

福島第一原子力発電所3号機

新耐震指針に照らした耐震安全性評価

(中間報告)に関する補足説明資料

(コメント回答資料)

－建物・構築物－

平成22年7月6日

東京電力株式会社

## 目 次

1. シミュレーション解析による入力地震動評価法の検証における解析条件、解析結果について	1-1
2. 地盤の地震応答解析モデルの剛性低下率について	2-1
3. 地震応答解析モデルのパラメータスタディにおける床応答スペクトルに対する考察	3-1
4. 「新潟県中越沖地震を踏まえた原子力発電所等の耐震安全性評価に反映すべき事項について」の追加説明	4-1
5. 接地率算定時の浮力の扱いについて	5-1

1. シミュレーション解析による入力地震動評価法の検証における解析条件、解析結果について

○ コメント内容

3号機に係る建物・構築物の評価条件、評価結果等（下記）について、5号機と同様の確認を行うために必要な情報を網羅するとともに、見やすさにも配慮して表示すること。（なお、②については、④、⑤にも含まれる。）

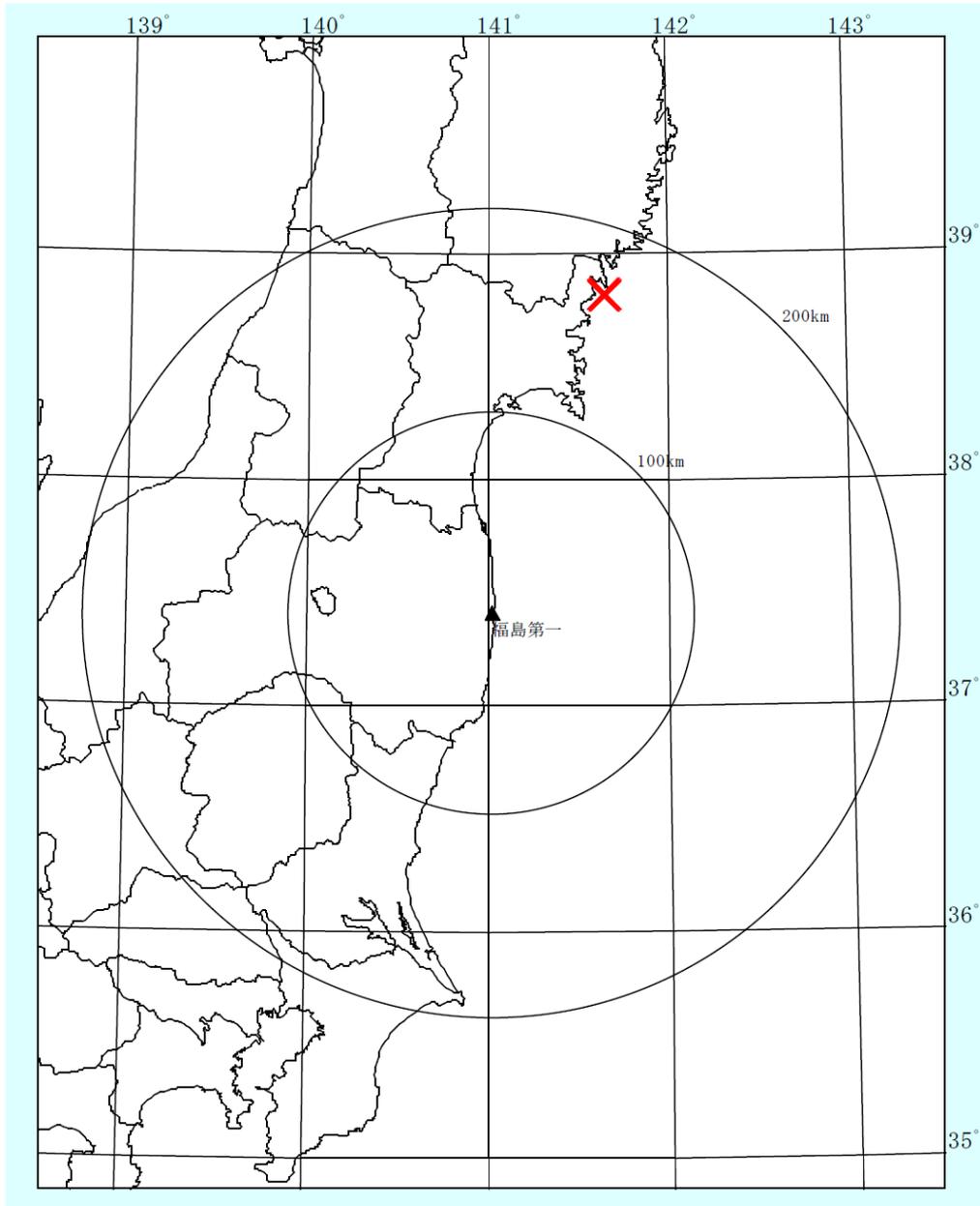
- ① 地盤の地震応答解析モデルの  $G/G_0$ - $\gamma$  関係、 $h$ - $\gamma$  関係
- ② 地盤ばねの減衰係数の算定時に参照している一次固有振動数の算定条件
- ③ 屋根トラスの構造や部材の差異と、それによる鉛直方向の地震応答解析モデルの差異
- ④ 地震応答解析モデルのパラメータスタディにおける評価条件及び評価結果
- ⑤ 新潟県中越沖地震を踏まえた地震応答解析モデルの妥当性確認における評価条件、評価結果
- ⑥ シミュレーション解析による入力地震動評価法の検証における解析条件
- ⑦ 弾性設計用地震動  $S_d$  の設計用応答スペクトルと基準地震動  $S_s$  の設計用応答スペクトル、超過確率別スペクトル等との関係

（平成22年6月17日 耐震・構造設計小委員会構造WG Aサブグループ会合（第25回））

○ 回答

入力地震動評価法の妥当性を確認するために、図-1.1に示す、敷地内で比較的大きな加速度を観測した2003年宮城県沖の地震（震央距離168km 震源深さ72km M7.1）による観測記録を用いた一次元波動論によるシミュレーション解析を実施した。なお、図-1.2および図-1.3に示す3号機原子炉建屋の炉心位置から約530m離れた地点の、O.P.-200mでの地中観測記録を用いている。シミュレーション解析にあたっては、耐震安全性評価で用いる剛性低下前の地盤定数を用いて、地中観測記録にて等価線形解析を実施し、表-1.1に示すシミュレーション解析用の地盤モデルを作成している。

図-1.4にシミュレーション解析の最大応答加速度分布および観測記録の最大加速度を示す。NS方向、EW方向とも最大加速度値は、観測記録にほぼ対応している。また、鉛直方向の最大加速度値は、観測記録に比べやや大きめの値を算定している。



<地震の諸元>

- ・発生日時：平成 15 年 5 月 26 日 18 時 24 分
- ・震源地：宮城県沖
- ・地震規模：マグニチュード 7.1
- ・震央位置：北緯 38 度 49.0 分，東経 141 度 39.2 分
- ・震源深さ：72km
- ・震源距離：182km
- ・震央距離：168km

図-1.1 2003年宮城県沖の地震の諸元

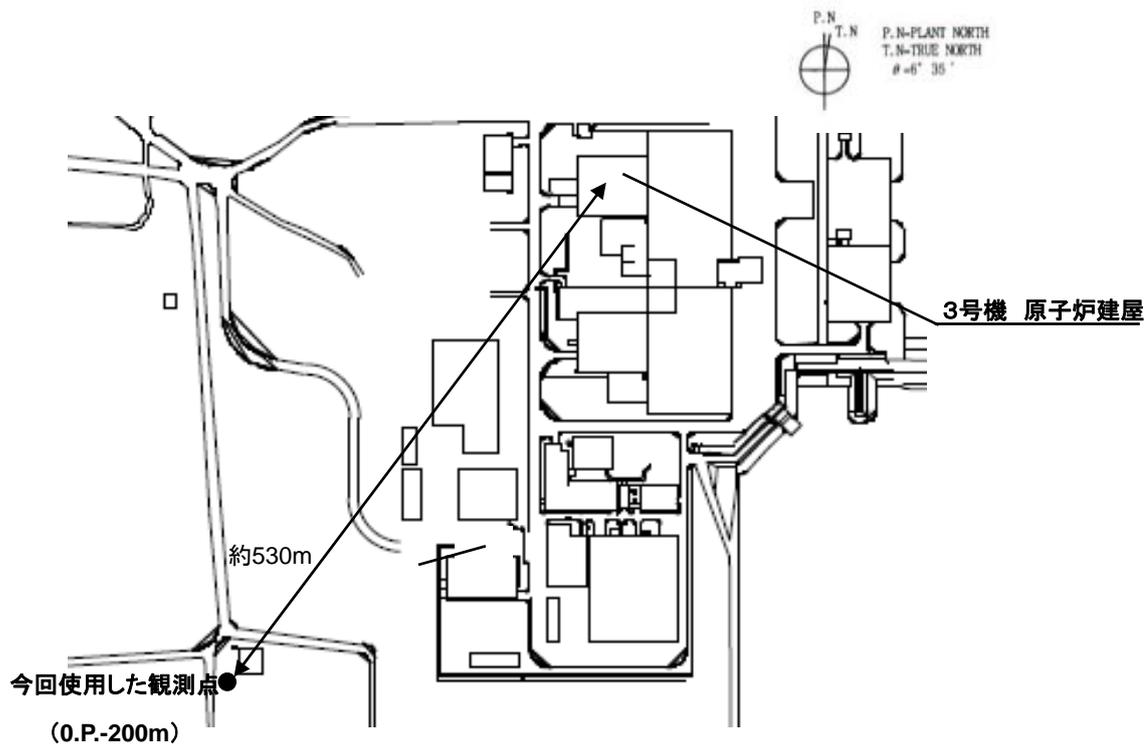
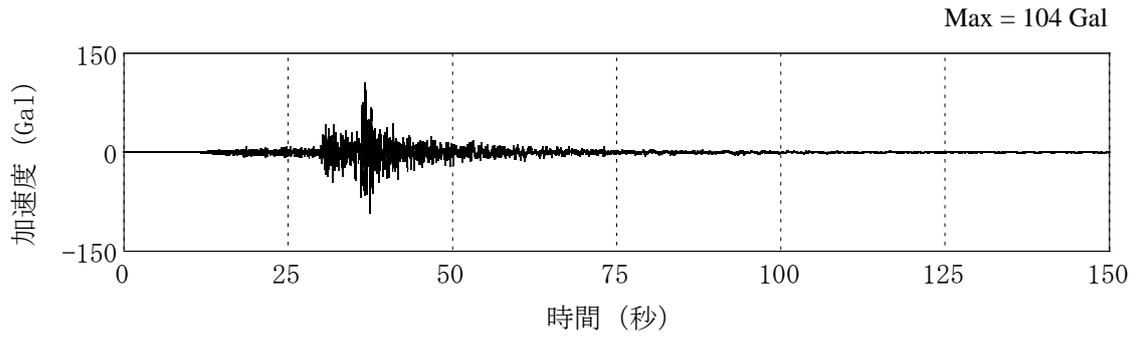
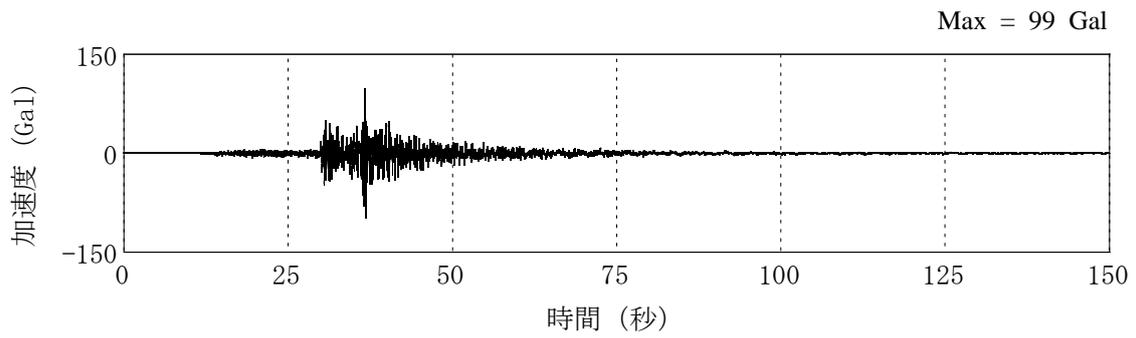


