

川内1号機 緊急時対策棟接続工事設工認 説明事項リスト(耐震関係)

資料(2)

No.	対象資料	ページ	説明項目	説明内容
1	7.29ヒアリング資料2 No.2 連絡通路における設置許可から設計及び工事の計画での差異について	(2)-5	建屋重量の差異の説明及び支持岩盤の確認方法について、資料に追記する。	建屋重量の差異の説明及び支持岩盤の確認方法について、記載を充実化し、補足説明資料に示す。
2	7.29ヒアリング資料2 No.10 1次元地盤モデルの妥当性検討	(2)-10	連絡通路の直下のイメージ図について、MMR範囲の寸法とNS断面方向を追記する。	連絡通路の直下のイメージ図について、MMR範囲の寸法とNS断面方向を追記する。詳細は、補足説明資料に示す。
3	7.29ヒアリング資料2 No.10 1次元地盤モデルの妥当性検討	(2)-15	MMR物性の設定根拠、せん断剛性、減衰の値を追記する。	MMR物性の設定根拠、せん断剛性、減衰の値を追記する。詳細は、補足説明資料に示す。
4	7.29ヒアリング資料2 No.10 1次元地盤モデルの妥当性検討	(2)-7~30	岩盤とMMRの違いによる相対変位について確認する。	岩盤とMMRの違いによる相対変位について、補足説明資料に示す。
5	7.29ヒアリング資料2 No.10 1次元地盤モデルの妥当性検討	(2)-26~29	1次元⇔2次元の解析結果比較資料に連絡通路の周期帯を追記する。	1次元⇔2次元の解析結果比較資料に連絡通路の周期帯を追記する。詳細は補足説明資料に示す。
6	7.29ヒアリング資料2 No.20,21 緊急時対策棟(連絡通路)接続工事による重量増加に対する緊急時対策棟(休憩所)の影響評価	(2)-35~36	休憩所の概略平面図中に撤去、増設部位が分かるように追記する。	休憩所の概略平面図に撤去、増設部位を追記する。詳細は補足説明資料に示す。
7	7.29ヒアリング資料2 No.20,21 緊急時対策棟(連絡通路)接続工事による重量増加に対する緊急時対策棟(休憩所)の影響評価	(2)-31~79	休憩所の新設躯体を一体化することについて、説明を追記する。	休憩所の新設躯体を一体化することについて、説明を追記する。詳細は補足説明資料に示す。
8	7.29ヒアリング資料2 No.20,21 緊急時対策棟(連絡通路)接続工事による重量増加に対する緊急時対策棟(休憩所)の影響評価	(2)-70~79	応力解析について、既工認評価での解析手法を追記する。	休憩所の応力解析について、既工認手法と今回の影響確認手法の比較を追記した。詳細は補足説明資料に示す。
9	7.29ヒアリング資料3 No.1~8 建屋の滑動に関する検討	(3)-3~18	建屋の滑動について、検討フロー他説明を再考する。	滑動に関する検討について、補足説明資料に示す。
10	7.29ヒアリング資料3 No.1~8 建屋の滑動に関する検討	(3)-3~18	岩盤のせん断力を用いた検討としていることについて、滑ることより岩盤の破壊が先になるため、岩盤のせん断力による評価になる旨記載する。	滑動に関する検討について、補足説明資料に示す。
11	7.29ヒアリング資料3 No.1~8 建屋の滑動に関する検討	(3)-17~18	周囲を岩盤、MMRで囲われており、埋め込まれている記載は短辺方向についてであることを追記する。	滑動に関する検討について、補足説明資料に示す。
			以下余白	

連絡通路における設置許可から設計及び工事の計画での差異について

1. はじめに

本資料では、連絡通路の設置許可時から設計及び工事の計画時で変更となる項目を反映した基礎地盤の安定性再評価を実施し、変更による影響を確認した。

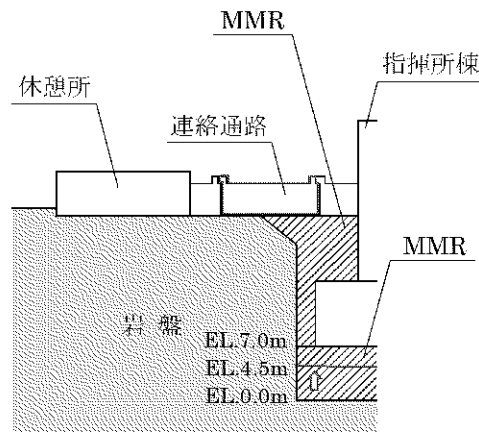
連絡通路において、設置許可時から設計及び工事の計画時で変更となった項目として、第1表及び第1図に変更内容を示す。

連絡通路の重量については、設置許可時に割増しした設定重量から設計進捗による重量確定に伴い小さくなっている。また、連絡通路の一部の基礎下の 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、指揮所設置工事（1期工事）の掘削時に指揮所棟及び連絡通路を十分に支持できる岩盤がより浅い位置に確認できたことから EL.4.5m に変更した。支持岩盤は、電研式の岩盤分類を参考に、岩石の硬さ、割れ目の状態、割れ目の間隔を指標として確認している。

なお、基礎地盤の安定性再評価における連絡通路重量は、すべり線上部の全体重量に対して 1%未満であることと、設置許可時に比べて小さくなっていることから、保守的に設置許可時のモデルを採用した。

第1表 設置許可時と設計及び工事の計画時の変更内容

項目	設置許可時	設計及び工事の計画時
連絡通路重量	39kN/m	21kN/m
基礎下 MMR 範囲 (連絡通路の一部)	EL.0.0m～EL. 7.0m	EL.4.5m～EL.7.0m



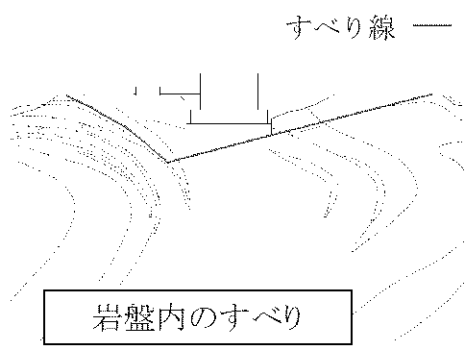
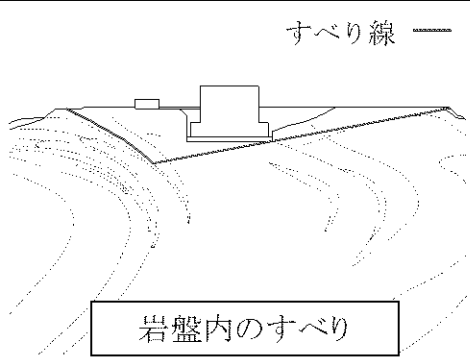
第1図 連絡通路断面図

## 2. 評価結果

評価の結果を設置許可時の最小すべり安全率と併せて第2表に示す。最小すべり安全率は2.3、基礎の最大傾斜は1/17,000となった。

以上より、連絡通路の設置許可時から設計及び工事の計画時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2表 設置許可時と設計及び工事の計画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
設置許可	最小すべり安全率		2.3 (Ss-2)	1.5 以上
	最大傾斜	1/15,000 (Ss-2)		1/2,000 以下
設計及び 工事の計画	最小すべり安全率		2.3 (Ss-2)	1.5 以上
	最大傾斜	1/17,000 (Ss-2)		1/2,000 以下

## 1 次元地盤モデルの妥当性検討

## 目 次

	頁
1. 概 要1	
1.1 検討概要 .....	1
1.2 検討方針 .....	3
2. MMR の影響確認 .....	5
2.1 解析モデル .....	5
2.2 解析結果 .....	8
3. まとめ .....	10
(参考 1) 緊急時対策棟（指揮所）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 .....	11
(参考 2) 地盤物性の違いによる地盤の相対変位について .....	23

## 1. 概要

### 1.1 検討概要

緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」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. -18.5m の解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を EL. -200.00m まで引き戻した上で、1次元波動論による地震応答解析により、基礎底面位置(EL.24.00m)で評価したものをを用いている。

1次元地盤モデルについて、連絡通路に隣接する緊急時対策棟（指揮所）（以下「指揮所棟」という。）の基礎底面より深い部分については、令和元年6月3日付け原規規発第1906035号にて認可された指揮所設置工事（第1期工事）（以下「既工認」という。）の補足説明資料にて、その妥当性を示している。参考として、末尾に既工認の補足説明資料を再掲する。

本検討では、既工認において確認できていない指揮所棟の基礎底面よりも浅い部分について、1次元地盤モデルの妥当性を検討する。

今回、連絡通路に隣接する指揮所棟の基礎跳ね出し部上部にはマンメイドロック（以下「MMR」という。）を施工しており、連絡通路の一部は MMR 上に設置される。連絡通路直下の断面イメージ図を第1-1図に示す。

連絡通路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、指揮所棟側の MMR については、MMR の範囲が部分的であるため、考慮していない。

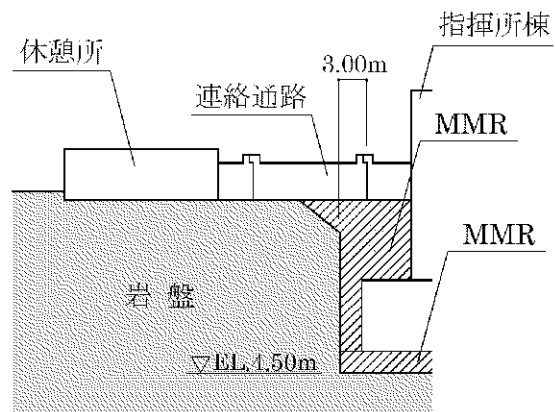
本資料は、入力地震動の算定に用いる1次元地盤モデルの妥当性を検討するため、指揮所棟側の MMR の影響を考慮した地盤モデルを用いて、1次元波動論による地盤の地震応答解析により、基礎底面位置における地震動を算定し、添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示した基礎底面位置における基準地震動  $S_s$ （以下「今回工認の入力地震動」という。）と比較することで、今回工認の入力地震動の妥当性について確認するものである。

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。

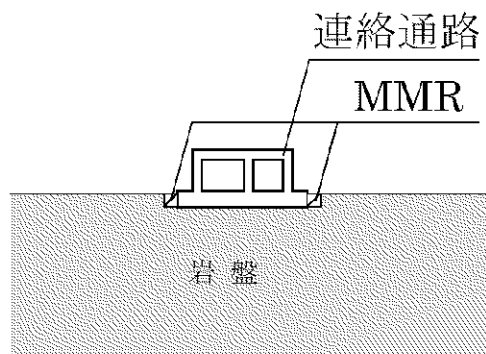
- ・添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」



EL.25.20m 平面図  
(KEY PLAN)



(A-A 断面)



(B-B 断面)

第 1-1 図 連絡通路直下の断面イメージ図

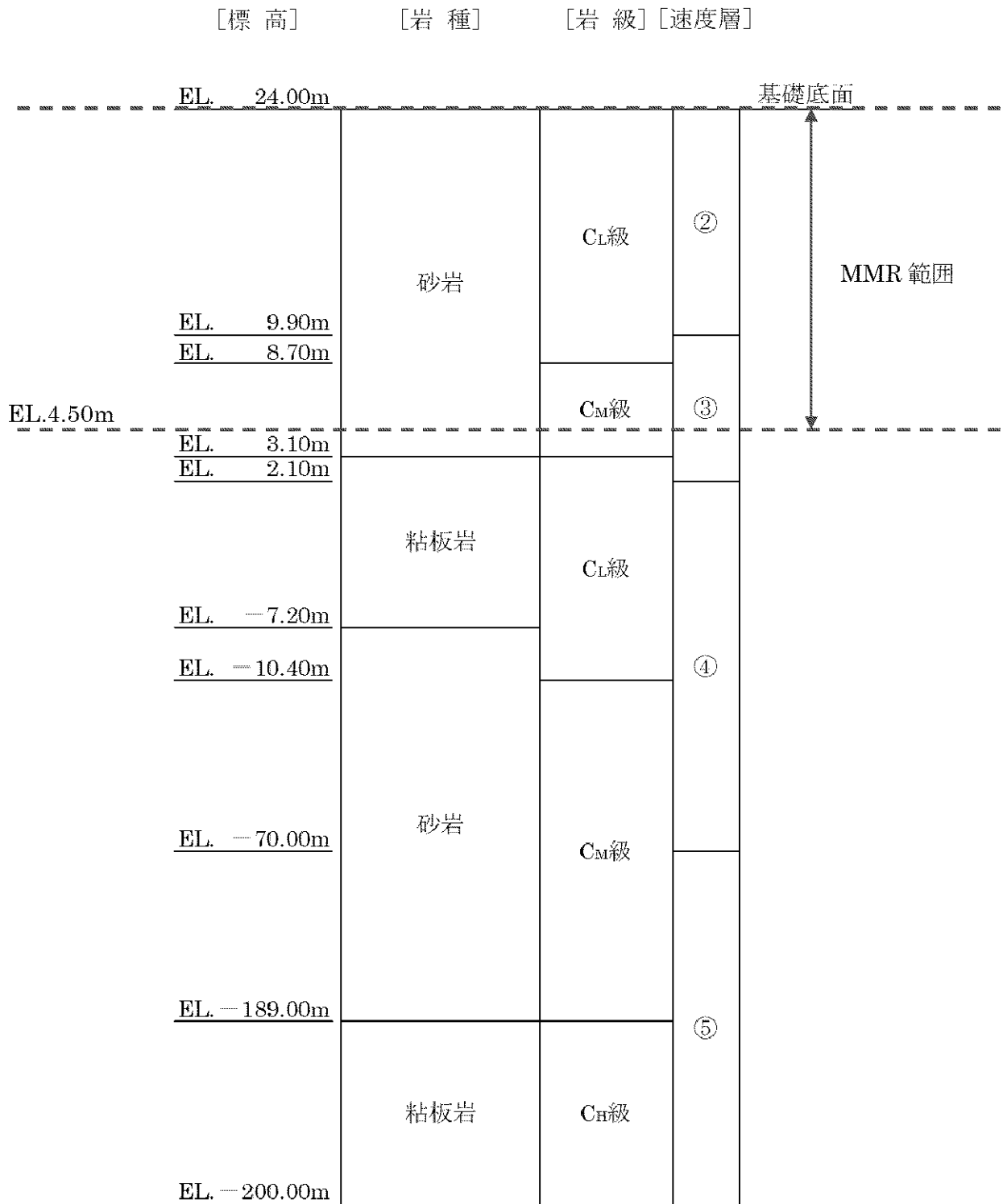
## 1.2 検討方針

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 1-2 図に示す。基礎底面位置直下は、②～⑤速度層により構成されているが、連絡通路の一部については、EL.4.50m～EL.24.00m の範囲が、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.4.50m～EL.24.00m の②速度層及び③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、今回工認の入力地震動の妥当性を確認する。





第 1-2 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 1-2 図に示した工認地盤モデルを基に、EL.4.50m～EL.24.00m の MMR 範囲について、②速度層及び③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. 24.00m			
	MMR	—	—
EL. 4.50m			
EL. 3.10m	砂岩	C <sub>M</sub> 級	③
EL. 2.10m			
	粘板岩	C <sub>L</sub> 級	
EL. -7.20m			
EL. -10.40m			④
	砂岩	C <sub>M</sub> 級	
EL. -70.00m			
EL. -189.00m			⑤
	粘板岩	C <sub>II</sub> 級	
EL. -200.00m			

基礎底面

第2-1図 MMR 考慮モデル

第2-1表 弾性波速度

区分	$V_s$ <sup>(注1)</sup> (km/s)	$V_p$ <sup>(注2)</sup> (km/s)	備考
MMR	1.91 <sup>(注3)</sup>	3.12 <sup>(注3)</sup>	EL.24.00m~EL.4.50m
②速度層	0.52	1.86	—
③速度層	0.90	2.51	—
④速度層	1.37	3.40	—
⑤速度層	2.05	4.33	—

(注1)  $V_s$  : S波速度

(注2)  $V_p$  : P波速度

(注3) 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<sup>(注)</sup>

部位	設計基準強度 $F_c$ (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 $\nu$	減衰定数 $h$ (%)
MMR	18.0	2.35	$8.58 \times 10^3$	0.20	5

(注) 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) により物性値を算出

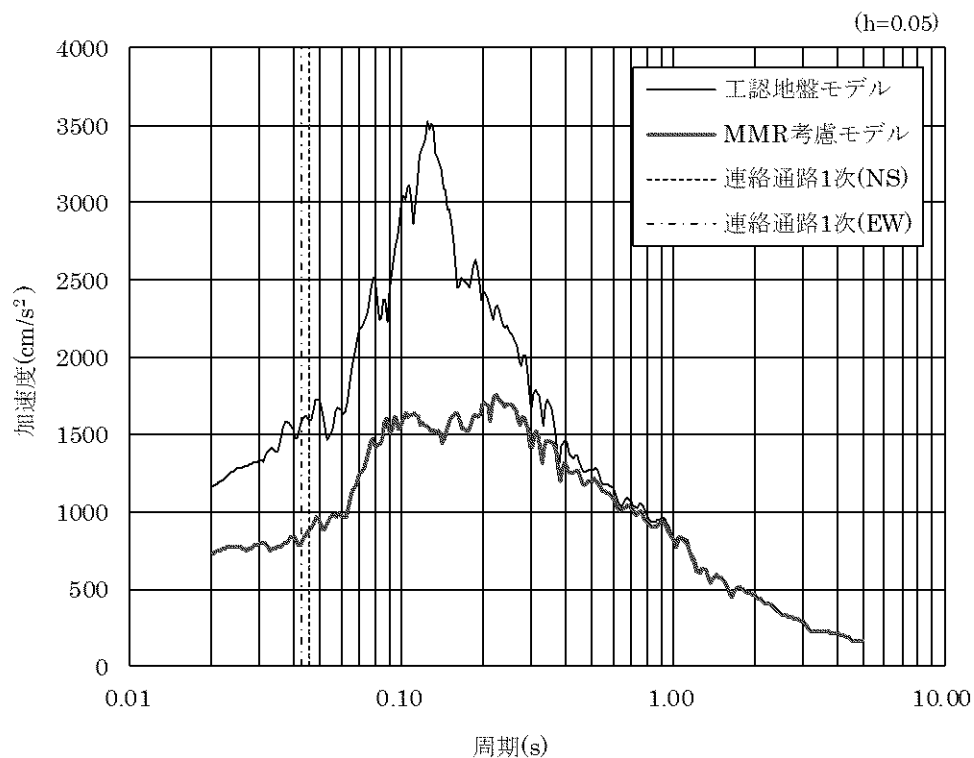
## 2.2 解析結果

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。

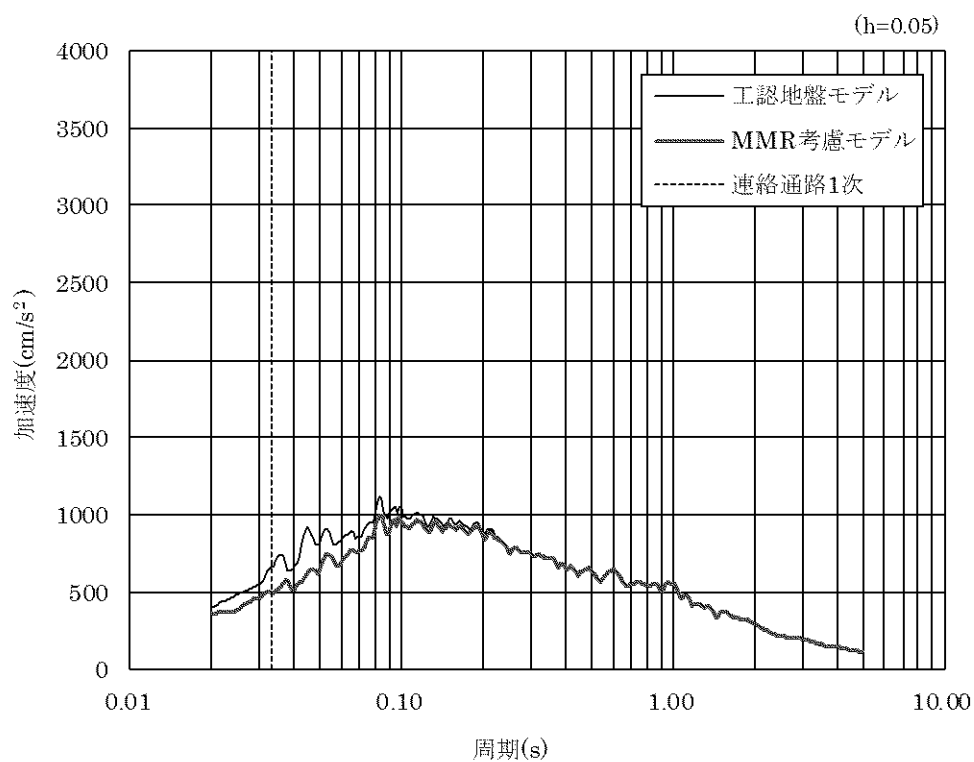
水平方向について、0.02 秒～1.0 秒程度の周期帯において、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルが、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルに包絡されており、今回工認の入力地震動の方が保守的となっている。その他の周期帯においては、MMR 考慮モデルによる加速度応答スペクトルは、工認地盤モデルによる加速度応答スペクトルと概ね同等となっている。

