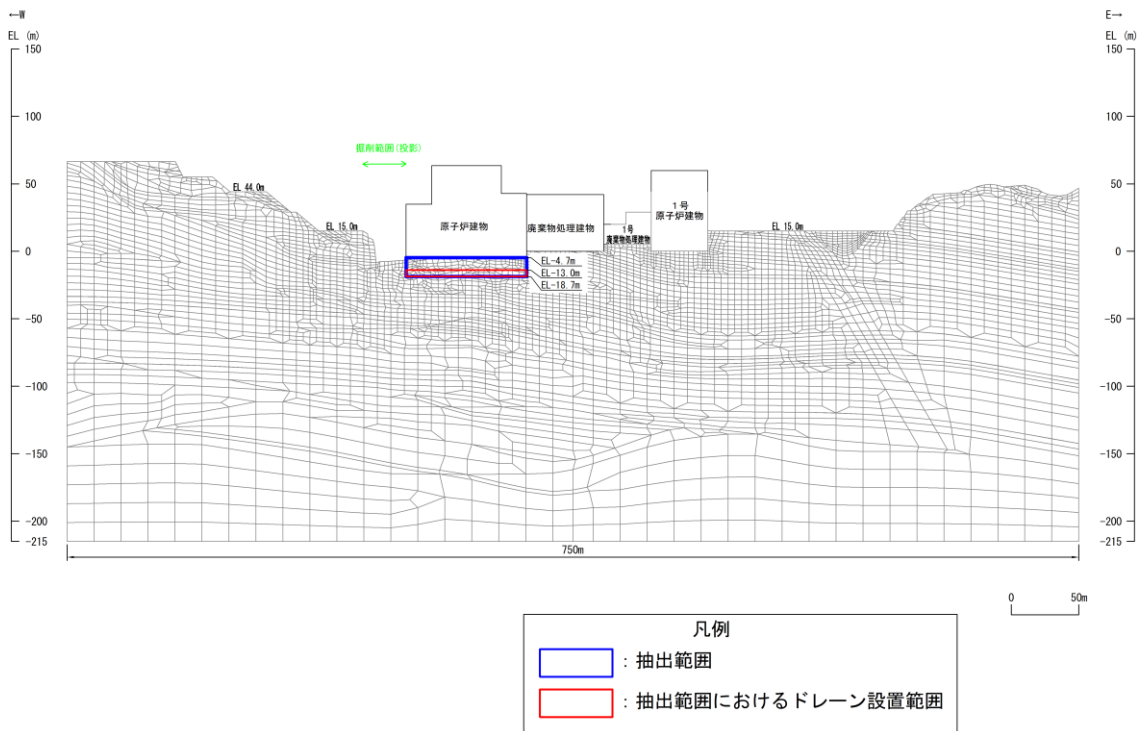


南北断面 (①-①'断面)

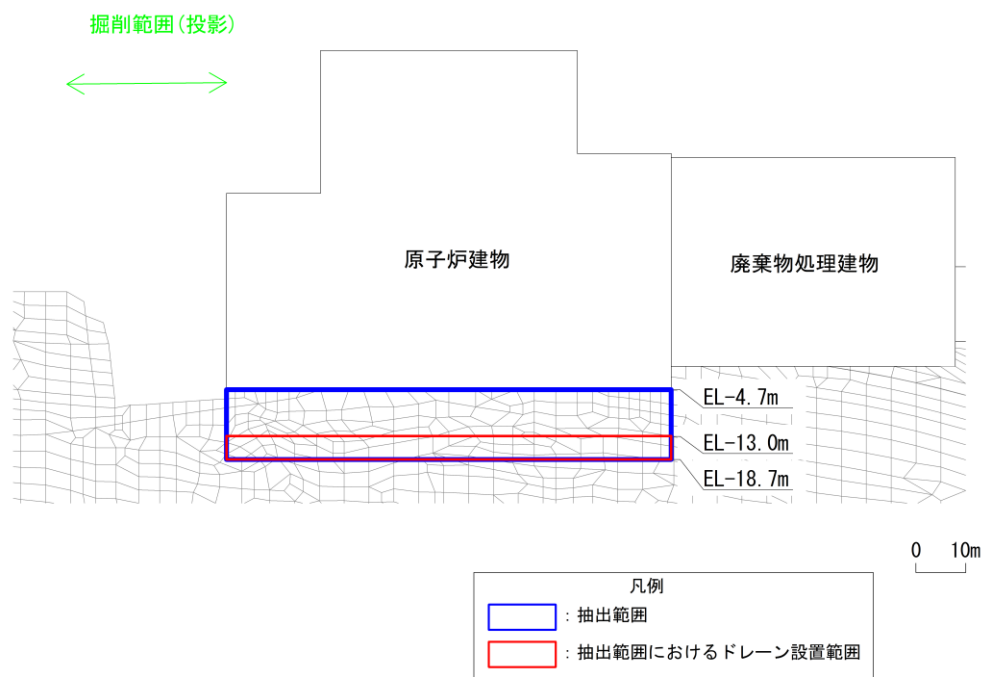


南北断面 (拡大図)

図 2-1(2) 最大応答加速度の抽出範囲



東西断面 (②-②'断面)



東西断面 (拡大図)

図 2-1(3) 最大応答加速度の抽出範囲

### 3. 評価結果

#### 3.1 設計用地震力の比較検討結果

ドレーンに作用する地震荷重は、安全対策工事に伴う掘削を考慮した原子炉建物等の基礎地盤安定解析モデル（東西及び南北断面）より、ドレーンの設置範囲を包絡するよう設定した範囲から抽出した最大応答加速度となる基準地震動の地震荷重を用いる。表 3-1 に各地震動の鉛直最大応答加速度の結果を、表 3-2 にドレーンの設計用地震力を示す。安全対策工事に伴う掘削の有無でドレーンの設計用地震力への影響がないことを確認した。

表 3-1 地盤の応答解析より得られた鉛直最大応答加速度

解析ケース	地震動	位相	安全対策工事に伴う掘削あり	
			(南北断面) 鉛直最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )	(東西断面) 鉛直最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> ) *2
①	S s - D	++*1	5.06	4.97
		-+*1	5.20	5.02
		+-*1	5.20	5.02
		--*1	5.06	4.97
	S s - F 1	++*1	3.73	<u>5.46</u>
	S s - F 2	++*1	3.74	4.12
	S s - N 1	++*1	3.01	4.08
		-+*1	2.52	3.99
	S s - N 2 (NS)	++*1	3.82	4.49
		-+*1	3.21	4.25
S s - N 2 (EW)	++*1	3.26	4.14	
	-+*1	3.39	4.45	
②	S s - F 1	++*1	—	4.52
③	S s - F 1	++*1	—	5.17
解析ケース	地震動	位相	(参考)安全対策工事に伴う掘削なし	
			(南北断面) 鉛直最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> ) *2	(東西断面) 鉛直最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )
①	S s - D	++*1	5.09	4.95
		-+*1	5.22	4.88
		+-*1	5.22	4.88
		--*1	5.09	4.95
	S s - F 1	++*1	3.73	5.12
	S s - F 2	++*1	3.81	3.77
	S s - N 1	++*1	2.99	3.29
		-+*1	2.50	2.43
	S s - N 2 (NS)	++*1	3.80	3.91
		-+*1	3.13	3.94
S s - N 2 (EW)	++*1	3.34	3.61	
	-+*1	3.33	3.70	
②	S s - D	-+*1	<u>5.45</u>	—
		+-*1	<u>5.45</u>	—
③	S s - D	-+*1	4.73	—
		+-*1	4.73	—

注記\*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，

「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：下線は各条件での設計に用いる最大応答加速度

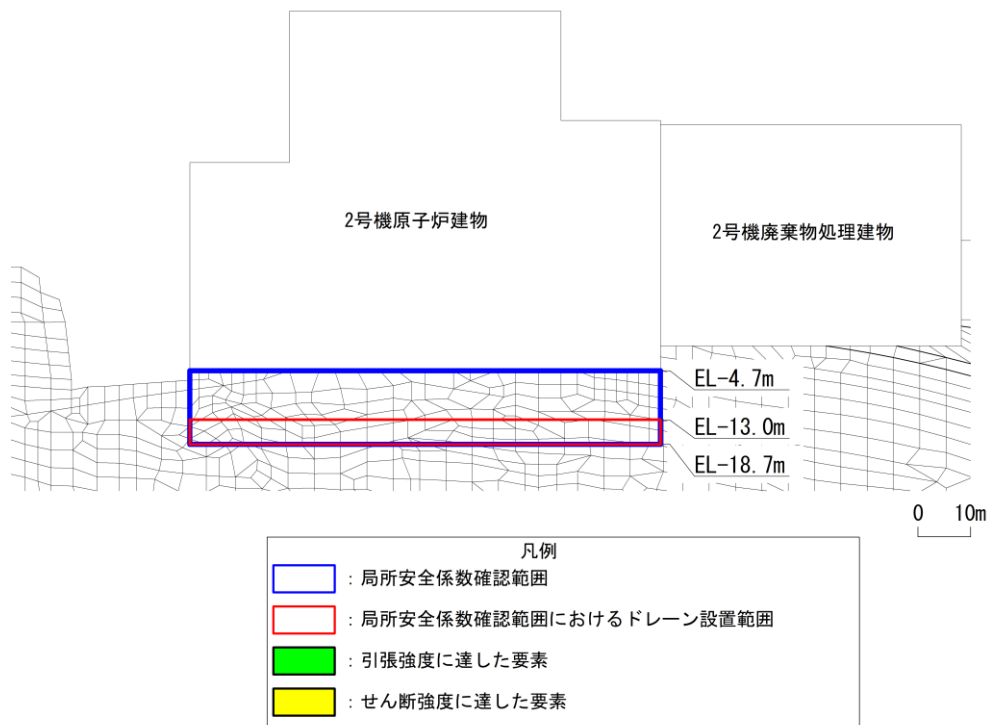
表 3-2 ドレーンの設計用地震力

安全対策工事に伴う 掘削あり	地震動	ケース① (平均値) S s - F 1 (++)
	地震力	0.56 (鉛直)
(参考) 安全対策工事に伴う 掘削なし	地震動	ケース② (平均値 + 1σ) S s - D (-+, +-)
	地震力	0.56 (鉛直)



### 3.2 岩盤の局所安全係数分布の確認結果

ドレーン周辺の岩盤の局所安全係数分布図を図3-1に示す。ドレーン周辺の岩盤においては、せん断強度及び引張強度に達した要素がないことから、ドレーンに直接土圧が作用しないことを確認した。



( S s - F 1 ( + + ) )

図3-1 ドレーン周辺の岩盤の局所安全係数分布図

(参考資料 2) ドレーンの強度試験結果

1. 概要

ドレーンの耐震評価は、基準地震動  $S_s$  による地震力に対し、ドレーンに生じる変形量から算出される発生ひずみ率が、強度試験結果に基づき設定した許容ひずみ率を超えないことを確認する。本章は、許容限界の設定のため実施した強度試験結果について示すものである。

2. 試験方法

2.1 試験体

ドレーンは、外径 216mm、厚さ 11mm の硬質ポリ塩化ビニル管に幅 3mm、長さ 200mm のスリットを設けた有孔管である。試験体の作成については、スリットの配置を考慮し、長さ 250mm の 2 パターン×3 試験体とした。

ドレーン構造図及び試験体（写真）を図 2-1 に示す。

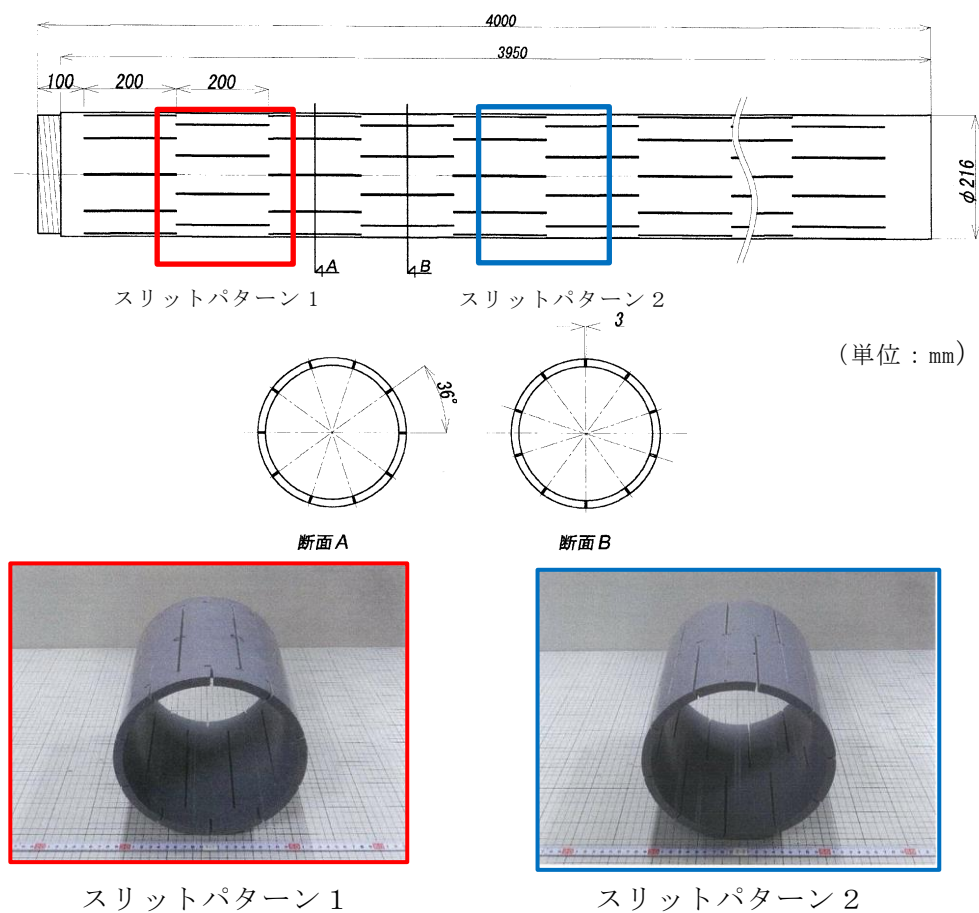


図 2-1 ドレーン構造図及び試験体（写真）

## 2.2 試験方法

強度試験の方法は「J I S K 6 7 4 1 :2016 硬質ポリ塩化ビニル管 9 試験方法 9.1 性能試験 9.1.4 偏平試験」に準拠し、低速型万能試験機を用いて2枚の平板に試験体を挟み、管軸直角方向に10mm/分±2mmの荷重速度で、ドレーンの外径が1/2になるまでの荷重及び変位を計測した。

偏平試験の状況写真を図2-2に示す。



図 2-2 偏平試験の状況写真

### 3. 試験結果

偏平試験により得られた荷重－変位曲線を図 3-1 に示す。硬質ポリ塩化ビニルは粘弾性体であり、材料の性質上、第 1 折れ点を読み取ることが困難であるため、ドレーンの耐震評価で用いる許容限界の設定は、試験結果により得られた荷重－変位曲線図から明確におおむね弾性として考えられるひずみ率を 5% として設定する。

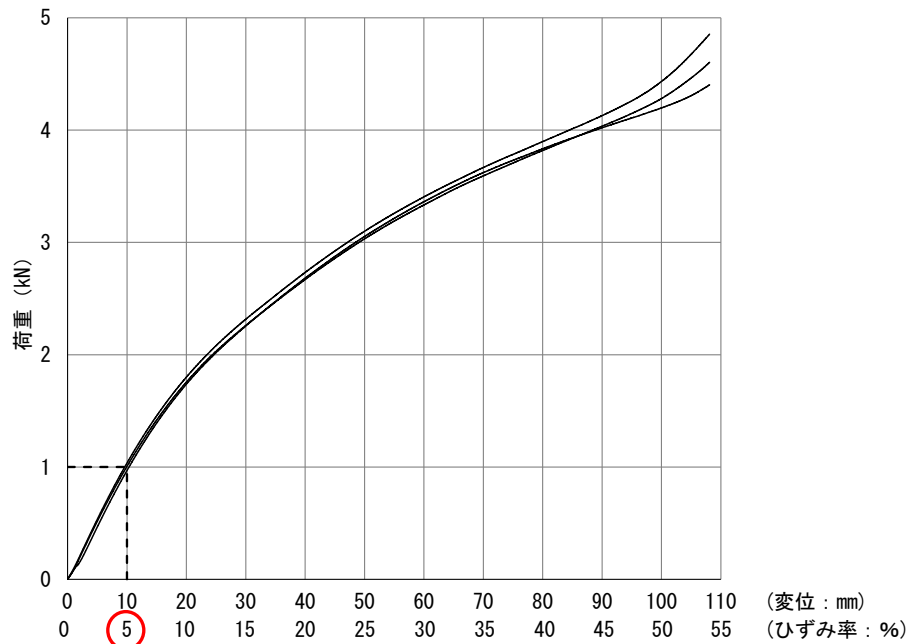


図 3-1(1) 荷重－変位曲線図（スリットパターン 1）

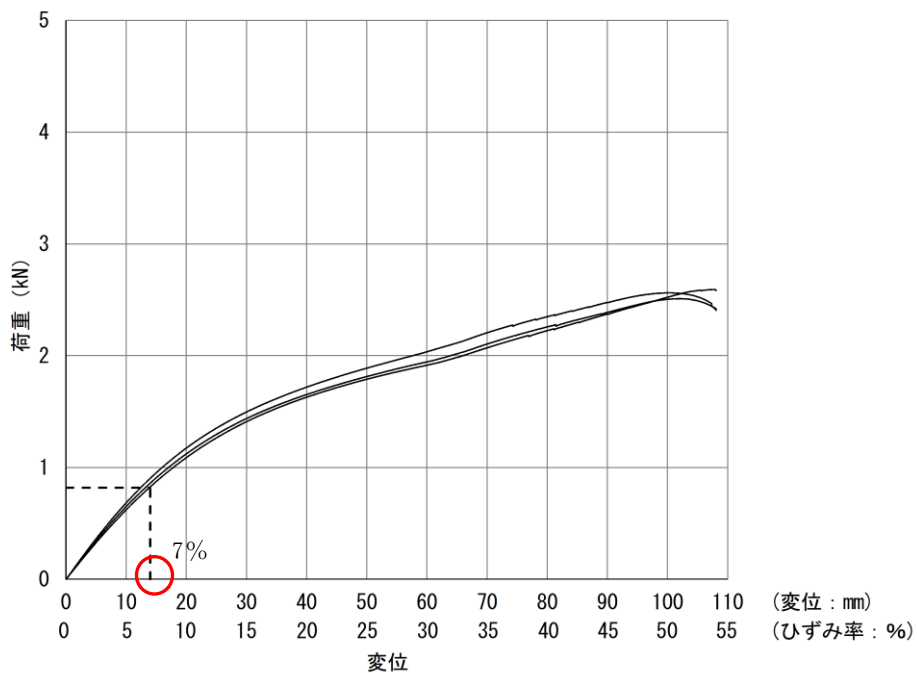


図 3-1(2) 荷重－変位曲線（スリットパターン 2）

### 第3章 揚水ポンプの加振試験に関する補足説明

## 目 次

1. 試験概要	1
2. 試験体及び試験装置	1
3. 振動特性把握試験	3
3.1 試験方法	3
3.2 試験結果	5
3.3 没水による固有周期への影響について	6
4. 加振試験	6
4.1 試験方法	6
4.2 試験条件に対する妥当性確認	8
4.2.1 気中加振の妥当性	8
4.2.2 停止中加振の妥当性	8
4.3 試験結果	8

## 1. 試験概要

地下水位低下設備のうち揚水ポンプは、ポンプと電動機が一体構造となった水中ポンプであり、J E A G 4 6 0 1にて定められた機能確認済加速度との比較による評価方法が適用できる機種範囲から外れることから、機能確認済加速度を設定することを目的とし、加振設備を用いて加振試験を実施する。

試験方法としては、振動特性把握試験を実施し、固有振動数を求め、剛構造であることを確認した後、機器の据付位置における評価用加速度を包絡する加振波で加振を実施した。加振試験後は、性能試験及び性能試験後の分解点検を実施することで健全性を確認した。

なお、本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・VI-2-別添 4-3-1「揚水ポンプの耐震性についての計算書」

## 2. 試験体及び試験装置

加振試験は、地下水位低下設備に設置する同形式のポンプを支持構造物含め、実機の据付状態で加振した。試験体と加振台の位置関係を示した試験装置の図を図2-1に、揚水ポンプ外形図を図2-2に、振動試験装置外観を図2-3に、加振台仕様を表2-1に、試験体と実機の主仕様の比較を表2-2に示す。

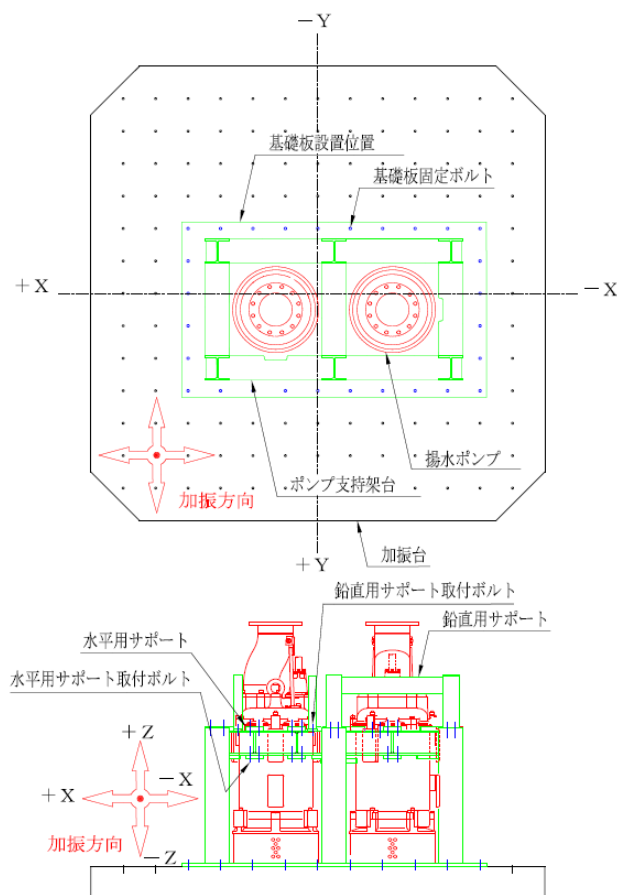


図2-1 加振試験装置図

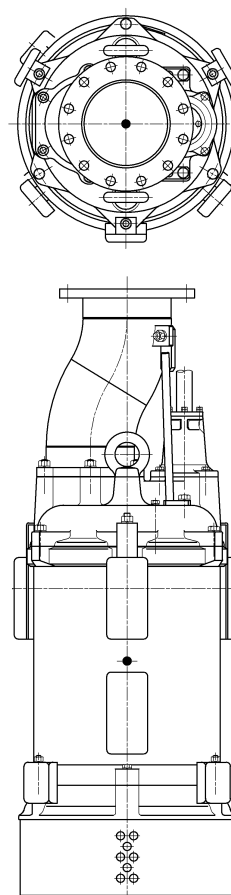


図2-2 揚水ポンプ外形図



図 2-3 振動試験装置外観

表 2-1 加振台仕様

寸法	2.8(m)×2.8(m)
最大積載質量	2(t)
周波数範囲	0.1~150(Hz)
加振力	水平 88.25(kN(0-p)) 鉛直 117.6(kN(0-p))

表 2-2 揚水ポンプの主な仕様の比較

仕様		試験体	実機
ポンプ	外形寸法	Φ530(mm) (直径) Φ555(mm) (最大径) 1488(mm) (高さ)	同左
	質量	505(kg)*	同左
	種類	うず巻形	同左
	容量	3.6(m <sup>3</sup> /min)	同左
支持構造物	外形寸法	870(mm) (縦) 1590(mm) (横) 1159(mm) (高さ) 基礎板を除くサポートを含む	同左
	質量	1530(kg)	同左
電動機	種類	誘導電動機	同左
	容量	37(kW)	同左

注記\* : ケーブルを除くポンプ単体概算乾燥質量



### 3. 振動特性把握試験

#### 3.1 試験方法

ポンプ及び加振台に加速度センサを取り付け、5～100Hz の範囲で正弦波掃引試験を行い、固有周期を求める。加速度センサ取付位置を図 3-1 に、ポンプに取り付けた加速度センサの設置箇所を表 3-1 に示す。

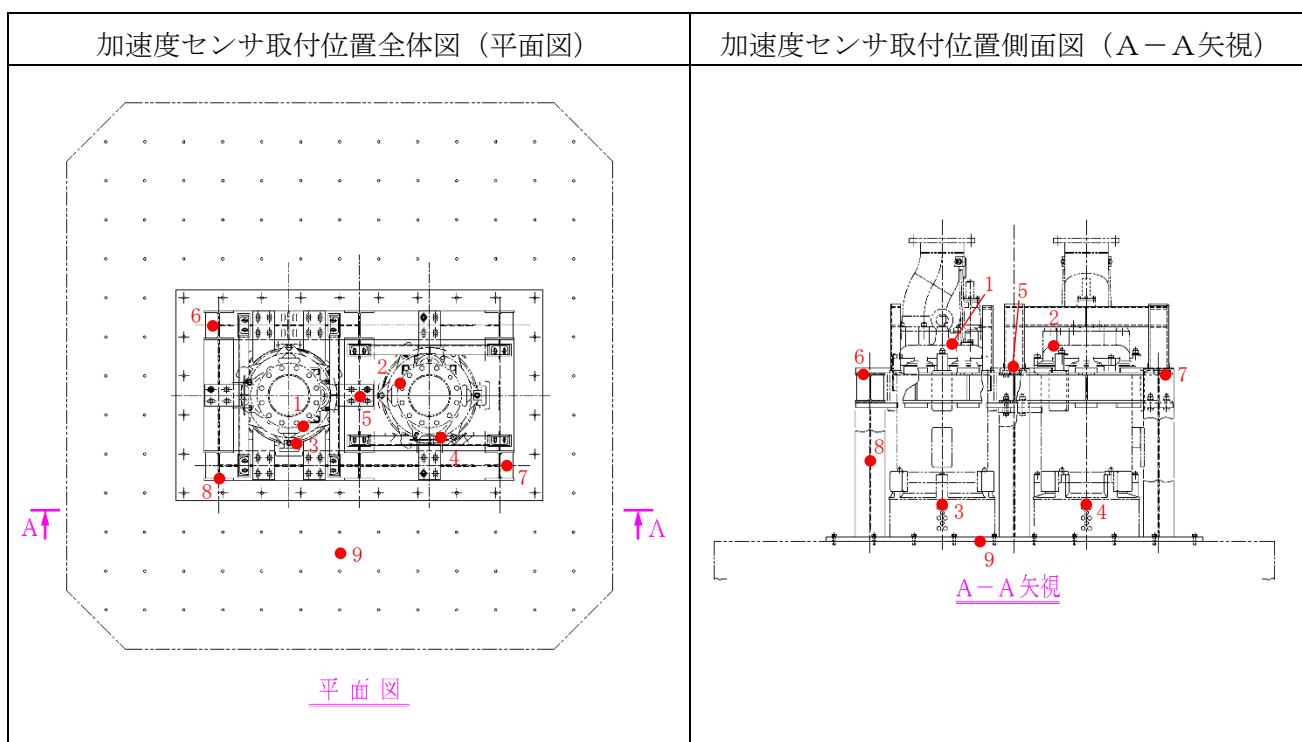


図 3-1 加速度センサ取付位置

表 3-1 加速度センサ設置箇所

部位	水平 X 方向	水平 Y 方向	鉛直方向
揚水ポンプ A 天面	1 X	1 Y	1 Z
揚水ポンプ B 天面	2 X	2 Y	2 Z
揚水ポンプ A 下方・側面	3 X	3 Y	3 Z
揚水ポンプ B 下方・側面	4 X	4 Y	4 Z
ポンプ支持架台 上面・中心 ポンプ A・B 間	5 X	5 Y	5 Z
ポンプ支持架台 上面・カド ポンプ A 側	6 X	6 Y	6 Z
ポンプ支持架台 上面・カド ポンプ B 側	7 X	7 Y	7 Z
ポンプ支持架台 脚・高さ・中央	8 X	8 Y	8 Z
加振台	9 X	9 Y	9 Z

### 3.2 試験結果

正弦波掃引試験により得られた応答加速度を図 3-2 に、各方向の最大応答共振点と固有周期を表 3-2 に示す。各方向いずれも固有周期は 0.05 秒を下回り剛構造であることを確認した。

水平X方向	
水平Y方向	
鉛直方向	

図 3-2 正弦波掃引試験による応答加速度

表 3-2 各方向の最大応答共振点と固有周期

方向	共振点 (Hz)		固有周期 (s)	
水平 X 方向				
水平 Y 方向				
鉛直方向				

### 3.3 没水による固有周期への影響について

揚水ポンプは、水中ポンプであるため、没水による固有周期への影響を確認する。固有周期は、 となり、剛構造であることを確認した。

固有周期の算出にあたっては、補足-027-10-13「排除水質量の考慮による応答低減の考慮」に基づいて算出した気中-水中間の補正比率を固有振動数に乗じて水中における固有振動数を求めた。

$$\text{補正比率} = \frac{M_1}{M_1 + M_{11}} \approx 0.542$$

$M_1$  : (505kg (ポンプ質量) + 80kg (ポンプ内包水質量)) × 2 + 520kg (支持構造物) = 1690kg

$M_{11}$  : 4060kg (水の付加質量)

$$\text{} \times 0.542 \approx \text{$$

## 4. 加振試験

### 4.1 試験方法

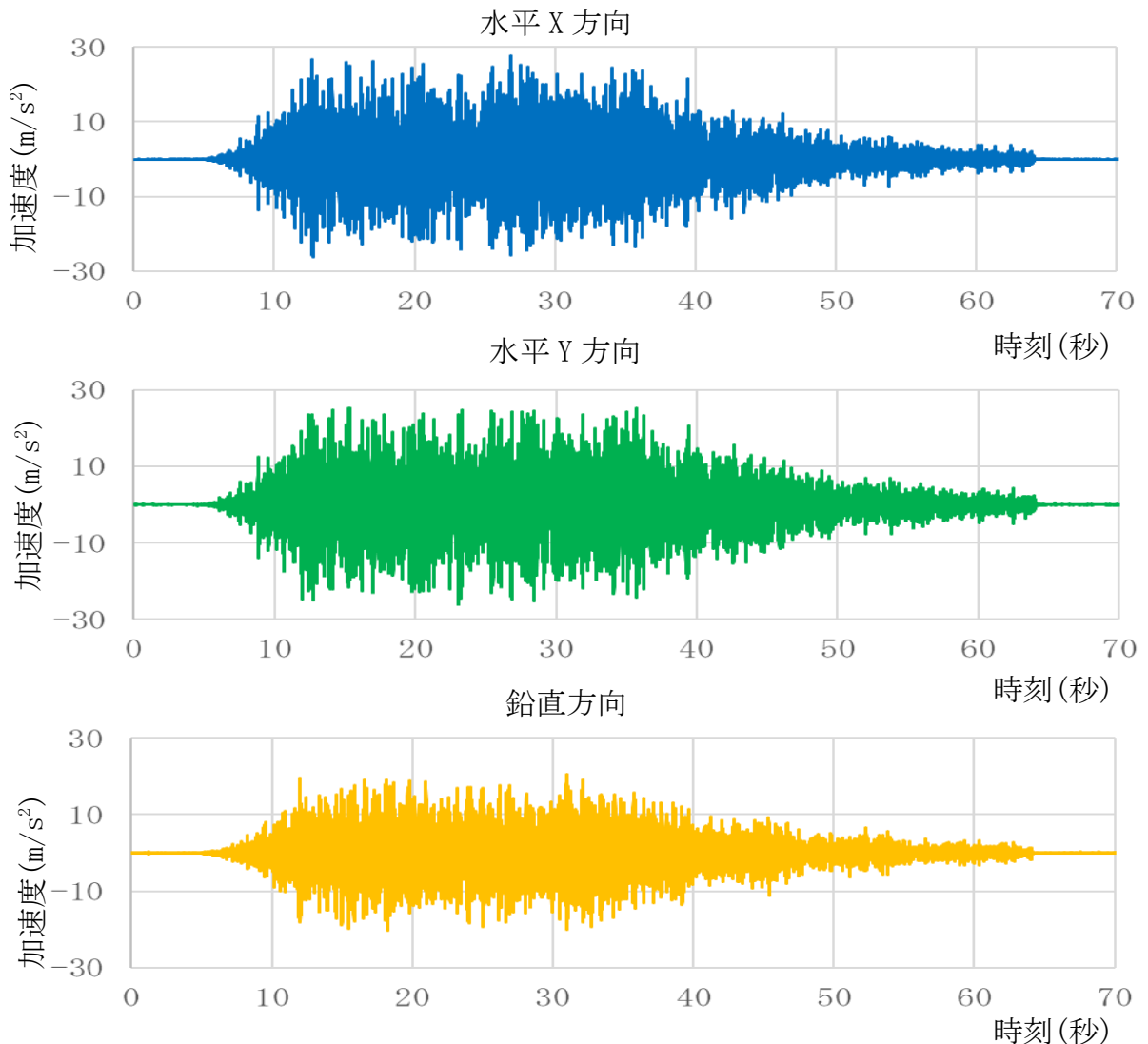
機器の据付位置における設計用床応答スペクトルを包絡する模擬地震波を作成し、加振試験を実施する。試験は水平 X 方向、水平 Y 方向及び鉛直方向それぞれ独立に加振を行う。

加振試験における試験条件を表 4-1 に、試験に用いた模擬地震波を図 4-1 に示す。

表 4-1 加振試験条件

項目	試験条件
加振試験波	模擬地震波
加振方向	水平 X 方向 水平 Y 方向 鉛直方向
運転状態	停止中加振
取付状態	ポンプ支持架台を加振台にボルトにて取り付け*

注記\* : 実機と同じボルト本数及び配列により設置する。また、ボルトについては、実機と同じ径のM12及びM16を適用し、ボルト材質についても、実機で使用するSCM435を使用することから取付状態に実機と差異はない。



注 : 模擬地震波の継続時間については、基準地震動  $S_s$  の継続時間 (60 秒) を上回るように設定している。

図 4-1 模擬地震波

## 4.2 試験条件に対する妥当性確認

### 4.2.1 気中加振の妥当性

揚水ポンプは、水中ポンプであるため、没水により応答が低減し、ポンプ機能に影響を与えるケーシングや支持構造物等に加わる荷重が軽減される。そのため、加振試験においては、厳しい条件となるよう応答の低減効果が得られない気中での加振を行い、加振後の性能試験及び分解点検により、健全性を確認する。

### 4.2.2 停止中加振の妥当性

揚水ポンプは、運転中においても基準地震動  $S_s$  による地震力に対して機能維持する設計としているが、揚水ポンプ運転中は主軸の回転によりその回転状態が安定に維持され、加振による軸振れは軽減される。また、ポンプ構成部品への影響については、揚水ポンプ運転中は主軸を支持する軸受や狭隘なライナリング部で形成される水膜により、ばね効果や減衰効果が作用し、ポンプ構成部品に加わる荷重が軽減されることから、加振に対して厳しい条件となる停止中加振を実施し、加振後の性能試験及び分解点検により、健全性を確認する。

## 4.3 試験結果

加振試験及び加振試験後の性能試験について機器に異常がないことを確認した。本試験の確認項目を以下に示す。

- (1) 加振台の加速度応答スペクトルが据付位置における設計用床応答スペクトルを包絡すること。（図 4-2 参照）
- (2) 加振試験後にサポート取付ボルトの緩みが無いこと。
- (3) 加振試験後の性能試験において、ポンプの健全性及び動作性に異常のないこと。  
判定基準：性能試験時の吐出流量  $3.6 \text{ m}^3/\text{min}$  で、全揚程が  $35\text{m}$  以上であること。（図 4-3 参照）
- (4) 性能試験時の分解点検において、内部構造物に割れ等の異常がないこと。

本試験における加振台での最大加速度を表 4-2 に示し、機能確認済加速度を表 4-3 に示す。図 4-2 に加速度応答スペクトルの比較を示す。また、加振試験後の性能試験結果を図 4-3 に示す。

表 4-2 加振台の最大加速度 (m/s<sup>2</sup>)

加振方向		最大加速度	
水平	X 方向（架台長軸方向）		
	Y 方向（架台短軸方向）		
鉛直			

表 4-3 機能確認済加速度

( $\times 9.8\text{m/s}^2$ )

評価部位	方向	機能確認済加速度	
揚水ポンプ	水平方向		
	鉛直方向		

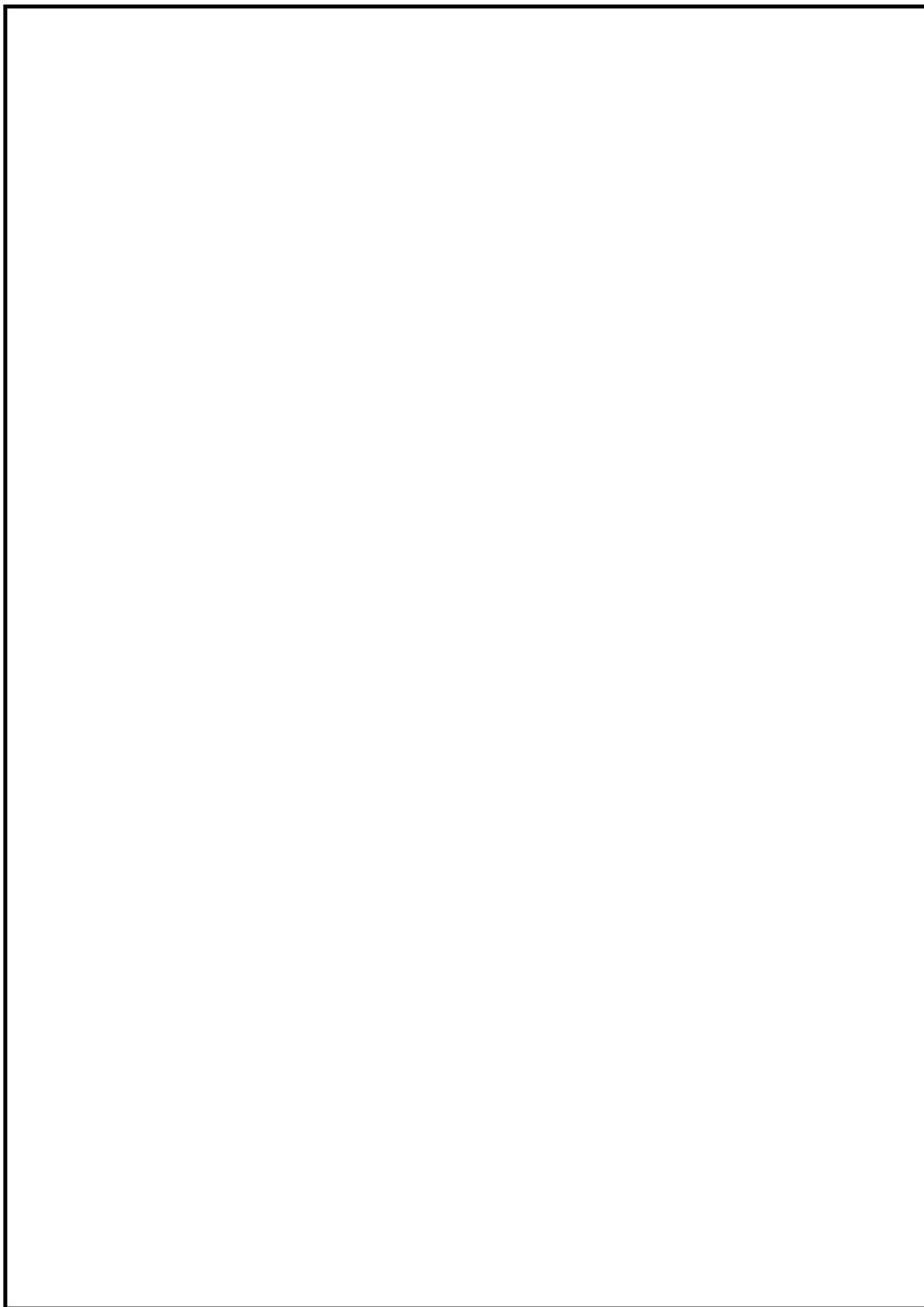


図 4-2 加速度応答スペクトルの比較



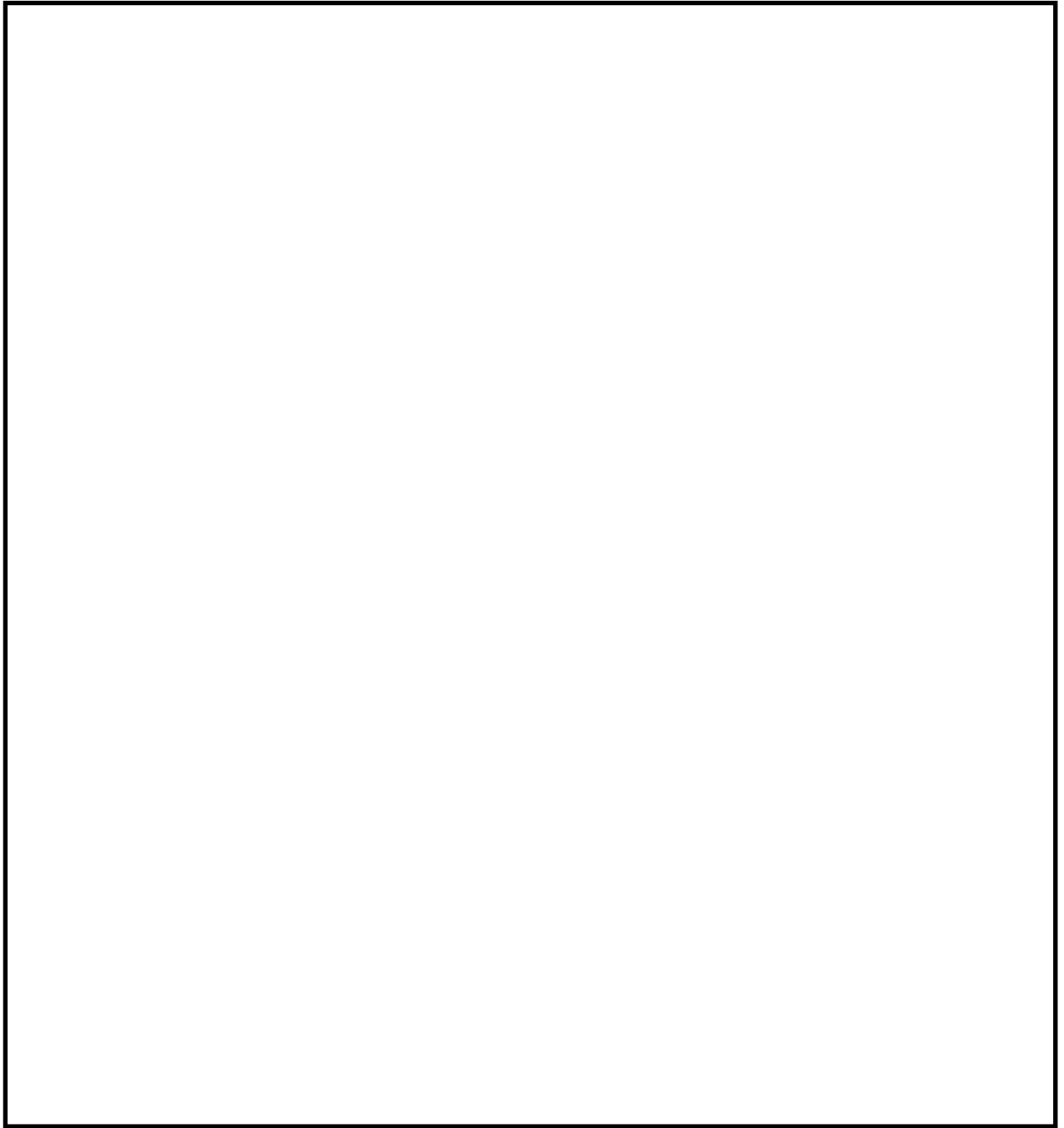


図 4-3 加振試験後の性能試験結果

## (別紙1) 揚水井戸蓋の耐震計算について

### 1. 概要

本資料は、VI-2-1-1-別添1「地下水位低下設備の設計方針」において、揚水ポンプ及び配管に対し、竜巻による飛来物及び火山灰の侵入による影響がないよう揚水井戸の上部に揚水井戸蓋を設置する方針としている。この揚水井戸蓋について、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して主要な構造部材の構造健全性を有することで、揚水井戸内に設置する揚水ポンプ及び配管等への波及的影響を与えないことを確認するものである。耐震評価は、揚水井戸蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

## 2. 基本方針

揚水井戸蓋は、揚水井戸の上部に設置する。

位置図を図 2-1 に示す。

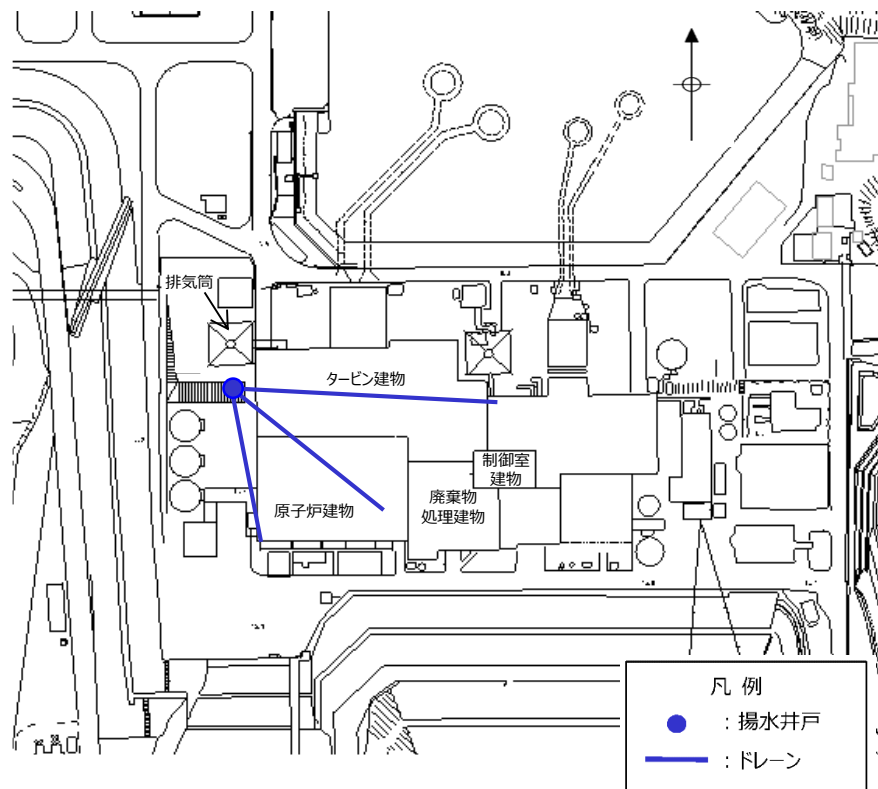


図 2-1 揚水井戸の位置図

## 2.1 構造概要

揚水井戸蓋の構造は、スキンプレートにリブ及びフランジを組合せた構造とする。揚水井戸蓋は、揚水井戸蓋と受桁を固定ボルトで固定し、揚水井戸外周部は、接着系アンカーボルトで固定する。また、揚水井戸本体中央の受桁は揚水井戸に接着系アンカーボルトにて固定する。

揚水井戸蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 揚水井戸の構造計画

計画の概要		構造概略図
支持構造	主体構造	
揚水井戸蓋は受桁に固定ボルトで固定する。揚水井戸外周部は、接着系アンカーで固定する。受桁は揚水井戸に接着系アンカーボルトで固定する。	揚水井戸蓋，受桁，固定ボルト及び接着系アンカーボルトにより構成する。	

## 2.2 評価方針

揚水井戸蓋の耐震評価は、VI-2-別添 4-2「地下水低下設備の地震応答計算書」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.1 構造概要」に示す揚水井戸蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-2 に示す。