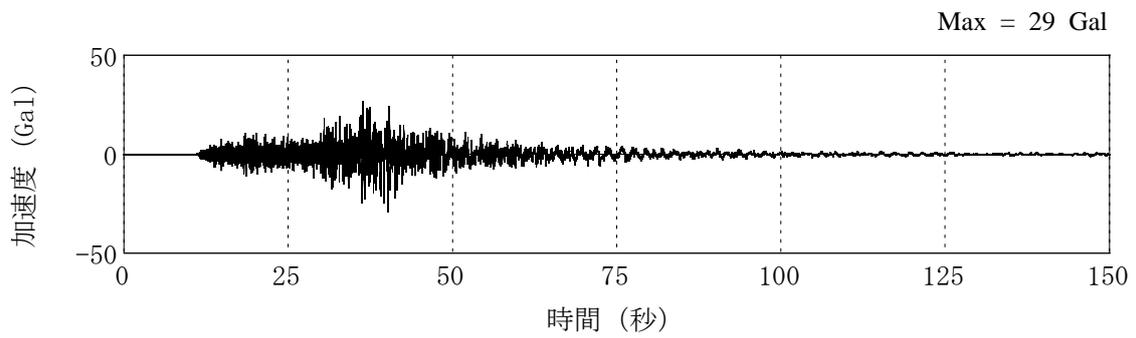
図-1.2 シミュレーション解析に用いた地震観測点の配置図



(NS 方向)



(EW 方向)



(鉛直方向)

図-1.3 シミュレーション解析に用いた観測記録の時刻歴波形 (O. P. -200. 0m)

表-1.1 地盤定数 (2003年5月26日 宮城県沖の地震)

標高 O.P. (m)	地質	せん断 波速度 Vs (m/s)	単位体 積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソ ン比 ν	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>		せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )		ヤング 係数 E (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )		剛性低下後 S波速度 Vs (m/s)		剛性低下後 P波速度 Vp (m/s)		減衰 定数 h (%)		層厚 H (m)	
						NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW		
10.0																			
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	2.62	0.91	0.92	2.38	2.41	7.01	7.10	362	364	-	-	3	3	8.1	
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	3.41	0.94	0.94	3.21	3.21	9.40	9.40	437	437	1690	1690	3	3	11.9	
-80.0		500	17.1	0.455	4.36			4.10	4.10	11.93	11.93	485	485	1690	1690			70.0	
-108.0		560	17.6	0.446	5.63			5.29	5.29	15.30	15.30	543	543	1740	1740			28.0	
-196.0		600	17.8	0.442	6.53			6.14	6.14	17.71	17.71	582	582	1800	1800			88.0	
	[解放基盤]	700	18.5	0.421	9.24	1.00	1.00	9.24	9.24	26.26	26.26	700	700	1890	1890	-	-	-	

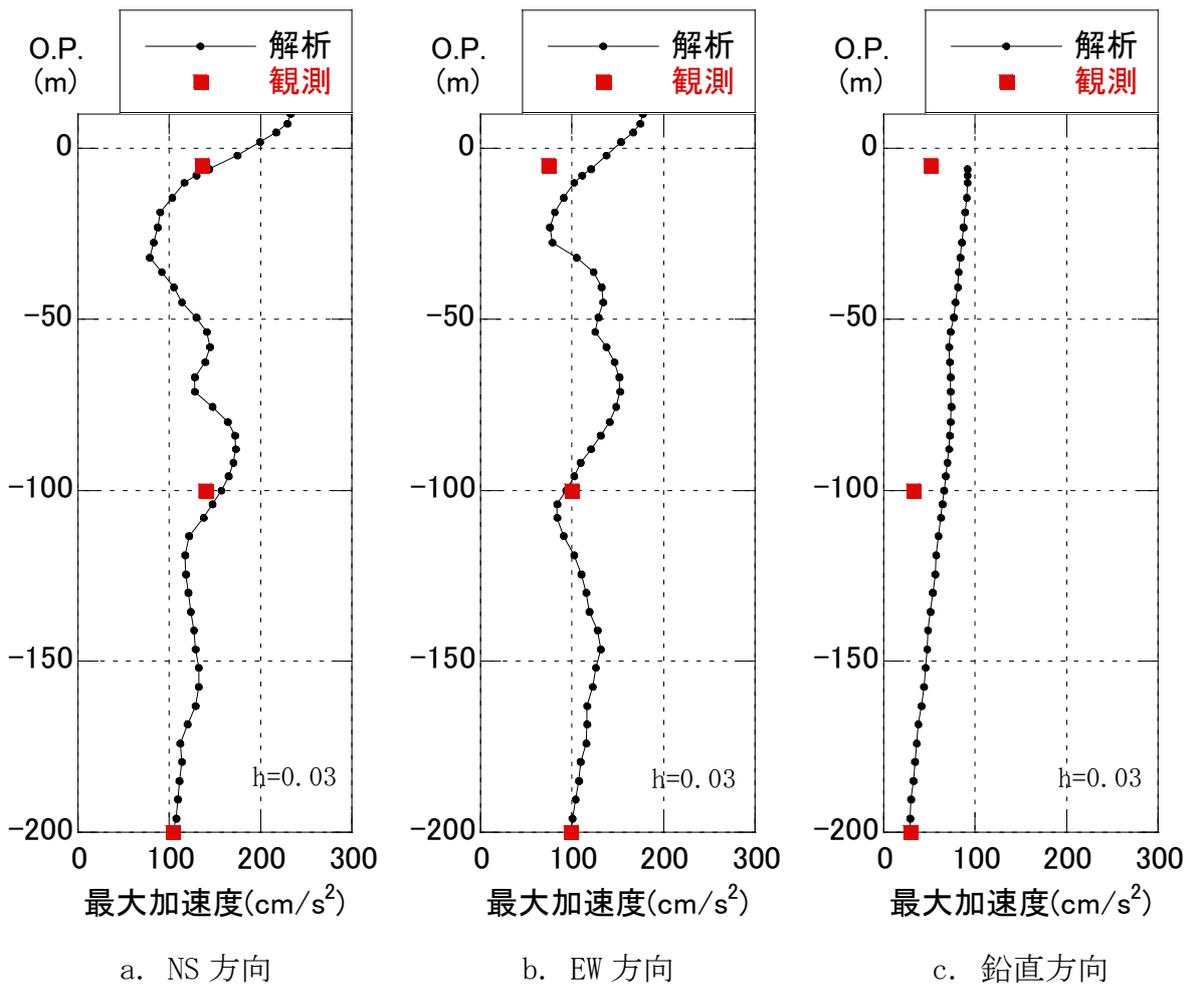


図-1.4 シミュレーション解析の最大応答加速度分布および観測記録の最大加速度  
(2003. 5. 26 宮城県沖の地震)

図-1.5に地盤の減衰定数をそれぞれ2%、3%として行ったシミュレーション解析の結果を示す。慣用的に、今回用いた観測記録のような中小地震のシミュレーション解析では地盤の減衰定数2%を用い、基準地震動 $S_s$ のような大地震の場合は3%を用いているが、今回2003年の宮城県沖の地震のシミュレーション解析を行った場合、地盤の減衰定数を3%とした場合のほうが観測記録と整合する結果となった。

