

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-10-93
提出年月日	2023年1月23日

仮設耐震構台の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

2023年1月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

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 評価対象断面の選定	12
2.4 使用材料及び材料の物性値	15
2.5 地盤物性値	16
2.6 評価対象部位	17
2.7 地下水位	19
2.8 耐震評価フロー	20
3. 地震応答解析	22
3.1 地震応答解析手法	22
3.2 地震応答解析モデルの設定	24
3.2.1 解析モデル領域	24
3.2.2 境界条件	25
3.2.3 構造物のモデル化	28
3.2.4 隣接構造物等のモデル化	30
3.2.5 地盤，置換コンクリート，埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	30
3.2.6 地震応答解析モデル	33
3.2.7 ジョイント要素の設定	35
3.3 減衰定数	39
3.4 荷重及び荷重の組合せ	48
3.4.1 外水圧	49
3.4.2 積雪荷重	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

4.	評価内容	51
4.1	入力地震動の設定	51
4.1.1	A－A断面の入力地震動	52
4.1.2	B－B断面の入力地震動	64
4.2	許容限界の設定	65
4.2.1	主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界	67
4.2.2	橋台（東側）に対する許容限界	70
4.2.3	置換コンクリート（西側）に対する許容限界	70
4.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	71
4.2.5	構造物間の相対変位に対する許容限界	71
5.	評価方法	72
5.1	施設の損傷，転倒及び落下等による影響評価方法	72
5.1.1	構造部材の健全性に対する評価方法	72
5.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法	72
5.2	構造物間の相対変位による影響評価方法	72
5.2.1	相対変位による評価方法	72
6.	評価結果	73
6.1	施設の損傷，転倒及び落下等による影響評価結果	73
6.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	73
6.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	84
6.2	構造物間の相対変位による影響評価結果	86
6.2.1	相対変位による評価結果	86
7.	まとめ	89

1. 評価方法

仮設耐震構台については、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、仮設耐震構台が上位クラス施設である原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対して、波及的影響を及ぼさないことを確認する。

その波及的影響の評価は、上位クラス施設の有する機能が保持されることを確認するために、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、仮設耐震構台の構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を、構造物間の相対変位による影響では、原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽のうち、仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽を対象とし、衝突の有無を確認する。

また、仮設耐震構台は、安全対策工事に伴い掘削した箇所のアクセスルートを確保するために設置していることから、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施し、屋外アクセスルートに影響を及ぼさないことを確認する。

なお、仮設耐震構台の周辺他で安全対策工事に伴う掘削を実施中であるため、本資料においては、掘削後の状態を前提とする。

2. 評価条件

2.1 適用規格

仮設耐震構台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〕（土木学会 2002年制定）、コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会、2017年制定）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、構造部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界については、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）（日本道路協会平成24年3月）、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002年）、及びコンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会、2013年）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	確認項目
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] (土木学会 2002 年制定)	鉄筋コンクリートの材料諸元 (γ , E , ν)	
	コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2017 年制定)	コンクリートの材料定数 (材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	
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] (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	道路橋示方書・同解説 (Ⅱ鋼橋編) (日本道路協会平成 24 年 3 月)	主桁, 受桁, 水平材, 斜材及び支持杭に発生する応力 (曲げ軸力, せん断力) が許容限界を超えないことを確認	構造強度を有すること
	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年)	構台 (東側) に発生する応力 (曲げ軸力, せん断力) 及び置換コンクリート (西側) に発生する応力 (引張応力) が許容限界を超えないことを確認	構造強度を有すること
	コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年)	置換コンクリート (西側) に発生する応力 (せん断力) が許容限界を超えないことを確認	構造強度を有すること
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 (社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	

2.2 構造概要

仮設耐震構台の平面規模は、南側長辺方向で約 65m、短辺方向で約 9m、北側長辺方向で約 14m、短辺方向で約 11m であり、主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭により構成され、主桁に締結された覆工板による床面を有する鉄骨造構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

仮設耐震構台の位置図を図 2-1 に、評価対象断面位置図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離を表 2-2 及び図 2-4 に示す。



図 2-1 (1) 仮設耐震構台 位置図

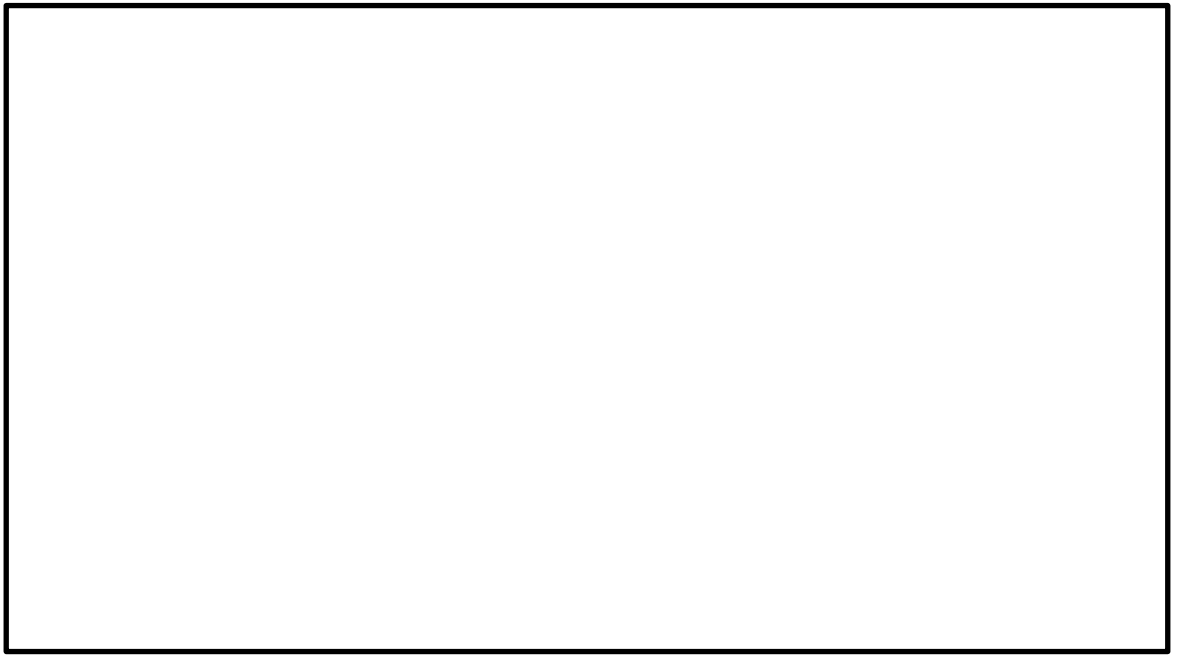


図 2-1 (2) 仮設耐震構台 位置図

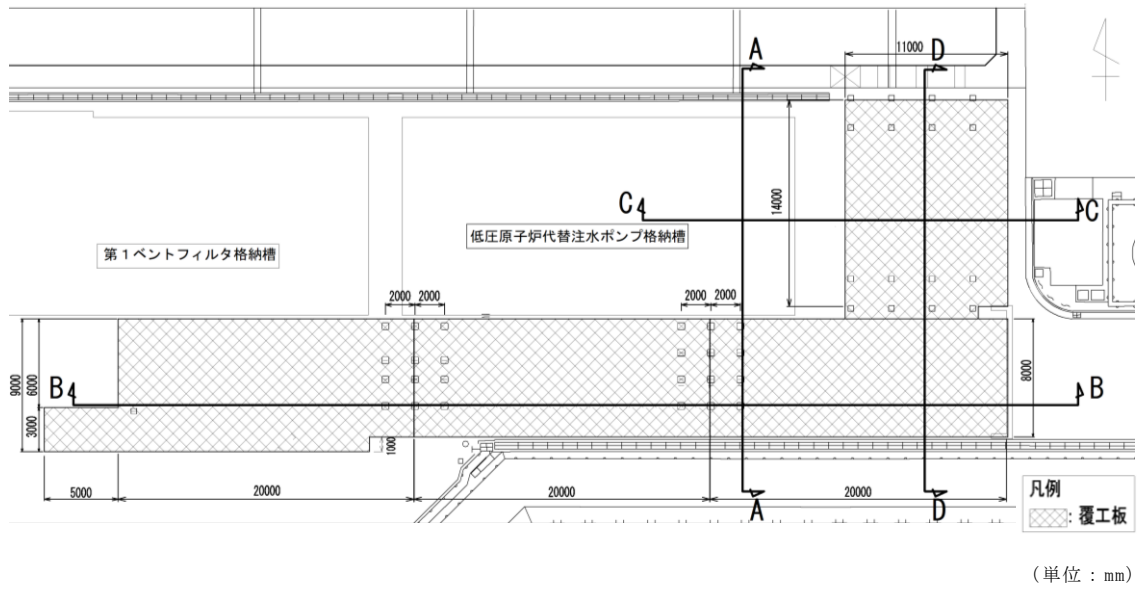
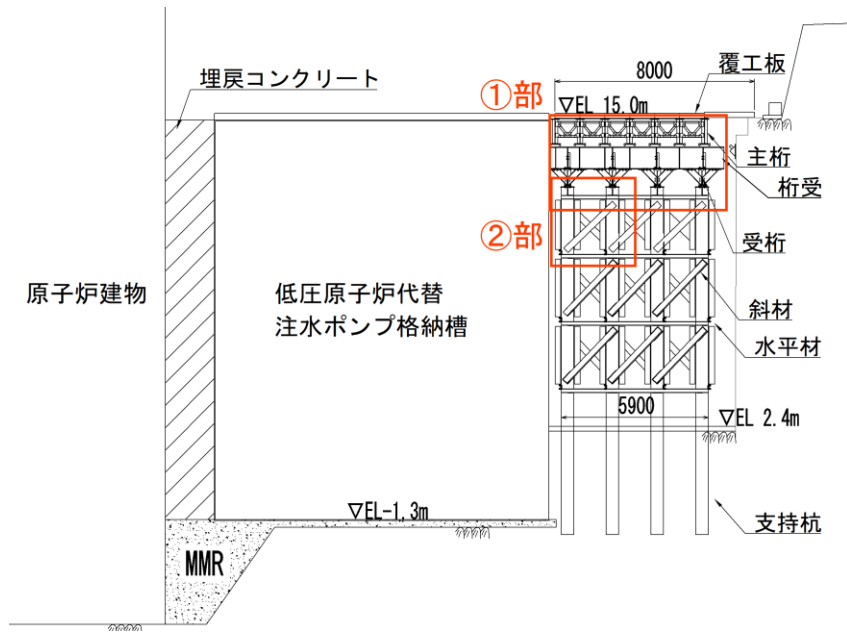


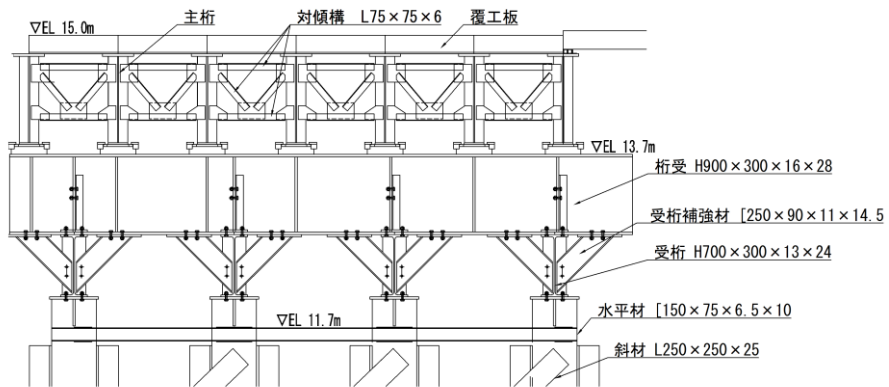
図 2-2 仮設耐震構台 評価対象断面位置図



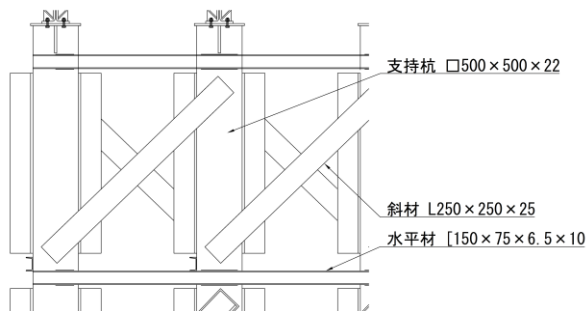
(単位 : mm)

MMR : マンメイドロック

(A-A断面 (南北方向))

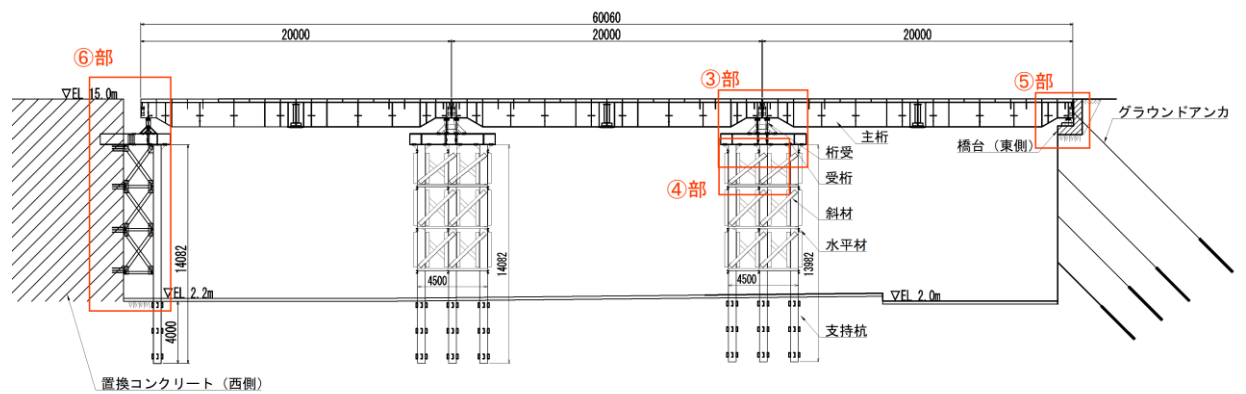


上部工詳細 (A-A断面 ①部)



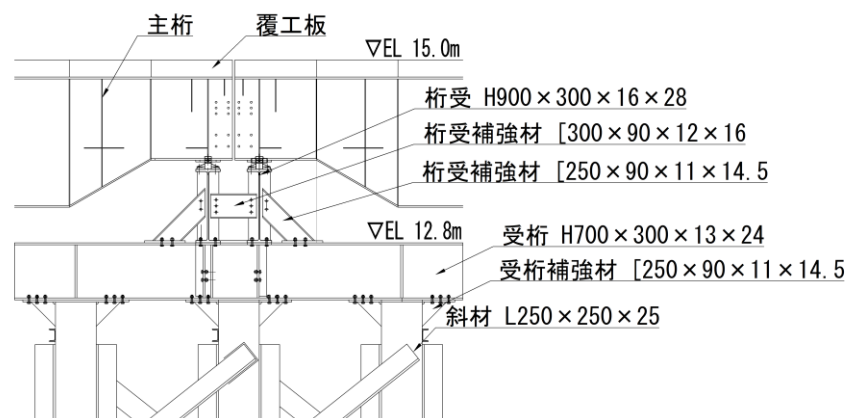
下部工詳細 (A-A断面 ②部)

図 2-3 (1) 仮設耐震構台 概略断面図

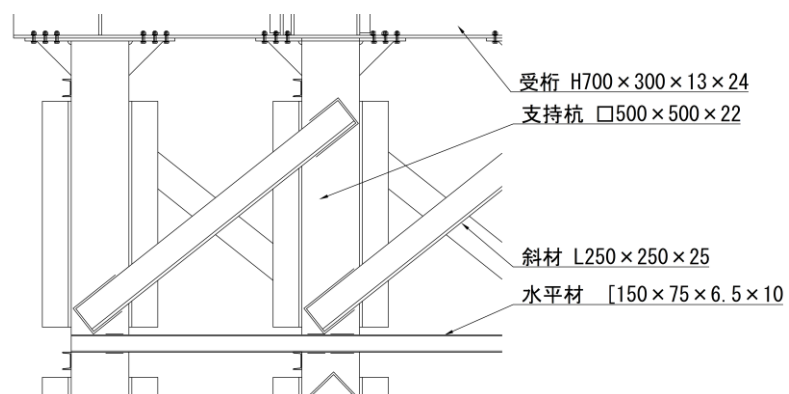


(単位：mm)

(B-B断面 (東西方向))

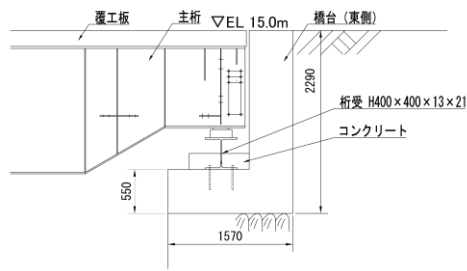


上部工詳細 (B-B断面 ③部)



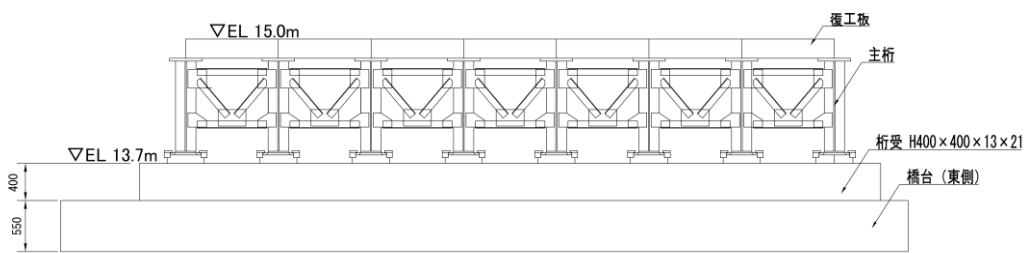
下部工詳細 (B-B断面 ④部)

図2-3(2) 仮設耐震構台 概略断面図



(単位：mm)

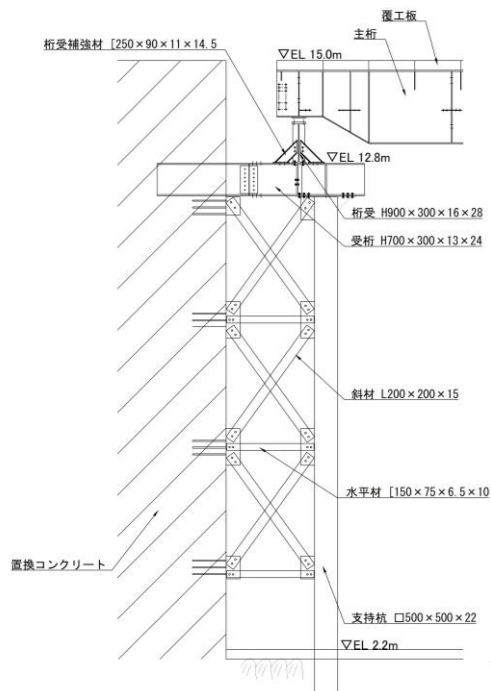
(断面図)



(単位：mm)

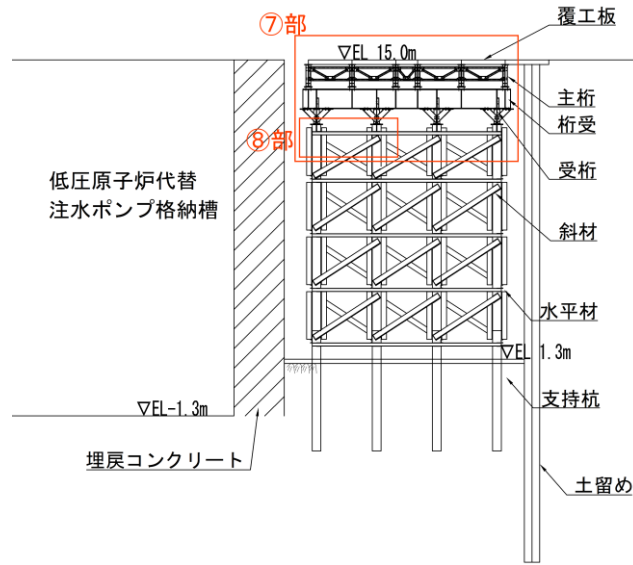
(正面図)

