

2021 年 2 月 15 日

九州電力株式会社

玄海原子力発電所 第 3 号機

設計及び工事計画認可申請書

補足説明資料

【緊対棟設置工事】

枠囲みの範囲は、  
防護上の観点又は機密に  
係る事項であるため、  
公開できません。

【凡例】

: 今回ご提示する資料

目 次

補足説明資料 1	設計及び工事計画認可申請における適用条文等の整理について
補足説明資料 2	設計及び工事計画認可申請書に添付する書類の整理について
補足説明資料 3	工事の方法に関する補足説明資料
補足説明資料 4	竜巻防護対策に関する補足説明資料
補足説明資料 4-1	新方式の固縛装置について
補足説明資料 4-2	緊急時対策所用発電機車接続盤に対する風荷重の影響について
補足説明資料 5	浸水防護施設に関する補足説明資料
補足説明資料 5-1	緊急時対策棟用湧水サンプポンプの設計について
補足説明資料 5-2	緊急時対策棟における湧水量の算出について
補足説明資料 5-3	緊急時対策棟における地下水排水計画について
補足説明資料 5-4	緊急時対策棟用湧水サンプポンプの電源系統について
補足説明資料 6	被ばく評価に関する補足説明資料
補足説明資料 6-1	玄海原子力発電所の地形情報について
補足説明資料 6-2	緊急時対策所（緊急時対策棟内）と代替緊急時対策所における被ばく評価の差異について
補足説明資料 6-3	緊急時対策所（緊急時対策棟内）と代替緊急時対策所における有毒ガス濃度評価結果の差異について

補足説明資料 7	耐震性に関する説明書に関する補足説明資料
補足説明資料 7-1	基礎地盤及び周辺斜面安定性評価に関する補足説明資料
補足説明資料 7-1-1	基礎地盤の安定性に関わる設置許可から工事計画で変更となる項目及び変更による影響確認について
補足説明資料 7-1-2	基礎地盤の安定性評価における建屋剛性の設定方法について

- 補足説明資料 7-2 建物・構築物の地震応答解析に関する補足説明資料
- 補足説明資料 7-2-1 地震応答解析モデル及び解析手法の概要
- 補足説明資料 7-2-1 別紙 地震応答解析モデルにおける質点重量及び剛性
- 補足説明資料 7-2-2 地震荷重と風荷重、積載荷重と積雪荷重の比較
- 補足説明資料 7-2-3 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰乗数に関する検討
- 補足説明資料 7-2-4 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討
- 補足説明資料 7-2-4 別紙 1 コンクリート強度のばらつきによる建屋応答への影響に関する考察
- 補足説明資料 7-2-4 別紙 2 機器・配管系評価への影響
- 補足説明資料 7-2-5 入力地震動算定用地盤モデルの 1 次元地盤モデル 2 次元地盤モデルの比較
- 補足説明資料 7-2-5 別紙 建屋の埋め込みが機器・配管系へ与える影響に関する検討
- 補足説明資料 7-2-6 地盤の地震応答解析における水平成層の成立性
- 補足説明資料 7-2-6 別紙 1 1 次元地盤モデルにおける マンメイドロックの影響に関する検討
- 補足説明資料 7-2-6 別紙 2 入力地震動の算定における SHAKE の適用性
- 補足説明資料 7-3 建物・構築物の耐震性評価に関する補足説明資料
- 補足説明資料 7-3-1 応力解析モデル及び解析手法の概要
- 補足説明資料 7-3-1 別紙 1 応力解析モデルの鳥瞰図及び層分解図
- 補足説明資料 7-3-1 別紙 2 耐震重要度分類 C クラス施設としての耐震評価について
- 補足説明資料 7-3-2 FEM モデルを用いた応力解析による評価における断面の評価対象部位の選定
- 補足説明資料 7-3-3 応力解析における地震荷重等の入力方法
- 補足説明資料 7-3-3 別紙 1 応力解析における土圧荷重の算出
- 補足説明資料 7-3-3 別紙 2 土圧荷重の算定において JEAG4601-1991 追補版を用いることの妥当性
- 補足説明資料 7-3-4 建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用
- 補足説明資料 7-3-5 応力解析における応力集中部位の確認
- 補足説明資料 7-3-6 緊急時対策棟気密扉の基準地震動  $S_s$  による地震力に対する気密性の維持について
- 補足説明資料 7-4 水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組み合わせに関する検討
- 補足説明資料 7-5 緊急時対策所（緊急時対策棟内）の居住性評価に係る条件とその耐震性について

補足説明資料 8	通信連絡設備に関する補足説明資料
補足説明資料 8-1	緊急時運転パラメータ伝送システム(SPDS)における衛星系回線の採用について
補足説明資料 9	健全性に関する説明書に関する補足説明資料
補足説明資料 9-1	屋外アクセスルートから緊急時対策棟までの地震時のアクセス性について
補足説明資料 9-2	重大事故等対処設備（緊急時対策所）の共通要因による機能喪失の防止について
補足説明資料 10	発電用原子炉施設の火災防護に関する説明書に関する補足説明資料
補足説明資料 10-1	火災防護を行う機器の選定について
補足説明資料 10-2	緊急時対策所（緊急時対策棟内）に係る重大事故等対処施設を設置する火災区域及び火災区画の設定について
補足説明資料 10-3	火災感知設備について
補足説明資料 10-4	全域ハロン自動消火設備について
補足説明資料 11	ディーゼル発電機に関する補足説明資料
補足説明資料 11-1	緊急時対策棟への給電によるディーゼル発電機の影響について
補足説明資料 12	代替緊急時対策所の廃止に関する補足説明資料
補足説明資料 12-1	代替緊急時対策所の廃止における他設備への悪影響防止について

## 補足説明資料 7

耐震性に関する説明書に関する補足説明資料

## 目 次

- 補足説明資料 7-1 基礎地盤及び周辺斜面安定性評価に関する補足説明資料
  - 補足説明資料 7-1-1 基礎地盤の安定性に関わる設置許可から工事計画で変更となる項目及び変更による影響確認について
  - 補足説明資料 7-1-2 基礎地盤の安定性評価における建屋剛性の設定方法について
  
- 補足説明資料 7-2 建物・構築物の地震応答解析に関する補足説明資料
  - 補足説明資料 7-2-1 地震応答解析モデル及び解析手法の概要
  - 補足説明資料 7-2-1 別紙 地震応答解析モデルにおける質点重量及び剛性
  - 補足説明資料 7-2-2 地震荷重と風荷重、積載荷重と積雪荷重の比較
  - 補足説明資料 7-2-3 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰乗数に関する検討
  - 補足説明資料 7-2-4 地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討
  - 補足説明資料 7-2-4 別紙 1 コンクリート強度のばらつきによる建屋応答への影響に関する考察
  - 補足説明資料 7-2-4 別紙 2 機器・配管系評価への影響
  - 補足説明資料 7-2-5 入力地震動算定用地盤モデルの 1 次元地盤モデル 2 次元地盤モデルの比較
  - 補足説明資料 7-2-5 別紙 建屋の埋め込みが機器・配管系へ与える影響に関する検討
  - 補足説明資料 7-2-6 地盤の地震応答解析における水平成層の成立性
  - 補足説明資料 7-2-6 別紙 1 1 次元地盤モデルにおける マンメイドロックの影響に関する検討
  - 補足説明資料 7-2-6 別紙 2 入力地震動の算定における **SHAKE** の適用性
  
- 補足説明資料 7-3 建物・構築物の耐震性評価に関する補足説明資料
  - 補足説明資料 7-3-1 応力解析モデル及び解析手法の概要
  - 補足説明資料 7-3-1 別紙 1 応力解析モデルの鳥瞰図及び層分解図
  - 補足説明資料 7-3-1 別紙 2 耐震重要度分類 C クラス施設としての耐震評価について
  - 補足説明資料 7-3-2 **FEM** モデルを用いた応力解析による評価における断面の評価対象部位の選定
  - 補足説明資料 7-3-3 応力解析における地震荷重等の入力方法

- 補足説明資料 7-3-3 別紙 1 応力解析における土圧荷重の算出
- 補足説明資料 7-3-3 別紙 2 土圧荷重の算定において JEAG4601-1991 追補版を用いることの妥当性
- 補足説明資料 7-3-4 建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用
- 補足説明資料 7-3-5 応力解析における応力集中部位の確認
- 補足説明資料 7-3-6 緊急時対策棟気密扉の基準地震動  $S_s$  による地震力に対する気密性の維持について
- 補足説明資料 7-4 水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組み合わせに関する検討
- 補足説明資料 7-5 緊急時対策所（緊急時対策棟内）の居住性評価に係る条件とその耐震性について



補足説明資料 7-1-1 基礎地盤の安定性評価に関わる設置許可から工事計画で  
変更となる項目及び変更による影響確認について

緊急時対策棟の設置許可から工事計画で変更となった項目として、建屋重量、建屋  
周辺掘削形状、及び建屋周辺の埋戻材料があげられる。

一方、設置許可時の最小すべり安全率は、断層・シームを通る地中深いすべり線で  
示されるため、これらの変更がすべりの評価結果に与える影響は小さいと考える。

また、設置許可時の基礎の最大傾斜は 1/47,000 であることから、これらの変更によ  
って傾斜に対する安全性が損なわれるものではないと考える。

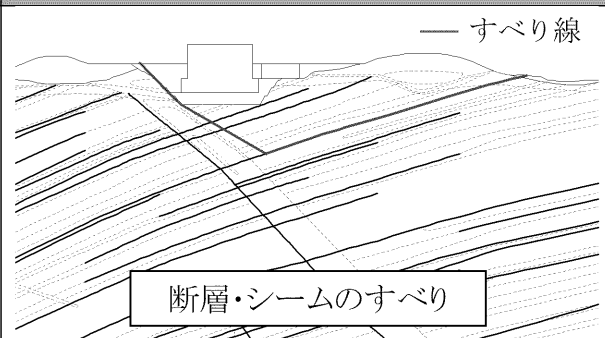
本資料では、緊急時対策棟の設置許可から工事計画で変更となる項目を反映した基  
礎地盤の安定性評価を実施し、変更による影響を確認する。

第 1 表に工事計画時と設置許可時の変更内容を第 2 表に設置許可時における基礎地  
盤の安定性評価結果を示す。

第 1 表 工事計画時と設置許可時の変更内容

項目	設置許可時	工事計画時
建屋重量	660MN	518MN
掘削形状	斜掘り	直掘り
基礎下 MMR 範囲	EL.7.0m～EL. 0.0m	EL.7.0m～EL.2.0m
埋戻材料	MMR	埋戻土

第 2 表 設置許可時における基礎地盤の安定性評価結果

評価項目	評価結果	評価基準値
最小すべり 安全率		3.0 1.5 以上
最大傾斜	1/47,000	1/2,000 以下

地震動 Ss-1～Ss-5 のうち、最小すべり安全率、最大傾斜を示す地震動は Ss-4

## 1. 建屋重量について

設置許可時の建屋重量と工事計画時の建屋重量は以下のとおりである。

- ①設置許可時における基礎地盤の安定性評価においては、緊急時対策棟の基本設計における建屋重量を基に **660MN** として設定した。
- ②工事計画時における緊急時対策棟の耐震安全性評価においては **518MN** である。
- ③本資料における基礎地盤の安定性評価においては、安全側の評価となることを考慮して、緊急時対策棟の耐震安全性評価の建屋重量である **518MN** を割増して **622MN** として設定した。

なお、建屋重量を割増すことにより、安定性評価においてすべりや傾斜に影響がある滑動力や転倒モーメントが大きくなり、安全側の評価となる。

第3表に設置許可時と工事計画時の建屋重量を示す。

第3表 工事計画時と設置許可時の建屋重量

設置許可時	工事計画時	
①基礎地盤の安定性評価	②建屋の耐震安全性評価	③基礎地盤の安定性評価
660MN	518MN	(割増) 622MN

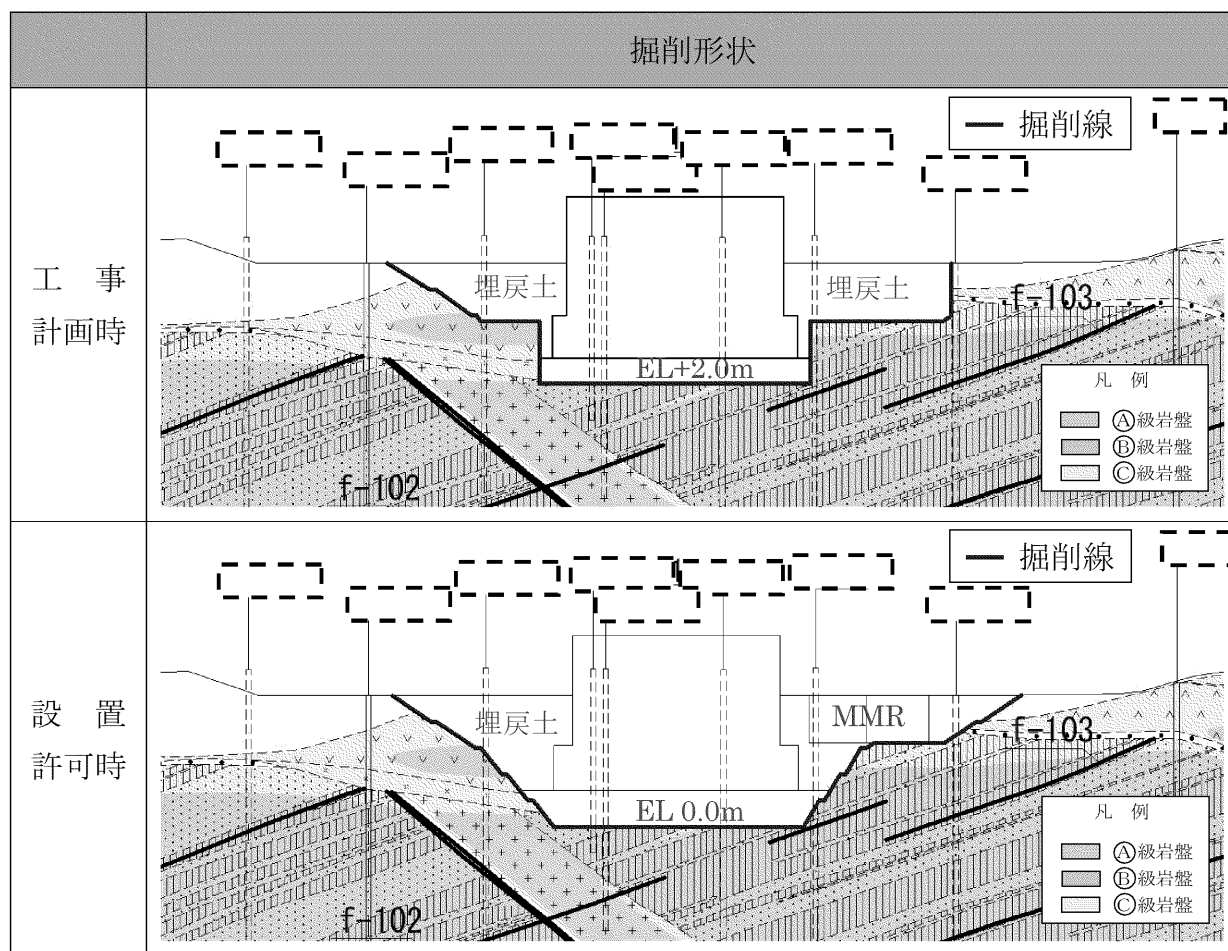
## 2. 建屋周辺の掘削形状、基礎下の MMR 範囲、及び埋戻材料について

設置許可時における建屋の基礎掘削形状は、周辺地盤の土質区分により安定的な勾配をつけた斜掘としたが、工事計画時は、資材置場、作業ヤードの確保等により、土留め壁を用いた直掘に変更した。

基礎下の MMR 範囲については、設置許可時は EL.0.0m から MMR とする計画であったが、工事計画時は、地質図を基に耐震設計で考慮している岩盤の出現が想定される EL.2.0m に変更した。

また、建屋東側の埋戻材料は、設置許可時は緊急時対策所用発電機車の設置場所として MMR とする計画であったが、工事計画時は、設計進捗により設置場所を変更したことにより、評価断面上の MMR は埋戻土に変更した。

第 2 図に工事計画時と設置許可時の基礎掘削形状を示す。



第 2 図 工事計画時と設置許可時の基礎掘削形状

本資料においては、建屋周辺の掘削形状、基礎下の MMR 範囲、及び埋戻材料を解析モデルに反映した。

### 3. 実施項目

設置許可時のすべり安定性評価において最少すべり安全率及び最大傾斜を示す地震動  $S_s-4$  について評価を実施した。

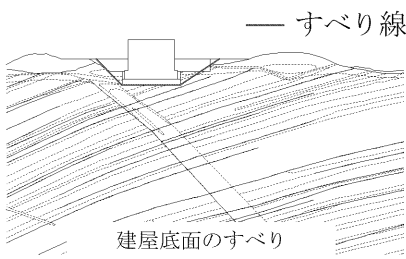
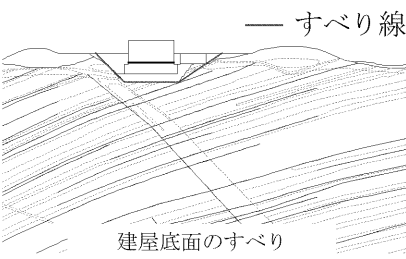
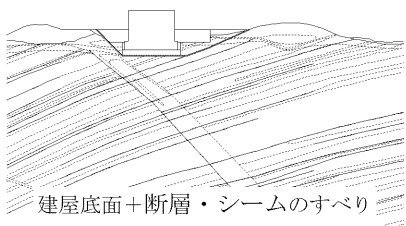
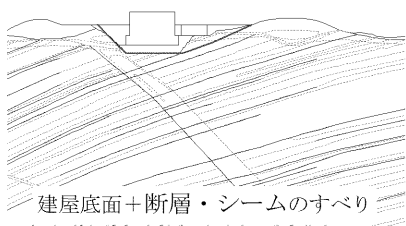
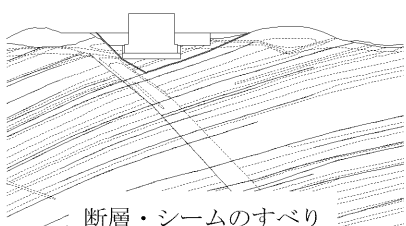
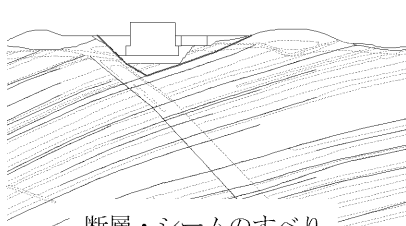
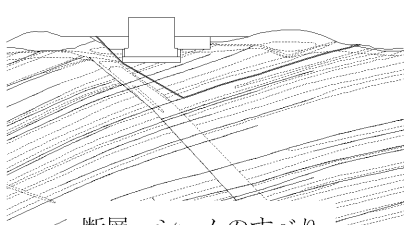
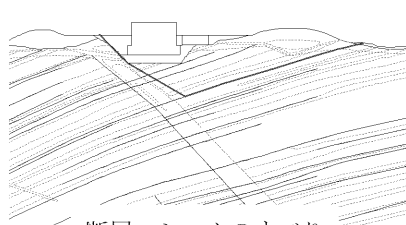
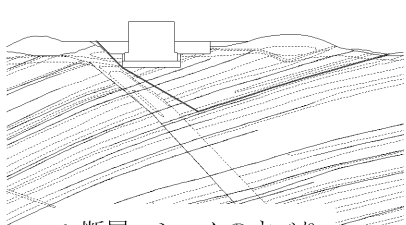
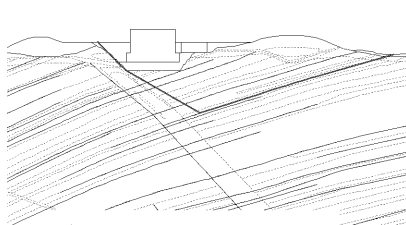
### 4. 評価結果

評価の結果、最小すべり安全率は 3.0、基礎の最大傾斜は 1/47,000 となった。

以上より、緊急時対策棟の設置許可から工事計画で変更となった項目が基礎地盤の安定性評価に与える影響は軽微であることを確認した。

第 4 表にすべり安全率を第 5 表に基礎底面の傾斜を示す。

第4表 すべり安全率 (Ss-4)

	工事計画時		設置許可時	
1	 <p>— すべり線</p> <p>建屋底面のすべり</p>	10.2	 <p>— すべり線</p> <p>建屋底面のすべり</p>	10.4
2	 <p>建屋底面+断層・シームのすべり</p>	7.6	 <p>建屋底面+断層・シームのすべり</p>	7.4
3	 <p>断層・シームのすべり</p>	6.2	 <p>断層・シームのすべり</p>	6.1
4	 <p>断層・シームのすべり</p>	3.0	 <p>断層・シームのすべり</p>	3.0
5	 <p>断層・シームのすべり</p>	4.8	 <p>断層・シームのすべり</p>	4.8

第5表 基礎底面の傾斜 (Ss-4)

	工事計画時	設置許可時
基礎底面両端 の傾斜	1/47,000	1/47,000

## 補足説明資料 7-1-2 基礎地盤の安定性評価における建屋モデルの設定と 建屋の割増重量の影響について

### 1. 概要

基礎地盤の安定性評価において、建屋は平面ひずみ要素によりモデル化し、その剛性及び重量については、建屋の設計に用いる質点系モデルを基に設定している。

本資料は、建屋モデルの設定における以下の事項について補足するものである。

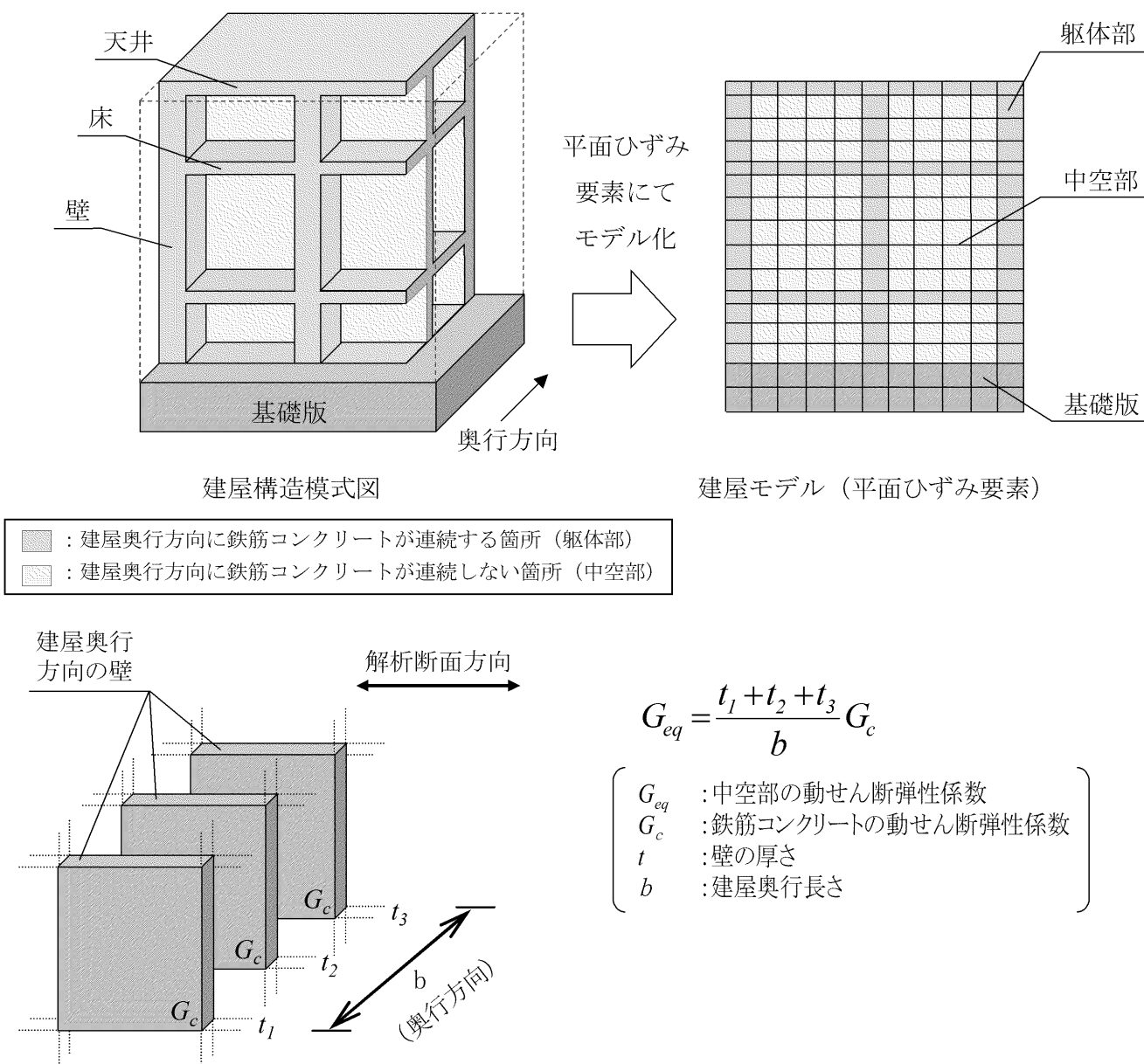
- ・ 緊急時対策棟の建屋剛性の設定方法及び各申請段階における建屋モデルの設定概要
- ・ 建屋重量の割増が基礎地盤の安定性評価に与える影響

## 2. 建屋モデルの設定

### 2.1 緊急時対策棟の建屋剛性の設定方法

緊急時対策棟は平面ひずみ要素でモデル化し、今回評価時の建屋の剛性は、設置許可時と同様に、躯体部は鉄筋コンクリートの動せん断弾性係数を設定した。また、中空部は鉄筋コンクリートの動せん断弾性係数に、建屋奥行長さに対する壁の厚さの割合を乗じて求めた動せん断弾性係数（等価剛性）を設定した。

第 1 図に建屋構造（躯体部、中空部）の模式図、及び中空部の剛性の設定方法を示す。



第 1 図 建屋構造模式図及び中空部剛性の設定方法

## 2.2 各申請段階における建屋モデルの設定概要

基礎地盤の安定性評価における建屋モデルは、建屋の設計に用いる質点系モデルを基に設定する。

質点系モデルについては、基本設計モデルと詳細設計モデル（工認モデル）がある。

緊急時対策棟の基礎地盤の安定性評価においては、設置変更許可時は基本設計モデル、今回の設工認時については詳細設計モデルを基に建屋モデルを設定している。

第1表に、各申請段階における建屋モデルの設定概要を示す。

第1表 各申請段階における建屋モデルの設定概要

		設置変更許可	今回の設工認	参考
		①緊急時対策棟 (新設構造物)	②緊急時対策棟 (新設構造物)	③原子炉建屋等 (既設構造物)
質点系 モデル		基本設計モデル	詳細設計モデル (工認モデル)	詳細設計モデル (工認モデル)
FEM モデル (平面ひずみ)	建屋 剛性	基本設計の建屋構造 を基にした等価剛性	詳細設計の建屋構造 を基にした等価剛性	質点系モデルと振動 特性を整合させた剛性
	建屋 重量	基本設計重量 +割増重量	詳細設計重量 +割増重量	詳細設計重量



### 3. 建屋重量の割増が基礎地盤の安定性評価に与える影響について

基礎地盤の安定性評価において、建屋重量は建屋の設計に用いる質点系モデルの重量から割増して設定している。

建屋重量を割増すことにより、安定性評価においてすべりや傾斜に影響がある滑動力や転倒モーメントが大きくなり、安全側の評価となると考えられる。

一方、建屋重量を割増すことにより、建屋の振動特性も変わることから、ここでは、以下の 3 つのモデルについて固有値解析を行い、その結果から建屋の割増重量が基礎地盤の安定性評価に与える影響について検討を行った。

- ① 地盤全体モデル：地盤安定解析に用いる FEM 解析モデルそのもの。
  - ② 建屋モデル 1：①より建屋のみを取り出したモデル。割増重量を含む。
  - ③ 建屋モデル 2：①より建屋のみを取り出したモデル。割増重量を含まない。
- 第 2 表に地盤全体モデル及びそれぞれの建屋モデルの固有値解析結果を示す。参考として、建屋の設計に用いた質点系モデルの固有値解析結果を示す。

第 2 表 固有値解析結果

項目		建屋重量	固有周期 (s)
FEM	① 地盤全体モデル	詳細設計重量 + 割増重量	0.70
	② 建屋モデル 1	詳細設計重量 + 割増重量	0.11
	③ 建屋モデル 2	詳細設計重量	0.10
質点系	[参考] 建屋モデル	詳細設計重量	0.10

固有値解析の結果、①地盤全体モデルは長周期側（0.70s）の振動特性であり、この周期帯が地盤の応答に対する影響が大きいことを表している。

一方、②建屋モデル 1、③建屋モデル 2 は、短周期側（0.11s、0.10s）の振動特性であり、固有周期に大きな差異はない。また、地盤全体モデルの周期帯から離れている。

したがって、②建屋モデル 1 と③建屋モデル 2 のいずれの場合においても、建屋が地盤の応答と共振することはないため、建屋の割増重量が基礎地盤の安定性評価に与える影響は軽微であると考えられる。

## 7-2-1. 地震応答解析モデル及び解析手法の概要

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	1
2. 地震応答解析モデル及び解析手法 .....	2
別紙 地震応答解析モデルにおける質点重量及び剛性	

## 1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析モデル及び解析手法の概要を示すものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

## 2. 地震応答解析モデル及び解析手法

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟について、地震応答解析モデル及び解析手法の概要を第2-1表に示す。また、令和元年6月3日付け原規規発第1906035号にて認可された工事計画の添付資料11-16-1「緊急時対策棟（指揮所）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」（以下「川内新規制基準工認」という。）における川内1号機緊急時対策棟（指揮所）（以下「指揮所棟」という。）、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答モデル及び解析手法並びに平成29年8月25日付け原規規発第1708253号にて認可された工事計画の添付資料3-16-20「代替緊急時対策所の地震応答解析」（以下「玄海新規制基準工認」という。）における玄海3号機代替緊急時対策所の地震応答解析モデル及び解析手法を、併せて示す。

第2-1表 地震応答解析モデル及び解析手法の概要(1/2)

項目		今回工認	参考（川内新規制基準工認）	参考（玄海新規制基準工認）	備考
		玄海3号機 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟	川内1号機 指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟	玄海3号機 代替緊急時対策所	
入力地震動の算定方法	水平方向	基準地震動を基に、一次元波動論により評価	同左	同左	
	鉛直方向	基準地震動を基に、一次元波動論により評価	同左	同左	
解析コード		NUPP4 Ver.1.4.13	TDAPIII Ver.3.08	NORA2D Ver.1.02	
建屋のモデル化	モデル	水平方向：並列多質点系曲げせん断棒モデル 鉛直方向：並列多質点系軸棒モデル	同左	水平方向：1軸多質点系曲げせん断棒モデル 鉛直方向：1軸多質点系軸棒モデル	
	材料物性	コンクリートのヤング係数 指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟： $E_c=2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 基礎： $E_c=2.27 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$	コンクリートのヤング係数 指揮所棟： $E_c=2.59 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 加圧設備棟、燃料設備棟： $E_c=2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 基礎： $E_c=2.27 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$	コンクリートのヤング係数 $E_c=2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$  コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$	①
	剛性評価	水平方向：耐震壁を考慮 鉛直方向：耐震壁及び柱を考慮	水平方向：同左 鉛直方向：同左	水平方向：同左 鉛直方向：耐震壁を考慮	
	質点重量評価	階高の1/2の高さを基準に上下階に振り分け	同左	同左	
	減衰定数	水平方向：RC：5% 鉛直方向：RC：5%	同左	同左	②
地盤のモデル化	底面ばね	振動アドミッタンス理論に基づく近似法 水平方向：水平ばね及び回転ばねを考慮 鉛直方向：鉛直ばねを考慮	同左	同左	③ ④
	側面ばね	水平方向：考慮せず 鉛直方向：考慮せず	同左	同左	
非線形特性	耐震壁	水平方向：考慮 鉛直方向：考慮せず	同左	同左	③
	底面ばね	水平方向：基礎浮上りによる幾何学的非線形性考慮 鉛直方向：考慮せず	同左	同左	

【表の備考欄に対応】

- ①：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会、2005 制定）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 —許容応力度設計法—（（社）日本建築学会、1999 改定）に基づき設定。
- ②：鉄筋コンクリートの減衰定数については、5%を基本とし、耐震性向上の観点から3%とした場合についても考慮。
- ③：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（（社）日本電気協会）に基づき設定。
- ④：底面ばねの剛性は0Hzにおける値を定式化。減衰係数は振動系全体のうち地盤の影響が卓越する最初の固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ傾きで定式化。

第2-1表 地震応答解析モデル及び解析手法の概要(2/2)

項目	今回工認		参考 (川内新規制基準工認)	参考 (玄海新規制基準工認)	備考
	玄海3号機 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟		川内1号機 指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟	玄海3号機 代替緊急時対策所	
モデル図	水平方向				
	鉛直方向				

7-2-1-別紙. 地震応答解析モデルにおける  
質点重量及び剛性



## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	別 - 1
2. 質点重量の算出方法 .....	別 - 3
2.1 質点重量の算出における基本方針 .....	別 - 3
2.2 地震応答解析モデルの質点重量の内訳について .....	別 - 6
3. 剛性評価において考慮した耐震壁及び柱 .....	別 - 9
3.1 緊対棟 .....	別 - 9
3.2 加圧設備棟 .....	別 - 15
3.3 燃料設備棟 .....	別 - 18
4. 耐震壁の非線形特性の設定について .....	別 - 21
4.1 第1折点の設定 .....	別 - 22
4.2 第2折点の設定 .....	別 - 22
4.3 終局点の設定 .....	別 - 23
5. まとめ .....	別 - 24

## 1. 概 要

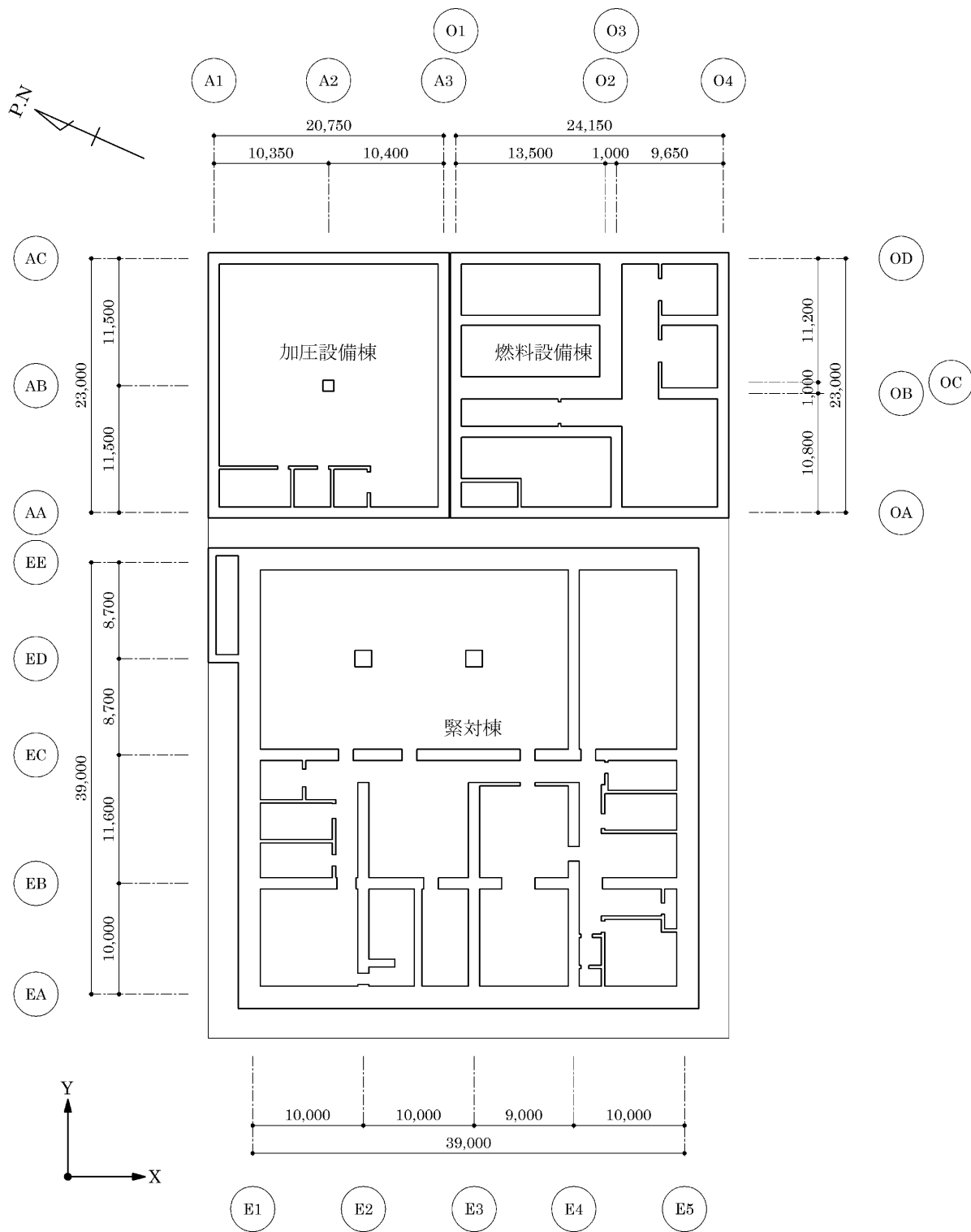
本資料は、緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析モデルにおける質点重量の算出方法及び部材剛性評価において考慮した耐震壁を示すものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

ここで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、建屋の向きがプラントノースに対して東側に  $65.8^\circ$  傾いているため、基礎版の短辺方向を X 方向、長辺方向を Y 方向と定義する。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図を第 1-1 図に示す。

(mm)



第 1-1 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図 (地下 2 階)

## 2. 質点重量の算出方法

### 2.1 質点重量の算出における基本方針

地震応答解析モデルにおいて質点重量は各階床位置に集中しているものとし、階高の 1/2 の高さを基準に上下階に振り分けて算出している。質点重量の振り分けの概念図を第 2-1 図に示す。

#### (1) 固定荷重

固定重量については、鉄筋コンクリート躯体を主とし、仕上げ等を含めた重量とする。鉄筋コンクリート躯体の重量は、体積を算定し単位体積重量との積により算出する。また、人通開口等の壁開口については、開口に設置される建具等の重量を考慮するため、開口部分がないものとして躯体重量を算出する。

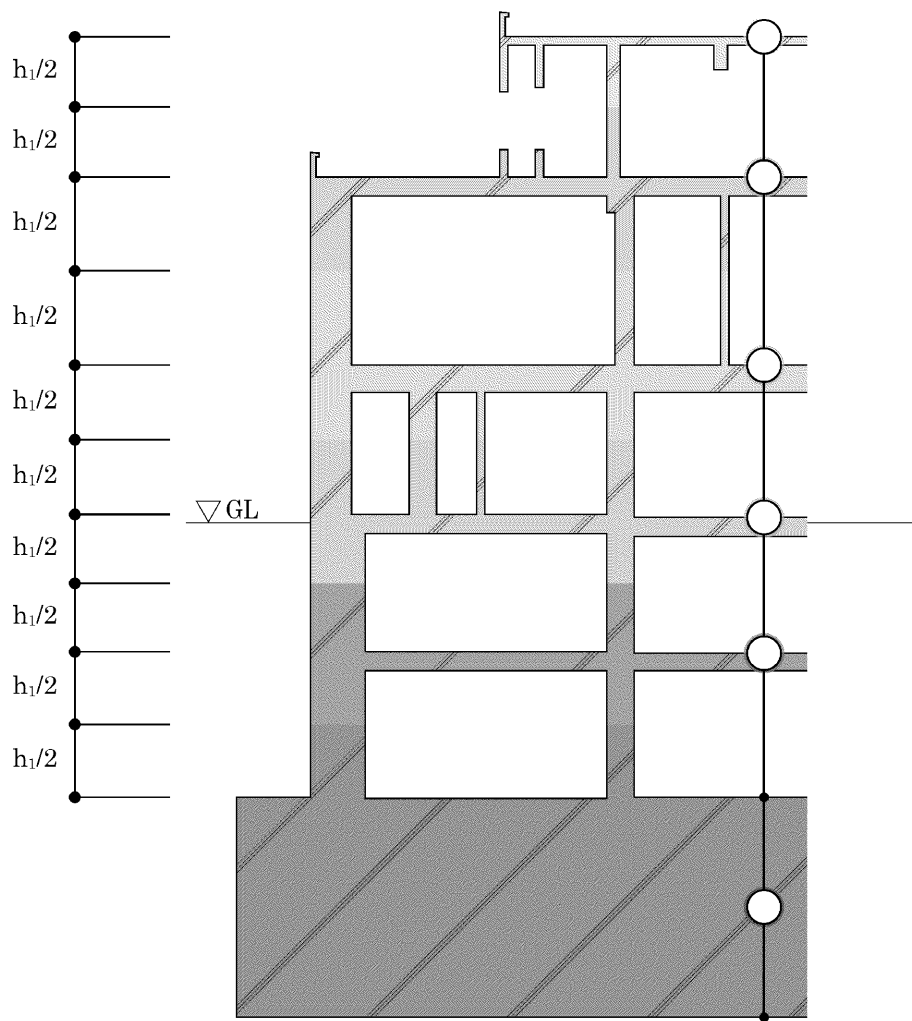
緊対棟について、各荷重の一例を以下に示す。

##### a. 躯体重量

- ・鉄筋コンクリート躯体重量：24.0kN/m<sup>3</sup>
- ・デッキプレート重量（デッキプレート、デッキ溝部コンクリート及びデッキ受け梁重量を含む）：3.3kN/m<sup>2</sup>

##### b. 仕上げ荷重

- ・屋根スラブ：アスファルト防水：2.5kN/m<sup>2</sup>
- ・地下外壁：防水仕上げ（パラテックス相当）：0.05kN/m<sup>2</sup>
- ・地上外壁：フカシ仕上げ：0.48kN/m<sup>2</sup>
- ・床：フリーアクセスフロア：0.5kN/m<sup>2</sup>



(注) 基礎浮上りを保守的に評価するため、基礎跳ね出し部分上部の地盤重量は考慮しない。

第 2-1 図 質点重量の振り分けの概念図

## (2) 積載荷重

積載荷重による重量については、各エリアの用途に応じた積載荷重（床：0.5kN/m<sup>2</sup>、屋根：0.7kN/m<sup>2</sup>）に床面積を乗じることで算出し、加えて、機器荷重及び配管荷重を考慮する。機器荷重は、各機器重量の作用位置を考慮し、各棟・各層で集計した重量を用いる。配管荷重は、各棟・各層で設定した単位面積当たりの荷重に床面積を乗じることで算出する。

ここで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎は、跳ね出し部を有するが、基礎浮上りを保守的に評価するため、基礎跳ね出し部分上部の地盤重量は考慮しないものとしている。

緊対棟を例として、各層の機器荷重及び配管荷重を第2-1表に示す。

第2-1表 機器荷重及び配管荷重（緊対棟）

フロア	質点番号 <sup>(注)</sup>	高さ EL. (m)	機器荷重 (kN)	配管荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
RFL	1	42.70	83.5	3.3
塔屋屋根	2	37.60	—	3.3
屋根			753.2	5.3
一般部				6.3
2FL	3	30.75	1,944.1	3.3
1FL	4	25.30	463.3	3.3
B1FL	5	20.30	579.1	3.3
B2FL	10	11.00	688.3	1.8

(注) 添付資料12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」における地震応答解析モデルの番号を示す。

## (3) 積雪荷重

積雪荷重が積載荷重を下回るため、積雪荷重は地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮される。積雪荷重が積載荷重を下回ることを確認は、補足説明資料7-2-2「地震荷重と風荷重、積載荷重と積雪荷重の比較」に示す。

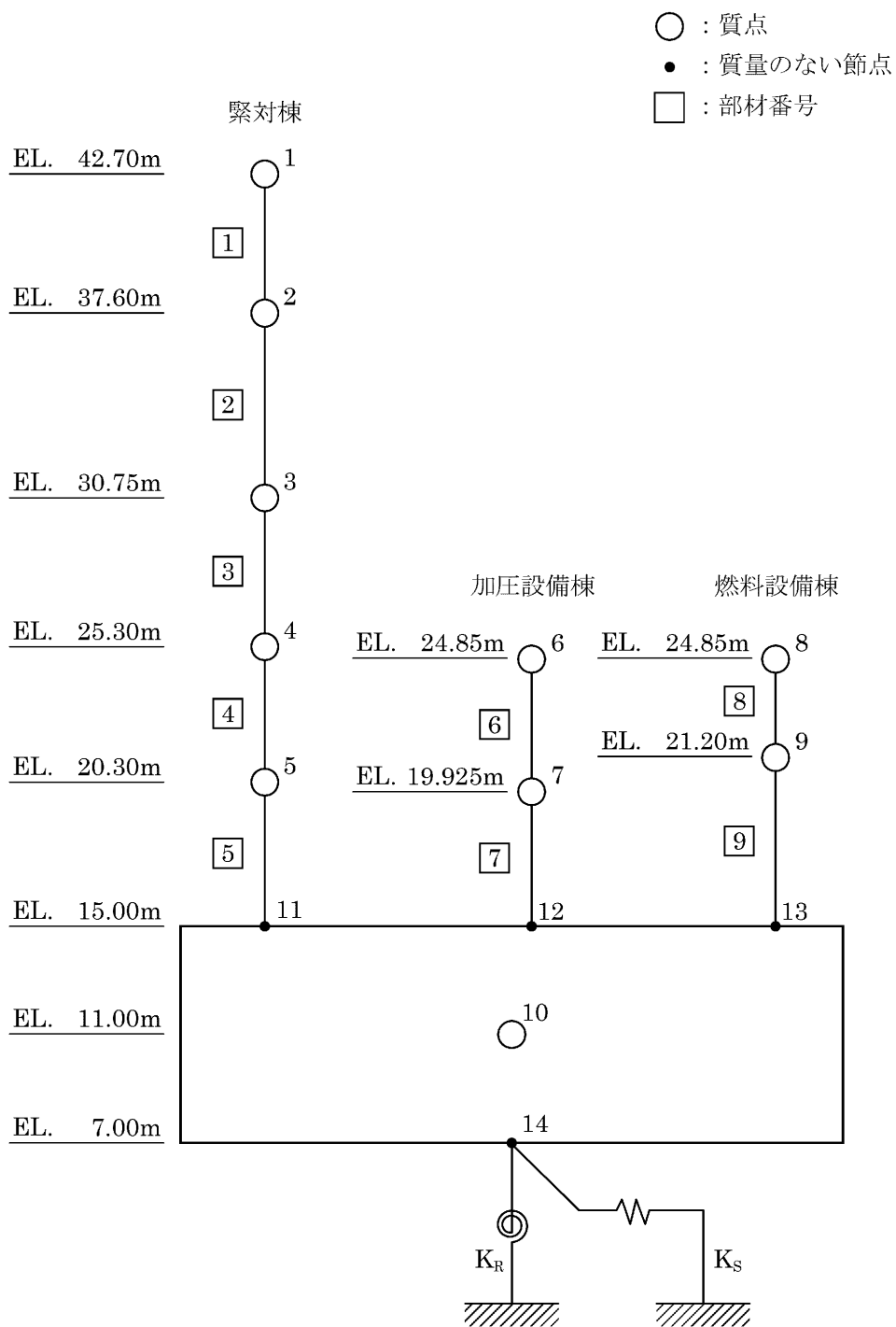
## 2.2 地震応答解析モデルの質点重量の内訳について

緊対棟の質点 3 を例として、質点重量の算定方法及び質点重量の内訳を第 2-2 表に示す。また、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルを第 2-2 図、地震応答解析モデルの諸元を第 2-3 表に示す。

第 2-2 表 質点重量の算出方法及び内訳（緊対棟、質点 3）

荷重		算出方法 <sup>(注)</sup>	重量内訳 (kN)
固定 荷重	コンクリート躯体	$24.0(\text{kN/m}^3) \times V$	93,925.0
	外壁仕上げ	地上部： $0.48(\text{kN/m}^2) \times A$ 地下部： $0.05(\text{kN/m}^2) \times A$	507.2
	フリーアクセスフロア	$0.5(\text{kN/m}^2) \times A$	106.1
	デッキプレート	$3.3(\text{kN/m}^2) \times A$	0.0
積載 荷重	積載荷重	$0.5(\text{kN/m}^2) \times A$	778.1
	機器荷重	各層機器重量	1,944.1
	配管荷重	$3.3(\text{kN/m}^2) \times A$	5,135.5
合計			$1.02 \times 10^5$

(注) 記号の凡例…V：体積(m<sup>3</sup>)、A：面積(m<sup>2</sup>)



第 2-2 図 地震応答解析モデル (水平方向)



第2-3表 地震応答解析モデル諸元（水平方向）

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	せん断 断面積 (m <sup>2</sup> )		断面二次 モーメント (m <sup>4</sup> )	
					X	Y	X	Y
緊対棟	1	42.70	1.61×10 <sup>4</sup>	①	28	30	1.20×10 <sup>3</sup>	1.06×10 <sup>3</sup>
	2	37.60	8.31×10 <sup>4</sup>	②	179	175	4.86×10 <sup>4</sup>	4.64×10 <sup>4</sup>
	3	30.75	1.02×10 <sup>5</sup>	③	184	177	4.91×10 <sup>4</sup>	4.43×10 <sup>4</sup>
	4	25.30	9.31×10 <sup>4</sup>	④	246	268	6.50×10 <sup>4</sup>	6.64×10 <sup>4</sup>
	5	20.30	9.09×10 <sup>4</sup>	⑤	241	246	6.49×10 <sup>4</sup>	6.25×10 <sup>4</sup>
加圧 設備棟	6	24.85	2.77×10 <sup>4</sup>	⑥	47	52	3.51×10 <sup>3</sup>	4.73×10 <sup>3</sup>
	7	19.925	2.26×10 <sup>4</sup>	⑦	47	52	3.51×10 <sup>3</sup>	4.73×10 <sup>3</sup>
燃料 設備棟	8	24.85	3.29×10 <sup>4</sup>	⑧	111	63	6.90×10 <sup>3</sup>	4.92×10 <sup>3</sup>
	9	21.20	3.23×10 <sup>4</sup>	⑨	117	83	7.75×10 <sup>3</sup>	6.04×10 <sup>3</sup>
基礎	10	11.00	7.11×10 <sup>5</sup>	Rigid				
	11	15.00	—					
	12	15.00	—					
	13	15.00	—					
	14	7.00	—					

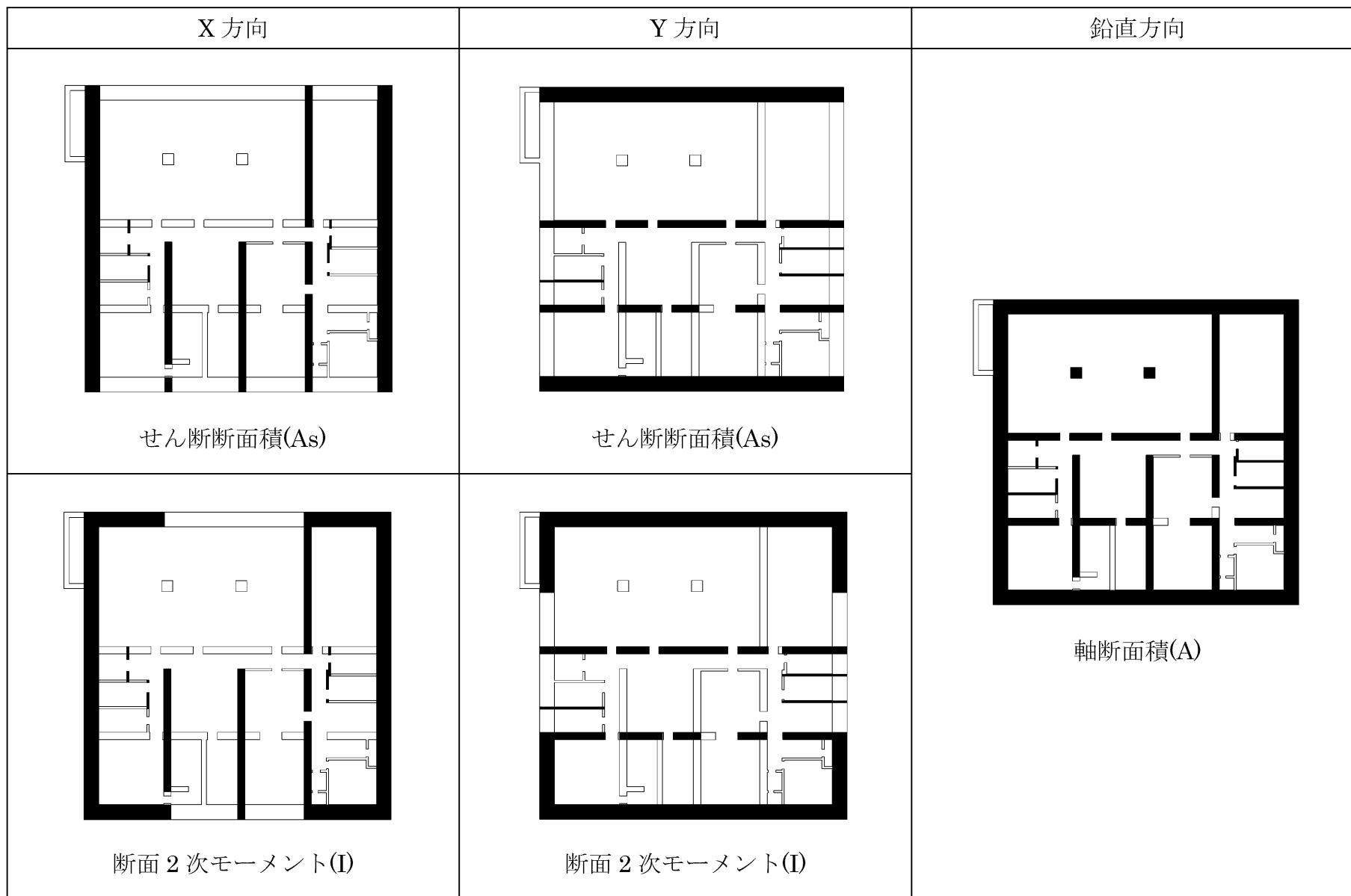
### 3. 剛性評価において考慮した耐震壁及び柱

建屋の部材剛性について、水平方向は、せん断剛性として地震方向の耐震壁におけるウェブ部分のせん断剛性  $GA_s$ 、曲げ剛性として地震方向の耐震壁におけるウェブ部分及びフランジ部分の曲げ剛性  $EI$  を考慮する。また、鉛直方向は、耐震壁及び柱の軸剛性  $EA$  を考慮する。ここで、 $G$  はコンクリートのせん断弾性係数、 $E$  はコンクリートのヤング係数、 $A_s$  は耐震壁のせん断断面積、 $I$  は耐震壁の断面二次モーメント、 $A$  は軸断面積である。

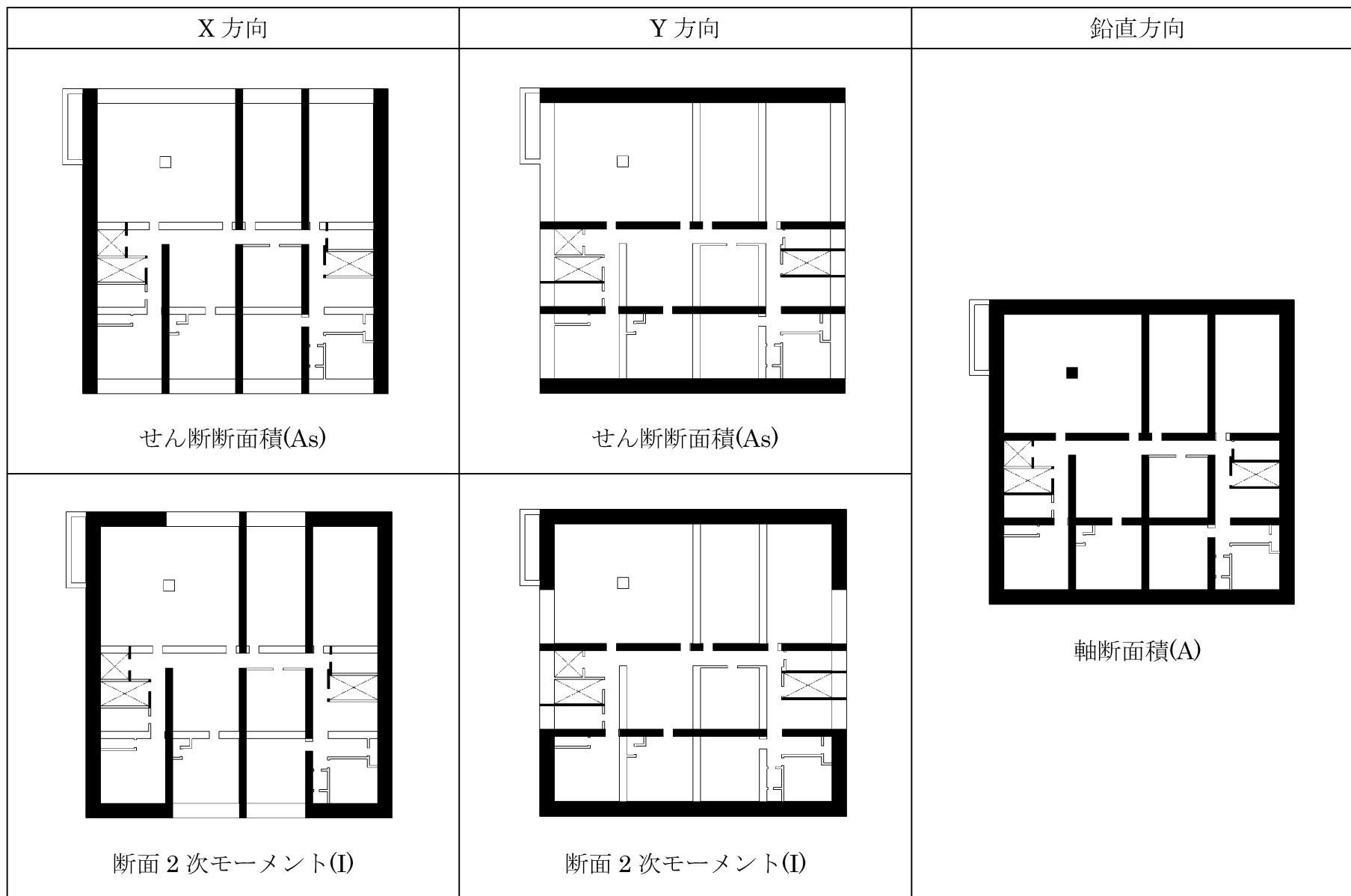
以下、各建屋の地震応答解析モデルにおけるせん断断面積  $A_s$  及び断面二次モーメント  $I$  並びに鉛直方向の地震応答解析モデルにおける軸断面積  $A$  の評価において考慮した耐震壁及び柱を示す。

#### 3.1 緊対棟

水平方向の地震応答解析モデルにおけるせん断断面積  $A_s$  及び断面二次モーメント  $I$  並びに鉛直方向の地震応答解析モデルにおける軸断面積  $A$  の評価において考慮した耐震壁及び柱を第 3-1 図～第 3-5 図に示す。



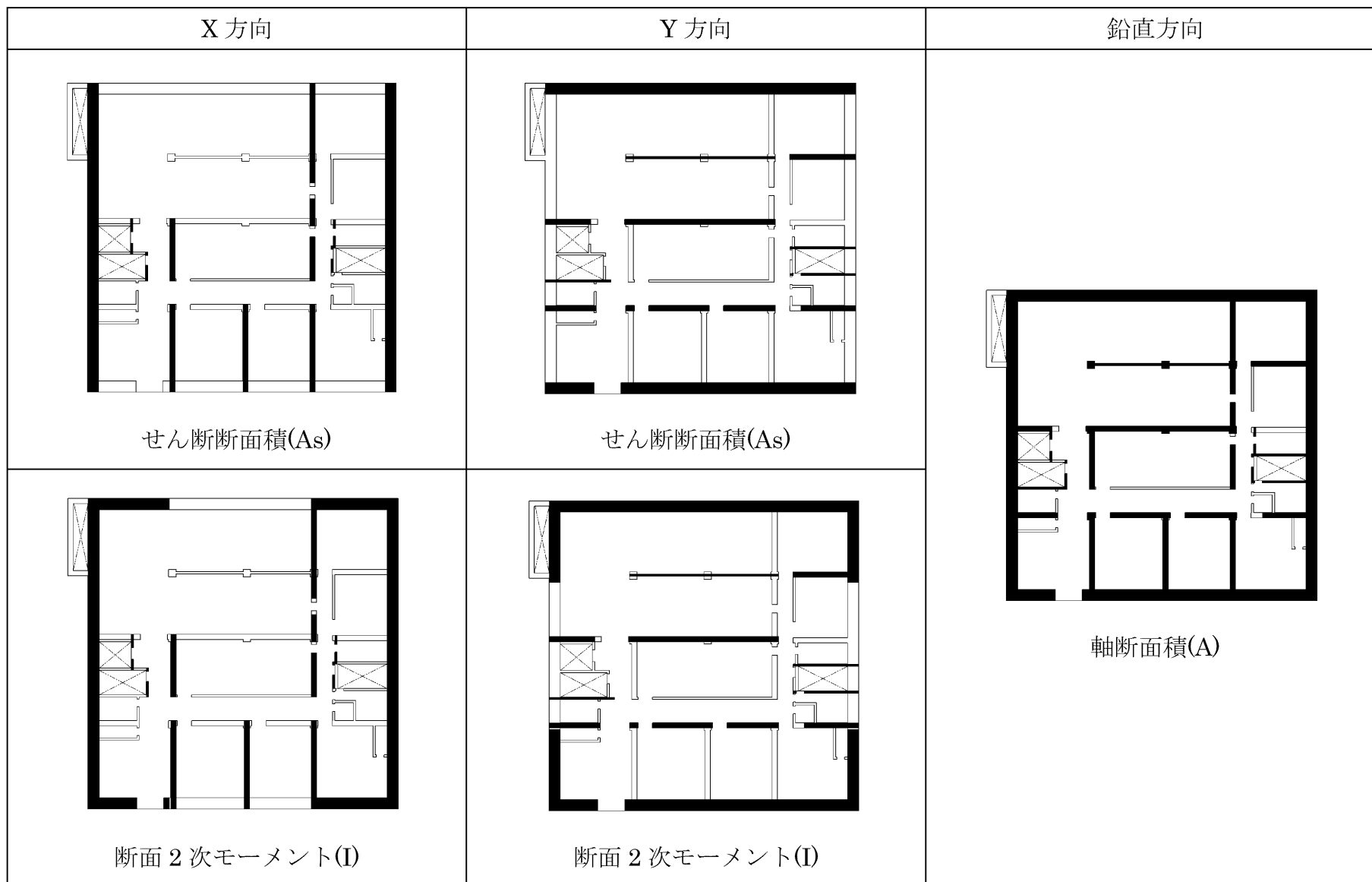
第 3-1 図 緊対棟(EL.15.00m)



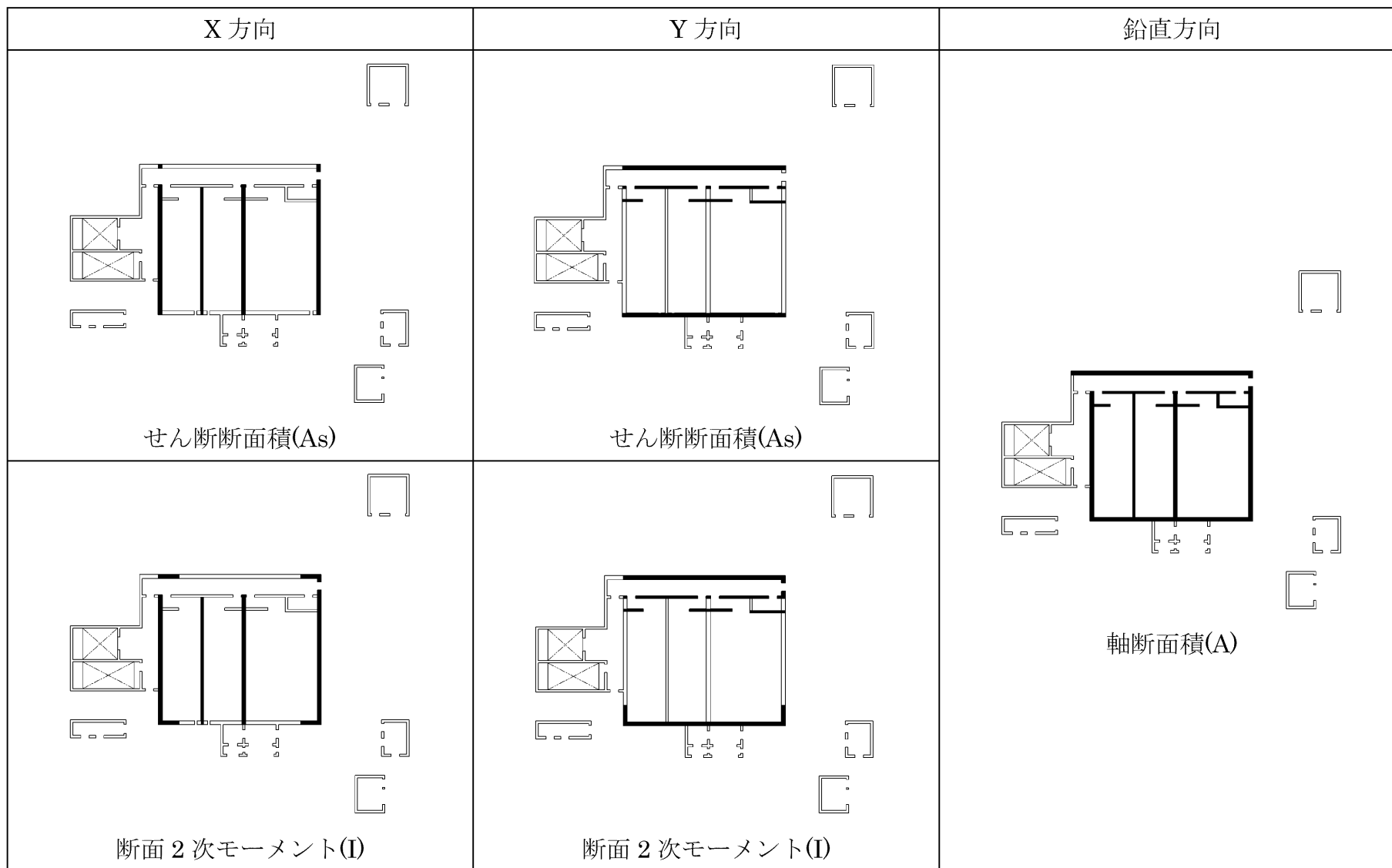
第 3-2 図 緊対棟(EL.20.30m)