鉛直方向について、0.02 秒～1.0 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。

以上より、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、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。

(参考 1) 緊急時対策棟（指揮所）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

令和元年 6 月 3 日付け原規規発第 1906035 号にて認可された指揮所設置工事（第 1 期工事）の補足説明資料 7-5「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」を引用する。



## 1. 概 要

緊急時対策棟（指揮所）（以下「指揮所棟」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. -18.5m の解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を、1次元波動論による地震応答解析（以下「1次元地盤モデル」という。）にて、基礎底面位置で評価したものをを用いている。

本資料は、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の1次元地盤モデルを用いた入力地震動と、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。）を用いた地震応答解析により評価した地震動との比較を行い、1次元地盤モデル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 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」

## 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、指揮所棟、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、指揮所棟、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図に示す。

2次元地盤モデルは、設置変更許可申請書（添付六）における指揮所棟、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、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟を通る直交2断面（NS方向：X断面、EW方向：Y断面）とする。2次元地盤モデルを第2-2図に示す。

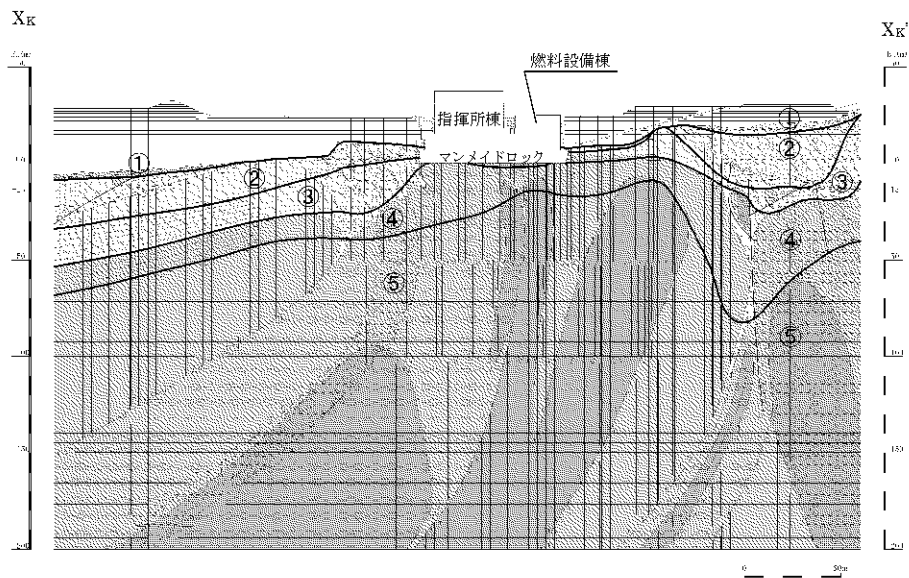
1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの比較を第2-1表に示す。

ここで、指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の基礎には、厚さ7m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、保守的に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。

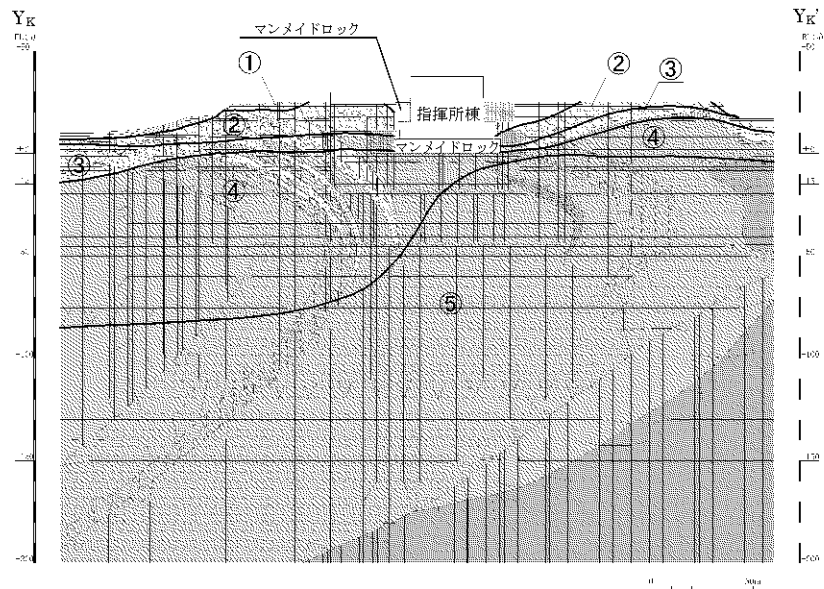
速度層 区分	V <sub>p</sub> (km/s)	V <sub>s</sub> (km/s)
①	1.17	0.28
②	1.86	0.52
③	2.51	0.90
④	3.40	1.37
⑤	4.33	2.05

〔標高〕	〔岩種〕	〔岩級〕	〔速度層〕		
EL. 25.00 m				地表面	
EL. 20.00 m	埋戻土	—	—	地下水位	
EL. 10.10 m					
EL. 7.00 m		C <sub>L</sub> 級	②	基礎底面	
EL. 5.30 m				③	
EL. 1.00 m					
	砂岩	C <sub>M</sub> 級	④		
EL. -29.50 m					
				⑤	
EL. -171.40 m	粘板岩	B, C <sub>H</sub> 級			
EL. -174.50 m					
EL. -200.00 m					

第2-1図 1次元地盤モデル（指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟）

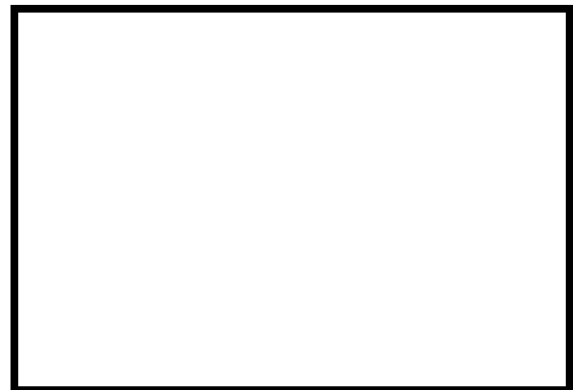


(a) X断面



(b) Y断面

地質凡例		岩級凡例	
	埋戻土		B, C <sub>II</sub> 級
	溶結凝灰岩		C <sub>III</sub> 級
	北薩火山岩類II		C <sub>I</sub> 級
	みやま層		D級
	北薩火山岩類I		みやま層
	混在岩		北薩火山岩類I
	粘板岩・頁岩		混在岩
	砂岩		断層 (破砕帯を含む)
	礫岩		
	変はんれい岩類の破砕部		
	変はんれい岩類		



(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 (指揮所棟、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.-200m	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（指揮所棟直下）

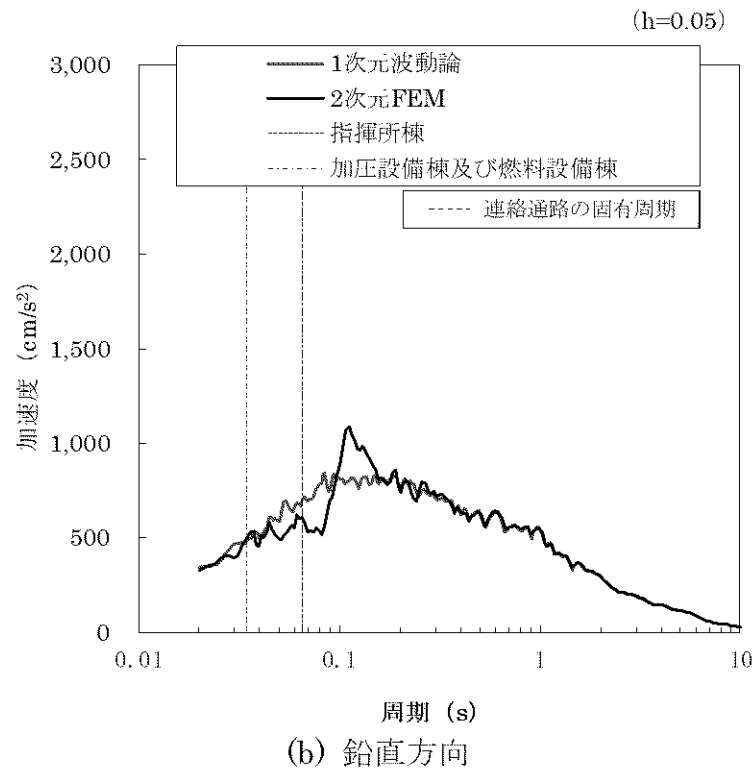
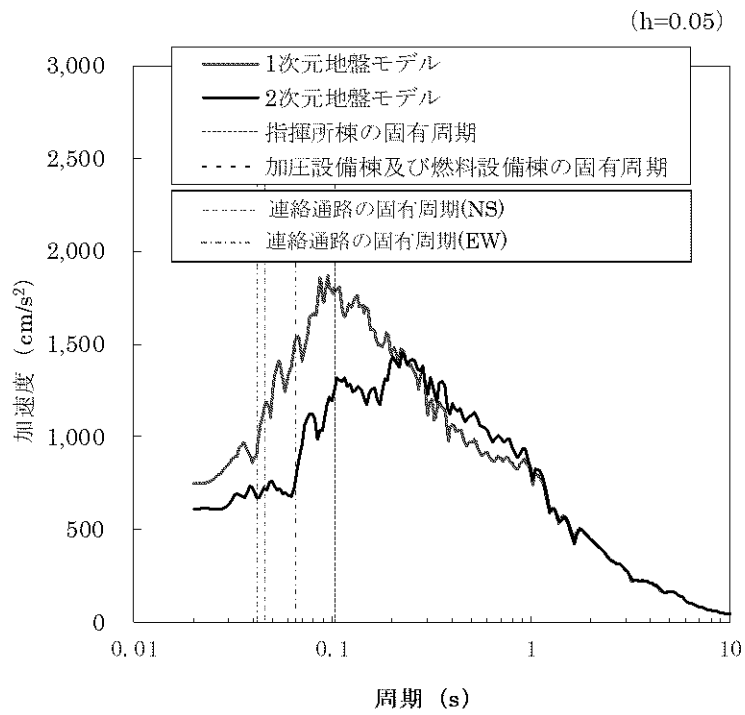
第2-2表 マンメイドロックと周辺地盤のせん断剛性の比較

		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	②速度層 ( $V_s=520\text{m/s}$ )	$0.62 \times 10^6$	砂岩 C <sub>L</sub> 級（密度 2.28g/cm <sup>3</sup> ）の場合
	③速度層 ( $V_s=900\text{m/s}$ )	$1.85 \times 10^6$	砂岩 C <sub>L</sub> 級（密度 2.28g/cm <sup>3</sup> ）の場合
	④速度層 ( $V_s=1,370\text{m/s}$ )	$5.01 \times 10^6$	砂岩 C <sub>M</sub> 級（密度 2.70g/cm <sup>3</sup> ）の場合

## 2.2 地震応答解析結果

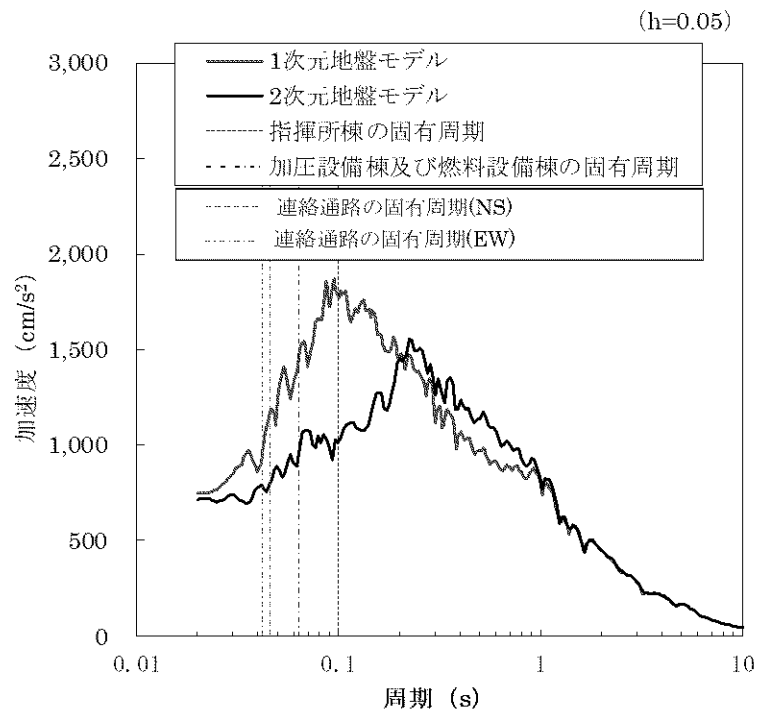
1次元地盤モデル及び2次元地盤モデルの建屋基礎底面位置(EL.7.00m)における加速度応答スペクトルを第2-3図～第2-6図に示す。

同図より、指揮所棟、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概ね上回っている。

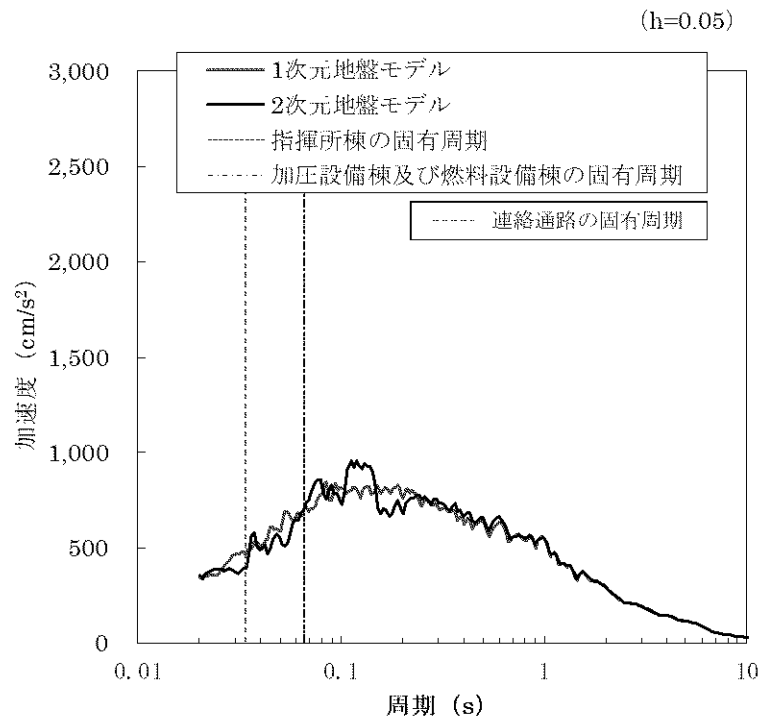


(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-3 図 1 次元地盤モデルと 2 次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較  
(X 断面、 $S_s=1$ )



(a) 水平方向

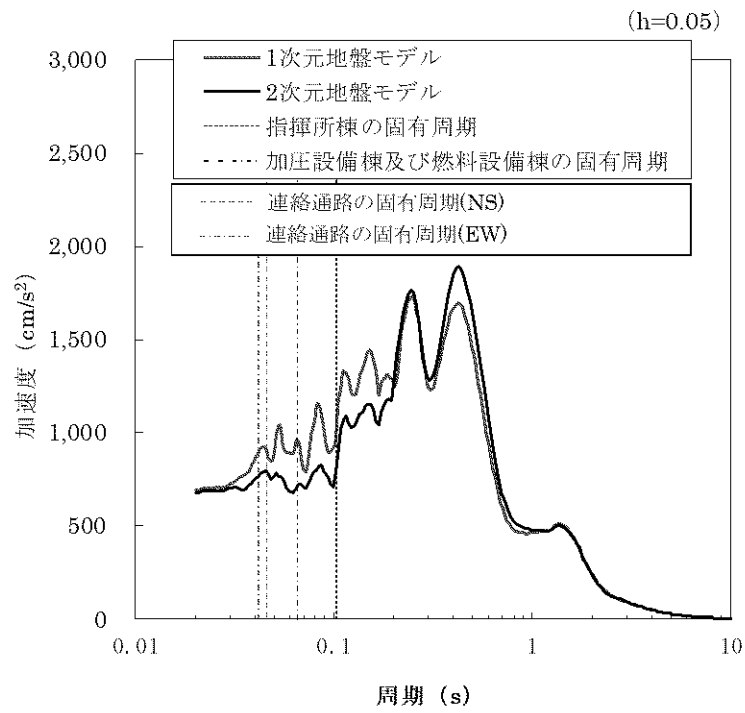


(b) 鉛直方向

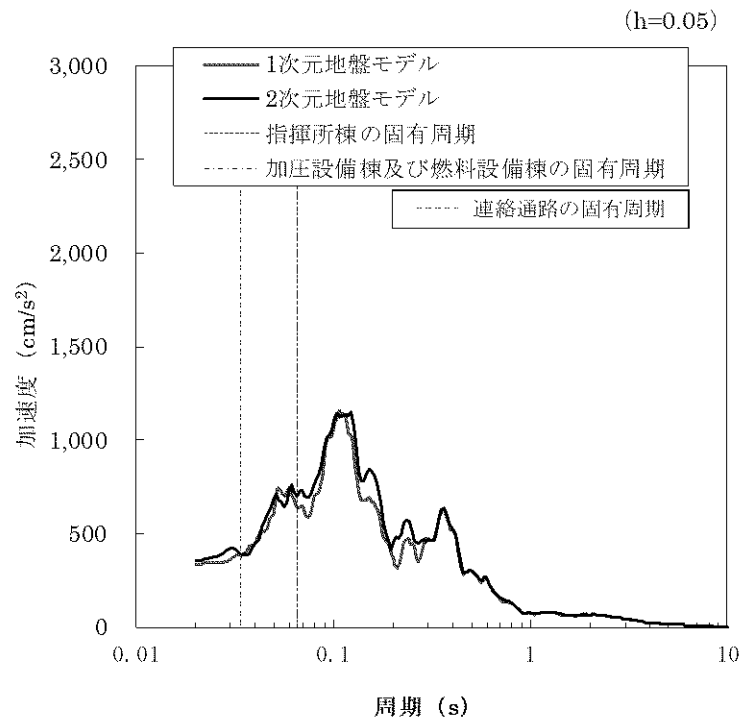
(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-4 図 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較  
(Y断面、Ss-1)





