

4.1.2 EW 方向の応力伝達

EW 方向の水平力伝達の考え方を図 4-2 に示す。

下屋スラブから伝達される水平力は、クレーン階の既設耐震壁（ $t=250$ ）からあと施工アンカーとスタッドボルトを介してクレーン階追設梁に伝達する。

クレーン階追設梁の軸力は、追設耐震壁上部の追設 SRC 梁（HB11）の側面に設けたスタッドボルトを介して追設耐震壁に伝達し、最終的に地上 3 階以下の既設耐震壁に伝達する。

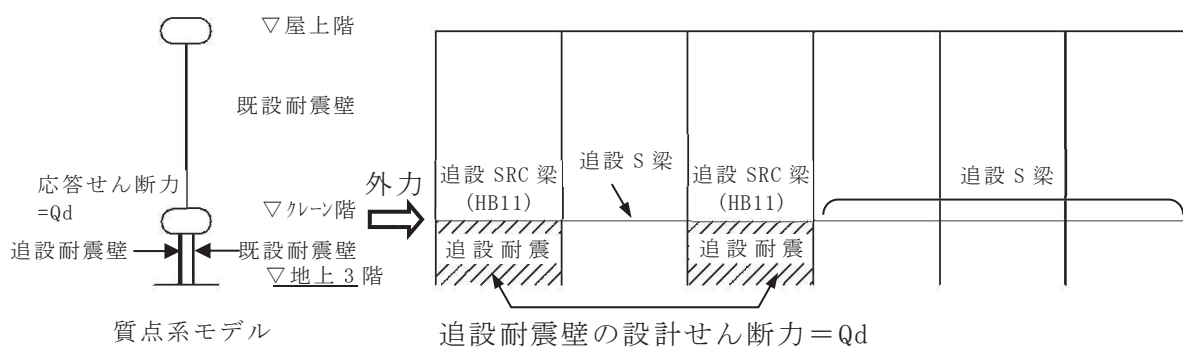


図 4-2 水平力伝達の考え方（EW 方向）

4.2 使用材料

耐震補強部材の使用材料を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震補強部材の使用材料

使用材料	種別	基準強度 F	備考
コンクリート	Fc33	33N/mm ²	
鋼材	SN400B	235N/mm ²	
	SN490B	325N/mm ²	
	BCR295	295N/mm ²	
鉄筋	SD345	345N/mm ²	
スタッドボルト	SD345	345N/mm ²	
トルシア型 超高力ボルト	SHTB	1400N/mm ²	国土交通大臣認定番号 MBLT-9038
ボルト	強度区分 6.8	600N/mm ²	
あと施工アンカー	SD345	345N/mm ²	カプセル方式接着系アンカー 製品認証番号 第 13-0002 (（一社）日本建築あと施工アンカー協会)
スパイラル筋	SR235	235N/mm ²	
定着金物	プレートナット工法	BCJ 評定番号 RC0152-05	(（一社）日本建築センター)

部材の終局耐力の算定にあたって、建設省告示第 2464 号に基づく J I S 材料の強度割増を考慮し、鋼材並びに鉄筋の F 値を 1.1 倍する。

4.3 追設耐震壁の設計

耐震壁の終局耐力は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2001年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

4.3.1 追設耐震壁の終局せん断耐力

追設耐震壁の終局せん断耐力は、壁筋によって決定されるせん断耐力と、耐震壁周辺骨組の拘束力によるせん断耐力を加算して求められる。

図4-3に耐震壁せん断設計のフロー^{*}を示す。

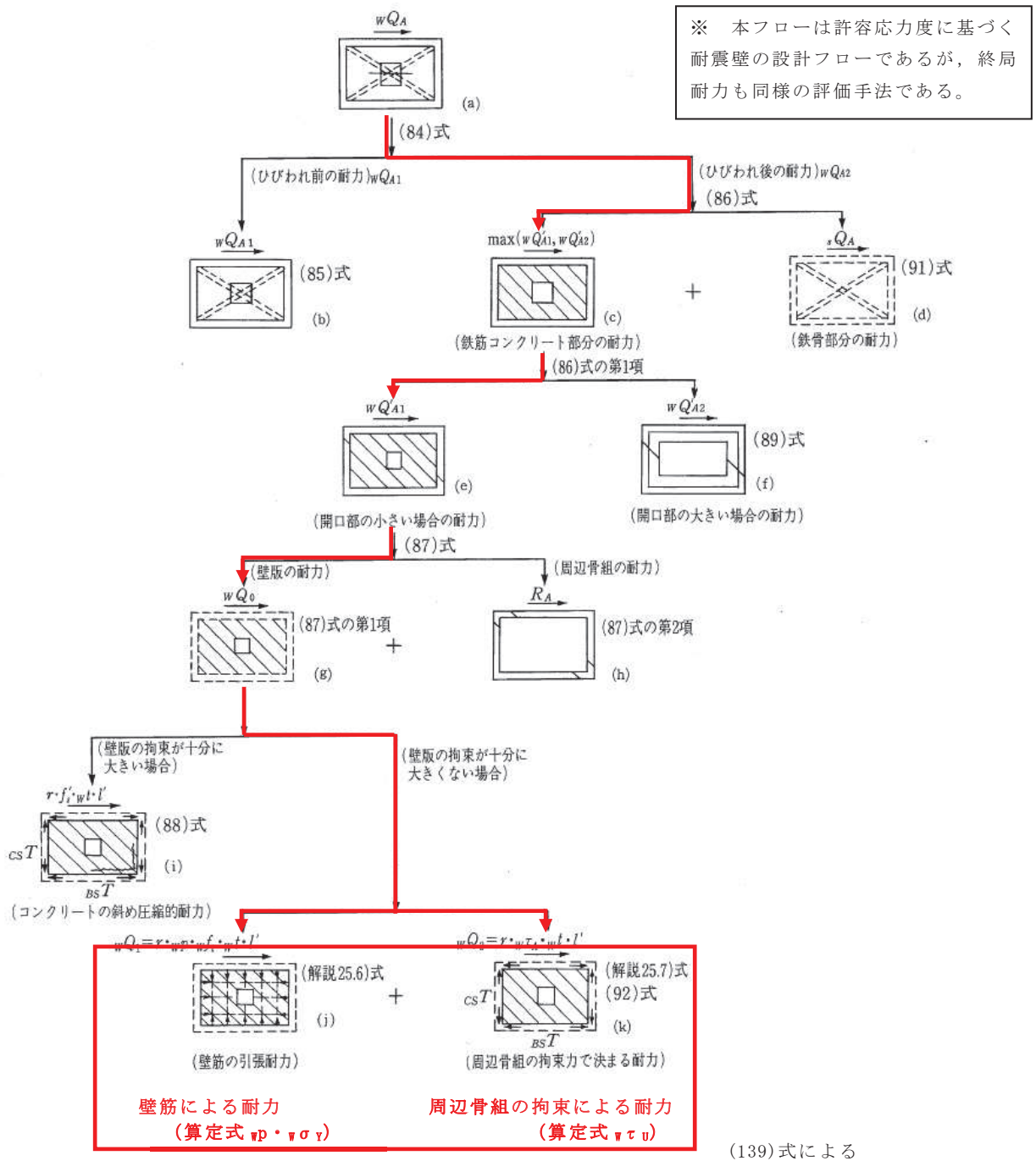


図4-3 耐震壁せん断設計のフロー

図 4-3 のフロー図に従い，耐震壁の終局せん断耐力の算定式をまとめる。

(1) 耐震壁の終局せん断耐力

耐震壁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$\begin{aligned} {}_w Q_U &= \max \{ {}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2} \} \\ {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times (1 + \beta) \times {}_w F_S \\ {}_w Q_{U2} &= \max \{ {}_w Q'_{U1}, {}_w Q'_{U2} \} + {}_s Q_U \\ {}_w F_S &= \min \left\{ 0.067 F_c, 1.0 + \frac{F_c}{50} \right\} \end{aligned}$$

ここで，本設計の補強壁内には鉄骨がないので $\beta = 0$ ， ${}_s Q_U = 0$ となる。

${}_w Q'_{U1}$ ， ${}_w Q'_{U2}$ は下式による。

$${}_w Q'_{U1} = r \times \min \{ {}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_Y + {}_w \tau_U) \} \times {}_w t \times l'$$

ここに， ${}_w F'_s$ は下式による。

$$\begin{aligned} {}_w F'_s &= \min \{ 0.25 F_c, 1.13 \sqrt{F_c} \} \\ {}_w Q'_{U2} &= \min \left\{ \Sigma_{CT} R_U, \Sigma_{BT} R_U \frac{l}{h} \right\} \end{aligned}$$

ここに， ${}_{CT} R_U$ ， ${}_{BT} R_U$ は垂壁・腰壁付梁及び柱の終局耐力である。

開口部が大きい耐震壁の壁板は，周辺骨組に接続する垂壁・腰壁・袖壁として取り扱い上記の ${}_w Q'_{U2}$ を算定するが，本設計では垂壁・腰壁・袖壁に該当する部位がないため ${}_w Q'_{U1}$ のみ考慮する。

${}_w \tau_U$ は下式による。

$${}_w \tau_U = \min \left(\frac{{}_{BS} \beta b}{{}_w t l^2} {}_{BS} M_U, \frac{{}_{CS} \beta b}{{}_w t h^2} {}_{CS} M_U, \frac{{}_{BS} \beta s}{{}_w t l} {}_{BS} Q_U, \frac{{}_{CS} \beta s}{{}_w t h} {}_{CS} Q_U \right)$$

ここに， ${}_{BS} \beta b$ ， ${}_{BS} \beta s$ ， ${}_{CS} \beta b$ ， ${}_{CS} \beta s$ は壁板周辺の応力状態によって定まる係数である。

また， ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{CS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$ ， ${}_{CS} Q_U$ は周辺の梁及び柱の終局曲げ耐力及びせん断耐力で，上下の梁，左右の柱の耐力のうち，小さいほうの値を用いる。

ここで，追設耐震壁両側には既設 SRC 柱及び追設 SRC 梁により十分に拘束されていると考えられる。

また，追設耐震壁下部には梁幅に相当する厚さの 1 層分の壁があるため， ${}_w \tau_U$ は追設 SRC 梁の拘束力によって決まる。

したがって，追設 SRC 梁の ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$ のみ考慮する。

追設 SRC 梁の応力状態を，図 4-4 に示す。

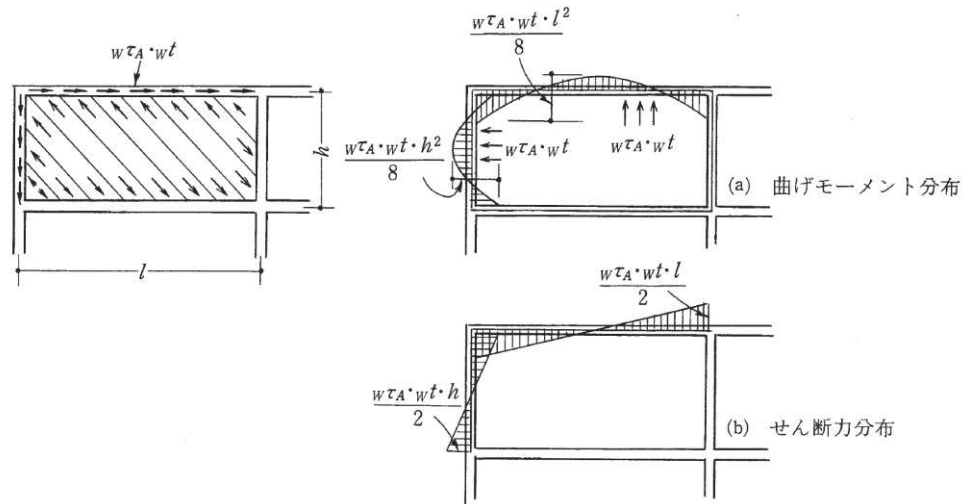


図 4-4 補強壁上部梁の応力状態

本設計では，梁端部をピンと仮定して設計する。

したがって， $B_s \beta b = 8$ ， $B_s \beta s = 2$ となる。

以上をまとめると，耐震壁の終局せん断耐力は以下の式で算定される。

$$\begin{aligned}
 {}_w Q_U &= \max\{{}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2}\} \\
 {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times {}_w F_s \\
 {}_w Q_{U2} &= r \times \min\{{}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_y + {}_w \tau_U)\} \times {}_w t \times l'
 \end{aligned}$$

記号

r : 耐震壁開口による耐力低減係数

${}_w t$: 耐震壁厚さ (mm)

l : 梁のスパン (mm)

β : 鉄骨ウェブ材の形式と寸法による係数

${}_w F_s$: 耐震壁のコンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

${}_w F'_s$: 耐震壁のコンクリートの圧縮場によるせん断強度 (N/mm²)

${}_w p$: 壁筋比

${}_w \sigma_y$: 壁筋の降伏応力度 (N/mm²)

${}_w \tau_U$: 耐震壁に接する骨組の耐力によって決まるコンクリートの終局せん断応力度 (N/mm²)

l' : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)

(2) 追設 SRC 梁の終局曲げ耐力

追設 SRC 梁の終局曲げ耐力は下式により算定する。

$$M_U = Z_p \cdot \sigma_Y + a_t \cdot \sigma_Y \cdot d$$

記号

- Z_p : 鉄骨の塑性断面係数 (mm^3)
 σ_Y : 鉄骨の降伏応力度 (N/mm^2)
 a_t : 引張主筋の断面積 (mm^2)
 σ_Y : 主筋の降伏応力度 (N/mm^2)
 d : 引張主筋と圧縮主筋の重心間距離 (mm)

(3) 追設 SRC 梁の終局せん断耐力

追設 SRC 梁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$Q_U = {}_r Q_U + {}_s Q_U$$

鉄筋コンクリート部分の終局せん断力耐力は下式による。

$${}_r Q_U = \min({}_r Q_{sU}, {}_r Q_{bU}) \quad \dots \textcircled{1}$$

$${}_r Q_{bU} = \Sigma \left(\frac{{}_r M_U}{l} \right) \quad \dots \textcircled{2}$$

$${}_r Q_{sU} = \min({}_r Q_{sU1}, {}_r Q_{sU2}) \quad \dots \textcircled{3}$$

ここで、 ${}_r Q_{bU}$ は、鉄筋コンクリート部分の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

${}_r Q_{sU1}, {}_r Q_{sU2}$ は下式による。

$${}_r Q_{sU1} = b \cdot {}_r j (0.5 F_s \cdot \alpha + 0.5 p_w \cdot \sigma_Y)$$

$${}_r Q_{sU2} = b \cdot {}_r j \left(F_s \frac{b'}{b} + p_w \cdot \sigma_Y \right)$$

ただし、 p_w は 0.6% を超える場合には 0.6% とする。

ここに、 F_s は下式による。

$$F_s = \min\left(0.15F_c, 2.25 + \frac{4.5F_c}{100}\right)$$

鉄骨部分の終局せん断耐力は下式による。

$${}_sQ_U = \min({}_sQ_{sU}, {}_sQ_{bU})$$

$${}_sQ_{bU} = \Sigma\left(\frac{{}_sM_U}{l}\right)$$

ここで、 ${}_sQ_{bU}$ は、鉄骨の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

ここに、 ${}_sQ_{sU}$ は下式による。

$${}_sQ_{sU} = t_w \cdot d_w \frac{{}_s\sigma_Y}{\sqrt{3}} \quad (\text{充腹形})$$

記号

- $r M_U$: 鉄筋コンクリート部分の終局曲げ耐力 (kN)
- b : 長方形断面材の幅 (mm)
- $r j$: 鉄筋コンクリート部分の曲げによる引張側と圧縮側の応力中心間距離で $r j = (7 / 8) r d$ を用いることができる (mm)
- F_s : コンクリートのせん断強度 (N/mm²)
- b' : 鉄骨フランジ位置でのコンクリート有効幅 (mm)
- $r \alpha$: 鉄筋コンクリート部分の $rM / (rQ \cdot rd)$ による係数
- $w p$: あばら筋比
- $w \sigma_Y$: せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm²)
- ${}_s M_U$: 鉄骨部分の終局曲げ耐力 (kN)
- l' : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)
- t_w : 充腹形鉄骨のウェブの厚さ (mm)
- d_w : 鉄骨ウェブのせい (mm)
- ${}_s \sigma_Y$: 鉄骨の降伏応力度 (N/mm²)

4.3.2 あと施工アンカー

接着系あと施工アンカーの設計強度は、「2001年度版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説」（財団法人日本建築防災協会）に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

(1) 接着系アンカーのせん断耐力 Q_a

接合面におけるアンカー1本当たりの負担せん断力は下式より算定する。

$$Q_a = \min \{Q_{a1}, Q_{a2}\}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times s_a e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \times \sqrt{E_c \times \sigma_B} \times s_a e$$

ただし、 $\tau = (Q_a / s_a e)$ は 294 N/mm^2 以下とする。

(2) 接着系アンカーの引張耐力 T_a

接合面におけるアンカー1本当たりの負担引張力は下式より算定する。

$$T_a = \min \{T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}\}$$

$$T_{a1} = \sigma_y \times a_0$$

$$T_{a2} = 0.23 \times \sqrt{\sigma_B} \times A_c$$

$$T_{a3} = \tau_a \times \pi \times d_a \times l_e$$

$$\tau_a = 10 \times \sqrt{(\sigma_B / 21)}$$

記号

σ_y : 鉄筋の規格降伏点強度 (N/mm^2)

$s_a e$: 接合面におけるアンカー本体又はアンカー筋の断面積 (mm^2)

E_c : σ_B に基づいて計算されるヤング係数 (N/mm^2)

σ_B : 既設部コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

τ : アンカーのせん断強度 (N/mm^2)

a_0 : 接合筋のねじ加工を考慮した有効断面積, 又はアンカー筋の公称断面積 (mm^2)

A_c : 既設コンクリート躯体へのコーン状破壊面のアンカー1本当たりの有効水平投影面積 (mm^2)

τ_a : 接着系アンカーの引抜き力に対する付着強度 (N/mm^2)

d_a : アンカー筋の軸部の直径, アンカー筋の呼び名 (mm)

l_e : アンカーの有効埋め込み深さ (mm) $\rightarrow l_e \geq 7d_a$

4.4 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の設計

4.4.1 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁

追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度は、「鋼構造設計規準（2005年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

(1) 引張強度 N_T

鉄骨ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度 N_T は下式によって算定する。

$$N_T = A \times F$$

(2) 圧縮座屈強度 N_{cr}

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度は、「鋼構造塑性設計指針（2010年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度 N_{cr} は、下式によって算定する。

① SN400

$$0 \leq \lambda \leq 30 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$30 < \lambda \leq 120 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.006 \times (\lambda - 30)$$

$$\lambda > 120 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

② SN490

$$0 \leq \lambda \leq 25 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$25 < \lambda \leq 100 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.007 \times (\lambda - 25)$$

$$\lambda > 100 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

記号

N_{cr} : 圧縮座屈強度 (kN)

N_Y : 柱降伏軸力 (kN)

$\lambda = l_k / i$: 細長比

l_k : 座屈長さ (mm)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad : \text{断面二次半径 (mm)}$$

I : 断面二次モーメント (mm⁴)

A : 断面積 (mm²)

N_E : オイラー座屈強度で下式によって算定する。
(kN)

$$N_E = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l_k^2}$$

E : ヤング係数 (N/mm²)

4.4.2 ボルト類

(1) スタッドボルト

頭付きスタッドボルトの終局せん断耐力は、『各種合成構造設計指針・同解説 (2010年改定版)』（日本建築学会）に基づいて算定する。

以下に頭付きスタッドボルト 1 本当たりのせん断耐力の算定式を示す。

$$q_s = 0.5 \times s_c a \times \sqrt{F_c \times E_c} \quad (\sqrt{F_c \times E_c} \leq 900 \text{とする})$$

記号

Q_s : 頭付きスタッドのせん断耐力 (kN)

$s_c a$: 頭付きスタッドの軸部断面積 (mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

(2) 超高力ボルト (国土交通大臣認定番号: MBLT-9038)

SHTB (M24)

短期許容耐力 1面せん断: 155kN

2面せん断: 309kN

引張強さ (保有耐力検定用): 1400N/mm²

(3) ボルト (強度区分 6.8)

ボルト (強度区分 6.8) の短期許容せん断耐力は、『鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (2005年改訂版)』（日本建築学会）の付 3 による。

ボルト (M24)

短期許容せん断耐力 1面せん断: 85.6kN → 85kN

2面せん断: 171kN

引張強さ (保有耐力検定用): 600N/mm²

4.5 耐震補強部材の設計詳細

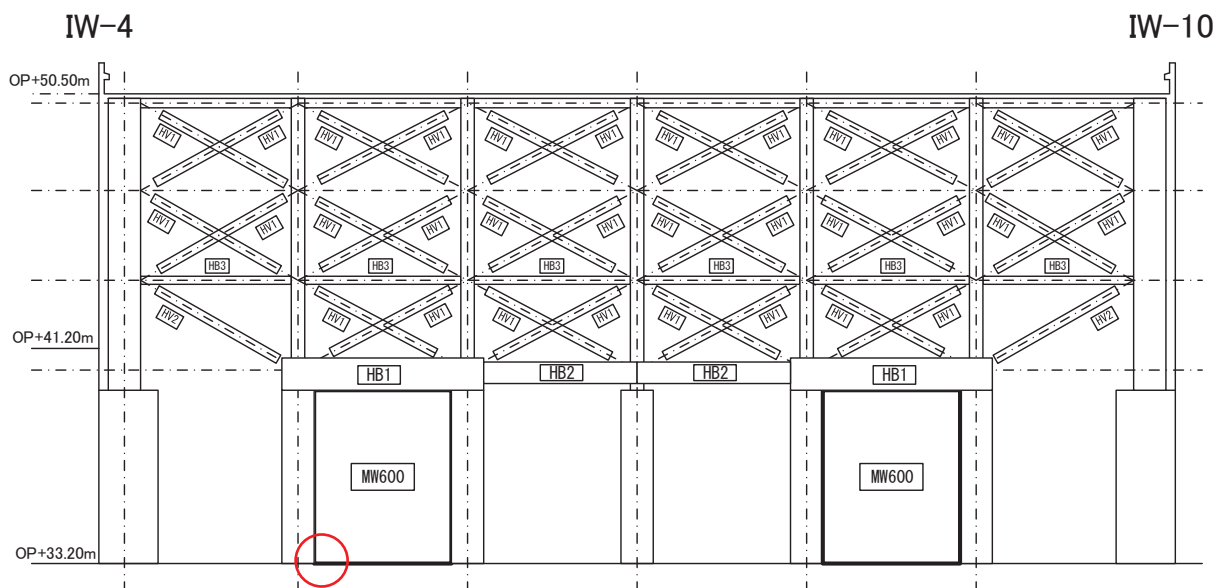


図 4-5 補強構面立面図 (IW-C 通り)

表 4-2 耐震補強部材断面 (IW-C 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

入角部あと施工アンカー配置

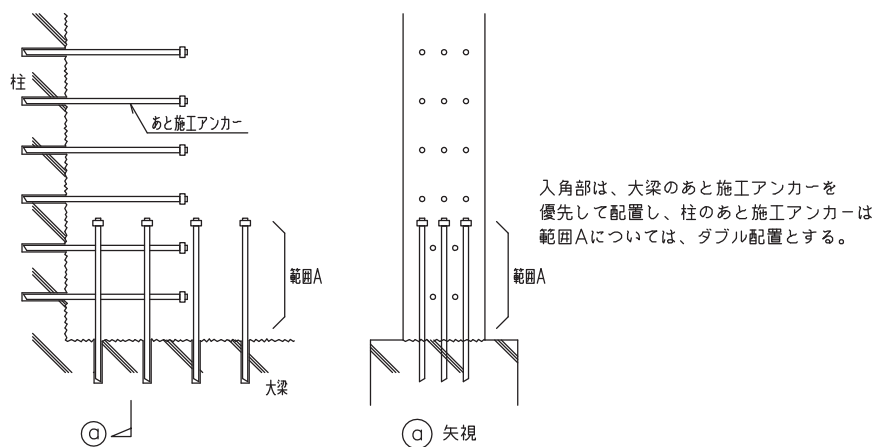


図 4-6 追設耐震壁入隅部の詳細 (図 4-5 の赤丸部)

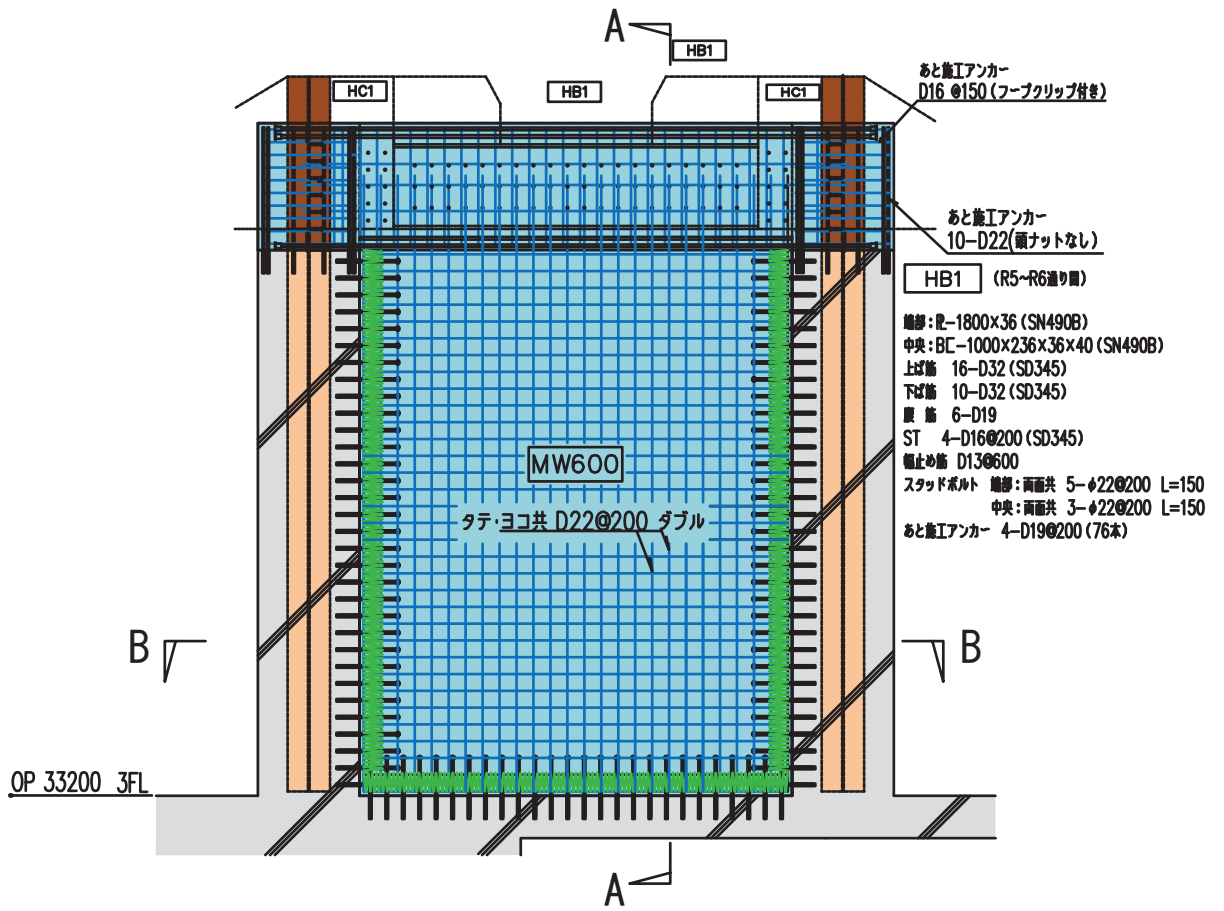


図 4-7 追設耐震壁配筋詳細

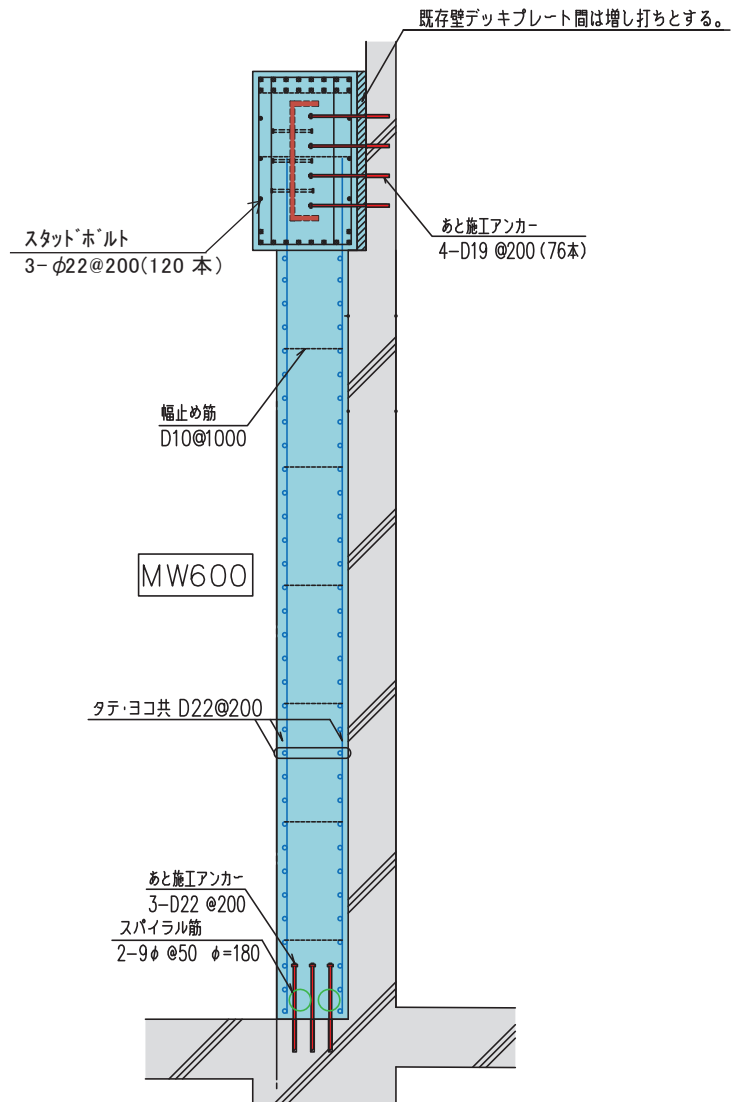


図 4-8 追設耐震壁配筋詳細 (A-A 断面図)

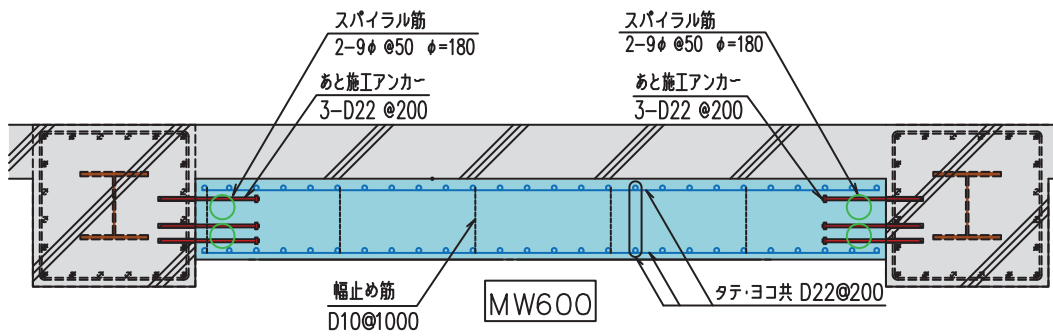


図 4-9 追設耐震壁配筋詳細 (B-B 断面図)

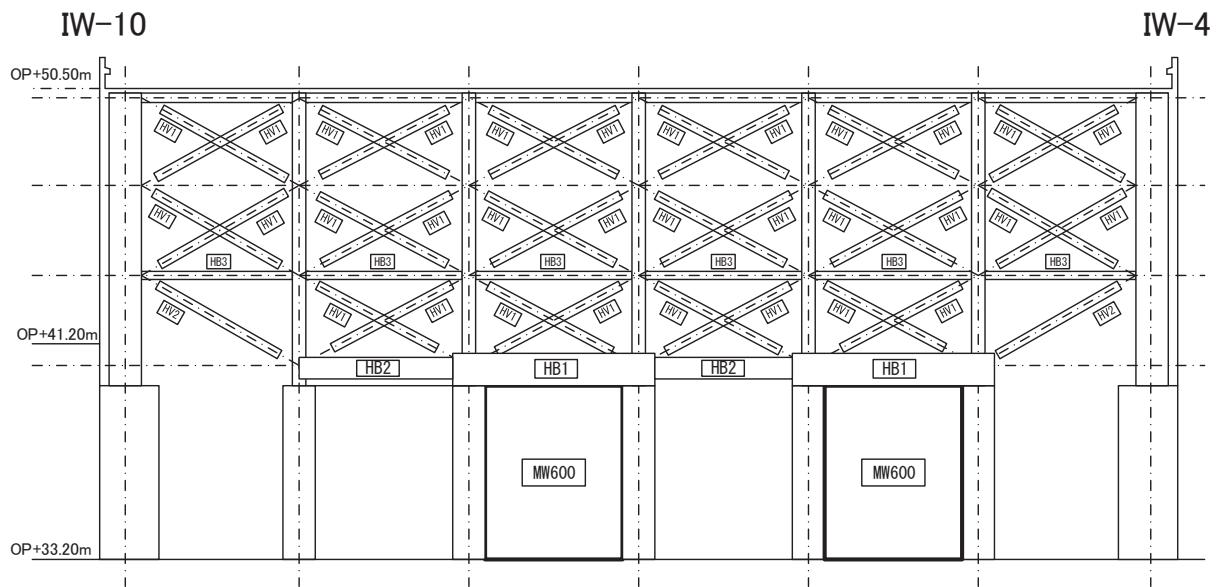


図 4-10 補強構面立面図 (IW-J 通り)

表 4-3 耐震補強部材断面 (IW-J 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

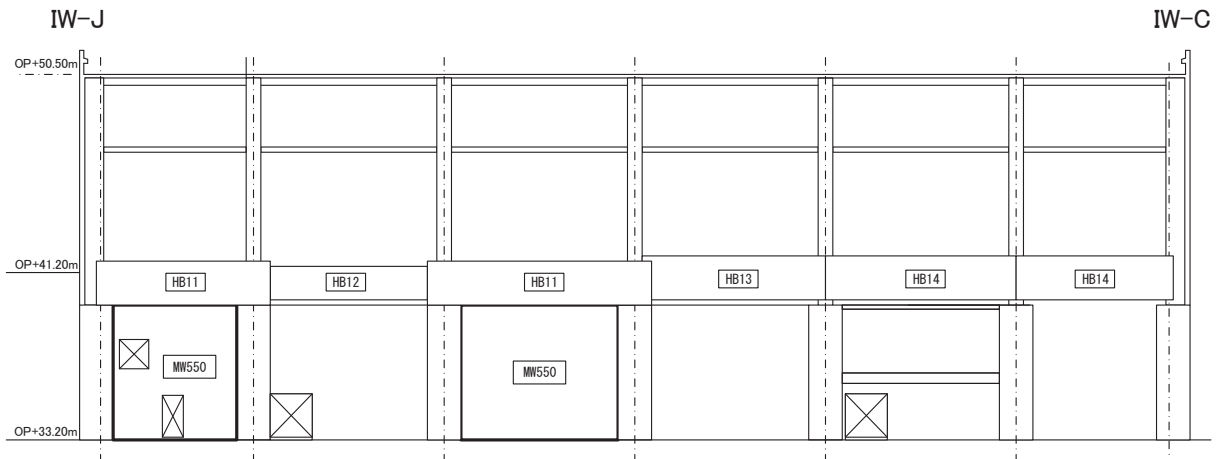


図 4-11 補強構面立面図 (IW-4 通り)

表 4-4 補強部材断面 (IW-4 通り)

符号	部材断面
MW550	RC追設耐震壁 t=550 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB11	B × D=825 × 2100 端部: PL-1600 × 36(SN490B) 中央: BH-1600 × 36 × 36 × 40(SN490B)
HB12	B[-1600 × 178 × 28 × 25(SN490B)
HB13	B[-2100 × 186 × 36 × 25(SN490B)
HB14	B[-2100 × 178 × 28 × 25(SN490B)

5. 地震観測記録に基づく耐震補強効果の確認

5.1 検討の概要

耐震補強工事前後の地震観測記録から、耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析し、以下の点について検討した。本検討は主要な耐震補強部材が配置されているNS方向を対象とする。

- ① 耐震補強部材による耐震補強効果の確認
- ② 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルとの比較

5.2 耐震補強効果の確認方法

地上3階の加速度を入力、屋上階の加速度を出力とする1入力1出力系ARXモデルでシステム同定し^{※1}、地上3階より上部の等価1次モードの固有振動数をNS方向について分析した。

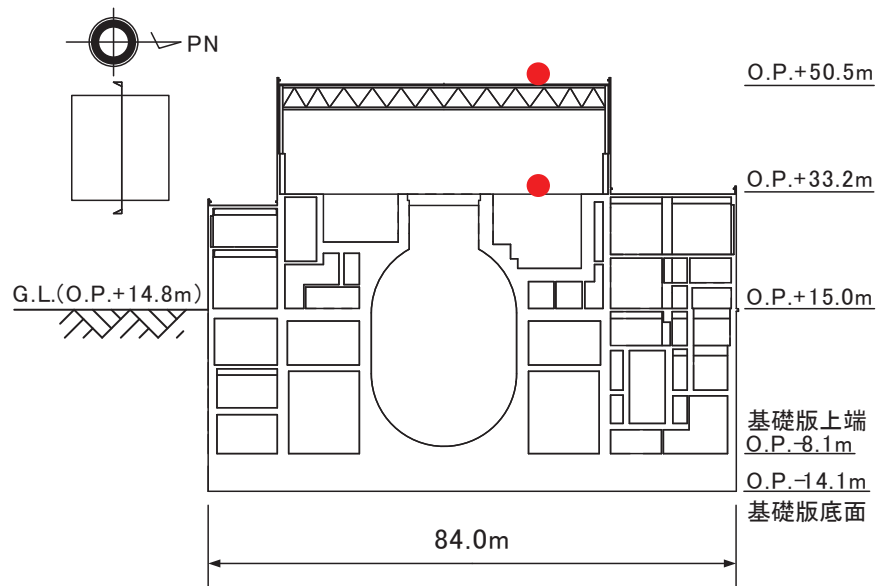


図 5-1 原子炉建屋断面図

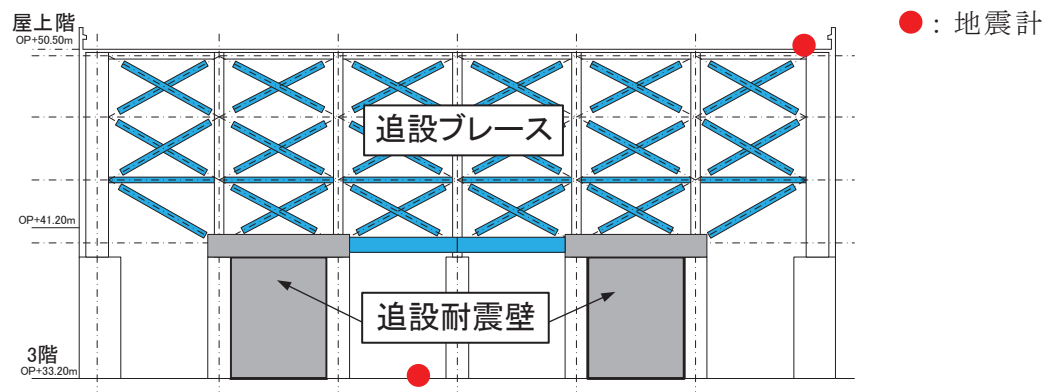


図 5-2 原子炉建屋地上3階の補強概要

※1 「池田芳樹：忘却係数付き逐次最小二乗法による建物動特性の地震時変化の評価，日本建築学会技術報告集，第18巻，第38号，pp.51-54，2012.2」 参照

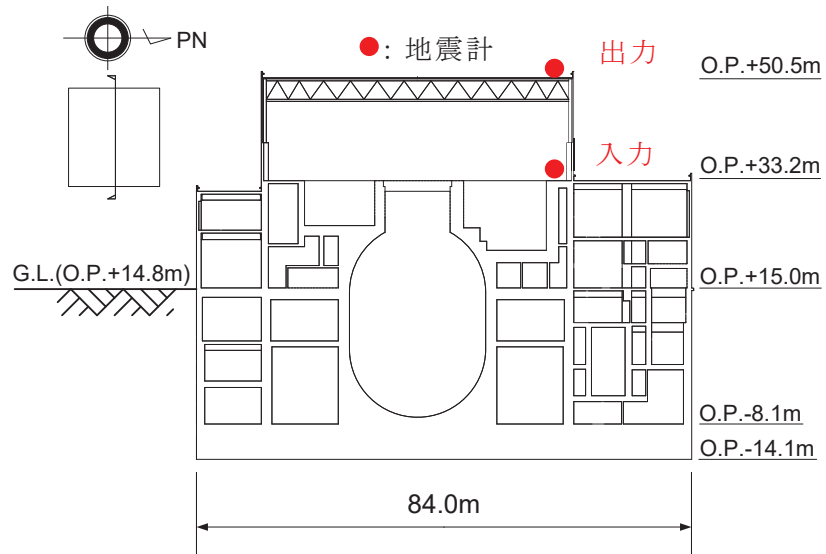


図 5-3 検討に用いた地震計の設置位置 (断面図)

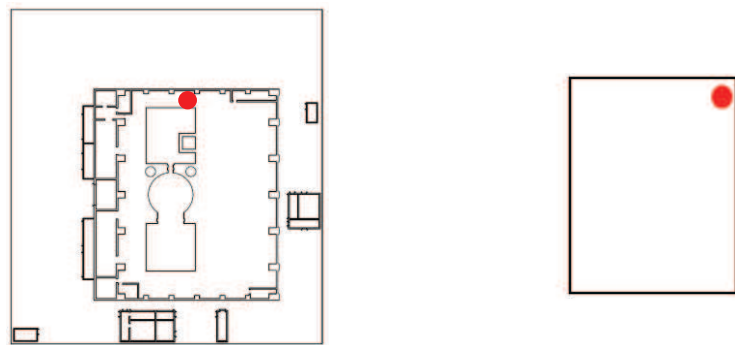


図 5-4 検討に用いた地震計の設置位置 (平面図)

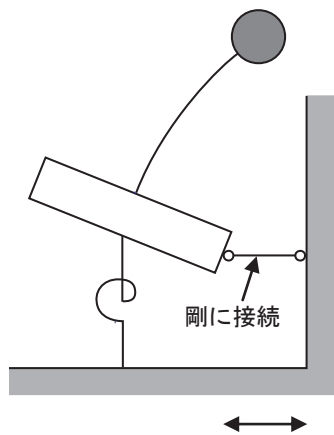


図 5-5 1入力1出力系 ARX モデルによるシステム同定概念図

5.3 対象とした地震観測記録

工事前，工事中，工事後の観測記録の中から表 5-1 に示す 15 地震の観測記録を用いてシステム同定を行った。これらの 15 地震は，観測記録の中から以下の条件で選定した。

- ① 基礎版上の最大加速度が目安として 5 ガル以上
- ② 地震のマグニチュードが大きい (M6 程度以上)

なお，工事は 2014 年に実施しているため，2013 年，2014 年，2015 年に観測された地震から 5 地震ずつを選定した。

また，地震記録に含まれるノイズを低減させる目的で，地上 3 階より上部の 1 次固有振動数の周波数帯を透過させるバンドパスフィルターを通した。

表 5-1 耐震補強効果の検討に用いた地震観測記録

地震記録開始時刻		地震規模	震央地名	評価時間帯			
				記録時間	開始時刻	長さ	状況
年月日	時分秒	M		s	s	s	
2013/08/04	12:29:01	6.0	宮城県沖	109.00	20.01	89.00	工事前 1
2013/10/20	00:14:33	5.1	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事前 2
2013/10/26	02:11:03	7.1	福島県沖	138.00	20.01	118.00	工事前 3
2013/11/26	00:43:11	4.9	宮城県沖	75.00	20.01	55.00	工事前 4
2013/12/18	19:14:23	4.7	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事前 5
2014/02/06	02:32:28	5.3	宮城県沖	80.00	20.01	60.00	工事前 6
2014/04/01	13:08:58	4.4	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事中 1
2014/06/18	21:40:10	4.2	宮城県沖	63.00	20.01	43.00	工事中 2
2014/07/12	04:22:33	7.0	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事中 3
2014/10/15	12:51:26	4.6	宮城県沖	72.00	20.01	52.00	工事中 4
2015/02/26	10:11:34	5.0	宮城県沖	82.00	20.01	62.00	工事後 1
2015/03/19	10:33:04	4.8	宮城県沖	70.00	20.01	50.00	工事後 2
2015/05/13	06:13:12	6.8	宮城県沖	125.00	20.01	105.00	工事後 3
2015/08/01	23:24:54	4.7	宮城県沖	68.00	20.01	48.00	工事後 4
2015/08/03	14:30:26	5.1	福島県沖	74.00	20.01	54.00	工事後 5

5.4 耐震補強工事前後の振動特性の分析結果

計測最終時刻の同定値を比較することにより，耐震補強工事前後の地震観測記録から，耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析した。表 5-2 に計測最終時刻の同定値を，図 5-6 には固有振動数の変化を，図 5-7 には，地震の振幅と固有振動数の関係を示す。

表 5-2 地上 3 階より上層の 1 次モード同定結果（計測の最終時刻の値）

状況	地震発生 年月日	NS
		固有振動数 Hz
工事前	2013/08/04	5.83
	2013/10/20	6.23
	2013/10/26	6.68
	2013/11/26	6.49
	2013/12/18	6.53
	2014/02/06	6.86
工事中	2014/04/01	6.96
	2014/06/18	7.35
	2014/07/12	7.32
	2014/10/15	7.32
工事後	2015/02/26	7.49
	2015/03/19	7.35
	2015/05/13	7.47
	2015/08/01	8.15
	2015/08/03	8.24

図 5-6 及び図 5-7 から，1 次固有振動数が工事前後において増加していることを確認した。

NS 方向では，工事前の最小振動数 5.83Hz に対する工事後の最大振動数 8.24Hz の比は 1.41，工事前の最大振動数 6.86Hz に対する工事後の最小振動数 7.35Hz の比は 1.07 である。平均的には 20% の固有振動数の増加である。

また，図 5-7 には，地震の振幅が大きいほど固有振動数が低下する傾向が，工事前後に関わらず現れている。

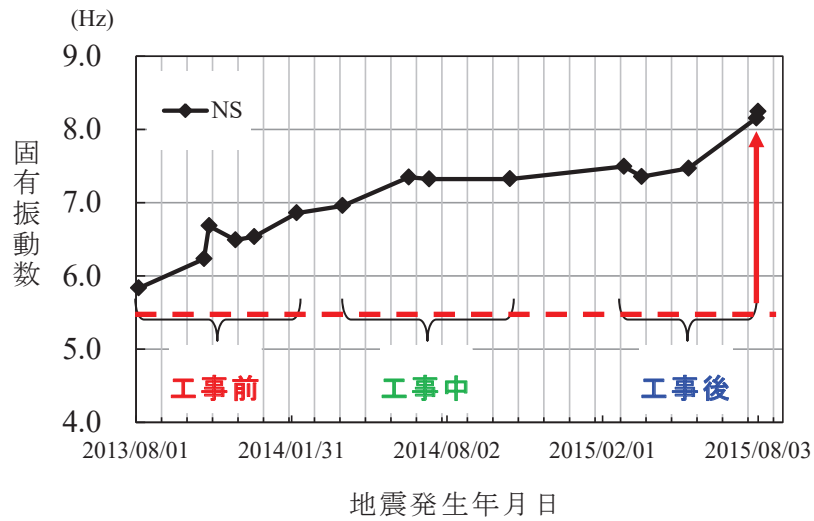


図 5-6 15 地震の振動特性の変化

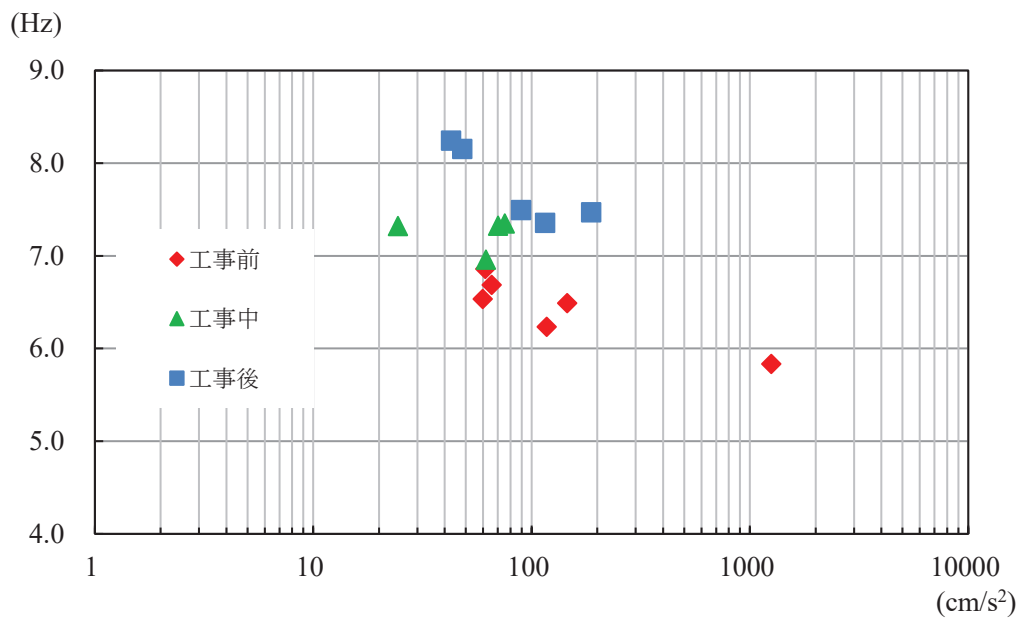


図 5-7 15 地震の屋上階の最大加速度と固有振動数の関係

図 5-8 に耐震補強工事前後の地震応答解析モデルの地震計位置に対応する質点の応答波形の伝達関数を示す。

地震応答解析モデルの地上 3 階に対する屋上階の伝達関数の 1 次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合している。

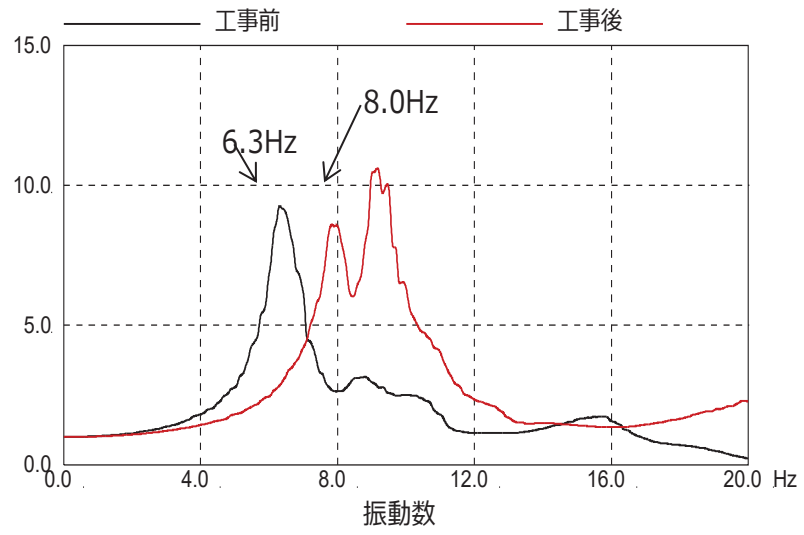


図 5-8 地震応答解析モデルの伝達関数 (屋上階/地上 3 階)

5.5 まとめ

工事の有効性を確認するために、工事前、工事中、工事後の地震観測記録を用いて、躯体の剛性がどのように変化したかについて確認を行った。

固有振動数は工事前→工事中→工事後の順に大きく（剛に）なっており、補強の有効性が確認出来た。

地震応答解析モデルの地上3階に対する屋上階の伝達関数の1次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合していることを確認した。

6. 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの設定

6.1 モデル化の概要

耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの作成方法の概要を以下に示す。

作成した原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下「策定モデル」という。）を図 6-3 及び図 6-4 に示す。

(1) 質点重量

質点重量は 3.11 地震のシミュレーションモデル（以下「シミュレーションモデル」という。）に対して、機器重量等の精査に基づく質点重量の見直しを行ったモデルをベースとし、追設耐震壁，追設ブレース，追設梁等の重量を対応する質点重量に加算する。鉄骨重量は部材断面積に部材長を乗じて算定した部材の体積に鋼材の比重 (7.85t/m^3) を乗じた値に，接合部部材重量の割増を考慮して 1.3 を乗じた値とする。これは，追設ブレースの接合部のガセットプレート等の寸法が，一般的な鉄骨構造より大きくなったことに配慮したものである。ブレース材の部材長さは交点間距離として算定する。

追設 SRC 梁の重量は SRC 梁の体積に比重 25kN/m^3 を乗じて算定する。また，追設 S 梁と既設耐震壁の間のグラウト材の重量は，グラウト材に埋め込まれるスタッドが多いことから，体積に鉄筋コンクリートと同様の比重 24kN/m^3 を乗じて算定する。

なお，NS 方向 IW-C 通りと IW-J 通りについては，追設ブレースの設置に伴い一部の既設鉄骨部材の撤去を行うが，これらの部材の重量の影響は軽微であるため無視する。

(2) 回転慣性重量

水平方向モデルの回転慣性重量は，シミュレーションモデルの回転慣性重量にシミュレーションモデルと策定モデルの質点重量比を乗じた値とする。

(3) 追設耐震壁の剛性評価

水平方向モデルの追設耐震壁の剛性は，設計基準強度を用い，J E A G 式に基づきスケルトン曲線を算定する。

スケルトン曲線の算定における曲げモーメント M は既設耐震壁と追設耐震壁の断面 2 次モーメントの比，せん断力 Q は既設耐震壁と追設耐震壁のせん断断面積の比，軸力 N は追設耐震壁の自重の $1/2$ として算定する。

追設耐震壁の断面 2 次モーメントは既設耐震壁の中立軸に対する断面 2 次モーメントを用いる。追設耐震壁のせん断断面積及び断面 2 次モーメントの算定には，耐震壁の両端の柱型の柱芯間の面積を考慮する。

なお、追設耐震壁の設計ではSRC規準によるせん断終局強度式を用いているため、追設耐震壁のせん断スケルトン曲線の終局せん断耐力はSRC規準式の値にする。

鉛直方向モデルの軸剛性は追設耐震壁のせん断断面積として評価した面積を軸断面積に加算する。

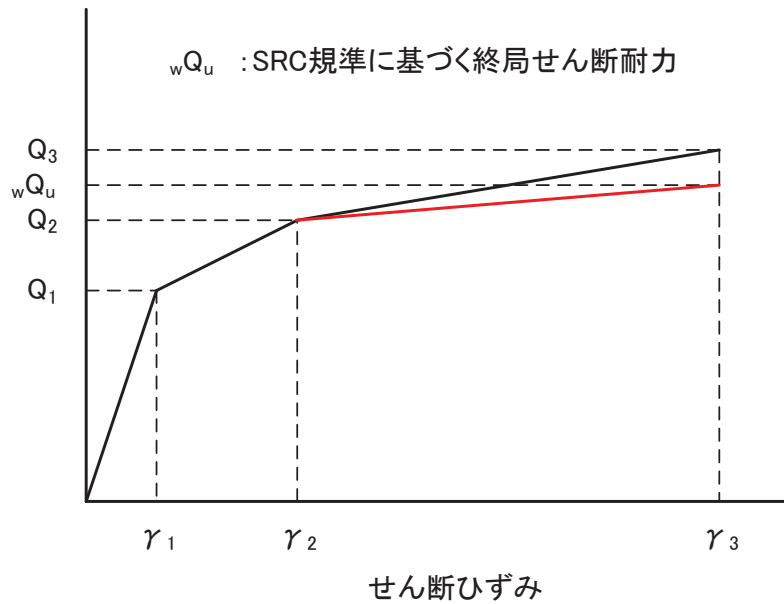


図 6-1 追設耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

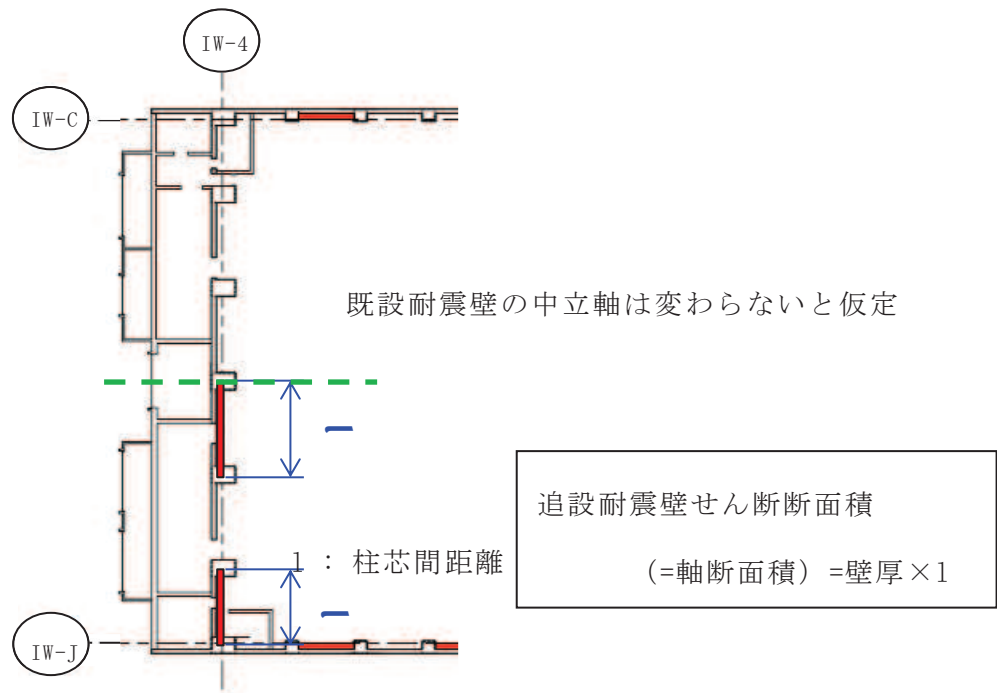


図 6-2 策定モデルにおける追設耐震壁のせん断剛性評価範囲 (IW-4 通り)

(4) 追設ブレースの剛性評価

水平方向モデルの追設ブレースのせん断剛性は等価なせん断剛性に置換する。補強目標のせん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度の変形では弾性範囲の応答と考えられるため、弾性部材としてモデル化し、引張・圧縮ともに剛性を考慮する。

曲げ剛性は、ブレースを取り付ける既設の鉄骨柱の軸断面積と耐震壁の中立軸から鉄骨柱までの距離の二乗の積の和を断面二次モーメントとする。

追設ブレース部の部材剛性は以下の値を用いる。

$$E : 2.05 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$G : 7.90 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

鉛直方向モデルについては、追設ブレースの剛性は無視する。なお、既往の鉛直方向モデルの軸剛性には、ブレースを設置する部分の鉄骨柱の軸剛性は RC 換算の剛性として評価されている。

(5) 底面地盤ばねの評価

検討対象とした解析モデルの固有値解析結果に基づき、ED法により係数を個別に算定する。

(6) 減衰の評価

RC 部分は 5%、鉄骨ブレース部分は 2% のひずみエネルギー比例型減衰とする。

(7) 追設耐震壁の境界条件

水平方向モデルの追設耐震壁は既設耐震壁と並列な曲げせん断要素としてモデル化し、上下端の節点自由度は既設の耐震壁と共有する。

(8) 浮上り限界転倒モーメント

補強部材の重量を考慮した建屋総重量を用いて浮上り限界転倒モーメントを算定する。

$F_c =$	32.4	N/mm ²
	33	N/mm ² (追設耐震壁)
$E_c =$	19860	N/mm ²
	7940	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
$G_c =$	8530	N/mm ²
	3410	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)
$E_s =$	205900	N/mm ² (追設ブレース)
$G_s =$	79400	N/mm ² (追設ブレース)

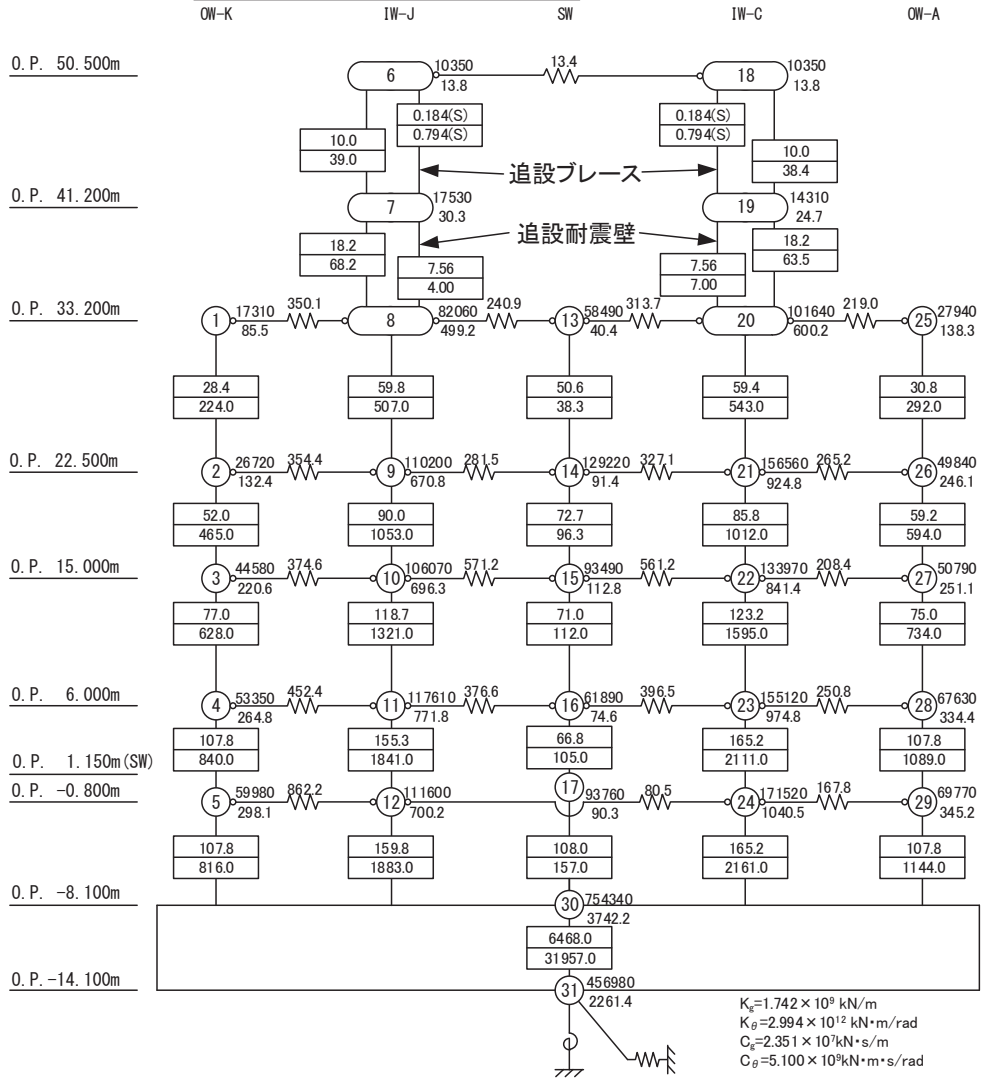
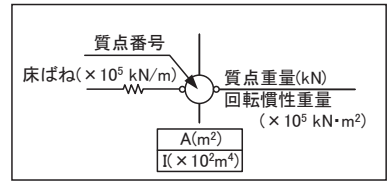


図 6-3 原子炉建屋 策定モデル NS 方向

$F_c =$	32.4	N/mm ²
$E_c =$	21180	N/mm ² (追設耐震壁)
	13240	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm ²
	5690	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)

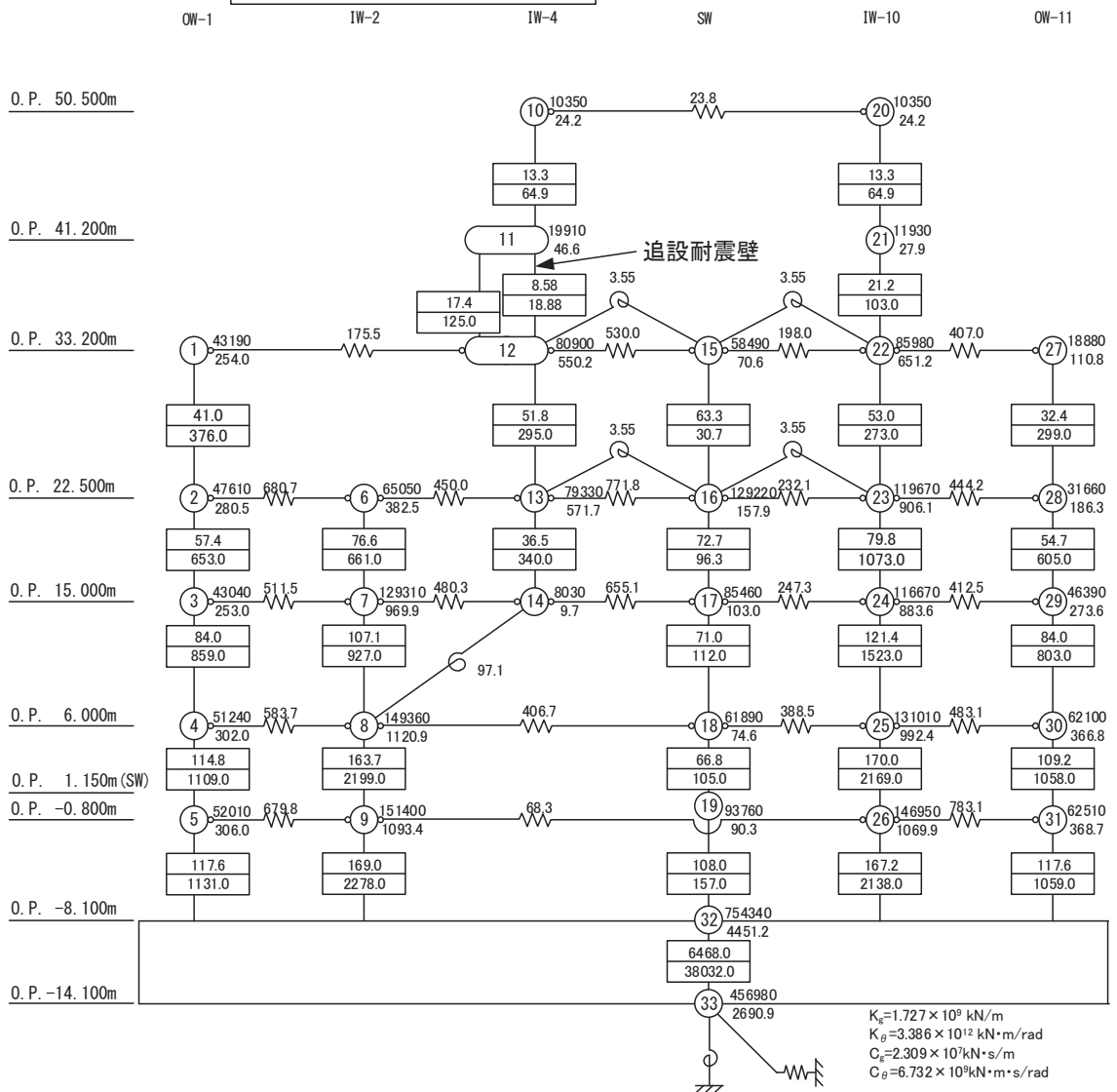
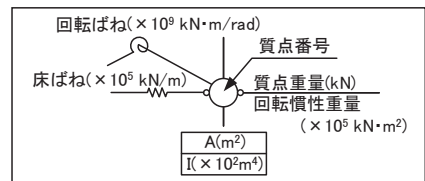


図 6-4 原子炉建屋 策定モデル EW 方向

6.2 シミュレーションモデルとの固有値の比較

策定モデルとシミュレーションモデルのNS方向の固有値を比較して表6-1に示す。策定モデルのNS方向の1次周期については、シミュレーションモデルからわずかに小さくなる程度であるが、刺激係数が小さくなる。策定モデルは、地上3階より上部の剛性が高くなったことにより、NS方向の2次周期はシミュレーションモデルより短くなる。

表 6-1 地震応答解析モデル固有周期 (NS 方向)

NS 方向	シミュレーション モデル	策定モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.240 (2.756)	0.237 (2.203)
2 次周期 (刺激係数)	0.150 (2.652)	0.123 (2.718)

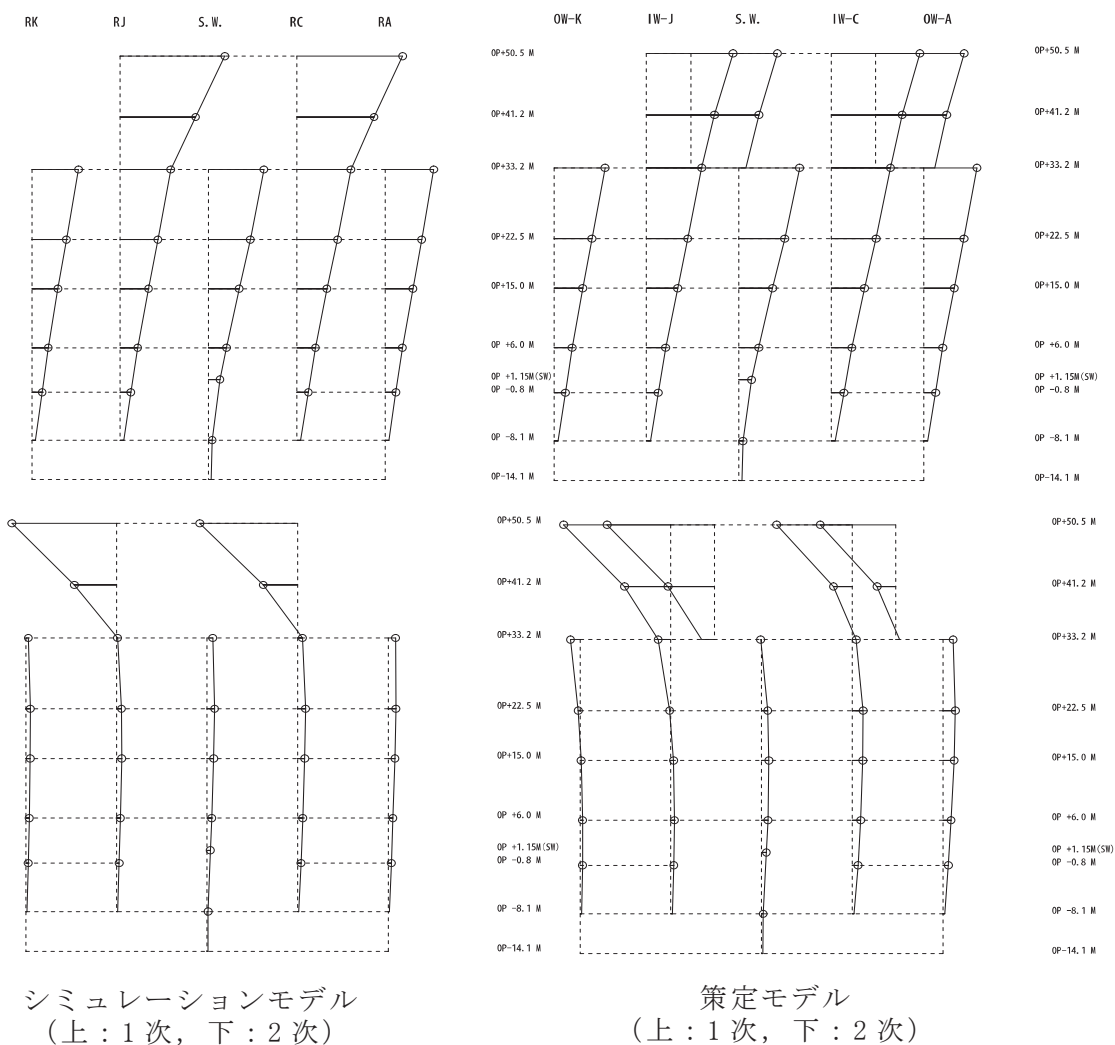


図 6-5 固有振動モード (NS 方向)

EW 方向の 1 次周期及び 2 次周期を表 6-2 に示す。1 次周期及び 2 次周期については、耐震補強による変化はほとんどない。策定モデルの EW 方向の刺激係数は 1 次、2 次ともに小さくなる。

表 6-2 地震応答解析モデル固有周期 (EW 方向)

EW 方向	シミュレーションモデル	策定モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.230 (2.312)	0.230 (2.179)
2 次周期 (刺激係数)	0.127 (2.350)	0.125 (1.925)

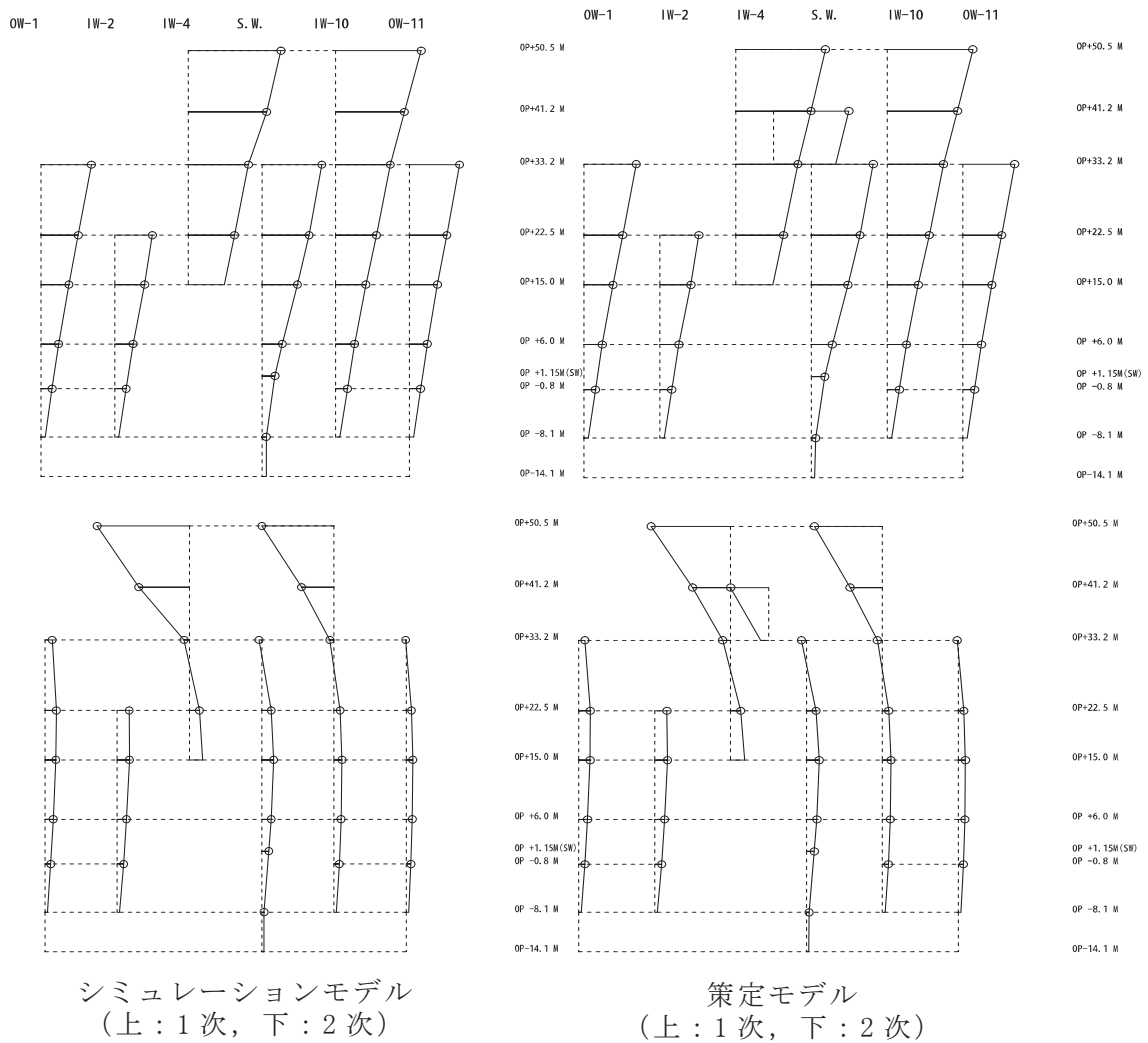


図 6-6 固有振動モード (EW 方向)

6.3 耐震補強工事前後の保有水平耐力の比較

耐震補強工事前後について、クレーン階及び地上3階の保有水平耐力を比較した。

耐震補強工事前に比べて、NS方向では、クレーン階で約1.58倍、地上3階で約1.36倍、EW方向では、地上3階で約1.18倍となっており、保有水平耐力が向上していることを確認した。

なお、NS方向クレーン階の補強部材の保有水平耐力は、既存躯体との接合部を含めた補強部材の終局せん断耐力の最小値とし、既存の耐震壁の終局耐力は、せん断ひずみ 4×10^{-3} と仮定して、クレーン階の補強部材はこのひずみにおける耐力を算定している。

表 6-3 耐震補強前後の保有水平耐力の比較

レベル	方向	保有水平耐力 Q_u (kN)		補強後 ΣQ_u (kN)
		既設躯体	補強部材	
クレーン階	NS	106,422	61,200	167,622
	EW	133,625	—	133,625
地上3階	NS	187,974	67,060	255,034
	EW	194,132	35,044	229,176

6.4 耐震補強工事前後の剛性の比較

耐震補強工事を行った NS 方向 C 通り，NS 方向 J 通り，EW 方向 4 通り F 通りの耐震補強工事前後の地震応答解析モデルのせん断剛性及び曲げ剛性を比較して表 6-4 及び表 6-5 に示す。

耐震補強工事前に比べて，せん断剛性は，NS 方向ではクレーン階で約 1.43 倍，地上 3 階で約 2.28 倍，EW 方向では地上 3 階で約 1.91 倍となっている。曲げ剛性は，NS 方向ではクレーン階で約 1.53 倍以上，地上 3 階で約 1.19 倍以上，EW 方向では地上 3 階で約 1.29 倍となっている。

耐震補強工事の実施により，オペフロ上部のせん断剛性及び曲げ剛性も向上していることを確認した。

表 6-4 耐震補強前後の地震応答解析モデルのせん断剛性の比較

方向	通り	階	設計時 GA (kN)	補強前 GA (kN)	補強部材 GA (kN)	増加率 (補強後/設計時)	増加率 (補強後/補強前)
NS	IW-C	地上 3 階	2.07×10^8	6.21×10^7	7.94×10^7	0.68	2.28
		クレーン階	1.14×10^8	3.41×10^7	1.46×10^7	0.43	1.43
	IW-J	地上 3 階	2.07×10^8	6.21×10^7	7.94×10^7	0.68	2.28
		クレーン階	1.14×10^8	3.41×10^7	1.46×10^7	0.43	1.43
EW	IW-4	地上 3 階	1.98×10^8	9.90×10^7	9.01×10^7	0.95	1.91

表 6-5 耐震補強前後の地震応答解析モデルの曲げ剛性の比較

方向	通り	階	設計時 EI (kN・m ²)	補強前 EI (kN・m ²)	補強部材 EI (kN・m ²)	増加率 (補強後/設計時)	増加率 (補強後/補強前)
NS	IW-C	地上 3 階	1.68×10^{11}	5.04×10^{10}	1.76×10^{10}	0.40	1.35
		クレーン階	1.02×10^{11}	3.05×10^{10}	1.63×10^{10}	0.46	1.54
	IW-J	地上 3 階	1.81×10^{11}	5.42×10^{10}	1.01×10^{10}	0.36	1.19
		クレーン階	1.03×10^{11}	3.10×10^{10}	1.63×10^{10}	0.46	1.53
EW	IW-4	地上 3 階	3.31×10^{11}	1.66×10^{11}	4.76×10^{10}	0.64	1.29

別紙 19-1 耐震補強による地震応答特性への影響について

目 次

1.	検討の目的と概要	別紙 19-1- 1
2.	ねじれ応答増幅による影響検討	別紙 19-1- 3
2.1	ねじれ補正係数による検討	別紙 19-1- 3
2.1.1	検討目的	別紙 19-1- 3
2.1.2	検討方法	別紙 19-1- 3
2.1.3	地震応答解析モデル	別紙 19-1- 3
2.1.4	偏心率の算定	別紙 19-1- 6
2.1.5	形状特性係数の算定	別紙 19-1- 8
2.1.6	ねじれ補正係数の算定	別紙 19-1- 9
2.1.7	ねじれ補正係数による検討結果	別紙 19-1- 9
2.2	地震応答解析による検討	別紙 19-1-11
2.2.1	検討目的	別紙 19-1-11
2.2.2	検討方法	別紙 19-1-11
2.2.3	耐震補強前後の地上 3 階より上部のねじれ応答の変化	別紙 19-1-13
2.2.4	地上 3 階より上部のねじれ応答の影響評価	別紙 19-1-17
2.2.5	耐震補強前後の地上 3 階のねじれ応答の変化	別紙 19-1-22
2.2.6	地震応答解析による検討結果	別紙 19-1-22
2.3	地震観測記録による検討	別紙 19-1-30
2.3.1	検討目的	別紙 19-1-30
2.3.2	検討方法	別紙 19-1-30
2.3.3	耐震補強前後の地上 3 階より上部のねじれ応答の変化	別紙 19-1-39
2.3.4	地上 3 階より上部のねじれ応答の影響評価	別紙 19-1-41
2.3.5	地震観測記録による検討結果	別紙 19-1-41
3.	面外応答増幅による影響検討	別紙 19-1-43
3.1	妻壁の面外応答の検討	別紙 19-1-43
3.1.1	検討目的	別紙 19-1-43
3.1.2	検討方法	別紙 19-1-43
3.1.3	検討対象部位の選定	別紙 19-1-43
3.1.4	解析モデル	別紙 19-1-46
3.1.5	水平震度の評価	別紙 19-1-47
3.1.7	断面算定結果	別紙 19-1-53
4.	まとめ	別紙 19-1-55

1. 検討の目的と概要

原子炉建屋の地上3階から屋上階までの耐震壁には、RC造耐震壁及び鉄骨造ブレース等による耐震補強を実施している。

耐震補強前後の地震観測記録のNS方向の地上3階に対する屋上階の伝達関数の分析では、1次ピーク振動数が高振動数側に移動したことから、耐震補強により地上3階より上部の建屋剛性が向上したことを示している。また、耐震補強後は地上3階に対する屋上階の伝達関数の1次ピーク振動数の高振動数側への移動が見られる一方、振動数のピークが2山に分かれる現象も確認されており、ねじれによる影響の可能性が考えられる。

また、耐震補強部材の追設による躯体重量増加に伴う面外応答への影響も考えられる。

本検討では、耐震補強によるねじれ応答等の地震応答特性への影響について検討することを目的とし、以下の4点について検討を行った。本検討の全体概要を図1-1に示す。

- ① ねじれ補正係数による検討
- ② 地震応答解析による検討
- ③ 地震観測記録による検討
- ④ 妻壁の面外応答の検討

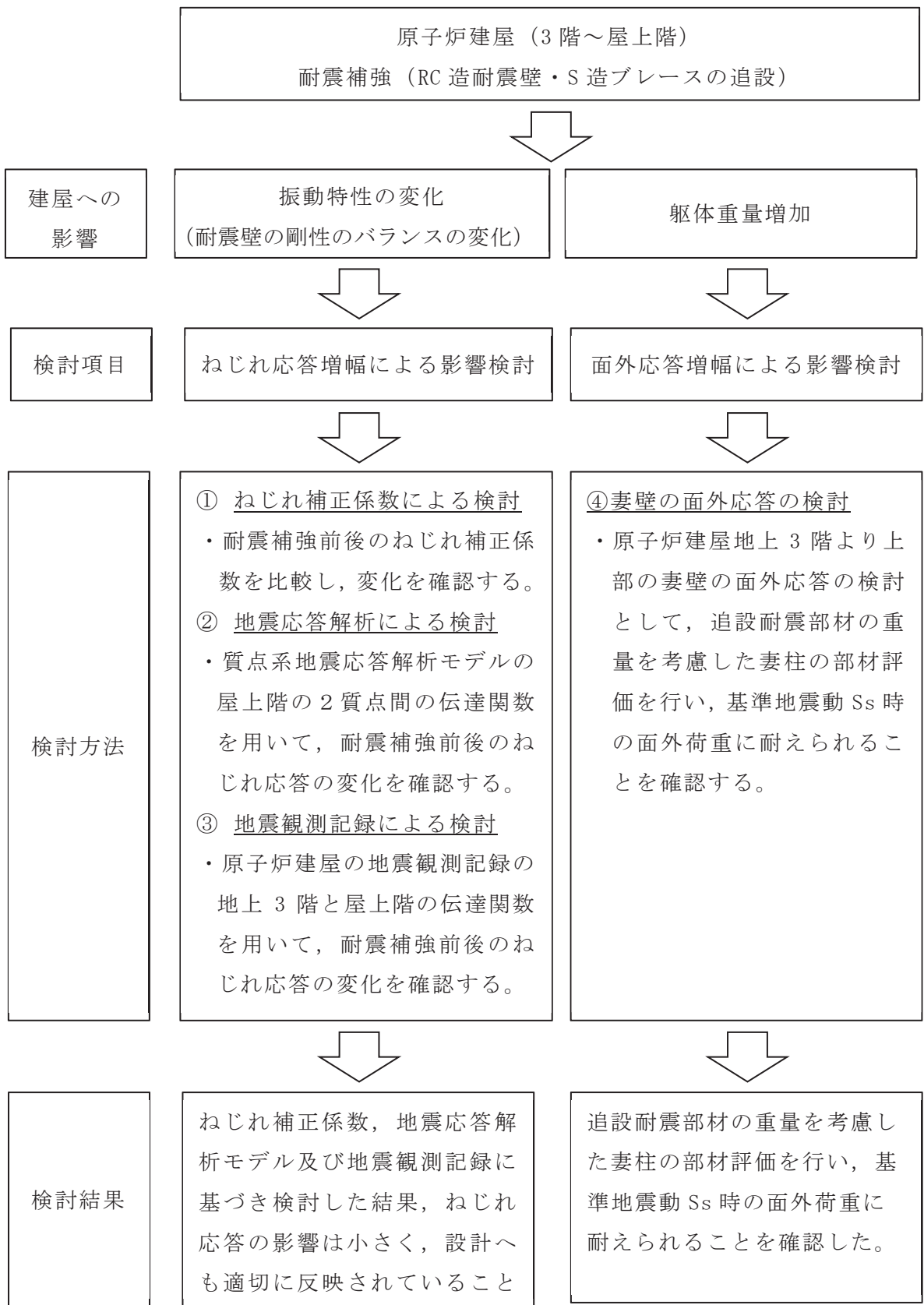


図 1-1 全体概要

2. ねじれ応答増幅による影響検討

2.1 ねじれ補正係数による検討

2.1.1 検討目的

本検討は、構造設計の観点から、耐震補強前後の建屋の偏心率、形状特性係数及びねじれ補正係数を比較し、耐震補強の振動特性への影響を確認することを目的とする。

2.1.2 検討方法

耐震補強後の建屋の偏心率、形状特性係数及びねじれ補正係数を、既工認時の構造計算書に従い算定し、耐震補強前後のねじれ補正係数を比較する。

2.1.3 地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルを図 2-1～図 2-2 に示す。

Fc=	32.4 N/mm ²
	33 N/mm ² (補強耐震壁)
Ec=	19860 N/mm ²
	7940 N/mm ² (オペフロ上部)
	25200 N/mm ² (補強耐震壁)
Gc=	8530 N/mm ²
	3410 N/mm ² (オペフロ上部)
	10500 N/mm ² (補強耐震壁)
Es=	205900 N/mm ² (鉄骨ブレース)
Gs=	79400 N/mm ² (鉄骨ブレース)

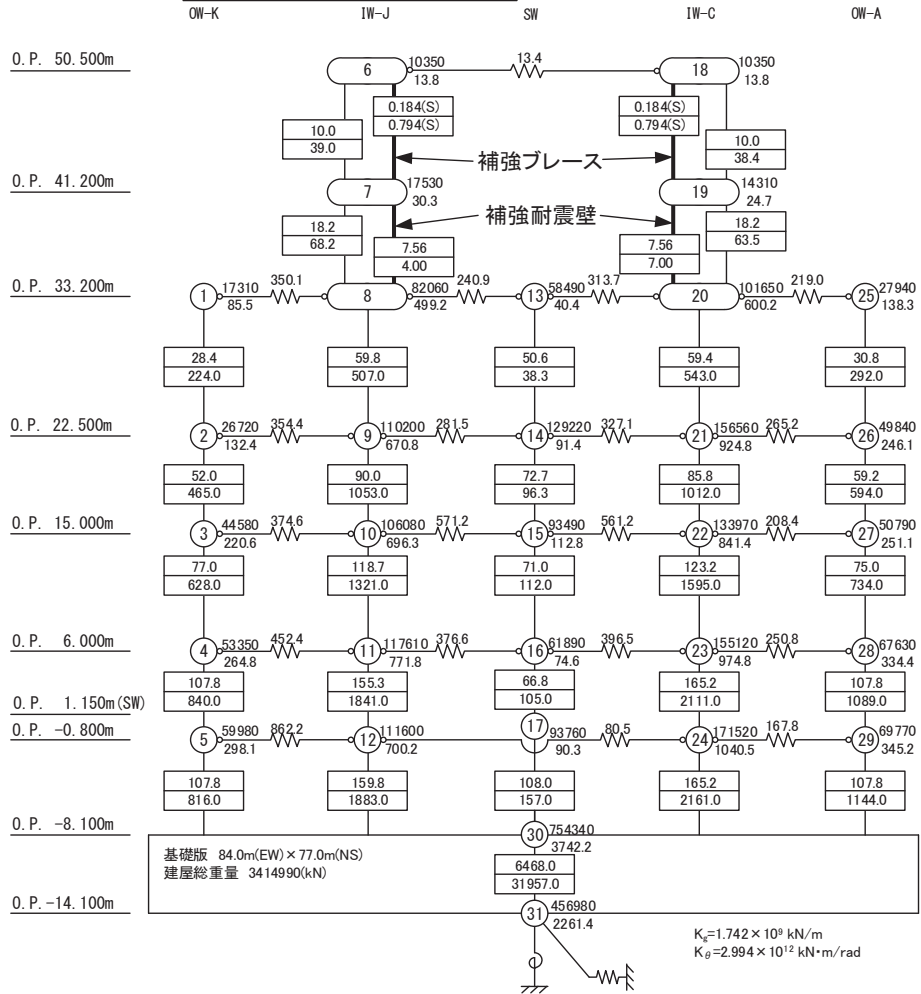
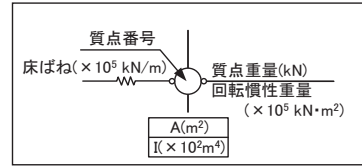
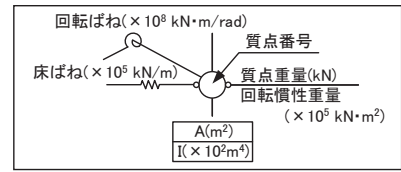


図 2-1 原子炉建屋地震応答解析モデル (NS 方向)

$F_c =$	32.4	N/mm ²
	33	N/mm ² (補強耐震壁)
$E_c =$	21180	N/mm ²
	13240	N/mm ² (オペフロ上部)
	25200	N/mm ² (補強耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm ²
	5690	N/mm ² (オペフロ上部)
	10500	N/mm ² (補強耐震壁)



OW-1 IW-2 IW-4 SW IW-10 OW-11

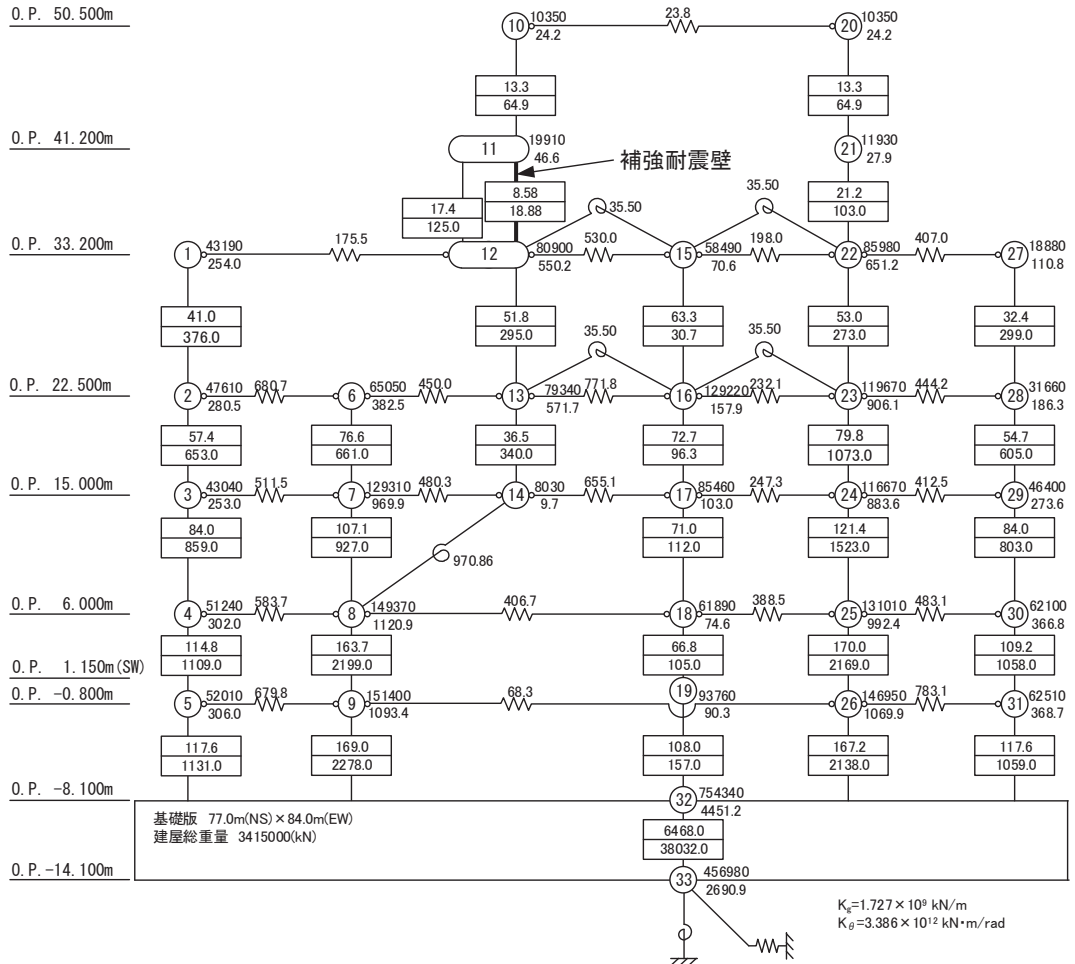


図 2-2 原子炉建屋地震応答解析モデル (EW 方向)

2.1.4 偏心率の算定

偏心率を算定する際に用いる座標は、原点を OW-1 通り-1.0m, OW-K 通り-1.0m とする。各階の重心は、地震応答解析モデルの質点重量を算定するために用いた平面区画に基づき、それらの区画の図心に負担軸力が作用するとして求める。各階の偏心率は、下式により算定する。

$$\text{Re}_x = \frac{e_y}{re_x}, \quad \text{Re}_y = \frac{e_x}{re_y}$$
$$re_x = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_x}}, \quad re_y = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{\sum D_y}}$$

ここで、 Re_x , Re_y : x 方向及び y 方向の偏心率

e_x , e_y : 重心と剛心の距離 (偏心距離)

D_x , D_y : x 方向及び y 方向の剛性 (各耐震要素のせん断断面積とする)

J_x , J_y : 剛心に対する D_x 及び D_y の二次モーメント

$$J_x = \sum (D_x \cdot y^2), \quad J_y = \sum (D_y \cdot x^2)$$

x, y : 剛心を原点とする座標

増設鉄骨ブレース及び増設耐震壁の D_x , D_y については、オペフロ上部 (既存部) のせん断弾性係数 $G_c(\text{op})$ と、増設鉄骨ブレースのせん断弾性係数 G_s 及び増設耐震壁のせん断弾性係数 $G_c(\text{w})$ との比率を、せん断断面積に乗じた値とする。偏心率の算定結果を表 2-1 に示す。

表 2-1 偏心率

レベル (m)	Kr (m ⁴)	rey (m)	rex (m)	ex (m)	ey (m)	Rey	Rex
OP+41.2	15064.2	33.65	32.14	0.00	0.00	0.00	0.00
OP+33.2	49909.7	37.69	29.48	6.14	0.01	0.16	0.00
OP+22.5	261033.6	36.76	38.99	-1.45	1.67	-0.04	0.04
OP+15.0	464396.7	39.20	40.77	1.11	1.41	0.03	0.03
OP+ 6.0	651297.6	41.73	42.21	-2.13	0.99	-0.05	0.02
OP+ 0.8	850957.6	41.27	42.55	-0.87	0.91	-0.02	0.02
OP- 8.1	870893.9	40.03	41.42	-0.55	1.25	-0.01	0.03

Kr : 剛心周りのねじり剛性 $\Sigma Kx + \Sigma Ky$
 rey : 弾力半径 $\sqrt{Kr / \Sigma Diy}$
 rex : 弾力半径 $\sqrt{Kr / \Sigma Dix}$
 ex, ey : 偏心率 (重心が剛心より座標負方向にある場合負値となる)
 Rey : 偏心率 ex / rey
 Rex : 偏心率 ey / rex

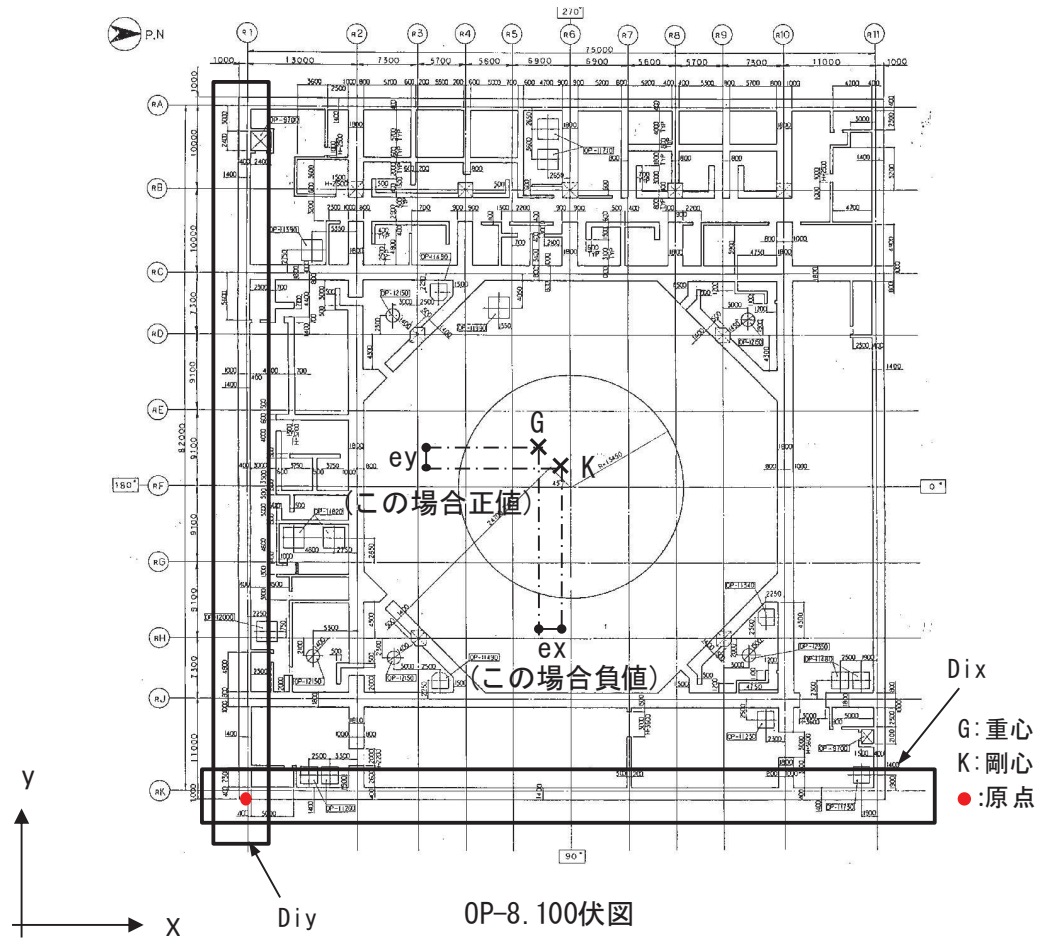


図 2-3 原子炉建屋の重心と剛心の位置

2.1.5 形状特性係数の算定

各層の形状特性係数は、下式により求める。

$$F_{es} = F_s \cdot F_e$$

ここで、 F_{es} ：形状特性係数

F_s ：剛性率による割り増し係数

F_e ：偏心率による割り増し係数

偏心率	F_e
$Re \leq 0.15$	1.0
$0.15 < Re < 0.3$	直線補間
$Re \geq 0.3$	1.5

必要保有水平耐力を算定するにあたり、スペクトルモーダル解析から求めた Ai 分布を用いている。よって、外力分布に各振動モードの寄与分が反映されているため、剛性率による割り増し係数は既に考慮されているものと考え、 $F_s = 1.0$ とする。

また、偏心率による割り増し係数は偏心率が 0.15 を上回った地上 3 階 EW 方向のみ $F_e = 1.03$ とし、それ以外は $F_e = 1.0$ とする。

以上より、形状特性係数は地上 3 階 EW 方向のみ $F_{es} = 1.03$ で、それ以外は $F_{es} = 1.0$ （設計時と同じ）となる。安全余裕度（保有水平耐力の必要保有水平耐力に対する比）を表 2-2 に示す。

表 2-2 安全余裕度

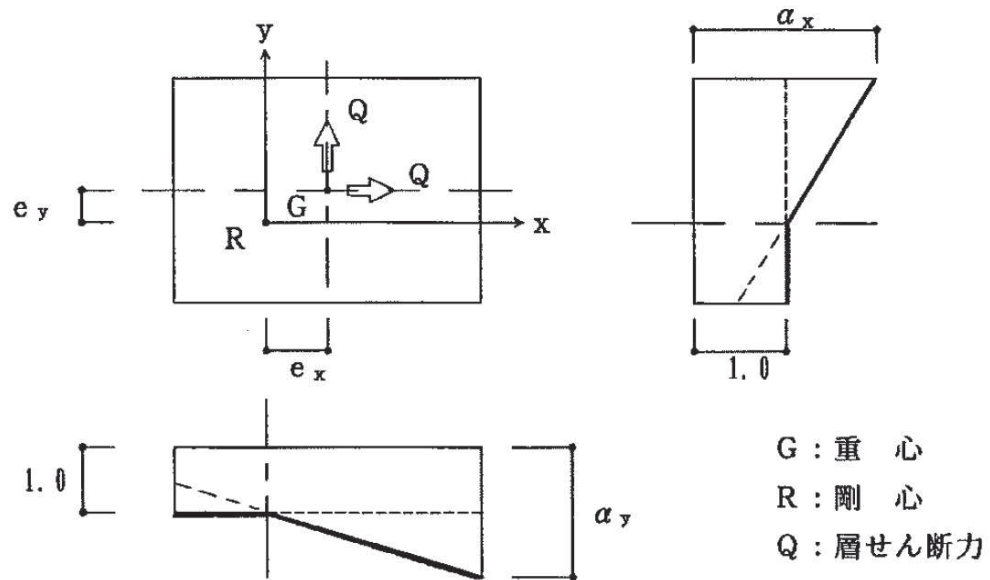
NS方向				EW方向			
NS	Qu (t)	Qun (t)	Qu/Qun	EW	Qu (t)	Qun (t)	Qu/Qun
クレーン階	17093	4270	4.00	クレーン階	13626	4192	3.25
3階	26006	7495	3.47	3階	23369	7882	2.96
2階	107200	29574	3.62	2階	114077	30069	3.79
1階	171313	57600	2.97	1階	180584	57874	3.12
地下1階	233674	76587	3.05	地下1階	235959	76657	3.08
地下2階	298566	89371	3.34	地下2階	309920	89275	3.47
地下3階	322048	98872	3.26	地下3階	335096	98872	3.39

2.1.6 ねじれ補正係数の算定

ねじれ補正係数は、層せん断力の作用線（重心）と剛心のずれ（ねじれ）の影響を考慮して、下式により算定する。

$$\alpha_x = 1 + \frac{\sum D_x \cdot e_y}{J_x + J_y} \cdot y, \quad \alpha_y = 1 + \frac{\sum D_y \cdot e_x}{J_x + J_y} \cdot x$$

ここで、 α_x 、 α_y ：x方向及びy方向のねじれ補正係数



2.1.7 ねじれ補正係数による検討結果

既工認時と新たに算定したねじれ補正係数の比較を表 2-3 に示す。

両者を比較した結果、耐震補強部材を考慮しても、ねじれ補正係数の変化は少なく、建屋の振動特性への影響は小さいことを確認した。

表 2-3 ねじれ補正係数の比較

NS方向

レベル	RK		RJ		SHELL		RC		RB		RA		備考
	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	
OP+41.2	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	新設ブレース
	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—	—	
OP+33.2	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	新設壁
	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—	—	
OP+22.5	0.96	0.95	0.97	0.97	1.00	1.00	1.03	1.03	—	—	1.05	1.05	
OP+15.0	0.96	0.96	0.97	0.97	1.00	1.00	1.02	1.02	1.03	—	1.04	1.04	
OP+6.0	0.98	0.98	0.98	0.98	1.00	1.00	1.01	1.01	1.02	—	1.02	1.03	
OP+0.8	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00	1.01	1.01	1.02	—	1.02	1.02	
OP-8.1	0.97	0.97	0.98	0.98	1.00	1.00	1.02	1.02	1.02	—	1.03	1.03	

EW方向

レベル	R1		R2		R4		SHELL		R10		R11		備考
	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	補強後	補強前 (既工認時)	
OP+41.2	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	
OP+33.2	—	—	—	—	0.97	0.98	—	—	1.05	1.03	—	—	新設壁
	—	—	—	—	0.97	—	—	—	—	—	—	—	
OP+22.5	1.04	1.04	—	—	1.01	1.01	1.00	1.00	0.97	0.97	0.96	0.96	
OP+15.0	0.97	1.00	0.98	1.00	0.99	1.00	1.00	1.00	1.02	1.00	1.03	1.00	
OP+6.0	1.05	1.05	1.03	1.03	—	—	1.00	1.00	0.97	0.97	0.96	0.96	
OP+0.8	1.02	1.02	1.01	1.01	—	—	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	
OP-8.1	1.01	1.01	1.01	1.01	—	—	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	

2.2 地震応答解析による検討

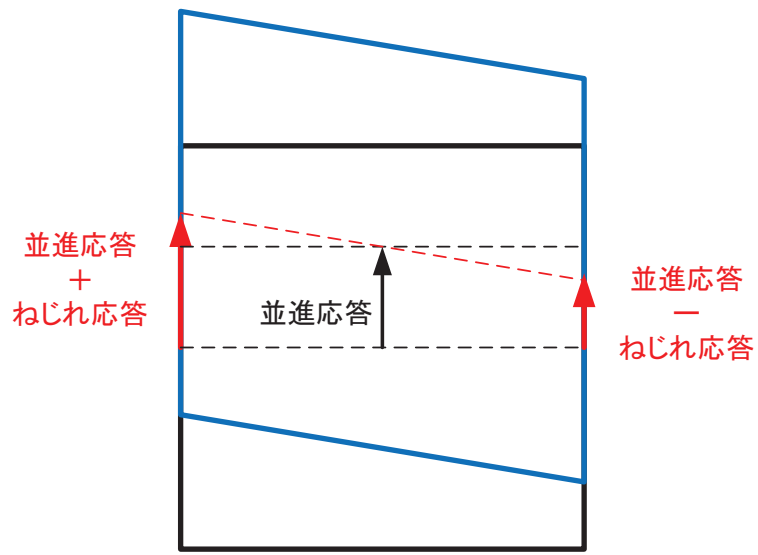
2.2.1 検討目的

本検討は、質点系地震応答解析モデルにおける、耐震補強前後のねじれ応答の変化を確認することを目的とする。

2.2.2 検討方法

耐震補強前後の質点系地震応答解析モデルについて、屋上階の2つの質点の伝達関数を算出し、2つの質点の応答で 180° の位相差が生じる振動数に着目し、耐震補強前後での振動特性の変化を確認する。この振動数では、2つの質点が互いに逆方向に振動していることになるため、この振動数をねじれ応答が生じる振動数であると判断する。

耐震補強後のモデルの伝達関数において、ねじれ応答が生じる振動数が存在しても、その振動数での入力地震動の増幅が小さければ、ねじれ応答の影響は小さいと判断できるため、基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数を算出し、ねじれ応答が生じる振動数での地震動の増幅を確認し、ねじれ応答の影響を評価する。



並進応答とねじれ応答の概念

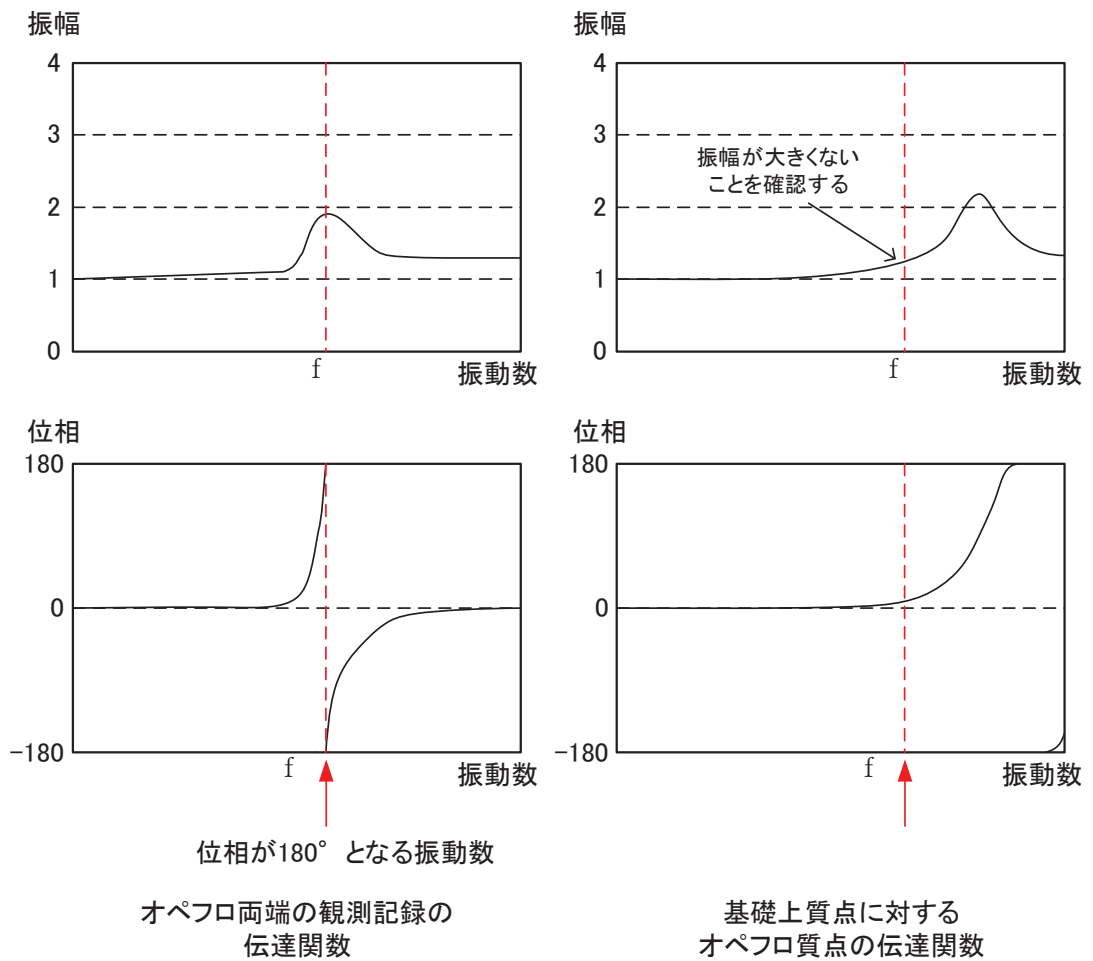
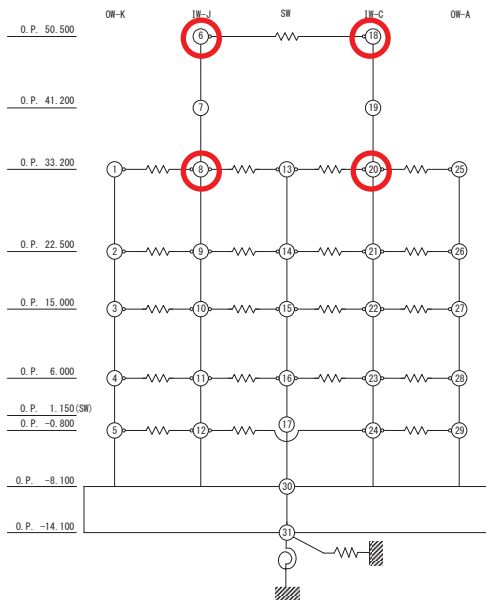


図 2-4 ねじれ応答の影響の検討方法の概念

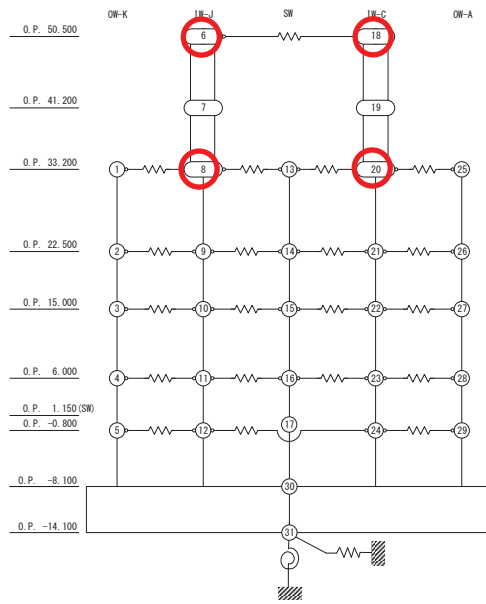
2.2.3 耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答の変化

質点系モデルの屋上質点間の伝達関数の位相差が 180° となる振動数を確認することにより、耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答について検討する。図2-5及び図2-6に屋上階のねじれ応答の検討に用いる質点系モデルの床応答評価位置を赤色の丸印で示す。

図2-7及び図2-8に耐震補強前後の質点系地震応答解析モデルの屋上階の伝達関数を比較して示す。NS方向については、耐震補強前はねじれ応答が生じる振動数は見られないが、耐震補強後のモデルでは14.2Hz付近で位相差が 180° となっており、ねじれ応答が生じることがわかる。EW方向では、耐震補強前のモデルでは13.6Hz付近、耐震補強後のモデルでは0.6Hz程度高振動数側の14.2Hz付近で位相差が 180° となっており、ねじれ応答が生じている。



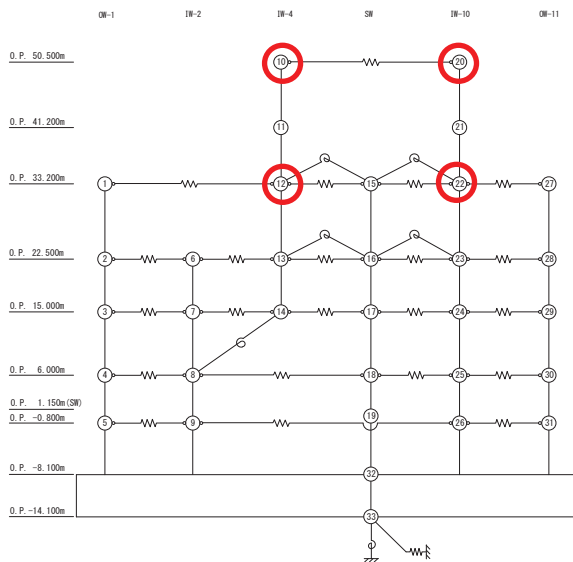
補強なし



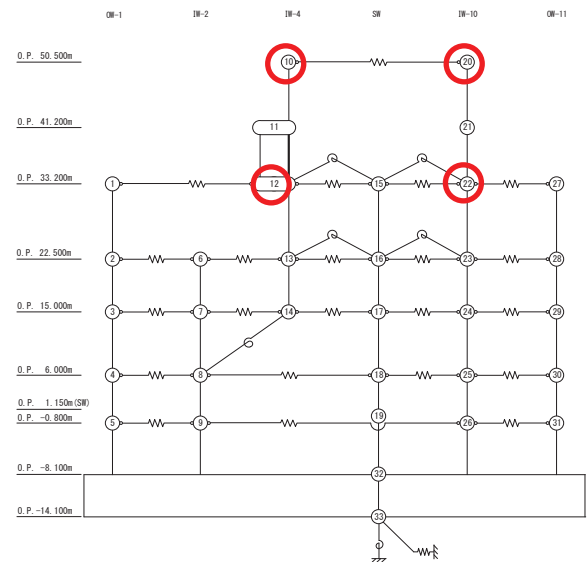
補強あり

○はねじれ応答の検討に用いる床応答の評価位置

図 2-5 質点系モデルによる応答評価位置 (NS 方向)



補強なし



補強あり

○はねじれ応答の検討に用いる床応答の評価位置

図 2-6 質点系モデルによる応答評価位置 (EW 方向)

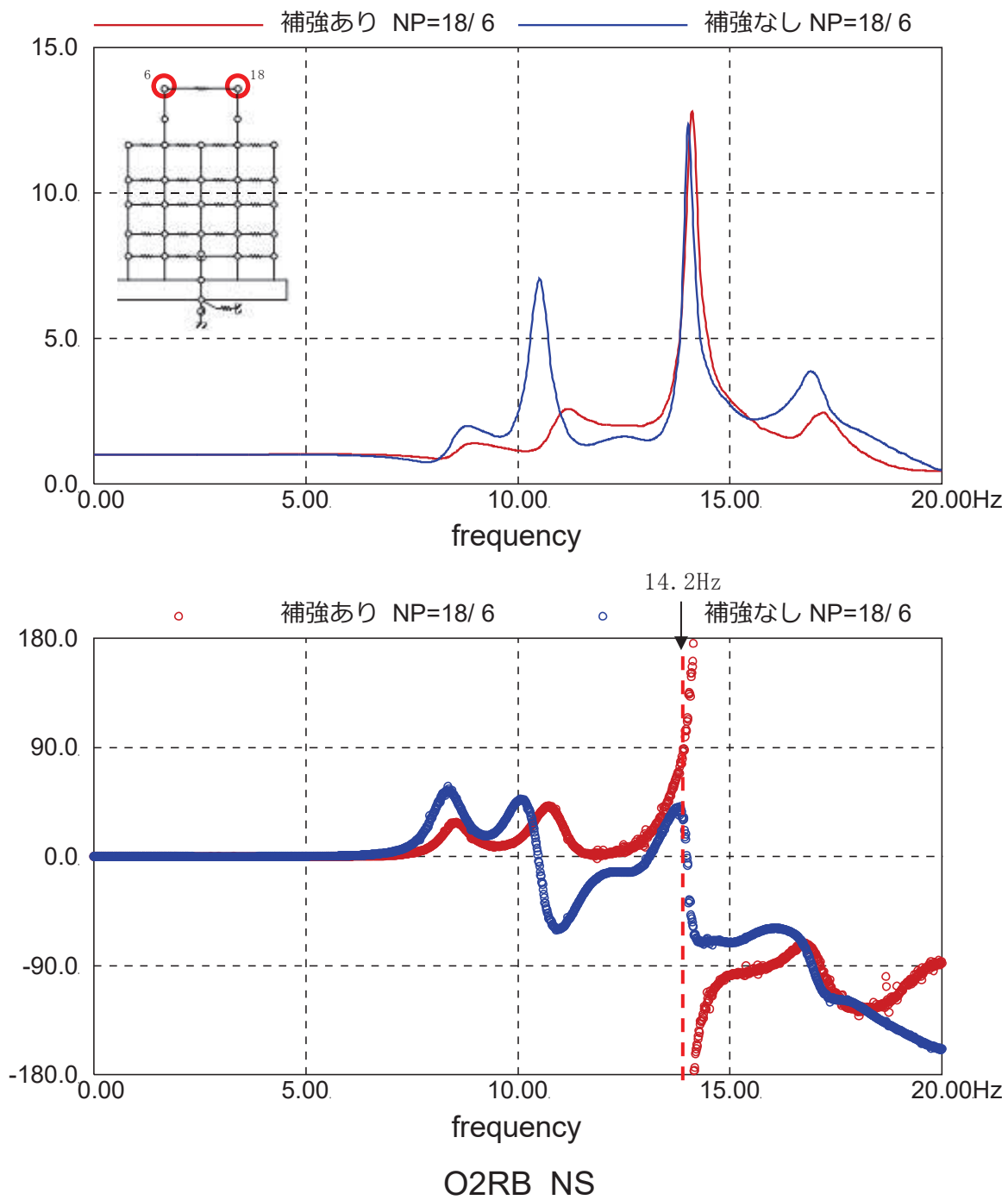


図 2-7 質点系モデル屋上質点間の伝達関数 (NS 方向)

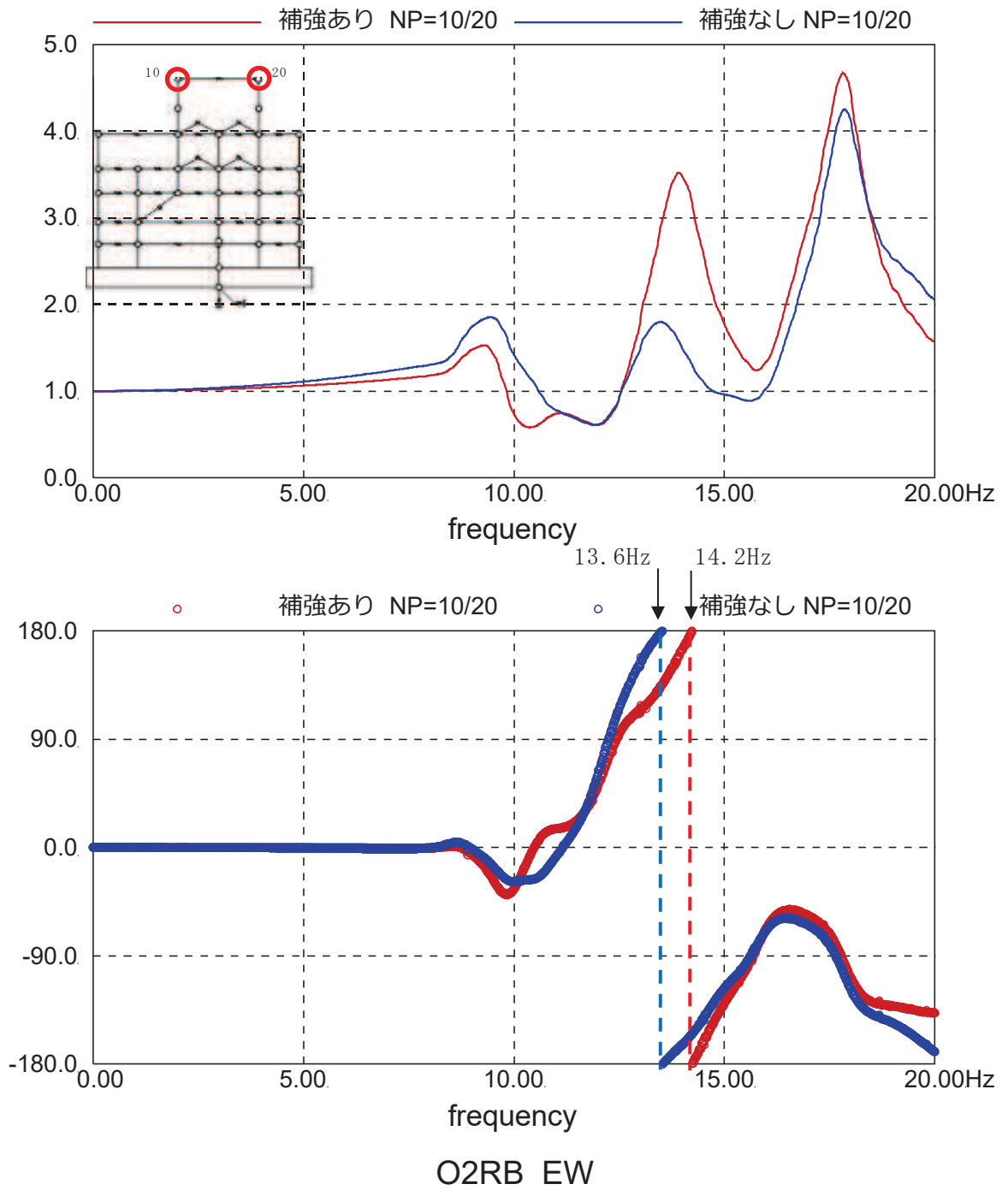


図 2-8 質点系モデル屋上質点間の伝達関数 (EW 方向)

2.2.4 地上3階より上部のねじれ応答の影響評価

「2.2.3 耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答の変化」にて確認したねじれ応答が生じる振動数付近の建屋応答の増幅について基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数を用いて検討する。

図2-9～図2-12に耐震補強前後のNS方向及びEW方向の基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数を示す。

NS方向IW-C通りでは、耐震補強後に屋上のねじれ応答が生じる振動数である14.2Hz付近の振幅は4程度であり、1次振動数である4.4Hz付近の23程度、2次振動数である8.5Hz付近の振幅20程度に比べて小さく、ねじれ応答の影響は小さいと判断される。

NS方向IW-J通りでは、14.2Hz付近の振幅は1以下となっている。

EW方向IW-4通りについては、耐震補強前のねじれ応答の振動数13.6Hz付近の振幅は7程度であり、耐震補強後の14.2Hz付近の振幅は9程度で若干増加するが変化は小さい。

EW方向IW-10通りについては、耐震補強前後のねじれ応答の振動数付近の振幅は4から3程度に減少している。

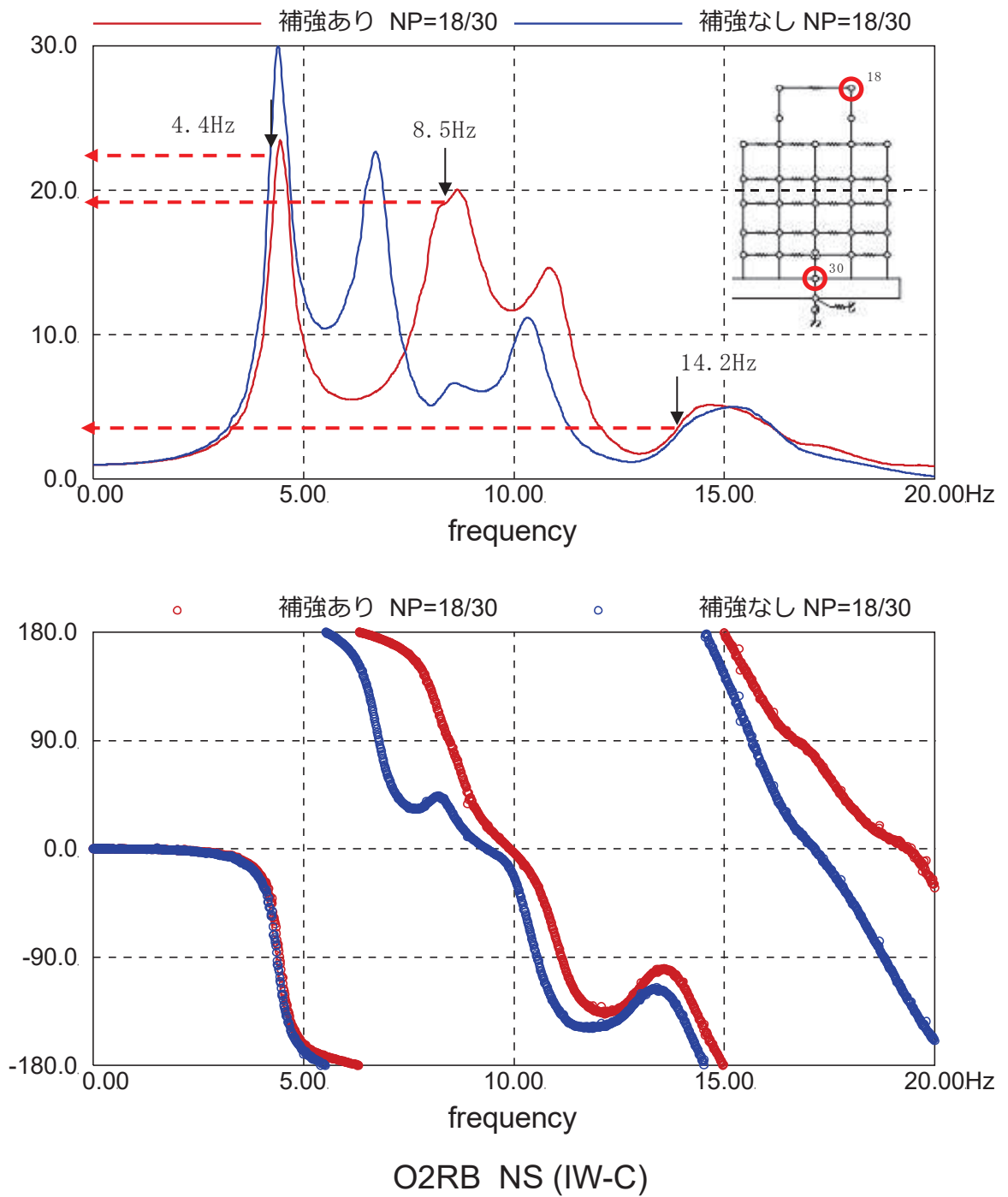


図 2-9 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-C 通り)

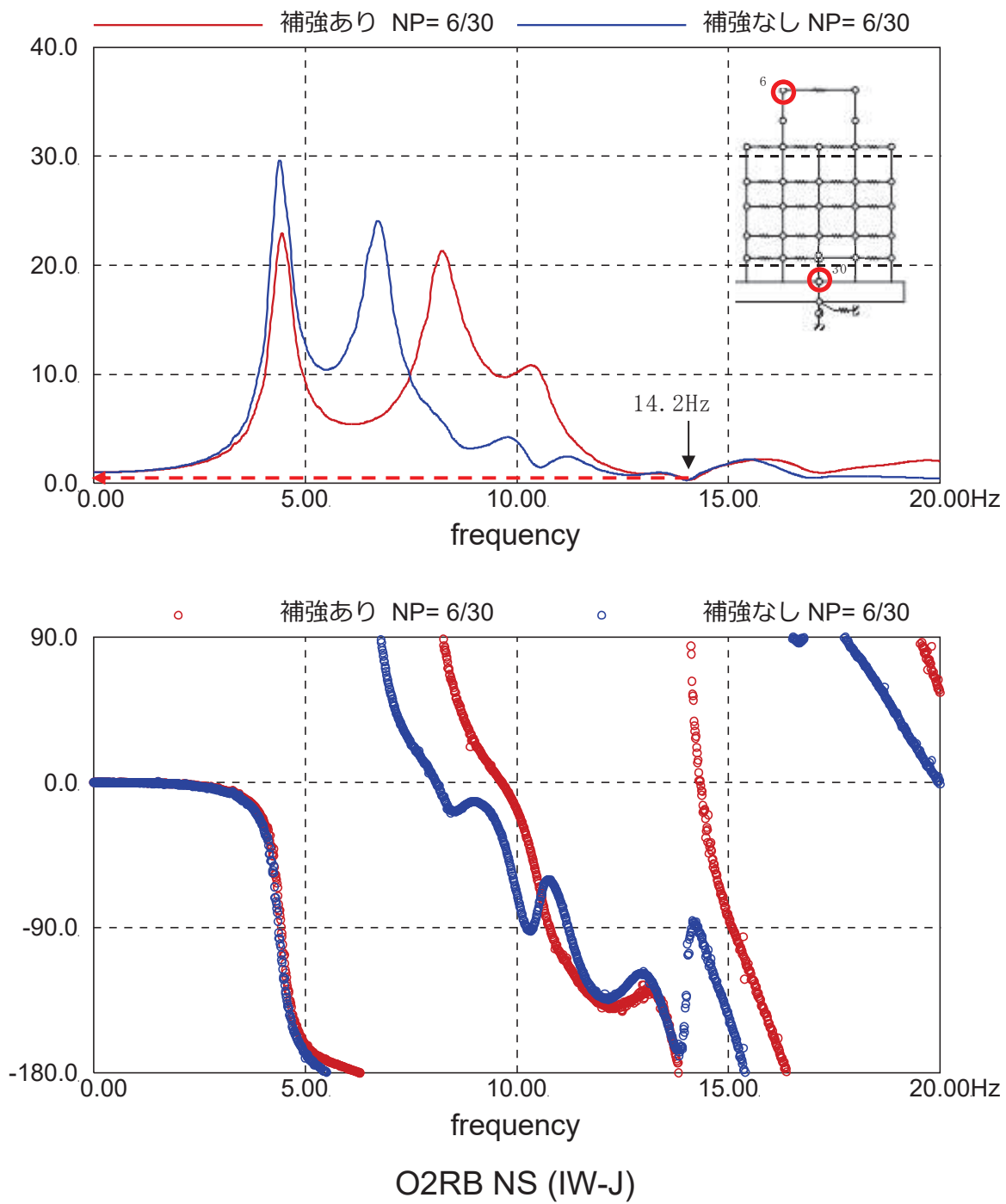


図 2-10 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-J 通り)

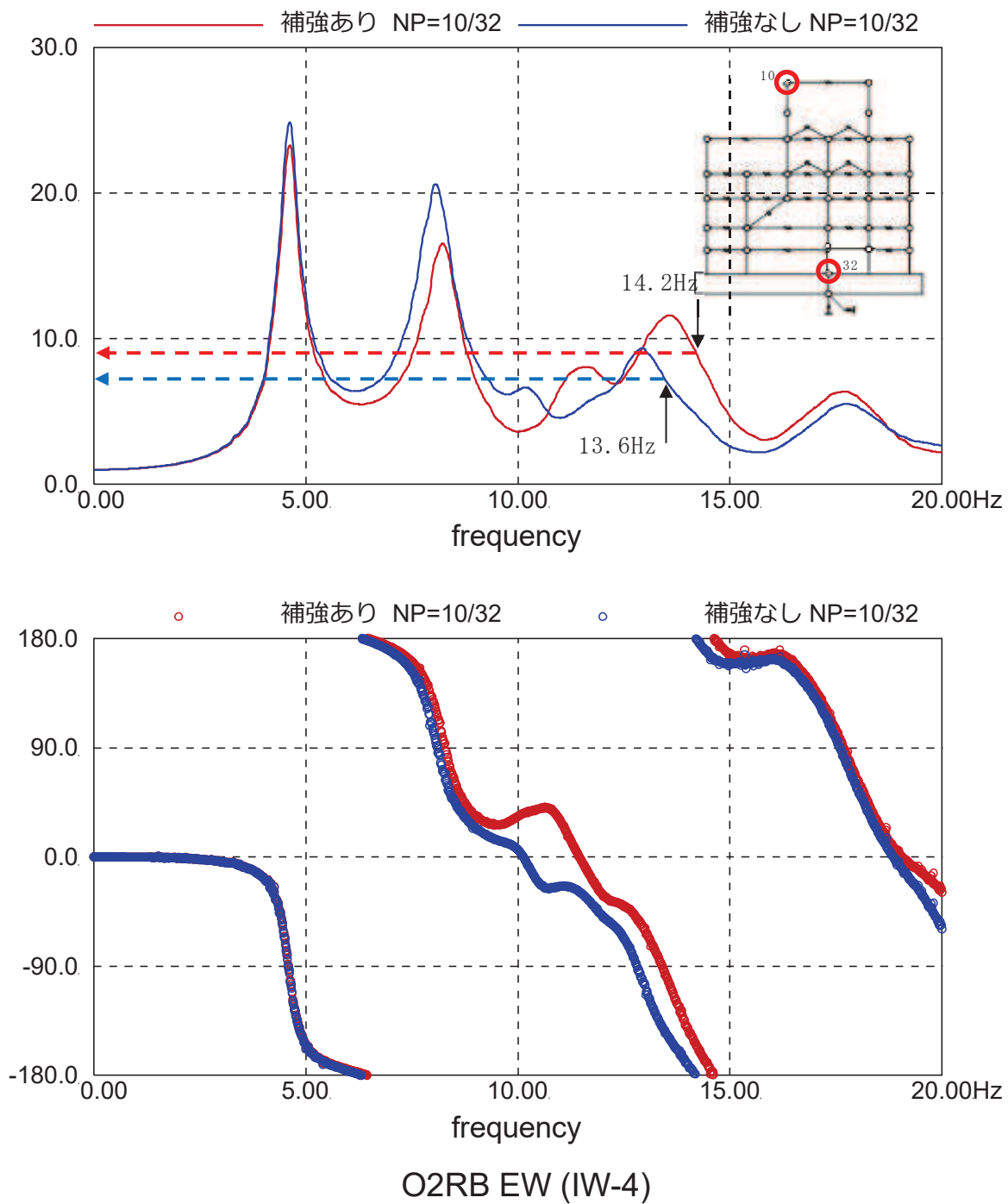


図 2-11 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-4 通り)

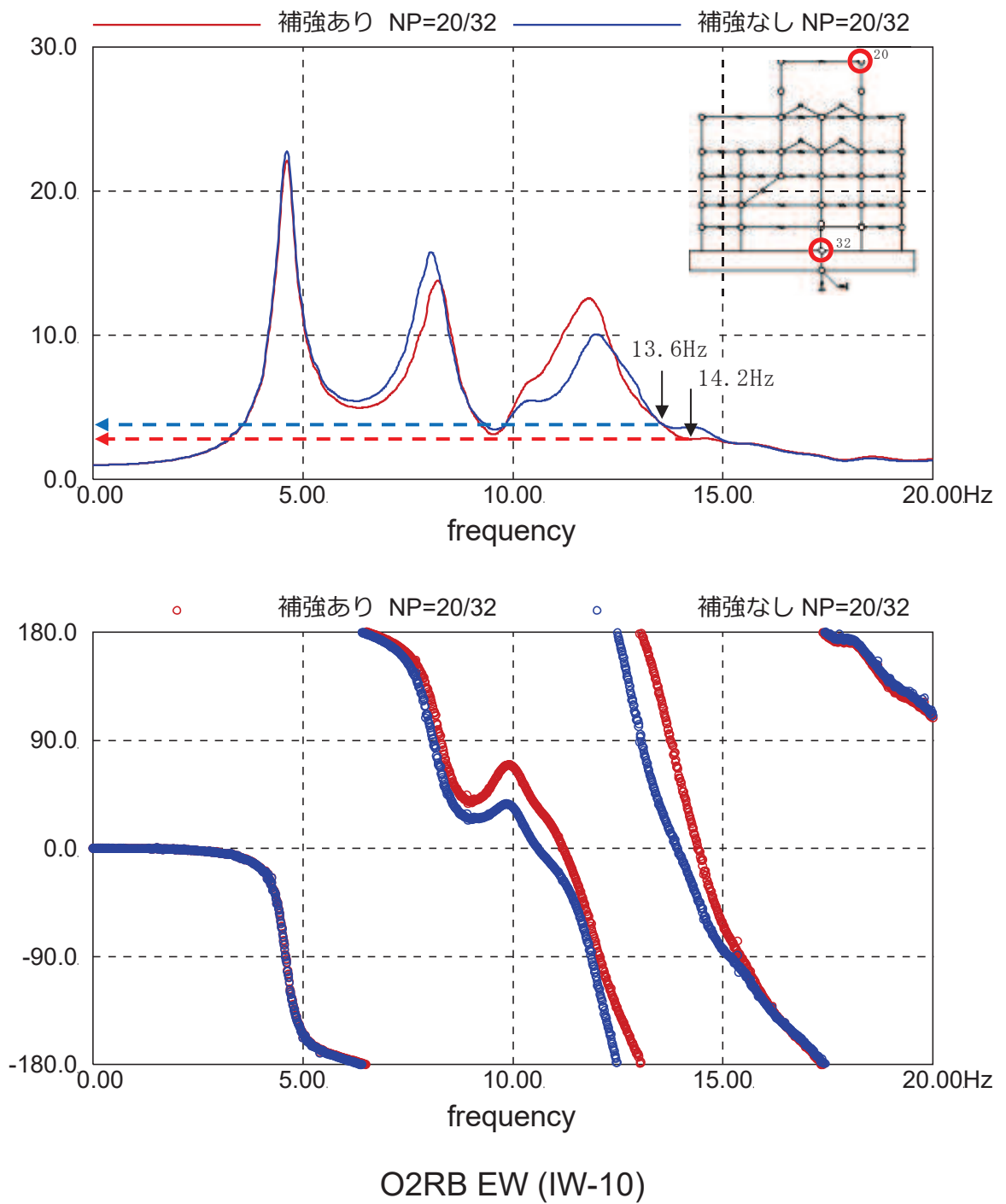


図 2-12 基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-10 通り)

2.2.5 耐震補強前後の地上3階のねじれ応答の変化

次に、耐震補強後の地上3階に対する屋上階のNS方向の伝達関数のピークが2山に分かれる現象の検討を行う。

図2-13に基礎版上質点に対する地上3階西側質点の伝達関数を示す。また、図2-14及び図2-15に耐震補強前後のモデルの地上3階質点間の伝達関数を比較して示す。

NS方向について、図2-13で耐震補強前後を比較すると、耐震補強後には8.4Hz付近にピークがあることがわかる。また、図2-14で、補強前のモデルでは位相差が 180° になる振動数は見られないが、補強後のモデルでは8.4Hz付近で位相差が 180° となっており、ねじれ応答が生じることがわかる。なお、8.4Hzは別紙8で観測記録の分析から評価した地上3階床のねじれ振動数9Hz程度と概ね整合している。

一方、EW方向では、図2-15で、耐震補強前後のモデルの伝達関数の差は小さい。なお、8.6Hz付近で位相差が変化しており、この部分がねじれのモードに近い応答となっていると考えられる。これも、別紙8の観測記録の分析結果と概ね整合している。

図2-16～図2-19には地上3階に対する屋上の伝達関数を示す。図2-16に示したNS方向IW-C通りの伝達関数は、耐震補強前は6.3Hz付近に1山のピークがある形状であったが、耐震補強後は8.0Hzと9.2Hz付近の2山に伝達関数のピークが見られる。これは、耐震補強後のモデルでは図2-13に示したように地上3階のねじれ応答が8.4Hz付近に生じたことにより、IW-C通りの地上3階床の伝達関数の振幅が8.4Hz付近にピークを持つような形となったため、地上3階床の応答を分母とする屋上階/地上3階の伝達関数の振幅には8.4Hz付近に谷が生じることとなり、2山の形状になったと分析される。

2.2.6 地震応答解析による検討結果

耐震補強前後の質点系地震応答解析モデルにおける屋上質点間の伝達関数の比較から、NS方向、EW方向ともに地上3階より上部のねじれ応答が生じる振動数に変化があり、耐震補強による建屋の振動特性への影響が確認された。

一方、基礎版上質点に対する屋上質点の伝達関数から、ねじれ応答が生じる振動数における振幅を確認したところ、1次固有周期付近の振幅に比べて十分に小さく、ねじれ応答の影響は小さいと判断した。

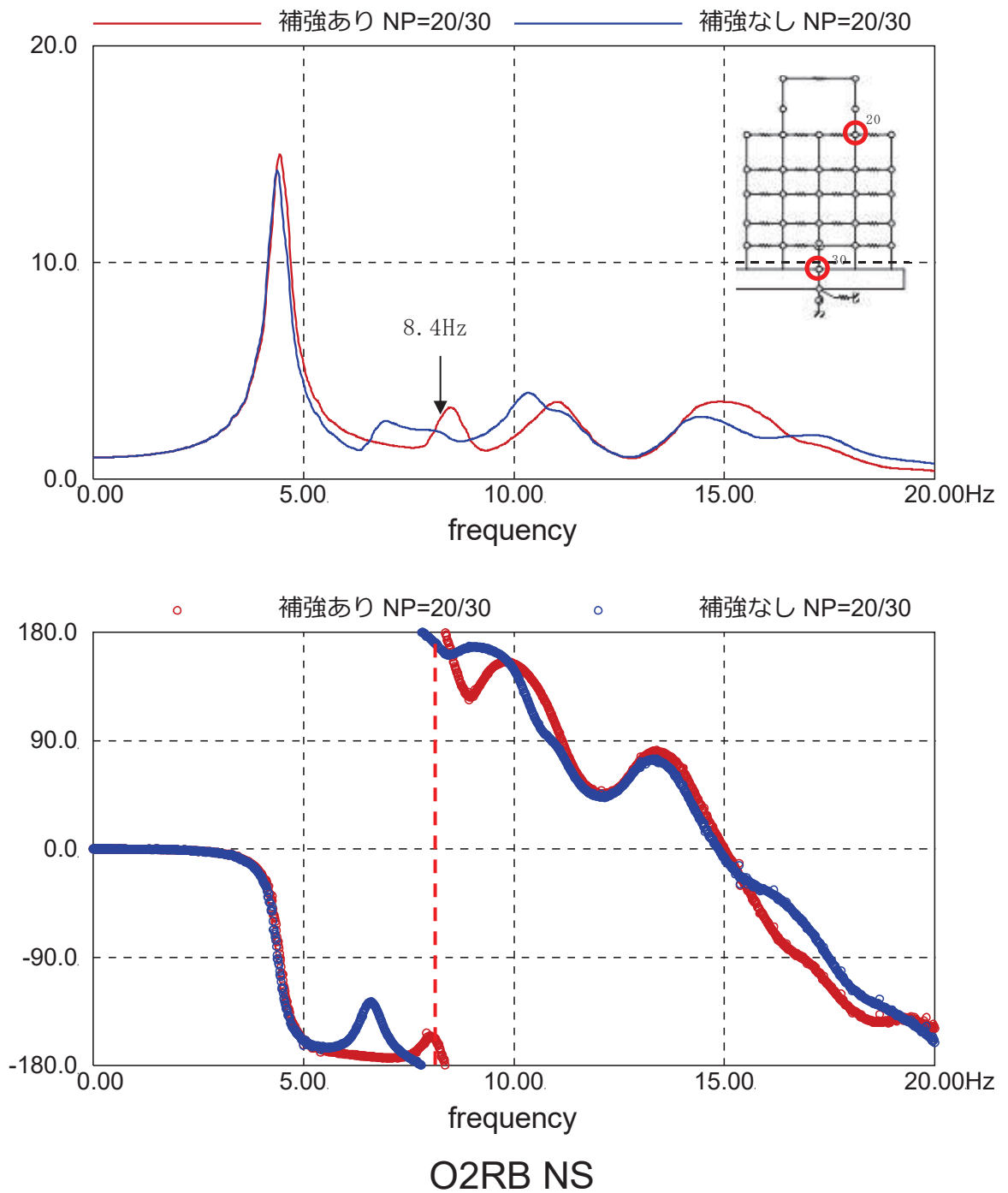


図 2-13 基礎版上質点に対する地上 3 階質点の伝達関数 (NS 方向 IW-C 通り)

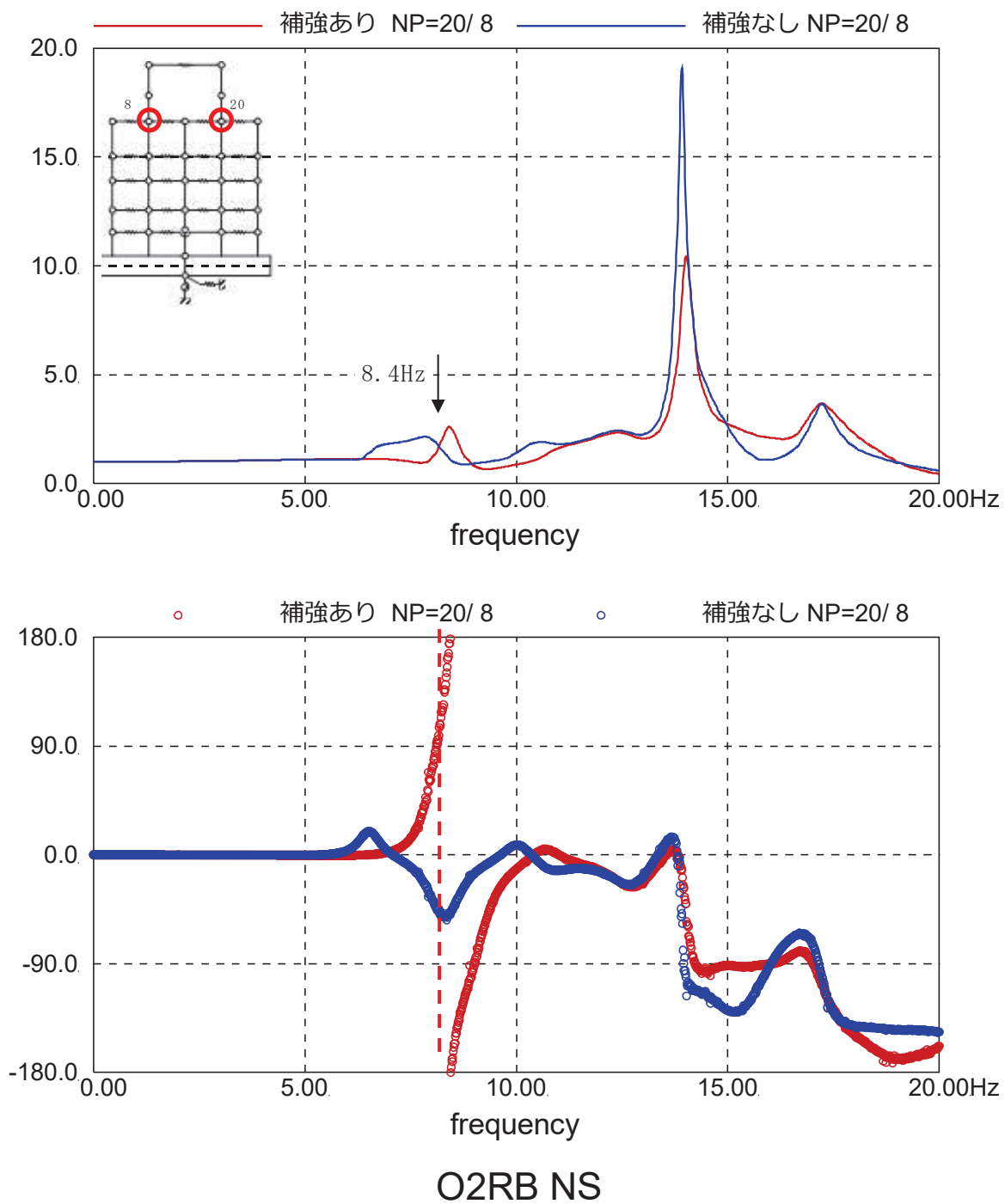


図 2-14 地上 3 階質点間の伝達関数 (NS 方向)

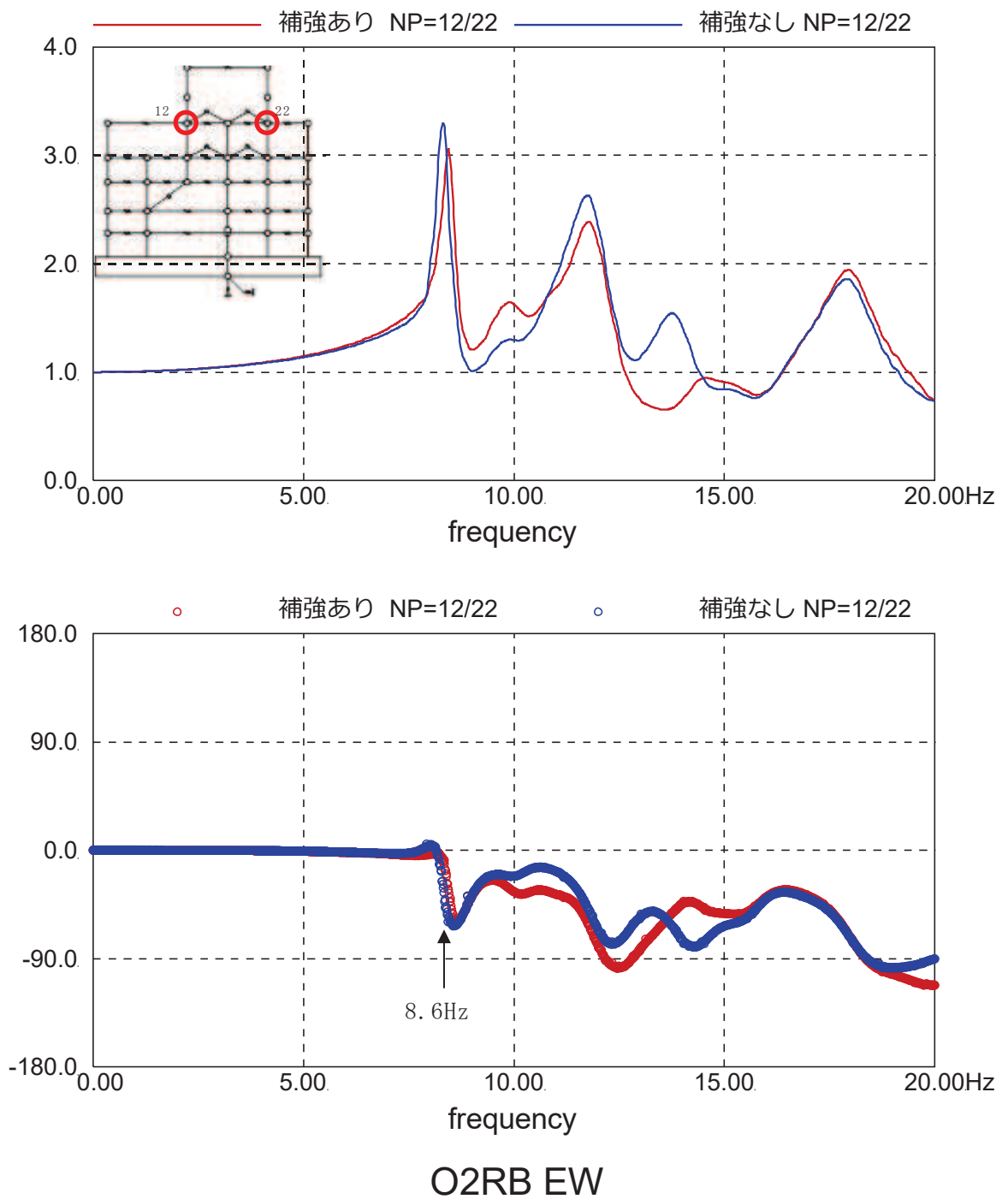


図 2-15 地上 3 階質点間の伝達関数 (EW 方向)

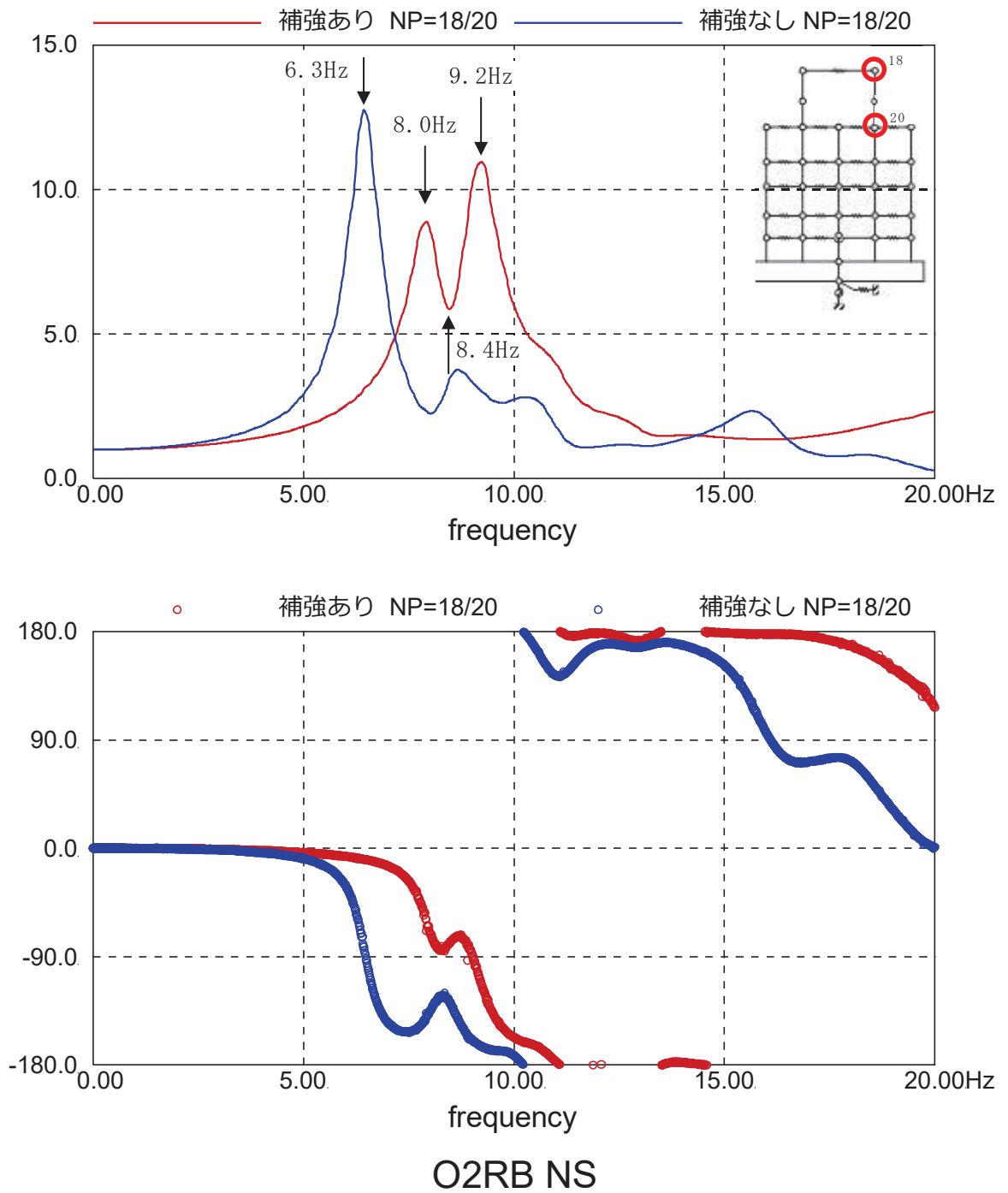


図 2-16 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-C 通り)

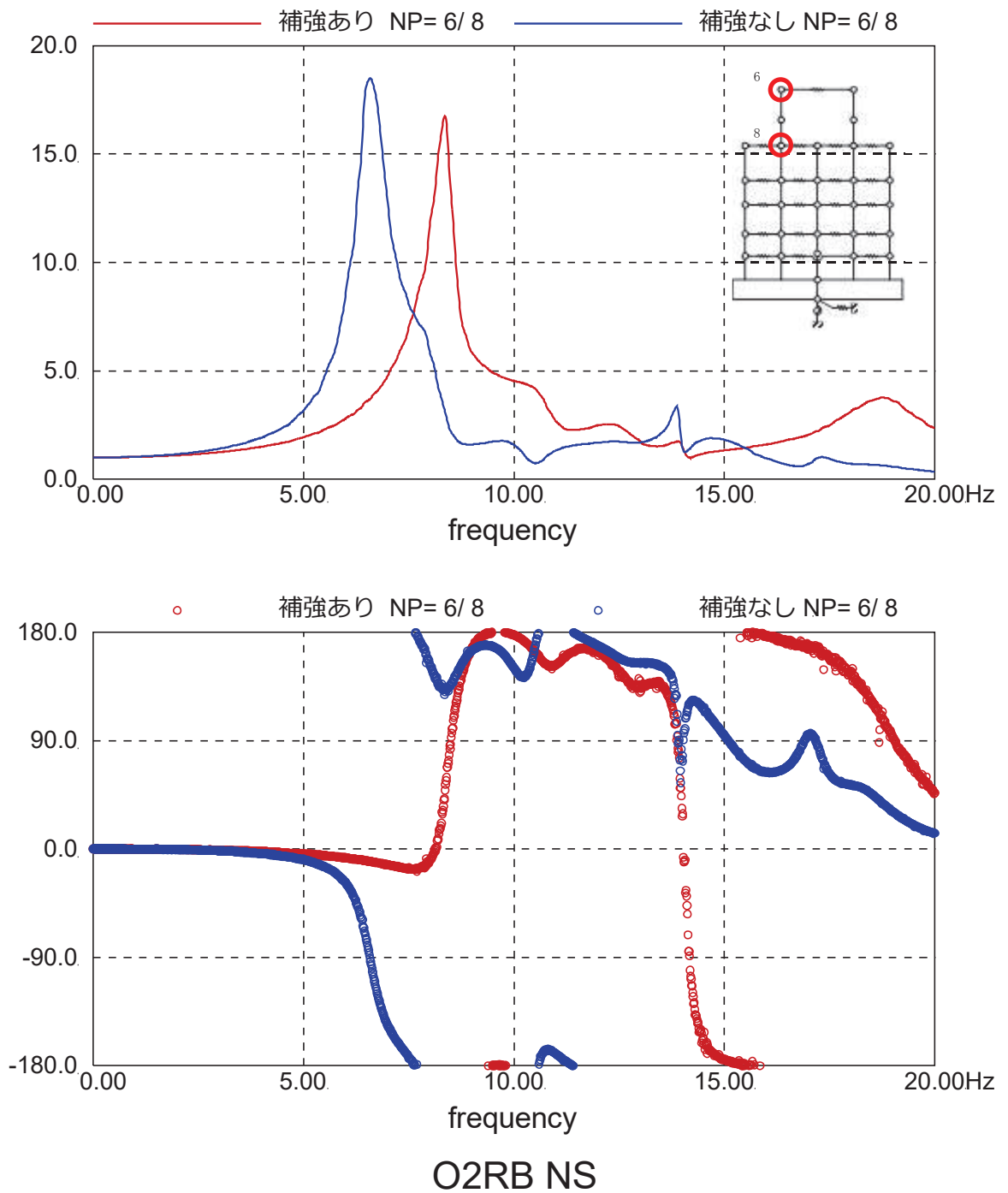
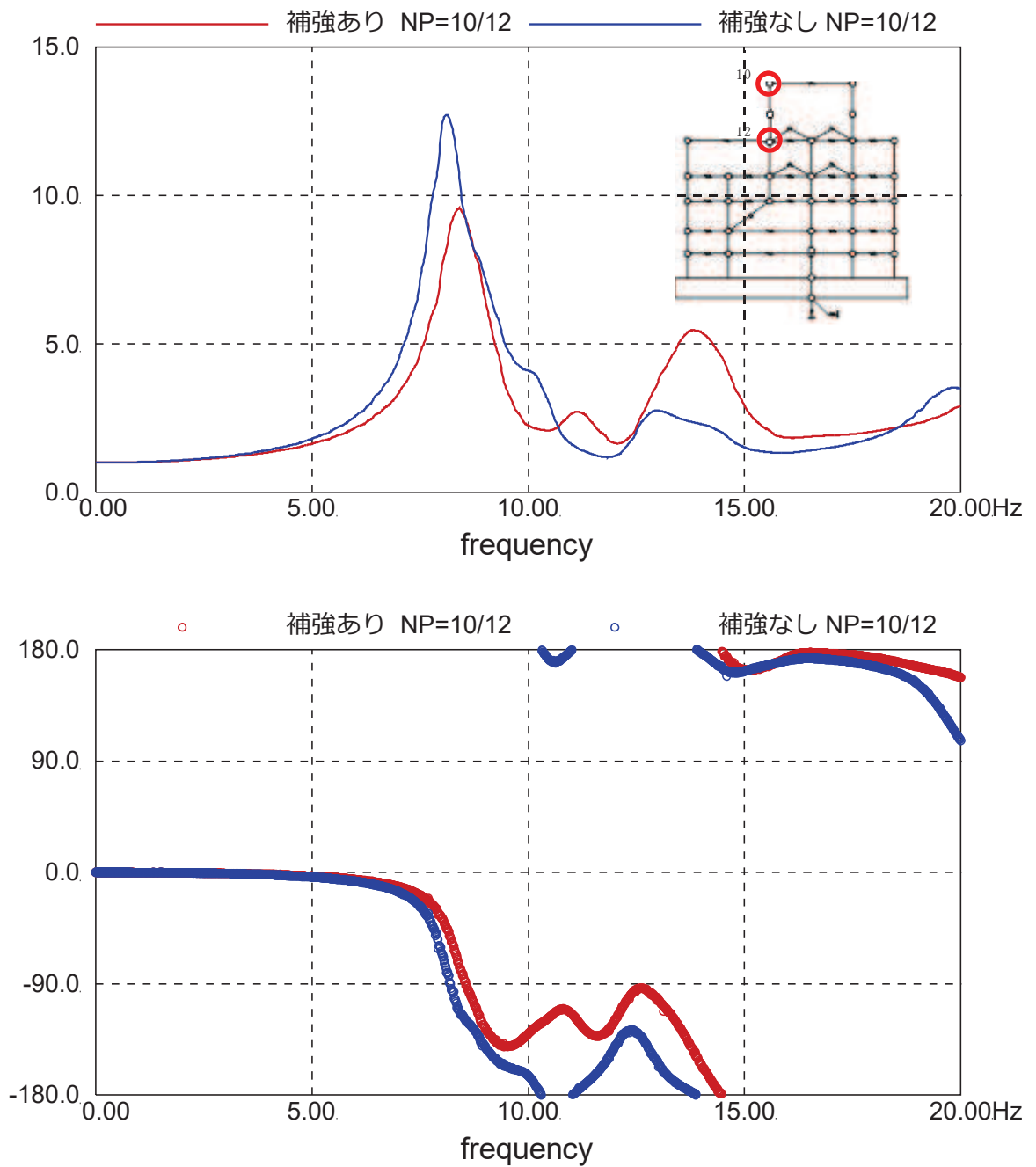


図 2-17 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (NS 方向 IW-J 通り)



O2RB EW

図 2-18 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-4 通り)

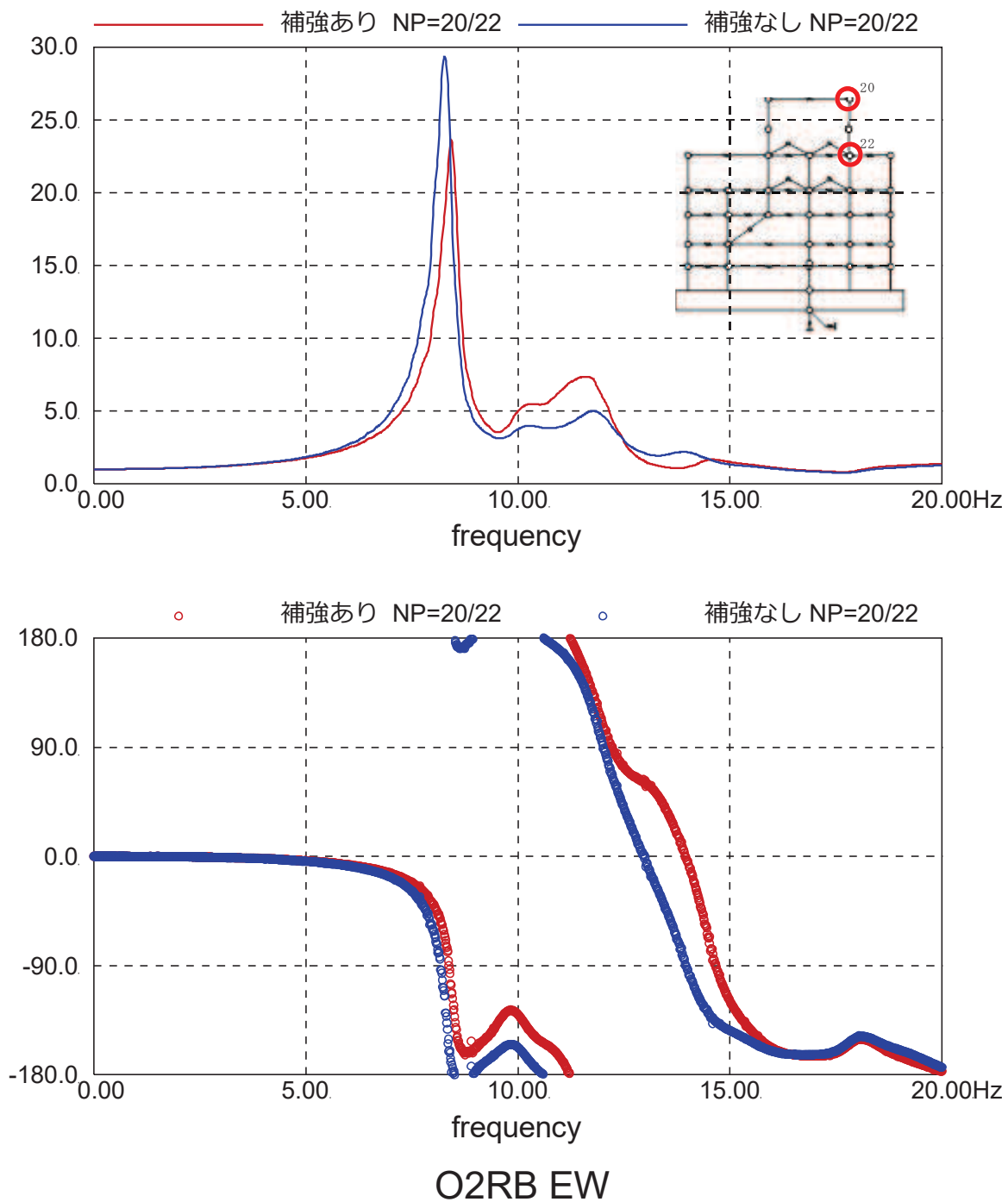


図 2-19 地上 3 階質点に対する屋上質点の伝達関数 (EW 方向 IW-10 通り)

2.3 地震観測記録による検討

2.3.1 検討目的

本検討は、原子炉建屋の地震観測記録において、耐震補強前後のねじれ応答の変化を確認し、「2.2 地震応答解析による検討」で確認した質点系地震応答解析モデルにおける耐震補強前後のねじれ応答の変化と比較することを目的とする。

2.3.2 検討方法

原子炉建屋の地震計の配置を図 2-20 及び図 2-21 に示す。

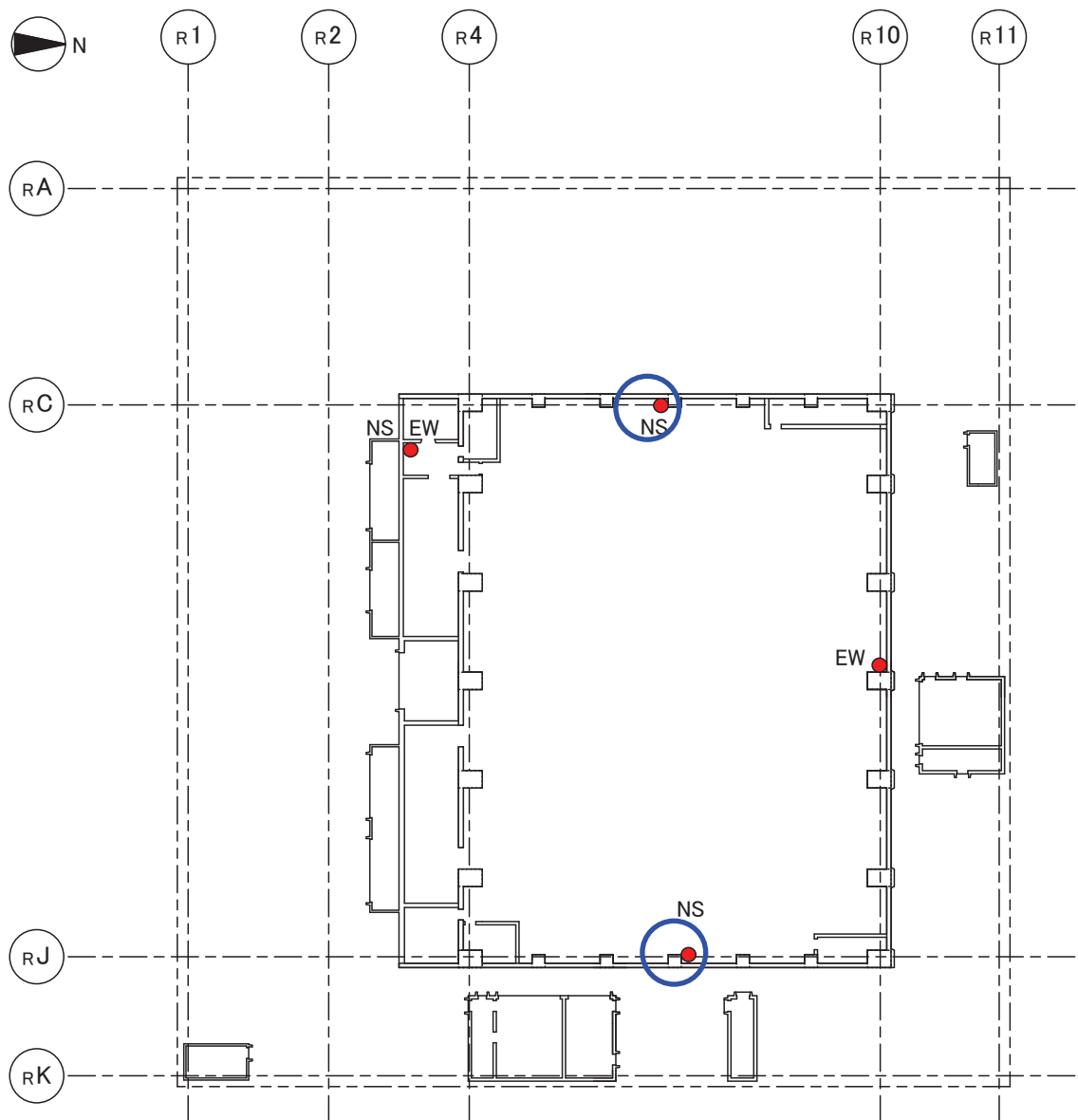
地上 3 階で NS 方向は 3 箇所、EW 方向は 2 箇所に地震計が配置されている（図 2-20 参照）が、屋上階の地震観測装置は北西角の 1 か所のみを設置されている（図 2-21 参照）。このため、屋上階のねじれ応答を屋上階の地震観測記録のみを用いて評価することは困難であるため、地上 3 階と屋上階の観測記録の伝達関数の分析からねじれ応答の影響について分析を行う。

本検討では、地上 3 階東側に対する屋上階北西角の NS 方向の平均伝達関数を、以下の 3 つの期間に分類して比較することで、耐震補強前後の振動性状の変化を確認する。

- ① 3.11 地震以前の観測記録
- ② 3.11 地震以降耐震補強前までの観測記録
- ③ 耐震補強以降の観測記録

なお、耐震補強工事期間中は過渡的な振動性状であったと考えられるため評価対象から除外した。

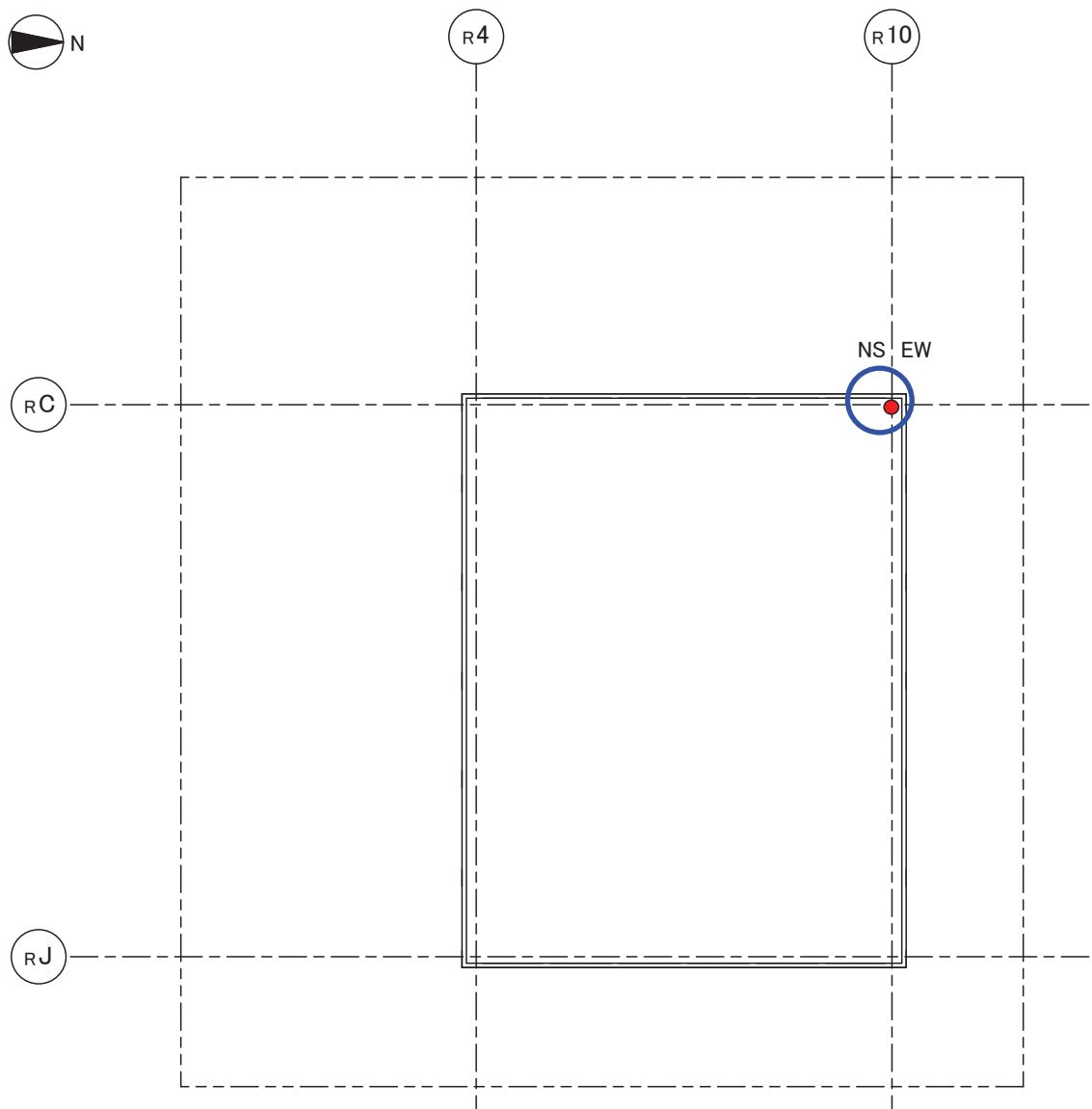
対象とする観測地震は、原子炉建屋の現在の地震観測装置の配置となった 2008 年 12 月 26 日以降の地震観測記録から、基礎版上の加速度が 5Gal 以上の条件を目安に分析対象地震を選定し、3.11 地震以前の 14 地震、3.11 地震以降耐震補強前までの 117 地震、耐震補強完了後の 61 地震の 3 つのグループに分類した。表 2-4～表 2-6 に分析に用いた観測地震を示す。



3F(OP 33.200)

○が今回の分析に用いた観測記録

図 2-20 原子炉建屋地上 3 階の地震計配置



RF(OP 50.670)

○が今回の分析に用いた観測記録

図 2-21 原子炉建屋屋上階の地震計配置

表 2-4 伝達関数の評価対象地震 (3.11 地震以前の 14 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離(km)
1	2009.02.16	7:39	宮城県東方沖	4.0	50	30
2	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	34
3	2009.03.25	10:23	宮城県東方沖	3.9	46	38
4	2009.04.21	18:57	福島県東方沖	5.2	45	118
5	2009.05.05	4:51	宮城県北部	3.9	71	36
6	2009.06.01	0:33	福島県東方沖	4.6	59	70
7	2009.06.23	16:37	宮城県東方沖	5.6	39	105
8	2009.07.02	12:50	宮城県南東沖	4.3	41	68
9	2009.12.19	4:30	宮城県南東沖	4.6	45	53
10	2010.01.29	0:25	宮城県東方沖	4.3	38	75
11	2010.03.13	21:46	福島県東方沖	5.5	78	88
12	2010.03.14	17:08	福島県東方沖	6.7	40	80
13	2010.06.13	12:32	福島県東方沖	6.2	40	115
14	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	156

表 2-5 (1) 伝達関数の評価対象地震 (1/3)
(3.11 地震以降補強工事前までの 117 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	2011.03.11	14:46	宮城県東方はるか沖	9.0	24	124
2	2011.03.11	16:28	岩手県東方沖	6.6	17	99
3	2011.03.11	18:04	茨城県東方沖	5.3	17	211
4	2011.03.11	20:36	岩手県東方沖	6.7	24	131
5	2011.03.15	4:28	金華山付近	5.0	51	43
6	2011.03.16	12:52	銚子付近	6.1	10	290
7	2011.03.19	18:56	茨城県北部	6.1	5	197
8	2011.03.20	14:55	福島県東方沖	5.4	42	83
9	2011.03.20	21:03	岩手県東方沖	5.9	48	115
10	2011.03.28	7:23	宮城県東方沖	6.5	32	74
11	2011.04.07	23:32	宮城県東方沖	7.2	66	43
12	2011.04.09	18:42	宮城県東方沖	5.4	58	33
13	2011.04.11	17:16	福島県東部	7.0	6	177
14	2011.04.12	14:07	福島県東部	6.4	15	168
15	2011.04.21	17:18	宮城県東方沖	5.2	31	65
16	2011.04.22	1:11	福島県東方沖	5.6	48	99
17	2011.04.23	19:12	三陸東方はるか沖	6.1	35	154
18	2011.04.28	18:27	福島県東方沖	5.7	44	113
19	2011.06.18	20:31	福島県東方沖	6.0	28	92
20	2011.06.23	6:50	岩手県東方沖	6.9	36	196
21	2011.06.23	19:35	金華山付近	5.3	57	12
22	2011.07.10	9:57	宮城県東方はるか沖	7.3	34	181
23	2011.07.11	13:29	岩手県東方沖	5.1	48	115
24	2011.07.12	17:59	金華山付近	4.8	57	63
25	2011.07.13	0:37	宮城県東方沖	5.1	47	45
26	2011.07.19	10:38	福島県東方沖	5.4	31	122
27	2011.07.23	13:34	金華山付近	6.4	47	74
28	2011.07.25	0:07	金華山付近	5.2	44	73
29	2011.07.25	3:51	福島県東方沖	6.3	46	78
30	2011.07.25	20:04	宮城県東方沖	5.2	45	54
31	2011.07.31	3:53	福島県東方沖	6.5	57	168
32	2011.08.01	22:44	岩手県東方沖	5.8	43	170
33	2011.08.10	2:44	金華山付近	4.1	52	37
34	2011.08.11	22:31	宮城県東方沖	5.3	30	64
35	2011.08.12	3:22	福島県東方沖	6.1	52	162
36	2011.08.17	12:05	宮城県東方沖	5.1	31	61
37	2011.08.17	20:44	本州中部東方はるか沖	6.2	52	270
38	2011.08.19	14:36	福島県東方沖	6.5	51	88
39	2011.08.21	4:37	金華山付近	4.4	49	43
40	2011.08.21	7:58	宮城県東方沖	4.8	50	47
41	2011.09.07	2:54	茨城県東方沖	5.2	36	194
42	2011.09.08	22:38	福島県東方沖	5.2	40	131
43	2011.09.15	17:00	茨城県東方はるか沖	6.3	51	238

表 2-5 (2) 伝達関数の評価対象地震 (2/3)

(3.11 地震以降補強工事前までの 117 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離(km)
44	2011.09.17	4:26	岩手県北東沖	6.6	7	247
45	2011.09.19	3:32	福島県東方沖	5.2	48	71
46	2011.09.21	5:59	金華山付近	4.8	51	32
47	2011.09.21	22:30	茨城県北部	5.2	9	202
48	2011.10.10	11:45	福島県東方沖	5.6	47	99
49	2011.11.24	4:24	福島県東方沖	6.1	45	120
50	2011.12.10	15:08	金華山付近	4.7	45	37
51	2012.01.26	5:42	宮城県東方沖	5.2	51	31
52	2012.06.30	16:11	宮城県東方沖	4.8	64	40
53	2012.08.30	4:05	宮城県東方沖	5.6	60	36
54	2012.10.25	19:32	宮城県東方沖	5.6	48	34
55	2012.12.07	17:18	宮城県東方はるか沖	7.3	49	212
56	2013.02.02	23:17	十勝地方	6.5	102	499
57	2013.04.17	21:03	金華山付近	5.9	58	13
58	2013.05.18	14:47	福島県東方沖	6.0	46	78
59	2013.07.22	18:45	金華山付近	4.1	52	19
60	2013.07.29	18:19	宮城県北部	4.0	68	41
61	2013.08.04	12:28	宮城県東方沖	6.0	58	38
62	2013.08.04	13:08	宮城県東方沖	3.8	57	34
63	2013.08.06	0:35	宮城県東方沖	3.9	56	30
64	2013.08.06	2:20	宮城県東方沖	4.1	55	37
65	2013.08.07	3:54	金華山付近	3.5	54	17
66	2013.08.13	10:01	宮城県東方沖	4.3	35	94
67	2013.08.25	18:18	金華山付近	4.1	55	14
68	2013.09.04	9:18	鳥島近海	6.8	445	959
69	2013.09.05	21:24	宮城県東方沖	3.9	58	29
70	2013.09.18	9:27	宮城県東方沖	4.9	39	78
71	2013.09.20	2:25	福島県東部	5.9	17	166
72	2013.10.03	14:12	金華山付近	4.0	51	26
73	2013.10.05	16:41	宮城県東方沖	3.9	46	40
74	2013.10.14	12:21	金華山付近	3.7	54	17
75	2013.10.15	6:02	金華山付近	3.8	62	11
76	2013.10.16	1:34	金華山付近	3.7	54	24
77	2013.10.19	11:08	金華山付近	4.0	51	21
78	2013.10.20	0:14	宮城県東方沖	5.1	51	31
79	2013.10.22	10:18	宮城県南東沖	5.3	26	84
80	2013.10.25	7:12	宮城県東方沖	3.6	47	37
81	2013.10.26	2:10	本州北部東方はるか沖	7.1	56	302
82	2013.10.26	5:24	宮城県東方沖	3.9	58	31
83	2013.10.26	23:36	宮城県東方沖	4.4	55	36
84	2013.10.31	5:24	金華山付近	3.5	54	14
85	2013.10.31	21:37	金華山付近	3.8	57	40
86	2013.11.01	0:01	宮城県東方はるか沖	5.2	27	112

表 2-5 (3) 伝達関数の評価対象地震 (3/3)

(3.11 地震以降補強工事前までの 117 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離(km)
87	2013.11.02	3:16	金華山付近	3.6	53	19
88	2013.11.03	17:52	宮城県東方はるか沖	5.3	31	111
89	2013.11.09	15:48	金華山付近	3.5	51	25
90	2013.11.12	5:54	宮城県東方沖	4.5	41	69
91	2013.11.16	17:14	福島県東方沖	4.8	49	67
92	2013.11.21	12:37	福島県東方沖	4.9	38	98
93	2013.11.22	8:13	宮城県東方沖	3.5	38	50
94	2013.11.26	0:43	金華山付近	4.9	51	31
95	2013.11.30	14:40	宮城県東方沖	4.0	47	33
96	2013.12.03	18:16	茨城県東方沖	5.5	47	205
97	2013.12.04	4:55	金華山付近	4.2	49	43
98	2013.12.05	11:23	宮城県東方沖	3.7	56	32
99	2013.12.15	3:34	宮城県東方沖	3.7	55	34
100	2013.12.15	6:31	金華山付近	3.6	48	44
101	2013.12.18	19:14	宮城県東方沖	4.7	41	82
102	2013.12.29	10:22	宮城県東方沖	4.4	56	39
103	2013.12.31	2:39	宮城県東方沖	3.1	56	32
104	2014.01.03	18:16	金華山付近	3.8	54	24
105	2014.01.16	22:28	宮城県東方沖	4.0	56	39
106	2014.01.17	4:32	宮城県東方沖	3.8	50	27
107	2014.02.04	9:35	福島県東方沖	4.7	48	70
108	2014.02.06	2:32	宮城県東方沖	5.3	40	85
109	2014.02.06	21:10	宮城県東方沖	4.2	62	36
110	2014.02.08	2:18	福島県東方沖	5.0	48	98
111	2014.02.09	19:54	宮城県東方沖	4.2	57	47
112	2014.02.12	6:34	金華山付近	4.2	19	12
113	2014.02.14	10:45	金華山付近	3.1	18	12
114	2014.02.18	13:56	宮城県東方沖	4.1	48	48
115	2014.02.22	12:02	金華山付近	3.7	48	44
116	2014.02.24	16:39	宮城県北部	3.9	69	44
117	2014.02.25	20:59	宮城県東方沖	3.9	55	28

表 2-6 (1) 伝達関数の評価対象地震 (1/2)
(補強工事後の 61 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	2014.12.25	8:06	福島県東方沖	5.6	36	131
2	2014.12.27	6:04	宮城県東方沖	4.3	63	32
3	2015.01.01	14:01	金華山付近	4.5	44	73
4	2015.01.07	18:58	宮城県東方沖	4.2	43	48
5	2015.01.10	8:02	金華山付近	3.9	54	14
6	2015.02.06	5:28	金華山付近	4.1	48	42
7	2015.02.11	4:23	宮城県東方沖	4.2	47	33
8	2015.02.17	8:06	三陸東方はるか沖	6.9	13	219
9	2015.02.17	10:46	宮城県東方沖	4.2	61	66
10	2015.02.26	10:11	宮城県東方沖	5.0	50	53
11	2015.03.19	10:33	金華山付近	4.8	50	31
12	2015.03.27	2:28	宮城県東方沖	3.9	50	30
13	2015.04.03	4:04	宮城県東方沖	4.6	52	50
14	2015.04.12	13:33	宮城県東方沖	4.3	47	31
15	2015.04.16	1:58	宮城県東方沖	3.9	50	33
16	2015.04.16	5:16	宮城県東方沖	4.1	40	55
17	2015.04.23	19:17	金華山付近	4.2	49	44
18	2015.05.03	13:02	福島県東方沖	5.0	45	100
19	2015.05.13	6:12	宮城県東方沖	6.8	46	76
20	2015.05.20	11:03	金華山付近	3.7	54	24
21	2015.06.21	13:16	宮城県東方沖	4.0	50	30
22	2015.06.28	7:58	宮城県東方沖	4.0	43	54
23	2015.07.02	15:05	宮城県東方沖	4.7	57	38
24	2015.07.04	13:23	宮城県東方沖	4.7	39	76
25	2015.07.05	19:41	宮城県東方沖	4.5	42	71
26	2015.07.10	3:32	岩手県北部	5.7	88	217
27	2015.07.16	14:39	宮城県東方沖	4.1	37	55
28	2015.07.21	18:16	宮城県南東沖	4.9	65	65
29	2015.08.01	23:24	宮城県東方沖	4.7	63	29
30	2015.08.03	6:57	金華山付近	3.5	53	17
31	2015.08.03	14:30	福島県東方沖	5.1	49	71
32	2015.08.05	20:56	福島県東方沖	5.0	50	98
33	2015.08.09	11:08	金華山付近	3.9	66	21
34	2015.08.10	5:36	宮城県東方沖	3.9	47	33
35	2015.08.10	11:34	宮城県北部	4.4	75	52
36	2015.08.10	22:31	宮城県東方沖	4.3	47	32
37	2015.08.14	5:13	福島県東方沖	5.1	49	138
38	2015.08.25	3:24	宮城県東方沖	4.6	41	70
39	2015.08.25	6:14	金華山付近	3.7	53	24
40	2015.09.04	1:51	福島県東方はるか沖	5.3	54	220
41	2015.09.05	12:13	金華山付近	4.5	51	32
42	2015.09.05	13:18	宮城県東方沖	4.5	42	65
43	2015.10.06	18:32	宮城県東方沖	5.0	39	73

表 2-6 (2) 伝達関数の評価対象地震 (2/2)
(補強工事後の 61 地震)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距 離(km)
44	2015.10.21	15:04	福島県東方沖	5.3	37	124
45	2015.12.02	7:48	宮城県東方沖	4.6	39	74
46	2015.12.02	13:41	宮城県東方沖	4.6	63	32
47	2016.01.26	20:37	宮城県東方沖	4.5	51	37
48	2016.02.09	1:54	宮城県東方沖	4.3	48	52
49	2016.02.25	1:10	宮城県東方沖	4.6	46	35
50	2016.04.27	0:01	宮城県東方沖	5.0	52	30
51	2016.05.05	1:10	金華山付近	4.8	50	31
52	2016.05.09	17:18	宮城県東方沖	4.2	47	32
53	2016.07.29	12:42	宮城県東方沖	4.2	29	63
54	2016.08.22	15:11	宮城県東方沖	5.3	33	59
55	2016.10.16	14:38	金華山付近	3.8	20	9
56	2016.10.16	16:37	金華山付近	5.2	20	9
57	2016.10.16	16:58	金華山付近	4.2	18	9
58	2016.11.10	7:20	宮城県東方沖	5.1	39	75
59	2016.11.12	6:43	金華山付近	5.9	58	12
60	2016.11.22	5:59	福島県東方沖	7.4	25	117
61	2016.12.07	8:17	宮城県東方沖	3.8	50	27

2.3.3 耐震補強前後の地上3階より上部のねじれ応答の変化

図2-22は、原子炉建屋における、地上3階東側に対する屋上階西側のNS方向の伝達関数の振幅と位相を示している。

図2-22の平均伝達関数のピーク振動数を、位相曲線が 90° と交差する振動数から読み取ると、3.11地震以前は7.8Hz付近に伝達関数の1次ピーク振動数があったのに対し、3.11地震以降耐震補強前までは6.0Hz付近まで1次ピーク振動数が低下している。耐震補強以降は7.0Hz程度まで1次ピーク振動数が回復している。

一方、位相曲線が 180° となる振動数付近には、東側の耐震壁と西側の耐震壁が逆位相で振動するねじれ応答のモードがあると考えられる。

位相曲線が 180° となる振動数は、3.11地震以前の地震と耐震補強後の地震は10.0Hzと13.5Hz、3.11地震以降耐震補強前の地震では7.2Hzと12.5Hzと読み取れる。耐震補強後の地震における13.5Hzのねじれ応答は、質点系地震応答解析モデルの検討で示した耐震補強後の地上3階より上部のねじれ応答の振動数14.2Hzと概ね整合している。

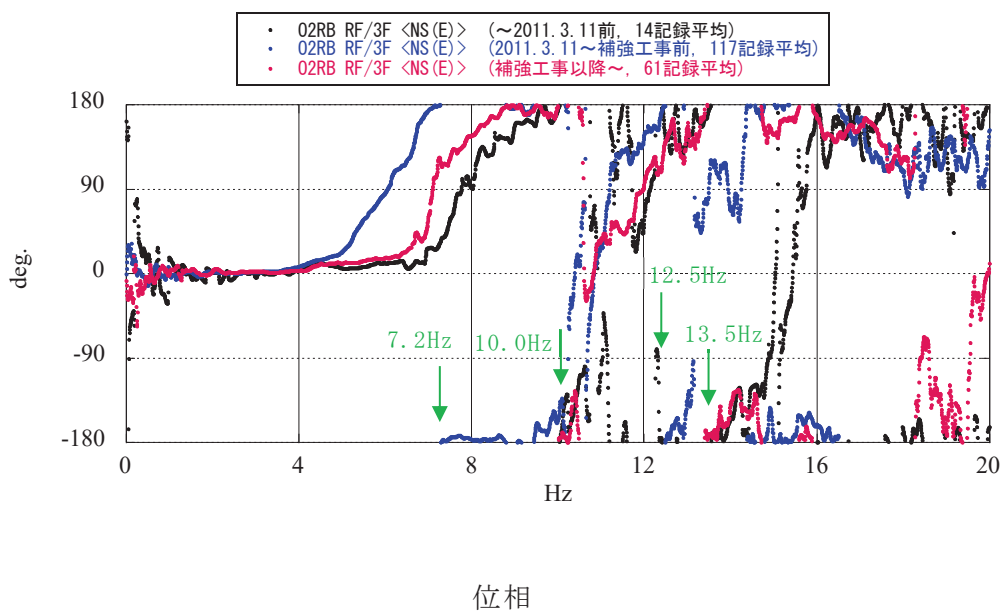
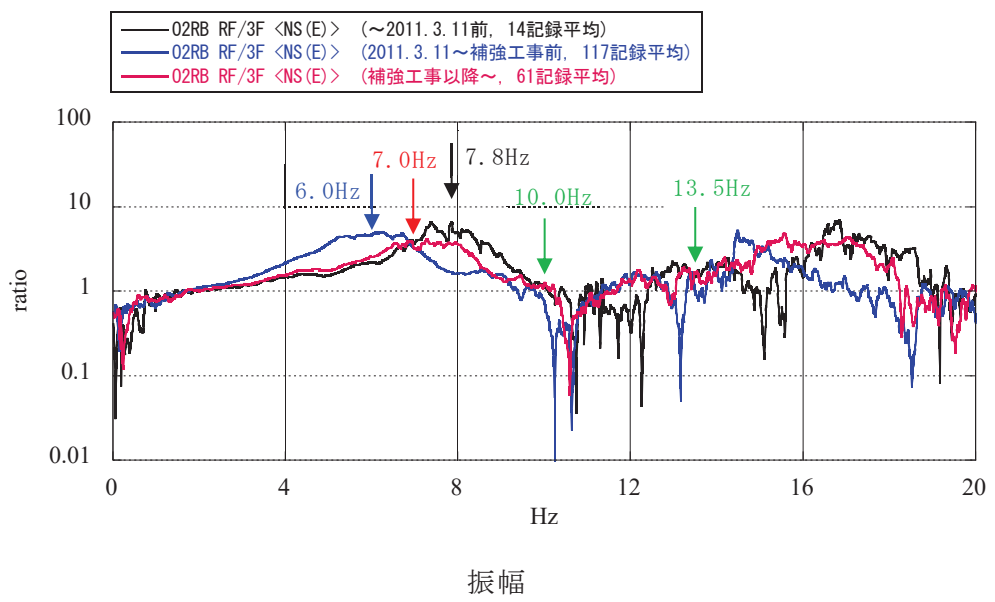


図 2-22 原子炉建屋の平均伝達関数の比較 (屋上/地上 3 階東)

2.3.4 地上3階より上部のねじれ応答の影響評価

耐震補強後の地震の13.5Hz付近での伝達関数の振幅は1前後の値であり、ねじれが生じる振動数付近で地上3階から屋上の応答が大きく増幅する傾向は見られない。したがって、地震観測記録の分析からは耐震補強によりねじれ応答の影響が大きくなる傾向は見られない。

図2-23に示した伝達関数は、地上3階西側の観測記録に対する屋上階西側の観測記録の伝達関数の振幅と位相を示している。これらの伝達関数の振幅は西側の耐震壁上での地上3階から屋上の増幅を表している。屋上にねじれが生じる振動数10.0Hz付近と13.5Hz付近では、耐震補強後に振幅が大きく増幅する傾向は見られない。

2.3.5 地震観測記録による検討結果

耐震補強前後の地震観測記録における地上3階東側に対する屋上階西側のNS方向の伝達関数の比較から、地上3階より上部のねじれ応答が生じる振動数に変化があり、耐震補強による建屋の振動特性への影響が確認された。

一方、ねじれ応答が生じる振動数における振幅は耐震補強後で1前後であり、1次固有周期付近の振幅に比べて十分に小さく、ねじれ応答の影響は小さいと判断した。

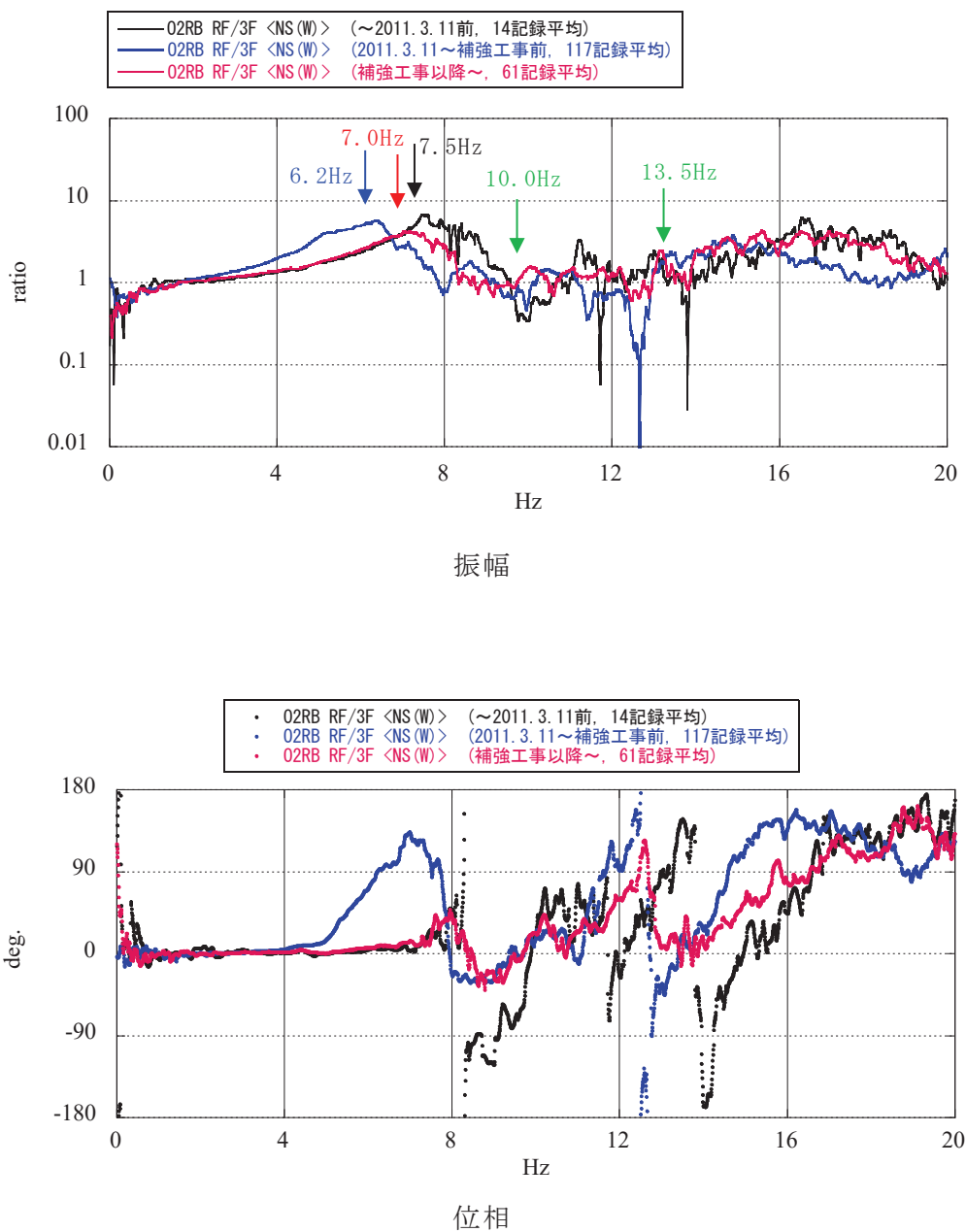


図 2-23 原子炉建屋の平均伝達関数の比較（屋上/地上 3 階西）

3. 面外応答増幅による影響検討

3.1 妻壁の面外応答の検討

3.1.1 検討目的

本検討は、耐震補強部材の追設による躯体重量増加に伴う面外応答への影響を確認することを目的とする。

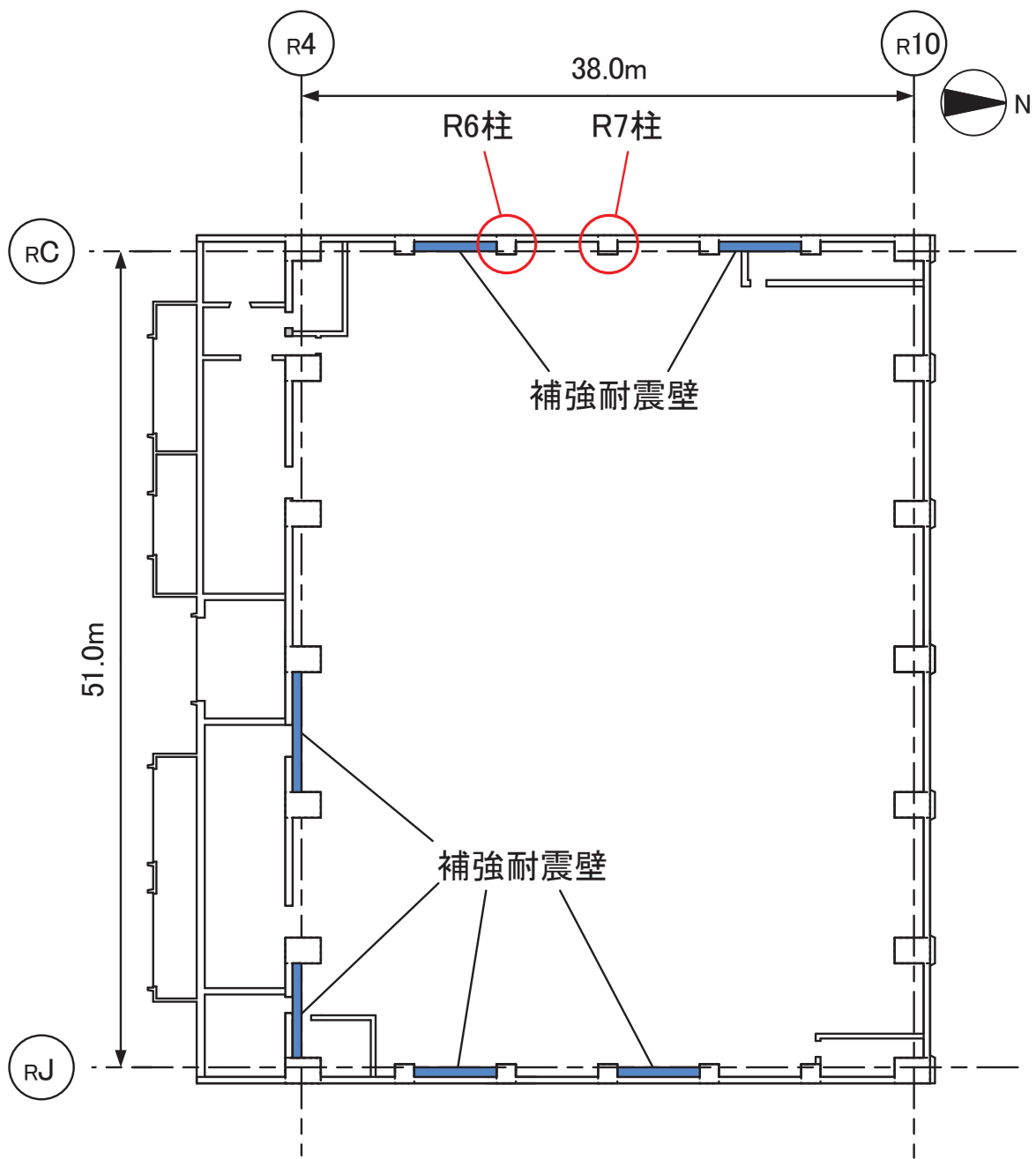
3.1.2 検討方法

原子炉建屋地上 3 階より上部東面と西面の妻壁の面外応答に対する検討として、妻柱について、耐震補強により追設した部材の重量を考慮した場合における、面外方向の部材評価を行う。

検討用の解析モデルは、地上 3 階床 (O.P. 33.2m) から屋上スラブ下のサブトラス上弦材の鉄骨芯 (O.P. 50.375) までを梁モデルでモデル化する。O.P. 39.6m より下部は 1.2m×1.2m の RC 柱、O.P. 39.6m より上部は BH-500×500×19×32 の鉄骨柱断面で梁モデルとし、既設の躯体重量に補強部材の重量を考慮して、基準地震動 S_s-D2 の地震応答解析結果から評価した水平震度による地震時水平荷重に対する検討を行う。

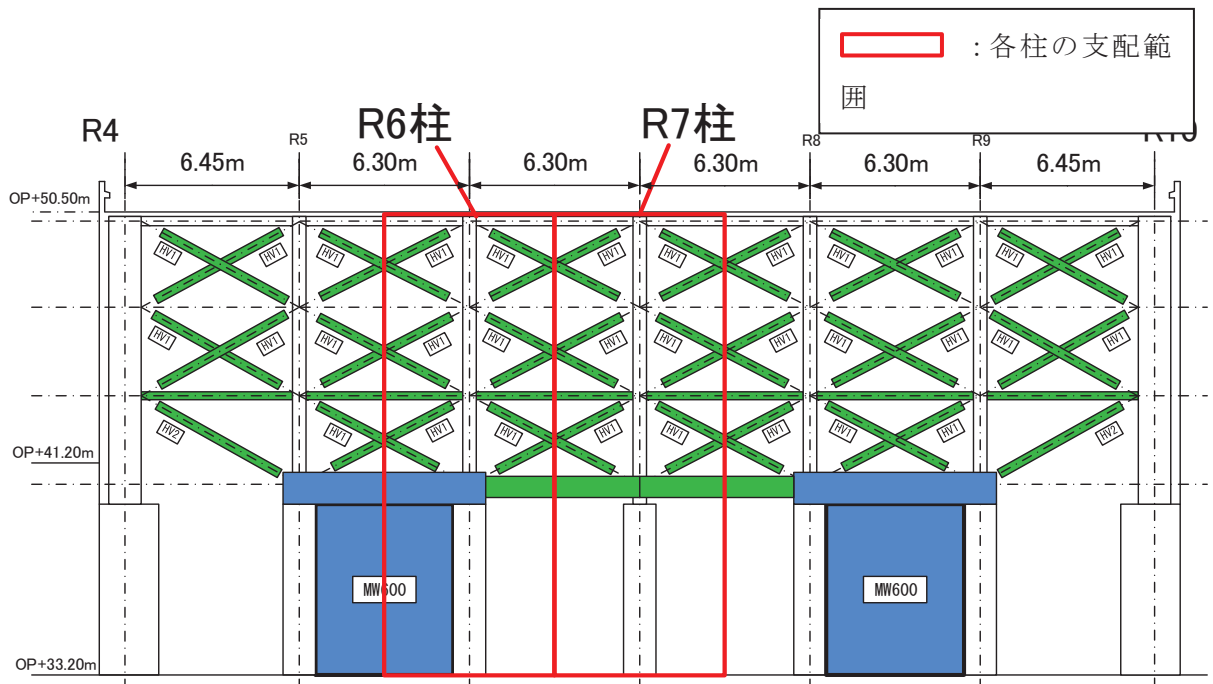
3.1.3 検討対象部位の選定

原子炉建屋の耐震補強部位のうち、IW-C 通りの R6 通りの柱と R7 通りの柱を検討対象とする。R6 通りの柱は片側に補強耐震壁がある柱、R7 通りの柱は両側に耐震壁がない柱の代表として選定した。すべての柱はこのいずれかの条件になっている。図 3-1 及び図 3-2 に検討対象部位の平面図及び立面図を示す。



地上 3 階 (0. P. 33.2m) 平面図

図 3-1 検討対象とする柱の平面位置



IW-C 通り 立面図

図 3-2 検討対象とする柱の立面

3.1.4 解析モデル

検討用の解析モデルは、地上3階床（O.P. 33.2m）から屋上スラブ下のサブトラス上弦材の鉄骨芯（O.P. 50.375）までを梁モデルでモデル化する。O.P. 39.6mより下部はRC部の断面をモデル化して1.2m×1.2mのRC柱とし、O.P. 39.6mより上部はBH-500×500×19×32の鉄骨柱断面の梁モデルを用いる。モデル上端のサブトラス上弦材の鉄骨芯及びサブトラス下弦材の鉄骨芯はピン支持とする。地上3階床部分は固定端とする。解析モデルを図3-3に示す。既設の躯体重量に補強部材の重量を考慮して、基準地震動 S_s-D2 の地震応答解析結果から評価した水平震度による地震時水平荷重に対する検討を行う。