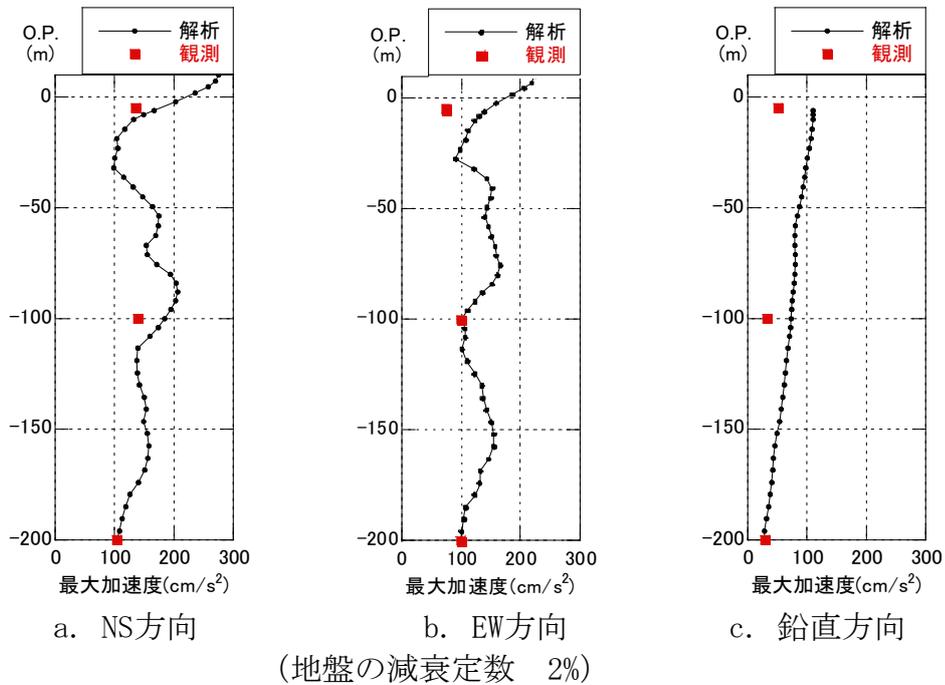


図-1.5(a) 福島第一原子力発電所地盤の最大応答加速度分布

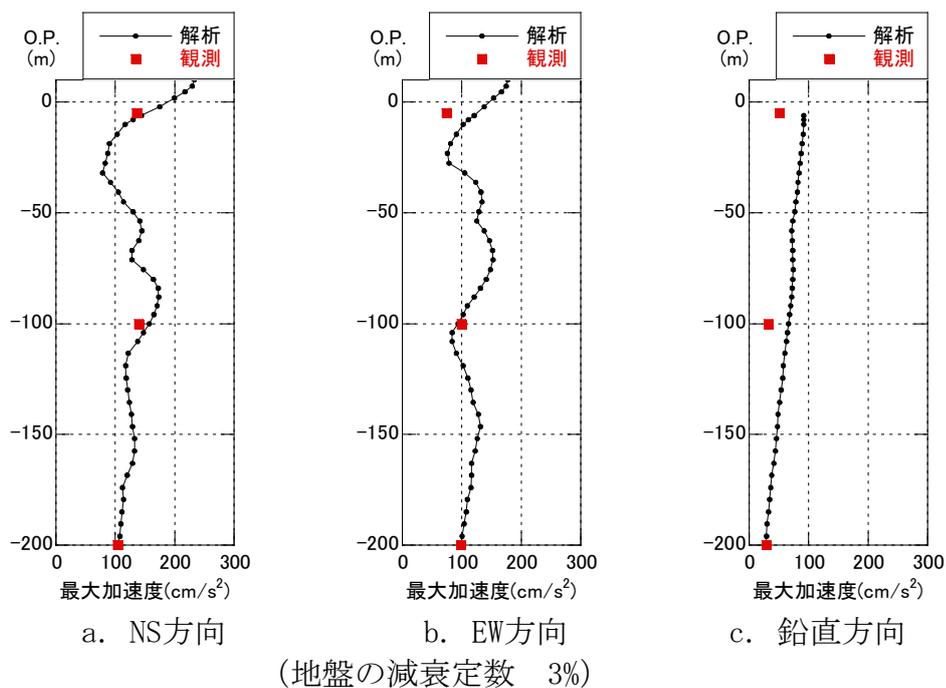


図-1.5(b) 福島第一原子力発電所地盤の最大応答加速度分布

## 2. 地盤の地震応答解析モデルの剛性低下率について

### ○ コメント内容

地盤の地震応答解析モデルにおいて、基準地震動によって等価線形解析による砂岩と泥岩の剛性低下率等に関する傾向が変わることについて考察すること。

(平成22年6月29日 耐震・構造設計小委員会構造WG Aサブグループ会合 (第26回) )

### ○ 回答

表-2.1に耐震安全性評価に用いる地盤の地震応答解析モデルの抜粋を示す。砂岩の剛性低下率の値はSs-3が大きい、泥岩の剛性低下率の値はSs-2が大きくなっている。

表-2.1 地盤の地震応答解析モデル

標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体 積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	ポア ソン 比 ν	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>			せん断 弾性係数 G (×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )		
						Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-1	Ss-2	Ss-3
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.62	0.85	0.85	0.86	2.23	2.23	2.25
1.9											
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	3.41	0.78	0.81	0.78	2.66	2.76	2.66
-80.0		500	17.1	0.455	4.36				3.40	3.53	3.40
-108.0		560	17.6	0.446	5.63				4.39	4.56	4.39
-196.0		600	17.8	0.442	6.53				5.09	5.29	5.09
[解放基盤]		700	18.5	0.421	9.24				1.00	1.00	1.00

図-2.1に地盤の等価線形解析結果を示す。O.P. -80.0m以深の地盤においてSs-2の有効ひずみが小さいことが確認できる。

図-2.2に解放基盤での基準地震動Ss-1、Ss-2、Ss-3の加速度応答スペクトル(h=0.03)を示す。0.3秒～0.6秒の周期帯においてはSs-2がSs-3を下回っていることが確認できる。一方、図-2.3に初期せん断弾性係数に基づく地盤の各地点と解放基盤の伝達関数を示す。O.P. -80.0m、O.P. -108.0mでのE+F波の伝達関数を確認すると、O.P. -80.0m以深の地盤の一次固有周期が0.3秒～0.5秒付近であり、Ss-2の加速度応答スペクトルがSs-3の加速度応答スペクトルを下回る周期帯に一次固有周期が存在していることが確認できる。このことから、泥岩部分のO.P. -80.0m以深の地盤については、基準地震動Ss-2によるひずみが基準地震動Ss-1、3に比べて小さいため、剛性の低下が小さい(剛性低下率が大きい)と考えられる。

図-2.1より、泥岩部分のO.P. -80.0m～O.P. 1.9mについては、Ss-3による剛性の低下が小さいが(剛性低下率が大きい)、その差は小さい。表-2.1に示す剛性低下率は泥岩全体に対して平均値を用いているため、O.P. -80.0m以深の影響を受け、基準

地震動Ss-2による剛性低下率が基準地震動Ss-1、Ss-3に比べ、大きくなったと考えられる。

なお、砂岩については基準地震動Ss-1～3による剛性低下率はほぼ同じである。あえて考察するならば、図-2.3より、砂岩部分（O. P. 1.9m～10.0m）については伝達関数の一次固有周期が0.05秒付近であると推定でき、その周期帯の加速度応答スペクトルは基準地震動Ss-3が最も小さい。よって基準地震動Ss-3による剛性の低下が小さい（剛性低下率が大きい）と考えられる。