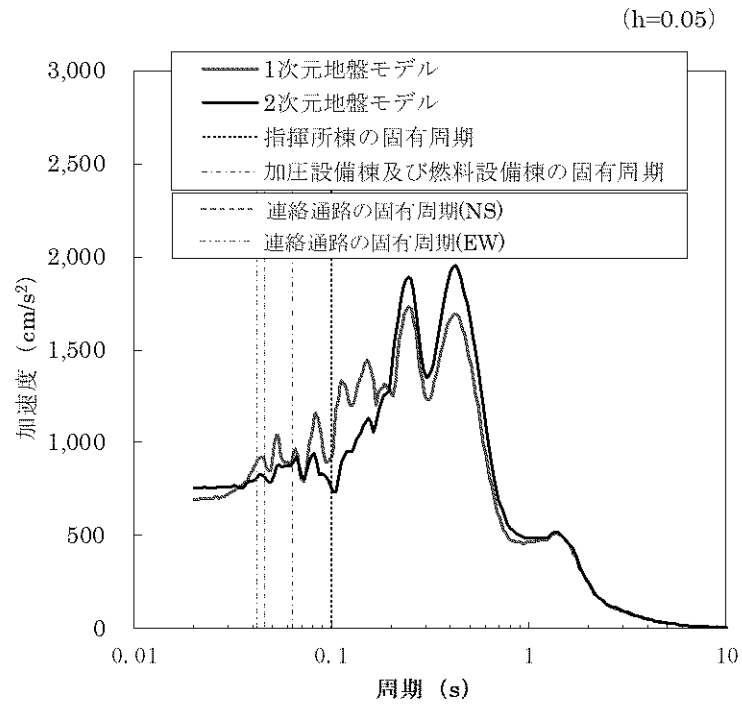
(a) 水平方向



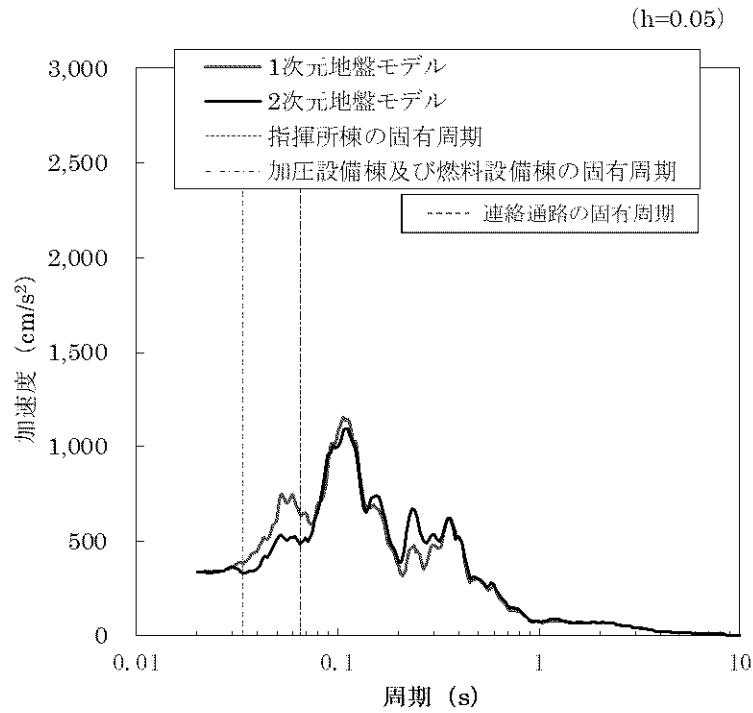
(b) 鉛直方向

(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-5 図 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較  
(X断面、Ss-2)



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

(注) 連絡通路の固有周期を加筆

第 2-6 図 1次元地盤モデルと2次元地盤モデルの地震応答解析結果の比較  
(Y断面、Ss-2)

### 3. まとめ

指揮所棟、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次元地盤モデルと2次元地盤モデルを用いて指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟底面位置での地盤応答の比較を行った。

その結果、指揮所棟、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概ね大きいことを確認した。

以上のことから、1次元地盤モデルを用いた指揮所棟、加圧設備棟及び燃料設備棟の入力地震動は妥当であると判断される。

## (参考 2) 地盤物性の違いによる地盤の相対変位について

### 1. 検討概要

第 1-1 図に示す通り、連絡通路に隣接する指揮所棟の基礎跳ね出し部上部には MMR を施工しており、連絡通路の一部は MMR 上に設置される。

本資料では、地盤物性の違いによる地盤の相対変位を算出し、相対変位が連絡通路及び指揮所棟の連結部の離隔 100mm を超えないことを確認する。

### 2. 解析モデル

解析モデルは、第 1-2 図に示した工認地盤モデル及び第 2-1 図に示した MMR 考慮モデルとする。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。

地盤の相対変位は、MMR 考慮モデルにおいて、MMR の物性に置き換えている EL.4.50m～EL.24.00m の範囲について算出する。工認地盤モデル及び MMR 考慮モデルのそれぞれで EL.4.50m～EL.24.00m の範囲における最大応答変位を算出し、それらを足し合わせて相対変位を算出する。

### 3. 解析結果

工認地盤モデル及び MMR 考慮モデルにおける地盤の相対変位を参考 2-1 表に示す。MMR 考慮モデルの変位量は工認地盤モデルの変位量よりも十分小さく、保守的に両者の変位量を足し合わせても、変位量は連結部の離隔 100mm に対して十分小さいことを確認した。

また、地震応答解析から算出した建屋間（連絡通路～指揮所棟）の相対変位を参考 2-2 表に、地盤及び建屋間の最大相対変位を参考 2-3 表に示す。地盤の相対変位及び建屋間の相対変位を足し合わせても、連結部の離隔 100mm に対して十分小さいことを確認した。

参考 2-1 表 地盤の相対変位

方向	地震動	最大応答変位(mm)		相対変位 (mm)
		工認地盤モデル	MMR 考慮モデル	
Ss-1	水平動	5.0	0.4	5.4
	鉛直動	0.2	0.1	0.3
Ss-2	水平動	4.8	0.5	5.3
	鉛直動	0.2	0.1	0.3

参考 2-2 表 建屋間（連絡通路～指揮所棟）の相対変位

方向	地震動	最大応答変位 <sup>(注1)</sup> (mm)		相対変位 (mm)
		連絡通路	指揮所棟	
NS	Ss-1H	1.1 <sup>(注2)</sup>	4.4	5.5
	Ss-2H	0.8	3.3	4.1
EW	Ss-1H	0.8	4.0	4.8
	Ss-2H	0.7	3.1	3.8
鉛直	Ss-1v	0.2 <sup>(注2)</sup>	0.5	0.7
	Ss-2v	0.2	0.4	0.6

(注 1) 材料物性のばらつき等を考慮した最大値

(注 2) 誘発上下動を考慮して算出した値

参考 2-3 表 地盤及び建屋間の最大相対変位

地震動	最大相対変位(mm)			クリアランス (mm)
	地盤の 相対変位	建屋間の 相対変位	合計	
水平動	5.4	5.5	10.9	100
鉛直動	0.3	0.7	1.0	100

#### 4. まとめ

連絡通路について、基礎底面直下の地盤物性の違いによる相対変位を算出し、連絡通路及び指揮所棟の連結部の離隔を超えないことを確認した。また、地盤物性の違いによる相対変位と、連絡通路及び指揮所棟の建屋間の相対変位を足し合わせても、連結部の離隔を超えないことを確認した。

緊急時対策棟（連絡通路）接続工事  
による重量増加に対する緊急時対策棟（休憩所）  
の影響評価

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	1
2. 地震応答解析による影響評価 .....	2
2.1 影響評価方針 .....	2
2.2 休憩所増設部の接続について .....	12
2.3 影響評価結果 .....	12
3. 応力解析による影響評価 .....	38
3.1 影響評価方針 .....	38
3.2 影響評価結果 .....	42
4. まとめ .....	48



## 1. 概 要

緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）と緊急時対策棟（指揮所）との接続工事において、緊急時対策棟（休憩所）（以下「休憩所」という。）の壁、床及び屋根の増設並びに新規開口の設置を行う。

本資料は、休憩所について、増設及び新規開口の設置による影響を考慮した地震応答解析による評価及び応力解析による評価を行い、建屋の有する耐震性への影響がないこと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 9-13-3 「緊急時対策棟（休憩所）の地震応答解析」
- ・添付資料 9-13-4 「緊急時対策棟（休憩所）の耐震計算書」

## 2. 地震応答解析による影響評価

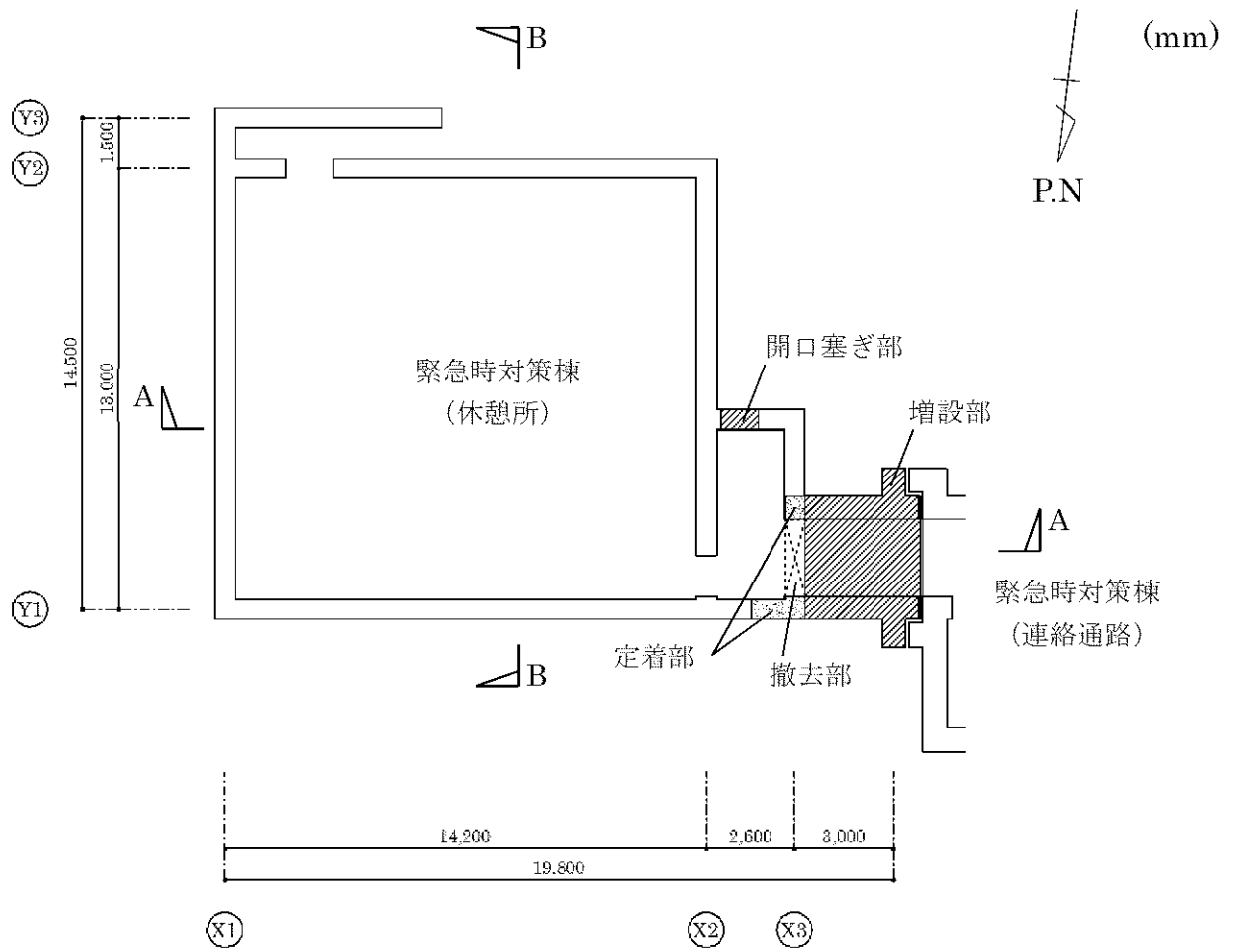
### 2.1 影響評価方針

平成 27 年 3 月 18 日付け原規規発第 1503181 号にて認可された川内 1 号機の工事計画の添付資料 3「耐震性に関する説明書」（以下「新規制基準工認」という。）における地震応答解析モデル（以下「新規制基準工認モデル」という。）を基に、増設及び新規開口の設置を考慮した地震応答解析モデル（以下「影響確認用モデル」という。）を構築する。休憩所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。増設による影響について、フレーム外の壁の増設であるため、剛性は評価しないものとし、地震応答解析モデルの質点重量の変動として、影響確認用モデルに反映する。また、新規開口の設置による影響について、地震応答解析モデルのせん断断面積及び断面二次モーメントの変動として、影響確認用モデルに反映する。

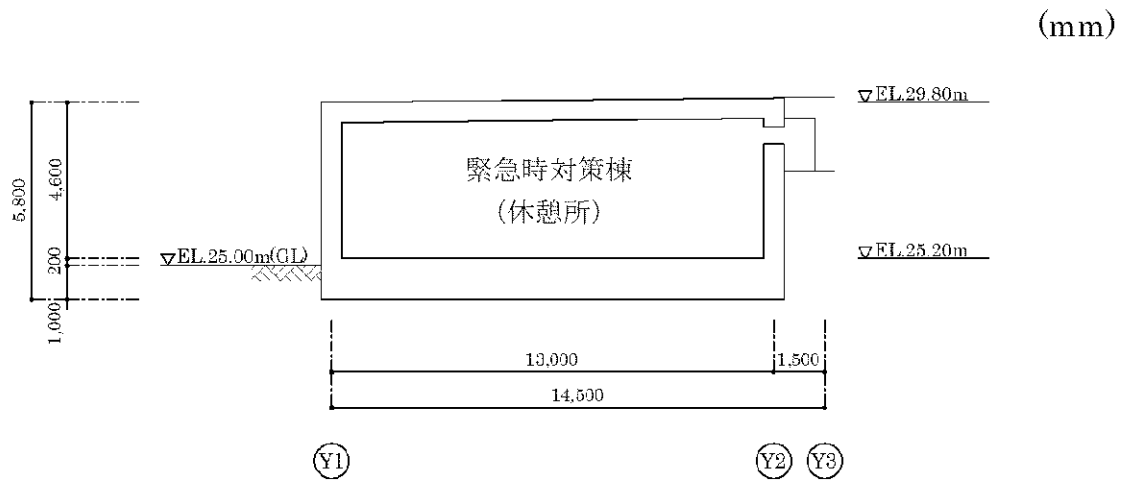
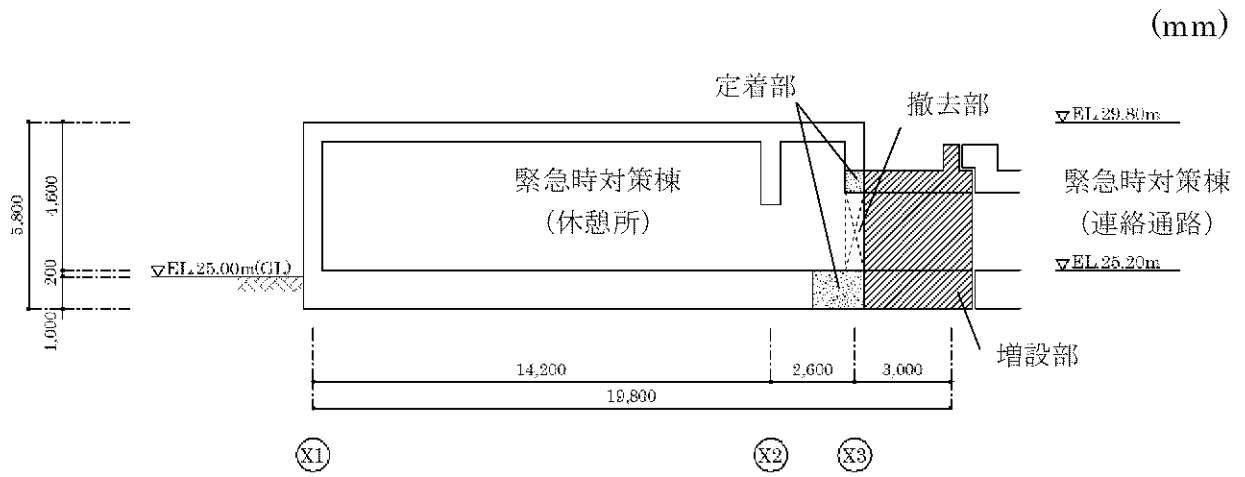
休憩所の地震応答解析モデルを第 2-3 図及び第 2-4 図、新規制基準工認モデル及び影響確認用モデル諸元を第 2-1 表～第 2-6 表に示す。

影響確認用モデルを用いて固有値解析を行い、固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）及び刺激関数図の比較を行うことで、増設及び新規開口の設置が建屋の振動特性に与える影響を確認する。

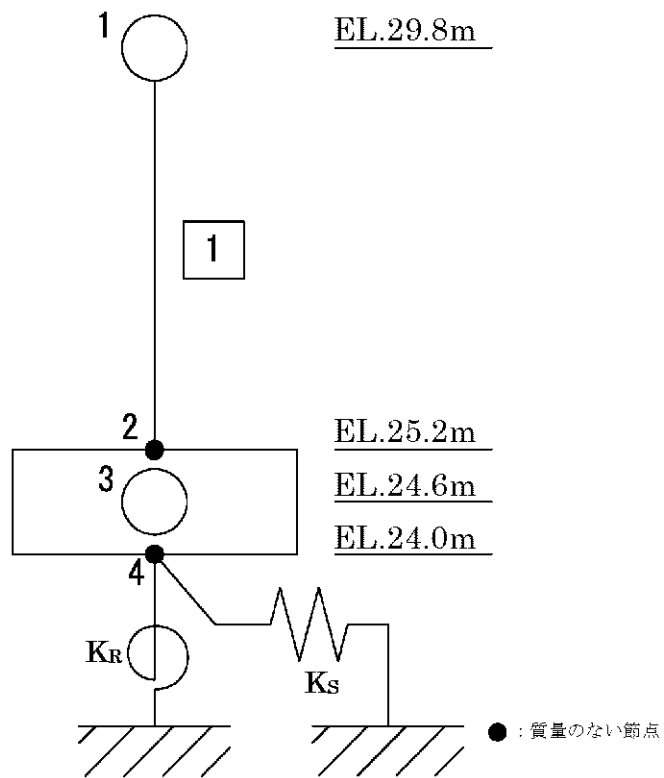
また、影響確認用モデルを用いて地震応答解析を行い、休憩所の最大応答値及び最大せん断ひずみを比較するとともに、最大せん断ひずみが許容限界( $2.0 \times 10^{-3}$ )未満となることを確認する。



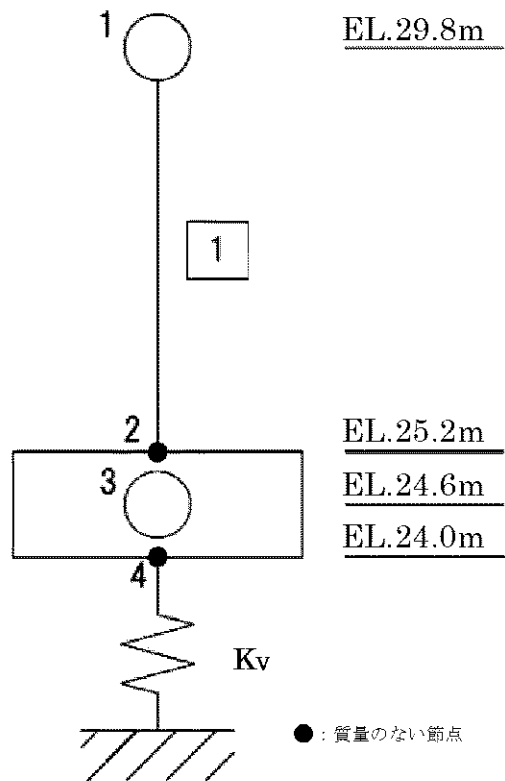
第 2-1 図 概略平面図



第 2-2 図 概略断面図



第 2-3 図 地震応答解析モデル (水平方向)