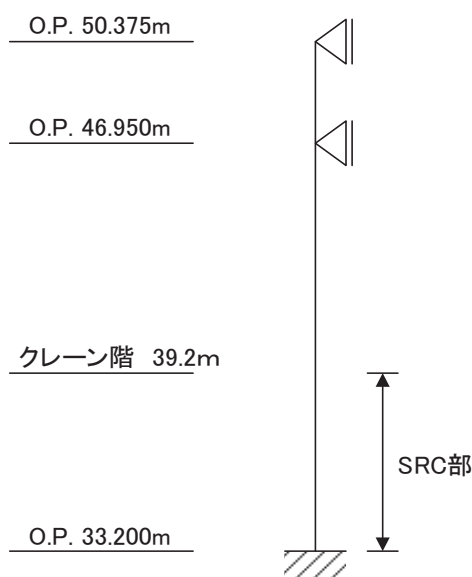


図 3-3 梁モデル

3.1.5 水平震度の評価

面外方向の水平震度は、EW 方向地震応答解析モデルの基準地震動 $S_s - D2$ の地上 3 階、クレーン階及び屋上質点の床応答の加速度を用いて算定する。水平震度の算定に用いる質点位置を図 3-4 に、水平震度の算定結果を表 3-1 に示す。

各部材位置での水平震度は上下の階の水平震度を高さ方向に線形補間して算定する。

算定した水平震度に、柱の支配範囲の部材重量を乗じて地震時水平荷重を算定する。

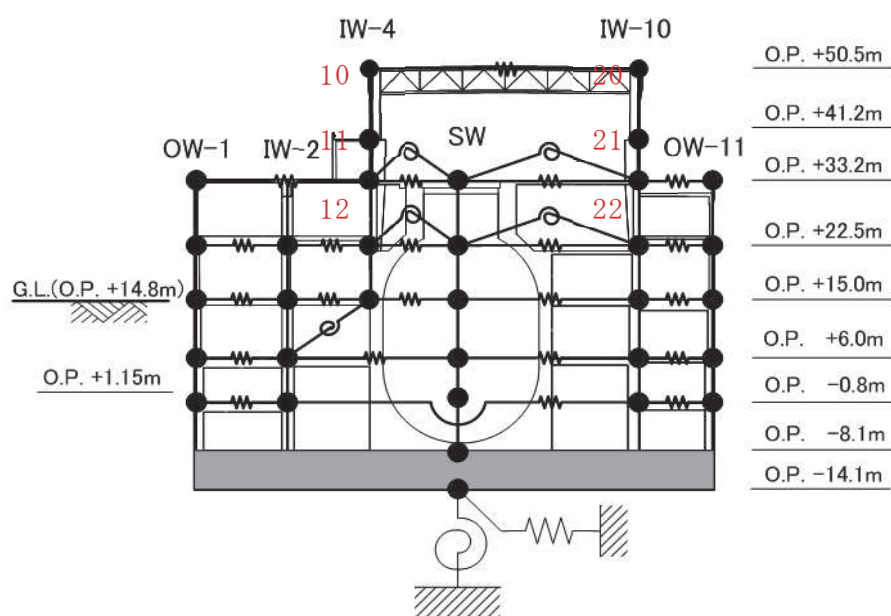


図 3-4 面外方向水平震度算定に用いる質点

表 3-1 水平震度の算定結果

	節点	応答加速度(cm/s^2)	平均応答加速度(cm/s^2)	震度
OP.50.5m	10	3838.3	3870	3.95
震度	20	3901.7		
OP.41.2m	11	2367.7	2361.4	2.41
震度	21	2355.1		
OP.33.2m	12	1765.4	1733.75	1.77
震度	22	1702.1		

3.1.6 部材応力の算定

解析モデルに水平震度から算定した面外方向の荷重を作用させた場合の応力を図3-5～図3-8に示す。

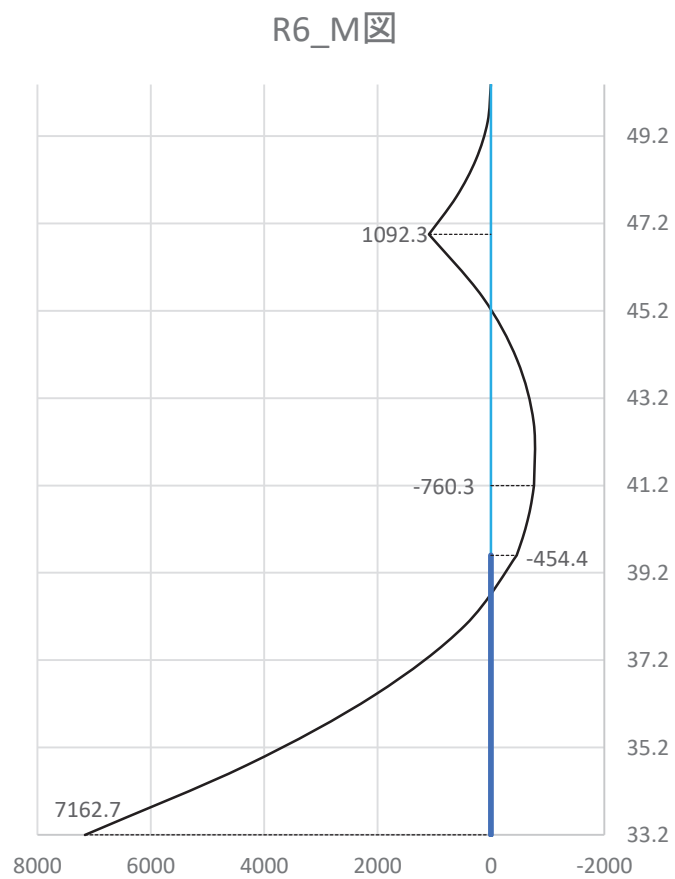


図3-5 曲げモーメント図（単位：kN・m）（R6柱）



図 3-6 せん断力図 (単位 : kN) (R6 柱)

R7_M図

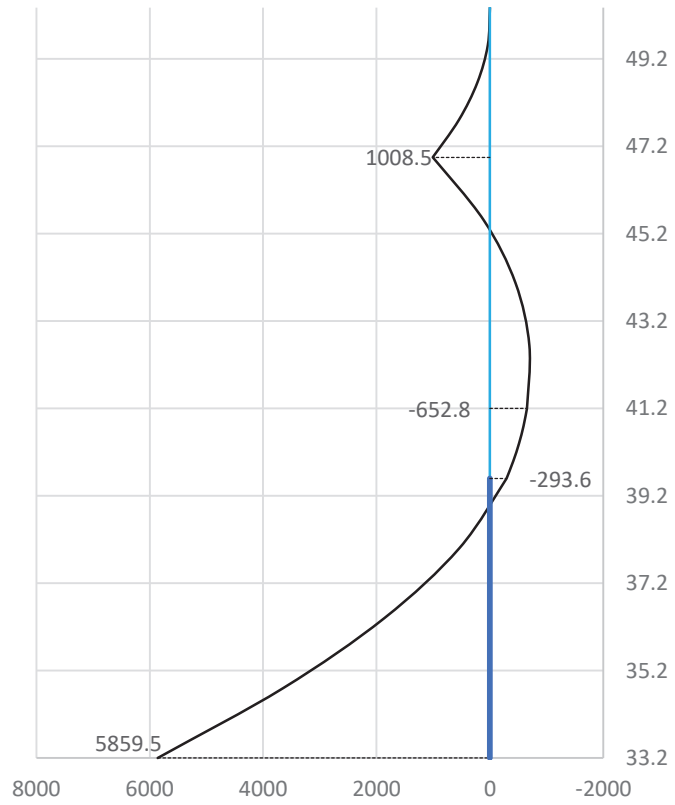


図 3-7 曲げモーメント図 (単位 : kN·m) (R7 柱)



図 3-8 せん断力図 (単位 : kN) (R7 柱)

3.1.7 断面算定結果

出力した部材応力に対する断面算定結果を表 3-2, 表 3-3 に示す。

鉄骨柱部分の応力と, SRC 柱部のせん断力は短期許容せん断力を下回っている。

表 3-2 断面算定結果 (R6 柱)

部材	S 柱 O.P. 50.375 ~ O.P. 41.2			
断面寸法	BH-500×500×19×32 (SM50A)			
部位	項目	許容応力 (N/mm ²)	発生応力 (N/mm ²)	検定比
フランジ	σ_b	325	156	0.48
	σ_c	249	7.14	0.03
	$\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c$			0.51
ウェブ	τ	188	94.67	0.51
	σ_c	249	7.14	0.03
	$\sqrt{(\sigma_c^2 + 3\tau^2)}/f_t$			0.51
部材	SRC 柱 O.P. 41.2 ~ O.P. 33.2			
断面寸法	B×D = 1200 ×1200 (F _c = 330, SD35)			
部位	項目	許容値 (kN)	発生値 (kN)	検定比
SRC 柱 RC 断面	せん断力	2029.5	1968.2	0.97

表 3-3 断面算定結果 (R7 柱)

部材	S 柱 O.P. 50.375 ~ O.P. 41.2			
断面寸法	BH-500×500×19×32 (SM50A)			
部位	項目	許容応力 (N/mm ²)	発生応力 (N/mm ²)	検定比
フランジ	σ_b	325	144	0.45
	σ_c	249	7.14	0.03
	$\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c$			0.51
ウェブ	τ	188	90.65	0.49
	σ_c	249	7.14	0.03
	$\sqrt{(\sigma_c^2 + 3\tau^2)}/f_t$			0.51
部材	SRC 柱 O.P. 41.2 ~ O.P. 33.2			
断面寸法	B×D = 1200 ×1200 (F _c = 330, SD35)			
部位	項目	許容値 (kN)	発生値 (kN)	検定比
SRC 柱 RC 断面	せん断力	2029.5	1511.7	0.75

4. まとめ

構造設計の観点で、原子炉建屋の耐震補強後の偏心率、形状特性係数及びねじれ補正係数の確認を行った。耐震補強部材を考慮しても、ねじれ補正係数の変化は少ないことを確認した。

質点系地震応答解析モデルの屋上階の伝達関数の分析から、耐震補強を考慮した地震応答解析モデルでは、NS 方向の 14.2Hz 付近でねじれ応答が生じるが、この振動数での基礎版上端から屋上までの増幅倍率は建屋全体の 1 次振動数や 2 次振動数に比べて小さいことを確認した。

なお、NS 方向 IW-C 通りの耐震補強後の地上 3 階に対する屋上の伝達関数が 2 山に分かれる現象については、地上 3 階床のねじれ応答により地上 3 階の床の伝達関数が 8.4Hz 付近でピークを持つようになるため、それを分母とする伝達関数は 8.4Hz 付近に谷ができるため、見かけ上 2 山の伝達関数となると分析した。

また、原子炉建屋の地上 3 階と屋上の NS 方向の観測記録の伝達関数の分析により、耐震補強前後で建屋上部のねじれ応答が生じる振動数に大きな変化が生じておらず、耐震補強後のねじれ応答の振動数 13.5Hz 付近で伝達関数の増幅する傾向がないことを確認した。なお、13.5Hz は上記の質点系地震応答解析モデルの伝達関数の分析結果と概ね整合する。

地上 3 階より上部の妻壁の耐震補強部材の重量増加による面外応答への影響について、妻柱の面外荷重に対する検討を行い、基準地震動 S_s に対して安全であることを確認した。

以上のことから、耐震補強によるねじれ応答等の地震応答特性への影響は小さく、設計上適切に考慮されていることを確認した。

別紙 20 地震応答解析モデルの基本ケースと不確かさケースの
設定

目 次

1. 概要.....	別紙 20-1
2. 設計体系への反映事項について.....	別紙 20-2
2.1 設計体系と設計に反映する事項.....	別紙 20-2
2.2 建屋地震応答解析モデル策定の基本的な考え方.....	別紙 20-2
2.2.1 水平方向.....	別紙 20-2
2.2.2 鉛直方向.....	別紙 20-3
2.3 地震応答解析モデルの策定.....	別紙 20-6
2.3.1 基本モデル策定の考え方.....	別紙 20-6
2.3.2 原子炉建屋の基本モデルの諸元.....	別紙 20-9
2.3.3 設計用地震力の評価方針.....	別紙 20-12
2.4 地震応答解析モデルに考慮する不確かさに関する検討.....	別紙 20-17

別紙 20-1 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

別紙 20-2 原子炉建屋の観測記録の分析例

別紙 20-3 床ばねの初期剛性低下に関する影響検討

1. 概要

原子炉建屋の今回工認における地震応答解析モデルでは、3.11地震等を踏まえた建屋初期剛性の低下、入力地震動の低減、耐震補強を考慮したモデルとし設計へ反映している。

これらの原子炉建屋の解析モデルに考慮した事項については、種々の検討、評価によりその妥当性、適用性を確認したうえでモデルに取込んでいる。

ここでは、これらの設計へ反映する事項を整理する。

2. 設計体系への反映事項について

2.1 設計体系と設計に反映する事項

建屋設計における設計フローを図 2-1 に示す。

また、建屋剛性低下に係る検討と設計体系への反映との関係を図 2-2 に示す。以下に地震応答解析モデル策定の基本的な考え方を示す。

2.2 建屋地震応答解析モデル策定の基本的な考え方

2.2.1 水平方向

建設当初からの地震観測記録による固有振動数の分析では、水平方向の建屋剛性が徐々に低下している。3.11 地震、4.7 地震時に当初設計よりもさらに初期剛性が低下した要因としては、3.11 地震等の影響に加え、コンクリートの乾燥収縮の影響が重畳したものと考えられる。なお、固有振動数の低下や建屋剛性即ち耐震壁の剛性との関係を検討する際には、主に建屋 1 次モードと関連する地上 3 階より下階の耐震壁を対象としている。

このうち、地震動による影響については、事前損傷が J E A G 式の評価基準値や終局耐力付近の値に影響を与えないことを耐震実験で確認している。(別紙 18)

一方、乾燥収縮の影響を考慮した耐震実験において、初期剛性については 3.11 地震による建屋の応答と同様に J E A G 式を下回るものの、J E A G 式の評価基準値や終局耐力付近では J E A G 式を上回ることを確認している。この傾向は最近の他の研究機関による既往式との比較をした研究成果とも整合している。

(別紙 13, 別紙 15)

また、耐震実験では加力時の収縮率が約 800μ で、これは女川のコンクリートを用いた乾燥収縮迅速試験、長さ変化試験の評価値とほぼ同じ値であること、女川 2 号機は建設から 25 年が経過し、乾燥状態としてはほぼ収束状態にある。

(別紙 14, 別紙 15)

したがって、今後の乾燥収縮の影響を考慮したとしても、スケルトン曲線は J E A G 式をベースとし、3.11 地震等による影響を考慮して初期剛性を低下させるが、実験結果等を踏まえて耐力については J E A G 式の評価基準値や終局耐力付近では J E A G 式をそのまま用いる。

なお、オペフロ上部の初期剛性の低下と耐力の評価については、オペフロ下部の耐震壁とは違い、耐震壁が比較的薄く、トラスによる大きな空間（大架構）とであることを考慮する必要があることから、3次元 FEM 解析による検討を実施している。(別紙 11)

別紙 11 から、初期剛性低下はオペフロ下部と同様の要因と大架構に要因が重畳したものと考えられる。また、終局耐力については J E A G 式による評価をそのまま用いることができる結果となっている。

したがって、オペフロ上部の耐震壁についてもスケルトン曲線はJ E A G式をベースとし、3.11地震等による影響を考慮して初期剛性を低下させるが、耐力についてはJ E A G式の評価基準値や終局耐力付近ではJ E A G式をそのまま用いる。

2.2.2 鉛直方向

建設当初からの地震観測記録による固有振動数の分析では、水平方向と同様に鉛直方向も剛性が徐々に低下しているが、水平動に比べて剛性の低下率は小さく、3.11地震等の建屋シミュレーション解析では既工認モデルで観測記録を再現できたことから、既工認モデルを今回工認の設計モデルとする。(別紙1, 別紙2)

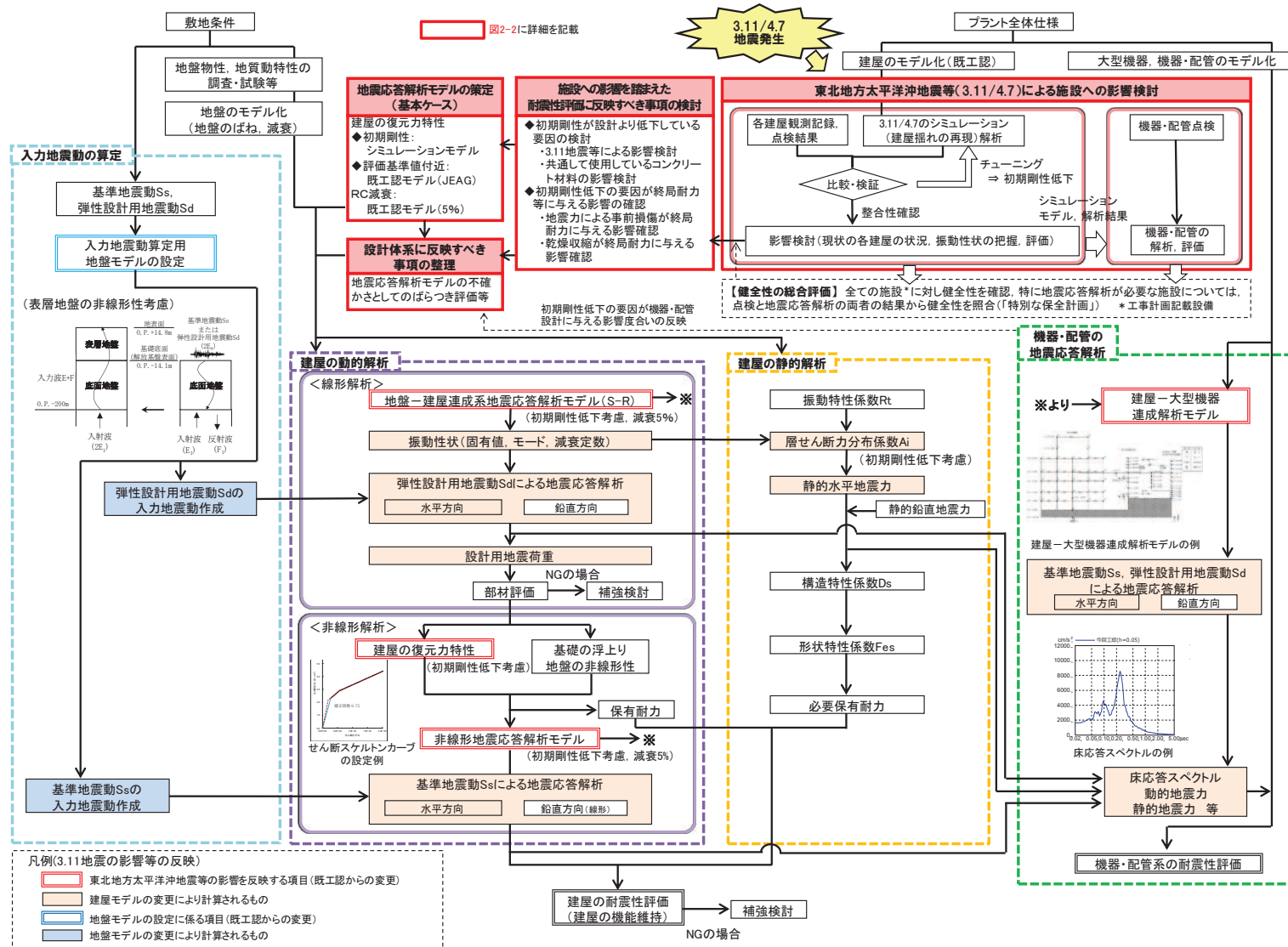


図 2-1 建屋設計における設計フロー

原子炉建屋や機器・配管類の耐震設計では基準地震動Ss(水平動)による地震応答解析結果の影響が支配的になる。また、建屋の地震応答解析の不確かさケースの設定にあたっては、建屋の初期剛性低下の不確かさ設定の影響が大きい。

- 初期剛性低下に関し、基本モデルについては、耐震実験等から初期剛性低下要因がJEAG式の評価基準値(せん断変形角: 2.0×10^{-3})付近での耐力低下につながることを確認したこと等から、復元力特性モデルはJEAG式をベースに、初期剛性は3.11地震のシミュレーション解析で得られた剛性低下を反映するスケルトンカーブを採用する。なお、建屋の内部減衰は保守的に5%(シミュレーション解析では7%)を採用する。
- 不確かさモデルについては、初期剛性の更なる低下を不確かさケースとして考慮する。具体的には基本モデルに基準地震動Ssを入力し、JEAG式に従い低下した建屋剛性を建屋の初期剛性低下とみなして適用したモデルを不確かさモデルとする。不確かさモデルにおいても、建屋の内部減衰は5%を採用する。

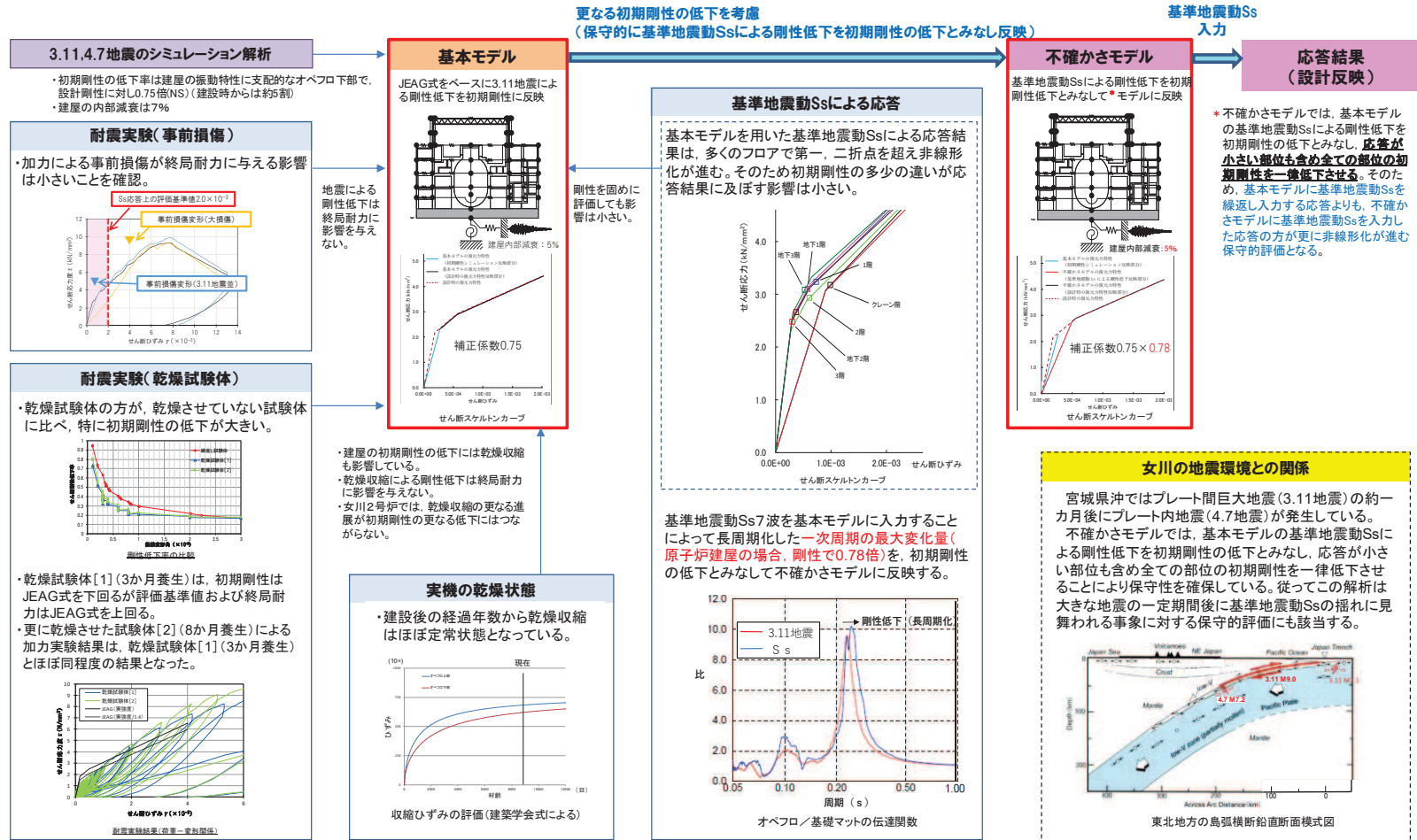


図 2-2 建屋剛性低下に係る検討と設計体系への反映との関係

2.3 地震応答解析モデルの策定

2.3.1 基本モデル策定の考え方

設計よりも初期剛性が低下した要因は、3.11 地震等の地震力の影響と乾燥収縮の影響の重畳と考えられることから、その要因と今後の進展に関するこれまでの検討内容を踏まえて、基本モデルのスケルトン曲線を設定する。

(1) 基本モデルのスケルトン曲線の設定の考え方

事前損傷、乾燥収縮及び大架構は、J E A G 式の評価基準値付近に影響を与えないこと、実機の乾燥収縮はほぼ定常状態にあることから、ベースとするスケルトン曲線は、既工認と同様、J E A G 式を基本モデルに適用する。また、初期剛性の考え方は以下のとおりとし、せん断スケルトン曲線の設定を図 2-3 に、初期剛性を低下させたせん断力復元力特性の設定を図 2-4 に示す。

① 建屋の初期剛性（水平動）

初期剛性を低下させた 3.11 地震等のシミュレーション解析において、オペフロ上部のように折点を超えるような応答に対しても十分観測記録との整合性が確保できること、また、基準地震動 S_s に対しては第一、第二折点を超えた応答となるため、初期剛性の違いが応答結果に与える影響が小さくなることも踏まえ、初期剛性は 3.11 地震、4.7 地震時の低下した状態を採用する。

② 建屋の初期剛性（鉛直動）

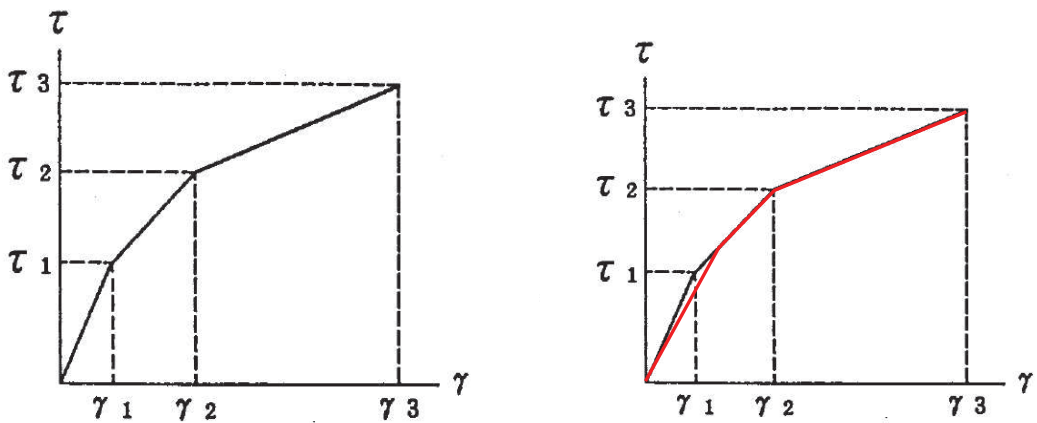
水平動に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。

③ 基本モデルのせん断スケルトン曲線の概要

- ・耐震壁の初期剛性低下の影響については、トリリニア型スケルトン曲線の第一勾配を緩く傾斜させ、元の J E A G のスケルトン曲線に接続することで考慮している。
- ・せん断力復元力特性モデルは、元の復元力特性の考え方で剛性が低下していた場合と同様とし、最大点指向型履歴ループを用いる。
- ・初期剛性は、現在の建屋状態に合わせているが、その力-変形関係は基本的に J E A G に則った復元力特性を用いており、J E A G に適合するものとしている。
- ・このような初期剛性を低下させた復元力特性モデルでは、最大加速度が 3.11 地震、弾性設計用地震動 S_d レベルの入力の場合には第一勾配内での応答と

なり等価線形応答となる。最大加速度が弾性設計用地震動 S_d を超え基準地震動 S_s レベルの入力になると、応答が大きくなり第二勾配（又は第三勾配）に入る非線形応答となる。

- ・なお、曲げスケルトン曲線についても J E A G に基づく復元力特性とし、初期剛性はせん断と同様に低下させたモデルとする。



設計時のスケルトン曲線

初期剛性を低下させた場合のスケルトン曲線

図 2-3 せん断スケルトン曲線の設定

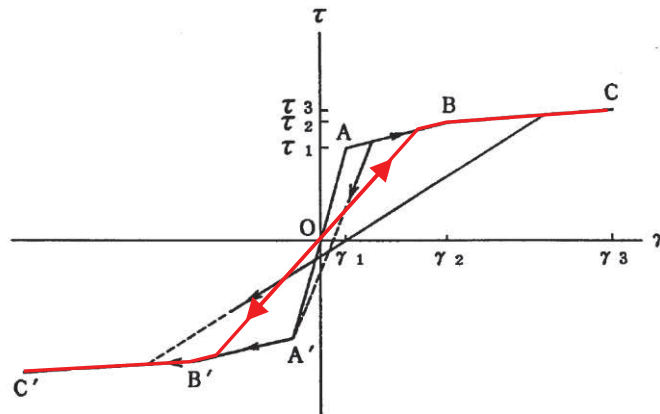


図 2-4 初期剛性を低下させたせん断力復元力特性の設定

(2) 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

基本モデルの解析物性値の内、スケルトン曲線以外の建屋減衰等の設定は、
3.11 地震等の傾向、地盤調査結果及び耐震補強工事を反映する。

表 2-1 に基本モデル策定の考え方を整理した表を示す。

表 2-1 基本モデル策定の考え方（その他の解析物性値の設定）

項目	基本モデルへの適用
建屋減衰	<p>【水平動】</p> <ul style="list-style-type: none">・3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されており、これは初期剛性の低下の影響（履歴的な減衰効果）も含まれたものと考えられる。基本モデルにおいては、この効果を安全側に無視し、既工認と同様の建屋減衰 5% を採用する。 <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none">・3.11 地震のシミュレーション解析では既工認と同様の建屋減衰（5%）を採用し観測記録を再現出来たことから、5% を採用する。
底面地盤ばね	<ul style="list-style-type: none">・底面地盤については実測した地盤のせん断波速度の平均値を採用。建屋直下の PS 検層を 9 箇所実施し、その平均値よりせん断波速度を設定。
耐震補強部材の反映	<ul style="list-style-type: none">・地上 3 階～屋上階には耐震補強工事を実施していることから、追設ブレース及び追設耐震壁をモデルに反映する。・追設耐震壁は、既存躯体及び鋼製型枠により覆われているため、乾燥収縮の影響を受けにくい構造であり、また、大きな地震を経験していないことから、初期剛性低下は考慮しないこととする。なお、初期剛性の不確かさケースにおいては、追設耐震壁についても一律初期剛性低下を考慮する。

2.3.2 原子炉建屋の基本モデルの諸元

原子炉建屋の基本モデルの諸元を表 2-2 及び図 2-5 に示す。また、既工認モデルとの差異を表 2-3 に示す。

表 2-2 コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数と建屋減衰

号機 建屋	方向	コンクリート壁の初期剛性の設計値に対する補正係数		建屋減衰
		地上 3 階 クレーン階	地下 3 階～地上 2 階	
0-2 R/B	NS	0.30	0.75	0.05
	EW	0.50	0.80	0.05
	UD	1.00	1.00	0.05

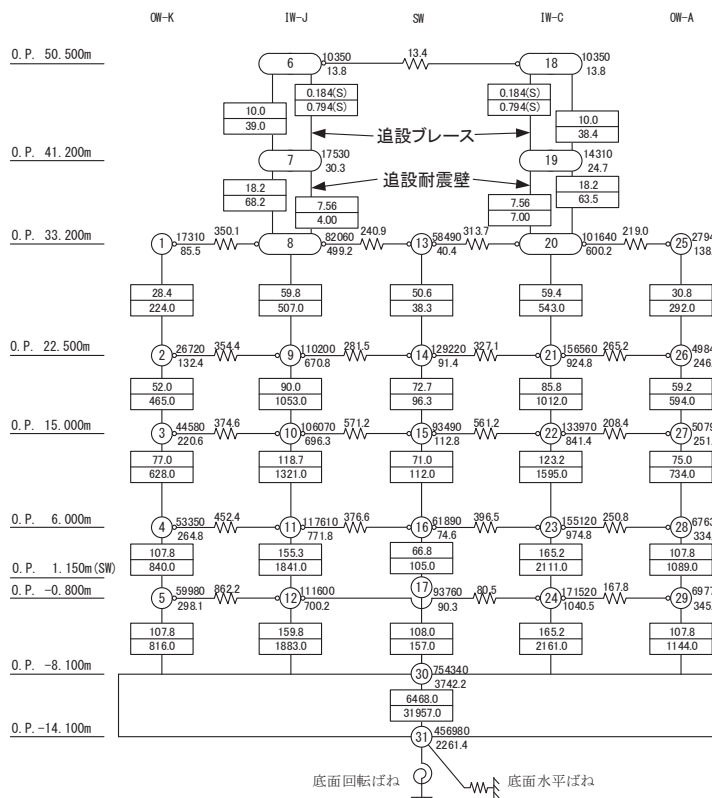
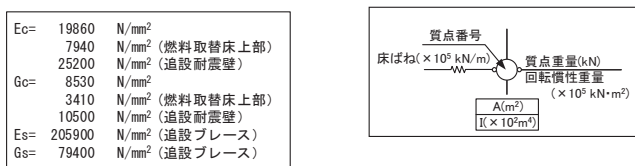


図 2-5 (1) 原子炉建屋 地震応答解析モデル NS 方向

$E_c =$	21180	N/mm ²
	13240	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
$G_c =$	9100	N/mm ²
	5690	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)

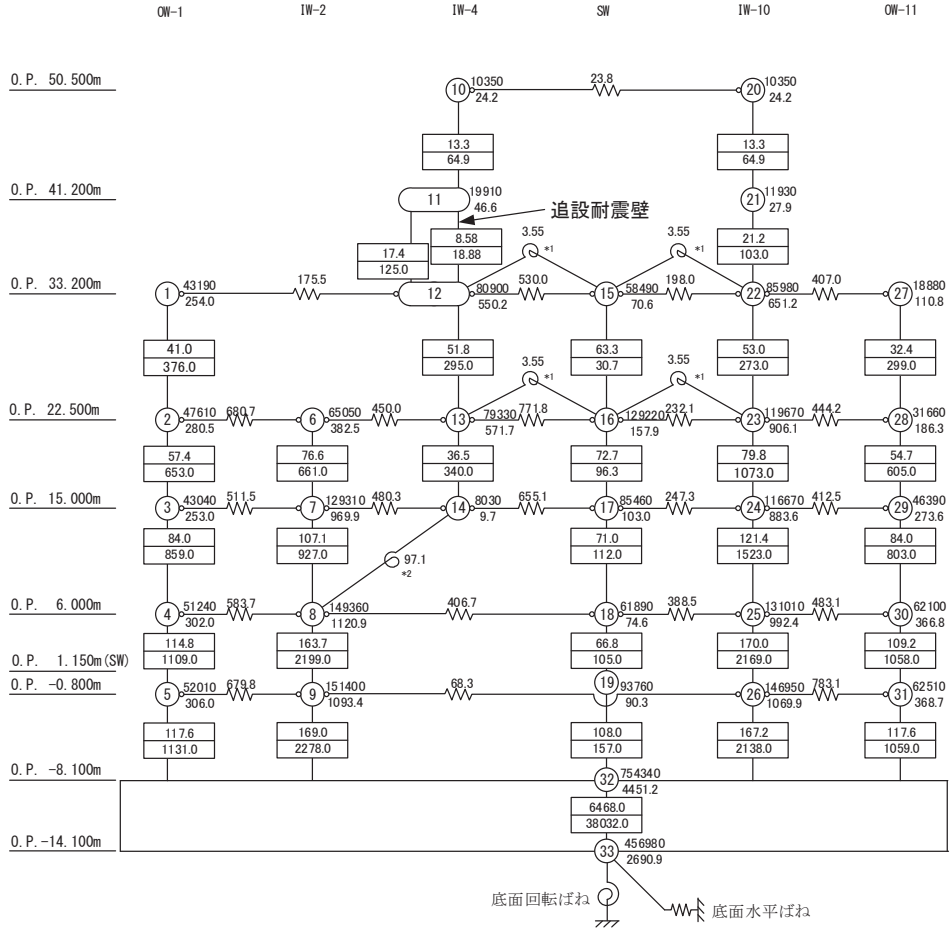
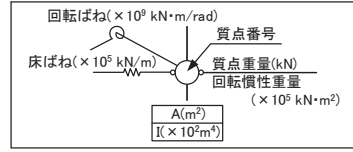


図 2-5 (2) 原子炉建屋 地震応答解析モデル EW 方向

表 2-3 既工認モデルとの差異

項目		既工認モデル	今回工認モデル
入力地震動		直接入力	表層地盤の影響を考慮して基礎下の入力地震動を算定
応答計算法		時刻歴応答解析 (非線形解析)	同左
建屋モデル		質点系多軸モデル・床剛 (側面地盤との相互作用は考慮しない)	質点系多軸モデル・床の柔性考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
剛性 評価 (RC)	考慮範囲	耐震壁	同左
	ヤング係数 せん断弾性 係数	コンクリートの設計基準強度より算定	3.11 地震等の観測記録との整合を踏まえて剛性低下を考慮
建屋 減衰	鉄筋コンクリート	5%	5% (3.11 地震等のシミュレーション解析では 7%相当であるが保守的に設定)
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)	同左
地盤ばね		J E A Gによる近似法	同左

2.3.3 設計用地震力の評価方針

(1) 設計用地震力の設定方針

静的地震力の算定に用いる A_i 分布は、初期剛性の低下を考慮した今回工認モデルが現状の地震時の振動特性を持つ精緻なモデルであるため、これにより A_i 分布を算定する。ただし、念のため初期剛性低下を考慮しない設計剛性モデルでの A_i 分布も確認する。

今回工認における設計用地震力は、静的地震力、弾性設計用地震動 S_d による動的地震力により設定し、既工認における設計用地震力も包絡する。

(2) 静的地震力、必要保有水平耐力の設定方法

① 静的地震力（水平）

原子炉建屋の水平の静的地震力は算定用の基準面を基礎スラブ上端(0.P.-8.1m)とし、地震層せん断力係数を用いて次式によって算定する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = \beta \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

② 静的地震力（鉛直）

鉛直の静的地震力は、次式による鉛直震度から算定する。

$$K_v = R_v \cdot 0.3$$

③ 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力は、次式によって算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 基準面より上の部分に作用する水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数(3.0)

Z : 地震地域係数(1.0 とする)

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える固定荷重と積載荷重の和

R_t : 振動特性係数(1.0 とし、 β で補正する)

β : 補正係数(0.8)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数

(静的地震力：0.2，必要保有水平耐力：1.0 とする)

- K_v : 鉛直震度
- R_v : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)
- Q_{un} : 各層の必要保有水平耐力
- D_s : 各層の構造特性係数 (0.55 とする)
- F_{es} : 各層の形状特性係数
- Q_{un} : 地震力によって各層に生じる水平力

(3) 静的地震力と動的地震力の比較

今回工認では、すべての階で静的地震力に比べて弾性設計用地震動 S d による動的地震力の方が大きくなっている。なお、既工認時では、静的地震力に比べて基準地震動 S 1 による動的地震力の方が大部分の階で大きく、動的地震力により設計断面が決定される箇所が多い。静的地震力と動的地震力の比較を表 2-4 に示す。

表 2-4 (1) 静的地震力と動的地震力の比較 (NS 方向)

レベル O. P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 S d	既工認 設計用地震 力	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S1)
		Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)
50.5						
	9.3	45670	60948	51799	50289	34206
41.2						
	8.0	80218	98979	84376	81915	59742
33.2						
	10.7	316519	383901	362787	314166	342203
22.5						
	7.5	615887	664155	788386	596970	723799
15.0						
	9.0	819336	882255	1069582	797310	1005152
6.0						
	6.8	955423	1096217	1287996	942762	1226586
-0.8						
	7.3	1057755	1252113	1493474	1057059	1419140
-8.1						

表 2-4 (2) 静的地震力と動的地震力の比較 (EW 方向)

レベル O. P. (m)	階高 (m)	今回工認 静的地震力	弾性設計用 地震動 S d	既工認 設計用地震 力	(参考) 既工認 静的地震力	(参考) 既工認 動的地震力 (基準地震動 S1)
		Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)	Qi (kN)
50.5						
	9.3	44836	48867	44983	43679	29341
41.2						
	8.0	81846	96890	78914	76610	60281
33.2						
	10.7	321619	426109	362797	309812	337800
22.5						
	7.5	619143	676276	779129	600226	700312
15.0						
	9.0	820581	864829	1045850	804773	961022
6.0						
	6.8	955423	1054833	1229519	946146	1153723
-0.8						
	7.3	1057755	1207993	1426730	1057069	1334842
-8.1						

(4) 必要保有水平耐力の比較

既工認と今回工認における必要保有水平耐力は、概ね同程度の値となっている。地上3階より上部では、地震等による初期剛性低下や耐震補強工事等の影響により、 A_i 分布が変動した影響として、今回工認モデルの方が、必要保有水平耐力が小さくなっている。必要保有水平耐力の比較を表2-5に示す。

表2-5 既工認と今回工認における必要保有水平耐力の比較

レベル O. P. (m)	階高 (m)	既工認 Qun (kN)		今回工認 Qun (kN)	
		NS	EW	NS	EW
50.5					
	9.3	46101	40041	41874	41109
41.2					
	8.0	75060	70235	73501	75040
33.2					
	10.7	288002	283942	290022	294876
22.5					
	7.5	546927	550496	564863	567550
15.0					
	9.0	731105	737244	751062	751748
6.0					
	6.8	863564	867300	876430	875489
-0.8					
	7.3	968985	968985	969603	969603
-8.1					

2.4 地震応答解析モデルに考慮する不確かさに関する検討

耐震設計に係わる工認審査ガイドでは、

- ① 地震応答解析に用いる材料定数のうち解析モデルの剛性評価に用いる定数については、材料のばらつきによる定数の変動幅が適切に設定されていること
- ② 材料定数の変動が建物・構築物の振動性状（固有周期、固有モード、等）や応答性状に及ぼす影響を検討し、必要に応じて、建物・構築物の地震力や機器・配管系の入力地震力に及ぼす影響を設計に考慮すること

を要求している。

ここでは、女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。

建屋の耐震評価に用いる動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建屋剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建物剛性及び地盤物性であることが確認されている。

女川では 3.11 地震等の記録によって初期剛性が低下していることが確認されていることから、剛性低下の要因（地震による影響（大架構の影響含む）、乾燥収縮による影響）が建屋初期剛性や終局耐力に与える検討結果を踏まえ、これらの要因に対する不確かさケースについて検討する。また、3.11 地震に対する原子炉建屋のシミュレーション解析では、建屋減衰として 7% の値を採用することにより観測記録との整合性が図られており、建屋減衰に対する不確かさケースについて検討を行う。

建屋と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析においては、地盤物性は地盤調査結果から地盤のせん断波速度を用いて算出していること、また、入力地震動の評価において表層地盤の影響を考慮しているが、これについても調査結果を踏まえて地盤モデルを設定していることから、地盤物性に対する不確かさケースについて検討を行う。

以上より、建屋の地震応答解析における材料物性値の内、

- ①建屋初期剛性、②終局耐力、③建屋減衰、④地盤物性
- についてばらつきによる変動幅を検討する。

以上を踏まえた地震応答解析モデルへの反映に際しての考え方を表 2-6 に、検討ケース一覧を表 2-7 に示す。

表 2-6 (1) 基準地震動 S_s に対する不確かさケースの設定の考え方 (1/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋 初期 剛性	<p>【建屋の初期剛性（水平動）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 初期剛性を低下させた等価線形解析によるシミュレーション解析では、オペフロ上部のように折点を超えるような応答に対しても十分観測記録との整合性が確保できること、また、基準地震動 S_s に対しては第一、第二折点を越えた応答となるため、初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいことも踏まえ、初期剛性は 3.11 地震等によって低下した状態を採用する。 	<p>【建屋の初期剛性（水平）】</p> <ul style="list-style-type: none"> 初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。 具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下（原子炉建屋の場合 0.78 倍）を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。 採用する初期剛性低下が、女川の観測記録から類推される基準地震動 S_s 時の剛性低下量よりも小さいことも合わせて確認する。 なお、宮城県沖では、3.11 地震（巨大プレート間地震）の約一カ月後に 4.7 地震（海洋プレート内地震）が発生しているが、不確かさケースは大きな地震の一定期間後に基準地震動 S_s の揺れに見舞われる事象に対する保守的評価にも該当する。

表 2-6 (2) 基準地震動 S_s に対する不確かさケースの設定の考え方 (2/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋 初期 剛性	<p>【建屋の初期剛性（鉛直動）】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 水平動に比べ剛性の低下率は小さく、これまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたことから、既工認モデルの剛性を採用する。 	<p>【建屋の初期剛性（鉛直）】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 水平動に比べ剛性の低下率は小さく、これまでの経年変化によって設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで記録を再現できたこと、また、剛性の変化が建屋応答に与える感度が小さいことから、鉛直動に対しては初期剛性の不確かさは考慮しない。
終局 耐力	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地震による事前損傷は、J E A G 式の評価基準値付近の耐力低下要因とはならない。 ・ 乾燥収縮は初期剛性低下に寄与するものの、J E A G 式の評価基準値付近での耐力は J E A G 式を上回る。乾燥度合が進行したとしても、更なる剛性低下に寄与しない。 ・ 建設後の経過年数から第 2 号機建屋の乾燥状態はほぼ定常状態にある。 ・ オペフロ上部の大架構は、設計の評価法に比べ実際の初期剛性は小さいが J E A G 式の評価基準値付近では評価式と同程度。 <ul style="list-style-type: none"> → 以上を踏まえ、評価基準値付近のスケルトン曲線については、既工認と同様、J E A G 式を基本ケースに適用する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 実機のコンクリート強度は設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高い方に上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。

表 2-6 (3) 基準地震動 S_s に対する不確かさケースの設定の考え方 (3/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋 減衰	<p>【水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 3.11 地震における建屋減衰は 7%と評価されており、これは初期剛性の低下の影響（履歴的な減衰効果）も含まれたものと考えられる。基本ケースにおいては、この効果を安全側に無視し、既工認と同様の建屋減衰 5%を採用する。 <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 3.11 地震のシミュレーション解析では既工認と同様の建屋減衰（5%）を採用し観測記録を再現出来たことから、5%を採用する。 	<p>【水平動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 基本的には、基本ケースに採用した建屋減衰の値を適用する。 基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答値が多くの部位で第二折点を越えるような場合は、剛性低下量を初期剛性に反映した不確かさモデルでは履歴減衰が考慮されないため、建屋減衰として基本ケースよりも大きい値が採用可能か検討した上でその値を採用する。 <p>【鉛直動】</p> <ul style="list-style-type: none"> 鉛直動シミュレーションでは建屋減衰 5%を採用しており、不確かさケースでもこれを用いる。
地盤 物性	<ul style="list-style-type: none"> 底面地盤については実測した地盤のせん断波速度の平均値を採用。 入力地震動の算定に用いる表層地盤上部、下部とも 3.11 地震等のシミュレーション解析結果を踏まえた値・手法を採用。 	<ul style="list-style-type: none"> 底面地盤については、実測値のばらつきを考慮。 表層地盤のばらつきが建屋応答に与える影響は小さいが、表層地盤下部については非線形性を考慮せず一定値を採用しているため、底面地盤と同程度のばらつきとして、せん断波速度 $\pm 100\text{m/s}$ を考慮する。

表 2-6 (4) 弾性設計用地震動 S d に対する不確かさケースの設定の考え方 (4/4)

項目	基本ケースへの適用	不確かさケースへの適用
建屋 剛性 建屋 減衰	<ul style="list-style-type: none"> ・弾性設計用地震動 S d の建屋応答は 3.11 地震による応答と同程度あることから、3.11 建屋シミュレーション解析の剛性を採用する。 ・建屋減衰について、3.11 地震における建屋減衰は 7% と評価されたが、保守的に 5% を採用する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・先行プラントでは構造の複雑さによる減衰効果が期待しにくい単純な構造の建物に建屋減衰 3% を適用しているが、女川の原子炉建屋では弾性設計用地震動 S d と同等レベルの 3.11 地震において建屋減衰 7% の評価結果が得られており、建屋減衰 3% の不確かさは考慮しない。他の建屋については、3.11 地震の傾向や建屋の特徴も踏まえて必要に応じ考慮する。

表 2-7 検討ケース一覧

対象地震動	ケース名	スケルトン曲線		建屋減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S _s (水平動)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション	設計基準強度を用い J E A G 式で評価 (=既工認)	5% (=既工認)	表層上部非線形 表層下部 V _s 900m/s	標準地盤 (=既工認)
	ケース 2	同上	同上	同上	表層上部非線形 表層下部 V _s 900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 3				表層上部非線形 表層下部 V _s 900-100m/s	標準地盤 - σ
	ケース 4	基本ケースの 0.78 倍 (原子炉建屋の場合)	同上	5% (原子炉建屋の場合)	表層上部非線形 表層下部 V _s 900m/s	標準地盤 (=既工認)
	ケース 5				表層上部非線形 表層下部 V _s 900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 6				表層上部非線形 表層下部 V _s 900-100m/s	標準地盤 - σ
基準地震動 S _s (鉛直動)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション (=既工認)	—	5% (3.11 地震シミュレーシ ョン) (=既工認)	直接入力 (=既工認)	標準地盤 (=既工認)
	ケース 2	同上	—	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース 3					標準地盤 - σ
弾性設計用 地震動 S _d (水平, 鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション	—	5% (水平, 鉛直とも) (=既工認)	(水平) 表層上部非線形 表層下部 V _s 900m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 (=既工認)
	ケース 2	同上	—	同上	表層上部非線形 表層下部 V _s 900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 3				表層上部非線形 表層下部 V _s 900-100m/s	標準地盤 - σ

別紙 20-1 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定

1. 不確かさケースの設定の考え方

基本モデルを用いた基準地震動 S_s による応答結果は、多くのフロアでせん断スケルトンの折点（第一，第二折点）を超え非線形化が進むため、初期剛性の違いが応答結果に及ぼす影響は小さいと考えられるが、基準地震動 S_s を経験するまでに最大限低下する場合を初期剛性低下の不確かさケースとして考慮する。

2. 設定方法

基準地震動 S_s 時の不確かさケースに設定する剛性低下量は、基準地震動 S_s 入力後の 1 次固有振動数の比 ($f_{S_s \text{ 後}}/f_{S_s \text{ 前}}$) を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

基準地震動 S_s 入力前の 1 次固有振動数 $f_{S_s \text{ 前}}$ は、基本ケースに $1/2 \times S_d$ を入力した際の基礎版から各階の伝達関数の 1 次ピーク振動数の平均より求める。基準地震動 S_s 入力後の 1 次固有振動数 $f_{S_s \text{ 後}}$ は、基本ケースに各基準地震動 S_s を入力した後に $1/2 \times S_d$ を入力した際の基礎版から各階の伝達関数（各階／基礎版）の 1 次ピーク振動数の平均より求める。ここで $1/2 \times S_d$ を使っているが、初期剛性を確認するために小振幅の地震動として入力したものである。

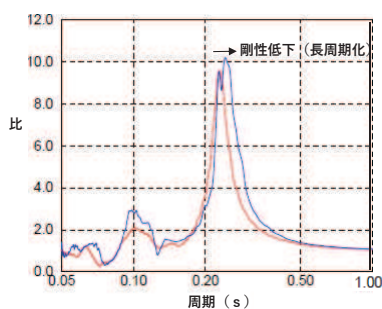


図 2-1 地上 3 階／基礎版の伝達関数イメージ

表 2-1 基準地震動 S_s 前後の建屋剛性比 (NS 方向)

基準地震動	Ss後の1次ピーク ($f_{S_s \text{ 後}}$)	Ss前の1次ピーク ($f_{S_s \text{ 前}}$)	Ss前後の1次ピークの比 ($f_{S_s \text{ 後}}/f_{S_s \text{ 前}}$)	剛性比
Ss-D1	3.90	4.43	0.88	0.78
Ss-D2	3.90	4.42	0.88	0.78
Ss-D3	4.23	4.41	0.96	0.92
Ss-F1	4.40	4.42	1.00	0.99
Ss-F2	4.12	4.39	0.94	0.88
Ss-F3	4.19	4.42	0.95	0.90
Ss-N1	4.00	4.42	0.91	0.82

別紙 20-2 原子炉建屋の観測記録の分析例

1. 概要

原子炉建屋では、別紙 2に示すように建屋の剛性低下（固有振動数低下）について、地震観測記録による傾向分析を実施している。

過去の地震観測では、経年的な固有振動数の低下や比較的加速度の大きい地震における顕著な固有振動数の低下が見られている。

ここでは、過去の固有振動数と地震動の揺れの大きさ（振幅）との関係から、想定される基準地震動 S_s 時の固有振動数を外挿して算定することを検討する。

2. 原子炉建屋の観測記録の分析

(ARX モデルによる基準地震動 S_s 時の固有振動数)

2.1 原子炉建屋の固有振動数の低下傾向

別紙 2 に示す原子炉建屋の ARX モデルによる固有振動数の評価結果を地震毎に経年的にプロットした図を図 2-1 に示す。

建設当初から徐々に振動数が低下しており、水平方向の建屋剛性が徐々に低下している。

大きく振動数が低下している地震は、基礎版上の加速度が大きいものであり、加速度的の大きさに依存している傾向が見られる。

そこで、図 2-1 から、地震発生時に過去のそれまでの地震入力最大の地震入力の最大値を取り出し、地震入力の最大値と固有振動数との関係を検討した。地震入力の指標としては、基礎版上の地震観測記録のパワースペクトルの平均値の平方根を用いた。

図 2-2 に固有振動数と基礎版上のパワースペクトルの平均値の平方根との関係を示す。

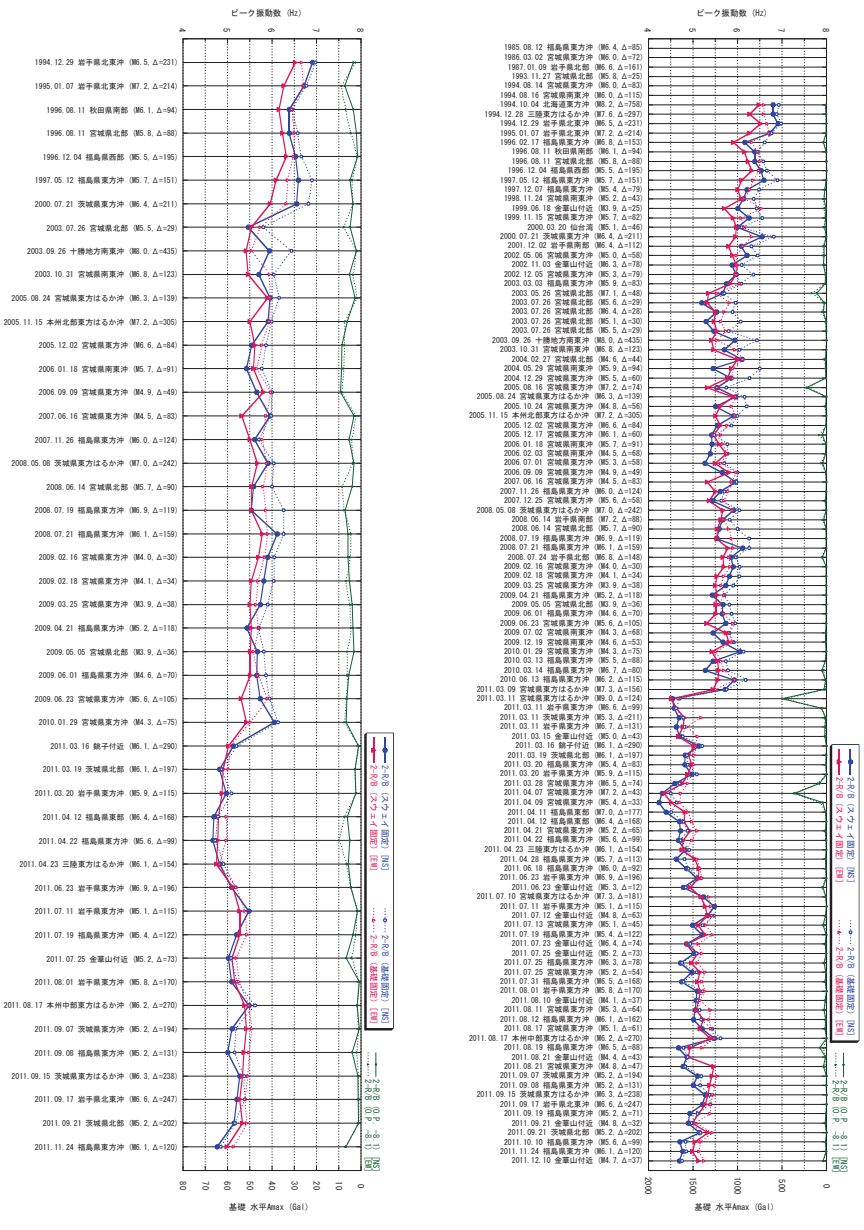


図 2-1 ピーク振動数の評価結果 (原子炉建屋)

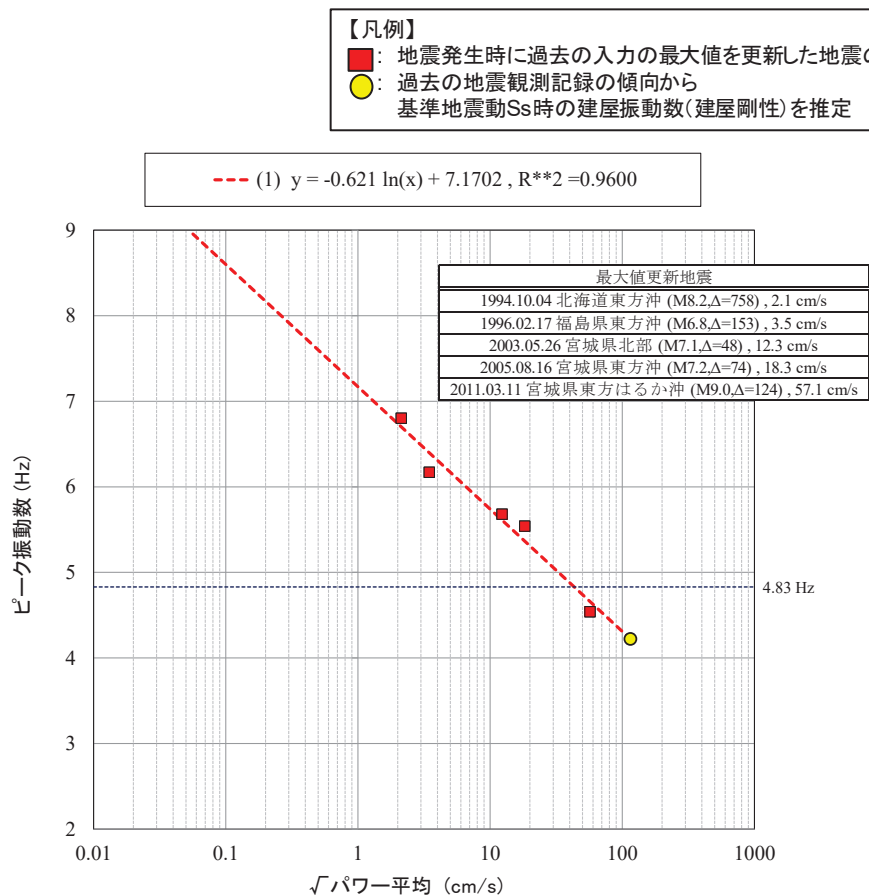


図 2-2 固有振動数と基礎版上のパワースペクトルの平均値の平方根との関係 (NS 方向)

2.2 検討結果

図 2-2 の固有振動数と基礎版上のパワースペクトルの平均値の平方根との関係から、過去の入力地震の振幅を更新する地震による固有振動数の低下傾向は、片対数軸上でほぼ直線となることが確認できる。

このことから、基準地震動 S_s - D2 時に想定される固有振動数を外挿により算定すると、4.22Hz となり、3.11 地震に対する建屋の剛性比は 0.86 となった (表 2-1)。

したがって、基準地震動 S_s - D2 時には、現状よりもさらに非線形化が進み約 0.86 倍の建屋剛性となることが想定される。

表 2-1 建屋剛性比の検討

	固有振動数(Hz)	3.11 地震に対する剛性比
3.11 地震 (基礎版上 57.1cm/s)	4.54	1.0
基準地震動 S _s -D2 (基礎版上 115.2cm/s)	4.22	0.86

3. まとめ

原子炉建屋の地震観測記録による ARX モデルを用いた固有振動数低下（剛性低下）の傾向分析から、基準地震動 S s - D 2 時における固有振動数（剛性低下）を検討した。

その結果、基準地震動 S s - D 2 時には、現状よりもさらに非線形化が進み約 0.86 倍の建屋剛性となることが想定される。

別紙 20-3 床ばねの初期剛性低下に関する影響検討

1. 検討目的

3.11 地震に対するシミュレーション解析では耐震壁の剛性を低下させることで観測記録との整合性を図っている。基準地震動 S_s に対する地震応答解析モデルも同様に耐震壁の初期剛性を低下させているが、これは建屋の剛性低下の要因を全て耐震壁に持たせていることと等価であり、基準地震動 S_s に対する機能維持として耐震壁のせん断ひずみを評価基準としていることを踏まえると保守的な評価となる。

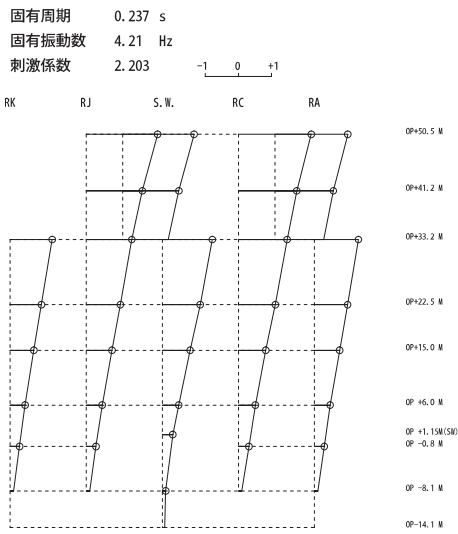
実際は、床スラブも鉄筋コンクリート造であることから、初期剛性が低下している可能性があるが、今回工認では、床の柔性を考慮したモデルを採用し軸同士の拘束をかけていないことから、床スラブの剛性低下の影響は顕著ではないと考えられ、それを解析的に確認する。

2. 検討方法

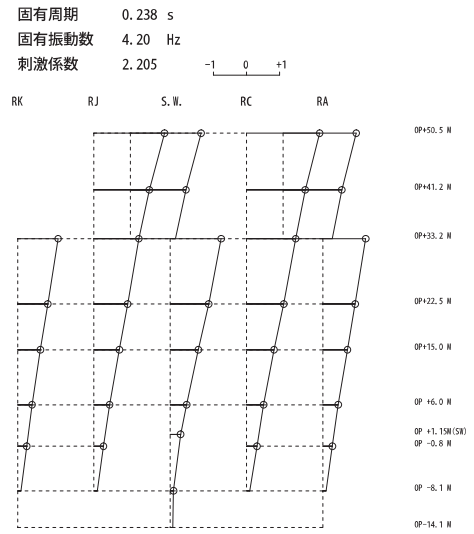
3.11 地震等のシミュレーション解析では床ばねのせん断応力度は耐震壁よりも小さい。したがって、床の剛性低下量としては耐震壁で考慮した剛性低下量より小さいと考えられるが、ここではオペフロ下部の耐震壁の低下量（0.75 倍）を適用した場合の影響を確認する。

3. 検討結果

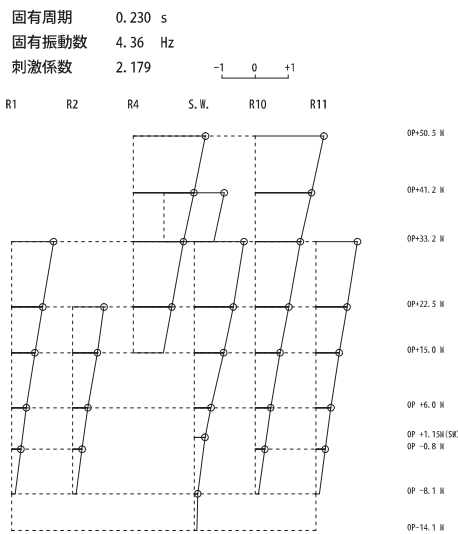
図 3-1 に固有モード図の比較を、図 3-2 に最大加速度分布図を、図 3-3 にせん断ひずみの比較を、図 3-4 に床応答スペクトルの比較を示す。基準地震動 $S_s - D2$ に対する基本ケースと床ばねの初期剛性低下ケースは概ね同等の解析結果となっている。



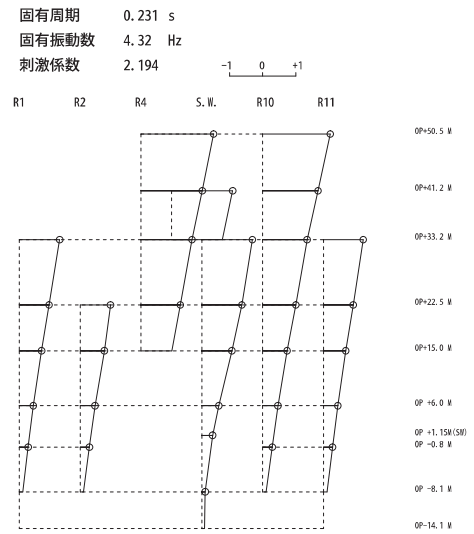
基本モデル (NS 方向)



床ばね 0.75 倍 (NS 方向)

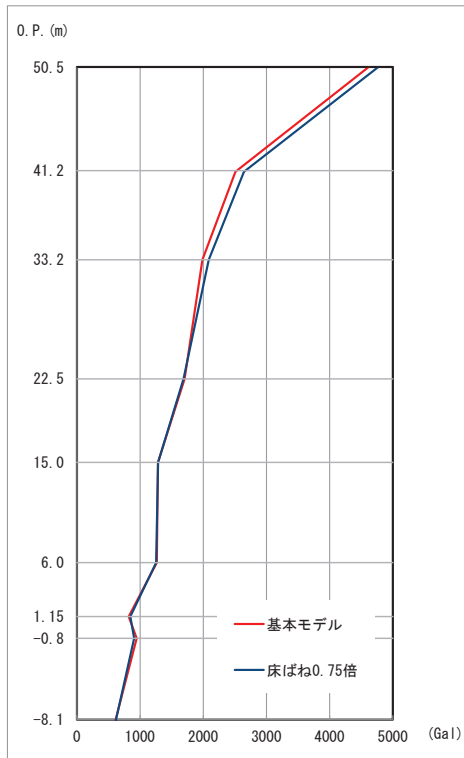


基本モデル (EW 方向)

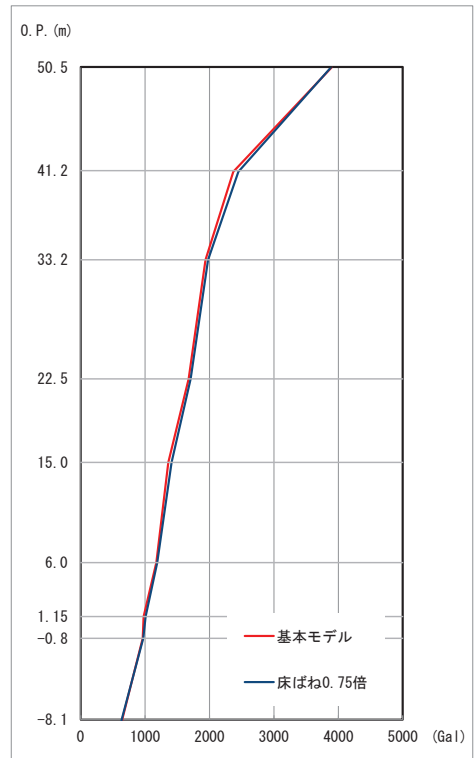


床ばね 0.75 倍 (EW 方向)

図 3-1 固有モード図の比較 (原子炉建屋)

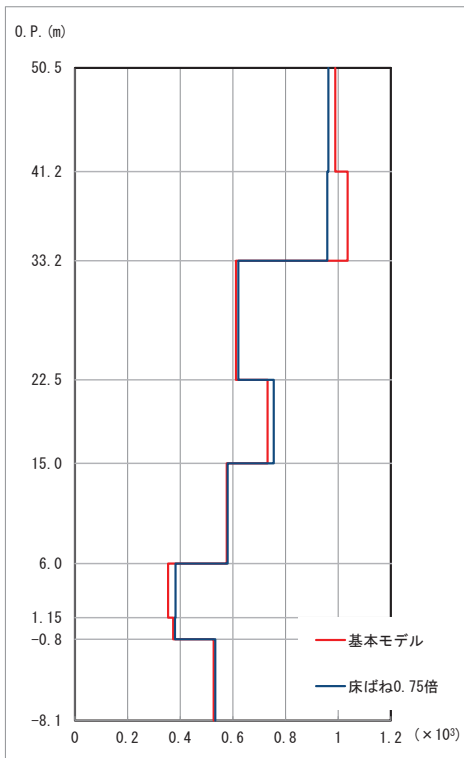


NS 方向

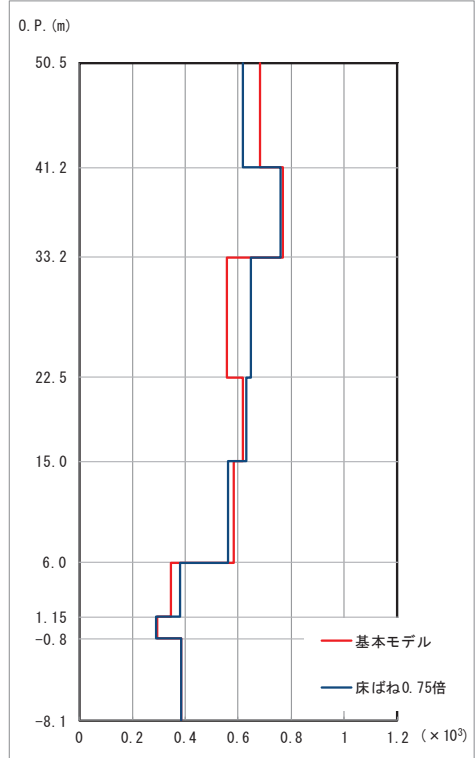


EW 方向

図 3-2 最大加速度分布図 (原子炉建屋, 基準地震動 $S_s - D2$)



NS 方向



EW 方向

図 3-3 せん断ひずみ (原子炉建屋, 基準地震動 $S_s - D2$)

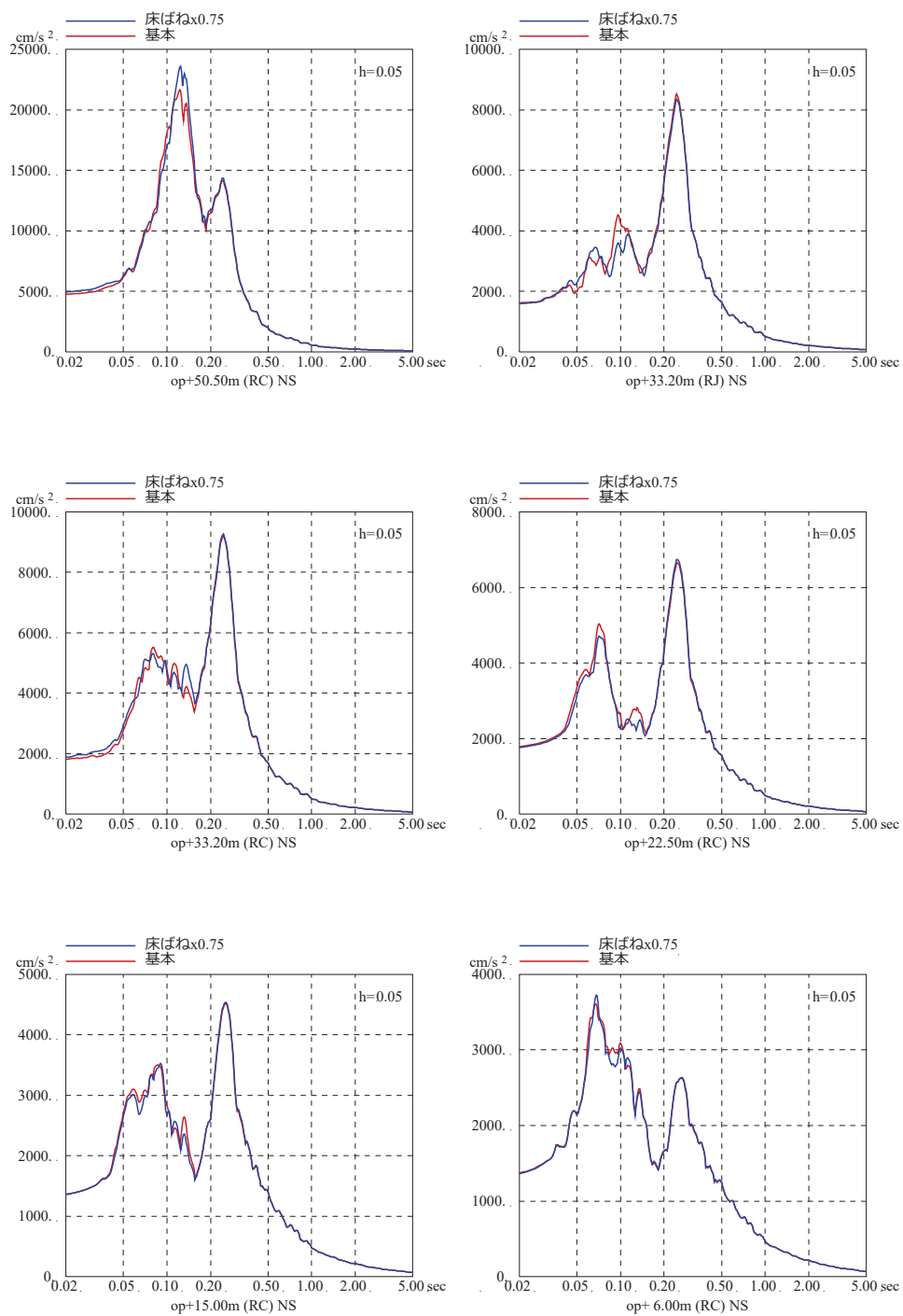


図 3-4 (1) 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S_s - D₂, h=5%) (NS 方向)

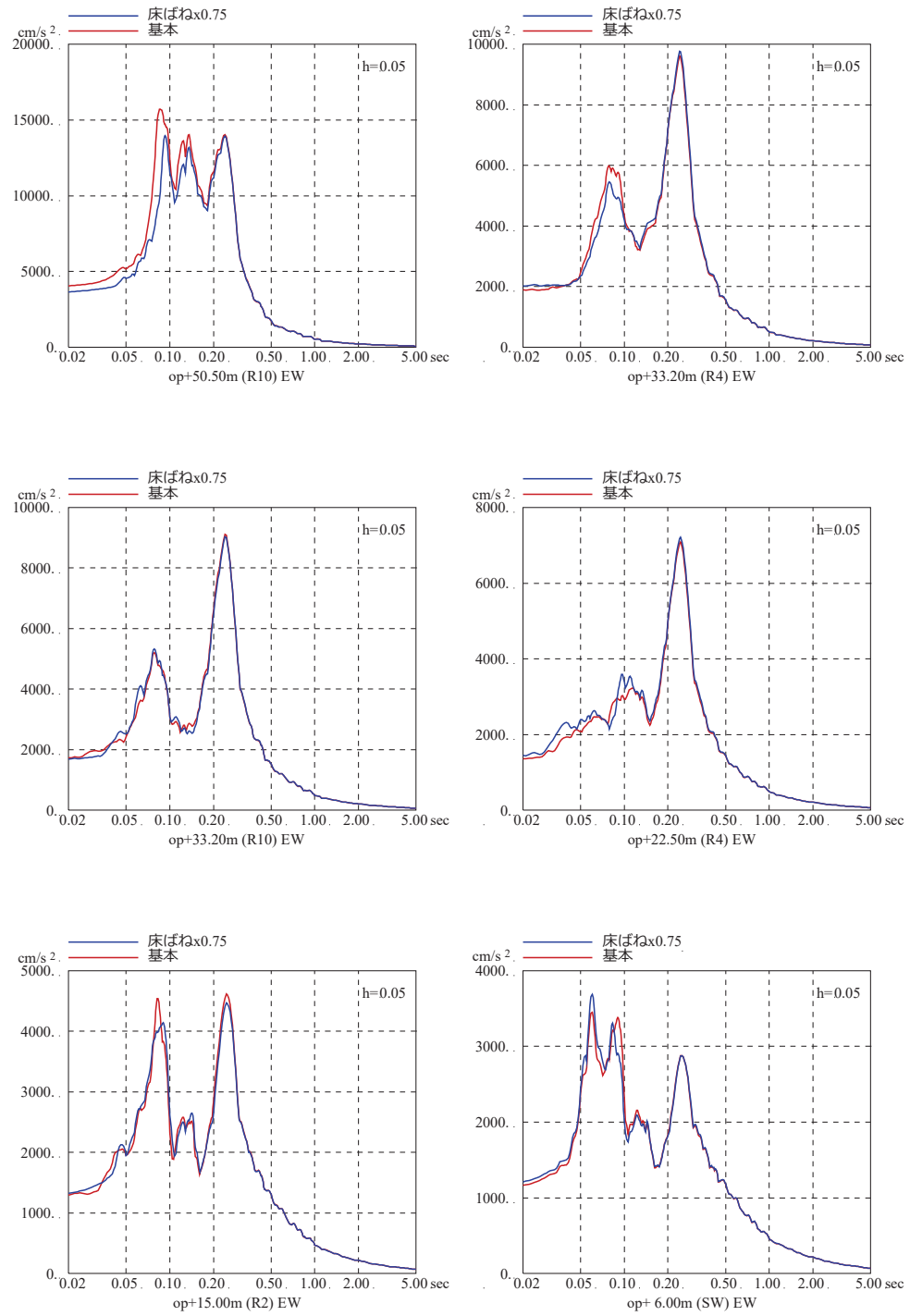


図 3-4 (2) 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D2$, $h=5\%$) (EW 方向)

別紙 21 乾燥収縮ひび割れによる機器アンカーへの影響検討

目 次

1.	はじめに.....	別紙 21-1
2.	乾燥収縮ひび割れの特徴に関する文献レビュー.....	別紙 21-2
3.	ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（文献レビュー）.....	別紙 21-3
4.	地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験（文献レビュー）.....	別紙 21-5
5.	機器アンカーの鉄筋による拘束効果（文献レビュー）.....	別紙 21-8
6.	乾燥収縮が地震によるひび割れの進展に与える影響.....	別紙 21-9
7.	実機における乾燥収縮ひび割れの傾向.....	別紙 21-10
8.	機器アンカーと躯体の位置関係.....	別紙 21-11
9.	まとめ.....	別紙 21-12

1. はじめに

乾燥収縮によるひび割れの機器アンカーへの影響について、文献レビュー、実機のひび割れ傾向の確認等から、乾燥収縮ひび割れが機器アンカーに及ぼす影響について検討を行った。

2. 乾燥収縮ひび割れの特徴に関する文献レビュー

「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」（日本建築学会）によれば、コンクリートは乾燥に伴い収縮する性質を有しており、収縮ひび割れはコンクリート部材が自由に収縮しようとしたときに、それが何らかの形で拘束されることによって生じる。

拘束には外部から受けるもの（外部拘束）と内部から受けるもの（内部拘束）とがあり、拘束を受けることによってコンクリートに引張応力が生じ、コンクリートの引張強度を超えたときにひび割れが発生する。

外部拘束を引き起こす例としては、壁を取り囲む柱や梁、さらには内部の鉄筋等がある。

一方、内部拘束はコンクリート部材内部で生じる拘束である。表面部分と内部とでは、乾燥の程度に応じて収縮する量が異なるが、実際には部材は一体となって収縮するため、表面は引張力を、内部は圧縮力を受けた状態となる。（図 2-1（3）の状態）

一般に、乾燥収縮試験において測定されているコンクリートの自由収縮といえは、図 2-1（3）右側に示す状態での収縮を意味している。

したがって、たとえ自由収縮の場合であっても表面にはひび割れが発生する可能性があり、外部拘束にしても内部拘束にしても、コンクリートにひび割れが発生すると、応力緩和が生じる。

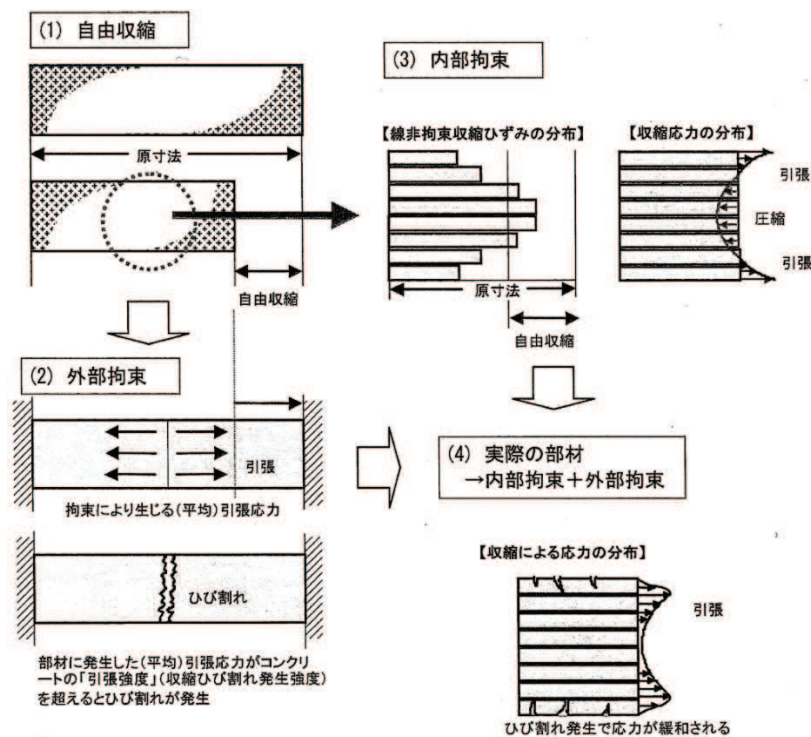


図 2-1 乾燥収縮ひび割れの発生メカニズム

（日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説，2006.2 P.51-52 記載抜粋）

3. ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（文献レビュー）

電力共通研究^{※1}として、乾燥収縮ひび割れが機器支持部アンカーに与える影響を把握するために、アンカー部試験体にひび割れを導入し、ひび割れがアンカーのコーン破壊挙動に及ぼす影響を把握するための耐力試験を実施している。

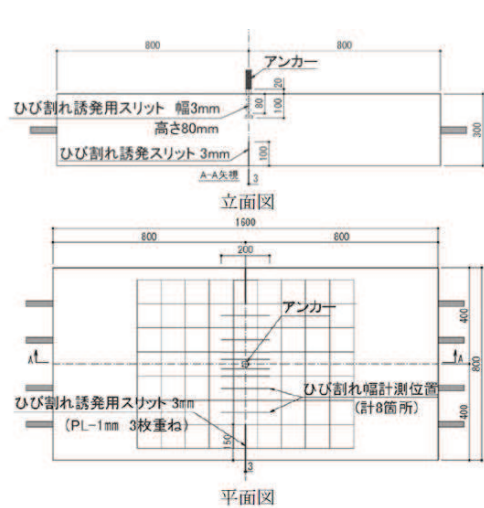
その結果、アンカー部を貫通するひび割れのひび割れ幅が 0.4mm の場合では、貫通ひび割れが存在するにもかかわらず、円形ではないものの貫通ひび割れの両側にひび割れが進展しており、ひび割れが存在しても、その幅によっては引張力が伝達されることを示していると考えられる、とされている。また、ひび割れが無い場合の 70%程度の耐力を示し、各種合成構造設計指針（日本建築学会）によるアンカー部の短期許容引張力^{※2}を上回っていることが確認されている。

※1 中村ほか（2018） ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（その1：試験計画・ひび割れ導入）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）

水谷ほか（2018） ひび割れがあるアンカー部の耐力試験（その2：ひび割れがアンカー耐力に及ぼす影響）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）

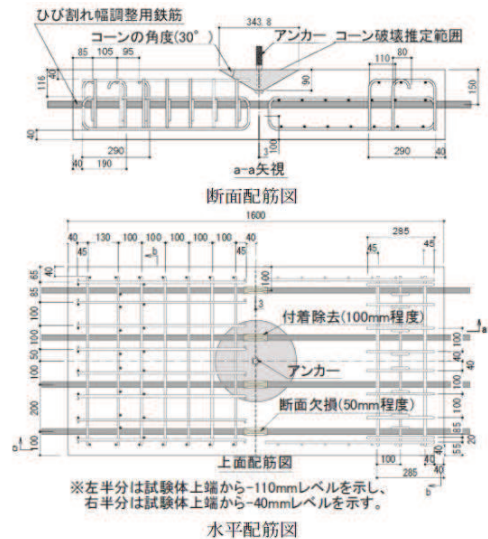
※2 短期許容引張力の算定式： $2/3 \times 0.31Ac\sqrt{Fc}$

（参考） JEAG4601 におけるコンクリート躯体がコーン状破壊する場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容引張荷重は、 $0.31K1Ac\sqrt{Fc}$ ($K1 = 0.6$ [許容応力状態：IVAS]) で算定されることから、実験結果は JEAG4601 の許容引張荷重を上回っている。



・曲げ加力によりひび割れを導入するために試験体を長方形とし、ひび割れがアンカー位置を貫通するように、試験体の上下面および側面にスリットを設けている。
 ・アンカーを貫通するひび割れ幅をパラメータ(0.0、0.4、1.0mm)とし、ひび割れ幅の違いがアンカーのコーン破壊挙動に及ぼす影響について検討している。

ひび割れアンカー試験体の概要



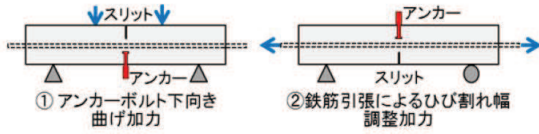
配筋がコーン破壊挙動に影響を及ぼさないように、コンクリートのコーン破壊推定領域として、コーンの角度を保守的に30度と仮定し、さらに余裕を考慮した外側の領域も含めて一切鉄筋を配筋しない設計としている。

アンカー試験体の配筋図

図 3-1 (1) ひび割れがあるアンカー部の耐力試験概要 (1/2)

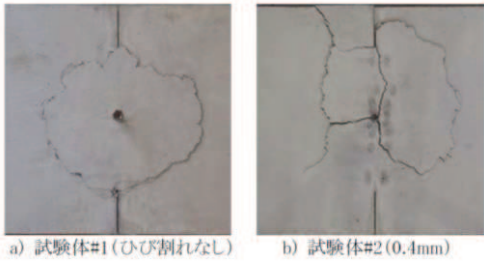
試験ケース

ひび割れ幅 (mm)	補修なし	エポキシ系補修材	セメント系補修材
なし	#1	—	—
0.4	#2	—	—
1.0	#3, #6	#4	#5



ひび割れ導入方法

アンカーボルト下向き状態での4点加力により、アンカー位置に曲げひび割れを発生させた。(上図①参照)
 曲げ加力だけでは断面を貫通するひび割れを導入することができないので、ひび割れ幅調整用鉄筋4本を同時に引張り、鉄筋を塑性化させることにより、ひび割れを全断面に貫通させ、ひび割れ幅を調整した。

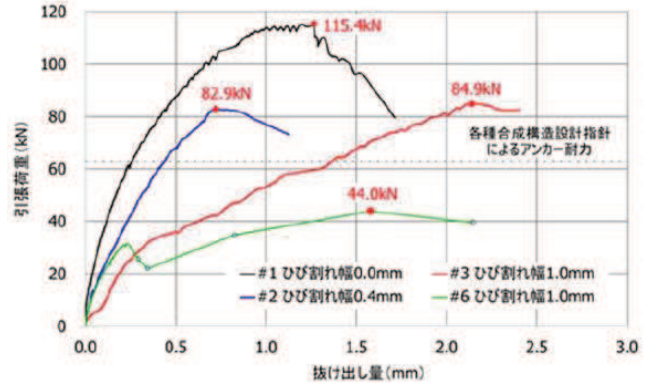


コーンひび割れ形状

アンカー試験結果(アンカー耐力検討)

試験体番号	ひび割れ幅 (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	抜け出し量 (mm)
#1	なし	35.6	33.0	3.19	115.4	1.27
#2	0.4	34.1	33.0	3.23	82.9	0.72
#3	1.0	34.1	33.0	3.23	84.9	2.14
#6	1.0	34.5	34.5	3.11	44.0	1.58

AII 各種合成構造設計指針による 4 試験体のアンカー耐力平均値: 62.9kN、
 4 試験体のアンカーの短期/長期許容引張力平均値: 41.9kN/21.0kN



アンカーボルトの抜け出し量－引張荷重関係

図 3-1 (2) ひび割れがあるアンカー部の耐力試験概要 (2/2)

4. 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験（文献レビュー）

JNES の試験^{※1}では、機器アンカー部に事前に初期加力によるひび割れを生じさせた状態で試験が実施されており、その状態であっても J E A G の許容耐力の低減値を満足することが確認されている。

また、第2号機建屋のコンクリートの乾燥収縮ひずみは、コンクリートの試験結果より最大約 800μ と測定されている。このひずみがすべて地震により生じたと仮定した場合であっても、JNES の試験における初期加力条件に含まれていることから、その影響は、J E A G における許容範囲内のものになり、特にアンカー耐力の低下につながるものではない。

※1 JNES 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験に係る報告書

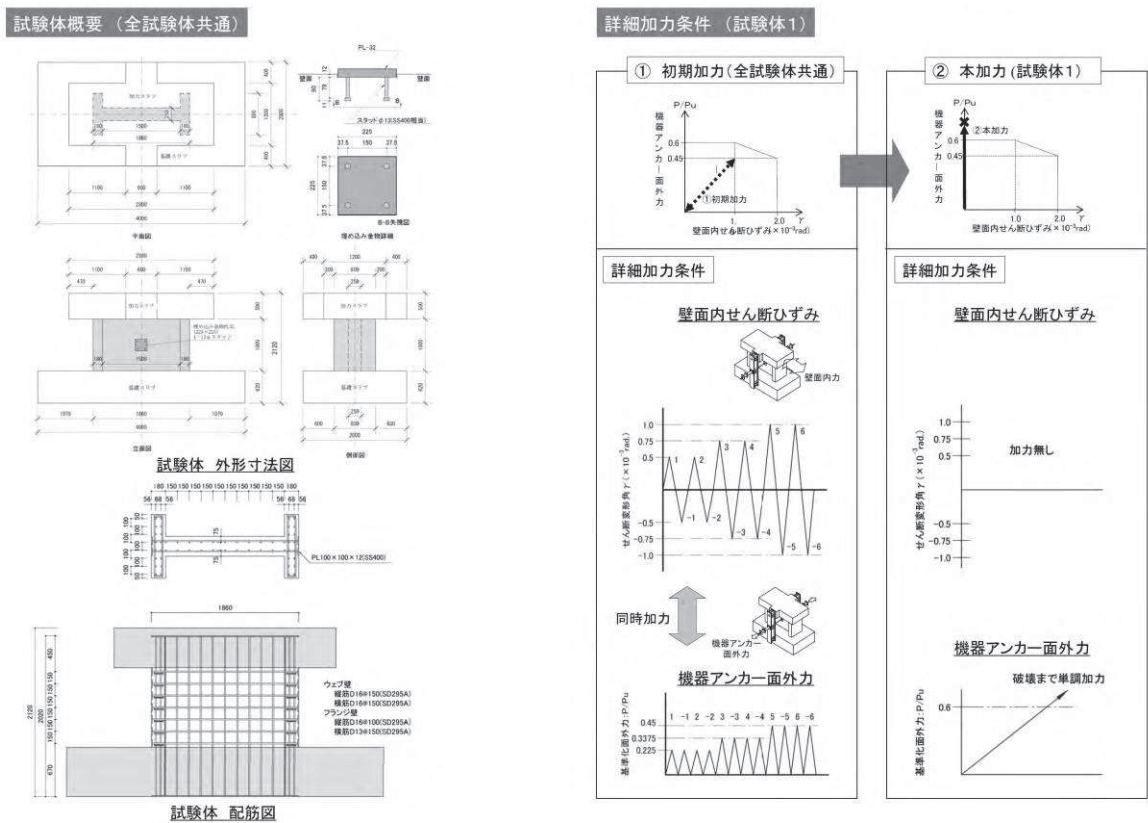
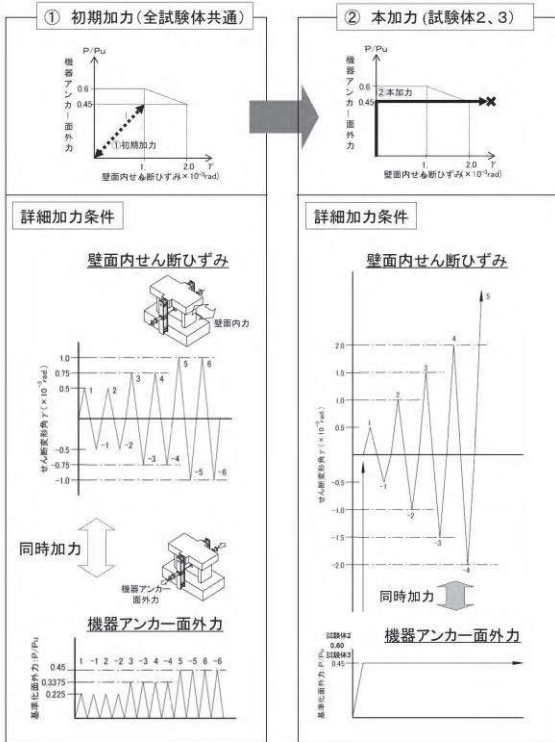


図 4-1 (1) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (1/5)

詳細加力条件 (試験体2, 3)



詳細加力条件 (試験体4)

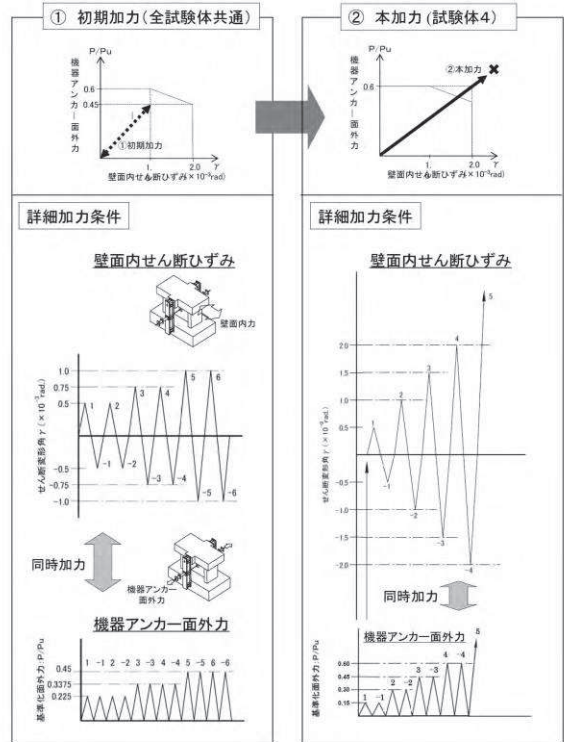


図 4-1 (2) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (2/5)

試験状況写真

2000kN 押し油圧ジャッキ (10形壁試験体せん断載荷用)

R/C 量目形壁試験体 (高剛性埋込金物付)

2000kN 押し油圧ジャッキ (10形壁試験体せん断載荷用)

試験体: 西面
裏側: 東面

計測フレーム

埋込金物

500kN 押し油圧ジャッキ (埋込金物引張載荷用)

試験体1 結果概要

荷重—変形 関係

壁面内せん断力—せん断変形角(ひずみ) γ

初期加力終了時

【ひび割れ発生状況 (-1サイクル目: $\gamma = 0.5 \times 10^{-3}$)】

【ひび割れ発生状況 (6サイクル目: $\gamma = 1.0 \times 10^{-3}$)】

本加力終了時

埋込金物破壊状況 (シアコン破壊)

埋込金物破壊状況 (シアコン破壊)

図 4-1 (3) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (3/5)

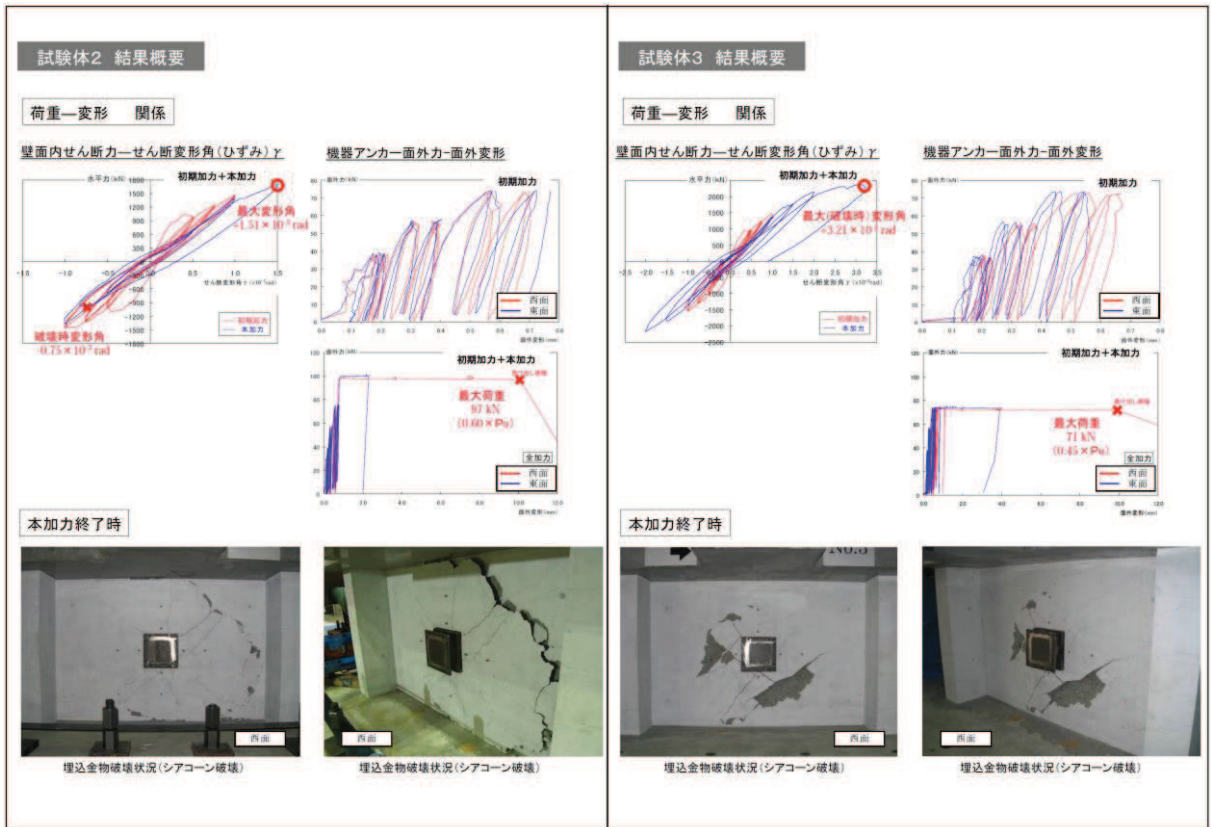


図 4-1 (4) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (4/5)

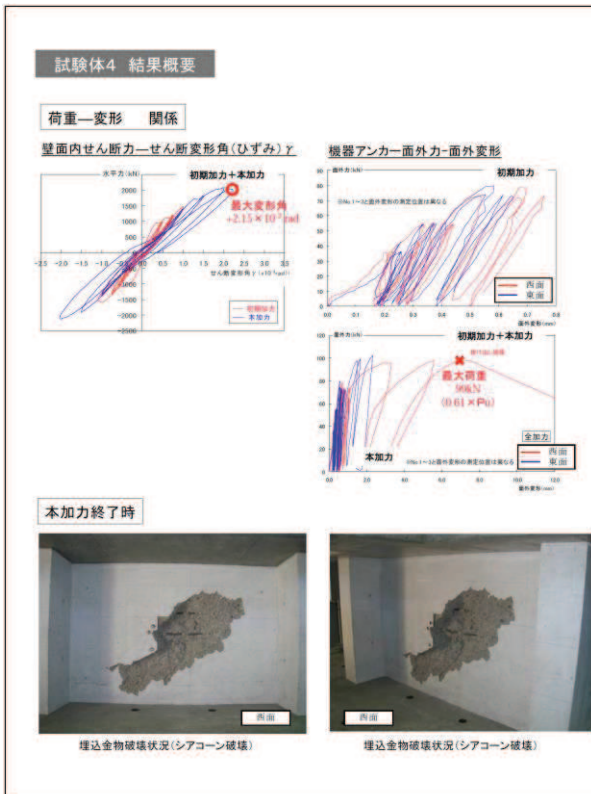


表 6.1.1-1 機器アンカー部(埋込金物)の引抜耐力に及ぼす地震履歴の影響

加力条件	地震履歴(初期加力)の影響 各面外力が、43%、面内せん断変形角(ひずみ) $1.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$	JEAC4601 設計許容限界(案)との関係
面外力のみ (試験体1)	既往の初期加力無しの場合に比し、引抜耐力が低下した。	引抜耐力は設計許容限界(面外力で $0.6P_u$)を上回った。
面外力と面内せん断変形角(ひずみ)の組合せ	既往の初期加力無しの場合に比べ、同等以上の面内せん断変形角(ひずみ)で破壊した。	引抜耐力は設計許容限界(面外力、面内せん断変形角(ひずみ)で $0.6P_u$ 、 $1 \times 10^{-3} \text{ rad}$)、 $0.45P_u$ 、 $2 \times 10^{-3} \text{ rad}$)を上回った。
共に漸増 (試験体4)	既往の初期加力無しの場合に比べ、引抜耐力が20~30%程度低下した。	引抜耐力は設計許容限界(面外力、面内せん断変形角(ひずみ)で $0.5P_u$ 、 $1.67 \times 10^{-3} \text{ rad}$)を上回った。

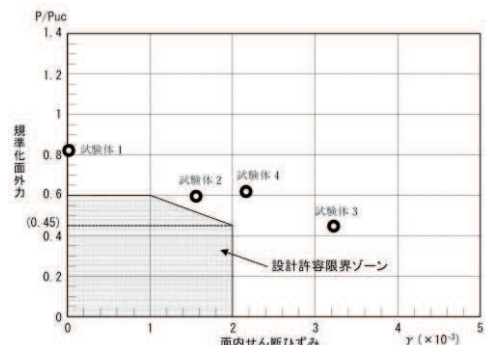


図 4-1 (5) 地震履歴を受けた機器アンカー部の耐力試験の概要 (5/5)

5. 機器アンカーの鉄筋による拘束効果（文献レビュー）

松尾・金津（2014）^{※1}では、鉄筋コンクリート部材に生じる曲げ損傷がアンカーの破壊性状に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、アンカーの引き抜き実験を実施している。

その中で、アンカーの埋込長がかぶり厚さよりも長い場合には、鉄筋の効果でコーン状破壊の破壊面積は増大することが確認されている。

鉄筋が降伏する段階では、ボルト長が 100mm の場合、コーン状破壊後に割裂ひび割れを伴って終局に至っているが、ボルト長が 200mm の場合は、主筋が持ち上がり、破壊面が部材全域に広がるような状況が観察された。

これは、コーン状の破壊面が主筋にかかり、主筋ごと引っ張りあげられるためと考えられる。このため、ボルト頭部が主筋や配力筋の内側に位置する場合には、通常のコーン状破壊よりも引き抜き破壊面積が大きくなると考えられる。

※1 曲げ損傷を受けた鉄筋コンクリート部材に定着されたアンカーの引張耐力に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36, No. 2, 2014

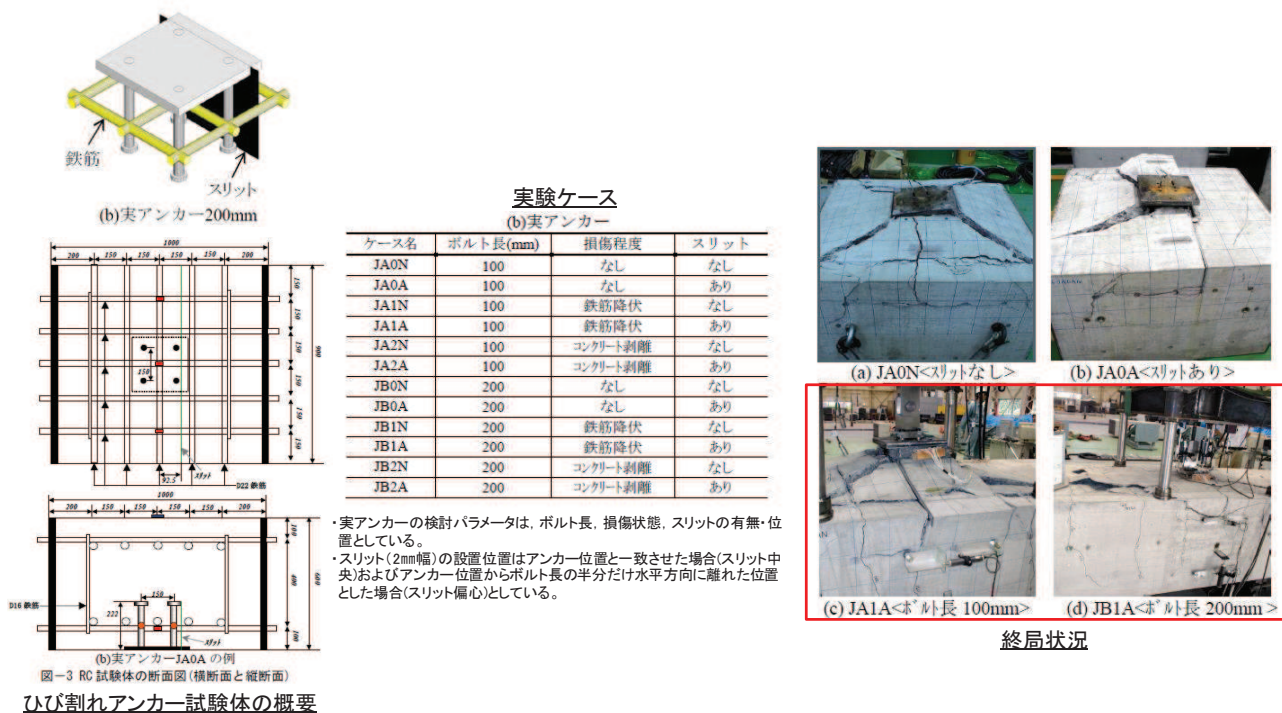


図 5-1 機器アンカーの鉄筋による拘束効果に関する実験概要

6. 乾燥収縮が地震によるひび割れの進展に与える影響

当社で実施した耐震実験（別紙 12, 別紙 15）における総ひび割れ長さと層間変形角関係及びひび割れ状況図から、乾燥試験体は加力前に乾燥収縮ひび割れが生じているが、加力後に生じるひび割れ（地震時ひび割れ）長さは、乾燥させない試験体と同等のひび割れ長さとなっている。したがって、加力前に生じている乾燥収縮ひび割れは、地震時のひび割れの発生の仕方には大きな影響を与えないことが確認できる。

また、地震によるひび割れが進展した状態では、ひび割れの量は地震によるひび割れが多くなるため、乾燥収縮ひび割れの影響はその点からも小さいものとなる。

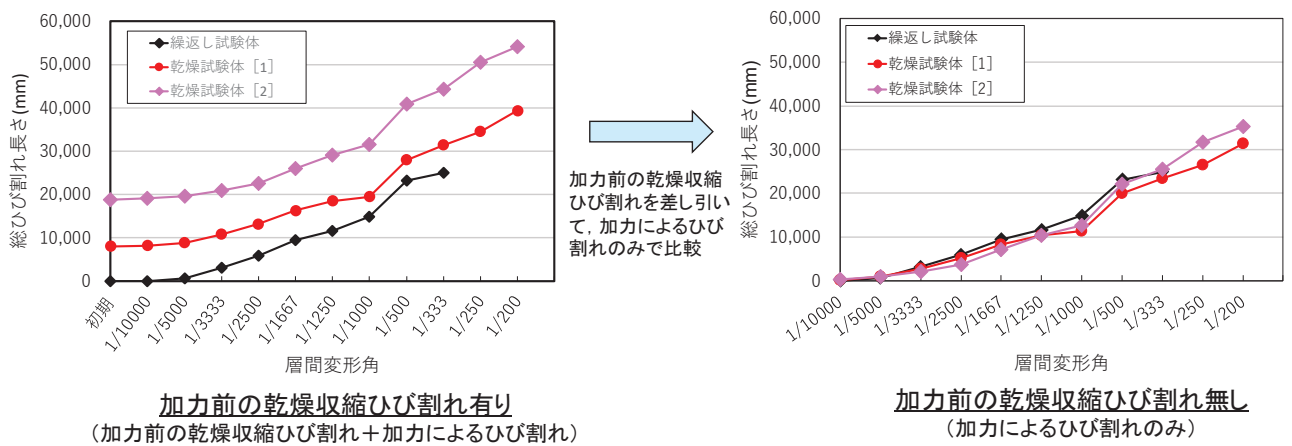


図 6-1 耐震実験における総ひび割れ長さ－層間変形角関係

7. 実機における乾燥収縮ひび割れの傾向

原子炉建屋の乾燥収縮ひび割れ調査結果(別紙 14)によるひび割れ幅の度数分布から、乾燥収縮ひび割れによるひび割れ幅は、0.05mm 以下が約 56%、0.05mm を超えて 0.1mm 以下が約 39%の微小なひび割れであり、3.11 地震時に生じたひび割れ幅(大部分は幅 0～0.3mm 未満)に比較して非常に小さい。

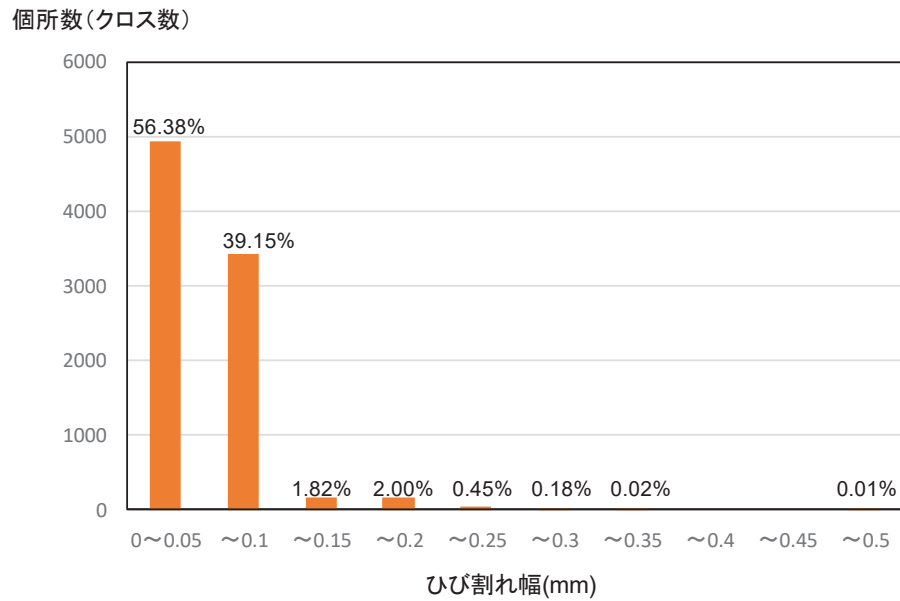


図 7-1 乾燥収縮ひび割れ調査結果 (原子炉建屋)

8. 機器アンカーと躯体の位置関係

鉄筋による拘束によって、アンカーのコーン状破壊の破壊面積が増大することが確認されており（松尾・金津（2014））、アンカーが鉄筋位置より深い位置で配置されると、ひび割れの影響はさらに低減される。

実機におけるアンカー部の埋め込み深さは、標準的な埋込金物で 100～300 mm であり、アンカー部の端部は鉄筋位置よりもおおむね深くなっている。

また、躯体表面に乾燥収縮ひび割れが生じている箇所から採取したコンクリートコアでは、乾燥収縮ひび割れ深さは鉄筋位置程度となっている。

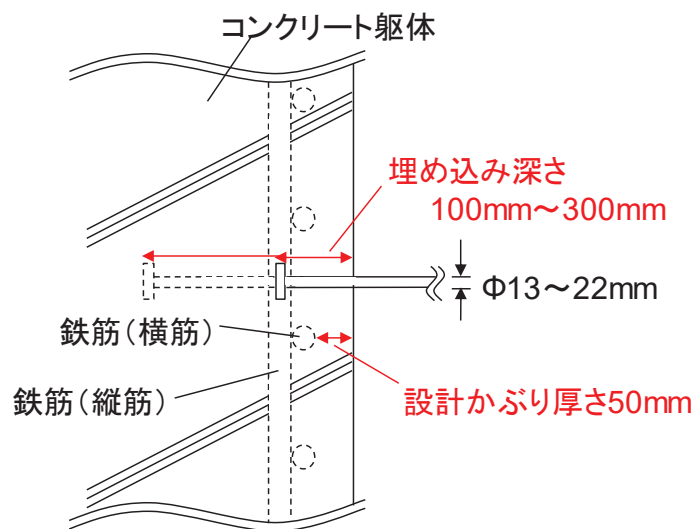
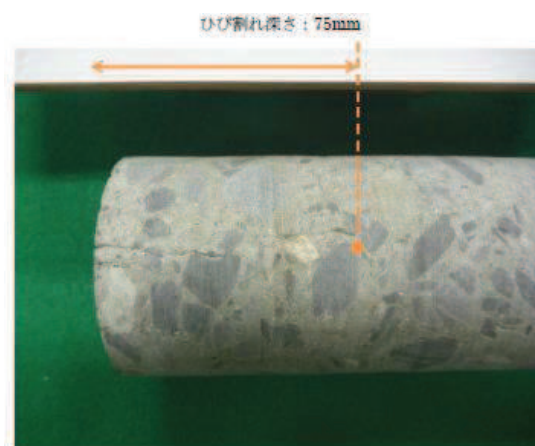


図 8-1 実機における機器アンカーと RC 造建屋躯体及び配筋の位置関係 (例)



本コアの例ではひび割れ深さが75mm程度であり、横筋表面よりも深い位置となっている。

図 8-2 ひび割れ箇所から採取したコンクリートコアの例

9. まとめ

3. 及び 7. より，電力共通研究のひび割れ幅が 0.4mm の場合の試験結果から，引張力が十分伝達されること，日本建築学会の指針類及び J E A G 4 6 0 1 の許容耐力を上回ることを確認できたが，実機の乾燥収縮ひび割れ幅は 0.4mm に対して有意に小さく，その影響は小さいと考えられる。

4. 及び 6. より，JNES の試験結果を踏まえた考察として，女川の乾燥状態のひずみが J E A G 4 6 0 1 による設計に与える影響は小さいこと，また，当社実施の耐震実験から，乾燥収縮ひび割れは地震時のひび割れの発生の仕方には大きな影響を与えないことを確認した。

5. 及び 8. より，実機においては標準的なアンカー部はかぶり厚さより深いことから，鉄筋の拘束効果もあり，耐力に余裕があると考えられる。

以上のことから，乾燥収縮ひび割れが生じていても，アンカー部への影響は小さく，地震力が大きくなりひずみが進んだ状態においては，地震によるひび割れが支配的となり，J E A G 4 6 0 1 に基づく設計が適用できると考えられる。

別紙 22 床応答スペクトルの拡幅率について

目 次

1. 既往知見を踏まえた考察..... 別紙 22-1
2. 建屋地震応答解析モデルの扱い..... 別紙 22-3

1. 既往知見を踏まえた考察

機器・配管系の設備評価にあたり, 既工認において床応答スペクトルの拡幅率を±10%としていることについての妥当性を示す。

通商産業省（現：経済産業省）において検討が進められた軽水炉の改良・標準化の中でまとめられた「昭和 55 年度耐震設計の標準化に関する調査報告書別冊 2（機器系）」では, BWR1, 100MWe 級基本モデルを用いた標準的原子炉建屋を対象として, 地盤ばねを考慮した 1 軸多質点系モデルを用いた解析を行い, その応答結果（質点番号 3 及び質点番号 7）を用いて, 各パラメータが床応答スペクトルに与える影響を検討し, 床応答スペクトルの拡幅率 10%としている。解析モデル及び検討条件を図 1-1 及び表 1-1 に示す。

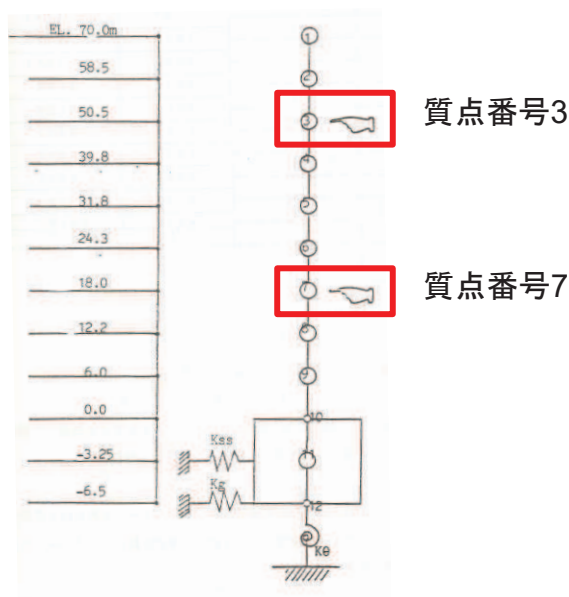


図 1-1 1 軸多質点系モデルの概要図

表 1-1 検討条件

地盤剛性	$E=7 \times 10^4 \sim 4 \times 10^6 \text{t/m}^2$ で変動
地盤ばね定数の算出方法	標準地盤 ($V_s=500, 1,000, 1,500\text{m/s}$) から算出 田治見式, Whitman 式, Barkan 式 の 3 式を使用
建屋剛性（ばらつき考慮）	±20%のばらつきを考慮し, 建屋剛性を 0.8 倍, 1.0 倍, 1.2 倍に設定
地盤ばねの減衰定数	一定値 ($K_H=20\%, K_{\theta}=7.5\%, K_{SS}=5\%$) 及び 逸散減衰定数 (振動アドミタンス)
入力地震波	高地震地帯向 S1 (遠地) M8.4 286.15Gal

検討結果としては、「地盤 E の変動による床応答スペクトル変動を論議する際には現実的な地盤減衰定数をカップルして考えることが必須であり、このベースに立てば、E の変動範囲中、機器設計に対して最も厳しい（剛側の）地盤 E を基準とすれば振幅率±10%は十分安全側である。地盤 E の変動に建屋剛性の±20%程度までの変動を重ねて考えても、地盤減衰定数にアドミッタンスを適用すれば振幅率は±10%程度で包絡可能と推測される。」と結論づけられている。

検討条件に対する女川の特徴を踏まえると、既工認と同様の±10%振幅の採用は、以下のとおり、既工認と同等の保守性を有していると考えられる。

- ・地盤剛性、地盤ばね定数の算出方法及び地盤ばねの減衰定数については、J E A G 4 6 0 1 に基づく手法を採用しており、また、女川は硬質岩盤であることから、その変動の影響は小さい。
- ・入力地震波については、強震記録を用いた検討を踏まえ、入力地震動には表層地盤の影響を考慮しており、その精度は高い。
- ・建屋剛性（ばらつき考慮）については、建屋剛性のばらつき要因として、設計基準強度と実強度の乖離、間仕切り壁の影響、床の柔性の影響等が考えられるが、女川の場合、強震動記録により、現状の建屋剛性が精度良く把握されている。
- ・地震応答解析結果がおおむね弾性範囲の場合、今回採用している地震応答解析モデルは、3.11 地震の観測記録を精度良く表現できるモデルを採用しており、既工認時に比べて弾性範囲内の応答に対しては床応答スペクトルの精度が向上している。今回工認では、この床応答スペクトルをベースに±10%の振幅スペクトルを作成するため、既工認と比べて保守的の評価となっている。振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージを図 1-2 に示す。

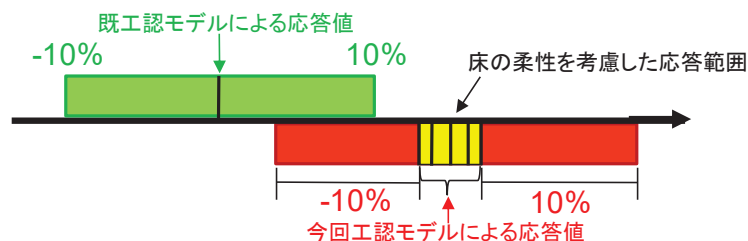


図 1-2 振幅スペクトルで考慮される周期帯のイメージ図

- ・地震応答解析結果が非線形に及ぶ場合には、初期剛性の低下要因の検討を踏まえ、基準地震動 S_s に対する地震応答解析モデルのスケルトン曲線における評価基準値付近の非線形特性は既工認と同じ J E A G 式を採用している。したがって、基準地震動 S_s によって強非線形状態となった場合の地震応答解析の精度は既工認モデルと同等である。

2. 建屋地震応答解析モデルの扱い

今回工認で採用するスケルトン曲線を図 2-1 に示す。

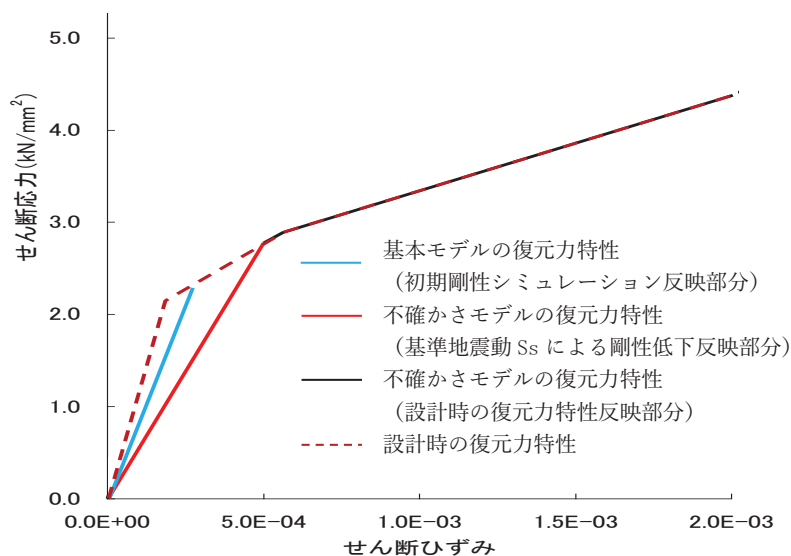


図 2-1 今回工認で採用するスケルトンカーブ

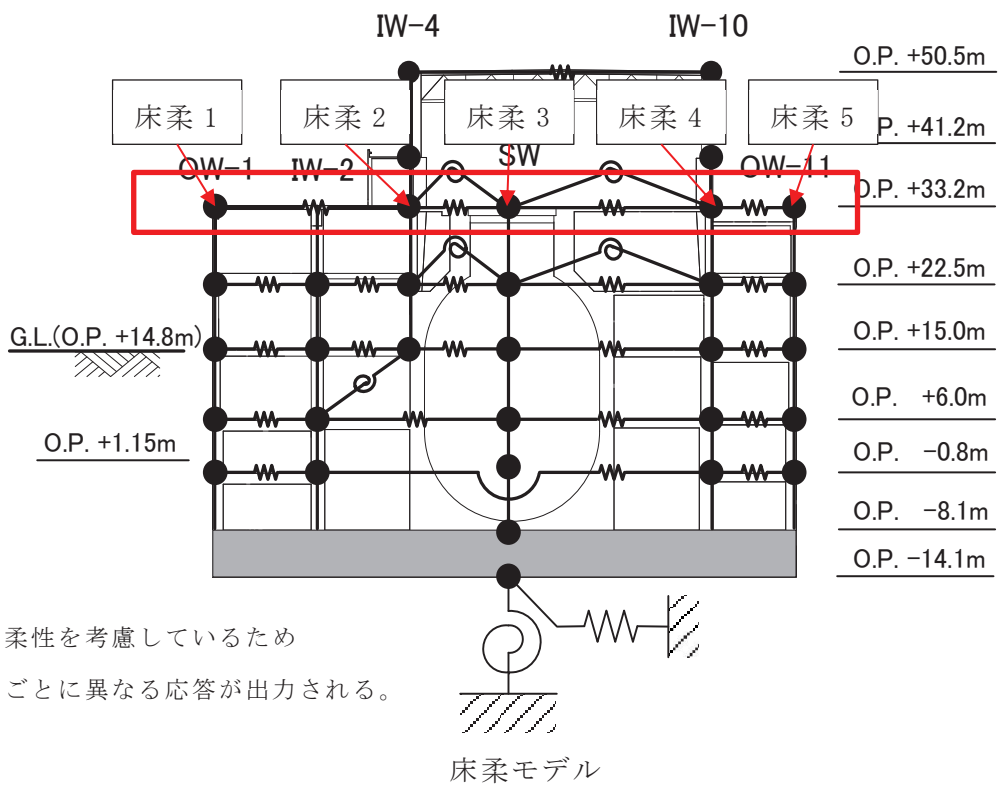
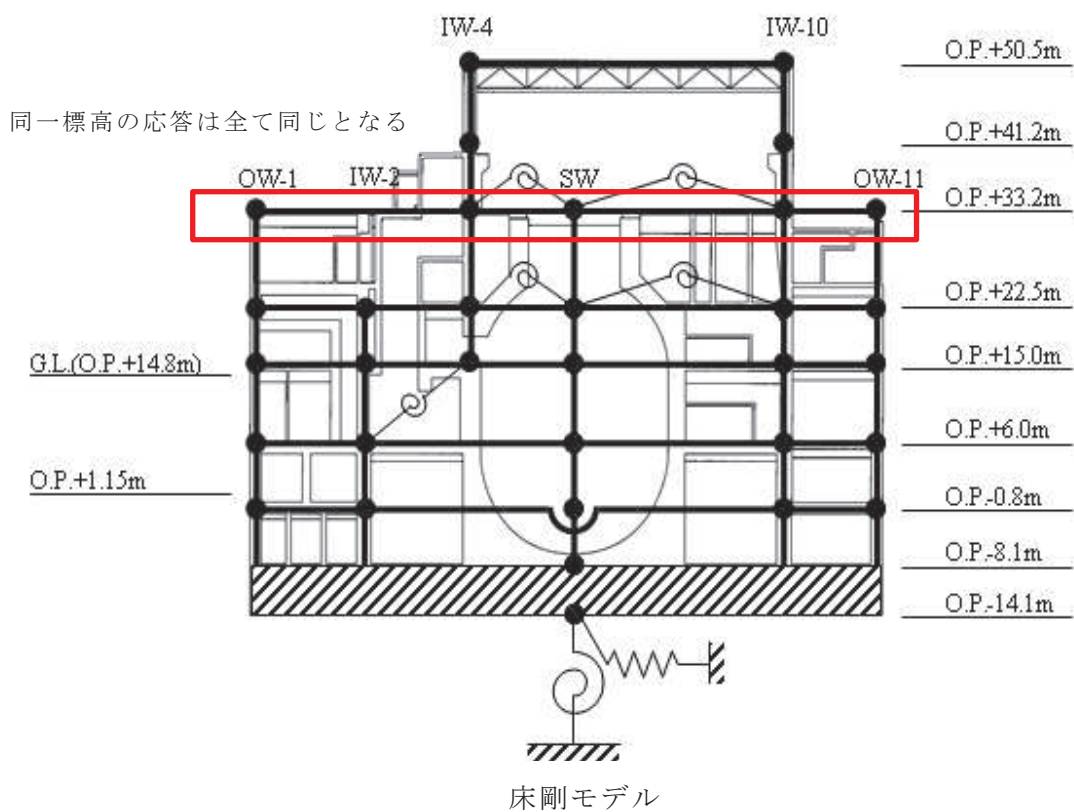
前項で説明した調査報告書では、拡幅率を検討する際に、1 軸の質点系地震応答解析モデル（床剛モデル）を基にしているが、女川では観測記録を用いたシミュレーション解析に基づき床の柔性を考慮した多軸の質点系地震応答解析モデル（床柔モデル）を採用している。原子炉建屋の地震応答解析モデルを図 2-2、固有値解析結果を表 2-1、刺激関数図を図 2-3～2-4 に示す。ここでは、比較のため床剛モデル及び床柔モデルを並べて示す。なお、床剛モデルと床柔モデルの剛性の補正係数は同一としている。

また、原子炉建屋 0.P. 33. 2m における基準地震動 $S_s - D 2$ による床応答を例に、床剛モデルと床柔モデルの床応答曲線を比較した結果を図 2-5～図 2-8 に示す。床応答曲線の比較にあたっては、床柔モデルの原子炉建屋 0.P. 33. 2m における質点を図 2-2 に示すように左から床柔 1、床柔 2、床柔 3、床柔 4、床柔 5 として、床剛モデルの応答と比較している。

図 2-5～図 2-8 の床応答曲線を比較した結果について、周期方向に着目すると、床柔モデルの方が床剛モデルよりも幅広い周期帯で高い震度を示しており、床柔モデルにおいて、各フロアの床応答曲線として全ての質点の拡幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用した場合、床剛モデルの拡幅スペクトルに比べ保守的となる。今回工認における床応答曲線には、基本的に同一標高の全ての質点の拡幅スペクトルを包絡するスペクトルを採用する。

床柔モデルの床応答曲線の方が保守的となる要因としては、床剛モデルでは、同一標高の床応答は質点によらず全て同じとなるが、床柔モデルの場合は質点ごとに異なり、解析モデル全体の振動性状が変化することが考えられる。図 2-3～図 2-4 の床剛モデル及び床柔モデルの刺激関数図を比較すると、建屋全体の 1 次モードや 2 次モードでは

大きな差は生じていないが、周期 0.1 秒前後の周期において、床柔モデルのオペフロ階から屋上階などで床剛モデルにはない振動モードが生じており、O.P. 33.2m の質点の応答スペクトルに影響しているためと考えられる。



床の柔軟性を考慮しているため
質点ごとに異なる応答が出力される。

図 2-2 原子炉建屋質点系モデル

表 2-1(1) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (NS 方向) (1/2)

(a) 床剛モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.235	4.26	2.215	全体 1 次
2	0.120	8.30	2.914	全体 2 次
3	0.094	10.59	1.765	全体 3 次
4	0.089	11.21	0.329	
5	0.085	11.80	0.135	
6	0.068	14.73	0.147	
7	0.064	15.54	0.024	
8	0.062	16.09	1.034	全体 4 次
9	0.059	16.96	0.009	
10	0.054	18.37	0.555	

注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(2) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (NS 方向) (2/2)

(b) 床柔モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.237	4.21	2.203	全体 1 次
2	0.123	8.12	2.718	全体 2 次
3	0.116	8.61	1.167	
4	0.097	10.33	2.095	全体 3 次
5	0.093	10.76	1.110	
6	0.089	11.21	0.270	
7	0.082	12.27	0.002	
8	0.074	13.46	0.347	
9	0.072	13.90	0.487	
10	0.068	14.68	0.339	
11	0.066	15.18	0.730	
12	0.064	15.70	0.261	
13	0.060	16.55	0.212	
14	0.059	17.01	0.187	
15	0.054	18.63	0.218	
16	0.052	19.27	0.691	
17	0.051	19.65	0.396	
18	0.050	19.88	0.283	

注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(3) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (EW 方向) (1/2)

(a) 床剛モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.223	4.47	2.144	全体 1 次
2	0.121	8.24	1.844	全体 2 次
3	0.095	10.48	0.281	
4	0.090	11.17	0.111	
5	0.082	12.19	1.534	全体 3 次
6	0.070	14.36	0.079	
7	0.068	14.79	0.040	
8	0.060	16.67	0.114	
9	0.059	17.01	0.052	
10	0.059	17.05	0.499	全体 4 次
11	0.055	18.13	0.089	

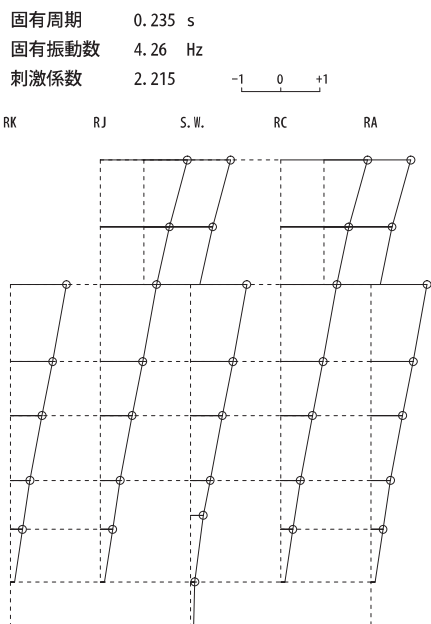
注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1(4) 原子炉建屋質点系モデルの固有値解析結果 (EW 方向) (2/2)

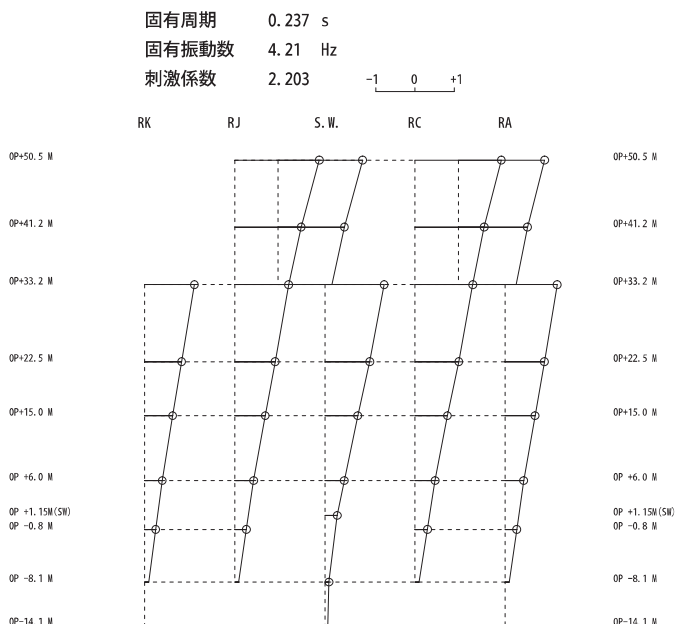
(b) 床柔モデル

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.230	4.36	2.179	全体 1 次
2	0.125	8.01	1.925	全体 2 次
3	0.116	8.64	0.074	
4	0.098	10.15	0.651	
5	0.091	10.93	0.835	
6	0.087	11.46	2.442	全体 3 次
7	0.078	12.80	0.662	
8	0.074	13.45	0.500	
9	0.070	14.30	0.164	
10	0.068	14.69	0.444	
11	0.064	15.55	0.292	
12	0.062	16.11	0.245	
13	0.060	16.68	0.957	全体 4 次
14	0.059	17.05	0.087	
15	0.055	18.06	0.102	
16	0.054	18.54	0.376	
17	0.050	19.96	0.324	

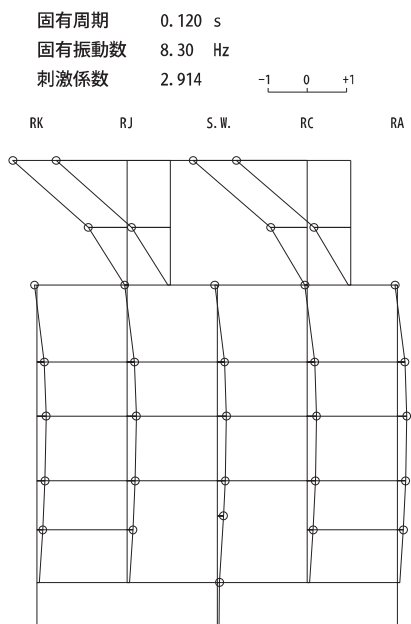
注記：刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。



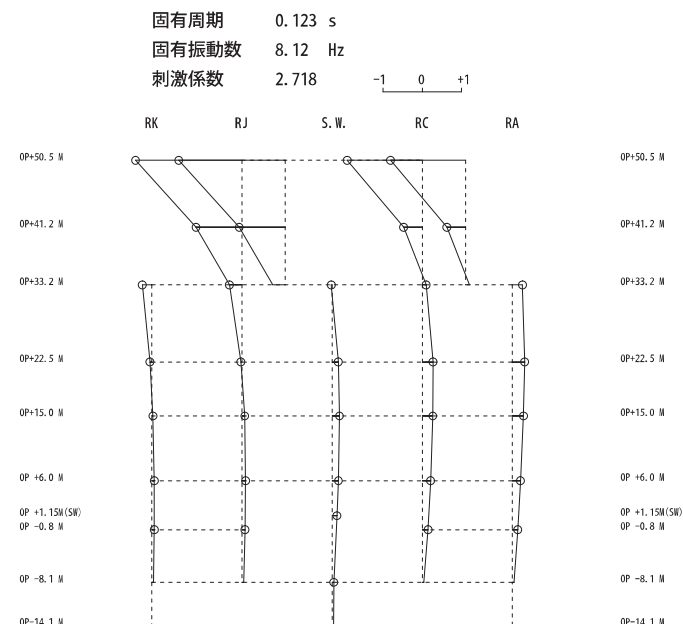
床剛モデル 1次



床柔モデル 1次



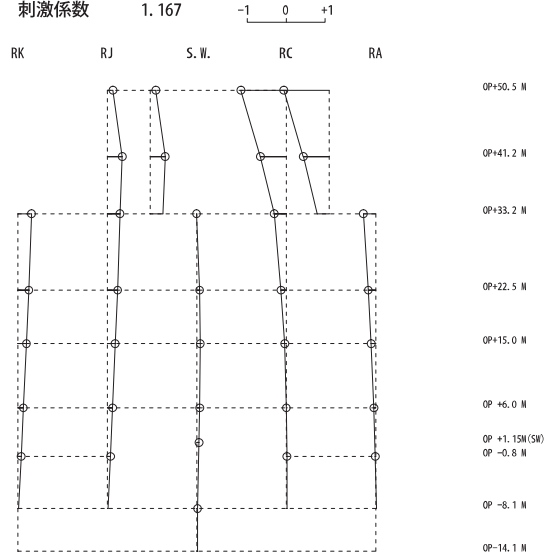
床剛モデル 2次



床柔モデル 2次

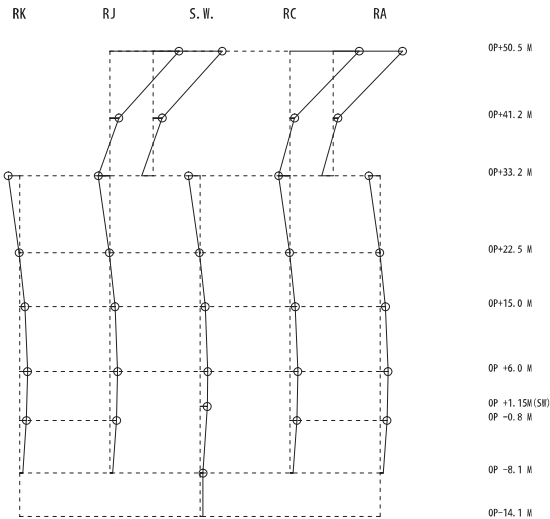
図 2-3(1) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (1/3)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.61 Hz
 刺激係数 1.167



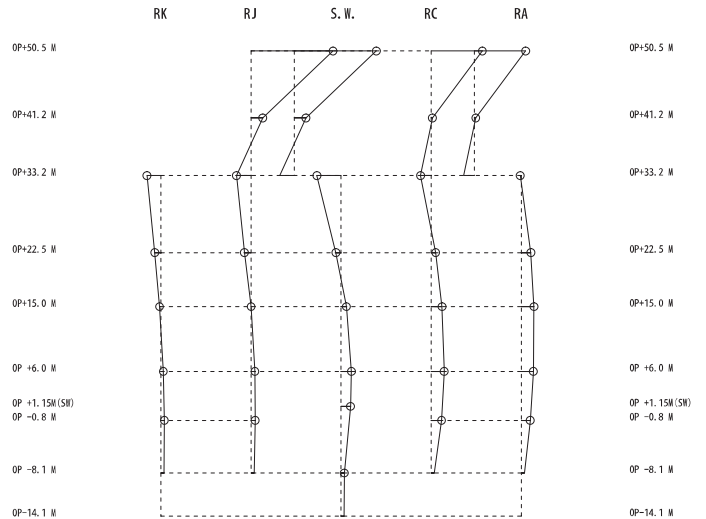
床柔モデル 3次

固有周期 0.094 s
 固有振動数 10.59 Hz
 刺激係数 1.765



床剛モデル 3次

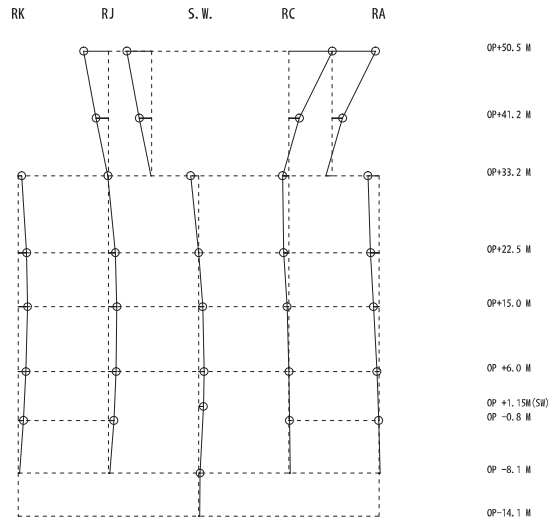
固有周期 0.097 s
 固有振動数 10.33 Hz
 刺激係数 2.095



床柔モデル 4次

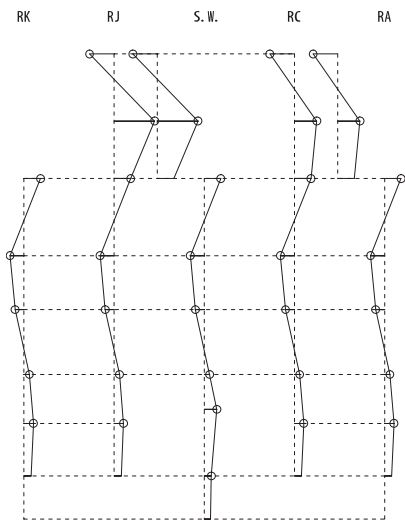
図 2-3(2) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (2/3)

固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.76 Hz
 刺激係数 1.110 -1 0 +1



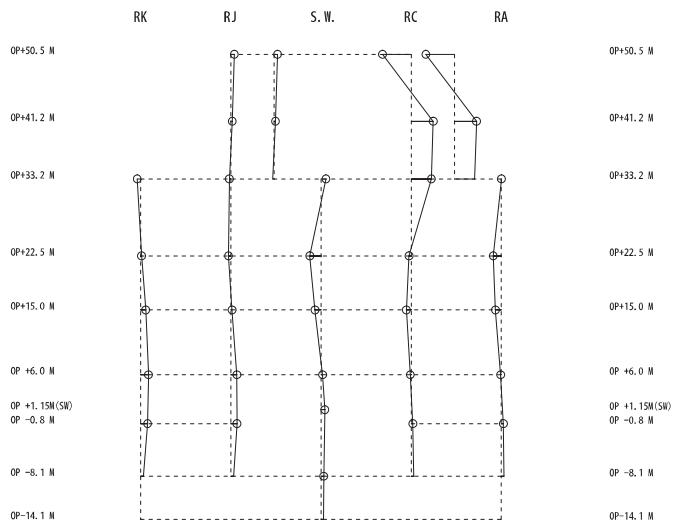
床柔モデル 5次

固有周期 0.062 s
 固有振動数 16.09 Hz
 刺激係数 1.034 -1 0 +1



床剛モデル 8次

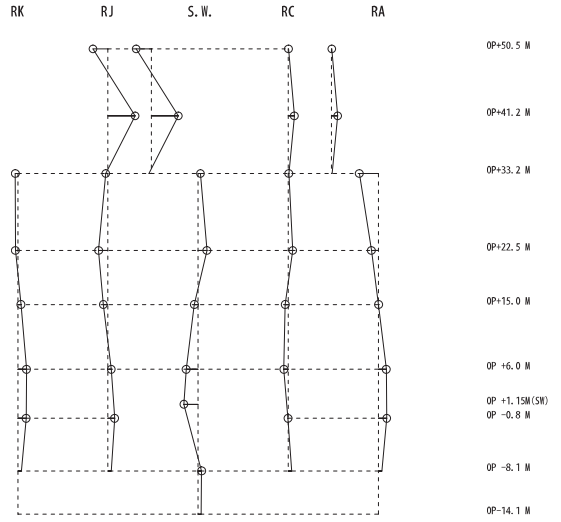
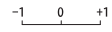
固有周期 0.066 s
 固有振動数 15.18 Hz
 刺激係数 0.730 -1 0 +1



床柔モデル 11次

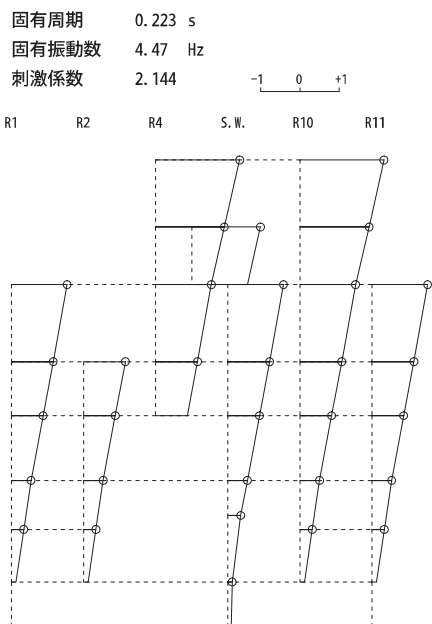
図 2-3(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (3/3)

固有周期 0.052 s
 固有振動数 19.27 Hz
 刺激係数 0.691

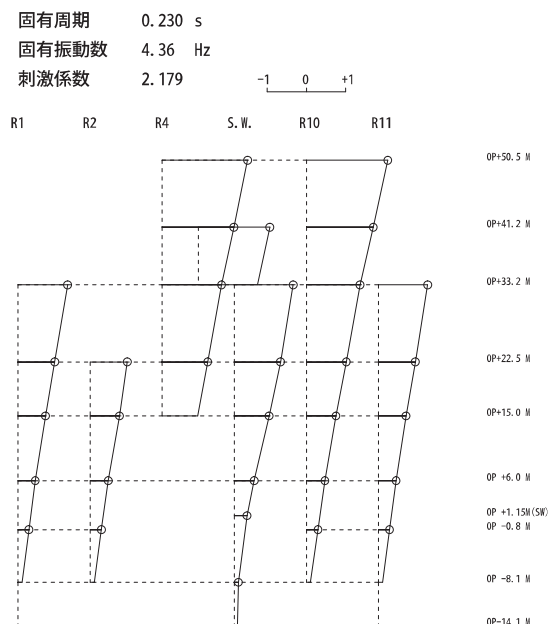


床柔モデル 16 次

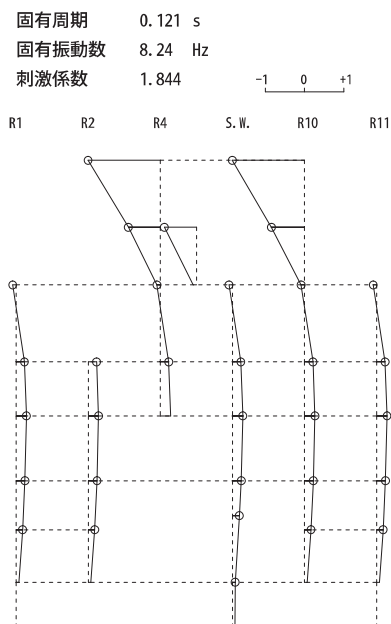
図 2-3(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (NS 方向) (3/3)



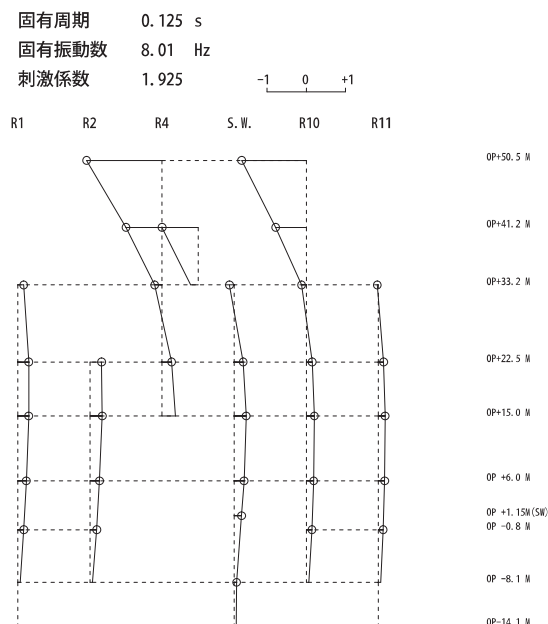
床剛モデル 1次



床柔モデル 1次



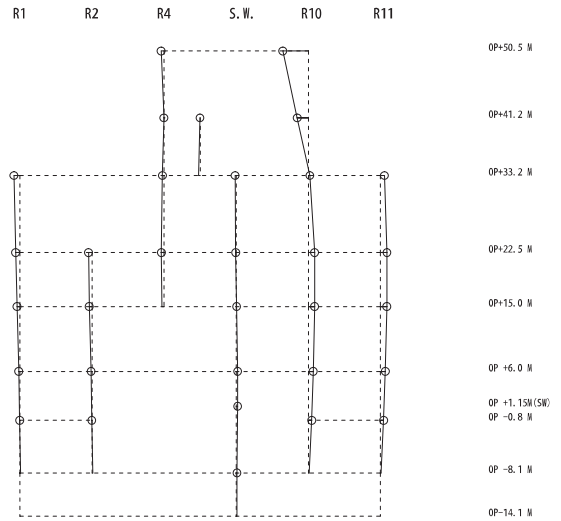
床剛モデル 2次



床柔モデル 2次

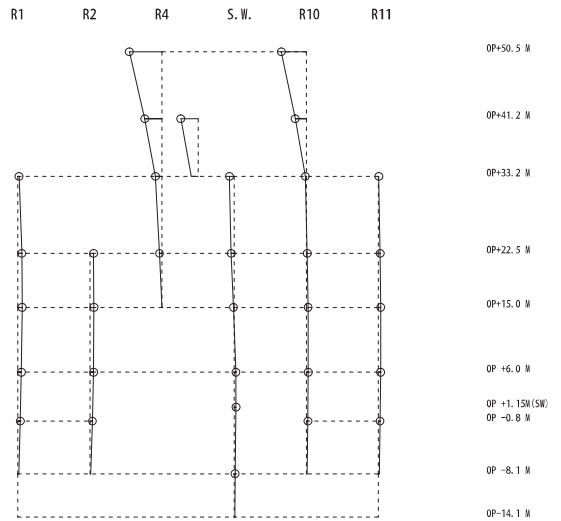
図 2-4(1) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (1/4)

固有周期 0.098 s
 固有振動数 10.15 Hz
 刺激係数 0.651



床柔モデル 4 次

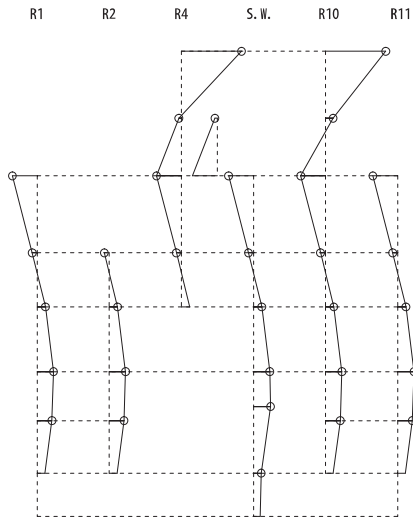
固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.93 Hz
 刺激係数 0.835



床柔モデル 5 次

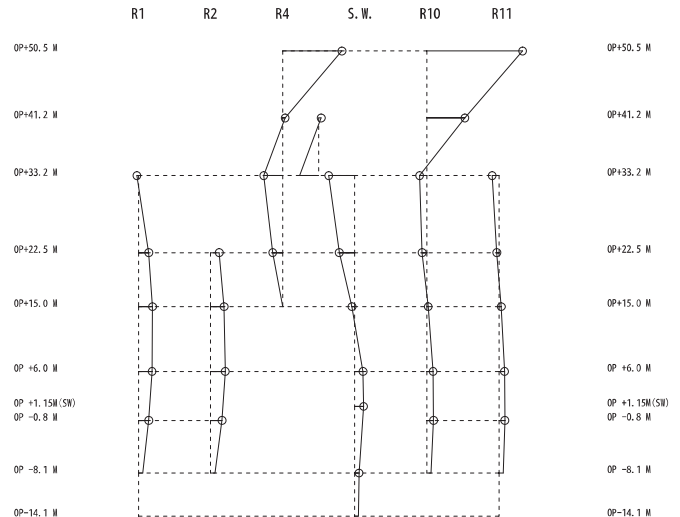
図 2-4(2) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (2/4)

固有周期 0.082 s
 固有振動数 12.19 Hz
 刺激係数 1.534



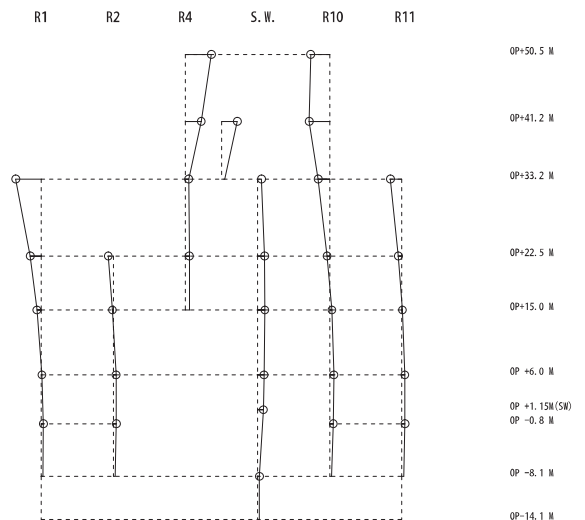
床剛モデル 5 次

固有周期 0.087 s
 固有振動数 11.46 Hz
 刺激係数 2.442



床柔モデル 6 次

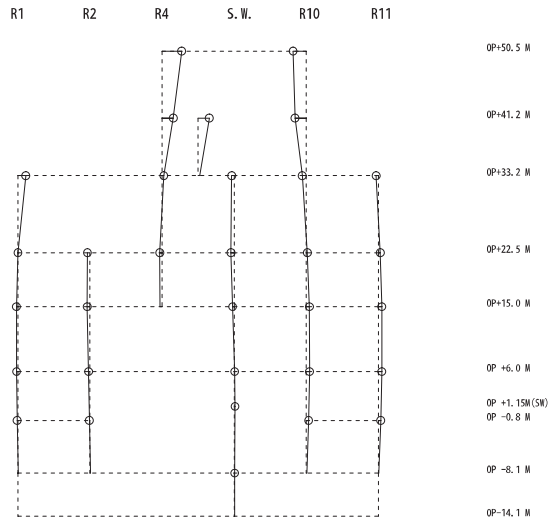
固有周期 0.078 s
 固有振動数 12.80 Hz
 刺激係数 0.662



床柔モデル 7 次

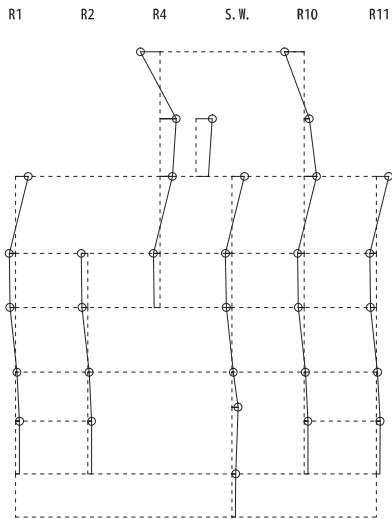
図 2-4(3) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (3/4)

固有周期 0.074 s
 固有振動数 13.45 Hz
 刺激係数 0.500



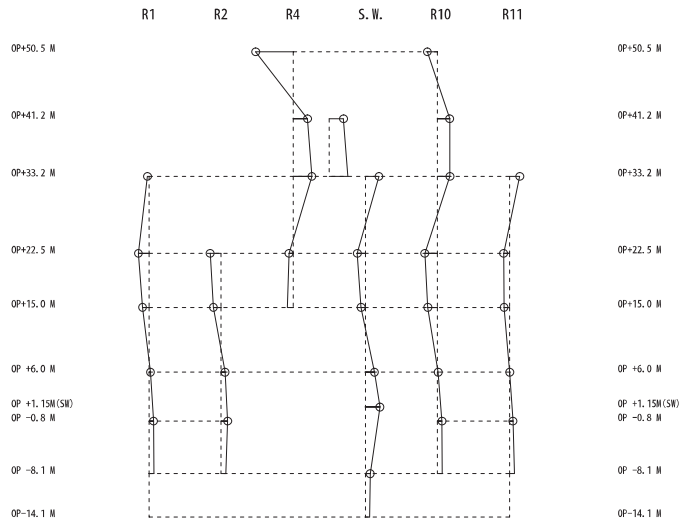
床柔モデル 8 次

固有周期 0.059 s
 固有振動数 17.05 Hz
 刺激係数 0.499



床剛モデル 10 次

固有周期 0.060 s
 固有振動数 16.68 Hz
 刺激係数 0.957



床柔モデル 13 次

図 2-4(4) 原子炉建屋質点系モデルの刺激関数図 (EW 方向) (4/4)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33. 200m NS方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動S s-D 2

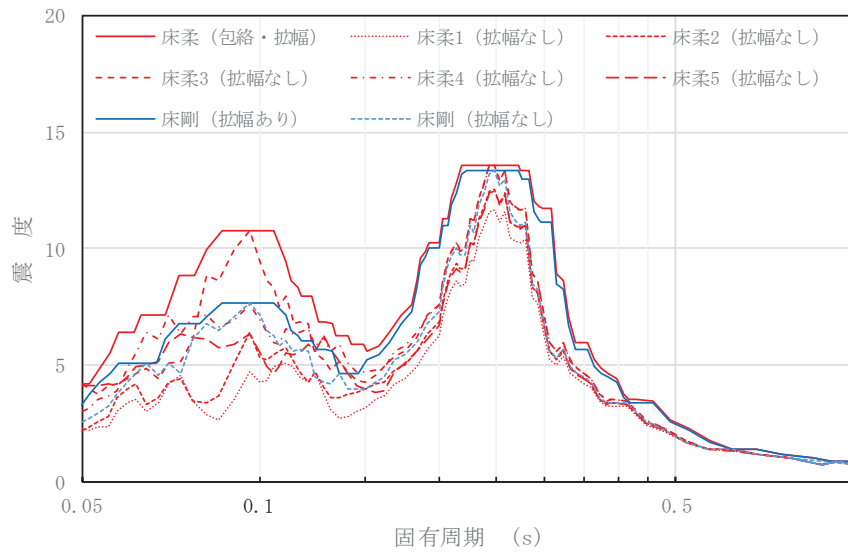


図 2-5 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (NS 方向)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33. 200m NS方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動S s-D 2

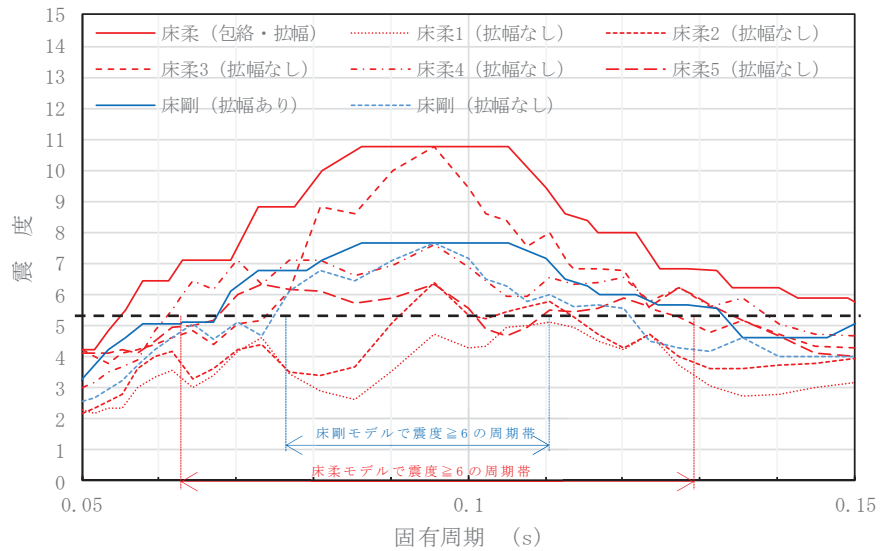


図 2-6 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (NS 方向, 短周期拡大)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33.200m EW方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動 S s - D 2

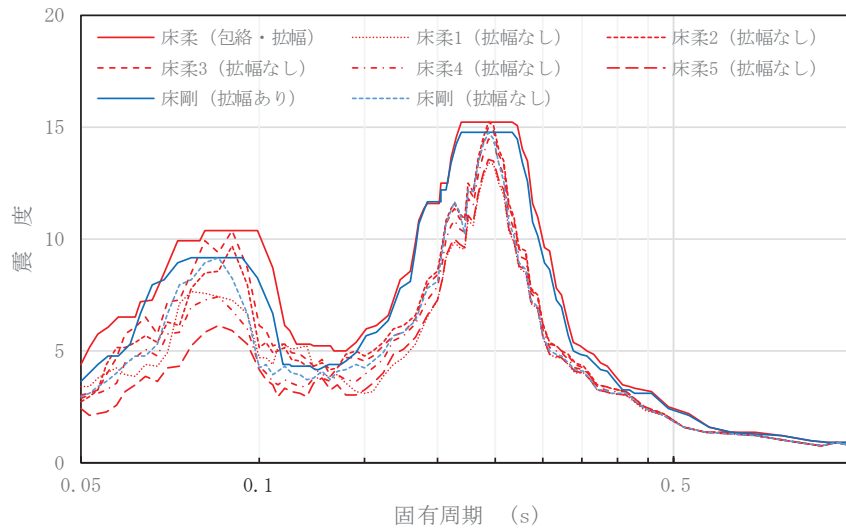


図 2-7 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (EW 方向)

構造物名：原子炉建屋 標高：O.P. 33.200m EW方向
 減衰定数：2.0% 波形名：基準地震動 S s - D 2

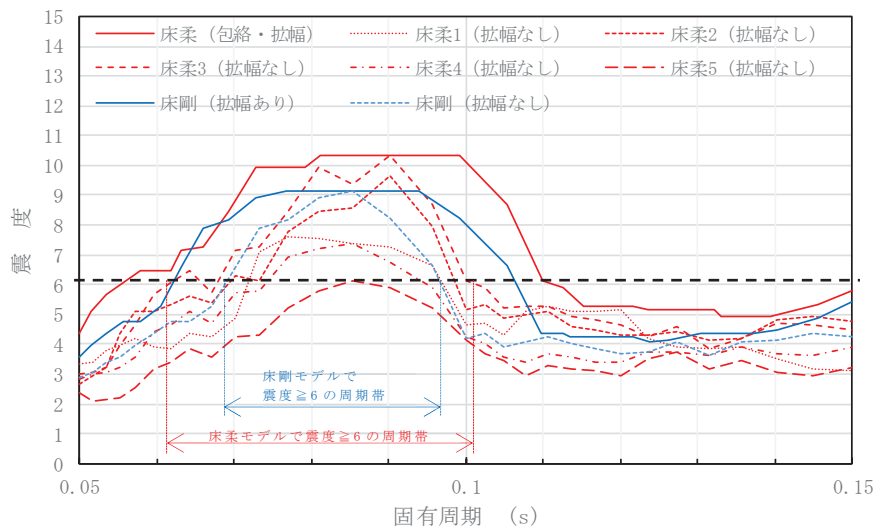


図 2-8 床柔モデルと床剛モデルの床応答曲線の比較 (EW 方向, 短周期拡大)

(参考資料)

軽水炉改良標準化耐震設計小委員会 昭和 55 年度耐震設計の標準化に関する調査報告書 別冊 2 (機器系)

別紙 23 鉄筋コンクリート躯体のひび割れ（乾燥収縮・地震）による影響評価が必要となる対象条文の抽出について

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三条（設計基準対象施設の地盤）				
	設計基準対象施設は、次条第二項の規定により算定する地震力（設計基準対象施設のうち、地震の発生によって生ずるおそれがあるその安全機能の喪失に起因する放射線による公衆への影響の程度が特に大きいもの（以下「耐震重要施設」という。）にあっては、同条第三項に規定する基準地震動による地震力を含む。）が作用した場合においても当該設計基準対象施設を十分に支持することができる地盤に設けなければならない。	地盤の支持性能への影響評価	○	設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	2 耐震重要施設は、変形した場合においてもその安全機能が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。	— (地盤そのものに対する要求)	—	
	3 耐震重要施設は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。			
第四条（地震による損傷の防止）				
	設計基準対象施設は、地震力に十分に耐えることができるものでなければならない。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系）への影響	○	設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	2 前項の地震力は、地震の発生によって生ずるおそれがある設計基準対象施設の安全機能の喪失に起因する放射線による公衆への影響の程度に応じて算定しなければならない。			
	3 耐震重要施設は、その供用中に当該耐震重要施設に大きな影響を及ぼすおそれがある地震による加速度によって作用する地震力（以下「基準地震動による地震力」という。）に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。			
	4 耐震重要施設は、前項の地震の発生によって生ずるおそれがある斜面の崩壊に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	— (周辺斜面に対する要求)	—	
	5 炉心内の燃料被覆材は、基準地震動による地震力に対して放射性物質の閉じ込めの機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	— (燃料被覆材に対する要求)	—	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第五条（津波による損傷の防止）				
	設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波（以下「基準津波」という。）に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	浸水防護（止水性）への影響 （貯水機能については、第22条に記載）	○	設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
第六条（外部からの衝撃による損傷の防止）				
	安全施設は、想定される自然現象（地震及び津波を除く。次項において同じ。）が発生した場合においても安全機能を損なわないものでなければならない。	建屋の構造健全性（外殻としての機能，耐熱性，止水性，気密性）への影響	○	安全施設（一部，重要安全施設に限る）に要求される共通条文であり，要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	2 重要安全施設は、当該重要安全施設に大きな影響を及ぼすおそれがあると想定される自然現象により当該重要安全施設に作用する衝撃及び設計基準事故時に生ずる応力を適切に考慮したものでなければならない。			
	3 安全施設は、工場等内又はその周辺において想定される発電用原子炉施設の安全性を損なわせる原因となるおそれがある事象であって人為によるもの（故意によるものを除く。）に対して安全機能を損なわないものでなければならない。			
第七条（発電用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止）				
	工場等には、発電用原子炉施設への人の不法な侵入、発電用原子炉施設に不正に爆発性又は易燃性を有する物件その他人に危害を与え、又は他の物件を損傷するおそれがある物件が持ち込まれること及び不正アクセス行為（不正アクセス行為の禁止等に関する法律（平成十一年法律第百二十八号）第二条第四項に規定する不正アクセス行為をいう。第二十四条第六号において同じ。）を防止するための設備を設けなければならない。	侵入等の防止（必要となるコンクリート厚さの維持）への影響	○	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第八条（火災による損傷の防止）				
	設計基準対象施設は、火災により発電用原子炉施設の安全性が損なわれないよう、火災の発生を防止することができ、かつ、早期に火災発生を感知する設備（以下「火災感知設備」という。）及び消火を行う設備（以下「消火設備」といい、安全施設に属するものに限る。）並びに火災の影響を軽減する機能を有するものでなければならない。	耐火性（遮熱性）への影響	○	設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	2 消火設備（安全施設に属するものに限る。）は、破損、誤作動又は誤操作が起きた場合においても発電用原子炉を安全に停止させるための機能を損なわないものでなければならない。	— （第九条第1項にて評価）	—	
第九条（溢水による損傷の防止等）				
	安全施設は、発電用原子炉施設内における溢水が発生した場合においても安全機能を損なわないものでなければならない。	止水性への影響	○	安全施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	2 設計基準対象施設は、発電用原子炉施設内の放射性物質を含む液体を内包する容器、配管その他の設備から放射性物質を含む液体があふれ出た場合において、当該液体が管理区域外へ漏えいしないものでなければならない。			
第十条（誤操作の防止）				
	設計基準対象施設は、誤操作を防止するための措置を講じたものでなければならない。	操作性への影響	○	設計基準対象施設、安全施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	2 安全施設は、容易に操作することができるものでなければならない。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第十一条（安全避難通路等）				
発電用原子炉施設には、次に掲げる設備を設けなければならない。		安全避難通路確保への影響	○	設計基準対象施設, 安全施設に要求される共通条文であり, 要求対象となる個別条文側での再掲は省略
一 その位置を明確かつ恒久的に表示することにより容易に識別できる安全避難通路				
二 照明用の電源が喪失した場合においても機能を損なわない避難用の照明				
三 設計基準事故が発生した場合に用いる照明（前号の避難用の照明を除く。）及びその専用の電源				
第十二条（安全施設）				
安全施設は、その安全機能の重要度に応じて、安全機能が確保されたものでなければならない。		— (コンクリートの評価に影響しない)	—	安全施設に要求される共通条文であり, 要求対象となる個別条文側での再掲は省略
2 安全機能を有する系統のうち、安全機能の重要度が特に高い安全機能を有するものは、当該系統を構成する機械又は器具の単一故障（単一の原因によって一つの機械又は器具が所定の安全機能を失うこと（従属要因による多重故障を含む。）をいう。以下同じ。）が発生した場合であって、外部電源が利用できない場合においても機能できるよう、当該系統を構成する機械又は器具の機能、構造及び動作原理を考慮して、多重性又は多様性を確保し、及び独立性を確保するものでなければならない。				
3 安全施設は、設計基準事故時及び設計基準事故に至るまでの間に想定される全ての環境条件において、その機能を発揮することができるものでなければならない。		安全機能の確保への影響	○	
4 安全施設は、その健全性及び能力を確認するため、その安全機能の重要度に応じ、発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものでなければならない。		— (試験・検査実施に対する要求)	—	
5 安全施設は、蒸気タービン、ポンプその他の機器又は配管の損壊に伴う飛散物により、安全性を損なわないものでなければならない。		— (コンクリートの評価に影響しない)	—	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第十二条（安全施設）				
6	重要安全施設は、二以上の発電用原子炉施設において共用し、又は相互に接続するものであってはならない。ただし、二以上の発電用原子炉施設と共用し、又は相互に接続することによって当該二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合は、この限りでない。	— (共用・相互接続に対する要求)	—	
第十三条（運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止）				
	設計基準対象施設は、次に掲げる要件を満たすものでなければならない。 一 運転時の異常な過渡変化時において次に掲げる要件を満たすものであること。 イ 最小限界熱流束比（燃料被覆材から冷却材への熱伝達が低下し、燃料被覆材の温度が急上昇し始める時の熱流束（単位時間及び単位面積当たりの熱量をいう。以下同じ。）と運転時の熱流束との比の最小値をいう。）又は最小限界出力比（燃料体に沸騰遷移が発生した時の燃料体の出力と運転時の燃料体の出力との比の最小値をいう。）が許容限界値以上であること。 ロ 燃料被覆材が破損しないものであること。 ハ 燃料材のエンタルピーが燃料要素の許容損傷限界を超えないこと。 ニ 原子炉冷却材圧力バウンダリにかかる圧力が最高使用圧力の一・一倍以下となること。	— (コンクリートの評価に影響しない)	—	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第十三条（運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止）				
二	設計基準事故時において次に掲げる要件を満たすものであること。 イ 炉心の著しい損傷が発生するおそれがないものであり、かつ、炉心を十分に冷却できるものであること。 ロ 燃料材のエンタルピーが炉心及び原子炉冷却材圧力バウンダリの健全性を維持するための制限値を超えないこと。 ハ 原子炉冷却材圧力バウンダリにかかる圧力が最高使用圧力の一・二倍以下となること。 ニ 原子炉格納容器バウンダリにかかる圧力及び原子炉格納容器バウンダリにおける温度が最高使用圧力及び最高使用温度以下となること。 ホ 設計基準対象施設が工場等周辺の公衆に放射線障害を及ぼさないものであること。	遮蔽性への影響	○	設計基準対象施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
第十四条（全交流動力電源喪失対策設備）				
	発電用原子炉施設には、全交流動力電源喪失時から重大事故等に対処するために必要な電力の供給が交流動力電源設備から開始されるまでの間、発電用原子炉を安全に停止し、かつ、発電用原子炉の停止後に炉心を冷却するための設備が動作するとともに、原子炉格納容器の健全性を確保するための設備が動作することができるよう、これらの設備の動作に必要な容量を有する蓄電池その他の設計基準事故に対処するための電源設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第十五条（炉心等）				
	設計基準対象施設は、原子炉固有の出力抑制特性を有するとともに、発電用原子炉の反応度を制御することにより核分裂の連鎖反応を制御できる能力を有するものでなければならない。	— (燃料に対する要求事項)	—	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第十五条（炉心等）				
	2 炉心は、通常運転時又は運転時の異常な過渡変化時に発電用原子炉の運転に支障が生ずる場合において、原子炉冷却系統、原子炉停止系統、反応度制御系統、計測制御系統及び安全保護回路の機能と併せて機能することにより燃料要素の許容損傷限界を超えないものでなければならない。	— (燃料に対する要求事項)	—	
	3 燃料体、減速材及び反射材並びに炉心支持構造物は、通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時において、発電用原子炉を安全に停止し、かつ、停止後に炉心の冷却機能を維持できるものでなければならない。			
	4 燃料体及び反射材並びに炉心支持構造物、熱遮蔽材並びに一次冷却系統に係る容器、管、ポンプ及び弁は、一次冷却材又は二次冷却材の循環、沸騰その他の一次冷却材又は二次冷却材の挙動により生ずる流体振動又は温度差のある流体の混合その他の一次冷却材又は二次冷却材の挙動により生ずる温度変動により損傷を受けないものでなければならない。			
	5 燃料体は、通常運転時における圧力、温度及び放射線に起因する最も厳しい条件において、必要な物理的及び化学的性質を保持するものでなければならない。			
	6 燃料体は、次に掲げるものでなければならない。			
	一 通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時における発電用原子炉内の圧力、自重、附加荷重その他の燃料体に加わる負荷に耐えるものとする。			
	二 輸送中又は取扱中において、著しい変形を生じないものとする。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考	
		評価が必要となる内容	評価対象		
第十六条（燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設）					
発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、通常運転時に使用する燃料体又は使用済燃料（以下この条において「燃料体等」という。）の取扱施設（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。 一 燃料体等を取り扱う能力を有するものとする事。	重量物落下に関する影響	○			
					二 燃料体等が臨界に達するおそれがないものとする事。
					三 崩壊熱により燃料体等が溶融しないものとする事。
					四 使用済燃料からの放射線に対して適切な遮蔽能力を有するものとする事。
					五 燃料体等の取扱中における燃料体等の落下を防止できるものとする事。
2 発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、燃料体等の貯蔵施設（安全施設に属するものに限る。以下この項において同じ。）を設けなければならない。 一 燃料体等の貯蔵施設は、次に掲げるものであること。 イ 燃料体等の落下により燃料体等が破損して放射性物質の放出により公衆に放射線障害を及ぼすおそれがある場合において、放射性物質の放出による公衆への影響を低減するため、燃料貯蔵設備を格納するもの及び放射性物質の放出を低減するものとする事。 ロ 燃料体等を必要に応じて貯蔵することができる容量を有するものとする事。 ハ 燃料体等が臨界に達するおそれがないものとする事。	— （個別設備の設置要求）	—			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第十六条（燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設）				
	<p>二 使用済燃料の貯蔵施設（使用済燃料を工場等内に貯蔵する乾式キャスク（以下「キャスク」という。）を除く。）にあつては、前号に掲げるもののほか、次に掲げるものであること。</p> <p>イ 使用済燃料からの放射線に対して適切な遮蔽能力を有するものとする事。</p> <p>ロ 貯蔵された使用済燃料が崩壊熱により溶融しないものであつて、最終ヒートシンクへ熱を輸送できる設備及びその浄化系を有するものとする事。</p> <p>ハ 使用済燃料貯蔵槽（安全施設に属するものに限る。以下この項及び次項において同じ。）から放射性物質を含む水があふれ、又は漏れないものであつて、使用済燃料貯蔵槽から水が漏れ出した場合において水の漏れを検知することができるものとする事。</p> <p>ニ 燃料体等の取扱中に想定される燃料体等の落下時及び重量物の落下時においてもその機能が損なわれないものとする事。</p>	遮蔽性、重量物落下に関する影響	○	
	<p>3 発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、使用済燃料貯蔵槽の水位及び水温並びに燃料取扱場所の放射線量を測定できる設備を設けなければならない。</p>	— (個別設備の設置要求)	—	
	<p>一 使用済燃料貯蔵槽の水位及び水温並びに燃料取扱場所の放射線量の異常を検知し、それを原子炉制御室に伝え、又は異常が生じた水位及び水温を自動的に制御し、並びに放射線量を自動的に抑制することができるものとする事。</p>			
	<p>二 外部電源が利用できない場合においても温度、水位その他の発電用原子炉施設の状態を示す事項（以下「パラメータ」という。）を監視することができるものとする事。</p>			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第十六条（燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設）				
4	キャスクを設ける場合には、そのキャスクは、第二項第一号に定めるもののほか、次に掲げるものでなければならない。	-	-	
一	使用済燃料からの放射線に対して適切な遮蔽能力を有するものとする。			
二	使用済燃料の崩壊熱を適切に除去することができるものとする。			
三	使用済燃料が内包する放射性物質を閉じ込めることができ、かつ、その機能を適切に監視することができるものとする。			
第十七条（原子炉冷却材圧力バウンダリ）				
	発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器（安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。）を設けなければならない。	-	-	
一	通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時に生ずる衝撃、炉心の反応度の変化による荷重の増加その他の原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器に加わる負荷に耐えるものとする。			
二	原子炉冷却材の流出を制限するため隔離装置を有するものとする。			
三	通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時に瞬間的破壊が生じないよう、十分な破壊じん性を有するものとする。			
四	原子炉冷却材圧力バウンダリからの原子炉冷却材の漏えいを検出する装置を有するものとする。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		設置許可基準規則
		評価が必要となる内容	評価対象	
第十八条（蒸気タービン）				
	蒸気タービン（安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。）は、当該蒸気タービンが損壊し、又は故障した場合においても、発電用原子炉施設の安全性を損なわないものでなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
	2 蒸気タービンには、当該蒸気タービンが損壊し、又は故障した場合においても発電用原子炉施設の安全性を損なわないよう、その運転状態を監視できる設備を設けなければならない。			
第十九条（非常用炉心冷却設備）				
	発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、非常用炉心冷却設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	関連する条文第 22 条 (最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備)の記載は再掲しない
	一 一次冷却材を喪失した場合においても、燃料被覆材の温度が燃料材の溶融又は燃料体の著しい損傷を生ずる温度を超えて上昇することを防止できるものとする。			
	二 一次冷却材を喪失した場合においても、燃料被覆材と冷却材との反応により著しく多量の水素を生じないものとする。			
第二十条（一次冷却材の減少分を補給する設備）				
	発電用原子炉施設には、通常運転時又は一次冷却材の小規模漏えい時に発生した一次冷却材の減少分を補給する設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第二十一条（残留熱を除去することができる設備）				
	発電用原子炉施設には、発電用原子炉を停止した場合において、燃料要素の許容損傷限界及び原子炉冷却材圧力バウンダリの健全性を維持するために必要なパラメータが設計値を超えないようにするため、原子炉圧力容器内において発生した残留熱を除去することができる設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	関連する条文第 22 条 (最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備)の記載は再掲しない

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		設置許可基準規則
		評価が必要となる内容	評価対象	
第二十二條（最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備）				
	<p>発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。</p> <p>一 原子炉圧力容器内において発生した残留熱及び重要安全施設において発生した熱を除去することができるものとする。</p> <p>二 津波、溢水又は工場等内若しくはその周辺における発電用原子炉施設の安全性を損なわせる原因となるおそれがある事象であつて人為によるものに対して安全性を損なわないものとする。</p>	通水機能、貯水機能への影響	○	第十九條及び第二十一條にも適用
第二十三條（計測制御系統施設）				
	<p>発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、計測制御系統施設を設けなければならない。</p> <p>一 炉心、原子炉冷却材圧力バウンダリ及び原子炉格納容器バウンダリ並びにこれらに関連する系統の健全性を確保するために監視することが必要なパラメータは、通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時においても想定される範囲内に制御できるものとする。</p> <p>二 前号のパラメータは、通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時においても想定される範囲内で監視できるものとする。</p> <p>三 設計基準事故が発生した場合の状況を把握し、及び対策を講じるために必要なパラメータは、設計基準事故時に想定される環境下において、十分な測定範囲及び期間にわたり監視できるものとする。</p>	— (個別設備の設置要求)	—	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第二十三条（計測制御系統施設）				
	四 前号のパラメータのうち、発電用原子炉の停止及び炉心の冷却に係るものについては、設計基準事故時においても二種類以上監視し、又は推定することができるものとする。	— (個別設備の設置要求)	—	
	五 発電用原子炉の停止及び炉心の冷却並びに放射性物質の閉じ込めの機能の状況を監視するために必要なパラメータは、設計基準事故時においても確実に記録され、及び当該記録が保存されるものとする。			
第二十四条（安全保護回路）				
	発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、安全保護回路（安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
	一 運転時の異常な過渡変化が発生する場合において、その異常な状態を検知し、及び原子炉停止系統その他系統と併せて機能することにより、燃料要素の許容損傷限界を超えないようにできるものとする。			
	二 設計基準事故が発生する場合において、その異常な状態を検知し、原子炉停止系統及び工学的安全施設を自動的に作動させるものとする。			
	三 安全保護回路を構成する機械若しくは器具又はチャンネルは、単一故障が起きた場合又は使用状態からの単一の取り外しを行った場合において、安全保護機能を失わないよう、多重性を確保するものとする。			
	四 安全保護回路を構成するチャンネルは、それぞれ互いに分離し、それぞれのチャンネル間において安全保護機能を失わないように独立性を確保するものとする。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第二十四条（安全保護回路）				
五	駆動源の喪失、系統の遮断その他の不利な状況が発生した場合においても、発電用原子炉施設をより安全な状態に移行するか、又は当該状態を維持することにより、発電用原子炉施設の安全上支障がない状態を維持できるものとする。	— (個別設備の設置要求)	—	
六	不正アクセス行為その他の電子計算機に使用目的に沿うべき動作をさせず、又は使用目的に反する動作をさせる行為による被害を防止することができるものとする。			
七	計測制御系統施設の一部を安全保護回路と共用する場合には、その安全保護機能を失わないよう、計測制御系統施設から機能的に分離されたものとする。			
第二十五条（反応度制御系統及び原子炉停止系統）				
	発電用原子炉施設には、反応度制御系統（原子炉停止系統を含み、安全施設に係るものに限る。次項において同じ。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
2	反応度制御系統は、計画的な出力変化に伴う反応度変化を燃料要素の許容損傷限界を超えることなく制御できる能力を有し、かつ、次に掲げるものでなければならない。			
一	制御棒、液体制御材その他反応度を制御するものによる二以上の独立した系統を有するものとする。			
二	通常運転時の高温状態において、二以上の独立した系統がそれぞれ発電用原子炉を未臨界に移行し、及び未臨界を維持できるものであり、かつ、運転時の異常な過渡変化時の高温状態においても反応度制御系統のうち少なくとも一つは、燃料要素の許容損傷限界を超えることなく発電用原子炉を未臨界に移行し、及び未臨界を維持できること。この場合において、非常用炉心冷却設備その他の発電用原子炉施設の安全性を損なうおそれがある場合に作動する設備の作動に伴って注入される液体制御材による反応度値を加えることができる。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第二十五条（反応度制御系統及び原子炉停止系統）				
	三 通常運転時及び運転時の異常な過渡変化時における低温状態において、反応度制御系統のうち少なくとも一つは、発電用原子炉を未臨界に移行し、及び未臨界を維持できること。	— (個別設備の設置要求) (第4項に対しては、12条第3項で評価)	—	
	四 一次冷却材喪失その他の設計基準事故時において、反応度制御系統のうち少なくとも一つは、発電用原子炉を未臨界へ移行することができ、かつ、少なくとも一つは、発電用原子炉を未臨界に維持できること。この場合において、非常用炉心冷却設備その他の発電用原子炉施設の安全性を損なうおそれがある場合に作動する設備の作動に伴って注入される液体制御材による反応度価値を加えることができる。			
	五 制御棒を用いる場合にあつては、反応度価値の最も大きな制御棒一本が固着した場合においても第二号から前号までの規定に適合すること。			
	3 制御棒の最大反応度価値及び反応度添加率は、想定される反応度投入事象（発電用原子炉に反応度が異常に投入される事象をいう。）に対して原子炉冷却材圧力バウンダリを破損せず、かつ、炉心の冷却機能を損なうような炉心、炉心支持構造物及び原子炉圧力容器内部構造物の損壊を起こさないものでなければならない。			
	4 制御棒、液体制御材その他の反応度を制御する設備は、通常運転時における圧力、温度及び放射線に起因する最も厳しい条件において、必要な物理的及び化学的性質を保持するものでなければならない。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第二十六条（原子炉制御室等）				
	<p>発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより、原子炉制御室（安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。）を設けなければならない。</p> <p>一 設計基準対象施設の健全性を確保するために必要なパラメータを監視できるものとする。</p> <p>二 発電用原子炉施設の外の状況を把握する設備を有するものとする。</p> <p>三 発電用原子炉施設の安全性を確保するために必要な操作を手動により行うことができるものとする。</p> <p>2 発電用原子炉施設には、火災その他の異常な事態により原子炉制御室が使用できない場合において、原子炉制御室以外の場所から発電用原子炉を高温停止の状態に直ちに移行させ、及び必要なパラメータを想定される範囲内に制御し、その後、発電用原子炉を安全な低温停止の状態に移行させ、及び低温停止の状態を維持させるために必要な機能を有する装置を設けなければならない。</p>	— (個別設備の設置要求)	—	
	<p>3 一次冷却系統に係る発電用原子炉施設の損壊又は故障その他の異常が発生した場合に発電用原子炉の運転の停止その他の発電用原子炉施設の安全性を確保するための措置をとるため、従事者が支障なく原子炉制御室に入り、又は一定期間とどまり、かつ、当該措置をとるための操作を行うことができるよう、次の各号に掲げる場所の区分に応じ、当該各号に定める設備を設けなければならない。</p> <p>一 原子炉制御室及びその近傍並びに有毒ガスの発生源の近傍 工場等内における有毒ガスの発生を検出するための装置及び当該装置が有毒ガスの発生を検出した場合に原子炉制御室において自動的に警報するための装置</p>	居住性確保（気密性、遮蔽性）への影響	○	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第二十六条（原子炉制御室等）				
	二 原子炉制御室及びこれに連絡する通路並びに運転員その他の従事者が原子炉制御室に出入りするための区域 遮蔽壁その他の適切に放射線から防護するための設備、気体状の放射性物質及び原子炉制御室外の火災により発生する燃焼ガスに対し換気設備を隔離するための設備その他の適切に防護するための設備	居住性確保（気密性，遮蔽性）への影響	○	
第二十七条（放射性廃棄物の処理施設）				
	工場等には、次に掲げるところにより、通常運転時において放射性廃棄物（実用炉規則第二条第二項第二号に規定する放射性廃棄物をいう。以下同じ。）を処理する施設（安全施設に係るものに限る。以下この条において同じ。）を設けなければならない。	止水性への影響	○	
	一 周辺監視区域の外の空气中及び周辺監視区域の境界における水中の放射性物質の濃度を十分に低減できるよう、発電用原子炉施設において発生する放射性廃棄物を処理する能力を有するものとする。			
	二 液体状の放射性廃棄物の処理に係るものにあつては、放射性物質を処理する施設から液体状の放射性廃棄物が漏えいすることを防止し、及び工場等外へ液体状の放射性廃棄物が漏えいすることを防止できるものとする。			
	三 固体状の放射性廃棄物の処理に係るものにあつては、放射性廃棄物を処理する過程において放射性物質が散逸し難いものとする。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第二十八条（放射性廃棄物の貯蔵施設）				
工場等には、次に掲げるところにより、発電用原子炉施設において発生する放射性廃棄物を貯蔵する施設（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。		— （個別設備の設置要求）	—	
一 放射性廃棄物が漏えいし難いものとする。				
二 固体状の放射性廃棄物を貯蔵する設備を設けるものにあつては、放射性廃棄物による汚染が広がらないものとする。				
第二十九条（工場等周辺における直接ガンマ線等からの防護）				
設計基準対象施設は、通常運転時において発電用原子炉施設からの直接ガンマ線及びスカイシャインガンマ線による工場等周辺の空間線量率が十分に低減できるものでなければならない。		遮蔽性への影響	○	
第三十条（放射線からの放射線業務従事者の防護）				
設計基準対象施設は、外部放射線による放射線障害を防止する必要がある場合には、次に掲げるものでなければならない。		遮蔽性、気密性、止水性への影響	○	
一 放射線業務従事者（実用炉規則第二条第二項第七号に規定する放射線業務従事者をいう。以下同じ。）が業務に従事する場所における放射線量を低減できるものとする。				
二 放射線業務従事者が運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時において、迅速な対応をするために必要な操作ができるものとする。				
2 工場等には、放射線から放射線業務従事者を防護するため、放射線管理施設を設けなければならない。		— （個別設備の設置要求）	—	
3 放射線管理施設には、放射線管理に必要な情報を原子炉制御室その他当該情報を伝達する必要がある場所に表示できる設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。				

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三十一条（監視設備）				
	発電用原子炉施設には、通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時において、当該発電用原子炉施設及びその境界付近における放射性物質の濃度及び放射線量を監視し、及び測定し、並びに設計基準事故時における迅速な対応のために必要な情報を原子炉制御室その他当該情報を伝達する必要がある場所に表示できる設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第三十二条（原子炉格納施設）				
	原子炉格納容器は、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した場合において漏えいする放射性物質が公衆に放射線障害を及ぼさないようにするため、想定される最大の圧力、最高の温度及び適切な地震力に十分に耐えることができ、かつ、適切に作動する隔離機能と併せて所定の漏えい率を超えることがないものでなければならない。	— (個別設備に対する要求)	—	
	2 原子炉格納容器バウンダリを構成する設備は、通常運転時、運転時の異常な過渡変化時及び設計基準事故時に瞬間的破壊が生じないよう、十分な破壊じん性を有するものでなければならない。			
	3 原子炉格納容器を貫通する配管には、隔離弁（安全施設に属するものに限る。次項及び第五項において同じ。）を設けなければならない。ただし、計測装置又は制御棒駆動装置に関連する配管であって、当該配管を通じての漏えい量が十分許容される程度に抑制されているものについては、この限りでない。			
	4 主要な配管（事故の収束に必要な系統の配管を除く。）に設ける隔離弁は、設計基準事故時に隔離機能の確保が必要となる場合において、自動的、かつ、確実に閉止される機能を有するものでなければならない。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三十二条（原子炉格納施設）				
5	発電用原子炉施設には、次に掲げるところにより隔離弁を設けなければならない。	-	-	
一	原子炉格納容器に近接した箇所に設置するものとする。			
二	原子炉格納容器内に開口部がある配管又は原子炉冷却材圧力バウンダリに接続している配管のうち、原子炉格納容器の外側で閉じていないものにあつては、原子炉格納容器の内側及び外側にそれぞれ一個の隔離弁を設けるものとする。ただし、その一方の側の設置箇所における配管の隔離弁の機能が、湿気その他隔離弁の機能に影響を与える環境条件によって著しく低下するおそれがあると認められるときは、貫通箇所の外側であつて近接した箇所に二個の隔離弁を設けることをもつて、これに代えることができる。			
三	原子炉格納容器を貫通し、貫通箇所の内側又は外側において閉じている配管にあつては、原子炉格納容器の外側に一個の隔離弁を設けるものとする。ただし、当該格納容器の外側に隔離弁を設けることが困難である場合においては、原子炉格納容器の内側に一個の隔離弁を適切に設けることをもつて、これに代えることができる。			
四	前二号の規定にかかわらず、配管に圧力開放板を適切に設けるときは、原子炉格納容器の内側又は外側に通常時において閉止された一個の隔離弁を設けることをもつて、前二号の規定による隔離弁の設置に代えることができる。			
五	閉止後において駆動動力源が喪失した場合においても隔離機能が失われぬものとする。			
		(個別設備の設置要求)		

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三十二条（原子炉格納施設）				
6	発電用原子炉施設には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した際に生ずる原子炉格納容器内の圧力及び温度の上昇により原子炉格納容器の健全性に支障が生ずることを防止するため、原子炉格納容器内において発生した熱を除去する設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
7	発電用原子炉施設には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した際に原子炉格納容器から気体状の放射性物質が漏えいすることにより公衆に放射線障害を及ぼすおそれがある場合は、放射性物質の濃度を低減させるため、原子炉格納施設内の雰囲気浄化系（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。	気密性への影響	○	
8	発電用原子炉施設には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設が損壊し、又は故障した際に生ずる水素及び酸素により原子炉格納容器の健全性を損なうおそれがある場合は、水素及び酸素の濃度を抑制するため、可燃性ガス濃度制御系（安全施設に係るものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第三十三条（保安電源設備）				
	発電用原子炉施設は、重要安全施設がその機能を維持するために必要となる電力を当該重要安全施設に供給するため、電力系統に連系したものでなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
2	発電用原子炉施設には、非常用電源設備（安全施設に属するものに限る。以下この条において同じ。）を設けなければならない。			
3	保安電源設備（安全施設へ電力を供給するための設備をいう。）は、電線路、発電用原子炉施設において常時使用される発電機及び非常用電源設備から安全施設への電力の供給が停止することがないように、機器の損壊、故障その他の異常を検知するとともに、その拡大を防止するものでなければならない。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三十三条（保安電源設備）				
4	設計基準対象施設に接続する電線路のうち少なくとも二回線は、それぞれ互いに独立したものであって、当該設計基準対象施設において受電可能なものであり、かつ、それにより当該設計基準対象施設を電力系統に連系するものでなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
5	前項の電線路のうち少なくとも一回線は、設計基準対象施設において他の回線と物理的に分離して受電できるものでなければならない。			
6	設計基準対象施設に接続する電線路は、同一の工場等の二以上の発電用原子炉施設を電力系統に連系する場合には、いずれの二回線が喪失した場合においても電力系統からこれらの発電用原子炉施設への電力の供給が同時に停止しないものでなければならない。			
7	非常用電源設備及びその附属設備は、多重性又は多様性を確保し、及び独立性を確保し、その系統を構成する機械又は器具の単一故障が発生した場合であっても、運転時の異常な過渡変化時又は設計基準事故時において工学的安全施設及び設計基準事故に対処するための設備がその機能を確保するために十分な容量を有するものでなければならない。			
8	設計基準対象施設は、他の発電用原子炉施設に属する非常用電源設備及びその附属設備から受電する場合には、当該非常用電源設備から供給される電力に過度に依存しないものでなければならない。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三十四条（緊急時対策所）				
	工場等には、一次冷却系統に係る発電用原子炉施設の損壊その他の異常が発生した場合に適切な措置をとるため、緊急時対策所を原子炉制御室以外の場所に設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
	2 緊急時対策所及びその近傍並びに有毒ガスの発生源の近傍には、有毒ガスが発生した場合に適切な措置をとるため、工場等内における有毒ガスの発生を検出するための装置及び当該装置が有毒ガスの発生を検出した場合に緊急時対策所において自動的に警報するための装置その他の適切に防護するための設備を設けなければならない。	居住性確保（気密性、遮蔽性）への影響	○	
第三十五条（通信連絡設備）				
	工場等には、設計基準事故が発生した場合において工場等内の人に対し必要な指示ができるよう、警報装置（安全施設に属するものに限る。）及び多様性を確保した通信連絡設備（安全施設に属するものに限る。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
	2 工場等には、設計基準事故が発生した場合において発電用原子炉施設外の通信連絡をする必要がある場所と通信連絡ができるよう、多様性を確保した専用通信回線を設けなければならない。			
第三十六条（補助ボイラー）				
	発電用原子炉施設には、設計基準事故に至るまでの間に想定される使用条件に応じて必要な蒸気を供給する能力がある補助ボイラー（安全施設に属するものに限る。次項において同じ。）を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
	2 補助ボイラーは、発電用原子炉施設の安全性を損なわないものでなければならない。			

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第三十七条（重大事故等の拡大の防止等）			
<p>発電用原子炉施設は、重大事故に至るおそれがある事故が発生した場合において、炉心の著しい損傷を防止するために必要な措置を講じたものでなければならない。</p> <p>2 発電用原子炉施設は、重大事故が発生した場合において、原子炉格納容器の破損及び工場等外への放射性物質の異常な水準の放出を防止するために必要な措置を講じたものでなければならない。</p> <p>3 発電用原子炉施設は、重大事故に至るおそれがある事故が発生した場合において、使用済燃料貯蔵槽内の燃料体又は使用済燃料（以下「貯蔵槽内燃料体等」という。）の著しい損傷を防止するために必要な措置を講じたものでなければならない。</p> <p>4 発電用原子炉施設は、重大事故に至るおそれがある事故が発生した場合において、運転停止中における発電用原子炉内の燃料体（以下「運転停止中原子炉内燃料体」という。）の著しい損傷を防止するために必要な措置を講じたものでなければならない。</p>	— (有効性評価に係る要求)	—	
第三十八条（重大事故等対処施設の地盤）			
<p>重大事故等対処施設は、次に掲げる施設の区分に応じ、それぞれ次に定める地盤に設けなければならない。</p> <p>一 重大事故防止設備のうち常設のもの（以下「常設重大事故防止設備」という。）であって、耐震重要施設に属する設計基準事故対処設備が有する機能を代替するもの（以下「常設耐震重要重大事故防止設備」という。）が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 基準地震動による地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤</p>	地盤の支持性能への影響	○	重大事故等対処施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三十八条（重大事故等対処施設の地盤）				
	二 常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 第四条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤	地盤の支持性能への影響	○	重大事故等対処施設に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	三 重大事故緩和設備のうち常設のもの（以下「常設重大事故緩和設備」という。）が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 基準地震動による地震力が作用した場合においても当該重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤			
	四 特定重大事故等対処施設 第四条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合及び基準地震動による地震力が作用した場合においても当該特定重大事故等対処施設を十分に支持することができる地盤	申請対象外		
	2 重大事故等対処施設（前項第二号の重大事故等対処施設を除く。次項及び次条第二項において同じ。）は、変形した場合においても重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。	—	—	
	3 重大事故等対処施設は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。	(地盤そのものに対する要求)		
第三十九条（地震による損傷の防止）				
	重大事故等対処施設は、次に掲げる施設の区分に応じ、それぞれ次に定める要件を満たすものでなければならない。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系）への影響	○	
	一 常設耐震重要重大事故防止設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 基準地震動による地震力に対して重大事故に至るおそれがある事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものであること。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第三十九条（地震による損傷の防止）				
	二 常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 第四条第二項の規定により算定する地震力に十分に耐えることができるものであること。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系）への影響	○	重大事故等対処施設に要求される共通条文であり，要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	三 常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設（特定重大事故等対処施設を除く。） 基準地震動による地震力に対して重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものであること。			
	四 特定重大事故等対処施設 第四条第二項の規定により算定する地震力に十分に耐えることができ、かつ、基準地震動による地震力に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものであること。	申請対象外		
	2 重大事故等対処施設は、第四条第三項の地震の発生によって生ずるおそれがある斜面の崩壊に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	— (周辺斜面に対する要求)	—	
第四十条（津波による損傷の防止）				
	重大事故等対処施設は、基準津波に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	浸水防護（止水性）への影響	○	
第四十一条（火災による損傷の防止）				
	重大事故等対処施設は、火災により重大事故等に対処するために必要な機能を損なうおそれがないよう、火災の発生を防止することができ、かつ、火災感知設備及び消火設備を有するものでなければならない。	耐火性（遮熱性）への影響	○	
第四十二条（特定重大事故等対処施設）				
	申請対象外			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第四十三条（重大事故等対処設備）				
	重大事故等対処設備は、次に掲げるものでなければならない。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系），浸水防護（止水性），建屋の構造健全性（外殻としての機能，耐熱性，止水性，気密性），耐火性（遮熱性），止水性，遮蔽性，アクセス通路等の確保への影響	○	重大事故等対処設備に要求される共通条文であり，要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	一 想定される重大事故等が発生した場合における温度、放射線、荷重その他の使用条件において、重大事故等に対処するために必要な機能を有効に発揮するものであること。			
	二 想定される重大事故等が発生した場合において確実に操作できるものであること。			
	三 健全性及び能力を確認するため、発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものであること。			
	四 本来の用途以外の用途として重大事故等に対処するために使用する設備にあつては、通常時に使用する系統から速やかに切り替えられる機能を備えるものであること。	－ （重大事故等対処設備の系統構成に係る要求）		
	五 工場等内の他の設備に対して悪影響を及ぼさないものであること。			
	六 想定される重大事故等が発生した場合において重大事故等対処設備の操作及び復旧作業を行うことができるよう、放射線量が高くなるおそれが少ない設置場所の選定、設置場所への遮蔽物の設置その他の適切な措置を講じたものであること。			
	2 重大事故等対処設備のうち常設のもの（重大事故等対処設備のうち可搬型のもの（以下「可搬型重大事故等対処設備」という。）と接続するものにあつては、当該可搬型重大事故等対処設備と接続するために必要な発電用原子炉施設内の常設の配管、弁、ケーブルその他の機器を含む。以下「常設重大事故等対処設備」という。）は、前項に定めるもののほか、次に掲げるものでなければならない。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系），浸水防護（止水性），建屋の構造健全性（外殻としての機能，耐熱性，止水性，気密性），耐火性（遮熱性），止水性，遮蔽性，アクセス通路等の確保への影響		
	一 想定される重大事故等の収束に必要な容量を有するものであること。			

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第四十三条（重大事故等対処設備）				
	二 二以上の発電用原子炉施設において共用するものでないこと。ただし、二以上の発電用原子炉施設と共用することによって当該二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合であって、同一の工場等内の他の発電用原子炉施設に対して悪影響を及ぼさない場合は、この限りでない。	— (重大事故等対処設備の系統構成に係る要求)	○	重大事故等対処設備に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略
	三 常設重大事故防止設備は、共通要因によって設計基準事故対処設備の安全機能と同時にその機能が損なわれるおそれがないよう、適切な措置を講じたものであること。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系），浸水防護（止水性），建屋の構造健全性（外殻としての機能，耐熱性，止水性，気密性），耐火性（遮熱性），止水性，遮蔽性，アクセス通路等の確保への影響		
	3 可搬型重大事故等対処設備に関しては、第一項に定めるもののほか、次に掲げるものでなければならない。			
	一 想定される重大事故等の収束に必要な容量に加え、十分に余裕のある容量を有するものであること。			
	二 常設設備（発電用原子炉施設と接続されている設備又は短時間に発電用原子炉施設と接続することができる常設の設備をいう。以下同じ。）と接続するものにあつては、当該常設設備と容易かつ確実に接続することができ、かつ、二以上の系統又は発電用原子炉施設が相互に使用することができるよう、接続部の規格の統一その他の適切な措置を講じたものであること。	— (重大事故等対処設備の系統構成に係る要求)		
	三 常設設備と接続するものにあつては、共通要因によって接続することができなくなることを防止するため、可搬型重大事故等対処設備（原子炉建屋の外から水又は電力を供給するものに限る。）の接続口をそれぞれ互いに異なる複数の場所に設けるものであること。	耐震性（建屋，土木構造物，機器・配管系），浸水防護（止水性），建屋の構造健全性（外殻としての機能，耐熱性，止水性，気密性），耐火性（遮熱性），止水性，遮蔽性，アクセス通路等の確保への影響		

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第四十三条（重大事故等対処設備）				
	<p>四 想定される重大事故等が発生した場合において可搬型重大事故等対処設備を設置場所に据え付け、及び常設設備と接続することができるよう、放射線量が高くなるおそれが少ない設置場所の選定、設置場所への遮蔽物の設置その他の適切な措置を講じたものであること。</p> <p>五 地震、津波その他の自然現象又は故意による大型航空機の衝突その他のテロリズムによる影響、設計基準事故対処設備及び重大事故等対処設備の配置その他の条件を考慮した上で常設重大事故等対処設備と異なる保管場所に保管すること。</p> <p>六 想定される重大事故等が発生した場合において可搬型重大事故等対処設備を運搬し、又は他の設備の被害状況を把握するため、工場等内の道路及び通路が確保できるよう、適切な措置を講じたものであること。</p> <p>七 重大事故防止設備のうち可搬型のものは、共通要因によって、設計基準事故対処設備の安全機能、使用済燃料貯蔵槽の冷却機能若しくは注水機能又は常設重大事故防止設備の重大事故に至るおそれがある事故に対処するために必要な機能と同時にその機能が損なわれるおそれがないよう、適切な措置を講じたものであること。</p>	<p>耐震性（建屋、土木構造物、機器・配管系）、浸水防護（止水性）、建屋の構造健全性（外殻としての機能、耐熱性、止水性、気密性）、耐火性（遮熱性）、止水性、遮蔽性、アクセス通路等の確保への影響</p>	○	<p>重大事故等対処設備に要求される共通条文であり、要求対象となる個別条文側での再掲は省略</p>
第四十四条（緊急停止失敗時に発電用原子炉を未臨界にするための設備）				
	<p>発電用原子炉施設には、運転時の異常な過渡変化時において発電用原子炉の運転を緊急に停止することができない事象が発生するおそれがある場合又は当該事象が発生した場合においても炉心の著しい損傷を防止するため、原子炉冷却材圧力バウンダリ及び原子炉格納容器の健全性を維持するとともに、発電用原子炉を未臨界に移行するために必要な設備を設けなければならない。</p>	<p>— (個別設備の設置要求)</p>	—	

設置許可基準規則	【STEP1】対象条文の抽出		備考
	評価が必要となる内容	評価対象	
第四十五条（原子炉冷却材圧力バウンダリ高圧時に発電用原子炉を冷却するための設備）			
発電用原子炉施設には、原子炉冷却材圧力バウンダリが高圧の状態であって、設計基準事故対処設備が有する発電用原子炉の冷却機能が喪失した場合においても炉心の著しい損傷を防止するため、発電用原子炉を冷却するために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
第四十六条（原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するための設備）			
発電用原子炉施設には、原子炉冷却材圧力バウンダリが高圧の状態であって、設計基準事故対処設備が有する発電用原子炉の減圧機能が喪失した場合においても炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損を防止するため、原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するために必要な設備を設けなければならない。	流路機能（気密性）への影響	○	ブローアウトパネルによる蒸気排出機能への影響
第四十七条（原子炉冷却材圧力バウンダリ低圧時に発電用原子炉を冷却するための設備）			
発電用原子炉施設には、原子炉冷却材圧力バウンダリが低圧の状態であって、設計基準事故対処設備が有する発電用原子炉の冷却機能が喪失した場合においても炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損を防止するため、発電用原子炉を冷却するために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	関連する条文第 48 条（最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備）の記載は再掲しない
第四十八条（最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備）			
発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備が有する最終ヒートシンクへ熱を輸送する機能が喪失した場合において炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損（炉心の著しい損傷が発生する前に生ずるものに限る。）を防止するため、最終ヒートシンクへ熱を輸送するために必要な設備を設けなければならない。	通水機能，貯水機能への影響	○	第四十七，四十九条，五十条，五十一条，五十四条，五十六条にも適用

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考	
		評価が必要となる内容	評価対象		
第四十九条（原子炉格納容器内の冷却等のための設備）					
	発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備が有する原子炉格納容器内の冷却機能が喪失した場合において炉心の著しい損傷を防止するため、原子炉格納容器内の圧力及び温度を低下させるために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	関連する条文第 48 条 (最終ヒートシンク へ熱を輸送するための 設備)の記載は再掲 しない	
	2 発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の破損を防止するため、原子炉格納容器内の圧力及び温度並びに放射性物質の濃度を低下させるために必要な設備を設けなければならない。				
第五十条（原子炉格納容器の過圧破損を防止するための設備）					
	発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の過圧による破損を防止するため、原子炉格納容器バウンダリを維持しながら原子炉格納容器内の圧力及び温度を低下させるために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—		
	2 発電用原子炉施設（原子炉格納容器の構造上、炉心の著しい損傷が発生した場合において短時間のうちに原子炉格納容器の過圧による破損が発生するおそれがあるものに限る。）には、前項の設備に加えて、原子炉格納容器内の圧力を大気中に逃がすために必要な設備を設けなければならない。				
	3 前項の設備は、共通要因によって第一項の設備の過圧破損防止機能（炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の過圧による破損を防止するために必要な機能をいう。）と同時にその機能が損なわれるおそれがないよう、適切な措置を講じたものでなければならない。				

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第五十一条（原子炉格納容器下部の溶融炉心を冷却するための設備）				
	発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器の破損を防止するため、溶融し、原子炉格納容器の下部に落下した炉心を冷却するために必要な設備を設けなければならない。	溶融炉心・コンクリート相互作用，流路機能への影響	○	関連する条文第 48 条（最終ヒートシンクへ熱を輸送するための設備）の記載は再掲しない
第五十二条（水素爆発による原子炉格納容器の破損を防止するための設備）				
	発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉格納容器内における水素による爆発（以下「水素爆発」という。）による破損を防止する必要がある場合には、水素爆発による原子炉格納容器の破損を防止するために必要な設備を設けなければならない。	— （個別設備の設置要求）	—	
第五十三条（水素爆発による原子炉建屋等の損傷を防止するための設備）				
	発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合において原子炉建屋その他の原子炉格納容器から漏えいする気体状の放射性物質を格納するための施設（以下「原子炉建屋等」という。）の水素爆発による損傷を防止する必要がある場合には、水素爆発による当該原子炉建屋等の損傷を防止するために必要な設備を設けなければならない。	流路機能（気密性）への影響	○	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第五十四条（使用済燃料貯蔵槽の冷却等のための設備）				
発電用原子炉施設には、使用済燃料貯蔵槽の冷却機能又は注水機能が喪失し、又は使用済燃料貯蔵槽からの水の漏えいその他の要因により当該使用済燃料貯蔵槽の水位が低下した場合において貯蔵槽内燃料体等を冷却し、放射線を遮蔽し、及び臨界を防止するために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	—	関連する条文第 48 条 (最終ヒートシンク へ熱を輸送するた めの設備)の記載は再掲 しない
2 発電用原子炉施設には、使用済燃料貯蔵槽からの大量の水の漏えいその他の要因により当該使用済燃料貯蔵槽の水位が異常に低下した場合において貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷の進行を緩和し、及び臨界を防止するために必要な設備を設けなければならない。				
第五十五条（工場等外への放射性物質の拡散を抑制するための設備）				
発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷及び原子炉格納容器の破損又は貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷に至った場合において工場等外への放射性物質の拡散を抑制するために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	—	—
第五十六条（重大事故等の収束に必要となる水の供給設備）				
設計基準事故の収束に必要な水源とは別に、重大事故等の収束に必要となる十分な量の水を有する水源を確保することに加えて、発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備及び重大事故等対処設備に対して重大事故等の収束に必要となる十分な量の水を供給するために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	—	関連する条文第 48 条 (最終ヒートシンク へ熱を輸送するた めの設備)の記載は再掲 しない