橋台（東側）詳細（B-B断面 ⑤部）



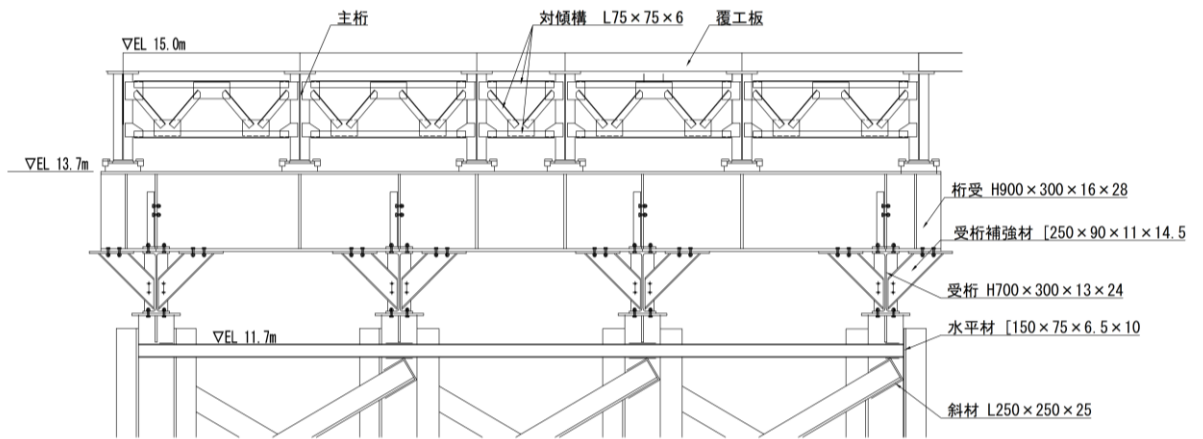
置換コンクリート（西側）詳細（B-B断面 ⑥部）

図2-3(3) 仮設耐震構台 概略断面図

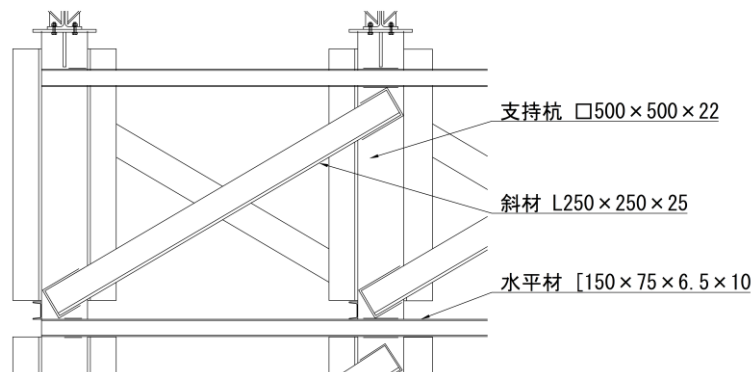


(単位 : mm)

(C-C断面 (東西方向))

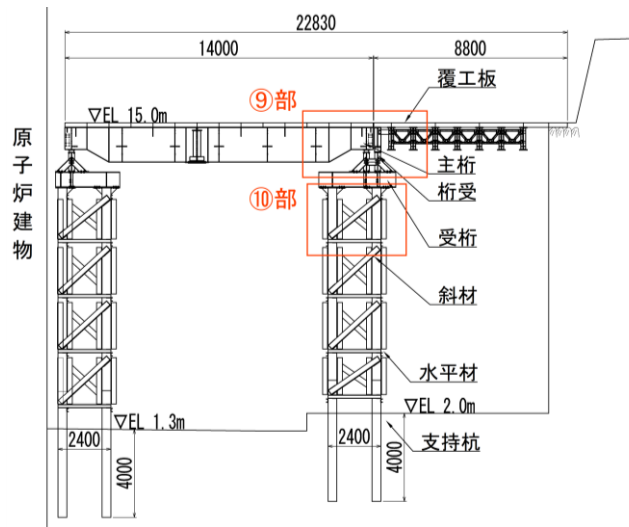


上部工詳細 (C-C断面 ⑦部)



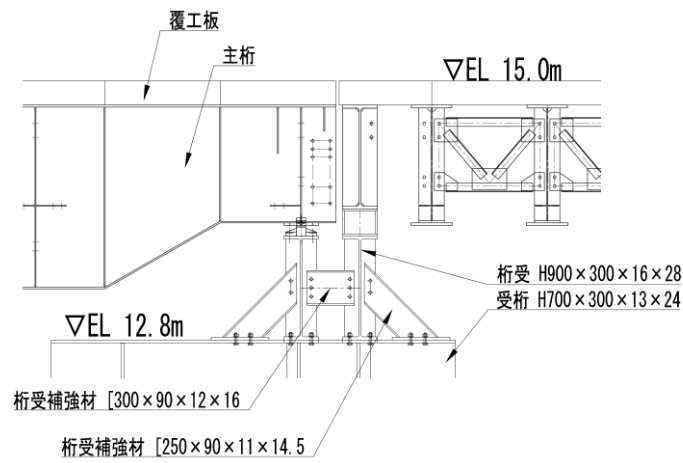
下部工詳細 (C-C断面 ⑧部)

図 2-3 (4) 仮設耐震構台 概略断面図

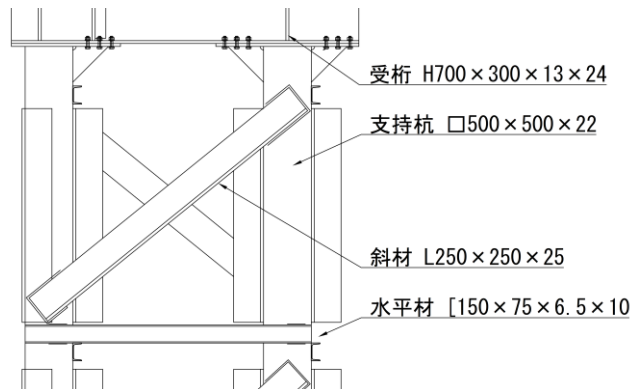


(單位：mm)

(D-D 断面 (南北方向))



上部工詳細 (D-D 断面 ⑨部)



下部工詳細 (D-D 断面 ⑩部)

図 2-3 (5) 仮設耐震構台 概略断面図

表 2-2 仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離一覧

	離隔距離 (mm)
仮設耐震構台と原子炉建物	200
仮設耐震構台と第1ベントフィルタ格納槽	95
仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	50

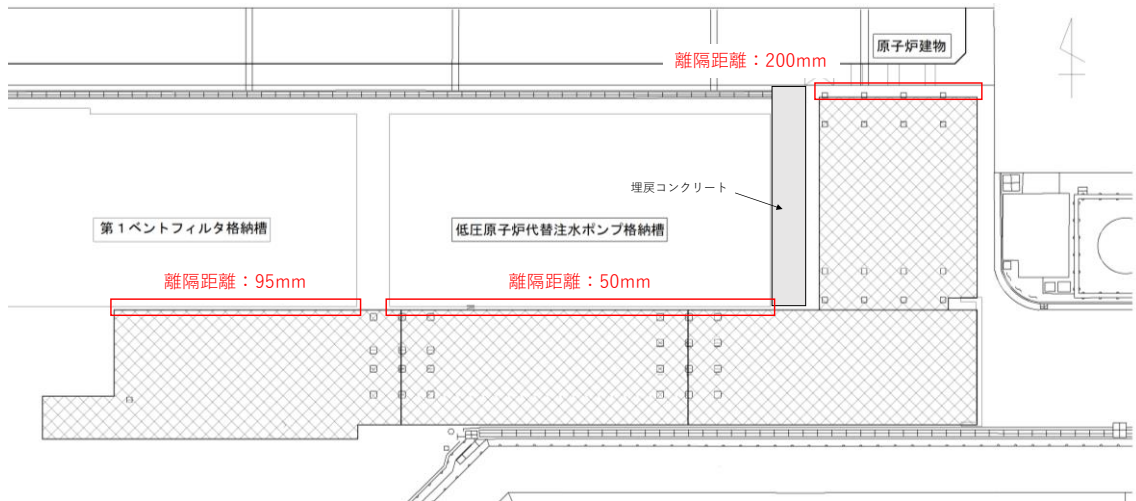


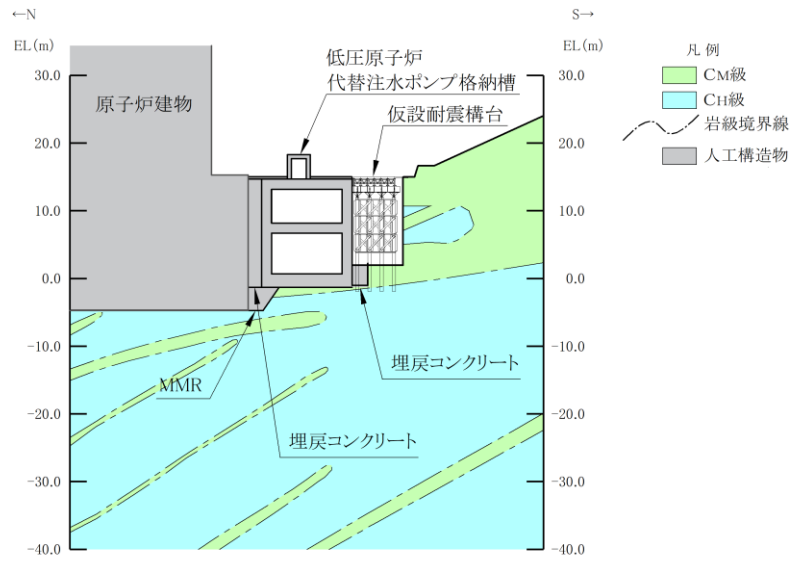
図 2-4 仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離

2.3 評価対象断面の選定

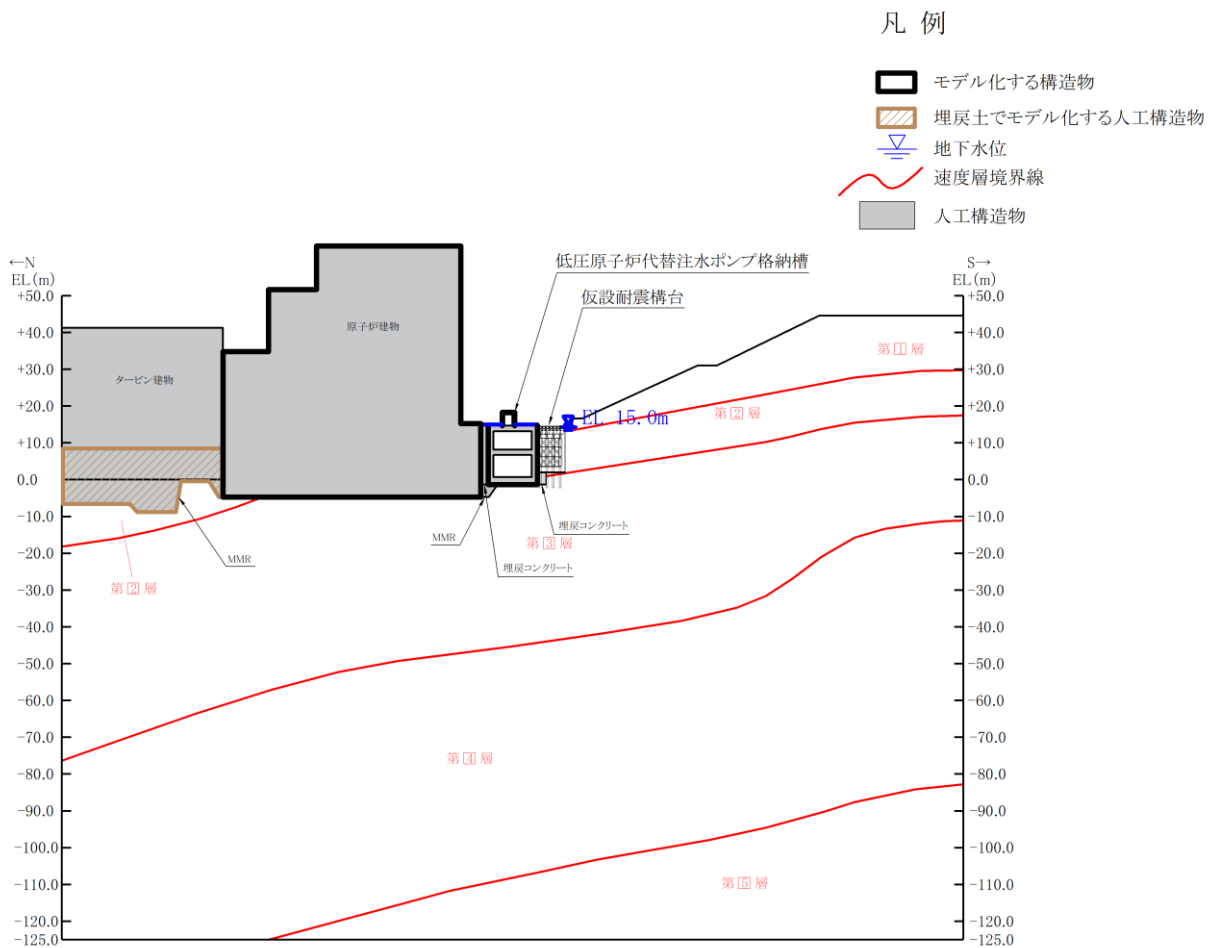
橋軸直交方向の評価にあたっては、A-A断面及びC-C断面のうち、地震時に仮設耐震構台が変形した際に、上位クラス施設である低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に衝突する可能性のあるA-A断面を評価対象断面とする。

橋軸方向の評価にあたっては、橋脚のスパン長が20mの区間（B-B断面）と14m区間（D-D断面）があり、スパン長が長く、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるB-B断面を評価対象断面とする。

評価対象地質断面図を図2-5に示す。



(岩級図)



(速度層図)

注：桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭は投影

図 2-5 (1) 仮設耐震構台 評価対象断面図 (A-A断面 (南北方向))

追而

(岩級図)

追而

(速度層図)

図 2-5 (2) 仮設耐震構台 評価対象断面図 (B-B 断面 (東西方向))

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 使用材料

材料		仕様	
仮設耐震構台	主桁	支点部 H=1018, t=13 上部 B=350, t=26 下部 B=220, t=19 一般部 H=1595, t=13 上部 B=350, t=26 下部 B=350, t=19	SM490Y
	対傾構	L75×75×6	SS400
	桁受	H900×300×16×28	SS400
	桁受補強材	[250×90×11×14.5 [300×90×12×16	SS400
	受桁	H700×300×13×24	SS400
	受桁補強材	[250×90×11×14.5	SS400
	水平材	[150×75×6.5×10	SS400
	斜材	L250×250×25	SS400
	支持杭	□500×500×22	BCR295
	覆工板	1000×2000×208	SM490
橋台（東側）	コンクリート		設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋		SD345
置換コンクリート（西側）			設計基準強度 18.0N/mm ²

表 2-4 材料の物性値

材料		ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
仮設耐震構台	主桁, 対傾構, 桁受, 桁受補強材, 受桁, 受桁補強材, 水平材, 斜材, 支持杭	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
	覆工板	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
橋台（東側）		2.50×10 ⁴	24.0* ¹	0.2
置換コンクリート（西側）		2.20×10 ⁴	22.6* ²	0.2

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。

2.5 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2-5及び表2-6に示す。

表2-5 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 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
①層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
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2-6 地盤の解析用物性値（埋戻土）

		解析用物性値
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	0.22
	内部摩擦角 ϕ (°)	22
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00027)$
	動ポアソン比 ν_d	0.45*
減衰特性	減衰定数 h	$h = 0.0958 \times (1 - G/G_0)^{0.85}$

注記*：常時応力解析においては、土木学会マニュアル2005に基づき、静止土圧 ($K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$) を作用させるため、 $\nu = 0.333$ とする。

2.6 評価対象部位

A-A断面（南北方向）の評価対象部位は、水平材、斜材及び支持杭とする。なお、主桁、桁受及び受桁は、主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていること、及び受桁と桁受間がスパン長の短い斜材に支える鋼材によりトラス構造となっていることから、評価対象部位と比較し、十分に剛な構造とみなすことができるため、評価対象部位としない。

B-B断面（東西方向）の評価対象部位は、主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭とする。また、仮設耐震構台東側の橋台及び西側の置換コンクリートについても評価対象とする。なお、桁受は、橋軸直交方向に連続して設置されており、橋軸方向断面の面内の変形に対して十分に剛な構造とみなすことができるため、評価対象部位としない。

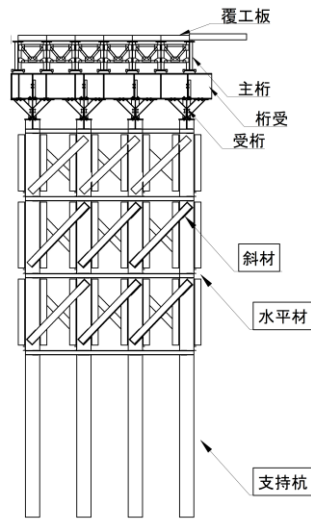
仮設耐震構台の評価対象部位とその仕様を表2-7に評価部位の位置図を図2-6に示す。

表2-7 (1) 評価対象部位とその仕様（A-A断面（南北方向））

部位		使用材料
水平材	[150×75×6.5×10	SS400
斜材	L250×250×25	SS400
支持杭	□500×500×22	BCR295

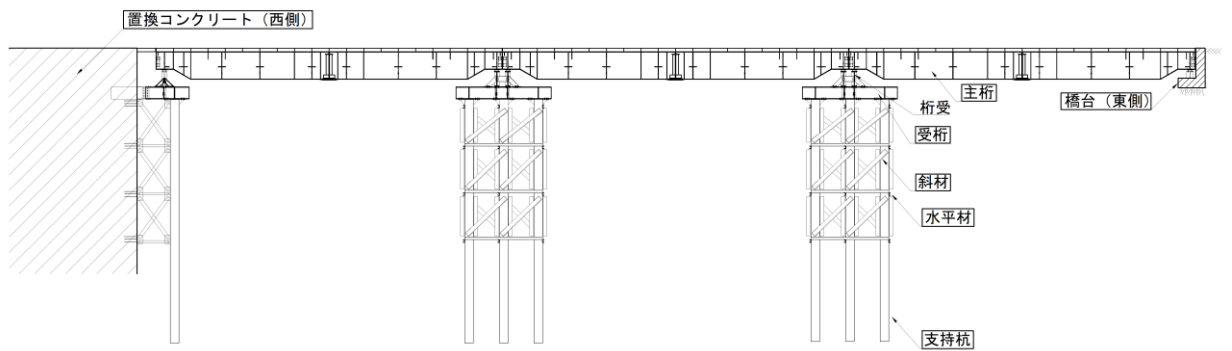
表2-7 (2) 評価対象部位とその仕様（B-B断面（東西方向））

部位		使用材料
主桁	プレートガーダー	SM490Y
受桁	H700×300×13×24	SS400
水平材	[150×75×6.5×10	SS400
斜材	L250×250×25	SS400
支持杭	□500×500×22	BCR295
橋台（東側）	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
置換コンクリート（西側）	コンクリート	設計基準強度 18.0N/mm ²



□ : 評価対象部位

(A-A断面 (南北方向))



□ : 評価対象部位

(B-B断面 (東西方向))

図 2-6 評価対象部位 位置図

2.7 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 2-8 に示す。

表 2-8 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)
仮設耐震構台	A-A断面 (南北方向)	15.0
	B-B断面 (東西方向)	

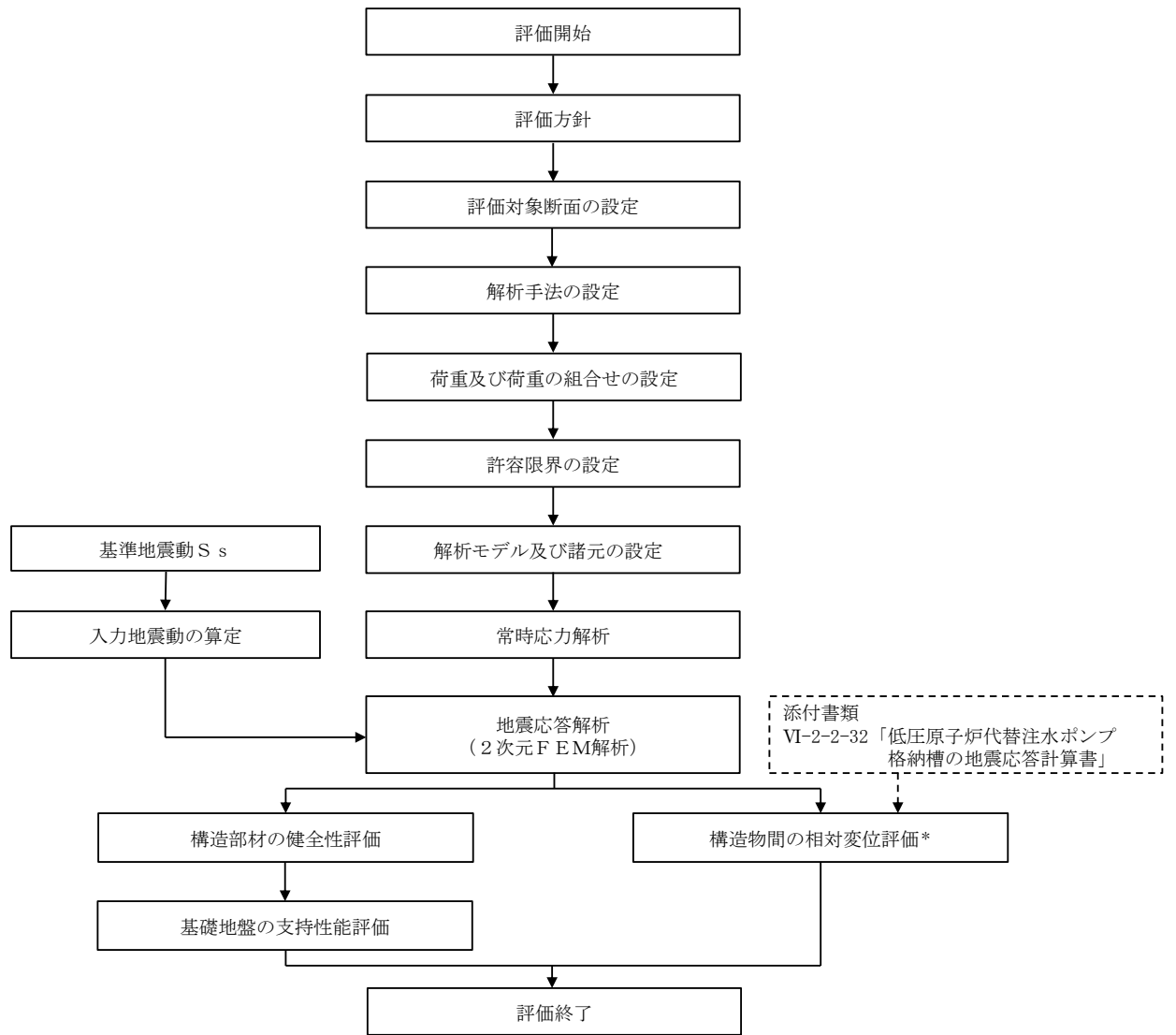
2.8 耐震評価フロー

仮設耐震構台の設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価及びアクセスルートの耐震評価においては、基準地震動 S_s に対する評価を行う。