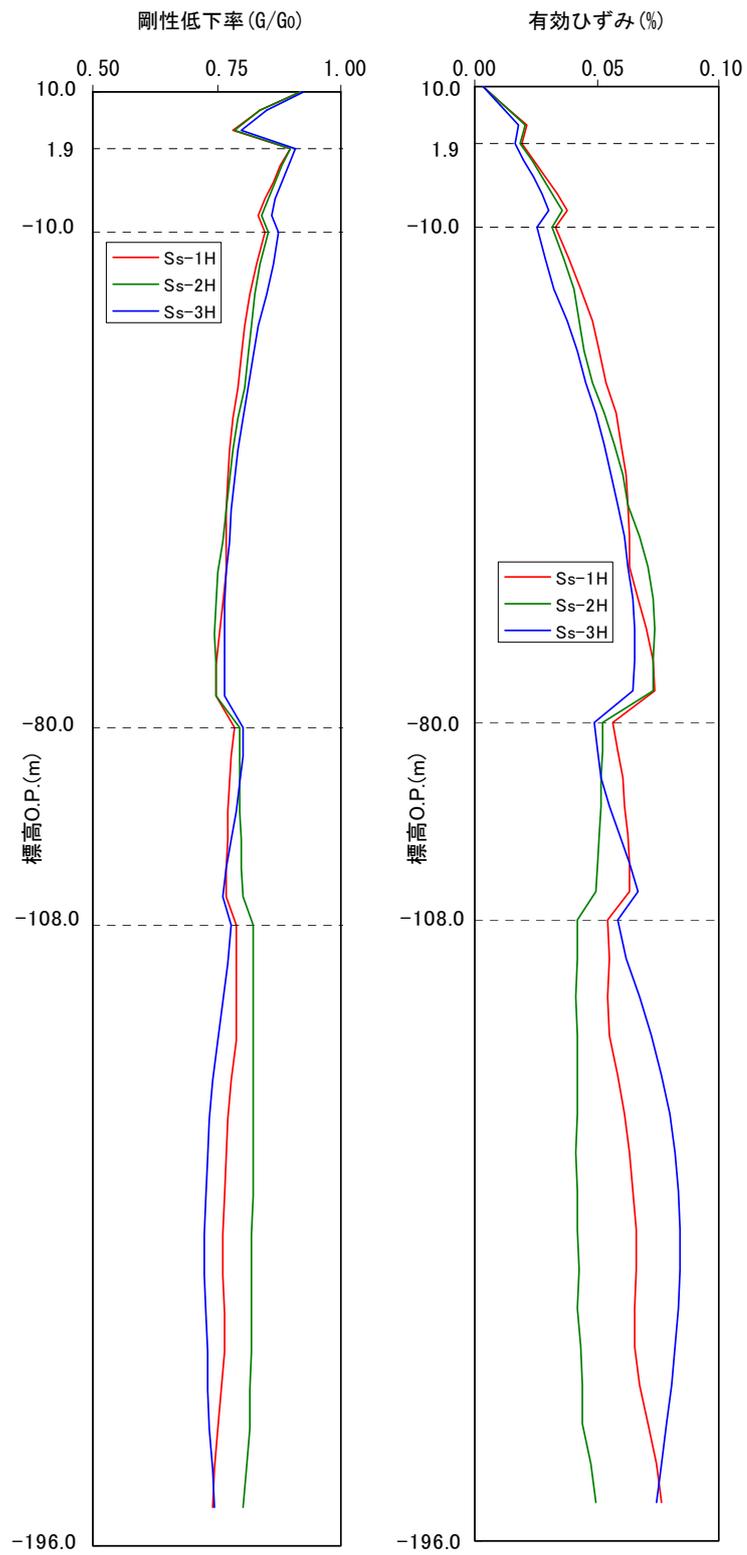


図-2.1 地盤の等価線形解析結果

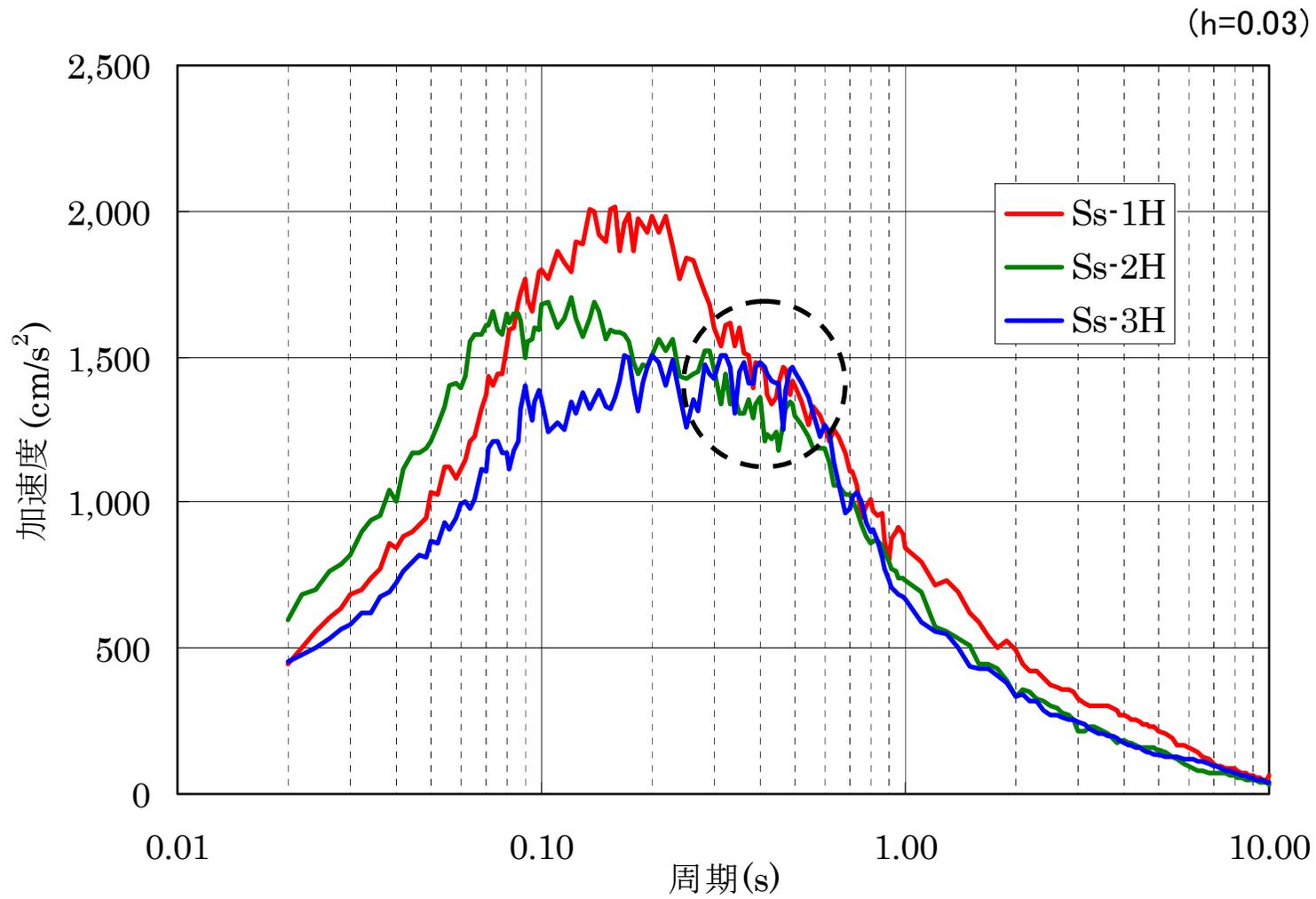
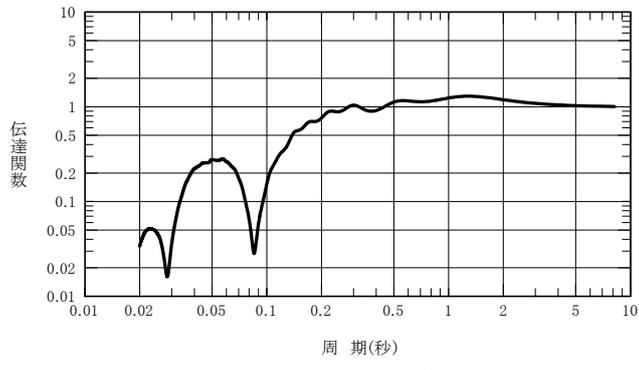
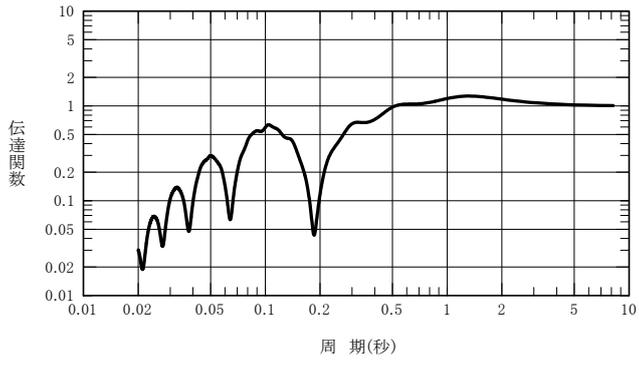


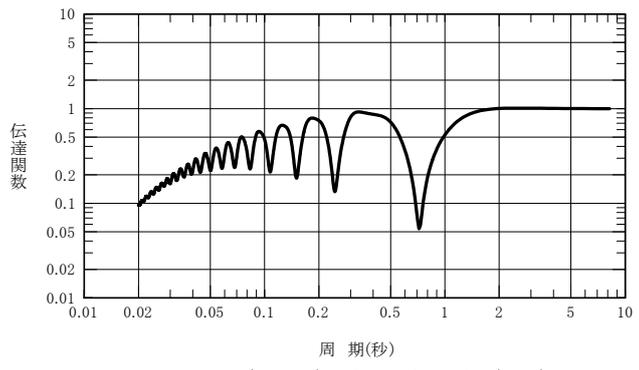
図-2.2 解放基盤における基準地震動 Ss-1、Ss-2、Ss-3 の加速度応答スペクトルの比較 (減衰 3%)



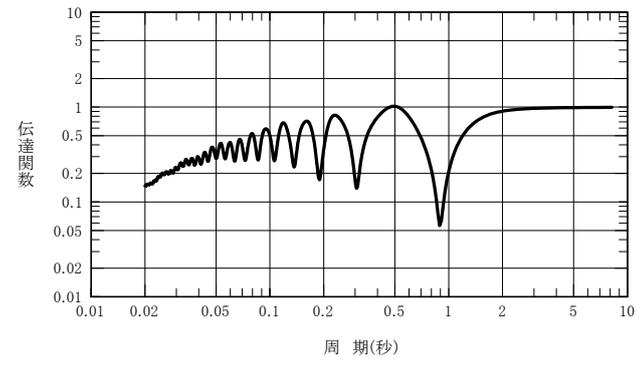
O.P.1.9m(E+F)／解放基盤(2E)



O.P.-10.0m(E+F)／解放基盤(2E)



O.P.-80.0m(E+F)／解放基盤(2E)



O.P.-108.0m(E+F)／解放基盤(2E)

図-2.3 初期剛性を用いた地盤モデルの伝達関数

### 3. 地震応答解析モデルのパラメータスタディにおける床応答スペクトルに対する考察

#### ○ コメント内容

地震応答解析モデルの解析定数に係るパラメータ解析結果として示されている、基準地震動 $S_s-1$ ～ $S_s-3$ に対するNS方向の床応答スペクトルにおいて、短周期側（0.05～0.2秒）に二つのピークがあるが、5号機においても同様の傾向があるか確認するために3号機の解析結果との比較を示すこと。また、ピークが現れることの要因、方向によってはピークが現れないという現象に対する解釈について整理すること。

（平成22年6月29日 耐震・構造設計小委員会構造WG Aサブグループ会合（第26回））

#### ○ 回答

#### 3. 1 解析ケース

表-3.1にパラメータスタディの水平方向の解析ケースを示す。

表-3.1 解析ケース（水平方向）

解析ケース名	コンクリート強度	側面地盤ばね	建屋減衰
バックチェックモデル	実強度	水平＋回転	5%
ケース1（設計強度）	設計基準強度	水平＋回転	5%
ケース2（側面回転ばね無視）	実強度	水平	5%
ケース3（建屋減衰3%）	実強度	水平＋回転	3%
ケース4（設計ベースモデル）	設計基準強度	水平	5%

#### 3. 2 解析結果（床応答スペクトル）

図-3.1に、3号機の解析結果の内、オペフロの床応答スペクトル（ $S_s-1H$  :  $h=0.05$ ）を示す。図より、NS方向の床応答スペクトルの短周期側（0.07秒及び0.17秒付近）に二つのピークがあることがわかる。