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第五十七条（電源設備）				
	発電用原子炉施設には、設計基準事故対処設備の電源が喪失したことにより重大事故等が発生した場合において炉心の著しい損傷、原子炉格納容器の破損、貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷及び運転停止中原子炉内燃料体の著しい損傷を防止するために必要な電力を確保するために必要な設備を設けなければならない。	-	-	
	2 発電用原子炉施設には、第三十三条第二項の規定により設置される非常用電源設備及び前項の規定により設置される電源設備のほか、設計基準事故対処設備の電源が喪失したことにより重大事故等が発生した場合において炉心の著しい損傷、原子炉格納容器の破損、貯蔵槽内燃料体等の著しい損傷及び運転停止中原子炉内燃料体の著しい損傷を防止するための常設の直流電源設備を設けなければならない。			
第五十八条（計装設備）				
	発電用原子炉施設には、重大事故等が発生し、計測機器（非常用のものを含む。）の故障により当該重大事故等に対処するために監視することが必要なパラメータを計測することが困難となった場合において当該パラメータを推定するために有効な情報を把握できる設備を設けなければならない。	- (個別設備の設置要求)	-	
第五十九条（運転員が原子炉制御室にとどまるための設備）				
	発電用原子炉施設には、炉心の著しい損傷が発生した場合（重大事故等対処設備（特定重大事故等対処施設を構成するものを除く。）が有する原子炉格納容器の破損を防止するための機能が損なわれた場合を除く。）においても運転員が第二十六条第一項の規定により設置される原子炉制御室にとどまるために必要な設備を設けなければならない。	居住性確保（気密性、遮蔽性）への影響	○	

設置許可基準規則		【STEP1】対象条文の抽出		備考
		評価が必要となる内容	評価対象	
第六十条（監視測定設備）				
	発電用原子炉施設には、重大事故等が発生した場合に工場等及びその周辺（工場等の周辺海域を含む。）において発電用原子炉施設から放出される放射性物質の濃度及び放射線量を監視し、及び測定し、並びにその結果を記録することができる設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	
	2 発電用原子炉施設には、重大事故等が発生した場合に工場等において風向、風速その他の気象条件を測定し、及びその結果を記録することができる設備を設けなければならない。			
第六十一条（緊急時対策所）				
	第三十四条の規定により設置される緊急時対策所は、重大事故等が発生した場合においても当該重大事故等に対処するための適切な措置が講じられるよう、次に掲げるものでなければならない。	居住性確保（気密性、遮蔽性）への影響	○	
	一 重大事故等に対処するために必要な指示を行う要員がとどまることができるよう、適切な措置を講じたものであること。			
	二 重大事故等に対処するために必要な指示ができるよう、重大事故等に対処するために必要な情報を把握できる設備を設けたものであること。			
	三 発電用原子炉施設の内外の通信連絡をする必要のある場所と通信連絡を行うために必要な設備を設けたものであること。			
第六十二条（通信連絡を行うために必要な設備）				
	発電用原子炉施設には、重大事故等が発生した場合において当該発電用原子炉施設の内外の通信連絡をする必要のある場所と通信連絡を行うために必要な設備を設けなければならない。	— (個別設備の設置要求)	—	

別紙 24 鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた要求機能に対する各条文の機能維持の方針の整理

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
1	第三条	地盤 設計 基準 対象 施設 の	地盤の支持性能	乾燥収縮によるひび割れの影響により、建屋の振動特性が変化し、地震時に建屋から基礎地盤へ伝達される荷重が変わる可能性がある。	原子炉建屋基礎地盤	建屋の初期剛性	・地盤の安定性評価に、建屋の初期剛性低下を考慮する必要がある。	有	・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルに基づき地盤安定解析用 FEM モデルを作成し、地盤の安定性を確認する。	有 (EP)
2	第四条	地震による 損傷の 防止	耐震性 (建屋)	建屋の振動特性が変化している。 (初期剛性の低下)	原子炉建屋等	建屋の初期剛性	・建屋の耐震設計に、初期剛性低下を考慮する必要がある。	有	・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルに基づき耐震設計を行う。また、不確かさケースとしてさらに初期剛性が低下したケースによる評価も実施する。	有
3			気密性 (建屋) [地震起因]	地震時のひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが建屋内に流入する可能性がある。	原子炉建屋等	建屋の初期剛性 地震時のひび割れ幅	・地震時の気密性については、面内変形に対しては、耐震壁のせん断ひずみがおおむね弾性状態にとどまることを基本とし、おおむね弾性状態を超える場合は、地震応答解析による耐震壁のせん断ひずみから算定した空気漏えい量が設置する換気設備の性能を下回ることで必要な気密性を維持する設計とし、面外変形に対しては、地震時に生じる応力に対して鉄筋が降伏しないことを確認(鉄筋が降伏する場合は別途詳細検討)することで、気密性を維持する設計としているため、耐震壁のせん断ひずみ等の評価に建屋の初期剛性低下の影響を考慮する必要がある。	有	・地震時のひび割れについては、実験により乾燥収縮が地震時のひび割れ発生に大きな影響を与えないことを確認している。 ・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いた地震応答解析によって、耐震壁のせん断ひずみ等を評価する。 ・空気漏洩量の算定においては、「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の弾塑性試験試験結果の評価に関する報告書 平成 5 年度」(財団法人 原子力発電技術機構)にて提案されている評価式について、乾燥収縮ひび割れのある建屋における気密性能検査から十分な保守性を確認した上で適用する。	有

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※		
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無	
4	第四条	地震による 損傷の防止	止水性 (建屋) [地震起因]	地震時のひび割れの影響により、使用済燃料プール等で発生したスロッシングによる溢水が想定していない経路を通じ他の区画に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する若しくは放射性物質を含む液体が管理区域外へ漏えいする可能性がある。	原子炉建屋内壁	地震時のひび割れ幅 建屋の初期剛性	・地震時の止水性については、せん断ひずみ度から残留ひび割れ幅を算定し、0.2mm 未満であることを確認することにより止水性を維持する方針であるため、せん断ひずみの算定において、建屋の初期剛性低下の影響を考慮する必要がある。	有	・地震時のひび割れについては、実験により乾燥収縮が地震時のひび割れ発生に大きな影響を与えないことを確認している。 ・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いた地震応答解析によって、耐震壁のせん断ひずみを評価し、せん断ひずみ度から残留ひび割れ幅を算定し、0.2mm 未満であることを確認することにより止水性を維持する。	有	
5				屋外タンク等の地震時の破損による溢水影響評価において、地震時のひび割れの影響により、屋外の溢水が建屋内等に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	原子炉建屋、 制御建屋外壁						
6				止水性 (土木構造物) [地震起因]	屋外タンク等の地震時の破損による溢水影響評価において、地震時のひび割れの影響により、屋外の溢水が建屋内等に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	屋外重要土木 構造物	地震時のひび割れ幅	・地震によりコンクリートに生じたひび割れからの漏水について評価する必要がある。	有	・地震後に受ける荷重(水圧)として最も大きい津波時の評価[No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ]で代表する。	有
7				遮蔽性 (建屋) [地震起因]	地震時のひび割れの影響により、遮蔽機能が低下する可能性がある。	原子炉建屋等	地震時の遮蔽体(壁)の 形状、厚さ 建屋の初期剛性	・地震動に対して構造強度を確保し、遮蔽体の形状及び厚さを確保することで、地震後における残留ひずみを小さくし、ひび割れがほぼ閉鎖し、貫通するひび割れが直線的に残留しないこととすることで、遮蔽性を維持する設計としていることから、地震時の耐震壁のせん断ひずみの算定において、建屋の初期剛性低下の影響を考慮する必要がある。	有	・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いた地震応答解析によって、耐震壁のせん断ひずみを評価する。	有

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
8	第四条	地震による損傷の防止	安全避難通路の確保(建屋) [地震起因]	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、安全避難通路を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	コンクリート片の剥落等 建屋の初期剛性	・地震時に対象建屋が倒壊等によって波及的影響を与えないことを確認する際に、初期剛性低下を考慮する必要がある。	有	・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いた地震応答解析によって、倒壊等しないことを評価する。	有
9			耐震性(機器・配管系)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、建物・構築物(土木構築物含む)の振動特性が変化し、地震時に建屋から機器・配管系へ伝達される荷重が変わる可能性がある。	建屋・土木構築物に設置されている機器・配管系の各設備	初期剛性	・初期剛性低下によって、建屋の振動特性が変化することが確認されたため、機器・配管系の耐震設計には、建屋の初期剛性低下を考慮する必要がある。 ・土木構築物は、地中構築物のため、応答は周囲の地盤の振動が支配的となることから、初期剛性の影響は小さい。	有	・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を用いて、各設備の耐震設計を行う。また、建屋一大型機器連成解析モデルにも建屋初期剛性低下を考慮し、耐震設計を行う。 ・土木構築物については、設計剛性を用いた地震応答解析モデルを基本とするが、念のため、初期剛性低下の影響を確認する。	有
10				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の振動特性が変化する可能性がある。	各設備のアンカー部	初期剛性	・建屋躯体と十分深い位置で定着させるため、振動特性への影響はない。	無	—	—
11					機器の基礎台	初期剛性	・剛性が十分に大きくなるように設計しており、コンクリートにひび割れが生じた場合でも十分剛構造であることから、既工認と同様の設計で問題ない。	無	—	—
12				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の発生応力が変化する可能性がある。	円筒形容器の基礎ボルト	コンクリートのヤング係数	・鋼材とコンクリートのヤング係数比に影響するが、基礎ボルトの引張応力が大きく算出されるようにヤング係数比を設定しているため、影響は小さい。	有	・ヤング係数比は、既工認と同様に、基礎ボルトの引張応力が大きく算出されるように設定する。	無
13				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、コンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重が低下し、設備のアンカー部の支持性能が低下する可能性がある。	各設備のアンカー部	コンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重	・コンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重については、既往実験によりひび割れの影響が小さいことが確認されているが、適切な低減係数を考慮する必要がある。	有	・建屋及び屋外重要土木構築物に設置される設備の支持機能(アンカー部)は、既工認と同様にJEAG4601及び各種合成構造設計指針・同解説に基づき、低減係数を考慮した設計を実施する。	無
14				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の耐力が低下する可能性がある。	機器の基礎台	コンクリートの設計基準強度	・ひび割れによってコンクリートの設計基準強度は低下しないことから、影響はない。	無	—	—

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※			
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無		
15	第四条	地震による 損傷の防止	耐震性 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れによる 初期剛性の低下により、地盤との 動的相互作用が変化し、土圧等 の評価が変わる可能性がある。	屋外重要土木 構造物等 (RC 部材全 般)	初期剛性	・土木構造物は、地中構造物のため応答は周 囲の地盤の振動が支配的となるため、初期剛 性の影響は小さい。	有	・土木構造物に作用する主たる荷重である土圧 は、剛性が小さいほど小さく評価されることか ら、作用外力としては乾燥収縮と地震の重量 による剛性低下を見込まないほうが安全側の 評価となる。以上から初期剛性を低下させず 地震応答解析を行う。	無		
16				乾燥収縮によるひび割れの影響 により、終局状態に対する耐震性 評価が変わる可能性がある。		終局耐力					・実験の結果、乾燥収縮ひび割れによる設計 基準強度への影響は無いことから、終局耐力 に影響はない。	無
17			通水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響によ り、取水路等からの溢水が発生 し、十分な通水機能を確保でき なくなる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海 水ポンプ室)	[No.15,16 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(土木構造物)に同じ] ※一つの部材が終局状態に至った場合でも、直ちに通水断面が閉塞に繋がる事象には至らないが、保守的に、終局状態に至らないことを目標性能とすることから、耐震性(土木構造物)に同じ						
18			貯水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響によ り、取水路等からの溢水が発生 し、十分な貯水量を確保できな くなる。	屋外重要土木 構造物 (取水口～海 水ポンプ室)	ひび割れ 幅	・地震によりコンクリートに生じたひび割れから の津波時の漏水について評価する必要がある。	有	・貯水機能が要求される施設の周辺は盛土等 の地盤であることから、概ね弾性範囲の設計と することにより貯水性能への保守性を確保す る。	有		
19			耐震性 (防潮壁)	乾燥収縮によるひび割れの影響 により、構造物の振動特性が変 化し、部材の発生断面力等が変 わる可能性がある。	防潮壁 (RC 遮水壁)	初期剛性	・地中に設置する杭と一体となった構造であ り、応答は周囲の地盤の振動が支配的となる ため、初期剛性の影響は小さい。	有	・設計剛性(設計基準強度)を用いた地震応答 解析モデルを基本とするが、念のため、初期 剛性低下の影響を考慮した地震応答解析を 行い、部材の発生断面力等を確認する。	有		
20			耐震性 (防潮壁)			終局耐力	・実験の結果、設計基準強度への影響は無い ことから、終局耐力に影響はない。	無	—	—		
21			耐震性 (防潮堤)	乾燥収縮によるひび割れの影響 により、構造物の振動特性が変 化し、部材の発生断面力等が変 わる可能性がある。	防潮堤 (置換コンク リート、鋼管杭 等)	初期剛性	・防潮堤全体の応答は周囲の地盤の振動が支 配的となるため、置換コンクリート等の初期剛 性の影響は防潮堤を構成する部位に与える 影響は小さい。	有	・設計剛性(設計基準強度)を用いた地震応答 解析モデルを基本とするが、念のため、初期 剛性低下の影響を考慮した地震応答解析を 行い、置換コンクリートや鋼管杭等の発生断面 力等に与える影響を確認する。	有		

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
22	第五条	津波による損傷の防止	浸水防護 (土木構造物の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	海水ポンプ室 (スクリーンエリア補機ポンプエリア間の隔壁等)	ひび割れ幅	【通常時】 ・乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、止水性に影響は無い。	無	—	—
			【地震時】 ・地震によりコンクリートに生じたひび割れからの津波時の漏水について評価する必要がある。	有	・耐震実験より乾燥収縮が地震時のひび割れに影響を与えないことから、面内変形については、地震応答解析から得られる変形により評価する。 ・面外変形については、地震応答解析結果に対し、顕著なひび割れの発生有無や解析等により応答ひずみから想定されるひび割れ幅に応じた漏水評価を行うか、許容値に対し裕度を持たせる設計とする。	有				
23			浸水防護 (津波防護施設の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮壁 (RC遮水壁)	ひび割れ幅	【通常時】 [No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ]	無	—	—
			【地震時】 [No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ]							
24			浸水防護 (津波防護施設の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮堤 (置換コンクリート等)	ひび割れ幅	【通常時】 [No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)に同じ]	無	—	—
			【地震時】 ・地震によりコンクリートに生じたひび割れからの津波時の漏水について評価する必要がある。	有	・地震に伴うひび割れの影響は軽微であることを地震応答解析による要素破壊判定により確認する。 ・なお、置換コンクリート等を保守的に盛土相当の透水係数とした場合の浸透流解析により津波時の止水機能に影響が無いことを確認している(EP)。	有				
25	第六条	外部からの衝撃による損傷の防止	風(台風)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	風(台風)の荷重の影響については、竜巻の風荷重による評価に崩落されるため、[No.26 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止(竜巻)]に記載。	—	—	—	—	—	—

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
26	第六条	外部からの衝撃による損傷の防止	竜巻に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	乾燥収縮ひび割れの影響によるコンクリートの圧縮強度低下によって、竜巻の荷重に対する建屋等の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体としての健全性、圧縮強度	・乾燥収縮は、建屋等の剛性として力学的性質に影響を与えるが、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質であり、実機からのコア抜きによりコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていること、また、耐震実験により乾燥収縮が終局耐力に影響を与えないことを確認しており構造体として問題はない。 ・竜巻飛来物に対する躯体の裏面剥離評価としては、Chang の式により、飛来物の全運動エネルギーと板の変形による吸収エネルギーのつり合いからコンクリートの設計基準強度を用いて、裏面剥離限界厚さを評価しており、上記のことから外殻としての機能の評価への影響はない。	無	—	—
						コンクリートの構造体の変形	・原子炉建屋等の全体の変形に対して、乾燥収縮等の影響を考慮した評価が必要である。	有	・竜巻による各荷重に対する原子炉建屋等の全体の変形評価においては、初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルの荷重-変形関係を用い、乾燥収縮等の影響を考慮した評価を実施する。	有
			竜巻随伴事象(火災)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	竜巻の随伴事象である火災については、建屋外の火災が考えられるが、[No.39 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 (外部火災)]の影響評価と同様である。	—	—	—	—	—	—
28			竜巻随伴事象(溢水)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	竜巻の随伴事象である溢水については、建屋外の溢水が考えられるが、[No.45 第九条 溢水による損傷の防止等 止水性]の影響評価と同様である。	—	—	—	—	—	—

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※		
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無	
29	第六条	外部からの衝撃による損傷の防止	竜巻随伴事象 (外部電源喪失)に対する 建屋の構造健全性(外殻として の機能)	外部電源喪失はコンクリートの圧縮強度低下による建屋等の構造健全性(外殻としての機能等)に影響しない。	—	—	—	—	—	—	
30			凍結に対する 建屋の構造健全性(外殻としての機能)	乾燥収縮によるひび割れ部の内部で凍結が発生することで、ひびが進展し、建屋等の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体のひび割れ幅	<ul style="list-style-type: none"> 建屋屋根スラブはアスファルト防水等により機能を確保しており、また、外壁部については、防食塗装を施工している。アスファルト防水等及び外壁塗装は乾燥収縮によるひび割れに追従する構造であるため、水の侵入による凍結の影響はない。 その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。 	無	—	—	
31				流体の凍結による配管等の閉塞は鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮に影響しない。	—	—	—	—	—	—	—
32			降水に対する 建屋の構造健全性(止水性)	乾燥収縮によるひび割れを通じ、降水により建屋内等への漏水が発生し、安全機能が喪失する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体のひび割れ幅	<ul style="list-style-type: none"> 建屋屋根スラブはアスファルト防水等により機能を確保しており、また、外壁部については、防食塗装を施工している。アスファルト防水等及び外壁塗装は乾燥収縮によるひび割れに追従する構造であるため、浸水の影響はない。 その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。 	無	—	—	
33			積雪に対する 建屋の構造健全性(外殻としての機能)	乾燥収縮ひび割れの影響によるコンクリートの圧縮強度低下によって、積雪の荷重に対する建屋等の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体としての健全性、圧縮強度	<ul style="list-style-type: none"> 乾燥収縮は、建屋等の剛性として力学的性質に影響を与えるが、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質であり、実機からのコア抜きによりコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていること、また、耐震実験により乾燥収縮が終局耐力に影響を与えないことを確認しており構造体として問題はなく外殻としての機能の評価への影響はない。 	無	—	—	

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
34	第六条	外部からの衝撃による損傷の防止	落雷に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	落雷による雷撃電流に対して、避雷設備を設ける等の対策をしている。また、電気的影響は鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響に影響しない。	-	-	-	-	-	-
35			火山(降下火砕物の荷重)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	コンクリートの圧縮強度低下により、降下火砕物の荷重に対して、建屋当の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体としての健全性、圧縮強度	・乾燥収縮は、建屋等の剛性として力学的性質に影響を与えるが、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質であり、実機からのコア抜きによりコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を上回っていること、また、耐震実験により乾燥収縮が終局耐力に影響を与えないことを確認しており構造体として問題はなく外殻としての機能の評価への影響はない。	無	-	-
36			火山(降下火砕物による腐食)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	乾燥収縮によるひび割れ部に降下火砕物が侵入した場合にコンクリートの腐食が助長される可能性によって、建屋等の構造健全性(外殻としての機能等)が低下する可能性がある。	原子炉建屋 制御建屋 タービン建屋 軽油タンク室	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・建屋屋根スラブはアスファルト防水等により機能を確保しており、また、外壁部については、防食塗装を施工している。アスファルト防水等及び外壁塗装は乾燥収縮及び地震によるひび割れに追従する構造であるため影響はない。 ・その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。	無	-	-
37			火山(降下火砕物による閉塞・摩耗、絶縁低下、大気汚染等)に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	降下火砕物による閉塞・摩耗、絶縁低下、大気汚染及び間接的影響としての外部電源喪失、アクセス制限は鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響に影響しない。	-	-	-	-	-	-
38			生物学的事象に対する建屋の構造健全性(外殻としての機能)	生物学的事象による閉塞や電気的影響は鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響に影響しない。	-	-	-	-	-	-

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
39	第六条	外部からの衝撃による損傷の防止	外部火災（森林火災及び近隣工場等の火災）に対する建屋の構造健全性（耐熱性）	乾燥収縮によるひび割れの影響により、コンクリート温度伝導率に影響が及ぶ場合は、原子炉施設の外壁等の輻射熱に対する耐熱性を示す危険輻射強度が低下する可能性がある。	原子炉建屋外壁等	コンクリート温度伝導率（密度、熱伝導率、比熱）	<ul style="list-style-type: none"> 建屋の外壁の耐熱性は壁厚、コンクリート温度伝導率（密度、熱伝導率、比熱）に左右され、外壁の温度がコンクリートの健全性が確保される 200℃（加熱温度と圧縮強度の関係を実験で確認した文献より設定）に到達する外部火災の輻射強度を危険輻射強度として、外部火災により外部事象防護対象施設の安全性を損なわない制限値としている。 乾燥収縮ひび割れがコンクリート温度伝導率（密度、熱伝導率、比熱）に影響を与え、危険輻射強度が変動する可能性がある。 	有	<ul style="list-style-type: none"> 乾燥収縮ひび割れがコンクリート温度伝導率（密度、熱伝導率、比熱）に与える影響を保守的に考慮して、外部火災に対する建屋外壁の危険輻射強度を算定した結果、最も評価が厳しい漂流船舶の火災影響評価においても、その影響は現状の評価結果である 1086.9W/m² に対して 1.1W/m² の変動であり僅かであることから、評価結果に影響を与えないことを確認した。 	無
40			有毒ガスに対する建屋の構造健全性（気密性）	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、有毒ガスが建屋内に流入する可能性がある。	原子炉建屋制御建屋	コンクリートの構造体のひび割れ幅	<ul style="list-style-type: none"> 通常時の気密性については、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。 	無	—	—
41	第七条	止 発電用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止	侵入等の防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、必要なコンクリート厚さが維持できなくなる可能性がある。	原子炉建屋外壁等、土木構造物、津波防護施設等	鉄筋コンクリートの躯体厚さ	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート厚さが要求事項となるが、実際の建屋外壁は要求の閾値に対して、十分な余裕を確保した厚さを有しており、ひび割れによる影響はない。 	無	—	—
42	第八条	火災による損傷の防止	耐火性（遮熱性）	内部火災の耐火性の評価としては、150mm 以上のコンクリート壁が 3 時間耐火性能をもつことを文献で確認している。乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、3 時間耐火性能が確保できなくなる可能性がある。	3 時間耐火壁（原子炉建屋内壁、制御建屋内壁、海水ポンプ室隔壁等）	鉄筋コンクリートの躯体厚さ、遮熱特性係数	<ul style="list-style-type: none"> 壁厚やコンクリートの種類に応じた遮熱特性係数により耐火性能時間を算定しており、乾燥収縮はコンクリート材料の一般的な性質で、躯体厚さや遮熱特性係数へ影響を及ぼすものではないことから、内部火災の耐火性に影響を与えるものではない。 	無	—	—

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
43	第九条	溢水による損傷の防止等	止水性	常用海水系の想定破損による溢水影響評価において、乾燥収縮によるひび割れからの漏水が発生し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	海水ポンプ室（循環水ポンプエリアー補機ポンプエリア間の隔壁）	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、止水性に影響はない。	無	—	—
44			想定破損による溢水影響評価において、乾燥収縮によるひび割れの影響により、溢水が想定していない経路を通じ他の区画に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	原子炉建屋内壁 制御建屋内壁 屋外重要土木構造物	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、乾燥収縮によるひび割れの影響により、溢水が想定していない経路を通じ他の区画に流入することはなく、安全上特に重要な系統・設備がその機能を喪失することはない。	無	—	—	
45			屋外タンク等の地震時の破損による溢水影響評価において、乾燥収縮によるひび割れの影響により、屋外の溢水が建屋内等に流入し、安全上特に重要な系統・設備が機能喪失する可能性がある。	原子炉建屋外壁 制御建屋外壁 屋外重要土木構造物	コンクリートの構造体のひび割れ幅	・屋外タンク等の破損による溢水の影響を受ける外壁部については、防食塗装を施工している。外壁の塗装は乾燥収縮によるひび割れに追従する構造であるため影響はない。 ・その他の設備は乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理をすることから影響はない。 ・地震時のひび割れに対しては、[No.4 第四条 地震による損傷の防止 止水性(建屋) [地震起因]]に同じ。	無	—	—	
46	第十条	止 誤操作の防	操作性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、運転員が容易に設備を運転できなくなる可能性がある。	制御建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ				
47	第十一条	路等 安全避難通	安全避難通路の確保	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、安全避難通路を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ				

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
48	第十二条	安全施設	安全機能の確保	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、安全機能を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ				
49	第十三条	運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止	遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下する可能性がある。	原子炉建屋等	通常時の遮蔽体(壁)の形状, 厚さ, 密度	<ul style="list-style-type: none"> ・通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、安全上特に重要な系統・設備がその機能を喪失することはない。 ・乾燥収縮ひび割れは躯体の形状, 厚さに影響を及ぼさないため、遮蔽機能への影響はない。 ・遮蔽計算に用いるコンクリートの密度は、建設時に乾燥単位容積質量で管理を実施していることから乾燥収縮の影響はない。 ・地震時のひび割れに対しては、[No.7 第四条 地震による損傷の防止 遮蔽性(建屋) [地震起因]]に同じ。 	無	—	—
50	第十六条	燃料体等の取扱施設及び貯蔵施設	想定外の重量物落下が生じないこと	乾燥収縮によるひび割れの影響で、屋根スラブ等の強度が低下し、コンクリート片が使用済燃料プールへ落下する可能性がある。	原子炉建屋屋根	コンクリート片の剥落等	・屋根スラブは、鋼板(デッキプレート)の上に鉄筋コンクリート造の屋根を設けた構造であり、地震により剥落しない設計であることから影響はない。	無	—	—
51					原子炉建屋壁(地上3階床面より上部を構成する壁)	コンクリート片の剥落等	・地上3階床面より上部を構成する壁については、鉄筋コンクリート造の耐震壁であり、地上3階床面より下部の耐震壁とあわせて地震により落下しないことを確認するが、建屋の初期剛性低下の影響を考慮する必要がある。	有	・地震応答解析においては、初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いることから、乾燥収縮等の影響を考慮した評価としている。	有
52					原子炉建屋	建屋の初期剛性	・天井クレーンの間接支持構造物としての原子炉建屋の耐震設計に、初期剛性低下を考慮する必要がある。	有	・地震応答解析においては、初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いることから、乾燥収縮等の影響を考慮した評価としている。	有
53					遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下する可能性がある。	使用済燃料プール内面壁, 底部壁	通常時の遮蔽体(壁)の形状, 厚さ	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ	無

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
54	第二十二條	備 最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設	通水機能 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な通水機能を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物 (取水口～海水ポンプ室)	通常時のひび割れ幅	・通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、通水機能への影響はない。 ・地震時のひび割れに対しては、[No.17 第四條 地震による損傷の防止 通水機能(土木構造物)]に同じ。	無	—	—
			貯水機能 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な貯水量を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物 (取水口～海水ポンプ室)	通常時のひび割れ幅	・通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、貯水機能への影響はない。 ・地震時のひび割れに対しては、[No.18 第四條 地震による損傷の防止 貯水機能(土木構造物)]に同じ。	無	—	—
56	第二十六條	原子炉制御室等	居住性確保 (気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが原子炉制御室に流入する可能性がある。	原子炉制御室	[No.3 第四條 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六條 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
57			居住性確保 (遮蔽性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、原子炉制御室にいる運転員の被爆量が増加する可能性がある。	原子炉制御室	[No.49 第十三條 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				
58	第二十七條	施設 放射 性 廃 棄 物 の 処 理	止水性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、液体状の放射性廃棄物が漏えいする可能性がある。	原子炉建屋等	[No.43 第九條 溢水による損傷の防止等 止水性]に同じ				

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
59	第二十九条	工場等周辺における直接ガンマ線等からの防護	遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、発電所周辺の空間線量率が上昇する可能性がある。	原子炉建屋等	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]	同じ			
60			地震時のひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、発電所周辺の空間線量率が上昇する可能性がある。	原子炉建屋等	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]	同じ				
61	第三十条	放射線からの放射線業務従事者の防護	遮蔽性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、放射線業務従事者の作業性等に影響を与える可能性がある。	原子炉建屋等	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]	同じ			
62			気密性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射線業務従事者の作業性等に影響を与える可能性がある。	原子炉建屋等	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
63			止水性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、止水性が保てなくなり、放射線業務従事者の作業性等に影響を与える可能性がある。	原子炉建屋等	[No.32 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 降水(止水性)]に同じ [No.43 第九条 溢水による損傷の防止等 止水性]に同じ				
64	第三十二条	設 原子炉格納施	気密性	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、非常用ガス処理系の放射性物質の濃度低減機能が維持できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
65	第三十四条	緊急時対策所	居住性確保(気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが緊急時対策所に流入する可能性がある。	緊急時対策所	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
66			居住性確保(遮蔽性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、緊急時対策所にいる対応要員の被爆量が増加する可能性がある。	緊急時対策所	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				
67	第三十八条	地盤 重大事故等対処施設の	地盤の支持性能	乾燥収縮によるひび割れの影響により、建屋の振動特性が変化し、地震時に建屋から基礎地盤へ伝達される荷重が変わる可能性がある。	緊急時対策建屋基礎地盤 [新設建屋]	建屋の初期剛性	・地震の影響を受けていないこと、建屋の設計は基準地震動Ssに対しておおむね弾性範囲にとどめる設計とすることから、設計剛性を用いた地震応答解析モデルに基づき、FEM モデルを作成し地盤の安定性を確保する。	無	— ※初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルにより基礎地盤へ伝達される荷重が変わらないことを確認している。(EP)	—
68	第三十九条	地震による損傷の防止	耐震性(建屋)	建屋の振動特性が変化することがある。 (初期剛性の低下)	緊急時対策建屋等 [新設建屋]	建屋の初期剛性	・地震の影響を受けていないこと、基準地震動Ssに対しておおむね弾性範囲に留める設計を目指していることから初期剛性低下の影響は無い。	無	—	—
69					原子炉建屋等 [既設建屋]	[No.2 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(建屋)]に同じ				
70			アクセス通路等の確保 [地震起因]	地震時のひび割れの影響により、コンクリート片等が落下することにより、可搬型重大事故等対処設備を運搬し、又は他の設備の被害状況を把握するための道路及び通路が確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	コンクリート片の剥落等 建屋の初期剛性	・地震時に対象建屋が倒壊などによって波及的影響を与えないことを確認する際に、初期剛性低下を考慮する必要がある。	有	・初期剛性低下を考慮した建屋地震応答解析モデルを用いた地震応答解析によって、倒壊などしないことを評価する。	有

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
71	第三十九条	地震による損傷の防止	耐震性(機器・配管系)	建屋の振動特性が変化し、地震時に建屋から機器・配管系へ伝達される荷重が変わる可能性がある。	建屋内に設置されている機器・配管系の各設備(緊急時対策建屋等)[新設建屋]	建屋の初期剛性	・新施設は、地震の影響を受けていないことから、新施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	-	-
72					建屋内に設置されている機器・配管系の各設備(原子炉建屋等)[既設建屋]	[No.9 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ				
73				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の振動特性が変化する可能性がある。	各設備のアンカー部(緊急時対策建屋等)[新設建屋]	初期剛性	・新施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	-	-
74				各設備のアンカー部(原子炉建屋等)[既設建屋]	[No.10 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ					
75				機器の基礎台(緊急時対策建屋等)[新設建屋]	初期剛性	・新施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	-	-	
76				機器の基礎台(原子炉建屋等)[既設建屋]	[No.11 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ					

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
77	第三十九条	地震による損傷の防止	耐震性(機器・配管系)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の発生応力が変化する可能性がある。	円筒形容器の基礎ボルト(緊急時対策建屋等) [新設建屋]	コンクリートのヤング係数	・新施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—
78				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の発生応力が変化する可能性がある。	円筒形容器の基礎ボルト(原子炉建屋等) [既設建屋]	[No.12 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ				
79				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、コンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重が低下し、設備のアンカー部の支持性能が低下する可能性がある。	各設備のアンカー部(緊急時対策建屋等) [新設建屋]	コンクリートのコーン状破壊に対する許容荷重	・新施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—
80				各設備のアンカー部(原子炉建屋等) [既設建屋]	[No.13 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ					
81				乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設備の耐力が低下する可能性がある。	機器の基礎台(緊急時対策建屋等) [新設建屋]	コンクリートの設計基準強度	・新施設は、乾燥収縮及び地震の影響を受けていないことから、新施設に設置される機器・配管系の設備への影響は無い。	無	—	—
82				機器の基礎台(原子炉建屋等) [既設建屋]	[No.14 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(機器・配管系)]に同じ					

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※		
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無	
83	第三十九条	地震による損傷の防止	耐震性 (土木構造物)	乾燥収縮によるひび割れによる初期剛性の低下により、土木構造物の剛性低下により、地盤との動的相互作用が変化し、土圧等の評価が変わる可能性がある。	土木構造物 (屋外重要土木構造物等のRC部材全般)	[No.15,16 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(土木構造物)]に同じ					
84				乾燥収縮によるひび割れの影響により、終局状態に対する耐震性評価が変わる可能性がある。							
85			通水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な通水機能を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物 (取水口～海水ポンプ室)	[No.17 第四条 地震による損傷の防止 通水機能(土木構造物)]に同じ					
86			貯水機能 (土木構造物)	地震によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な貯水量を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物 (取水口～海水ポンプ室)	[No.18 第四条 地震による損傷の防止 貯水機能(土木構造物)]に同じ					
87			耐震性 (防潮壁)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、構造物の振動特性が変化し、部材の発生断面力等が変わる可能性がある。	防潮壁 (RC遮水壁)	[No.19,20 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(防潮壁)]に同じ					
88				乾燥収縮によるひび割れの影響により、終局状態に対する耐震性評価が変わる可能性がある。							
89			耐震性 (防潮堤)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、構造物の振動特性が変化し、部材の発生断面力等が変わる可能性がある。	防潮堤 (置換コンクリート、鋼管杭等)	[No.21 第四条 地震による損傷の防止 耐震性(防潮堤)]に同じ					

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
90	第四十条	津波による損傷の防止	浸水防護 (土木構造物の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	海水ポンプ室 (スクリーンエリア補機ポンプエリア間の隔壁等)	[No.22 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(土木構造物の止水性)]に同じ				
91			浸水防護 (津波防護施設の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮壁 (RC 遮水壁)	[No.23 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(津波防護施設の止水性)]に同じ				
92			浸水防護 (津波防護施設の止水性)	乾燥収縮によるひび割れ及び地震によるひび割れの影響により、津波時にコンクリートに生じたひび割れから漏水し、止水性に影響を及ぼす可能性がある。	防潮堤 (置換コンクリート等)	[No.24 第五条 津波による損傷の防止 浸水防護(津波防護施設の止水性)]に同じ				
93	第四十一条	火災による損傷の防止	耐火性 (遮熱性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、3 時間耐火性能が確保できなくなる可能性がある。	3 時間耐火壁 (原子炉建屋内壁, 制御建屋内壁, 海水ポンプ室隔壁等)	[No.42 第八条 火災による損傷の防止 耐火性(遮熱性)]に同じ				
94	第四十三条	重大事故等対処設備	環境条件	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の環境条件(温度, 湿度, 圧力, 放射線)を維持できず、重大事故等対処設備の機能を損なう可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2~21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22~24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25~40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43~45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
95			操作性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の確実な操作ができなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2~21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22~24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25~40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43~45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
96	第四十三 条	重大 事故等 対処設 備	試験・検査性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による重大事故等対処設備の試験又は検査性への影響はない。	—	—	—	—	—	—
97			切替性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による重大事故等対処設備の切替性への影響はない。	—	—	—	—	—	—
98			悪影響防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による重大事故等対処設備の他の設備に対する悪影響防止への影響はない。	—	—	—	—	—	—
99			設置場所	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、放射線量が高くなることで、重大事故等対処設備の操作及び想定される重大事故等の復旧作業への影響を生じる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
100			常設重大事故等対処設備の容量	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の必要な容量を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
101			共用の禁止	女川2号機は単号機申請であるため、乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による影響はない。	—	—	—	—	—	—
102	常設重大事故防止設備の共通要因故障防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、共通要因により常設重大事故防止設備が、設計基準事故対処設備等と同時に機能を損なう可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ						

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
103	第四十三条	重大事故等対処設備	可搬型重大事故等対処設備の容量	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、重大事故等対処設備の必要な容量を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
104			可搬型重大事故等対処設備の常設設備との接続性	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響による可搬型重大事故等対処設備が常設設備との接続性に対する影響はない。	—	—	—	—	—	—
105			異なる複数の接続箇所確保	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、可搬型重大事故等対処設備の常設設備との接続箇所が、共通要因により接続できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
106			可搬型重大事故等対処設備の設置場所	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、放射線量が高くなることで、可搬型重大事故等対処設備の設置場所への据え付け、常設設備との接続への影響が生じる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
107			可搬型重大事故等対処設備の保管場所	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、設計基準事故対処設備及び常設重大事故等対処設備との異なる保管場所を確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
108			アクセス通路等の確保	乾燥収縮によるひび割れの影響によりコンクリート片等が落下することにより、可搬型重大事故等対処設備を運搬し、又は他の設備の被害状況を把握するための道路及び通路が確保できなくなる可能性がある。	原子炉建屋等	コンクリート片の剥落等 ・通常時は、乾燥収縮ひび割れ等を考慮した保守管理を実施することから、コンクリート片等が落下することはない。 ・地震時については、[No.70 第三十九条 地震による損傷の防止 アクセス通路等の確保 [地震起因]]に同じ。	無	—	—	

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
109	第四十三条	重大事故等対処設備	可搬型重大事故防止設備の共通要因故障防止	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、共通要因により可搬型重大事故防止設備が、設計基準事故対処設備等及び常設重大事故防止設備と同時に機能を損なう可能性がある。	原子炉建屋等	[No.2～21 第四条 地震による損傷の防止]に同じ [No.22～24 第五条 津波による損傷の防止]に同じ [No.25～40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止]に同じ [No.42 第八条 火災による損傷の防止]に同じ [No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等]に同じ [No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止]に同じ				
110	第四十六条	原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するための設備	流路機能(気密性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、流路としての機能が保てなくなり、ブローアウトパネルによる蒸気排出機能が維持できなくなる可能性がある。	原子炉建屋原子炉棟	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
111	第四十八条	最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備	通水機能	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な通水機能を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物(取水口～海水ポンプ室)	[No.54 第二十二条 最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備 通水機能(土木構造物)]に同じ				
112			貯水機能	乾燥収縮によるひび割れの影響により、取水路等からの溢水が発生し、十分な貯水量を確保できなくなる。	屋外重要土木構造物(取水口～海水ポンプ室)	[No.55 第二十二条 最終ヒートシンクへ熱を輸送することができる設備 貯水機能(土木構造物)]に同じ				

No.	設置許可基準 規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の 乾燥収縮及び地震影響による 影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた 検討結果	影響 有無	影響因子を踏まえた 評価方針	設計 反映 有無
113	第五十一条	原子炉格納容器下部の溶融炉心を冷却するための設備	溶融炉心・コンクリート相互作用(MCCI)の抑制	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響がMCCIの抑制及び溶融炉心による原子炉格納容器バウンダリへの接触の防止を阻害する可能性がある。	原子炉格納容器下部 (ベDESTAL)	コンクリート 侵食量	<ul style="list-style-type: none"> 格納容器下部の床面及び壁面は鋼板で覆われていることから、コンクリートの乾燥収縮の影響はない。 また、仮に乾燥収縮ひび割れを想定した場合であっても、女川2号機原子炉建屋のひび割れ調査による平均ひび割れ幅は最大でも約 0.07mm であり、ひび割れに入り込む溶融炉心の量は少量であるため、即座に除熱、固化することから影響はない。 なお、コンクリート侵食量評価の解析条件において最も支配的なのは溶融炉心からプール水への熱流束であり、コンクリートの変化による感度は小さい。乾燥収縮及び地震によるひび割れはコンクリートの成分に影響を与えるものではないため、コンクリート侵食量評価に影響はない。 	無	—	—
114			流路機能 (止水性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、流路としての機能が保てなくなり、格納容器スプレイによる原子炉格納容器下部への注水機能を阻害する可能性がある。	原子炉格納容器 (ドライウエル床)	[No.43～45 第九条 溢水による損傷の防止等 止水性]に同じ				
115	第五十三条	水素爆発による原子炉建屋等の損傷を防止するための設備	流路機能 (気密性)	乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響により、流路としての機能が保てなくなり、静的触媒式水素再結合装置による原子炉建屋原子炉棟内の水素濃度上昇の抑制機能を阻害する可能性がある。	原子炉建屋原子炉棟	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				

No.	設置許可基準規則		要求機能	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響による影響の可能性	該当部	影響因子	【STEP2】事象としての影響検討		【STEP3】設計への反映※	
	条文	項目					影響因子を踏まえた検討結果	影響有無	影響因子を踏まえた評価方針	設計反映有無
116	第五十九条	運転員が原子炉制御室にとどまるための設備	居住性確保(気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが原子炉制御室に流入する可能性がある。	原子炉制御室	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
117			居住性確保(遮蔽性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、原子炉制御室にいる運転員の被爆量が増加する可能性がある。	原子炉制御室	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				
118	第六十一条	緊急時対策所	居住性確保(気密性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、気密性が保てなくなり、放射性物質や有毒ガスが緊急時対策所に流入する可能性がある。	緊急時対策所	[No.3 第四条 地震による損傷の防止 気密性(建屋)[地震起因]]に同じ [No.40 第六条 外部からの衝撃による損傷の防止 有毒ガス(気密性)]に同じ				
119			居住性確保(遮蔽性)	乾燥収縮によるひび割れの影響により、遮蔽機能が低下し、緊急時対策所にいる対応要員の被爆量が増加する可能性がある。	緊急時対策所	[No.49 第十三条 運転時の異常な過渡変化及び設計基準事故の拡大の防止 遮蔽性]に同じ				

別紙 25 耐震実験に関する補足説明資料

目 次

1. 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較..... 別紙 25-1
2. JEAG の既往耐震実験結果との比較 別紙 25-4
3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機及び JEAG の既往耐震実験のパラメータ比較
について 別紙 25-6

1. 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較

表 1-1 に耐震実験 [1] (別紙 12), [3] (別紙 15), [2] (別紙 18) の目的, 実験概要, 実験結果等について比較して示す。

表 1-1(1) 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較(1/2)

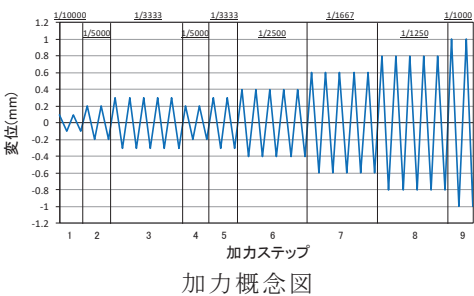
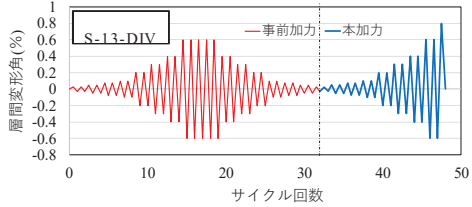
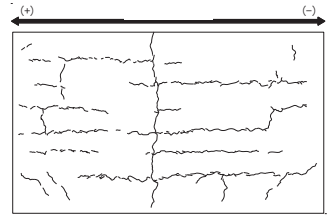
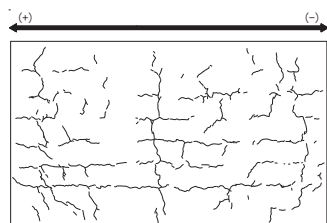
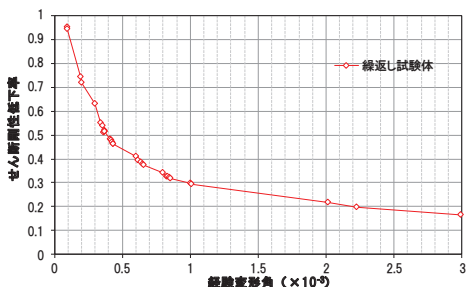
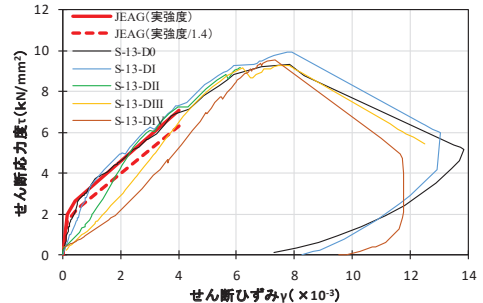
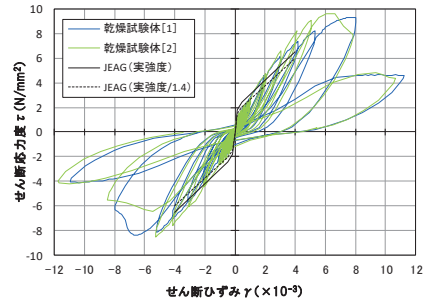
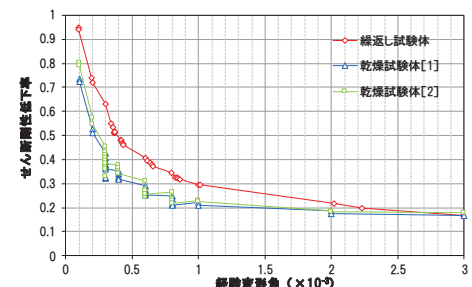
	耐震実験 [1]	耐震実験 [2]	耐震実験 [3]
目的	比較的大きな地震動を繰返し経験することで耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかを確認	耐震壁の損傷程度の違いが耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認	乾燥収縮が、耐震壁の初期の剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認
実験概要	<ul style="list-style-type: none"> ▶耐震壁に対する静的繰返し加力を行う耐震実験 ▶鉄筋比 1.4% ▶微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は、最大5サイクル ▶経験した変形角よりも小さい変形角（インナーループ）での剛性低下挙動も検討するため、インナーループとなる繰返し加力を実施 	<ul style="list-style-type: none"> ▶損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験 ▶加力パターンは，“事前加力”で損傷度合いに違いを与え，“本加力”によって、終局耐力まで加力 ▶損傷度合いは，無損傷，損傷度 I（せん断変形角 0.75×10^{-3}）～IV（せん断変形角 6.0×10^{-3}）の計 5 試験体 ▶鉄筋比 1.32% 	<ul style="list-style-type: none"> ▶試験体の大きさ・形状や配筋などは耐震実験 [1] と同じ ▶加力方法も耐震実験 [1] と同じで、繰返し加力、また、インナーループとなる繰返し加力を実施 ▶約 3 ヶ月間気中養生により壁部分を乾燥実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 800μ  <p>加力前の乾燥試験体 [1] 乾燥収縮ひび割れ状況</p> <ul style="list-style-type: none"> ▶乾燥期間のパラメータスタディとして、約 8 ヶ月間気中養生により壁部分を乾燥 ▶実験時のコンクリートの乾燥収縮率は約 1000μ  <p>加力前の乾燥試験体 [2] 乾燥収縮ひび割れ状況</p>

表 1-1(2) 初期剛性低下の要因とその影響に関する耐震実験についての比較 (2/2)

	耐震実験 [1]	耐震実験 [2]	耐震実験 [3]
実験毎の成果	<p>▶ J E A G 式に対し，初期剛性，評価基準値付近，終局耐力付近すべてにおいて上回る結果となり，繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ インナーループによる繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力から，事前損傷が評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した</p> 	<p>▶ 損傷度 I ~ IV 全てのケースで終局耐力は，無損傷の試験体と同等であり，地震による事前損傷が，J E A G 式の終局耐力に与える影響は小さいことを確認した</p> <p>▶ 損傷度 I，II では，J E A G 式の評価基準値付近での耐力低下は認められなかった</p> <p>▶ 補足検討として実施した鉄筋比 0.66% とした場合でも，その傾向は変わらなかった</p> 	<p>▶ 乾燥試験体の初期剛性は J E A G 式より低下するものの，評価基準値付近や終局耐力では J E A G 式を上回ることを確認した。また，乾燥試験体 [1] [2] で，初期の剛性を含めて，荷重-変形関係は同等であった</p> <p>▶ インナーループによる繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力から，乾燥させた試験体でも事前損傷が評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した</p> 
各実験の比較	<p>▶ 耐震実験 [1] と耐震実験 [3] との条件の違いは，乾燥収縮の有無であるが，剛性低下の傾向に違いが生じ，耐震実験 [3] の方が初期の剛性低下量が多い。なお，主要地震（2005 年宮城県沖の地震や 3.11 地震）時の原子炉建屋の建設当初から剛性低下量との整合性は耐震実験 [3] の方が良い</p> <p>▶ このことから，設計よりもさらに初期剛性が低下した要因として，地震の影響に加え，乾燥収縮の影響が重畳したことを示す結果となっている</p> <p>▶ また，インナーループでの繰返し加力や主要変形角での 5 回の繰返し加力の結果から，乾燥していない試験体（耐震実験 [1]）と乾燥した試験体（耐震実験 [3]）の事前損傷の影響による剛性低下の傾向はほとんど変わらないことを確認した</p>		
耐震実験結果まとめ	<p>▶ 繰返し加力による有意な剛性低下は認められなかった</p> <p>▶ 原子炉建屋の建設当初からの剛性低下量は，耐震実験 [3] の結果が，整合性が良い</p> <p>▶ 地震による事前損傷や乾燥収縮の影響が，原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ：2.0×10^{-3}）付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さい。</p>		

2. JEAG の既往耐震実験結果との比較

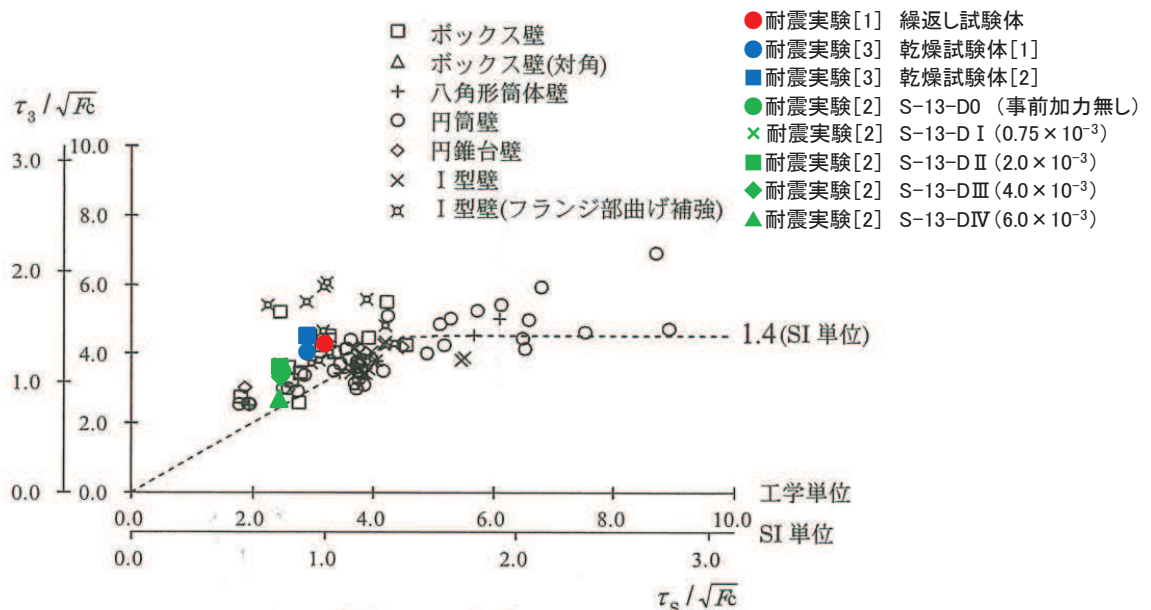
JEAG4601-1991（追補版）によると、「原子炉施設の耐震設計に用いる復元力特性評価法の設定に際しては、原子炉建屋の鉄筋コンクリート造耐震壁を対象とした既往の実験データの収集・整理、既往の算定式、各種基・規準の調査を行い、実験データに適合する復元力特性の評価法を検討するとともに、設定された復元力特性の耐震解析への実用性の検討も行っている」とされている。

ここでは、JEAG 式の基となった既往の耐震実験結果と、耐震実験 [1], [2], [3] の結果の比較を行い、その整合性について確認する。

図 2-1 に、JEAC4601-2015 に示される「 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係」の図*に、耐震実験 [1], [2], [3] の結果をプロットした図を示す。耐震実験 [1], [2], [3] の結果は既往耐震実験結果と良く対応している。

図 2-2 に、既往耐震実験結果のうち I 型壁を対象とした実験と計算値の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）、耐震実験 [1], [2], [3] それぞれの結果と計算値（JEAG 式に基づく計算結果）の比較結果（せん断応力度－せん断ひずみ関係）について並べて示す。耐震実験 [3] は乾燥収縮の影響により初期剛性が低下しているが、評価基準値 (2.0×10^{-3}) 付近及び終局点 (4.0×10^{-3}) では、いずれの結果でも計算値を実験結果が上回る結果となっている。

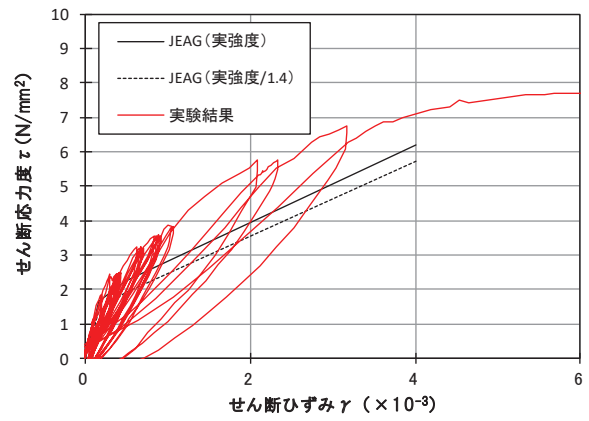
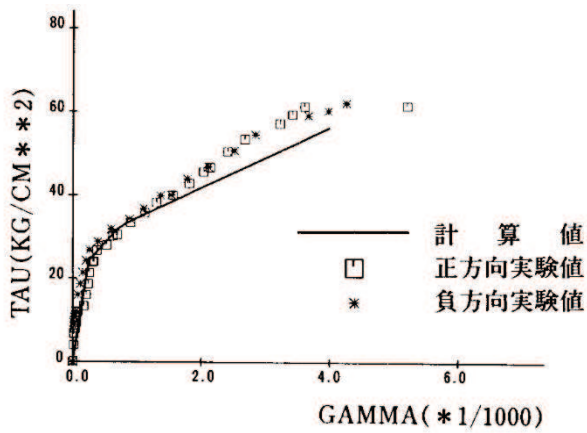
* JEAG4601-1991（追補版）と JEAC4601-2015 には、同じ既往耐震実験結果を基に「 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係」の図が示されているが、JEAC4601-2015 の図では、SI 単位系でも作図されていること、円筒壁と I 型壁の区別がされていることを踏まえて JEAC4601-2015 の図を引用している。



附解図 3.7-2 $\tau_s/\sqrt{F_c}$ と $\tau_3/\sqrt{F_c}$ （実験）との関係

※ JEAC4601-2015 附解図 3.7-2 に加筆

図 2-1 既往耐震実験結果と耐震実験 [1], [2], [3] の結果の比較

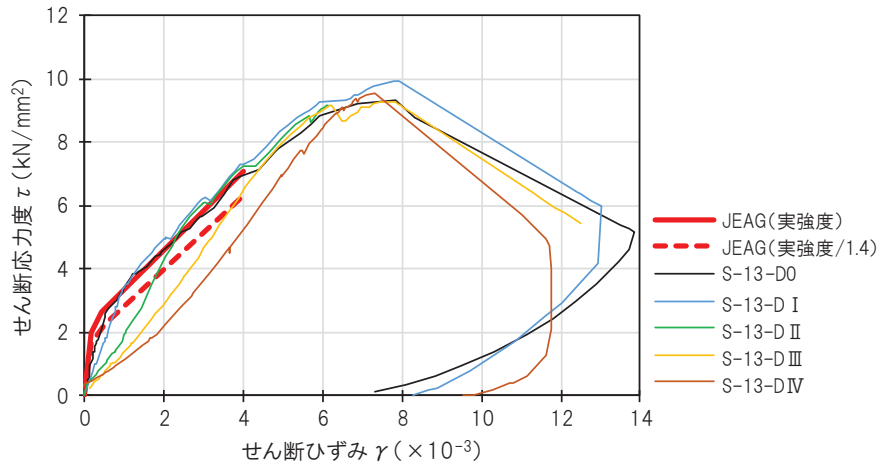


b) I型壁

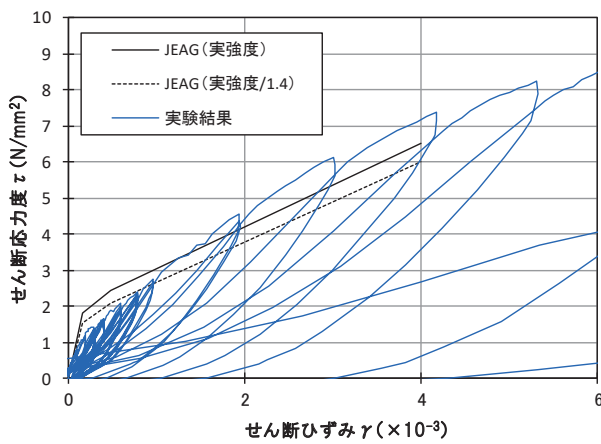
既往実験結果

耐震実験 [1]

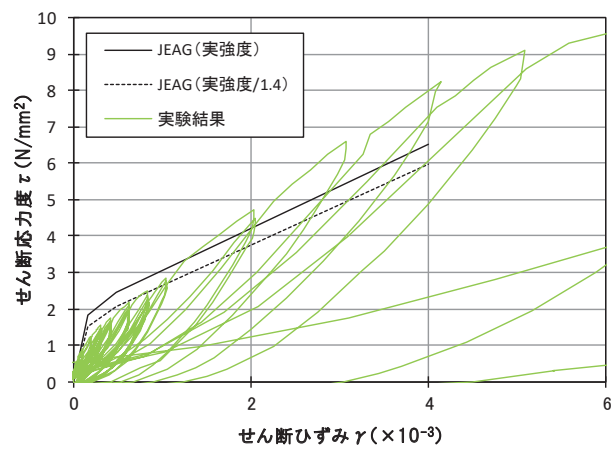
※参考文献(1)図-1を引用。凡例の「計算値」はJEAG式を示す。



耐震実験 [2]



耐震実験 [3] 乾燥試験体 [1]



耐震実験 [3] 乾燥試験体 [2]

図 2-2 実験と計算値の比較

3. 耐震実験 [1], [2], [3] と実機及び JEAG の既往耐震実験のパラメータ比較について
 耐震実験 [1], [2], [3] では、表 3-1 に示すコンクリート強度及び鉄筋比の試験体により実施しているが、ここでは、実機と比較することにより、耐震実験の実機への適用性を確認する。また、JEAG 式の基となった既往の耐震実験の試験体とも同様に確認を行う。表 3-2 に実機各建屋のコンクリート強度（設計基準強度）及び鉄筋比を、図 3-1 に既往耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比を示す。

コンクリート強度及び鉄筋比は、耐震実験と実機及び既往耐震実験とで対応しており、耐震実験結果は実機への適用性があることを確認した。

表 3-1 耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比

耐震実験	コンクリート強度 (実強度)	鉄筋比 (%)
耐震実験 [1]	28.3 (N/mm ²)	1.4
耐震実験 [2]	34.3~35.3 (N/mm ²)	1.32
耐震実験 [2] (参考検討)	31.9~33.2 (N/mm ²)	0.66
耐震実験 [3]	40.2~41.9 (N/mm ²)	1.4

表 3-2 各建屋の設計基準強度及び耐震壁の鉄筋比の範囲

建屋名	設計基準強度	鉄筋比 (%)
原子炉建屋	32.4 (N/mm ²) (330 (kgf/cm ²))	0.774~1.950
制御建屋		0.717~1.794
第 3 号機海水熱交換器建屋		0.794~1.367
タービン建屋		0.794~1.605
第 1 号機制御建屋		0.718~1.446

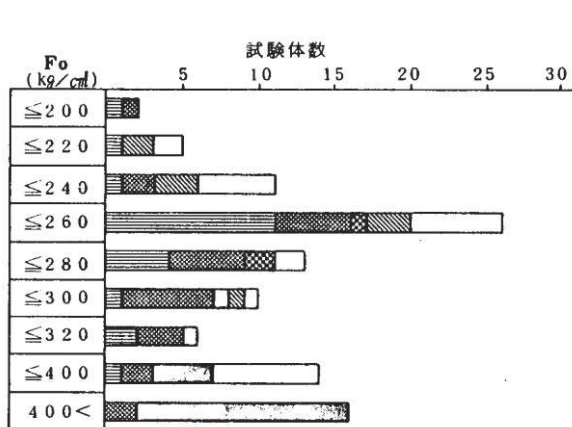


図-4 コンクリート圧縮強度の分布

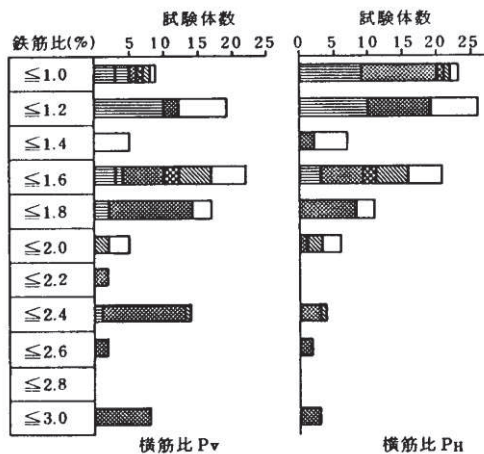


図-6 鉄筋比の分布

※参考文献(2) 図-4及び図-6を引用。

図 3-1 JEAG の既往耐震実験のコンクリート強度及び鉄筋比

[参考文献]

- (1) 江守他：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 その5. 復元力特性スケルトンカーブと実験値の比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和62年10月
- (2) 吉崎他：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 その2. 収集データの分析及び文献，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和62年10月

別紙 26 第3号機海水熱交換器建屋と地中土木構造物の構造計画
の違いについて

目 次

1. はじめに	別紙 26-1
2. 第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室との構造比較.....	別紙 26-1
2.1 第3号機海水熱交換器建屋	別紙 26-1
2.2 海水ポンプ室	別紙 26-2
3. まとめ	別紙 26-4

1. はじめに

原子炉建屋等の鉄筋コンクリート構造を主体とした建屋については、地震観測記録の分析、評価を実施することにより、コンクリートの乾燥収縮と地震による揺れの重畳が要因である初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルとしている。一方、鉄筋コンクリート構造を主体とする土木構造物では初期剛性低下を考慮していない。

本資料は、ほぼ地中構造物となる第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室等の地中土木構造物との構造計画の違いについて考察し、土木構造物で初期剛性低下を考慮していないことの適用性を検討する。

2. 第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室との構造比較

2.1 第3号機海水熱交換器建屋

第3号機海水熱交換器建屋は、図2-1に示すような箱型で地下3階、地上1階の建屋で地上部分はほとんどなくパイプスペースやルーバー室のみであり、建屋の大部分が地中に埋まっている構造である。

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析モデルにおいては、各階床位置に質点を置き、床位置に作用する地震力（慣性力）を、耐震壁をモデル化した曲げせん断棒で負担する構造としており、耐震壁の面内方向に作用する地震力が支配的となる（図2-2参照）。したがって、地上部分はほとんどないが地下部分の構造は原子炉建屋地下部分と同様の考え方で設計されている。

基準地震動 S_s に対しては、耐震壁の荷重-変形関係に非線形履歴特性を持たせた質点系モデルによる弾塑性地震応答解析から求められる耐震壁の最大変形（ひずみ）が判定基準値以内であることを確認している。地震観測記録の分析、評価から初期剛性低下が認められたこと、剛性を小さくした方が変形は大きく求まり、保守的な評価となることを踏まえて、初期剛性低下を考慮した設計としている。

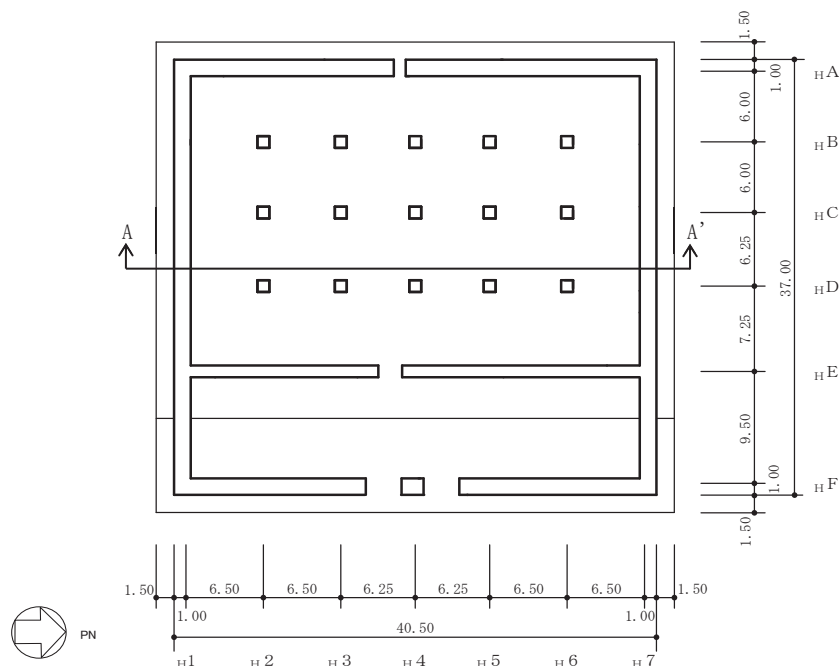


図2-1(1) 第3号機海水熱交換器建屋 概要図（平面図）

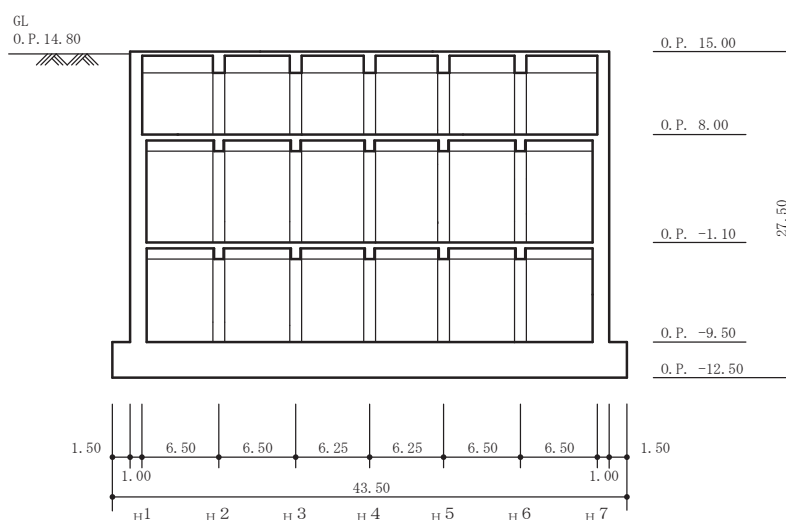


図 2-1(2) 第 3 号機海水熱交換器建屋 概要図 (断面図 (A-A'))

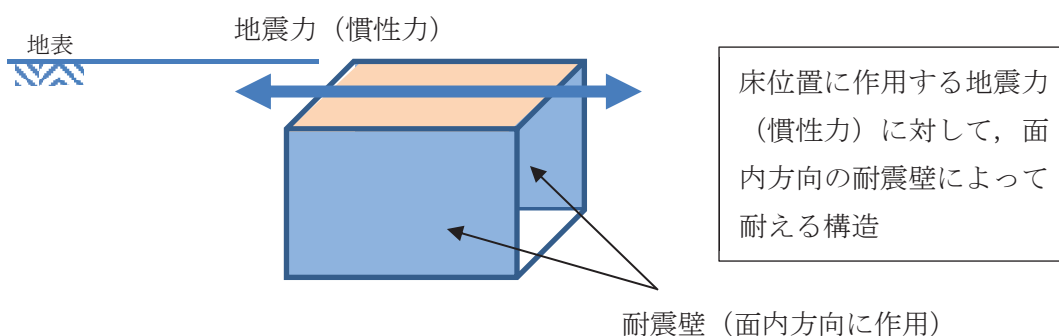


図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋 耐震構造の概要

2.2 海水ポンプ室

海水ポンプ室は、図 2-3 に示すような箱型の構造物であるが、地上部分は解放された状態で地中に埋まっている構造物である。

ポンプやスクリーン等の機器を設置している中床版はあるものの、構造物の床面は基本的に底版であり、床面に作用する慣性力はそのまま基礎で負担する。

最下階より上部の構造物に作用する慣性力は主に構造躯体の自重に対して生じるものとなり、地上部に床がないことや部材は地盤と接して拘束されていることから、面内方向は耐力が大きい反面、大きな慣性力は作用しない。一方、面外方向は耐力が小さく、慣性力に加えて土圧が作用することから影響が大きいものとなる。したがって、土圧による外力が支配的となり、地中の外壁が土圧に対して面外方向に抵抗する構造となる。(図 2-4 参照)。

基準地震動 S_s に対しては、地盤・RC 構造物一体となった有限要素法による応力解析とし、各部材に生じる応力に対して断面照査により判定基準となる耐力と比較し評価している。

応力解析では、全体系に対して対象となる構造物を相対的に剛性を高くした方が応力値が高く計算されることから、コンクリートの初期剛性低下を考慮しない解析としている。(土圧に対

して構造物の剛性が高い方が負担する応力は大きくなる。)

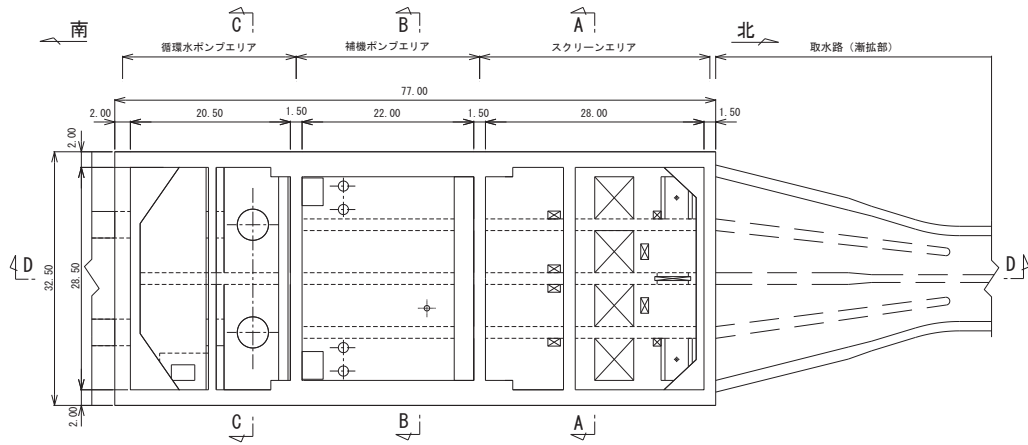


図 2-3(1) 海水ポンプ室 概要図 (平面図)

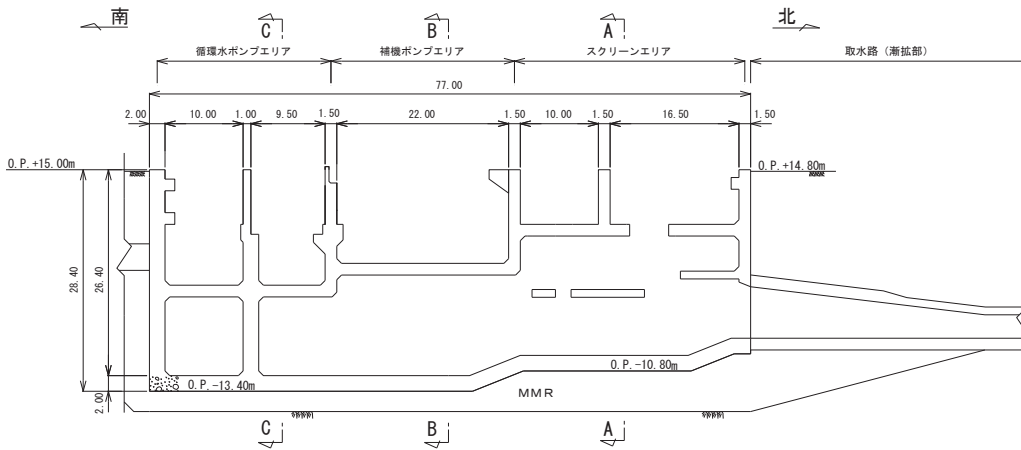


図 2-3(2) 海水ポンプ室 概要図 (断面図)

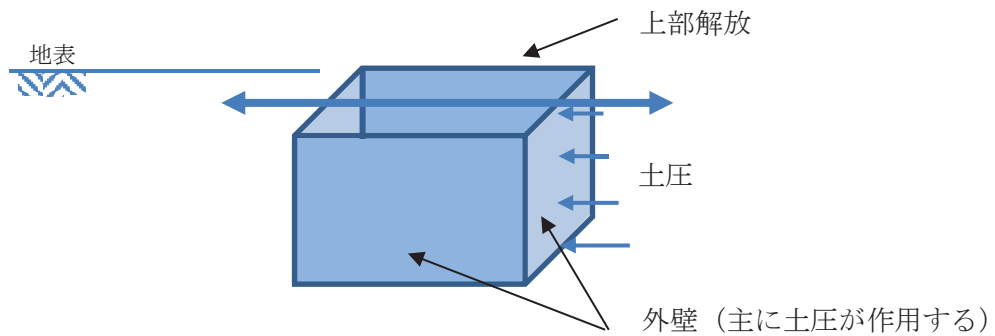


図 2-4 海水ポンプ室 土圧に対する構造の概要

3. まとめ

第 3 号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室は、同じ地中構造物であるがそれぞれの構造計画、設計の考え方（変形照査，応力照査）を確認した。

第 3 号機海水熱交換器建屋では地震力を耐震壁（面内方向）で負担する構造であり，原子炉建屋の地下部と同様の設計として初期剛性低下を考慮することとしている。

一方，土木構造部では，面外方向に作用する土圧を大きく評価するため，初期剛性低下を考慮しない設計手法が保守的であると考えられる。

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0620-2_改3
提出年月日	2021年4月5日

補足 620-2 【埋め込まれた建屋の周辺地盤による影響について】

- 別紙 1 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析による
表層地盤の影響確認(原子炉建屋)
- 別紙 2 自由地盤のはざとり解析用地下構造モデルによる傾向について
- 別紙 3 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果
- 別紙 4 表層地盤の層境界の設定について
- 別紙 5 敷地における一次元波動論の適用性について
- 別紙 6 表層地盤の層境界に関する検討
- 別紙 7 表層地盤下部の地盤物性の検討
- 別紙 8 線形地盤モデルを用いた表層地盤の非線形化による影響確認
- 別紙 9 表層地盤上部 (O. P. 14. 8m~O. P. 0m) の地盤物性値の設定
- 別紙 10 観測記録を用いた地盤モデルの検証
- 別紙 11 逐次非線形モデルと等価線形モデルによる比較
- 別紙 12 入力地震動評価用地盤モデルの下端深さに関する検討
- 別紙 13 地盤の減衰の設定について
- 別紙 14 表層地盤物性値の違いによる建屋応答への影響について
- 別紙 15 表層地盤による埋込み効果の影響
- 別紙 16 側面地盤ばねの有無が建屋応答に与える影響
- 別紙 17 表層地盤の影響を考慮した入力地震動評価が建屋応答へ与える影響
- 別紙 18 シミュレーション解析による表層地盤の影響確認
(タービン建屋, 第 3 号機海水熱交換器建屋)
-
- 付録 1 地震計配置図
- 付録 2 今回工認に係る建屋と地盤との接地状況
- 付録 3 逐次非線形解析の概要
- 付録 4 入力地震動評価における補正水平力について
- 付録 5 Novak ばねの概要について

1. 概要

本資料はVI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するものであり、既工認から変更した表層地盤の影響を考慮した入力地震動の算定等について説明するものである。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

女川原子力発電所第2号機の各建屋の既工認においては、深く埋め込まれている建屋であっても表層地盤の影響、すなわち入力地震動に与える影響と埋込み効果（側面地盤ばね）は考慮しない地震応答解析モデルを採用していた。これは、硬質岩盤ではJ E A G 4 6 0 1-1991 追補版による側面地盤ばね（Novak ばね）の評価に課題があることを踏まえ、保守的な評価としていたものである。

建設にあたっては、埋込み効果を考慮しないことから、建屋周囲の埋戻しは掘削土等を使用しており、特に拘束効果は期待できない状況となっている。

今回工認では、原子炉建屋の地震応答解析モデルについて、J E A G 4 6 0 1-1987 による手法に基づき、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を基に地盤条件を適切に考慮したうえで、地震応答解析モデルの入力位置で評価した入力地震動を設定することに見直した。一方、埋込み効果については既工認と同じく、その効果を無視することとした。

女川原子力発電所では平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11地震」という。）や、またその余震である2011年4月7日宮城県沖の地震（以下「4.7地震」という。）等の観測記録が複数の建屋で得られており、記録を用いた検討から、以下の傾向を確認している。

- ① 3.11地震等の記録を用いた原子炉建屋等のシミュレーション解析では、表層地盤の影響を考慮した入力地震動を用いるケース（E+F入力）の方が、解放基盤相当の観測記録（自由地盤のはぎとり波）を直接入力するケース（2E入力）に比べ、より観測記録との整合性が良く、表層地盤が入力地震動に与える影響が確認された。
- ② 一方、埋込み効果については、原子炉建屋のシミュレーション解析では埋込み効果を考慮しないモデルが観測記録と調和的であった。また、建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋では側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮した解析結果は観測記録よりも過大な結果を与えるが、観測記録からは埋込み効果による建屋の応答低減傾向が確認された。

地盤モデルの物性値は、地盤調査結果、建設時の掘削状況及び地震観測記録の分析により設定し、建屋シミュレーション解析で妥当性を確認している。表1-1に埋め込まれた建屋の周辺地盤の扱いに関する既工認からの変更点を示す。また、検討全体のフローを図1-1に示す。

ここでは、既工認から変更した表層地盤の影響を考慮した入力地震動の評価及び入力地震動評価用地盤モデルの設定の妥当性、また、埋込み効果の影響について検討する。

表 1-1 埋め込まれた建屋の周辺地盤の扱いに関する既工認からの変更点

	既工認	今回工認	変更の適用性	他サイト既工認実績	変更による効果
側面地盤ばねの扱い	非考慮	非考慮	変更無し	女川の今回工認と同じく側面地盤ばねは「非考慮」, 入力地震動算定時の表層地盤の影響は「考慮」のケース有り	大 (応答低減効果)
入力地震動算定時の表層地盤の影響考慮	非考慮 (2E入力)	考慮 (E+F入力)	地震観測記録の傾向を反映		
入力地震動の算定方法	—	表層地盤上部の非線形性を考慮した一次元地盤応答解析モデル (逐次非線形解析)	地震観測記録で妥当性を検証	無 (他サイトは2次元FEMモデル(等価線形解析))	小

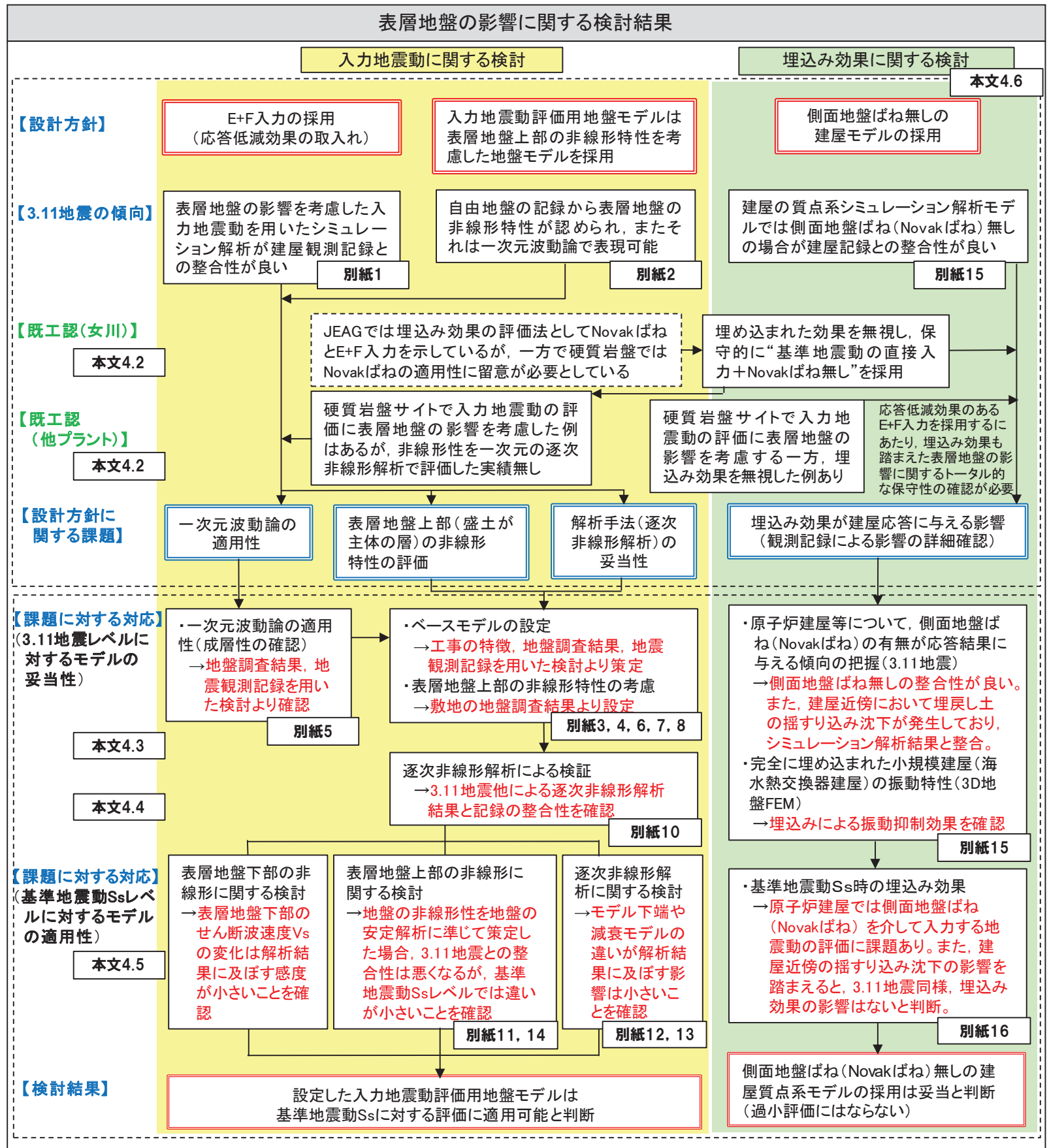
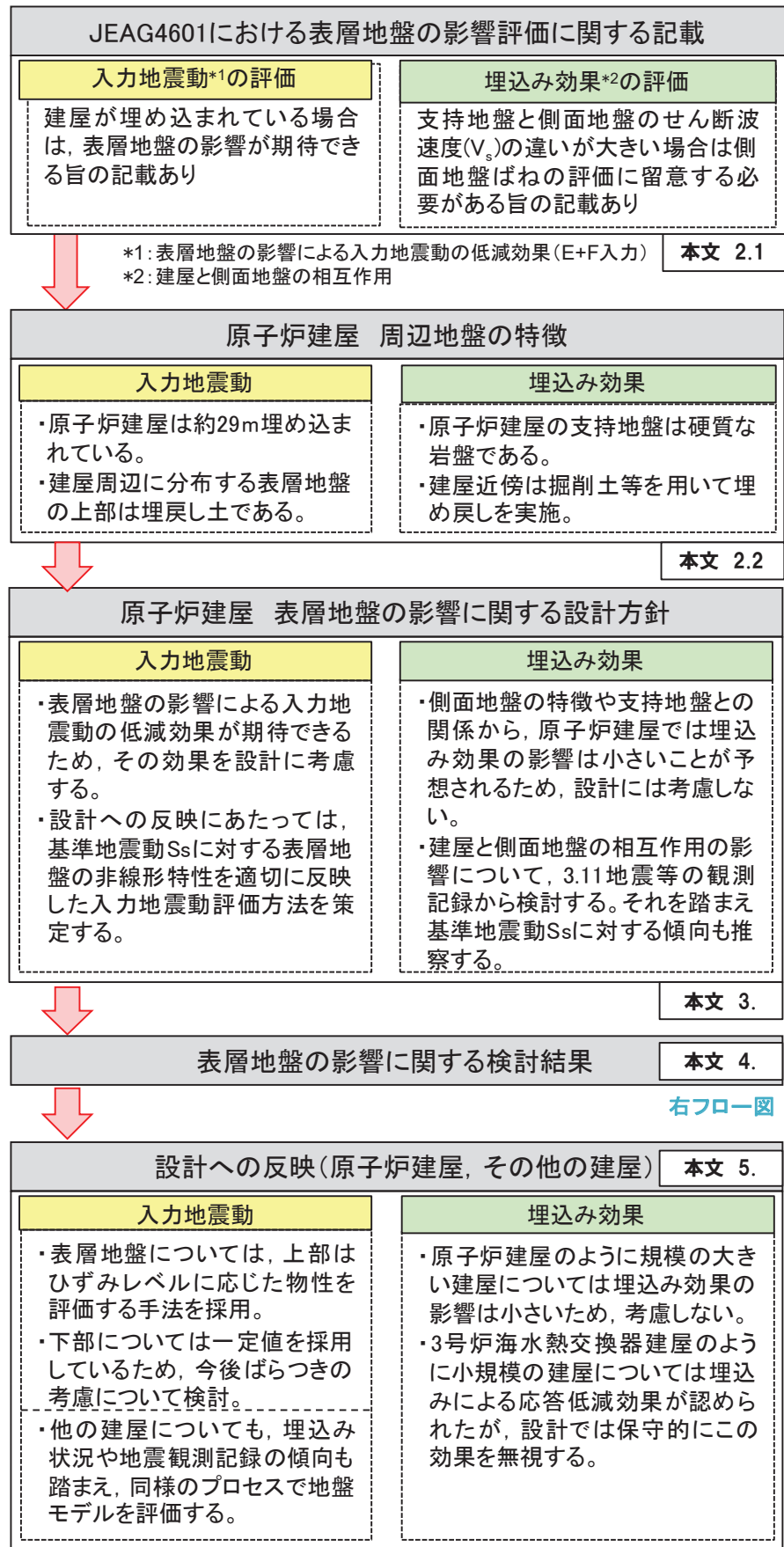


図 1-1 検討の全体フロー

2. J E A G の取り扱い及び建屋周辺地盤の特徴

2.1 J E A G 4 6 0 1 -1987 による周辺地盤の扱い

(1) 表層地盤の影響を考慮する場合の入力地震動の評価

J E A G 4 6 0 1 -1987では、表層地盤の影響が無視できる場合には基準地震動がそのまま入力地震動として用いられるが、表層地盤の影響を考慮する場合には、基礎マット底面における地震動を算定して用いる、としている。

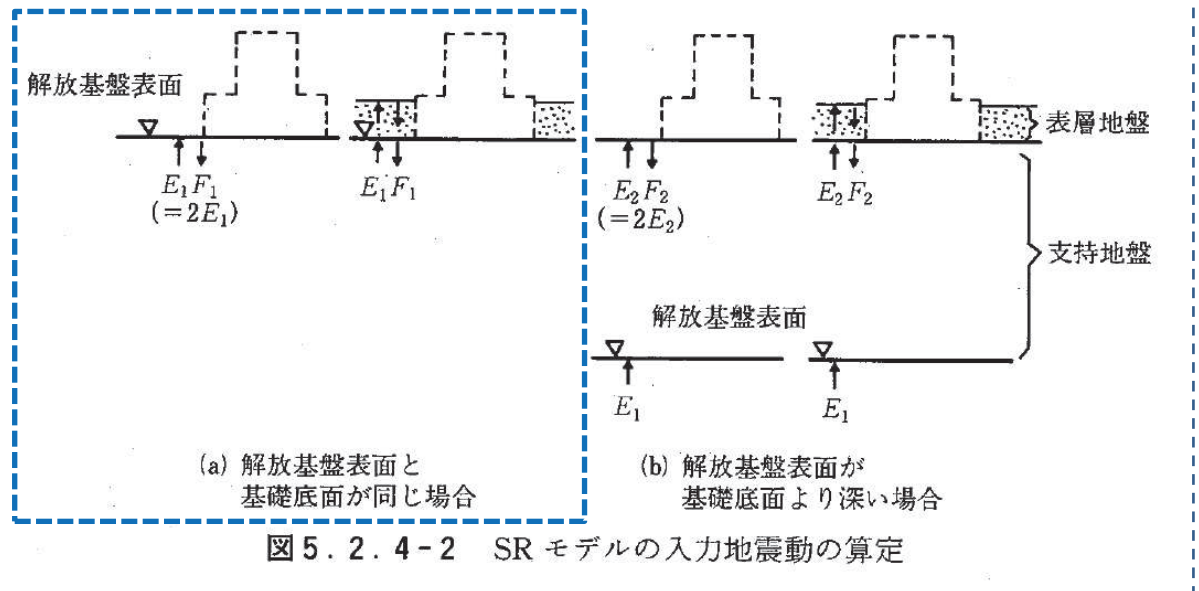
【 J E A G 4 6 0 1 -1987 の記載抜粋（下線加筆） 】

第5章 建物・構築物の耐震設計

5.2 地震応答解析 / 5.2.4 線形地震応答解析

(2) 設計用入力地震動

(略)・・・。対象とする建屋が解放基盤表面に設置され、表層地盤の影響が無視できる場合には基準地震動がそのまま入力地震動として用いられるが、表層地盤の影響を考慮する場合や解放基盤表面が建屋の基礎マット底面より深い場合には、上記の基準地震動より基礎マット底面及び解析モデル底面における地震動を算定して用いる。・・・ (略)



(2) 支持地盤が硬質岩盤の場合の建屋埋込み効果の評価にあたっての課題

J E A G 4 6 0 1-1991追補版では、建屋埋込み効果の評価にあたっては、埋戻し土等が材料非線形になると想定される場合には、その歪みに対応するせん断弾性係数等の採用を求めている。

特に、支持地盤と埋戻し土のせん断波速度の違いが大きく、表層地盤の卓越振動数が顕著に励起される場合は、側面地盤ばねの評価に留意する必要があるとされている。

【 J E A G 4 6 0 1-1991追補版の記載抜粋（下線加筆） 】

3. 建屋埋込み効果の評価法 / 3.2.5 留意事項

(1) 地震応答解析に用いる土質定数は、土質試験の結果に基づいた値を採用する。
埋戻し土等が材料非線形になると想定される場合には、その歪みに対応するせん断弾性係数Gと減衰定数hを土質定数として採用することができる。

3.3 解説 / 3.3.1 スウェイ・ロッキングモデル

(5) 本モデルの適用上の留意点

ここで述べたスウェイ・ロッキングモデルは、実用性を考慮して各々独立な建屋底面地盤ばねと地下部外壁地盤ばねによってモデル化した簡便な解析モデルである。地下部外壁地盤ばねの評価には、平面的に切り出した二次元弾性地盤の地盤ばねを近似的に採用しているので、地下部外壁地盤ばねには地盤の深さ方向の振動特性が考慮されていない。地下部外壁に接する地盤（表層地盤）のS波速度に比べ支持岩盤のそれが著しく大きな地盤系の場合には、表層地盤の卓越振動数が顕著に励起されるが、この卓越振動数の影響は地盤ばねに反映されない。このようなことから、この種の地盤系に埋め込まれた原子炉建屋の地震応答解析をここで述べたスウェイ・ロッキングモデルで行うと他の解析法との差異が生ずることもあり、留意する必要がある。

2.2 建屋周辺地盤の特徴

原子炉建屋の当初設計では、側面地盤による埋込み効果を期待していないため、女川原子力発電所第2号機の建設に当たっては広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。従って、原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に埋め戻し土が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

今回工認における既設建屋の周辺地盤との接地状況を整理して表2-1に、女川原子力発電所第2号機建設時の地盤の掘削状況を図2-1に、原子炉建屋近傍の埋戻し土の状況を図2-2に示す。

表2-1 今回工認における既設建屋の周辺地盤との接地状況

建屋	埋込み深さ (基礎版底面 レベル)	周辺地盤と の接地状況	(参考) 建屋に要求される機能 (第2号機用)
原子炉建屋	約 29m (O.P. -14.1m)	3面接地	Sクラス (原子炉建屋原子炉棟) Sクラス設備の間接支持機能
制御建屋	約 16m (O.P. -1.5m)	1~2面接地	Sクラス (中央制御室しゃへい壁) Sクラス設備の間接支持機能
タービン建屋	約 17m (O.P. -2.2m)	2~3面接地	Bクラス (補助しゃへい壁) Bクラス設備 (S d機能維持設備 含む) の間接支持機能 原子炉建屋, 制御建屋へ波及的影 響を与えないこと
補助ボイラー建屋	約 7m (O.P. +8.0m)	2面接地	Cクラス設備の間接支持機能 制御建屋へ波及的影響を与えな いこと
第3号機 海水熱交換器建屋	約 27m (O.P. -12.5m)	4面接地	浸水防護施設の間接支持機能
第1号機 制御建屋	約 15m (O.P. 0m)	2面接地	制御建屋へ波及的影響を与えな いこと

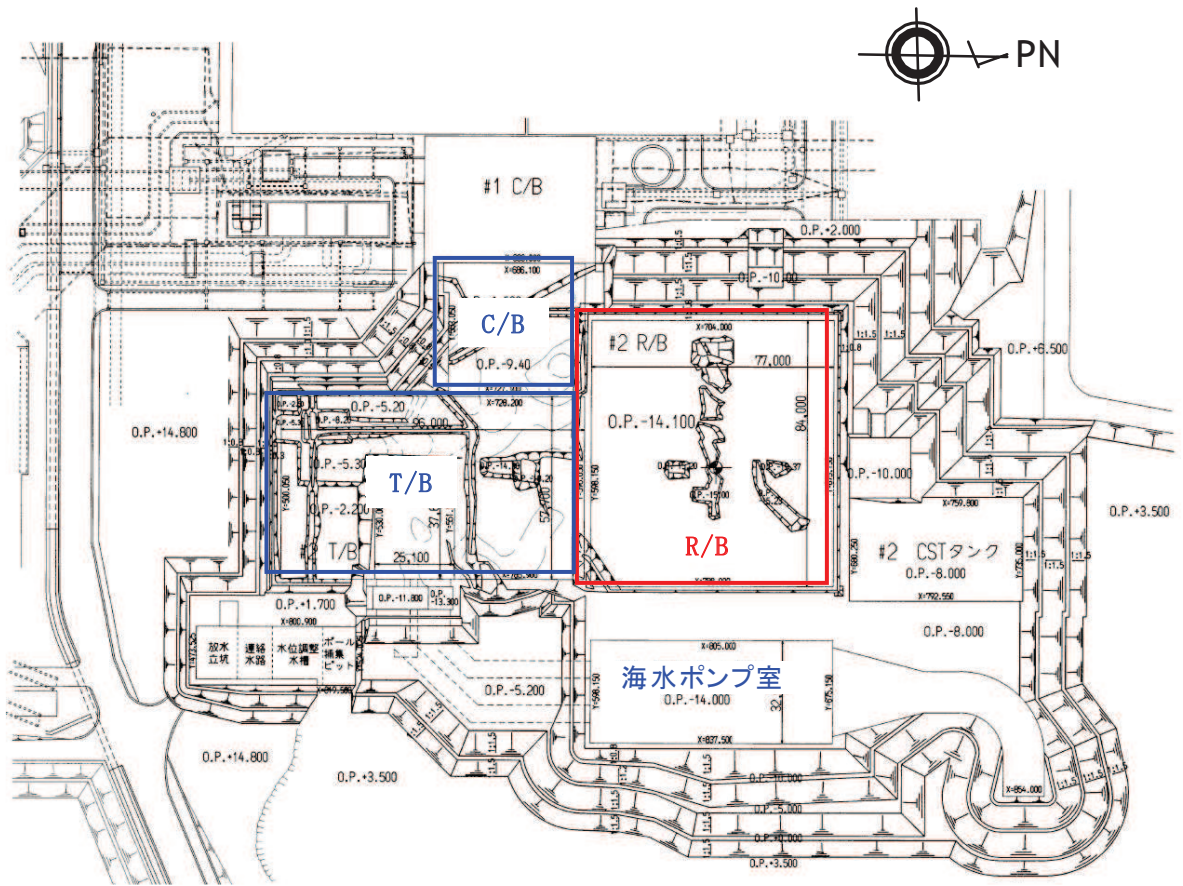


図 2-1 女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況

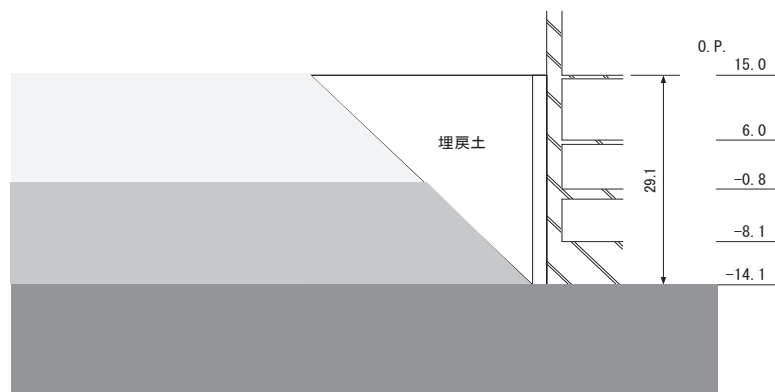


図 2-2 原子炉建屋近傍の埋戻し土

3. 表層地盤の影響に関する設計方針

(1) 入力地震動の評価方針

- ① 表層地盤の影響により入力地震動の低減効果が期待できるため、その効果を設計に考慮する。
- ② 設計への反映にあたっては、基準地震動 S_s に対する表層地盤の非線形特性を適切に反映した入力地震動評価方法を策定する。

(2) 埋込み効果の評価方針

- ① 側面地盤の特徴や支持地盤との関係から、原子炉建屋では埋込み効果の影響は小さいことが予想されるため、設計には考慮しない。
- ② 建屋と側面地盤の相互作用の影響について、3.11地震等の観測記録から検討し、それを踏まえて基準地震動 S_s に対する傾向も推察する。

4. 今回工認における周辺地盤による影響の解析モデルへの反映（原子炉建屋）

4.1 3.11 地震における傾向

4.1.1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響の検討（詳細は別紙1参照）

(1) 検討概要

既工認の入力地震動は，表層地盤の影響を考慮せず，保守的に基準地震動を直接入力する手法（2E 入力）を採用していた。本検討では，3.11 地震に対し，

① 既工認と同じく解放基盤表面相当における地震観測記録（はざとり波）を建屋に直接入力する解析

② 今回工認で採用を予定している解析，すなわちはざとり波から建屋周辺の表層地盤の影響を考慮して入力地震動（E+F+P 波，P は補正水平力の時刻歴波形）を算定し，これを入力する（E+F 入力）解析

を行い，解析結果と観測記録の比較を行うことで，表層地盤が入力地震動に与える影響の有無について確認した。入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討の概念図を図 4-1 に示す。

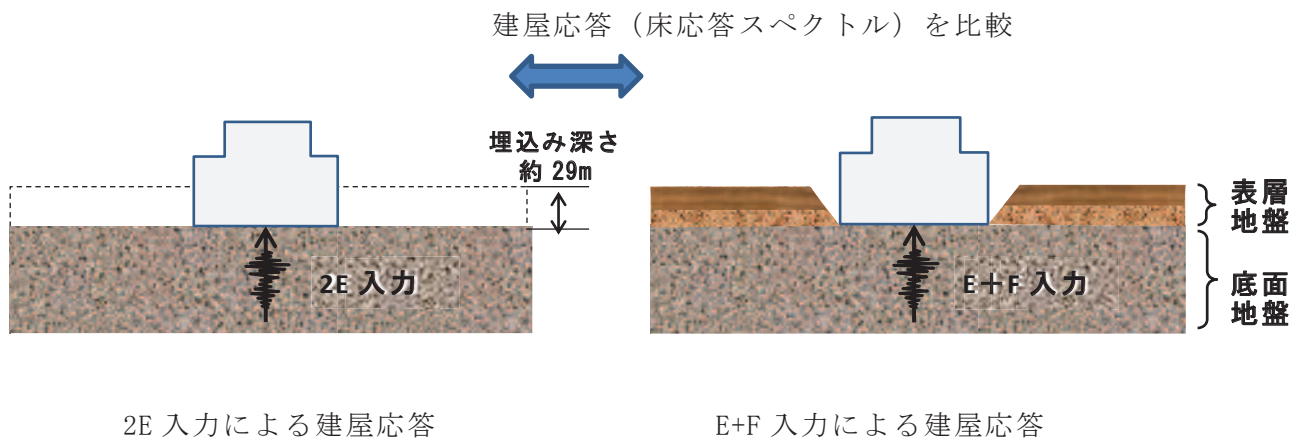


図 4-1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討の概念図

(2) 検討方法

3.11 地震のはぎとり波は自由地盤で観測された岩盤上部の地中記録から表層地盤からの反射の影響を解析的に除去した地震動を用いた。はぎとり波の算定にあたっては、自由地盤の岩盤中観測点（3点）に加え、表層地盤における観測点それぞれの記録の伝達関数と整合する地盤モデルを策定した上で、はぎとり波を算定した（詳細は別紙2参照）。

建屋の入力側の地盤モデルは、地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル（表層地盤非線形考慮）とする（地盤調査結果については別紙3参照）。

入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討における解析条件を表4-1に、地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値を表4-2に示す。

また、地震応答解析モデルは、基礎版上で得られた観測記録を用いたシミュレーション解析で観測記録との整合を確認したモデル（以下、「3.11 地震シミュレーションモデル」という。）を採用しており、3.11 地震による建屋の初期剛性低下や建屋減衰7%を用いている（図4-2参照）。

表4-1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討における解析条件
(3.11 地震のはぎとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力の比較 [原子炉建屋])

ケース	2E 入力したケース	E+F 入力したケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	
入力地震動	直接入力（2E 入力）	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力（E+F 入力，補正水平力考慮）
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮，建屋減衰7%，側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	—	地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル (表層地盤非線形考慮)

表 4-2 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

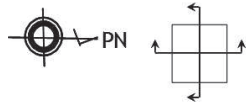
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0. P. 14.8m~0. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

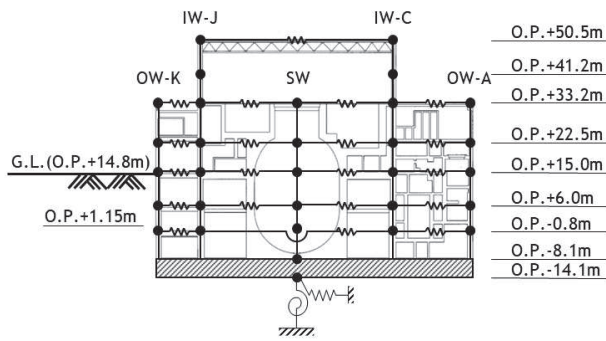
※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

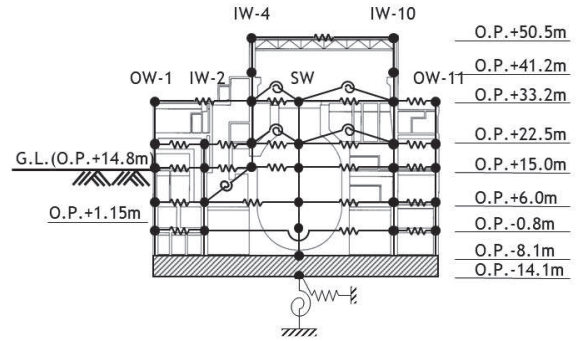
※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定



コンクリートの物性値(設計値)
 設計基準強度 : 32.4N/mm² (330kgf/cm²)
 ヤング係数 : 2.65 × 10⁴N/mm² (2.70 × 10⁶tf/m²)
 せん断弾性係数: 1.14 × 10⁴N/mm² (1.16 × 10⁶tf/m²)



NS方向



EW方向

建屋	地震	方向	コンクリート壁剛性の設計値に対する補正係数 (観測記録と整合する等価な剛性)		減衰
			3階・クレーン階	地下3階～2階	
原子炉 建屋	3.11 地震	NS	0.3	0.75	0.07
		EW	0.5	0.80	0.07
	4.7 地震	NS	0.3	0.75	0.07
		EW	0.5	0.80	0.07

図4-2 3.11地震シミュレーションモデル

(基礎版上で得られた観測記録を用いたシミュレーション解析で
 観測記録との整合を確認したモデル)

(3) 検討結果

3.11 地震のはざとり波を用いた直接入力（2E 入力）と，表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力（E+F 入力）によるシミュレーション解析結果の比較を図 4-3 に示す。各階の床応答スペクトルは，2E 入力するよりも E+F 入力する方が観測記録との整合性が良い。従って，入力地震動に対する表層地盤の影響が確認された。

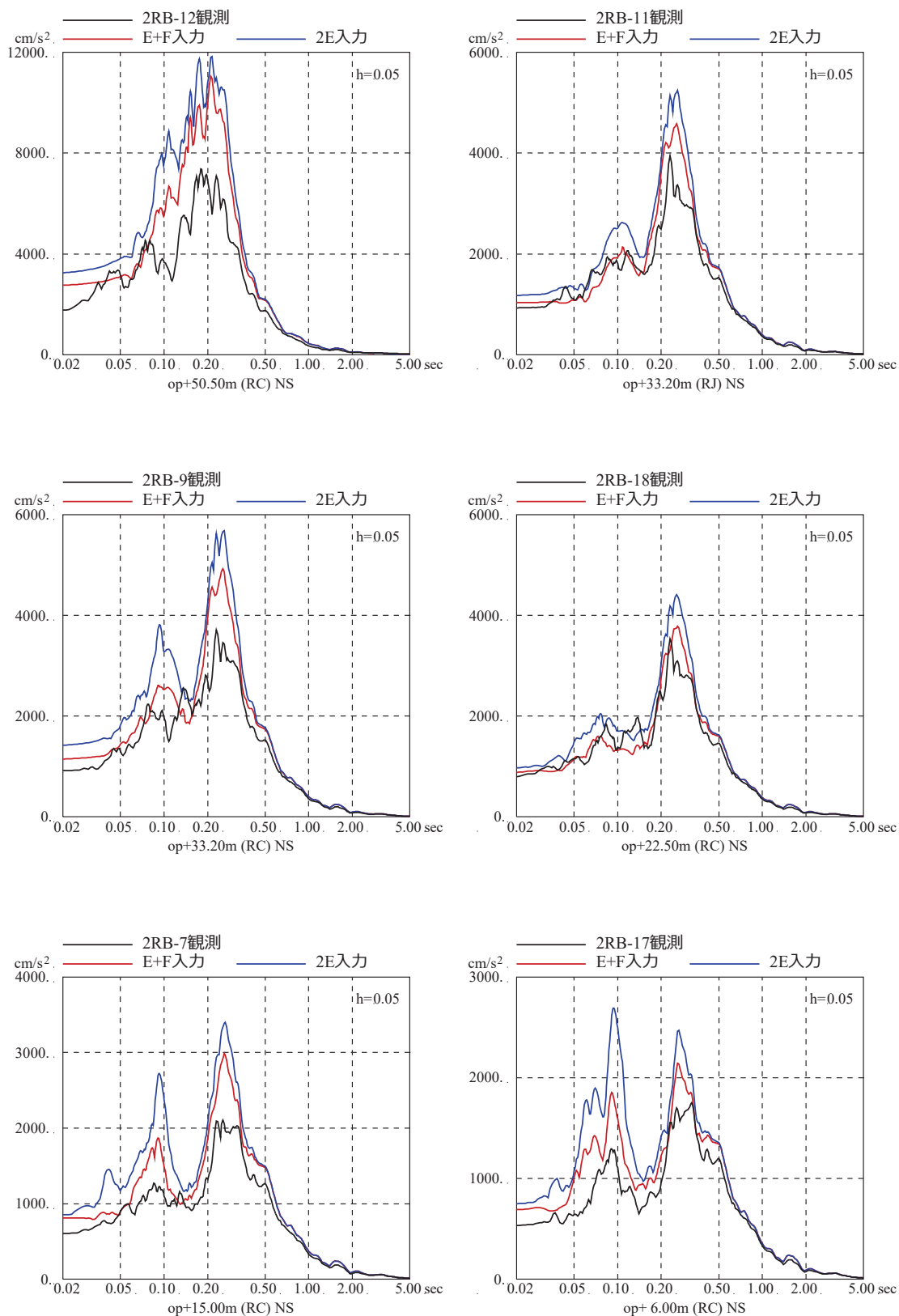


図 4-3 3.11 地震のはぎとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力による
シミュレーション解析結果の比較
(原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は、付録 1 参照

4.1.2 自由地盤における表層地盤の非線形化の傾向について（詳細は別紙2参照）

女川原子力発電所の自由地盤観測点では岩盤中3か所、表層地盤1か所の計4か所に地震計を設置しており、はぎとり解析用地下構造モデル（最適化地盤モデル）は、過去の中小地震の観測記録を用いて、これら4か所の記録の伝達関数から同定している。

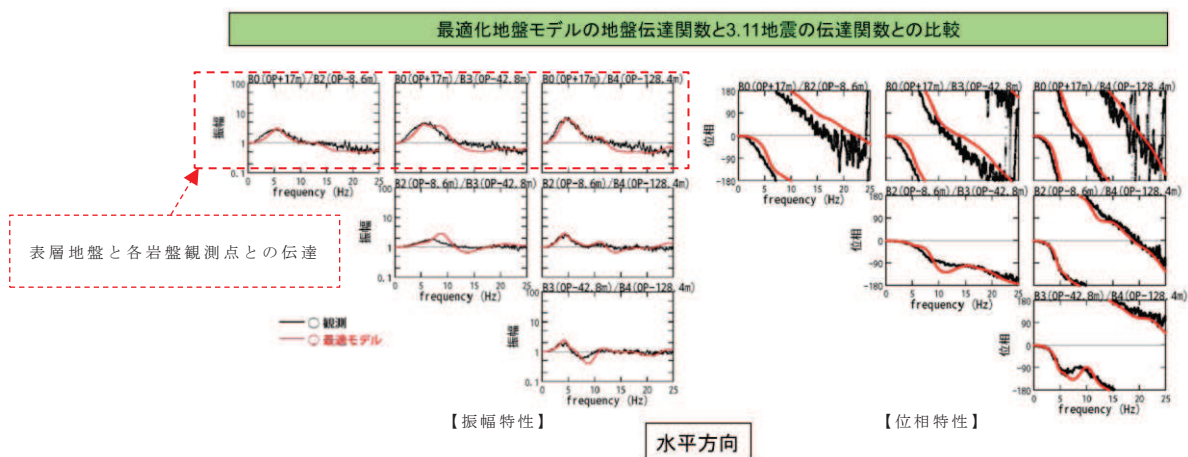
最適化地盤モデルの理論伝達関数と3.11地震の観測記録の伝達関数の比較を図4-4に示す。

3.11地震の観測記録では、表層地盤と各岩盤観測点との伝達関数が長周期化しており、最適化地盤モデルの再設定を行ったが、モデルは中小地震の記録を用いて設定した解析用地下構造モデルをベースに、最表層地盤の地盤物性値のみを最適化することで表層地盤も含めた観測記録の再現性が図られた。

このことから、岩盤と表層地盤の波動伝播特性については表層地盤の非線形化を適切に評価することで評価可能であることを確認した。

3.2 水平動のはぎとり解析用地下構造モデル(最適化地盤モデル) (5)

最適化地盤モデルの理論伝達関数と2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録の伝達関数 地盤モデルの最適化の検討



最適化地盤モデルの地盤伝達関数と3.11地震の地盤伝達関数との比較

※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋



※「第128回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 2-2 女川原子力発電所敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について（補足説明資料）」より抜粋・加筆

図4-4 はぎとり解析用の最適化地盤モデルと3.11地震の伝達関数の比較

4.2 既工認における周辺地盤の扱い

女川原子力発電所第2号機の各建屋の既工認においては、深く埋め込まれている建屋であっても表層地盤の影響、すなわち入力地震動に与える影響と埋込み効果（側面地盤ばね）は考慮しない地震応答解析モデルを採用していた。これは、硬質岩盤ではJ E A G 4 6 0 1-1991追補版による側面地盤ばね（Novakばね）の評価に課題があることを踏まえ、保守的な評価としていたものである。

図4-5に既工認における周辺地盤の扱いを、図4-6に表層地盤の影響を考慮した地震応答解析モデルを、図4-7に解析結果の比較（最大応答加速度）を示す。

なお、実際の施工では側面地盤には掘削土を埋め戻すなどして、拘束効果の少ない施工を実施した。

また、建屋周辺地盤の扱いに関する他サイトにおける既工認実績としては、女川の今回工認と同じく側面地盤ばねは「非考慮」、入力地震動評価時の表層地盤の影響は「考慮」のケースがある。入力地震動の評価方法に関しては、他サイトでは2次元FEMモデル（等価線形解析）の実績はあるが、表層地盤上部の非線形性を考慮した一次元地盤応答解析モデル（逐次非線形解析）の実績はない。

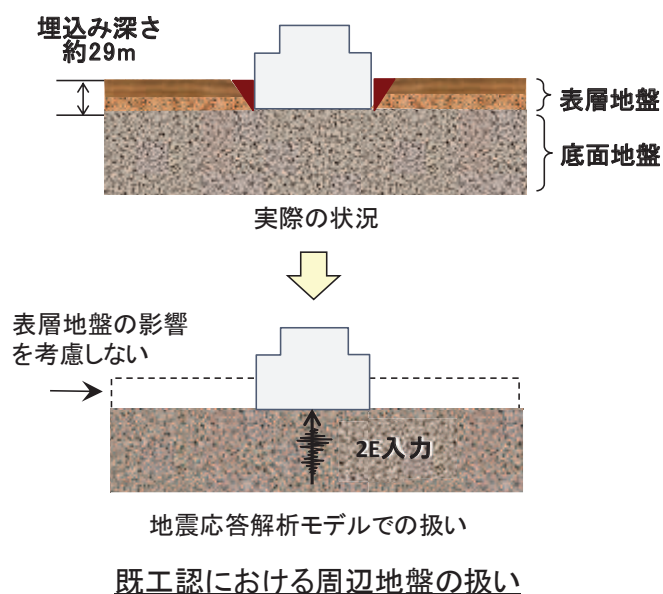


図4-5 既工認における周辺地盤の扱い

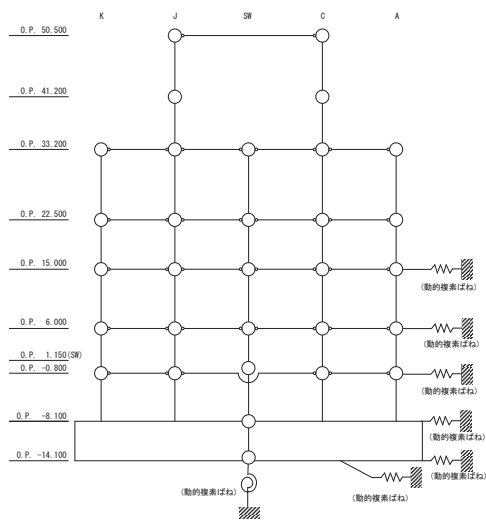


図4-6 表層地盤の影響を考慮した地震応答解析モデル

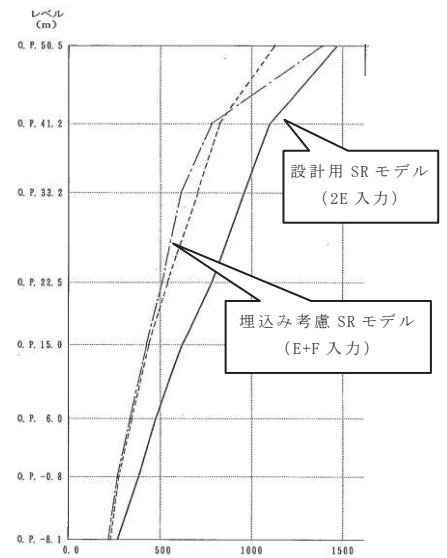


図4-7 解析結果の比較 (最大応答加速度)

4.3 基準地震動 S_s に対する入力地震動評価用地盤モデルの設定概要

(1) 地盤モデル設定の流れ

「4.1 3.11 地震等における傾向」での 3.11 地震における表層地盤が入力地震動に与える影響の検討結果から、表層地盤の非線形性を適切に考慮することで岩盤と表層地盤の波動伝播特性を考慮した入力地震動の評価が可能と考えられる。

ここでは、図 4-8 に示す基準地震動 S_s の地震応答解析に用いる入力地震動評価用地盤モデルの設定フローに従い、地震動の振幅に応じた非線形特性を考慮した地盤モデルを設定する。

設定の基本的考え方は以下のとおり。

① 地盤モデルの仮設定

- ・建設時の掘削状況や岩盤レベルの傾向も踏まえ 2 層地盤（表層地盤下部及び表層地盤上部）を設定
- ・パラメータスタディの初期値としての層境界位置や各地盤の物性値については、過去の調査結果等から設定

② 仮設定した地盤モデルに対する観測記録を用いた検討

（線形モデルでの検討）

- ・以下のパラメータスタディにより、表層地盤の層境界、表層地盤の V_s について検討する。
 - a. 層境界のパラメータスタディ（O.P. -2.0m～O.P. 2.0m）
 - b. 表層地盤下部のパラメータスタディ（ $V_s=800\sim 1000\text{m/s}$ ）
 - c. 表層地盤上部のパラメータスタディ（ $V_s=300\sim 600\text{m/s}$ ）

③ ベースモデルの決定

- ・O.P. 0m に層区分を持つ 2 層地盤を設定
- ・表層地盤下部の地盤物性を 900m/s に設定
- ・表層地盤上部に非線形性を考慮

④ 入力地震動評価用地盤モデルの設定

（表層地盤上部の非線形性を考慮した地盤モデル）

- ・2 層の表層地盤の内、表層地盤上部については、非線形化の影響が大きいと考えられること、また、自由地盤のはぎとり解析においては表層地盤部のみの非線形性を考慮することにより表層地盤で得られた観測記録の傾向が再現できたこと、パラメータスタディにより上層部の V_s を変えることで適切な伝達特性を概ね評価できることから、非線形特性は地盤調査結果に基づき設定する。

以上の検討によって策定した入力地震動評価用地盤モデルに対し、様々な地震動の振幅レベルの地震観測記録を用いて適合性を検証する。

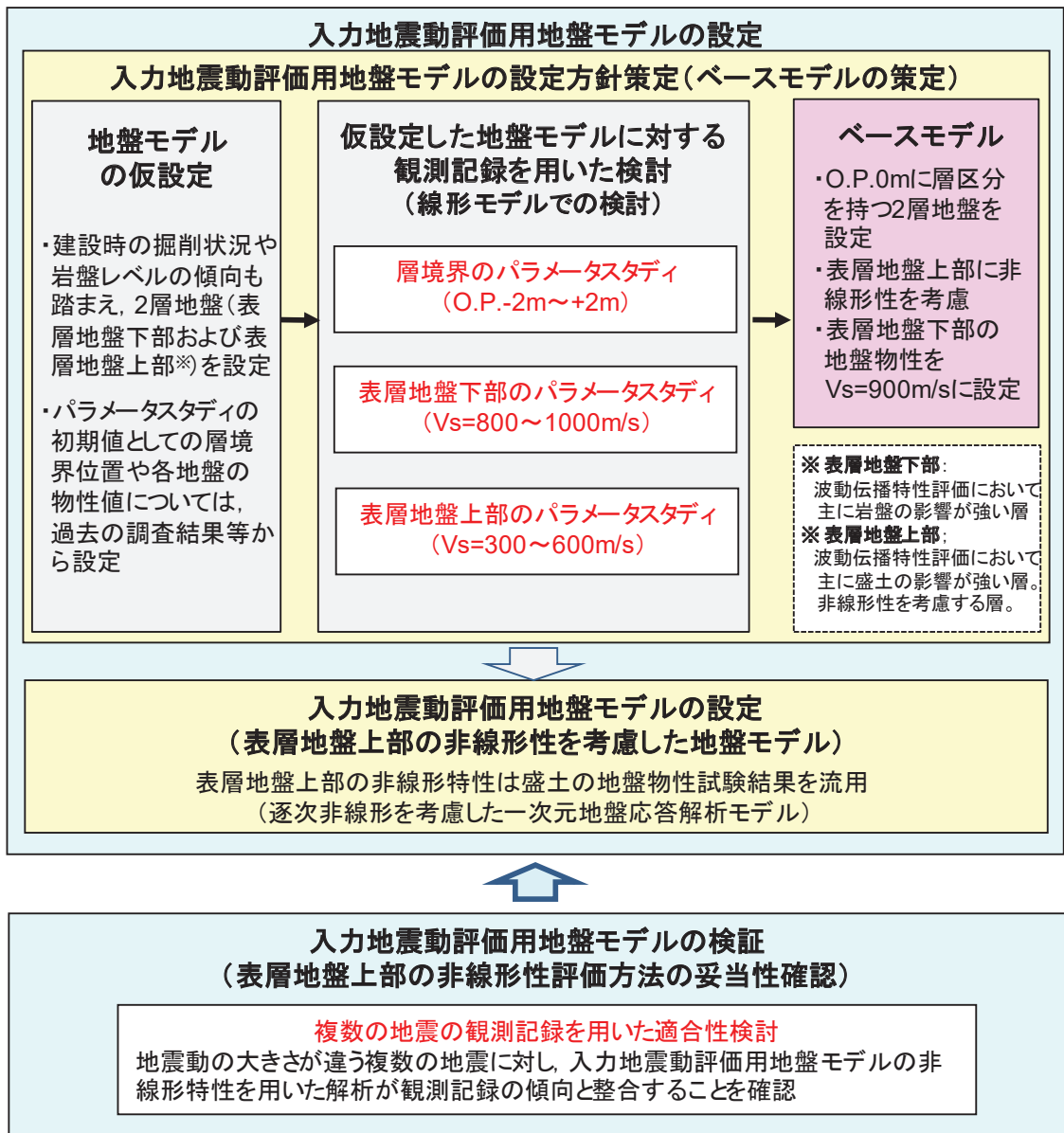


図 4-8 基準地震動 S_s の地震応答解析に用いる地盤モデル設定フロー

(2) 地盤モデルの仮設定

a. 表層地盤の層境界の仮設定（詳細は別紙 4 参照）

女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況に基づき、一次元地盤モデルの表層地盤下部と上部の境界面の深さを設定する。（一次元波動論の適用性については別紙 5 参照）

図 4-9 に女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況（平面図）を、図 4-10 に岩盤分類図（東西断面）を示す。女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況から、原子炉建屋周辺の地盤の大部分は O.P. 0m まで表層地盤の掘削が行われており、竣工後は現在の G.L. 面である O.P. 14.8m まで埋め戻されている。

O.P. 0m より浅部地盤の建屋周辺状況は、北と東西が地質調査時とほぼ同じ状況で埋戻し土が分布している。一方、南は硬い岩盤となっている。

以上のことから、表層地盤については、波動伝播特性において主に岩盤の影響が支配的な「表層地盤下部」と、主に盛土の影響が支配的な「表層地盤上部」（非線形性を考慮する層）の 2 層に分割し、その層境界は、建設時の掘削状況及び地質調査時の PS 検層範囲と対応する O.P. 0m に仮設定する。

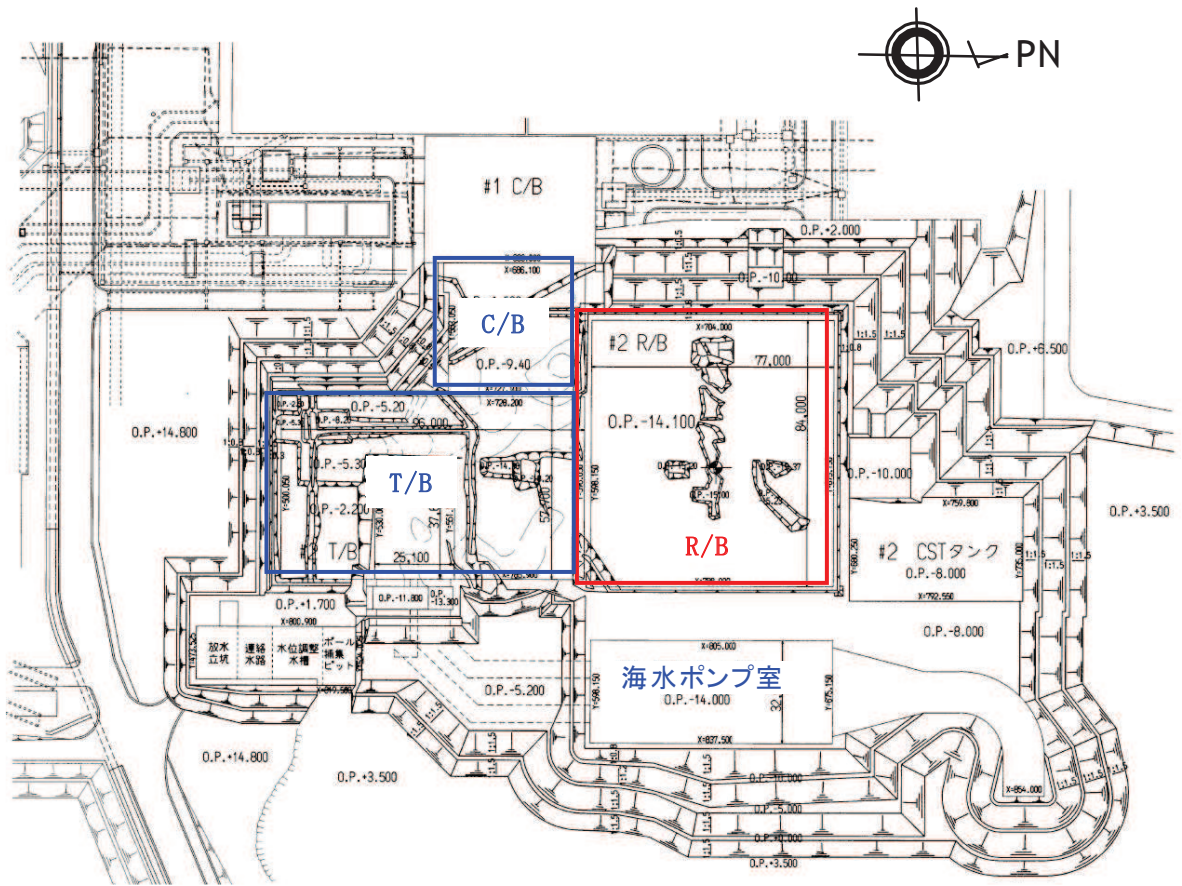


図 4-9 女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況（平面図）

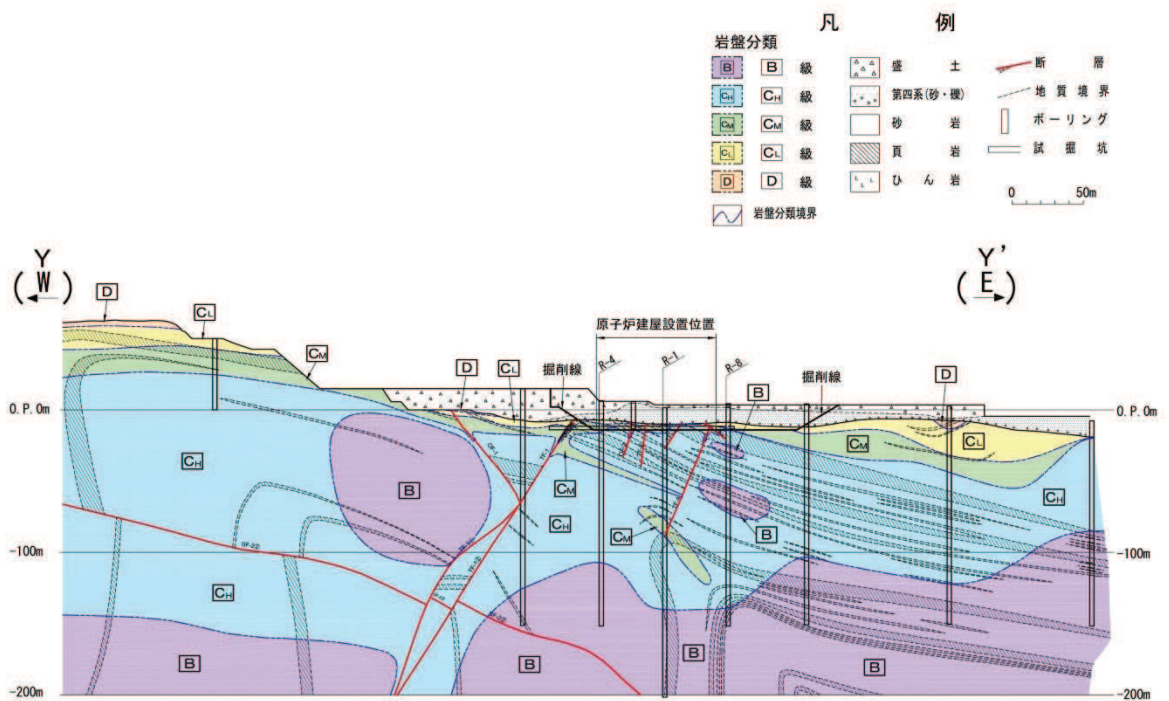


図 4-10 岩盤分類図（東西断面）

b. 表層地盤下部 (O.P. 0m~O.P. -14.1m) の地盤物性の仮設定

PS 検層結果では, O.P. 0m~O.P. -14.1m 付近までの表層地盤のせん断波速度 V_s はおよそ 500~1000m/s に分布していること, 3.11 地震の観測記録の分析, 自由地盤のはぎとり地盤モデルでは 1000m/s 程度であったことから, せん断波速度 V_s を表層地盤の PS 検層結果の上限値に近い 900m/s 程度に仮設定する。原子炉建屋位置の PS 検層結果を図 4-11 に, 3.11 地震時の最適化地盤モデルを表 4-3 に示す。

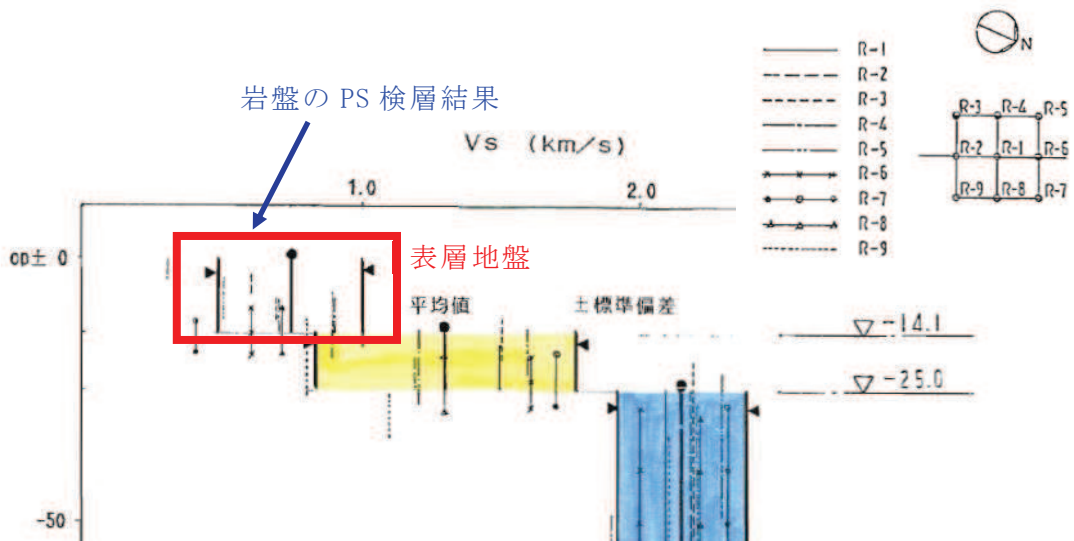


図 4-11 原子炉建屋位置の PS 検層結果

表 4-3 3.11 地震時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	V_s (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h_0	α
0	18.7					
-1.7	17.0	1.7	2.10	112	0.44	0.38
-5.0	13.7	3.3	2.10	112	0.44	0.38
-21.6	-2.9	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-27.3	-8.6	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-61.5	-42.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-81.8	-63.1	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-147.1	-128.4	65.3	2.68	2600	0.77	1.00

c. 表層地盤上部 (O.P. 14.8m~O.P. 0m) の地盤物性の仮設定

3.11 地震及び 4.7 地震のはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較では、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 350m/s とした場合に観測記録との整合性が良いことから、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 350m/s 程度に仮設定する。伝達関数の比較の概念図を図 4-12 に、伝達関数の比較を図 4-13, 14 に示す。

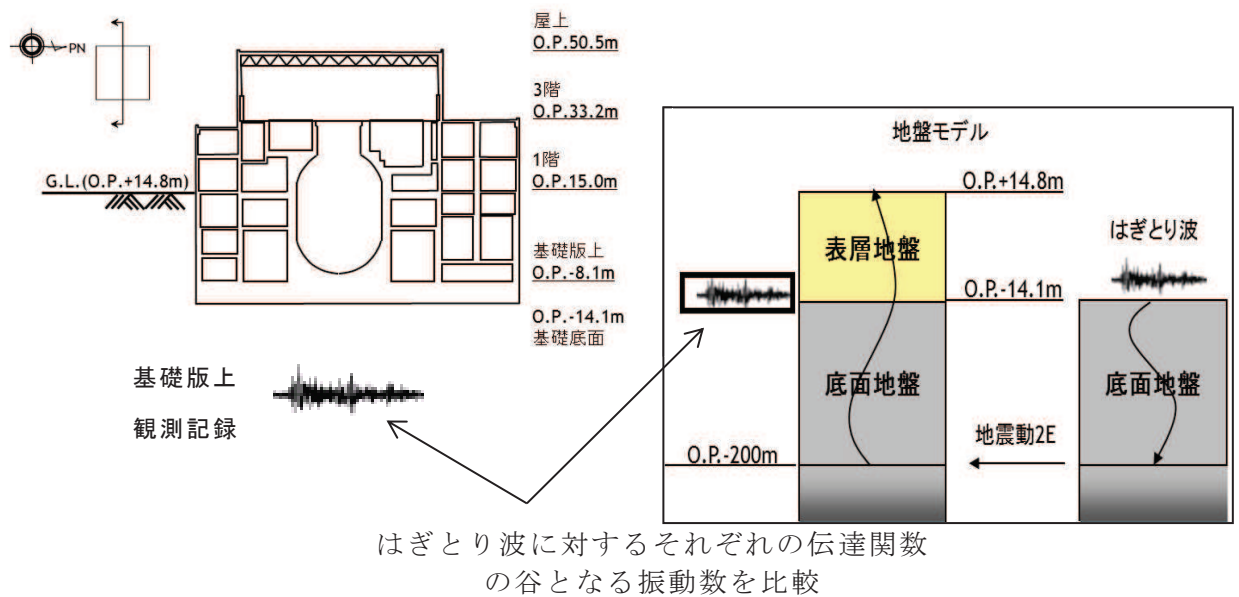
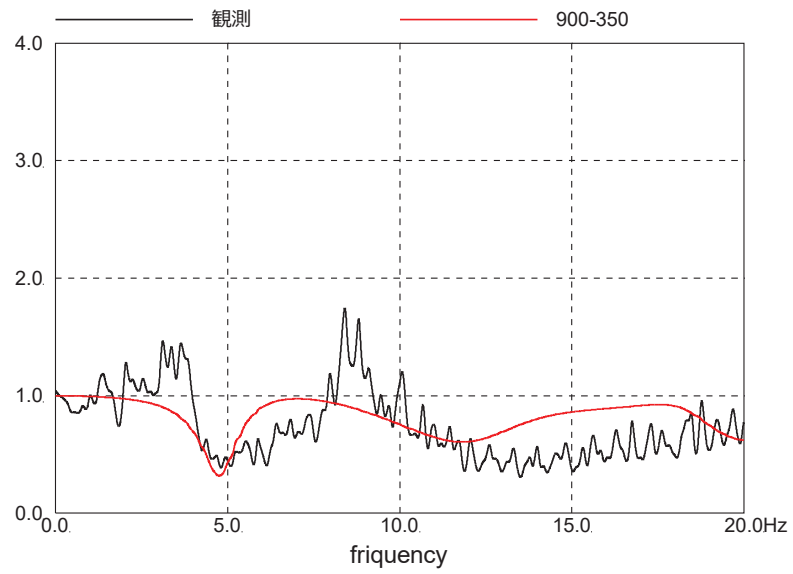
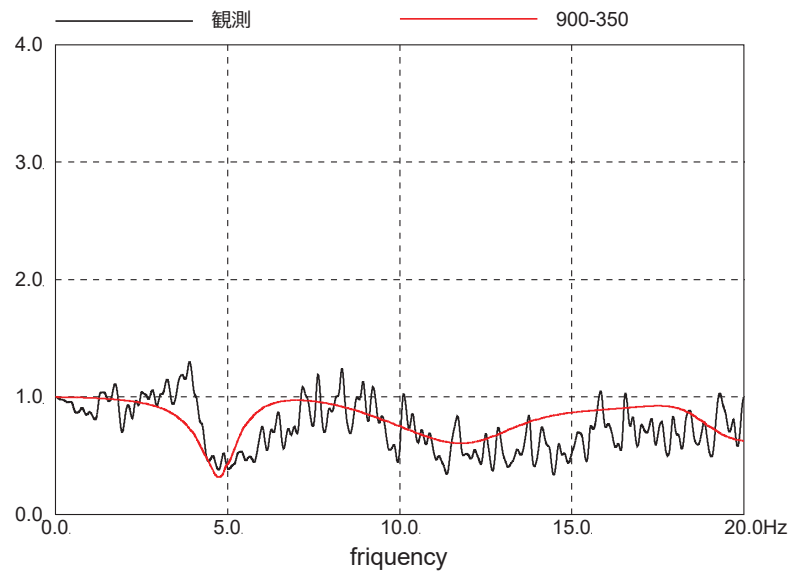


図 4-12 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較の概念

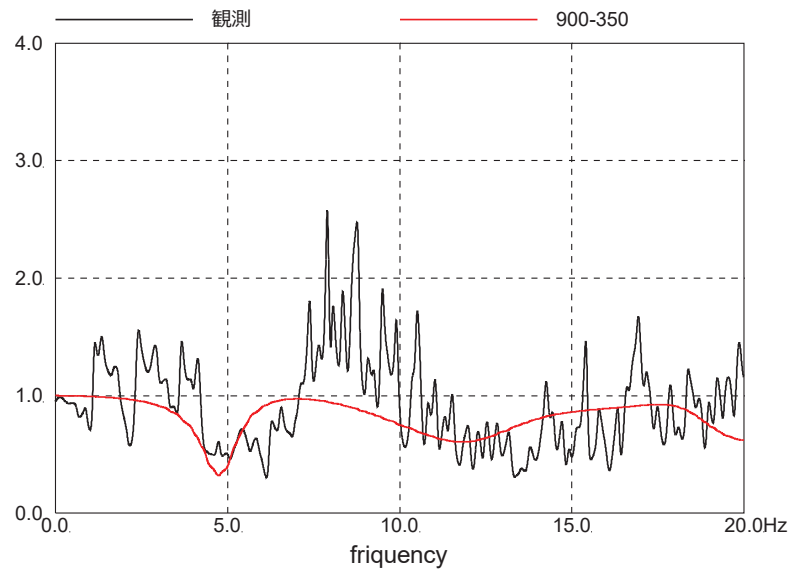


(a) NS 方向

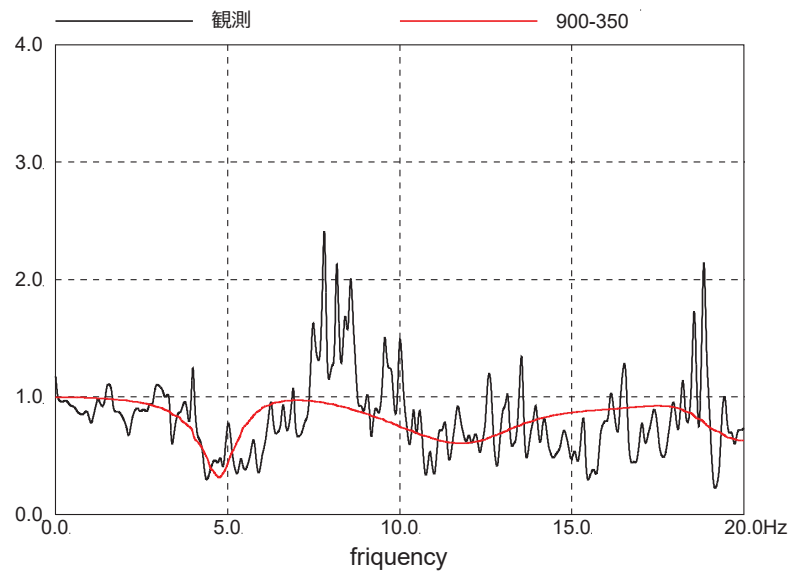


(b) EW 方向

図 4-13 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動（E+F+P 波）の伝達関数の比較
（3.11 地震）



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-14 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動（E+F+P 波）の伝達関数の比較（4.7 地震）

(3) 仮設定した地盤モデルに関する観測記録を用いた検討

a. 表層地盤の層境界に関する検討（詳細は別紙 6 参照）

(a) 検討概要

「4.1.2 自由地盤における表層地盤の非線形化の傾向について」における自由地盤の最適化地盤モデルの検討では、表層地盤を分割すること、最表層地盤の物性値を同定することで、小振幅から大振幅までの観測記録を再現できることがわかっている。

建設時の掘削状況から仮設定した 0. P. 0m の表層地盤の層境界について、観測記録を用いたパラメータスタディを実施し、ベースとなる地盤モデルの層境界の最適値について検討する。

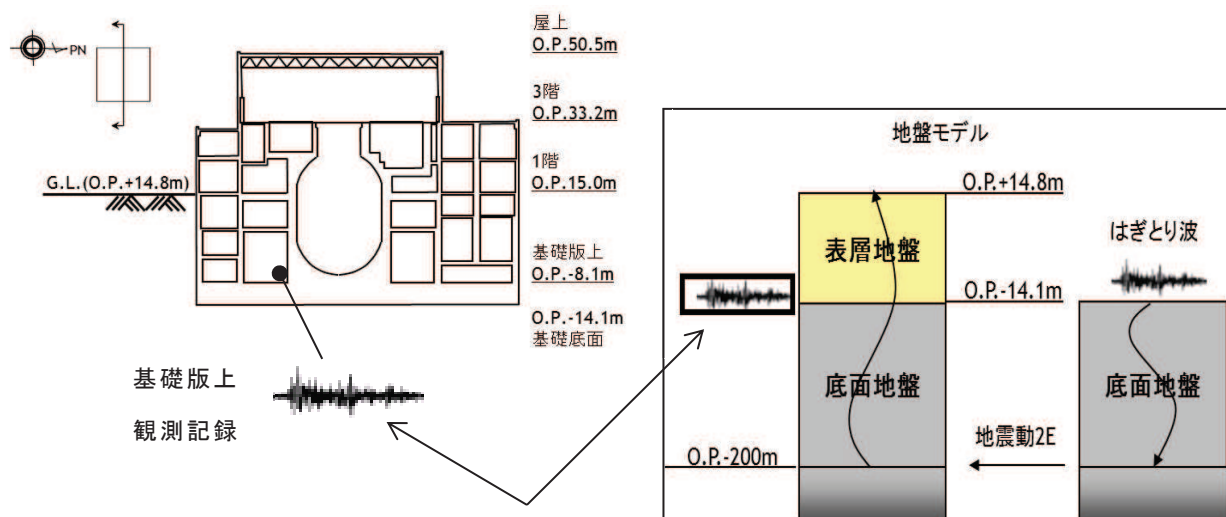
(b) 検討方法

表層地盤の層境界 0. P. 0m の検証として仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施する。

仮設定した地盤モデルは、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 350m/s とし、表層地盤の層境界を 0. P. -2. 0m ~ 0. P. 2. 0m の間で変動させて検討を実施する。表層地盤の層境界に関する検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 4-4 に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル (0. P. -14. 1m) の入力地震動 (E+F+P 波、P は補正水平力の時刻歴波形) の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4~6Hz 付近の谷の再現性及びはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。対象とする地震は、3. 11 地震及び 4. 7 地震とした。

表層地盤の層境界に関する検討方法の概念図を図 4-15 に示す。



はぎとり波に対するそれぞれの伝達関数の谷となる振動数を比較

図 4-15 表層地盤の層境界に関する検討方法の概念

表 4-4 表層地盤の層境界に関する検討用に仮定した地盤モデル
(赤文字部分が仮定した値)

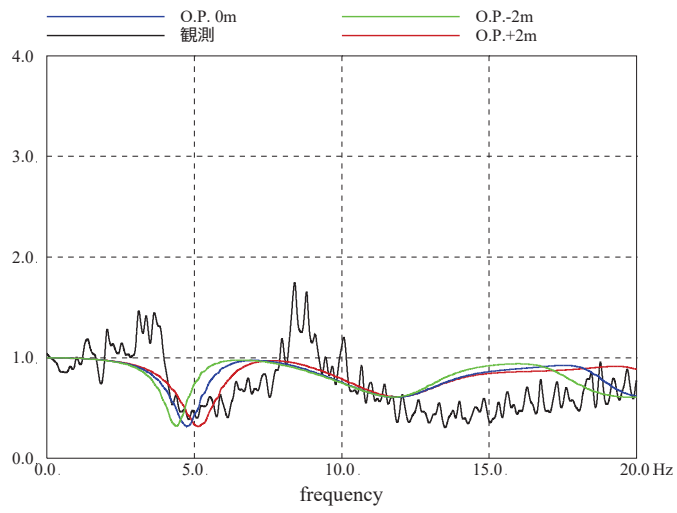
	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	2.0~-2.0	23.3 (2.38tf/m ³)	900	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200 ~ ∞	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

(c) 検討結果

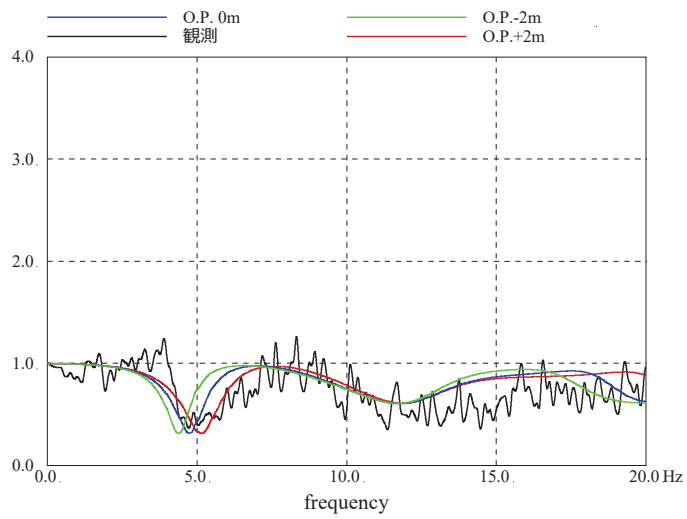
表層地盤の層境界に関する 3.11 地震による検討結果の伝達関数比較を図 4-16 に示す。また、床応答スペクトルの比較を図 4-17 に示す。

伝達関数を比較した結果、表層地盤の 1 次周期 (4~6Hz 付近) の再現性は、表層地盤の層境界を 0.P.0m と設定した場合に観測記録との適合が良い。

床応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討ほどの大きな差異は見られないものの、建屋の 1 次周期 (0.2~0.3 秒) 付近のピークに着目すると 0.P.-2.0m の結果は観測記録に比べて小さい傾向にあり、0.P.2.0m の結果は観測記録に比べて過大に評価する傾向となっている。0.P.0m が観測記録を平均的に表している。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-16 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)

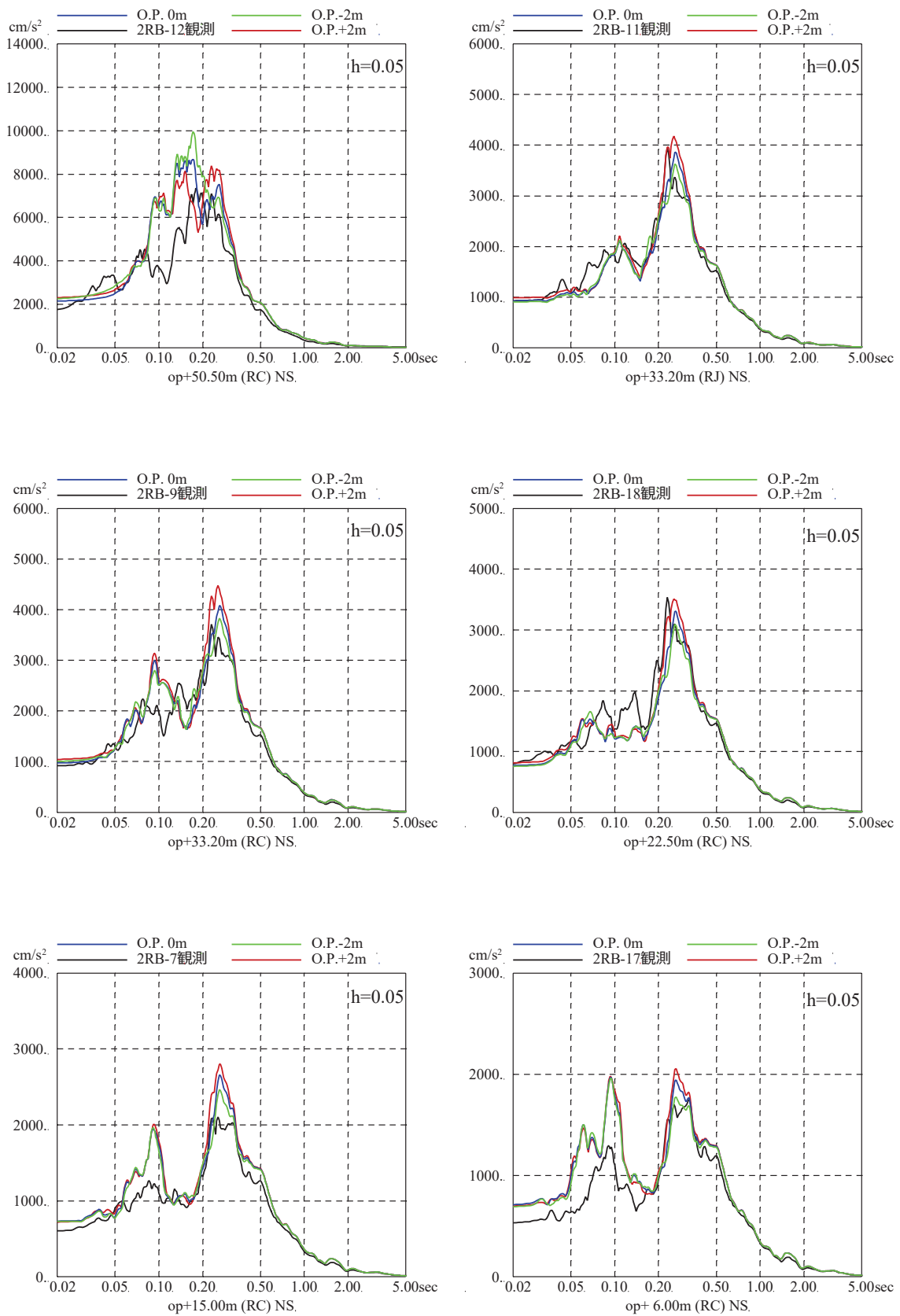


図 4-17 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, NS 方向, 建屋減衰 5%)

b. 表層地盤下部の地盤物性の検討（詳細は別紙 7 参照）

(a) 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの傾向と PS 検層結果から表層地盤下部（O.P. 0m～O.P. -14.1m）のせん断波速度 V_s は 900m/s に仮設定しているが、観測記録を用いたパラメータスタディを実施し、ベースとなる地盤モデルの表層地盤下部のせん断波速度の最適値について検討する。

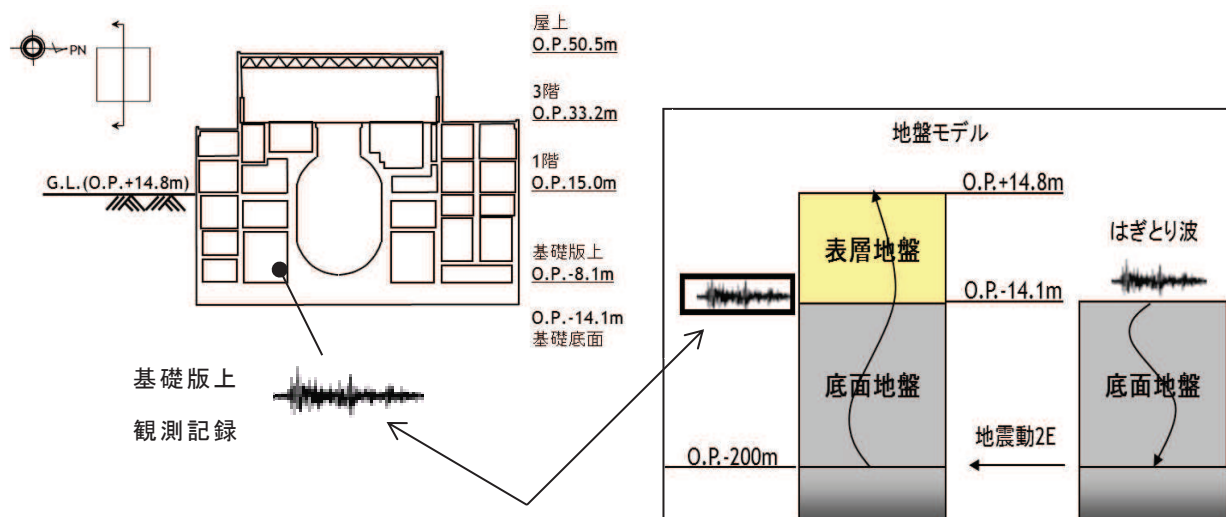
(b) 検討方法

表層地盤下部（O.P. 0m～O.P. -14.1m）のせん断波速度 V_s の検証として、仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

仮設定した地盤モデルは、表層地盤の層境界を O.P. 0m、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 350m/s とし、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 800～1000m/s の間で変動を考慮して検討を実施する。表層地盤下部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 4-5 に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル（O.P. -14.1m）の入力地震動（E+F+P 波，P は補正水平力の時刻歴波形）の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4～6Hz 付近の谷の再現性及びはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。対象とする地震は、3.11 地震及び 4.7 地震とした。

表層地盤下部の地盤物性の検討方法の概念図を図 4-18 に示す。



はぎとり波に対するそれぞれの伝達関数の谷となる振動数を比較

図 4-18 表層地盤下部の地盤物性の検討方法の概念

表 4-5 表層地盤下部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデル
(赤字部分が仮定した値)

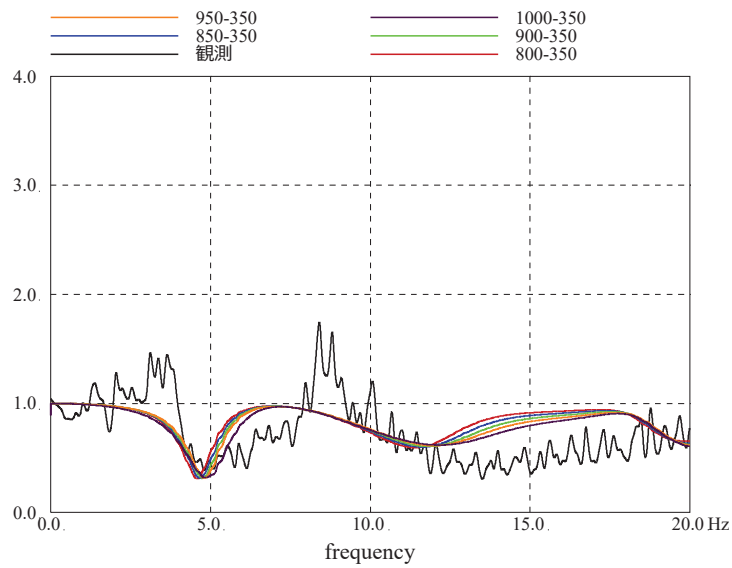
	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m ³)	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200 ~ ∞	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

(c) 検討結果

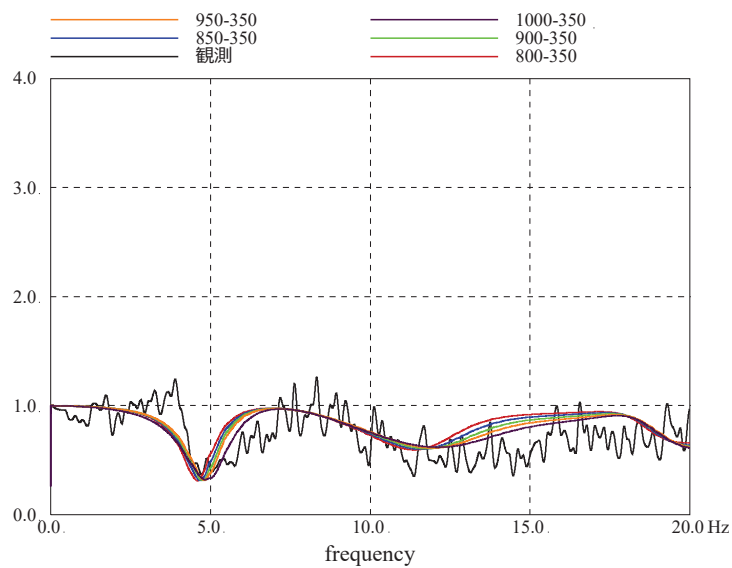
表層地盤下部の地盤物性の 3.11 地震による検討結果の伝達関数の比較を図 4-19 に示す。また、床応答スペクトルの比較を図 4-20 に示す。

検討結果から、伝達関数の検討結果から、伝達関数の谷の振動数(4~6Hz)は表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s 程度に設定した場合に観測記録との適合が良い。

床応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討ほどの大きな差異は見られない。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-19 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)

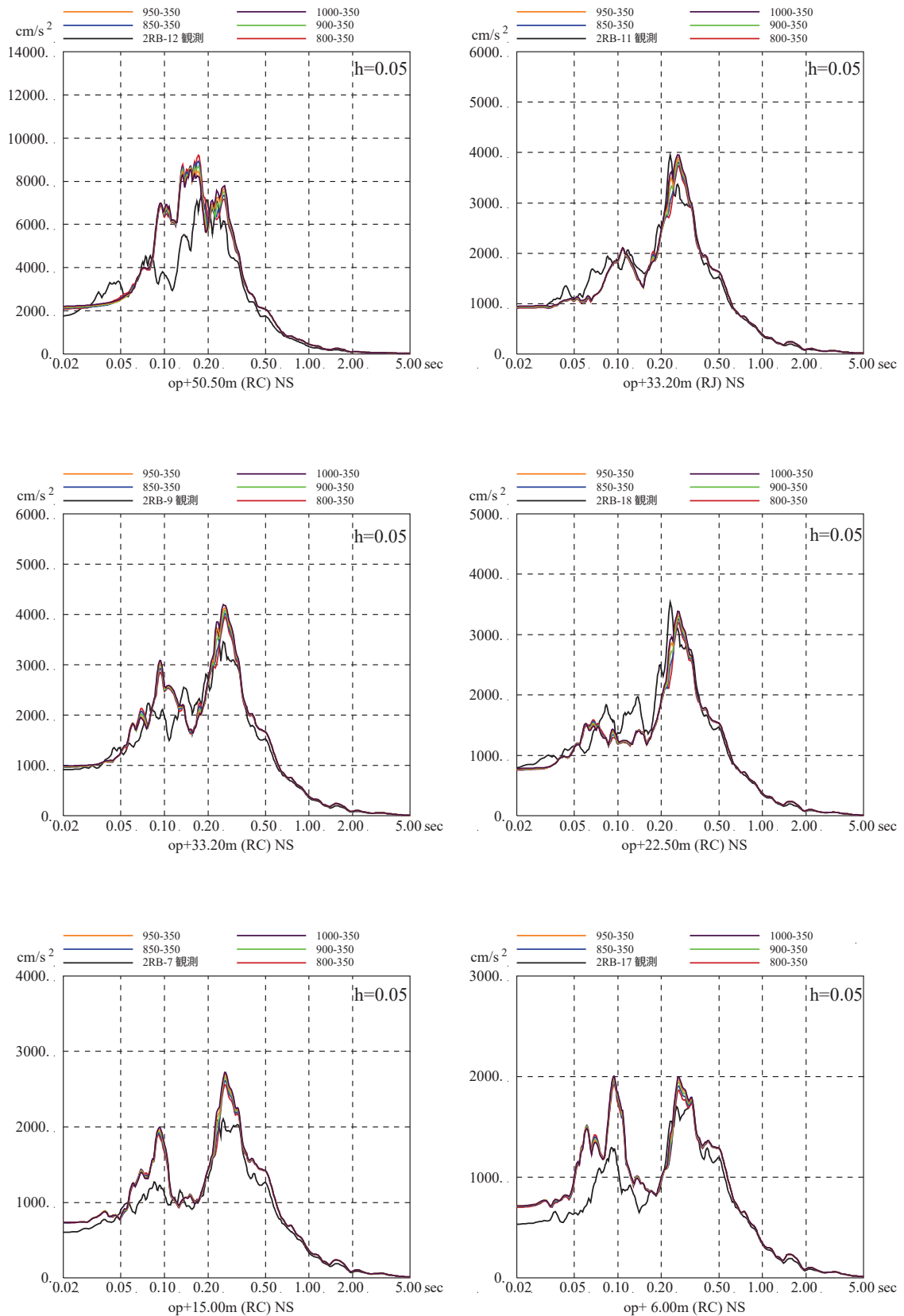


図 4-20 表層地盤下部の地盤物性の検討結果 (床応答スペクトル)
(3.11 地震, NS 方向, 建屋減衰 5%)

c. 表層地盤上部の地盤物性の検討（非線形化による影響検討）

（詳細は別紙 8 参照）

(a) 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの検討では、表層地盤を分割すること、表層地盤上部の物性値を同定することで、小振幅から大振幅までの観測記録を再現できることがわかっている。

表層地盤は、3.11 地震等による非線形化の影響が大きいと考えられることから、原子炉建屋の観測記録の分析からも表層地盤上部に非線形化の影響が現れているか検討する。

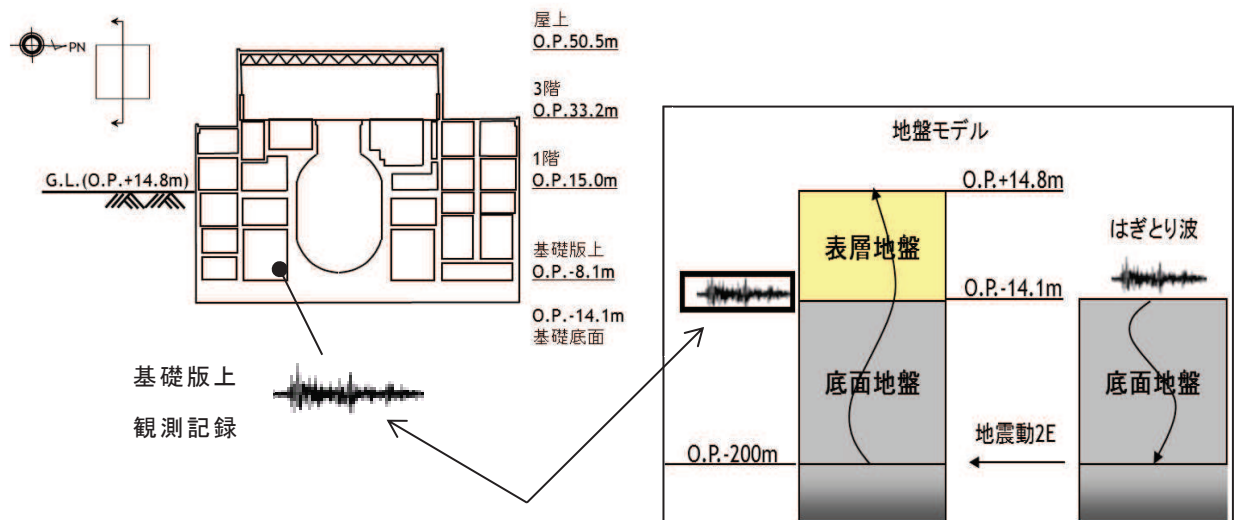
(b) 検討方法

表層地盤上部（O.P. +14.8m～O.P. 0m）の非線形化の有無を確認するため、仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

仮設定した地盤モデルは、表層地盤の層境界を O.P. 0m、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s とし、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 300～600m/s の間で変動させるモデルとする。表層地盤上部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 4-6 に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル（O.P. -14.1m）の入力地震動（E+F+P 波、P は補正水平力の時刻歴波形）の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4～6Hz 付近の谷の再現性及びはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。検討に用いた地震は、過去に観測された加速度振幅の大きい地震と 3.11 地震直前の 2011 年 3 月 9 日の地震とし、その諸元を表 4-7（検討に用いた地震諸元）に示す。

表層地盤上部の地盤物性の検討方法の概念図を図 4-21 に示す。



はぎとり波に対するそれぞれの伝達関数の谷となる振動数を比較

図 4-21 表面地盤上部の地盤物性の検討方法の概念

表 4-6 表層地盤上部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデル
(赤文字部分が仮定した値)

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3 (2.38tf/m ³)	300~600	3
	0.00	23.3 (2.38tf/m ³)	900	3
底面地盤	-14.10	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.00	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.00	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

表 4-7 検討に用いた地震諸元

地震	M	震源地	自由地盤 B2 地点(地中記録) 最大加速度 (PN 基準に方位補正) (cm/s ²)		
			NS 方向	EW 方向	
1	2005/8/16 11:46	7.2	宮城県東方沖	233	221
2	2011/3/9 11:45	7.3	宮城県東方はるか沖	30	12
3	2011/3/11 14:46	9.0	宮城県東方はるか沖	467	421
4	2011/4/7 23:32	7.2	宮城県東方沖	321	396

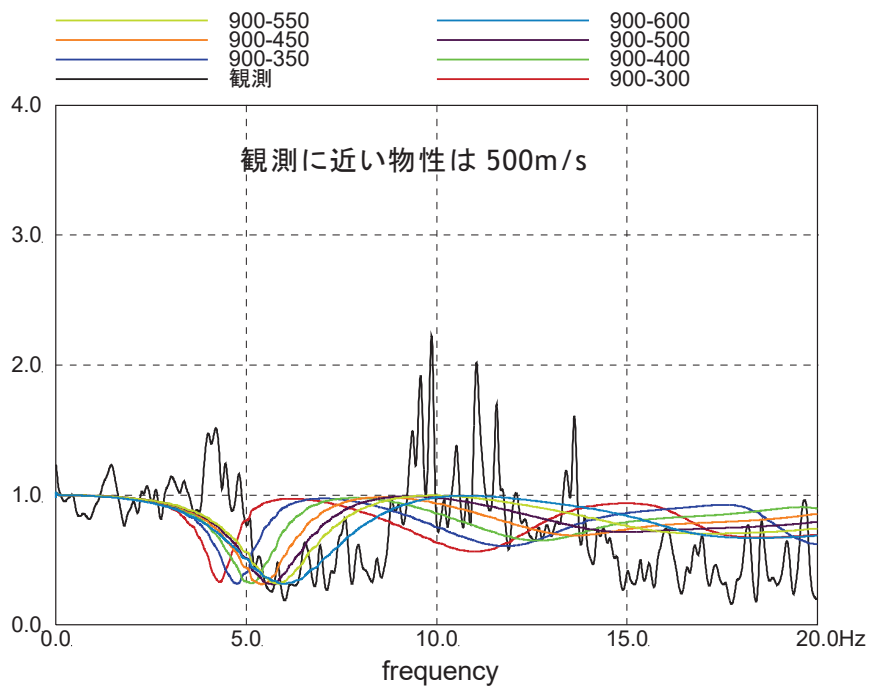
(c) 検討結果

はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する入力地震動（E+F+P 波）の伝達関数の比較を図 4-22～図 4-25 に、はぎとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較を図 4-26 に示す。

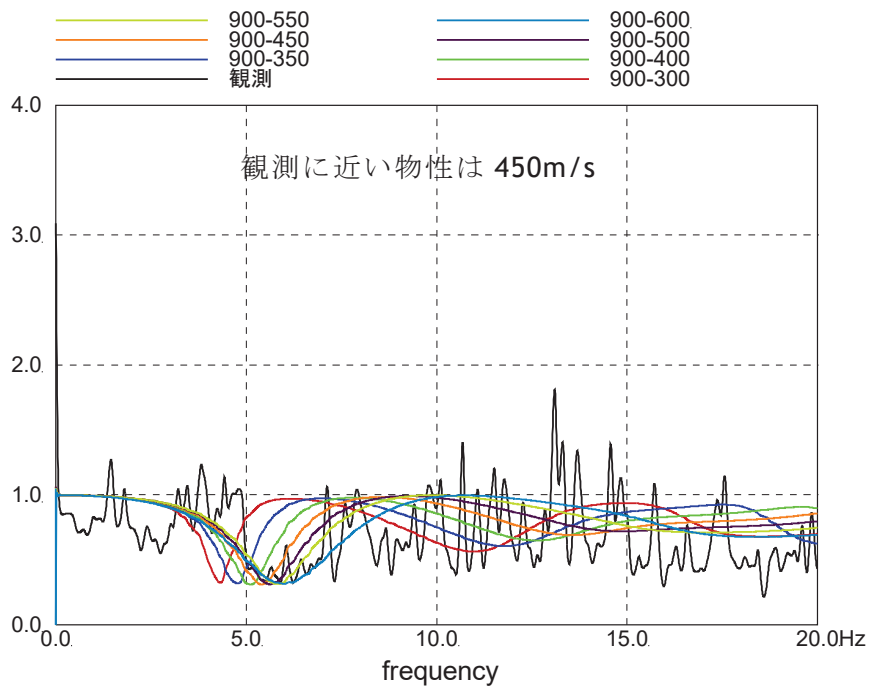
伝達関数の比較においては、2005/8/16 宮城県沖の地震と 2011/3/9 の地震では、表層地盤上部のせん断波速度 V_s が 450m/s～500m/s の場合に観測記録に対応するが、3.11 地震と 4.7 地震では、350m/s の場合が観測記録と良い対応を示している。

地震動の振幅レベルにより表層地盤上部の最適となるせん断波速度が異なることから、表層地盤上部では非線形化の影響が確認された。応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討ほどの大きな差異は見られなかった。

このことから、表層地盤上部には入力地震動の大きさにより地盤の剛性低下等を考慮できる非線形地盤モデルを設定する必要があることが確認された。

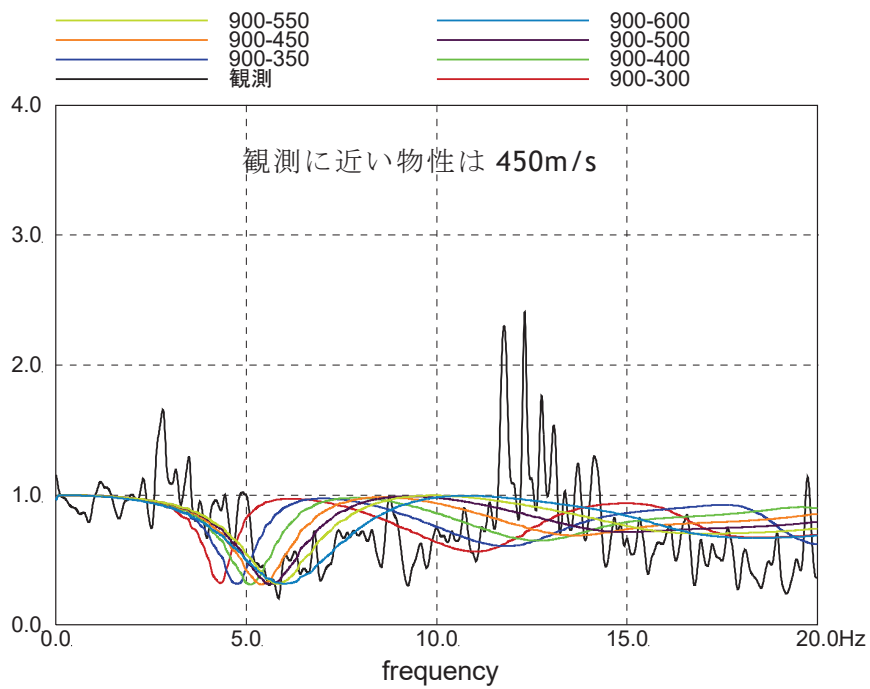


(a) NS 方向

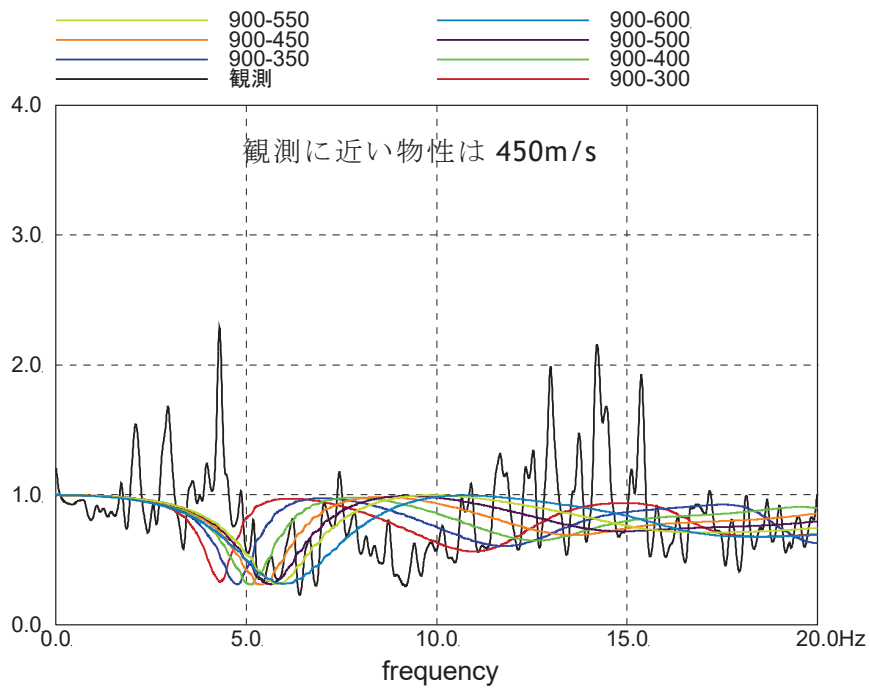


(b) EW 方向

図 4-22 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (2005/8/16 宮城県沖の地震)

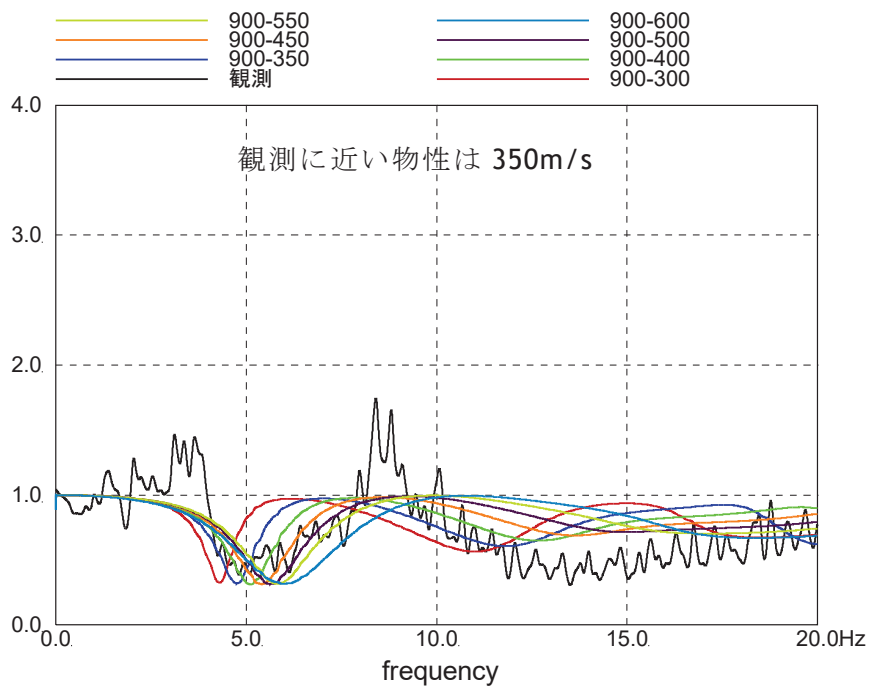


(a)NS 方向

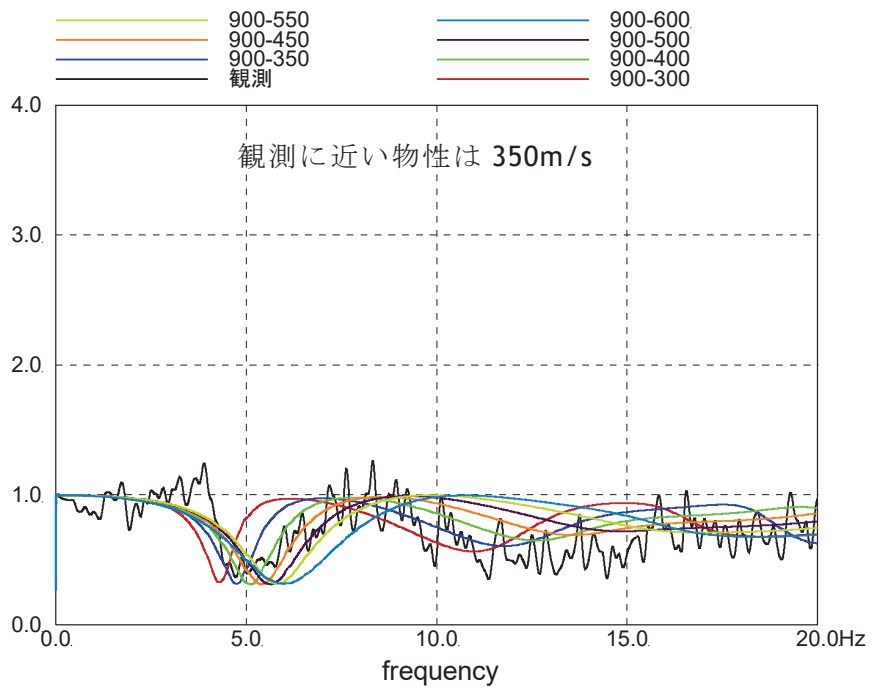


(b)EW 方向

図 4-23 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (2011/3/9 の地震)

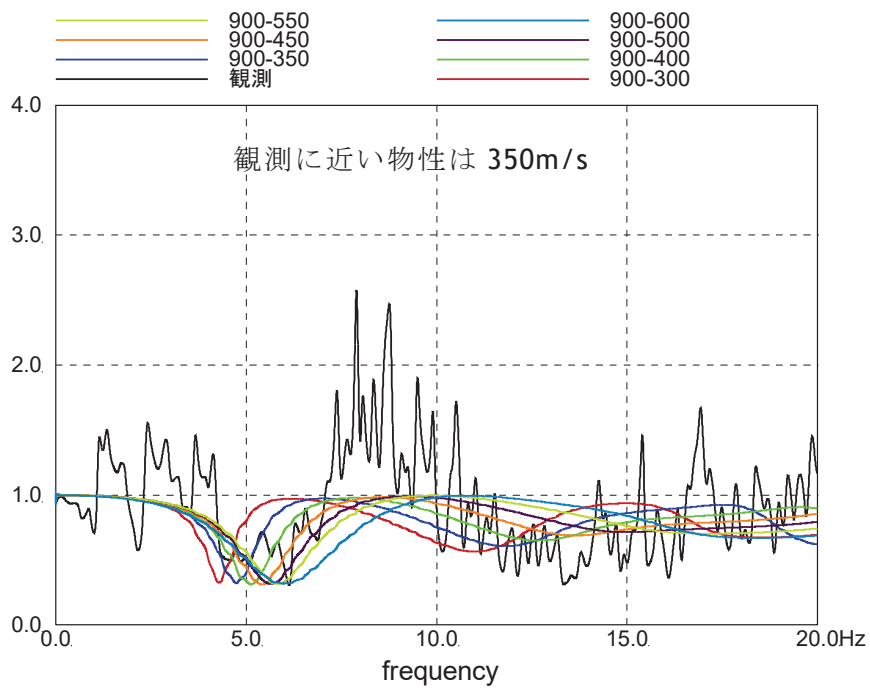


(a) NS 方向

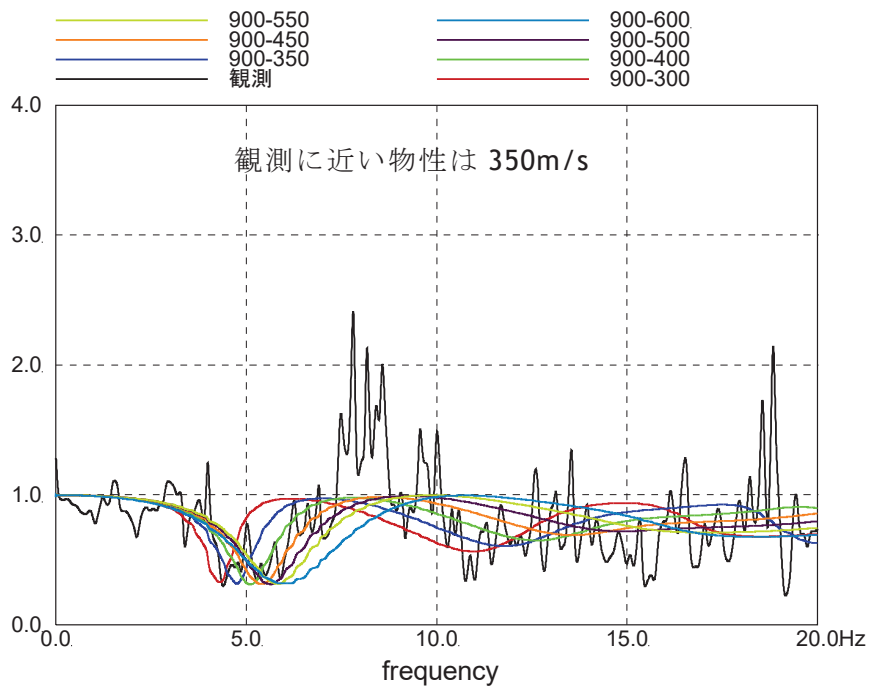


(b) EW 方向

図 4-24 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-25 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

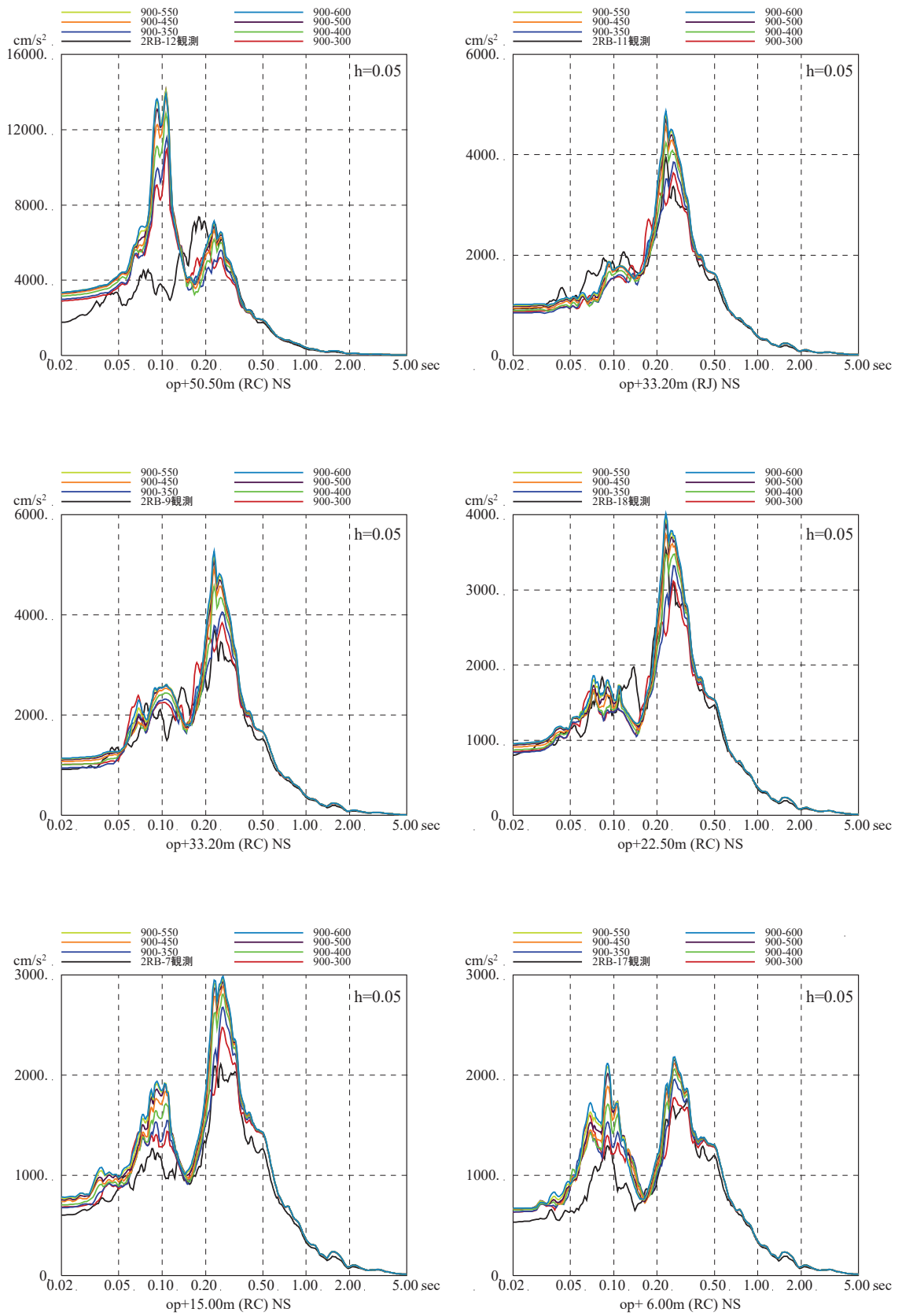


図 4-26 はぎとり波入力 of シミュレーション解析の床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向, 建屋減衰 5%)

d. ベースとなる地盤モデルの設定（詳細は別紙9参照）

これまでの仮設定した地盤モデルの検討結果から以下のことが確認されたことから、基準地震動 S_s に対する評価にあたり、原子炉建屋のベースとなる地盤モデルは表 4-8 に示す地盤モデルとする。

- ① 表層地盤は 2 層地盤とし、層境界を O.P. 0m に設定すると観測記録との適合が良いこと。
- ② 表層地盤のうち、下部については、せん断波速度 V_s を 900m/s に設定すると観測記録との適合が良いこと。
- ③ 表層地盤のうち、上部については、地震動の振幅レベルにより最適となるせん断波速度 V_s が異なることから非線形性を考慮する必要があること。

表 4-8 原子炉建屋 ベースとなる地盤モデル

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	地震動の振幅レベルに応じた非線形性を考慮した地盤物性とする	
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

(4) 表層地盤の非線形化を考慮した基準地震動 S_s 評価用地盤モデルの設定

前項までの検討において、表層地盤上部 (0.P. 14.8m~0.P. 0m) については、地震動の振幅レベルに応じた非線形特性を考慮する必要があることが確認された。

表層地盤上部の地盤物性値は、波動伝播特性評価において主に盛土の影響が強い層であることから盛土の物性値を流用することとして、非線形特性を設定する。

盛土の物性値は、地盤調査結果を基に初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定する。盛土物性値の調査位置を図 4-27 に示す。また、各試験結果から設定した盛土物性値を表 4-9 に示す。

表層地盤上部に非線形特性を考慮した地盤モデルを表 4-10 に示す。

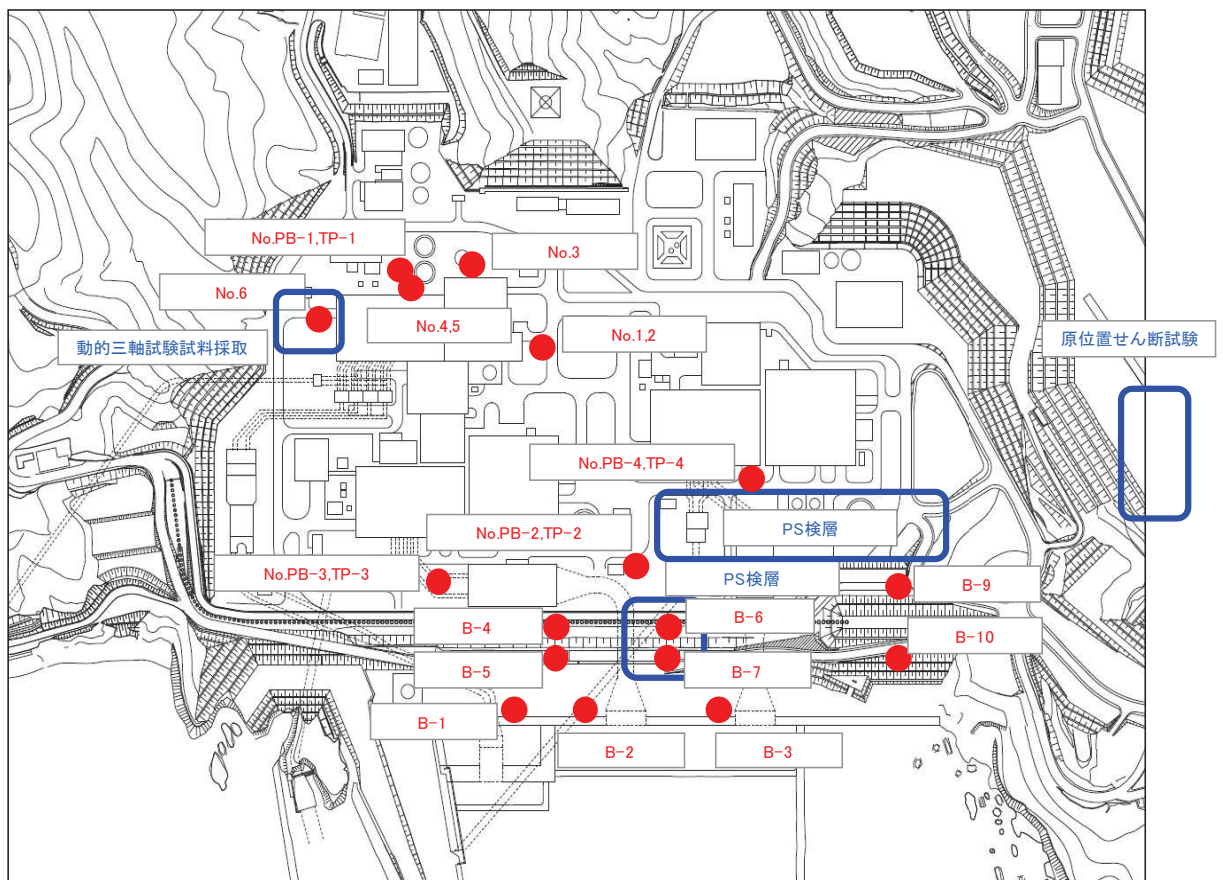


図 4-27 盛土ほかの調査位置図

表 4-9 各試験結果から設定した盛土の解析用物性値

地盤	強度定数		初期せん断剛性 G_0 (N/mm^2)	減衰
	粘着力 $C(N/mm^2)$	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$		
盛土 地下水 位以浅	0.1	33.9	$1787 \sigma_c^{0.84}$	$h=0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$

表 4-10 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m^3)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0.P. 14.8m~0.P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (4.3-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (4.3-1)$$

$$\text{ここで, } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z : \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (4.3-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (4.3-2)$$

$$\text{ここで, } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$h - \gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき (4.3-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (4.3-3)$$

4.4 観測記録を用いた入力地震動評価用地盤モデルの検証(詳細は別紙10参照)

(1) 検討概要

入力地震動評価用地盤モデルの表層地盤上部の非線形特性は地盤物性試験に基づき設定しているが、この非線形特性が過去の様々な地震動の振幅レベルの地震観測記録と整合する結果を与えるかどうかを確認する。

(2) 検討方法

自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する「4.3 基準地震動 S_s に対する入力地震動評価用地盤モデルの設定概要」において設定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル(0.P.-14.1m)の入力地震動(E+F+P波、Pは補正水平力の時刻歴波形)の伝達関数に表れる表層地盤の1次周期に対応する4~6Hz付近の谷の再現性を確認することにより検討する(図4-28参照)。検討に用いた地震諸元を表4-11に示す。

3.11地震については、はぎとり波を用いて算定した基礎版底面レベル(0.P.-14.1m)の入力地震動を用いて、建屋のシミュレーション解析を実施する。解析結果と地震観測記録を比較することにより地盤モデルの検討を行う。また、参考に基礎版上の観測記録を用いたシミュレーション解析の結果も合わせて示す。シミュレーション解析の概要を図4-29~図4-31に、解析条件を表4-12に示す。

(3) 検討結果

検討に用いた代表地震に対する伝達関数を比較して図4-32に示す。いずれの地震についても伝達関数の谷の位置を概ね再現している。

3.11地震のはぎとり波を用いた場合と基礎版上観測記録を用いた場合のシミュレーション解析結果の比較を図4-33に示す。

3.11地震のはぎとり波を用いたシミュレーション解析結果は、EW方向の周期0.1秒より短周期側で観測記録より過大評価になる傾向があるが、それ以外は、観測記録に対して、基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析と同等の適合度となっている。

なお、EW方向の周期0.1秒より短周期側で観測記録より過大評価となる傾向についての考察は以下のとおりである。

①図4-34に基礎版上の床応答スペクトルについて、3.11地震のはぎとり波を用いたシミュレーション解析結果と、基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果及び基礎版上観測記録を比較して示す。NS方向、EW方向共に、はぎとり波を用いたシミュレーション解析結果の床応答スペクトル

ルは周期 0.08 秒付近で基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果を若干上回っている。

②図 4-35 に基礎版上に対する各階の伝達関数を示す。はぎとり波を用いた場合と基礎版上観測記録を用いた場合の伝達関数はほぼ重なっており、建屋応答による差異はないことが確認できる一方で、周期 0.08 秒に対応する 12.5Hz 付近の各階の伝達関数は、NS 方向が谷になっており、EW 方向が山になっている。

③以上のことから、EW 方向の建屋上部の周期 0.08 秒付近の応答が特に大きくなっていると考えられる。

また、図 4-33(1)の床応答スペクトルの比較から、NS 方向地上 2 階(0. P. 22. 5m)の観測記録(2RB-18)の周期 0.15 秒付近の応答がシミュレーション解析より大きくなっていることから、その要因について分析する。

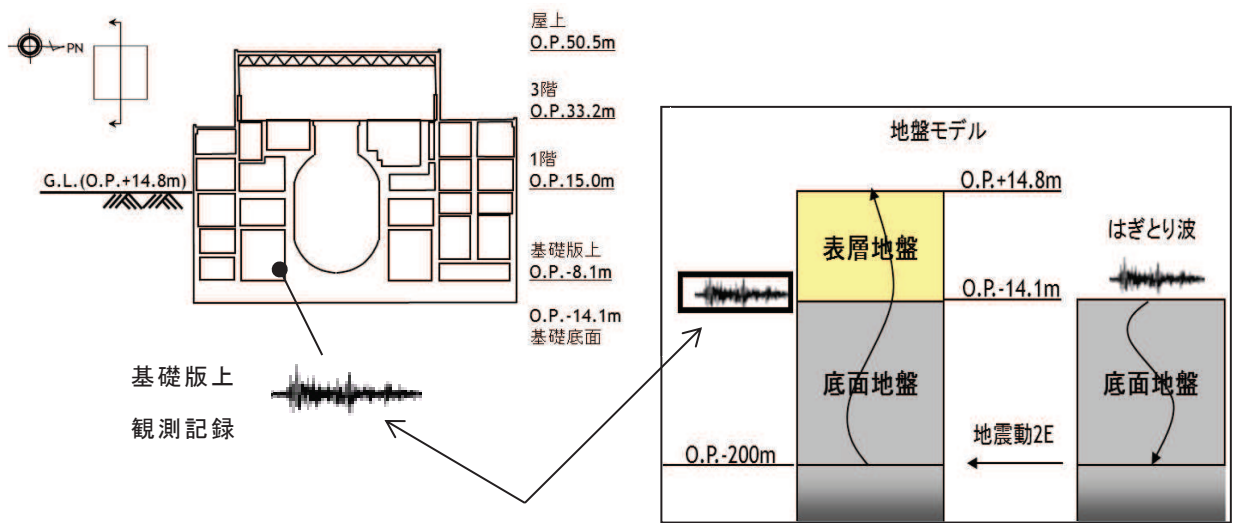
図 4-36 (1) に 2F 地震計の設置位置の詳細図を示す。2F の地震計の設置位置は、EW 方向の IW-4 の耐震壁に平行な R3 通りの壁の近傍に配置されているが、NS 方向の壁からは離れており、その間には EV の床開口が存在している。従って、2RB-18 の地震計の NS 方向の応答は、床開口の影響を含んでいる可能性が考えられる。

このような局所的な応答の影響を検証するため、3次元モデルを用いて、2RB-18 の地震計位置に相当する節点(以下「節点 A」という。)と質点系モデルの質点位置に相当する IW4 と IWC の交点付近の節点(以下「節点 B」という。)の伝達関数を確認する。

図 4-36 (2) に 3次元モデルの基礎観測点(2RB-6)に対する地上 2 階の節点 A 及び節点 B の伝達関数を示す。節点 B は耐震壁位置にあるため、質点系モデルの応答に近いと考えられる。NS 方向成分については、節点 A の伝達関数はほとんどの振動数で節点 B の伝達関数より振幅が大きくなっている。周期 0.15 秒(6.67Hz)前後に着目すると、6Hz~10.5Hz 付近及び 12Hz~14Hz 付近で大きくなっており、この特徴は、地上 2 階の観測記録(2RB-18)の応答スペクトルにほぼ整合している。

以上の結果から、NS 方向地上 2 階(0. P. 22. 5m)の観測記録(2RB-18)の応答スペクトルがシミュレーション解析より大きくなるのは、地震計の設置位置が NS 方向の耐震壁から離れた位置に設置されていること、地震計設置位置の近くに床開口があることによる局所的な応答の影響を含んでいることが考えられる。

以上のことから、策定した入力地震動評価用地盤モデルは 3.11 地震等の過去の地震に対し、適用可能であることを確認した。



はぎとり波に対するそれぞれの伝達関数の谷となる振動数を比較

図 4-28 表層地盤物性の検討方法の概念

表 4-11 検討に用いた地震諸元

地震	M	震源地	自由地盤 B2 地点(地中記録) 最大加速度 (PN 基準に方位補正) (cm/s^2)		
			NS 方向	EW 方向	
1	2005/8/16 11:46	7.2	宮城県東方沖	233	221
2	2011/3/9 11:45	7.3	宮城県東方はるか沖	30	12
3	2011/3/11 14:46	9.0	宮城県東方はるか沖	467	421
4	2011/4/7 23:32	7.2	宮城県東方沖	321	396

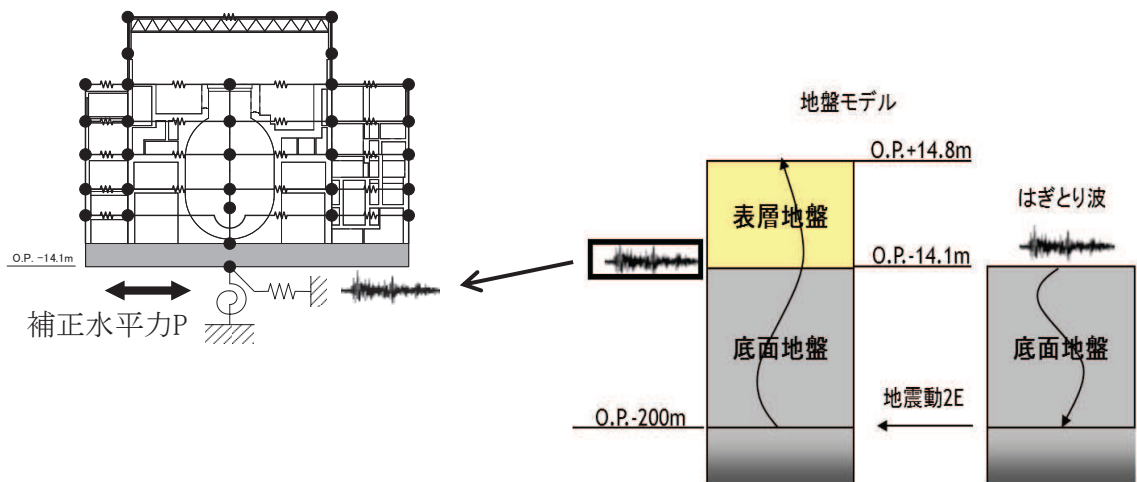


図 4-29 はぎとり波を用いたシミュレーション解析手法の概念図

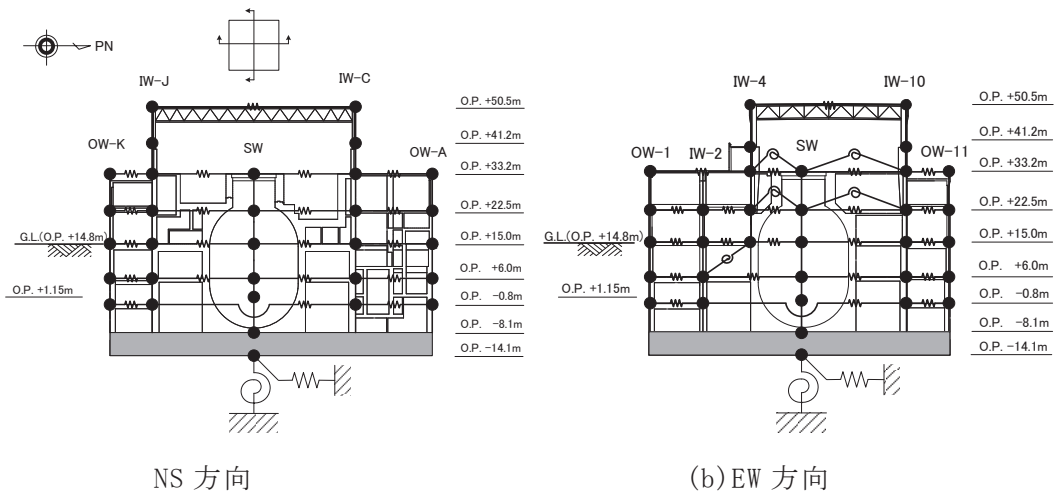


図 4-30 建屋シミュレーション解析モデル

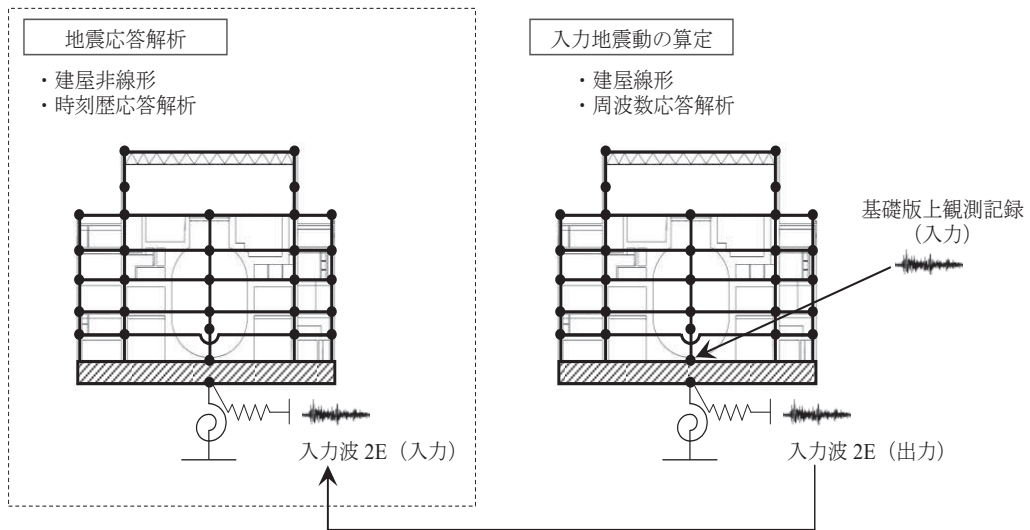
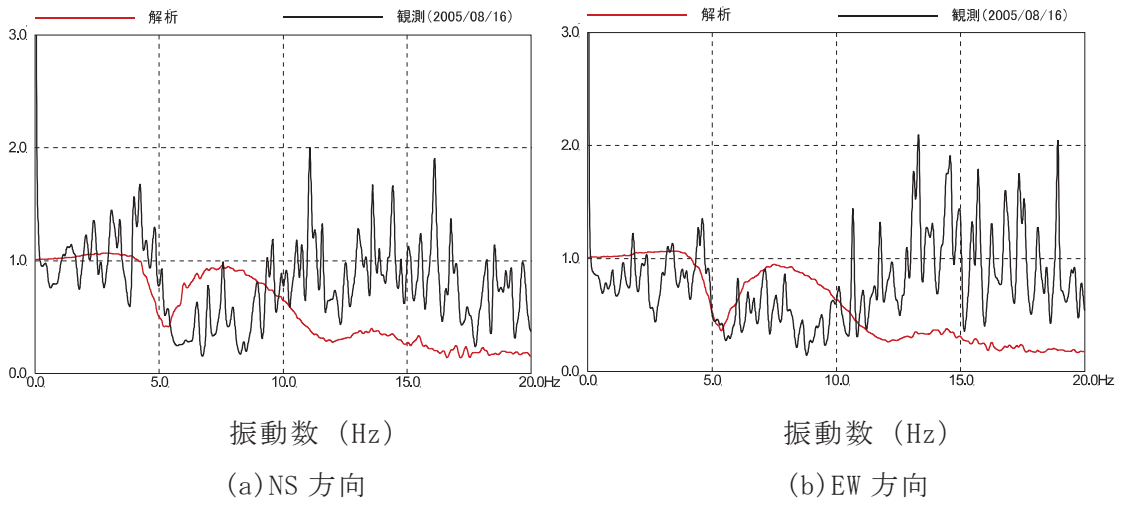


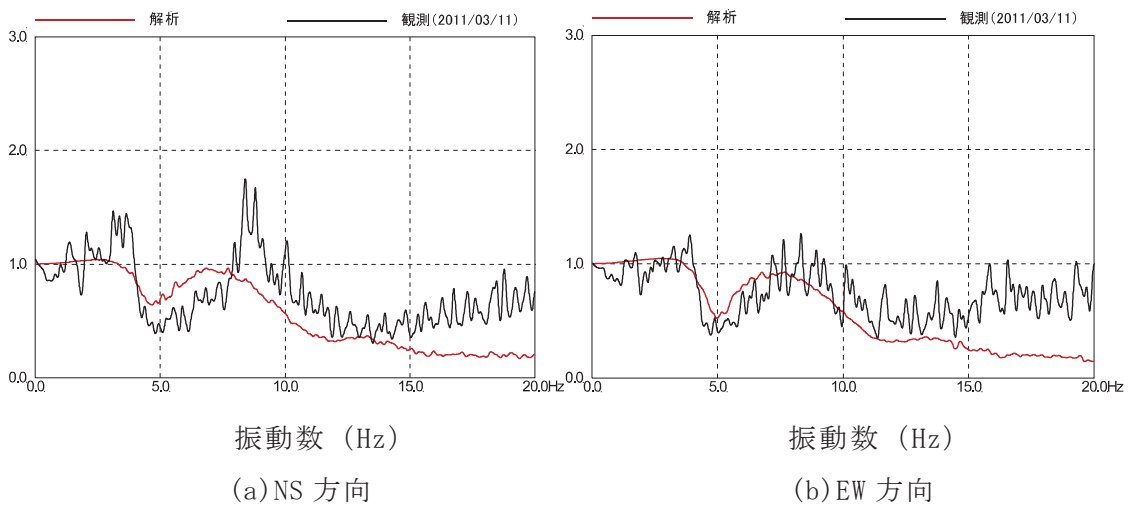
図 4-31 基礎版上観測記録を用いた建屋シミュレーション解析の概念図

表 4-12 解析条件

ケース	はぎとり波を用いた シミュレーション解析	(参考) 基礎版上観測記録を用いた シミュレーション解析
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの 地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)	基礎版底面レベルの 地震動を逆算し入力 (2E 入力)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	S _s 評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	—



2005/8/16 宮城県沖の地震



3.11 地震

図 4-32 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較

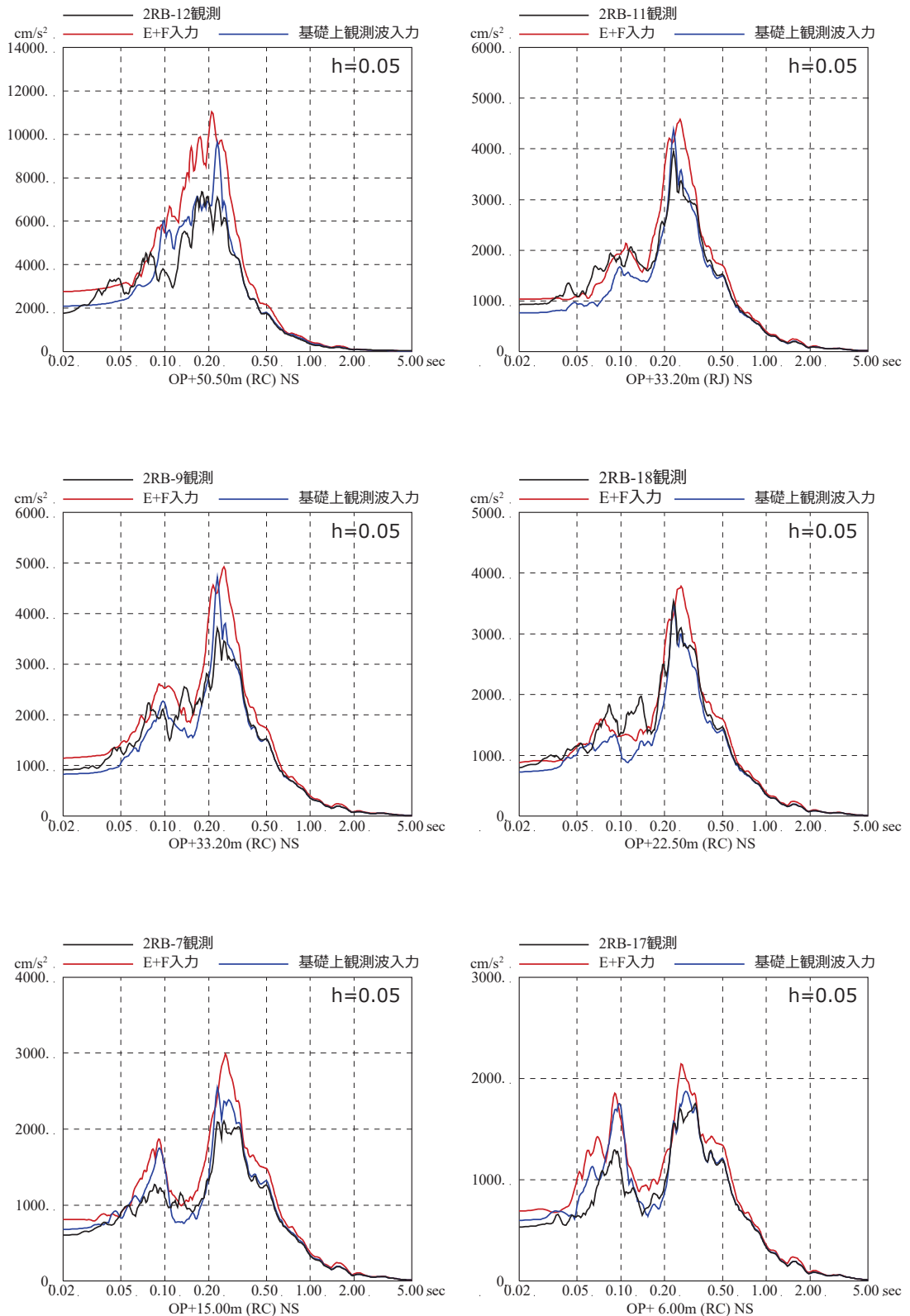


図 4-33 (1) 3.11 地震のはざとり波を入力に用いた場合と
基礎版上観測記録を用いた場合のシミュレーション解析結果の比較
(原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は、付録 1 参照