仮設耐震構台の波及的影響の評価は、上位クラス施設の南側又は東側に仮設耐震構台が位置することから、南北断面（A-A断面）を評価対象断面とする。波及的影響の評価にあたっては、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価を行う。施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。構造物間の相対変位による影響では、橋軸方向よりも相対変位が大きくなる橋軸直交方向において、上位クラス施設のうち、仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽を対象とし、相対変位による評価を行うことで、衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、仮設耐震構台の最大応答変位に加えて、VI-2-2-32「低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。

また、アクセスルートの耐震評価は、東西断面（B-B断面）を評価対象断面とする。アクセスルートの耐震評価にあたっては、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」を参考に、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

仮設耐震構台の評価フローを図2-7に示す。



注記*：波及的影響の評価においてのみ実施する。

図 2-7 仮設耐震構台の評価フロー

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する。

仮設耐震構台周辺の地下水位は支持杭下端より高いが仮設耐震構台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。

構造部材のうち評価対象部位については、線形はり要素によりモデル化する。評価対象部位以外については、剛はり要素によりモデル化する。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に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。なお、置換コンクリート、MMR 及び埋戻コンクリートについては線形の平面ひずみ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「T D A 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。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-1 に示す。

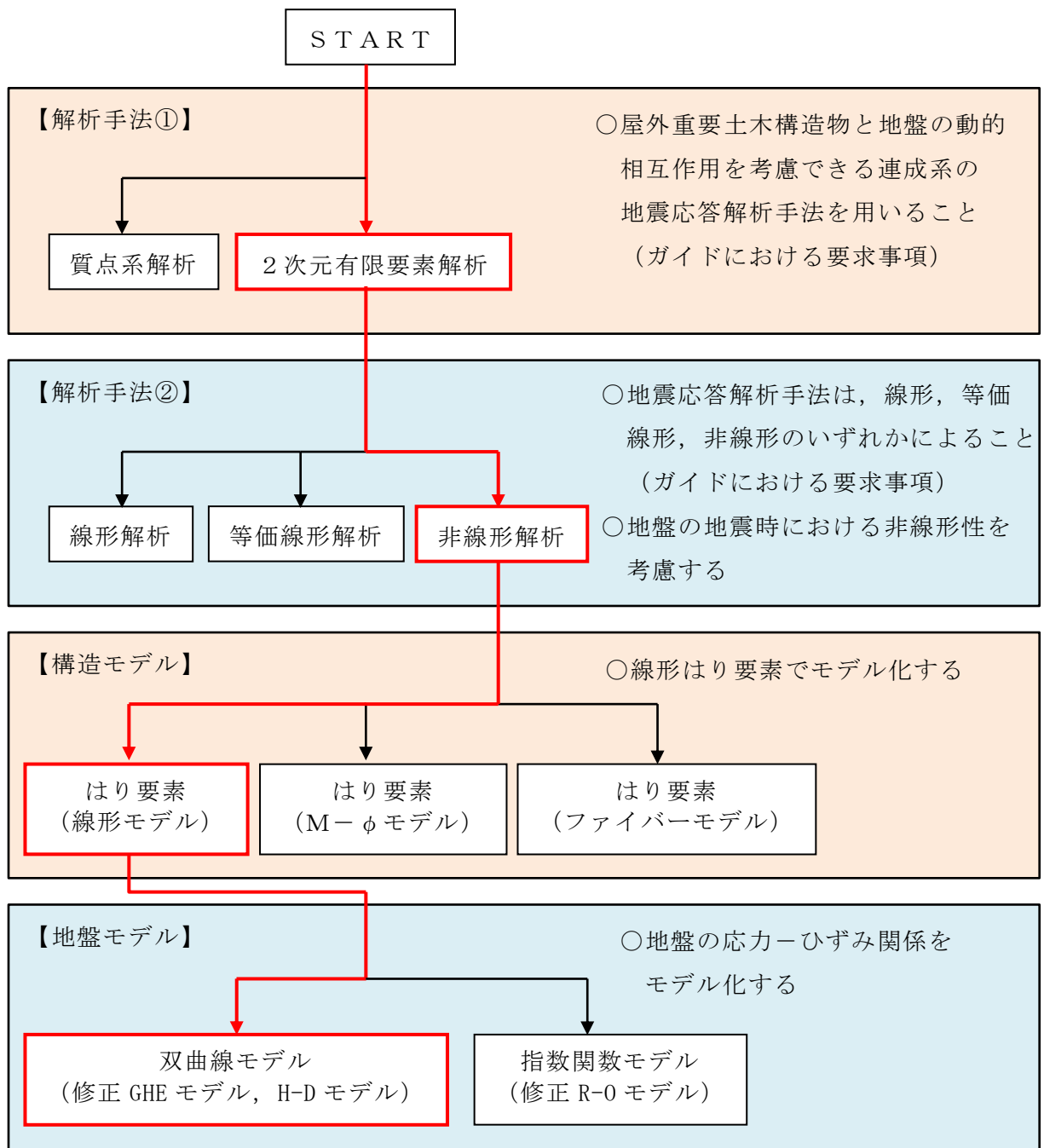


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。J E A G 4 6 0 1 -1987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倍～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、土木学会マニュアルに従い、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。

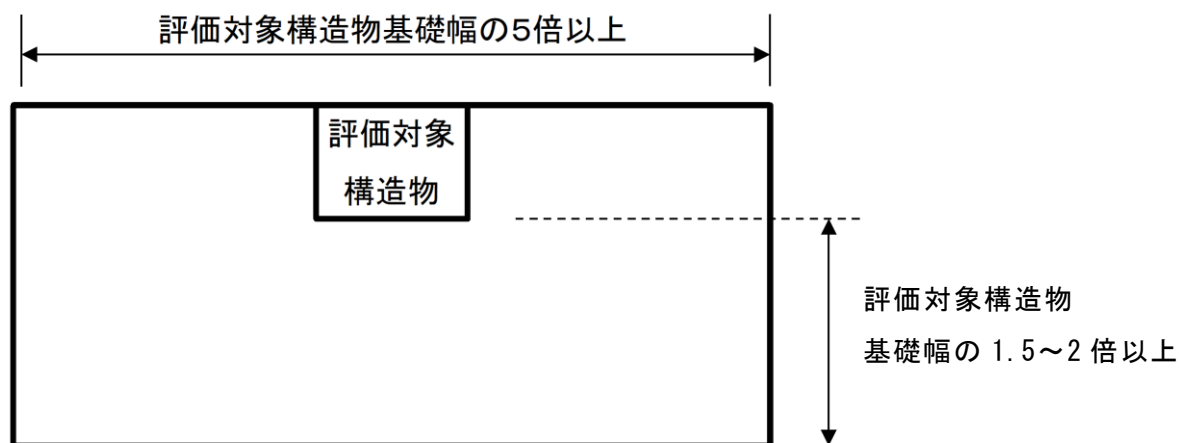


図 3-2 モデル化範囲の考え方

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。境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

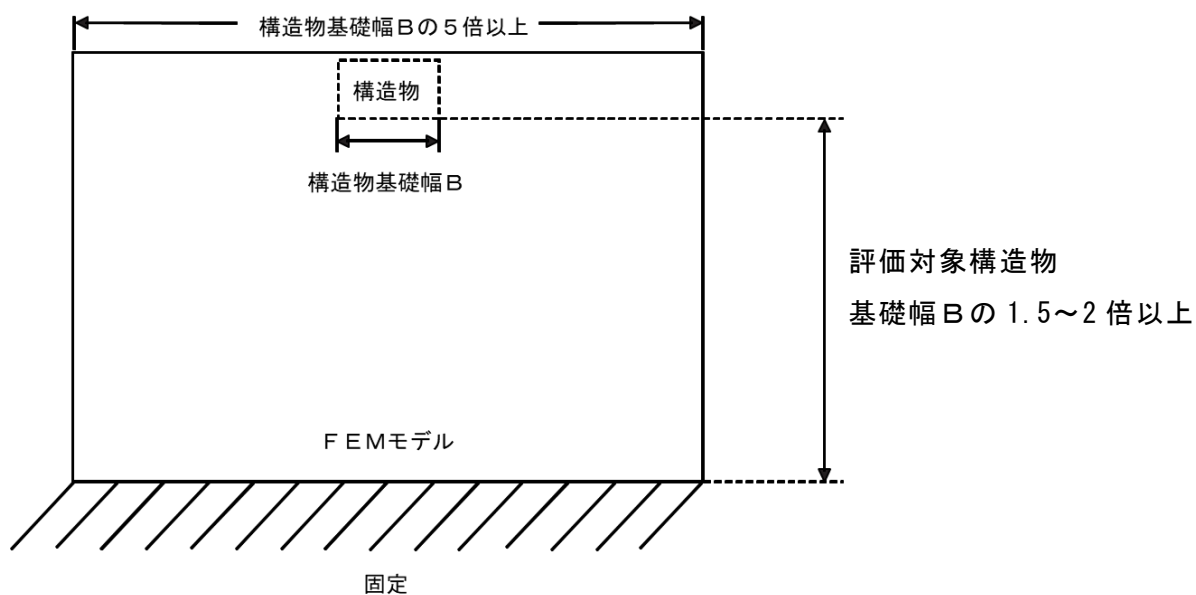


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(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。境界条件の概念図を図 3-4 に示す。

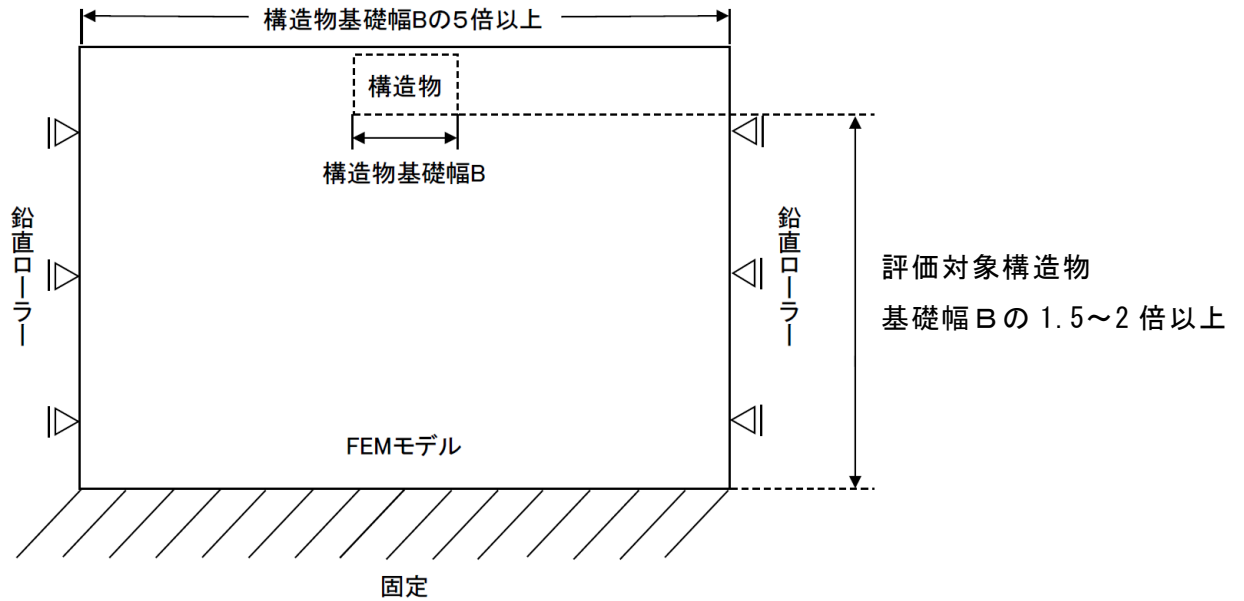


図 3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

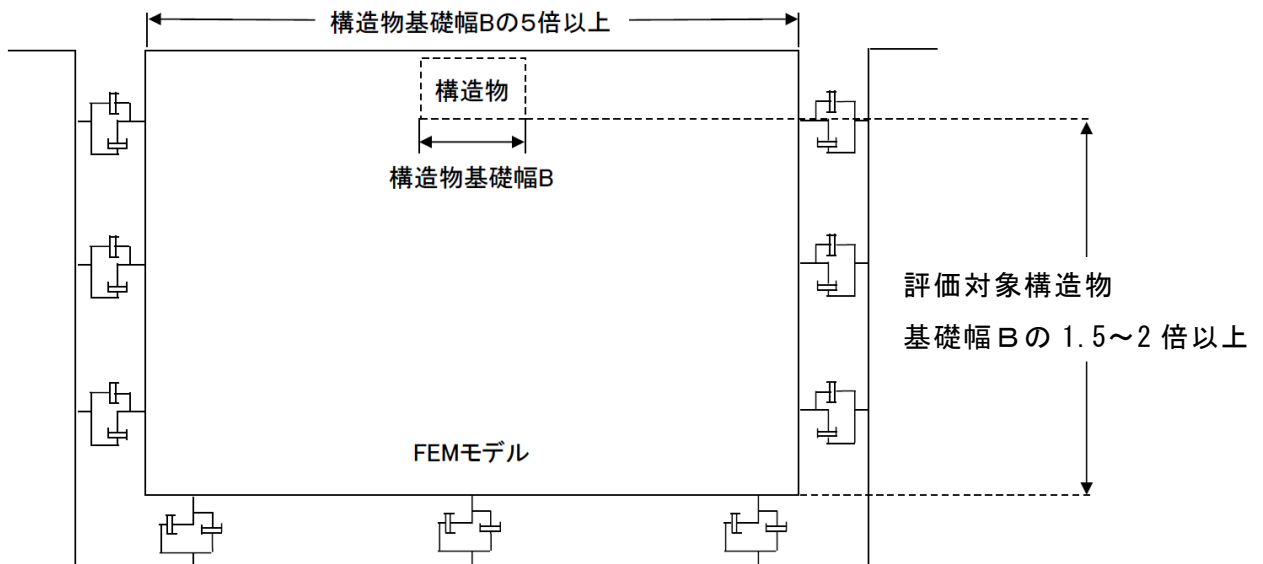


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

南北方向（A-A断面）については、評価対象部位（水平材，斜材及び支持杭）を線形はり要素によりモデル化する。上部工（主桁，桁受，受桁）は，主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていること，及び受桁と桁受間がスパン長の短い斜材に支える鋼材によりトラス構造となっていることから，評価対象部位と比較し，十分に剛な構造とみなすことができるため，剛はり要素によりモデル化する。上部工，覆工板等の重量については，スパン間の全重量を支持杭の本数（12本）で割った値を付加重量として，剛はり頂部の節点に付加重量として与えることで考慮する。南北方向（A-A断面）の解析モデル図を図3-6に，解析モデルの仕様及び物性値を表3-1に示す。

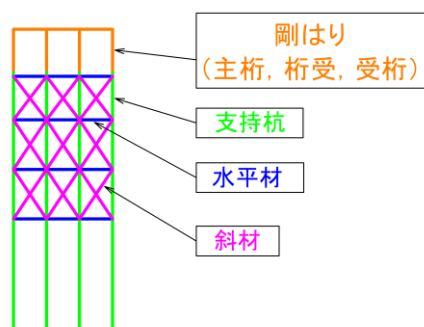


図3-6 解析モデル図（A-A断面）

表3-1 (1) 解析モデルの仕様及び物性値（A-A断面）

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²)	ヤング係数E (N/mm ²)	ポアソン比ν	減衰定数
水平材	77.0	2.4×10^{-3}	2.00×10^5	0.3	0.03
斜材		1.2×10^{-2}			
支持杭		4.0×10^{-2}			
剛はり	0.0*	4.0×10^1			

注記*：頂部の節点に付加重量として与えることで考慮する。

表3-1 (2) 解析モデルの仕様及び物性値（A-A断面）

材料	重量 (kN/本)
上部工，覆工板等	95.0

東西方向（B－B断面）については、評価対象部位（主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭）を線形はり要素によりモデル化する。桁受は、橋軸直交方向に連続しており、橋軸方向断面の面内の変形に対して十分に剛な構造とみなすことができるため、剛はり要素によりモデル化する。覆工板等の重量については、主桁の節点に付加重量として与えることで考慮する。

また、橋台（東側）は、線形はり要素によりモデル化する。

東西方向（B－B断面）の解析モデル図を図3-7に、解析モデルの仕様及び物性値を表3-2に示す。

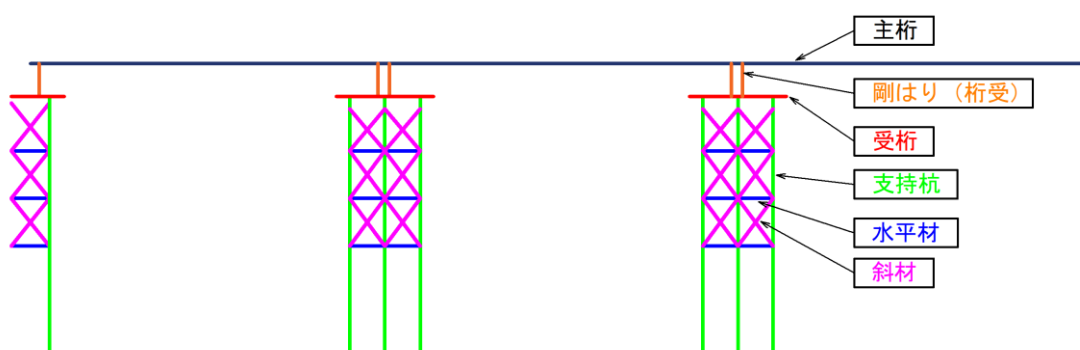


図3-7 解析モデル図（B－B断面）

表3-2 (1) 解析モデルの仕様及び物性値（B－B断面）

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²)	ヤング係数E (N/mm ²)	ポアソン比ν	減衰定数
主桁	77.0	7.2×10^{-2}	2.00×10^5	0.3	0.03
受桁		2.3×10^{-2}			
水平材		2.4×10^{-3}			
斜材		1.2×10^{-2}			
支持杭		4.0×10^{-2}			
剛はり	0.0*	4.0×10^1			

注記*：頂部の節点に付加重量として与えることで考慮する。

表3-2 (2) 解析モデルの仕様及び物性値（B－B断面）

材料	重量 (kN/本)
桁受、覆工板等	20.0

3.2.4 隣接構造物等のモデル化

A-A断面における低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽及び原子炉建物については、NS2 補足-026-10「低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書及び耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示すモデルとする。