第 2-4 図 地震応答解析モデル (鉛直方向)

第2-1表 地震応答解析モデル諸元（水平方向）（1/2）

(a) 新規制基準工認モデル

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> )	
					NS	EW	NS	EW
休憩所	1	29.8	$5.60 \times 10^3$	1	15	17	335	473
	2	25.2	—	Rigid				
	3	24.6	$8.70 \times 10^3$					
	4	24.0	—					

(b) 影響確認用モデル

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> )	
					NS	EW	NS	EW
休憩所	1	29.8	$6.07 \times 10^3$	1	14	17	313	486
	2	25.2	—	Rigid				
	3	24.6	$9.41 \times 10^3$					
	4	24.0	—					

第 2-1 表 地震応答解析モデル諸元 (水平方向) (2/2)

(a) 新規制基準工認モデル

部位	質点 節点 番号	回転慣性 (kN・m <sup>2</sup> )	
		NS	EW
休憩所	1	$8.68 \times 10^4$	$1.03 \times 10^5$
	2	—	—
	3	$1.36 \times 10^5$	$1.61 \times 10^5$
	4	—	—

(b) 影響確認用モデル

部位	質点 節点 番号	回転慣性 (kN・m <sup>2</sup> )	
		NS	EW
休憩所	1	$9.42 \times 10^4$	$1.12 \times 10^5$
	2	—	—
	3	$1.48 \times 10^5$	$1.75 \times 10^5$
	4	—	—



第 2-2 表 地盤ばね定数及び減衰係数 (水平方向)

(a) 新規制基準工認モデル

基礎底面 水平ばね	K <sub>S</sub>	ばね定数 (kN/m)		減衰係数 (kN・s/m)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		$2.37 \times 10^7$	$2.34 \times 10^7$	$2.12 \times 10^5$	$2.06 \times 10^5$
基礎底面 回転ばね	K <sub>R</sub>	ばね定数 (kN・m/rad)		減衰係数 (kN・m・s/rad)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		$1.38 \times 10^9$	$1.56 \times 10^9$	$4.18 \times 10^6$	$5.08 \times 10^6$

(b) 影響確認用モデル

基礎底面 水平ばね	K <sub>S</sub>	ばね定数 (kN/m)		減衰係数 (kN・s/m)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		$2.57 \times 10^7$	$2.49 \times 10^7$	$2.52 \times 10^5$	$2.33 \times 10^5$
基礎底面 回転ばね	K <sub>R</sub>	ばね定数 (kN・m/rad)		減衰係数 (kN・m・s/rad)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		$1.54 \times 10^9$	$2.10 \times 10^9$	$4.90 \times 10^6$	$8.03 \times 10^6$

第2-3表 地震応答解析モデル諸元（鉛直方向）

(a) 新規制基準工認モデル

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	断面積 (m <sup>2</sup> )
休憩所	1	29.8	$5.60 \times 10^3$	1	Rigid
	2	25.2	—		
	3	24.6	$8.70 \times 10^3$		
	4	24.0	—		

(b) 影響確認用モデル

部位	質点 節点 番号	高さ EL. (m)	重量 (kN)	部材 番号	断面積 (m <sup>2</sup> )
休憩所	1	29.8	$6.07 \times 10^3$	1	Rigid
	2	25.2	—		
	3	24.6	$9.41 \times 10^3$		
	4	24.0	—		

第2-4表 地盤ばね定数及び減衰係数（鉛直方向）

(a) 新規制基準工認モデル

基礎底面 鉛直ばね	K <sub>v</sub>	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
		$3.42 \times 10^7$	$4.35 \times 10^5$

(b) 影響確認用モデル

基礎底面 鉛直ばね	K <sub>v</sub>	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
		$3.67 \times 10^7$	$5.08 \times 10^5$

第2-5表 せん断スケルトンカーブ ( $\tau - \gamma$  関係)

(a) 新規制基準工認モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
NS	①	1.80	0.177	2.44	0.531	5.48	4.000
EW	①	1.80	0.177	2.44	0.531	5.54	4.000

(b) 影響確認用モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		$\tau_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
NS	①	1.81	0.178	2.45	0.533	5.49	4.000
EW	①	1.81	0.178	2.45	0.533	5.54	4.000

第2-6表 曲げスケルトンカーブ ( $M - \phi$  関係)

(a) 新規制基準工認モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		$M_1$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m)	$\phi_1$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$M_2$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m)	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$M_3$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m)	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}$ /m)
NS	①	1.10	1.35	2.13	14.8	3.64	295
EW	①	1.43	1.24	3.01	13.7	4.92	273

(b) 影響確認用モデル

方向	部材番号	第1折点		第2折点		第3折点	
		$M_1$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m)	$\phi_1$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$M_2$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m)	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}$ /m)	$M_3$ ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m)	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}$ /m)
NS	①	0.919	1.20	1.92	14.7	3.38	293
EW	①	1.42	1.19	2.91	13.6	4.86	272

## 2.2 休憩所増設部の接続について

休憩所の既設躯体と接続する増設部の躯体については、増設部の鉄筋が既設躯体に十分定着する長さを確保し、一体化となる設計とする。

なお、鉄筋の定着長さについては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事」((社)日本建築学会、2013 改定)に基づき決定し、設計図書に定める。

また、開口塞ぎ部についてはケミカルアンカーを用いて接続し、躯体を構築する。

## 2.3 影響評価結果

新規制基準工認モデル及び影響確認用モデルの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を第 2-7 表～第 2-9 表、刺激関数図を第 2-10 表～第 2-12 表に示す。各モードの固有周期及び固有振動数に大きな差異はみられないことから、振動特性への影響がないことを確認した。

新規制基準工認モデル及び影響確認用モデルの基準地震動  $S_s$  に対する最大応答値を第 2-13 表～第 2-23 表に示す。また、最大応答値を第 2-5 図～第 2-12 図の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

最大応答値に大きな差異はみられないこと、影響確認用モデルの最大せん断ひずみは  $0.0592 \times 10^{-3}$  (NS 方向) であり、許容限界( $2.0 \times 10^{-3}$ )を超えないことを確認した。

第2-7表 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	新規制基準工認モデル		影響確認用モデル		備考
	周期 (s)	振動数 (Hz)	周期 (s)	振動数 (Hz)	
1	0.058	17.31	0.058	17.17	地盤連成
2	0.030	33.05	0.030	32.90	
3	0.016	62.58	0.017	59.28	
4	0.010	97.54	0.011	91.73	

第2-8表 固有値解析結果 (EW 方向)

次数	新規制基準工認モデル		影響確認用モデル		備考
	周期 (s)	振動数 (Hz)	周期 (s)	振動数 (Hz)	
1	0.057	17.59	0.056	17.70	地盤連成
2	0.030	33.24	0.028	35.12	
3	0.015	64.72	0.016	63.54	
4	0.010	104.9	0.010	103.8	

第2-9表 固有値解析結果 (鉛直方向)

次数	新規制基準工認モデル		影響確認用モデル		備考
	周期 (s)	振動数 (Hz)	周期 (s)	振動数 (Hz)	
1	0.042	23.97	0.042	23.83	地盤連成
2	0.009	110.6	0.009	105.4	

第2-10表 刺激関数図 NS方向(1/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
1次モード	<p>FREQUENCY = 17.31 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>6.346 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>-4.727 \times 10^{-2}</math></p>	<p>FREQUENCY = 17.17 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>6.448 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>-4.509 \times 10^{-2}</math></p>
2次モード	<p>FREQUENCY = 33.05 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>3.308 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>5.437 \times 10^{-2}</math></p>	<p>FREQUENCY = 32.90 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>3.125 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>5.265 \times 10^{-2}</math></p>

第2-10表 刺激関数図 NS方向(2/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
3次モード	<p>FREQUENCY = 62.58 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>3.368 \times 10^{-2}</math> ROCKING ..... <math>-8.636 \times 10^{-3}</math></p>	<p>FREQUENCY = 59.28 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>4.272 \times 10^{-2}</math> ROCKING ..... <math>-9.351 \times 10^{-3}</math></p>
4次モード	<p>FREQUENCY = 97.54 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>9.367 \times 10^{-4}</math> ROCKING ..... <math>1.531 \times 10^{-3}</math></p>	<p>FREQUENCY = 91.73 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>-5.743 \times 10^{-6}</math> ROCKING ..... <math>1.784 \times 10^{-3}</math></p>

第2-11表 刺激関数図 EW方向(1/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
1次モード	<p>FREQUENCY=17.59 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>6.790 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>-4.365 \times 10^{-2}</math></p>	<p>FREQUENCY=17.70 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>7.396 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>-3.435 \times 10^{-2}</math></p>
2次モード	<p>FREQUENCY=33.24 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>2.847 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>5.023 \times 10^{-2}</math></p>	<p>FREQUENCY=35.12 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>2.233 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>4.071 \times 10^{-2}</math></p>



第2-11表 刺激関数図 EW方向(2/2)

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
3次モード	<p>FREQUENCY = 64.72 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>3.558 \times 10^{-2}</math> ROCKING ..... <math>-7.646 \times 10^{-3}</math></p>	<p>FREQUENCY = 63.54 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>3.717 \times 10^{-2}</math> ROCKING ..... <math>-7.459 \times 10^{-3}</math></p>
4次モード	<p>FREQUENCY = 104.91 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>6.700 \times 10^{-4}</math> ROCKING ..... <math>1.062 \times 10^{-3}</math></p>	<p>FREQUENCY = 103.82 (Hz)</p> <p>SWAYING ..... <math>2.013 \times 10^{-1}</math> ROCKING ..... <math>1.100 \times 10^{-2}</math></p>

第2-12表 刺激関数図 鉛直方向

	新規制基準工認モデル	影響確認用モデル
1次モード	<p>FREQUENCY = 23.97 (Hz)</p> <p>1.049</p> <p>0.966</p> <p>0.966</p> <p>0.966</p> <p>VERTICAL ..... <math>9.655 \times 10^{-1}</math></p>	<p>FREQUENCY = 23.83 (Hz)</p> <p>1.054</p> <p>0.962</p> <p>0.962</p> <p>0.962</p> <p>VERTICAL ..... <math>9.620 \times 10^{-1}</math></p>
2次モード	<p>FREQUENCY = 110.62 (Hz)</p> <p>-0.049</p> <p>0.034</p> <p>0.034</p> <p>0.034</p> <p>VERTICAL ..... <math>3.447 \times 10^{-2}</math></p>	<p>FREQUENCY = 105.42 (Hz)</p> <p>-0.054</p> <p>0.038</p> <p>0.038</p> <p>0.038</p> <p>VERTICAL ..... <math>3.804 \times 10^{-2}</math></p>

第2-13表 最大応答加速度 (NS 方向)

(a) 基本ケース

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,348	1,355	1.01
	2	1,221	1,203	0.99
Ss-2	1	959	960	1.00
	2	835	833	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,357	1,364	1.01
	2	1,235	1,215	0.98
Ss-2	1	952	953	1.00
	2	854	849	0.99

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,313	1,321	1.01
	2	1,155	1,145	0.99
Ss-2	1	913	924	1.01
	2	803	798	0.99

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,348	1,356	1.01
	2	1,222	1,204	0.99
Ss-2	1	961	963	1.00
	2	836	834	1.00

第2-14表 最大応答変位 (NS方向)

(a) 基本ケース

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.3	1.3	1.00
	2	0.8(0.76)	0.7(0.74)	0.88(0.97)
Ss-2	1	0.8	0.8	1.00
	2	0.5	0.5	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.4	1.4	1.00
	2	0.9	0.9	1.00
Ss-2	1	0.9	0.9	1.00
	2	0.6	0.6	1.00

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.8	0.8	1.00
	2	0.4	0.4	1.00
Ss-2	1	0.5(0.53)	0.6(0.56)	1.20(1.06)
	2	0.3	0.3	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.3	1.3	1.00
	2	0.8(0.76)	0.7(0.74)	0.88(0.97)
Ss-2	1	0.8	0.8	1.00
	2	0.5	0.5	1.00

第2-15表 最大応答せん断力 (NS方向)

(a) 基本ケース

(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.70	8.39	1.09
Ss-2	①	5.47	5.94	1.09

(b) 地盤物性のばらつき考慮 ( $-1\sigma$ )

(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.76	8.45	1.09
Ss-2	①	5.43	5.89	1.08

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ( $+1\sigma$ )

(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.49	8.16	1.09
Ss-2	①	5.22	5.72	1.10

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位:  $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.71	8.40	1.09
Ss-2	①	5.48	5.95	1.09

第 2-16 表 最大応答曲げモーメント (基本ケース、NS 方向)

(a) 基本ケース

(単位 :  $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.57	3.86	1.08
Ss-2	①	2.66	2.89	1.09

(b) 地盤物性のばらつき考慮 ( $-1\sigma$ )

(単位 :  $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.63	3.91	1.08
Ss-2	①	2.64	2.87	1.09

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ( $+1\sigma$ )

(単位 :  $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.51	3.82	1.09
Ss-2	①	2.50	2.75	1.10

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位 :  $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.57	3.87	1.08
Ss-2	①	2.67	2.90	1.09

第2-17表 最大応答加速度 (EW 方向)

(a) 基本ケース

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,357	1,380	1.02
	2	1,226	1,210	0.99
Ss-2	1	939	926	0.99
	2	830	825	0.99

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,367	1,387	1.01
	2	1,240	1,221	0.98
Ss-2	1	936	925	0.99
	2	850	843	0.99

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,323	1,351	1.02
	2	1,165	1,159	0.99
Ss-2	1	886	878	0.99
	2	813	816	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位 : cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1,358	1,382	1.02
	2	1,227	1,210	0.99
Ss-2	1	941	927	0.99
	2	831	825	0.99

第2-18表 最大応答変位 (EW 方向)

(a) 基本ケース

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.2(1.16)	1.1(1.11)	0.92(0.96)
	2	0.8	0.8	1.00
Ss-2	1	0.8(0.78)	0.7(0.75)	0.88(0.96)
	2	0.5	0.5	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮 (-1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.3	1.3	1.00
	2	0.9	0.9	1.00
Ss-2	1	0.9(0.89)	0.8(0.85)	0.89(0.96)
	2	0.6	0.6	1.00

(c) 地盤物性のばらつき考慮 (+1σ)

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.7	0.7	1.00
	2	0.4	0.4	1.00
Ss-2	1	0.5	0.5	1.00
	2	0.3	0.3	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位: mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	1.2(1.17)	1.1(1.11)	0.92(0.95)
	2	0.8	0.8	1.00
Ss-2	1	0.8(0.78)	0.7(0.75)	0.88(0.96)
	2	0.5	0.5	1.00



第2-19表 最大応答せん断力 (EW 方向)

(a) 基本ケース

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.76	8.54	1.10
Ss-2	①	5.37	5.73	1.07

(b) 地盤物性のばらつき考慮 ( $-1\sigma$ )

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.82	8.59	1.10
Ss-2	①	5.34	5.72	1.07

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ( $+1\sigma$ )

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.56	8.36	1.11
Ss-2	①	5.07	5.44	1.07

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位： $\times 10^3 \text{kN}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	7.76	8.55	1.10
Ss-2	①	5.37	5.74	1.07

第2-20表 最大応答曲げモーメント (EW方向)

(a) 基本ケース

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.60	4.03	1.12
Ss-2	①	2.61	2.76	1.06

(b) 地盤物性のばらつき考慮 ( $-1\sigma$ )

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.62	4.06	1.12
Ss-2	①	2.60	2.76	1.06

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ( $+1\sigma$ )

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.56	3.97	1.12
Ss-2	①	2.43	2.59	1.07

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位： $\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ )

地震動	部材番号	新規制基準工認モデル (①)	影響確認用モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	3.60	4.04	1.12
Ss-2	①	2.62	2.77	1.06

第2-21表 最大応答加速度（鉛直方向）

(a) 基本ケース

(単位：cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認モ デル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	367	365	0.99
	2	367	366	1.00
Ss-2	1	357	352	0.99
	2	362	359	0.99

(b) 地盤物性のばらつき考慮（-1σ）

(単位：cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	365	364	1.00
	2	365	364	1.00
Ss-2	1	362	356	0.98
	2	368	365	0.99

(c) 地盤物性のばらつき考慮（+1σ）

(単位：cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	368	366	0.99
	2	370	369	1.00
Ss-2	1	351	349	0.99
	2	356	356	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位：cm/s<sup>2</sup>)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	367	365	0.99
	2	367	366	1.00
Ss-2	1	357	352	0.99
	2	362	360	0.99

第2-22表 最大応答変位（鉛直方向）

(a) 基本ケース

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00
Ss-2	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

(b) 地盤物性のばらつき考慮（ $-1\sigma$ ）

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.2	0.2	1.00
	2	0.2	0.2	1.00
Ss-2	1	0.2	0.2	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

(c) 地盤物性のばらつき考慮（ $+1\sigma$ ）

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00
Ss-2	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位：mm)

地震動	質点 節点 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00
Ss-2	1	0.1	0.1	1.00
	2	0.1	0.1	1.00

第2-23表 最大応答軸力（鉛直方向）

(a) 基本ケース

(単位： $\times 10^3\text{kN}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.09	2.26	1.08
Ss-2	①	2.04	2.18	1.07

(b) 地盤物性のばらつき考慮 ( $-1\sigma$ )

(単位： $\times 10^3\text{kN}$ )

地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.08	2.25	1.08
Ss-2	①	2.08	2.22	1.07

(c) 地盤物性のばらつき考慮 ( $+1\sigma$ )

(単位： $\times 10^3\text{kN}$ )

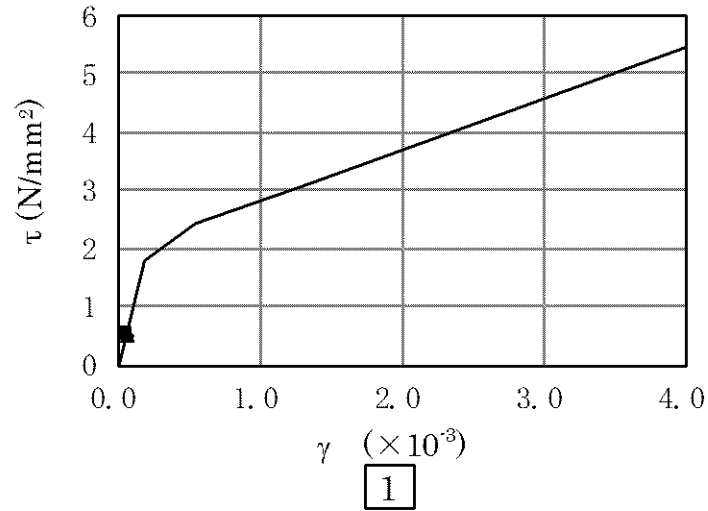
地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.10	2.27	1.08
Ss-2	①	2.01	2.16	1.07

(d) 減衰定数の設定に起因する不確かさ考慮

(単位： $\times 10^3\text{kN}$ )

