

本資料のうち、枠囲みの内容は、
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-400-1 改2
提出年月日	平成30年6月25日

建物・構築物の地震応答解析についての補足説明資料

補足-400-1【地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較】

平成30年6月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要.....	1
2. 地震応答解析モデル及び手法の比較.....	2

別紙 1-1 原子炉建屋の地盤接地状況と埋込みSRモデルの適用性について

別紙 1-2 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について

別紙 1-3 原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

別紙 2-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋で用いる有効入力動の適用性について

別紙 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの変更について

別紙 2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルについて

1. 概要

本資料は、原子炉建屋及び使用済燃料乾式貯蔵建屋の既工認時及び今回工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

また、本資料は、以下の資料の補足説明をするものである。

- ・資料V-2-2-1 「原子炉建屋の地震応答計算書」
- ・資料V-2-2-4 「使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」

2. 地震応答解析モデル及び手法の比較

建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表 2-1 及び表 2-2 に示す。鉛直モデルの諸元の設定方法を表 2-3 に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図 2-1 及び図 2-2 に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設工認のものである。

表 2-1 地震応答解析モデル及び手法の比較 (原子炉建屋)

項目	内容	既工認時 ^{※1, ※2}	今回工認	備考
入力地震動の算定法	水平	設計用地震波を人工岩盤下端に直接入力	基準地震動を用いて、一次元波動論により算定	(1)
	鉛直	—	基準地震動を用いて、一次元波動論により算定	(1)
解析コード		—	DAC3N V97	—
建屋のモデル化	モデル	質点系モデル	同左	(2)
	材料物性	検討時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E=2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu=0.167$	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E=2.21 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $\nu=0.2$ 鉛直モデル用: ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu=0.3$	(3)
	剛性評価	耐震壁を考慮	同左	(2)
	減衰定数	RC : 5%	・水平方向 : RC : 5% ・鉛直方向 : RC : 5%, 鋼材 : 2%	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転ばねを考慮 (Timoshenko, Barkan, 田治見等の式による値から設定)	・水平方向 : 水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向 : 鉛直ばねを考慮	(4)
	側面ばね ^{※3}	考慮せず	・水平方向 : 水平ばねを考慮 ・鉛直方向 : 考慮せず	
非線形特性	耐震壁	考慮せず	・水平方向 : 考慮 ・鉛直方向 : 考慮せず	(4)
	底面ばね	考慮せず	・水平方向 : 接地率 75%を下回る場合, 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	

※1 : 建設工認時は、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮

※2 : 東海第二発電所『既工事計画認可申請書第 1 回 資料Ⅲ-1-4 「原子炉建屋の地震応答計算書」(47 公第 12076 号 昭和 48 年 4 月 9 日認可)』

※3 : 地盤接地状況を踏まえ側面ばねを考慮。地盤接地状況及びその適用性について別紙 1-1 に示す。具体的な反映事項 (表の備考欄に対応)

- (1) 解放基盤で定義される基準地震動を用いて、一次元波動論により算定した。水平方向では基礎下端及び側面地盤位置での応答波を、鉛直方向では基礎下端位置での応答波を入力した。
- (2) 人工岩盤はモデル化範囲から除外、下屋部に積雪荷重の考慮、せん断断面積でクレーン階の壁付柱の突出部の断面積無視に変更等。変更の内容について別紙 1-2 に示す。
- (3) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」((社)日本建築学会, 1999) 及び「鋼構造設計規準」((社)日本建築学会, 2005) に基づく。
- (4) 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」((社)日本電気協会) に基づく。

表 2-2 地震応答解析モデル及び手法の比較（使用済燃料乾式貯蔵建屋）

項目	内容	既工認時 ^{※1, ※2}	今回工認	備考
入力地震動の算定法	水平	基準地震動を用いて、一次元波動論により算定	三次元薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動	(1)
	鉛直	—	三次元薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動	(1)
解析コード		NORA	NORA2D Ver. 01. 03. 00	—
建屋のモデル化	モデル	質点系モデル	同左	(2)
	材料物性	検討時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E=2.26 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu=0.167$	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E=2.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $\nu=0.2$ 鉛直モデル用: ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu=0.3$	(3)
	剛性評価	耐震壁を考慮	同左	(2)
	減衰定数	RC : 5%	・水平方向 : RC : 5% ・鉛直方向 : RC : 5%, 鋼材 : 2%	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転ばねを考慮 (三次元薄層要素法により算定)	・水平方向 : 水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向 : 鉛直ばねを考慮 (水平, 回転及び鉛直ばねとも三次元薄層要素法により算定)	(4)
非線形特性	耐震壁	考慮せず	・水平方向 : 考慮 ・鉛直方向 : 考慮せず	(4)
	底面ばね	考慮せず	・水平方向 : 考慮せず ・鉛直方向 : 考慮せず	—

※1 : 建設工認時は、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮

※2 : 東海第二発電所『既工事計画認可申請書（平成 11 年 6 月 24 日付け発管発第 64 号） 資料IV-2-3_使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書』（平成 11・06・25 資 第 1 号 平成 11 年 9 月 2 日認可）

具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

- (1) 既工認時は、解放基盤で定義される基準地震動を用いて、一次元波動論により算定した。今回工認は一次元波動論により算定した入力地震動に、三次元薄層要素法により杭の拘束効果を考慮した有効入力動として設定する。入力位置は、既工認と同じく基礎下端位置とする。有効入力動の適用性について別紙 2-1 に示す。
- (2) 変更の内容について別紙 2-2 に示す。
- (3) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（（社）日本建築学会，1999）及び「鋼構造設計規準」（（社）日本建築学会，2005）に基づく。
- (4) 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」（（社）日本電気協会）に基づく。

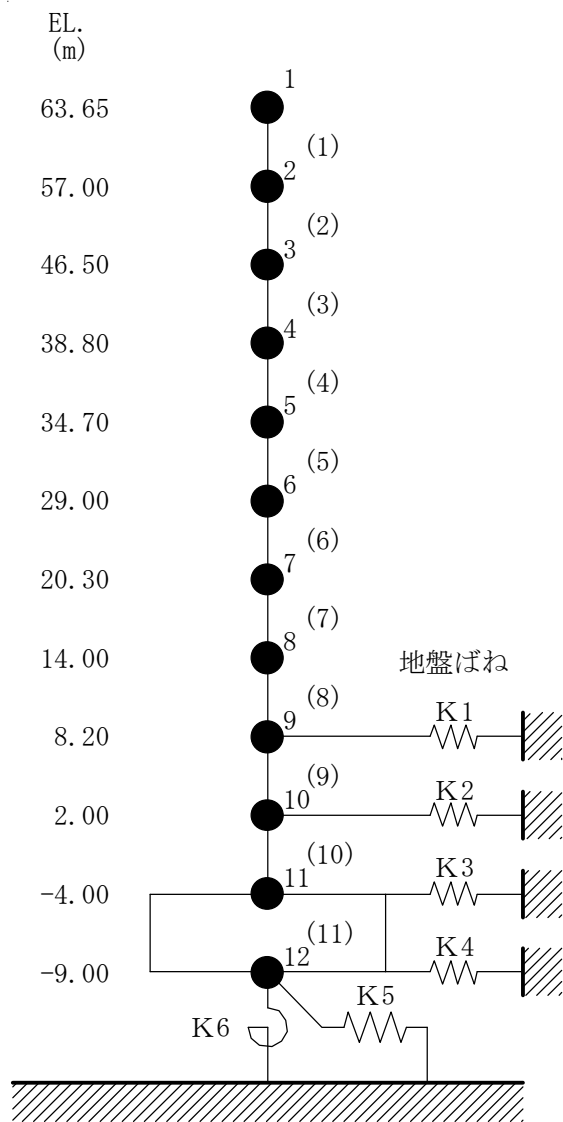
表 2-3 鉛直モデルの諸元の設定方法

(a) 原子炉建屋

部位	質量	剛性	備考
耐震壁・柱	鉛直モデルに対応する水平モデルの質点の質量	水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁の全軸断面積及び鉛直剛性として考慮できる柱の軸断面積の和より軸剛性を算出	—
屋根トラス	質点の支配面積より算出	曲げ変形とせん断変形を生じる質点系の曲げせん断梁モデルとして剛性を算出	—

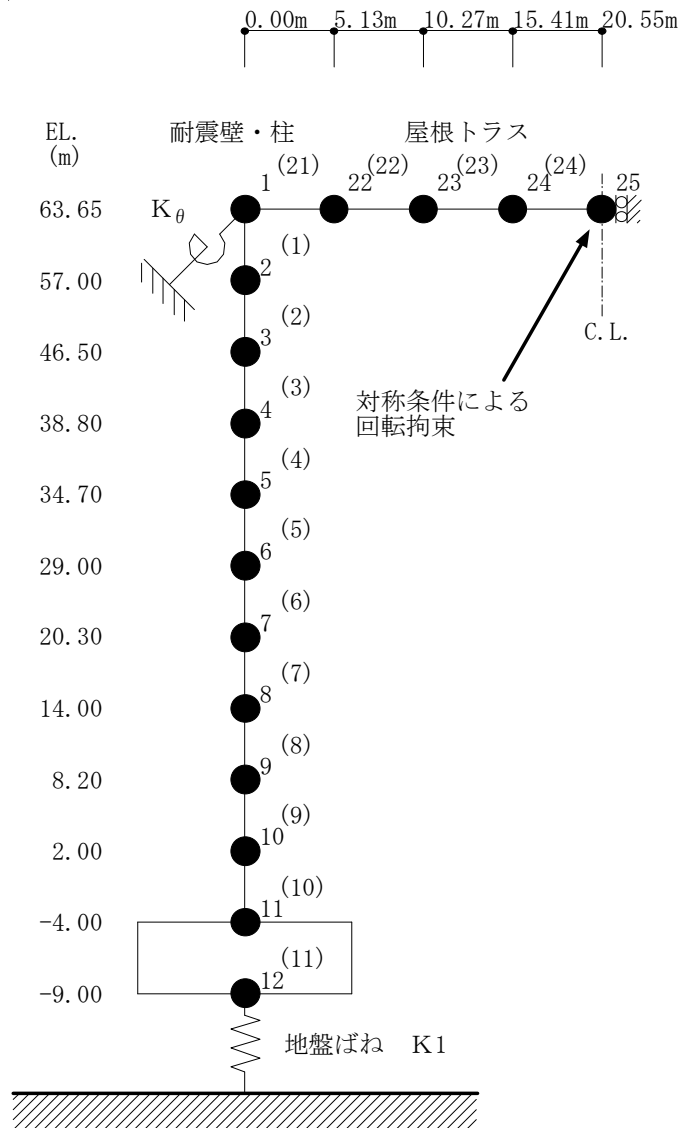
(b) 使用済燃料乾式貯蔵建屋

部位	質量	剛性	備考
耐震壁・柱	鉛直モデルに対応する水平モデルの質点の質量を算出	水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁の全軸断面積及び鉛直剛性として考慮できる柱の軸断面積の和より軸剛性を算出	貯蔵エリアの標準スパン（支配幅 7 m）に対して算出
屋根トラス	質点の支配面積より算出	曲げ変形とせん断変形を生じる質点系の曲げせん断梁モデルとして剛性を算出	



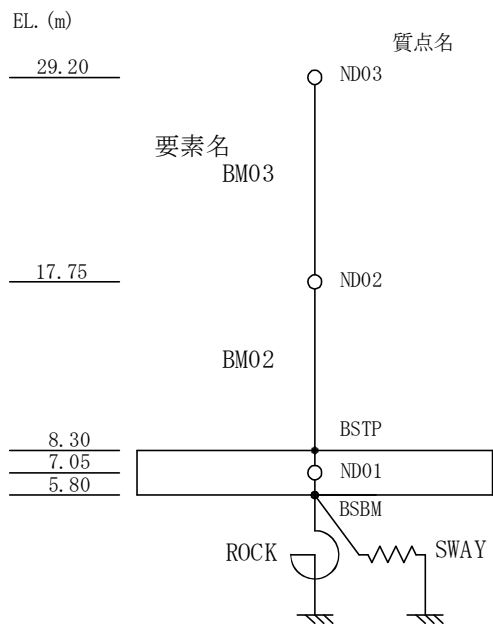
- ・ 数字は質点番号を示す。
- ・ () 内は要素番号を示す。

図 2-1 (1/2) 地震応答解析モデル (原子炉建屋 (水平方向))

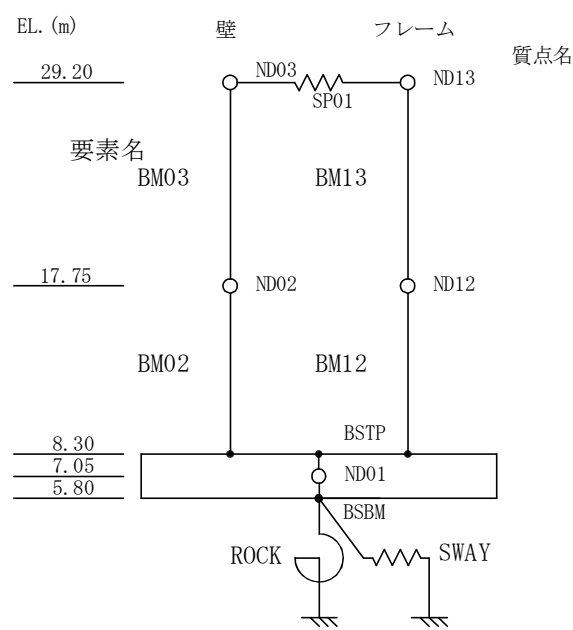


- 数字は質点番号を示す。
- () 内は要素番号を示す。

図 2-1 (2/2) 地震応答解析モデル (原子炉建屋 (鉛直方向))



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2-2 (1/2) 地震応答解析モデル (使用済燃料乾式貯蔵建屋 (水平方向))

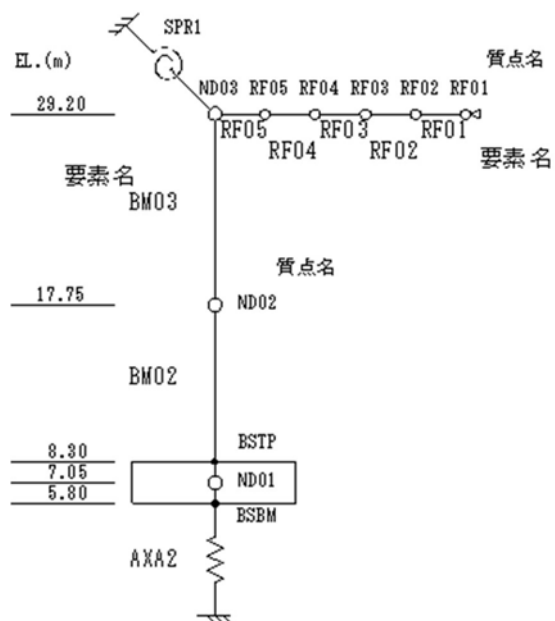


図 2-2 (2/2) 地震応答解析モデル (使用済燃料乾式貯蔵建屋 (鉛直方向))

別紙 1-1 原子炉建屋の地盤接地状況と
埋込みSRモデルの適用性について

目次

1. 原子炉建屋の地盤接地状況と埋込みS Rモデルの適用性について	1
1.1 原子炉建屋の地盤接地状況	1
1.2 建屋埋込み効果の適用条件・評価手法に関する規格・基準類等の記載	1
1.3 埋込みS Rモデルの適用性について	1

1. 原子炉建屋の地盤接地状況と埋込みSRモデルの適用性について

原子炉建屋の地震応答解析では、水平方向の地震応答解析モデルに側面地盤ばねを考慮している。建屋埋込み効果の適用条件・評価手法に関する規格・基準類等の記載を確認し、原子炉建屋の埋込み効果を考慮することの妥当性を確認する。

1.1 原子炉建屋の地盤接地状況

原子炉建屋の周辺建屋の概要及び埋込み状況を図 1-1 に示す。網掛けで示す範囲が、周辺地盤と接している範囲である。西面、東面及び南面の3面の大部分が周辺地盤と接しており、その占める割合が面積で75%以上となっている。

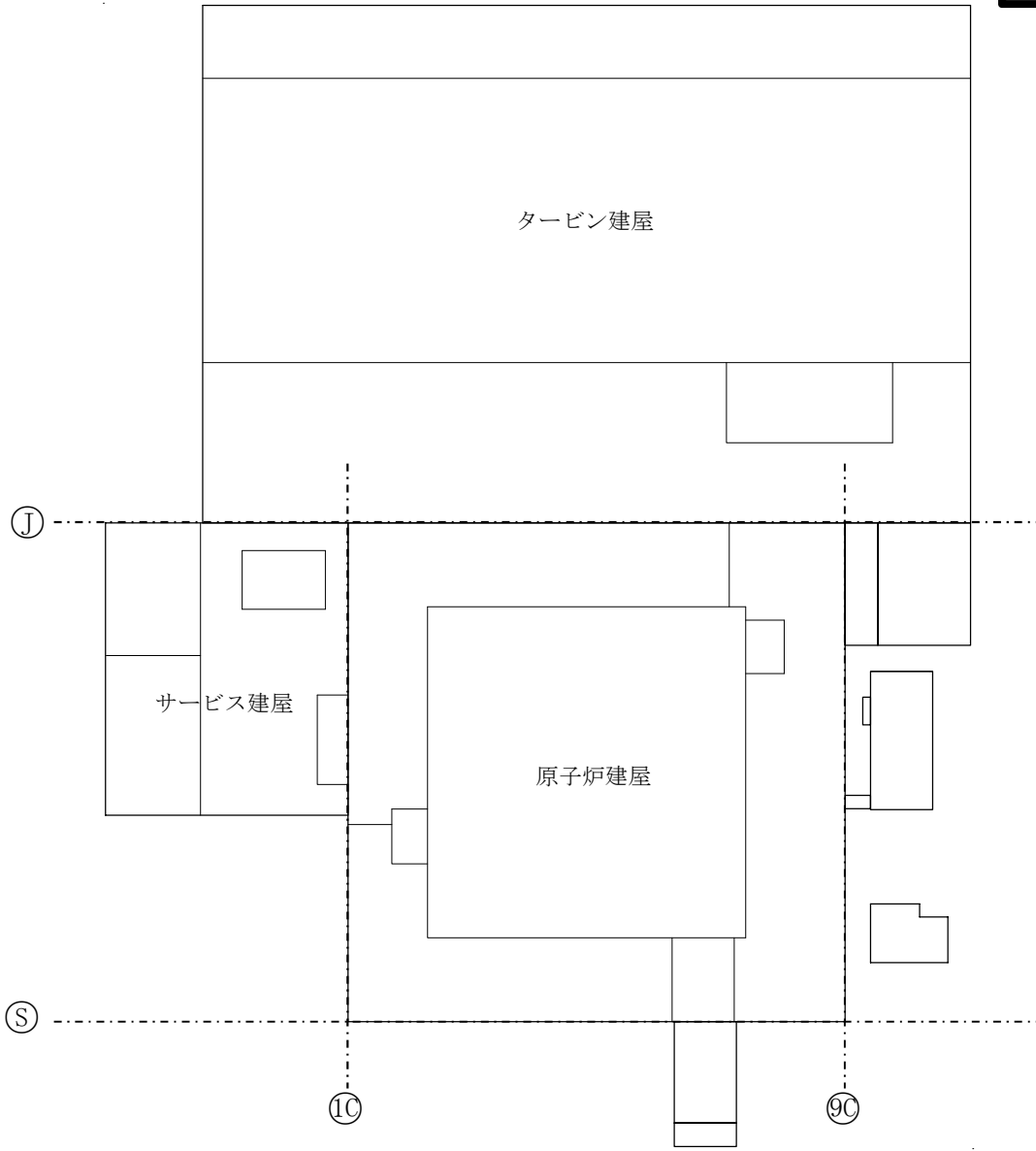
1.2 建屋埋込み効果の適用条件・評価手法に関する規格・基準類等の記載

「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という)において引用されている「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書¹⁾」(以下「標準化報告書」という)によると、埋込み効果を見込むためには、建屋は少なくとも3面が埋め込まれていることが必要であるとされている。

また、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008 ((社) 日本電気協会)²⁾」(以下「J E A C 4 6 0 1 -2008」という)では、NOVAK の側面ばねを用いた埋込みSRモデルを適用できる条件として、「埋め込み基礎の接触状況が構造物の応答に与える影響について³⁾」等の文献の結果等をもとに、建物・構築物の地下部分の大部分(3面または面積で75%以上)が周辺地盤と接している場合には、全面埋込みと同様な埋込み効果が期待できるものとしている。

1.3 埋込みSRモデルの適用性について

原子炉建屋の地盤接地状況は面積で75%以上となっており、建屋埋込み効果の適用条件・評価手法に関する規格・基準類等の記載に基づき、原子炉建屋の埋込み効果を考慮することの妥当性を確認した。



(a) 周辺建屋概要

図 1-1 (1/2) 原子炉建屋の周辺建屋の概要及び埋込み状況

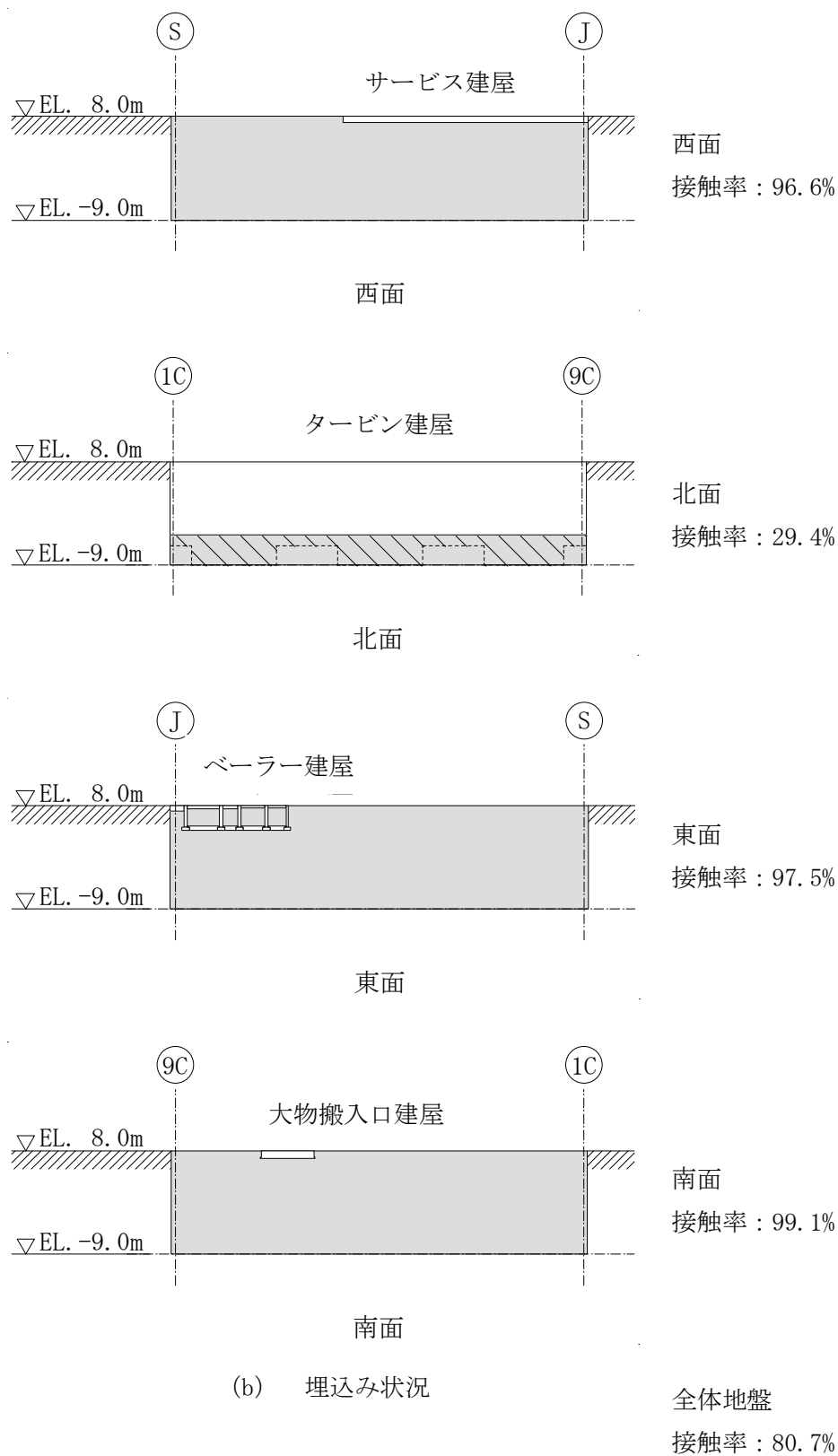


図 1-1 (2/2) 原子炉建屋の周辺建屋の概要及び埋込み状況

【参考文献】

- 1) 建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書（(社)日本電気協会 電気技術基準調査委員会, 昭和 62 年 6 月)
- 2) 原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008（(社)日本電気協会)
- 3) 吉田一博, 萩原哲也: 埋め込み基礎の接触状況が構造物の応答に与える影響について, 第 11 回日本工学シンポジウム, 2002, pp1287-1292

別紙 1-2 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について

目次

1. 概要.....	1
2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について.....	2
2.1 人工岩盤の考慮方法の変更.....	2
2.2 クレーン階における変更.....	3
2.3 積雪荷重による変更.....	4
2.4 4階の壁剛性の変更.....	5

1. 概要

原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデル（以下「R/B 今回工認モデル」という。）は、基本的に建設工認時の地震応答解析モデル（以下「R/B 建設工認モデル」という。）に基づいて設定しているが、解析モデルの精緻化等を目的とし、R/B 建設工認モデルから変更を行っている。本資料では、変更の概要を示す。

図 1-1 に地震応答解析モデルの変更箇所の概要を示す。

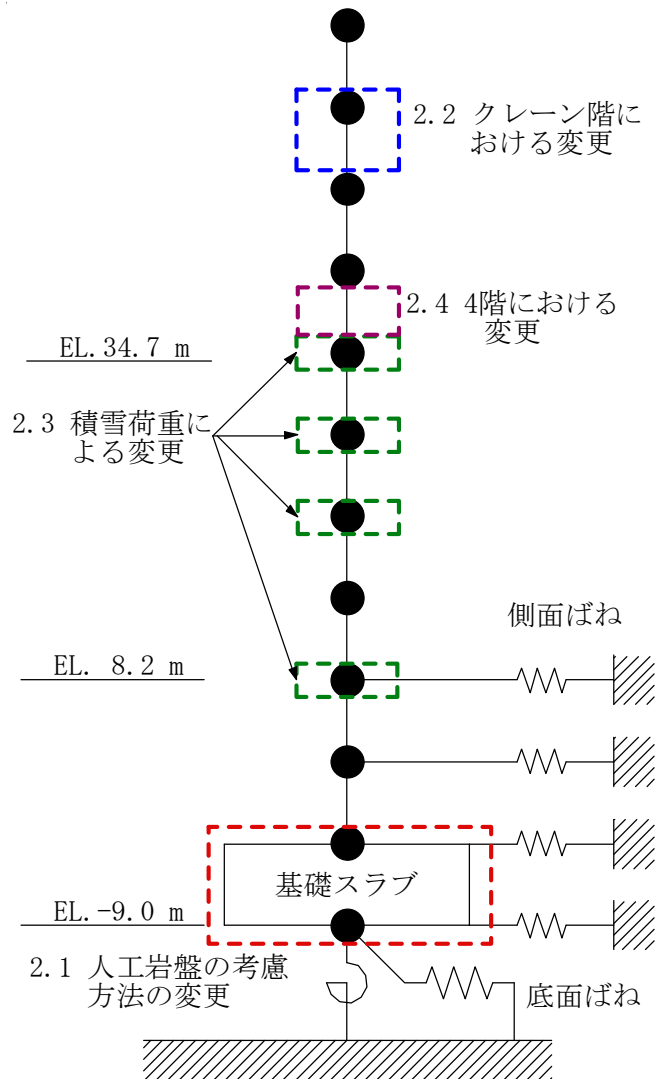


図 1-1 地震応答解析モデルの変更箇所の概要

2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について

2.1 人工岩盤の考慮方法の変更

R/B 建設工認モデルにおいては、人工岩盤（EL. -9.0 m～EL. -17.0 m）を地震応答解析モデルに含めてモデル化していた。R/B 今回工認モデルにおいては、人工岩盤については、東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析で保守的な結果（別紙 1-3 参照）となったことから、支持地盤として考慮するものとし、地震応答解析モデルは EL. -9.0 m の基礎スラブ下端位置までをモデル化する。図 2-1 に地震応答解析モデルの比較を示す。

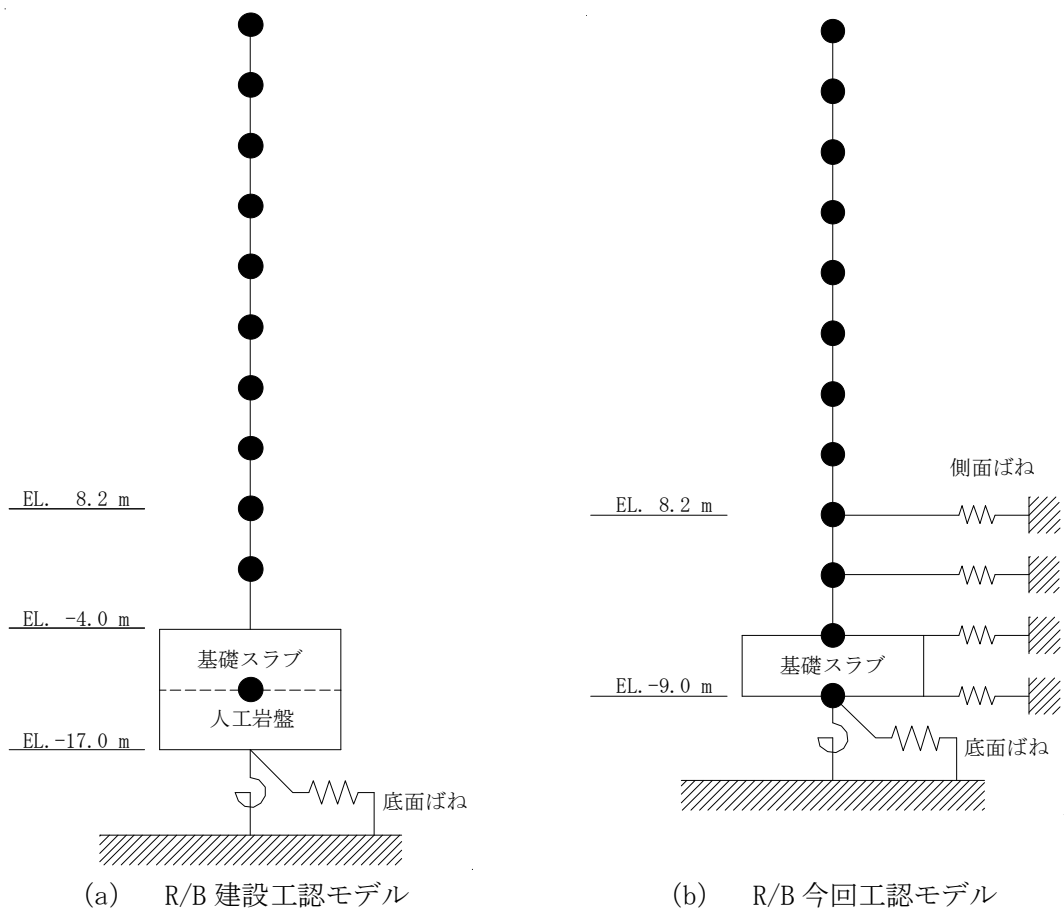


図 2-1 地震応答解析モデルの比較

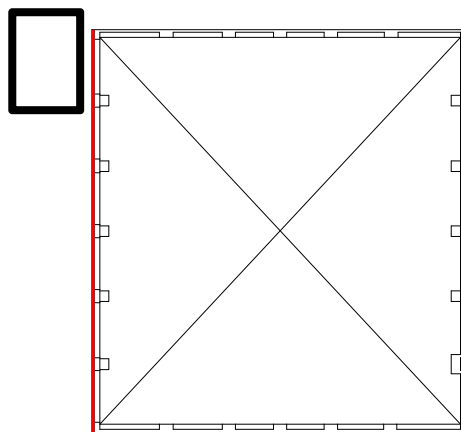
2.2 クレーン階における変更

(1) 重量の変更

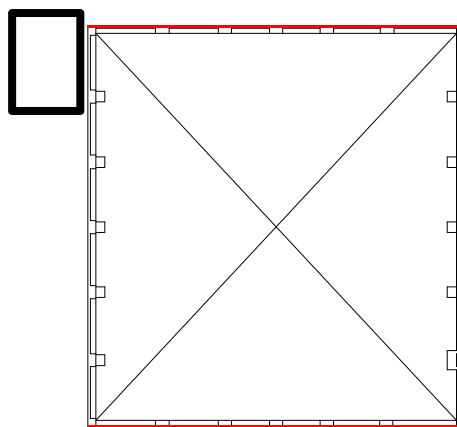
R/B 建設工認モデルにはクレーン重量が考慮されていなかったが、R/B 今回工認モデルでは、クレーンの重量を考慮することとし、EL. 57.0 m の質点重量及び回転慣性重量を変更した。

(2) せん断断面積の変更

R/B 建設工認モデルにおいては、オペフロ上部 (EL. 46.50 m～EL. 57.00 m) のせん断断面積として、耐震壁と壁付柱の突出部の断面積を考慮して、せん断断面積を算定していた。R/B 今回工認モデルにおいては、耐震壁のみでせん断断面積を算定する。図 2-2 にクレーン階 (EL. 63.65 m～EL. 57.00 m) の平面図を示す。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

※ 赤線：せん断断面積を評価する耐震壁

図 2-2 クレーン階 (EL. 63.65 m～EL. 57.00 m) の平面図

2.3 積雪荷重による変更

R/B 今回工認モデルにおいては、多雪地域ではないが、原子炉建屋の地震応答解析に積雪荷重を考慮することとする。

R/B 今回工認モデルに積雪荷重を新たに加える原子炉建屋付属棟の部位を図 2-3 に示す。

原子炉建屋原子炉棟（以下「原子炉棟」という。）については、平成 22 年に屋根トラスの裕度向上工事として重量低減措置を実施している。原子炉棟の積雪荷重を考慮した屋根荷重に、裕度向上工事による低減重量を差し引くと、原子炉棟の屋根荷重は 586 kgf/m² となる。建設工認時の設計図書では原子炉棟の屋根荷重を 600 kgf/m² として質点重量を算定しており、積雪荷重を考慮した現状の屋根荷重とほぼ同等であることを踏まえて、R/B 建設工認モデルの値からの変更は行わない。

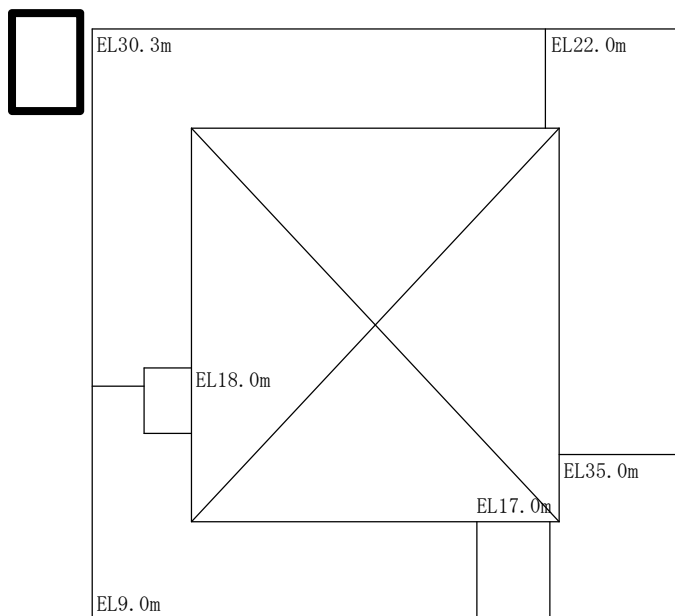


図 2-3 R/B 今回工認モデルに積雪荷重を新たに加える原子炉建屋付属棟の部位

2.4 4階の壁剛性の変更

R/B 建設工認モデルにおいて示されている EL. 38.8 m～EL. 34.7 m のせん断断面積及び断面 2 次モーメントには、使用済燃料プールの壁を考慮している。使用済燃料プールの壁は、シェル壁と内部ボックス壁に接続されシェル壁と一体として挙動すると考えられるため、剛性評価に考慮していた。EL. 34.7 m は使用済燃料プールの底版の上端レベルに相当するが、当該レベルは図 2-4 に示すように使用済燃料プールの床以外に床が無い構造となっている。これより、R/B 今回工認モデルでは、上下階の床に接続されている壁を考慮することとし EL. 34.7 m から EL. 38.8 m の壁を剛性評価から除いた解析モデルを用いることとした。



図 2-4 4階の使用済燃料プール床周辺の構造概要

上記の変更を考慮した R/B 今回工認モデル諸元を表 2-1 に示す。

表 2-1 R/B 建設工認モデルと今回工認モデル諸元の比較 (1/2)

建設工認モデル諸元							今回工認モデル諸元					
高さ m EL.	質点 番号	質点質量 ^{※1} t・s ² /m	回転慣性 ^{※1} × 10 ³ t・s ² ・m		質点重量 ^{※2} kN W	回転慣性重量 ^{※2} × 10 ⁵ kN・m ²		高さ m EL.	質点 番号	質点重量 kN W	回転慣性重量 × 10 ⁵ kN・m ²	
			I _{gNS}	I _{gEW}		I _{gNS}	I _{gEW}				I _{gNS}	I _{gEW}
63.65	1	165	37.1	32.8	15,870	35.7	31.5	63.65	1	15,870	35.7	31.5
57.00	2	140	47.4	42.9	13,460	45.6	41.3	57.00	2	16,160	51.2	44.7
46.50	3	700	125.1	108.9	67,320	120.3	104.7	46.50	3	67,320	120.3	104.7
38.80	4	1,010	168.0	103.8	97,130	161.6	99.8	38.80	4	97,130	161.6	99.8
34.70	5	865	117.5	71.4	83,190	113.0	68.7	34.70	5	83,270	113.0	68.7
29.00	6	1,270	362.7	260.5	122,140	348.8	250.5	29.00	6	122,370	348.8	250.5
20.30	7	1,680	508.2	565.6	161,570	488.7	543.9	20.30	7	161,820	488.7	543.9
14.00	8	2,440	749.5	810.6	234,650	720.8	779.6	14.00	8	234,650	720.8	779.6
8.20	9	2,070	928.6	922.1	199,070	893.0	886.8	8.20	9	199,260	893.0	886.8
2.00	10	2,295	865.6	863.8	220,710	832.4	830.7	2.00	10	220,710	832.4	830.7
	11	16,200	6,374.2	6,398.8	1,557,960	6,130.1	6,153.8	-4.00	11	439,290	1,724.6	1,712.1
総重量		28,835						-9.00	12	275,090	1,081.4	1,073.5
総重量								総重量		1,932,940		

※1：建設工認図書記載値

※2：建設工認図書記載値を重力加速度9.80665m/s²を用いてSI単位系に単位換算

- ：R/B建設工認モデルからの変更箇所 「2.1 人工岩盤の考慮方法の変更」
- ：R/B建設工認モデルからの変更箇所 「2.2 クレーン階における変更」
- ：R/B建設工認モデルからの変更箇所 「2.3 積雪荷重による変更」

表 2-1 R/B 建設工認モデルと今回工認モデル諸元の比較 (2/2)

建設工認モデル諸元					今回工認モデル諸元						
高さ m EL.	要素 番号	せん断断面積 m ²		断面2次モーメント × 10 ³ m ⁴		高さ m EL.	要素 番号	せん断断面積 m ²		断面2次モーメント × 10 ³ m ⁴	
		A _{sNS}	A _{sEW}	I _{NS}	I _{EW}			A _{sNS}	A _{sEW}	I _{NS}	I _{EW}
63.65	(1)	27.3	25.5	20.4	18.4	63.65	(1)	27.3	25.5	20.4	18.4
57.00	(2)	32.0	30.0	20.4	18.4	57.00	(2)	27.3	25.5	20.4	18.4
46.50	(3)	212	154	64.4	34.7	46.50	(3)	212	154	64.4	34.7
38.80	(4)	266	238	52.7	40.5	38.80	(4)	133	141	45.0	37.3
34.70	(5)	143	156	45.4	38.7	34.70	(5)	143	156	45.4	38.7
29.00	(6)	218	237	77.6	72.9	29.00	(6)	218	237	77.6	72.9
20.30	(7)	242	224	86.3	77.6	20.30	(7)	242	224	86.3	77.6
14.00	(8)	394	345	178.5	147.4	14.00	(8)	394	345	178.5	147.4
8.20	(9)	464	454	218.4	208.5	8.20	(9)	464	454	218.4	208.5
2.00	(10)	464	454	218.8	208.9	2.00	(10)	464	454	218.8	208.9
						-4.00	(11)	4,675	4,675	1,828.1	1,814.8
						-9.00					

- : R/B建設工認モデルからの変更箇所 「2.1 人工岩盤の考慮方法の変更」
- : R/B建設工認モデルからの変更箇所 「2.2 クレーン階における変更」
- : R/B建設工認モデルからの変更箇所 「2.4 4階の壁剛性の変更」

別紙 1-3 原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

目次

1. 概要.....	1
2. 原子炉建屋の概要.....	2
2.1 建屋概要.....	2
2.2 設置地盤の状況.....	6
3. 地震応答解析モデルに係る影響検討.....	8
3.1 概要.....	8
3.2 原子炉建屋内の地震計設置位置.....	9
3.3 建屋－地盤動的相互作用の評価法について.....	10
3.4 人工岩盤のモデル化について.....	23
3.5 側面回転ばねの扱いについて.....	35
4. シミュレーション解析結果を踏まえた施設影響.....	47
5. まとめ.....	57

1. 概要

原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下「R/B 今回工認モデル」という。）は、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震（以下「東北地方太平洋沖地震」という。）のシミュレーション解析結果を踏まえて設定している。

本資料は、東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析として実施した基礎底面の人工岩盤のモデル化方法及び側面地盤ばねの扱いについての影響検討結果を説明するものである。

2. 原子炉建屋の概要

2.1 建屋概要

原子炉建屋は、地下2階、地上6階の鉄筋コンクリート造の建物である。

建物の中央部には原子炉格納容器を収納する原子炉棟があり、その周囲に付属棟を配置している。原子炉建屋の概要を図2-1及び図2-2に、使用材料を表2-1に示す。

原子炉棟と付属棟とは同一基礎スラブ上に設置した一体構造であり、原子炉建屋の平面は、地下部分は約67 m×約67 m、地上部分は一部を除き約41 m×約44 mの矩形をしている。基礎底面からの高さは約73 mであり、地上高さは約56 mである。

原子炉建屋の基礎は、平面が約67 m×約67 m、厚さ5 mのべた基礎で、人工岩盤を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。

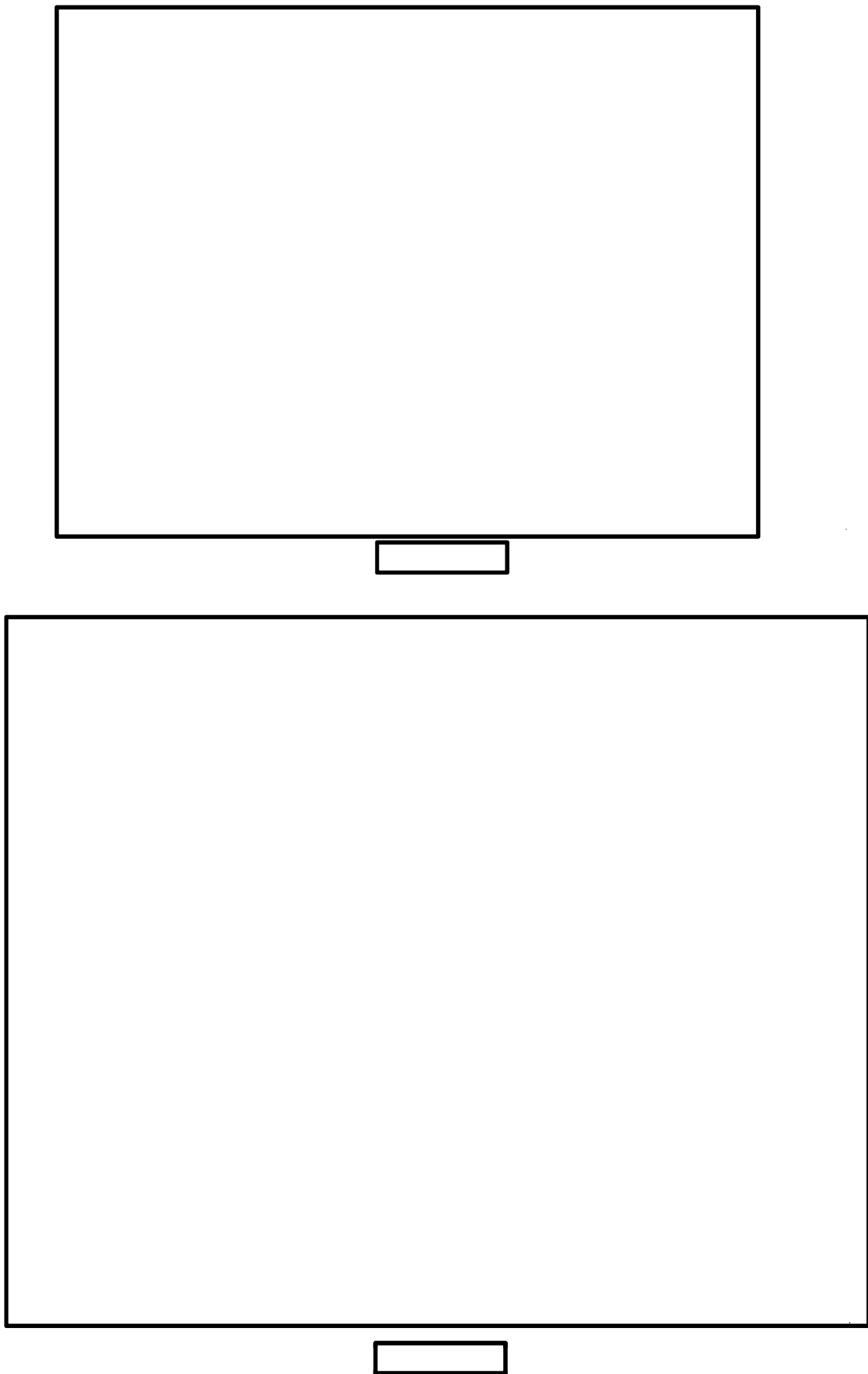
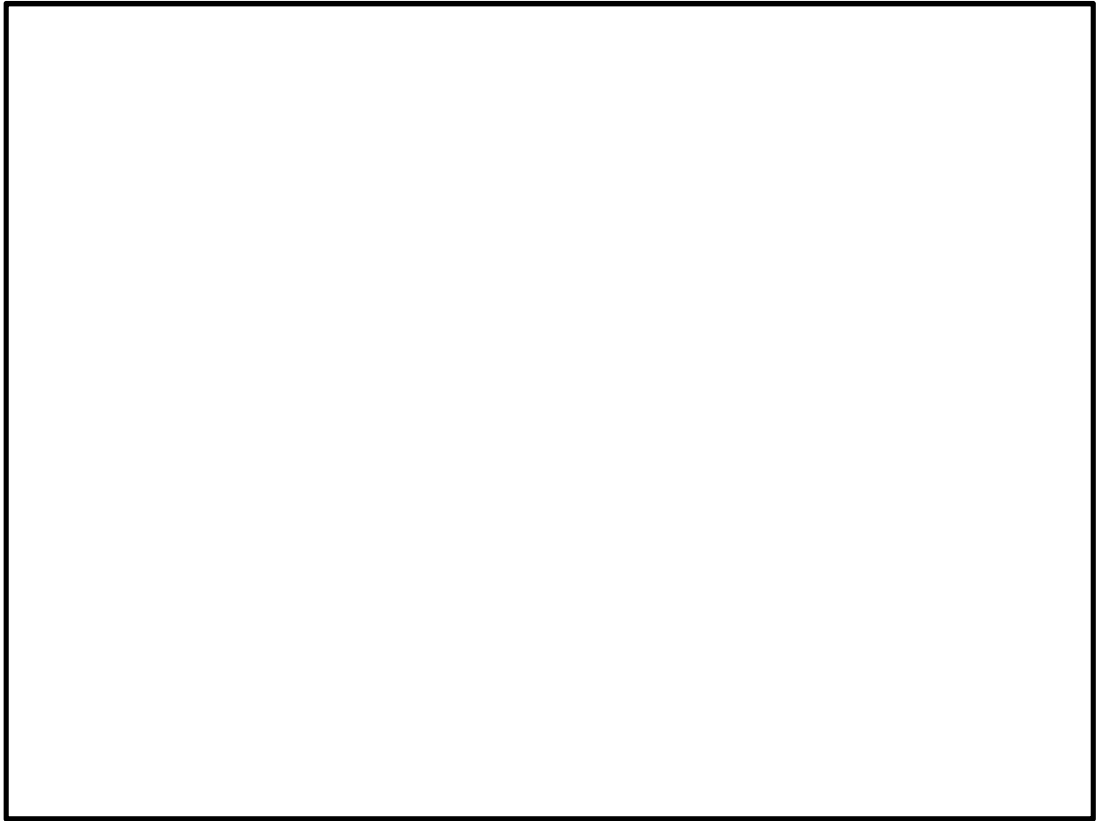
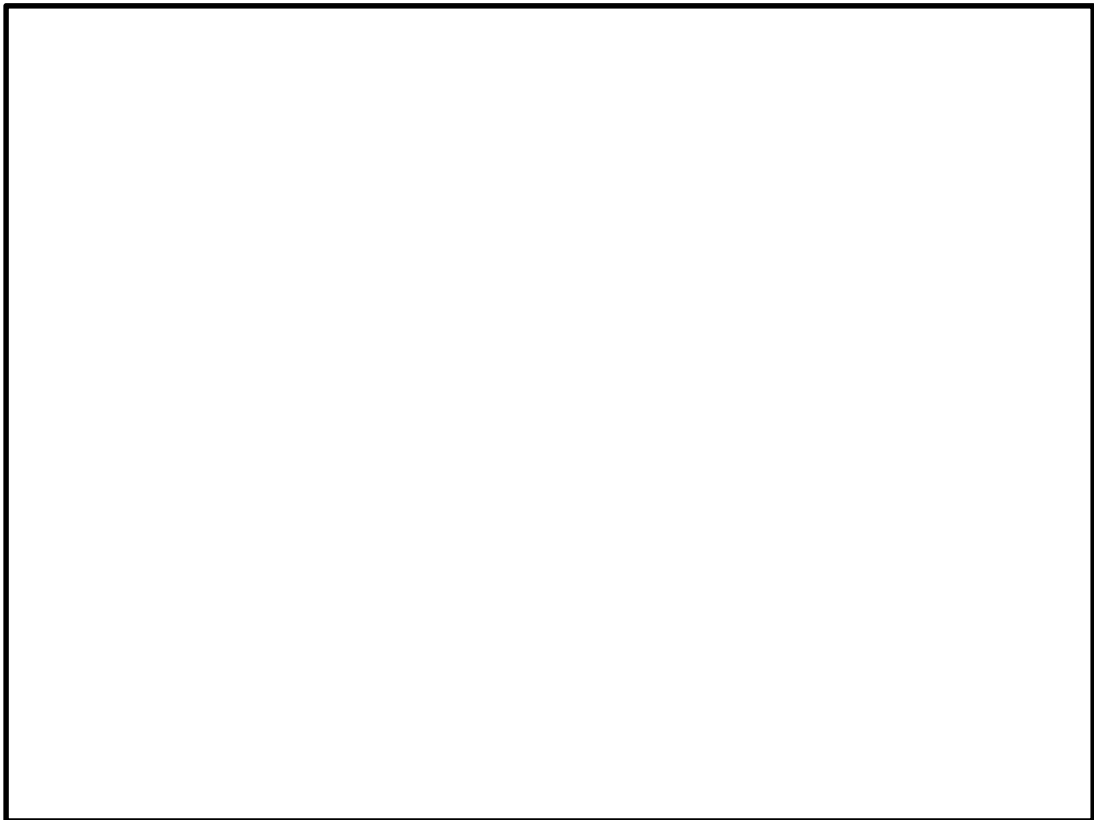