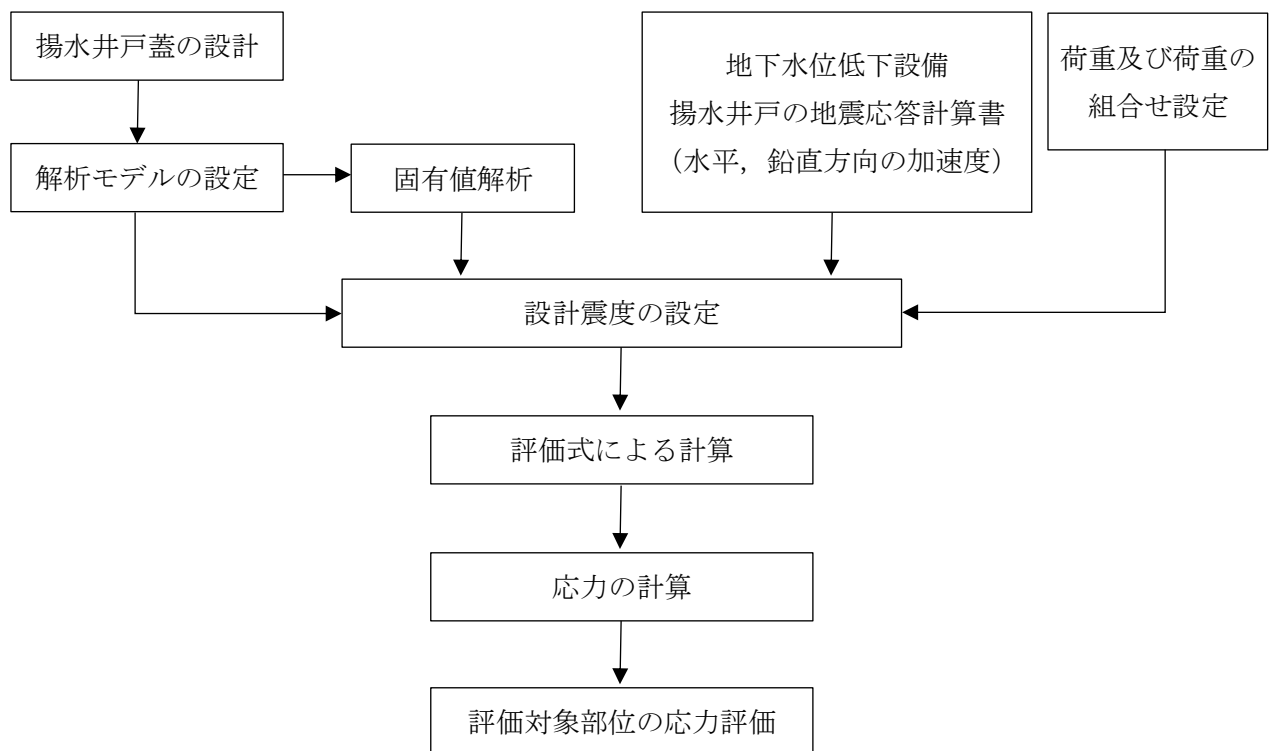


図 2-2 耐震評価フロー

### 2.3 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）
- ・松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日，松江市規則第234号）
- ・構造力学公式集（（社）土木学会，昭和61年度版）

## 2.4 記号の説明

揚水井戸蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 揚水井戸蓋の耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
$S_s$	kN	基準地震動 $S_s$ による地震荷重
$K_H$	—	基準地震動 $S_s$ の水平方向の設計強度
$K_V$	—	基準地震動 $S_s$ の鉛直方向の設計強度
$G$	kN	固定荷重
$P$	kN	積載荷重
$A_1$	$m^2$	揚水井戸蓋の平面積
$A_2$	$m^2$	受桁の平面積
$W_{SS}$	kN/m	単位長さ当たりの等分布荷重
$\tau$	$N/mm^2$	最大せん断応力度
$\sigma$	$N/mm^2$	最大曲げ応力度
$Q$	kN	最大せん断力
$M$	$kN \cdot m$	最大曲げモーメント
$A_{S1}$	$mm^2$	揚水井戸蓋の有効せん断断面積
$A_{S2}$	$mm^2$	受桁の有効せん断断面積
$I_1$	$mm^4$	揚水井戸蓋の断面二次モーメント
$I_2$	$mm^4$	受桁の断面二次モーメント
$y_1$	mm	揚水井戸蓋の縁端距離
$y_2$	mm	受桁の縁端距離
$L_1$	mm	揚水井戸蓋の全長
$L_2$	mm	受桁の全長
$b_1$	mm	揚水井戸蓋の負担幅
$b_2$	mm	受桁の負担幅
$N$	本	揚水井戸, 受桁に取り付くボルトの本数
$A'$	$mm^2$	ボルトの有効断面積
$\sigma_t$	$N/mm^2$	ボルト 1 本あたりに作用する引張応力度
$\tau_s$	$N/mm^2$	ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力度
$T_s$	kN	ボルト 1 本あたりに生じる引張力
$q_s$	kN	ボルト 1 本あたりに作用するせん断力

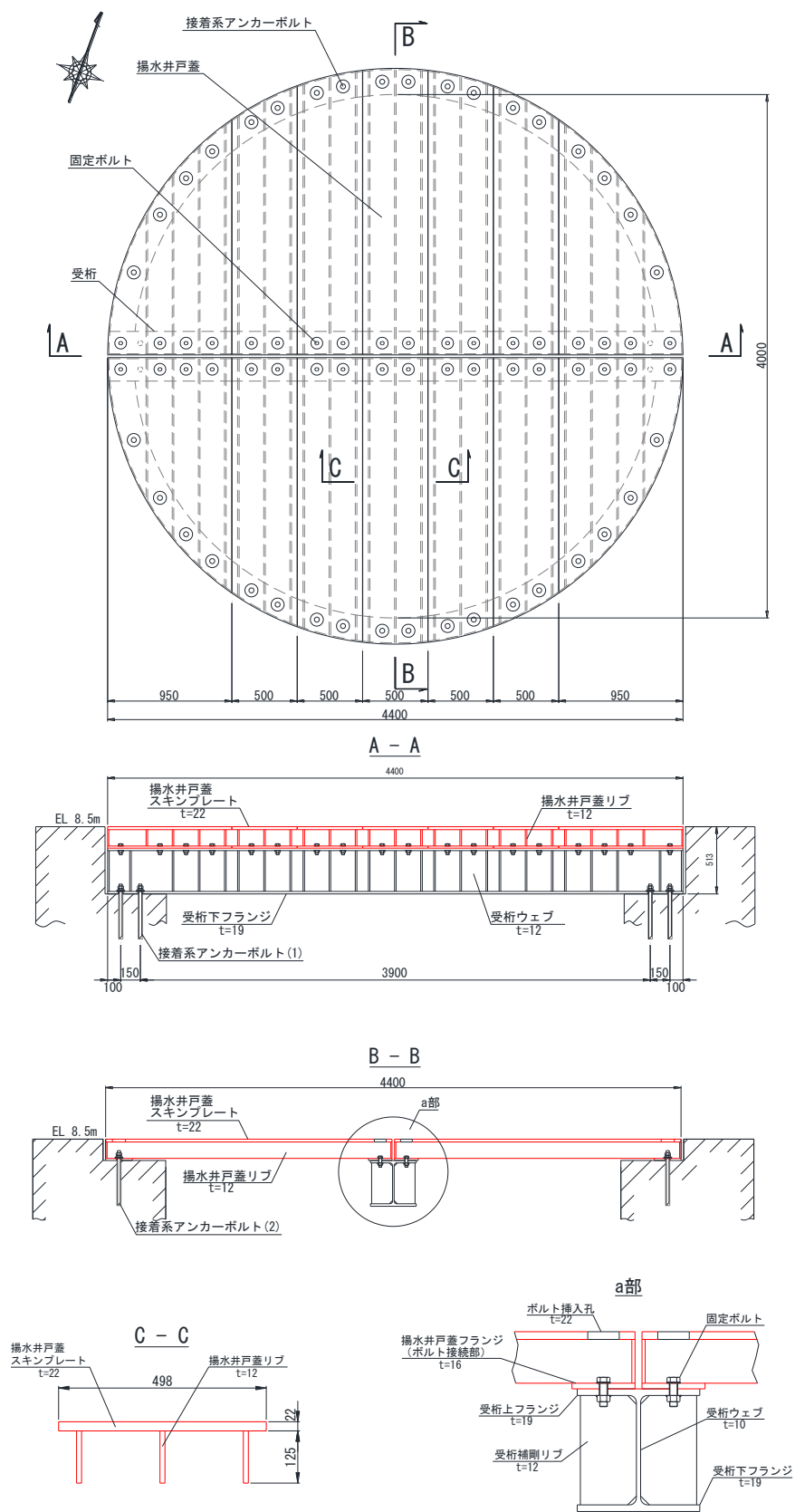
### 3. 評価対象部位

揚水井戸蓋の評価対象部位は、「2.1 構造概要」に設定している構造を踏まえて、地震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮して選定する。

地震に伴う慣性力が、揚水井戸蓋の両端のうち一端は揚水井戸本体外周部に設置する接着系アンカーボルト（2）を介して揚水井戸本体に伝達され、もう一端は揚水井戸蓋から固定ボルトを介して受桁に伝達され、受桁に作用する荷重は接着系アンカーボルト（1）を介して揚水井戸本体に伝達される。そのため、評価対象部位は、揚水井戸蓋、受桁、固定ボルト、接着系アンカーボルト（1）及び接着系アンカーボルト（2）を選定する。

評価対象部位を図 3-1 に示す。





(単位：mm)

図 3-1 評価対象部位 (朱書き部は揚水井戸蓋を示す。)

## 4 固有値解析

### 4.1 固有振動数の計算方法

揚水井戸蓋，受桁の構造に応じて解析モデルを設定し，固有振動数を算出する。

#### 4.1.1 解析モデルの設定

揚水井戸蓋は，スキンプレートにリブ，フランジを組合せた剛な断面を有しているとともに，揚水井戸外周部，受桁及び接着系アンカーボルトを介し，揚水井戸に固定する構造である。また，受桁については，リブ付きの剛な断面を有しているとともに，接着系アンカーボルトで揚水井戸と固定する構造である。

上記構造を踏まえ，解析モデルは，揚水井戸蓋及び受桁については両端ピン支持に単純化したモデルとし，モデル化に用いるはり長さは，揚水井戸蓋及び受桁のそれぞれの全長とする。なお，揚水井戸蓋については，全長が最大のものを対象とする。

図4-1に解析モデル図を示す。

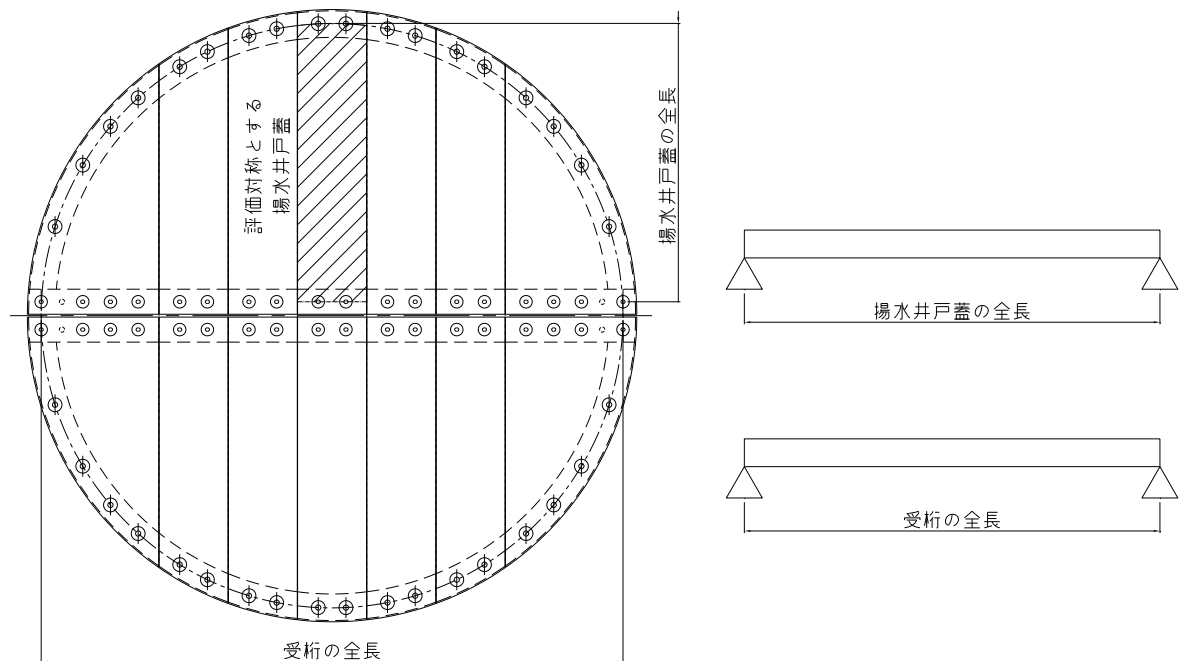


図4-1 揚水井戸蓋及び受桁の固有値解析モデル

#### 4.1.2 記号の説明

揚水井戸蓋の固有震度数算出に用いる記号を表 4-1 に、受桁の固有振動数算出に用いる記号を表 4-2 に示す。

表 4-1 揚水井戸蓋の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
$f_1$	Hz	揚水井戸蓋の一次固有振動数
$L_1$	mm	揚水井戸蓋の全長
$E$	N/mm <sup>2</sup>	ヤング率
$I_1$	mm <sup>4</sup>	揚水井戸蓋の断面二次モーメント
$m_1$	kg/mm	揚水井戸蓋の質量分布

表 4-2 受桁の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
$f_2$	Hz	受桁の一次固有振動数
$L_2$	mm	受桁の全長
$E$	N/mm <sup>2</sup>	ヤング率
$I_2$	mm <sup>4</sup>	受桁の断面二次モーメント
$m_2$	kg/mm	受桁の質量分布

#### 4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数  $f$  を「構造力学公式集 ((社) 土木学会, 昭和 61 年度版)」を参考に以下の式より算出する。

$$f_1 = \frac{\pi^2}{2\pi L_1^2} \sqrt{\frac{E \cdot I_1 \cdot 10^3}{m_1}} \quad \text{揚水井戸蓋の算出式}$$

$$f_2 = \frac{\pi^2}{2\pi L_2^2} \sqrt{\frac{E \cdot I_2 \cdot 10^3}{m_2}} \quad \text{受桁の算出式}$$

#### 4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 4-3 に示す。

表 4-3 固有振動数の計算条件

部位	全長 $L_1$ (mm)	ヤング率 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	断面二次モーメント $I_1$ (mm <sup>4</sup> )	質量分布 $m_1$ (kg/mm)
揚水井戸蓋	2000	$2.05 \times 10^5$	$2.35 \times 10^7$	0.12
受桁	4200	$2.05 \times 10^5$	$4.03 \times 10^8$	1.22

#### 4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-4 に示す。固有振動数は、20Hz 以上であることから剛構造である。

表 4-4 固有振動数の計算結果

部位	固有振動数 $f$ (Hz)
揚水井戸蓋	78.68
受桁	23.17

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

揚水井戸蓋の耐震評価は、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

#### 5.2.1 荷重の組合せ

揚水井戸蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$G+S_s+P$

ここで、 $G$  : 固定荷重 (kN)  
 $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による地震荷重 (kN)  
 $P$  : 積載荷重 (kN)

#### 5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

##### (1) 固定荷重 ( $G$ )

固定荷重として、揚水井戸蓋を構成する部材の自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 ( $P$ )

積載荷重として積雪荷重を考慮する。積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日、松江市規則第234号）」により、積雪量1cmごとに $20\text{N/m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

##### (3) 基準地震動 $S_s$ による地震荷重 ( $S_s$ )

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は固定荷重及び積載荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G+P) \cdot k$$

ここで、 $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による地震荷重 (kN)  
 $G$  : 固定荷重 (kN)  
 $P$  : 積載荷重 (kN)  
 $k$  : 基準地震動  $S_s$  の設計震度

### 5.3 許容限界

#### 5.3.1 使用材料

揚水井戸蓋及び受桁を構成する部材，固定ボルト及び接着系アンカーボルトの使用材料を表5-1に示す。

表5-1 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
揚水井戸蓋	スキンプレート	SM400	t=22 (mm)
	リブ	SM400	t=12 (mm)
	フランジ	SM400	t=16 (mm)
受桁	上フランジ	SM400	t=19 (mm)
	ウェブ	SM400	t=12 (mm)
	下フランジ	SM400	t=19 (mm)
固定ボルト		S45C	M22, 強度区分 6.8
接着系アンカーボルト(1)		SNR490B	M24, L=420 (mm)
接着系アンカーボルト(2)		SNR490B	M24, L=420 (mm)

### 5.3.2 許容限界

#### (1) 揚水井戸蓋, 受桁

揚水井戸蓋, 受桁の許容応力度は, 「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—((社)日本建築学会, 2005年改訂)」を踏まえて表5-2の値とする。

表5-2 揚水井戸蓋, 受桁の短期許容応力度

材質	短期許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ	せん断
SM400	235	136

#### (2) 固定ボルト

固定ボルトの許容応力度は, 「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—((社)日本建築学会, 2005年改訂)」を踏まえて表5-3の値とする。

表5-3 固定ボルトの短期許容応力度

材質	短期許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
	引張	せん断
S45C 強度区分 6.8	420	242

(3) 接着系アンカーボルト

接着系アンカーボルトは、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会， 2005年改訂）」及び「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会， 2010年改定）」よりアンカー耐力を次式の通り算出する。アンカーボルトの許容応力度は表 5-4 の値とする。

a. 許容引張力

アンカーボルトの許容引張力は  $p_{a1}$  及び  $p_{a3}$  のうち、小さい値とする。

(i) アンカーの降伏により定まる許容引張力

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

(ii) アンカーの付着力により定まる許容引張力

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d \cdot L_{ce}$$

ここで、 $\phi_1$  : 低減係数 (=1.0)

$\phi_3$  : 低減係数 (=2/3)

$s \sigma_{pa}$  : 接着系アンカーボルトの引張強度

$s c a$  : 接着系アンカーボルトの断面積

$\tau_a$  : へりあき及びアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度

$d$  : 接着系アンカーボルトの径

$L_{ce}$  : 接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ



b. 許容せん断力

コンクリート躯体中に定着されたアンカーボルト 1 本当りの許容せん断力は、 $q_{a1}$ 、 $q_{a2}$ 、及び  $q_{a3}$  のうち、最も小さい値とする。

(i) アンカーのせん断強度により定まる許容せん断力

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

(ii) コンクリートの支圧強度により定まる許容せん断力

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

(iii) コンクリートのコーン状破壊により定まる許容せん断力

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

ここで、 $\phi_1$  : 低減係数 (=1.0)

$\phi_2$  : 低減係数 (=2/3)

$s \sigma_{qa}$  : 接着系アンカーボルトのせん断強度

$c \sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度

$c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度

$s c a$  : 接着系アンカーボルトの断面積

$A_{qc}$  : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積

表 5-4 アンカーボルトの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	引張	せん断
SNR490B	325	188

コンクリートの基本平均付着強度は、「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年改定)」より、表 5-5 のとおり算出する。

表 5-5 コンクリートの材料物性値

短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度 (N/mm <sup>2</sup> )
36	$10\sqrt{F_c/21}$ *

注記\* : カプセル方式 (有機系) の算定式を示す。

#### 5.4 設計用地震力

揚水井戸蓋の耐震評価に用いる設計震度は、VI-2-別添 4-2「地下水位低下設備の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

地震応答解析結果を表 5-6 に、揚水井戸蓋の耐震評価で用いる設計震度を表 5-7 示す。

なお、設計震度は最大加速度を重力加速度で除して算出する。

- ・設計震度（水平方向）  $k_H = 1076(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) = 1.10$
- ・設計震度（鉛直方向）  $k_V = 667(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) = 0.68$

表 5-6 地震応答解析結果

	地震動	地盤物性のばらつき	最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )
水平方向	Ss-D (-+)	平均	1076
鉛直方向	Ss-D (+-)	平均	667

表 5-7 設計震度

設置場所	設置高さ	設計震度	
		水平方向 $k_H$	鉛直方向 $k_V$
揚水井戸	E.L 8.5m	1.10	0.68

## 5.5 評価方法

揚水井戸蓋を構成する揚水井戸蓋，受桁，固定ボルト，接着系アンカーボルト（1）及び接着系アンカーボルト（2）に発生する応力より算定する応力度等が，許容限界以下であることを確認する。揚水井戸蓋については，評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。

図 5-1 及び図 5-2 に揚水井戸蓋，図 5-3 及び図 5-4 に受桁の評価対象を示す。また，図 5-5 及び図 5-6 に接着系アンカーボルト及び固定ボルトの評価対象を示す。

### 5.5.1 揚水井戸蓋

揚水井戸蓋の支持条件は両端をピン支持とし，図 5-1 に示すとおり，揚水井戸蓋が荷重を負担する範囲が最も大きくなり，評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

揚水井戸蓋の構造断面は図 5-2 に示すとおり，揚水井戸蓋はスキンプレート，縦リブで構成される T 型断面が連続する構造であり，分担幅が大きい中央の断面を検討対象断面として評価する。

#### (1) 基準地震動 $S_s$ による地震荷重 ( $S_s$ )

$$S_s = (G+P) \cdot k_v$$

ここで，  $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による地震荷重 (kN)

$G$  : 揚水井戸蓋の固定荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$k_v$  : 基準地震動  $S_s$  の鉛直方向の設計震度

#### (2) 揚水井戸蓋に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 ( $W_{ss}$ )

固定荷重として，揚水井戸蓋を構成する部材の自重を考慮する。

$$W_{ss} = (G+S_s+P) \cdot b_1 \cdot 10^{-3} / A_1$$

ここで，  $W_{ss}$  : 揚水井戸蓋に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

$G$  : 揚水井戸蓋の固定荷重 (kN)

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による地震荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$b_1$  : 揚水井戸蓋の負担幅 (mm)

$A_1$  : 揚水井戸蓋の平面積 ( $m^2$ )

(3) 揚水井戸蓋に作用する最大せん断応力度 ( $\tau$ )

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_{s1}$$

$\tau$  : 揚水井戸蓋に作用する最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : 揚水井戸蓋に作用する最大せん断力 (kN)

$A_{s1}$  : 揚水井戸蓋の有効せん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

ここで,  $Q = 1/2 \cdot W_{ss} \cdot L_1 \cdot 10^{-3}$

$Q$  : 揚水井戸蓋に作用する最大せん断力 (kN)

$W_{ss}$ : 揚水井戸蓋に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

$L_1$  : 揚水井戸蓋の全長 (mm)

(4) 揚水井戸蓋に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma$ )

$$\sigma = (M \cdot 10^6) \cdot y_1 / I_1$$

$\sigma$  : 揚水井戸蓋に作用する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 揚水井戸蓋に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$y_1$  : 揚水井戸蓋の縁端距離 (mm)

$I_1$  : 揚水井戸蓋の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

ここで,  $M = 1/8 \cdot W_{ss} \cdot (L_1 \cdot 10^{-3})^2$

$M$  : 揚水井戸蓋に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{ss}$ : 揚水井戸蓋に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

$L_1$  : 揚水井戸蓋の全長 (mm)

(5) 揚水井戸蓋に作用する組合せ応力度

揚水井戸蓋に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 揚水井戸蓋の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 揚水井戸蓋に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—((社)日本建築学会, 2005年改訂)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

$$X = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで,  $X$  : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

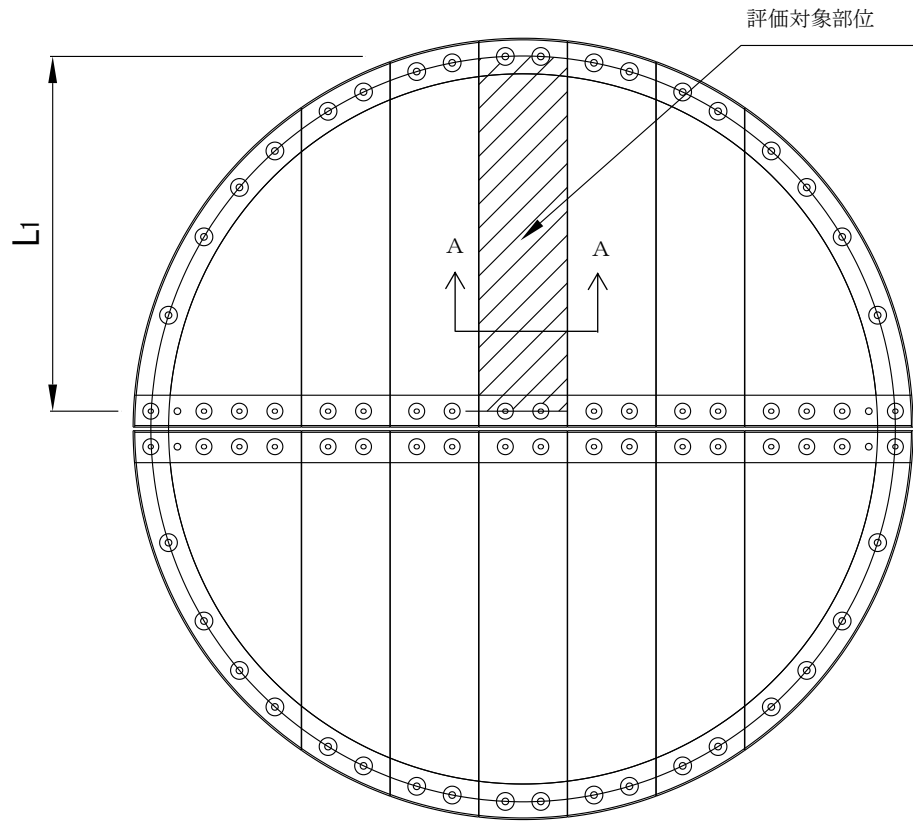
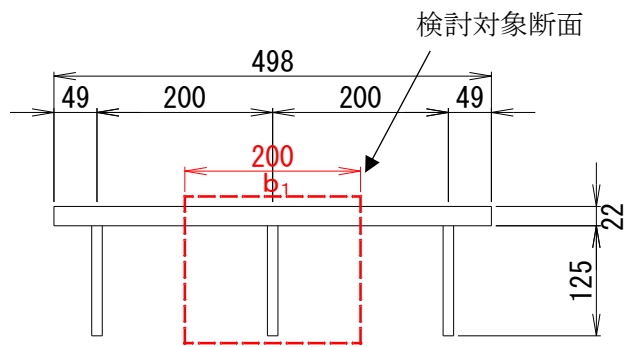


図 5-1 評価の対象とする揚水井戸蓋



(単位 : mm)

(A-A断面)

図 5-2 断面力算定区間及び断面計算の検査断面

### 5.5.2 受桁

図5-3に示すとおり，受桁の支持条件は両端をピン支持とし，受桁が負担する荷重は保守的に揚水井戸蓋に上載される載荷荷重と揚水井戸蓋の固定荷重の全重量を受桁に作用させる。

#### (1) 基準地震動 $S_s$ による地震荷重 ( $S_s$ )

$$S_s = (G+P) \cdot k_v$$

ここで，  $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による地震荷重 (kN)

$G$  : 揚水井戸蓋と受桁の固定荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$k_v$  : 基準地震動  $S_s$  の鉛直方向の設計震度

#### (2) 受桁に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 ( $W_{ss}$ )

固定荷重として，揚水井戸蓋を構成する部材の自重を考慮する。

$$W_{ss} = (G+S_s+P) \cdot b_2 \cdot 10^{-3} / A_2$$

ここで，  $W_{ss}$  : 受桁に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

$G$  : 揚水井戸蓋と受桁の固定荷重 (kN)

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による地震荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$b_2$  : 受桁の負担幅 (mm)

$A_2$  : 受桁の平面積 ( $m^2$ )

#### (3) 受桁に作用する最大せん断応力度 ( $\tau$ )

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_{s2}$$

$\tau$  : 受桁に作用する最大せん断応力度 ( $N/mm^2$ )

$Q$  : 受桁に作用する最大せん断応力 (kN)

$A_{s2}$  : 受桁の有効せん断断面積 ( $mm^2$ )

$$\text{ここで， } Q = 1/2 \cdot W_{ss} \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$$

$Q$  : 受桁に作用する最大せん断力 (kN)

$W_{ss}$  : 受桁に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

$L_2$  : 受桁の全長 (mm)

(4) 受桁に作用する最大曲げ応力度 ( $\sigma$ )

$$\sigma = (M \cdot 10^6) \cdot y_2 / I_2$$

$\sigma$  : 受桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 受桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$y_2$  : 受桁の縁端距離 (mm)

$I_2$  : 受桁の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

ここで,  $M = 1/8 \cdot W_{SS} \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$

M : 受桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{SS}$  : 受桁に作用する単位長さ当たりの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

$L_2$  : 受桁の全長 (mm)

(5) 受桁に作用する組合せ応力度

受桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 受桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 受桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—((社)日本建築学会, 2005年改訂)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

$$X = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで, X : 組合せ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

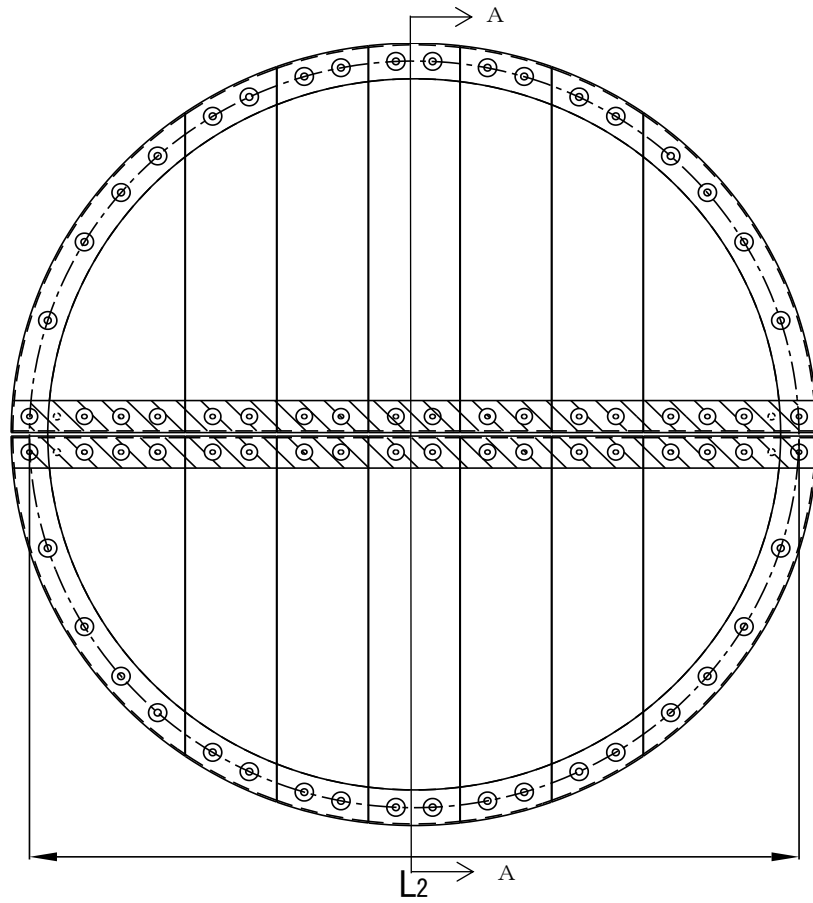


図 5-3 評価の対象とする受桁

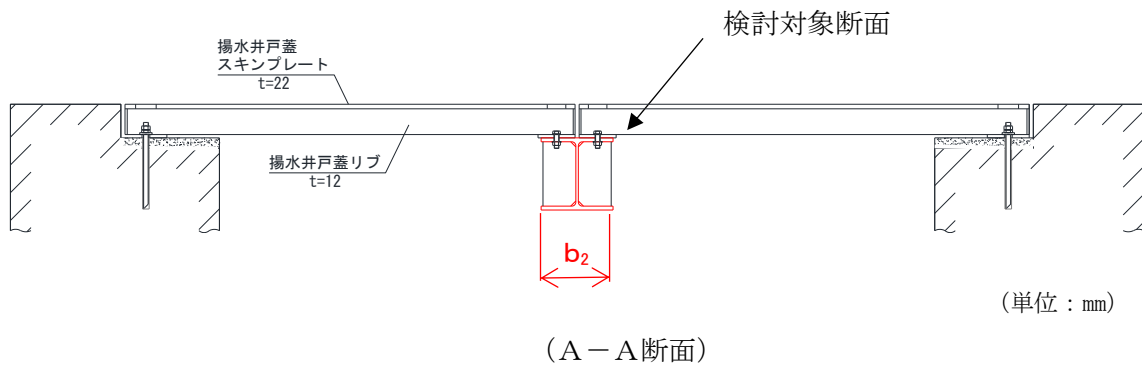


図 5-4 断面力算定区間及び断面計算の検討断面



### 5.5.3 固定ボルト

- (1) 基準地震動  $S_s$  による水平方向の地震荷重 ( $S_s$ )

$$S_s = (G+P) \cdot k_H$$

ここで,  $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の地震荷重 (kN)

$G$  : 固定荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$k_H$  : 基準地震動  $S_s$  の水平方向の設計震度

- (2) 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の地震荷重 ( $S_s$ )

$$S_s = (G+P) \cdot k_v$$

ここで,  $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の地震荷重 (kN)

$G$  : 固定荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$k_v$  : 基準地震動  $S_s$  の鉛直方向の設計震度

- (3) 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 ( $\sigma_t$ )

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで,  $T_s = S_s / N$

$\sigma_t$  : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_s$  : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力 (kN)

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の地震荷重 (kN)

$N$  : 揚水井戸蓋, 受桁に取り付く固定ボルトの本数

$A'$  : 固定ボルトの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

- (4) 固定ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力度 ( $\tau_s$ )

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで,  $q_s = S_s / N$

$\tau_s$  : 固定ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$q_s$  : 固定ボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の地震荷重 (kN)

$N$  : 揚水井戸蓋, 受桁に取り付く固定ボルトの本数

$A'$  : 固定ボルトの有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

#### 5.5.4 接着系アンカーボルト

(1) 基準地震動  $S_s$  による水平方向の地震荷重 ( $S_s$ )

$$S_s = (G+P) \cdot k_H$$

ここで、  $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の地震荷重 (kN)

$G$  : 固定荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$k_H$  : 基準地震動  $S_s$  の水平方向の設計震度

(2) 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の地震荷重 ( $S_s$ )

$$S_s = (G+P) \cdot k_v$$

ここで、  $S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の地震荷重 (kN)

$G$  : 固定荷重 (kN)

$P$  : 積載荷重 (kN)

$k_v$  : 基準地震動  $S_s$  の鉛直方向の設計震度

(3) 接着系アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張応力 ( $T_s$ )

$$T_s = S_s / N$$

ここで、  $T_s$  : 接着系アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張応力 (kN)

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の地震荷重 (kN)

$N$  : 揚水井戸蓋, 受桁に取り付く接着系アンカーボルトの本数

(4) 接着系アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断応力 ( $q_s$ )

$$q_s = S_s / N$$

$q_s$  : 接着系アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

$S_s$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の地震荷重 (kN)

$N$  : 揚水井戸蓋, 受桁に取り付く接着系アンカーボルトの本数

(5) 接着系アンカーボルトに作用する組合せ応力に対する照査

接着系アンカーボルトに作用する引張応力, せん断応力を算定し, 受桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 受桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力に対する照査値を「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年改定)」に基づく次式により算定し, 許容値以下であることを確認する。

$$\left\{ \frac{T_s}{p_a} \right\}^2 + \left\{ \frac{q_s}{q_a} \right\}^2 \leq 1$$

ここで、  $p_a$  : 接着系アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張応力の許容値 (kN)

$q_a$  : 接着系アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力の許容値 (kN)

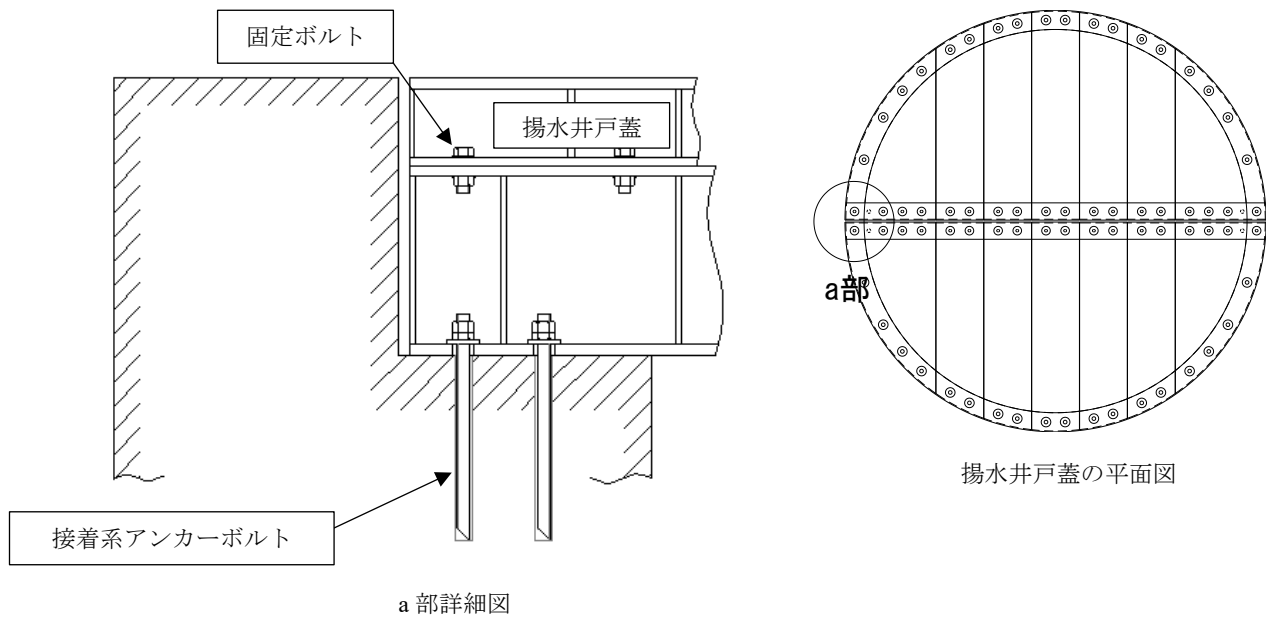


図5-5 評価対象とする接着系アンカーボルト

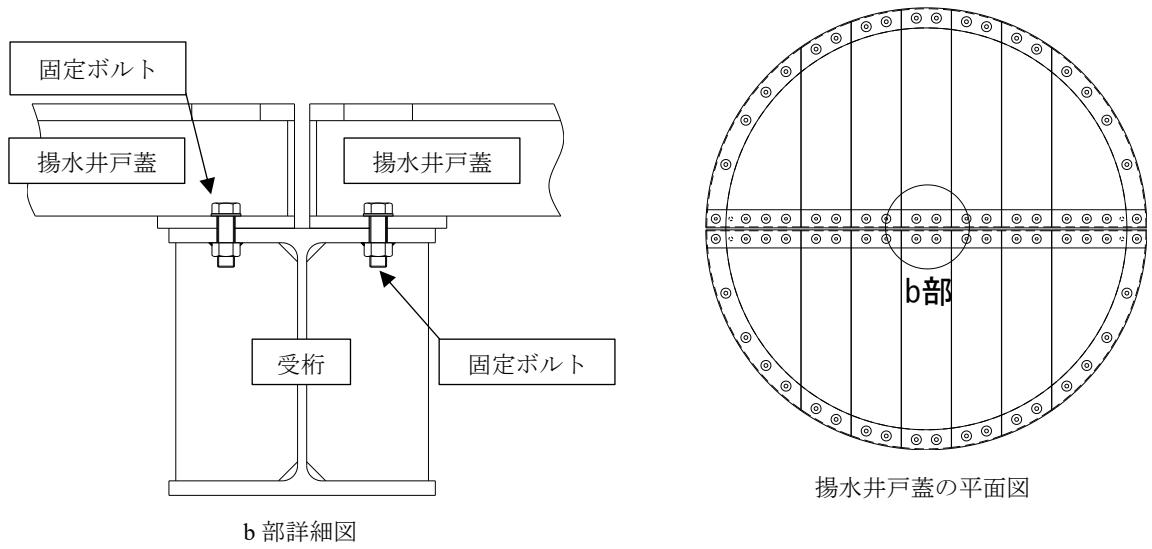


図5-6 評価対象とする固定ボルト

## 5.6 評価条件

揚水井戸蓋を耐震評価に用いる入力値を表 5-8 に示す。

表 5-8 揚水井戸蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
揚水井戸蓋	G	kN	固定荷重 (揚水井戸蓋)	0.91
	P	kN	積載荷重	0.28
	A <sub>1</sub>	m <sup>2</sup>	揚水井戸蓋の平面積	0.40
	L <sub>1</sub>	mm	揚水井戸蓋の全長	2000
	b <sub>1</sub>	mm	揚水井戸蓋の負担幅	200
	AS <sub>1</sub>	mm <sup>2</sup>	揚水井戸蓋の有効せん断断面積	1.50×10 <sup>3</sup>
	y <sub>1</sub>	mm	揚水井戸蓋の縁端距離	1.17×10 <sup>2</sup>
	I <sub>1</sub>	mm <sup>4</sup>	揚水井戸蓋の断面二次モーメント	8.17×10 <sup>6</sup>
受桁	G	kN	固定荷重	50.23
	P	kN	積載荷重	10.65
	A <sub>2</sub>	m <sup>2</sup>	受桁の平面積	1.47
	L <sub>2</sub>	mm	受桁の全長	4200
	b <sub>2</sub>	mm	受桁の負担幅	350
	AS <sub>2</sub>	mm <sup>2</sup>	受桁の有効せん断断面積	3744
	y <sub>2</sub>	mm	受桁の縁端距離	175
	I <sub>2</sub>	mm <sup>4</sup>	受桁の断面二次モーメント	4.03×10 <sup>8</sup>
固定 ボルト	N <sub>1</sub>	本	揚水井戸蓋に取り付く固定ボルトの本数	2*
	A'	mm <sup>2</sup>	固定ボルトの有効断面積	303
接着系 アンカーボルト (1)	N <sub>2</sub>	本	受桁に取り付く接着系アンカーボルトの本数	8
	A'	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの有効断面積	353
接着系 アンカーボルト (2)	N <sub>2</sub>	本	揚水井戸蓋に取り付く接着系アンカーボルトの本数	2*
	A'	mm <sup>2</sup>	接着系アンカーボルトの有効断面積	353

注記\*：揚水井戸蓋の慣性力は固定ボルトとアンカーボルトで1/2ずつ負担するものとする。

6. 評価結果

揚水井戸蓋の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、すべての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 揚水井戸蓋の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		照査値
揚水井戸蓋	曲げ	7.16	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.04
	せん断	0.67	N/mm <sup>2</sup>	136	N/mm <sup>2</sup>	0.01
	組合せ	7.26	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.04
受桁	曲げ	23.31	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.10
	せん断	13.66	N/mm <sup>2</sup>	136	N/mm <sup>2</sup>	0.11
	組合せ	33.23	N/mm <sup>2</sup>	235	N/mm <sup>2</sup>	0.15
固定ボルト	引張	1.73	N/mm <sup>2</sup>	420	N/mm <sup>2</sup>	0.01
	せん断	2.79	N/mm <sup>2</sup>	242	N/mm <sup>2</sup>	0.02
	組合せ	—		—		—
接着系 アンカーボルト (1)	引張	5.17	kN	88	kN	0.06
	せん断	8.37	kN	63	kN	0.14
	組合せ	0.03		1.00		0.03
接着系 アンカーボルト (2)	引張	0.52	kN	103	kN	0.01
	せん断	0.85	kN	80	kN	0.01
	組合せ	0.01		1.00		0.01

## (別紙2) 揚水井戸蓋の強度計算について

### 1. 概要

本資料は、VI-2-1-1-別添1「地下水位低下設備の設計方針」の「4.2 支持・閉塞防止機能（揚水井戸及び蓋）」に示すとおり、揚水井戸蓋が、竜巻による飛来物に対して機器・配管等の機能を維持可能であることを確認するものである。なお、強度計算においては、VI-3-別添1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」を参考にする。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

揚水井戸蓋は、揚水井戸の上部に設置する。

位置図を図 2-1 に示す。

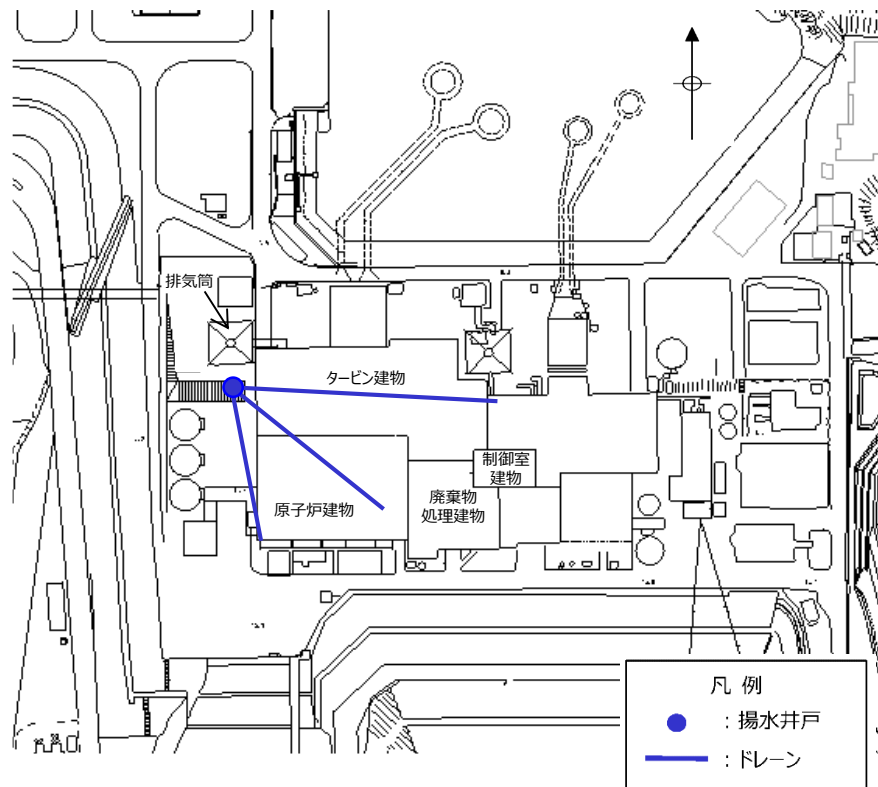


図 2-1 揚水井戸の位置図

## 2.2 構造概要

揚水井戸蓋の構造は、スキンプレートにリブ及びフランジを組合せた構造とする。揚水井戸蓋は、揚水井戸蓋と受桁を固定ボルトで固定し、揚水井戸外周部は、接着系アンカーボルトで固定する。また、揚水井戸本体中央の受桁は揚水井戸に接着系アンカーボルトにて固定する。

揚水井戸蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 揚水井戸の構造計画

計画の概要		構造概略図
支持構造	主体構造	
揚水井戸蓋は受桁に固定ボルトで固定する。揚水井戸外周部は、接着系アンカーで固定する。受桁は揚水井戸に接着系アンカーボルトで固定する。	揚水井戸蓋、受桁、固定ボルト及び接着系アンカーボルトにより構成する。	



### 2.3 評価方針

揚水井戸蓋が、竜巻による飛来物に対して機器・配管等の機能を維持可能であることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 強度評価結果」にて確認する。

揚水井戸蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、設計竜巻荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。具体的には、揚水井戸蓋に設計飛来物が衝突することによる影響評価として衝突評価を行う。

衝突評価においては、設計飛来物による衝撃荷重に対し、設計飛来物が揚水井戸蓋スキンプレートを貫通しない設計とするために、揚水井戸蓋スキンプレートの最小厚さが、設計飛来物の貫通を生じない貫通限界厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には、VI-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示されている鋼板の貫通評価式を用いる。