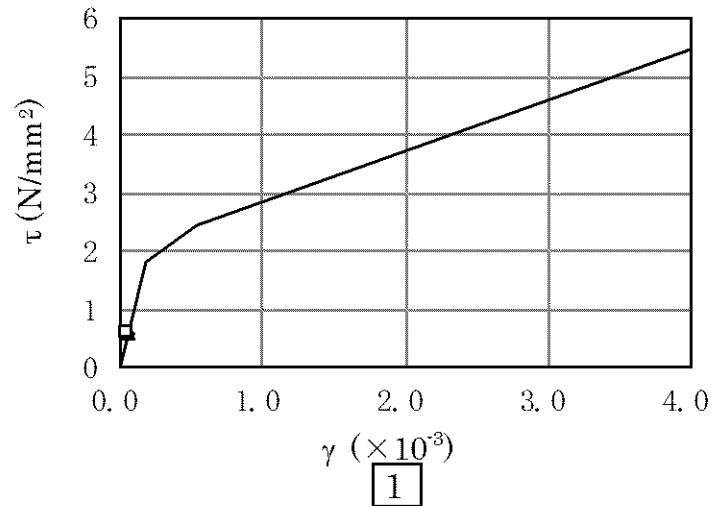
地震動	部材 番号	新規制基準工認 モデル (①)	影響確認用 モデル (②)	変動率 (②/①)
Ss-1	①	2.09	2.26	1.08
Ss-2	①	2.04	2.18	1.07

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

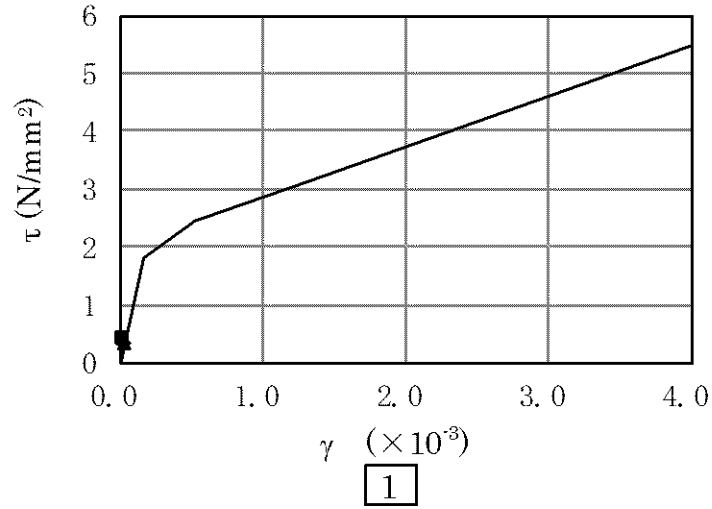
- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

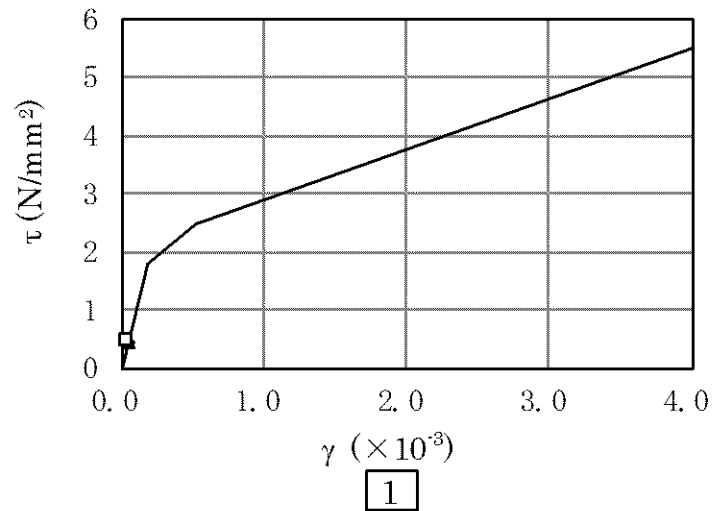
第2-5図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(NS方向：Ss-1H)

- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

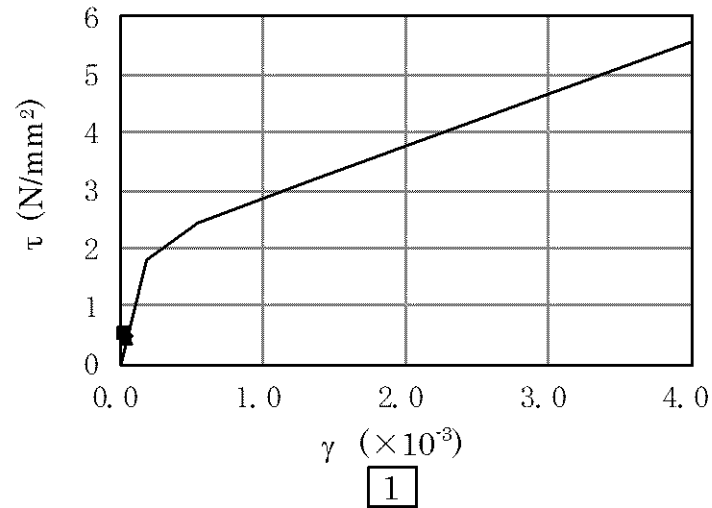
- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

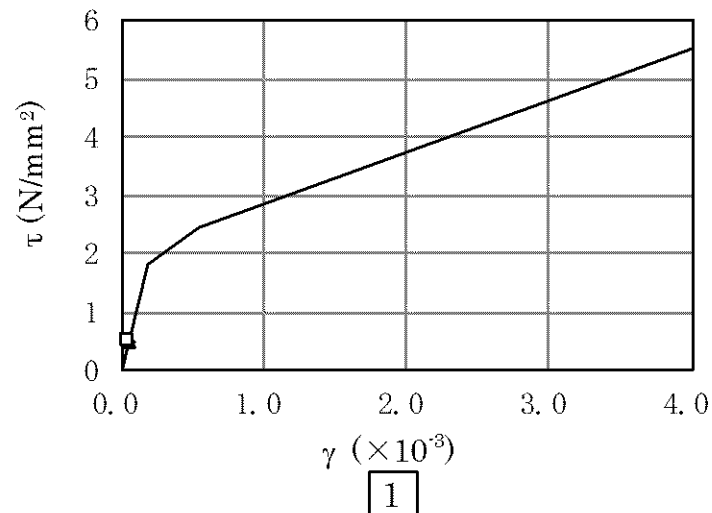
第2-6図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(NS方向：Ss-2H)

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)

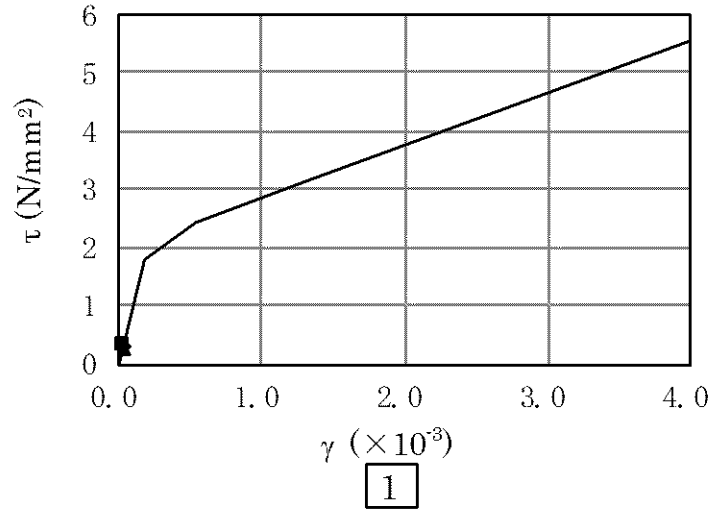


(b) 影響確認用モデル

第2-7図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(EW方向: Ss-1H)

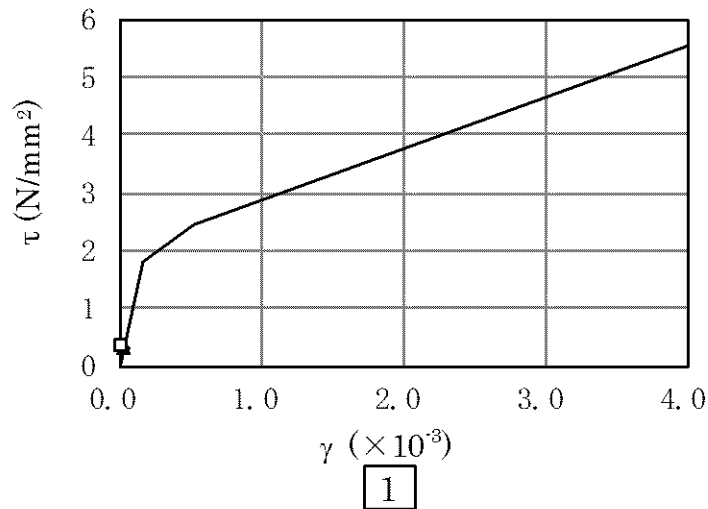


- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

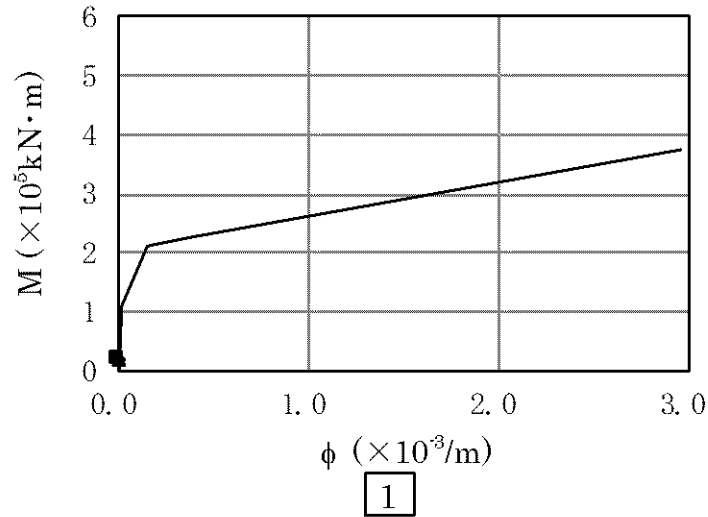
- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

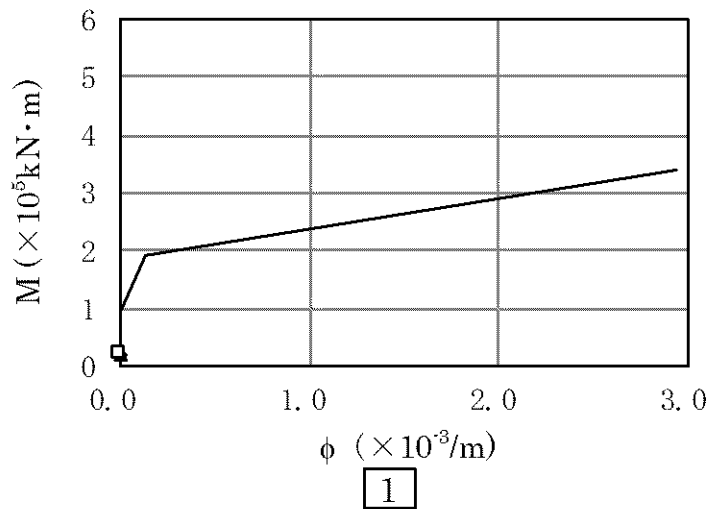
第2-8図 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値  
(EW方向: Ss-2H)

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1σ、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1σ、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

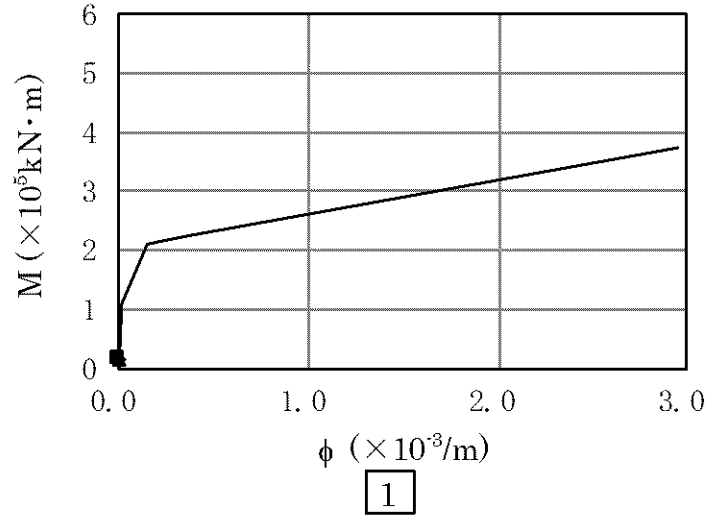
- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1σ、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1σ、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

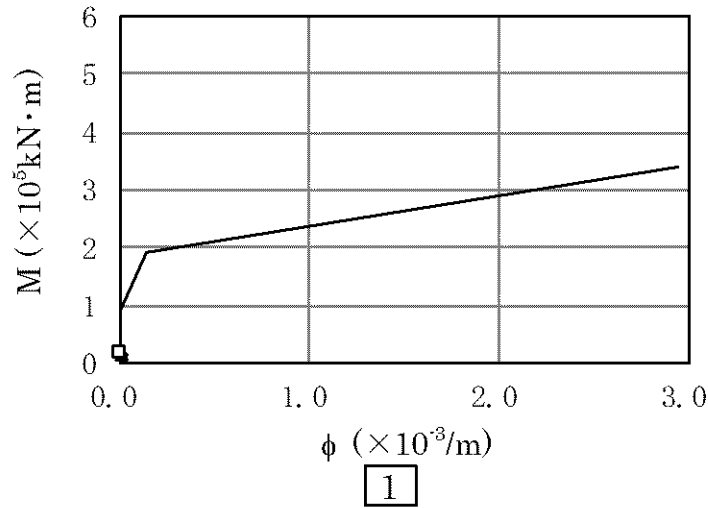
第2-9図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値  
(NS方向: Ss-1H)

- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1σ、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1σ、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

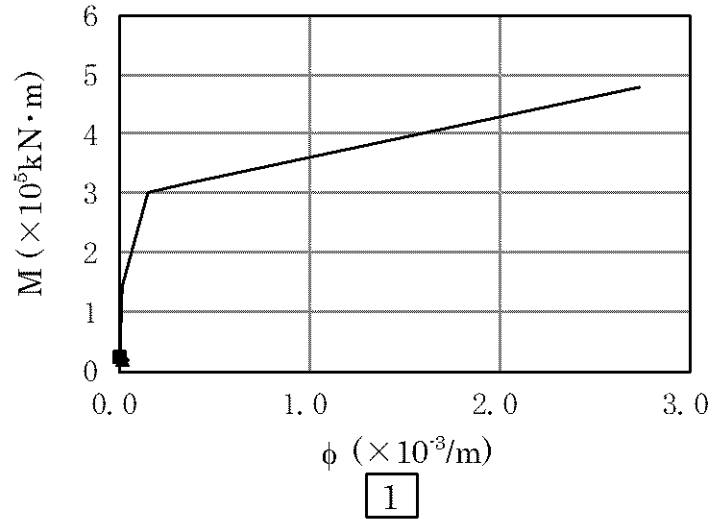
- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1σ、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1σ、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

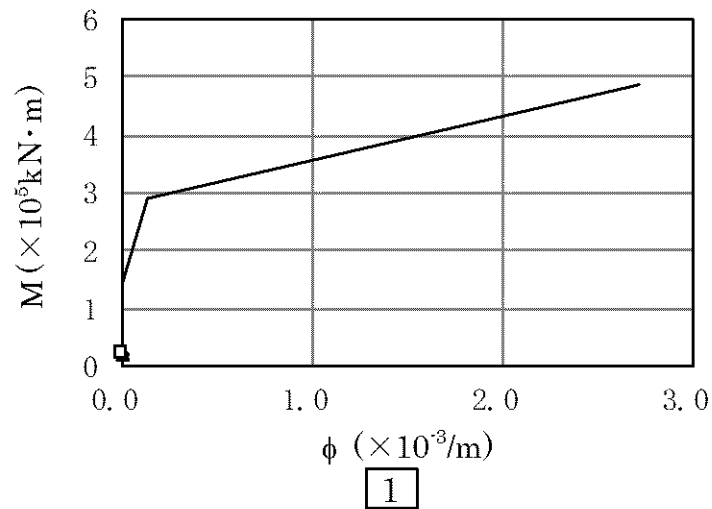
第2-10図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値  
(NS方向：Ss-2H)

- Ss-1H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-1H (地盤物性-1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-1H (地盤物性+1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-1H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

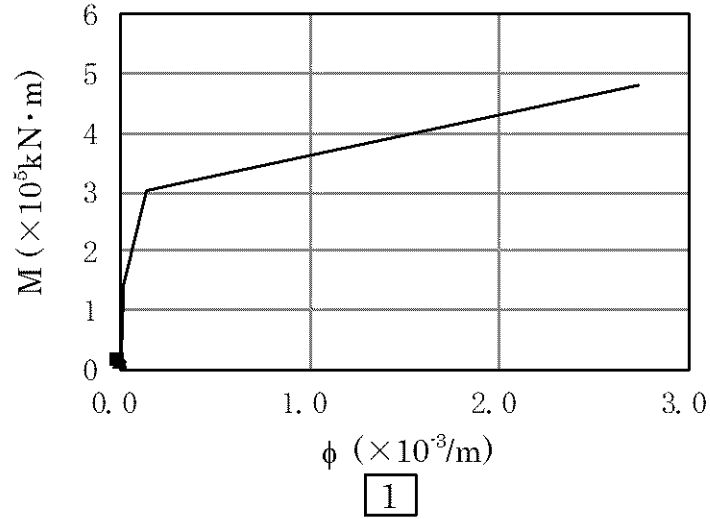
- Ss-1H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-1H (地盤物性-1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-1H (地盤物性+1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- Ss-1H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

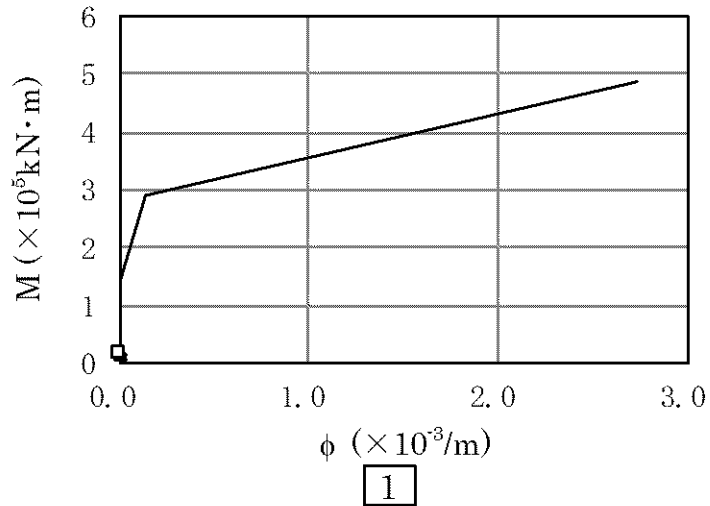
第2-11図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値  
(EW方向: Ss-1H)

- Ss-2H (基本ケース、新規制基準工認モデル)
- ◆ Ss-2H (地盤物性-1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- ▲ Ss-2H (地盤物性+1 $\sigma$ 、新規制基準工認モデル)
- Ss-2H (h=3%、新規制基準工認モデル)



(a) 新規制基準工認モデル

- Ss-2H (基本ケース、影響確認用モデル)
- ◇ Ss-2H (地盤物性-1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- △ Ss-2H (地盤物性+1 $\sigma$ 、影響確認用モデル)
- Ss-2H (h=3%、影響確認用モデル)



(b) 影響確認用モデル

第2-12図 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値  
(EW方向: Ss-2H)