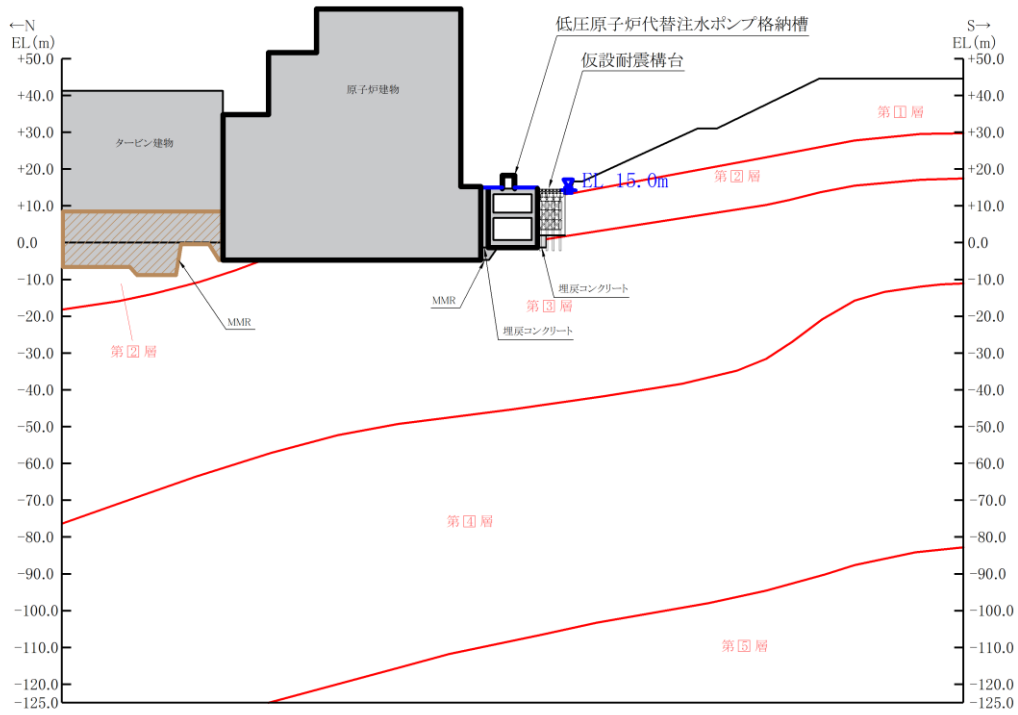
3.2.5 地盤，置換コンクリート，埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤，置換コンクリート，埋戻コンクリート及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。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。また，安全対策工事に伴う掘削箇所と地盤との境界には，耐震性のある土留めを設置することにより崩壊防止策を講じていることから，本検討においては当該箇所に剛はりを設定することにより掘削形状を維持するようモデル化する。なお，掘削箇所の耐震評価については，VI-1-1-7-別添1「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に記載する。

地盤のモデル化に用いる，地質断面図を図3-8に示す。

凡例

- モデル化する構造物
- 埋戻土でモデル化する人工構造物
- 地下水位
- 速度層境界線
- 人工構造物



注：桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭は投影

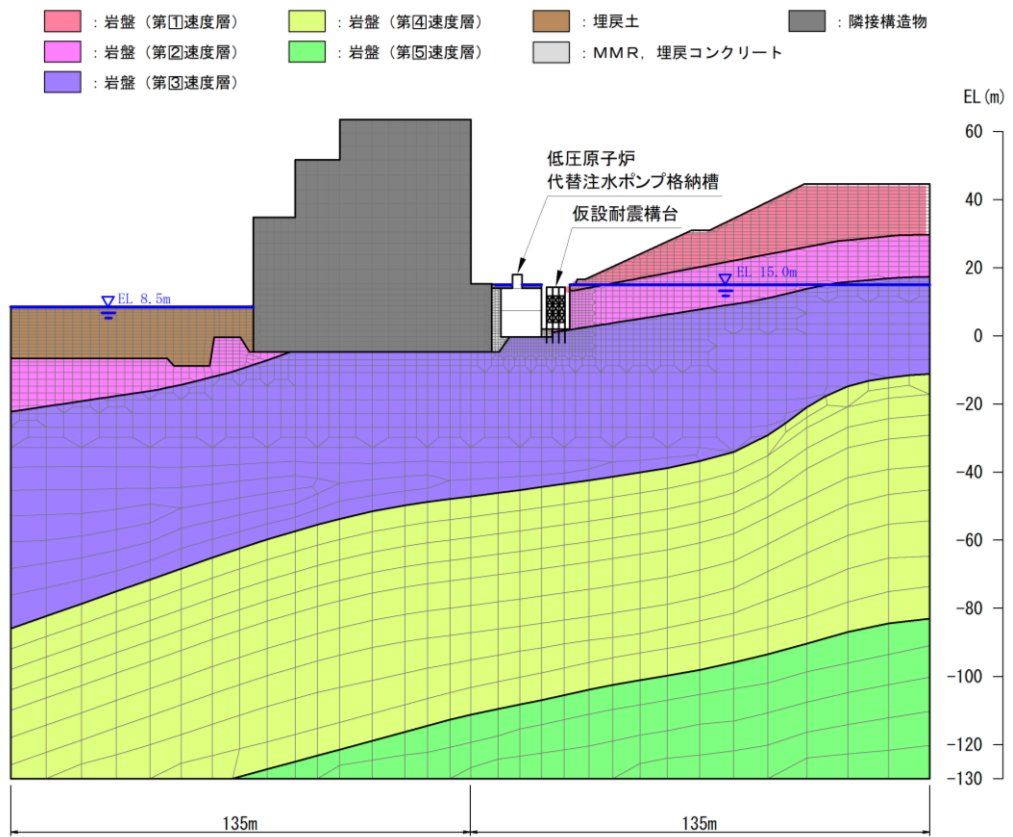
図 3-8 (1) 評価対象地質断面図 (A-A 断面 (南北方向))

追而

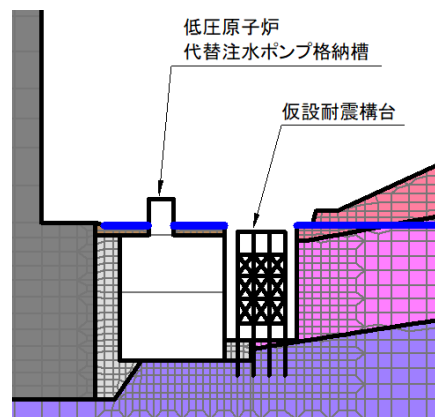
図 3-8 (2) 評価対象地質断面図 (B-B 断面 (東西方向))

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3-9に示す。



(全体図)



(拡大図)

図3-9 (1) 地震応答解析モデル図 (A-A断面 (南北方向))

追而

図 3-9 (2) 地震応答解析モデル図 (B-B断面 (東西方向))

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強度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 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 3-4 のとおり設定する。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の直下には C_M 級～ C_H 級の岩盤が分布するが、せん断強度の設定においては一律 C_M 級岩盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を用いる。

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

ここに、 τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (C_M 級)	1.23	52
置換コンクリート, 埋戻コンクリート・MMR	3.58	40

表 3-4 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 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート*1	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート*1	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	— *2	— *2

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，土木学会マニュアル 2005 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 3-5 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 3-10 に，ジョイント要素の配置を図 3-11 に示す。

表 3-5 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)
1.0×10^7	1.0×10^7

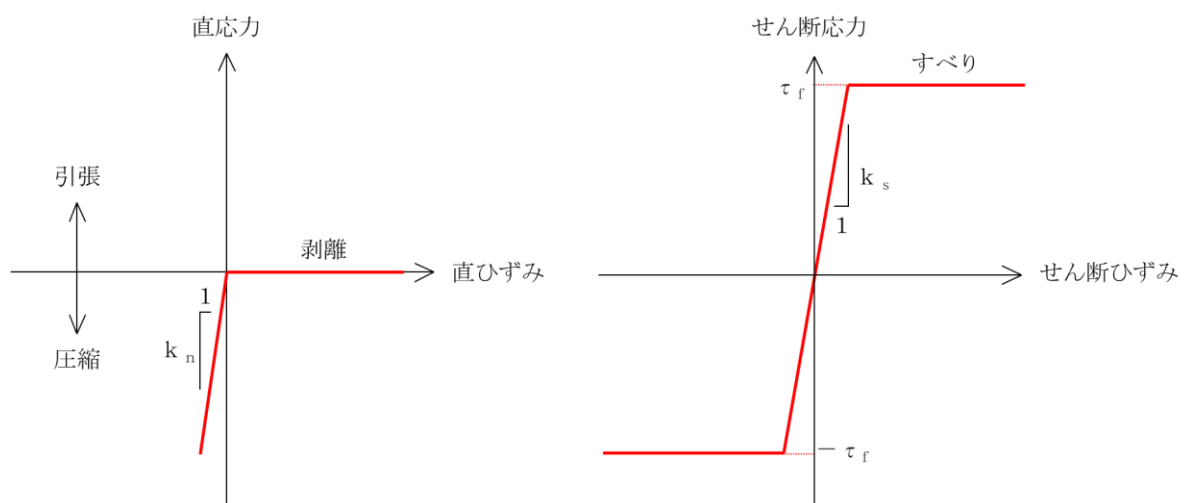
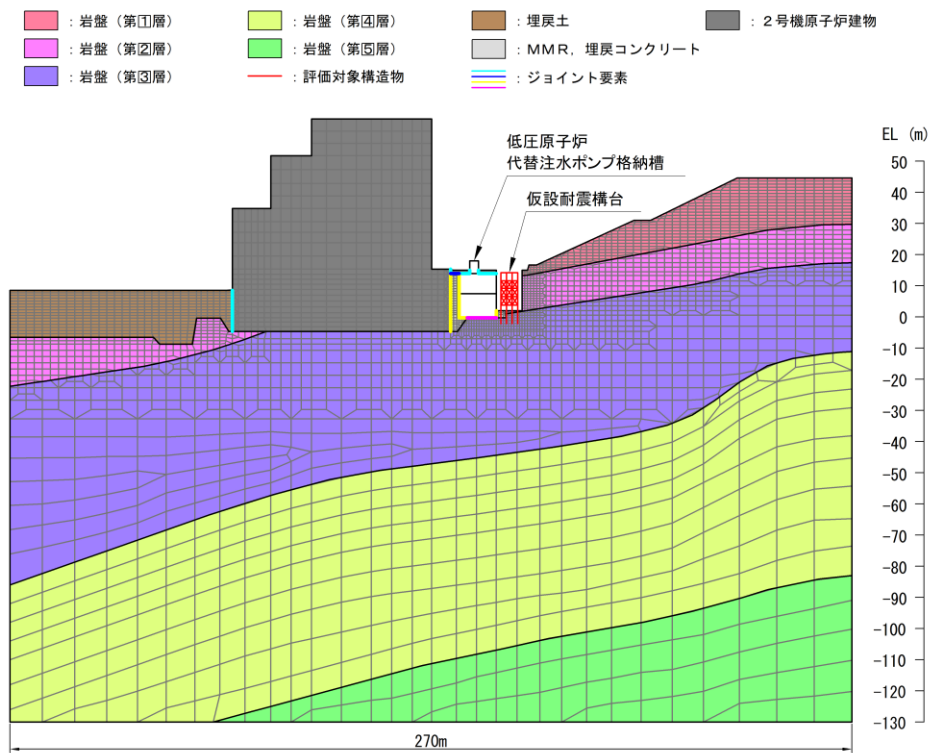
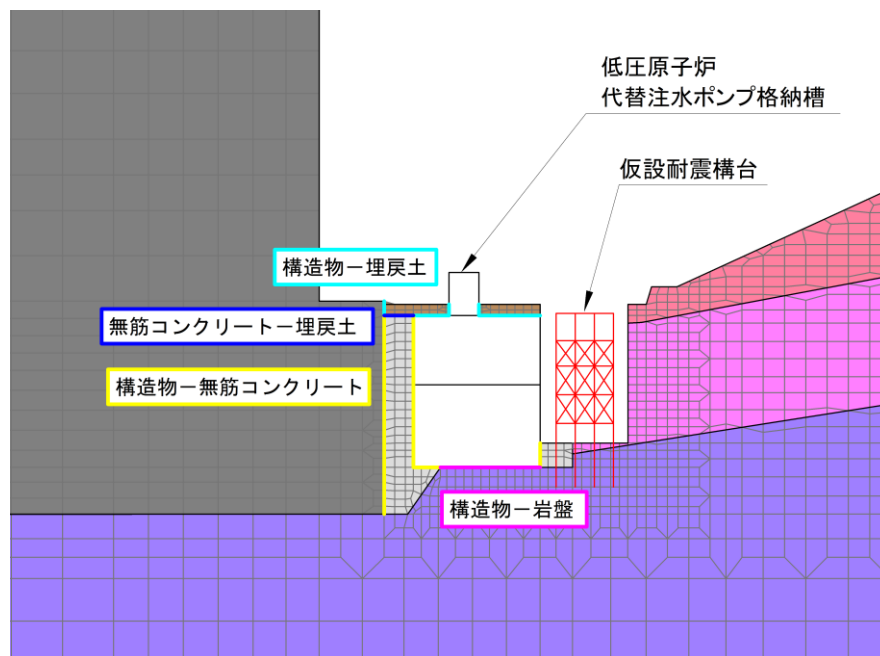


図 3-10 ジョイント要素の力学特性



(全体図)



(拡大図)

図 3-11 (1) ジョイント要素の配置 (A-A断面 (南北方向))

追而

(全体図)

追而

(拡大図)

図 3-11 (2) ジョイント要素の配置 (B-B断面 (東西方向))

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。

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 3-12 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

α, β : 係数

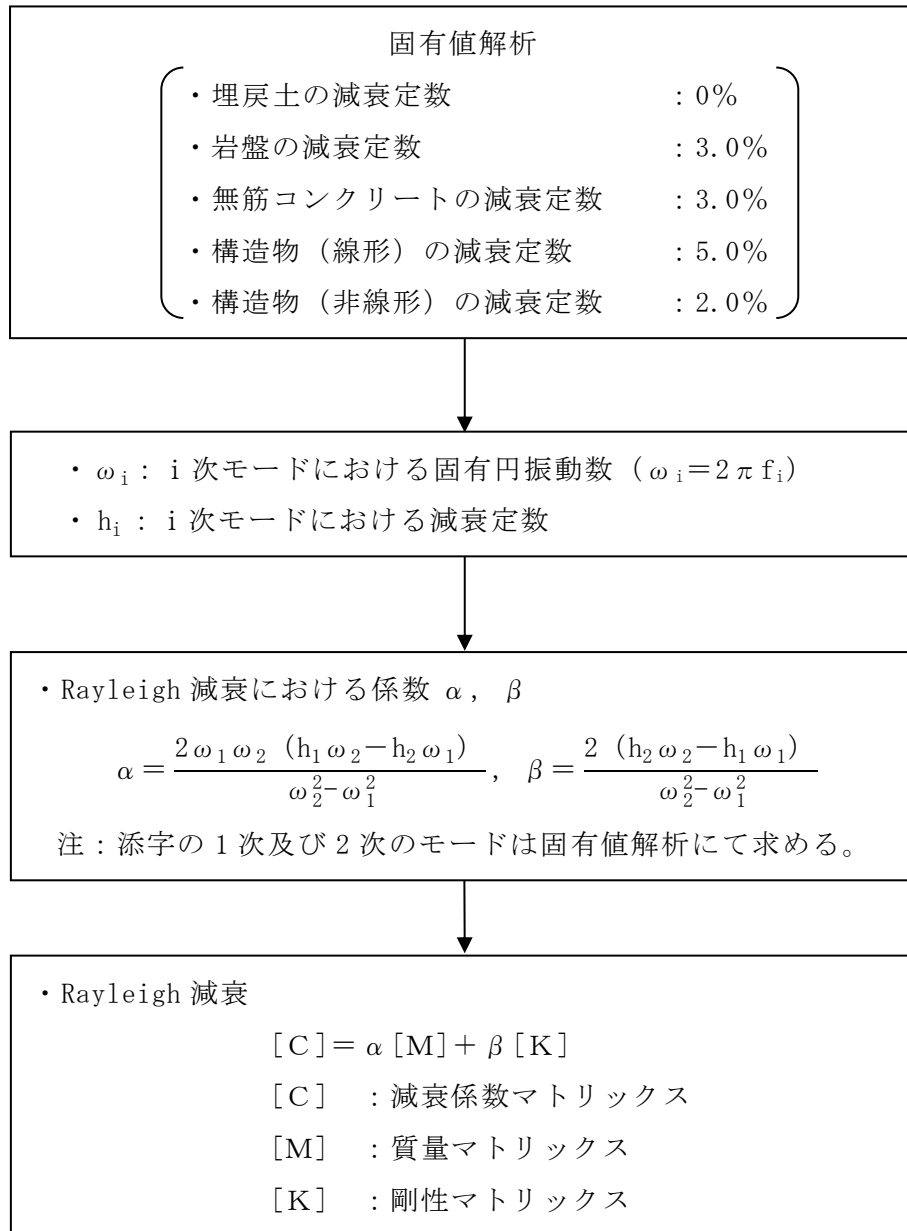


図 3-12 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる仮設耐震構台に対して、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 α , β 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 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-13 に、係数 α , β を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-14 に示す。

表 3-6 (1) 固有値解析結果 (A-A 断面 (南北方向))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.464	56	0	234.8	-8.957	1次として採用
2	3.313	6	1	74.04	26.5	—
3	3.799	9	0	92.97	-18.99	—
4	4.748	0	7	-17.87	79.5	—
5	5.014	4	15	-61.28	-124.2	2次として採用
6	5.222	0	5	-21.7	-70.69	—
7	5.494	2	5	38.45	69.61	—
8	5.863	5	12	-74.88	106.7	—
9	6.373	1	8	3.363	88.97	—
10	6.684	0	1	-5.635	29.24	—

表 3-6 (2) 固有値解析結果 (B-B 断面 (東西方向))

追而

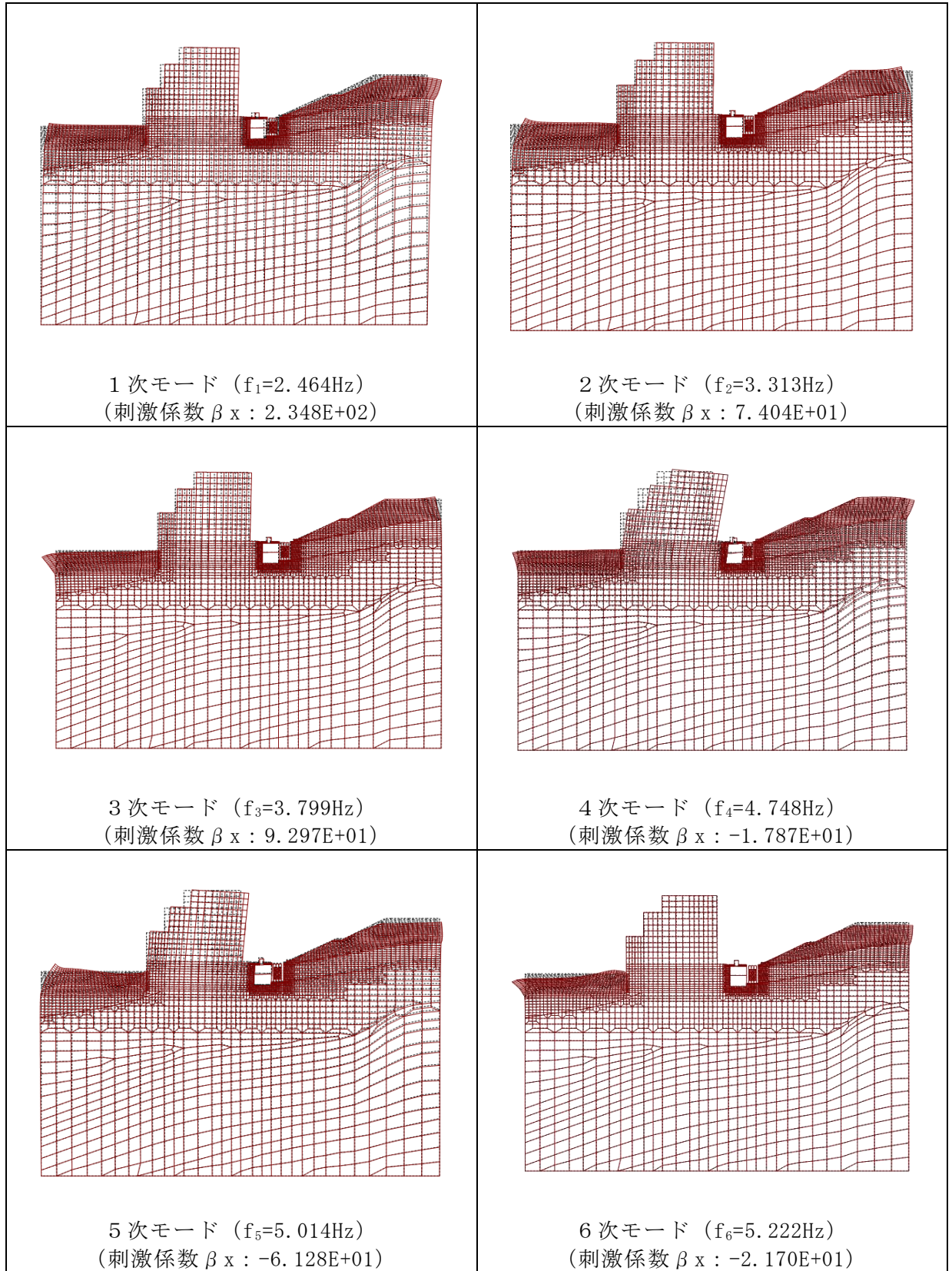


図 3-13 (1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面 (南北方向))