図 2-1 原子炉建屋の概要（平面図）



(A-A 断面)



(B-B 断面)

図 2-2 原子炉建屋の概要 (断面図)

表 2-1 原子炉建屋の使用材料※1

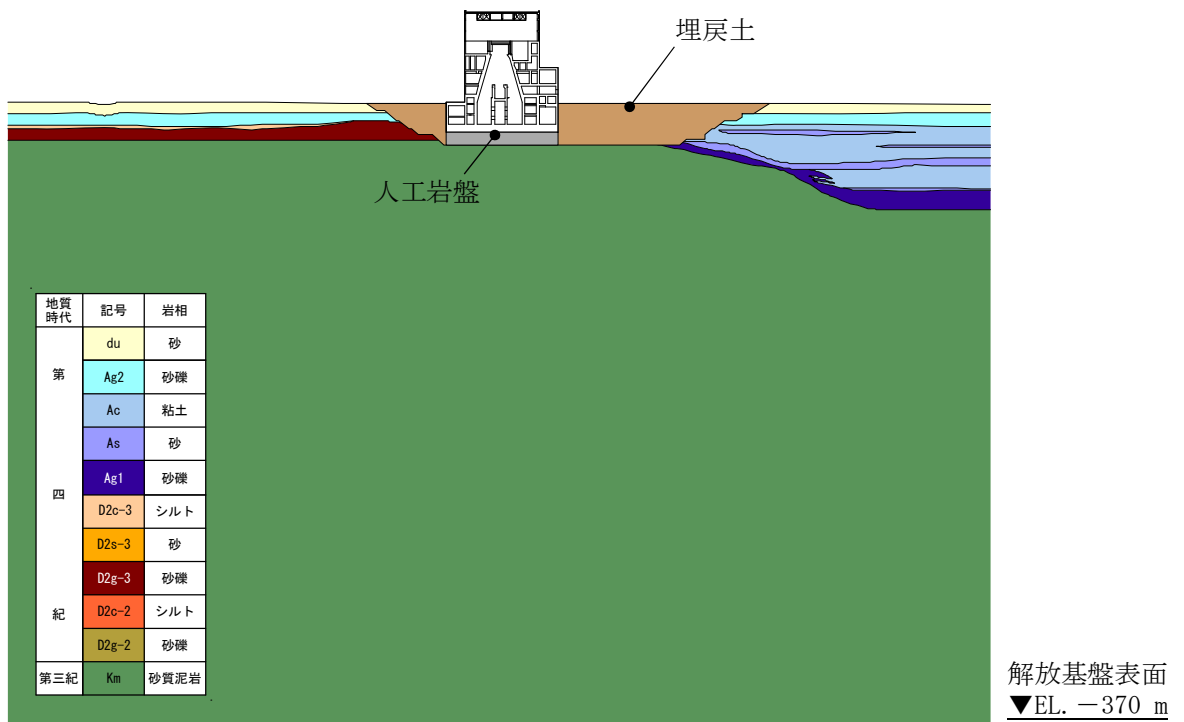
部位	設計基準強度		単位体積重量	ポアソン比	ヤング係数	せん断弾性係数
	Fc (kgf/cm ²)	Fc※2 (N/mm ²)	γ (kN/m ³)	ν	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)
建屋	225	22.1	24.0	0.2	2.21×10 ⁴	9.21×10 ³
人工岩盤	140	13.7	23.0	0.2	1.88×10 ⁴	7.83×10 ³
鋼材	—	—	77.1	0.3	2.05×10 ⁵	7.9 ×10 ⁴

※1 使用材料については、「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— (1999)」,「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2005)」及び「鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (2005)」に準拠した。

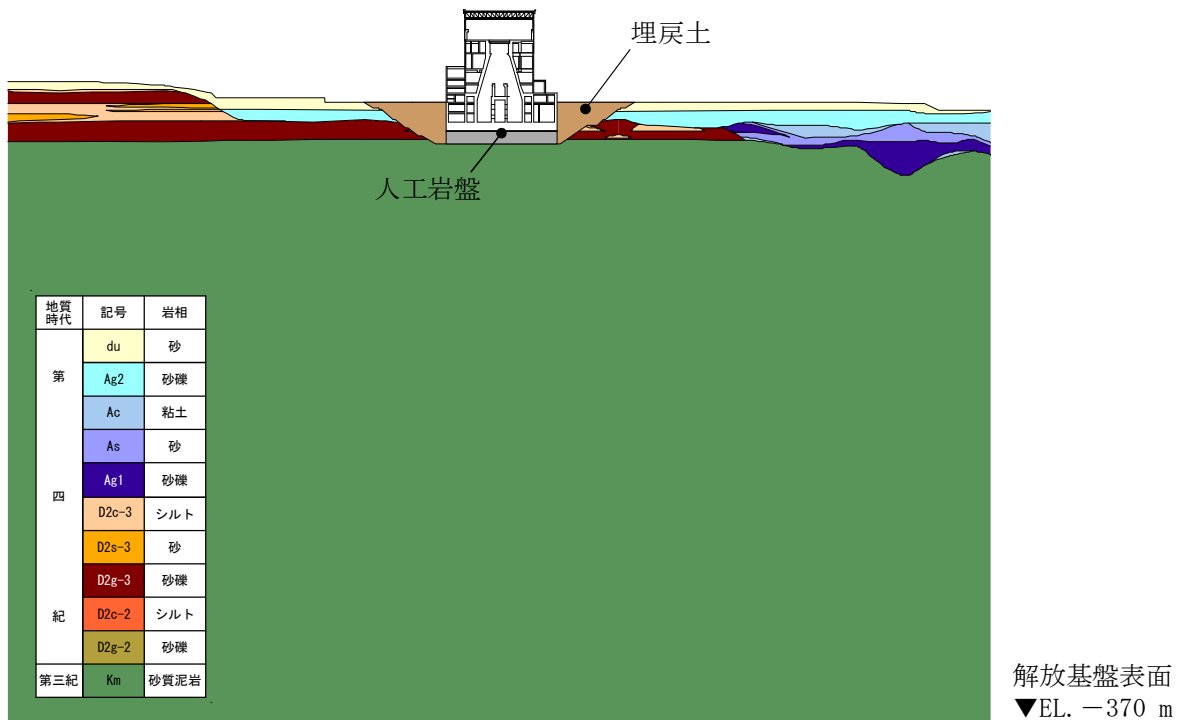
※2 Fc は 9.80665 m/s²を用いて換算した。

2.2 設置地盤の状況

原子炉建屋はコンクリート造の人工岩盤を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。原子炉建屋の設置状況及び埋込み状況を図 2-3 の原子炉建屋設置地盤断面図に示す。



(NS 方向)



(EW 方向)

図 2-3 原子炉建屋設置地盤断面図

3. 地震応答解析モデルに係る影響検討

3.1 概要

東海第二発電所原子炉建屋の基礎はコンクリート造の人工岩盤を介して支持地盤である久米層に設置している。また、原子炉建屋の基礎下端は EL. -9 m であり、地表面 (EL. 8 m) から 17 m 地中に埋め込まれている。

建設当時の工認（以下「建設工認」という。）では、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（(社)日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）制定前であったため、解放基盤表面という概念が無く、地盤応答解析を介さずに人工岩盤下端に設計波を直接入力していた。そのため人工岩盤を建屋モデル側にモデル化し、建屋と側面地盤の相互作用は考慮していなかった。

R/B 今回工認モデルを検討するにあたり、「J E A G 4 6 0 1 -1987」及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（(社)日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）には、基礎底面の人工岩盤のモデル化方法及び側面回転地盤ばねの扱いについて明確に表記されていないため、東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析を行い、人工岩盤のモデル化の影響と建屋と側面地盤との相互作用の影響評価を行った。

3.2 原子炉建屋内の地震計設置位置

原子炉建屋には、地震時の基本的な振動性状を把握する目的で偶数階に各階1台の地震計を設置している。また、基礎上(地下2階)には更に4台の地震計を設置している。

原子炉建屋の地震計設置位置を図3-1に示す。

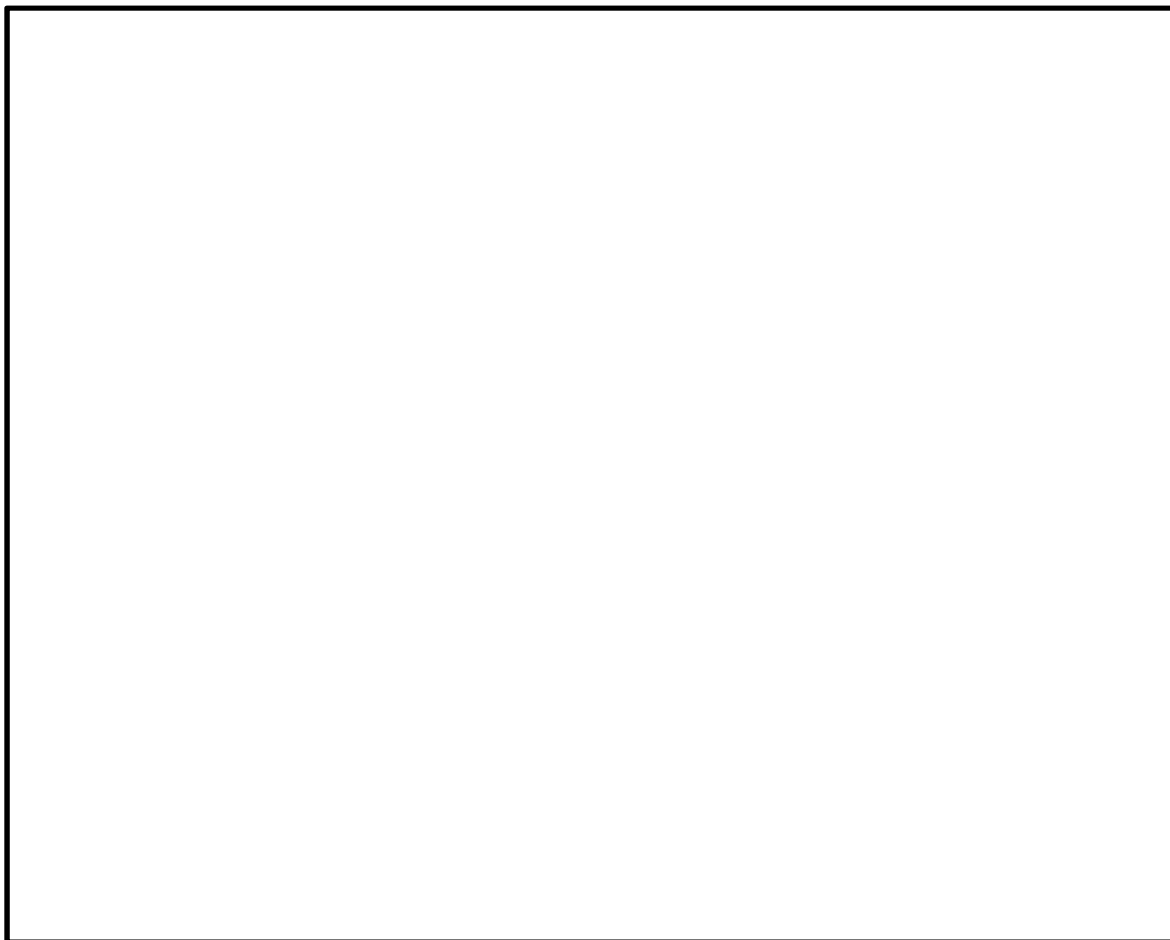


図3-1 原子炉建屋の地震計設置位置

3.3 建屋－地盤動的相互作用の評価法について

建設工認では、埋込み効果を見捨てた、スウェイ・ロッキングモデル（以下「SRモデル」という。）として、建屋と地盤の相互作用を考慮している。

本資料では、はじめに、SRモデルと側面地盤による回転拘束を含む埋込み効果を考慮した埋込みSRモデルを用いて東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析を行い、建屋の振動性状を比較した。解析に用いたSRモデルによる地震応答解析の概要を図3-2に、埋込みSRモデルによる地震応答解析の概要を図3-3に示す。

東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果として、両者の最大応答加速度分布の比較を図3-4及び図3-5に、床応答スペクトルの比較を図3-6及び図3-7に示す。これらの解析結果より埋込みSRモデルを用いた方が、SRモデルを用いた場合に比べ、観測記録との整合が改善しており、より実状に近い建屋の振動性状を評価できているものと考えられる。

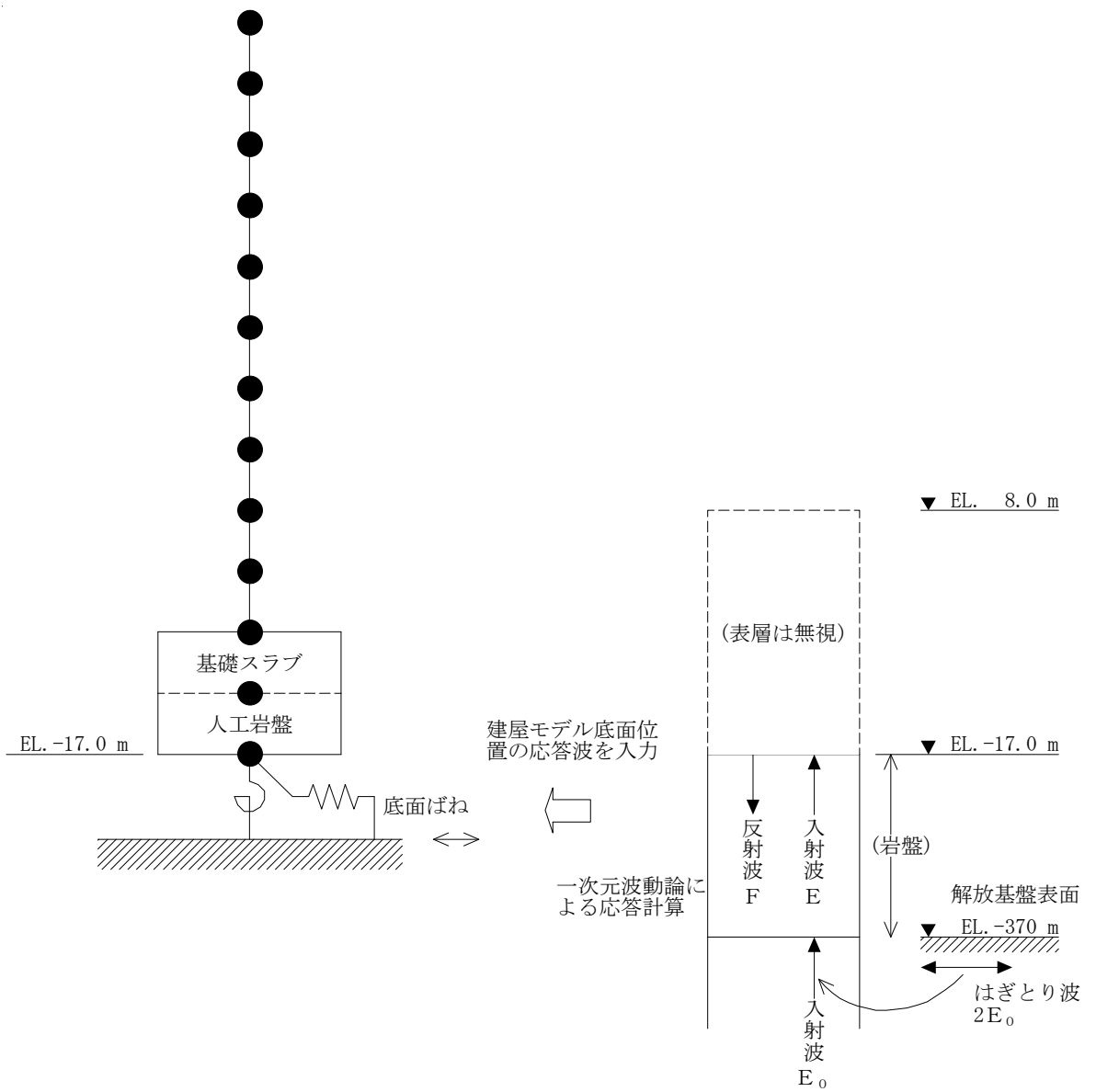


図 3-2 SRモデルによる地震応答解析の概要

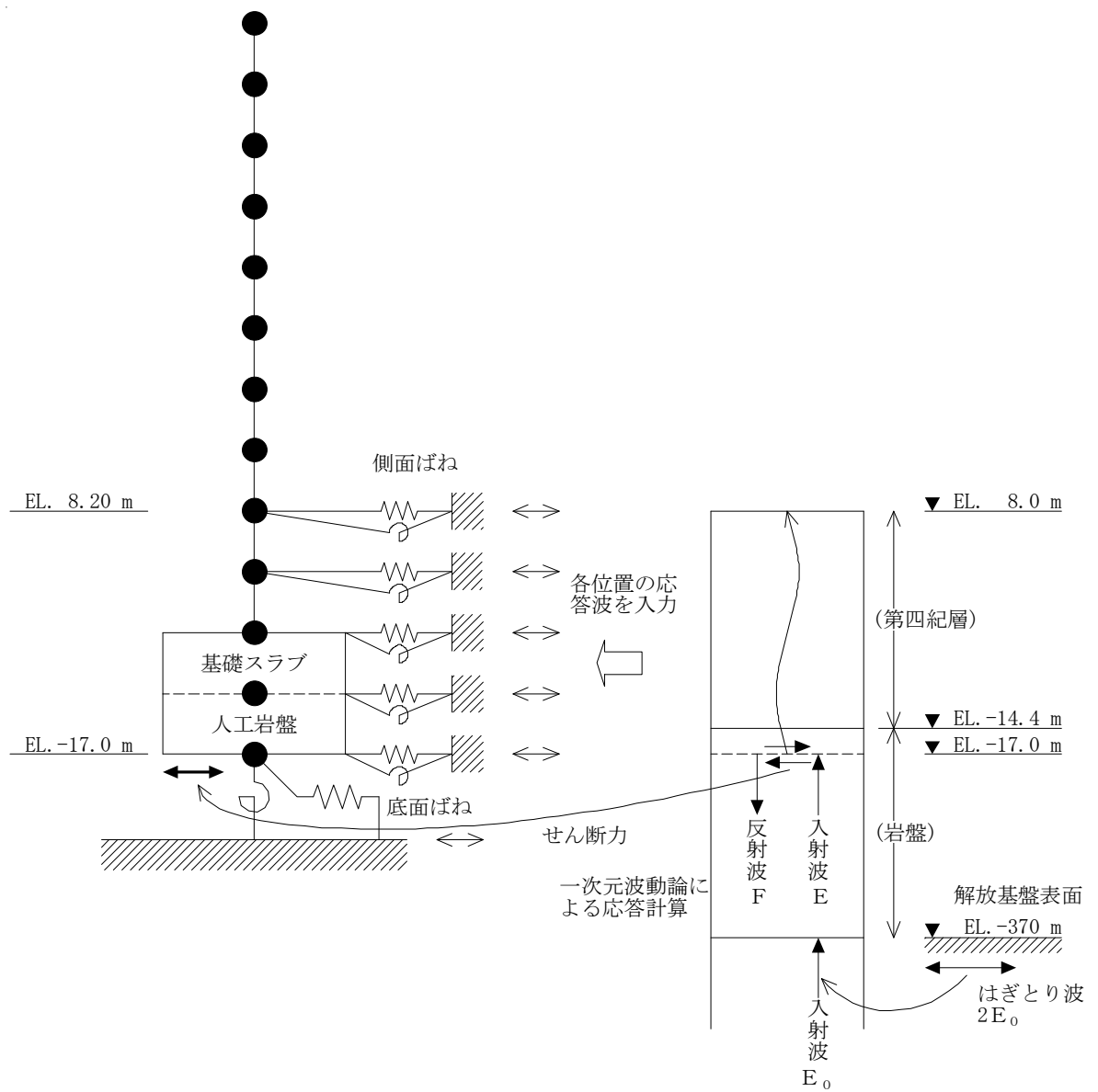


図 3-3 埋込みSRモデルによる地震応答解析の概要

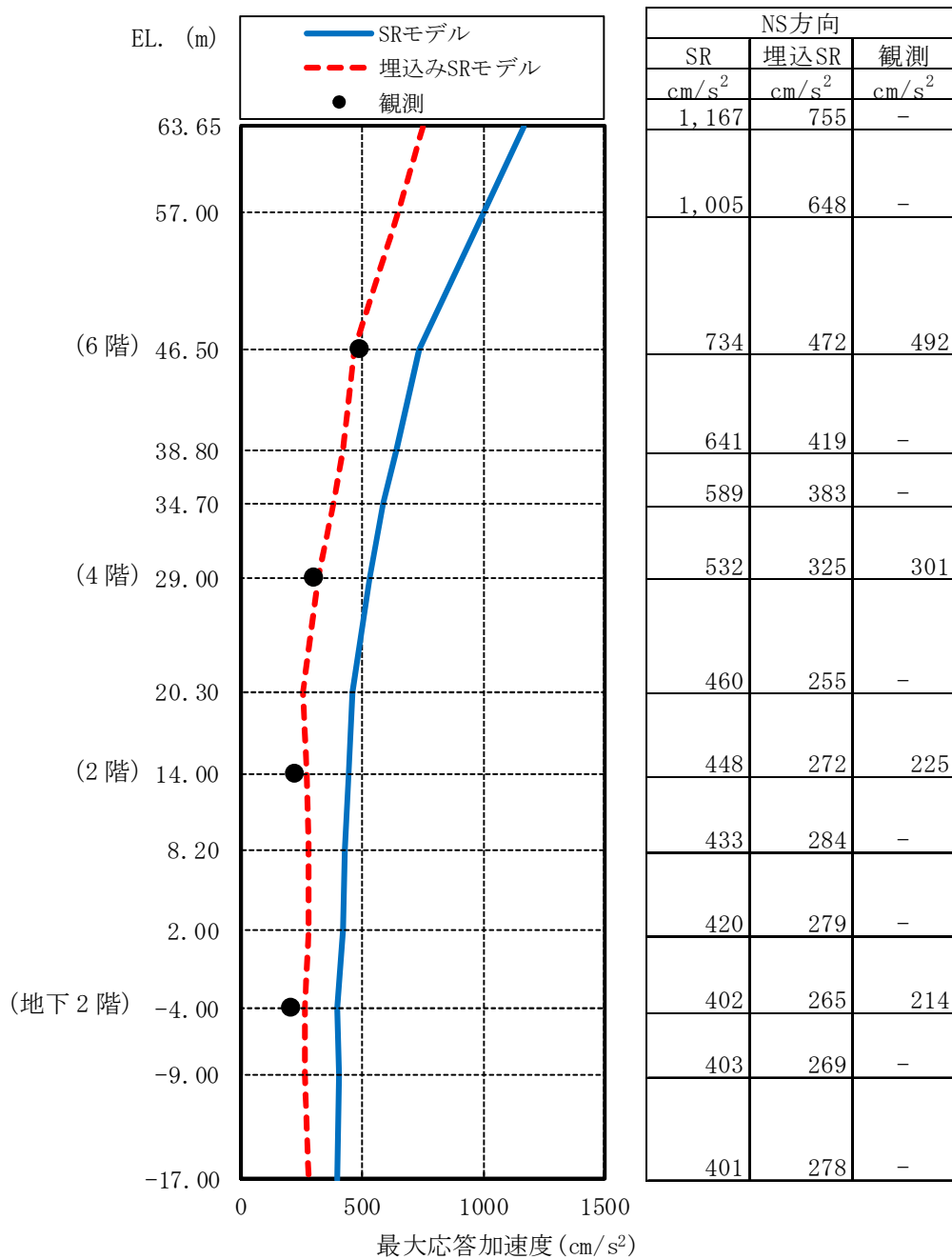


図 3-4 最大応答加速度分布の比較 (NS 方向)

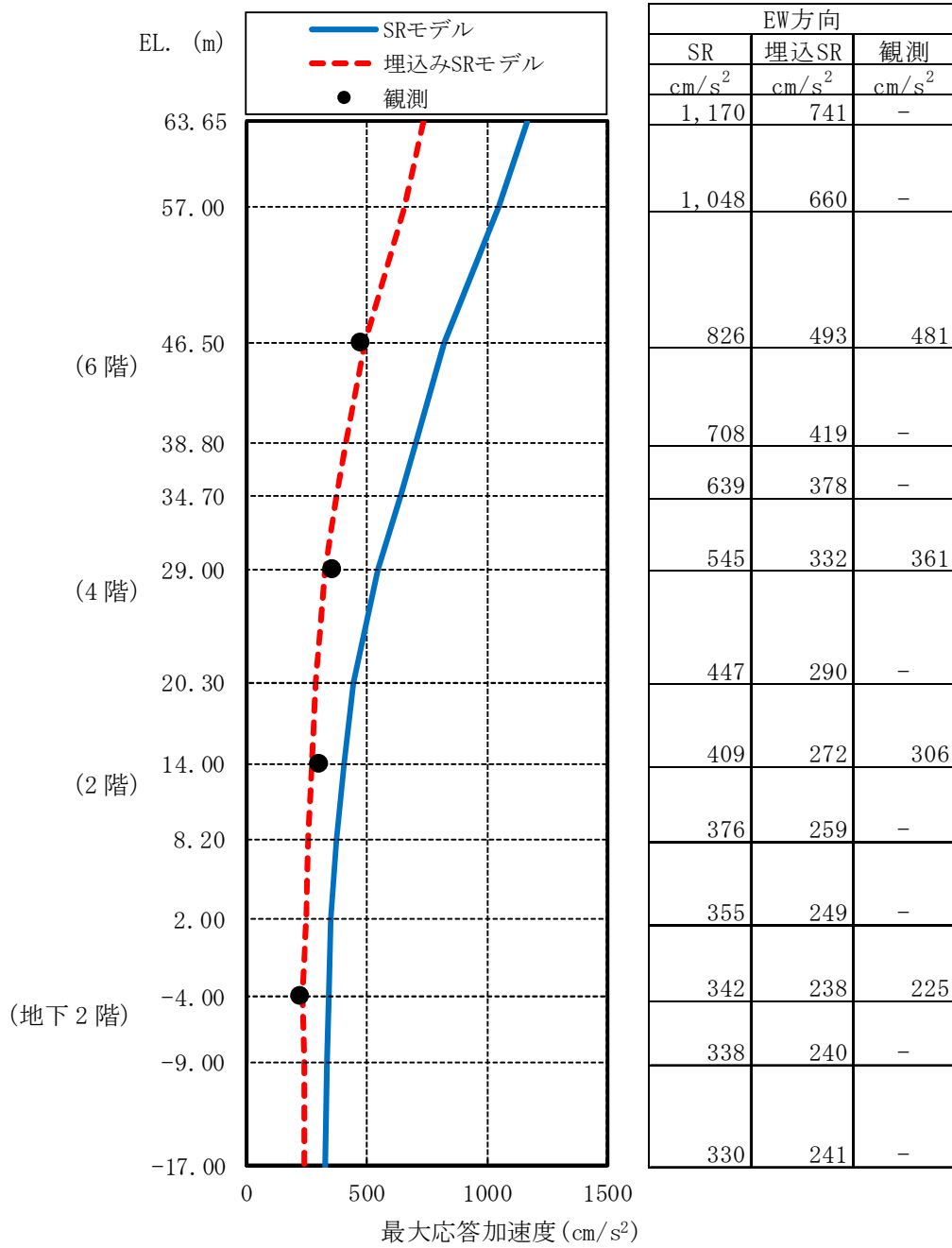
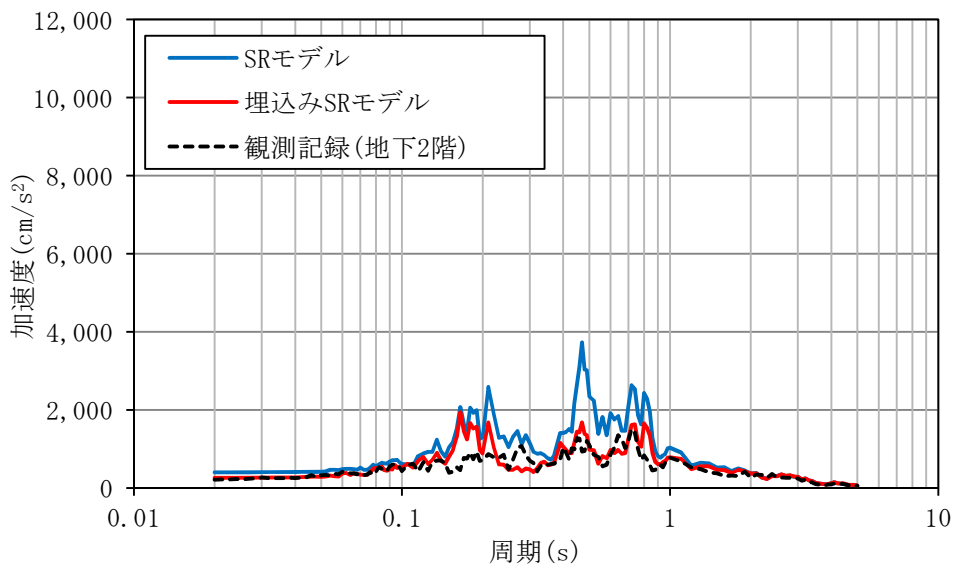
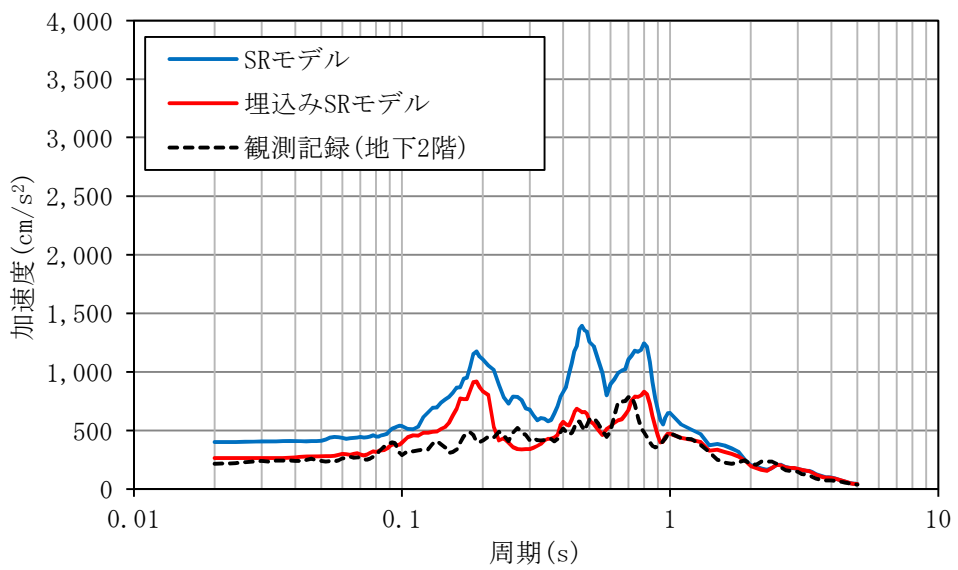


図 3-5 最大応答加速度分布の比較 (EW 方向)



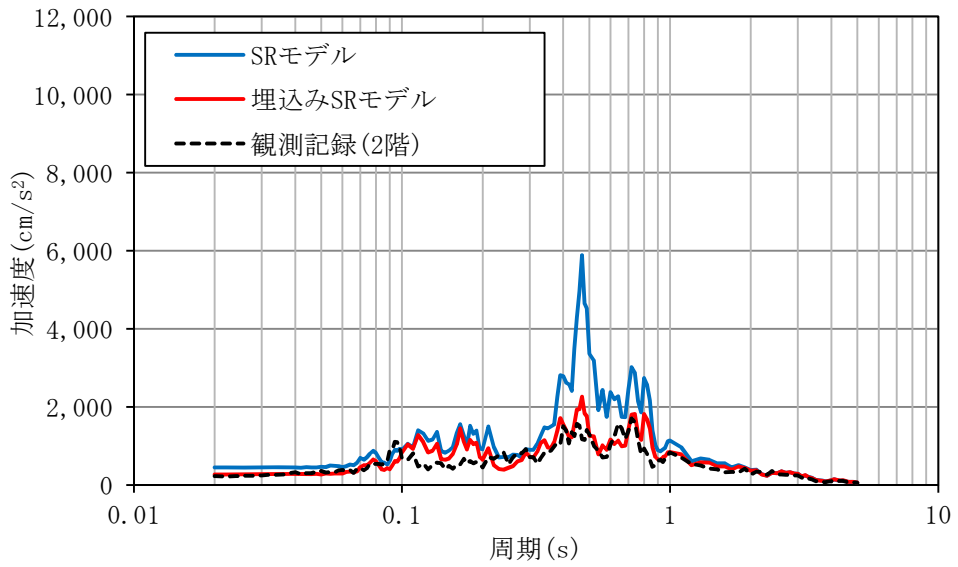
$h=1\%$



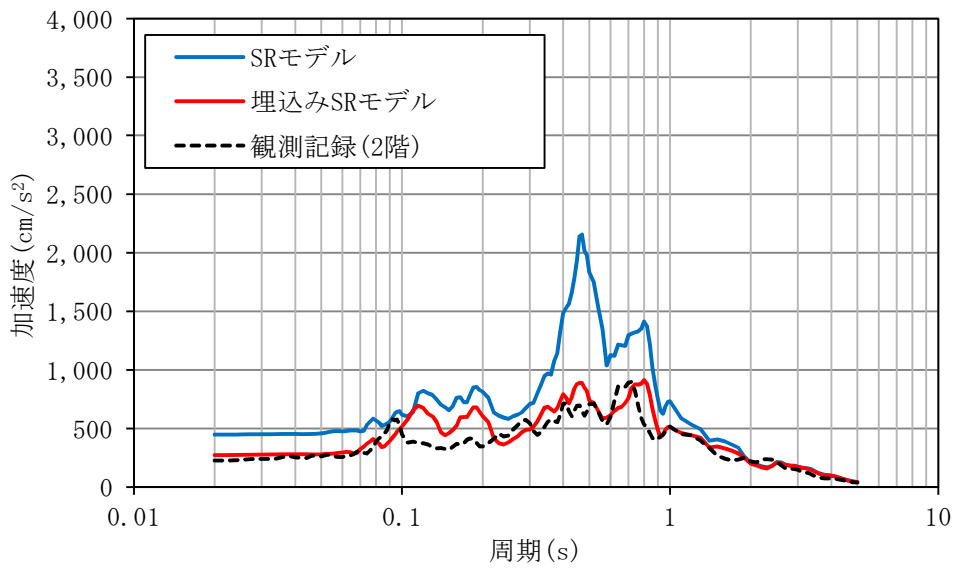
$h=5\%$

地下2階

図3-6 (1/4) 床応答スペクトルの比較 (NS方向)



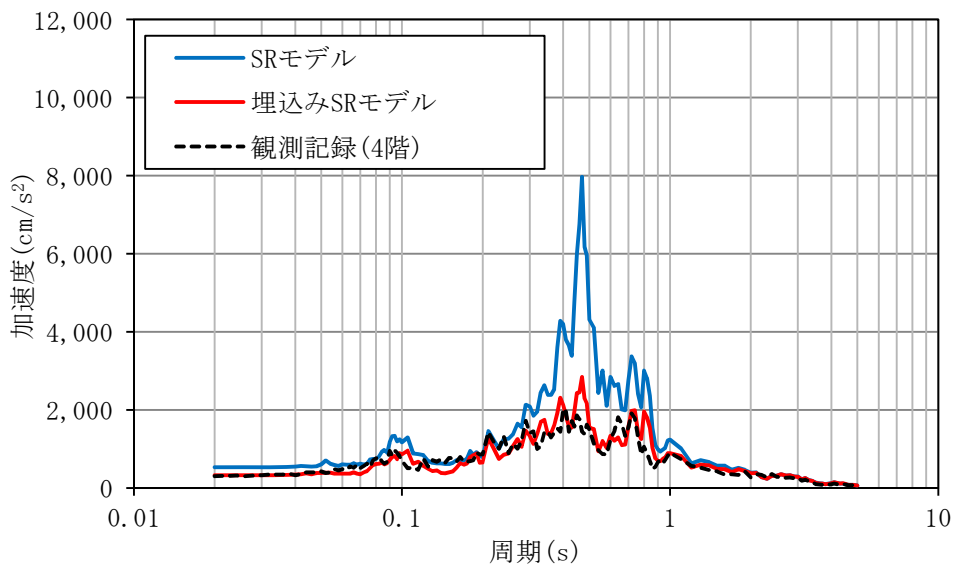
$h=1\%$



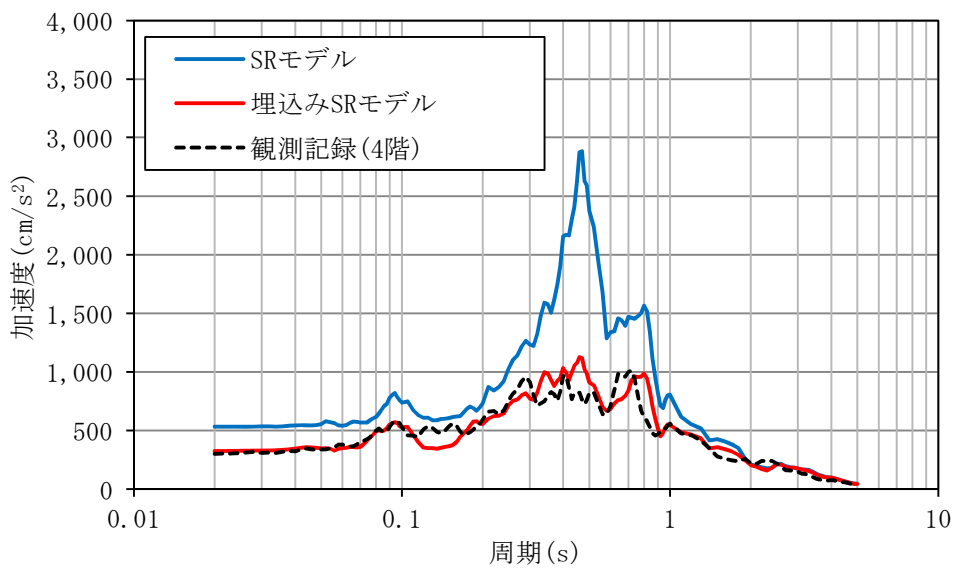
$h=5\%$

2階

図 3-6 (2/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



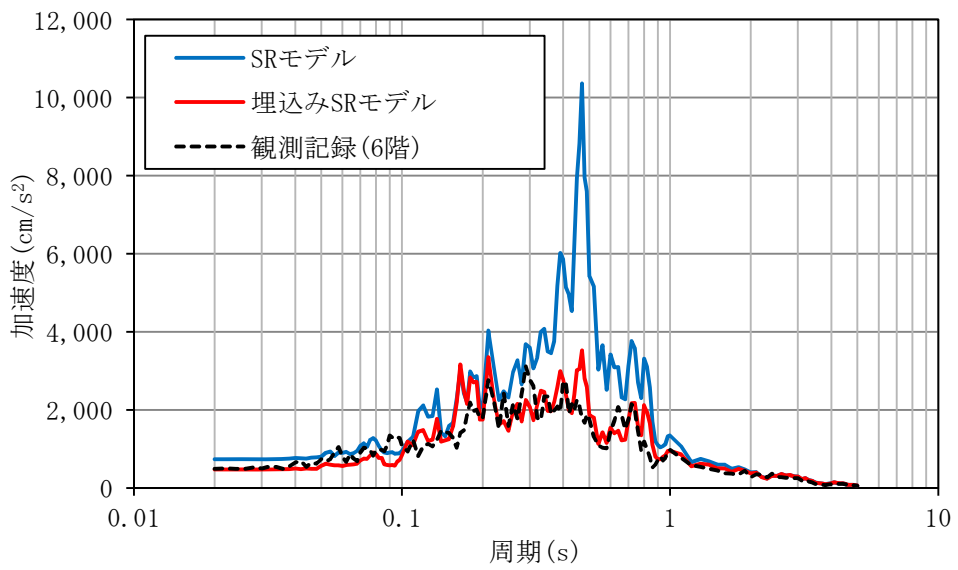
h=1%



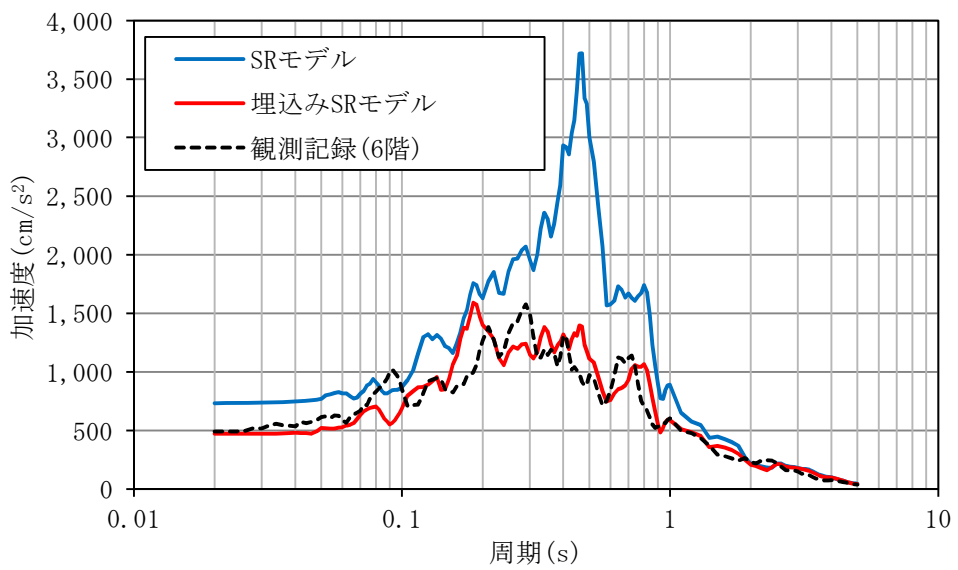
h=5%

4階

図 3-6 (3/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



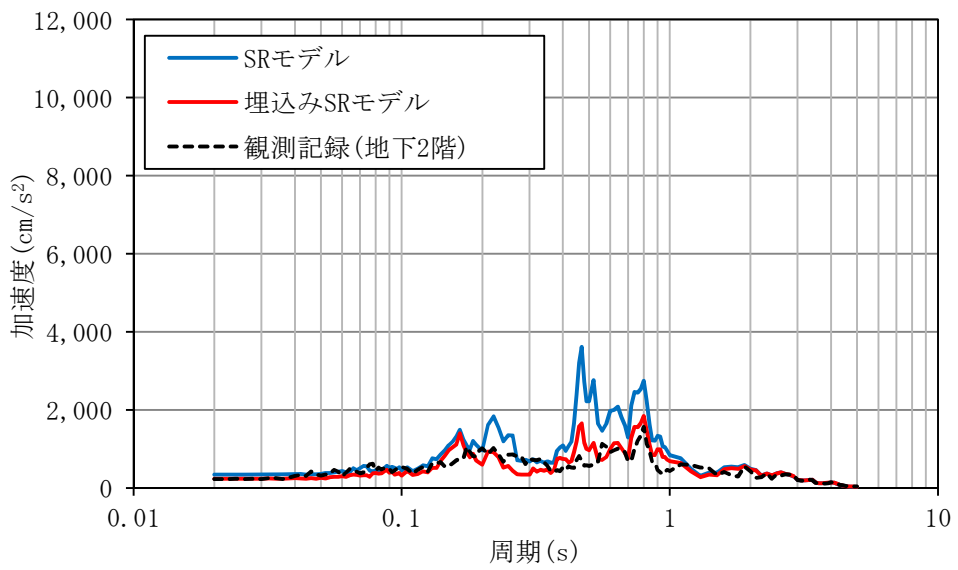
h=1%



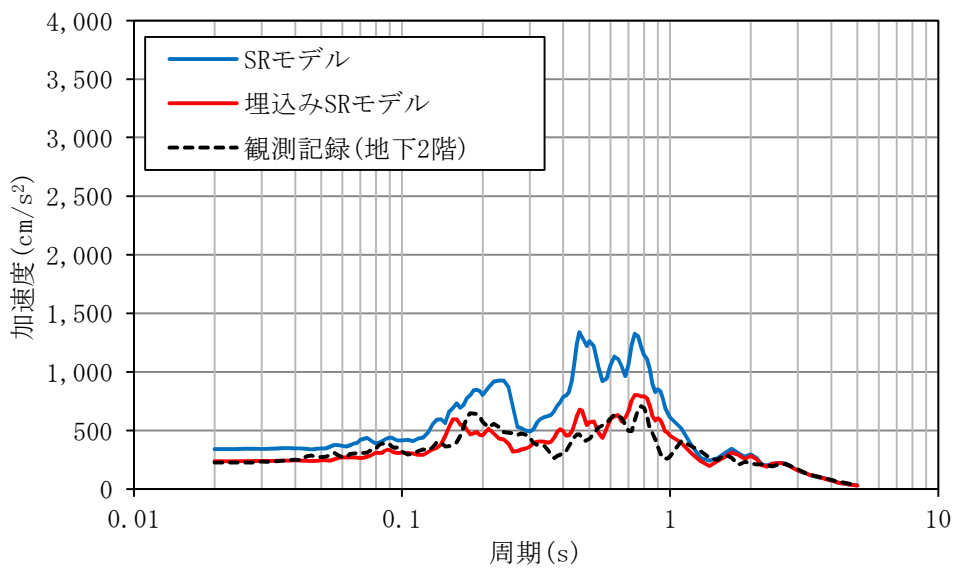
h=5%

6階

図 3-6 (4/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



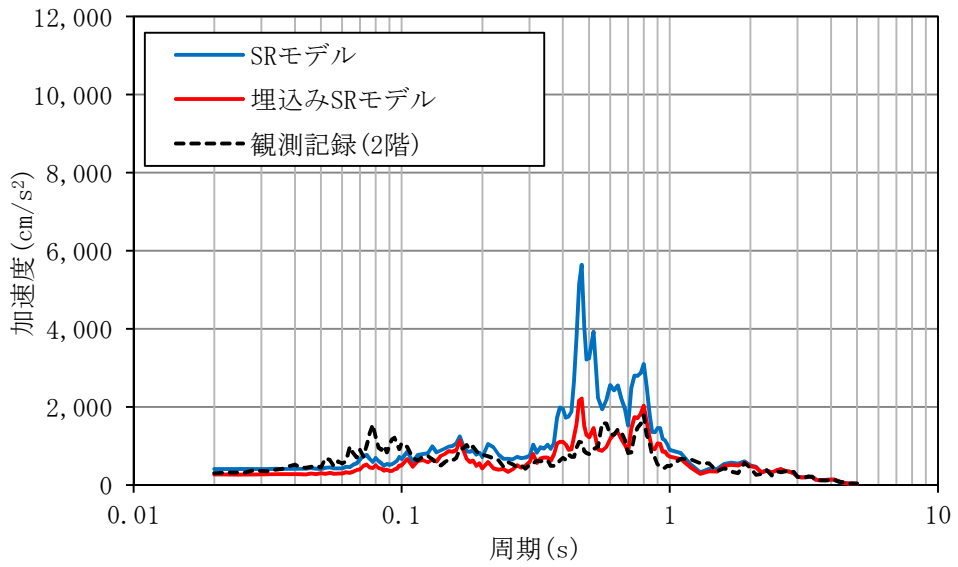
h=1%



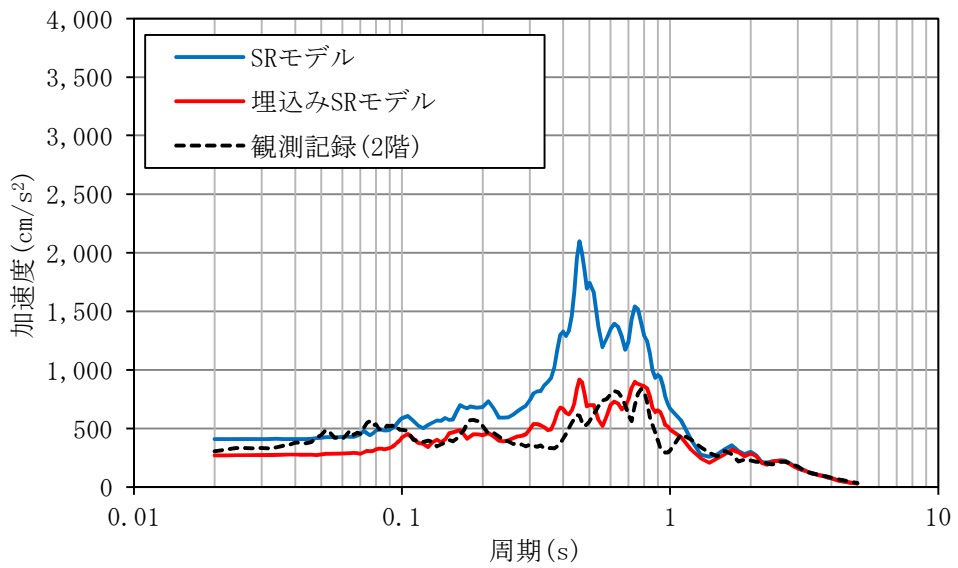
h=5%

地下2階

図3-7 (1/4) 床応答スペクトルの比較 (EW方向)