第 3-3 図 緊対棟(EL.25.30m)



第 3-4 図 緊対棟(EL.30.75m)

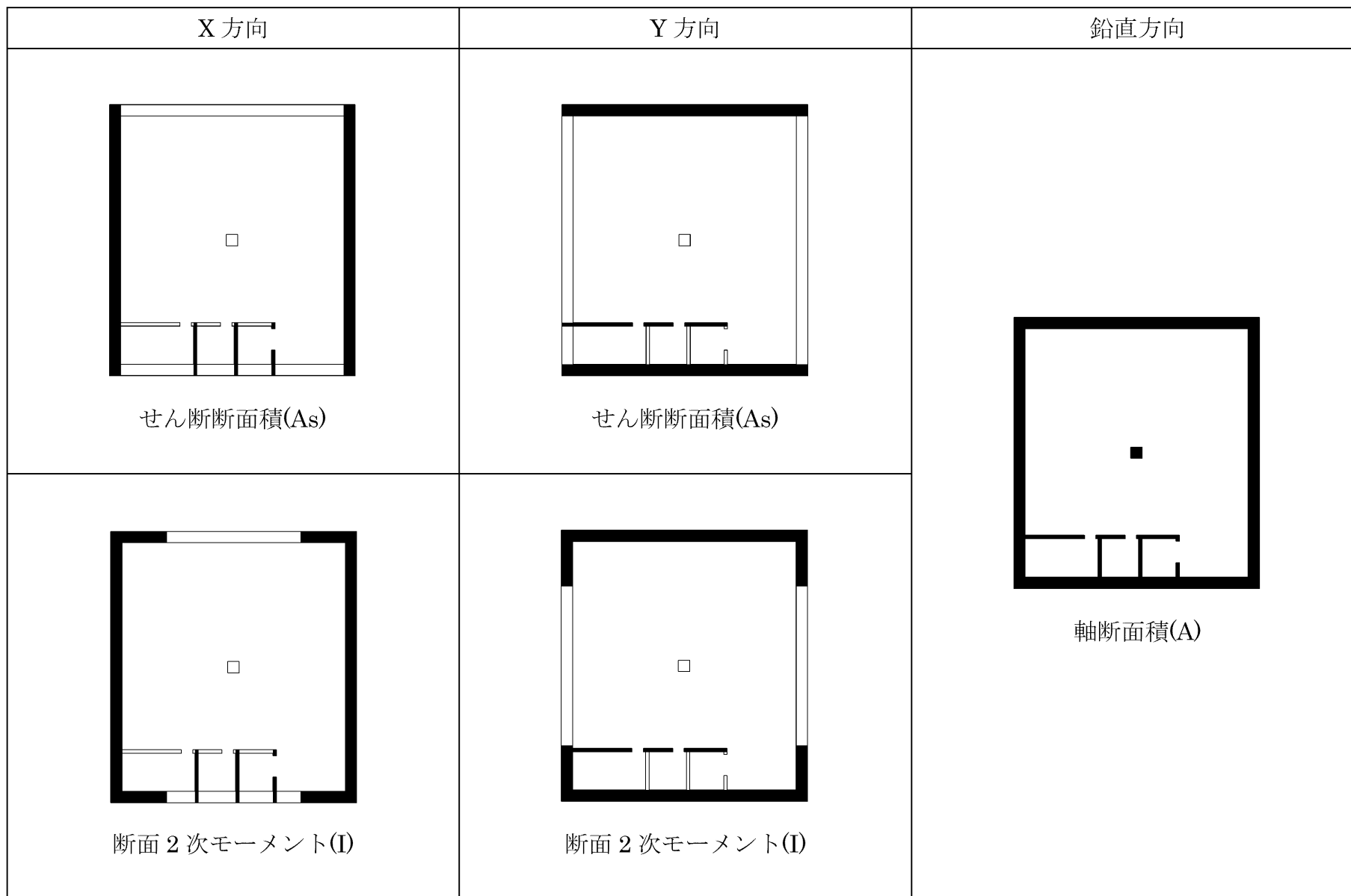


第 3-5 図 緊対棟(EL.37.60m)

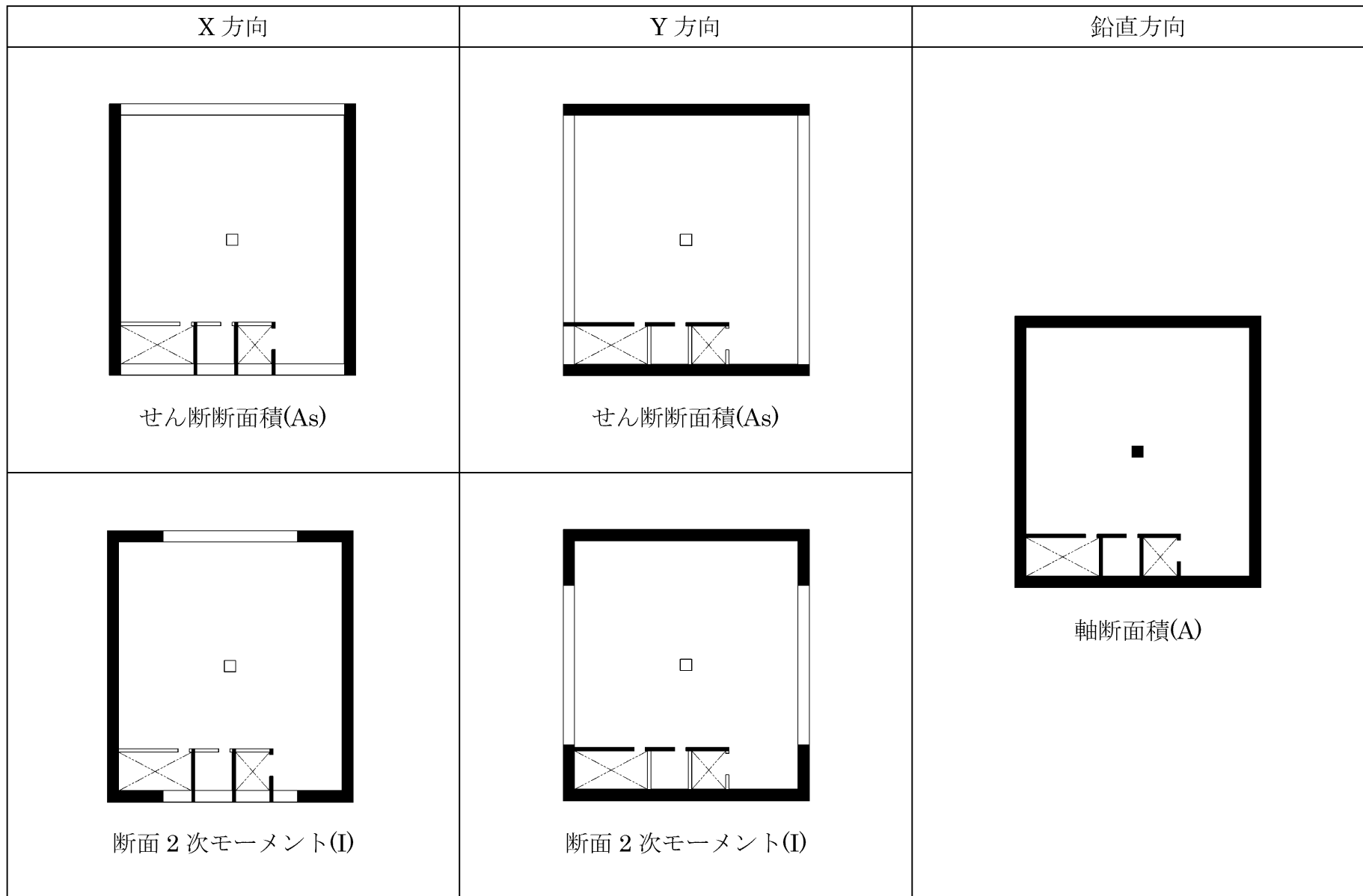
### 3.2 加圧設備棟

水平方向の地震応答解析モデルにおけるせん断断面積  $A_s$  及び断面二次モーメント  $I$  並びに鉛直方向の地震応答解析モデルにおける軸断面積  $A$  の評価において考慮した耐震壁及び柱を第 3-6 図及び第 3-7 図に示す。





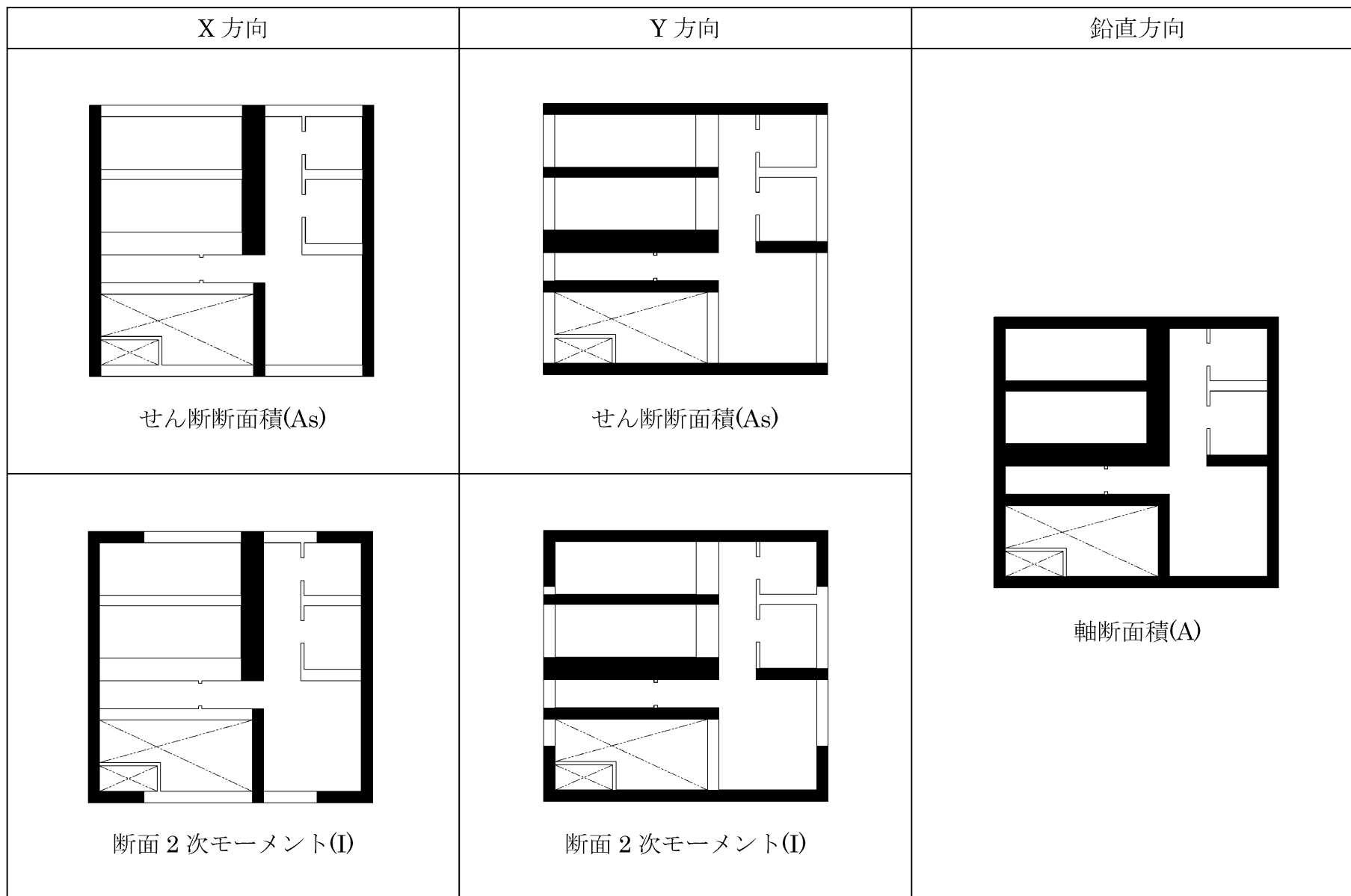
第 3-6 図 加圧設備棟(EL.15.00m)



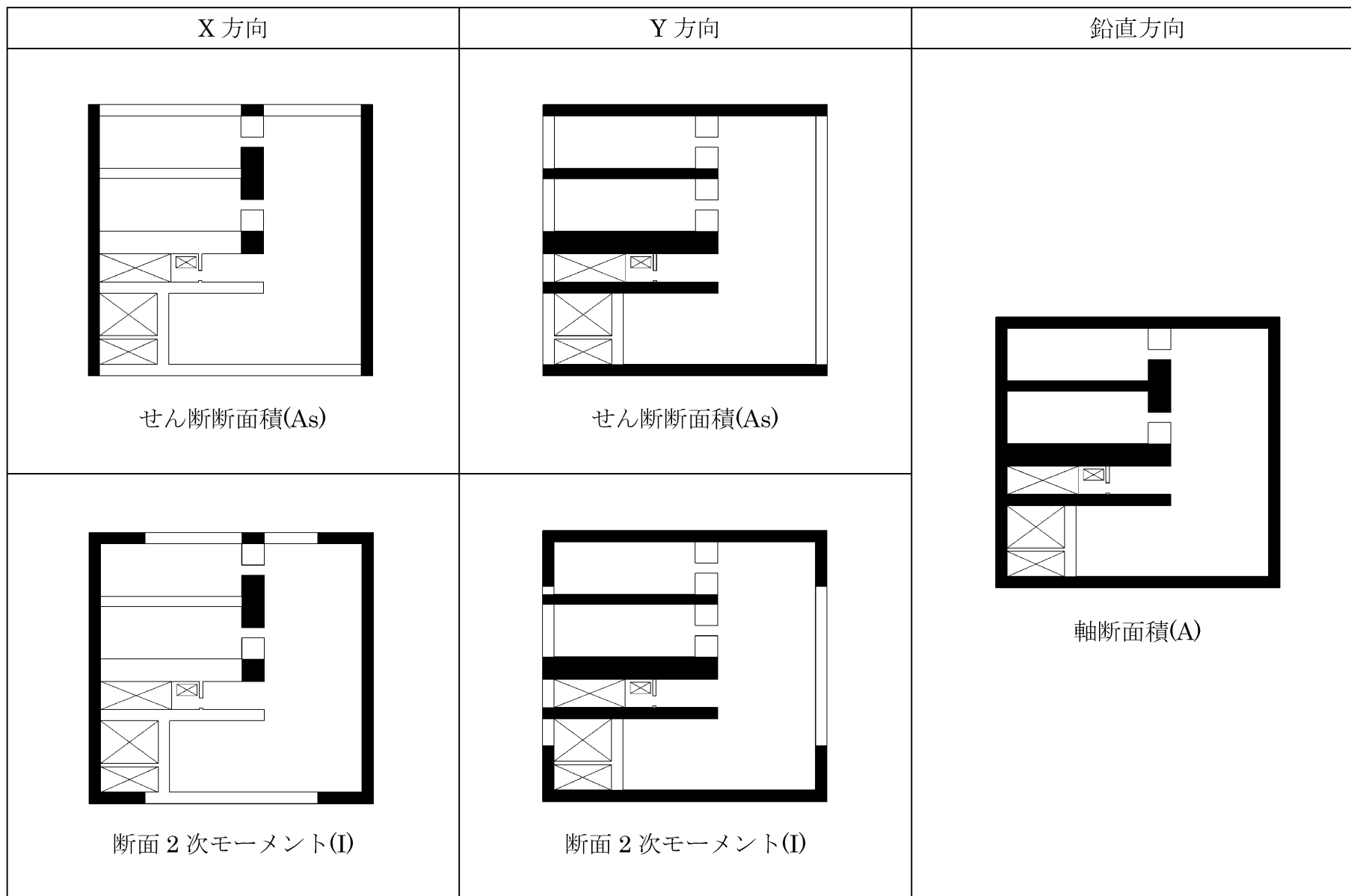
第 3-7 図 加圧設備棟(EL.19.925m)

### 3.3 燃料設備棟

水平方向の地震応答解析モデルにおけるせん断断面積  $A_s$  及び断面二次モーメント  $I$  並びに鉛直方向の地震応答解析モデルにおける軸断面積  $A$  の評価において考慮した耐震壁を第 3-8 図及び第 3-9 図に示す。



第 3-8 図 燃料設備棟(EL.15.00m)

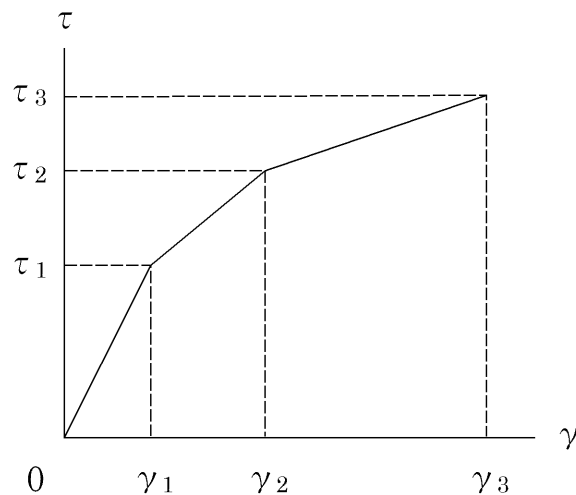


第 3-9 図 燃料設備棟(EL.21.20m)

#### 4. 耐震壁の非線形特性の設定について

耐震壁の非線形特性は、「3. 剛性評価において考慮した耐震壁及び柱」に示した耐震壁について、添付資料 12-16-2 「緊急時対策棟の耐震計算書」、添付資料 12-16-4 「緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の耐震計算書」、添付資料 12-16-5 「緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）の耐震計算書」に示す壁の厚さ及び配筋を考慮し、「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（（社）日本電気協会）」（以下「JEAG4601-1991 追補版」という。）に基づき設定する。

以下、耐震壁の非線形特性のうち、せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）の算出方法を示す。せん断応力度－せん断ひずみ関係を第 4-1 図に示す。



$\tau_1$  : 第 1 折点のせん断応力度

$\tau_2$  : 第 2 折点のせん断応力度

$\tau_3$  : 終局点のせん断応力度

$\gamma_1$  : 第 1 折点のせん断ひずみ

$\gamma_2$  : 第 2 折点のせん断ひずみ

$\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ( $4.0 \times 10^{-3}$ )

第 4-1 図 せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$  関係）

#### 4.1 第1折点の設定

せん断スケルトンカーブの第1折点は、JEAG4601-1991 追補版に基づき、以下の式より算出する。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c}(\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$G$  : コンクリートのせん断弾性係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : 縦軸応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

#### 4.2 第2折点の設定

せん断スケルトンカーブの第2折点は、JEAG4601-1991 追補版に基づき、以下の式より算出する。

$$\tau_2 = 1.35\tau_1$$

$$\gamma_2 = 3\gamma_1$$

#### 4.3 終局点の設定

せん断スケルトンカーブの終局点は、JEAG4601-1991 追補版に基づき、以下の式より算出する。

$\tau_s \leq 4.5\sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{4.5\sqrt{F_c}}\right) \tau_0 + \tau_s$$

$\tau_s > 4.5\sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = 4.5\sqrt{F_c}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

$$\tau_0 = \left(3 - \frac{1.8M}{QD}\right) \sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_V + P_H) \cdot {}_s\sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_V + \sigma_H)}{2}$$

ここで、

$P_V, P_H$  : 縦、横筋比 (実数)

$\sigma_V, \sigma_H$  : 縦、横軸応力度(kgf/cm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする。)

${}_s\sigma_y$  : 鉄筋降伏応力度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$M/QD$  : シアスパン比



## 5. まとめ

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルにおける質点重量の算出方法を示した。また、地震応答解析モデルの部材剛性評価において考慮した耐震壁及び柱並びに耐震壁の非線形特性の算出方法を示した。

7-2-2. 地震荷重と風荷重、  
積載荷重と積雪荷重の比較

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	1
2. 地震荷重と風荷重の比較 .....	2
2.1 風荷重の評価条件 .....	2
2.2 荷重の比較 .....	7
3. 積載荷重と積雪荷重の比較 .....	12
4. まとめ .....	13

## 1. 概 要

添付資料12-9「機能維持の基本方針」において、風荷重については、コンクリート構造物などの自重が大きい施設を除いて、地震力と組み合わせることとしている。本資料は、緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）について、鉄筋コンクリート構造物に対する地震荷重と風荷重との比較を行い、風荷重の影響が軽微であることを確認することで、自重が大きい鉄筋コンクリート構造物については風荷重と地震荷重との組合せを考慮する必要がないことを説明するものである。

また、添付資料12-9「機能維持の基本方針」において、積雪荷重については、積雪による受圧面積が小さい施設、又は埋設構造物など常時の荷重に対して積雪荷重の割合が無視できる施設を除き、地震力と組み合わせることとしている。本資料は、緊対棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）について、積雪荷重が積載荷重に包絡されることを確認することで、積雪荷重と地震荷重との組合せは、積載荷重と地震荷重との組合せで考慮されることを説明するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

## 2. 地震荷重と風荷重の比較

### 2.1 風荷重の評価条件

緊対棟の風荷重の評価条件である速度圧を第 2-1 表に示す。

また、加圧設備棟及び燃料設備棟を含む各棟の概略平面図及び概略断面図を第 2-1 図及び第 2-2 図に示す。ここで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、建屋の向きがプラントノースに対して東側に  $65.8^\circ$  傾いているため、基礎版の短辺方向を X 方向、長辺方向を Y 方向と定義する。

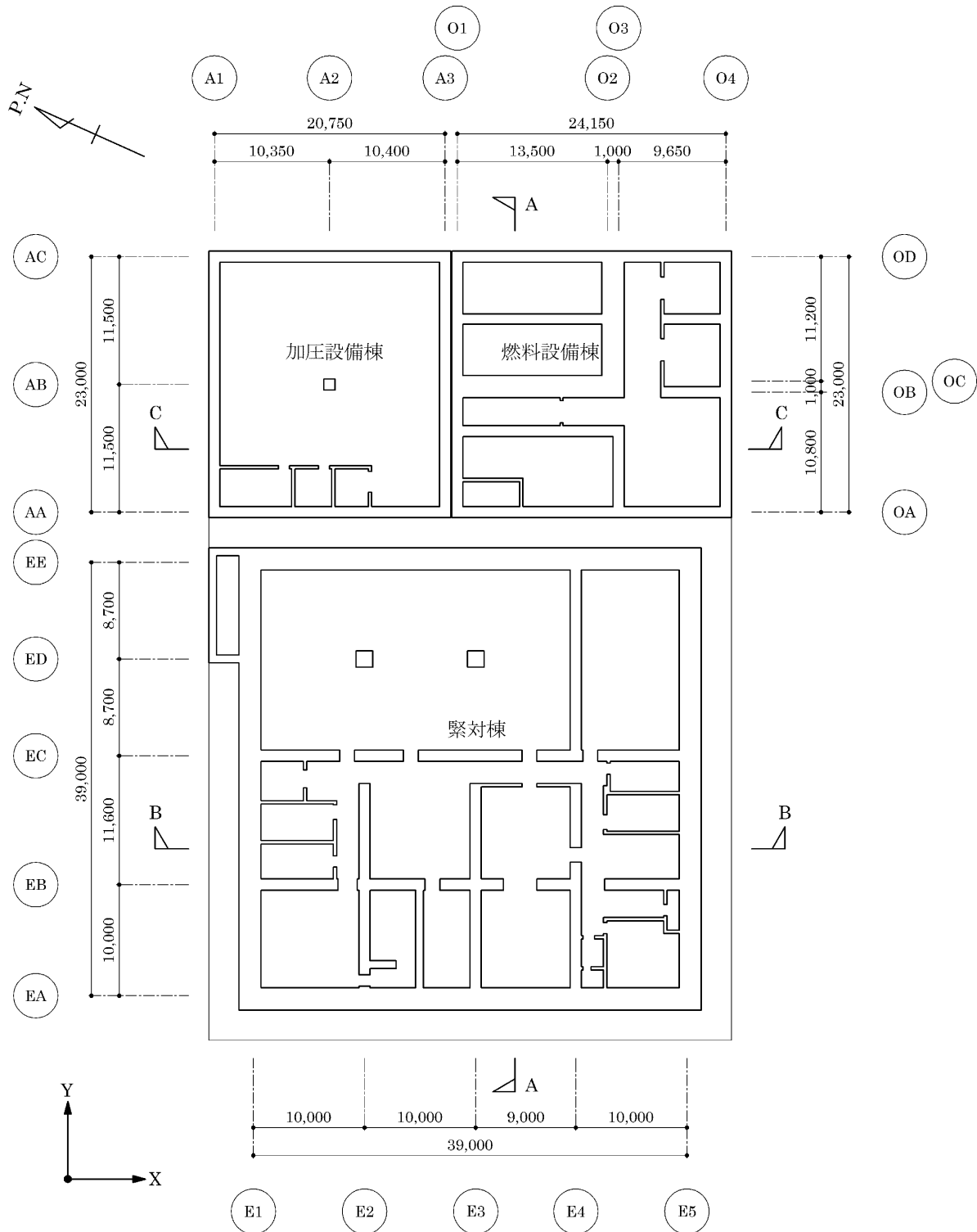
第 2-1 表 評価条件

	基準風速 $V_D$ (m/s)	全高 H (m)	$Z_G$ (m)	$\alpha$	ガスト影響 係数 G	速度圧 q ( $N/m^2$ )
緊対棟	34	18.6	350	0.15	1.0	832

(注) 玄海原子力発電所敷地状況より、地表面粗度区分は II とする。

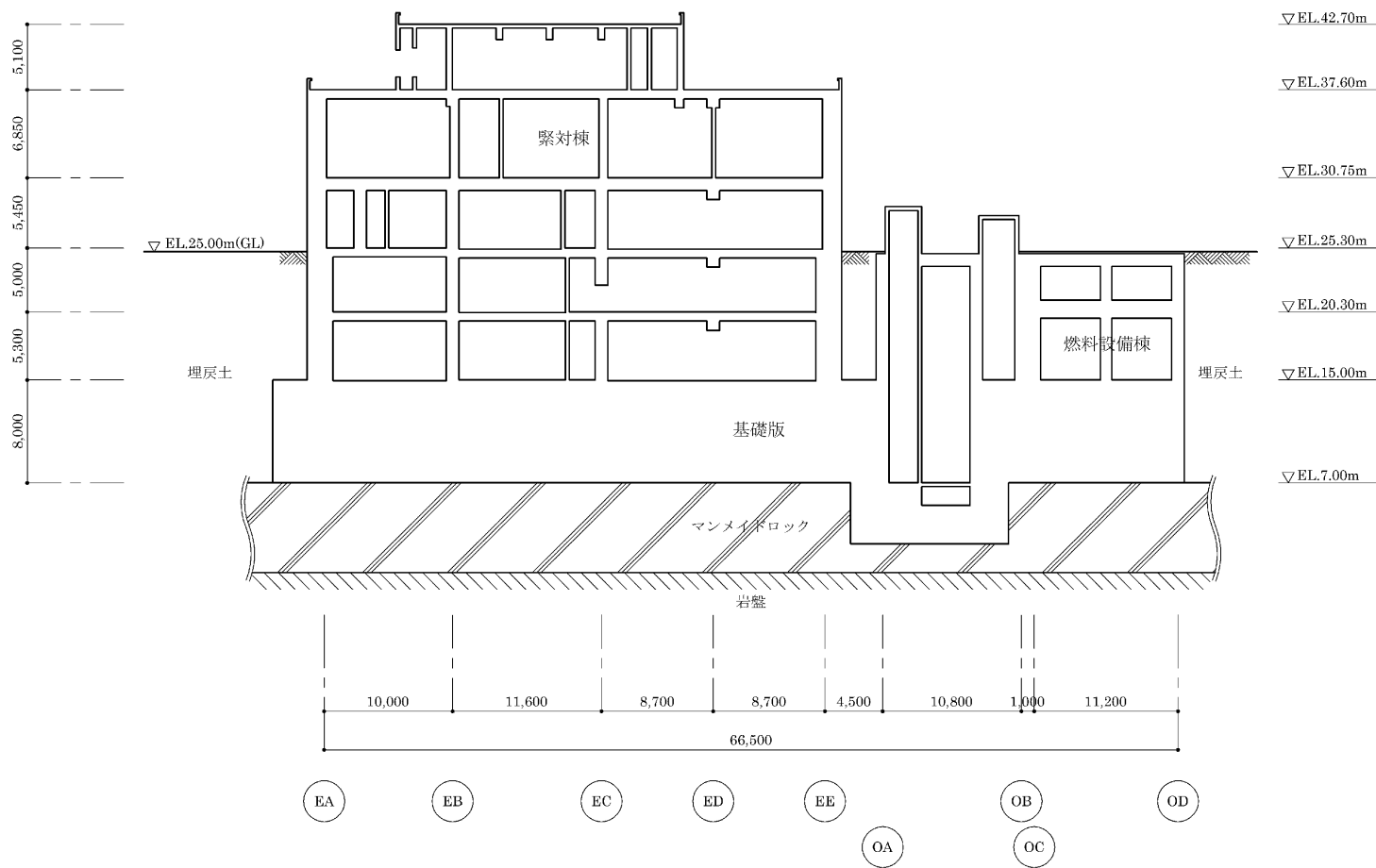
$Z_G$ 、 $\alpha$  : 地表面粗度区分に応じて建設省告示第 1454 号に掲げる数値  
地震と組み合わせる場合のガスト影響係数は 1.0 とする。

(mm)



第 2-1 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図 (地下 2 階)

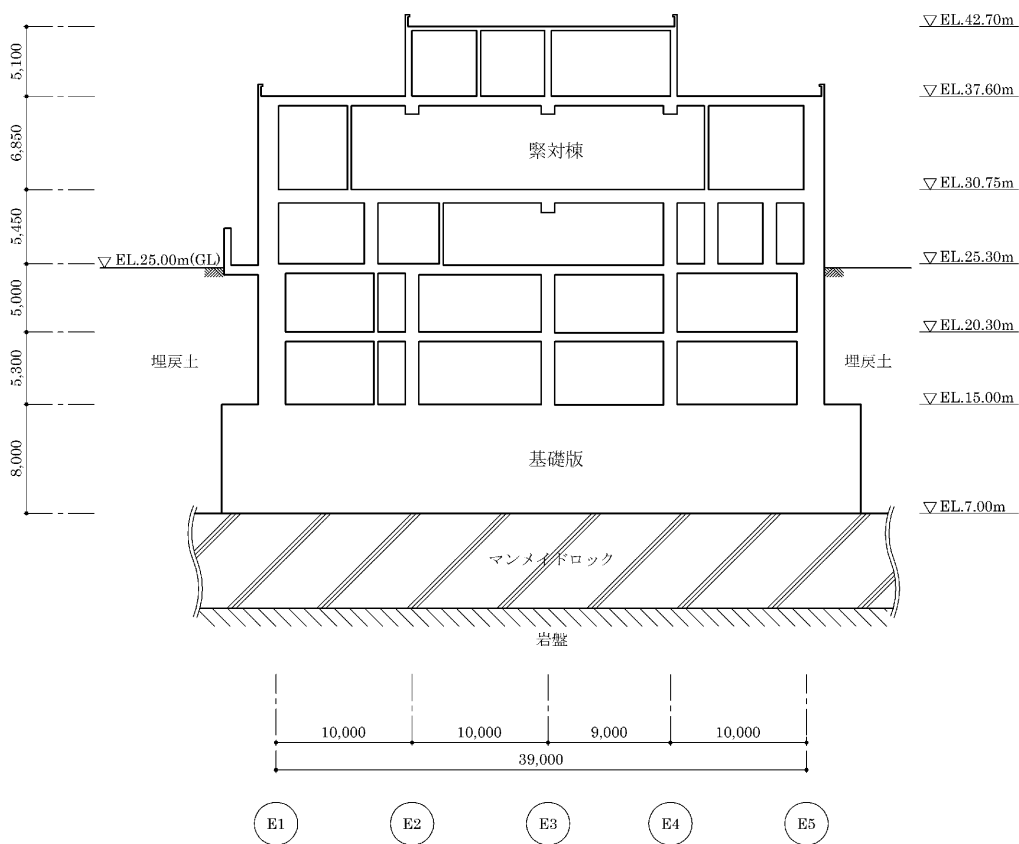
(mm)



(a) A-A 断面

第 2-2 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略断面図(1/3)

(mm)

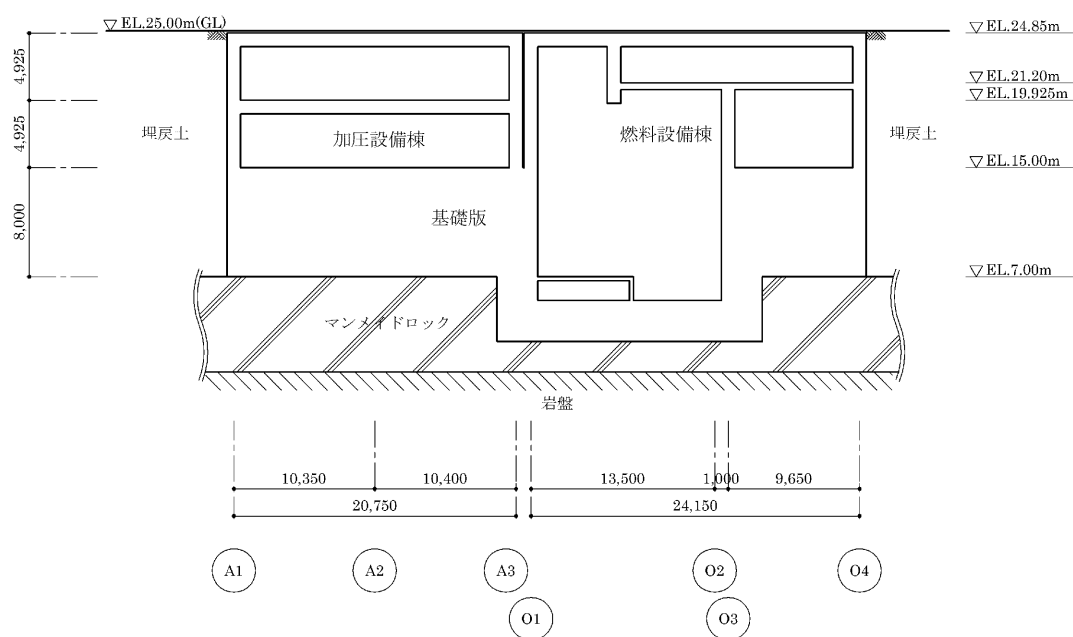


(b) B-B断面

第2-2図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略断面図(2/3)



(mm)



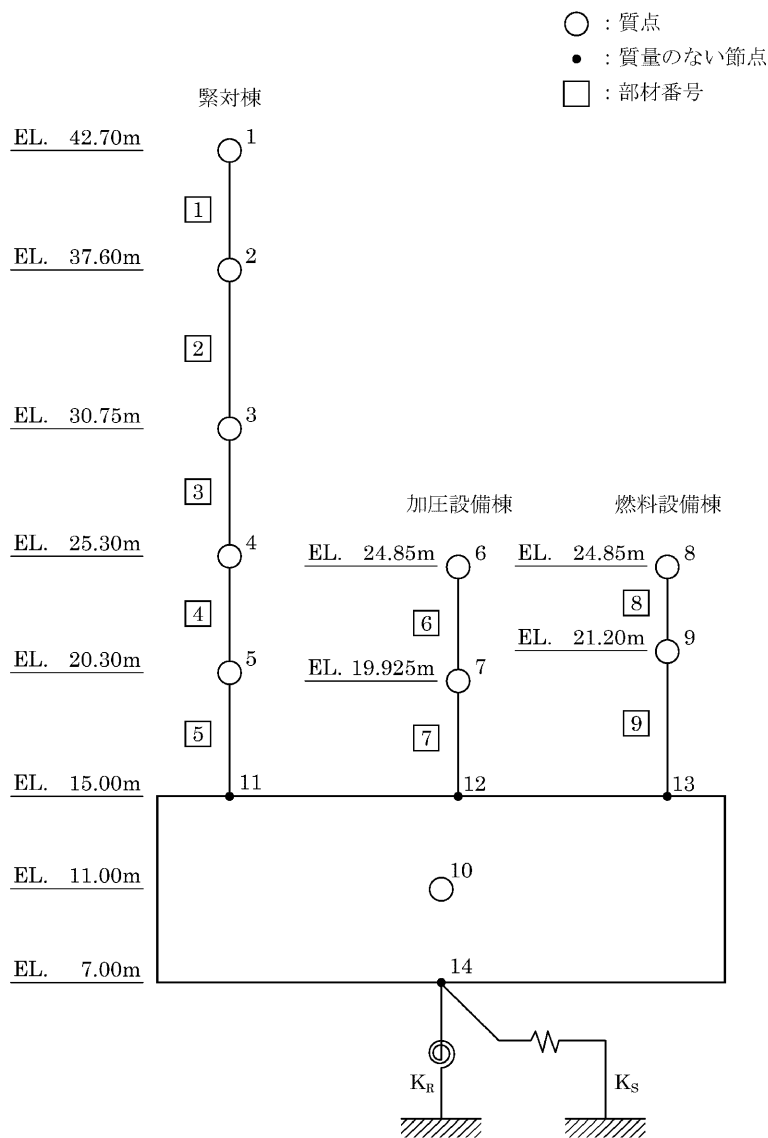
(c) C-C 断面

第 2-2 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略断面図(3/3)

## 2.2 荷重の比較

風荷重による層せん断力について、第2-1表に示す速度圧に基づき算出する。ここで、風荷重による層せん断力は、風荷重により発生する建屋の地震応答解析モデルにおける部材の層せん断力である。また、地震荷重による層せん断力は、基準地震動 $S_s$ に対する地震応答解析より得られた最大応答せん断力である。

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルを第2-3図に示す。また、緊対棟の風荷重による層せん断力を第2-2表、風荷重による層せん断力と地震荷重による層せん断力の比較を第2-3表に示す。



第2-3図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデル（水平方向）

第 2-2 表 緊対棟の風荷重による層せん断力(1/2)

(a) X 方向正加力

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m <sup>2</sup> )	速度圧 q (N/m <sup>2</sup> )	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
1	EL.42.70~ EL.37.60	風上	0.80	161	832	161
		風下	-0.40	161		
2	EL.37.60~ EL.30.75	風上	0.80	402	832	562
		風下	-0.40	402		
3	EL.30.75~ EL.25.30	風上	0.80	256	832	818
		風下	-0.40	256		

(b) X 方向負加力

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m <sup>2</sup> )	速度圧 q (N/m <sup>2</sup> )	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
1	EL.42.70~ EL.37.60	風上	0.80	161	832	161
		風下	-0.40	161		
2	EL.37.60~ EL.30.75	風上	0.80	402	832	562
		風下	-0.40	402		
3	EL.30.75~ EL.25.30	風上	0.80	256	832	818
		風下	-0.40	256		

第 2-2 表 緊対棟の風荷重による層せん断力(2/2)

(c) Y 方向正加力

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m <sup>2</sup> )	速度圧 q (N/m <sup>2</sup> )	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
①	EL.42.70~ EL.37.60	風上	0.80	223	832	223
		風下	-0.40	223		
②	EL.37.60~ EL.30.75	風上	0.80	432	832	654
		風下	-0.40	432		
③	EL.30.75~ EL.25.30	風上	0.80	262	832	916
		風下	-0.40	262		

(d) Y 方向負加力

部材 番号	高さ (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m <sup>2</sup> )	速度圧 q (N/m <sup>2</sup> )	風荷重による 層せん断力 $\Sigma q \cdot C \cdot A$ (kN)
①	EL.42.70~ EL.37.60	風上	0.80	223	832	223
		風下	-0.40	223		
②	EL.37.60~ EL.30.75	風上	0.80	432	832	654
		風下	-0.40	432		
③	EL.30.75~ EL.25.30	風上	0.80	262	832	916
		風下	-0.40	262		

第 2-3 表 緊対棟の層せん断力の比較(1/2)

(a) X 方向正加力

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ( $\times 10^3\text{kN}$ )	地震荷重による 層せん断力 ② ( $\times 10^3\text{kN}$ )	層せん断力比 ②/①
①	0.161	43.3	268
②	0.562	195	346
③	0.818	320	391

(b) X 方向負加力

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ( $\times 10^3\text{kN}$ )	地震荷重による 層せん断力 ② ( $\times 10^3\text{kN}$ )	層せん断力比 ②/①
①	0.161	43.3	268
②	0.562	195	346
③	0.818	320	391

第 2-3 表 緊対棟の層せん断力の比較(2/2)

(c) Y 方向正加力

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ( $\times 10^3\text{kN}$ )	地震荷重による 層せん断力 ② ( $\times 10^3\text{kN}$ )	層せん断力比 ②/①
①	0.223	39.5	177
②	0.654	193	295
③	0.916	317	346

(d) Y 方向負加力

部材 番号	風荷重による 層せん断力 ① ( $\times 10^3\text{kN}$ )	地震荷重による 層せん断力 ② ( $\times 10^3\text{kN}$ )	層せん断力比 ②/①
①	0.223	39.5	177
②	0.654	193	295
③	0.916	317	346

### 3. 積載荷重と積雪荷重の比較

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟について、積載荷重と積雪荷重の比較を第 3-1 表に示す。

第 3-1 表 積載荷重及び積雪荷重の比較

	地震荷重と組み合わせる積雪荷重 ① <sup>(注)</sup> (N/m <sup>2</sup> )	地震荷重と組み合わせる積載荷重 ② (N/m <sup>2</sup> )	荷重比 ②/①
緊対棟	140	700	5.00
加圧設備棟	140	700	5.00
燃料設備棟	140	700	5.00

(注) 建築基準法の多雪区域における積雪荷重及び地震荷重の組合せを適用して建築基準法施行細則（佐賀県）に定められた玄海町の垂直積雪量 20cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮して算出。

#### 4. まとめ

本資料では、緊対棟について、地震荷重と風荷重を比較した結果、風荷重の影響が軽微であることから、自重が大きいコンクリート構造物については風荷重と地震荷重との組合せを考慮する必要はないことを確認した。

また、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟について、積雪荷重が積載荷重を下回るため、積雪荷重は地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮されることを確認した。



7-2-3. 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

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	1
2. 既往の知見の整理 .....	2
2.1 RC 耐震壁試験 .....	2
2.2 システム同定による評価 .....	2
2.3 3次元 FEM モデルを用いた検討 .....	2
3. 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の 地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数 .....	4
4. まとめ .....	6

## 1. 概 要

本資料は、添付資料 12-6「地震応答解析の基本方針」において設定している、緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート造（以下「RC造」という。）の減衰定数の妥当性について説明するものである。

地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数について、平成 29 年 8 月 25 日付け原規規発第 1708253 号にて認可された工事計画に係る補足説明資料 10-3「地震応答解析に用いるプレストレストコンクリート造部及び鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討」（以下「新規制基準工認補足 10-3」という。）における検討を整理し、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基準地震動  $S_s$  に対する応答レベルを確認した上で、入力地震動並びに建物・構築物の構造及び形状を踏まえた考察を行い、妥当性を確認する。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

## 2. 既往の知見の整理

新規制基準工認補足 10-3 において、既往の実験及び観測結果の整理並びに玄海原子力発電所 3 号機の地震観測記録を用いた減衰定数の検討を行っている。

これらの結果を以下の通り整理する。

### 2.1 RC 耐震壁試験

(財) 原子力発電技術機構において、ボックス型 RC 耐震壁が多方向から同時に地震力を受ける際の動的挙動の調査を目的とした 3 次元振動台を用いた加振試験（以下「RC 耐震壁試験」という。）<sup>(注)</sup> が実施されている。

RC 耐震壁試験の結果より、減衰定数は応答レベルが大きくなるにつれて大きくなる傾向であることを確認している。

(注) 松本ほか：論文 RC 耐震壁の多方向同時入力振動台試験 コンクリート工学年次論文集、Vol.25、No.2、2003

### 2.2 システム同定による評価

新規制基準工認補足 10-3 において、玄海原子力発電所 3 号機の内部コンクリートについて、地震観測記録を用いたシステム同定による減衰定数の評価を実施している。

システム同定により評価した減衰定数は、観測記録レベルにおいて 5~8% 程度であり、振幅依存性が期待できるとしている。

### 2.3 3 次元 FEM モデルを用いた検討

新規制基準工認補足 10-3 において、玄海原子力発電所 3 号機の原子炉格納容器及び原子炉周辺建屋について、原子炉格納容器の減衰定数を 2%かつ原子炉周辺建屋の減衰定数を 3%とした 3 次元 FEM モデル及び原子炉格納容器の減衰定数を 3%かつ原子炉周辺建屋の減衰定数を 5%とした 3 次元 FEM モデルにより、観測記録を用いた地震応答解析を行い、床応答スペクトルを算定して、観測記録との比較を実施している。

比較の結果、RC 造部である原子炉周辺建屋に着目すると、減衰定数の違いによる床応答スペクトルの差はわずかであるか、または、減衰定数を 5%とした解析結果の方が、観測記録との整合が良い結果となっている。

以上より、新規制基準工認補足10-3においては、玄海原子力発電所3号機の建物・構築物について、地震応答解析モデルに用いる減衰定数を5%とすることの妥当性を確認している。但し、RC造の単純な構造体は、振幅依存性が期待できるものの、構造の複雑さによる減衰効果が期待しにくいことから、弾性設計用地震動Sdを用いた評価においては、減衰定数の設定に起因する不確かさを考慮することとしている。減衰定数の設定に起因する不確かさとしては、川内原子力発電所と同様に、減衰定数を3%とした場合を考慮することとしている。

既往の知見の整理を第2-1表に示す。

第2-1表 既往の知見の整理

応答レベル	線形		非線形		
	微小振幅領域	第1折点未満	第1折点付近	第2折点付近	許容限界付近
玄海原子力発電所3号機における地震動	観測記録	弾性設計用地震動 Sd	基準地震動 Ss		
RC耐震壁試験 ※履歴減衰を含む		1~4% 程度	5% 程度	6~7% 程度	6~7% 程度
地震観測記録による評価	5~8% 程度	5% 程度	5% 程度以上	5% 程度以上	5% 程度以上
3次元FEMモデルを用いた検討	5% 程度	5% 程度			

### 3. 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数

基準地震動  $S_s$  に対する緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の応答レベルと、既往の知見との関係を確認し、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数を 5% とすることの妥当性を確認する。

基準地震動  $S_s$  に対する緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の最大せん断ひずみは、添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」より、第 1 折点未満である。

したがって、既往の知見における第 1 折点未満の減衰定数に着目し、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数について、考察を行う。

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の応答レベルと既往の知見との関係を第 3-1 表に示す。

RC 耐震壁試験について、第 1 折点未満における減衰定数は、1~4%程度となっている。但し、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、多数の耐震壁及び構造床から構成された 3 次元的な広がりを持つ複雑な構造体であり、このような複雑な構造体は、地震時の接合部及び直交部材の挙動により、減衰効果が得られると考えられることから、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の減衰定数は、RC 耐震壁試験より得られた減衰定数より大きな減衰定数であると推定される。

地震観測記録を用いたシステム同定による評価について、微小振幅領域である観測記録地震動レベルにおいて、5~8%程度の減衰定数が得られており、第 1 折点未満においては、5%程度の減衰定数となっている。さらに、システム同定に用いた観測記録は、基礎上端の応答加速度が水平方向 1~90 $\text{cm/s}^2$ 、鉛直方向 1~50 $\text{cm/s}^2$  程度であり、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟における入力地震動（基準地震動  $S_s$  : 水平方向 150~490 $\text{cm/s}^2$ 、鉛直方向 160~410 $\text{cm/s}^2$  程度）とのレベル差を考慮すると、振幅依存性により、5%程度以上の減衰定数が得られるものと考えられる。

3 次元 FEM モデルを用いた検討について、RC 造部である原子炉周辺建屋についての検討結果は、減衰定数の違いによる床応答スペクトルの差はわずかであるか、または、減衰定数を 5% とした解析結果の方が、3% とした解析結果と比較して観測記録との整合が良い結果となった。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、原子炉周辺建屋と同様に、複雑な構造物であることから、地震応答解析モデルに設定する RC 造部の減衰定数を 5% とすることで、観測記録により近い床応答が得られる

と推定される。

以上より、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析に用いる RC 造部の減衰定数は、5%が妥当である。

第 3-1 表 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の応答レベルと既往の知見との関係

応答レベル	線形		非線形		
	微小振幅領域	第 1 折点 未満	第 1 折点 付近	第 2 折点 付近	許容限界 付近
緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟における地震動		基準地震動 Ss			
RC 耐震壁試験 ※履歴減衰を含む		1~4% 程度	5% 程度	6~7% 程度	6~7% 程度
地震観測記録による評価	5~8% 程度	1~数% 程度以上	5% 程度以上	5% 程度以上	5% 程度以上
3次元 FEM モデルを用いた検討	5%程度	5%程度			

#### 4. まとめ

地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数について、新規制基準工認補足 10-3 における検討を整理し、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基準地震動  $S_s$  に対する応答レベルを確認した上で、入力地震動並びに建物・構築物の構造及び形状を踏まえた考察を行った。

考察の結果、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルに用いる RC 造部の減衰定数は、基準地震動  $S_s$  に対して、5%が妥当である。

但し、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、新設の構造物であるため、耐震性向上の観点から、減衰定数の設定に起因する不確かさとして、3%とした場合を考慮する。



7-2-4. 地震応答解析における  
材料物性のばらつきに関する検討

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	1
1.1 検討概要 .....	1
1.2 検討方針 .....	3
2. 検討ケース .....	5
3. 材料物性のばらつきの設定 .....	8
3.1 地盤物性のばらつきの設定について .....	8
3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について .....	11
4. 地盤物性のばらつきによる影響 .....	12
4.1 検討方針 .....	12
4.2 固有値解析結果 .....	13
4.3 地震応答解析結果 .....	21
5. コンクリート強度のばらつきによる影響 .....	30
5.1 検討方針 .....	30
5.2 固有値解析結果 .....	31
5.3 地震応答解析結果 .....	36
6. 地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきによる影響 .....	45
6.1 検討方針 .....	45
6.2 固有値解析結果 .....	46
6.3 地震応答解析結果 .....	54
7. 建物・構築物の耐震性評価における設計用地震力の設定 .....	63
8. まとめ .....	72
別紙 1 コンクリート強度のばらつきによる建屋応答への影響に関する考察	
別紙 2 機器・配管系評価への影響	

## 1. 概 要

### 1.1 検討概要

本資料は、緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析における材料物性のばらつきの考慮に関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は、地盤定数を含む材料物性のばらつきによる変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地盤物性のばらつき及び建屋剛性の変動について変動幅を設定し、地盤定数を含む材料物性のばらつきが地震応答解析結果に及ぼす影響を検討する。また、その影響検討結果を踏まえ、建物・構築物の耐震計算書において考慮する材料物性のばらつきについて検討する。

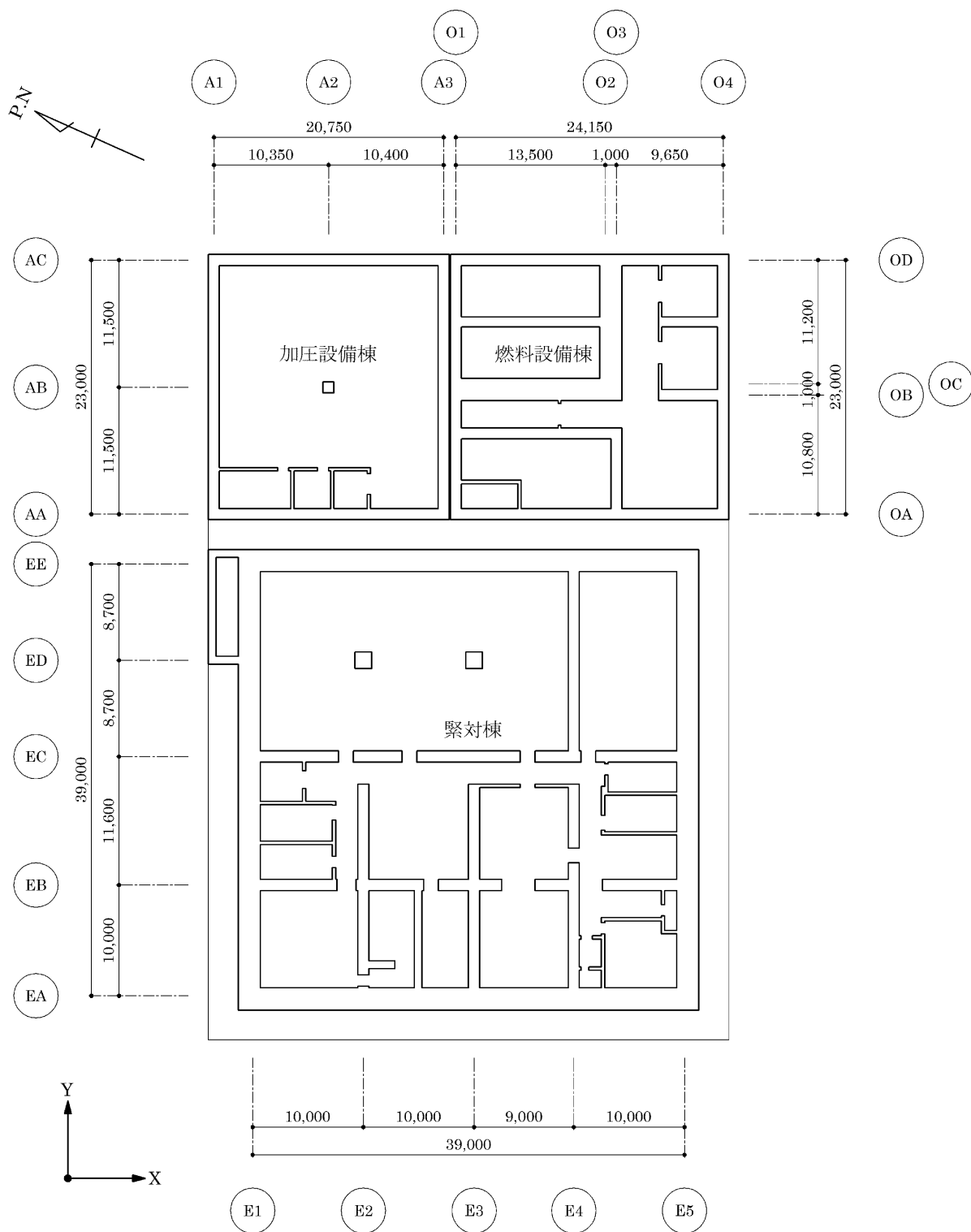
さらに、材料物性のばらつきの影響評価として、機器・配管系の評価への影響について、別紙2「機器・配管系評価への影響」に示す。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

ここで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、建屋の向きがプラントノースに対して東側に  $65.8^\circ$  傾いているため、基礎版の短辺方向を X 方向、長辺方向を Y 方向と定義する。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図を第 1-1 図に示す。

(mm)



第 1-1 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図 (地下 2 階)

## 1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、時刻歴応答解析法による地震応答解析結果に基づき設定しており、地震応答解析により得られる床応答スペクトルは、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定式、減衰定数、地震波の位相特性等の影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす因子としては地盤剛性と建屋剛性であることが確認されている。<sup>(注)</sup>

建物・構築物の地震応答解析モデルについて、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析モデルにおける地盤ばねは、実測した地盤のせん断波速度  $V_s$  を用いて算定していることから、地盤物性のばらつきが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

また、建物・構築物の地震応答解析モデルの剛性は、コンクリート強度として設計基準強度を用いて算定しているが、構造体コンクリートの強度は設計基準強度を上回るよう設計されるため、実構造物と地震応答解析モデルとで建屋剛性が異なることが考えられる。

そこで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟について、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したモデルによる地震応答解析を行い、建物・構築物の応答及び耐震安全性に及ぼす影響について検討する。

ここで、建物・構築物の地震応答解析モデルの剛性設定について、壁の剛性評価方針を第 1-1 表に示す。耐震壁として考慮していない壁（補助壁）が存在する場合は、実現象においては補助壁が地震応答解析モデルの剛性に寄与することが考えられるが、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟については、ほぼ全ての構造耐力上主要な壁の剛性を考慮しているため、補助壁が地震応答解析モデルの剛性に及ぼす影響は小さい。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルの剛性設定に際して考慮した耐震壁を補足説明資料 7-2-1-別紙「地震応答解析モデルにおける質点重量及び剛性」に示す。

(注) 日本電気協会：「参考資料 4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」、第 29 回耐震設計分科会資料 No.29-4-5-7、平成 20 年 1 月 18 日

第 1-1 表 壁の剛性評価方針

壁の種類	剛性評価方針
耐震壁	通り芯上の壁で、壁厚が 300mm 以上の壁を「耐震壁」と定義する。耐震壁は、全て剛性評価の対象とする。 <sup>(注1)</sup> <sup>(注2)</sup>
補助壁	耐震壁以外の壁を「補助壁」と定義する。補助壁のうち、「基礎から屋根まで連層となる壁で、壁厚 300mm 以上の壁」については、剛性評価の対象とする。 <sup>(注1)</sup> <sup>(注2)</sup>

(注 1) 開口により剛性評価に参入できないと判断される壁については、剛性評価の対象としない。

(注 2) 緊対棟の 3 階部分については、ペントハウス状の躯体形状となっているため、通り芯上の壁ではない部位についても、耐震壁又は補助壁として取り扱い、剛性評価に参入する。

## 2. 検討ケース

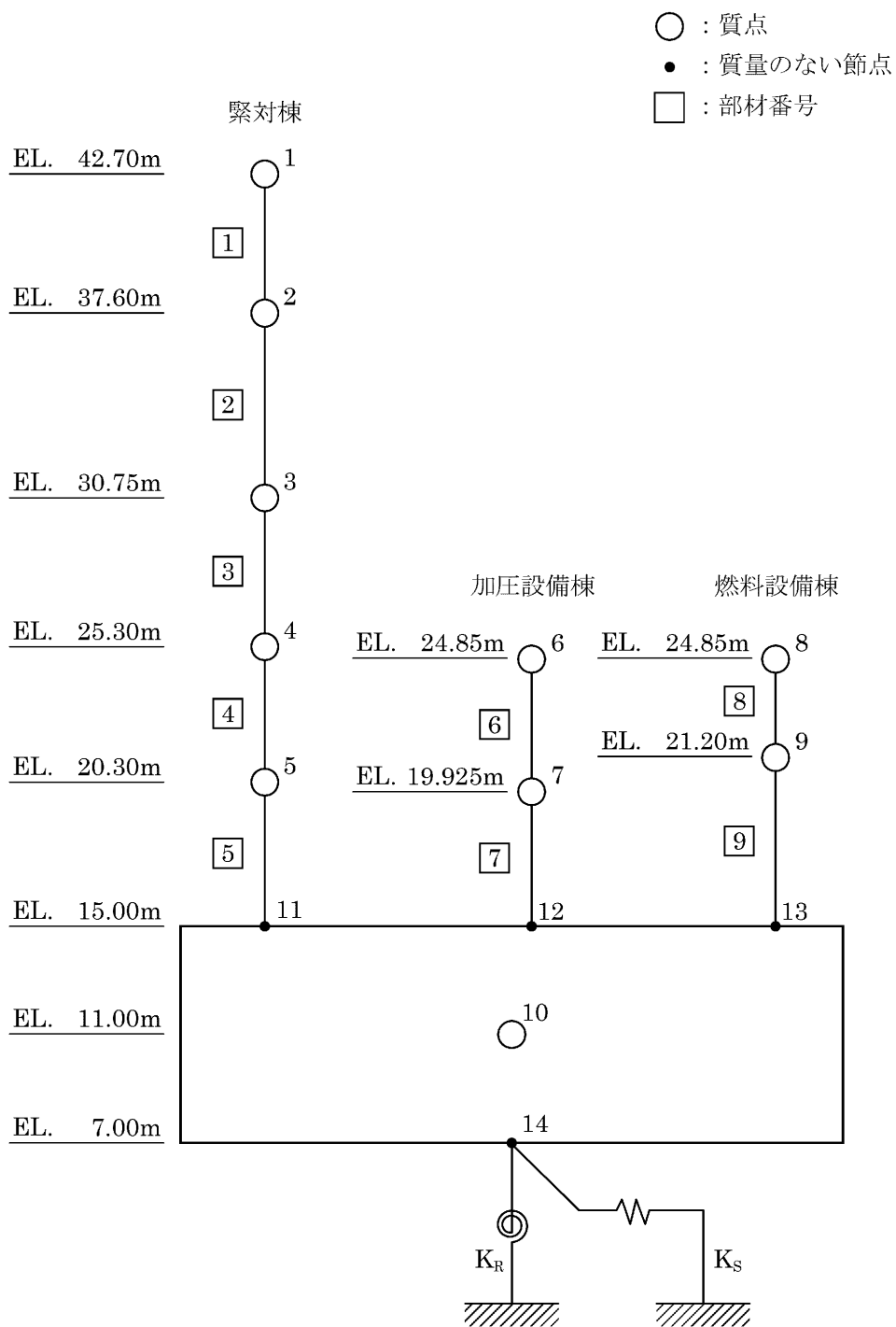
地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきについて、これらを考慮した場合の固有値解析及び地震応答解析を行い、建物・構築物の応答及び耐震安全性に及ぼす影響について検討する。

入力地震動は、基準地震動  $S_s-1$  を基に、1次元波動論により基礎底面位置で算定した地震動を用いる。

検討ケースを第 2-1 表、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデル図を第 2-1 図及び第 2-2 図に示す。

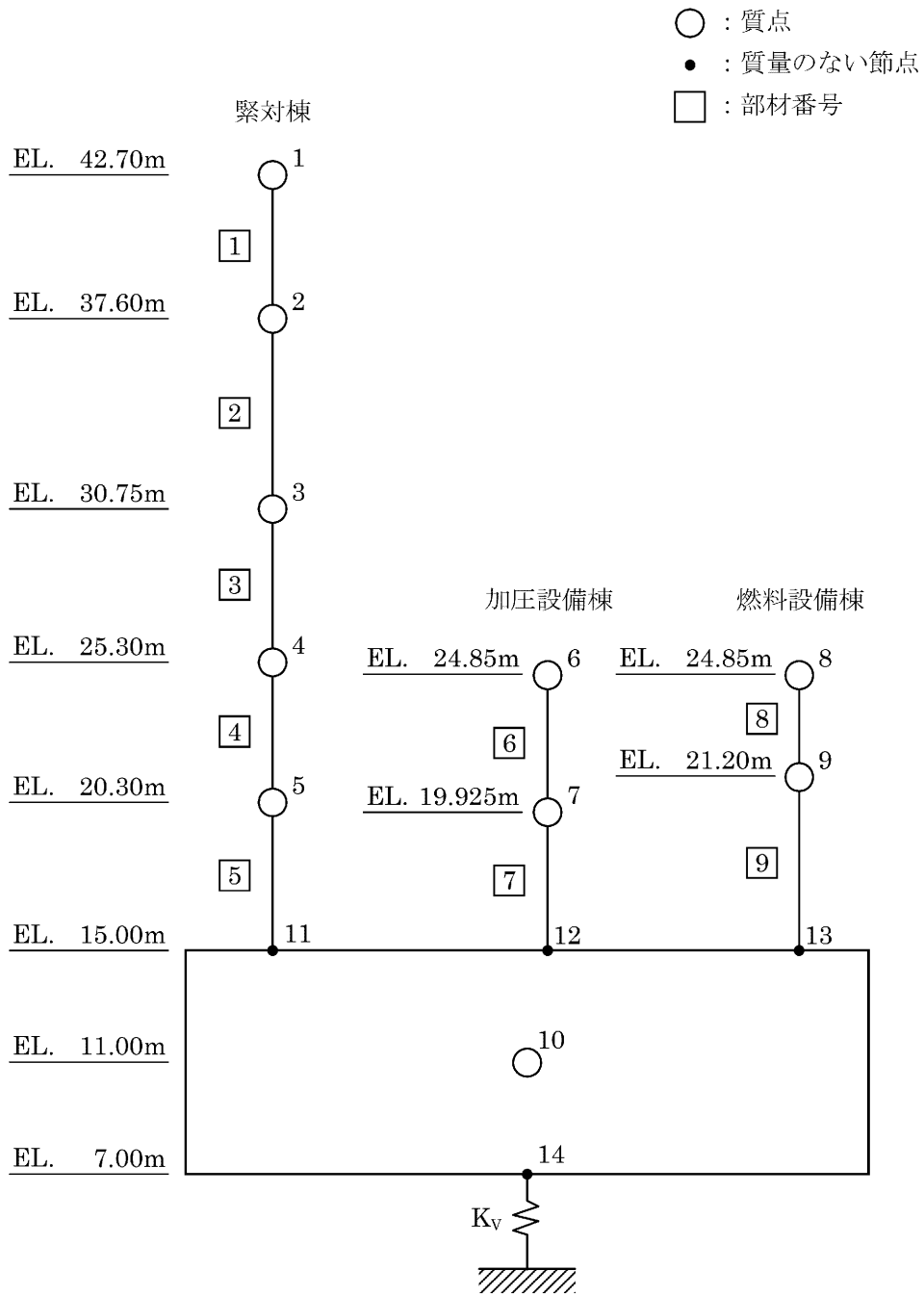
第 2-1 表 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の検討ケース

検討ケース		建屋剛性	地盤剛性
		コンクリート強度	地盤のせん断波速度
基本ケース	—	設計基準強度	標準地盤
地盤物性のばらつき考慮	地盤 $V_s (-1\sigma)$	設計基準強度	地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ )
	地盤 $V_s (+1\sigma)$	設計基準強度	地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ )
コンクリート強度のばらつき考慮	実強度	実強度	標準地盤
地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつき考慮	地盤 $V_s (-1\sigma)$ + 実強度	実強度	地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ )
	地盤 $V_s (+1\sigma)$ + 実強度	実強度	地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ )