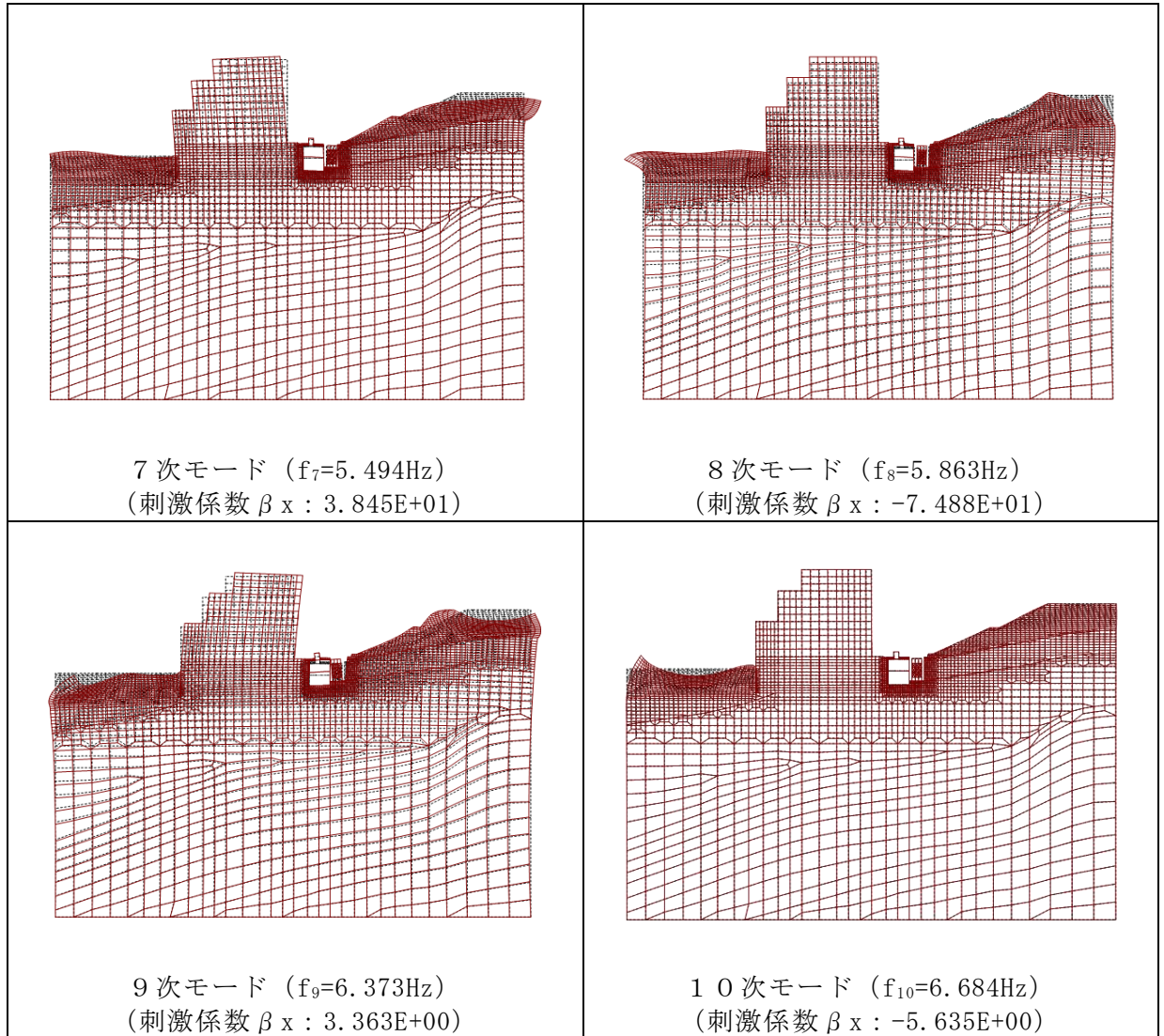


図 3-13 (2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面 (南北断面))

追而

図 3-13 (3) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 (東西方向))

追而

図 3-13 (4) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 (東西断面))

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
A-A 断面 (南北方向)	6.5071×10^{-1}	1.1093×10^{-3}
B-B 断面 (東西方向)	追而	追而

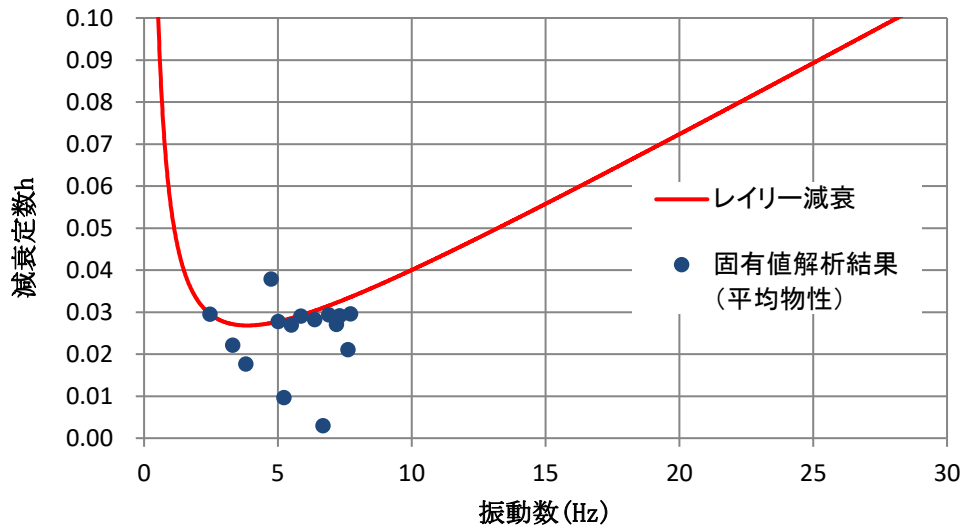


図 3-14 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面 (南北方向))

追而

図 3-14 (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で設定する。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。

荷重の組合せを表 3-8 に示す。

表 3-8 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・配管系がないことから考慮しない。
	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。
		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（覆工板）等を考慮する。	
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	○	

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

3.4.2 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 $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

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

仮設耐震構台は岩盤を掘削した箇所に設置した地上構造物であり、水平方向の慣性力による影響が支配的であるため、鉛直動の位相反転の影響は軽微である。

また、概ね左右対称の構造物であることから、水平動の位相反転の影響も軽微である。

以上を踏まえ、耐震評価における解析ケースは、表 3-9 のとおり、基準地震動 S_s 全波（6 波）とする。

表 3-9 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○
	$S_s - F 1$	++*	○
	$S_s - F 2$	++*	○
	$S_s - N 1$	++*	○
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

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。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に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

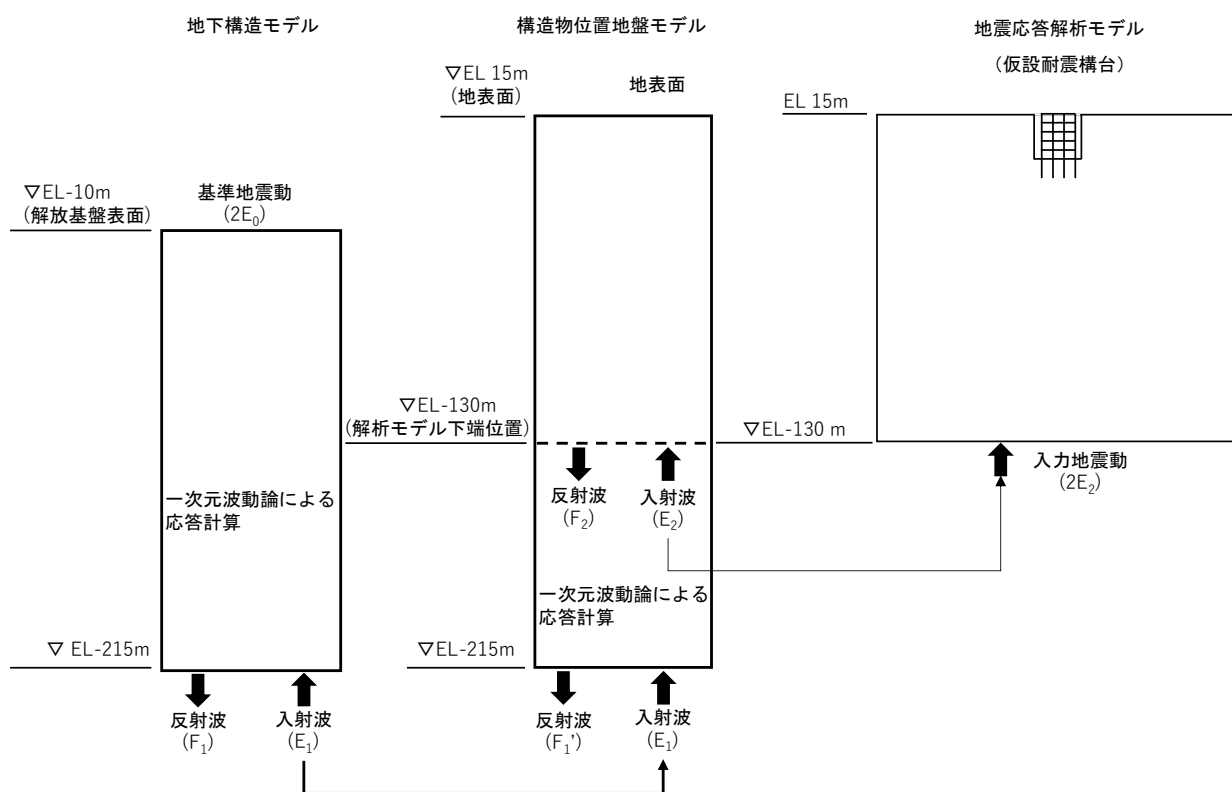
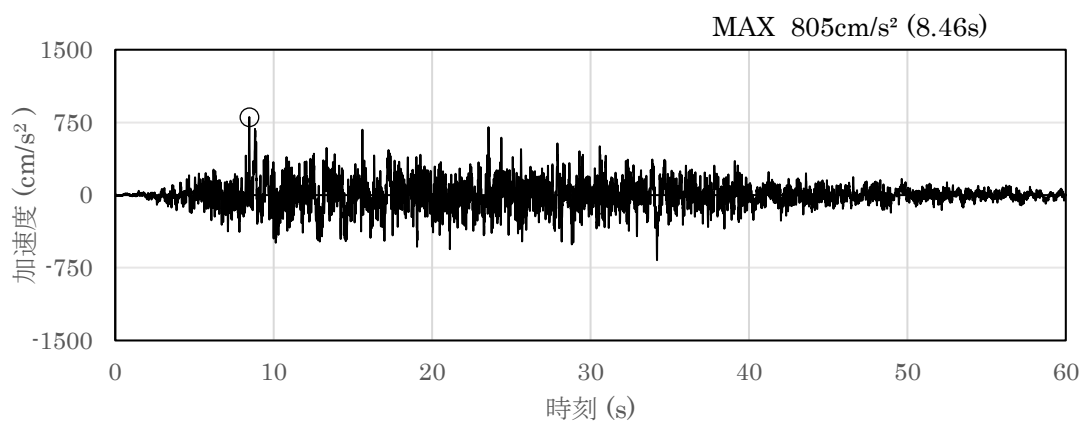


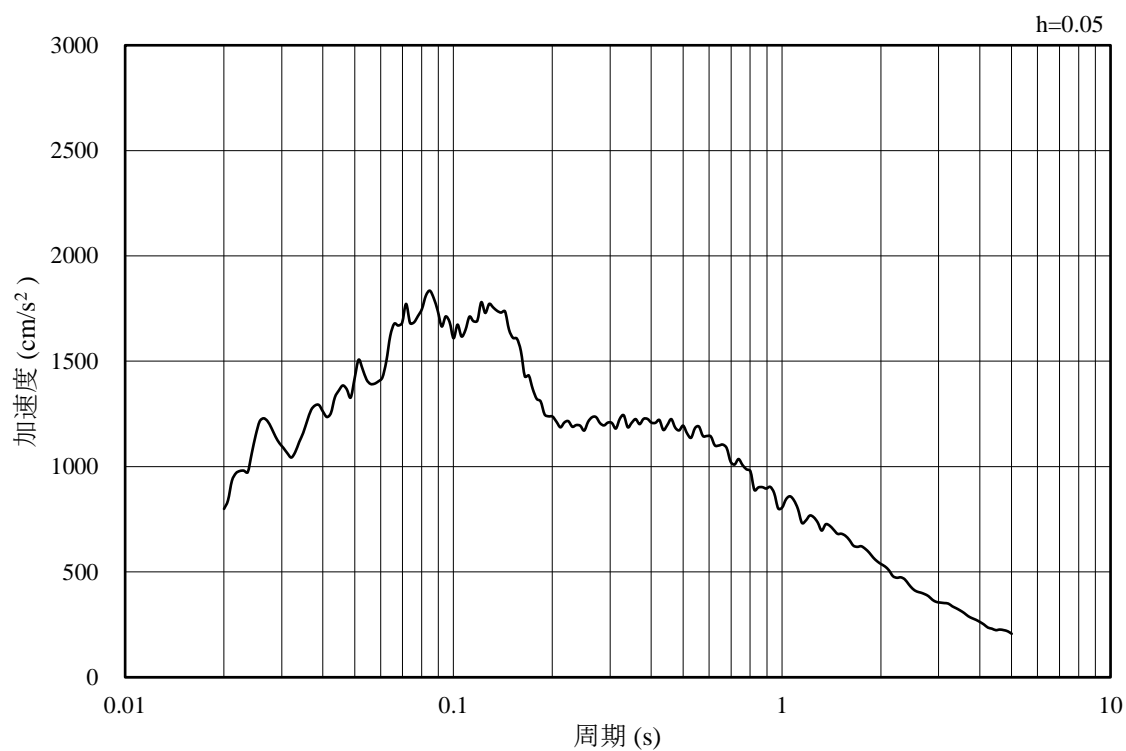
図4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 A-A断面の入力地震動

図4-2～図4-13にA-A断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

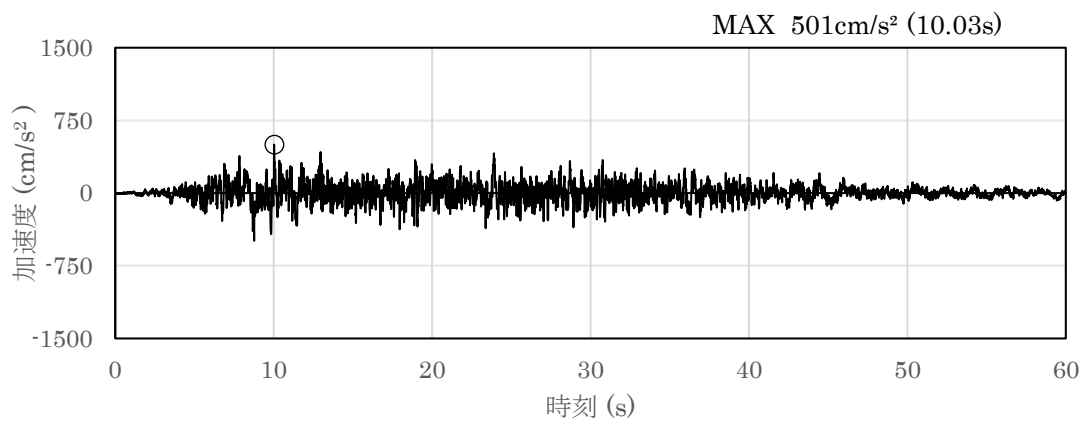


(a) 加速度時刻歴波形

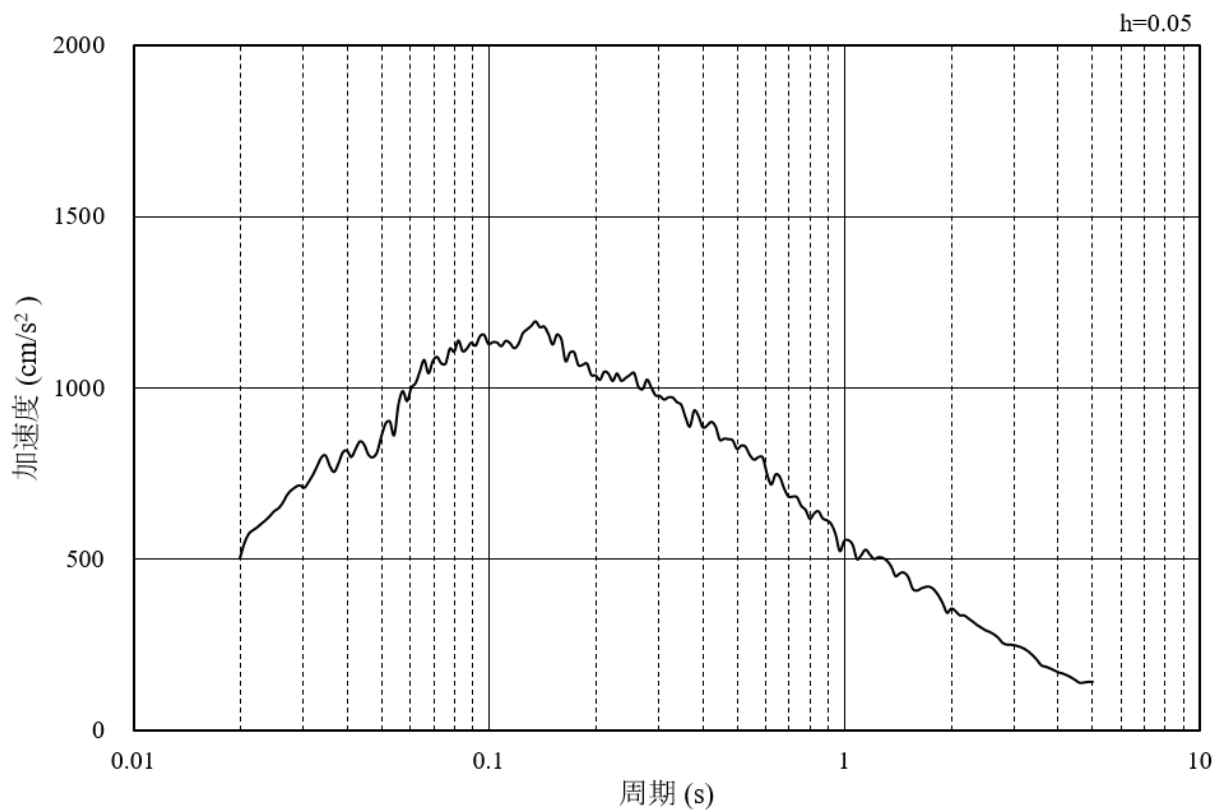


(b) 加速度応答スペクトル

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, EL-130m)

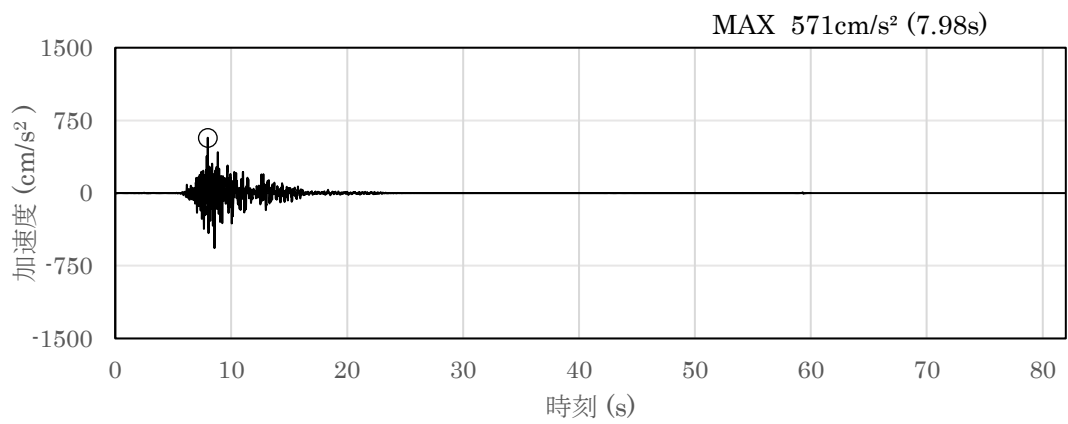


(a) 加速度時刻歴波形

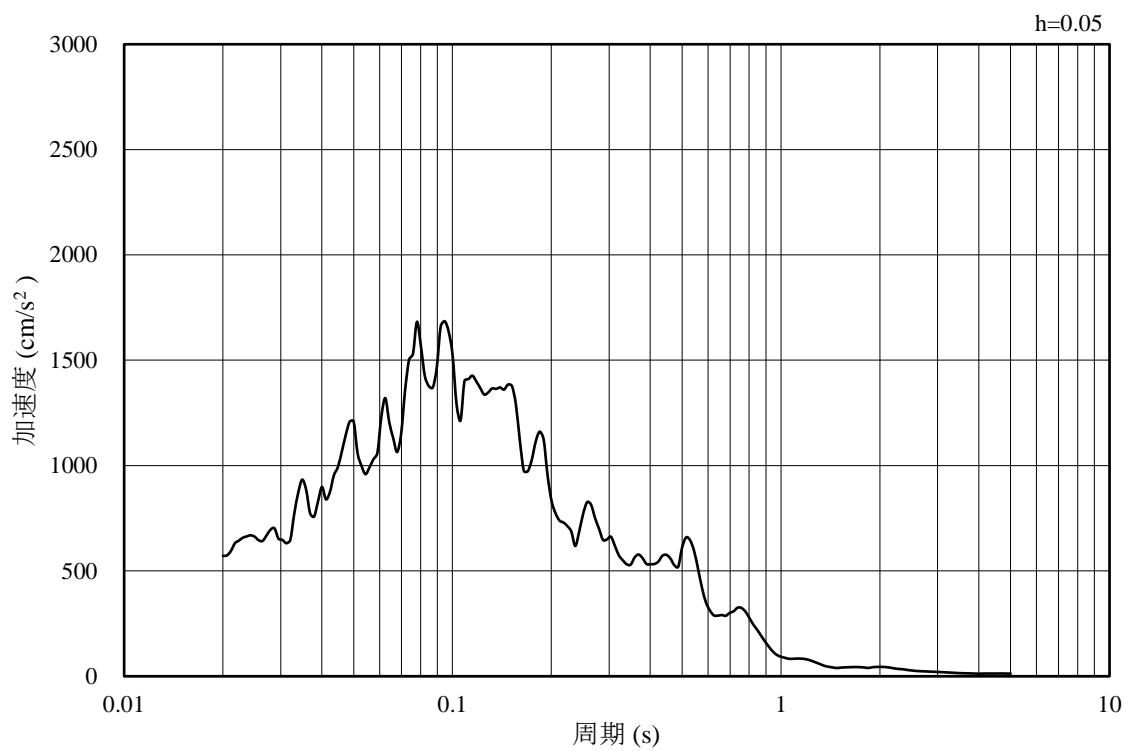


(b) 加速度応答スペクトル

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, EL-130m)