### 3. 応力解析による影響評価

#### 3.1 影響評価方針

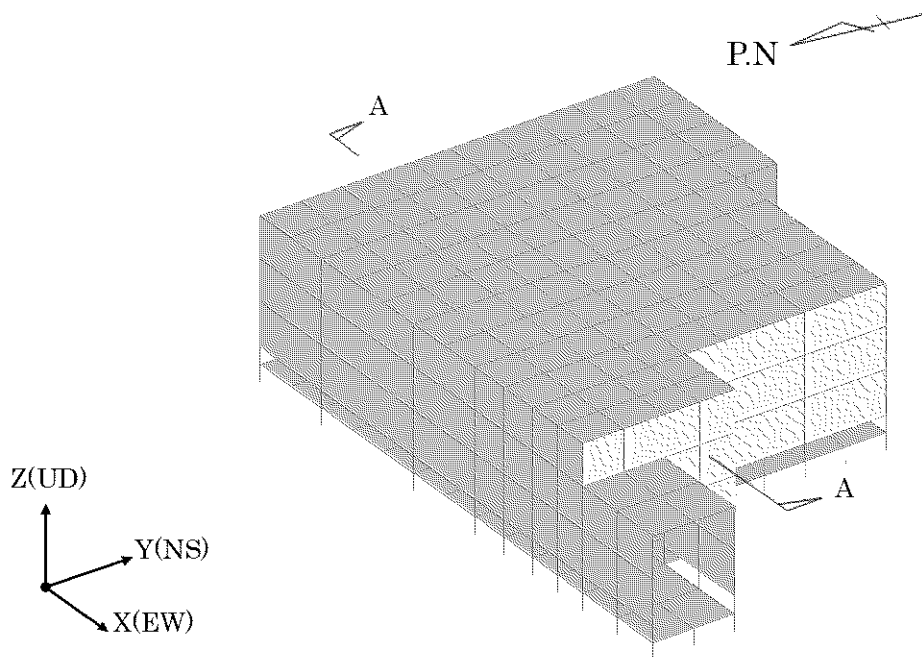
影響確認用モデルの地震応答解析結果を用いて、3次元 FEM モデルによる弾性応力解析を行う。3次元 FEM 解析による断面の評価は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会、2005 制定）」（以下「RC-N 規準」という。）に基づき、壁、屋根及び基礎版に生じる軸力及び曲げモーメント、面内せん断力並びに面外せん断力が、短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

地震荷重は、基準地震動  $S_s-1$  及び  $S_s-2$  により算出される動的地震力を包絡して設定する。その他、固定荷重及び積載荷重を考慮する。

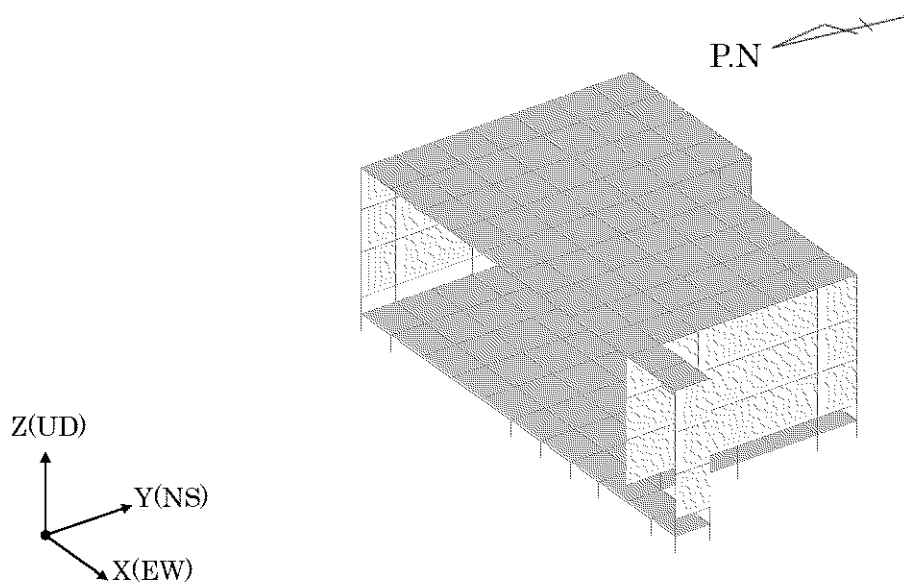
荷重の組合せは、資料 9-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。地震荷重及び風荷重の組合せについて、休憩所がコンクリート構造物であり、自重の大きな施設であることから、風荷重の影響は小さいため、地震荷重及び風荷重の組合せは考慮しない。また、積雪荷重は、地震荷重及び積載荷重の組合せで考慮される。

休憩所の 3次元 FEM モデルは、壁、屋根及び基礎版をシェル要素でモデル化する。また、地震応答解析モデルの地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを基礎底面に設ける。解析モデルを第 3-1 図、コンクリート及び鉄筋の材料定数を第 3-1 表及び第 3-2 表に示す。

なお、新規制基準工認時の休憩所の応力解析は、屋根スラブのみを 3次元 FEM でモデル化していたが、今回、新規制基準工認以降の審査実績を踏まえ、建屋全体を 3次元 FEM でモデル化した。休憩所の新規制基準モデルと今回解析を実施した影響確認用モデルの解析手法の比較を第 3-3 表に示す。



(a) 全体



(b) A-A 断面

第 3-1 図 解析モデル (鳥瞰図)

第3-1表 コンクリートの材料定数

設計基準強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10 <sup>4</sup>	0.2

第3-2表 鉄筋の材料定数

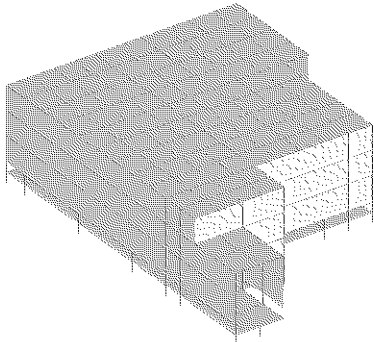
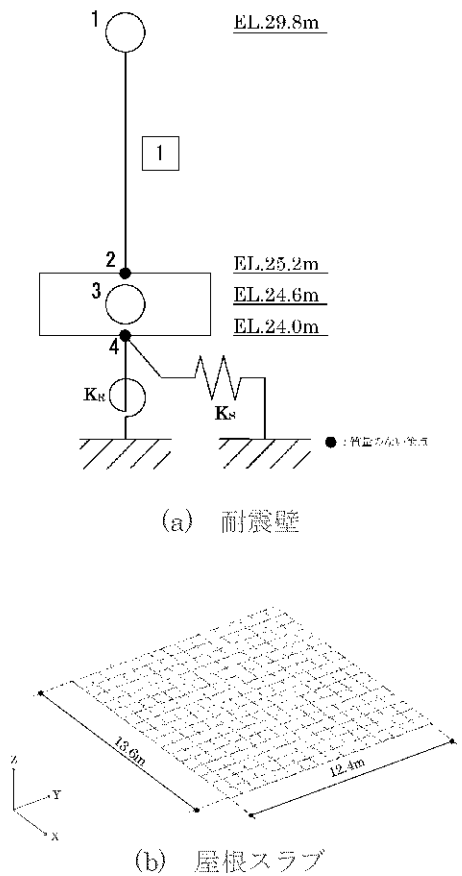
鉄筋種類	降伏強度 Fy (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )
SD345	345	2.05×10 <sup>5</sup>
SD390	390	2.05×10 <sup>5</sup>

第3-3表 新規制基準モデルと影響確認用モデルの比較 (1/2)

項目	影響確認用モデル	新規制基準モデル (代替緊急時対策所)
解析手法	3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析 (静的解析)	耐震壁： 水平方向の質点系モデルによる地震応答解析  基礎版： 一方向版とみなした解析モデルによる応力解析  屋根スラブ： 3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析 (静的解析)
モデル化	モデル化範囲	建屋全体について。壁、屋根及び基礎版をモデル化  壁：建屋全体 基礎版：基礎版のみ 屋根スラブ：屋根スラブのみ
	材料物性	コンクリートのヤング係数： E=24.4kN/mm <sup>2</sup>  コンクリートのポアソン比： ν=0.2  同左



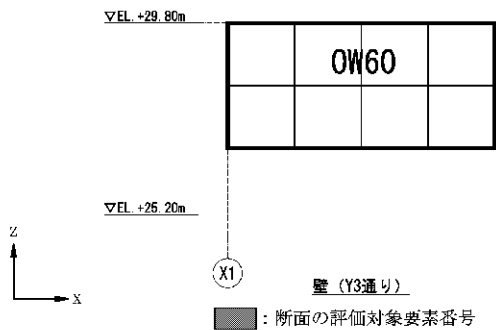
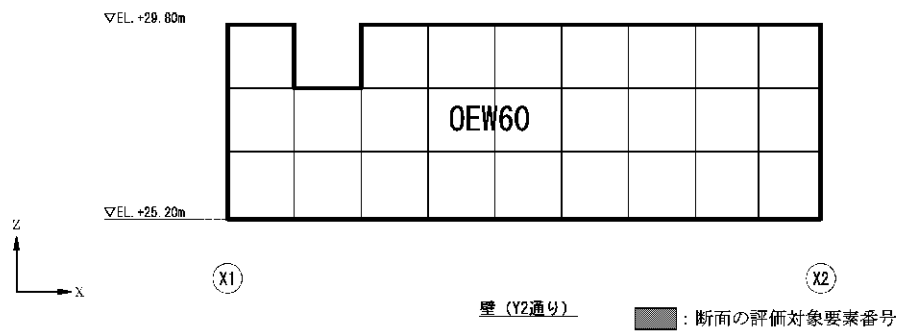
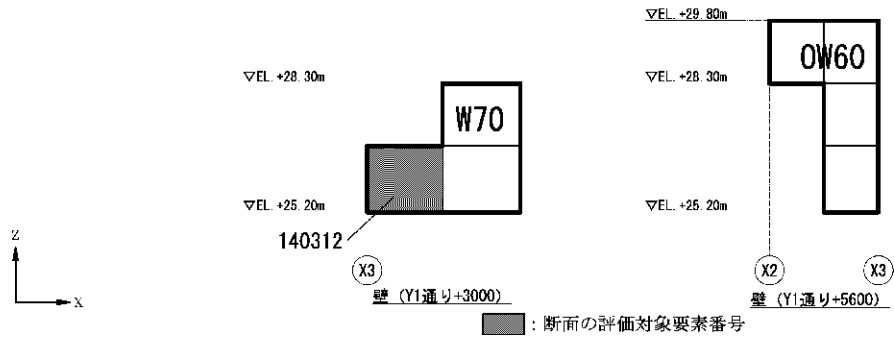
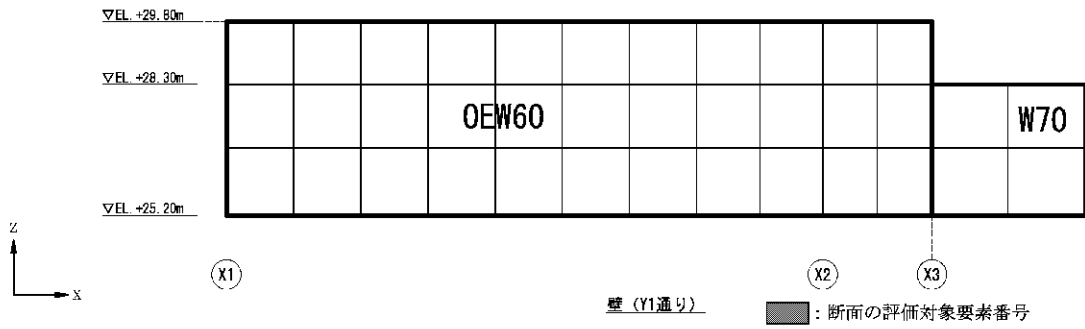
第3-3表 新規制基準モデルと影響確認用モデルの比較 (2/2)

項目		影響確認用モデル	新規制基準モデル (代替緊急時対策所)
モデル化	使用要素	壁、屋根及び基礎版：シェル要素	屋根スラブ：シェル要素
	境界条件	基礎版下端に3方向の地盤ばねを考慮 基礎版下端の地盤ばねは、浮上り考慮	耐震壁： 水平ばね及び回転ばねを考慮  基礎版： 一方向版の両端に、壁による拘束を考慮  屋根スラブ： 4辺固定とした場合と4辺ピンとした場合を考慮
解析モデル		 <p>第3-1図を再掲</p>	 <p>(a) 耐震壁</p> <p>(b) 屋根スラブ</p>

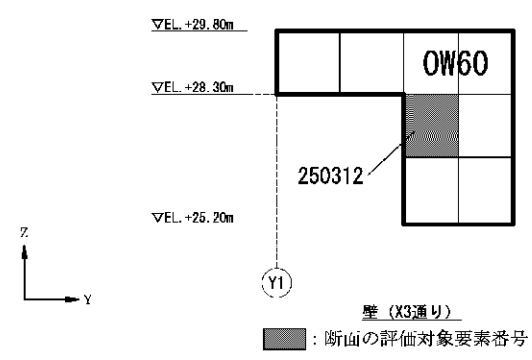
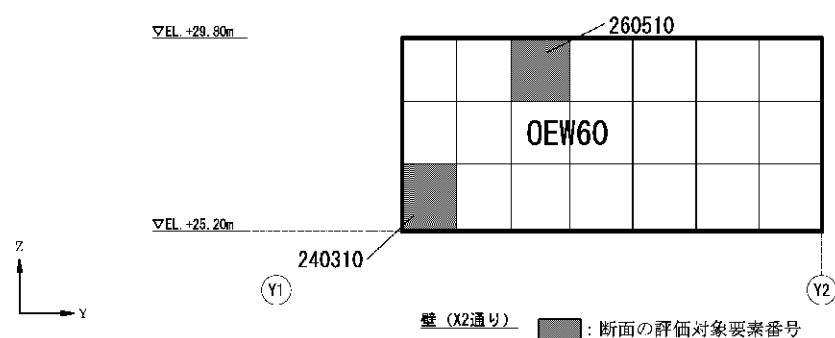
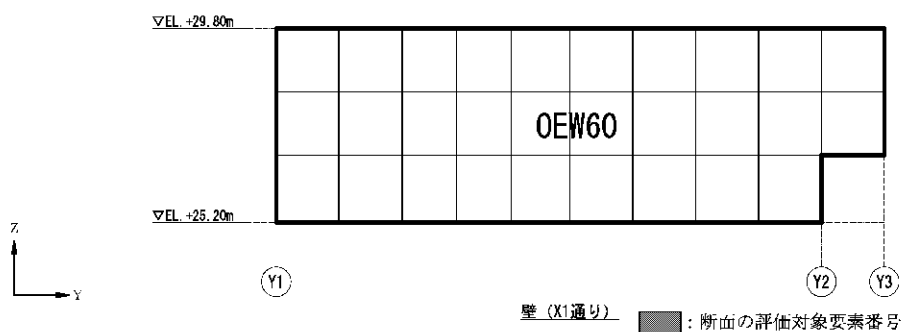
### 3.2 影響評価結果

3次元 FEM 解析による断面の評価対象要素番号を第 3-2 図、断面の評価結果を第 3-4 表及び第 3-5 表に示す。

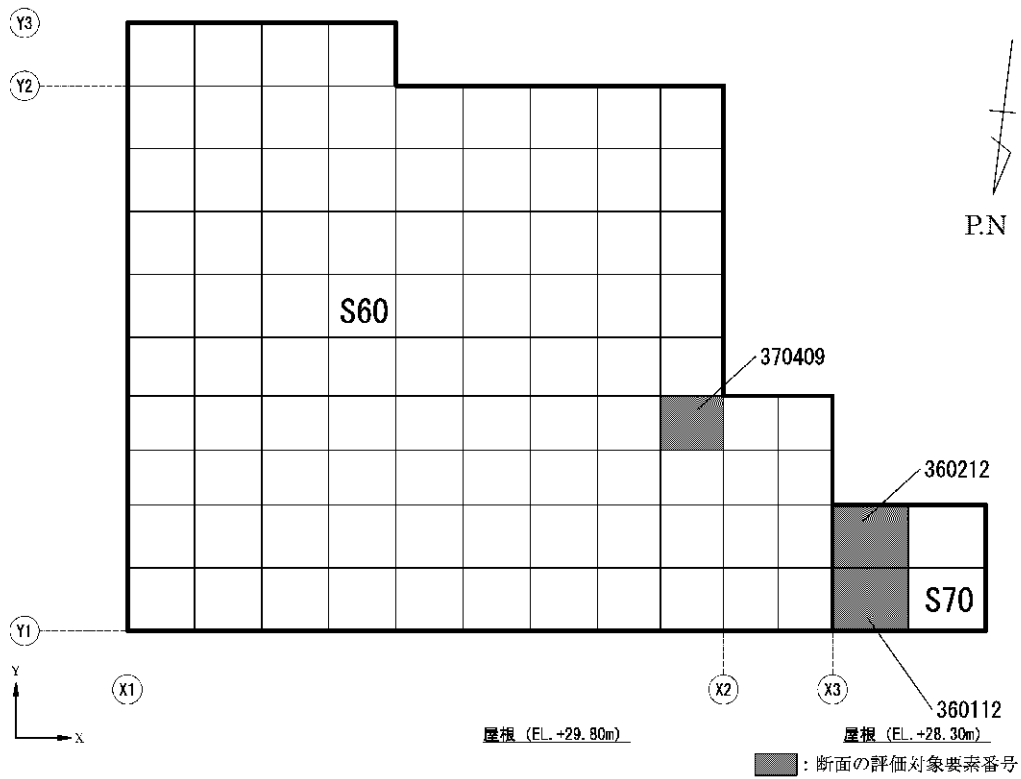
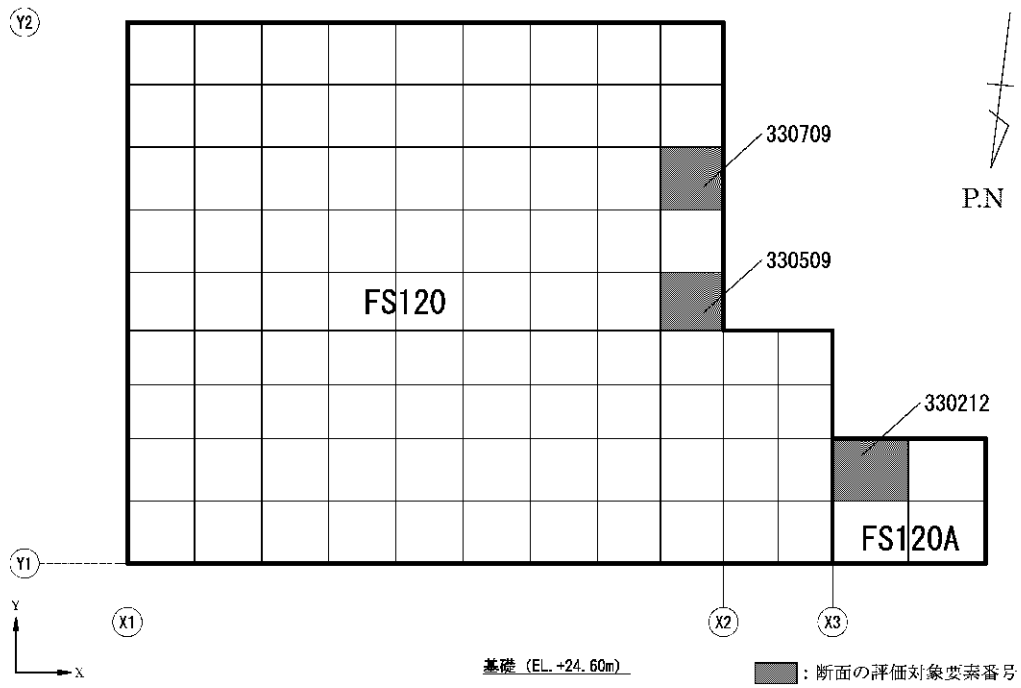
評価の結果、影響確認用モデルから算出された地震力の組合せによる軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力に対し、必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断応力度が短期許容せん断応力度を超えないことを確認した。



第 3-2 図 断面の評価対象要素番号(1/3)



第 3-2 図 断面の評価対象要素番号(2/3)



第 3-2 図 断面の評価対象要素番号(3/3)

第 3-4 表 断面の評価結果 (軸力及び曲げモーメント並びに面内せん断力)