第 2-1 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデル（水平方向）





第 2-2 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデル（鉛直方向）

### 3. 材料物性のばらつきの設定

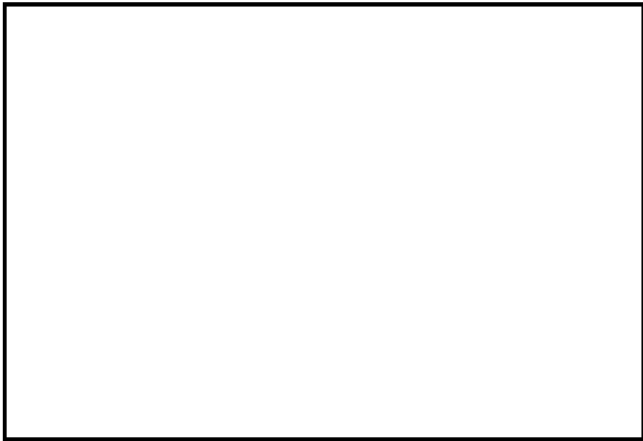
#### 3.1 地盤物性のばらつきの設定について

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルについて、基本ケースにおける地盤ばねは、敷地内のボーリング孔における PS 検層結果に基づく地盤のせん断波速度  $V_s$  を用いて算定している。

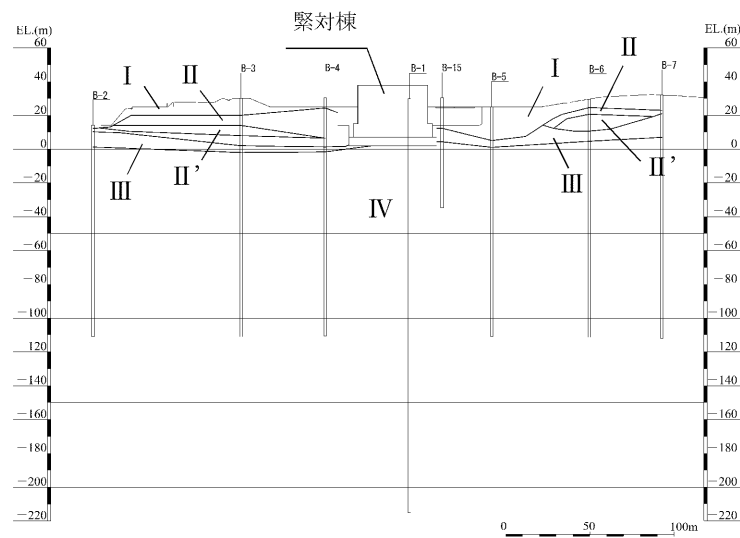
緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の設置位置における速度層断面を第 3-1 図に示す。

地盤物性ばらつきの影響に関する検討においては、地盤のせん断波速度  $V_s$  の設計値に対し、上記の PS 検層結果に基づく標準偏差 ( $\pm 1\sigma$ ) を変動幅として考慮した場合について検討を行う。

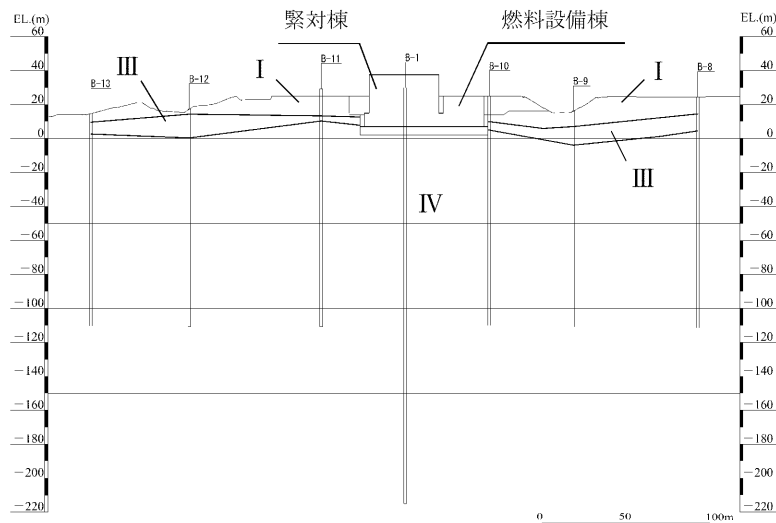
地盤のせん断波速度  $V_s$  のばらつきの設定値を第 3-1 表に示す。



速度層 区分	せん断波速度 Vs(km/s)	標準偏差 (km/s)
I	0.26	0.05
II	0.84	0.24
II'	2.32	0.32
III	0.75	0.16
IV	1.62	0.08



(a) B<sub>1</sub>断面



(b) B<sub>2</sub>断面

第 3-1 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟設置位置の速度層断面図

第3-1表 地盤物性のばらつきの設定値

解析ケース	高さ (m)	速度層	地盤の せん断波速度 Vs (km/s)	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	備考
基本ケース	EL.7.00～ EL.6.40	Ⅲ	0.75	3.80×10 <sup>3</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
	EL.6.40～ EL.5.74	Ⅲ	0.75	3.34×10 <sup>3</sup>	頁岩 C級
	EL.5.74～ EL.4.92	Ⅲ	0.75	3.80×10 <sup>3</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
	EL.4.92～ EL.-215.00	Ⅳ	1.62	1.67×10 <sup>4</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
地盤 Vs (-1σ)	EL.7.00～ EL.6.40	Ⅲ	0.59	2.37×10 <sup>3</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
	EL.6.40～ EL.5.74	Ⅲ	0.59	2.08×10 <sup>3</sup>	頁岩 C級
	EL.5.74～ EL.4.92	Ⅲ	0.59	2.37×10 <sup>3</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
	EL.4.92～ EL.-215.00	Ⅳ	1.54	1.52×10 <sup>4</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
地盤 Vs (+1σ)	EL.7.00～ EL.6.40	Ⅲ	0.91	5.54×10 <sup>3</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
	EL.6.40～ EL.5.74	Ⅲ	0.91	4.86×10 <sup>3</sup>	頁岩 C級
	EL.5.74～ EL.4.92	Ⅲ	0.91	5.54×10 <sup>3</sup>	砂岩・頁岩 A,B級
	EL.4.92～ EL.-215.00	Ⅳ	1.70	1.82×10 <sup>4</sup>	砂岩・頁岩 A,B級

### 3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について

コンクリート強度のばらつきとして、コンクリートの実強度を考慮する。コンクリートの実強度は、「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準（（社）日本原子力学会、2007 制定）」を参考とし、設計基準強度に対してコンクリート強度を 1.40 倍した値を用いる。

コンクリート強度のばらつきとして設定するコンクリートの実強度を設計基準強度と比較して第 3-2 表に示す。

第 3-2 表 設計基準強度と実強度の比較

		コンクリート強度 $F_c$ ( $N/mm^2$ )	ヤング係数 $E$ ( $N/mm^2$ )
緊対棟 加圧設備棟 燃料設備棟	設計基準強度	30.0	$2.44 \times 10^4$
	実強度	42.0	$2.73 \times 10^4$
基礎	設計基準強度	24.0	$2.27 \times 10^4$
	実強度	33.6	$2.54 \times 10^4$

#### 4. 地盤物性のばらつきによる影響

##### 4.1 検討方針

地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（地盤  $V_s$  ( $-1\sigma$ )、地盤  $V_s$  ( $+1\sigma$ )) について、固有値解析及び地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。

地盤物性のばらつきの設定は、「3.1 地盤物性のばらつきの設定について」に示したとおりである。

## 4.2 固有値解析結果

地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（地盤  $V_s (-1\sigma)$ 、地盤  $V_s (+1\sigma)$ ）について、固有値解析を行い、基本ケースの結果と比較した。固有値解析結果の比較を第 4-1 表及び第 4-2 表、刺激関数図を第 4-1 図～第 4-6 図に示す。

基本ケースに対する地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの固有振動数の変動幅は、 $-5\% \sim +4\%$ 程度である。

第4-1表 固有値解析結果（地盤Vs（-1σ））<sup>(注)</sup>

（単位：Hz）

次数	固有振動数					
	X方向		Y方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤Vs (-1σ)	基本ケース	地盤Vs (-1σ)	基本ケース	地盤Vs (-1σ)
1	8.16	7.72 (0.95)	8.45	8.03 (0.95)	14.05	13.36 (0.95)
2	14.36	13.61 (0.95)	14.32	13.64 (0.95)	29.34	29.13 (0.99)
3	17.92	17.68 (0.99)	18.56	18.55 (1.00)	42.17	42.14 (1.00)
4	21.61	21.37 (0.99)	19.84	19.50 (0.98)	50.10	50.05 (1.00)

（注）（ ）内は基本ケースに対する比率

第4-2表 固有値解析結果（地盤Vs（+1σ））<sup>(注)</sup>

（単位：Hz）

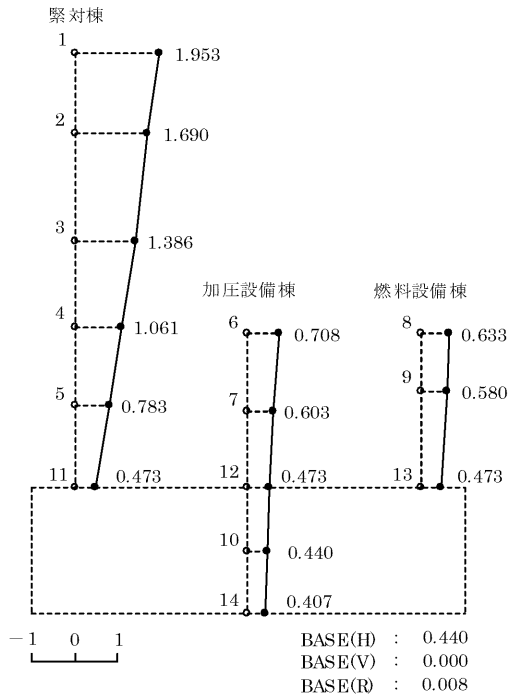
次数	固有振動数					
	X方向		Y方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤Vs (+1σ)	基本ケース	地盤Vs (+1σ)	基本ケース	地盤Vs (+1σ)
1	8.16	8.44 (1.03)	8.45	8.73 (1.03)	14.05	14.61 (1.04)
2	14.36	14.94 (1.04)	14.32	14.88 (1.04)	29.34	29.53 (1.01)
3	17.92	18.16 (1.01)	18.56	18.57 (1.00)	42.17	42.19 (1.00)
4	21.61	21.77 (1.01)	19.84	20.12 (1.01)	50.10	50.14 (1.00)

（注）（ ）内は基本ケースに対する比率



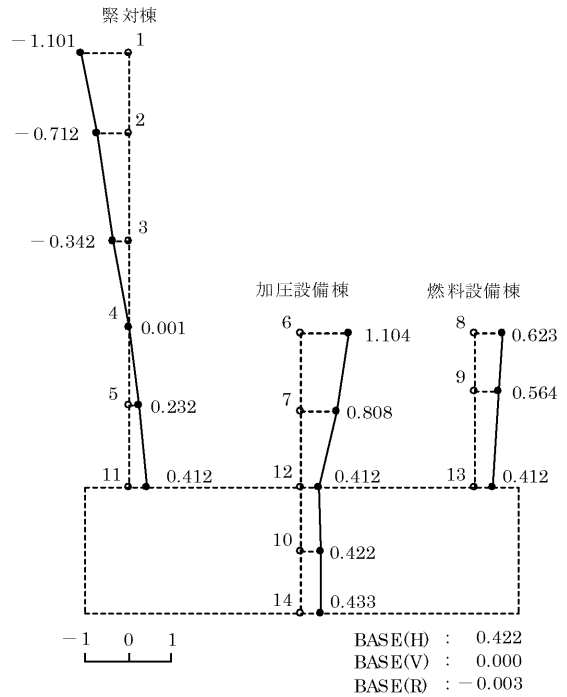
MODE1

FREQUENCY = 7.72(Hz)



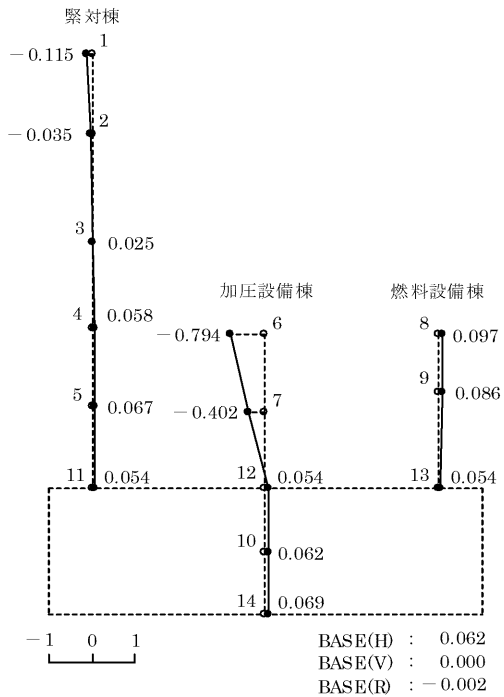
MODE2

FREQUENCY = 13.61(Hz)



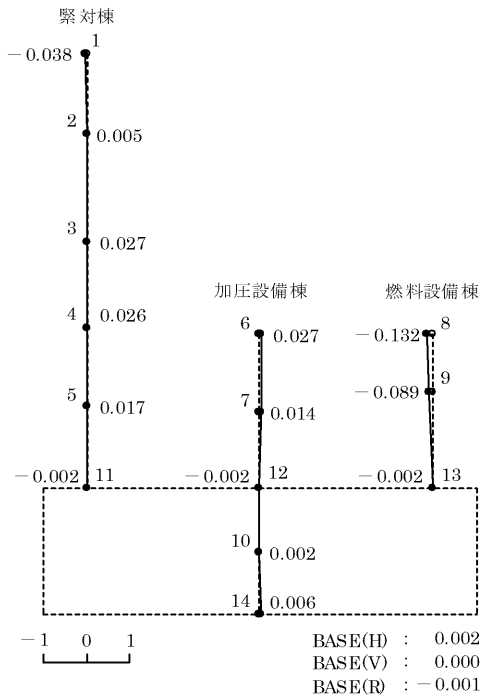
MODE3

FREQUENCY = 17.68(Hz)



MODE4

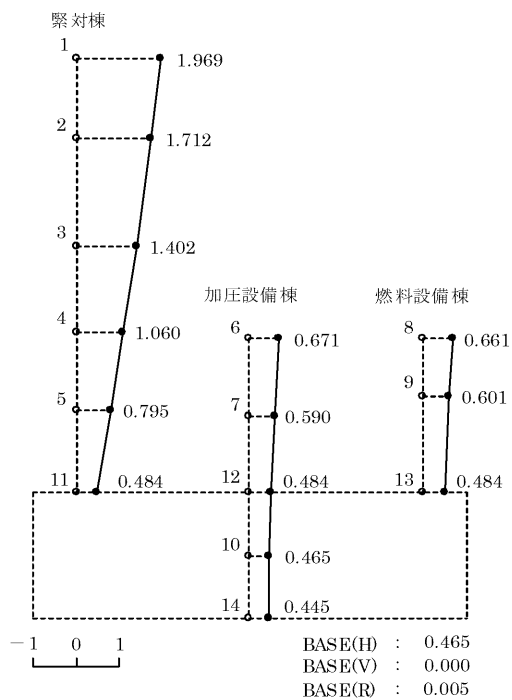
FREQUENCY = 21.37(Hz)



第4-1図 刺激関数図 (X方向、地盤Vs (-1σ))

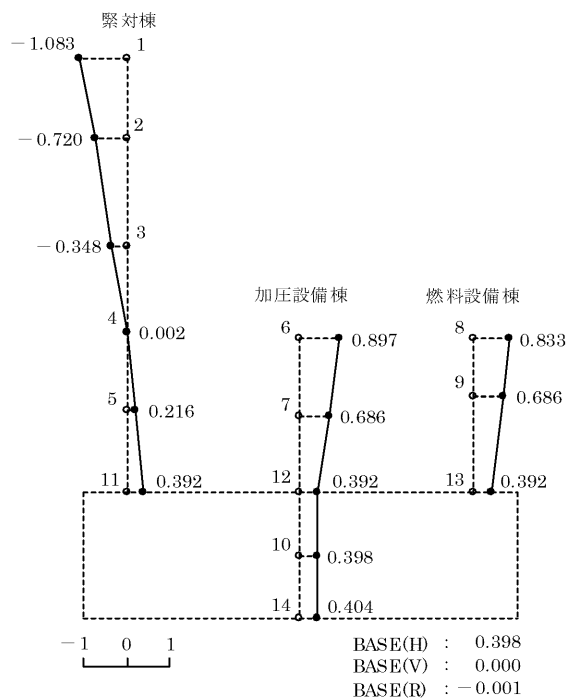
MODE1

FREQUENCY=8.03(Hz)



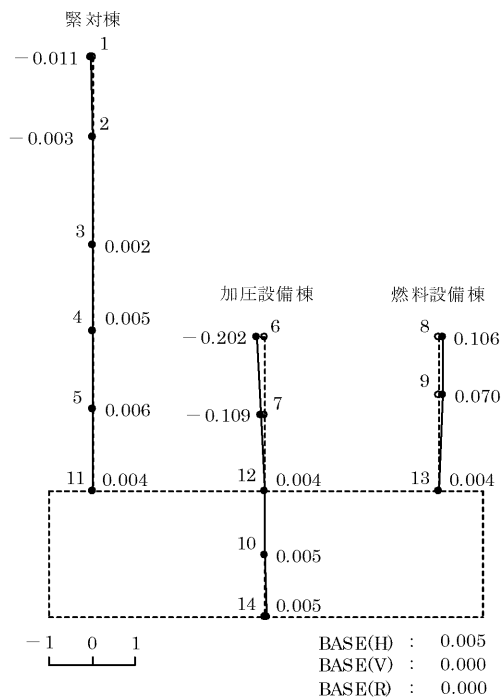
MODE2

FREQUENCY=13.64(Hz)



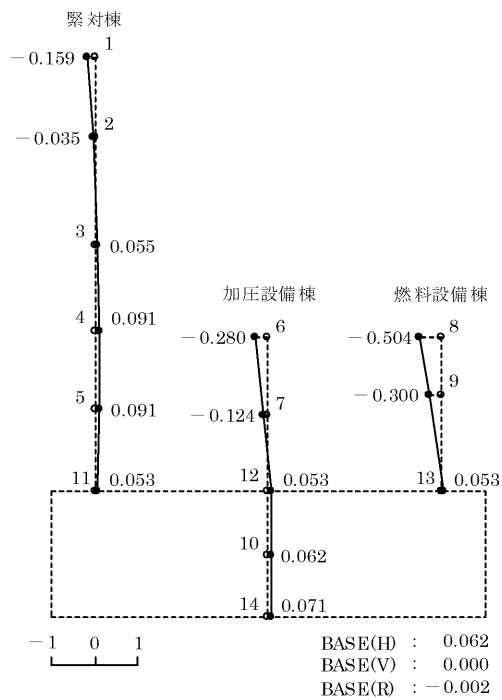
MODE3

FREQUENCY=18.55(Hz)



MODE4

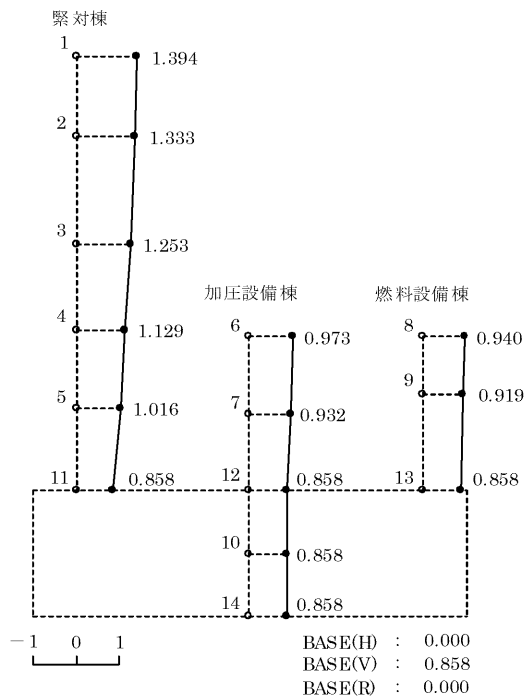
FREQUENCY=19.50(Hz)



第4-2図 刺激関数図 (Y方向、地盤Vs (-1σ))

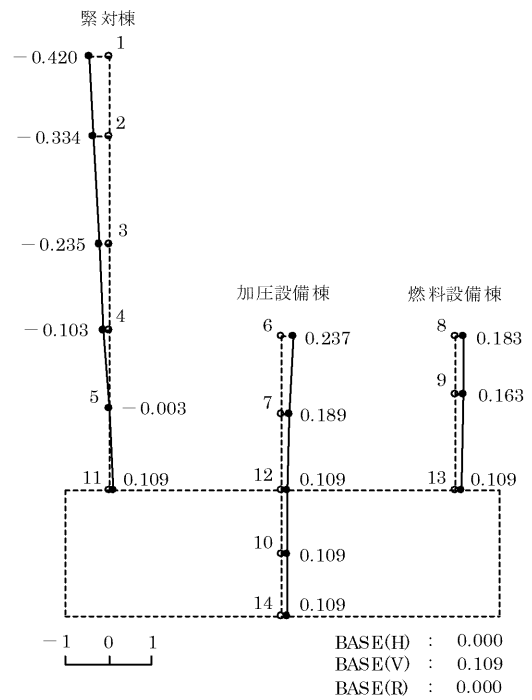
MODE1

FREQUENCY=13.36(Hz)



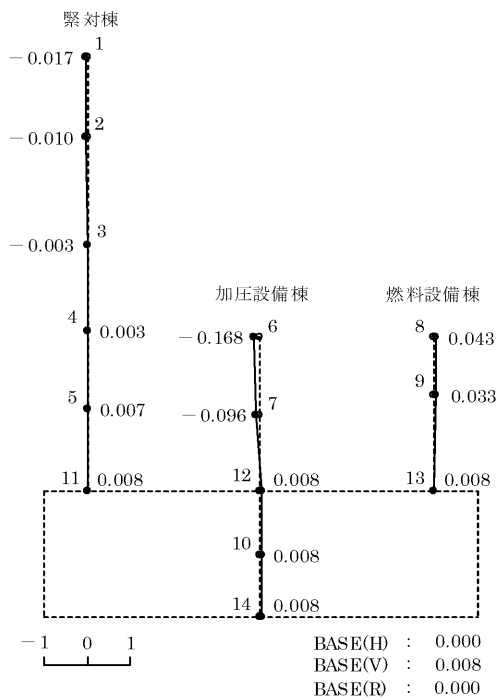
MODE2

FREQUENCY=29.13(Hz)



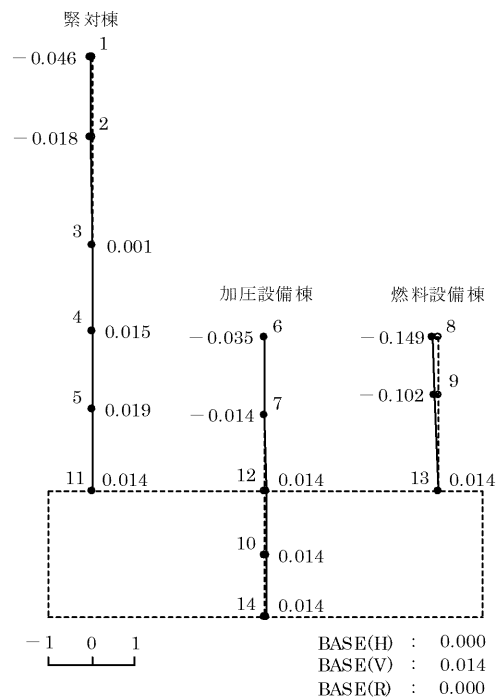
MODE3

FREQUENCY=42.14(Hz)



MODE4

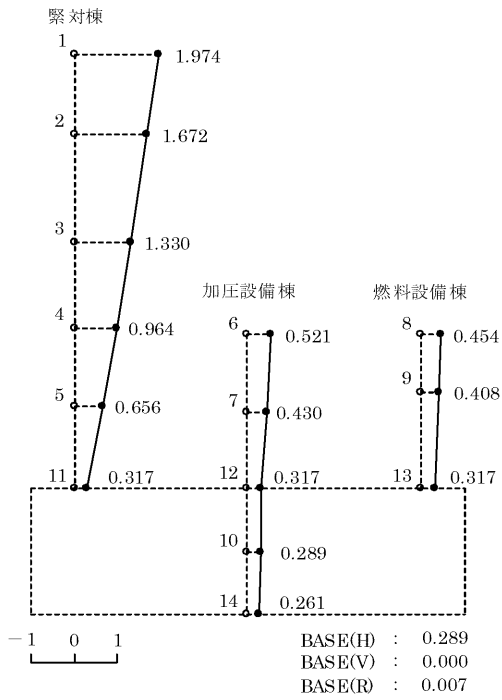
FREQUENCY=50.05(Hz)



第4-3図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤  $V_s (-1\sigma)$ )

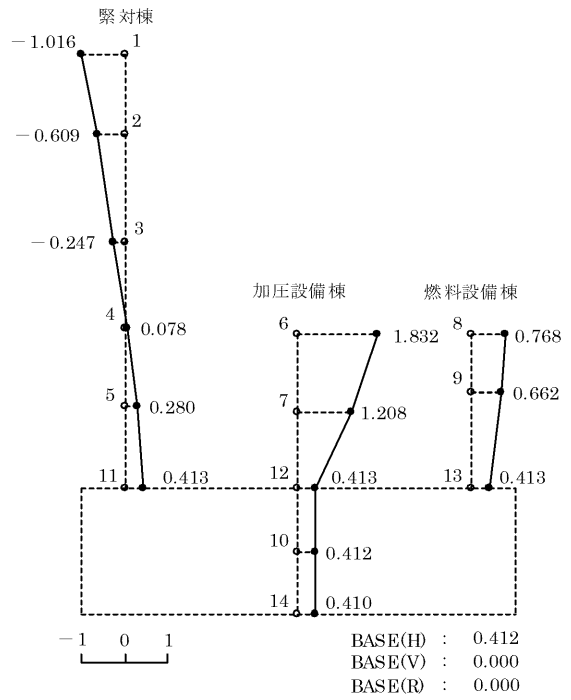
MODE1

FREQUENCY=8.44(Hz)



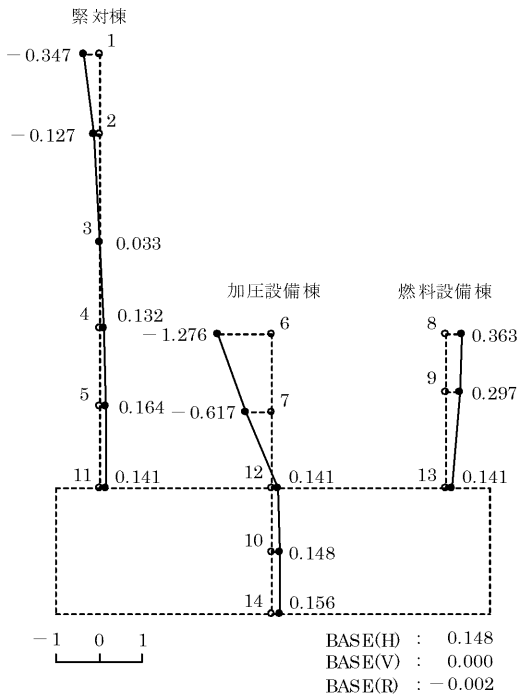
MODE2

FREQUENCY=14.94(Hz)



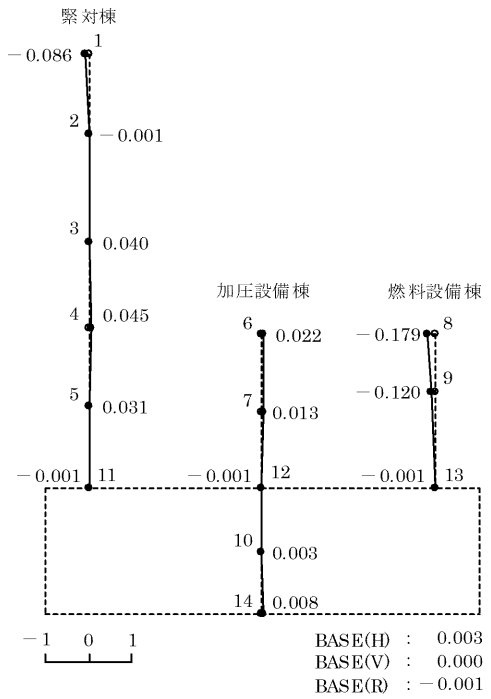
MODE3

FREQUENCY=18.16(Hz)



MODE4

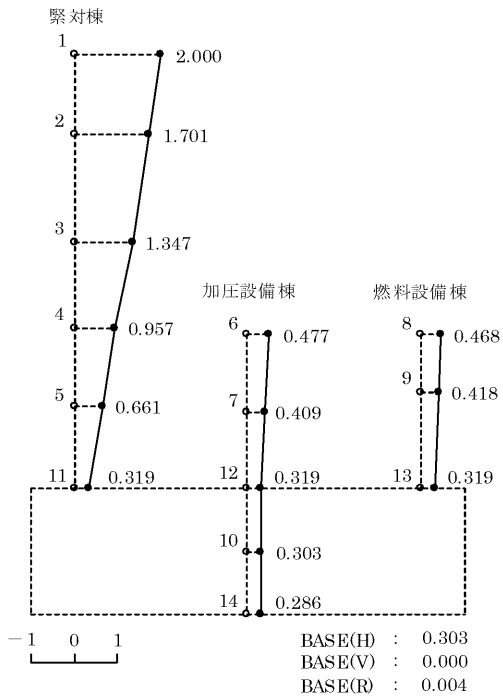
FREQUENCY=21.77(Hz)



第4-4図 刺激関数図 (X方向、地盤Vs (+1σ))

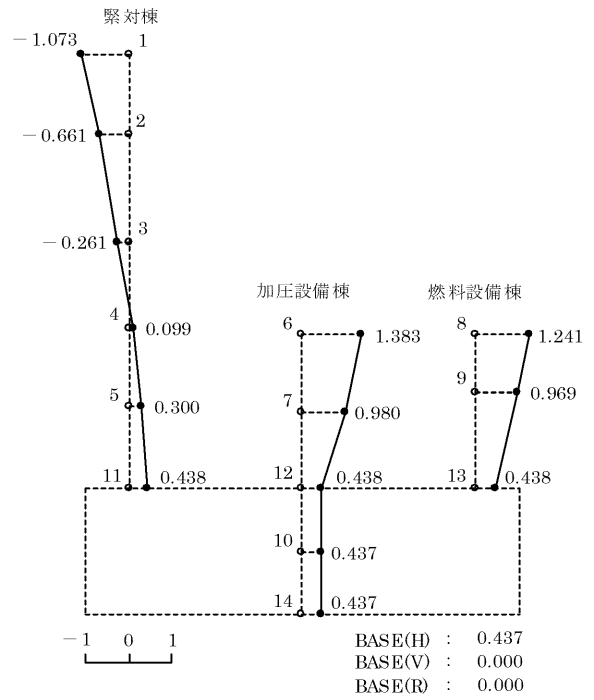
MODE1

FREQUENCY = 8.73(Hz)



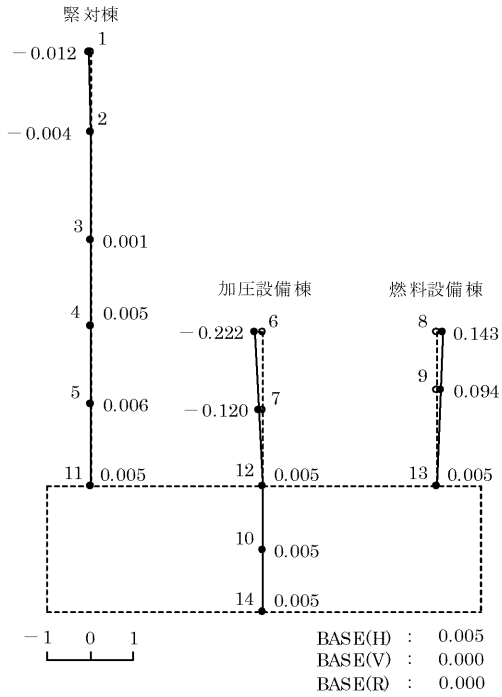
MODE2

FREQUENCY = 14.88(Hz)



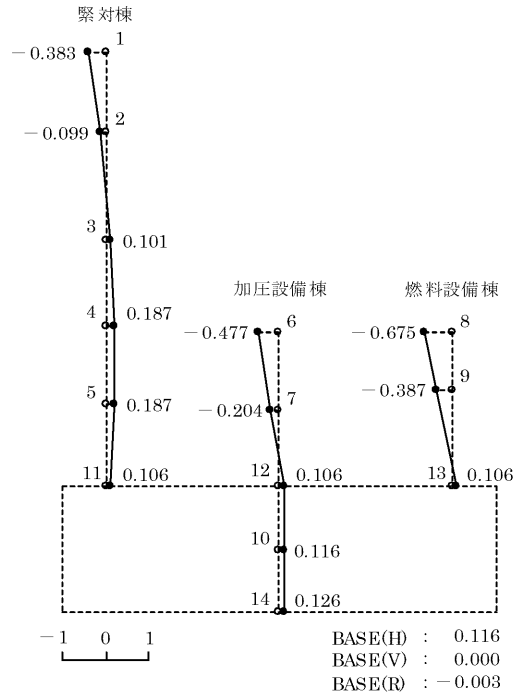
MODE3

FREQUENCY = 18.57(Hz)



MODE4

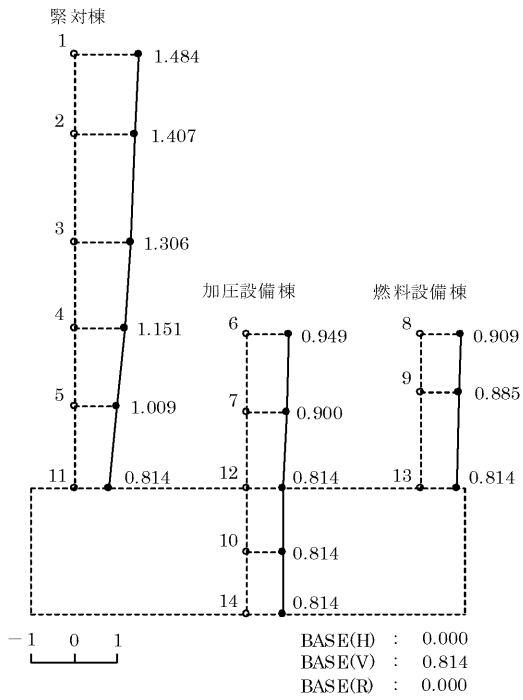
FREQUENCY = 20.12(Hz)



第4-5図 刺激関数図 (Y方向、地盤Vs (+1σ))

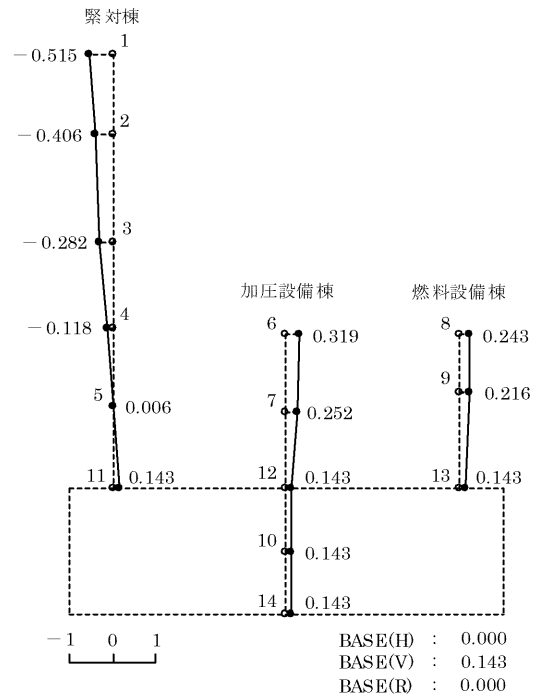
MODE1

FREQUENCY = 14.61(Hz)



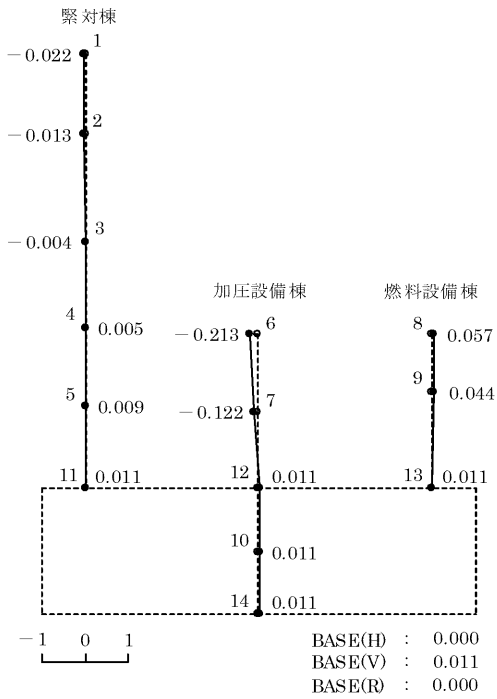
MODE2

FREQUENCY = 29.53(Hz)



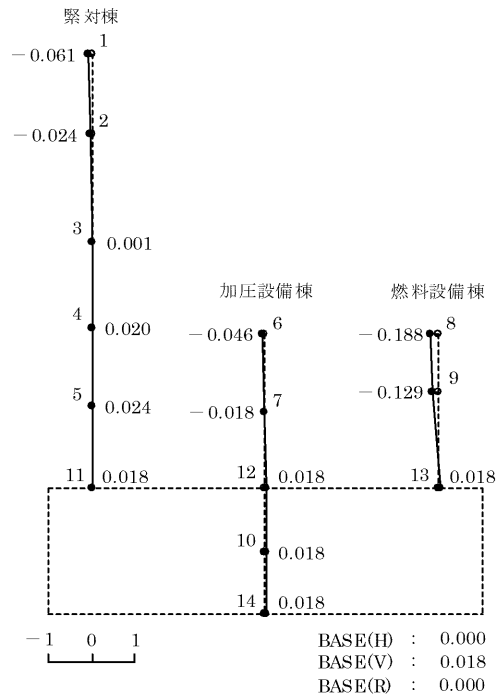
MODE3

FREQUENCY = 42.19(Hz)



MODE4

FREQUENCY = 50.14(Hz)



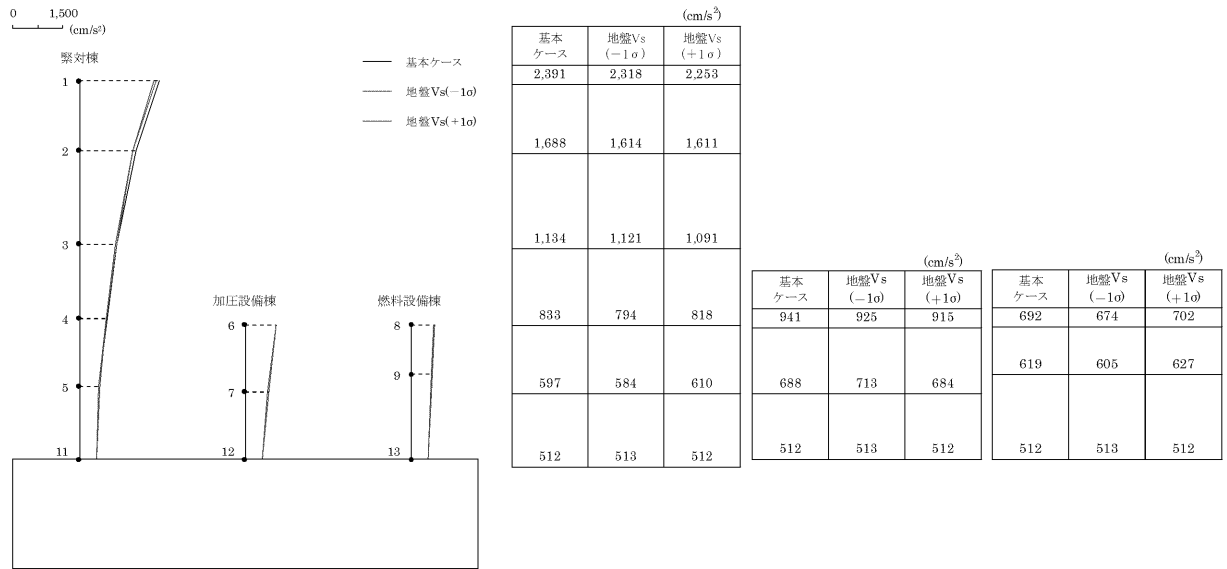
第 4-6 図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤  $V_s (+1\sigma)$ )

#### 4.3 地震応答解析結果

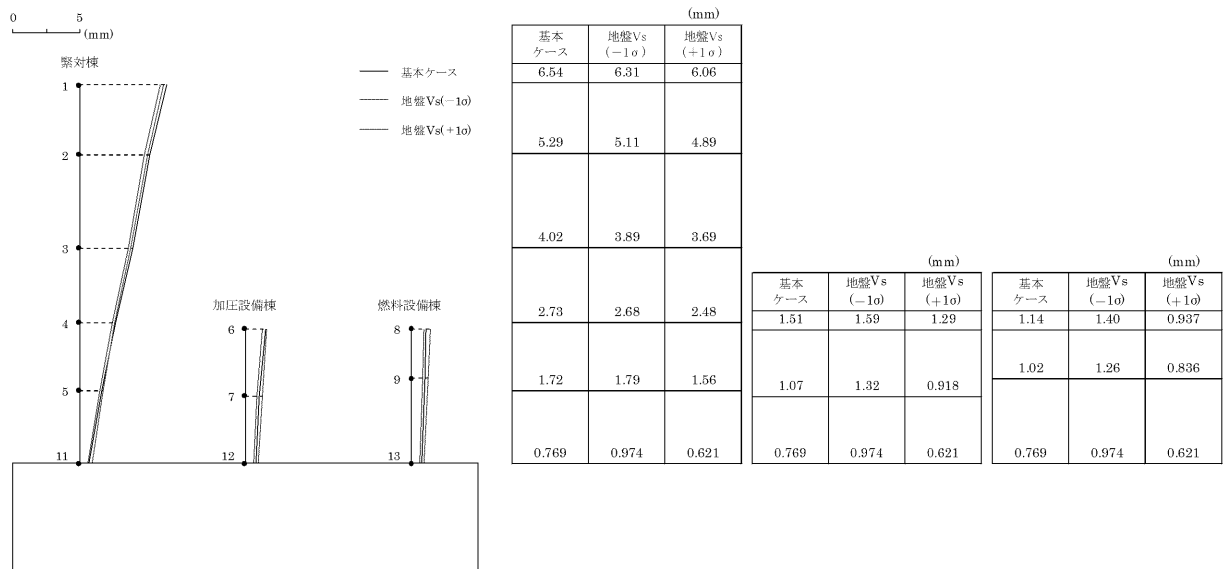
地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（地盤  $V_s (-1\sigma)$ 、地盤  $V_s (+1\sigma)$ ）について、地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。最大応答値の比較を第4-7図～第4-19図に示す。

水平方向について、地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大応答せん断ひずみは、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。

鉛直方向についても、地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位及び最大応答軸力は、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。

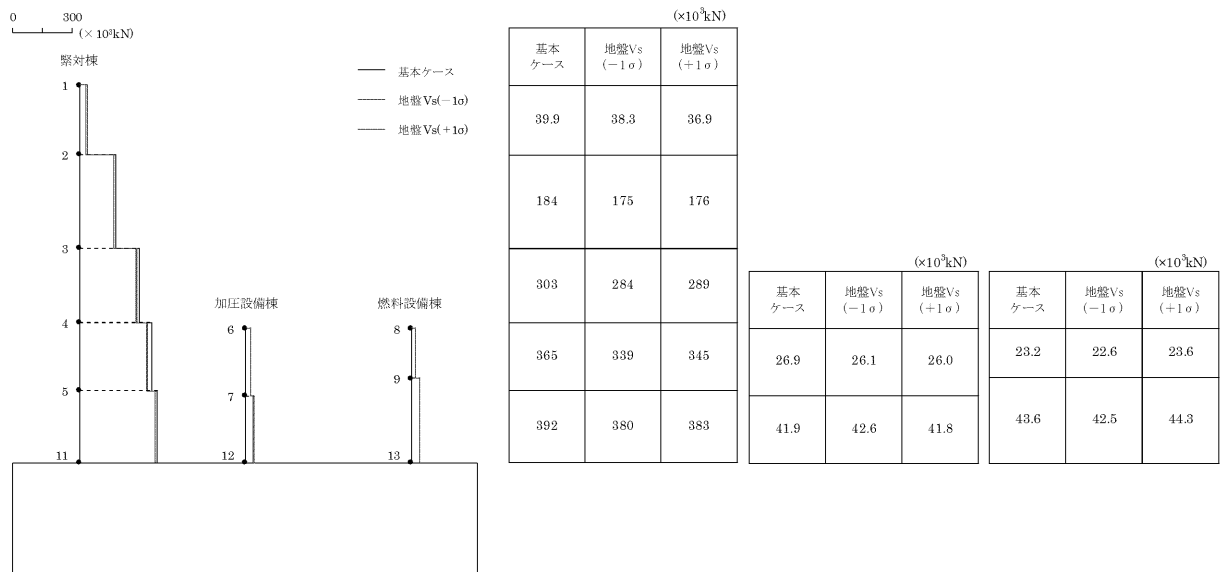


第 4-7 図 最大応答加速度 (X 方向)

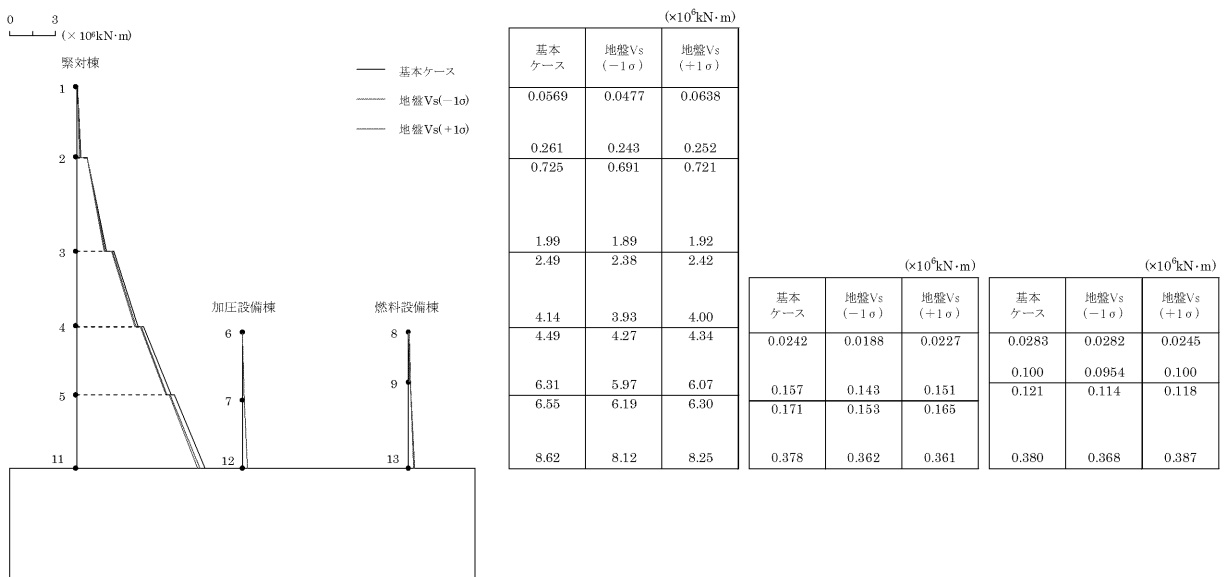


第 4-8 図 最大応答変位 (X 方向)

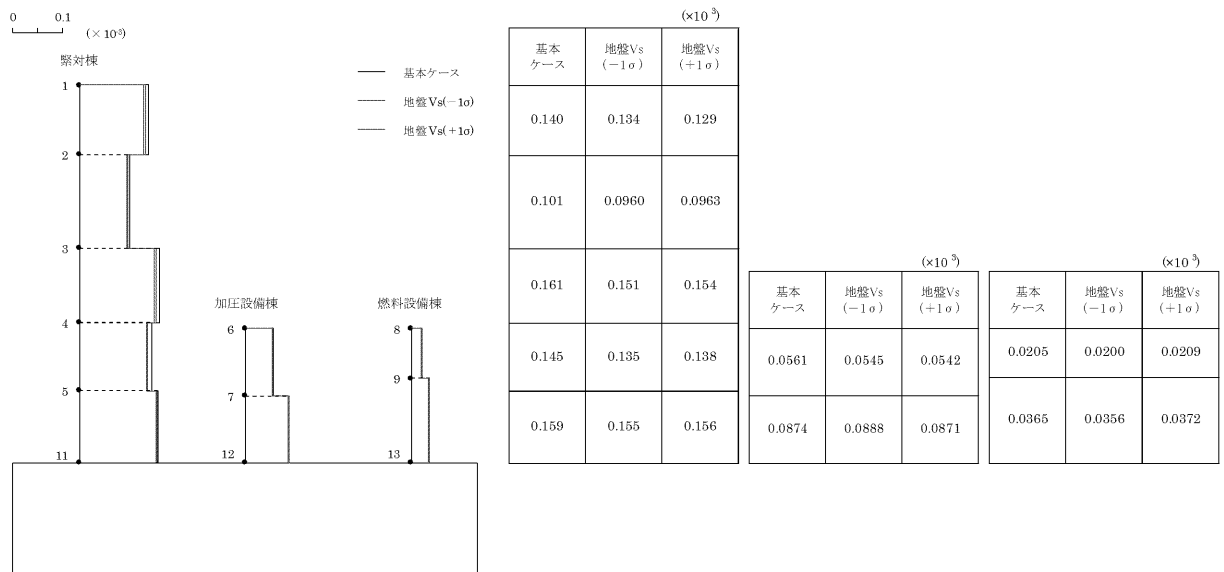




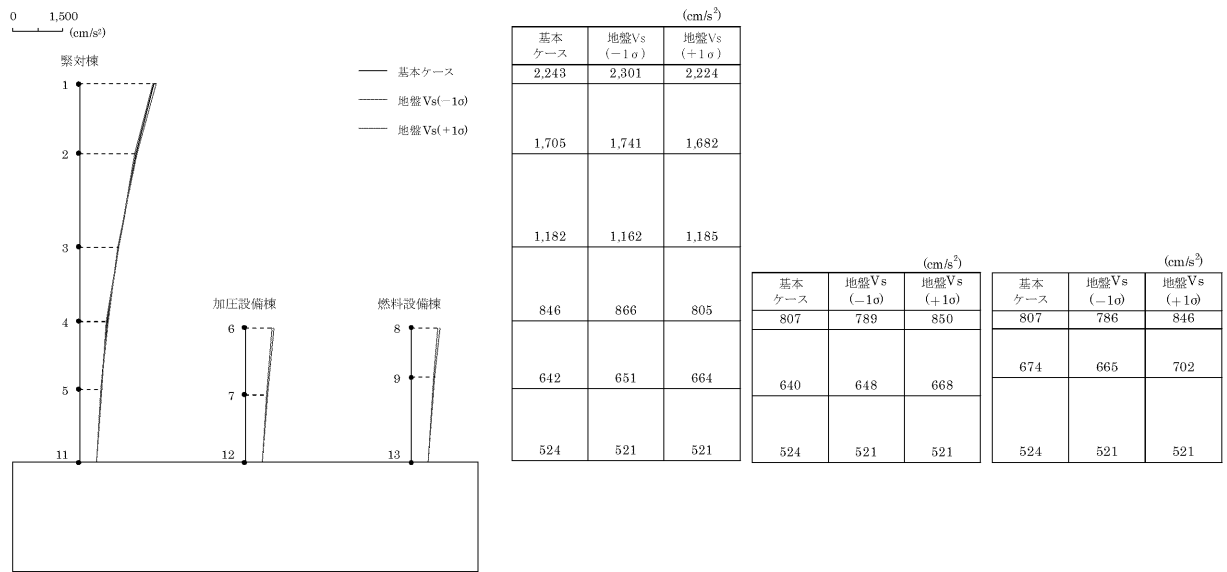
第4-9図 最大応答せん断力 (X方向)



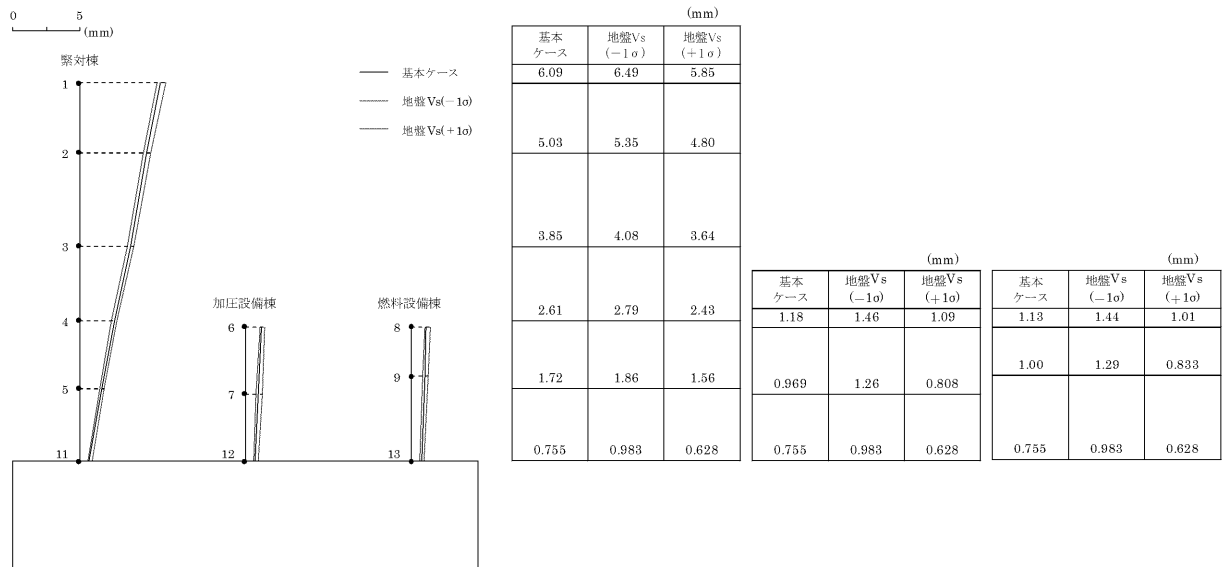
第4-10図 最大応答曲げモーメント (X方向)



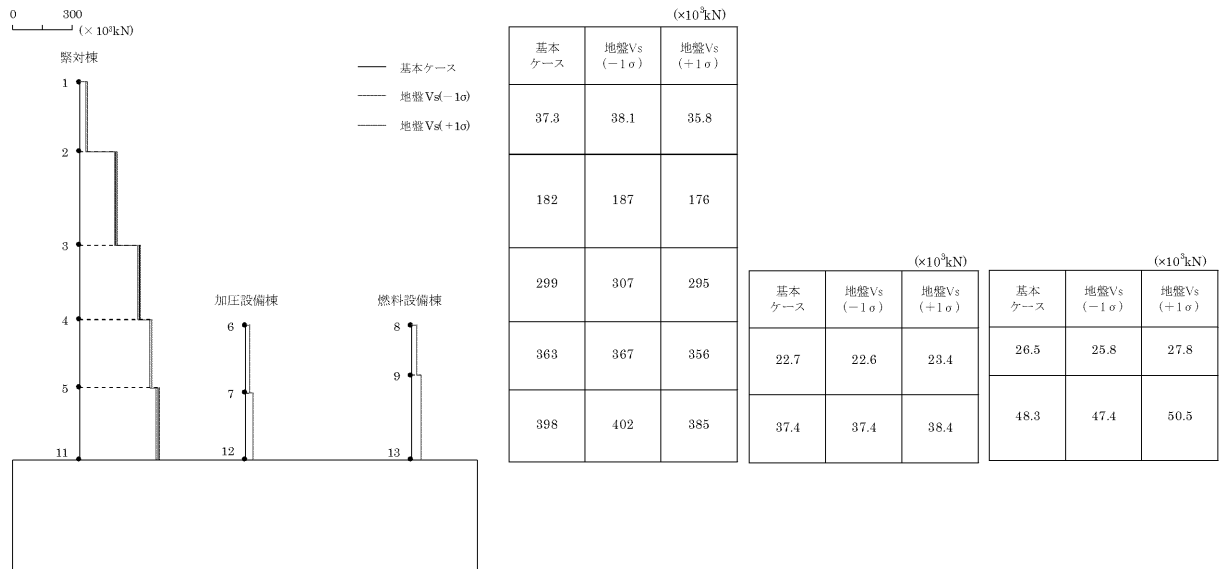
第 4-11 図 最大応答せん断ひずみ (X 方向)



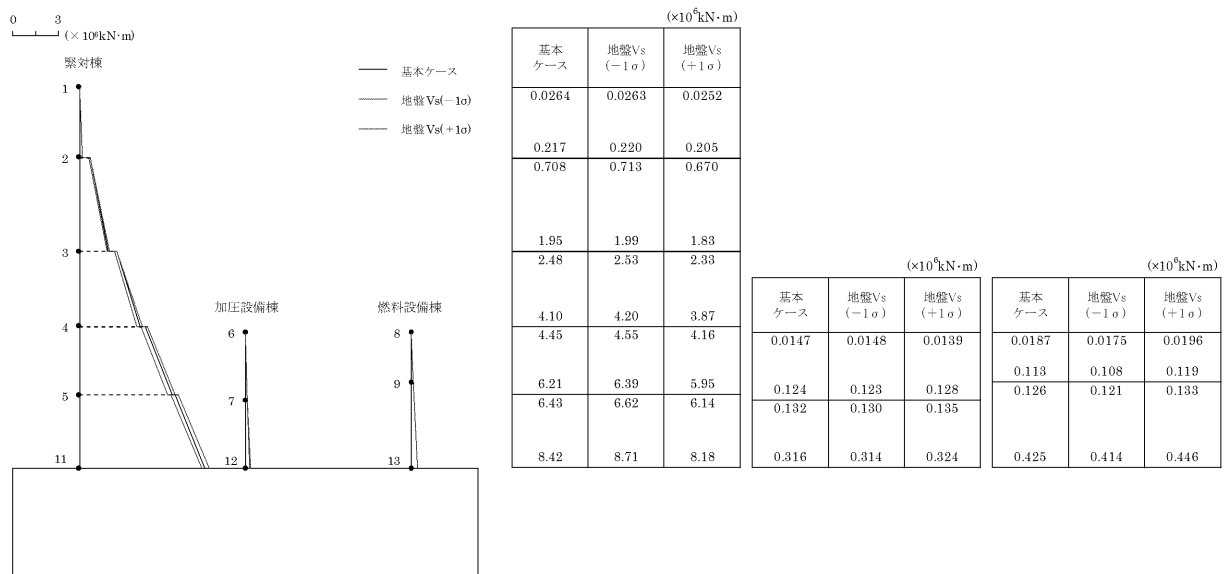
第 4-12 図 最大応答加速度 (Y 方向)



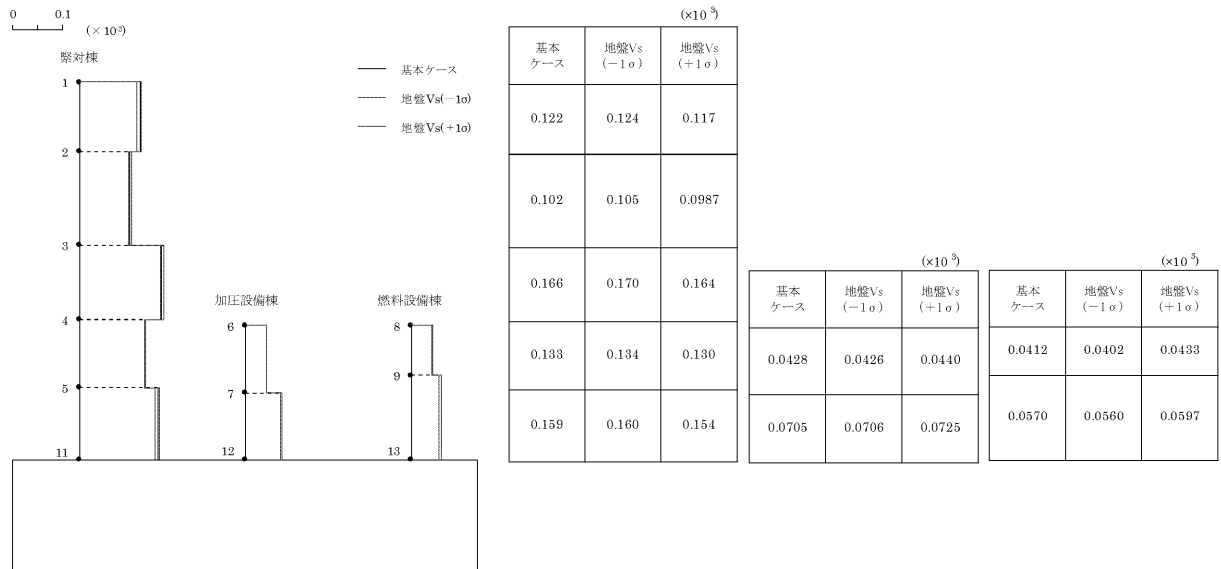
第 4-13 図 最大応答変位 (Y 方向)



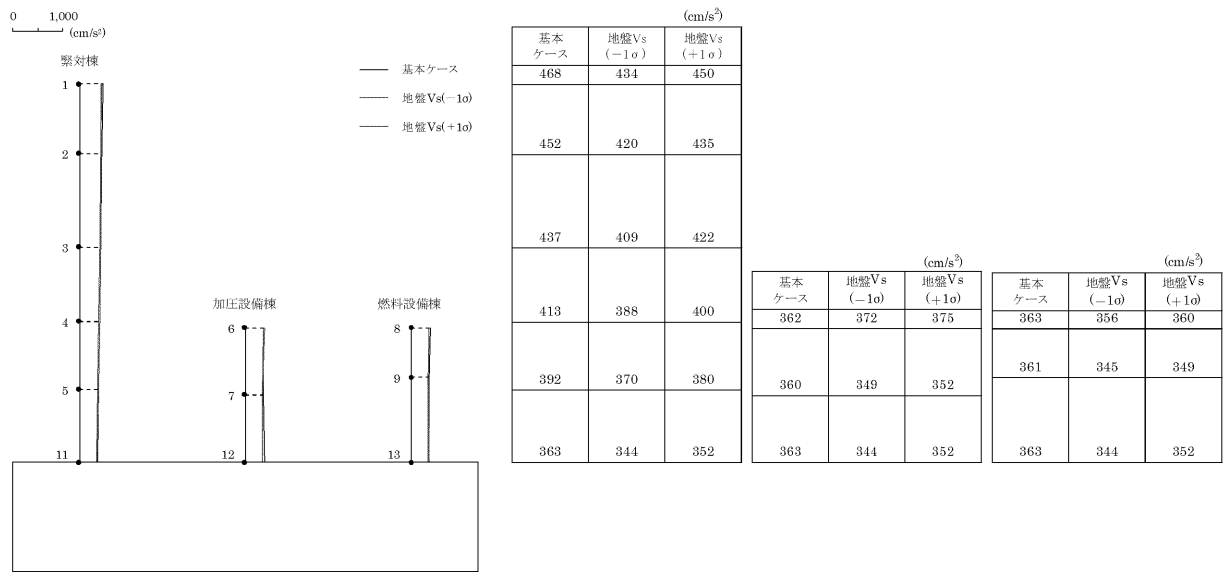
第4-14図 最大応答せん断力 (Y方向)



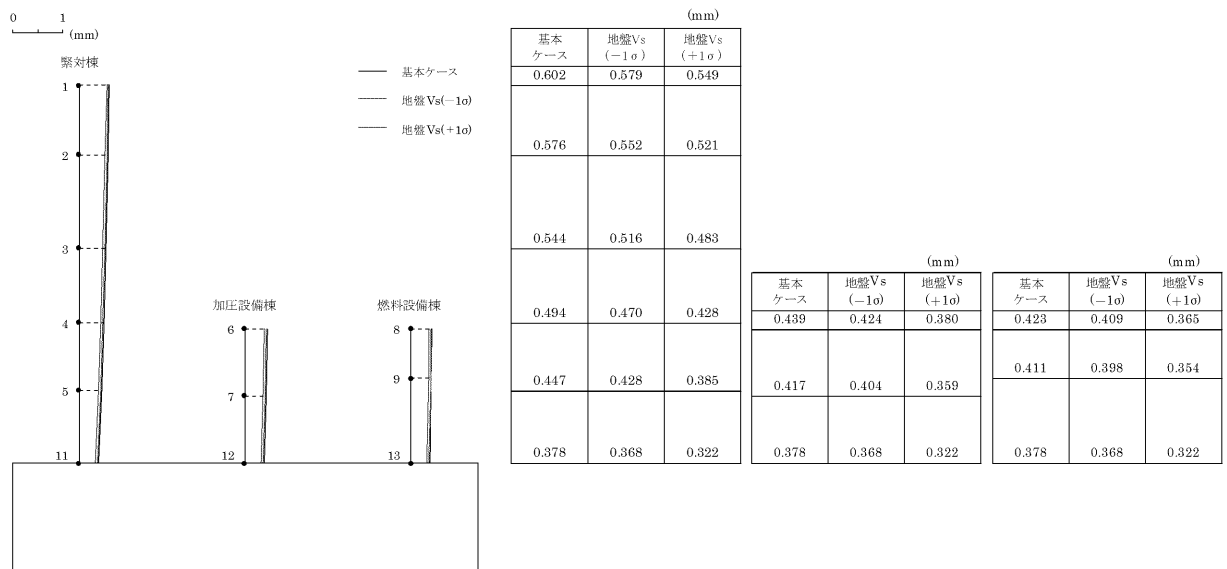
第4-15図 最大応答曲げモーメント (Y方向)