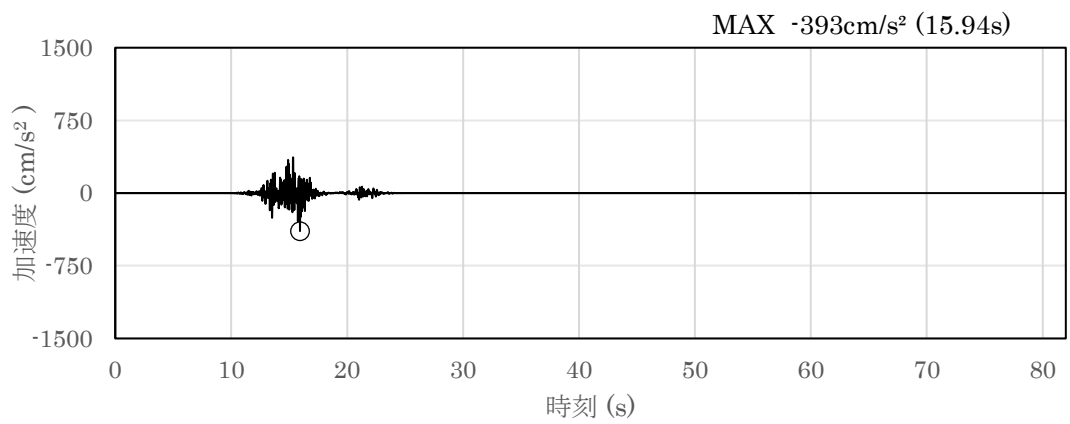


(a) 加速度時刻歴波形

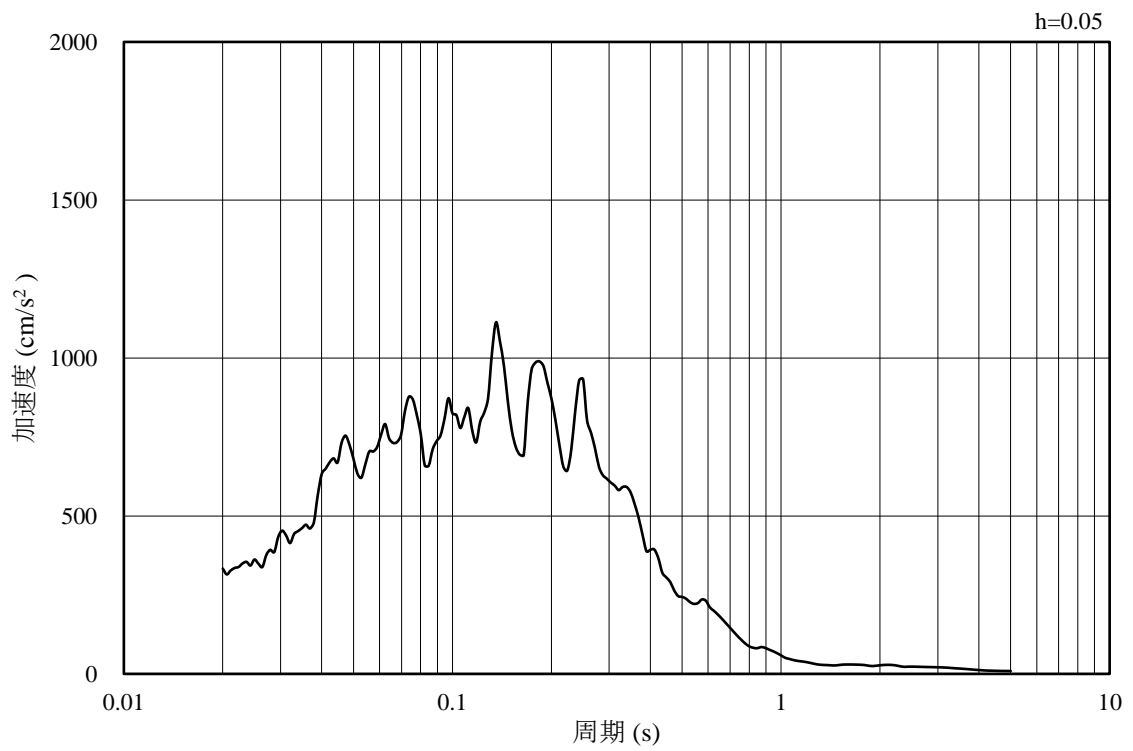


(b) 加速度応答スペクトル

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, EL-130m)

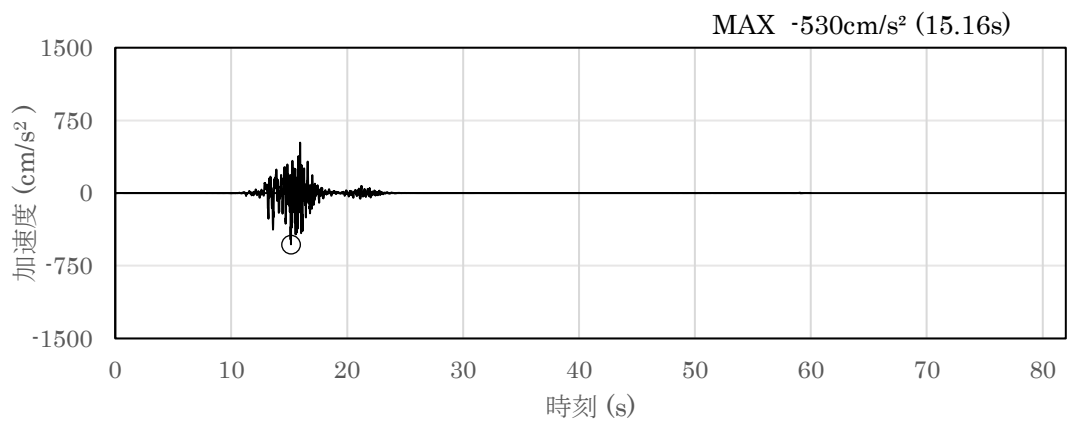


(a) 加速度時刻歴波形

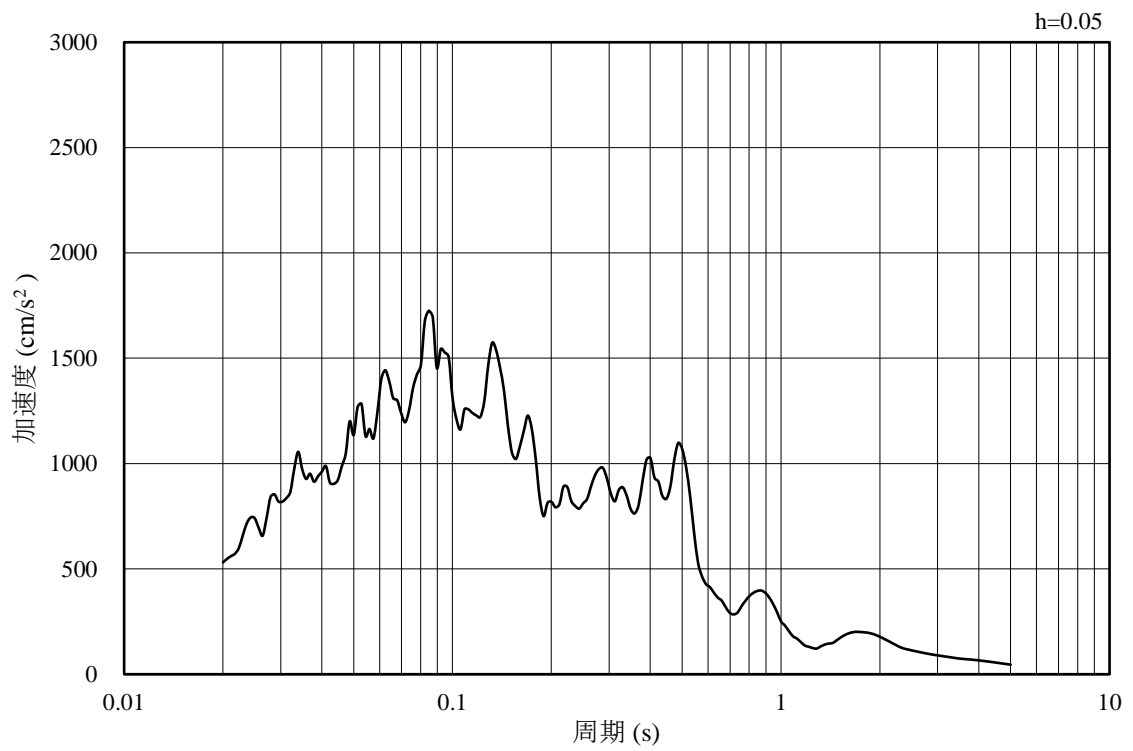


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - F 1 , EL-130m)

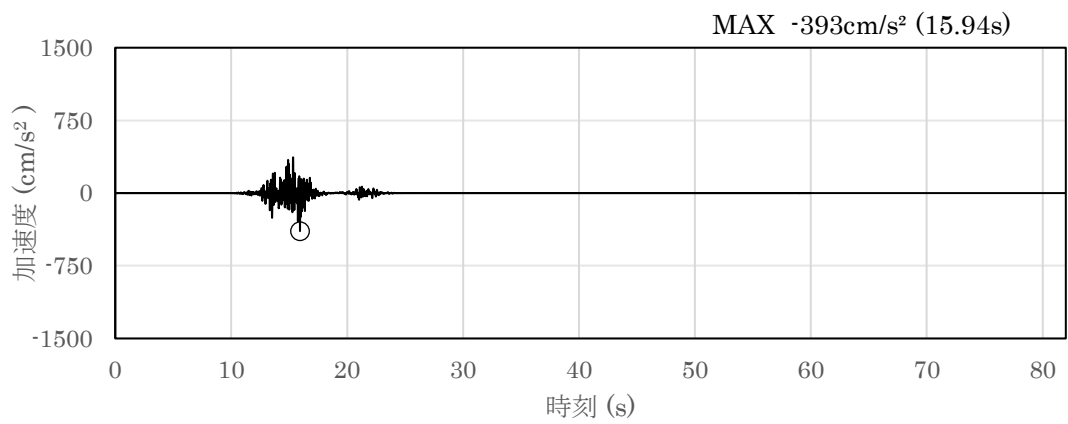


(a) 加速度時刻歴波形

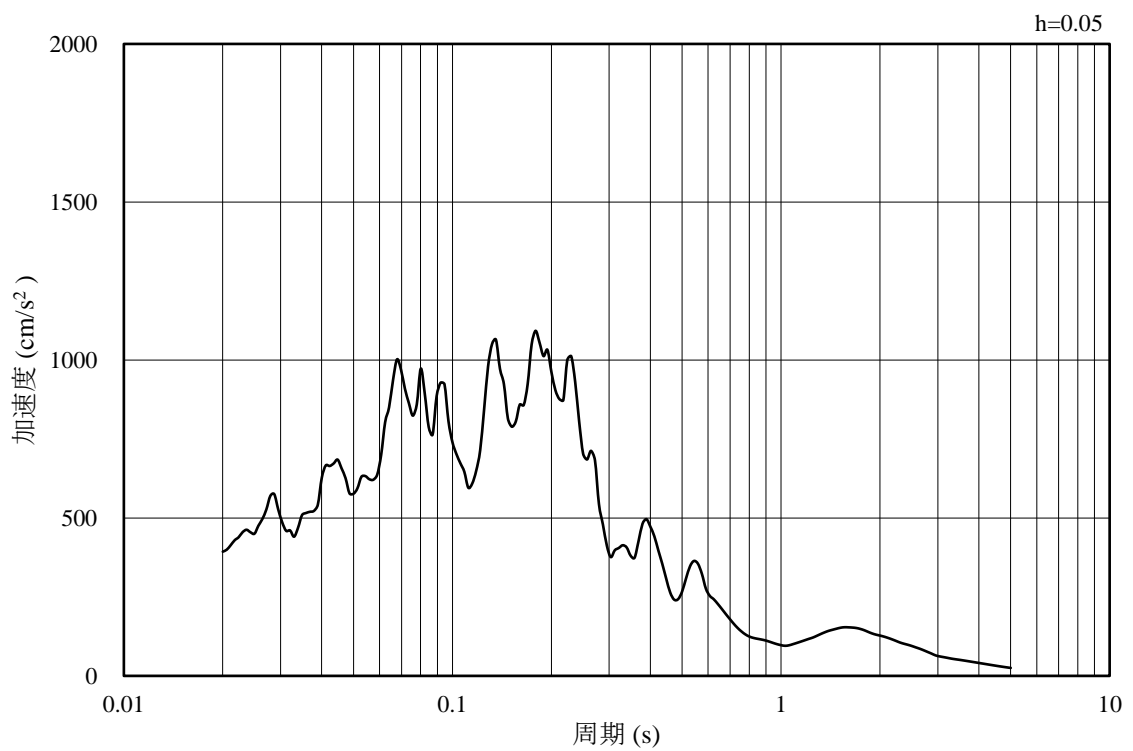


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - F 2, EL-130m)

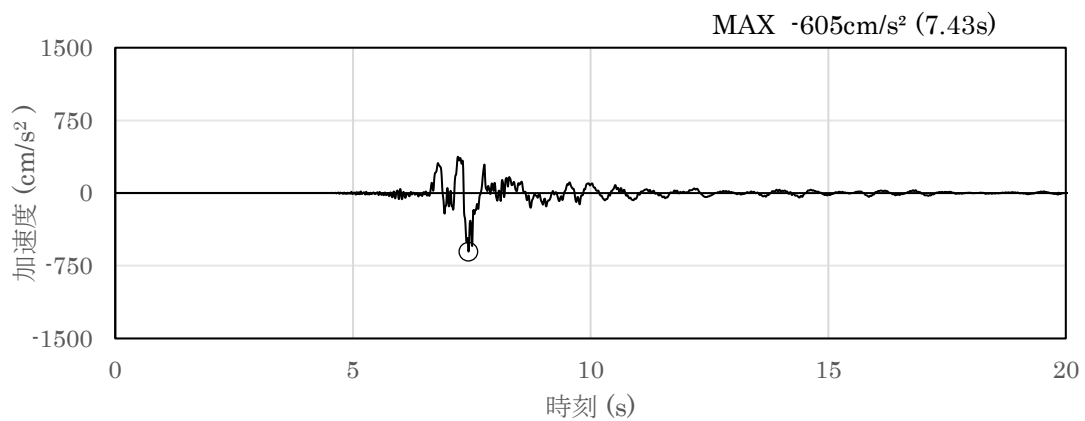


(a) 加速度時刻歴波形

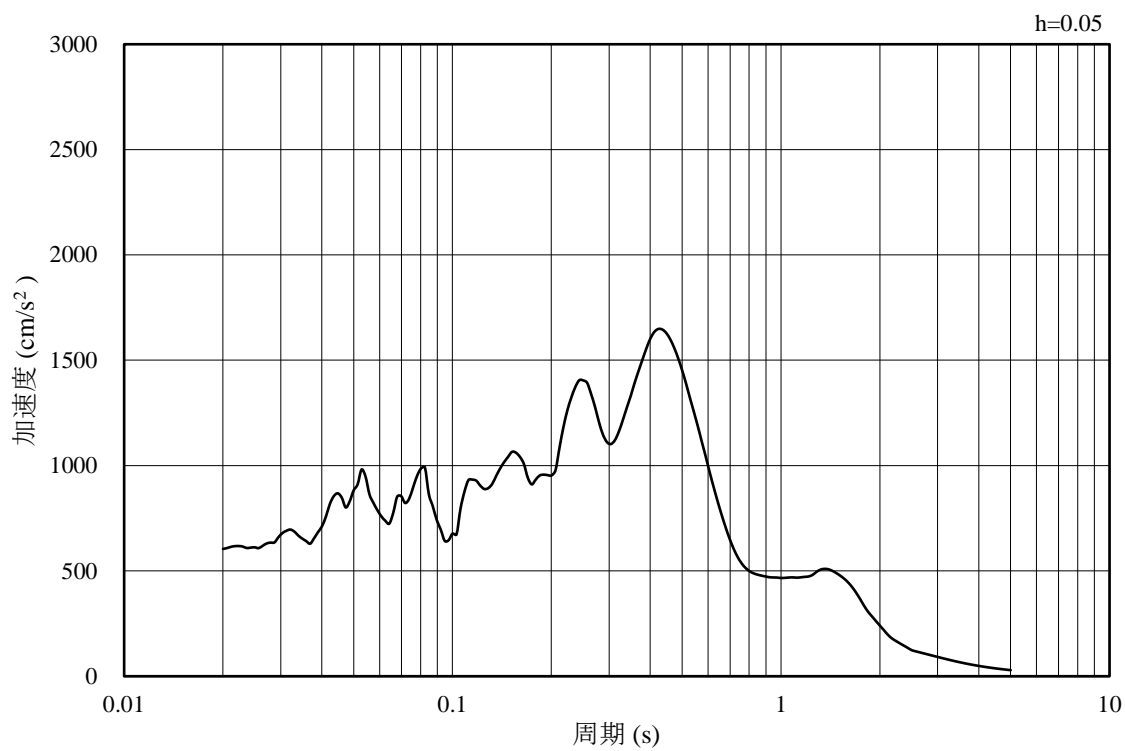


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - F 2, EL-130m)

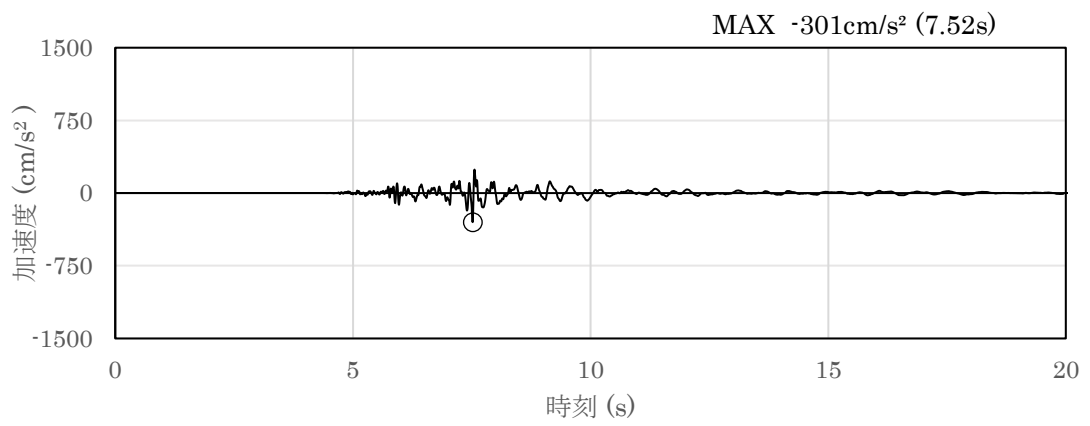


(a) 加速度時刻歴波形

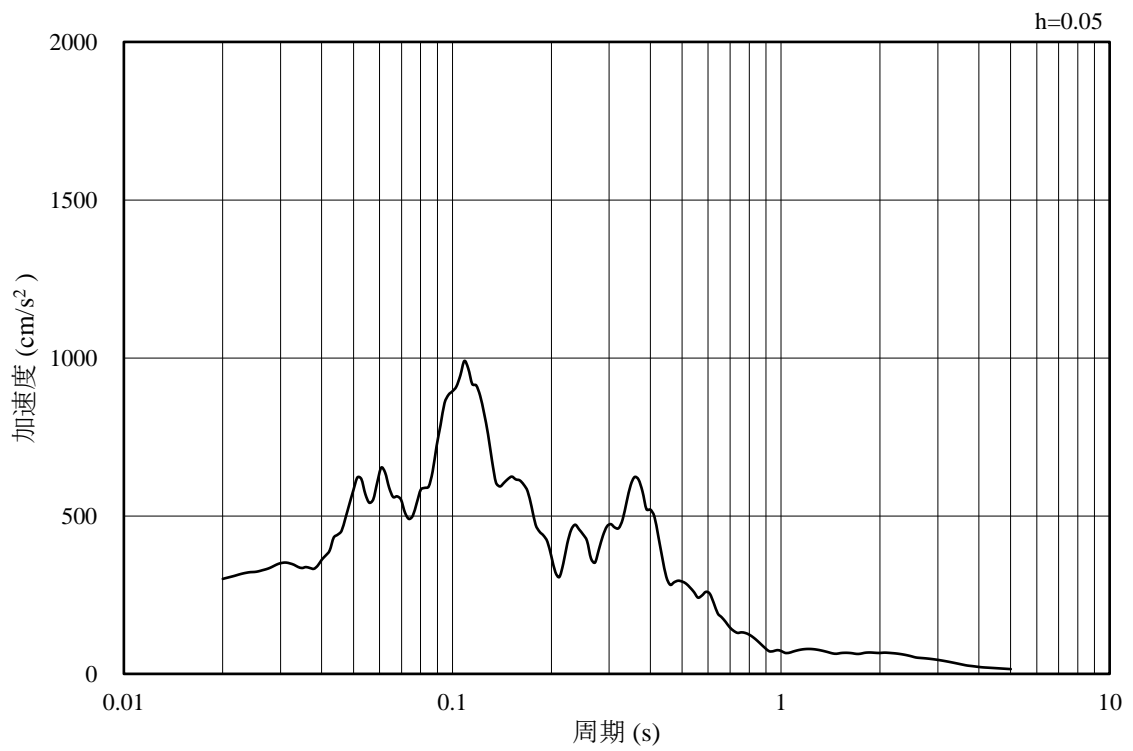


(b) 加速度応答スペクトル

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 s - N 1, EL-130m)