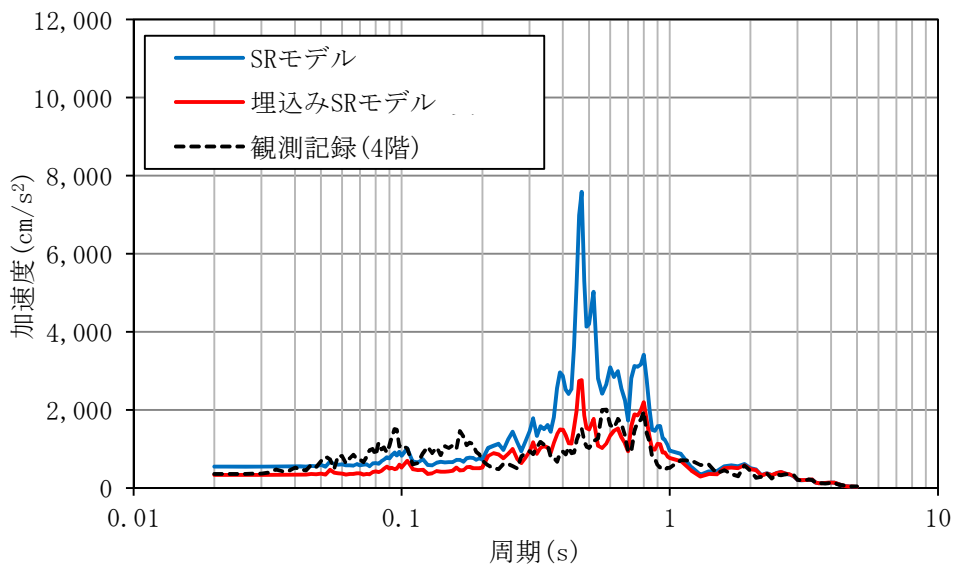
$h=1\%$



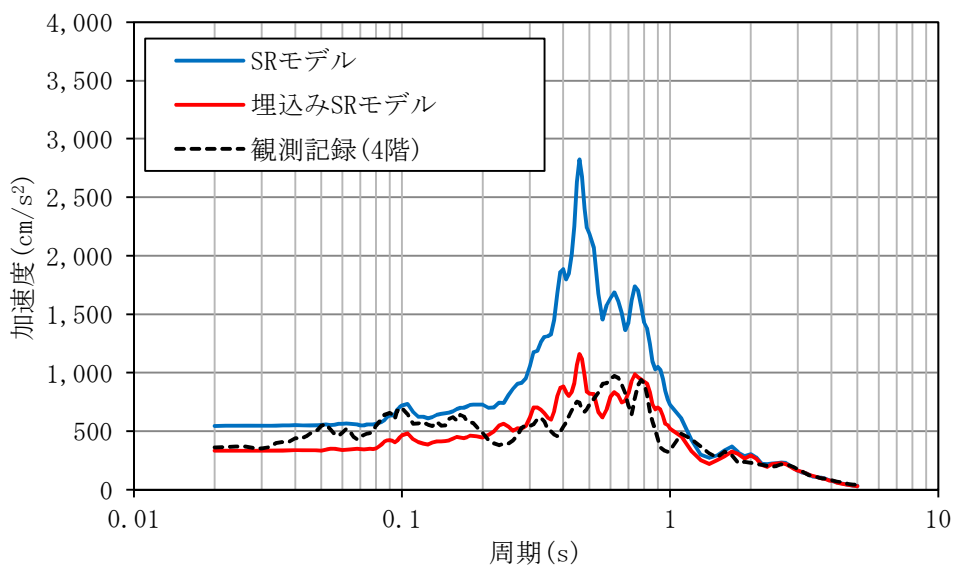
$h=5\%$

2階

図 3-7 (2/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)



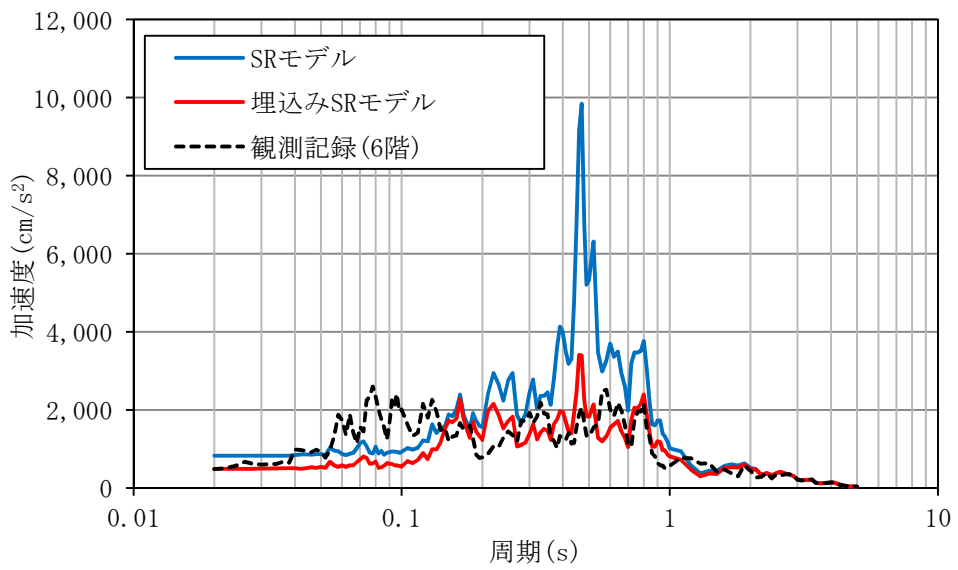
h=1%



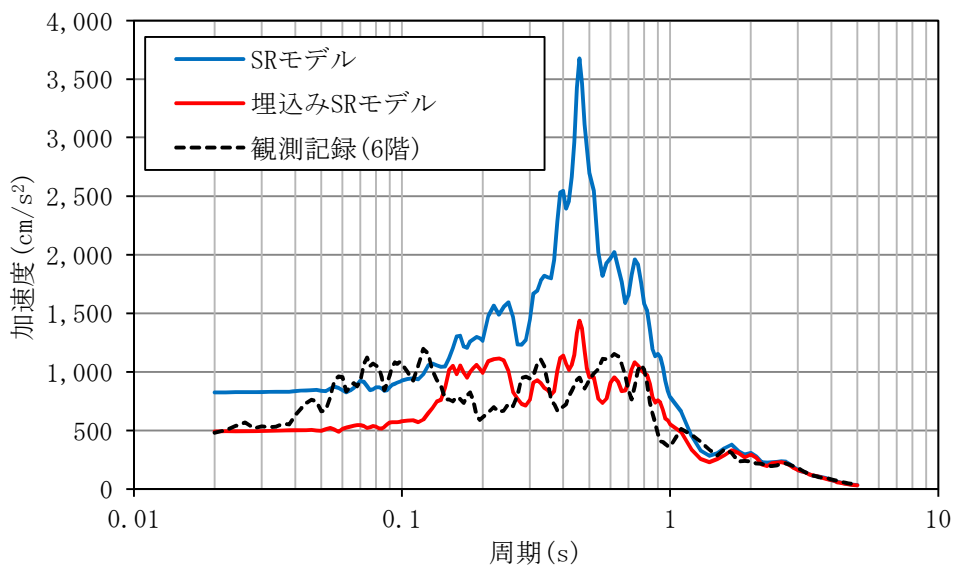
h=5%

4階

図 3-7 (3/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)



$h=1\%$



$h=5\%$

6階

図 3-7 (4/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)

3.4 人工岩盤のモデル化について

建設工認では、人工岩盤を建屋モデル側にモデル化し、地震応答解析を行っていたが、ここでは、人工岩盤を地盤モデル側に岩盤としてモデル化した場合の建屋応答への影響について検討した。

人工岩盤を岩盤としてモデル化した場合の地震応答解析の概要を図3-8に示す。ここで、基礎底面の地盤ばね及び入力動の算定に用いる地盤モデルは、基礎底面レベルであるEL. -9.0mまで砂質泥岩である久米層の物性と同等として設定した。また、比較検討には、前章にも用いた実状に近い建屋の振動性状を評価できている埋込みSRモデルを用いた。

東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果として最大応答加速度分布の比較を図3-9及び図3-10に、床応答スペクトルの比較を図3-11及び図3-12に示す。人工岩盤を地盤モデル側に岩盤としてモデル化した場合は、建屋モデル側にモデル化した場合の応答に比べ、概ね同程度であるか一部の周期帯では若干大きくなることが確認できた。そのためR/B今回工認モデルでは、保守的に人工岩盤を地盤モデル側に岩盤としてモデル化する方針とした。

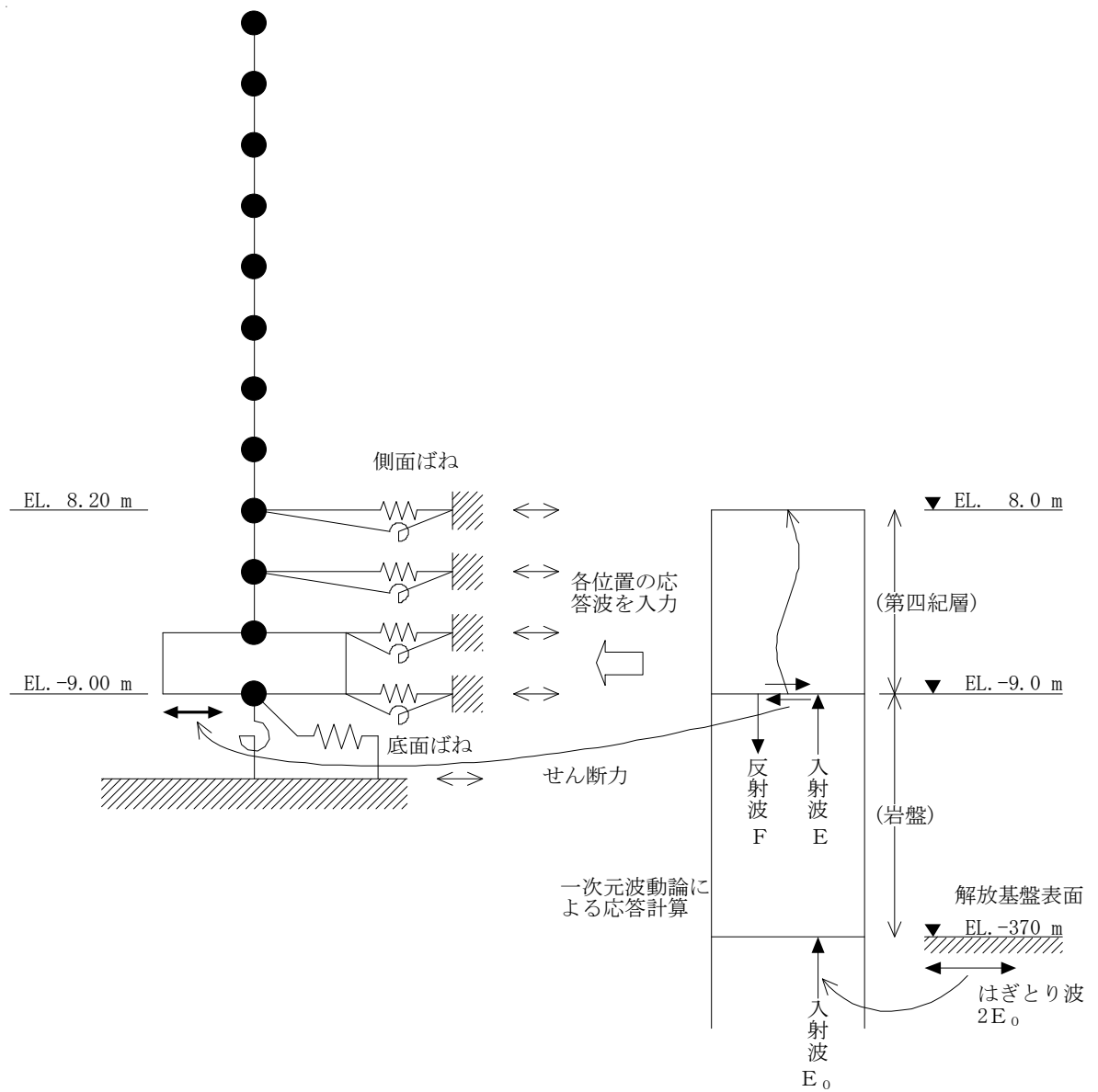


図 3-8 人工岩盤を岩盤としてモデル化した場合の地震応答解析の概要

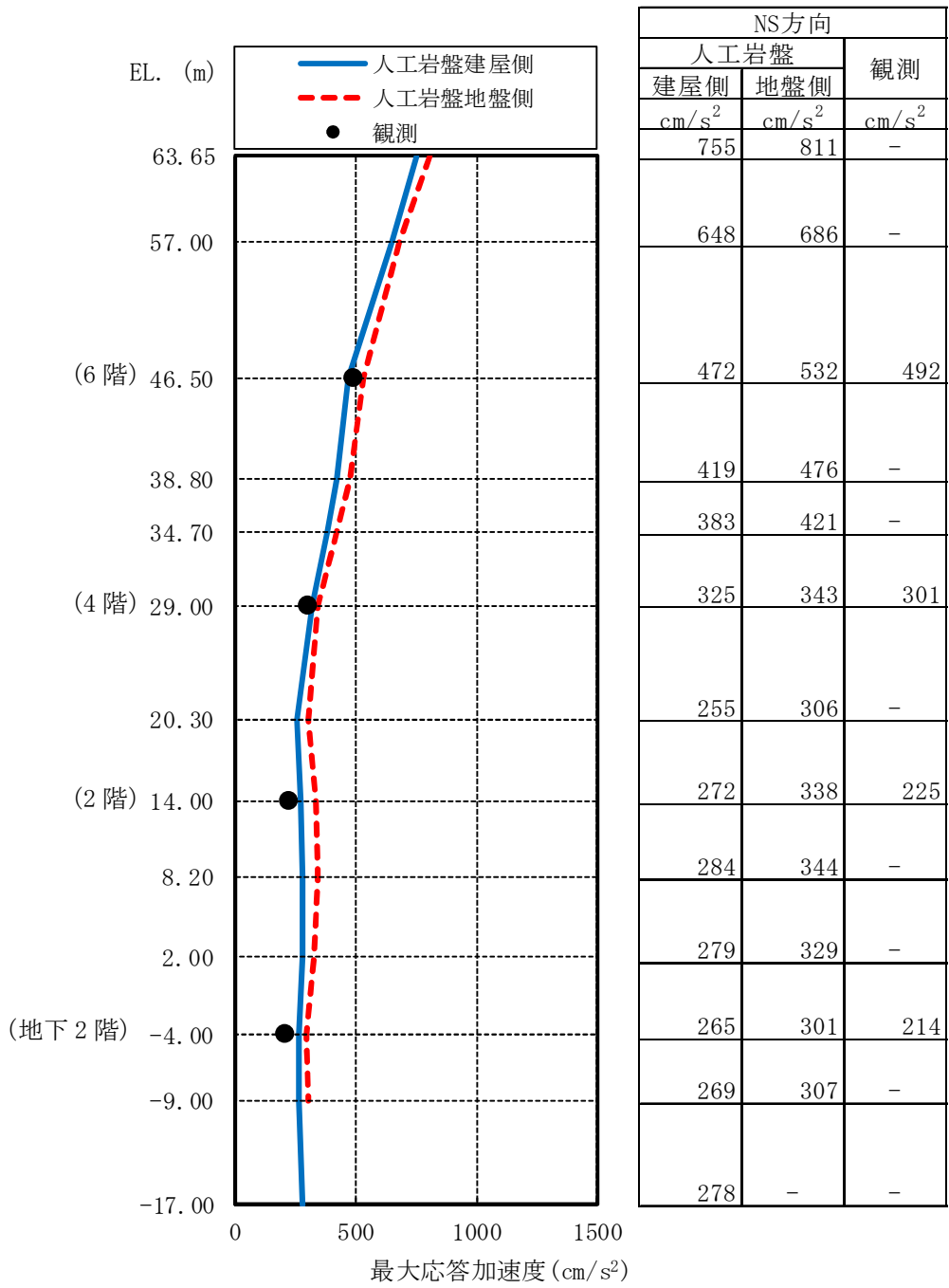


図 3-9 最大応答加速度分布の比較 (NS 方向)

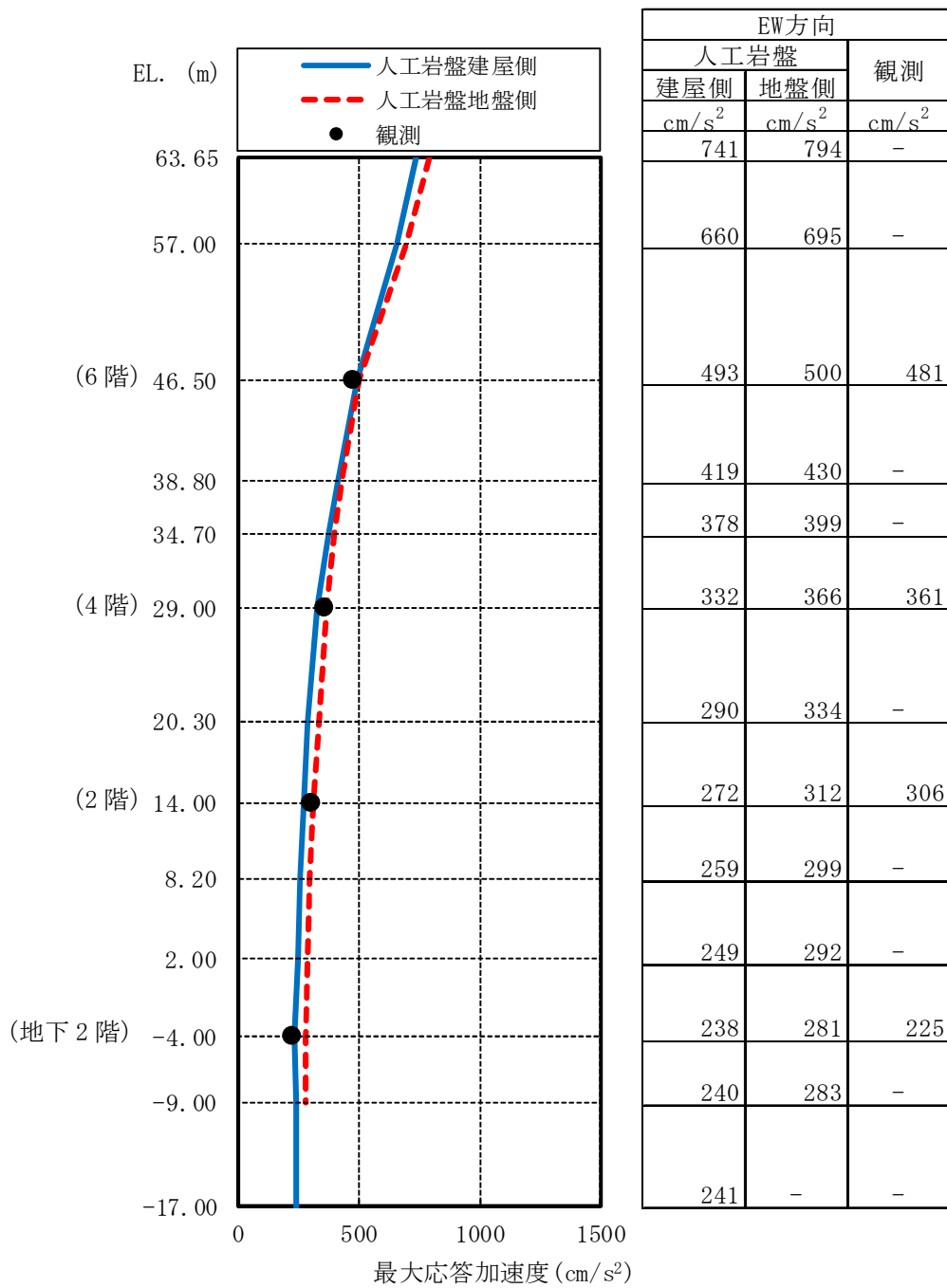
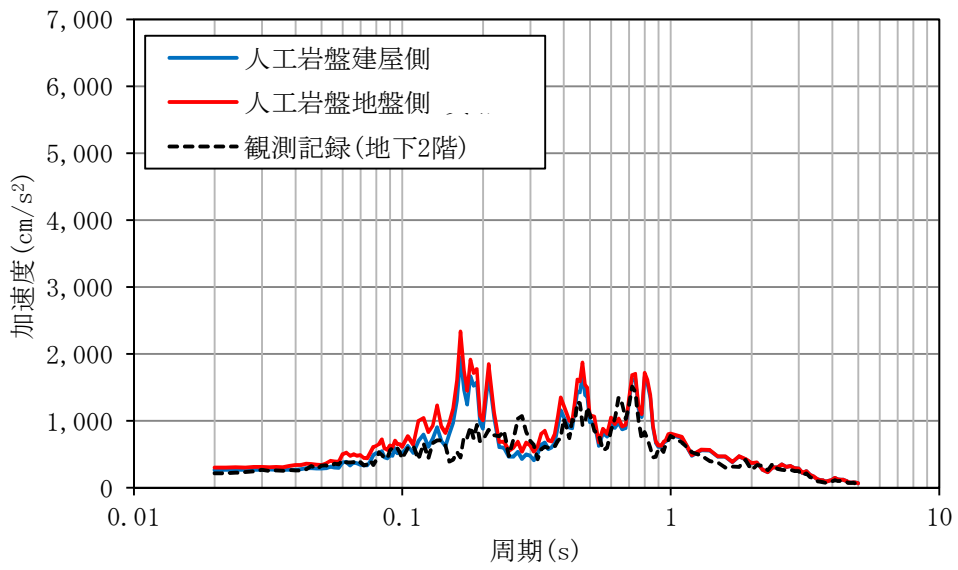
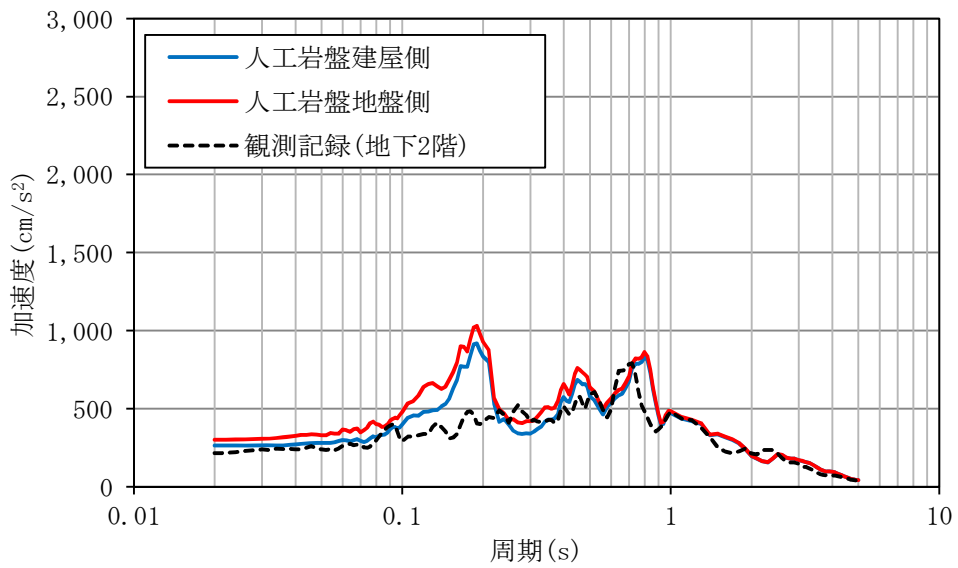


図 3-10 最大応答加速度分布の比較 (EW 方向)



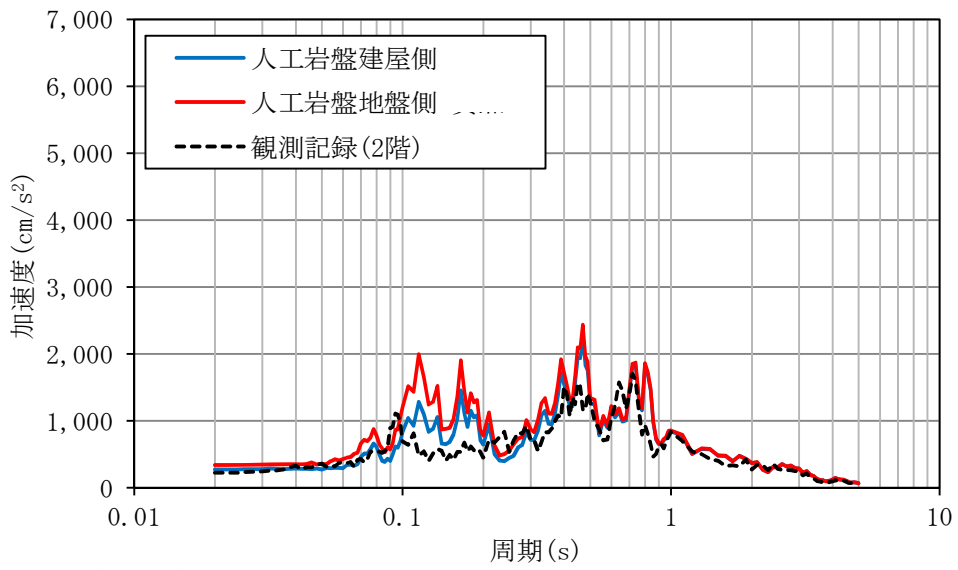
h=1%



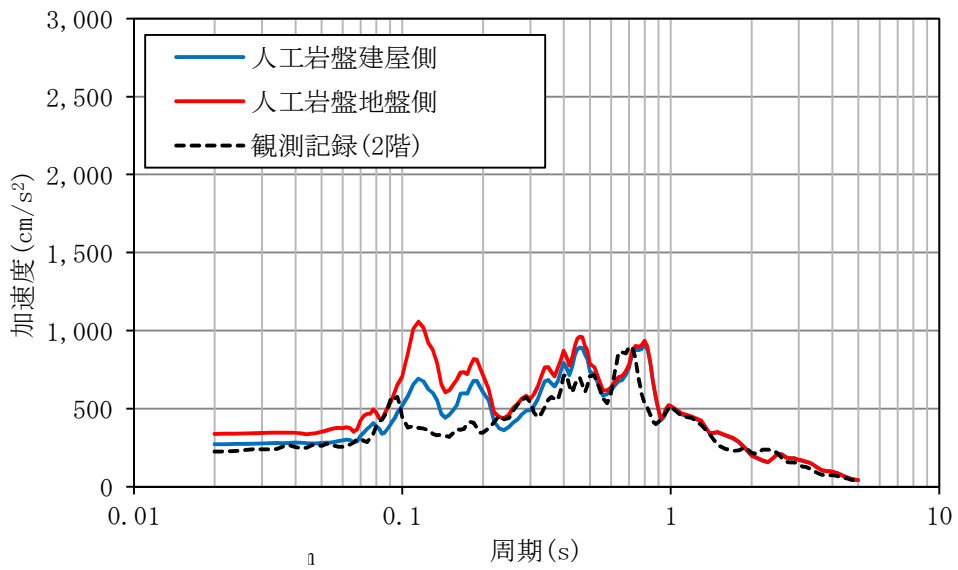
h=5%

地下2階

図3-11 (1/4) 床応答スペクトルの比較 (NS方向)



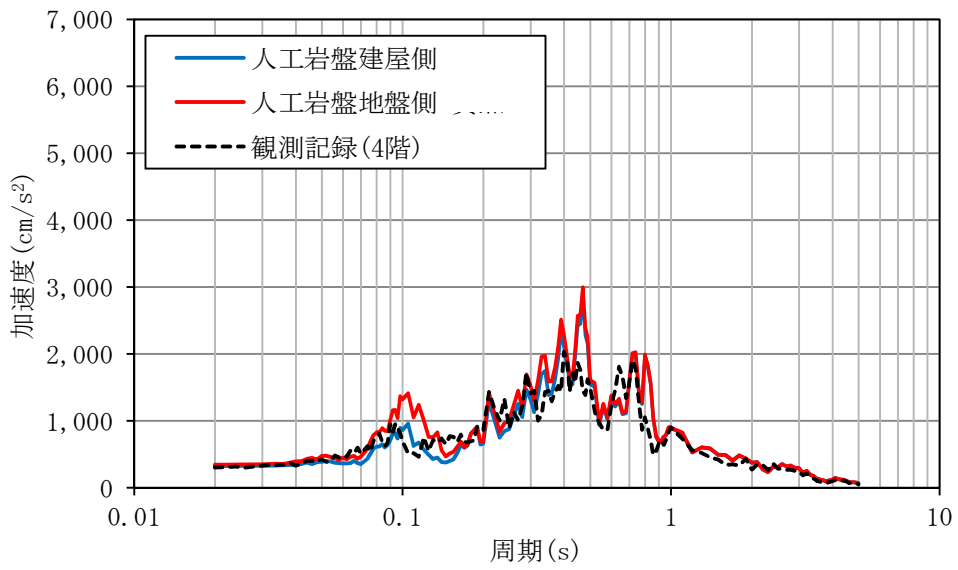
h=1%



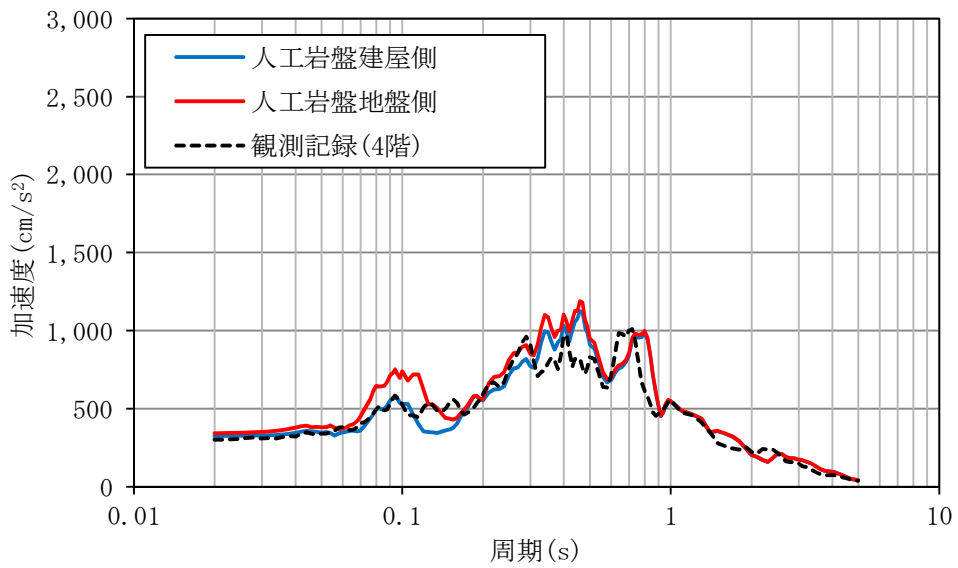
h=5%

2階

図 3-11 (2/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



h=1%



h=5%

4階

図 3-11 (3/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)

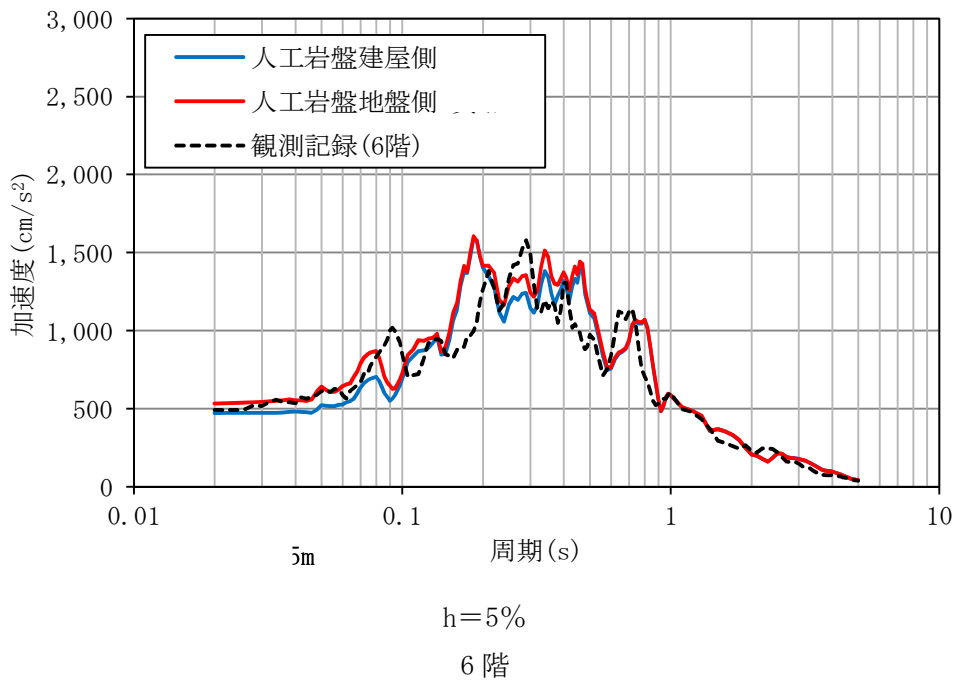
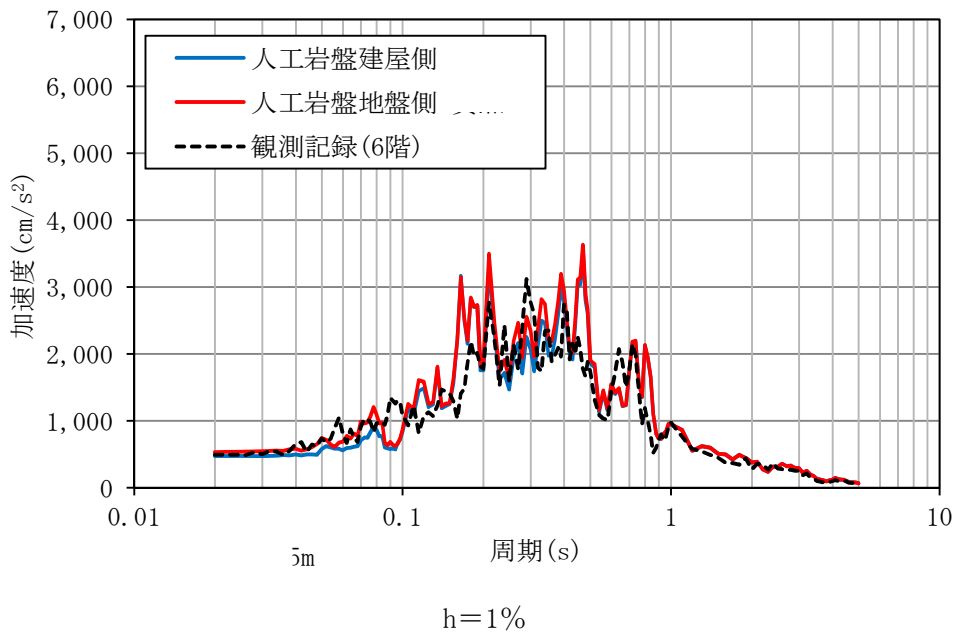
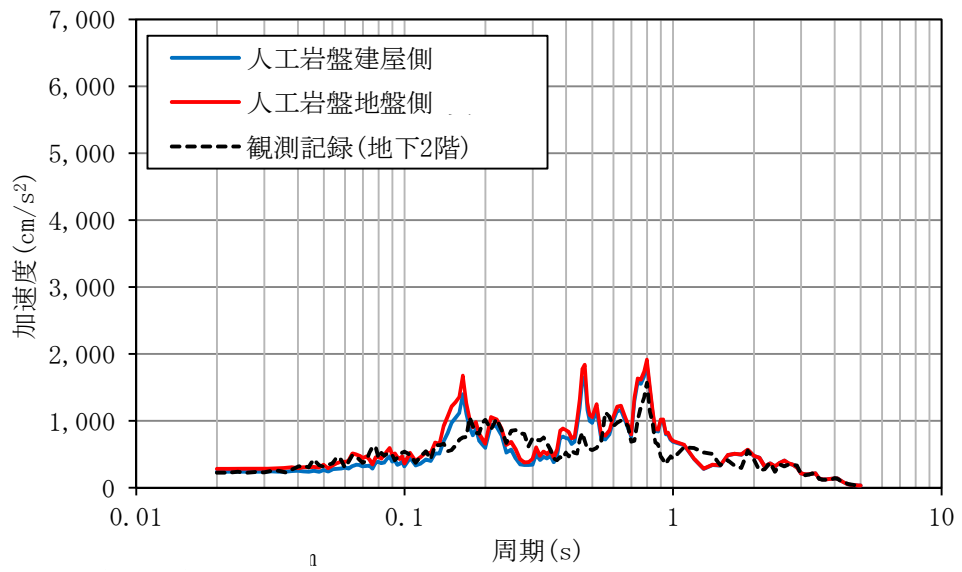
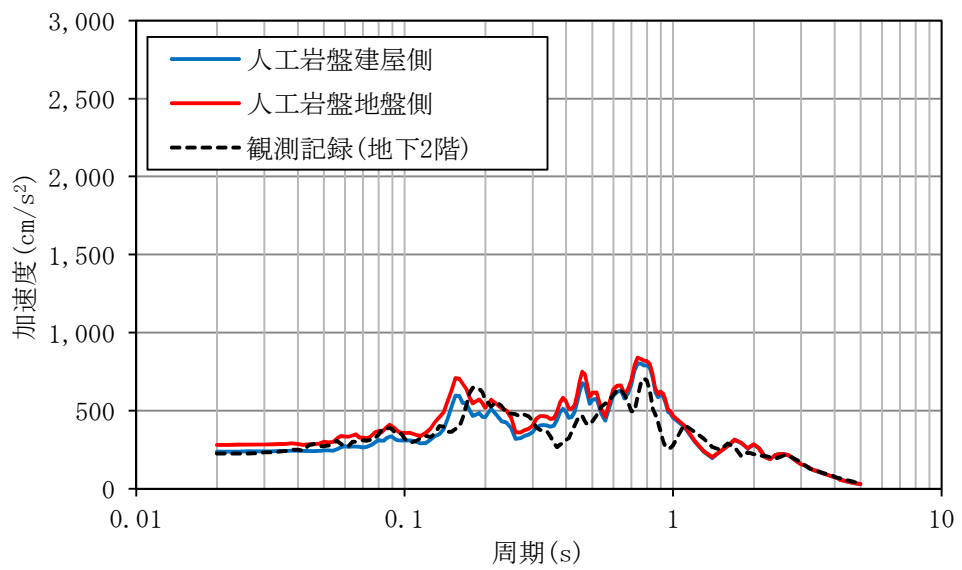


図 3-11 (4/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



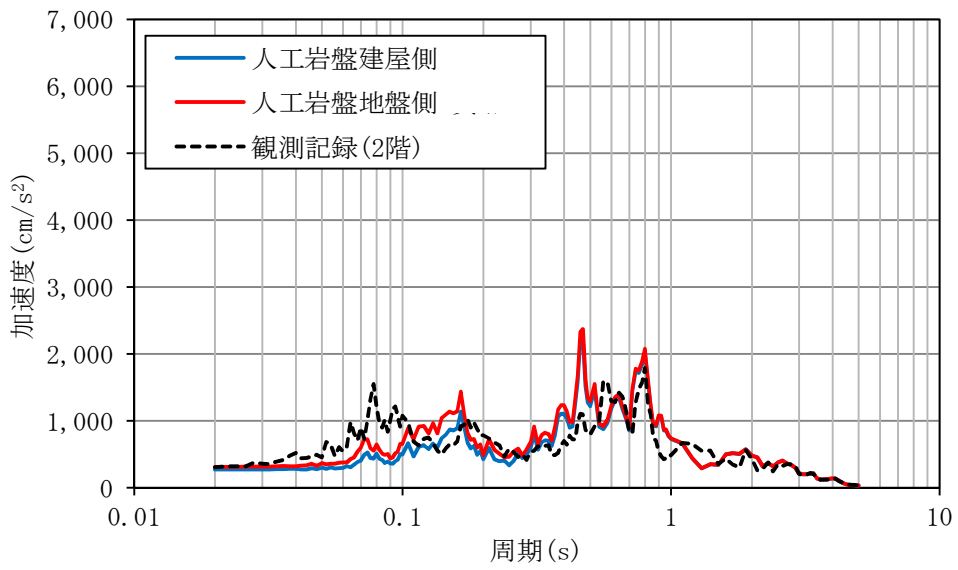
$h=1\%$



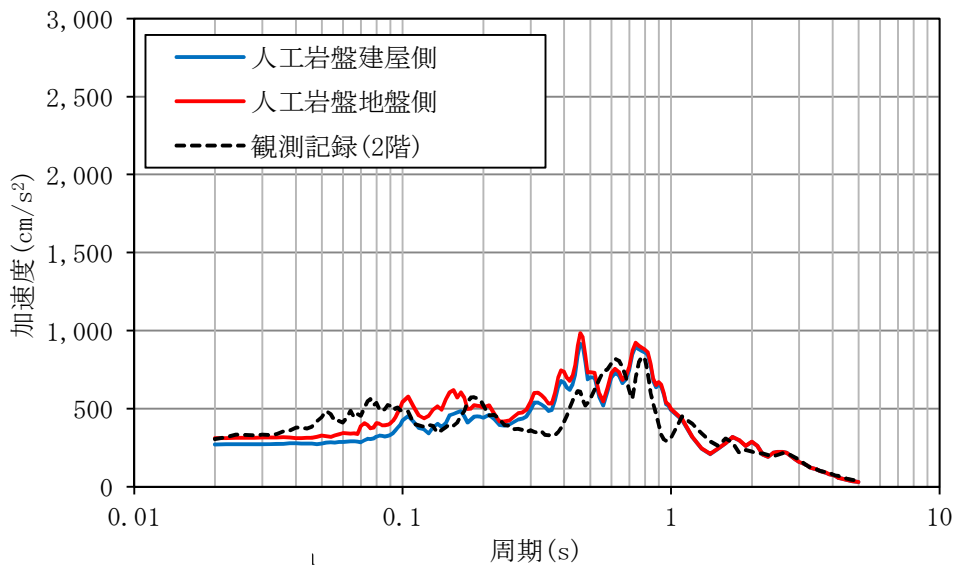
$h=5\%$

地下2階

図3-12 (1/4) 床応答スペクトルの比較 (EW方向)