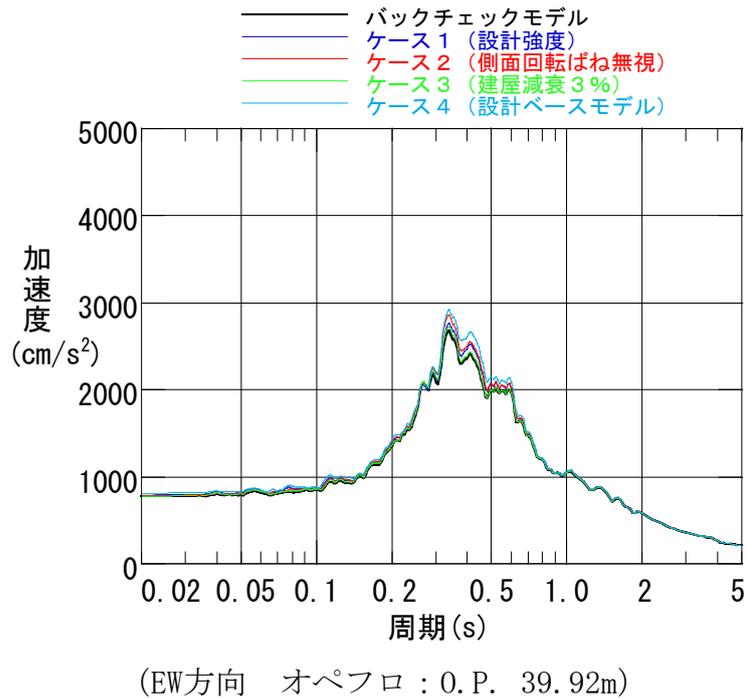
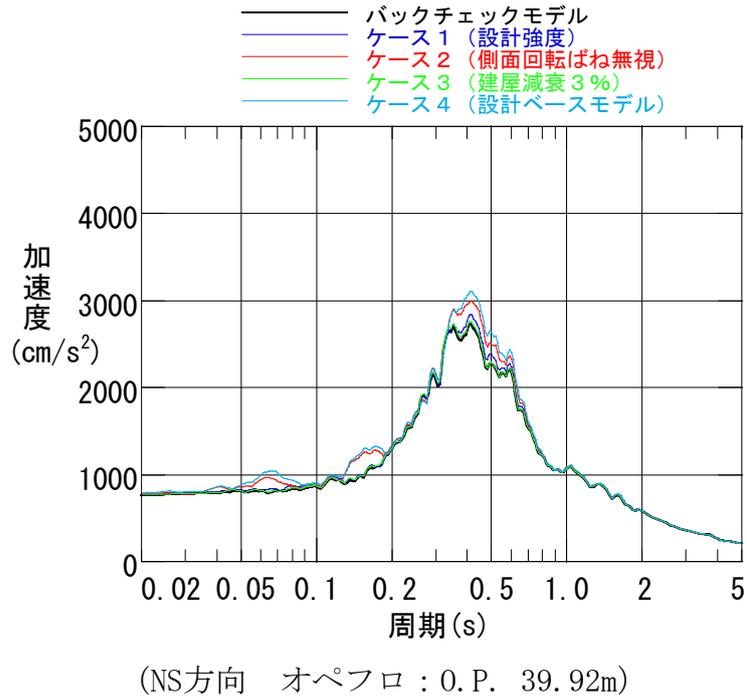


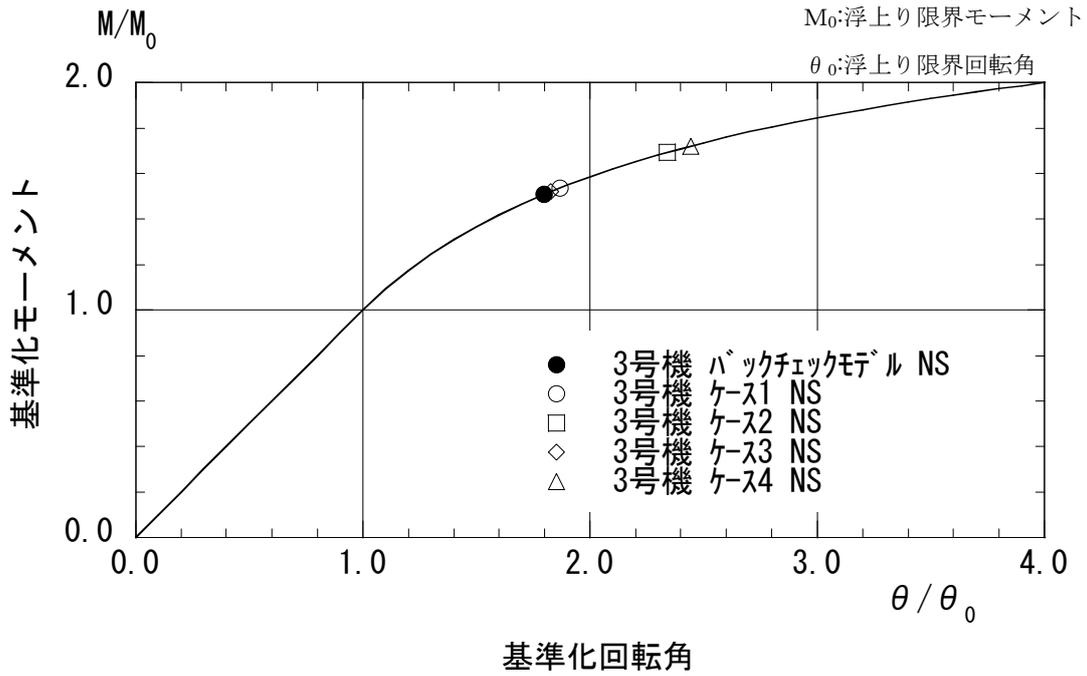
図-3.1 床応答スペクトル (3号機 : Ss-1H : h=0.05)

### 3. 3 二つのピークがあらわれる事に対する考察

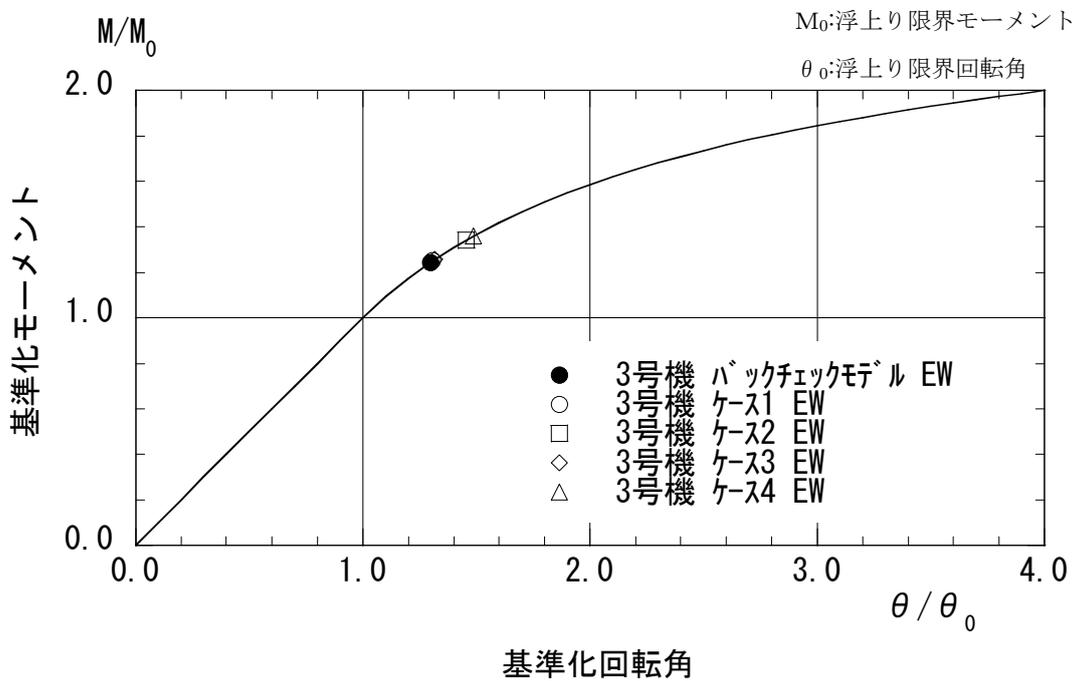
図-3.2 に底面回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係を示す。ケース 2 及びケース 4 の NS 方向では、底面回転ばねの非線形化が進んでおり、短周期側にピークが出現するのは、側面回転ばねを無視したことによる応答増加により底面回転ばねの非線形化が進んだためだと考えられる。

参考文献<sup>\*1)</sup>によると、地盤模型及び建屋模型による振動台試験の結果を示し、底面回転ばねの非線形化が進むにつれて、応答加速度の水平成分に山つぶれ現象が発生し、応答スペクトルにおいて、加振振動数の奇数倍の成分が卓越するのが明瞭に確認できるとしている。図-3.3 に示すように、山つぶれ波形は、1 倍調、3 倍調、5 倍調及び高次の奇数倍調波形を足し合わせた結果と等価であり、加速度波形の山つぶれによって高振動数領域の応答増加が発生したものと考えられる。よって、図-3.1 の NS 方向の床応答スペクトルに見られる二つのピークは、それぞれ、3 倍調波および 5 倍調波によるものと考えられる。

なお、3 号機の基礎形状は 47.0 (NS) × 57.4m (EW) となっており、EW 方向は長辺方向であり、図-3.2 に示すように、NS 方向に比べて底面回転ばねの非線形化が生じにくく、上記の現象が観察されなかったものと考えられる。



(3号機 : NS : Ss-1H)



(3号機 : EW : Ss-1H)