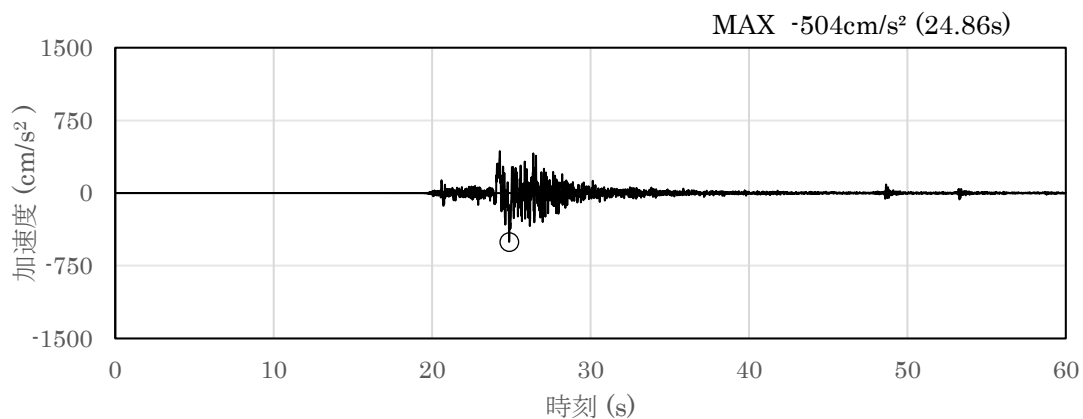


(a) 加速度時刻歴波形

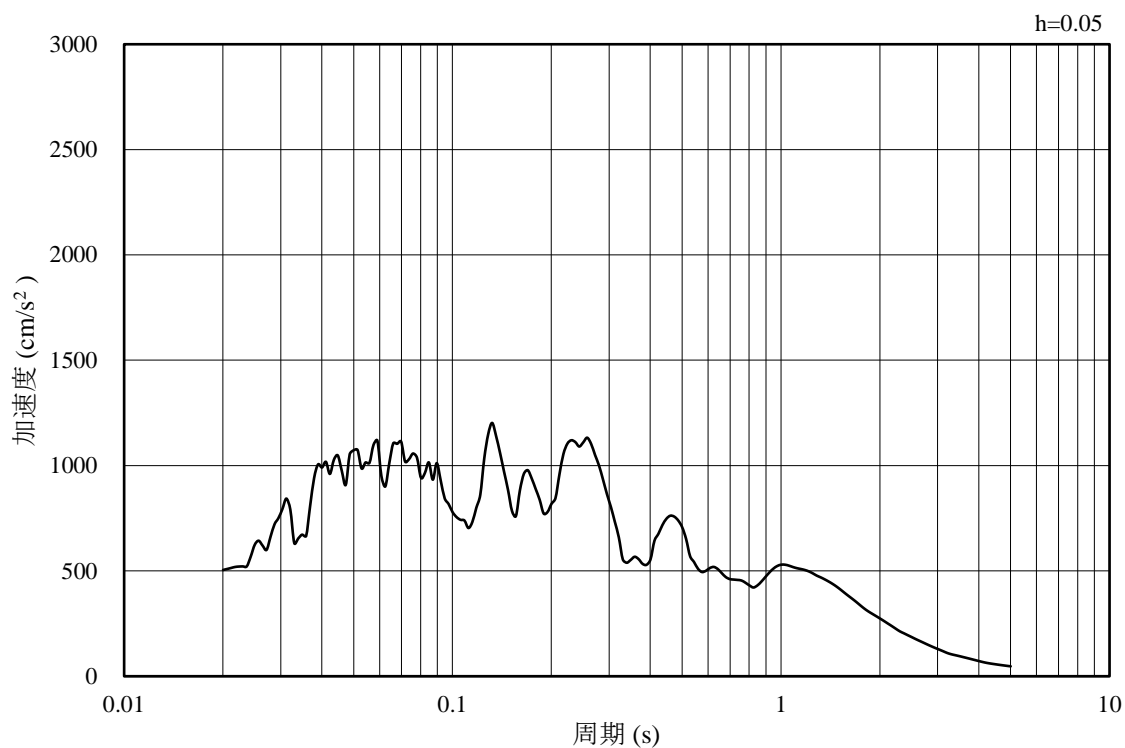


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 1, EL-130m)

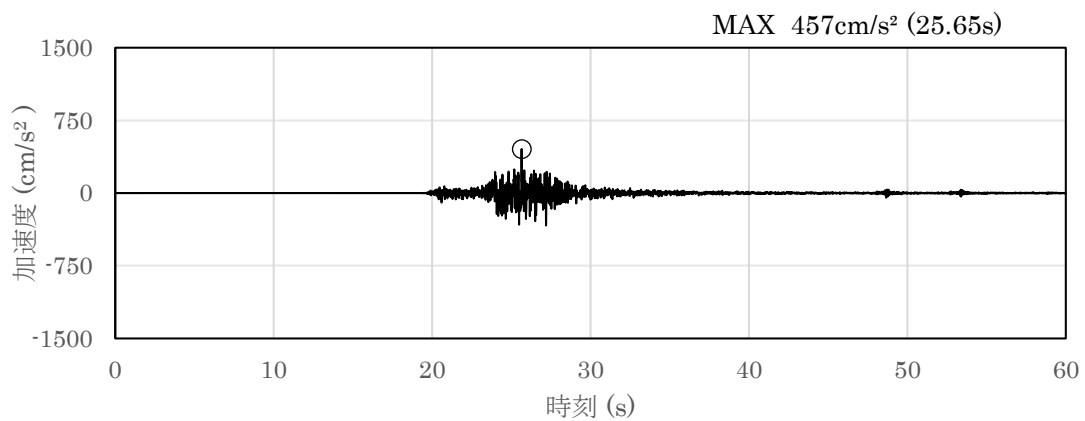


(a) 加速度時刻歴波形

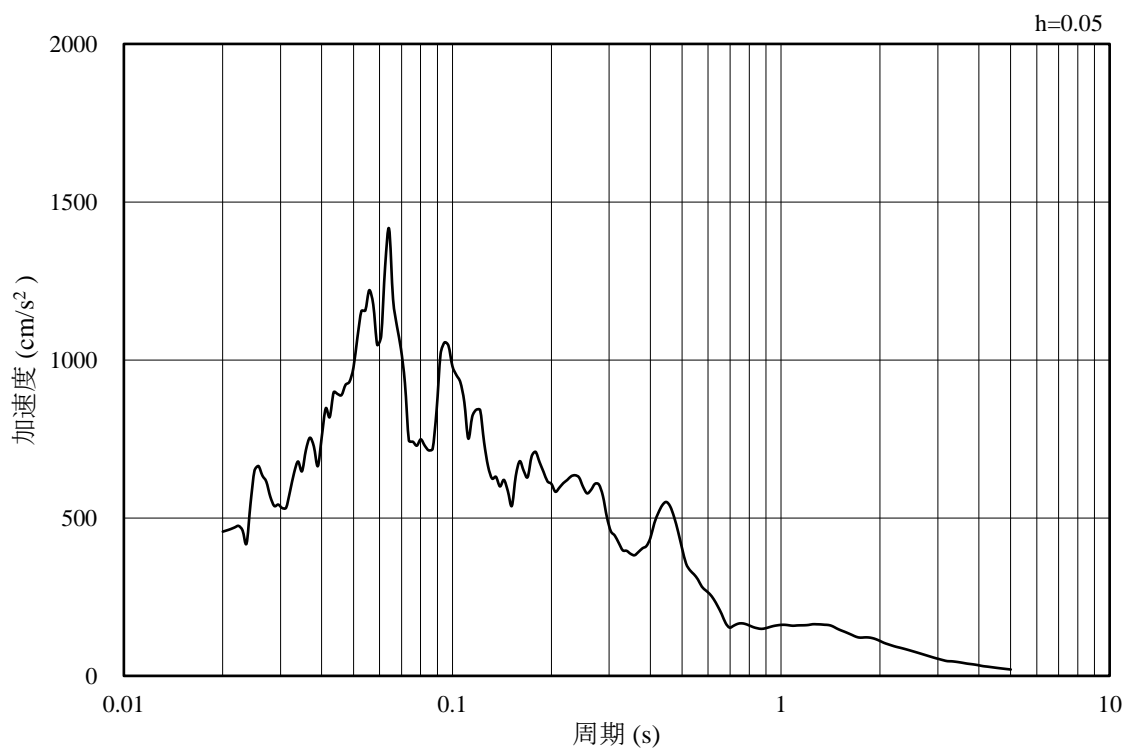


(b) 加速度応答スペクトル

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 2, N S 方向, EL-130m)

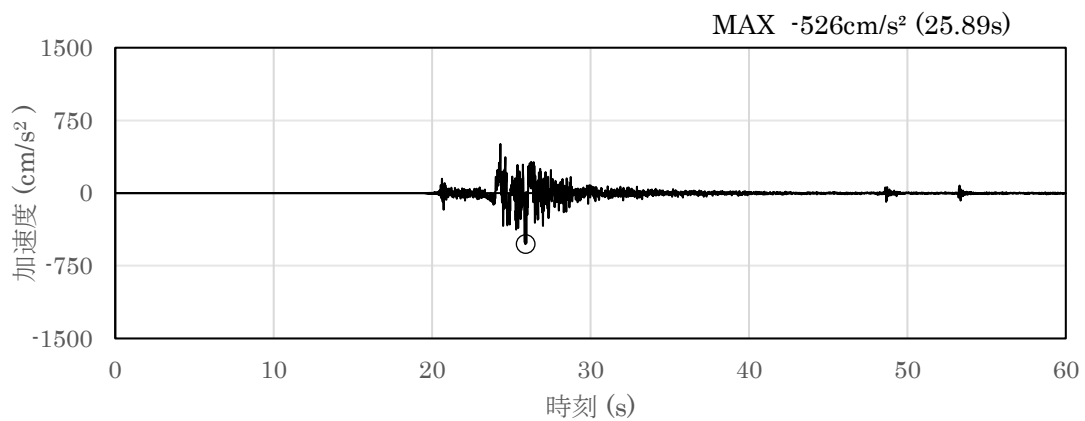


(a) 加速度時刻歴波形

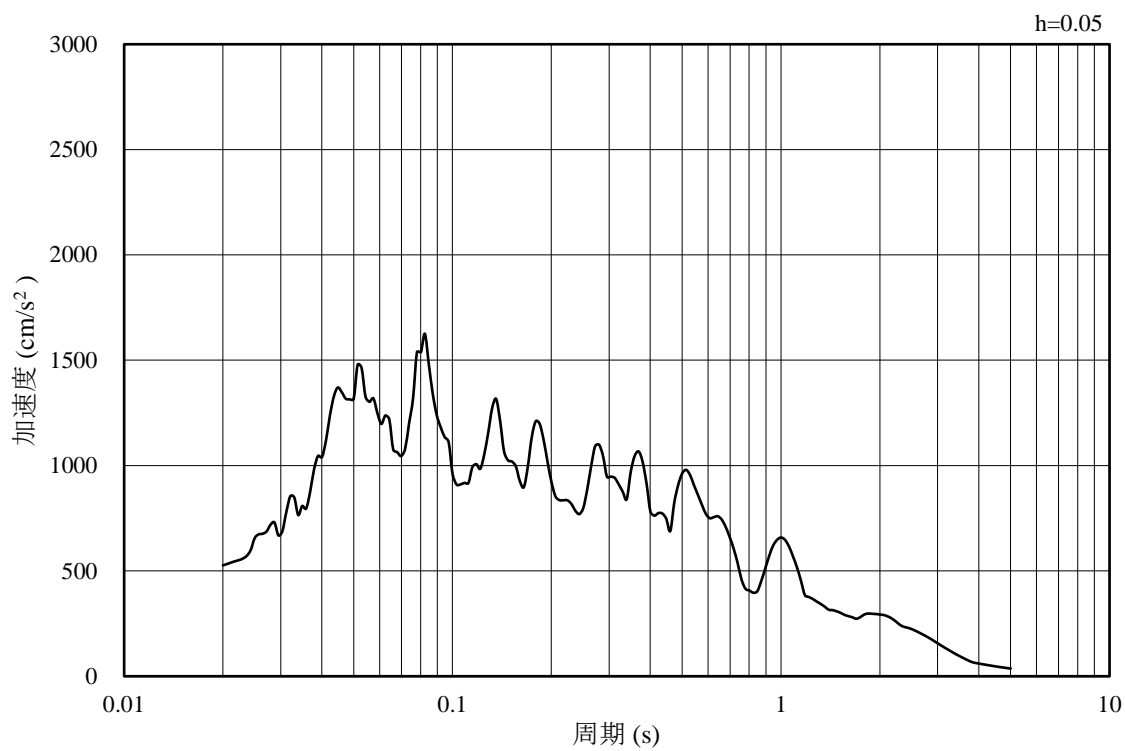


(b) 加速度応答スペクトル

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 2, N S 方向, EL-130m)

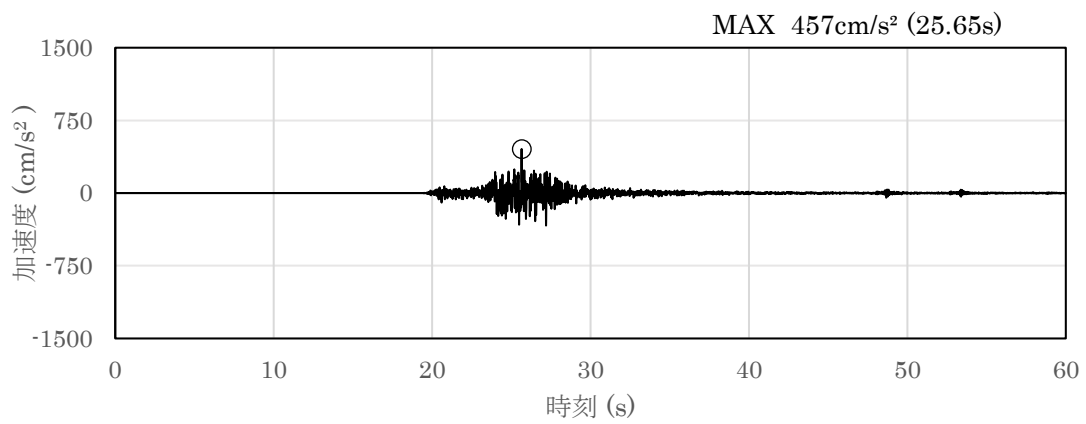


(a) 加速度時刻歴波形

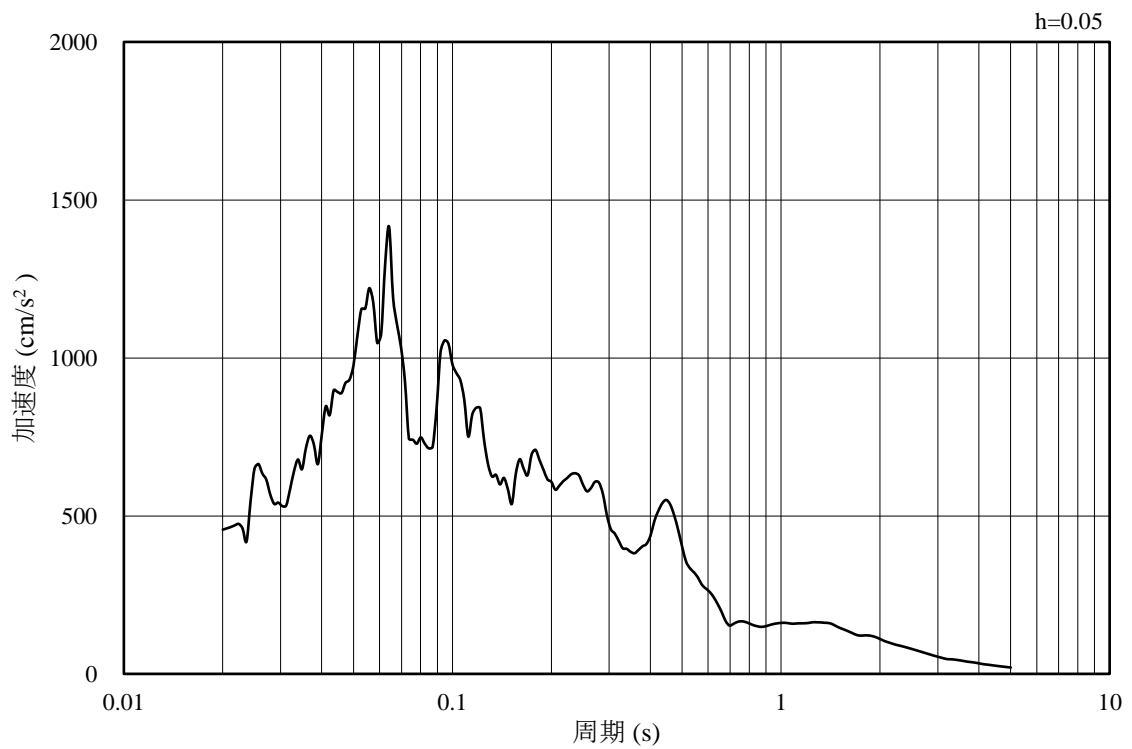


(b) 加速度応答スペクトル

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, E W方向, EL-130m)



(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
(鉛直成分：S s - N 2, E W方向, EL-130m)

4.1.2 B-B断面の入力地震動

追而

4.2 許容限界の設定

仮設耐震構台の耐震評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界を参考に設定する。

仮設耐震構台の耐震評価における許容限界を表4-1に示す。

表4-1 (1) 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと及び屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S _s	A-A断面 (南北方向)	水平材，斜材及び支持杭	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	短期許容曲げ圧縮応力度 別途算出 ^{*1}
			基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度 ^{*2} 120N/mm ²
			仮設耐震構台及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	構造物間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	極限支持力度 ^{*3} 9.8N/mm ²
					離隔距離 ^{*4} 50mm

注記*1：「4.2.1 主桁，受桁，水平材斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す。

*2：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成24年3月（日本道路協会）

*3：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」

*4：原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽のうち，仮設耐震構台との離隔距離が最小となる，低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との離隔距離を許容限界とする。

表 4-1 (2) 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界	
原子炉建物， 第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと及び屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S _s	B-B断面 (東西方向)	主桁	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	短期許容曲げ圧縮応力度 別途算出*1	
					短期許容せん断応力度*2 180N/mm ²	
			受桁，水平材，斜材及び支持杭	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	短期許容曲げ圧縮応力度 別途算出*1	
					短期許容せん断応力度*2 120N/mm ²	
			橋台 (東側)	コンクリート	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	短期許容曲げ圧縮応力度*3 13.5N/mm ²
				鉄筋		短期許容せん断応力度*3 0.675N/mm ²
			置換コンクリート (西側)	発生する応力（せん断力，引張力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容引張応力度*3 294N/mm ²	
					せん断強度*4 3.6N/mm ²	
基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	引張強度*3 1.57N/mm ²				
		極限支持力度*5 9.8N/mm ²				

注記*1：「4.2.1 主桁，受桁，水平材斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す。

*2：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 24 年 3 月（日本道路協会）

*3：コンクリート標準示方書 [構造的照査編]（土木学会，2002 年）

*4：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]（土木学会，2013 年）

*5：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」

4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界

(1) 曲げ軸力に対する許容限界

主桁，桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭の曲げ軸力に対する許容限界は，「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 24 年 3 月（日本道路協会）」に基づき，以下の式にて算出する。