揚水井戸蓋の評価フローを図 2-2 に示す。

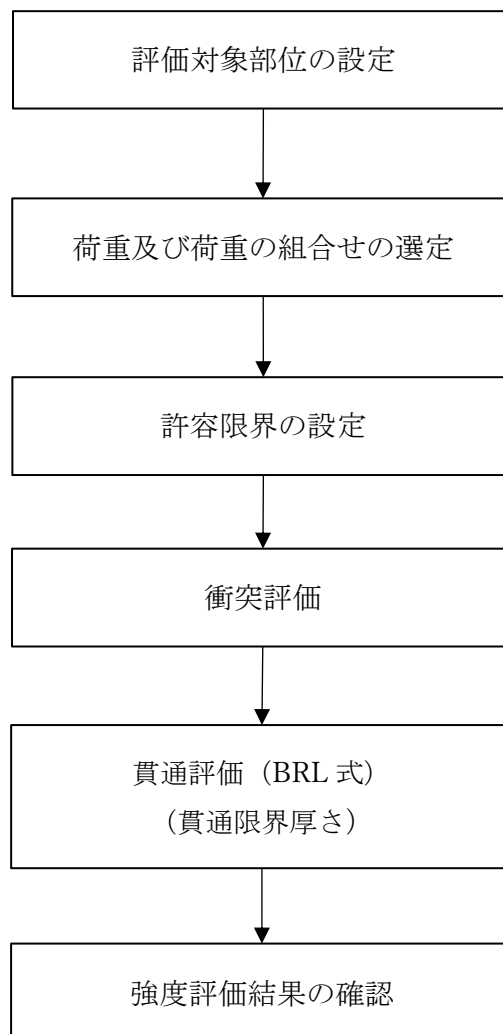


図 2-2 揚水井戸蓋の評価フロー

#### 2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会， 2005年改訂）
- ・タービンミサイル評価について（昭和52年7月20日原子力委員会原子炉安全専門審査会）

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

BRL 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 BRL 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号

記号	単位	定義
d	m	設計飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
K	—	鋼板の材質に関する係数
M	kg	設計飛来物の質量
T	m	鋼板の貫通限界厚さ
V	m/s	設計飛来物の衝突速度（鉛直）
$\pi$	—	円周率
A	m <sup>2</sup>	設計飛来物の接触面積

#### 3.2 評価対象部位

揚水井戸蓋への設計飛来物の衝突を考慮し、貫通が生じないことを確認するため、外部に露出している部位である揚水井戸蓋のスキンプレートを評価対象部位として選定する。

揚水井戸蓋の評価対象部位を図 3-1 に示す。

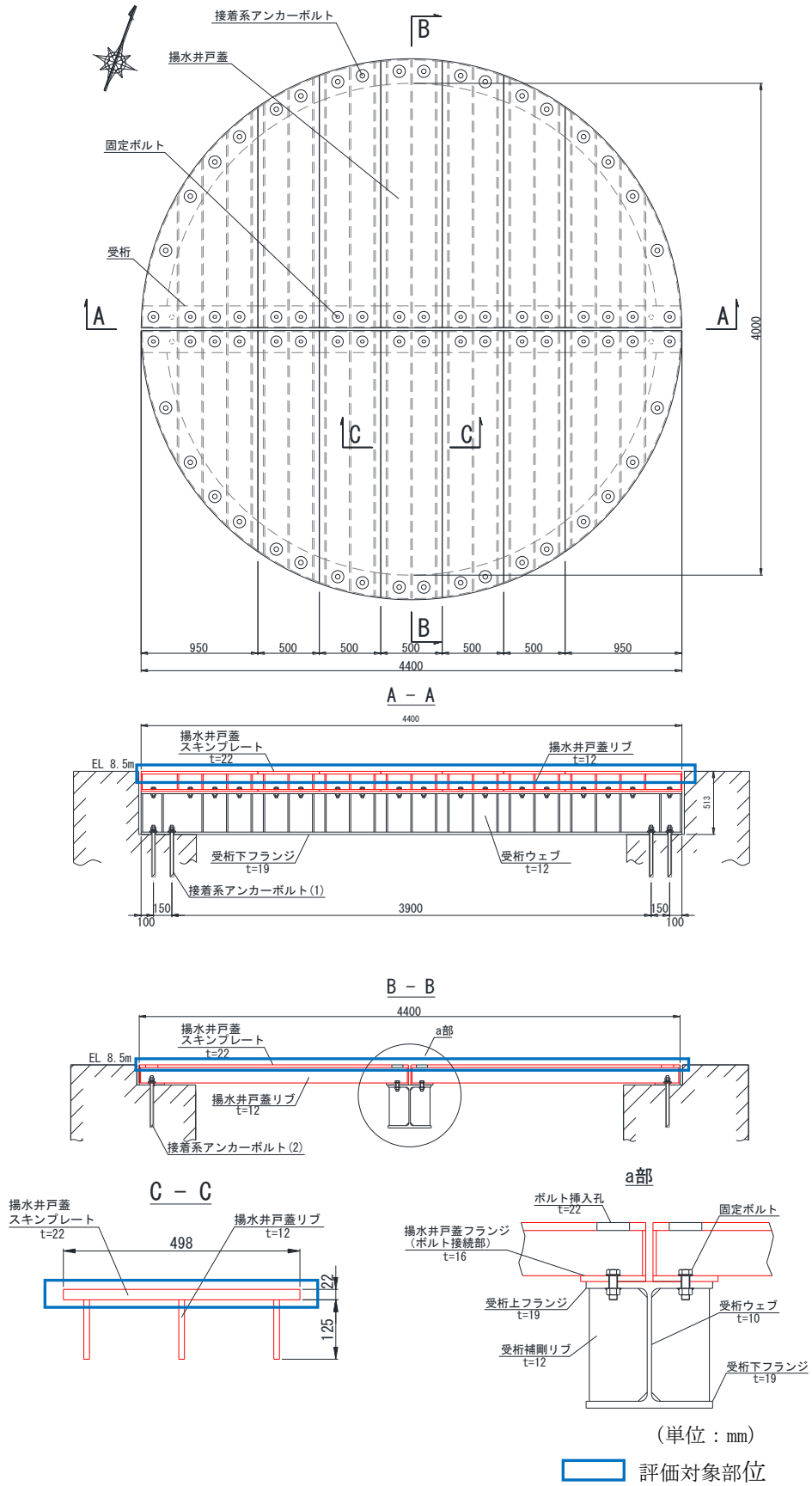


図 3-1 評価対象部位 (朱書き部は揚水井戸蓋を示す。)

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

VI-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、竜巻による荷重の種類は風圧力による荷重、気圧差による荷重及び飛来物による衝撃荷重がある。

揚水井戸蓋は、地下に埋設されている揚水井戸の上部の地表面に設置されており、風圧力を受け難い構造となっており、また、内外の気圧差が発生しない構造であることから、気圧差による荷重を受け難い構造となっている。したがって、飛来物による衝撃荷重として、設計飛来物の鉛直方向の荷重を考慮する。

強度評価に用いる荷重の組合せを表 3-2 に、設計飛来物の諸元と鉛直方向の飛来速度を表 3-3 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

評価内容	風圧力による荷重	気圧差による荷重	設計飛来物による荷重
貫通評価	—	—	○

表 3-3 設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 長さ×幅奥×行き (m)	質量 (kg)	鉛直方向の 飛来速度 (m/s)
鋼製材	4.2×0.3×0.2	135	34.0

### 3.4 許容限界

揚水井戸蓋の許容限界は、「3.2 評価対象部位」にて設定した評価対象部位について、設計飛来物による衝撃荷重に対して貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認することとし、揚水井戸蓋スキンプレートの最小厚さを許容限界として設定する。

#### (1) 評価対象部位の材料仕様

揚水井戸蓋スキンプレートの仕様を表 3-4 に示す。

表 3-4 揚水井戸蓋スキンプレートの仕様

評価対象部位	材質	直径 (mm)	厚さ (mm)
揚水井戸蓋 スキンプレート	SM400	4400	22

#### (2) 許容限界

揚水井戸蓋スキンプレートの最小厚さを貫通評価の許容限界として設定する。許容限界を表 3-5 に示す。

表 3-5 貫通評価の許容限界

評価対象部位	許容限界 (mm)	材質
揚水井戸蓋 スキンプレート	22	SM400

### 3.5 評価方法

揚水井戸蓋への設計飛来物の衝突を考慮し、揚水井戸蓋スキンプレートを設計飛来物が貫通しない構造とすることを踏まえ、衝突評価として貫通評価を実地する。

貫通評価は、設計飛来物が揚水井戸蓋へ直接衝突する場合の貫通限界厚さを「タービンミサイル評価について（昭和52年7月20日 原子力委員会原子炉安全専門審査会）」で用いられるBRL式を用いて算出する。

BRL式を以下に示す。

$$T^{\frac{3}{2}} = \frac{0.5 \times M \times V^2}{1.4396 \times 10^9 \times K^2 \times d^{\frac{3}{2}}}$$

ここで等価直径 d は下式の通りとする。

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}}$$

### 4. 評価条件

貫通評価において、揚水井戸蓋の貫通評価式に用いる評価条件を表4-1に示す。

表4-1 揚水井戸蓋の貫通評価に用いる評価条件

評価条件	数値
d (m)	0.07251
K	1.0
M (kg)	135
V (m/s) 鉛直方向	34.0

### 5. 強度評価結果

竜巻発生時の揚水井戸蓋の貫通評価結果を表5-1に示す。揚水井戸蓋の評価対象部位の許容限界が、貫通限界厚さを上回ることを確認した。

表5-1 貫通評価結果

評価対象部位	評価結果 (mm)	許容限界 (mm)
揚水井戸蓋 スキンプレート	19.76	22

(別紙 3) 敷地側集水桝の耐震性に係る補足説明

1. 概要

本資料は、VI-2-1-1-別添 1「地下水位低下設備の設計方針」において、地震時に屋外排水路の排水異常により敷地内に地下水が溢れた場合の対応として、敷地側集水桝、屋外排水路（防波壁横断部）及び出口側集水桝の耐震性を確保することで、海までの排水経路を確保する方針としている。このうち、敷地側集水桝について、基準地震動  $S_s$  による地震動に対する耐震評価を実施し、排水可能であることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

敷地側集水桝の設置位置図を図 2-1 に示す。

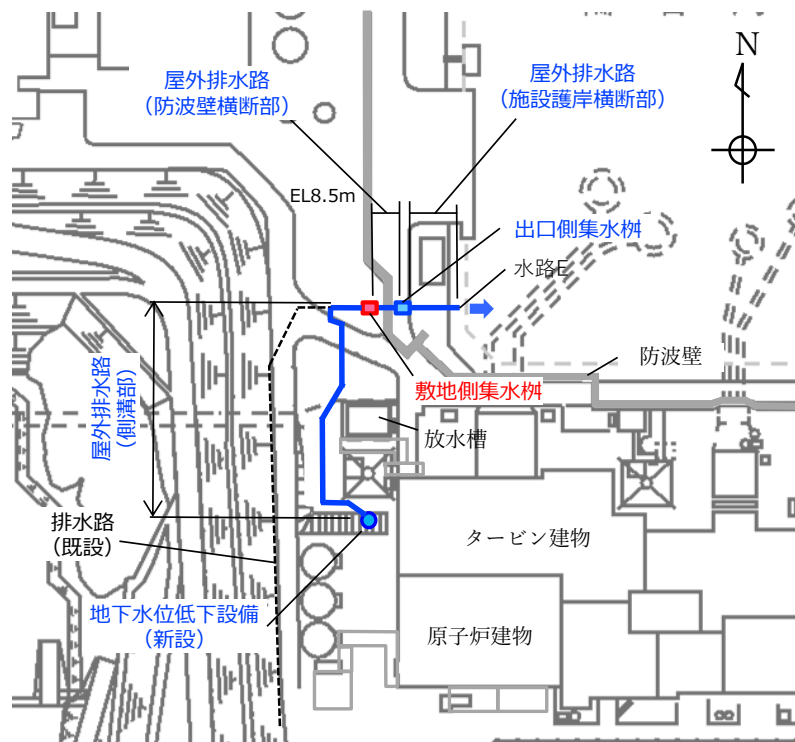


図 2-1 敷地側集水桝の設置位置図



## 2.2 構造概要

敷地側集水桝は、屋外排水路の集水桝であり、内空 1.0m×2.4m、壁厚 0.8m、高さ約 6m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び改良地盤により周囲を埋め戻し、MMRを介して岩盤に支持されている。また頂部には、屋外排水路（側溝部）が損傷し、地表面に地下水が溢れ出た場合でも、確実に集水することができるよう、グレーチングを設置する。なお、本集水桝の開口部周辺には、「コンクリート標準示方書[設計編]（（社）土木学会，2012年制定）」に基づき、開口により配置できなくなった鉄筋について、必要な鉄筋間隔を確保した上で、鉛直断面及び水平断面において所要鉄筋量を満足するように、開口部の周辺に配置する。

敷地側集水桝の概略平面図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、概略配筋図を図 2-4 に、地盤への支持構造を図 2-5 に示す。

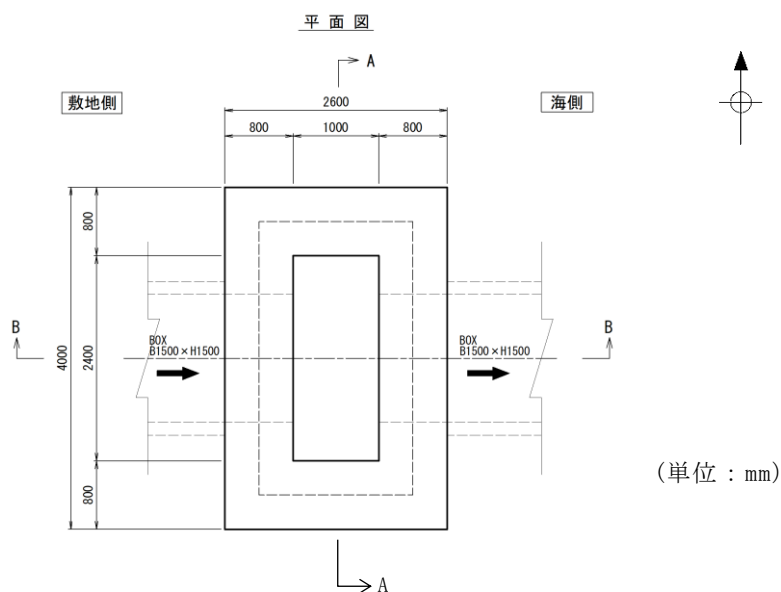
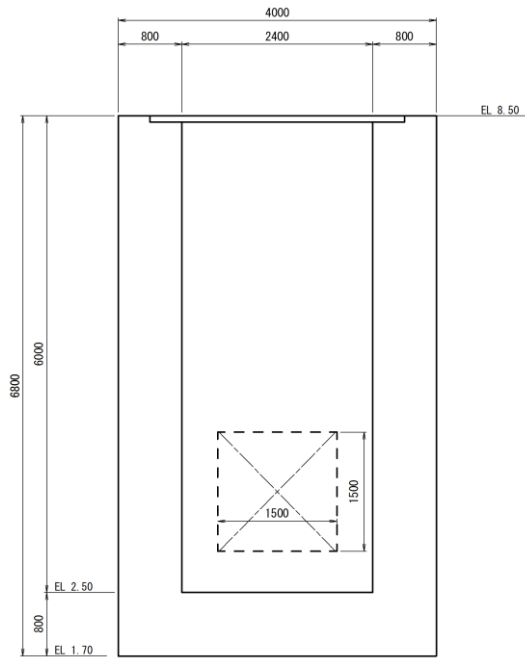
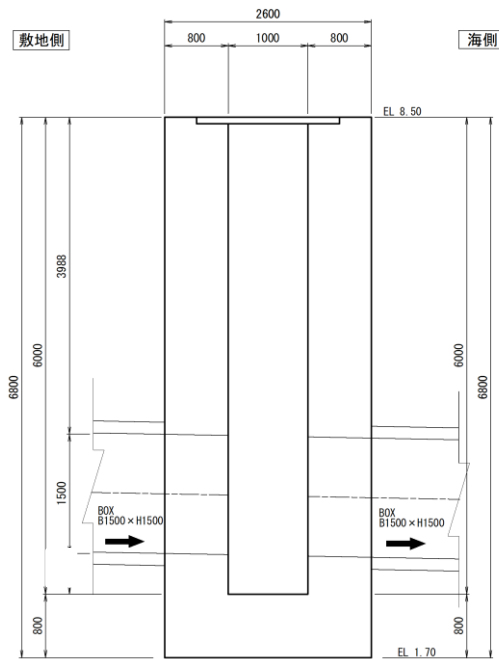


図 2-2 敷地側集水桝の概略平面図



(単位 : mm)

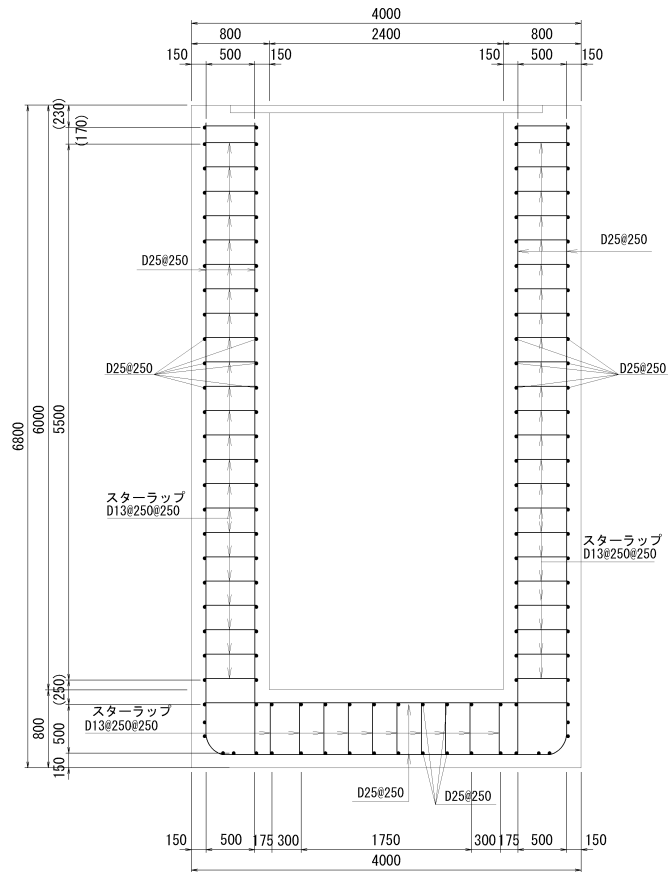
(A - A 断面)



(単位 : mm)

(B - B 断面)

図 2-3 敷地側集水桝の概略断面図



(A-A断面)

図 2-4 敷地側集水桝の概略配筋図

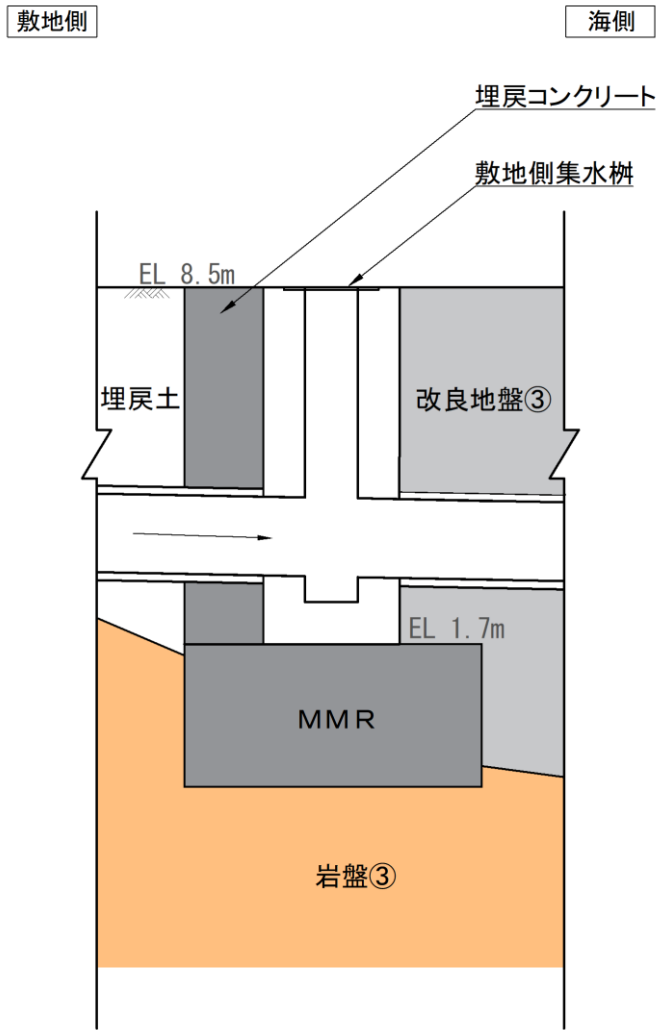


図 2-5(1) 敷地側集水桝の支持構造 (断面図)

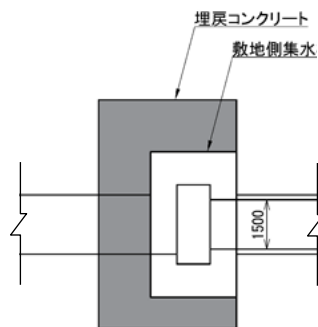


図 2-5(2) 敷地側集水桝の支持構造 (平面図)

### 2.3 評価方針

敷地側集水桝の耐震評価は、基準地震動  $S_s$ （6波）による1次元地震応答解析により算定した設計用地震力に対して排水断面を確保することを確認するため、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査を実施する。また、基礎地盤の支持性能評価を実施する。

基準地震動  $S_s$  を対象とした地震応答解析により敷地側集水桝位置での変位及び加速度を抽出する。また、フレーム解析に用いる地盤ばね設定のため地盤の剛性を設定する。

次に、側壁については、「水道施設設計指針（（社）日本水道協会，2012年）」及び「水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，2009年）」（以下「水道施設耐震工法指針」という。）に基づき、敷地側集水桝の側壁について鉛直断面及び水平断面を対象に線形はり要素でモデル化し、応答変位法によるフレーム解析を実施する。常時及び地震荷重から算定した断面力に基づき発生応力を算出し、許容限界以下であることを確認する。底版については、四辺固定版モデルとして算定した断面力に基づき発生応力を算出し、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おいては、最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

敷地側集水桝の耐震評価フローを図 2-6 に示す。

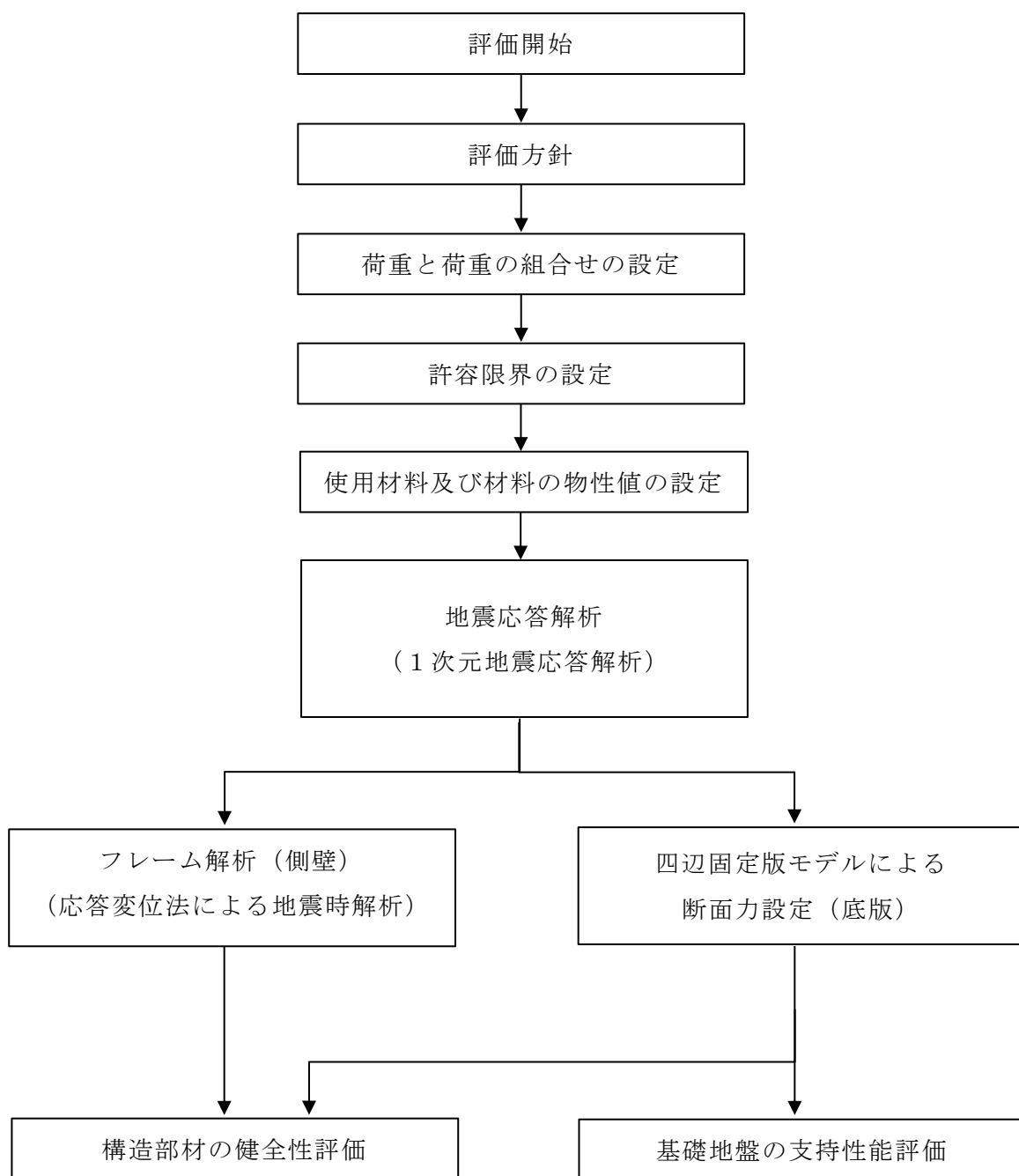


図 2-6 敷地側集水柵の耐震評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・コンクリート標準示方書[設計編]（（社）土木学会，2012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14年3月）
- ・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）
- ・水道施設設計指針（（社）日本水道協会，2012年）
- ・水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，2009年）

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面及び評価対象部位

評価対象断面は、耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きく弱軸方向となる短辺方向（B－B断面）とする。評価対象部位は、敷地側集水桝を構成する側壁及び底版とする。

#### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### 3.2.1 荷重の設定

敷地側集水桝の耐震評価には、以下の荷重を用いる。

##### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重及び蓋荷重を考慮する。

##### (2) 積載荷重（P）

積載荷重として、静止土圧、外水圧、内水圧及び積雪荷重を考慮する。

##### (3) 地震荷重（ $S_s$ ）

地震荷重として、基準地震動 $S_s$ による地震力を考慮する。



### 3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に示す。また，作用荷重概念図を図 3-1 に示す。なお，作用荷重のうち，打ち消しあう方向に作用するものは表示しない。

表 3-1 荷重の組合せ (1/2)

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	G + P + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 3-1 荷重の組合せ (2/2)

種別	荷重		モデル		算定方法の概要
			側壁	底版	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	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する。
		蓋荷重	—*	○	蓋の重量に基づいて算定する。
	積載荷重	静止土圧	○	—	地表からの深度に応じて設定する。
		外水圧	○	○	地下水位に応じた静水圧として考慮する。地下水の密度を考慮する。
		内水圧	○	○	敷地側集水枴満水時の水位 (EL 8.5m) の内水圧を考慮する。地下水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○	○	地表面に考慮する。
	偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	—	基準地震動 S <sub>s</sub> による慣性力を考慮する。
鉛直地震動		—	○		
動水圧		○	○	水位条件及び密度は，永久荷重の外水圧及び内水圧と同様とする。	
地震時土圧		○	—	基準地震動 S <sub>s</sub> による地震応答解析により設定する。	

注記\* : 躯体自重及び蓋荷重を考慮しないこととすると，鉛直方向の軸方向力(圧縮)が発生せず，曲げ耐力が低減することから，曲げ・軸力系の破壊について安全側の評価が可能となる。

- (1) 外水圧  
地下水位を地表面(EL 8.5m)に設定する。水の荷重は  $9.81\text{kN/m}^3$  とする。
- (2) 内水圧  
敷地側集水桝内の内水圧水頭は、満水時の水位(EL 8.5m)の内水位とする。水の荷重は  $9.81\text{kN/m}^3$  とする。
- (3) 積雪荷重  
積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。
- (4) 動水圧  
側壁では、Westergaard式をもとに、地震応答解析における敷地側集水桝下面と上面の相対変位最大時刻の水平震度に応じた動水圧を考慮する。  
また、底版では、底版の天端標高における静水圧に、地震応答解析における敷地側集水桝設置範囲の最大鉛直震度を乗じたものを、動水圧として考慮する。
- (5) 水平地震動  
地震応答解析における敷地側集水桝下面と上面の相対変位最大時刻の水平震度に応じた水平地震動(慣性力)を考慮する。
- (6) 鉛直地震動  
底版では、地震応答解析における敷地側集水桝設置範囲の最大鉛直震度と躯体自重を乗じたものを、鉛直地震動(慣性力)として考慮する。

(7) 地震時土圧

側壁（鉛直断面）に作用させる地震時土圧は、「水道施設耐震工法指針」に基づき、地盤変位と地盤ばね定数を用いて、下式により算出する。

$$P_H = K_H \cdot \delta$$

ここに、

$P_H$  : 敷地側集水柵前面に作用する地盤変位による荷重 (kN/m)

$K_H$  : 敷地側集水柵前面の水平ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 敷地側集水柵底版下面と上端の地盤変位の相対変位最大時刻の変位 (m)

また、側壁（水平断面）に作用させる地震時土圧は、「水道施設耐震工法指針」に基づき、下式により算出する。

$$w_R = (\Delta U_h - \delta_z) \cdot K$$

ここに、

$w_R$  : 水平断面の単位面積あたりの地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta U_h$  : 地表面からの深さ  $z$  (m)における地盤の相対変位 (m)

$$\Delta U_h = U_{h2} - U_{h1}$$

$U_{h2}$  : 地表面からの深さ  $z$  (m)における地盤の水平変位振幅 (m)

(時刻は底版下面と上面の相対変位最大時刻)

$U_{h1}$  : 敷地側集水柵底版下面における地盤の水平変位振幅 (m)

(時刻は底版下面と上面の相対変位最大時刻)

$\delta_z$  : 鉛直断面の計算結果による地表面からの深さ  $z$  (m)における部材変位 (m)

$K$  : 地表面からの深さ  $z$  (m)における単位面積あたりの地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)

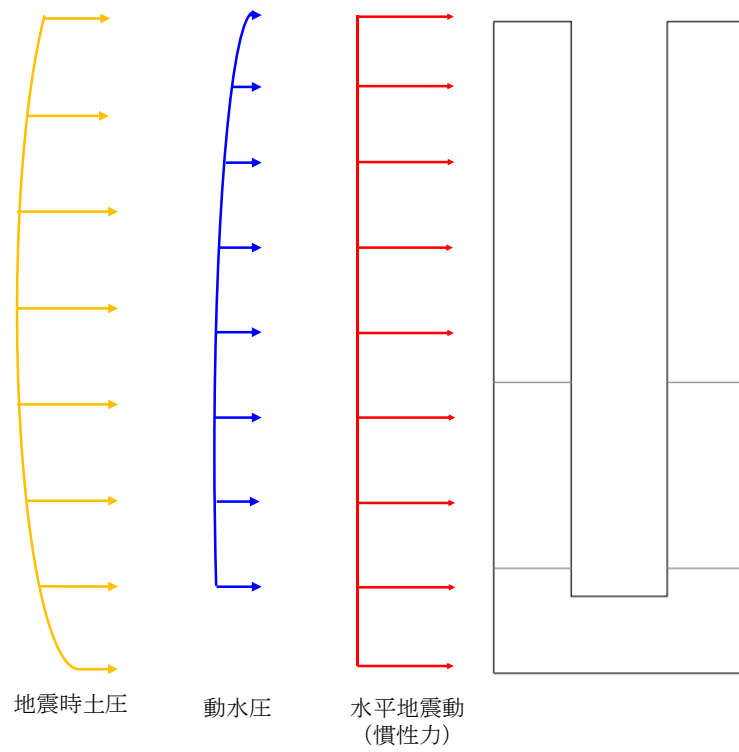


図 3-1(1) 作用荷重概念図 (側壁 (鉛直断面))

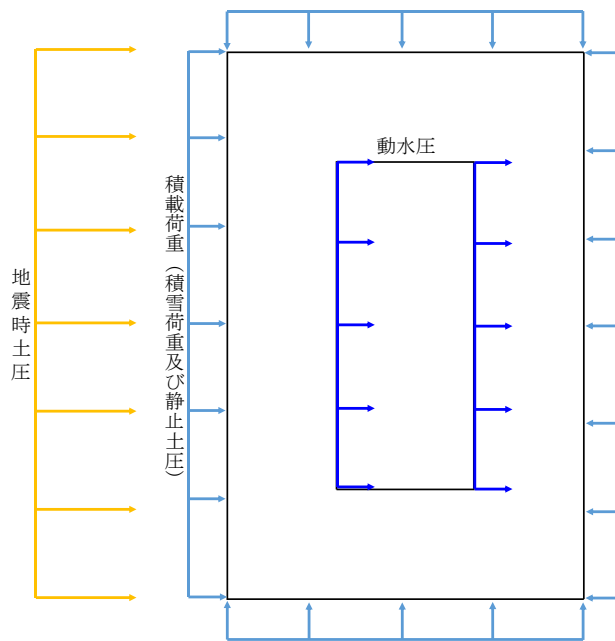


図 3-1(2) 作用荷重概念図 (側壁 (水平断面))

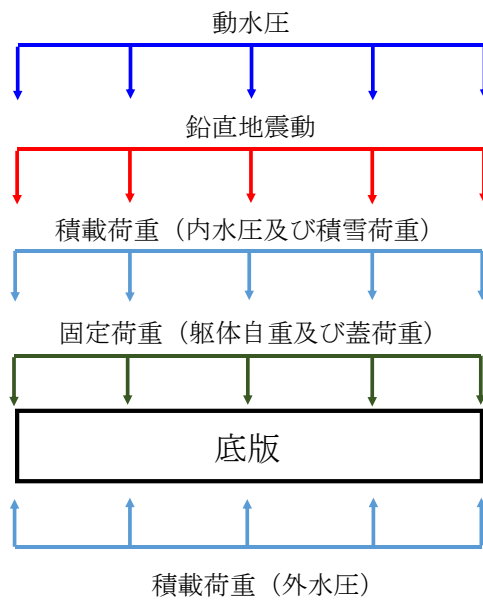


図 3-1(3) 作用荷重概念図 (底板の四辺固定版)

### 3.3 許容限界

敷地側集水桝の耐震評価は許容応力度法による照査を行う。構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。構造部材のせん断破壊に対する許容限界は、短期許容せん断応力度又は短期許容せん断力とする。また、基礎地盤の支持性能に対する許容限界は、「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）」に基づきコンクリートの支圧強度とする。コンクリート及び鉄筋の許容限界を表3-2に、基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表3-3に示す。

短期許容せん断力は、表3-2に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定する。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここに、 $V_a$ ：短期許容せん断力

$V_c$ ：コンクリートが分担するせん断力

$V_s$ ：せん断補強鉄筋が分担するせん断力

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここに、 $\tau_{a1}$ ：コンクリートの短期許容せん断応力度

$b_w$ ：部材の有効幅

$d$ ：部材の有効高さ

$z$ ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/1.15$  とする。

ただし、せん断補強筋に期待しない場合は、許容限界をコンクリートの短期許容せん断応力度とする。

$$V_s = \left\{ A_w \sigma'_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z$$

ここに、 $A_w$ ：区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$\sigma'_{sa}$ ：鉄筋の短期許容引張応力度

$\alpha$ ：せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

$s$ ：せん断補強鉄筋の配置間隔

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_s = 0$

表 3-2 構造部材の健全性に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート* f'ck=24 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	13.5
	短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.67
鉄筋* SD345	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ (曲げ軸力) *	294

注記\* : 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)

表 3-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
支圧強度	コンクリート ( f'ck = 18.0 )	f'a = 18.0

### 3.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-4 に、使用材料の物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4 使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345

表 3-5 使用材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
構造物	2.50×10 <sup>4</sup>	24.0*	0.2

注記\* : 鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

### 3.5 地震応答解析

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  $S_s$  を一次元波動論により評価したものをを用いる。敷地側集水桝は、埋戻コンクリート及び改良地盤に囲まれており、本構造物の周辺には、液状化対象層が存在しないため、1次元地震応答解析における応答解析は、全応力解析とする。また、敷地側集水桝の側面4面のうち3面は埋戻コンクリートに、1面は改良地盤③に囲まれていることから、1次元地震応答解析において、敷地側集水桝の下端と上端の相対変位を保守的に評価できるように、敷地側集水桝の側壁4面が改良地盤③に囲まれているものとし、敷地側集水桝周辺の地盤を改良地盤③としてモデル化する。

解析には解析コードは「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

1次元地震応答解析の地盤モデルを図3-2に示す。

地盤については、VI-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。



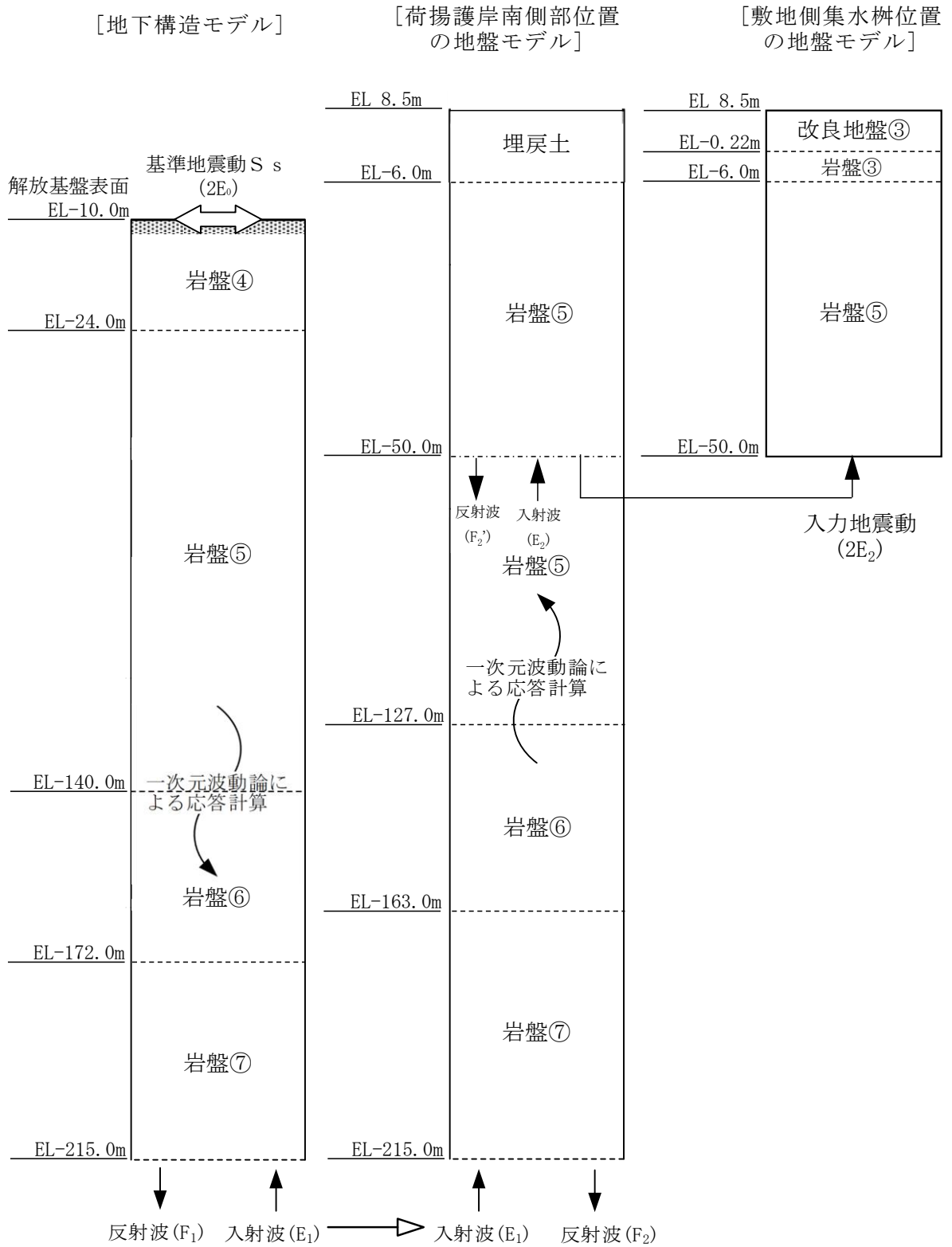


図 3-2 1次元地震応答解析用地盤モデル

### 3.6 地震応答解析結果

側壁の評価に使用する設計用地震力として、地震応答解析結果より得られた、各ケースにおける最大相対変位分布、最大相対変位発生時刻での水平加速度分布を図3-3に示す。相対変位は地震時土圧を、水平加速度は水平地震動（慣性力）を算出するために使用する。相対変位が最大となった基準地震動  $S_s-D$  により応答変位法に使用する相対変位を設定する。

また、底版及び基礎地盤の支持性能の評価に使用する設計用地震力は、1次元地震応答解析における集水桝位置の全時刻の最大応答加速度（鉛直）に基づき設定する。最大鉛直加速度分布を図3-4に示す。底版及び基礎地盤の支持性能の評価に用いる設計用地震力を表3-6に示す。

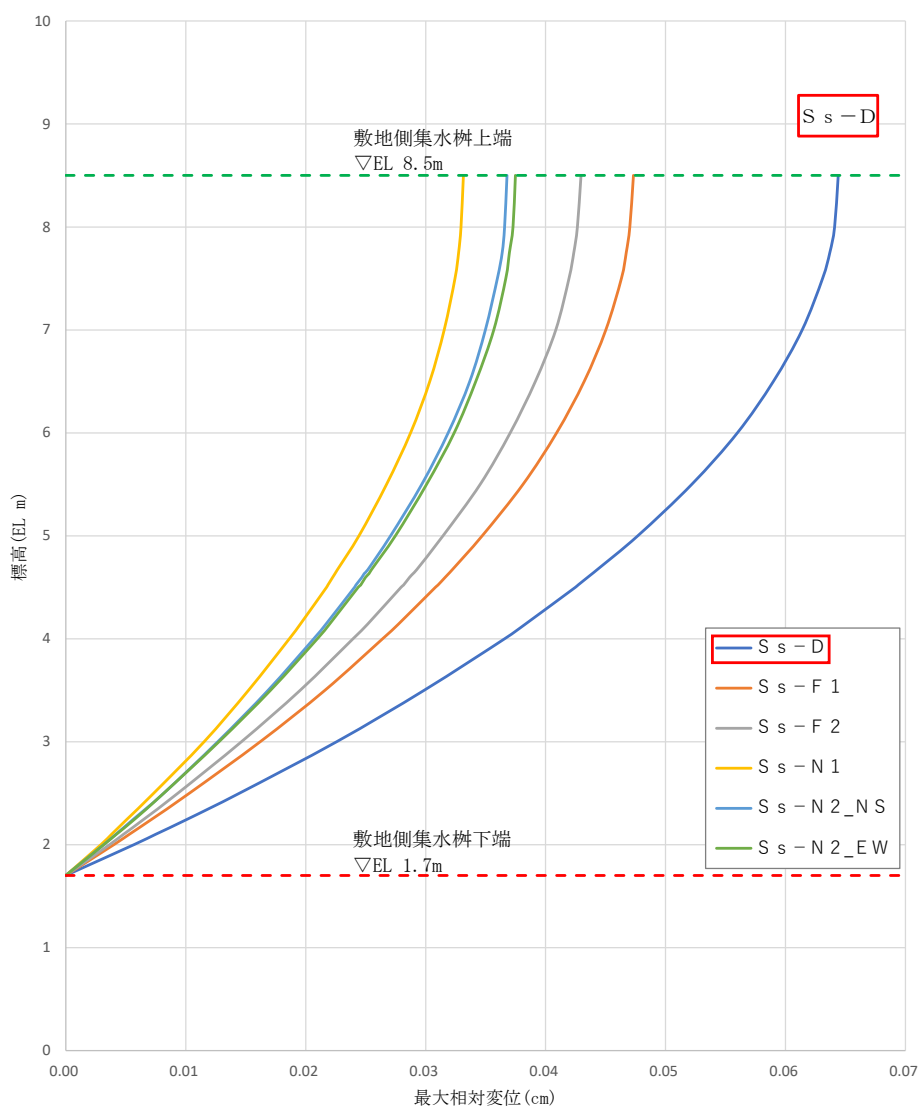


図3-3(1) 地震応答解析結果（最大相対変位分布）

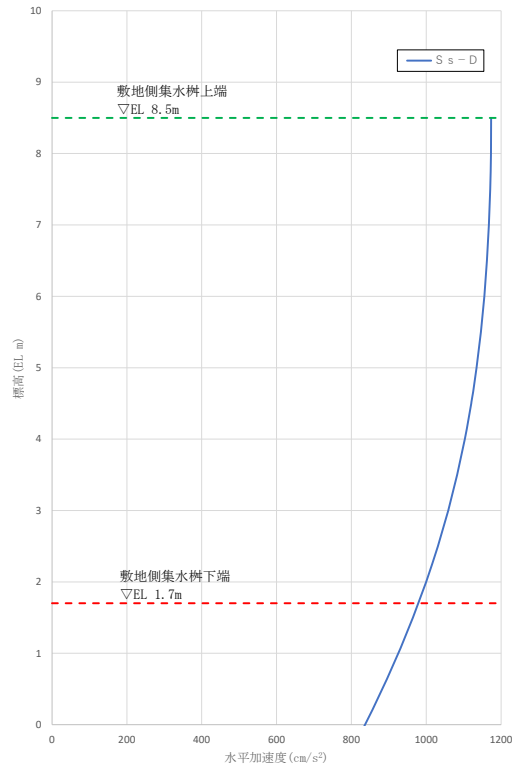


図 3-3(2) 地震応答解析結果（最大相対変位発生時刻での水平加速度分布）

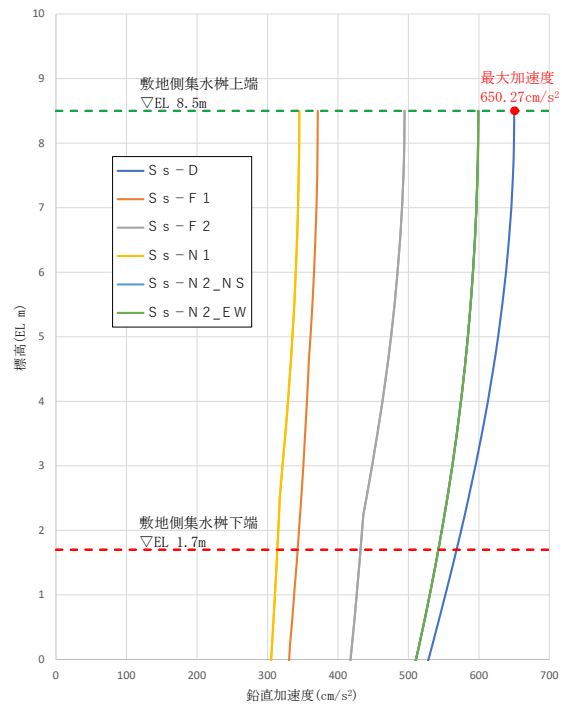


図3-4 地震応答解析結果（最大鉛直加速度分布）

表 3-6 敷地側集水桝の底版及び基礎地盤の評価に用いる設計用地震力

抽出位置	設計用地震力 (鉛直)	備考
敷地側集水桝	0.67	$650.27(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) \doteq 0.67$

## 4. 評価方法

### 4.1 敷地側集水桝（側壁）

側壁を線形はり要素でモデル化し、1次元地震応答解析を踏まえて設定した荷重を作用させ、フレーム解析を実施する。フレーム解析は、鉛直断面及び水平断面に分けて実施する。水平断面位置は、「水道施設耐震工法指針」に基づき、常時の土圧作用が最大となる集水桝最下部を照査断面位置とする。

側壁には開口部が存在するが、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2012年）」に基づき、所要鉄筋量を満足するように開口補強筋を配置するため、開口部以外の断面と同様の諸元を設定する。

鉛直断面のフレーム解析に用いる地盤ばねは、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に示される地盤反力係数を基に設定する。水平断面のフレーム解析においては、地盤ばねは設定せず、「水道施設耐震工法指針」に示される支持条件とする。

モデルに作用させる荷重のうち、地震時土圧については、応答変位法により算出する。鉛直断面のフレーム解析に使用した地盤ばね定数を表4-1に、鉛直断面及び水平断面の断面諸元を表4-2に示す。また、鉛直断面のフレーム解析モデル及び支持条件を図4-1に、水平断面のフレーム解析モデル及び支持条件を図4-2に示す。