図-3.2 底面回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係

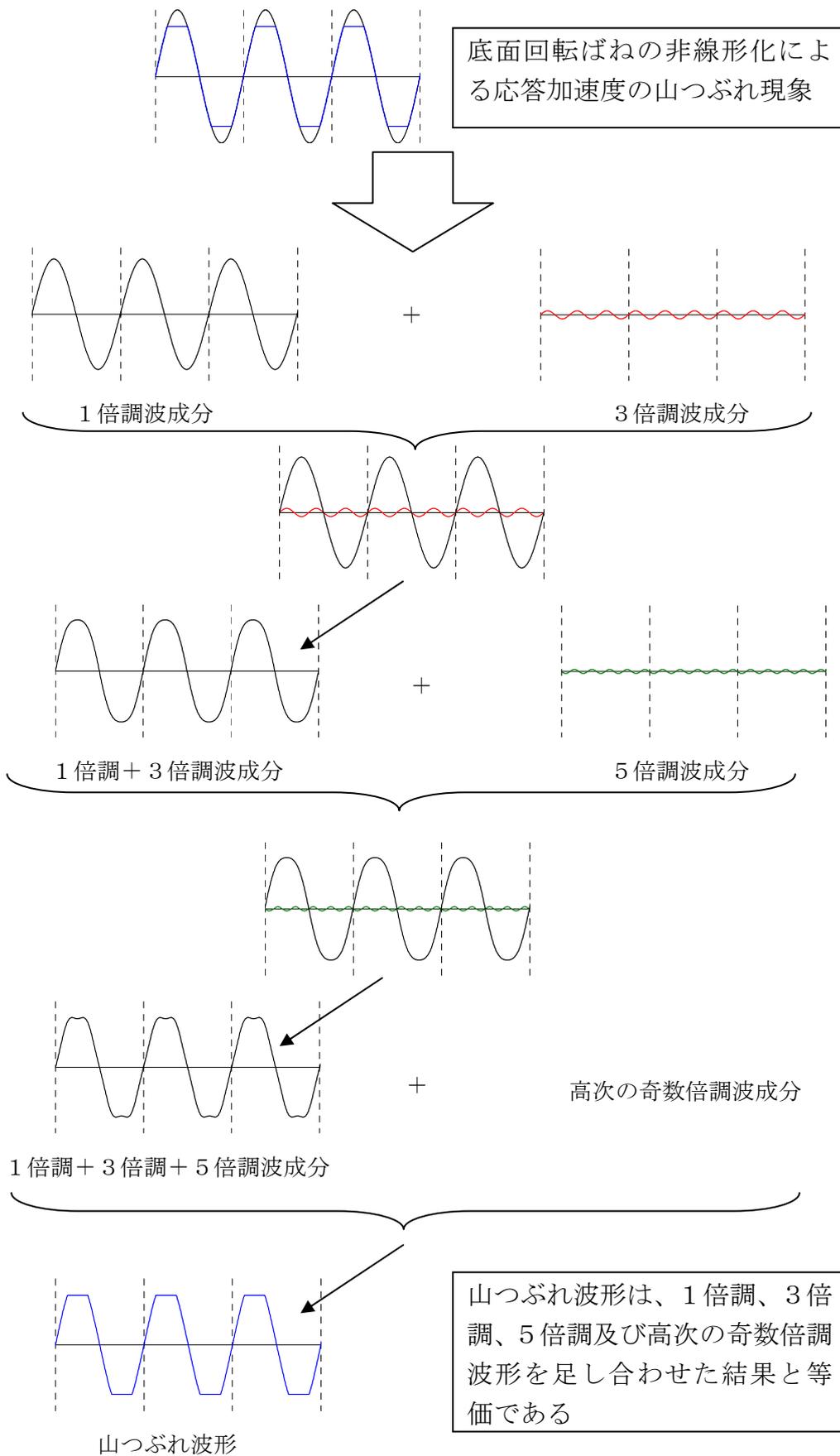
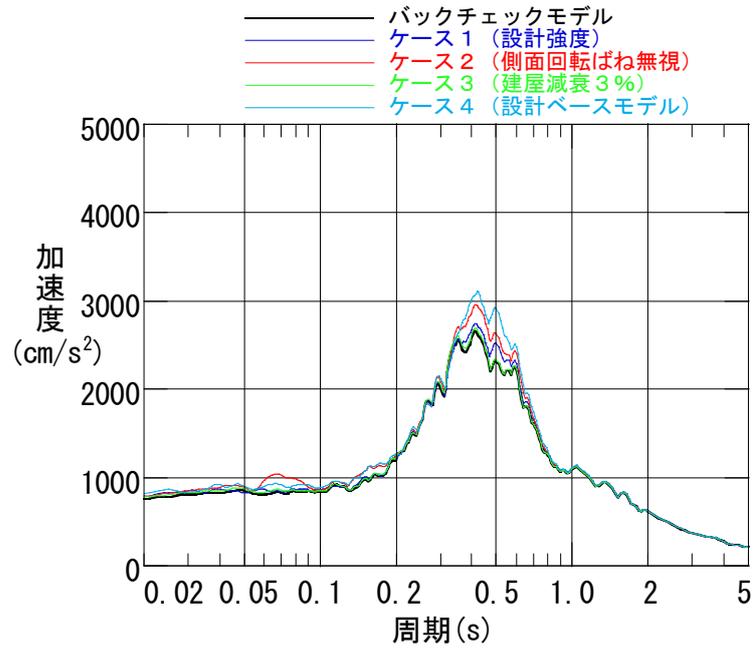


図-3.3 山つぶれ波形の概念

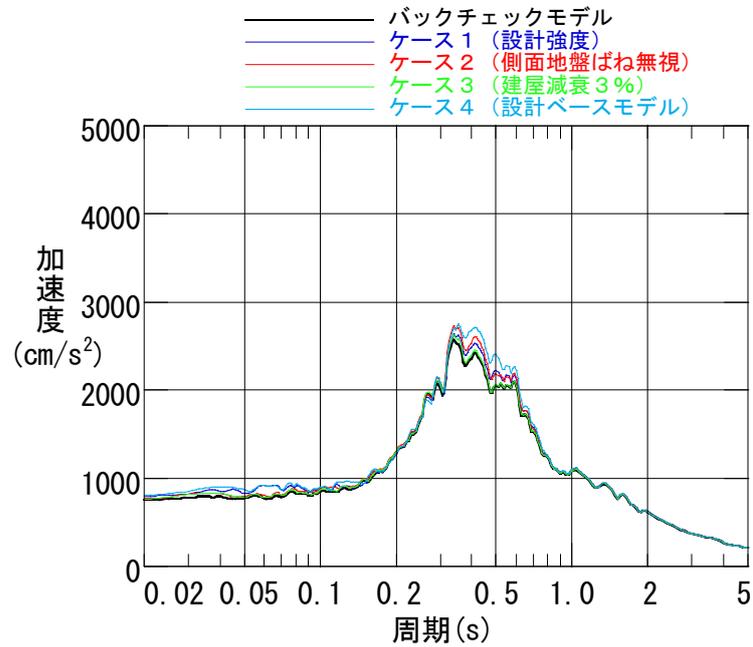
### 3. 4 5号機との対比

図-3.4 に5号機のパラメータスタディ結果におけるオペフロ (O.P. 42.92m) での加速度応答スペクトル (Ss-1H : h=0.05) を示す。

図-3.4 より、3号機と同様に、5号機のNS方向においても、側面回転ばねを無視したケース2及びケース4において、床応答スペクトルの短周期側 (0.07秒及び0.17秒付近) に二つのピークがあるが、3号機に比べるとやや小さいことが分かる。3号機の基礎形状は47.0(NS)×57.4m(EW)、5号機の基礎形状は49.0(NS)×57.4m(EW)であり、5号機はNS方向の基礎幅が2m大きい。よって、図-3.5に示すように、3号機に比べて、底面回転ばねの非線形化が起こりにくくなり、NS方向の床応答スペクトルに見られる二つのピークが小さくなっていると考えられる。

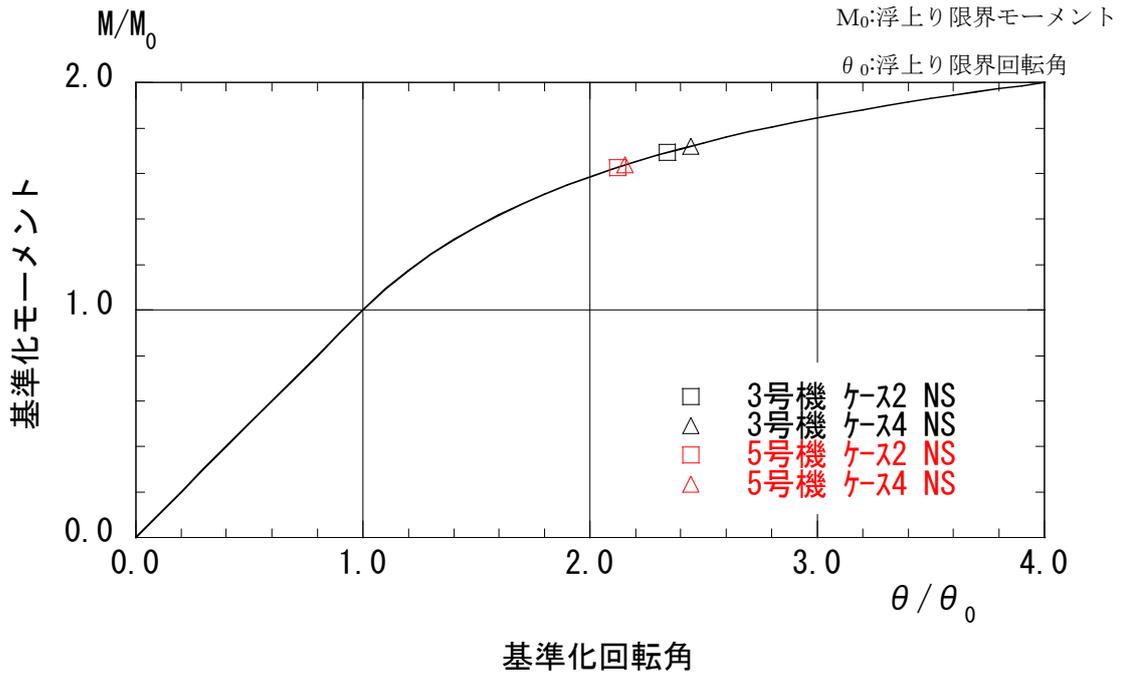


(NS方向 オペフロ : 0. P. 42.92m)