(a) 軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{ta} \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

(b) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\alpha_z} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\alpha_z} \leq \sigma_{cal} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

- σ_t, σ_c : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張及び圧縮応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{bty}, \sigma_{btz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta} : 許容軸方向引張応力度 (N/mm²)
- σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

α_y, α_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし、有限変位理論によって断面力を算出する場合には 1 とする。

$$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ey}}$$

$$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ez}}$$

σ_{ey}, σ_{ez} : それぞれ強軸及び弱軸まわりのオイラー座屈応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{ey} = \pi^2 E / (l/\gamma_y)^2$$

$$\sigma_{ez} = \pi^2 E / (l/\gamma_z)^2$$

l : 有効座屈長 (mm)

γ_y, γ_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

E : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

(2) せん断力に対する許容限界

a. 主桁

主桁のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 24 年 3 月（日本道路協会）」に基づき設定する。

主桁のせん断力に対する許容限界を表 4-2 に示す。

表 4-2 評価対象部位（主桁）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	180

b. 受桁，水平材，斜材及び支持杭

受桁，水平材，斜材及び支持杭のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 24 年 3 月（日本道路協会）」に基づき設定する。

受桁，水平材，斜材及び支持杭のせん断力に対する許容限界を表 4-3 に示す。

表 4-3 評価対象部位（水平材，斜材及び支持杭）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	120

4.2.2 橋台（東側）に対する許容限界

橋台（東側）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〕（土木学会，2002年）に基づき，表4-4のとおり設定する。

表4-4 橋台（東側）に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
コンクリート $f'_{ck}=24$ (N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5
	短期許容せん断応力度 τ_{al}	0.675
鉄筋 SD345	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

4.2.3 置換コンクリート（西側）に対する許容限界

置換コンクリート（西側）の許容限界については，コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年）及びコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）に基づき，表4-5のとおり設定する。

表4-5 置換コンクリート（西側）に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
置換コンクリート $f'_{ck}=18$ (N/mm ²)	せん断強度* ¹	3.6
	引張強度* ²	1.57

注記*1：コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年）

*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）

4.2.4 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4-6に示す。

表4-6 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8

4.2.5 構造物間の相対変位に対する許容限界

構造物間の相対変位に対する許容限界は、仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の離隔距離とする。

構造物間の相対変位に対する許容限界を表4-7に示す。

表4-7 構造物間の相対変位に対する許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
構造物間の離隔距離 (仮設耐震構台と低圧原子炉 代替注水ポンプ格納槽)	50

5. 評価方法

仮設耐震構台の耐震評価は、地震応答解析により算定した照査用応答値が「4.2 許容限界の設定」において設定した許容限界以下であることを確認する。

5.1 施設の損傷、転倒及び落下等による影響評価方法

5.1.1 構造部材の健全性に対する評価方法

(1) 主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する評価方法

主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する評価においては、部材の曲げ軸力照査及びせん断力照査を行う。曲げ軸力照査については、「4.2.1 主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する許容限界」の「(1) 曲げ軸力に対する許容限界」に示す、式(3.1)～式(3.5)による評価を行い、許容限界以下であることを確認する。せん断力照査については、「4.2.1 主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する許容限界」の「(2) せん断力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

(2) 橋台（東側）に対する評価方法

橋台（東側）に対する評価においては、地震応答解析により仮設耐震構台の東側の橋台に発生する応力度が「4.2.2 橋台（東側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

(3) 置換コンクリート（西側）に対する評価方法

置換コンクリート（西側）に対する評価においては、地震応答解析により仮設耐震構台の西側の置換コンクリートに発生する応力度が「4.2.3 置換コンクリート（西側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

5.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価方法

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

5.2 構造物間の相対変位による影響評価方法

5.2.1 相対変位による評価方法

相対変位による評価においては、仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

6. 評価結果

6.1 施設の損傷，転倒及び落下等による影響評価結果

6.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) A－A断面（南北方向）の評価結果

A－A断面（南北方向）の仮設耐震構台の曲げ軸力に対する照査値を表 6－1 に，せん断力に対する照査値を表 6－2 に示す。曲げ軸力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6－1 に，せん断力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6－2 に示す。

A－A断面（南北方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	水平材	5	-9	0.32
	S s - F 1	++*		4	-11	0.26
	S s - F 2	++*		4	-11	0.28
	S s - N 1	++*		3	-4	0.18
	S s - N 2 (NS)	++*		4	-3	0.24
	S s - N 2 (EW)	++*		3	-6	0.21

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-1 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (斜材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	斜材	11	-508	0.41
	S s - F 1	++*		9	-398	0.32
	S s - F 2	++*		9	-417	0.33
	S s - N 1	++*		6	-283	0.23
	S s - N 2 (NS)	++*		9	-387	0.31
	S s - N 2 (EW)	++*		7	-334	0.27

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-1 (3) 曲げ軸力に対する照査値 (支持杭)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	支持杭	333	-1814	0.49
	S s - F 1	++*		283	-1422	0.40
	S s - F 2	++*		287	-1468	0.41
	S s - N 1	++*		185	-1025	0.28
	S s - N 2 (NS)	++*		274	-1279	0.38
	S s - N 2 (EW)	++*		228	-1196	0.33

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (1) せん断力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	水平材	6	120	0.05
	S s - F 1	++*		5		0.05
	S s - F 2	++*		5		0.05
	S s - N 1	++*		4		0.04
	S s - N 2 (NS)	++*		5		0.05
	S s - N 2 (EW)	++*		4		0.04

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (2) せん断力に対する照査値 (斜材)

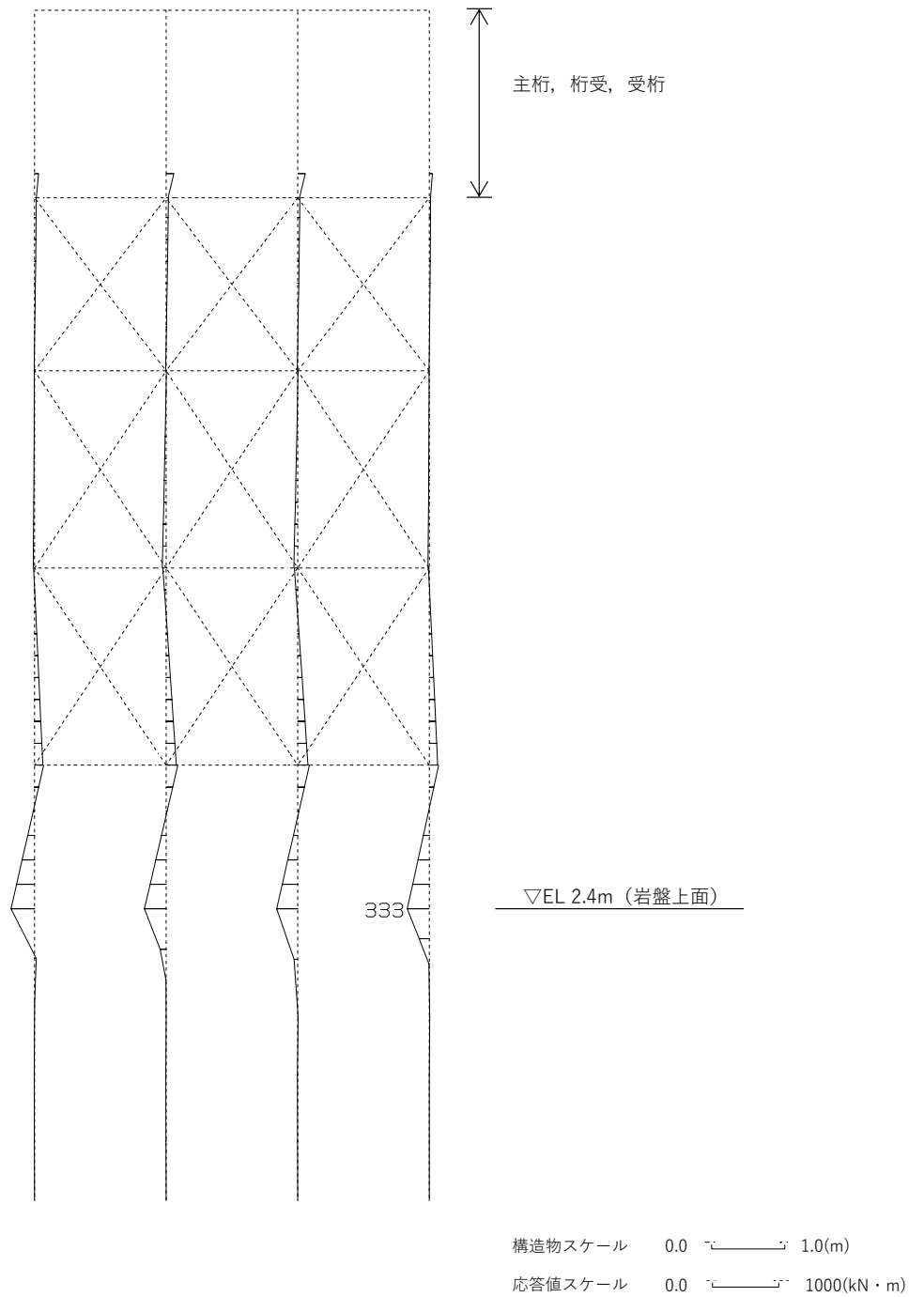
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - F 1	++*	斜材	1	120	0.01
	S s - F 2	++*		1		0.01
	S s - N 1	++*		1		0.01
	S s - N 2 (NS)	++*		1		0.01
	S s - N 2 (EW)	++*		1		0.01

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。

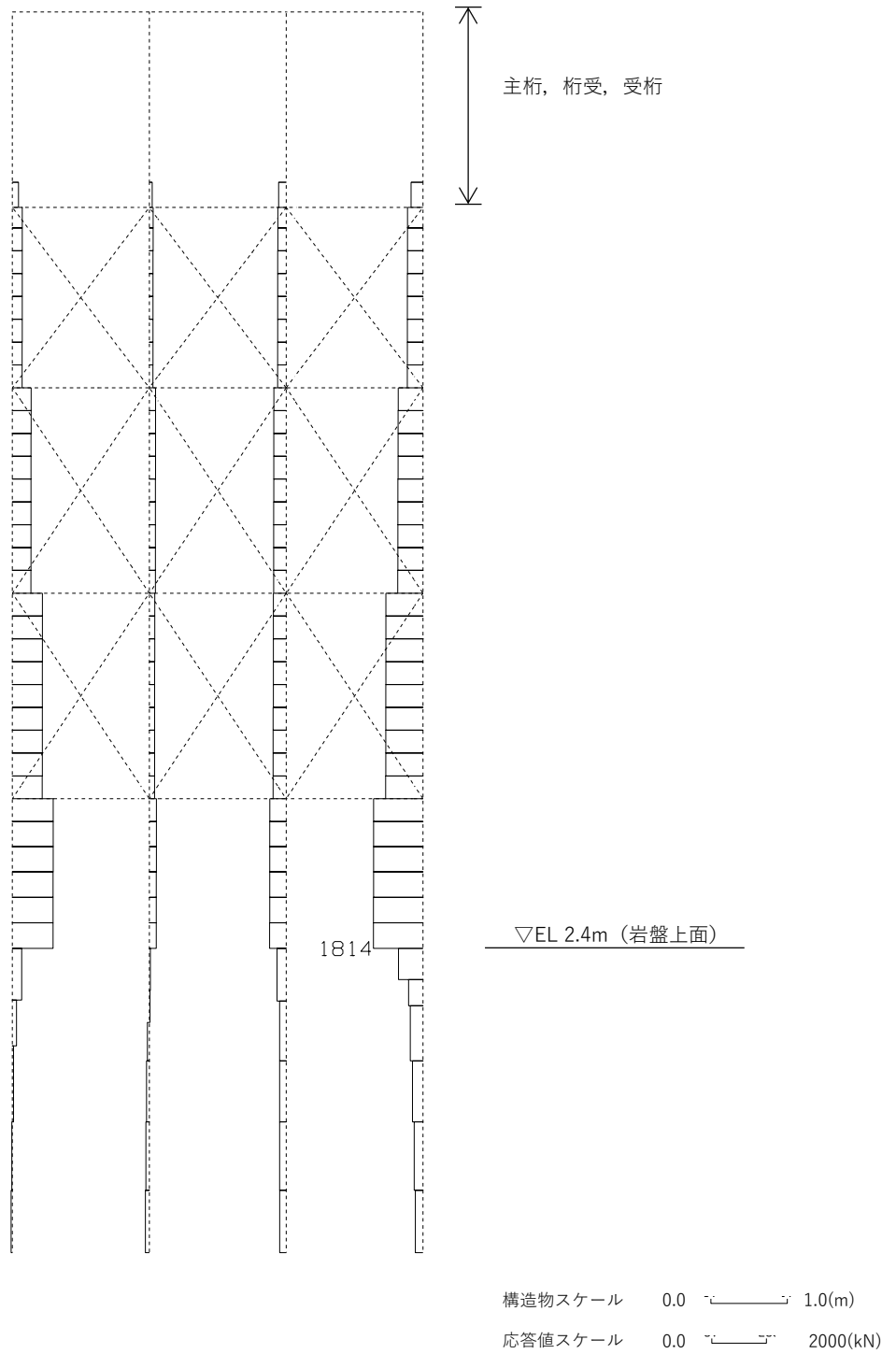
表 6-2 (3) せん断力に対する照査値 (支持杭)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	支持杭	28	120	0.24
	S s - F 1	++*		22		0.19
	S s - F 2	++*		23		0.20
	S s - N 1	++*		15		0.13
	S s - N 2 (NS)	++*		22		0.19
	S s - N 2 (EW)	++*		18		0.15

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。

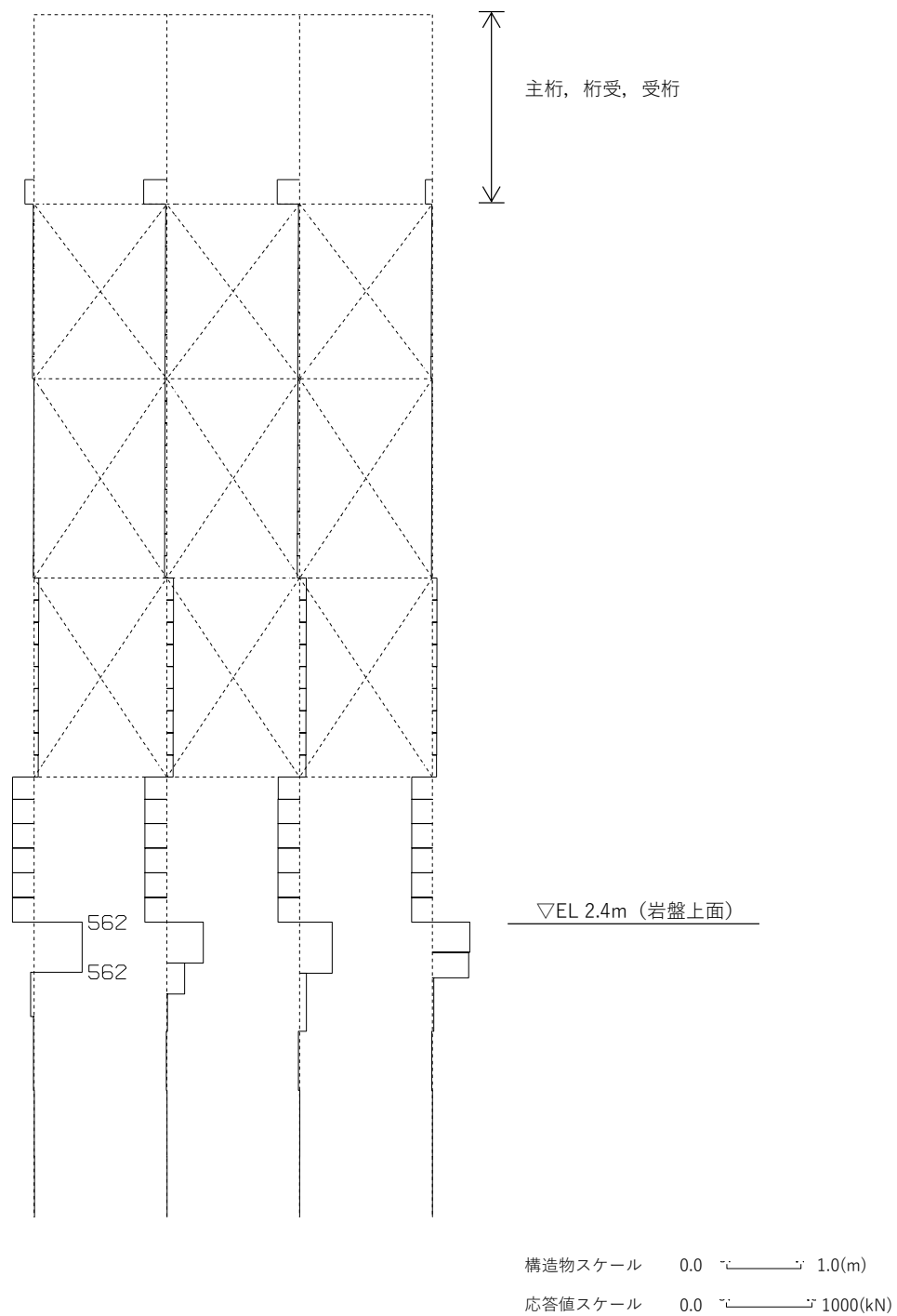


(支持杭 曲げモーメント $S_s - D (+, +)$, $t = 25.79s$)
 図 6-1 (1) 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力



(支持杭 軸力 $S_s - D (+, +)$, $t = 25.79s$)

図 6-1 (2) 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力



(支持杭 せん断力 $S_s - D (+, +)$, $t = 25.79s$)
 図 6-2 せん断力の最も厳しい照査値となったケースの断面力

(2) B－B断面（東西方向）の評価結果

追而

6.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) A-A断面（南北方向）の評価結果

A-A断面（南北方向）の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表6-3に示す。

A-A断面（南北方向）の仮設耐震構台の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6-3 基礎地盤の支持性能評価結果（A-A断面（南北方向））

解析ケース	地震動		軸力 Nmax (kN)	軸応力度 R _d (N/mm ²)	極限支持力 度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
①	S _s -D	++*	1814	3.2	9.8	0.66
	S _s -F1	++*	1474	2.6		0.54
	S _s -F2	++*	1468	2.6		0.54
	S _s -N1	++*	1025	1.8		0.37
	S _s -N2 (NS)	++*	1446	2.5		0.52
	S _s -N2 (EW)	++*	1196	2.1		0.43

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

(2) B－B断面（東西方向）の評価結果

追而

6.2 構造物間の相対変位による影響評価結果

6.2.1 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の南北方向の最大相対変位を表 6-4 に、各構造物の変位抽出位置を図 6-3 示す。

最大相対変位は、16mm であり、許容限界（50mm）を超えないことを確認した。

表 6-4 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の最大相対変位（南北方向）

解析 ケース	地震動*1		仮設耐震構台 最大変位(mm)*2	低圧原子炉代替注 水ポンプ格納槽 最大変位(mm)*3	最大相対 変位*4 (mm)	離隔距離 (mm)
①	S s - D	++	7	9	16	50
	S s - F 1	++	7	4	11	
	S s - F 2	++	7	6	13	
	S s - N 1	++	3	10	13	
	S s - N 2 (NS)	++	6	9	15	
	S s - N 2 (EW)	++	6	7	13	

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：北側（低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽側）への最大変位

*3：南側（仮設耐震構台側）への最大変位

*4：時刻性を考慮していない最大変位の足し合わせによる最大相対変位

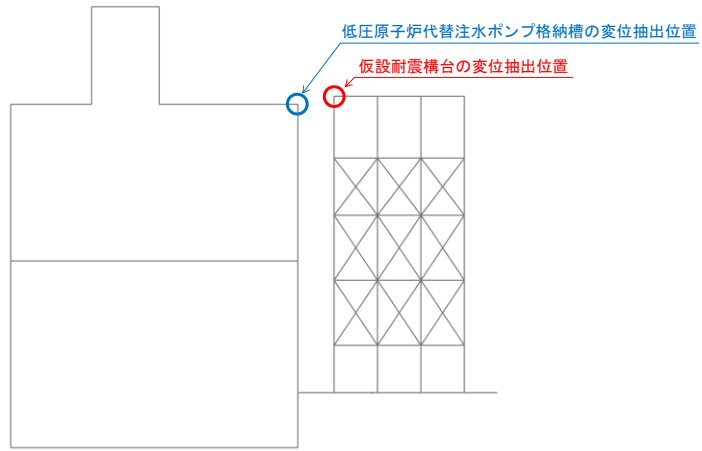


図 6-3 各構造物の変位抽出位置

7. まとめ

仮設耐震構台については、上位クラス施設である原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対する波及的影響の評価を実施した。

仮設耐震構台の構造部材の健全性評価については、評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。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以下であることを確認した。構造物間の相対変位による影響評価については、仮設耐震構台と上位クラス施設の最大相対変位が許容限界を超えないことを確認した。

以上から、仮設耐震構台は、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないことを確認した。