解析には解析コード「FREMING」及び「EMRGINING」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 4-1(1) フレーム解析に使用した地盤ばね定数（鉛直断面モデル，モデル前面）  
 (S s - D)

節点番号	地盤ばね定数 $k_x$ 水平 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
20	4790590
19	4760016
18	4719887
17	4695046
16	4675937
15	4662561
14	4601412
13	4547908
12	4503957
11	4494403
10	4471472
9	4461918
8	4437076
7	4404591
6	4379750
5	4330067
4	4320512
3	4295671
2	4245988

表 4-1(2) フレーム解析に使用した地盤ばね定数（鉛直断面モデル，モデル底面）  
 (S s - D)

地盤ばね定数 $k_x$ 水平 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	地盤ばね定数 $k_y$ 鉛直 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	地盤ばね定数 $k_\theta$ 回転 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
3893000	12980000	7309000

表 4-2 フレーム解析に使用した断面諸元

断面	ヤング係数 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	断面積 ( $\text{m}^2$ )	断面2次モーメント ( $\text{m}^4$ )
鉛直断面	$2.5 \times 10^7$	8.0	5.6
水平断面	$2.5 \times 10^7$	0.8	$4.3 \times 10^{-2}$

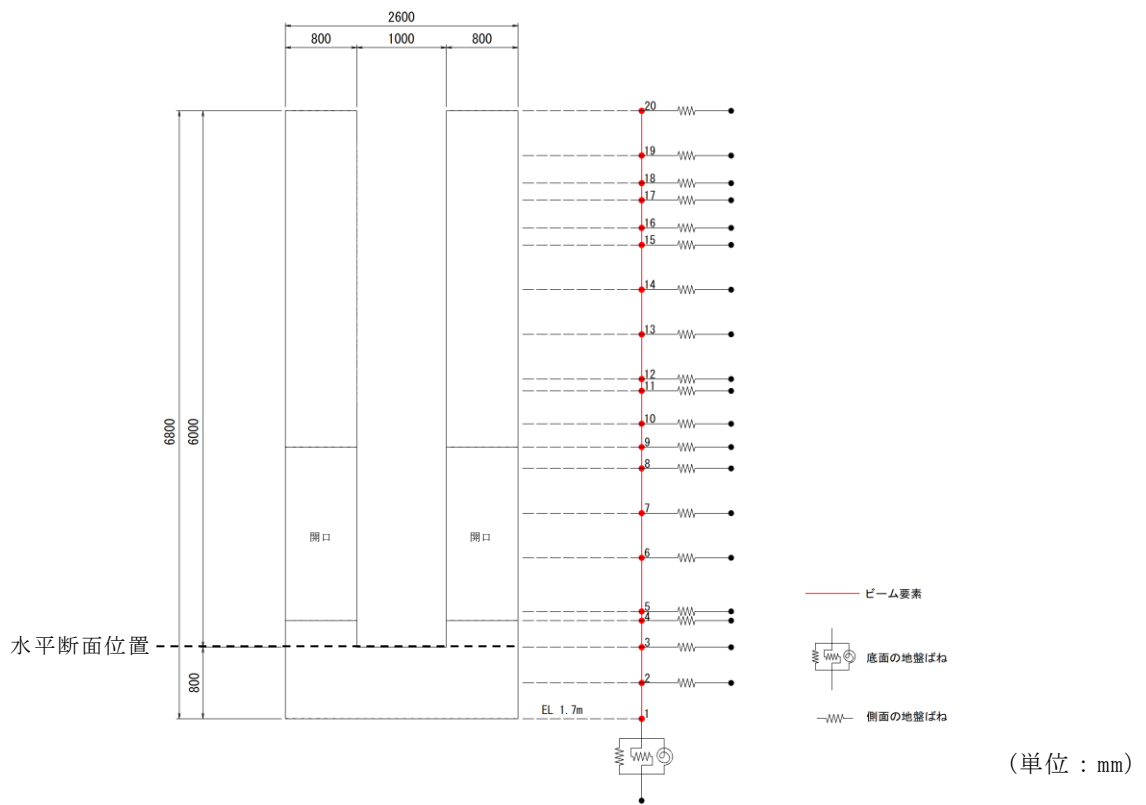


図 4-1 フレーム解析モデル及び支持条件 (鉛直方向)

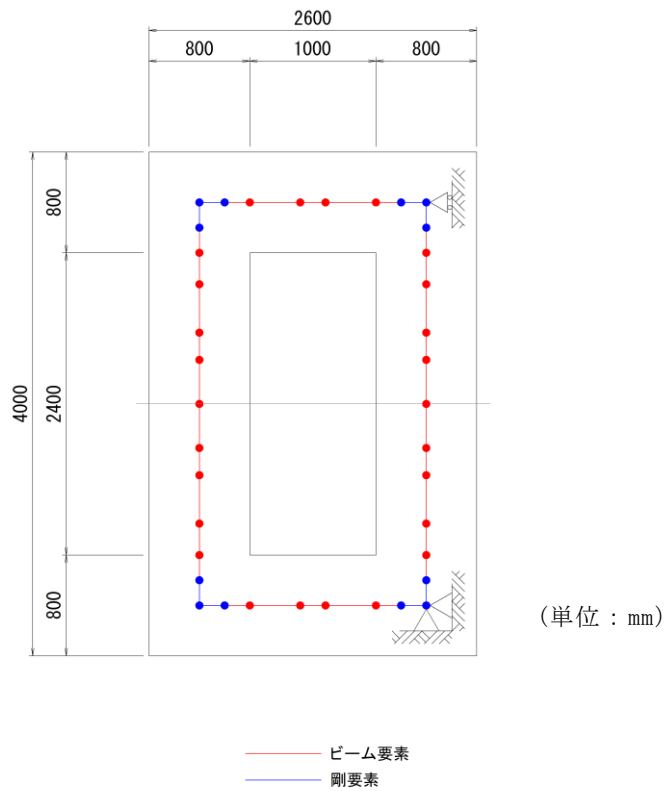


図 4-2 フレーム解析モデル及び支持条件 (水平方向)  
別紙 3-24

#### 4.2 敷地側集水桝（底版）

底版については，法線方向及び法線直交方向の側壁との結合部を固定端とする四辺固定版モデルとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。「3.2.2 荷重の組合せ」に示すとおり，常時荷重については，集水桝の自重，蓋荷重，外水圧，内水圧及び積雪荷重を，地震荷重については，集水桝の自重による鉛直地震動（慣性力）及び内水の動水圧を考慮して，鉛直方向の合力を算定する。その合力を用いて，底版に生じる曲げモーメント及びせん断力によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。底版の有効断面積は，図 4-3 で示すとおり，側壁下端部を含まないものとする。四辺固定版モデル概要図を図 4-3 に示す。

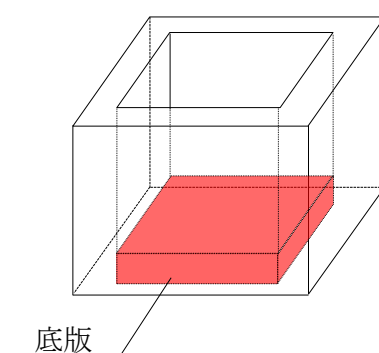


図 4-3 四辺固定版モデル概要図

#### 4.3 基礎地盤の支持性能の評価

基礎地盤の支持性能評価においては，「3.2.2 荷重の組合せ」に示すとおり，常時荷重については，集水桝の自重，蓋荷重，外水圧，内水圧及び積雪荷重を，地震荷重については，集水桝の自重による鉛直地震動（慣性力）及び内水の動水圧を考慮して，鉛直方向の合力を算定する。その合力を底版面積で除すことにより接地圧を算出し，基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。



## 5. 評価結果

### 5.1 構造部材の健全性に対する評価結果

#### 5.1.1 敷地側集水桝（側壁）の鉛直断面

敷地側集水桝（側壁）の鉛直断面の曲げ軸力に対する評価結果を表 5-1 に、せん断に対する評価結果を表 5-2 に示す。また、最大照査値となる断面力図を図 5-1 に示す。

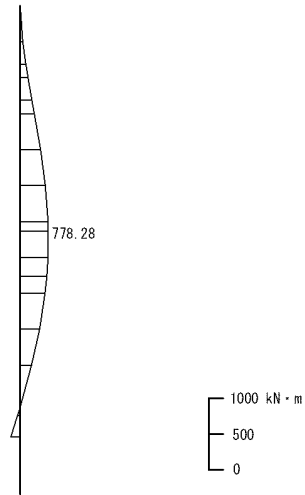
評価対象部材に発生する曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 曲げ軸力に対する評価結果（側壁（鉛直断面））

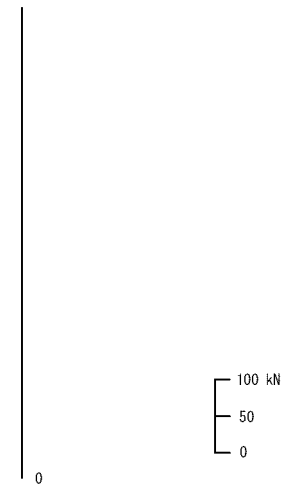
設備名称	側壁寸法 (mm)	解析 ケース	曲げ モーメント (kN・m)	曲げ 圧縮応力 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ 引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
敷地側 集水桝	6800 × 4000	S s - D	778.28	0.40	23.97	13.5	294	0.03	0.09
		S s - F 1	557.23	0.28	17.16			0.03	0.06
		S s - F 2	504.23	0.26	15.53			0.02	0.06
		S s - N 1	435.15	0.22	13.40			0.02	0.05
		S s - N 2 (N S)	441.45	0.22	13.60			0.02	0.05
		S s - N 2 (E W)	439.57	0.22	13.54			0.02	0.05

表 5-2 せん断力に対する評価結果（側壁（鉛直断面））

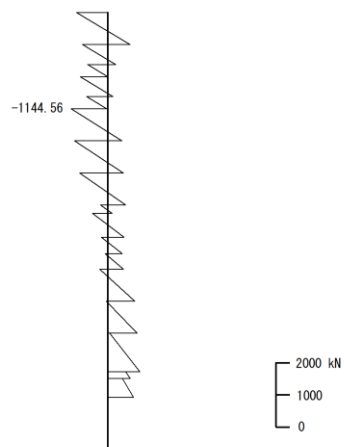
設備名称	設計基準 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	解析 ケース	発生せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
敷地側 集水桝	24	S s - D	0.32	0.67	0.49
		S s - F 1	0.24		0.36
		S s - F 2	0.22		0.33
		S s - N 1	0.17		0.26
		S s - N 2 (N S)	0.19		0.29
		S s - N 2 (E W)	0.19		0.29



(a) 曲げモーメント図



(b) 軸力図



(c) せん断力図

図 5-1 断面力図 (鉛直モデル) (S s - D)

### 5.1.2 敷地側集水桝（側壁）の水平断面

敷地側集水桝（側壁）の水平断面の曲げ軸力に対する評価結果を表5-3に、せん断に対する評価結果を表5-4に示す。また、最大照査値となる断面力図を図5-2に示す。

評価対象部材に発生する曲げ圧縮応力、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した。

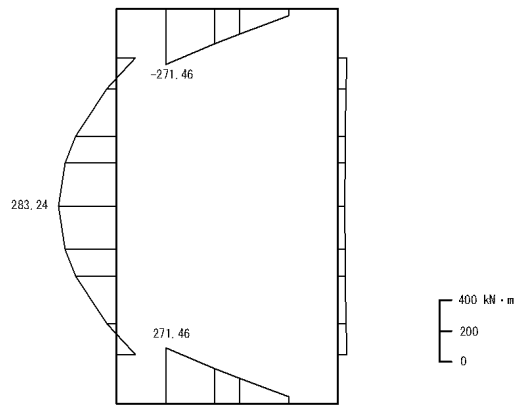
表5-3 曲げ軸力に対する評価結果（側壁（水平断面））

設備名称	側壁寸法 (mm)	解析 ケース	曲げ モーメント (kN・m)	曲げ 圧縮応力 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ 引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
敷地側 集水桝	6800 × 4000	S s - D	283.24	5.00	159.47	13.5	294	0.37	0.55
		S s - F 1	84.45	1.47	41.20			0.11	0.15
		S s - F 2	78.71	1.37	38.07			0.11	0.13
		S s - N 1	76.76	1.33	36.36			0.10	0.13
		S s - N 2 (N S)	73.01	1.27	34.85			0.10	0.12
		S s - N 2 (E W)	72.29	1.26	34.57			0.10	0.12

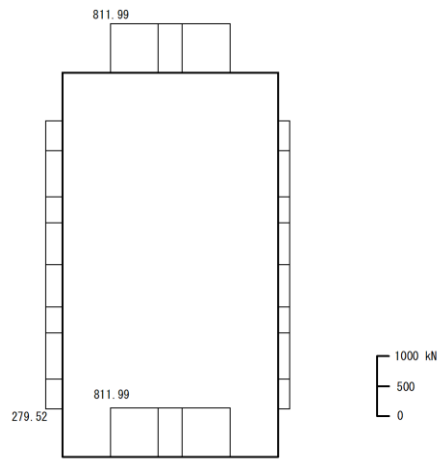
表5-4 せん断力に対する評価結果（側壁（水平断面））

設備名称	設計基準 強度	解析 ケース	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力* (kN)	照査値
敷地側 集水桝	24N/mm <sup>2</sup>	S s - D	495.09	546.45	0.91
		S s - F 1	153.00		0.28
		S s - F 2	142.69		0.27
		S s - N 1	140.24		0.26
		S s - N 2 (N S)	132.61		0.25
		S s - N 2 (E W)	131.12		0.24

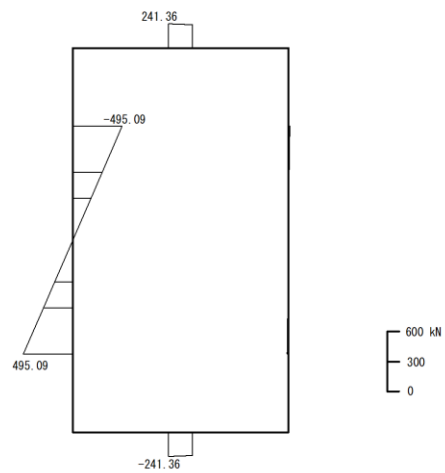
注記\*：せん断補強筋を考慮した値



(a) 曲げモーメント図



(b) 軸力図



(c) せん断力図

図 5-2 断面力図 (水平モデル) (S s - D)

### 5.1.3 敷地側集水桝（底版）

敷地側集水桝（底版）の曲げ軸力に対する評価結果を表 5-5 に、せん断に対する評価結果を表 5-6 に示す。

評価対象部材に発生する曲げ圧縮応力、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した。

表 5-5 曲げ軸力に対する評価結果（底版）

設備名称	曲げ モーメント (kN・m)	曲げ 圧縮応力 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ 引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
				曲げ 圧縮	曲げ 引張		
				敷地側 集水桝	14.65		

表 5-6 せん断力に対する評価結果（底版）

設備名称	設計基準 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	発生せん断 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
敷地側 集水桝	24	0.14	0.67	0.21

## 5.2 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に対する評価結果を表 5-7 に示す。

基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5-7 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

設備名称	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
敷地側集水桝	0.2	18.0	0.02

(別紙4) 屋外排水路(防波壁横断部)の耐震性に係る補足説明

1. 概要

本資料は、VI-2-1-1-別添1「地下水位低下設備の設計方針」において、地震時に屋外排水路の排水異常により敷地内に地下水が溢れた場合の対応として、敷地側集水桝、屋外排水路(防波壁横断部)及び出口側集水桝の耐震性を確保することで、排水経路を確保する方針としている。このうち、屋外排水路(防波壁横断部)について、基準地震動 $S_s$ による地震動に対する耐震評価を実施し、排水可能であることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

屋外排水路(防波壁横断部)の設置位置図を図2-1に示す。

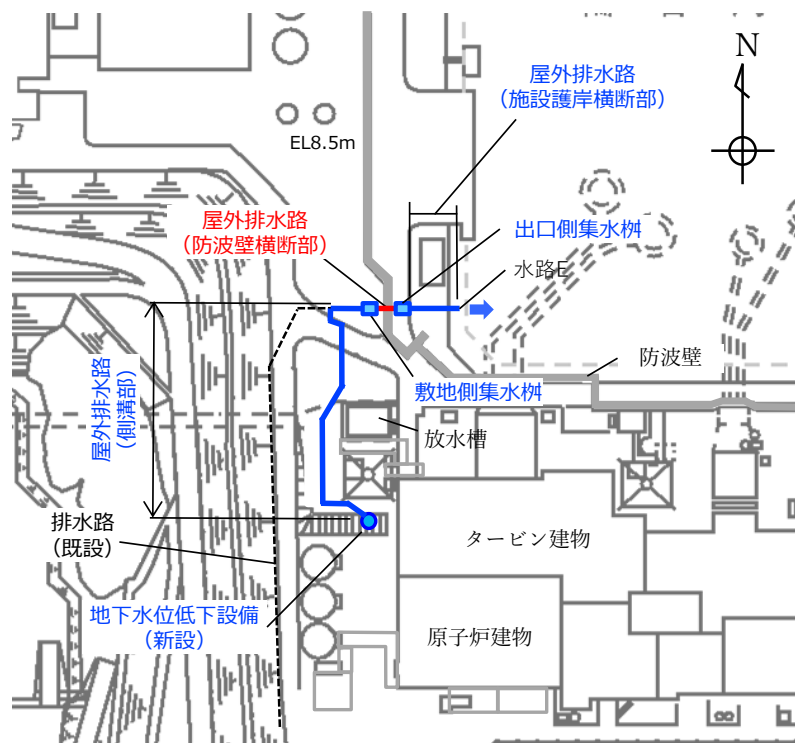


図2-1 屋外排水路(防波壁横断部)の設置位置図

## 2.2 構造概要

屋外排水路（防波壁横断部）は、高さ 1.5m（水路幅 1.5m×延長約 6.0m）及び高さ 2.0m（水路幅 2.0m×延長約 13.0m）の鉄筋コンクリート造のプレストレストコンクリートボックスカルバート（プレキャストコンクリート）であり、頂版及び底版には横断方向に P C 鋼棒を配置している。また、屋外排水路（防波壁横断部）は、地中構造物であり、改良地盤で支持されている。

屋外排水路（防波壁横断部）の概略平面図を図 2-2 に、概略縦断図を図 2-3 に、概略断面図を図 2-4 に、概略配筋図を図 2-5 に示す。

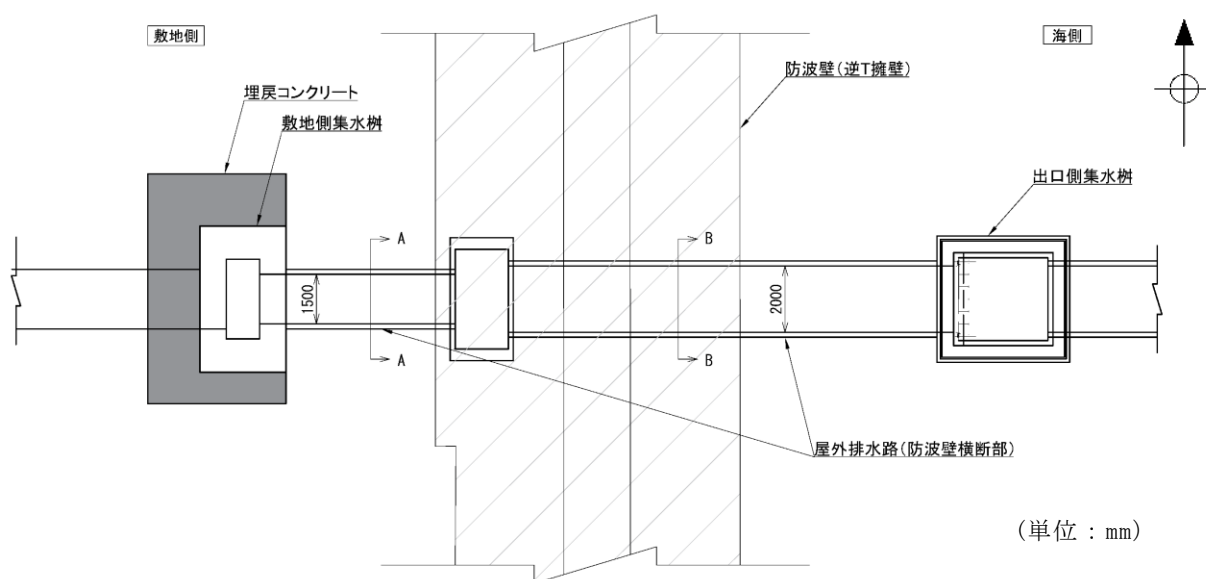


図 2-2 屋外排水路（防波壁横断部）の概略平面図

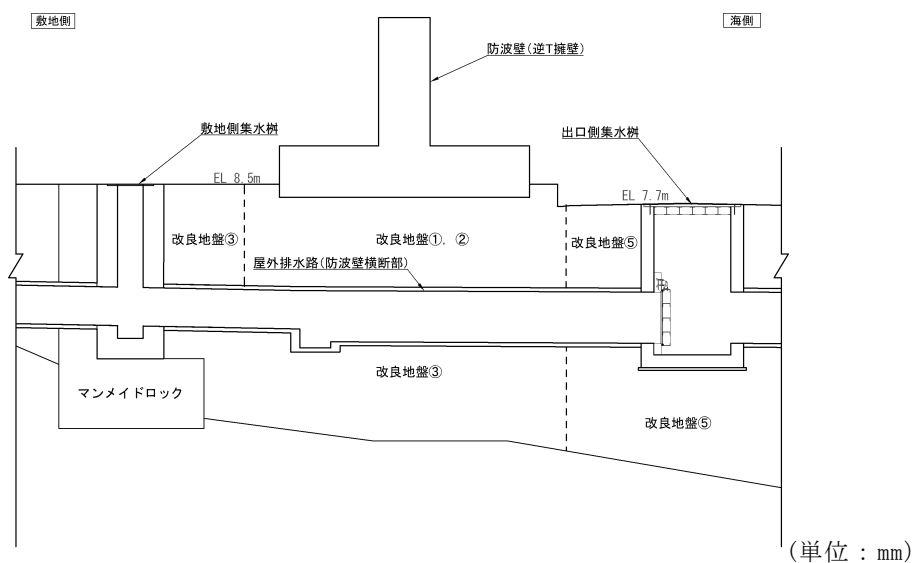
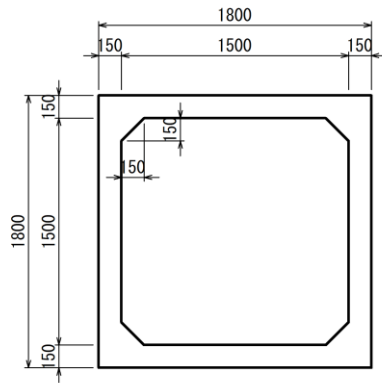


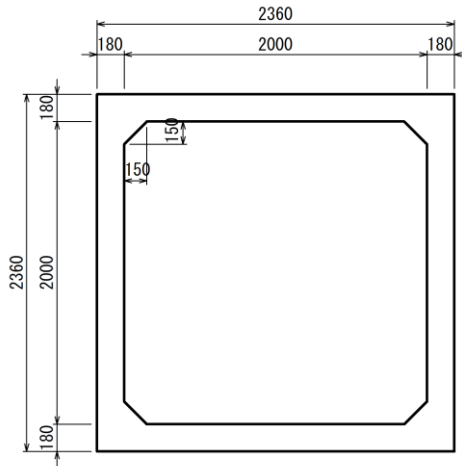
図 2-3 屋外排水路（防波壁横断部）の概略縦断図  
別紙 4-2





(単位：mm)

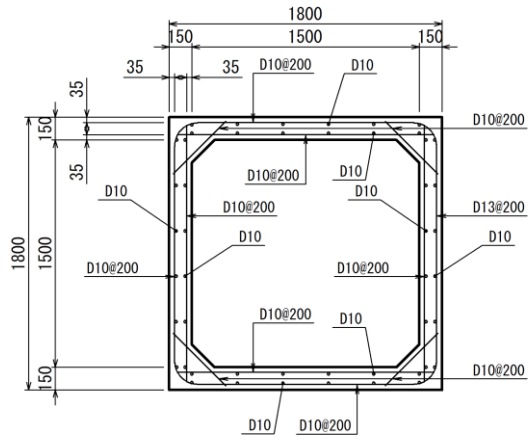
(A-A断面：□1500×1500)



(単位：mm)

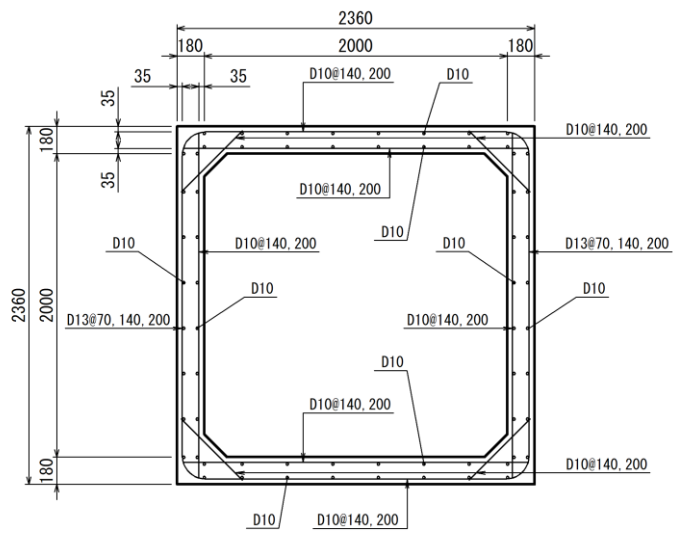
(B-B断面，□2000×2000)

図 2-4 屋外排水路（防波壁横断部）の概略断面図



(単位 : mm)

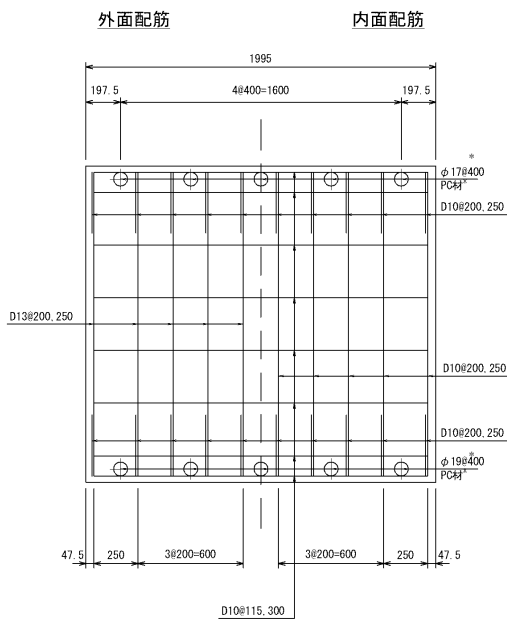
(A - A 断面 : □1500×1500)



(単位 : mm)

(B - B 断面, □2000×2000)

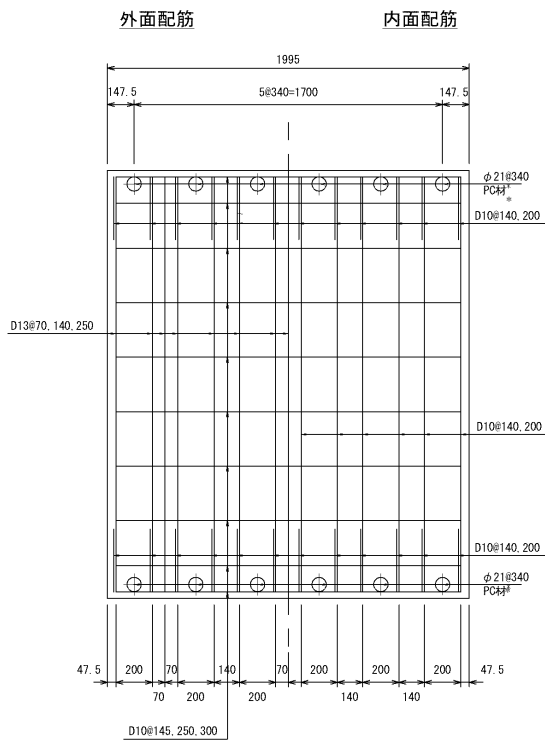
図 2-5(1) 屋外排水路 (防波壁横断部) の概略配筋図



(単位：mm)

注記\*：PC材の定着はポストテンション方式とする。

(□1500×1500)

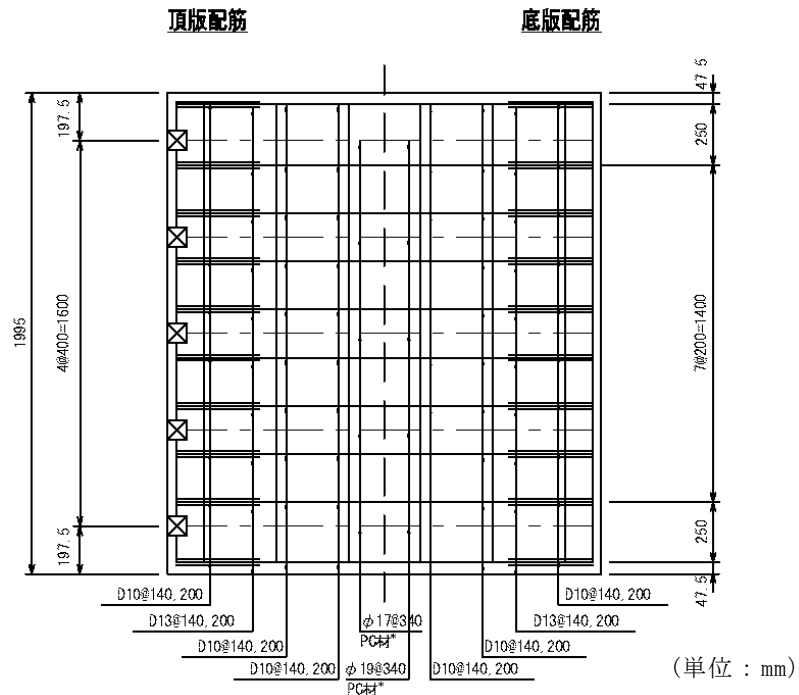


(単位：mm)

注記\*：PC材の定着はポストテンション方式とする。

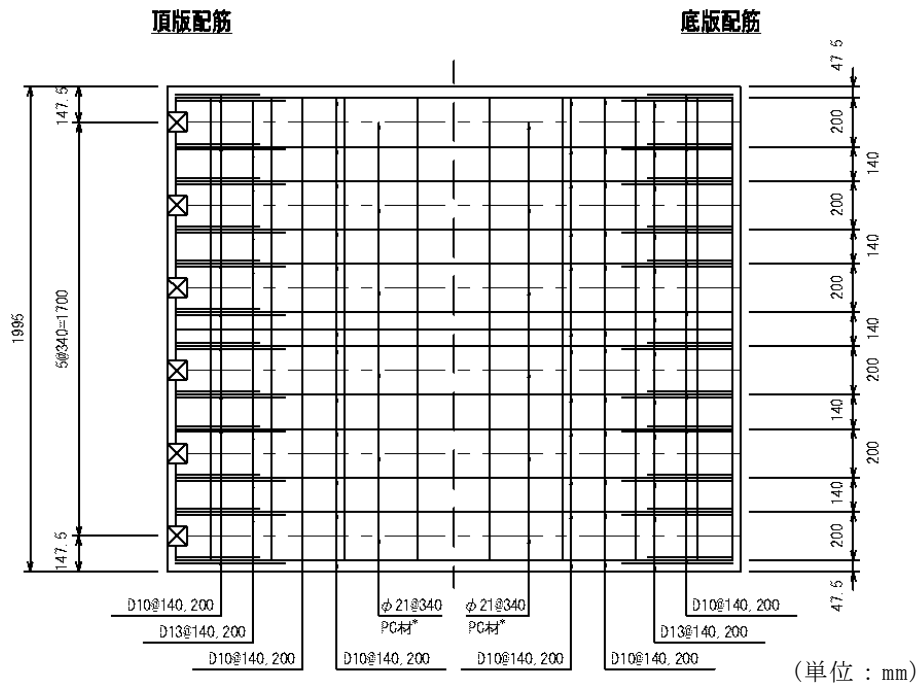
(□2000×2000)

図 2-5(2) 屋外排水路（防波壁横断部）の概略配筋図（側壁）



注記\*：P C材の定着はポストテンション方式とする。

(□1500×1500)



注記\*：P C材の定着はポストテンション方式とする。

(□2000×2000)

図 2-5(3) 屋外排水路（防波壁横断部）の概略配筋図（頂版及び底版）

### 2.3 評価方針

屋外排水路（防波壁横断部）の耐震評価は、基準地震動  $S_s$ （6波）による1次元地震応答解析により算定した設計用地震力に対して排水断面を確保することを確認するため、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査を実施する。また、基礎地盤の支持性能評価を実施する。

基準地震動  $S_s$  を対象とした地震応答解析により屋外排水路（防波壁横断部）位置での変位、加速度及びせん断応力を抽出するとともに、フレーム解析に用いる地盤ばね設定のため収束剛性を算出する。

次に、屋外排水路（防波壁横断部）を線形はり要素にてモデル化し、応答変位法によるフレーム解析を実施する。常時及び地震荷重から算定した断面力に基づき発生応力を算出し、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おいては、最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

屋外排水路（防波壁横断部）の耐震評価フローを図 2-6 に示す。

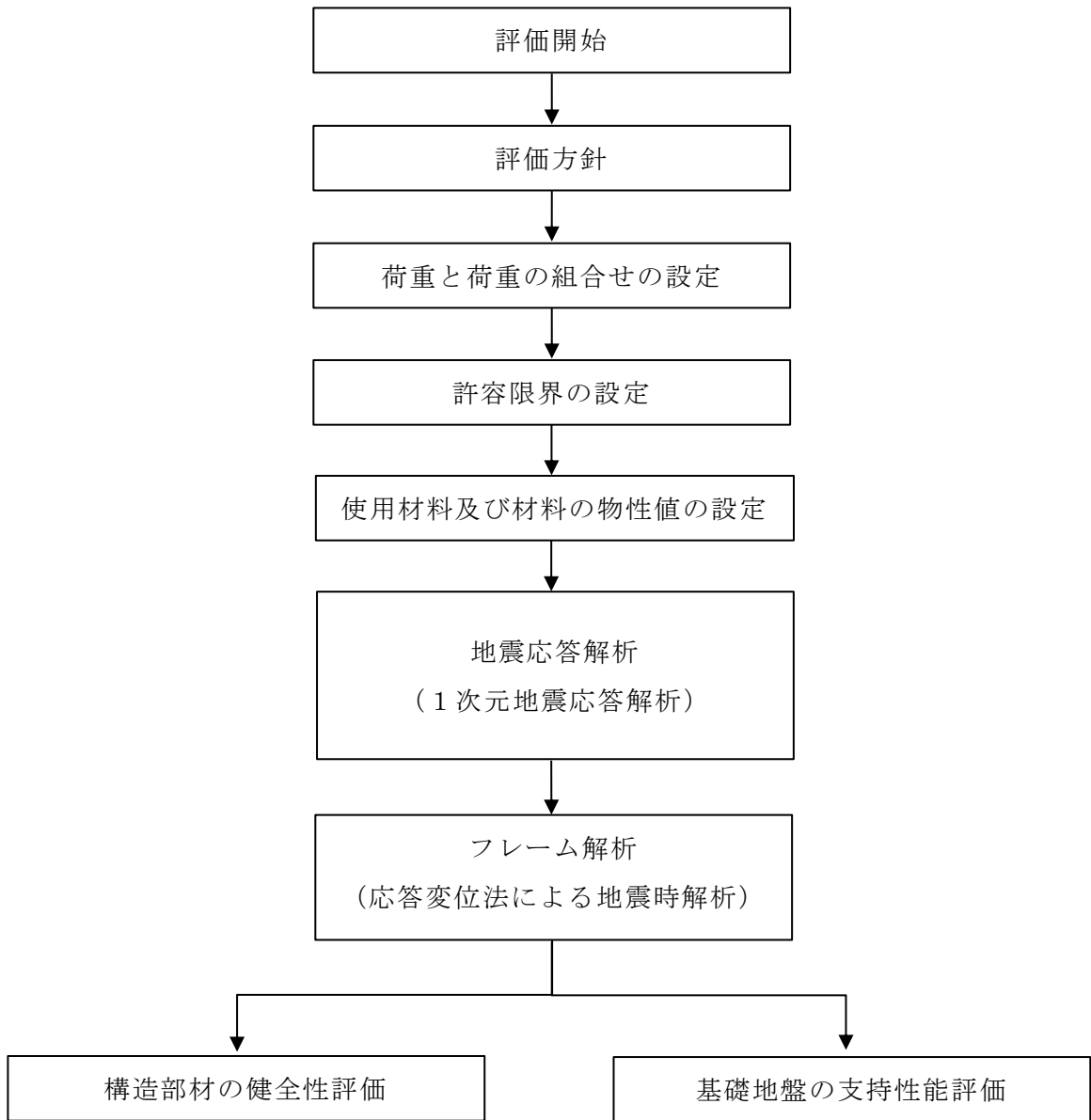


図 2-6 屋外排水路（防波壁横断部）の耐震評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・コンクリート標準示方書[設計編]（（社）土木学会，2012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14年3月）
- ・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）
- ・水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，2009年）
- ・水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，2022年）

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面及び評価対象部位

屋外排水路（防波壁横断部）は、内空寸法及び壁厚が異なるが、大部分が防波壁（逆T擁壁）の直下であり、周囲は全線にわたり改良地盤に囲まれている。

屋外排水路（防波壁横断部）の平面図を図3-1に、縦断図を図3-2に、評価対象断面の選定の考え方を表3-1に示す。

屋外排水路（防波壁横断部）の設置状況から、防波壁の荷重の影響を受け、耐震評価上、厳しくなると考えられる断面として、②断面、③断面及び④断面の3断面が抽出される。

この3断面うち、②断面（□1500mm）及び④断面（□2000mm）については、内空寸法及び壁厚が異なるものの、構造及び材料が同仕様である。このため、内空寸法が大きく、岩盤上面の深さが深い位置にある④断面（□2000mm）を評価対象断面とする。

また、③断面（旧集水柵）については、柵構造であり延長も短く、壁厚も比較的大きいため、地震時に排水経路が閉塞に至るような変形・破壊は生じないと考える。

評価対象部位については、屋外排水路を構成する側壁、底版及び頂版とする。



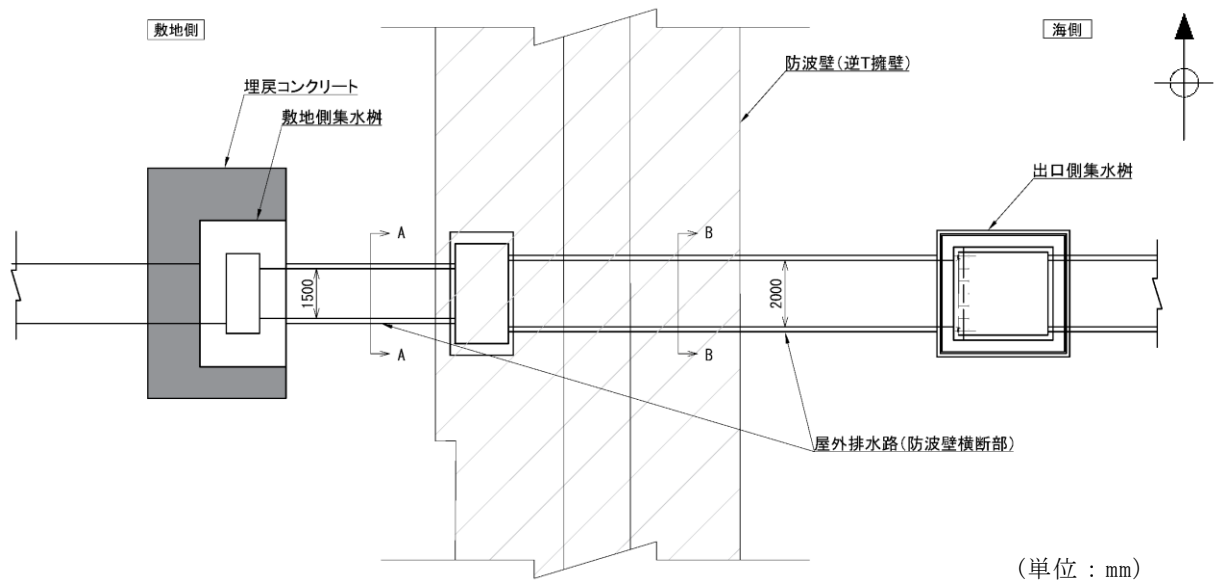


図 3-1 屋外排水路（防波壁横断部）の平面図

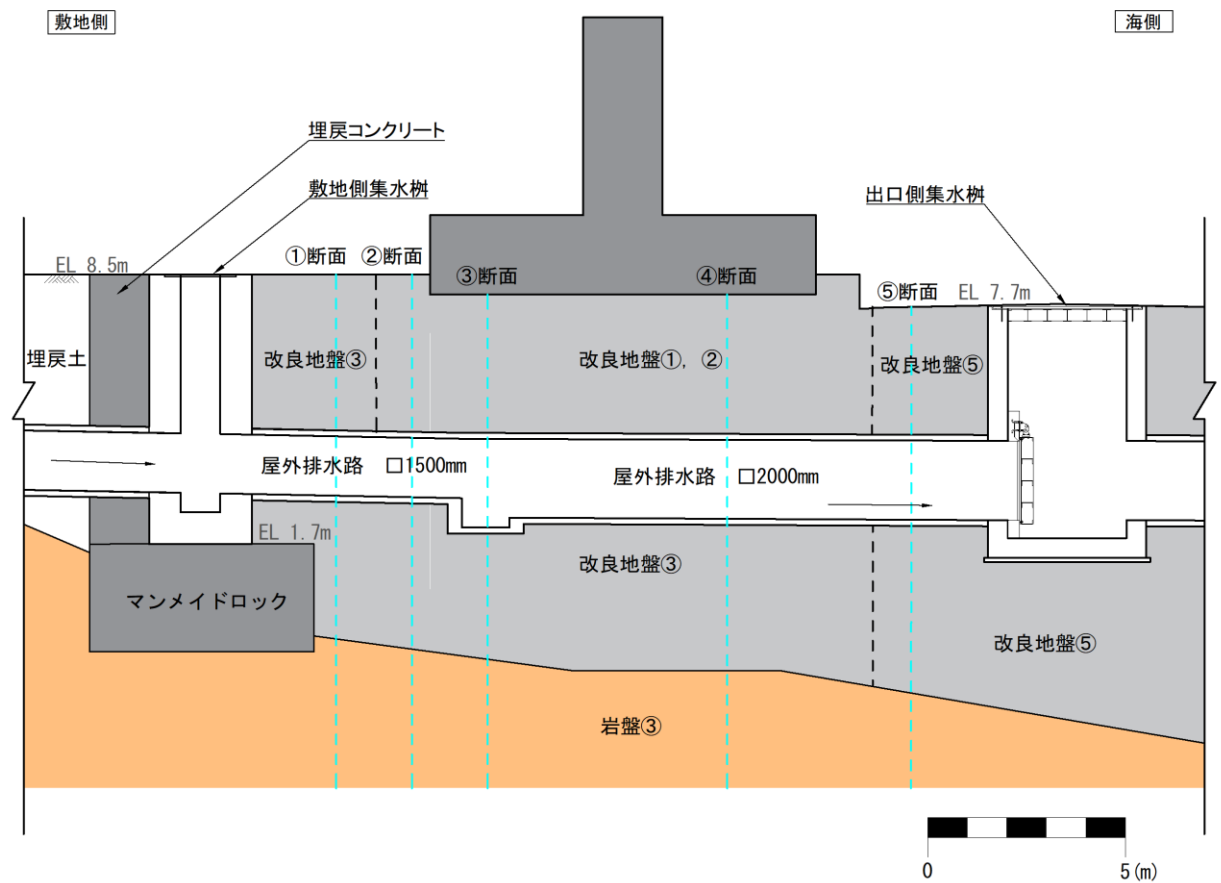


図 3-2 屋外排水路（防波壁横断部）の縦断図

表 3-1 屋外排水路（防波壁横断部）の評価対象断面選定の考え方

断面	敷地側	防波壁直下			海側
	①	②	③	④	⑤
排水路の内空寸法及び壁厚	排水路 □1500mm (t=150mm)	排水路 □1500mm (t=150mm)	旧集水枥 H2235mm× B3000mm (t=350mm)	排水路 □2000mm (t=180mm)	排水路 □2000mm (t=180mm)
防波壁の荷重の影響	無	有	有	有	無
岩盤上面の深さ（地表面）	約 9.7m	約 10.0m	約 10.2m	約 10.7m	約 10.1m
評価対象断面	×	×	×	○	×

### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重は，VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.2.1 荷重の設定

屋外排水路（防波壁横断部）の耐震評価には，以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として，静止土圧，外水圧，内水圧，積雪荷重，土被り荷重，永久上載荷重及びプレストレス力を考慮する。

(3) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

地震荷重として，基準地震動S<sub>s</sub>による地震力を考慮する。

### 3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-2 に示す。また、作用荷重概念図を図 3-3 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ (1/2)

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	G + P + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 3-2 荷重の組合せ (2/2)

種別	荷重		算定方法
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	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する。
		機器・配管自重	－ 機器・配管自重は考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	○ 地表からの深度に応じて設定する。
		外水圧	○ 外水圧を考慮する (EL 3.9m)。
		内水圧	○ 内水圧を考慮する (満水)。
		積雪荷重	○ 積雪荷重 (0.7kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
		土被り荷重	○ 土被り荷重を考慮する。
		永久上載荷重	○ 防波壁の荷重を考慮する。
風荷重	－ 風荷重は考慮しない。		
プレストレス力	○ プレストレス力を考慮する。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	
	動水圧	○	水位条件及び密度は、永久荷重の内水圧と同様とする。
	地震時土圧	○	基準地震動 S <sub>s</sub> による地震応答解析により設定する。

- (1) 外水圧  
地下水位はVI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき EL 3.9m に設定する。水の荷重は  $9.81\text{kN/m}^3$  とする。
- (2) 内水圧  
屋外排水路（防波壁横断部）内の内水位は，満水時の水位とする。水の荷重は  $9.81\text{kN/m}^3$  とする。
- (3) 積雪荷重  
積雪荷重は，VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき，発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上 1 位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0cm とする。積雪荷重については，松江市建築基準法施行細則により，積雪量 1cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。
- (4) 永久上載荷重  
永久上載荷重として防波壁の自重を考慮する。荷重は  $30^\circ$  の角度を持ち分散して屋外排水路（防波壁横断部）に伝達する。
- (5) プレストレス力  
プレストレス力は「コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2012年制定）」に基づき，頂版及び底版に，軸方向力（ $255\text{kN/本}$ ）として入力する。
- (6) 動水圧  
水平方向では，Westergaard 式をもとに，地震応答解析における屋外排水路（防波壁横断部）底面と上面の相対変位最大時刻の水平震度に応じた動水圧を考慮する。  
また，鉛直方向では，底版の天端標高における静水圧に，地震応答解析における屋外排水路（防波壁横断部）底面と上面の相対変位最大時刻の鉛直震度を乗じたものを，動水圧として考慮する。
- (7) 水平地震動  
水平地震動（慣性力）として，地震応答解析における屋外排水路（防波壁横断部）下面と上面の相対変位最大時刻の水平震度を考慮する。