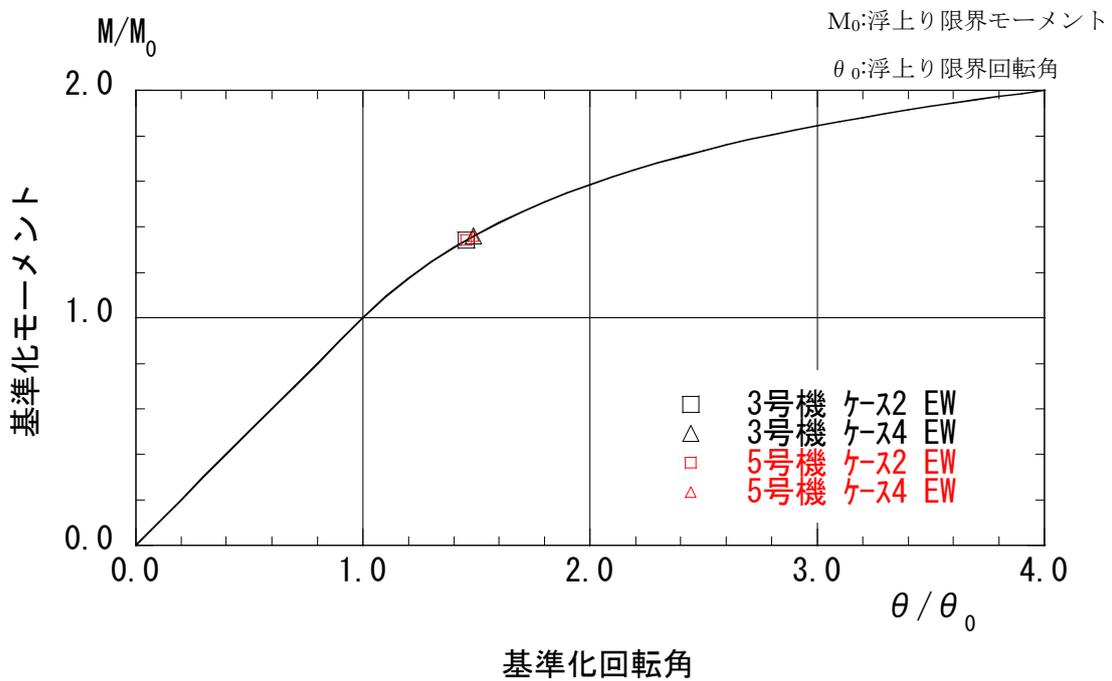


(EW方向 オペフロ : 0. P. 42.92m)

図-3.4 床応答スペクトル (5号機 :  $S_s=1H$  :  $h=0.05$ )  
(構造 A5-3-1 より抜粋し修正)



(ケース 2、4 : NS : Ss-1H)



(ケース 2、4 : EW : Ss-1H)

図-3.5 底面回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係 (3号機と5号機の比較)

参考文献<sup>\*1)</sup>

- (1) 半谷、秋野他：「原子炉建屋の基礎浮上りに関する模型試験（その1）～（その6）」日本建築学会大会梗概集昭和61年8月
- (2) 同上：「原子炉建屋の基礎浮上りに関する現地試験（その1）～（その6）」日本建築学会大会梗概集昭和62年10月
- (3) 同上：「原子炉建屋の基礎浮上りに関する模型試験・総合評価（その1）～（その7）」日本建築学会大会梗概集昭和63年10月

#### 4. 「新潟県中越沖地震を踏まえた原子力発電所等の耐震安全性評価に反映すべき事項について」の追加説明

##### ○ コメント内容

中越沖地震を踏まえた反映事項に係る検討（構造A26-2-3の3ページ）の本文において、柏崎刈羽4号機の間階位置で見られたような、周期0.1秒及び0.5秒付近にピークが現れる特異な応答性状は認められない旨、記載されているが、22ページ以降の床応答スペクトルの図を見ると、床剛モデルであっても床の柔性を考慮したモデルであってもピークがあるように解釈されうるので、誤解が無いように修正した方がいい。

（平成22年6月29日 耐震・構造設計小委員会構造WG Aサブグループ会合（第26回））

##### ○ 回答

図-4.1に柏崎刈羽原子力発電所4号機原子炉建屋の新潟県中越沖地震時の中間階で観測された加速度応答スペクトルを示す。また、図-4.2に福島第一原子力発電所3号機原子炉建屋の2008年6月14日岩手・宮城内陸地震時の基礎版上の観測記録を用いたシミュレーション解析結果の加速度応答スペクトルを示す。

構造Aサブグループ資料（構造A26-2-3）で記述していた「柏崎刈羽原子力発電所4号機中間階位置で見られたような、シミュレーションモデルでは再現できなかった周期0.1秒及び0.5秒付近に二つのピークがあらわれる特異な応答特性」とは、図-4.1に示す青の○で囲まれた箇所を表しており、福島第一原子力発電所3号機原子炉建屋の床柔モデルの解析結果には前述の特異な応答があらわれていないことを確認した。

なお、説明性の観点から適切な表現とするため、以下のように文章を修正する。

##### （修正前）

柏崎刈羽原子力発電所4号機中間階位置で見られたような、シミュレーションモデルでは再現できなかった周期0.1秒及び0.5秒付近に二つのピークがあらわれる特異な応答特性が、床柔モデルによる解析においてもあらわれていないことを確認した。

##### （修正後）

柏崎刈羽原子力発電所4号機の間階位置で見られたような特異な応答性状（クレーンガーダ直交方向にシェル壁とボックス壁（内壁、外壁）とが異なる応答性状を示し、シェル壁の応答値が相対的に大きくなる傾向が顕著なこと）が、建屋の応答性状として現れていないことを確認した。

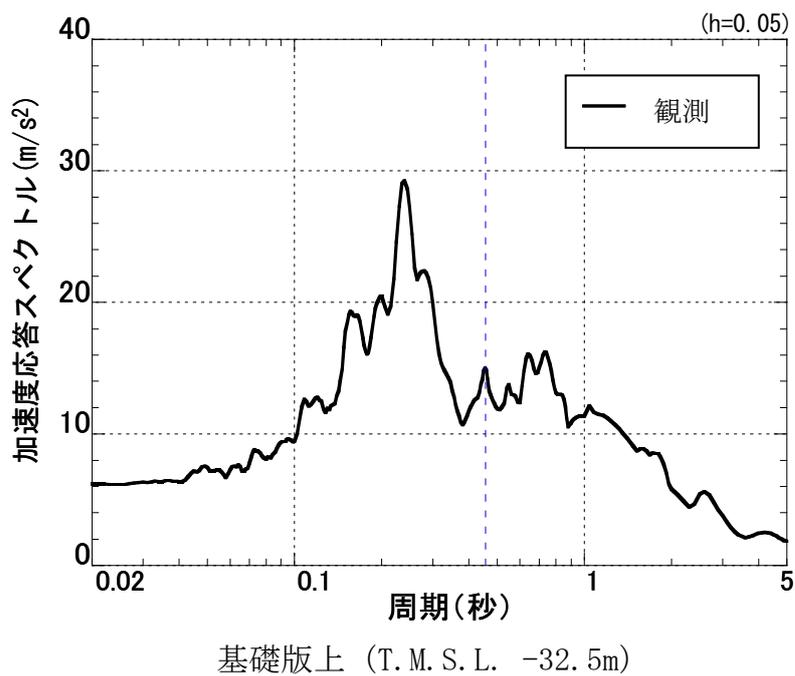
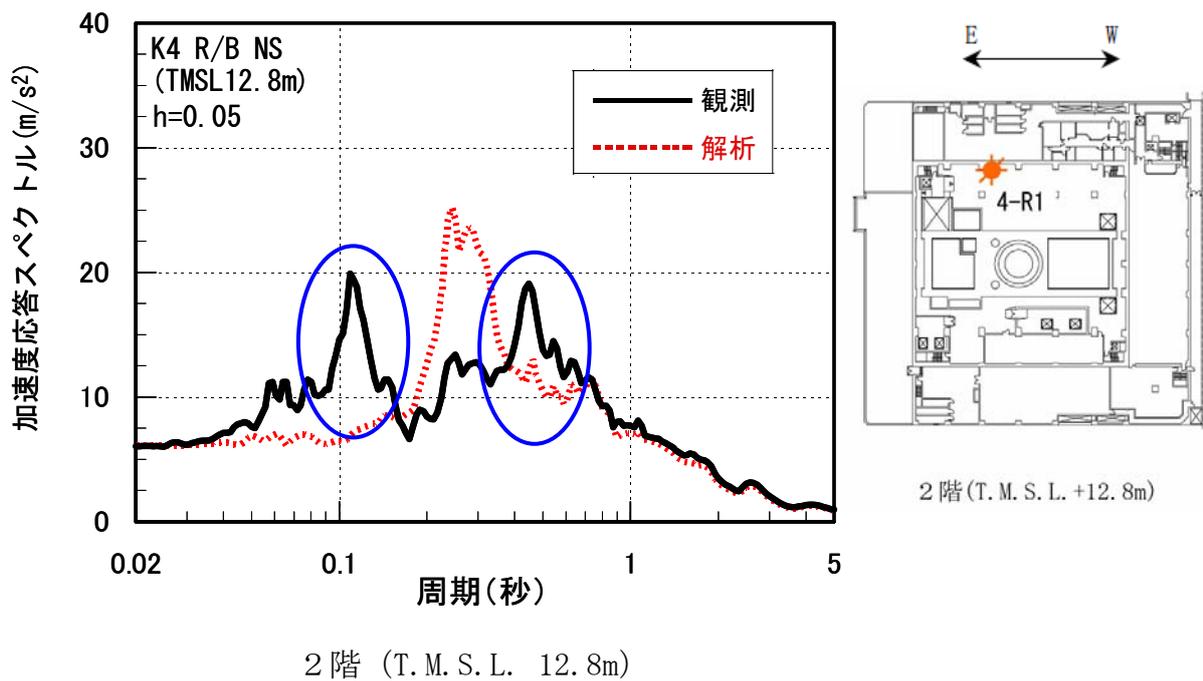