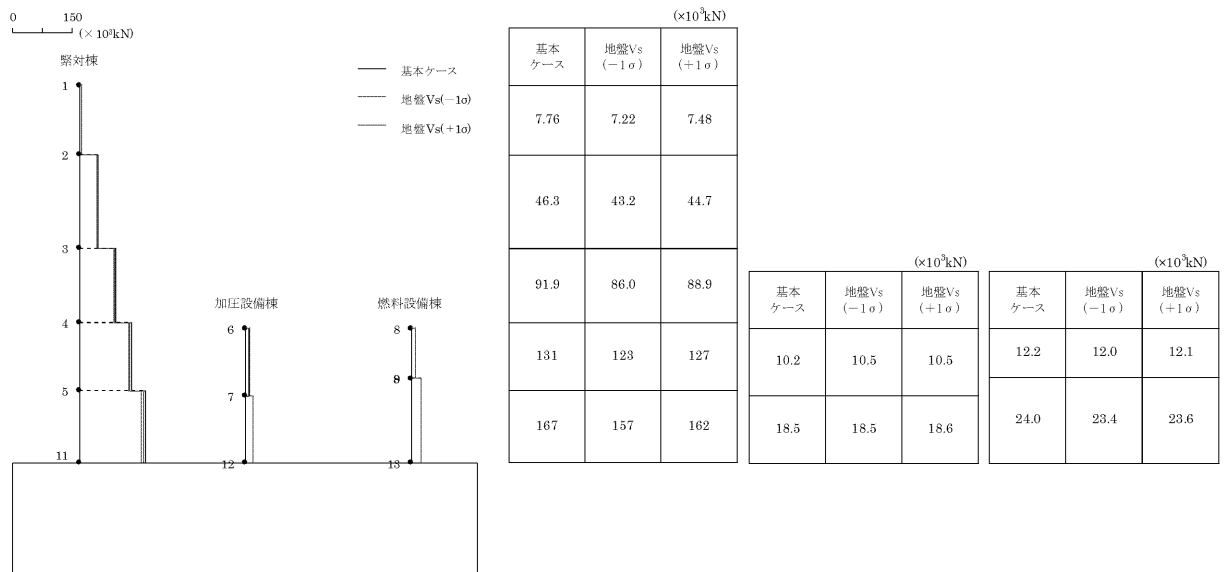
第4-16図 最大応答せん断ひずみ (Y方向)



第4-17図 最大応答加速度（鉛直方向）



第4-18図 最大応答変位（鉛直方向）



第 4-19 図 最大応答軸力（鉛直方向）

## 5. コンクリート強度のばらつきによる影響

### 5.1 検討方針

コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（実強度）について、固有値解析及び地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。

コンクリート強度のばらつきの設定は、「3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について」に示したとおりである。



## 5.2 固有値解析結果

コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（実強度）について、固有値解析を行い、基本ケースの結果と比較した。固有値解析結果を第 5-1 表、刺激関数図を第 5-1 図～第 5-3 図に示す。

基本ケースに対するコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの固有振動数の変動幅は、+1%～+6%程度である。

第5-1表 固有値解析結果（実強度）<sup>(注)</sup>

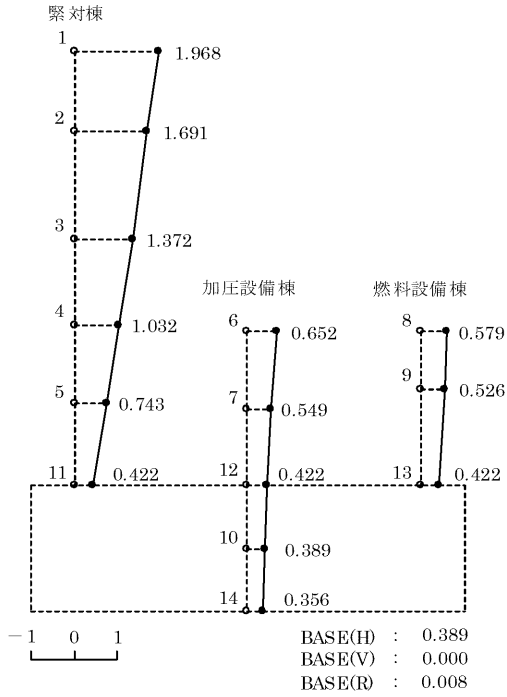
(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	X 方向		Y 方向		鉛直方向	
	基本ケース	実強度	基本ケース	実強度	基本ケース	実強度
1	8.16	8.39 (1.03)	8.45	8.70 (1.03)	14.05	14.17 (1.01)
2	14.36	14.81 (1.03)	14.32	14.78 (1.03)	29.34	30.83 (1.05)
3	17.92	18.80 (1.05)	18.56	19.62 (1.06)	42.17	44.58 (1.06)
4	21.61	22.66 (1.05)	19.84	20.74 (1.05)	50.10	52.95 (1.06)

(注) ( ) 内は基本ケースに対する比率

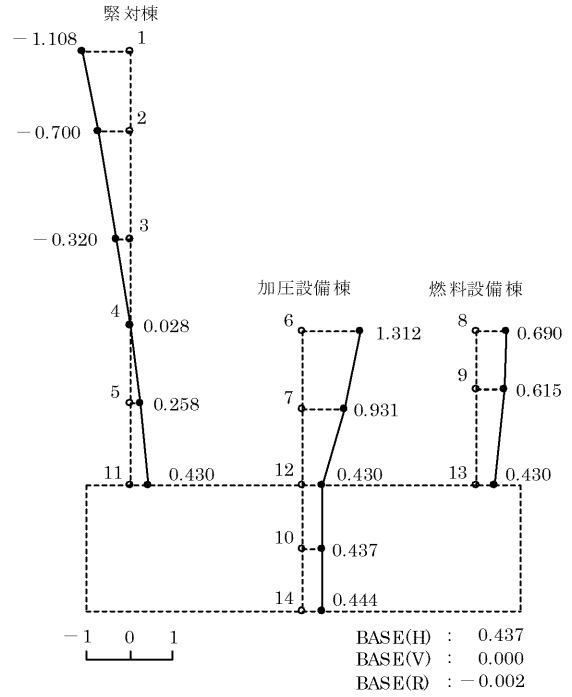
MODE1

FREQUENCY = 8.39(Hz)



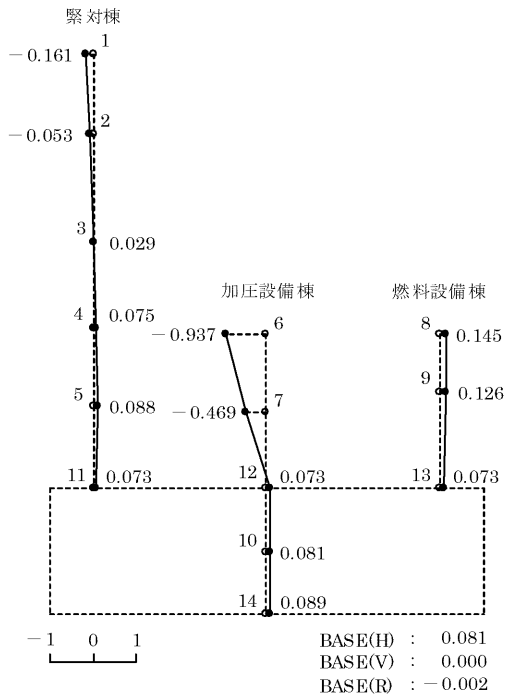
MODE2

FREQUENCY = 14.81(Hz)



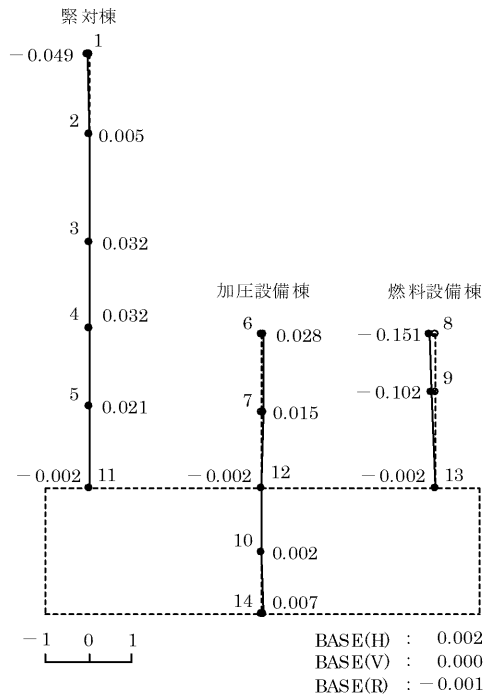
MODE3

FREQUENCY = 18.80(Hz)



MODE4

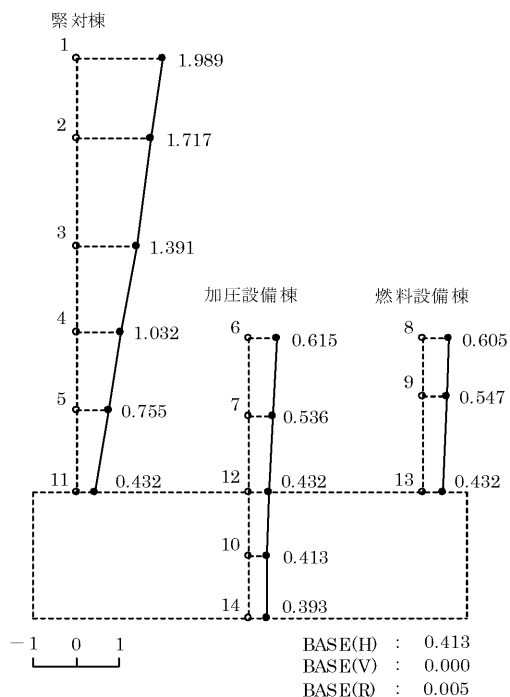
FREQUENCY = 22.66(Hz)



第 5-1 図 刺激関数図 (X 方向、実強度)

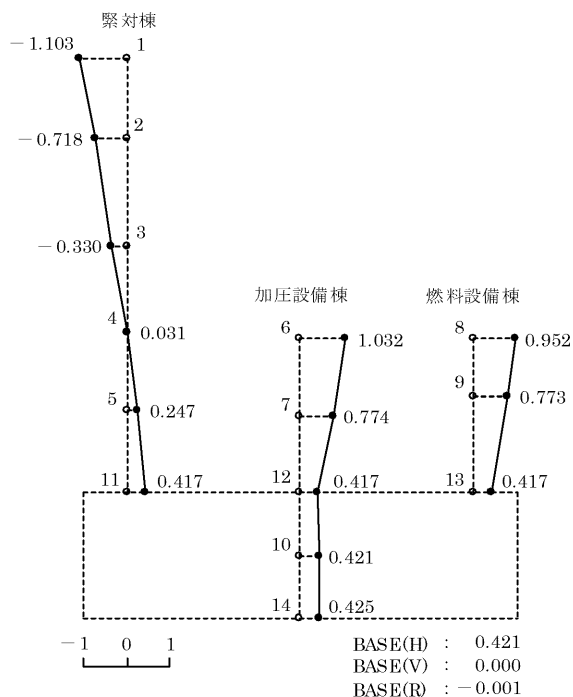
MODE1

FREQUENCY=8.70(Hz)



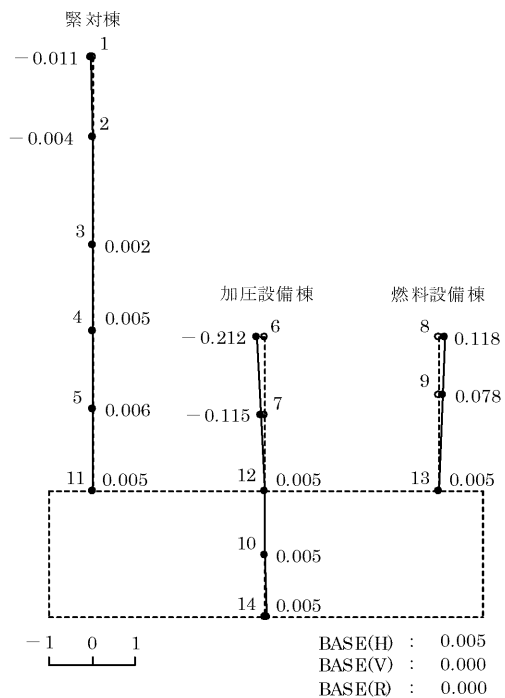
MODE2

FREQUENCY=14.78(Hz)



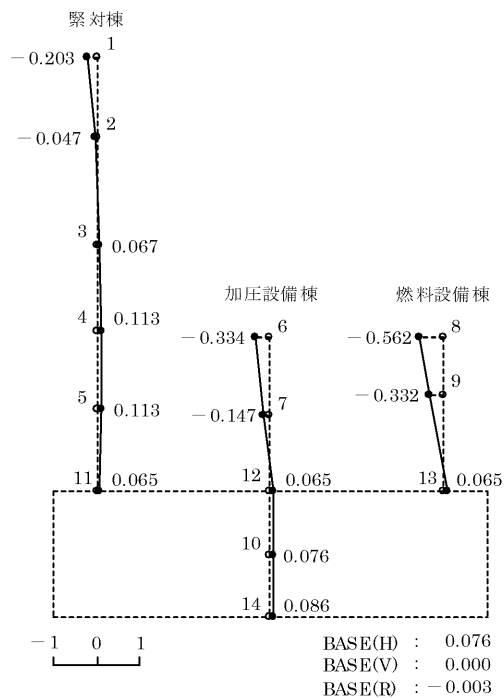
MODE3

FREQUENCY=19.62(Hz)



MODE4

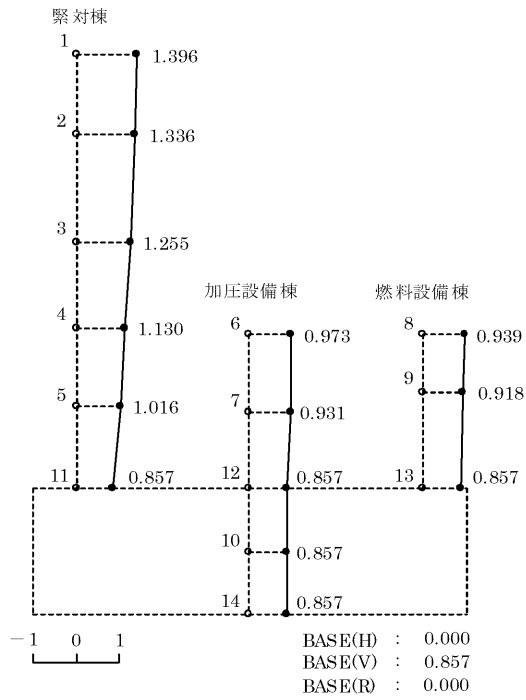
FREQUENCY=20.74(Hz)



第 5-2 図 刺激関数図 (Y 方向、実強度)

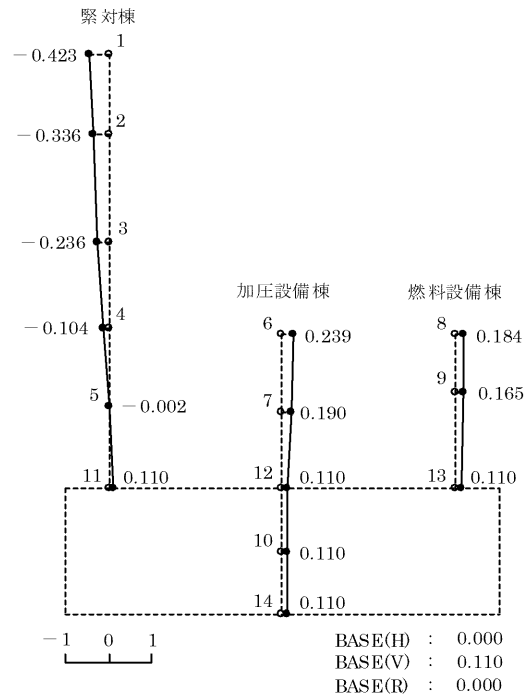
MODE1

FREQUENCY = 14.17(Hz)



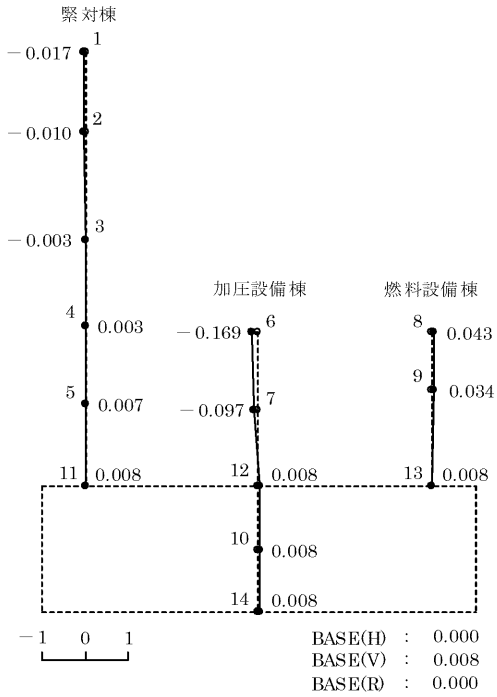
MODE2

FREQUENCY = 30.83(Hz)



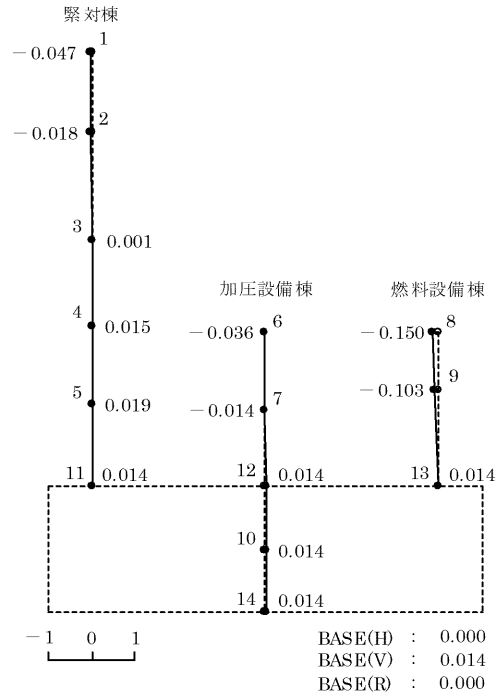
MODE3

FREQUENCY = 44.58(Hz)



MODE4

FREQUENCY = 52.95(Hz)



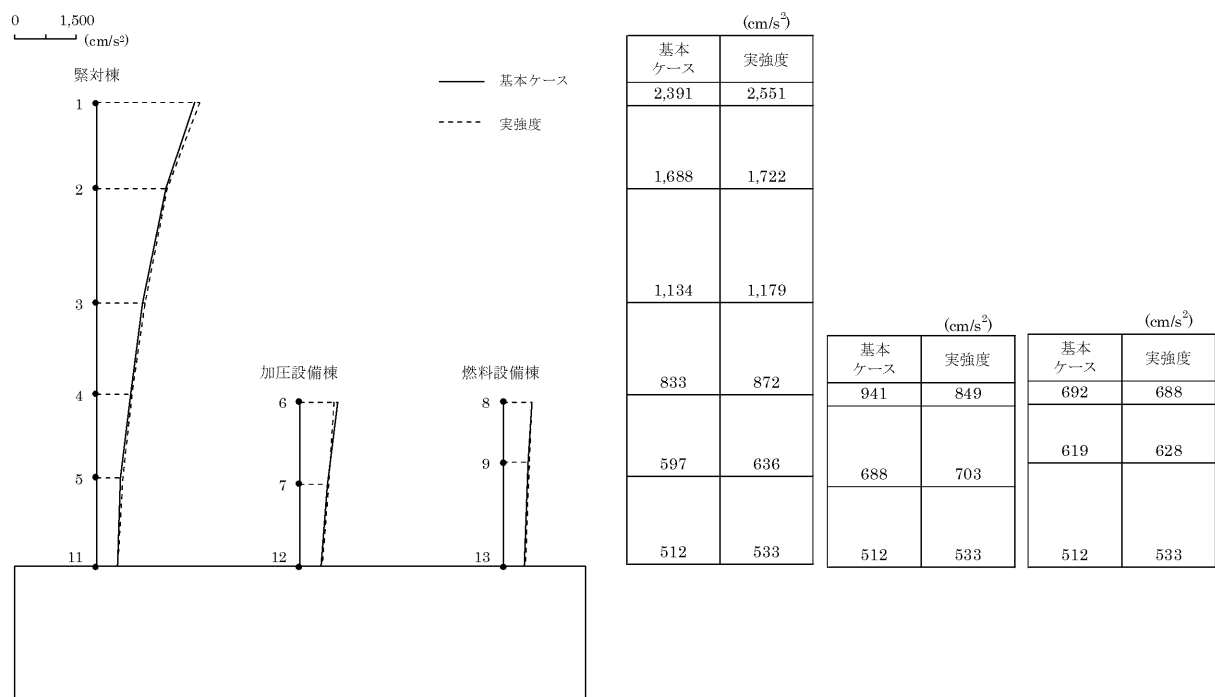
第 5-3 図 刺激関数図 (鉛直方向、実強度)

### 5.3 地震応答解析結果

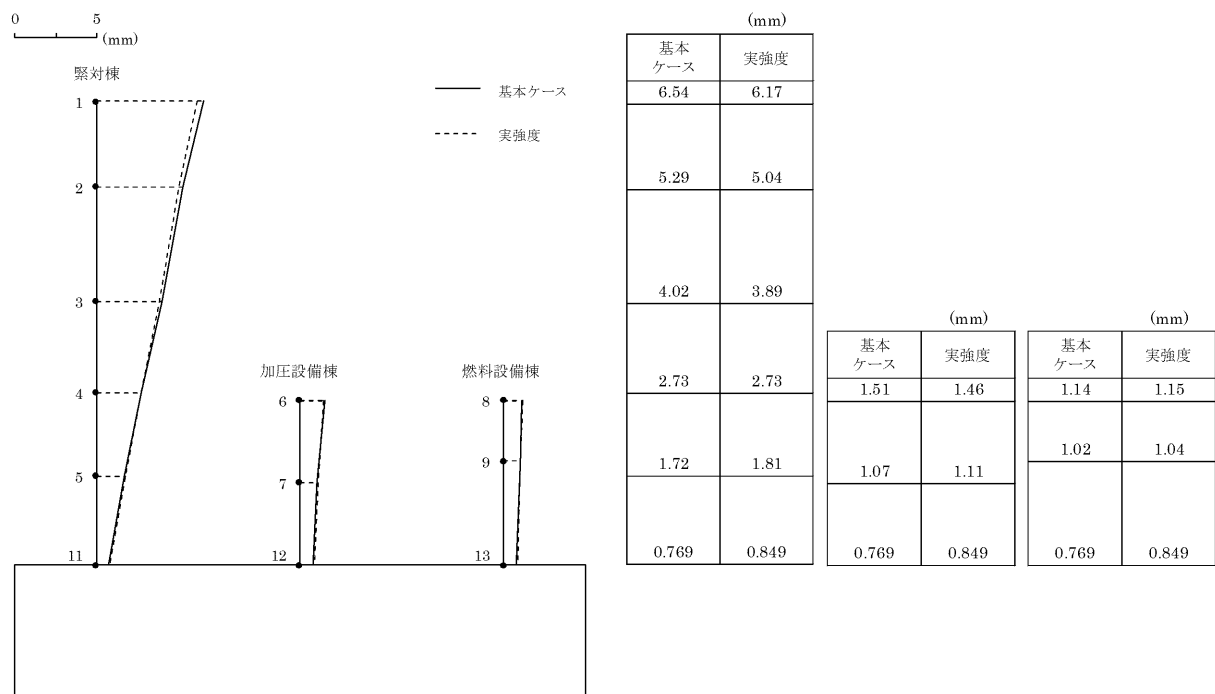
コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（実強度）について、地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。最大応答値の比較を第 5-4 図～第 5-16 図に示す。

水平方向について、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントは、基本ケースと同等である。一方、最大応答せん断ひずみについては、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースが基本ケースに対して小さくなる傾向であることが確認できる。

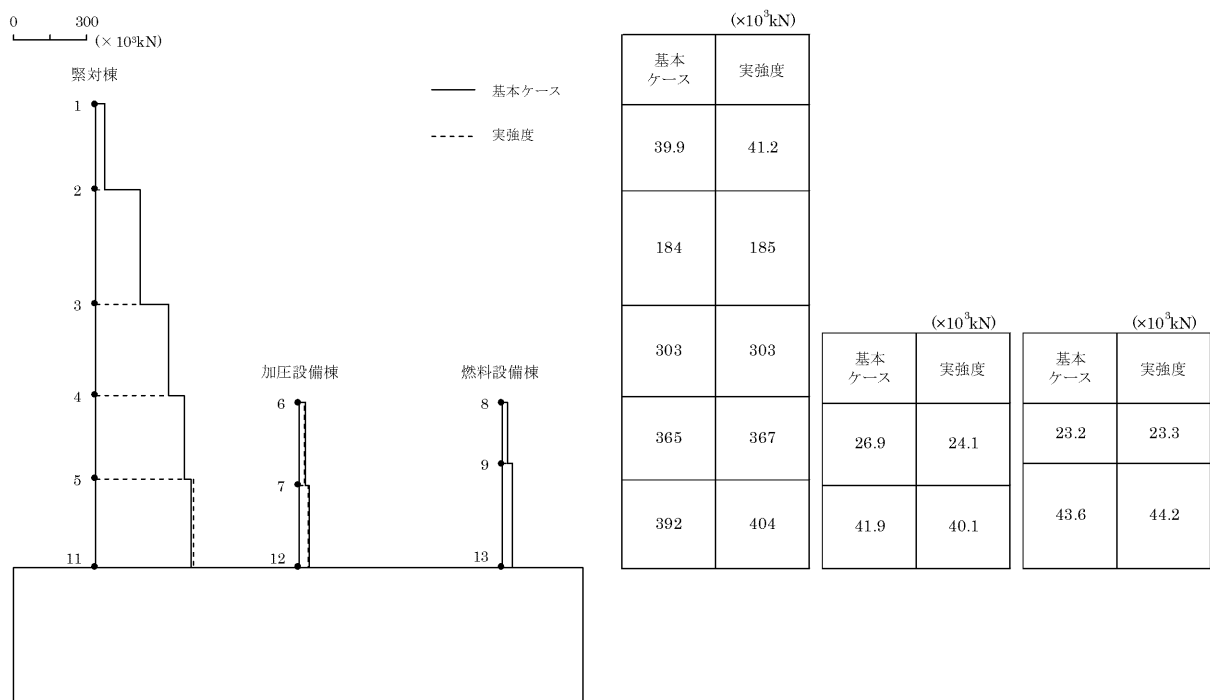
鉛直方向について、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位及び最大応答軸力は、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。



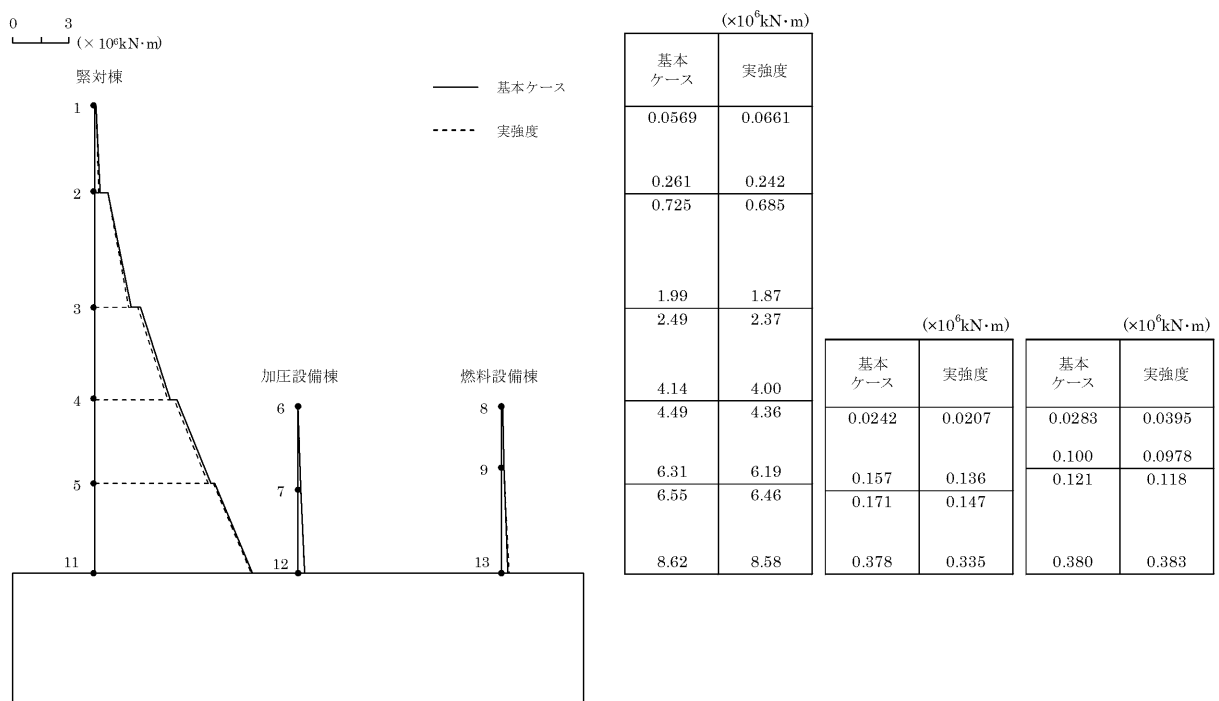
第 5-4 図 最大応答加速度 (X 方向)



第 5-5 図 最大応答変位 (X 方向)

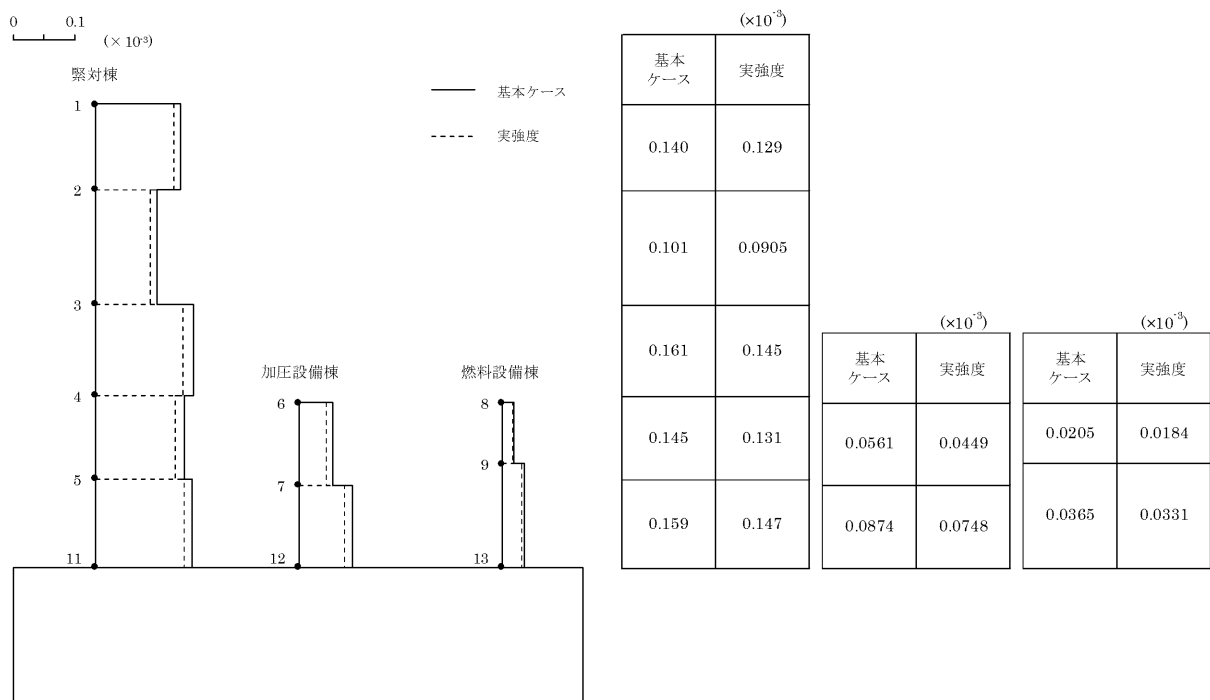


第5-6図 最大応答せん断力 (X方向)

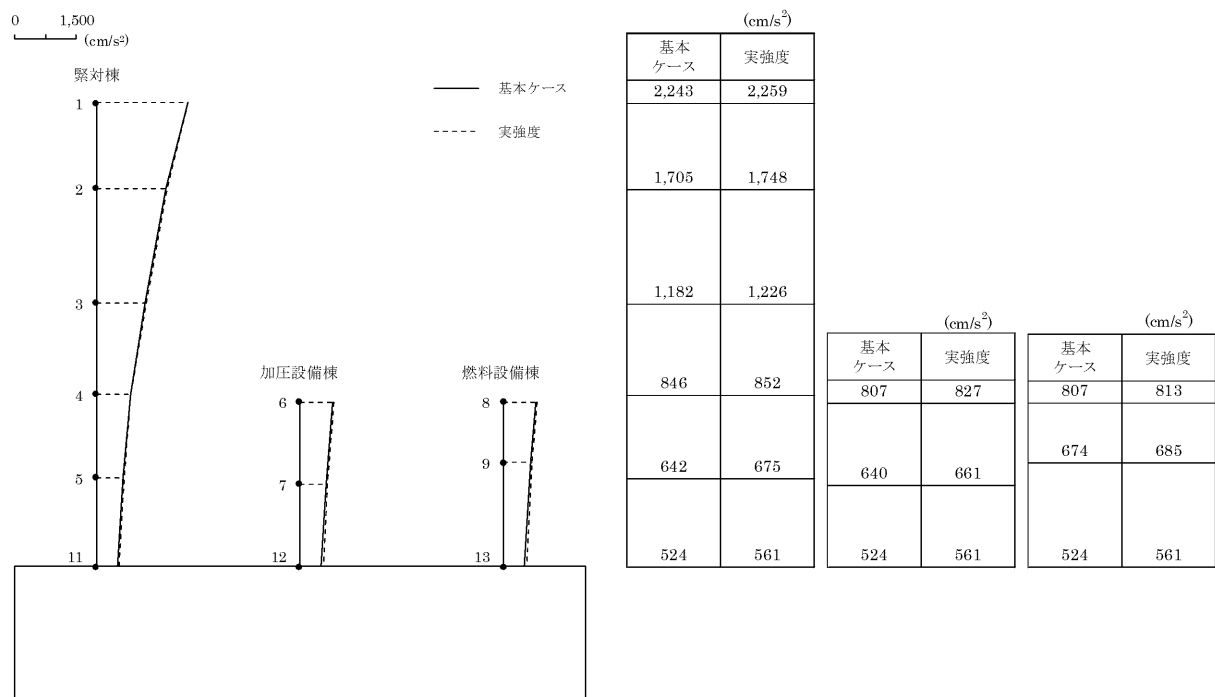


第5-7図 最大応答曲げモーメント (X方向)

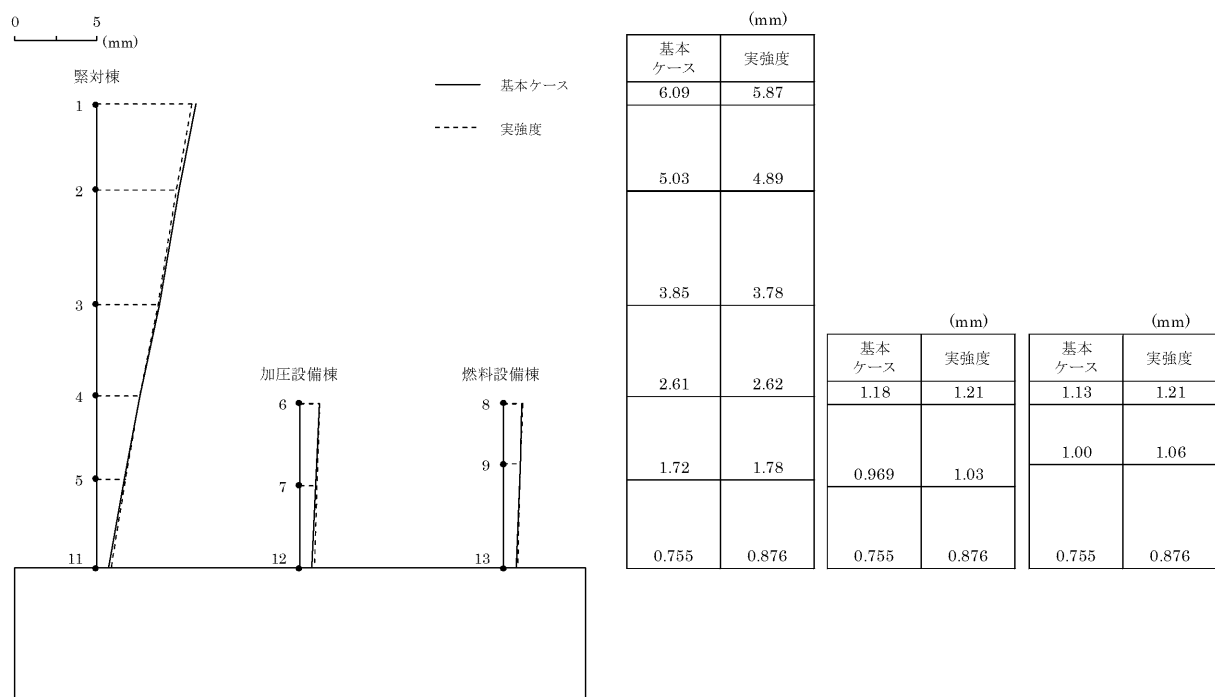




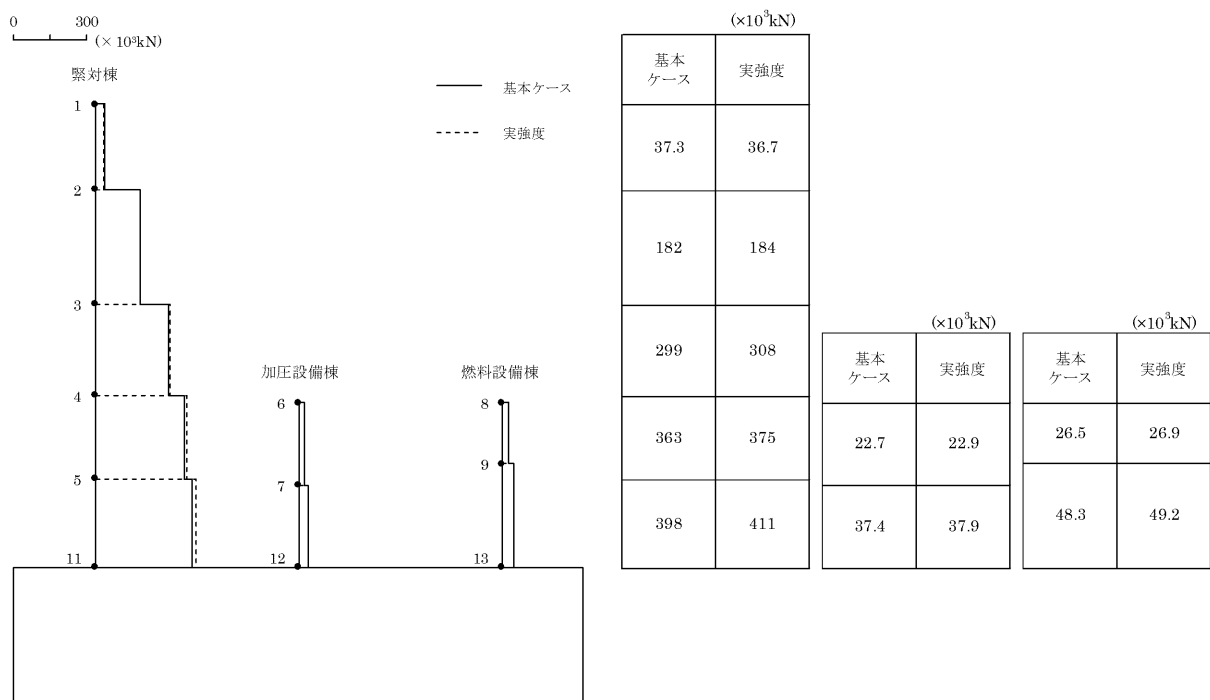
第 5-8 図 最大応答せん断ひずみ (X 方向)



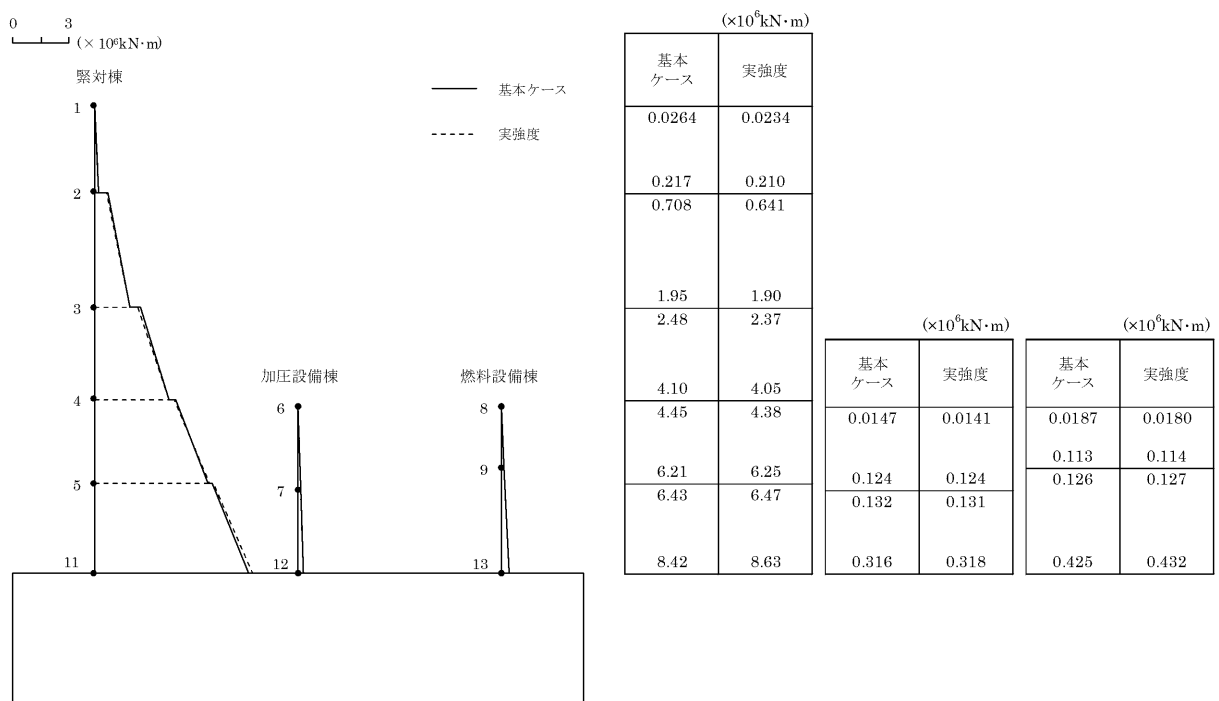
第 5-9 図 最大応答加速度 (Y 方向)



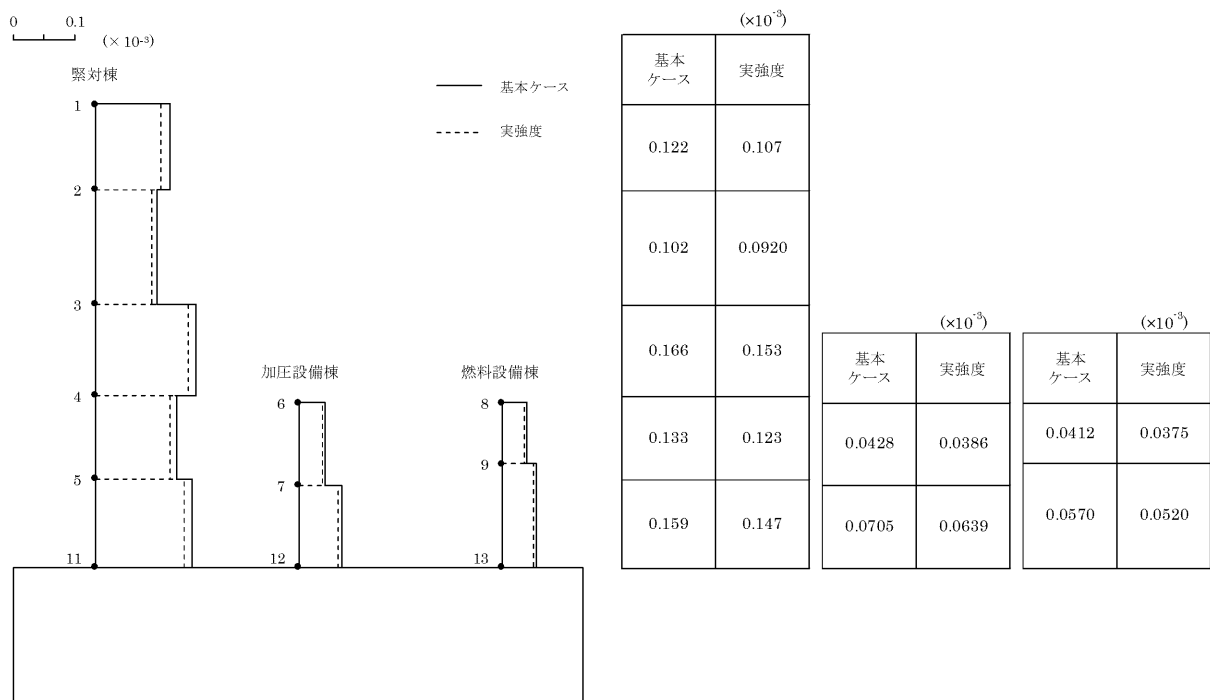
第 5-10 図 最大応答変位 (Y 方向)



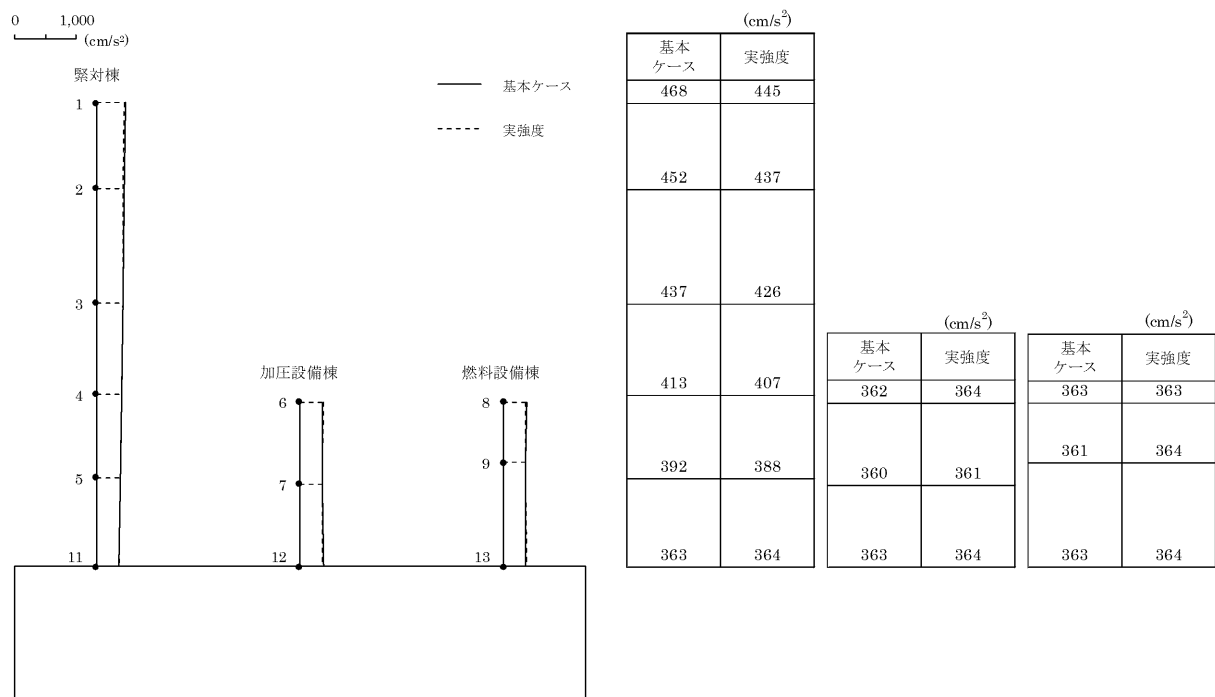
第5-11図 最大応答せん断力 (Y方向)



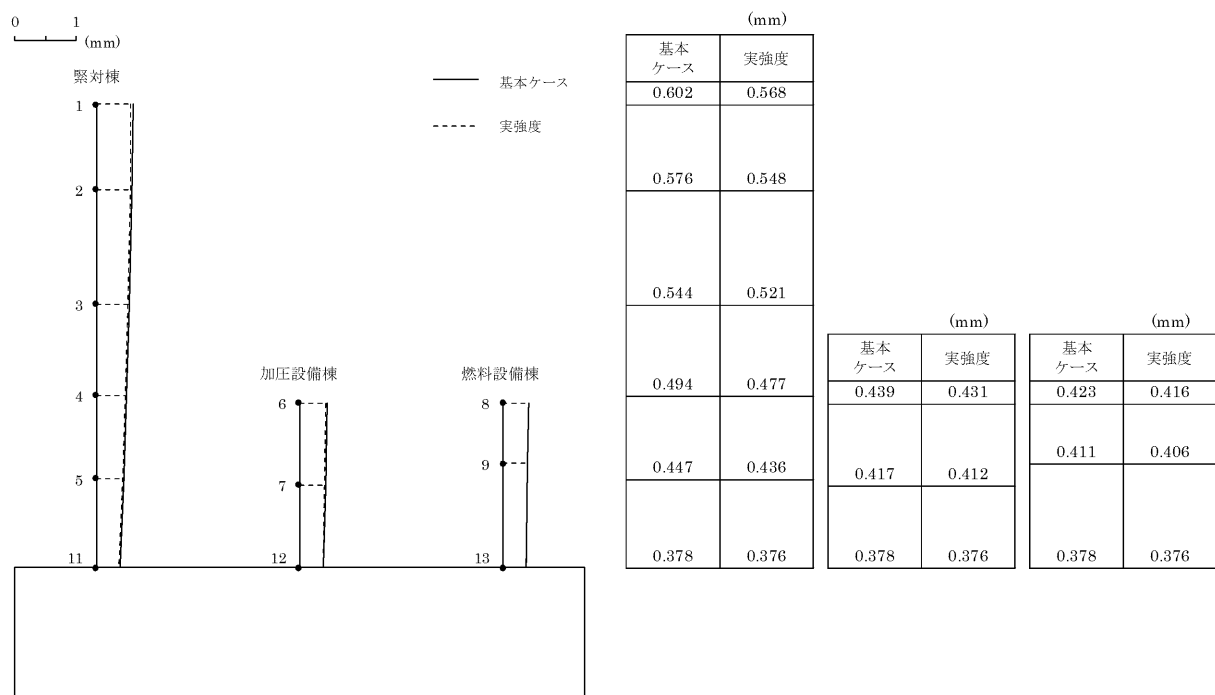
第5-12図 最大応答曲げモーメント (Y方向)



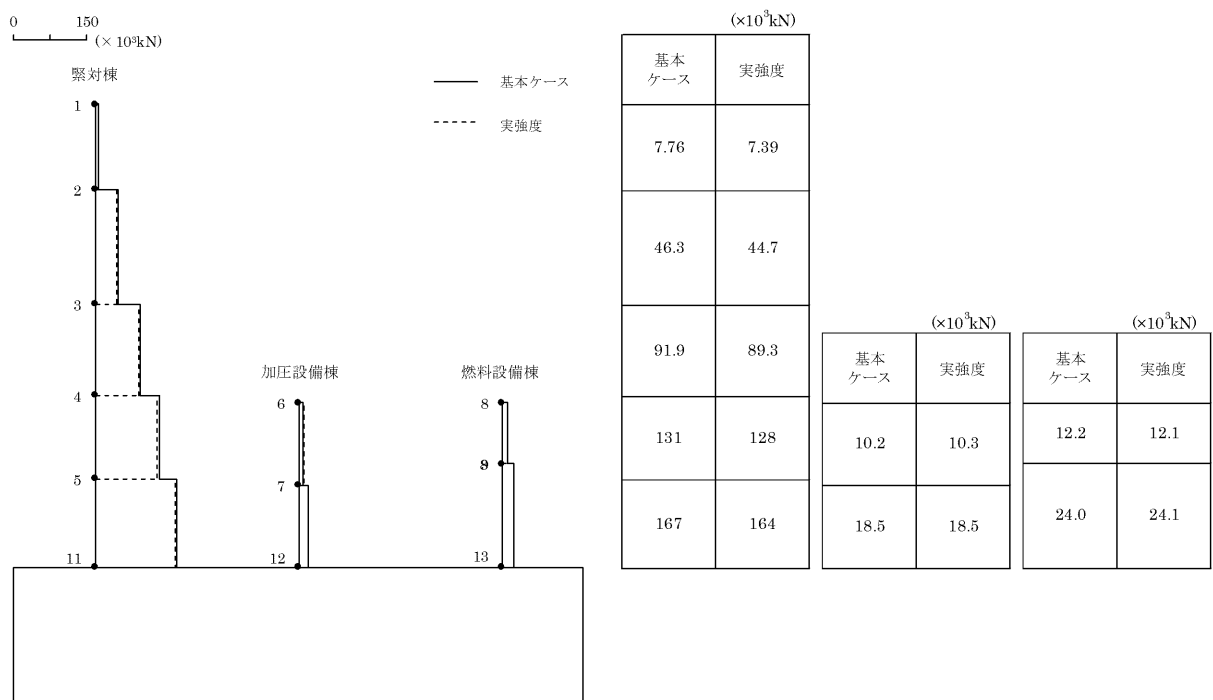
第5-13図 最大応答せん断ひずみ (Y方向)



第5-14図 最大応答加速度（鉛直方向）



第5-15図 最大応答変位（鉛直方向）



第5-16図 最大応答軸力（鉛直方向）

## 6. 地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきによる影響

### 6.1 検討方針

地盤物性のばらつきに加え、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（地盤  $V_s$  ( $\pm 1\sigma$ ) + 実強度）について、固有値解析及び地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。

地盤物性のばらつきの設定は、「3.1 地盤物性のばらつきの設定について」に示したとおりである。また、コンクリート強度のばらつきの設定は、「3.2 コンクリート強度のばらつきの設定について」に示したとおりである。

## 6.2 固有値解析結果

地盤物性のばらつきに加え、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（地盤  $V_s$  ( $\pm 1\sigma$ ) + 実強度）について、固有値解析を行い、基本ケースの結果と比較した。固有値解析結果の比較を第 6-1 表及び第 6-2 表、刺激関数図を第 6-1 図～第 6-6 図に示す。

基本ケースに対する地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの固有振動数の変動幅は、 $-4\%$ ～ $+7\%$ 程度である。



第6-1表 固有値解析結果（地盤Vs（-1σ）+実強度）<sup>(注)</sup>

(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	X方向		Y方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤Vs（-1σ） +実強度	基本ケース	地盤Vs（-1σ） +実強度	基本ケース	地盤Vs（-1σ） +実強度
1	8.16	7.91 (0.97)	8.45	8.23 (0.97)	14.05	13.46 (0.96)
2	14.36	14.04 (0.98)	14.32	14.10 (0.98)	29.34	30.64 (1.04)
3	17.92	18.58 (1.04)	18.56	19.60 (1.06)	42.17	44.56 (1.06)
4	21.61	22.36 (1.03)	19.84	20.38 (1.03)	50.10	52.90 (1.06)

(注) ( )内は基本ケースに対する比率

第6-2表 固有値解析結果（地盤Vs（+1σ）+実強度）<sup>(注)</sup>

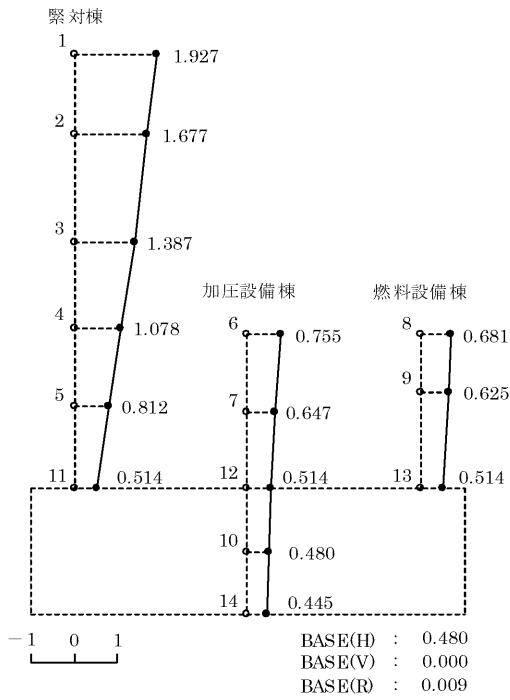
(単位：Hz)

次数	固有振動数					
	X方向		Y方向		鉛直方向	
	基本ケース	地盤Vs（+1σ） +実強度	基本ケース	地盤Vs（+1σ） +実強度	基本ケース	地盤Vs（+1σ） +実強度
1	8.16	8.72 (1.07)	8.45	9.03 (1.07)	14.05	14.75 (1.05)
2	14.36	15.43 (1.07)	14.32	15.35 (1.07)	29.34	31.00 (1.06)
3	17.92	19.02 (1.06)	18.56	19.63 (1.06)	42.17	44.60 (1.06)
4	21.61	22.85 (1.06)	19.84	21.04 (1.06)	50.10	52.98 (1.06)

(注) ( )内は基本ケースに対する比率

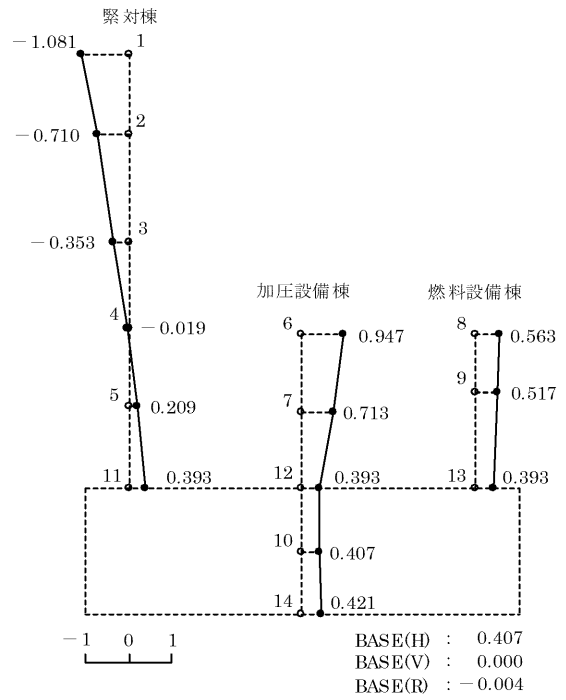
MODE1

FREQUENCY=7.91(Hz)



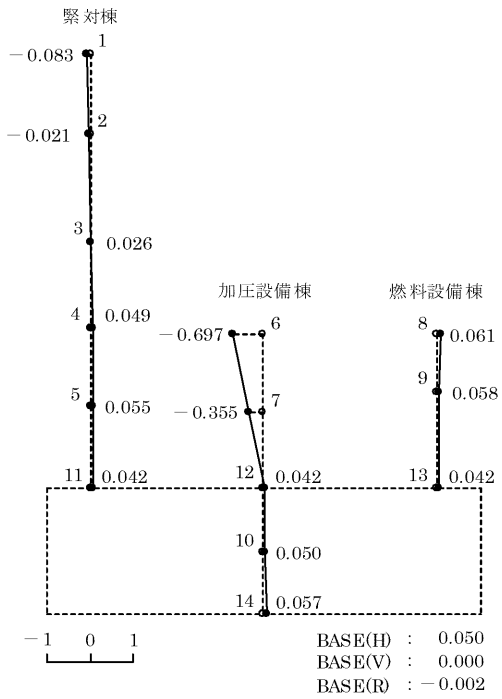
MODE2

FREQUENCY=14.04(Hz)



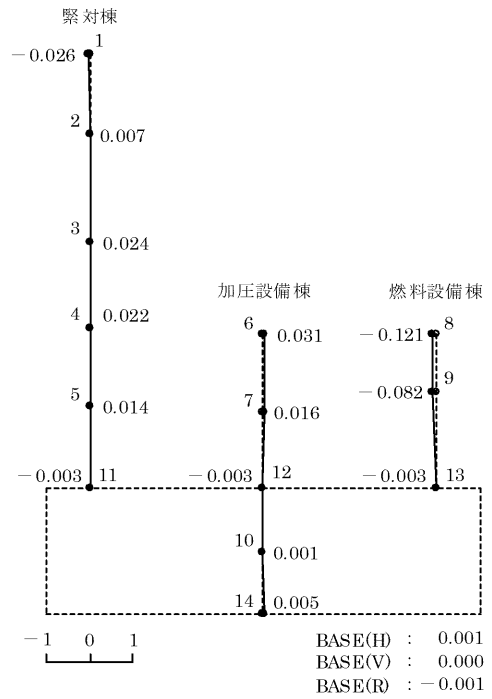
MODE3

FREQUENCY=18.58(Hz)



MODE4

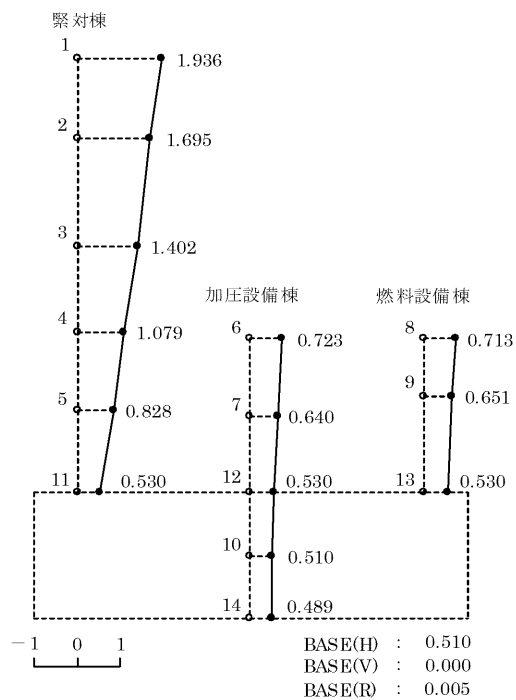
FREQUENCY=22.36(Hz)



第 6-1 図 刺激関数図 (X 方向、地盤 Vs (-1σ) + 実強度)

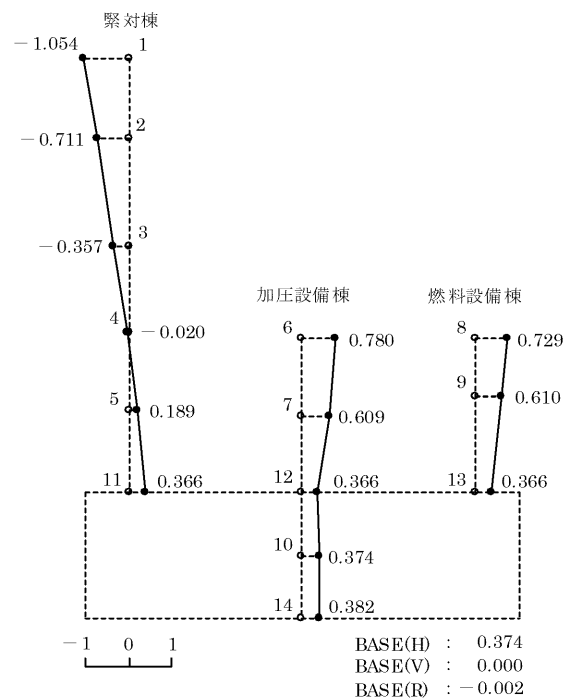
MODE1

FREQUENCY = 8.23(Hz)



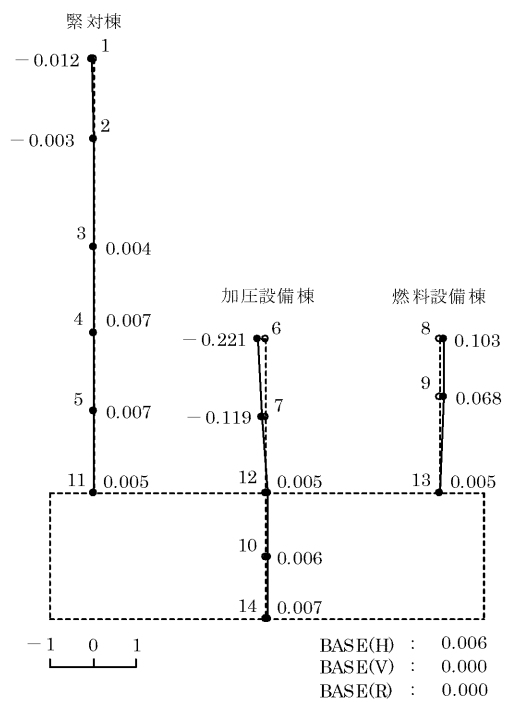
MODE2

FREQUENCY = 14.10(Hz)



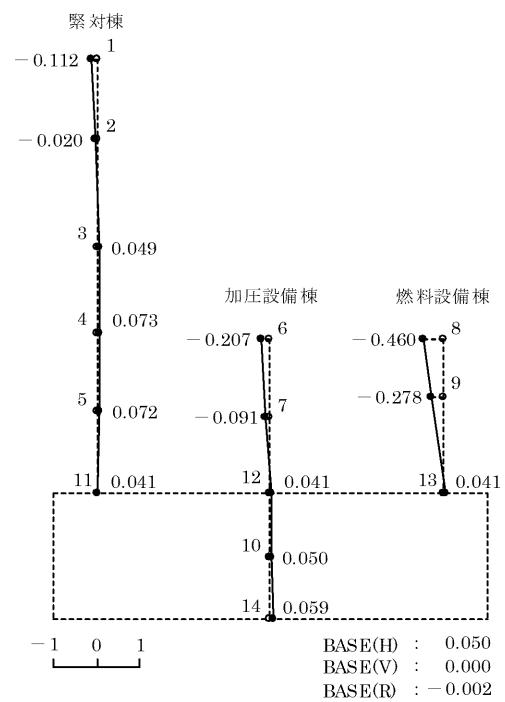
MODE3

FREQUENCY = 19.60(Hz)



MODE4

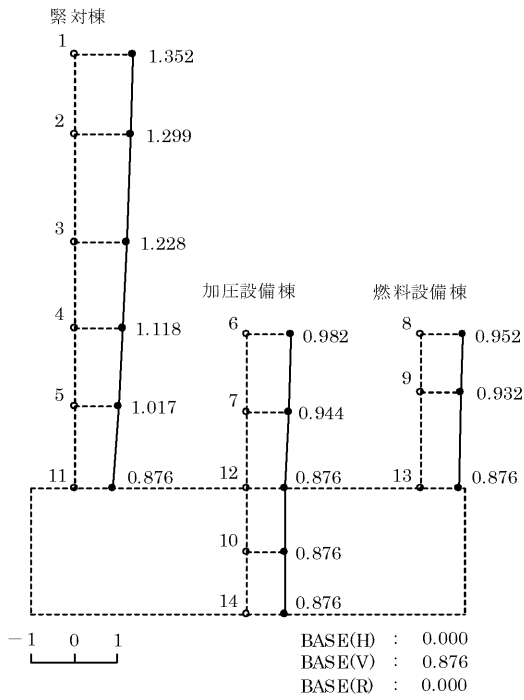
FREQUENCY = 20.38(Hz)