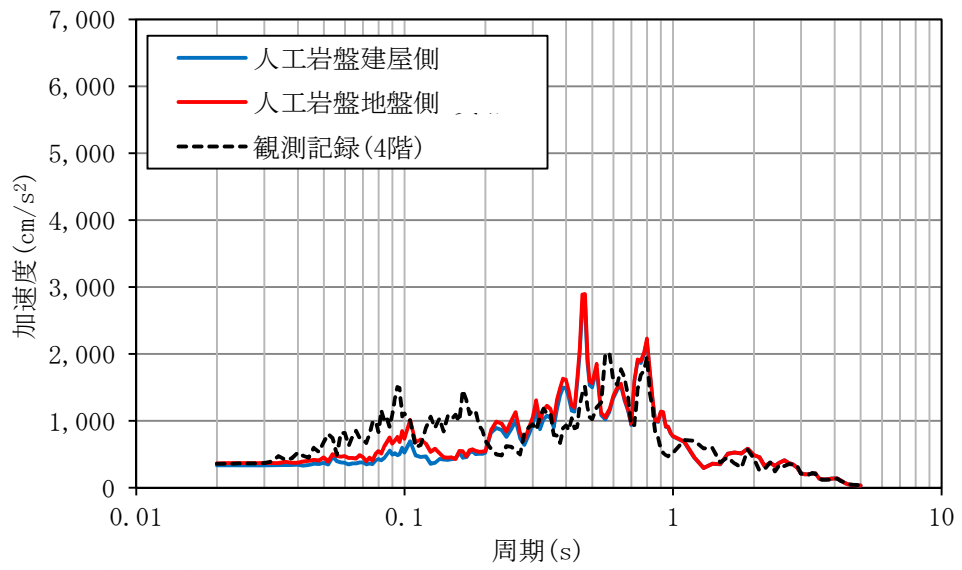
h=1%



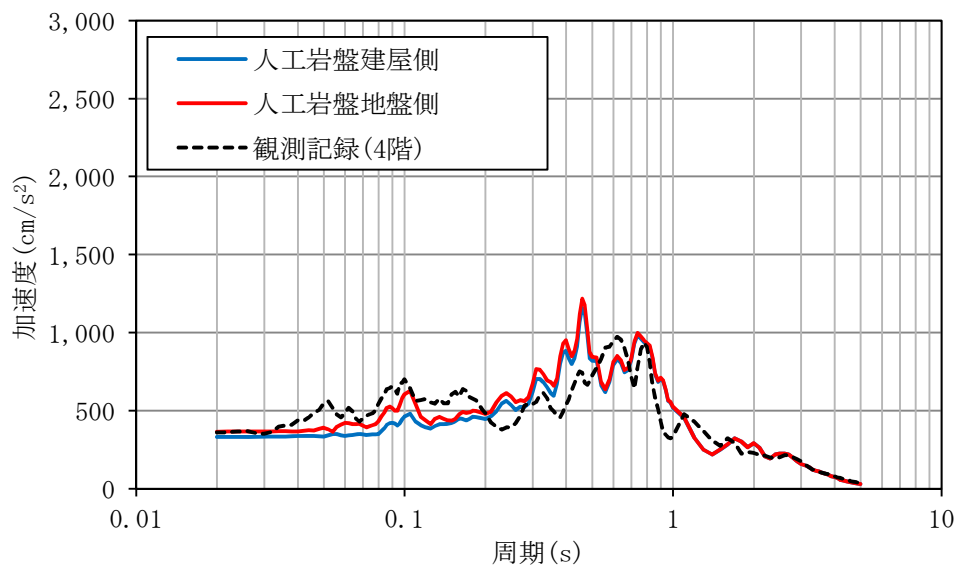
h=5%

2階

図 3-12 (2/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)



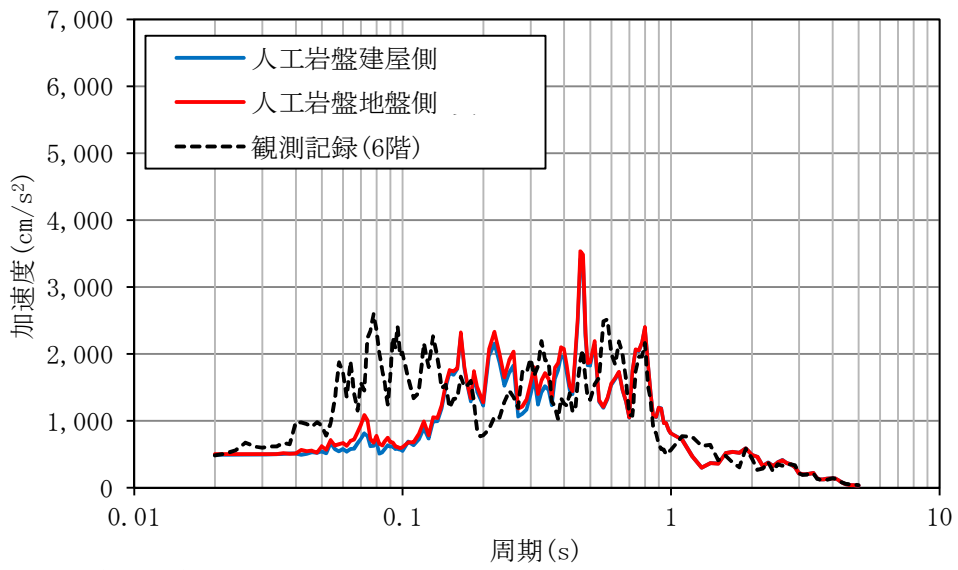
h=1%



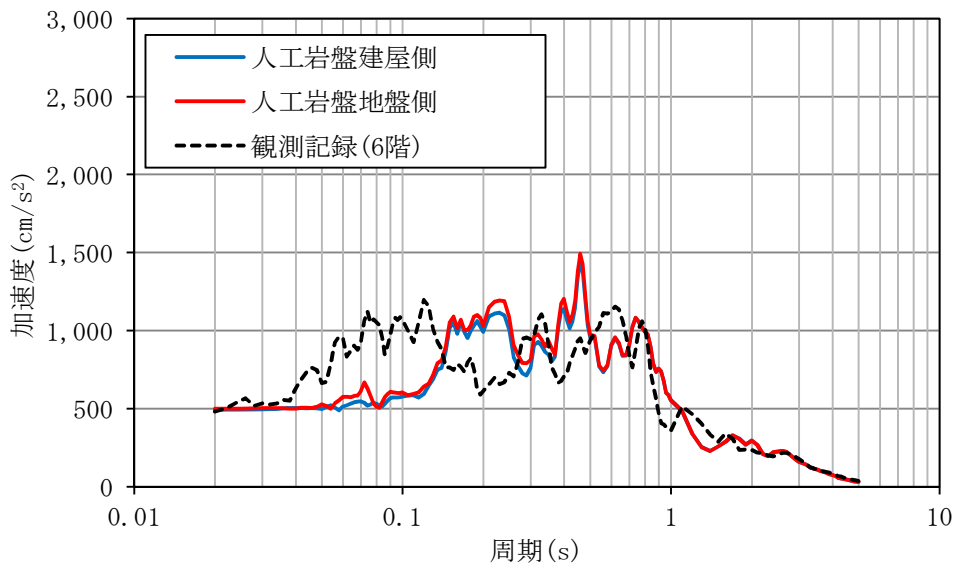
h=5%

4階

図 3-12 (3/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)



h=1%



h=5%

6階

図 3-12 (4/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)

3.5 側面回転ばねの扱いについて

建屋側面地盤の埋込み効果を考慮するにあたり，側面地盤を水平ばね及び回転ばねとして評価してきた。ここでは，側面回転ばねを考慮しない場合の建屋応答への影響について検討した。

側面回転ばねを考慮しない場合の地震応答解析の概要を図3-13に示す。

東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果として最大応答加速度分布の比較を図3-14及び図3-15に，床応答スペクトルの比較を図3-16及び図3-17に示す。側面回転ばねを考慮しない場合の解析結果は，側面回転ばねを考慮する場合の応答に比べ，概ね同程度であるか一部の周期帯では若干大きくなることが確認できた。

「3.3 建屋－地盤動的相互作用の評価法について」において示したように，埋込み効果として，側面地盤の水平ばね及び回転ばねを考慮した場合に，より実状に近い建屋の振動性状を評価できているものと考えられるが，R/B今回工認モデルにおいては，保守的に側面回転ばねを採用しない方針とした。

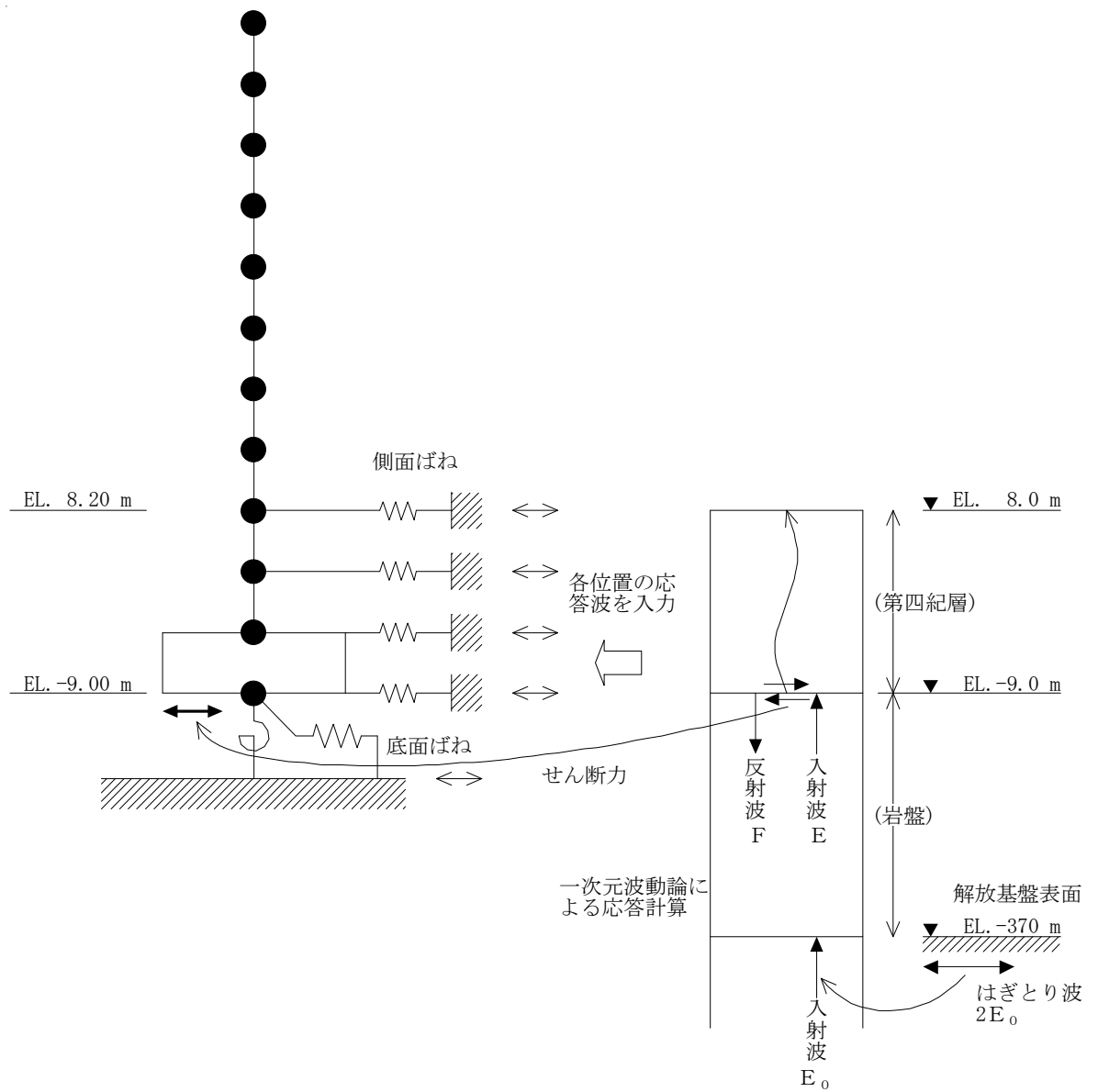


図 3-13 側面回転ばねを考慮しない場合の地震応答解析の概要

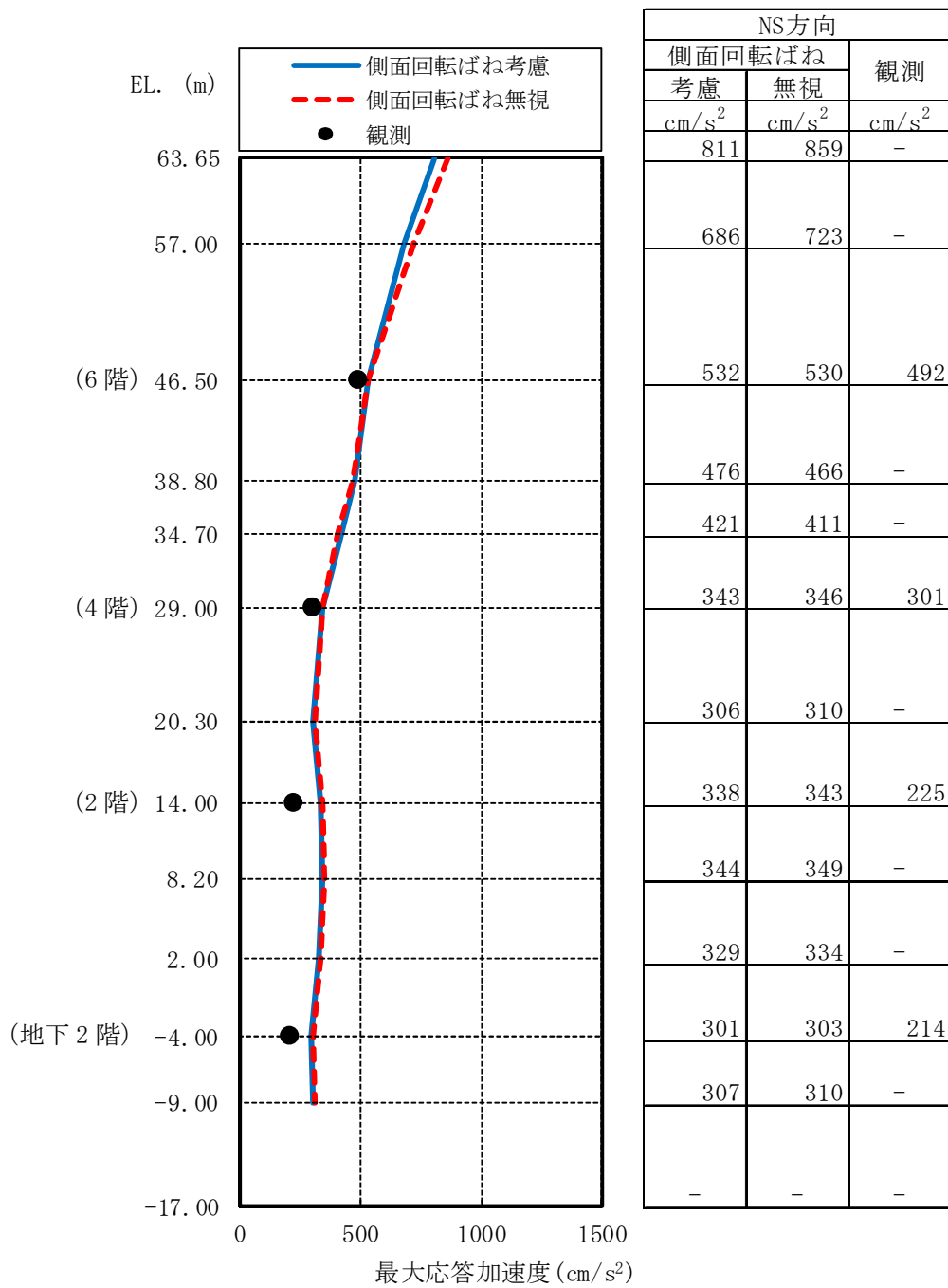


図 3-14 最大応答加速度分布の比較 (NS 方向)

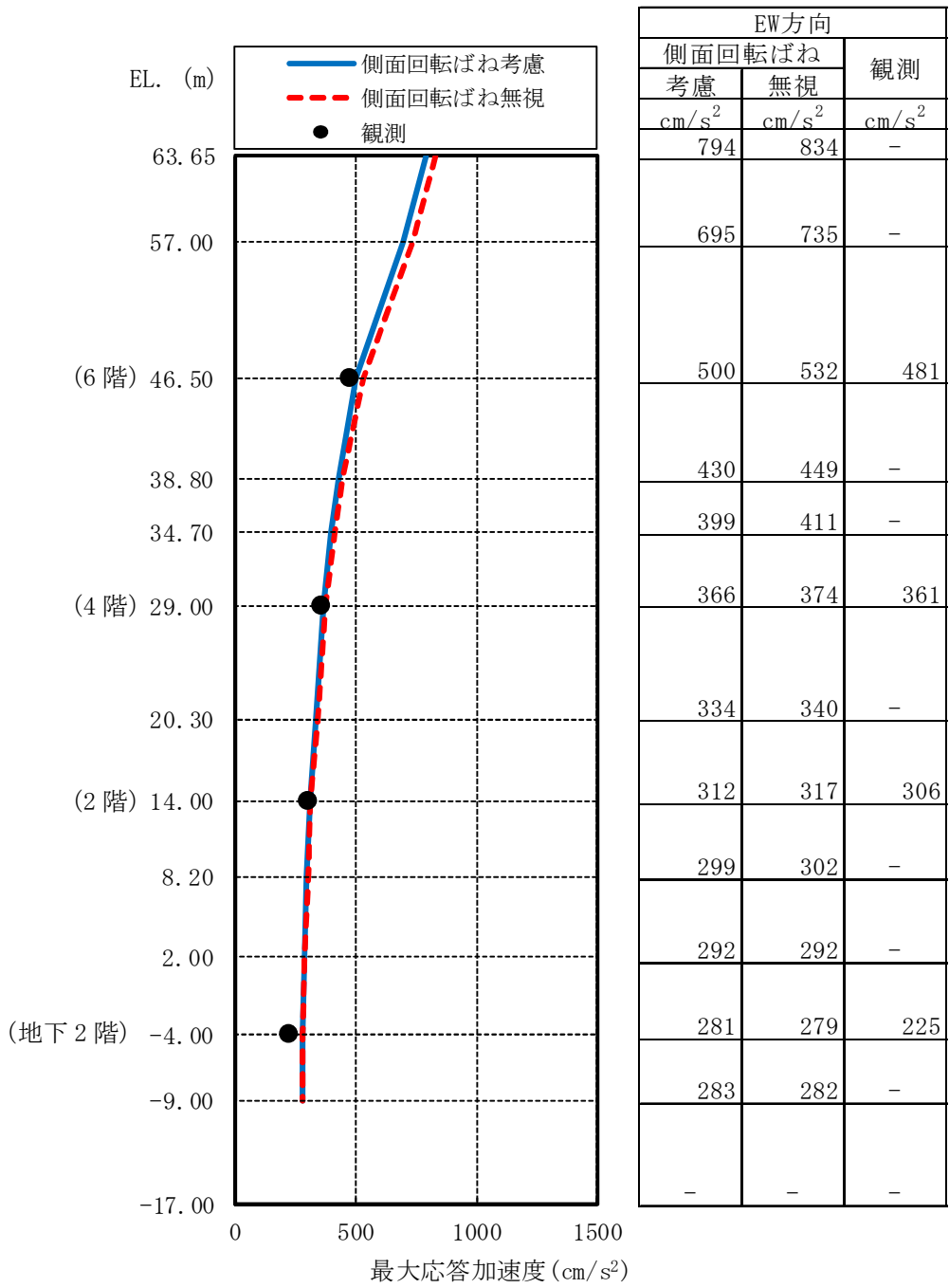
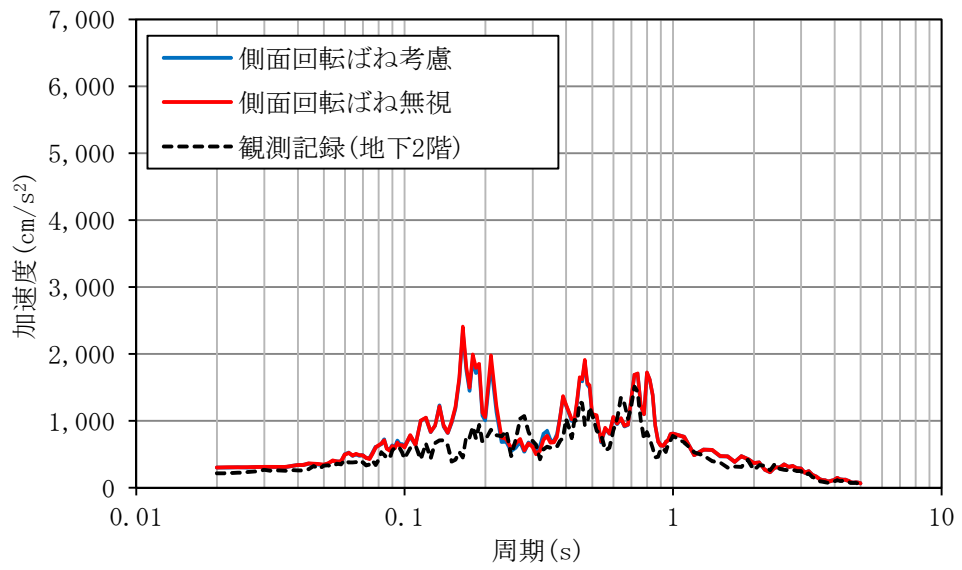
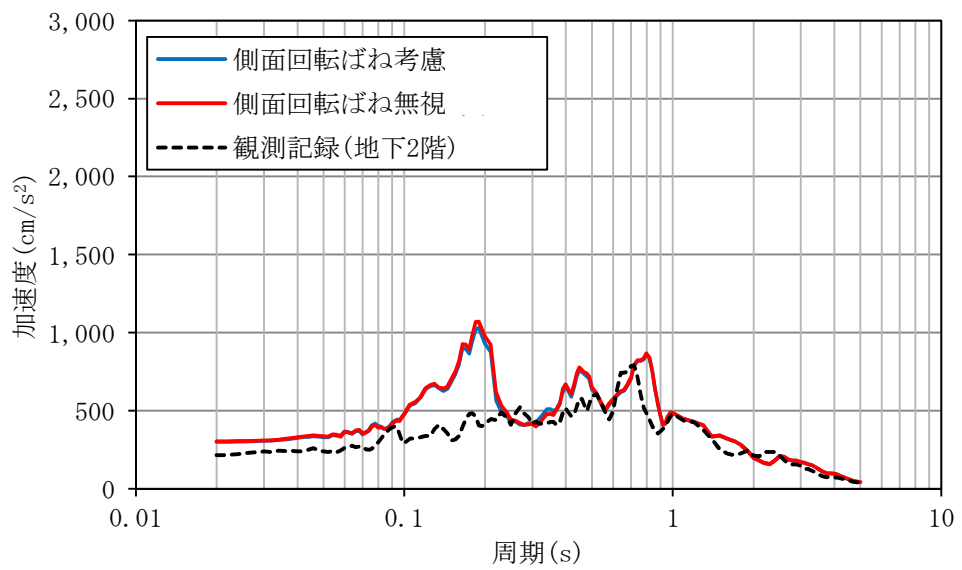


図 3-15 最大応答加速度分布の比較 (EW 方向)



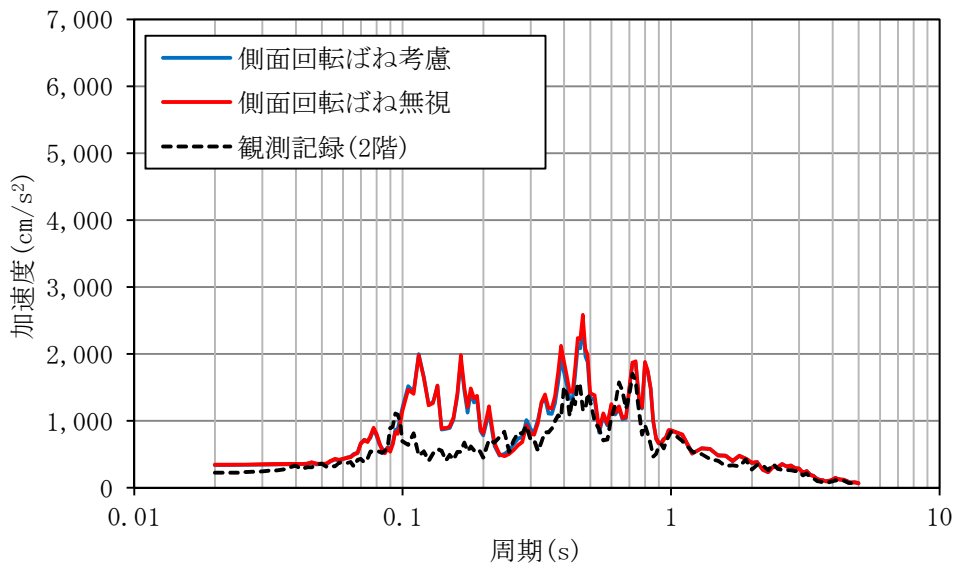
h=1%



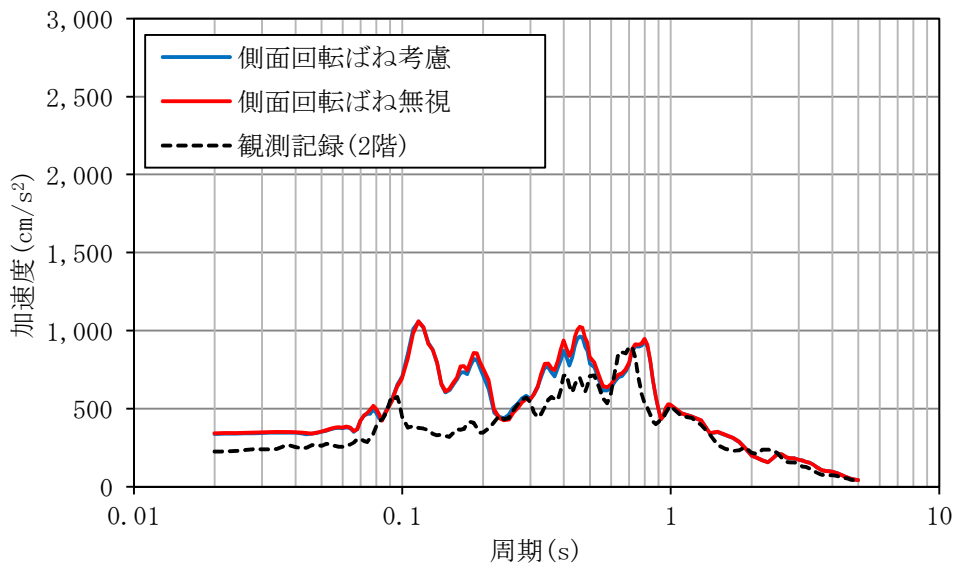
h=5%

地下2階

図3-16 (1/4) 床応答スペクトルの比較 (NS方向)



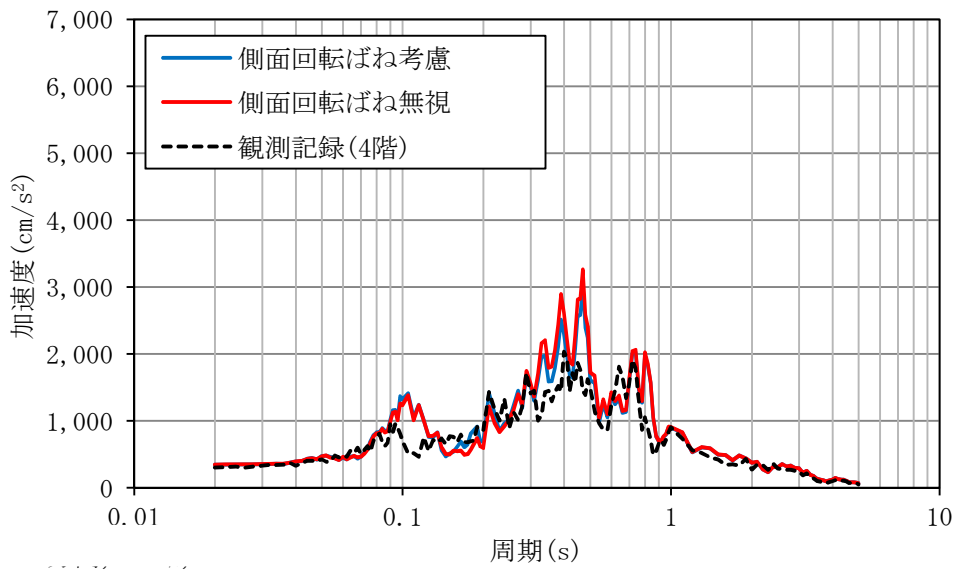
h=1%



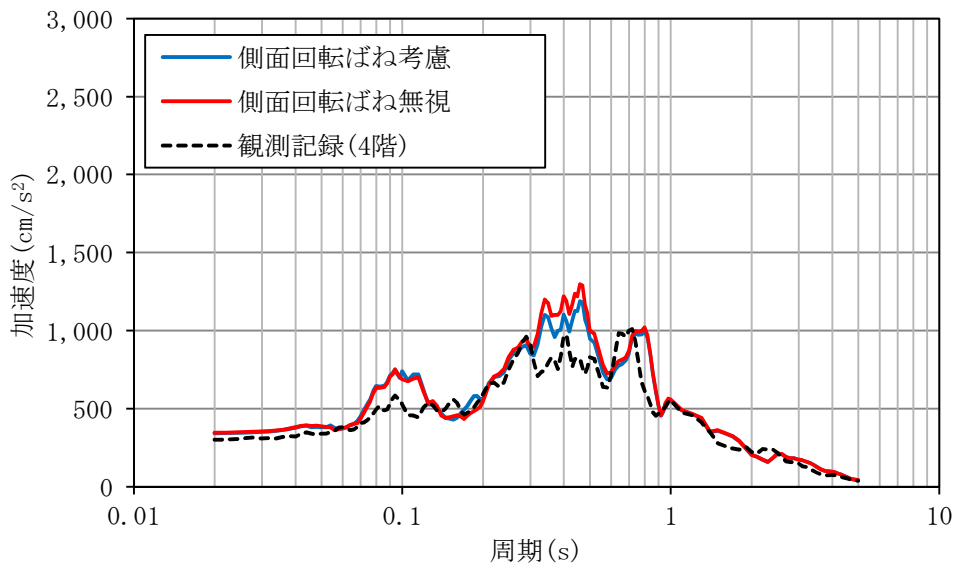
h=5%

2階

図 3-16 (2/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



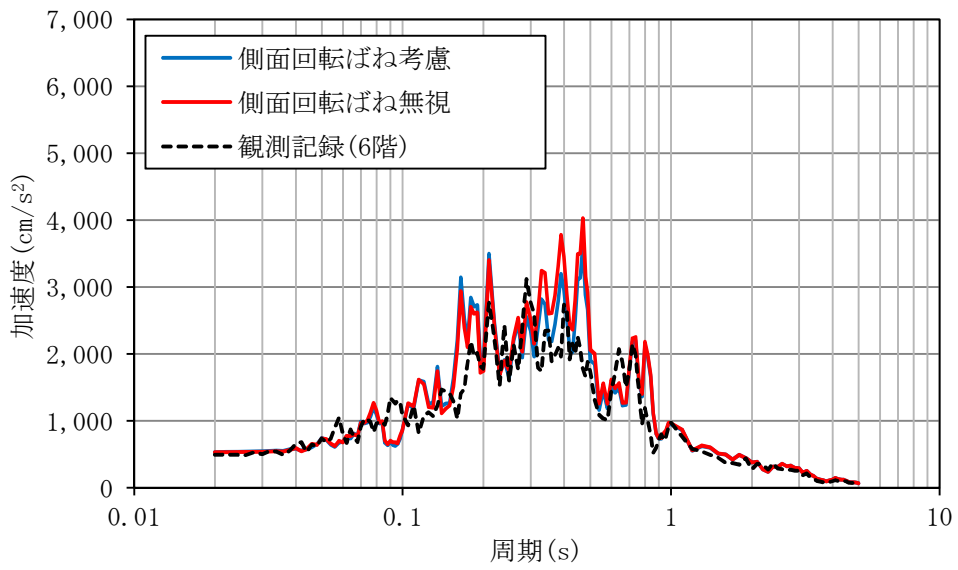
$h=1\%$



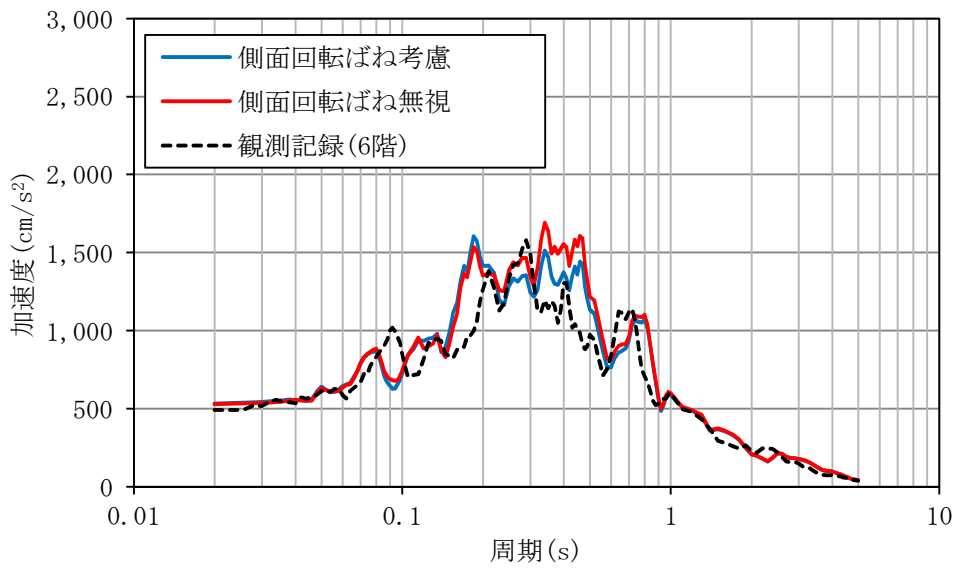
$h=5\%$

4階

図 3-16 (3/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



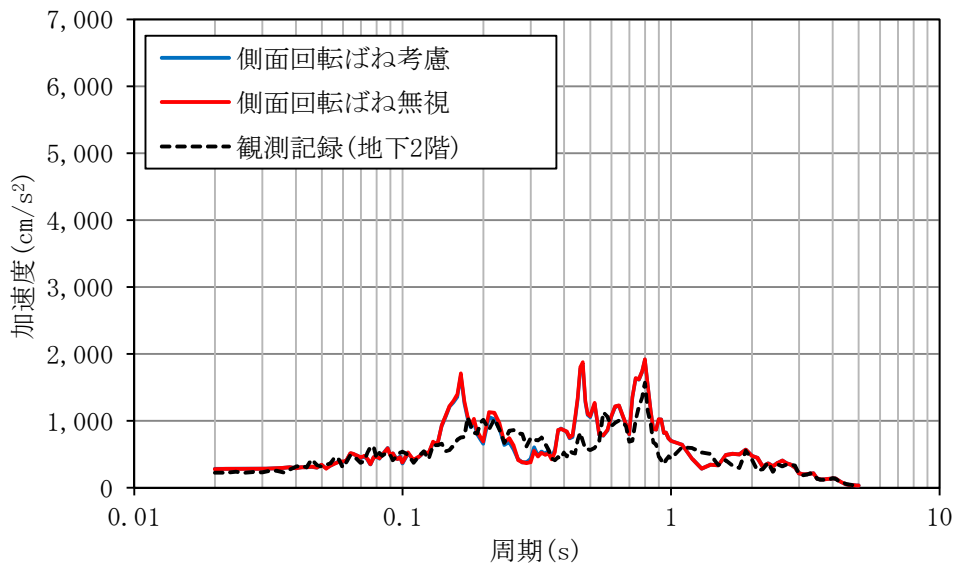
h=1%



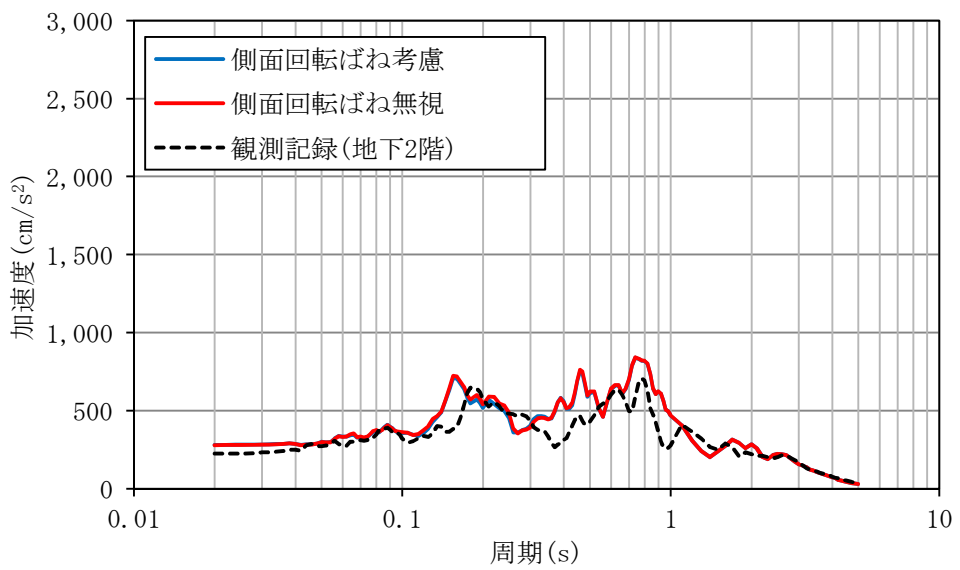
h=5%

6階

図 3-16 (4/4) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向)



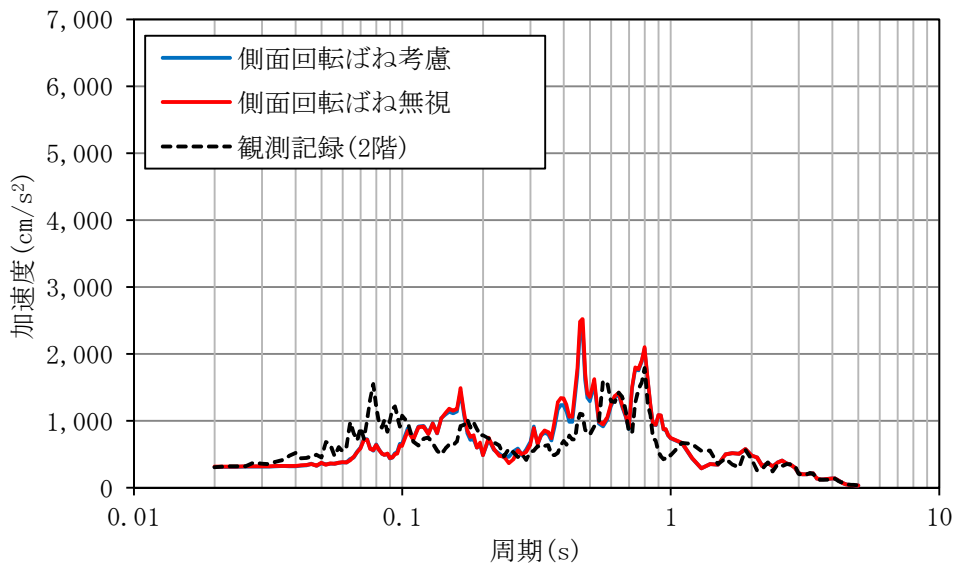
h=1%



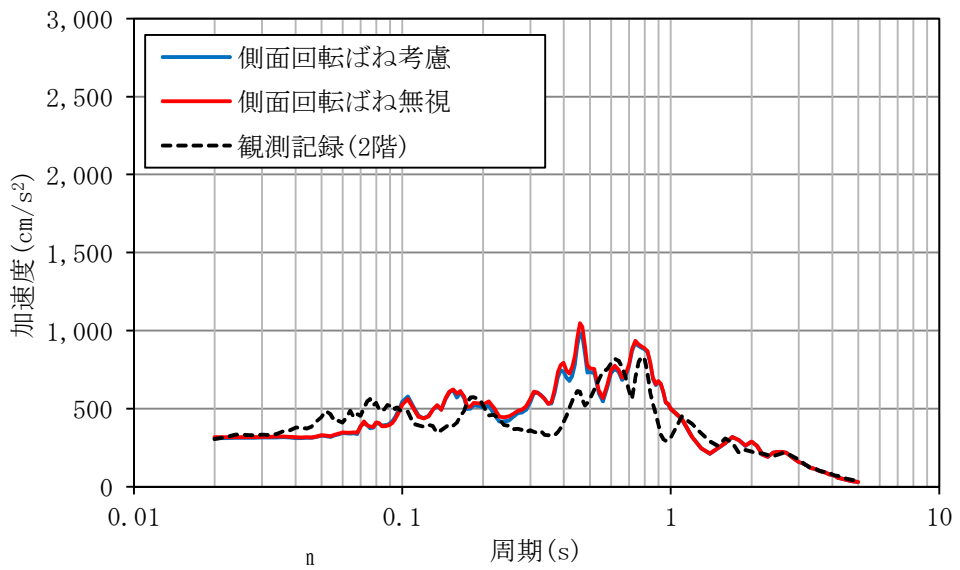
h=5%

地下2階

図3-17 (1/4) 床応答スペクトルの比較 (EW方向)



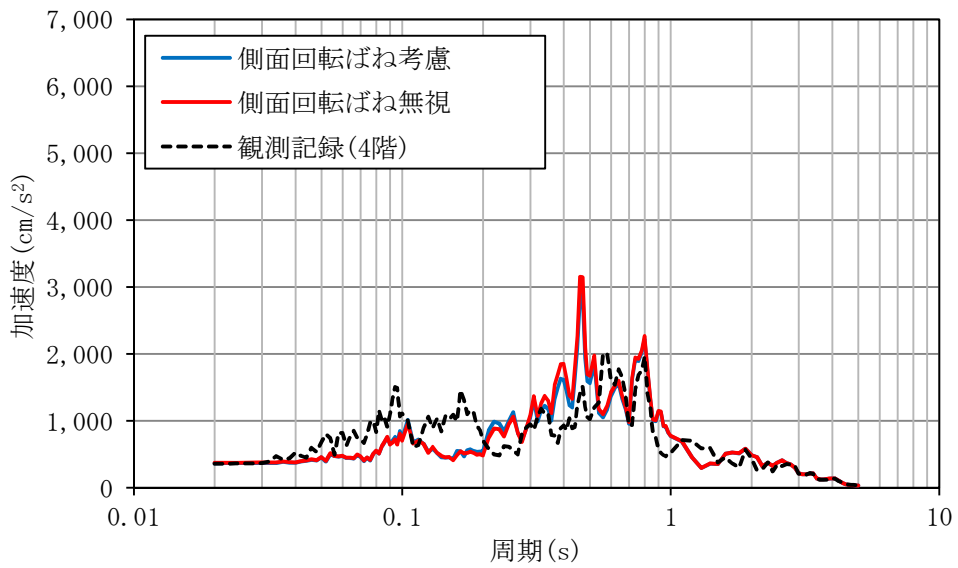
$h=1\%$



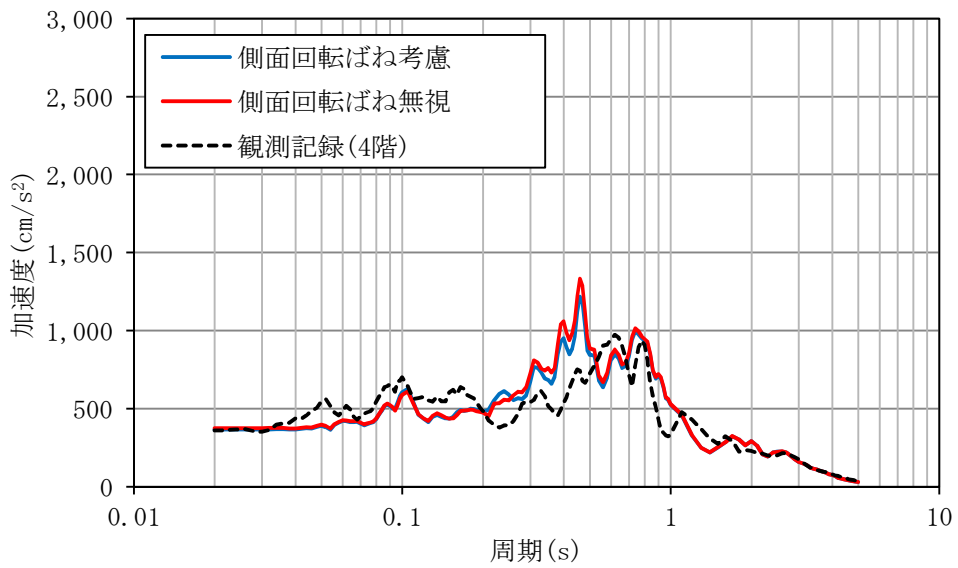
$h=5\%$

2 階

図 3-17 (2/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)



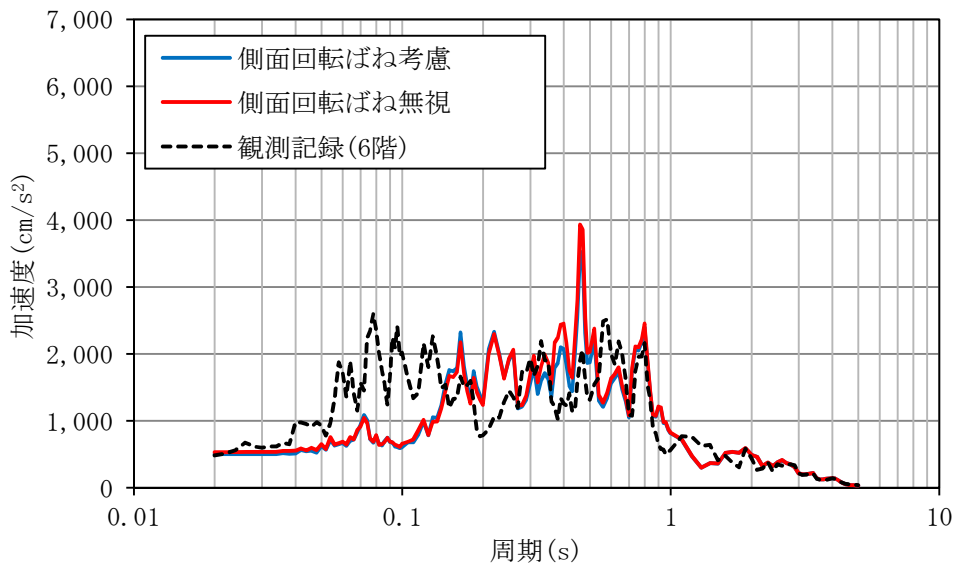
h=1%



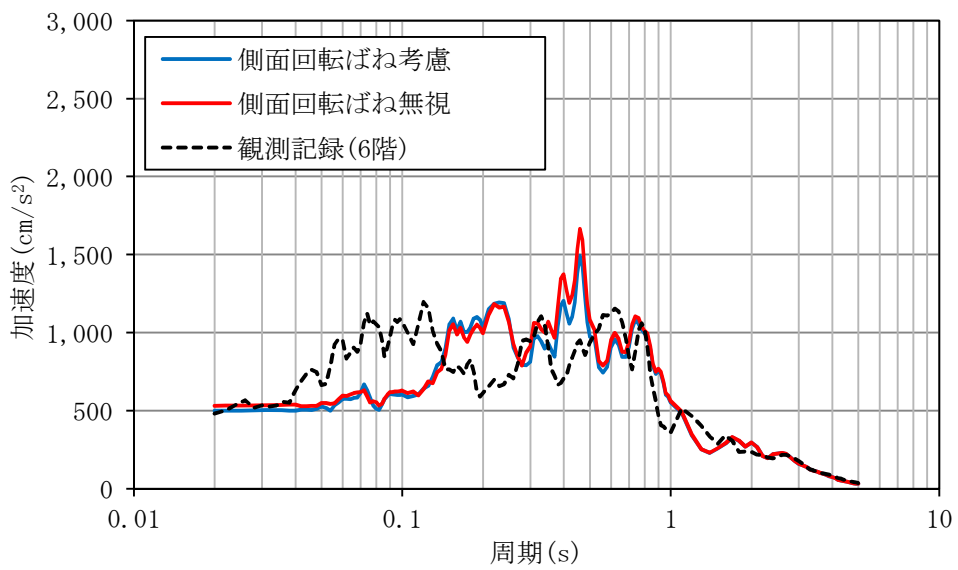
h=5%

4階

図 3-17 (3/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)



$h=1\%$



$h=5\%$

6階

図 3-17 (4/4) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向)