(8) 鉛直地震動

鉛直地震動（慣性力）として、地震応答解析における屋外排水路（防波壁横断面）下面と上面の相対変位最大時刻の鉛直震度を考慮する。

(9) 地震時土圧

地震時土圧は、水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，2009年）に基づき、地盤変位と地盤ばね定数を用いて、下式により算出する。

$$P_H = K_H \cdot \delta$$

ここに、

$P_H$ ：敷地側集水柵前面に作用する地盤変位による荷重（kN/m）

$K_H$ ：敷地側集水柵前面の水平ばね定数（kN/m<sup>2</sup>）

$\delta$ ：敷地側集水柵底版中心と上端の地盤変位の相対変位最大時刻の変位（m）

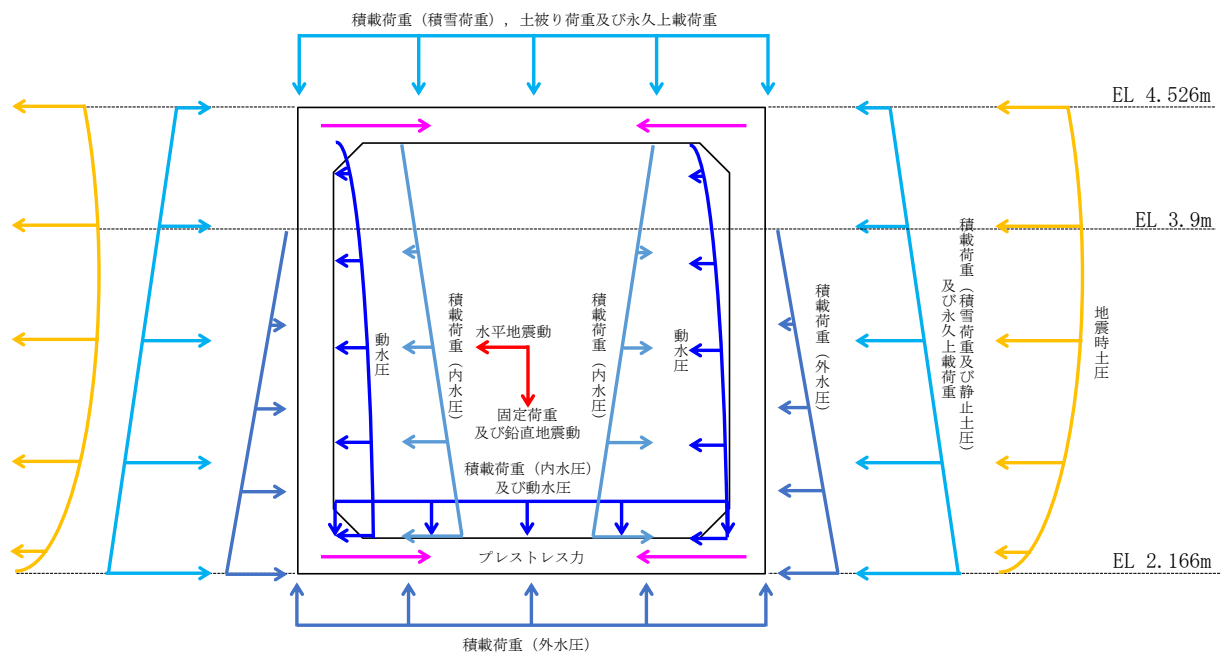


図 3-3 作用荷重概念図

### 3.3 許容限界

屋外排水路（防波壁横断部）の耐震評価は、「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）」に基づき，終局曲げモーメント及びせん断耐力を許容限界とする。また，基礎地盤の支持性能に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，改良地盤③の極限支持力度とする。基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表3-3に示す。

表3-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度	改良地盤③	1.4

### 3.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表3-4に，使用材料の物性値を表3-5に示す。

表3-4 使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 40.0N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD295A
	PC鋼棒	SBPR1080/1230

表3-5 使用材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
構造物	3.10×10 <sup>4</sup>	24.5*	0.2

注記\*：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

### 3.5 地震応答解析及び設計用地震力

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  $S_s$  を一次元波動論により評価したものを用いる。屋外排水路（防波壁横断部）周辺は、地盤改良されており、液状化対象層が存在しないため、1次元地震応答解析における応答解析は、全応力解析とする。

解析には解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

1次元地震応答解析の地盤モデルを図3-4に示す。

地盤については、VI-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。



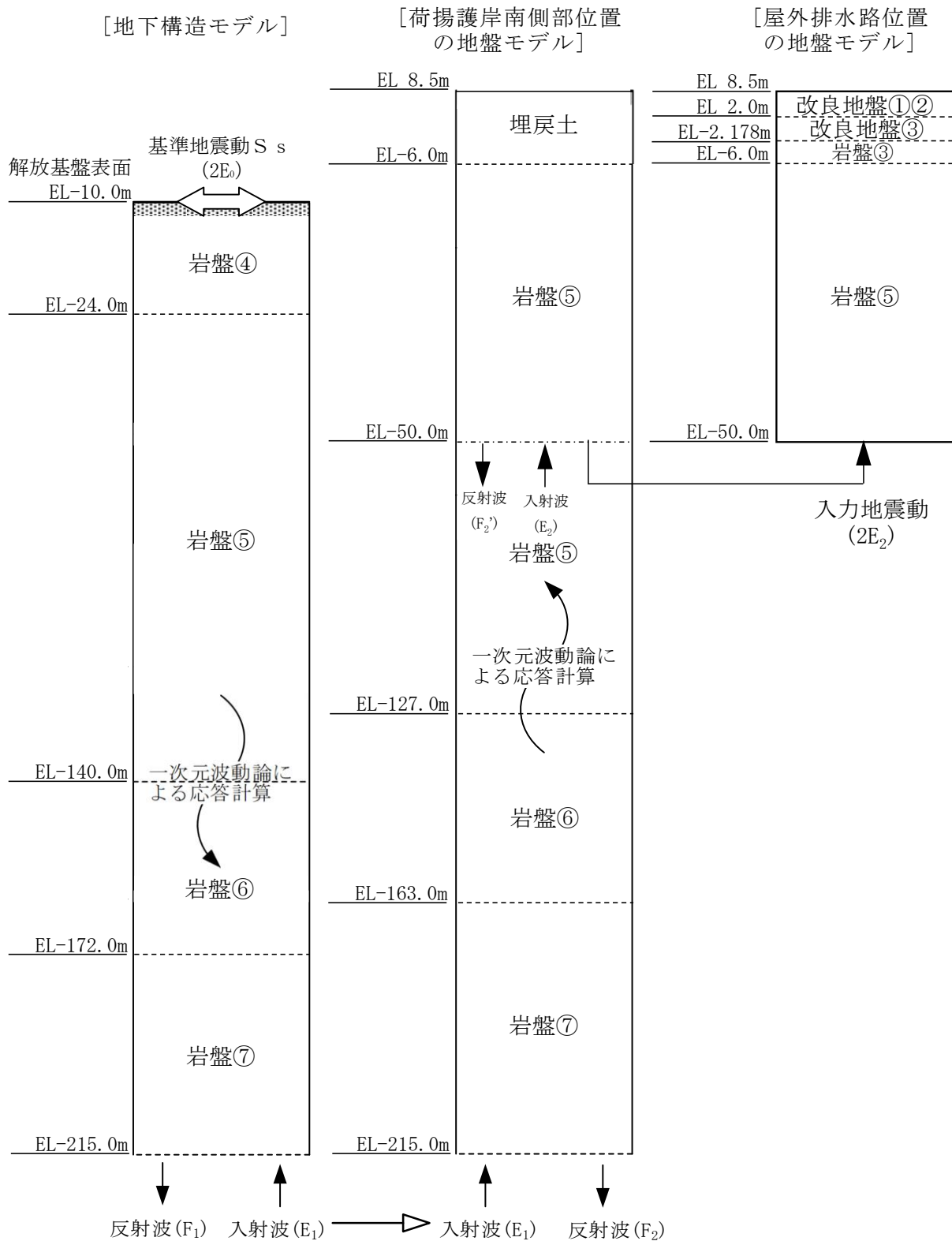


図 3-4 1次元地震応答解析用地盤モデル

### 3.6 地震応答解析結果

地震応答解析結果より得られた、各ケースにおける最大相対変位分布、最大相対変位発生時刻での加速度分布、最大相対変位発生時刻でのせん断応力分布及び収束剛性を図 3-5 に示す。相対変位は地震力による反力を、加速度は慣性力を、せん断応力は壁面摩擦力を、収束剛性はばね定数を算出するために使用する。

相対変位が最大となった基準地震動 S s - D により応答変位法に使用する相対変位を設定する。

また、底版及び基礎地盤の支持性能の評価に使用する設計用地震力は、1次元地震応答解析における屋外排水路位置の全時刻の最大応答加速度（鉛直）に基づき設定する。最大鉛直加速度分布を図 3-6 に示す。基礎地盤の支持性能の評価に用いる設計用地震力を表 3-6 に示す。

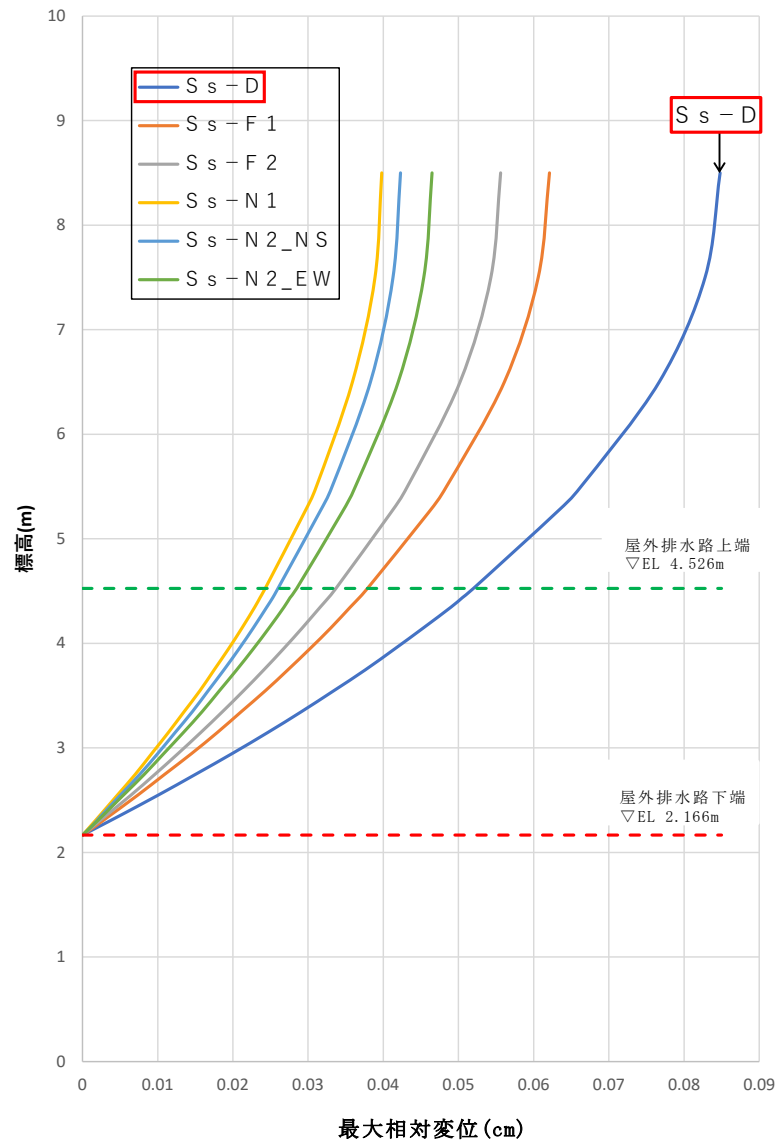


図 3-5(1) 地震応答解析結果（最大相対変位分布）  
別紙 4-20

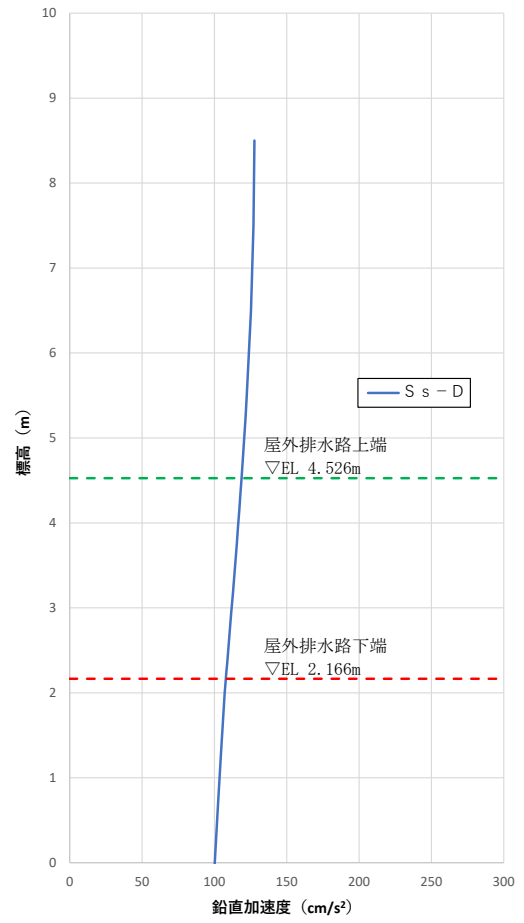
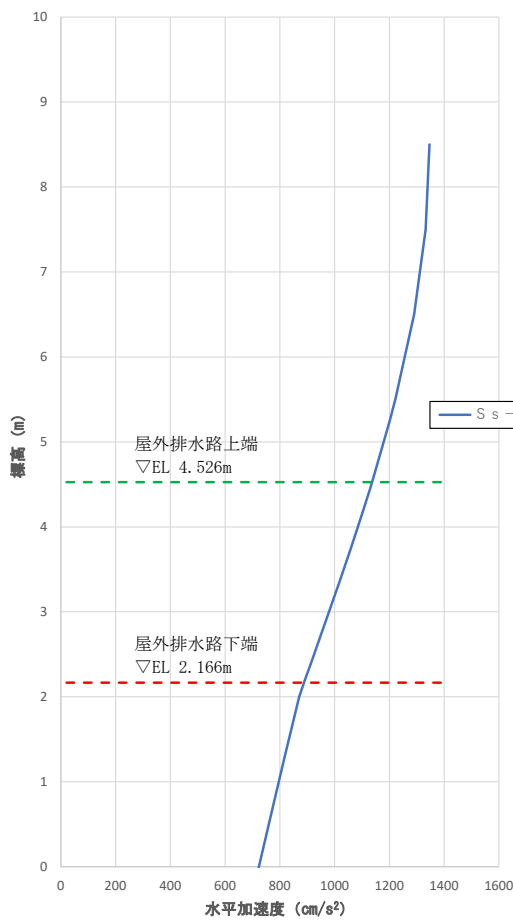


図 3-5(2) 地震応答解析結果 (最大相対変位発生時刻での加速度分布)

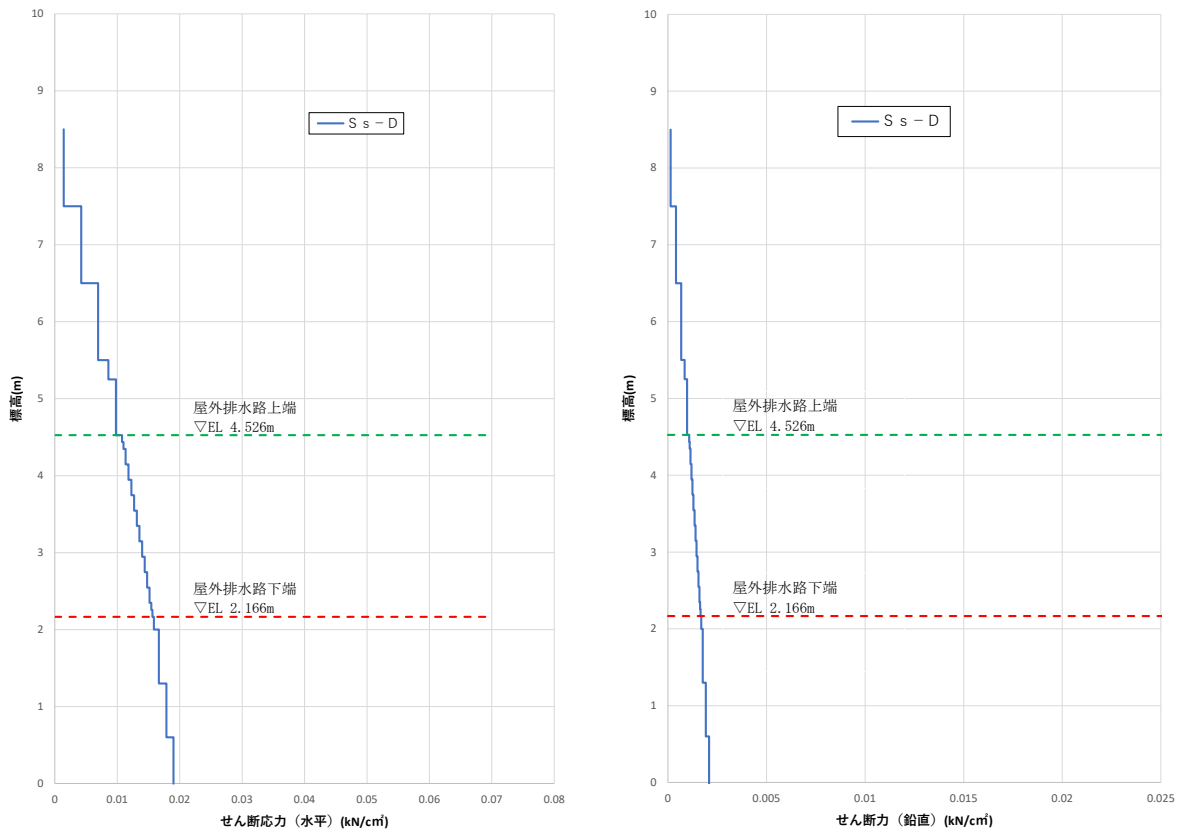


図3-5(3) 地震応答解析結果 (最大相対変位発生時刻でのせん断応力分布)

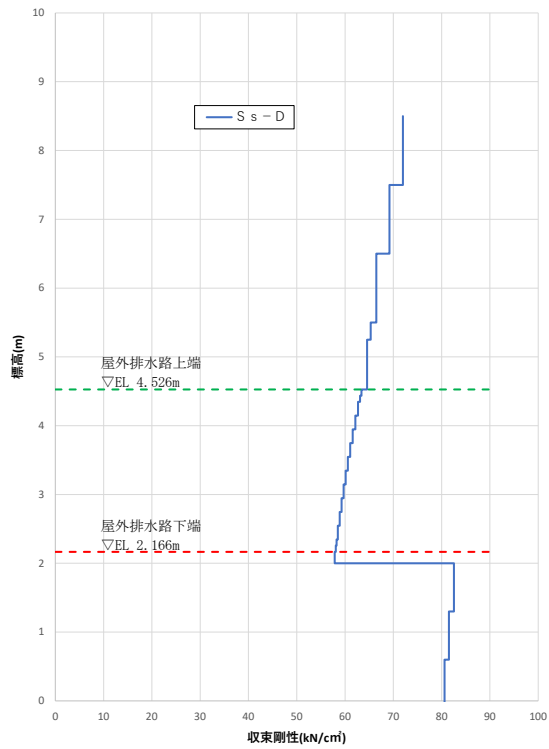


図3-5(4) 地震応答解析結果 (収束剛性)

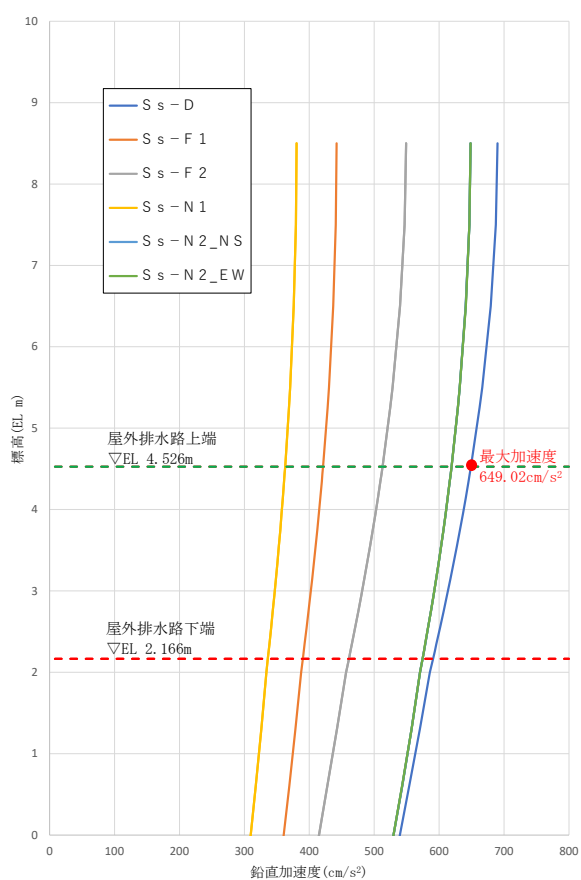


図3-6 地震応答解析結果（最大鉛直加速度）

表 3-6 屋外排水路（防波壁横断部）の評価に用いる設計用地震力

抽出位置	設計用地震力 (鉛直)	備考
屋外排水路 (防波壁横断部)	0.67	$649.02(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) \doteq 0.67$

## 4. 評価方法

### 4.1 屋外排水路

#### 4.1.1 評価対象部位

屋外排水路（防波壁横断部）は地中に埋設することから、地震時には土圧が主たる荷重として作用すると考えられるため、評価対象部位は、弱軸方向（水路直交方向）の頂版、側壁及び底版とする。

#### 4.1.2 解析方法

頂版、側壁及び底版を線形はり要素でモデル化し、地震応答解析を踏まえて設定した荷重を載荷し、フレーム解析を実施する。フレーム解析に用いる地盤ばねは地震応答解析結果から算出した等価剛性を踏まえて設定し、モデルに作用させる荷重のうち、地震時増分応力については、応答変位法により算出する。

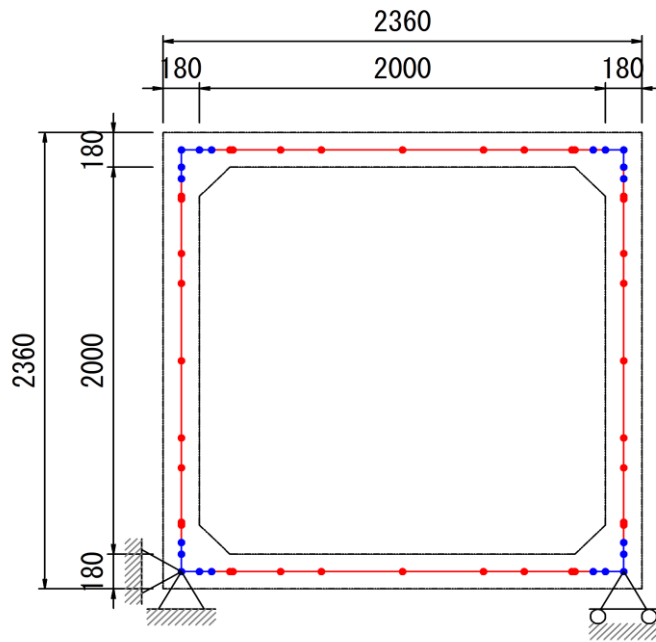
解析には解析コード「F R E M I N G」及び「E M R G I N G」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 4.1.3 解析モデル

解析に用いるフレームモデルは、屋外排水路（防波壁横断部）の頂版、側壁及び底版を線形はり要素にて模擬する。常時のフレーム解析及び地震時のフレーム解析を実施し、それぞれの解析で発生した応力を重ね合わせて部材照査を実施する。

常時のフレーム解析における解析モデル及び支持条件を図 4-1 に示す。

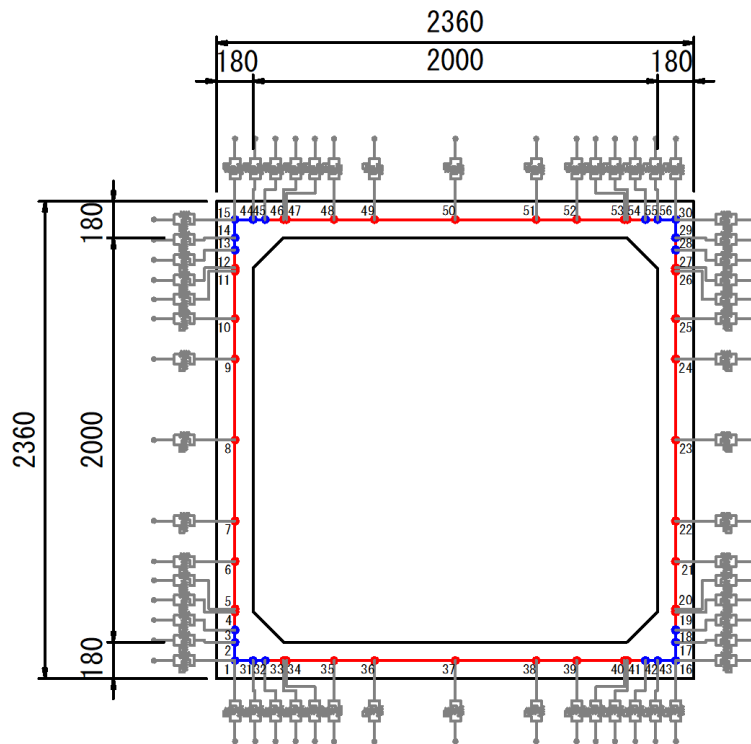
地震時のフレーム解析は、応答変位法により行い、地盤応答解析から算出した収束剛性よりばね定数を設定した地盤ばねを頂部、側部及び底部に配置する。地震時のフレーム解析における解析モデル及び支持条件を図 4-2 に、地震時のフレーム解析に使用した地盤ばね定数を表 4-1 に示す。



— ビーム要素  
— 剛要素

(単位：mm)

図 4-1 常時のフレーム解析モデル及び支持条件



— 地盤ばね (水平・鉛直)  
— ビーム要素  
— 剛要素

(単位：mm)

図 4-2 地震時のフレーム解析モデル及び支持条件  
別紙 4-25

表 4-1 地震時のフレーム解析に使用した地盤ばね定数  
 (kx : 地盤ばね定数 (水平) , ky : 地盤ばね定数 (鉛直) )

位置	方向	部材番号	kx(kN/m)	ky(kN/m)
側壁	↑ 上	15	57100	19030
		14	94550	31520
		13	94270	31420
		12	65710	21900
		11	185100	61710
		10	268800	89590
		9	340200	113400
		8	483700	161200
		7	330100	110000
		6	257900	85970
		5	173900	57980
		4	61660	20550
		3	87920	29310
		2	87800	29270
	1	52550	17520	
	↓ 下	30	57100	19030
		29	94550	31520
		28	94270	31420
		27	65710	21900
		26	185100	61710
		25	268800	89590
		24	340200	113400
		23	483700	161200
		22	330100	110000
21		257900	85970	
↓ 下	20	173900	57980	
	19	61660	20550	
	18	87920	29310	
	17	87800	29270	
16	52550	17520		

位置	部材番号	kx(kN/m)	ky(kN/m)
底版	1	52550	17520
	31	87580	29190
	32	87580	29190
	33	61300	20430
	34	172800	57610
	35	254000	84660
	36	323500	107800
	37	467100	155700
	38	323500	107800
	39	254000	84660
	40	172800	57610
	41	61300	20430
	42	87580	29190
	43	87580	29190
	16	52550	17520
	頂版	15	57100
44		95170	31720
45		95170	31720
46		66620	22210
47		187800	62600
48		276000	92000
49		351500	117200
50		507600	169200
51		351500	117200
52		276000	92000
53		187800	62600
54		66620	22210
55		95170	31720
56		95170	31720
30	57100	19030	



#### 4.2 基礎地盤の支持性能の評価

基礎地盤の支持性能評価においては、「3.2.2 荷重の組合せ」に示すとおり、常時過重については屋外排水路の自重、外水圧、内水圧、積雪荷重、土被り荷重及び永久上載荷重を、地震荷重については、屋外排水路の自重による鉛直地震動（慣性力）及び内水の動水圧を考慮して、鉛直方向の合力を算定する。その合力を底版面積で除すことにより接地圧を算出し、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

## 5. 評価結果

### 5.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する評価結果を表 5-1 に、せん断破壊に対する評価結果を表 5-2 に示す。また、最大照査値となる断面力図を図 5-1 に示す。

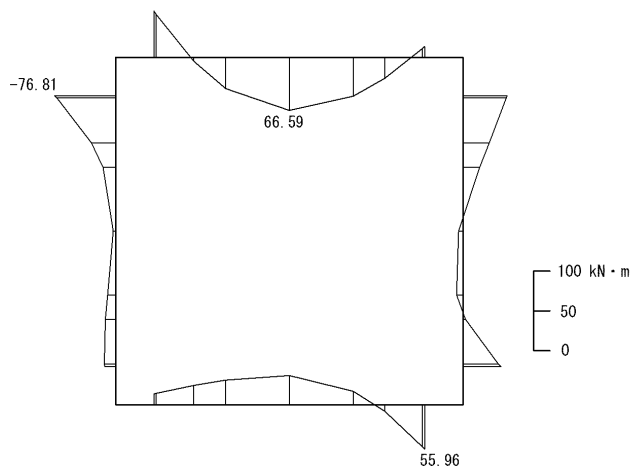
評価対象部位の発生応力度及びせん断力は、許容限界以下であり、屋外排水路（防波壁横断部）が基準地震動  $S_s$  による地震力に対して損壊に至らず、排水断面が確保されていることを確認した。

表 5-1 曲げ・軸力系破壊に対する評価結果

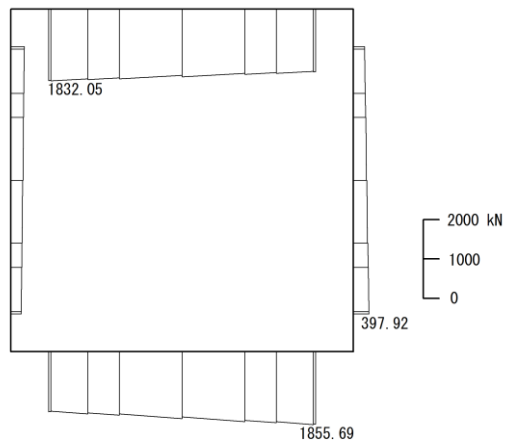
評価対象部位	地震動	設計断面力		終局曲げモーメント $M_{ud}$ (kN・m)	照査値 $M_d/M_{ud}$
		曲げモーメント $M_d$ (kN・m)	軸力 $N'_d$ (kN)		
頂版	$S_s - D$	66.59	1688.43	145.46	0.46
側壁	$S_s - D$	76.81	342.58	100.77	0.77
底版	$S_s - D$	55.96	1837.34	153.41	0.37

表 5-2 せん断破壊に対する最大照査値

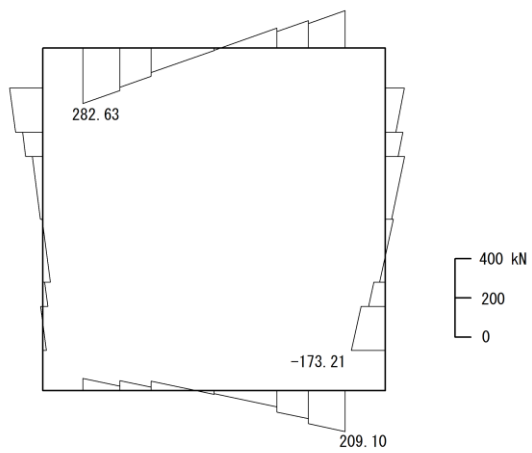
評価対象部位	地震動	設計せん断力 $V_d$ (kN)	せん断耐力 $V_{yd}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{yd}$
頂版	$S_s - D$	282.63	304.27	0.93
側壁	$S_s - D$	173.21	253.14	0.69
底版	$S_s - D$	209.10	304.27	0.69



(a) 曲げモーメント図



(b) 軸力図



(c) せん断力図

図 5-1 断面力図 (南北断面)

## 5.2 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に対する評価結果を表 5-3 に示す。

基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

設備名称	解析ケース	最大接地圧 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
屋外排水路 (防波壁横断部)	S <sub>s</sub> -D	0.1	1.4	0.08

補足-023-13 地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因の整理

## 目 次

1. はじめに .....	1
2. 基本ケースの考え方 .....	3
2.1 建物・構築物 .....	3
2.2 機器・配管系（建物－大型機器連成地震応答解析） .....	4
2.3 土木構造物 .....	4
3. 不確かさケースの考え方 .....	6
3.1 建物・構築物 .....	6
3.2 機器・配管系（建物－大型機器連成地震応答解析） .....	6
3.3 土木構造物 .....	6
4. 影響要因の抽出の考え方 .....	8
4.1 基本ケースへの影響要因の抽出の観点 .....	8
4.1.1 プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項 .....	8
4.2 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点 .....	9
4.2.1 プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項 .....	9
4.2.2 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項 .....	11
5. 今回工認における申請上の位置付け .....	15

(参考資料) コンクリートの剛性を上昇させたことによる土木構造物の耐震評価に与える影響について

## 1. はじめに

本資料は、建物・構築物、機器・配管系（建物—大型機器連成地震応答解析）及び土木建造物の耐震設計にあたり、地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因について「基本ケースの考え方」、「不確かさケースの考え方」、「影響要因の抽出の考え方」をそれぞれ整理した上で、「今回工認における申請上の位置付け」の考え方を示すものである。

それぞれの項目の基本的な方針は以下のとおり。

- (1) 「基本ケースの考え方」の整理にあたって、基本ケースについては、既工認モデルを基本として、先行サイトの審査実績等による最新知見を反映して設定する方針としている。
- (2) 「不確かさケースの考え方」については、基本ケースへの不確かさ要因として、以下に示す「耐震設計に係る工認審査ガイド」における要求事項及び島根原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料及び地盤の物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。
  - ・地震応答解析に用いる材料定数のうち解析モデルの剛性評価に用いる定数については、材料のばらつきによる定数の変動幅が適切に設定されていること
  - ・材料定数の変動が建物・構築物の振動性状（固有周期，固有モード等）や応答性状に及ぼす影響を検討し，必要に応じて，建物・構築物の地震力や機器・配管系の入力地震力に及ぼす影響を設計に考慮すること
- (3) 「影響要因の抽出の考え方」については、基本ケース及びその不確かさを踏まえた工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）に分けて、以下の観点から影響要因（影響検討ケース）の抽出を行う。
  - a. 基本ケースへの影響要因の抽出の観点
    - ・プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項
  - b. 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点
    - ・工認設計ケースに対して、プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項
    - ・工認設計ケースの妥当性を確認している事項で、念のため影響検討を実施するパラメータ
- (4) 「今回工認における申請上の位置付け」の整理にあたっては、工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）に対する各影響検討ケースの影響の程度に応じて、申請上の位置付けを整理する。

ここで、基本ケースとは、材料物性の不確かさを考慮しない、工認設計ケースの基本となるケースを、工認設計ケースとは、設計用地震力や設計用床応答スペクトル等を策定するためのケース（基本ケース及び不確かさケース）を示す。

なお、建物・構築物及び土木建造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は、建物・構築物及び土木建造物の工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）の応答を用いて今回工認の耐震評価を実施するため、建物・構築物及び土木建造物に含めて整理を行うこととする。

設工認の耐震設計計算書（IV-2-別添7以外の別添を含む）では、安全対策工事に伴う掘削後の状態を前提とした耐震評価結果を示している。ただし、原子炉設置変更許可時（2021.9.15 許

可) の地盤条件は、掘削前の状態を前提としていること、安全対策工事の進捗により、地盤の状態は変化する可能性があることを踏まえ、掘削前の状態における耐震評価についてIV-2-別添7「安全対策工事に伴う掘削前の状態における耐震性に関する説明書」に示す。

本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・ VI-2-1-7 「設計用床応答スペクトルの作成方針」
- ・ VI-2-2 「耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震性に関する説明書」
- ・ VI-2-12 「水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」
- ・ VI-2-別添7 「安全対策工事に伴う掘削前の状態における耐震性に関する説明書」



## 2. 基本ケースの考え方

### 2.1 建物・構築物

建物・構築物の設計にあたって、既設建物・構築物については、先行審査実績等の最新知見を整理の上、既工認に基づき、地震応答解析モデルを策定している。また、新設建物については、今回工認において既設建物の地震応答解析モデル及び手法と同様にモデルを策定する。

なお、対象建物・構築物は、今回工認において機能を有する建物・構築物を対象として整理することとし、波及的影響評価対象の建物・構築物はその考え方に準ずる。

#### <基本ケースの設定における考え方>

- a. 建物・構築物及び機器・配管系の設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量の増加による影響について、増加重量比は1%以下と小さく、重量増加が建物の応答性状に与える影響は軽微であることを確認しているため、基本ケースの建物重量は既工認モデルに基づくものとする。なお、最も大きな増加重量及び増加重量比が確認された原子炉建物については、施設の重要性を踏まえ、重量増加を反映した検討を「プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項」として4.1.1(1)において抽出する。
- b. 積雪荷重について、島根原子力発電所は多雪区域ではなく、積雪がない状態を基本とすること及び積雪荷重による増加重量比は0.1%以下と小さく、建物応答への影響は小さいことを確認しているため、基本ケースの建物重量は既工認モデルに基づくものとする。なお、原子力発電所の重要性を鑑み、設計基準積雪深（100cm）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した荷重を地震荷重に組み合わせ、設計用地震力に考慮することとし、「不確かさケース」として3.1において抽出する。
- c. 建物剛性について、建設時以降に建物剛性に影響がある改造工事等を実施していないこと及び地震観測記録による傾向分析により経年による剛性低下はみられないことを確認していることから、既工認と同様に耐震壁の剛性を考慮し、コンクリートの設計基準強度に基づき設定する。
- d. 床柔性について、既工認において原子炉建物を床剛モデルとしており、今回工認において入力地震動のレベルが増大しているものの、建物の構造を踏まえた考察、地震観測記録を用いた検討及び3次元FEMモデルを用いた基準地震動 $S_s$ による地震力に対する床スラブの面内せん断応力度の検討を実施し、床剛モデルを採用することの妥当性を確認していることから、既工認と同様に床剛を基本とする。なお、床柔性の影響については、原子炉建物の3次元FEM解析による床の柔性を含めた3次元応答特性による応答補正比率を用いた耐震影響評価を実施することにより考慮することとし、「工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項」として4.2.2(1)g.において抽出する。
- e. RC造部の減衰定数について、「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料 別紙4 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定

数に関する検討」において5%に設定することの妥当性を確認しており、既工認モデルと同様に5%を採用する。

- f. 地盤物性について、地盤調査結果の平均値をもとに設定する。

<既工認モデルからの主な変更点>

- a. コンクリートのヤング係数及びポアソン比は、適用規準の見直しに伴い「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－」（(社)日本建築学会、1999改定）に基づき設定している。

## 2.2 機器・配管系（建物－大型機器連成地震応答解析）

原子炉建物内の原子炉格納容器、原子炉圧力容器、ガンマ線遮蔽壁、原子炉圧力容器ペDESTAL等の大型機器は、その支持構造上から建物による影響が無視できないため、原子炉建物と連成させて地震応答解析を実施している。

建物－大型機器連成地震応答解析における原子炉建物の地震応答解析モデルは、2.1項に示す、既工認モデルをベースとして策定した今回工認モデルを適用する。

原子炉圧力容器ペDESTALのコンクリートの剛性については、建物・構築物としての原子炉建物の方針と同様に、基本ケースとして設計基準強度を採用する。

## 2.3 土木構造物

土木構造物の設計にあたって、先行審査実績等の最新知見を整理の上、地震応答解析モデルを策定している。土木構造物は主に地中に埋設されているため、地震時の応答は構造物と周辺地盤の相互作用によることから、地震応答解析で周辺地盤の影響も評価可能な2次元有限要素法を用いている。設計にあたっては、原子力発電所の屋外重要土木構造物を対象とした基準である「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（(社)土木学会、2005年）」（以下「土木学会マニュアル2005」という。）に準拠している。

<基本ケースの設定における考え方>

- a. 「土木学会マニュアル2005」に基づき、構造物に係る物性値は設計基準強度に対応する物性値とし、周辺地盤に係る物性値は、各種試験等に基づく平均値とする。
- b. 積雪荷重について、島根原子力発電所は多雪区域ではないが、原子力発電所の重要性を鑑み、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、地震時に積載荷重として組み合わせ、設計用地震力に考慮する。
- c. 「土木学会マニュアル2005」に基づき、解析モデルを見直す際に、土木構造物及び機器・配管系の設備の重量は、補強や追加等の改造工事による影響を踏まえて設定する。
- d. 土木構造物については、地下水位低下設備に期待しない浸透流解析を行い、地下水位を保守的に高く設定する。
- e. 隣接構造物については、土木構造物の地震時応答に与える影響を踏まえ設定する。なお、隣接構造物は土木構造物と同等以上の大きさで耐震性を有する建物・構築物（原子炉建物等）をモデル化する。

- f. 地震動について, 周辺地盤が構造物の左右で非対称であり地震時荷重の作用方向による影響を受けるため, 地震動の位相の影響を考慮する。
- g. 安全対策工事に伴う掘削による影響がある構造物については, 掘削箇所を考慮した地震応答解析モデルとする。

### 3. 不確かさケースの考え方

不確かさ要因として、島根原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料及び地盤の物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。

#### 3.1 建物・構築物

材料及び地盤の物性値の不確かさについては、応答に影響を与えると考えられる地盤物性のばらつきとして地盤のS波速度及びP波速度のばらつきを考慮する。

積雪荷重については、島根原子力発電所は多雪区域ではないため、建築基準法による「積雪荷重と他の荷重の組合せ」を考慮する必要はないが、原子力発電所の重要性を鑑み、設計基準積雪深（100cm）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した荷重を地震荷重に組み合わせ、設計用地震力に考慮する。

RC造部の減衰定数については、「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料 別紙 4 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討」において5%に設定することの妥当性を確認していることから、不確かさは考慮しない。

コンクリート剛性に実強度を採用することは、「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料 別紙 3-1 建物剛性の不確かさによる建物応答への影響に関する考察」に示すとおり、せん断ひずみは減少し、せん断応力の増加率よりも強度の増加率のほうが大きくなるため、不確かさとして考慮しない。

また、排気筒には制震装置を設置していることから、不確かさケースとして、減衰係数のばらつき等を考慮する。

#### 3.2 機器・配管系（建物—大型機器連成地震応答解析）

建物—大型機器連成地震応答解析における原子炉建物の地震応答解析モデルは、建物・構築物としての原子炉建物の方針と同様に地盤物性のばらつきを考慮する。

#### 3.3 土木構造物

不確かさケースの設定について、地盤物性のばらつきは、周辺地盤のせん断変形に支配的となるせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

材料物性については、コンクリートの剛性を実強度とすることで、構造物と周囲の地盤との剛性差が大きくなり、地中構造物において土圧が大きくなるが、構造物の耐力向上が支配的となり、耐震評価における裕度の向上が考えられる。そのため、コンクリートの剛性に設計基準強度を用いるほうが安全側の評価となることから、土木構造物の設計においては、剛性上昇側のばらつきは不確かさとして考慮しない。コンクリートの剛性を上昇させたことによる土木構造物の耐震評価に与える影響について検討した結果を参考資料に示す。

地上構造物においては、構造物と周囲の地盤との剛性差により生じる土圧が作用しないため、コンクリートの剛性を実強度とすることで構造物の耐力が向上し、耐震評価における裕度の向上が考えられることから、剛性上昇側のばらつきは不確かさとして考慮しない。

また、実強度が設計基準強度を上回るよう施工管理されていることから剛性低下側のばらつきも不確かさとしては考慮しない。

なお、液状化による影響を受ける構造物については、有効応力解析を実施する場合、液状

化強度特性は下限値を設定していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しないが、必ずしも液状化が発生すると判断できないため、非液状化の条件を仮定した解析ケースについても不確かさケースとして設定する。

非液状化の条件を仮定した解析ケースについては、全応力解析を行うこととし、地下水位は設計地下水位とする。また、非液状化の状態は液状化した場合と比較して埋戻土の剛性が大きい傾向があるため、埋戻土のせん断弾性係数のばらつき（ $+\sigma$ ）についても考慮する。

#### 4. 影響要因の抽出の考え方

##### 4.1 基本ケースへの影響要因の抽出の観点

###### 4.1.1 プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項

###### (1) 建物・構築物

###### a. 建物重量：改造工事を反映した影響（原子炉建物）

原子炉建物の建物重量（3277660kN）については、既工認に基づき設定しているが、プラント供用時の条件として、屋根トラスの耐震補強や大物搬入口の耐震対策等の改造工事<sup>\*1</sup>及び機器・配管系の補強等の改造工事<sup>\*2</sup>に伴い重量が増加することから、その影響を考慮したモデルによる地震応答解析を実施しその影響を確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

注記\*1：建物・構築物の増加重量 1301kN

\*2：機器・配管系の増加重量 18717kN

###### (2) 機器・配管系（建物－大型機器連成地震応答解析）

###### a. 建物重量：改造工事を反映した影響（原子炉建物）

設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量の増加を考慮した建物－大型機器連成地震応答解析モデルを用いた地震応答解析を実施し、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

###### (3) 土木構造物

###### a. 安全対策工事に伴う掘削前の影響（土木構造物，機器・配管系）

安全対策工事に伴う掘削箇所を考慮した土木構造物については、掘削前の状況の影響についても確認する。

## 4.2 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点

### 4.2.1 プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項

#### (1) 建物・構築物

##### a. 3次元挙動の影響（原子炉建物）

建物の3次元応答性状の把握及び質点系モデルによる地震応答解析の妥当性の確認の観点から、原子炉建物について3次元FEMモデルによる地震応答解析を行い、建物の局所的な応答を検討する。また、3次元FEMモデルによる挙動が、建物及び機器・配管系の有する耐震性に及ぼす影響について、以下の検討・考察により確認する。さらに、面外応答、質点系モデルでは見られない床応答への影響による機器・配管系への影響を確認する。

- ・基礎のロッキング
- ・建物のねじれ
- ・水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ
- ・面外応答
- ・質点系モデルでは見られない床応答への影響

##### b. コンクリート剛性：実強度適用の影響

コンクリート剛性に実強度を採用することは建物の耐力が向上する傾向となるものの、床応答への影響が考えられることから、コンクリート剛性に実強度を適用した地震応答解析を実施し、影響を確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

#### (2) 機器・配管系（建物—大型機器連成地震応答解析）

##### a. 原子炉圧力容器ペDESTALのコンクリート剛性：実強度による影響

原子炉圧力容器ペDESTALのコンクリート剛性については、工認設計ケースで設計基準強度を用いていることを踏まえ、実強度を適用した場合の影響を確認する。影響確認は、原子炉圧力容器ペDESTALのコンクリート剛性に実強度を適用した地震応答解析モデルによる地震応答解析を実施し、その応答による機器・配管系への影響について確認する。

##### b. 3次元挙動の影響（大型機器系）

質点系モデルでは見られない床応答への影響について、原子炉建物3次元FEMモデルと大型機器系質点系モデルとの連成解析モデルによる地震応答解析を実施し、その応答による機器・配管系への影響について確認する。

#### (3) 土木構築物

##### a. 土木構築物のコンクリート剛性（実強度）（機器・配管系）

コンクリート剛性に実強度を採用することは土木構築物の耐力が向上する傾向となるものの、床応答への影響が考えられることから、コンクリート剛性に実強度を適用した地震応答解析を実施し、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

b. 地下水位が低い場合の影響（機器・配管系）

地下水位については，工認設計ケースで地下水位低下設備に期待せず，保守的に高く設定していることを踏まえ，地下水位が低下している状態の影響について確認する。

また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。



#### 4.2.2 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項

工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項として、念のため影響検討を実施するパラメータを抽出する。

##### (1) 建物・構築物

###### a. 隣接建物の影響（原子炉建物，制御室建物，タービン建物，廃棄物処理建物）

島根原子力発電所第2号機は，耐震安全上重要な建物・構築物（原子炉建物，制御室建物等）が隣接して配置される構成となっている。

そこで，隣接建物が耐震性評価に及ぼす影響について以下の検討・考察により確認する。また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

- ・既往の知見による検討結果の確認
- ・隣接建物を考慮した応答検討

なお，島根原子力発電所は硬質岩盤サイトであるため，念のため実施する影響検討項目として整理する。

また，検討結果については，「補足-023-07 隣接建物の影響に関する補足説明資料」に示す。

###### b. コンクリート剛性：重大事故時（SA時）の高温による剛性低下の影響（原子炉建物）

原子炉建物において，SA時に高温状態が一定期間継続することを踏まえ，熱によるコンクリート部材の剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し，その影響について確認する。また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

ここで，SA時の事象としての不確かさ（原子炉格納容器が高温となる事故シーケンスの発生頻度，温度条件，継続時間）等を踏まえると，本検討で考慮した高温による剛性低下には至らないと考えられるため，本検討条件は保守的な設定といえる。