第 6-2 図 刺激関数図 (Y 方向、地盤 Vs (-1σ) + 実強度)

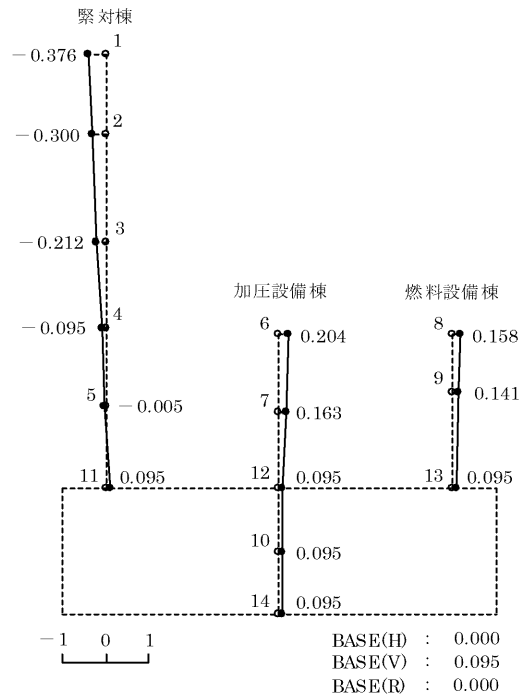
MODE1

FREQUENCY = 13.46(Hz)



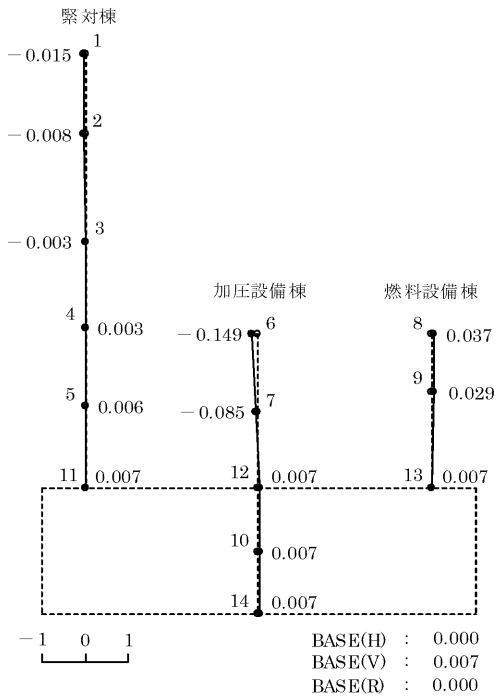
MODE2

FREQUENCY = 30.64(Hz)



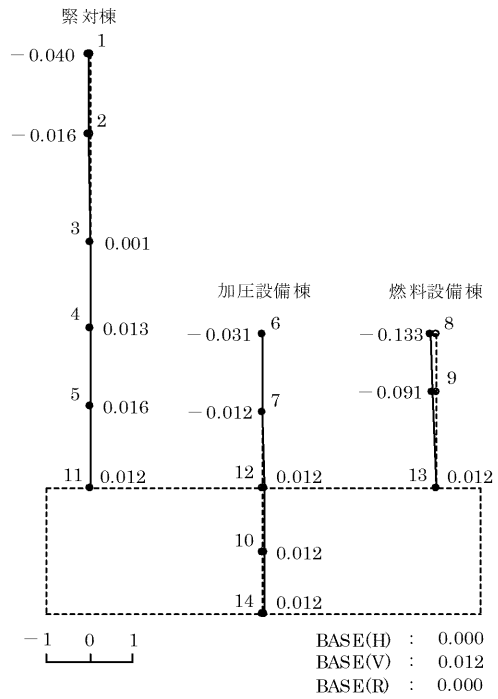
MODE3

FREQUENCY = 44.56(Hz)



MODE4

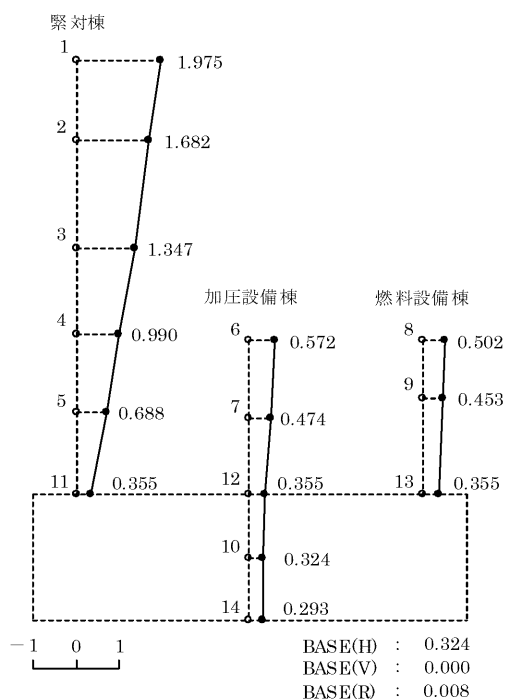
FREQUENCY = 52.90(Hz)



第 6-3 図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤 Vs (-1σ) + 実強度)

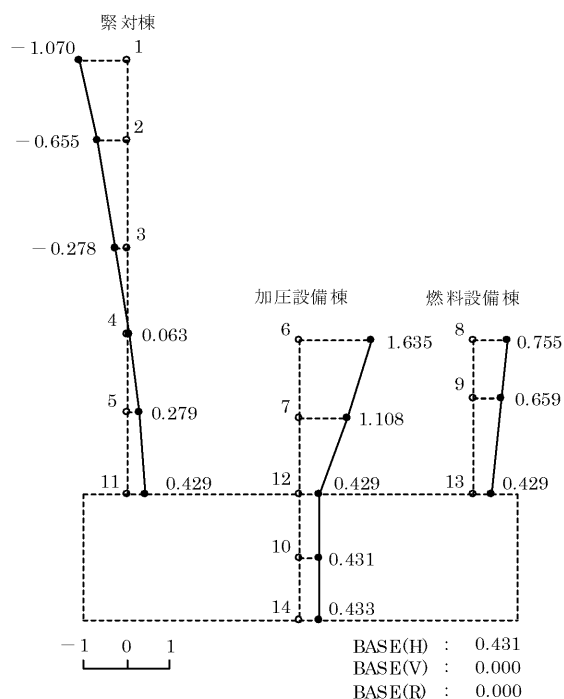
MODE1

FREQUENCY = 8.72(Hz)



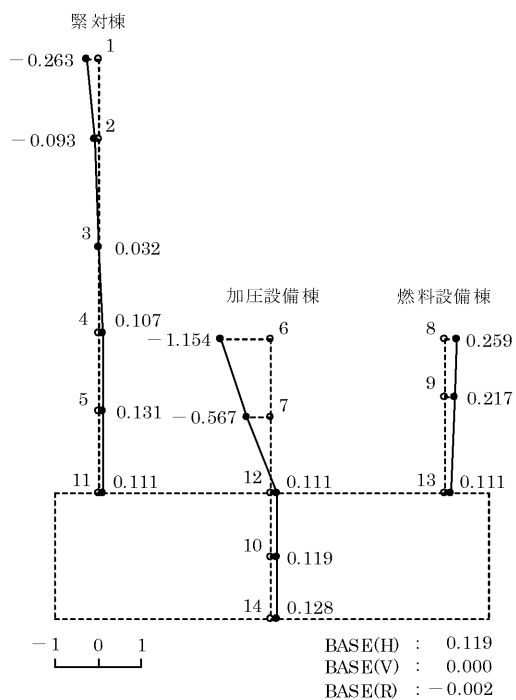
MODE2

FREQUENCY = 15.43(Hz)



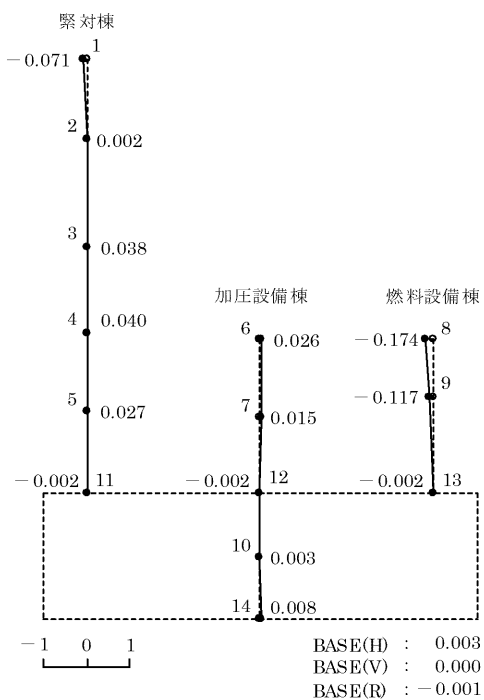
MODE3

FREQUENCY = 19.02(Hz)



MODE4

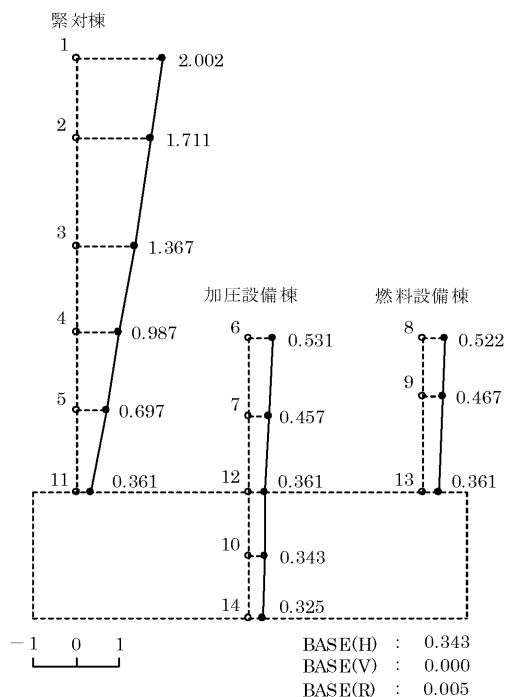
FREQUENCY = 22.85(Hz)



第 6-4 図 刺激関数図 (X 方向、地盤 Vs (+1σ) + 実強度)

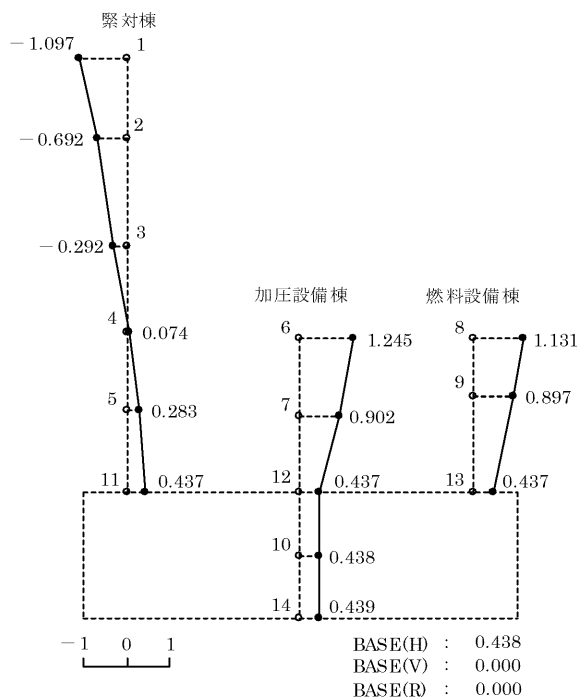
MODE1

FREQUENCY=9.03(Hz)



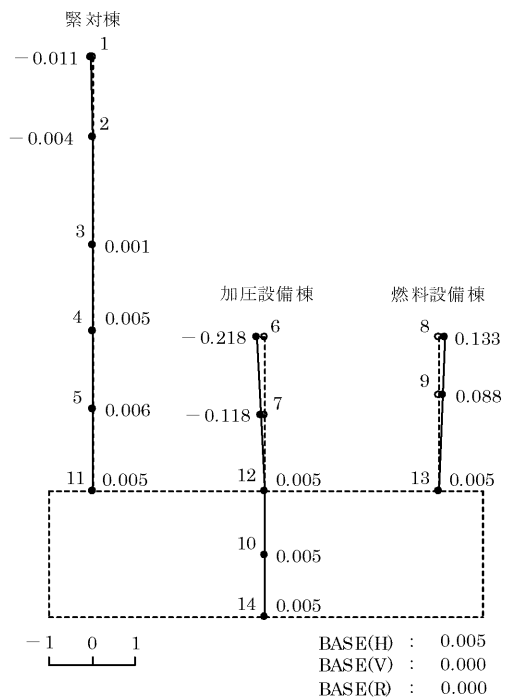
MODE2

FREQUENCY=15.35(Hz)



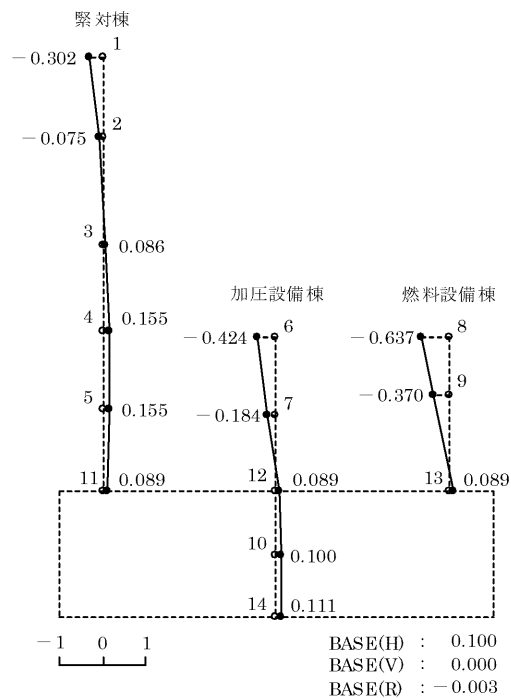
MODE3

FREQUENCY=19.63(Hz)



MODE4

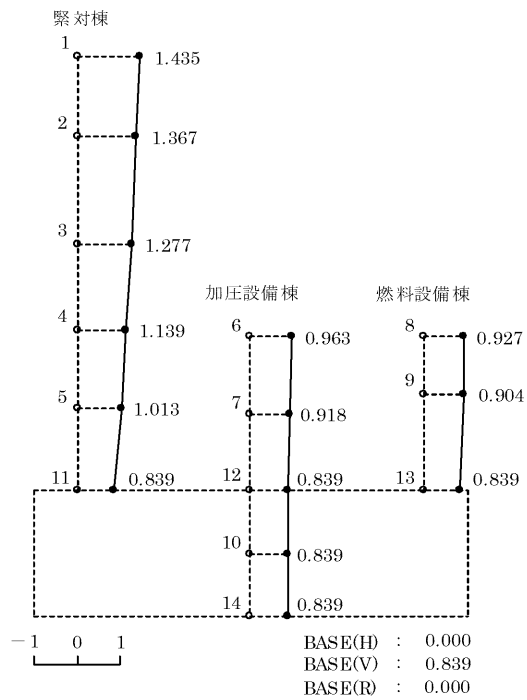
FREQUENCY=21.04(Hz)



第 6-5 図 刺激関数図 (Y 方向、地盤 Vs (+1σ) + 実強度)

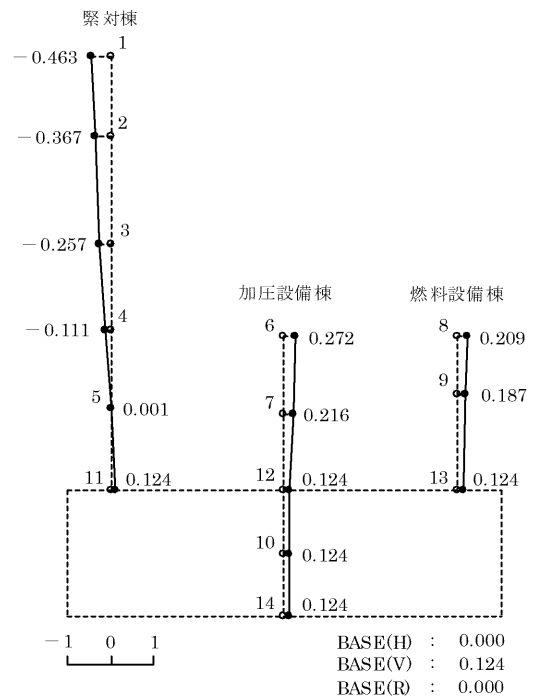
MODE1

FREQUENCY = 14.75(Hz)



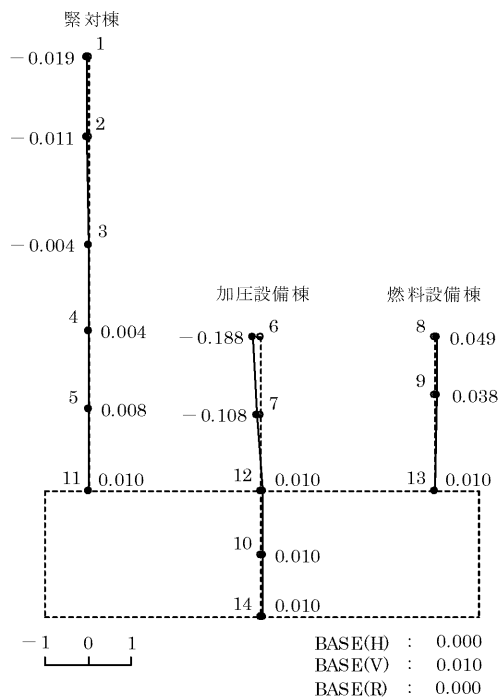
MODE2

FREQUENCY = 31.00(Hz)



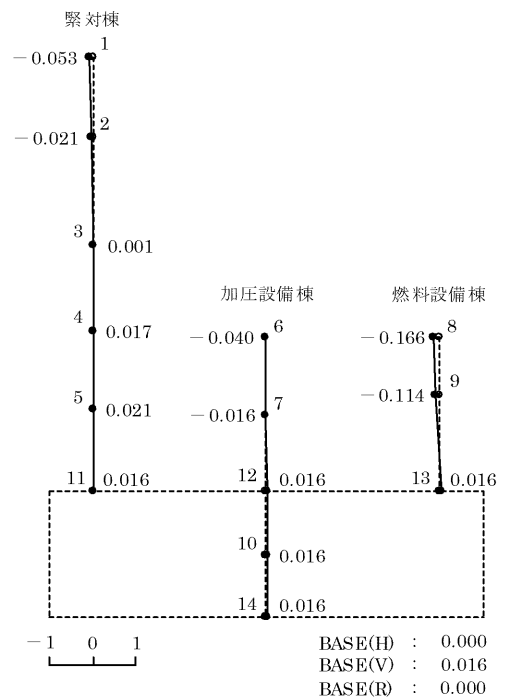
MODE3

FREQUENCY = 44.60(Hz)



MODE4

FREQUENCY = 52.98(Hz)



第 6-6 図 刺激関数図 (鉛直方向、地盤 Vs (+1σ) +実強度)

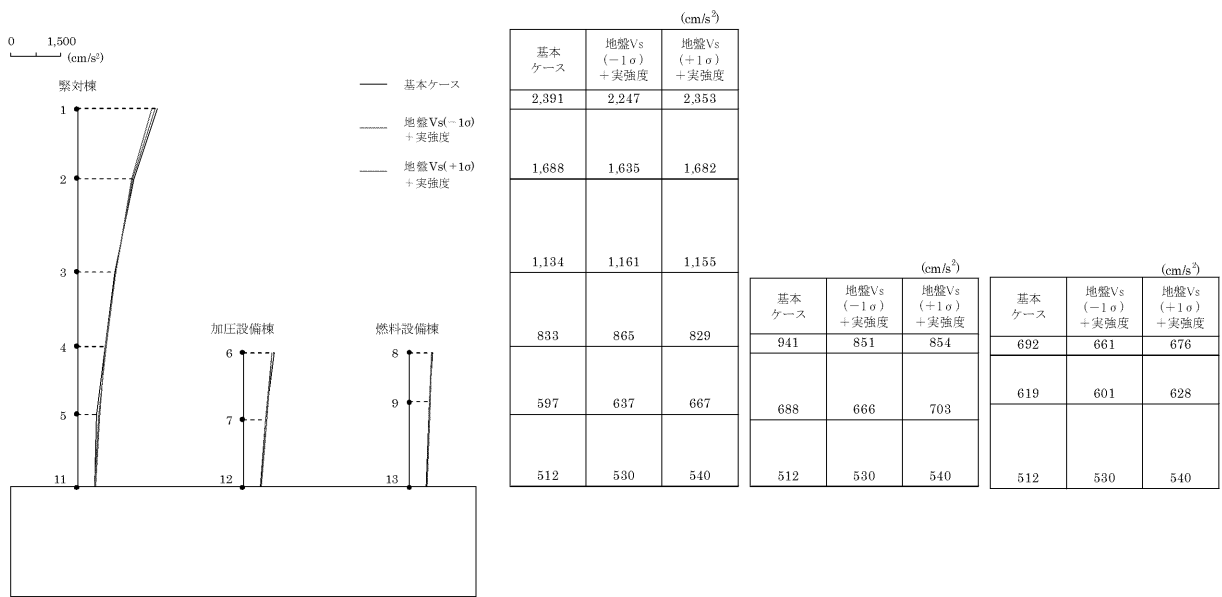
### 6.3 地震応答解析結果

地盤物性のばらつきに加え、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケース（地盤  $V_s$  ( $\pm 1\sigma$ ) + 実強度）について、地震応答解析を行い、基本ケースの結果と比較した。最大応答値の比較を第 6-7 図～第 6-19 図に示す。

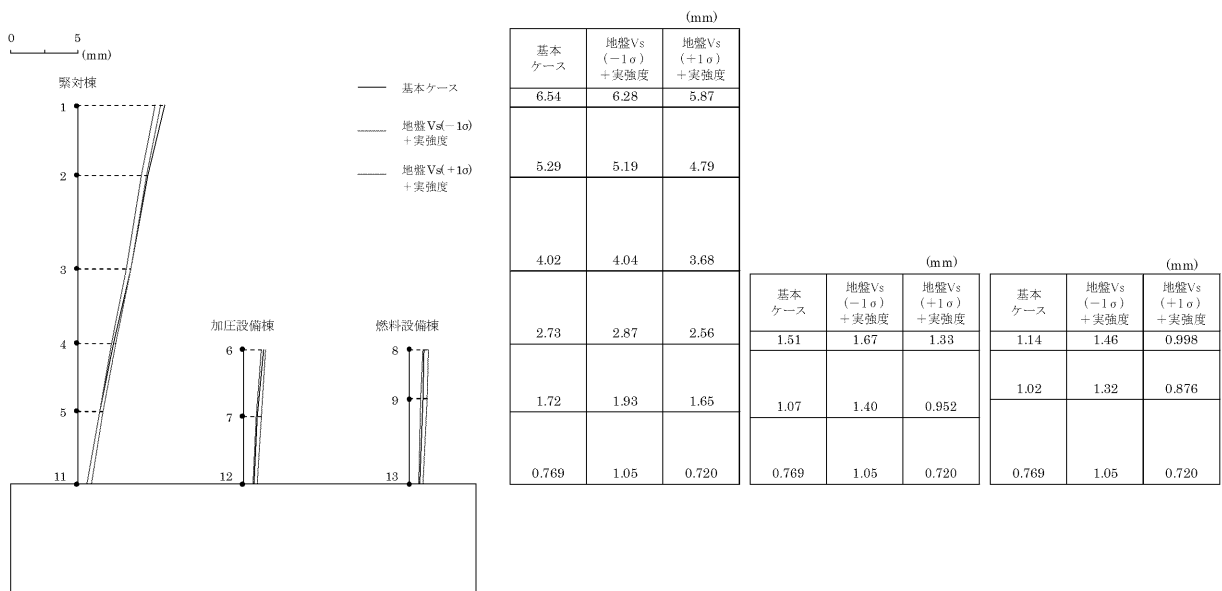
水平方向について、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントは、基本ケースと同等である。一方、最大応答せん断ひずみについては、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースが基本ケースに対して小さくなる傾向であることが確認できる。

鉛直方向について、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの最大応答加速度、最大応答変位及び最大応答軸力は、基本ケースと同等であり、最大応答値の変動は非常に小さい。

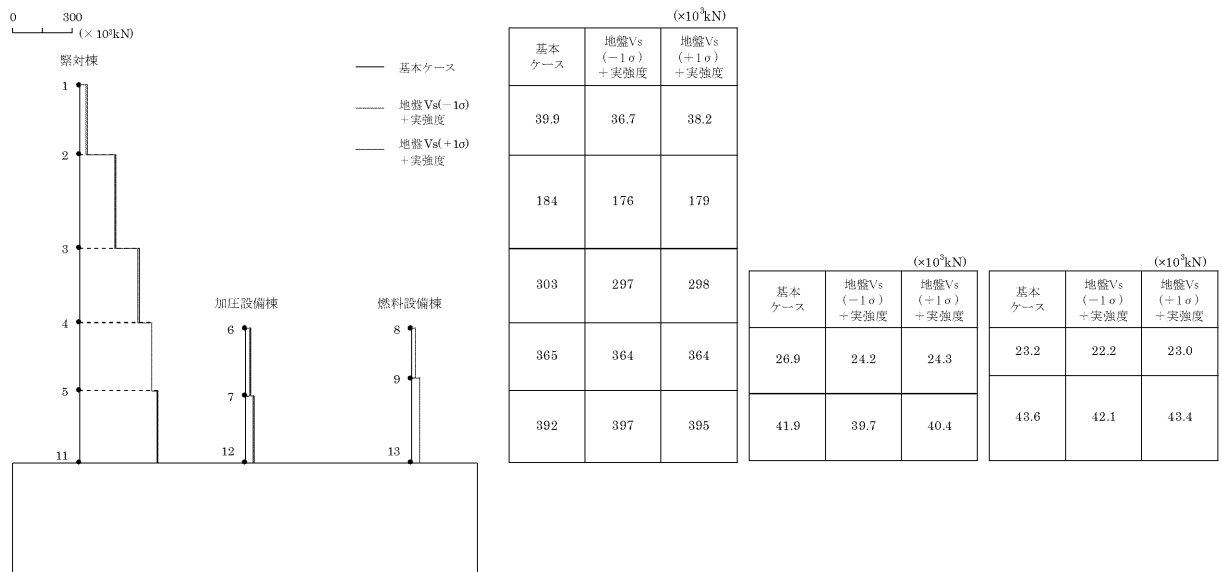




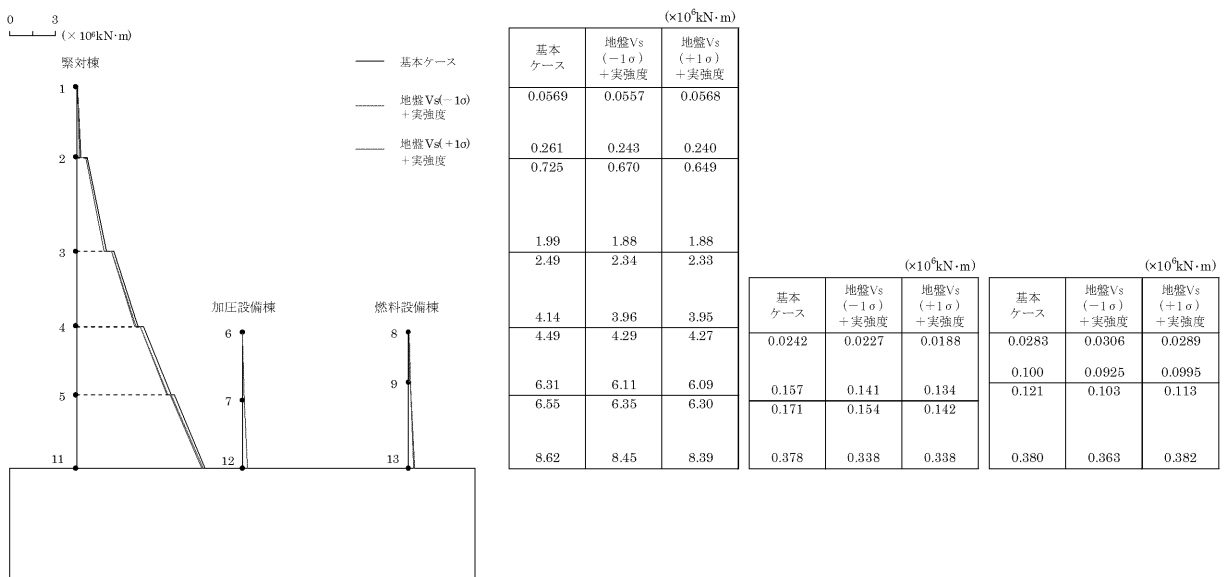
第6-7図 最大応答加速度 (X方向)



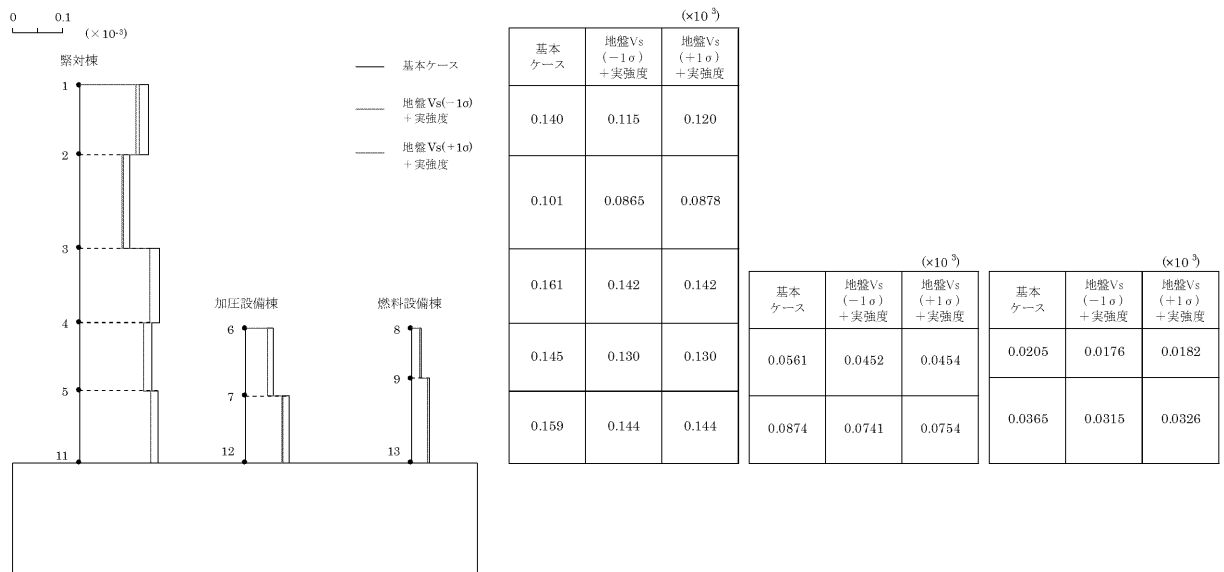
第6-8図 最大応答変位 (X方向)



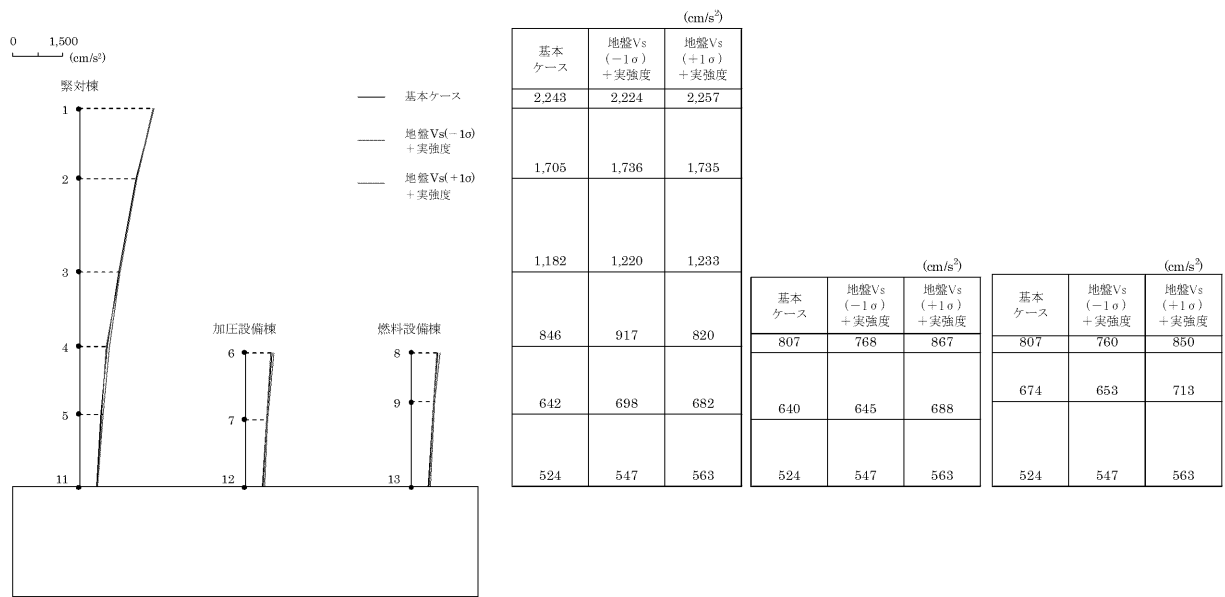
第6-9図 最大応答せん断力 (X方向)



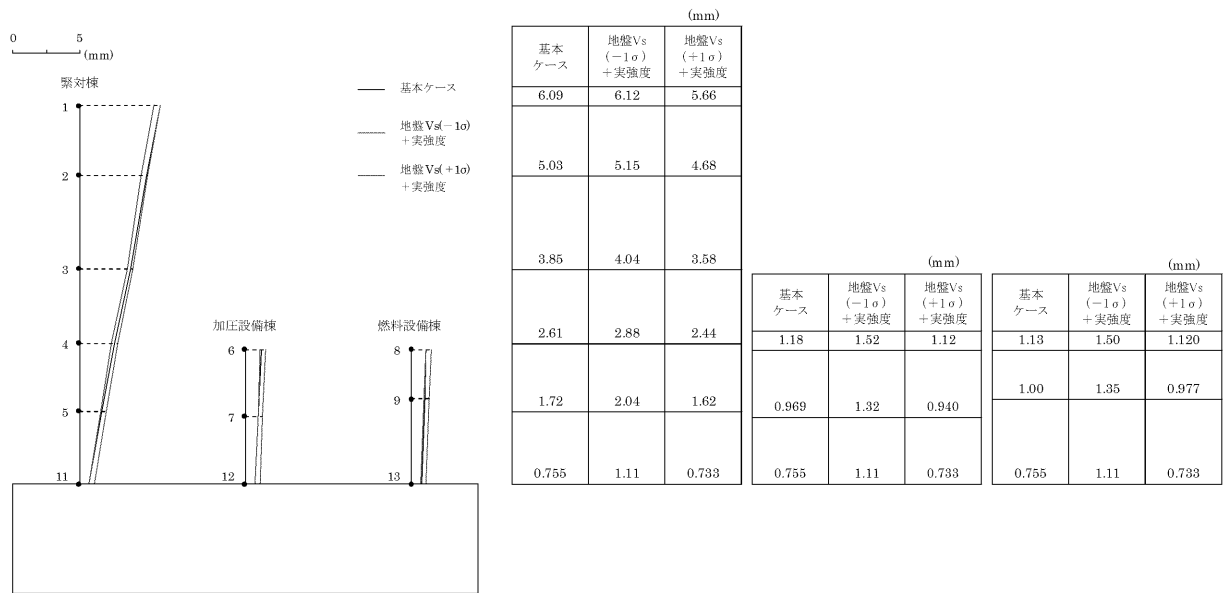
第6-10図 最大応答曲げモーメント (X方向)



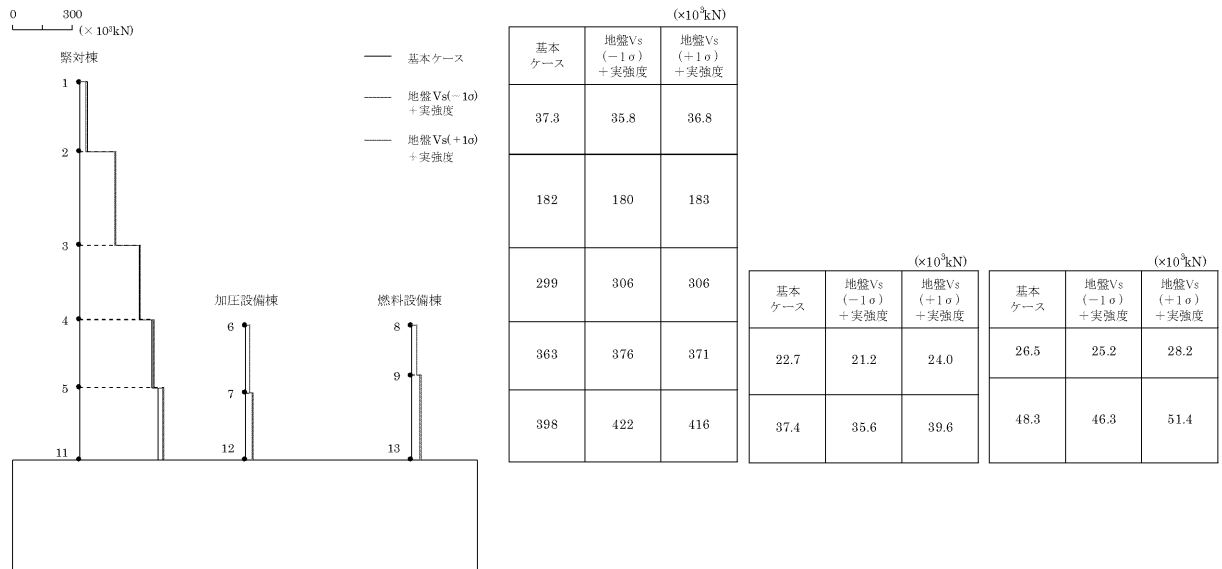
第6-11図 最大応答せん断ひずみ (X方向)



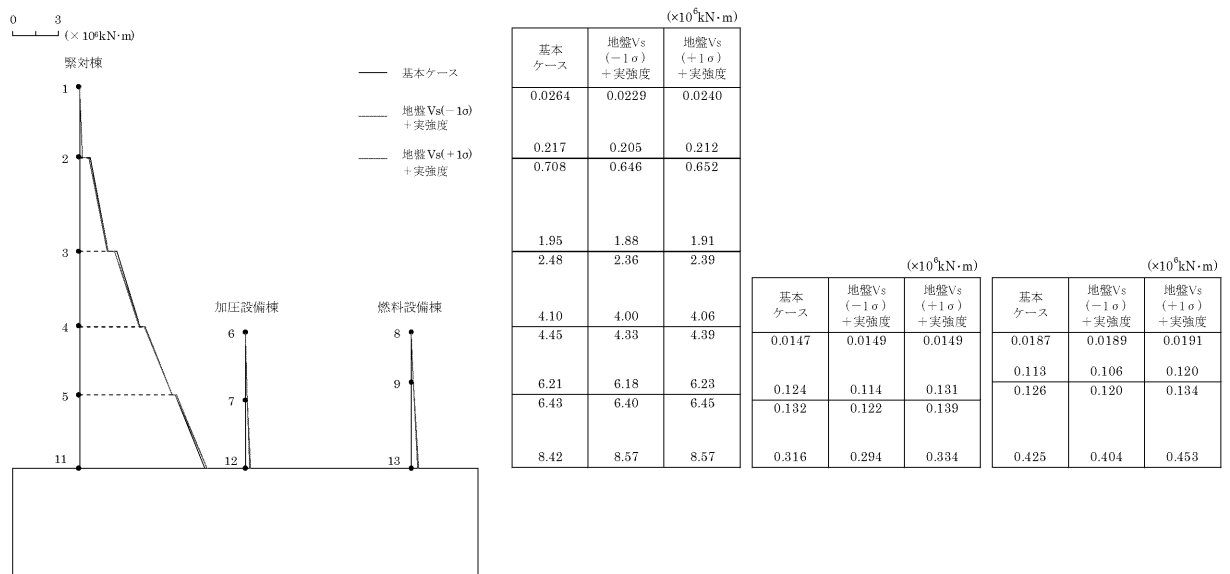
第6-12図 最大応答加速度 (Y方向)



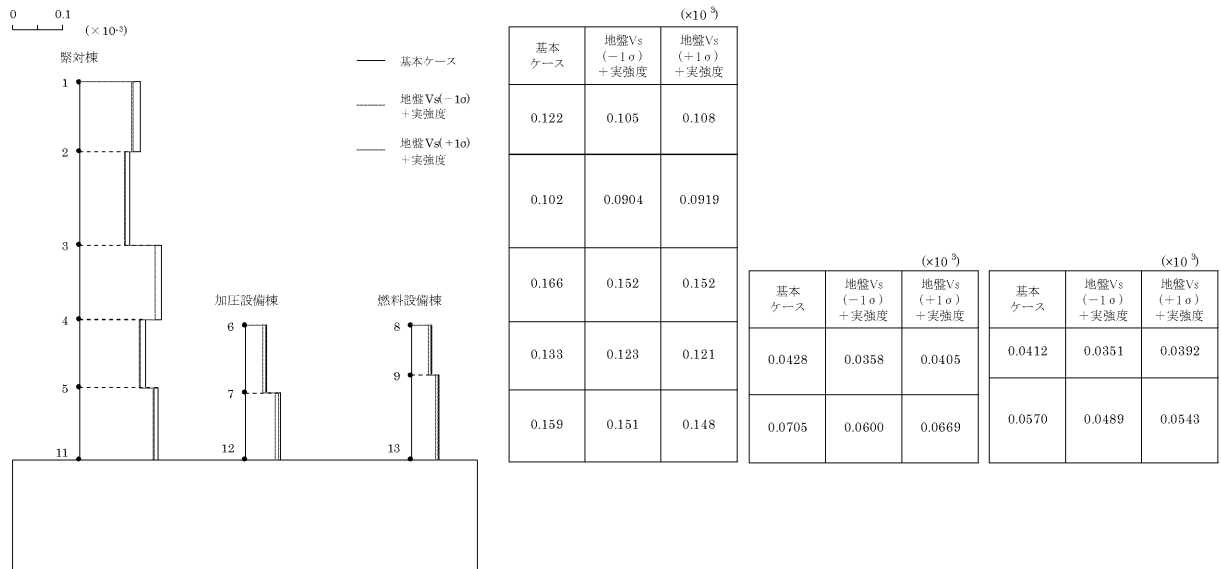
第6-13図 最大応答変位 (Y方向)



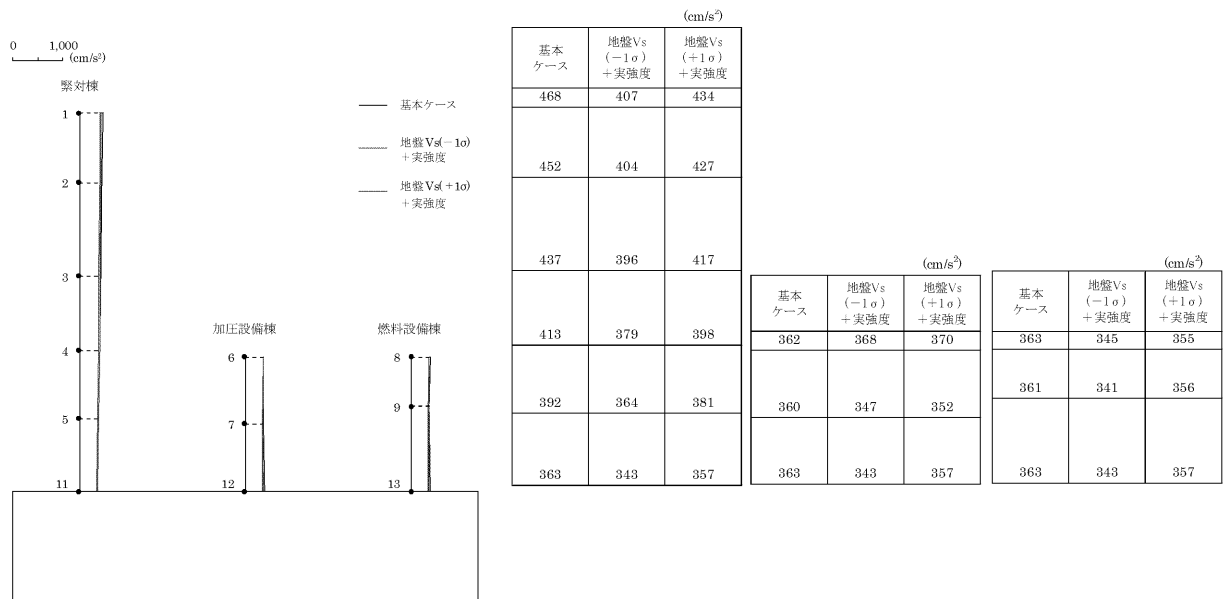
第6-14図 最大応答せん断力 (Y方向)



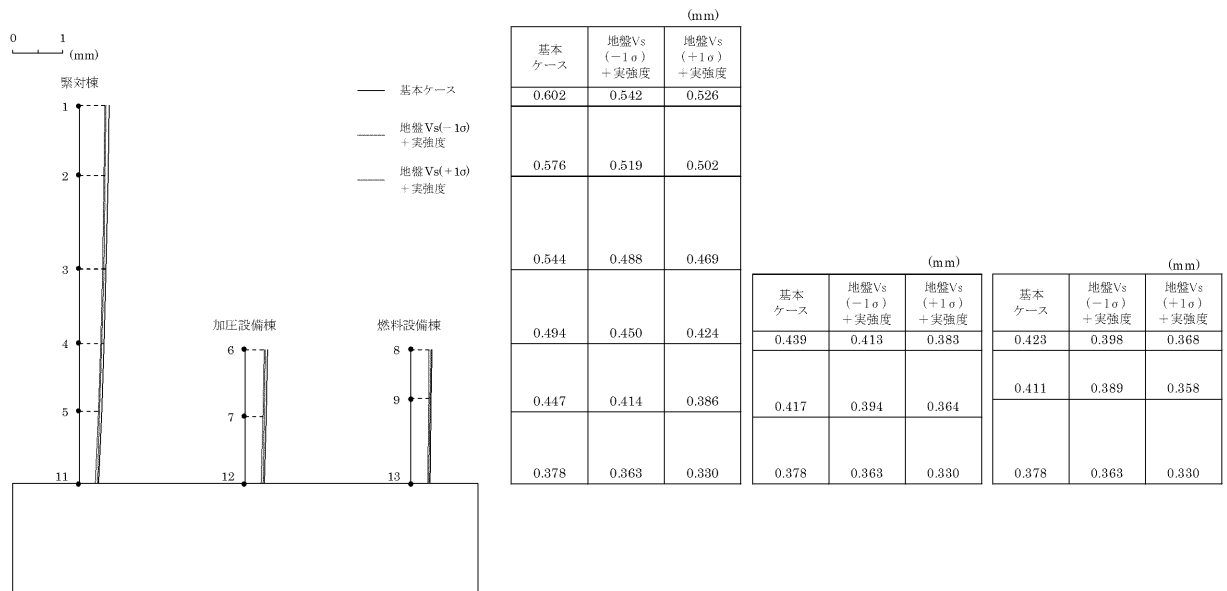
第6-15図 最大応答曲げモーメント (Y方向)



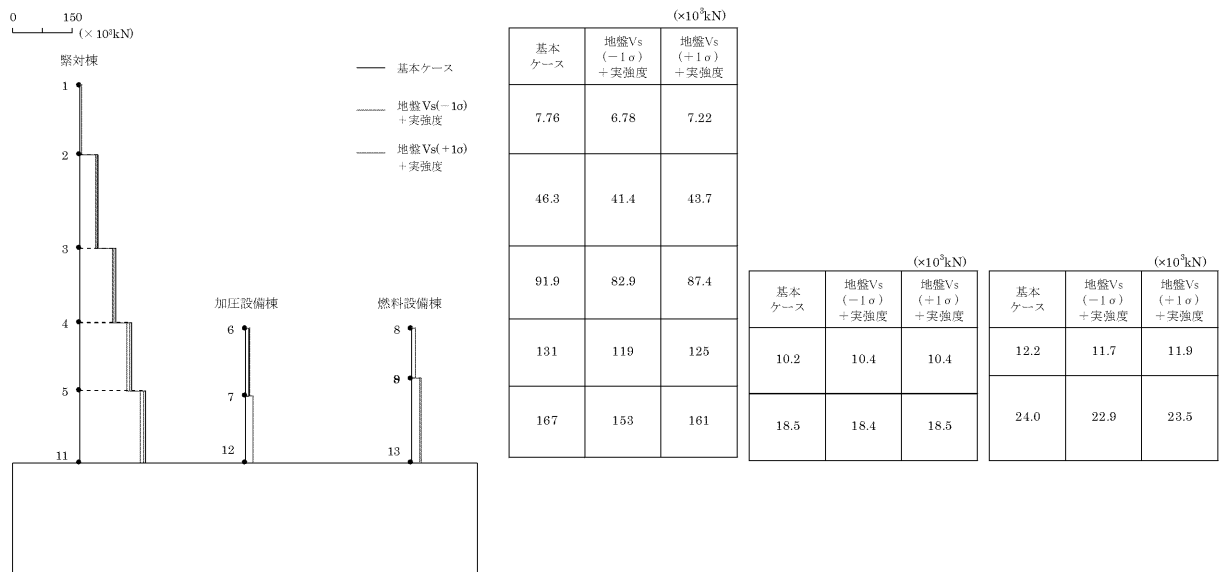
第6-16図 最大応答せん断ひずみ (Y方向)



第 6-17 図 最大応答加速度 (鉛直方向)



第 6-18 図 最大応答変位 (鉛直方向)



第6-19図 最大応答軸力（鉛直方向）



## 7. 建物・構築物の耐震性評価における設計用地震力の設定

材料物性のばらつきの影響について検討を行った各要因のうち、地盤物性のばらつきは、ばらつきを考慮したとしても、構造物の剛性及び耐力が上昇することはない。一方、コンクリート強度のばらつきは、コンクリート強度を実強度とするため、構造物自体の剛性及び耐力が上昇する。

本章では、材料物性のばらつきの影響検討を行った各要因について、ばらつきの考慮と構造物の剛性及び耐力が直接関連付かない要因（以下「外的要因」という。）と、ばらつきを考慮することで構造物自体の剛性及び耐力が変動する要因（以下「内在的要因」という。）に分類し、各ケースの地震応答解析結果と基本ケースの地震応答解析結果の比較分析を行う。また、比較分析を踏まえた設計用地震力の設定について示す。

要因分析の分類を第7-1表に示す。

第7-1表 要因分析の分類

検討ケース	分類
地盤物性のばらつき考慮 (地盤 $V_s$ ( $\pm 1\sigma$ ))	外的要因
コンクリート強度のばらつき考慮 (実強度)	内在的要因
地盤物性のばらつき及び コンクリート強度のばらつき考慮 (地盤 $V_s$ ( $\pm 1\sigma$ ) + 実強度)	外的要因と内在的要因の 重ね合わせ

### (1) 外的要因

最大応答せん断力及び最大応答せん断ひずみについて、地盤物性のばらつきを考慮したケースと基本ケースの比較を第 7-2 表に示す。

地盤物性のばらつきを考慮したケースの最大応答せん断力は、基本ケースを上回っている部材がある。地盤物性のばらつきは、ばらつきを考慮したとしても、構造物の剛性が上昇することはないため、最大応答せん断ひずみについても、最大応答せん断力の変動に伴い、一部の部材において基本ケースを若干上回っている。

したがって、建物・構築物の耐震性評価における設計用地震力は、地盤物性のばらつきを考慮した応答を考慮し設定する。

### (2) 内在的要因

最大応答せん断力及び最大応答せん断ひずみについて、コンクリート強度のばらつきを考慮したケースと基本ケースの比較を第 7-3 表に示す。

コンクリート強度のばらつきを考慮したケースの最大応答せん断力について、基本ケースを上回っている部材があるが、コンクリート強度を実強度とすることで、構造物の剛性が大きくなるため、最大応答せん断ひずみは小さくなる傾向である。また、コンクリート強度を実強度とすることにより、構造物の剛性だけでなく、耐力も大きくなる。コンクリートを実強度とした場合について、応答せん断力と応答せん断ひずみの関係に関する考察を補足説明資料 7-2-4-別紙 1「コンクリート強度のばらつきによる建屋応答への影響に関する考察」に示す。

したがって、コンクリート強度のばらつきを考慮したケースの応答は、建物・構築物の耐震性評価における設計用地震力の設定において考慮しない。

### (3) 外的要因と内在的要因の重ね合わせ

最大応答せん断力及び最大応答せん断ひずみについて、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケース（地盤物性のばらつきを考慮し、コンクリート強度を実強度としたケース）と基本ケースの比較を第 7-4 表に示す。

地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースの最大応答せん断力は、基本ケースを上回っている部材があるが、最大応答せん断ひずみについては、小さくなる傾向である。これは、コンクリート強度を実強度とすることで、構造物の剛性が大きくなることに起因している。また、コン

クリート強度を実強度とすることにより、構造物の剛性だけでなく、耐力も大きくなる。

したがって、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースの応答は、建物・構築物の耐震性評価における設計用地震力の設定において考慮しない。

第7-2表 最大応答値の比較（地盤物性のばらつき考慮）(1/2)

(a) X方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3\text{kN}$ )			最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )		
	基本ケース	地盤物性のばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき考慮	
		-1 $\sigma$	+1 $\sigma$		-1 $\sigma$	+1 $\sigma$
①	39.9	38.3	36.9	0.140	0.134	0.129
②	184	175	176	0.101	0.0960	0.0963
③	303	284	289	0.161	0.151	0.154
④	365	339	345	0.145	0.135	0.138
⑤	392	380	383	0.159	0.155	0.156
⑥	26.9	26.1	26.0	0.0561	0.0545	0.0542
⑦	41.9	42.6	41.8	0.0874	0.0888	0.0871
⑧	23.2	22.6	23.6	0.0205	0.0200	0.0209
⑨	43.6	42.5	44.3	0.0365	0.0356	0.0372

第7-2表 最大応答値の比較（地盤物性のばらつき考慮）(2/2)

(b) Y方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3$ kN)			最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )		
	基本ケース	地盤物性のばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき考慮	
		-1 $\sigma$	+1 $\sigma$		-1 $\sigma$	+1 $\sigma$
①	37.3	38.1	35.8	0.122	0.124	0.117
②	182	187	176	0.102	0.105	0.0987
③	299	307	295	0.166	0.170	0.164
④	363	367	356	0.133	0.134	0.130
⑤	398	402	385	0.159	0.160	0.154
⑥	22.7	22.6	23.4	0.0428	0.0426	0.0440
⑦	37.4	37.4	38.4	0.0705	0.0706	0.0725
⑧	26.5	25.8	27.8	0.0412	0.0402	0.0433
⑨	48.3	47.4	50.5	0.0570	0.0560	0.0597

第 7-3 表 最大応答値の比較（コンクリート強度のばらつき考慮）(1/2)

(a) X 方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3\text{kN}$ )		最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	39.9	41.2	0.140	0.129
②	184	185	0.101	0.0905
③	303	303	0.161	0.145
④	365	367	0.145	0.131
⑤	392	404	0.159	0.147
⑥	26.9	24.1	0.0561	0.0449
⑦	41.9	40.1	0.0874	0.0748
⑧	23.2	23.3	0.0205	0.0184
⑨	43.6	44.2	0.0365	0.0331

第 7-3 表 最大応答値の比較（コンクリート強度のばらつき考慮）(2/2)

(b) Y 方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3\text{kN}$ )		最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	37.3	36.7	0.122	0.107
②	182	184	0.102	0.0920
③	299	308	0.166	0.153
④	363	375	0.133	0.123
⑤	398	411	0.159	0.147
⑥	22.7	22.9	0.0428	0.0386
⑦	37.4	37.9	0.0705	0.0639
⑧	26.5	26.9	0.0412	0.0375
⑨	48.3	49.2	0.0570	0.0520

第7-4表 最大応答値の比較  
 (地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつき考慮) (1/2)

(a) X方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3 \text{kN}$ )			最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )		
	基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮	
		$-1\sigma$ +実強度	$+1\sigma$ +実強度		$-1\sigma$ +実強度	$+1\sigma$ +実強度
①	39.9	36.7	38.2	0.140	0.115	0.120
②	184	176	179	0.101	0.0865	0.0878
③	303	297	298	0.161	0.142	0.142
④	365	364	364	0.145	0.130	0.130
⑤	392	397	395	0.159	0.144	0.144
⑥	26.9	24.2	24.3	0.0561	0.0452	0.0454
⑦	41.9	39.7	40.4	0.0874	0.0741	0.0754
⑧	23.2	22.2	23.0	0.0205	0.0176	0.0182
⑨	43.6	42.1	43.4	0.0365	0.0315	0.0326



第7-4表 最大応答値の比較  
 (地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつき考慮) (2/2)

(b) Y方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3$ kN)			最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )		
	基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮		基本ケース	地盤物性のばらつき及び コンクリート強度の ばらつき考慮	
		-1 $\sigma$ +実強度	+1 $\sigma$ +実強度		-1 $\sigma$ +実強度	+1 $\sigma$ +実強度
①	37.3	35.8	36.8	0.122	0.105	0.108
②	182	180	183	0.102	0.0904	0.0919
③	299	306	306	0.166	0.152	0.152
④	363	376	371	0.133	0.123	0.121
⑤	398	422	416	0.159	0.151	0.148
⑥	22.7	21.2	24.0	0.0428	0.0358	0.0405
⑦	37.4	35.6	39.6	0.0705	0.0600	0.0669
⑧	26.5	25.2	28.2	0.0412	0.0351	0.0392
⑨	48.3	46.3	51.4	0.0570	0.0489	0.0543

## 8. まとめ

地震応答解析における材料物性のばらつきの影響評価として、地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮した地震応答解析を行い、以下の傾向を確認した。また、地震応答解析結果の傾向を踏まえ、地盤物性のばらつきを考慮した応答に基づき、緊対棟、加圧設備棟、燃料設備棟及び基礎の耐震評価における設計用地震力を設定することとした。

### (1) 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきを考慮したケースの発生応力は、基本ケースと概ね同程度であり、最大応答せん断ひずみについては、基本ケースを若干上回っている部材がある。

### (2) コンクリート強度のばらつき

コンクリート強度のばらつきを考慮したケースの発生応力は、基本ケースと概ね同程度である。最大応答せん断力は基本ケースを上回る部材があるが、最大応答せん断ひずみは小さくなる傾向である。

### (3) 地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつき

地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースの発生応力は、基本ケースと概ね同程度である。最大応答せん断力は基本ケースを上回る部材があるが、最大応答せん断ひずみは小さくなる傾向である。

地震応答解析結果における上記(1)～(3)の傾向については、以下の理由によるものと考えられる。

地盤物性のばらつきを考慮したケースについては、基本ケースと概ね同程度であるが、ばらつきを考慮することで発生応力が変動することから、最大応答せん断ひずみについて、基本ケースを若干上回る部材が生じた。コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースについては、実強度を考慮することによる建屋剛性の変動に伴い、発生応力が変動するが、建屋剛性が大きくなる側に変動することから最大応答せん断ひずみは小さくなったと考えられる。地盤物性のばらつき及びコンクリート強度のばらつきを考慮したケースについては、ばらつきの考慮に伴い発生応力が変動するものの、建屋剛性が大きくなる側に変動することから、最大応答せん断ひずみは小さくなったと考えられる。

7-2-4-別紙 1. コンクリート強度のばらつき  
による建屋応答への影響に関する考察

## 目 次

	頁
1. 検討概要 .....	別 1 - 1
2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察 （理論式に基づく検討） .....	別 1 - 2
3. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察 （応答値による検証） .....	別 1 - 4

## 1. 検討概要

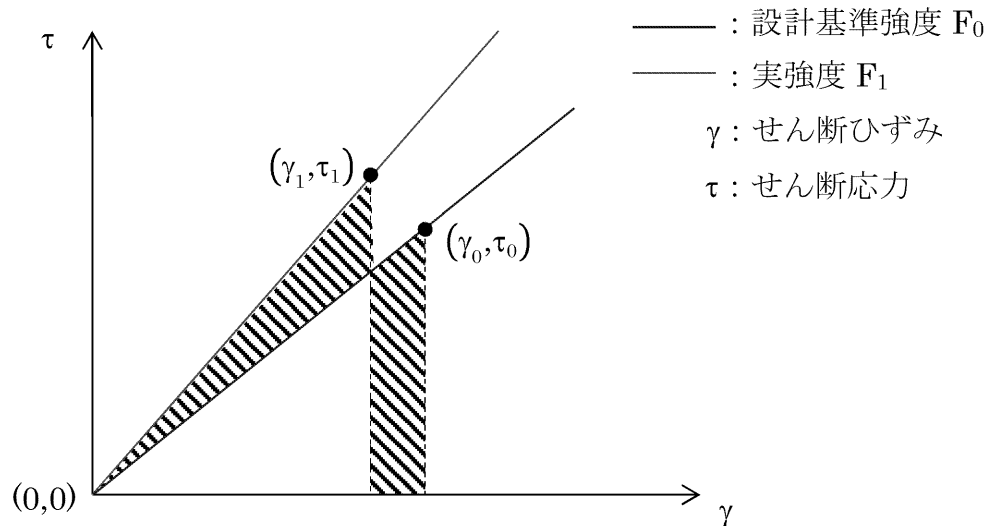
補足説明資料 7-2-4「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」において、コンクリート強度のばらつきについては、コンクリート強度を実強度とすることで構造物自体の剛性及び耐力の上昇を伴うため、最大応答せん断ひずみは小さくなる傾向であった。よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力にコンクリート強度のばらつきは考慮しないとしている。

本資料では、コンクリート強度のばらつきによる建屋剛性変動の影響について、応答せん断力と応答ひずみの関係に着目し考察を行う。

2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（理論式に基づく検討）

コンクリート強度について、設計基準強度を用いた場合及び実強度を用いた場合の地震の入力エネルギーが同等であると仮定し、コンクリート強度のばらつきがひずみ及び応力に与える影響について検討を行う。

コンクリート強度を設計基準強度とした場合及び実強度とした場合の  $\tau - \gamma$  関係図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図  $\tau - \gamma$  関係図

建物への地震の入力エネルギーが同等であることから、以下の関係式が得られる。

$$\frac{1}{2} \cdot \tau_1 \cdot \gamma_1 = \frac{1}{2} \cdot \tau_0 \cdot \gamma_0$$

ここで、 $\tau = G \cdot \gamma$ より（ $G$ ：せん断弾性係数）、

$$G_1 \cdot \gamma_1^2 = G_0 \cdot \gamma_0^2$$

上式を $\gamma_1$ について解くと、

$$\gamma_1 = \gamma_0 \sqrt{\frac{G_0}{G_1}} < \gamma_0 \quad (G_0 < G_1) \quad \dots \textcircled{1}$$

$\tau_1 = G_1 \cdot \gamma_1$ より、

$$\tau_1 = G_1 \cdot \gamma_0 \sqrt{\frac{G_0}{G_1}} = \gamma_0 \sqrt{G_1 \times G_0} = G_0 \cdot \gamma_0 \sqrt{\frac{G_1}{G_0}} = \tau_0 \sqrt{\frac{G_1}{G_0}} > \tau_0 \quad (G_0 < G_1) \dots \text{②式}$$

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  であることから (E: ヤング係数、 $\nu$ : ポアソン比)

$$\tau_1 = \tau_0 \sqrt{\frac{G_1}{G_0}} = \tau_0 \sqrt{\frac{E_1}{E_0}} \dots \text{③式}$$

ここで、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) より、

$$\frac{E_1}{E_0} = \frac{3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{r}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_1}{60}\right)^{\frac{1}{3}}}{3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{r}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_0}{60}\right)^{\frac{1}{3}}} = \frac{F_1^{\frac{1}{3}}}{F_0^{\frac{1}{3}}} = \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{3}}$$

すなわち、

$$\frac{E_1}{E_0} = \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{3}} \dots \text{④式}$$

③式に④式を代入し、

$$\tau_1 = \tau_0 \sqrt{\frac{E_1}{E_0}} = \tau_0 \sqrt{\left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{3}}} = \tau_0 \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{6}} \dots \text{⑤式}$$

したがって、

$$\frac{\tau_1}{\tau_0} = \left(\frac{F_1}{F_0}\right)^{\frac{1}{6}} < \frac{F_1}{F_0} \quad (F_0 < F_1) \dots \text{⑥式}$$

①式及び②式より、コンクリート強度を実強度とした場合は、コンクリート強度を設計基準強度とした場合と比較して応力は大きくなるが、部材剛性も増大するため、ひずみは減少する。また、⑥式より、コンクリート強度を実強度とすることによる応力の増加率 $\tau_1/\tau_0$ は、コンクリート強度の増加率 $F_1/F_0$ に比べて小さい。

### 3. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（応答値による検証）

補足説明資料 7-2-4 「地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」より、コンクリート強度のばらつきを考慮した解析ケースの Ss-1 の最大応答値（せん断力、せん断ひずみ及び軸力）を第 3-1 表に示す。

コンクリート強度を実強度にした場合については、設計基準強度に対してコンクリート強度を 1.40 倍した値を用いて検討している。

#### (1) 応力（軸力及びせん断力）の観点

コンクリート強度のばらつきによる影響検討ケースの軸力及びせん断力は、基本ケースに対して大きくなる傾向があるものの、その比率は 0.90~1.03 であり、コンクリート強度の増加率 1.40 に対して小さい結果となっている。

これは、「2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（理論式に基づく検討）」にて確認した、コンクリート強度を実強度とすることによる応力等の増加率 $\tau_1/\tau_0$ は、コンクリート強度の増加率 $F_1/F_0$ に比べて小さくなる結果と整合的である。

地震応答解析により得られる軸力及びせん断力の基本ケースに対する比率(0.90~1.03)について、理論値との整合を以下のとおり確認した。

⑥式より、コンクリート強度を実強度とした場合の応力等の比率（例えば $\tau_1/\tau_0$ ）は、コンクリート強度の比率( $F_1/F_0$ )の 1/6 乗となる。⑥式のコンクリート強度の項について、設計基準強度： $F_0=30\text{N/mm}^2$ 、実強度： $F_1=42\text{N/mm}^2$  とした場合、設計基準強度に対する実強度の応力等の増加率（例えば $\tau_1/\tau_0$ ）は 1.06 となる。基本ケースに対する比率(0.90~1.03)は、理論値の 1.06 に対して概ね対応した値となっていることを確認した。