4. シミュレーション解析結果を踏まえた施設影響

2011年東北地方太平洋沖地震の観測記録を踏まえた原子炉建屋のシミュレーション解析を3.地震応答解析モデルに係る影響検討にて実施した。本検討において観測記録とシミュレーション解析結果との床応答スペクトルの比較において、一部の周期帯において観測記録がシミュレーション解析の応答を上回る結果が確認されたため、施設への影響について確認する。なお、観測記録とシミュレーション解析の差異の考察については、「補足説明資料 340-7 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について 別紙3 3次元FEMモデルによる地震応答解析 2.3 観測記録を用いた検討」で示す。

4.1 原子炉建屋への影響

図4-1に観測記録の最大応答加速度とシミュレーション解析との最大応答加速度との比較を示す。原子炉建屋の地震計設置位置での観測記録と原子炉建屋質点系モデルを用いたシミュレーション解析の応答とを比較した結果、最大応答加速度分布は各方向において、観測記録がシミュレーション解析を上回らないことが確認できたため、原子炉建屋の耐震評価に影響はない。

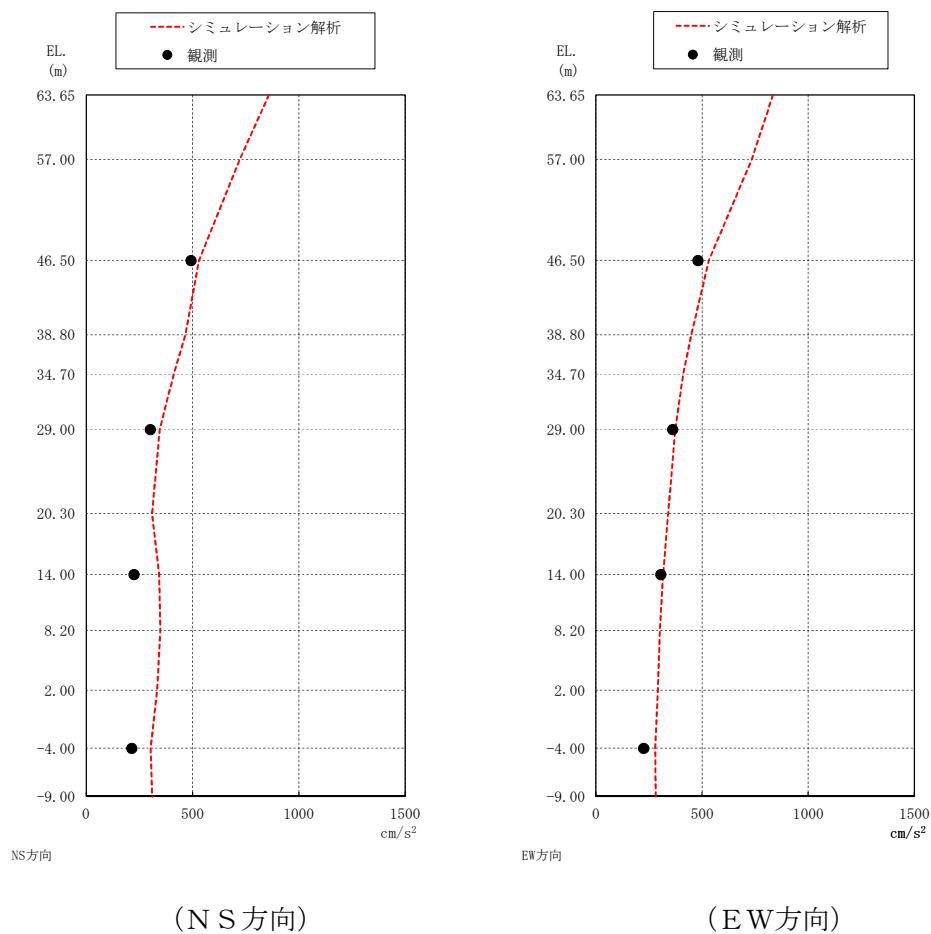


図4-1 最大応答加速度の分布の比較

4.2 原子炉建屋に設置された機器・配管系

(1) 床応答スペクトルの傾向確認

原子炉建屋の各床面のシミュレーション解析結果の床応答スペクトルと観測記録の床応答スペクトルとの比較を図 4-2～図 4-4 に示す。また、最大応答加速度と固有周期 0.05 秒位置での加速度比較を表 4-1 に示す。機器・配管系評価においては、NS 方向及びEW 方向を包絡させた設計用床応答曲線を適用し、耐震評価を実施することから、NS 方向とEW 方向を包絡させた床応答スペクトルにて比較している。

また、原子炉建屋の設計用床応答曲線及び評価用震度は、設備評価用として加速度を 1.5 倍した値を基本として耐震計算を実施していることから、シミュレーション解析結果については、加速度値（震度）を 1.5 倍したものとする。

原子炉建屋の各床面のシミュレーション解析結果の床応答スペクトルと観測記録の床応答スペクトルの比較結果を以下に記す。

① 減衰定数 5%

- ・ シミュレーション解析結果の床応答スペクトルは観測記録の床応答スペクトルを包絡している。

② 減衰定数 2%

- ・ EL. 46.5m の床応答スペクトルの比較では、0.05 秒から 0.1 秒において観測記録の床応答スペクトルがシミュレーション解析結果の床応答スペクトルを超えている周期が確認できる。
- ・ EL. 46.5m の床応答スペクトル以外の階高の床応答スペクトルにおいては、シミュレーション解析結果が観測記録を概ね包絡していることが確認できる。

③ 減衰定数 1%

- ・ EL. 46.5m の床応答スペクトルの比較では、0.05 秒から 0.1 秒において観測記録の床応答スペクトルがシミュレーション解析結果の床応答スペクトルを超えている周期が確認できる。
- ・ EL. 29.0 及び EL. 14.0m の床応答スペクトルの比較では、一部の周期帯で観測記録の床応答スペクトルがシミュレーション解析結果の床応答スペクトルを超えている周期が確認できる。
- ・ EL. -4.0m の床応答スペクトルにおいては、シミュレーション解析結果が観測記録を包絡していることが確認できる。

④ 最大応答加速度

- ・ 全標高に対してシミュレーション解析結果の最大応答加速度は、観測記録の最大応答加速度を超えていることが確認できる

以上のとおり床応答スペクトル及び最大応答加速度の比較した傾向を示したが、機器・配管系の耐震設計の特徴を踏まえて、設備の影響評価を実施する。

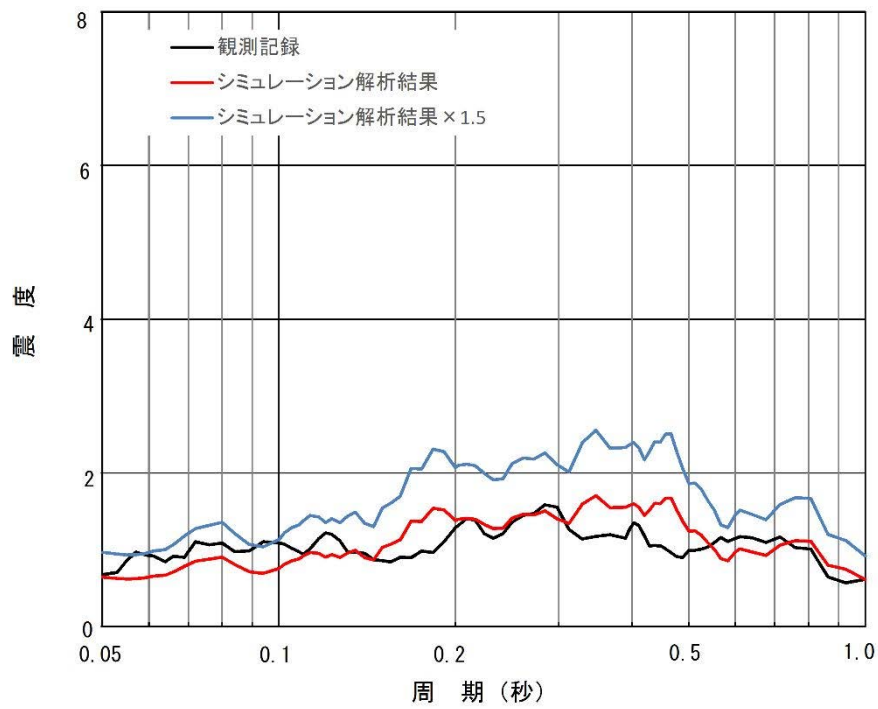


図 4-2(1) 原子炉建屋 EL. 46.5m 床応答スペクトル比較 (減衰 5%)

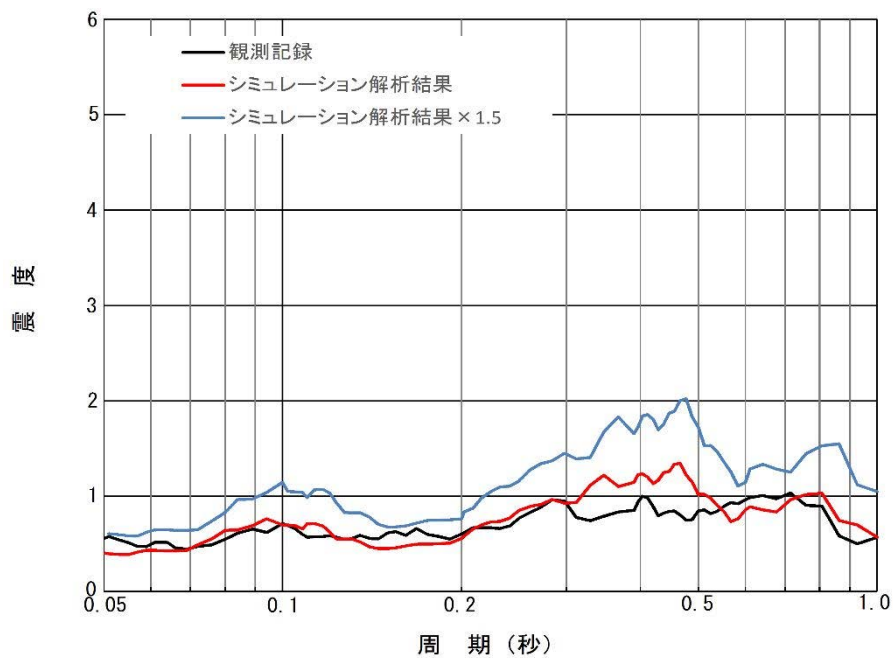


図 4-2(2) 原子炉建屋 EL. 29.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 5%)

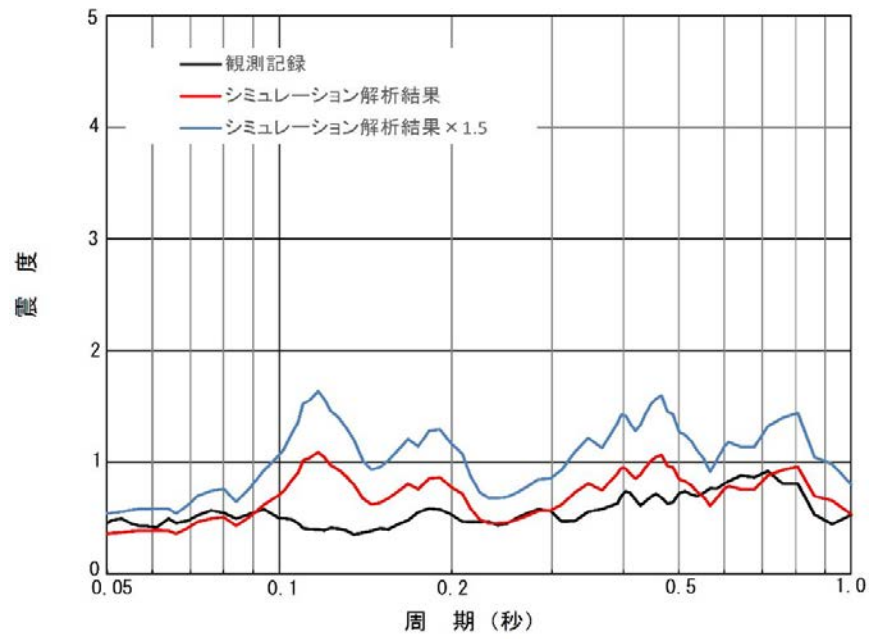


図 4-2(3) 原子炉建屋 EL. 14.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 5%)

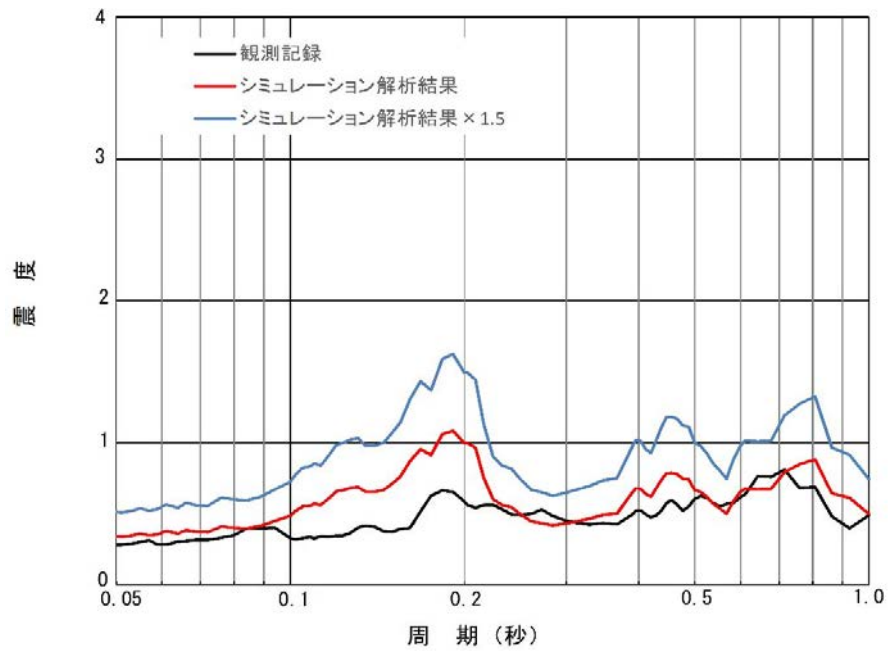


図 4-2(4) 原子炉建屋 EL. -4.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 5%)

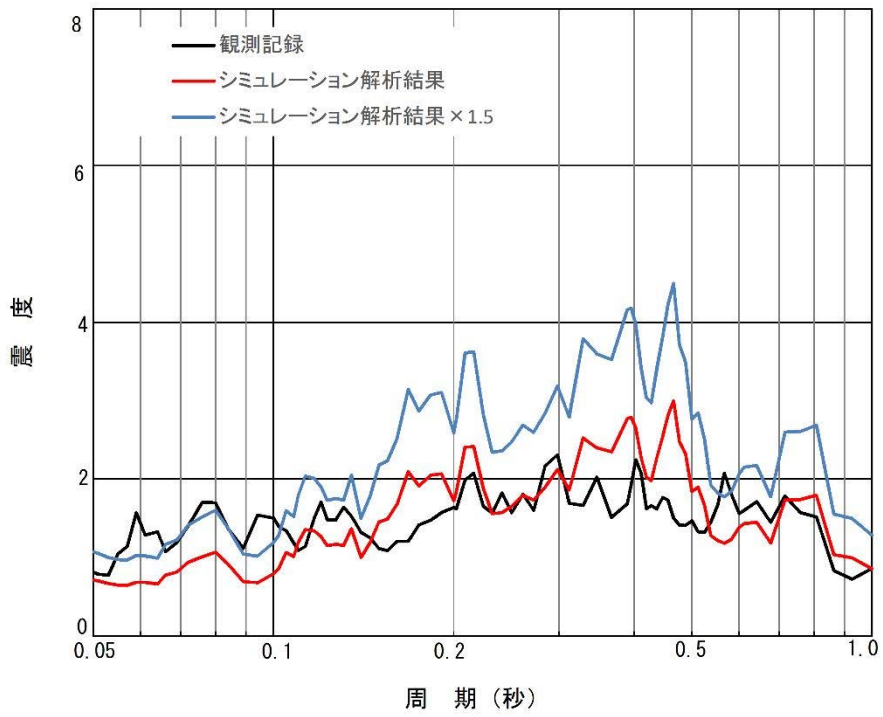


図 4-3(1) 原子炉建屋 EL. 46.5m 床応答スペクトル比較 (減衰 2%)

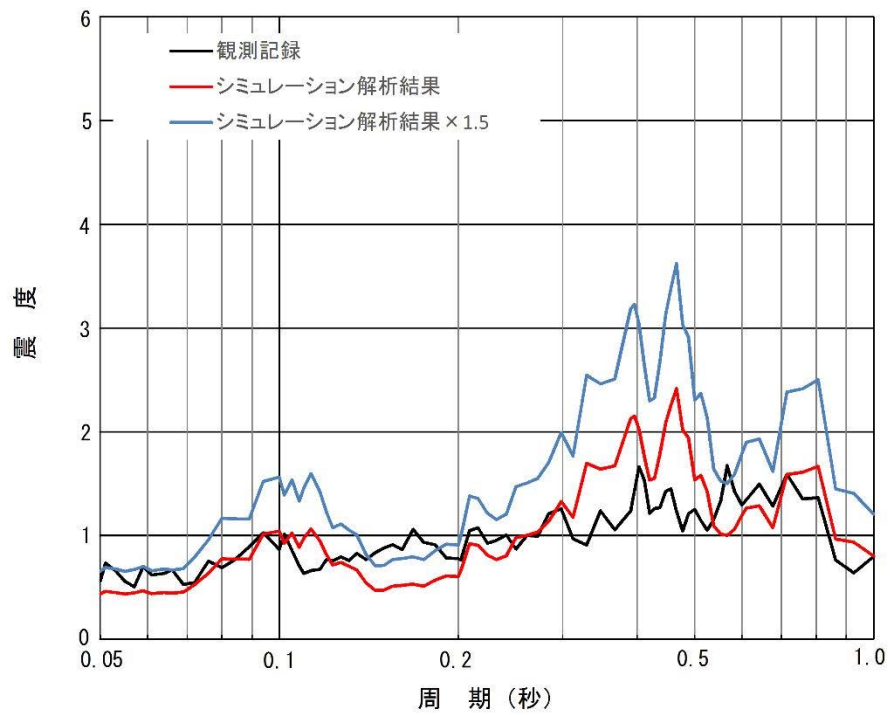


図 4-3(2) 原子炉建屋 EL. 29.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 2%)

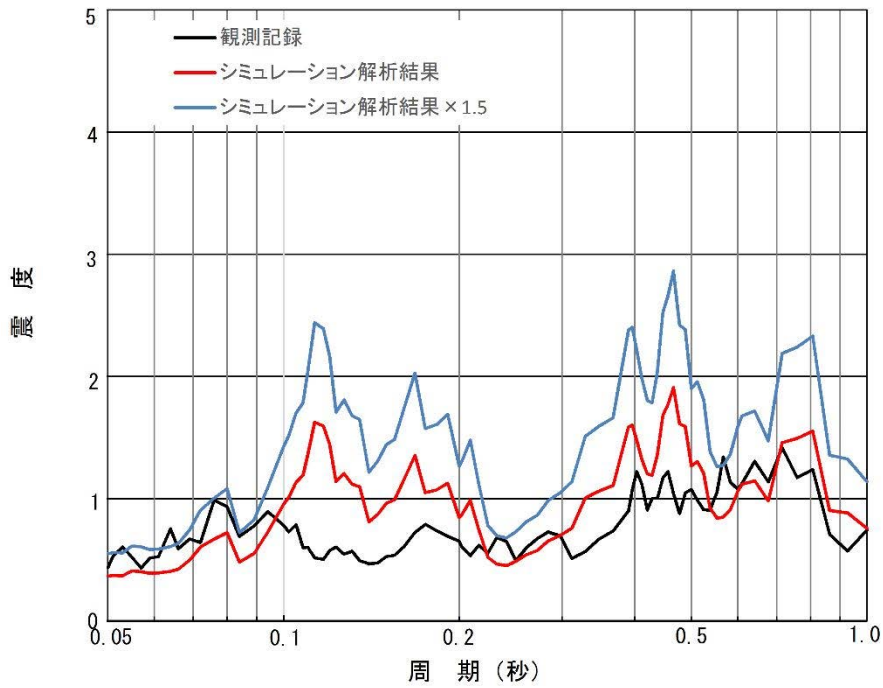


図 4-3(3) 原子炉建屋 EL. 14.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 2%)

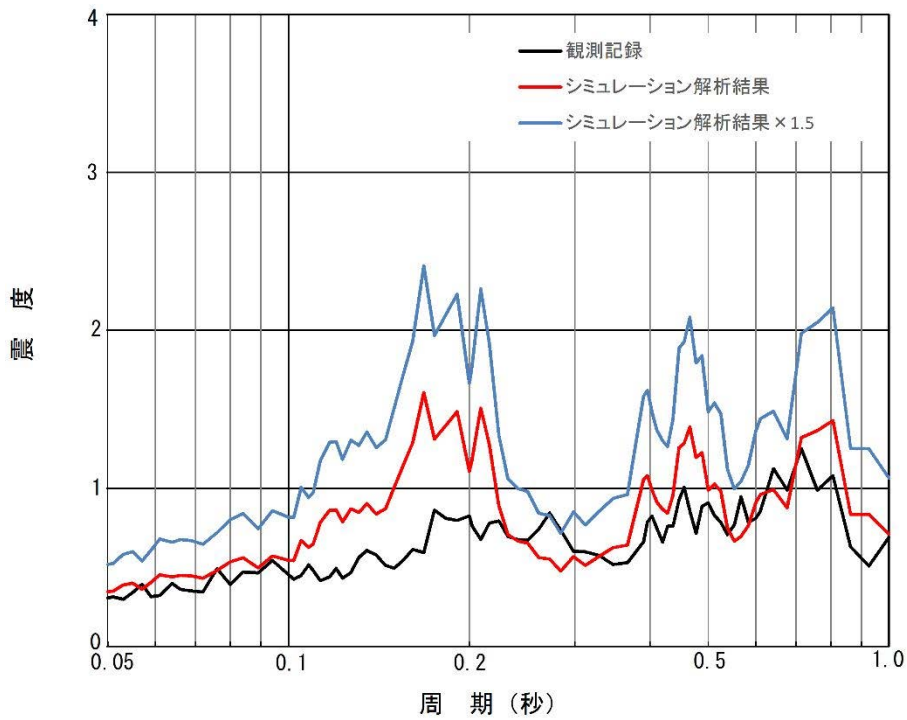


図 4-3(4) 原子炉建屋 EL. -4.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 2%)

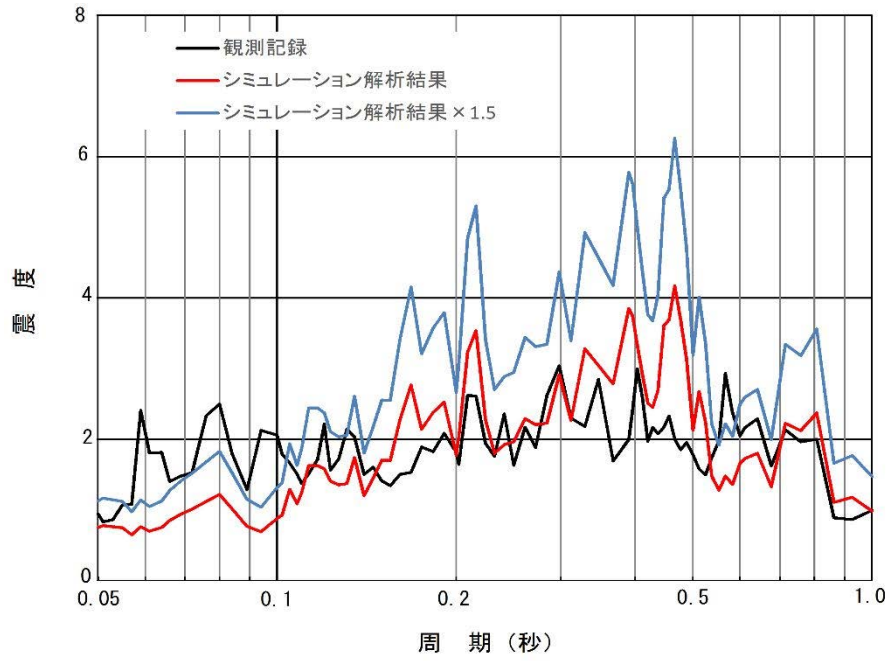


図 4-4(1) 原子炉建屋 EL. 46.5m 床応答スペクトル比較 (減衰 1%)

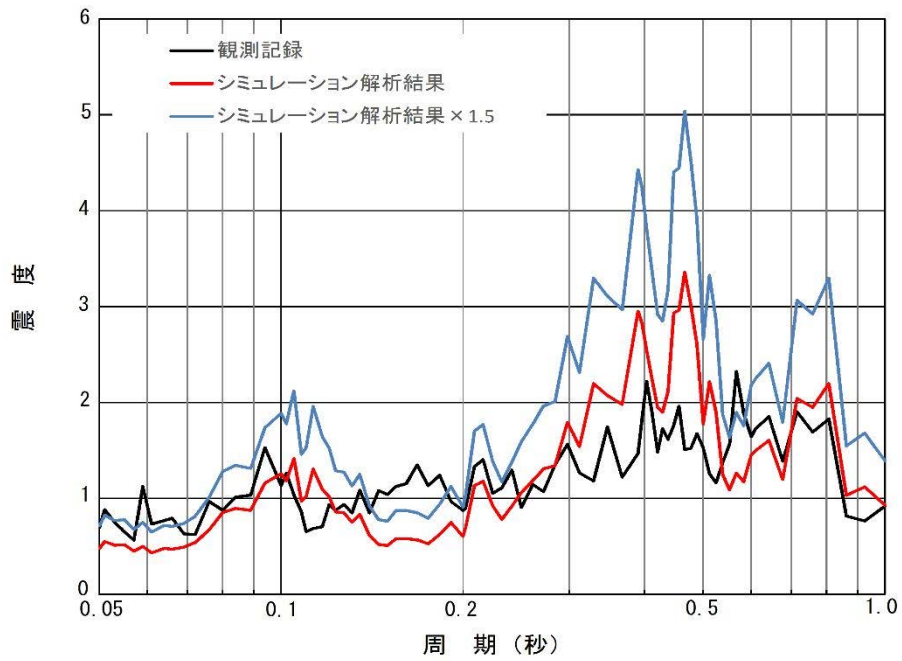


図 4-4(2) 原子炉建屋 EL. 29.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 1%)

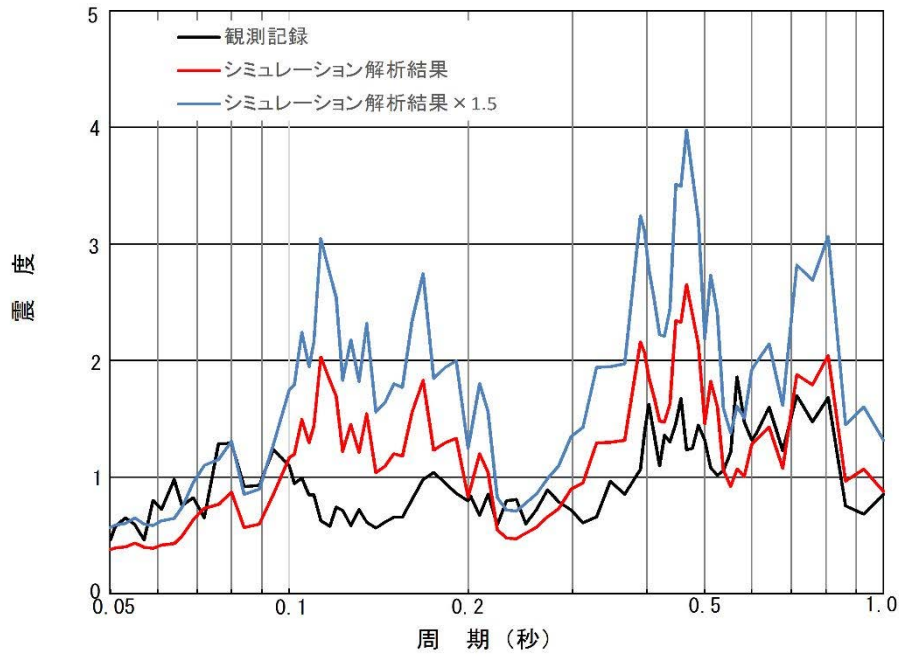


図 4-4(3) 原子炉建屋 EL. 14.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 1%)

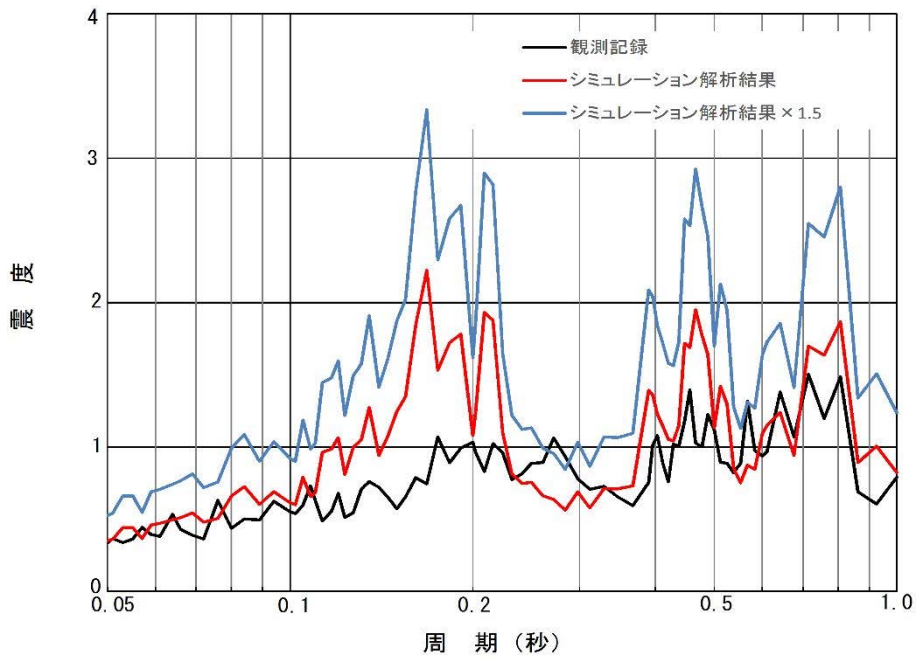


図 4-4(4) 原子炉建屋 EL. -4.0m 床応答スペクトル比較 (減衰 1%)

表 4-4 最大応答加速度と固有周期 0.05 秒位置での加速度比較

標高 (m)	最大応答加速度 (cm/s^2)			固有周期 0.05 秒位置 * の加速度 (cm/s^2)				
	シミュレーション 解析			観測記録		シミュレーション 解析		観測記録
	NS	EW	Max(NS, EW) $\times 1.5$	NS	EW	$\times 1.0$	$\times 1.5$	
46.5	530	532	798	492	481	700	1050	797
29.0	346	374	561	301	361	430	644	556
14.0	343	317	515	225	306	359	538	431
-4.0	303	279	455	214	225	339	509	301

* 床応答スペクトルは減衰 2%を適用し、NS方向とEW方向を包絡させた値として記載。

(2) 観測記録による影響検討

影響検対象設備は、(1)床応答スペクトルの傾向確認を踏まえて、観測記録と建屋シミュレーション解析結果との差異が確認されるEL. 14. 0mから上層階に設置される設備とする。また、最大応答加速度は、全標高に対して、シミュレーション解析結果の加速度が観測記録の加速度を超えていることから、床応答スペクトルを用いて評価を行う設備を対象とする。

影響検討については、設備の固有周期を確認し、観測記録とシミュレーション解析の応答比率を踏まえた割り増しを考慮しても、設備の有する耐震裕度に収まることを確認する。

(以下、追而)

5. まとめ

原子炉建屋の地震応答解析モデルについて、東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果の比較から、人工岩盤のモデル化及び側面回転ばねの影響について検討した。

建設工認では埋込みを考慮しないS Rモデルとしていたが、側面地盤の埋込み効果を考慮した埋込みS Rモデルとした場合、より実状に近い建屋の振動性状を評価できることを確認した。また、人工岩盤は岩盤として地盤モデル側にモデル化し、側面回転ばねを考慮しないモデルとする方が、応答を保守側に評価することを確認した。

なお、建設工認の地震応答解析モデルは、埋込みを考慮しないモデルで、底面地盤ばね減衰定数 5%一定としている。東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果より、埋込みを考慮しない場合、埋込みを考慮したモデルに比べて建屋応答を保守的に評価することを確認しており、建設工認モデルが埋込み考慮の今回工認モデルに比べて保守的な応答となるモデル化となっていたことを確認した。

以上の結果から、R/B今回工認モデルは、人工岩盤を地盤モデル側に岩盤としてモデル化し、側面回転ばねを考慮しない埋込みS Rモデルとすることとした。

別紙 1-3 の補足説明資料

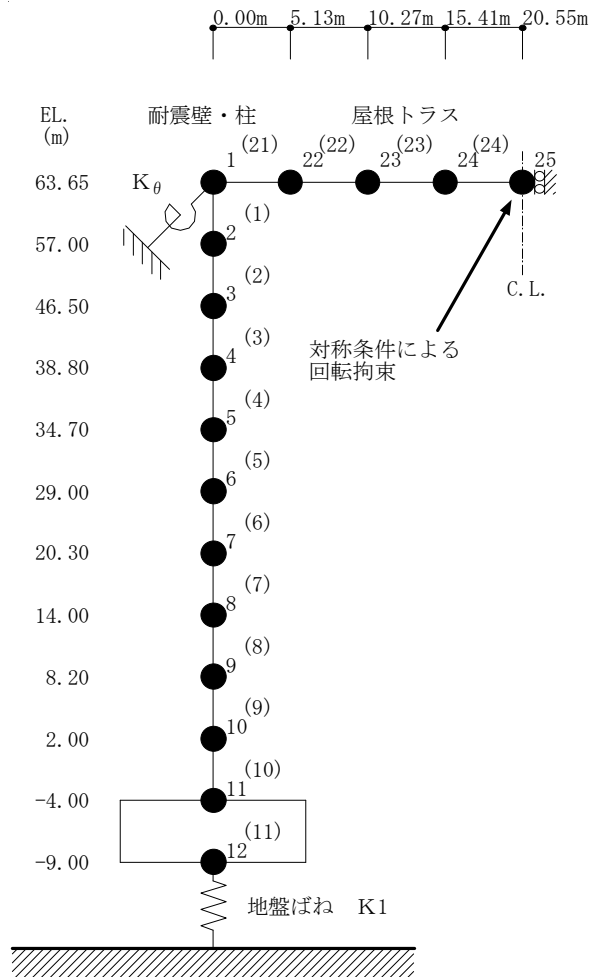
1. 概要

本資料は、別紙 1-3「原子炉建屋の地震応答解析モデルについて」で示した原子炉建屋の地震応答解析における東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析について、鉛直方向モデルによる結果を示すものである。

2. 解析モデル

鉛直方向の解析モデルを図 2-1 に示す。

鉛直方向の解析モデルは、水平方向と同様に人工岩盤を地盤モデル側に岩盤としてモデル化する。なお、側面地盤ばねについては考慮しない。



- 数字は質点番号を示す。
- () 内は要素番号を示す。

図 2-1 解析モデル (鉛直方向)

3. 解析結果

東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果として最大応答加速度分布の比較を図3-1に、床応答スペクトルの比較を図3-2に示す。

最大応答加速度は、解析結果が観測記録を上回っており、床応答スペクトルについてもほぼ全ての周期帯で解析結果が観測記録を上回る傾向となっている。

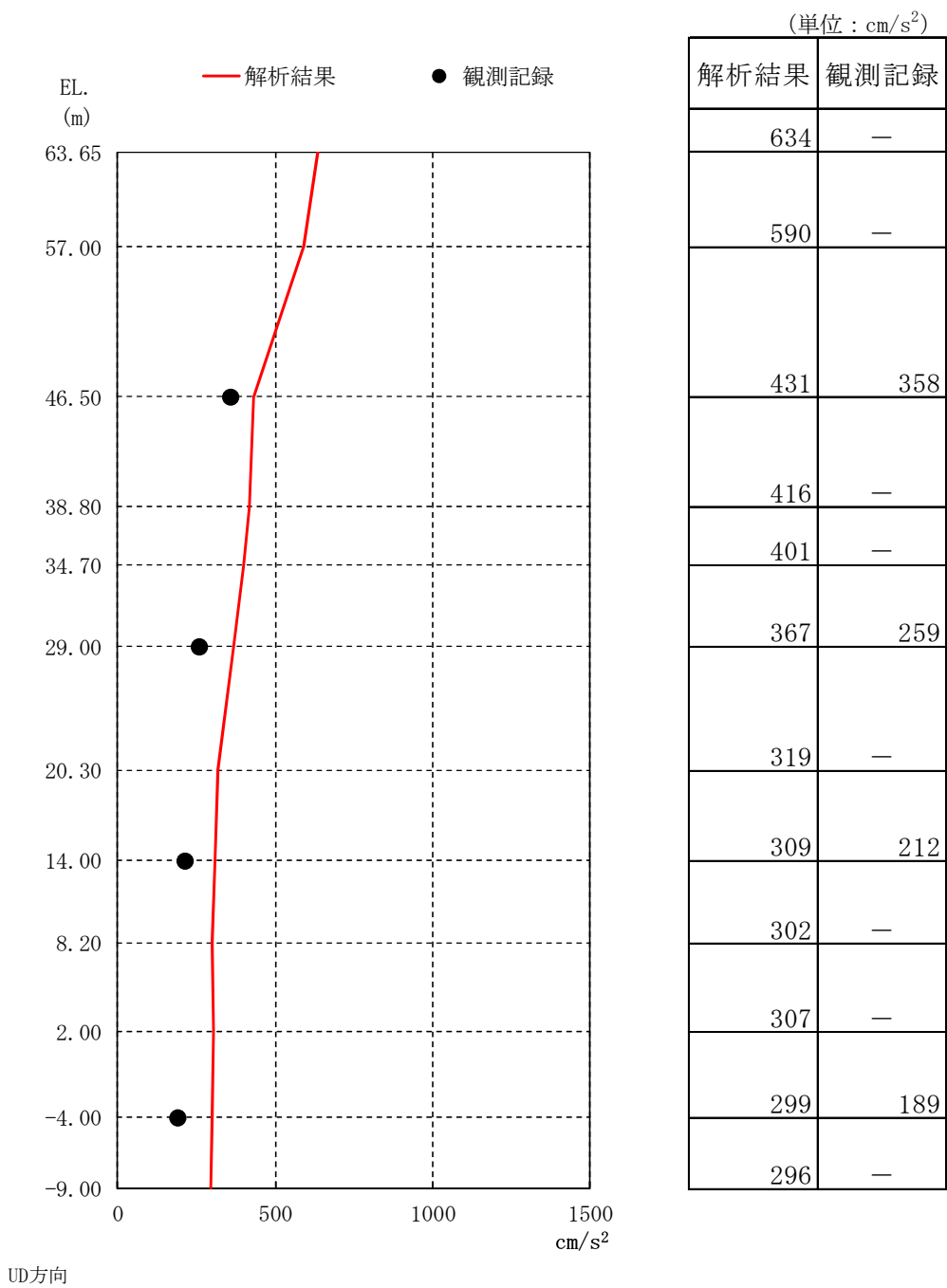
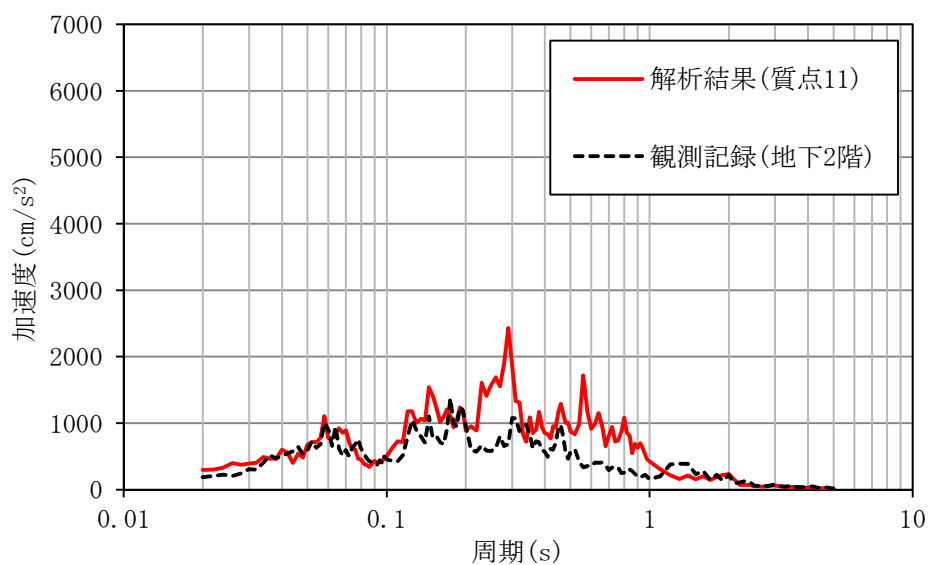
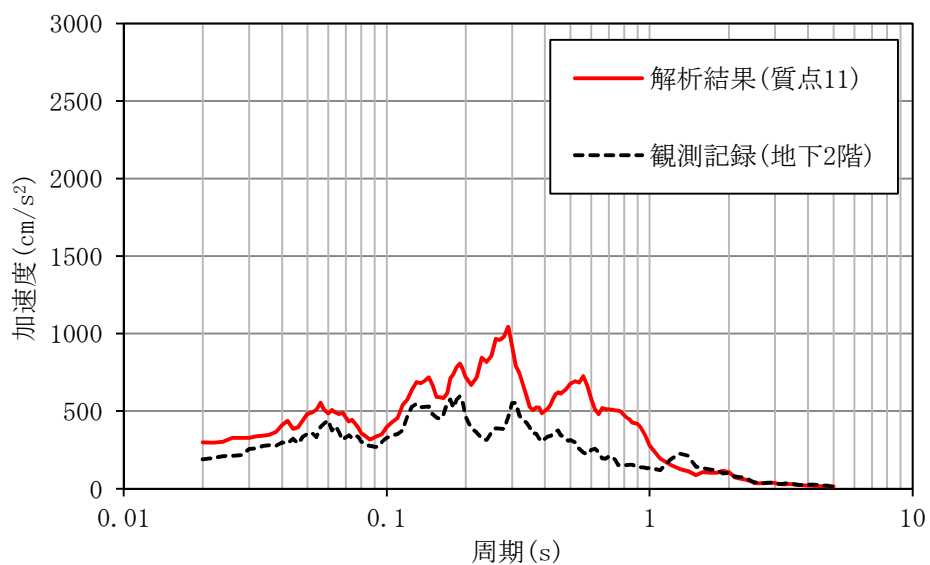


図 3-2 最大応答加速度分布の比較 (鉛直方向)



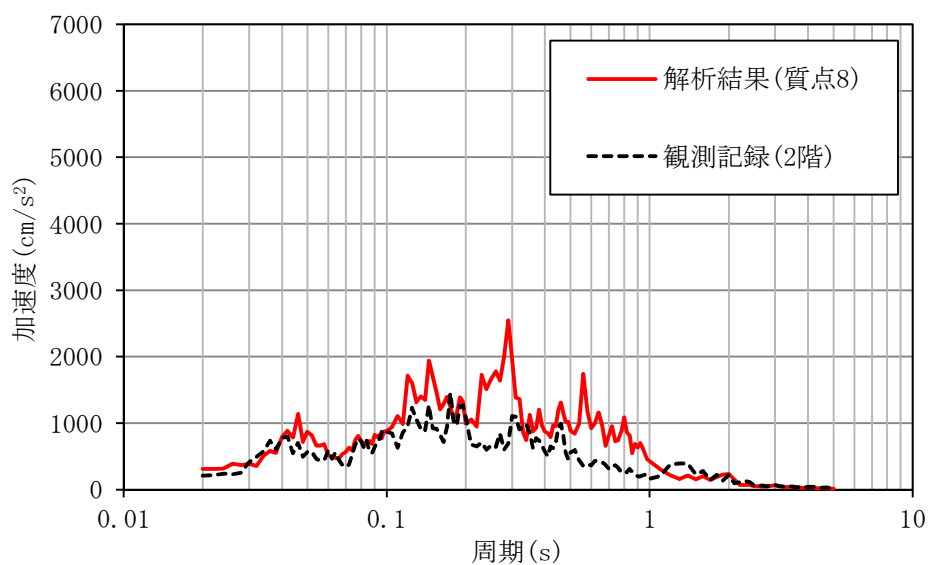
$h=1\%$



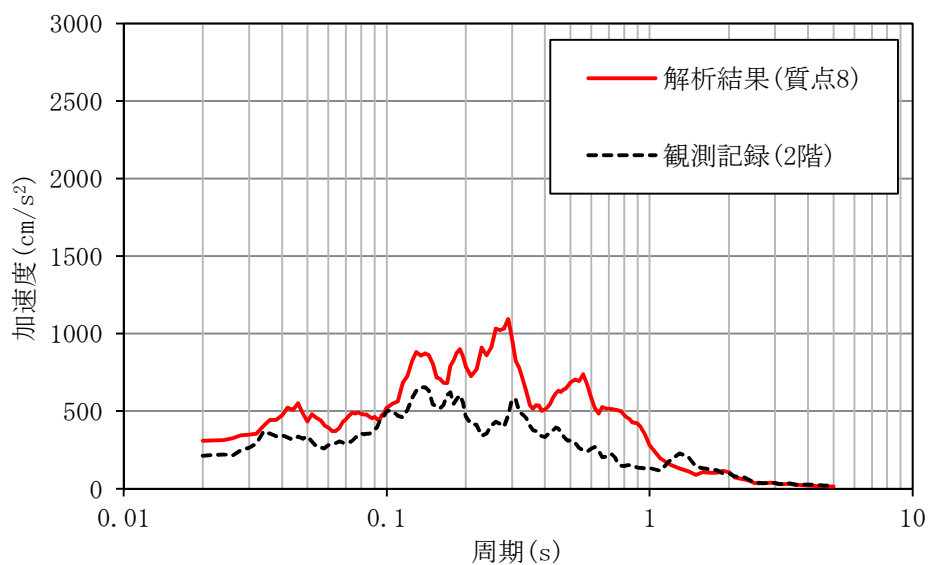
$h=5\%$

地下2階

図3-2 (1/4) 床応答スペクトルの比較 (鉛直方向)



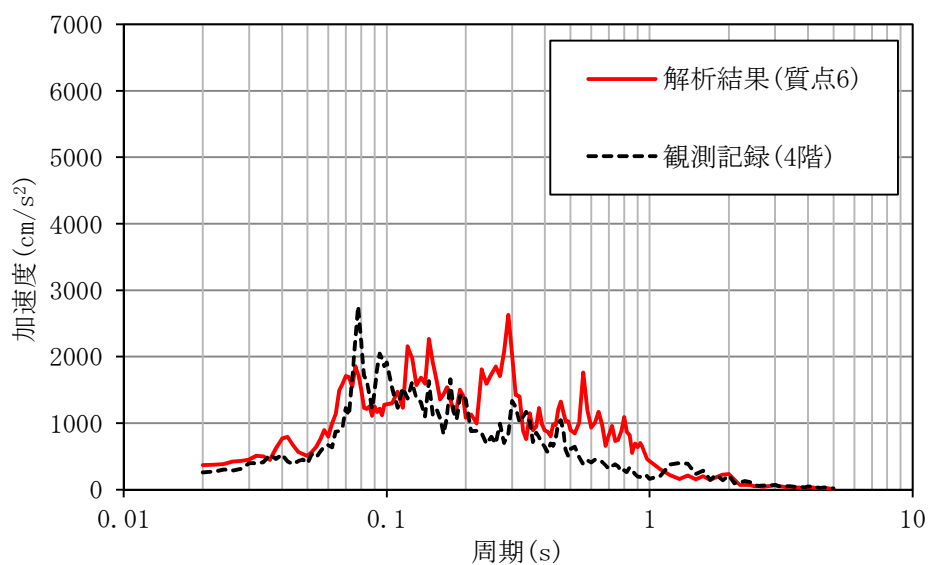
h=1%



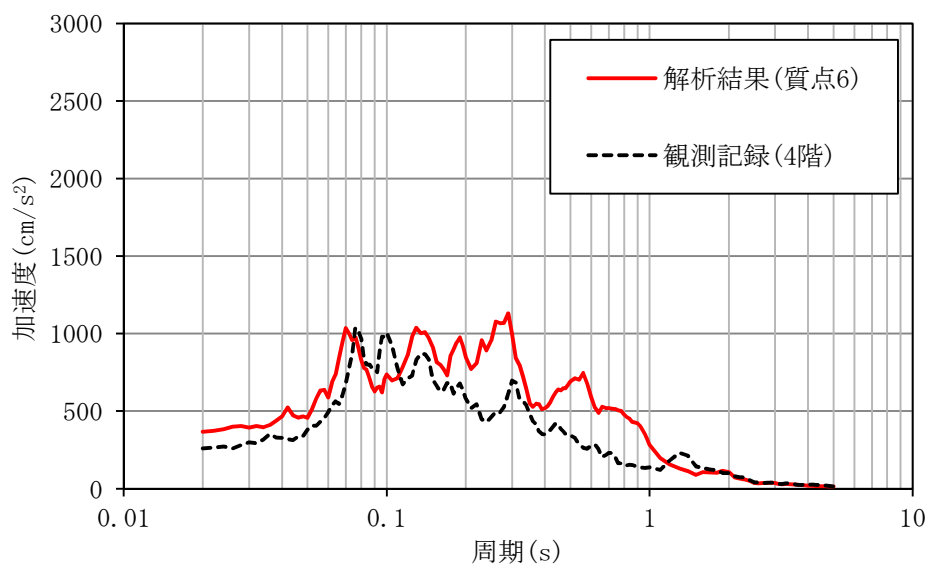
h=5%

2階

図3-2 (2/4) 床応答スペクトルの比較 (鉛直方向)