以上のことから，高温影響による剛性低下の位置付けとしては，工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

なお，検討結果については，「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料 別紙 5 地震応答解析における原子炉建物の重大事故等時の高温による影響」に示す。

###### c. 多軸床柔モデル：床ばねの非線形性の影響（タービン建物）

タービン建物については既工認及び今回工認において多軸床柔モデルを採用しており，床ばねを線形モデルとしている。床ばねを線形モデルとしていることの妥当性確認の観点から床ばねの応答を確認し，応答が大きい場合には床ばねを非線形モデルとした場合の地震応答解析を実施し，その影響について確認する。また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

なお，検討結果については，「補足-024-03 タービン建物の地震応答計算書に関する補足説明資料 別紙 4 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析」に示す。

d. 減衰定数：新設建物の3%適用の影響（緊急時対策所，ガスタービン発電機建物）

新設建物を含めたRC造部の減衰定数については、「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料 別紙4 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討」において、減衰定数を5%に設定することの妥当性を確認しているものの、対象建物が新設建物であることを踏まえ、耐震性向上の観点より、念のためRC造部の減衰定数に3%を適用した地震応答解析を実施し、その影響について確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

なお、検討結果については、「補足-024-05 緊急時対策所の地震応答計算書に関する補足説明資料」及び「補足-024-07 ガスタービン発電機建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」に示す。

e. 建物基礎底面の付着力の影響（原子炉建物）

建物基礎底面の付着力の影響については、設置変更許可段階において、建物基礎底面の付着力の有無が耐震性評価に及ぼす影響について検討し、付着力考慮の有無による影響が小さいことを確認しているため、念のため実施する影響検討項目として整理する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

なお、検討結果については、「補足-023-10 建物の地震応答解析モデルについて（地震応答解析における建物基礎底面の付着力） 別紙-3 付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討」に示す。

f. 入力地震動に関する影響

入力地震動に関する影響については、設置変更許可段階において、入力地震動に関する影響検討を実施し、追加として解析条件及び解析手法に関する影響検討を行い、入力地震動の保守性、妥当性を確認するとしていることから、念のため実施する影響検討項目として整理する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

なお、検討結果については、「補足-023-09 建物・構築物の地震応答解析における入力地震動の評価について」に示す。

g. 床柔性に関する影響（原子炉建物）

床剛モデルを採用することの妥当性については「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料 別紙1-3 原子炉建物の地震応答解析モデルにおける床剛モデルの妥当性について」において確認しているものの、床柔性に関する影響については、「補足-023-04 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」における原子炉建物の3次元FEM解析により、床の柔性を含めた3次元的な応答特性による応答補正比率を用いた耐震影響評価を実施し、その影響について確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

なお、検討結果については、「補足-023-04 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」に示す。

h. 側面地盤ばねの影響（制御室建物）

制御室建物の地震応答解析モデルにおいては、既工認モデルと同様に保守的に基礎スラブ側面の地盤ばね（水平及び回転）は考慮していない。一方、制御室建物の基礎スラブの応力解析においては、基礎側面地盤の拘束効果を考慮していることから、念のため実施する影響検討項目として整理する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

なお、検討結果については、「補足-025-02 制御室建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料 別紙8 側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について」に示す。

(2) 機器・配管系（建物—大型機器連成地震応答解析）

- a. 原子炉圧力容器ペDESTALのコンクリート剛性：重大事故時（SA時）の高温による剛性低下の影響

SA時の高温による剛性低下の影響について、4.2.2(1)b.と同様に原子炉建物及び原子炉圧力容器ペDESTALのコンクリート剛性に考慮したモデル(SA時環境考慮連成モデル)による地震応答解析を実施し、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

ここで、SA時の事象としての不確かさ（原子炉格納容器が高温となる事故シーケンスの発生頻度、温度条件、継続時間）等を踏まえると、本検討で考慮した高温による剛性低下には至らないと考えられるため本検討条件は、保守的な設定といえる。そのため、高温影響による剛性低下の位置付けとしては、工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

(3) 土木構造物

- a. 弱軸断面における面内壁の影響（機器・配管系）

土木構造物のうち箱型構造物については、弱軸・強軸方向を有しており、弱軸断面について保守的に面内壁をモデル化せず耐震評価を行うこととしているが、面内壁をモデル化した場合の応答を比較し、機器・配管系への影響を確認する。なお、強軸方向については、面内壁をモデル化して機器・配管系への設計に反映する。

- b. 線状構造物における強軸方向の影響（機器・配管系）

線状構造物は弱軸方向断面と強軸方向断面が明確であるため、弱軸方向断面を断面選定では候補断面とするが、機器配管系の床応答への影響を確認するため、強軸方向断面での地震応答解析による機器・配管系への影響を確認する。

## 5. 今回工認における申請上の位置付け

今回工認における申請上の位置付けについては、図 1 に示すフローに基づき整理している。影響確認を実施する要因の位置付けを踏まえ、工認設計ケースの地震応答解析結果に対する各影響検討ケースの影響の程度に応じて、申請上の位置付けを整理する。

### (1) 基本ケースへの影響要因の抽出の観点

#### a. プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項

基本ケースへの影響要因の観点から抽出した項目については、地震応答解析を実施し、基本ケースとの応答比較を行う。応答比較の結果、基本ケースの応答を超える場合は、その検討結果を添付書類（本文又は別紙）に反映し、基本ケースの応答を超えない場合は、その検討結果を補足説明資料に反映する。

### (2) 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点

#### a. プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項

地震応答解析を実施し、工認設計ケースとの応答比較により工認設計ケースの応答を超えないことを確認した場合には、その検討結果を補足説明資料に反映する。

応答比較により工認設計ケースの応答を超えることを確認した場合は、影響評価（簡易評価<sup>\*1</sup>により耐震性を確認し、確認できない場合は詳細評価<sup>\*2</sup>により耐震性の確認を行う）を実施する。詳細評価の結果が耐震計算結果（工認設計ケース）を上回る場合は、その検討結果を添付書類（本文又は別紙）に反映し、それ以外の検討結果については、補足説明資料に反映する。

#### b. 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項

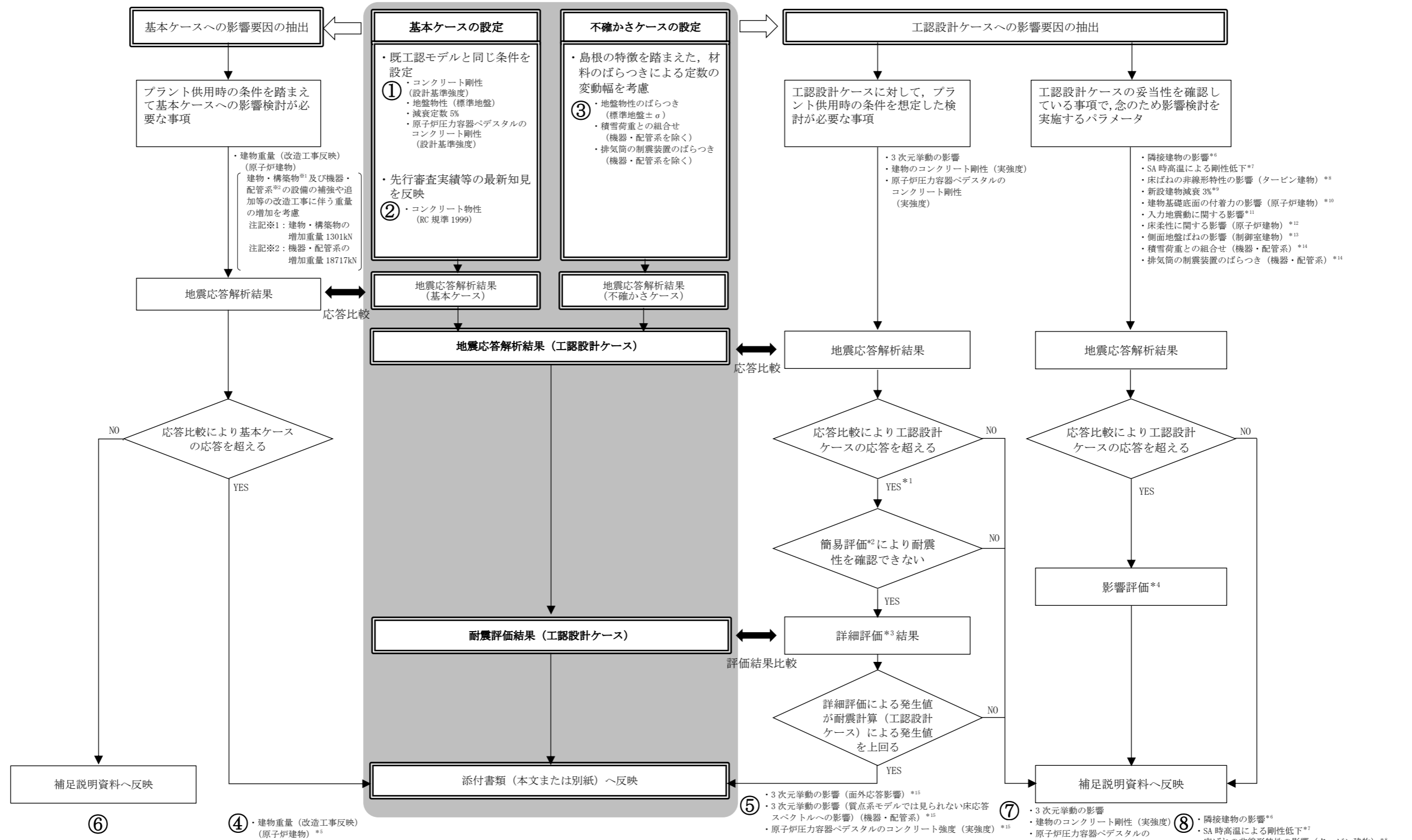
地震応答解析を実施し、工認設計ケースとの応答比較により工認設計ケースの応答を超えないことを確認した場合には、その検討結果を補足説明資料に反映する。

応答比較により工認設計ケースの応答を超えることを確認した場合は、影響評価（簡易評価<sup>\*1</sup>により耐震性を確認し、確認できない場合は詳細評価<sup>\*2</sup>により耐震性の確認を行う）を実施の上、その検討結果を補足説明資料に反映する。

上記の考え方にに基づき整理した結果について、検討内容及び検討結果を含めて表 1～3 に示す。

注記\*1：応答比率（検討対象ケース（最大応答加速度，設計用床応答スペクトル，地震力等）に対する工認設計ケースとの比率）と設備の裕度の比較による評価

\*2：工認設計と同等の評価手法による評価（モデルの精緻化等含む）



注記※1: 3次元挙動の影響のうち面外応答については、工認設計ケースの質点系モデルでは評価できない応答のため、工認設計ケースの応答を超えるものと判断する。また、面外応答に対する原子炉建物の評価については、簡易評価を省略し、詳細評価結果を添付書類へ反映する。

※2: 応答比率 (検討対象ケース (最大応答加速度, 設計用床応答スペクトル, 地震力等) に対する工認設計ケースの比率) と設備の裕度の比較による評価

※3: 工認設計と同等の評価手法による評価 (解析モデルの精緻化含む)

※4: 簡易評価により耐震性を確認し、確認できない場合は詳細評価により耐震性を確認する。

※5: 機器・配管系については、簡易評価により代表として選定した検討対象設備の詳細評価結果を添付書類へ反映する。

※6: 隣接建物の影響については、島根原子力発電所は硬質岩盤サイトであるため、念のため実施する影響検討項目として整理する。

※7: SA時の事象の不確かさ等を踏まえると、保守的な設定といえることから、工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

※8: 既工認モデルにおいて床ばねモデル (線形) を採用しており、今回工認モデルにおける床ばねの設定の妥当性を確認することから、念のため実施する影響検討項目として整理する。

※9: 減衰定数については、5%の妥当性を確認しているものの、新設建物であることから耐震性向上の観点より、念のため実施する影響検討項目として整理する。

※10: 設置変更許可段階において、建物基礎底面の付着力考慮の有無に関する影響検討を実施しているため、念のため実施する影響検討項目として整理する。

※11: 設置変更許可段階において、入力地震動に関する影響検討を実施し、追加として解析条件及び解析手法に関する影響検討を行い、入力地震動の保守性、妥当性を確認することから、念のため実施する影響検討項目として整理する。

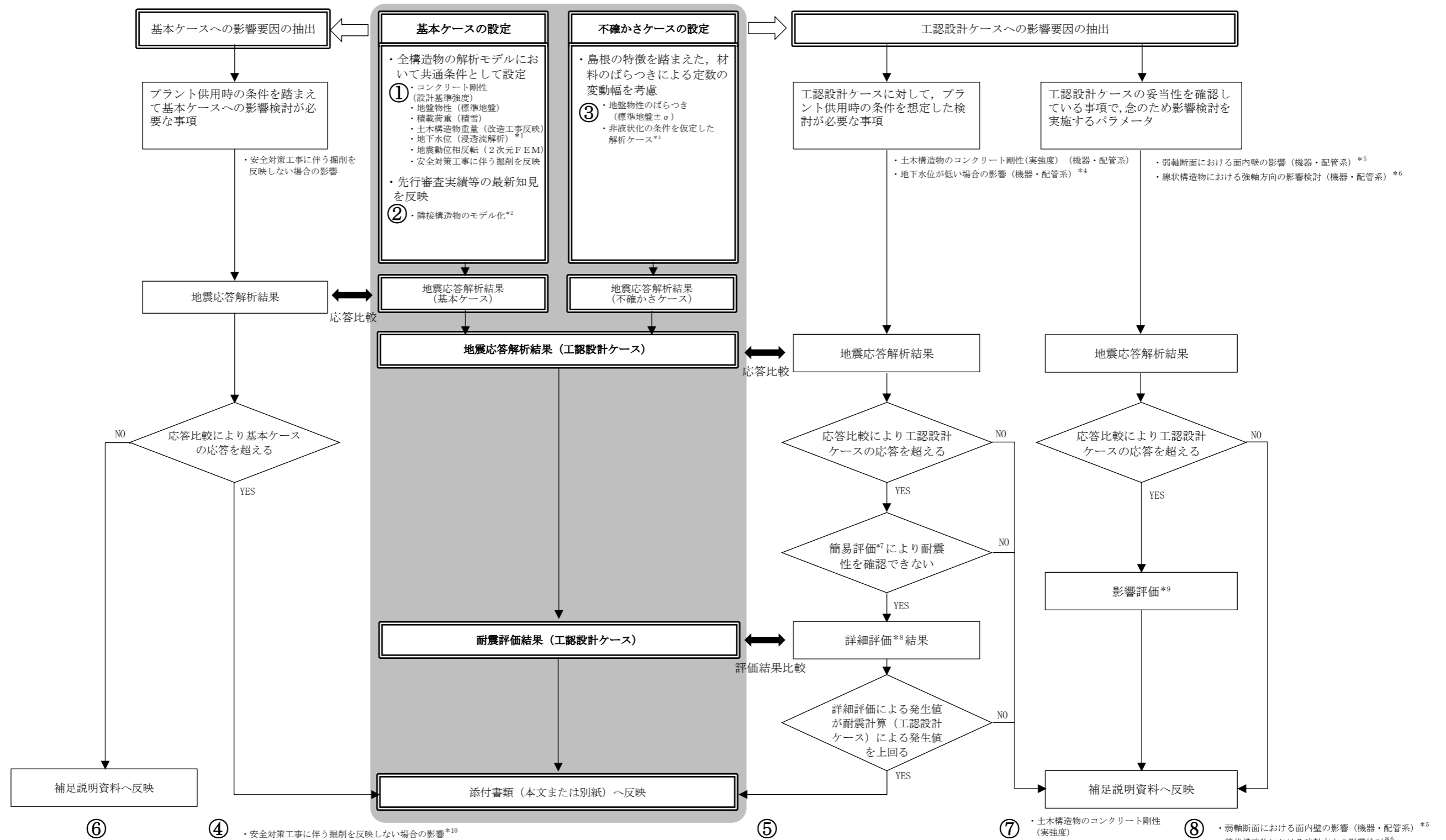
※12: 床柔性に関する影響については、原子炉建物の3次元FEM解析により、床の柔性を含めた3次元動的応答特性による応答補正比率を用いた耐震影響評価を実施することから、評価結果を補足説明資料へ反映する。

※13: 制御室建物の地震応答解析において、側面地盤ばねを既工認モデルと同様に保守的に考慮していないが、基礎スラブの応力解析モデルにおいて側面地盤ばねによる拘束効果を考慮していることから、念のため実施する影響検討項目として整理する。

※14: 積雪荷重との組合せ及び排気筒の制震装置のばらつきは、機器・配管系への影響は軽微であるが、念のため実施する影響検討項目として整理する。

※15: 機器・配管系については、簡易評価により代表として選定した検討対象設備の詳細評価結果のうち耐震計算 (工認設計ケース) による発生値を上回らない結果については補足説明資料へ反映する。

図1(1) 島根2号機における地震応答に影響を及ぼす要因の抽出と今回工認における申請上の位置付けの整理フロー (建物・構築物, 機器・配管系)



注記 \*1: 土木構造物については、地下水位低下設備に期待しない浸透流解析を行い、地下水位を保守的に高く設定する。  
 \*2: 隣接構造物については、土木構造物の地震時応答に与える影響を踏まえ設定する。隣接構造物は土木構造物と同等以上の大きさで耐震性を有する建物・構築物（原子炉建物等）をモデル化する。  
 \*3: 評価対象構造物のうち有効応力解析を選定した構造物について、非液状化の条件を仮定した解析ケースとして全応力解析を行う。  
 \*4: 地下水位については、工認設計ケースで地下水位低下設備に期待せず、保守的に高く設定していることを踏まえ、地下水位が低下している状態の影響について確認する。  
 \*5: 評価対象構造物のうち箱型構造物については、面内壁をモデル化しないことで耐震評価を行うが、面内壁をモデル化した場合の応答を比較し、機器・配管系への影響を確認する。  
 \*6: 評価対象構造物のうち線状構造物について、強軸方向断面での応答を比較し、機器・配管系への影響について確認する。  
 \*7: 応答比率（検討対象ケース（最大応答加速度、設計用床応答スペクトル、地震時土圧等）に対する工認設計ケースの比率）と設備の裕度の比較による評価  
 \*8: 工認設計と同等の評価手法による評価（解析モデルの精緻化含む）  
 \*9: 簡易評価により耐震性を確認し、確認できない場合は詳細評価により耐震性を確認する。  
 \*10: 機器・配管系については、工認設計ケースの応答と安全対策工事に伴う掘削を反映しない場合（影響検討ケース）の応答の比較結果及び工認設計ケースの応答が影響検討ケースの応答を包絡しない場合には影響検討ケースの応答による耐震評価結果を添付書類へ反映する。

図 1(2) 島根 2 号機における地震応答に影響を及ぼす要因の抽出と今回工認における申請上の位置付けの整理フロー（土木構造物）

表 1(1) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理 (建物・構築物)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け*	関連図書	
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
建物・構築物	材料物性	コンクリート剛性	設計基準強度に基づく剛性	設計基準強度に基づく剛性を工認設計ケースとする。		—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」他</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			コンクリート物性 (RC 規準 1999)	コンクリートのヤング係数及びポアソン比は, RC 規準 (1999) に基づき設定する。		—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	
			建物のコンクリート剛性 (実強度) ・原子炉建物 ・新設建物	—	—	<p>コンクリート剛性に実強度を適用した地震応答解析を実施し, 影響を確認した。</p> <p>&lt;原子炉建物&gt; 設計用地震力による部材評価の発生値に, 応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=実剛性モデルによる応答/今回工認モデルによる応答</p> <p>&lt;新設建物&gt; 今回工認モデルの応答と概ね同等となることから, 耐震性に影響が無いことを確認した。</p>	<p>&lt;原子炉建物&gt; 応答比率と裕度の比較による簡易評価により代表として選定した検討対象設備に対して実剛性モデルによる地震力を用いた詳細評価を実施し, 発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=実剛性モデルによる応答/工認設計ケースによる応答</p> <p>&lt;新設建物&gt; 応答比率と裕度の比較により応答比率が裕度以下であることを確認した。</p>	⑦	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討</li> <li>補足説明資料「補足-024-05 緊急時対策所の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討</li> <li>別紙 5 影響検討ケースによる機器・配管系の耐震性への影響</li> <li>補足説明資料「補足-024-07 ガスタービン発電機建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討</li> <li>別紙 5 影響検討ケースによる機器・配管系の耐震性への影響</li> </ul>
			重大事故時の高温による剛性低下 ・原子炉建物	—	—	<p>重大事故時の高温による剛性低下の影響を考慮したモデル (SA 時環境考慮モデル) による検討を実施し, 工認設計ケースのせん断ひずみ及び接地圧に, 応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=SA 時環境考慮モデルによる応答/今回工認モデルによる応答</p>	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価により代表として選定した検討対象設備に対して SA 時環境考慮モデルによる地震力を用いた詳細評価を実施し, 発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=SA 時環境考慮モデルによる応答/工認設計ケースによる応答</p>	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 5 地震応答解析における原子炉建物の重大事故等時の高温による影響</li> </ul>

注記\* : 表中の番号は, 図 1 に示す番号と対応している。



表 1(2) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理 (建物・構築物)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け*	関連図書		
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響	
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース					
建物・構築物	材料物性	地盤物性	標準地盤	地盤調査結果の平均値をもとに設定する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」他</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>	
			標準地盤±σ	—	地盤調査結果のばらつきを考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③		
		減衰定数 (RC造部)	5%	建物の減衰定数の設定にあたっては、既往の知見及び島根原子力発電所における地震観測記録を用いた検討結果を踏まえ、5%と設定する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」他</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			3% ・新設建物	—	—	新設建物の減衰定数については、5%の妥当性を確認しているものの、耐震性向上の観点より、念のため影響検討を実施した。今回工認モデルの応答をわずかに上回る部分があるものの、最大応答せん断力は設計用地震力に包絡されており、耐震性に影響が無いことを確認した。	—	応答比率と裕度の比較により応答比率が裕度以下であることを確認した。 応答比率=建物減衰 3%モデルによる応答/工認設計ケースによる応答	⑧	
		制振装置 ・排気筒	減衰係数のばらつき等	—	排気筒には制震装置を設置していることから、不確かさケースとして、減衰係数上限ケース及び減衰係数下限ケースを考慮する。	—	—	応答比較により工認設計ケースの応答への影響が軽微であることを確認した。	③ (建物・構築物)  ⑧ (機器・配管系)	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-13 排気筒の地震応答計算書」</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> <li>補足説明資料「補足-027-01 設計用床応答スペクトルの作成方法及び適用方法について」</li> </ul>

注記\* : 表中の番号は、図 1 に示す番号と対応している。

表 1(3) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理 (建物・構築物)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け*	関連図書		
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響	
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース					
建物・構築物	地震応答解析モデル	荷重の組合せ	積雪荷重	—	積雪荷重との組合せを考慮したケースを工認設計ケースとして考慮する。	—	応答比較により工認設計ケースの応答への影響が軽微であることを確認した。	③ (建物・構築物)  ⑧ (機器・配管系)	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」他</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> <li>補足説明資料「補足-027-01 設計用床応答スペクトルの作成方法及び適用方法について」</li> </ul>	
		建物重量 (改造工事反映) ・原子炉建物	—	—	設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量の増加を考慮した地震応答解析を実施し、影響を確認した。 設計用地震力による部材評価の発生値に、応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。 応答比率=補強反映モデルによる応答/今回工認モデルによる応答	—	応答比率と裕度の比較による簡易評価により代表として選定した検討対象設備に対して設計用地震力×応答比率による床応答スペクトル等を用いた詳細評価を実施し、発生値が許容値以下であることを確認した。 応答比率=補強反映モデルによる応答/基本ケースによる応答	④	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」別紙 1 原子炉建物における改造工事に伴う重量増加を反映した地震応答解析</li> <li>補足説明資料「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 7 原子炉建物における改造工事に伴う重量増加を反映した地震応答解析</li> </ul>	
		多軸床柔モデル ・タービン建物	床ばね非線形	—	—	床ばねを線形モデルとしていることの妥当性確認の観点から影響検討を実施した。一部の床ばねでは応答が大きいことを確認したため、床ばねを非線形モデルとした場合の解析を実施した結果、応答値は今回工認モデルの応答に概ね包絡されており、耐震性に影響が無いことを確認した。	—	—	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-024-03 タービン建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 4 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析</li> </ul>
		側面地盤ばねの影響 ・制御室建物	—	—	—	基礎スラブの評価において、側面地盤ばねによる拘束効果を考慮していることから、地震応答解析モデルに対して側面地盤ばねを考慮した場合の影響検討を実施した。今回工認モデルの応答をわずかに上回る部分があるものの、影響評価の結果、耐震性に影響が無いことを確認した。	—	—	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-025-02 制御室建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」別紙 8 側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について</li> </ul>
	入力地震動に関する検討	—	—	—	—	以下の検討・考察により、入力地震動に関する影響確認を実施し、その影響が小さいことを確認した。 ・表層地盤の物性値に関する検討 ・一次元波動論による入力地震動評価の保守性に関する検討 ・D級岩盤の非線形性による影響に関する検討 ・2次元FEMのメッシュ分割高さに関する検討 ・隣接構造物及び地盤改良による影響に関する検討 ・安全対策工事に伴う掘削による影響に関する検討	2次元FEMのメッシュ分割高さに関する検討において、弁の動的機能維持評価を対象として応答比率と裕度の比較による簡易評価及び設計用地震力×応答比率による床応答スペクトル等を用いた詳細評価を行い、発生値が許容値以下であることを確認した。  応答比率=50Hz透過モデルによる応答/基本ケースによる応答	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-023-09 建物・構築物の地震応答解析における入力地震動の評価について」</li> <li>添付資料「VI-2-別添 7 安全対策工事に伴う掘削前の状態における耐震性に関する説明書」</li> </ul>	

注記\* : 表中の番号は、図 1 に示す番号と対応している。

表 1(4) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理 (建物・構築物)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け*	関連図書	
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
原子炉建物	隣接建物の影響	—	—	—	—	隣接建物が耐震性評価に及ぼす影響について以下の検討・考察により確認した。 ・既往の知見による検討結果の確認 ・隣接建物を考慮した応答検討 検討の結果、隣接建物の影響が小さいことを確認した。	⑧	・補足説明資料「補足-023-07 隣接建物の影響に関する補足説明資料」	
	3次元挙動の影響	—	—	—	—	3次元挙動の確認及び影響検討を実施し、その影響が小さいことを確認した。 ・基礎のロッキング ・建物のねじれ ・水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ	⑦	・補足説明資料「補足-023-04 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」別紙3 原子炉建物3次元FEMモデルによる地震応答解析	
		—	—	—	—	<p>&lt;面外応答の影響&gt; 建物・構築物における「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」という応答特性を踏まえ、3次元的な応答特性が想定される部位として原子炉建物(燃料取替階レベル)の壁を抽出し、影響評価を実施し耐震性への影響が無いことを確認した。</p> <p>ただし、工認設計ケース(SRモデル)では面内評価を実施していることに対し、面外慣性力の影響が大きいことを踏まえ、面内方向荷重と面外応答荷重を組み合わせた場合の耐震壁の評価結果を添付書類の本文に記載する。</p>	<p>&lt;面外応答の影響&gt; 応答比率と裕度の比較による簡易評価及び3次元FEMモデルによる応答を補正した床応答スペクトル等を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=3次元FEMモデルによる応答(面外)/質点系モデル(工認設計ケース)による応答</p> <p>ただし、詳細評価による発生値が耐震計算(工認設計ケース)による発生値を上回った設備については、その検討結果を添付書類に記載する。</p>	⑤ (建物・構築物) ⑤, ⑦ (機器・配管系)	・添付書類「VI-2-12 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」 ・補足説明資料「補足-023-04 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」別紙2 原子炉建物3次元FEMモデルを用いた精査 別紙4 機器・配管系に関する影響検討
		—	—	—	—	<p>&lt;質点系モデルでは見られない床応答スペクトルへの影響&gt; 基本ケースのせん断ひずみに、応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率 = <math>\alpha \times \beta</math></p> $\alpha = \frac{\text{3方向同時入力による最大応答加速度}}{\text{1方向入力による最大応答加速度}}$ $\beta = \frac{\text{建物模擬モデルの最大応答加速度}}{\text{質点系対応モデルの最大応答加速度}}$	<p>&lt;質点系モデルでは見られない床応答スペクトルへの影響&gt; 応答比率と裕度の比較による簡易評価及び3次元FEMモデルによる応答を補正した床応答スペクトル等を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=3次元FEMモデルによる応答(面内)/質点系モデル工認設計ケースによる応答</p> <p>ただし、詳細評価による発生値が耐震計算(工認設計ケース)による発生値を上回った設備については、その検討結果を添付書類に記載する。</p>	⑦ (建物・構築物) ⑤, ⑦ (機器・配管系)	・添付書類「VI-2-12 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」 ・補足説明資料「補足-023-04 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」別紙3 原子炉建物3次元FEMモデルによる地震応答解析 別紙4 機器・配管系に関する影響検討
	床柔性に関する影響	—	—	—	—	床柔性に関する影響については、原子炉建物の3次元FEM解析により、床の柔性を含めた3次元的な応答特性による応答比率を用いた耐震影響評価を実施することにより考慮し、発生値が許容値以下であることを確認した。	⑧	・補足説明資料「補足-023-04 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する検討について」別紙3 原子炉建物3次元FEMモデルによる地震応答解析 別紙4 機器・配管系に関する影響検討	
建物基礎底面の付着力の影響	—	—	—	—	建物基礎底面の付着力の有無が耐震性評価に及ぼす影響について、基本ケースで付着力を考慮していない原子炉建物を対象に付着力を考慮した場合の影響検討を実施し、その影響が小さいことを確認した。	⑧	・補足説明資料「補足-023-10 建物の地震応答解析モデルについて(地震応答解析における建物基礎底面の付着力)」別紙-3 付着力の考慮の有無による建物応答への影響の検討		

注記\* : 表中の番号は、図1に示す番号と対応している。

表 2(1) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(機器・配管系)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け*3	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース			
機器・配管系*1 (建物-大型機器連成地震応答解析の応答を適用する機器・配管系)	原子炉建物	コンクリート剛性	設計基準強度に基づく剛性	表 1 に示す建物・構築物としての原子炉建物の方針と同じ。	—	—*2	①, ②, ③	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			コンクリート物性(RC 規準 1999)					
		地盤物性	標準地盤 標準地盤±σ					
	減衰定数 (RC 造部)	5%						
	原子炉圧力容器ペダスタル	コンクリート剛性	設計基準強度	表 1 に示す建物・構築物としての原子炉建物の方針と同じ。	—	—*2	①	
			実強度	—	—	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価により代表として選定した検討対象設備に対して実強度ケースによる地震力を用いた詳細評価を実施し、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=実剛性モデルによる応答/工認設計ケースによる応答</p> <p>なお、本影響検討における原子炉建物側の解析モデルは、コンクリート剛性(実強度)の地震応答解析モデルを用いた。</p> <p>ただし、詳細評価による発生値が耐震計算(工認設計ケース)による発生値を上回った設備については、その検討結果を添付書類に記載する。</p>	⑤, ⑦	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-1 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉本体の基礎の地震応答計算書」</li> <li>補足説明資料「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」</li> <li>別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討</li> </ul>
	原子炉圧力容器ペダスタル	コンクリート剛性	重大事故時の高温による剛性低下	—	—	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価により代表として選定した検討対象設備に対して SA 時環境考慮モデルによる地震力を用いた詳細評価を実施し、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=SA 時環境考慮モデルによる応答/工認設計ケースによる応答</p> <p>なお、本影響検討における原子炉建物側の解析モデルは、重大事故時の高温による剛性低下を考慮した地震応答解析モデルを用いた。</p>	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」</li> <li>別紙 5 地震応答解析における原子炉建物の重大事故等時の高温による影響</li> </ul>

注記\*1: 建物・構築物及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は、表 1 及び表 3 に含めて整理を行う。

\*2: 地震応答を機器・配管系の設計に反映する。

\*3: 表中の番号は、図 1 に示す番号と対応している。

表 2(2) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(機器・配管系)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果		申請上の位置付け*2	関連図書
				工認設計ケース			
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース		
機器・配管系*1 (建物-大型機器連成地震応答解析の応答を適用する機器・配管系)	大型機器系地震応答解析モデル	建物重量(改造工事反映)	—	—	—	④	<ul style="list-style-type: none"> <li>添付書類「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」別紙1 原子炉建物における改造工事に伴う重量増加を反映した地震応答解析</li> <li>補足説明資料「補足-024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙7 原子炉建物における改造工事に伴う重量増加を反映した地震応答解析</li> </ul>
	3次元挙動の影響	—	—	—	—		

注記\*1: 建物・構築物及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は、表1及び表3に含めて整理を行う。

\*2: 表中の番号は、図1に示す番号と対応している。

表 3(1) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け*	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	材料物性	コンクリート剛性	設計基準強度に基づく剛性	設計基準強度に基づく剛性を工認設計ケースとする。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> <li>補足説明資料「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」</li> <li>補足説明資料「補足-027-16-2 屋外重要土木構造物等における機器・配管系に対する影響検討（コンクリート実強度）」</li> </ul>
			実強度に基づく剛性	—	—	<p>コンクリート剛性に実強度を採用することは土木構造物の耐力が向上する傾向となるものの、床応答への影響が考えられることから、コンクリート剛性に実強度を適用した地震応答解析を実施し、影響を確認する。</p> <p>影響検討の結果、発生ひずみは減少し、発生せん断力はわずかに増加する傾向にあるものの、せん断耐力の増加のほうが大きくなり、土木構造物の耐力向上が支配的となることで、耐震評価における裕度が向上するため、コンクリートの剛性に設計基準強度を採用することが安全側の評価となることを確認した。</p>	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価及び実強度ケースによる地震力を用いた詳細評価を実施し、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=実強度ケースによる応答/工認設計ケースによる応答</p>	⑦	
	部材のモデル化	面内壁	弱軸断面ではモデル化しない	弱軸断面では面内壁をモデル化しないことを工認設計ケースとする。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> <li>補足説明資料「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」</li> <li>補足説明資料「補足-027-16-3 屋外重要土木構造物等における機器・配管系に対する影響検討（妻壁考慮）」</li> </ul>
			弱軸断面でモデル化する	—	—	<p>面内壁をモデル化した場合の応答を比較し、機器・配管系への影響を確認する。</p>	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価を行い、応答比率が裕度以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=面内壁考慮ケースによる応答/工認設計ケースによる応答</p>	⑧	

注記\*：表中の番号は、図1に示す番号と対応している。

表 3(2) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け*	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	周辺地盤	せん断弾性係数	地盤のせん断弾性係数の平均値	地震応答解析において、ベースとなる物性値であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			地盤のせん断弾性係数の平均値 ±1σ	—	土木構造物は主に地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物と地盤の相互作用により発生する土圧が耐震評価に影響を与える。そのため、土圧への影響を鑑みて、地盤の初期せん断弾性係数の不確かさを工認設計ケースとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
		地下水位	設計地下水位	地震応答解析において、ベースとなる地下水位であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	
			地下水位が低い場合	—	—	地下水位低下設備に期待せず、保守的に高く設定していることを踏まえ、地下水位が低下している状態での地震応答解析による機器・配管系への影響を確認する。	応答比率と裕度の比較による簡易評価を行い、応答比率が裕度以下であることを確認した。  応答比率＝地下水位低下ケースによる応答/工認設計ケースによる応答	⑦	

注記\*：表中の番号は、図 1 に示す番号と対応している。

表 3(3) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け*	関連図書	
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	周辺地盤	地震動	基準地震動 S s	地震応答解析において、ベースとなる地震動であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」</li> <li>各機器・配管系の耐震性についての計算書</li> </ul>
			位相反転評価	土木構造物は主に地中埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の左右で周辺地盤や隣接構造物が非対称であるため、地震荷重の作用方向により構造物への荷重に差異が生じることを否定できないため工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	
		液状化	考慮する	液状化の影響を受ける構造物について、地下水位以深の埋戻土は液状化を考慮することを工認設計ケースとする。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	
			考慮しない	—	液状化の影響を受ける構造物について、有効応力解析を実施する場合、液状化強度特性は下限値を設定しており、液状化強度特性のばらつきは考慮しないが、必ずしも液状化が発生すると判断できないため、非液状化の条件を仮定したケースを工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	

注記\*：表中の番号は、図 1 に示す番号と対応している。



表 3(4) 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け*	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	周辺地盤	安全対策工事に伴う掘削	掘削状況を反映する	安全対策工事の掘削状況により影響がある構造物については、掘削箇所を考慮したケースを工認設計ケースとする。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>補足説明資料「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」</li> </ul>
			掘削状況を反映しない	—	—	工認設計ケースとして安全対策工事による掘削を反映していることを踏まえ、掘削前の状況の影響についても確認する。掘削前の状況を前提とした応答と工認設計ケースの応答の比較結果が工認設計ケースの応答を上回る場合は、応答比較結果及び掘削前の状況を前提とした耐震評価結果を添付書類に記載する。また、工認設計ケースの応答を上回らない場合については、応答比較結果を添付書類に記載する。	掘削前の状況を前提とした応答と工認設計ケースの応答の比較結果及び、掘削前の状況を前提とした応答が工認設計ケースの応答を上回る場合は、その評価結果を添付書類に記載する。	④	<ul style="list-style-type: none"> <li>各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書</li> <li>添付資料「VI-2-別添7 安全対策工事に伴う掘削前の状態における耐震性に関する説明書」</li> <li>補足説明資料「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」</li> </ul>
	強軸方向の影響	—	—	—	—	線状構造物は弱軸方向断面と強軸方向断面が明確であるため、弱軸方向断面を断面選定では候補断面とするが、強軸方向断面での地震応答解析による機器・配管系への影響を確認する。	応答比較により工認設計ケースへの影響が軽微であることを確認した。	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足説明資料「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」</li> <li>補足説明資料「補足-027-16-4 屋外重要土木構造物等における機器・配管系に対する影響検討（線状構造物強軸応答）」</li> </ul>

注記\*：表中の番号は、図1に示す番号と対応している。

(参考資料) コンクリートの剛性を上昇させたことによる土木構造物の耐震評価に与える影響について

## 1. 概要

本資料は、コンクリートの剛性に設計基準強度を採用した場合と実強度を採用した場合の耐震評価結果を比較し、土木構造物の耐震評価においては、設計基準強度を採用することが安全側の評価となることを確認するものである。

コンクリートの剛性を実強度とすることで、構造物と周囲の地盤との剛性差が大きくなり、地中構造物において土圧が大きくなることを踏まえ、検討対象とする構造物を選定する。

周辺状況として埋戻土が分布し、剛性差による土圧の影響を評価できる地中構造物のなかで、構造物の設計基準強度と実強度の差が最も大きい屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）を検討対象とし、コンクリートの剛性を実強度とすることによる土木構造物の耐震評価に与える影響について検討する。

## 2. 検討内容

### (1) 検討ケース

本検討では、屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）において、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動  $S_s - D$  に対し、ケース①（基本ケース）及びケース②（コンクリート実強度ケース）について地震応答解析を実施する。なお、本検討では、 $S_s - D$ （++）を使用する。

検討ケースを表 2-1 に、検討地質断面図を図 2-1 に示す。

コンクリートの剛性を実強度とすることによる土木構造物の耐震評価に与える影響については、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケース（表 2-1 に示すケース①）とし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 2-1 に示すケース②）。

ケース①及びケース②に用いる解析用物性値として、コンクリートの圧縮強度及びヤング係数を表 2-2 に示す。

表 2-1 材料物性のばらつきによる影響を確認するための検討ケース

解析ケース	入力 地震動	解析 手法	地盤物性		備考
			埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)	
ケース① (基本ケース)	S s - D (++)	全応力 解析	平均値	平均値	
ケース② (コンクリート実強度 ケース)		全応力 解析	平均値	平均値	コンクリート 実強度

表 2-2 屋外配管ダクト (タービン建物~排気筒) のコンクリートの圧縮強度及びヤング係数

解析ケース	コンクリートの圧縮強度 ( $N/mm^2$ )	ヤング係数 ( $kN/mm^2$ )
ケース① (基本ケース)	20.6	23.3
ケース② (コンクリート実強度ケース)	33.0*	28.9

注記\* : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づいて設定したコンクリート実強度

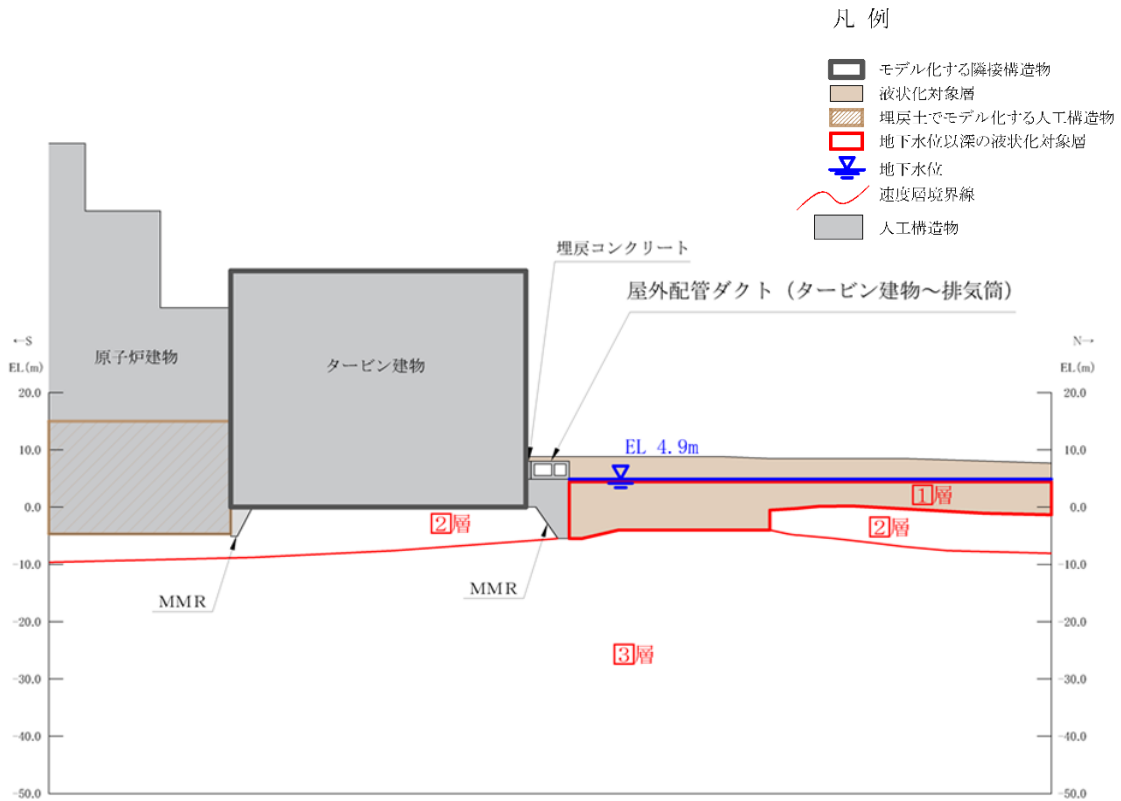


図 2-1 屋外配管ダクト (タービン建物~排気筒) 検討地質断面図

(2) 検討方法

地震応答解析より耐震評価に用いる応答値を抽出し、構造部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査を行うことで、コンクリートの剛性を上昇させたことによる土木構造物の耐震評価に与える影響を確認する。

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、「土木学会マニュアル 2005」に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）とする。

構造部材のせん断破壊に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2007）」に基づき、棒部材式で求まるせん断耐力とする。

棒部材式を以下に示す。

棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$ ：せん断耐力

$V_{c d}$ ：コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$ ：せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし、} f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \quad \text{となる場合は} \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \quad \text{となる場合は} \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + 2M_o / M_{u d} \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \quad \text{となる場合は} \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 4M_o / M_{u d} \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \quad \text{となる場合は} \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \quad \text{となる場合は} \beta_a = 1.0$$

ここで,

$f'_{cd}$  : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm<sup>2</sup>)で設計基準強度  $f'_{ck}$   
を材料係数  $\gamma_{mc}$  で除したもの

$p_v$  : 引張鉄筋比  $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_o$  :  $M_d$  に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する  
応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッション  
モーメント)  $M_o = N'_d \cdot D / 6$

$M_{ud}$  : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

$D$  : 断面高さ

$a / d$  : せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$$V_{sd} = \left\{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{bs}$$

ここで、

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  で除したもので、  
400N/mm<sup>2</sup> 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値  
 $f'_{ck}$  が 60N/mm<sup>2</sup> 以上のときは 800N/mm<sup>2</sup> 以下としてよい。

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/1.15$   
とする。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数

### (3) 検討結果

曲げ・軸力系の破壊に対して照査値が最大となるひずみの時刻歴波形を図 2-2 及び図 2-3 に、発生せん断力が最大となる時刻における断面力図を図 2-4 及び図 2-5 に示す。また、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 2-3 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 2-4 に、コンクリートの剛性を実強度としたことによるせん断耐力への寄与率を表 2-5 に示す。

これらより、コンクリートの剛性を実強度とすることで、発生ひずみは減少し、発生せん断力はわずかに増加する傾向にあることが分かった。

表 2-4 より、ケース①の最大照査値は 0.954 であり、ケース②の最大照査値は 0.773 となることから、ケース①のほうがせん断破壊に対する照査において厳しい結果となった。

また、発生せん断力の増加率は最大で約 5% に対して、せん断耐力の増加率は、耐力向上の大きな要因となるせん断耐力への寄与率を、せん断耐力算定時に用いる  $f_{vcd}$  の比較により求めた結果約 17% であり、最小でも約 16% となることから、せん断耐力の増加率が発生せん断力の増加率を上回った。

以上のことから、コンクリートの剛性に実強度を採用することで、発生ひずみは減少し、発生せん断力はわずかに増加する傾向にあるものの、せん断耐力の増加のほうが大きくなり、土木構造物の耐力向上が支配的となることで、耐震評価における裕度が向上するため、コンクリートの剛性に設計基準強度を採用することが安全側の評価となる。

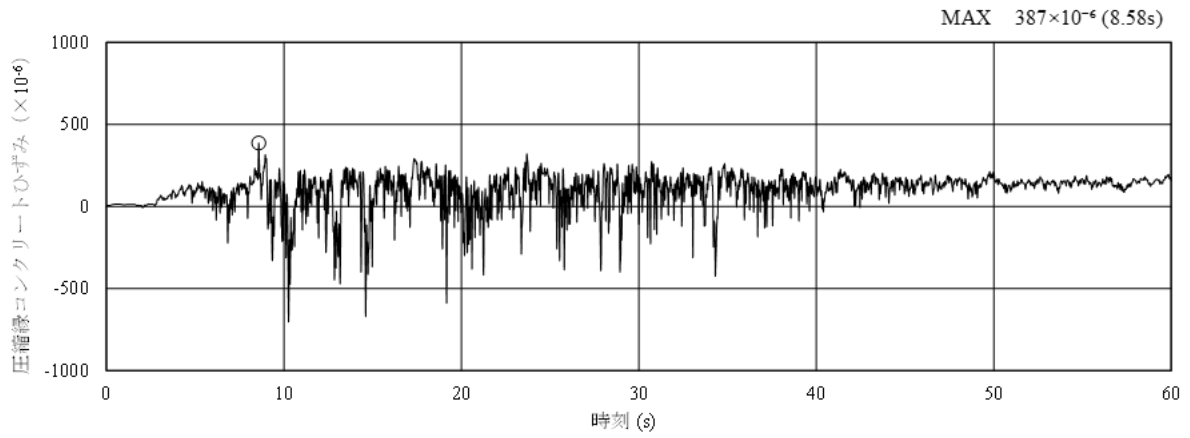


図 2-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査におけるひずみ時刻歴波形  
(解析ケース①, S s - D (++) , t=8.58s)