#### (2) 変位（せん断ひずみ）の観点

コンクリート強度のばらつきによる影響検討ケースのせん断ひずみは、基本ケースに対して小さくなり、その比率は0.80~0.92となっている。

これは、「2. コンクリート強度のばらつきによる影響の考察（理論式に基づく検討）」にて確認した、コンクリート強度を実強度とすることにより、せん断ひずみが小さくなる結果と整合的である。

地震応答解析により得られるせん断ひずみの基本ケースに対する比率(0.80~0.92)について、理論値との整合を以下のとおり確認した。

①式より、コンクリート強度を実強度とした場合の変形量の比率（例えば $\gamma_1/\gamma_0$ ）は、剛性の逆数比（例えば $G_0/G_1$ ）の 1/2 乗となる。①式のせん断弾性係数の項に



ついて、設計基準強度におけるせん断弾性係数： $G_0=1.02 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、実強度におけるせん断弾性係数： $G_1=1.14 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とした場合、設計基準強度に対する実強度の変形量の減少率（例えば $\gamma_1/\gamma_0$ ）は0.95となる。基本ケースに対する比率(0.80～0.92)は、理論値の0.95に対して概ね対応した値となっていることを確認した。

第3-1表 最大応答値の比較（コンクリート強度のばらつき考慮）(1/3)

(a) X方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3 \text{kN}$ )		最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	39.9	41.2	0.140	0.129
②	184	185	0.101	0.0905
③	303	303	0.161	0.145
④	365	367	0.145	0.131
⑤	392	404	0.159	0.147
⑥	26.9	24.1	0.0561	0.0449
⑦	41.9	40.1	0.0874	0.0748
⑧	23.2	23.3	0.0205	0.0184
⑨	43.6	44.2	0.0365	0.0331

第 3-1 表 最大応答値の比較（コンクリート強度のばらつき考慮）(2/3)

(b) Y 方向

部材 番号	最大応答せん断力( $\times 10^3 \text{kN}$ )		最大応答せん断ひずみ( $\times 10^{-3}$ )	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	37.3	36.7	0.122	0.107
②	182	184	0.102	0.0920
③	299	308	0.166	0.153
④	363	375	0.133	0.123
⑤	398	411	0.159	0.147
⑥	22.7	22.9	0.0428	0.0386
⑦	37.4	37.9	0.0705	0.0639
⑧	26.5	26.9	0.0412	0.0375
⑨	48.3	49.2	0.0570	0.0520

第 3-1 表 最大応答値の比較（コンクリート強度のばらつき考慮）(3/3)  
(c) 鉛直方向

部材 番号	最大応答軸力(×10 <sup>3</sup> kN)	
	基本ケース	コンクリート強度 のばらつき考慮 (実強度)
①	7.76	7.39
②	46.3	44.7
③	91.9	89.3
④	131	128
⑤	167	164
⑥	10.2	10.3
⑦	18.5	18.5
⑧	12.2	12.1
⑨	24.0	24.1

## 7-2-4-別紙 2. 機器・配管系評価への影響

## 目 次

	頁
1. 概要 .....	別 - 1
2. 検討内容 .....	別 - 1
3. 検討結果 .....	別 - 1
4. まとめ .....	別 - 7
 (参考) 減衰定数の設定に起因する不確かさに対する検討	
1. 概要 .....	別 - 8
2. 検討内容 .....	別 - 8
3. 検討結果 .....	別 - 8
4. まとめ .....	別 - 8

## 1. 概要

玄海原子力発電所 3 号機の機器・配管の評価に用いている設計用床応答曲線は、それぞれコンクリート物性を設計基準強度、地盤物性を標準地盤としたモデルの建屋応答解析による加速度応答時刻歴から求めた床応答スペクトルを建屋固有周期のシフトを考慮し、周期方向に $\pm 10\%$ の拡幅を行っている。ここでは従来設計に対して、検討したケースの影響を確認する観点から、「実強度」、「地盤  $V_s (-1\sigma) +$ 実強度」及び「地盤  $V_s (+1\sigma) +$ 実強度」のケースについて床応答曲線を作成し、 $\pm 10\%$ 拡幅した設計用床応答曲線に対する検討ケースの床応答曲線の比較を行い、機器・配管系の評価への影響について建屋床応答及び相対変位の観点から検討するものである。

## 2. 検討内容

緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）について、コンクリート物性を実強度、地盤物性を $\pm\sigma$ を考慮したケースについて床応答曲線を作成し、機器評価に用いている質点の設計用床応答曲線と比較したものを第 1-1 図～第 1-5 図に示す。

特徴的な応答は次の通り。

- 42.7m、37.6m、30.75m、25.3m の質点に、水平方向で周期 0.09 秒～0.13 秒付近に設計用床応答曲線を上回る応答が認められる。
- 11.0m の質点に、水平方向で周期 0.13 秒～0.17 秒付近に設計用床応答曲線を上回る応答が認められる。

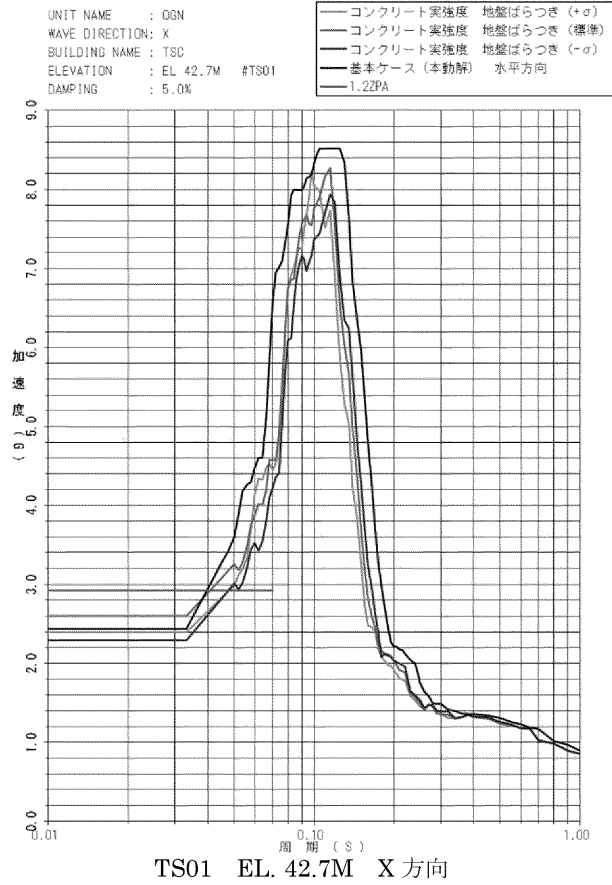
上記の通り一部の周期帯で設計用床応答曲線を超える応答が認められるが、コンクリート物性を実強度、地盤物性を $\pm\sigma$ を考慮したケースは設計用床応答曲線に概ね包絡されていることを確認した。

## 3. 検討結果

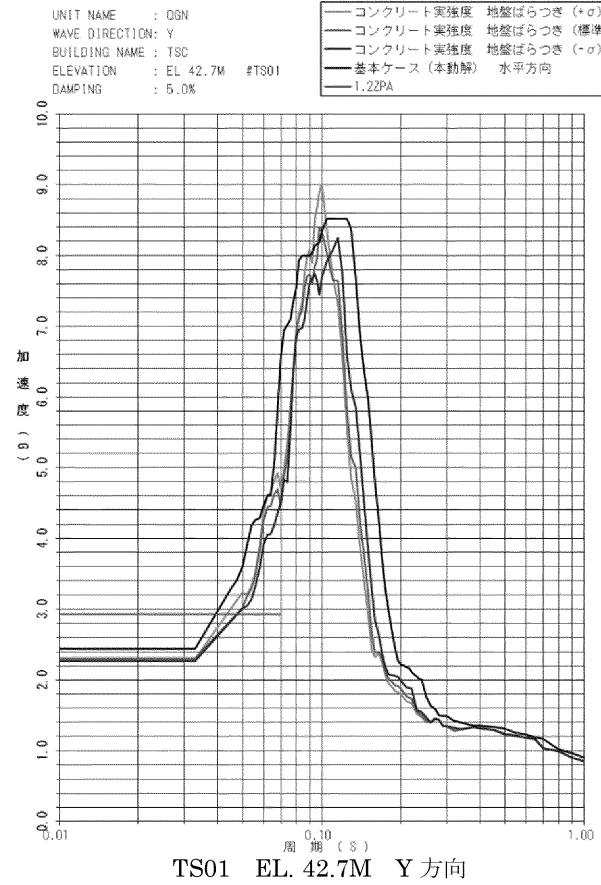
コンクリート物性を実強度とし、地盤物性を $\pm\sigma$ 変更させた検討ケースでは、周期方向に 10%の拡幅した設計用床応答曲線に概ね包絡されていることを確認した。一部の周期帯において設計用床応答曲線を上回る応答が認められるが、応答増幅が狭い周期範囲に限られることや、当該周期帯に固有周期のある設備はないことから耐震設計において考慮が必要な応答ではないと判断される。

従って、緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析モデルについて、コンクリートの物性値、地盤物性、をばらつきとして評価した各ケースでは、現状の耐震設計で考慮されている範囲内であることを確認した。

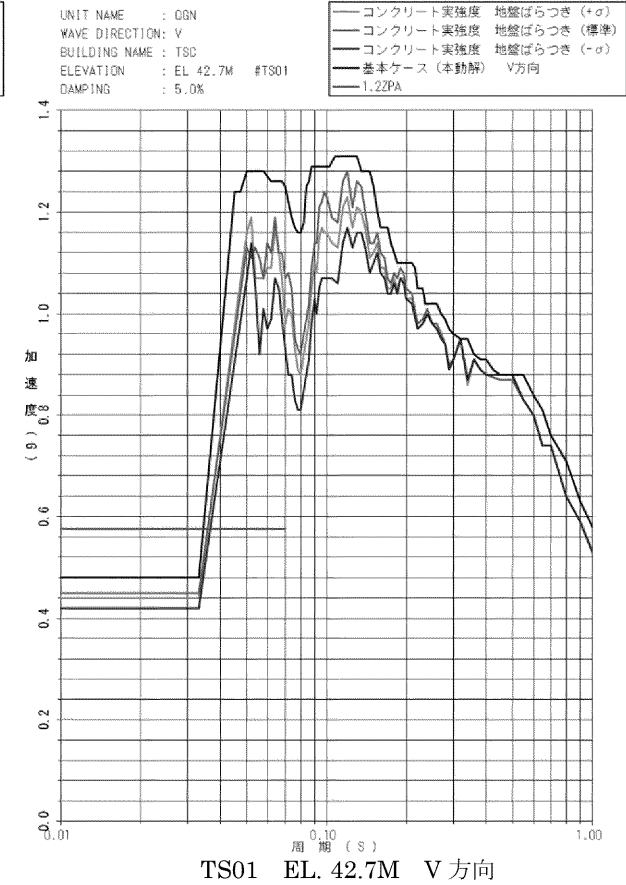
FLOOR RESPONSE SPECTRUM



FLOOR RESPONSE SPECTRUM



FLOOR RESPONSE SPECTRUM

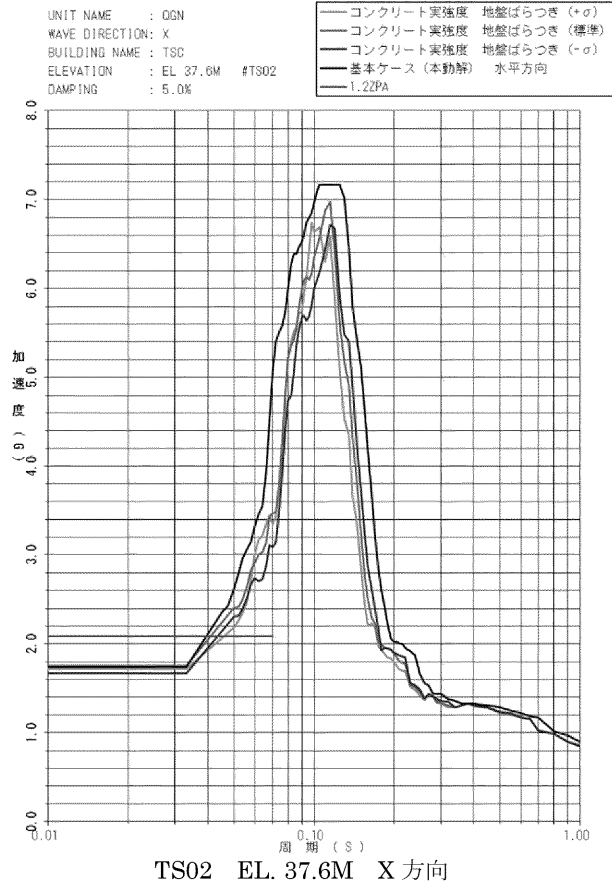


【TS01 EL. 42.7M 床応答スペクトルの説明】

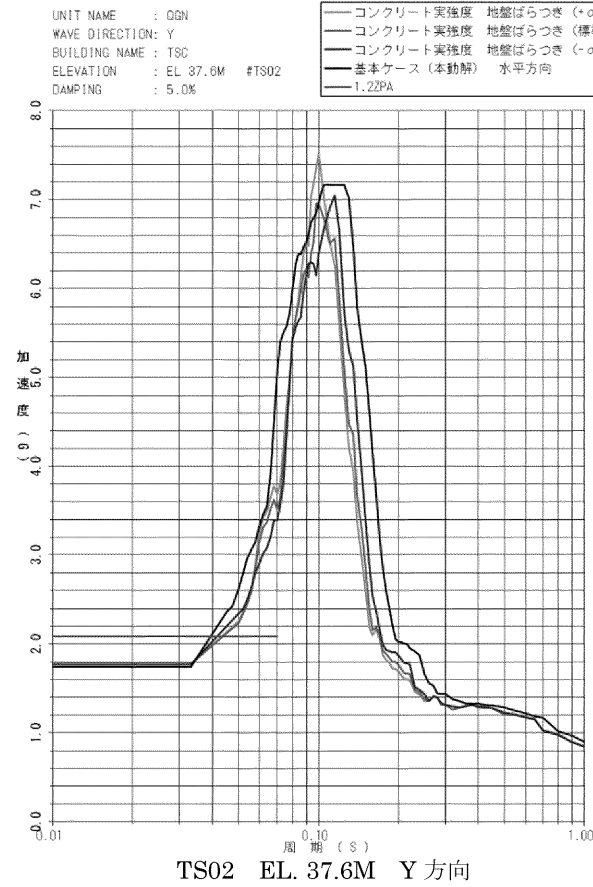
	周期 (秒)	説明
水平	0.06 (Y方向) 0.09~0.11	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
鉛直	—	応答が超過している周期帯はない。

第 1-1 図 材料物性のばらつきを考慮した Ss 波と今回工認 Ss 波の FRS 比較 TS01 (EL. 42.7M)

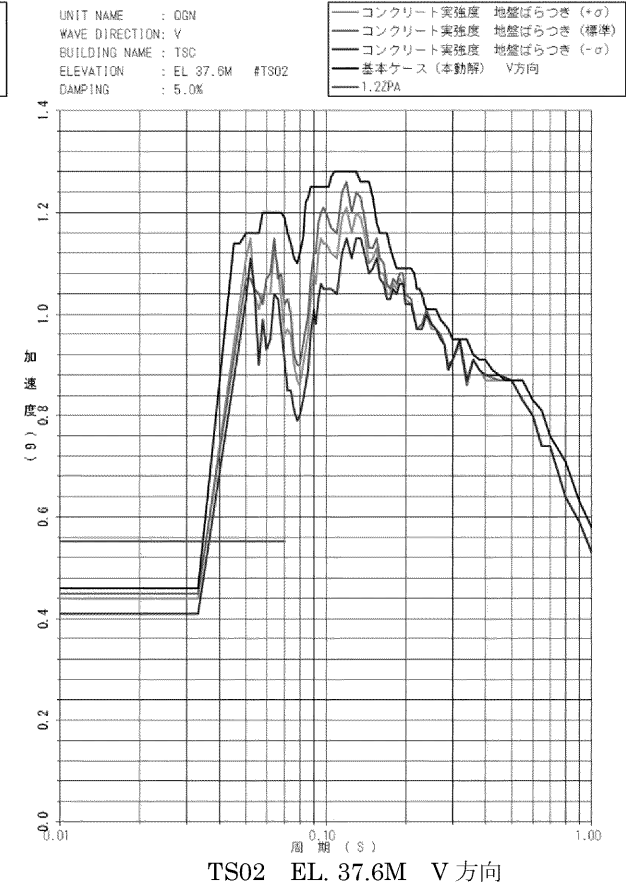
FLOOR RESPONSE SPECTRUM



FLOOR RESPONSE SPECTRUM



FLOOR RESPONSE SPECTRUM



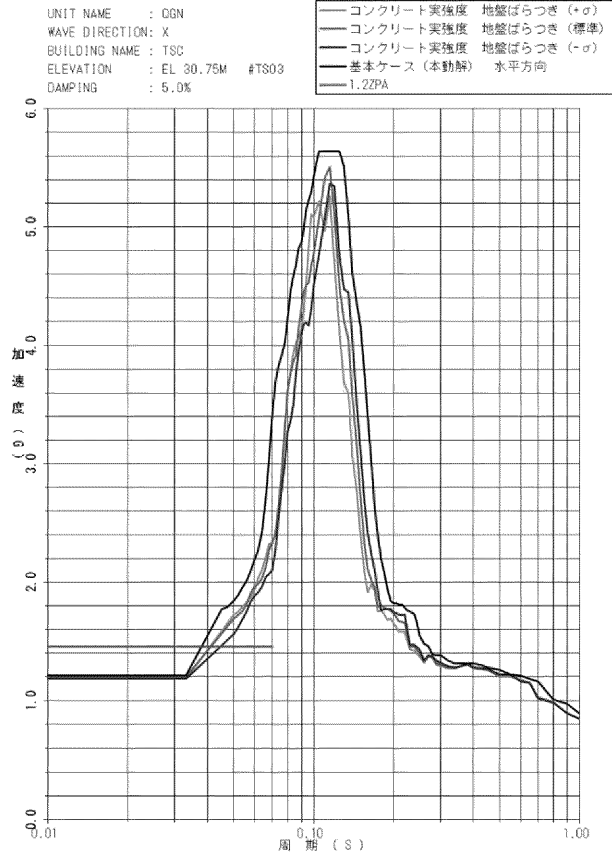
【TS02 EL. 37.6M 床応答スペクトルの説明】

	周期 (秒)	説明
水平	0.09~0.11 (Y 方向)	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
鉛直	—	応答が超過している周期帯はない。

第 1-2 図 材料物性のばらつきを考慮した Ss 波と今回工認 Ss 波の FRS 比較 TS02 (EL. 37.6M)

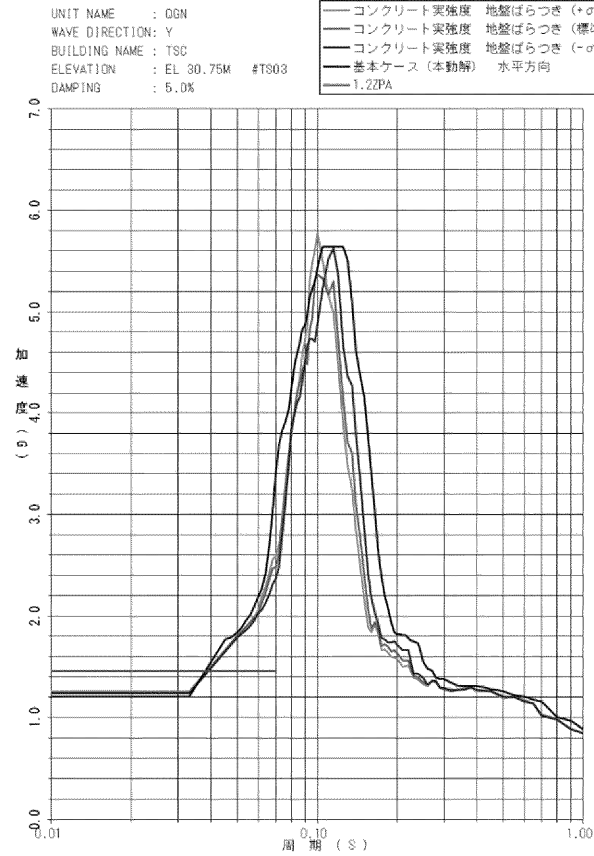


FLOOR RESPONSE SPECTRUM



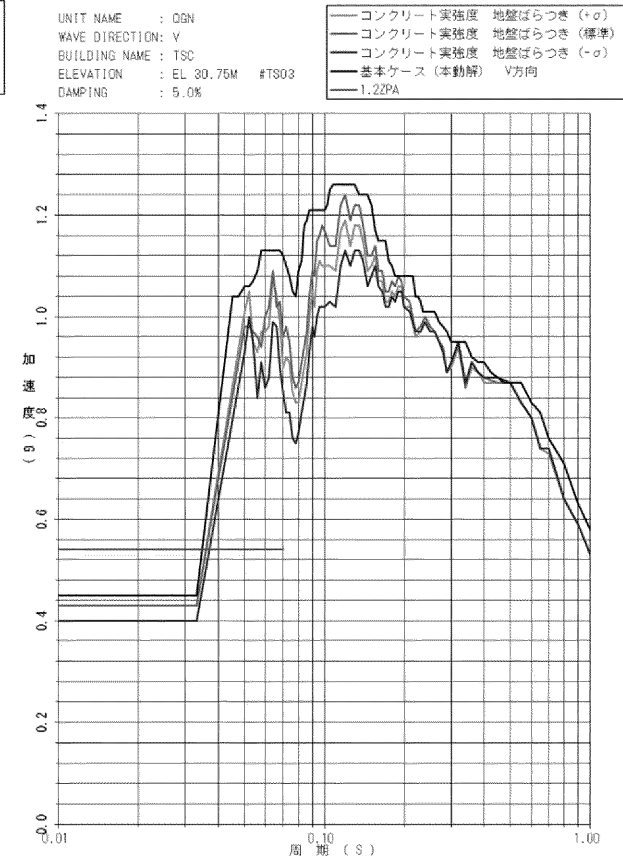
TS03 EL. 30.75M X 方向

FLOOR RESPONSE SPECTRUM



TS03 EL. 30.75M Y 方向

FLOOR RESPONSE SPECTRUM

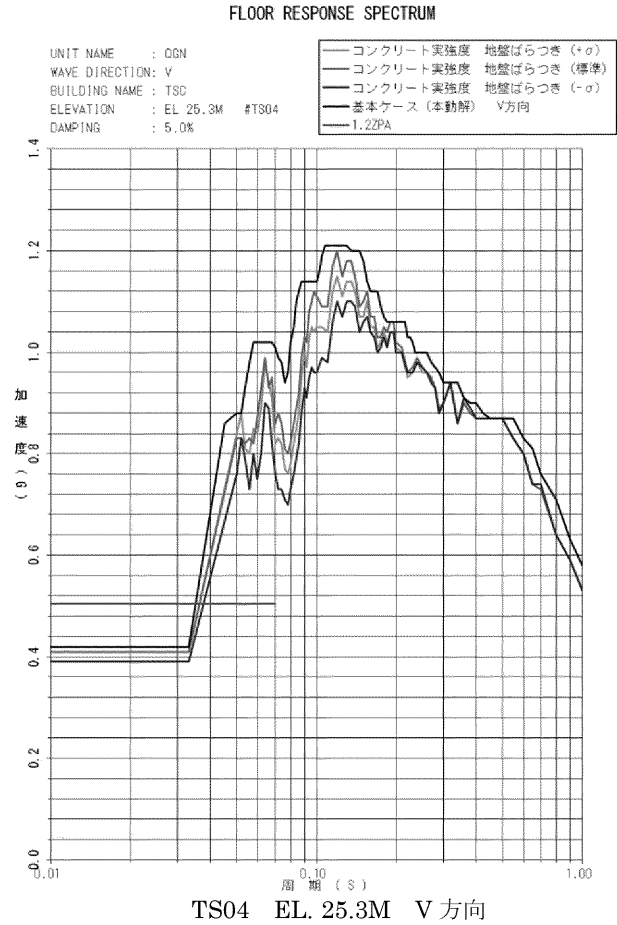
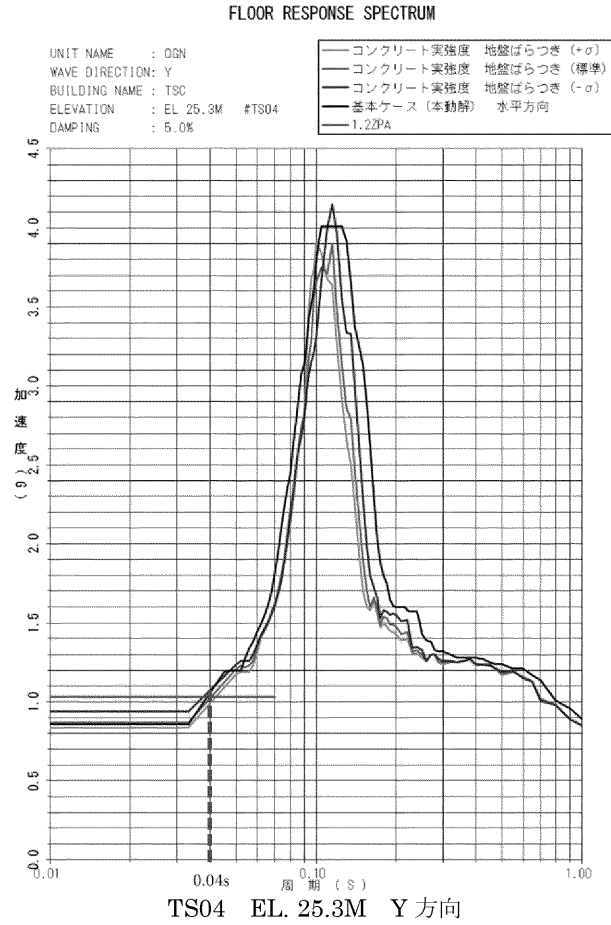
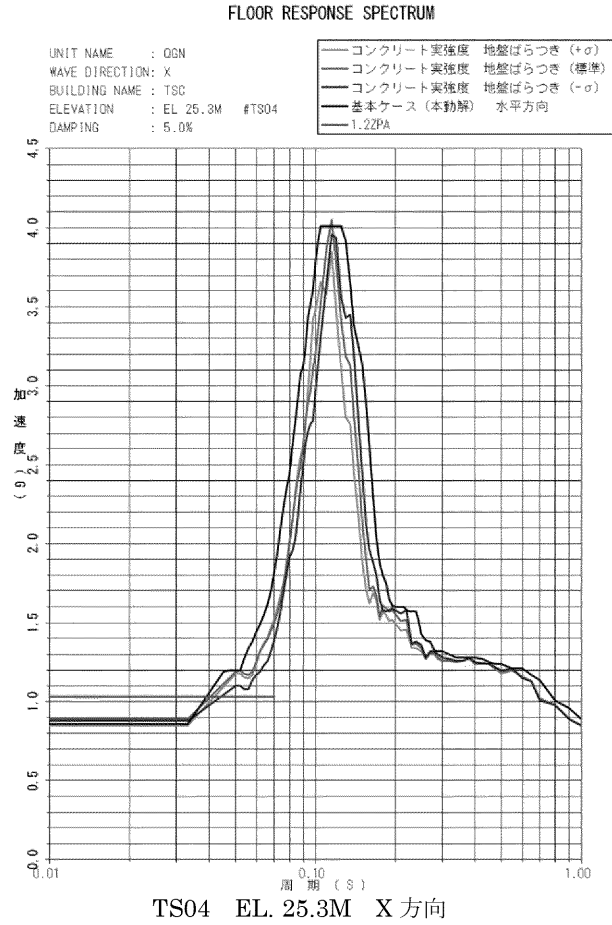


TS03 EL. 30.75M V 方向

【TS03 EL. 30.75M 床応答スペクトルの説明】

	周期 (秒)	説明
水平	0.09~0.11 (Y 方向)	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
鉛直	—	応答が超過している周期帯はない。

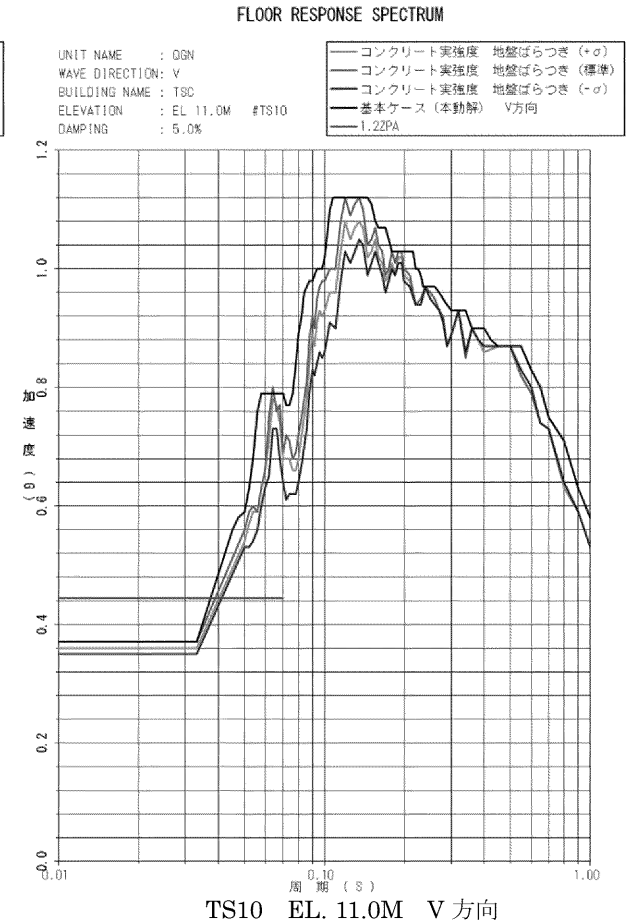
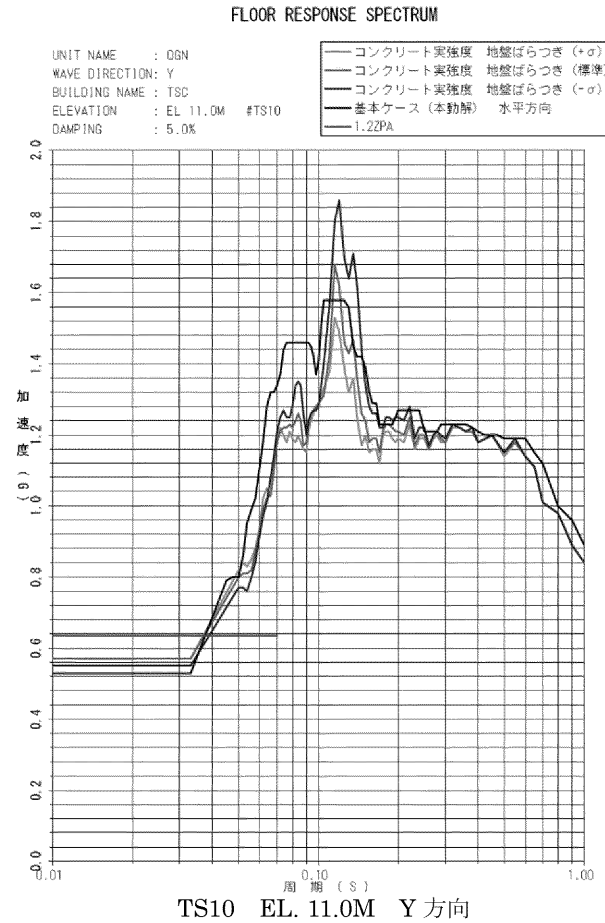
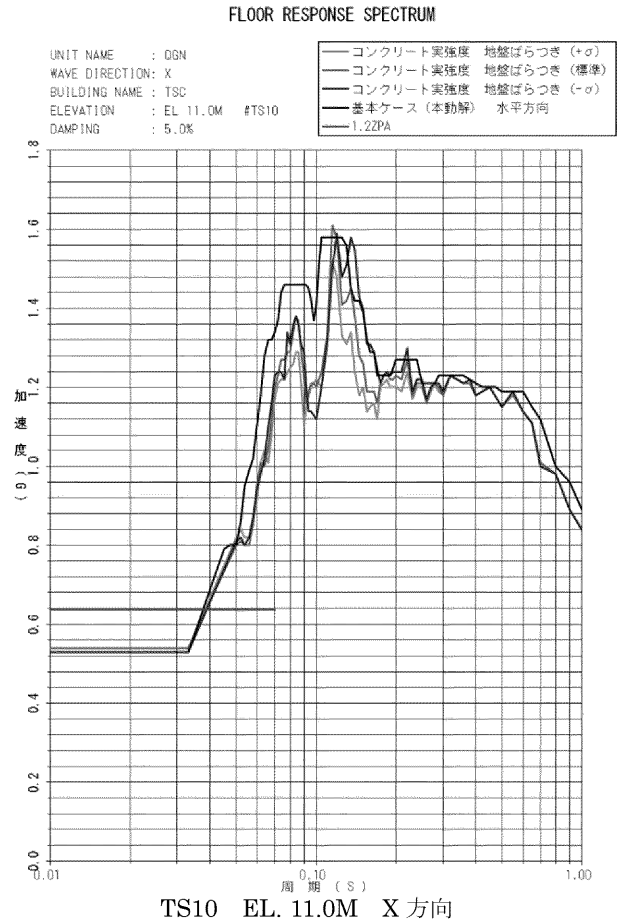
第 1-3 図 材料物性のばらつきを考慮した S<sub>s</sub> 波と今回工認 S<sub>s</sub> 波の FRS 比較 TS03 (EL. 30.75M)



【TS04 EL. 25.3M 床応答スペクトルの説明】

	周期 (秒)	説明
水平	0.04~0.06 (Y 方向) 0.09~0.13	応答が超過している周期帯に固有周期がある設備として通信 連絡設備収容盤 (固有周期 0.04s) があるが、増分は僅かであり また、施設の裕度も考慮すると耐震安全性に有意な影響は ない。
鉛直	—	応答が超過している周期帯はない。

第 1-4 図 材料物性のばらつきを考慮した Ss 波と今回工認 Ss 波の FRS 比較 TS04 (EL. 25.3M)



**【TS10 EL. 11.0M 床応答スペクトルの説明】**

	周期 (秒)	説明
水平	0.05	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
	0.11~0.19	
	0.22、0.25	
鉛直	0.064	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。

第 1-5 図 材料物性のばらつきを考慮した Ss 波と今回工認 Ss 波の FRS 比較 TS10 (EL. 11.0M)

#### 4. まとめ

地震応答解析における材料物性のばらつきの影響評価として、地盤物性のばらつき及び建屋剛性の変動（コンクリート強度のばらつき）を考慮した地震応答解析を実施し、以下の事項を確認した。

##### 4.1 機器・配管系の評価への影響について

機器・配管系の評価への影響については、周期方向に $\pm 10\%$ の拡幅した設計用床応答曲線に概ね包絡されていることを確認した。なお、一部の周期帯において設計用床応答曲線を上回る応答が認められたが、この応答増幅が狭い周期範囲に限られることや耐震設計手法全体の余裕を考慮すると有意な影響でないと判断される。また、現状行っている設計上の配慮の範囲内であることや、実質的に当該部で評価すべき機器がない、若しくは機器があっても余裕を持った設計としていることから影響がないことを確認した。

## (参考) 減衰定数の設定に起因する不確かさに対する検討

### 1. 概要

緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）について、評価は減衰定数 5%を基本とするが、耐震性向上の観点から、減衰定数の設定に起因する不確かさに対する検討として、減衰 3%の評価を実施する。

### 2. 検討内容

緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）について、減衰定数を 3%とし、機器・配管の評価に使用している基準地震動  $S_s$  による各質点の床応答スペクトルと、基準地震動  $S_s$  の減衰定数 5%の設計用床応答曲線を比較したものを第 2-1 図～第 2-5 図に示す。

これらの応答特性から機器・配管への影響について検討する。

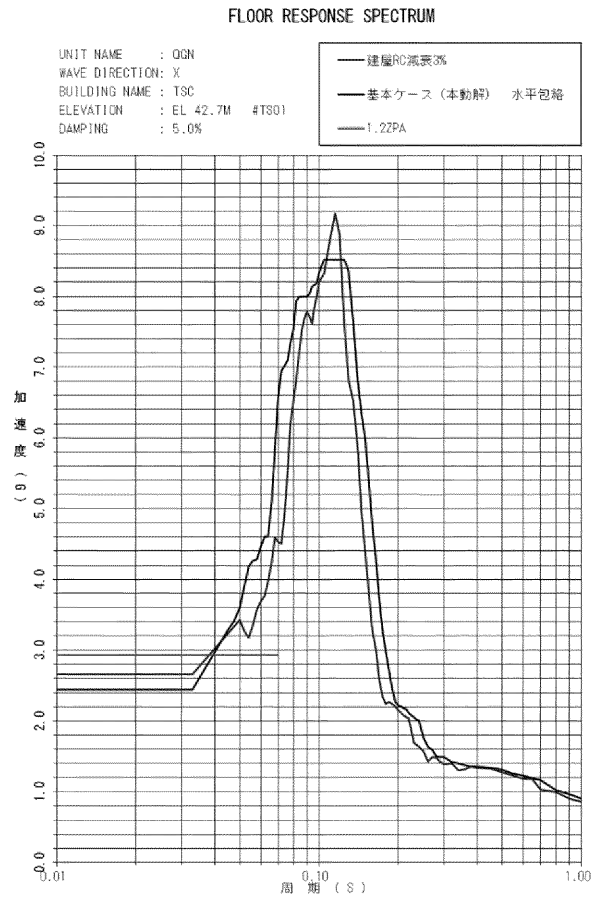
### 3. 検討結果

緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の床応答曲線を確認した結果、減衰定数を 3%とした設計用床応答曲線は、減衰定数を 5%とした場合の設計用床応答曲線を一部上回る周期帯が認められるが、設備の固有周期からは概ね外れており、評価に影響がないことを確認した。

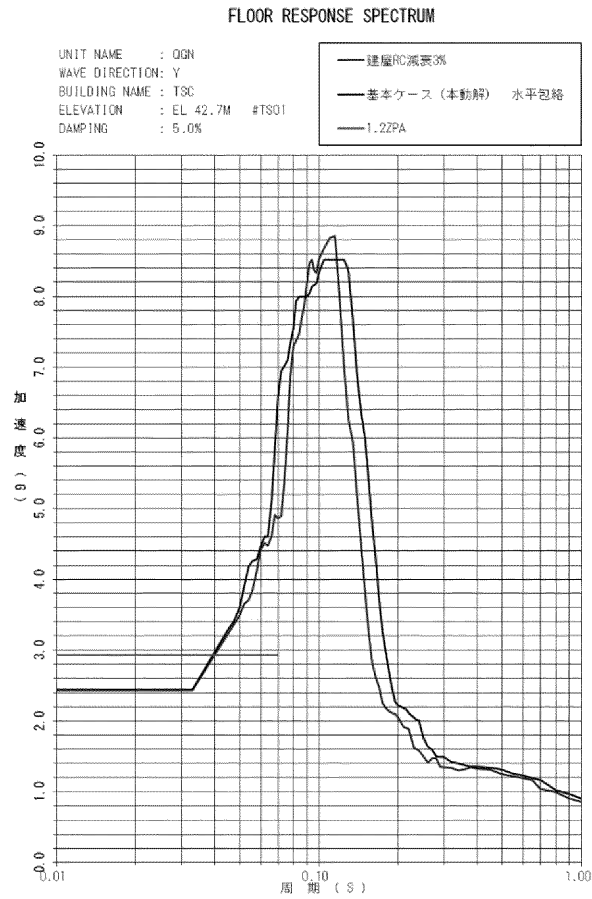
緊急時対策棟に設置する SPDS-GWP 通信用計算機（固有周期 0.05s）の評価に使用している TS03 の床応答は第 2-3 図に示すとおり、水平方向の当該周期帯に設計用床応答曲線を僅かに上回る応答が認められたが、増分は僅かでありまた、施設の裕度も考慮すると耐震安全性に有意な影響はない。

### 4. まとめ

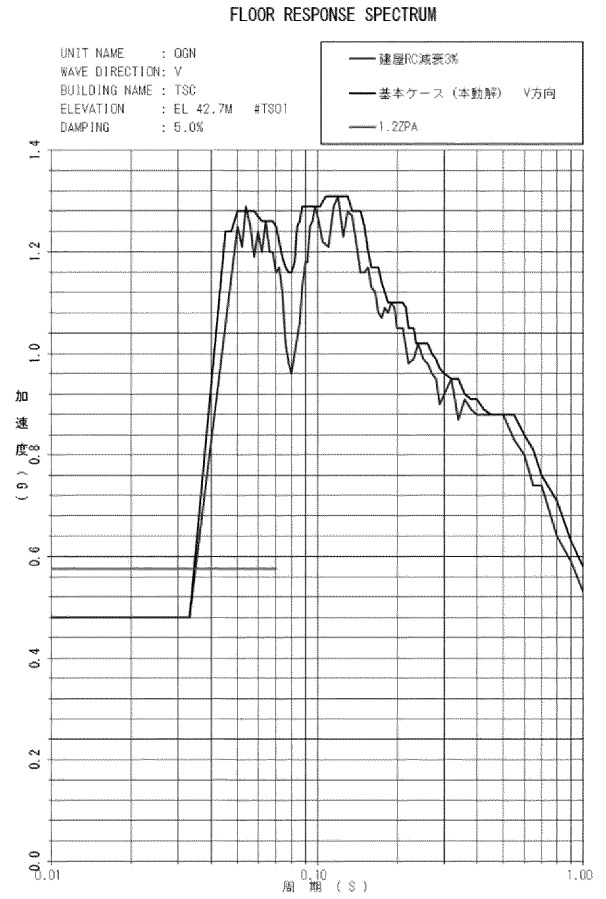
緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）については減衰定数を 3%とした影響は認められなかったことから、5%とした評価結果は妥当であることを確認した。



TS01 EL. 42.7M X方向



TS01 EL. 42.7M Y方向

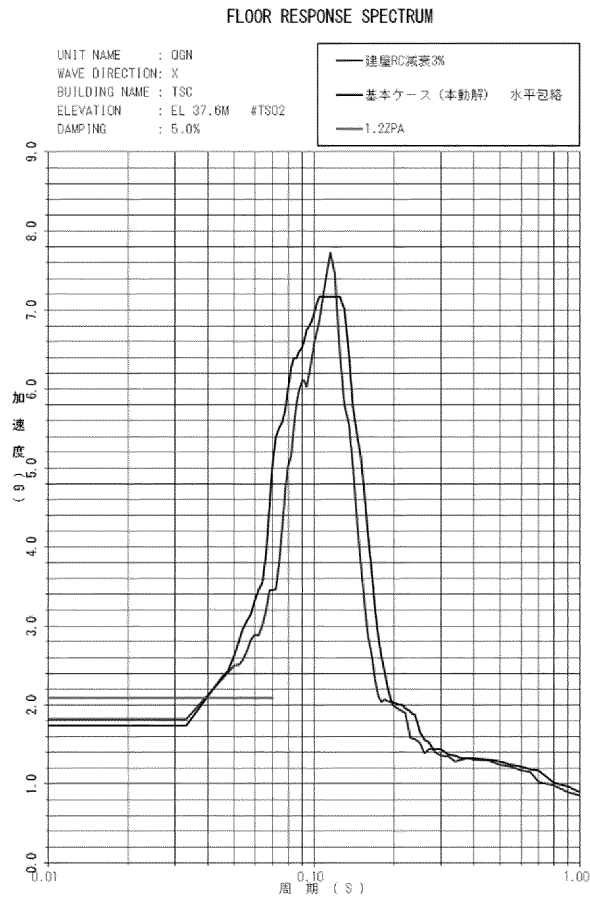


TS01 EL. 42.7M V方向

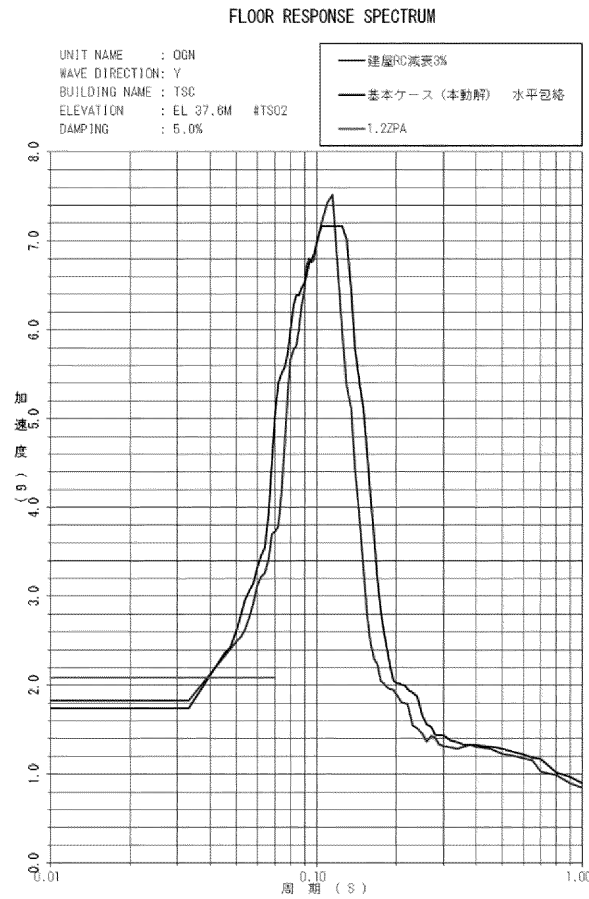
【TS01 EL. 42.7M 床応答スペクトルの説明】

	周期 (秒)	説明
水平	0.039 (X方向) 0.09~0.13	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
鉛直	0.053	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。

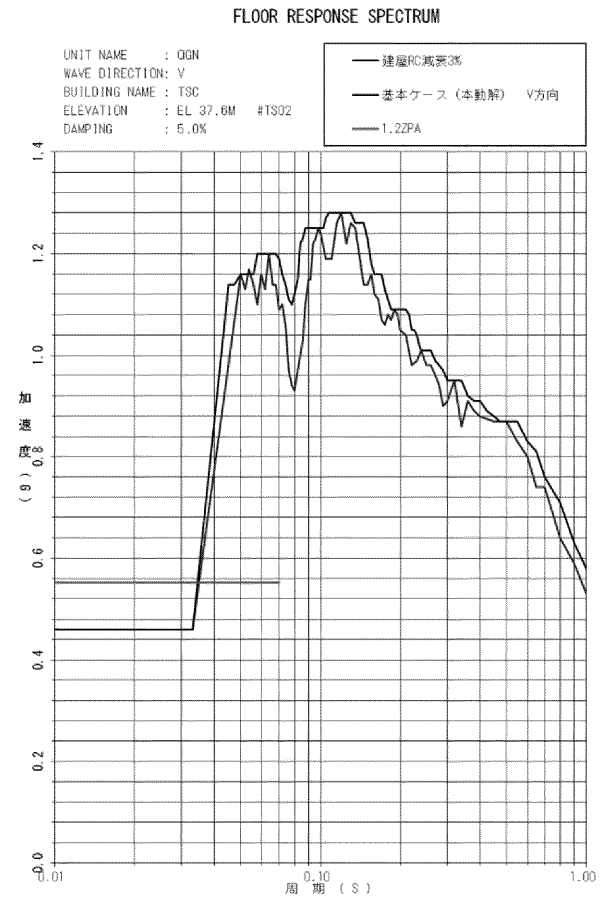
第2-1 図 RC減衰3%Ss波と減衰5%Ss波のFRS比較 TS01 (EL. 42.7M)



TS02 EL. 37.6M X方向



TS02 EL. 37.6M Y方向

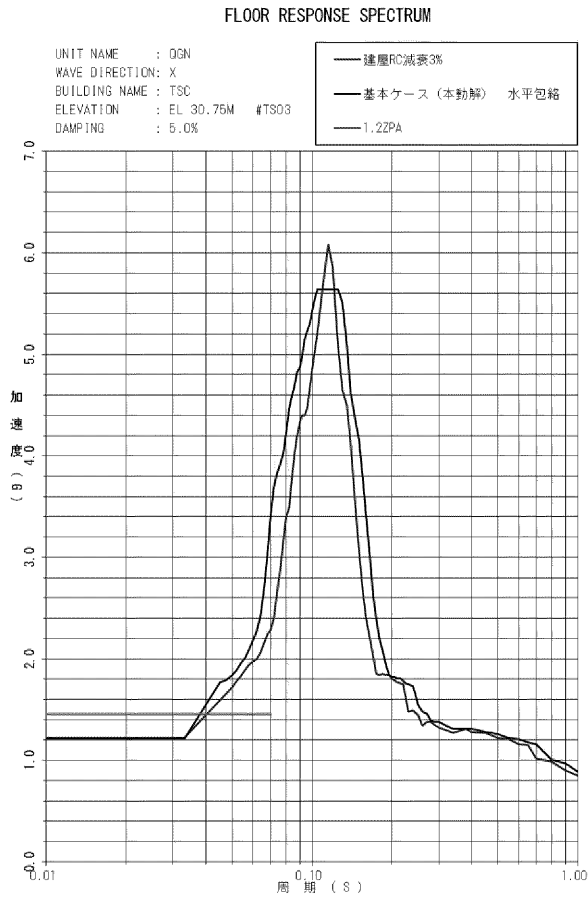


TS02 EL. 37.6M V方向

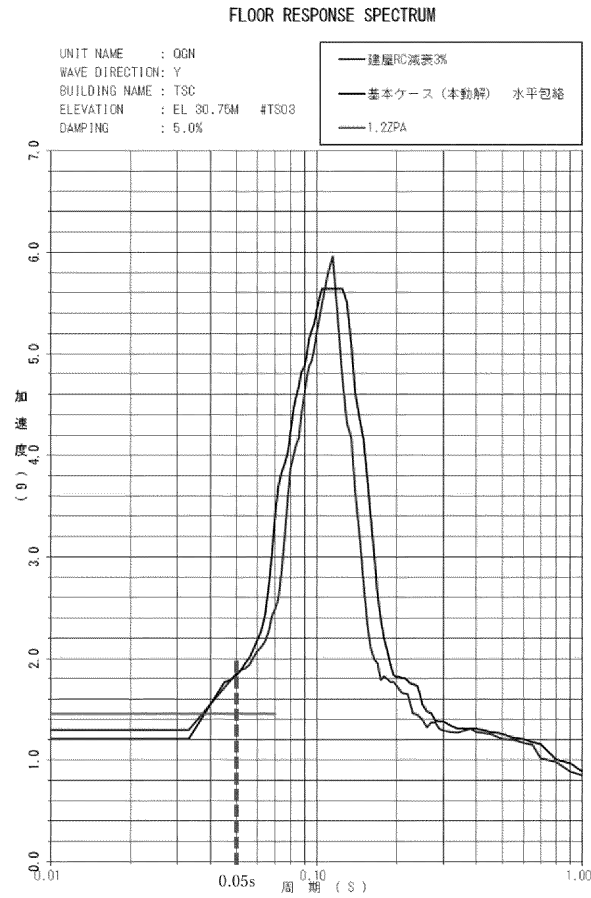
【TS02 EL. 37.6M 床応答スペクトルの説明】

	周期 (秒)	説明
水平	0.09 (Y方向) 0.11~0.13	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
鉛直	0.055	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。

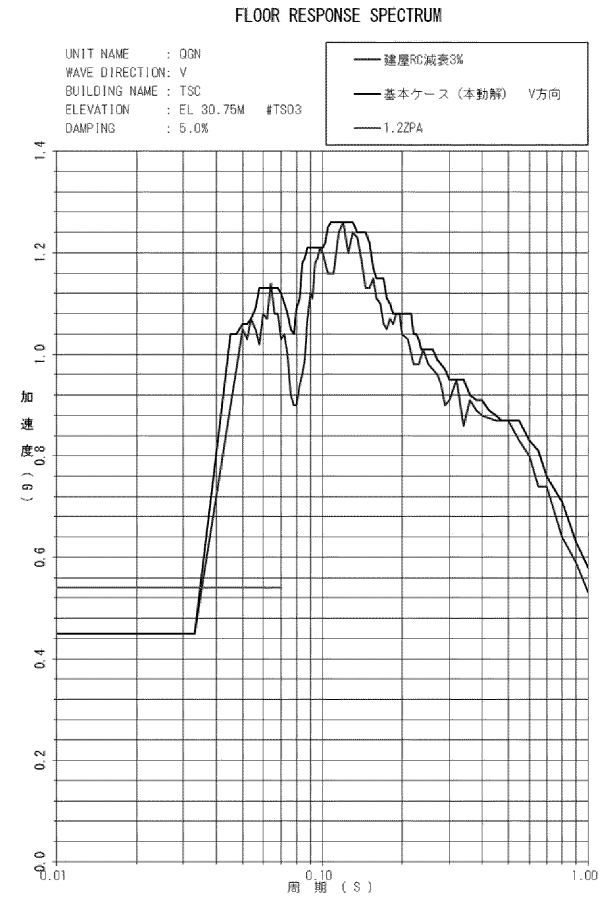
第2-2 図 RC減衰3%Ss波と減衰5%Ss波のFRS比較 TS02 (EL. 37.6M)



TS03 EL. 30.75M X方向



TS03 EL. 30.75M Y方向



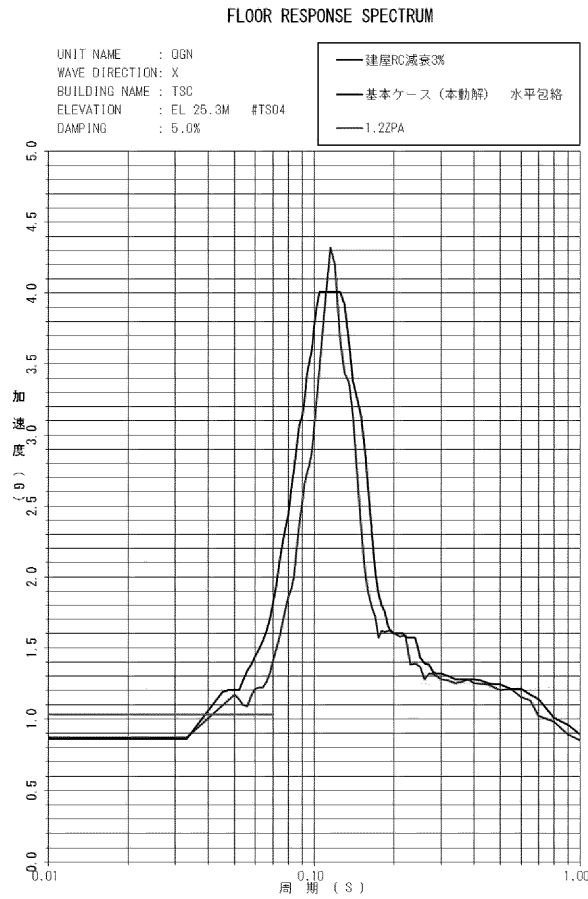
TS03 EL. 30.75M V方向

【TS03 EL. 30.75M 床応答スペクトルの説明】

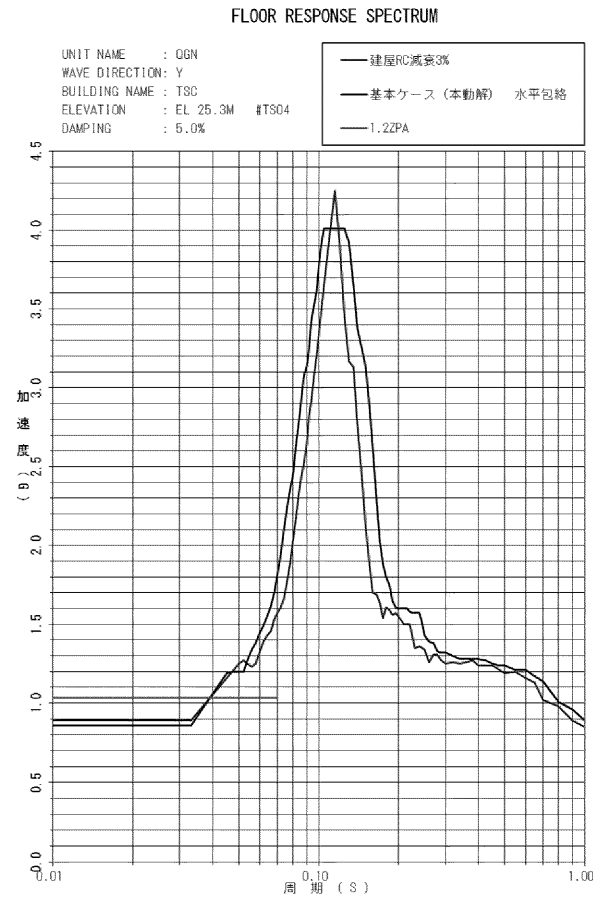
	周期 (秒)	説明
水平	0.038、0.05 (Y方向) 0.11~0.13	応答が超過している周期帯に固有周期がある設備としてSPDS-GWP 通信用計算機 (固有周期 0.05s) があるが、増分は僅かでありまた、施設の裕度も考慮すると耐震安全性に有意な影響はない。
鉛直	0.065	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。

第 2-3 図 RC 減衰 3%Ss 波と減衰 5%Ss 波の FRS 比較 TS03 (EL. 30.75M)

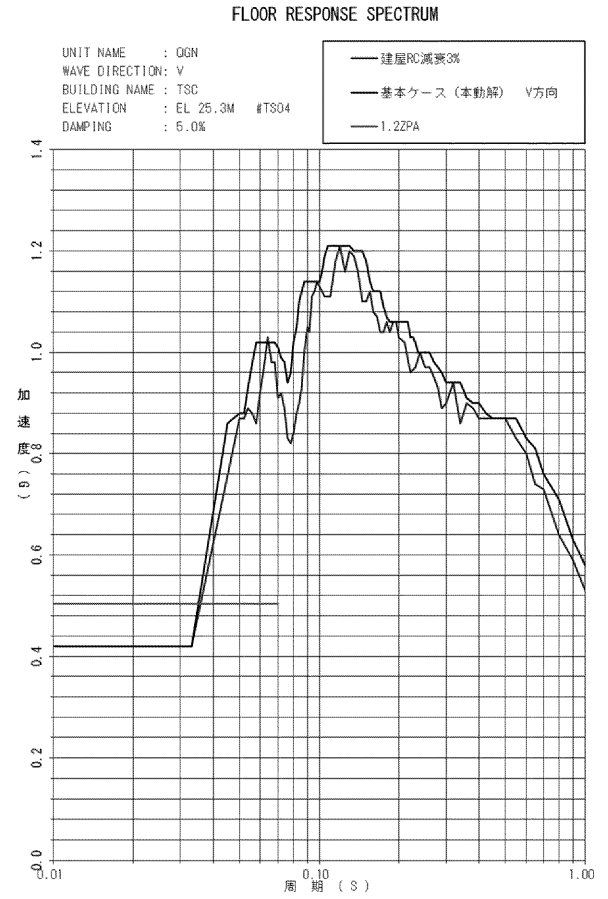




TS04 EL. 25.3M X方向



TS04 EL. 25.3M Y方向

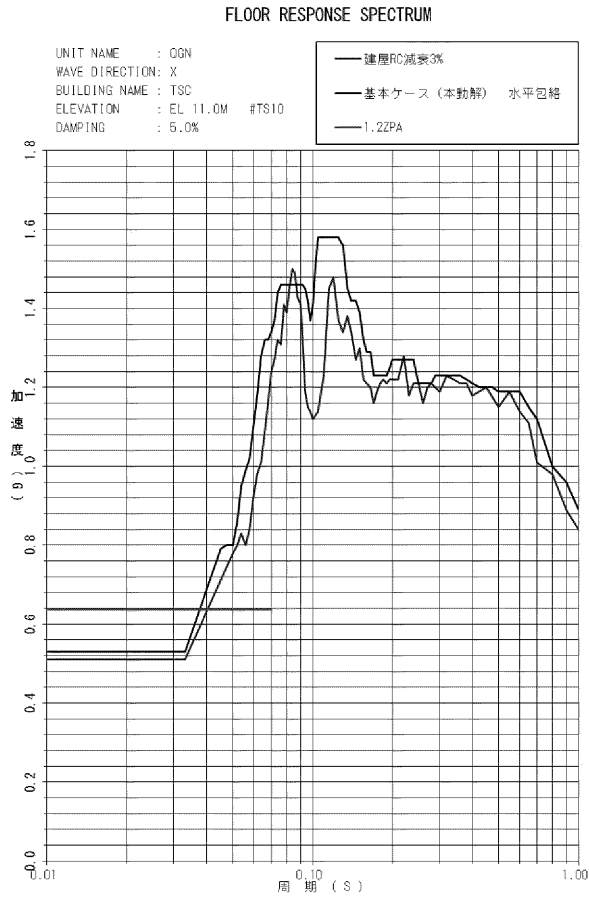


TS04 EL. 25.3M V方向

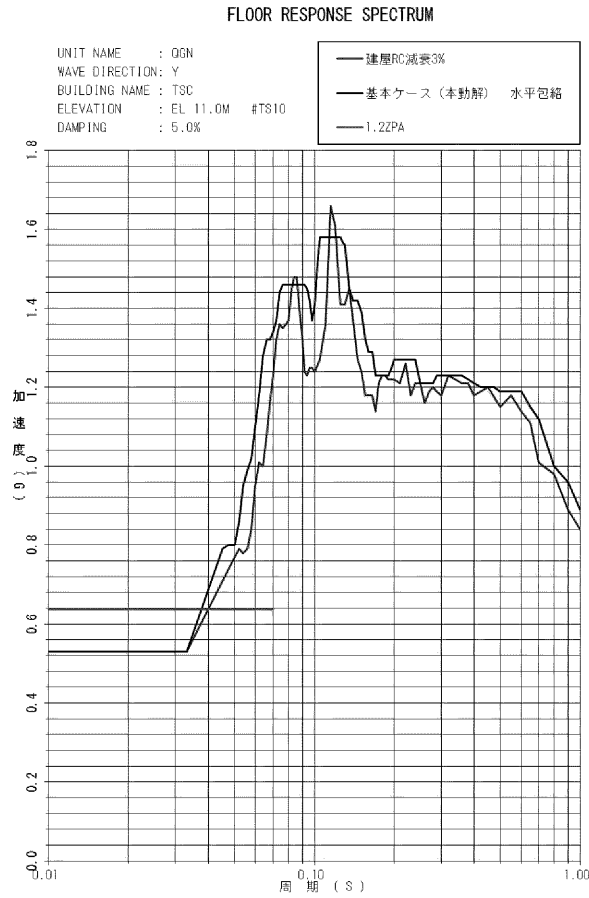
【TS04 EL. 25.3M 床応答スペクトルの説明】

	周期 (秒)	説明
水平	0.05 (Y方向) 0.11~0.13	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
鉛直	0.065	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。

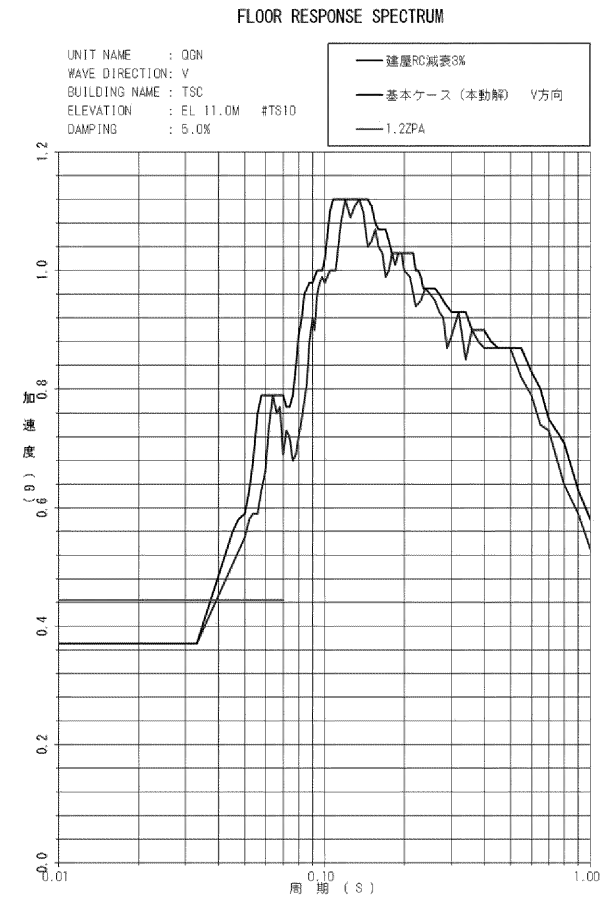
第2-4 図 RC 減衰 3%Ss 波と減衰 5%Ss 波の FRS 比較 TS04 (EL. 25.3M)



TS10 EL. 11.0M X方向



TS10 EL. 11.0M Y方向



TS10 EL. 11.0M V方向

**【TS10 EL. 11.0M床応答スペクトルの説明】**

	周期 (秒)	説明
水平	0.085、0.22 (X方向)	当該周期帯付近に狭い範囲で機器評価用スペクトルを超える 応答が認められるが、当該周期帯に固有周期のある設備はない。
	0.085、0.12 (Y方向)	
鉛直	—	応答が超過している周期帯はない。

第2-5 図 RC減衰3%Ss波と減衰5%Ss波のFRS比較 TS10 (EL. 11.0M)

7-2-5. 入力地震動算定用地盤モデルの  
1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	1
2. 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較 .....	2
2.1 解析モデル .....	2
2.2 地震応答解析結果 .....	6
3. まとめ .....	8

別紙 建屋の埋め込みが機器・配管系へ与える影響に関する検討

## 1. 概 要

緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析モデルに入力する地震動は、炉心位置における EL. -15.0m の解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を EL. -215.00m まで引き戻した上で、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置(EL.7.00m)で評価したものをを用いている。

本資料は、EL. -215.00m から基礎底面位置(EL.7.00m)の地盤の地震応答解析について、1次元波動論による地震応答解析モデル（以下「1次元地盤モデル」という。）により評価した基礎底面位置の地震動と、周辺地盤の地質・速度構造を考慮した2次元動的 FEM（以下「2次元地盤モデル」という。）により評価した基礎底面位置の地震動との比較を行い、1次元地盤モデルを用いて算定した入力地震動の妥当性を確認するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