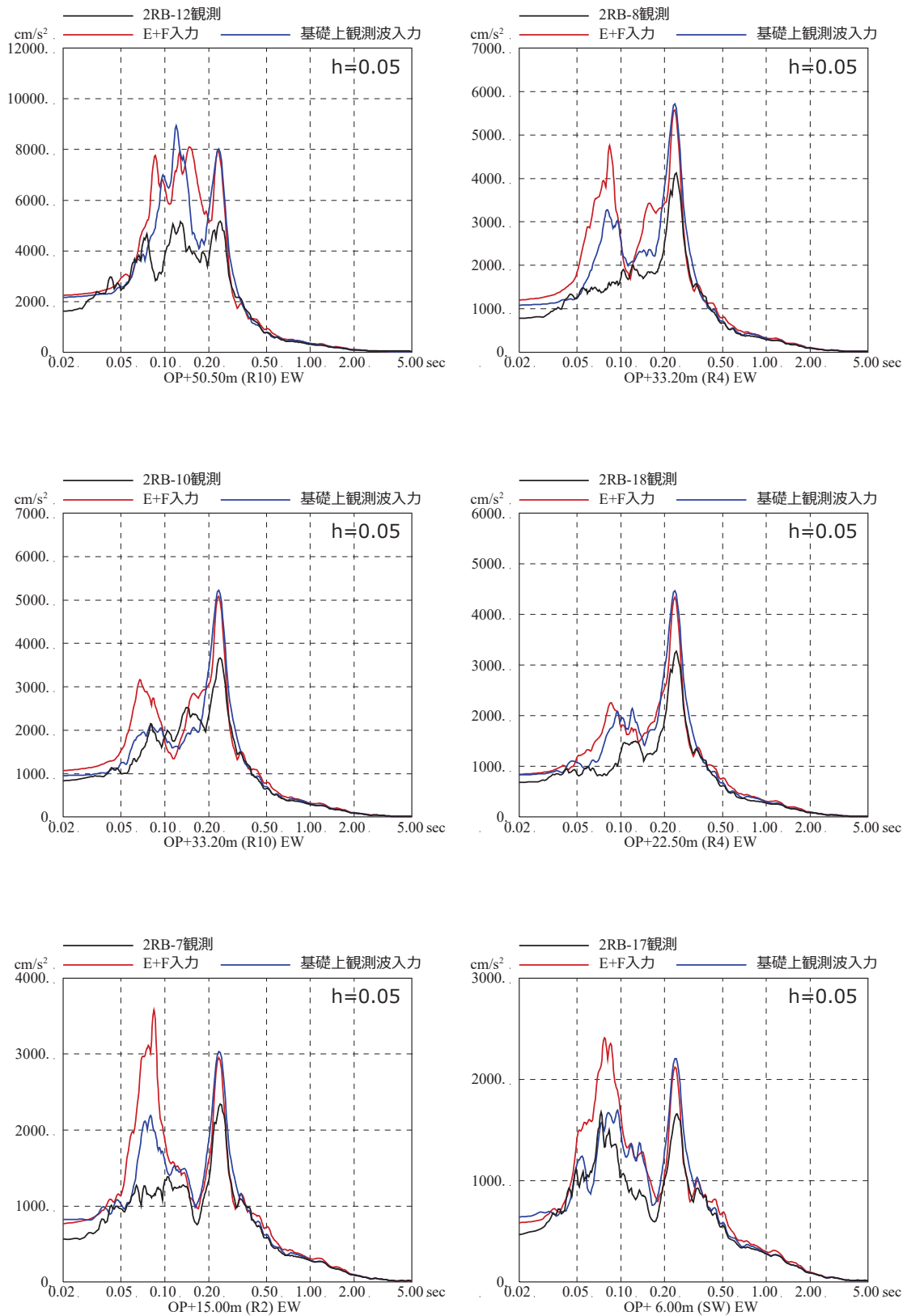


図 4-33 (2) 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と
基礎版上観測記録を用いた場合のシミュレーション解析結果の比較
(原子炉建屋, EW 方向)

※地震計位置は、付録 1 参照

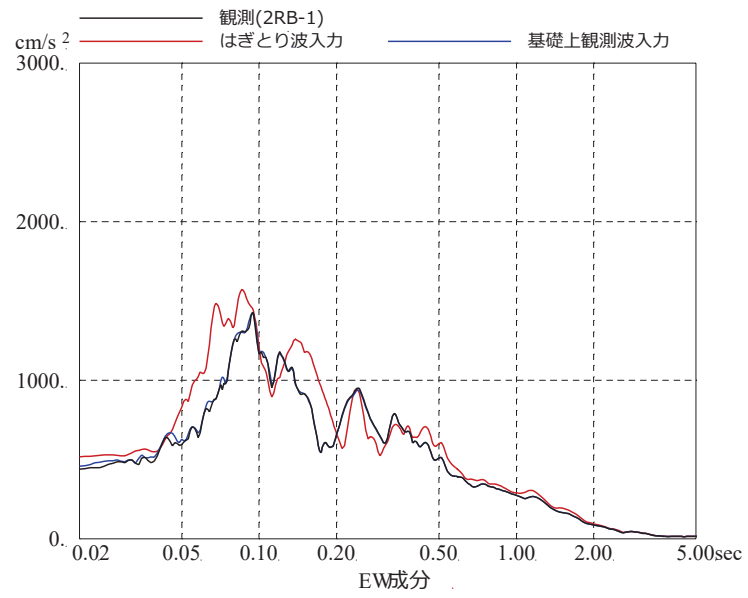
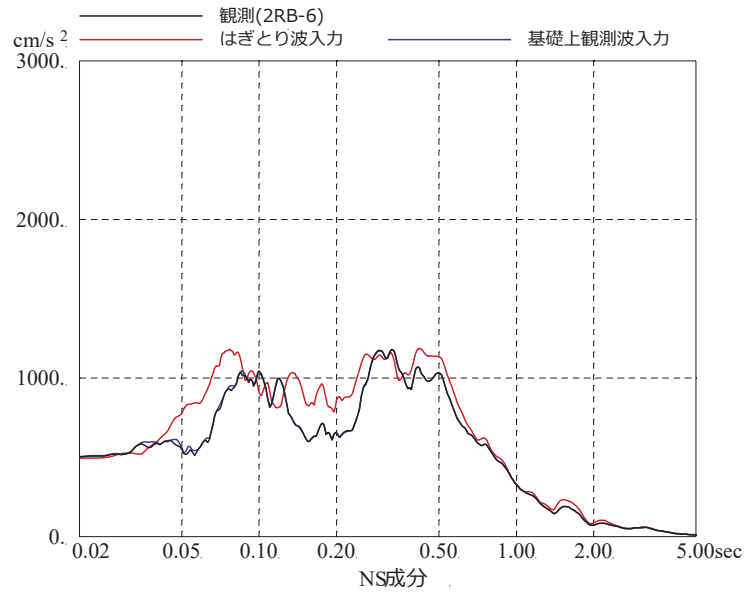
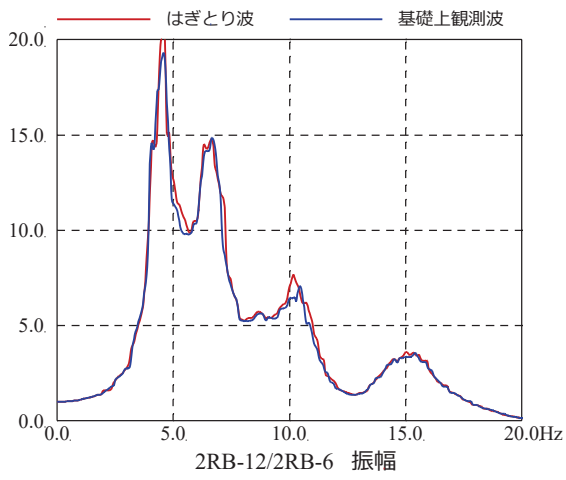
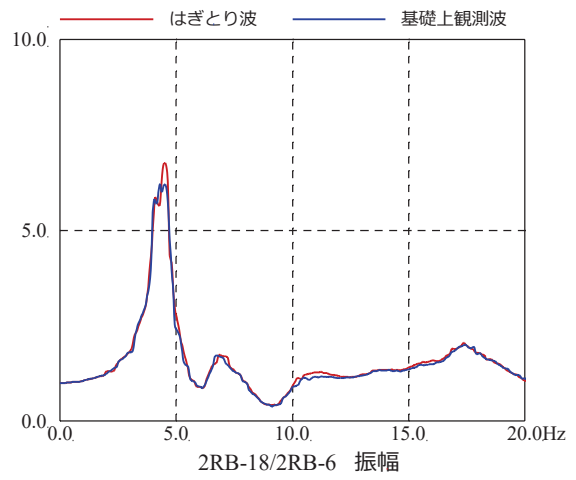


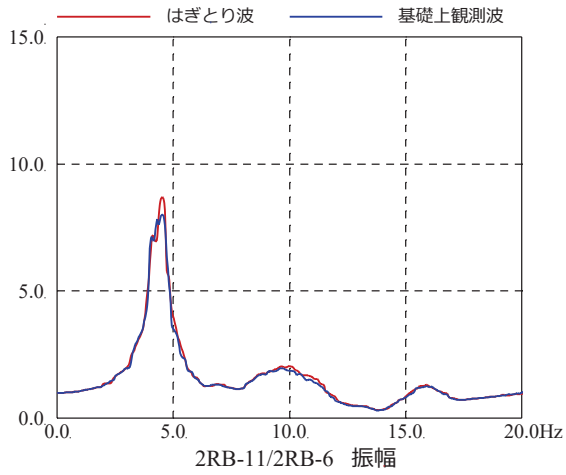
図 4-34 基礎版上の床応答スペクトルの比較



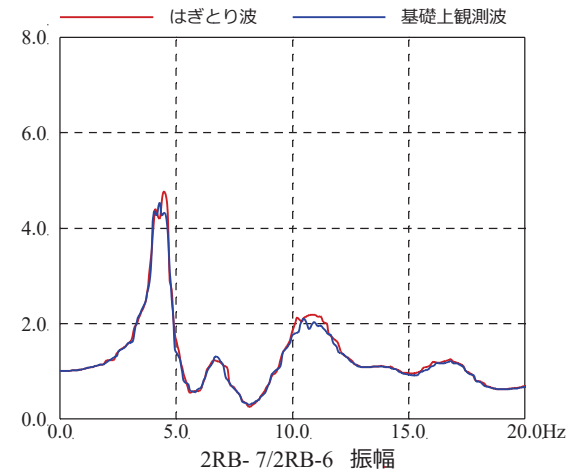
屋上 (O. P. 50. 5m)



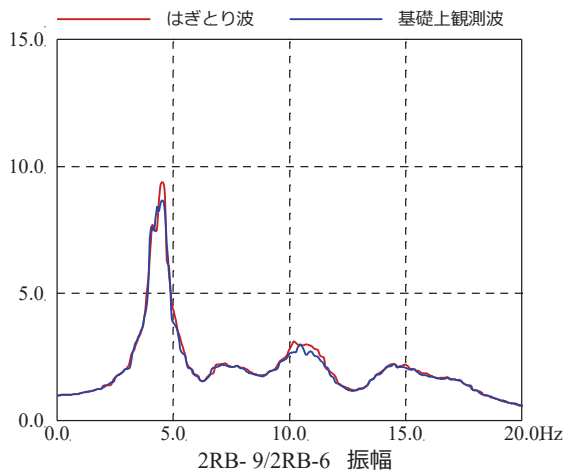
地上 2 階 (O. P. 22. 5m)



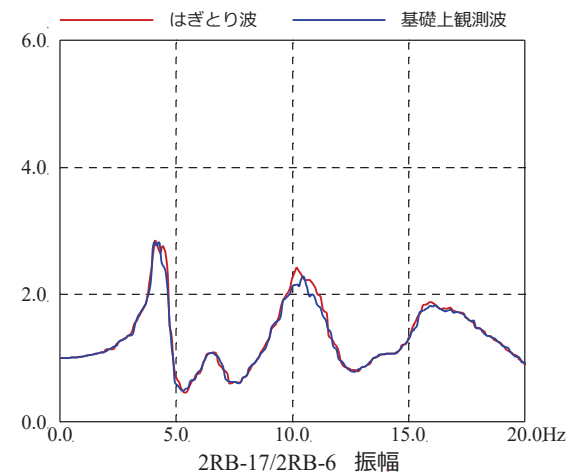
地上 3 階 (O. P. 33. 2m)



地上 1 階 (O. P. 15. 0m)



地上 3 階 (O. P. 33. 2m)



地下 1 階 (O. P. 6. 0m)

図 4-35 (1) 床応答波形の伝達関数 (NS 方向)

※地震計位置は、付録 1 参照

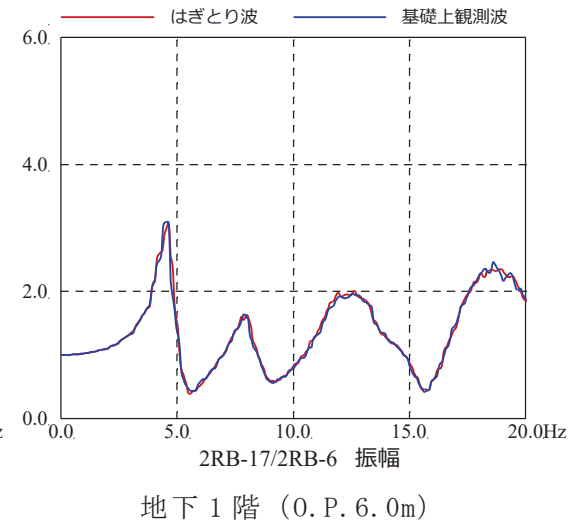
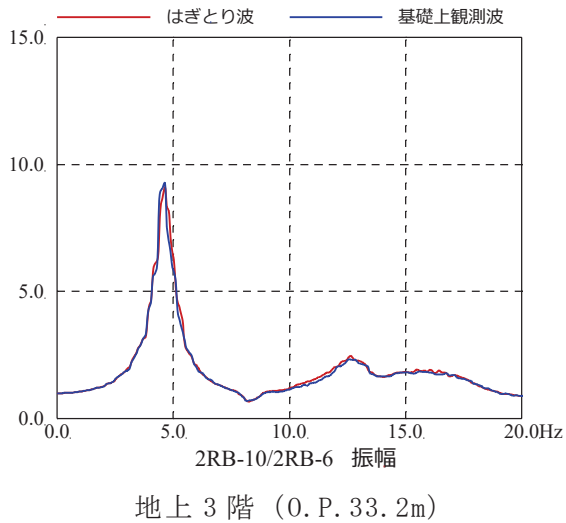
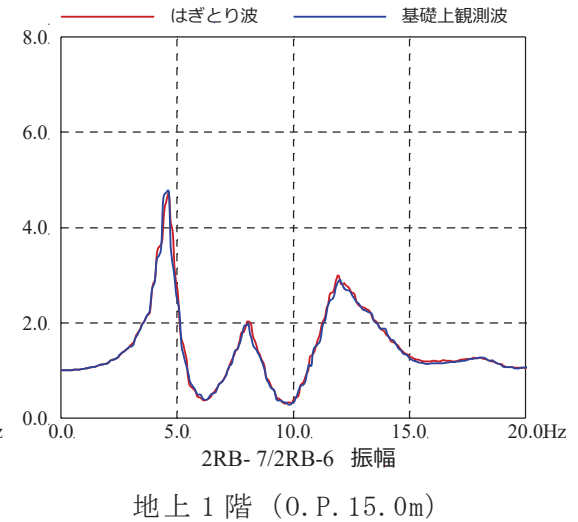
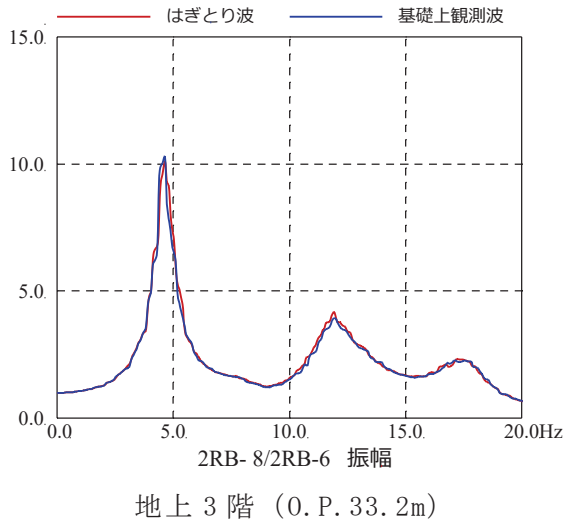
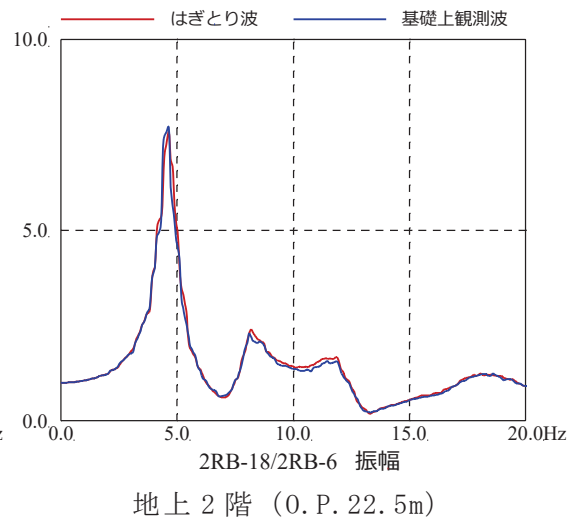
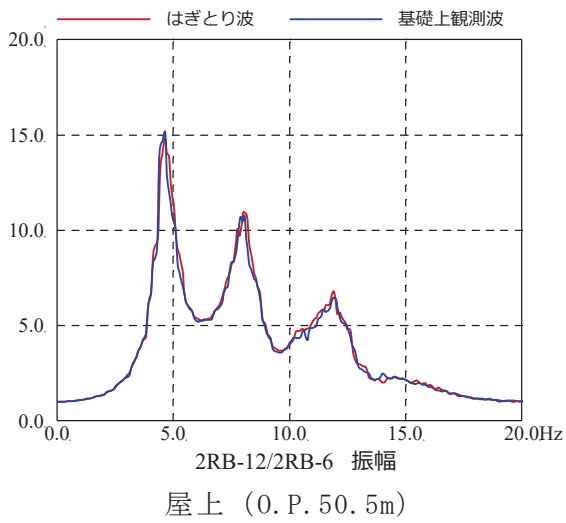


図 4-35 (2) 床応答波形の伝達関数 (EW 方向)

※地震計位置は、付録 1 参照

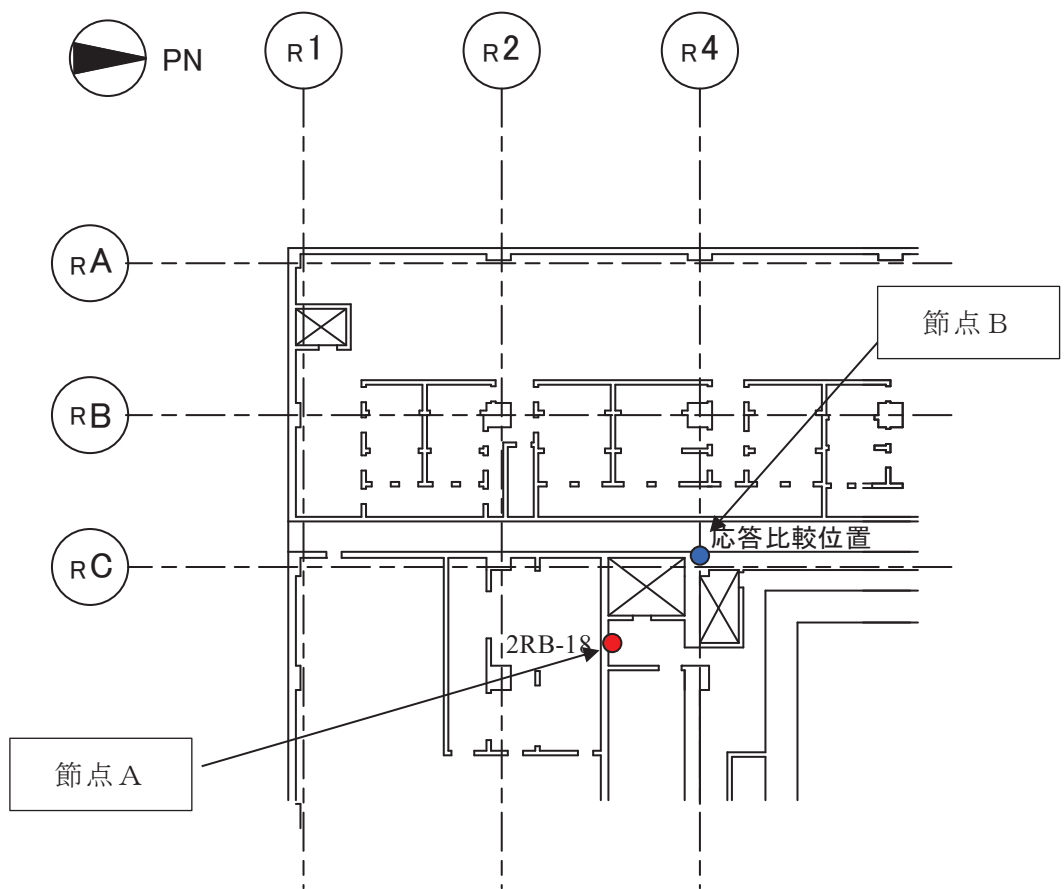


図 4-36 (1) 地震計設置位置と応答比較位置 (原子炉建屋地上 2 階 (O.P. 22.5m))

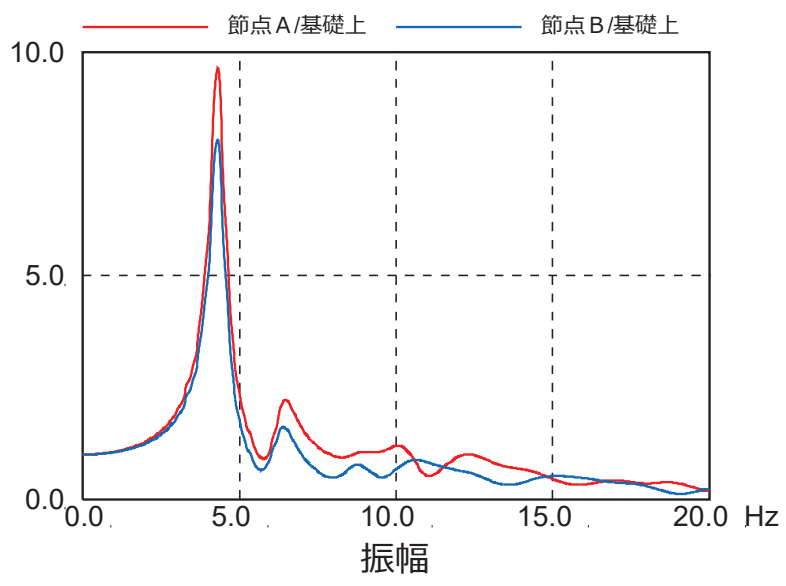


図 4-36 (2) 3D-FEM モデルの伝達関数 (NS 方向)

4.5 基準地震動 S_s に対する入力地震動評価用地盤モデルの適用性

(詳細は別紙 11～14 参照)

(1) 検討概要

表層地盤上部の非線形特性は、地盤の物性試験結果を基に評価し 3.11 地震等の様々な記録を用い、手法の妥当性の検証を行っている。しかし、基準地震動 S_s では過去の地震よりも更にひずみが進んだ状態となる(外挿関係になる)ことから、ここでは、基準地震動 S_s に対する各種感度解析を実施し、それらの影響について確認する。

また、既往プラントでは、入力地震動評価に逐次非線形解析を採用した実績が無いことも踏まえ、評価手法の設定条件等の違いが基準地震動 S_s の応答に与える影響について感度解析を実施し、その影響について確認する。

(2) 検討方法

基準地震動 S_s について、地盤モデルの表層地盤下部のせん断波速度 V_s の違い、表層地盤上部の非線形特性の評価方法の違いが応答結果に与える影響を確認する。

具体的には、①表層地盤下部のせん断波速度を低下させた場合の影響、②表層地盤上部の初期物性に地盤の安定性解析と同様の評価を採用した場合の影響について検討した。

また、地盤減衰モデルの違い、地盤モデルの下端深さの違いが応答結果に与える影響を確認する。

具体的には、③地盤減衰モデル(レーリー減衰)を内部粘性減衰に変えた場合の影響検討、④引き下げモデルの下端深さの違いの影響について検討した。

(3) 検討結果

まず、①表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の検討結果を図 4-37 に示す。

表層地盤下部の波動伝播特性評価においては、岩盤以外の地質構造もあるものの全体として岩盤の影響が支配的な層として設定しており、せん断波速度は岩盤相当の値(900m/s)を採用し特に非線形性は考慮していないが、岩盤以外の表層地盤の非線形化の影響の可能性も考慮し、地盤物性の変化(S 波速度値を 800m/s から 1000m/s の範囲で変化)が基準地震動 S_s の応答に与える影響を確認した。その結果、表層地盤下部の地盤物性の違いが応答結果に与える影響は小さいことが確認された。この傾向は 3.11 地震に対しても同様となっていることも合わせて確認した。これらから、表層地盤下部の $V_s=900\text{m/s}$ を採用することとした。

次に、②表層地盤上部の初期物性を地盤の安定性解析と同様の評価を採用した場合の検討結果を図 4-38 に示す。

表層地盤の非線形特性は、PS 検層結果から初期せん断剛性 G_0 を、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0 - \gamma$ 曲線を、繰返し三軸試験結果から $h - \gamma$ 曲線を設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証している。一方、初期せん断剛性 G_0 及び $G/G_0 - \gamma$ 曲線については、地盤安定解析では繰返し三軸試験による結果も考慮していることから、この結果を反映した地盤モデルを採用した場合の 3.11 地震に対するシミュレーション解析を行い、観測記録との整合性について検討した。その結果、現状評価の方が整合性の良い結果となった。更に、地盤モデルの違いが基準地震動 S_s の応答に与える影響についても確認したところ、ひずみの大きい基準地震動 S_s の場合、両者の違いは小さいことを確認した。これらから、表層地盤上部の非線形特性は現状評価が妥当と判断した。

次に、③地盤減衰モデル（レーリー減衰）を内部粘性減衰に変えた場合の検討結果を図 4-39 に示す。

逐次非線形解析では、減衰モデルは内部粘性減衰又はレーリー減衰が適用できるが、3.11 地震のシミュレーション解析ではレーリー減衰（3%）を採用し観測記録との整合性が確認されたため、基準地震動 S_s の入力地震動算定においてもレーリー減衰を採用している。レーリー減衰は 2 つの固有振動数に対し減衰が設定可能だが、内部粘性減衰は一つの固有振動数に減衰を設定するとそれより高次は減衰が大きく評価されることから、レーリー減衰の方が表層地盤の反射波（F 波）の高振動数側については大きく算定する結果を与える。参考にレーリー減衰と内部粘性減衰の違いが基準地震動 S_s に対する応答に及ぼす影響を比較すると、短周期側でレーリー減衰の方が入力地震動を大きめに評価する結果となっている。

最後に、④地盤モデルの下端深さの違いの検討結果を図 4-40 に示す。

入力地震動の評価の際には、建屋基礎底面レベルに設定した解放基盤表面の地震動（2E 波）から地盤モデルの下端における地震動（2E₀ 波）を算定し、表層地盤を考慮した地盤モデルに算定した地震動を入力して建屋基礎底面レベルの入力地震動（E+F 波）を算定している。算定にあたっては、下降計算、上昇計算とも基本的には同じ次元波動論を採用していることから、地盤モデルの下端深さの違いが解析結果に与える影響は大きいものではないと考えられること、また、地震基盤相当レベル（O.P. -128.4m）よりも上部の波動伝播特性については観測記録との整合性が確認されていることを考慮し、地盤モデルの下端深さは地震基盤の地盤物性が更に深部に延長するモデルとして O.P. -200m に設定している。

また、3.11 地震に対するシミュレーション解析においても地盤モデルの下端深さは O.P. -200m としており、記録との整合性が確認されている。

ここでは、地盤モデルの下端深さの違いが解析結果に与える影響について基準地震動を用いて評価した。その結果、地盤モデルの下端深さの違いが応答結果に

与える影響は小さいことを確認した。この結果を踏まえても、地盤モデルの下端深さを 0.P. -200m に設定することは妥当と判断した。なお、図 4-40 において地盤モデルの下端深さを 0.P. -400m に設定したモデルの短周期側の応答スペクトルの値のほうが小さくなる傾向が見られるが、これは、地盤モデルの下端深さが深くなるほどレーリー減衰モデルの短周期側の減衰が大きくなることの影響が顕著に表れるためであると考えられる。

以上より、表層地盤下部の物性の違いの感度は小さいこと、また、上部については非線形レベルの大きい基準地震動 S_s ではあまり違いが生じないことを確認した。地盤減衰モデルでは 3.11 地震シミュレーションに用いた手法が保守的な結果を与えることを、地盤モデル下端深さの違いについては感度が小さいことを確認した。

以上のことから、設定した入力地震動評価用地盤モデルは基準地震動 S_s に対する評価に適用可能と判断した。

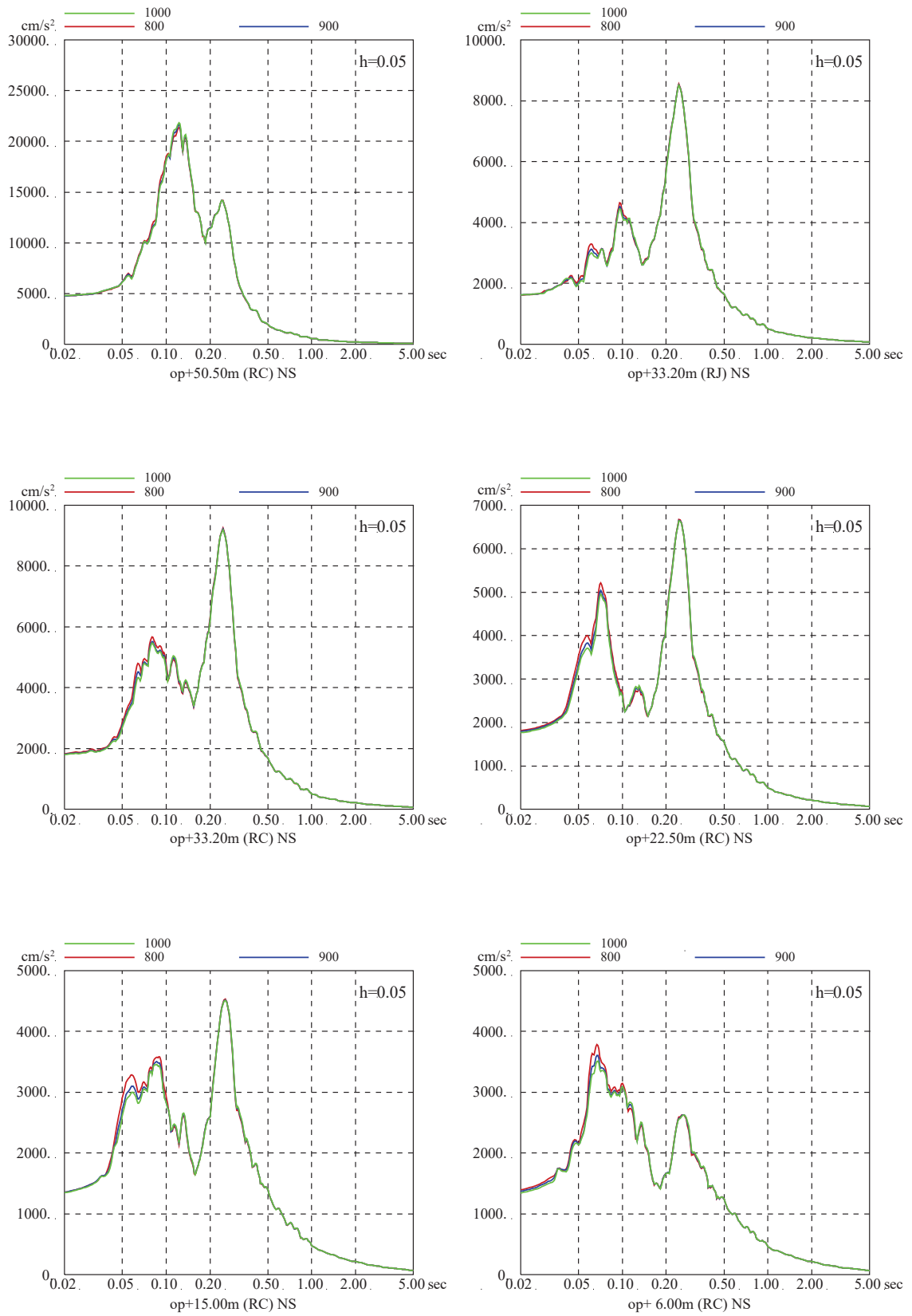


図 4-37 (1) 表層地盤下部のせん断波速度 V_s を変化させた場合の床応答スペクトルの比較 ($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 $S_s - D2$, NS 方向)

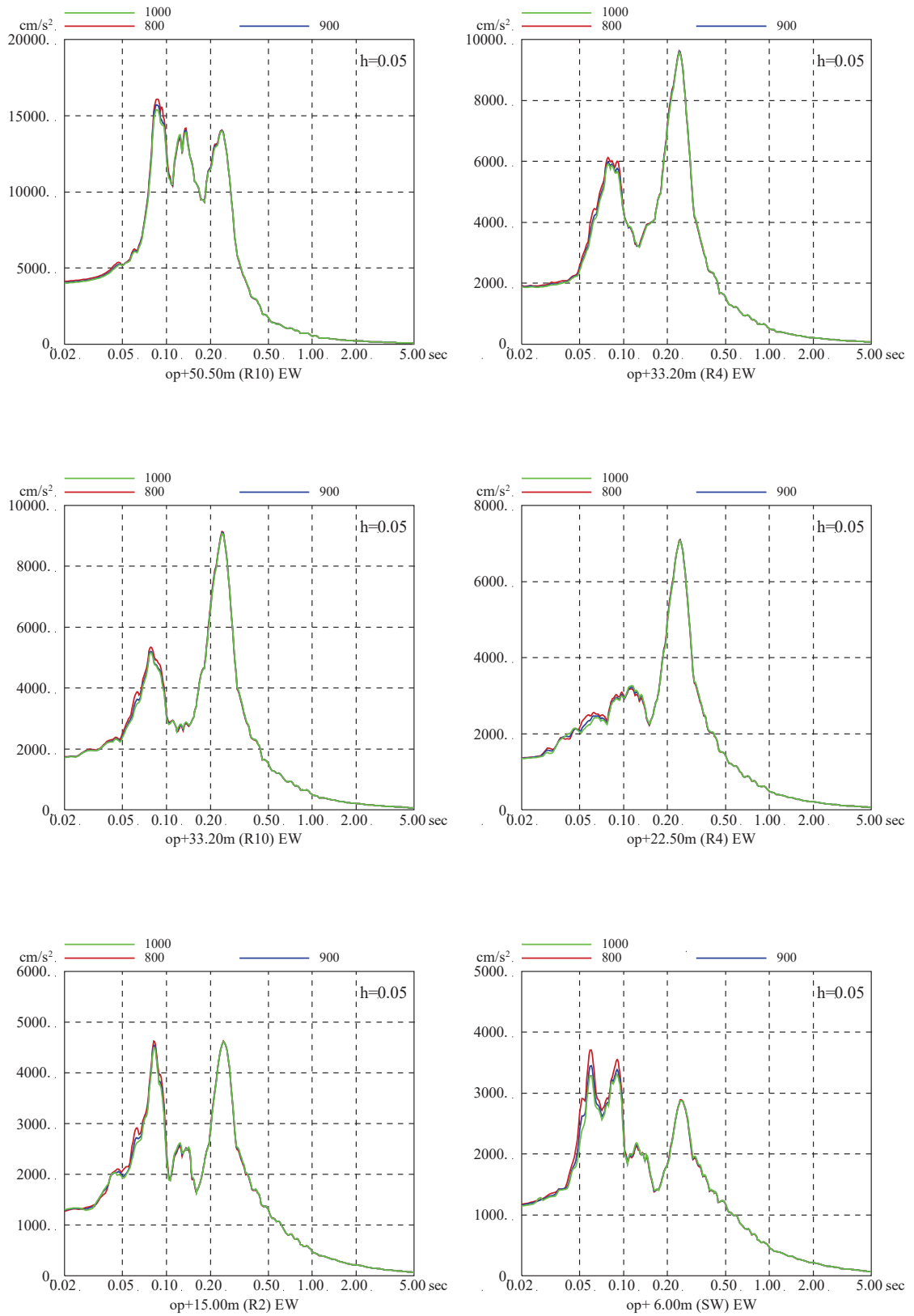


図 4-37 (2) 表層地盤下部のせん断波速度 V_s を変化させた場合の床応答スペクトルの比較 ($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 S_s-D2 , EW 方向)

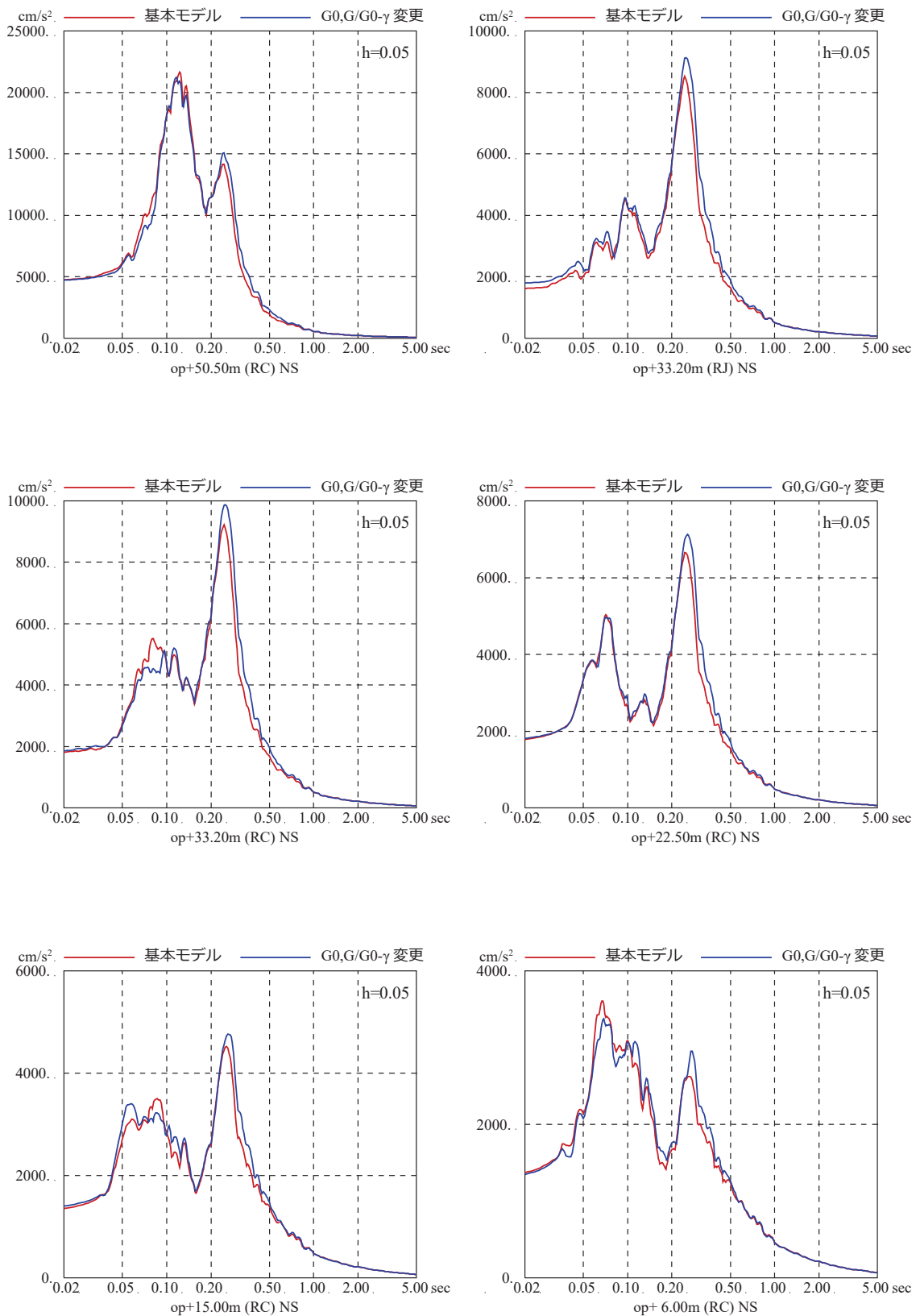


図 4-38 (1) 表層地盤上部の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D2$, NS 方向)

注記：凡例の「 $G_0, G/G_0 - \gamma$ 変更」は、地盤安定解析と同様に繰返し三軸試験
による結果も考慮した解析結果を示す。

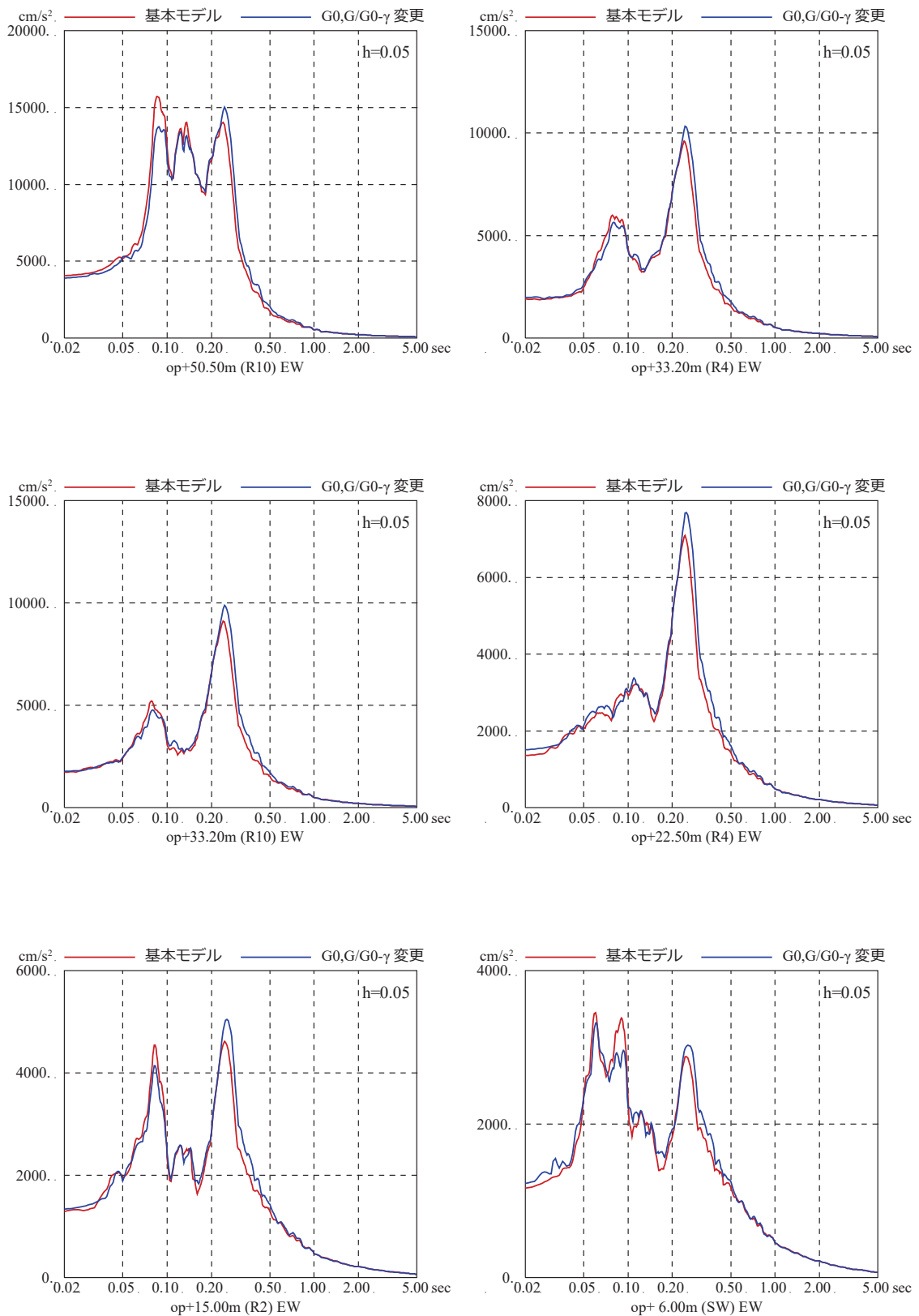


図 4-38 (2) 表層地盤上部の非線形特性を変えた場合の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D2$, EW 方向)

注記: 凡例の「 $G_0, G/G_0 - \gamma$ 変更」は, 地盤安定解析と同様に繰返し三軸試験による結果も考慮した解析結果を示す。

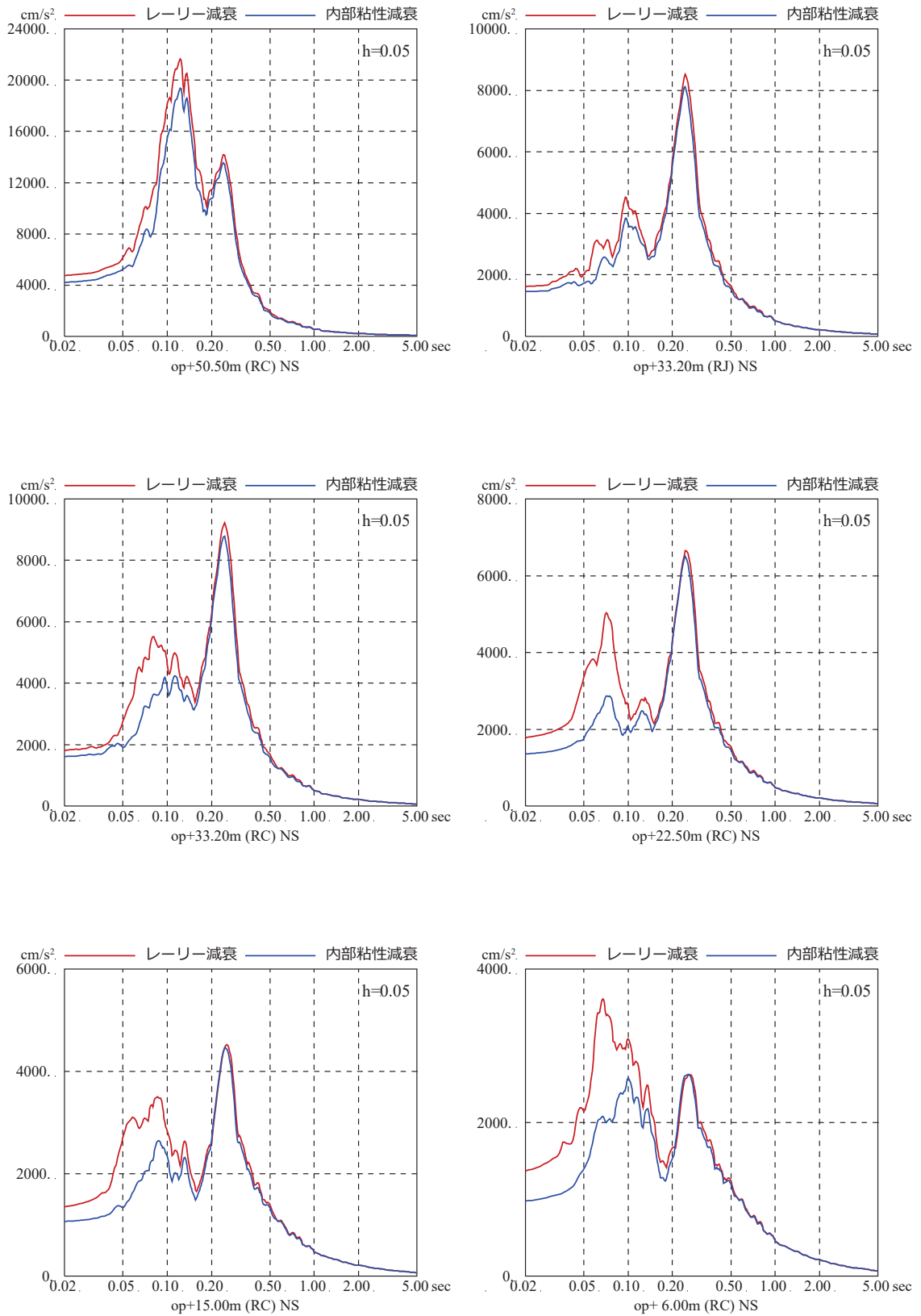


図 4-39 (1) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, NS 方向)

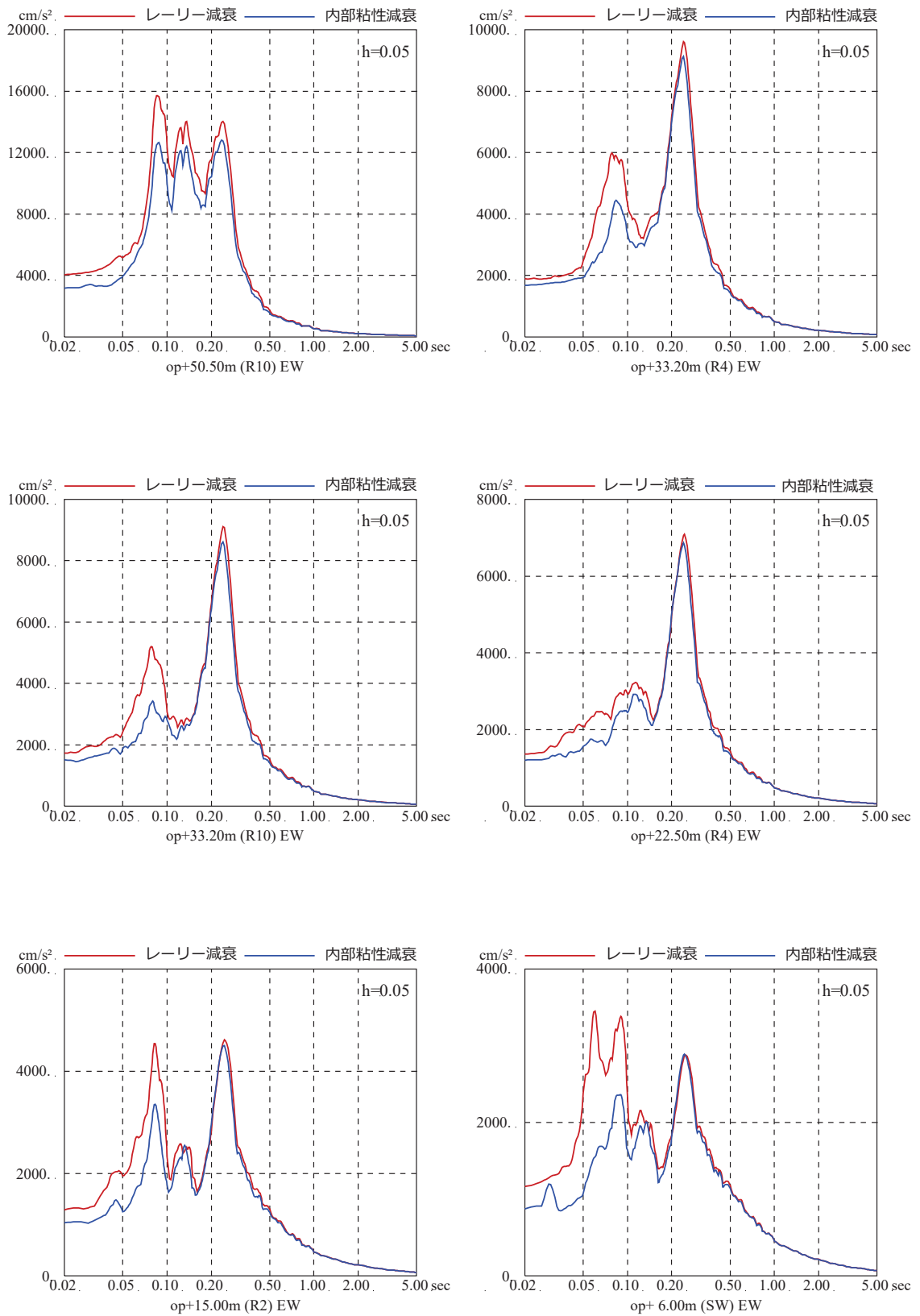


図 4-39 (2) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D2$, EW 方向)

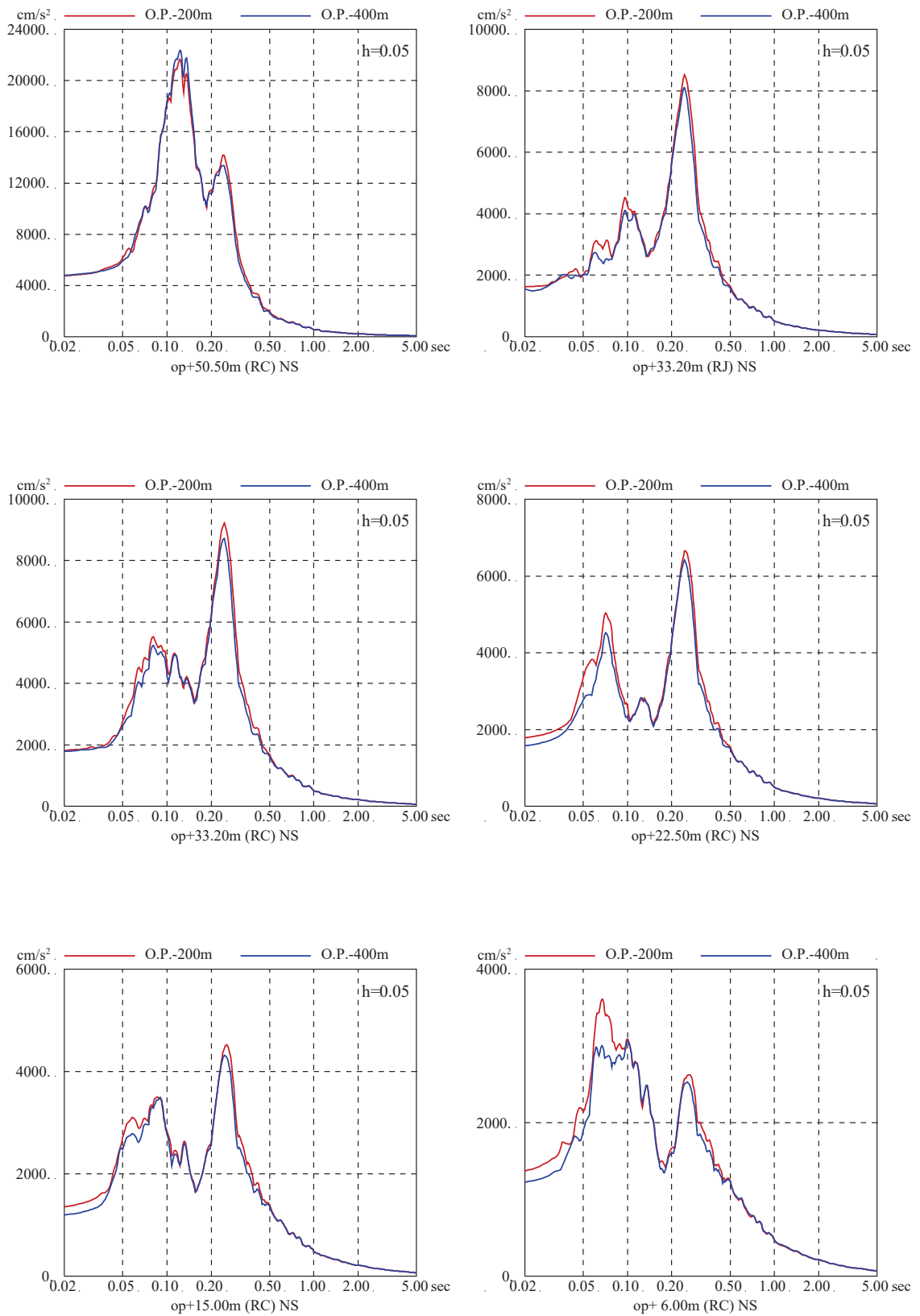


図 4-40 (1) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
(地盤モデルの下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 $S_s - D2$, NS 方向)

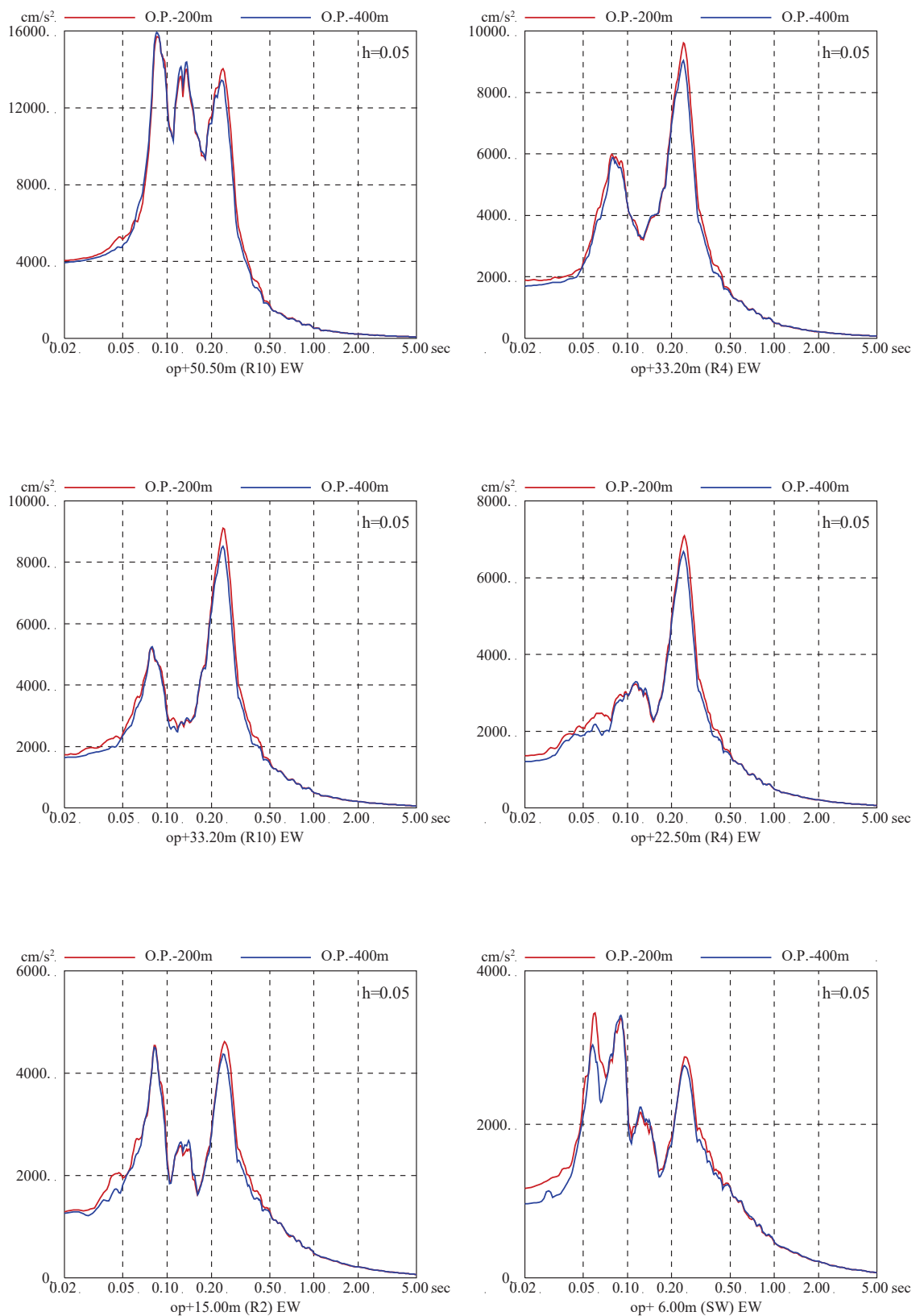


図 4-40 (2) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
(地盤モデルの下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 $S_s - D2$, EW 方向)

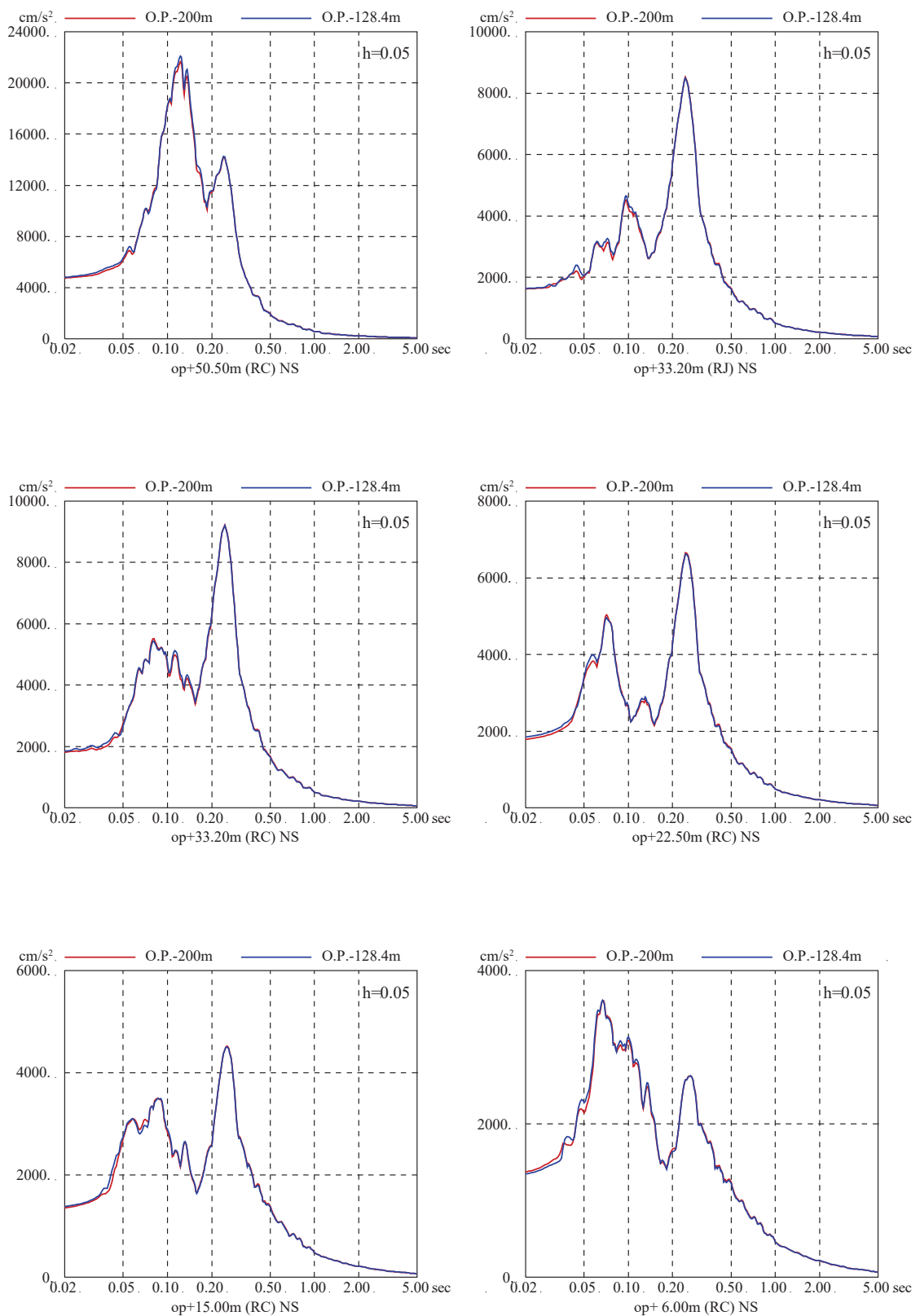


図 4-40 (3) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
 (地盤モデルの下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S s - D 2, NS 方向)

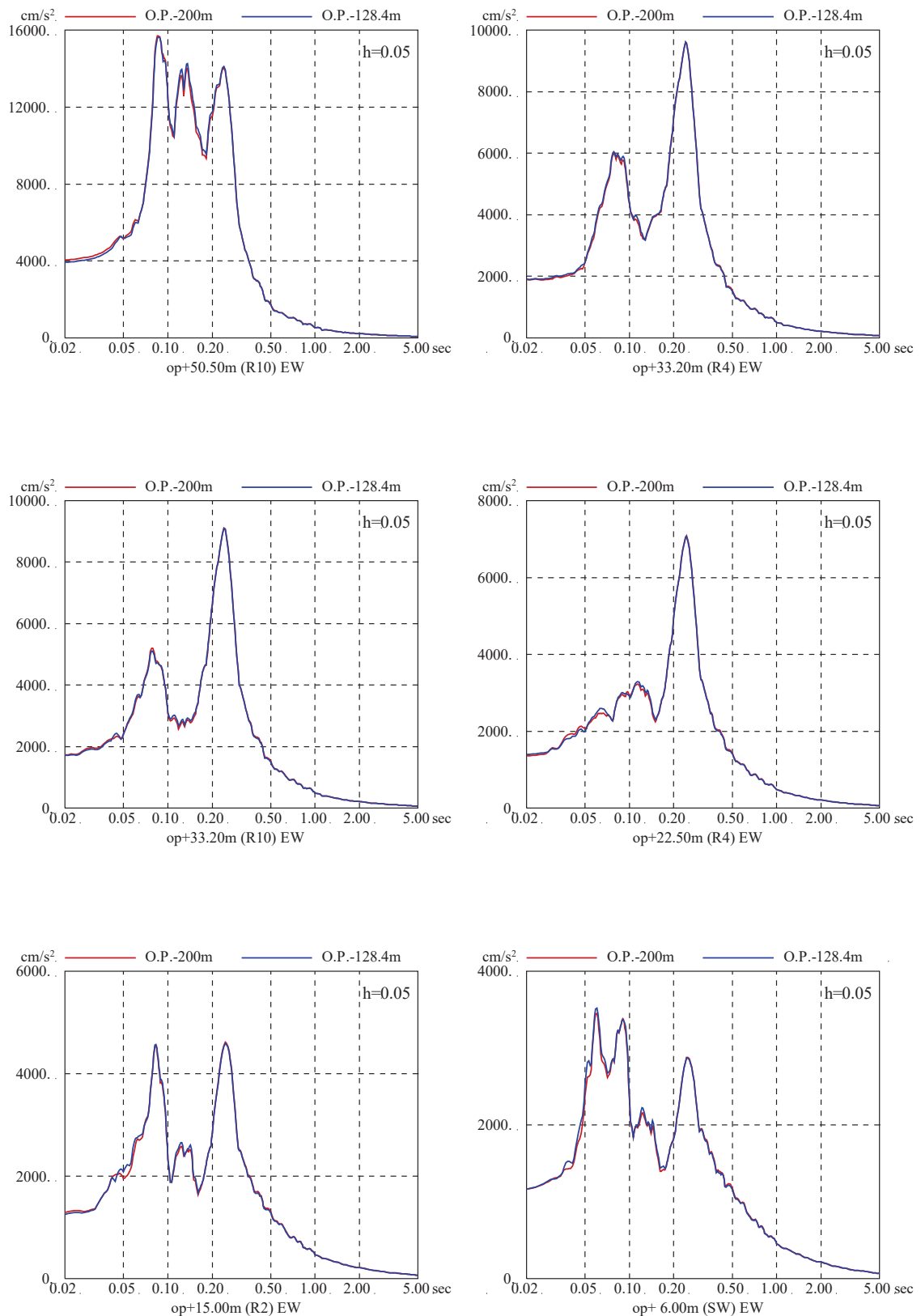


図 4-40 (4) 地盤モデルの下端深さの差異による建屋の応答スペクトルへの影響比較
 (地盤モデルの下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S s - D 2, EW 方向)

4.6 埋込み効果（側面地盤ばね）に関する検討（詳細は別紙15参照）

(1) 検討概要

「2.2 建屋周辺地盤の特徴」で述べたように原子炉建屋の実際の施工では側面地盤には掘削土を埋め戻すなどして、拘束効果の少ない施工を実施している。また、3.11地震時には、建屋のごく周辺の地盤において揺すり込みによる沈下等が確認（図4-41）されており、強震動時にはさらに側面地盤による埋込み効果は小さいと考えられる。

一方、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版では支持岩盤と側面地盤のせん断波速度の違いが大きい場合は、側面地盤ばね（Novak ばね）の適用性について留意することとされており、硬質岩盤における Novak ばねの課題を指摘した論文もある。^{※1}

以上を踏まえ、地盤の非線形性が大きい3.11地震の観測記録を用いて以下の2つの検討を実施する。

- ① 建屋重量の重い原子炉建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、側面地盤ばね（Novak ばね）の有無が建屋応答に与える影響や観測記録との整合性について確認する。
- ② 比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、表層地盤が建屋応答に及ぼす影響や観測記録との整合性について確認する。

※1：硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その1～その3，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1057-1062，1995年8月

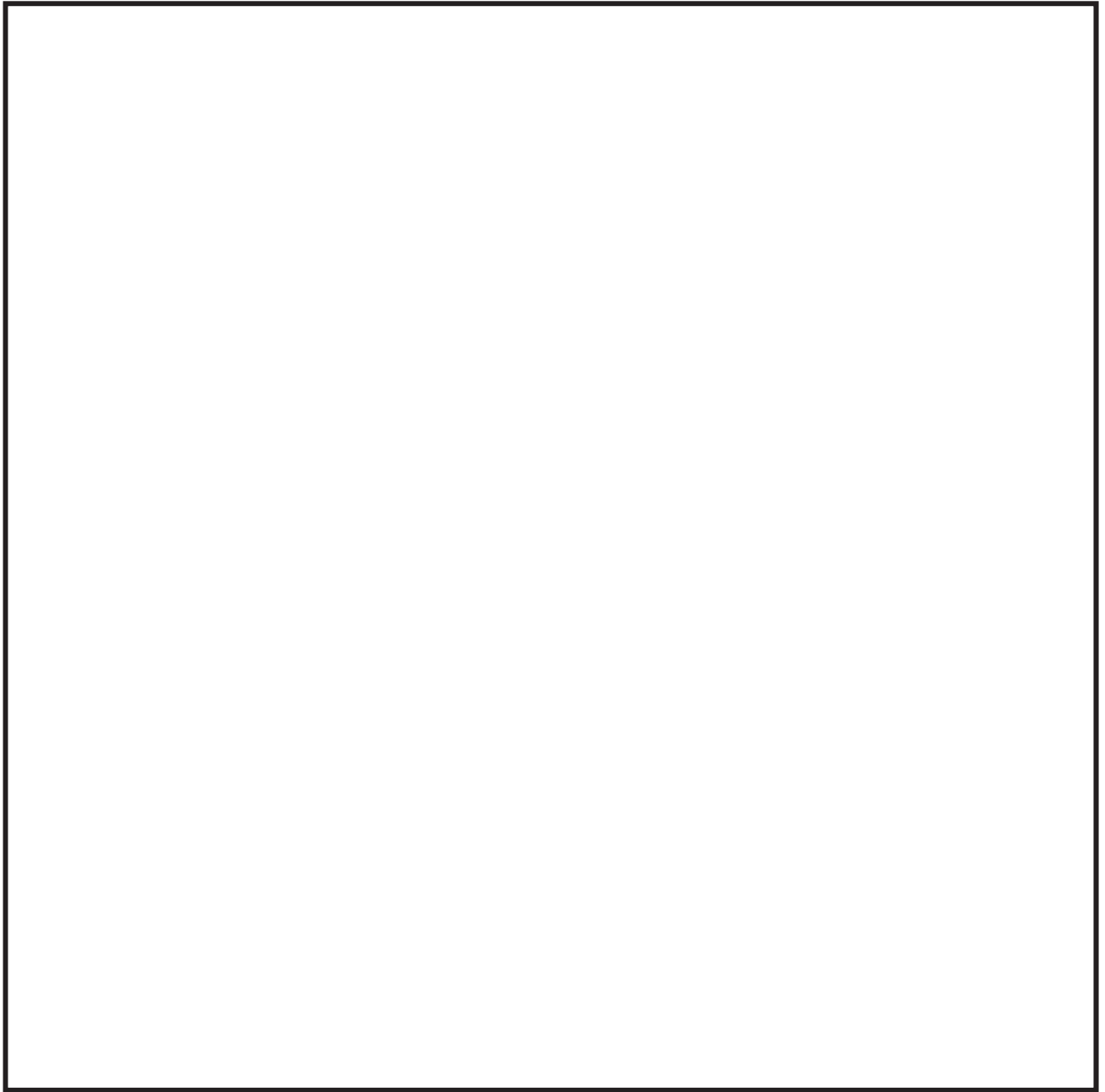


図 4-41 3.11 地震時の建屋周辺の状況

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(2) 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（原子炉建屋）

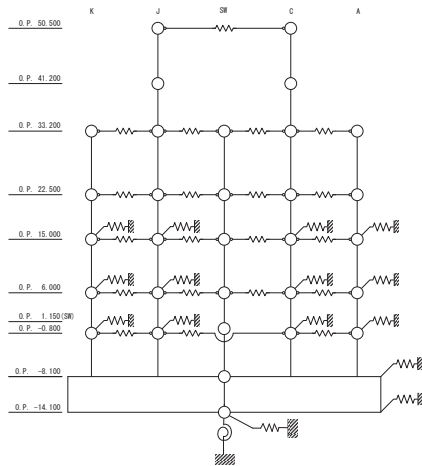
a. 検討方法

側面地盤が原子炉建屋の地震応答解析結果に及ぼす影響を確認するため、側面地盤ばねを考慮したモデルと考慮しないモデルを用いて、3.11 地震のはざとり波によるシミュレーション解析を実施した。

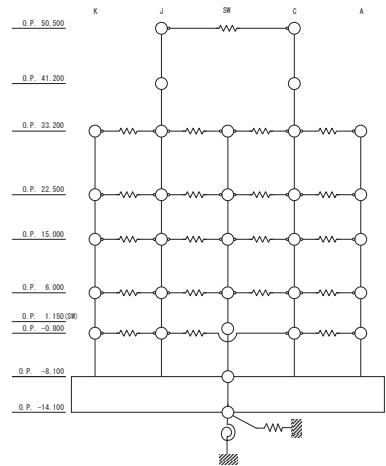
側面地盤モデルは、建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、支配高さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法（J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版による方法）により算定する。

側面地盤ばねの理論解 $T(\omega)$ の算定に用いる地盤定数は、埋戻し部分の形状を考慮し、表 4-13 に示す側面地盤ばねの設定に用いる埋戻し土及び等価地盤の物性値を用いる。建屋の地震応答解析モデルは、3.11 地震シミュレーションモデルをベースとし、側面地盤ばねの有無の 2 つのモデルを設定する（側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデルを図 4-42 に示す）。

解析モデルへの入力地震動は、3.11 地震のはざとり波を表 4-2 に示す地盤モデルを用いて算定して建屋基礎版下位置の地震動とし、建屋各部の応答を評価する。



側面地盤ばね考慮



側面地盤ばね非考慮

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: Vs740m/s 一層)	

図 4-42 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

表 4-13 側面地盤ばね (Novak ばね) の設定に用いる埋戻し土及び等価地盤の物性値

建屋質点 レベル O.P. (m)	深さ (m)	埋戻し土				等価地盤				
		せん断波 速度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断波 速度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	減衰定数 h_e (%)
15.0	0	88	1.48	18.6	0.45	242	1.25	21.0	0.45	4
6.0	9.0	113	2.42	18.6	0.45	336	2.42	21.0	0.45	4
-0.8	15.8	138	3.61	18.6	0.45	443	4.20	21.0	0.45	4
-8.1	23.1	158	4.73	18.6	0.45	536	6.15	21.0	0.45	4
-14.1	29.1	171	5.57	18.6	0.45	653	9.13	21.0	0.45	4

注：表層地盤と埋戻し土の物性値より等価地盤の物性値を算定

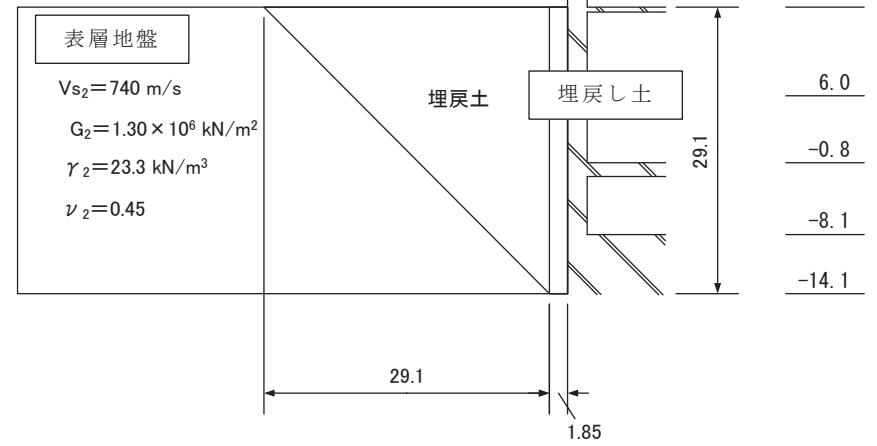
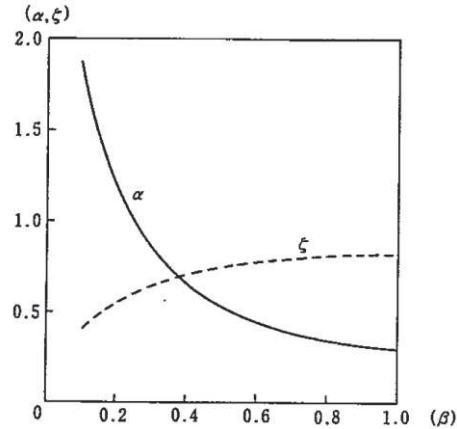
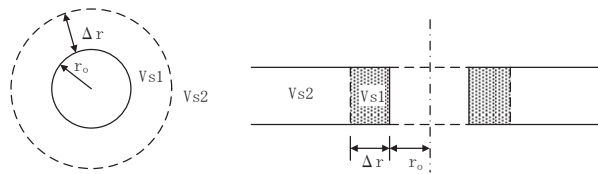
$$Y = (1 - \beta) \cdot \exp(-\alpha X^\zeta) + \beta$$

$$Y = V_{se} / V_{s2}$$

$$\beta = V_{s1} / V_{s2}$$

$$X = \Delta r / r_o$$

α, ζ : 右図参照



埋戻し土の形状 (単位: m)

b. 検討結果

検討結果として 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較を図 4-43 に示す。どちらの結果も観測記録に比べて大きな解析結果となっているが、側面地盤ばねがない場合の方が観測記録との適合性が良い。

女川原子力発電所第 2 号機の建設に当たっては、広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。そのため、3.11 地震時には揺すり込み沈下が発生した箇所もある。過去の調査結果から算定される建屋近傍のせん断波速度は地震時の剛性低下率(3.11 地震 0.3~0.7)も考慮すると、 $V_s=100\sim 250\text{m/s}$ 程度以下と評価される。建屋近傍の埋戻し土の著しい剛性低下によって、埋込み効果が期待できない状況になっていたものと考えられる。

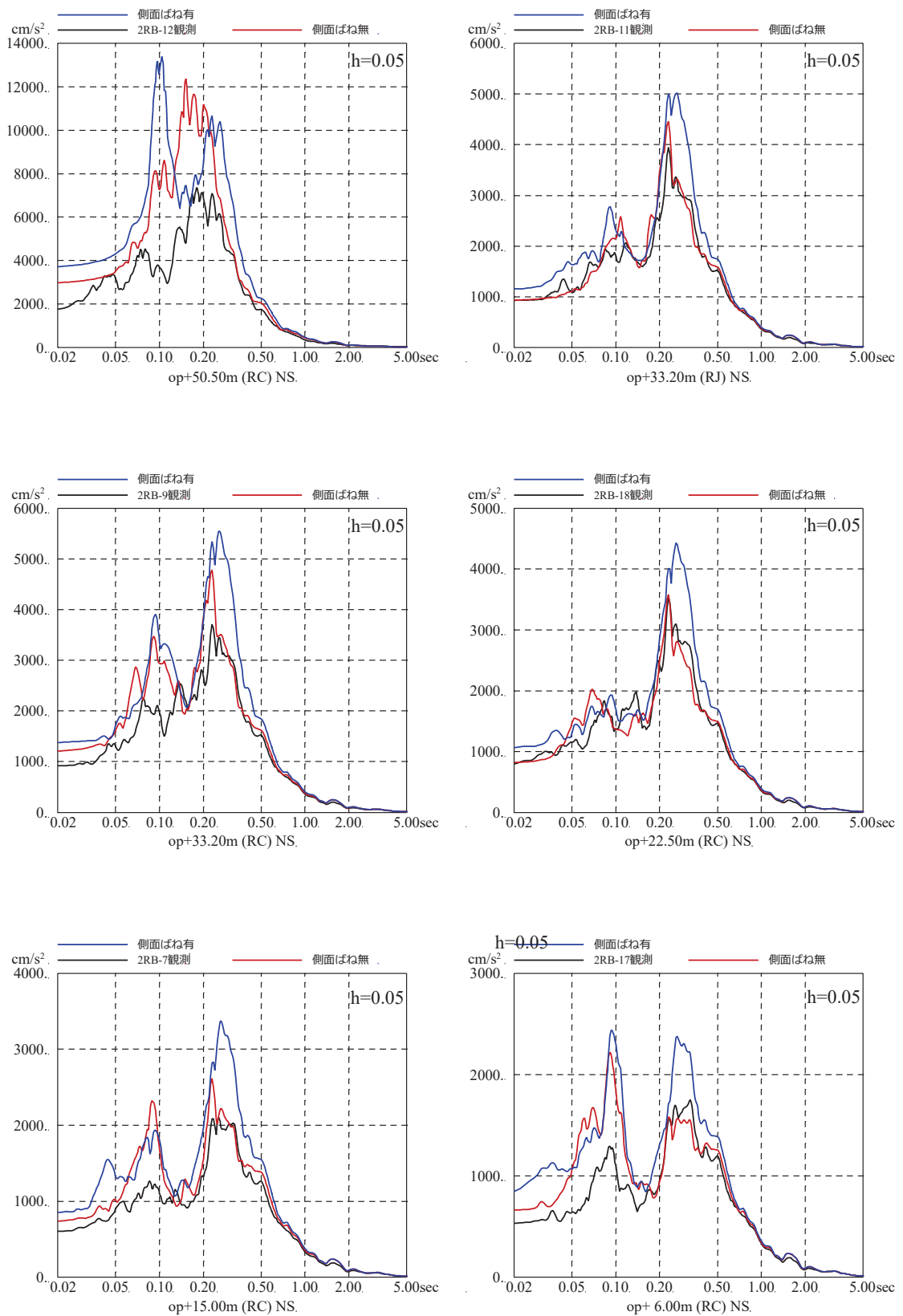


図 4-43 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無による
シミュレーション解析結果の比較
(原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は、付録 1 参照

(3) 表層地盤が建屋応答に及ぼす影響検討（第3号機海水熱交換器建屋）

a. 検討方法

表層地盤が建屋応答に及ぼす影響を確認するために、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋を対象に、地盤の非線形性が大きい3.11地震の観測記録による建屋地震応答解析を実施した。地震応答解析モデルは以下の3種類を用いた。

- ① 側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮したモデル（はぎとり波入力）
- ② ①のモデルに対して、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮しないモデル（はぎとり波入力）
- ③ 建屋減衰を変動させたモデル（基礎版上観測記録入力）

建屋の地震応答解析モデルは、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮するモデル及び建屋減衰を変動させたモデルともに既工認モデル（側面地盤ばねを考慮していない建屋－地盤連成モデル）をベースとしたモデルを用いた。

図4-44に第3号機海水熱交換器建屋の概要を示す。解析条件を表4-14に、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮したケースの地震応答解析モデルを図4-45に、地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値を表4-15に示す。

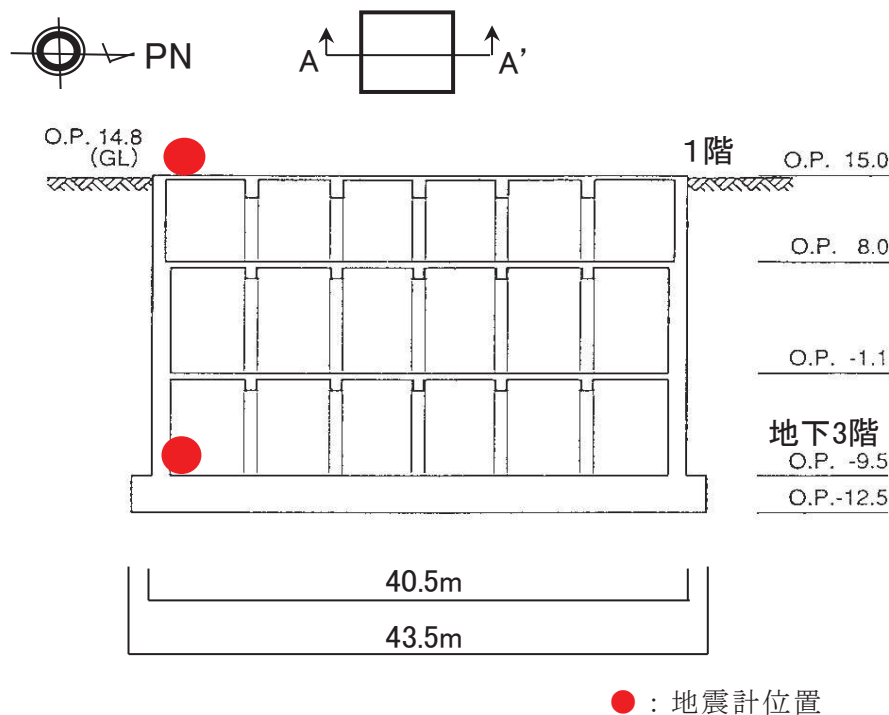


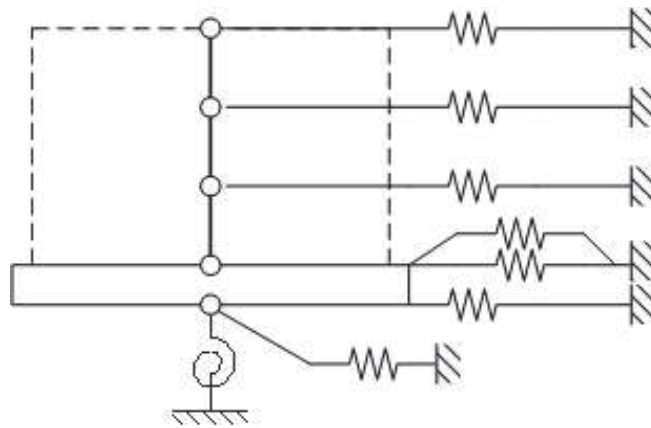
図4-44 第3号機海水熱交換器建屋の概要（A-A'）

表 4-14 解析条件

(側面地盤ばね有無の影響検討 [第3号機海水熱交換器建屋])

	① 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したケース ② 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	第3号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震のはぎとり波
入力地震動	① 基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力を考慮) ② 基礎版底面レベル位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	既工認モデル (設計剛性, 建屋減衰 5%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	① 有り ② なし
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: 盛土物性値)

	③ 建屋減衰を変動させたケース
建屋	第3号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの地震動を逆算し入力 (2E 入力)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	既工認モデルをベースとして建屋減衰を変動 (設計剛性, 建屋減衰 20%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	無し
地盤モデル	—



側面地盤ばね考慮

図 4-45 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したケースの地震応答解析モデル

表 4-15 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
底面地盤	-12.5	26.1	1360	3
	-27.00	26.4	2040	3
	-50.00	26.5	2520	3
	-200.00	26.5	2520	3

※1 0. P. 14.8m~0. P. -12.5m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

b. 検討結果

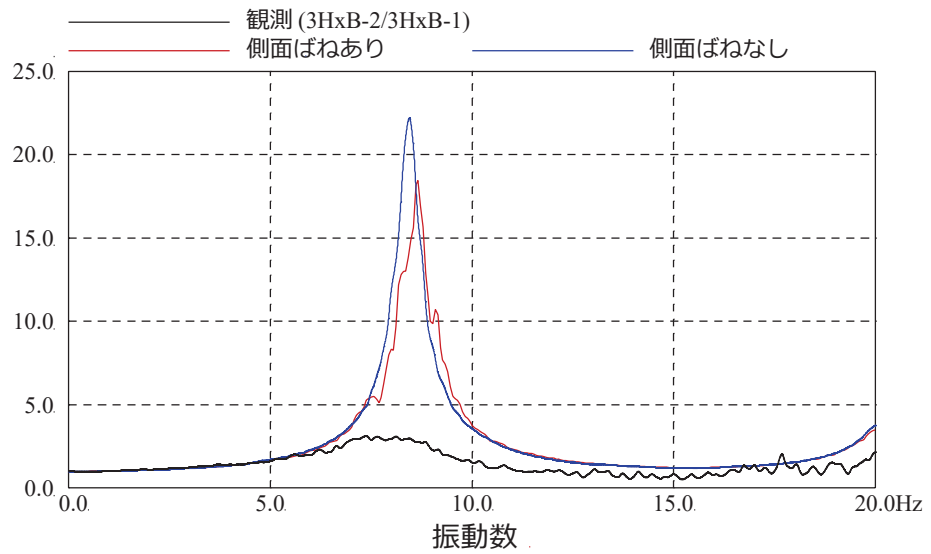
3種類の地震応答解析モデルによる検討結果は以下のとおり。

- ① 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮する場合と考慮しない場合のモデルによる検討結果として、建屋基礎版 (地下3階) に対する建屋上部 (地上1階) の伝達関数、及び建屋上部 (地上1階) の観測記録と解析による応答スペクトルとの比較を図4-46に示す。

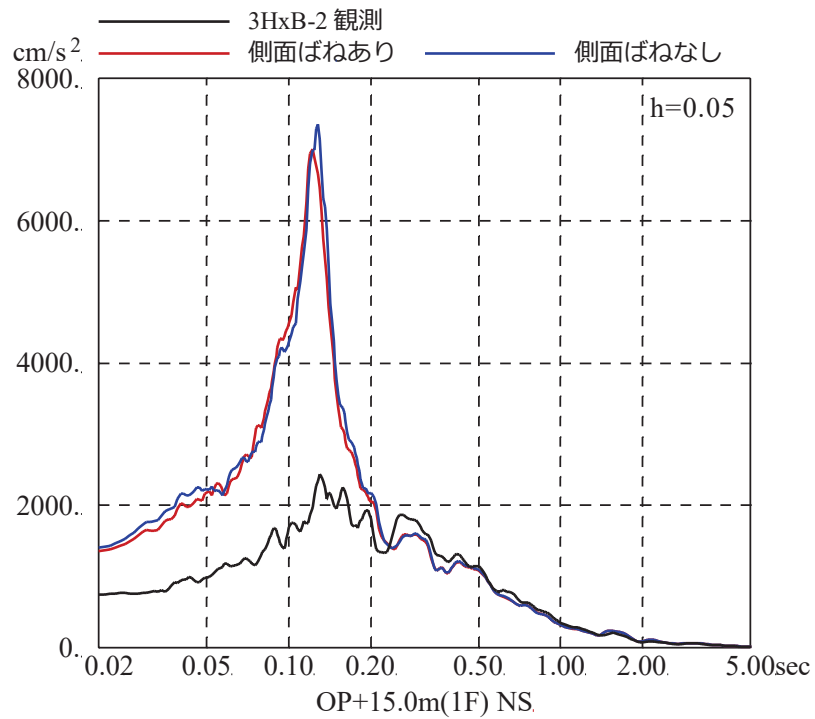
側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しない場合 (建屋減衰5%) の解析結果は観測記録に対しかなり過大であり、埋込みの効果が確認される。また、側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮する場合 (建屋減衰5%) も観測に比べ過大になっている。これは、建屋固有振動数 (約8Hz) と表層地盤の卓越振動数 (約2Hz) の乖離が大きく、Novak ばねから入力される地震動による影響が小さいためと考えられる。

- ② 建屋減衰を変動させたモデルによる検討結果として、建屋基礎版 (地下3階) に対する建屋上部 (1階) の伝達関数、及び建屋上部 (1階) の観測記録と解析による応答スペクトルとの比較を図4-47に示す。この検討では埋込み効果による応答低減効果を定量的に表すために、観測記録と整合する建屋減衰を同定した。その結果、建屋減衰を20%にすることにより解析と観測記録は整合するため、概ねこの減衰の差分 (一般的な建屋減衰5%に対して20%相当の応答分) が埋込みによる低減効果相当量と考えられる。一方で、建屋の固有周期自体はあまりその影響を受けていない。

以上の検討から、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋においては、側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したモデル、考慮しないモデルともに過大な応答を与えること、一方、観測記録からは埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることを確認した。

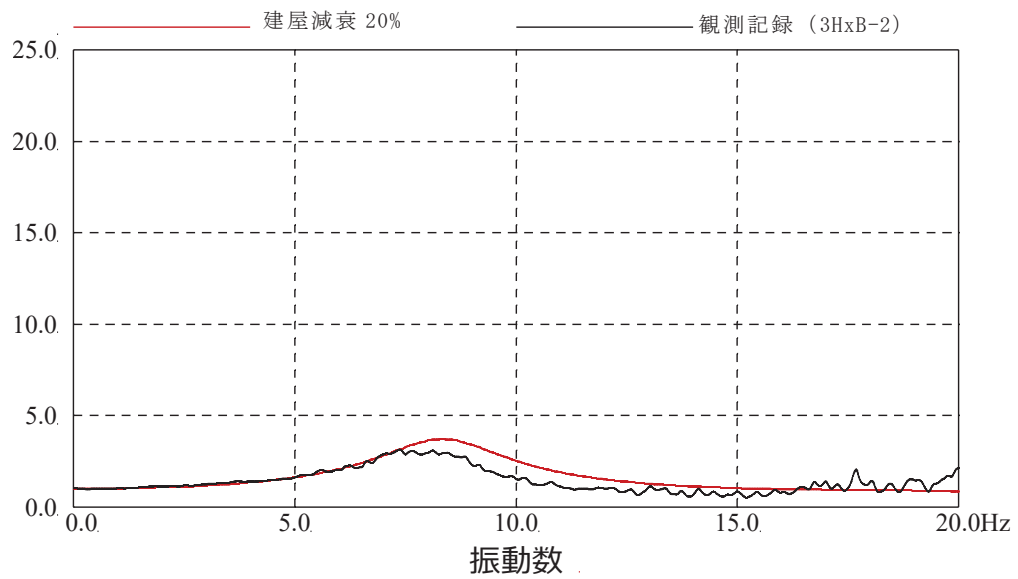


伝達関数の比較（地上1階／地下3階，NS方向）

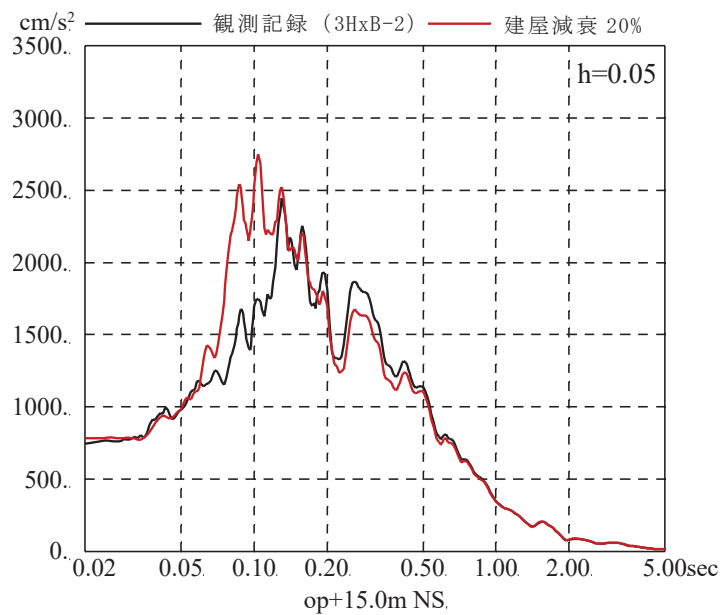


応答スペクトルの比較（地上1階，NS方向）

図4-46 3.11地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較（第3号機海水熱交換器建屋）



伝達関数の比較（地上 1 階／地下 3 階，NS 方向）



応答スペクトルの比較（地上 1 階，NS 方向）

図 4-47 3.11 地震の基礎版上観測記録を用いた建屋減衰 20%とした場合の
シミュレーション解析結果の比較
（第 3 号機海水熱交換器建屋）

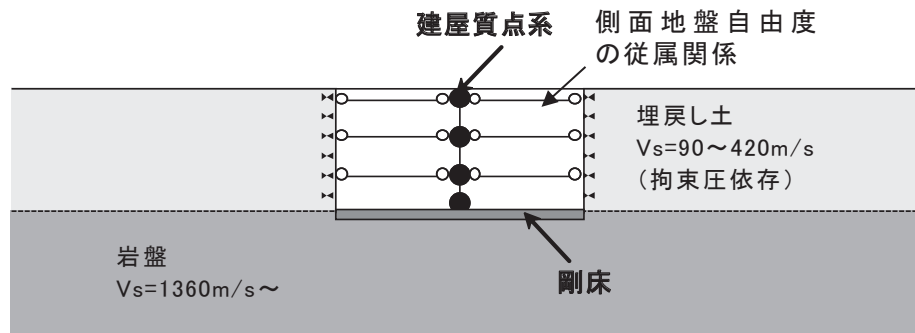
(4) 第3号機海水熱交換器建屋の3次元地盤 FEM モデルによる検討

第3号機海水熱交換器建屋においては、前章の検討により側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮したモデルは過大な応答を与える一方で、観測記録からは埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が顕著に認められたことから、建屋周辺地盤を3次元 FEM でモデル化し周辺地盤の影響を詳細に検討した。

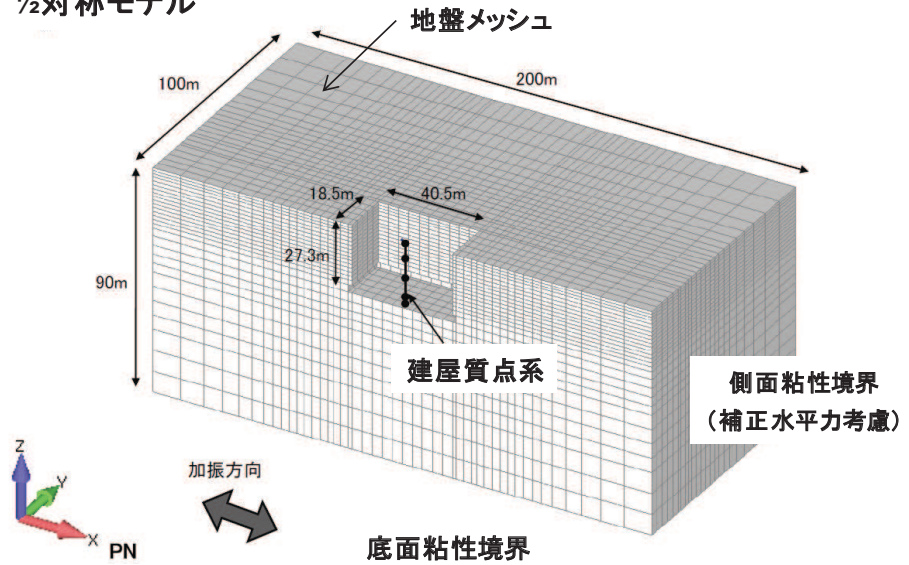
a. 3次元地盤 FEM モデルの概要と検討方法

検討に用いた3次元地盤 FEM モデルの概要を図4-48に示す。

入力地震動は3.11地震のNS方向とし、建屋周辺地盤応答の空間分布について基礎版下基盤層及び地表面における建屋周辺地盤応答を評価する。



1/2対称モデル



地盤	線形又は非線形(H-Dモデル)
建屋	線形
減衰	地盤建屋ともに共通：初期剛性比例型 振動数 4Hz, 8Hz に対して 3%のレーリー減衰
入力波	3.11 地震 NS 方向 時刻 35~75 秒の 40 秒間

図 4-48 3次元地盤 FEM モデルの概要

b. 検討結果

地上 1 階の観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 4-49 に示す。

基礎版底面と同レベルの岩盤面の加速度応答スペクトル，地表面の加速度応答スペクトルを図 4-50，図 4-51 に，最大加速度分布，最大速度分布，最大ひずみ分布を図 4-52~図 4-54 に示す。

3次元地盤 FEM モデルによるシミュレーション解析では地上 1 階の観測記録と解析結果は概ね整合する結果となっている。

基礎版底面と同レベルの岩盤面の加速度応答スペクトルは、図 4-50 から建屋近傍位置～建屋遠方位置まで自由地盤の応答スペクトルとほぼ同様となっており、位置の違いによる差は小さいことがわかる。

地表面の加速度応答スペクトルは、図 4-51 から位置による違いが顕著であり建屋応答による影響が見られる。周期 0.5 秒付近のピークは自由地盤の 1 次卓越周期であり、建屋近傍位置では地盤が建屋側面に拘束されて増幅率が小さく、遠方位置自由地盤の応答に近づいている。周期 0.2 秒付近のピークは建屋側面に対して中間位置で増大し、遠方位置では減少し自由地盤の応答に近づいている。

図 4-52 の最大加速度分布は比較的複雑な分布となるが、建屋近傍は遠方よりも小さい傾向が見られる。図 4-53 の最大速度分布は建屋から離れるにつれて自由地盤に近づく傾向であり、建屋近傍は小さめである。図 4-54 の最大ひずみ分布は建屋近傍の地盤は建屋に拘束されて遠方地盤に比べて最大ひずみは小さくなっている。

以上から、建屋周辺地盤の応答分布には偏りが生じており、建屋近傍では建屋影響があり、離れるに従い自由地盤の応答に近づく傾向が確認された。Novak ばねによる埋込み効果が実際の応答を現しにくいのは、Novak ばねでは遠方（自由地盤相当）の地盤性状をモデル化しており、建屋近傍の実際の地盤応答が建屋により抑えられていることをうまく再現できないことから、建屋に入力する地震動を大きく見積もる場合があること等が要因の一つと考えられる。

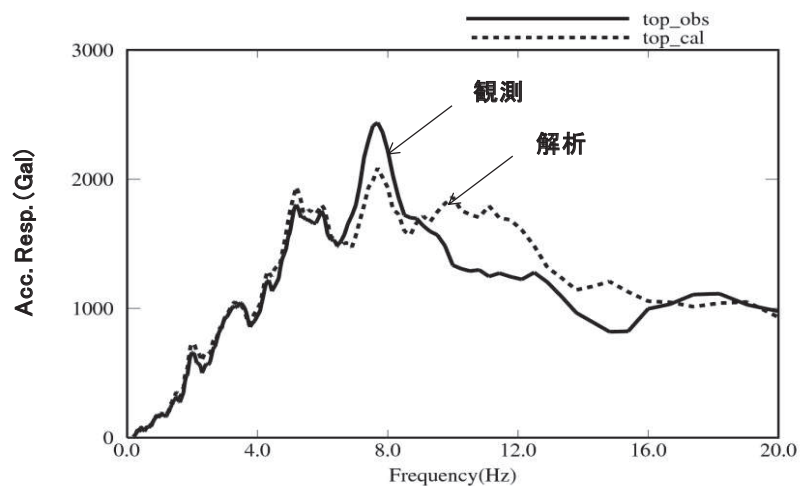


図 4-49 加速度応答スペクトル (h=5%)
(建屋上部 (地上 1 階), NS 方向)

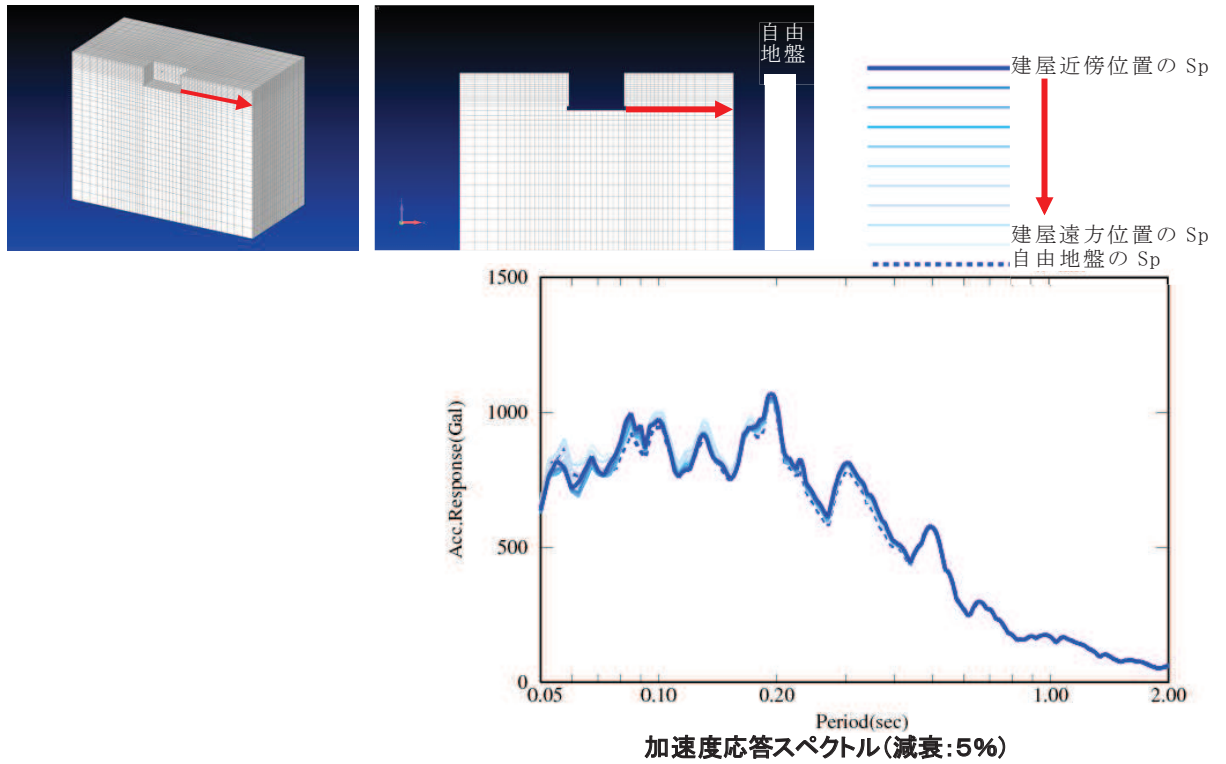


図 4-50 加速度応答スペクトル (基礎版底面と同レベルの岩盤面)

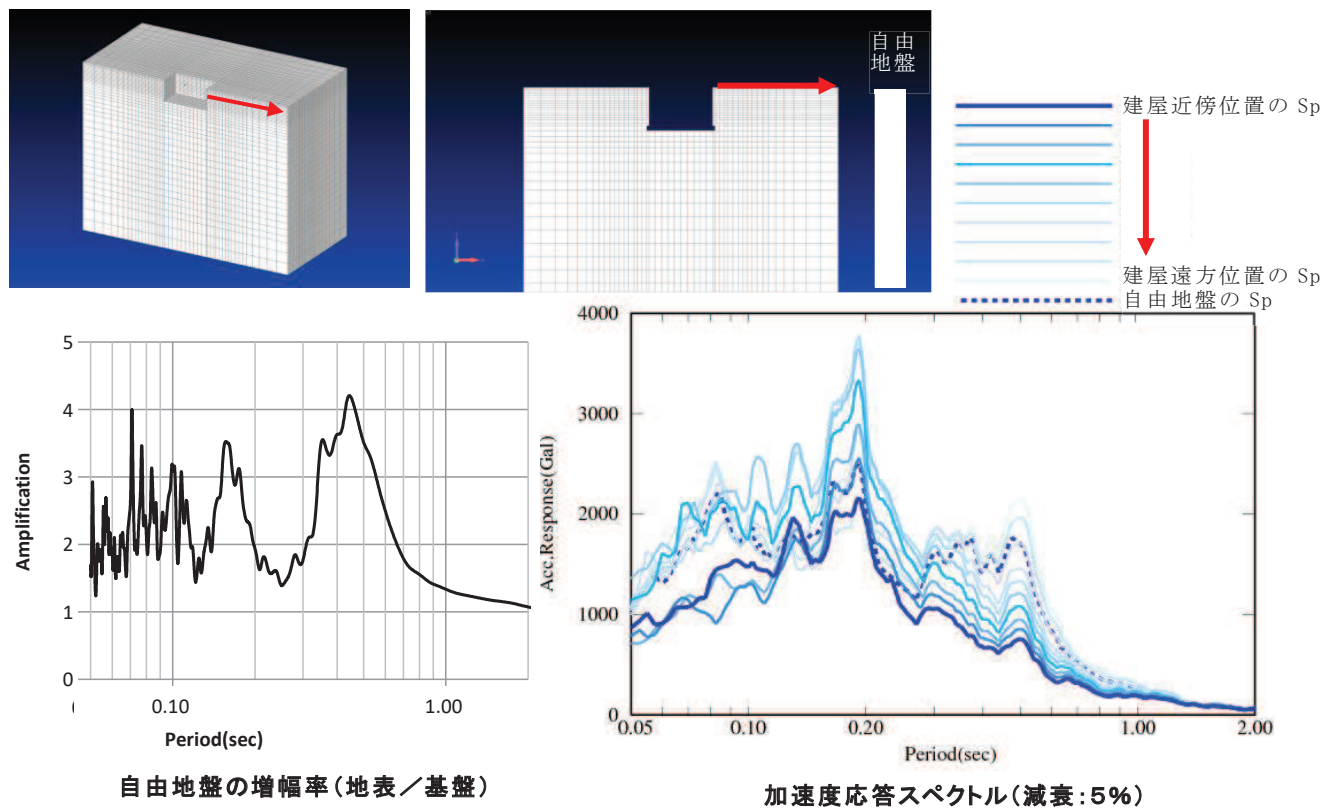


図 4-51 加速度応答スペクトル (地表面)

自由地盤

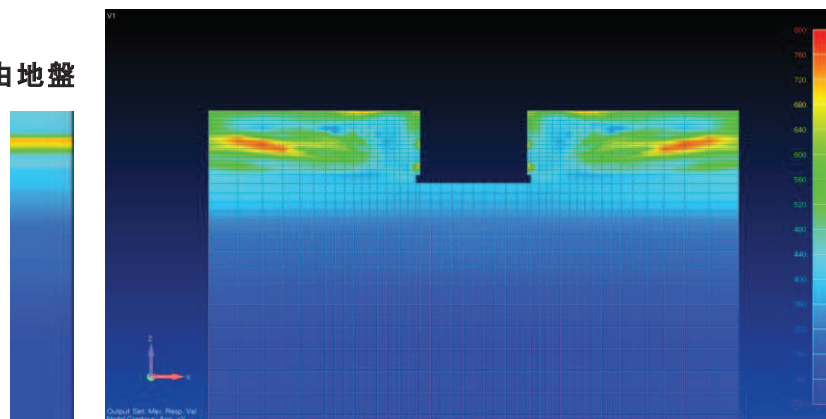


図 4-52 最大加速度分布

自由地盤

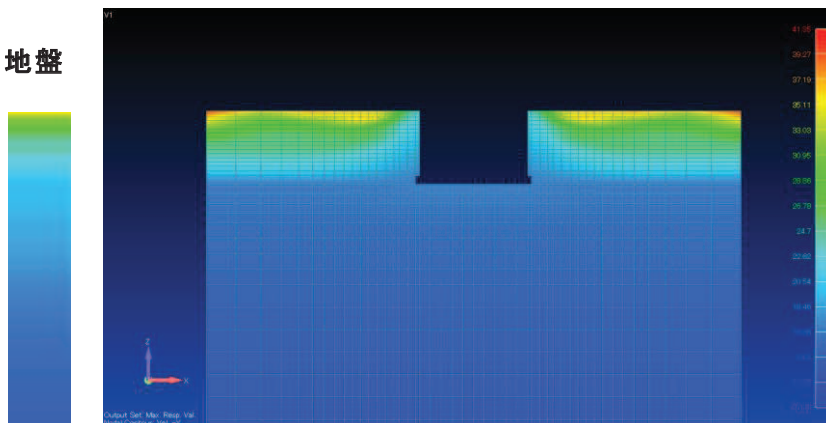


図 4-53 最大速度分布

自由地盤

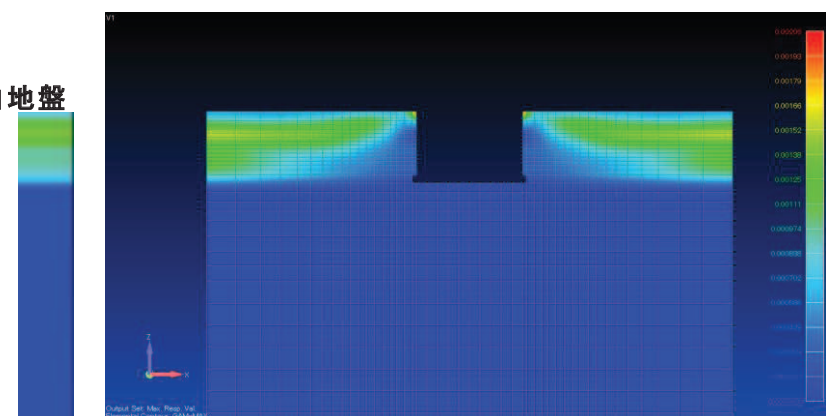


図 4-54 最大ひずみ分布

(5) 基準地震動 S_s 時の表層地盤の非線形化による埋込み効果の影響

a. 検討方法

基準地震動 S_s 時の表層地盤上部の非線形化の状況を推定することを目的として、基準地震動 S_s を入力した際の地盤の最大ひずみと表層地盤の卓越振動数の関係を整理する。

b. 検討結果

地盤の最大応答ひずみと表層地盤の卓越振動数の関係を図 4-55 に示す。

基準地震動 S_s では、3.11 地震に比べ表層地盤の非線形化が進み、卓越周期がより長周期化する。特に建屋近傍の埋戻し部分については、過去の調査結果から算定される 3.11 地震時の剛性低下率（3.11 地震では約 0.3~0.7）も考慮すると、表層地盤のせん断波速度は $V_s=100\sim 250\text{m/s}$ 程度以下と評価され、基準地震動 S_s では更に低下することになる。

従って、表層地盤の非線形化が大きくなることで、埋込み効果が建屋応答に与える影響は 3.11 地震時よりも基準地震動 S_s 時は小さいと考えられる。

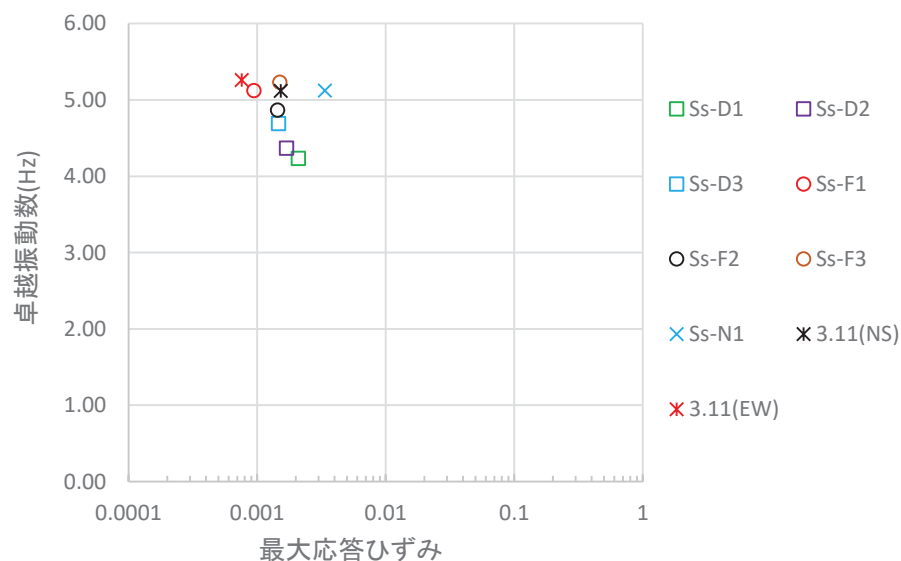


図 4-55 地盤の最大応答ひずみと表層地盤の卓越振動数の関係

(6) 埋込み効果が建屋応答に与える影響（詳細は別紙 16 参照）

a. 検討概要

原子炉建屋の今回工認では、側面地盤ばね（Novak ばね）はモデル化しない方針である。これは、建屋周辺の埋め戻しの施工状況から拘束効果は期待できないこと、また、3.11 地震のシミュレーション解析では埋込み効果を無視したモデルによる応答結果が観測記録と整合することを踏まえて判断したものである。

また、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版では、支持地盤と側面地盤のせん断波速度 V_s の違いが大きい場合、Novak ばねの適用性について留意することとされており、硬質岩盤における Novak ばねの課題を指摘した論文もある。

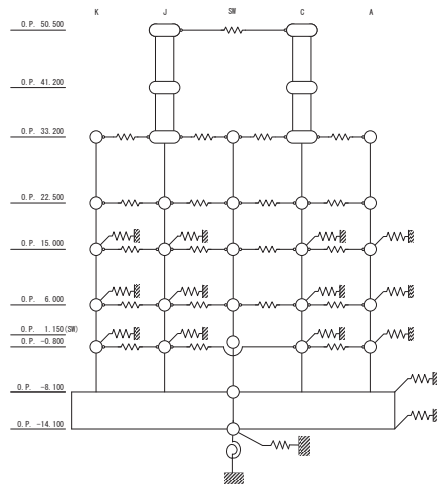
今回工認では E+F 入力を採用するため、埋込み効果に関するトータル的な保守性の確認が必要であり、観測記録を用いた検討を行う。

b. 検討方法

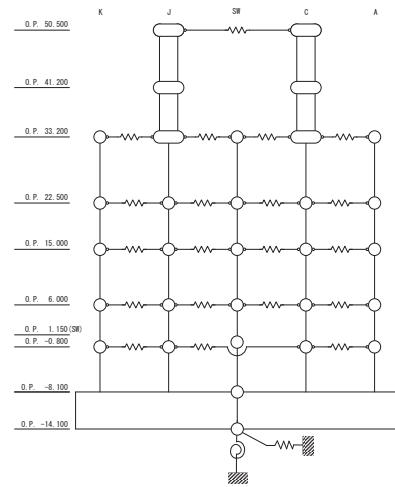
検討は、側面地盤ばねを考慮したモデルと考慮しないモデルを用いて基準地震動 $S_s - D_2$ による地震応答解析を行う。

側面地盤は、前節にて設定した地盤物性値を用いて入力地震動を算定した際の収束物性値（地盤各層のせん断剛性低下率の最小値）を用いて、地盤を地中の質点位置ごとに、支配高さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法（J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版による方法）により算定する。また、同レベルの質点は床ばねで接続されているので、各質点が支配する外周長を全周長で除した比率をばね値に乘じ、各質点に振り分ける。側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデルを図 4-56 に、側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値を表 4-16 に示す。

さらに、固有モードの違いや側面地盤ばね（Novak ばね）から入力される地震動の傾向を確認し、応答結果の差異について分析する。



側面地盤有



側面地盤無

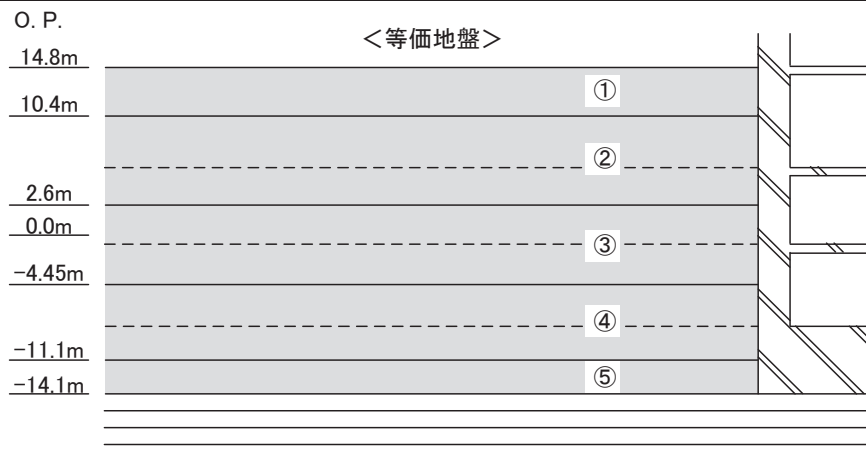
	側面地盤ばね(Novak ばね)を考慮するケース	側面地盤ばね(Novak ばね)を考慮しないケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D_2$	
入力地震動*	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	

注記*: 地震応答解析モデルへの入力地震動は、まず、解放基礎表面以深の地盤を一次元地盤としてモデル化し、解析コード「SHAKE」を用いて一次元波動論に基づく評価により O.P. -200m の入射波を算定する。次に、解析コード「mflow」を用いて、「SHAKE」により算定した O.P. -200m の入射波を、表層地盤の非線形性を考慮した一次元地盤モデルに入力して逐次非線形解析を行い、建屋基礎底面及び側面地盤ばね位置での地盤の応答を評価して入力地震動とする。

図 4-56 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

表 4-16 側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値

建屋 質点 レベル O.P. (m)	層 No.	等価地盤				
		せん断波 速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	減衰定数 h_e (%)
15.0	①	157	4.69	18.6	0.45	3
6.0	②	204	7.94	18.6	0.45	3
-0.8	③	755	12.6	21.6	0.45	3
-8.1	④	900	193	23.3	0.45	3
-14.1	⑤	900	193	23.3	0.45	3



埋戻し土の形状 (単位 : m)

c. 検討結果

各モデルの固有値解析結果を表 4-17 に、固有モードの比較を図 4-57～図 4-61 に、側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮した解析モデルへの入力となる側面地盤ばね位置の加速度波形 (E+F 波) の算定結果を図 4-62 に、側面地盤ばねの有無をパラメータとした地震応答解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 4-63 に示す。

表 4-17 及び図 4-57～図 4-61 より、側面地盤ばねの有無が固有モードに与える影響は小さいことが確認できる。従って、側面地盤ばねによる拘束効果は小さい傾向にある。

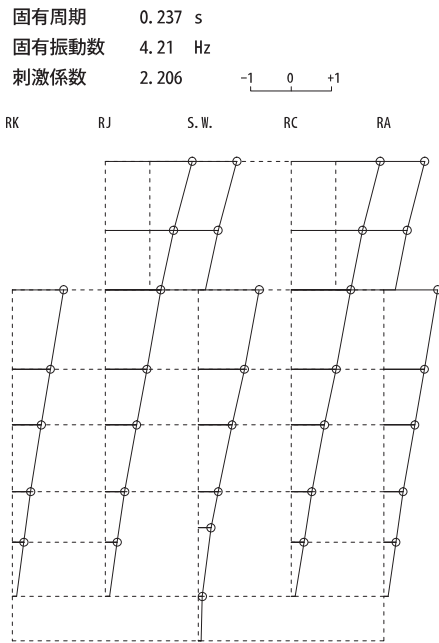
図 4-62 より、側面地盤の揺れは最上層で 2000cm/s^2 を超える大きさになっており、これは建屋の同一レベルの揺れに比べ 2 倍程度の大きさとなる。また、表層地盤の 1 次、2 次モードに相当する周期帯で特に大きい傾向にある。

図 4-63 より、地震応答解析の結果では、側面地盤ばね有りモデルの方が大きい応答結果を与える階が生じていることが確認できる。

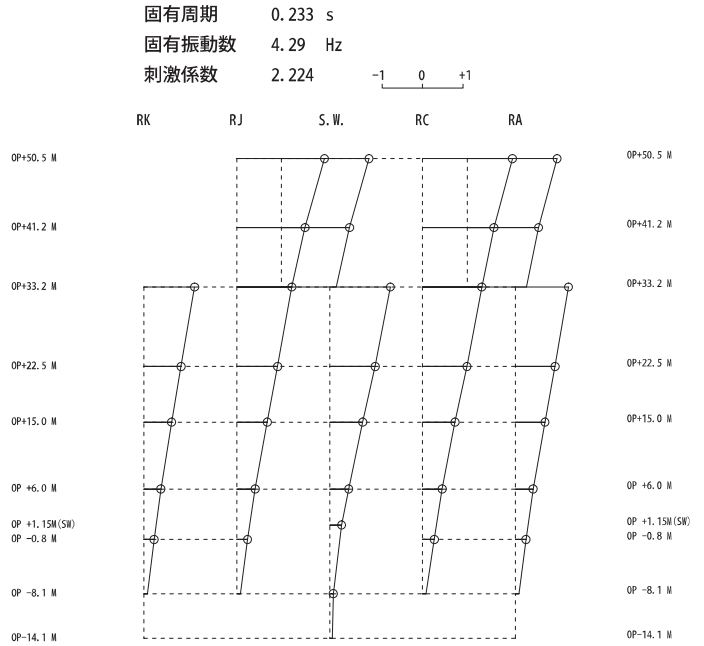
このことから、支持地盤と側面地盤のせん断波速度 V_s の違いが大きい場合、側面地盤からの入力が大きくなるため、側面地盤ばねの精度によって誤差の大きい結果を与えるおそれがあることから、原子炉建屋の応答結果も、側面からの入力の影響で差異が生じていると考えられる。

表 4-17 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	側面地盤ばねなし			側面地盤ばねモデル (S _s -D ₂)		
	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.237	4.21	2.206	0.233	4.29	2.224
2	0.123	8.13	2.743	0.122	8.17	2.678
3	0.116	8.60	1.100	0.116	8.63	1.174
4	0.097	10.33	2.094	0.096	10.41	2.013
5	0.093	10.76	1.098	0.093	10.81	1.264

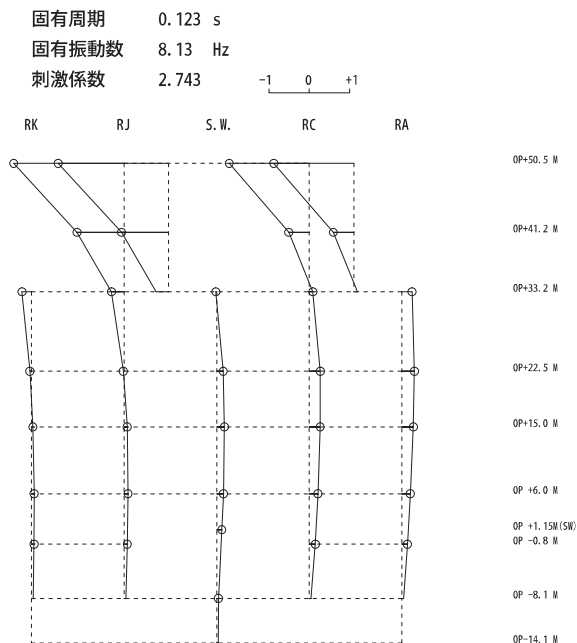


側面地盤ばねなし

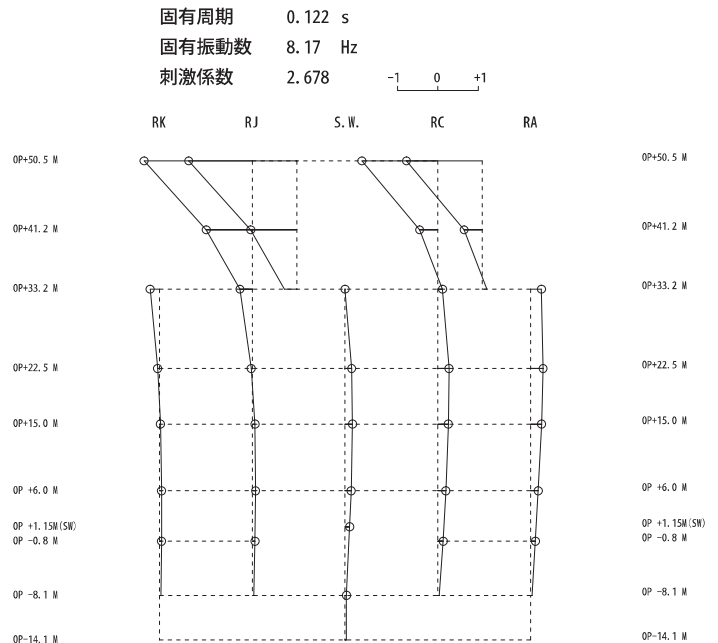


側面地盤ばねあり (S_s-D₂地盤)

図 4-57 固有モードの比較 (NS 方向 1 次)

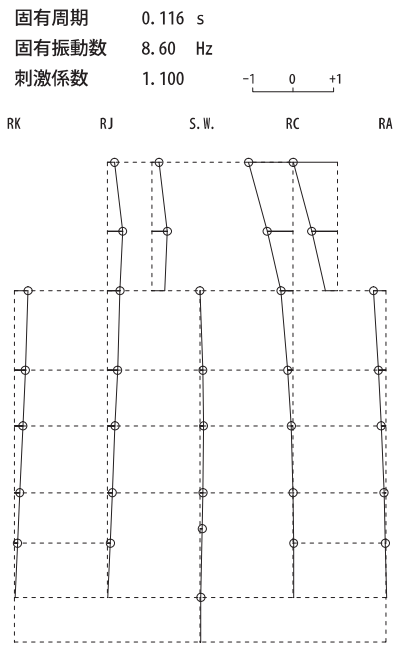


側面地盤ばねなし

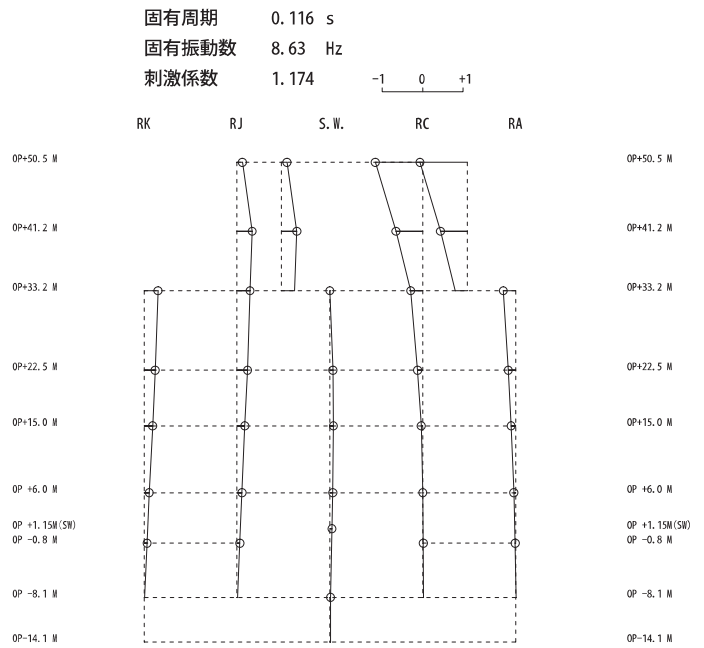


側面地盤ばねあり (S_s-D₂地盤)

図 4-58 固有モードの比較 (NS 方向 2 次)

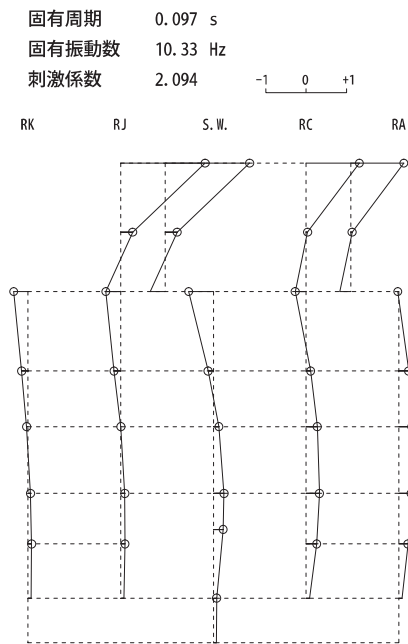


側面地盤ばねなし

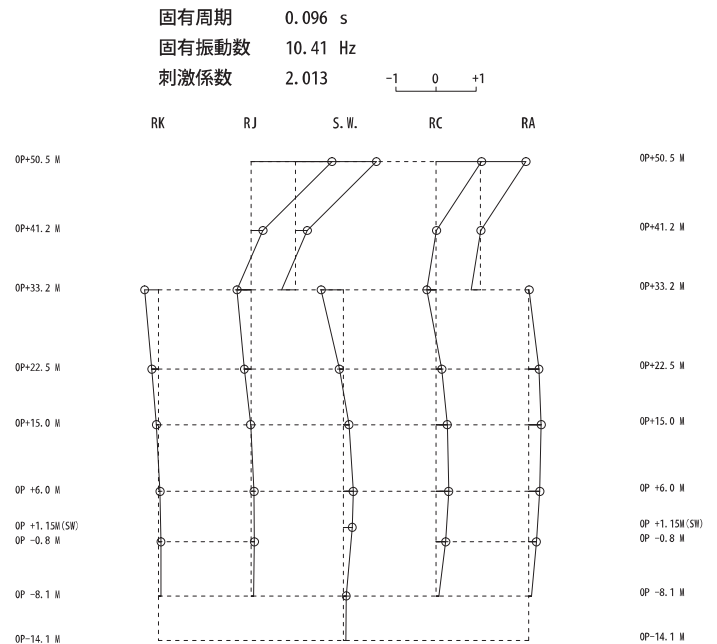


側面地盤ばねあり (S_s-D₂地盤)

図 4-59 固有モードの比較 (NS 方向 3 次)



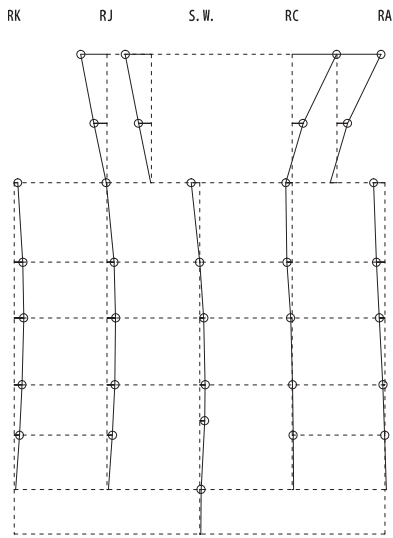
側面地盤ばねなし



側面地盤ばねあり (S_s-D₂地盤)

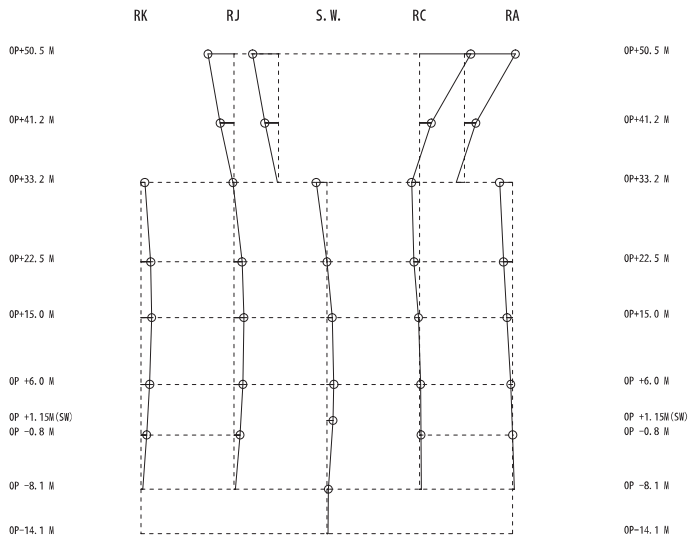
図 4-60 固有モードの比較 (NS 方向 4 次)

固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.76 Hz
 刺激係数 1.098



側面地盤ばねなし

固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.81 Hz
 刺激係数 1.264



側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

図 4-61 固有モードの比較 (NS 方向 5 次)

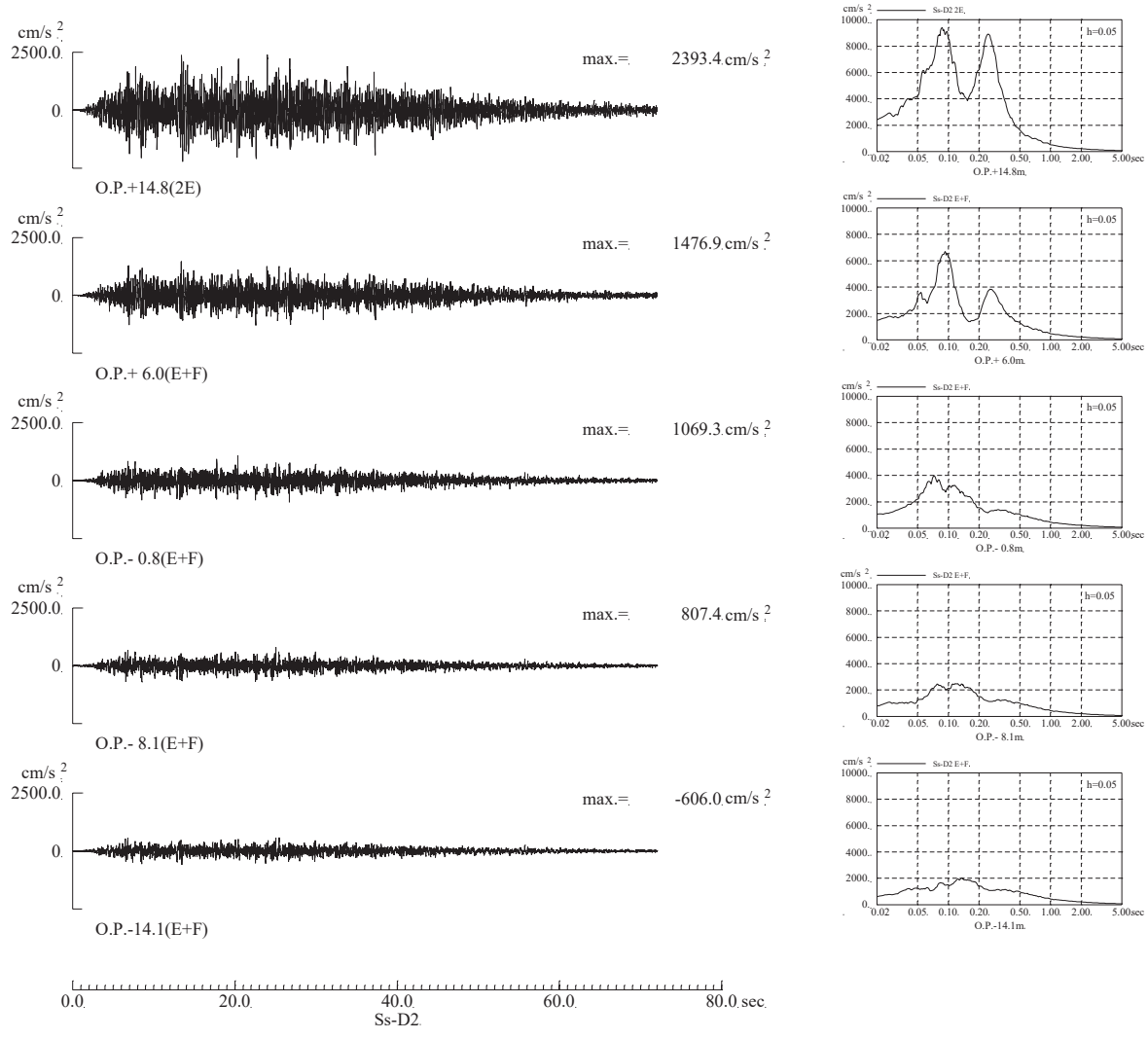


図 4-62 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形（基準地震動 S_s-D2）

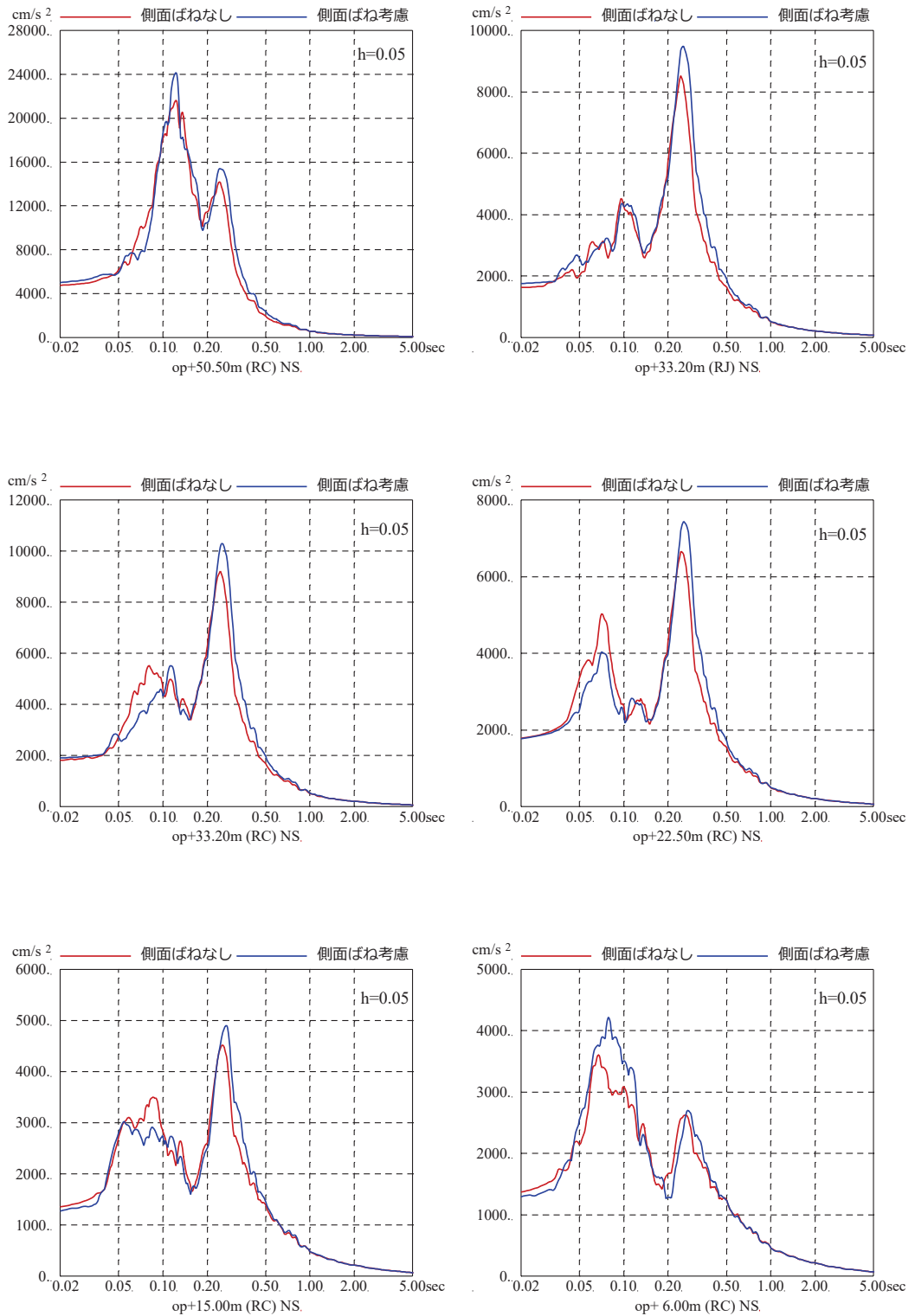


図 4-63 基準地震動 S_s-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 5%)

(7) 建屋の応力解析における地震時増分土圧の評価方針

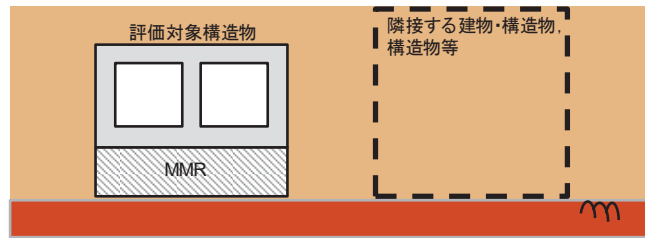
地震応答解析では側面地盤が建屋応答に与える影響が小さいことを確認した上でその影響を無視しているが、建屋の応力解析においてはこの影響を考慮する。具体的には、側面地盤による土圧（常時土圧、地震時増分土圧）を算定し、地震荷重と組み合わせて評価を行う。地震時増分土圧荷重は、修正物部・岡部式及び J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づいて求めた包絡値、又は FEM 解析により土圧を算定する。今回工認対象建屋の応力解析における地震時増分土圧の算定方法について、表 4-18 に示す。

表 4-18 今回工認対象建屋の応力解析における地震時増分土圧の算定方法

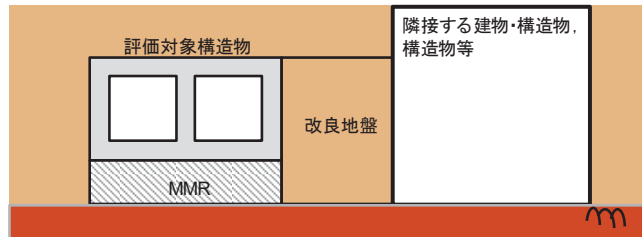
建屋	応力解析 (基礎版)	地震時増分土圧 評価方法	隣接建屋等の考慮
原子炉建屋	FEM モデル	2D-FEM	EW 方向について東側改良地盤考慮
制御建屋	FEM モデル	2D-FEM (NS 方向)	考慮なし (土圧は隣接建屋のない北側及び南側の一部で考慮)
緊急用電気品建屋	FEM モデル	JEAG 式	—
緊急時対策建屋	FEM モデル	JEAG 式	—

なお、屋外重要土木構造物の評価においては、構造物と地盤の相互作用について土圧を含めて考慮できる連成系の地震応答解析手法を用いて耐震評価を実施する方針としている。

また、屋外重要土木構造物と隣接する建物・構築物間が盛土で埋め戻されている場合には、隣接する建物・構築物をモデル化した方が周辺地盤の変形が抑制され評価対象構造物に作用する土圧が低減されると考えられることから、隣接する建物・構築物はモデル化しない。屋外重要土木構造物と隣接する建物・構築物間が地盤改良されている場合には、剛性の大きい改良地盤を介して隣接する建物・構築物の地震時応答が評価対象構造物に伝達することから隣接する建物・構築物を含めてモデル化する。



評価対象構造物と隣接する建物・構築物の
間が盛土で埋め戻されている場合



評価対象構造物と隣接する建物・構築物の
間が地盤改良されている場合

図 4-64 屋外重要土木構造物の土圧に関する評価方針

(8) 検討結果のまとめ

原子炉建屋及び第3号機海水熱交換器建屋について、側面地盤ばね(Novakばね)の有無が建屋応答に与える影響等を、地震観測記録を用いた建屋応答解析により確認した。その結果、以下の知見を得た。

- ① 建屋重量の重い原子炉建屋を対象とした建屋シミュレーション解析、また、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析の両方で、側面地盤ばね(Novakばね)を考慮した応答結果は観測記録より過大な応答結果を与えた。
- ② 第3号機海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることを確認した。

J E A G 4 6 0 1-1991 追補版では、側面地盤ばね(Novakばね)は、支持地盤と表層地盤のインピーダンス比が大きい場合、その適合性に留意する必要があることが記載されているが、特に女川のように支持地盤が硬質岩盤で、埋戻し土に掘削土等を用いて施工した場合には、Novakばねは過大な応答結果を与えるおそれがあるため、今回工認の原子炉建屋の地震応答解析モデルには側面地盤ばねは適用しないこととする。

また、第3号機海水熱交換器建屋については、Novakばねによる埋込み効果は実際の応答を現しにくい(過大な応答となる)一方で、観測記録によるシミュレーション解析から埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることから、そのメカニズムについて周辺地盤を3次元地盤FEMでモデル化し検討を行った。その結果、3次元地盤FEMモデルでは、3.11地震のシミュレーション解析で建屋上部の応答が概ね観測記録と整合しており、建屋近傍の周辺地盤の応答は建屋応答の影響を受けて、遠方の自由地盤の応答とは違った傾向となること、最大加速度、最大速度、最大ひずみは建屋近傍よりも遠方の自由地盤のほうが大きめとなることが確認された。したがって、Novakばねによる埋込み効果が実際の応答を現しにくいのは、Novakばねでは遠方(自由地盤相当)の地盤性状をモデル化しており、建屋近傍の実際の地盤応答が建屋により抑えられていることをうまく再現できないことから、建屋に入力する地震動を大きく見積もる場合があること等が要因の一つと考えられる。

なお、原子炉建屋のモデルに側面地盤ばね(Novakばね)を設け基準地震動 S_s を入力した地震応答解析を実施したところ、側面地盤ばね無しのモデルに比べ大きい応答結果を与える階が生じたため、その要因について分析した。その結果、原子炉建屋のモード図の違いや表層地盤から入力される地震動の大きさ等から、硬質岩盤ではNovakばねを介して入力する地震動の評価に課題があることが確認された。

5. 設計への反映

5.1 設定した入力地震動評価用地盤モデルの概要

(1) 地震応答解析モデルへの入力概要

基準地震動 S_s の入力に際しては、表層地盤の影響を考慮した地震動を入力 (E+F 入力) することに加えて、表層地盤について、地震動の振幅に応じた非線形特性を考慮する地盤モデルを採用する。なお、埋込み効果は無視する。

地震応答解析モデルへの入力は、水平方向は解放基盤表面で定義された基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d から、建屋基礎版底面レベル (O.P. -14.1m) より上部の地盤の振動特性を考慮して評価した地震動を入力する。

地震応答解析モデルへの入力概要 (水平方向) を図 5-1 に示す。

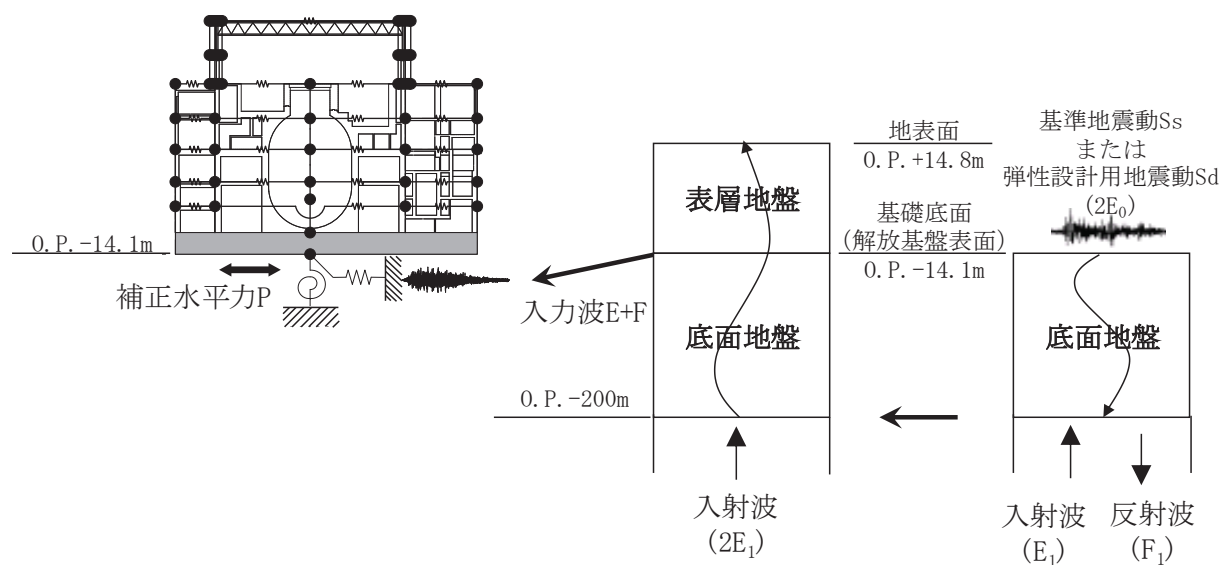


図 5-1 地震応答解析モデルへの入力概要 (水平方向)

(2) 入力地震動評価用地盤モデルの地盤物性値

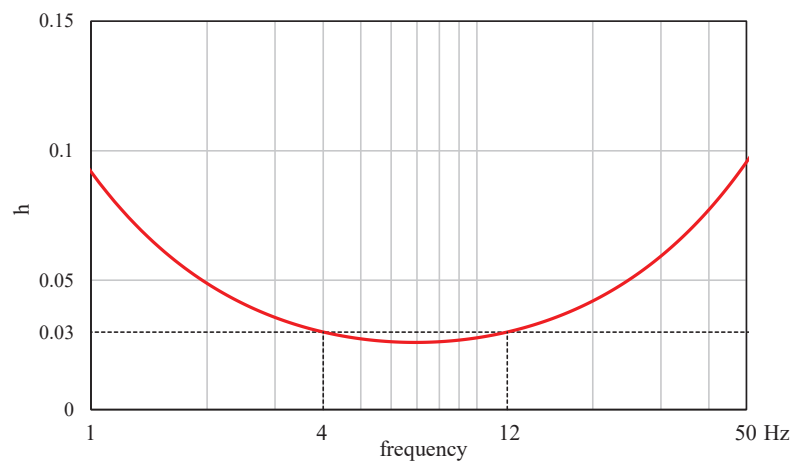
今回工認における原子炉建屋への入力地震動評価に用いる地盤モデルの地盤物性値は表 5-1 に示す地盤物性値とした。

表 5-1 原子炉建屋の入力地震動評価用地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0. P. 14.8m~0. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては 10 層に分割する。

※2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)



※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定

O. P. 14. 8m～O. P. 0mの表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線及び $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を図 5-2 ($G/G_0 - \gamma$ 曲線) 及び図 5-3 ($h - \gamma$ 曲線) のとおり設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (5.1-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (5.1-1)$$

$$\text{ここで, } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z : \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (5.1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (5.1-2)$$

$$\text{ここで, } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

$h - \gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき (5.1-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (5.1-3)$$

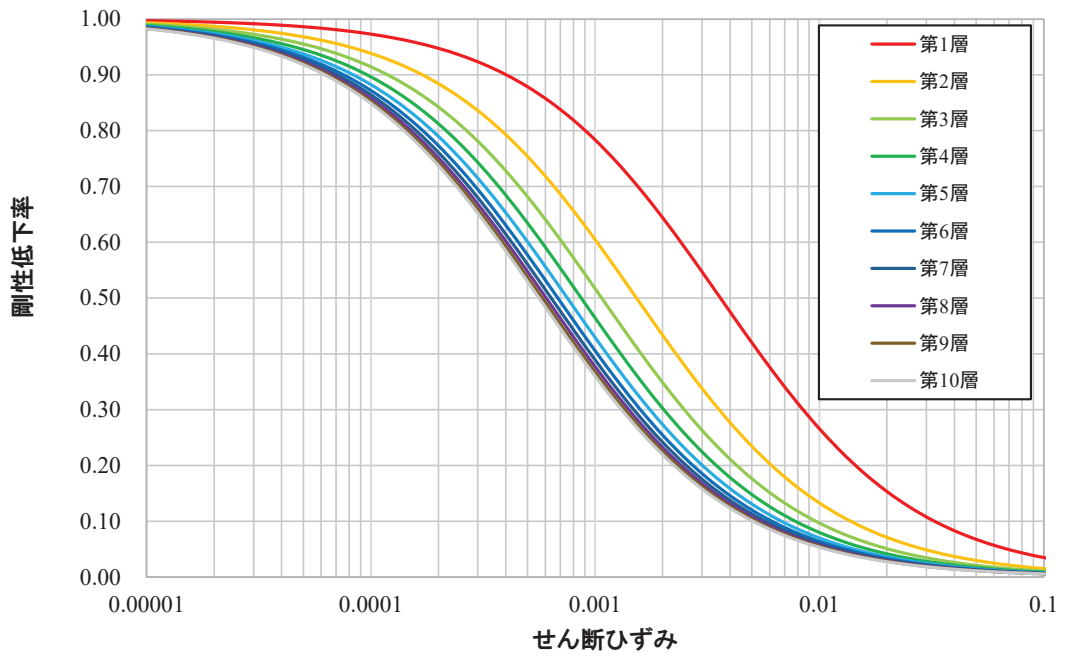


図 5-2 $G/G_0 - \gamma$ 曲線

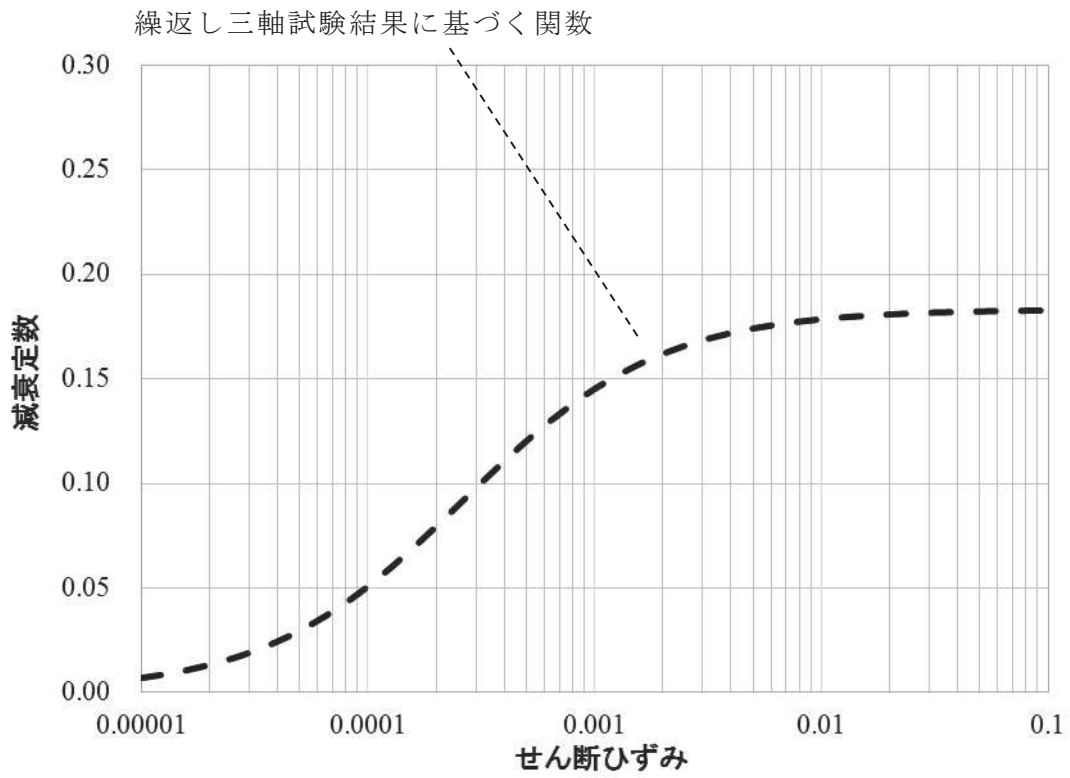


図 5-3 $h - \gamma$ 曲線

5.2 表層地盤の影響を考慮した入力地震動評価が建屋応答へ与える影響（原子炉建屋）
 （詳細は別紙17参照）

(1) 検討目的

原子炉建屋の今回工認では、建屋への入力地震動を表層地盤の影響を考慮して評価する E+F 入力としている。

ここでは、基準地震動 S_s を建屋へ直接入力した場合 (2E 入力) との建屋応答の差異を確認する。

(2) 検討方法

検討は、基準地震動 $S_s - D2$ を原子炉建屋の解析モデルに直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した建屋基礎版底面レベルの地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋の解析結果を比較すること及び機器・配管系評価への影響を確認することにより行う。

検討に用いた地盤モデルは、4.4 において示したモデルとする。検討概要を図 5-4 に、解析条件を表 5-2 に示す。

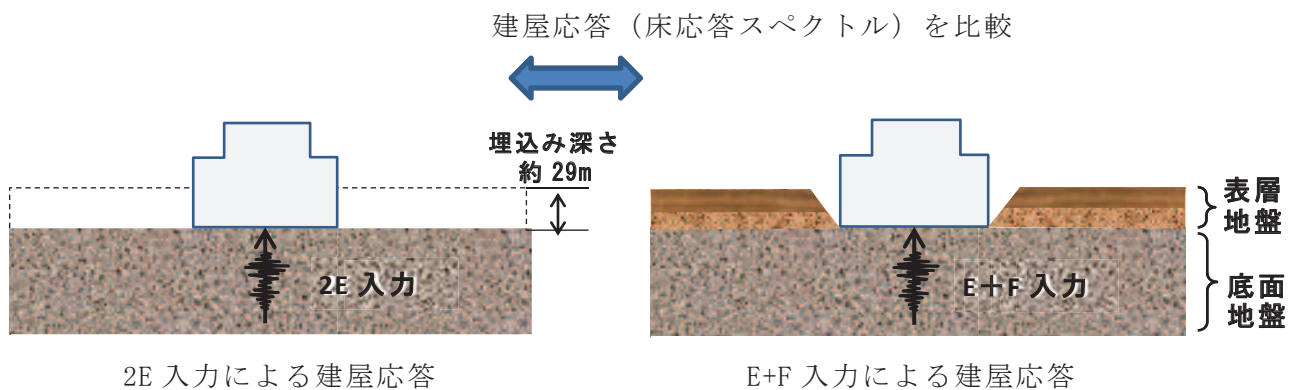


図 5-4 検討概要

表 5-2 解析条件

	2E 入力したケース	E+F 入力したケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D2$	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	

(3) 検討結果

基準地震動 $S_s - D2$ を原子炉建屋の解析モデルに直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した建屋基礎版底面レベルの地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋の解析結果の比較を図 5-5~図 5-8 に示す。

検討の結果、建屋各階の床応答スペクトルは、基準地震動 S_s を直接入力した場合 (2E 入力) より表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の応答値は、小さくなる傾向があり、短周期においてその傾向が顕著に見られる結果となっている。

また、機器・配管系評価への影響については、図 5-9、図 5-10 に示すとおり機器・配管系評価へ影響の大きい $S_s - D2$ (建屋減衰 1%) について検討を行った。影響検討にあたっては、機器・配管系の固有周期を踏まえ、最大加速度の比及び床応答スペクトルの比により整理した。なお、影響検討は、E+F 入力を適用した場合を基準として、2E 入力を適用した場合との比較から、E+F 入力の応答低減の程度について概略評価した。

(i) 最大応答加速度比の最大値 (1.31) を用いた影響分析

2E 入力を適用した場合、床応答加速度が E+F 入力より 3 割程度大きくなることから、耐震評価における裕度は小さくなるものの、発生値が許容値を超過する設備はない見込みである。

(ii) 床応答スペクトルの応答比 (1.58) を用いた影響分析

高圧炉心スプレイ系配管を例に 2E 入力を適用した場合の影響を分析した。図 5-9、図 5-10 に示すとおり、高圧炉心スプレイ系の固有周期 0.098s 以下に着目して 2E 入力と E+F 入力とのスペクトルを比較すると、平均値の最大で 1.58 倍の応答比となっている。そこで、表 5-3 に示す H26.7.2 申請時の評価結果^{*} (発生値 246MPa) にこの応答比を乗じて、2E 入力での発生値を試算する。

$$246\text{MPa} \times 1.58 = 389\text{MPa}$$

試算ではあるものの、発生値は許容値 324MPa を超過する見込みである。

表 5-3 高圧炉心スプレイ系配管の耐震評価結果※1

評価対象設備		評価結果				備考
		応力分類	評価部位	発生値(MPa)	評価基準値(MPa)	
高圧炉心スプレイ系	高圧炉心スプレイ系配管本体	一次応力	本体	246	324	
		一次+二次応力	本体	435	398	※1
		疲労評価	本体	0.176	1	単位：なし
	高圧炉心スプレイ系配管支持構造物	スナッチ耐荷重	サポート部材	97.1	129.4	単位：kN

(H26.7.2 申請の女川2号機補正工認より抜粋)

※1 H26.7.2 申請時の結果であり、適用している地震動は申請時の基準地震動 S_s-2 であるが、基準地震動 S_s-D2 と類似したスペクトルであることから傾向は把握できている。

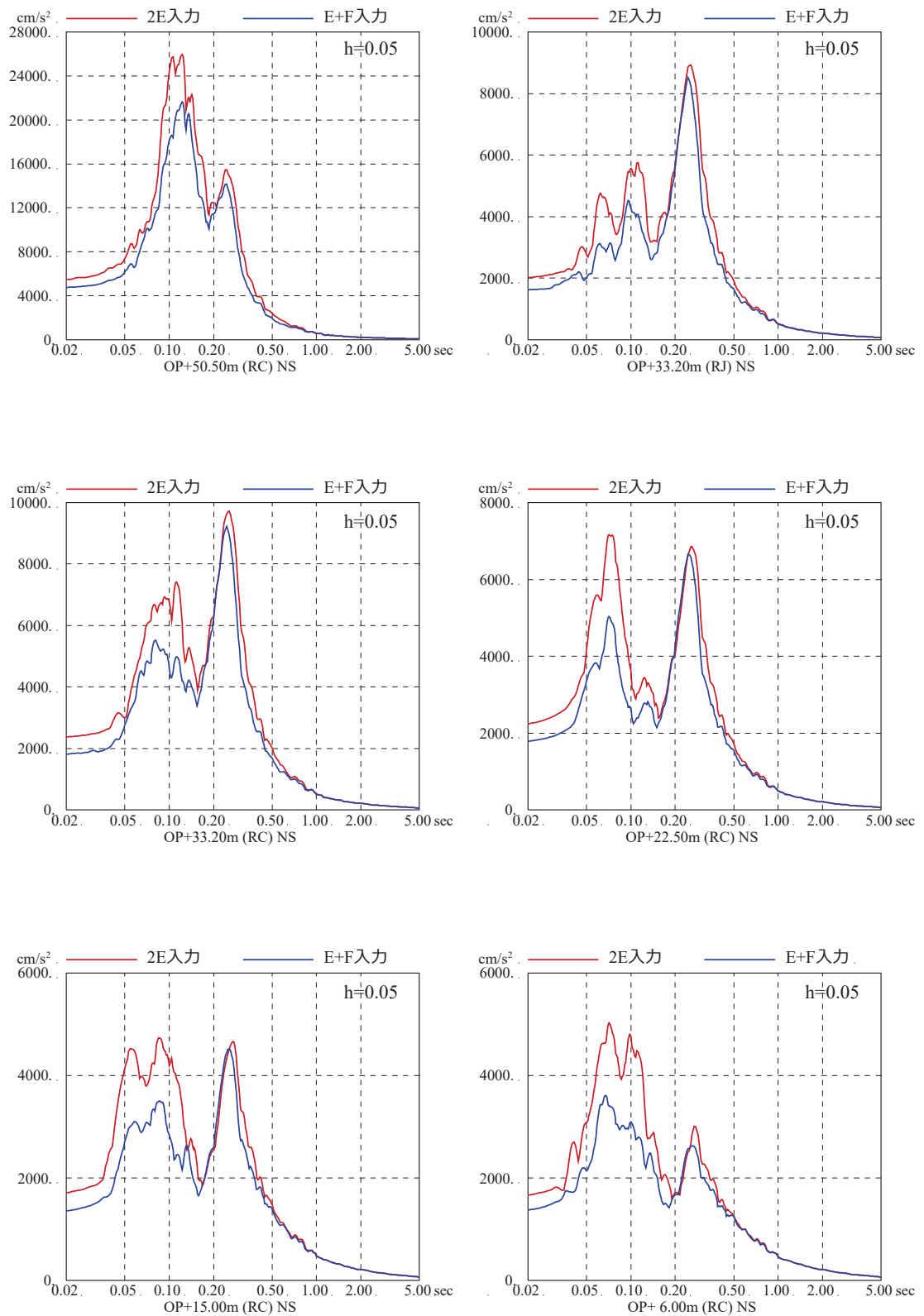


図 5-5 基準地震動 $S_s - D_2$ を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 5%)

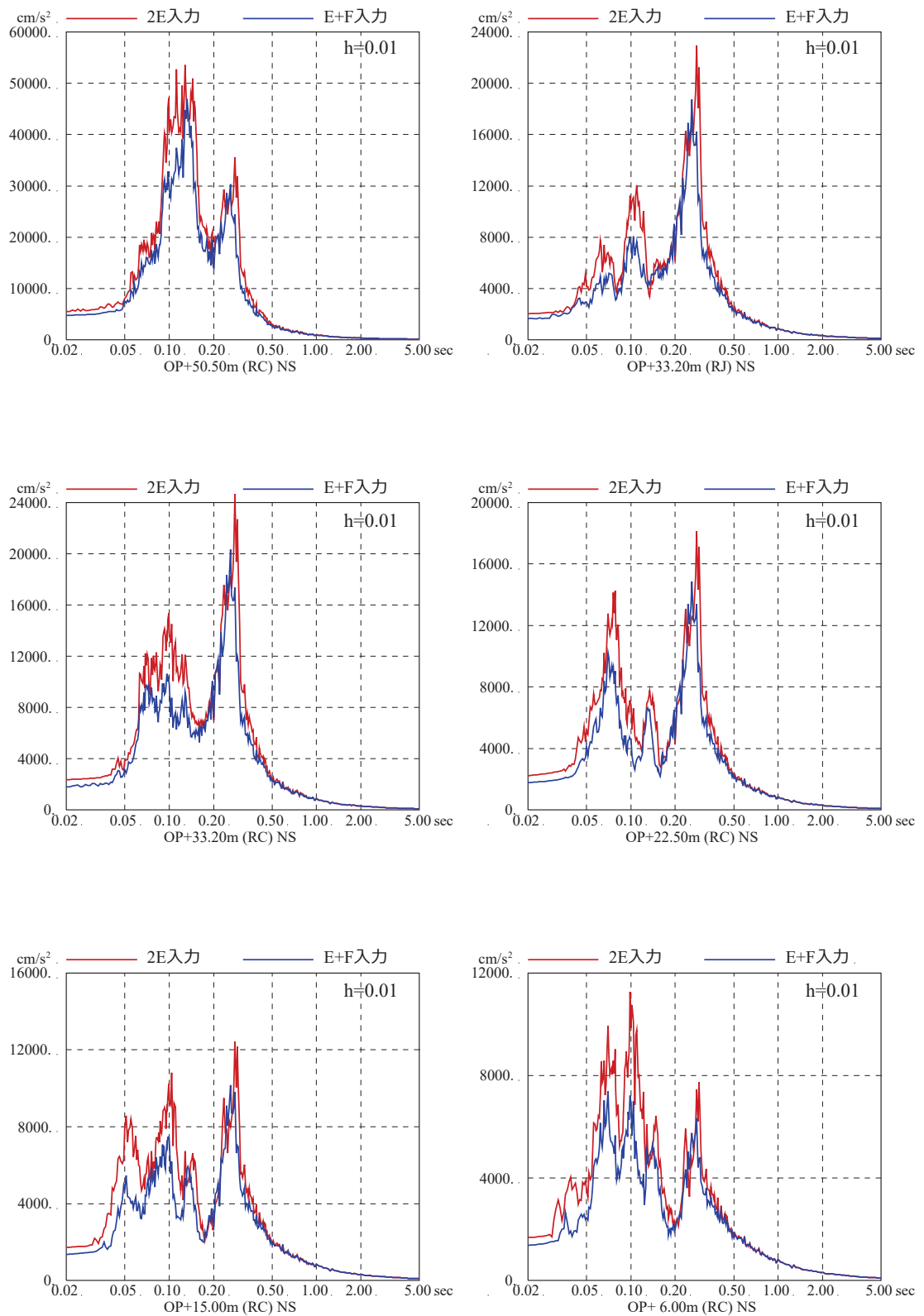


図 5-6 基準地震動 $S_s - D_2$ を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 1%)

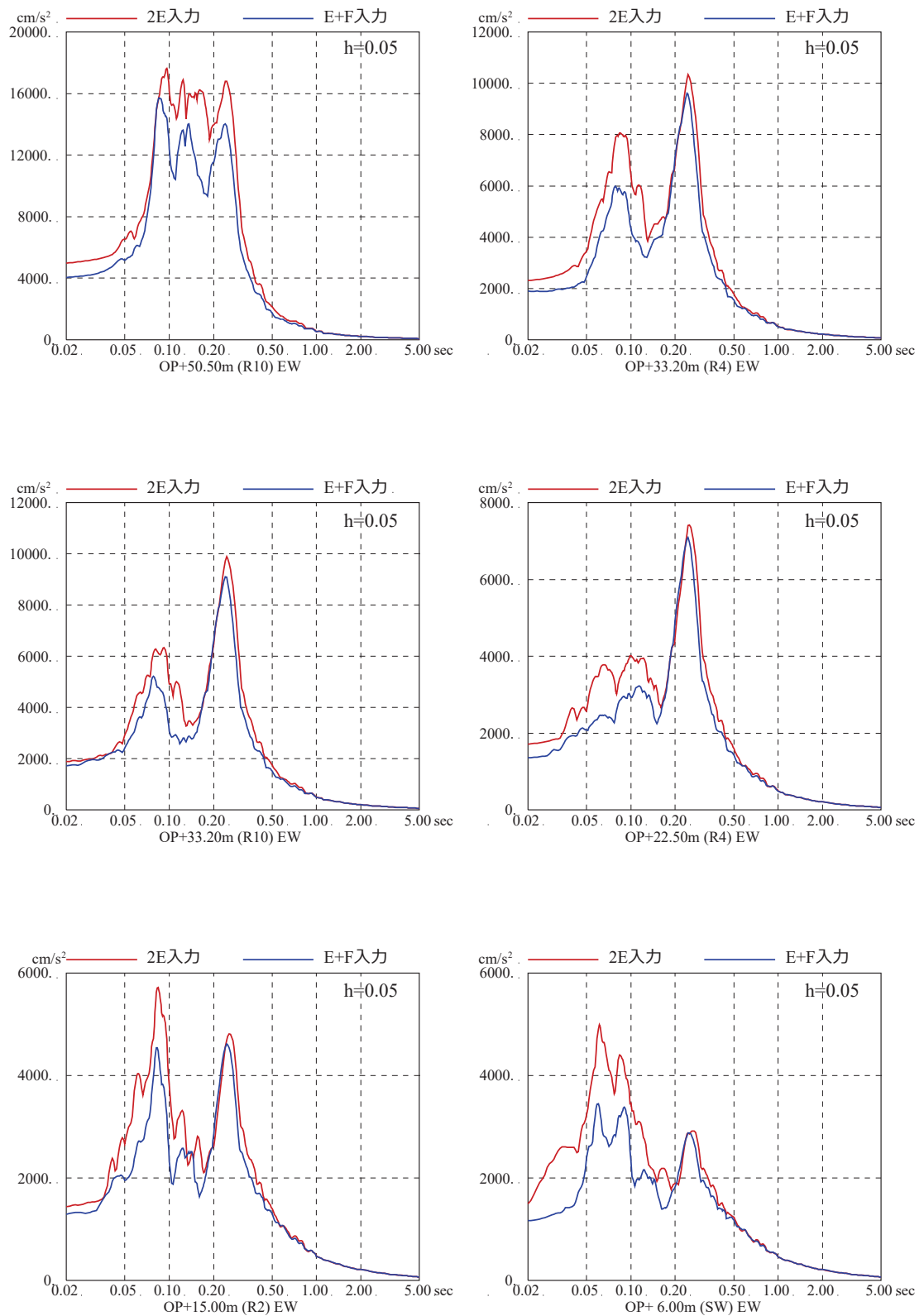


図 5-7 基準地震動 $S_s - D_2$ を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 建屋減衰 5%)

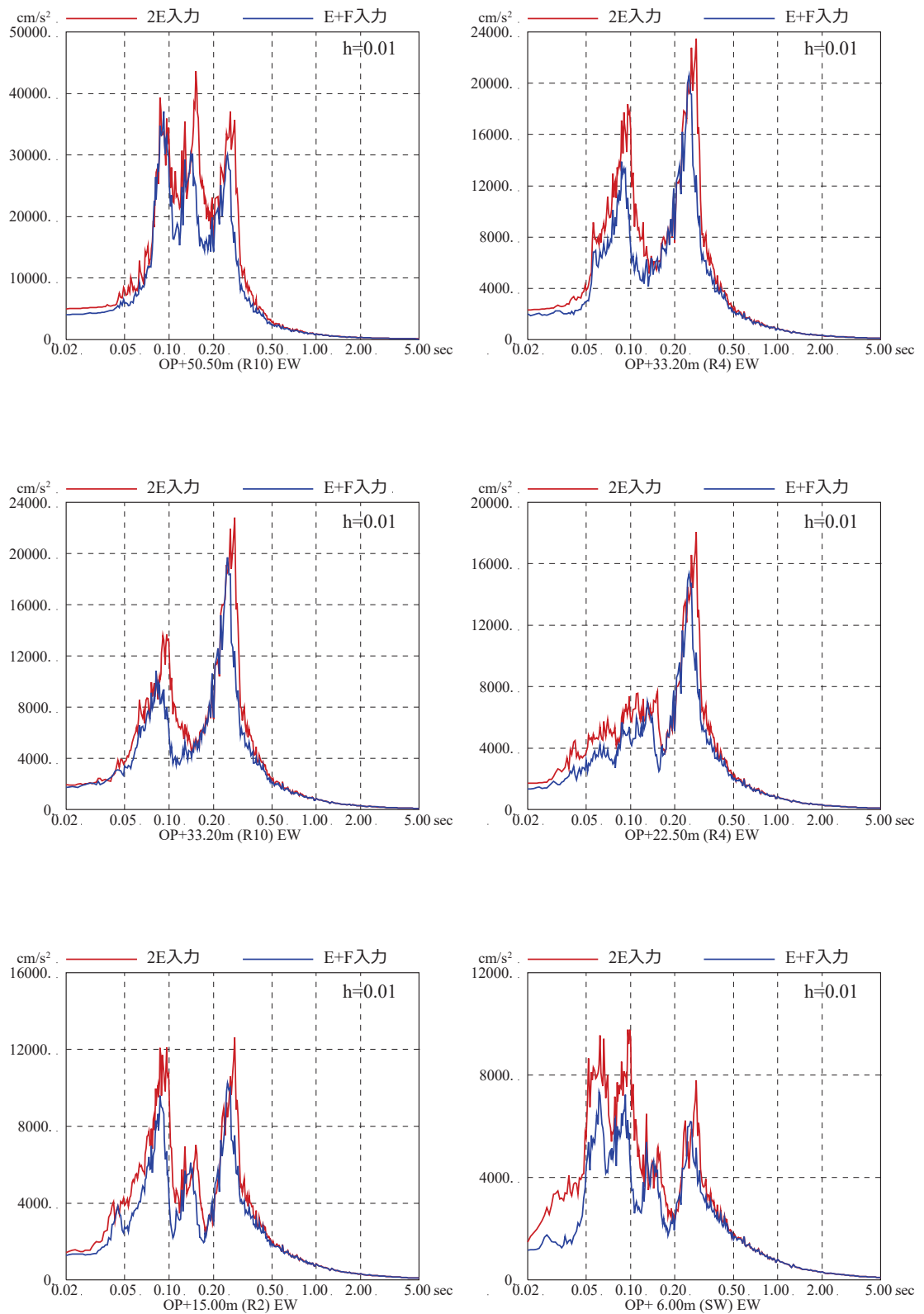


図 5-8 基準地震動 $S_s - D_2$ を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋応答の比較 (原子炉建屋, EW方向, 建屋減衰1%)

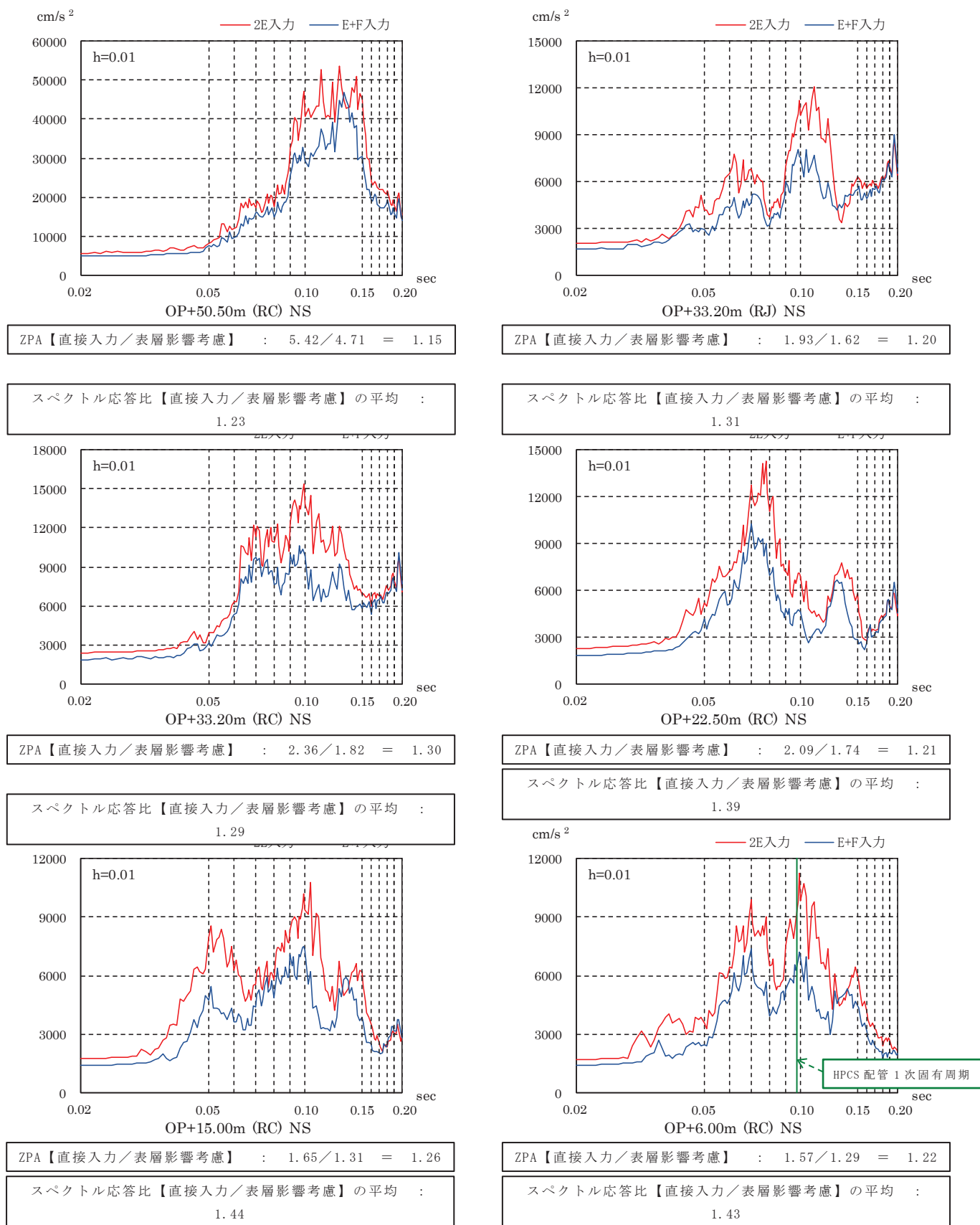


図 5-9 基準地震動 S_s-D₂ を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の機器・配管系評価の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 建屋減衰 1%)

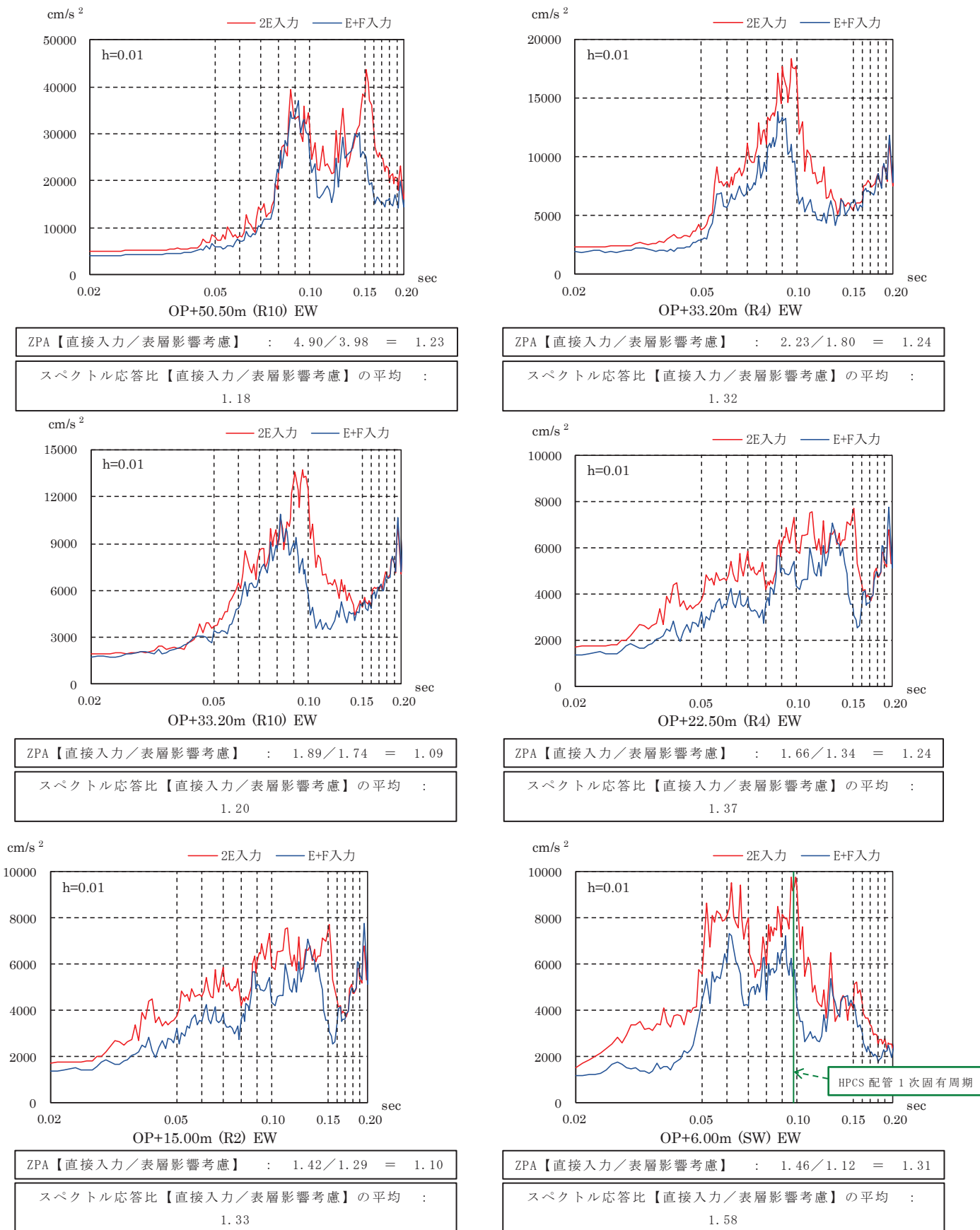


図 5-10 基準地震動 $S_s - D_2$ を直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して評価した地震動を入力した場合 (E+F 入力) の機器・配管系評価の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 建屋減衰 1%)

5.3 建屋の周辺地盤による影響を考慮する建屋

今回工認で基準地震動 S_s の地震応答解析を行う建屋のうち、表層地盤の影響検討は以下の手順で実施する。

- ① 建屋の周辺状況等から検討対象建屋を選定
- ② 3.11 地震等によるシミュレーション解析から E+F 効果を確認，また埋込み効果の影響を確認

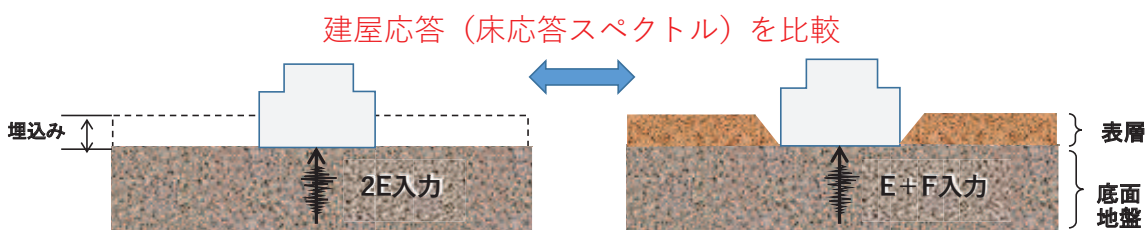
検討対象建屋は，J E A G 4 6 0 1 の建屋埋込み効果の評価法（E+F 入力，側面地盤ばね）を参照し，埋込み深さがある程度深く，かつ 2～3 面程度周辺地盤と接している建屋を選定する。また，建屋の規模や周辺地盤の埋戻し状況により，側面地盤による建屋の振動特性への影響が異なってくると考えられることからそれらの項目についても整理する。埋込み深さ，建屋周辺の地盤状況，建屋規模，建屋周辺の埋戻し状況を整理した結果を表 5-4 に示す。

埋込み深さがある程度深い建屋については，表層地盤の影響を考慮した入力地震動の算定が可能と考えられるが，採用に当たっては側面地盤による埋込み効果による影響についても検討する必要があると考えられることから 2～3 面程度周辺地盤と接している建屋を検討対象建屋とする。

また，建屋規模が大きい場合には側面地盤の影響は小さく，建屋規模が小さい場合には側面地盤の影響が大きいと考えられるため，それぞれの建屋について側面地盤の影響検討を実施する。

以上より，検討対象建屋は，既に検討実施した原子炉建屋の他にタービン建屋及び第 3 号機海水熱交換器建屋を選定し，3.11 地震の観測記録を用いて表層地盤の影響が現れているかシミュレーション解析により検討することで，原子炉建屋と同様の評価が適用可能かどうかについて確認する。

検討は，はぎとり波を用いたシミュレーション解析を実施し，3.11 地震のはぎとり波を建屋モデルに直接入力（2E 入力）した場合と，地盤調査結果に基づき設定した地盤モデルを用いて表層地盤の影響を考慮して算定した建屋基礎版底面レベルの地震動を入力（E+F 入力）した場合の観測記録の再現性を確認した。検討の概念図を図 5-11 に示す。（詳細は，[別紙 18](#)参照）



3.11 地震のはぎとり波を用いたシミュレーション解析結果と観測記録の床応答スペクトルの比較をタービン建屋については図 5-12 に、海水熱交換器建屋については図 5-13 に示す。

どちらの建屋についても床応答スペクトルは、はぎとり波を直接入力（2E 入力）した場合より表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力（E+F 入力）した方が、より観測記録の振幅に近く、床応答スペクトルの形状も調和的であり、建屋に入力する地震動については表層地盤の影響が現れている。

上記の検討を踏まえ、表 5-5 に示すとおり、今回工認で周辺地盤の影響を考慮する建屋は、原子炉建屋、タービン建屋及び第 3 号機海水熱交換器建屋とする。

表5-4 今回工認におけるE+F入力を考慮する既設建屋の選定

建屋	埋込み深さ (基礎版底面 レベル)	周辺地盤と の接地状況	建屋規模	建屋周辺の 埋戻し状況	周辺地盤による 埋込み効果の影響	検討対象建屋
原子炉建屋	約 29m (O.P. -14.1m)	3面接地	大規模	掘削土	小 (Novak ばね適用には課題有)	対象
制御建屋	約 16m (O.P. -1.5m)	1~2面接地	小規模	掘削土	小 (地盤状況より Novak ばね適用 外)	対象外
タービン建屋	約 17m (O.P. -2.2m)	2~3面接地	大規模	掘削土	小 (Novak ばね適用には課題有)	対象
補助ボイラー建屋	約 7m (O.P. 8.0m)	2面接地	小規模	掘削土	小 (地盤状況より Novak ばね適用 外)	対象外
第3号機 海水熱交換器建屋	約 27m (O.P. -12.5m)	4面接地	小規模	掘削土	大 (Novak ばね適用には課題有)	対象
第1号機 制御建屋	約 15m (O.P. 0m)	2面接地	小規模	掘削土	小 (地盤状況より Novak ばね適用 外)	対象外

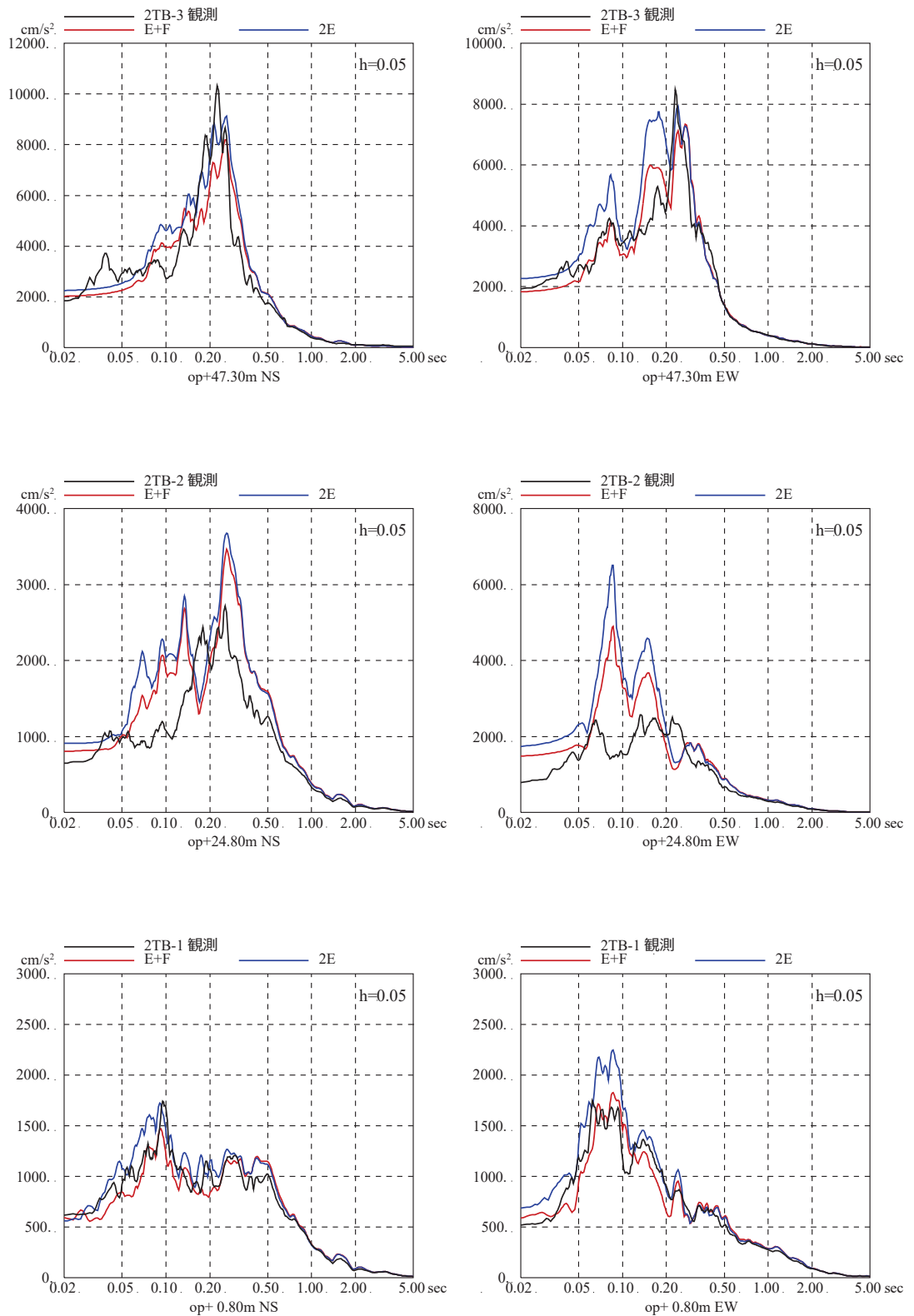


図5-12 3.11地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較
(タービン建屋)

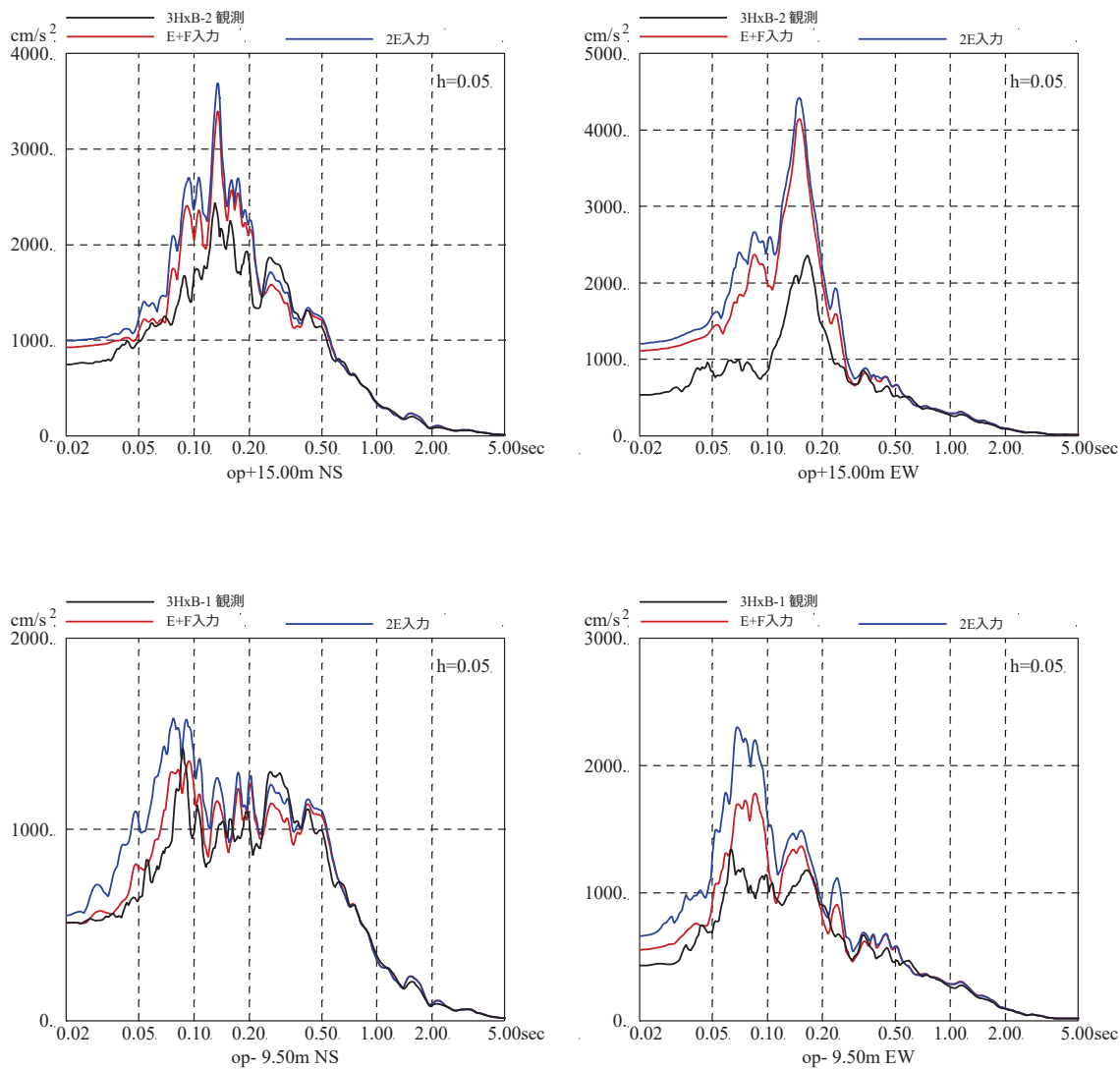


図 5-13 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較
(第3号機海水熱交換機建屋)

表5-5 今回工認におけるE+F入力を考慮する既設建屋の選定

建屋	埋込み深さ (基礎版底面 レベル)	周辺地盤と の接地状況	はざとり波を用いた シミュレーション解 析	入力地震動算定におけ る 表層地盤の影響考慮 (E+F 入力)	(参考) 建屋に要求される機能 (2号機用)
原子炉建屋	約 29m (O.P. -14.1m)	3面接地	2E に比べ E+F 入力がより整合	考慮 (既工認から変更)	Sクラス (原子炉建屋原子炉棟) Sクラス設備の間接支持機能
制御建屋	約 16m (O.P. -1.5m)	1~2面接地	-	非考慮 (既工認と同じ)	Sクラス (中央制御室しゃへい 壁) Sクラス設備の間接支持機能
タービン建屋	約 17m (O.P. -2.2m)	2~3面接地	2E に比べ E+F 入力がより整合	考慮 (既工認から変更)	Bクラス (補助しゃへい壁) Bクラス設備 (Sd 機能維持設備 含む) の間接支持機能 原子炉建屋, 制御建屋へ波及的 影響を与えないこと
補助ボイラー建屋	約 7m (O.P. 8.0m)	2面接地	-	非考慮 (既工認と同じ)	Cクラス設備の間接支持機能 制御建屋へ波及的影響を与えな いこと
第3号機 海水熱交換器建屋	約 27m (O.P. -12.5m)	4面接地	2E に比べ E+F 入力がより整合	考慮 (既工認から変更)	浸水防護施設の間接支持機能
第1号機 制御建屋	約 15m (O.P. 0m)	2面接地	-	非考慮 (既工認と同じ)	制御建屋へ波及的影響を与えな いこと

6. まとめ

原子炉建屋の入力地震動算定に用いる地盤モデルを、地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定した。設定した地盤モデルは、入力地震動の振幅レベルに応じて、表層地盤の非線形特性を考慮できるモデルとした。

3.11 地震及び 4.7 地震の自由地盤の観測記録から算定されたはざとり波に対して、設定した地盤モデルを用いたシミュレーション解析を実施し、解析結果が観測記録及び基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析と整合すること及び地盤物性値の感度を確認した。

以上のことから、設定した入力地震動評価用地盤モデルは基準地震動 S_s に対する評価に適用できると判断した。

なお、新設建屋の地震応答解析に適用する入力地震動の設定の基本的考え方を整理するとともに、表層地盤の物性の違いが応答結果に与える影響の確認等を行い、不確かさへの反映について検討を行う。

別紙1 3.11地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析
による表層地盤の影響確認（原子炉建屋）

目 次

1. 検討目的..... 別紙 1-1
2. 検討方法..... 別紙 1-1
3. 検討結果..... 別紙 1-3

1. 検討目的

既工認の入力地震動は、表層地盤の影響は考慮せず、保守的に基準地震動を直接入力する手法を採用していたが、3.11地震の観測記録を用いて表層地盤の影響が現れているか検討する。

2. 検討方法

検討は、はぎとり波を用いたシミュレーション解析を実施し、3.11地震のはぎとり波を建屋モデルに直接入力（2E入力）した場合と、**別紙3**の地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルを用いて表層地盤の影響を考慮して評価した建屋基礎版底面レベルの地震動を入力（E+F入力）した場合の観測記録の再現性を確認した。

検討に用いた初期地盤モデルの地盤物性を表2-1に、建屋シミュレーションモデルを図2-1に、解析条件の比較を表2-2に、検討の概念を図2-2に示す。建屋シミュレーションモデルは、3.11地震等による建屋の初期剛性低下を考慮しており、建屋減衰は7%としている（以下、「3.11地震シミュレーションモデル」という。）。

表2-1 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数※2 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3※3
	0.00	23.3	900※4	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0.P. 14.8m～0.P. 0mは、上載圧依存を考慮してせん断波速度と関連のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定

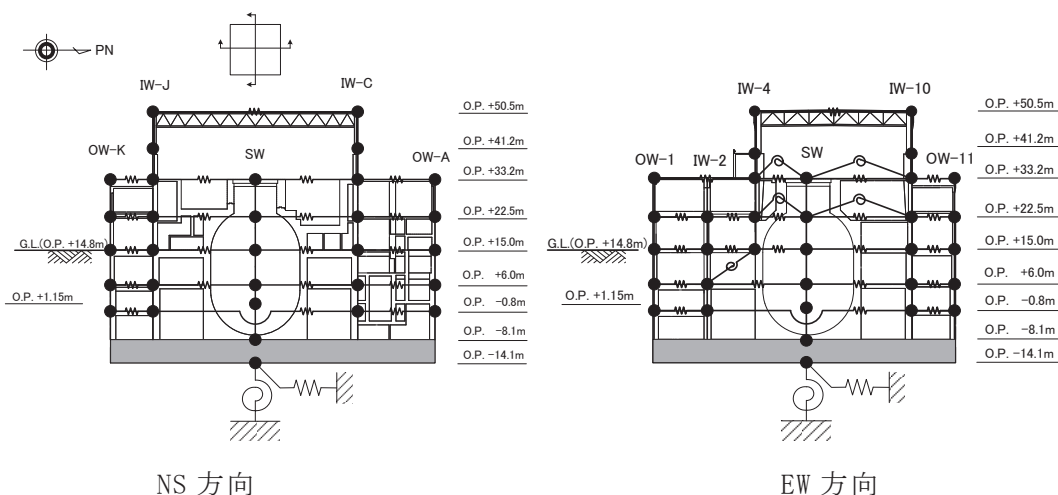


図 2-1 建屋シミュレーション解析モデル
(3.11 地震シミュレーションモデル)

表 2-2 解析条件の比較

(3.11 地震はぎとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力の比較 [原子炉建屋])

ケース	直接入力 (2E 入力) したケース	E+F 入力としたケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震はぎとり波	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	—	地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル (表層地盤非線形考慮)

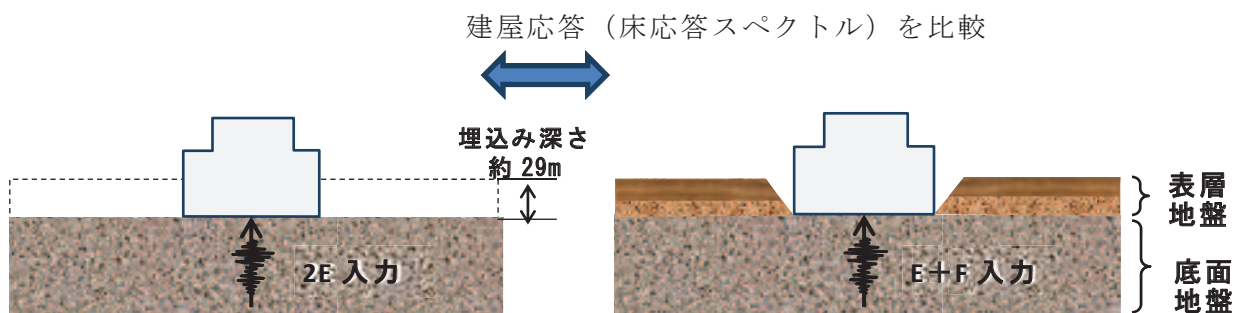


図 2-2 検討の概念図

3. 検討結果

3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果と観測記録の床応答スペクトルの比較を図3-1～図3-2に示す。

各階の床応答スペクトルは、はざとり波を直接入力（2E 入力）した場合より表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力（E+F 入力）した方が、より観測記録の振幅に近く、床応答スペクトルの形状も傾向を捉えていることを確認した。

上記の結果から、建屋に入力する地震動については表層地盤の影響が現れていると考えられる。

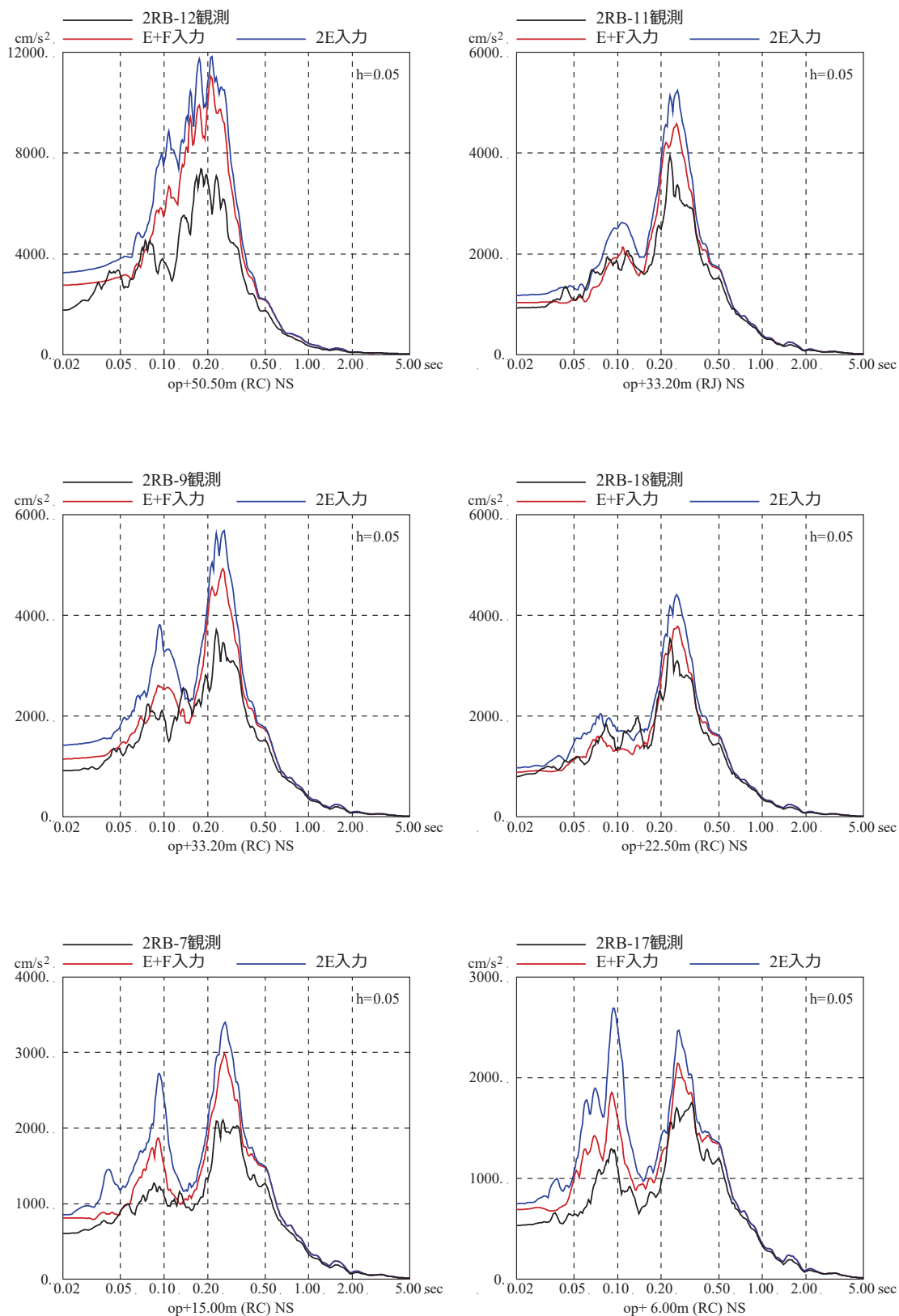


図 3-1 3.11 地震のはぎとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力による
シミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は付録 1 参照