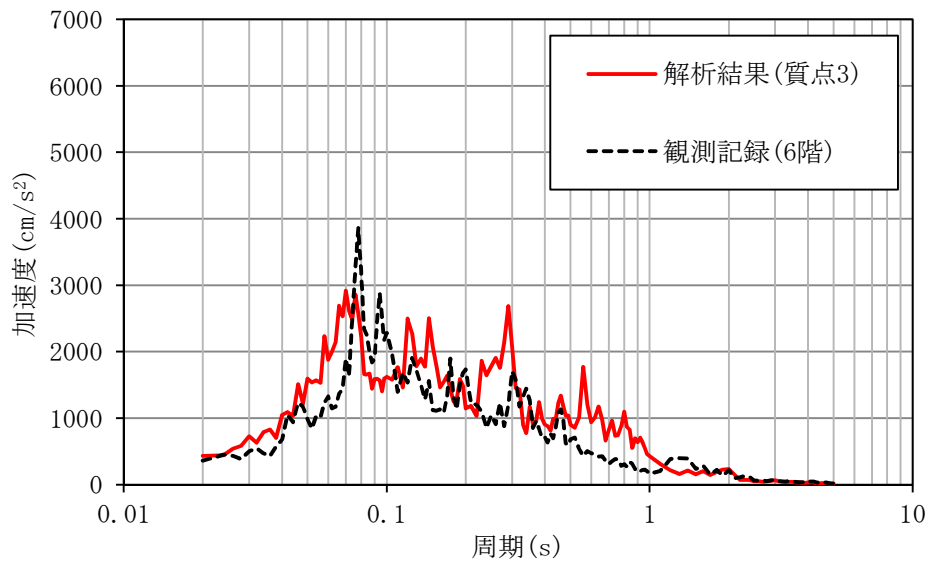
h=1%



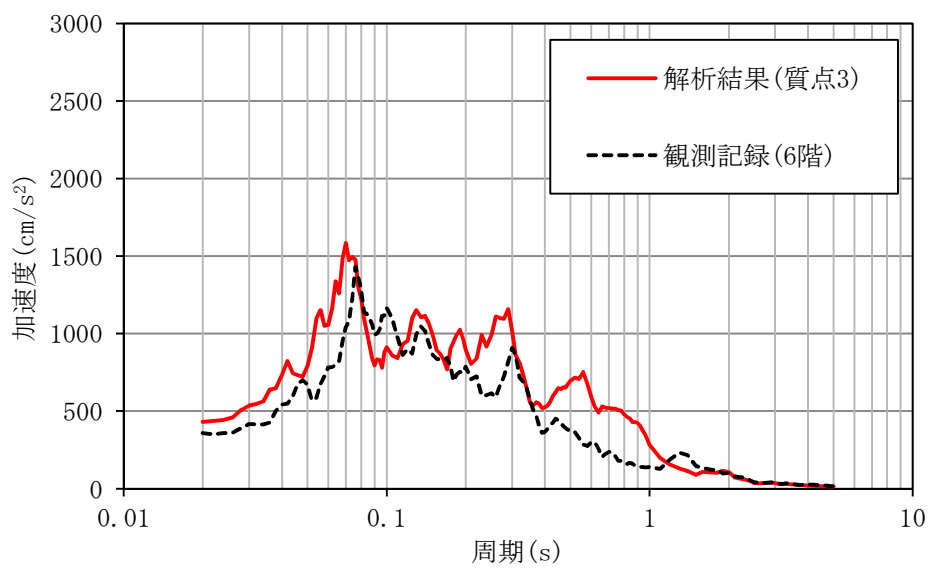
h=5%

4階

図 3-2 (3/4) 床応答スペクトルの比較 (鉛直方向)



$h=1\%$



$h=5\%$

6階

図3-2 (4/4) 床応答スペクトルの比較 (鉛直方向)

別紙 2-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋で用いる有効入力動の適用性について

目次

1. 既工認と今回工認における地盤ばね及び入力地震動算出方法の比較 1
2. 三次元薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動の算出方法 2
3. 三次元薄層要素法の妥当性確認 3
4. 杭の拘束効果を考慮した有効入力動の適用性の検討 5
5. 基準地震動 S_s に対する有効入力動と自由地盤地震動の比較 9

参考資料 規格・基準等での有効入力動に関する記載

1. 既工認と今回工認における地盤ばね及び入力地震動算出方法の比較

既工認では、杭を考慮した地盤ばね算出に三次元薄層要素法を用いていたが、建屋地震応答解析モデルへの入力動には一次元波動論により算出した基礎スラブ底面レベルにおける露頭波を用いていた。三次元薄層要素法とは、水平方向には弾性波動論、深さ方向には有限要素法で定式化した解析手法である。

今回工認では、入力地震動評価にも同手法により杭の拘束効果を考慮した基礎スラブ底面レベルにおける有効入力動を用いることにより、地盤ばねの設定との整合を図り、より実状に近い評価とする。表 1-1 に既工認と今回工認における地盤ばね及び入力地震動算出方法の比較を示す。

表 1-1 既工認と今回工認における地盤ばね及び入力地震動算出方法の比較

	建屋モデル	①地盤ばね	②入力地震動
既工認		<p>三次元薄層要素法により杭を考慮した地盤ばねを算出</p> <p>杭の存在を考慮している範囲</p>	<p>一次元波動論により入力地震動を算出</p> <p>自由地盤地震動</p> <p>基準地震動</p>
今回工認		<p>三次元薄層要素法により杭を考慮した地盤ばねを算出</p>	<p>三次元薄層要素法により杭の拘束効果を考慮した入力地震動を算出</p> <p>有効入力動</p> <p>基準地震動</p>

2. 三次元薄層要素法による杭の拘束効果を考慮した有効入力動の算出方法

一次元波動論から算出される自由地盤地震動に三次元薄層要素法により算出した伝達関数比率を乗じて杭の拘束効果を考慮した有効入力動を算出する。算出方法を図2-1に示す。

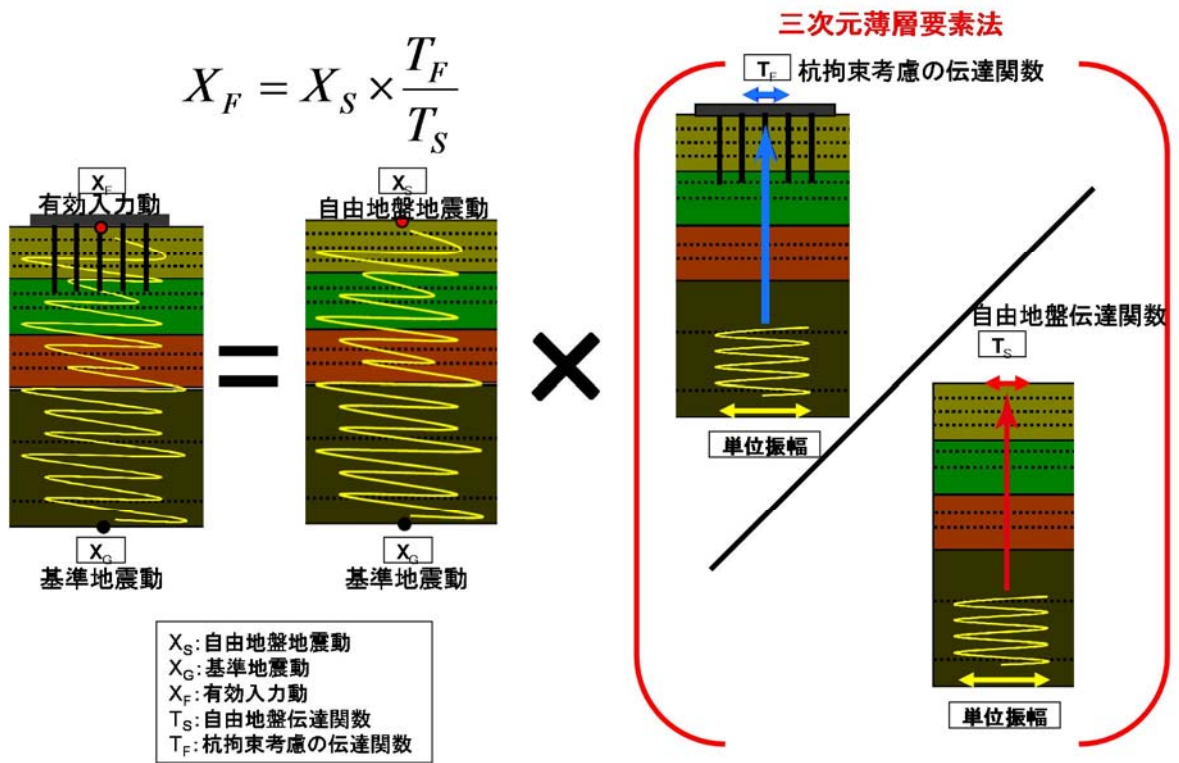


図2-1 三次元薄層要素法による有効入力動の算出方法

3. 三次元薄層要素法の妥当性確認

三次元薄層要素法による有効入力動の妥当性を規格基準等の記載より確認した。規格基準等には、杭基礎の拘束効果を考慮した有効入力動を設定すること及びその評価に三次元薄層要素法が用いられることが示されている。確認した規格基準等の抜粋を「【補足資料】規格基準等での有効入力動に関する記載」に示す。

また、三次元薄層要素法の妥当性を確認するため、三次元薄層要素法及び一次元波動論より算定した自由地盤の伝達関数を比較した。地盤物性は、 S_s-D1H による等価物性を代表として用いた。図3-1に比較対象概要図、図3-2に一次元波動論及び三次元薄層要素法による自由地盤の伝達関数を比較して示す。両者同様な結果が得られていることから三次元薄層要素法の妥当性を確認した。

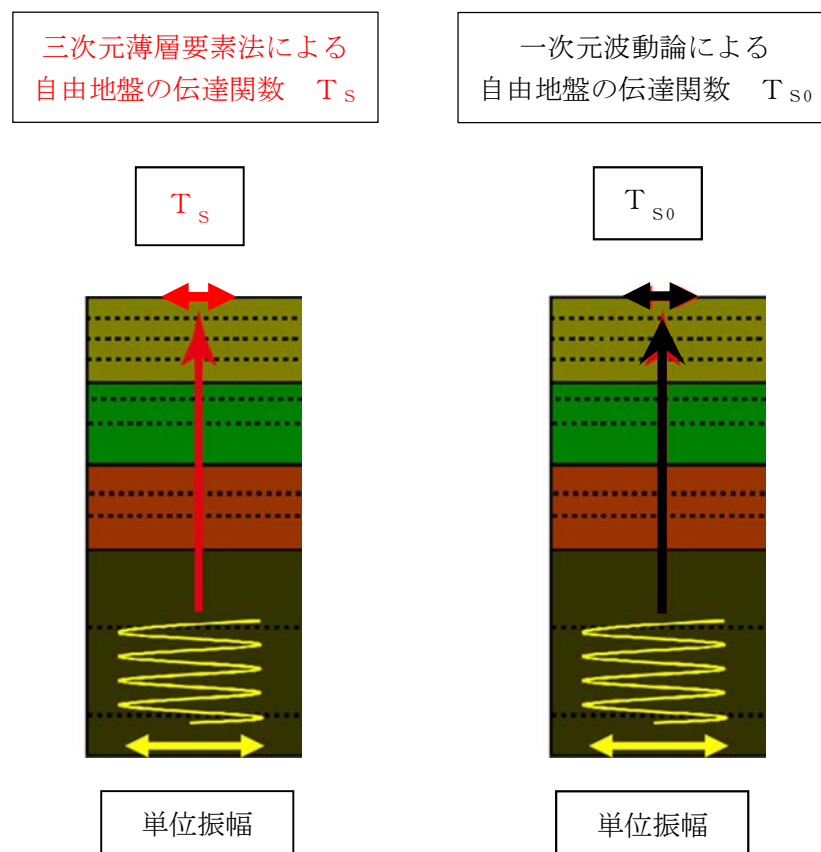


図 3-1 比較対象概要図

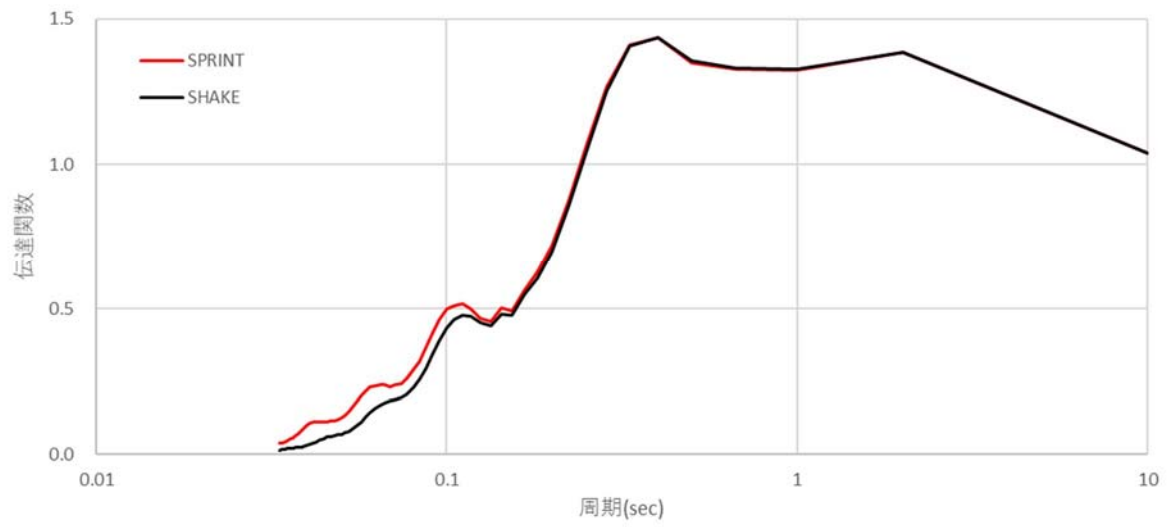


図 3-2 一次元波動論及び三次元薄層要素法による自由地盤の伝達関数の比較

4. 杭の拘束効果を考慮した有効入力動の適用性の検討

使用済燃料乾式貯蔵建屋への杭の拘束効果を考慮した有効入力動の適用性を確認するため、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析を行った。地震観測記録と有効入力動を用いた解析結果の基礎上の床応答スペクトルの比較を図4-1に示す。

有効入力動を用いた解析結果は、建屋の1次固有周期、2次固有周期及び使用済燃料乾式貯蔵容器（以下、貯蔵容器という。）で観測記録と概ね同等以上となっており、使用済燃料乾式貯蔵建屋への杭の拘束効果を考慮した有効入力動の適用性を確認した。

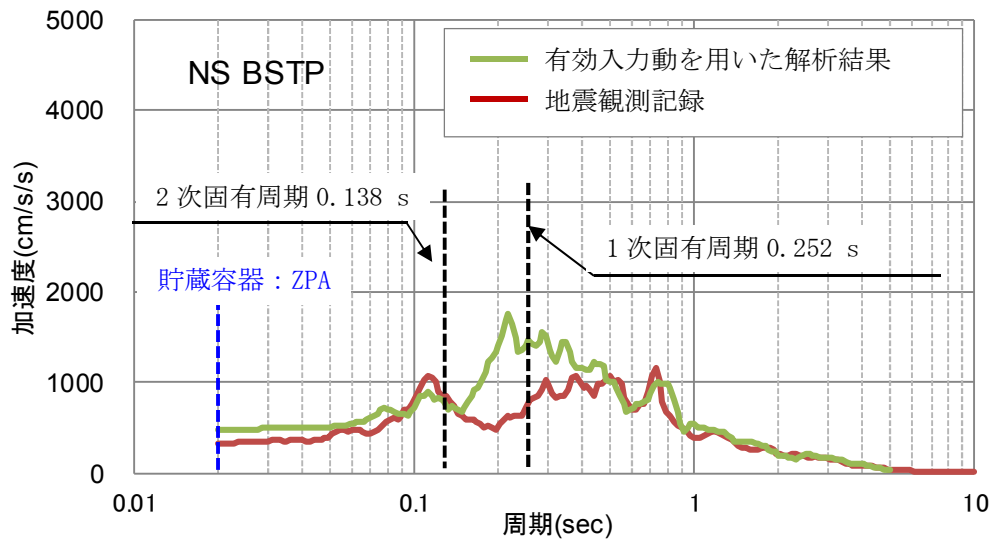
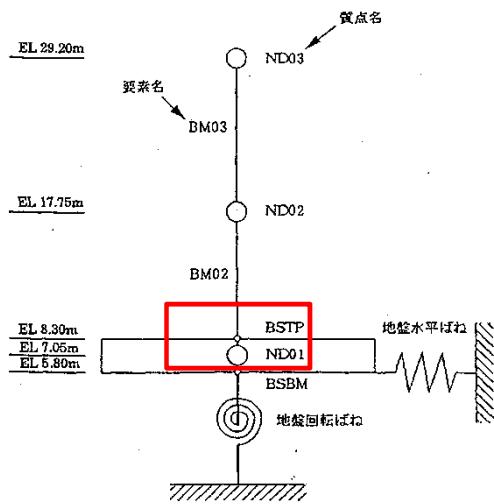


図 4-1 (1/3) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向, h=5%)

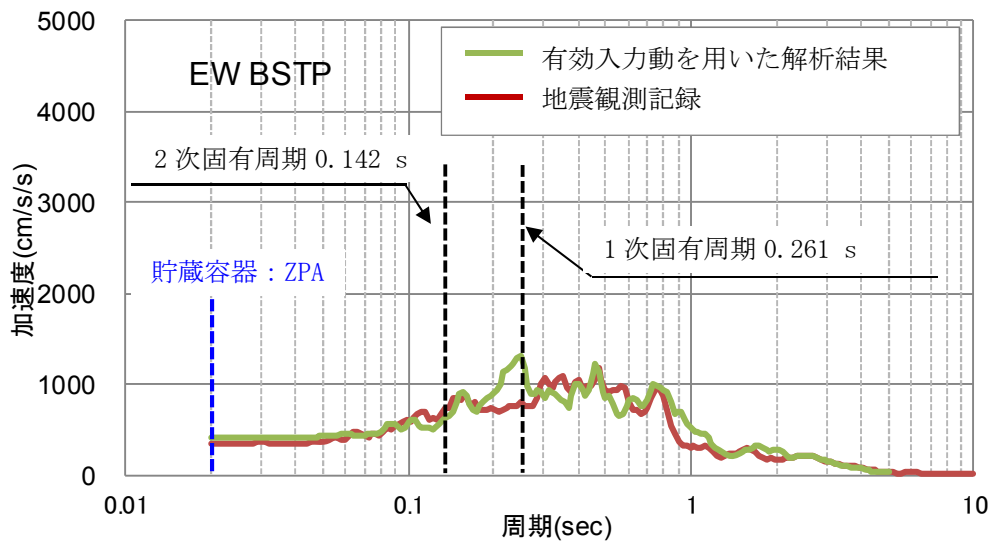
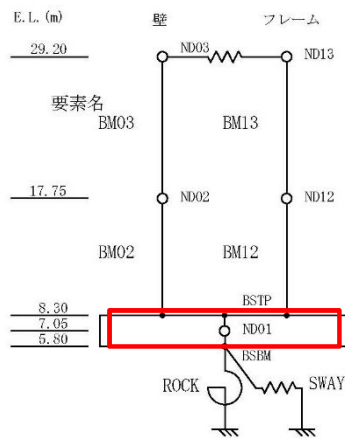


図4-1 (2/3) 床応答スペクトルの比較 (EW方向, h=5%)

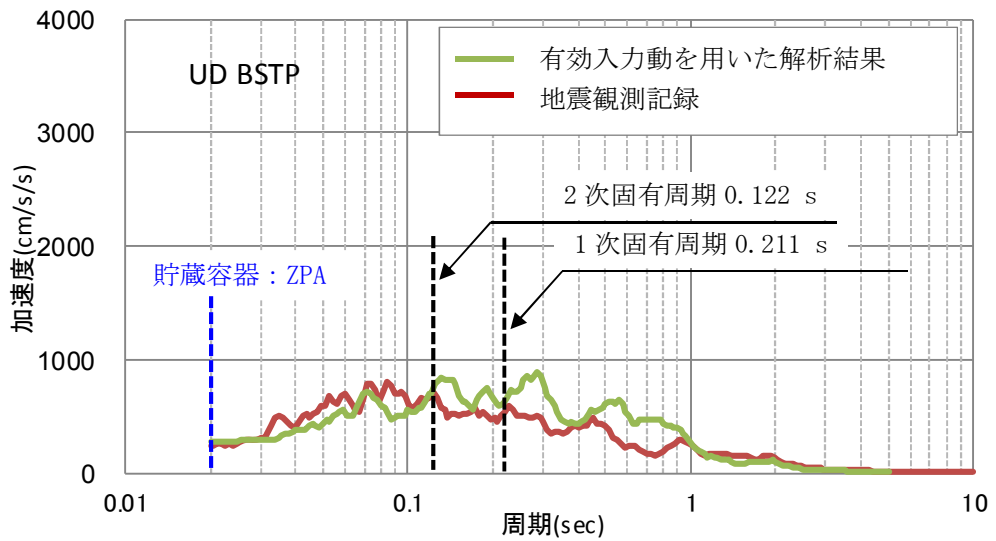
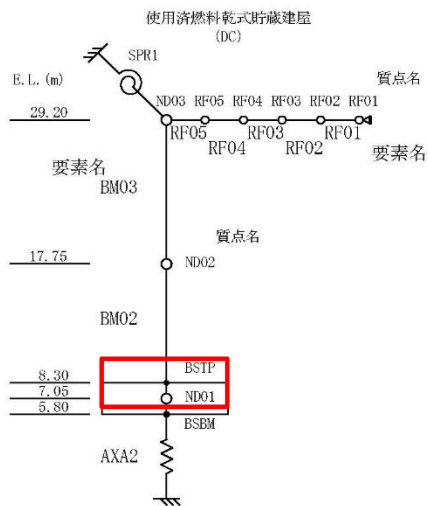


図 4-1 (3/3) 床応答スペクトルの比較 (UD 方向, h=5%)

5. 基準地震動 S_s に対する有効入力動と自由地盤地震動の比較

基準地震動 S_s に対する杭の拘束効果を考慮した有効入力動を既工認手法による自由地盤地震動と比較を行った。比較は代表として基準地震動 $S_s - D1$ に対して行った。

図5-1に一次元波動論により算定した自由地盤地震動 X_s の加速度応答スペクトルを示す。三次元薄層要素法により算定した自由地盤の伝達関数 T_s 及び杭拘束考慮の伝達関数 T_F を図5-2及び図5-3にそれぞれ示す。また、 T_s に対する T_F の比を図5-4に示す。最終的に算定された、NS方向及びEW方向の有効入力動の加速度応答スペクトルを自由地盤地震動の加速度応答スペクトルと比較して図5-5に示す。

杭の拘束効果を考慮した有効入力動は自由地盤地震動よりやや小さいことを確認した。

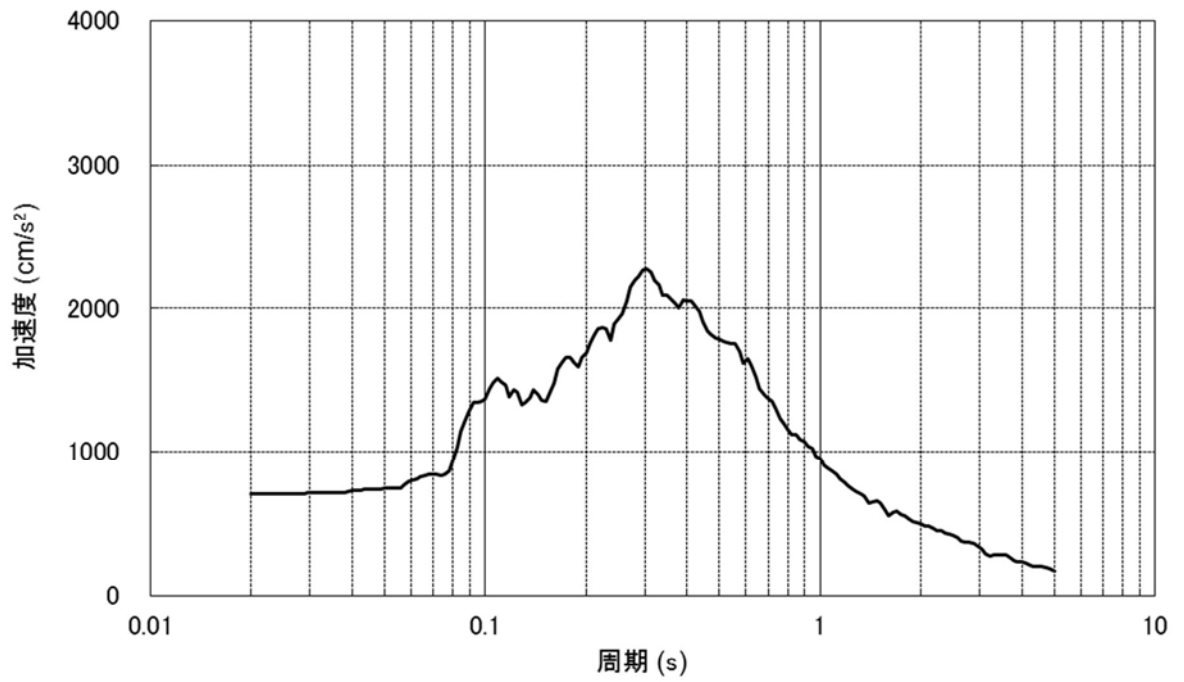


図 5-1 自由地盤地震動 (X_s) の加速度応答スペクトル ($S_s - D 1, h=5\%$)

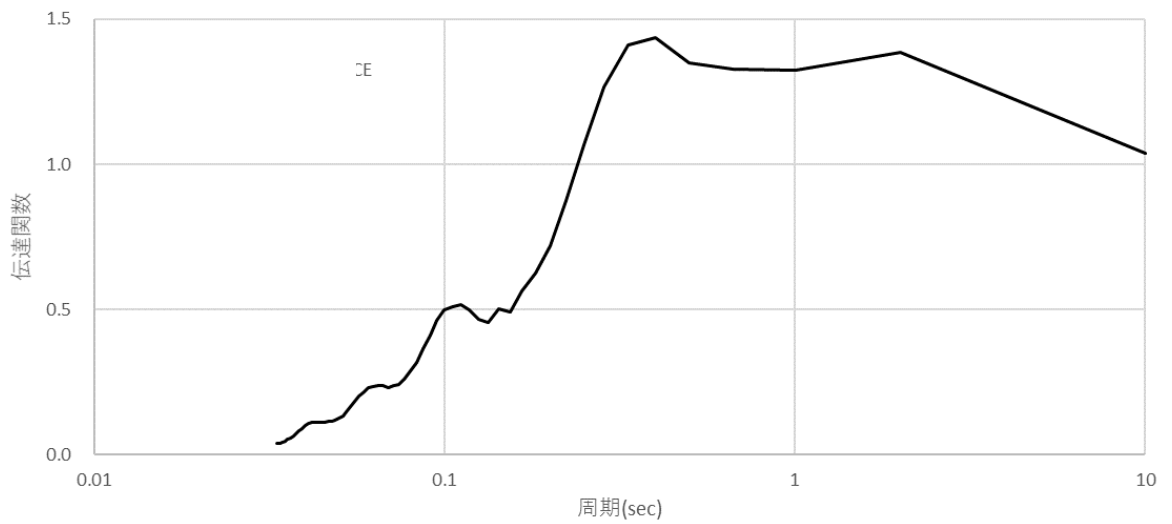
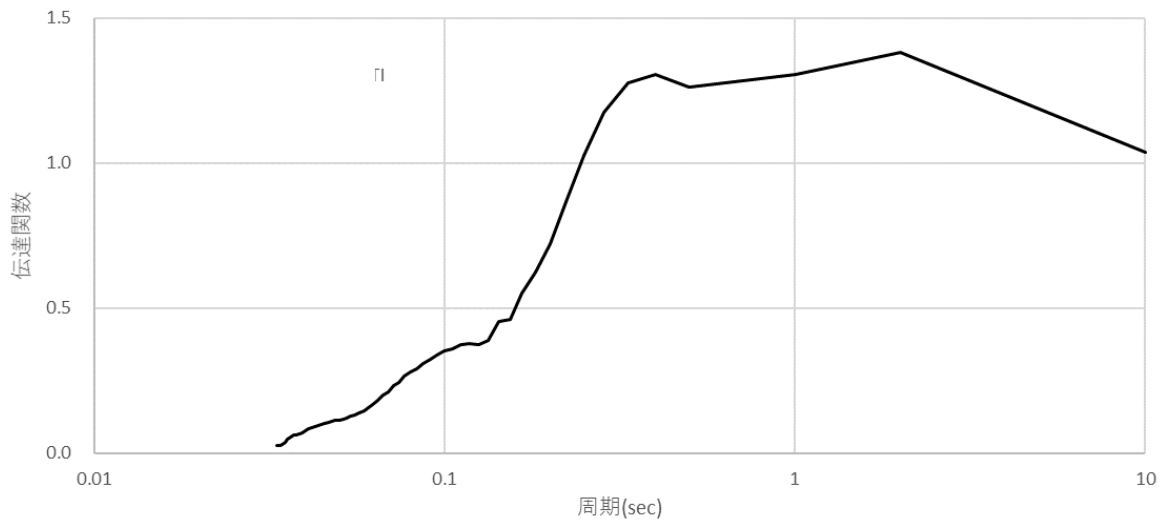
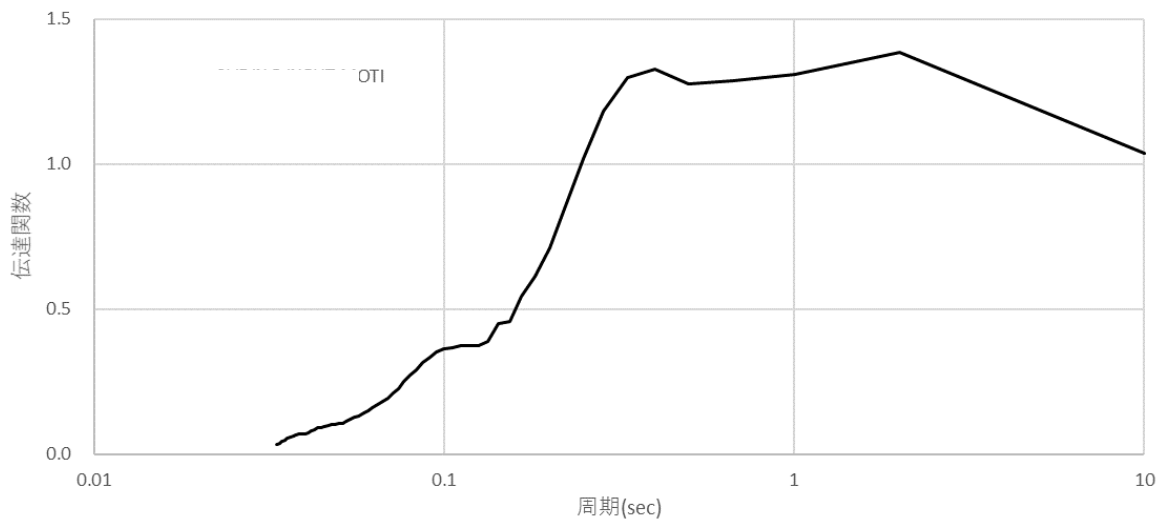


図 5-2 自由地盤伝達関数 (T_s)

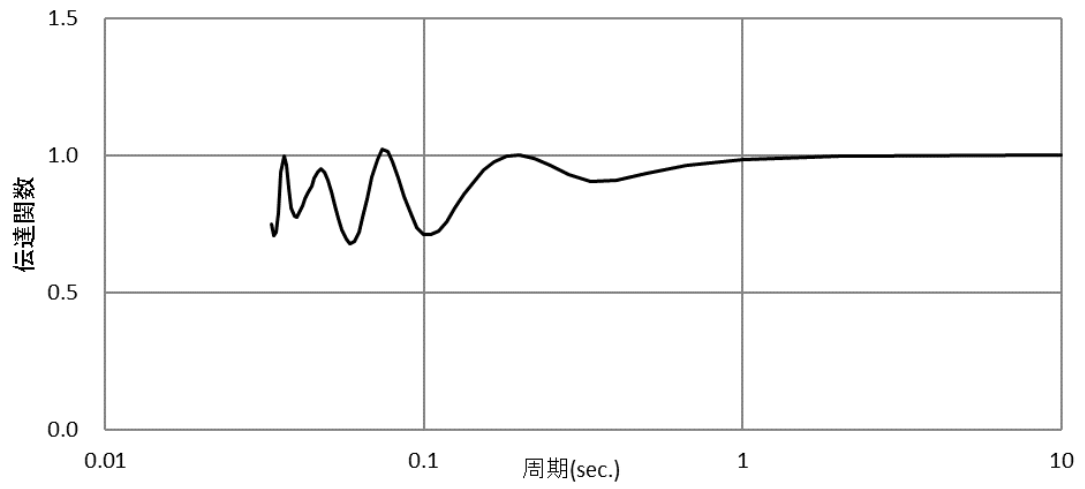


(a) NS方向

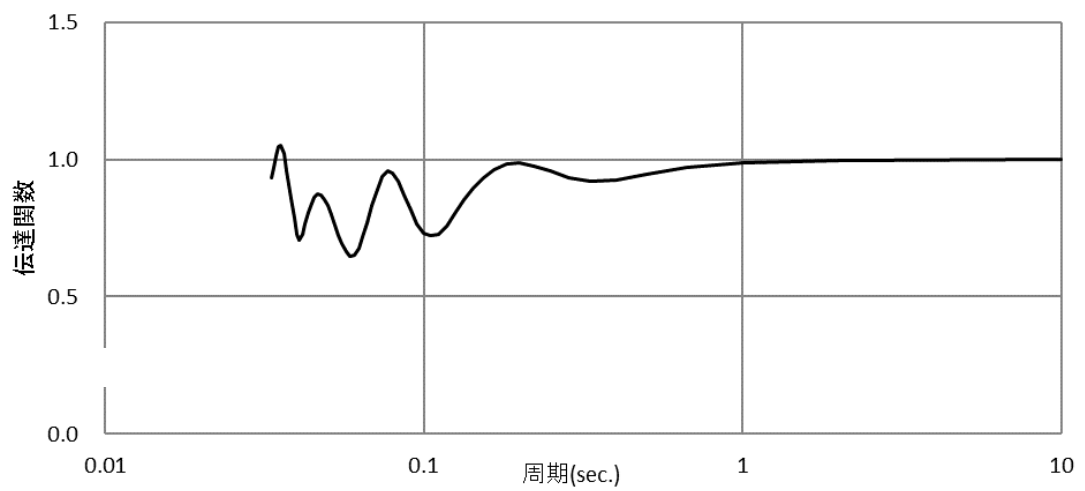


(b) EW方向

図 5-3 杭拘束考慮の伝達関数 (T_F)

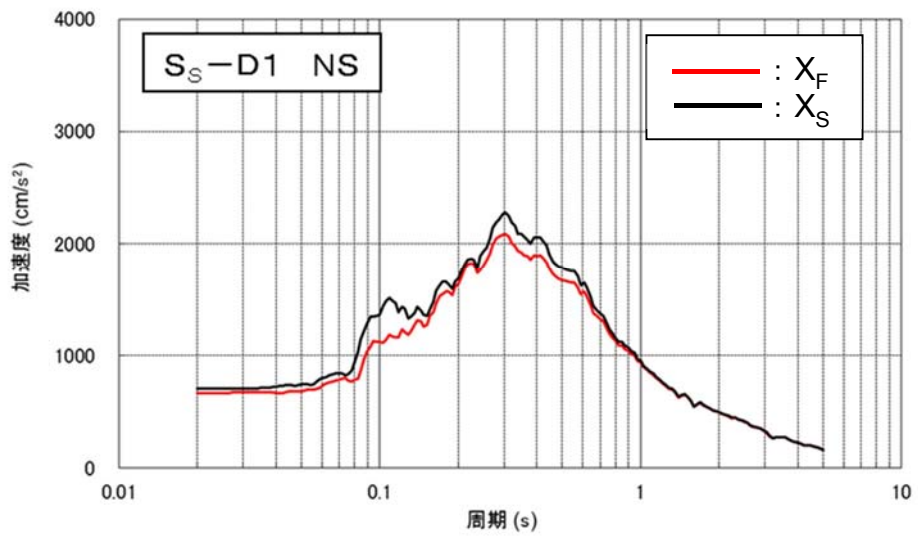


(a) NS方向

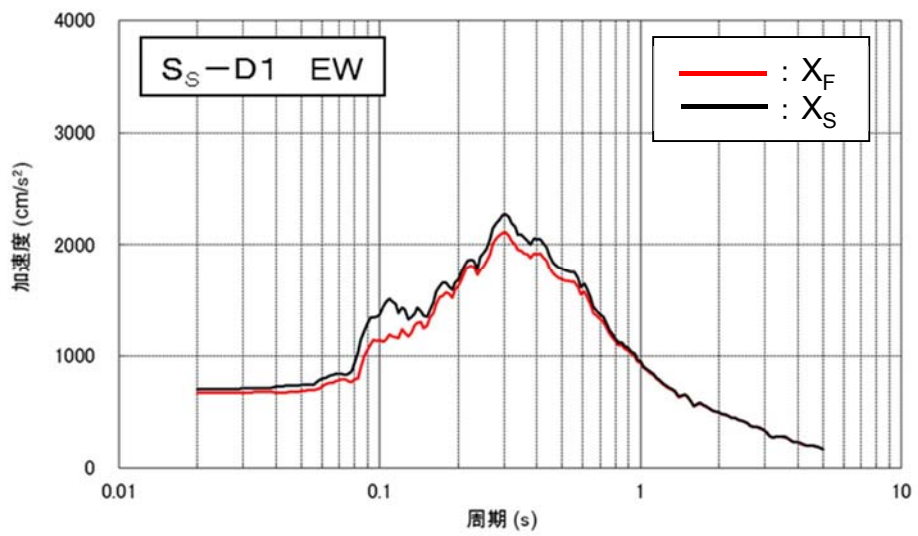


(b) EW方向

図 5-4 T_S に対する T_F の比



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 5-5 加速度応答スペクトルの比較 (h=5%)

【参考資料】規格基準等での有効入力動に関する記載

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 1 6 -2003 ((社) 日本電気協会, 2003)
- ・原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 1 6 -2009 ((社) 日本電気協会, 2010)
- ・入門・建物と地盤との動的相互作用 ((社) 日本建築学会, 1996)
- ・建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計 ((社) 日本建築学会, 2006)

b) FEM モデル

FEM モデルは、一般に地盤及び杭基礎を二次元にモデル化し、杭基礎全体モデルとして応答解析を行う。FEM モデルでは、地盤を平面ひずみ要素、杭を梁要素、建屋を質点系あるいは平面ひずみ要素にモデル化する。また、地盤を軸対称要素、群杭をリング杭要素にモデル化した軸対称 FEM モデル^(7.3.2-8)による応答解析も可能である。地盤モデルの側面と底面の境界には、波動エネルギーの逸散を考慮するため、エネルギー伝達境界あるいは粘性境界などを設けて地盤の半無限性を考慮する。FEM モデルでは、群杭と地盤を直接モデル化することが可能であり、群杭効果や埋込み効果を考慮できる。また、液状化対策などの目的で実施する地盤改良の効果を直接取り込むことができる。

杭体や地盤の非線形性は、それぞれの要素に非線形特性を組み込んだモデルによる時刻歴応答解析により考慮する。

なお、二次元 FEM モデルや軸対称 FEM モデルによる解析では、三次元的に配置されている群杭を適切に二次元又は軸対称にモデル化する必要がある。

c) SR モデル

SR モデルでは、建屋を質点系にモデル化し、基礎底面位置に群杭と地盤との動的相互作用を考慮して評価した群杭ばね（水平ばねと回転ばね）を取り付けてモデル化する。基礎底面の群杭ばねは、地盤の成層性と半無限性を考慮した三次元薄層法による加振解などを用いて、群杭効果を考慮して評価することができる。また、杭本数が多本数となる場合には、2本杭の柔性を重ね合わせる方法^{(7.3.2-9), (7.3.2-10)}や群杭係数を用いる方法などの近似解法^{(7.3.2-11), (7.3.2-12), (7.3.2-13)}により求めることができる。貯蔵建屋に埋込みが有る場合の側面地盤ばねは、質点系モデルと同様に Novak の方法などにより評価する。群杭ばねは、基礎スラブを剛体として評価した場合、水平ばね、回転ばね、水平・回転連成ばねの3成分が算定されるが、水平・回転連成ばねの影響は小さいため、通常考慮しなくてもよい。

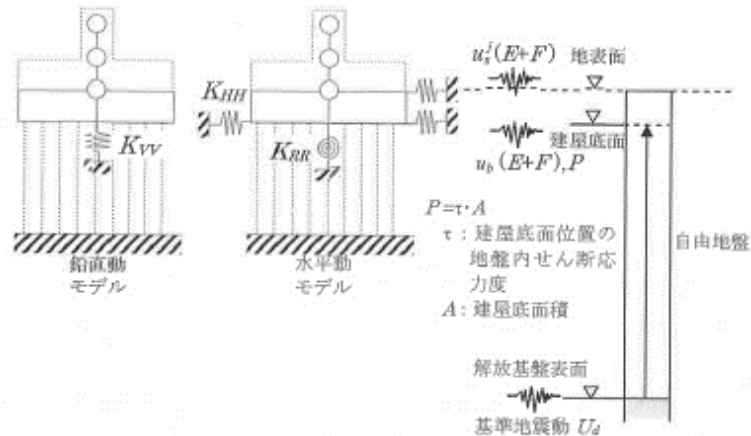
群杭ばねは、複素数として振動数に依存した形で求められるが、時刻歴応答解析に用いる場合は「原子力発電所耐震設計技術指針 追補版 (JEAG 4601)」(日本電気協会)による近似法と同様に、地盤ばねの剛性に相当する実数部は振動数 $\omega = 0$ における値、すなわち、振動数に依存しない一定値として取扱うこととする。減衰に相当する虚数部は、建屋連成系の1次振動数 ω_1 における減衰定数 k_1 を通る ω の1次式とする。

SR モデルへの入力動は、原則として、第5章「表層地盤の応答評価」に述べた自由地盤の地震応答解析結果に基づき、基礎底面深さにおける応答波形とする。ただし、群杭による拘束効果や地盤改良の影響などにより建屋への入力動が自由地盤の応答と差を生じる場合には、必要に応じて別途有効入力動を評価することとする。

なお、SR モデルによって地震応答解析を行う場合には、杭体の応力と変形は

る。このとき、補正水平力 P は建屋底面位置における地盤のせん断応力度と建屋底面積との積として求める。

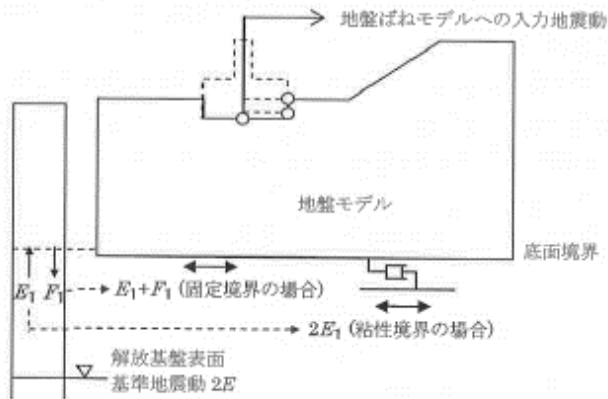
杭応答は、応答変位法により評価する。杭に作用する変動軸力は地震応答解析から得られる建屋の最大応答転倒モーメントを適切な方法により杭位置に配分して求める。杭の最大・最小軸力は、変動軸力に長期荷重による軸力及び鉛直方向の地震応答解析による軸力を組み合わせて評価する。



附図2.6-5 地盤ばねモデルへの入力地震動（一次元波動論による場合）

b) 離散系モデルによる場合

FEMモデルに代表される離散系モデルにより地盤ばねモデルへの入力地震動を評価する場合、附図2.6-6に示すように地盤のみの離散化モデルの地震応答解析を行い入力地震動を評価する。地盤ばねモデルへの入力地震動の算定においては水平動、鉛直動の二方向同時入力を原則とする。



附図2.6-6 地盤ばねモデルへの入力地震動（離散系モデルによる場合）

3.3.3 基礎入力動

基礎入力動は基礎の剛性が地盤震動を拘束する効果を考慮した建物-基礎系への入力地震動であり、解析的には図 3.13 に示すごとく入力地震動を受けたときの無質量・剛体基礎の応答として求めることができる。鉛直入射 S 波 $E_0 \exp(i\omega t)$ に対する R1 基礎の基礎入力動を図 3.14 に示す。縦軸は基礎入力動の水平成分 Δ^* および回転成分 Φ^* に基礎の半幅 b を掛けた基礎端での上下変位 $\Phi^* b$ を地表面の応答振幅 U_S で基準化した値である。R1 基礎は地中梁程度の埋め込みを有する直接基礎であるが、埋め込みのない地表面基礎では水平の基礎入力動は振幅比 Δ^*/U_S が 1 で回転成分 Φ^* はゼロとなる。すなわち、基礎入力動は地表面の応答そのものになる。基礎が若干埋め込まれたことにより、上記の地表面基礎での基礎入力動の特性とは異なり、特に回転成分は振動数が高くなるにつれて大きくなる。水平成分の基礎入力動の振幅比は均質地盤 G1 においては振動数とともに減少するが、成層地盤 G2 と G3 においては地盤の固有振動数の影響を受けて波打ち、固有振動数付近では谷になる。これは地盤の固有振動数で共振する地盤の応答を基礎が拘束していることに起因する。

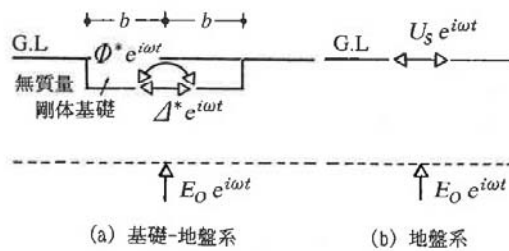


図 3.13 基礎入力動

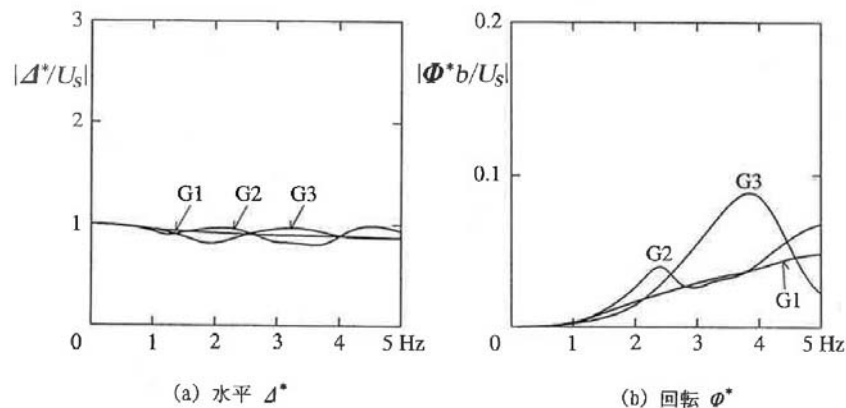


図 3.14 基礎入力動：R1 基礎

6.3.4 プログラムの流れ

図 6.3.6 に、直接境界要素法による動的相互作用解析プログラムの流れを示し、前 3 項の数式および留意点の参照箇所を位置付けた。まず、問題の定義において地盤物性、基礎形状、ならびに擾乱の種類が定義される。次に、境界要素法の要素積分とマトリックス解の評価が行われ、目的とする動的相互作用基本物理量が求められる。