## 2. 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較

### 2.1 解析モデル

1次元地盤モデルは、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動策定に用いるモデルとし、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟直下の地盤条件に基づきモデル化する。1次元地盤モデルを第2-1図示す。

2次元地盤モデルは、設置変更許可申請書（添付資料六）における緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎地盤の安定性評価に用いた解析モデルとし、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟を通る直交2断面のうち $Y_M$ 断面とする。2次元地盤モデルを第2-2図に示す。

1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較を第2-1表に示す。

ここで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎には、厚さ約5mのマンメイドロックが設置されるが、第2-2表に示すとおり、マンメイドロックのせん断剛性は、周辺岩盤のせん断剛性よりも大きく、また、その分布が局所的であることから、水平成層を仮定する1次元地盤モデルでは、マンメイドロック部のせん断剛性は、マンメイドロックを設置する前の地山のせん断剛性を用いる。

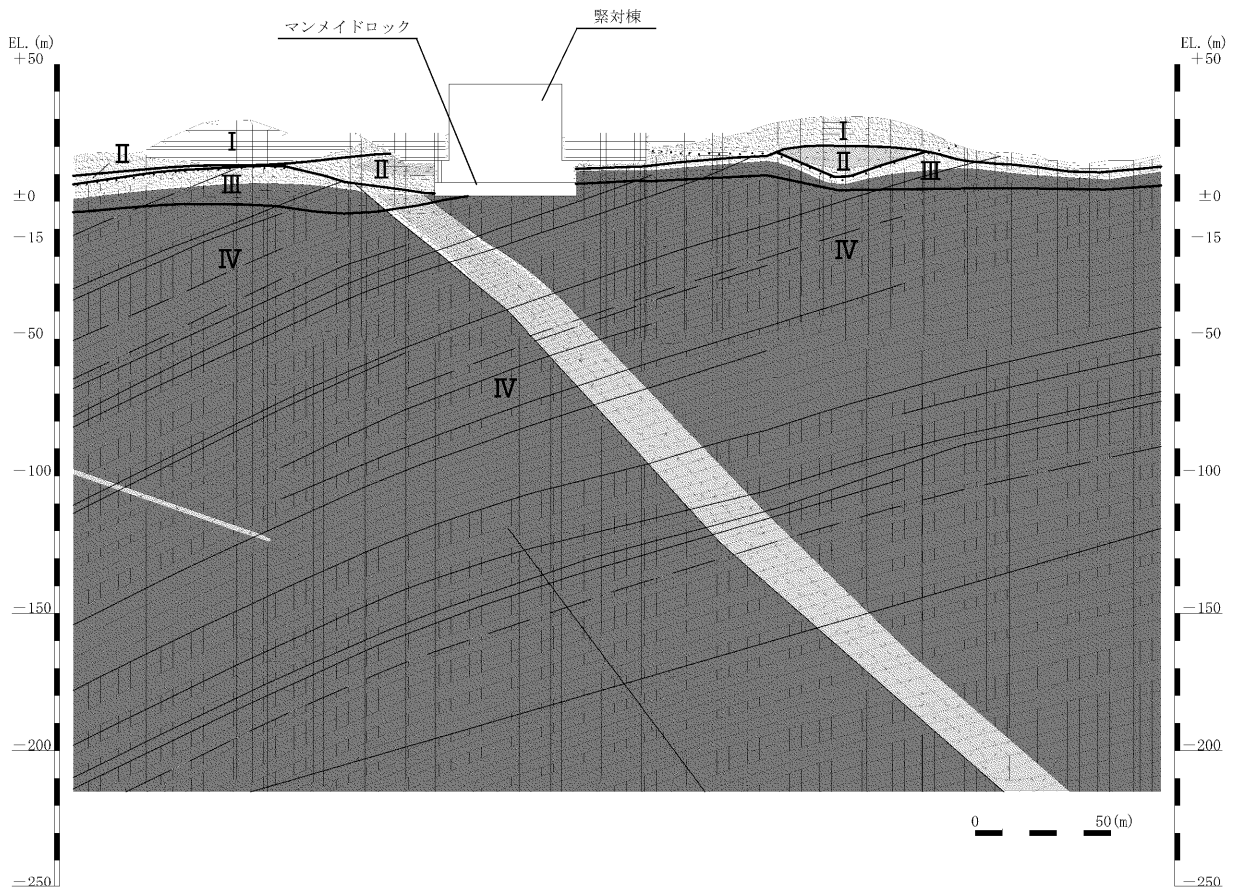
速度層 区分	V <sub>S</sub> (km/s)	V <sub>P</sub> (km/s)
I	0.26	0.92
II	0.84	2.06
III	0.75	2.22
IV	1.62	3.36

[標高]	[岩種]	[岩級]	[速度層]
EL. 25.00m	埋戻土	—	—
EL. 19.62m	玄武岩	Ⓒ	I
EL. 16.86m EL. 15.27m	八ノ久保砂礫層	—	
EL. 11.92m EL. 10.02m	砂岩	Ⓒ	III
EL. 7.00m EL. 6.40m	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	
EL. 5.74m EL. 4.92m	頁岩	Ⓒ	
EL. -215.00m	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	IV

地表面

基礎底面

第 2-1 図 1 次元地盤モデル (緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟)



Y<sub>M</sub>断面

地質及び岩級の凡例

	埋戻土		④③級
	玄武岩		④級
	凝灰岩		③級
	八ノ久保砂礫層		②級
	珩岩		①級
	頁岩		断層
	砂岩		シーム



(注) モデル中の数字は速度層区分を示す。各速度層の  $V_s$ 、 $V_p$  は第 2-1 図と同様。

第 2-2 図 2次元地盤モデル (緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟)



第2-1表 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較

		1次元地盤モデル	2次元地盤モデル
解析手法		一次元波動論	周波数応答解析
解析モデル	地盤モデル	建屋直下の1次元の地質・速度構造を水平成層として仮定	地質図及び速度構造図を基に要素分割
	下端標高	EL. -215.00m	同 左
	建屋モデル	建屋はモデル化しない	等価な剛性を持つ平面ひずみ要素でモデル化
入力地震動	策定方法	基準地震動 $S_s$ を炉心位置における解放基盤表面より1次元波動論により引き戻した地震動	同 左
	入力方法	水平・鉛直個別加振	水平・鉛直同時加振
地震動取出位置		EL.7.00m	同左（緊対棟直下）

第2-2表 マンメイドロックと周辺地盤のせん断剛性の比較

		せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )	備 考
マンメイドロック		$8.58 \times 10^6$	設計基準強度：18.0N/mm <sup>2</sup>
周辺岩盤	I速度層 ( $V_s=0.26\text{km/s}$ )	$0.15 \times 10^6$	砂岩◎（密度 2.27g/cm <sup>3</sup> ）の場合
	II速度層 ( $V_s=0.84\text{km/s}$ )	$1.73 \times 10^6$	玄武岩ⓑ（密度 2.45g/cm <sup>3</sup> ）の場合
	III速度層 ( $V_s=0.75\text{km/s}$ )	$1.32 \times 10^6$	頁岩Ⓐⓑ（密度 2.35g/cm <sup>3</sup> ）の場合
	IV速度層 ( $V_s=1.62\text{km/s}$ )	$6.17 \times 10^6$	頁岩Ⓐⓑ（密度 2.35g/cm <sup>3</sup> ）の場合

## 2.2 地震応答解析結果

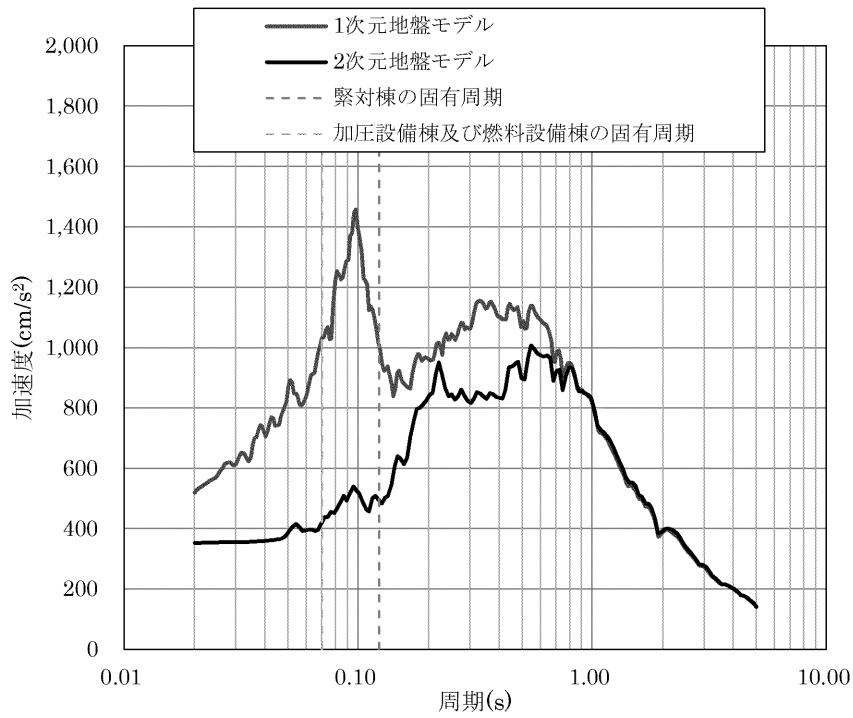
1次元地盤モデル及び2次元地盤モデルの建屋基礎底面位置(EL.7.00m)における加速度応答スペクトルの比較を第2-3図に示す。入力地震動は、応答スペクトルに基づく地震動である基準地震動  $S_s-1$  とした。

水平方向について、0.8秒程度以下の周期帯では、2次元地盤モデルの加速度応答スペクトルは、1次元地盤モデルの加速度応答スペクトルに包絡されており、その他の周期帯では概ね同等である。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の固有周期付近では、1次元地盤モデルの応答加速度が、2次元地盤モデルの応答加速度を上回っている。

鉛直方向について、0.02秒～0.08秒及び0.15秒～0.35秒程度の周期帯では、2次元地盤モデルの加速度応答スペクトルは、1次元地盤モデルの加速度応答スペクトルに包絡されており、その他の周期帯では概ね同等である。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の固有周期付近では、1次元地盤モデルの応答加速度が、2次元地盤モデルの応答加速度を上回っている。

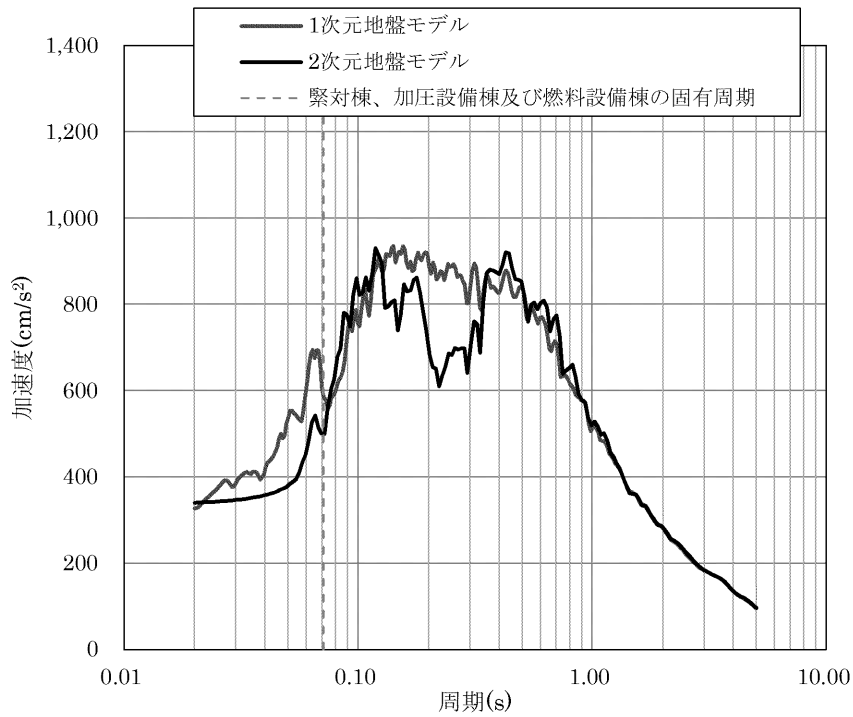
以上より、1次元地盤モデルを用いた緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動は、2次元地盤モデルを用いた入力地震動よりも保守的であり、妥当であると判断される。

(h = 0.05)



(a) 水平方向

(h = 0.05)



(b) 鉛直方向

第 2-3 図 1次元地盤モデル及び2次元地盤モデルの加速度応答スペクトルの比較  
(Y<sub>M</sub>断面、S<sub>s</sub>-1)

### 3. まとめ

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルの入力地震動の妥当性確認を目的に、1次元地盤モデル及び2次元地盤モデルを用いて、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟底面位置における地盤応答の比較を行った。

その結果、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の固有周期付近の地盤の応答加速度は、周辺地盤の地質・速度構造をより詳細にモデル化した2次元地盤モデルよりも、1次元地盤モデルの方が大きいことを確認した。

以上より、1次元地盤モデルを用いた緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動は、2次元地盤モデルを用いた入力地震動よりも保守的であり、妥当であると判断される。

7-2-5-別紙. 建屋の埋め込みが機器・配管系へ  
与える影響に関する検討

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	別 - 1
1.1 検討概要 .....	別 - 1
1.2 検討方針 .....	別 - 3
2. 建屋の埋め込みによる影響検討方法 .....	別 - 5
2.1 入力地震動 .....	別 - 5
2.2 2次元地盤 FEM モデル .....	別 - 9
2.3 解析方法 .....	別 - 15
3. 機器・配管系への影響確認 .....	別 - 16
4. まとめ .....	別 - 20

## 1. 概 要

### 1.1 検討概要

本資料は、緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）について、建屋の埋め込みが機器・配管系へ与える影響について説明するものである。

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、同一基礎版上に設置された建物であり、埋込深さは約 18m である。一方で、添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」に示す建屋の地震応答解析モデルについては、建屋の埋め込みを考慮していない。

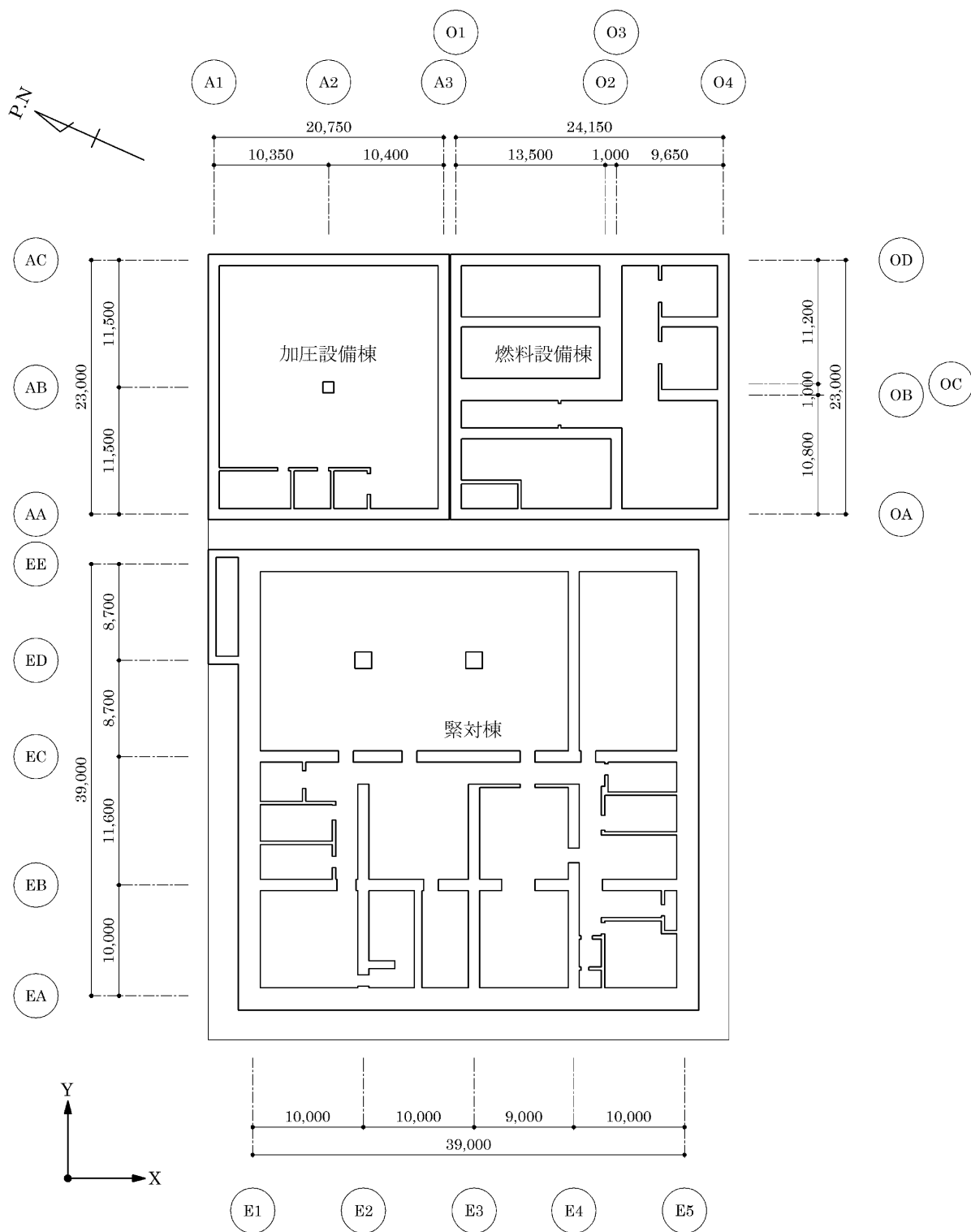
そこで、本資料では、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルについて、建屋の埋め込みを考慮したモデルを別途作成し、建屋の埋め込みが、機器・配管系へ与える影響について検討を行う。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

ここで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、建屋の向きがプラントノースに対して東側に  $65.8^\circ$  傾いているため、基礎版の短辺方向を X 方向、長辺方向を Y 方向と定義する。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図を第 1-1 図に示す。

(mm)



第 1-1 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図 (地下 2 階)

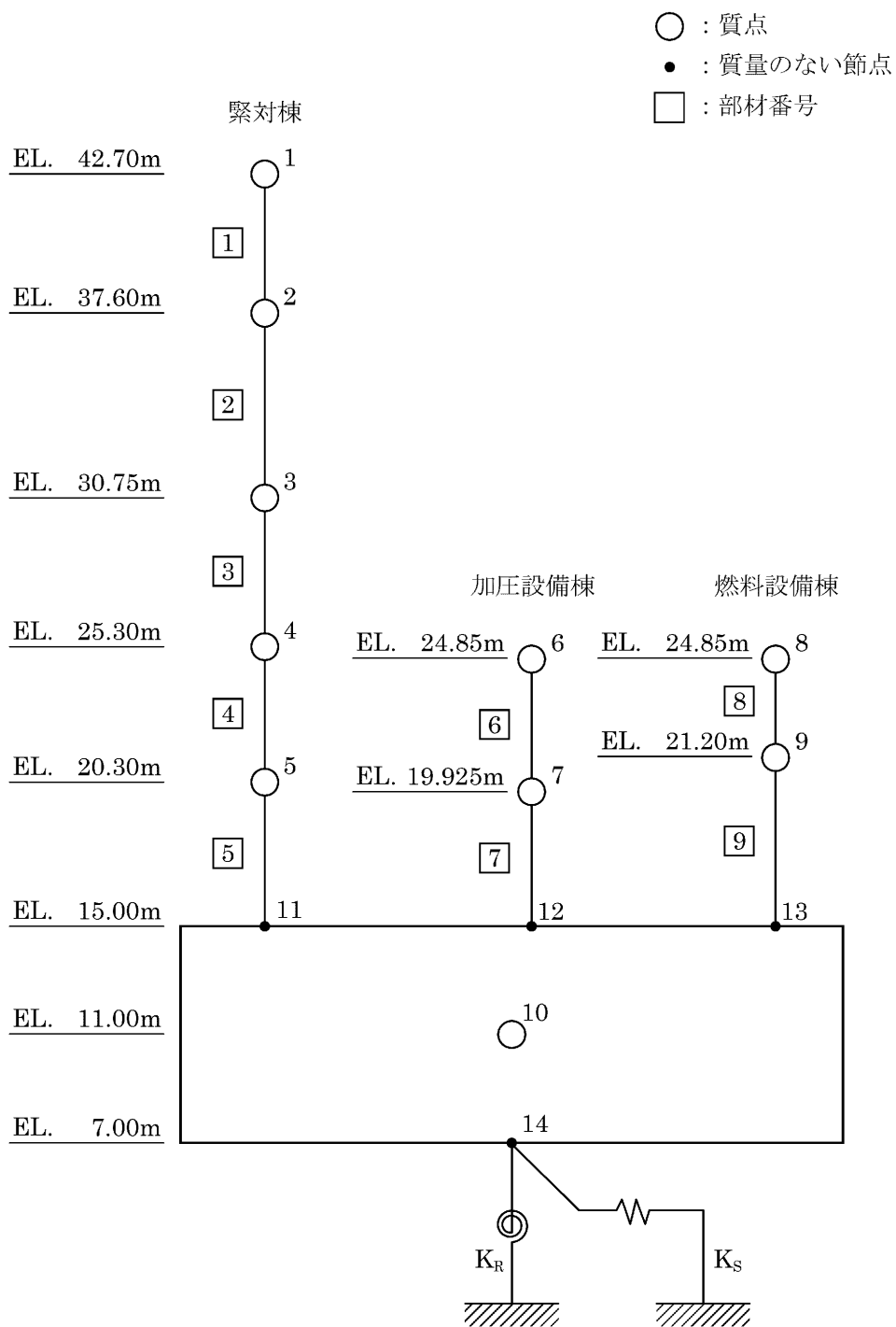


## 1.2 検討方針

建屋の埋め込みを考慮するため、緊急時対策棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の質点系モデルを、周囲の地盤を模擬した 2 次元 FEM モデルに組み込むことで、建屋と地盤の相互作用を考慮した地震応答解析モデル（以下「2 次元地盤 FEM モデル」という。）を作成し、地震応答解析を行う。

添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」の地震応答解析モデル（以下「SR モデル」という。）を第 1-2 図に示す。

2 次元地盤 FEM モデルの解析結果と SR モデルの解析結果とを比較し、SR モデルによる各層の加速度応答スペクトルが、2 次元地盤 FEM モデルによる各層の加速度応答スペクトルに対して、同等又は保守的であることを確認することで、機器・配管系の有する耐震性への影響がないことを示す。



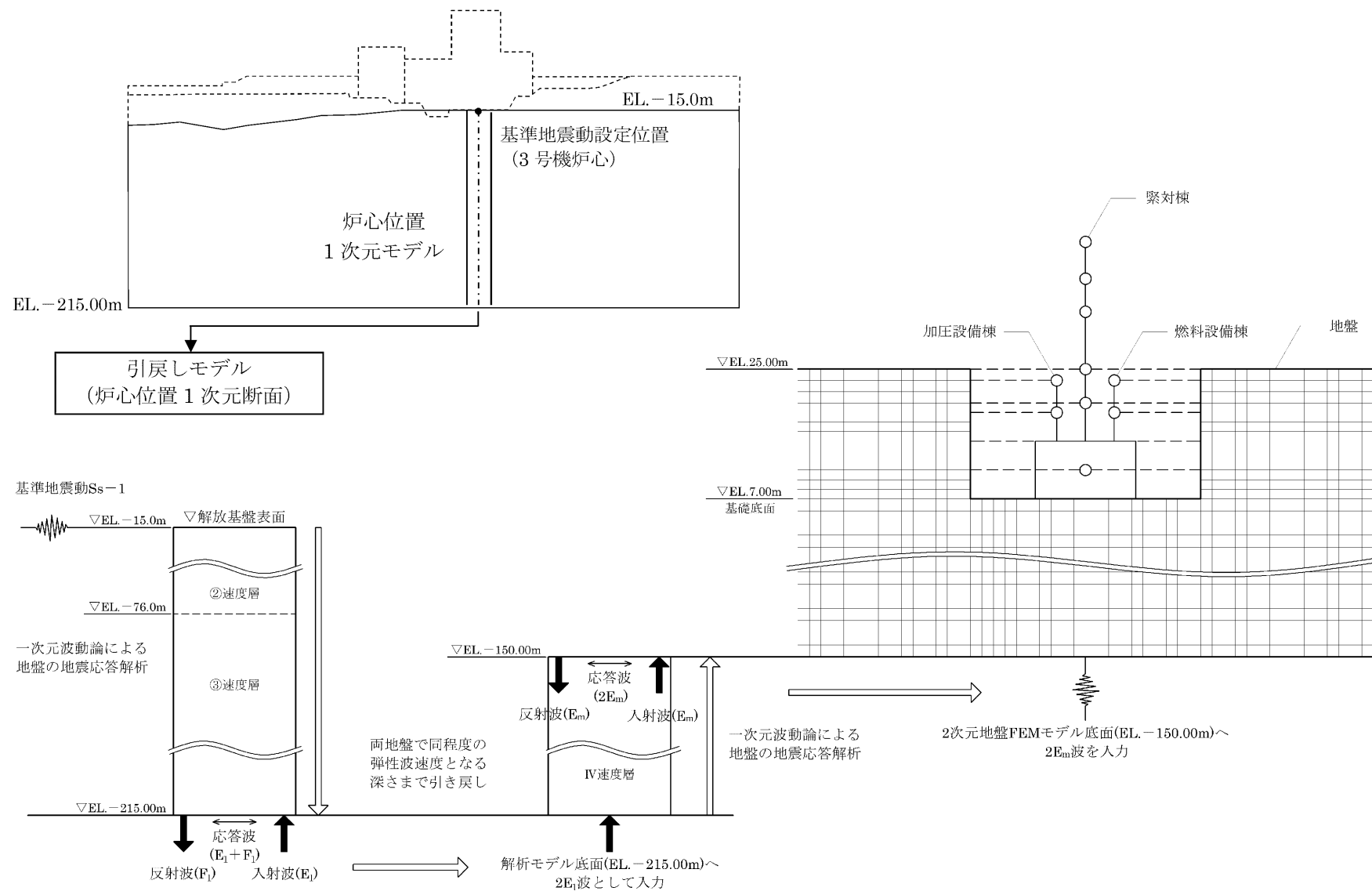
第 1-2 図 地震応答解析モデル (水平方向)

## 2. 建屋の埋め込みによる影響検討方法

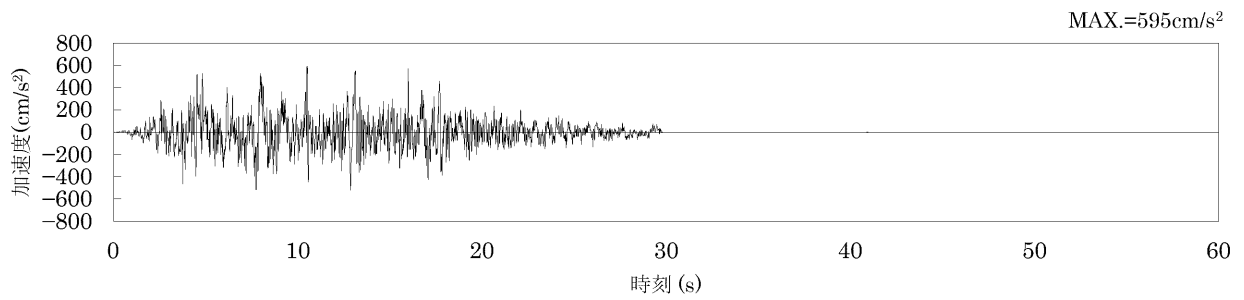
### 2.1 入力地震動

入力地震動は、EL. -15.0m の解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s-1$  を基に、1次元波動論により EL. -215.00m までの地震動の引戻しを行う。基準地震動  $S_s$  の引戻しは、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の直下と 3 号機の炉心基礎直下での速度構造の違いを考慮し、引き戻す標高を設定している。さらに、EL. -215.00m まで引き戻した地震動を、2次元地盤 FEM モデル底面である EL. -150.00m まで、1次元波動論による地盤の地震応答解析により引き上げ、2次元地盤 FEM モデル底面に入力する。

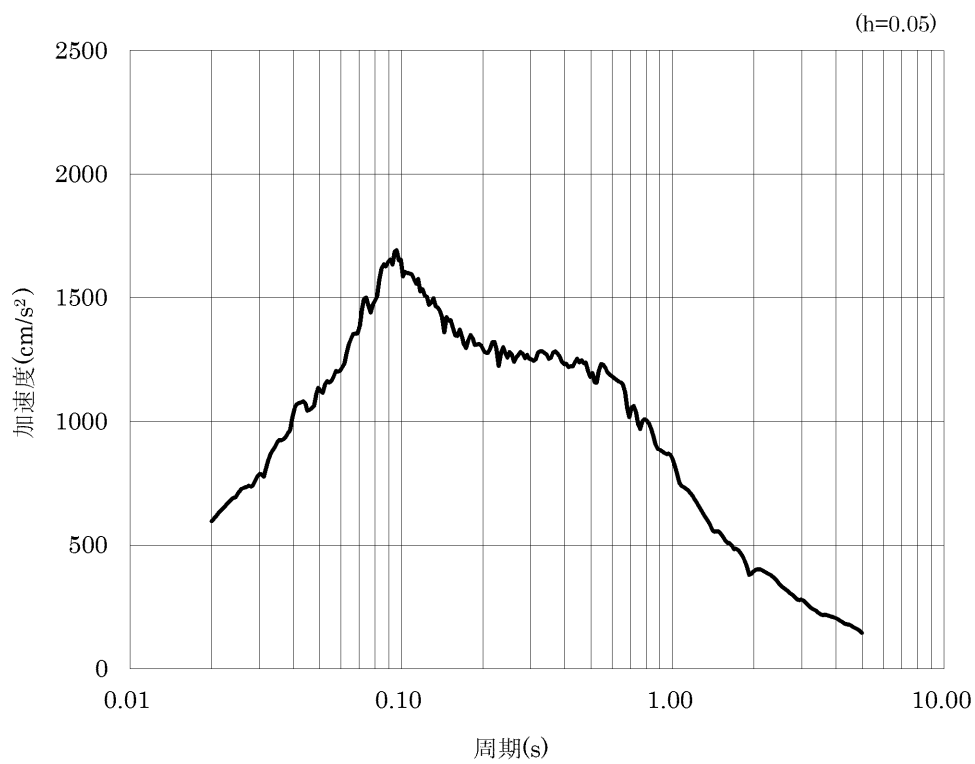
入力地震動算定の考え方を第 2-1 図に示す。また、1次元波動論により算定した 2次元地盤 FEM モデル底面位置(EL. -150.00m)における入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2-2 図及び第 2-3 図に示す。



第 2-1 図 入力地震動算定の考え方

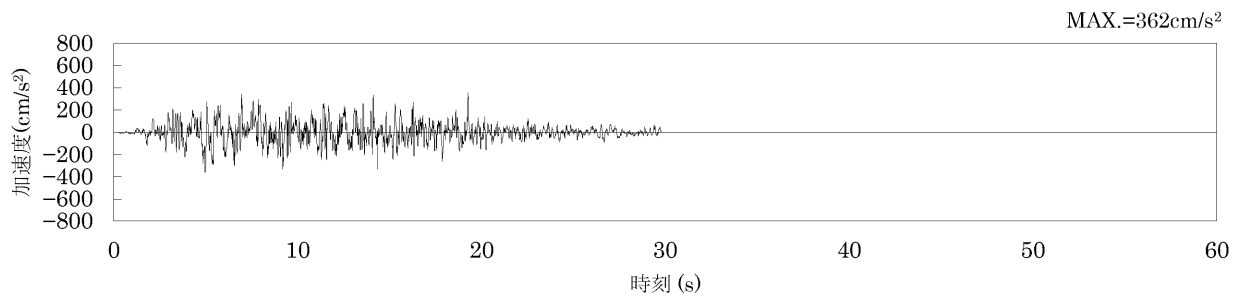


(a) 加速度時刻歴波形(EL.-150.00m)

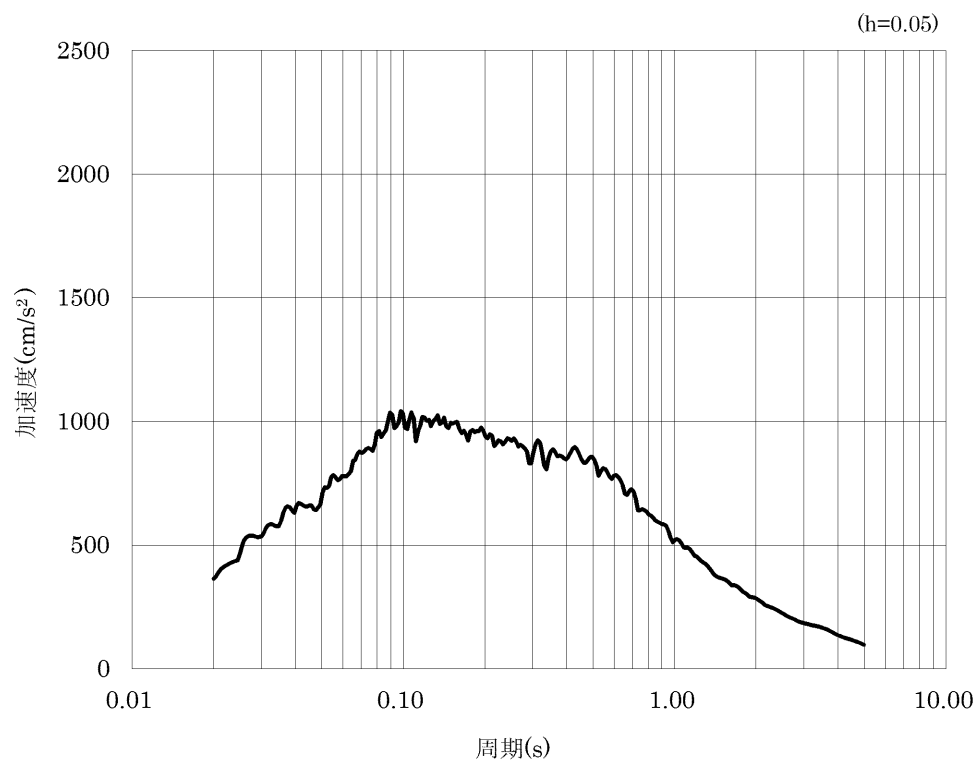


(b) 加速度応答スペクトル(EL.-150.00m)

第2-2図 加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向、 $S_s-1H$ )



(a) 加速度時刻歴波形(EL.-150.00m)



(b) 加速度応答スペクトル(EL.-150.00m)

第2-3図 加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向、 $S_s-1V$ )

## 2.2 2次元地盤 FEM モデル

### 2.2.1 建 屋

地震応答解析に用いる建屋の解析モデルは、並列多質点系軸曲げせん断棒モデルとする。解析モデルの諸元は、SR モデルの諸元と同じであり、周囲の地盤と接続することで、建屋と地盤の相互作用を考慮する。地中部の各質点及び節点には、剛梁要素を設け、地盤の節点と接続する。

### 2.2.2 地 盤

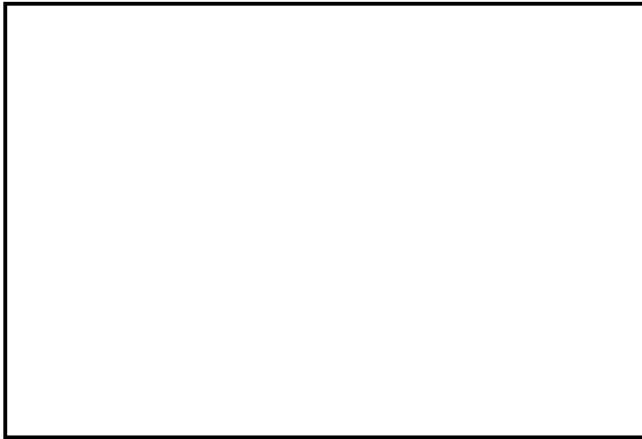
緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の設置位置における速度層断面を第 2-4 図に示す。2次元地盤 FEM モデルは、第 2-4 図に示す B<sub>1</sub> 断面及び B<sub>2</sub> 断面についてモデル化する。

2次元地盤 FEM モデルを第 2-5 図及び第 2-6 図に示す。地盤モデルは、地盤の岩盤分類及び速度層区分に基づき平面ひずみ要素でモデル化する。解析領域は、側面境界及び底面境界が、建屋の応答に影響しないよう、建屋と側面及び底面の境界との距離を十分に広く設定する。

地震応答解析に用いる地盤定数を第 2-1 表に示す。

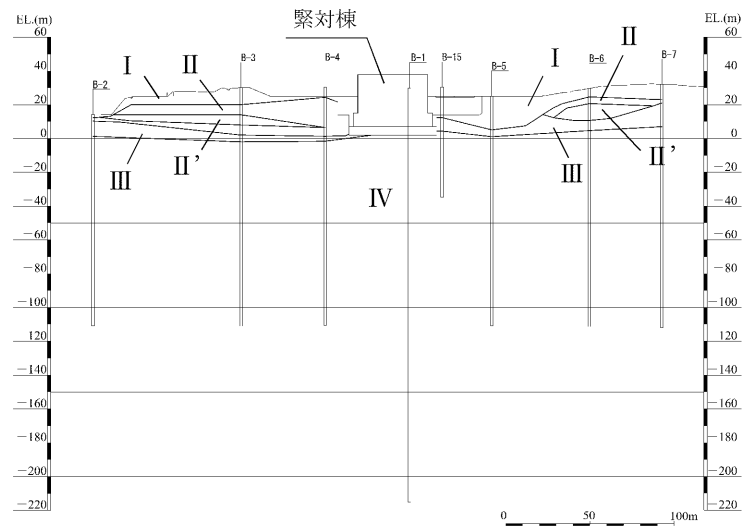
解析領域の側面には等変位境界、底面には粘性境界を設けることで、エネルギー逸散効果を評価する。

地盤モデルの境界条件概念図を第 2-7 図に示す。

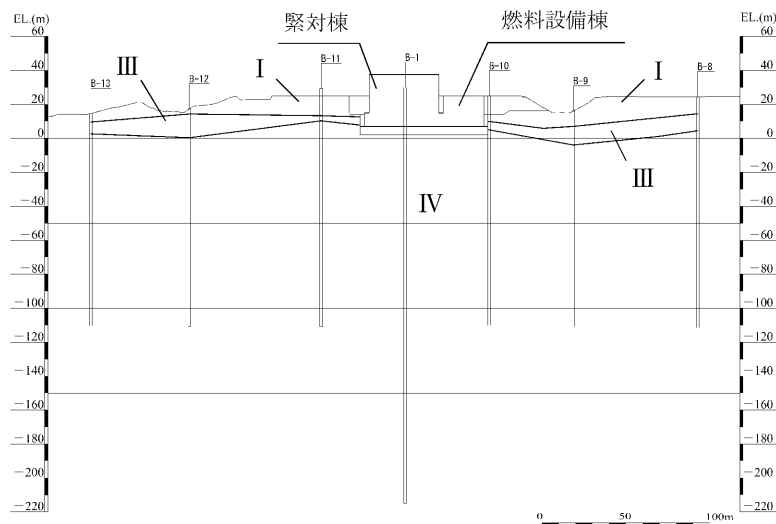


速度層 区分	V <sub>s</sub> (注) (km/s)	V <sub>p</sub> (注) (km/s)
I	0.26	0.92
II	0.84	2.06
II'	2.32	4.46
III	0.75	2.22
IV	1.62	3.36

(注) V<sub>s</sub> は S 波速度、V<sub>p</sub> は P 波速度を示す。



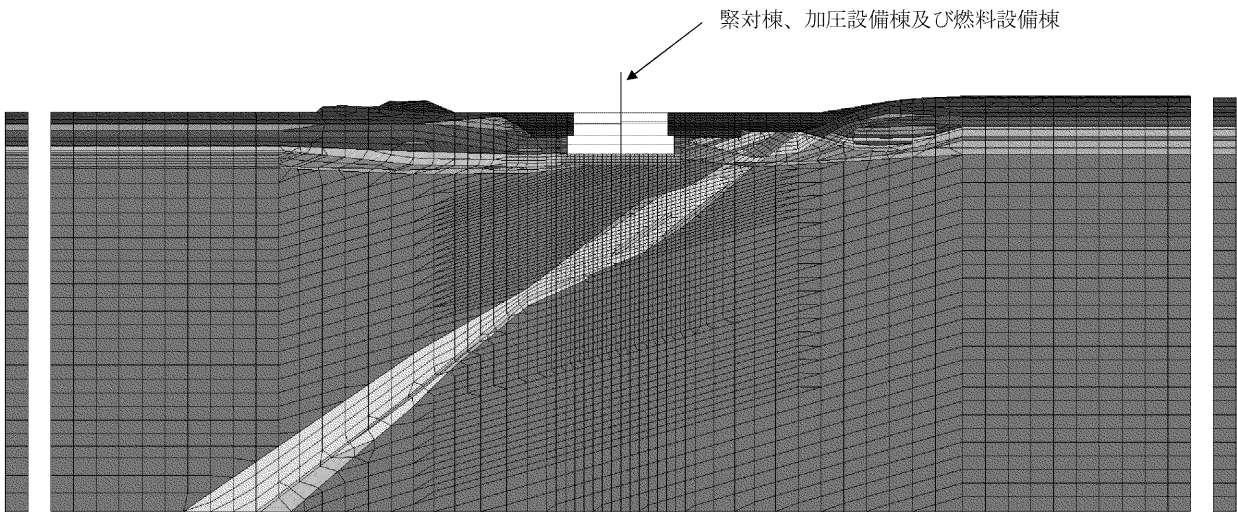
(a) B<sub>1</sub>断面



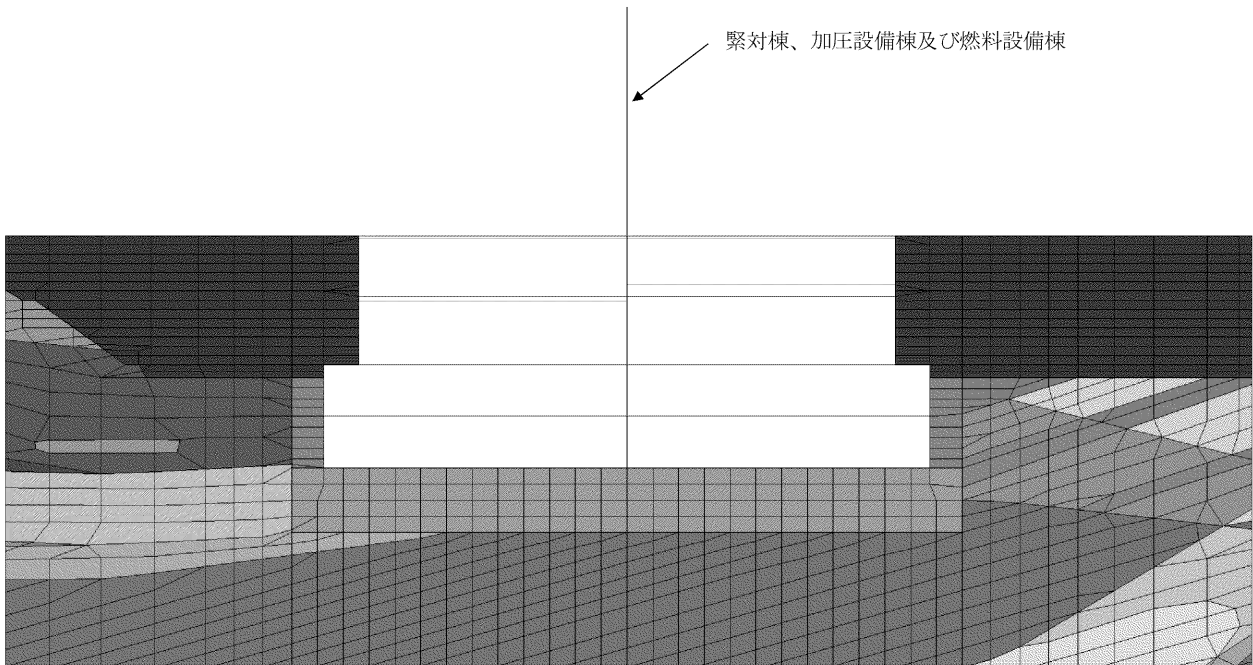
(b) B<sub>2</sub>断面

第 2-4 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟設置位置の速度層断面図



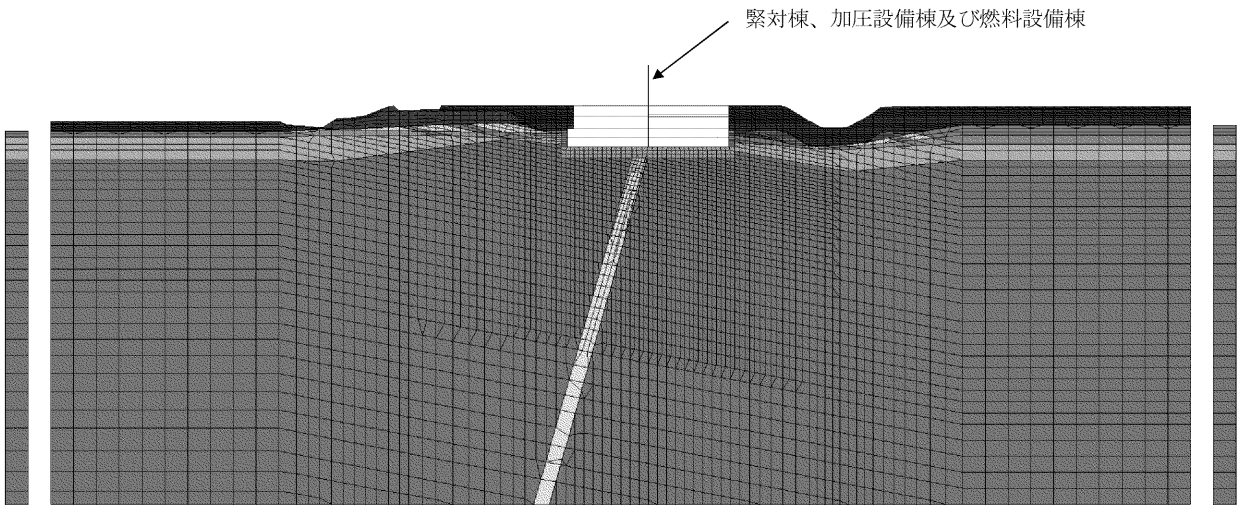


(a) B<sub>1</sub>断面

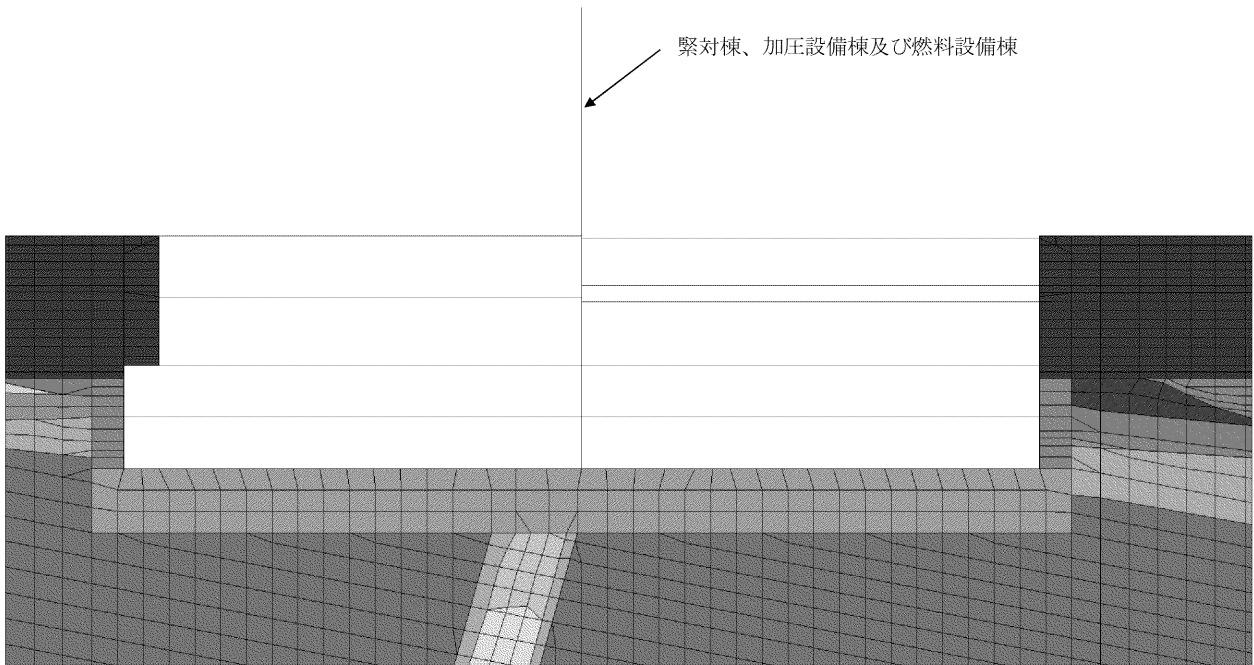


(b) 建屋周辺拡大図

第2-5図 2次元地盤FEMモデル (B<sub>1</sub>断面)





























(a) B<sub>2</sub>断面



(b) 建屋周辺拡大図

第2-6図 2次元地盤FEMモデル (B<sub>2</sub>断面)

第 2-1 表 地盤定数(1/2)

岩種	岩級	速度層	せん断波 速度 Vs (km/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 (kN/m <sup>2</sup> )	凡例 <sup>(注)</sup>	
砂岩	㉔	I	0.26	22.3	0.46	$1.53 \times 10^5$		
		III	0.75	22.3	0.44	$1.28 \times 10^6$		
		IV	1.62	22.3	0.35	$5.96 \times 10^6$		
頁岩	㉔	I	0.26	20.2	0.46	$1.39 \times 10^5$		
		III	0.75	20.2	0.44	$1.16 \times 10^6$		
		IV	1.62	20.2	0.35	$5.41 \times 10^6$		
砂・頁岩	㉕㉖	III	0.75	23.0	0.44	$1.32 \times 10^6$		
		IV	1.62	23.0	0.35	$6.17 \times 10^6$		
玄武岩	㉗	II'	2.32	27.7	0.31	$1.52 \times 10^7$		
	㉘	I	0.26	24.0	0.46	$1.66 \times 10^5$		
		II	0.84	24.0	0.40	$1.73 \times 10^6$		
		II'	2.32	24.0	0.31	$1.32 \times 10^7$		
	㉙	I	0.26	19.7	0.46	$1.36 \times 10^5$		
		II	0.84	19.7	0.40	$1.42 \times 10^6$		
		II'	2.32	19.7	0.31	$1.08 \times 10^7$		
		III	0.75	19.7	0.44	$1.13 \times 10^6$		
	玢岩	㉚	IV	1.62	26.5	0.35	$7.09 \times 10^6$	
			III	0.75	26.3	0.44	$1.51 \times 10^6$	
㉛		IV	1.62	26.3	0.35	$7.03 \times 10^6$		
		I	0.26	20.8	0.46	$1.43 \times 10^5$		
㉜		III	0.75	20.8	0.44	$1.19 \times 10^6$		
		IV	1.62	20.8	0.35	$5.56 \times 10^6$		
凝灰岩	㉜	I	0.26	18.6	0.46	$1.28 \times 10^5$		
		II	0.84	18.6	0.40	$1.34 \times 10^6$		
八ノ久保 砂礫層	-	I	0.26	19.6	0.46	$1.35 \times 10^5$		
		III	0.75	19.6	0.44	$1.13 \times 10^6$		

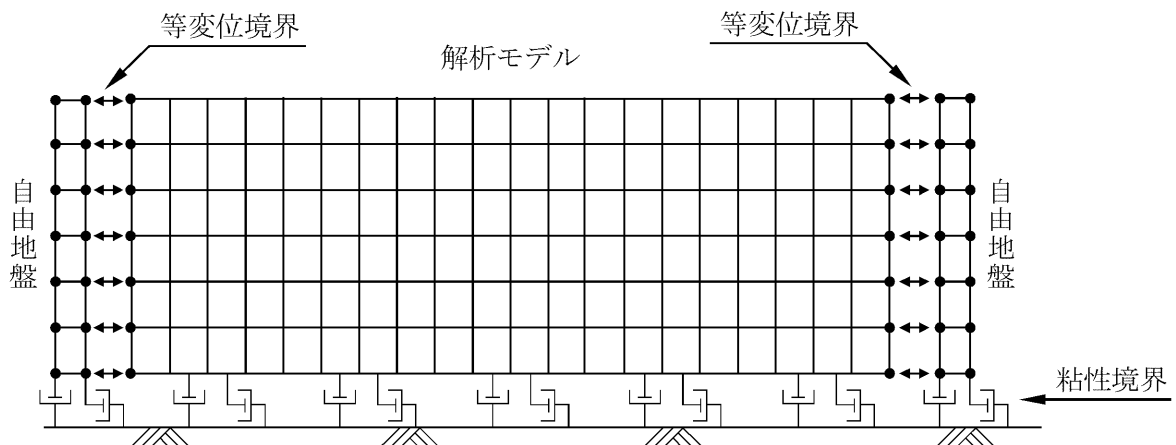
(注) 第 2-5 図及び第 2-6 図に対応する凡例を示す。

第 2-1 表 地盤定数(2/2)

岩種		せん断波 速度 Vs (km/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 (kN/m <sup>2</sup> )	凡例 <sup>(注2)</sup>
埋戻土 <sup>(注1)</sup>	EL.25.00~ 14.00m	0.09	19.5	0.45	$1.69 \times 10^4$	■
	EL.14.00~ 4.00m	0.15	19.5	0.45	$4.23 \times 10^4$	■
マンメイド ロック	18N/mm <sup>2</sup>	1.95	23.5	0.20	$9.17 \times 10^6$	■

(注1) 埋戻土は、ひずみ依存特性を考慮する。

(注2) 第 2-5 図及び第 2-6 図に対応する凡例を示す。



第 2-7 図 地盤モデルの境界条件概念図

## 2.3 解析方法

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟について、動的解析により各層床の加速度時刻歴波形を算出し、加速度応答スペクトルを作成する。

入力地震動については、「2.1 入力地震動」に基づき、EL. -150.00m における基準地震動 Ss-1 を用い、水平方向及び鉛直方向の同時加振を行う。

動的解析には、解析コード「SoilPlus」を用いる。

### 3. 機器・配管系への影響確認

2次元地盤 FEM モデルの建屋応答解析による加速度応答時刻歴から求めた床応答曲線（以下、「2次元地盤 FEM モデル床応答曲線」という。）と、機器・配管系の評価に使用している SR モデルの建屋応答解析による加速度応答時刻歴から求めた床応答曲線を周期方向に±10%拡幅した設計用床応答曲線（以下、「設計用床応答曲線」という。）を比較することで、建屋内に設置する機器・配管系への影響について確認する。

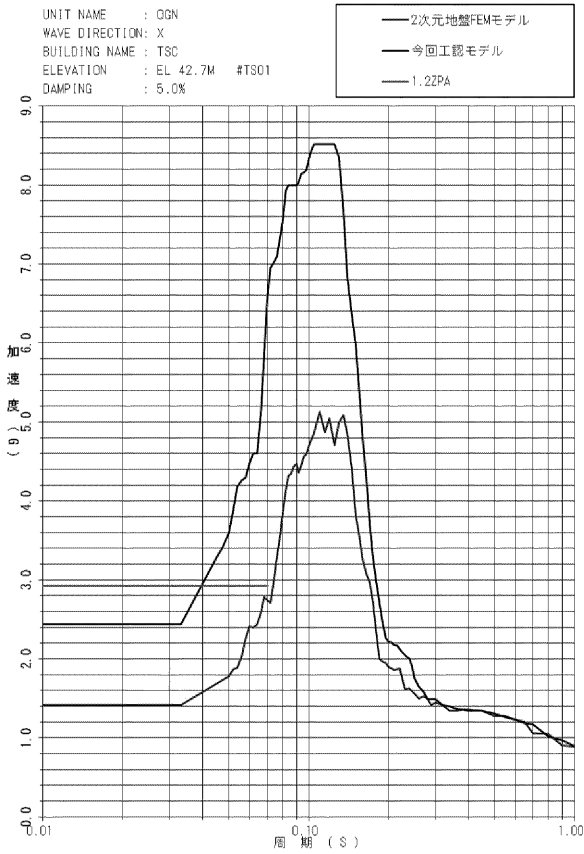
2次元地盤 FEM モデル床応答曲線と設計用床応答曲線の比較を第3-1図～第3-5図に示す。

2次元地盤 FEM モデル床応答曲線は設計用床応答曲線に概ね包絡されている。ここで、下記に示す質点の周期帯においては、2次元地盤 FEM モデル床応答曲線は設計用床応答曲線を一部超える応答が認められる。

- ・ EL.42.70m、37.60m、30.75m (X 方向) : 周期 0.4、0.55～0.65、0.8(s)付近
- ・ EL.25.30m、EL.11.00m (X 方向) : 周期 0.3～0.65、0.8(s)付近
- ・ EL.42.70m、EL.37.60m (Y 方向) : 周期 0.35～0.65(s)付近
- ・ EL.30.75m、EL.25.30m (Y 方向) : 周期 0.32～0.65、0.8(s)付近
- ・ EL.11.00m (Y 方向) : 周期 0.26～0.7、0.8(s)付近

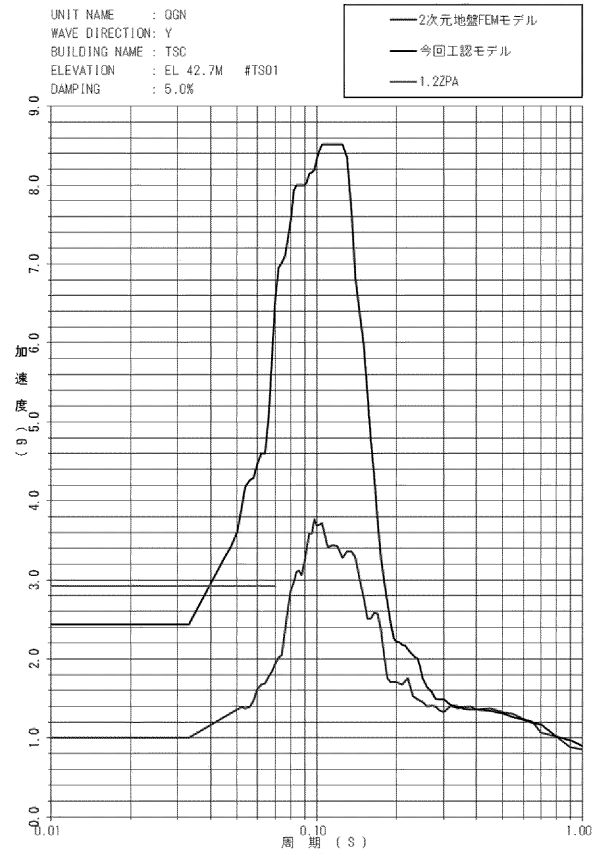
但し、機器・配管系は基本的に剛設計であり、長周期帯の影響は軽微であることから、機器・配管系への影響がないことを確認した。

FLOOR RESPONSE SPECTRUM



X 方向

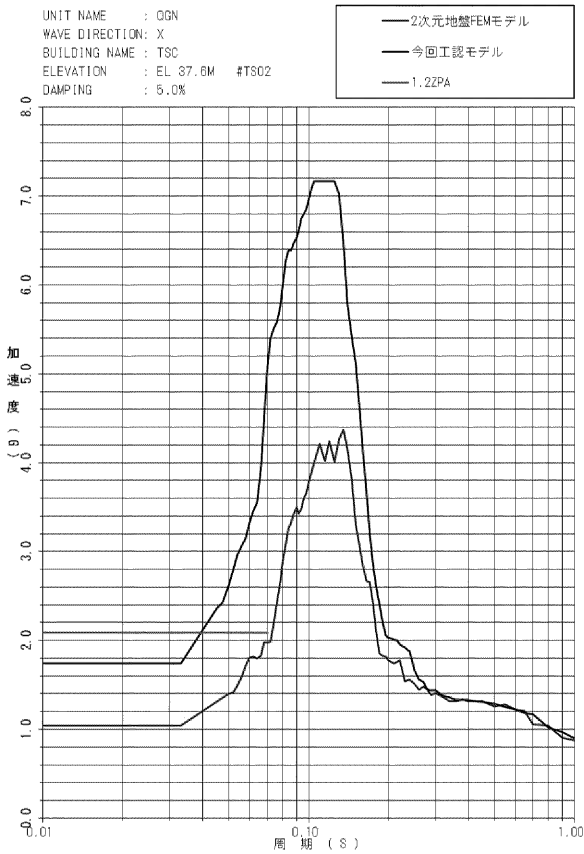
FLOOR RESPONSE SPECTRUM



Y 方向

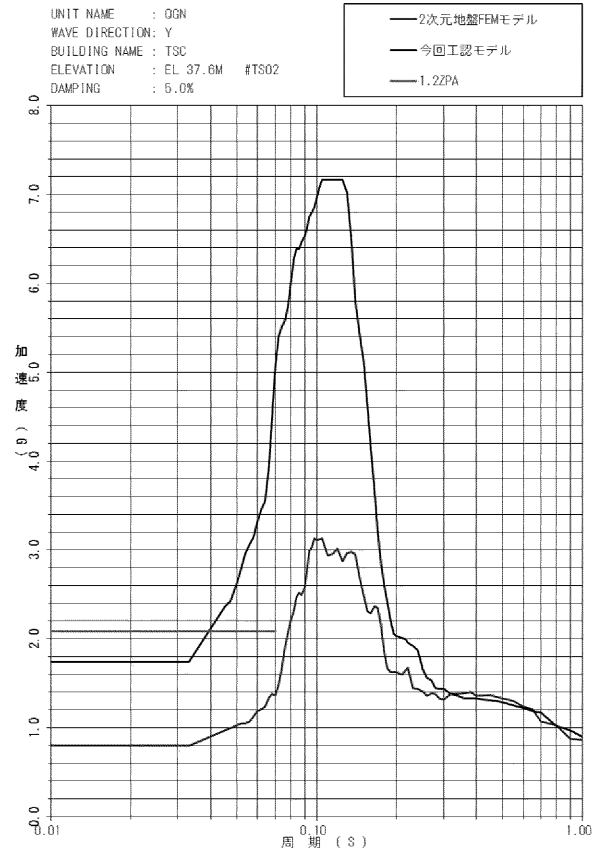
第 3-1 図 2次元地盤 FEM 床応答曲線と設計用床応答曲線の比較 (EL.42.70m)

FLOOR RESPONSE SPECTRUM



X 方向

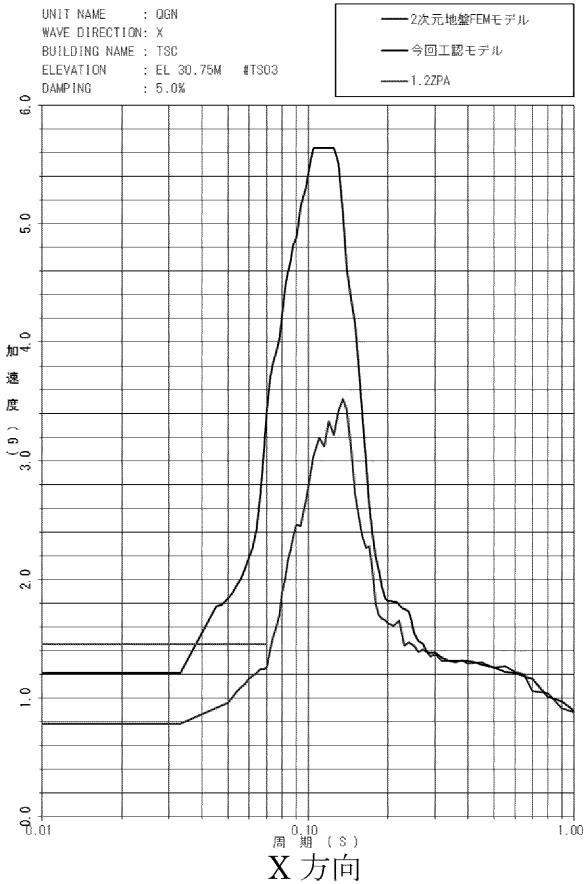
FLOOR RESPONSE SPECTRUM



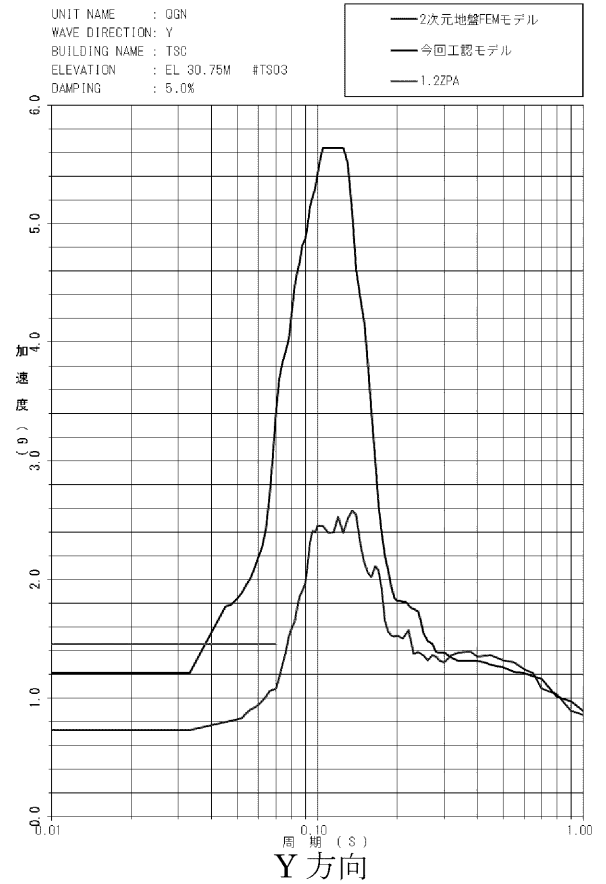
Y 方向

第 3-2 図 2次元地盤 FEM 床応答曲線と設計用床応答曲線の比較 (EL.37.60m)