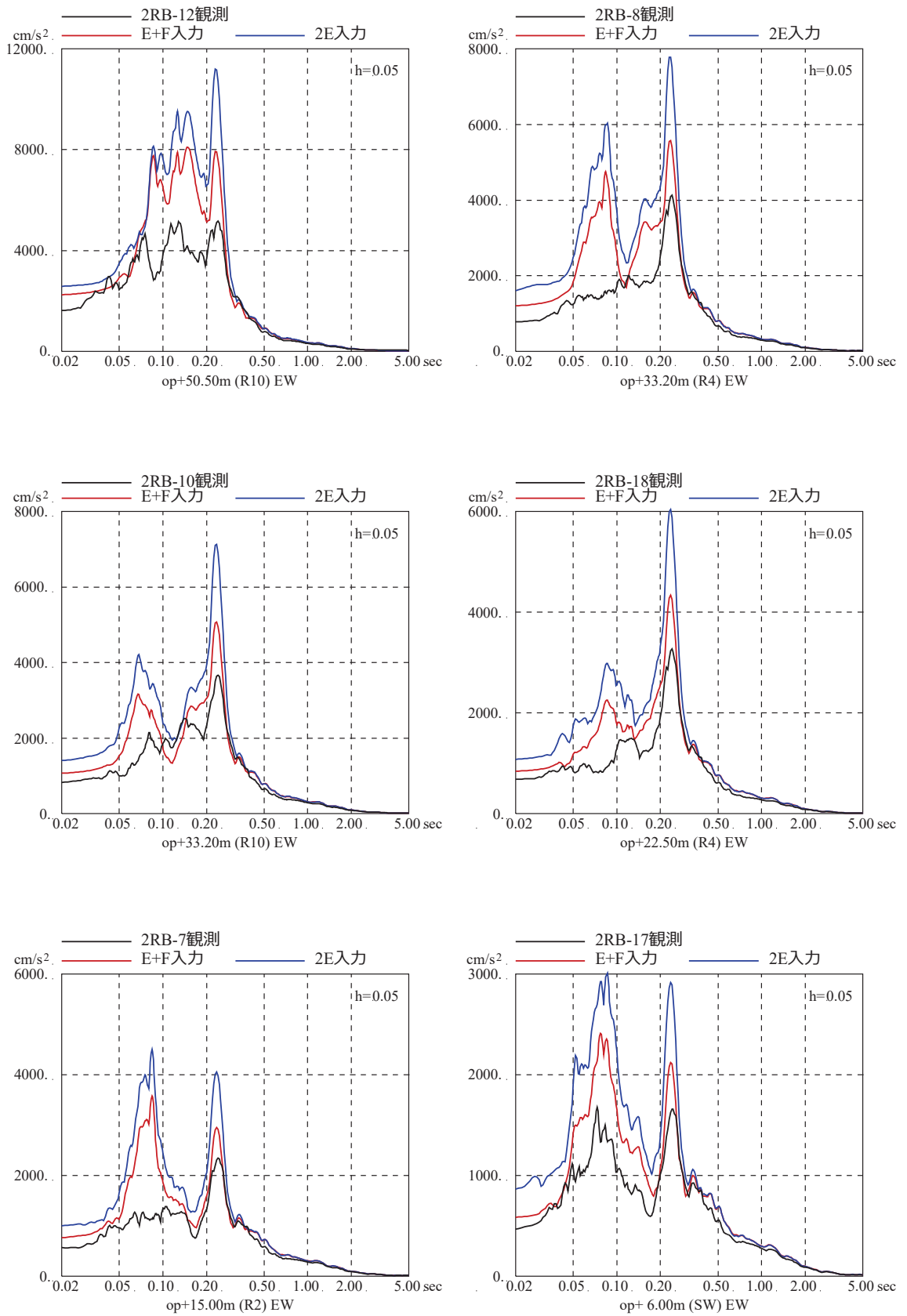


図 3-2 3.11 地震のはざとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力による
シミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向)

※地震計位置は付録 1 参照

別紙 2 自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルによる傾向
について

目 次

1. 検討目的..... 別紙 2-1
2. 自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルの検討の整理..... 別紙 2-2
3. 地盤モデル設定における振動特性上変動を考慮すべきパラメータ..... 別紙 2-4

1. 検討目的

女川原子力発電所では、自由地盤での地震観測において、これまで多くの地震観測記録が得られており、これらの地震観測記録を用いて、自由地盤地震観測点のはざとり解析用地下構造モデルを最適化している。この地下構造モデルより、表層地盤の影響を検討し、地盤モデル設定における振動特性上、変動を考慮すべきパラメータを確認することを目的とする。

自由地盤地震観測点の位置及び深さ方向の配置を図 1-1 に示す。

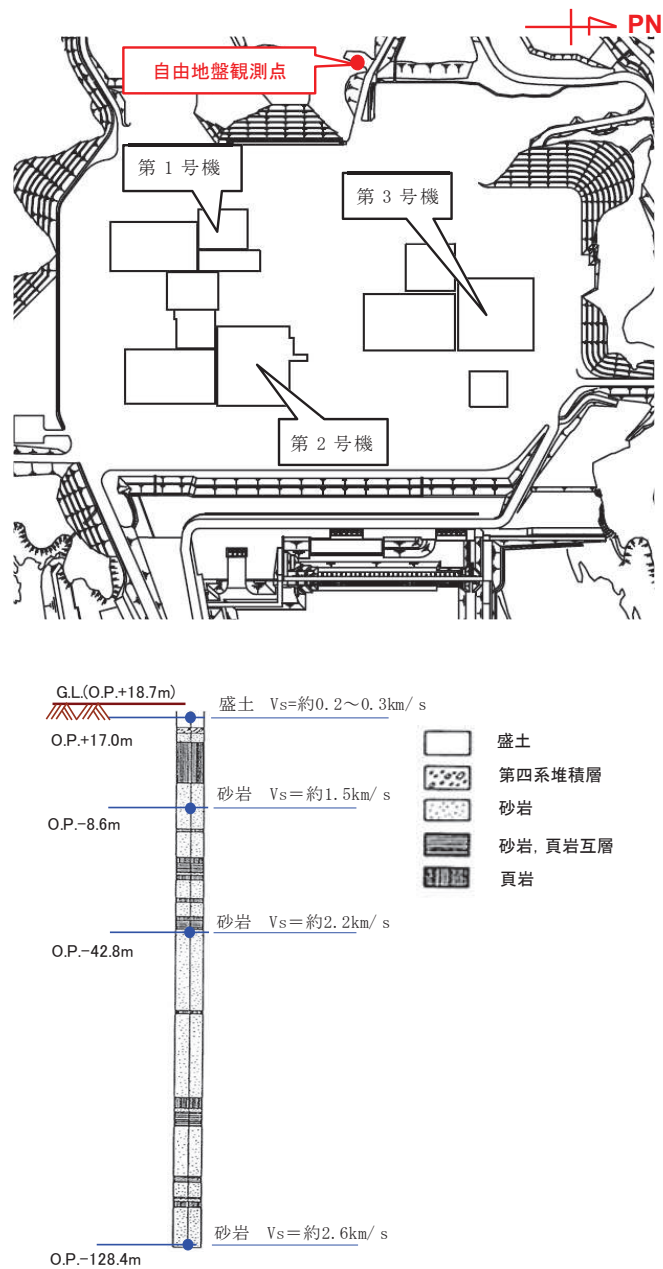


図 1-1 自由地盤地震観測点の位置及び深さ方向の配置

2. 自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルの検討の整理

自由地盤地震観測点のはぎとり解析用地下構造モデル（最適化地盤モデル）は，過去の中小地震の観測記録を用いて，遺伝的アルゴリズムにより最適化解析を実施して同定している。2003年5月26日宮城県沖の地震，2005年8月16日宮城県沖の地震（M7.2）に適用している最適化地盤モデルを表2-1に示す。

3.11地震に対する最適化地盤モデルは，既往検討による大振幅時の最適化地盤モデル（表2-2）をベースに見直しを行っている。見直しの際は，3層目以深の地盤モデルを固定とし，同定範囲は最表層地盤2層部分（表2-2 赤網掛部）とした。この2層は同一媒質と扱って，そのS波速度 V_s と減衰定数 $h(f)$ を遺伝的アルゴリズムを用いて最適化解析を実施した。3.11地震時の最適化地盤モデルを表2-3に示す。

表2-1 既往検討による小振幅時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					H ₀	α
0	18.7	1.7	2.10	253	0.05	0.62
-1.7	17.0	3.3	2.10	253	0.05	0.62
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

$$h(f) = h_0 f^{-\alpha}, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

表 2-2 既往検討による大振幅時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h ₀	α
0	18.7	1.7	2.10	204	0.10	0.00
-1.7	17.0	3.3	2.10	204	0.10	0.00
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

解放基盤
表面相当

$$h(f) = h_0 f^\alpha, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

表 2-3 3.11 地震時の最適化地盤モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	Vs (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
					h ₀	α
0	18.7	1.7	2.10	112	0.44	0.38
-1.7	17.0	3.3	2.10	112	0.44	0.38
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

解放基盤
表面相当

$$h(f) = h_0 f^\alpha, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

3. 地盤モデル設定における振動特性上変動を考慮すべきパラメータ

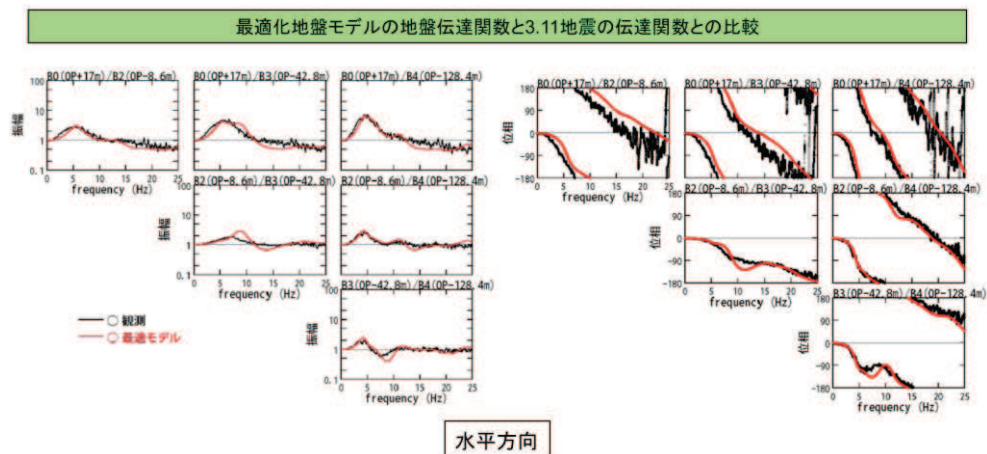
最適化地盤モデルと 3.11 地震の伝達関数の比較を図 3-1 に示す。

最適化地盤モデルの検討結果から、最表層地盤の地盤物性値を最適化することで、3.11 地震のような大振幅時の伝達関数も再現できることを確認している。

これらの状況から、基準地震動 S_s に対する入力地震動評価用地盤モデルにおいても、最表層地盤の物性値について非線形化を含めて最適化することにより、地盤モデルを設定できると考えられる。

3.2 水平動のはぎとり解析用地下構造モデル(最適化地盤モデル) (5)

最適化地盤モデルの理論伝達関数と2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録の伝達関数
地盤モデルの最適化の検討



最適化地盤モデルの地盤伝達関数と3.11地震の地盤伝達関数との比較

※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋



※「第 128 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合

資料 2-2 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について (補足説明資料)」より抜粋

図 3-1 最適化地盤モデルと 3.11 地震の伝達関数の比較

別紙 3 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果

目 次

1. 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果..... 1

1. 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層結果

原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層を実施した位置を図 1 に、PS 検層結果を図 2 に示す。また、速度層が変化する深さで各検層結果を平均した結果を表 1 に示す。

PS 検層結果では、O.P. -14.1m~O.P. 0m 付近までの表層地盤のせん断波速度 V_s はおよそ 500~1000m/s に分布しており、平均は 740m/s であった。

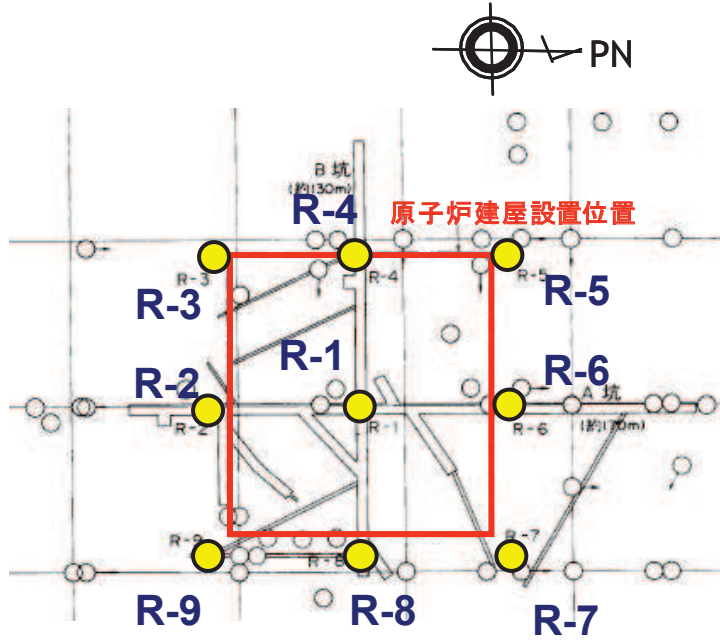


図 1 地盤調査位置

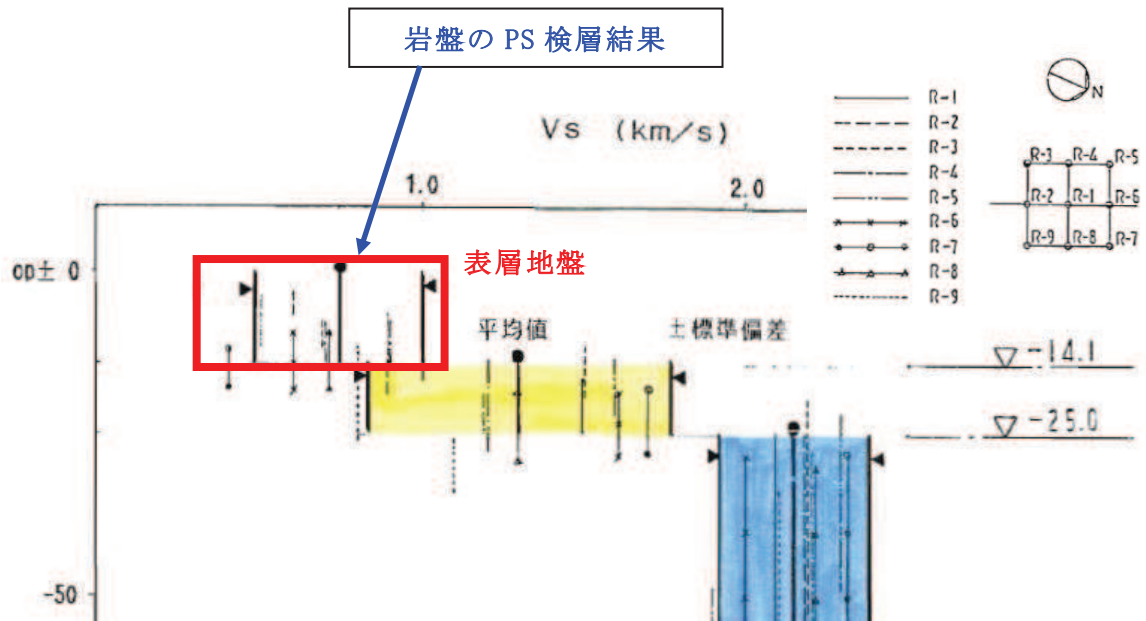


図 2 原子炉建屋位置の PS 検層結果

表 1 PS 検層及び密度検層結果

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)
表層地盤	14.80	23.3	740
底面地盤	-14.10	23.8	1300
	-25.00	24.6	2150
	-80.00	25.0	2440
	-200.0	25.0	2440

別紙 4 表層地盤の層境界の設定について

目 次

1. 表層地盤の層境界の設定..... 1

1. 表層地盤の層境界の設定

女川原子力発電所第2号機建設時の地盤の掘削状況に基づき、1次元地盤モデルの表層地盤下部と上部の境界面の深さを設定する。

図1に建設時の地盤の掘削状況の平面図を、図2に断面位置を、図3及び図4に原子炉建屋の炉心を通る南北方向及び東西方向の断面図を示す。原子炉建屋周辺の地盤の大部分はO.P.0mまで表層地盤の掘削が行われており、竣工後は現在のG.L.面であるO.P.+14.8mまで埋め戻されている。

図1の平面図によると、原子炉建屋の北と西は、建屋近傍の掘削が主であり、北の一部でO.P.-8m程度まで掘削しCSTタンク基礎を設置している。原子炉建屋の東は、O.P.-8m（およそ岩盤レベル）まで、海水ポンプ室位置はO.P.-14mまで掘削している。原子炉建屋の南は、タービン建屋が位置するが、掘削レベルからO.P.-2.2mのタービン建屋基礎下までの地盤はマンメイドロックによって置換している。

図3の南北断面によると、原子炉建屋の北側は、O.P.0mまでは岩盤と第四系地盤（砂・礫）であり、O.P.0mより表層地盤は第四系地盤（砂・礫）となる。原子炉建屋の南側近傍はO.P.0mまで岩盤、その表層地盤は第四系地盤（砂・礫）と盛土であるが、さらに南では表層地盤まで岩盤が分布している。

図4の東西断面によると、原子炉建屋の東側（海側）は、O.P.0m付近までは主に第四系地盤（砂・礫）と岩盤であり、その表層地盤は盛土である。原子炉建屋の西側（山側）は、O.P.0m以深まで盛土が見られ、第四系地盤（砂・礫）と岩盤もあるが、O.P.0mより表層地盤は盛土である。

以上から、建屋の周辺状況は、北と東西が地質調査時とほぼ同じ状況であり、O.P.0mより浅部地盤では埋戻し土となること、南は硬い岩盤であることから、表層地盤は地質調査時のPS検層範囲（別紙3）と対応するO.P.0mを表層地盤下部と上部の層境界とする2層の1次元地盤モデルとして設定する。

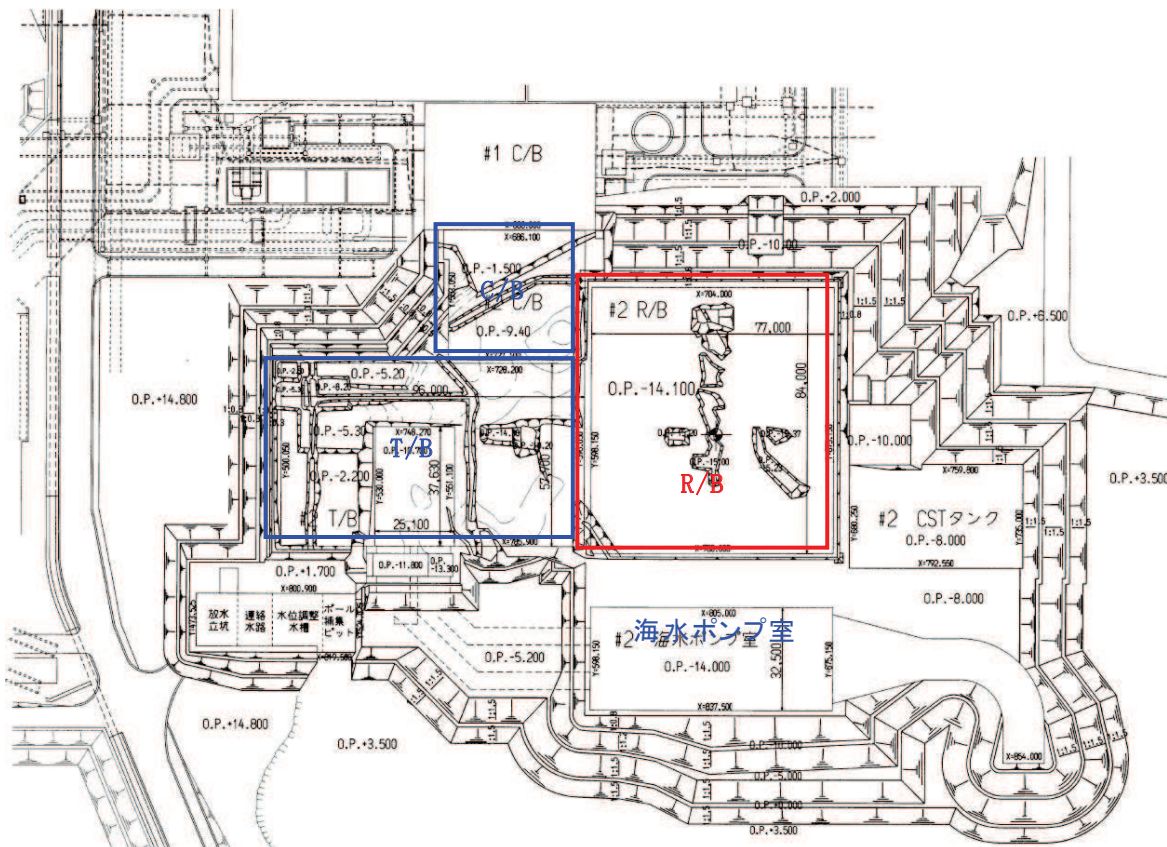


図1 建設時の地盤の掘削状況（平面図）

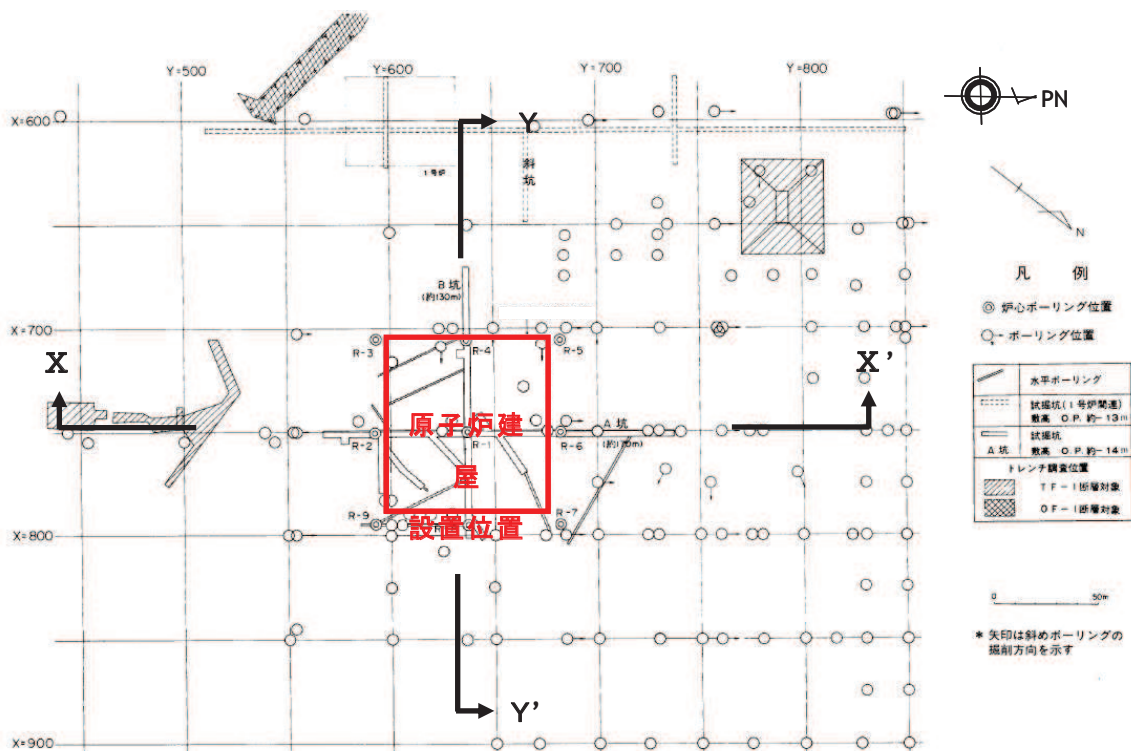


図2 岩盤分類図の断面位置

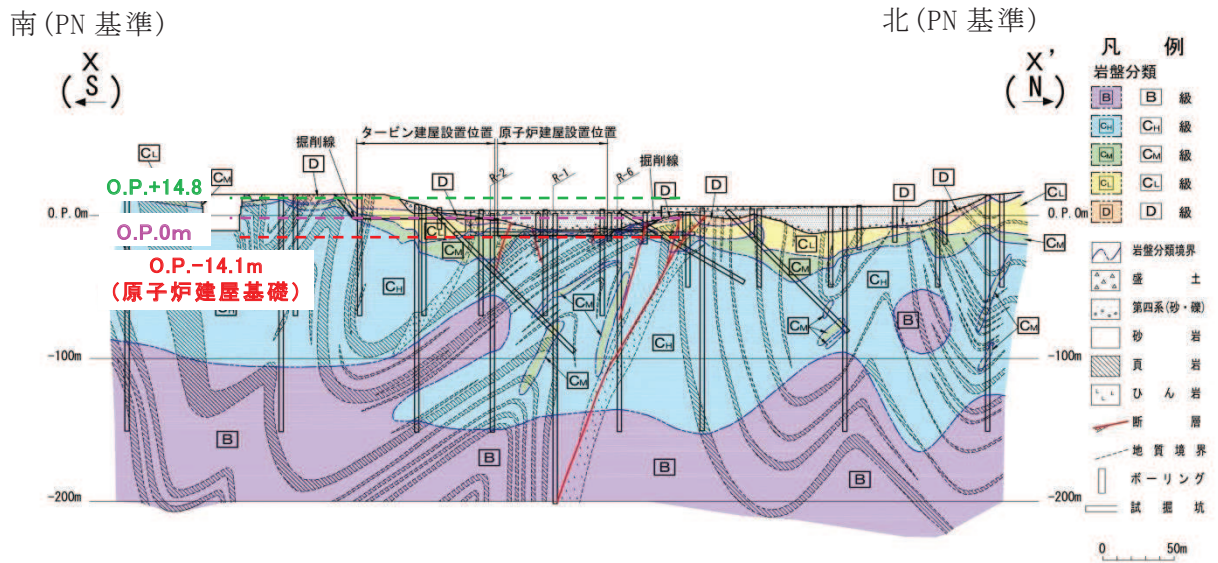


図3 岩盤分類図（南北断面）X-X'

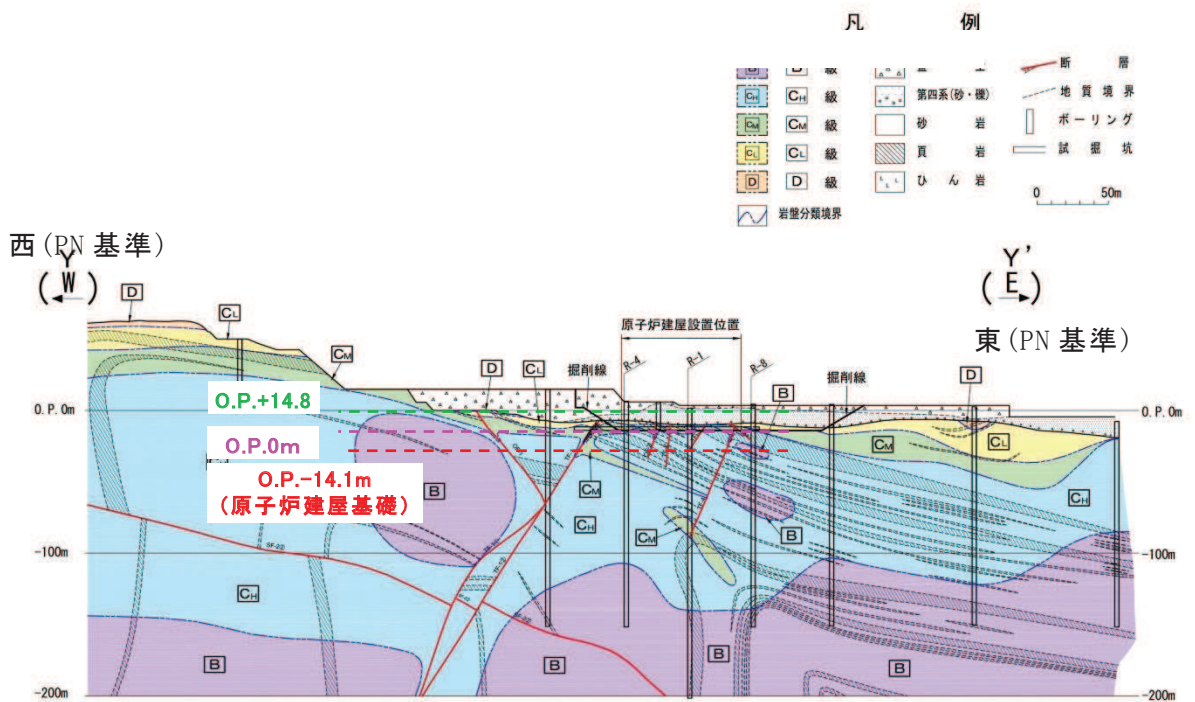


図4 岩盤分類図（東西断面）Y-Y'

別紙 5 敷地における一次元波動論の適用性について

目 次

1. 検討方針..... 別紙 5- 1
2. 敷地の地質構造を用いた検討..... 別紙 5- 1
3. 地下構造モデルを用いた検討..... 別紙 5- 4
4. 敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録を用いた検討..... 別紙 5-12
5. まとめ..... 別紙 5-15

1. 検討方針

敷地における一次元波動論の適用性について確認するため、敷地の地質構造、地下構造モデル及び敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録を用いて検討を実施する。

敷地の地質構造を用いた検討では、速度構造がおおむね水平成層となっていること、地下構造モデルを用いた検討では、水平成層に設定した敷地内の地下構造モデルが観測記録との整合が良いこと、敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録からは、到来方向の違いにより特異な増幅がないことを確認し、敷地の地下構造の水平成層性を確認する。

2. 敷地の地質構造を用いた検討

女川原子力発電所の敷地の岩盤分類図及び速度構造図の断面位置を図 2-1 に、岩盤分類図及び速度構造図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

中生界ジュラ系の砂岩、頁岩等が広く分布しており、ジュラ系の地質構造は褶曲構造が発達している。建屋を設置している岩盤上部は $V_s=1.5\text{km/s}$ 程度の岩であり、層厚は建屋直下付近で約 10m 程度と薄いものとなっているが、その下部は、 $V_s=2.2\text{km/s}$ 以上のほぼ一般的な層が広く分布し、おおむね水平成層である。

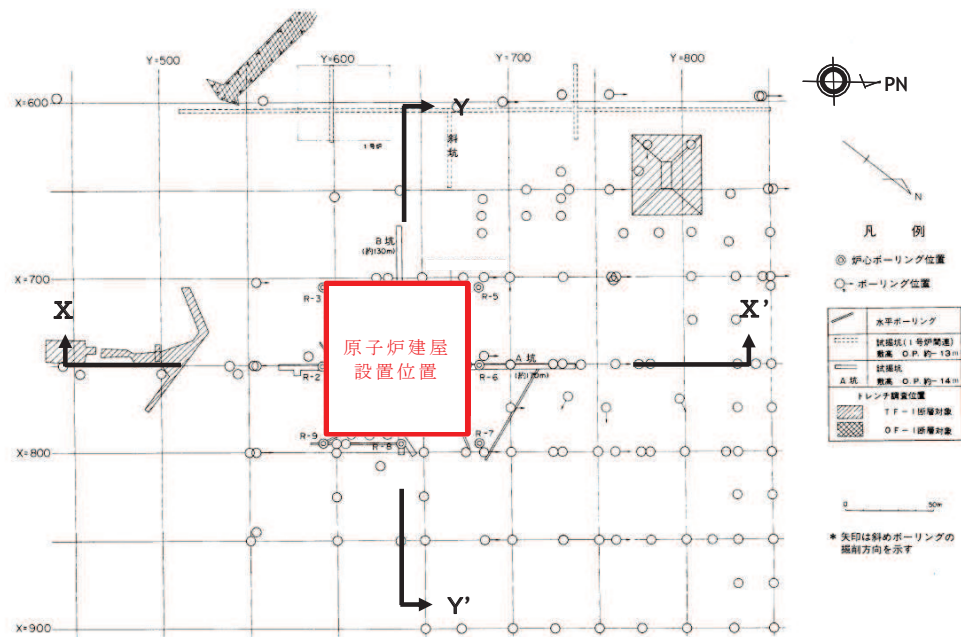
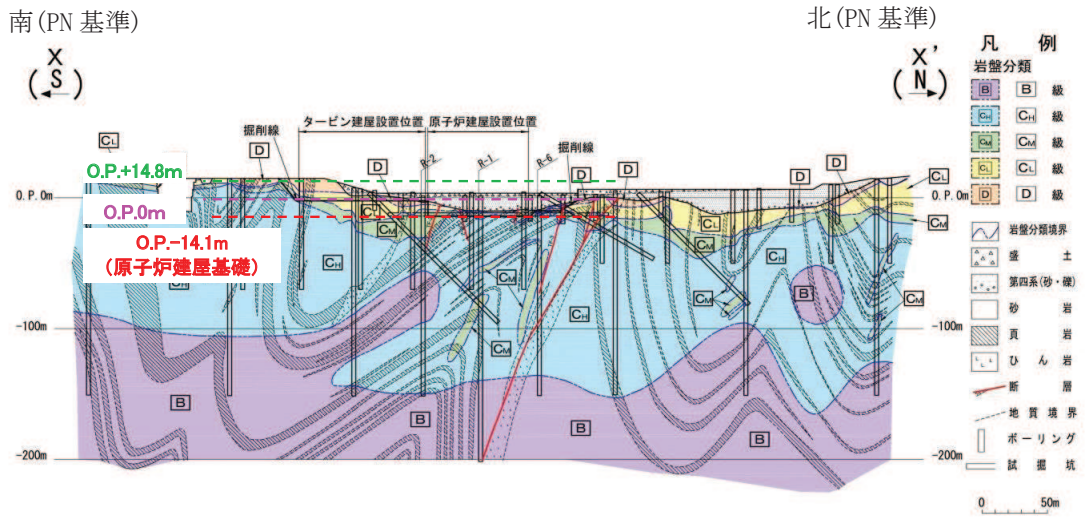
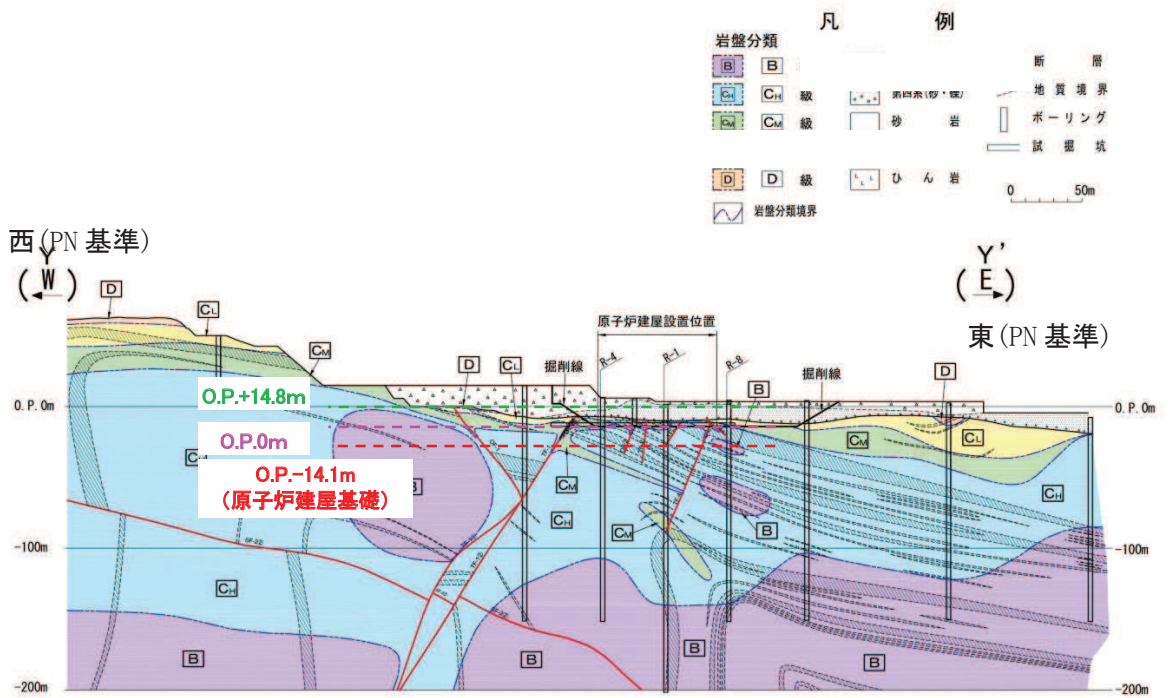


図 2-1 敷地の岩盤分類図の断面位置及び速度構造図の断面位置

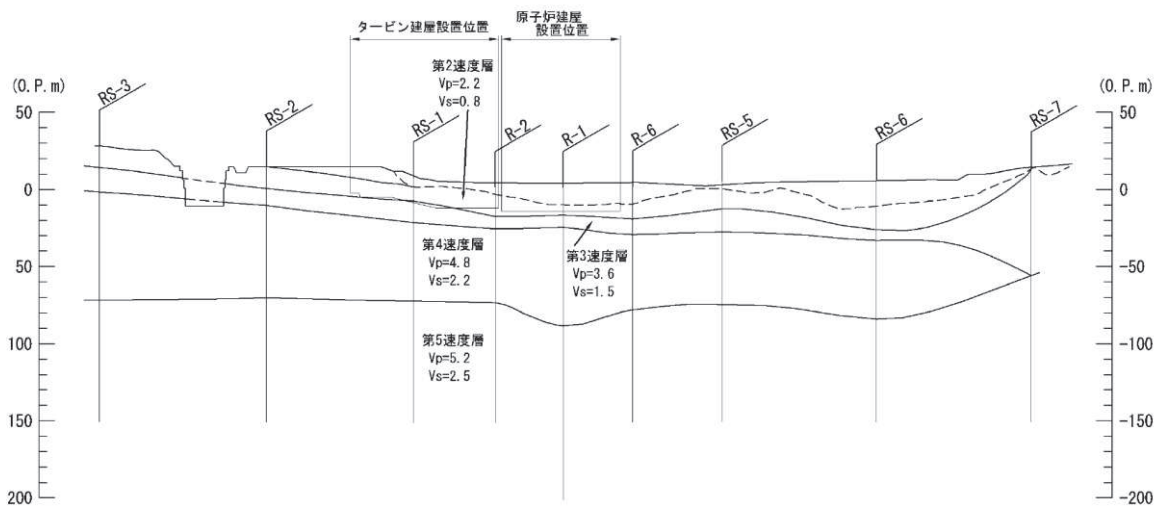


南北断面 (X-X')

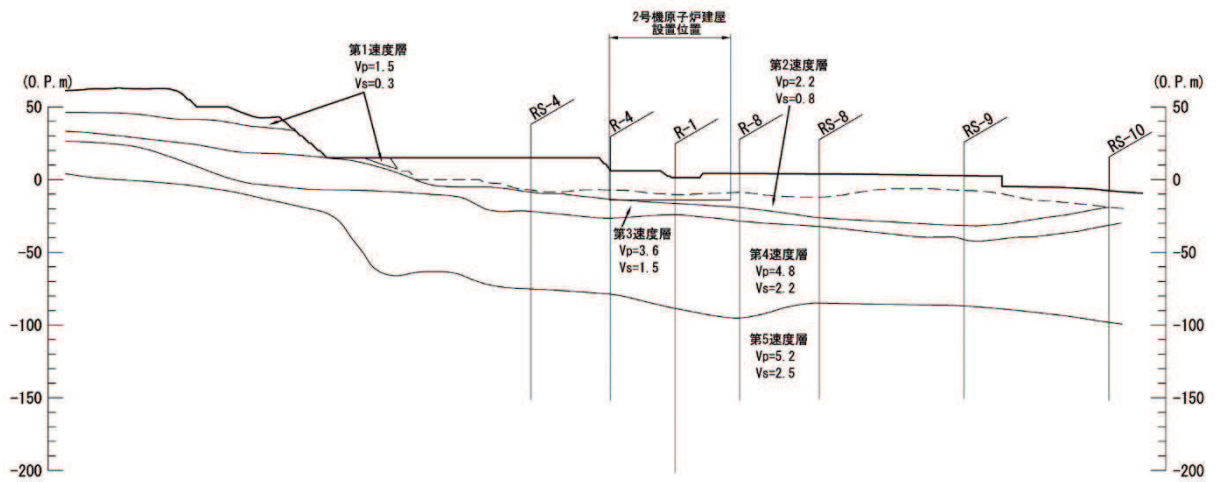


東西断面 (Y-Y')

図 2-2 敷地の岩盤分類図



南北断面 (X-X')



東西断面 (Y-Y')

図 2-3 敷地の速度構造図

3. 地下構造モデルを用いた検討

女川原子力発電所では過去に 3.11 地震や 4.7 地震の他に、比較的大きな地震による観測記録が得られており、解放基盤表面における基準地震動評価に資するために、これらの記録を用いた強震動シミュレーション解析を実施している。解析にあたっては、地震基盤相当位置から上部の岩盤部については、全て共通した一次元の地下構造モデルを用いている。

これらの検討を通じ、地震基盤相当レベルの妥当性及び地震基盤から解放基盤表面レベルまでの地下構造モデルの妥当性を確認している。ここでは、4.7 地震（海洋プレート内地震）を例に検討概要を示す。

(1) 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震動シミュレーションによる分析

2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション解析では、地震基盤深部から解放基盤表面までの地下構造モデルを水平成層でモデル化している。検討に用いている地下構造モデルを図 3-1 に示す。

この地下構造モデルを用いてシミュレーション解析を実施した結果、図 3-2 に示すとおり、観測記録との整合が確認されたことから、地下構造モデルを水平成層としてモデル化することは妥当である。

なお、本検討結果は第 128 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合にて示したものである。

4. 6 理論的手法に用いる深部地下構造モデルの設定(5)

上端深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	V _s (m/s)	V _p (m/s)	Q _s	Q _p
G.L.(m)	O.P.(m)						
-27.3	-8.6						
-34.5	-15.8	7.2	2.55	1500	2882	45	86
-61.5	-42.8	27.0	2.66	2000	4101	60	123
-81.8	-63.1	20.3	2.68	2200	4503	66	135
-147.1	-128.4	65.3		2600	5300	78	159
-12,017.1	-11,998.4	1,1870.0	2.80	3470	6150	104	185
-32,017.1	-31,998.4	20,000.0		3700	6400	300	600
		∞	2.90	4200	7500	300	600

※ O.P.-128.4m以深の密度およびV_pは、Luding et al.(1970)による。また、Q_sはCerveny and Psencik(1984)、Q_pはVassilow et al.(1982)を用いて設定した。



※「第 128 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 2-1 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について」より抜粋

図 3-1 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション解析に用いた地下構造モデル

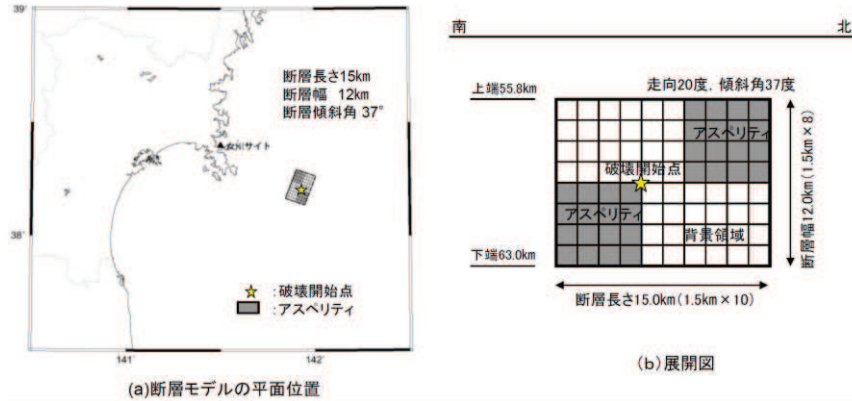
5.5 2011年4月7日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション(1)

4.7地震の地震動シミュレーション解析のアスペリティモデル

◇モデルはアスペリティモデルとして新たに策定。

・短周期レベルは、原田・釜江(2011)^{※1}のクラックモデルや佐藤(2011)を参考に設定。地震モーメントはF-netの値を採用。破壊開始点は、原田・釜江(2011)のクラックモデルを参考に設定。

※1:地震・津波6-3-1「平成23年4月7日宮城県沖の地震における地震動のシミュレーション結果について(東北電力女川原子力発電所)」参照



※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋

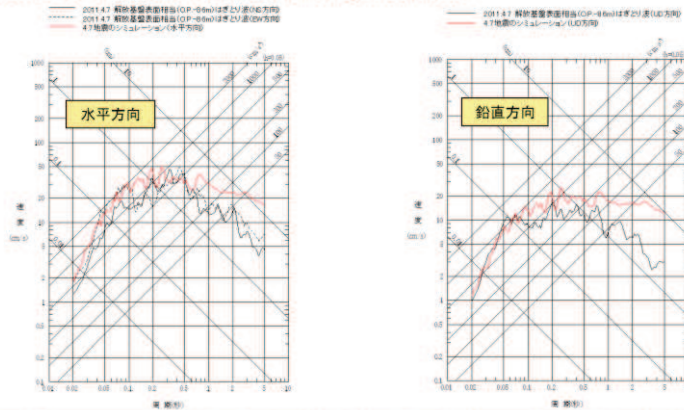
東北電力

5.5 2011年4月7日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション(4)

4.7地震の地震動シミュレーション解析結果

◇地震動の算定結果(観測記録との比較) 応答スペクトル

・応答スペクトルの比較では、基準地震動 S_s を超えている周期0.1秒より短周期側では解析結果と観測記録(はぎとり波)は良く整合しているが、長周期側では解析結果がかなり大きめの結果となった。



事業者は、地震動シミュレーション結果は長周期が大きい等の課題は残るものの、特に問題となる短周期における適合性が良いことから、施設に与える影響検討という観点からは、妥当な結果と評価。

※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋

東北電力

※「第128回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料2-1 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について」より抜粋

図3-2 2011年4月7日宮城県沖の地震の強震動シミュレーション解析結果

(2) 自由地盤のはぎとり解析用地下構造モデルによる分析

別紙2に示したとおり，はぎとり解析用地下構造モデルは，自由地盤観測点における地震基盤から地表面までを水平成層でモデル化している。検討に用いた自由地盤観測点の位置及び深さ方向の配置を図3-3，地下構造モデルを表3-1に示す。

この地下構造モデルを用いて，観測記録の伝達関数と比較した結果，図3-4に示すとおり，観測記録との整合が確認されたことから，地下構造モデルを水平成層としてモデル化することは妥当である。

なお，本検討結果は第128回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合にて示したものである。

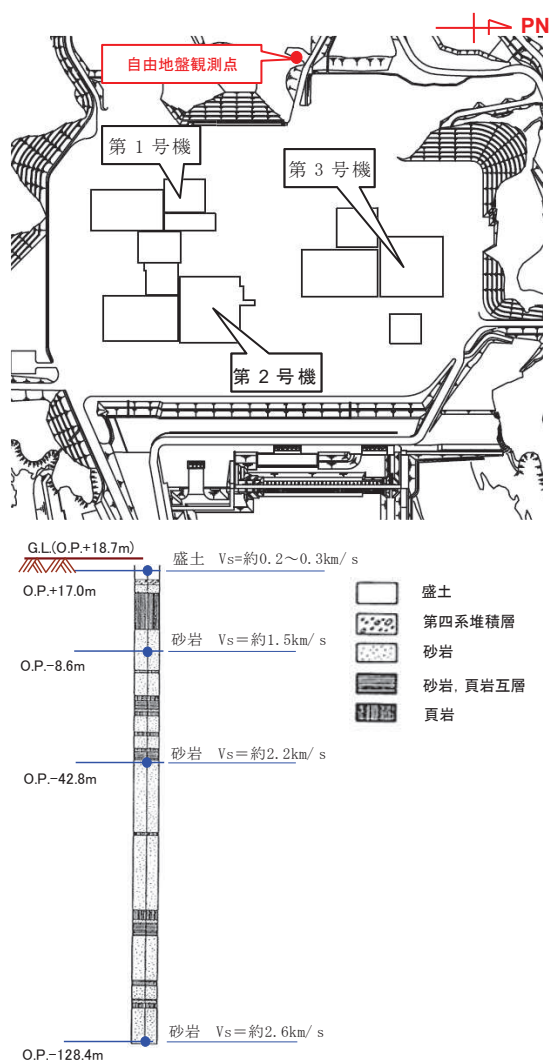


図3-3 自由地盤地震観測点の位置及び深さ方向の配置

表 3-1 3.11 地震時のはぎとり解析用地下構造モデル

深さ		層厚 (m)	密度 (t/m ³)	V _s (m/s)	減衰定数h(f)	
G.L. (m)	O.P. (m)				水平	
				h ₀		α
0	18.7	1.7	2.10	112	0.44	0.38
-1.7	17.0	3.3	2.10	112	0.44	0.38
-5.0	13.7	16.6	2.10	1001	0.51	0.19
-21.6	-2.9	5.7	2.55	1500	0.20	1.00
-27.3	-8.6	7.2	2.55	1500	0.20	1.00
-34.5	-15.8	27.0	2.66	2000	1.00	0.87
-61.5	-42.8	20.3	2.68	2200	0.77	1.00
-81.8	-63.1	65.3	2.68	2600	0.77	1.00
-147.1	-128.4					

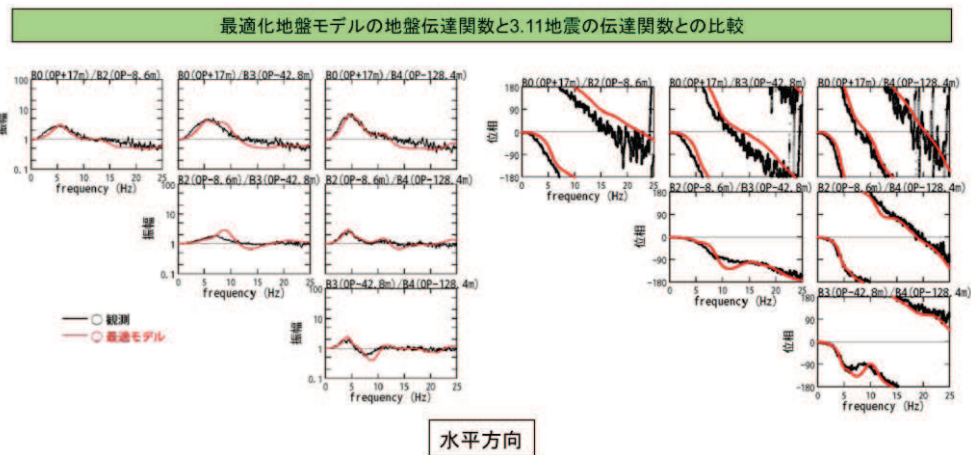
解放基盤
表面相当

$$h(f) = h_0 f^{-\alpha}, 0 \leq h(f) \leq 0.3$$

87

3.2 水平動のはぎとり解析用地下構造モデル(最適化地盤モデル) (5)

最適化地盤モデルの理論伝達関数と2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録の伝達関数
地盤モデルの最適化の検討



最適化地盤モデルの地盤伝達関数と3.11地震の地盤伝達関数との比較

※原子力安全・保安院 地震・津波6-4-2より抜粋



※「第128回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料2-2 女川原子力発電所 敷地の地質・地質構造及び地盤の振動特性について(補足説明資料)」より抜粋

図 3-4 はぎとり地盤の最適化地盤モデルと 3.11 地震の伝達関数の比較

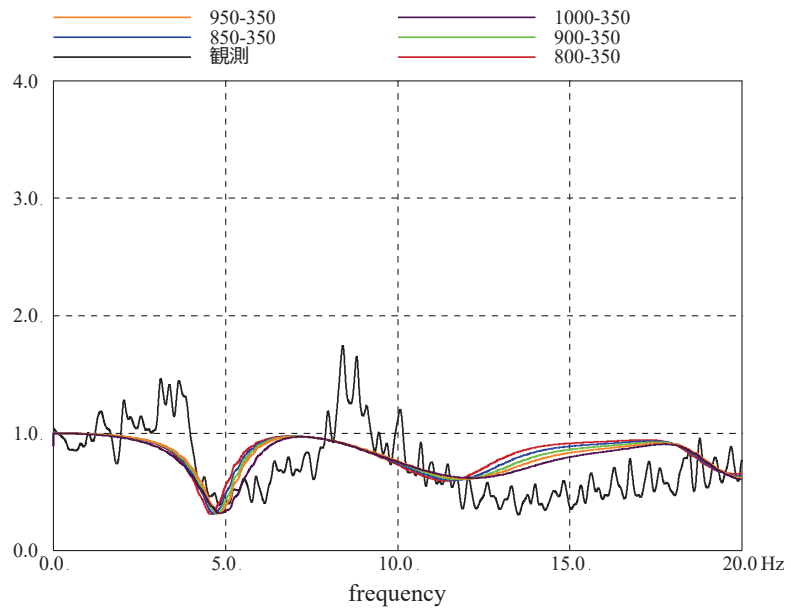
(3) 3.11 地震のはぎとり波を用いたシミュレーション解析による分析

別紙2に示したとおり，検討に用いた地下構造モデルは，建屋周辺の地震基盤から地表面までを水平成層でモデル化している。検討に用いた女川2号機周辺の地下構造モデルを表3-2に示す。

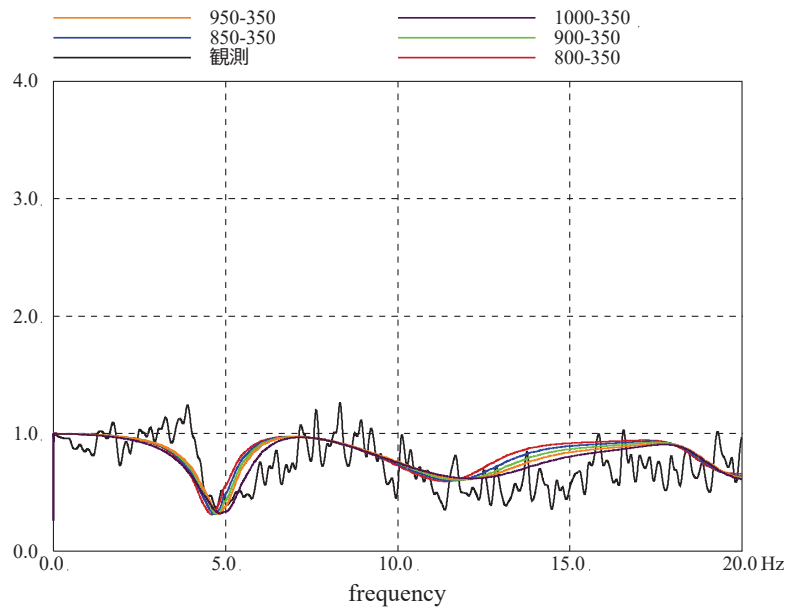
この地下構造モデル及び3.11地震のはぎとり波を用いてシミュレーション解析を実施した結果，図3-5及び図3-6に示すとおり，解放基盤表面のはぎとり波に対する建屋基礎位置の伝達関数及び建屋の加速度応答スペクトルは，観測記録との整合が確認されたことから，地下構造モデルを水平成層としてモデル化することは妥当である。

表3-2 検討に用いた地下構造モデル

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m ³)	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-5 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)

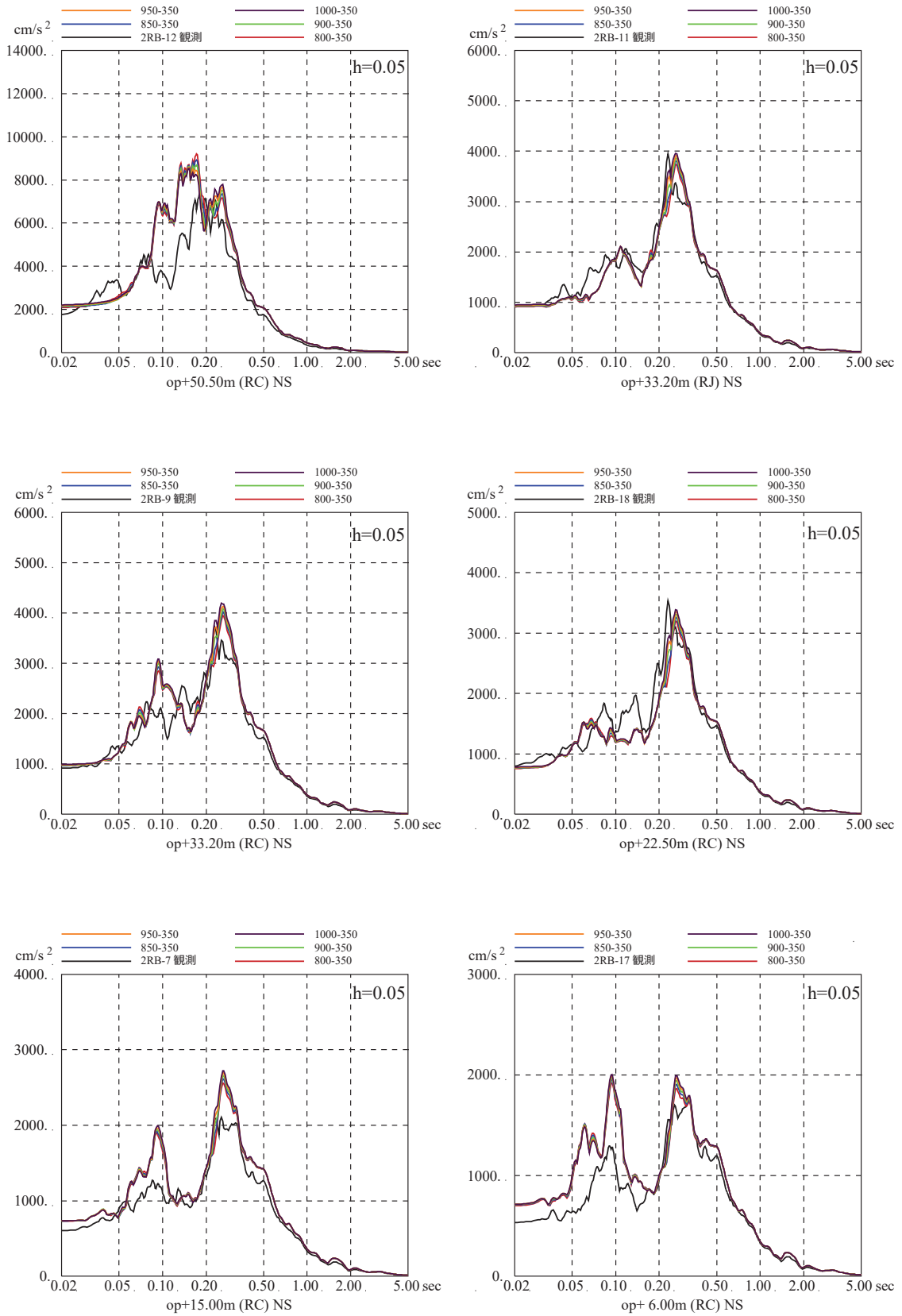


図 3-6 (1) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
 (床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

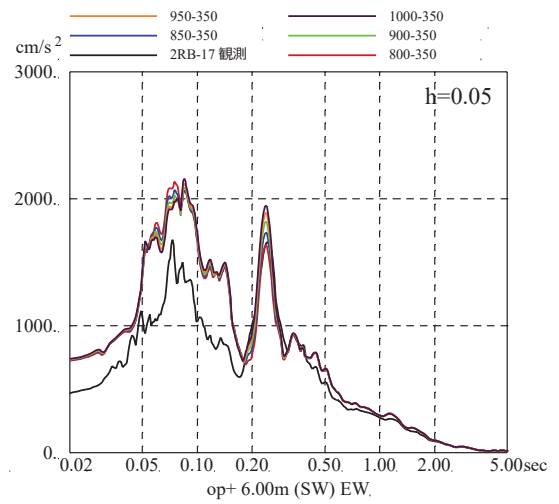
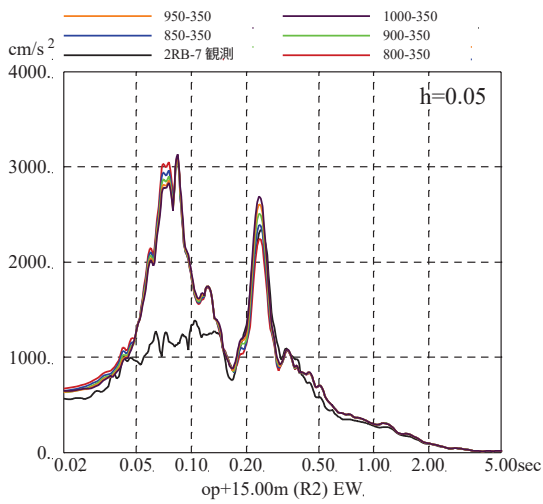
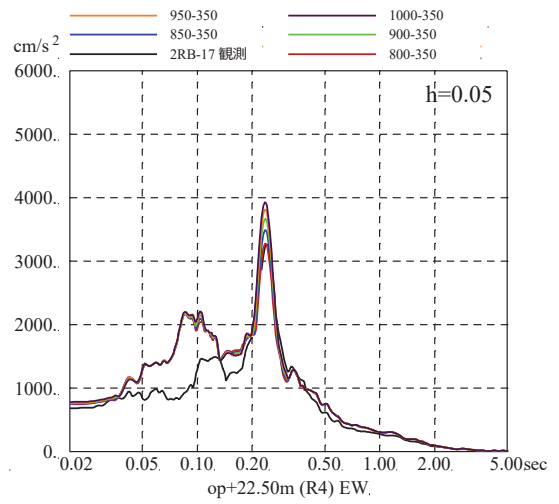
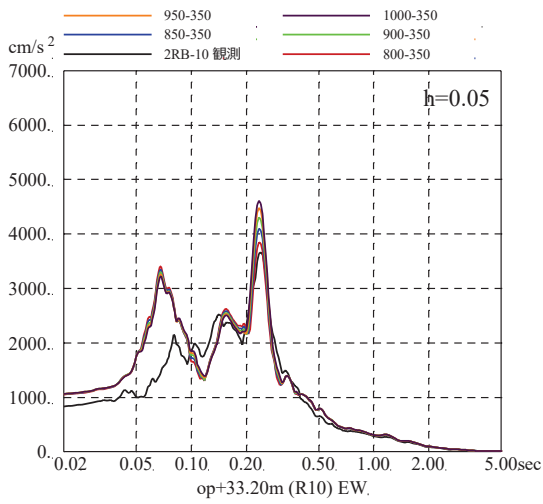
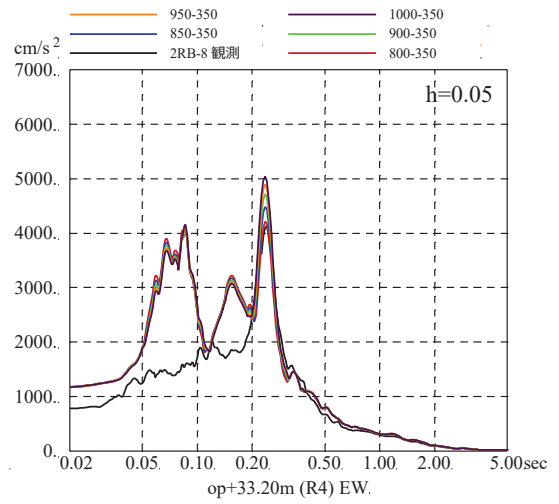
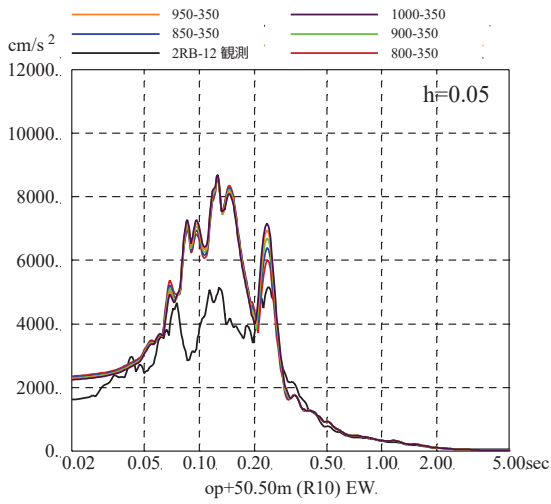


図 3-6 (2) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

4. 敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録を用いた検討

敷地における地震観測点を図 4-1 に示す。自由地盤及び第 2 号機鉛直アレイで得られた地震観測記録について、応答スペクトル比(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)を地震の到来方向別に評価することで、地震基盤相当位置以浅の地震動の増幅特性を把握し、敷地地盤に対する一次元波動論の適用性を検証する。

検討対象とした地震は、以下の条件で選定した。選定した地震の震央分布図を図 4-2 に示す。また、地震の到来方向別の地震波伝播特性を計算するにあたっては、図 4-3 に示すように、真北方向を 0° として、敷地を中心に時計回りに 15° ずつ、24 方位に震源を区分した。

- ① 震央距離 200m 以内
- ② 地震数の多い太平洋側は M4 以上、地震数の少ない内陸側は M3 以上(諸元は気象庁カタログによる)
- ③ ノイズが混入していない(長周期側で SN 比が悪い周期は計算から除外)

図 4-4 に、検討対象とした敷地周辺で発生した中小地震の応答スペクトル比(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)を示す。同図より、敷地の地震基盤相当位置以浅においては、自由地盤及び第 2 号機鉛直アレイの両者について、到来方向の違いによる地震動増幅特性の特異な差異は確認されない。

また、敷地においては、3.11 地震のほか、2003 年 5 月 26 日、2005 年 8 月 16 日、2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震の強震記録が得られている。そこで、図 4-5 に示すとおり、敷地周辺で発生した中小地震の応答スペクトル比の平均と強震記録の応答スペクトル比の比較を行った。同図より、中小地震と強震記録の応答スペクトル比は整合することから、強震記録においても、到来方向の違いによる地震動増幅特性の特異な差異は確認されない。

以上から、敷地の地震基盤相当位置以浅においては、地下構造の不整形性等の影響は確認されないため、敷地地盤においては、一次元波動論により地震動の増幅特性を評価可能と考えられる。

なお、本検討結果は第 128 回及び第 198 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合にて示したものである。

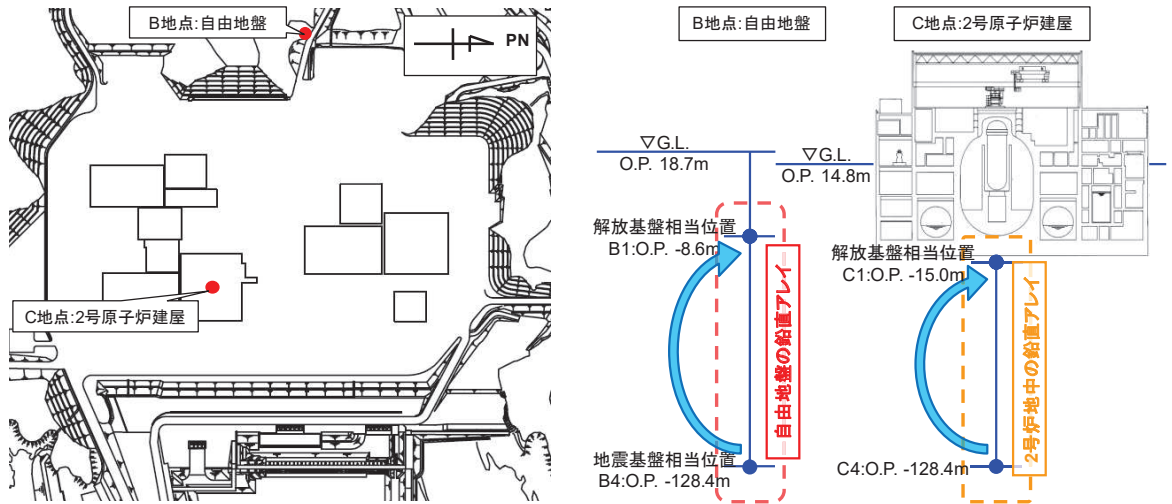


図 4-1 敷地における地震観測点

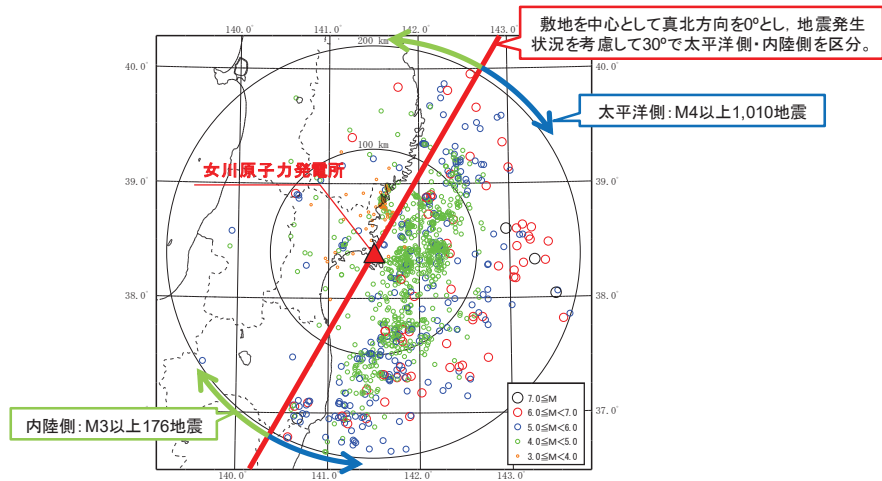


図 4-2 検討対象とした地震の震央分布図

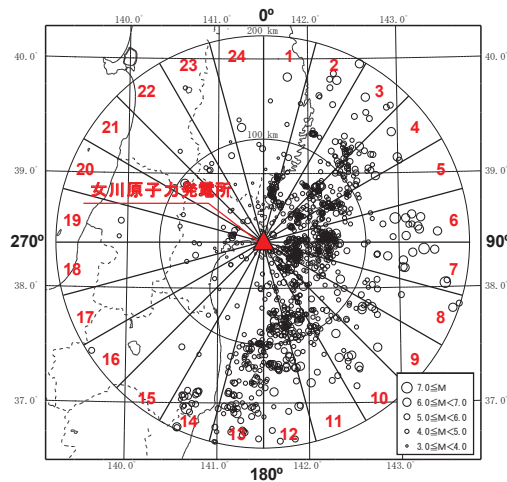
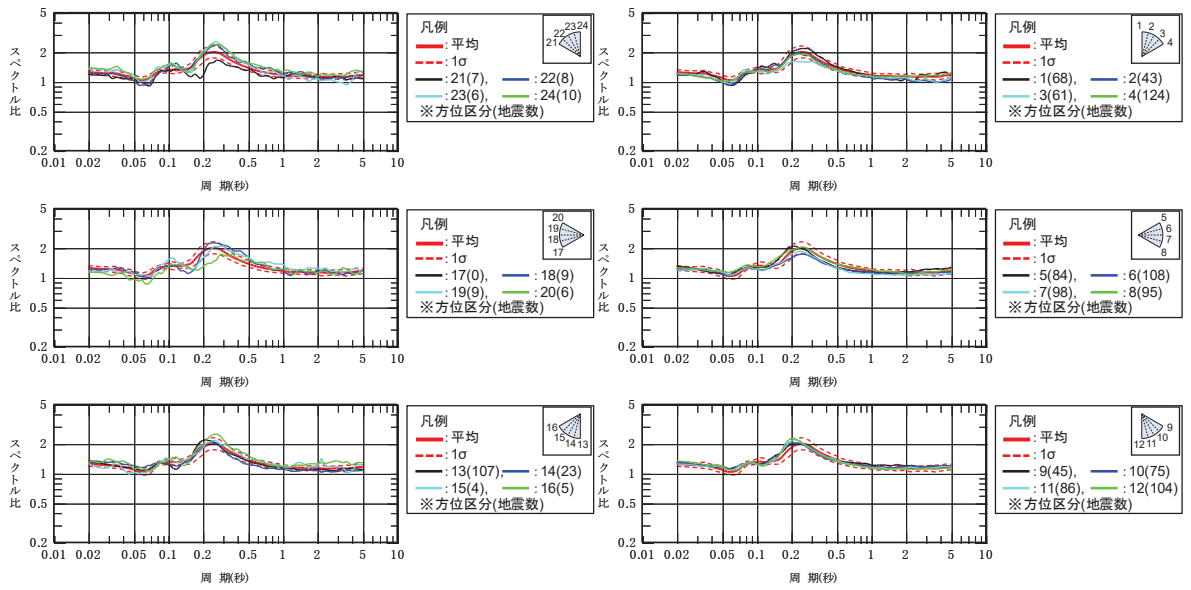
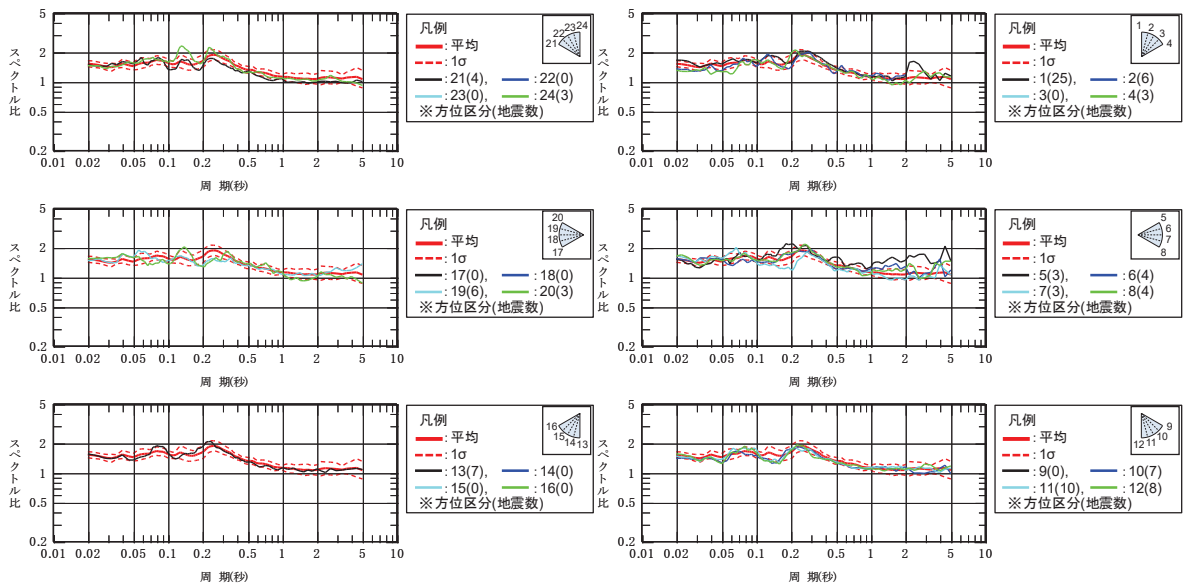


図 4-3 検討対象とした地震の方位区分



(a) 自由地盤鉛直アレイ



(b) 第2号機鉛直アレイ

図4-4 敷地周辺で発生した中小地震の応答スペクトル比
(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)

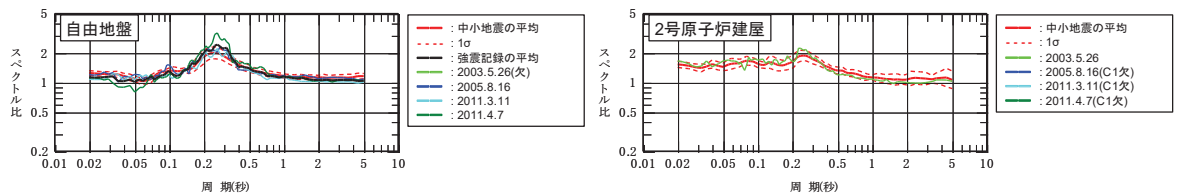


図4-5 中小地震と強震記録の応答スペクトル比の比較
(解放基盤相当位置の観測点 / 地震基盤相当位置の観測点)

5. まとめ

敷地における一次元波動論の適用性について、敷地の地質構造、地下構造モデル及び敷地の鉛直アレイで得られた地震観測記録を用いて検討を行い以下の事項を確認した。

- ① 敷地の速度構造はおおむね水平成層となっていること
- ② 水平成層としてモデル化した自由地盤及び建屋周辺の地下構造モデルは、観測記録との整合が良いこと
- ③ 敷地地盤の振動特性として、到来方向の違いにより特異な増幅がなく、地下構造の不整形性等の影響は確認されないこと

以上のことから、敷地の地下構造を水平成層でモデル化し一次元波動論を適用することとする。

別紙 6 表層地盤の層境界に関する検討

目 次

1. 検討概要.....	別紙 6-1
2. 検討方法.....	別紙 6-1
3. 検討結果.....	別紙 6-3
参考検討 層境界の感度に関する検討	

1. 検討概要

自由地盤の最適化地盤モデルの検討では、表層地盤を分割すること、最表層地盤の物性値を同定することで、小振幅から大振幅までの観測記録を再現できることがわかっている。

建設時の掘削状況から仮設定した O.P. 0m の表層地盤の層境界について、観測記録を用いたパラメータスタディを実施し、ベースとなる地盤モデルの層境界の最適値について検討する。

2. 検討方法

表層地盤の層境界 O.P. 0m の検証として仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

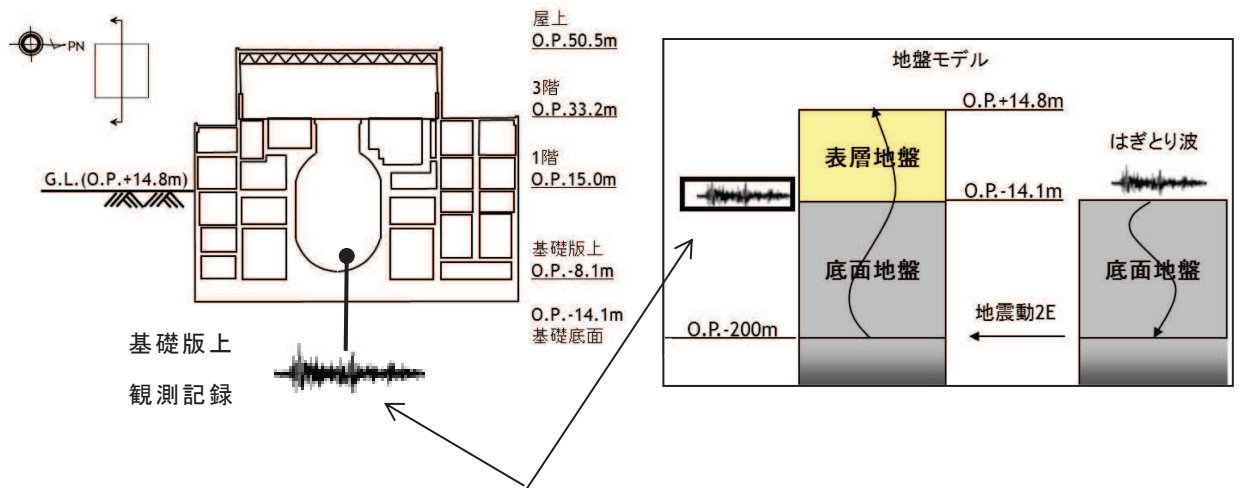
仮設定した地盤モデルは、表層地盤下部については、PS 検層結果では、O.P. 0m～O.P. -14.1m 付近までの表層地盤のせん断波速度 V_s はおよそ 500～1000m/s に分布していること、観測記録の分析による自由地盤の最適化地盤モデルでは岩盤の V_s が 1000m/s 程度以上であったことから、せん断波速度 V_s を PS 検層の O.P. 0m 付近の上限値に近い 900m/s とし、表層上部については、せん断波速度 V_s を 350m/s とし、表層地盤の層境界を O.P. -2m～O.P. +2m の間で変動させて検討を実施する。表層地盤の層境界に関する検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 2-1 に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル (O.P. -14.1m) の入力地震動 (E+F+P 波、P は補正水平力の時刻歴波形) の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4～6Hz 付近の谷の再現性及びはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。対象とする地震は、3.11 地震及び 4.7 地震とした。

検討方法の概念を図 2-1 に示す。

表 2-1 表層地盤の層境界に関する検討用に仮定した地盤モデル
(赤文字部分が仮定した値)

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	2.0~-2.0	23.3 (2.38tf/m ³)	900	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3



はぎとり波に対する伝達関数の谷となる振動数を比較

図 2-1 表層地盤の層境界に関する検討方法の概念

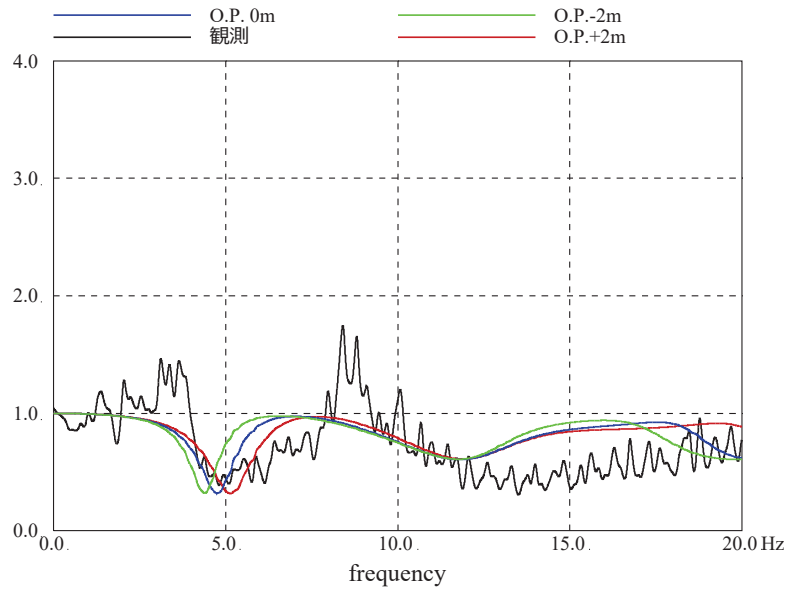
3. 検討結果

検討結果の伝達関数及び建屋の床応答スペクトルの比較を図3-1及び図3-2に示す。

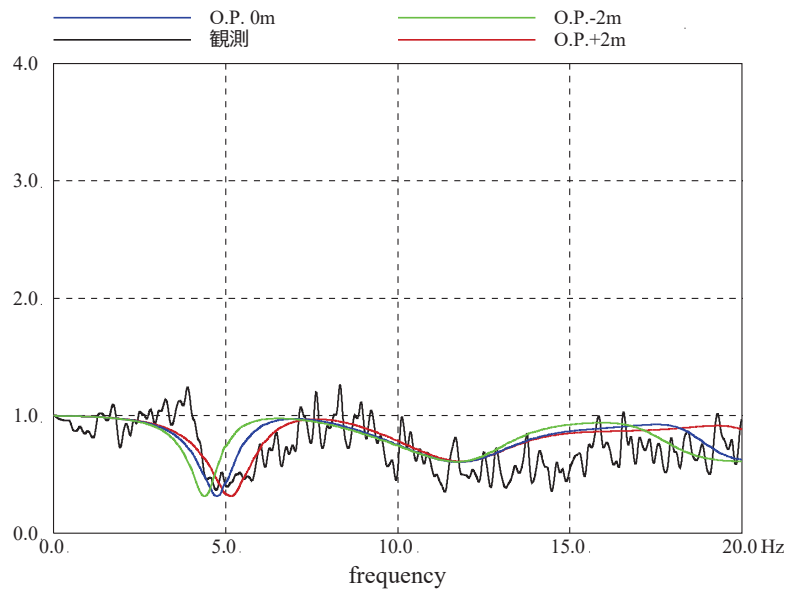
伝達関数を比較した結果、表層地盤の1次周期(4~6Hz付近)の再現性は、表層地盤の層境界をO.P.0mと設定した場合に観測記録との適合が良い結果となった。

床応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討ほどの大きな差異は見られないものの、建屋の1次周期(0.2~0.3秒)付近のピークに着目するとO.P.-2mの結果は観測記録に比べて小さい傾向にあり、O.P.+2mの結果は観測記録に比べて過大に評価する傾向となっている。これらより、O.P.0mが観測を平均的に表していると考えられる。

上記より、表層地盤の層境界をO.P.0mに設定することは妥当であると考えられる。また、層境界は地震動の振幅の大きさにより変動することはないと考えられることから基準地震動 S_s による評価においても適用できると判断する。

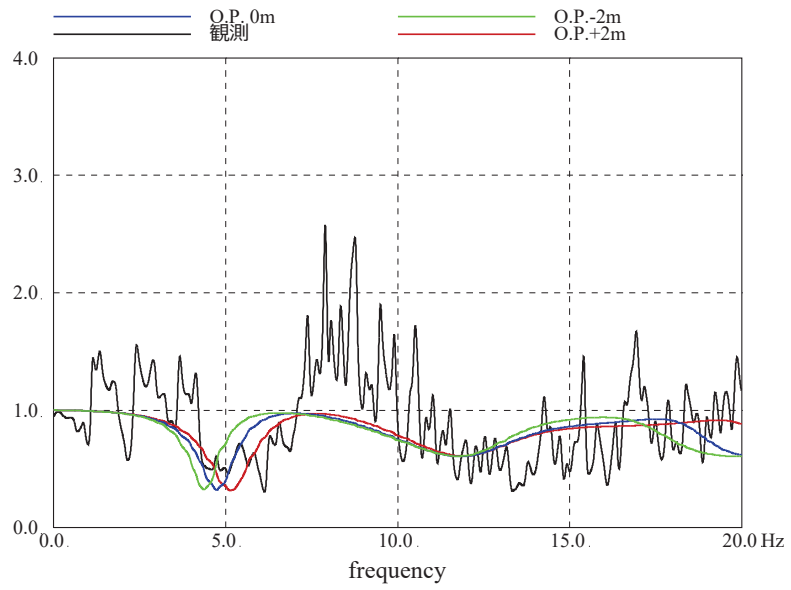


(a) NS 方向

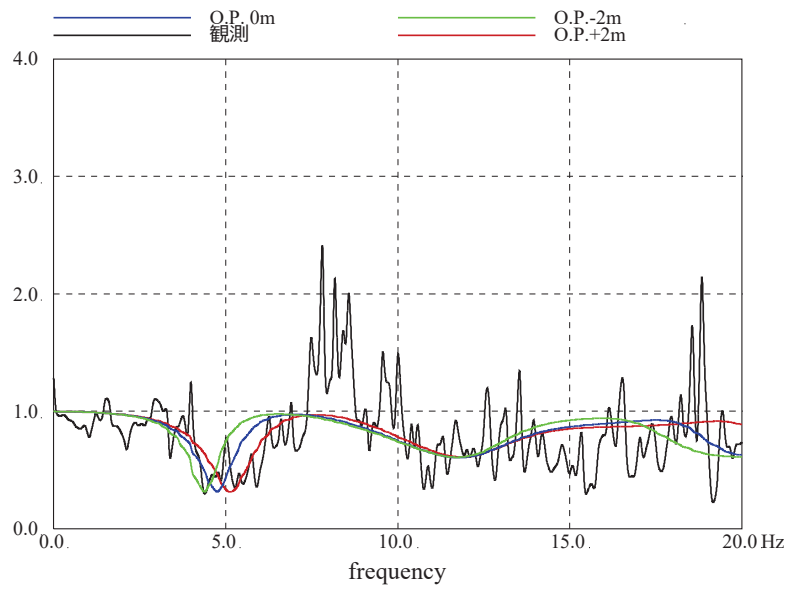


(b) EW 方向

図 3-1 (1) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較(3.11 地震)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-1 (2) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

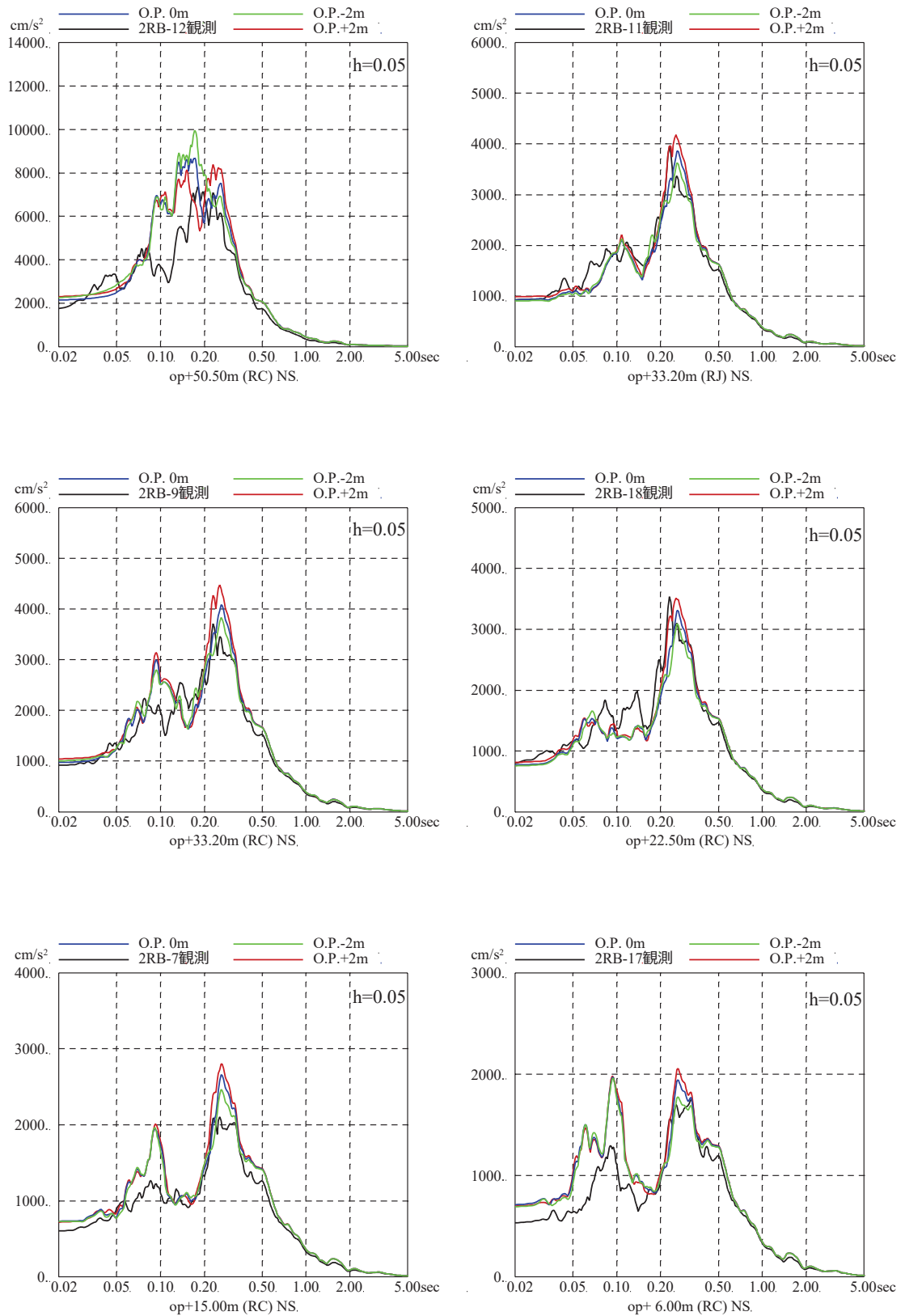


図 3-2 (1) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

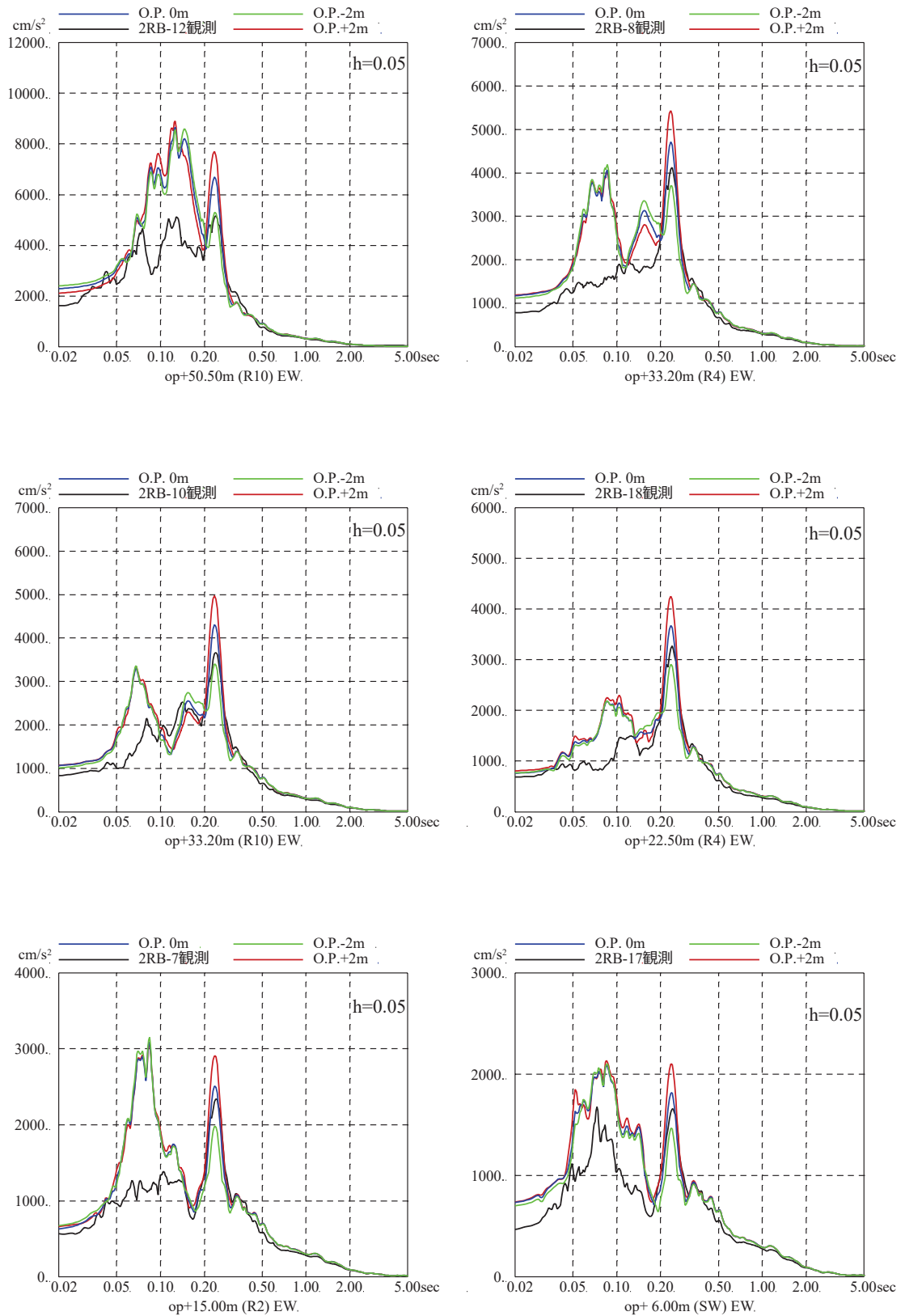


図 3-2 (2) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

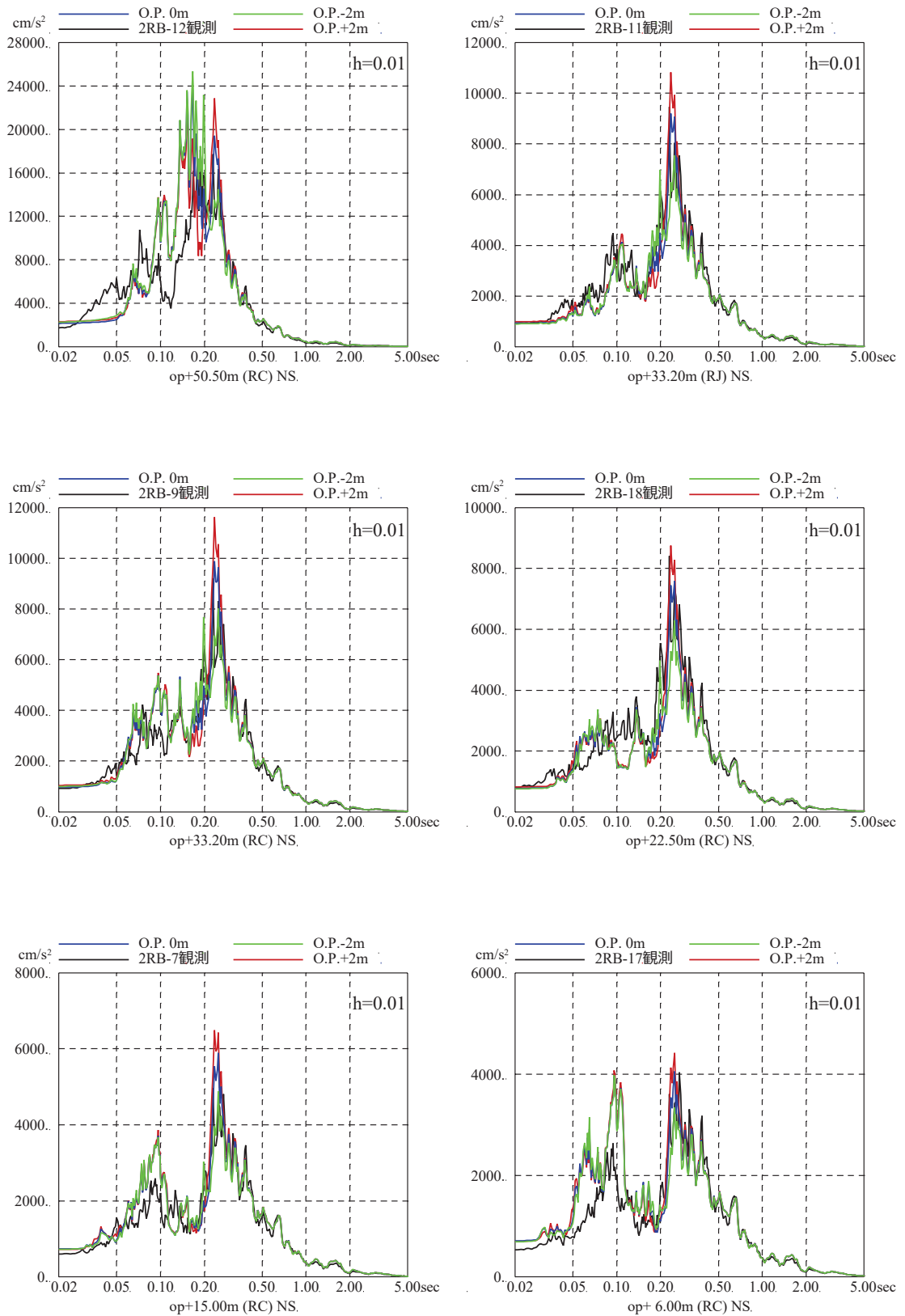


図 3-2 (3) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)

(3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

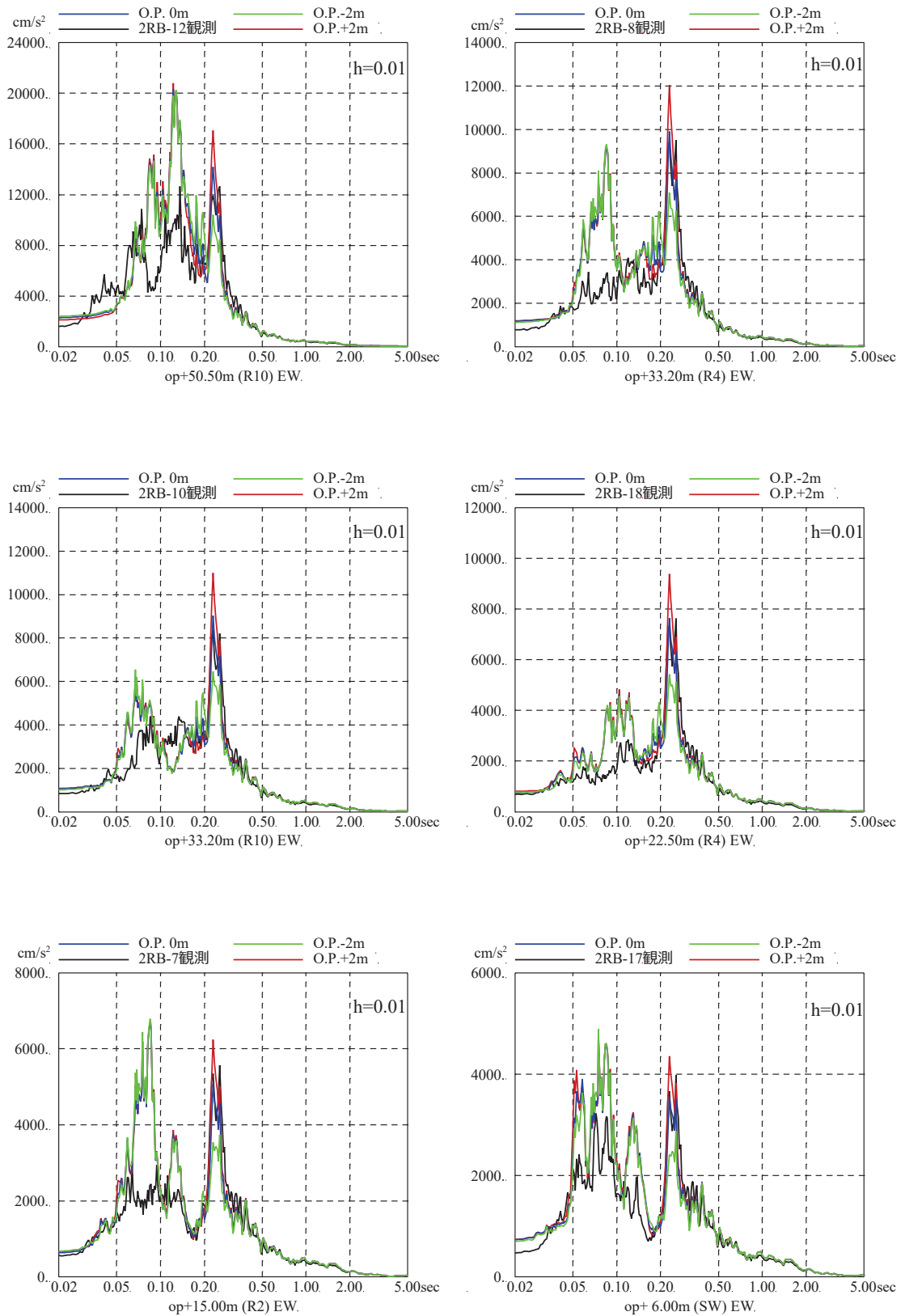


図 3-2 (4) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)

(3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

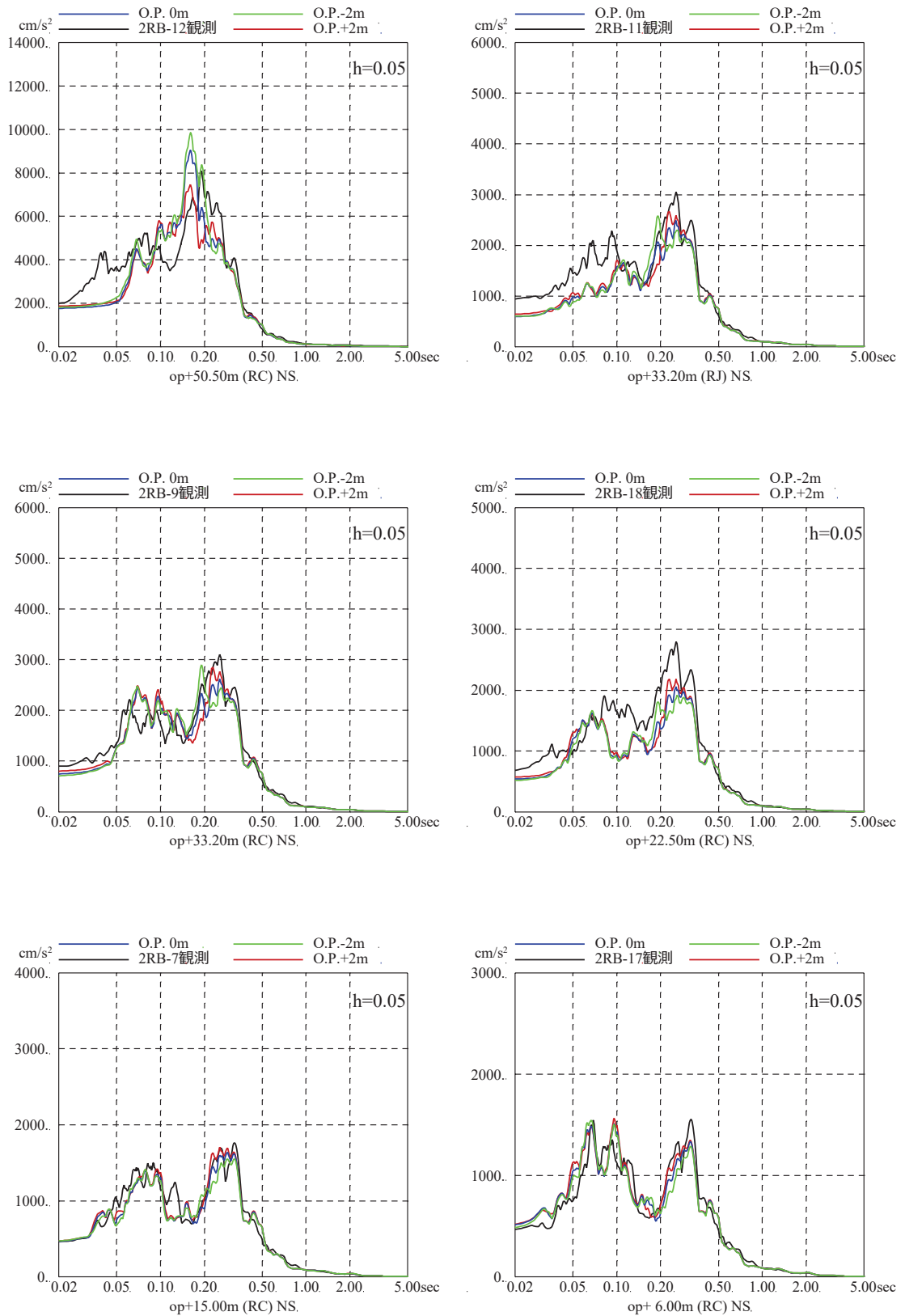


図 3-2 (5) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

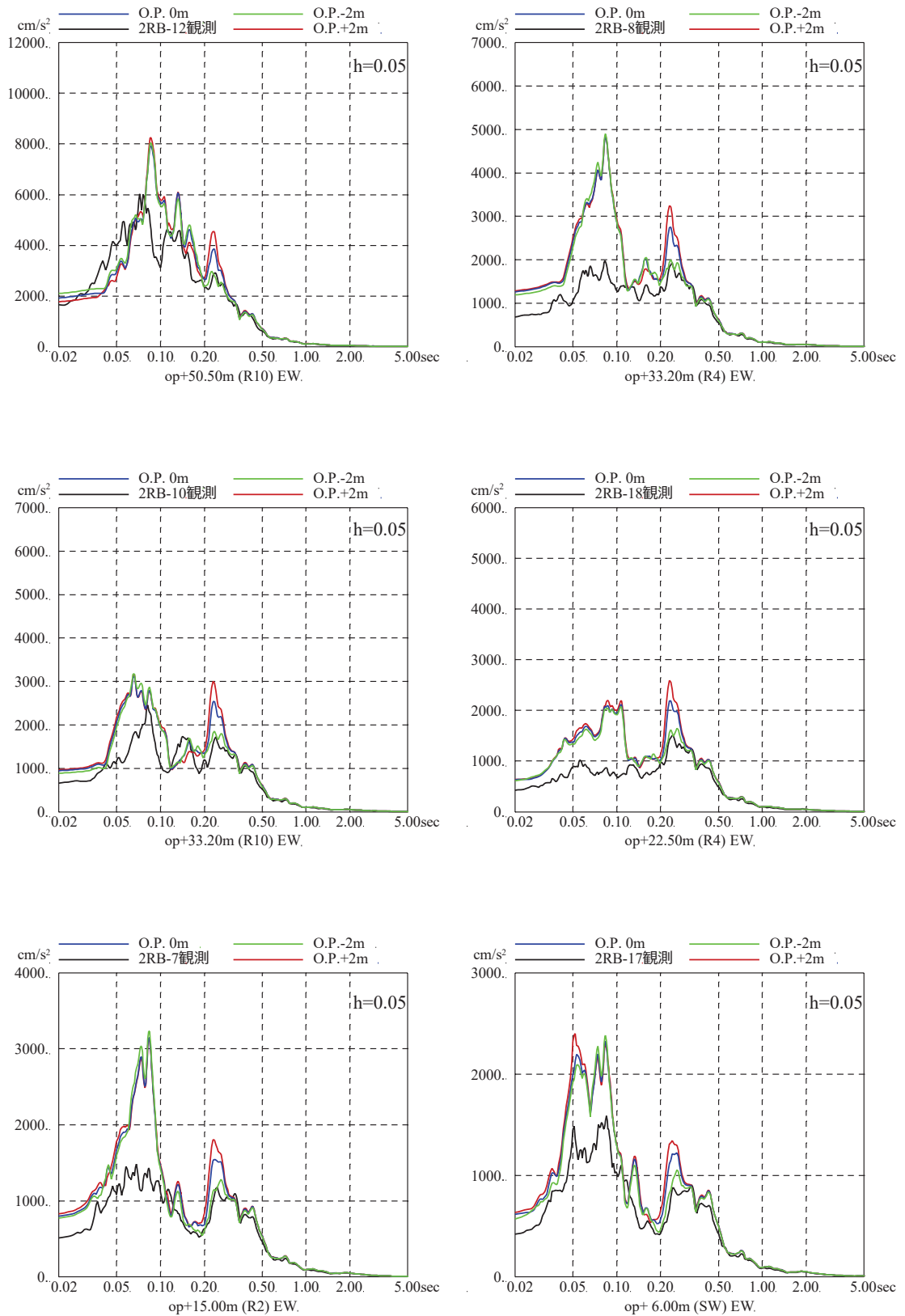


図 3-2 (6) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

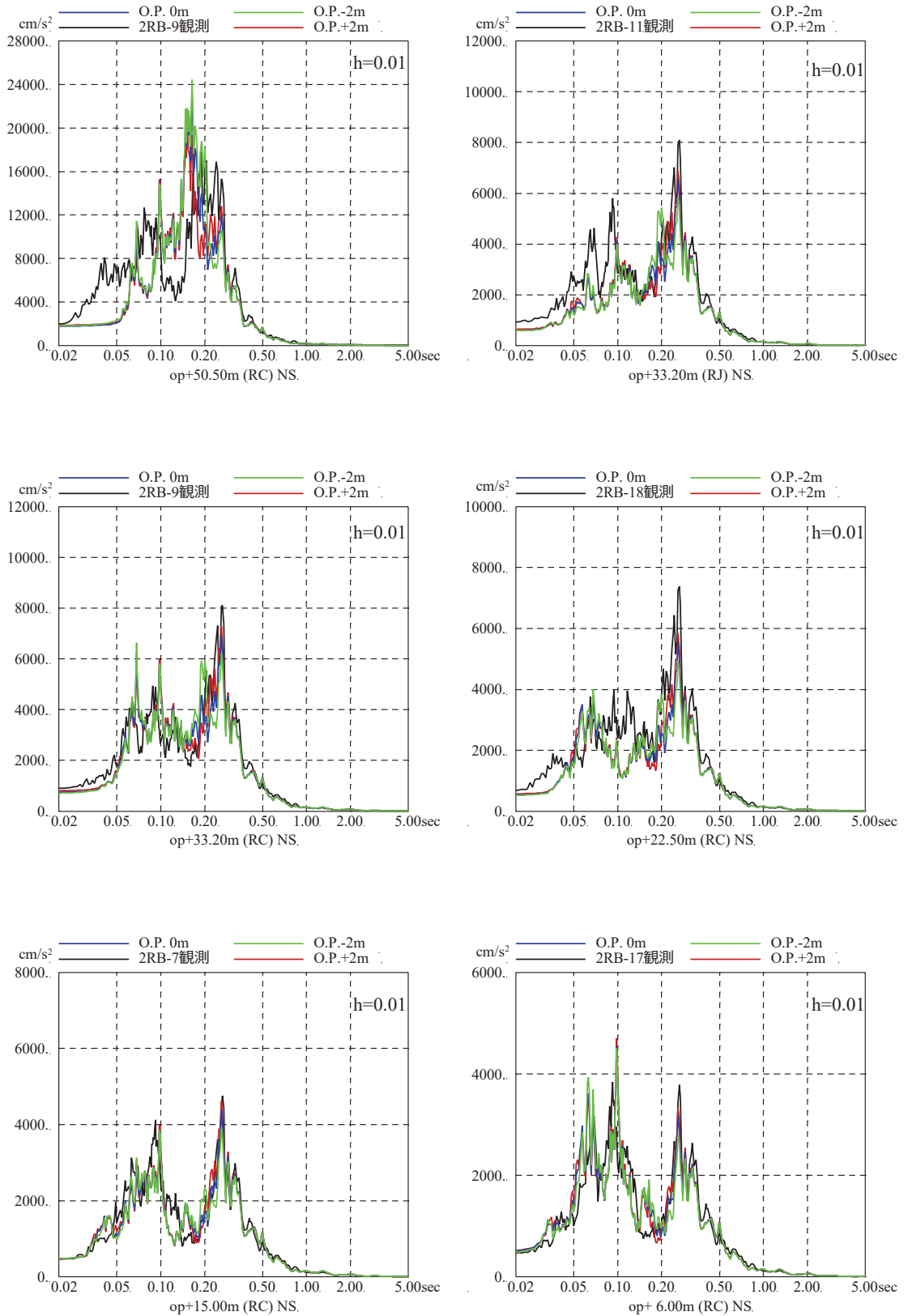


図 3-2 (7) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

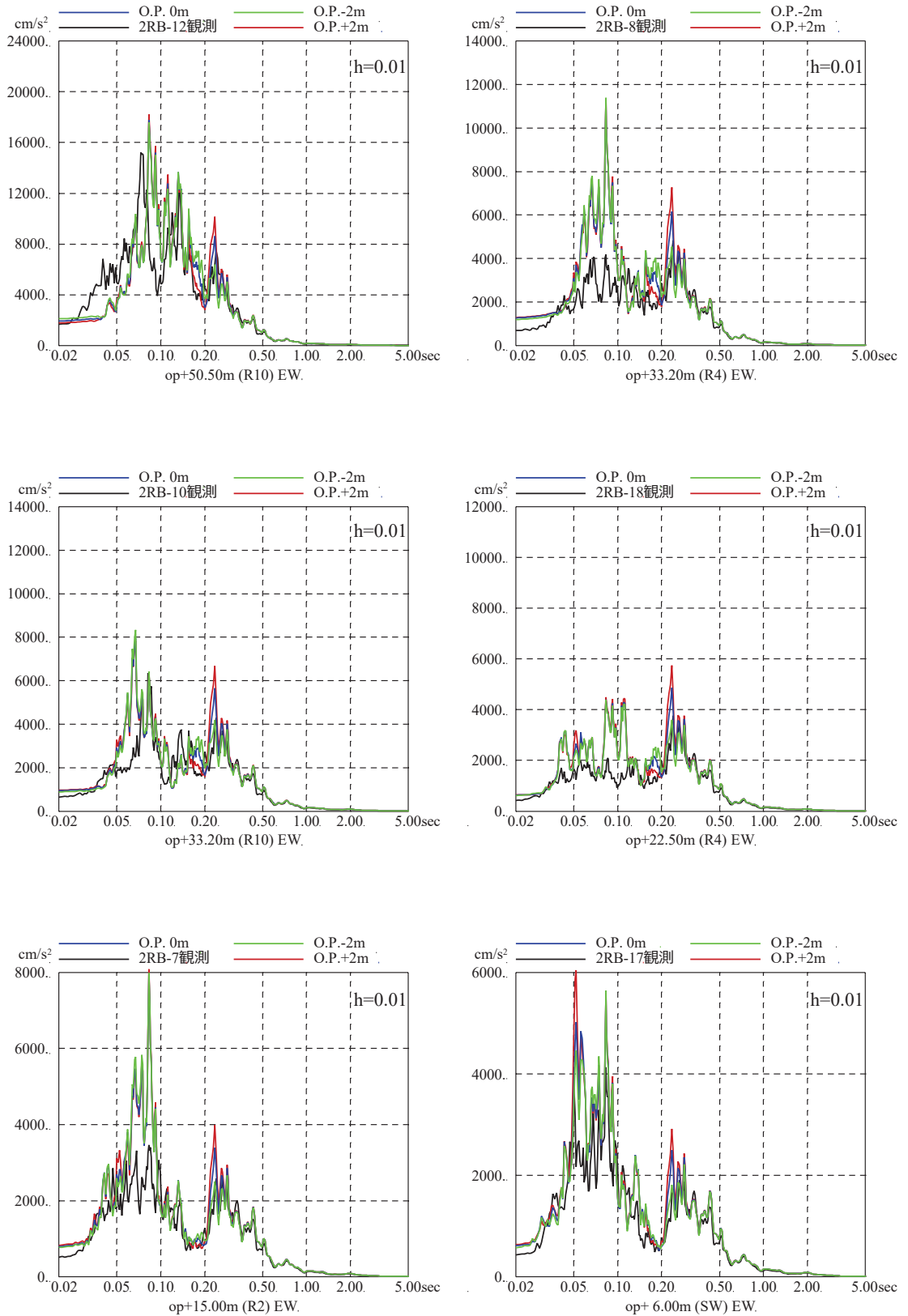


図 3-2 (8) 表層地盤の層境界に関する検討結果 (床応答スペクトルの比較)
(4.7 地震, EW 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

層境界の感度に関する検討

1. 検討の目的

表層地盤モデルの層境界は、建設時の掘削状況等を考慮して O.P. 0m に仮設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証し、妥当性を確認している。

本検討では、設定した地盤モデルの層境界の設定に対する建屋応答の感度について検討する。

2. 検討方法

入力地震動算定の概念を図-1 に、地盤モデルを表-1 に示す。表層地盤の層境界を変化させた場合の建屋の最大応答せん断ひずみへの影響について検討する。対象とした地震動は 3.11 地震のはざとり波である。

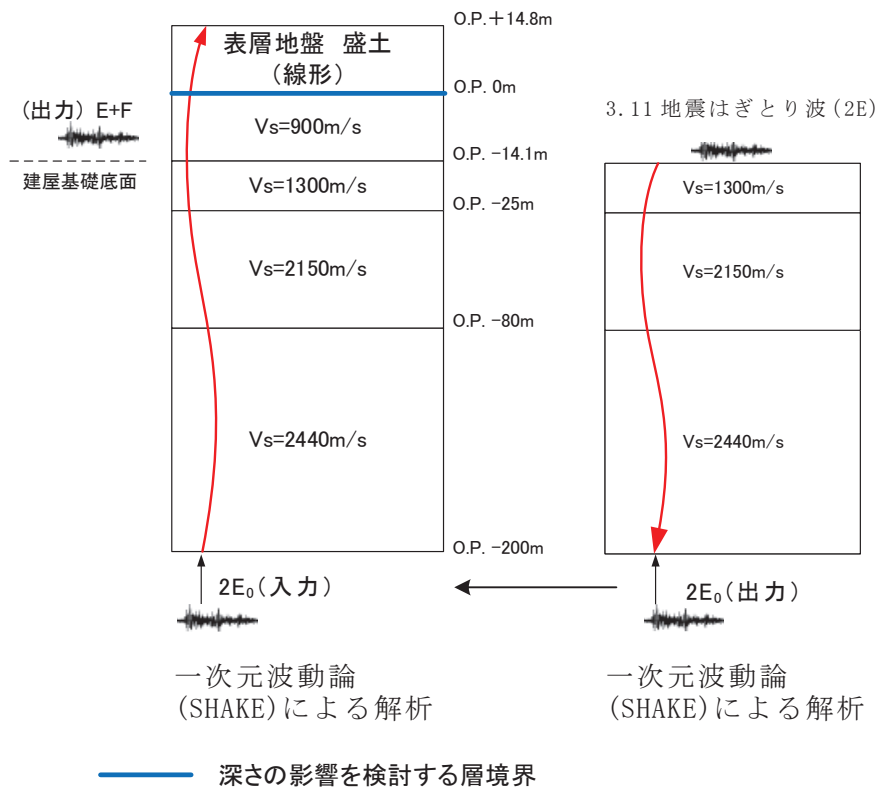


図-1 入力地震動算定の概念図

表-1 検討に用いた地盤モデル

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	350 (3.11 地震)	3
	+2.00～ -2.00※1	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 層境界深さの比較を行う

3. 検討結果

女川2号機原子炉建屋の最大応答せん断ひずみを比較する。3.11地震の最大応答せん断ひずみを図-2に示す。

3.11地震の最大応答せん断ひずみは、表層地盤の層境界を変化させても大きな差異は確認されなかった。

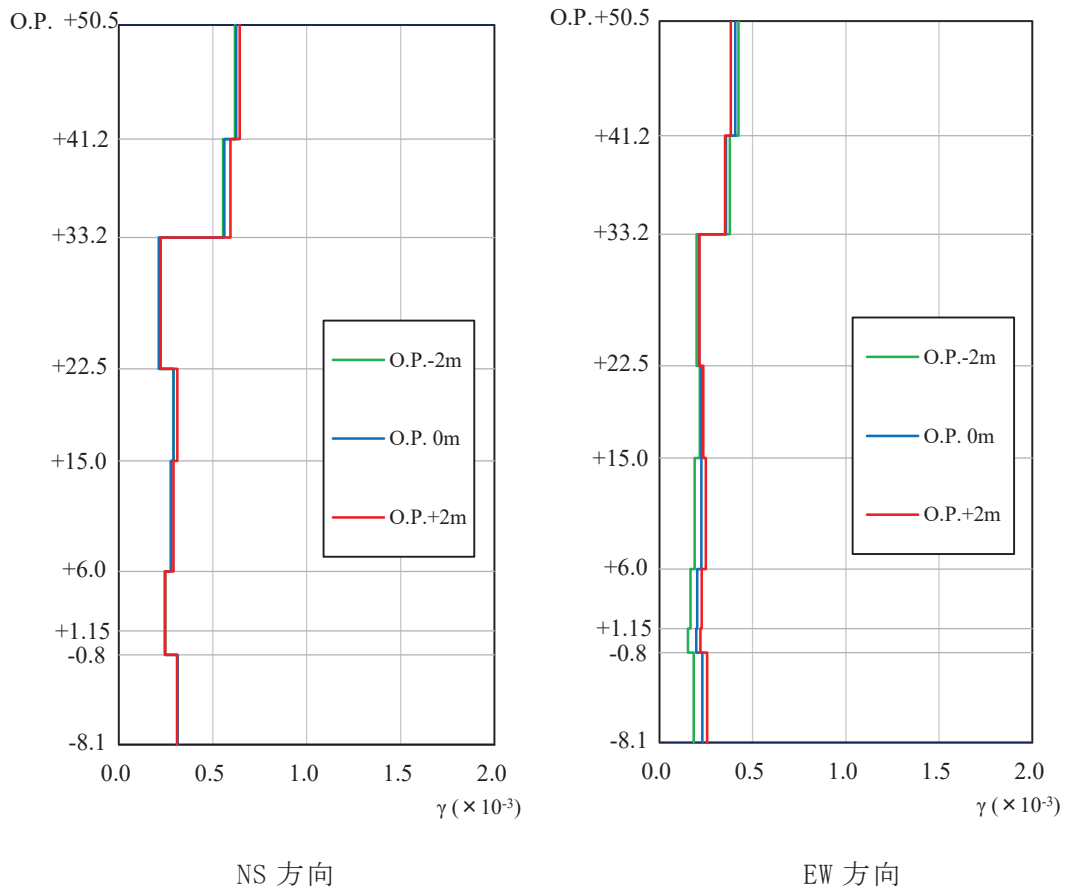


図-2 表層地盤の層境界を変化させた場合の最大応答せん断ひずみの比較 (3.11地震)

別紙 7 表層地盤下部の地盤物性の検討

目 次

1. 検討概要..... 別紙 7-1
 2. 検討方法..... 別紙 7-1
 3. 検討結果..... 別紙 7-4
- 参考検討 表層地盤下部のせん断波速度の感度に関する検討

1. 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの傾向と PS 検層結果から、表層地盤下部（O.P. 0m ～ O.P. -14.1m）のせん断波速度 V_s は 900m/s に仮設定しているが、観測記録を用いたパラメータスタディを実施し、ベースとなる地盤モデルの表層地盤下部のせん断波速度の最適値について検討する。

2. 検討方法

表層地盤下部（O.P. 0m ～ O.P. -14.1m）のせん断波速度 V_s の検証として、仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

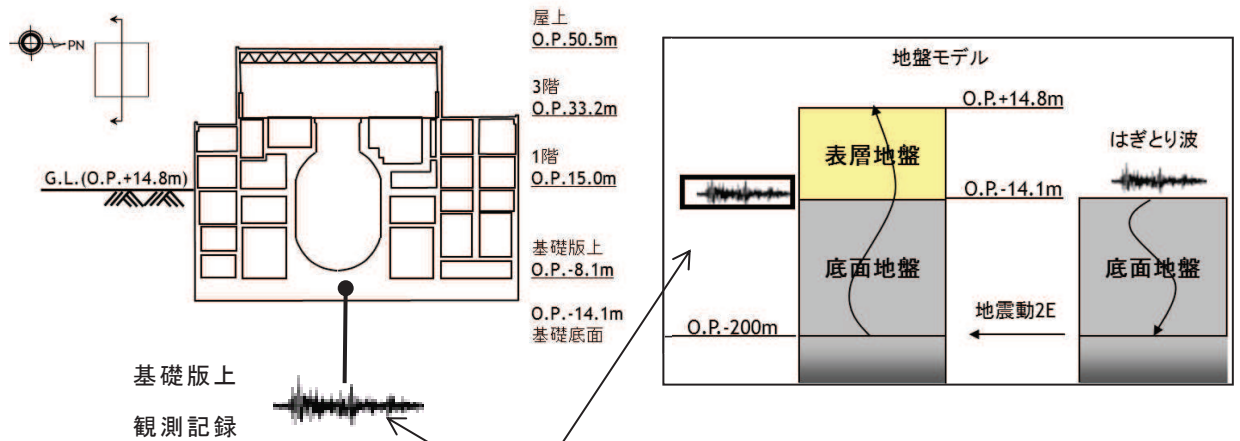
仮設定した地盤モデルは、表層地盤の層境界を O.P. 0m、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 350m/s とし、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 800～1000m/s の間で変動を考慮して検討を実施する。表層地盤下部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 2-1 に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル（O.P. -14.1m）の入力地震動（E+F+P 波、P は補正水平力の時刻歴波形）の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4～6Hz 付近の谷の再現性及びはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。対象とする地震は、3.11 地震及び 4.7 地震とした。

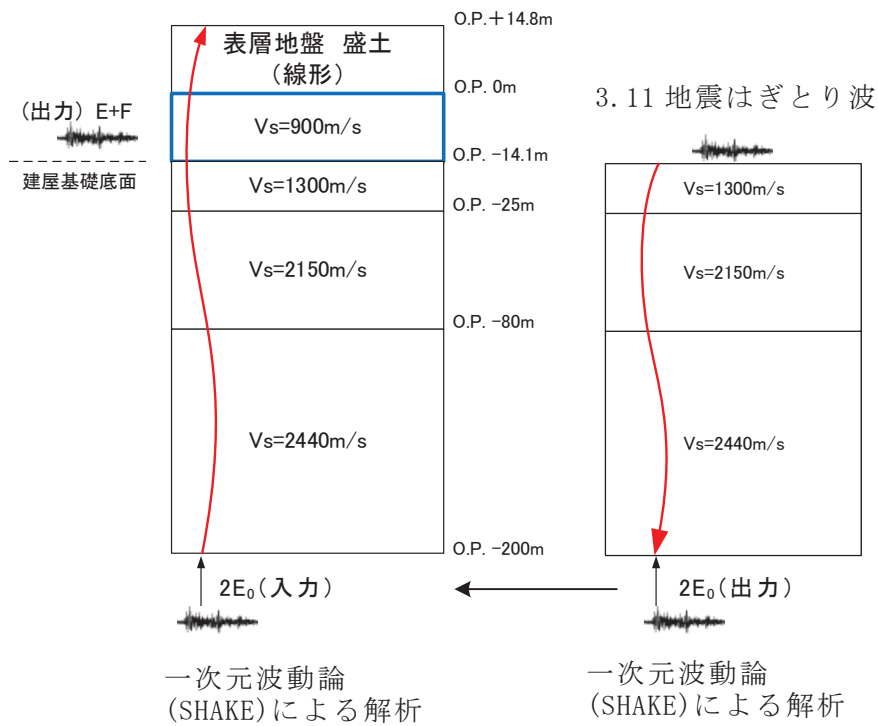
検討方法の概念を図 2-1 に示す。

表 2-1 表層地盤下部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデル
 (赤文字部分が仮定した値)

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.8	23.3 (2.38tf/m ³)	350	3
	0.0	23.3 (2.38tf/m ³)	800~1000	3
底面地盤	-14.1	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.0	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3



はぎとり波に対する伝達関数の谷となる振動数を比較



Vsの比較検討を行う層

図 2-1 表層地盤物性の検討方法の概念

3. 検討結果

検討結果の伝達関数を図 3-1 に示す。また、床応答スペクトルの比較を図 3-2 に示す。

伝達関数の検討結果から、伝達関数の谷の振動数（4～6Hz）は表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s 程度に設定した場合に観測記録との適合が良い結果となった。床応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討ほどの大きな差異は見られなかった。

上記より、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s に設定することは妥当と考えられる。また、3.11 地震による最大応答せん断ひずみを図 3-3 に示す。3.11 地震の最大応答せん断ひずみは、表層地盤下部のせん断速度を 800m/s から 1000m/s の範囲で変化させても大きな差異は確認されなかった。

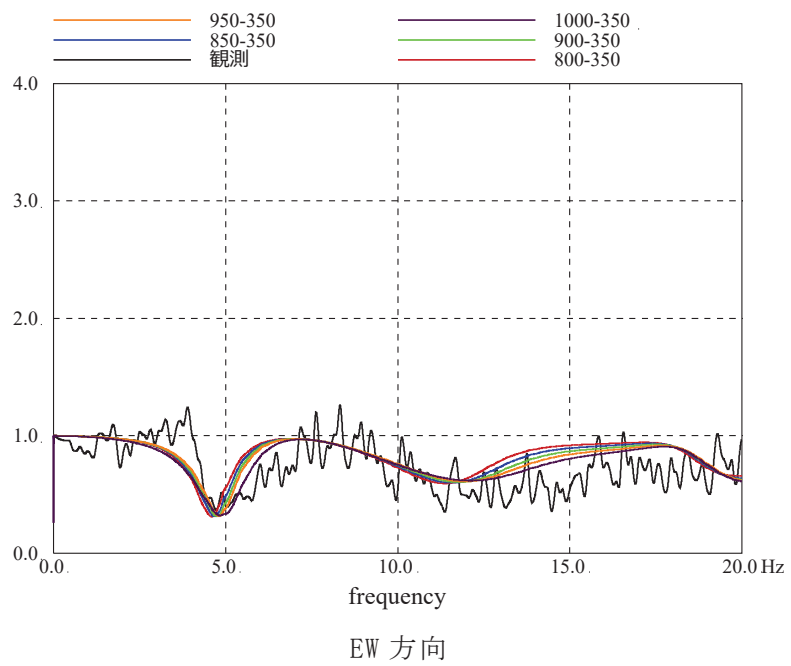
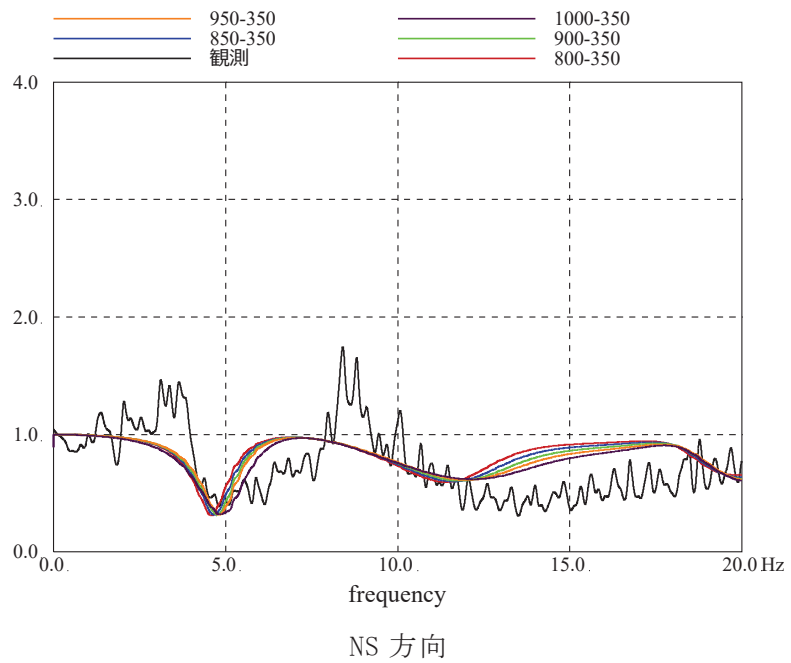
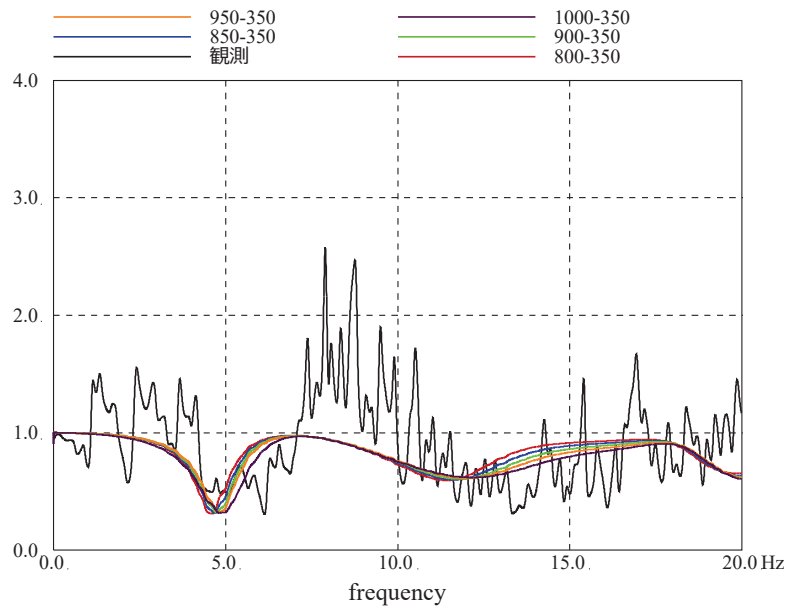
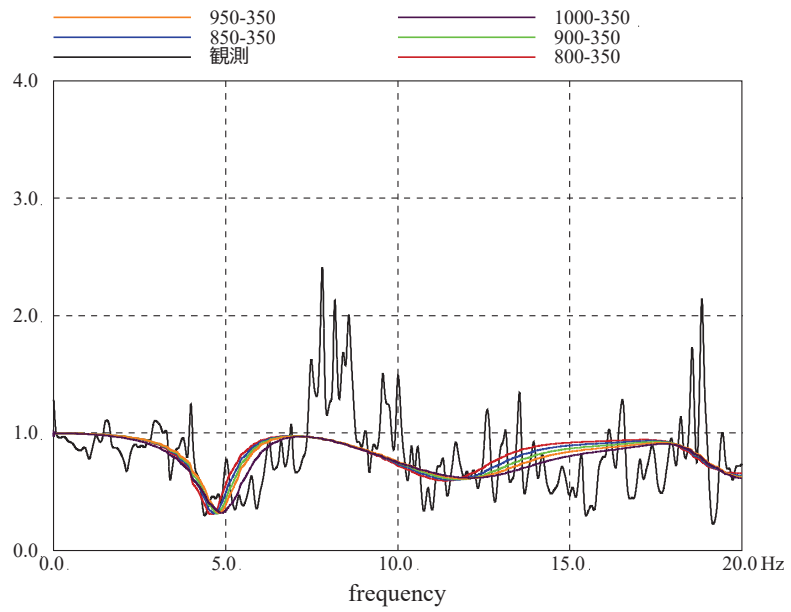


図 3-1 (1) はざとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはざとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (3.11 地震)



NS 方向



EW 方向

図 3-1 (2) はざとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはざとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

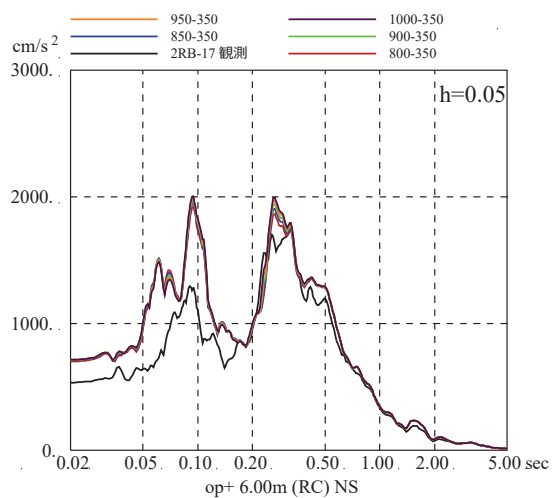
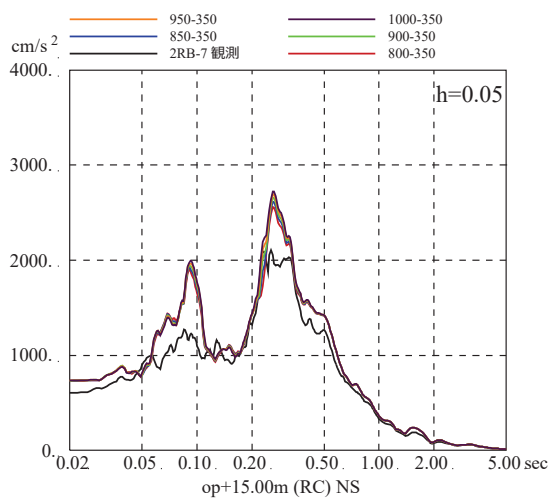
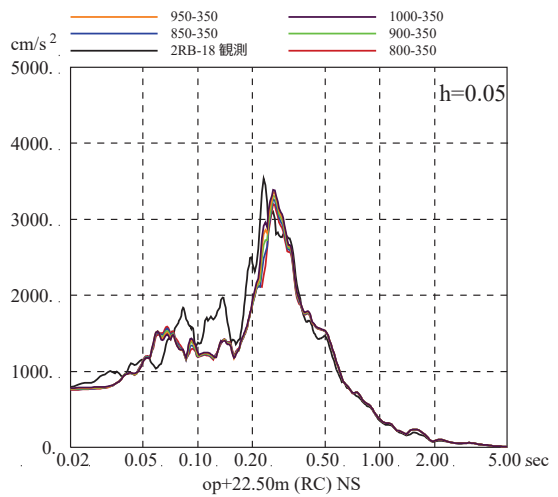
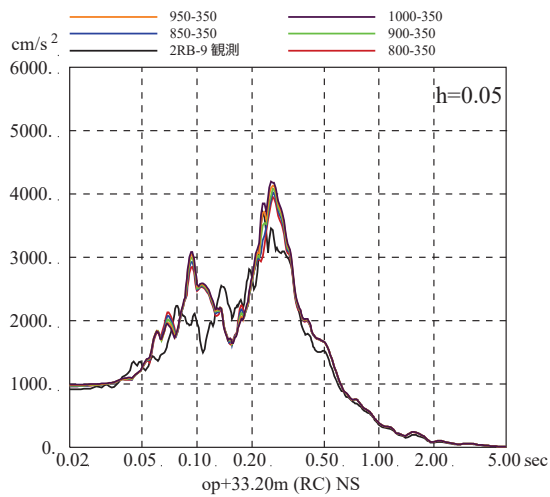
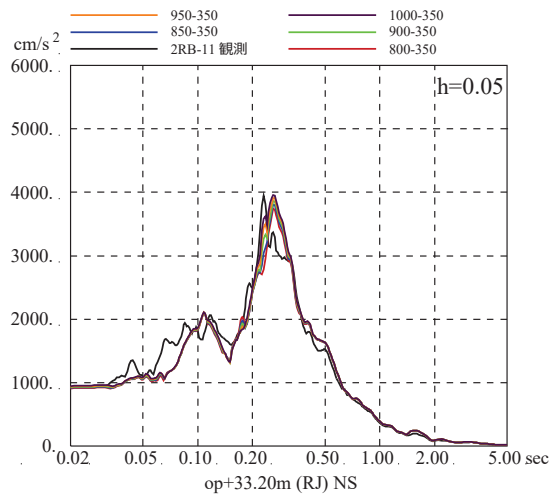
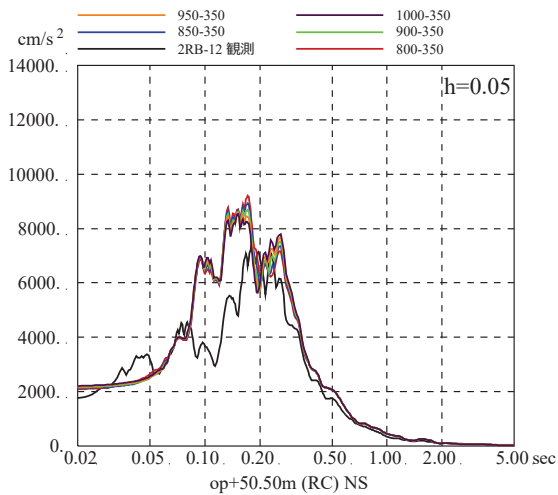


図 3-2 (1) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

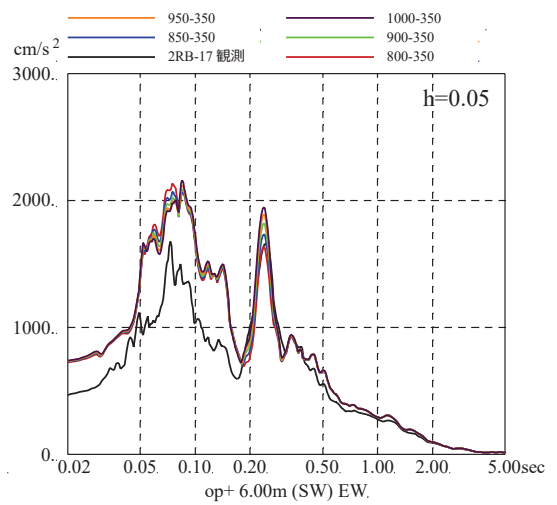
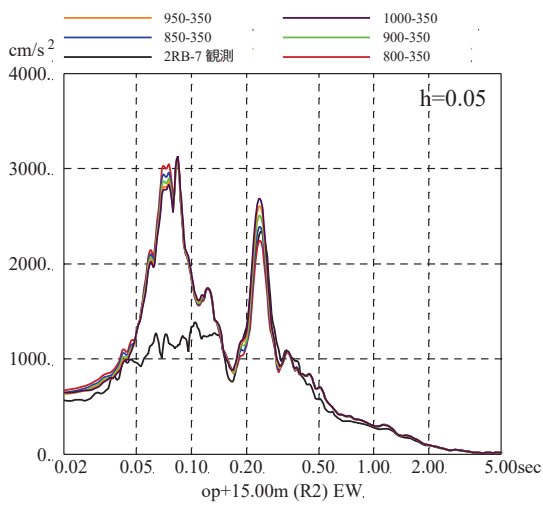
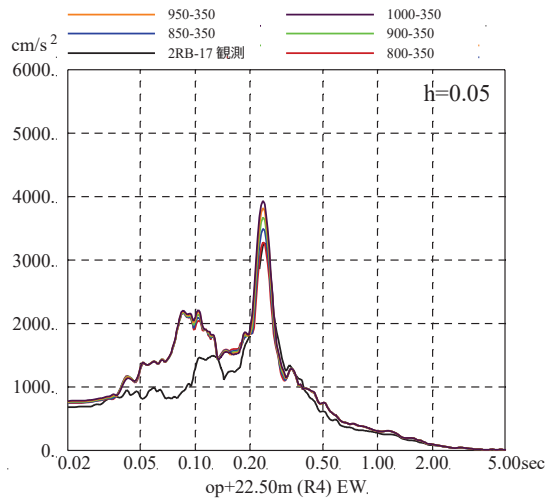
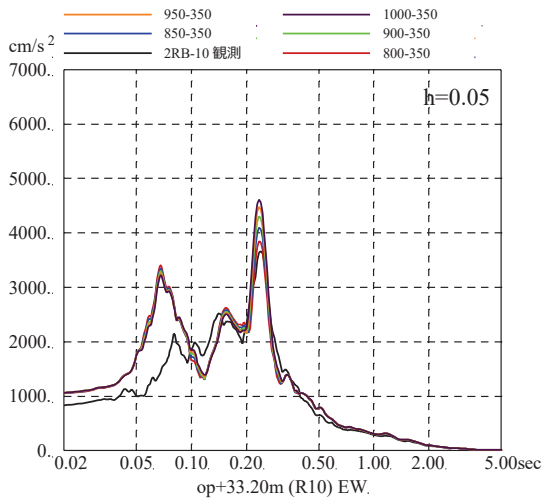
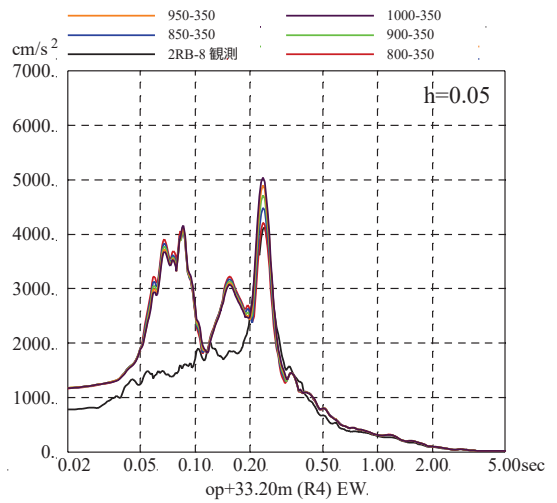
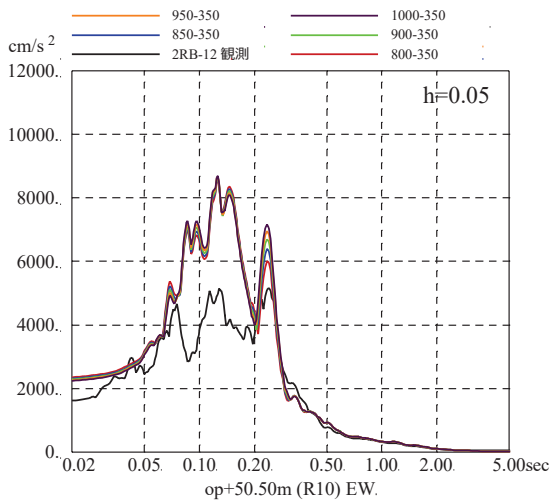


図 3-2 (2) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

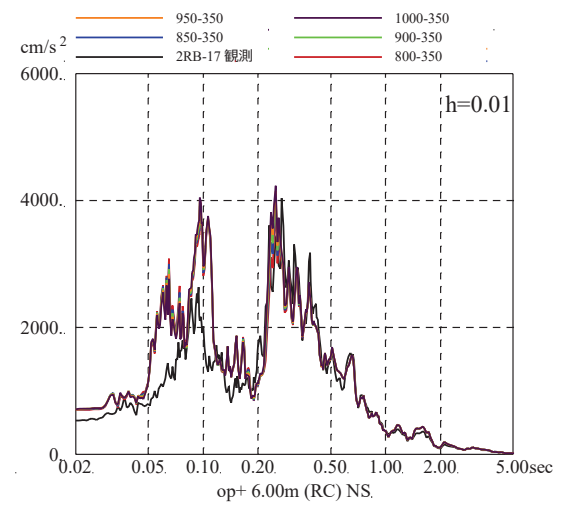
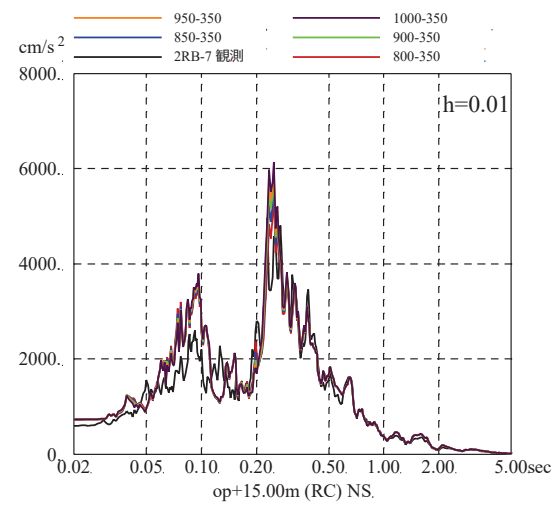
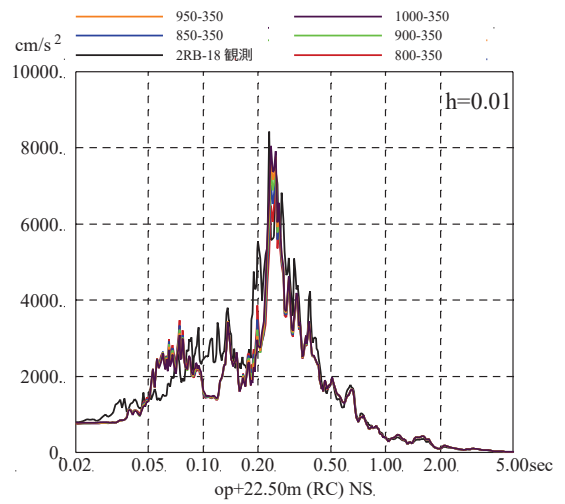
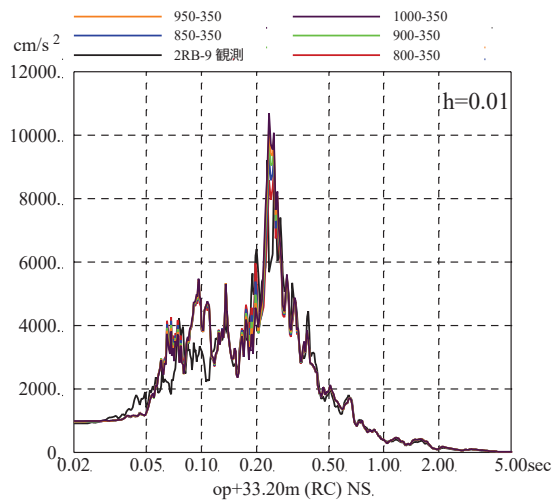
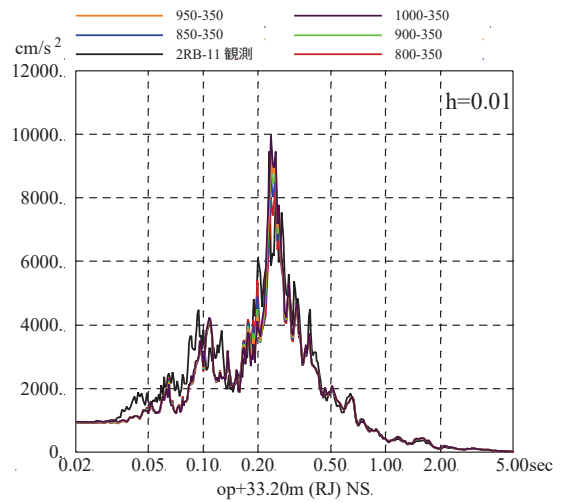
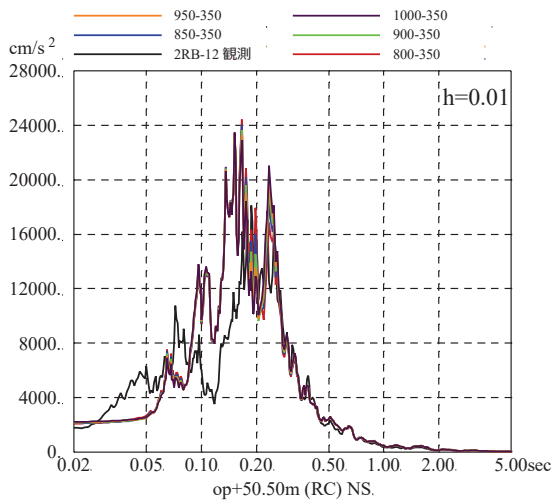


図 3-2 (3) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
(床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

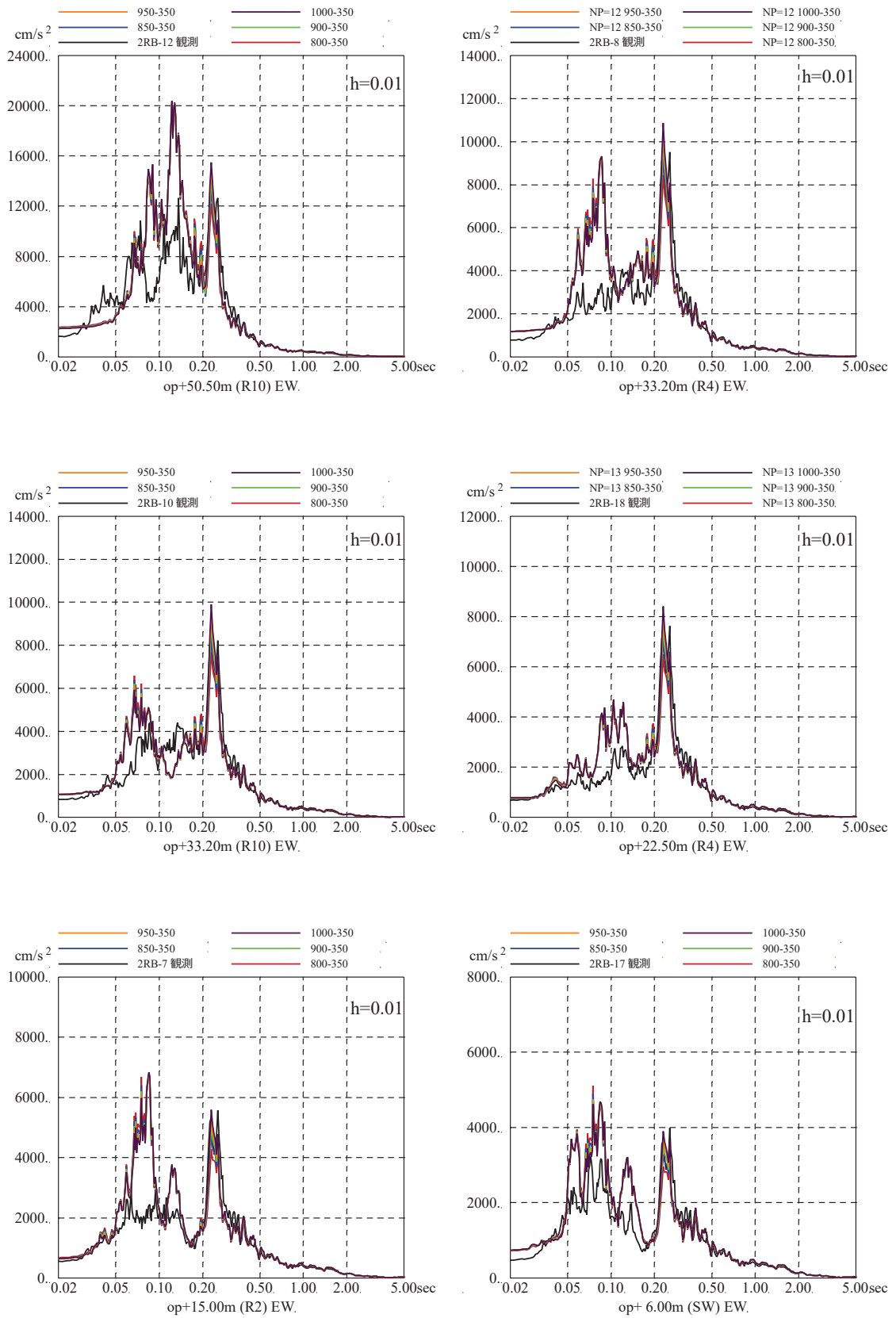


図 3-2 (4) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
 (床応答スペクトルの比較) (3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

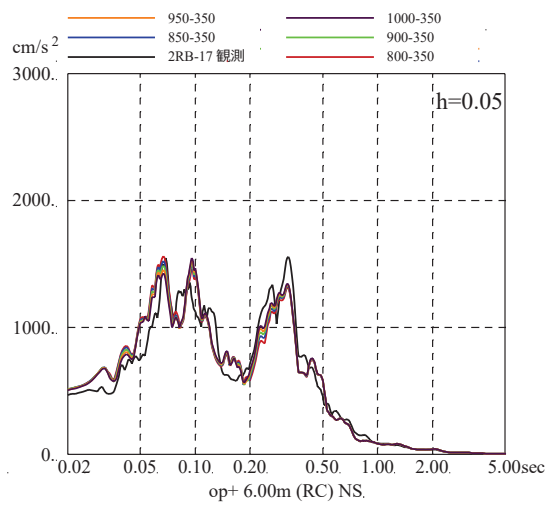
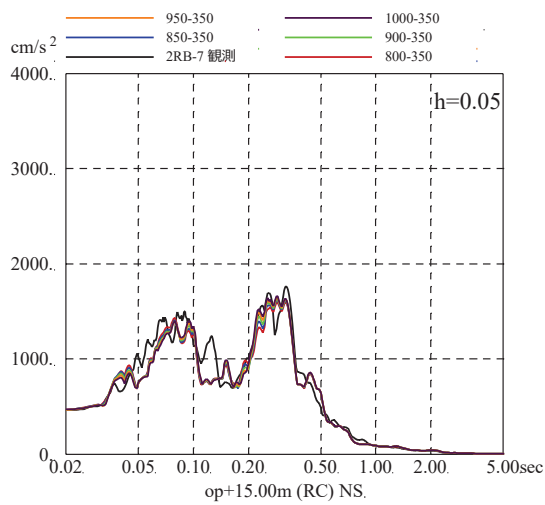
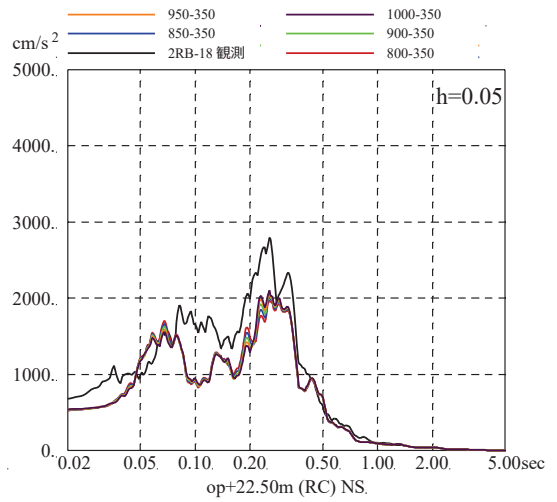
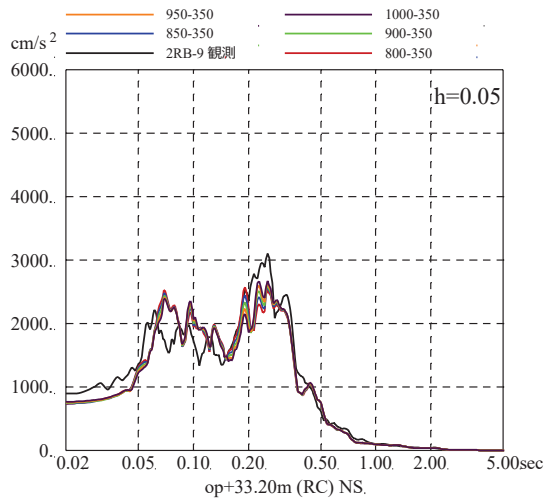
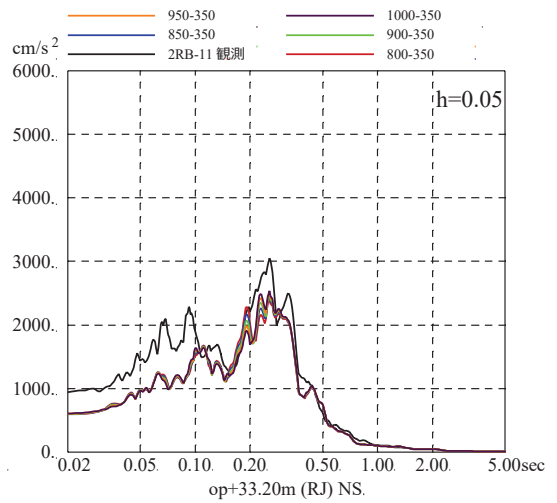
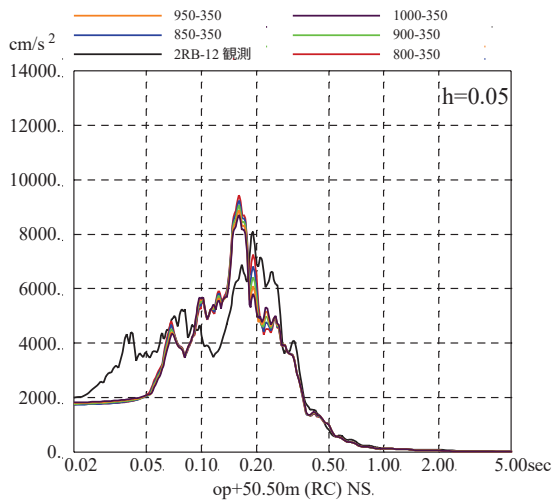


図 3-2 (5) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
(床応答スペクトルの比較) (4.7地震, NS方向, 減衰5%)

※地震計位置は付録1参照

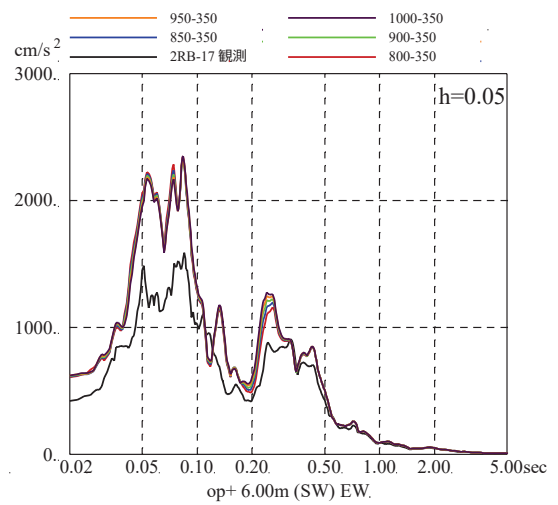
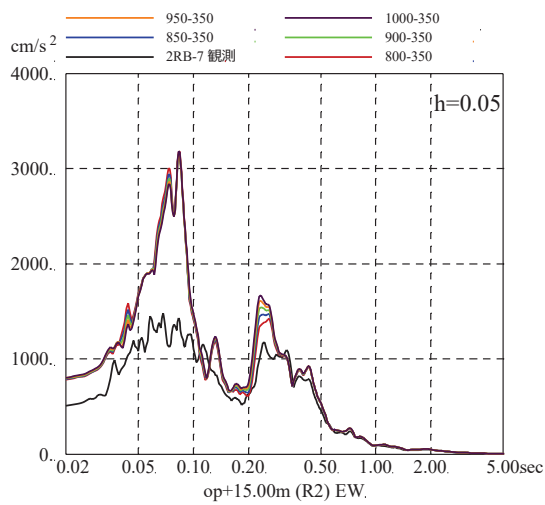
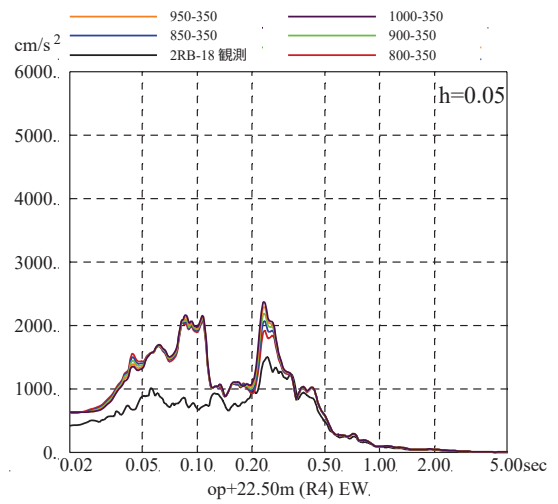
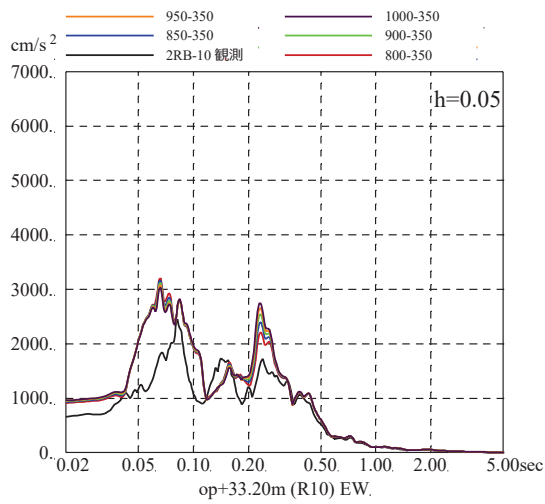
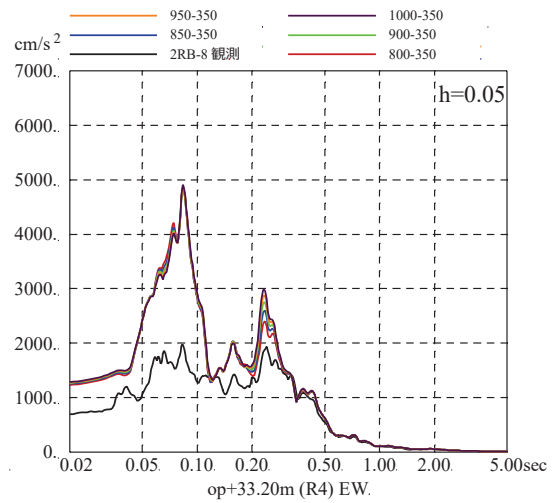
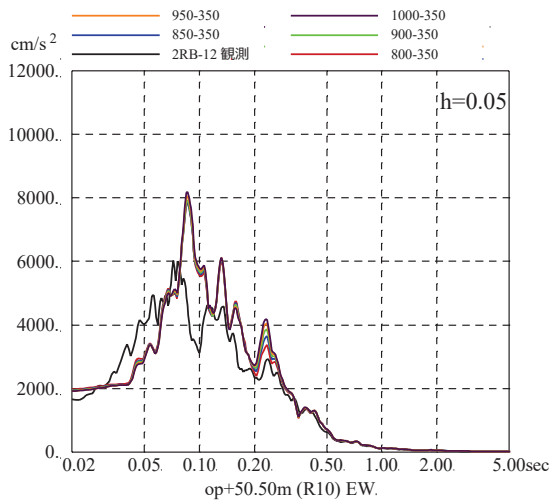


図 3-2 (6) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
(床応答スペクトルの比較) (4.7 地震, EW 方向, 減衰 5%)

※地震計位置は付録 1 参照

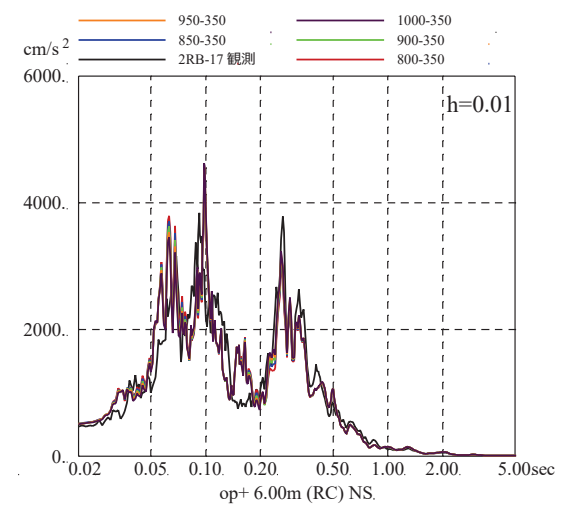
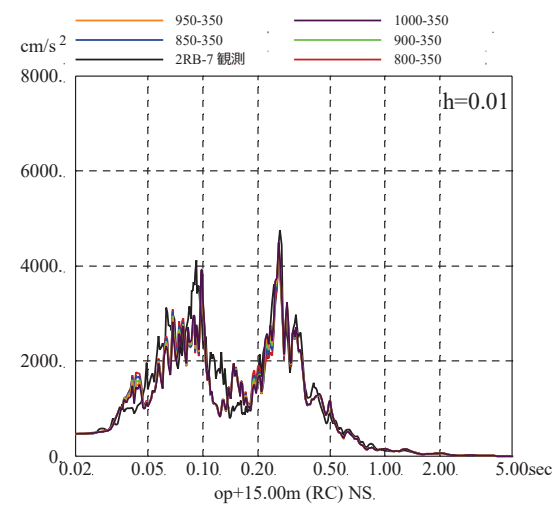
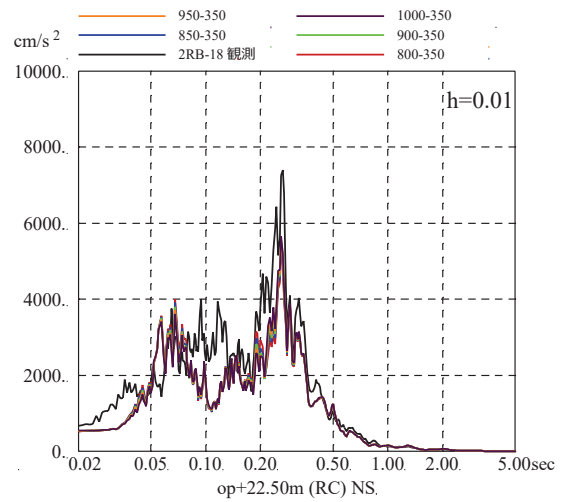
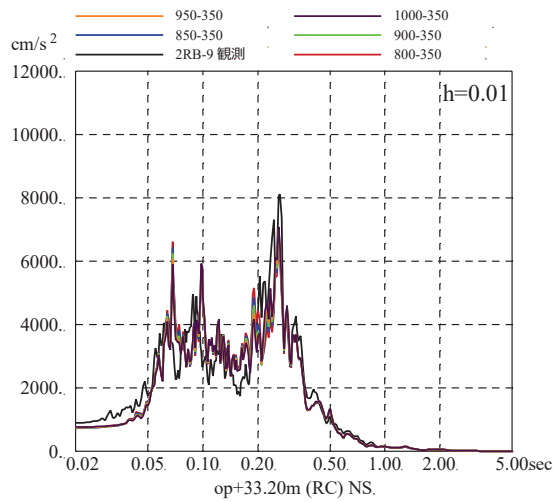
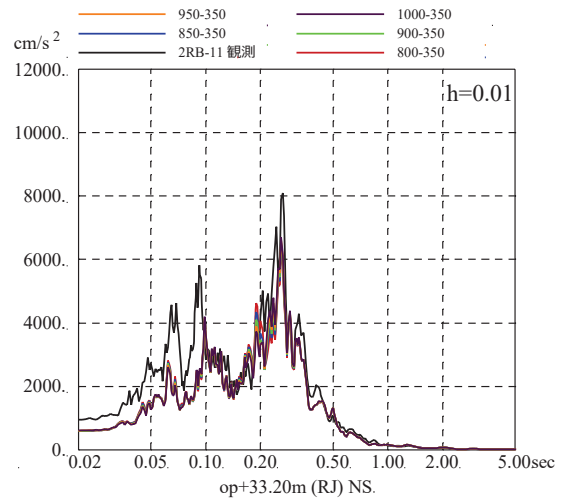
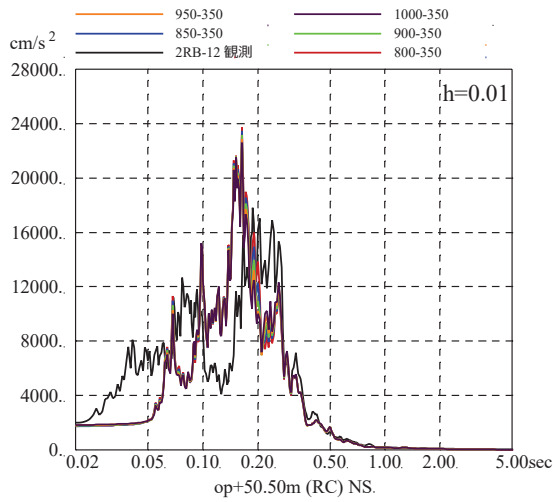


図 3-2 (7) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果

(床応答スペクトルの比較) (4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%)

※地震計位置は付録 1 参照

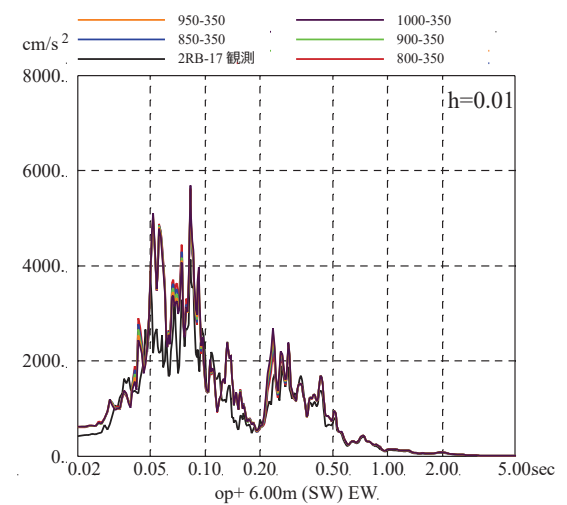
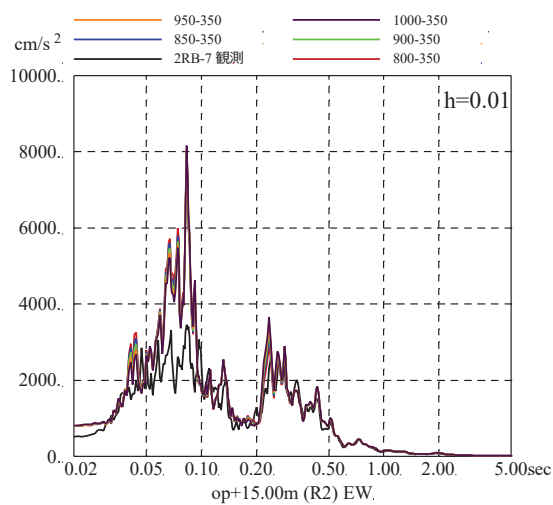
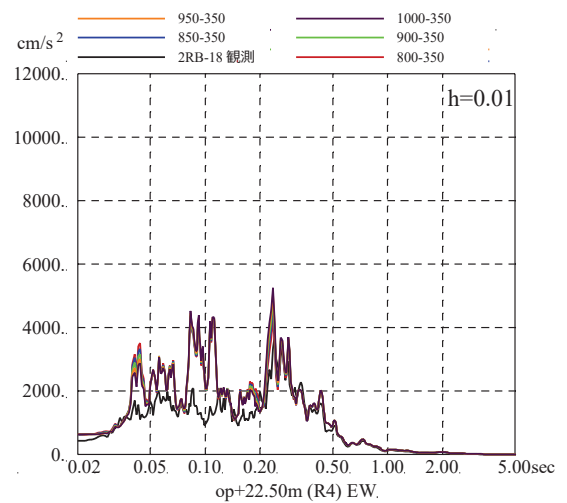
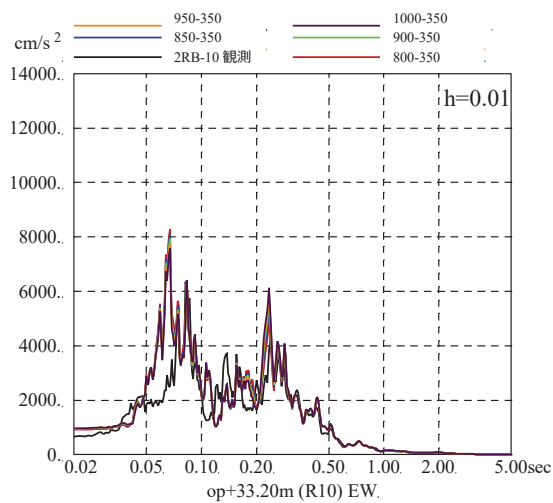
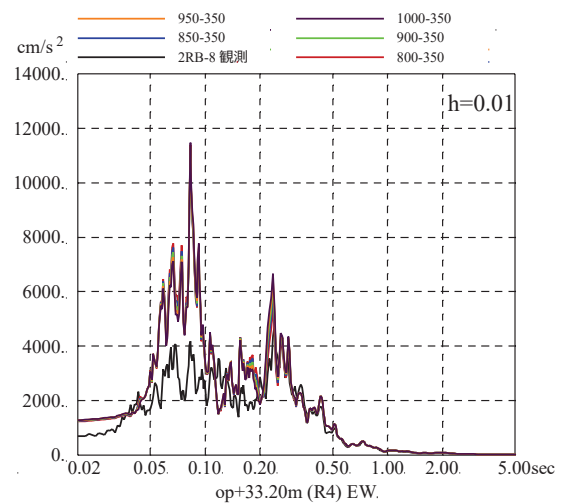
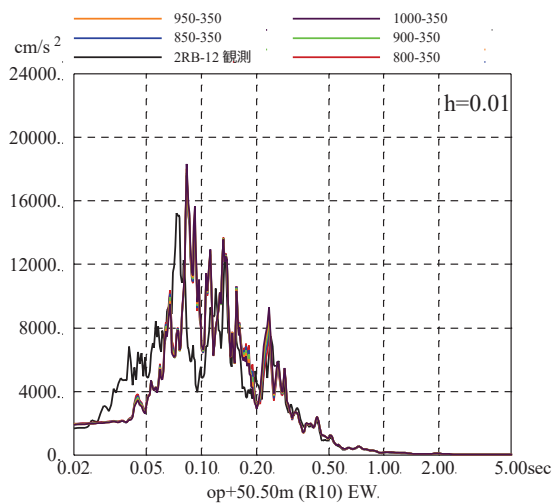


図 3-2 (8) 表層地盤下部の地盤物性の検討結果
 (床応答スペクトルの比較) (4.7地震, EW方向, 減衰1%)

※地震計位置は付録1参照

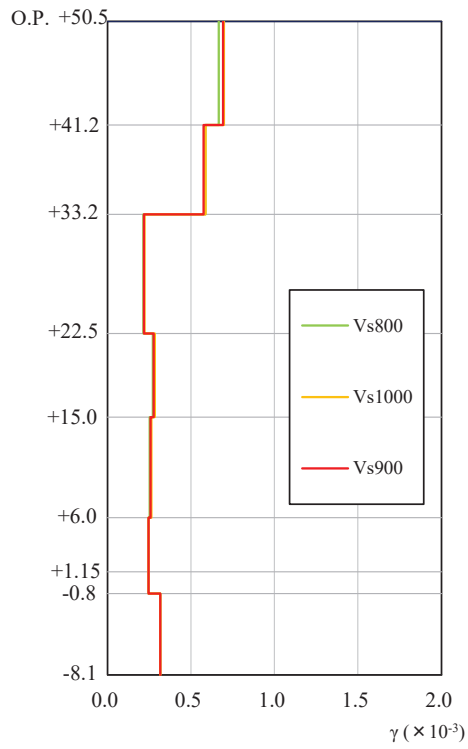


図 3-3 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震 NS 方向)

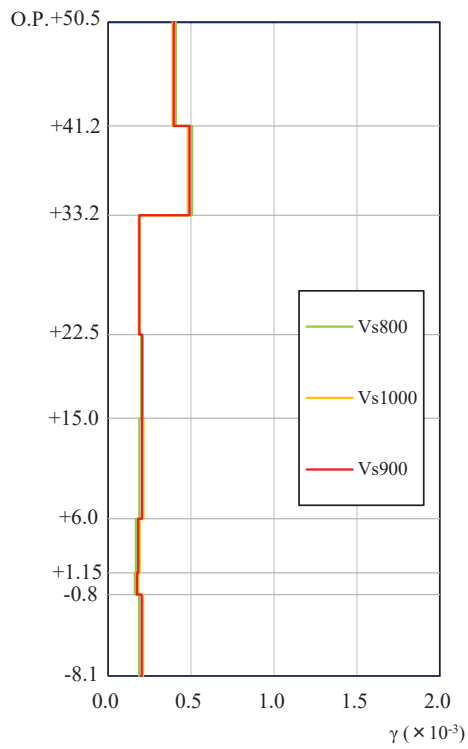


図 3-3 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震 EW 方向)

表層地盤下部のせん断波速度の感度に関する検討

1. 検討の目的

地盤モデルの表層地盤下部の地盤物性は、地盤調査結果を参照して仮設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証し、妥当性を確認している。

本検討では、設定した地盤モデルに対して表層地盤下部の地盤物性の設定に対する建屋応答の感度解析を実施し、地盤モデルの妥当性及び設計への適用性を確認する。

2. 検討方法

表層地盤上部の非線形性を考慮した地盤モデルを用いて、O.P. -14.1m から O.P. 0m までの表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の建屋の床応答スペクトル及び最大応答せん断ひずみへの影響について検討する。検討の概念を図 2-1 に、地盤モデルを表 2-1 に示す。対象とした地震動は 3.11 地震はぎとり波及び基準地震動 $S_s - D_2$ であり、表層地盤下部の地盤モデルの妥当性は、3.11 地震はぎとり波を用いた検討により確認し、表層地盤下部の地盤モデルの設計への適用性は、基準地震動 $S_s - D_2$ を用いた検討により確認する。

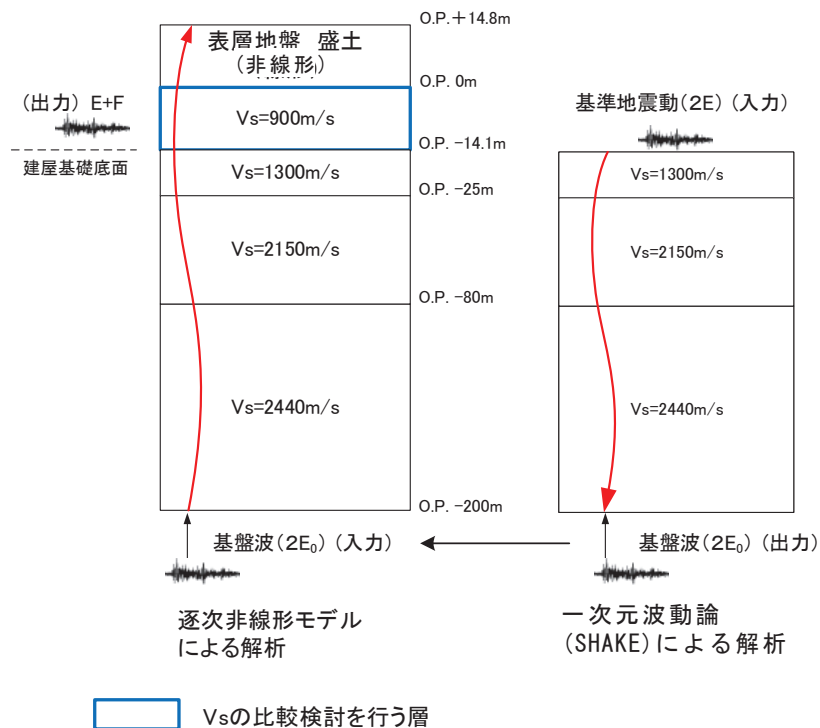


図 2-1 表層地盤下部のせん断波速度の感度に関する検討の概念図

表 2-1 検討に用いた地盤モデル

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数※2 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3※3
	0.00	23.3	800~1000※4	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0. P. 14.8m~0. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 V_s は、800 m/s, 900m/s , 1000m/s の比較を行う。

3. 検討結果

3.11地震及び基準地震動 $S_s - D_2$ による床応答スペクトルの比較を図3-1及び図3-2に示す。また、最大応答せん断ひずみの比較を図3-3及び図3-4に示す。

床応答スペクトルも最大応答せん断ひずみも、表層地盤下部の S 波速度値を 800m/s から 1000m/s の範囲で変化させても大きな差異は確認されなかった。

また、表層地盤下部は、波動伝播特性評価において主に岩盤の影響が支配的な層であるため、基準地震動 S_s 時に表層地盤下部の地盤が剛性低下する影響は小さいと考えられるが、仮にせん断波速度が 800m/s まで低下したとしても建屋応答に与える影響は小さいことが確認された。

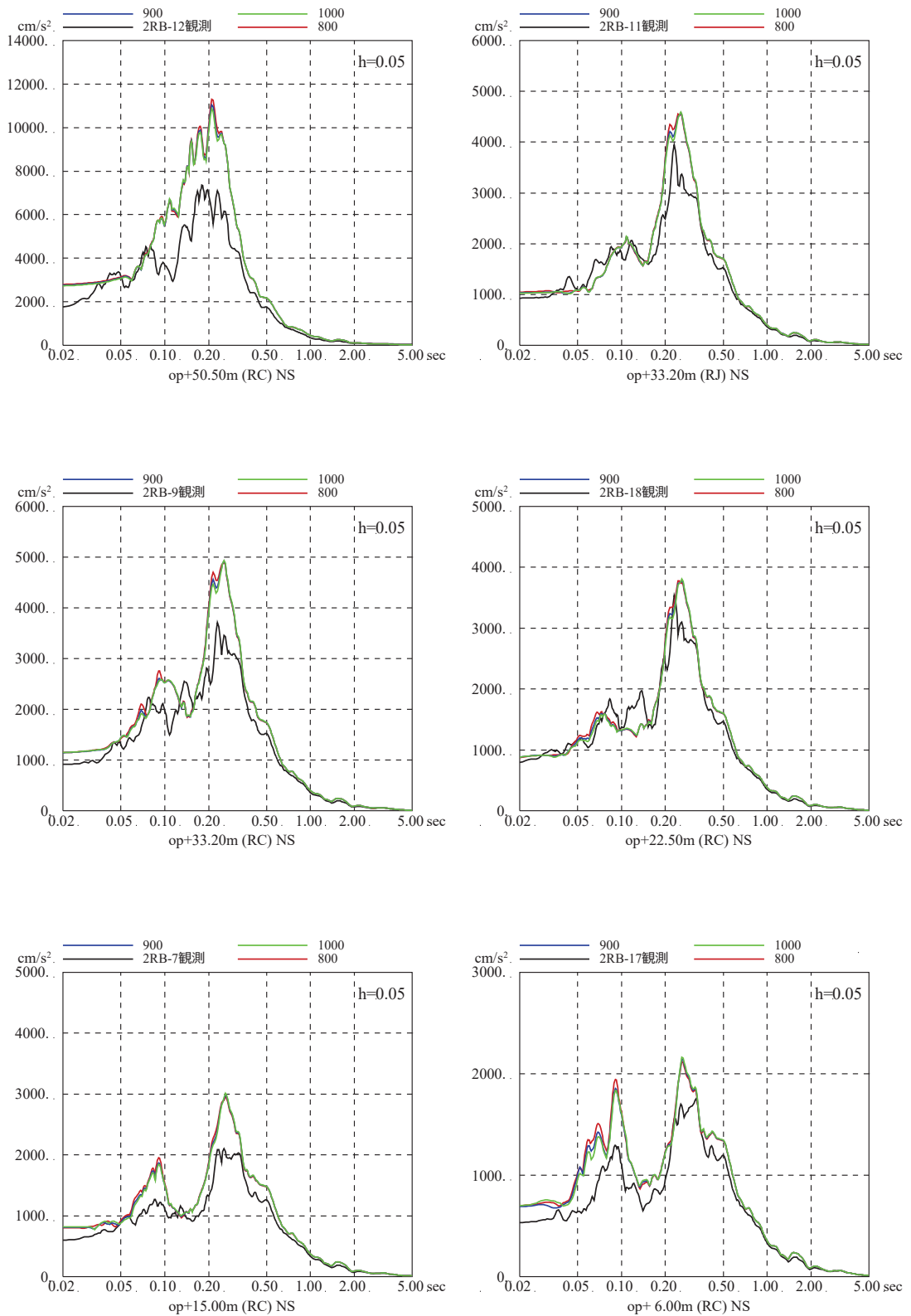


図 3-1(1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
床応答スペクトルの比較

($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震はざとり波, NS 方向)

※地震計位置は付録 1 参照

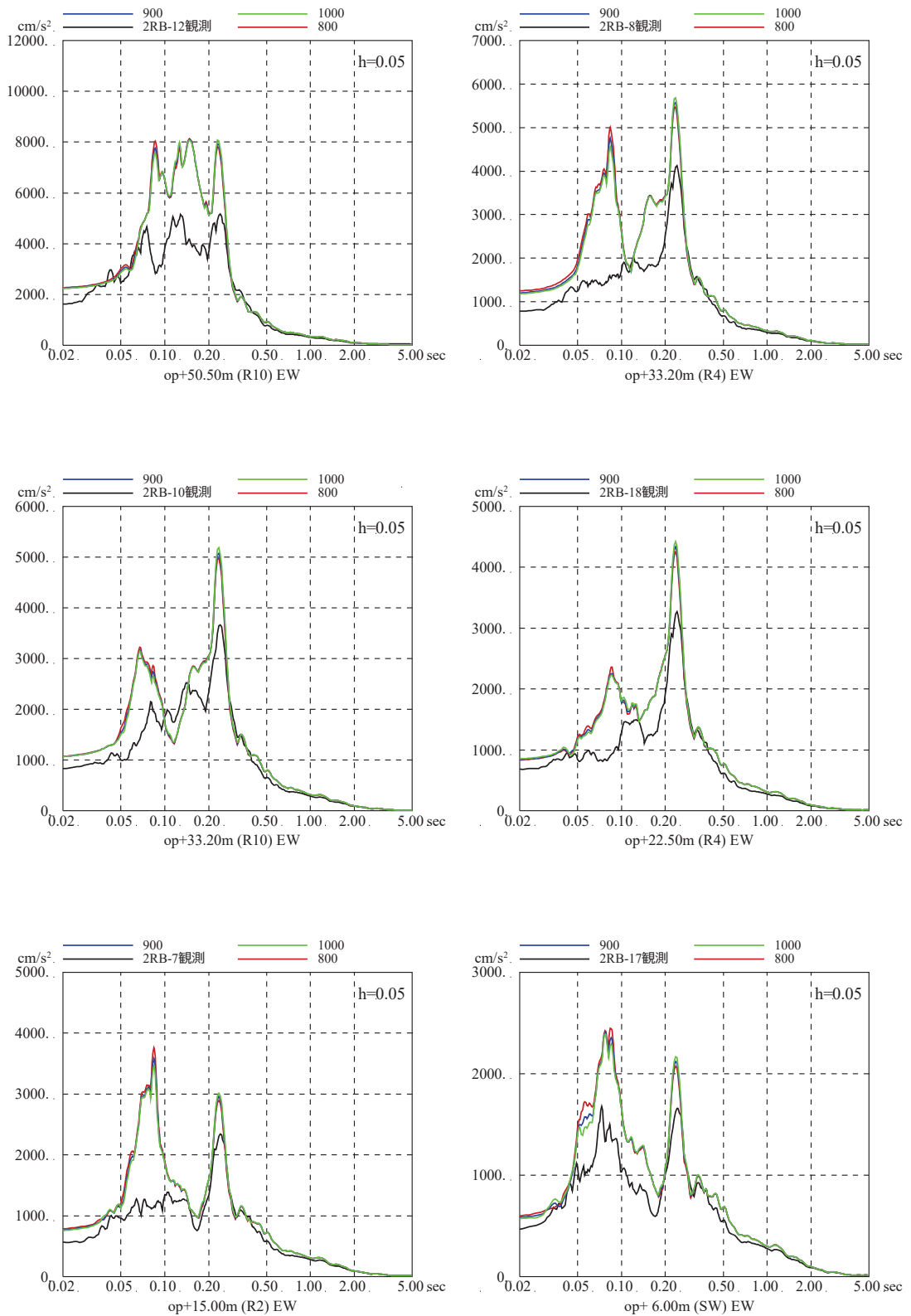


図 3-1 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
床応答スペクトルの比較

($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震はざとり波, EW 方向)

※地震計位置は付録 1 参照

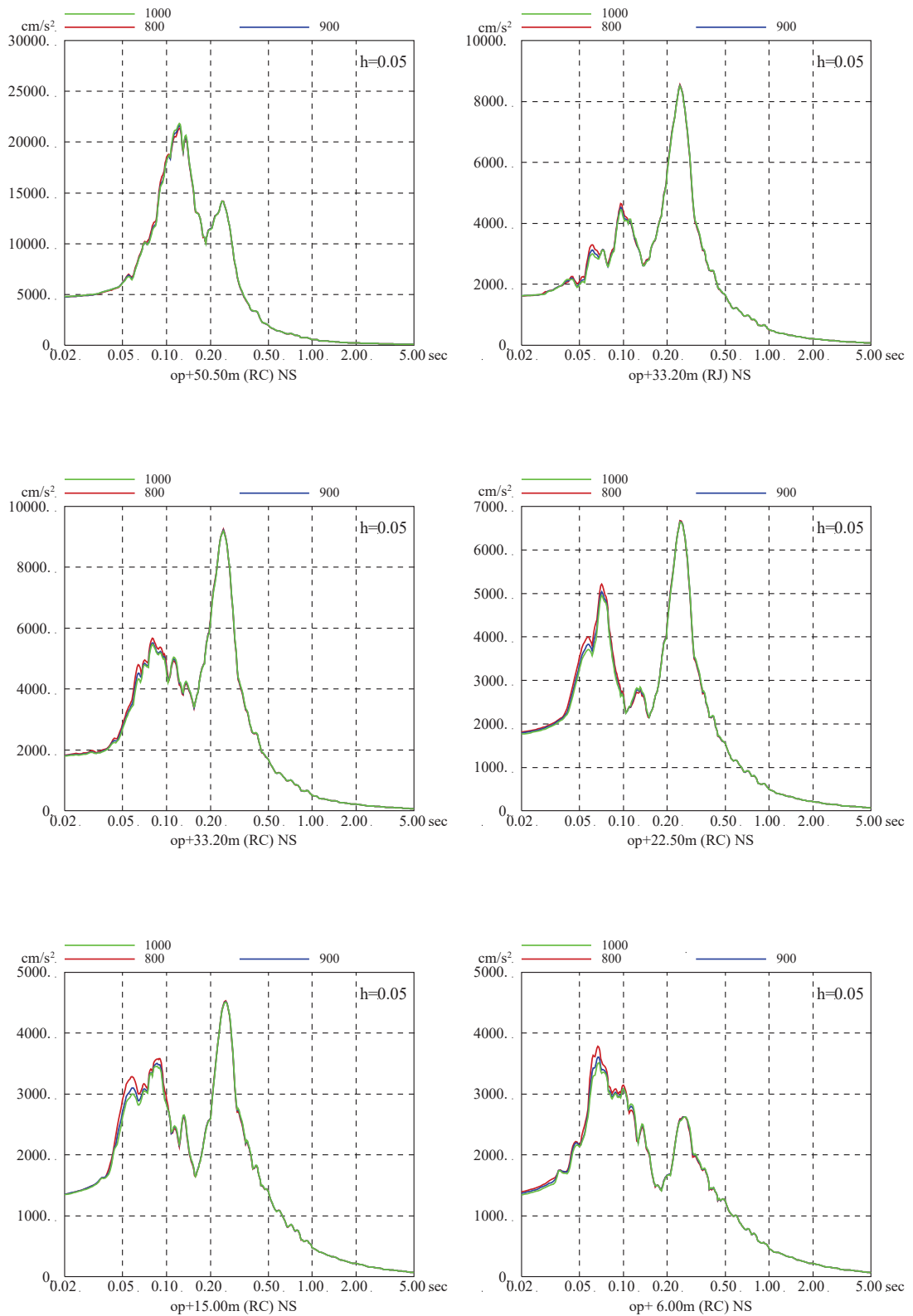


図 3-2 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
 床応答スペクトルの比較
 ($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, S s - D 2, NS 方向)

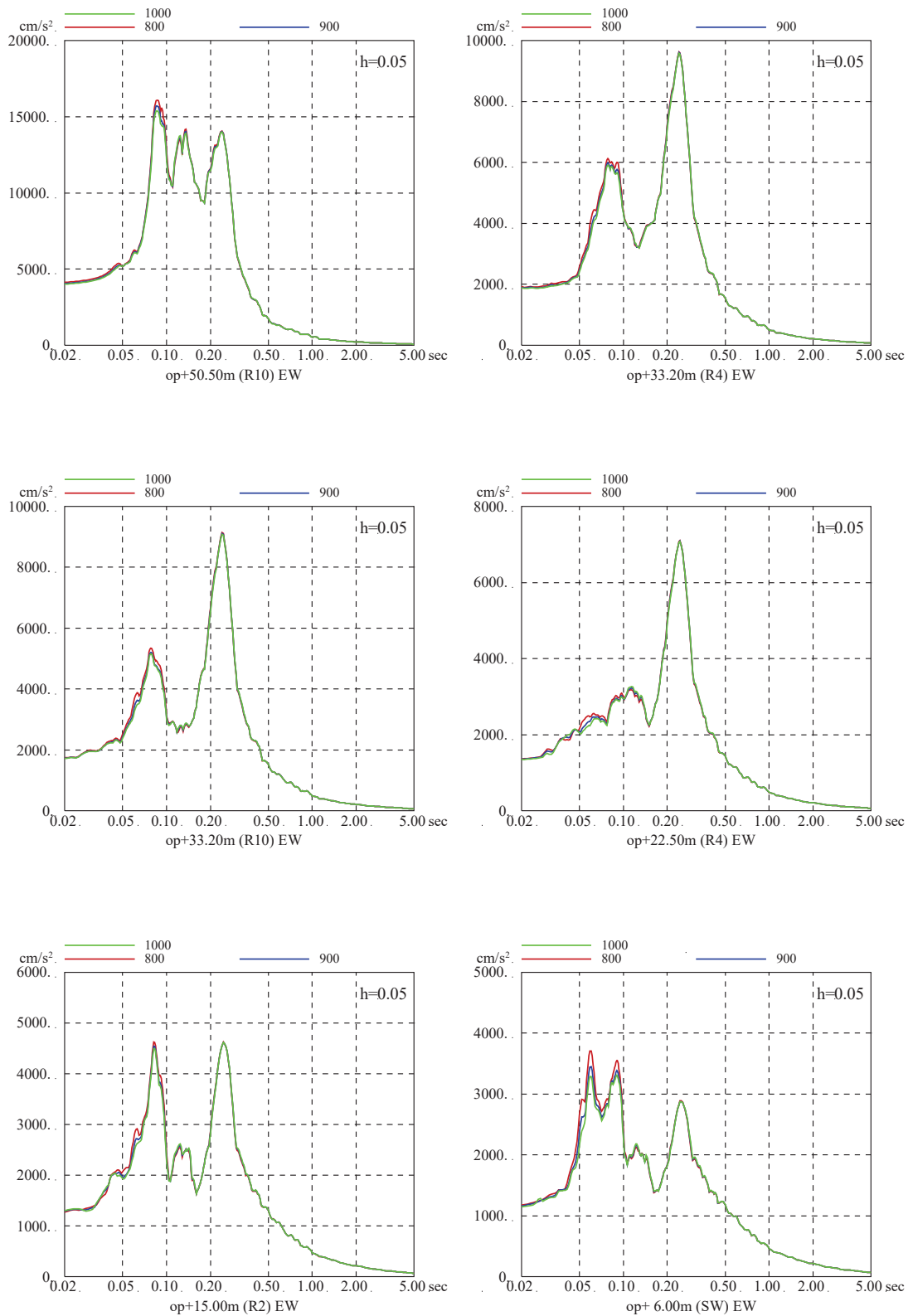


図 3-2 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
 床応答スペクトルの比較
 ($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, S s - D 2, EW 方向)

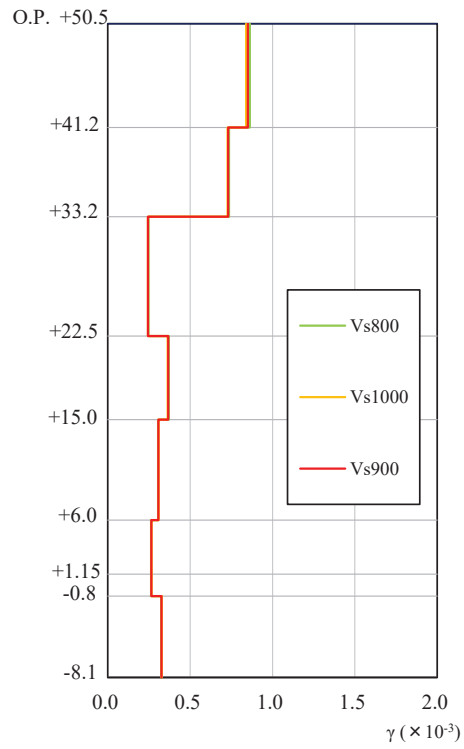


図 3-3 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震, NS 方向)

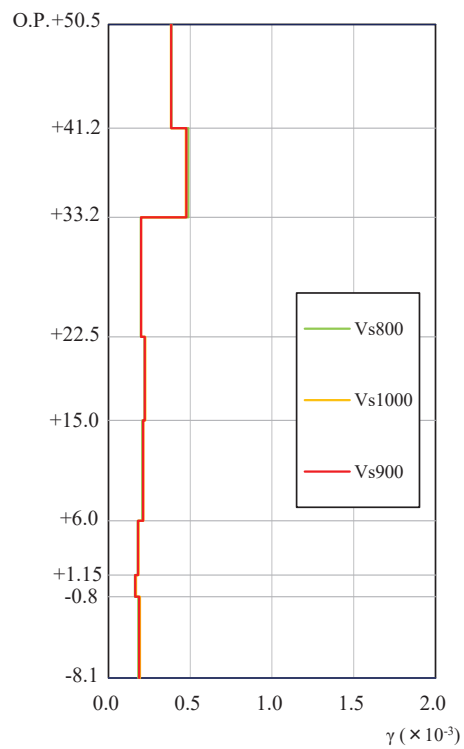


図 3-3 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 3.11 地震, EW 方向)

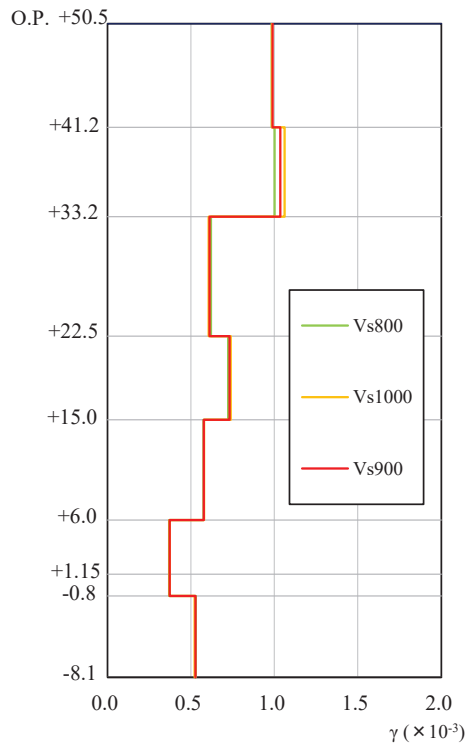


図 3-4 (1) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 S_s-D2 , NS 方向)

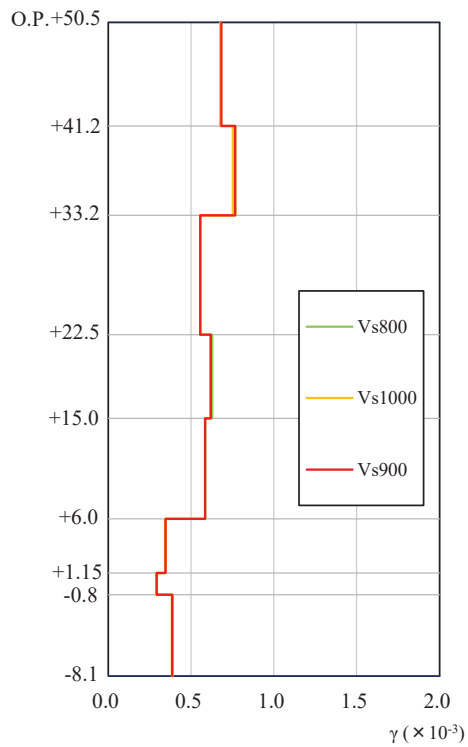


図 3-4 (2) 表層地盤下部のせん断波速度を変化させた場合の
最大応答せん断ひずみの比較
($V_s=800\text{m/s}\sim 1000\text{m/s}$, 基準地震動 S_s-D2 , EW 方向)

別紙 8 線形地盤モデルを用いた表層地盤の非線形化による
影響確認

目 次

1. 検討概要..... 別紙 8-1
2. 検討方法..... 別紙 8-1
3. 検討結果..... 別紙 8-3

1. 検討概要

自由地盤のはぎとり地盤モデルの検討では、表層地盤を分割すること、表層地盤上部の物性値を同定することで、小振幅から大振幅までの観測記録を再現できることがわかっている。

表層地盤は、3.11地震等による非線形化の影響が大きいと考えられることから、原子炉建屋の観測記録の分析からも表層地盤上部に非線形化の影響が現れているか検討する。

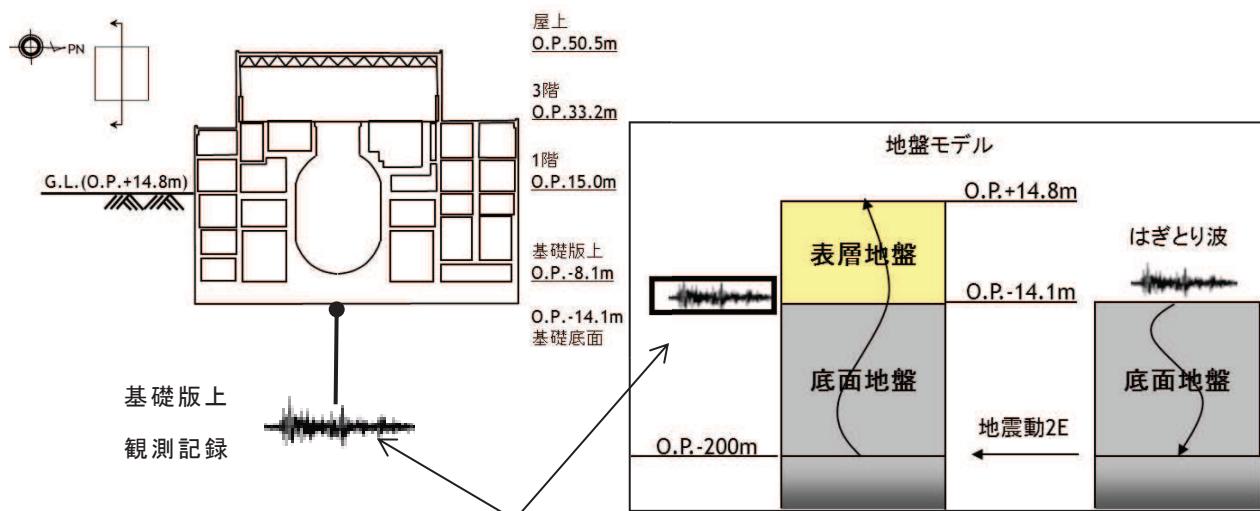
2. 検討方法

表層地盤上部（O.P. +14.8m～O.P. 0m）の非線形化の有無を確認するため、仮設定した地盤モデルを用いて感度解析を実施した。

仮設定した地盤モデルは、表層地盤の層境界を O.P. 0m、表層地盤下部のせん断波速度 V_s を 900m/s とし、表層地盤上部のせん断波速度 V_s を 300～600m/s の間で変動させるモデルとする。表層地盤上部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデルの諸元を表 2-1 に示す。

検討は、自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する検討用に仮定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル（O.P. -14.1m）の入力地震動（E+F+P 波、P は補正水平力の時刻歴波形）の伝達関数に表れる表層地盤の1次周期に対応する4～6Hz付近の谷の再現性及びはぎとり波を用いた建屋のシミュレーション解析結果と観測記録の適合性を確認することにより行う。検討に用いた地震は、過去に観測された加速度振幅の大きい地震と3.11地震直前の2011年3月9日の地震とし、その諸元を表 2-2 に示す。

検討方法の概念を図 2-1 に示す。



はぎとり波に対する伝達関数の谷となる振動数を比較

図 2-1 表層地盤物性の検討方法の概念

表 2-1 表層地盤上部の地盤物性の検討用に仮定した地盤モデル
(赤文字部分が仮定した値)

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3 (2.38tf/m ³)	300~600	3
	0.00	23.3 (2.38tf/m ³)	900	3
底面地盤	-14.10	23.8 (2.43tf/m ³)	1300	3
	-25.00	24.6 (2.51tf/m ³)	2150	3
	-80.00	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3
	-200.0	25.0 (2.55tf/m ³)	2440	3

表 2-2 検討に用いた地震諸元

地震	M	震源地	自由地盤 B2 地点(地中記録) 最大加速度 (PN 基準に方位補正) (cm/s ²)		
			NS 方向	EW 方向	
1	2005/8/16 11:46	7.2	宮城県東方沖	233	221
2	2011/3/9 11:45	7.3	宮城県東方はるか沖	30	12
3	2011/3/11 14:46	9.0	宮城県東方はるか沖	467	421
4	2011/4/7 23:32	7.2	宮城県東方沖	321	396

3. 検討結果

検討に用いた代表地震に対する伝達関数を比較して図 3-1 に、応答スペクトルの比較を図 3-2 に示す。

伝達関数の比較においては、2005/8/16 の宮城県沖の地震と 2011/3/9 の地震では、表層地盤上部のせん断波速度 V_s が 450m/s～500m/s の場合に観測記録に対応するが、3.11 地震と 4.7 地震では、350m/s の場合が観測記録と良い対応を示している。

地震動の振幅レベルにより表層地盤上部の最適となるせん断波速度が異なることから、表層地盤上部では非線形化の影響が確認された。応答スペクトルの比較においては、伝達関数による検討ほどの大きな差異は見られなかった。

このことから、表層地盤上部には入力地震動の大きさにより地盤の剛性低下等を考慮できる非線形地盤モデルを設定する必要があることが確認された。

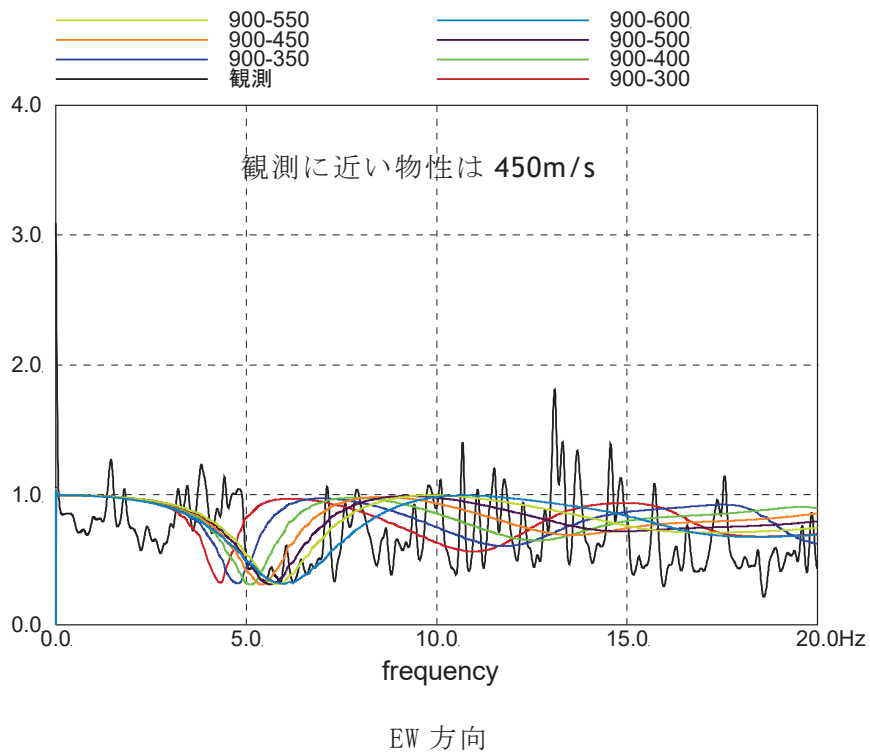
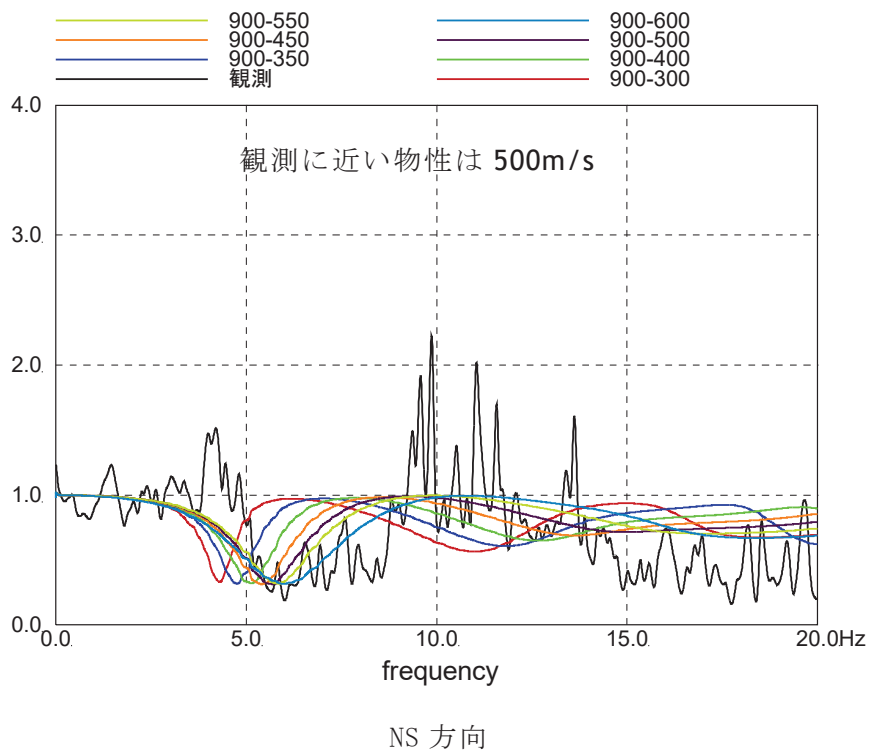