境界要素積分の評価においては、対象振動数範囲に相応しい要素分割、使用するグリーン関数の選択と評価、ならびに境界要素特異積分および非特異積分の手法の選択が行われる。評価された影響関数（境界積分結果）にマトリックス演算を行う際には、外部問題において発生する内部固有値の取り扱いに注意が必要となる。

6.4 薄層要素法

薄層要素法または薄層法とは、弾性地盤における正弦的な波動伝播を求めるのに際し、地盤を水平な薄層に分割して水平方向には均質な連続体とするが、深さ方向には分割面で離散的に扱う方法に対して名付けられたものである¹⁷⁷⁾。当初、この方法は有限要素法の普及とも関係して、地盤を規則領域と不規則領域とに分けたとき、規則領域の無限の広がり代わりに代わるエネルギー伝達境界の設定に応用されてきた^{178)~181)など}。その後、同じ薄層モデルを用いて、任意節面上に正弦的な点加振を与えたときの波動伝播の解が解析的に導きだされた^{35), 182), 183)}。その結果、これを成層地盤のグリーン関数として用いることにより、サブストラクチャー法に基づいた三次元の動的相互作用解析が著しく簡易化されることになった。

一般に、弾性地盤における波動伝播の解は波数に関する無限積分で表され、その数値計算は極めて煩雑となる。しかしながら、薄層法ではこの無限積分が解析的に求められ、解がいわゆる Closed form で与えられる。したがって、計算効率の面で極めて有利となるため、**地盤内部に多数の加振源を有する埋込み基礎や群杭の動的相互作用解析に広く適用され、最近では理論地震動の計算にも応用されている**^{184)~190)など}。本節では、この薄層法について、その基礎方程式と導出される解の最終表現を示し、解の精度を検討して薄層モデル設定の際の注意点を述べる。また、薄層法の適用例として、ここでは群杭の動的相互作用問題をとりあげ、若干の数値解析例を紹介する。

6.4.1 薄層モデルにおける加振解

まず、図 6.4.1 のような半無限成層地盤に対し、薄層モデルを以下のように設定する。

- 1) 地盤の深さ方向にモデル化領域を定め、その成層状況および解析精度を考慮して多数の水平な薄層に分割する。ここに、各薄層は均質とし、層内では深さ方向の変位分布を直線に仮定する。
- 2) 各薄層節面に対し、その節面番号を地表面より順次 1, 2, …, N と付す。この番号は節面下の層要素についても共用する。
- 3) 地盤の半無限性を考慮するため、最下層（第 N 層）をダッシュポットまたは半無限要素でモデル化する [図 6.4.2 参照]。

(2) 薄層領域の精度

10層モデルを用いて、最下層がダッシュポットの場合と半無限境界の場合について薄層領域による解の精度を検討する。ただし、前述の薄層分割による精度を考え、ここでは $r/H \geq 3$ および $n \geq 5$ をほぼ満足するようにモデルを設定してある。 $r/L=1/2, 1$ の場合について、 $\omega L/V_s$ を変数として求めた変位関数の比較を図 6.4.7 に示す。ここでも同様に、せん断波の1波長： λ とモデル深さ： L の関係を考えて、

$$m = \frac{\lambda}{L} \rightarrow \frac{\omega L}{V_s} = \frac{2\pi}{m} \quad (6.4.21)$$

一般の離散化手法では、対象振動数に対してモデル深さを $m=1$ 程度に選ぶ。そこで、ここでも式 (6.4.21) から $0 < \omega L/V_s \leq 6.0$ の範囲を対象とし、図の横軸には上記の $m=\lambda/L$ も示した。

まず、 r/L に着目してモデルの設定深さを考えると、図からはダッシュポットモデルの場合に $r/L \leq 1/2$ 、半無限境界モデルでは $r/L \leq 1$ となるように薄層領域を設けるのが望ましいといえる。さらにこのとき、ダッシュポットモデルおよび半無限境界モデルとも、水平加振に対しては $m \leq 4$ ($\omega L/V_s \geq 1.5$)、上下加振に対しては少なくとも $m \leq 2$ ($\omega L/V_s \geq 3.0$) となるように設定することも必要である。結局、ここでも加振点—受振点間距離： r とせん断波の1波長： λ の両者に対するバランスが問題となる。

(3) 薄層モデルの設定方法

以上の精度検討をまとめると、薄層モデルを設定する際の指標として、薄層分割については表 6.4.1 が、薄層領域については表 6.4.2 が提唱できよう。もちろん、現実の地盤は層序が複雑なこともあって、このように単純には設定できない場合もある。しかしながら、同表は薄層モデル設定の際のめやすになろう。

表 6.4.1 薄層分割 (分割層厚) の設定指標

r/H		$\lambda/H (\omega H/V_s)$	
少なくとも	できれば	少なくとも	できれば
>3	≥ 4	$>5 (\leq 1.25)$	$\geq 6 (\leq 1.0)$

表 6.4.2 薄層領域 (モデル深さ) の設定指標

r/L		$\lambda/L (\omega L/V_s)$	
ダッシュポット	半無限境界	水平加振	上下加振
$\leq 1/2$	≤ 1	$\leq 4 (\geq 1.5)$	$\leq 2 (\geq 3.0)$

6.4.4 薄層モデルによる群杭の動的相互作用解析

計算効率や成層地盤への適用性などにより、薄層モデルは埋込み基礎や杭基礎の三次元動的相互作用解析に広く用いられている。ここでは、最近注目されている群杭の動的相互作用解析について数値計算例を紹介する。

いま、図 6.4.8 (a) のような構造物—杭—地盤系を考え、サブストラクチャー法を適用して同

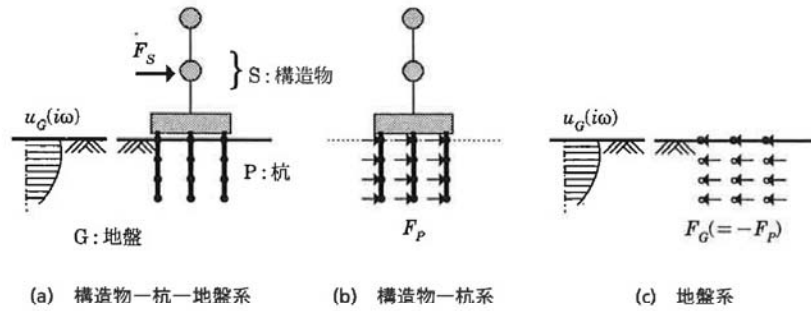


図 6.4.8 サブストラクチャー法による構造物—杭系と地盤系の分離

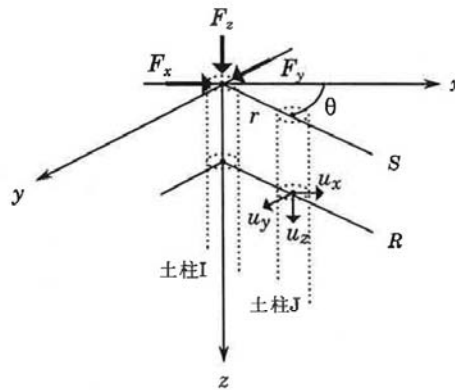


図 6.4.9 地盤系における加振力と変位の関係

図 (b), (c) のように構造物—杭系と地盤系に分離する。分離にあたっては、容積法を採用するのがこの場合には便利である。まず、同図 (c) の地盤系に着目して薄層モデルを設定し、杭と地盤とが連続する節点を薄層節面上に設ける。このように空間的に分布された節点群に対し、先の薄層解を適用して変位と加振力の関係式を求める。このとき、図 6.4.9 を参照して、杭と置き換わるすべての土柱に対し $I \neq J$ の場合には式 (6.4.8) を、 $I = J$ の場合には式 (6.4.11) または式 (6.4.13) を適用すると、変位と加振力の関係は次式で表す。

$$\begin{Bmatrix} \{u_x\} \\ \{u_y\} \\ \{u_z\} \end{Bmatrix} = [A(i\omega)] \begin{Bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{F_z\} \end{Bmatrix} \quad (6.4.22)$$

または、これを簡単に $\{u\} = [A]\{F\}$ と表す。この関係式が求められていれば、以後はサブストラクチャー法に従い定式化すればよい。すなわち、図 6.4.8 を参照して相互作用力 F_p, F_G の釣合い条件と変位の連続条件を考慮すると、最終的な運動方程式は以下のように導かれる。

$$\left(\begin{bmatrix} [K_{SS}] & [K_{SP}] \\ [K_{PS}] & [K_{PP}] - [K_{PP}^0] + [A]^{-1} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} [M_S] \\ [M_P] - [M_P^0] \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \{u_S\} \\ \{u_P\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_S\} \\ \{F^*\} \end{Bmatrix} \quad (6.4.23)$$

ここに、

$$\{F^*\} = [A]^{-1}\{u_G\}$$

ただし、 $[K_{SS}]$, $[K_{PP}]$, ... および $[M_S]$, $[M_P]$, ... は、それぞれ構造物：Sと杭：Pの離散化表示による剛性マトリックスと質量マトリックスを意味する。とくに、 $[K_{SP}^*]$ と $[M_P^*]$ は杭と同体積の土柱の剛性マトリックスと質量マトリックスを表す。また、 $\{F_S\}$ は構造物に外部から作用する加振力ベクトルで、 $\{F^*\}$ は地震時に杭に作用するドライビングフォースベクトルである。構造物—杭—地盤系の解析では、式(6.4.23)の運動方程式が基本となる。例えば、群杭の動特性を論じるうえで重要な杭基礎のインピーダンスは、式(6.4.23)で構造物を無質量剛体とし、その上で加振問題 ($\{F^*\} = \{0\}$) を解けばよい。また、同様に杭基礎の入力動は、同式で入射問題 ($\{F_S\} = \{0\}$) を解けばよい。

数値例¹⁵⁾として、杭径：Bに対する杭中心間隔：Sの比が $S/B=2.5$ の場合について、杭本数：Nをパラメーターに求めた群杭の水平インピーダンスを図6.4.10に示す。同図には参考のため単

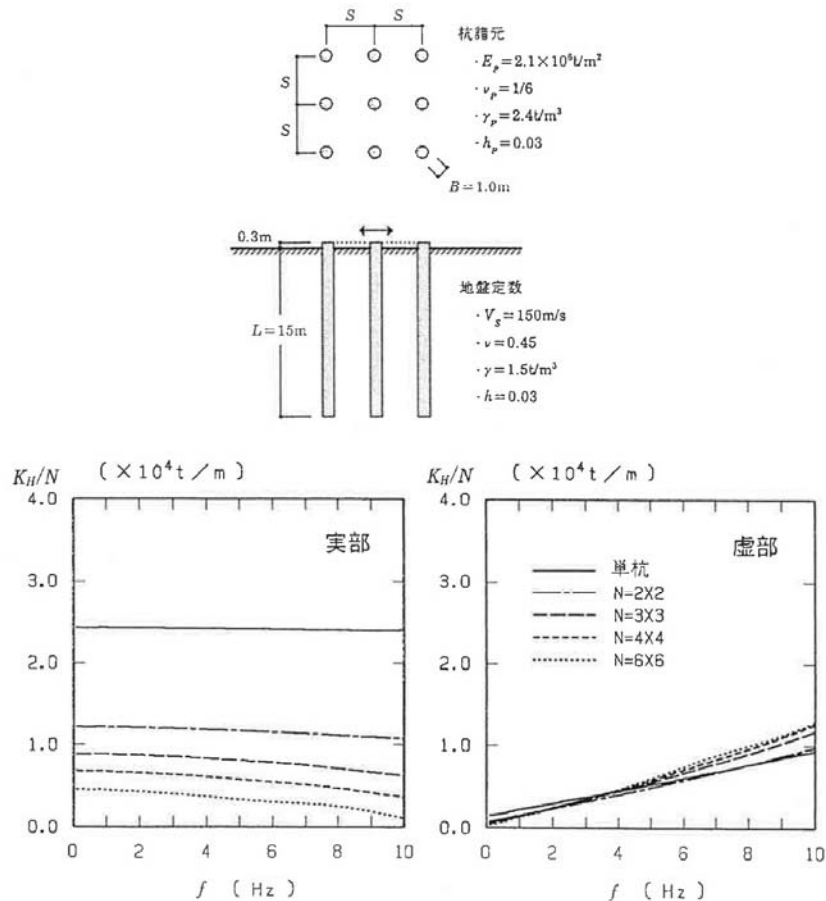


図6.4.10 群杭の水平インピーダンス (杭間隔比： $S/B=2.5$)

1.2.3 慣性の相互作用と入力との相互作用

相互作用を理解するには、図1.2.4に示すように、建物と地盤とを分離して考えると分かりやすい。この考え方は、後に、動的サブストラクチャー法として解説されているが、ここでは導入部としてその概要を示しておく。

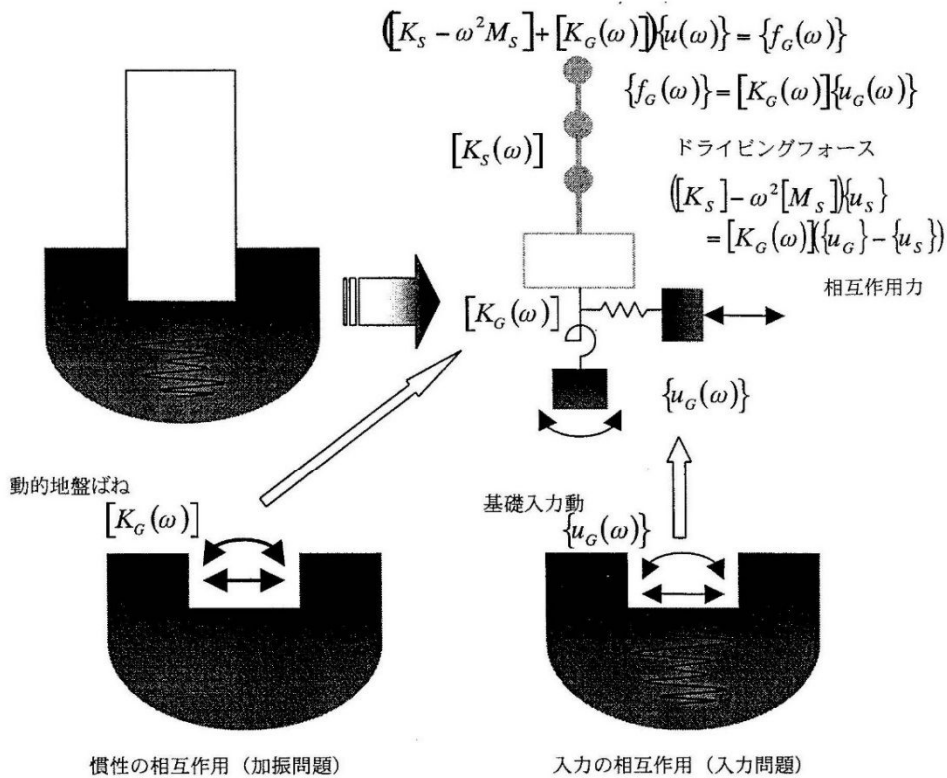


図 1.2.4 建物と地盤とを分離した解析

まず、建物が存在しない状態（建物部を切り欠いた地盤）を想定する。このときの建物と地盤との境界部での力-変位関係を、「動的地盤ばね」と呼んでいる（相互作用ばね、インピーダンスなどとも呼ぶ）。また、地震動が入射したときの建物-地盤境界部での動きを、「基礎入力動」と呼んでいる。基礎入力動は、地盤ばねを介して建物に作用する入力地震動に相当する。動的地盤ばねと基礎入力動を求める問題を、それぞれ、「加振問題」、「入力問題」と呼び、それぞれの相互作用効果を「慣性の相互作用」、「入力の相互作用」と呼ぶ。上に示した地盤ばねや地下逸散減衰は慣性の相互作用効果の一つ、入力損失は入力の相互作用効果の一つである。

動的地盤ばねと基礎入力動の積は「ドライビングフォース」と呼ばれる。ドライビングフォースは、地震動が入射したことによって生じた建物-地盤境界部の変位を、元に戻すために必要となる力である。この力が、作用・反作用の関係で上部構造に作用することになる。

したがって、上部構造物の運動方程式には、剛性行列に動的地盤ばねが加わり、外力ベクトルにドライビングフォースが与えられることになる。動的地盤ばねは、建物の存在の有無による変位差（基礎の応答変位と基礎入力動との相対変位）に比例した抵抗力を生み出す。これが建物と地盤との間でやりとりされる「相互作用力」である。

6.4 基礎入力動の評価

6.4.1 杭基礎の基礎入力動の特徴

杭基礎建物の入力動は、直接基礎のように表層地盤の地表面応答波がそのまま上部構造に入力されるのではなく、地盤内に存在する群杭が表層地盤の挙動を拘束するため、自由地盤の応答波とは異なる。図 6.4.1 は薄層法を用いて求めた杭基礎の基礎入力動を、自由地表面の応答に対する比（応答倍率）として示している。地盤モデルは 3 章の図 3.3.3 に示した地盤-2 の地盤モデル（支持層 GL-25m）であり、液状化層がない場合と考慮した場合である。杭径は 1200mm と 1500mm、杭間距離は 6m とし、杭本数は $2 \times 2 = 4$ 本と $6 \times 6 = 36$ 本としている。

地盤の 1 次固有振動数に相当する 1Hz 以下の低振動数では、基礎入力動の振幅は自由地表面を下回り、いわゆる「入力損失効果」が見られる。その低減効果は、群杭が表層地盤の挙動を拘束する効果に応じて杭本数が多く、杭径が大きくなるほど大きくなる。また液状化層を考慮した地盤では入力損失効果が顕著に見られるが、杭本数が多い杭基礎では 2Hz 付近の高振動数域で自由地盤に比べ大きくなる場合がある。これは、液状化層をもつ自由地盤では地盤の非線形化による減衰効果により増幅が抑えられるのに対し、杭基礎では杭の支持層地盤から直接杭体を伝わり上部構造に入力する地震動成分があるためである。このような杭基礎への基礎入力動の性状は、群杭効果と同様に杭径、杭長、杭間距離、地盤剛性によって異なる。杭基礎と上部構造をモデル化した一体型モデルを用いた応答解析ではこのような基礎入力動の影響は自動的に考慮されるが、分離型モデルでは別途基礎入力動を評価して SR モデルに入力する必要がある。

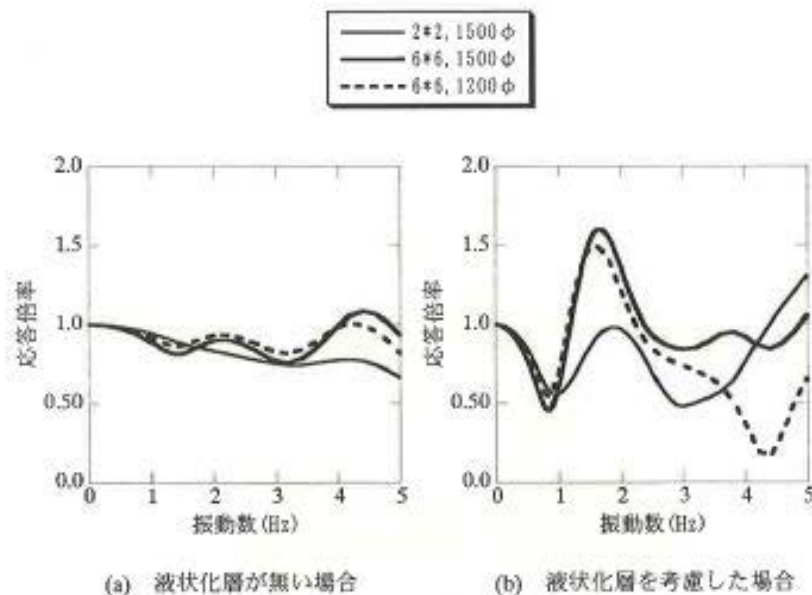


図 6.4.1 自由地表面の応答に対する杭基礎の基礎入力動の比

別紙 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの変更について

目次

1. 概要.....	1
2. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの変更について.....	2
3. 既工認モデルとの比較.....	5
4. FEMモデルの固有値解析結果との比較.....	10

1. 概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデル（以下「DC 今回工認モデル」という。）は、基本的に建設工認時の地震応答解析モデル（以下「DC 既工認モデル」という。）に基づき設定しているが、解析モデルの精緻化を目的とし、DC 既工認モデルから変更を行っている。本資料では、使用済燃料乾式貯蔵建屋のモデルについて変更の概要及び影響確認結果を示すことで、DC 今回工認モデルの妥当性を確認する。

2. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルの変更について

地震応答解析モデルは、以下の方針に基づいて、DC 既工認モデルから変更する。

NS 方向の耐震壁には、金属キャスク冷却のために上階及び下階に大開口が設けられている。NS 方向の DC 既工認モデルでは、剛床仮定に基づいて弾性剛性を設定し 1 本棒多質点系モデルを構築した。このモデルによる S_2 地震の建屋応答は弾性範囲に収まっていた。DC 今回工認モデルでは、弾性剛性が S_3 地震時の非線形挙動に大きな影響を及ぼすため、大開口の影響をより適切に反映できる 3 次元全体 FEM モデルによる等価弾性剛性を採用することに変更する。

一方、EW 方向の DC 既工認モデルは、NS 方向に細長い形状をしている使用済燃料乾式貯蔵建屋の EW 方向振動に対して、妻側耐震壁と中央のフレームを集約して 1 本棒多質点系モデルを構築した。DC 今回工認モデルでは、 S_3 地震時の非線形挙動を精度良く表現する必要があるために、妻側耐震壁と耐震壁間のフレームを分離してそれぞれ 1 本棒でモデル化し、屋根スラブを模擬したせん断ばねで連結した 2 本棒多質点系モデルに変更する。図 2-1 に DC 今回工認モデル (EW 方向) を、図 2-2 に壁とフレームのモデル化範囲を、図 2-3 に屋根スラブのせん断ばね置換の概要を示す。

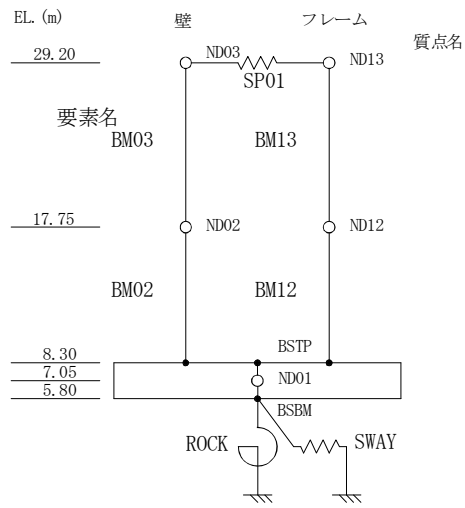


図 2-1 DC 今回工認モデル (EW 方向)

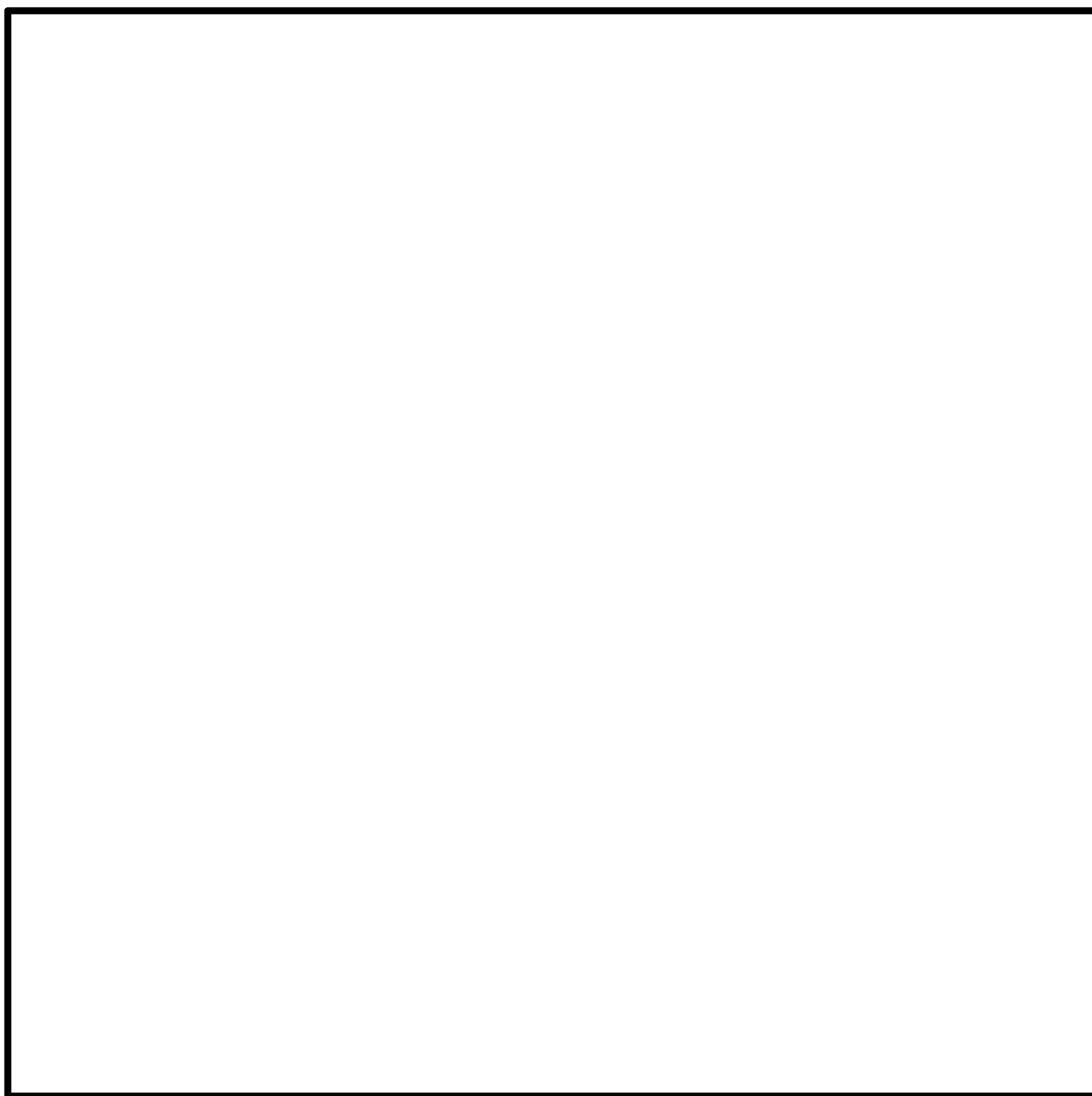
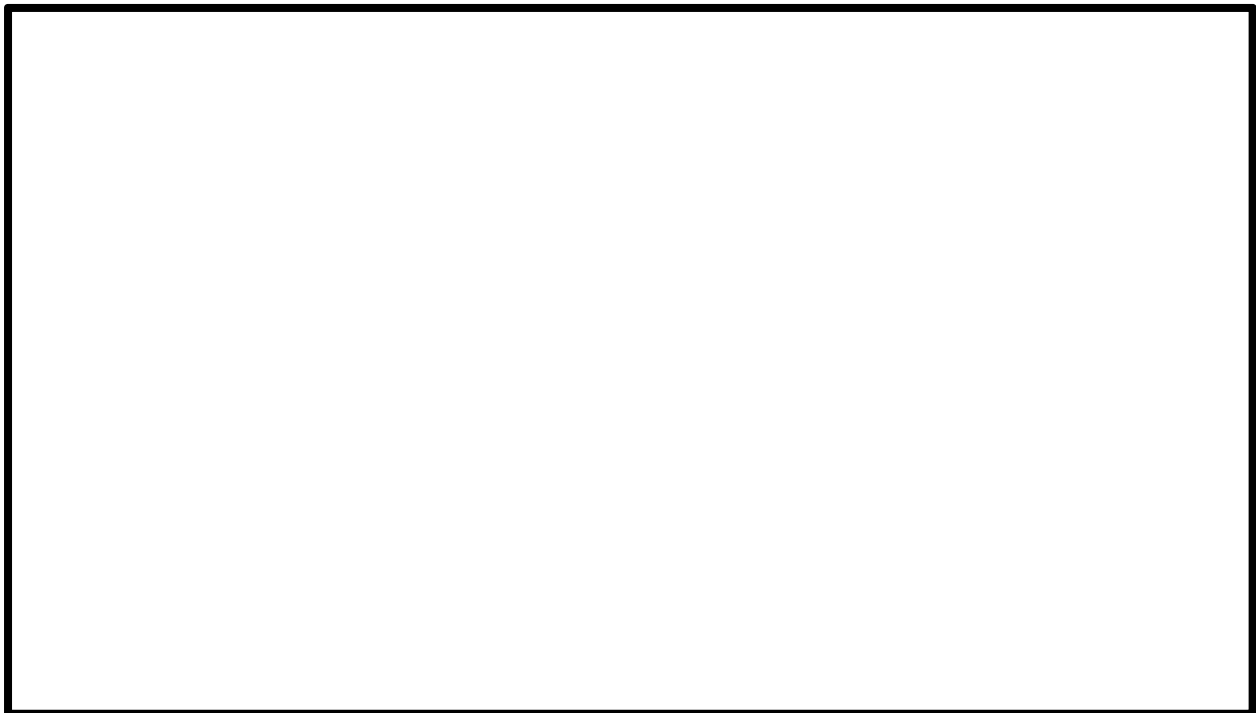


図 2-2 壁とフレームのモデル化範囲



$$\begin{aligned} \text{屋根スラブのせん断断面積 } A &= 45(\text{cm}) \times 2600(\text{cm}) \\ &= 117000(\text{cm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{壁質点とフレーム質点の距離 } L &= 5230/2(\text{cm}) \\ &= 2615(\text{cm}) \end{aligned}$$

$$\text{せん断弾性係 } G = 95.6 (\text{tf/cm}^2)$$

$$\begin{aligned} \text{屋根スラブのせん断ばね定数 } K &= 2GA/L \\ &= 8550 (\text{tf/cm}) \end{aligned}$$

図 2-3 屋根スラブのせん断ばね置換の概要

3. 既工認モデルとの比較

DC 既工認モデル（NS 方向）及び諸元を図 3-1 及び表 3-1 に、DC 今回工認モデル（NS 方向）及び諸元を図 3-2 及び表 3-2 に示す。DC 既工認モデル（EW 方向）及び諸元を図 3-3 及び表 3-3 に、DC 今回工認モデル（EW 方向）及び諸元を図 3-4 及び表 3-4 に示す。

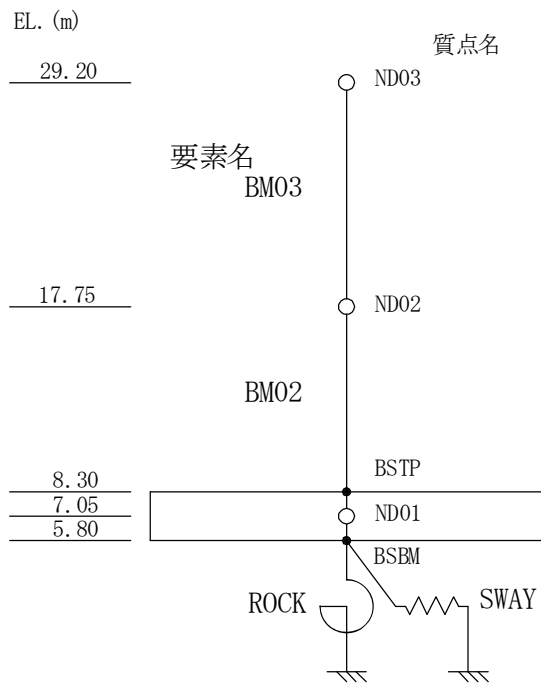


図 3-1 DC 既工認モデル (NS 方向)

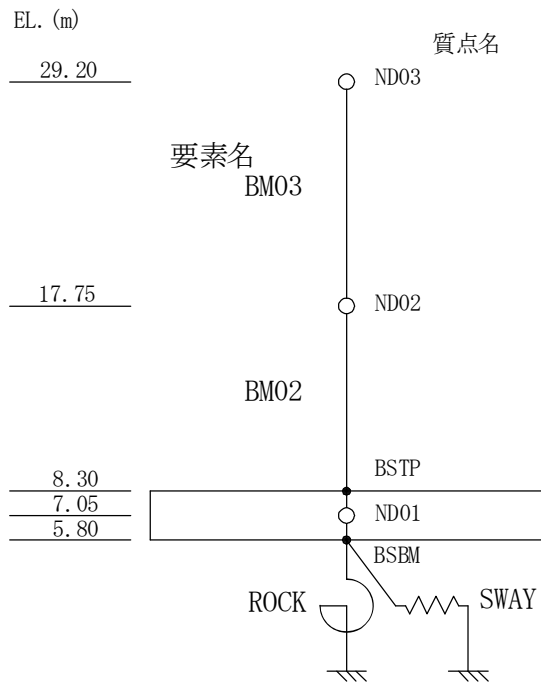


図 3-2 DC 今回工認モデル (NS 方向)

表 3-1 DC 既工認モデルの諸元 (NS 方向)

標高 EL. (m)	質点名	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^4$ kN \cdot m 2)	要素名	せん断断面積 (m 2)	断面 2 次 モーメント (m 4)
29.20	ND03	40400	974	BM03	29.90	22803
17.75	ND02	40890	1651			
7.05	ND01	163180	4861	BM02	28.43	30420

表 3-2 DC 今回工認モデルの諸元 (NS 方向)

標高 EL. (m)	質点名	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^4$ kN \cdot m 2)	要素名	せん断断面積 (m 2)	断面 2 次 モーメント (m 4)
29.20	ND03	40700	981	BM03	24.17	5997
17.75	ND02	40890	1651			
7.05	ND01	163180	4861	BM02	30.09	8000

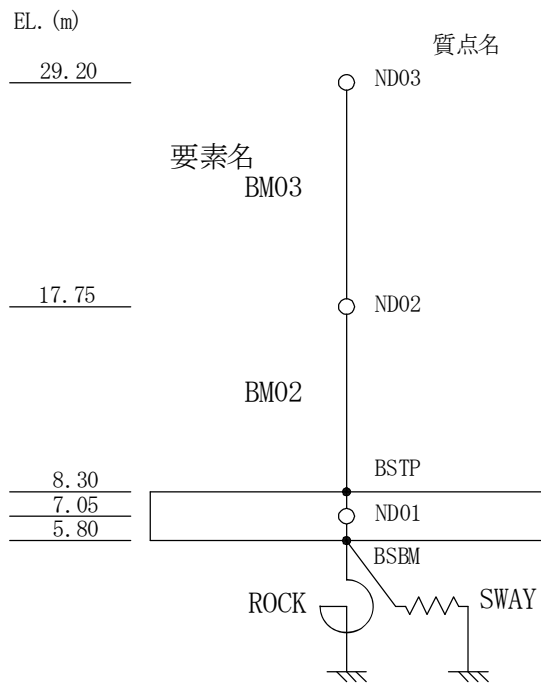


図 3-3 DC 既工認モデル (EW 方向)

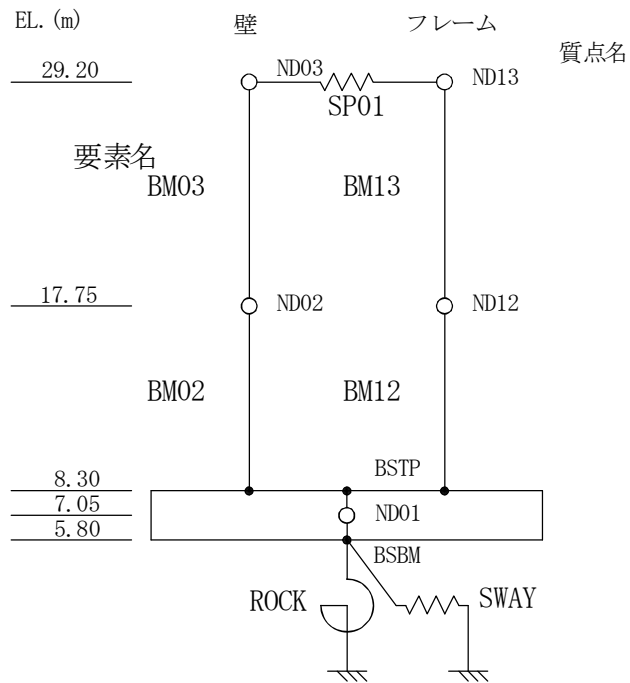


図 3-4 DC 今回工認モデル (EW 方向)

表 3-3 DC 既工認モデルの諸元 (EW 方向)

標高 EL. (m)	質点名	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^4$ kN \cdot m 2)	要素名	せん断断面積 (m 2)	断面 2 次 モーメント (m 4)
29.20	ND03	40400	101	BM03	10.93	4281
17.75	ND02	40890	117			
7.05	ND01	163180	1497	BM02	41.43	5426

表 3-4 DC 今回工認モデルの諸元 (EW 方向)

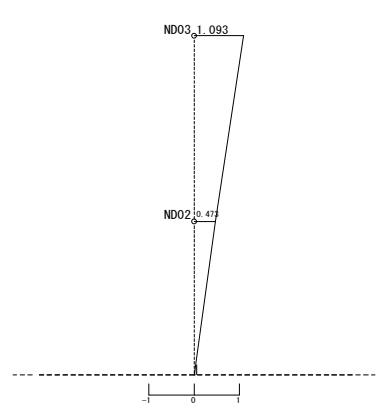
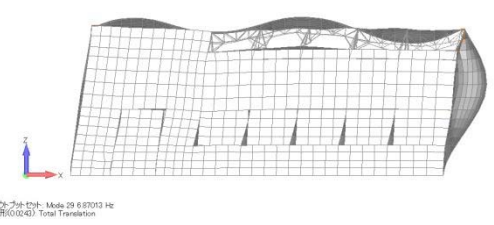
標高 EL. (m)	質点名		質点重量 (kN)			回転慣性重量 ($\times 10^4$ kN \cdot m 2)		要素名		せん断断面積 (m 2)		断面 2 次 モーメント (m 4)	
	壁	フレーム	壁	フレーム	合計	壁	フレーム	壁	フレーム	壁	フレーム	壁	フレーム
29.20	ND03	13	12330	28370	40700	70	—	BM03	13	23.40	29.40	3495	7.503
17.75	ND02	12	13570	27320	40890	77	—		BM02	12	33.63	55.44	4429
7.05	01		163180			1497							

※ 屋根スラブせん断ばね : SP01=8.38 $\times 10^6$ kN/m

4. FEMモデルの固有値解析結果との比較

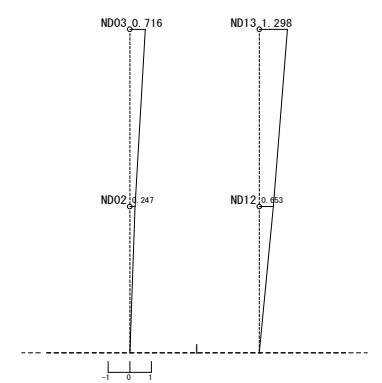
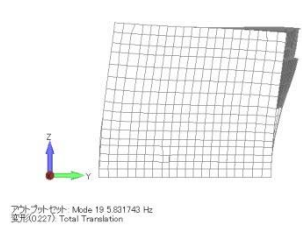
表 4-1 に NS 方向, 表 4-2 に EW 方向の比較を示す。NS 方向, EW 方向ともに質点系モデルの固有値が FEMモデルの固有値と概ね一致していることから, DC 今回工認モデルの妥当性を確認した。

表 4-1 質点系モデルと F E Mモデルの固有値の比較 (NS 方向, 壁脚部固定条件)

モード次数	質点系モデル	今回工認 F E Mモデル
1 次	6.91 Hz, 0.145 s, $\beta = 1.093$	6.87 Hz, 0.146 s, $\beta = 2.822$
固有モード図		 <p>(全体 29 次)</p>

※ F E Mモデルは基準床レベルの水平変位を一定に拘束 (MPC) している。

表 4-2 質点系モデルと F E Mモデルの固有値の比較 (EW 方向, 壁脚部固定条件)

モード次数	質点系モデル	今回工認 F E Mモデル
1 次	5.82 Hz, 0.172 s, $\beta = 1.298$	5.83 Hz, 0.172 s, $\beta = 2.427$
固有モード図		 <p>(全体 19 次)</p>

別紙 2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデルについて

目次

1. 概要.....	1
2. 使用済燃料乾式貯蔵建屋モデルの妥当性検討.....	2
2.1 地震計設置位置.....	2
2.2 シミュレーション解析結果.....	4
2.3 施設の耐震評価への影響検討.....	13
2.4 工認に用いる地震応答解析モデルの妥当性について.....	17

1. 概要

DC 今回工認モデルの妥当性確認として、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震（以下「東北地方太平洋沖地震」という。）時の観測記録を用いたシミュレーション解析を実施した。解析に用いる地震の諸元を図2-1に示す。

地震名	2011年東北地方太平洋沖地震
発生日時	2011年3月11日 14時46分頃 ^(注)
マグニチュード	9.0 ^(注)
震源深さ	24km ^(注)
震央距離	270
震源距離	271

(注) 気象庁発表値



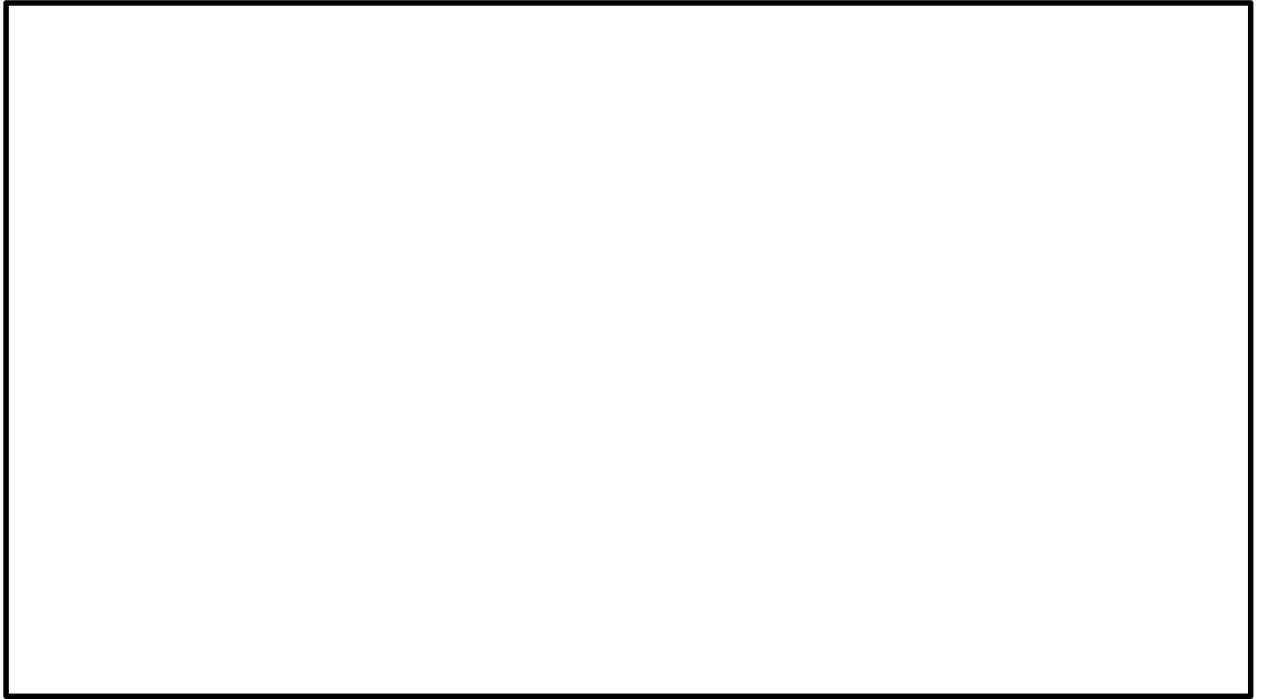
図2-1 東北地方太平洋沖地震の震央位置

2. 使用済燃料乾式貯蔵建屋モデルの妥当性検討

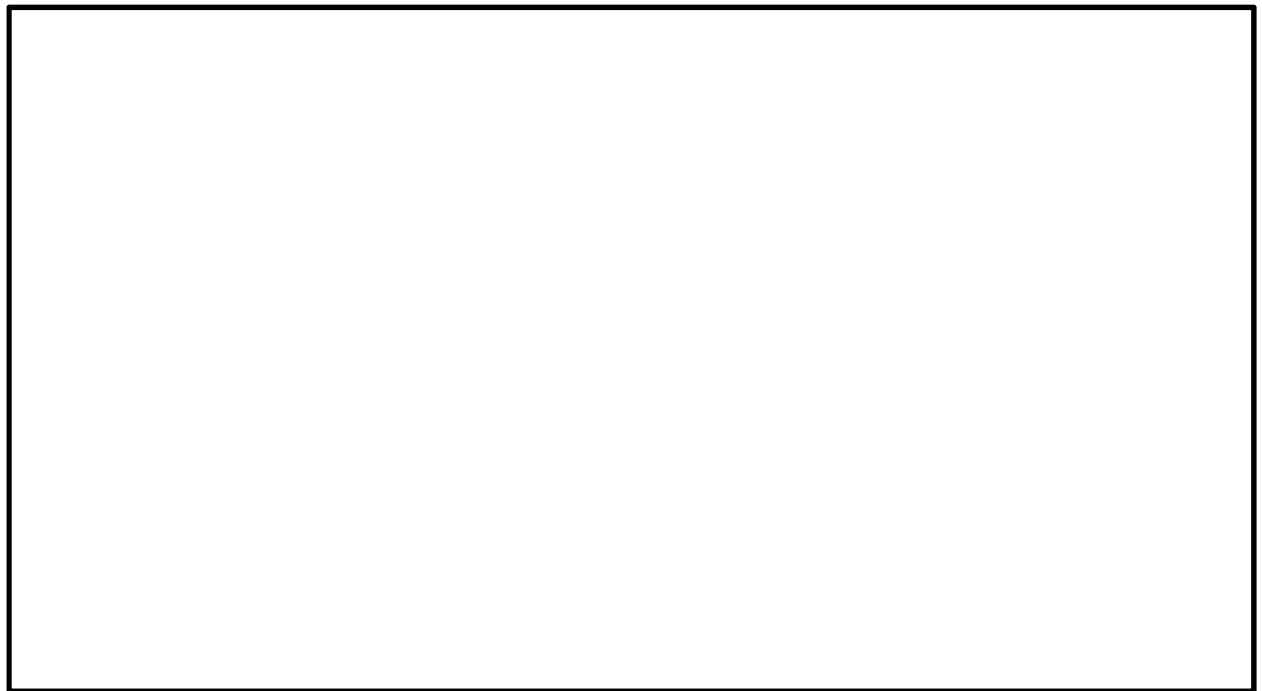
2.1 地震計設置位置

使用済燃料乾式貯蔵建屋には、地震時の基本的な振動性状を把握する目的で基礎上端と屋根トラス上部に各 1 台の地震計を設置している。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震計設置位置を図 2-2 に示す。



(a) 断面図



(b) 1階 (EL. 8.3 m) 平面図

図 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震計設置位置

2.2 シミュレーション解析結果

観測記録を用いたシミュレーション解析は、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析モデル（以下「DC 今回工認モデル」という。）を用いた。既工認での地震応答解析の概要図を図 2-3 に、今回工認での評価の概要図を図 2-4 に、東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果として、最大応答加速度分布の比較を図 2-5 に床応答スペクトルの比較を図 2-6 に示す。各解析結果の比較図には建設工認時の地震応答解析モデル（以下「DC 既工認モデル」という。）による結果及びシミュレーション解析に用いた入力地震動も参考として示す。