FLOOR RESPONSE SPECTRUM

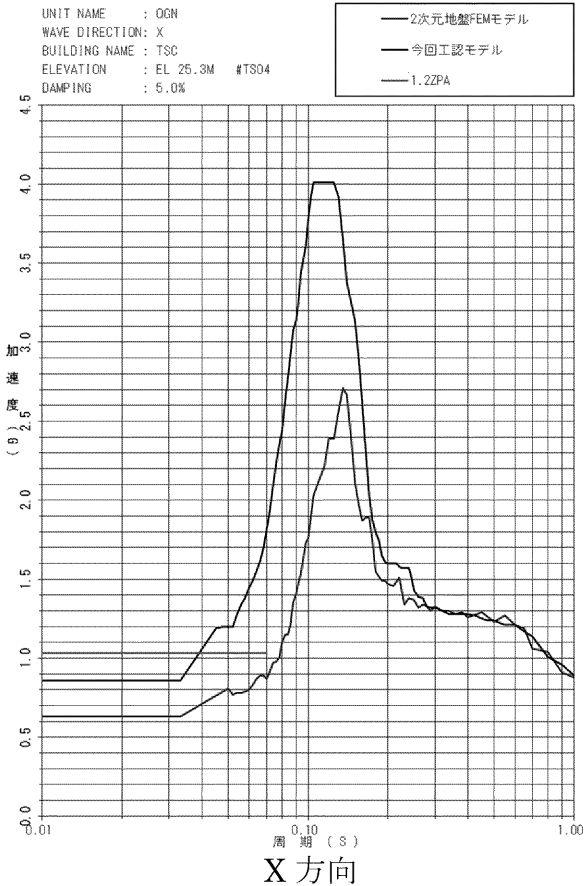


FLOOR RESPONSE SPECTRUM

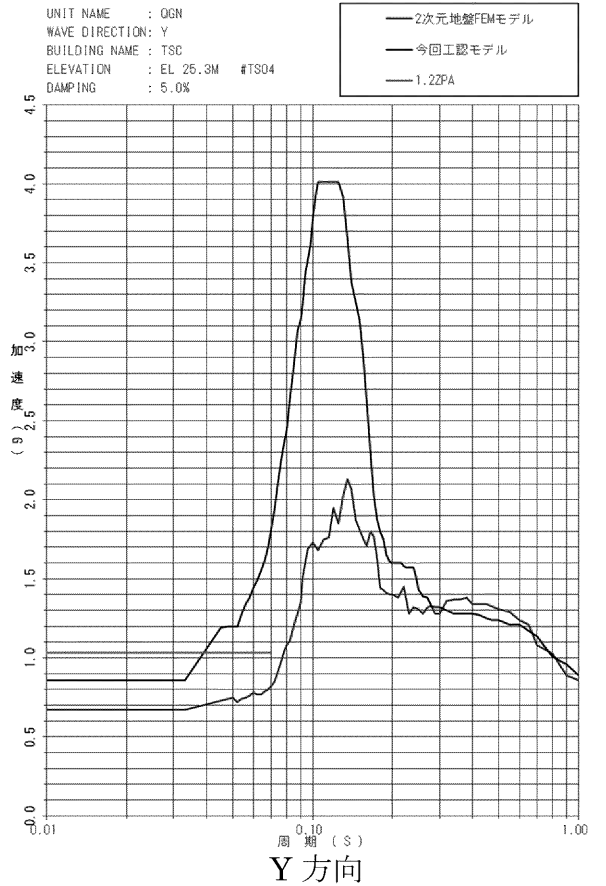


第 3-3 図 3次元地盤 FEM 床応答曲線と設計用床応答曲線の比較 (EL.30.75m)

FLOOR RESPONSE SPECTRUM



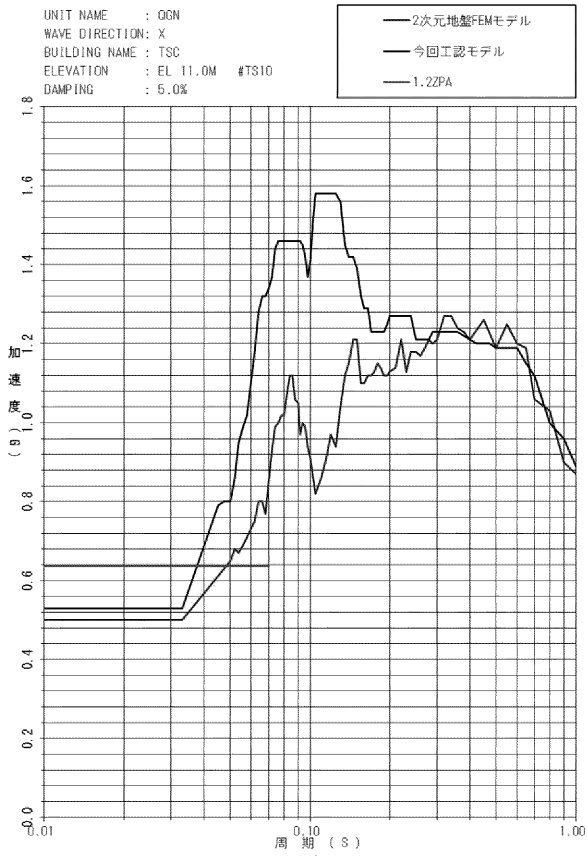
FLOOR RESPONSE SPECTRUM



第 3-4 図 2次元地盤 FEM 床応答曲線と設計用床応答曲線の比較 (EL.25.30m)

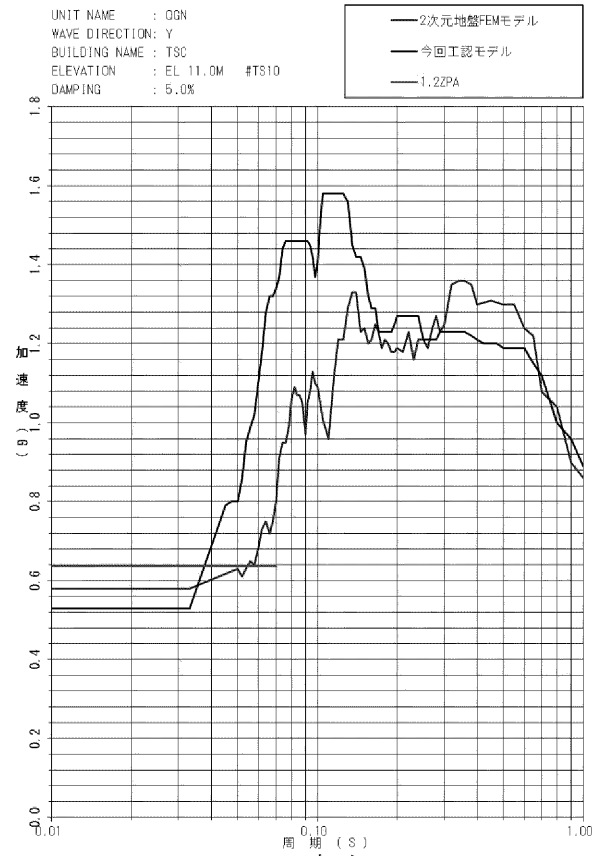


FLOOR RESPONSE SPECTRUM



X 方向

FLOOR RESPONSE SPECTRUM



Y 方向

第 3-5 図 2次元地盤 FEM 床応答曲線と設計用床応答曲線の比較 (EL.11.00m)

#### 4. まとめ

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟について、建屋の埋め込みを考慮した 2 次元地盤 FEM モデルを作成し、地震応答解析を行った。

機器・配管系への影響について、2 次元地盤 FEM モデル床応答曲線は設計用床応答曲線に概ね包絡されていることを確認した。長周期帯の一部において設計用床応答曲線を一部上回る周期帯が認められるが、機器・配管系は基本的に剛設計であり、長周期帯の影響は軽微であることから、機器・配管系への影響がないことを確認した。

以上より、建屋の埋め込みの考慮により、機器・配管系の有する耐震性への影響がないことを確認した。

7-2-6. 地盤の地震応答解析における  
水平成層の成立性

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	1
2. 入力地震動の算定方法 .....	2
3. 地盤条件の確認 .....	3
3.1 速度構造の確認 .....	3
3.2 地盤のモデル化 .....	5
4. まとめ .....	8
別紙 1 1次元地盤モデルにおけるマンメイドロックの影響に関する検討	
別紙 2 入力地震動の算定における SHAKE の適用性	

## 1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地盤の地震応答解析について、地盤の水平成層の成立性を示すものである。さらに、水平成層の成立性を示すことにより、基礎底面における入力地震動の算定において、一次元波動論による地盤の地震応答解析を適用することの妥当性を確認するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

## 2. 入力地震動の算定方法

添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」において、入力地震動は、添付資料 12-6「地震応答解析の基本方針」の入力地震動の設定方針に基づき、EL. -15.0m の解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を EL. -215.00m まで引き戻した上で、一次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置(EL.7.00m)で算定している。

入力地震動の算定において、一次元波動論による地盤の地震応答解析を行っていることから、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎地盤が水平成層と見做せることが前提条件となる。

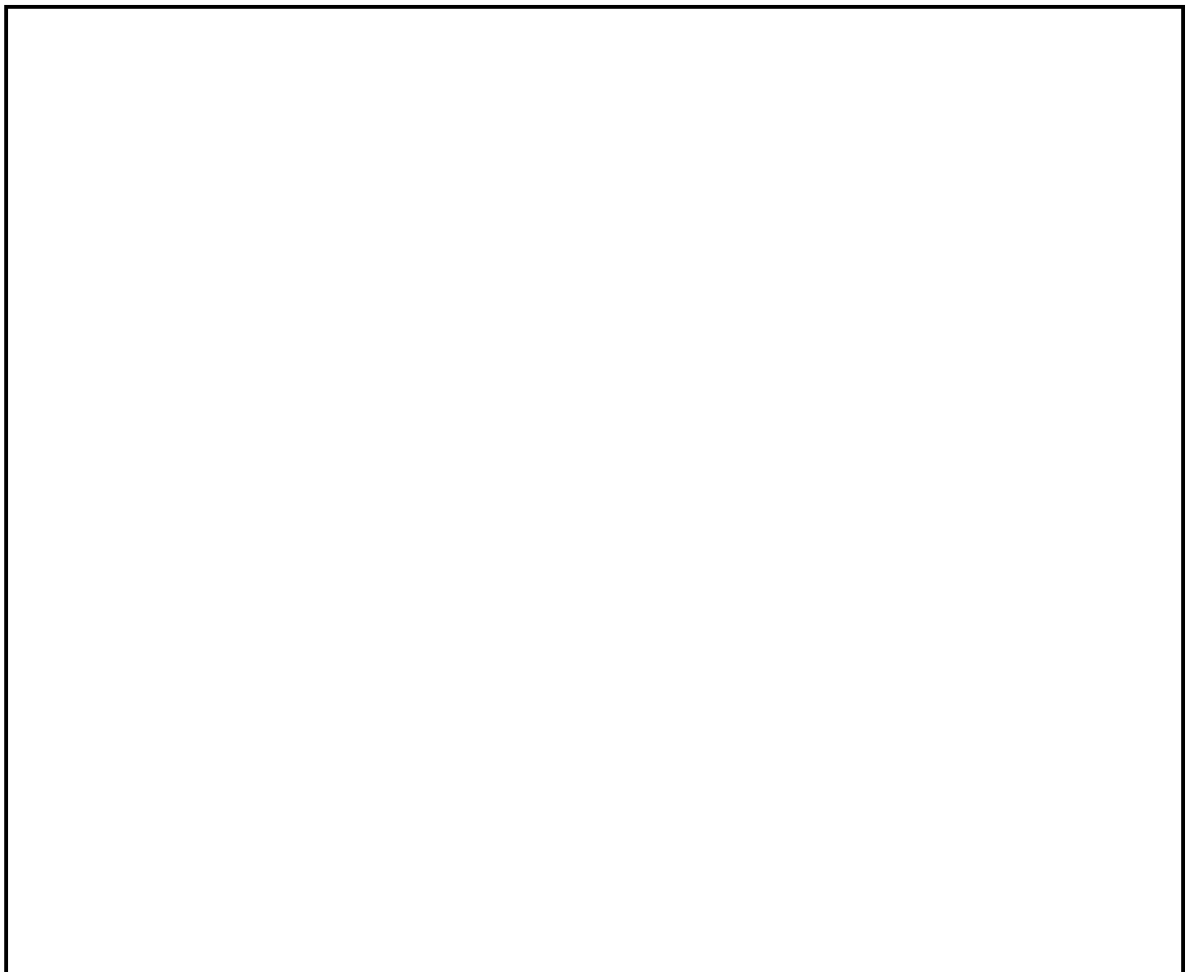
したがって、本資料では、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地盤条件を確認し、水平成層の成立性を示すことで、入力地震動の算定において、一次元波動論による地盤の地震応答解析を適用することの妥当性を確認する。

### 3. 地盤条件の確認

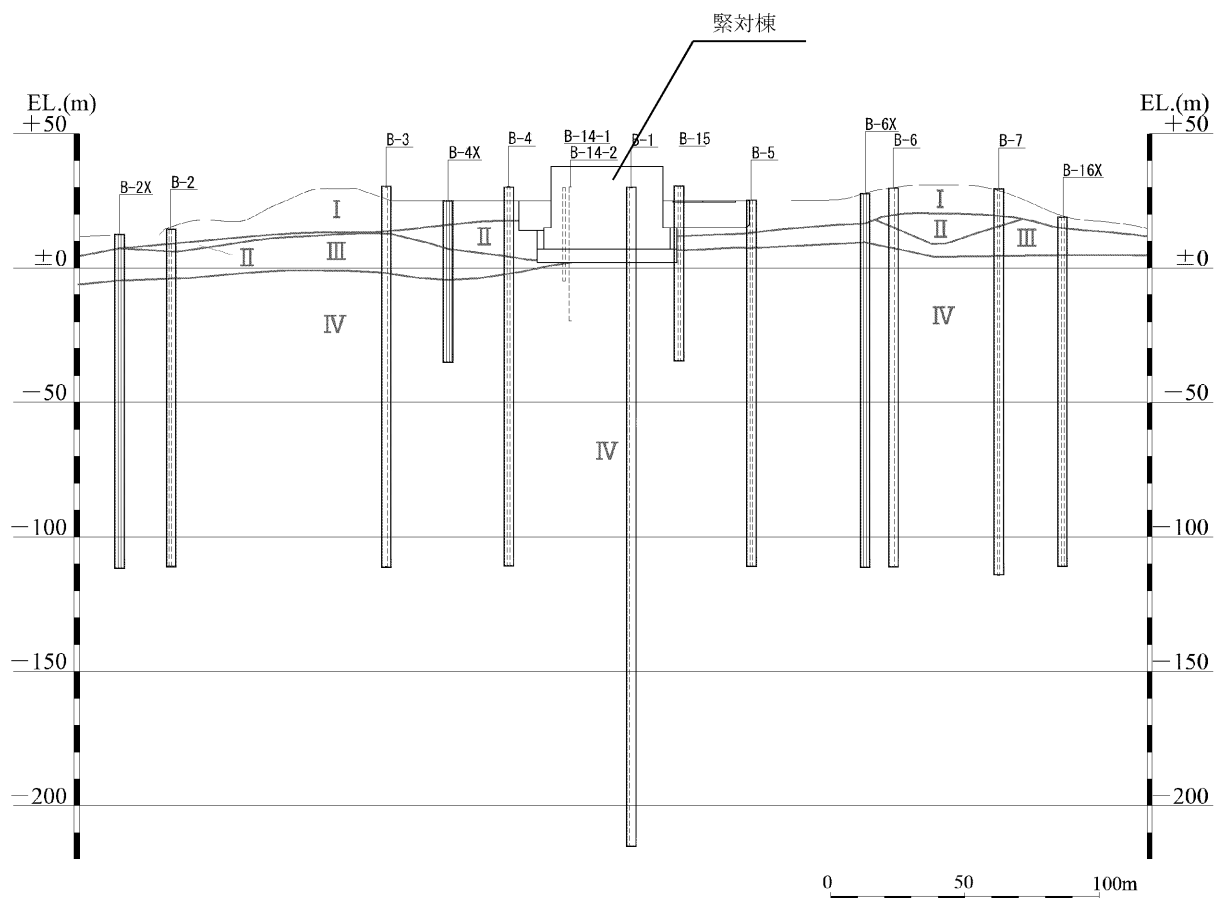
#### 3.1 速度構造の確認

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎地盤について、速度構造を確認する。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟周辺の配置図及び断面図を第 3-1 図及び第 3-2 図に示す。第 3-2 図の  $Y_M$  断面は、地質調査時の建屋直交断面を投影した断面であり、設置変更許可申請書（添付資料六）における緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎地盤の安定性評価に用いた断面と同様である。

第 3-2 図では、PS 検層結果及び地質構造に基づき、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟周辺の基礎地盤の速度構造を I～IV の速度層に区分している。基礎地盤の速度構造は、概ね地表から I 速度層、II 速度層、III 速度層及び IV 速度層の順に構成されており、II 速度層及び III 速度層は互層になっている。また、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎は、IV 速度層 ( $V_s=1.62\text{km/s}$ ) の硬質な岩盤上に設置されている。



第 3-1 図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟周辺の配置図



- [凡例]
- : ボーリング孔 (投影)
  - : PS 検層実施孔
  - : 速度層境界線
  - I ~ IV : 速度層区分

速度層区分	Vs(km/s) (注1)		Vp(km/s) (注2)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
I	0.26	0.05	0.92	0.25
II	0.84	0.24	2.06	0.66
III	0.75	0.16	2.22	0.28
IV	1.62	0.08	3.36	0.11

(注1) Vs : S波速度  
(注2) Vp : P波速度

第3-2図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟周辺の断面図 (Y<sub>M</sub>断面)



### 3.2 地盤のモデル化

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動の算定に用いた一次元応答解析用地盤モデルを第 3-3 図に示す。また、解析に用いた弾性波速度を第 3-1 表に示す。

一次元応答解析用地盤モデルは、第 3-2 図に示した緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備周辺の速度層区分に基づき、第 3-3 図のようにモデル化を行っている。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎は、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介してⅣ速度層に設置しているが、一次元応答解析用地盤モデルにおいては、基礎直下の MMR は岩盤の置き換えとするため、物性として周辺の地盤物性であるⅢ速度層を採用している。

また、入力地震動の算定においては、地表から基礎底面以浅の反射波の影響を考慮するため E+F 波を採用しており、基礎底面以浅の地盤も適切にモデル化する必要がある。第 3-2 図より、基礎底面以浅の地盤は、主にⅠ速度層、Ⅱ速度層及びⅢ速度層により構成されており、Ⅱ速度層及びⅢ速度層は互層になっている。但し、Ⅱ速度層及びⅢ速度層は、第 3-2 図に示すように、弾性波速度に顕著な差が認められないことから、概ね水平成層が成立すると判断できる。

以上より、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎地盤について、地盤の速度構造は概ね水平成層と判断できるため、入力地震動の算定において、一次元波動論による地盤の地震応答解析を適用することは妥当である。

[標高]	[岩種]	[岩級]	[速度層]
EL. 25.00m			地表面
	埋戻土	—	—
EL. 19.62m			
EL. 16.86m	玄武岩	Ⓒ	I
EL. 15.27m	八ノ久保砂礫層	—	
EL. 11.92m	砂岩	Ⓒ	
EL. 10.02m			
EL. 7.00m	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	III
EL. 6.40m			
EL. 5.74m	頁岩	Ⓒ	
EL. 4.92m			
	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	IV
EL. -215.00m			基礎底面

第 3-3 図 一次元応答解析用地盤モデル

第 3-1 表 弾性波速度 (EL.-215.00m から基礎底面までの 1 次元応答解析)

区分	V <sub>s</sub> <sup>(注1)</sup> (km/s)	V <sub>p</sub> <sup>(注2)</sup> (km/s)	備考
埋戻土	0.03 <sup>(注3)</sup>	0.10	EL.25.00m～EL.24.62m
	0.06 <sup>(注3)</sup>	0.19	EL.24.62m～EL.23.62m
	0.08 <sup>(注3)</sup>	0.26	EL.23.62m～EL.22.62m
	0.09 <sup>(注3)</sup>	0.31	EL.22.62m～EL.21.62m
	0.11 <sup>(注3)</sup>	0.36	EL.21.62m～EL.20.62m
	0.12 <sup>(注3)</sup>	0.39	EL.20.62m～EL.19.62m
I 速度層 <sup>(注4)</sup>	0.26	0.92	—
Ⅲ速度層 <sup>(注4)</sup>	0.75	2.22	—
Ⅳ速度層 <sup>(注4)</sup>	1.62	3.36	—

(注 1) V<sub>s</sub> : S 波速度

(注 2) V<sub>p</sub> : P 波速度

(注 3) 埋戻土はひずみ依存特性を考慮する。埋戻土の V<sub>s</sub> は、初期せん断弾性係数を用いて算出し、初期せん断弾性係数は、平均主応力との関係式より算出する。

(注 4) 設置変更許可申請書 (添付資料六) に記載した値であり、I 速度層は①速度層、Ⅲ速度層は③速度層、Ⅳ速度層は④速度層に該当する。

#### 4. まとめ

緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地盤条件を確認した結果、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎地盤について、速度構造は概ね水平成層と判断できることを示した。また、基礎地盤の速度構造が概ね水平成層と判断できることから、入力地震動の算定において、一次元波動論による地盤の地震応答解析を適用することの妥当性を確認した。

7-2-6-別紙 1. 1次元地盤モデルにおける  
マンメイドロックの影響に関する検討

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	別 1 - 1
1.1 検討概要 .....	別 1 - 1
1.2 検討方針 .....	別 1 - 2
2. MMR の影響確認 .....	別 1 - 4
2.1 解析モデル .....	別 1 - 4
2.2 解析結果 .....	別 1 - 7
3. まとめ .....	別 1 - 9

## 1. 概 要

### 1.1 検討概要

緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析モデルに入力する地震動の算定において、基礎底面直下の地盤条件については、ボーリング調査の結果を基に、現状地盤の地盤物性を設定しているが、実際には一部の範囲において、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に置き換えることとなっている。

本資料は、基礎底面直下の MMR の物性を考慮した地盤モデルを用いて、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置における地震動を算定し、添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」に示した基礎底面位置における基準地震動  $S_s$ （以下「今回工認の入力地震動」という。）と比較することで、MMR が基礎底面位置の地震動に及ぼす影響及び今回工認の入力地震動の妥当性について確認するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

## 1.2 検討方針

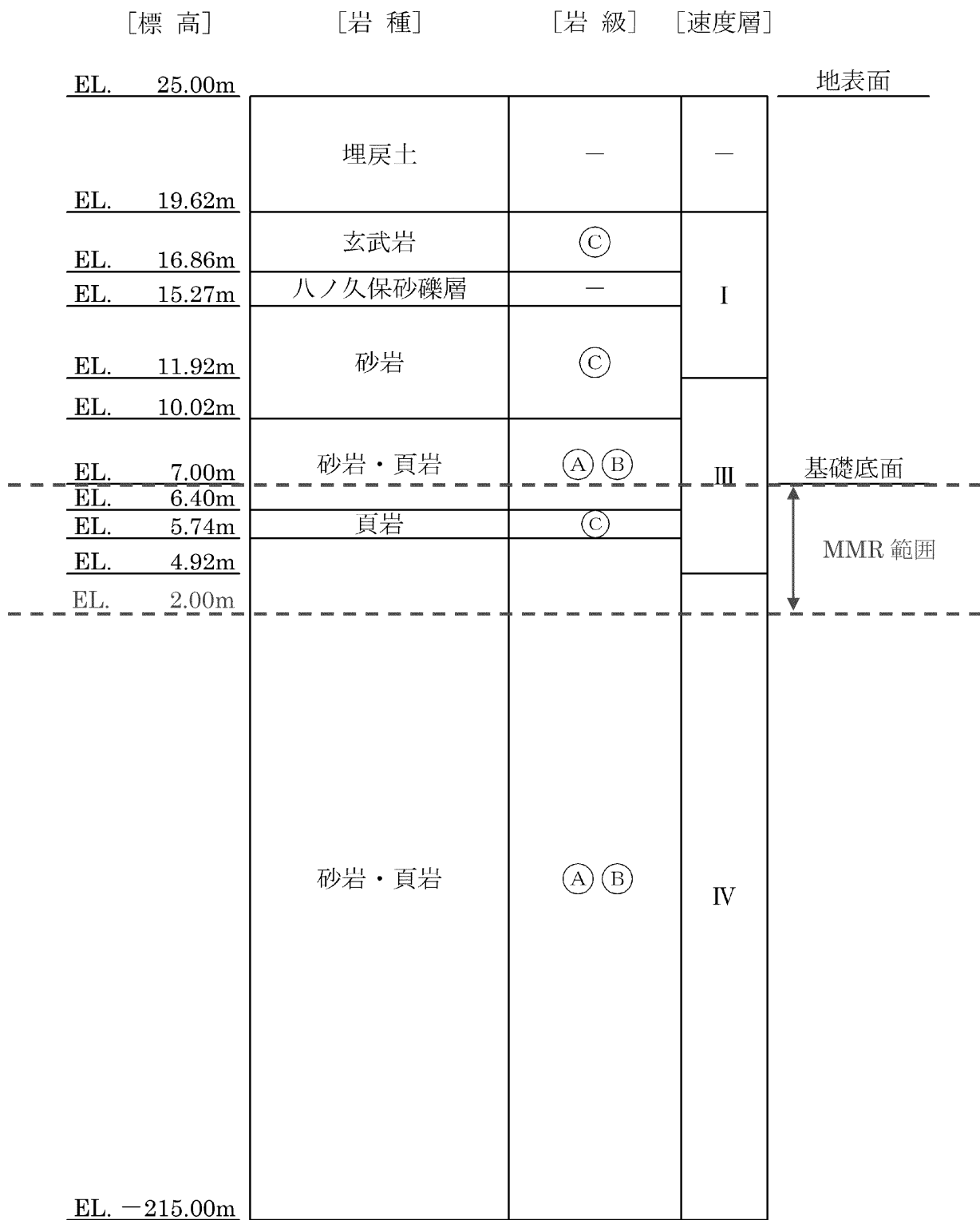
緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動は、炉心位置における EL. -15.0m の解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を EL. -215.00m まで引き戻した上で、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置 (EL.7.00m) で評価したものをを用いている。

今回工認の入力地震動の算定に用いた 1次元応答解析用地盤モデル（以下「工認地盤モデル」という。）を第1-1図に示す。基礎底面位置直下は、Ⅲ速度層及びⅣ速度層により構成されているが、EL.2.00m～EL.7.00m の範囲については、実際には MMR に置き換えられることとなっている。

そこで、EL.2.00m～EL.7.00m のⅢ速度層及びⅣ速度層の地盤物性を MMR の物性に置き換えた 1次元応答解析用地盤モデル（以下「MMR 考慮モデル」という。）を作成し、1次元波動論による地盤の地震応答解析により基礎底面位置の地震動を算定する。検討に用いる地震動は、応答スペクトルに基づく地震動である基準地震動  $S_s-1$  とする。

基礎底面直下の MMR を考慮した地震動と今回工認の入力地震動とを比較することで、MMR が基礎底面位置の地震動に及ぼす影響及び今回工認の入力地震動の妥当性を確認する。





第 1-1 図 工認地盤モデル

## 2. MMR の影響確認

### 2.1 解析モデル

解析モデルは、第 1-1 図に示した工認地盤モデルを基に、EL.2.00m～EL.7.00m の MMR 範囲について、Ⅲ速度層及びⅣ速度層の地盤物性を MMR の物性に置き換えたモデルとする。

MMR 考慮モデルを第 2-1 図、解析に用いた弾性波速度を第 2-1 表、MMR の物性値を第 2-2 表に示す。

[標高]	[岩種]	[岩級]	[速度層]
EL. 25.00m			地表面
	埋戻土	—	—
EL. 19.62m			
EL. 16.86m	玄武岩	Ⓒ	I
EL. 15.27m	八ノ久保砂礫層	—	
EL. 11.92m	砂岩	Ⓒ	
EL. 10.02m			III
EL. 7.00m	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	基礎底面
	MMR	—	—
EL. 2.00m			
	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	IV
EL. -215.00m			

第2-1図 MMR 考慮モデル

第 2-1 表 弾性波速度

区分	Vs <sup>(注1)</sup> (km/s)	Vp <sup>(注2)</sup> (km/s)	備考
埋戻土	0.03 <sup>(注3)</sup>	0.10	EL.25.00m～EL.24.62m
	0.06 <sup>(注3)</sup>	0.19	EL.24.62m～EL.23.62m
	0.08 <sup>(注3)</sup>	0.26	EL.23.62m～EL.22.62m
	0.09 <sup>(注3)</sup>	0.31	EL.22.62m～EL.21.62m
	0.11 <sup>(注3)</sup>	0.36	EL.21.62m～EL.20.62m
	0.12 <sup>(注3)</sup>	0.39	EL.20.62m～EL.19.62m
I 速度層 <sup>(注4)</sup>	0.26	0.92	—
III 速度層 <sup>(注4)</sup>	0.75	2.22	—
MMR	1.95 <sup>(注5)</sup>	3.19 <sup>(注5)</sup>	EL.7.00m～EL.2.00m
IV 速度層 <sup>(注4)</sup>	1.62	3.36	—

(注 1) Vs : S 波速度

(注 2) Vp : P 波速度

(注 3) 埋戻土はひずみ依存特性を考慮する。埋戻土の Vs は、初期せん断弾性係数を用いて算出し、初期せん断弾性係数は、平均主応力との関係式より算出する。

(注 4) 設置変更許可申請書（添付資料六）に記載した値であり、I 速度層は①速度層、III 速度層は③速度層、IV 速度層は④速度層に該当する。

(注 5) 第 2-2 表に示す MMR の物性値より算出した値

第 2-2 表 MMR の物性値

部位	設計基準強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
MMR	18.0	2.40	9.17×10 <sup>3</sup>	0.20

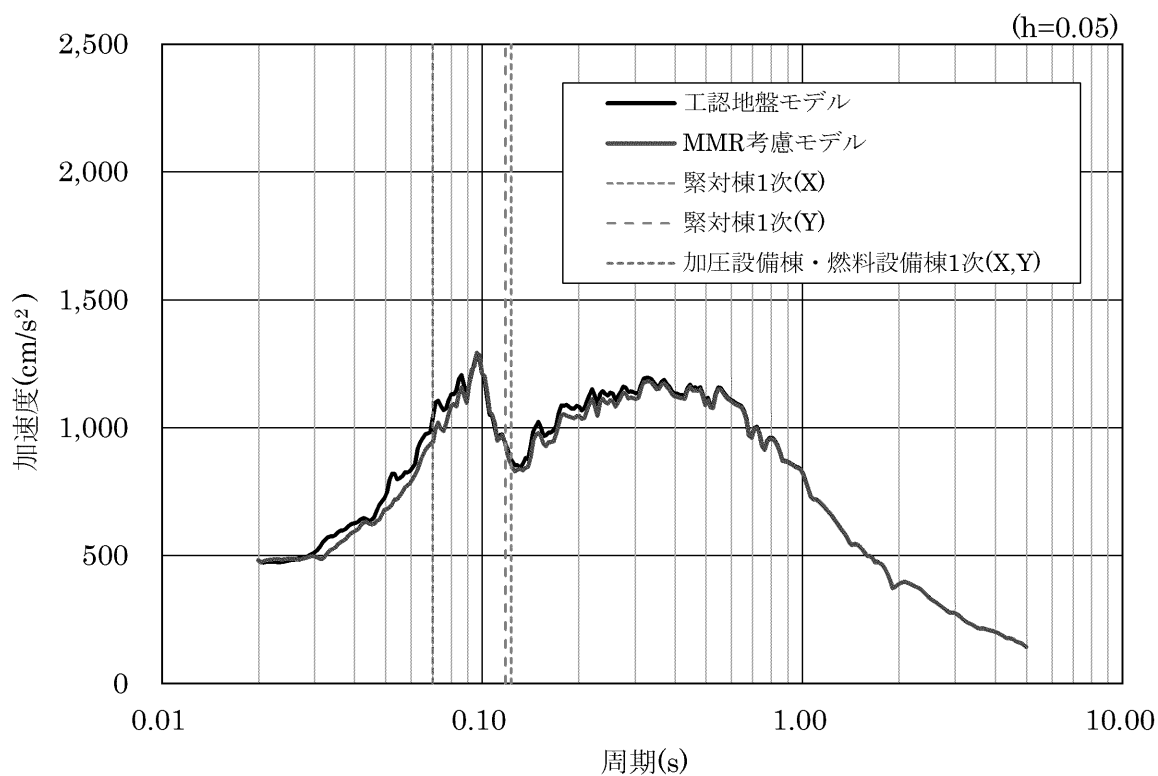
## 2.2 解析結果

基準地震動  $S_s-1$  の基礎底面位置における加速度応答スペクトルの比較を第 2-2 図及び第 2-3 図に示す。

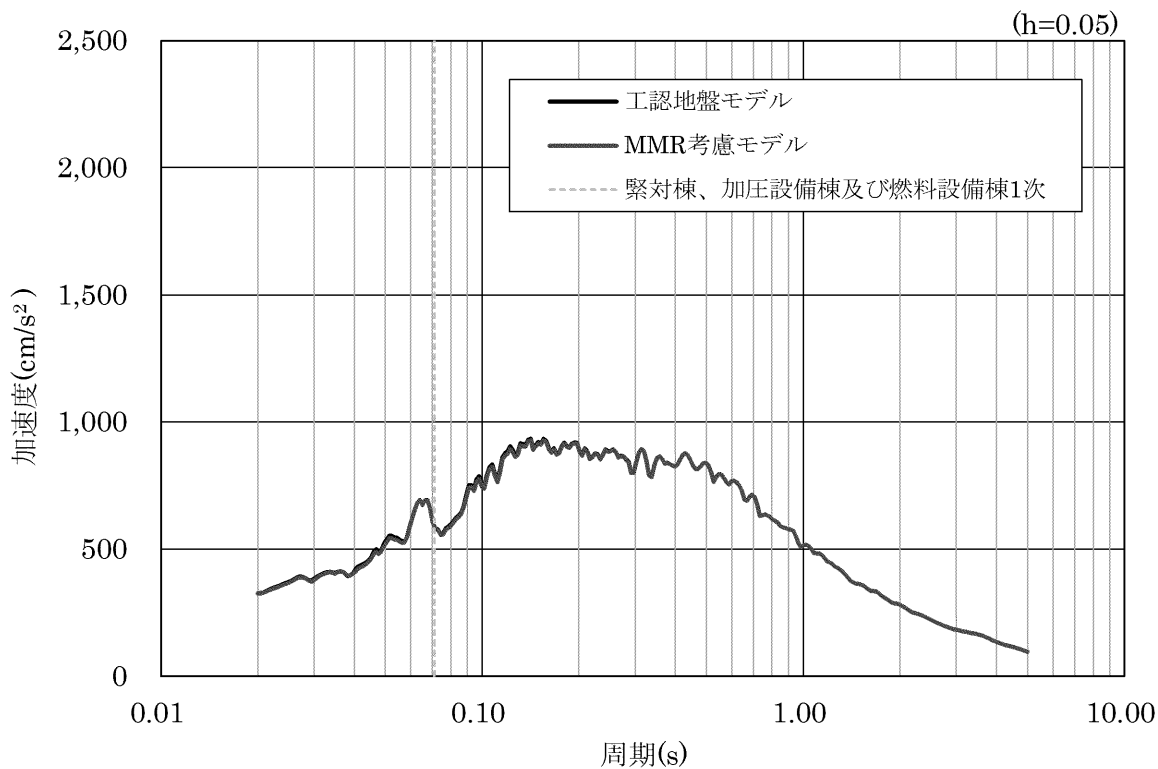
水平方向について、0.03 秒～0.09 秒及び 0.15 秒～0.3 秒程度の周期帯において、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルが、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルに包絡されており、今回工認の入力地震動の方が保守的となっている。その他の周期帯においては、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルは、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルと概ね同等となっている。

鉛直方向について、全ての周期帯において、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルは、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルと概ね同等となっている。

以上より、入力地震動算定における MMR の影響は軽微であり、今回工認の入力地震動は、MMR を考慮した場合の地震動に比べて、保守的又は概ね同等となっていることを確認した。



第 2-2 図 基礎底面位置における加速度応答スペクトルの比較（水平方向）



第 2-3 図 基礎底面位置における加速度応答スペクトルの比較（鉛直方向）

### 3. まとめ

基礎底面直下の **MMR** の物性を考慮した地盤モデルを用いて、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置における地震動を算定し、今回工認の入力地震動と比較することで、**MMR** が基礎底面位置の地震動に及ぼす影響及び今回工認の入力地震動の妥当性について確認を行った。

その結果、入力地震動算定における **MMR** の影響は軽微であり、今回工認の入力地震動は、**MMR** を考慮した場合の地震動に比べて、保守的又は概ね同等となっていることを確認した。

7-2-6-別紙2. 入力地震動の算定における  
SHAKEの適用性



## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	別 2 - 1
2. SHAKE の適用条件 .....	別 2 - 3
3. 地盤のせん断ひずみの確認 .....	別 2 - 4
3.1 解析条件 .....	別 2 - 4
3.2 SHAKE による最大せん断ひずみの確認 .....	別 2 - 7
4. 適用性の検討 .....	別 2 - 8
4.1 検討方針 .....	別 2 - 8
4.2 検討方法 .....	別 2 - 8
4.3 検討結果 .....	別 2 - 10
5. まとめ .....	別 2 - 13

## 1. 概 要

緊急時対策棟（以下「緊対棟」という。）、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）（以下「加圧設備棟」という。）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）（以下「燃料設備棟」という。）の地震応答解析に用いる入力地震動は、炉心位置における EL. -15.0m の解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を EL. -215.00m まで引き戻した上で、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置で算定している。基礎底面位置における入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を用いている。

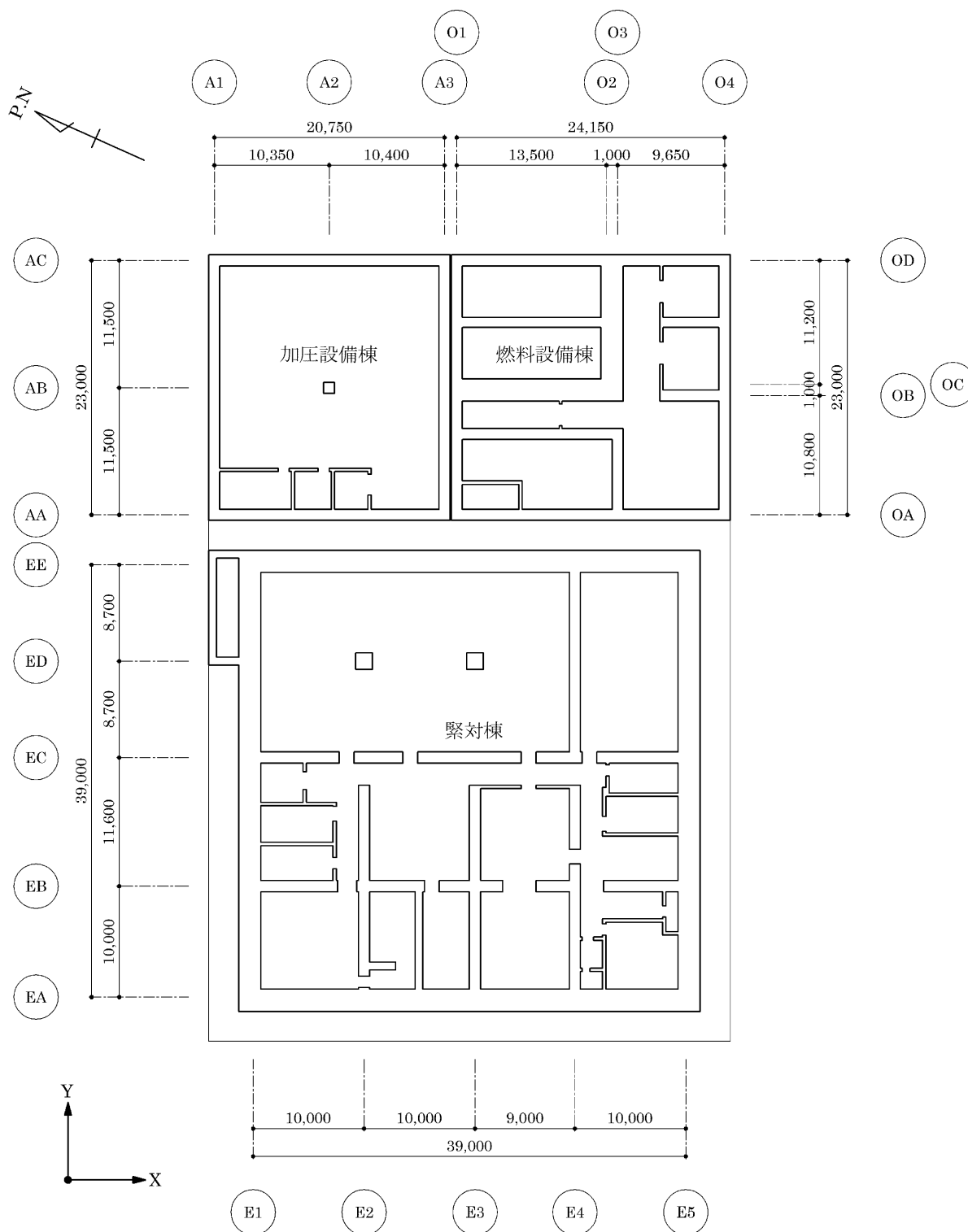
本資料は、基礎底面位置における入力地震動の算定に用いる「SHAKE」の適用性を確認するものである。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」

ここで、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟は、建屋の向きがプラントノースに対して東側に  $65.8^\circ$  傾いているため、基礎版の短辺方向を X 方向、長辺方向を Y 方向と定義する。緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図を第 1-1 図に示す。

(mm)



第1-1図 緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の概略平面図（地下2階）

## 2. SHAKE の適用条件

地盤の応答解析に用いる「SHAKE」は、1次元重複反射理論に基づく等価線形解析手法のプログラムであり、周波数ごとの伝達関数を算出し、応答時刻歴波形を算出するものである。また、「SHAKE」は、日本国内の原子力施設の工認申請において多くの利用実績がある。

添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」では、地盤の地震応答解析により、基礎底面位置における入力地震動を算定している。地盤の地震応答解析には、「SHAKE」を用いており、表層付近の埋戻土のひずみ依存性を考慮した等価線形解析を行っている。

ここで、等価線形解析手法の適用条件については、一般に、せん断ひずみが 1% 程度以下であることとされていることから、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟における地盤の地震応答解析により算定したせん断ひずみが 1% 程度以下となることを確認する。せん断ひずみが 1% 程度を超える場合には、地盤の地震応答解析により得られた地震動の妥当性を検討し、入力地震動に用いることの可否を判断する。

### 3. 地盤のせん断ひずみの確認

#### 3.1 解析条件

添付資料 12-16-1 「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」で行った地盤の地震応答解析について、1次元応答解析用地盤モデルを第 3-1 図、弾性波速度を第 3-1 表に示す。

また、表層付近の埋戻土に考慮したひずみ依存特性を第 3-2 図に示す。

ここで、第 3-2 図に示す埋戻土のひずみ依存特性については、せん断ひずみ 1.0%までの動的変形試験結果に対する近似式であるため、せん断ひずみ 1.0%を超える値については、試験結果を外挿したものとなる。

[標高]	[岩種]	[岩級]	[速度層]	
EL. 25.00m				地表面
	埋戻土	—	—	
EL. 19.62m				
EL. 16.86m	玄武岩	Ⓒ	I	
EL. 15.27m	八ノ久保砂礫層	—		
EL. 11.92m	砂岩	Ⓒ		
EL. 10.02m				
EL. 7.00m	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	III	基礎底面
EL. 6.40m				
EL. 5.74m	頁岩	Ⓒ		
EL. 4.92m				
	砂岩・頁岩	Ⓐ Ⓑ	IV	
EL. -215.00m				

第3-1図 1次元応答解析用地盤モデル

第3-1表 弾性波速度 (EL.-215.00m から基礎底面までの1次元応答解析)

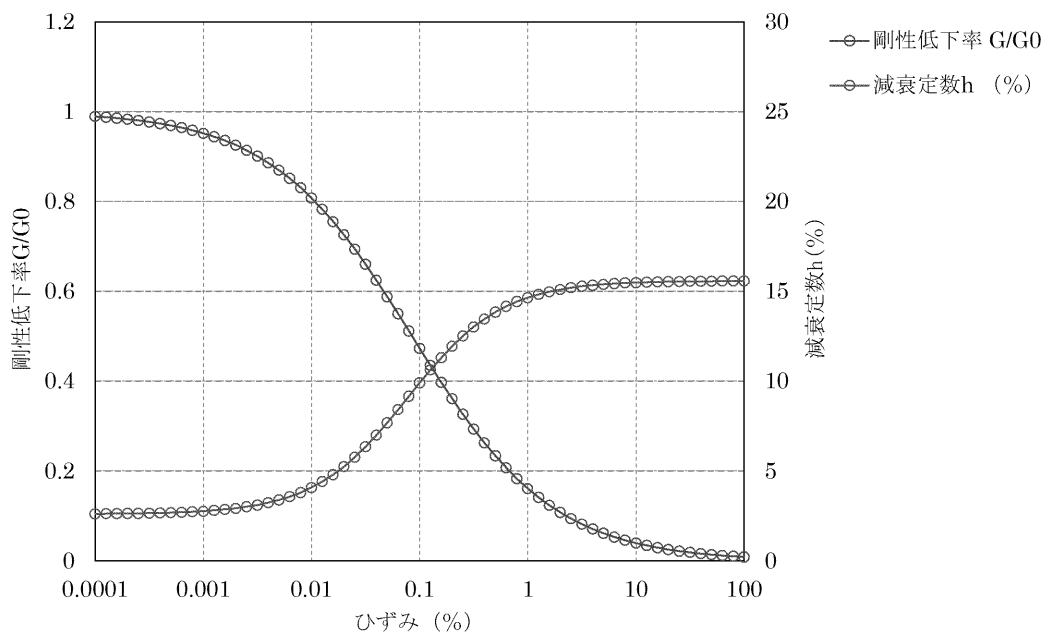
区分	Vs <sup>(注1)</sup> (km/s)	Vp <sup>(注2)</sup> (km/s)	備考
埋戻土	0.03 <sup>(注3)</sup>	0.10	EL.25.00m~EL.24.62m
	0.06 <sup>(注3)</sup>	0.19	EL.24.62m~EL.23.62m
	0.08 <sup>(注3)</sup>	0.26	EL.23.62m~EL.22.62m
	0.09 <sup>(注3)</sup>	0.31	EL.22.62m~EL.21.62m
	0.11 <sup>(注3)</sup>	0.36	EL.21.62m~EL.20.62m
	0.12 <sup>(注3)</sup>	0.39	EL.20.62m~EL.19.62m
I速度層 <sup>(注4)</sup>	0.26	0.92	—
III速度層 <sup>(注4)</sup>	0.75	2.22	—
IV速度層 <sup>(注4)</sup>	1.62	3.36	—

(注1) Vs : S波速度

(注2) Vp : P波速度

(注3) 埋戻土はひずみ依存特性を考慮する。埋戻土のVsは、初期せん断弾性係数を用いて算出し、初期せん断弾性係数は、平均主応力との関係式より算出する。

(注4) 設置変更許可申請書(添付資料六)に記載した値であり、I速度層は①速度層、III速度層は③速度層、IV速度層は④速度層に該当する。



第3-2図 埋戻土のひずみ依存特性

### 3.2 SHAKEによる最大せん断ひずみの確認

「SHAKE」を用いた地盤の地震応答解析より算定した地盤のせん断ひずみの最大値を第3-2表に示す。

第3-2表に示した通り、表層の埋戻土において、せん断ひずみが最大で2.26% (Ss-1H) となっており、「SHAKE」の適用範囲の目安である1%を超えることを確認した。したがって、次章において、地盤の地震応答解析により得られた応答時刻歴波形の妥当性を確認し、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析モデルへの入力地震動に用いることの妥当性を確認する。

第3-2表 せん断ひずみの最大値

地震動	せん断ひずみの最大値 (%)			
	埋戻土 (注)	I 速度層	III速度層	IV速度層
Ss-1H	2.26	0.08	0.01	0.02
Ss-2X	0.36	0.03	0.01	0.01
Ss-2Y	0.38	0.04	0.01	0.01
Ss-3X	1.06	0.05	0.01	0.01
Ss-3Y	1.34	0.07	0.01	0.01
Ss-4H	2.20	0.06	0.02	0.02
Ss-5NS	1.05	0.07	0.01	0.01
Ss-5EW	0.95	0.06	0.01	0.01

(注) 第3-1表に示す埋戻土の最大せん断ひずみを、層厚により重み付け平均した値を示す。



## 4. 適用性の検討

### 4.1 検討方針

「3.2 SHAKE による最大せん断ひずみの確認」に示したとおり、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟における地盤の地震応答解析より、埋戻土のせん断ひずみが、「SHAKE」の適用範囲の目安である 1%を超える結果となった。

そこで、本章では、埋戻土のひずみ依存特性に着目して比較検討を行う。

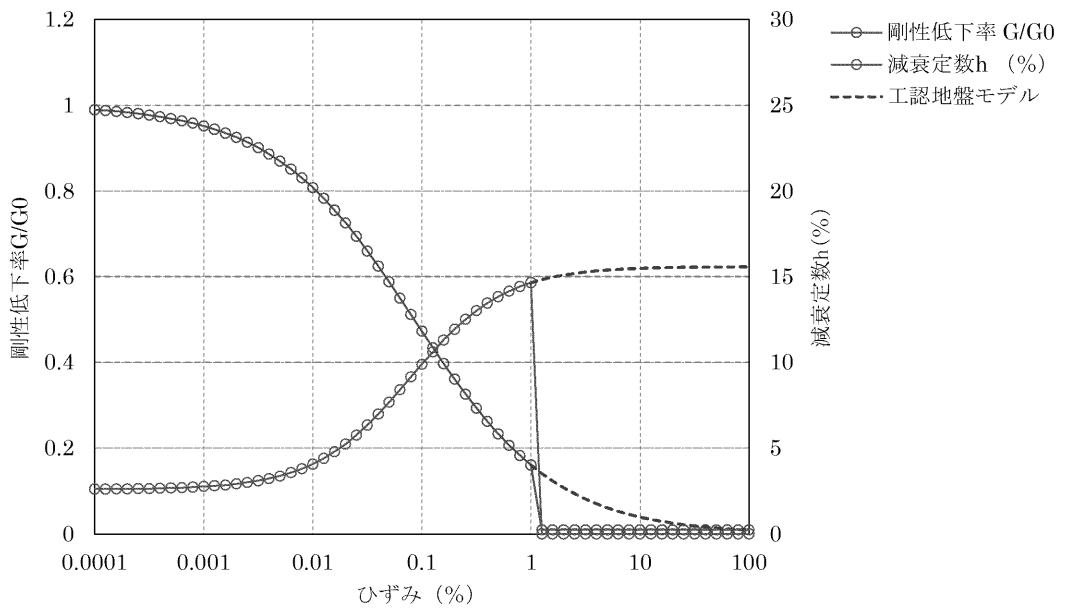
具体的には、埋戻土について、せん断ひずみ 1%以降のひずみ依存特性が試験結果の外挿したものであることから、せん断ひずみ 1%以降の埋戻土のひずみ依存特性を変動させた地盤モデル（以下「比較検討モデル」という。）を作成し、地盤の地震応答解析を行う。比較検討モデルによる地震応答解析結果と添付資料 12-16-1「緊急時対策棟、緊急時対策棟屋外地下エリア（加圧設備）及び緊急時対策棟屋外地下エリア（燃料設備）の地震応答解析」で用いた地盤モデル（以下「工認地盤モデル」という。）による地震応答解析結果との比較により、「SHAKE」による等価線形解析の妥当性を確認する。

### 4.2 検討方法

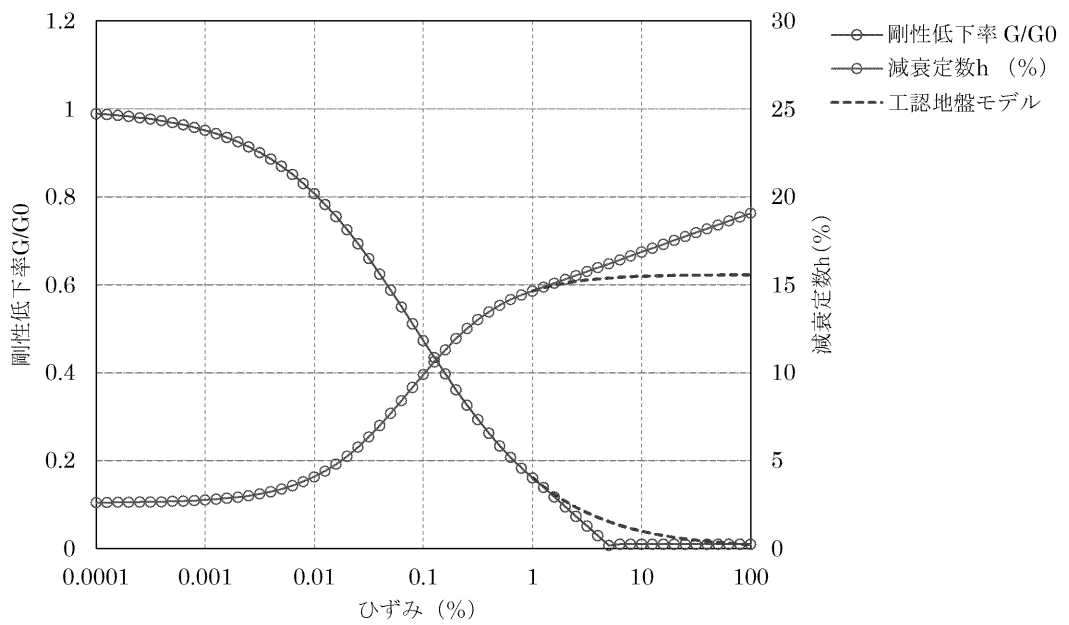
比較検討モデルによる地盤の地震応答解析を行い、基礎底面位置における加速度応答スペクトルを算出する。基礎底面位置において、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルと比較検討モデルによる加速度応答スペクトルとの比較を行い、顕著な差が見られないことを確認することで、入力地震動の算定における「SHAKE」の適用性及び工認地盤モデルにより算定した入力地震動の妥当性を確認する。

比較検討モデルは、せん断ひずみ 1%以降における埋戻土のせん断剛性低下率( $G/G_0$ )及び減衰定数( $h$ )を変動パラメータとし、第 4-1 図に示す 2 ケースとする。ここで、比較検討モデル①は、せん断ひずみ 1%以降のせん断剛性低下率( $G/G_0$ )及び減衰定数( $h$ )を極めて小さな値としたモデルである。比較検討モデル②は、せん断ひずみ 1%以降のせん断剛性低下率( $G/G_0$ )及び減衰定数( $h$ )の傾きを一定とすることで、線形的にせん断剛性低下率( $G/G_0$ )を減少かつ減衰定数( $h$ )を増加させるモデルである。

比較検討に用いる地震動は、工認地盤モデルにおいて埋戻土のせん断ひずみが特に大きな値となった基準地震動  $S_s-1H$  及び  $S_s-4H$  とする。



(a) 比較検討モデル①



(b) 比較検討モデル②

第 4-1 図 比較検討モデルにおける埋戻土のひずみ依存特性

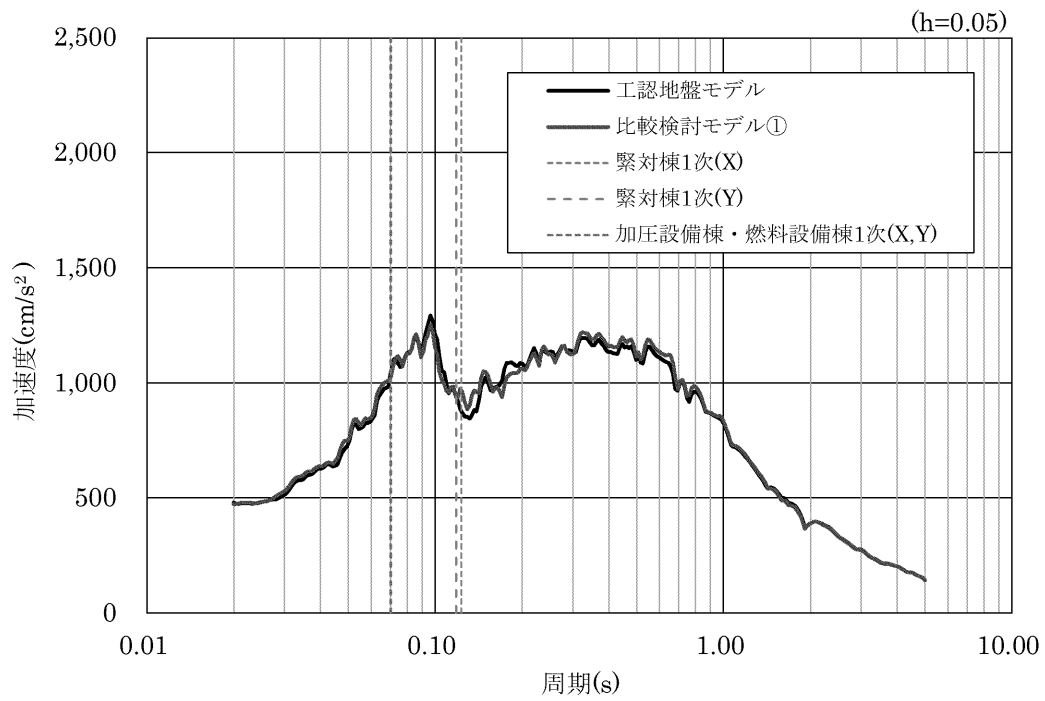
### 4.3 検討結果

基礎底面位置における工認地盤モデルの加速度応答スペクトルと比較検討モデルによる加速度応答スペクトルとの比較を第 4-2 図及び第 4-3 図に示す。

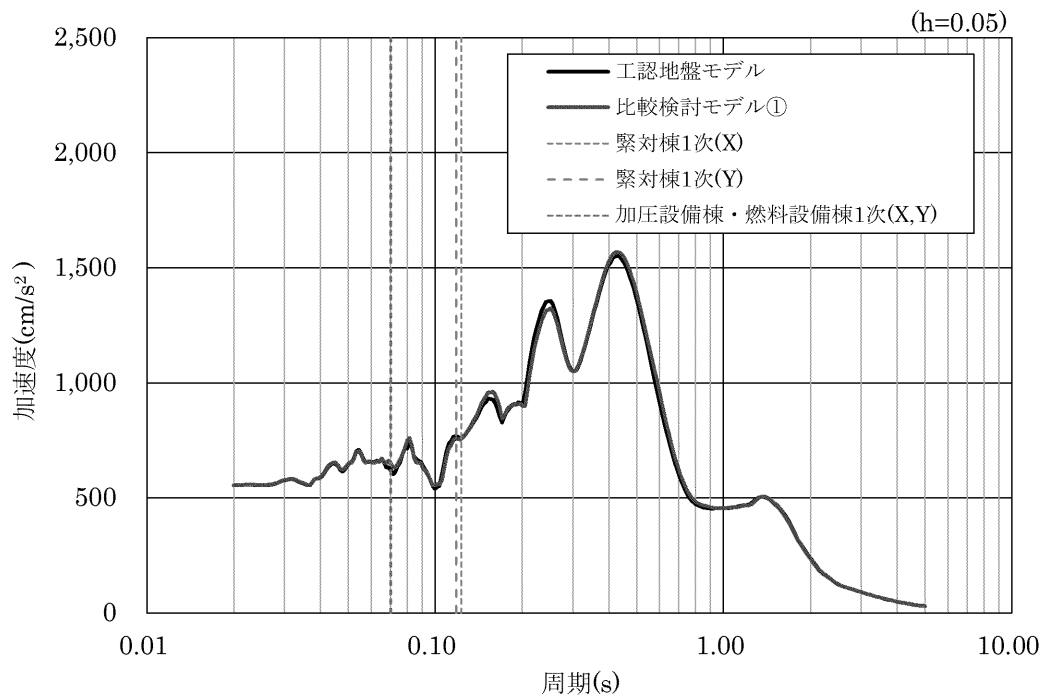
工認地盤モデルと比較検討モデル①とを比較した結果、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の 1 次モード付近の周期においては、比較検討モデル①の応答が若干大きい結果となっている。ここで、比較検討モデル①は、せん断ひずみ 1% 以降のせん断剛性及び減衰定数を極めて小さい値、すなわち、せん断ひずみ 1% で破壊するものとしてモデル化しているが、現実的には、本モデルほどのせん断剛性及び減衰の低下は考え難く、保守的な結果が算定されているものと考えられる。したがって、比較検討モデル①の検討条件の保守性を踏まえると、工認地盤モデル及び比較検討モデル①の応答には有意な差は無い。

また、工認地盤モデルと比較検討モデル②とを比較した結果、加速度応答スペクトルに顕著な差は見られない。

以上より、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析において、「SHAKE」を用いた等価線形解析により、工認地盤モデルで算定した入力地震動を用いることは妥当である。

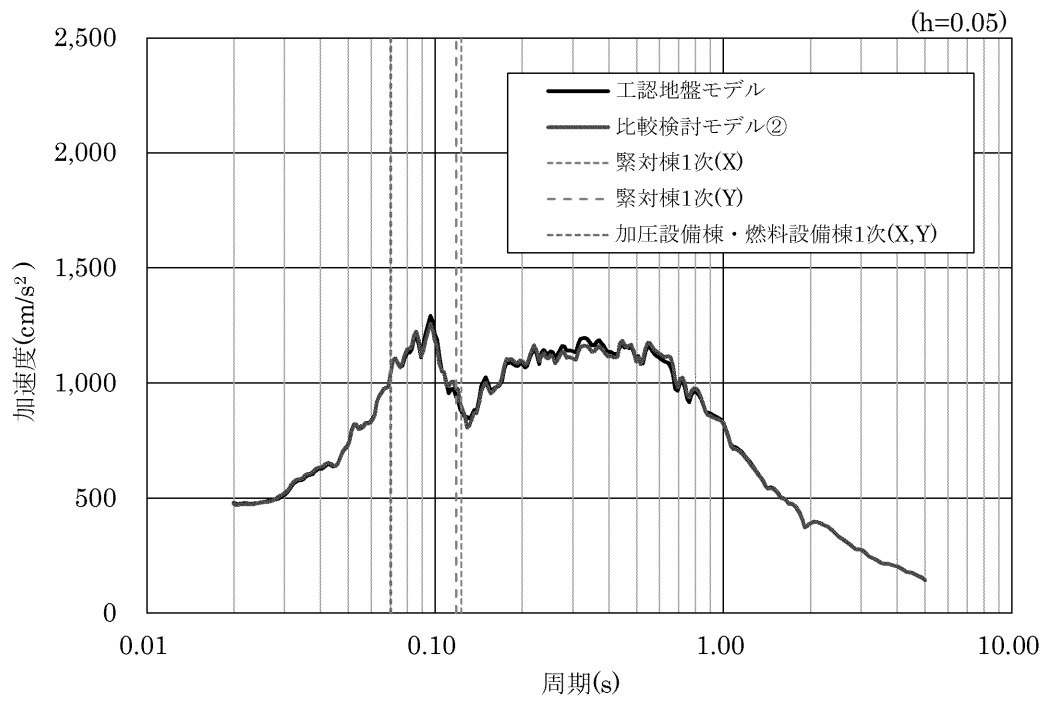


(a) 基準地震動  $S_s-1H$

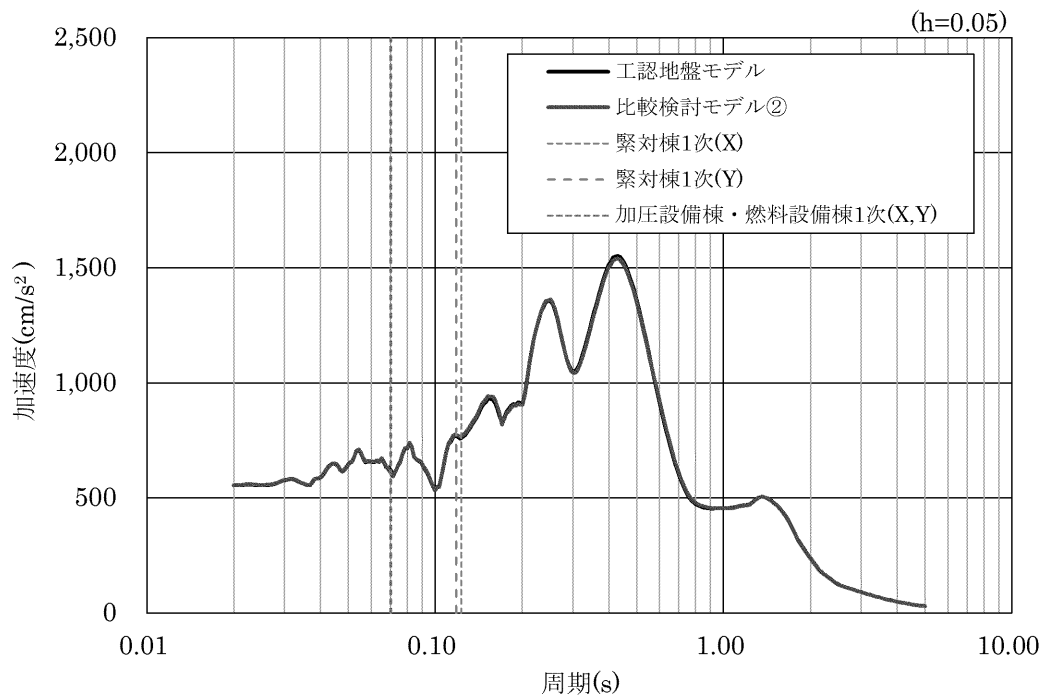


(b) 基準地震動  $S_s-4H$

第 4-2 図 加速度応答スペクトルの比較結果 (比較検討モデル①)



(a) 基準地震動  $S_s-1_H$



(b) 基準地震動  $S_s-4_H$

第 4-3 図 加速度応答スペクトルの比較結果 (比較検討モデル②)

## 5. まとめ

工認地盤モデルによる地盤の地震応答解析結果より、埋戻土において、「SHAKE」の適用範囲の目安である 1%を超えるせん断ひずみが生じていることを確認した。

そこで、埋戻土のひずみ依存特性を変動させた比較検討モデルを作成し、地盤の地震応答解析を行い、基礎底面位置における加速度応答スペクトルの比較を行った。比較の結果、工認地盤モデル及び比較検討モデルの加速度応答スペクトルには顕著な差が見られないことを確認した。

以上より、緊対棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の地震応答解析における「SHAKE」の適用性を確認した。