図 3-1 (1) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較
(2005/8/16 宮城県沖の地震)

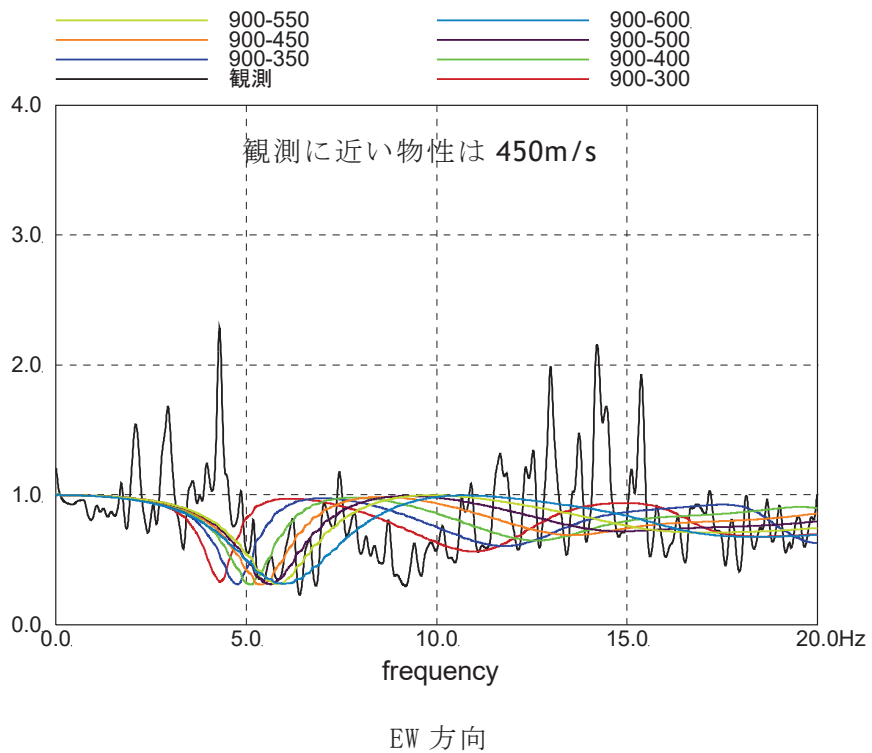
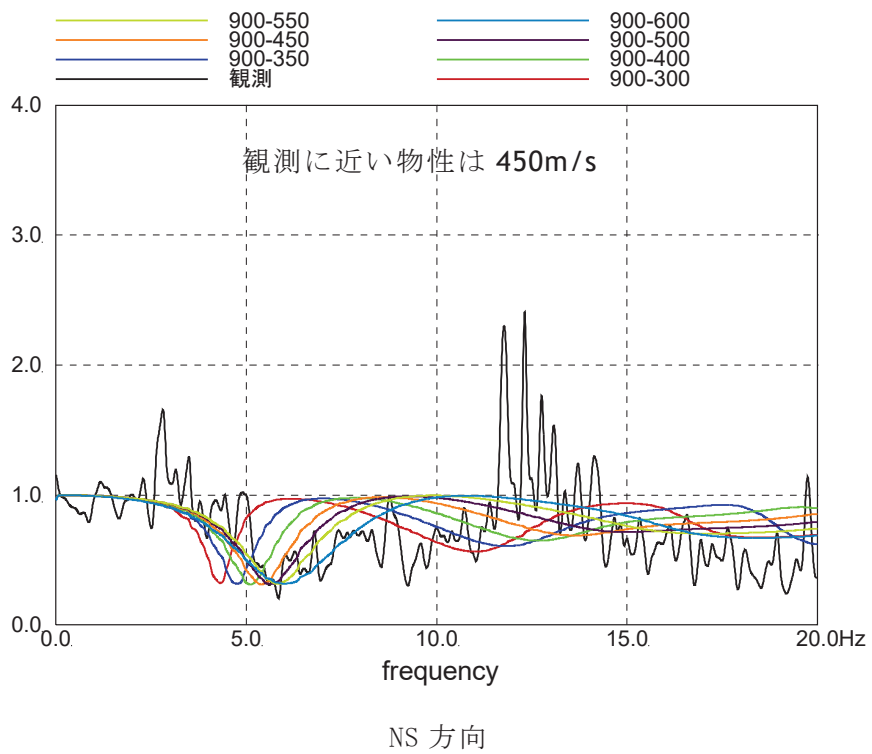


図 3-1 (2) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (2011/3/9 の地震)

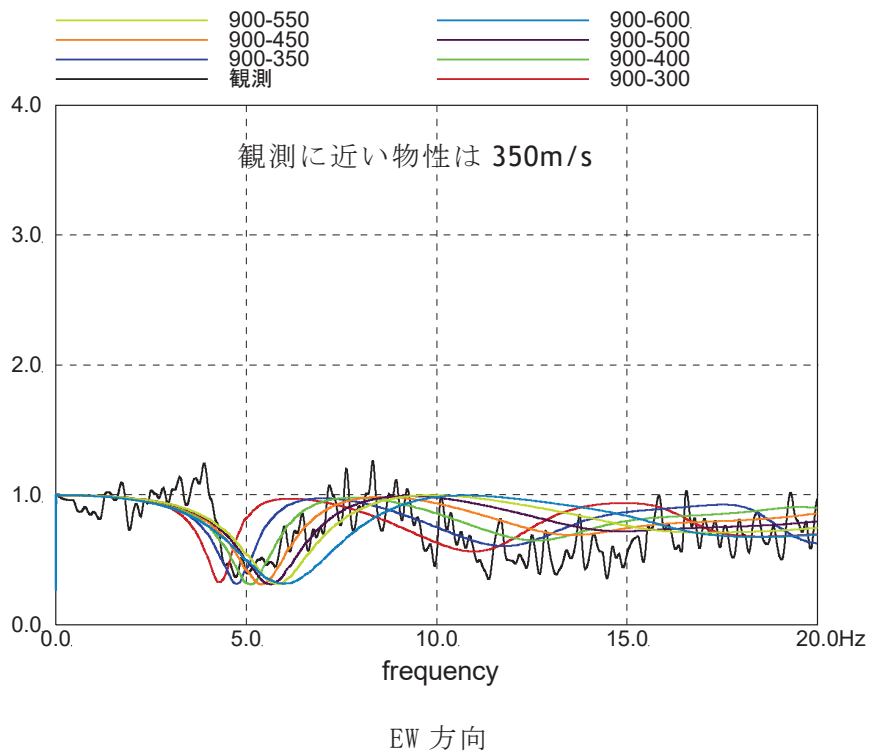
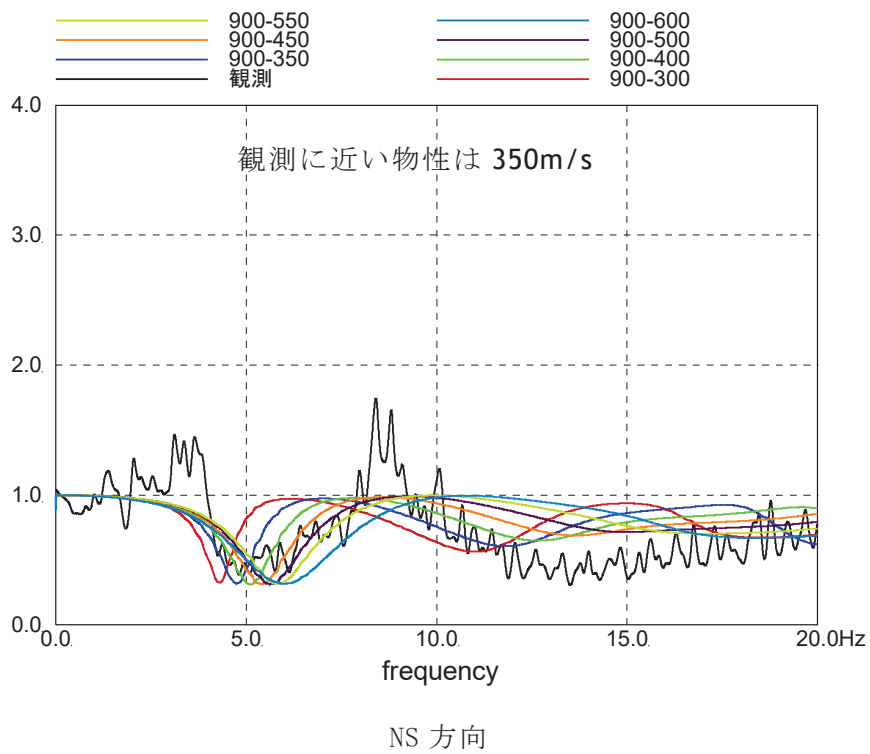


図 3-1 (3) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (3.11 地震)

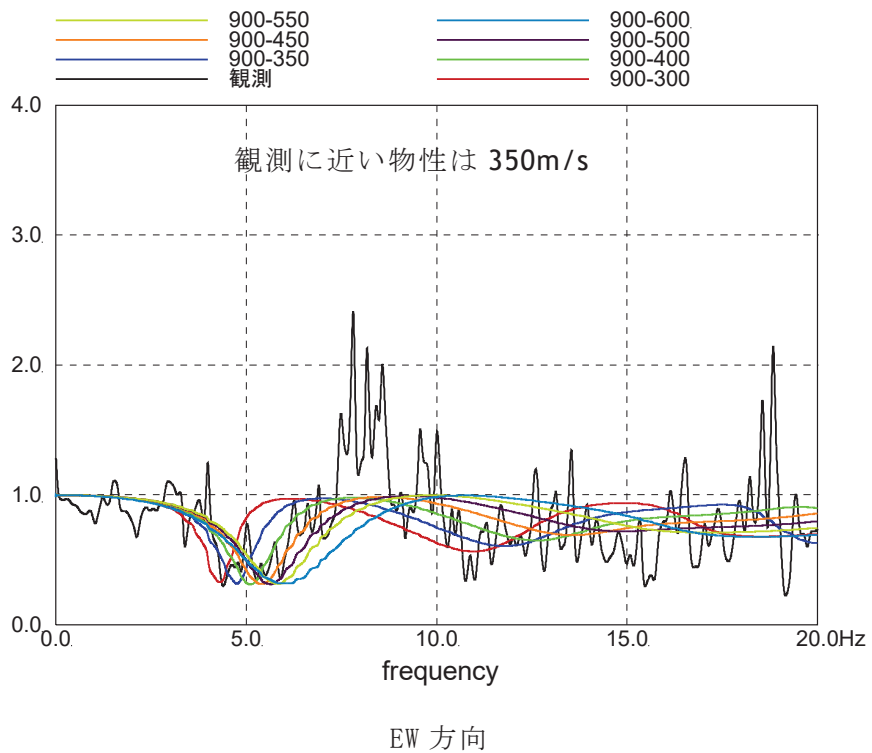
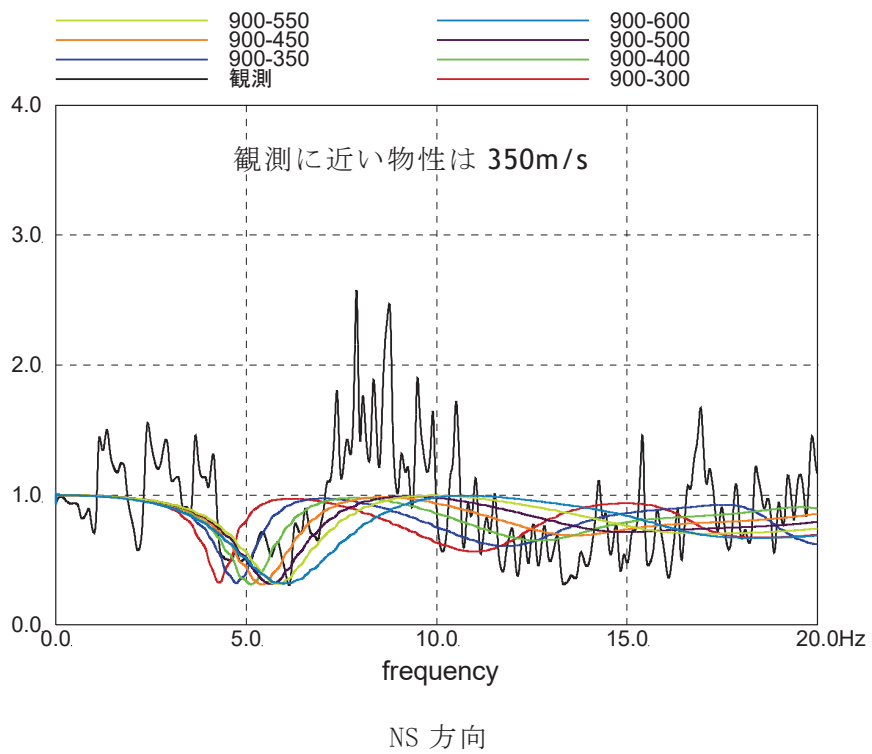


図 3-1 (4) はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力変換波 (E+F+P) の伝達関数の比較 (4.7 地震)

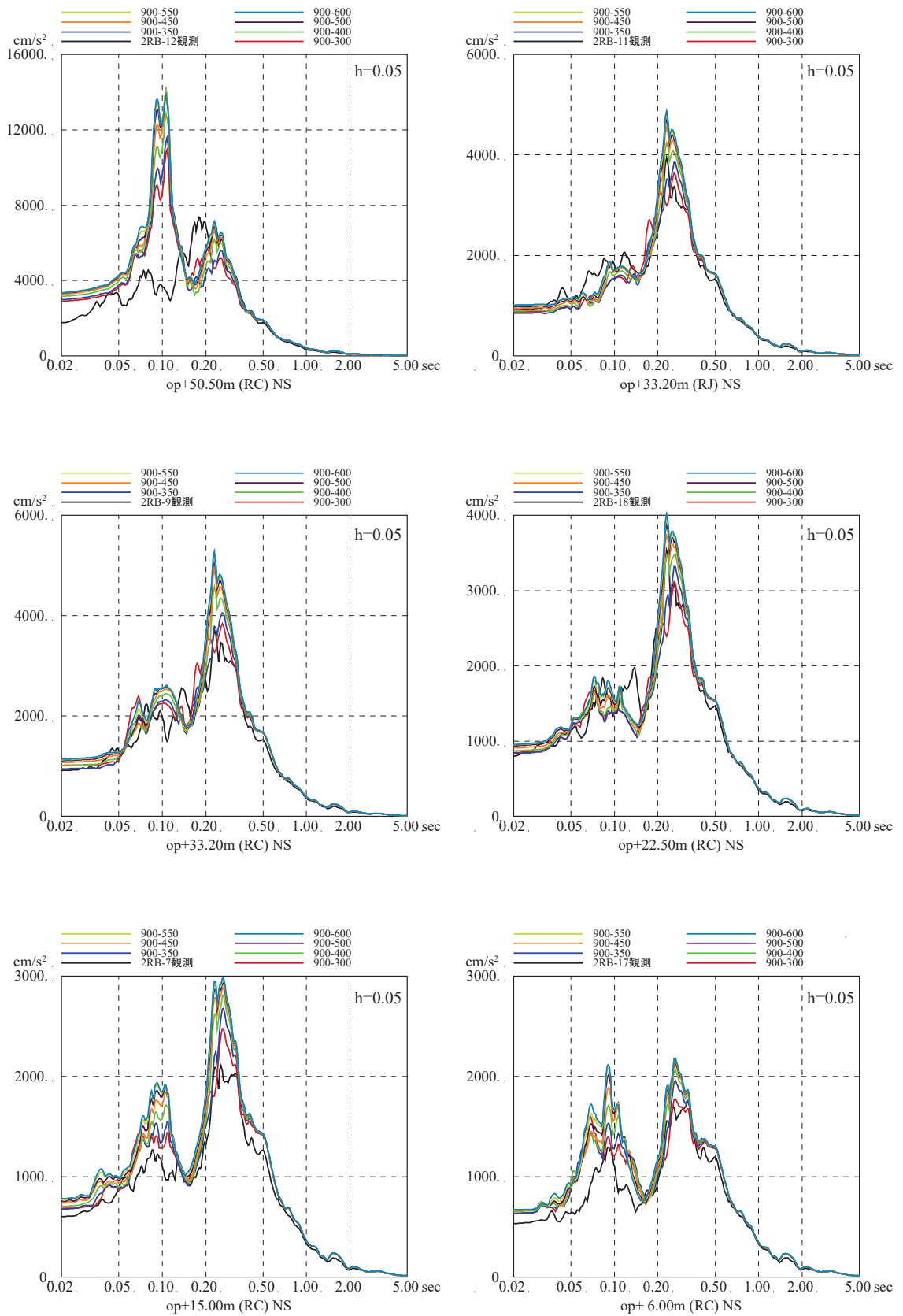


図 3-2 (1) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(3.11 地震, NS 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は付録 1 参照

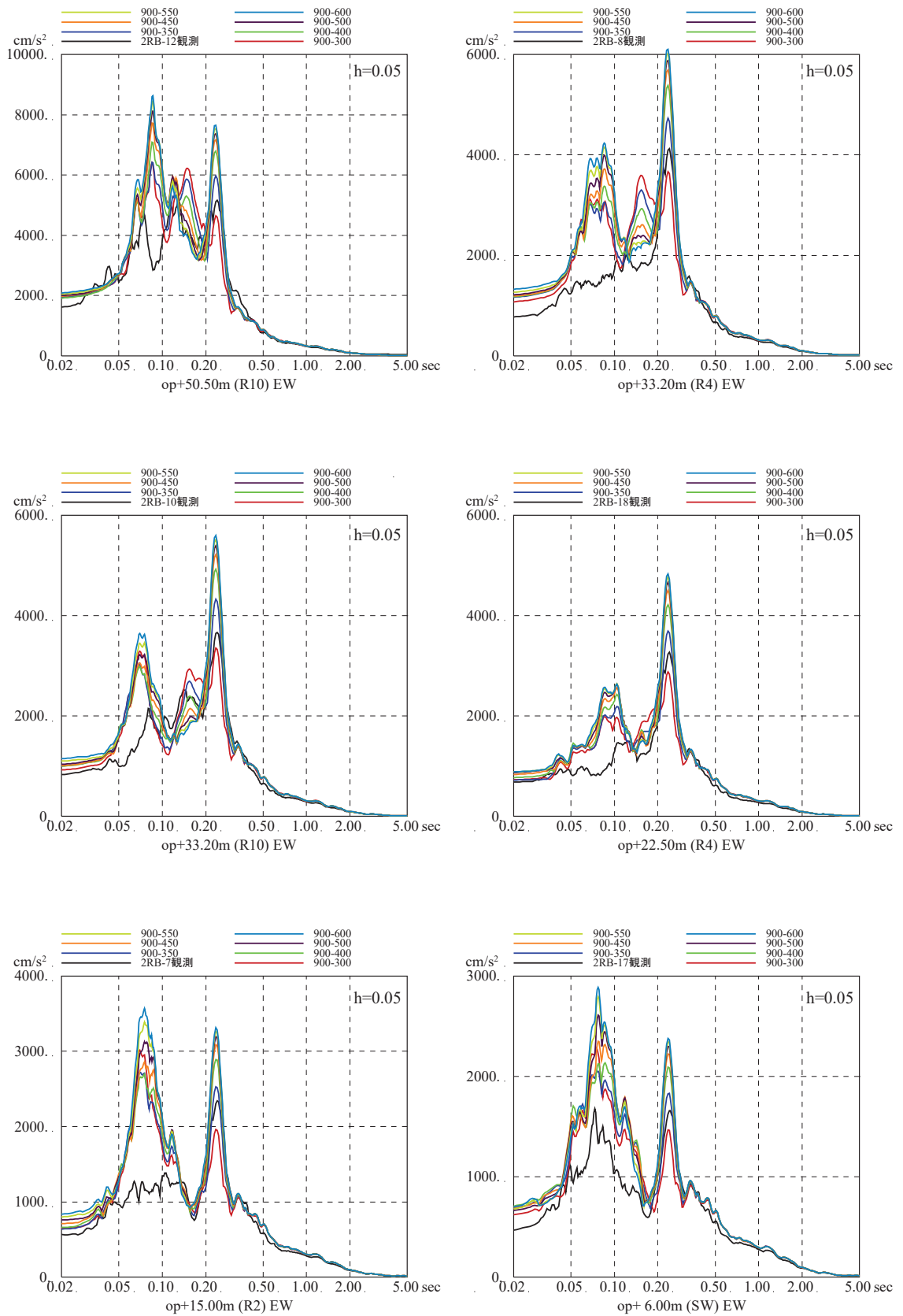


図 3-2 (2) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
(はぎとり波入力 of シミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(3.11 地震, EW 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は付録 1 参照

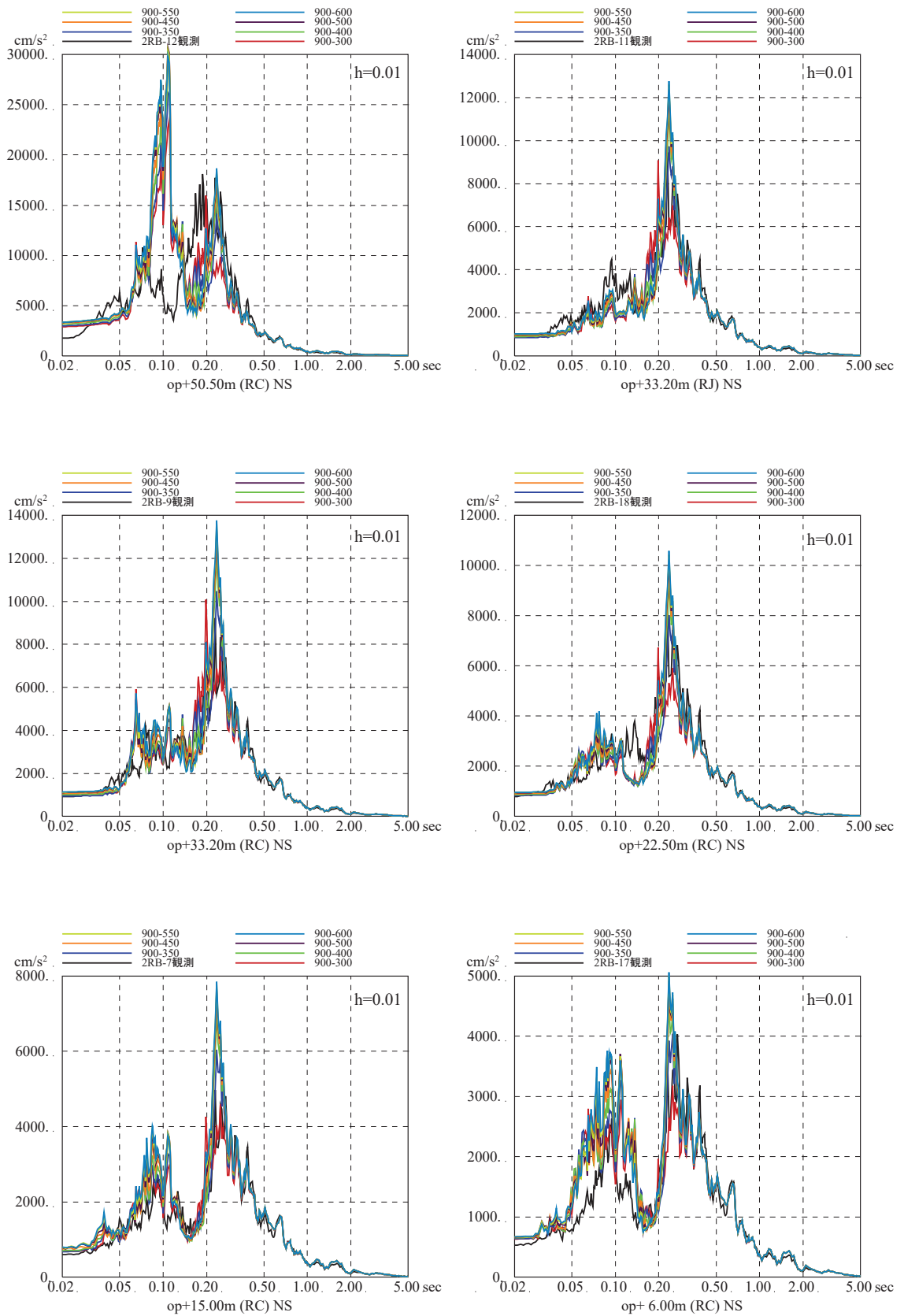


図 3-2 (3) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
(はぎとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(3.11 地震, NS 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照

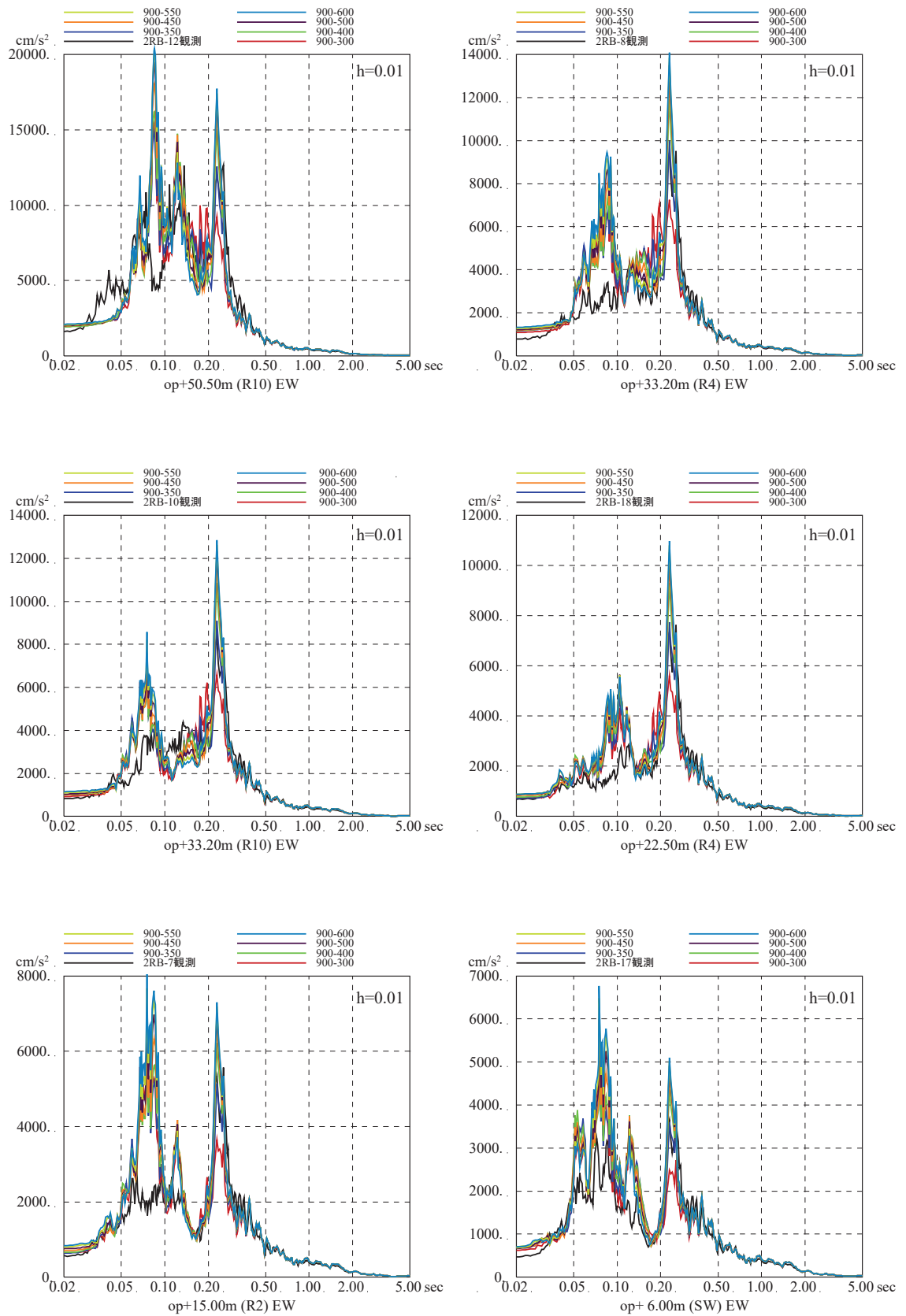


図 3-2 (4) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力 of シミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(3.11 地震, EW 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照

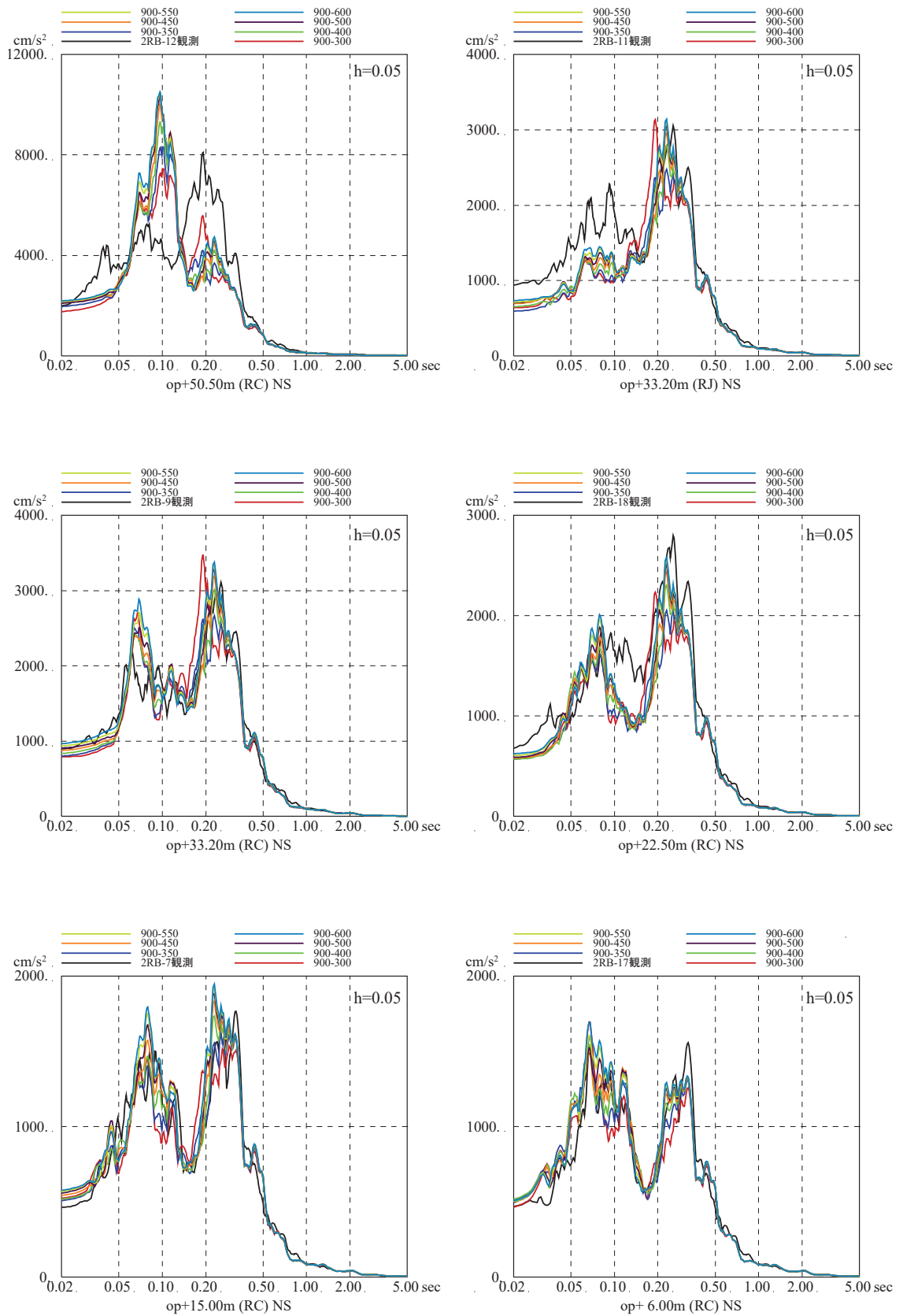


図 3-2 (5) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
(はぎとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(4.7 地震, NS 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は付録 1 参照

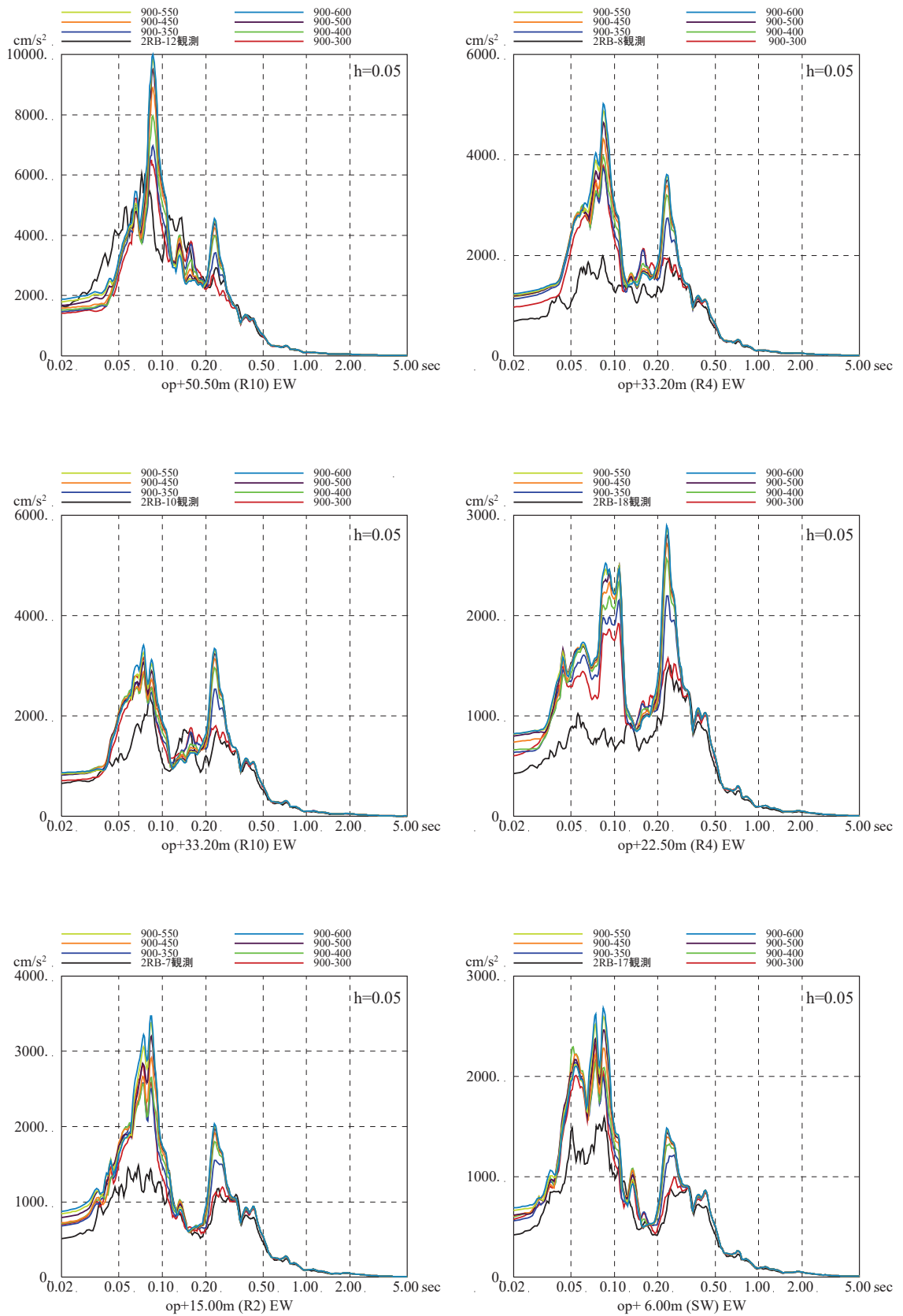


図 3-2 (6) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はぎとり波入力 of シミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(4.7 地震, EW 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は付録 1 参照

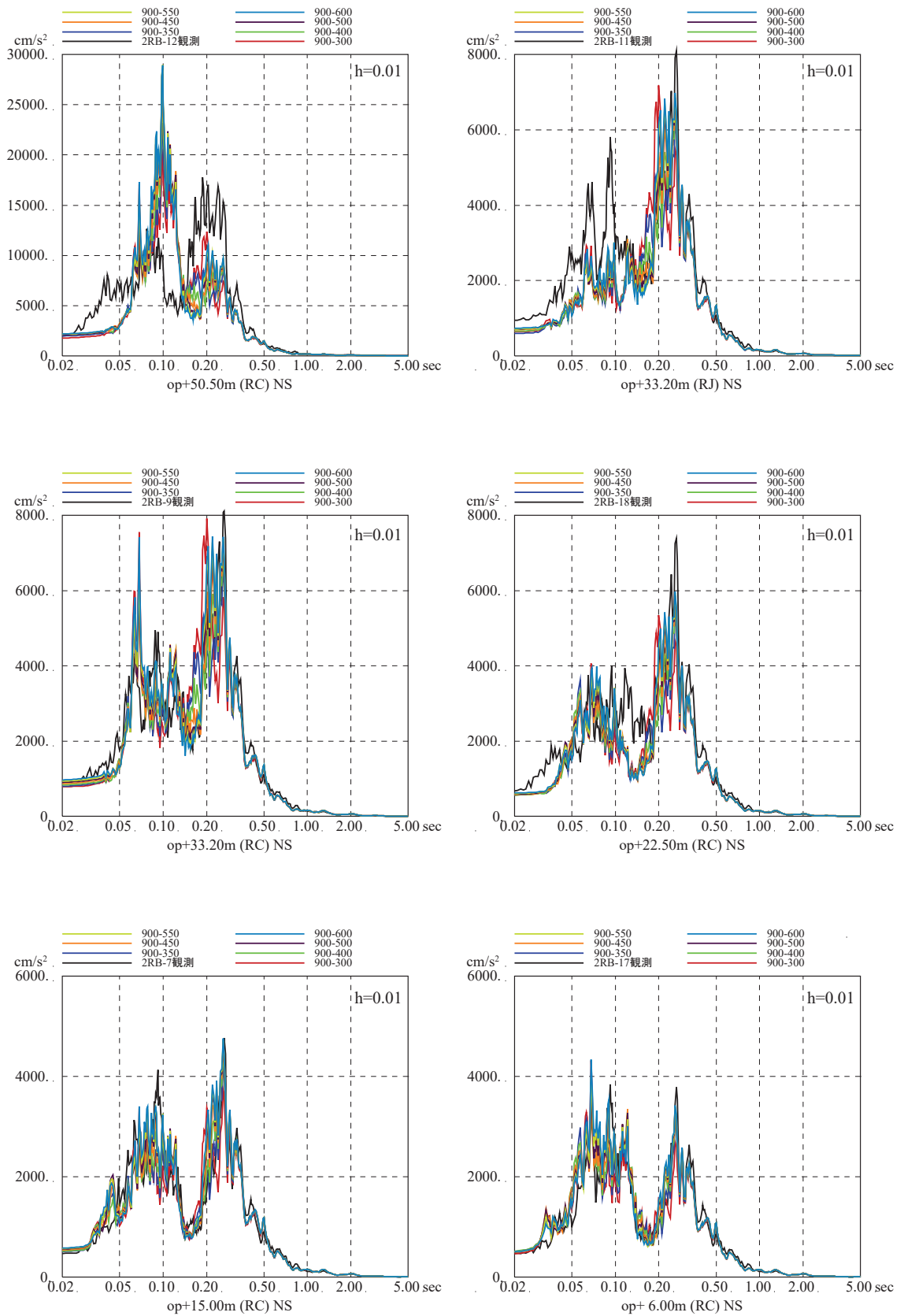


図 3-2 (7) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はぎとり波入力のシミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(4.7 地震, NS 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照

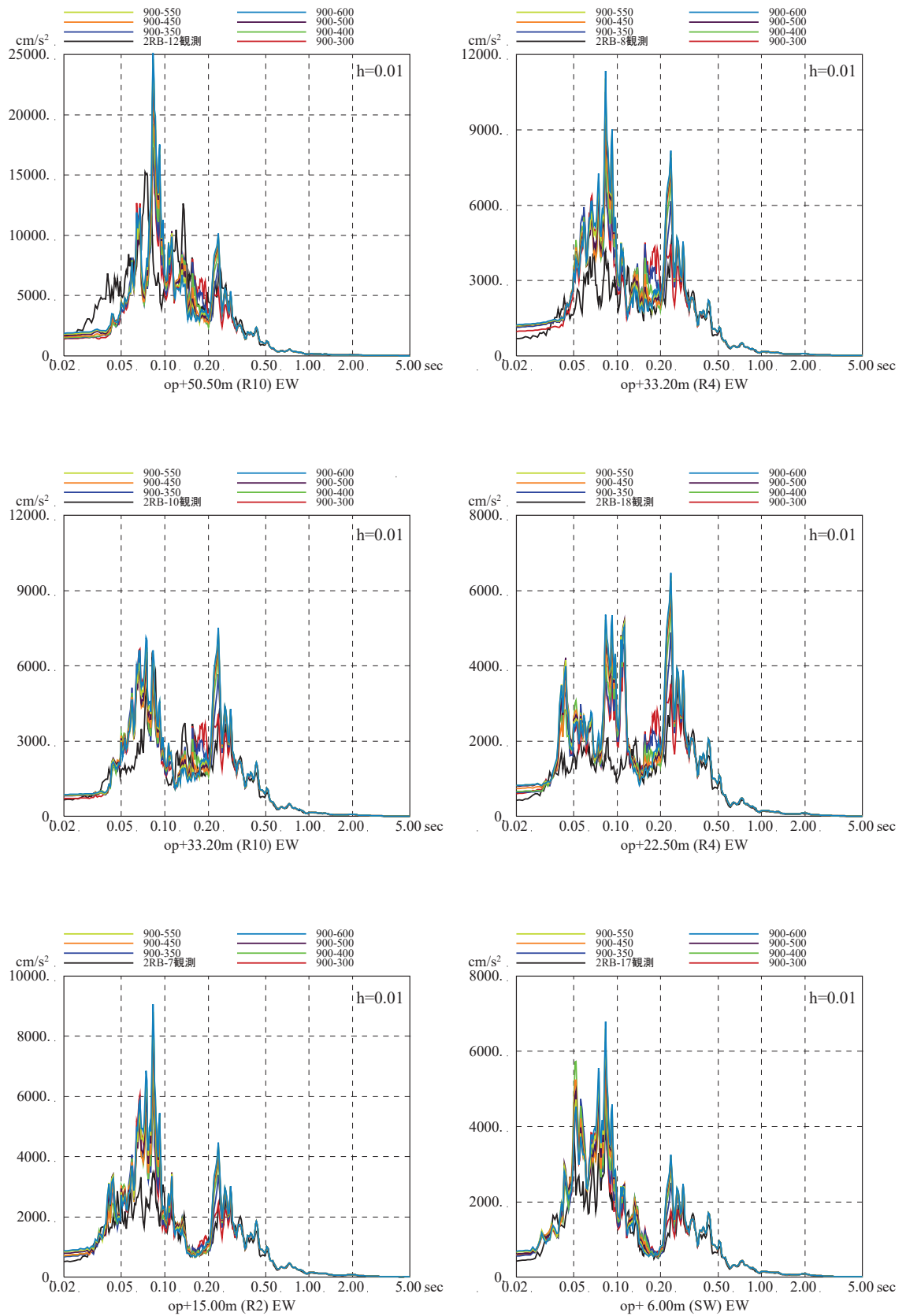


図 3-2 (8) 表層地盤上部の地盤物性の検討結果
 (はざとり波入力 of シミュレーション解析の床応答スペクトルの比較)

(4.7 地震, EW 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は付録 1 参照

別紙 9 表層地盤上部 (O. P. 14. 8m~O. P. 0m) の地盤物性値の設定

目 次

1. 表層地盤上部（O. P. 14. 8m～O. P. 0m）の地盤物性値の設定..... 1

1. 表層地盤上部（O. P. 14. 8m～O. P. 0m）の地盤物性値の設定

表層地盤上部（O. P. 14. 8m～O. P. 0m）については、地震動レベルに応じた非線形特性を考慮する必要があることが確認されている。

表層地盤上部の地盤物性値は、波動伝播特性評価において主に盛土の影響が強い層であることから盛土の物性値を流用することとして、非線形特性を設定する。

盛土の物性値は、地盤調査結果を基に初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線及び $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定する。各試験の調査位置、試料採取位置を図-1に示す。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (1-1) 式で設定する。PS 検層結果における初期せん断剛性 G_0 と拘束圧 σ_c の関係を図-2に示す。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (1-1)$$

$$\text{ここで、 } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧 (図-3) から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (1-2)$$

$$\text{ここで、 } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$h - \gamma$ 曲線は、敷地内で採取した試料を用いた繰返し三軸試験結果 (図-4) に基づき (1-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (1-3)$$

各試験結果から設定した盛土物性値を表-1に示す。

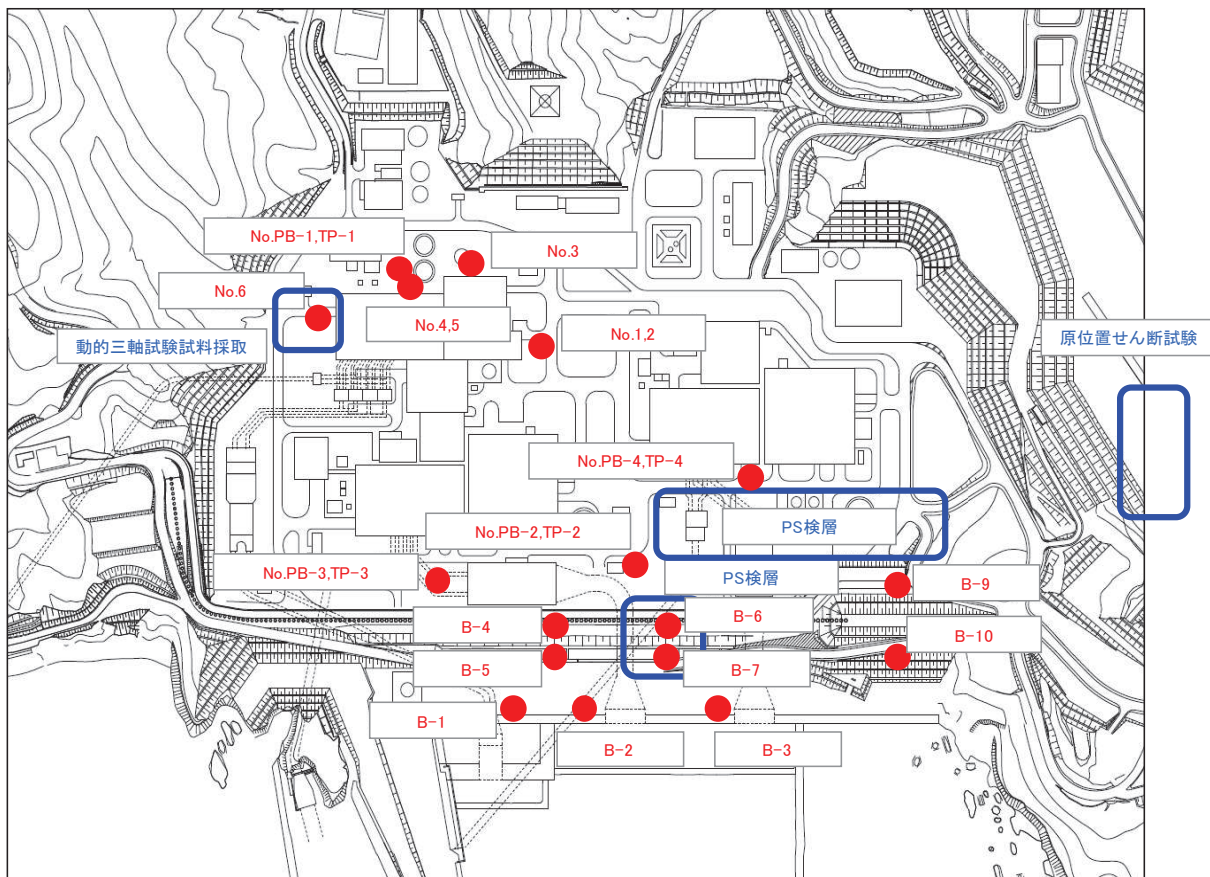


図-1 調査位置図

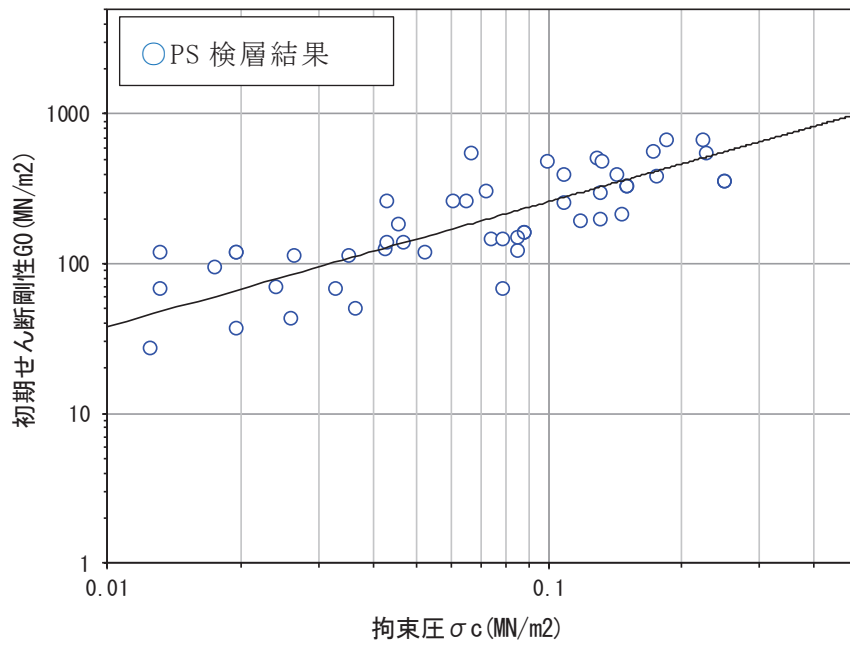


図-2 初期せん断剛性 G_0 と拘束圧 σ_c の関係

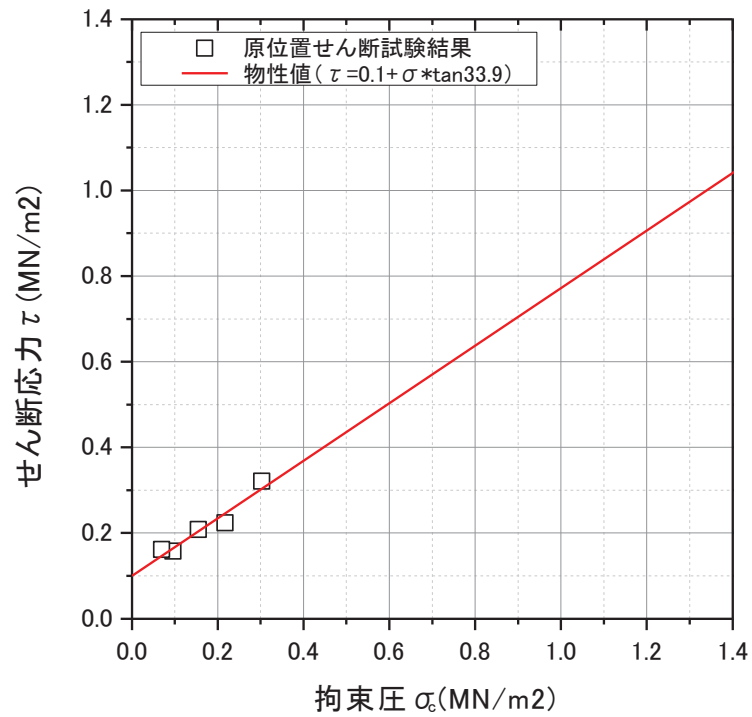


図-3 せん断応力 τ と拘束圧 σ_c の関係 (地下水位以浅)

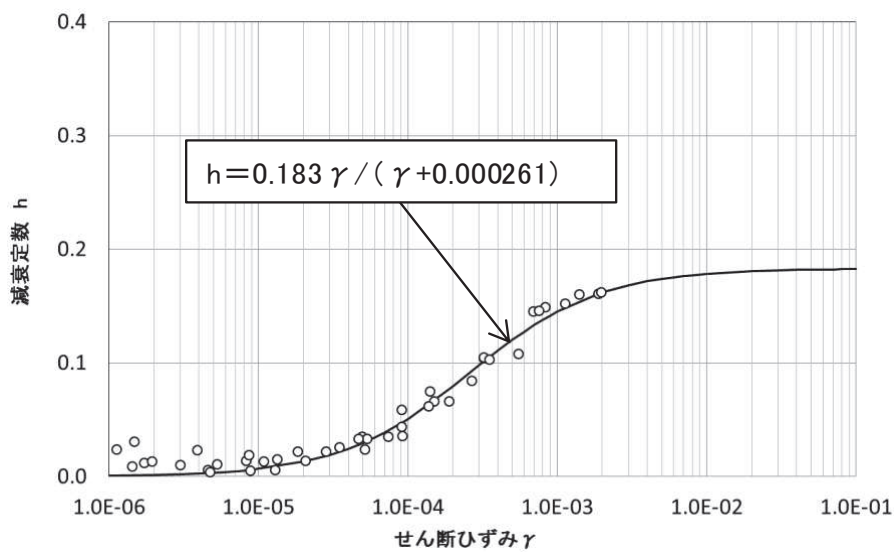


図-4 h - γ 曲線

表-1 盛土物性値

地盤	強度定数		初期せん断剛性 G_0 (MN/m ²)	減衰
	粘着力 C (MN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)		
盛土 地下水位以浅	0.1	33.9	$1787 \sigma_c^{0.84}$	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$

別紙 10 観測記録を用いた地盤モデルの検証

目 次

1. 検討概要..... 別紙 10-1
2. 検討方法..... 別紙 10-4
3. 検討結果..... 別紙 10-7

1. 検討概要

5.1項で設定した入力地震動評価用地盤モデル（表1-1，図1-1～図1-3）の表層地盤上部の非線形特性は地盤物性試験に基づき設定しているが，この非線形特性が過去の様々な地震動レベルの地震の観測記録と整合する結果を与えるかどうかを確認する。

表1-1 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数※2 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3※3
	0.00	23.3	900※4	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0. P. 14.8m～0. P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定

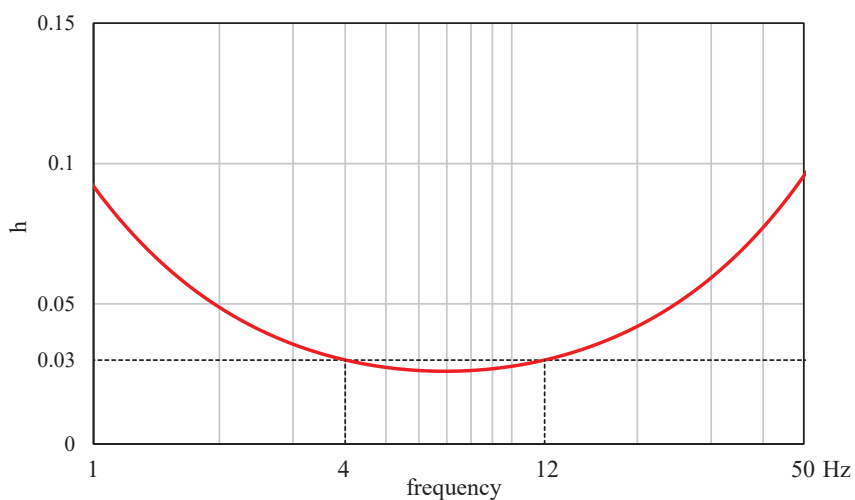


図1-1 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

O. P. 14. 8m~O. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線及び $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (1-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (1-1)$$

$$\text{ここで, } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (1-2)$$

$$\text{ここで, } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

$h - \gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h - \gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を以下に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (1-3)$$

h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (1-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max} = 0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (1-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を図 1-2 に、 $h - \gamma$ 曲線を (1-4) 式と比較して図 1-3 に示す。

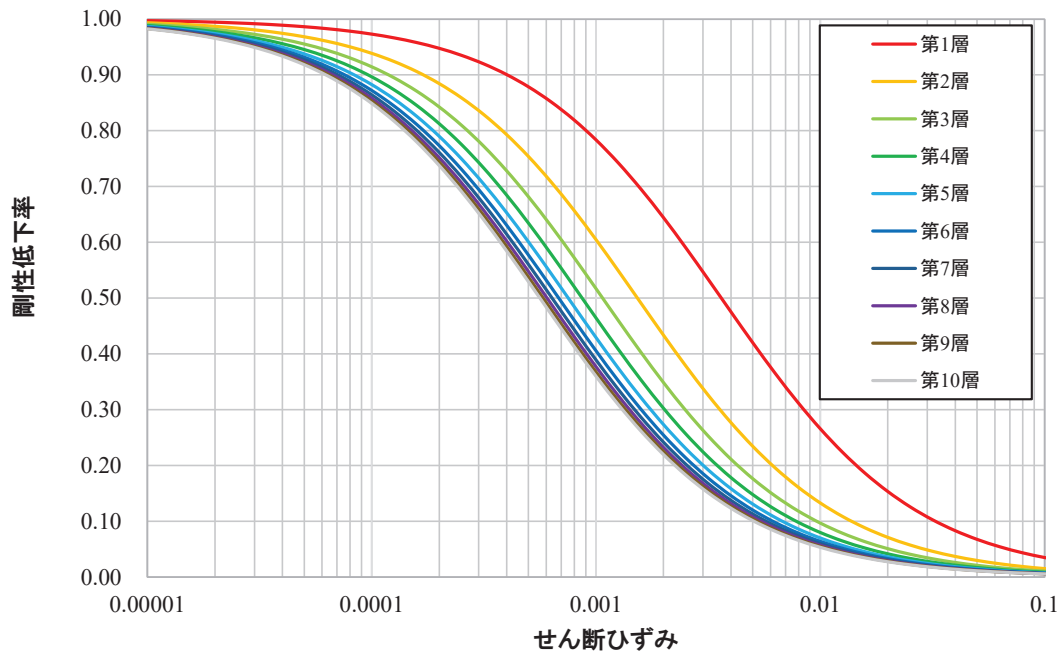


図 1-2 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

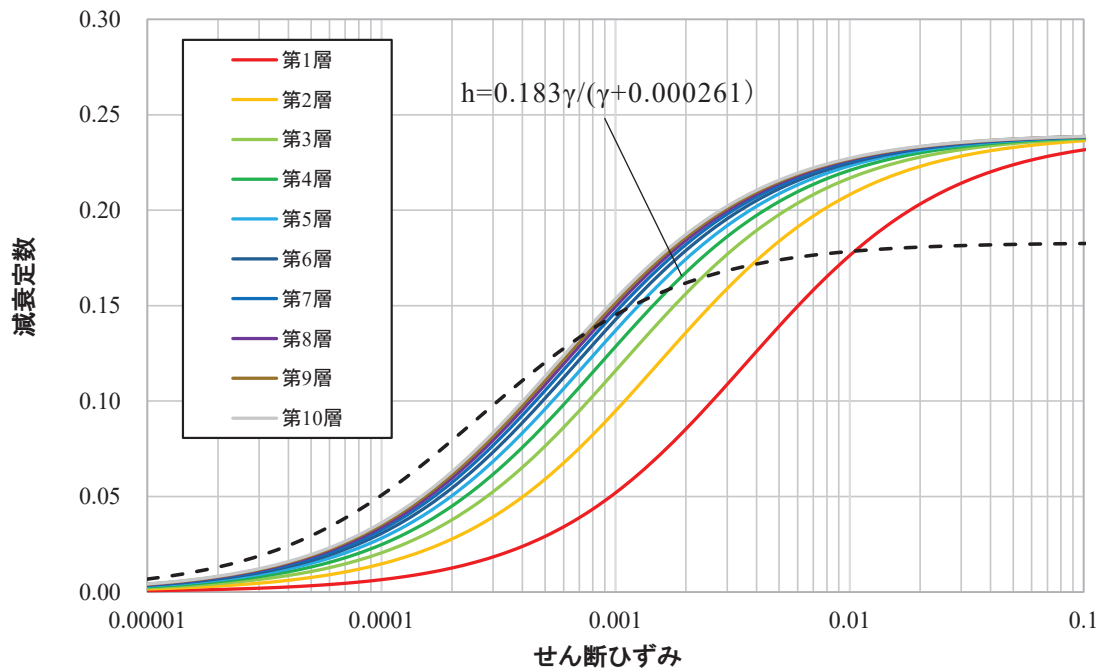


図 1-3 $h - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

2. 検討方法

自由地盤の観測記録から算定したはぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数と、同じくはぎとり波に対する「4.3 基準地震動 S_s に対する入力地震動評価用地盤モデルの設定概要」において設定した地盤モデルにより算定した基礎版底面レベル (O.P. -14.1 m) の入力地震動 (E+F+P 波, P は補正水平力の時刻歴波形) の伝達関数に表れる表層地盤の 1 次周期に対応する 4~6Hz 付近の谷の再現性を確認することにより検討する。検討方法の概念図を図 2-1 に示す。

検討に用いた地震は、過去に観測された加速度振幅の大きい地震と 3.11 地震直前の 2011 年 3 月 9 日の地震とし、その諸元を表 2-1 に示す。

また、3.11 地震、4.7 地震については、はぎとり波を用いて 5.1 項で設定した地盤モデルにより入力地震動を算定し、建屋のシミュレーション解析を実施する。解析結果と地震観測記録を比較することにより地盤モデルの検討を行う。また、参考に基礎版上の観測記録を用いたシミュレーション解析の結果も合わせて示す。3.11 地震及び 4.7 地震のシミュレーション解析手法の概念を図 2-2~図 2-4 に示す。解析条件を表 2-2 に示す。

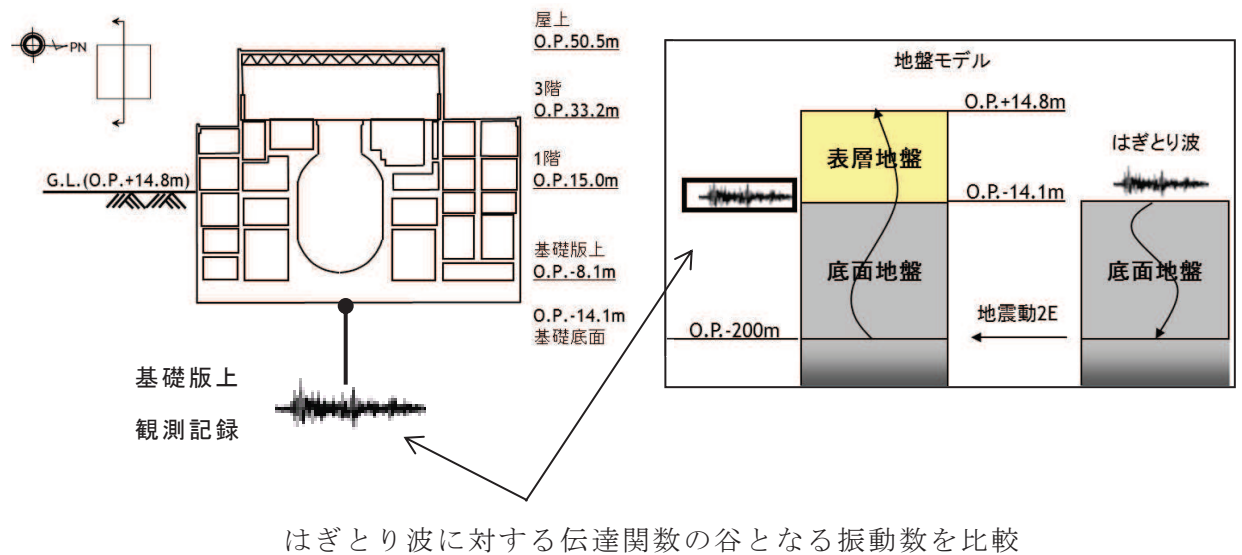


図 2-1 表層地盤物性の検討方法の概念

表 2-1 検討に用いた地震諸元

地震	M	震源地	自由地盤 B2 地点(地中記録) 最大加速度 (PN 基準に方位補正) (cm/s ²)		
			NS 方向	EW 方向	
1	2005/8/16 11:46	7.2	宮城県東方沖	233	221
2	2011/3/9 11:45	7.3	宮城県東方はるか沖	30	12
3	2011/3/11 14:46	9.0	宮城県東方はるか沖	467	421
4	2011/4/7 23:32	7.2	宮城県東方沖	321	396

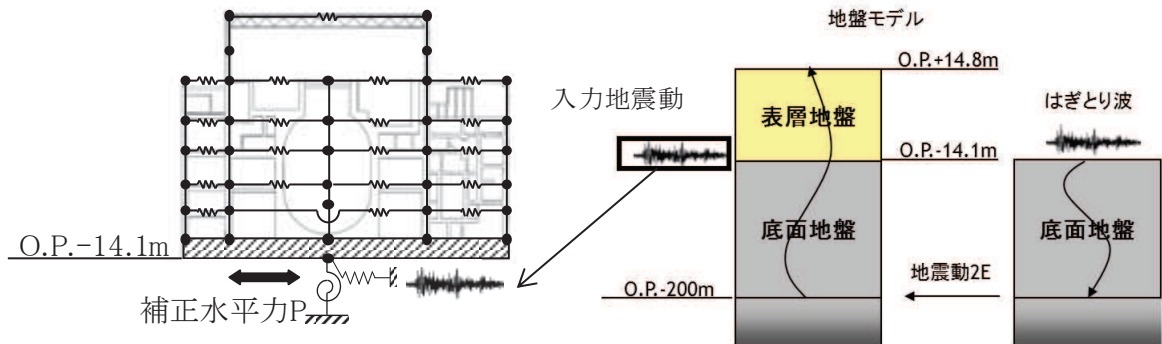


図 2-2 シミュレーション解析手法の概念図

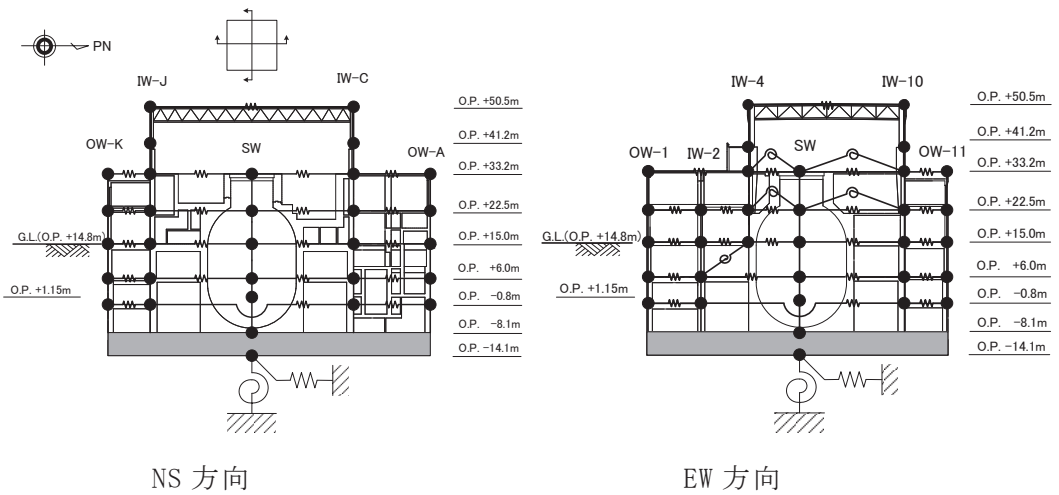


図 2-3 建屋シミュレーション解析モデル

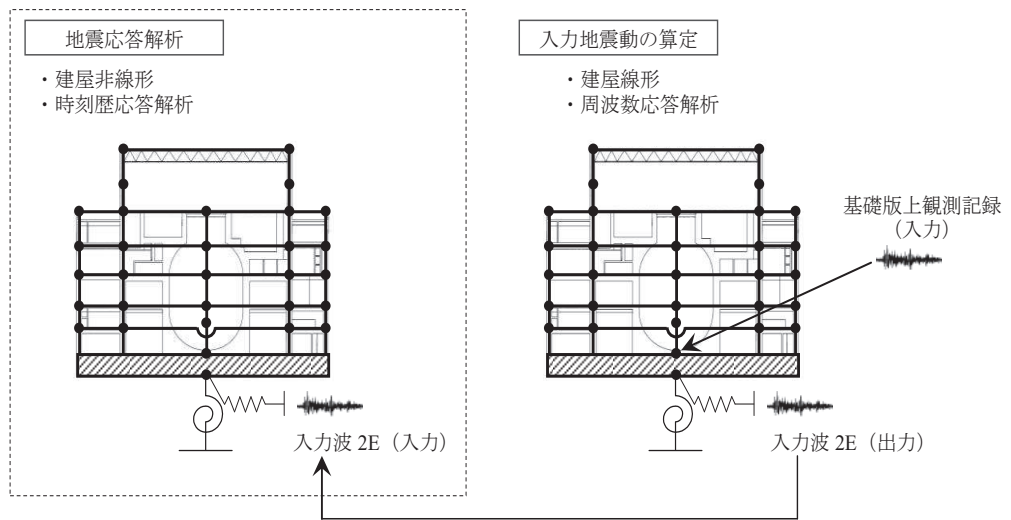


図 2-4 基礎版上観測記録を用いた建屋シミュレーション解析

表 2-2 解析条件

ケース	はぎとり波を用いた シミュレーション解析	(参考) 基礎版上観測記録を用いた シミュレーション解析
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 はぎとり波	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの 地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)	基礎版底面レベルの 地震動を逆算し入力 (2E 入力)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%, 側面ばね無し)	
地盤モデル	S s 評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	—

3. 検討結果

検討に用いた代表地震に対する伝達関数を比較して図 3-1 及び図 3-2 に示す。いずれの地震についても伝達関数の谷の位置を概ね再現している。

3.11 地震及び 4.7 地震のシミュレーション解析結果の床応答スペクトルを観測記録と比較して図 3-3～図 3-10 に示す。これらの図には基礎版上観測記録を入力したシミュレーション解析による床応答スペクトルもあわせて示す。EW 方向の周期 0.1 秒より短周期側で観測記録より過大評価になる傾向があるが、それ以外のシミュレーション解析結果は、観測記録をやや上回るもののよく整合する結果となっている。基礎版上観測記録入力によるシミュレーション解析とも同等の適合度となっている。

上記の結果から設定した地盤モデルは、観測記録とも整合しており妥当であると考えられる。また、表層地盤上部にはひずみ依存の非線形特性を考慮していることから基準地震動 S s 時にもこの地盤モデルを用いて応答解析をすることが可能である。

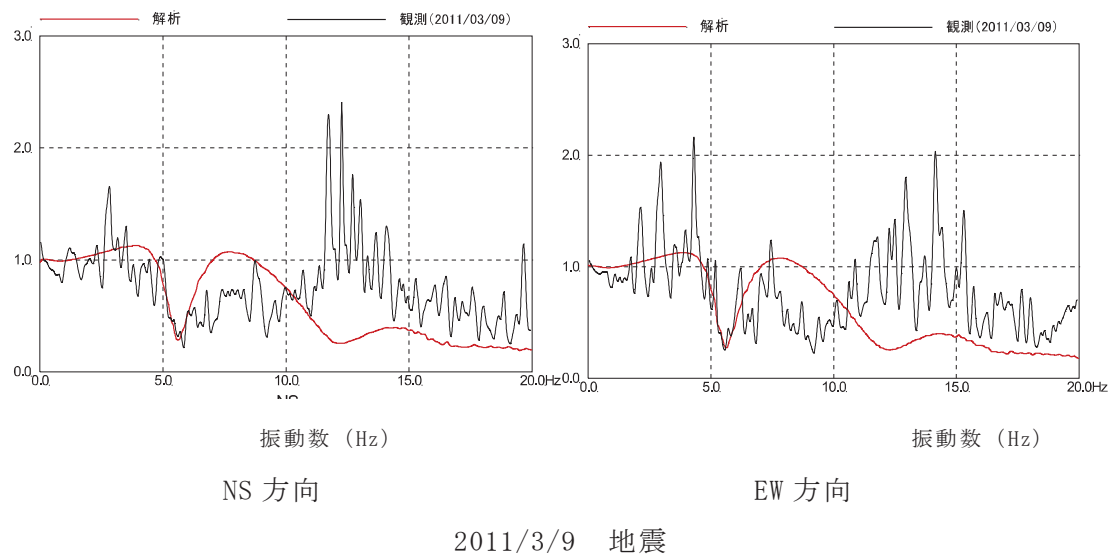
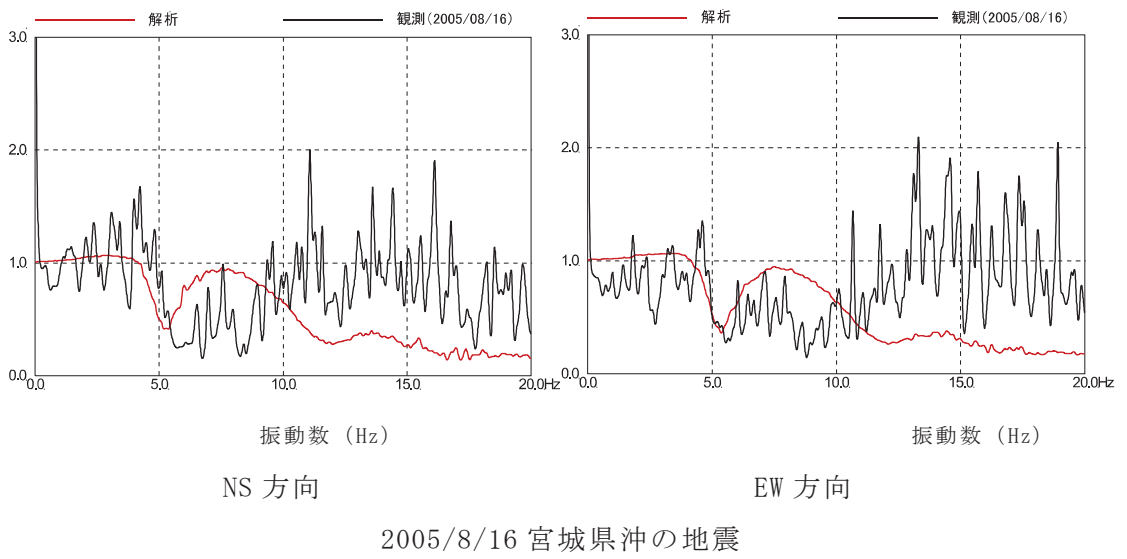
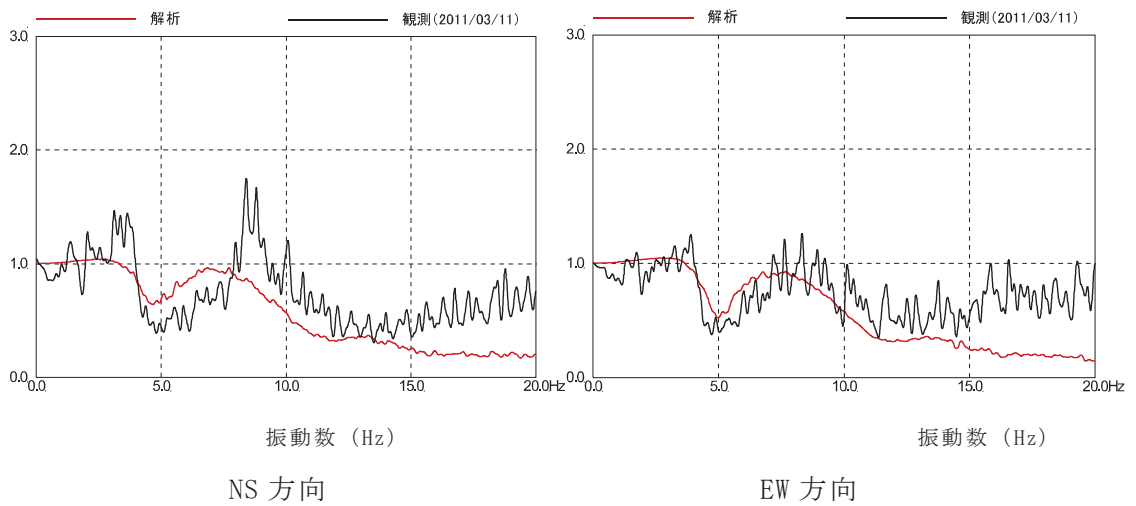
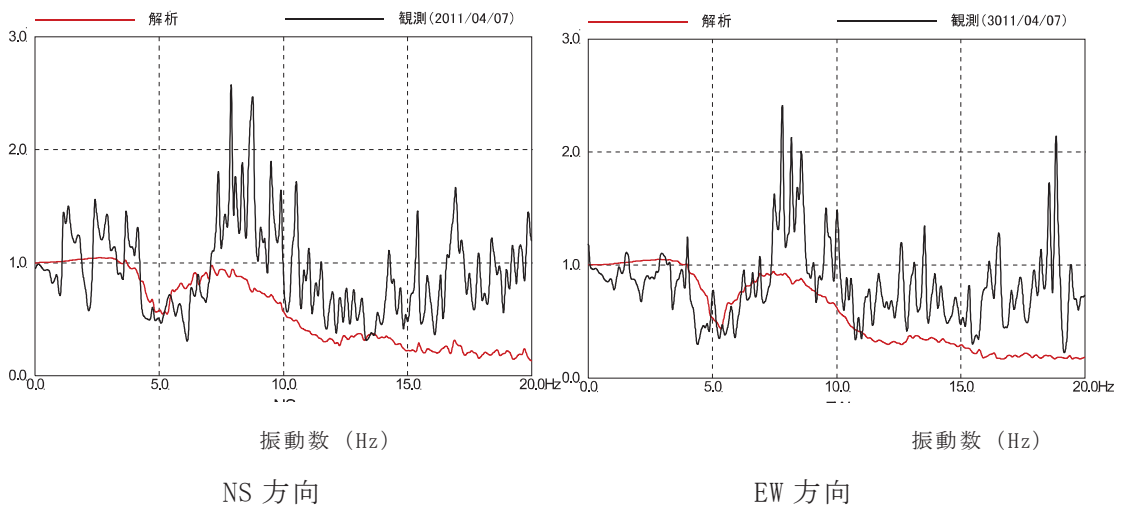


図 3-1 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較



3.11 地震



4.7 地震

図 3-2 はぎとり波に対する基礎版上観測記録の伝達関数とはぎとり波に対する入力地震動 (E+F+P 波) の伝達関数の比較

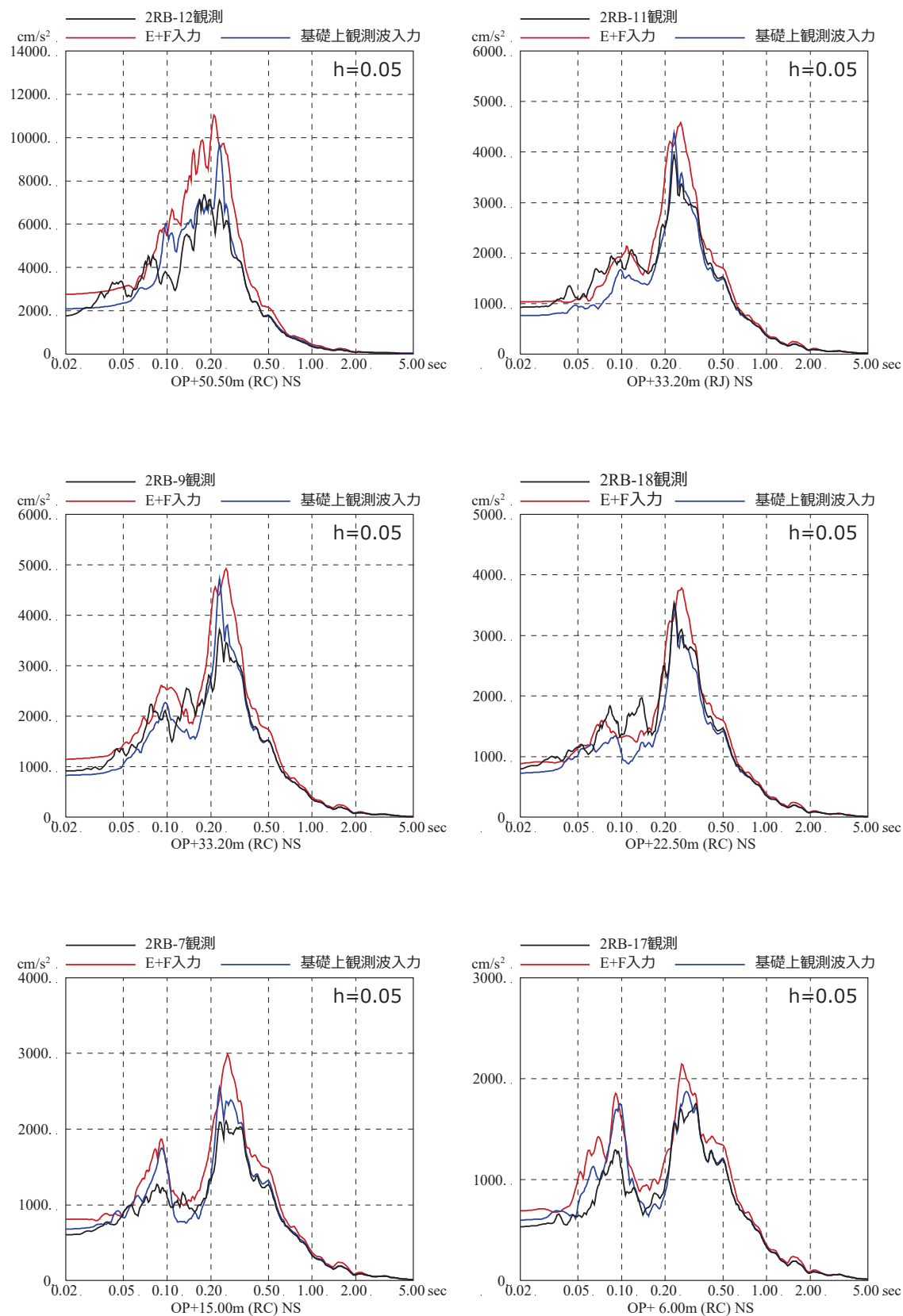


図 3-3 3.11 地震のはざとり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

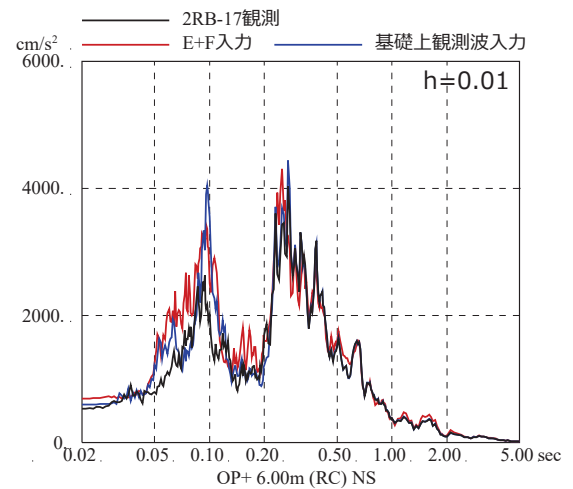
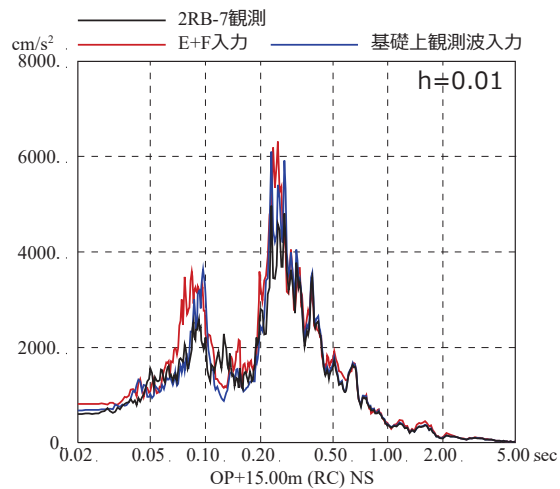
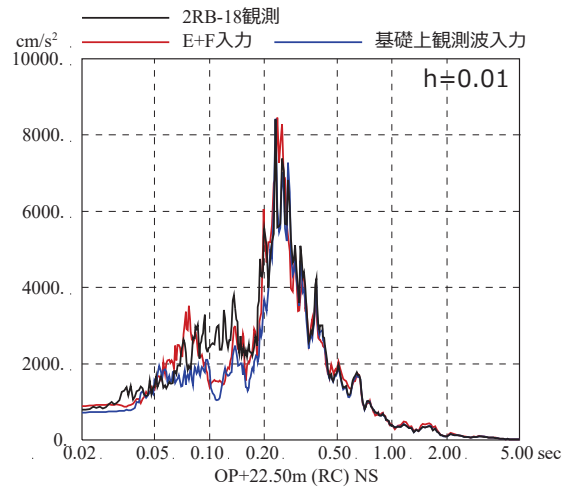
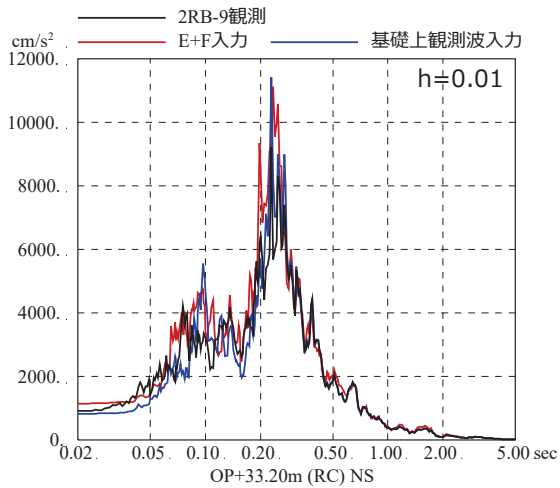
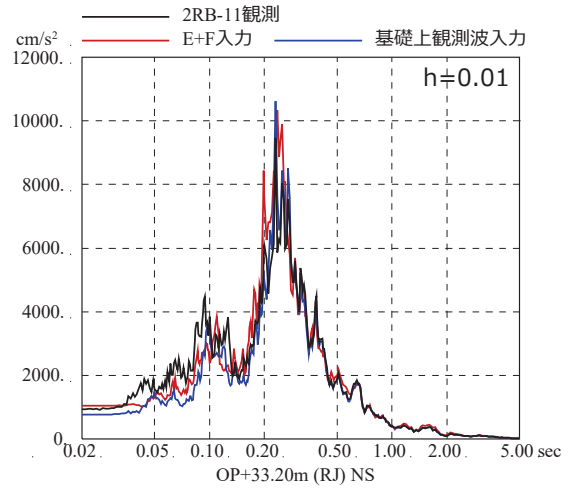
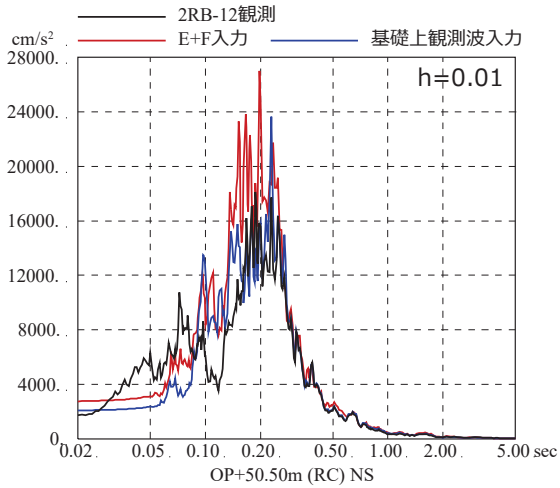


図 3-4 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

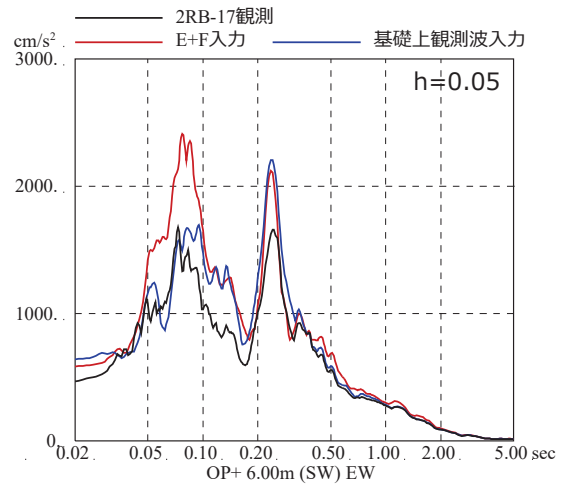
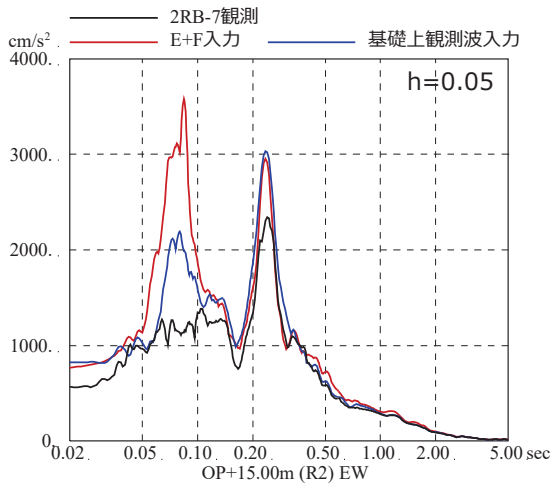
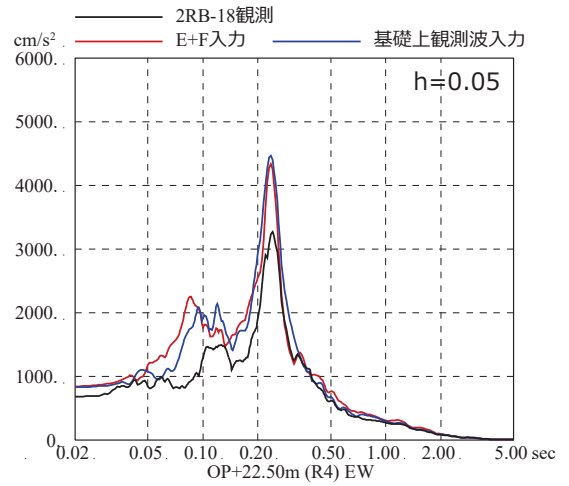
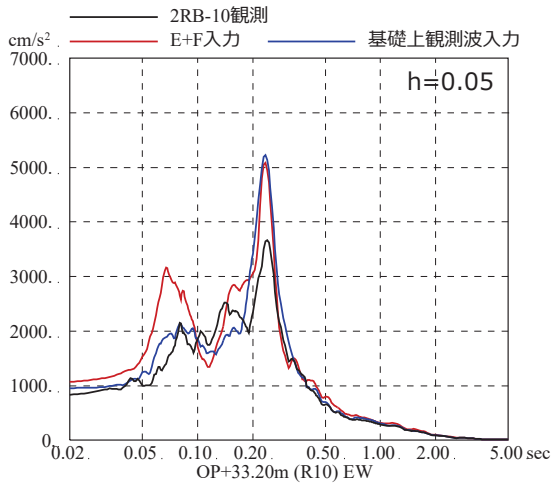
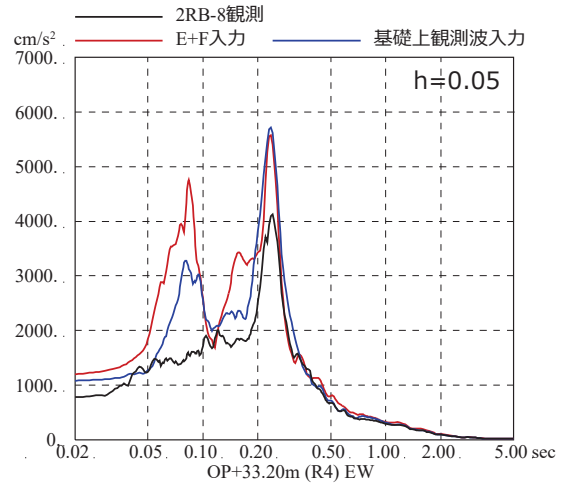
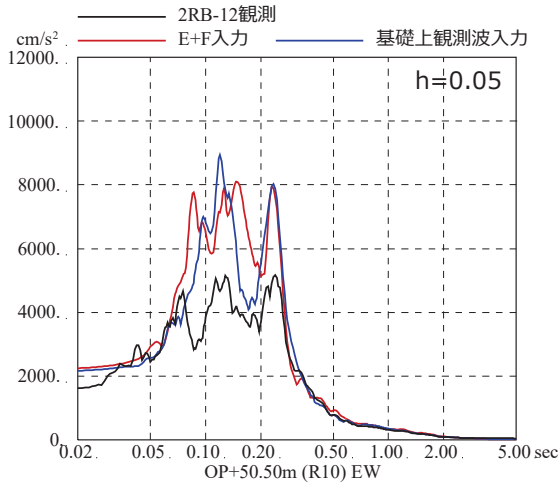


図 3-5 3.11 地震のはぎり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

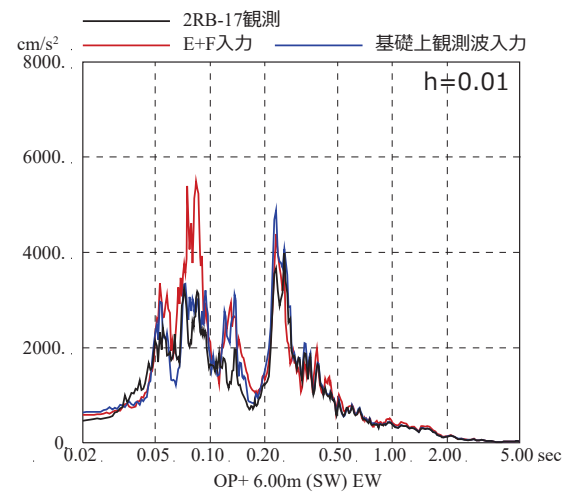
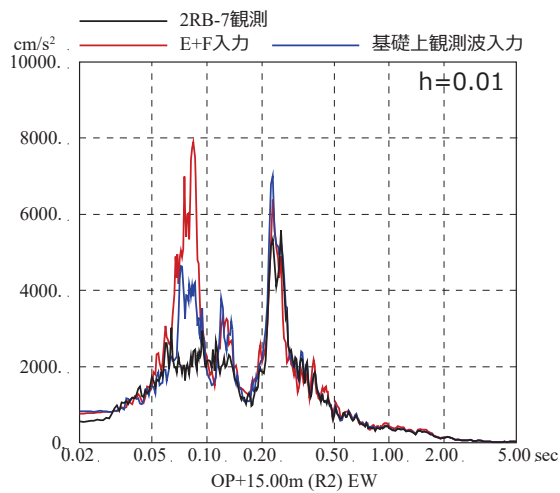
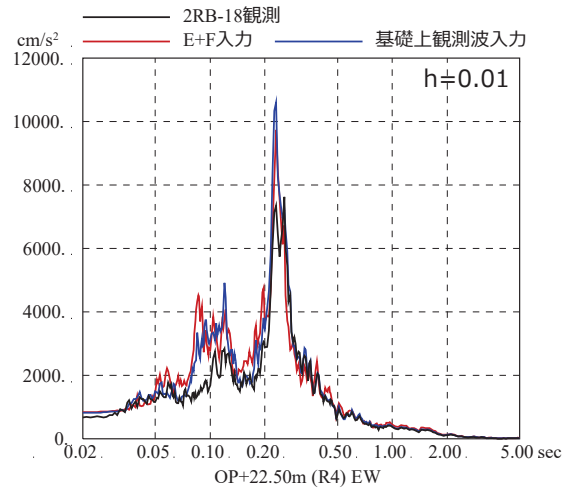
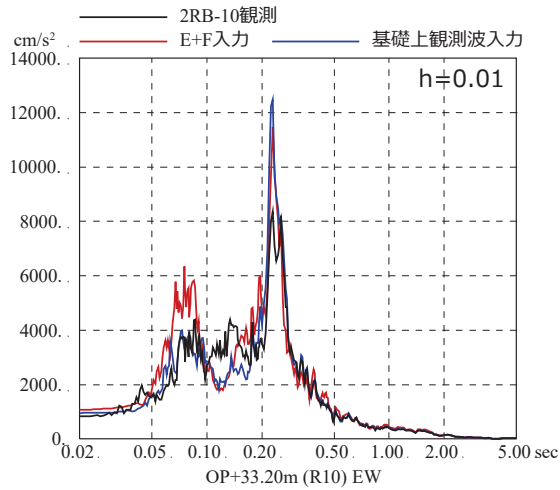
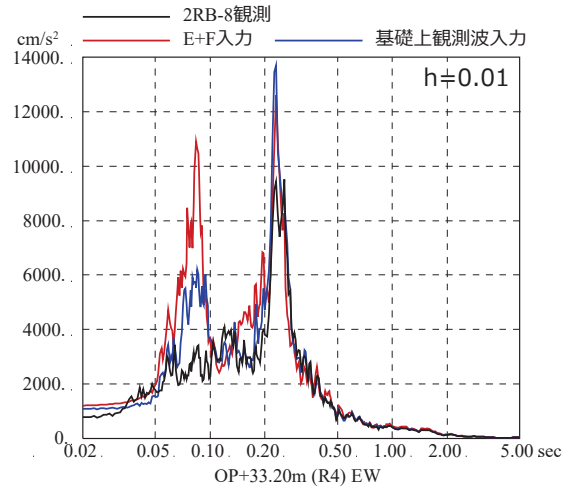
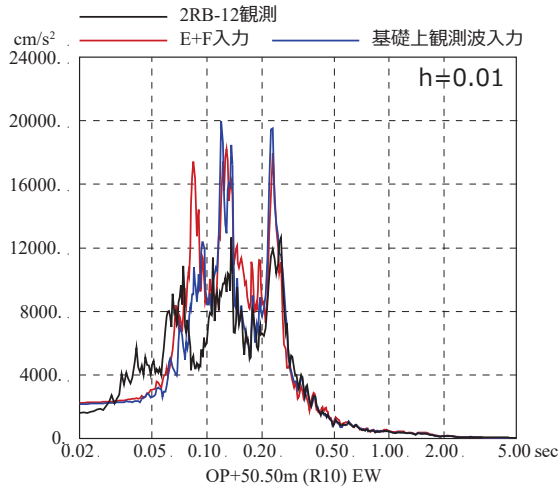


図 3-6 3.11 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

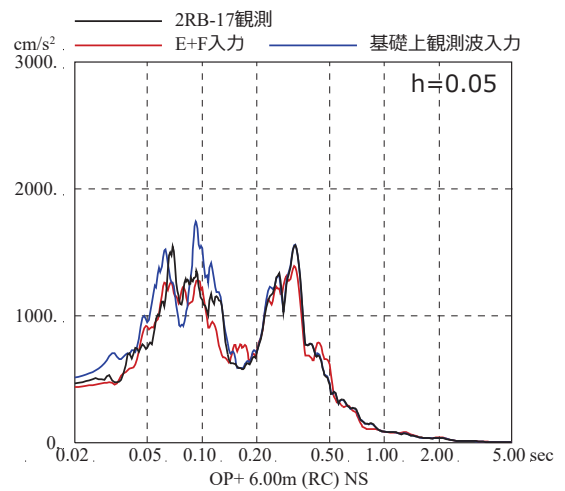
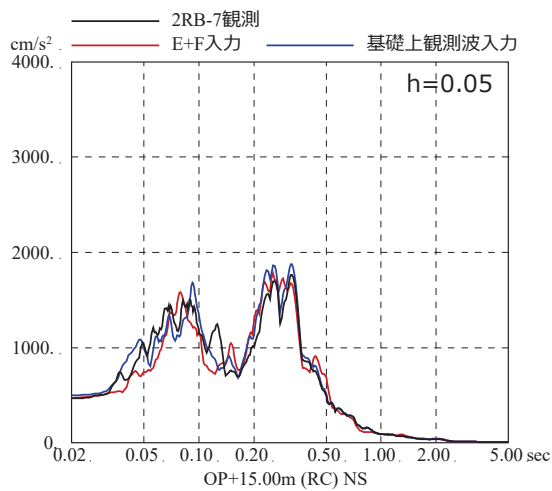
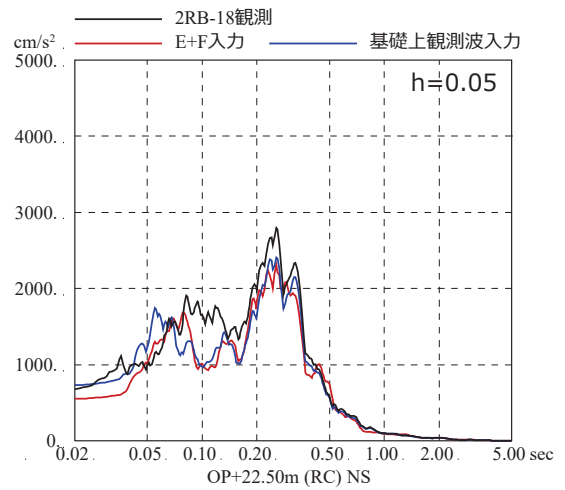
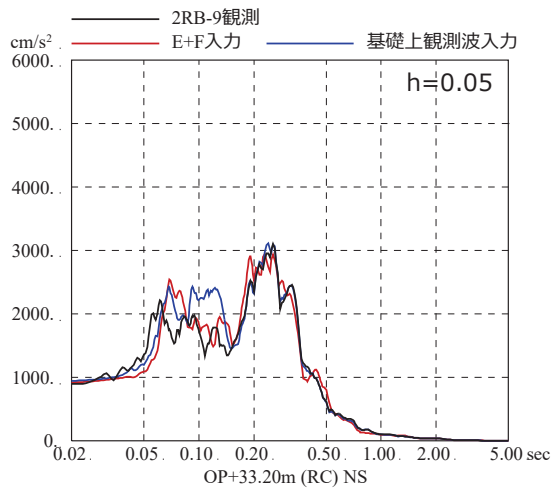
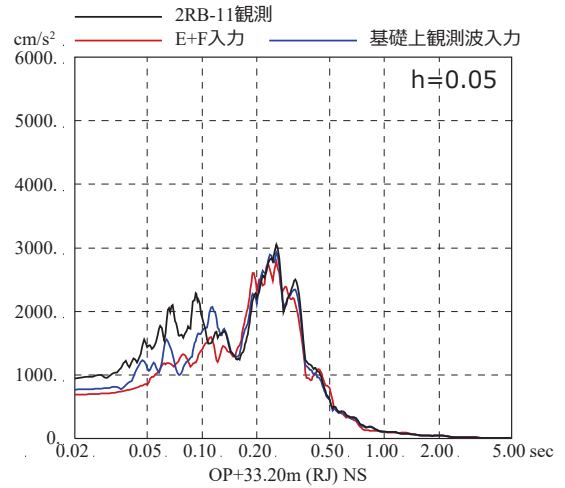
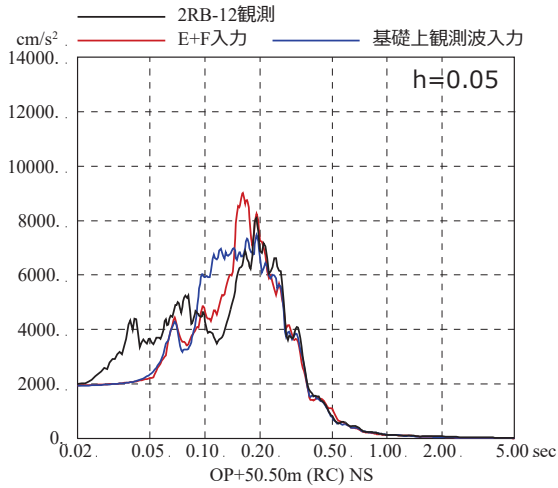


図 3-7 4.7 地震のはざとり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

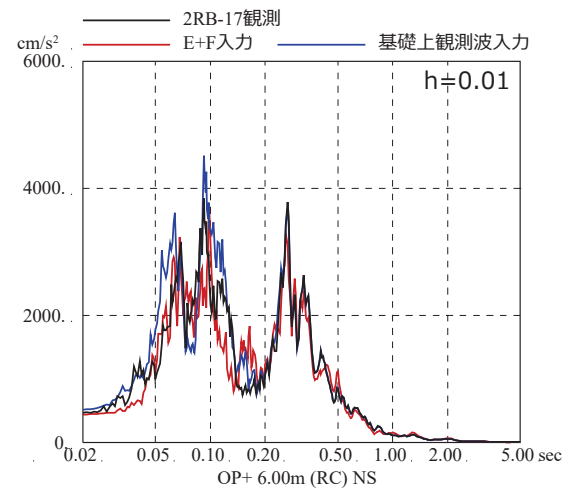
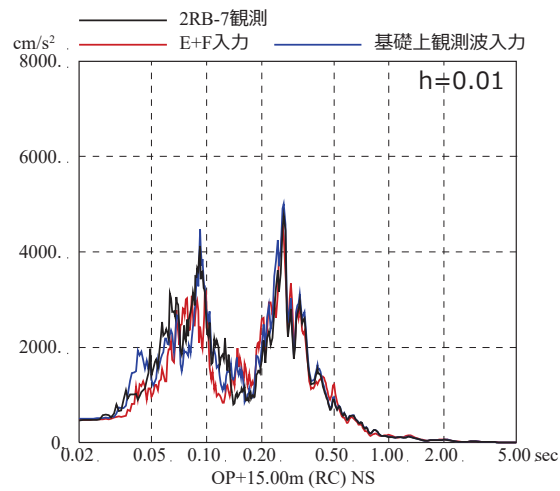
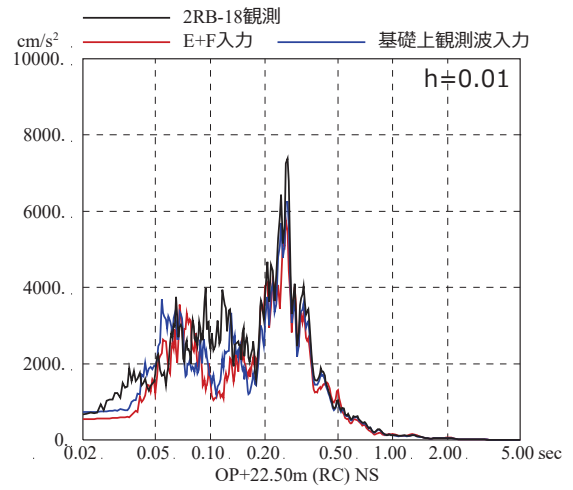
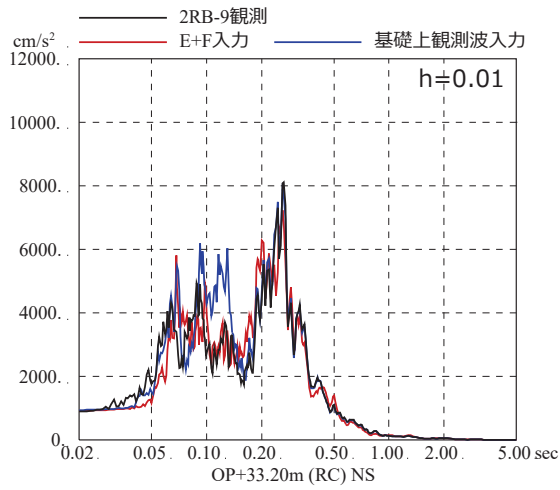
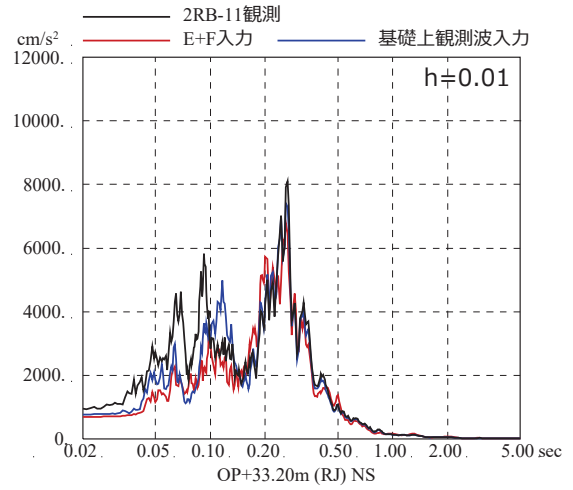
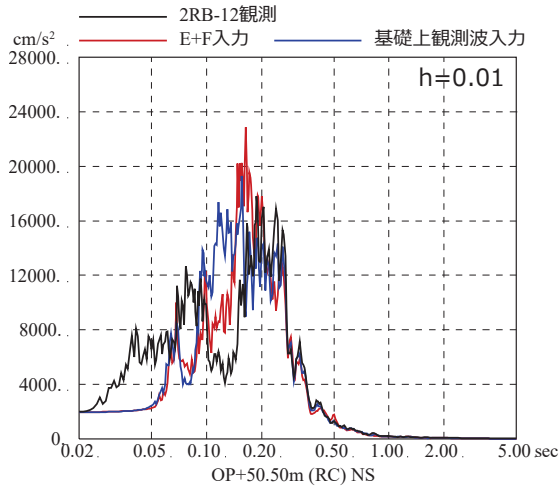


図 3-8 4.7 地震のはざとり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

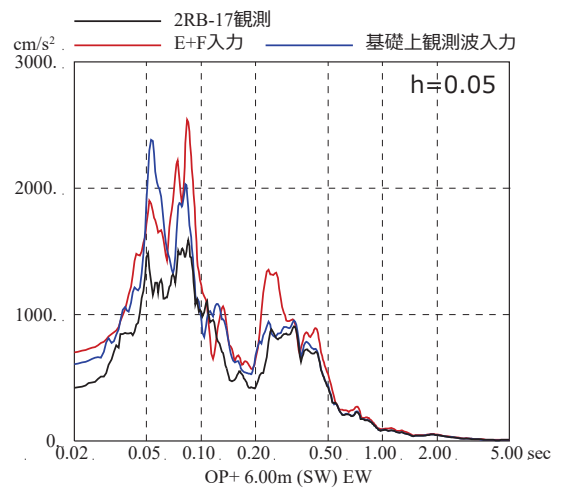
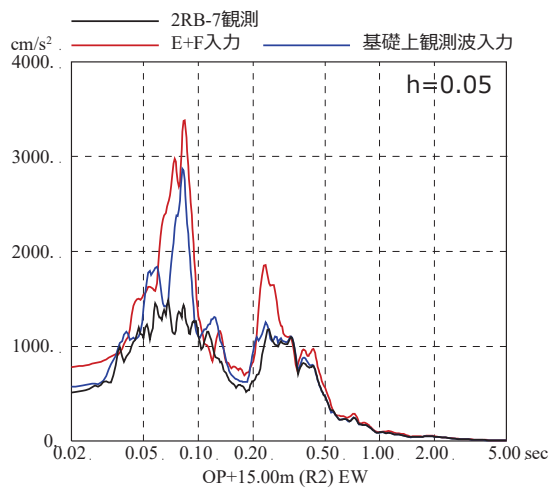
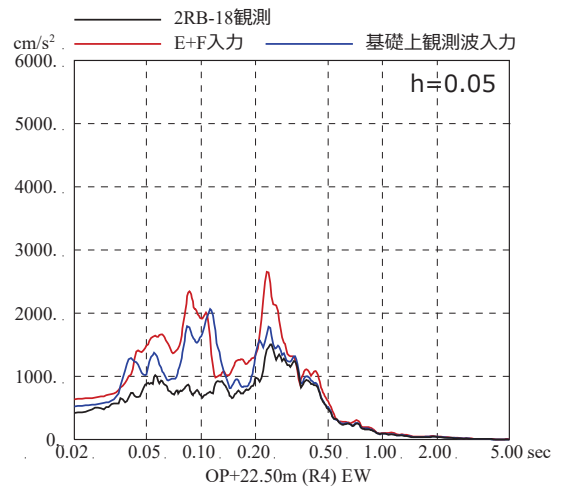
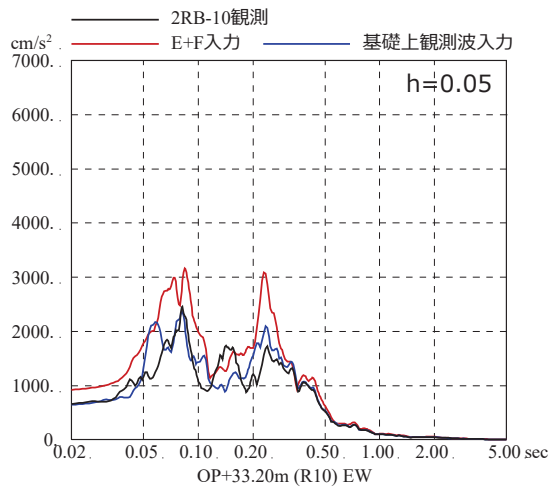
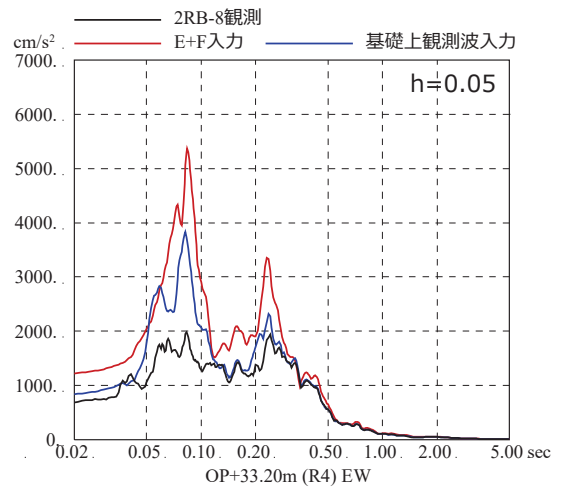
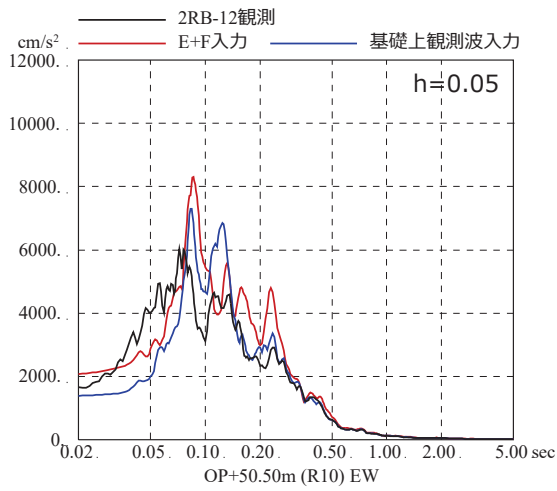


図 3-9 4.7 地震のはぎとり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

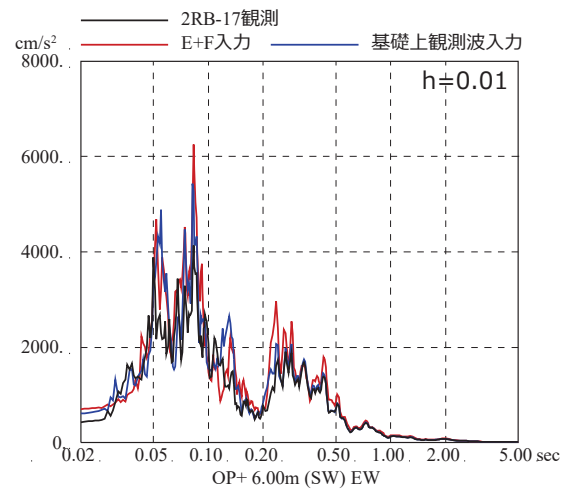
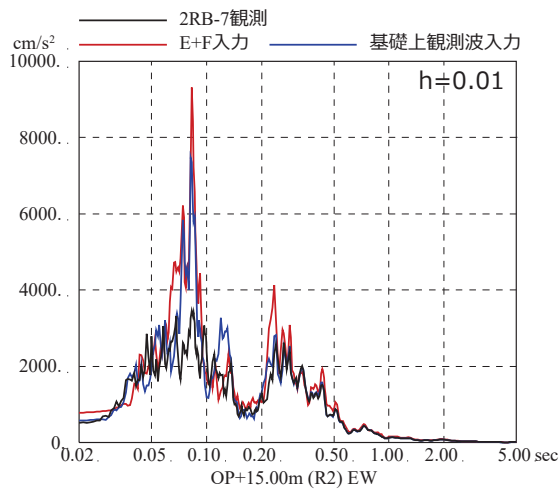
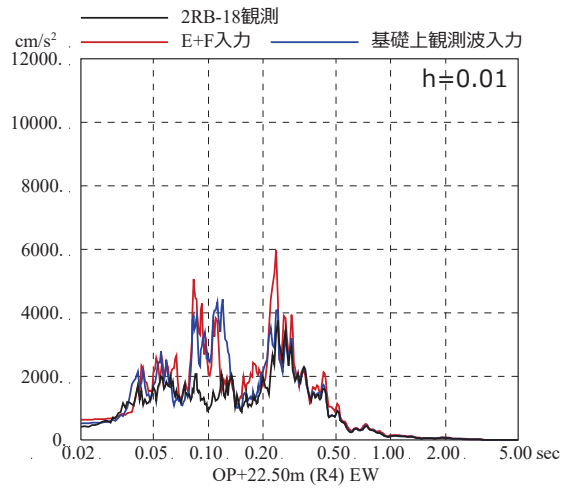
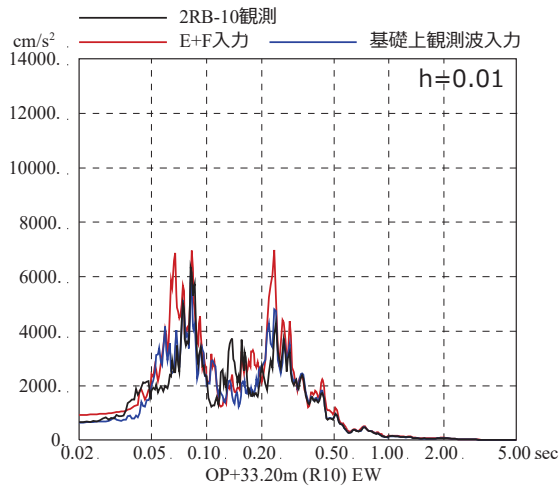
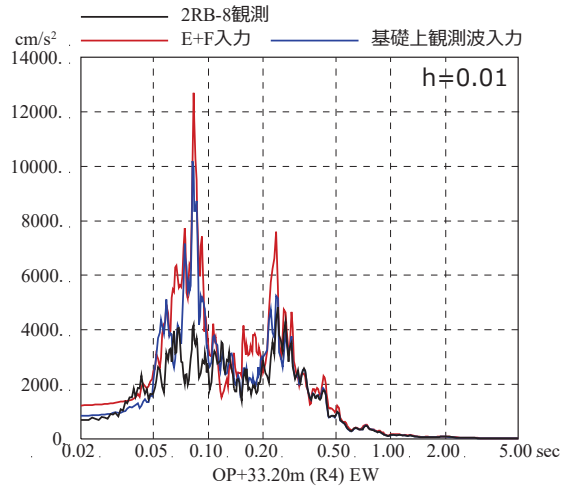
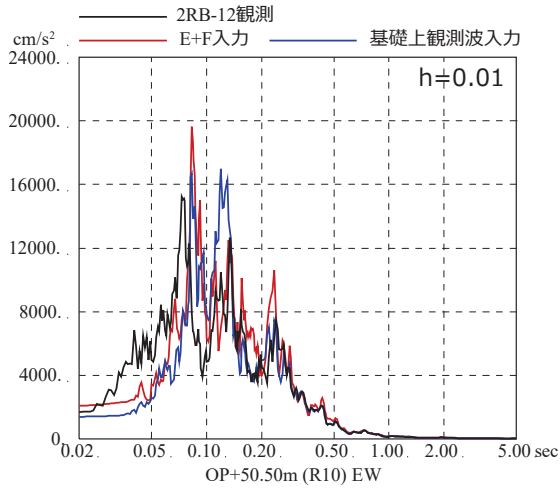


図 3-10 4.7 地震のはぎり波を入力に用いた場合と
 基礎版上観測記録を用いたシミュレーション解析結果の比較
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%) ※地震計位置は, 付録 1 参照

別紙 11 逐次非線形モデルと等価線形モデルによる比較

目 次

1. 検討目的.....	別紙 11- 1
2. 検討方法.....	別紙 11- 2
2.1 等価線形解析.....	別紙 11- 2
2.2 逐次非線形解析.....	別紙 11- 6
3. 検討結果.....	別紙 11-11

参考検討 表層及び盛土を除いた地盤モデルによる入力地震動の評価結果

1. 検討目的

今回工認では、建屋への入力地震動を評価する際に等価線形解析の適用の目安値を超えるため逐次非線形解析を用いているが、手法の違いによる応答への影響について参考に示す。

検討は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを、等価線形解析とした場合と逐次非線形解析とした場合の建屋応答結果を比較することにより行う。検討の概念を図 1-1 に示す。検討対象とした地震動は基準地震動 $S_s - D2$ ，対象建屋は原子炉建屋とする。

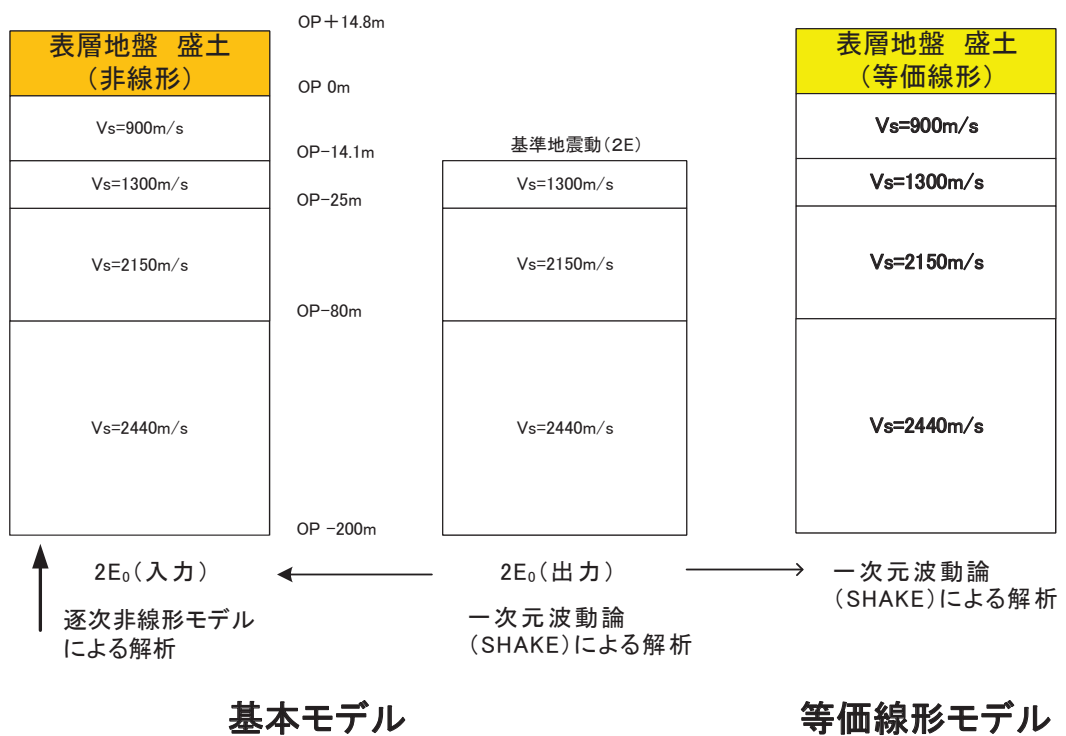


図 1-1 検討概念図

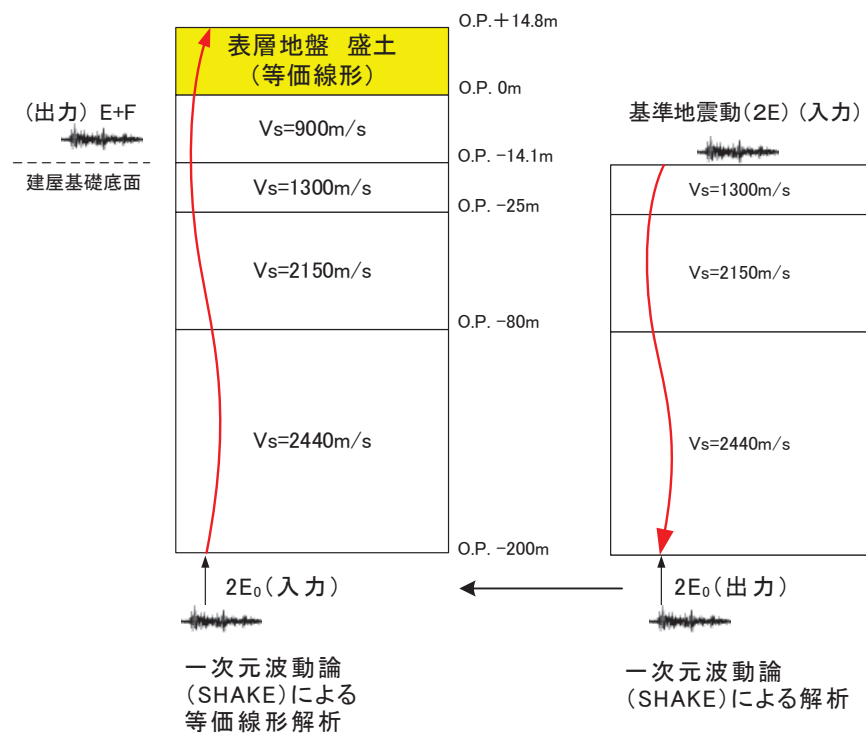
2. 検討方法

2.1 等価線形解析

等価線形解析では解析コード SHAKE を用いる。

解析は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを等価線形解析としている。

解析の概念図を図 2-1 に、等価線形解析において用いた地盤モデルを表 2-1 に示す。



等価線形地盤モデル

図 2-1 解析概念図 (等価線形解析)

表 2-1 地盤モデル(等価線形解析)

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3※2
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O.P. 14.8m~O.P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

O. P. +14. 8m～O. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき，初期せん断剛性 G_0 ， $G/G_0 - \gamma$ 曲線および $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は，PS 検層結果により (2.1-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2.1-1)$$

$$\text{ここで， } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は，原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から，基準ひずみ γ_m を算定し (2.1-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2.1-2)$$

$$\text{ここで， } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

$h - \gamma$ 曲線は，繰返し三軸試験結果に基づき (2.1-3) 式により求める。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2-1-3)$$

等価線形解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を図 2-2 に， $h - \gamma$ 曲線を図 2-3 に示す。

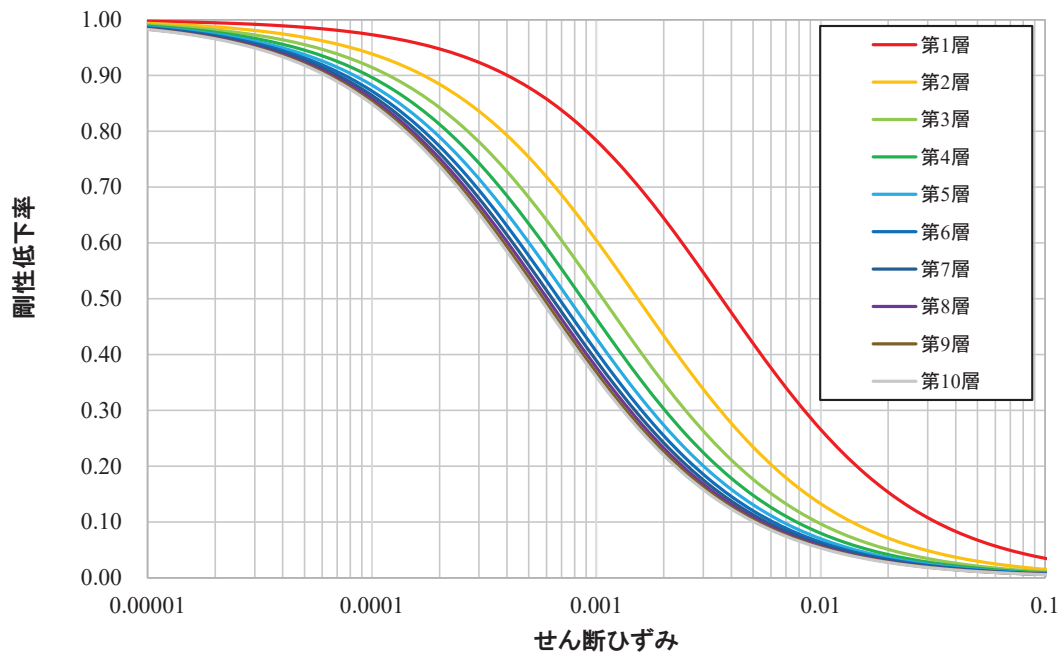


図 2-2 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (等価線形解析)

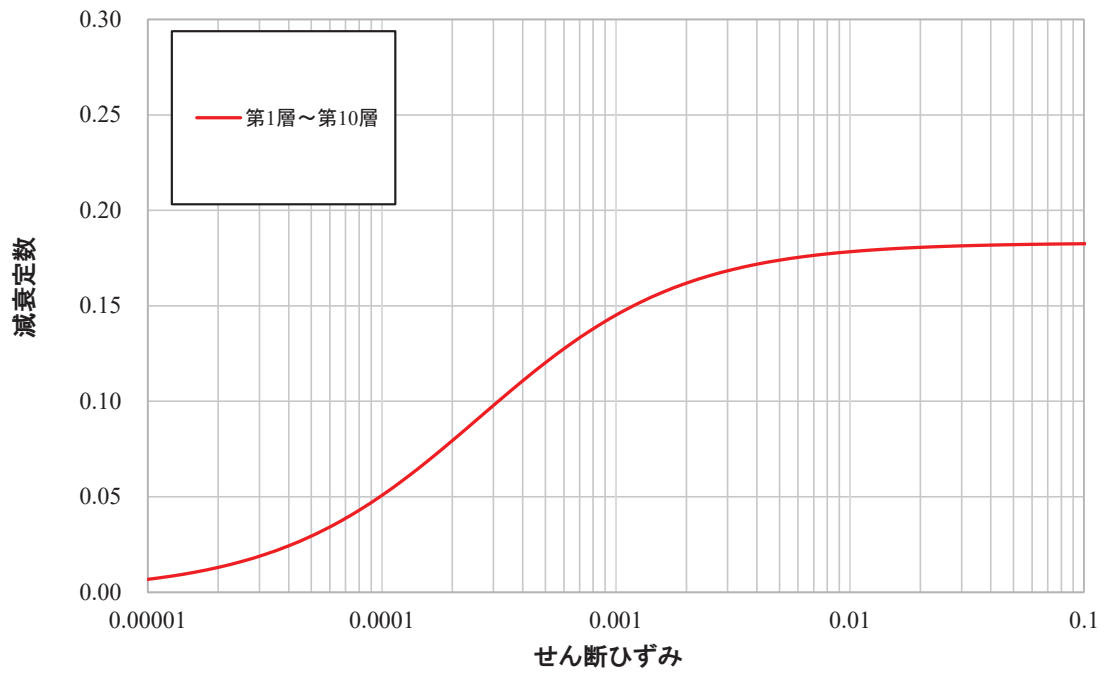


図 2-3 $h - \gamma$ 曲線 (等価線形解析)

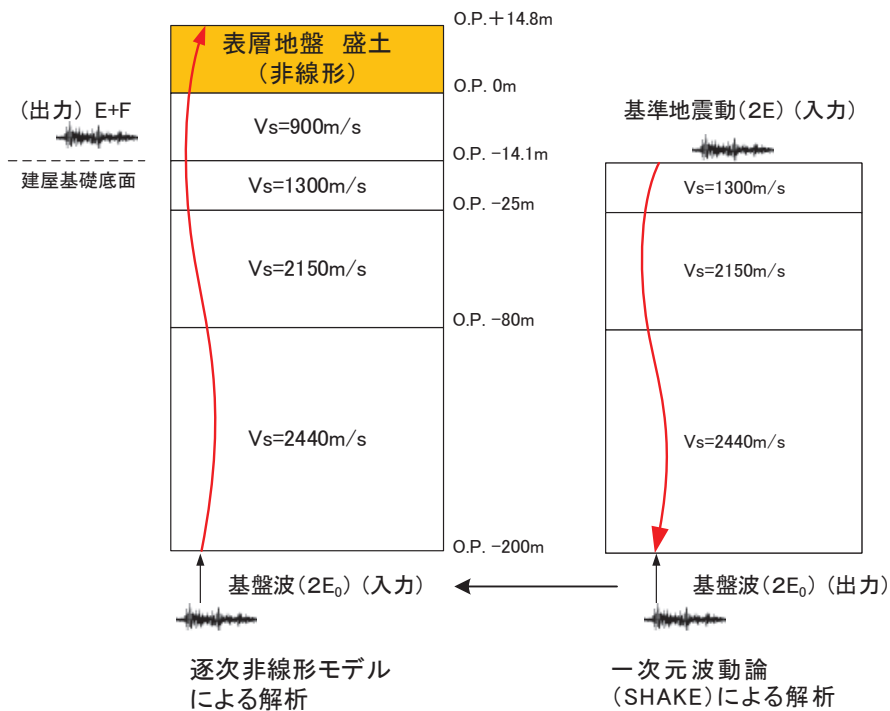
2.2 逐次非線形解析

解析は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを逐次非線形解析としている。

解析の概念図を図 2-4 に、逐次非線形解析において用いた地盤モデルを表 2-2 に示す。

また、逐次非線形解析では減衰をレーリー減衰で定義している。逐次非線形解析で用いたレーリー減衰を図 2-5 に示す。レーリー減衰は、表層地盤の 1 次固有振動数(4Hz)と 2 次固有振動数(12Hz)で 3%となるように設定する。

使用した解析コードは、等価線形解析では SHAKE, 逐次非線形解析では m-flow である。



逐次非線形解析地盤モデル

図 2-4 解析概念図(逐次非線形解析)

表 2-2 地盤モデル(逐次非線形解析)

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)※2
表層地盤	14.80	18.6	※1	3※3
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O. P. 14.8m~O. P. 0m は, 上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また, ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

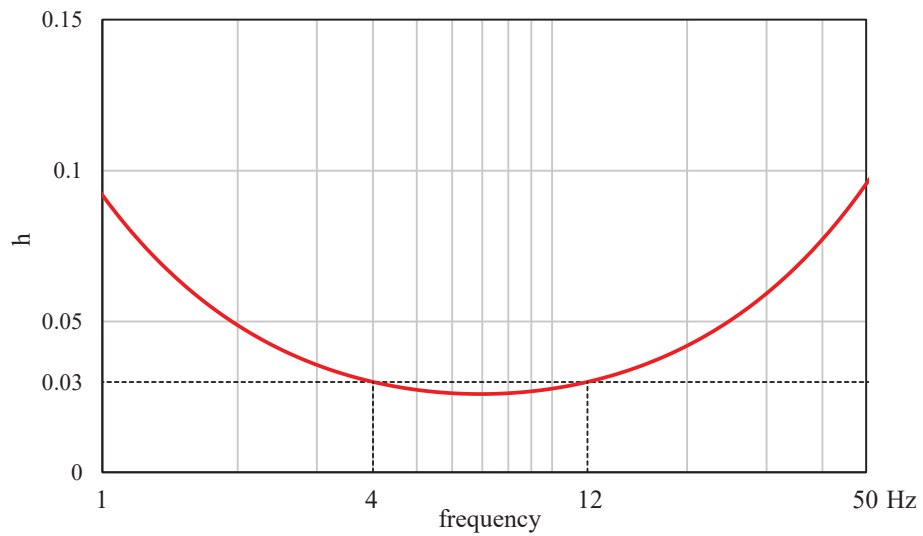


図 2-5 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

O. P. 14. 8m~O. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線および $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2.2-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2.2-1)$$

$$\text{ここで、} \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2.2-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2.2-2)$$

$$\text{ここで、} \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

$h - \gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h - \gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を (2.2-3) 式に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (2.2-3)$$

h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (2.2-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max} = 0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2.2-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を図 2-6 に、 $h - \gamma$ 曲線を (2.2-4) 式と比較して図 2-7 に示す。

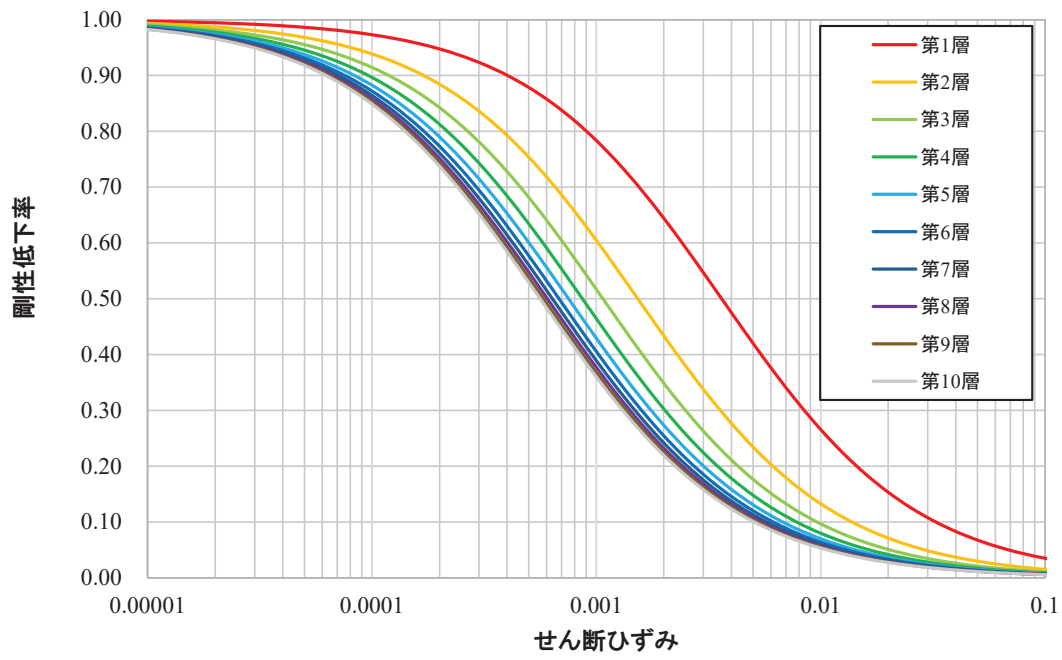


図 2-6 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

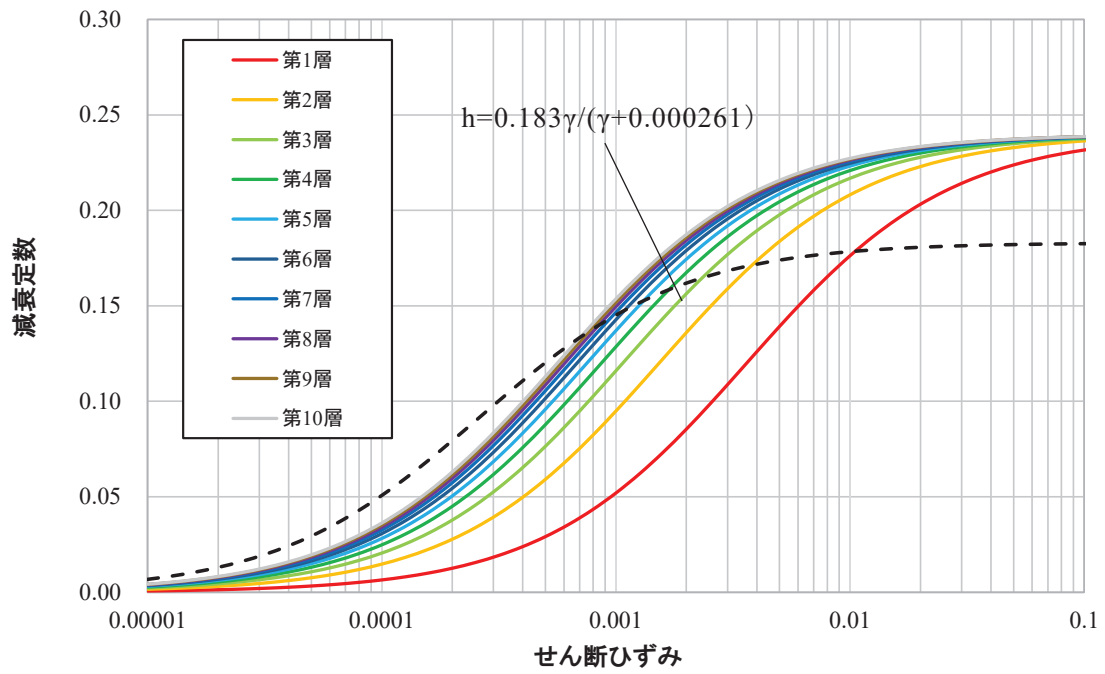


図 2-7 $h - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

3. 検討結果

等価線形解析とした場合と逐次非線形解析とした場合の結果の比較を図 3-1～図 3-4 に示す。また、基準地震動 S_s の入力地震動を等価線形解析により算定した際の地盤のひずみを図 3-5 に、逐次非線形解析により算定した際の地盤のひずみを図 3-6 に示す。

応答スペクトルの比較結果では、解析手法による建屋応答への影響は小さいことが確認された。表層地盤上部のひずみは、概ね 0.1%～0.3%程度の範囲となっており適用の目安値の 0.1%を上回っている。

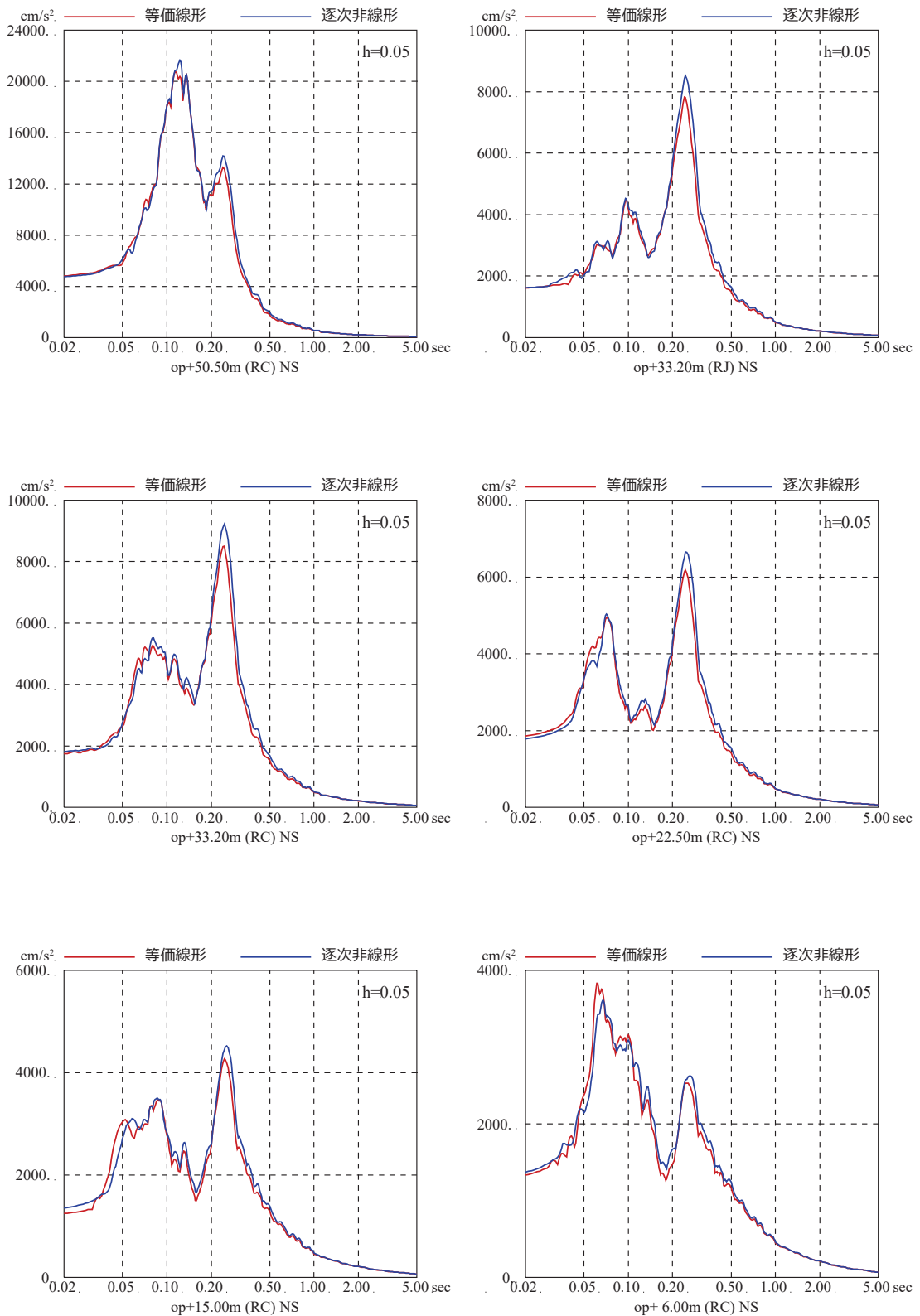


図 3-1 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 $S_s - D_2$, NS 方向, 減衰 5%)

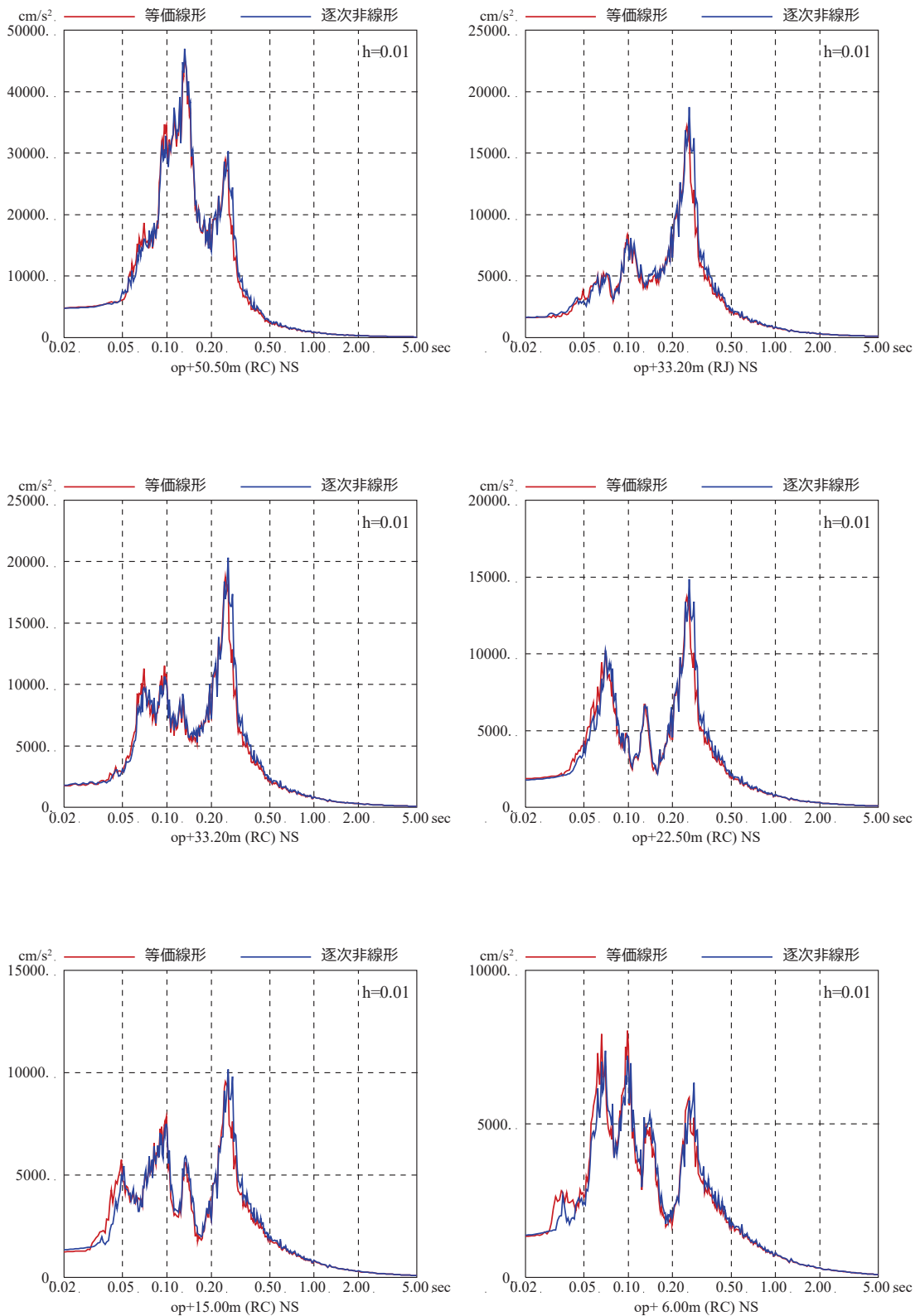


図 3-2 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 S_s-D2, NS 方向, 減衰 1%)

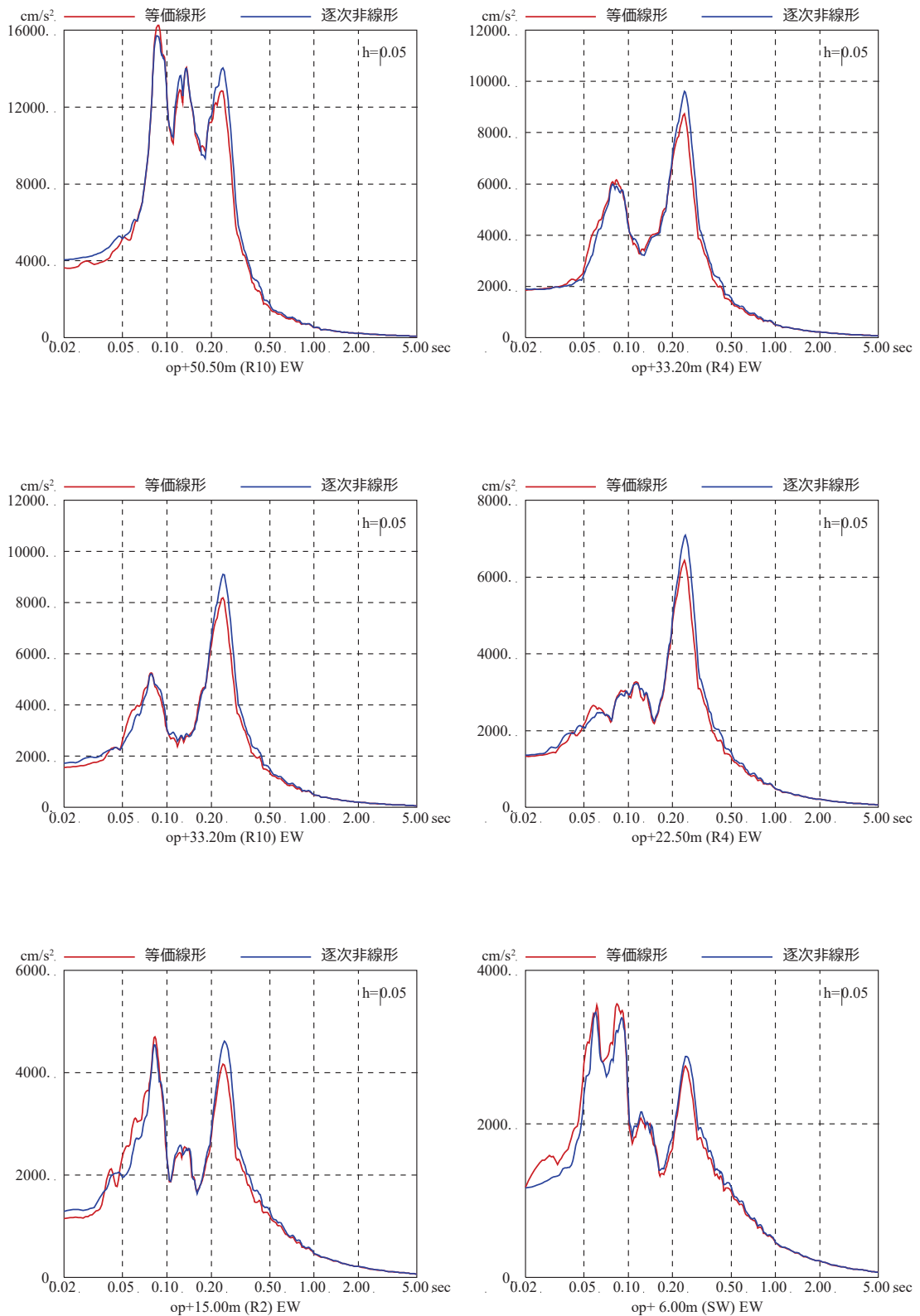


図 3-3 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 S s - D 2, EW 方向, 減衰 5%)

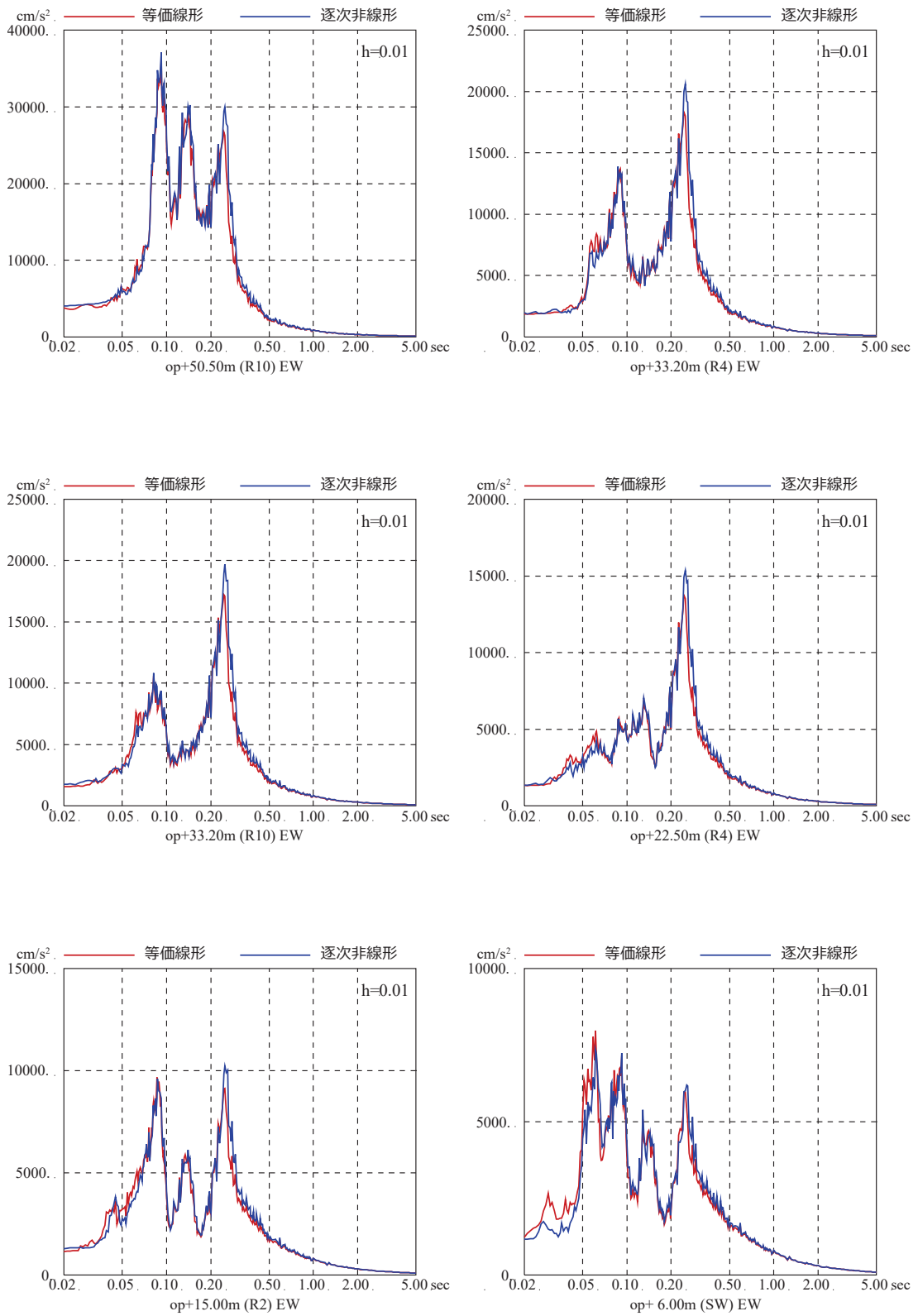
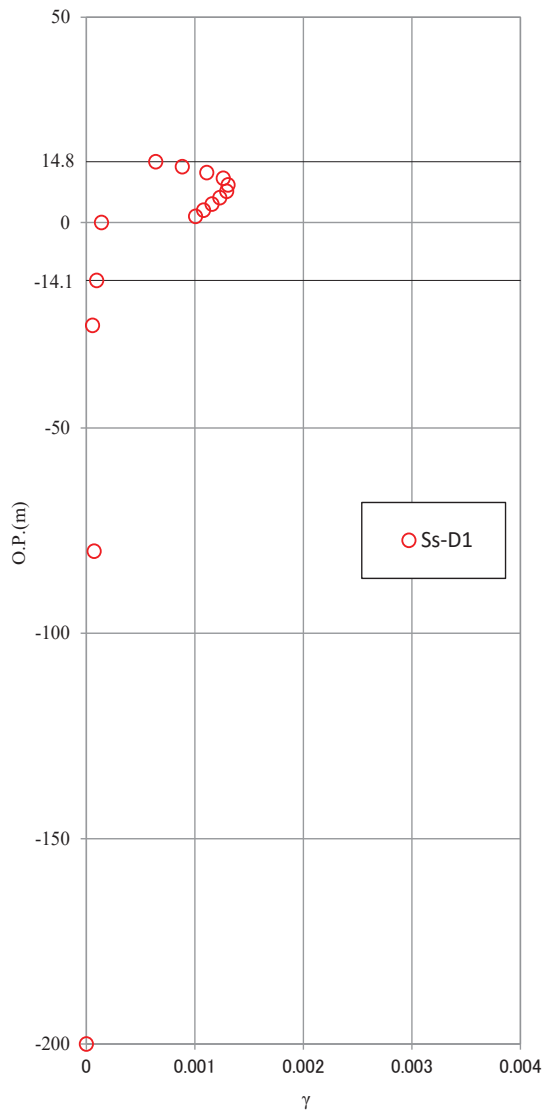
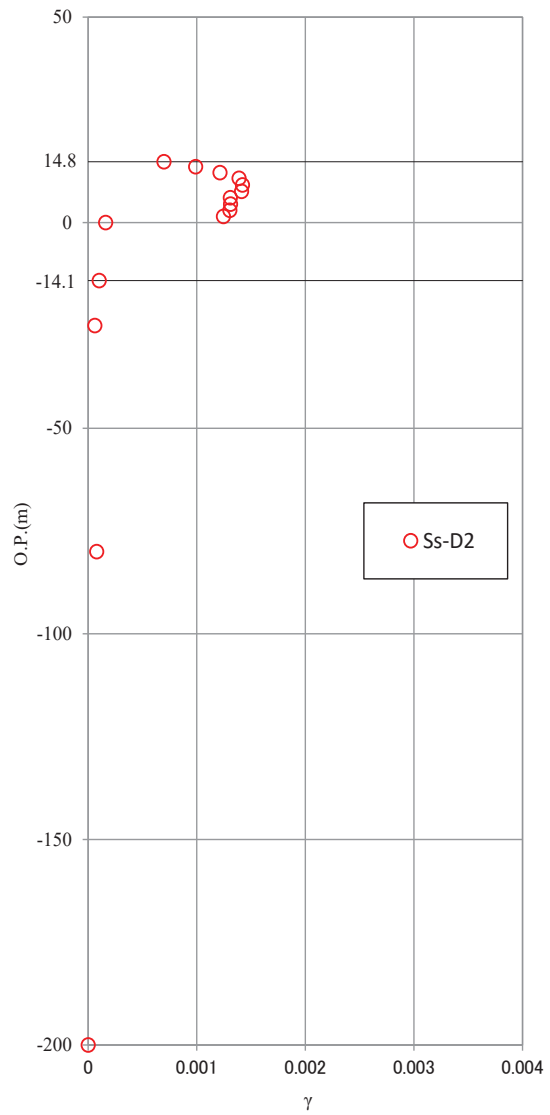


図 3-4 等価線形解析と逐次非線形解析による結果の比較
 (基準地震動 $S_s - D_2$, EW 方向, 減衰 1%)

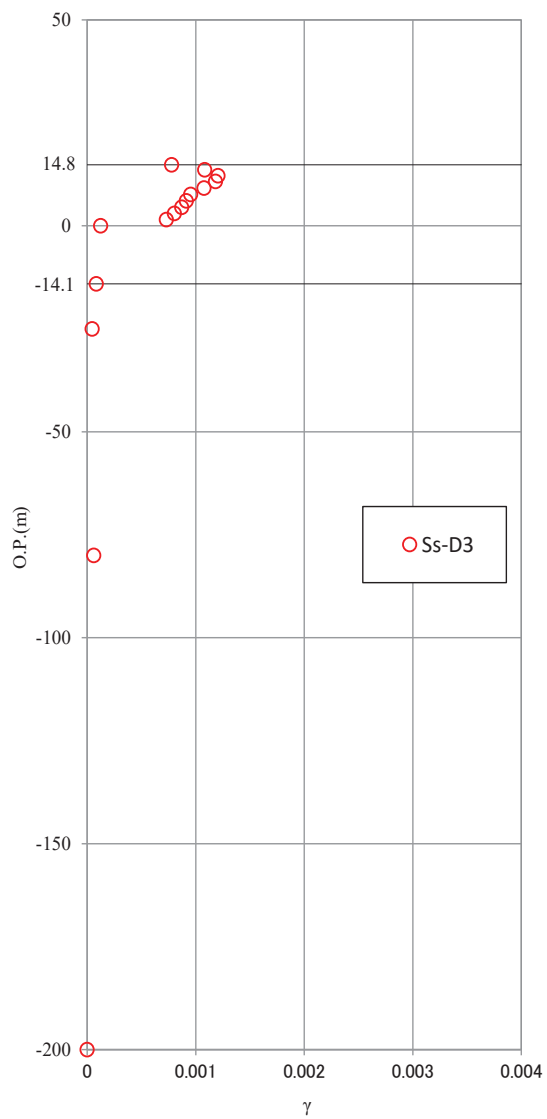


基準地震動 S_s - D 1

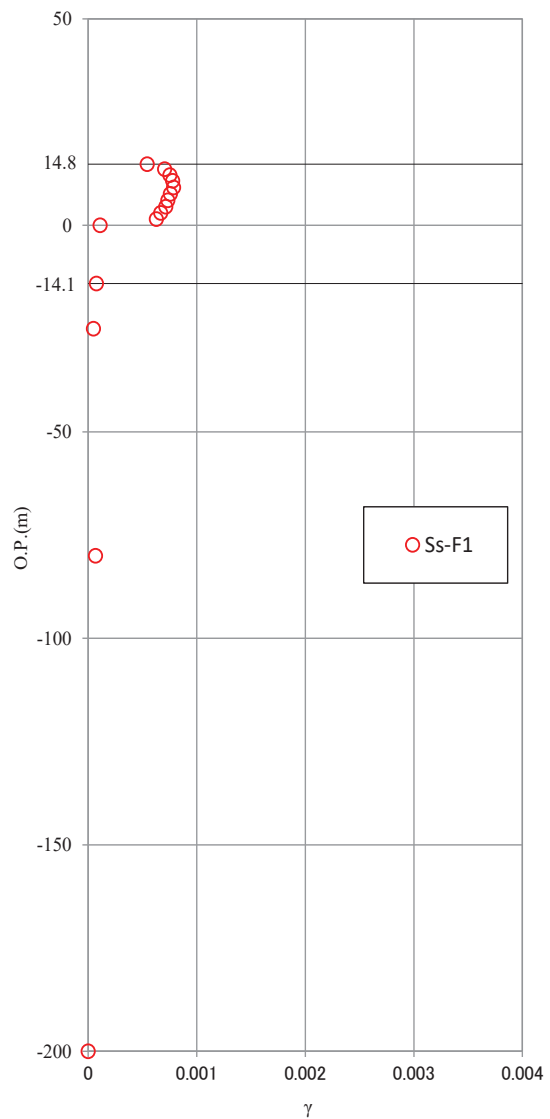


基準地震動 S_s - D 2

図 3-5(1) 基準地震動 S_s 時の地盤のひずみ (等価線形解析)

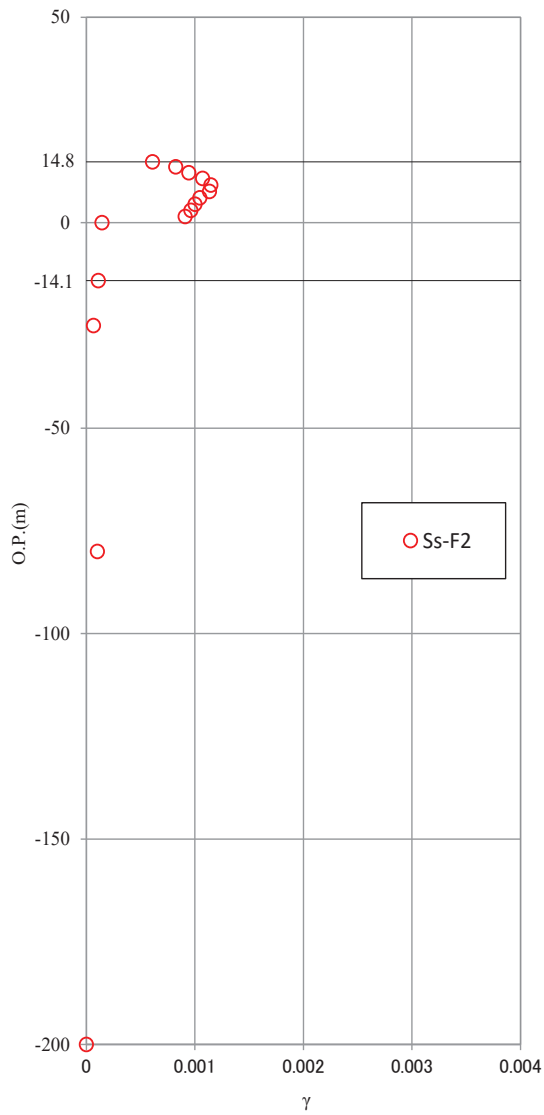


基準地震動 S_s - D 3

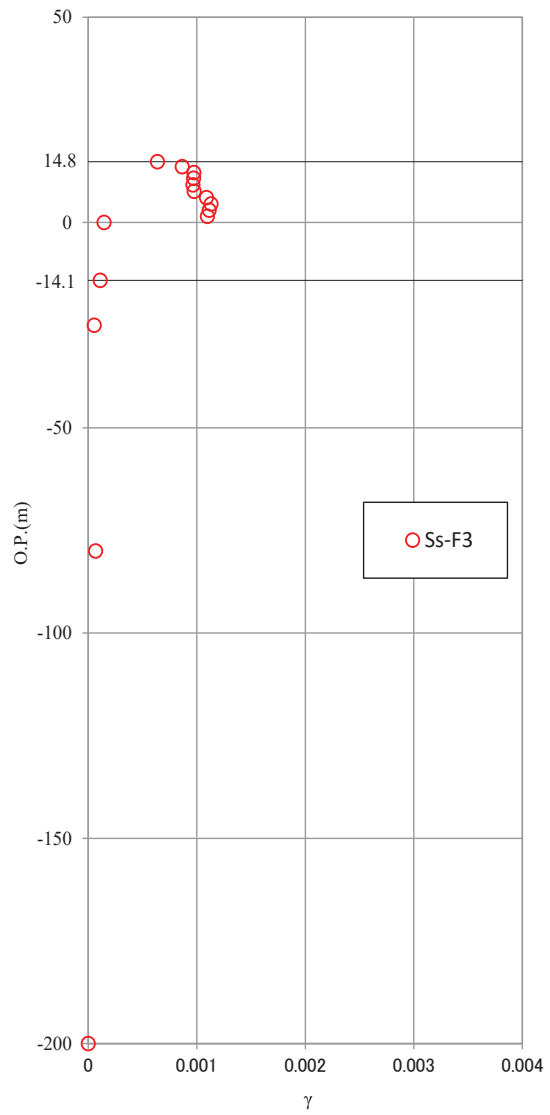


基準地震動 S_s - F 1

図 3-5(2) 基準地震動 S_s 時の地盤のひずみ (等価線形解析)

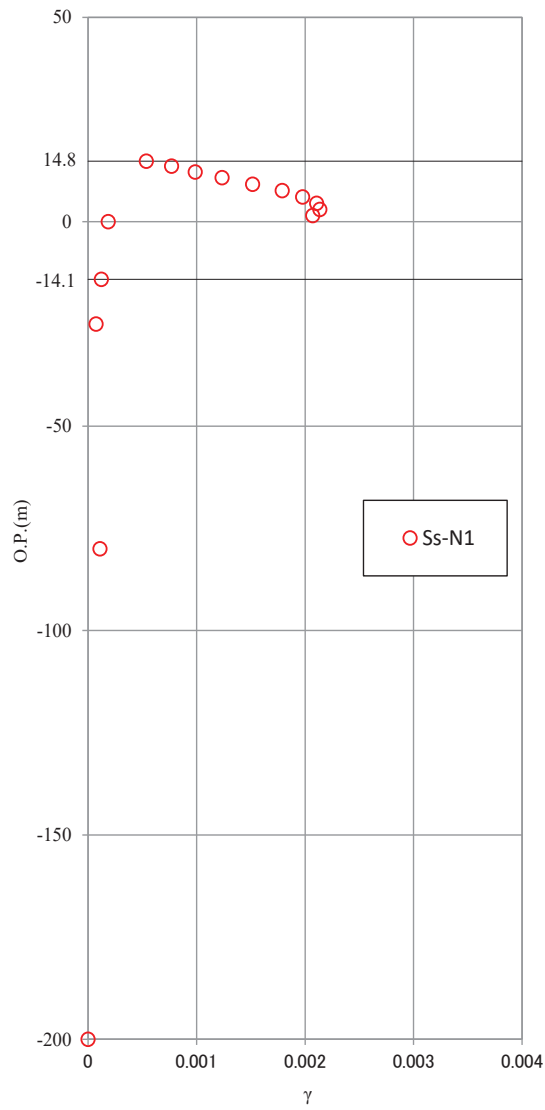


基準地震動 S_s - F 2



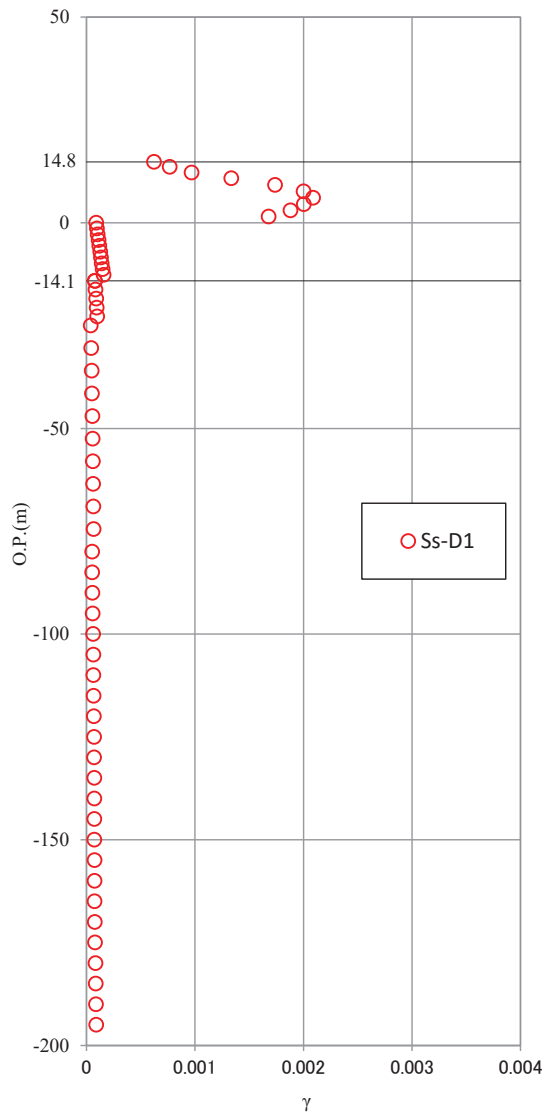
基準地震動 S_s - F 3

図 3-5(3) 基準地震動 S_s 時の地盤のひずみ (等価線形解析)

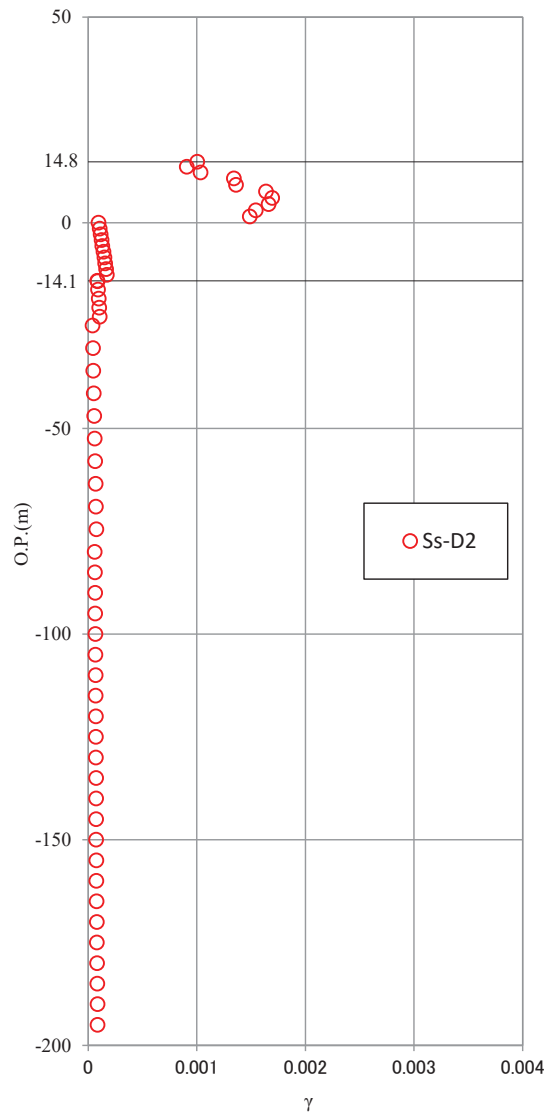


基準地震動基準地震動 S s - N 1

図 3-5(4) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (等価線形解析)

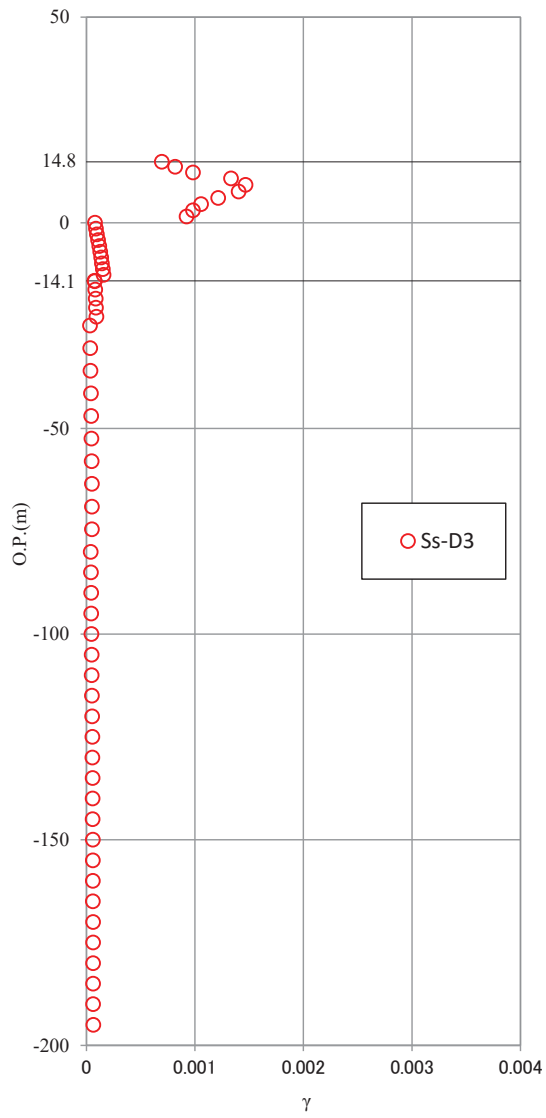


基準地震動 S s - D 1

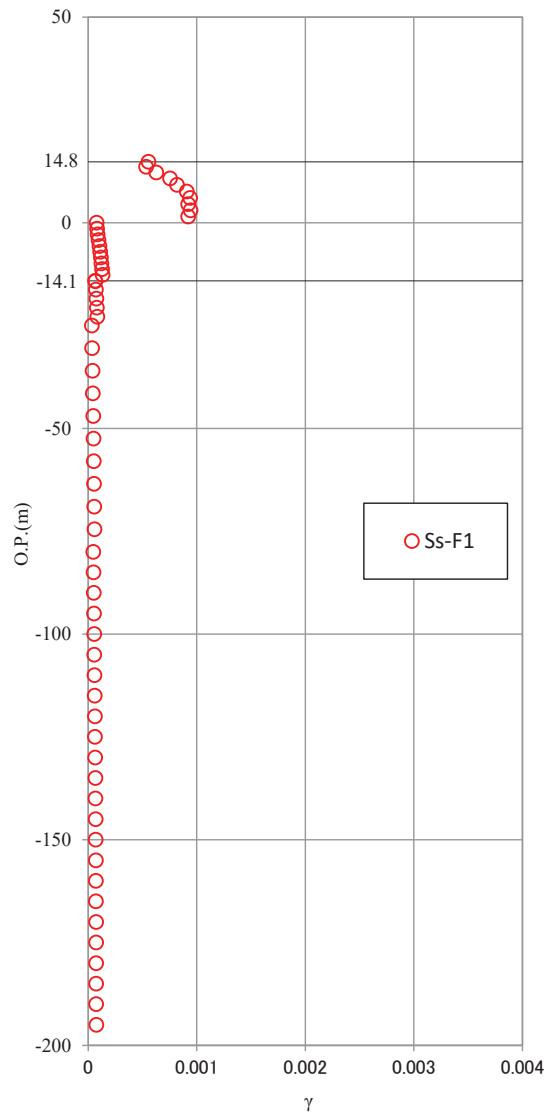


基準地震動 S s - D 2

図 3-6(1) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)

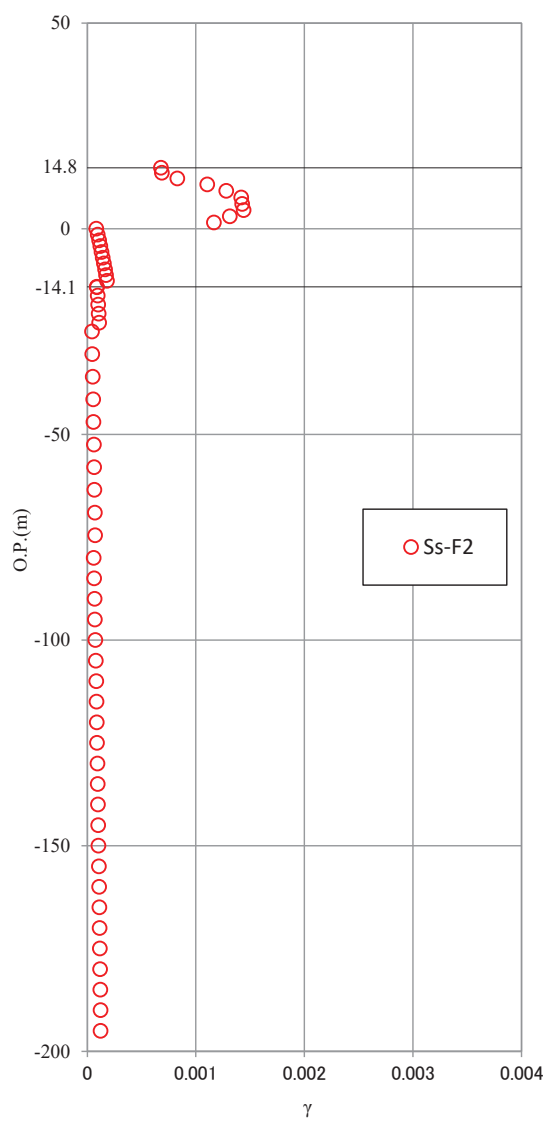


基準地震動 S s - D 3

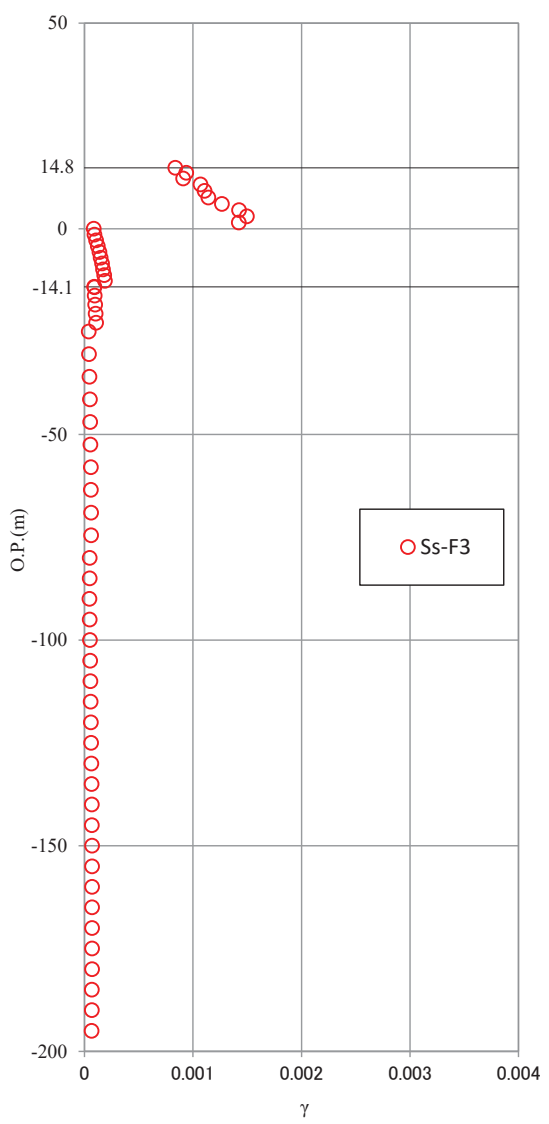


基準地震動 S s - F 1

図 3-6(2) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)

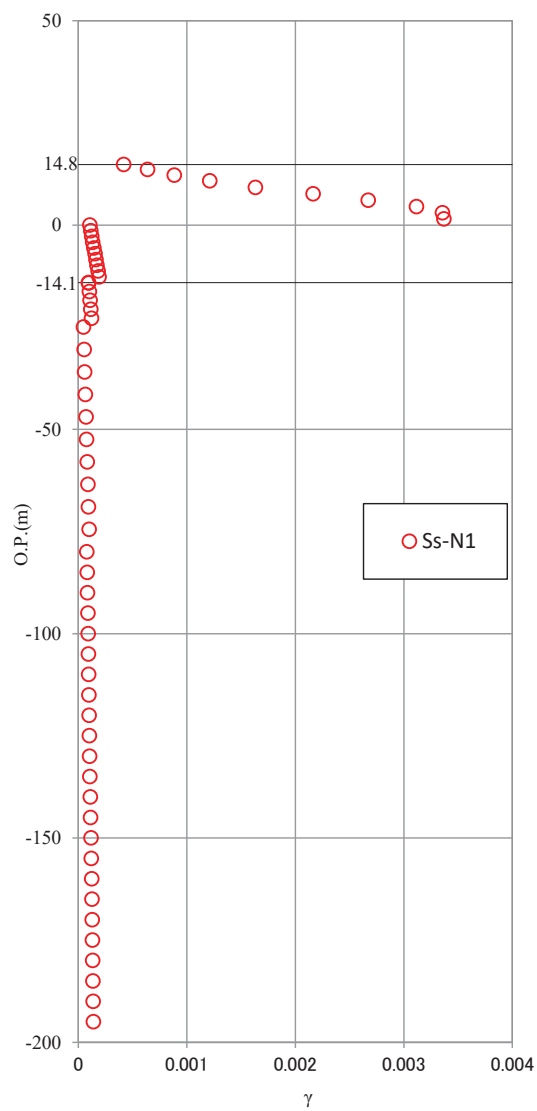


基準地震動 S s - F 2



基準地震動 S s - F 3

図 3-6(3) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)



基準地震動 S s - N 1

図 3-6(4) 基準地震動 S s 時の地盤のひずみ (逐次非線形解析)

表層及び盛土を除いた地盤モデルによる入力地震動の評価結果

1. 検討概要

参考検討として、O.P. 0m 以浅の表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルで入力地震動 (E+F+P) を評価した場合の検討結果を示す。

検討は、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを O.P. 0m 以浅の表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルを用いた等価線形解析とした場合の入力地震動 (E+F+P) を確認する。検討の概念を図 1-1 に示す。検討対象とした地震動は基準地震動 S s - D 2, 対象建屋は原子炉建屋とする。

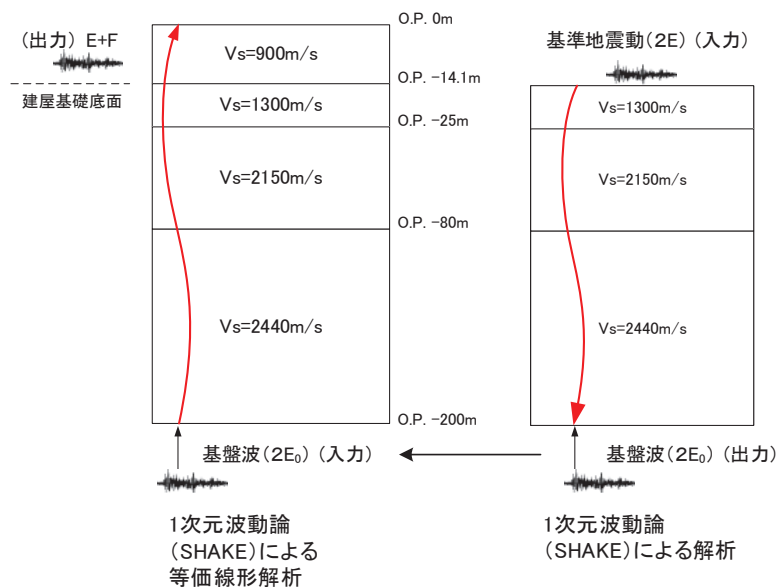


図 1-1 解析概念図(表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルによる入力地震動の算定)

2. 検討結果

図 2-1 に入力地震動の加速度応答スペクトルを、表層地盤及び盛土を考慮した地盤モデルによる等価線形解析結果と比較して示す。表層地盤及び盛土を除いた地盤モデルで入力地震動を算定すると、周期 0.15~0.4 秒の入力地震動は増加するが、周期 0.05~0.1 秒の成分は小さくなる。

さらに、同様の検討をモデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを逐次非線形解析により行った結果を図 2-2 に示す。等価線形解析と逐次非線形解析の結果は概ね同様の傾向となっている。

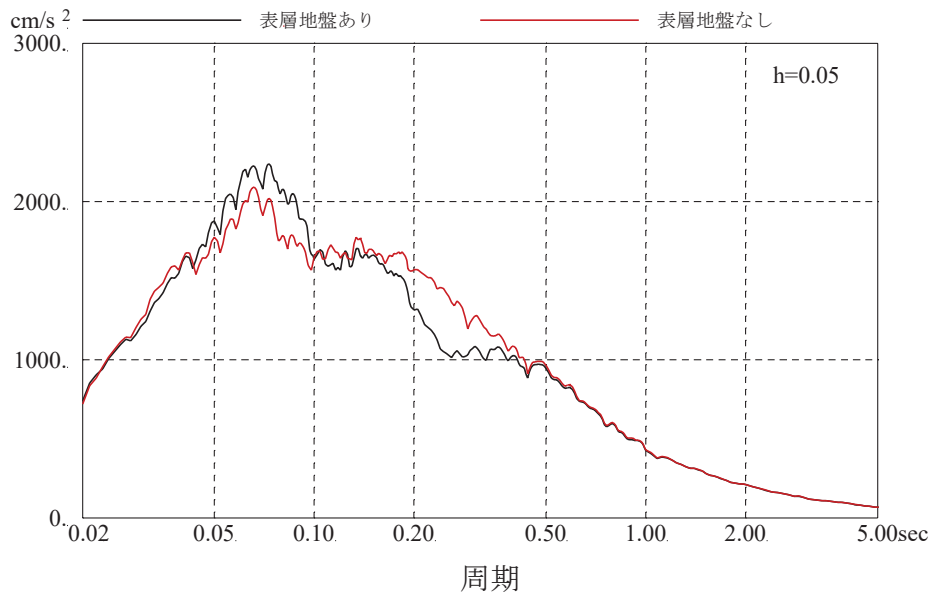


図 2-1 入力地震動 (E+F+P) の加速度応答スペクトルの比較 (S_s-D2)
(等価線形解析)

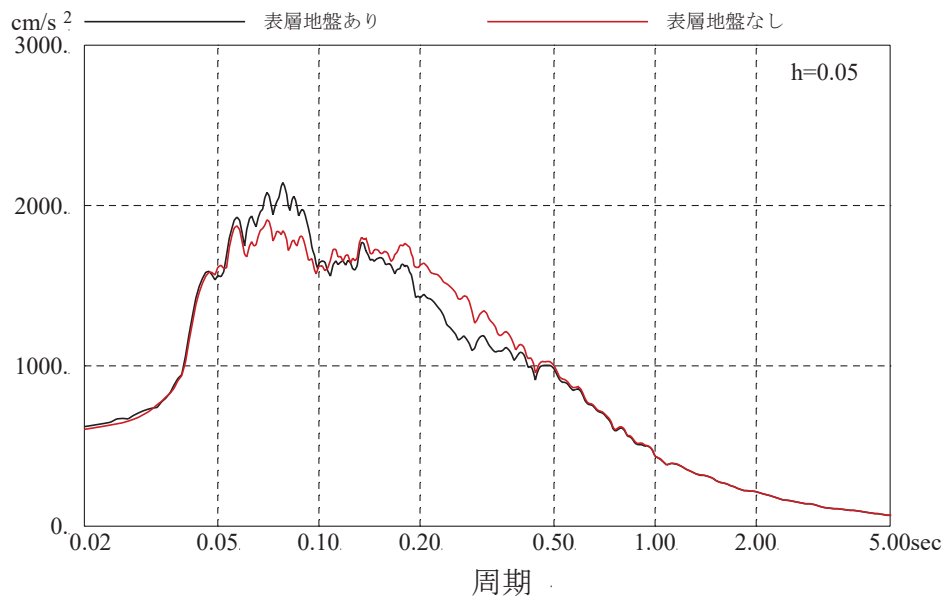


図 2-2 入力地震動 (E+F+P) の加速度応答スペクトルの比較 (S_s-D2)
(逐次非線形解析)

別紙 12 入力地震動評価用地盤モデルの下端深さに関する検討

目 次

1. 検討目的..... 別紙 12-1
2. 検討方法..... 別紙 12-1
3. 検討結果..... 別紙 12-2

参考検討 解析手法による影響について

1. 検討目的

原子炉建屋の基準地震動 S_s の入力地震動は、表層地盤の影響を考慮して評価している。入力地震動の評価の際には、基礎版底面レベルに設定した解放基盤表面の入力地震動 ($2E$) から地盤モデルの下端である O.P. -200mにおける地震動 ($2E_0$) を算定し、表層地盤を考慮した地盤モデルに、算定した $2E_0$ を入力して基礎版底面レベルの入力地震動 ($E+F$) を算定している。

本検討では、入力地震動評価の際の地盤モデルの下端深さの違いによる入力地震動の評価結果への影響を確認する。

2. 検討方法

入力地震動を評価する際の地盤モデルの下端深さを O.P. -400m と設定した場合に、O.P. -200m と設定した場合との入力地震動の評価結果を比較する。地盤モデルの概要を図 2-1 に示す。検討対象とした地震動は、基準地震動 $S_s - D2$ である。

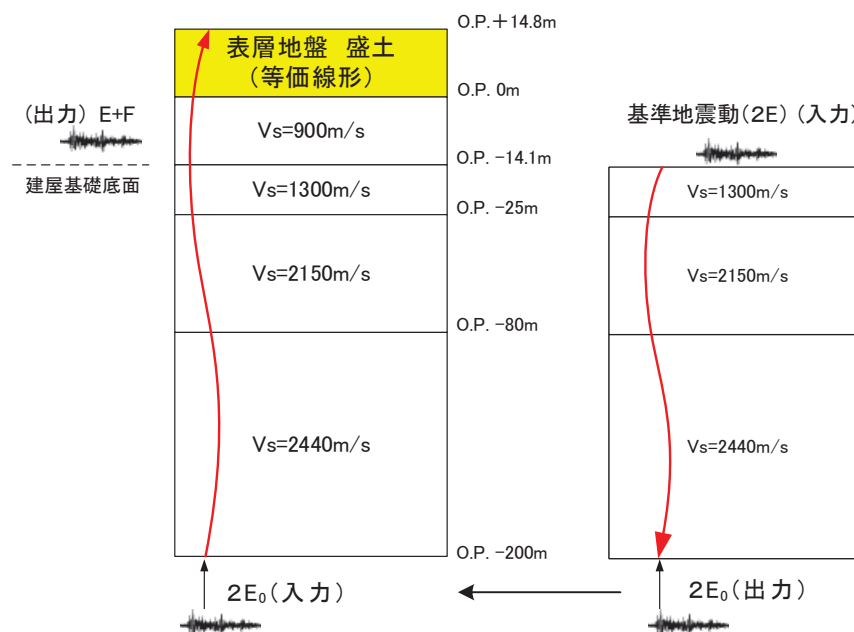


図 2-1 地盤モデルの概要

3. 検討結果

地盤モデルの下端深さを O.P. -400m とした場合と O.P. -200m とした場合の入力地震動 (O.P. -14.1m) の応答スペクトルの比較を図 3-1 に示す。

入力地震動評価において、解放基盤表面から地盤モデル下端まで引き下げる地盤と地盤モデル下端から入力地震動評価位置まで引き上げる地盤が同一であるため地盤モデルの下端深さに関わらず同じ結果となっている。

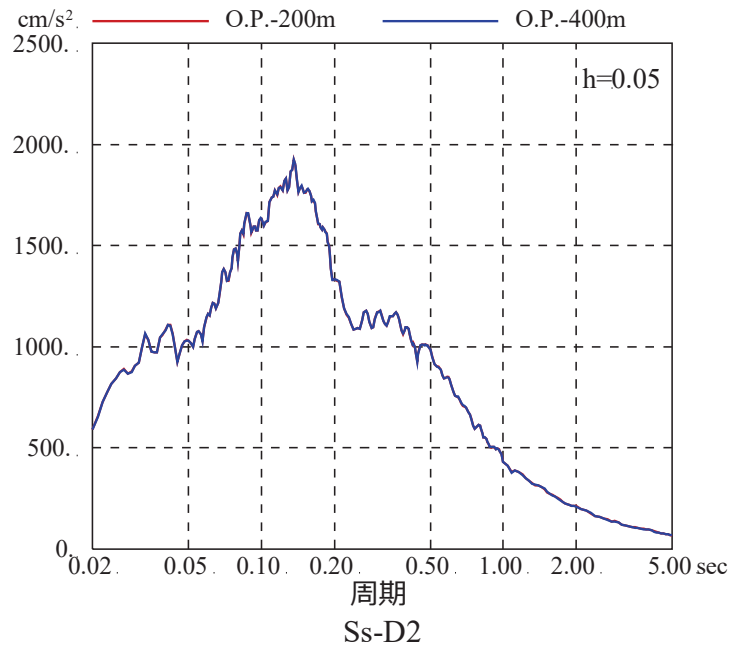


図 3-1 地盤モデル下端深さの差異による基準地震動 $S_s - D_2$ の入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較

解析手法による影響について

1. 検討の目的

本検討では、入力地震動評価の際の地盤モデルの下端深さの違いによる入力地震動の評価結果への影響を確認する際に、解放基盤表面から地盤モデル下端まで引き下げる解析と、地盤モデル下端から入力地震動評価位置まで引き上げる解析において、異なる解析手法を用いた場合の影響について確認する。

2. 検討方法

入力地震動を評価する際の地盤モデルの下端深さが深い場合として O.P. -400m に設定した場合と、浅い場合として O.P. -128.4m に設定した場合に、O.P. -200m に設定した場合との入力地震動の評価結果及び建屋応答を比較する。地盤モデルの概要を図 2-1 に示す。解放基盤表面から地盤モデル下端まで引き下げる解析には線形解析を適用し、地盤モデル下端から建屋への入力地震動評価位置で引き上げる解析には逐次非線形解析を用いた。検討対象とした地震動は、基準地震動 $S_s - D2$ である。

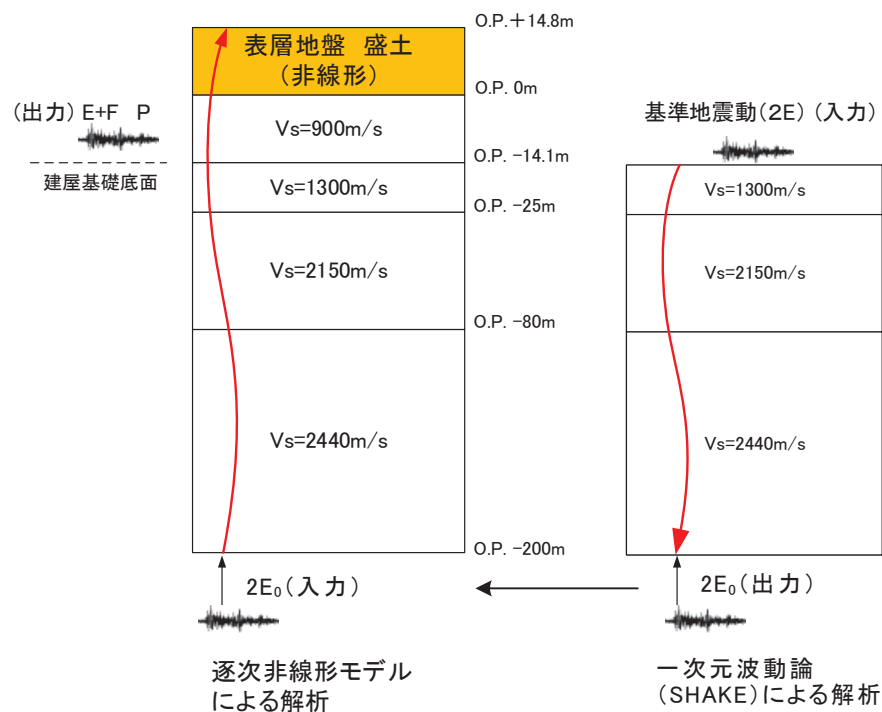


図 2-1 地盤モデルの概要

3. 検討結果

地盤モデルの下端深さを O.P. -400m とした場合と O.P. -200m とした場合の入力地震動 (O.P. -14.1m) の応答スペクトル及び伝達関数の比較を図 3-1 に、地盤モデルの下端深さを O.P. -128.4m とした場合との比較を図 3-2 に示す。

どちらの結果も短周期側でわずかに差が生じているが、地盤モデルの下端深さが入力地震動に与える影響は小さい。

地盤モデルの下端深さを O.P. -200m とした場合と、O.P. -400m とした場合の建屋の床応答スペクトルの比較を図 3-3 に、O.P. -128.4m とした場合の建屋の床応答スペクトルの比較を図 3-4 に示す。

周期 0.1 秒以下の短周期領域と周期 0.2 秒から周期 0.5 秒では若干の差異はあるが、建屋応答へ与える影響は小さい。

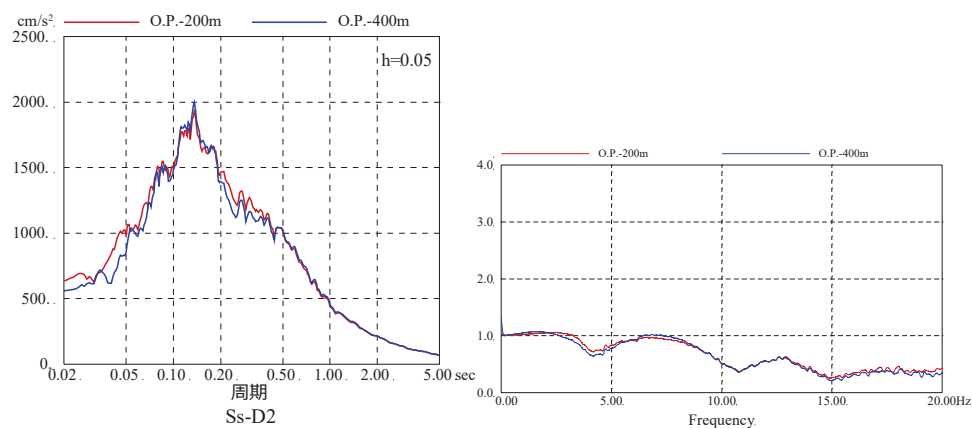


図 3-1 地盤モデル下端深さの差異による

入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較
(地盤モデル下端深さ O.P. -400m の比較, 基準地震動 S s - D 2)

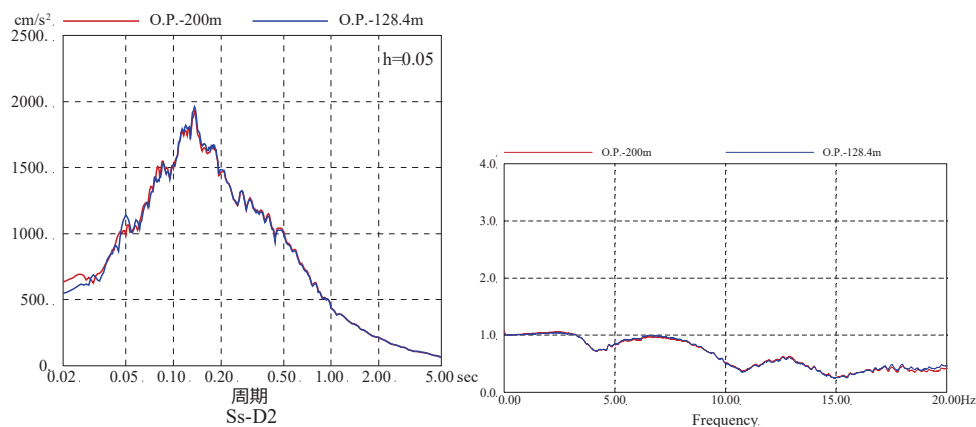


図 3-2 地盤モデル下端深さの差異による

入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較
(地盤モデル下端深さ O.P. -128.4m の比較, 基準地震動 S s - D 2)

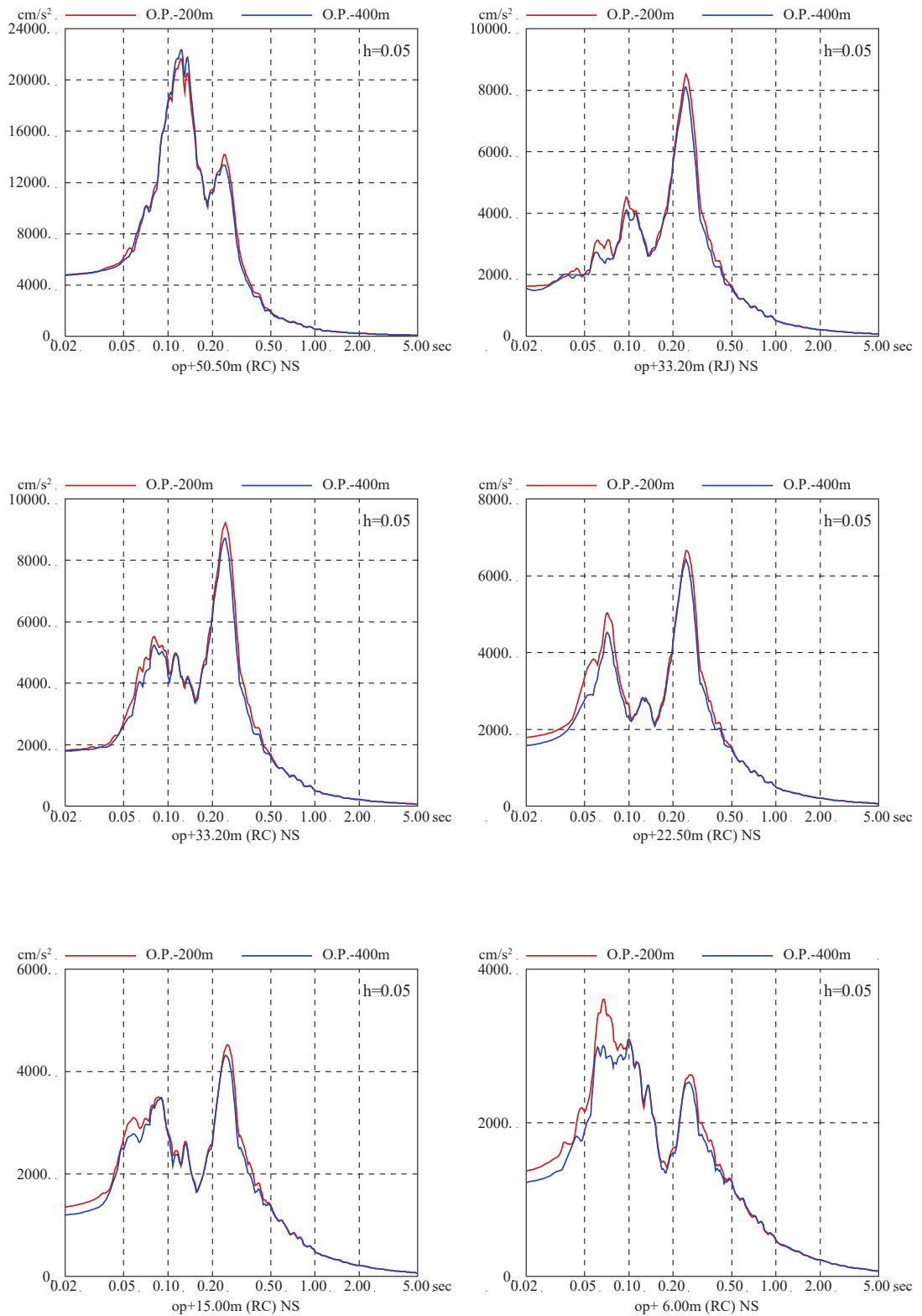


図 3-3(1) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の
 応答スペクトルへの影響比較

(地盤モデル下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 $S_s - D2$, NS 方向)

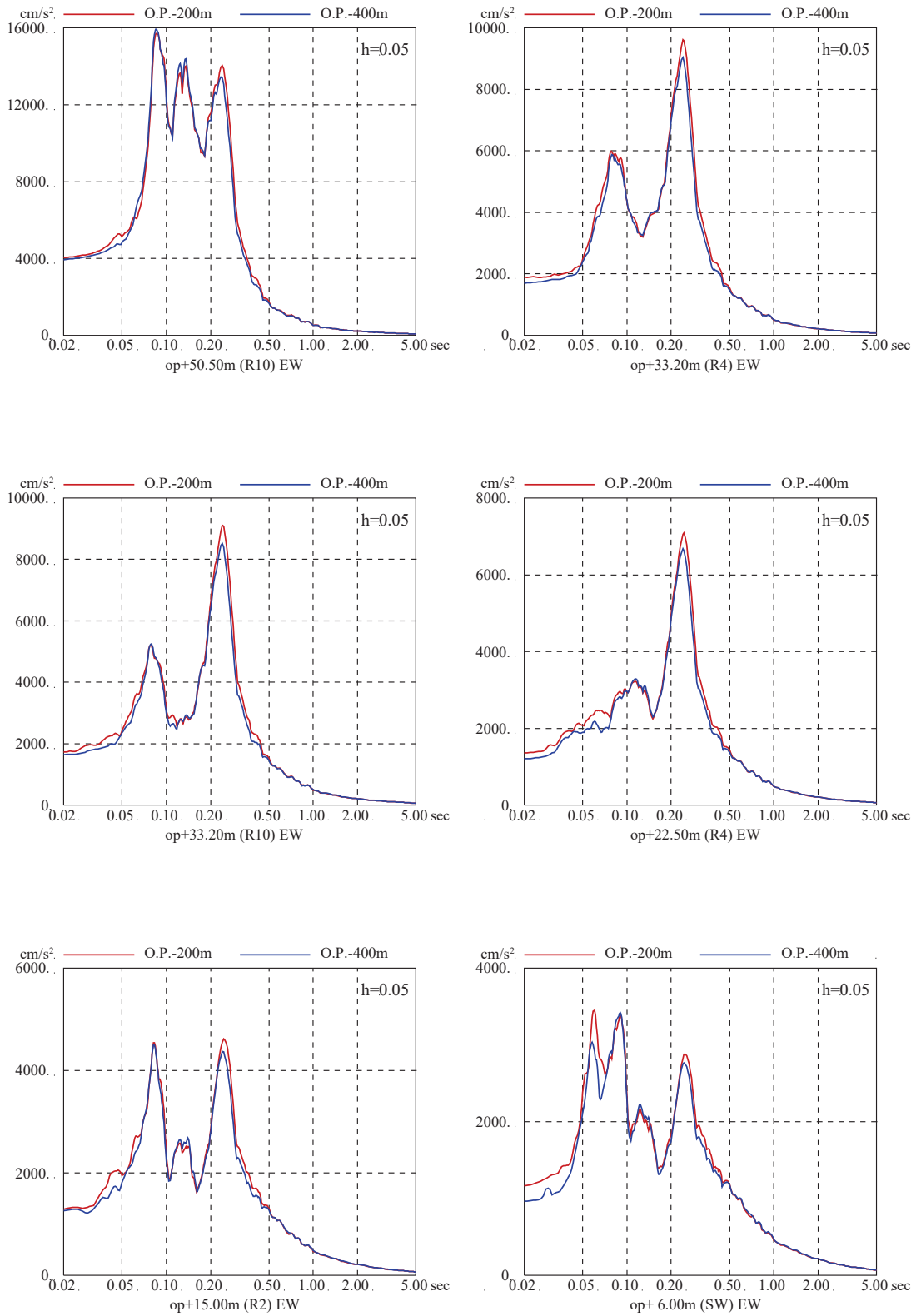


図 3-3(2) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の
 応答スペクトルへの影響比較

(地盤モデル下端深さ O.P.-400m の比較, 基準地震動 S s - D 2, EW 方向)