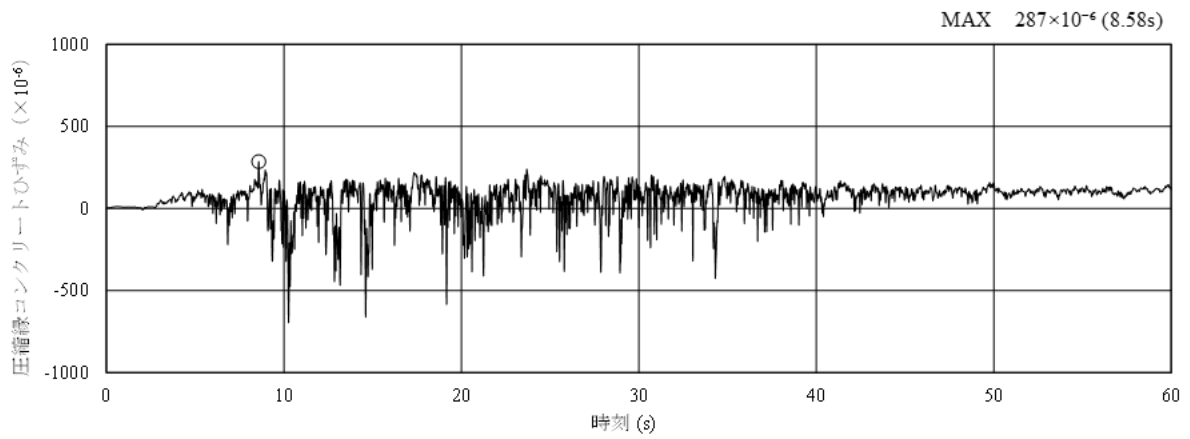
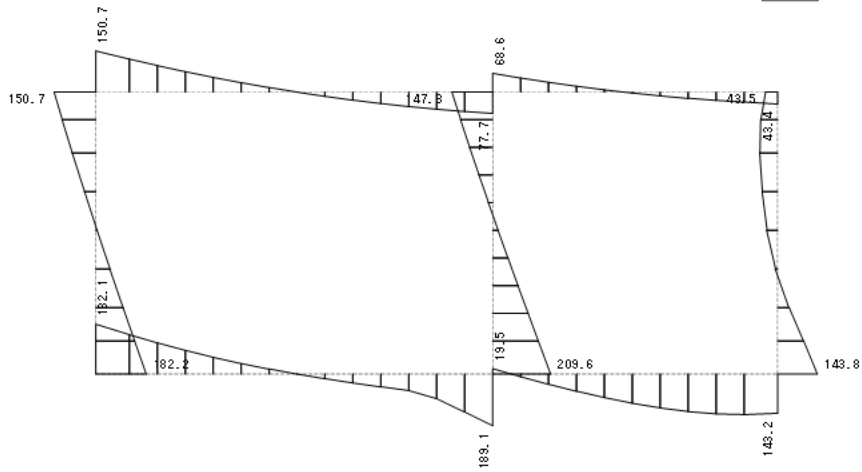


図 2-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査におけるひずみ時刻歴波形  
(解析ケース②, S s - D (++) , t=8.58s)



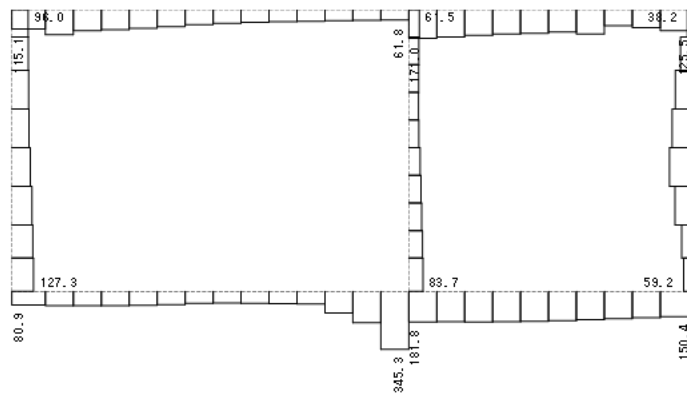
曲げモーメント (単位: kN・m)

構造スケール 0. 0.5 (m)  
 応答スケール 0. 200.0 (kN・m)



軸力 (単位: kN)

構造スケール 0. 0.5 (m)  
 応答スケール 0. 200.0 (kN)



せん断力 (単位: kN)

構造スケール 0. 0.5 (m)  
 応答スケール 0. 200.0 (kN)

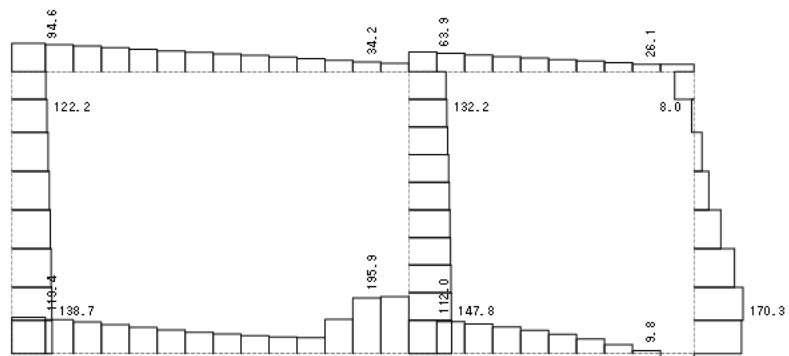
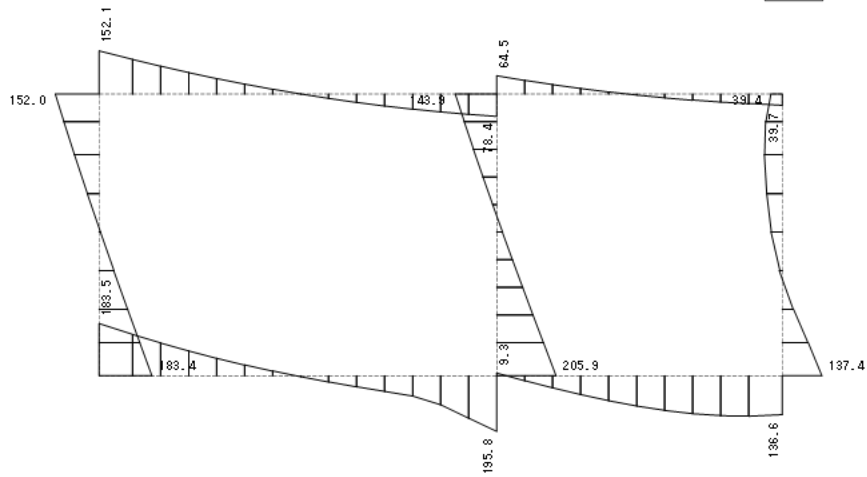


図 2-4 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図  
 (解析ケース①, S<sub>s</sub>-D (++) )

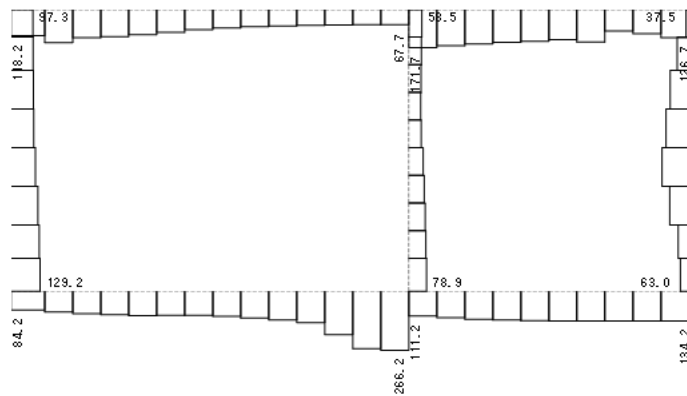
曲げモーメント (単位: kN・m)

構造スケール 0.5 (m)  
 応答スケール 200.0 (kN・m)



軸力 (単位: kN)

構造スケール 0.5 (m)  
 応答スケール 200.0 (kN)



せん断力 (単位: kN)

構造スケール 0.5 (m)  
 応答スケール 200.0 (kN)

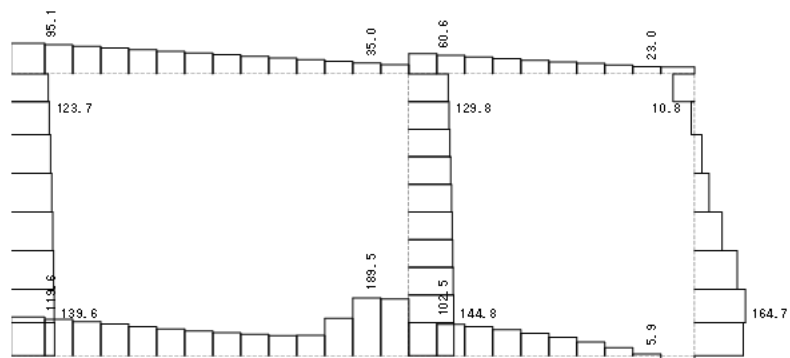


図 2-5 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図  
 (解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (++) )

表 2-3 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析ケース	地震動		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
			$\epsilon_d^*$	$\epsilon_R$	$\epsilon_d / \epsilon_R$
①	S s - D	++	465 $\mu$	10000 $\mu$	0.0465
②	S s - D	++	344 $\mu$	10000 $\mu$	0.0344

注記\*：照査値ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$  (=1.2)

表 2-4 せん断破壊に対する評価結果

解析ケース	地震動		評価位置*1		照査用せん断力	せん断耐力	照査値
					$V_d^{*2}$ (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - D	++	頂版	①	99	170	0.584
			側壁	③	137	180	0.760
			隔壁	⑤	148	161	0.919
			底版	⑥	206	216	0.954
②	S s - D	++	頂版	①	103 (1.05)*3	201 (1.18)*4	0.512
			側壁	③	138 (1.01)*3	210 (1.16)*4	0.657
			隔壁	⑤	145 (0.98)*3	187 (1.16)*4	0.773
			底版	⑥	199 (0.97)*3	258 (1.19)*4	0.771

注記\*1：評価位置は図 2-6 に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$  (=1.05)

\*3：発生せん断力の増加率（ケース②の照査用せん断力÷ケース①の照査用せん断力）を示す。

\*4：せん断耐力の増加率（ケース②のせん断耐力÷ケース①のせん断耐力）を示す。

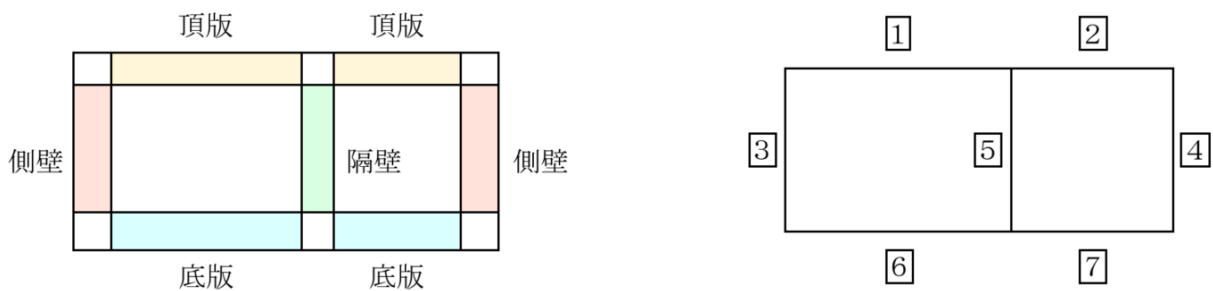


図 2-6 評価位置

表 2-5 コンクリートの剛性を実強度としたことによるせん断耐力への寄与率

解析ケース	コンクリートの圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート圧縮強度の設計用値* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{vcd}$ (N/mm <sup>2</sup> )
ケース① (基本ケース)	20.6	15.8	0.502
ケース② (コンクリート実強度 ケース)	33.0* <sup>1</sup>	25.4	0.588 (1.17) * <sup>3</sup>

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づいて設定したコンクリート実強度

\*2：コンクリートの圧縮強度を材料係数 (=1.3) で除した値

\*3：せん断耐力への寄与率 (ケース②の  $f_{vcd}$  ÷ ケース①の  $f_{vcd}$ ) を示す。

補足-023-15 重大事故等対処設備の分類及び耐震設計の概要

## 1. 重大事故等対処設備の分類の概要

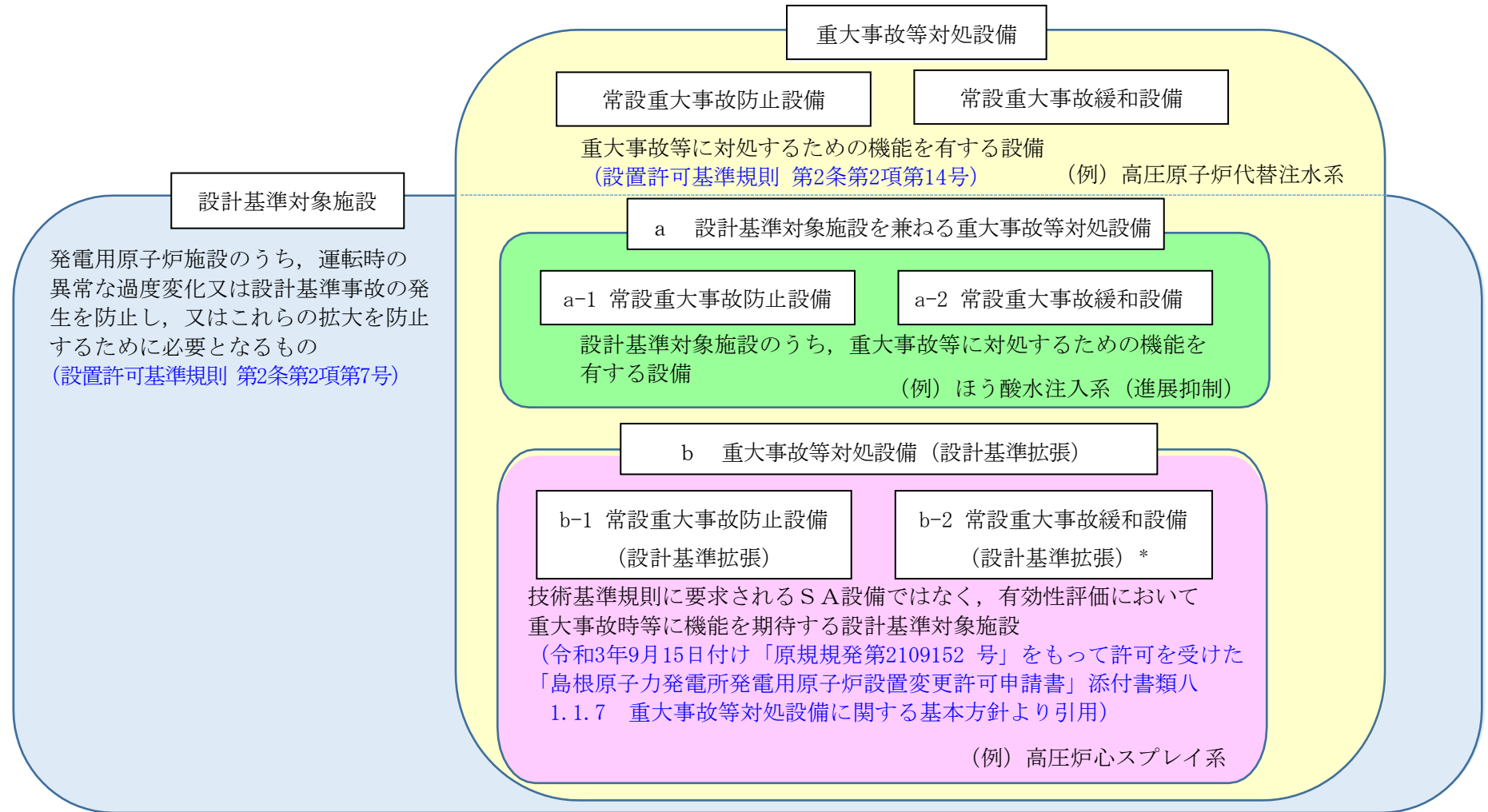
設計基準対象施設，設計基準対象施設を兼ねる重大事故等対処設備，常設重大事故防止設備，常設重大事故防止設備（設計基準拡張），常設重大事故緩和設備，常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）のそれぞれの考え方及びこれらの関係性について図1に示す。

## 2. 重大事故等対処設備の分類に応じた耐震設計の概要

重大事故等対処設備の分類に対する耐震設計の概要を表1に示す。

重大事故等対処設備の設備の分類は，設計用地震力の観点で，基準地震動 $S_s$ による地震力に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれないよう設計するものと静的地震力に対して十分耐えるよう設計するものに大別される。

同様に，許容限界についても重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれる恐れがない設計とするものと，おおむね弾性状態にとどまる範囲で耐える設計とするものに大別されるが，建物・構築物，機器・配管系，土木構造物といった施設によって具体的な許容限界は異なることから，それぞれの許容限界を示している。



注記\* : 島根2号機には「常設重大事故緩和設備 (設計基準拡張)」は存在しない。

図1 重大事故等対処設備の分類

表1 重大事故等対処設備の設備の分類に対する設計用地震力及び許容限界

設備分類	耐震クラス*1	設計用地震力	許容限界	
a-1) 常設重大事故防止設備のうち、「常設耐震重要重大事故防止設備」  a-2) 常設重大事故緩和設備  b-1) 常設重大事故防止設備（設計基準拡張）のうち、当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの	S	・基準地震動S <sub>s</sub> による地震力*2 ・弾性設計用地震動S <sub>d</sub> による地震力*2（土木構造物除く）	重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがない設計とする。	<建物・構築物> 建物・構築物が構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有し、終局耐力に対して妥当な安全余裕を持たせることとする（評価項目はせん断ひずみ、応力等）。
				<機器・配管系> 塑性ひずみが生じる場合であっても、その量が小さなレベルにとどまって破断延性限界に十分な余裕を有し、その施設に要求される機能に影響を及ぼすことがないように応力、荷重等を制限する。 また、地震時又は地震後に動的機能又は電気的機能が要求される機器については、基準地震動S <sub>s</sub> による応答に対して、試験等により確認されている機能確認済加速度等を許容限界とする。
				<土木構造物> 構造部材の曲げについては限界層間変形角、限界ひずみ、降伏曲げモーメント、曲げ耐力又は許容応力度、面外せん断についてはせん断耐力又は許容応力度、面内せん断については限界せん断ひずみを許容限界とする。なお、限界層間変形角、限界ひずみ、降伏曲げモーメント、曲げ耐力、限界せん断ひずみ及びせん断耐力に対して妥当な安全余裕を持たせることとし、それぞれの安全余裕については、各施設の機能要求等を踏まえ設定する。
a-1) 常設重大事故防止設備のうち、常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備  b-1) 常設重大事故防止設備（設計基準拡張）のうち、当該設備が属する耐震重要度分類がBクラス又はCクラスのもの	B, C	・静的地震力 ・耐震クラスがBクラスのもので共振のおそれのある施設については、弾性設計用地震動S <sub>d</sub> から定める入力地震動の振幅を2分の1したものである地震力	おおむね弾性状態にとどまる範囲で耐える設計とする。	<建物・構築物> 建築基準法等の安全上適切と認められる規格及び基準による許容応力度を許容限界とする。
				<機器・配管系> 応答が全体的におおむね弾性状態にとどまるものとする（評価項目は応力等）。
				<土木構造物> 安全上適切と認められる規格及び基準による許容応力度を許容限界とする。

注記\*1：常設重大事故防止設備の代替する機能を有する設計基準事故対処設備が属する耐震重要度分類のクラス又は常設重大事故防止設備（設計基準拡張）が属する耐震重要度分類のクラス。また、常設重大事故緩和設備については、当該クラスをSと表記する。

\*2：事象の発生確率、継続時間及び地震動の年超過確率の関係を踏まえ適切な地震力と組み合わせる。



補足-023-16 弾性設計用地震動  $S_d$  の設定について

## 目 次

1. はじめに	1
2. 弾性設計用地震動 $S_d$ の設定について	1
2.1 弾性設計用地震動 $S_d$ と基準地震動 $S_s$ との応答スペクトルの比率に関する知見の整理	1
2.2 弾性設計用地震動 $S_d$ の役割を踏まえた設定の考え方	2
2.3 基準地震動 $S_1$ の果たしてきた役割を踏まえた設定の考え方	5
2.4 弾性設計用地震動 $S_d$ の設定	5
2.4.1 弾性設計用地震動 $S_d$ の役割を踏まえた設定	5
2.4.2 基準地震動 $S_1$ の果たしてきた役割を踏まえた設定	5
2.5 弾性設計用地震動 $S_d$ の年超過確率の参照	12
3. 弾性設計用地震動 $S_d$ の設定方法の妥当性について	15
4. 参考文献	15
添付資料-1 弾性設計用地震動 $S_{d-1}$ を設定した理由及び $S_{d-1}$ を設定するメリット・デメリットについて	
添付資料-2 弾性設計用地震動 $S_{d-1}$ の模擬地震波の作成	

## 1. はじめに

本資料は、弾性設計用地震動  $S_d$  の設定について説明するものである。

弾性設計用地震動  $S_d$  は、設置許可基準規則解釈 別記 2 及び審査ガイドにおいて、「基準地震動との応答スペクトルの比率の値が、目安として 0.5 を下回らないような値で、工学的判断に基づいて設定すること。」とされている。

ここでは、弾性設計用地震動  $S_d$  と基準地震動  $S_s$  との応答スペクトルの比率に関する知見、弾性設計用地震動  $S_d$  の役割及び基準地震動  $S_s$  の果たしてきた役割を踏まえ、島根 2 号機における弾性設計用地震動  $S_d$  を設定し、設定した弾性設計用地震動  $S_d$  の年超過確率を参照する。

また、弾性設計用地震動  $S_d$  の設定根拠に関する総合的な比較・整理を行い、島根 2 号機における設定方法の妥当性を示す。

なお、本資料は VI-2-1-2 「基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」の補足説明をするものであり、設置（変更）許可（令和 3 年 9 月 15 日）と同様の内容を説明する。

## 2. 弾性設計用地震動 $S_d$ の設定について

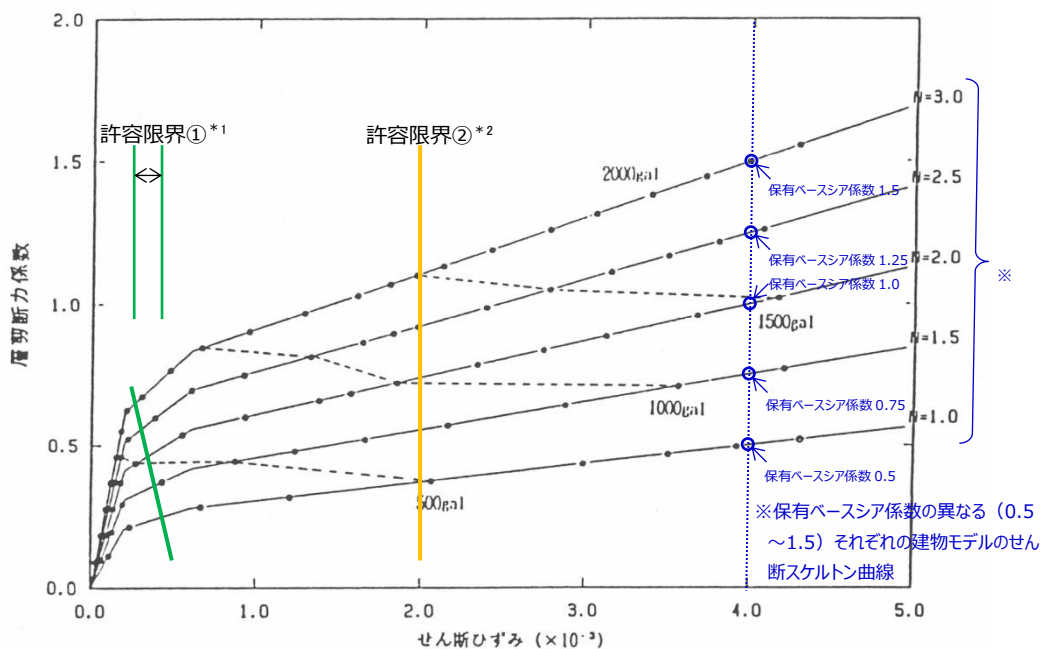
### 2.1 弾性設計用地震動 $S_d$ と基準地震動 $S_s$ との応答スペクトルの比率に関する知見の整理

安全機能限界に対応する入力荷重と弾性限界に対応する入力荷重の比率としての係数  $\alpha$  について、日本電気協会の調査報告<sup>(1)</sup>を参照して評価する。日本電気協会の調査報告には、鉄筋コンクリート造壁式構造の建物を 2 質点系の簡易なスウェイ・ロッキングモデル（原子炉建物の規模を参考に、建物の耐力レベルを変動させた 5 種類の建物モデル）に置換し、入力地震動を 100Gal ずつ順次増加して非線形地震応答解析を行って求められたせん断ひずみと層せん断力係数の関係を示した図があり、この図に許容限界①と許容限界②を加筆したものを図 2-1 に示す。

ここで、許容限界②は、建物はある程度の損傷を受けるがその程度は小さく、終局に対して余裕のある基準地震動  $S_s$  の許容限界（せん断ひずみ度で  $2.0 \times 10^{-3}$ ）を示しており、許容限界①は許容限界②の入力加速度を 1/2 倍とした場合の応答値を示している。

許容限界①の応答値は短期許容応力度相当と考えられ、設置許可基準規則解釈 別記 2 でいう弾性設計用地震動  $S_d$  に求められる「おおむね弾性範囲の設計」と考えられる。

以上より、許容限界①を弾性限界、許容限界②を安全機能限界と捉えた場合、安全機能限界に対応する入力荷重と弾性限界に対応する入力荷重の比率としての  $\alpha$  は 0.5 程度の値となる。



注記\*1：許容限界②の入力加速度を 1/2 倍とした場合の応答値を示す。

\*2：建物はある程度の損傷を受けるがその程度は小さく、終局に対して余裕のある基準地震動  $S_s$  の許容限界（せん断ひずみ度で  $2.0 \times 10^{-3}$ ）を示す。

図 2-1 最大入力加速度とスケルトン上の最大応答  
(参考文献(1)より引用，加筆)

## 2.2 弾性設計用地震動 $S_d$ の役割を踏まえた設定の考え方

先行プラントの審査実績における設定方法と同じように、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針（昭和 56 年 7 月 20 日 原子力安全委員会決定，平成 13 年 3 月 29 日一部改訂）」（以下「旧指針」という。）における基準地震動  $S_1$  を弾性設計用地震動  $S_d$  で包絡させる考え方とした場合，基準地震動  $S_s - D$  の約 0.8 倍となり，弾性設計用地震動  $S_d$  が基準地震動  $S_s$  に近づき，基準地震動  $S_s$  に対する安全機能の保持をより高い精度で確認するという耐震設計上果たすべき役割から乖離する（基準地震動  $S_s$  に対する安全機能保持を確実にするための弾性設計用地震動  $S_d$  による弾性設計ではなく，弾性設計用地震動  $S_d$  によって構造設計が決定される）。

図 2-2 に示す通り，基準地震動  $S_1$  は，880 年出雲の地震（M7.4）に基づく大崎スペクトルにより設定されたもので，旧指針の基準地震動  $S_2$  に対する基準地震動  $S_1$  の比率も約 8 割～9 割と大きい。また，基準地震動  $S_1$  と基準地震動  $S_s - D$ （宍道断層による地震等を考慮して策定した基準地震動）のスペクトル形状は異なっており，基準地震動  $S_1$  を包絡する基準地震動  $S_s - DH \times 0.8$  の短周期側は基準地震動  $S_1$  の約 1.5～2 倍程度になる。

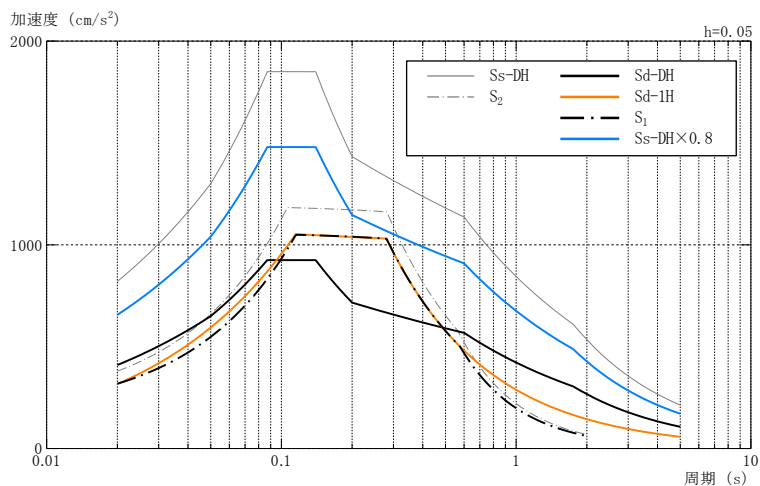


図 2-2 基準地震動  $S_s - DH \times 0.8$  のスペクトル

日本電気協会の調査報告による弾性限界（許容限界①），安全機能限界（許容限界②）の関係図（図 2-3）に，許容限界②の入力加速度を 0.8 倍とした場合の応答値を示す。これによると，設置許可基準規則解釈 別記 2 という弾性設計用地震動  $S_d$  に求められる「おおむね弾性範囲の設計」とは対応しない。

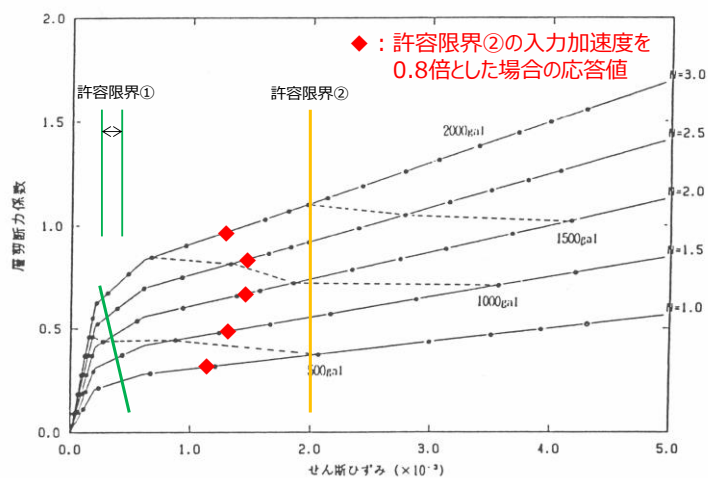


図 2-3 弾性限界と安全機能限界の関係図  
(参考文献(1)より引用，加筆)

仮に、弾性設計用地震動  $S_d$  を基準地震動  $S_s - D$  の 0.8 倍と設定し弾性設計を行う場合、基準地震動  $S_s$  による応答は安全機能限界以下となると考えられるが、弾性設計用地震動  $S_d$  による弾性設計を行うことで基準地震動  $S_s$  に対する安全機能保持をより高い精度で確実にするという役割からすると、過大なレベルであると考えられる。

弾性設計用地震動  $S_d$  を基準地震動  $S_s - D$  の 0.8 倍と設定した場合の耐震評価を、基準地震動  $S_s$  に対する安全機能が保持できる見込みの設備において概算すると、表 2-1 に示す通り、基準地震動  $S_s - D \times 0.8$  では弾性限界の目安を超え耐震強化が困難な設備がでる見込みであり、弾性設計用地震動  $S_d$  とするには過大なレベルで、合理的な設計が出来ないと考えている。

表 2-1 耐震評価の概算

代表設備	地震動	主な評価項目	判定 (弾性限界)	備考
炉内構造物 (ブラケット)	$S_d - D$	一次応力	目安値以下	1 次固有周期： 0.11s (水平方向) ※原子炉压力容器の 1 次 固有周期を示す。
	$S_s - D$ $\times 0.8$		目安値を超える 見込み <sup>*1</sup>	
制御室建物 (中央制御室 遮蔽壁)	$S_d - D$	せん断ひずみ、 応力度	目安値以下	1 次固有周期： 0.14s (NS 方向) 0.12s (EW 方向)
	$S_s - D$ $\times 0.8$		目安値を超える 見込み <sup>*2</sup>	

注：設置（変更）許可段階における概算を示す。

注記\*1： $S_s - D \times 0.8$  によるブラケットの発生応力を評価 ( $S_d - D (= S_s - D \times 0.5)$  による発生応力の割増による概算) した結果、一次応力が許容応力をを超える見込みであるが、当該ブラケットは原子炉压力容器内部の溶接構造物であり、原子炉压力容器内での照射された材料の溶接による補強は施工上困難

\*2： $S_s - D \times 0.8$  による鉄筋の応力度を評価 ( $S_d - D (= S_s - D \times 0.5)$  による応力度の割増による概算) した結果、せん断応力度が短期許容応力度を超える見込みであるが、中央制御室遮蔽壁（制御室建物の耐震壁を兼ねる）の耐震補強（鉄筋の追加や取替え等）は隣接建物との干渉や施工スペースが狭隘なことから施工上困難

したがって、単純に基準地震動  $S_s$  の係数倍で基準地震動  $S_1$  を包絡した弾性設計用地震動  $S_d$  を設定することは過大な地震動となり合理的な設計が出来ないことから、弾性設計用地震動  $S_d$  は、弾性設計用地震動  $S_d$  と基準地震動  $S_s$  との応答スペクトルの比率に関する知見及び弾性設計用地震動  $S_d$  の役割を踏まえ、基準地震動  $S_s$  に係数 0.5 を乗じて設定する。

## 2.3 基準地震動 $S_1$ の果たしてきた役割を踏まえた設定の考え方

平成 18 年の耐震設計審査指針の改訂に伴い A クラスが S クラスに格上げされたことに鑑み、旧指針において、基準地震動  $S_1$  が A クラス施設の耐震性を担保（基準地震動  $S_1$  と組み合わせる荷重の考慮を含む）してきたことを踏まえ、基準地震動  $S_1$  の応答スペクトルをおおむね下回らないよう配慮した地震動も弾性設計用地震動  $S_{d-1}$  として追加設定する。

基準地震動  $S_1$  と弾性設計用地震動  $S_{d-1}$  の地震動の特徴や新旧設計体系の比較、及び基準地震動  $S_1$  をそのまま用いるのではなく新たに弾性設計用地震動  $S_{d-1}$ （水平・鉛直）を設定した理由を添付資料-1 に示す。設計体系の違い及び地震動の特徴を踏まえ、設定した弾性設計用地震動  $S_{d-1}$  が基準地震動  $S_1$  の果たしてきた役割を果たせるものと判断した。

## 2.4 弾性設計用地震動 $S_d$ の設定

### 2.4.1 弾性設計用地震動 $S_d$ の役割を踏まえた設定

弾性設計用地震動  $S_d$  は、設置許可基準規則及び審査ガイドの要求事項に従って、基準地震動  $S_s$  との応答スペクトルの比率が目安として 0.5 を下回らないよう基準地震動  $S_s$  に係数 0.5 を乗じて設定した。なお、係数 0.5 は、工学的判断として、発電用原子炉施設の安全機能限界と弾性限界に対する入力荷重の比率が 0.5 程度であるという知見を踏まえて設定した。

以上の方法に基づき設定した弾性設計用地震動  $S_d$  を以下に示す。

$$\text{弾性設計用地震動 } S_d : S_{d-D}, S_{d-F1}, S_{d-F2}, S_{d-N1}, \\ S_{d-N2}$$

### 2.4.2 基準地震動 $S_1$ の果たしてきた役割を踏まえた設定

基準地震動  $S_1$  の果たしてきた役割を踏まえ、旧指針における基準地震動  $S_1$  の応答スペクトルをおおむね下回らないよう配慮した地震動も弾性設計用地震動  $S_d$  として設定した。

設定した弾性設計用地震動  $S_d$  を以下に示す。

$$\text{弾性設計用地震動 } S_d : S_{d-1}$$

設定した弾性設計用地震動  $S_d$  の応答スペクトルを図 2-4 及び図 2-5 に、時刻歴波形を図 2-6～図 2-11 に、弾性設計用地震動  $S_d$  と基準地震動  $S_1$  の応答スペクトルの比較を図 2-12 に示す。弾性設計用地震動  $S_{d-1}$  の模擬地震波の作成条件等を添付資料-2 に示す。

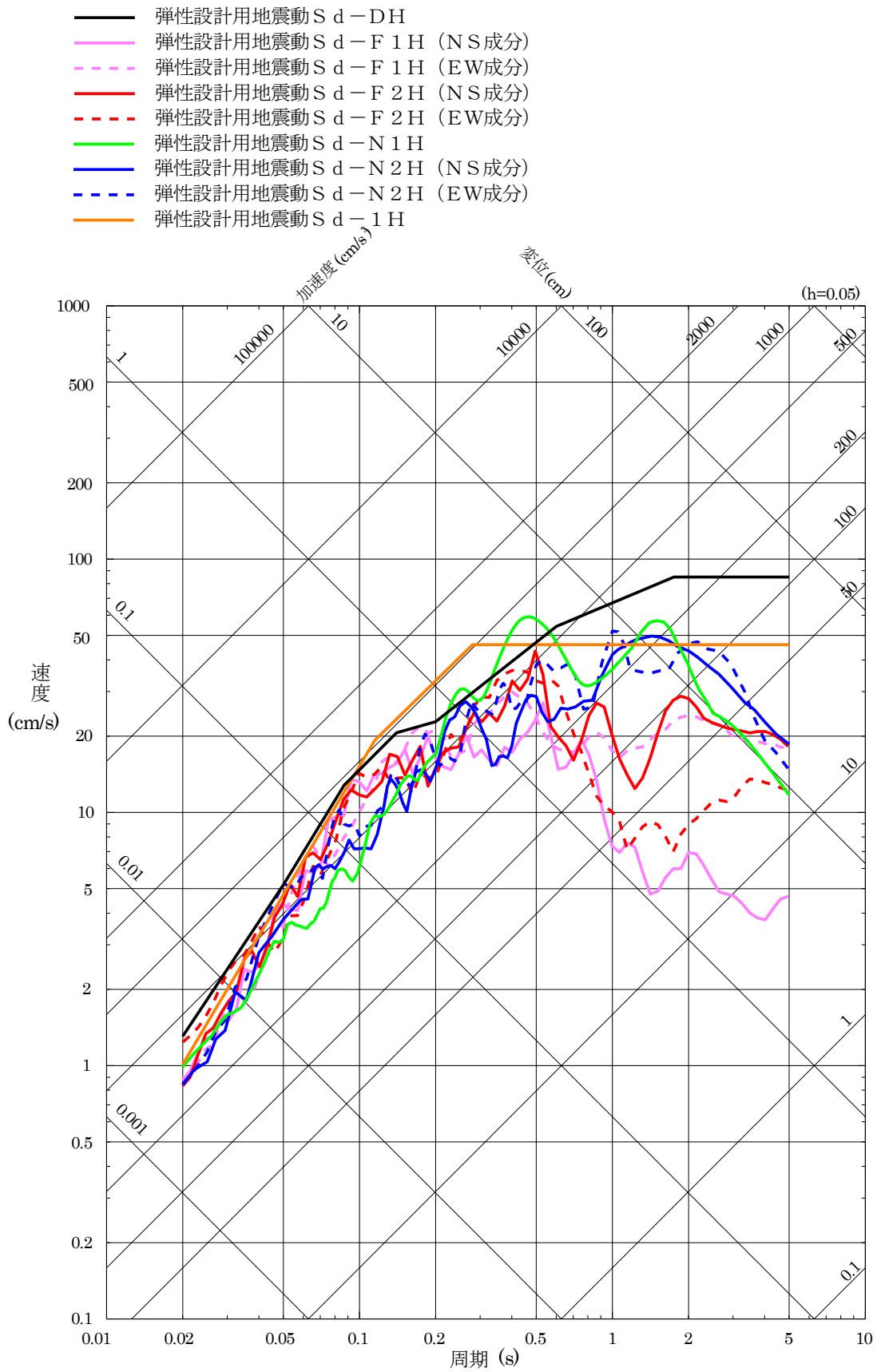


図 2-4 弾性設計用地震動 S d の応答スペクトル (水平方向)



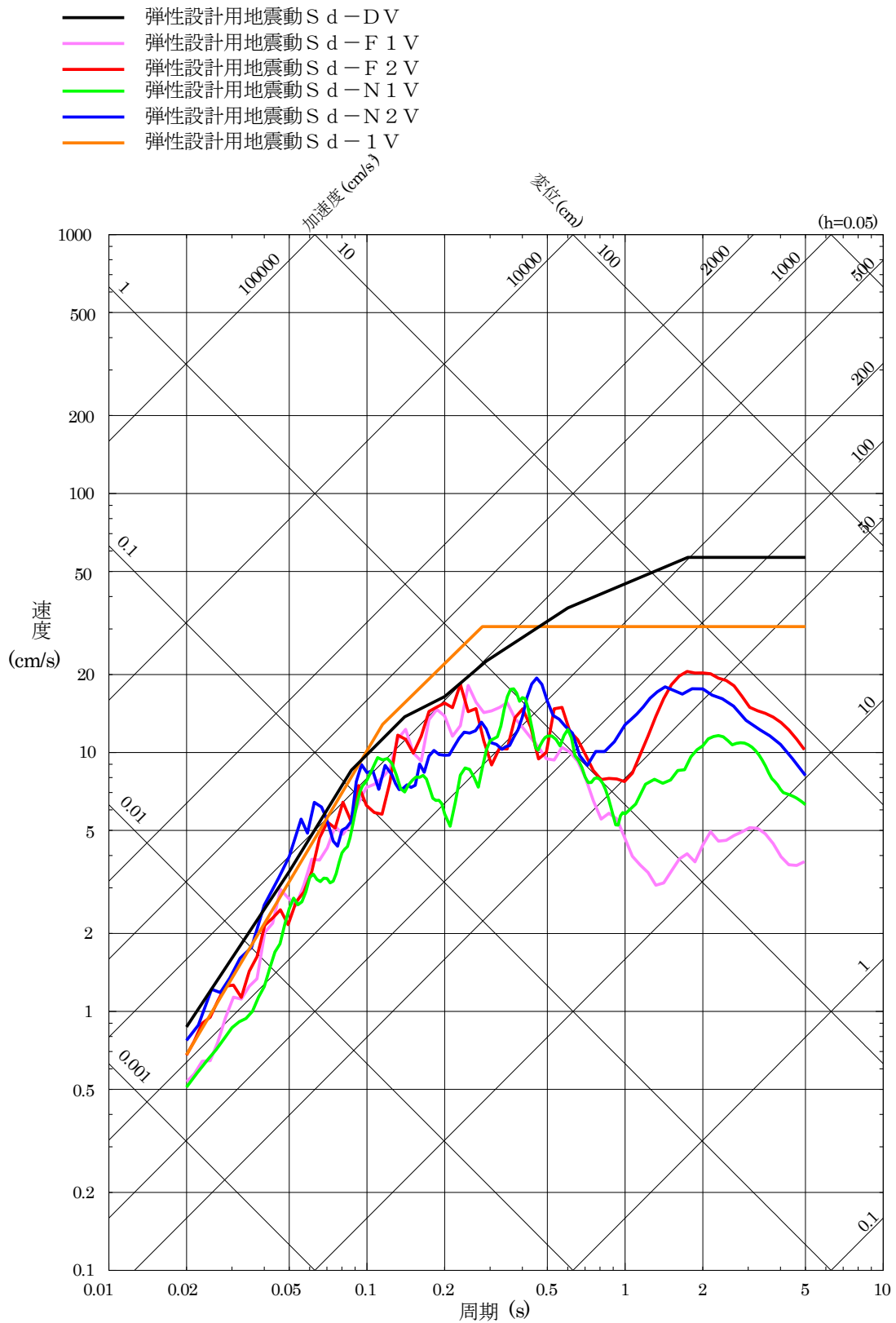


図 2-5 弾性設計用地震動 S d の応答スペクトル (鉛直方向)

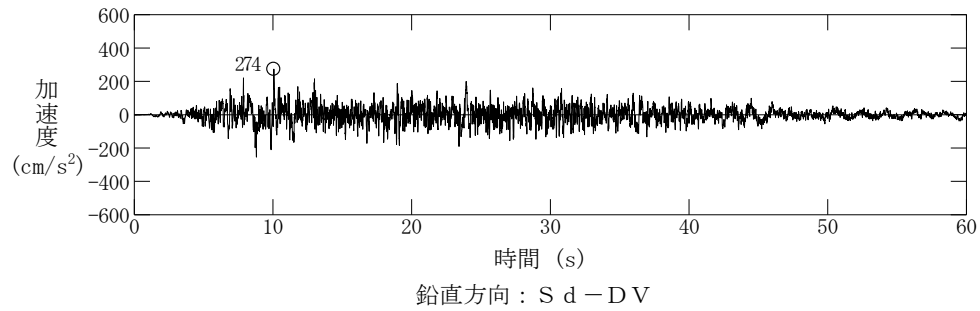
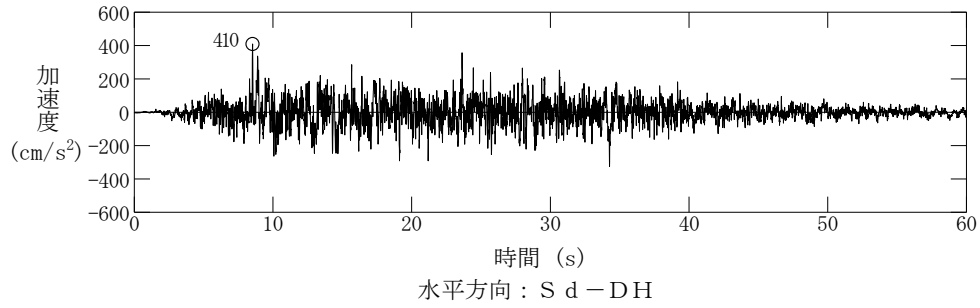


図 2-6 弾性設計用地震動 S d - D の時刻歴波形

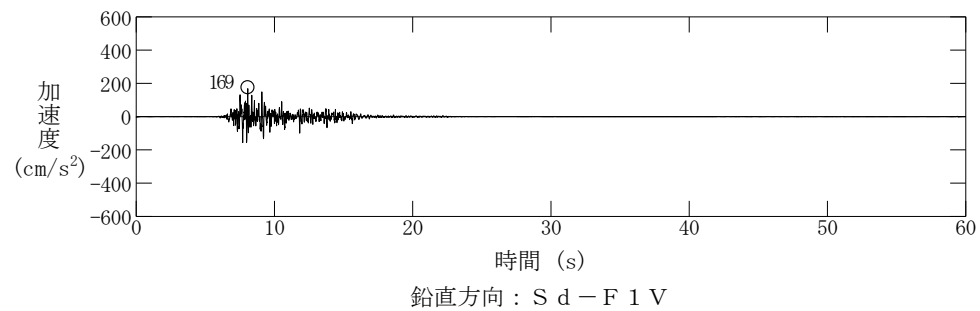
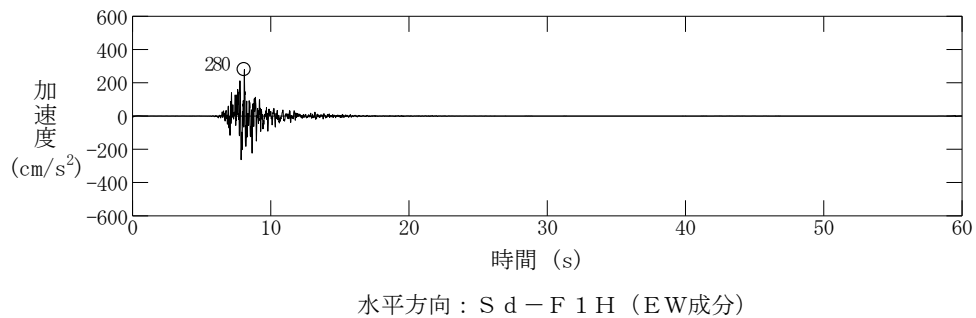
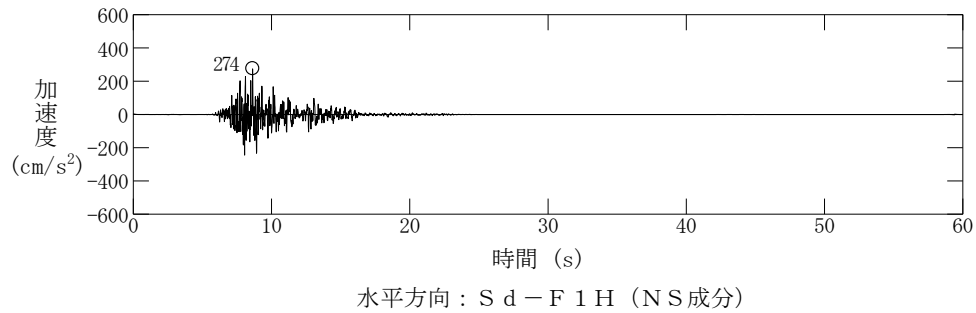