図-4.1 柏崎刈羽原子力発電所4号機原子炉建屋の観測記録およびシミュレーション解析結果の加速度応答スペクトル (NS方向) (新潟県中越沖地震) (構造W6-2より抜粋し修正)

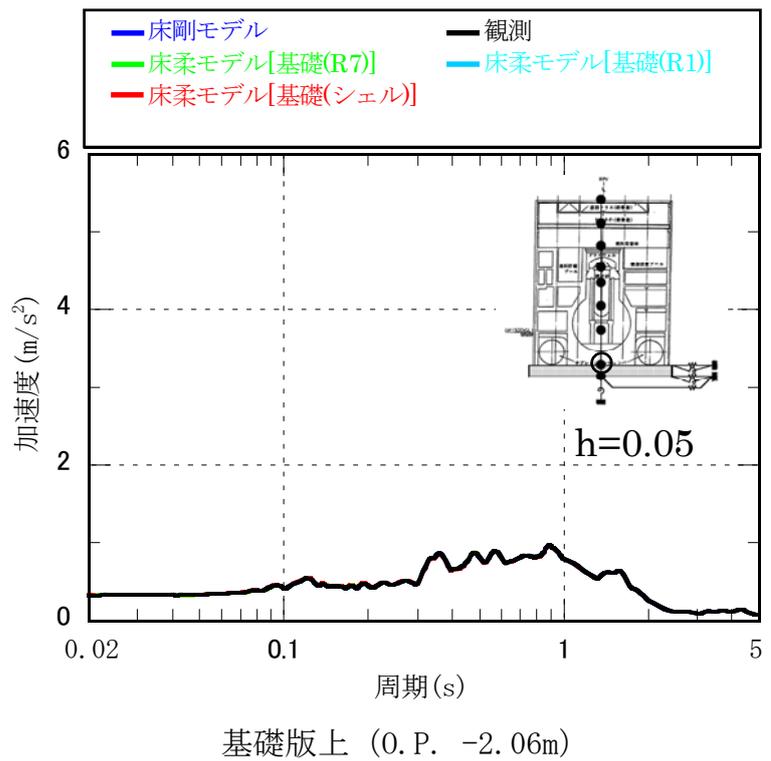
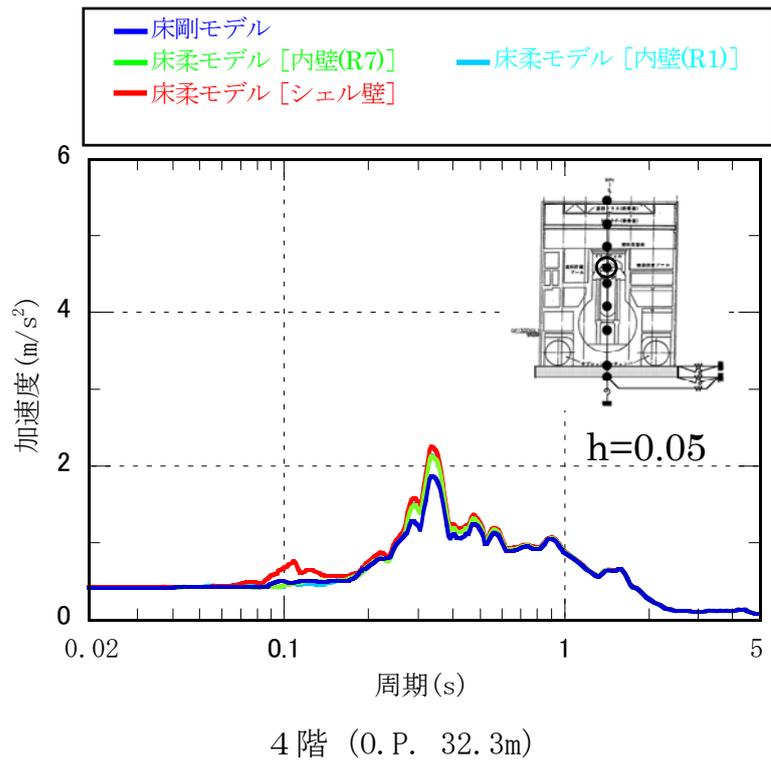


図-4.2 福島第二原子力発電所3号機原子炉建屋の観測記録およびシミュレーション解析結果の加速度応答スペクトル (EW方向) (2008年岩手・宮城内陸地震) (構造A26-2-3より抜粋)

5. 接地率算定時の浮力の扱いについて

○ コメント内容

接地率の算定に用いる「W」の定義として、「建屋総重量（鉛直地震力および浮力は無視）」としていることに関して、サブドレンの設置状況、地下水位の状況及びそれを踏まえた地盤安定性などの解析・評価における浮力の扱いについて説明すること。  
 （平成22年6月29日 耐震・構造設計小委員会構造WG Aサブグループ会合（第26回））

○ 回答

5. 1 サブドレン設備について

図-5.1に3／4号機廻りのサブドレン設備の配置図を、図-5.2に断面図を示す。

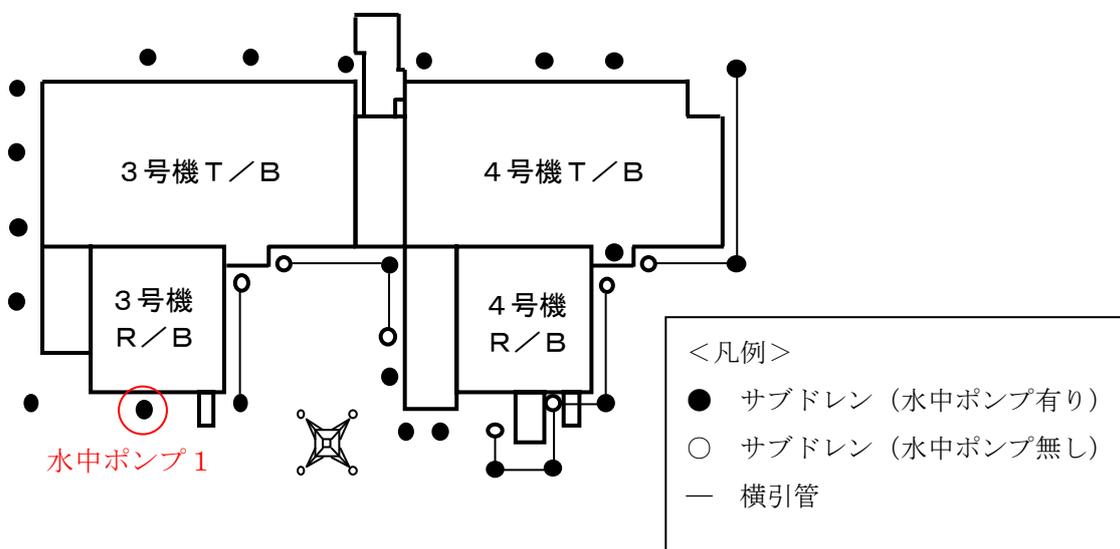


図-5.1 サブドレン設備配置図

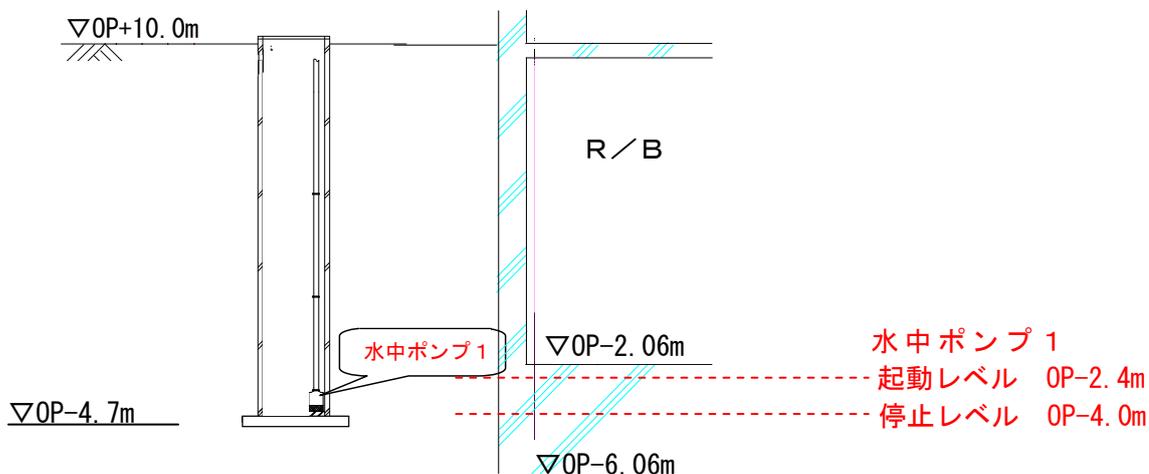


図-5.2 サブドレン設備断面図

## 5. 2 設計時における浮力の扱いや地下水位の設定について

3号機原子炉建屋の設計では、基礎スラブの設計時に基礎スラブ上端レベルに水位を設定した浮力（鉛直方向上向き）を考慮している。なお、地下水位は、5.1に示した水中ポンプの起動レベル及び停止レベルを考慮し、基礎スラブ上端レベルに設定している。

地盤安定解析では、建屋に対して基礎スラブ上端レベルに水位を設定している。また、建屋周辺の地下水レベルは観測井戸の地下水位データや護岸側は潮位観測データに基づいたレベルを設定している。

## 5. 3 接地率算定時における浮力の取扱いについて

接地率の算定は、JEAG4601に基づき、S-Rモデルによる地震応答解析手法がその適用範囲（基礎浮上りを考慮しない線形応答解析の場合75%、基礎浮上りを考慮した非線形応答解析の場合65%以上）であることを確認するために行っている。また、その妥当性は「建物の地震時の基礎浮上りの評価法に関する調査報告書（昭和61年6月、日本電気協会 電気技術基準調査委員会）」にて検証されており、その際、接地率算定における建屋総重量に浮力は考慮していない。

接地率の算定は、実現象として基礎の浮上りを評価するものではなく、解析手法の妥当性を確認するために行っているものであるため、浮力は考慮しないこととしている。