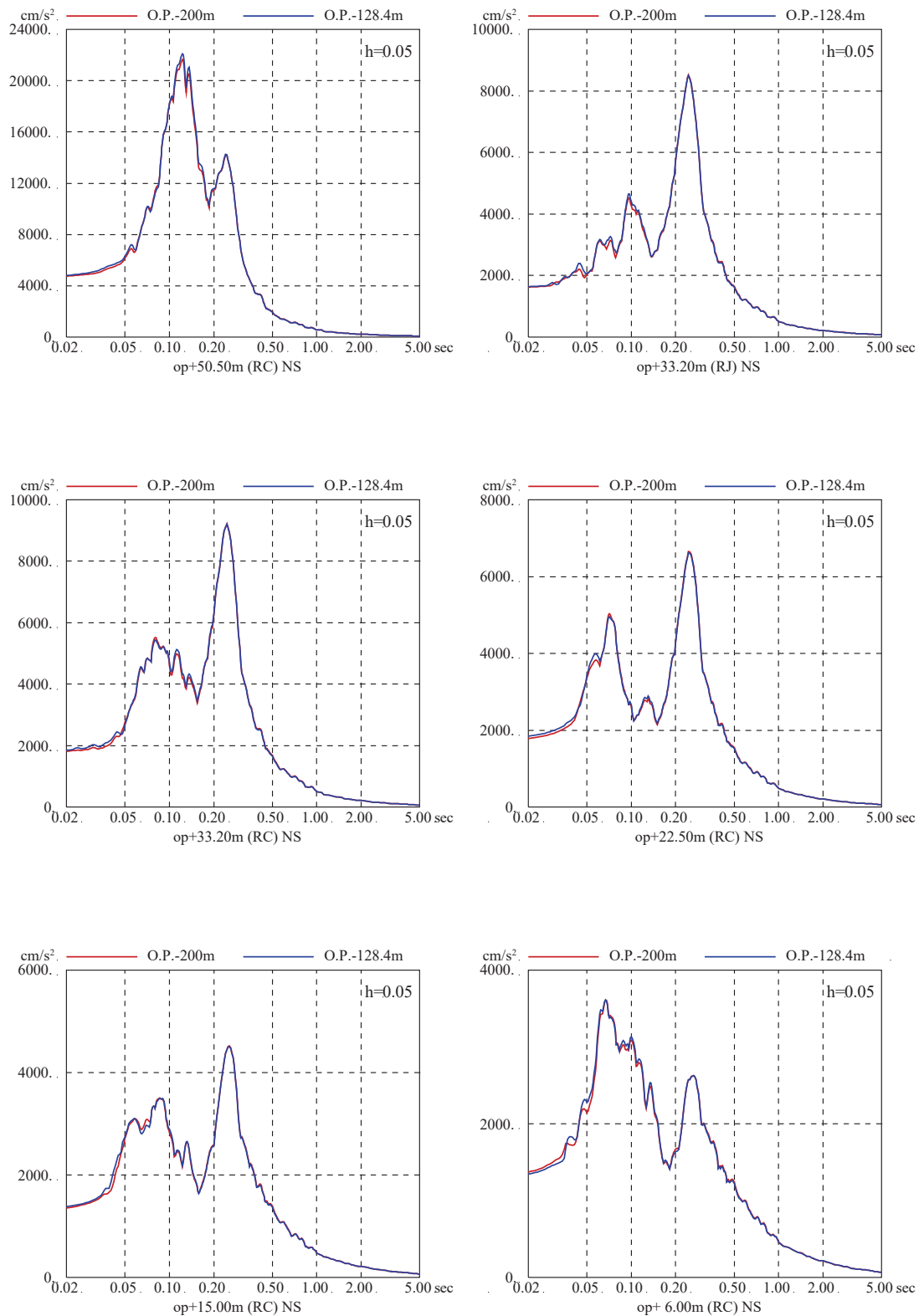


図 3-4(1) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の
 応答スペクトルへの影響比較

(地盤モデル下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 S s - D 2, NS 方向)

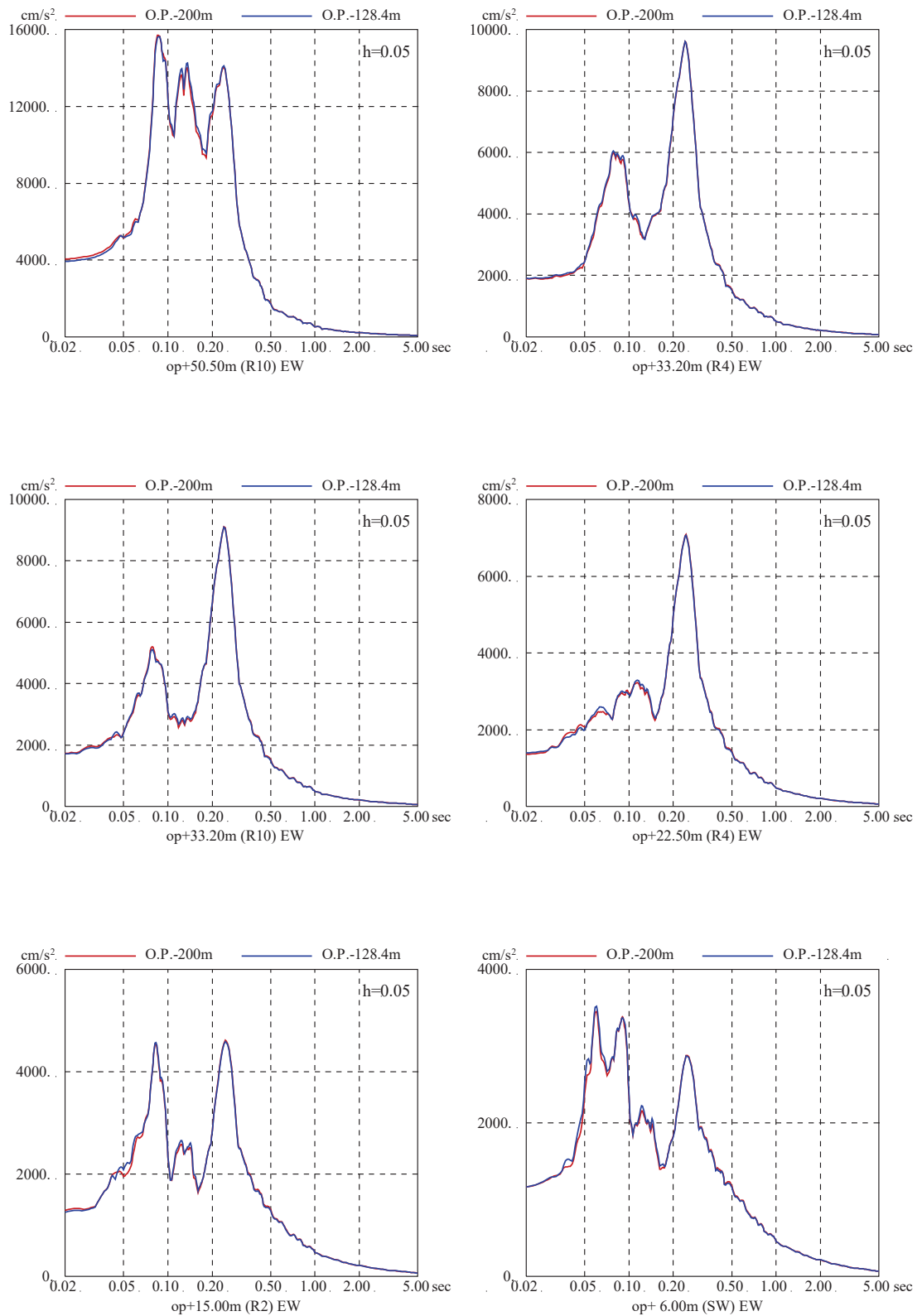


図 3-4(2) 地盤モデル下端深さの差異による建屋の
 応答スペクトルへの影響比較

(地盤モデル下端深さ O.P.-128.4m の比較, 基準地震動 $S_s - D_2$, EW 方向)

別紙 13 地盤の減衰の設定について

目 次

1. 検討目的..... 別紙 13-1
2. 検討方法..... 別紙 13-2
3. 検討結果..... 別紙 13-7

1. 検討目的

原子炉建屋の基準地震動の入力地震動の算定においては、入力地震動の加速度振幅が大きいことから、表層地盤の非線形性を考慮した解析を行っている。地盤の非線形性を考慮した解析としては、地盤のひずみレベルが小さい場合（目安として 0.1%以下）には、一次元波動論（SHAKE）の等価線形解析が用いられることが多い。今回の検討では、基準地震動 S_s 入力時の地盤のひずみレベルが等価線形解析の適用の目安値を上回る可能性が想定されたことから、ひずみレベルが大きい場合でも適用できる逐次非線形解析を採用した。

逐次非線形解析では、減衰モデルは内部粘性減衰又はレーリー減衰が適用できる。内部粘性減衰では、通常 1 次固有振動数の減衰量を与え、それよりも高次の振動数については振動数比例として評価される。一方、レーリー減衰は 2 つの振動数で減衰量を与えることができるため、例えば 1 次固有振動数と 2 次固有振動数それぞれに同じ減衰量を与えることができる。入力地震動 (E+F) の算定に当たっては、表層地盤部の減衰が小さい方が入力地震動 (E+F) は大きく算定されるため、入力地震動 (E+F) の評価に当たっては、1 次固有振動数と 2 次固有振動数で減衰定数を合わせたレーリー減衰を適用している。参考に、レーリー減衰と内部粘性減衰の比較を図 1-1 に示す。

本検討では、減衰の違いによる建屋応答への影響を確認するために感度解析を実施する。

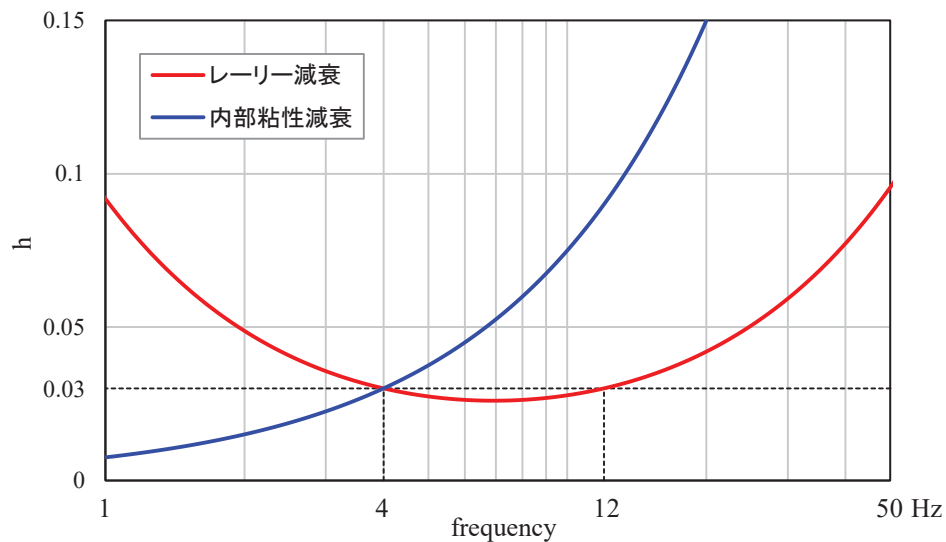


図 1-1 レーリー減衰と内部粘性減衰の比較

2. 検討方法

原子炉建屋の入力地震動の算定においては、逐次非線形解析を採用し、減衰モデルはレーリー減衰を適用している。逐次非線形解析では、内部粘性減衰又はレーリー減衰を採用できるため、内部粘性減衰を適用した場合の建屋応答への影響を確認する。

内部粘性減衰は、表層地盤の1次振動数(4Hz)で減衰定数が3%となるように設定し、レーリー減衰は、表層地盤の1次振動数(4Hz)及び2次振動数(12Hz)で減衰が3%となるように設定する。

解析は、一次元波動論を用いて、モデル基盤までの引き下げを線形解析とし、モデル基盤から解放基盤相当位置までの引き上げを逐次非線形解析とする。検討に用いる地震動は基準地震動 S_s とする。

使用した解析コードは、線形解析では「SHAKE」、逐次非線形解析では「mflow ver. 1.0」である。解析の概念図を図2-1に、検討に用いた地盤モデルを表2-1に示す。

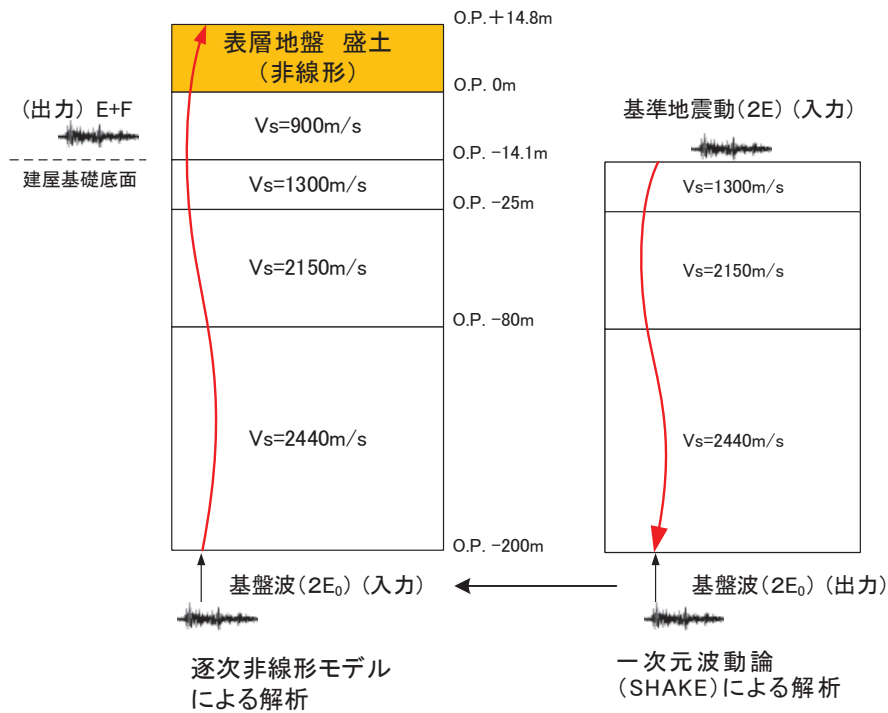


図 2-1 解析概念図

表 2-1 検討に用いた地盤モデル

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%) ^{※2}
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

- ※1 O. P. 14.8m~O. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。
- ※2 内部粘性減衰 又は レーリー減衰(4Hz, 12Hz) で設定。
- ※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

O. P. 14. 8m~O. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線及び $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2-1)$$

$$\text{ここで、} \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2-2)$$

$$\text{ここで、} \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t (\text{N/mm}^2)$$

$h - \gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h - \gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を (2-3) 式に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (2-3)$$

h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (2-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max} = 0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を図 2-2 に、 $h - \gamma$ 曲線を (2-4) 式と比較して図 2-3 に示す。

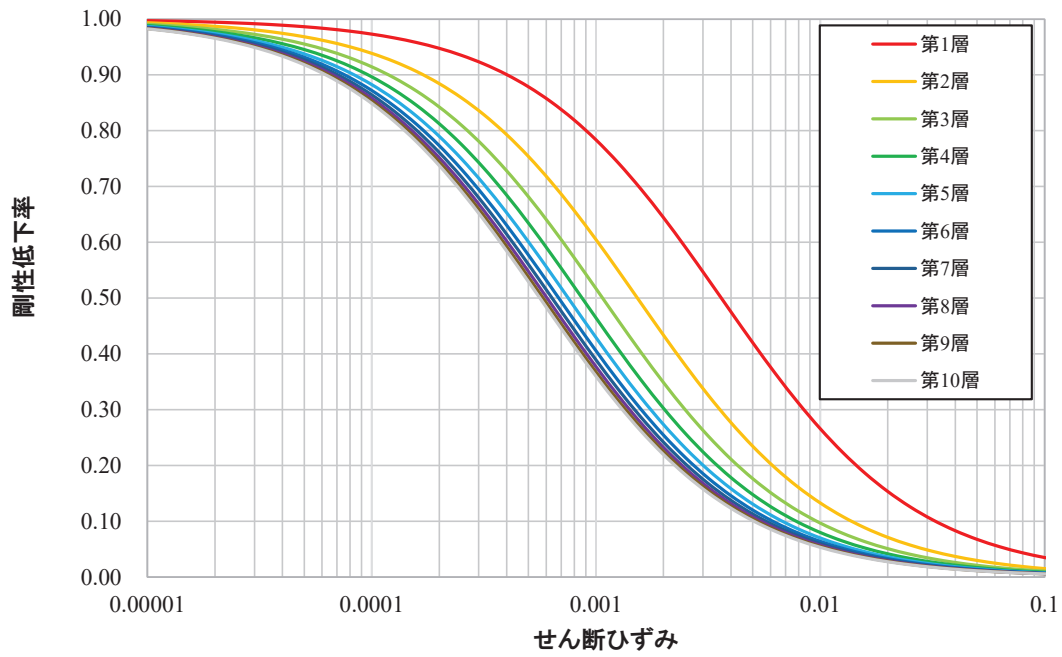


図 2-2 $G/G_0 - \gamma$ 曲線

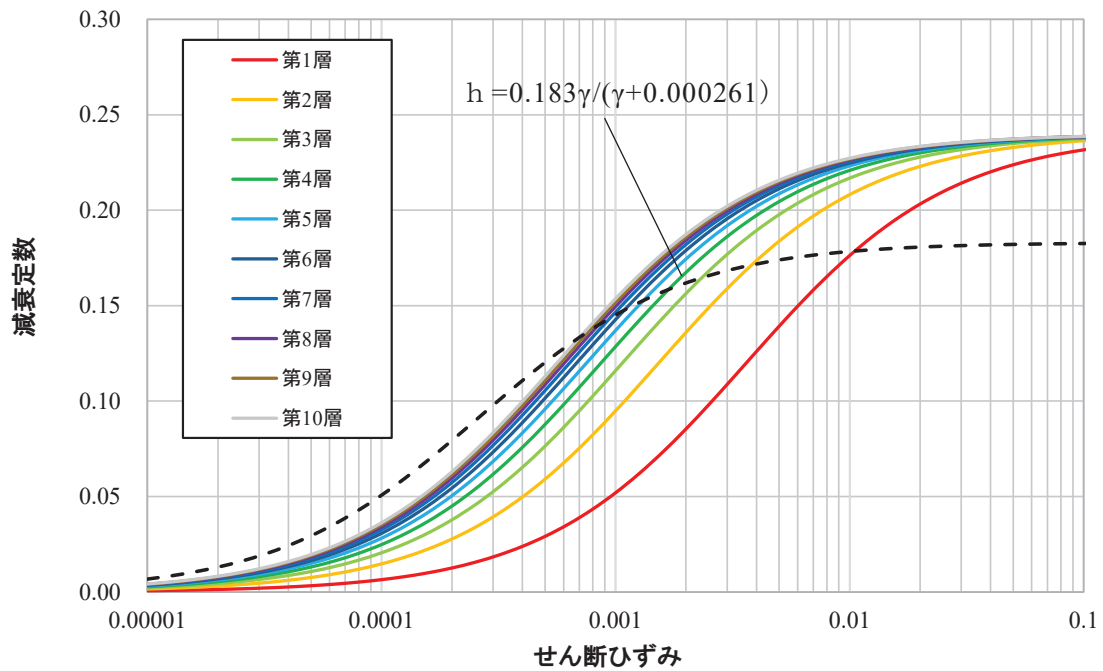


図 2-3 $h - \gamma$ 曲線

3. 検討結果

地盤モデルの減衰に内部粘性減衰を適用した場合とレーリー減衰を適用した場合に算定される入力地震動(E+F)の比較を基準地震動S_s7波について図3-1に示す。また、基準地震動S_s-D1及び基準地震動S_s-D2による建屋の床応答スペクトルの比較を図3-2～図3-5に示す。

入力地震動の応答スペクトルは、どの基準地震動0.2秒から短周期において内部粘性減衰を適用した場合よりレーリー減衰を適用した場合の方が大きくなっている。

建屋の床応答スペクトルにおいても、内部粘性減衰を適用した場合よりレーリー減衰を適用した場合の方が若干大きくなっており、短周期でその傾向が高い。

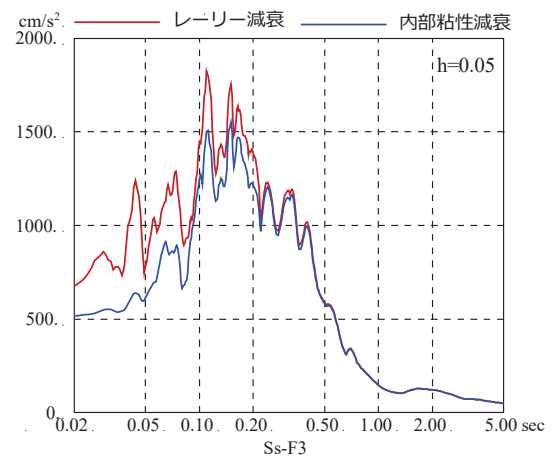
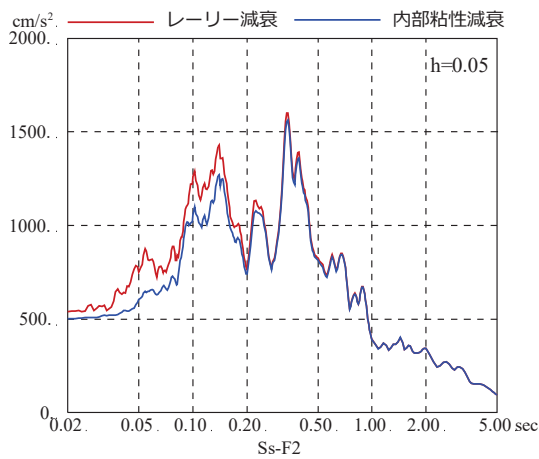
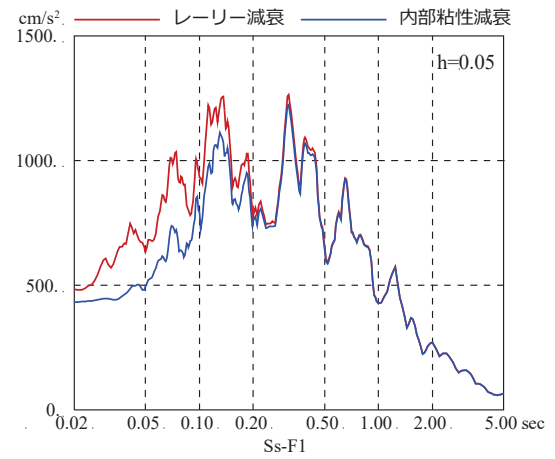
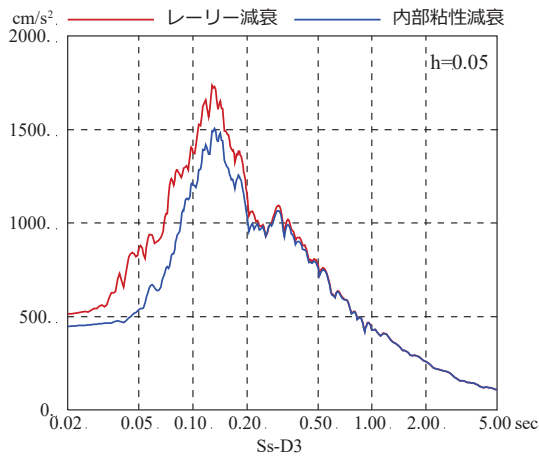
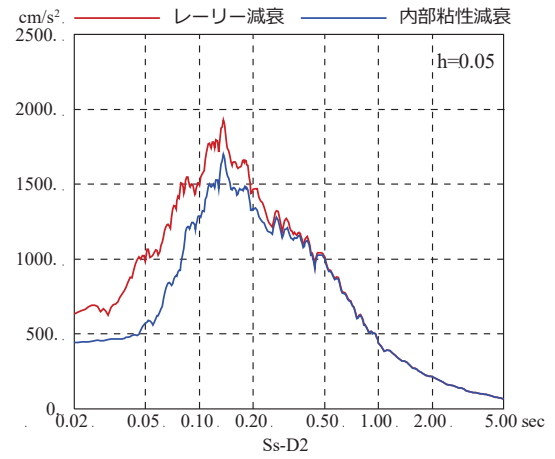
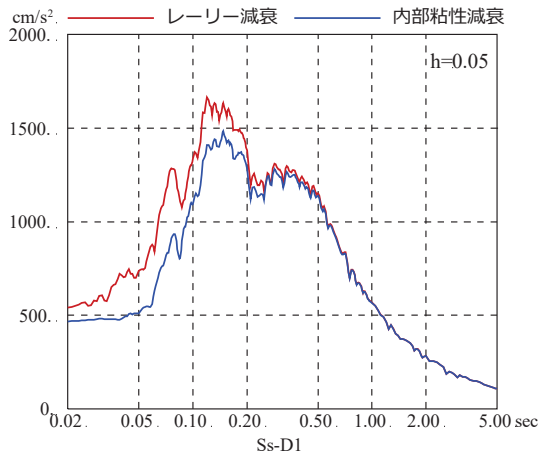


図 3-1(1) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較

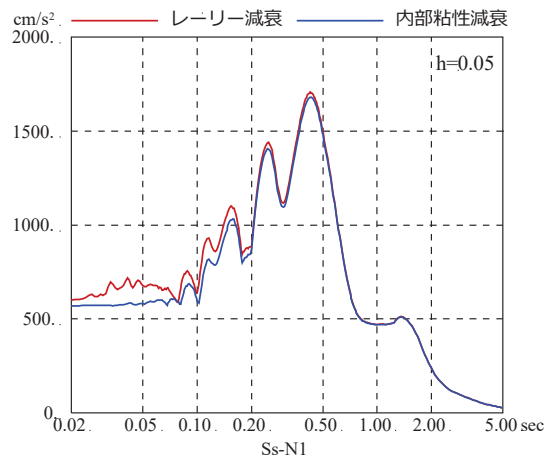


図 3-1(2) 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
入力地震動 (E+F) の応答スペクトルの比較

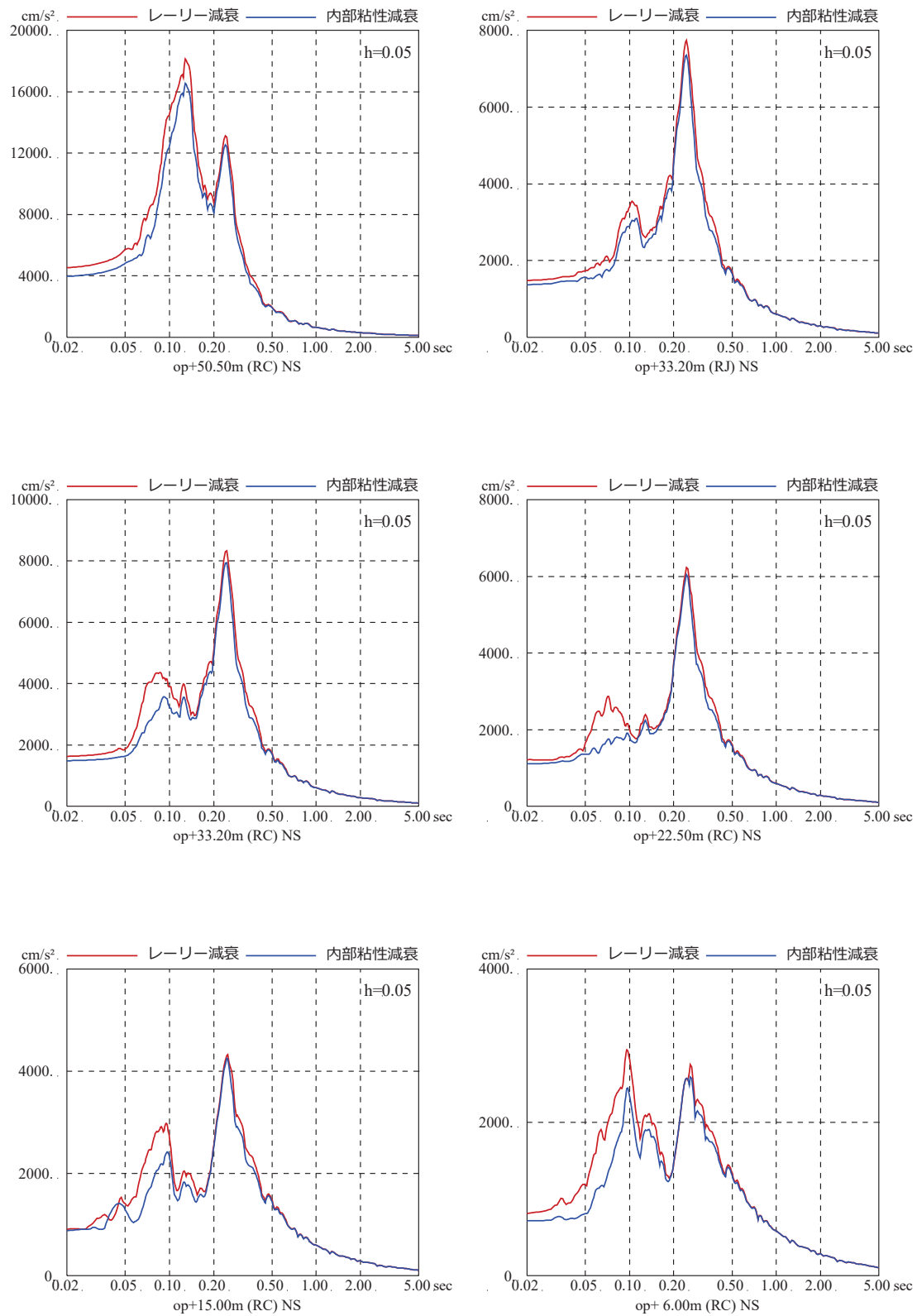


図 3-2 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較（基準地震動 S s - D 1, NS 方向）

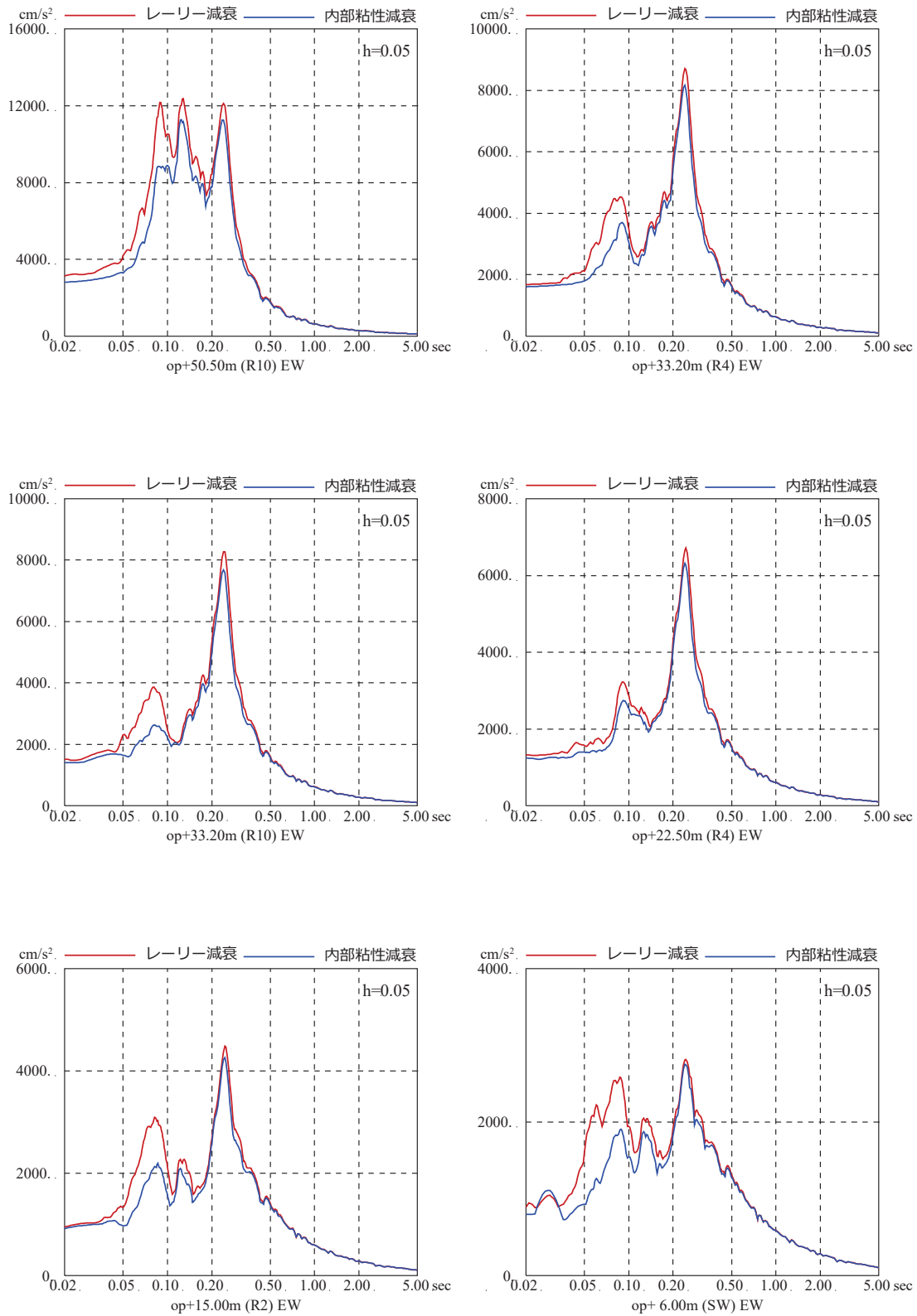


図 3-3 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D1$, EW 方向)

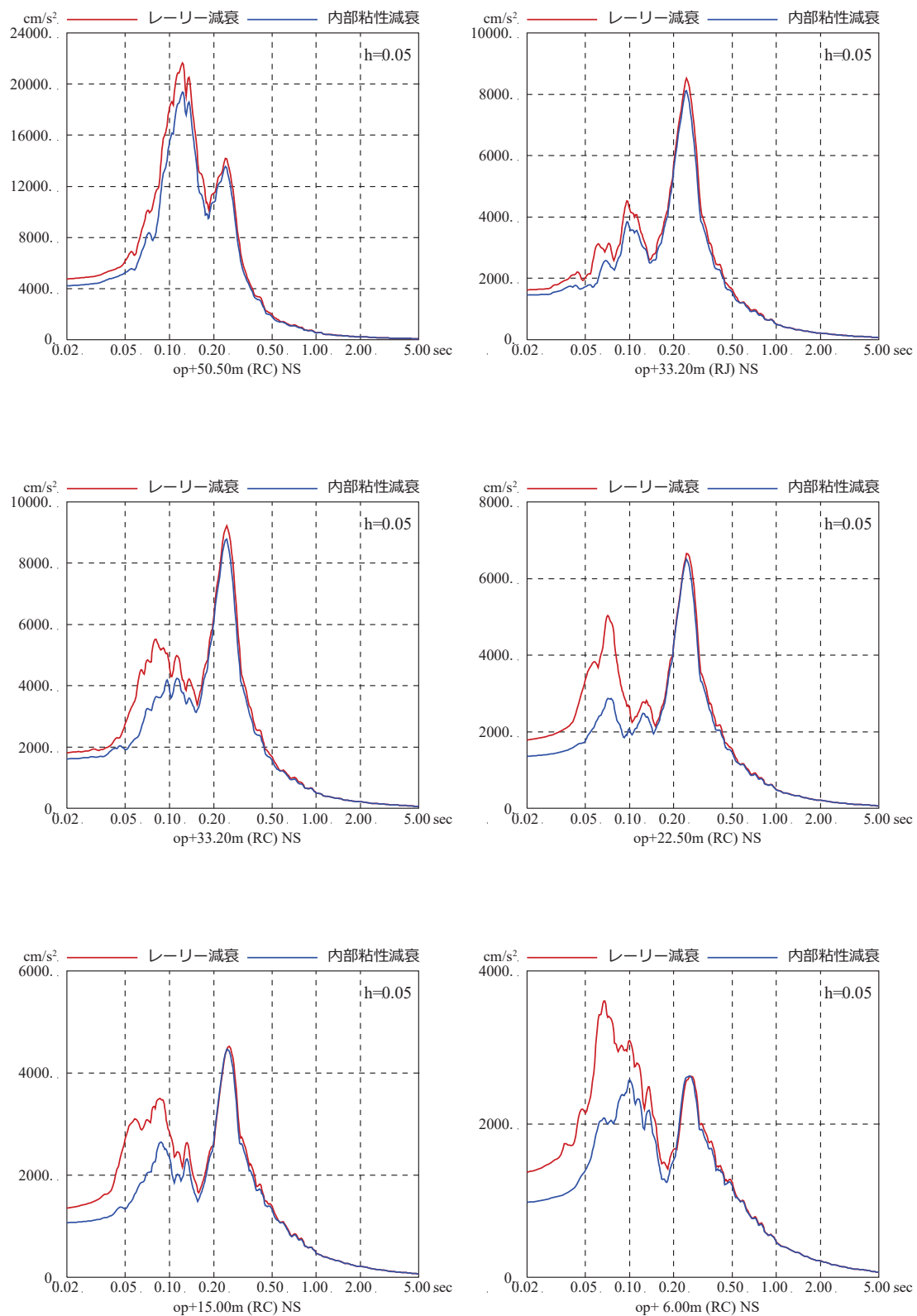


図 3-4 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, NS 方向)

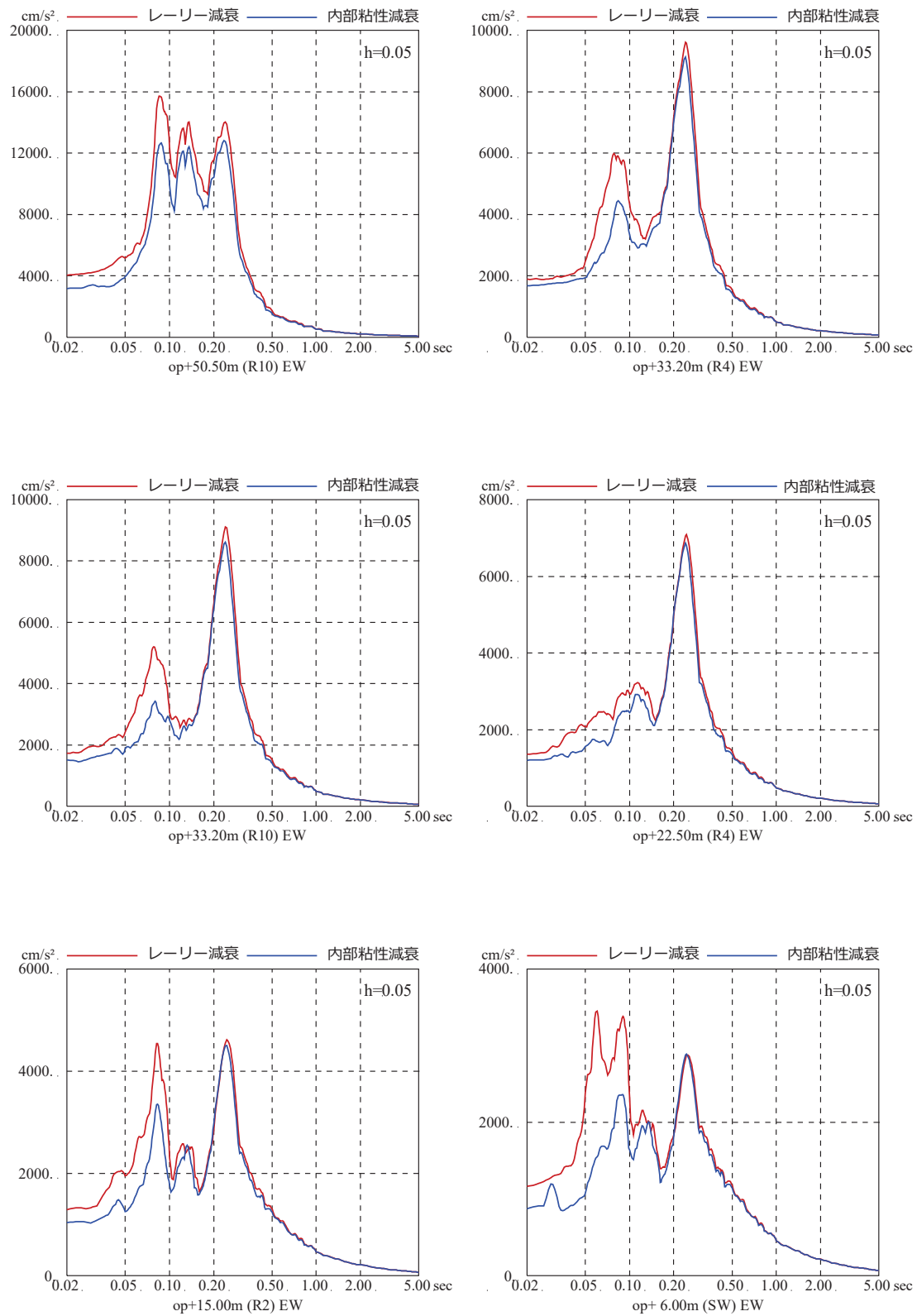


図 3-5 減衰モデルの異なる地盤モデルによる
原子炉建屋の床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, EW 方向)

別紙 14 表層地盤物性値の違いによる建屋応答への影響について

目 次

1. 検討目的..... 別紙 14-1
 2. 検討方法..... 別紙 14-2
 3. 検討結果..... 別紙 14-6
- 参考検討 表層地盤物性値の違いによる基準地震動 S_s 時の建屋応答への影響について

1. 検討目的

原子炉建屋の基準地震動の入力地震動の算定においては、地震動の加速度振幅が大きいことから、表層地盤の非線形性を考慮した解析を行っている。

表層地盤の非線形特性は、PS 検層結果から初期せん断剛性 G_0 、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0 - \gamma$ 曲線、繰返し三軸試験結果から $h - \gamma$ 曲線を設定し、地震観測記録のシミュレーション解析により検証したものである。

一方、初期せん断剛性 G_0 及び $G/G_0 - \gamma$ 曲線については、繰返し三軸試験による結果も存在することから、入力地震動算定における非線形特性が建屋応答へ与える影響について確認する。

2. 検討方法

入力地震動の算定に用いる地盤モデルの非線形特性として、PS 検層結果から初期せん断剛性 G_0 、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0 - \gamma$ 曲線を設定した場合（基本ケース）と、繰返し三軸試験結果から初期せん断剛性 G_0 及び $G/G_0 - \gamma$ 曲線を設定した場合（ケース 1）の観測記録の再現性を確認する。

検討は、3.11 地震のはぎとり波を用いて建屋シミュレーション解析を実施し、観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較により行う。

基本ケースでは、0.P.14.8m～0.P.0m の表層地盤非線形特性として初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2-1)$$

$$\text{ここで、 } \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2-2)$$

$$\text{ここで、 } \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$h - \gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h - \gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を以下に示す。

$$h = h_{\max} (1 - G/G_0) \quad (2-3)$$

h_{\max} はせん断ひずみが 0.001～0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (2-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max} = 0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.000261)$$

(2-4)

基本ケースの解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を図 2-1 に、 $h - \gamma$ 曲線を図 2-2 に示す。

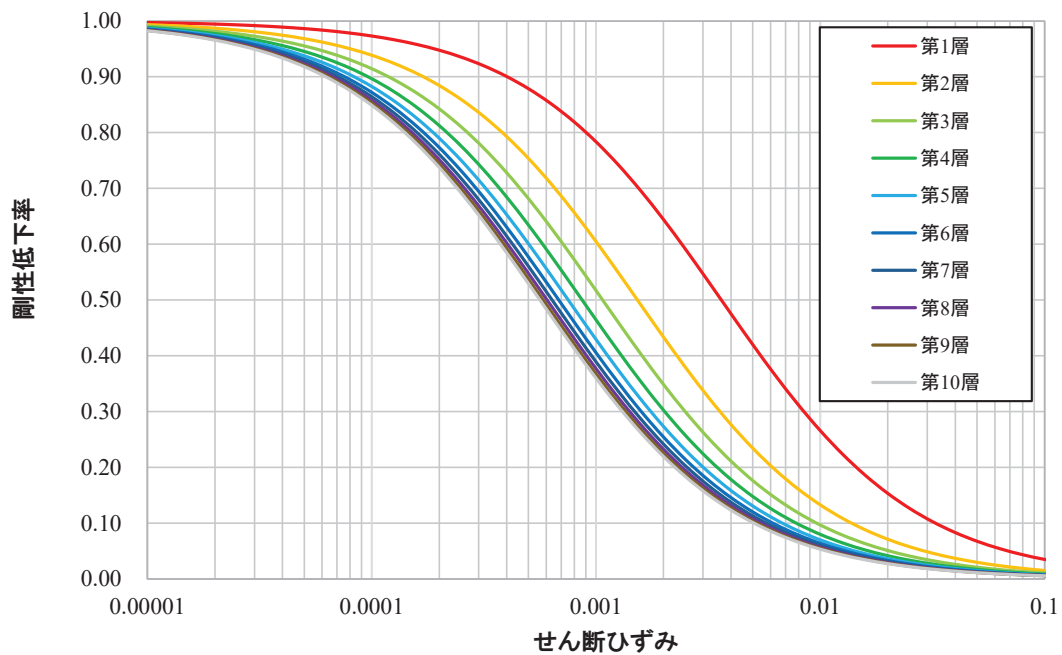


図 2-1 $G/G_0 - \gamma$ 曲線

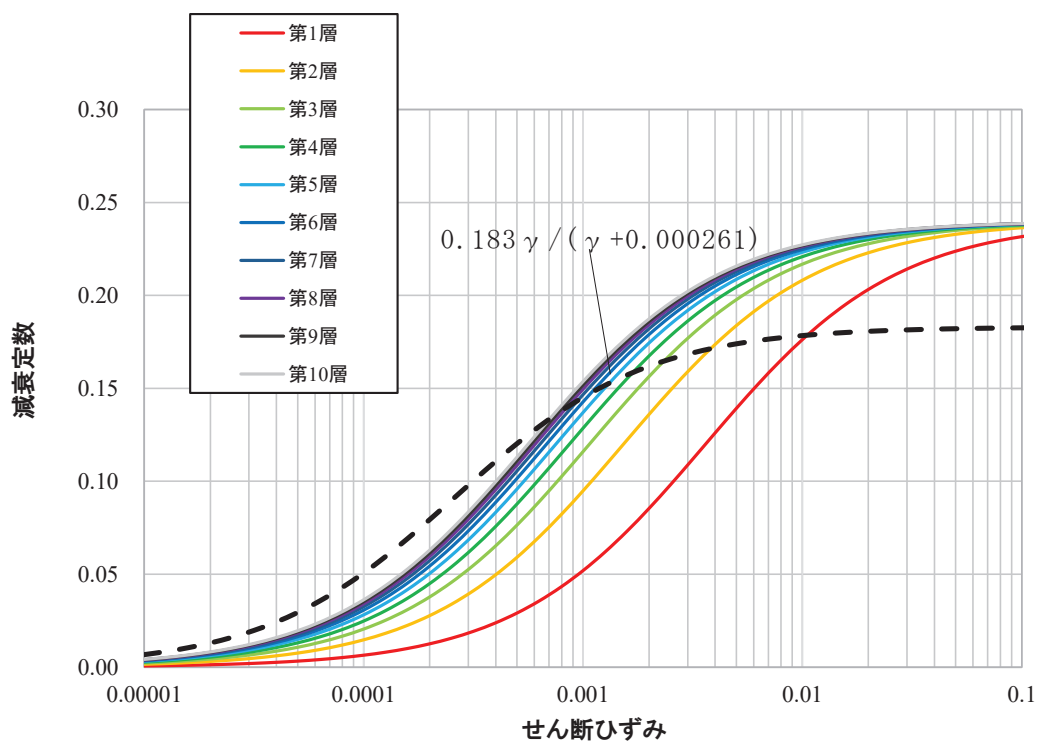


図 2-2 $h - \gamma$ 曲線

ケース 1 の表層地盤非線形特性として初期せん断剛性 G_0 及び $G/G_0 - \gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果から (2-4) 式及び (2-5) 式で設定する。

$$G_0 = 382\sigma_c^{0.71} \quad (2-5)$$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2-6)$$

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0} = 0.00036 \quad (2-7)$$

$h - \gamma$ 曲線は、基本ケースと同様とする。

ケース 1 の評価に採用されている $G/G_0 - \gamma$ 曲線を基本ケースの $G/G_0 - \gamma$ 曲線と比較して図 2-3 に示す。 $h - \gamma$ 曲線は図 2-2 と同じである。

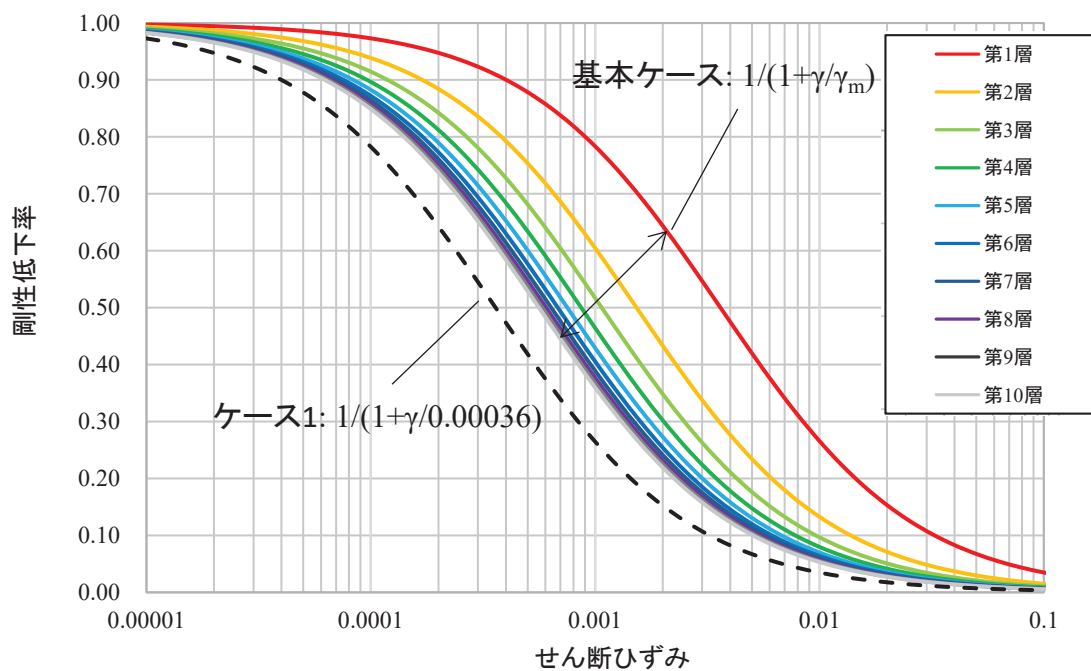


図 2-3 $G/G_0 - \gamma$ 曲線の比較

検討は、以下の3種類について比較を行う。

- ① 初期せん断弾性係数 G_0 のみを変更する（この場合 $G/G_0 - \gamma$ 曲線は従来のモデルと同じとし、(2-6) 式の基準ひずみは適用しない）
- ② $G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更する（この場合 (2-6) 式の基準ひずみと G_0 の関係式は適用しない）
- ③ 初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線の両方を変更する

3. 検討結果

図 3-1～図 3-6 に、検討結果の建屋モデルの床応答スペクトルを観測記録の床応答スペクトルと比較して示す。

初期せん断弾性係数 G_0 のみを変更した場合、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更した場合及び初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線の両方を変更した場合のどの場合においても、床応答スペクトルは、周期 0.2 秒～0.3 秒の 1 次ピーク付近で基本ケースよりケース 1 が大きくなる傾向が見られ、基本ケースの方が観測記録に近い結果となっている。

このことから、基本ケースの物性値を採用することは妥当である。

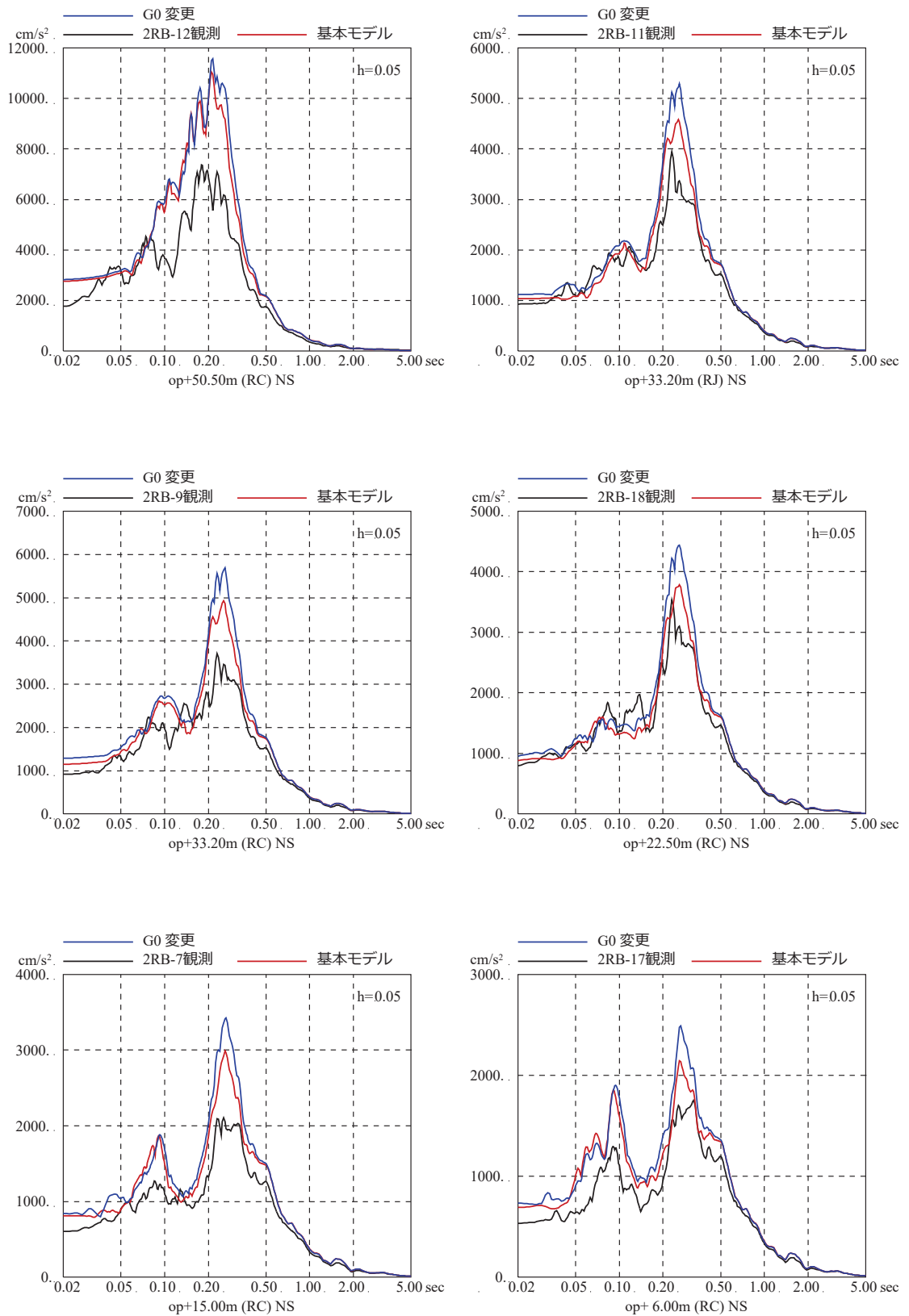


図 3-1 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 を変更した場合)

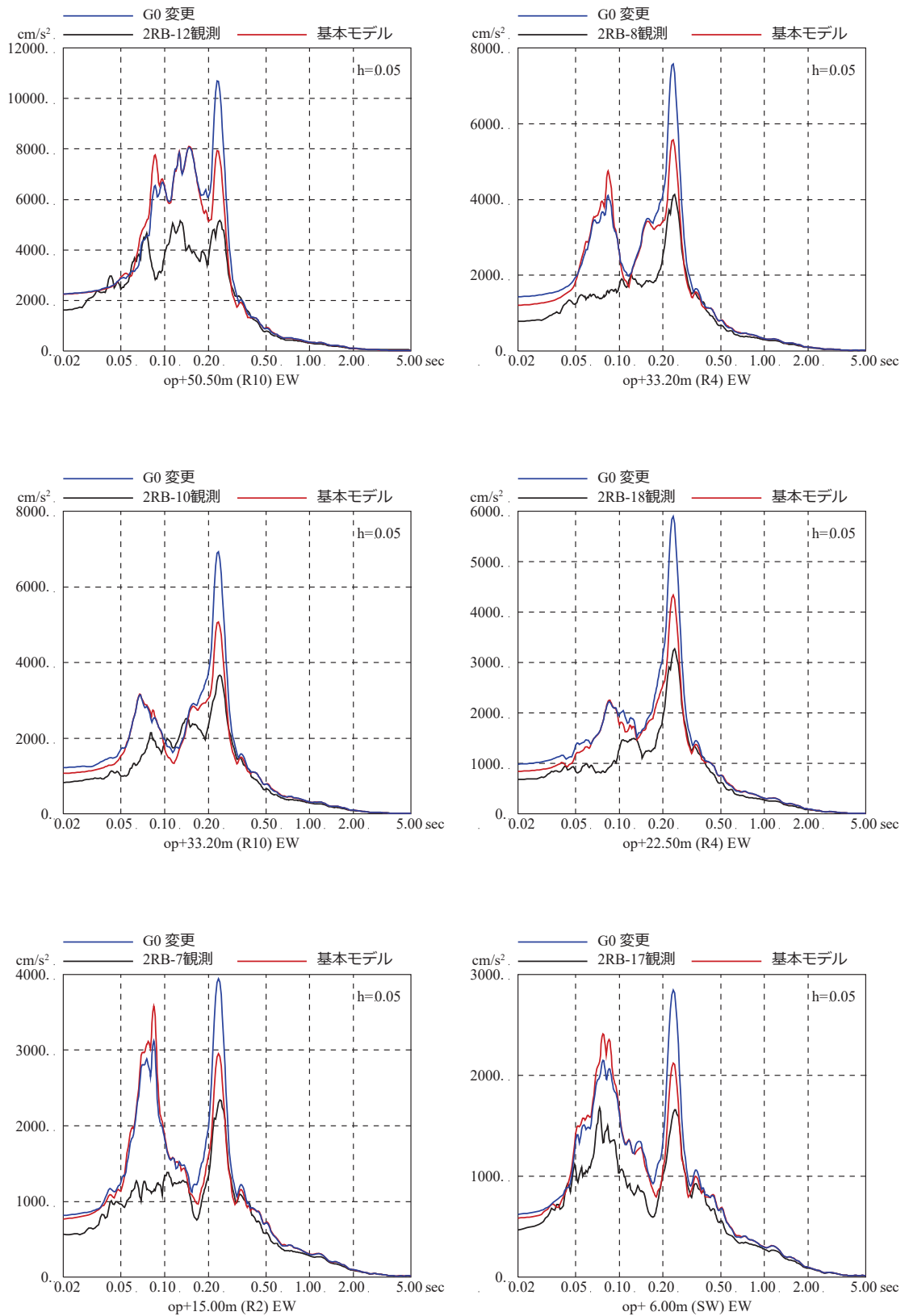


図 3-2 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, EW 方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 を変更した場合)

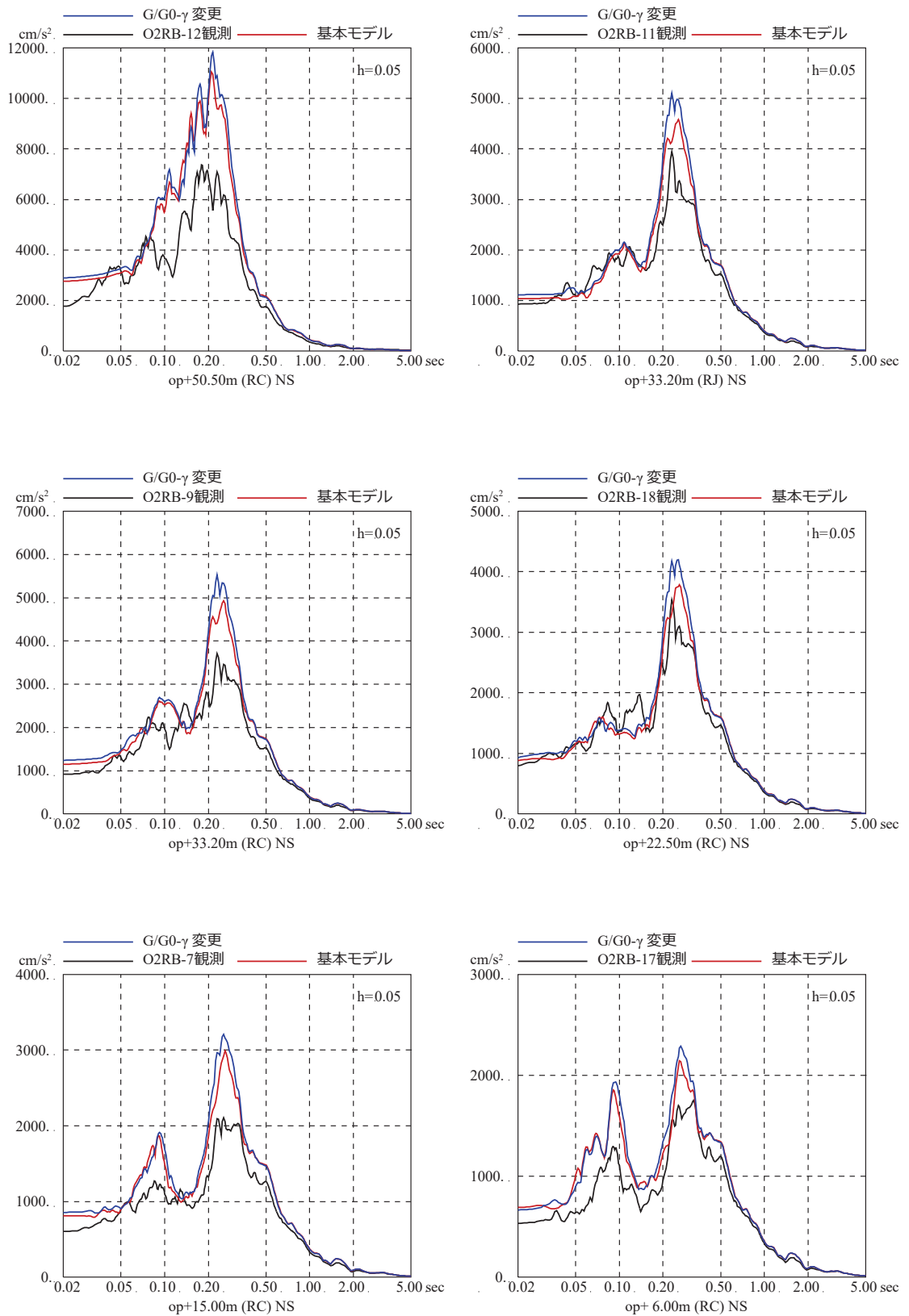


図 3-3 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向)
($G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更した場合)

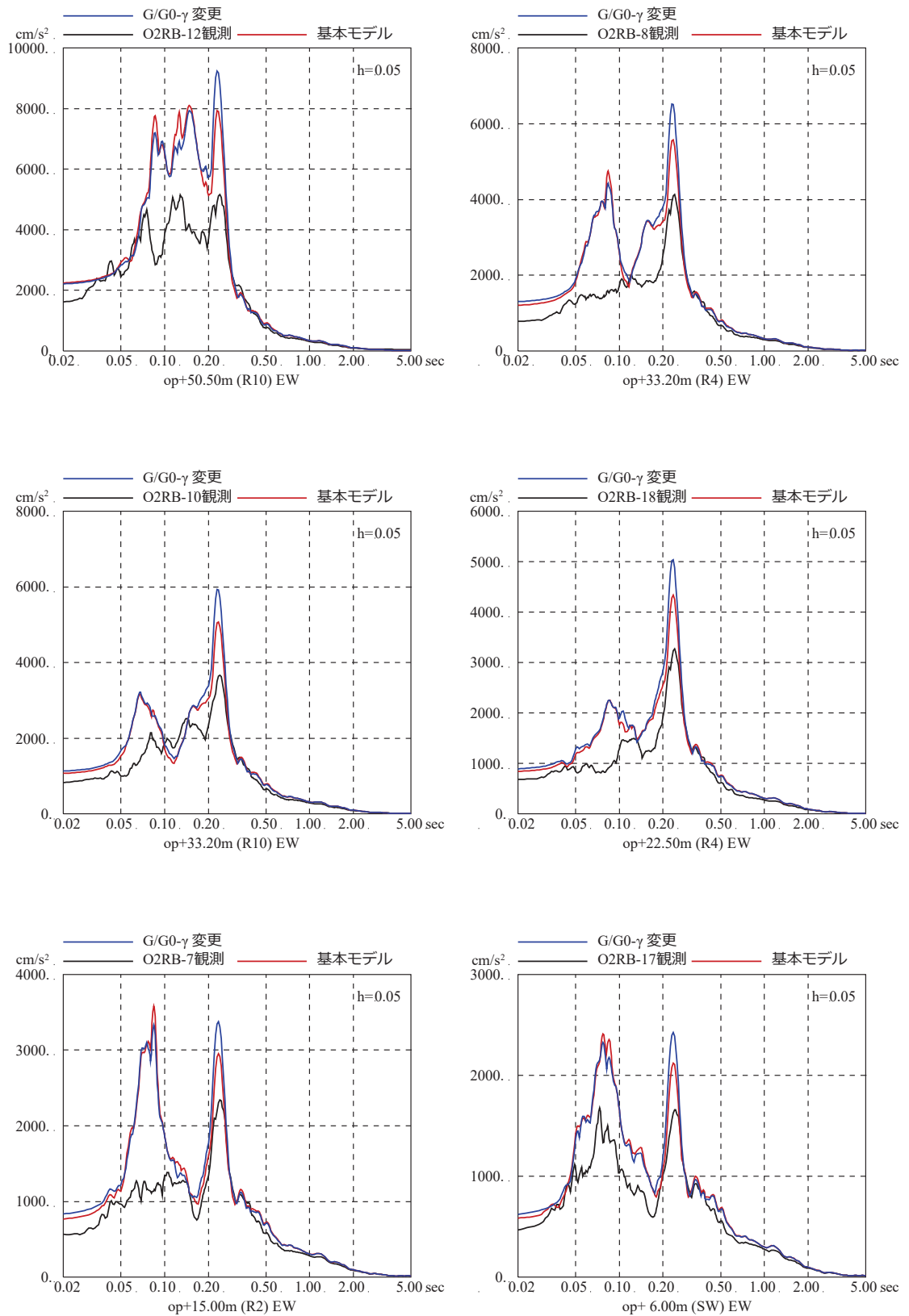


図 3-4 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, EW 方向)
($G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更した場合)

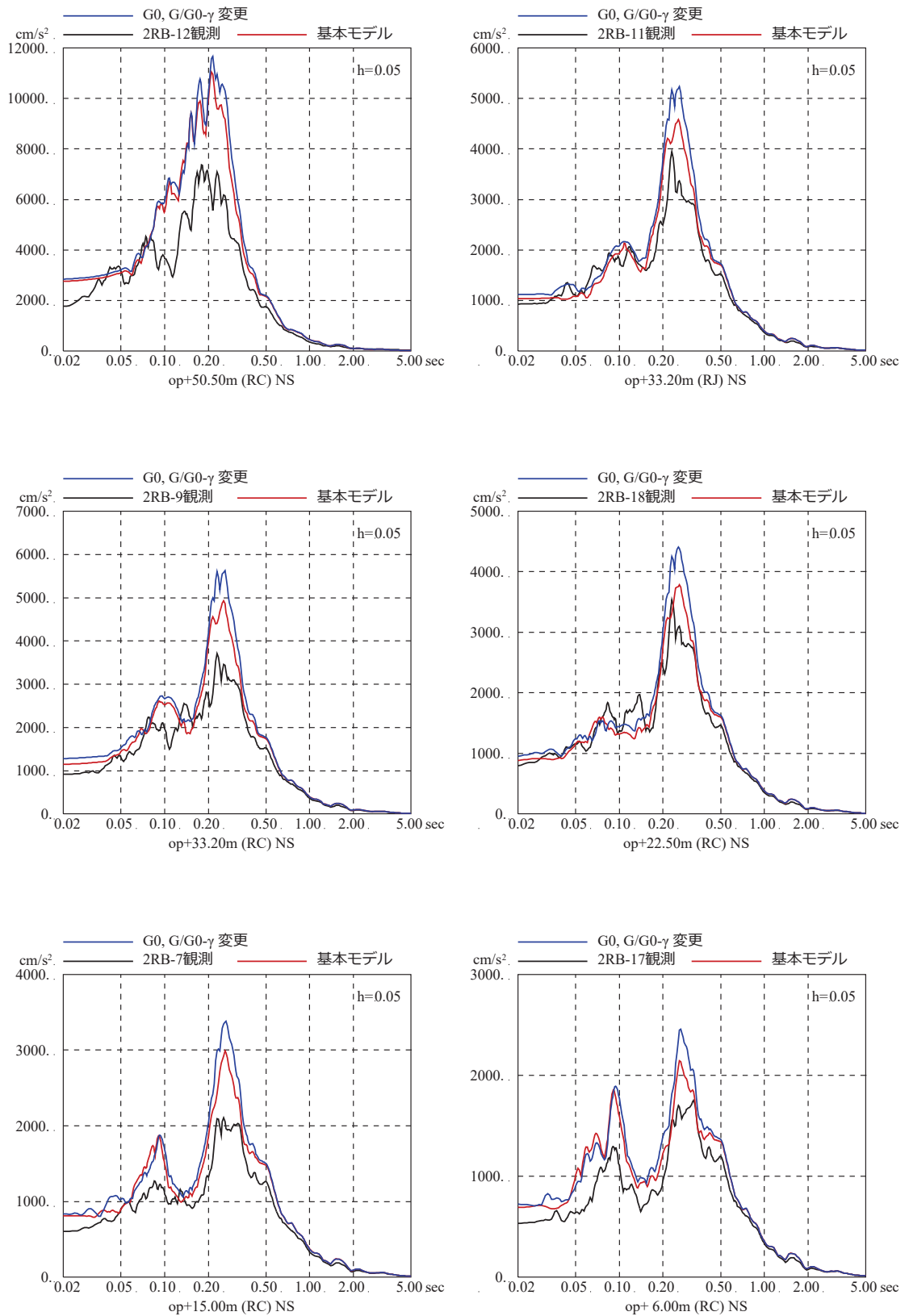


図 3-5 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, NS 方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線を変更した場合)

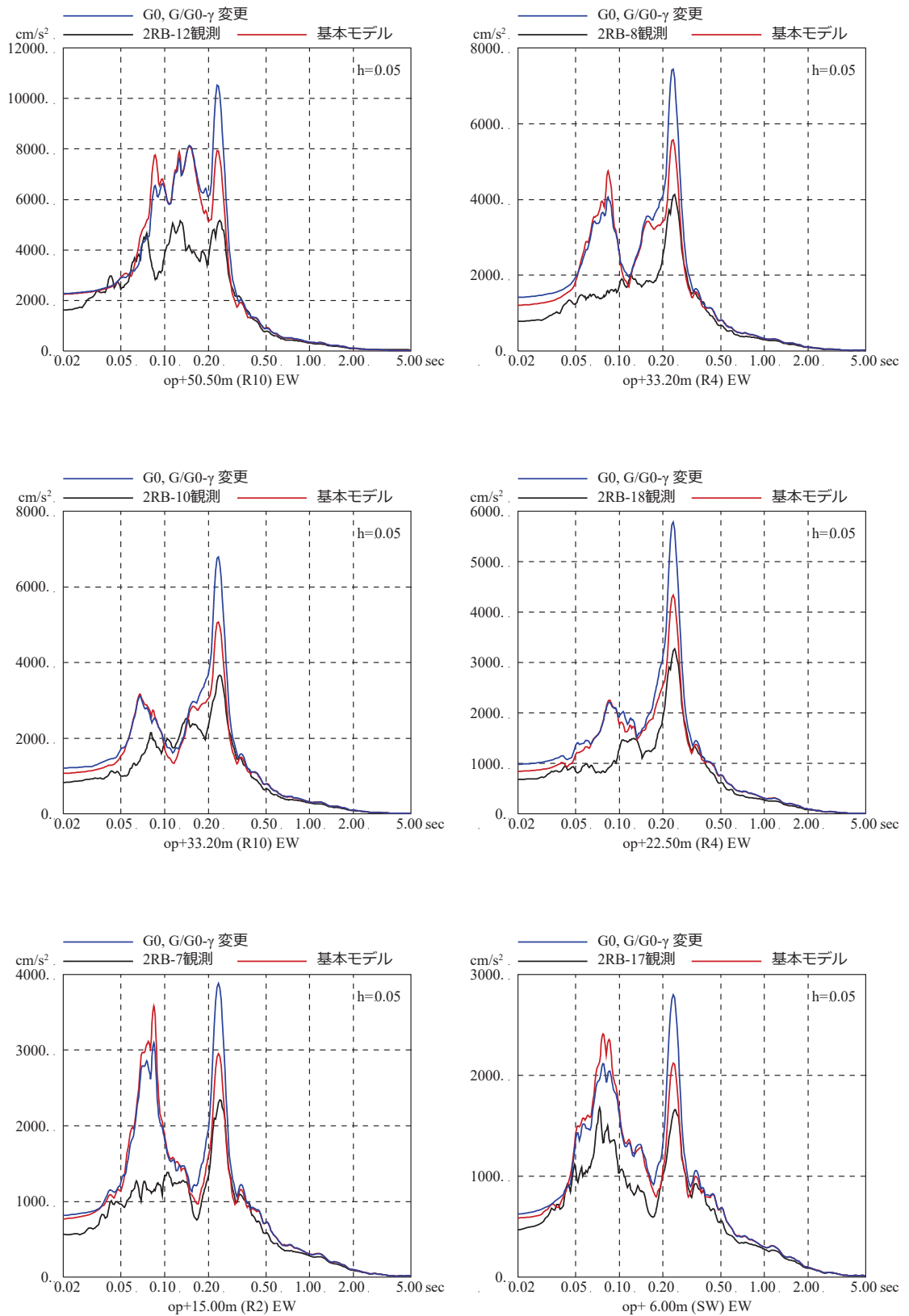


図 3-6 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
床応答スペクトルの比較 (3.11 地震, EW 方向)
(初期せん断弾性係数 G_0 と $G/G_0 - \gamma$ 曲線を変更した場合)

表層地盤物性値の違いによる基準地震動 S_s 時の建屋応答への影響について

入力地震動の算定に用いる地盤モデルの非線形特性として、PS 検層結果から初期せん断剛性 G_0 、原位置せん断試験結果から双曲線モデルとして $G/G_0 - \gamma$ 曲線を設定した地盤モデル（基本ケース）と、繰返し三軸試験結果から初期せん断剛性 G_0 及び $G/G_0 - \gamma$ 曲線を設定した地盤モデル（ケース 1）に、基準地震動 $S_s - D2$ を入力した場合の建屋の床応答スペクトルの比較を参考に図-1～図-6 に示す。

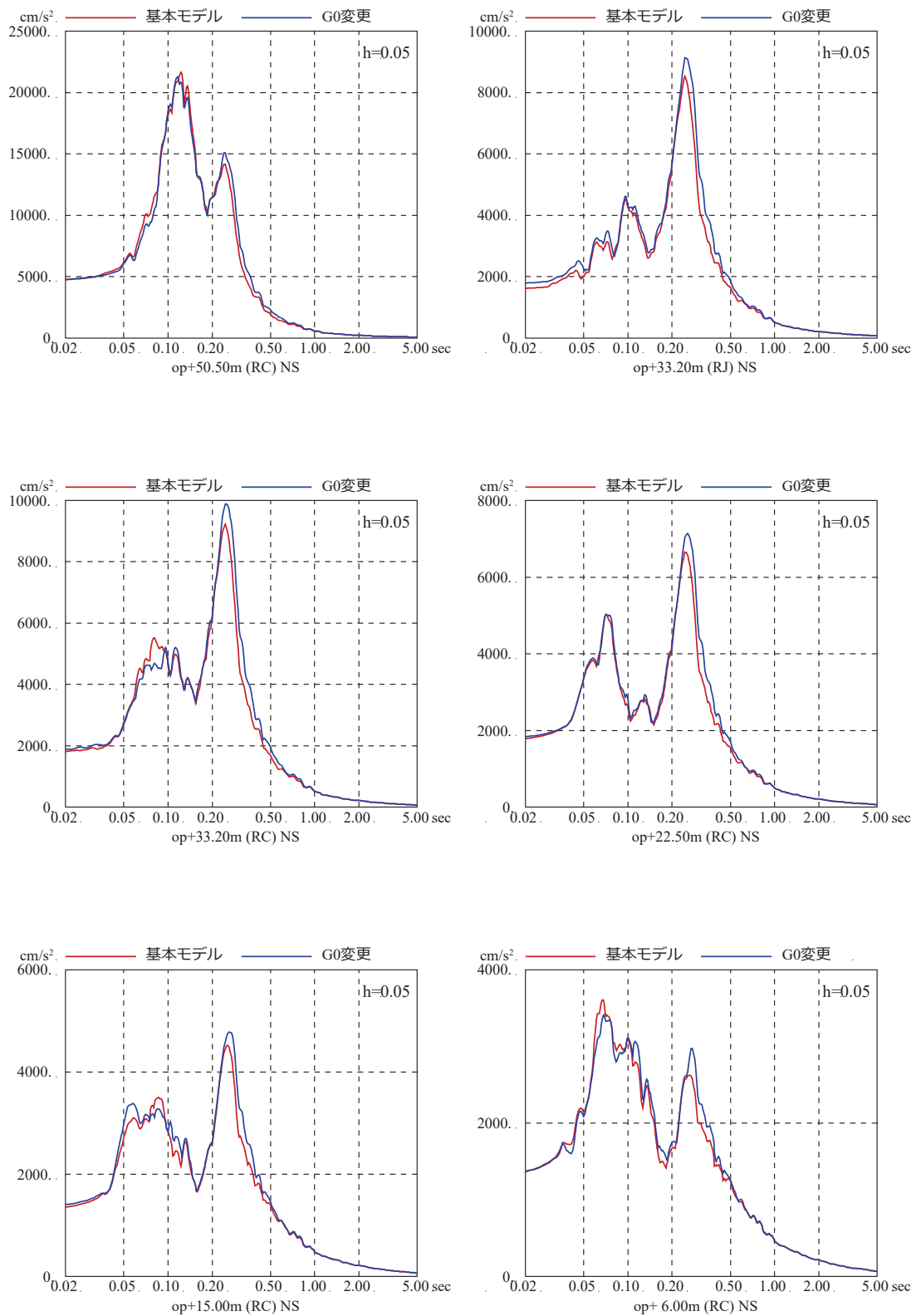


図-1 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D2$, NS 方向)
 (初期せん断弾性係数 G_0 のみ変更した場合)

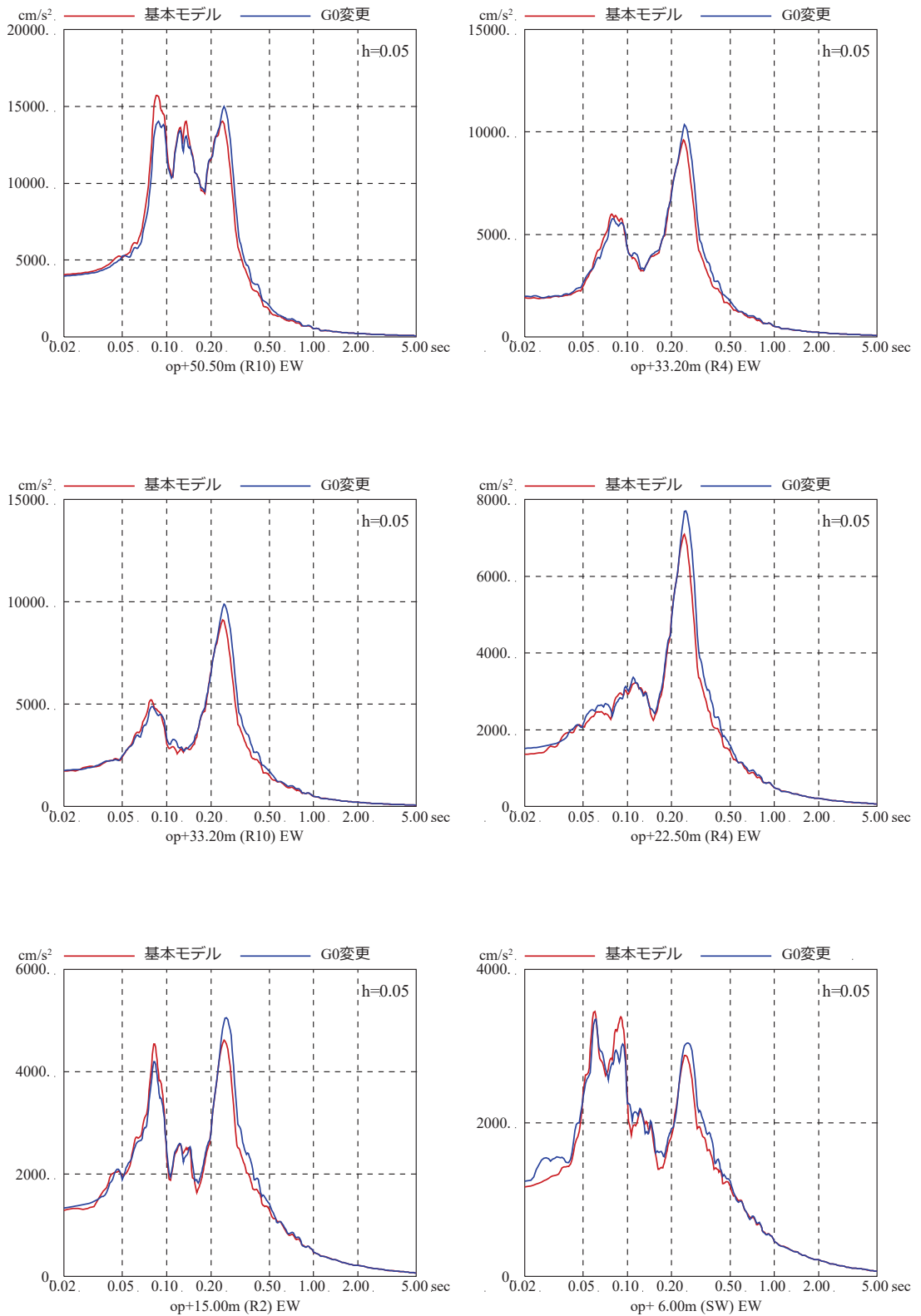


図-2 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, EW 方向)
 (初期せん断弾性係数 G_0 のみ変更した場合)

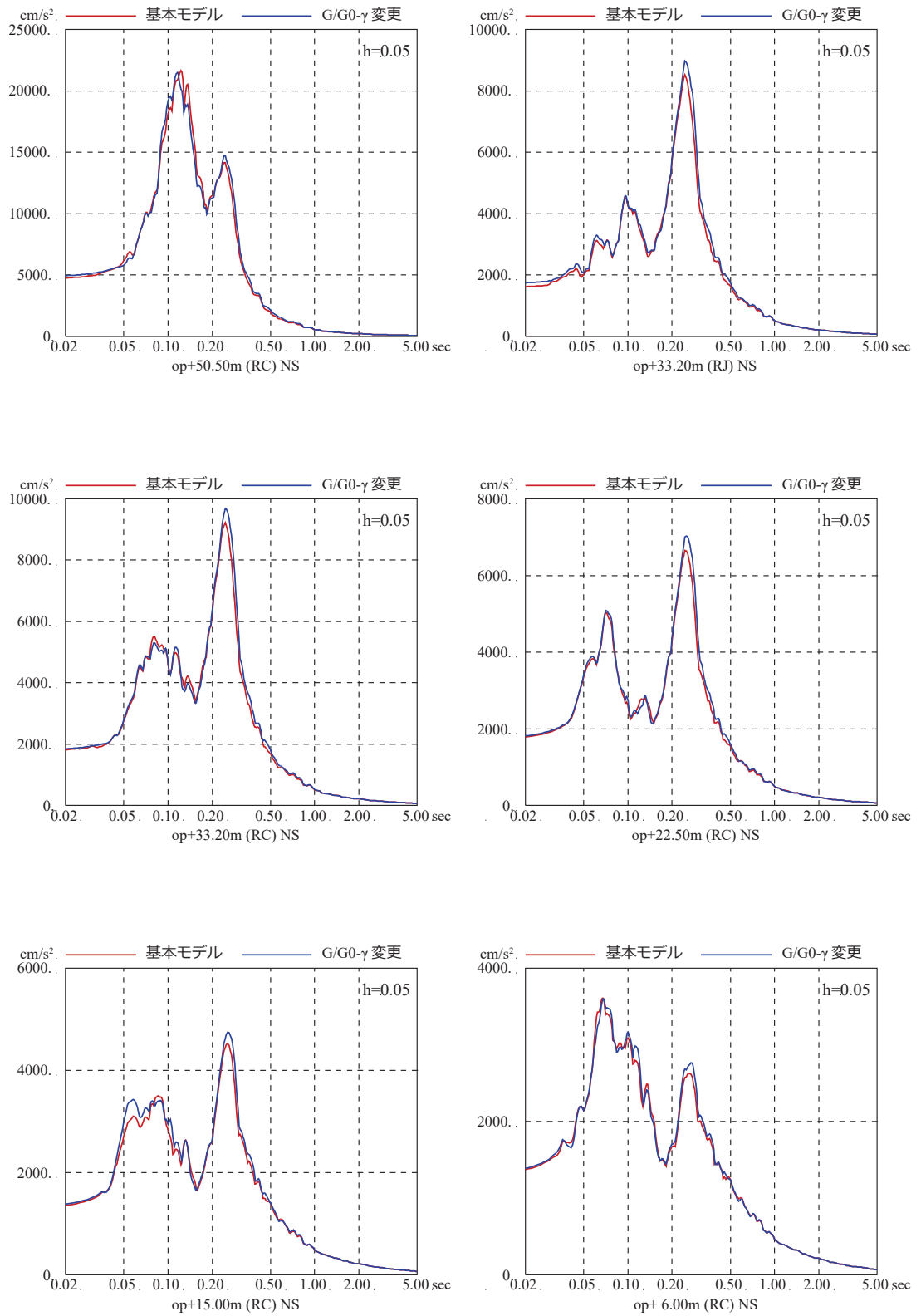


図-3 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D 2, NS 方向)
 (G/G₀-γ 曲線のみ変更した場合)

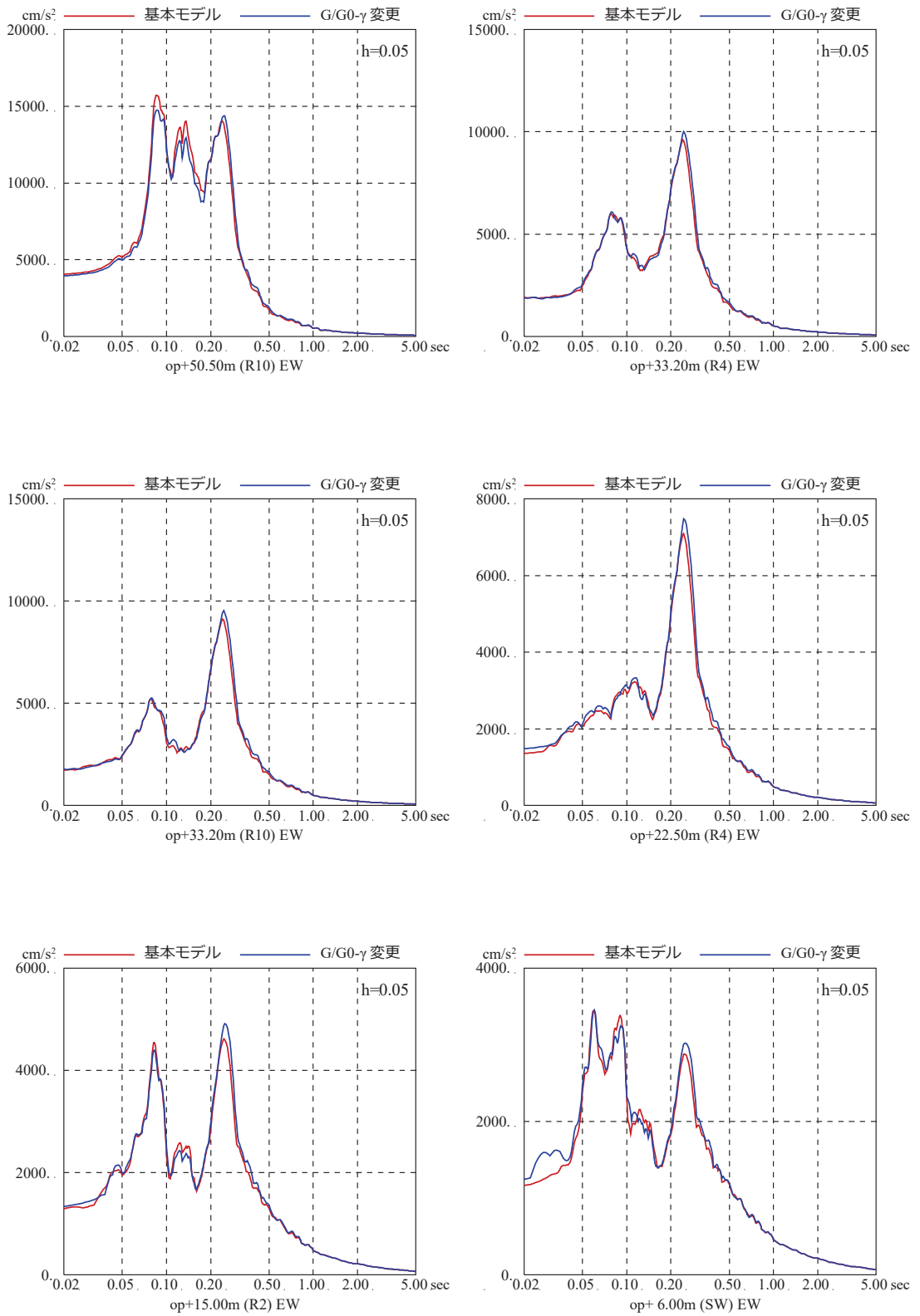


図-4 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D2$, EW 方向)
 ($G/G_0 - \gamma$ 曲線のみ変更した場合)

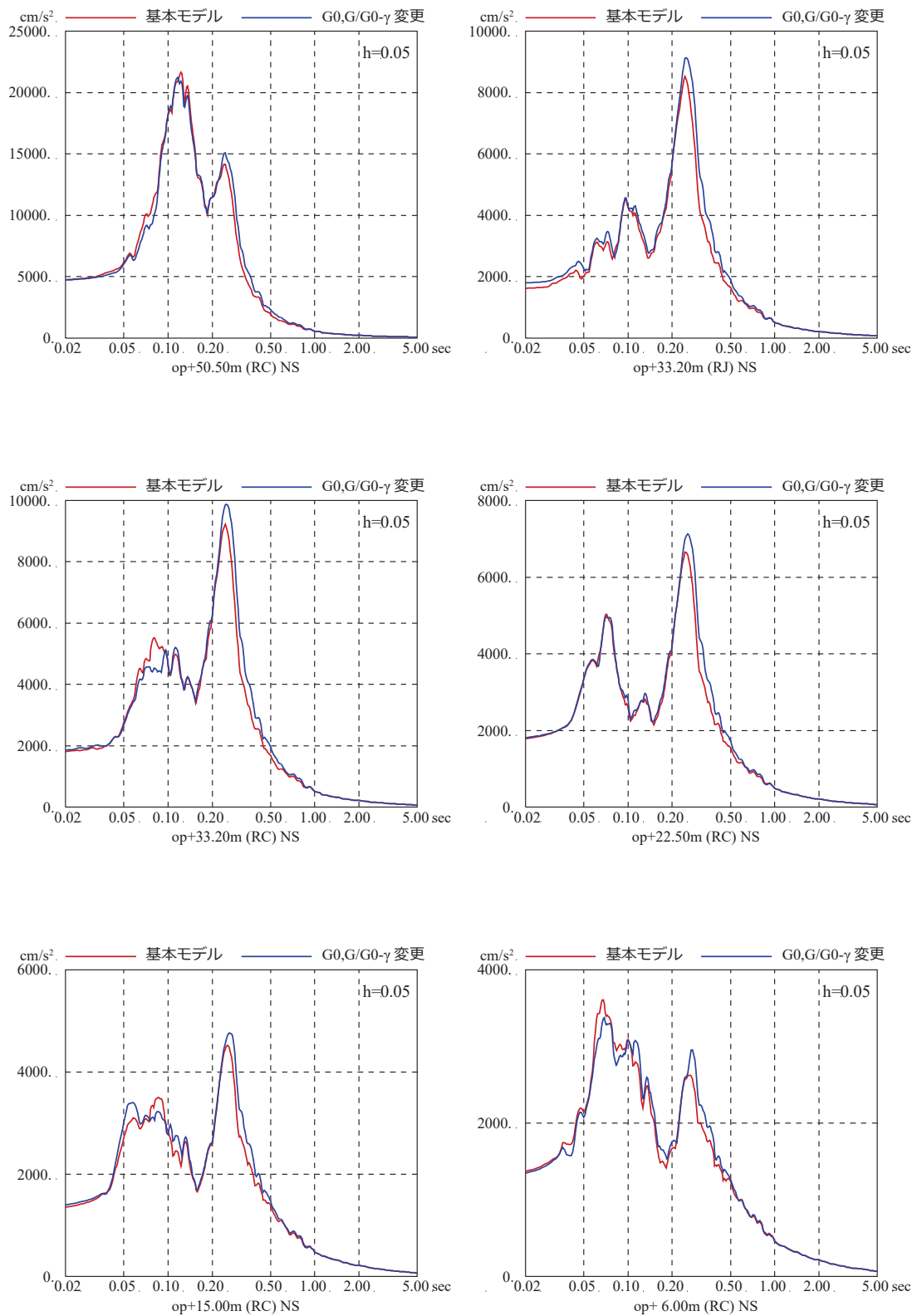


図-5 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S_s-D2, NS 方向)
 (初期せん断弾性係数 G₀ と G/G₀-γ 曲線を変更した場合)

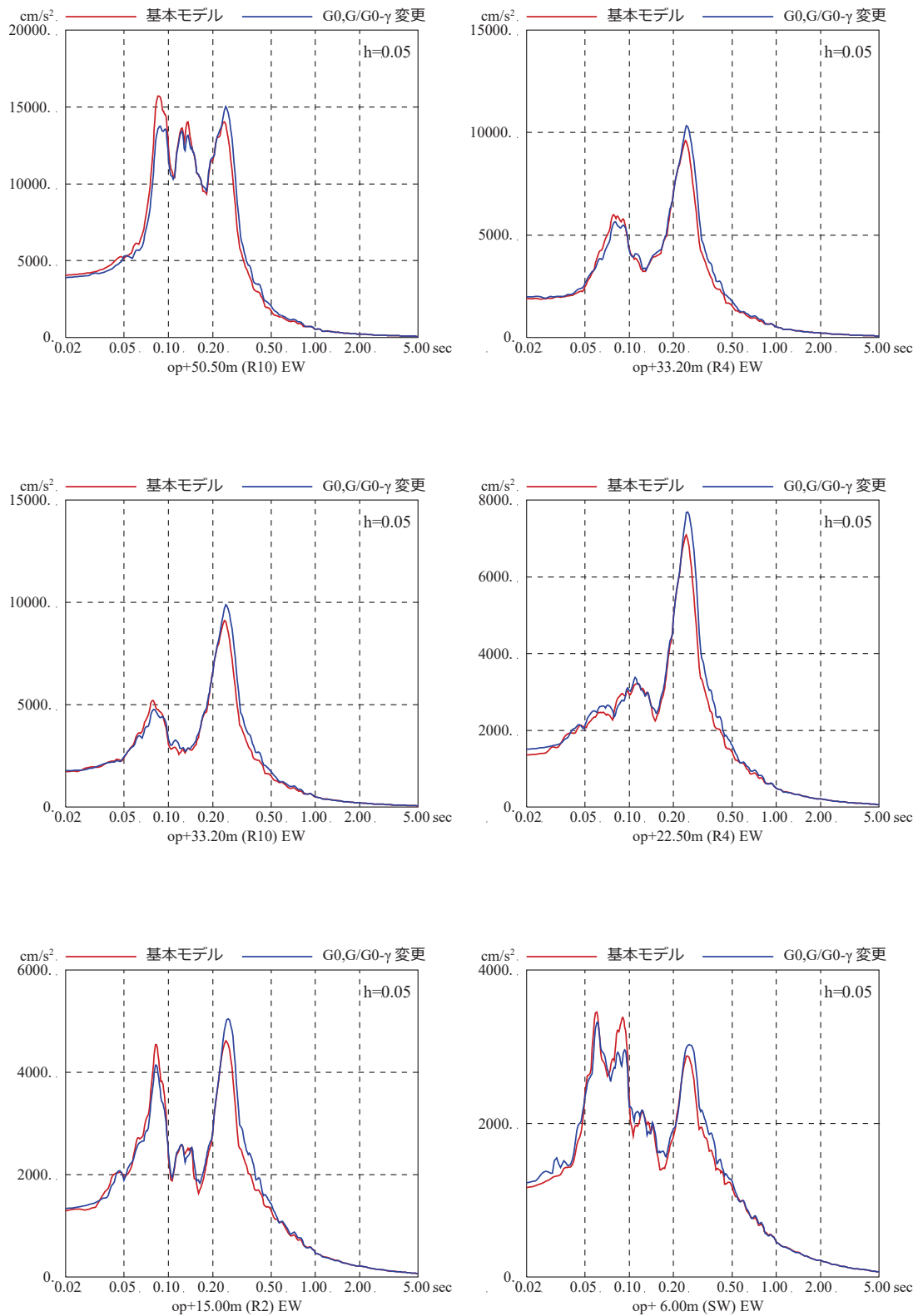


図-6 表層地盤の非線形特性を変えた場合の
 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S_s-D2, EW 方向)
 (初期せん断弾性係数 G₀と G/G₀-γ 曲線を変更した場合)

別紙 15 表層地盤による埋込み効果の影響

目 次

1. 検討概要..... 別紙 15- 1
2. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（原子炉建屋）..... 別紙 15- 2
3. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討
（第3号機海水熱交換器建屋）..... 別紙 15- 9
4. 第3号機海水熱交換器建屋の3次元地盤 FEM モデルによる検討..... 別紙 15-15
5. まとめ..... 別紙 15-20

参考検討 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（タービン建屋）

1. 検討概要

原子炉建屋の当初設計では、側面地盤による埋込み効果を期待していないため、実際の施工では側面地盤には掘削土を埋め戻すなどして、拘束効果の少ない施工を実施している。従って、原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に埋戻し土が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さいと考えられる。

一方、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版では支持岩盤と側面地盤のせん断波速度の違いが大きい場合は、側面地盤ばね (Novak ばね) の適用性について留意することとされており、硬質岩盤における Novak ばねの課題を指摘した論文もある。^{※1}

原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に埋戻し土による振動特性に及ぼす影響は小さいと考えられるが、それを解析により確認することを目的として検討を実施した。

以上を踏まえ、地盤の非線形性が大きい 3.11 地震の観測記録を用いて以下の 2 つの検討を実施する。

- ① 建屋重量の重い原子炉建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、側面地盤ばね (Novak ばね) の有無が建屋応答に与える影響や観測記録との整合性について確認する。
- ② 比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第 3 号機海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、側面地盤ばね (Novak ばね) の有無が建屋応答に与える影響や観測記録との整合性、さらに 3 次元地盤 FEM モデルにより地盤の応答について確認する。

※1：硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その 1～その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1057-1062，1995 年 8 月

2. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（原子炉建屋）

(1) 検討方法

側面地盤が原子炉建屋の地震応答解析結果に及ぼす影響を確認するため、側面地盤ばねを考慮したモデルと考慮しないモデルを用いて、3.11地震のはぎとり波によるシミュレーション解析を実施した。

側面地盤モデルは、建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法（J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版による方法）により算定する。

解析条件の比較を表 2-1 に、シミュレーション解析モデルを図 2-1 に示す。側面地盤ばねの理論解 $T(\omega)$ の算定に用いる地盤定数は、埋戻し部分の形状を考慮し、表 2-2 に示す等価地盤の値を用いる。

解析モデルへの入力地震動は、3.11地震のはぎとり波を表 2-3 に示す地盤モデルを用いて算定した基礎版底面レベルの地震動とし、建屋各部の応答を評価する。

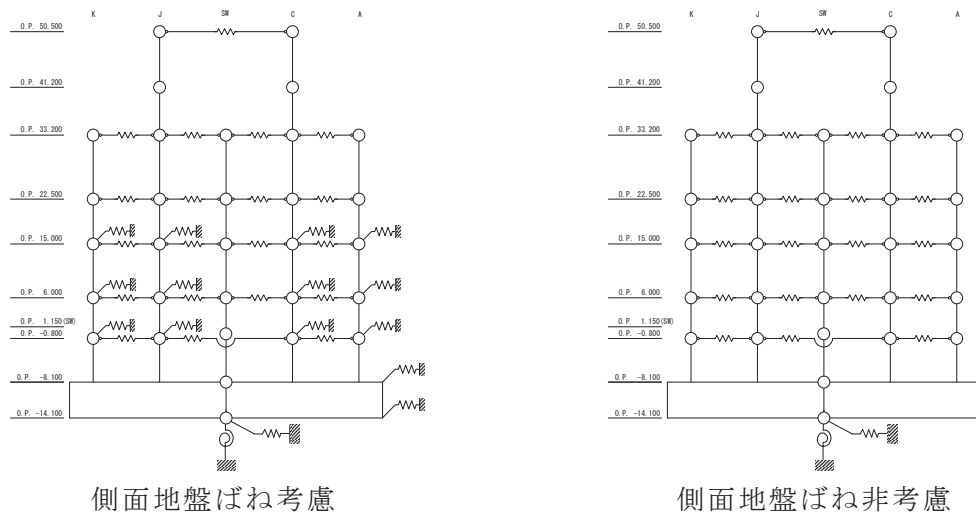


図 2-1 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

表 2-1 解析条件の比較

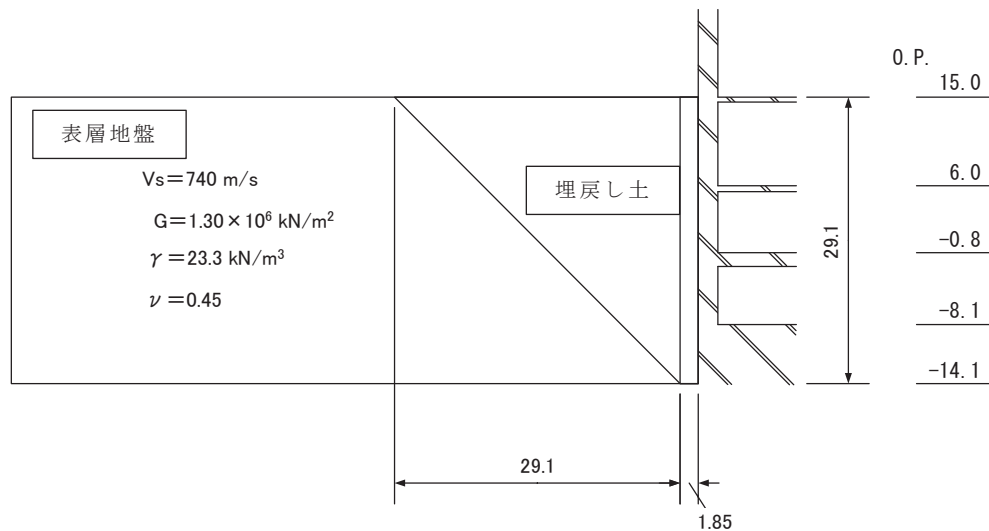
(3.11 地震はざとり波を用いた側面地盤ばね有無の影響評価 [原子炉建屋])

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	3.11 地震のはざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面 地盤ばね位置の地震動を算 定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動 を算定し入力 (E+F 入力, 補 正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は 等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: Vs=740m/s 一層)	

表 2-2 側面地盤ばね (Novak ばね) の設定に用いる埋戻し土及び等価地盤の物性値

建屋質点 レベル O.P. (m)	深さ (m)	埋戻し土				等価地盤				
		せん断波速 度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重 量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波速 度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	単位体積重 量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	減衰定数 h_e (%)
15.0	0	88	1.48	18.6	0.45	242	1.25	21.0	0.45	4
6.0	9.0	113	2.42	18.6	0.45	336	2.42	21.0	0.45	4
-0.8	15.8	138	3.61	18.6	0.45	443	4.20	21.0	0.45	4
-8.1	23.1	158	4.73	18.6	0.45	536	6.15	21.0	0.45	4
-14.1	29.1	171	5.57	18.6	0.45	653	9.13	21.0	0.45	4

別紙 15-4



※表層地盤と埋戻し土の物性値より等価地盤の物性値を算定

埋戻し土の形状 (単位 : m)

表 2-3 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/sec)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3	740	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

(2) 検討結果

側面地盤ばねの有無をパラメータとした地震応答解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

どちらの結果も観測記録に比べて大きな解析結果となっているが、側面地盤ばねがない場合の方が観測記録との適合性が良い。

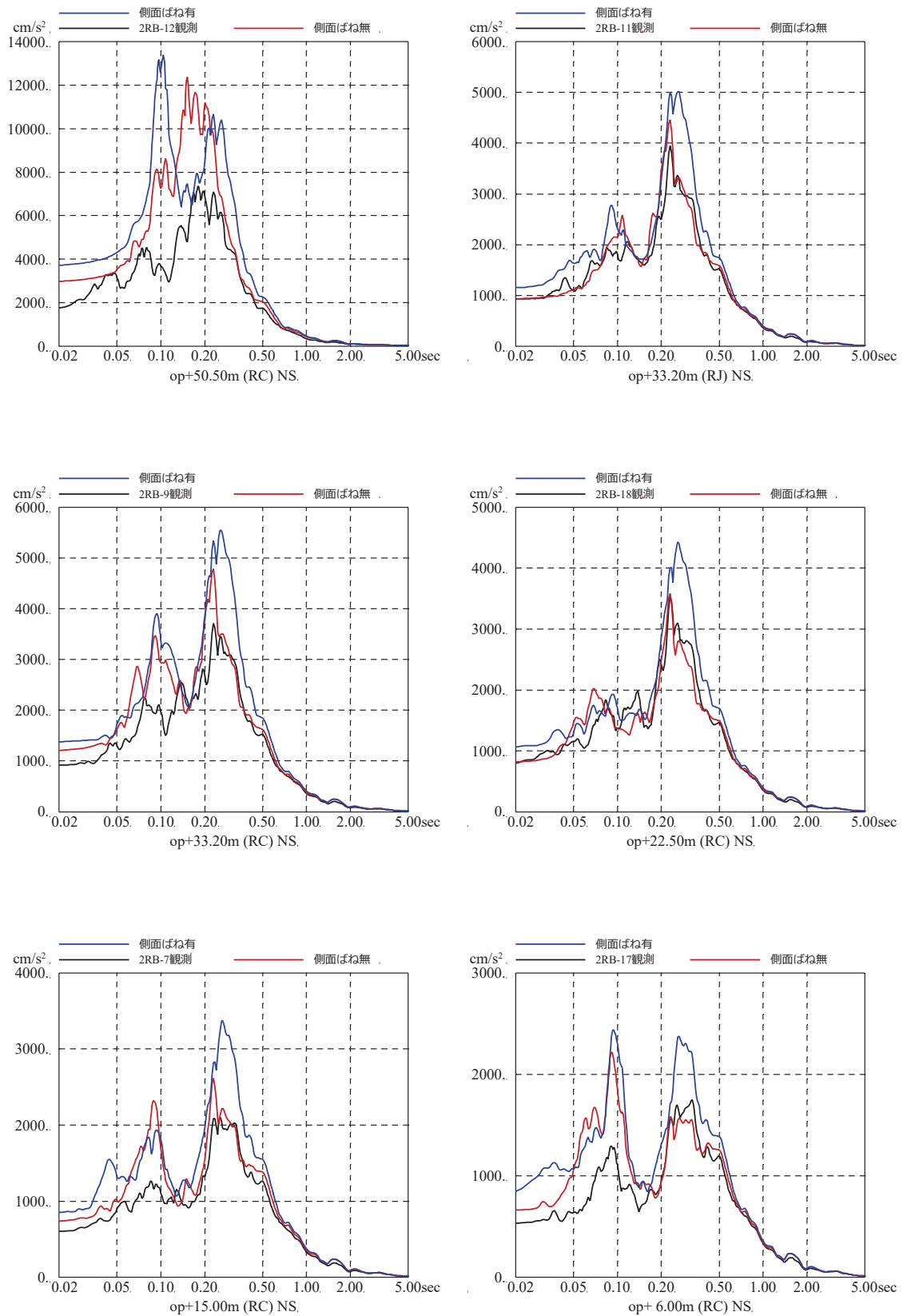


図 2-2 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は, 付録 1 参照

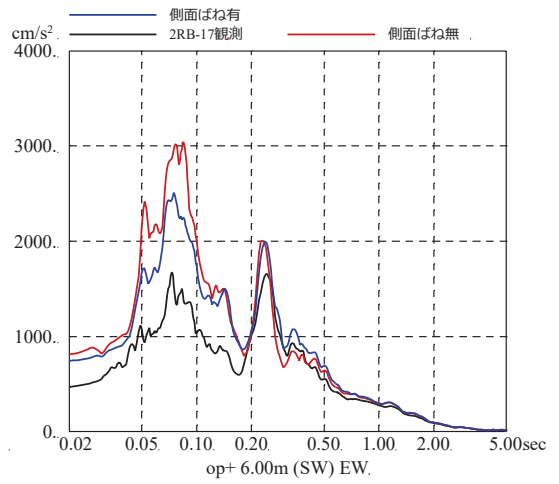
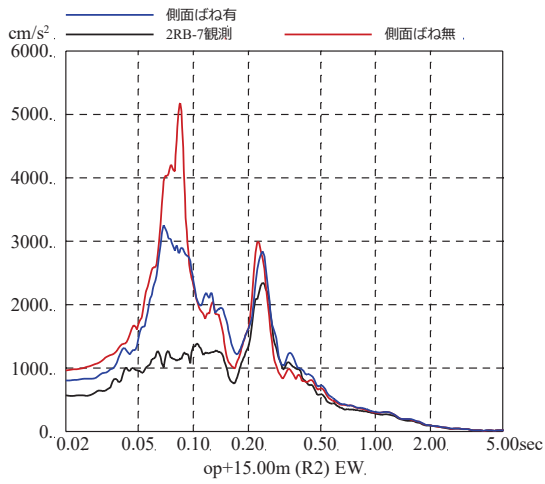
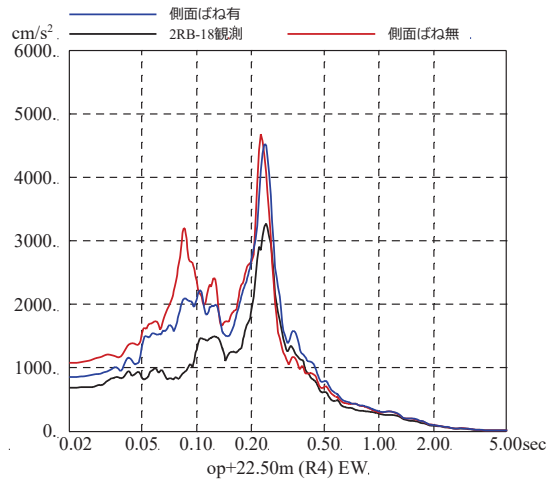
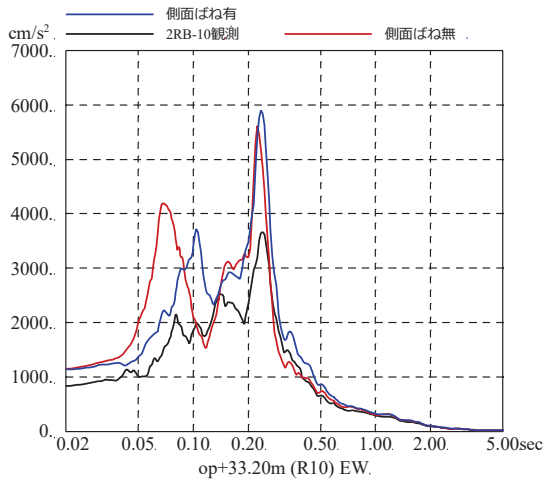
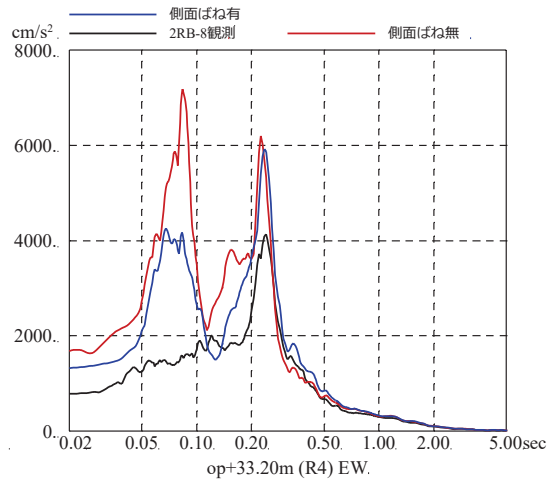
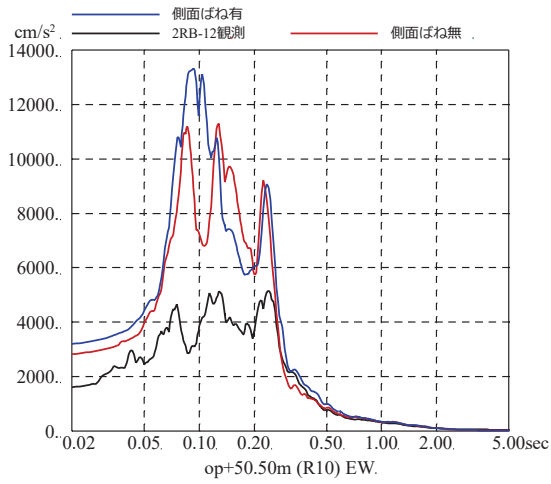


図 2-3 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向)

※地震計位置は、付録 1 参照

3. 側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（第3号機海水熱交換器建屋）

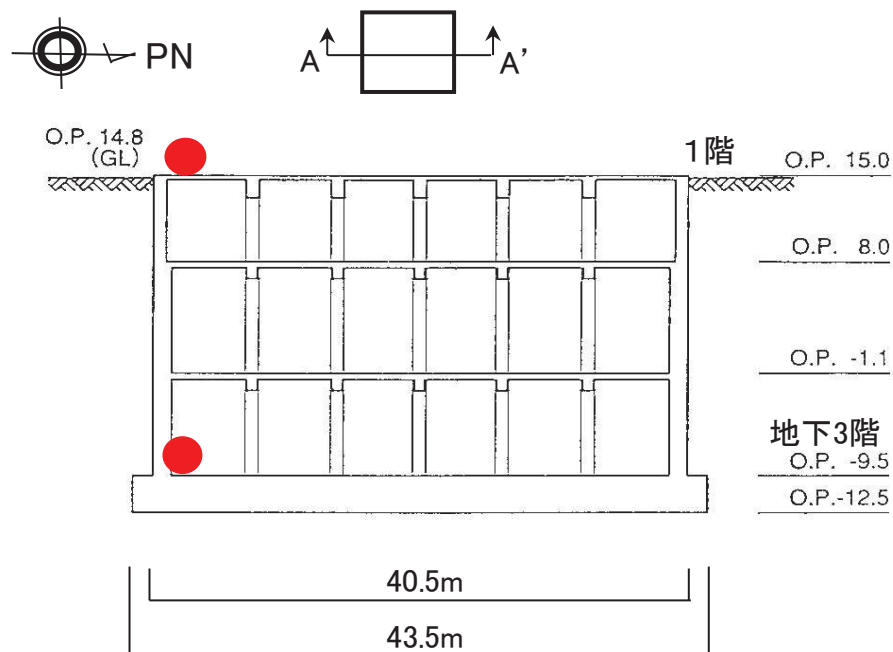
(1) 検討方法

表層地盤が建屋応答に及ぼす影響を確認するために、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋を対象に、地盤の非線形性が大きい3.11地震の観測記録による建屋地震応答解析を実施した。地震応答解析モデルは以下の3種類を用いた。

- ① 側面地盤ばね（Novakばね）を考慮したモデル（はざとり波入力）
- ② ①のモデルに対して、側面地盤ばね（Novakばね）を考慮しないモデル（はざとり波入力）
- ③ 建屋減衰を変動させたモデル（基礎版上記録入力）

建屋の地震応答解析モデルは、側面地盤ばね（Novakばね）を考慮するモデル及び建屋減衰を変動させたモデルともに既工認モデル（側面地盤ばねを考慮していないSRモデル）をベースとしたモデルを用いた。

図3-1に第3号機海水熱交換器建屋の概要を示す。解析条件を表3-1に、側面地盤ばね（Novakばね）を考慮したケースの地震応答解析モデルを図3-2に、地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値を表3-2に示す。



●：地震計位置

図3-1 第3号機海水熱交換器建屋の概要（A-A'）

表 3-1 解析条件

(側面地盤ばね有無の影響検討 [第 3 号機海水熱交換器建屋])

	<ul style="list-style-type: none"> ① 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したケース ② 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	第 3 号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震のはざとり波
入力地震動	<ul style="list-style-type: none"> ① 基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力を考慮) ② 基礎版底面レベル位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	既工認モデル (設計剛性, 建屋減衰 5%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	<ul style="list-style-type: none"> ① 有り ② 無し
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: 盛土物性値)

	③ 建屋減衰を変動させたケース
建屋	第 3 号機海水熱交換器建屋
地震動	3.11 地震の基礎版上観測記録
入力地震動	基礎版底面レベルの地震動を逆算し入力 (2E 入力)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	既工認モデルをベースとして建屋減衰を変動 (設計剛性, 建屋減衰 20%)
建屋モデル (側面地盤ばね)	無し
地盤モデル	—

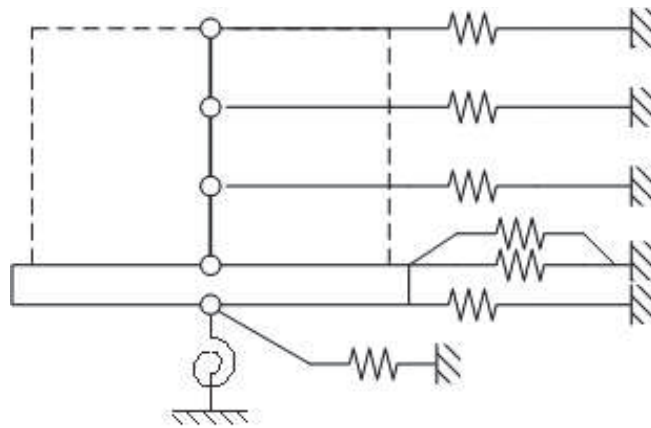


図 3-2 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したケースの地震応答解析モデル

表 3-2 地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
底面地盤	-12.5	26.1	1360	3
	-27.00	26.4	2040	3
	-50.00	26.5	2520	3
	-200.00	26.5	2520	3

※1 0. P. 14.8m~0. P. -12.5m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

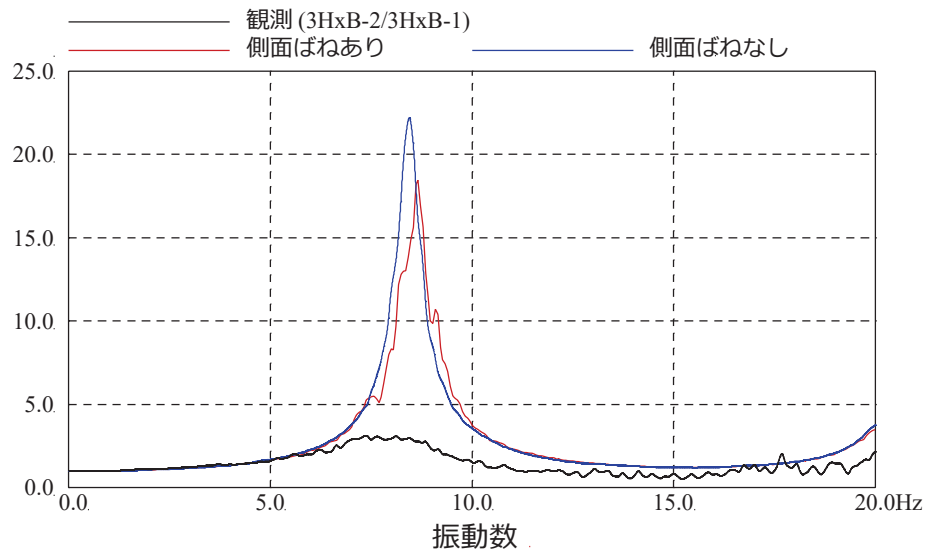
(2) 検討結果

3種類モデルによる検討結果は以下のとおり。

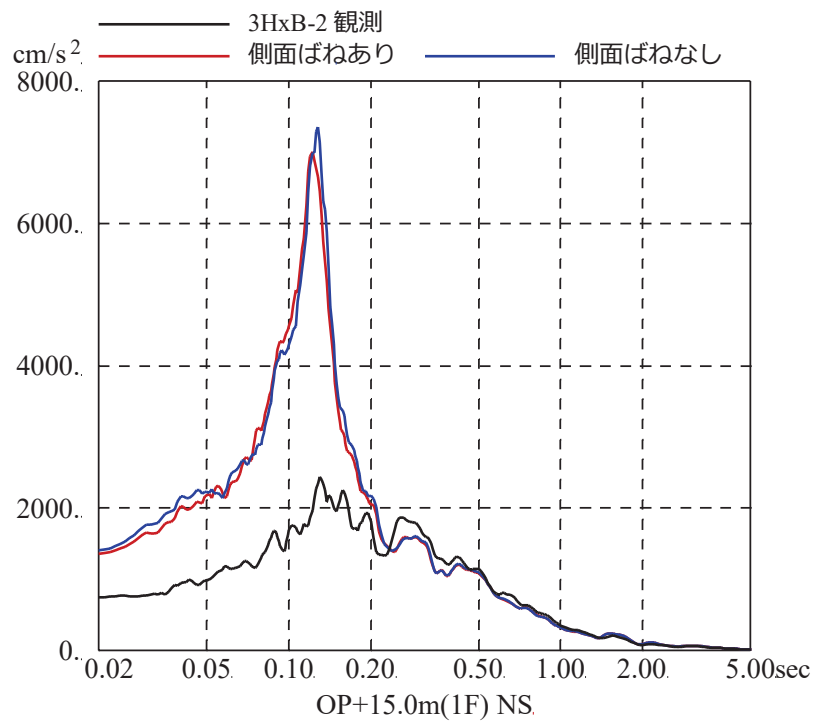
- ① 側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮する場合と考慮しない場合のモデルによる検討結果として、建屋基礎版 (地下3階) に対する建屋上部 (地上1階) の伝達関数、及び建屋上部 (地上1階) の観測記録と解析による応答スペクトルとの比較を図3-3に示す。ばねを考慮しない場合 (減衰5%) の解析結果は観測記録に対しかなり過大であり、埋込みの効果が確認される。また、ばねを考慮する場合 (減衰5%) も観測に比べ過大になっている。これは、建屋固有振動数 (約8Hz) と表層地盤の卓越振動数 (約2Hz) の乖離が大きく、Novak ばねから入力される地震動による影響が小さいためと考えられる。

- ② 建屋減衰を変動させたモデルによる検討結果として、建屋基礎版 (地下3階) に対する建屋上部 (地上1階) の伝達関数、及び建屋上部 (地上1階) の観測記録と解析による応答スペクトルとの比較を図3-4に示す。この検討では埋込み効果による応答低減効果を定量的に表すために、観測記録と整合する RC 減衰を同定した。その結果、減衰を20%にすることにより解析と観測記録は整合するため、概ねこの減衰の差分 (一般的な減衰5%に対して20%相当の応答分) が埋込みによる低減効果相当量と考えられる。一方で、建屋の固有周期自体はあまりその影響を受けていない。

以上の検討から、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋においては、側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したモデル、考慮しないモデルともに過大な応答を与えること、一方、観測記録からは埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることを確認した。

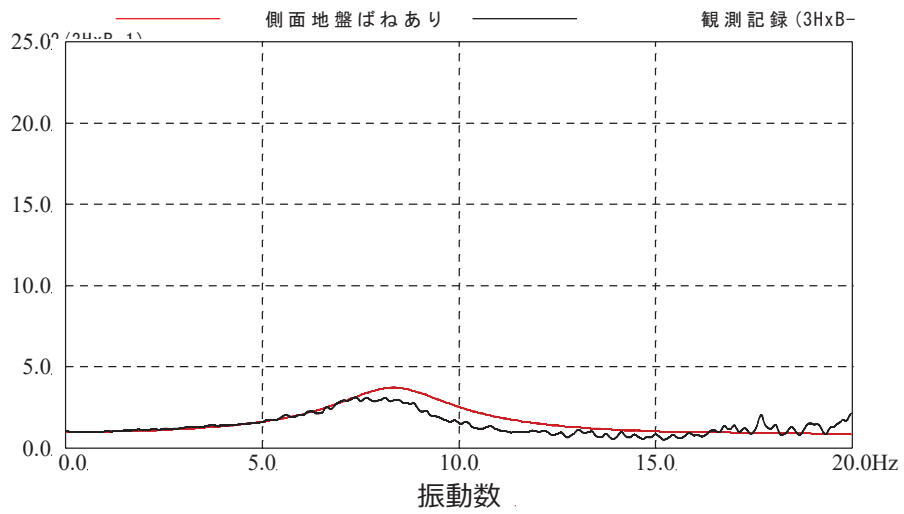


伝達関数の比較（地上1階／地下3階，NS方向）

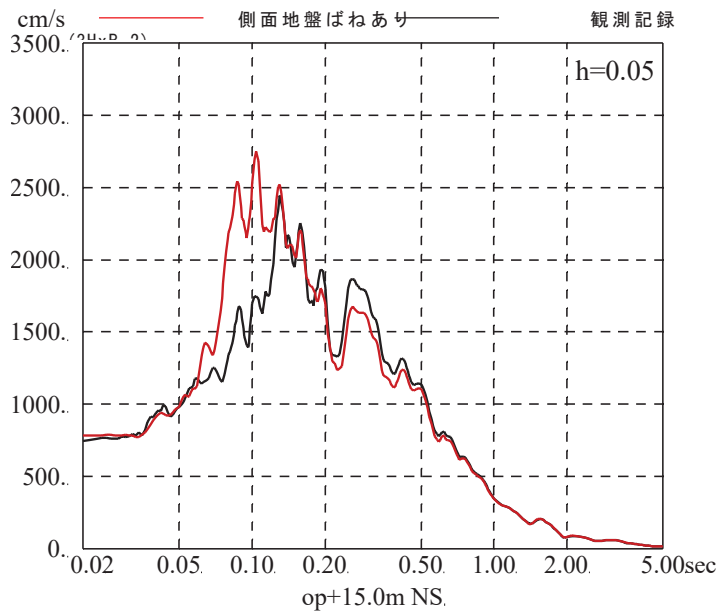


応答スペクトルの比較（地上1階，NS方向）

図 3-3 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばねの有無による
シミュレーション解析結果の比較
(第3号機海水熱交換器建屋)



伝達関数の比較（地上1階／地下3階，NS方向）



応答スペクトルの比較（地上1階，NS方向）

図 3-4 3.11 地震の基礎版上観測記録を用いた建屋減衰 20%とした場合の
シミュレーション解析結果の比較
(第3号機海水熱交換器建屋)

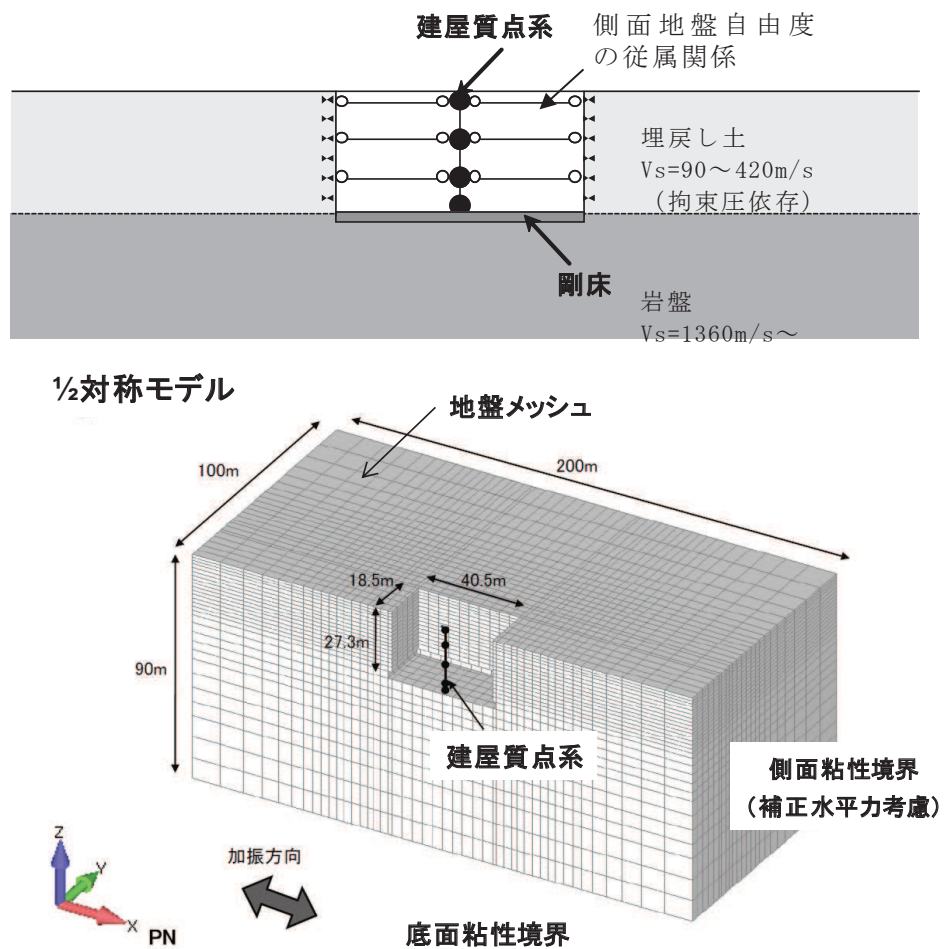
4. 第3号機海水熱交換器建屋の3次元地盤 FEM モデルによる検討

第3号機海水熱交換器建屋においては、前章の検討により側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮したモデルは過大な応答を与える一方で、観測記録からは埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が顕著に認められたことから、建屋周辺地盤を3次元モデル化し周辺地盤の影響を詳細に検討した。

(1) 3次元 FEM モデルの概要と検討方法

検討に用いた3次元 FEM モデルの概要を図4-1に示す。

入力地震動は、2011.3.9 三陸沖の地震 (以下「3.9 地震」という。), 3.11 地震の NS 方向とし、建屋周辺地盤応答の空間分布等を検討した。



地盤	線形又は非線形(H-Dモデル)
建屋	線形
減衰	地盤建屋ともに共通：初期剛性比例型 振動数 4Hz, 8Hz に対して 3%のレーリー減衰
入力波	3.9 地震 NS 方向 時刻 15~55 秒の 40 秒間 3.11 地震 NS 方向 時刻 35~75 秒の 40 秒間

図4-1 3次元 FEM モデルの概要

(2) 検討結果

はじめに 3.9 地震の検討結果を示す。地盤-建屋の基本的な振動モードを検討するため、建屋 1 次振動数に相当する 8Hz の定常 sin 波を入力した場合の変形図のスナップショットを図 4-2 に示す。

地盤の 2 次モードと建屋の 1 次モードが概ね逆位相で連成していることから、地盤振動が建屋の応答の増幅を抑制していると考えられる。

また、建屋側面の地盤の相互作用が建屋応答に及ぼす影響を評価するため、地盤と建屋側面の従属関係を解除した場合としない場合の建屋基礎版に対する建屋上部の伝達関数を比較した結果を図 4-3 に示す。

相互作用がない場合には、建屋の応答は 20 倍程度に増幅しており、相互作用の有無が応答に大きく影響している。また、振動数に関しては相互作用がない場合にはピーク振動数は約 9Hz となり、建屋単体の振動数が現れる。一方相互作用がある場合は、ピーク振動数が約 8Hz となっており、地盤の影響で見かけ上固有振動数（建屋剛性）が変化しているように見える。したがって、建屋側面からの影響が顕著と考えられる。

次に 3.11 地震の結果を示す。地上 1 階の観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 4-4 に示す。

基礎版底面と同レベルの岩盤面の加速度応答スペクトル、地表面の加速度応答スペクトルを図 4-5、図 4-6 に、最大加速度分布、最大速度分布、最大ひずみ分布を図 4-7～図 4-9 に示す。

3 次元地盤 FEM モデルによるシミュレーション解析では地上 1 階の観測記録と解析結果は概ね整合する結果となっている。

基礎版底面と同レベルの岩盤面の加速度応答スペクトルは、図 4-5 から建屋近傍位置～建屋遠方位置まで自由地盤の応答スペクトルとほぼ同様となっており、位置の違いによる差は小さいことがわかる。

地表面の加速度応答スペクトルは、図 4-6 から位置による違いが顕著であり建屋応答による影響が見られる。周期 0.5 秒付近のピークは自由地盤の 1 次卓越周期であり、建屋近傍位置では地盤が建屋側面に拘束されて増幅率が小さく、遠方位置自由地盤の応答に近づいている。周期 0.2 秒付近のピークは建屋側面に対して中間位置で増大し、遠方位置では減少し自由地盤の応答に近づいている。

図 4-7 の最大加速度分布は、比較的複雑な分布となるが、建屋近傍は遠方よりも小さい傾向が見られる。図 4-8 の最大速度分布は、建屋から離れるにつれて自由地盤に近づく傾向であり、建屋近傍は小さめである。図 4-9 の最大ひずみ分布は、建屋近傍の地盤は建屋に拘束されるため、遠方地盤に比べて最大ひずみは小さくなっている。

以上から、建屋周辺地盤の応答分布には偏りが生じており、建屋近傍では建屋影響があり、離れるに従い自由地盤の応答に近づく傾向が確認された。

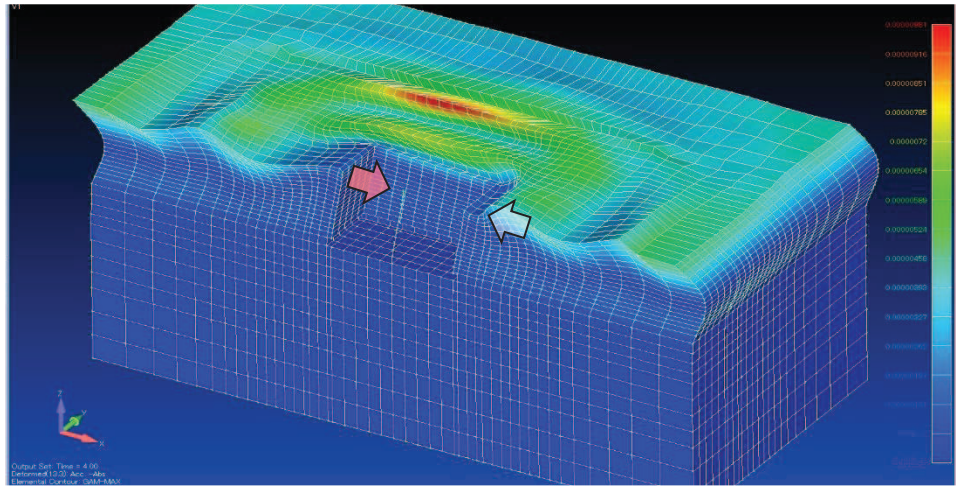


図 4-2 sin 波 (8Hz) を入力した場合の変形図

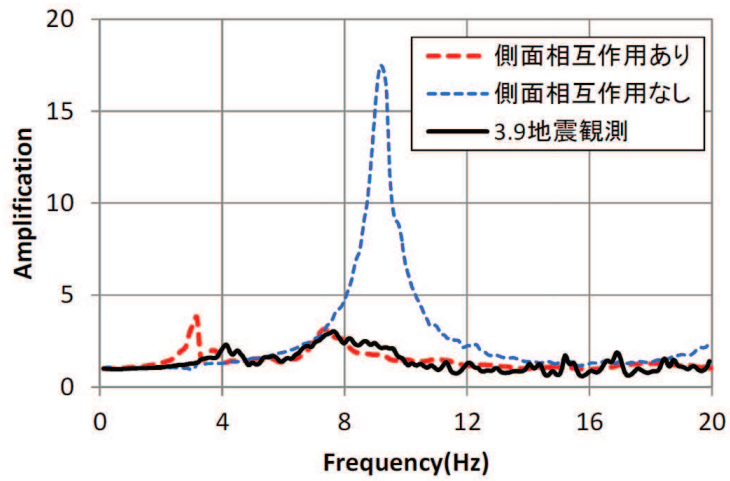


図 4-3 建屋の伝達関数 (地上 1 階/基礎版) 3.9 地震 (NS 方向)

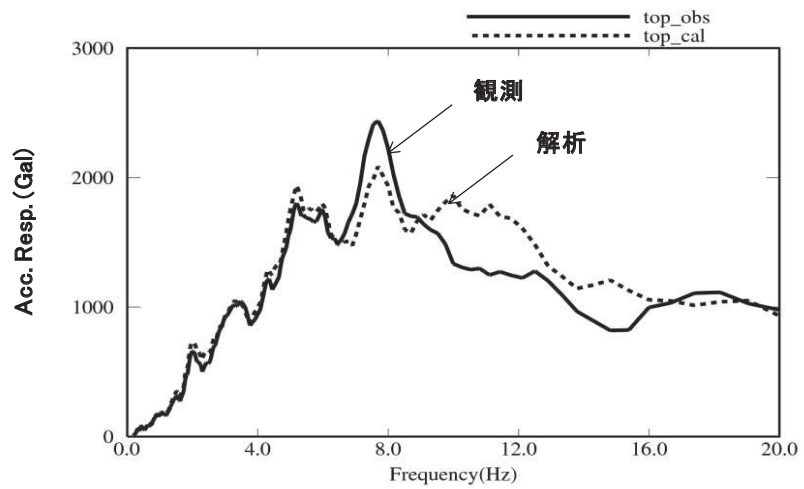


図 4-4 加速度応答スペクトル (h=5%)
(地上 1 階, NS 方向)

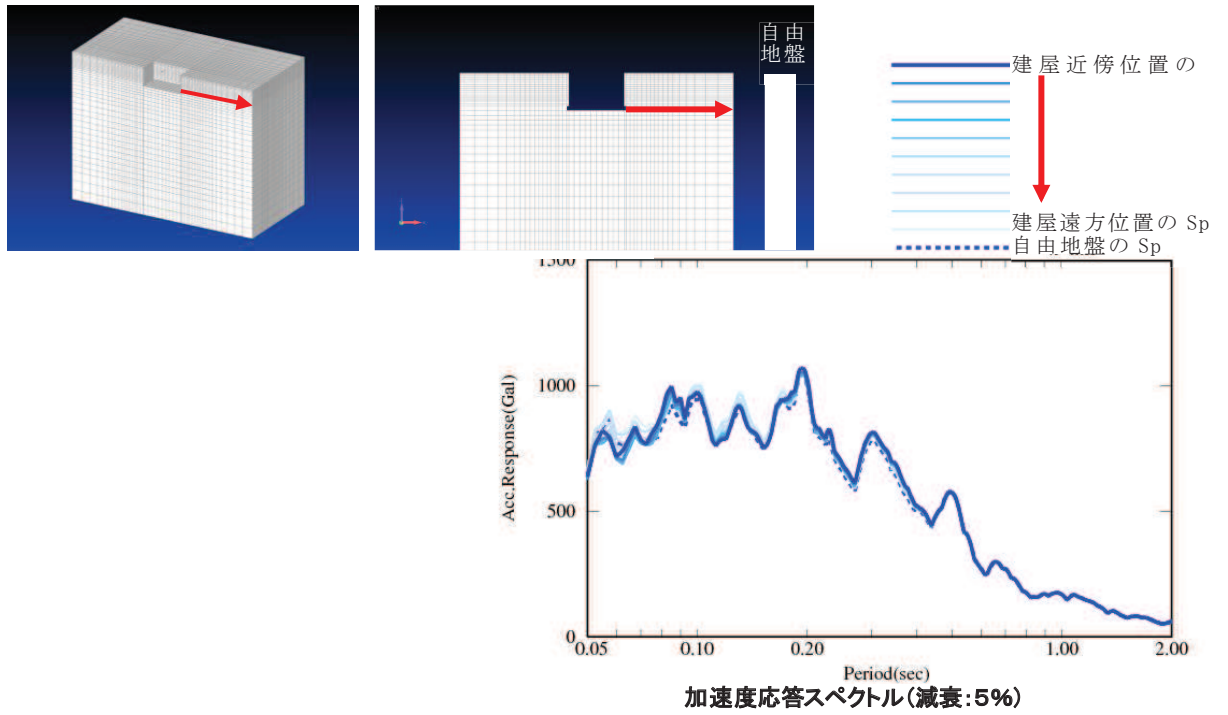


図 4-5 加速度応答スペクトル
(基礎版底面と同レベルの岩盤面)

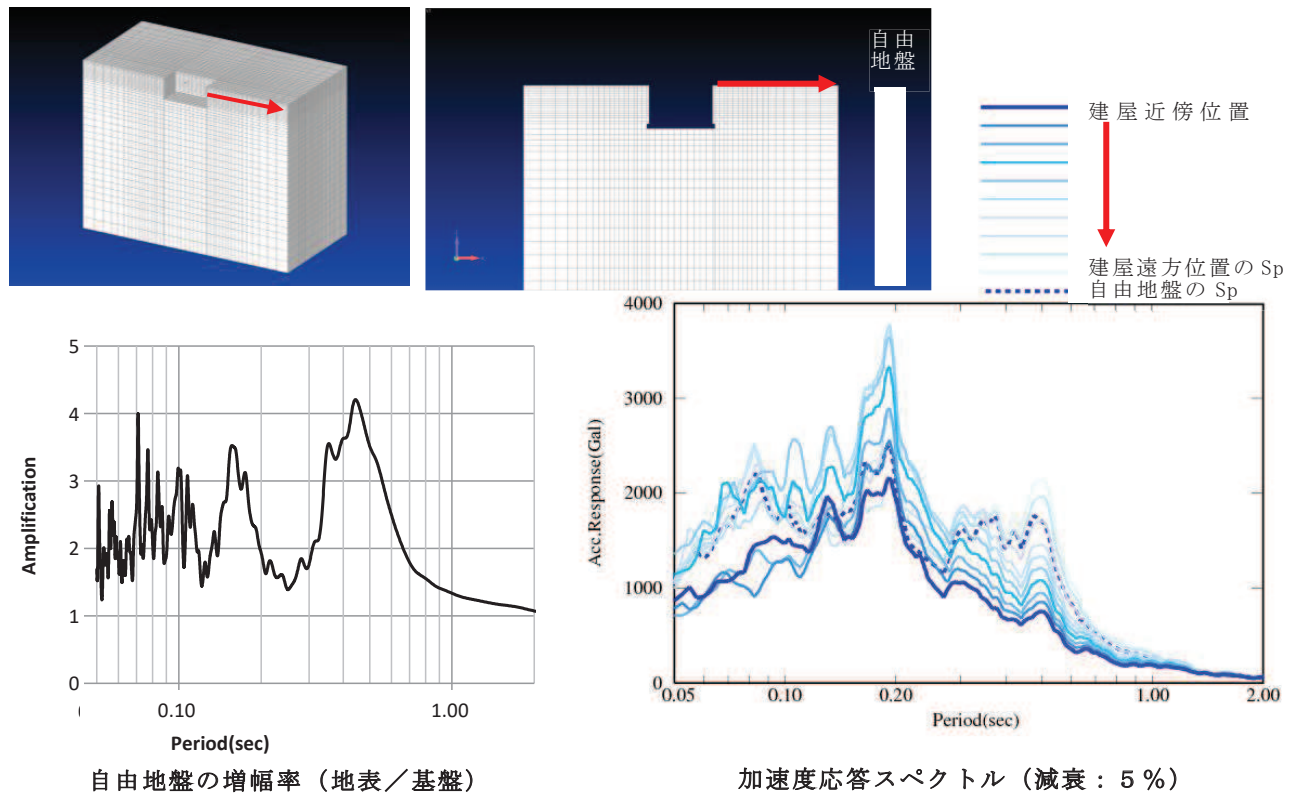


図 4-6 加速度応答スペクトル (地表面)

自由地盤

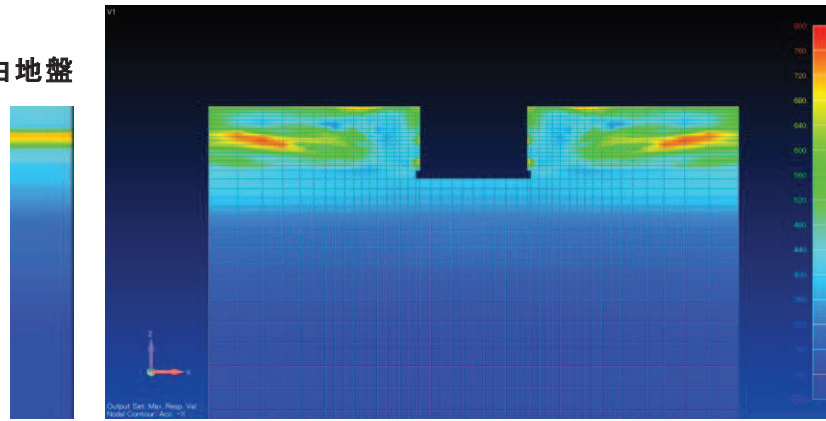


図 4-7 最大加速度分布

自由地盤

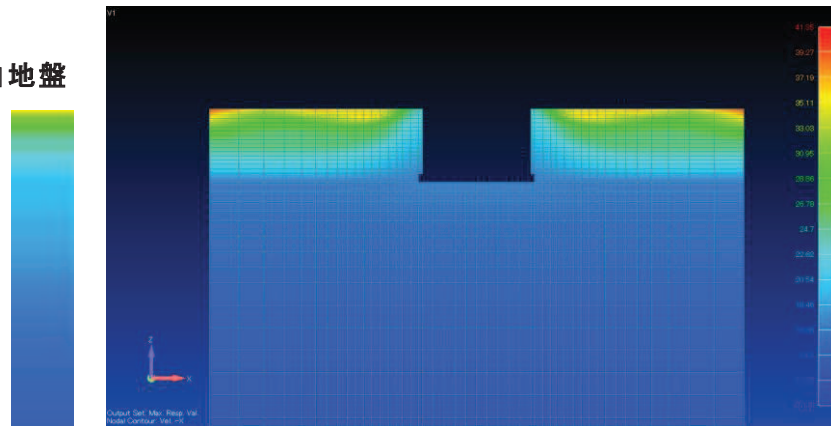


図 4-8 最大速度分布

自由地盤

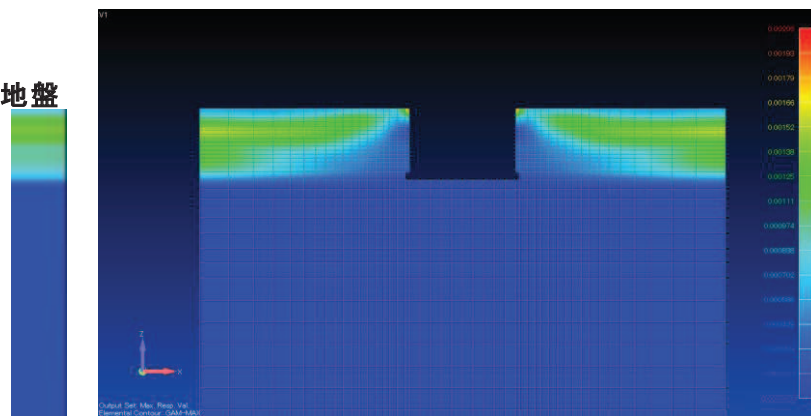


図 4-9 最大ひずみ分布

5. まとめ

原子炉建屋及び第3号機海水熱交換器建屋について、側面地盤ばね（Novak ばね）の有無が建屋応答に与える影響等を、地震観測記録を用いた建屋応答解析で確認した。その結果、

- ① 建屋重量の重い原子炉建屋を対象とした建屋シミュレーション解析、また、比較的小規模で建屋全体が埋め込まれている第3号機海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析の両方で、側面地盤ばね（Novak ばね）を考慮した応答結果は観測記録より過大な応答結果を与えた。
- ② 第3号機海水熱交換器建屋を対象とした建屋シミュレーション解析において、埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることを確認した。

J E A G 4 6 0 1 では、側面地盤ばね（Novak ばね）は、支持地盤と表層地盤のインピーダンス比が大きい場合、その適合性に留意する必要があることが記載されているが、特に女川のように支持地盤が硬質岩盤で、埋戻し土に掘削土等を用いて施工した場合には、側面地盤ばね（Novak ばね）は過大な応答結果を与えるおそれがあるため、今回工認の原子炉建屋の地震応答解析モデルには側面地盤ばね（Novak ばね）は適用しないこととする。

また、第3号機海水熱交換器建屋については、側面地盤ばね（Novak ばね）による埋込み効果は実際の応答を現しにくい（過大な応答となる）一方で、観測記録によるシミュレーション解析から埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることから、そのメカニズムについて周辺地盤を3次元 FEM モデル化し検討を行った。その結果、3次元地盤 FEM モデルでは、3.11 地震のシミュレーション解析で建屋上部の応答が概ね観測記録と整合しており、建屋近傍の周辺地盤の応答は建屋応答の影響を受けて、遠方の自由地盤の応答とは違った傾向となること、最大加速度、最大速度、最大ひずみは建屋近傍よりも遠方の自由地盤のほうが大きめとなることが確認された。したがって、側面地盤ばね（Novak ばね）による埋込み効果が実際の応答を現しにくいのは、側面地盤ばね（Novak ばね）では遠方（自由地盤相当）の地盤性状をモデル化しているのに対し、建屋近傍の実際の地盤応答は建屋により抑えられていることをうまく再現できないことから、建屋に入力する地震動を大きく見積もる場合があること等が要因の一つと考えられる。

側面地盤ばねの有無が建屋応答に及ぼす影響検討（タービン建屋）

1. 検討目的

タービン建屋も原子炉建屋と同様に、はぎとり波を用いた 3.11 地震のシミュレーション解析では、側面地盤ばねの無いモデルが観測記録と調和的であることを確認している。このことから、タービン建屋でも今回工認では E+F 入力を採用する予定である。

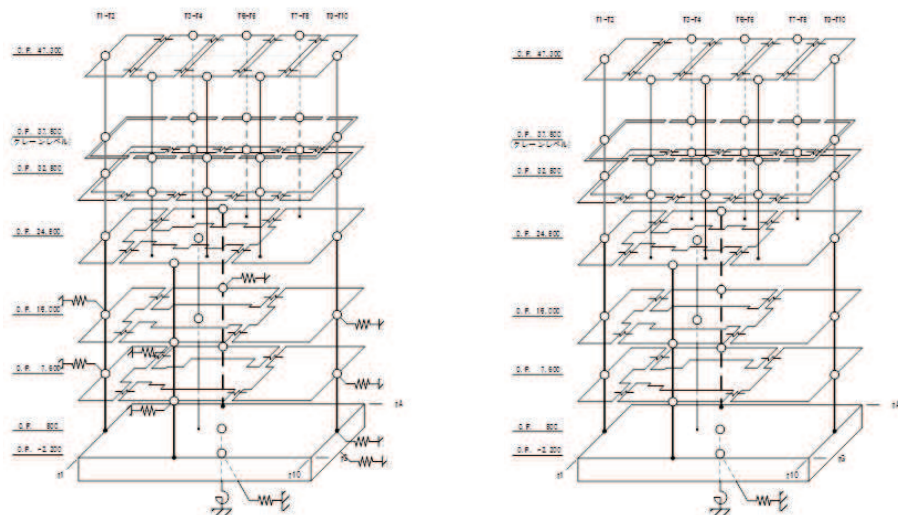
E+F 入力を採用するため、側面地盤ばね（Novak ばね）の有無が建屋の振動特性に与える影響を確認する。

2. 検討方法

側面地盤ばね（Novak ばね）の有り・無しモデルについて、応答結果の違いを確認する。

側面地盤は設定した地盤を用いて等価線形解析を実施した際の収束物性値を用いて、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、側面地盤ばね（Novak ばね）は、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、J E A G 4 6 0 1 -1991 [追補版] による方法により算定する。

シミュレーション解析モデルを図 2-1 に、解析条件の比較を表 2-1 に示す。側面地盤ばね（Novak ばね）の設定に用いる等価地盤の物性値を表 2-2 に示す。



側面地盤ばね（Novak ばね）考慮 側面地盤ばね（Novak ばね）非考慮

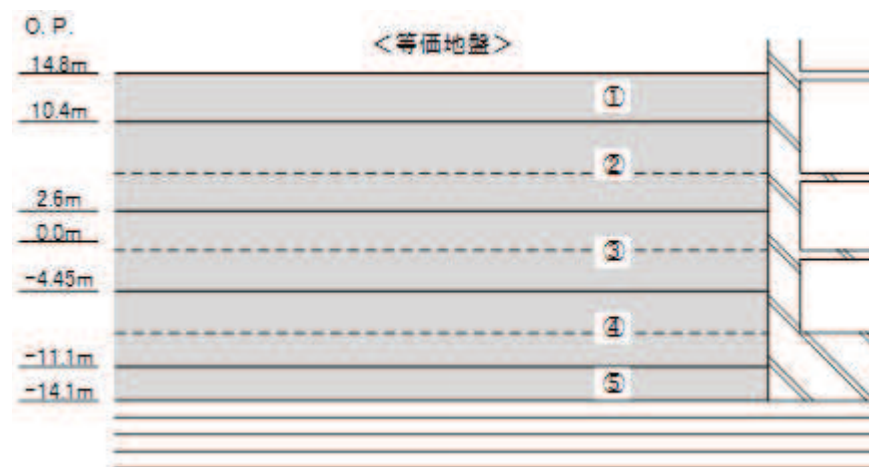
図 2-1 側面地盤ばね（Novak ばね）の有無の検討に用いる
地震応答解析モデル

表 2-1 解析条件の比較

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	タービン建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面 地盤ばね位置の地震動を算 定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動 を算定し入力 (E+F 入力, 補 正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 5%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り	無し
地盤モデル	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤 : 2 層モデル)	

表 2-2 側面地盤ばね (Novak ばね) の設定に用いる等価地盤の物性値

建屋質点レベル O. P. (m)	層 No.	等価地盤				
		せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	減衰定数 h_e (%)
15.0	①	166	5.23	18.6	0.45	3
7.6	②	262	13.1	18.6	0.45	3
0.8	③	470	43.5	19.3	0.45	3
-2.2	④	900	193	23.3	0.45	3



埋戻し土の形状 (単位 : m)

3. 検討結果

側面地盤ばね（Novak ばね）の有無をパラメータとした地震応答解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 3-1 に示す。

側面地盤ばね（Novak ばね）有りモデルの方が大きい応答結果を与える階が生じた。原子炉建屋の検討と同様に側面地盤からの入力の影響が大きいと考えられる。

この結果を踏まえて、今回工認で、側面地盤ばね（Novak ばね）を設けないモデルを採用することとする。

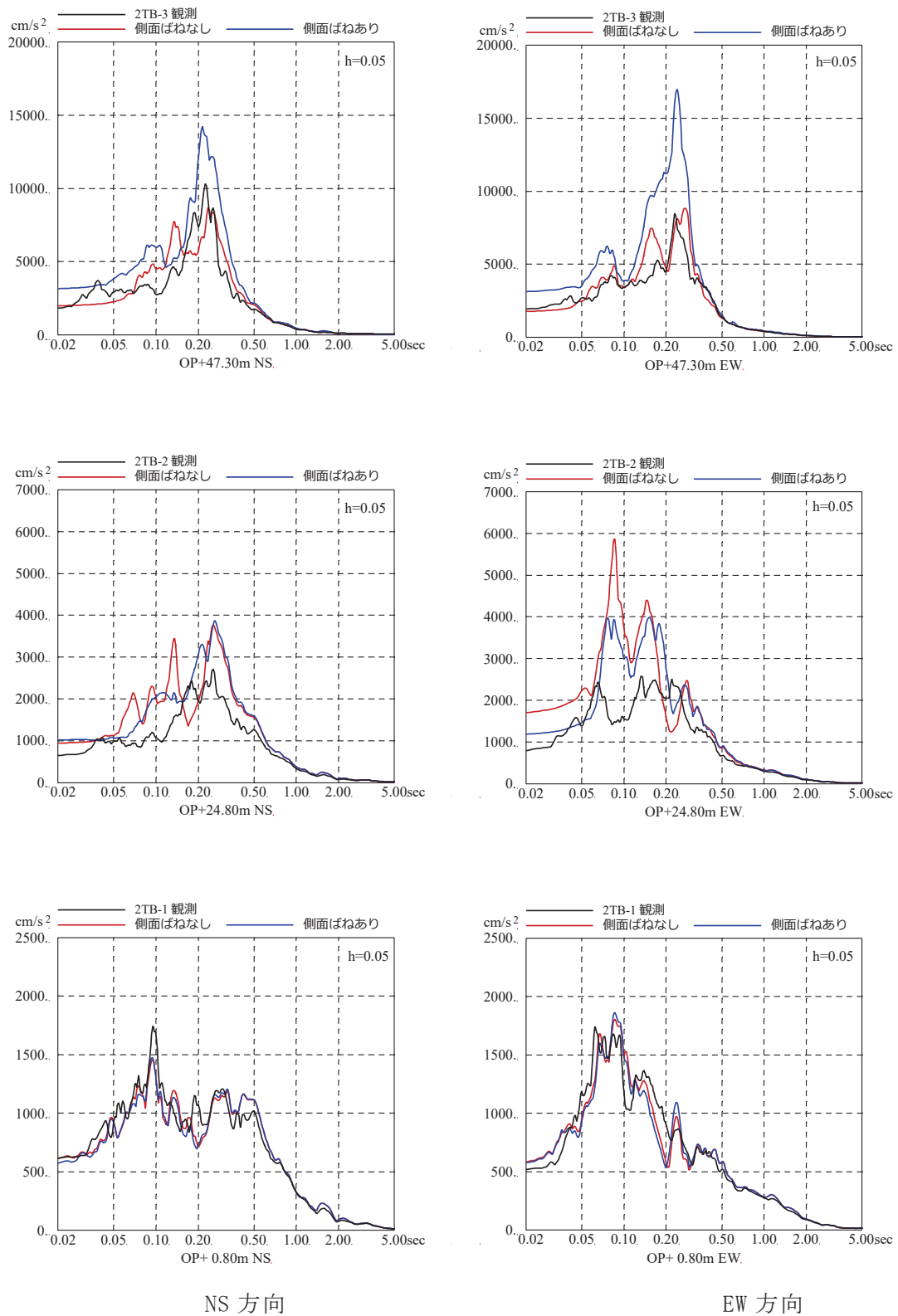


図 3-1 3.11 地震のはざとり波を用いた側面地盤ばね (Novak ばね) の有無によるシミュレーション解析結果の比較 (タービン建屋)

※地震計位置は、付録 1 参照

別紙 16 側面地盤ばねの有無が建屋応答に与える影響

目 次

1. 検討概要..... 別紙 16-1
2. 検討方法..... 別紙 16-1
3. 検討結果..... 別紙 16-7

1. 検討概要

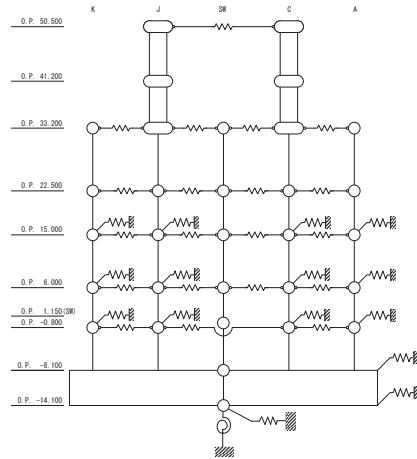
原子炉建屋の今回工認では、表層地盤の影響を考慮して建屋への入力地震動を算定することとしているが、基準地震動のような大加速度の地震動が入力した場合は、側面地盤の剛性が低下することにより側面地盤と建屋の相互作用の影響が小さくなると想定されること、女川原子力発電所の支持地盤が硬質岩盤であり、支持地盤と側面地盤のせん断波速度の違いが大きい場合には J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に記載の通り側面地盤ばねの算定にあたっては留意する必要があることから側面地盤ばねはモデル化していない。

そこで、基準地震動 S_s を入力した場合の側面地盤が建屋の振動特性に与える影響を確認する。

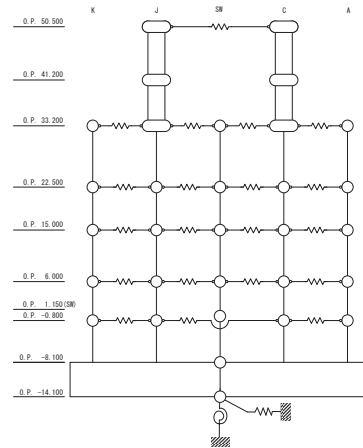
2. 検討方法

検討は、側面地盤ばねを考慮したモデルと考慮しないモデルを用いて地震応答解析を行い、建屋の床応答スペクトルを比較する。対象とした地震動は、入力する地震動のスペクトル特性の違いにより、側面地盤ばねの影響が異なる可能性があることから、基準地震動 $S_s - D 1$ と $S_s - D 2$ の 2 波とする。

側面地盤は、5.1 項にて設定した地盤を用いて入力地震動を算定した際の収束物性値（地盤各層のせん断剛性低下率の最小値）を用いて、地盤を地中の質点位置ごとに、支配高さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法（J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版による方法）により算定する。また、同レベルの質点は床ばねで接続されているため、各質点が支配する外周長を全周長で除した比率をばね値に乘じ、各質点に振り分ける。側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデルを図 2-1 に、側面地盤ばねの設定に用いる物性値を表 2-1 および表 2-2 に、算定した側面地盤ばね値を表 2-3～表 2-6 に示す。



側面地盤ばね考慮



側面地盤ばね非考慮

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動を算定し入力 (E+F 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	

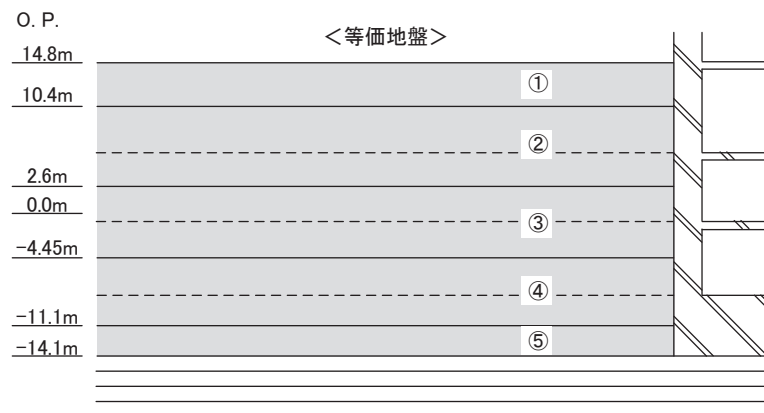
図 2-1 側面地盤ばねの有無の検討に用いる地震応答解析モデル

表 2-1 側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値 (S s - D 1)

建屋質 点レベ ル O. P. (m)	層 No.	等価地盤				
		せん断波速 度 V_s^* (m/s)	せん断弾性係数 G^* ($\times 10^4$ kN/m ²)	単位体積重 量 γ^* (kN/m ³)	ポアソン 比 ν^*	減衰定数 h_e^* (%)
15.0	①	161	4.91	18.6	0.45	3
6.0	②	191	6.96	18.6	0.45	3
-0.8	③	754	12.5	21.6	0.45	3
-8.1	④	900	193	23.3	0.45	3
-14.1	⑤	900	193	23.3	0.45	3

※ J E A G 4 6 0 1 -1991 [追補版] により, 層厚で重み付け平均した G , h_e , ν , γ を用いる。

V_s は平均 G , 平均 γ より求める。



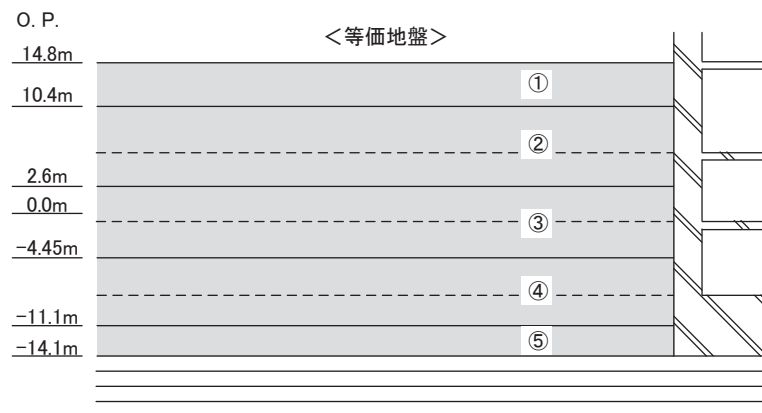
埋戻し土の形状 (単位 : m)

表 2-2 側面地盤ばねの設定に用いる等価地盤の物性値 (S_s-D2)

建屋質 点レベ ル O.P. (m)	層 No.	等価地盤				
		せん断波速 度 V _s * (m/s)	せん断弾性係数 G* (×10 ⁴ kN/m ²)	単位体積重 量 γ* (kN/m ³)	ポアソン 比 ν*	減衰定数 h _e * (%)
15.0	①	157	4.69	18.6	0.45	3
6.0	②	204	7.92	18.6	0.45	3
-0.8	③	755	12.6	21.6	0.45	3
-8.1	④	900	193	23.3	0.45	3
-14.1	⑤	900	193	23.3	0.45	3

※ J E A G 4 6 0 1 -1991 [追補版] により, 層厚で重み付け平均した G, h_e, ν, γ を用いる。

V_s は平均 G, 平均 γ より求める。



埋戻し土の形状 (単位 : m)

表 2-3 NS 方向側面地盤ばね，減衰 (S_s - D 1)

通り	質点	ばね (t/cm)	減衰 (t・s/cm)
OW-K	3	2.581E+02	2.307E+02
	4	6.672E+02	5.020E+02
	5	1.075E+04	1.778E+03
IW-J	10	1.808E+02	1.616E+02
	11	4.672E+02	3.515E+02
	12	7.529E+03	1.245E+03
IW-C	22	2.059E+02	1.840E+02
	23	5.321E+02	4.004E+02
	24	8.575E+03	1.418E+03
OW-A	27	2.850E+02	2.547E+02
	28	7.366E+02	5.543E+02
	29	1.187E+04	1.963E+03
基礎版	30	5.630E+04	2.622E+04
	31	2.540E+04	3.486E+03

表 2-4 EW 方向側面地盤ばね，減衰 (S_s - D 1)

通り	質点	ばね (t/cm)	減衰 (t・s/cm)
OW-1	3	2.850E+02	2.548E+02
	4	7.366E+02	5.547E+02
	5	1.187E+04	1.971E+03
IW-2	7	1.857E+02	1.660E+02
	8	4.798E+02	3.613E+02
	9	7.734E+03	1.284E+03
IW-10	24	1.799E+02	1.608E+02
	25	4.649E+02	3.501E+02
	26	7.493E+03	1.244E+03
OW-11	29	2.792E+02	2.496E+02
	30	7.216E+02	5.434E+02
	31	1.163E+04	1.931E+03
基礎版	32	5.630E+04	2.622E+04
	33	2.540E+04	3.492E+03

表 2-5 NS 方向側面地盤ばね，減衰 (S_s - D 2)

通り	質点	ばね (t/cm)	減衰 (t・s/cm)
OW-K	3	2.456E+02	2.250E+02
	4	7.617E+02	5.355E+02
	5	1.078E+04	1.781E+03
IW-J	10	1.719E+02	1.576E+02
	11	5.334E+02	3.749E+02
	12	7.549E+03	1.247E+03
IW-C	22	1.958E+02	1.795E+02
	23	6.075E+02	4.271E+02
	24	8.598E+03	1.420E+03
OW-A	27	2.711E+02	2.484E+02
	28	8.410E+02	5.912E+02
	29	1.190E+04	1.966E+03
基礎版	30	5.630E+04	2.622E+04
	31	2.540E+04	3.486E+03

表 2-6 EW 方向側面地盤ばね，減衰 (S_s - D 2)

通り	質点	ばね (t/cm)	減衰 (t・s/cm)
OW-1	3	2.711E+02	2.485E+02
	4	8.410E+02	5.918E+02
	5	1.190E+04	1.973E+03
IW-2	7	1.766E+02	1.619E+02
	8	5.479E+02	3.855E+02
	9	7.754E+03	1.286E+03
IW-10	24	1.711E+02	1.568E+02
	25	5.308E+02	3.735E+02
	26	7.513E+03	1.246E+03
OW-11	29	2.656E+02	2.434E+02
	30	8.240E+02	5.798E+02
	31	1.166E+04	1.933E+03
基礎版	32	5.630E+04	2.622E+04
	33	2.540E+04	3.492E+03

3. 検討結果

各モデルの固有値解析結果を表 3-1 および表 3-2 に、固有モードの比較を図 3-1～図 3-10 に示す。

各モデルの固有値および固有モードは、モデル毎に大きな差異は確認されないことから、振動特性として側面地盤ばねの影響が小さいことを確認した。

側面地盤ばねを考慮した解析モデルへの入力となる側面地盤ばね位置の加速度波形(E+F)の算定結果を基準地震動 S_s-D1 については図 3-11 に、基準地震動 S_s-D2 については図 3-12 に示す。

地表面 (O.P. +14.8m) の加速度振幅は、最上部では 2000Gal を超える大きな振幅となっている。また、表層地盤の卓越周期 (周期 0.2 秒過ぎ, 周期約 0.1 秒手前) で特に大きな振幅となっており、これは建屋の卓越周期に近い成分である。建屋の地上 1 階の応答加速度が 1000 ガル程度であることから、地盤の揺れは 2 倍近いものとなっており、側面地盤ばねの精度によっては、大きな誤差を生じる可能性がある。

側面地盤ばねの有無をパラメータとした地震応答解析結果の加速度応答スペクトルの比較を図 3-13～図 3-20 に示す。また、設定した地盤モデルの初期物性値を用いて側面地盤ばねを求めて基準地震動 S_s-D2 の地震応答解析を実施した場合の結果も参考に図 3-21 および図 3-22 に示す。

側面地盤ばねの有無により床応答スペクトルの形状に大きな差異は確認されないが、側面地盤ばねが有る場合の方が、無い場合に比べ、地震応答解析結果 (加速度応答スペクトル) が大きくなる階が生じている。ただし、側面地盤ばねから入力される地震動の特徴から、部分的には側面地盤ばねが有るモデルが小さい結果を与えている階もある。

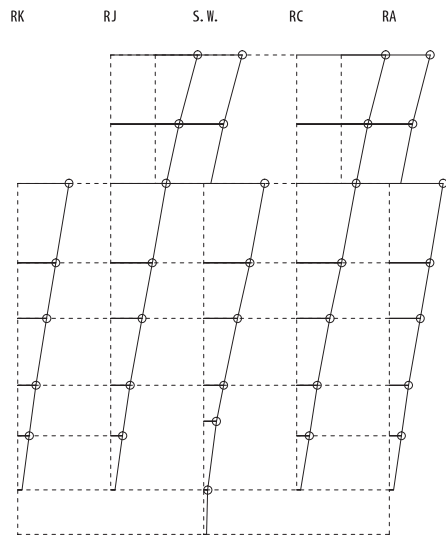
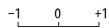
表 3-1 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	側面地盤ばねなし			S s - D 1 側面地盤ばねモデル			S s - D 2 側面地盤ばねモデル		
	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.237	4.21	2.206	0.233	4.29	2.224	0.233	4.29	2.224
2	0.123	8.13	2.743	0.122	8.17	2.678	0.122	8.17	2.678
3	0.116	8.60	1.100	0.116	8.63	1.173	0.116	8.63	1.174
4	0.097	10.33	2.094	0.096	10.41	2.014	0.096	10.41	2.013
5	0.093	10.76	1.098	0.093	10.81	1.263	0.093	10.81	1.264

表 3-2 固有値解析結果 (EW 方向)

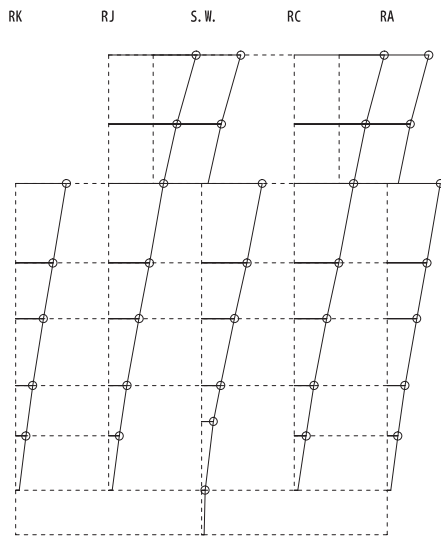
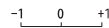
次数	側面地盤ばねなし			S s - D 1 側面地盤ばねモデル			S s - D 2 側面地盤ばねモデル		
	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.230	4.36	2.179	0.226	4.42	2.190	0.226	4.43	2.190
2	0.125	8.01	1.924	0.124	8.06	1.898	0.124	8.06	1.898
3	0.116	8.64	0.073	0.115	8.67	0.068	0.115	8.67	0.068
4	0.098	10.15	0.654	0.098	10.19	0.624	0.098	10.19	0.624
5	0.091	10.93	0.835	0.091	10.96	0.735	0.091	10.96	0.734

固有周期 0.237 s
 固有振動数 4.21 Hz
 刺激係数 2.206



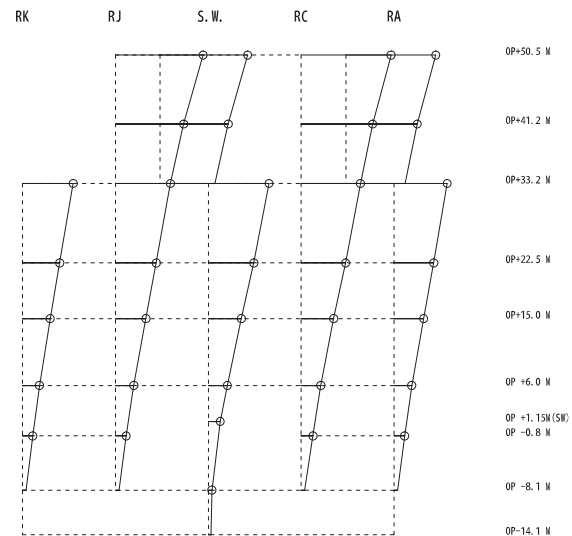
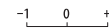
側面地盤ばねなし

固有周期 0.233 s
 固有振動数 4.29 Hz
 刺激係数 2.224



側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

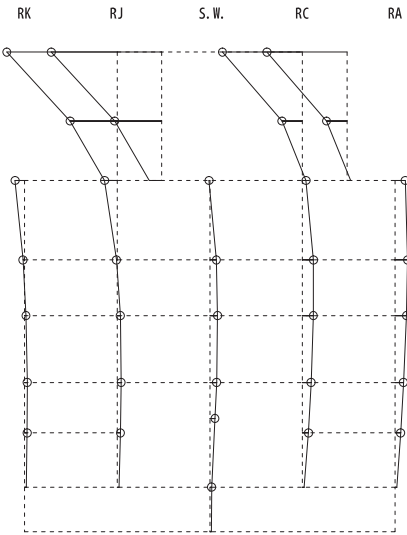
固有周期 0.233 s
 固有振動数 4.29 Hz
 刺激係数 2.224



側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

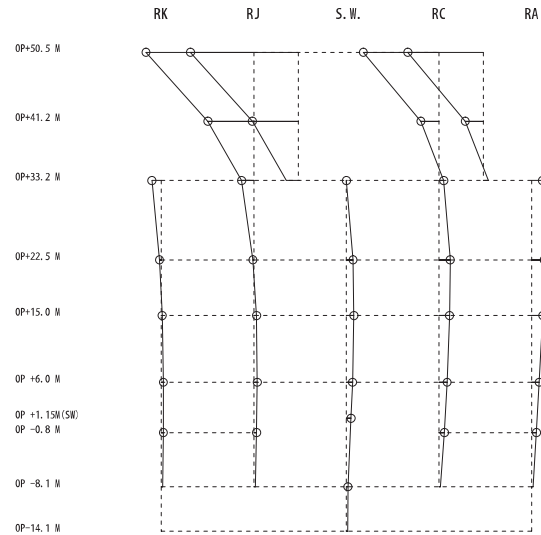
図 3-1 固有モードの比較 (NS 方向 1 次)

固有周期 0.123 s
 固有振動数 8.13 Hz
 刺激係数 2.743



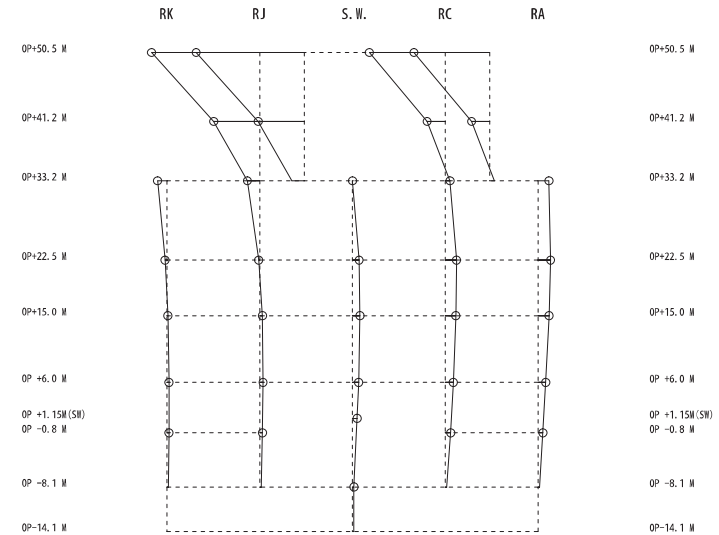
側面地盤ばねなし

固有周期 0.122 s
 固有振動数 8.17 Hz
 刺激係数 2.678



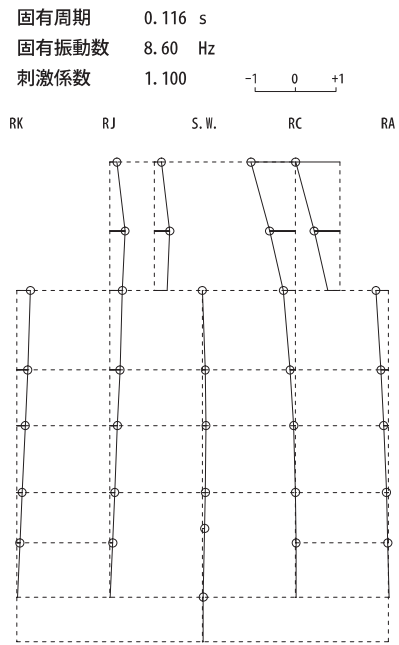
側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

固有周期 0.122 s
 固有振動数 8.17 Hz
 刺激係数 2.678

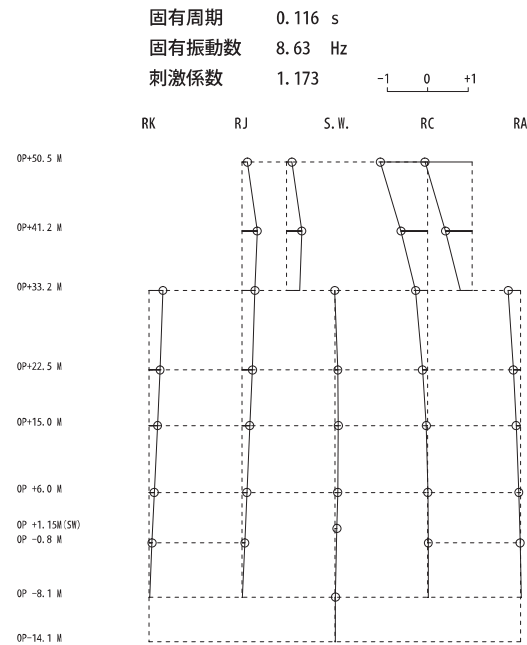


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

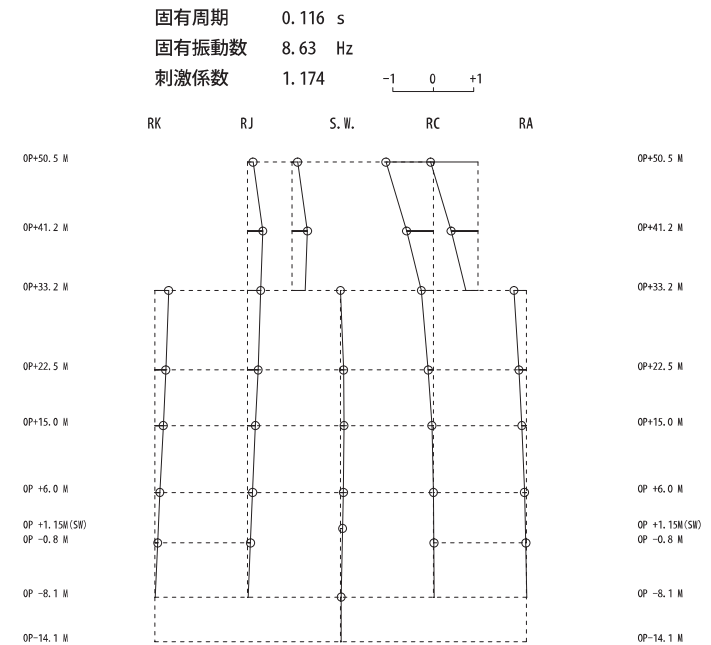
図 3-2 固有モードの比較 (NS 方向 2 次)



側面地盤ばねなし

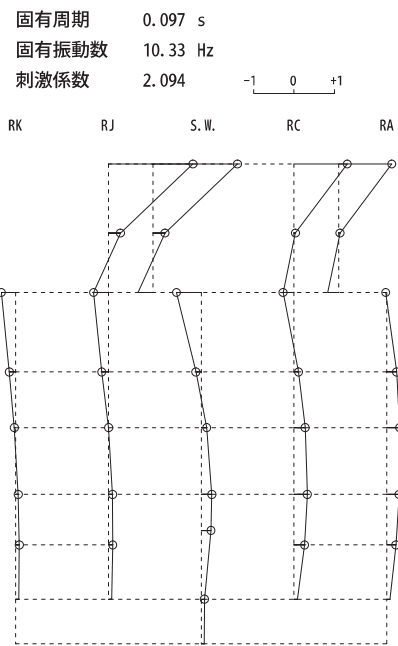


側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

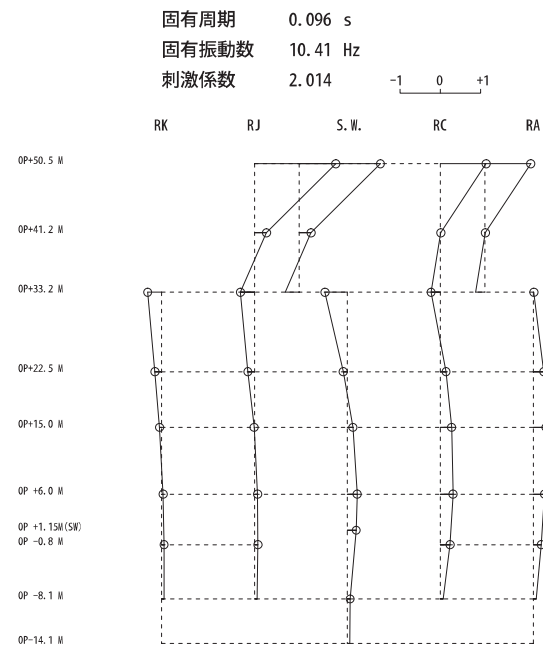


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

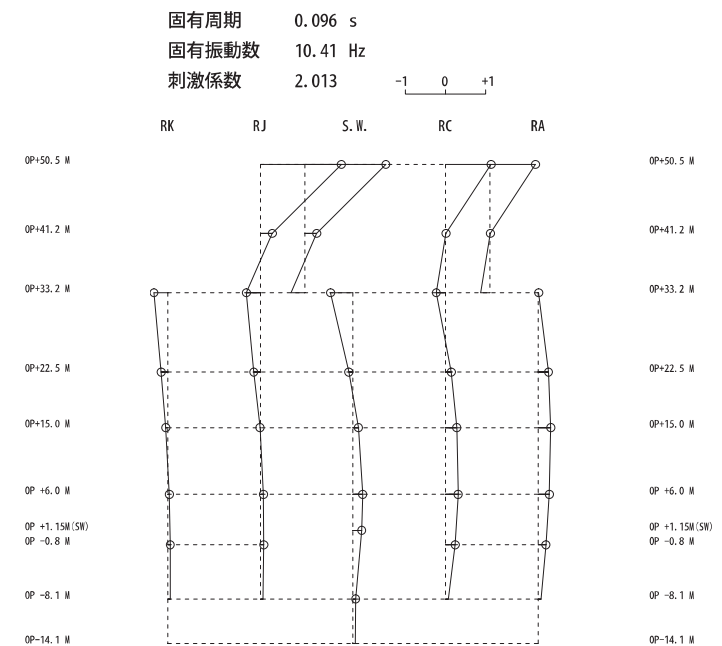
図 3-3 固有モードの比較 (NS 方向 3 次)



側面地盤ばねなし

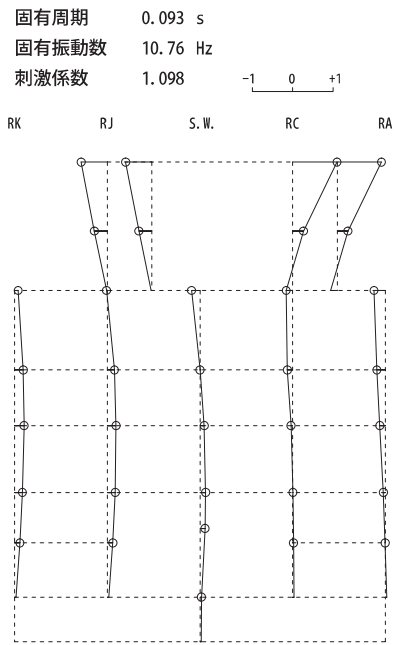


側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

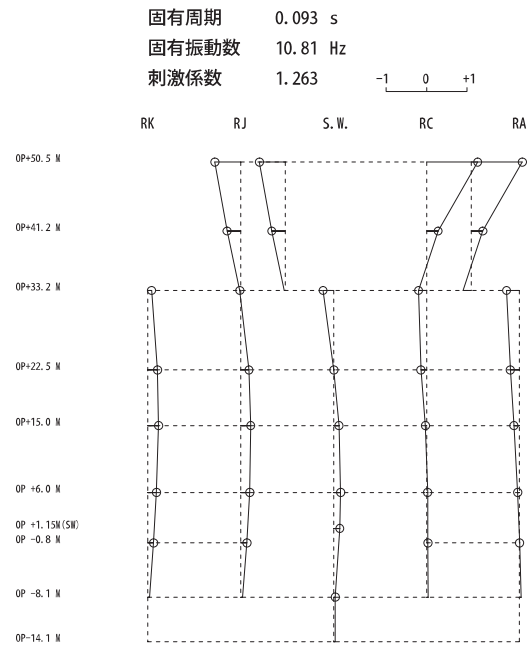


側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

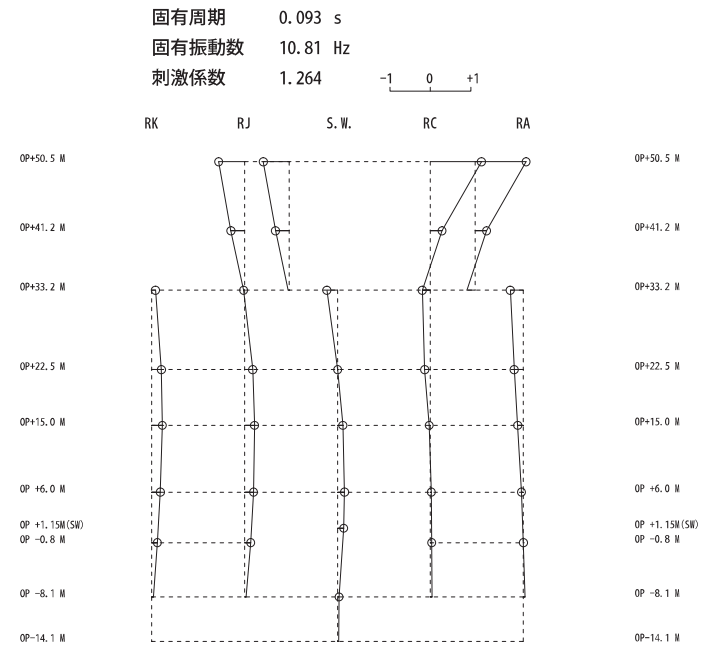
図 3-4 固有モードの比較 (NS 方向 4 次)



側面地盤ばねなし

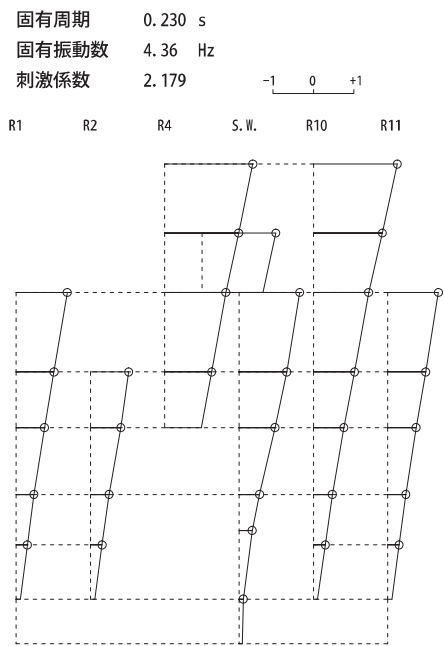


側面地盤ばねあり (S_s-D1 地盤)

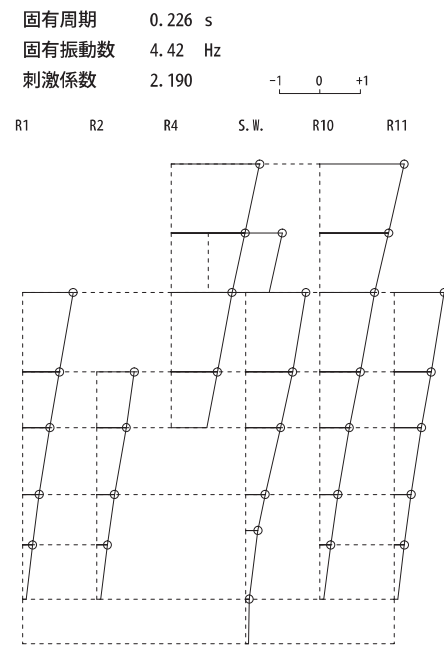


側面地盤ばねあり (S_s-D2 地盤)

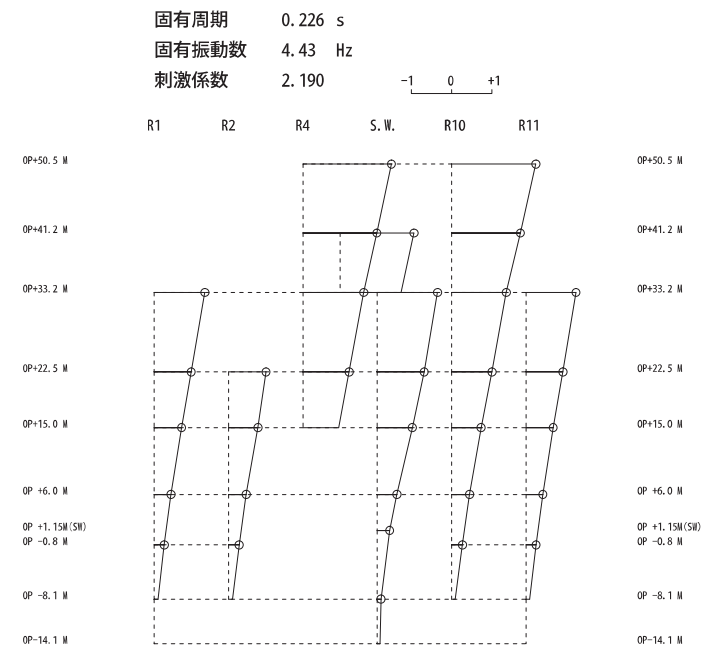
図 3-5 固有モードの比較 (NS 方向 5 次)



側面地盤ばねなし



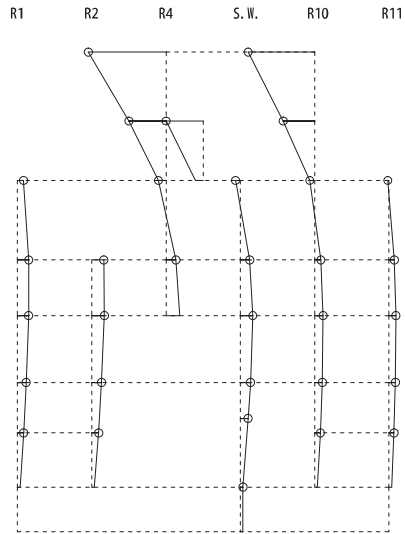
側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)



側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

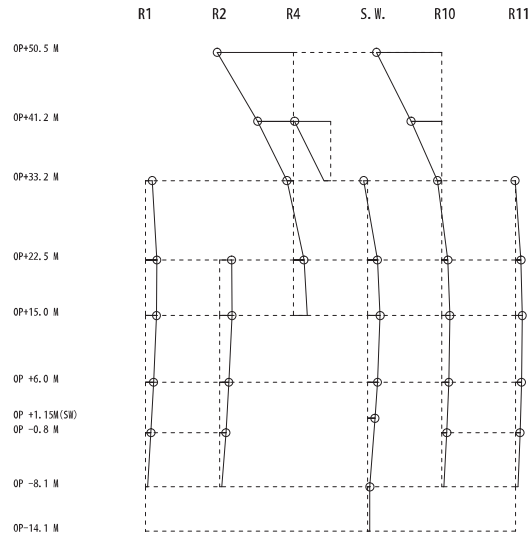
図 3-6 固有モードの比較 (EW 方向 1 次)

固有周期 0.125 s
 固有振動数 8.01 Hz
 刺激係数 1.924



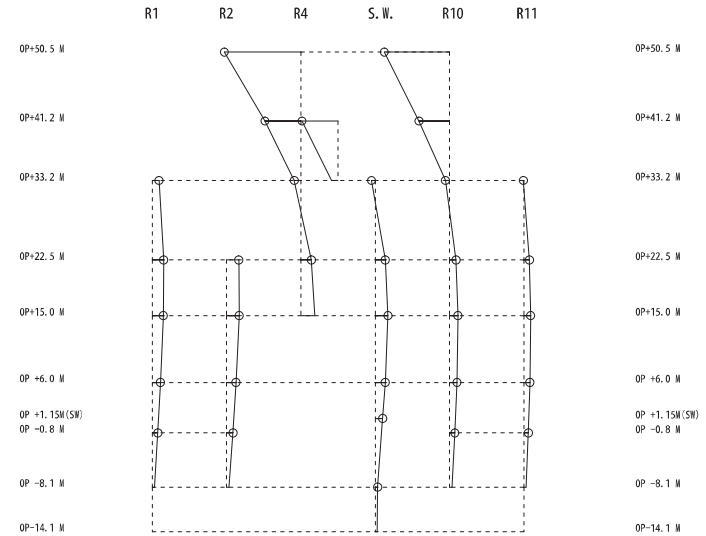
側面地盤ばねなし

固有周期 0.124 s
 固有振動数 8.06 Hz
 刺激係数 1.898



側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)

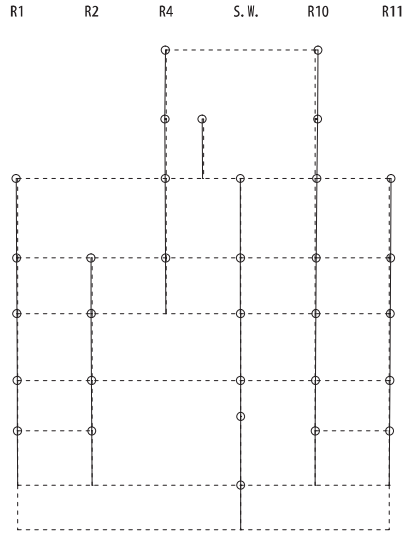
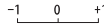
固有周期 0.124 s
 固有振動数 8.06 Hz
 刺激係数 1.898



側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

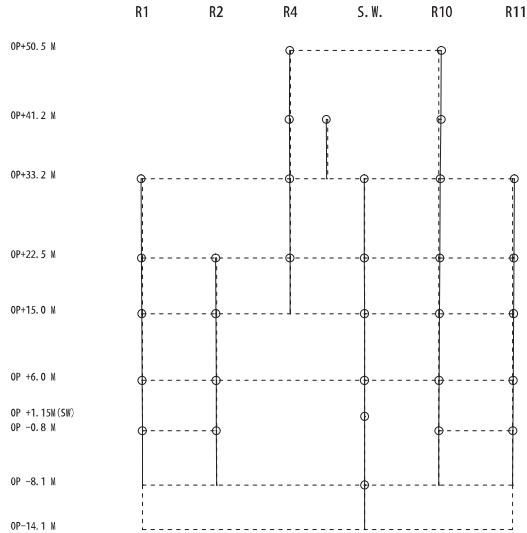
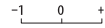
図 3-7 固有モードの比較 (EW 方向 2 次)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.64 Hz
 刺激係数 0.073



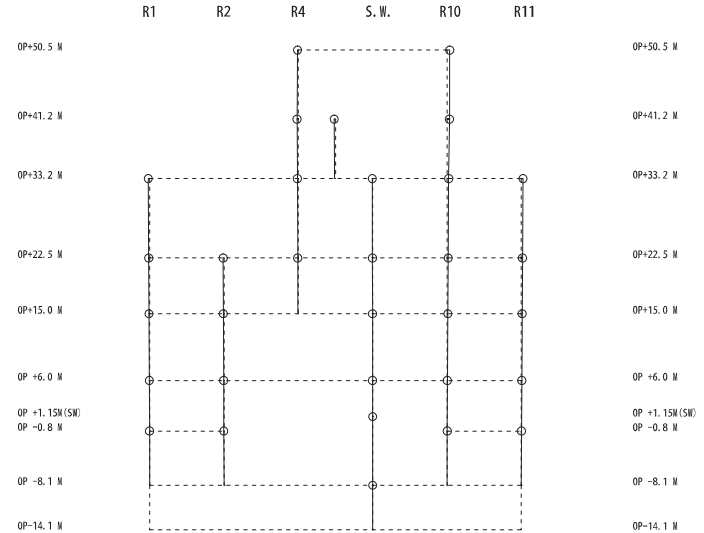
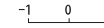
側面地盤ばねなし

固有周期 0.115 s
 固有振動数 8.67 Hz
 刺激係数 0.068



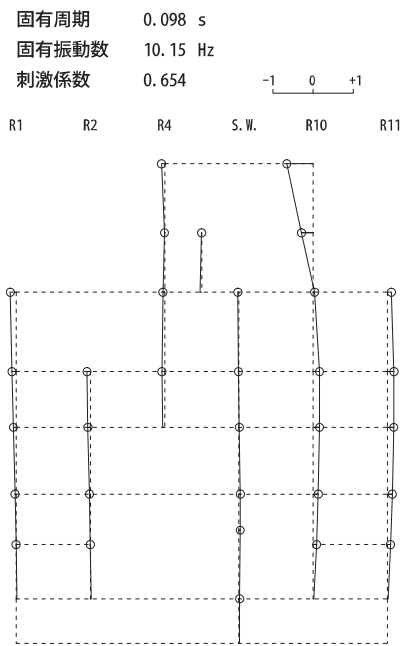
側面地盤ばねあり (S_s-D1 地盤)

固有周期 0.115 s
 固有振動数 8.67 Hz
 刺激係数 0.068

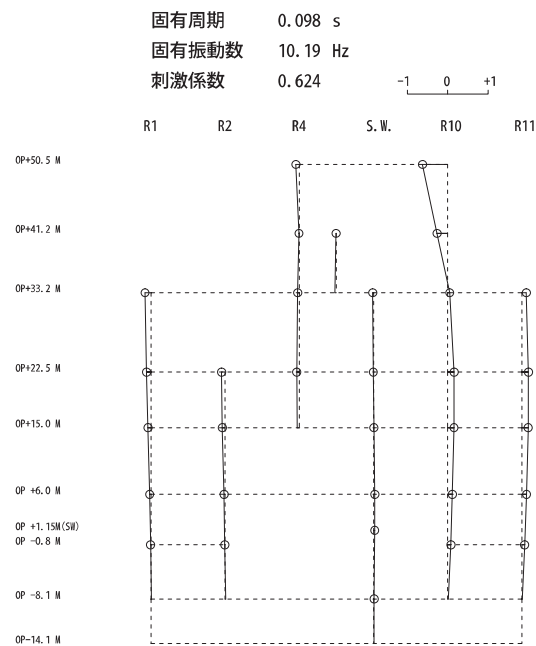


側面地盤ばねあり (S_s-D2 地盤)

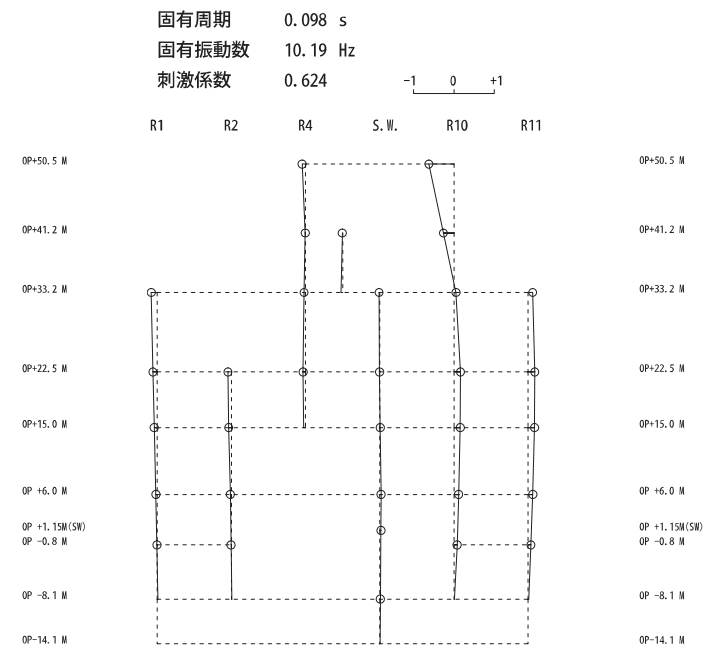
図 3-8 固有モードの比較 (EW 方向 3 次)



側面地盤ばねなし

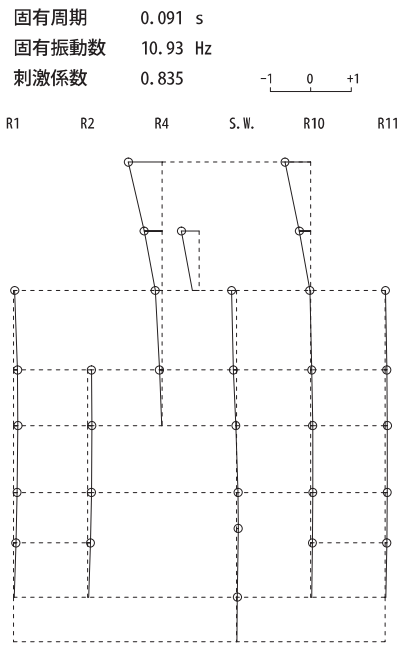


側面地盤ばねあり (S_s-D1 地盤)

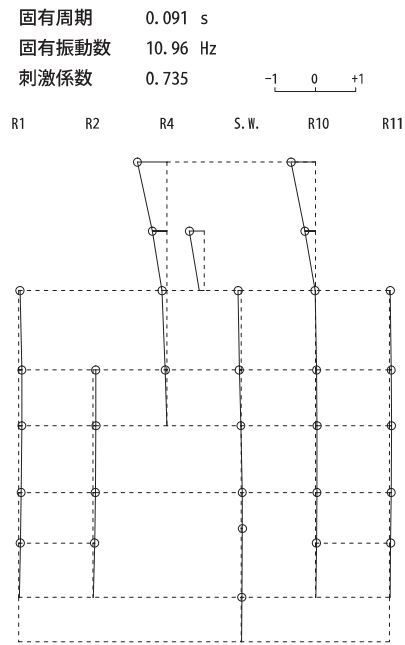


側面地盤ばねあり (S_s-D2 地盤)

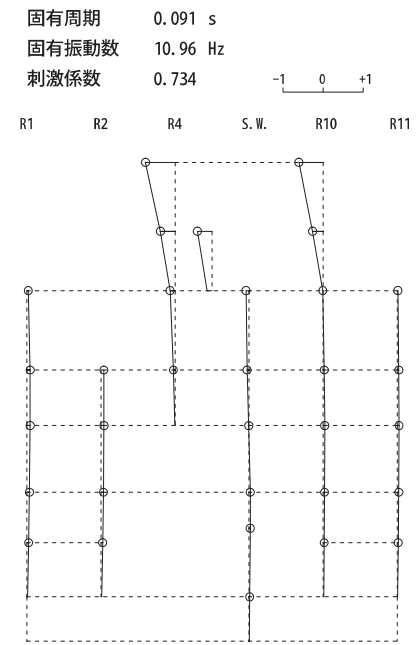
図 3-9 固有モードの比較 (EW 方向 4 次)



側面地盤ばねなし



側面地盤ばねあり (S s - D 1 地盤)



側面地盤ばねあり (S s - D 2 地盤)

図 3-10 固有モードの比較 (EW 方向 5 次)

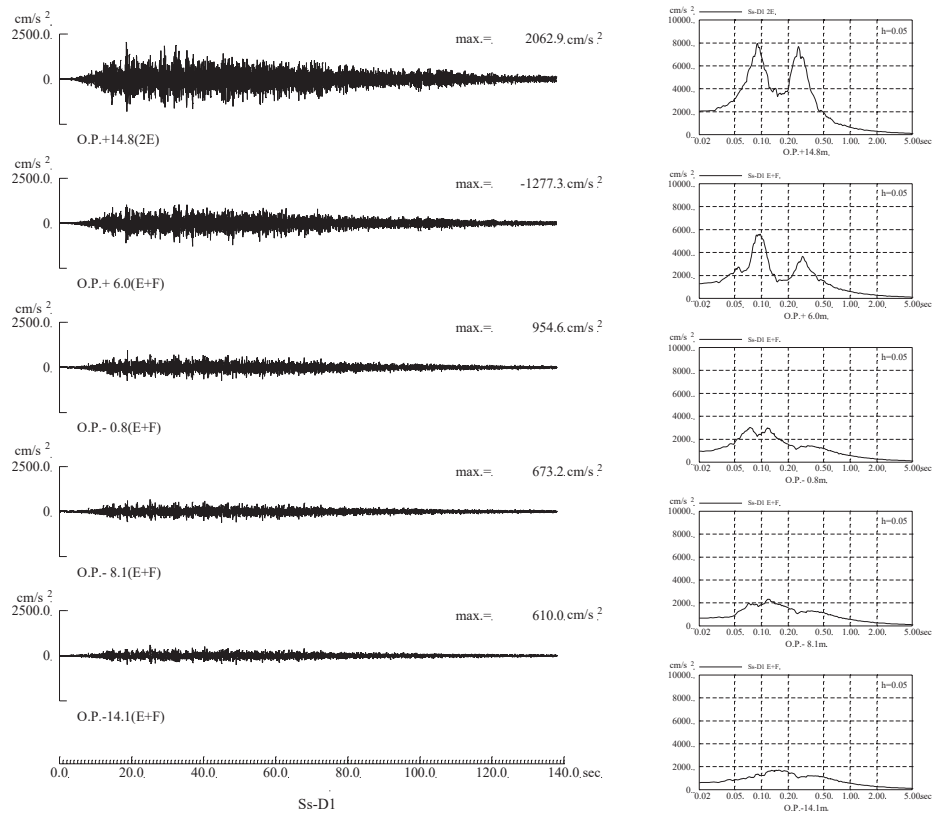


図 3-11 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形 (基準地震動 S s - D 1)

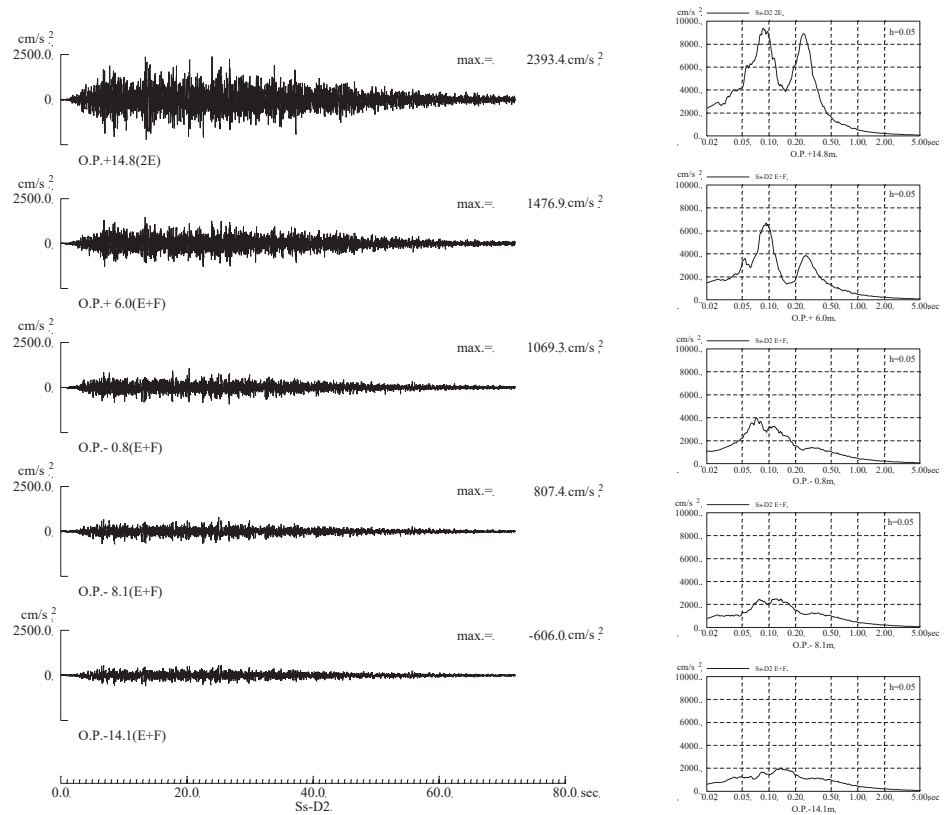


図 3-12 側面地盤ばね位置の地盤の加速度波形 (基準地震動 S s - D 2)