観測記録、DC 今回工認モデルによる解析結果、DC 既工認モデルによる解析結果を比較すると、各方向において、DC 今回工認モデルと DC 既工認モデルの解析結果は観測記録と概ね良い対応を示している。

ほぼすべての周期帯において解析結果と観測記録は概ね同等もしくは解析結果が観測記録を上回る結果となっており、DC 今回工認モデルを耐震評価用の解析モデルとして適用することは妥当である。

0.1 秒付近は観測記録の方が上回るがその差は比較的小さい。また、0.2 秒から 0.3 秒付近ではシミュレーション解析の方が大きめの評価を与えている。その差異が生じる要因としては、以下が考えられる。

①0.1 秒付近及び 0.2 秒から 0.3 秒付近の差異が生じる要因

- ・基礎スラブ上端位置での応答であり、上部構造物の影響は小さい。また、上部構造物の質点重量は全体の 1/3 程度である。上記の確認のためシミュレーション解析の建屋入力地震動を比較したところ、基礎スラブ上端応答と同様の傾向にあった。そのため、差異の要因として、ばらつきをもつ不均質な地盤を平均的な成層モデルに仮定していることが考えられる。

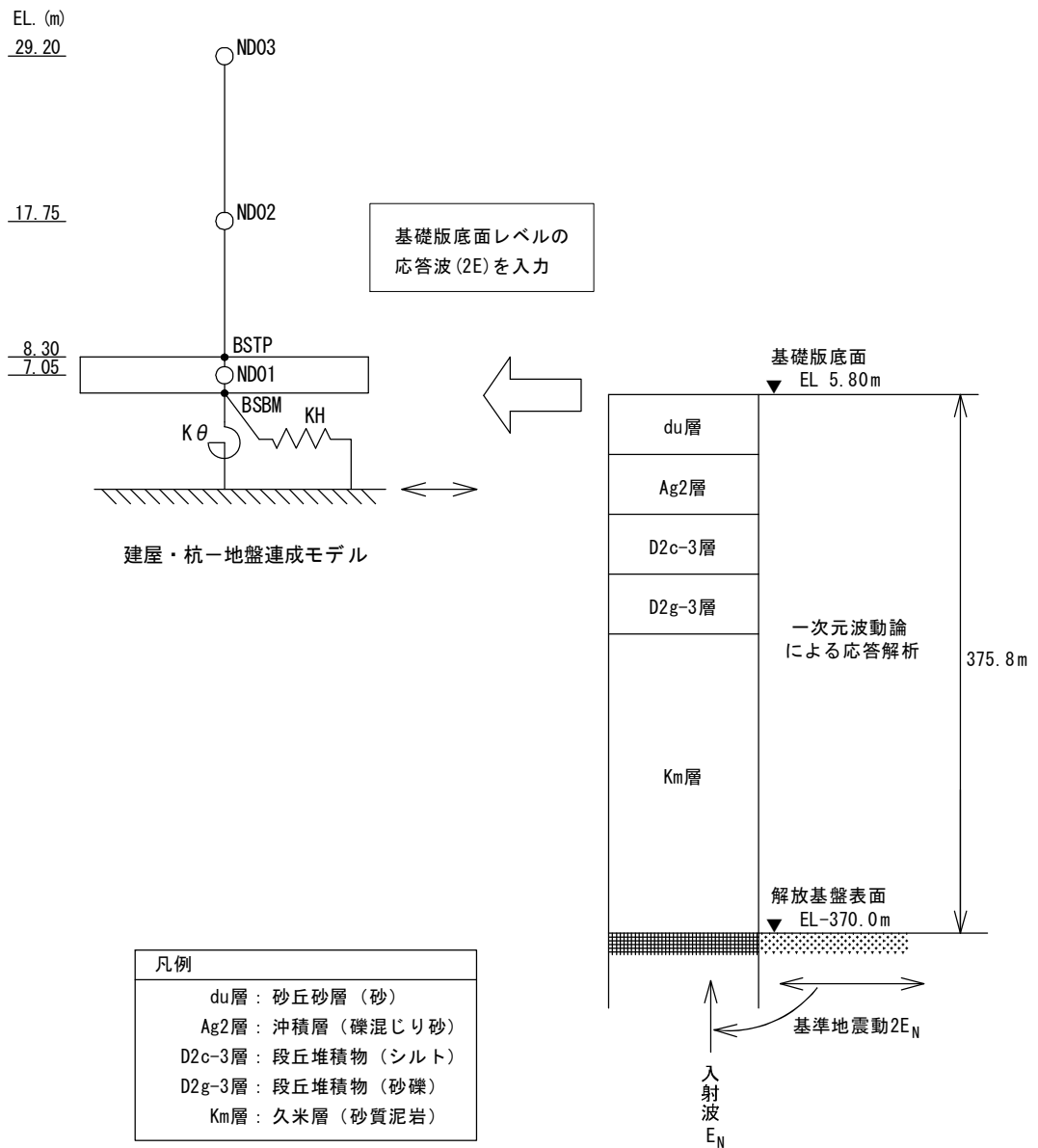
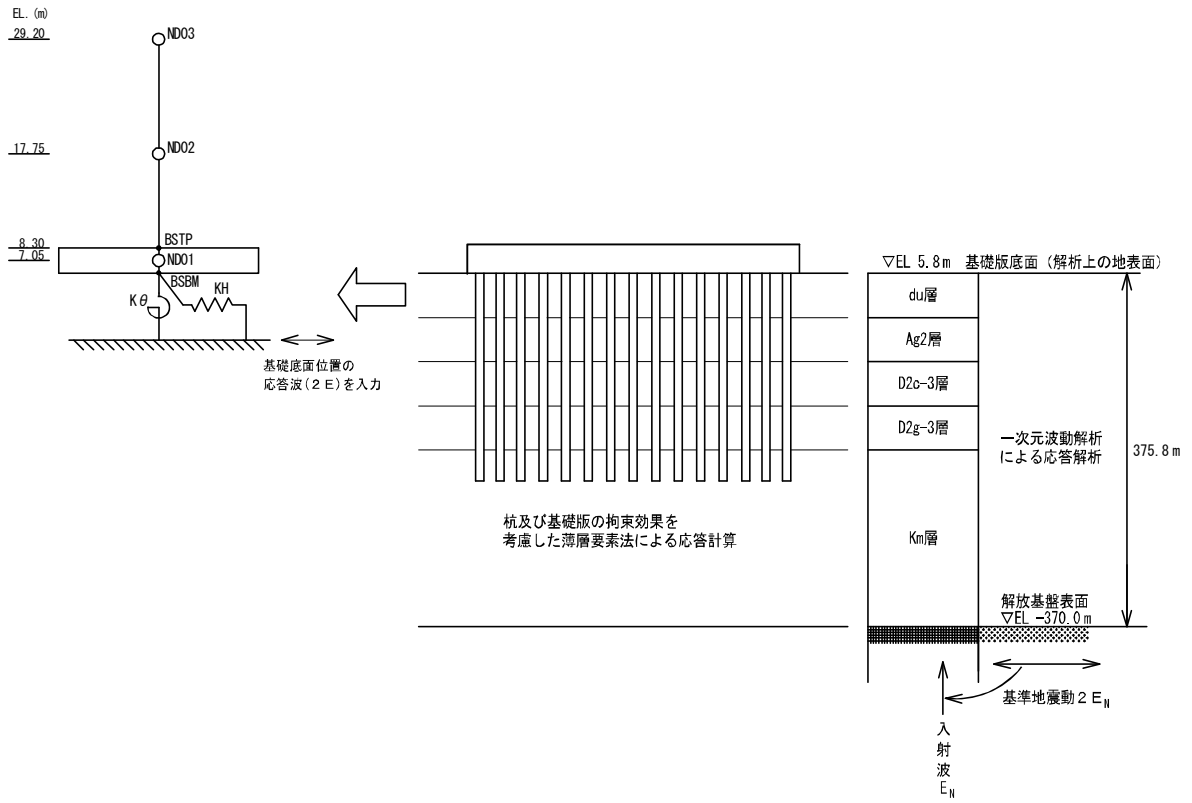
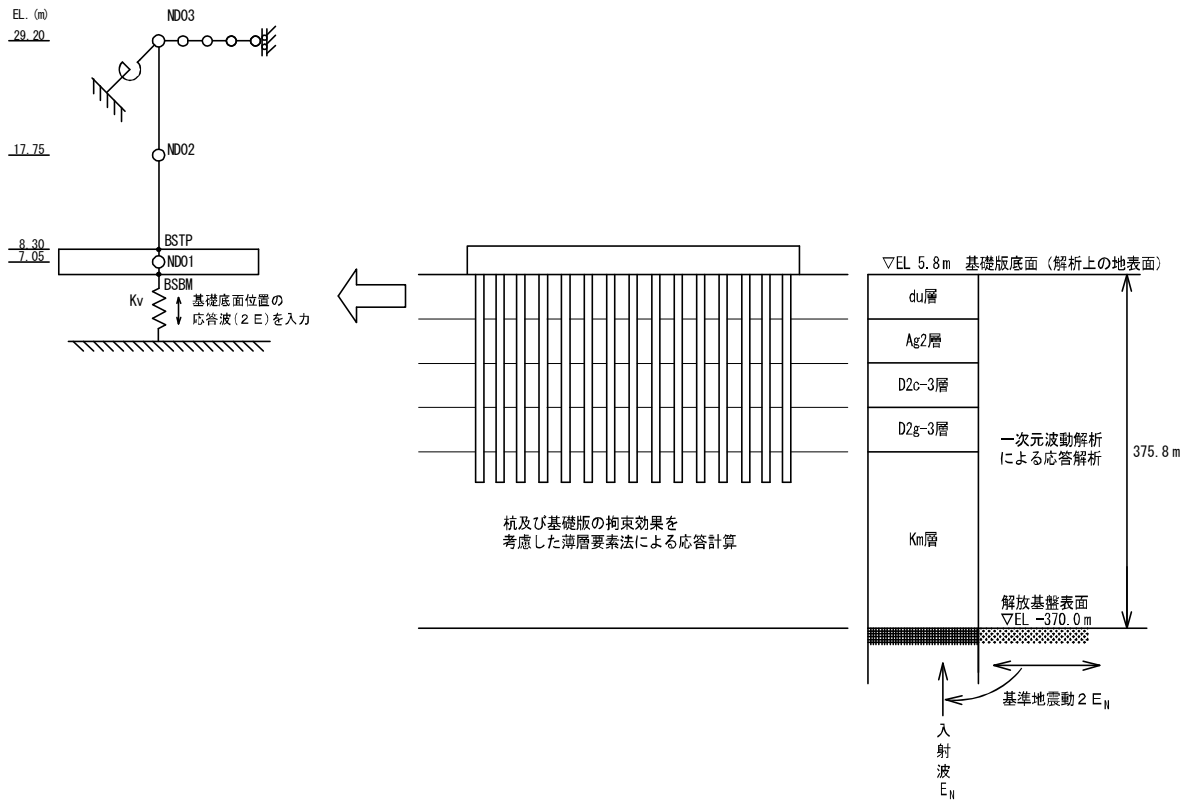


図 2-3 地震応答解析の概要図 (既工認)



(水平方向)



(鉛直方向)

図 2-4 地震応答解析の概要図 (今回工認での評価)

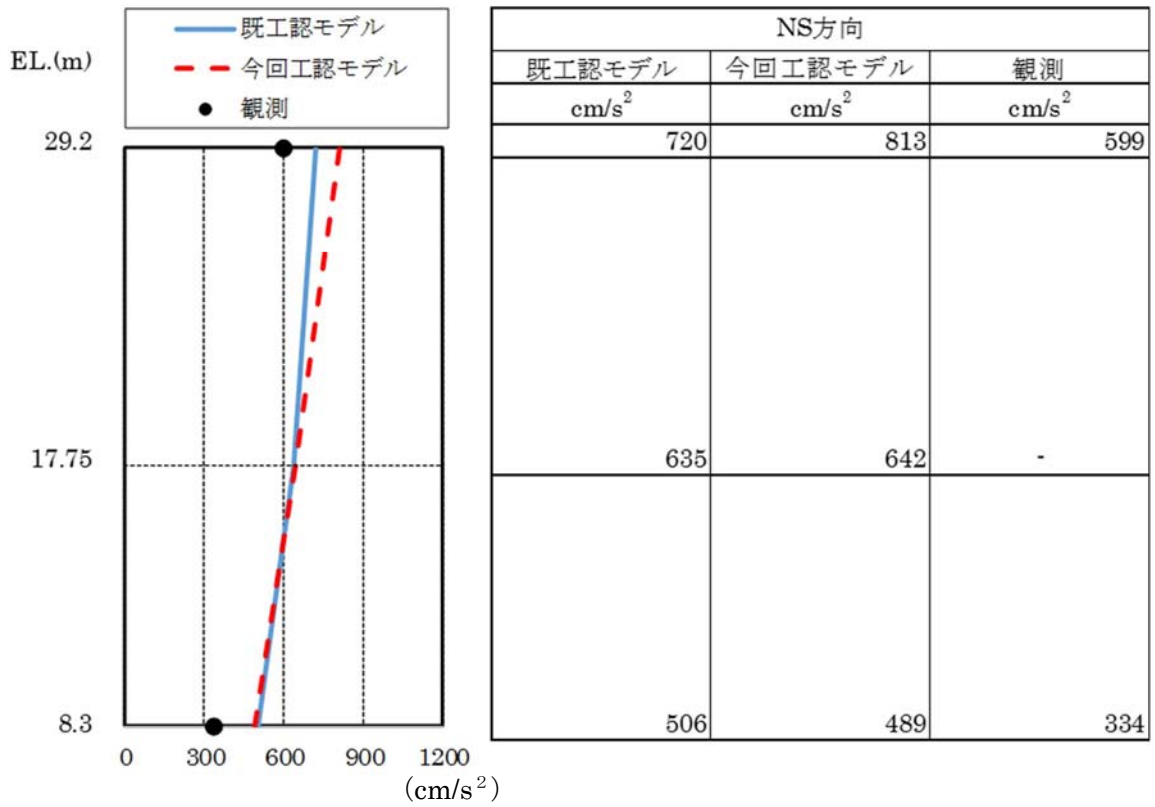
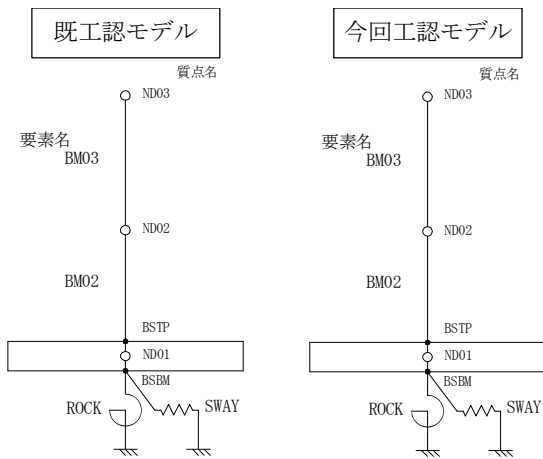


図 2-5 (1/3) 最大応答加速度分布の比較 (NS 方向)



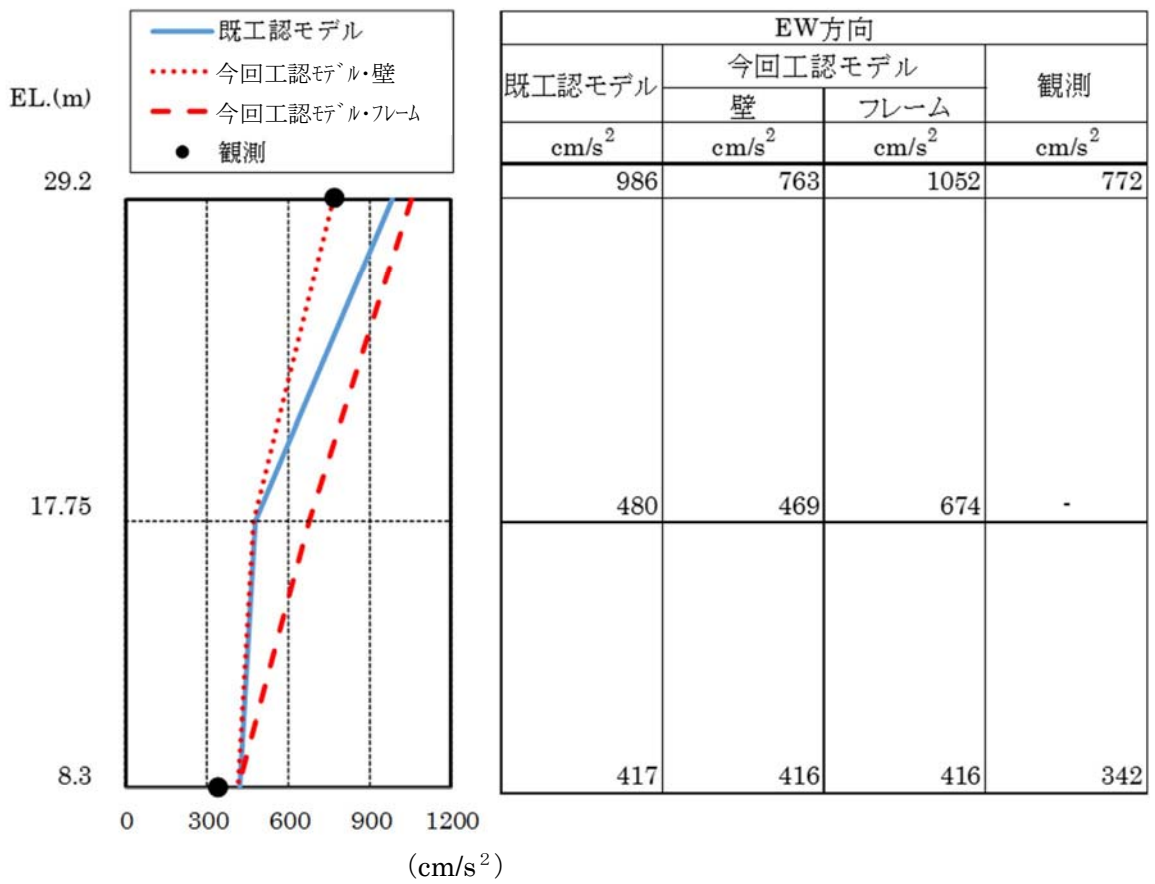
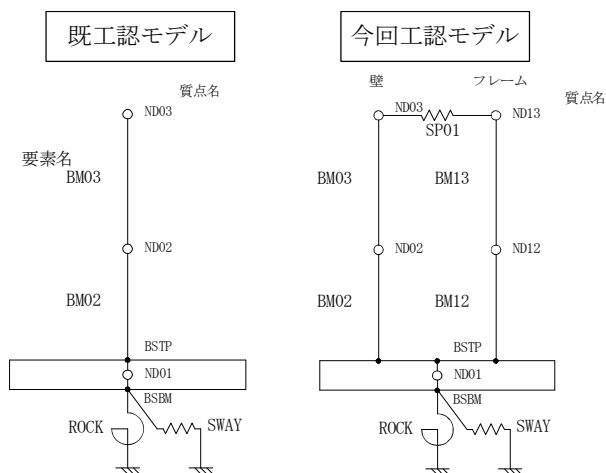


図2-5 (2/3) 最大応答加速度分布の比較 (EW方向)



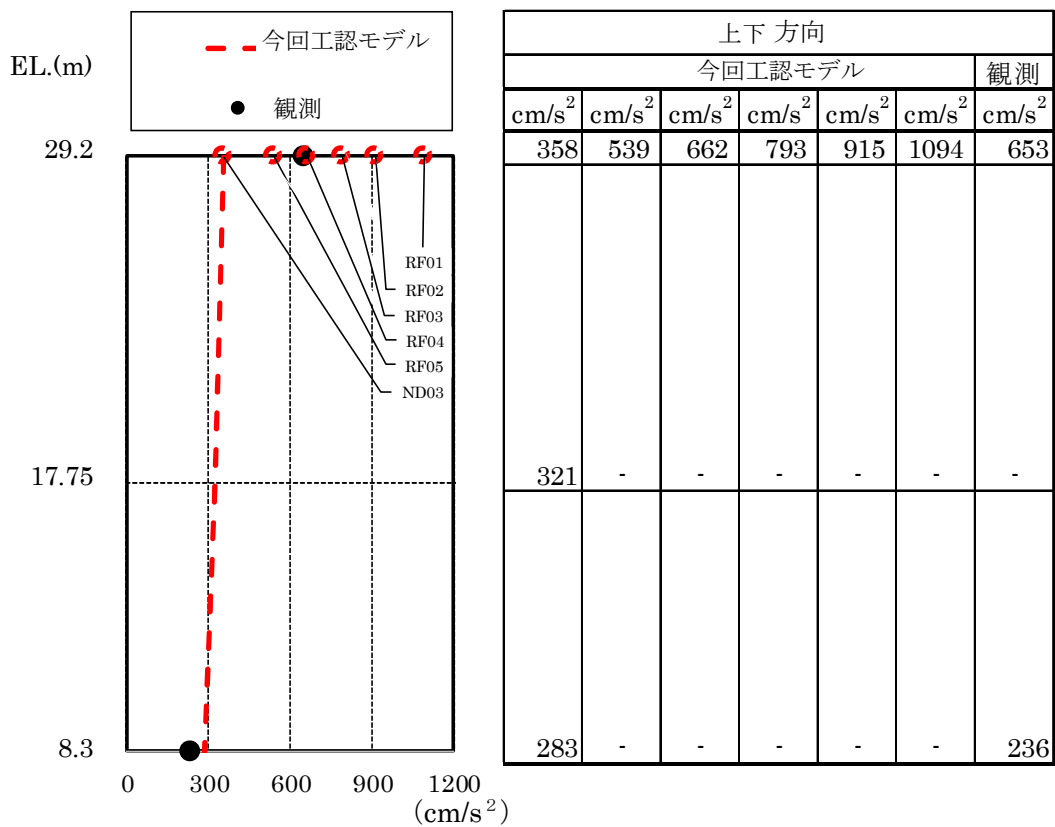
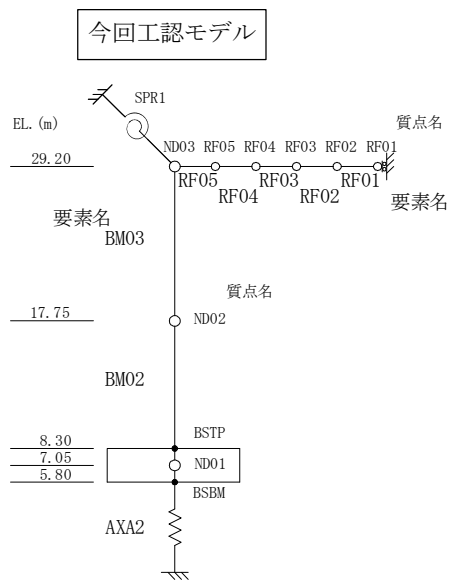


図2-5 (3/3) 最大応答加速度分布の比較 (鉛直方向)



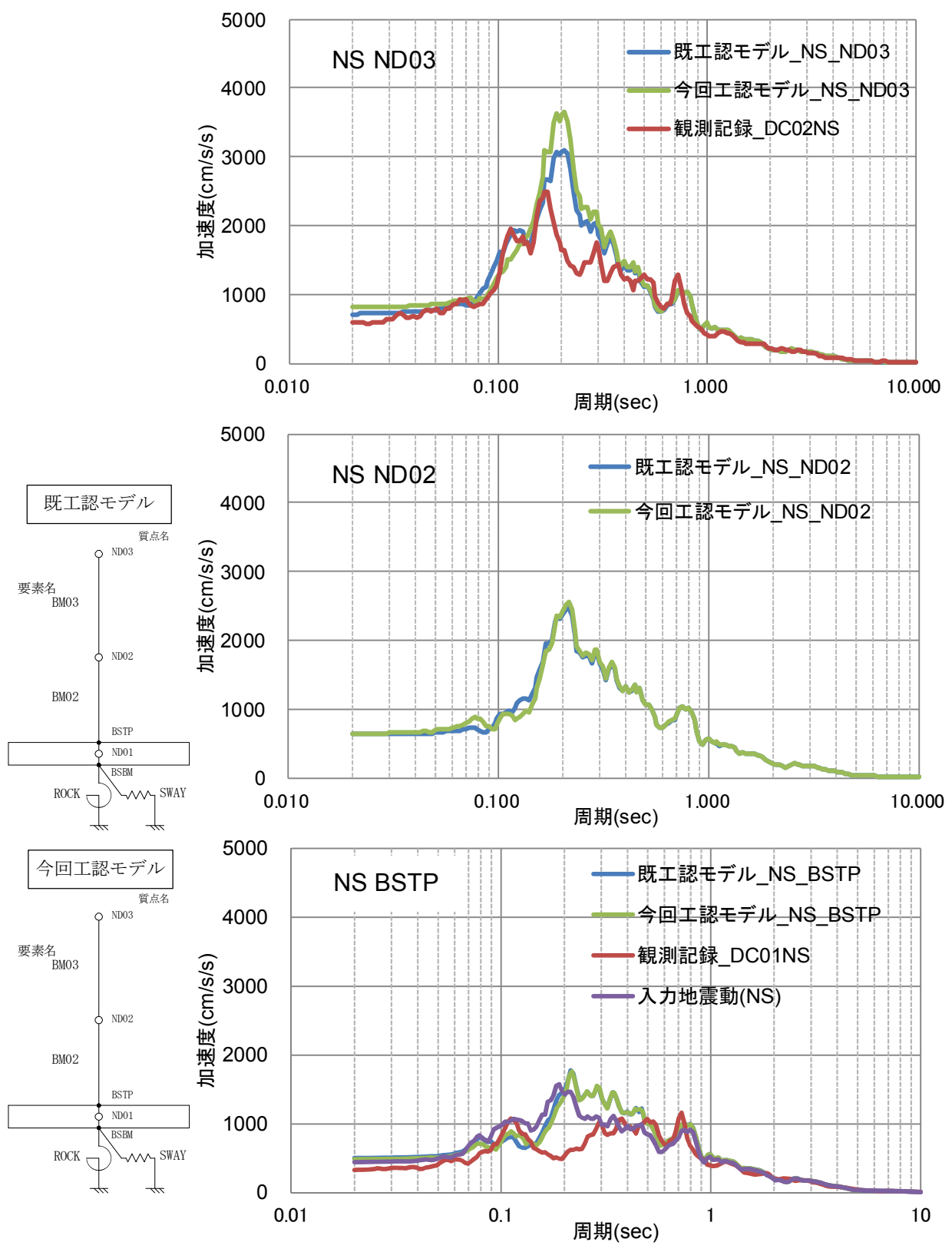


図 2-6 (1/3) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向, h = 5%)

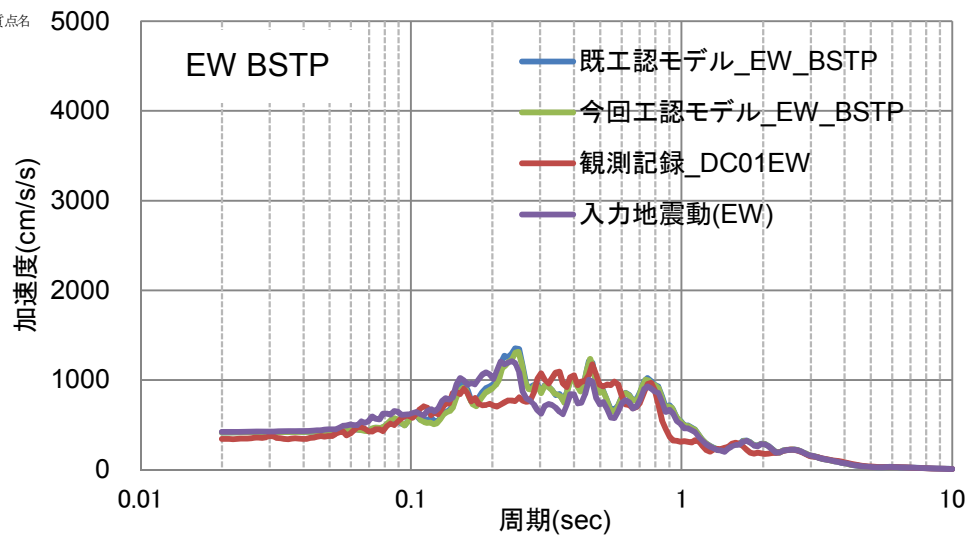
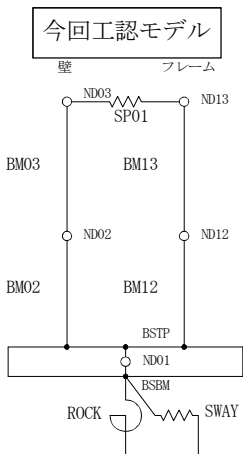
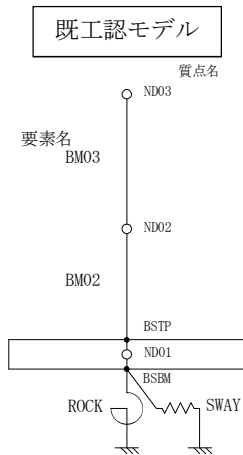
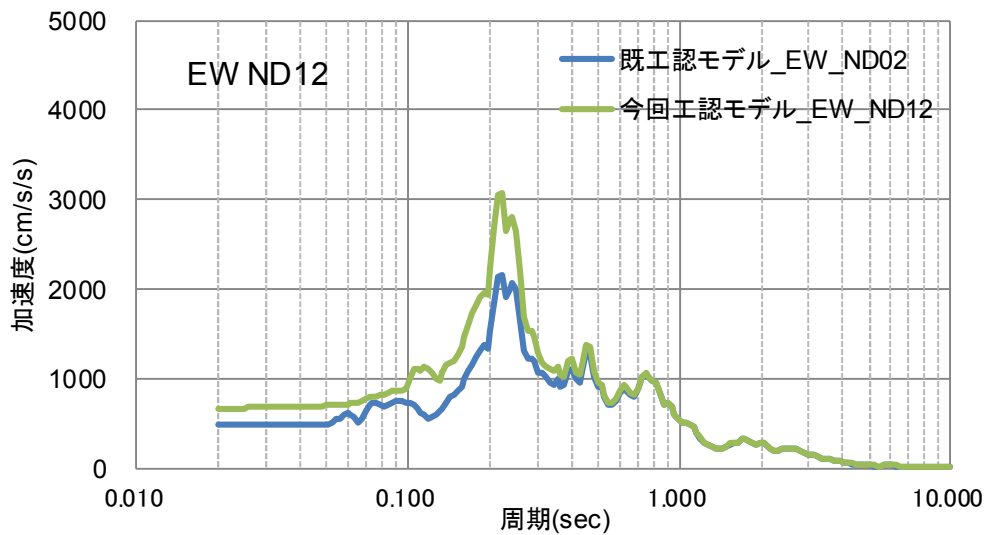
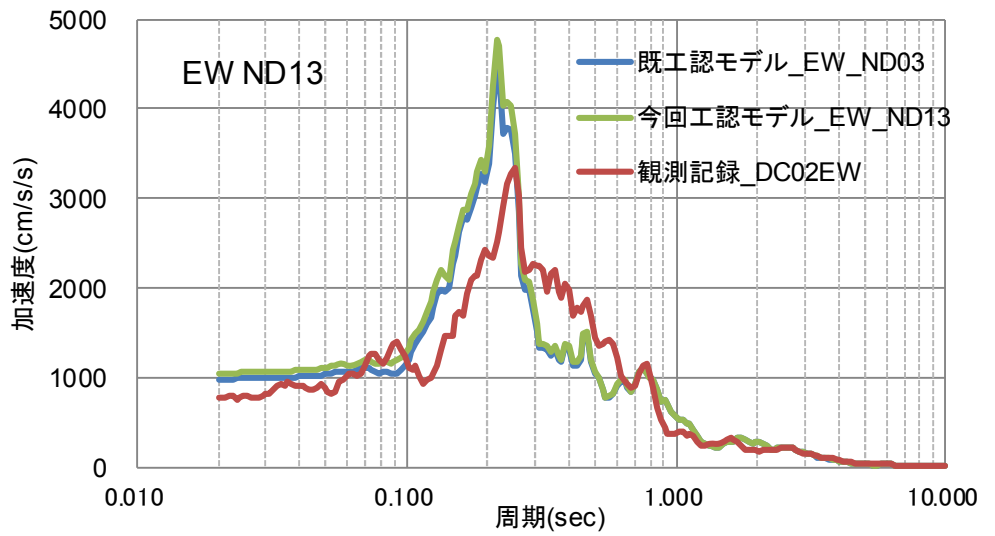


図 2-6 (2/3) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向, h=5%)

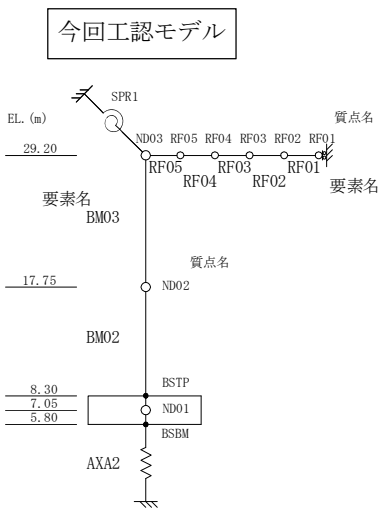
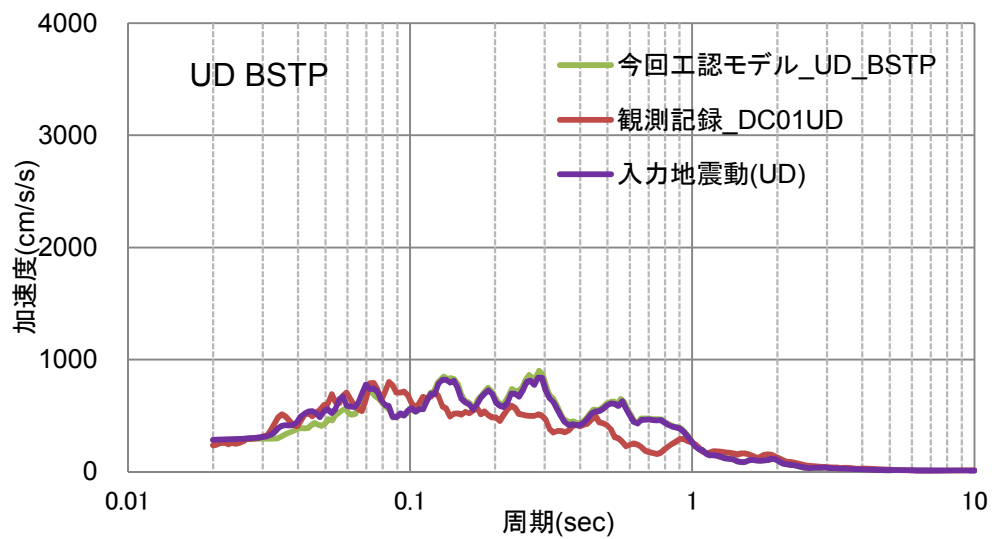
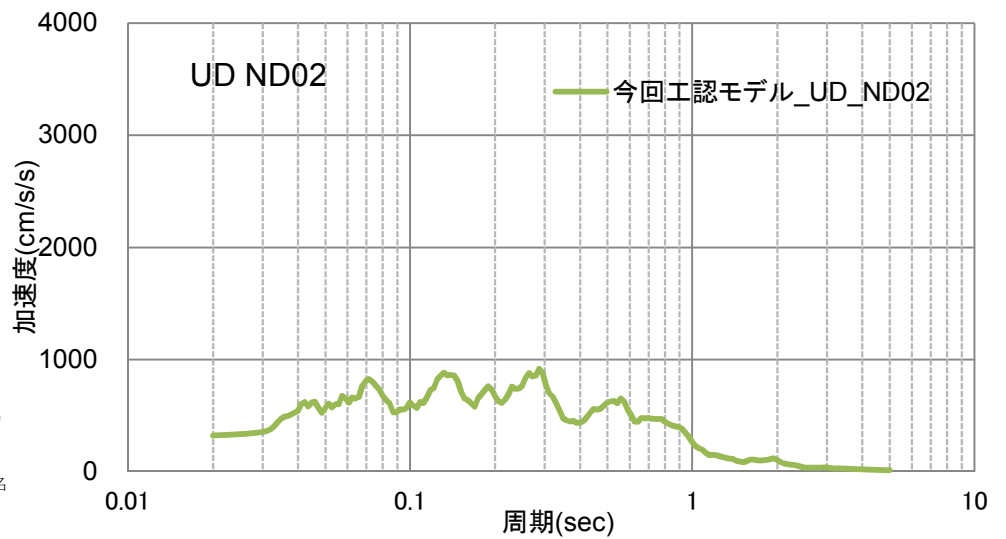
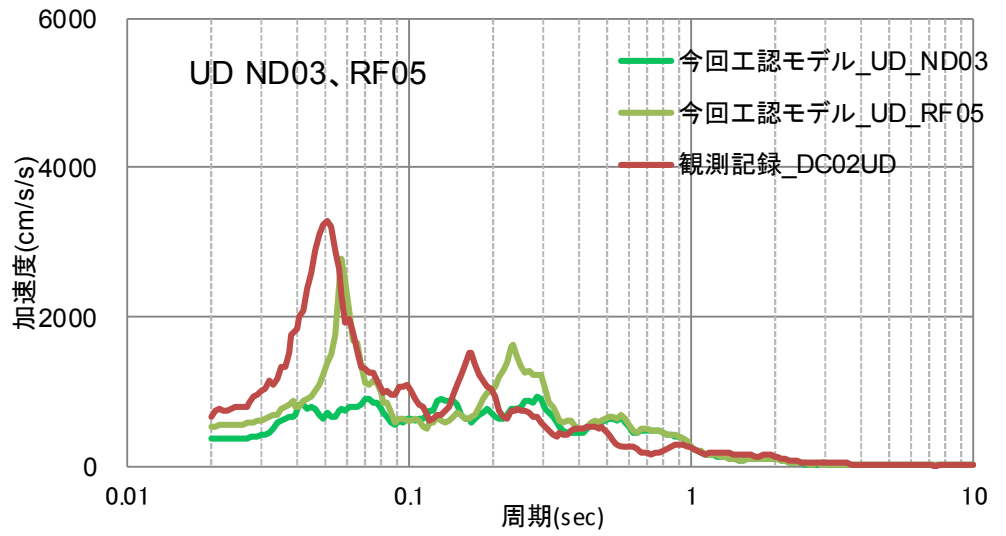


図 2-6 (3/3) 床応答スペクトルの比較 (上下方向, h = 5%)

2.1 施設の耐震評価への影響検討

2.3.1 建屋への影響

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震計設置位置での観測記録と今回工認モデルを用いたシミュレーション解析の応答とを比較した結果、最大応答加速度分布は観測記録がシミュレーション解析を上回らないことが確認できたため、DC建屋の耐震評価に影響はない（図2-5）。

2.3.2 機器・配管系への影響

(1) 影響検討対象設備

使用済燃料乾式貯蔵建屋に設置された機器・配管系として、使用済燃料乾式貯蔵容器（以下「ドライキャスク」という。）及び使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーン（以下「DC建屋クレーン」という。）がある。影響検討対象設備を表3-1に示す。

表 3-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋に設置の影響検討対象設備

影響検討対象設備	設置階高
ドライキャスク	EL. 8. 3m
DC建屋天井クレーン	EL. 17. 75m

(2) 影響評価結果

(a) ドライキャスク

ドライキャスクの耐震評価に用いる EL. 8. 3m の最大応答加速度（ZPA）について、シミュレーション解析の結果と観測記録とを比較した結果を表3-2に示す。表3-2に示すとおり観測記録の応答加速度はシミュレーション解析の加速度を上回らないことが確認できたため、使用済燃料乾式貯蔵容器（DC）の耐震評価に影響はない。

表 3-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋 EL. 8. 3m の応答加速度比較

	方向	応答加速度 (cm/s ²)	
		シミュレーション 解析結果	観測記録
使用済燃料乾式 貯蔵建屋 EL. 8. 3m	水平	489	342
	鉛直	283	236

(b) DC建屋クレーン

DC建屋クレーンは、EL. 17. 75m のクレーンガーダ上に設置されている。地震観測計は EL8. 3m 及び EL29. 2m に設置されており、シミュレーション解析結果との比較も当該階で実施していることから、EL8. 3m 及び EL29. 2m による床応答スペクトルの比較により影響を確認する。

図 3-1 に観測記録の床応答スペクトルとシミュレーション解析結果の床応答スペクトルとの比較にDC建屋クレーンの1次固有周期を記載して示す。またDC建屋クレーンの1次固有周期を表 3-3 に示す。

シミュレーション解析結果の応答加速度値のほうが観測記録の応答加速度値を概ね大きな値となっていることを確認した。鉛直方向の固有周期 0.128 秒で観測記録のほうが大きな応答加速度値となっているが、耐震評価で支配的な解析条件となる吊荷有りの1次固有周期 0.292 秒及び0.239 秒ではシミュレーション解析のほうが応答加速度値は大きいことから問題ない。

表 3-3 DC建屋クレーンの1次固有周期

ガーダ位置	吊荷	1次固有周期 (秒)		
		NS方向	EW方向	鉛直方向
中央	有	0.190	0.174	0.292
	無	0.191	0.175	0.128
端部	有	0.141	0.177	0.239
	無	0.141	0.178	0.103

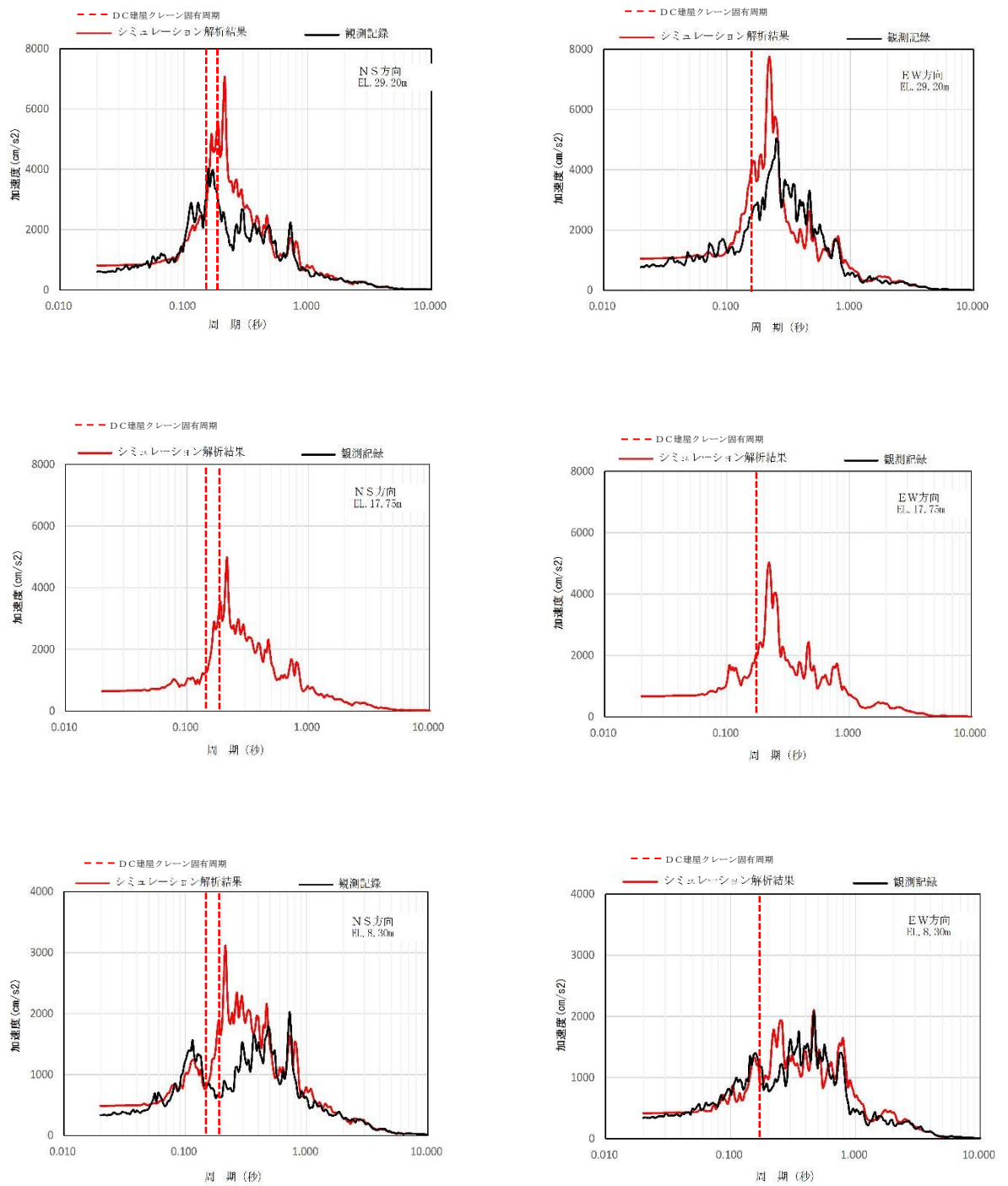


図 4-1(1) 使用済燃料乾式貯蔵建屋の床応答スペクトル比較図 (減衰 2%)

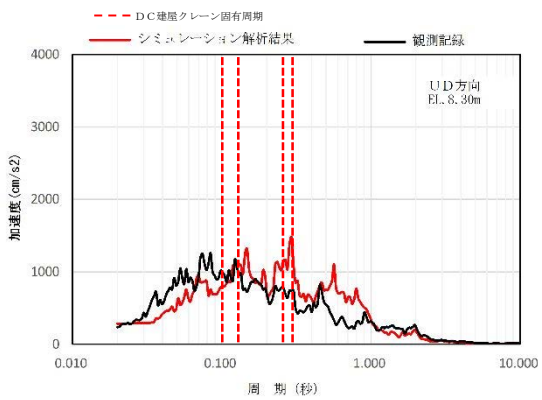
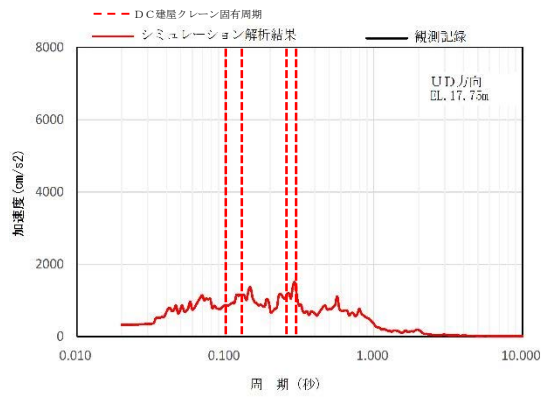
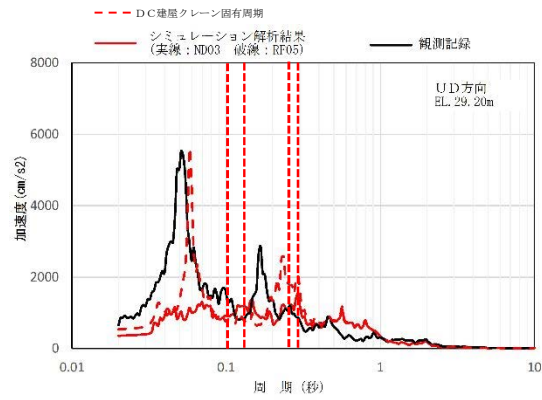


図 4-1(2) 使用済燃料乾式貯蔵建屋の床応答スペクトル比較図 (減衰 2%)

2.4 工認に用いる地震応答解析モデルの妥当性について

使用済燃料乾式貯蔵建屋が細長い形状をしていること等を考慮し、地震応答解析モデルを既工認から変更した。東北地方太平洋沖地震のシミュレーション解析結果より、貯蔵容器への入力となる EL. 8.3 m の基礎上端での応答及び建屋有周期近傍での建屋応答を概ね安全側に評価出来ていることを確認した。

以上の結果を踏まえ、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算及び耐震計算書に用いる応答解析モデルには、DC 今回工認モデルを用いることとした。