部位	領域	要素 番号	方向	ケース No.	組合せ応力			必要 鉄筋量 $a_g$ (mm <sup>2</sup> /m)	設計 配筋量 $a_g'$ (mm <sup>2</sup> /m)	検定値	判定
					N (kN/m)	M (kN・m/m)	Q <sub>xy</sub> (kN/m)				
壁	OEW60	240310	縦筋	3	876	7	319	1,792	2,535	0.71	可
	OW60	250312	横筋	1	261	8	-357	958	2,535	0.38	可
	W70	140312	横筋	7	95	-12	244	500	3,210	0.16	可
屋根 ・ 基礎版	S60	370409	EW	17	70	-102	-7	1,249	2,535	0.50	可
	S70	360212	NS	1	203	28	-57	421	3,210	0.14	可
	FS120	330509	NS	5	898	92	11	1,414	3,210	0.45	可
	FS120A	330212	NS	4	54	-84	-22	285	3,970	0.08	可

第3-5表 断面の評価結果（面外せん断応力度）

部位	領域	要素番号	方向	ケースNo.	面外せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容せん断 応力度 $\tau_A$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値	判定
壁	OEW60	260510	縦筋	12	0.223	1.61	0.14	可
	OW60	250312	縦筋	7	0.124	2.36	0.06	可
	W70	140312	縦筋	1	0.149	1.81	0.09	可
屋根 ・ 基礎版	S60	370409	EW	16	0.319	1.50	0.22	可
	S70	360112	NS	1	0.211	2.36	0.09	可
	FS120	330709	NS	3	0.661	2.36	0.29	可
	FS120A	330212	NS	1	0.339	2.36	0.15	可

#### 4. まとめ

増設及び新規開口の設置を考慮した影響確認用モデルについて、固有値解析及び地震応答解析を行い、新規制基準工認モデルの解析結果との比較を行った。固有値解析結果より、建屋の振動特性に大きな差異がみられないこと、地震応答解析結果より、最大応答値に大きな差異がみられないこと、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。

また、3次元 FEM 解析による断面の評価を行い、壁、屋根及び基礎版に生じる各応力が、許容限界を超えないことを確認した。

以上より、連絡通路接続工事に伴う増設及び新規開口の設置が建屋の有する耐震性へ与える影響はないことを確認した。



## 建屋の滑動に関する検討

## 目 次

	頁
1. 概 要 .....	別 2 - 1
2. 検討方法 .....	別 2 - 2
3. 評価結果 .....	別 2 - 4
3.1 基礎と均しコンクリート間の滑動の検討 .....	別 2 - 4
3.2 均しコンクリートと岩盤間の滑動の検討 .....	別 2 - 6
4. まとめ .....	別 2 - 7
(参考 1) 付着力を考慮した基礎浮上りの検討 .....	別 2 - 8
(参考 2) JNES 報告書による付着力の適用性の確認 .....	別 2 - 11
(参考 3) 岩盤及び均しコンクリートの施工状況 .....	別 2 - 13
(参考 4) 連絡通路の埋込み状況及び埋込を考慮した滑動の評価 .....	別 2 - 14

## 1. 概 要

本資料は、緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の滑動に関する評価について説明するものである。

滑動に関する評価は、連絡通路の基礎底面の接地状況を踏まえ、地震応答解析結果を用いて検討を行う。

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 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」

## 2. 検討方法

建屋の滑動については、以下の指針に検討方法が示されている。

- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社) 日本電気協会)  
(以下「JEAG4601-1987」という。)
- ・ 建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会、1999 改定) (以下「建築基礎構造設計指針」という。)

連絡通路は、常設重大事故緩和設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物であり、基準地震動  $S_s$  に対して評価を行う。ここで、建築基礎構造設計指針は、50 年～500 年に 1 回程度遭遇する地震荷重に対する一般建築物を対象とした検討方法であるのに対し、本検討では、より低頻度の基準地震動  $S_s$  という大入力を考慮することから、JEAG4601-1987 を踏まえた検討を行う。

なお、添付資料 9-13-2「緊急時対策棟（連絡通路）の耐震計算書」にて接地圧の評価を行っており、接地圧の評価の際には、JEAG4601-1987 に従い建築基礎構造設計指針を適用している。

JEAG4601-1987 では、滑動の検討について、以下の 2 項目が示されている。

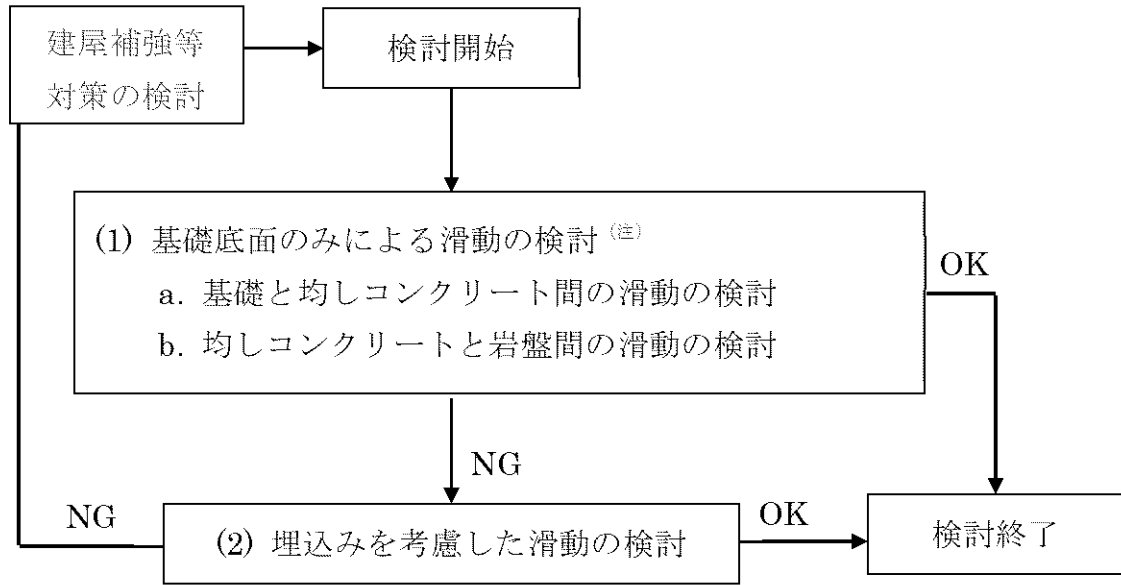
- (1) 基礎底面のみによる滑動の検討
- (2) 埋込みを考慮した滑動の検討

本資料では、連絡通路について滑動抵抗力を算定し、建屋の基礎底面に作用する水平地震力と滑動抵抗力とを比較することによって、滑動の検討を行う。添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」に示す地震応答解析モデルにおいて、保守的に建屋の埋込みによる効果を考慮していないことから、「(1) 基礎底面のみによる滑動の検討」を行う。

ここで、連絡通路は、岩盤上に均しコンクリートを介して設置されるため、基礎と均しコンクリート間及び均しコンクリートと岩盤間のそれぞれについて、滑動の検討を行う。

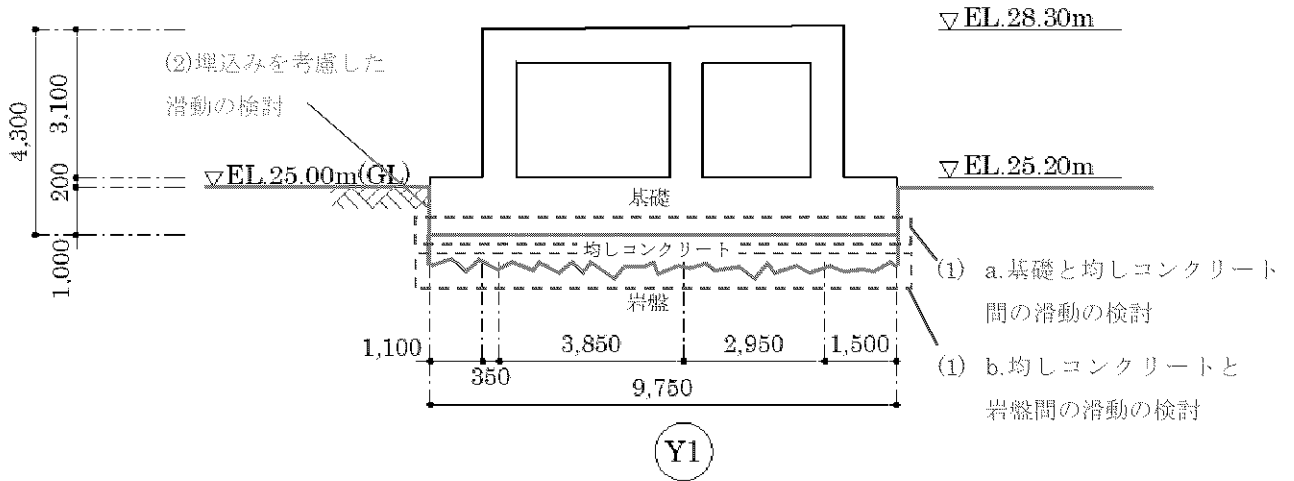
「(1) 基礎底面のみによる滑動の検討」において、建屋の基礎底面に作用する水平地震力が滑動抵抗力を上回る場合は、「(2) 埋込みを考慮した滑動の検討」により、連絡通路の滑動が起こらないことを確認する。

連絡通路における滑動の検討フローを第 2-1 図に示す。また、建屋の滑動に対する概念図を第 2-2 図に示す。



(注) 滑動抵抗力に付着力を考慮する場合は、建屋基礎の浮上りの有無を確認する。

第 2-1 図 滑動の検討フロー



第 2-2 図 建屋の滑動に対する概念図

### 3. 評価結果

基礎底面のみによる滑動の検討に用いる諸元を以下に示す。基礎底面に作用する水平地震力は、添付資料 9-13-1 「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」における地震応答解析モデルの基礎底面地盤ばね反力（水平方向）を用いる。

建屋総重量	:	$7.120 \times 10^3$ (kN)
基礎底面に作用する水平地震力 (基礎底面地盤ばね反力)	:	$9.325 \times 10^3$ (kN)
建屋基礎底面積	:	117.4(m <sup>2</sup> )

#### 3.1 基礎と均しコンクリート間の滑動の検討

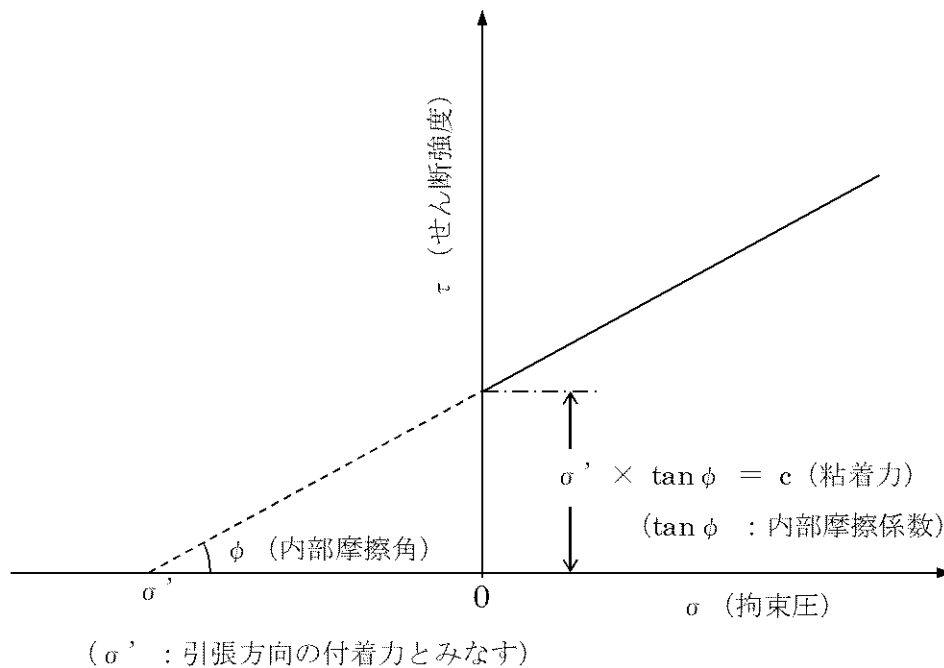
滑動抵抗力は、JEAG4601-1987 に準拠し、基礎底面の摩擦力及び粘着力の和として算出する。

基礎底面の摩擦力は、「建屋総重量×摩擦係数 $\mu$ 」より算出する。基礎コンクリート及び均しコンクリート間の摩擦係数は、「道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会）」及び「道路土工擁壁工指針（(社)日本道路協会）」に準拠し、コンクリート同士の摩擦係数 $\mu=0.6$  とする。したがって、基礎底面の摩擦力は、以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} \text{基礎底面の摩擦力} &= 7.120 \times 10^3(\text{kN}) \times 0.6 \\ &= 4.272 \times 10^3(\text{kN}) \end{aligned}$$

また、基礎底面の粘着力は、独立行政法人原子力安全基盤機構による付着力の試験結果<sup>(注)</sup>（以下、「JNES 報告書」という。）及びモール・クーロンの破壊条件式から算出する。

JNES 報告書では、引張方向の付着力を算出している。そこで、モール・クーロンの破壊条件式において、せん断応力=0 の時の垂直応力を引張方向の付着力とみなすと、せん断方向の粘着力は、引張方向の付着力×摩擦係数で算出できる。モール・クーロンの破壊条件式による粘着力算出の概念図を第 3-1 図に示す。



第 3-1 図 モール・クーロンの破壊条件式による粘着力算出の概念図

JNES 報告書のレベルコンクリートと基礎コンクリート間を模擬した試験結果による引張方向の付着力の平均（以下「JNES 報告書による付着力」という。）は、 $0.6\text{N/mm}^2 (= 600\text{kN/m}^2)$ であり、摩擦係数は 0.6 であるから、粘着力は以下の通り算出される。ここで、基礎と均しコンクリート間については、参考 1 より、実際の挙動は基礎の浮上りが生じないことが確認できているが、本検討では、保守的に地震応答解析上で算出される最小の接地率を考慮する。添付資料 9-13-1「緊急時対策棟（連絡通路）の地震応答解析」より、最小の接地率は、建屋短辺方向の 67% (Ss-1、NS 方向) である。

$$\begin{aligned} \text{基礎底面の粘着力} &= 600(\text{kN/m}^2) \times 0.6 \times 117.4(\text{m}^2) \times 0.67 \\ &= 2.832 \times 10^4(\text{kN}) \end{aligned}$$

したがって、基礎底面の抵抗力は以下の通り算出される。

$$\begin{aligned} \text{基礎底面の抵抗力} &= 4.272 \times 10^3(\text{kN}) + 2.832 \times 10^4(\text{kN}) \\ &= 3.259 \times 10^4(\text{kN}) \end{aligned}$$

連絡通路の基礎底面のみによる滑動の検討結果を第 3-1 表に示す。検討の結果、滑動抵抗力が基礎底面に作用する水平地震力を上回ることから、建屋の滑動が起こらないことを確認した。

第 3-1 表 基礎底面のみによる滑動の検討結果  
(基礎と均しコンクリート間)

①基礎底面に作用する水平地震力 (kN)	②滑動抵抗力 (kN)	安全率 (②/①)
$9.325 \times 10^3$	$3.259 \times 10^4$	3.50

(注) 独立行政法人原子力安全基盤機構「原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 原子力施設の非線形地盤・構造物相互作用試験及び基準整備基礎浮上り評価手法の調査に係る報告書 (平成 18 年度)」

### 3.2 均しコンクリートと岩盤間の滑動の検討

建屋基礎の打設にあたっては、岩盤の不陸の残置、岩盤清掃、湿潤状態での打設等の打ち込み準備工がなされる (参考 3 参照) ことから、均しコンクリートは支持岩盤と十分にかみ合う。ここで、均しコンクリート及び岩盤 (砂岩 CL 級) のせん断強度がそれぞれ  $0.9\text{N/mm}^2$ 、 $0.24\text{N/mm}^2$  であることから、せん断抵抗力が小さい岩盤のせん断抵抗力について検討する。

せん断抵抗力は、JEAG4601-1987 を参考に以下の式で算出する。

$$H_u = C \cdot A + V \cdot \tan\phi$$

ここで、

$H_u$  : せん断抵抗力

$C$  : 粘着力

$A$  : 建屋基礎底面積

$V$  : 底面に作用する鉛直力 (建屋総重量とする。)

$\phi$  : 摩擦角

$C$  及び  $\phi$  は、既工認資料「地盤の支持性能に係る基本方針」に示した砂岩 CL 級におけるせん断強度及び内部摩擦角 ( $C : 0.24 \text{ N/mm}^2$ 、 $\phi : 27.6^\circ$ ) を



用いる。

$$\begin{aligned}\text{滑動抵抗力} &= 0.24(\text{N/mm}^2) \times 10^3 \times 117.4(\text{m}^2) \\ &\quad + \tan 27.6^\circ \times 7.120 \times 10^3 (\text{kN}) \\ &= 3.190 \times 10^4 (\text{kN})\end{aligned}$$

連絡通路の基礎底面のみによる滑動の検討結果を第 3-2 表に示す。検討の結果、滑動抵抗力が基礎底面に作用する水平地震力を上回ることから、建屋の滑動が起こらないことを確認した。

第 3-2 表 基礎底面のみによる滑動の検討結果  
(均しコンクリートと岩盤間)

①基礎底面に作用する水平地震力 (kN)	②滑動抵抗力 (kN)	安全率 (②/①)
$9.325 \times 10^3$	$3.190 \times 10^4$	3.42

#### 4. まとめ

連絡通路の滑動に関する検討として、基礎と均しコンクリート間及び均しコンクリートと岩盤間のそれぞれについて、滑動の検討を行った。検討の結果、建屋の滑動が起こらないことを確認した。

## (参考1) 付着力を考慮した基礎浮上りの検討

### 1. 概要

#### 1.1 検討概要

地震応答解析上は、基礎下の付着力を考慮しないため、基礎浮上り（接地率67%）が生じる結果となっている。しかし、実際の建物は、基礎下に付着力が生じている。本資料において、基礎と均しコンクリート間の滑動の検討では、地震応答解析における浮上りの検討で算出した接地率を考慮した評価としている。ここでは、基礎底面と均しコンクリート間の付着力を考慮した浮上りの検討を行い、滑動の検討において、地震応答解析上算出される接地率67%を考慮することが保守的な評価となっていることを確認する。なお、連絡通路基礎下の均しコンクリートと岩盤間については、本資料で示した通り、支持岩盤と十分にかみ合うこと及び均しコンクリートの重量分、安全側の結果となることから、基礎と均しコンクリート間を代表して検討する。

#### 1.2 検討方針

連絡通路において、浮上りが発生しないために必要な基礎底面と均しコンクリート間の付着力が、JNES 報告書による付着力を超えないことを確認することで、基礎の浮上りが発生しないことを確認する。

ここで、地震応答解析における浮上りの検討により算出した接地率は、正加力または負加力による一方向の浮上りについての接地率である。地震時には、正方向及び負方向の繰り返し挙動により、基礎版の両端が交互に浮き上がることで、基礎版の両端は付着が切れた状態となることが考えられるが、基礎の浮上りが発生しないことを確認することで、基礎と均しコンクリート間の滑動の検討において、一方向の浮上りによる接地率を採用することの保守性についても、併せて確認する。