図 2-7 弾性設計用地震動 S d - F 1 の時刻歴波形

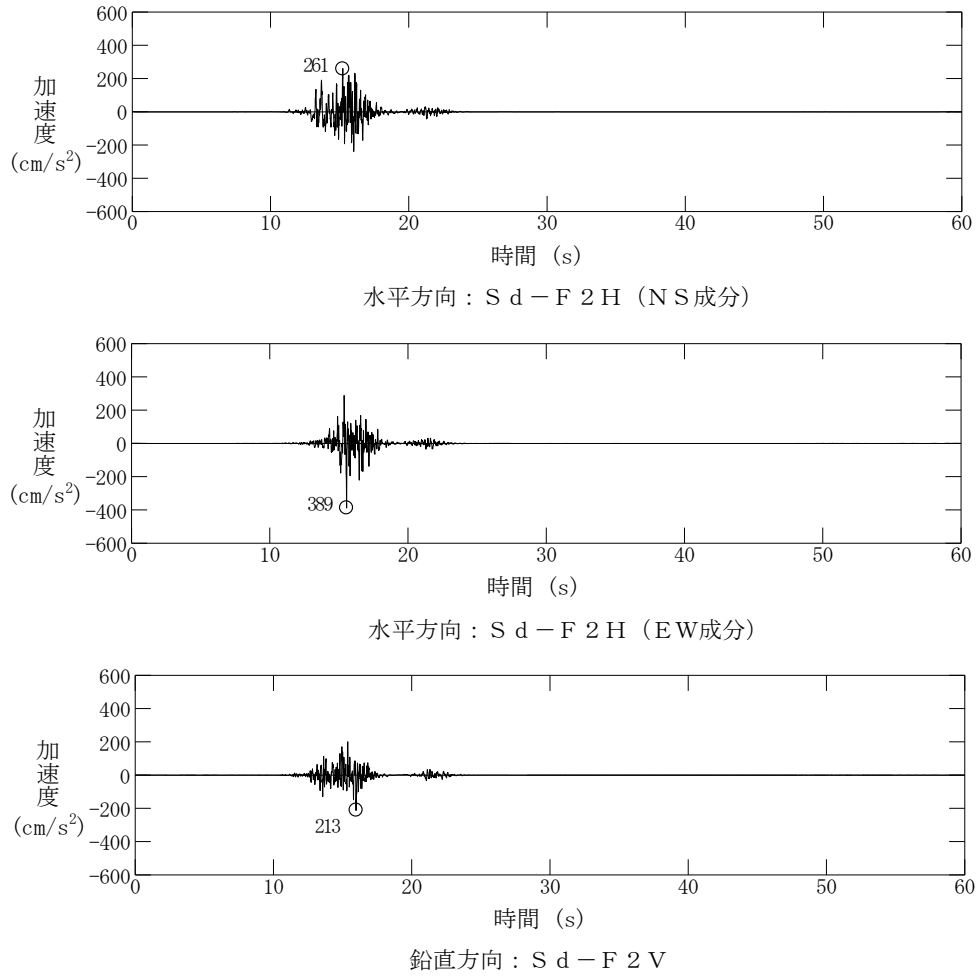


図 2-8 弾性設計用地震動 S d - F 2 の時刻歴波形

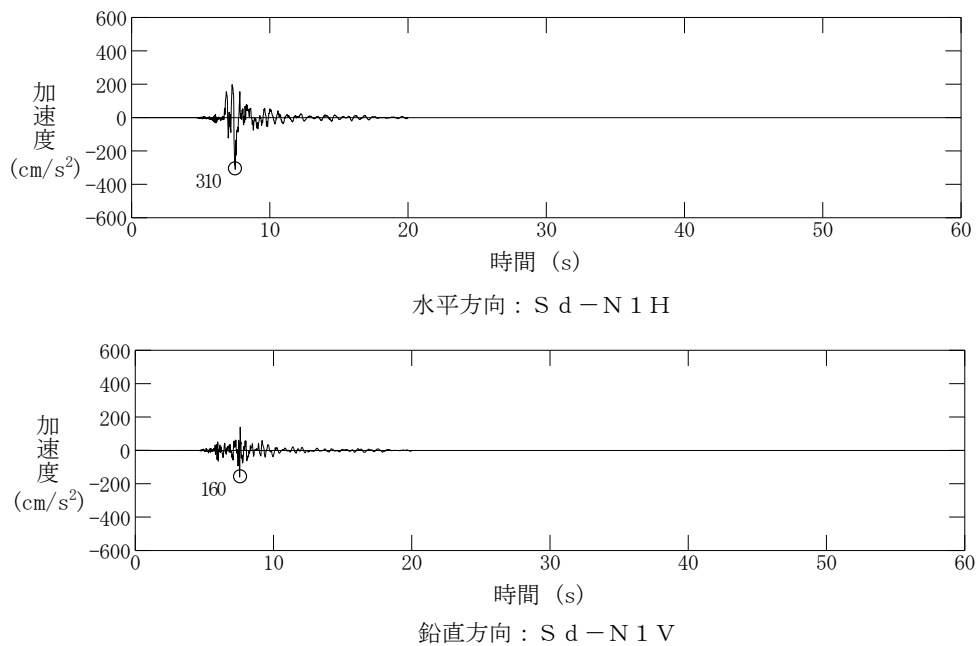


図 2-9 弾性設計用地震動 S d - N 1 の時刻歴波形

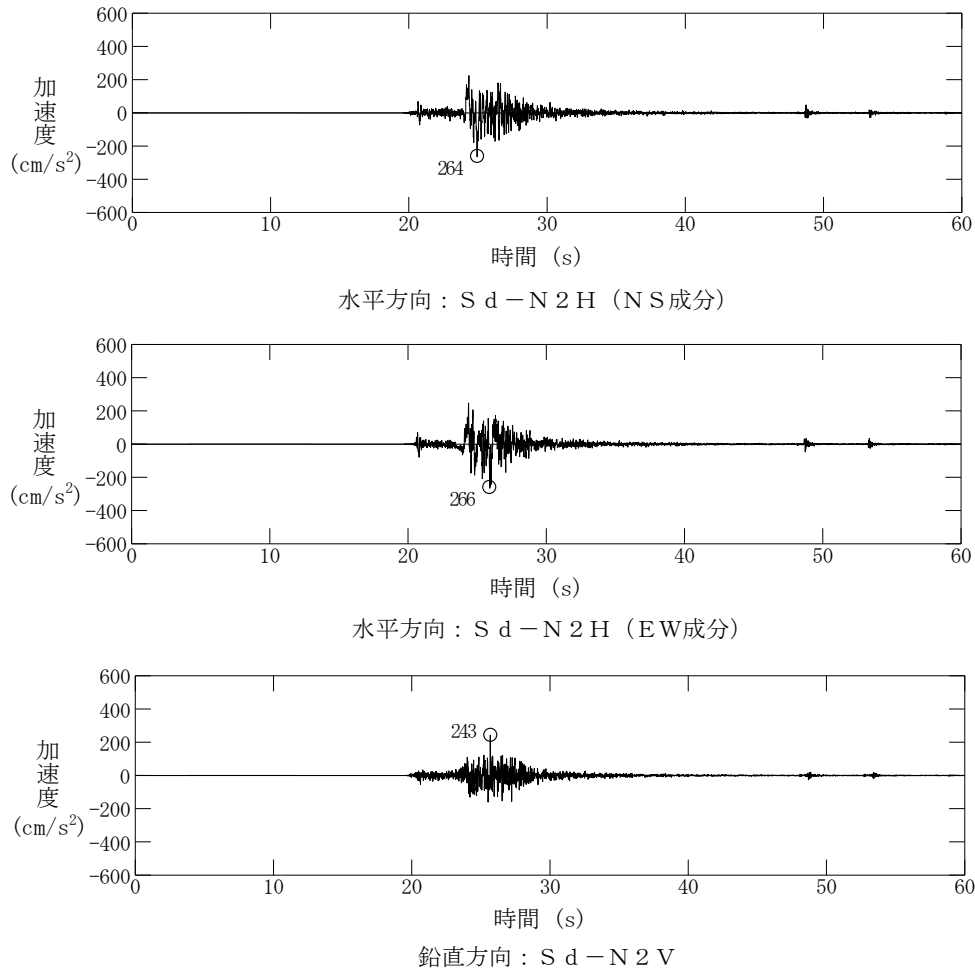


図 2-10 弾性設計用地震動 S d - N 2 の時刻歴波形

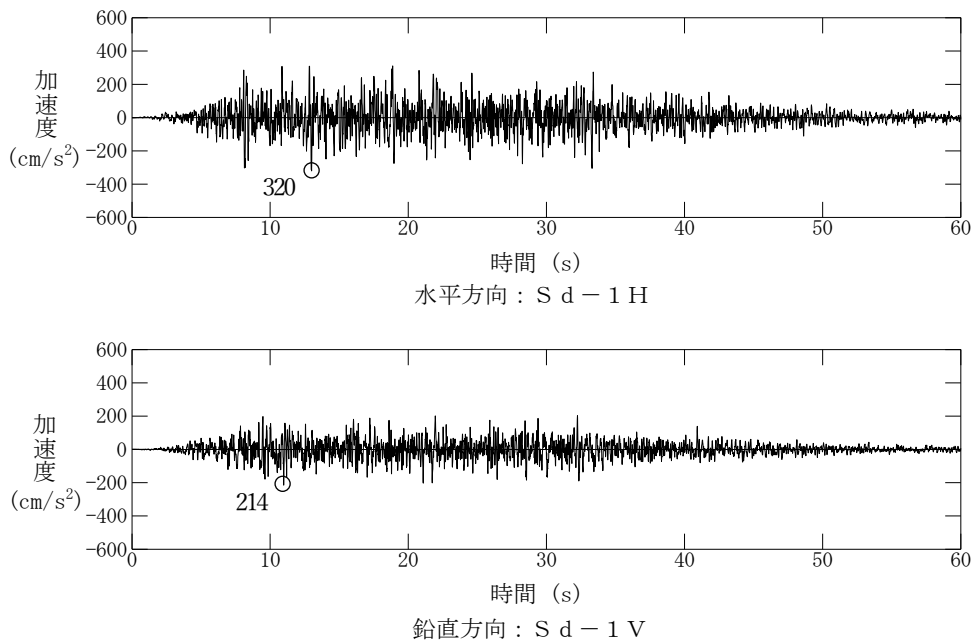


図 2-11 弾性設計用地震動 S d - 1 の時刻歴波形

- 弾性設計用地震動 S d - DH
  - 弾性設計用地震動 S d - F 1 H (NS成分)
  - - 弾性設計用地震動 S d - F 1 H (EW成分)
  - 弾性設計用地震動 S d - F 2 H (NS成分)
  - - 弾性設計用地震動 S d - F 2 H (EW成分)
  - 弾性設計用地震動 S d - N 1 H
  - 弾性設計用地震動 S d - N 2 H (NS成分)
  - - 弾性設計用地震動 S d - N 2 H (EW成分)
  - 弾性設計用地震動 S d - 1 H
  - · - 基準地震動 S<sub>1</sub>\*
- 注記\* : 「原子炉設置変更許可申請書 (昭和 58 年 9 月 22 日許可 / 56 資庁第 10953 号)」における基準地震動 S<sub>1</sub>

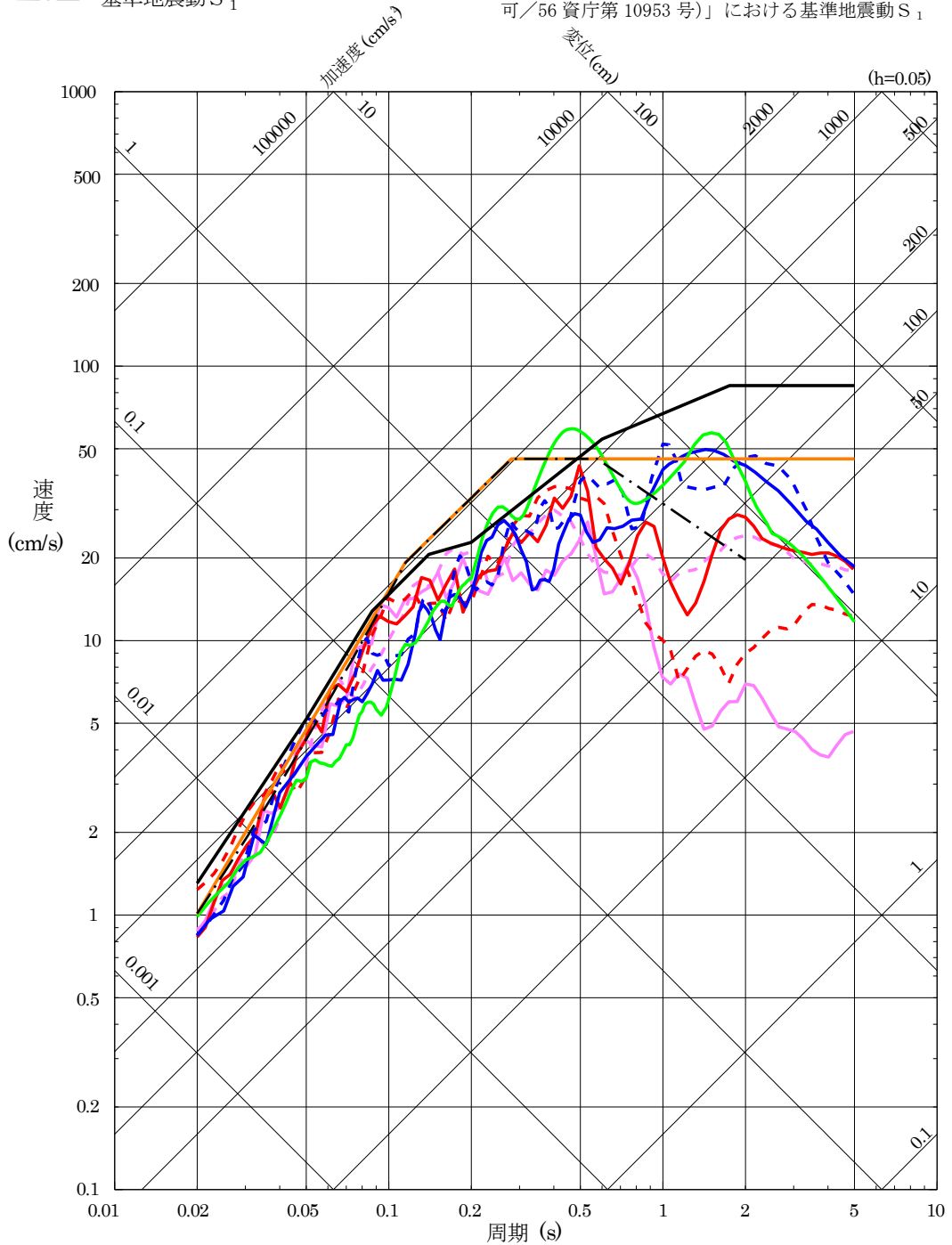


図 2-12 弾性設計用地震動 S d と基準地震動 S<sub>1</sub> の応答スペクトルの比較 (水平方向)

## 2.5 弾性設計用地震動 $S_d$ の年超過確率の参照

設定した弾性設計用地震動  $S_d$  の年超過確率を参照し、発生確率が妥当な範囲にあることを確認する。弾性設計用地震動  $S_d$  及び基準地震動  $S_s - D \times 0.8$  の応答スペクトルと敷地における地震動の一樣ハザードスペクトルの比較を図 2-13 及び図 2-14 に示す。弾性設計用地震動  $S_d - D$  の年超過確率は  $10^{-3} \sim 10^{-5}$  程度、弾性設計用地震動  $S_d - F1$ ,  $S_d - F2$ ,  $S_d - N1$  及び  $S_d - N2$  は  $10^{-3} \sim 10^{-4}$  程度、弾性設計用地震動  $S_d - 1$  は  $10^{-3} \sim 10^{-4}$  程度である。また、基準地震動  $S_s - D \times 0.8$  の年超過確率は  $10^{-4} \sim 10^{-6}$  程度である。

「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984」<sup>(2)</sup> (以下「JEAG 4601・補-1984」という。) によると、弾性設計用地震動  $S_d$  の発生確率は  $10^{-2} \sim 5 \times 10^{-4}$  とされている\*。設定した弾性設計用地震動  $S_d - D$ ,  $S_d - F1$ ,  $S_d - F2$ ,  $S_d - N1$ ,  $S_d - N2$  及び  $S_d - 1$  の年超過確率は妥当な範囲にあるが、仮に弾性設計用地震動  $S_d$  を基準地震動  $S_s - D$  の 0.8 倍と設定した場合、その年超過確率は「JEAG 4601・補-1984」による弾性設計用地震動  $S_d$  の発生確率を下回るものの、大きく乖離する。運転状態と地震による荷重の組合せの検討にあたっては、「補足-023-06 重大事故等対処施設の耐震設計における重大事故と地震の組合せについて」において、弾性設計用地震動  $S_d$  の年超過確率を  $10^{-2}$  として設定しており、設定した弾性設計用地震動  $S_d$  の発生確率はこれを大きく下回っている。

注記\* : JEAG 4601・補-1984 に記載されている地震動の発生確率  $S_1$  を  $S_d$  に読み替えた。

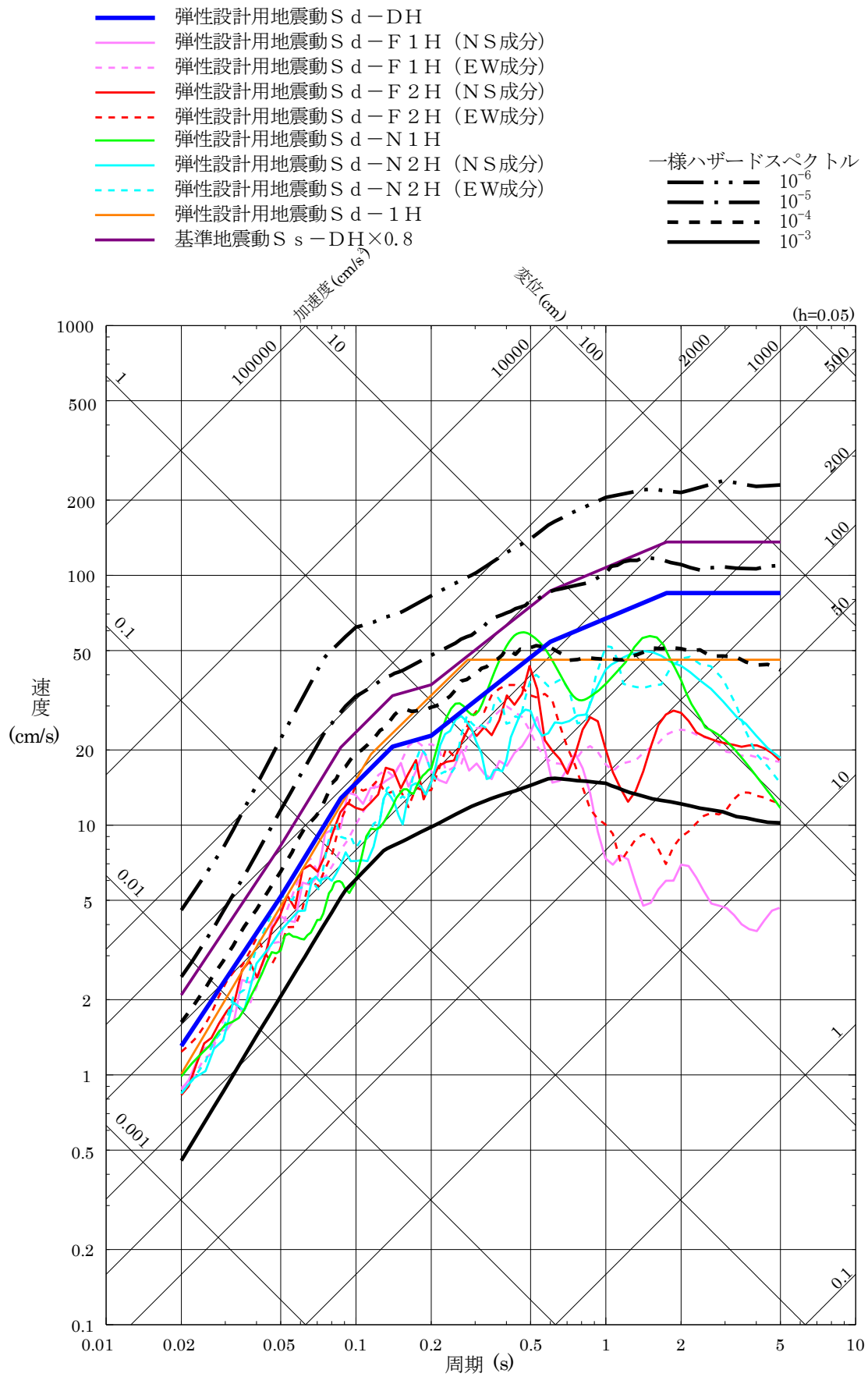


図 2-13 弾性設計用地震動 S d の応答スペクトルと  
 敷地における地震動の一様ハザードスペクトルの比較 (水平方向)

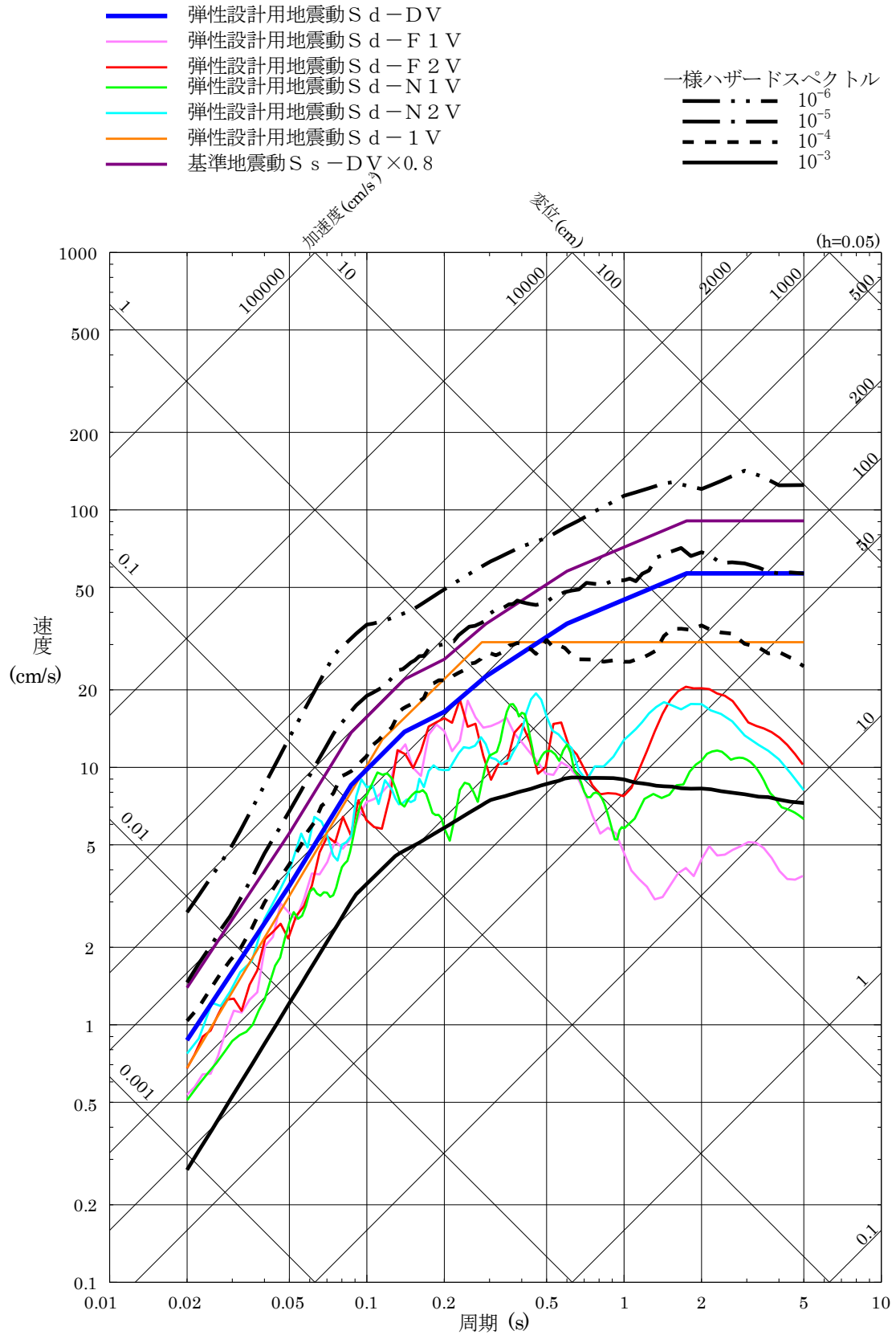


図 2-14 弾性設計用地震動 S d の応答スペクトルと  
 敷地における地震動の一様ハザードスペクトルの比較 (鉛直方向)



### 3. 弾性設計用地震動 $S_d$ の設定方法の妥当性について

弾性設計用地震動  $S_d$  の設定根拠に関する総合的な比較・整理を行い、島根 2 号機における設定方法の妥当性を表 3-1 に示す。

表 3-1 弾性設計用地震動  $S_d$  の設定根拠に関する総合的な比較・整理

		島根 2 号機における 設定方法	先行プラントの審査実績に おける設定方法の場合 ( $S_s - D$ の約 0.8 倍)
評価項目	①設置許可基準規則及び審査ガイドの要求事項（基準地震動 $S_s$ に対する係数）に適合しているか。	◎ (基準地震動 $S_s$ に対する係数 0.5)	◎ (基準地震動 $S_s$ に対する係数 約 0.8)
	②基準地震動 $S_s$ による地震力に対する施設の安全機能の保持をより高い精度で確認するという弾性設計用地震動 $S_d$ の役割を踏まえた設定となっているか。	◎	× (弾性設計用地震動 $S_d$ が耐震設計上果たすべき役割から乖離し、合理的な設計が出来ない)
	③基準地震動 $S_1$ の果たしてきた役割を考慮しているか。 (基準地震動 $S_1$ が施設の耐震性を担保してきたことを踏まえた設定となっているか。)	◎ (基準地震動 $S_1$ の応答スペクトルを概ね下回らないよう配慮した地震動 $S_d - 1$ を追加設定)	◎
	④弾性設計用地震動 $S_d$ の年超過確率を参照し、発生確率が妥当な範囲にあるか。	◎	○ (「JEAG 4601・補-1984」による弾性設計用地震動 $S_d$ の発生確率を下回るものの、大きく乖離する。)
総合評価		◎ ⇒採用	× ⇒採用しない

### 4. 参考文献

- (1) (社) 日本電気協会 電気技術調査委員会 原子力発電耐震設計特別調査委員会 建築部会：静的地震力の見直し（建築編）に関する調査報告書（概要），平成 6 年 3 月
- (2) (社) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984

弾性設計用地震動  $S_d-1$  を設定した理由及び  
 $S_d-1$  を設定するメリット・デメリットについて

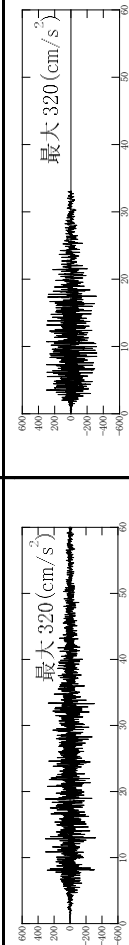
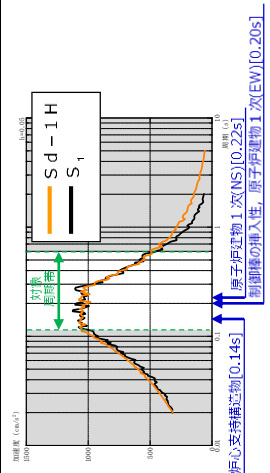
1. 概要

本資料では、基準地震動  $S_1$  の果たしてきた役割を踏まえ、弾性設計用地震動  $S_d-1$  を設定した理由及び弾性設計用地震動  $S_d-1$  を設定するメリット・デメリットについて説明する。

2. 弾性設計用地震動  $S_d-1$  を設定した理由

基準地震動  $S_1$  と弾性設計用地震動  $S_d-1$  の違いについて、それぞれの地震動の特徴や新旧設計体系の違いを踏まえて比較し、基準地震動  $S_1$  をそのまま用いるのではなく新たに弾性設計用地震動  $S_d-1$ （水平・鉛直）を設定した理由を表 2-1 に示す。

表 2-1 弾性設計用地震動 S<sub>1</sub> と基準地震動 S<sub>d-1</sub> の比較及び S<sub>d-1</sub> 設定の考え方

		S <sub>d-1</sub>	S <sub>1</sub> (既許可)	設定の考え方
設計体系	準拠基準 (耐震設計審査指針)	・設置許可基準規則及び審査ガイド (平成 18 年耐震設計審査指針)	・昭和 56 年耐震設計審査指針	—
	鉛直地震動の扱い	・鉛直方向の地震動を設定	・動的な鉛直動なし (静的に考慮)	設置許可基準規則及び審査ガイドに基づき、水平方向及び鉛直方向の地震力を適切に組み合わせるため、弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> として鉛直方向の動的な地震動を設定した。
地震動の設定方法	水平・鉛直の組合せ	・ S <sub>d</sub> による地震力は、水平方向及び鉛直方向について適切に組み合わせる。	・ S <sub>1</sub> による水平地震力を、最大加速度振幅の 1/2 の値を鉛直震度として求めた鉛直地震力と同時に不利な方向の組合せで作用させる。ただし、鉛直震度は高さ方向に一定とする。	
	応答スペクトル (コントロールポイント、対象周期)	・添付資料-2 の A~F の 6 ポイント*1, *2 ・ 0.02 ~ 5.0 s 注記*1: 擬似速度応答スペクトルが両対数軸目盛で直線に設定 *2: コントロールポイント D 以降の周期帯で擬似速度応答スペクトルを周期 5 秒まで一定に設定	・添付資料-2 の A~D, E*1 の 5 ポイント*2 ・ 0.02 ~ 2.0 s 注記*1: コントロールポイント E は大崎スペクトルにより、pSV=19.69cm/s としていた。 *2: 大崎スペクトルによりコントロールポイント A,B 間の擬似加速度応答スペクトルが両対数軸目盛で直線、B~E 間は擬似速度応答スペクトルが両対数軸目盛で直線に設定	大崎の方法ではなく、以下に示す審査実績のある考え方に基づき設定した。 [応答スペクトル] ・ S <sub>d-1</sub> は S <sub>1</sub> を下回らないようにコントロールポイントを設定し、S <sub>s-D</sub> と同様に擬似速度応答スペクトルが両対数軸目盛で直線に設定 ・ S <sub>s-D</sub> や他の S <sub>d</sub> に合わせて周期 5 秒まで設定し、コントロールポイント D 以降の周期帯で擬似速度応答スペクトルを一定に設定 [経時特性] ・ S <sub>d-1</sub> は主要動の長さ及び継続時間が最も長い S <sub>s-D</sub> に合わせて、継続時間を 60.0 秒、振幅包絡線の随時的変化を耐専の方法により設定し、S <sub>1</sub> よりも長く設定
模擬地震波 (水平方向)	経時特性 (継続時間、振幅包絡線の随時的変化)	・ 60.0 秒 ・ 耐専の方法 ※基準地震動 S <sub>s-D</sub> と同様に設定	・ 33.1 秒 ・ 大崎の方法	
				S <sub>d-1</sub> の最大加速度値は S <sub>1</sub> と同様に 320gal に設定した。
模擬地震波の応答スペクトル (水平方向) の比較				<ul style="list-style-type: none"> <li>S<sub>d-1</sub> の応答スペクトルは S<sub>1</sub> の応答スペクトルをおおむね下回らないことを確認した。</li> <li>S<sub>1</sub> が S<sub>d-1</sub> を上回る周期ポイントがある (下回る周期ポイントも混在) が、模擬波作成時の適合精度によるものであり、S<sub>d-1</sub> の模擬地震波は設定した S<sub>d-1</sub> のスペクトル形状への適合条件を満足している。</li> <li>S<sub>1</sub> が S<sub>d-1</sub> を上回る周期ポイントの混在する周期帯 (約 0.12~0.6 秒) に固有周期を有する主要な施設 (原子炉建物、炉内構造物等) について、それぞれの周期毎の応答スペクトル比 (S<sub>1</sub>/S<sub>d-1</sub>) を確認した結果、最大で 1.08 (制御棒の挿入性) であり、その違いは数パーセントである。また、既設 (スクラス) 施設は、S<sub>1</sub> による地震力に対して設計していることから、応答スペクトル比の違いが施設に与える影響は軽微と判断した。</li> </ul>

### 3. 弾性設計用地震動 $S_d-1$ を設定するメリット・デメリット

基準地震動  $S_1$  をそのまま用いるのではなく新たに弾性設計用地震動  $S_d-1$  (水平・鉛直) を設定するメリット・デメリットを表 3-1 に示す。

また、旧指針において  $A_s$  クラス及び  $A$  クラスとしていた施設 (表 3-2 参照) は、基準地震動  $S_1$  による地震力に対して設計している。

なお、弾性設計用地震動  $S_d-1$  の設定の考え方は審査実績が無いものであり、弾性設計用地震動  $S_d-1$  の応答スペクトルは一部周期で基準地震動  $S_1$  の応答スペクトルを下回っていることから、弾性設計用地震動  $S_d-1$  の適用性については、新旧設計体系の違いを踏まえて対象を適切に選定した上で、説明性向上の観点から弾性設計用地震動  $S_d-1$  と基準地震動  $S_1$  の比較照査を行い、要因分析を行う。比較照査及び要因分析については「補足-027-14 弾性設計用地震動  $S_d-1$  及び基準地震動  $S_1$  による機器・配管系の耐震評価結果の比較」に示す。

表 3-1 弾性設計用地震動 S d - 1 (水平・鉛直) を設定するメリット・デメリット

準拠基準 (耐震設計審査指針)		S d - 1 設定のメリット	S d - 1 設定のデメリット	備考
設計体系	鉛直地震動の扱い	設置許可基準規則及び審査ガイドに基づき、水平方向及び鉛直方向の地震力を適切に組み合わせた評価が行える。	なし	—
	水平・鉛直の組合せ	基準地震動 S s の審査実績を踏まえた設定が行える。 [応答スペクトル] ・ S d - 1 は S <sub>1</sub> を下回らないようにコントロールポイントを設定 ・ 周期 5 秒まで設定 [経時特性] ・ 継続時間は基準地震動 S s - D と同様に設定 ・ 振幅包絡線の経時的変化は耐専の方法に基づき設定	なし	—
地震動の設定方法		S d - 1 の最大加速度値は S <sub>1</sub> と同様に 320gal に設定し、 S <sub>1</sub> の果たしてきた役割を踏まえた設定が行える。	なし	—
模擬地震波 (水平方向)		・ S d - 1 の応答スペクトルは S <sub>1</sub> の応答スペクトルを概ね下回らない。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ S<sub>1</sub> が S d - 1 を上回る周期ポイントがある (下回る周期ポイントも混在) *<sup>1</sup>。</li> <li>・ S<sub>1</sub> が S d - 1 を上回る周期ポイントの混在する周期帯 (約 0.12~0.6 秒) に固有周期を有する主要な施設 (原子炉建物及び炉内構造物等) がある *<sup>2</sup>。</li> </ul>	注記 *1: 模擬波作成時の適合精度によるものである。 *2: それぞれの周期毎の応答スペクトル比 (S <sub>1</sub> /S d - 1) を確認した結果、最大で 1.08 (制御棒の挿入性) であり、その違いは数パーセントである。また、既設 (スクラス) 施設は、 S <sub>1</sub> による地震力に対して設計している。
模擬地震波の応答スペクトル (水平方向) の比較				

表 3-2(1) 既工認における耐震設計の基本方針 (1/2)

表 2-1 原子炉施設の耐震設計上の重要度分類											
重要度分類 及び定義	機能別分類	主要設備		補助設備		直接支持構造物		間接支持構造物		相互影響を考慮すべき設備 検討用 地震動等	
		適用範囲	重要度分類	適用範囲	重要度分類	適用範囲	重要度分類	適用範囲	重要度分類		
A s クラス その破損により冷却材喪失をひき起こすおそれのあるものを緊急停止させ、かつ安全停止状態に維持するために必要なもの、使用済燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器	(I) 「原子炉冷却材圧力バウンダリ」(「軽水炉」についての安全設計に関する審査指針について)に記載されている定義と同じ)を構成する配管及び機器  (II) 使用済燃料を貯蔵するための設備  (III) 原子炉の緊急停止のため、負荷に付加するたための設備及び原子炉を維持する設備  (IV) 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための設備	① 原子炉圧力容器 ② 原子炉冷却材圧力バウンダリに属する配管・配管・ポンプ・弁	A s A s	① 隔離弁を閉鎖するに必要電気及び計装設備	A s	1) 原子炉圧力容器支持スカート 2) 機器・配管及び電気計装設備等の支持構造物	A s A s	1) 原子炉圧力容器 2) 原子炉建物 3) ガンマ線しゃへい壁 4) 制御室建物 5) 廃棄物処理建物 6) 当該設備の支持構造物	S <sub>2</sub> S <sub>2</sub> S <sub>2</sub> S <sub>2</sub> S <sub>2</sub> S <sub>2</sub>	検討用 地震動等	
		① 燃料プール ② 使用済燃料貯蔵ラック	A s A s	1) 当該設備の支持構造物	A s	1) 当該設備の支持構造物	A s	1) 原子炉建物	S <sub>2</sub>	1) 原子炉建物 天井 2) 燃料取扱い設備	S <sub>1</sub> *1 S <sub>2</sub> *2
		① 制御棒及び制御棒駆動系 (スクラム機能に関する部分)  ① 逃がし安全弁 ② 原子炉隔離時冷却系 ③ 高圧炉心スプレイレイ ④ 残留熱除去系 (停止時冷却モード運転に必要な設備) ⑤ 冷却水源としてのサブプレッショントラエンバ	A s A s A s A s A s	① 炉心支持構造物 ② 電気計装設備	A s A s	1) 機器・配管及び電気計装設備等の支持構造物	A s	1) 原子炉建物 2) 制御室建物 3) タービン建物 4) 廃棄物処理建物 5) 当該設備に係る屋外コンクリートダクト及び海水ポンプ支持構造物 6) 当該設備の支持構造物	S <sub>2</sub> S <sub>2</sub> S <sub>2</sub> S <sub>2</sub> S <sub>2</sub>		
	(V) 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり、放射性物質の拡散を直接防ぐための設備	① 原子炉格納容器 ② 格納容器バウンダリに属する配管・弁 *3	A s A s	① 隔離弁を閉鎖するに必要電気及び計装設備	A s	1) 機器・配管等の支持構造物 1) 電気計装設備等の支持構造物	A s A s	1) 原子炉建物 1) 原子炉建物 2) 制御室建物 3) 廃棄物処理建物 4) 当該設備の支持構造物	S <sub>2</sub> S <sub>1</sub> S <sub>1</sub> S <sub>1</sub>	1) 原子炉ウエルシールドアラゲ	S <sub>2</sub> *2

注: 「島根原子力発電所第2号機 第1回工事計画認可申請(昭和59年2月24日認可/58資庁第15180号)」における

IV-2-1「耐震設計の基本方針」より抜粋

表 3-2(2) 既工認における耐震設計の基本方針 (2/2)

重要度分類 及び定義	機能別分類	主要設備 適用範囲	重要度 分類	補助設備 適用範囲	重要度 分類	直接支持構造物 適用範囲	重要度 分類	間接支持構造物 適用範囲	検討用 地震動等	相互影響を考慮すべき設備 適用範囲	検討用 地震動等
Aクラス 原子炉事故 時の際に放射 熱を除去するた めに必要な設備	(I) 原子炉冷却材圧力 バウンダリ破損事 故後、炉心から崩 壊熱を除去するた めに必要な設備	① 非常用炉心冷却系 1) 高圧炉心スプレ イ系 2) 低圧炉心スプレ イ系 3) 残留熱除去系 (低圧炉心注水 モード運転に必 要な設備) 4) 自動減圧系 ② 冷却水源としての サブプレッショナ エンパ	A	① 当該主要設備 の冷却系 ② 非常用電源及 び計装設備 ③ 中央制御室空 調換気系とし ゃへい壁	A	1) 機器・配管及 び電気計装設 備等の支持構 造物	A	1) 原子炉建物 2) 制御室建物 3) 廃棄物処理建 物 4) コンタリート クト海水ポン プ支持構造物 5) タービン建 物 6) 当該設備の支持 構造物	S1 S1 S1 S1 S1 S1		
	(II) 放射性物質の放出 を伴うよりな 事故の際にその外部 放散を抑制するた めの設備でAスク ラス(V)以外の設備	① 残留熱除去系(格 納容器冷却モード 及びスプレイモー ド運転に必要な設 備) ② 可燃性ガス濃度制 御系 ③ 原子炉建物原子炉 棟 ④ 非常用ガス処理系 及び排気口 ⑤ 原子炉格納容器圧 力低減装置 ⑥ 主蒸気隔離弁漏え い制御系 ⑦ 冷却水源としての サブプレッショナ エンパ	A A A A A A A	① 当該主要設備 の冷却系 ② 非常用電源及 び計装設備 ③ 原子炉格納容 器密閉気放射 線モニタ	A A A A A A	1) 機器・配管及 び電気計装設 備等の支持構 造物	A	1) 原子炉建物 2) 排気筒及びそ の基礎 3) 制御室建物 4) 廃棄物処理建 物 5) タービン建 物 6) 当該設備に係る 屋外コンクリ ートダクト及び海 水ポンプ支持構 造物 7) 当該設備の支持 構造物	S1 S1 S1 S1 S1 S1 S1		
	(III) その他 *4	① 燃料プールの水補給 設備(非常用) ② 圧力酸水注入系 ③ 炉内構造物	A A A	① 非常用電源及 び計装設備	A	1) 機器・配管及 び電気計装設 備等の支持構 造物	A	1) 原子炉建物 2) 制御室建物 3) 廃棄物処理建 物 4) タービン建 物 5) 当該設備の支持 構造物 ① 原子炉建物 ② 原子炉圧力容 器 ベデスタル	S1 S1 S1 S1 S1 S1		

注:「島根原子力発電所第2号機 第1回工事計画認可申請(昭和59年2月24日認可/58資庁第15180号)」におけるIV

-2-1「耐震設計の基本方針」より抜粋

## 弾性設計用地震動 S d - 1 の模擬地震波の作成

## 1. 概要

本資料では、弾性設計用地震動 S d - 1 の模擬地震波の作成及び作成した模擬地震波の適合確認について説明する。

## 2. 弾性設計用地震動 S d - 1 の模擬地震波の作成

## 2.1 応答スペクトルのコントロールポイント

弾性設計用地震動 S d - 1 のコントロールポイントを表 2-1 に示す。

水平方向の弾性設計用地震動 S d - 1 H は、基準地震動 S<sub>1</sub> の応答スペクトルを下回らないようにコントロールポイントを設定する。鉛直方向の弾性設計用地震動 S d - 1 V は、水平方向の 2/3 倍を下回らないようにコントロールポイントを設定する。

表 2-1 弾性設計用地震動 S d - 1 のコントロールポイント

S d - 1 コントロール ポイント*	周期 (s)		A	B	C	D	E	F
				0.02	0.115	0.280	0.575	2.00
S d - 1 H	速度 (cm/s)		1.01	19.26	45.94	45.94	45.94	45.94
		S d - 1 V	速度 (cm/s)	0.68	12.84	30.63	30.63	30.63

注記\* : S<sub>1</sub> は大崎スペクトルにより A B 間の擬似加速度応答スペクトルが両算術目盛で直線であったが、S d - 1 はこれを包絡するように擬似速度応答スペクトルが両対数軸目盛で直線とする。

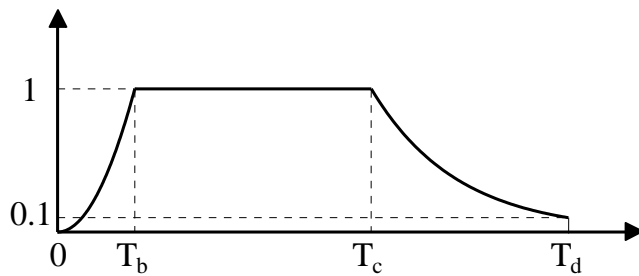
また、S<sub>1</sub> は 880 年出雲の地震 (M7.4) の諸元を基に大崎スペクトルにより周期 2 秒まで設定していたが、S d - 1 はコントロールポイント D 以降の周期帯で擬似速度応答スペクトルを周期 5 秒まで一定に設定する。



## 2.2 振幅包絡線の経時的変化

弾性設計用地震動 S d - 1 の応答スペクトルに適合する模擬地震波を、乱数の位相を持つ正弦波の重ね合わせによって作成する。振幅包絡線の経時的変化は、主要動の長さ及び継続時間が最も長い基準地震動 S s - D の模擬地震波と同様とする。弾性設計用地震動 S d - 1 の模擬地震波の振幅包絡線の経時的変化を図 2-1 に示す。

模擬地震波	最大加速度 ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )	振幅包絡線の経時的変化 (s)		
		$T_b$	$T_c$	$T_d$ (継続時間)
S d - 1 H	320	8.3	28.7	60.0
S d - 1 V	214			



注：S<sub>1</sub>は880年出雲の地震(M7.4)の諸元を基に大崎の方法により、継続時間を33.1秒、振幅包絡線の経時的変化を設定していたが、S d - 1はS s - Dと同様に継続時間を60.0秒、振幅包絡線の経時的変化を耐専の方法により設定する。

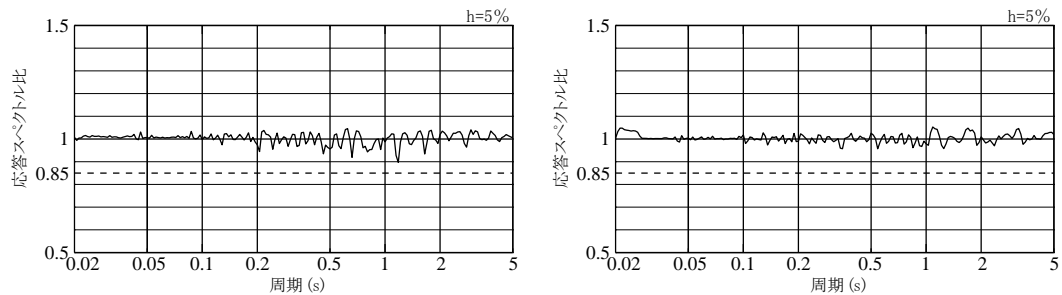
図 2-1 弾性設計用地震動 S d - 1 の模擬地震波の振幅包絡線の経時的変化

### 3. 作成した模擬地震波の適合確認

作成した弾性設計用地震動 S d - 1 の模擬地震波が、基準地震動 S s - D 策定の際と同様に、日本電気協会(2008)<sup>(1)</sup>に示される以下の適合度の条件を満足していることを確認する。

- (i) 目標とする応答スペクトル値に対する模擬地震波の応答スペクトル値の比が全周期帯で 0.85 以上
- (ii) 応答スペクトル強さの比 (S I 比) が 1.0 以上

適合度の確認結果を図 3-1 及び表 3-1 に示す。作成した模擬地震波が適合度の条件を満足していることを確認した。



(水平方向 : S d - 1 H)

(鉛直方向 : S d - 1 V)

図 3-1 弾性設計用地震動 S d - 1 の応答スペクトル比

表 3-1 弾性設計用地震動 S d - 1 の応答スペクトル強さの比 (S I 比)

応答スペクトル	S I 比 (周期 0.1~2.5 秒)
S d - 1 H	1.00
S d - 1 V	1.00

$$S I \text{ 比} : \frac{\int_{0.1}^{2.5} S_v(T) dt}{\int_{0.1}^{2.5} \bar{S}_v(T) dt}$$

S I : 応答スペクトル強さ (減衰定数 h = 5%)  
 S<sub>v</sub>(T) : 模擬地震波の速度応答スペクトル (cm/s)  
 $\bar{S}_v(T)$  : 目標とする速度応答スペクトル (cm/s)  
 T : 固有周期 (秒)

### 4. 参考文献

- (1) (社) 日本電気協会 : 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2008