検討は、地震応答解析における浮上りの検討で、最も接地率の小さい  $S_s-1$  の NS 方向を代表して行う。

### 2. 検討方法

地震応答解析結果の最大転倒モーメントが浮上り限界モーメントを上回る場合に、基礎浮上りが発生する。

浮上り限界モーメントは、JEAG4601-1991 追補版より以下の式で表される。

$$M_0 = \frac{W \cdot L}{6}$$

ここで、

$M_0$  : 浮上り限界モーメント

$W$  : 建屋総重量

$L$  : 建屋基礎幅

基礎浮上りが発生しないために必要な単位面積当たりの付着力は、以下の式で算出する。

$$M - M_0 = \frac{\sigma_{at} \cdot A \cdot L}{6}$$

$$\sigma_{at} = (M - M_0) \frac{6}{A \cdot L}$$

ここで、

$M$  : 最大転倒モーメント

$\sigma_{at}$  : 単位面積当たりの付着力

$A$  : 基礎底面積

基礎浮上りが発生しないために必要な付着力を参考 1.2-1 表に示す。

参考 1.2-1 表 基礎浮上りが発生しないために必要な付着力

建屋	地震動	方向	W (kN)	L (m)	A (m <sup>2</sup> )	M (kN・m)	M <sub>0</sub> (kN・m)	$\sigma_{at}$ (N/mm <sup>2</sup> )
連絡通路	Ss-1	NS	7.120 ×10 <sup>3</sup>	9.750	117.4	1.960 ×10 <sup>4</sup>	1.157 ×10 <sup>4</sup>	0.042

### 3. 評価結果

基礎浮上りが発生しないために必要な付着力と、JNES 報告書による付着力の比較を参考 1.3-1 表に示す。基礎浮上りが発生しないために必要な付着力は、JNES 報告書による付着力に対して十分小さく、基礎浮上りが発生しないことを確認した。よって、滑動の検討において接地率を考慮することは保守的な評価となる。

参考 1.3-1 表 付着力の比較

(N/mm<sup>2</sup>)

基礎浮上りが発生しない ために必要な付着力	JNES 報告書による 付着力
0.042	0.6

### 4. まとめ

連絡通路の基礎底面と均しコンクリート間の付着力を考慮した浮上りの検討を行い、基礎浮上りが発生しないことを確認した。したがって、実際には基礎底面と均しコンクリート間の付着が切れることは無いが、滑動の検討においては、保守的に地震応答解析上算出される接地率 67%を考慮する。

(参考2) JNES 報告書による付着力の適用性の確認

1. 概要

JNES 報告書では、「基礎・地盤間の付着力に関する中規模試験」において、岩盤とレベルコンクリート間及びレベルコンクリートと基礎コンクリート間に働く付着力に関する試験データ取得を目的として、中規模試験体を作製し、基礎浮上り時に生じる付着力の大きさを評価している。本資料においては、基礎と均しコンクリート間の滑動の検討で、JNES 報告書による付着力である  $0.6\text{N}/\text{mm}^2$  を用いている。

ここでは、JNES 報告書の試験条件を実機と比較することで、JNES 報告書による付着力が、連絡通路の基礎底面と均しコンクリート間の付着力に適用できることを確認する。

2. 材料条件の比較

JNES 報告書のレベルコンクリートと基礎コンクリート間を模擬した試験体（以下「JNES 試験体」という。）と実機について、材料条件の比較を行う。コンクリートの調合の比較を参考2-1表、コンクリートの圧縮強度の比較を参考2-2表に示す。実機の値については、連絡通路は未施工のため、連絡通路と設計基準強度が等しい緊急時対策棟（休憩所）の値を用いる。

比較の結果、コンクリートの調合及び圧縮強度の値は同等であり、JNES 試験体と実機の材料条件はほぼ等しいと考えられる。

参考2-1表 コンクリート調合の比較

種類		セメント種類	粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント 比 (%)	細骨材率 (%)	単位水量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	
JNES 試験体	上層	基礎コンクリート を模擬した試験体	普通ポルトランド セメント	20	51	45.0	172
	下層	レベルコンクリート を模擬した試験体	普通ポルトランド セメント	20	74	48.3	173
実機 <sup>(注)</sup>	上層	基礎コンクリート	普通ポルトランド セメント	20	49.5	46.8	170
	下層	均しコンクリート	普通ポルトランド セメント	20	61.9	45.5	174

(注) 緊急時対策棟（休憩所）の値を示す。

参考 2-2 表 コンクリート圧縮強度の比較

(N/mm<sup>2</sup>)

	JNES 試験体	実機 (平均) (注)
上層 (基礎コンクリート)	33.6	39.2
下層 (均しコンクリート)	20.5	24.3

(注) 緊急時対策棟 (休憩所) の値を示す。

### 3. 試験体による考察

JNES 試験体は上層材及び下層材ともに鉄筋が配筋されているが、連絡通路基礎下の均しコンクリートは無筋コンクリートであるため、試験体と実機で条件が異なる。しかし、JNES 報告書では、剥離後の表面観察結果より、一部の試験体において下層材の上端鉄筋位置で剥離が生じていることから、鉄筋位置では剥離に抵抗する力が低下すると推察される。したがって、JNES 報告書の試験結果は、鉄筋位置で剥離した試験結果を含めたものであるため、JNES 報告書の試験は、実機と比較して、保守的な条件であると考えられる。

接合面の状態について、JNES 試験の下層材は、実機と同様に均しコンクリートの標準的な仕上げである木ごて仕上げである。また、JNES 試験ではレイタンスの除去等の打継ぎ処理を行っていないが、実機では、レイタンス等の除去を実施する予定としている。したがって、JNES 試験体と実機の接合面の状態は同等若しくは保守的であると考えられる。

### 4. まとめ

基礎と均しコンクリート間の滑動の検討に用いた JNES 報告書による付着力について、連絡通路への適用性の確認を行った。確認の結果、JNES 報告書における試験条件は、実機と同等若しくは保守的であると考えられるため、JNES 報告書による付着力は、基礎と均しコンクリート間の滑動の検討に適用できる。

(参考3) 岩盤及び均しコンクリートの施工状況

緊急時対策棟（休憩所）の岩盤状況を下図に示す。



EL.25.20m 平面図

(KEY PLAN)



(砂岩 C<sub>L</sub> 級の出現状況)

## (参考4) 連絡通路の埋込み状況及び埋込を考慮した滑動の評価

### 1. 埋込状況

建屋の滑動について、連絡通路の基礎底面の埋込み状況を踏まえて考察する。なお、考察は、基礎の周辺を岩盤又はマンメイドロックに囲われている短辺方向について行うものとする。

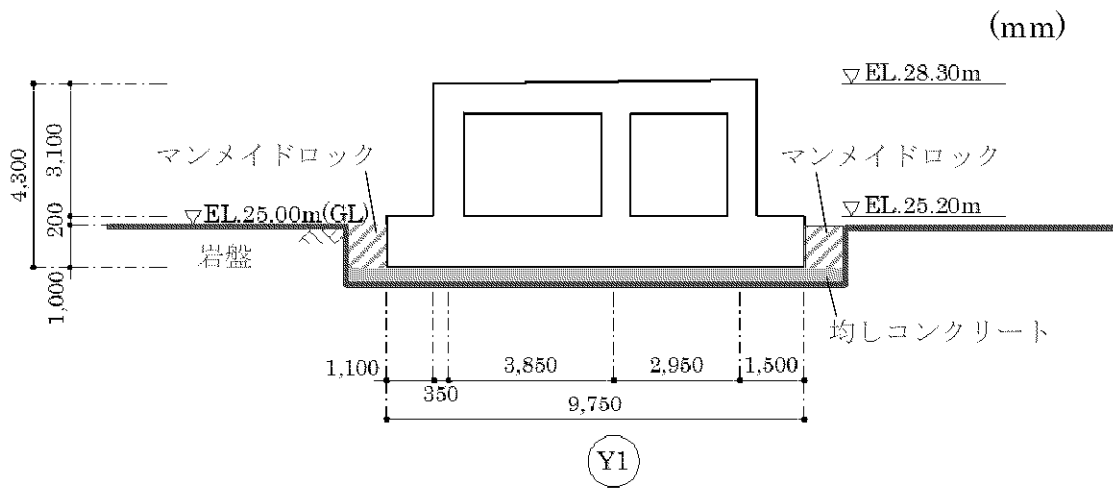
連絡通路は、緊急時対策棟（休憩所）及び緊急時対策棟（指揮所棟）に隣接し、堅固な岩盤に支持された鉄筋コンクリート造の建物である。連絡通路の地盤の接地状況を参考 4.1-1 図に示す。なお、基礎の施工について、作業スペース確保のため、岩盤を基礎幅より広く掘削する。また、基礎の打設完了後、基礎と岩盤の間は、マンメイドロックで埋め戻す計画としている。

基礎の周辺は堅固な岩盤又はマンメイドロックに囲われており、基礎自体がシアキーとなることで、連絡通路の滑動は発生しないと考えられる。





EL.25.20m 平面図  
(KEY PLAN)



(A-A 断面)

参考 4.1-1 図 連絡通路の地盤の接地状況

## 2. 埋込みを考慮した滑動の検討

連絡通路については、埋込みを考慮しなくても滑動が起こらないことを確認しているが、上述の通り基礎の周辺は堅固な岩盤又はマンメイドロックに囲われているため、参考として、埋込みを考慮した滑動の検討を行う。検討は短辺方向及び長辺方向それぞれについて実施する。

### 2.1 短辺方向の検討

滑動抵抗力は、基礎底面の摩擦力及び基礎周辺地盤のせん断抵抗力の和として算出する。

基礎底面の摩擦力は、「建屋総重量×摩擦係数 $\mu$ 」より算出する。基礎底面の摩擦係数は、「道路橋示方書・同解説（（社）日本道路協会）」及び「道路土工擁壁工指針（（社）日本道路協会）」に準拠し、基礎底面の摩擦係数 $\mu = 0.6$ とする。したがって、基礎底面の摩擦力は、以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned}\text{基礎底面の摩擦力} &= 7.120 \times 10^3 (\text{kN}) \times 0.6 \\ &= 4.272 \times 10^3 (\text{kN})\end{aligned}$$

また、基礎周辺地盤のせん断抵抗力は、既工認資料「地盤の支持性能に係る基本方針」に示した砂岩 CL 級におけるせん断強度 ( $0.24 \text{N/mm}^2$ ) に、基礎周辺地盤と接し抵抗する面積 (埋込深さ $\div \sin 45^\circ$ ) を乗じた値とする。基礎の長さが 12.050m、埋込深さが 1.000m であるため、基礎周辺地盤のせん断抵抗力は以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned}\text{基礎周辺地盤の} &= 240 (\text{kN/m}^2) \times \sqrt{2} \times 2 (\text{両面}) \times 12.050 (\text{m}) \times 1.000 (\text{m}) \\ \text{せん断抵抗力} &= 8.180 \times 10^3 (\text{kN})\end{aligned}$$

したがって、滑動抵抗力は以下の通り算出される。

$$\begin{aligned}\text{滑動抵抗力} &= 4.272 \times 10^3 (\text{kN}) + 8.180 \times 10^3 (\text{kN}) \\ &= 12.452 \times 10^3 (\text{kN})\end{aligned}$$

連絡通路短辺方向の埋込を考慮した滑動の検討結果を第 3-1 表に示す。検討の結果、滑動抵抗力が基礎底面に作用する水平地震力を上回ることから、建屋の滑動が起こらないことを確認した。

参考 4.2-1 表 埋込みを考慮した滑動の検討結果  
(短辺方向)

①基礎底面に作用する水平地震力 (kN)	②滑動抵抗力 (kN)	安全率 (②/①)
$9.325 \times 10^3$	$12.452 \times 10^3$	1.34

## 2.2 長辺方向の検討

滑動抵抗力は、基礎底面の摩擦力及び基礎及び周辺マンメイドロックの付着力の和として算出する。

基礎底面の摩擦力は、2.1 同様以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} \text{基礎底面の摩擦力} &= 7.120 \times 10^3 (\text{kN}) \times 0.6 \\ &= 4.272 \times 10^3 (\text{kN}) \end{aligned}$$

基礎及び周辺マンメイドロックの付着力は、本文 3.1 より  $0.36 \text{N/mm}^2$  である。よって、付着力は以下のとおり算出される。

$$\begin{aligned} \text{付着力} &= 360 (\text{kN/m}^2) \times 12.050 (\text{m}) \times 1.000 (\text{m}) \times 2 (\text{両面}) \\ &= 8.676 \times 10^3 (\text{kN}) \end{aligned}$$

したがって、滑動抵抗力は以下の通り算出される。

$$\begin{aligned} \text{滑動抵抗力} &= 4.272 \times 10^3 (\text{kN}) + 8.676 \times 10^3 (\text{kN}) \\ &= 12.948 \times 10^3 (\text{kN}) \end{aligned}$$

連絡通路長辺方向の埋込を考慮した滑動の検討結果を第 3-1 表に示す。検討の結果、滑動抵抗力が基礎底面に作用する水平地震力を上回ることから、建屋の滑動が起こらないことを確認した。

参考 4.2-2 表 埋込みを考慮した滑動の検討結果  
(長辺方向)

①基礎底面に作用する水平地震力 (kN)	②滑動抵抗力 (kN)	安全率 (②/①)
9.325 × 10 <sup>3</sup>	12.948 × 10 <sup>3</sup>	1.38

緊急時対策棟（連絡通路）の水平及び鉛直の時刻歴  
について

## 1. 概要

緊急時対策棟（連絡通路）（以下「連絡通路」という。）の耐震評価においては、組合せ係数法を用いている。組合せ係数法の適用性については、水平方向及び鉛直方向の荷重の組合せに組合せ係数法を適用した評価結果と、水平方向及び鉛直方向の地震応答を時々刻々重ね合わせた評価結果との比較を行うことで安全上支障がないことを確認している。

本資料では、連絡通路について、水平方向の地震力による壁の時刻歴縁応力度と鉛直方向の地震力による壁の時刻歴軸応力度の比較を行うことで、水平方向及び鉛直方向の荷重の最大値が同時に作用しないことを説明する。また、組合せ係数法による縁応力度の最大値が、水平方向の地震力による壁の時刻歴縁応力度と鉛直方向の地震力による壁の時刻歴軸応力度を時々刻々重ね合わせた場合の縁応力度の最大値と比較して保守的な値となっていることを確認する。検討に用いる地震動は、基準地震動  $S_s-1$  とし、NS 方向及び鉛直方向の地震動の組合せを代表として示す。

## 2. 検討結果

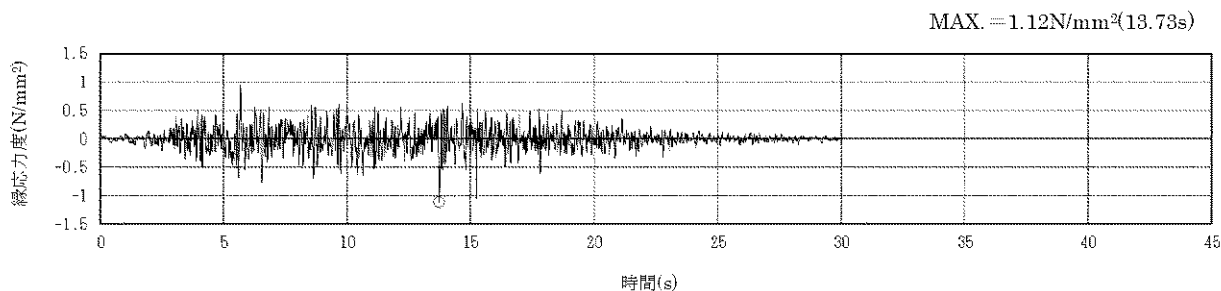
連絡通路について、水平方向の地震動による壁の時刻歴縁応力度を第 2-1 図、鉛直方向の地震動による壁の時刻歴軸応力度を第 2-2 図、水平方向の地震力による壁の時刻歴縁応力度と鉛直方向の地震力による壁の時刻歴軸応力度を時々刻々重ね合わせた時刻歴縁応力度を第 2-3 図に示す。

第 2-1 図より、水平方向の地震動による壁の縁応力度の最大値は、 $1.12\text{N/mm}^2$  であり、13.73 秒に発生している。第 2-2 図より、鉛直方向の地震動による壁の軸応力度の最大値は、 $0.035\text{N/mm}^2$  であり、16.32 秒に発生している。以上の結果より、水平方向の地震力による壁の時刻歴縁応力度と鉛直方向の地震力による壁の時刻歴軸応力度が最大となる時刻には 2.59 秒の差があるため、水平地震荷重及び鉛直地震荷重の最大値が同時に作用しないことが確認できる。

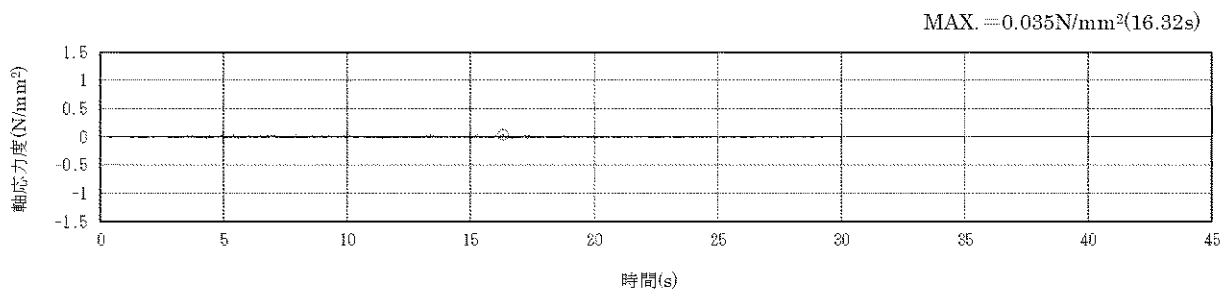
また、第 2-3 図より水平方向の地震力による壁の時刻歴縁応力度と鉛直方向の地震力による壁の時刻歴軸応力度を時々刻々重ね合わせた場合の壁の縁応力度の最大値は、 $1.12\text{N/mm}^2$  である。一方、組合せ係数法による壁の縁応力度は、（水平方向の地震動による壁の縁応力度の最大値） $\times 1.0$  + （鉛直方向の地震動による壁の軸応力度の最大値） $\times 0.4$  であるから、以下のように計算される。

$$\begin{aligned}\text{組合せ係数法による壁の縁応力度} &= 1.12(\text{N/mm}^2) \times 1.0 + 0.035(\text{N/mm}^2) \times 0.4 \\ &= 1.13(\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

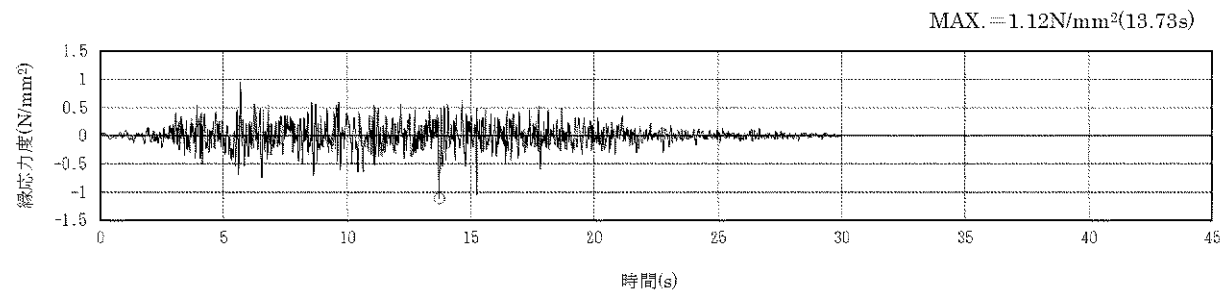
よって、組合せ係数法による縁応力度の最大値が、水平方向の地震力による壁の時刻歴縁応力度と鉛直方向の地震力による壁の時刻歴軸応力度を時々刻々重ね合わせた場合の縁応力度の最大値と比較して保守的な値となっていることが確認できる。



第 2-1 図 水平方向の地震動による壁の時刻歴縁応力度



第 2-2 図 鉛直方向の地震動による壁の時刻歴軸応力度



第 2-3 図 水平方向の地震力による壁の時刻歴縁応力度と鉛直方向の地震力による壁の時刻歴軸応力度を時々刻々重ね合わせた時刻歴縁応力度  
(第 2-1 図+第 2-2 図)