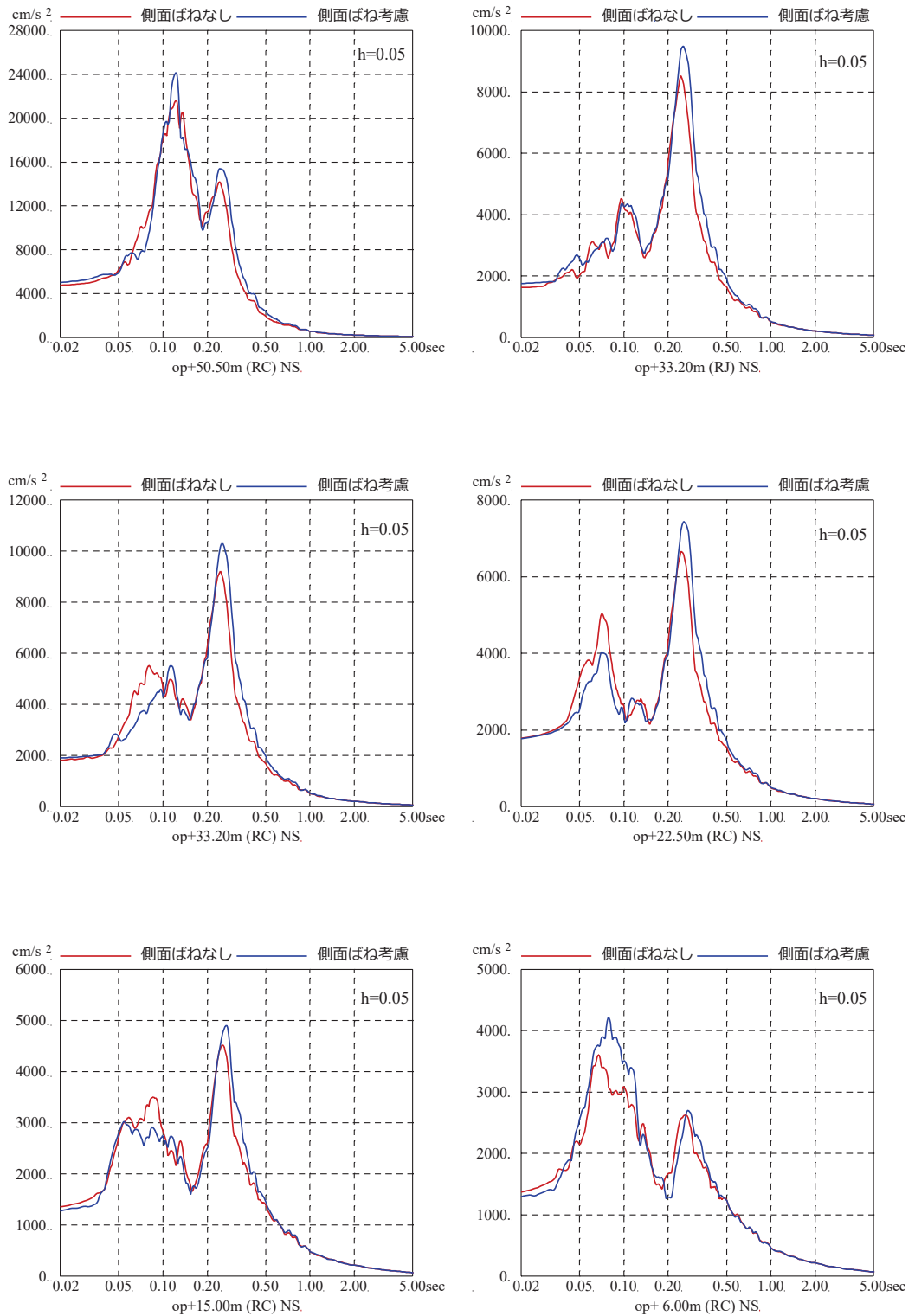


図 3-13 基準地震動 $S_s - D_2$ を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

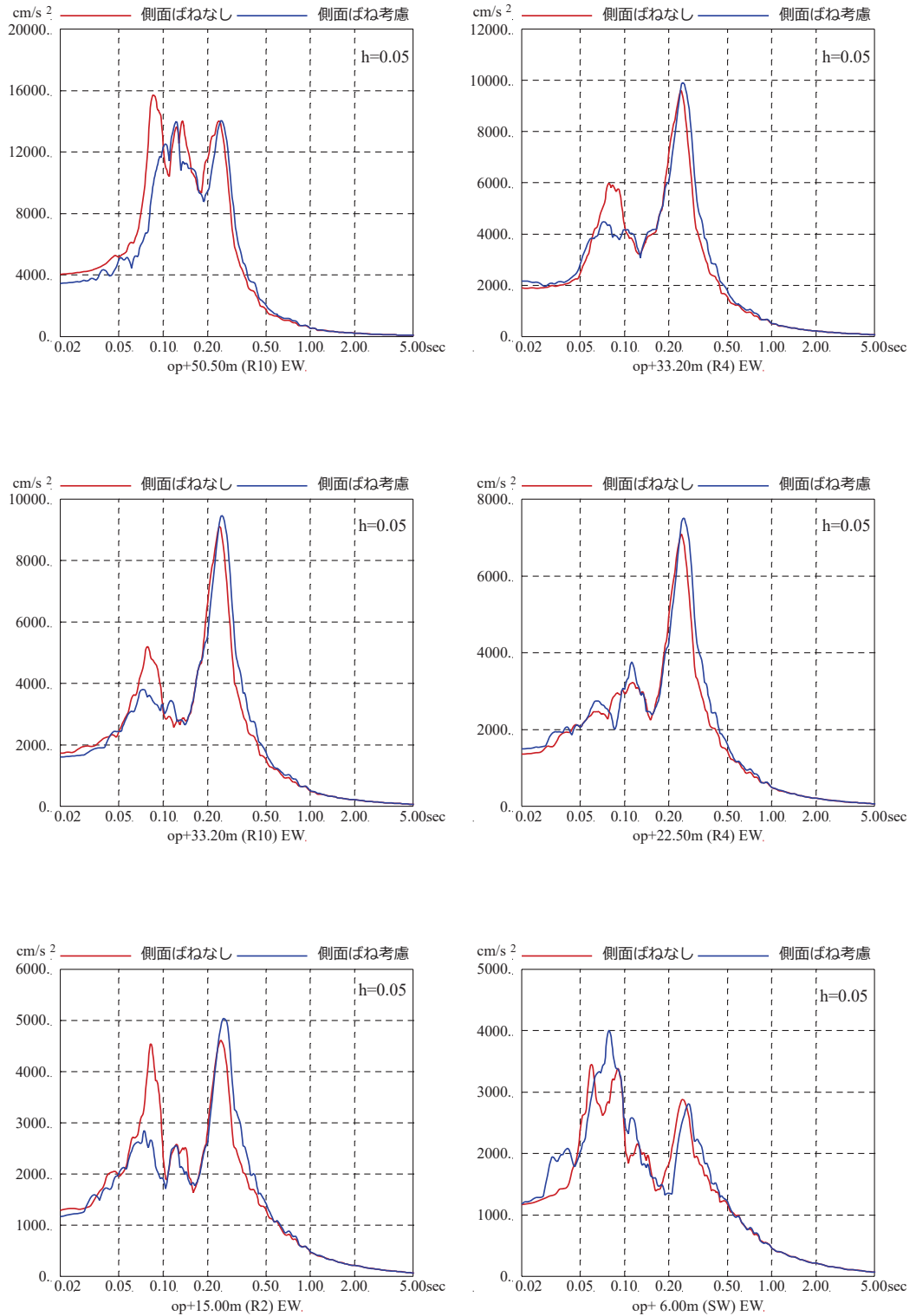


図 3-14 基準地震動 $S_s - D_2$ を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

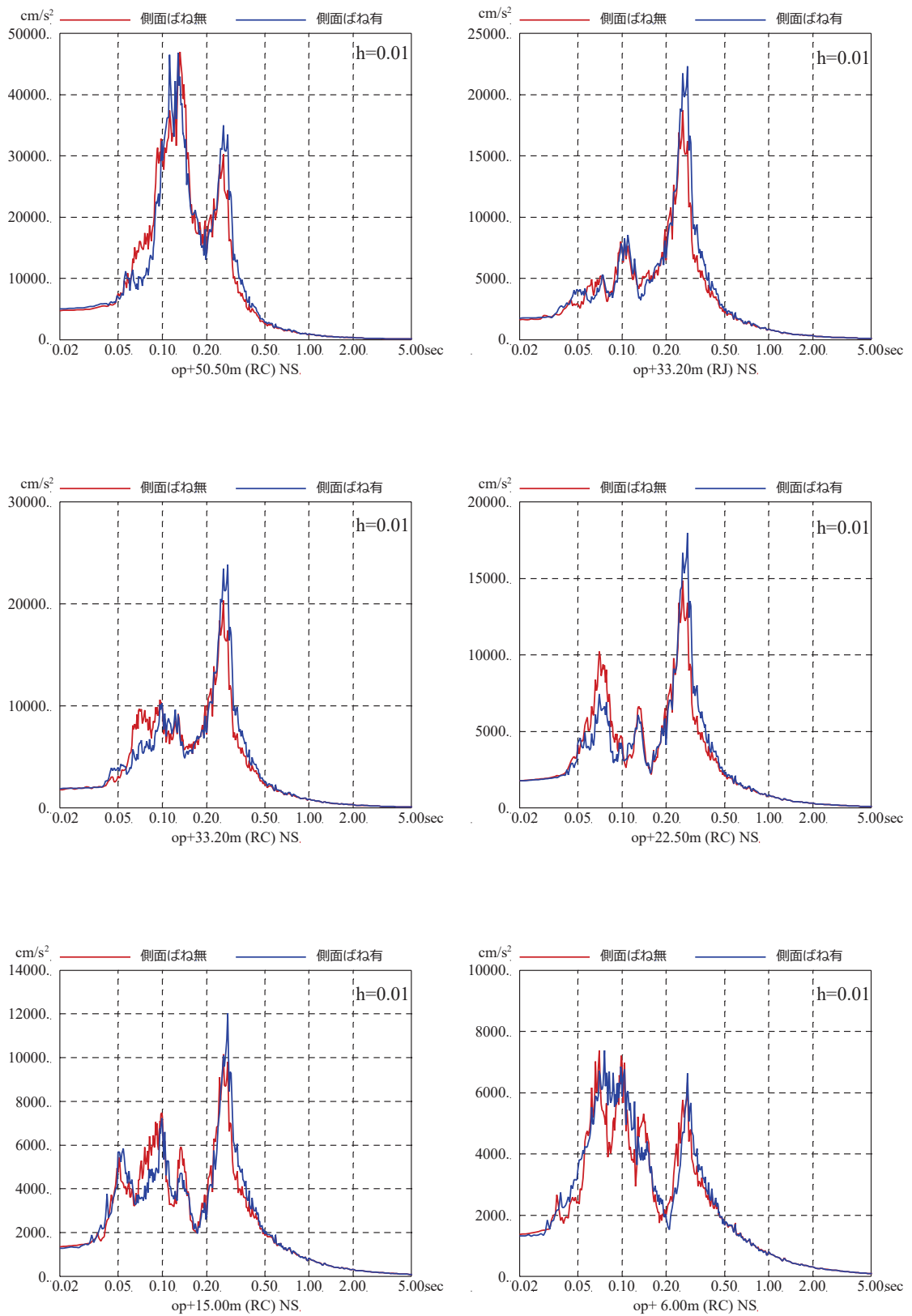


図 3-15 基準地震動 S_s-D₂ を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

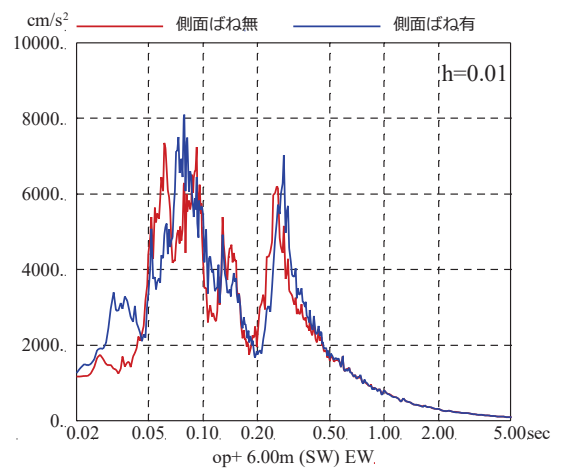
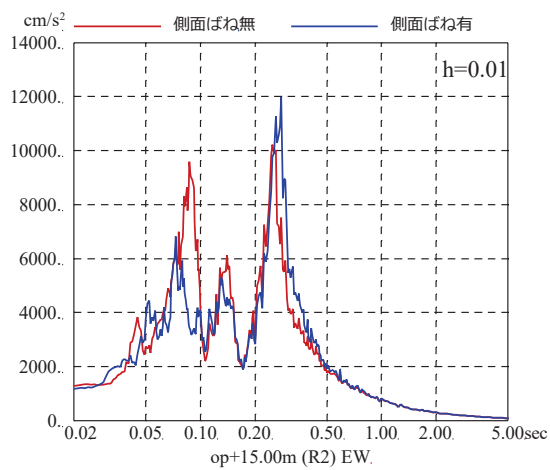
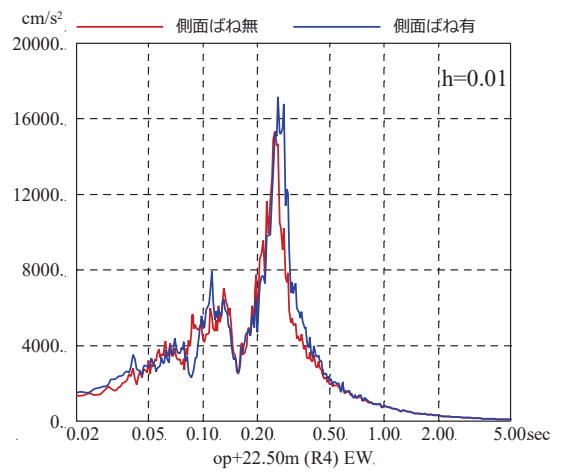
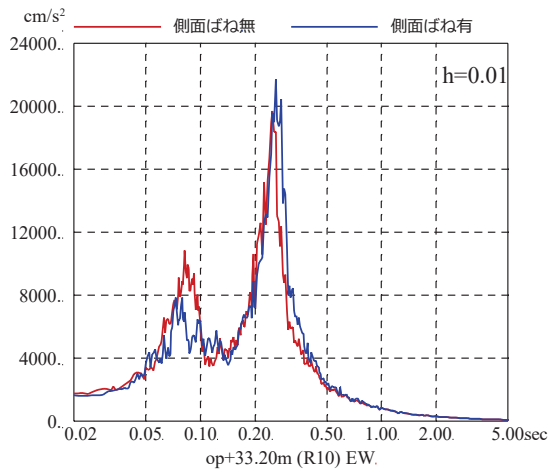
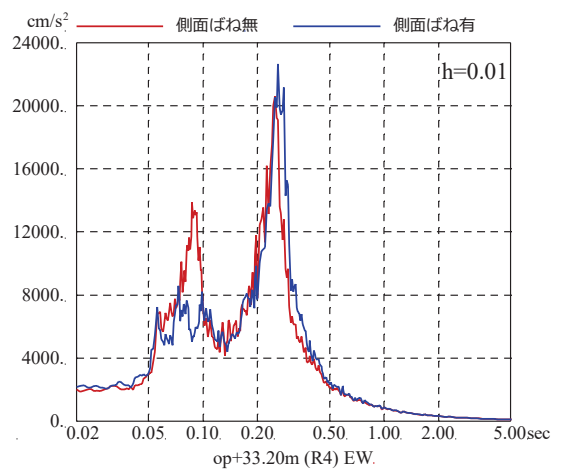
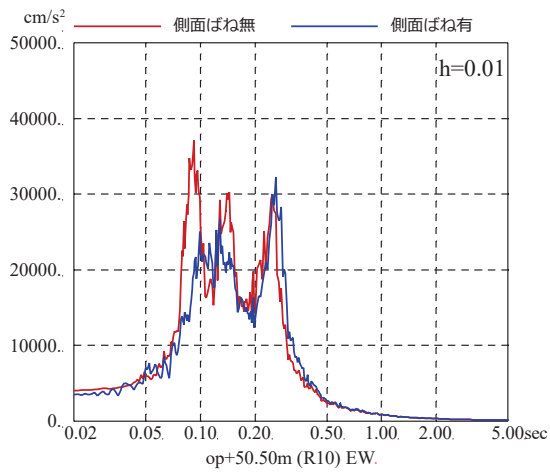


図 3-16 基準地震動 S_s-D₂ を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

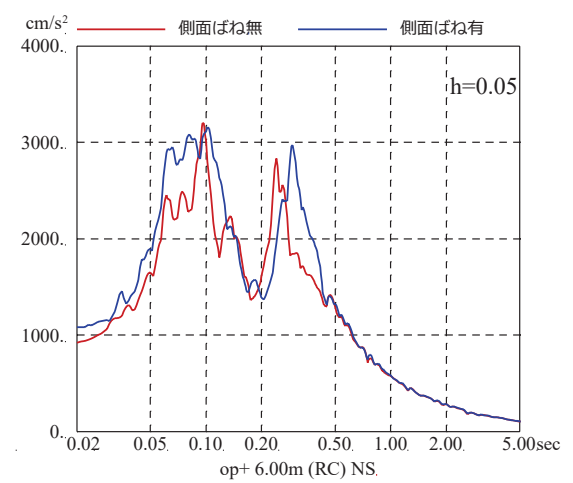
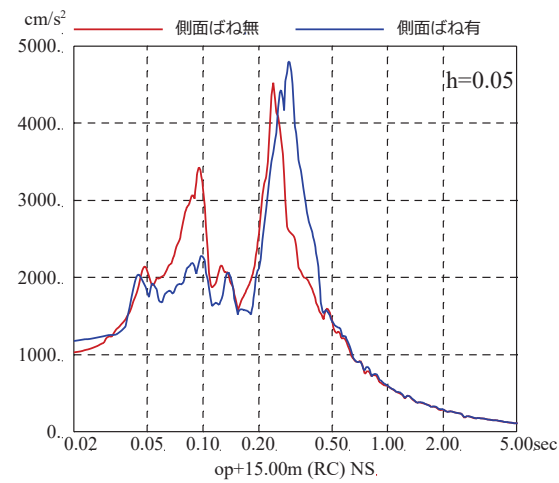
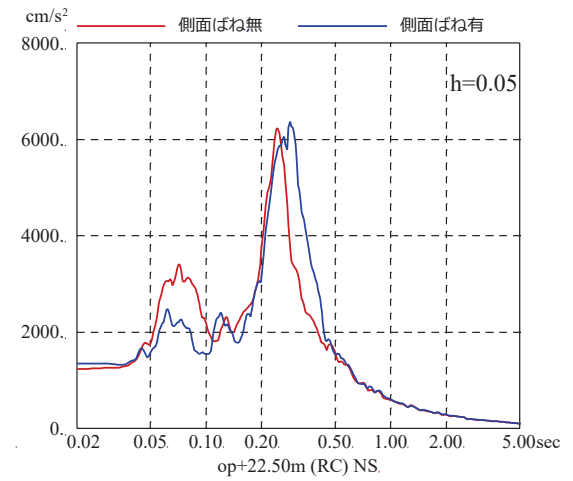
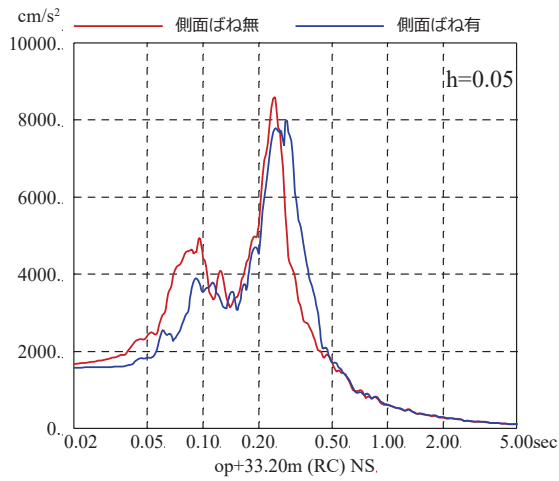
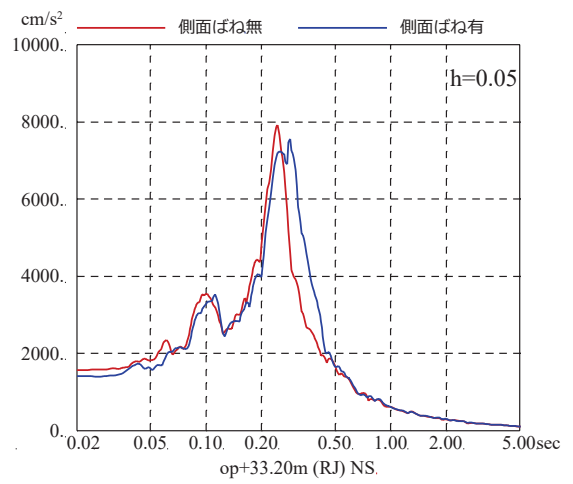
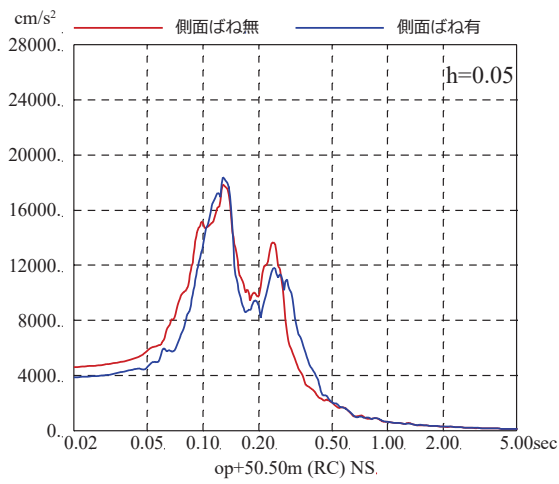


図 3-17 基準地震動 S s - D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

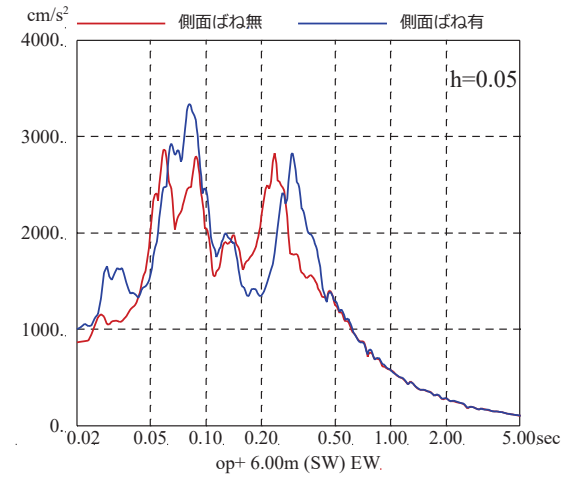
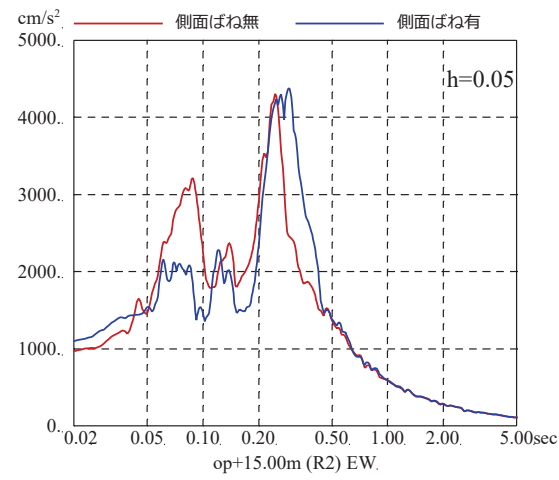
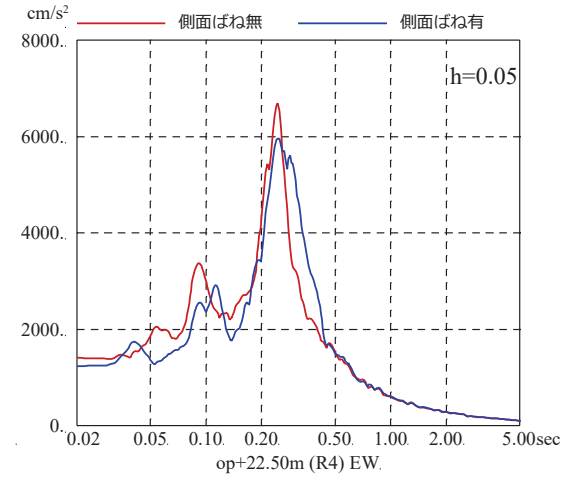
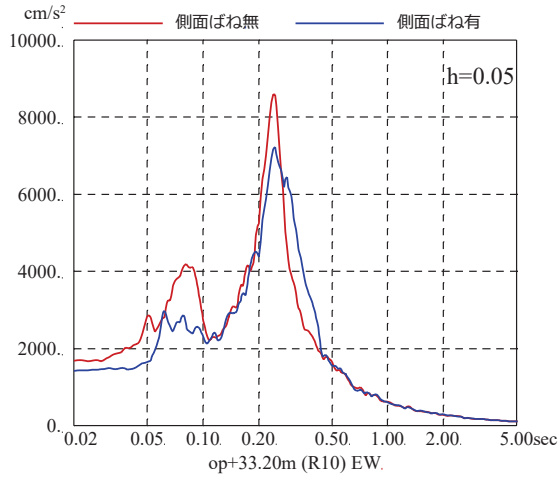
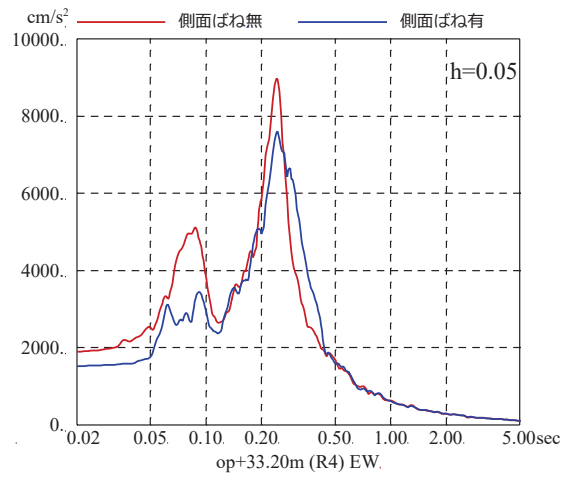
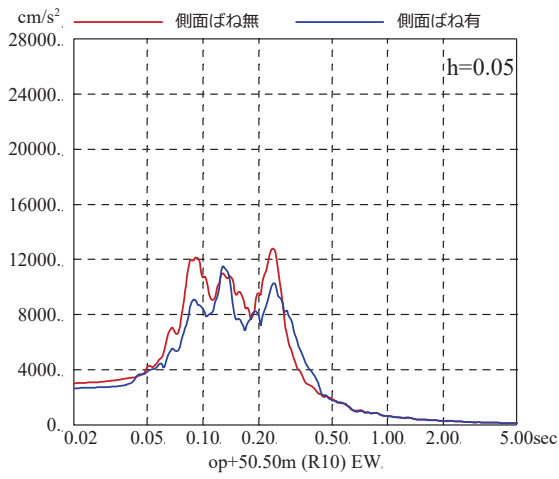


図 3-18 基準地震動 S s - D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

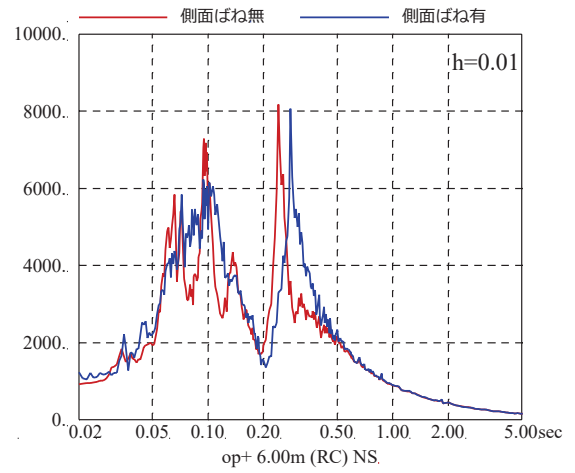
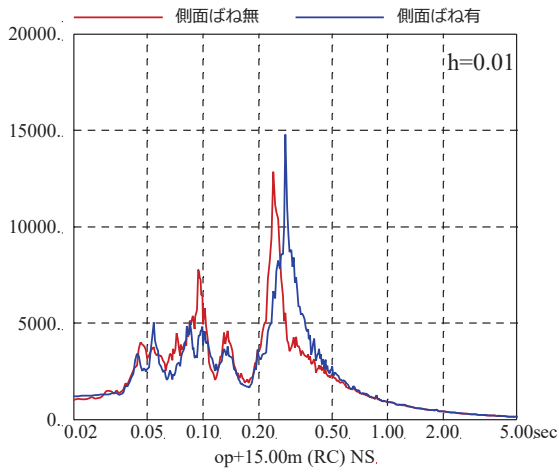
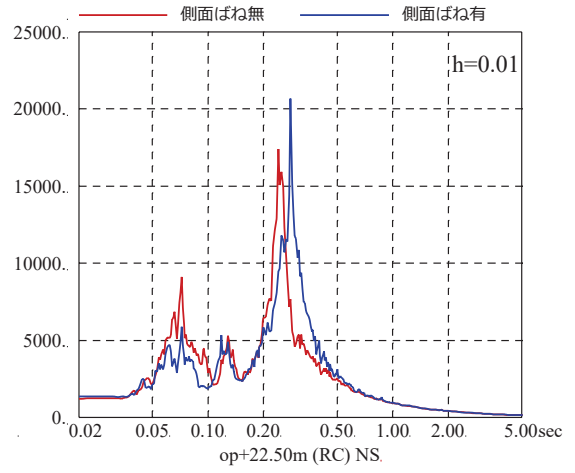
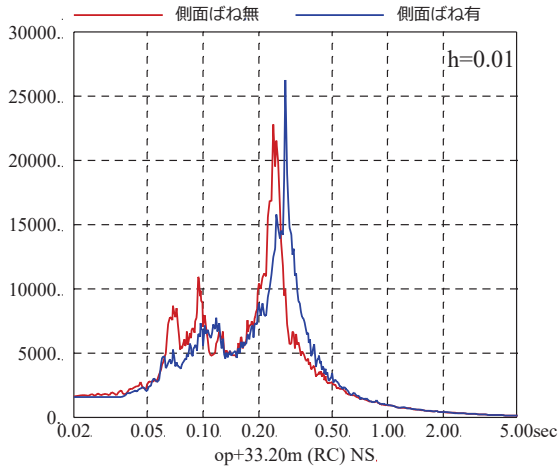
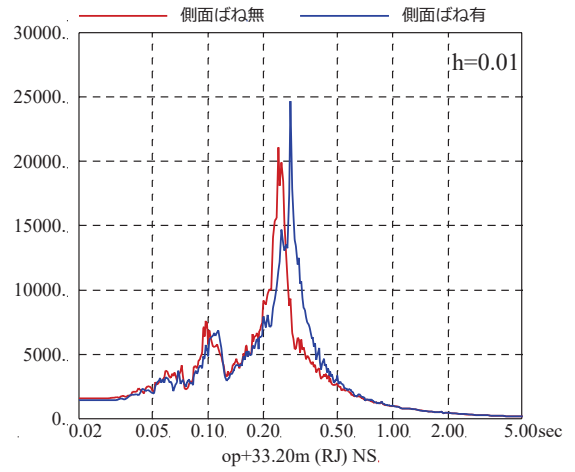
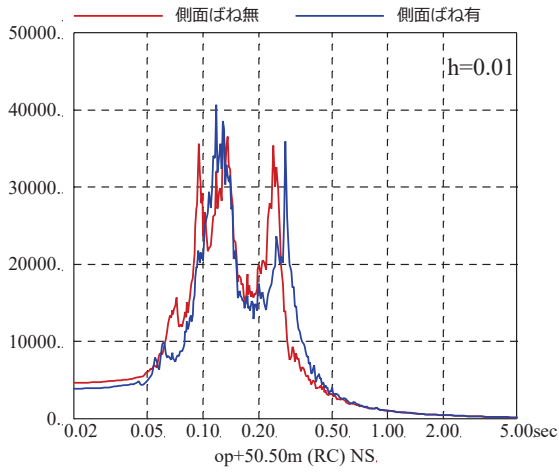


図 3-19 基準地震動 S_s-D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

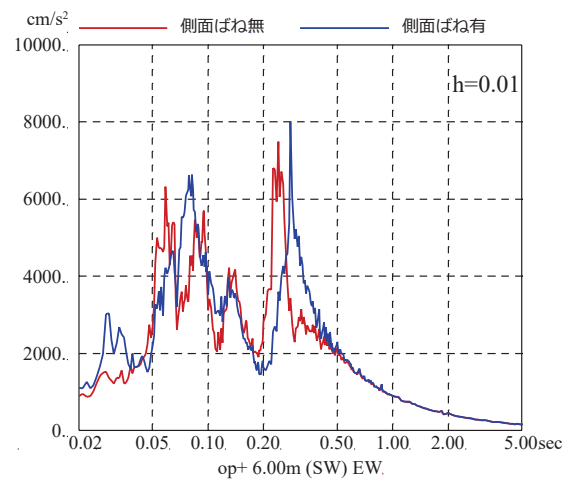
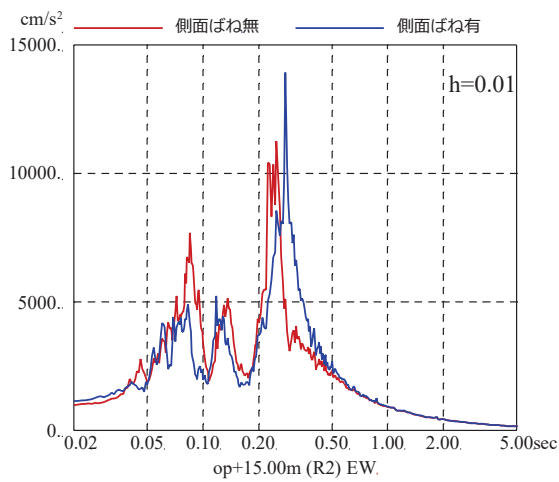
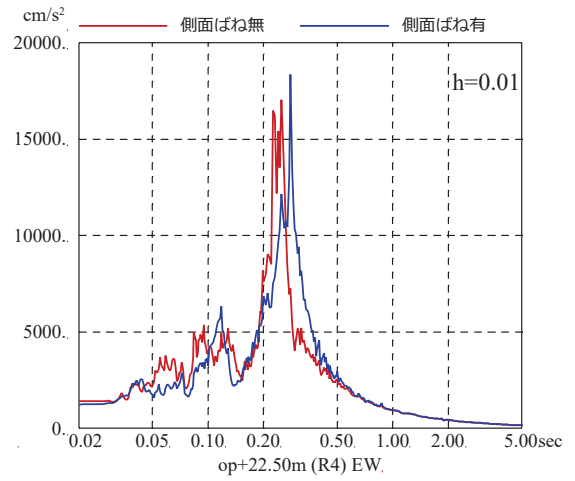
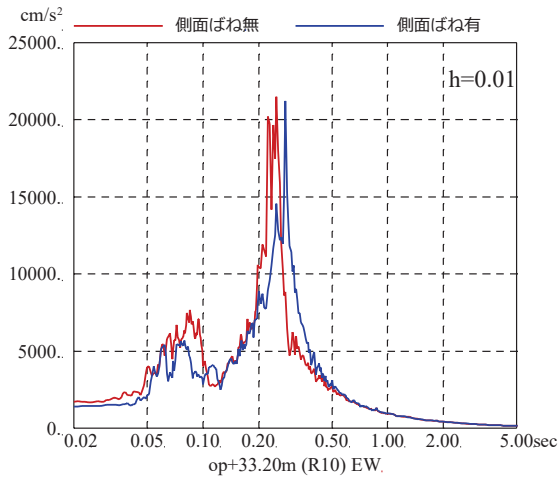
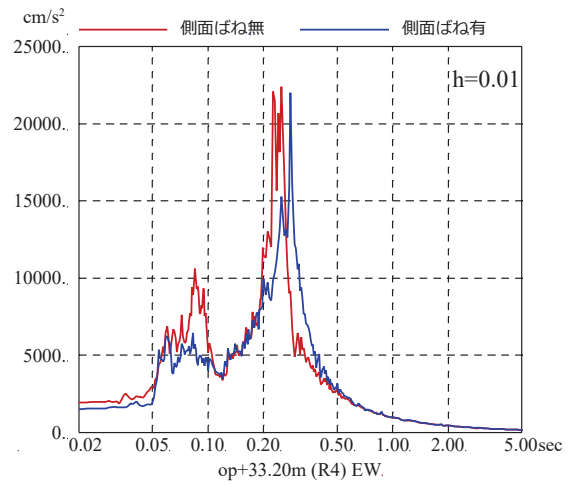
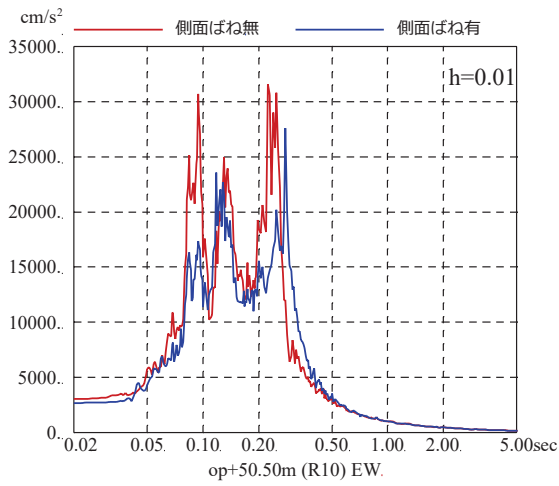


図 3-20 基準地震動 S s - D 1 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

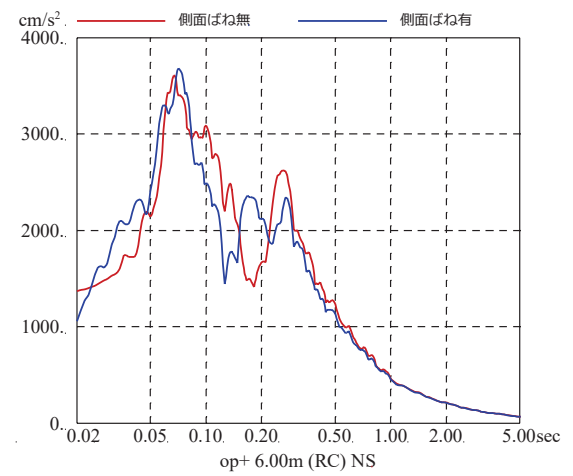
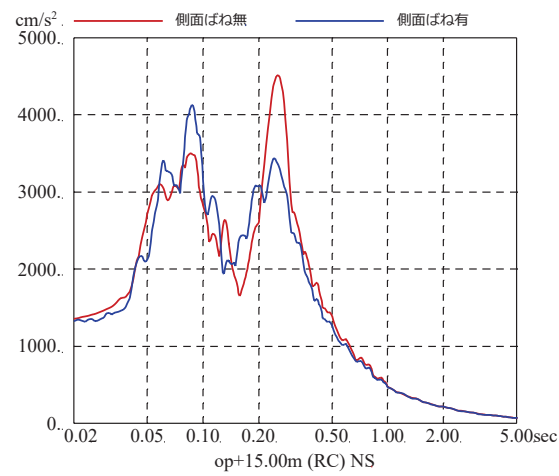
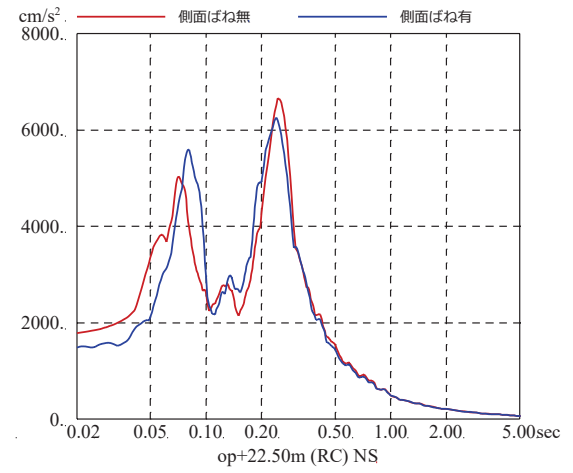
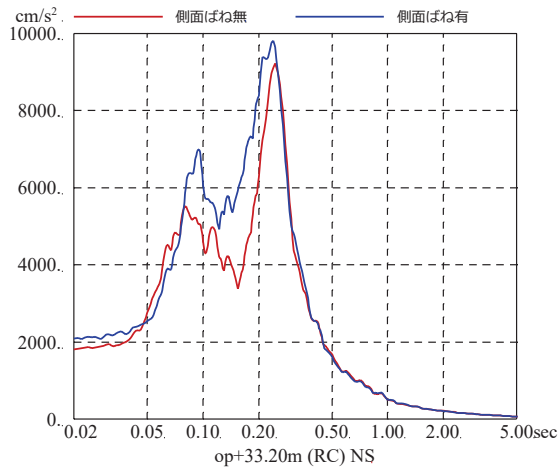
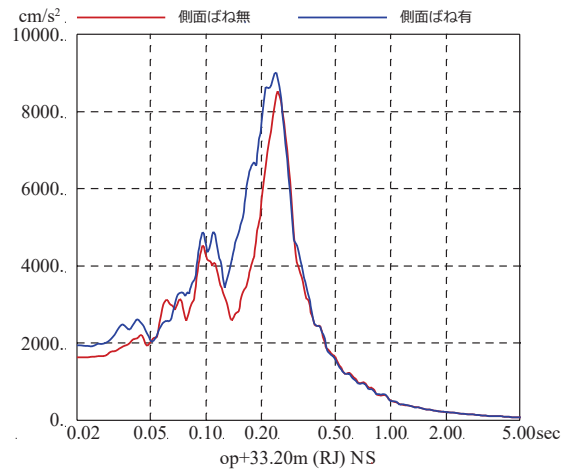
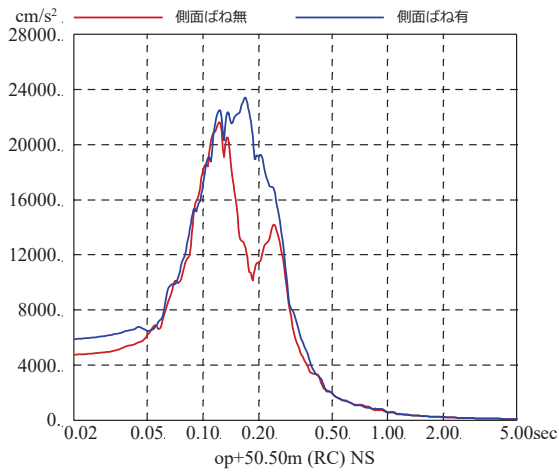


図 3-21 基準地震動 S_s-D2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%, 側面地盤ばねは初期物性値から算定)

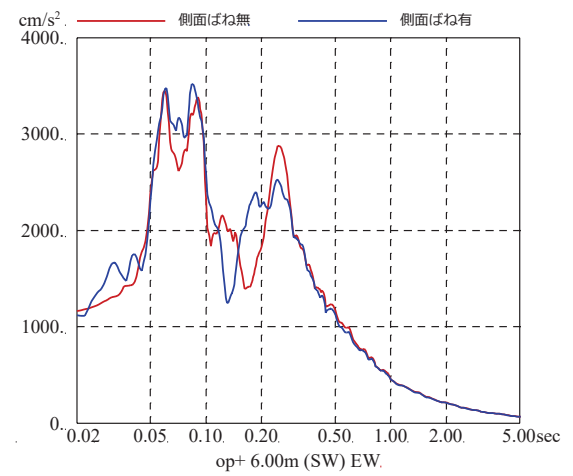
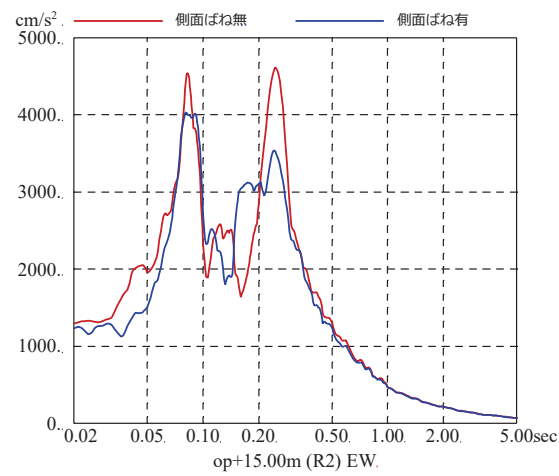
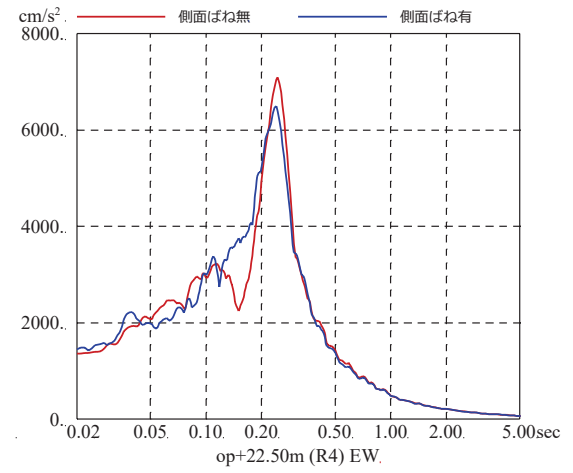
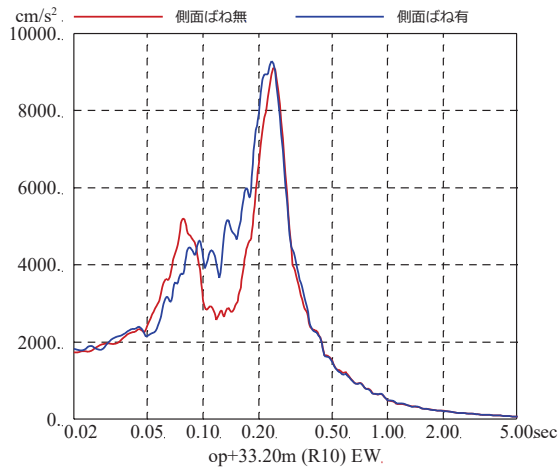
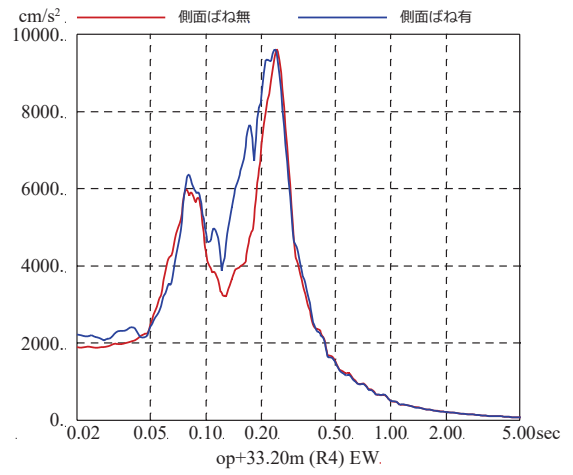
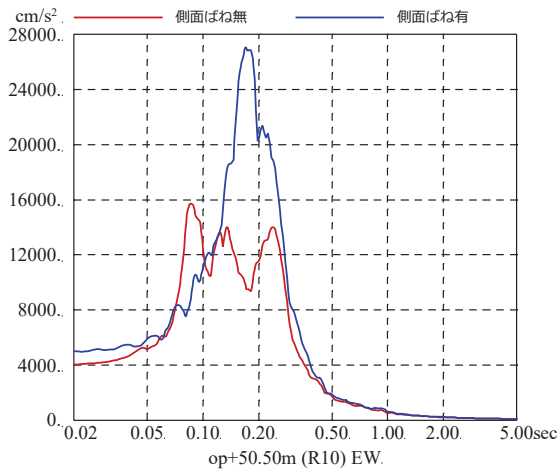


図 3-22 基準地震動 S_s-D 2 を用いた側面地盤ばねの有無による地震応答解析結果の比較
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%, 側面地盤ばねは初期物性値から算定)

別紙 17 表層地盤の影響を考慮した入力地震動が建屋応答へ与える
影響

目 次

1. 検討目的..... 別紙 17-1
2. 検討方法..... 別紙 17-1
3. 検討結果..... 別紙 17-5

参考検討 地盤物性の違いによる 3.11 地震のシミュレーション結果への影響

1. 検討目的

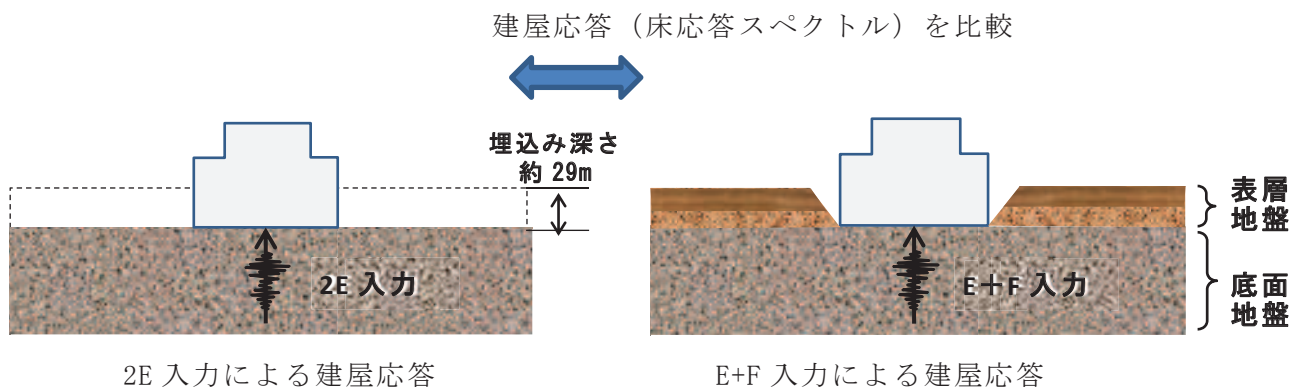
原子炉建屋の今回工認では、建屋への入力地震動を表層地盤の影響を考慮して算定する E+F 入力としている。

ここでは、基準地震動 S_s を建屋へ直接入力した場合 (2E 入力) との建屋応答の差異を確認する。

2. 検討方法

検討は、基準地震動 $S_s - D1$ 及び基準地震動 $S_s - D2$ を原子炉建屋の解析モデルに直接入力した場合 (2E 入力) と表層地盤の影響を考慮して算定した基礎版底面位置の地震動を入力した場合 (E+F 入力) の建屋の解析結果を比較することにより行う。検討概要を図 2-1 に示す。

検討に用いた地盤モデルは、5.1 項において示した入力地震動評価用地盤モデルとし、表 2-1、図 2-2、図 2-3、図 2-4 に示す。



	2E 入力したケース	E+F 入力したケース
建屋	原子炉建屋	
地震動	基準地震動 $S_s - D1$ 及び $S_s - D2$	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	今回工認モデル (初期剛性低下考慮, 耐震補強考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	入力地震動評価用地盤モデル (表層地盤: 2層モデル)	

図 2-1 入力地震動評価に関する表層地盤の影響検討の概念図

表 2-1 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

- ※1 O. P. 14.8m~O. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。
- ※2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)
- ※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。
- ※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定

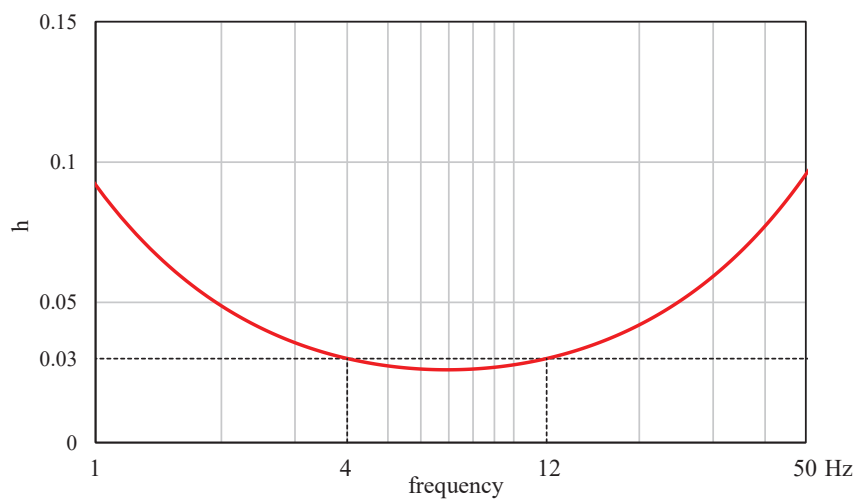


図 2-2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

0. P. 14. 8m~0. P. 0m の表層地盤には地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0 - \gamma$ 曲線及び $h - \gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により (2-1) 式で設定する。

$$G_0 = 1787\sigma_c^{0.84} \quad (2-1)$$

$$\text{ここで、} \sigma_c [\text{MN/m}^2] = Z \times \rho_t \times \frac{2}{3} \quad Z: \text{深度}$$

$$\rho_t = 18.6 [\text{kN/m}^3]$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から、基準ひずみ γ_m を算定し (2-2) 式により求める。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_m}} \quad (2-2)$$

$$\text{ここで、} \gamma_m = \frac{\tau_m}{G_0}$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \tan \phi$$

$$\tau_0 [\text{N/mm}^2] = 0.1$$

$$\phi [^\circ] = 33.9$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \times Z \times \rho_t [\text{N/mm}^2]$$

$h - \gamma$ 曲線は逐次非線形解析に用いる解析コードでは H-D モデルの関数形として $h - \gamma$ 曲線を定義する。H-D モデルの関係式を (2-3) 式に示す。

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (2-3)$$

h_{\max} はせん断ひずみが 0.001~0.003 程度で繰返し三軸試験結果に基づいた (2-4) 式と同程度の減衰となるように $h_{\max} = 0.24$ と設定した。

$$h = 0.183\gamma / (\gamma + 0.00026) \quad (2-4)$$

逐次非線形解析において用いた $G/G_0 - \gamma$ 曲線を図 2-3 に、 $h - \gamma$ 曲線を (2-4) 式と比較して図 2-4 に示す。

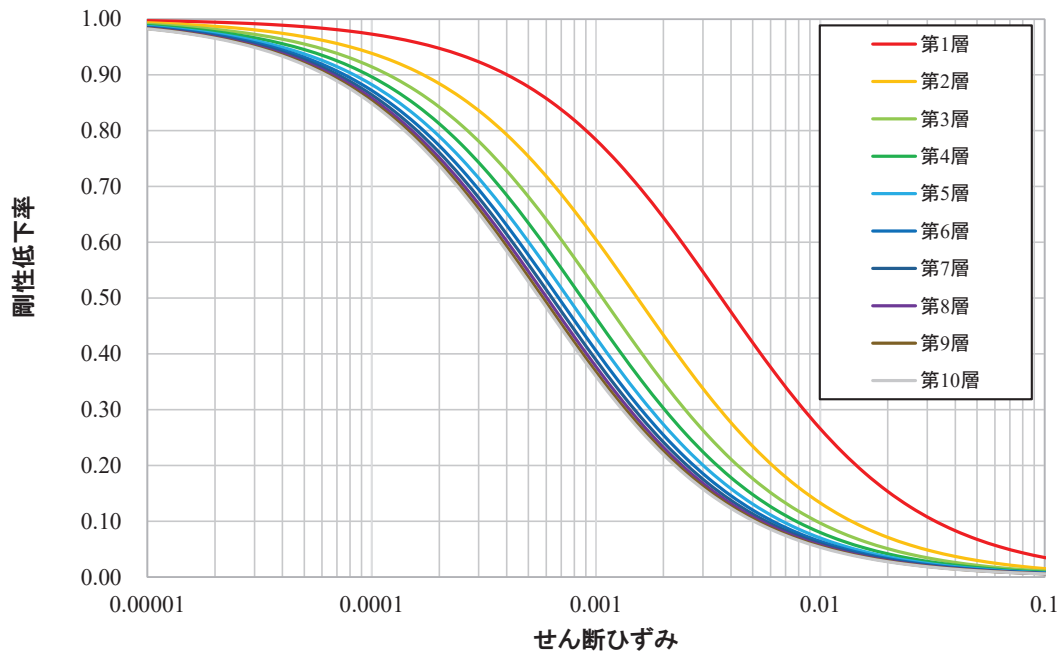


図 2-3 $G/G_0 - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

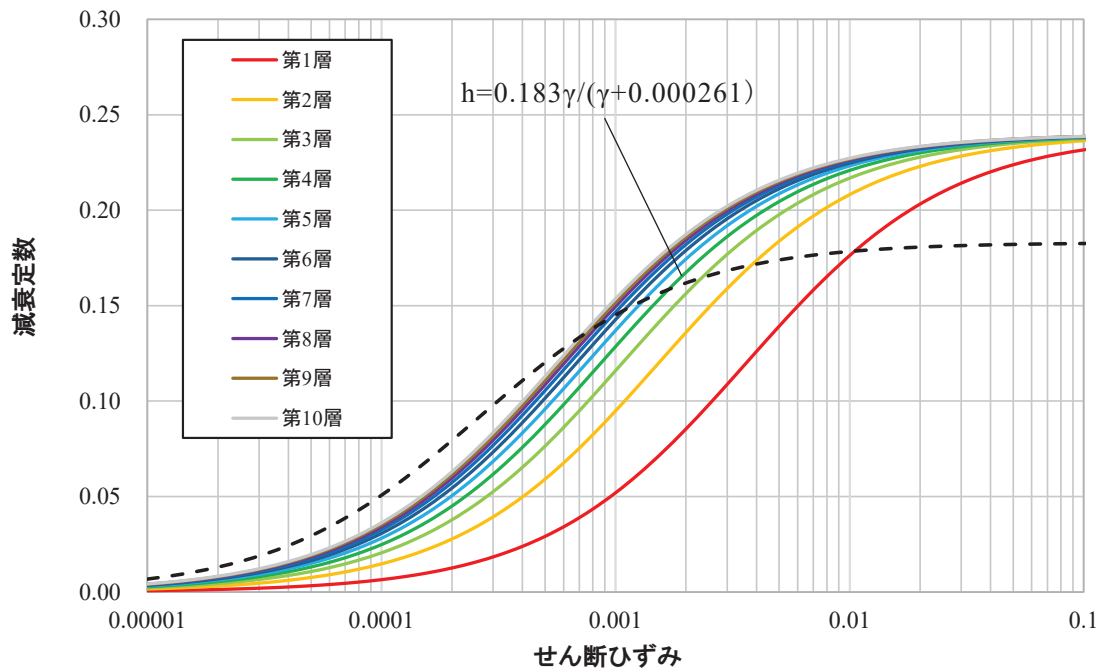


図 2-4 $h - \gamma$ 曲線 (逐次非線形解析)

3. 検討結果

基準地震動 S_s による原子炉建屋の解析結果の床応答スペクトルの比較を図 3-1～図 3-8 に示す。

検討の結果、各階の床応答スペクトルは、基準地震動 S_s を直接入力した場合（2E 入力）より表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力した場合（E+F 入力）の応答値は、小さくなる傾向があり、短周期においてその傾向が顕著に見られる結果となっている。

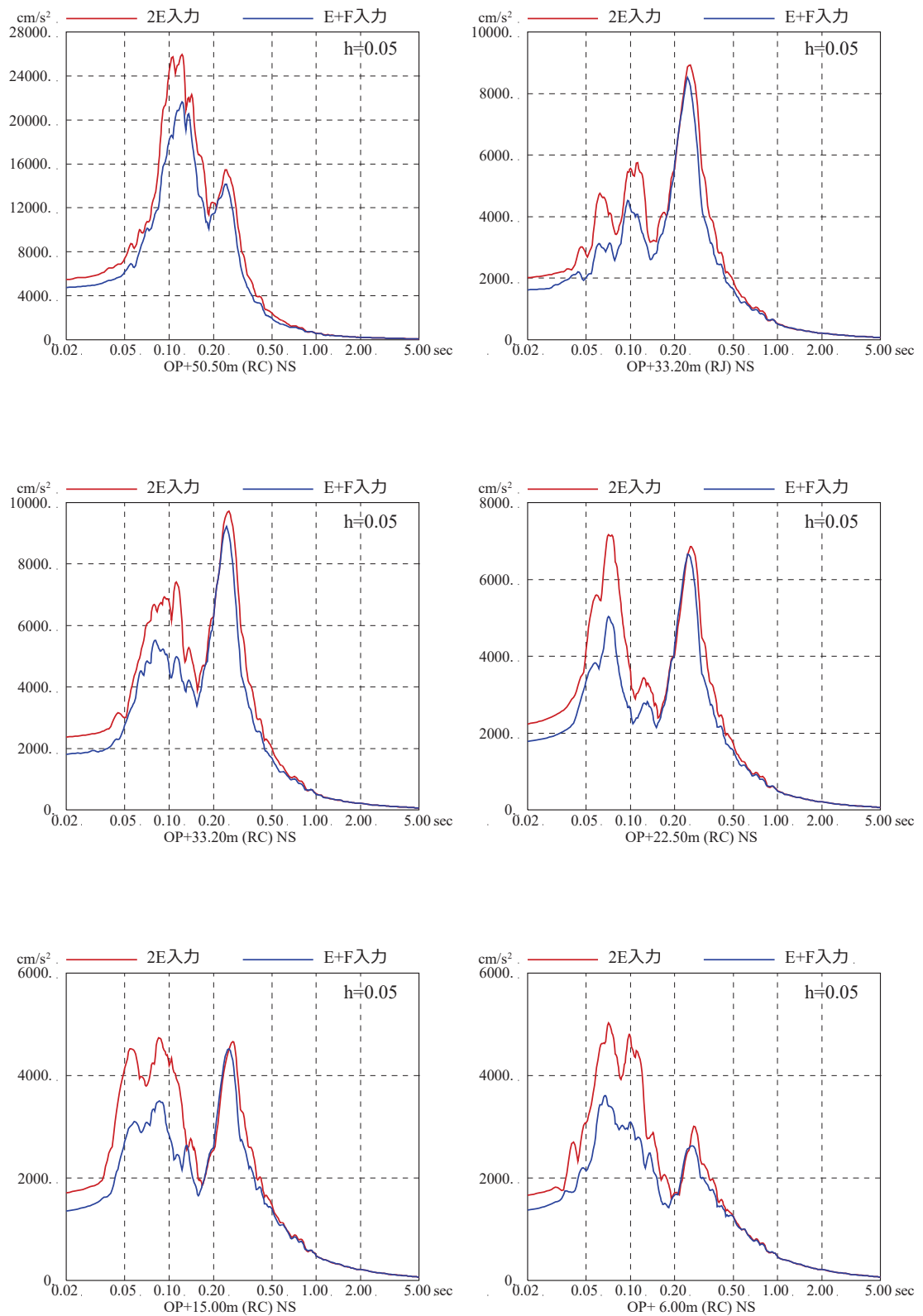


図 3-1 基準地震動 S s - D 2 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

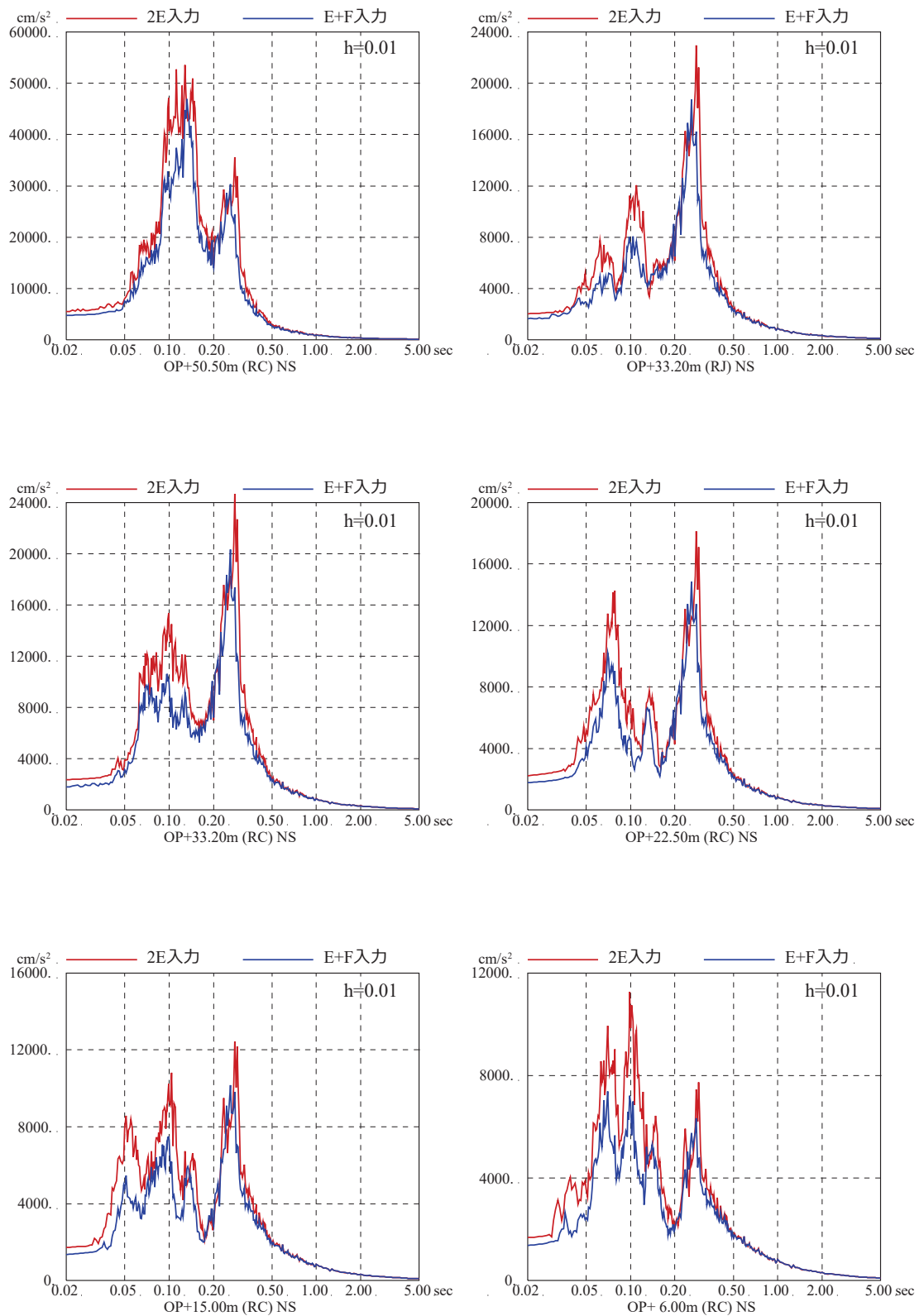


図 3-2 基準地震動 S s - D 2 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

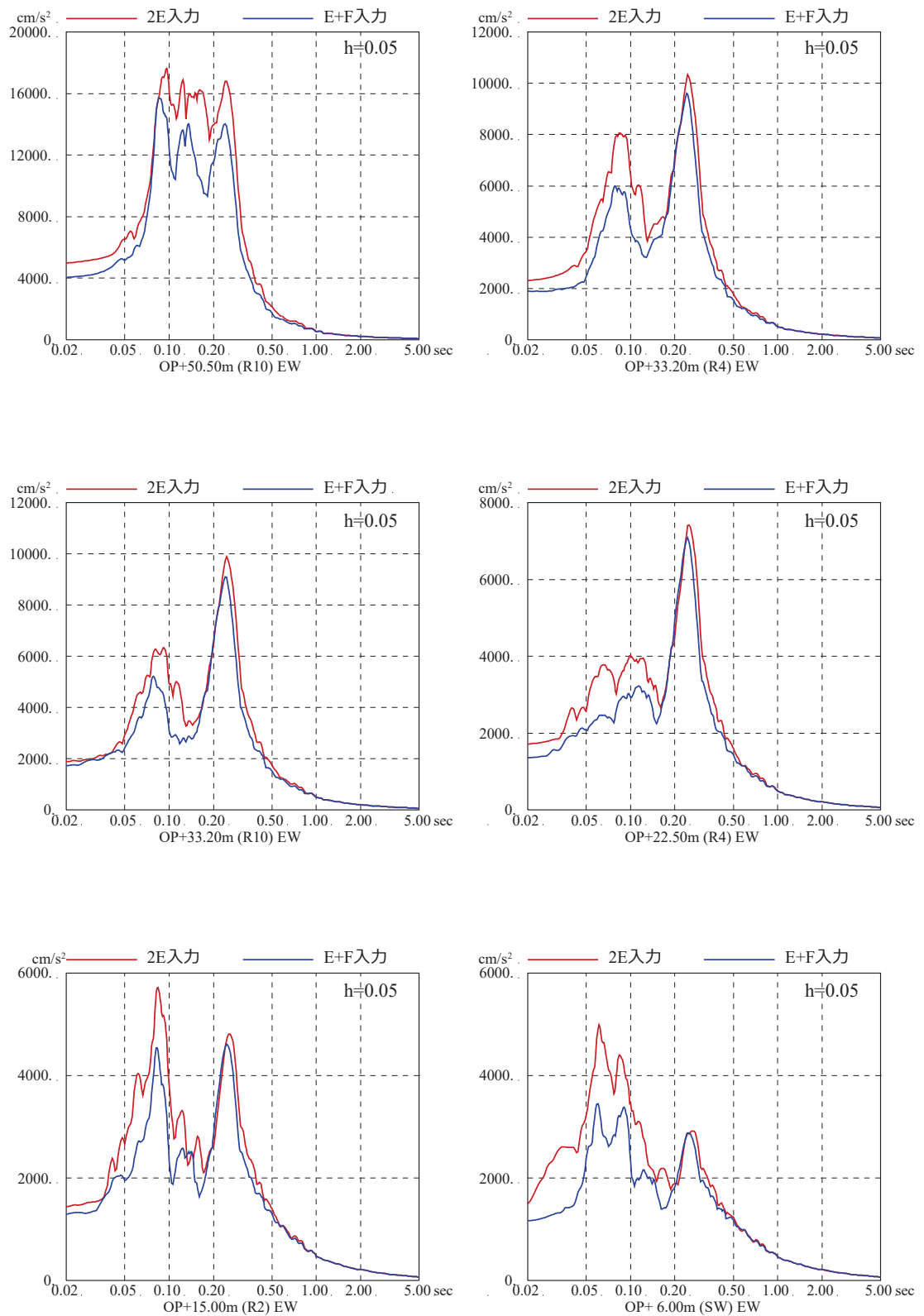


図 3-3 基準地震動 $S_s - D_2$ を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

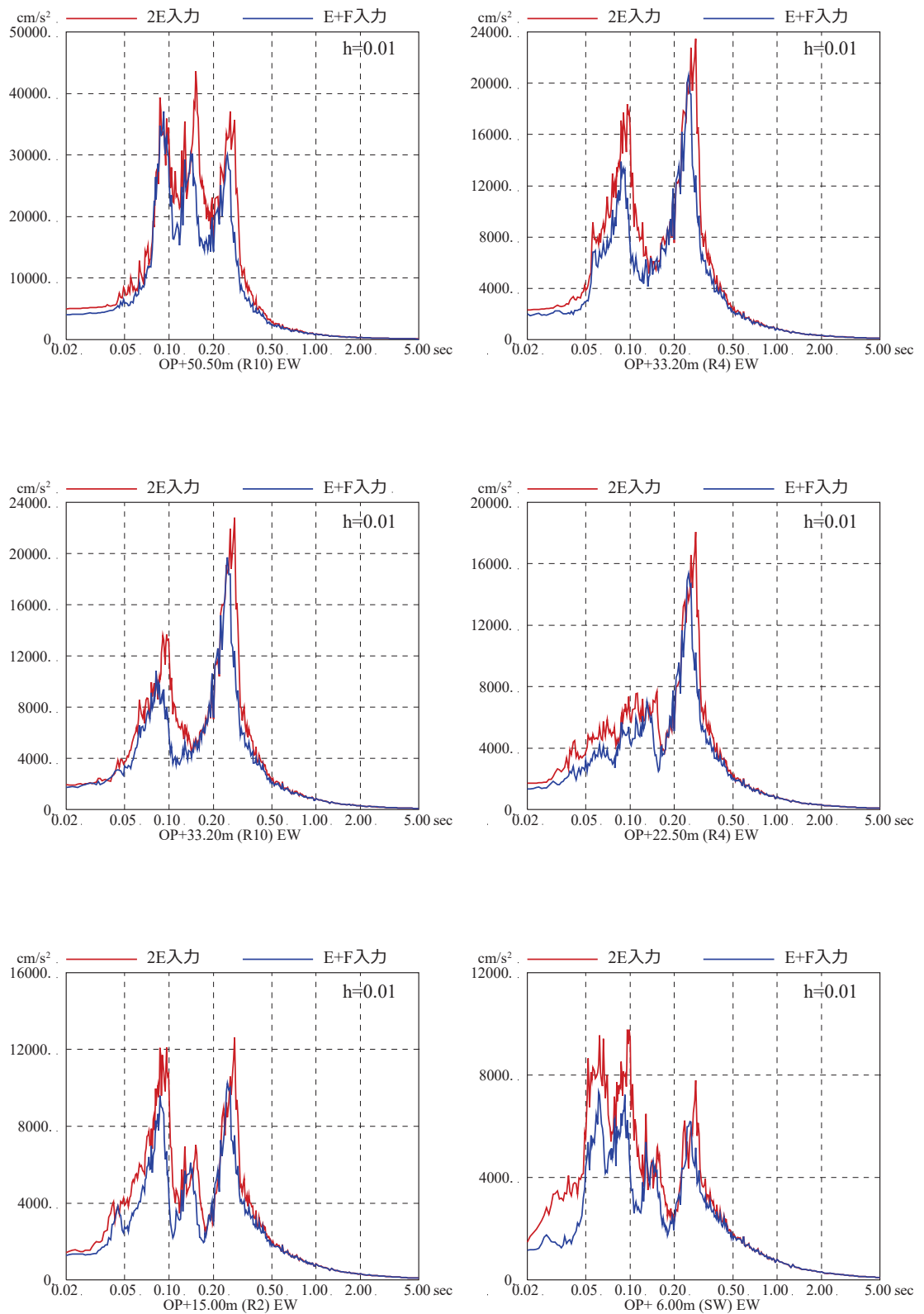


図 3-4 基準地震動 S_s-D₂ を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

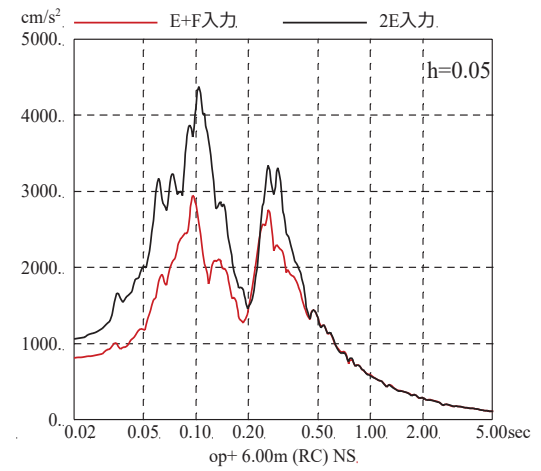
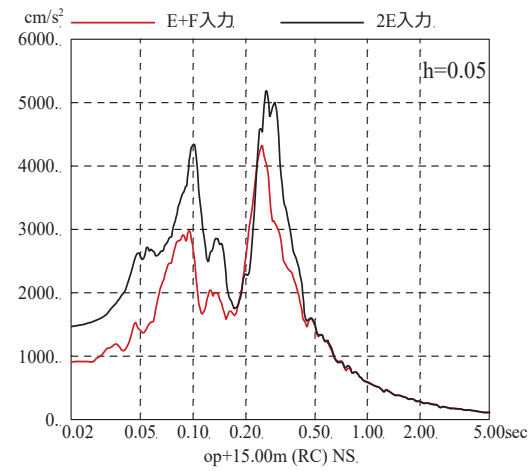
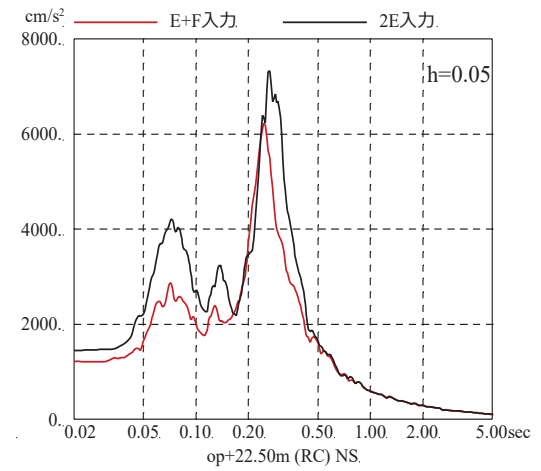
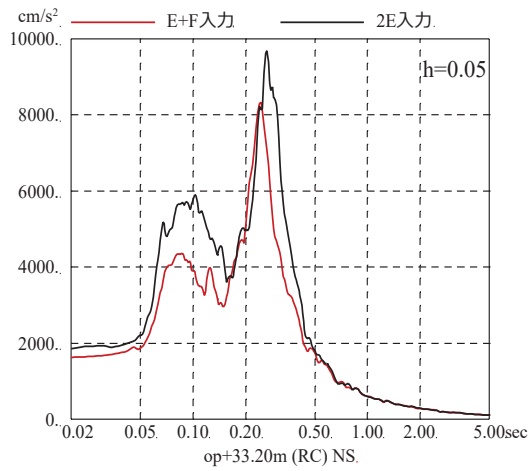
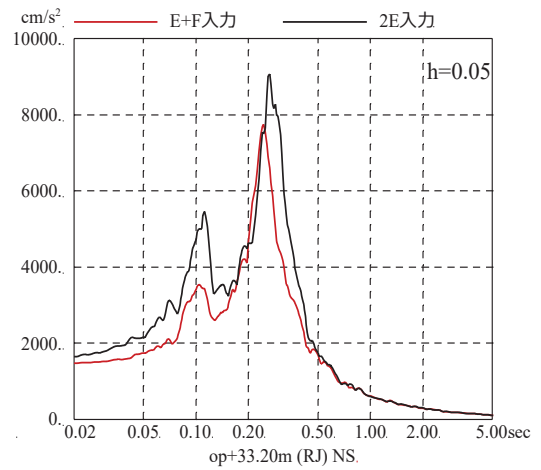
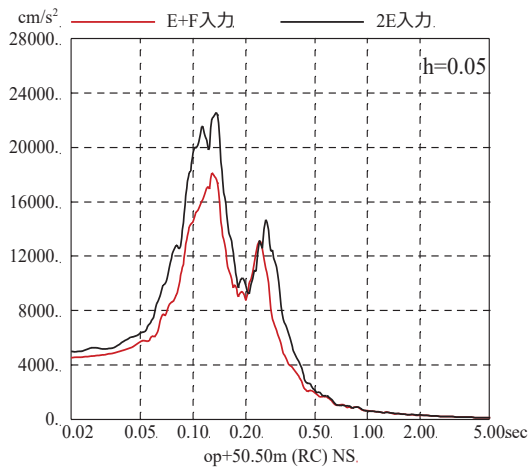


図 3-5 基準地震動 $S_s - D1$ を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 5%)

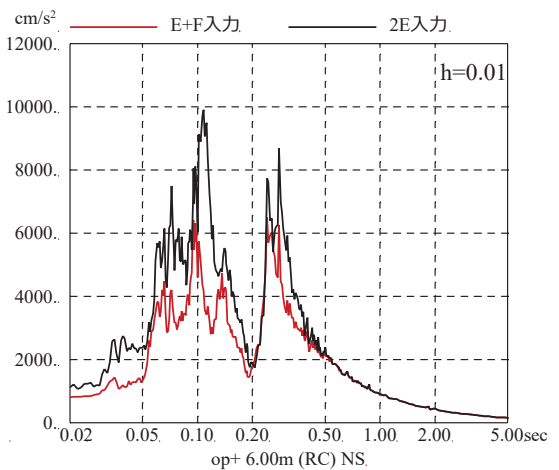
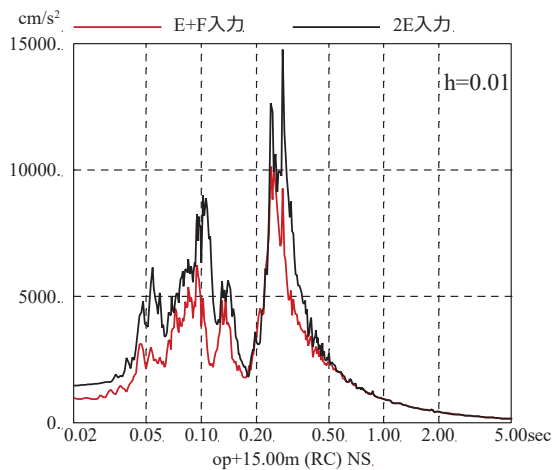
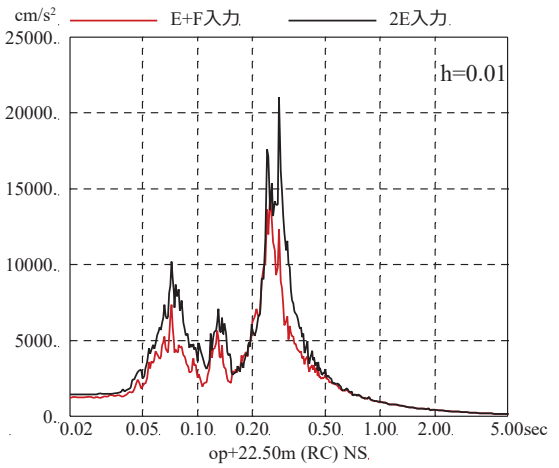
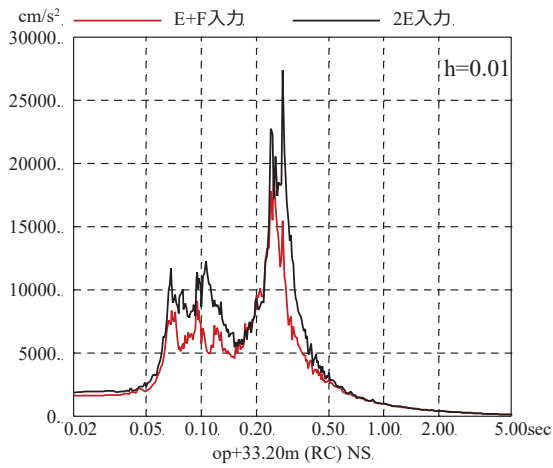
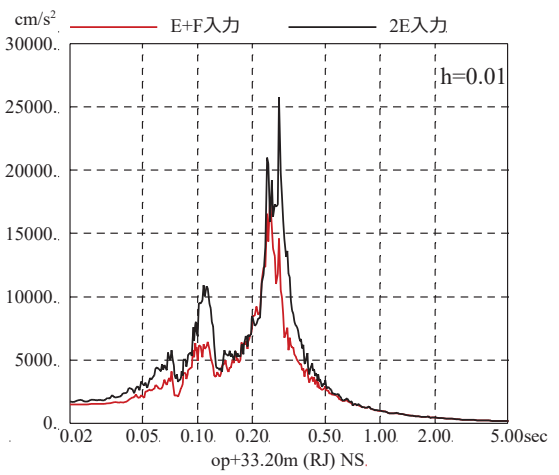
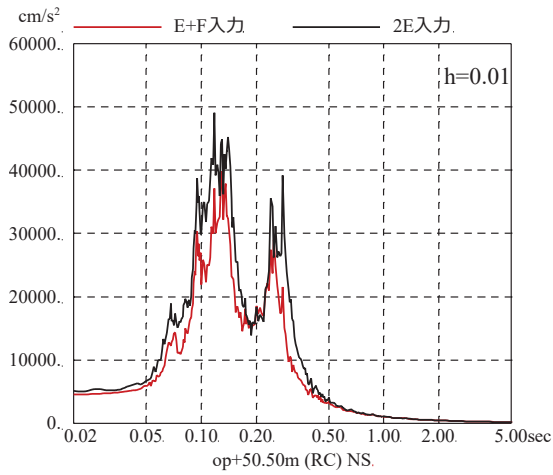


図 3-6 基準地震動 S_s-D1 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, NS 方向, 減衰 1%)

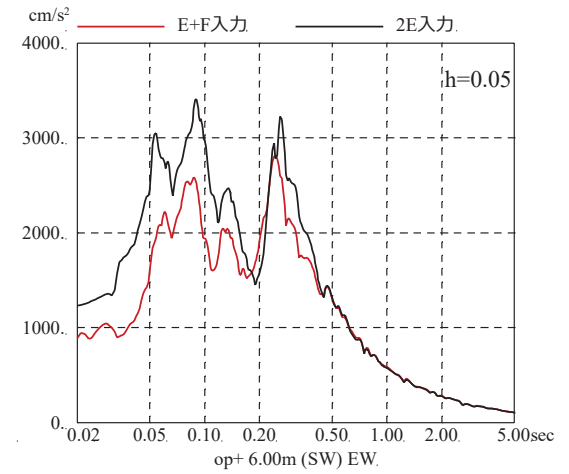
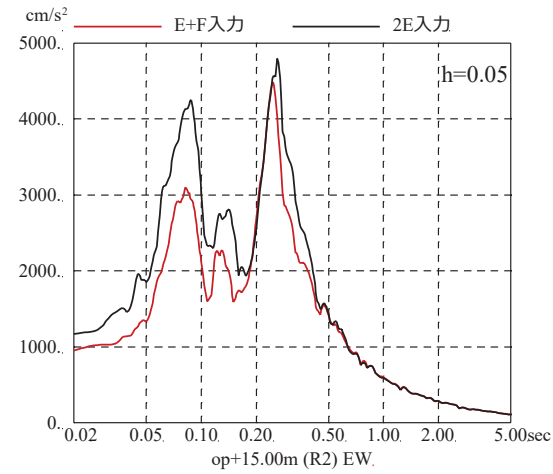
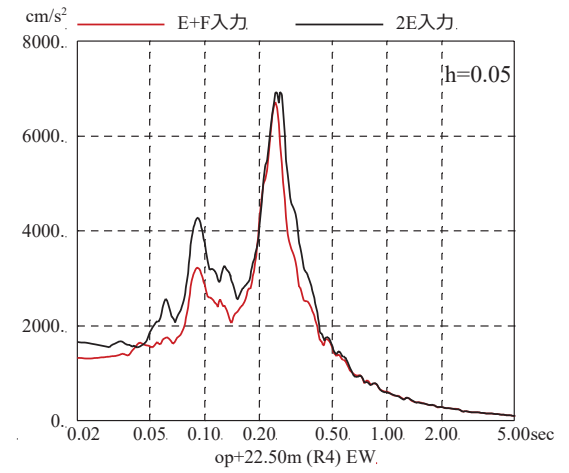
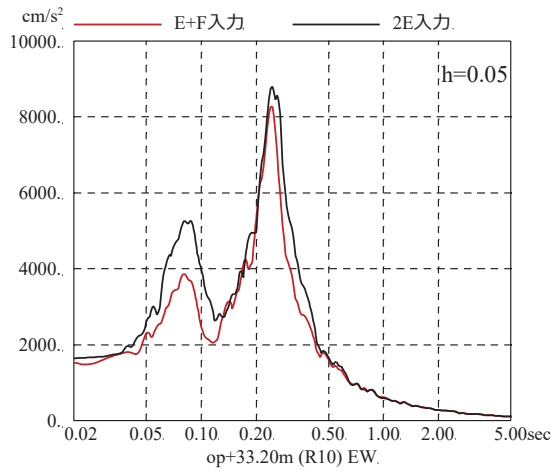
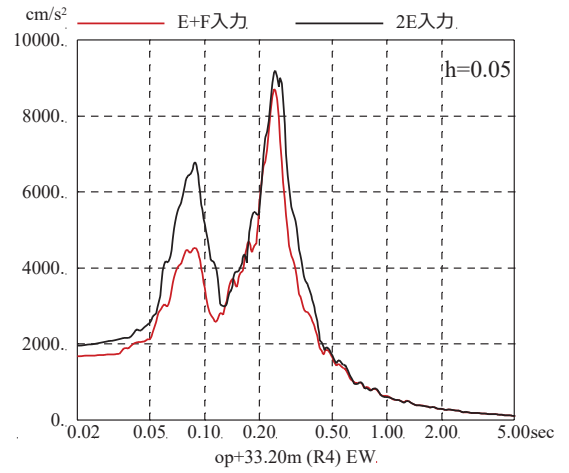
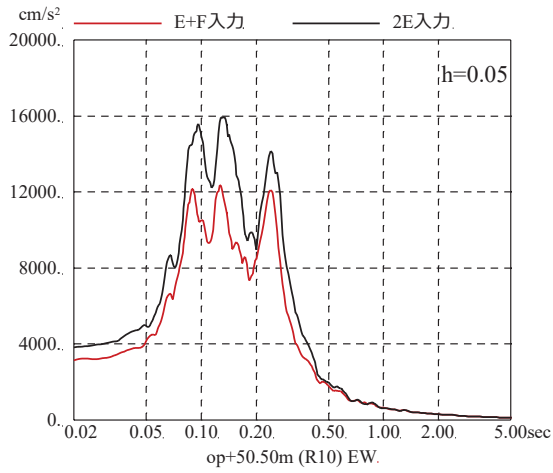


図 3-7 基準地震動 S s - D 1 を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 5%)

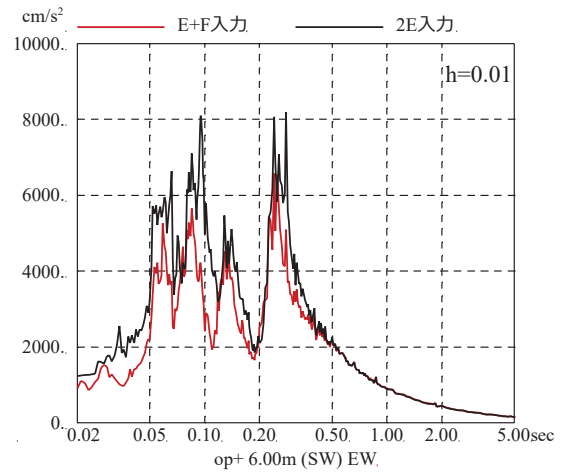
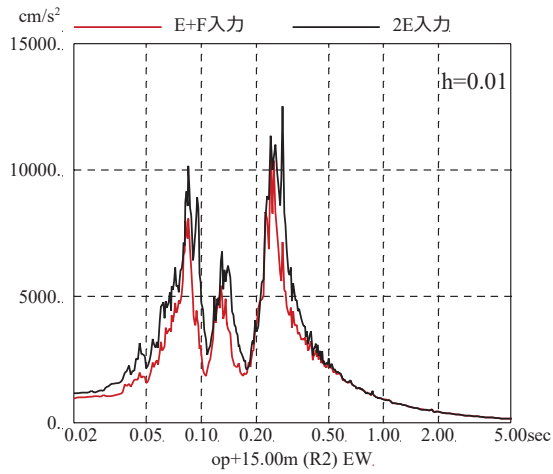
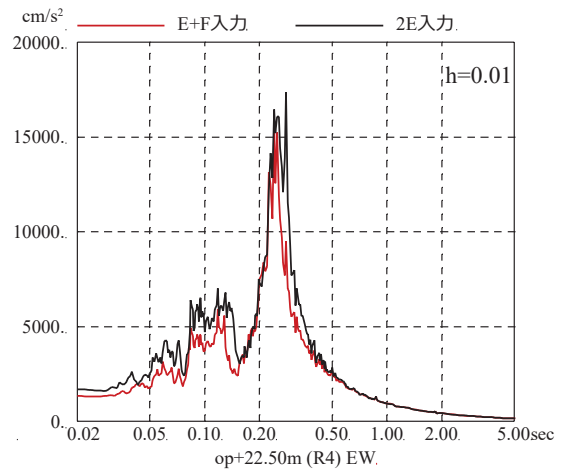
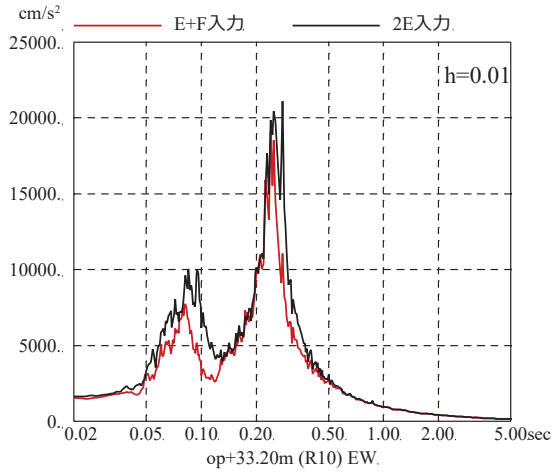
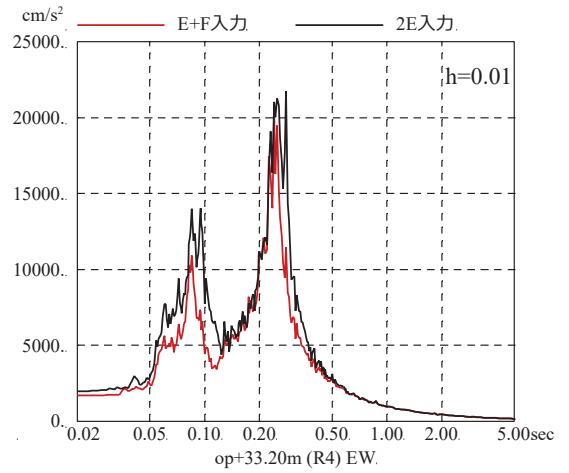
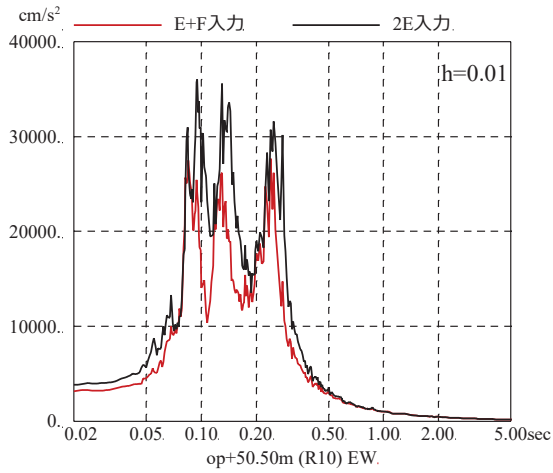


図 3-8 基準地震動 $S_s - D1$ を用いた直接入力と
 表層地盤の影響を考慮した場合の建屋応答への影響
 (原子炉建屋, EW 方向, 減衰 1%)

地盤物性の違いによる 3.11 地震のシミュレーション結果への影響

使用する地盤モデルの差異が建屋応答へ与える影響を確認することを目的として、3.11 地震のシミュレーション解析に用いる地盤モデルの差異による建屋応答と観測記録との関係を検討する。検討に用いた地盤モデルは、表-1 に示す表層地盤に非線形を考慮した地盤と、表-1 に示す地盤の表層地盤のせん断波速度を一律 740m/s に変更した線形地盤を用いた。建屋モデルは 3.11 地震のシミュレーション解析モデルとした。

建屋における床応答スペクトルの比較を図-1 及び図-2 に示す。

検討の結果、地盤モデルによる若干の差異はあるもののどちらのモデルでも解析結果は観測記録より大きめに評価する結果となった。また、表層地盤に非線形性を考慮した地盤モデルによる解析結果は、より観測記録と整合する結果となった。

表-1 原子炉建屋地盤物性

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900 ^{※4}	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 O. P. 14.8m~O. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰(4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※4 PS 検層結果と観測記録の分析より設定

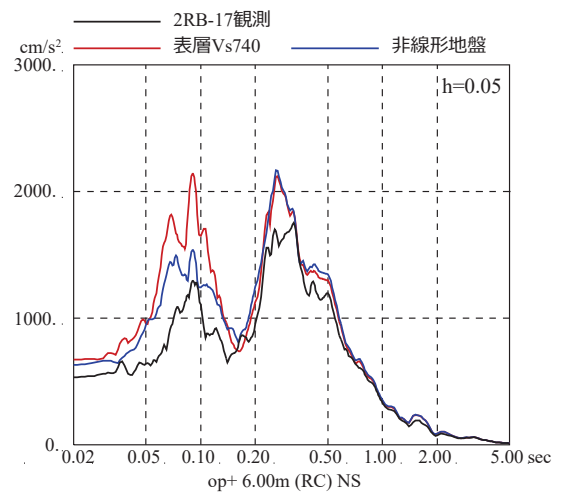
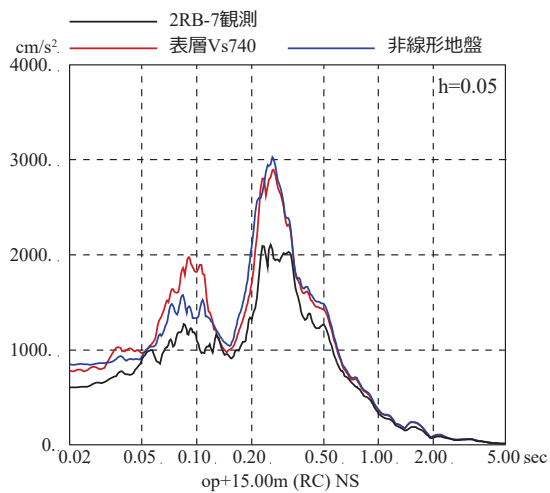
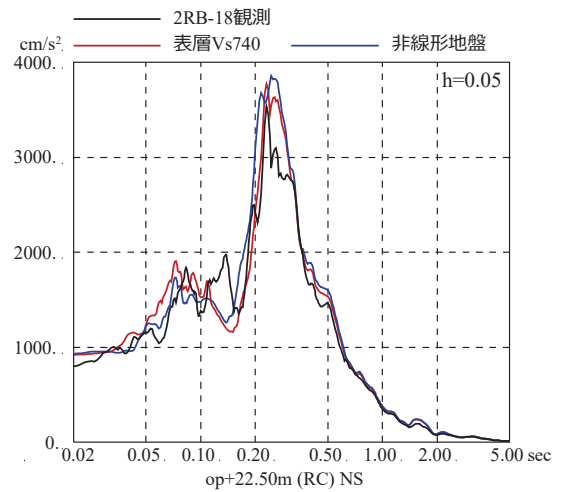
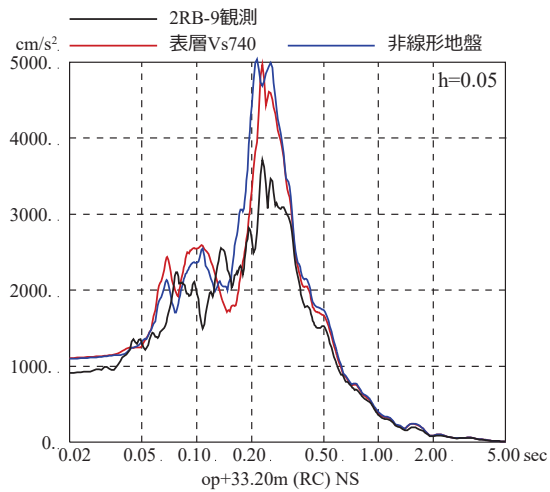
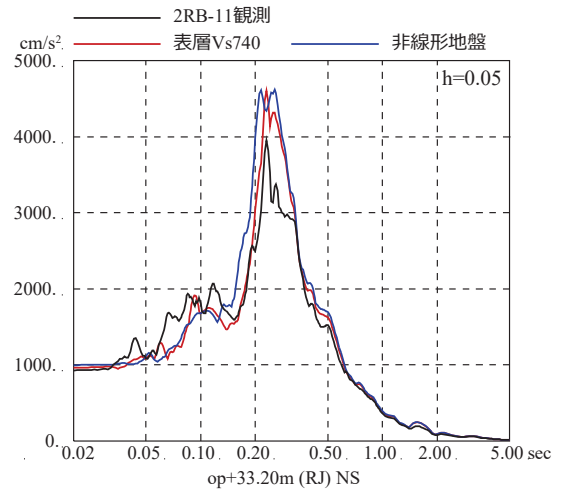
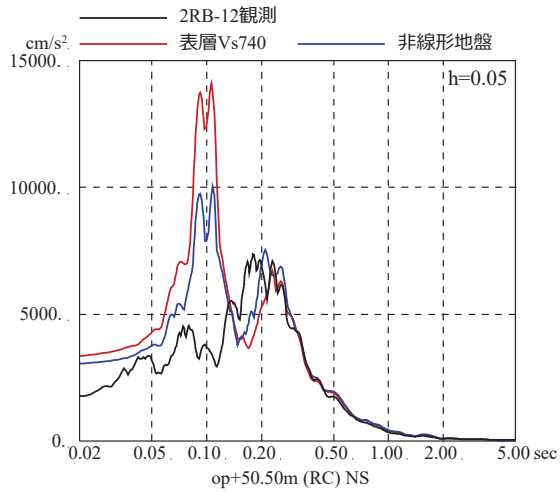


図-1 加速度応答スペクトルの比較 (3.11地震, NS方向)

※地震計位置は、付録1参照

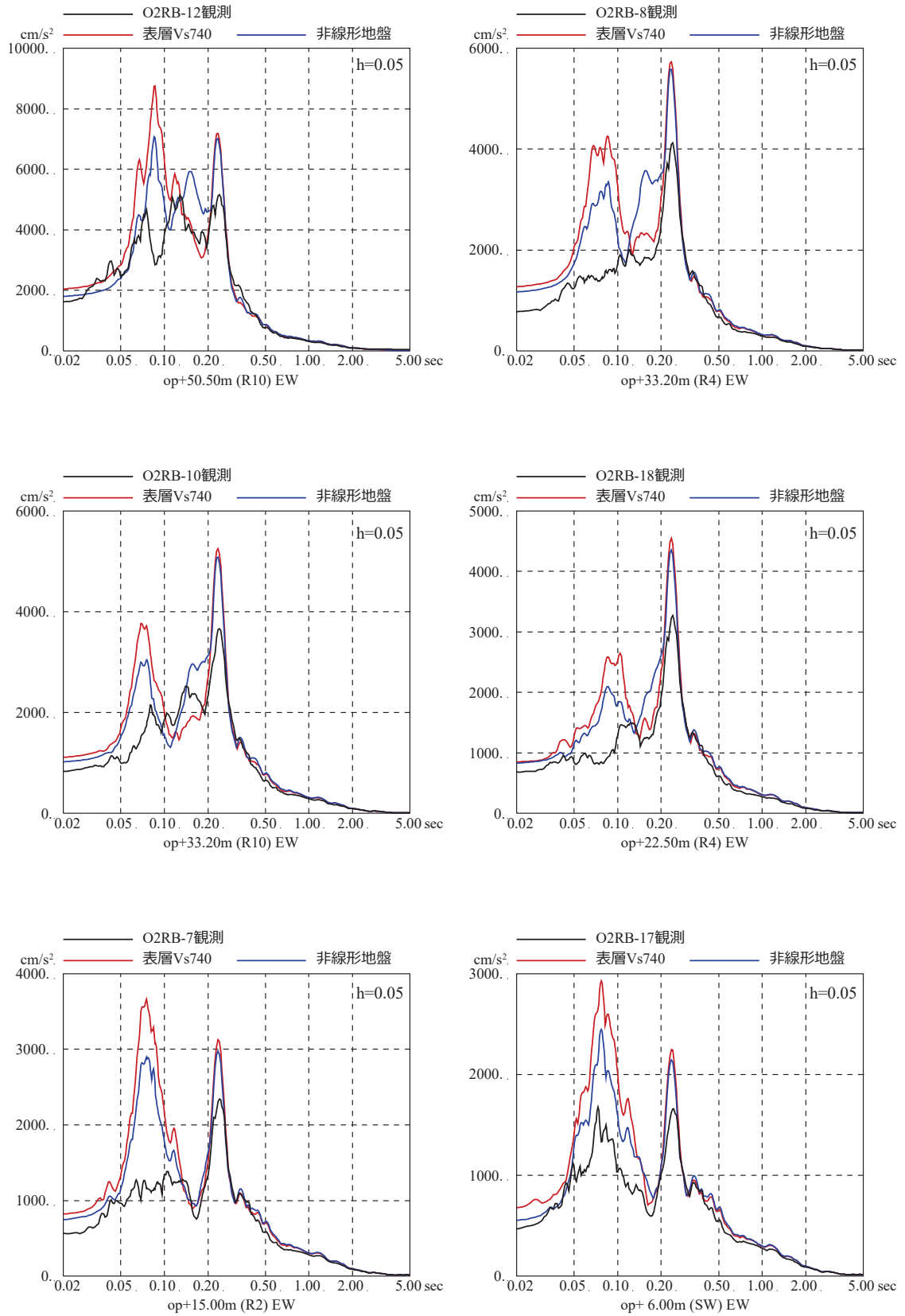


図-2 加速度応答スペクトルの比較 (3.11地震, EW方向)

※地震計位置は、付録1参照

別紙 18 シミュレーション解析による表層地盤の影響確認
(タービン建屋, 第3号機海水熱交換器建屋)

目 次

1. 検討目的..... 別紙 18-1
2. 検討方法..... 別紙 18-1
3. 検討結果..... 別紙 18-6

1. 検討目的

既工認の入力地震動は、表層地盤の影響は考慮せず、保守的に基準地震動 S_s を直接入力する手法を採用していたが、3.11地震の観測記録を用いて表層地盤の影響が現れているか検討する。

2. 検討方法

検討は、はぎとり波を用いたシミュレーション解析を実施し、3.11地震のはぎとり波を建屋モデルに直接入力（2E入力）した場合と地盤調査結果に基づき設定した地盤モデルを用いて表層地盤の影響を考慮して算定した基礎版底面レベルの地震動を入力（E+F入力）した場合の観測記録の再現性を確認した。検討対象とした建屋は、タービン建屋及び第3号機海水熱交換器建屋である。検討の概念を図2-1に示す。

検討に用いたタービン建屋の地盤モデルを表2-1に、建屋モデルを図2-2に、解析条件の比較を表2-2に示す。また、第3号機海水熱交換器建屋の地盤モデルを表2-3に、建屋モデルを図2-3に、解析条件の比較を表2-4に示す。建屋モデルは、3.11地震等による建屋の初期剛性低下を考慮している。

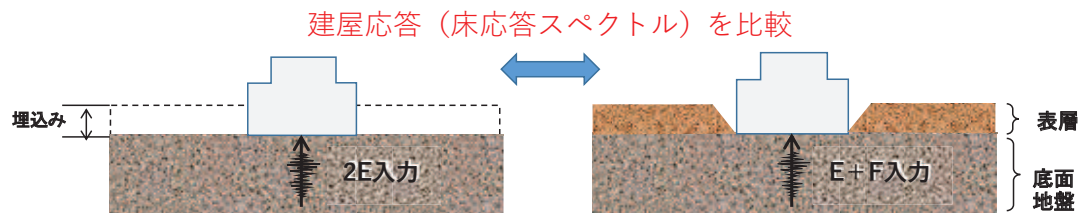


図2-1 検討の概念図

表 2-1 タービン建屋の地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%) ^{※2}
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
	0.00	23.3	900	3
底面地盤	-2.20	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

※1 0. P. 14.8m~0. P. 0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては 10 層に分割する。

※2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

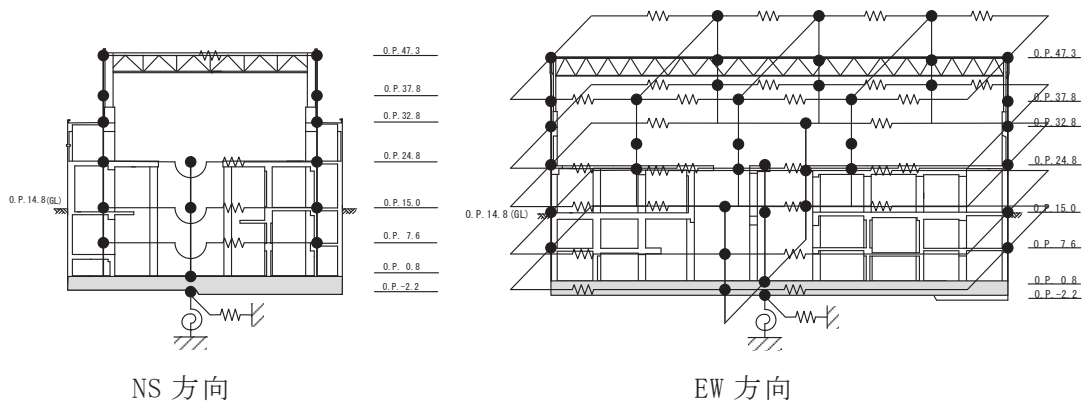


図 2-2 タービン建屋地震応答解析モデル

表 2-2 解析条件の比較

(3.11 地震はぎとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力の比較 [タービン建屋])

ケース	直接入力 (2E 入力) したケース	E+F 入力としたケース
建屋	タービン建屋	
地震動	3.11 地震のはぎとり波	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	—	地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル (表層地盤非線形考慮)

表 2-3 第 3 号機海水熱交換器建屋の地盤物性値

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/sec)	減衰定数 ^{※2} h (%)
表層地盤	14.80	18.6	※1	3 ^{※3}
底面地盤	-12.50	26.1	1360	3
	-25.00	26.4	2040	3
	-80.00	26.5	2520	3
	-200.0	26.5	2520	3

※1 O. P. 14.8m~O. P. -12.5m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

※2 レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)

※3 ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

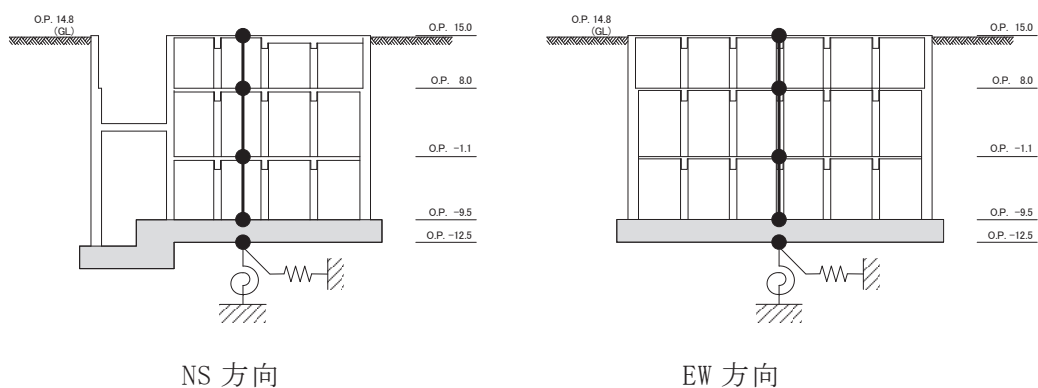


図 2-3 第 3 号機海水熱交換器建屋地震応答解析モデル

表 2-4 解析条件の比較

(3.11 地震はざとり波を用いた 2E 入力と E+F 入力の比較[第 3 号機海水熱交換器建屋])

ケース	直接入力 (2E 入力) したケース	E+F 入力としたケース
建屋	第 3 号機海水熱交換器建屋	
地震動	3.11 地震のはざとり波	
入力地震動	直接入力 (2E 入力)	基礎版底面レベルの地震動を算定し入力 (E+F 入力, 補正水平力考慮)
建屋モデル	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 5%, 側面地盤ばね無し)	
地盤モデル	—	地盤調査結果に基づき設定した地盤モデル (表層地盤非線形考慮)

3. 検討結果

3.11 地震のはぎとり波を用いたシミュレーション解析結果と観測記録の床応答スペクトルの比較をタービン建屋については図 3-1 に、第 3 号機海水熱交換器建屋については図 3-2 に示す。

各階の床応答スペクトルは、はぎとり波を直接入力（2E 入力）した場合より表層地盤の影響を考慮して算定した地震動を入力（E+F 入力）した方が、より観測記録の振幅に近く、床応答スペクトルの形状も傾向を捉えていることを確認した。

上記の結果から、建屋に入力する地震動については表層地盤の影響が現れていると考えられる。

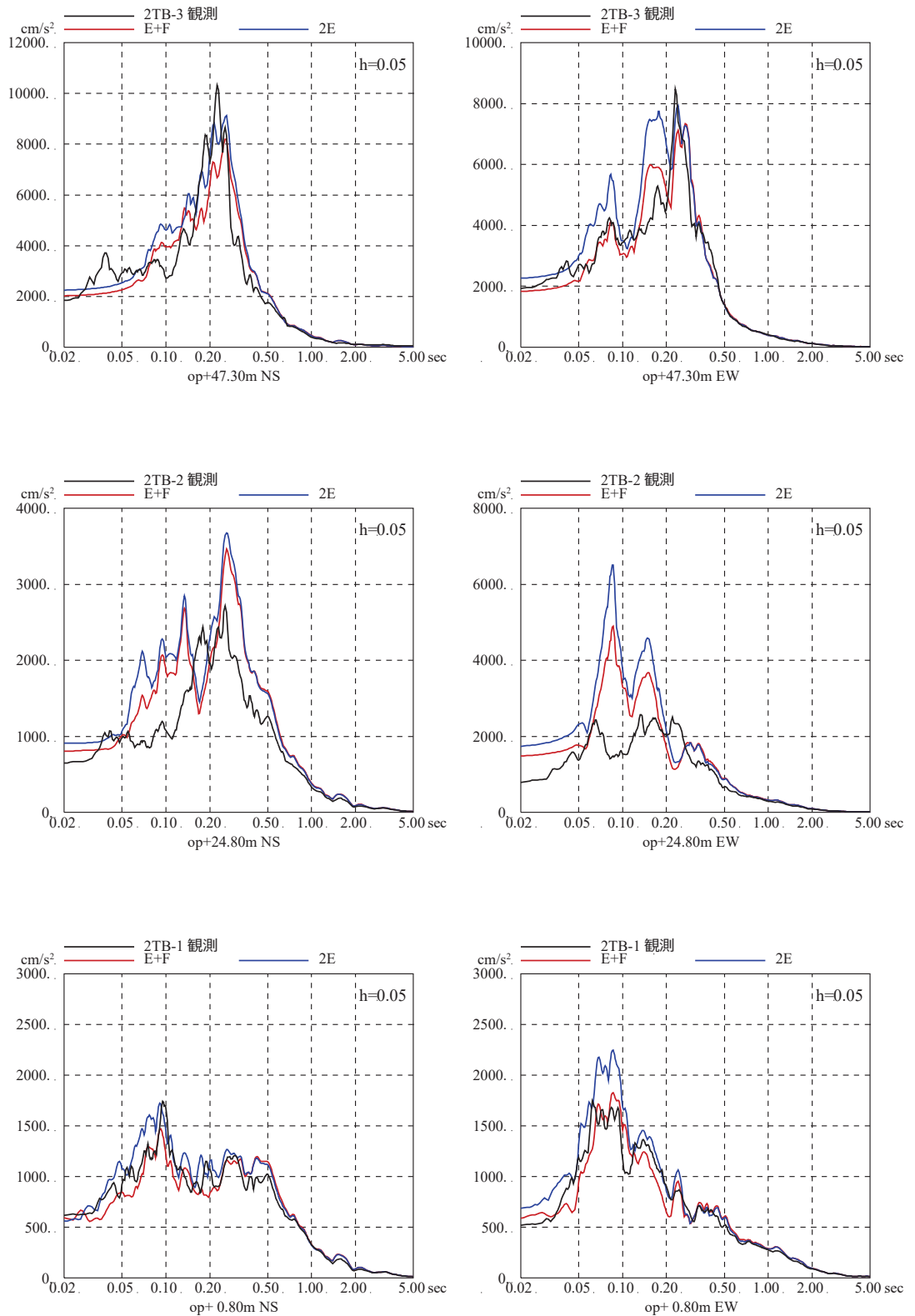


図 3-1 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較
(タービン建屋)

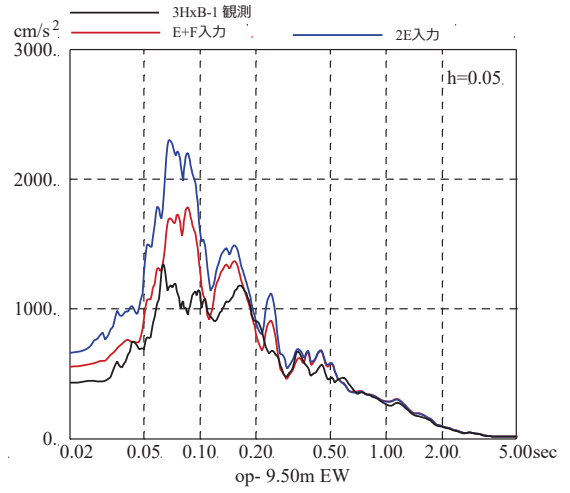
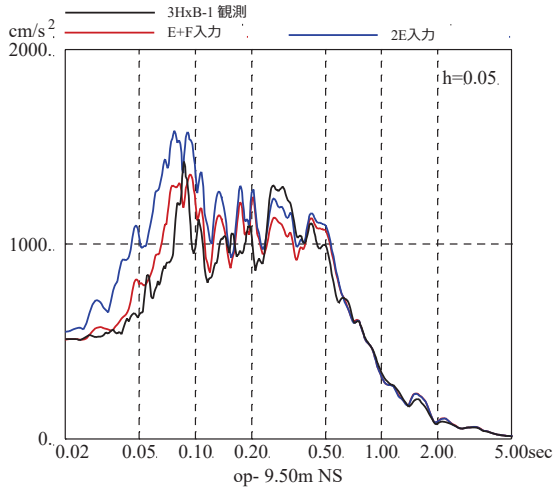
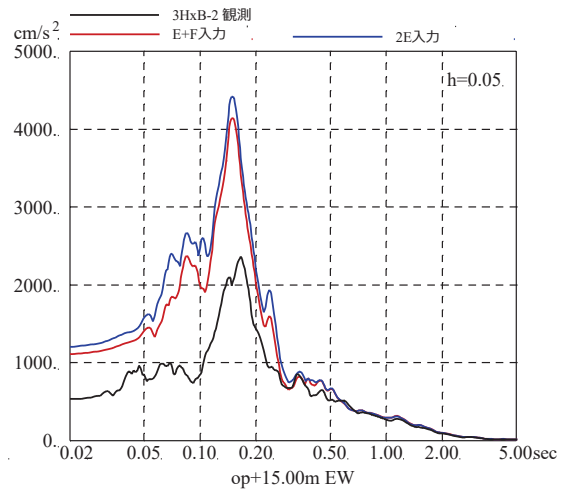
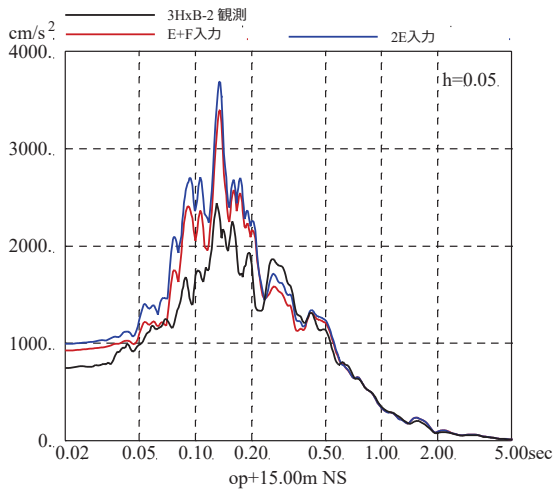
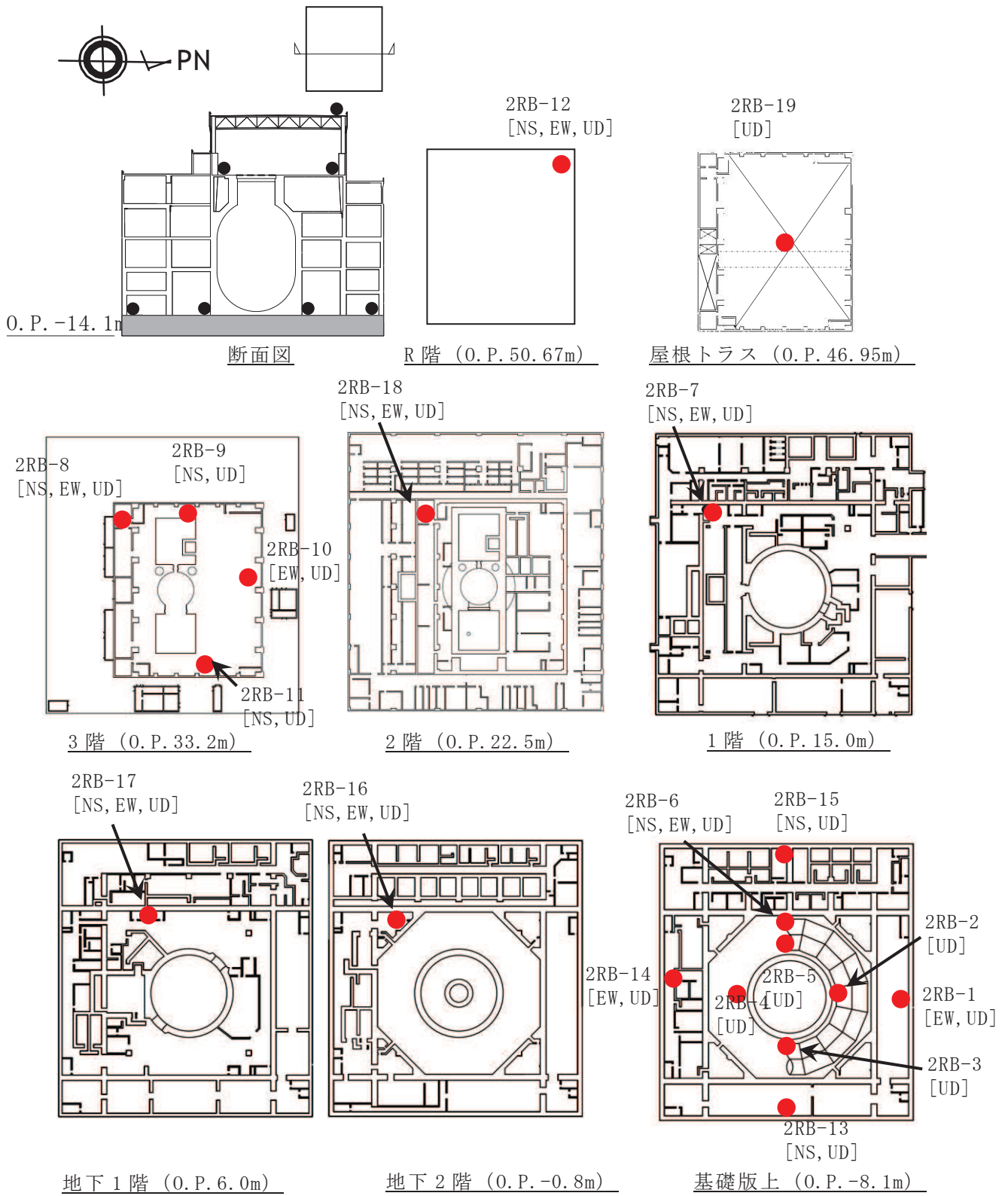


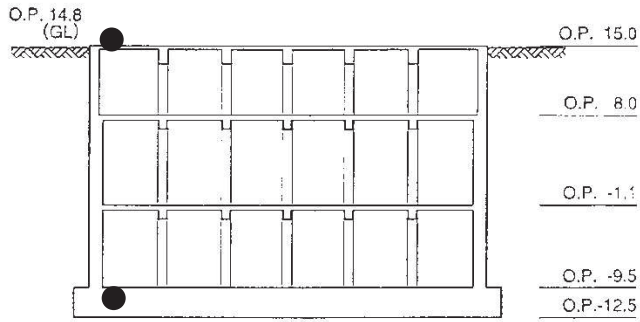
図 3-2 3.11 地震のはざとり波を用いたシミュレーション解析結果の比較
(第 3 号機海水熱交換器建屋)

付録 1 地震計配置図

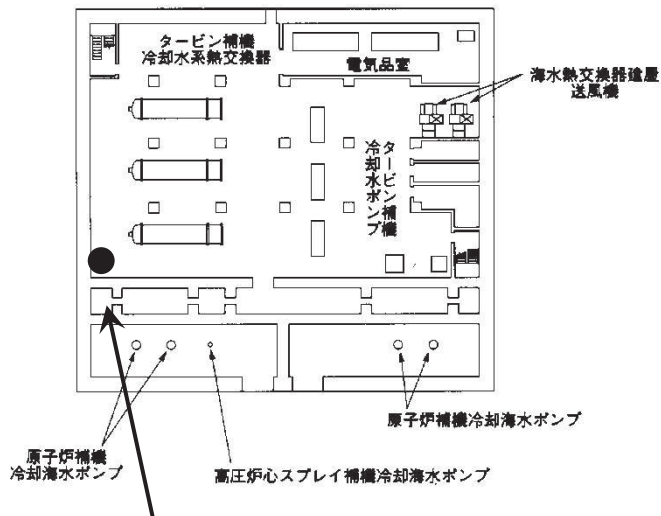
1. 原子炉建屋



2. 第3号機海水熱交換器建屋

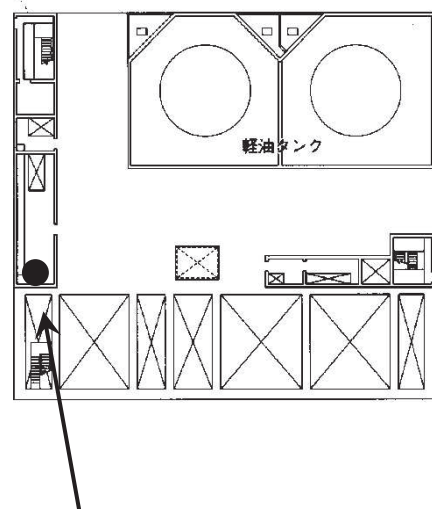


断面図



3HxB-1
[NS, EW, UD]

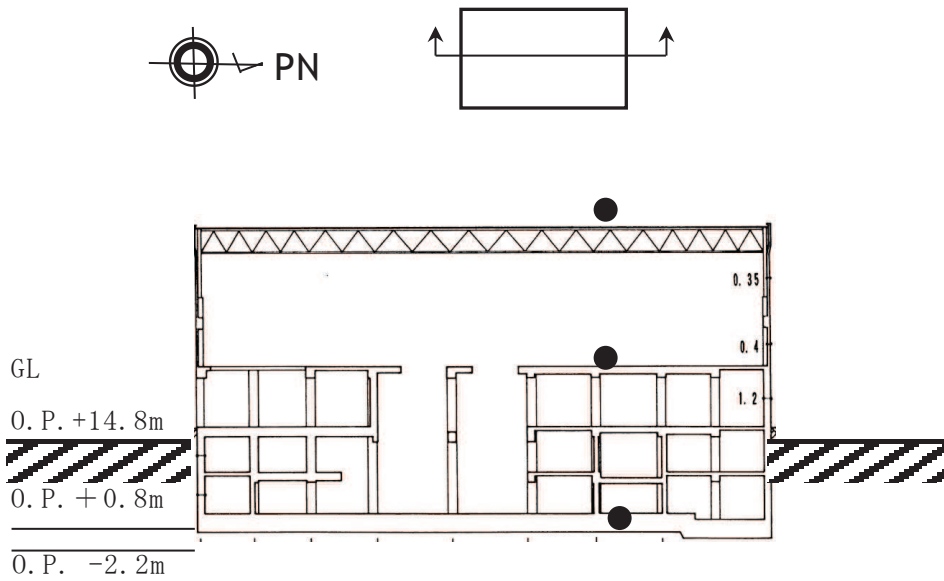
地下3階 (O.P. -9.5m)



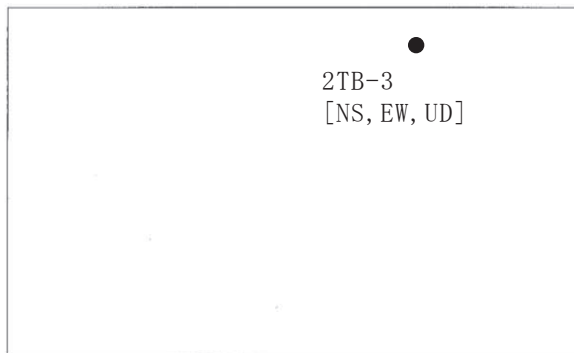
3HxB-2
[NS, EW, UD]

地上1階 (O.P. 15.0m)

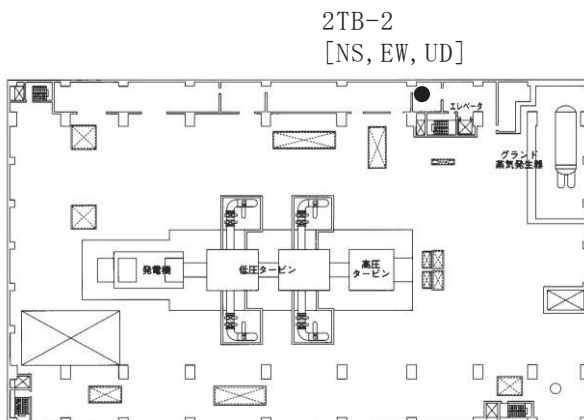
3. タービン建屋



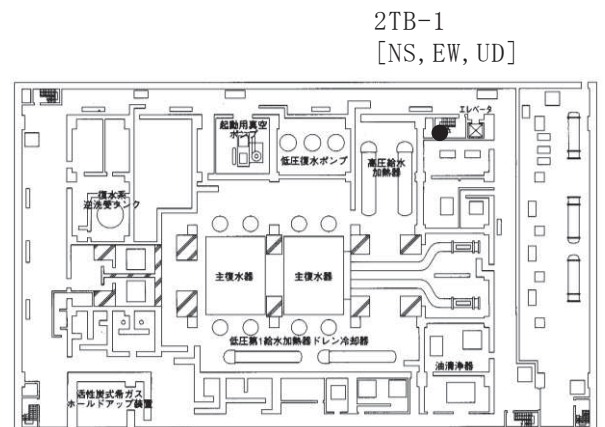
断面図



屋上階 (O.P. 47.3m)



地上2階 (O.P. 24.8m)

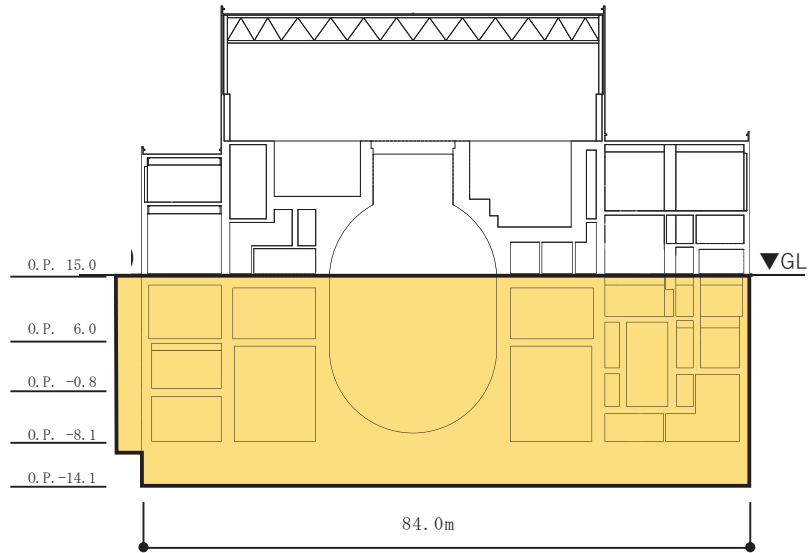


地下2階 (O.P. 0.8m)

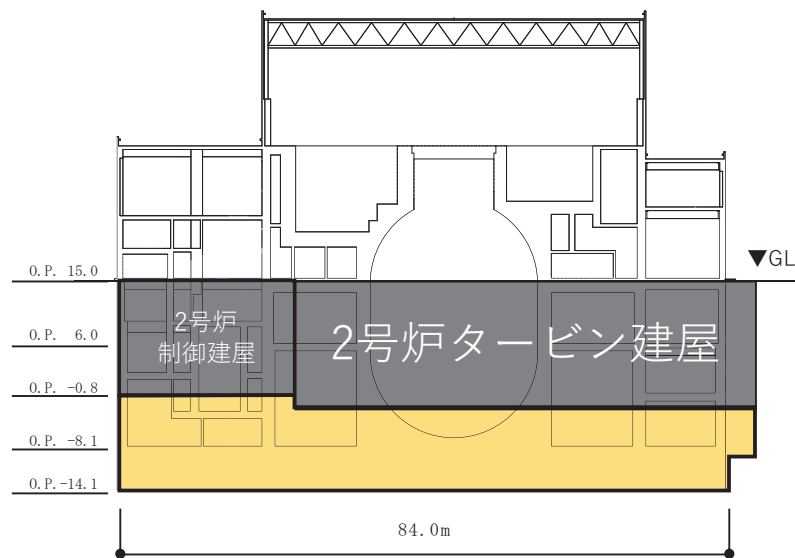
付録 2 今回工認に係る建屋と地盤との接地状況

1. 原子炉建屋

凡例  :地盤接地部

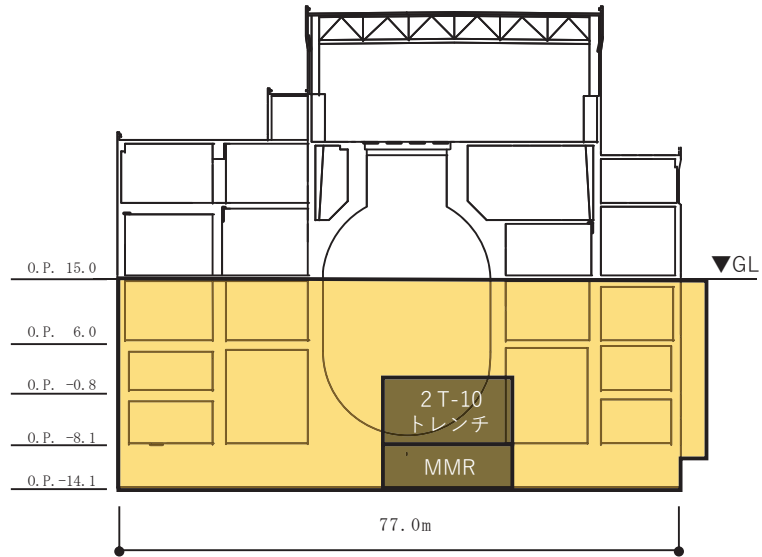


付録 2-1 図 原子炉建屋（北面）の地盤の接地状況

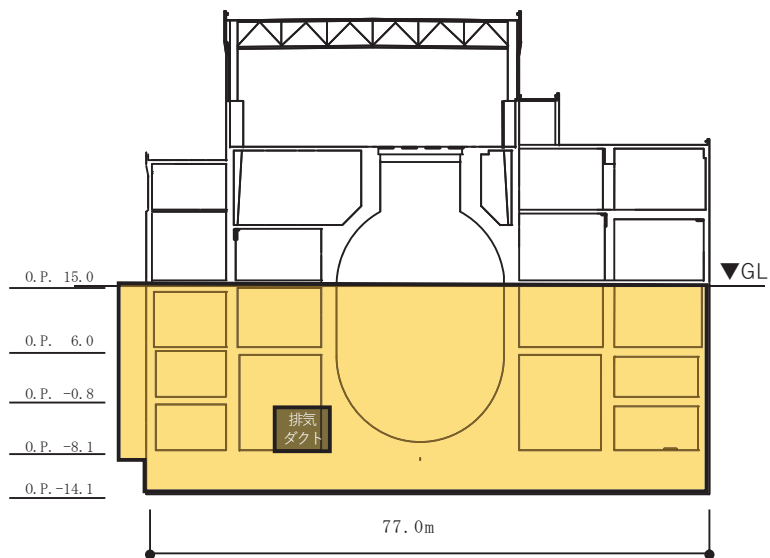


付録 2-2 図 原子炉建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  :地盤接地部



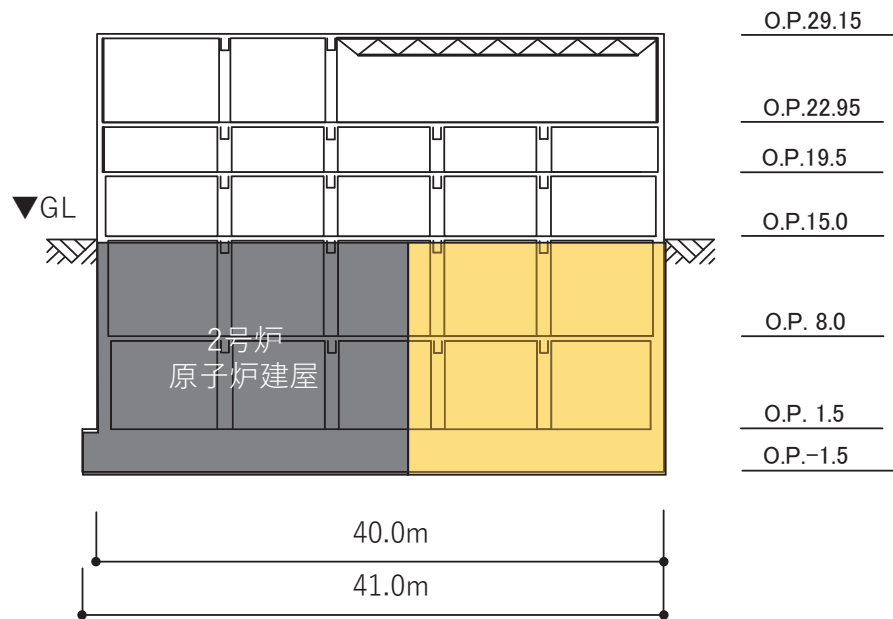
付録 2-3 図 原子炉建屋（東面）の地盤の接地状況



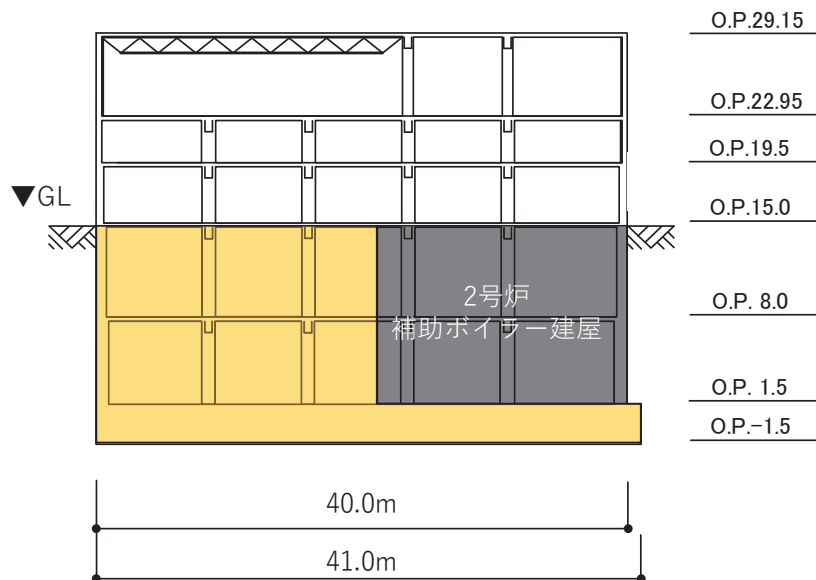
付録 2-4 図 原子炉建屋（西面）の地盤の接地状況

2. 制御建屋

凡例  : 地盤接地部

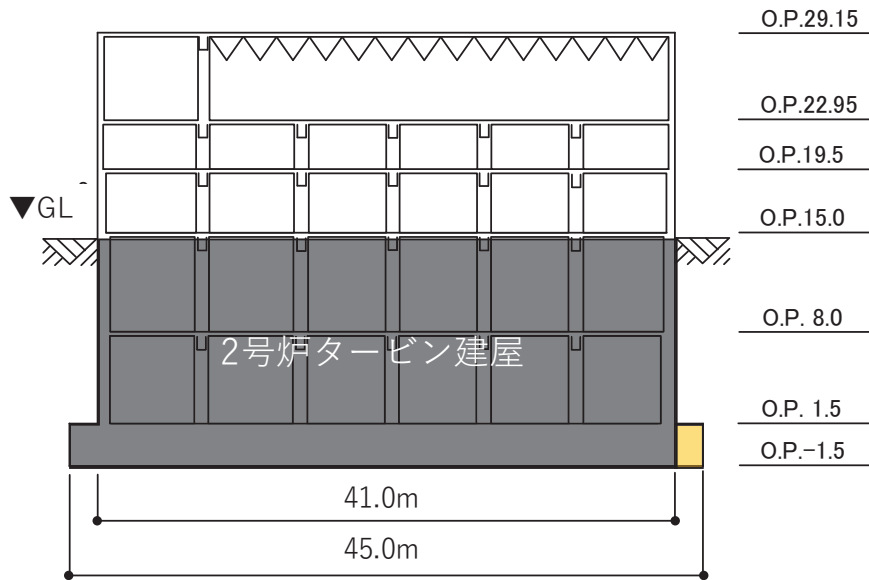


付録 2-5 図 制御建屋（北面）の地盤の接地状況

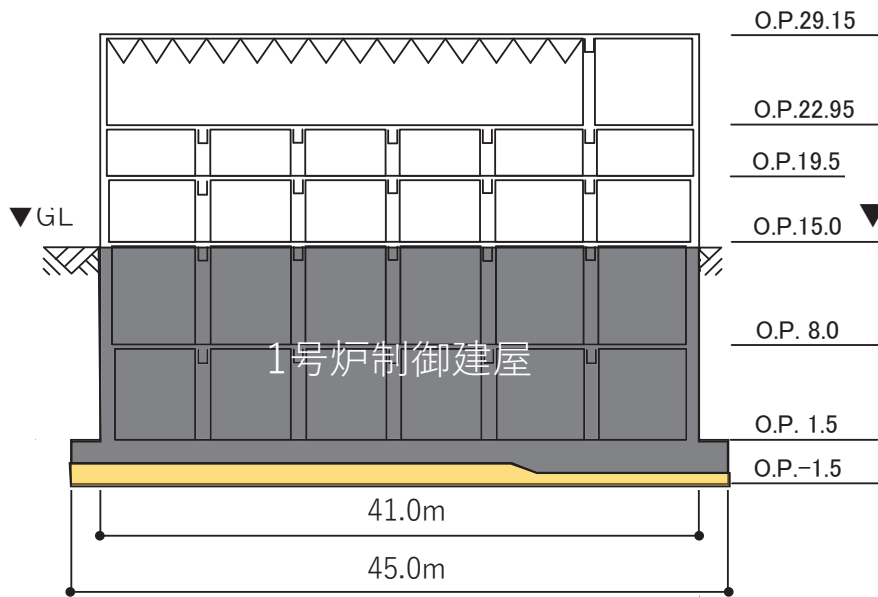


付録 2-6 図 制御建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部



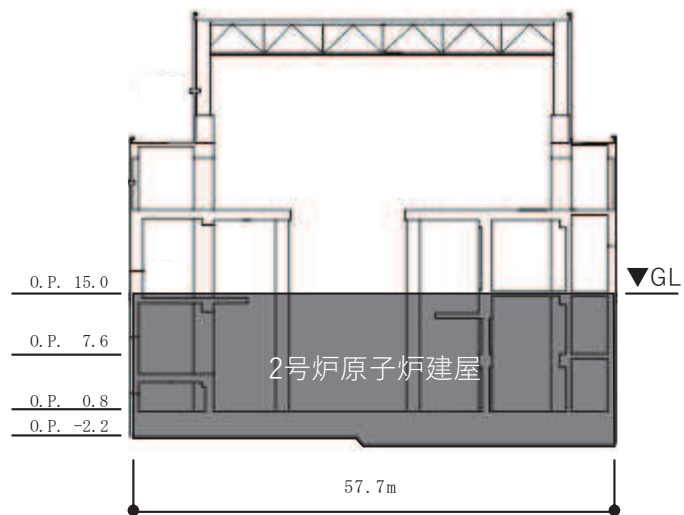
付録 2-7 図 制御建屋（東面）の地盤の接地状況



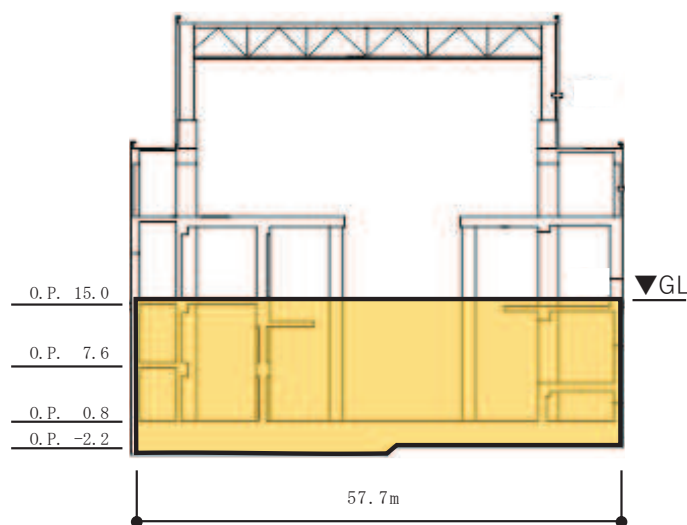
付録 2-8 図 制御建屋（西面）の地盤の接地状況

3. タービン建屋

凡例  : 地盤接地部

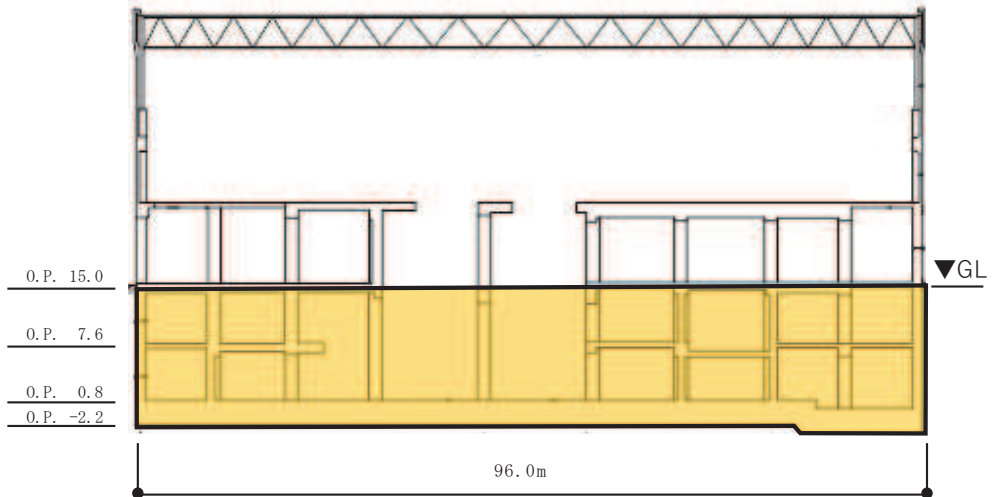


付録 2-9 図 タービン建屋（北面）の地盤の接地状況

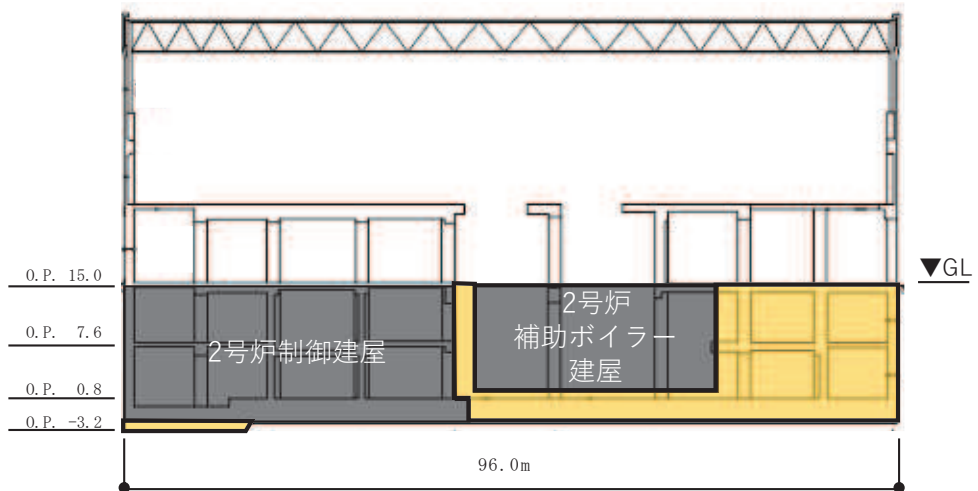


付録 2-10 図 タービン建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  :地盤接地部

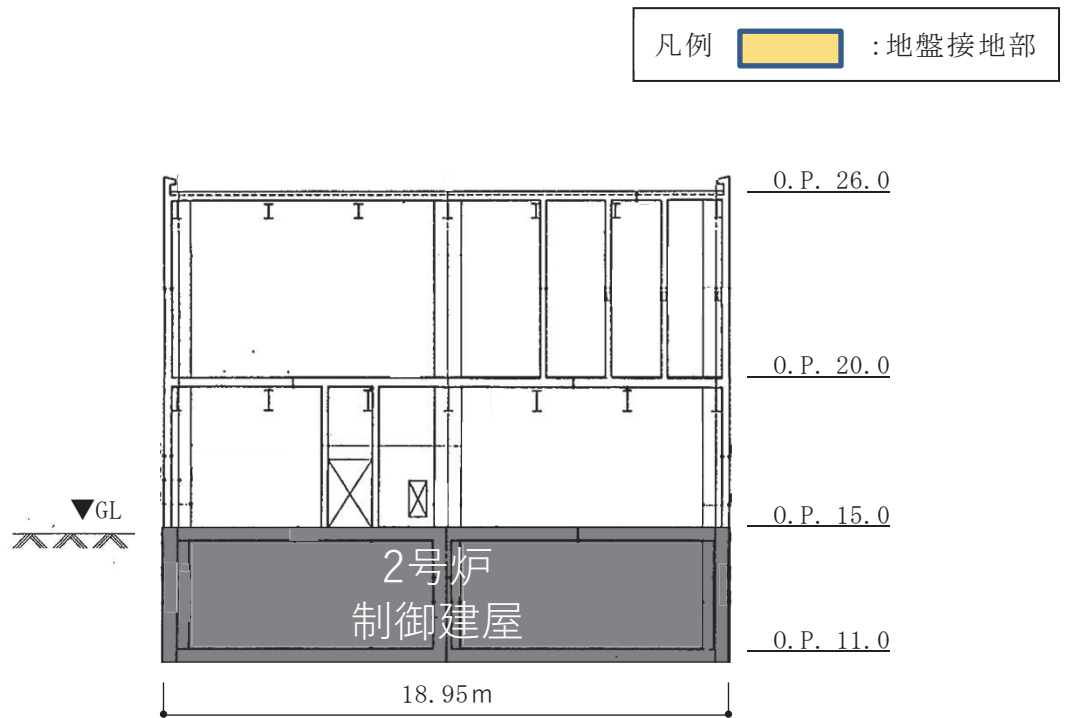


付録 2-11 図 タービン建屋（東面）の地盤の接地状況

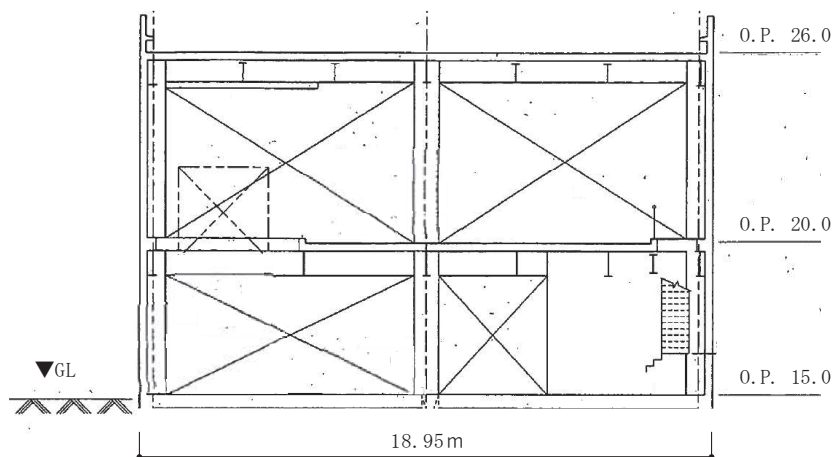


付録 2-12 図 タービン建屋（西面）の地盤の接地状況

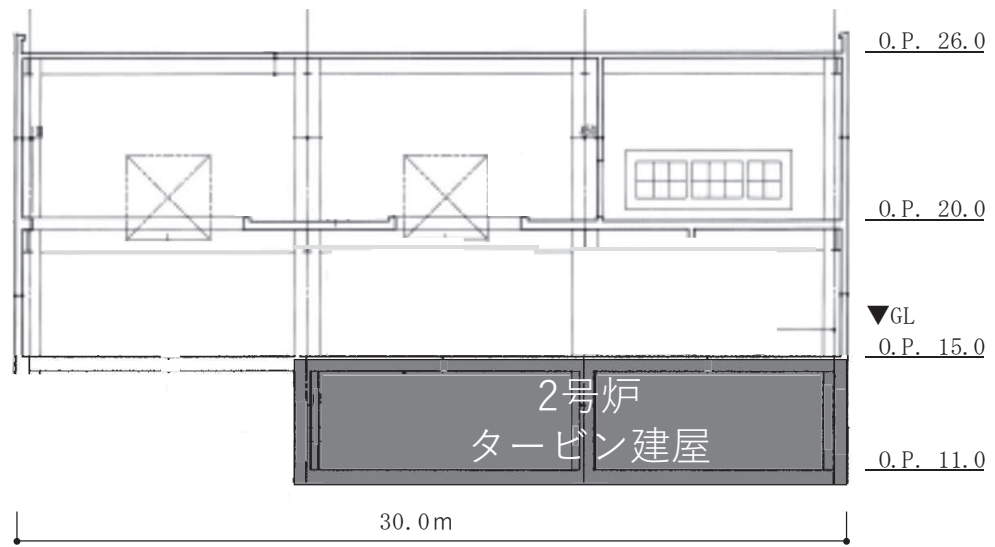
4. 補助ボイラー建屋



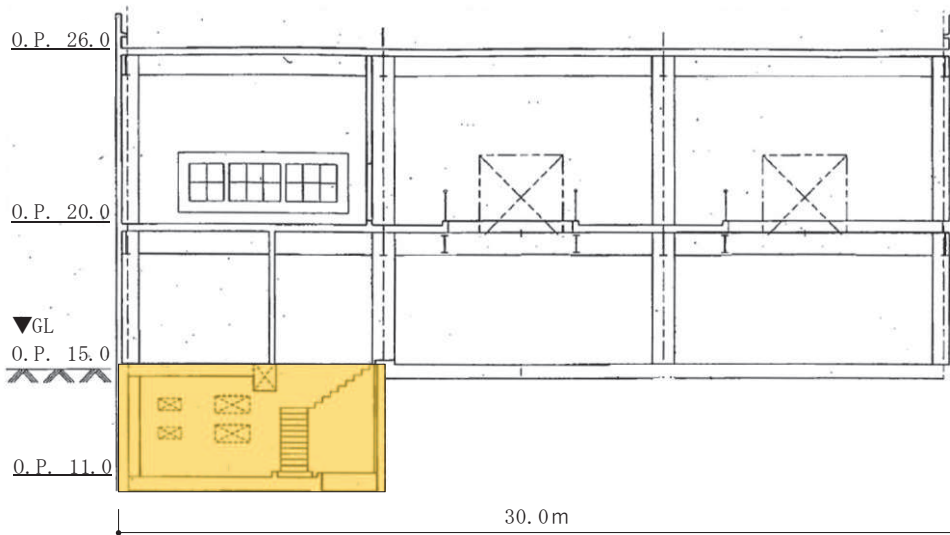
付録 2-13 図 補助ボイラー建屋（北面）の地盤の接地状況



付録 2-14 図 補助ボイラー建屋建屋（南面）の地盤の接地状況



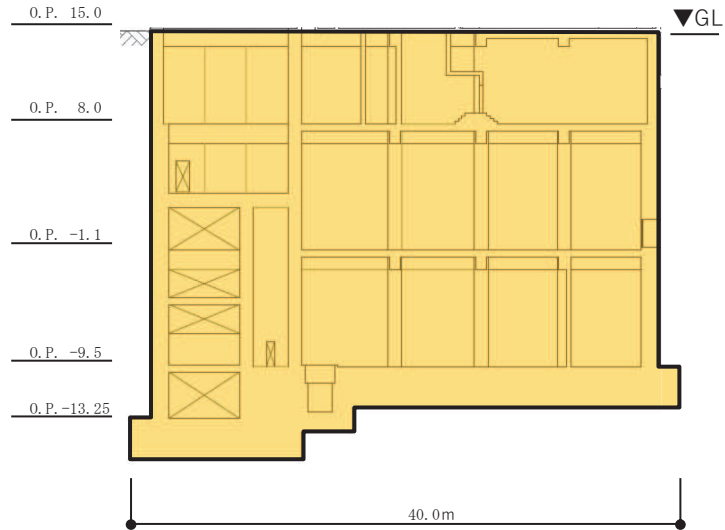
付録 2-15 図 補助ボイラー建屋建屋（東面）の地盤の接地状況



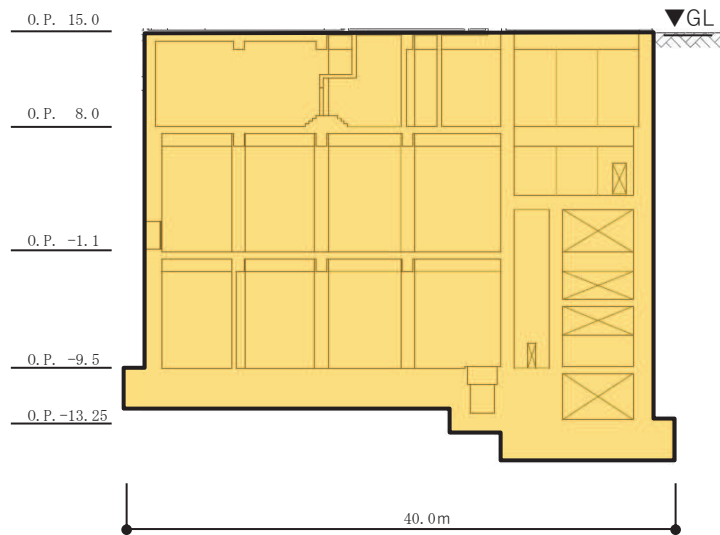
付録 2-16 図 補助ボイラー建屋建屋（西面）の地盤の接地状況

5. 第3号機海水熱交換器建屋

凡例  : 地盤接地部

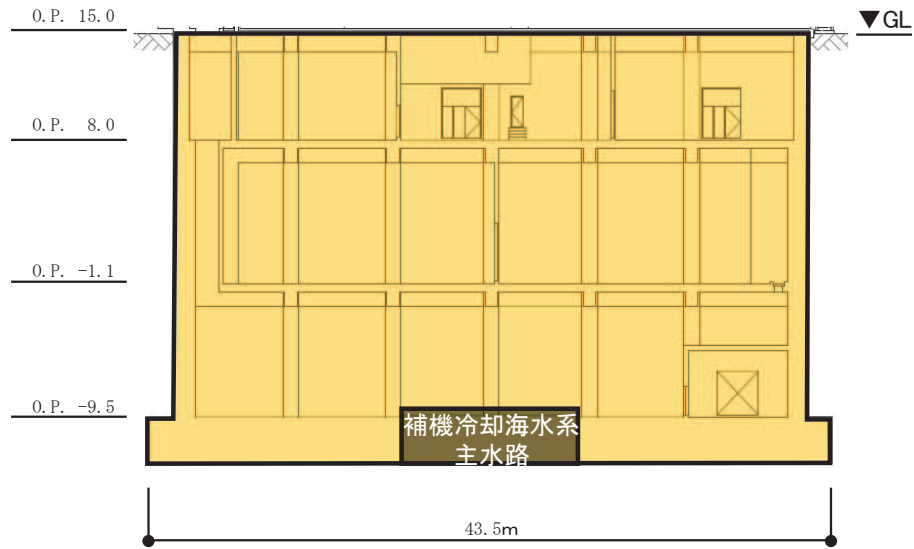


付録 2-17 図 第3号機海水熱交換器建屋（北面）の地盤の接地状況

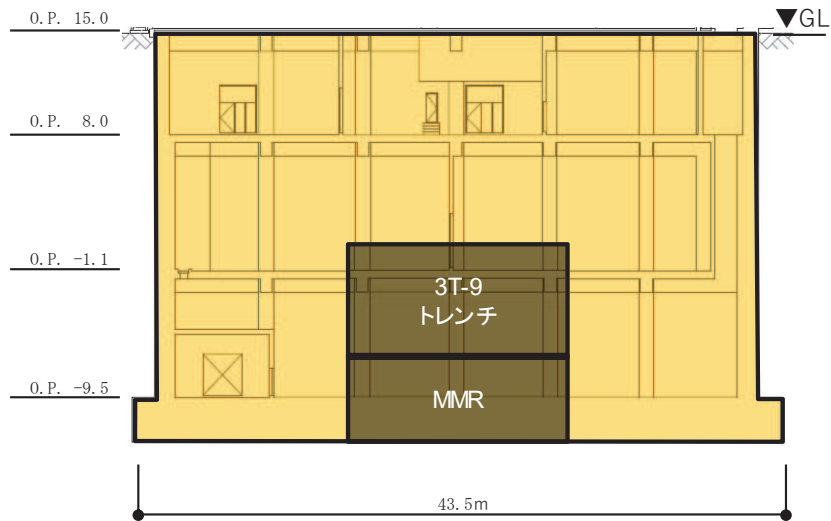


付録 2-18 図 第3号機海水熱交換器建屋（南面）の地盤の接地状況

凡例  : 地盤接地部



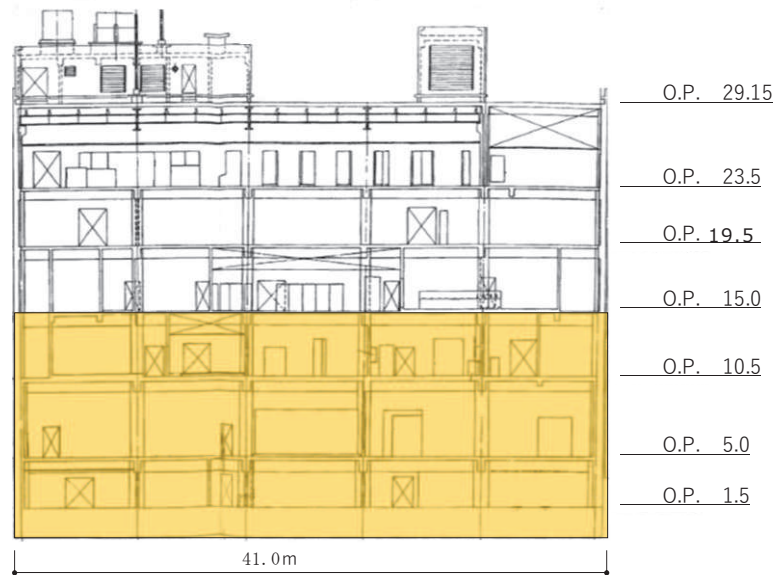
付録 2-19 図 第 3 号機海水熱交換器建屋（東面）の地盤の接地状況



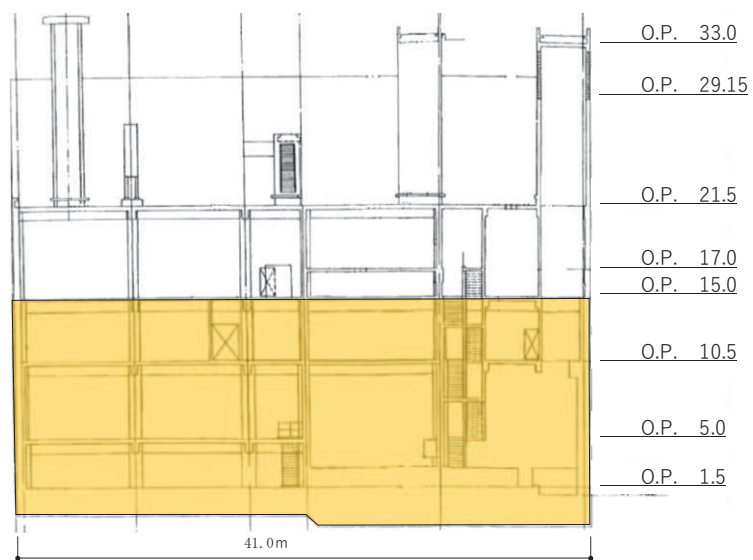
付録 2-20 図 第 3 号機海水熱交換器建屋（西面）の地盤の接地状況

6. 第1号機制御建屋

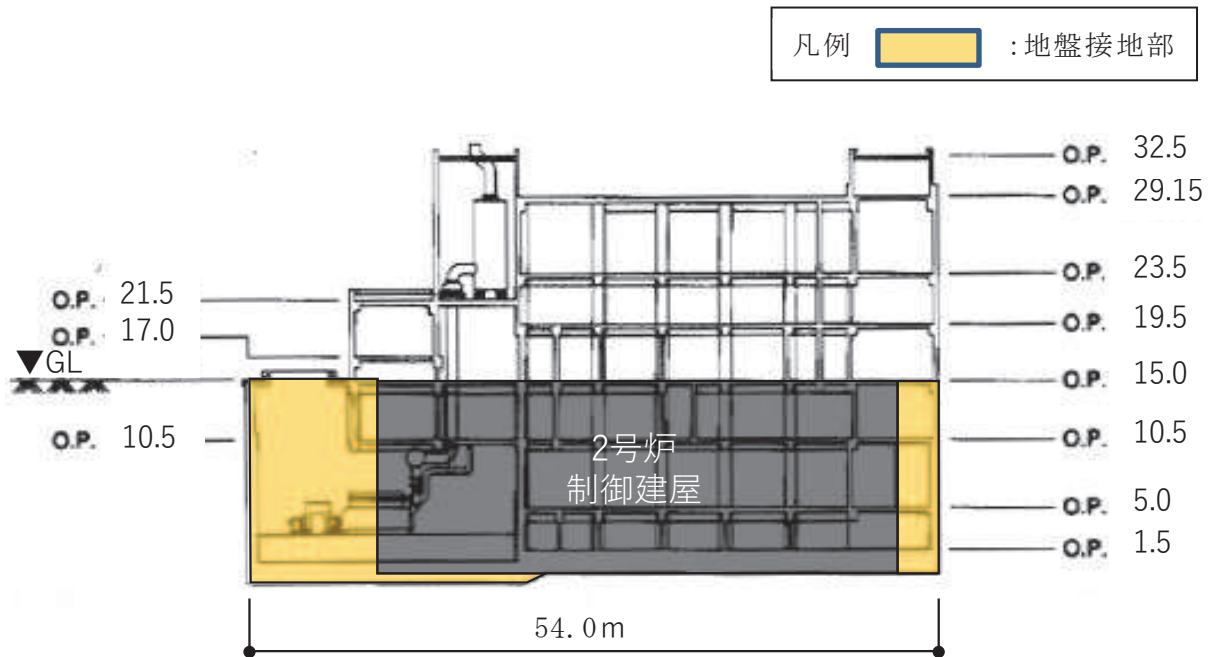
凡例  : 地盤接地部



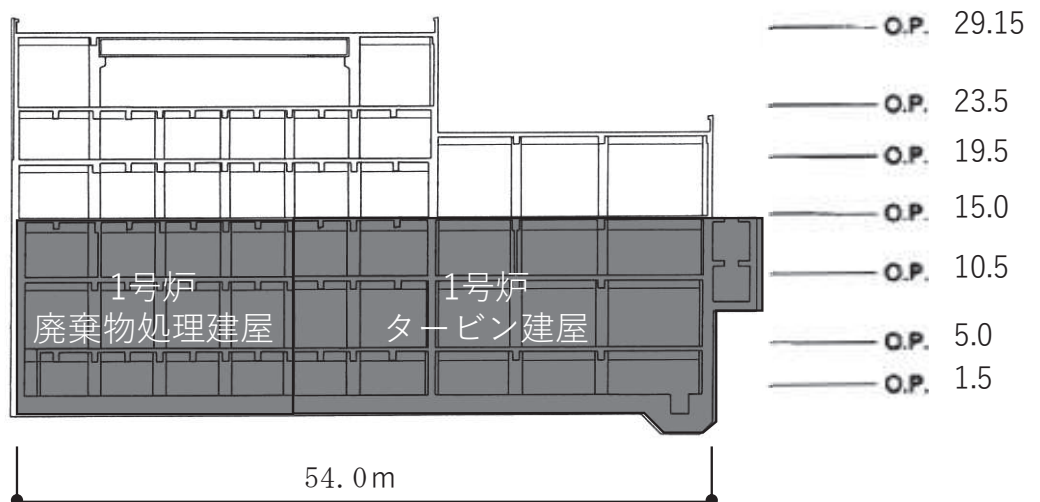
付録 2-21 図 第1号機制御建屋（北面）の地盤の接地状況



付録 2-22 図 第1号機制御建屋（南面）の地盤の接地状況



付録 2-23 図 第 1 号機制御建屋（東面）の地盤の接地状況



付録 2-24 図 第 1 号機制御建屋（西面）の地盤の接地状況

付録 3 逐次非線形解析の概要

1. 一般事項

本書は、一次元地盤の逐次非線形解析を行う計算機コード「mflow ver.1.0」の概要である。

2. 本計算機コードの特徴

本計算機コードは、直接積分法による逐次非線形解析が行えるプログラムである。

ここでは、今回の解析に用いる全応力非線形解析についての特徴を示す。

- (1) 地震動は、モデル最下の粘性境界から 2E 入力とする。
- (2) 地盤の非線形特性は、H-D(Hardin-Drnevich)モデルによる。
- (3) 減衰は、初期剛性比例型のレーリー減衰による。
- (4) 応答解析は、直接積分法による。
- (5) 計算結果としては、地盤の最大応答値及び応答加速度、せん断力の時刻歴等が求められる。

3. 理論式

3.1 運動方程式

一般に多層地盤の運動方程式は，地震動規定点に対する相対座標系において次式により表される。

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=-[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (3.1)$$

ここで，

$[M]$: 質量マトリックス

$[C]$: 減衰マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

$\{u\}$: 相対変位ベクトル

$\{\ddot{u}_g\}$: 地震加速度

3.2 非線形特性

本解析プログラムでは、H-Dモデルに基づく地盤非線形特性を導入している。
H-Dモデルでは、地盤の剛性低下率及び減衰定数は次式により表される。

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{0.5}} \quad (3.2)$$

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) \quad (3.3)$$

G : 地盤の非線形時せん断剛性

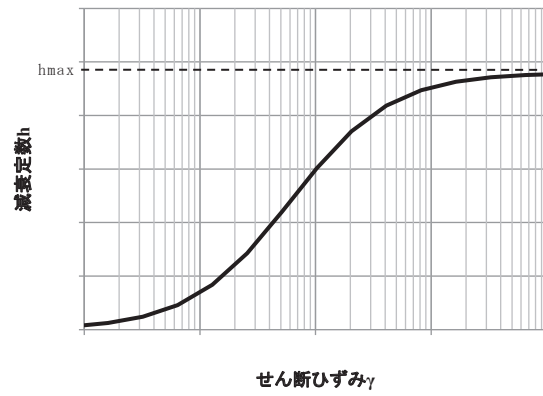
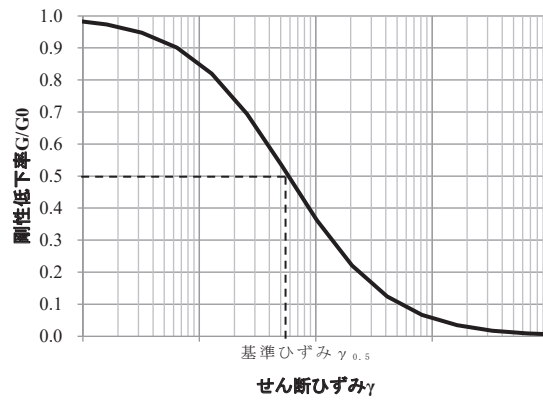
G_0 : 地盤の初期せん断剛性

γ : せん断ひずみ

$\gamma_{0.5}$: 基準ひずみ ($G/G_0 = 0.5$ のときのせん断ひずみ)

h : 非線形時の減衰定数

h_{\max} : 最大減衰定数



付録 3-1 図 H-D モデルの剛性低下率・減衰-ひずみ関係

3.3 レーリー減衰

減衰は、レーリー減衰を採用する。減衰マトリクス C を次のように設定する。

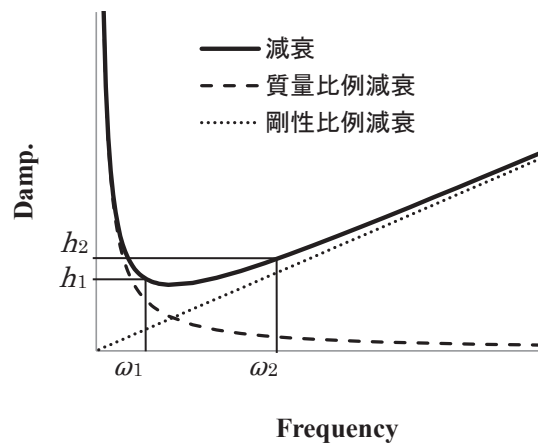
$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.4)$$

$[C]$: 減衰マトリクス
 α : 減衰の質量比例係数
 $[M]$: 質量マトリクス
 β : 減衰の剛性比例係数
 $[K]$: 剛性マトリクス

係数 α , β は、付録 3-2 図に示すように、評価上着目する 2 つの円振動数 ω_1 , ω_2 と、それぞれの円振動数における減衰定数 h_1 , h_2 を与えると、次式から求まる。

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \cdot \frac{h_1\omega_2 - h_2\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (3.5)$$

$$\beta = 2 \cdot \frac{h_2\omega_2 - h_1\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (3.6)$$



付録 3-2 図 レーリー減衰

3.4 履歴法則

履歴法則は、メーキング則を適用する。履歴法則を付録 3-3 図に示す。

メーキング則による履歴法則では、せん断ひずみとせん断応力の関係を表す骨格曲線 $\tau = f(\gamma)$ (付録 3-3 図の 0-A-C) のみを定義する。

0→A と載荷したあと、A 点で除荷した場合の除荷後の履歴曲線は、(3.1)式で表される。(3.1)式は、A 点を原点として、骨格曲線を相似形に 2 倍の大きさにした履歴曲線を表している。(3.1)式は A 点の点対称な点 D 点に向かう曲線となる。

$$\frac{\tau - \tau_{R1}}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_{R1}}{2}\right) \quad (3.1)$$

ここに、 γ_{R1} : A 点のせん断ひずみ

τ_{R1} : A 点のせん断応力

である。

A→B まで除荷した後、再度載荷方向を逆転すると、B 点を原点として骨格曲線を相似形に 2 倍の大きさにした履歴曲線に移動する。

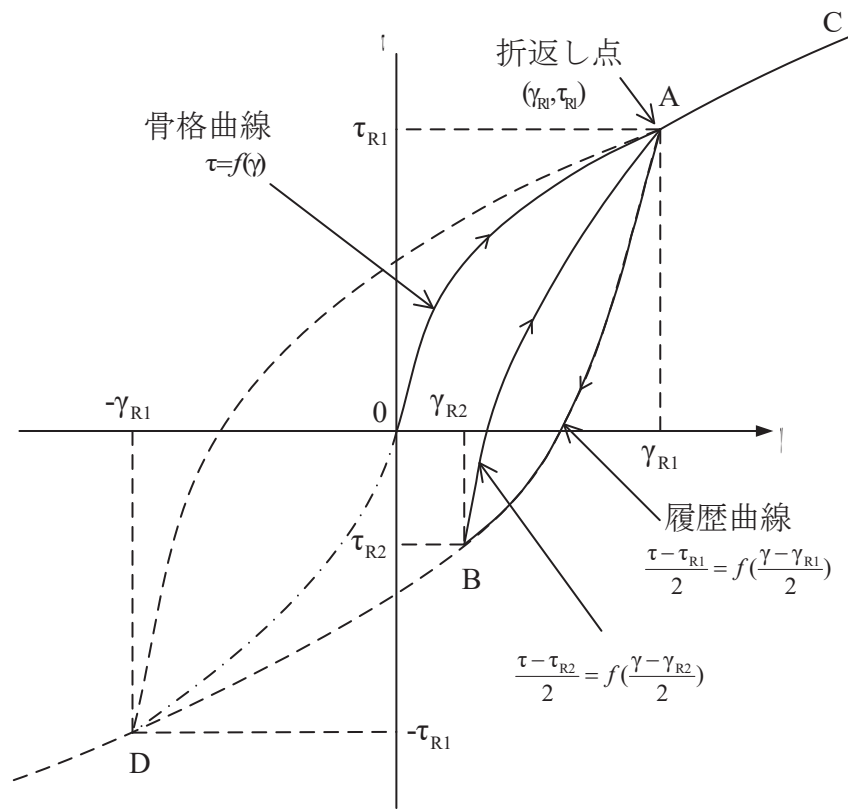
$$\frac{\tau - \tau_{R2}}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_{R2}}{2}\right) \quad (3.2)$$

ここに、 γ_{R2} : B 点のせん断ひずみ

τ_{R2} : B 点のせん断応力

である。

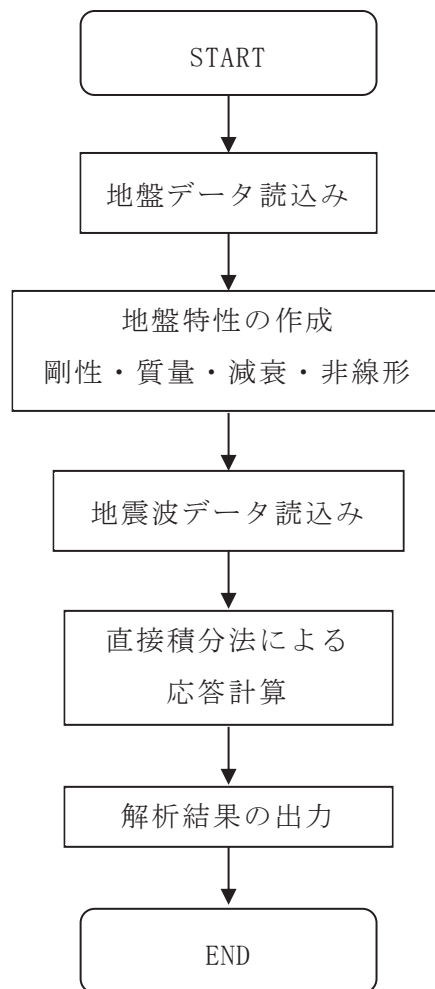
(3.2)式は最初の除荷点 B に向かう曲線となる。



付録 3-3 図 応力-ひずみ関係モデルの考え方

4. 解析フローチャート

本計算機コードの解析フローチャートを付録 3-4 図に示す。



付録 3-4 図 解析フローチャート

5. 適用事例

本計算機コードを用いて解析した論文発表事例を以下に示す。

上田 遼，山田和彦，鈴木芳隆：東北地方太平洋沖地震の観測記録に基づく SRC 造 9 階建築物の地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，2012 年 9 月

酒向 裕司，小豆畑 達哉，新井 洋，井上 波彦，岡野 創，上田 遼：地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価（その 3 連壁基礎と杭基礎建築物のシミュレーションと入力評価），日本建築学会大会学術講演梗概集，2012 年 9 月

小豆畑 達哉，飯場 正紀，井上 波彦，岡野 創，酒向 裕司，上田 遼：地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価（その 4 基礎構造形式が入力損失と建築物応答に与える影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，2012 年 9 月

Ueda, R., Yamada A., Koyamada K. and Okano, H.: “A Case Study on Polyhedron Model of a Strain Space Multiple Mechanism Model”, Joint Conference Proceedings, 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/ 4th Asia Conference on Earthquake Engineering, pp.469-472, 2012.3

付録 4 入力地震動評価における補正水平力について

1. J E A G 4 6 0 1 による補正水平力（切欠き力）の取り扱い

J E A G 4 6 0 1 - 1987 では、表層地盤の影響を正確に評価しようとする場合には 1 次元波動解析の結果 $\{\tilde{u}\}$ に穴あき地盤の効果を補正するための外力 $(-\tilde{P})$ を基礎マット底面に加える方法があるとしている。また、外力 $(-\tilde{P})$ は基礎マット底面位置における自由地盤中の応力 τ と基礎底面積 A との積 τA から求められる、としている。

【 J E A G 4 6 0 1 - 1987 の記載抜粋 】

第5章 建物・構築物の耐震設計

5.2 地震応答解析 / 5.2.4 線形地震応答解析

(2) 設計用入力地震動

a. SRモデルの入力地震動

(略)・・・表層地盤の影響を正確に評価しようとする場合には、1次元波動解析の結果 $\{\tilde{u}\}$ に穴あき地盤の効果を補正するための外力 $(-\tilde{P})$ を基礎マット底面に加える方法と、更に2次元の離散系モデルにより穴あき地盤の解析を行う方法等がある。(図5.2.4-5参照)

前記の外力 $(-\tilde{P})$ は切欠き部分の表面力と釣合う力であり、基礎マット底面位置における自由地盤中の応力 τ と基礎マットの底面積 A との積 τA から求められる力である。・・・(略)

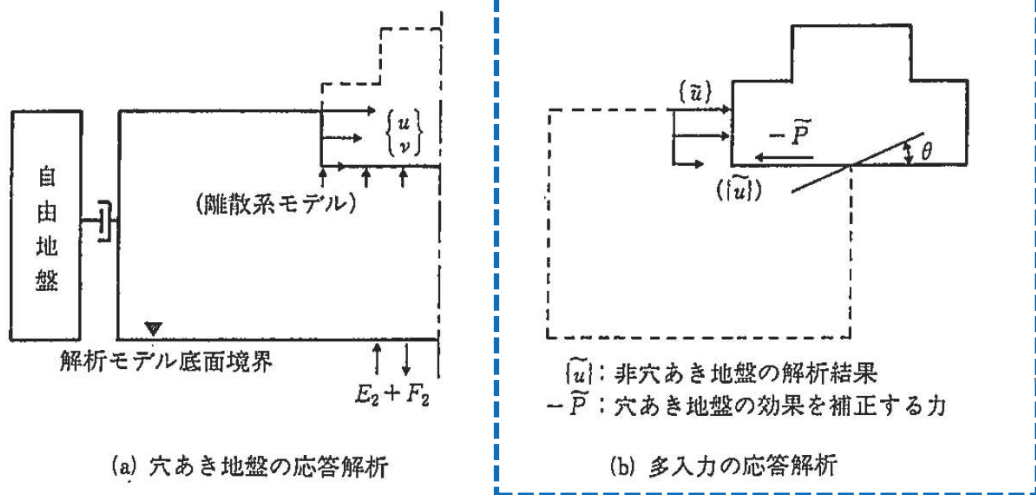
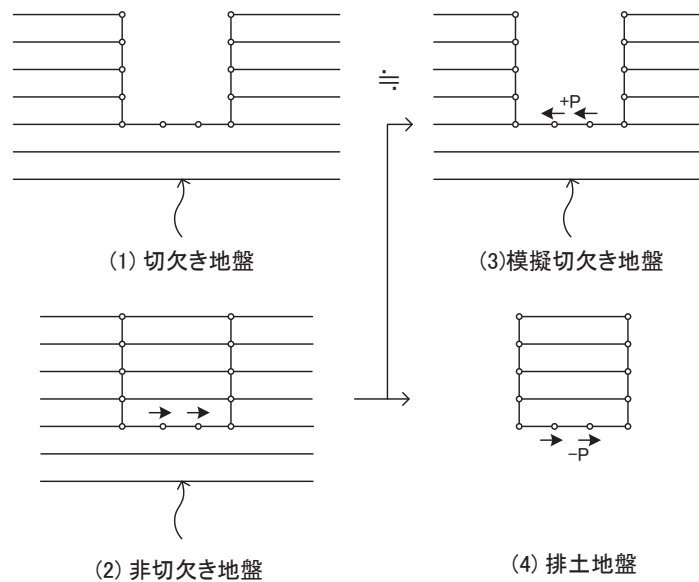


図 5. 2. 4-5 離散系モデル（サブストラクチャ法）の入力地震動

2. 解析における補正水平力（切欠き力）の取り扱いについて

補正水平力（切欠き力）の概念図について付録 4-1 図に示す。構造物が埋め込まれている場合、地盤は(1)切欠き地盤のような状態となるが、1次元地盤モデルによる解析では、直接この(1)のような地盤状態を解く代わりに(2)非切欠き地盤のような地盤状態について解いている。(1)の切欠き部分の表面では応力が0であるのに対し、(2)の同位置では応力が生じる。両者の差を補う補正力として、これに釣り合う応力 $+P$ を作用させることにより、(1)を(3)模擬切欠き地盤で近似表現する。この時、構造物と置き変わる(4)排土地盤には $-P$ を作用させることになる。

解析においては、時刻歴における基礎底面位置のせん断応力度 τ を算出し、建屋基礎底面積 A を乗じることにより、補正水平力（切欠き力） P として建屋に入力している。



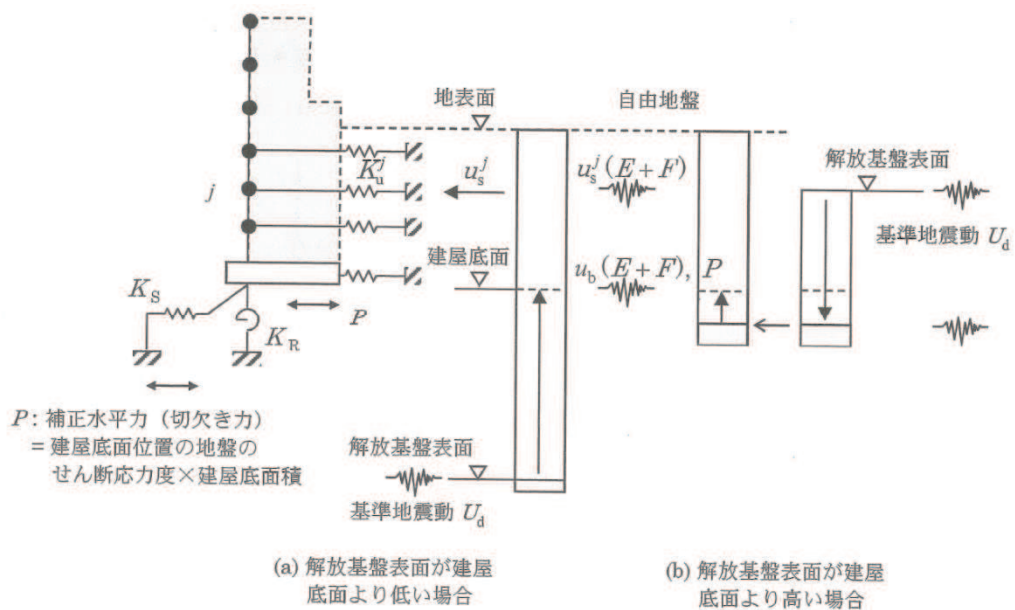
付録 4-1 図 補正水平力（切欠き力）の概念図

付録 5 Novak ばねの概要について

1. 建物・構築物の側面地盤ばねを考慮する場合の取り扱い

埋込みSRモデルにおける入力地震動は付録5-1図に示すとおり、地下部外壁側面の地盤ばねについては地盤応答 $u_s^j(E+F)$ 、基礎版底面の地盤ばねについては、基礎版底面の地盤応答 $u_b(E+F)$ 及び、基礎版底面に作用する補正水平力 P を採用する。これらの入力地震動については、解放基盤表面で定義された基準地震動に対する地盤の応答を一次元波動論により算定する。

補正水平力 P は基礎版底面レベルにおける地盤のせん断応力度と基礎版底面積との積として求める。



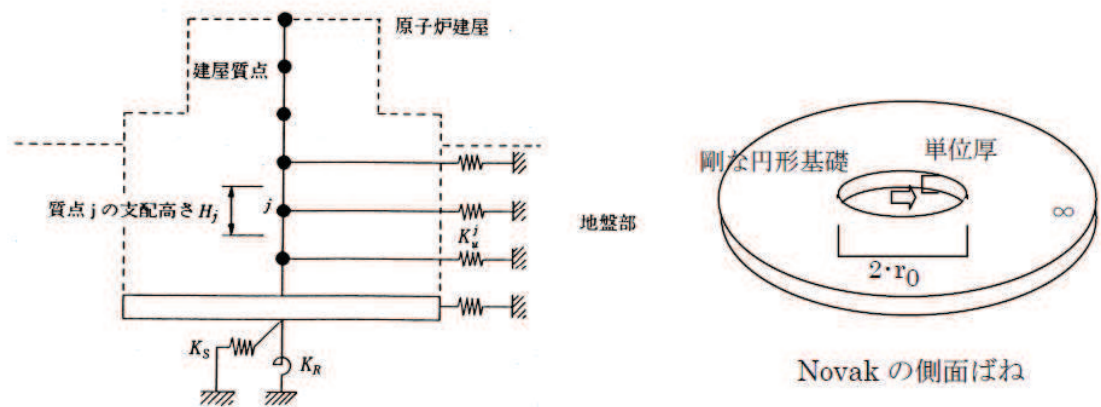
付録5-1図 埋込みSRモデルの入力地震動

2. Novak ばねの算定方法

Novak のばねは、付録 5-2 図に示すように、地盤を平面的に切り出した 2 次元弾性地盤の地盤ばねを採用しており、次の仮定のもとに導かれるものである。

- ① 地盤は単位厚で平面的に切り出した等方均質な弾性体とする。
- ② 建物・構築物は半径 r_0 の円形平面を持ち、振動時にもその平面形は変化しないものとする。
- ③ 建物・構築物と地盤とは密着しており、変位の連続条件が成り立つ。

また、建屋地下外壁と地盤間に摩擦等によるせん断抵抗が期待できる場合には、側面地盤ばね（水平）に加えて側面に回転ばねを考慮してもよい。



付録 5-2 図 Novak の側面地盤ばねを用いた埋込み SR モデル

Novak のばねは次式により算定する。

$$K_u^j = -\pi H_j G_j a_0^2 \frac{4K_1(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^*K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^*K_0(b_0^*)K_1(a_0^*)}{b_0^*K_0(b_0^*)K_1(a_0^*) + a_0^*K_1(b_0^*)K_0(a_0^*) + b_0^*a_0^*K_0(b_0^*)K_0(a_0^*)} \quad \dots \text{式①}$$

ここに、

- π : 円周率
- H_j : 建物質点 j の支配高さ
- G_j : 建物質点 j の支配高さにおける地下部外壁に接する地盤のせん断弾性係数
- $a_0 = \omega r_0 / V_s$: 等価円置換の無次元振動数
- $r_0 = \sqrt{(B_x \cdot B_y / \pi)}$: 等価円半径
- ω : 円振動数

- V_s : 地下部外壁に接する地盤の S 波速度
 B_x, B_y : 建物の辺長
 $K_0(\cdot), K_1(\cdot)$: それぞれ 0 次と 1 次の変形ベッセル関数
 $a_0^* = (a_0 / \sqrt{(1+i \cdot 2h_j)}) \cdot i$, $b_0^* = a_0^* / \eta_j$
 $\eta_j = \sqrt{(2(1-\nu_j) / (1-2\nu_j))}$
 h_j : 地下部外壁に接する地盤の減衰定数
 ν_j : 地下部外壁に接する地盤のポアソン比
 i : 虚数単位

建物・構築物の埋込み部質点 j の支配高さ H_j 内で、外壁に接する地盤が層をなす場合には、せん断弾性係数 G 、減衰定数 h 、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ に関して、層厚で重み付け平均した値を等価な地盤定数とする。

式①で表される地下部外壁の側面地盤ばねを直接用いて周波数領域で地震応答解析を行うことができるが、円振動数 ω に関わらず、一定の剛性 \bar{K}_u^j と減衰係数 C_u^j に近似して適用することができる。

地下部外壁の側面地盤ばね \bar{K}_u^j と減衰係数 C_u^j は次式により算出する。

$$\bar{K}_u^j = 3.8 H_j G_j \quad \dots \text{式②}$$

$$C_u^j = {}_1 K_u / \omega_1 \quad \dots \text{式③}$$

ここに、

- ω_1 : 地盤—建物・構築物連成系の非減衰 1 次固有円振動数
 ${}_1 K_u$: 式①で算出される \bar{K}_u^j の ω_1 における虚数部の値

3. 硬質岩盤における Novak ばねの課題

埋込み SR モデルは軟質岩盤では数多くの検討例があるが、硬質岩盤の場合は検討例が少ない。

既往研究¹⁾²⁾³⁾では、岩盤の S 波速度が 1500m/s の硬質岩盤を対象に、Novak ばねを設定した SR モデルと精算解として軸対称 FEM モデルによる解析をそれぞれ実施し、応答を比較することで、Novak ばねの適用性と改良を検討している。

その 1¹⁾では、建屋のタイプとして建屋が大きく埋込みの深いタイプ R (建屋寸法：約 60m×60m, 高さ：約 60m 総重量：約 25 万トン, 埋込深さ：約 26m) と建屋が小さく埋込みの浅いタイプ H (建屋寸法：約 45m×45m, 高さ：約 30m, 総重量：約 4 万トン, 埋込深さ：約 20m) を設定し、それぞれ表層地盤の物性を 2 種類 (タイプ R に対して 10m と約 20m, タイプ H に対して表層なしと約 20m) 設定してパラメトリックな検討を実施している。その結果、建屋サイズ、建屋重量が大きいタイプの建屋では硬質岩盤に建つ建屋に対しても埋込み SR モデルにより建屋応答が評価できるが、建屋サイズ、建屋重量が小さく表層地盤が厚い場合は、硬質岩盤に建つ建屋に対して埋込み SR モデルによる建屋応答が過大な値となることを示している。

その 2²⁾では、上記の差異が発生する原因の検討を行っている。その結果、埋込み SR モデルの差異は、表層 1 次振動数付近で表れると指摘している。これは、埋込み SR モデルでは、Novak のばねが各層間で関連のない平面ひずみ状態のばねを重ねたモデルであるため、表層の共振特性を表せず、この振動数付近で側面地盤ばねの虚部が低下しないことが原因であると考察している。

その 3³⁾では、表層地盤が厚いときの埋込 SR モデルによる評価法を改善するために、表層の波動エネルギーがある程度支持地盤に逃げていくような効果を持つ地盤ばね⁴⁾を用いた解析を実施し、その結果 Novak ばねを用いたときよりも軸対称 FEM と比較して応答の差異が小さいことを確認している。

参考文献

- 1) 硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その 1. 埋込み SR モデルと軸対称 FEM モデルによる建屋応答の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1057-1058, 1995 年 8 月
- 2) 硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その 2. 硬質岩盤での埋込み SR モデルの特性検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1059-1060, 1995 年 8 月
- 3) 硬質岩盤における埋込み SR モデルの適用性に関する研究 その 3. 硬質岩盤における埋込み SR モデルの改良, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1061-1062, 1995 年 8 月
- 4) 表層中に埋込まれた構造物の合理的評価法 その 1-その 2. 埋込み SR モデルに基づく応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.603-606, 1994 年 9 月

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0620-3_改4
提出年月日	2021年4月5日

補足-620-3 【原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料】

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

別紙 1 原子炉建屋の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

別紙 1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの各種ばねの算定について

別紙 1-2 地震応答解析モデルの諸元の比較

(既工認, シミュレーション解析, 今回工認)

別紙 2 原子炉建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

別紙 3 原子炉建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 4 地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数に関する検討

別紙 4-1 原子炉建屋の基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する最大応答せん断ひずみ

別紙 4-2 各建屋の図面集

別紙 1 原子炉建屋の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

目次

1. 概要…………… 別紙 1-1
2. 地震応答解析モデルの変更点について…………… 別紙 1-2

別紙 1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの各種ばねの算定について

別紙 1-2 地震応答解析モデルの諸元の比較(既工認, シミュレーション解析, 今回工認)

1. 概要

本資料は、原子炉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。

2. 地震応答解析モデルの変更点について

原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。鉛直方向の地震応答解析モデル（以下「鉛直モデル」という。）の諸元の設定方法を表 2-2 に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図 2-1 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 原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較

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	基準地震動を基礎底面に直接入力	周辺地盤による低減効果を考慮 (E + F 入力)	(1)
	鉛直	—	基準地震動を基礎底面に直接入力	—
解析コード		N U P P II	N U P P 4	—
建屋のモデル化	モデル	水平：多軸床剛多質点系モデル 鉛直：応答解析を実施せず	水平：多軸床柔多質点系モデル 鉛直：1軸多質点系モデル	(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 $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu = 0.167$	既設部材 ・同左 追設部材 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E = 2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.2$ ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.3$ 鉛直モデル用に設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 同左 ・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	耐震壁を考慮 初期剛性はシミュレーションにて補正	(4)
	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	・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	(5)
	側面ばね	考慮せず	・水平方向：考慮せず ・鉛直方向：考慮せず	
非線形特性	耐震壁	考慮	・水平方向：考慮 ・鉛直方向：考慮せず	(5)
	底面ばね	考慮	・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	
誘発上下動		考慮せず	接地率 65%を下回る場合, 考慮する	—

注記*1：女川原子力発電所第2号機『工事計画認可申請書第1回 添付資料IV-2-6-1「原子炉建屋の耐震性についての計算書」(元資庁第2015号平成元年6月8日認可)』

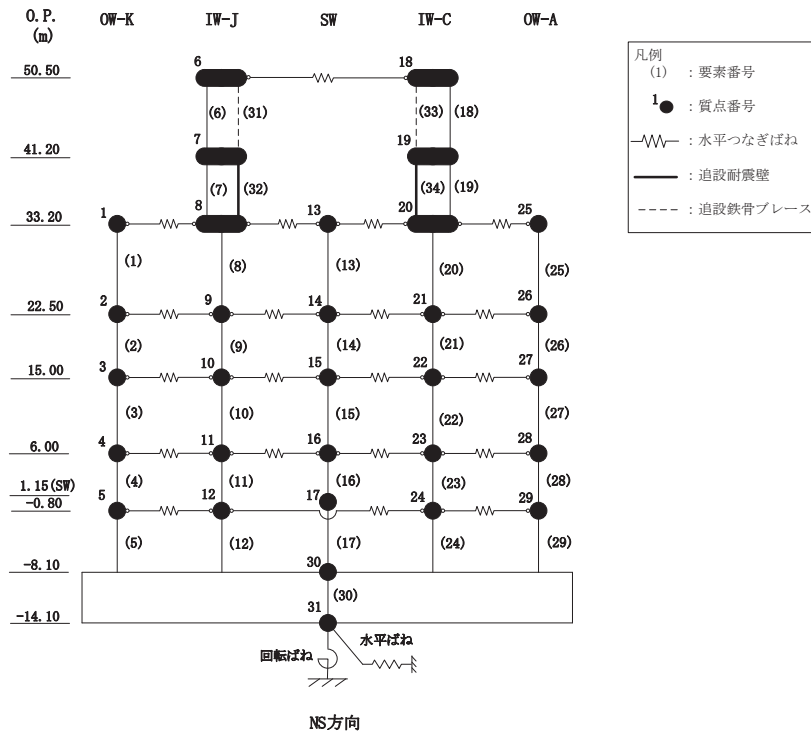
*2：建設工認時は, 水平方向のみ地震応答解析を実施し, 鉛直方向は静的地震力を考慮

具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

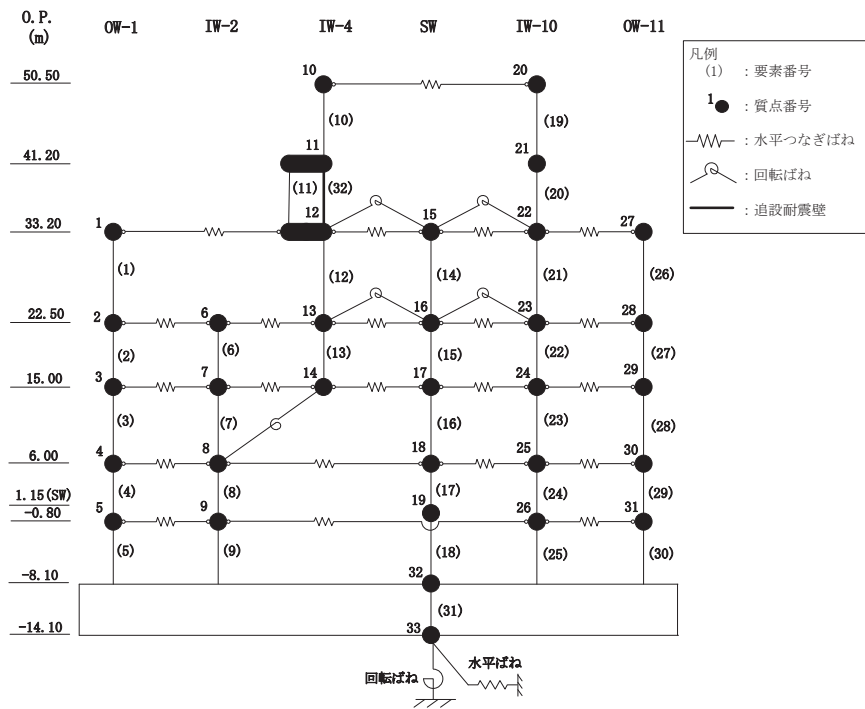
- (1) 解放基盤表面で定義される基準地震動を用いて、一次元逐次非線形解析により算定した位置での応答波を入力した。変更の内容を 2.1 に示し、詳細を補足 620-2 に示す。
- (2) 燃料取替床上部に追設した追設耐震壁及び追設ブレースを考慮。変更の内容について 2.3 に示す。また、床の柔性を考慮しており、変更の詳細を補足 620-1 に示す。
- (3) 「日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、 「日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-」及び「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づく。既設部材と新設部材のコンクリート物性値の設定について 2.6 に示す。
- (4) 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震の地震観測記録を用いたシミュレーションを実施し、初期剛性の補正係数を設定。設定の内容について 2.2 に示し、詳細を補足 620-1 に示す。
- (5) 「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）」に基づく。詳細は別紙 2 に示す。

表 2-2 鉛直モデルの諸元の設定方法

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ばりモデルとして剛性を算出	—



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2-1(1) 地震応答解析モデル (水平方向)

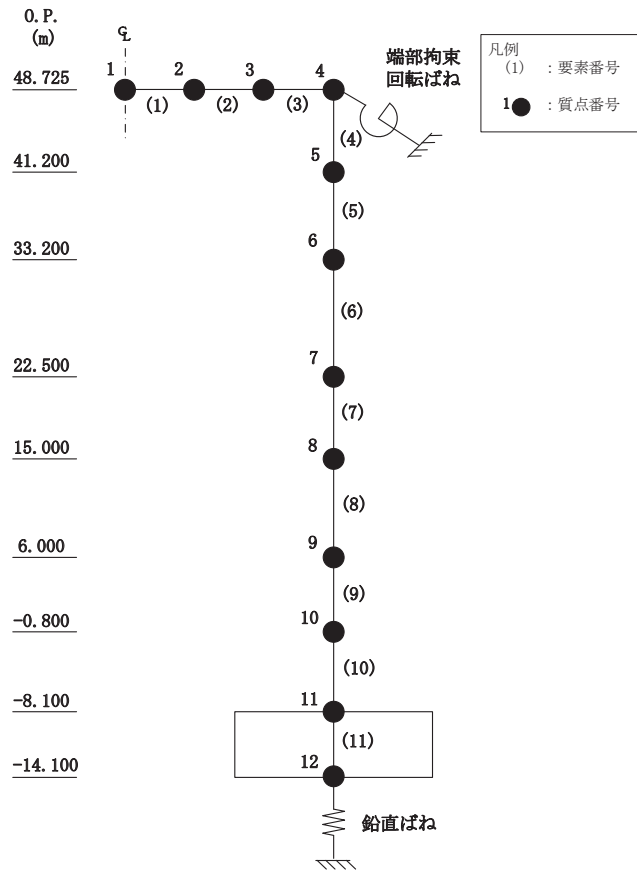


図 2-1(2) 地震応答解析モデル (鉛直方向)

2.1 入力地震動の掘り込み効果の考慮

既工認モデルでは基準地震動を基礎底面に直接入力としていたが、今回工認モデルでは建屋が地盤に掘り込まれた形状を反映し、周辺地盤による低減効果を考慮する。したがって、今回工認モデルにおける入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を基に、1次元波動論により底面地盤下端の入射波を算定し、表層の地盤の非線形特性を適切に考慮した上で、1次元地盤応答解析により地震応答解析モデルの入力位置で評価する。また、入力波には1次元地盤応答解析で求まる土中の加速度 (E+F) に加えて、建屋により地盤が切り欠かれていることから、補正水平力 (P) も考慮する。なお、地盤条件を考慮する場合には、地震動評価で考慮した敷地全体の地下構造との関係や対象建物・構築物位置と炉心位置での地質・速度構造の違いにも留意し、地盤の非線形応答に関する動的変形特性を考慮する。図 2-2 に入力地震動の算定概念図を示す。

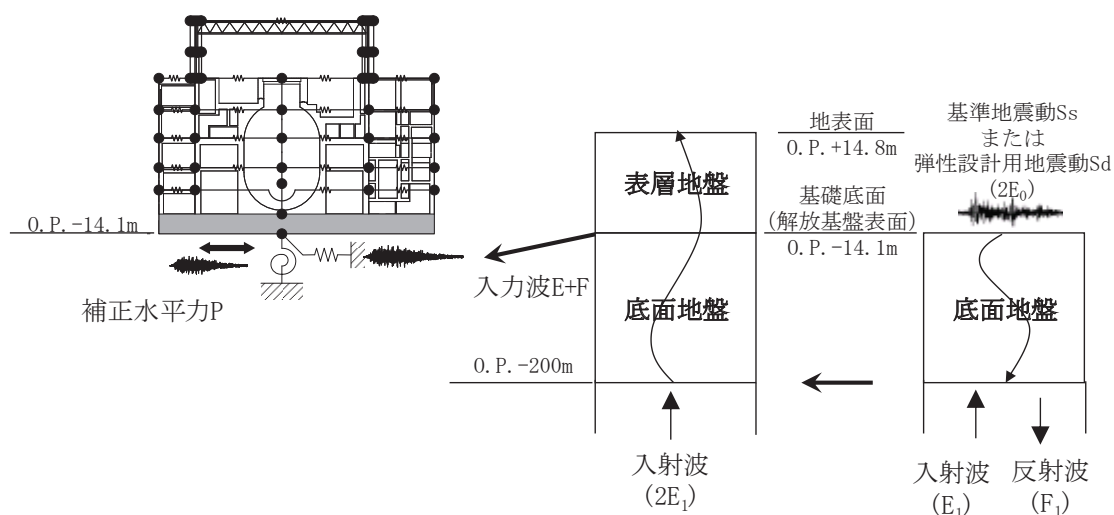
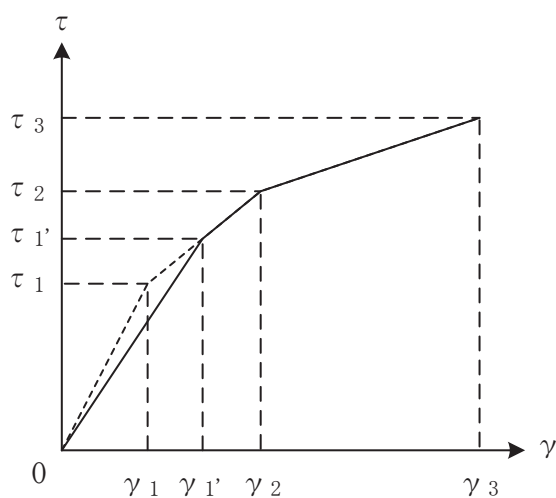


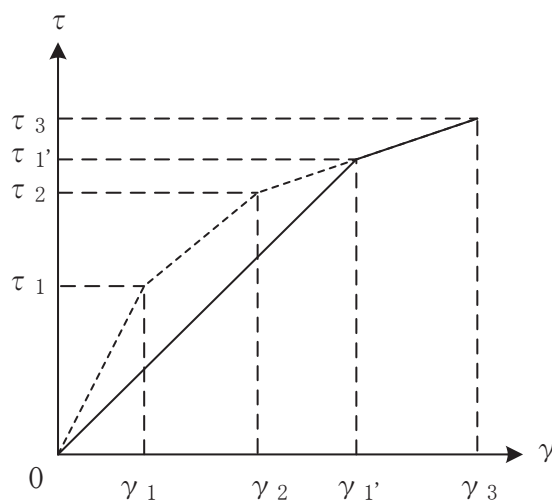
図 2-2 入力地震動の算定概念図

2.2 初期剛性低下の考慮

3.11地震や4.7地震に対する原子炉建屋のシミュレーション解析(水平方向)では、建屋の振動特性に支配的な燃料取替床下部において、発生応力については耐震壁は弾性範囲であったものの、剛性については設計で考慮している初期剛性に比べ2割程度低下している結果が得られた。また、燃料取替床上部の耐震壁の3.11地震等の応答は、設計で考慮している初期剛性に対して5~7割程度低下している結果が得られた。したがって、せん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの初期剛性を補正する。図2-3にせん断力のスケルトンカーブを例に補正方法を示す。また、表2-3に既工認及び今回工認における初期剛性の補正係数を示す。



(a) 補正後の初期剛性が第2勾配と交わる場合



(b) 補正後の初期剛性が第3勾配と交わる場合

図2-3 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

表 2-3 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

(a) 既工認モデル

方向	建屋全体
NS	1.00
EW	1.00

(b) 今回工認モデル

方向	地上 3 階及びクレーン階 (O. P. 33. 2m より上部)	地下 3 階～地上 2 階 (O. P. 33. 2m より下部)
NS	0.30	0.75
EW	0.50	0.80

注：追設耐震壁及び追設ブレースについては補正を行わない。

2.3 耐震補強による建屋剛性の考慮

燃料取替床上部では、東北地方太平洋沖地震後のせん断耐力の向上を目的として、燃料取替床～クレーン階部分（O.P. 33.2m～O.P. 41.2m）に追設耐震壁を、クレーン階より上部（O.P. 41.2m～O.P. 50.5m）に追設ブレース及びはりを設置した。補強の概要を以下に示し、耐震補強工事の概要図を図2-4に示す。

- ・補強は、基準地震動 S_s に対する応答が大きい NS 方向の両耐震壁（C 通り、J 通り）と、EW 方向のうち下屋部分の重量の影響で応答が大きい耐震壁（4 通り）について実施した。
- ・地上 3 階～クレーン階部分については、既設躯体は、RC 造耐震壁と SRC 造柱で構成されているため、補強方法としては、SRC 造柱間に新たに RC 造壁（追設耐震壁）を付加した。
- ・クレーン階～屋上階部分については、既設躯体は、RC 造耐震壁と S 造間柱と S 造ばりで構成されており、RC 造壁を付加することは難しいことから、既設 S 造部を活用して新たに S 造のブレース（追設ブレース）を付加することとした。
- ・クレーン階から屋上階の追設ブレースが負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、追設耐震壁間には S 造ばり（追設 S ばり）、追設耐震壁上部には SRC ばり（追設 SRC ばり）を付加することとした。

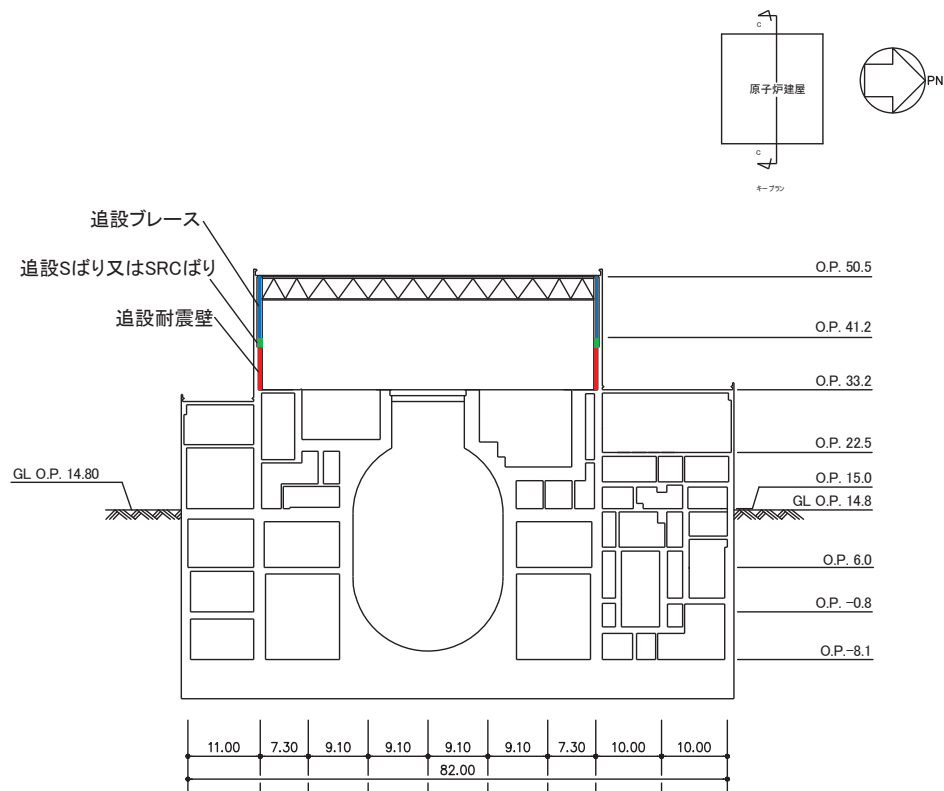


図2-4 耐震補強工事の概要

2.4 建屋重量の変更

2.4.1 SI 単位系への単位変換による変更

既工認モデルでは重力単位系による重量を用いていたが，今回工認モデルでは SI 単位系へ単位換算する。

2.4.2 改造工事等による重量の変更

燃料取替床上部では 2.2 に示す補強工事により，耐震壁，はり及びブレースを設置したため，今回工認モデルではこれらの補強等による重量の変更を考慮している。

2.5 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表 2-4 及び表 2-5 に既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較を示す。

表 2-4(1) 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS 方向, 重量)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-I	SW	IW-C	OW-A
50.50		6		18	
		1130		1130	
		1.51		1.51	
41.20		7		19	
		1498		1250	
		2.58		2.16	
33.20	1	8	13	20	25
	1765	8266	6010	10330	2849
	8.72	50.3	4.15	61.0	14.1
22.50	2	9	14	21	26
	2725	11237	13387	16050	5082
	13.5	68.4	9.48	94.8	25.1
15.00	3	10	15	22	27
	4546	10817	9533	13661	5179
	22.5	71.0	11.5	85.8	25.6
6.00	4	11	16	23	28
	5440	11993	6311	15818	6896
	27.0	78.7	7.61	99.4	34.1
1.15(SW)	5	12	17	24	29
-0.80	6166	11380	9561	17490	7115
	30.4	71.4	9.21	106.1	35.2
-8.10	30				
	76921				
	381.6				
-14.10	31				
	46599				
	230.6				

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量($\times 10^5 t \cdot m^2$)

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-J	SW	IW-C	OW-A
50.50		6		18	
		10350		10350	
		13.8		13.8	
41.20		7		19	
		17530		14310	
		30.3		24.7	
33.20	1	8	13	20	25
	17310	82060	58490	101640	27940
	85.5	499.2	40.4	600.2	138.3
22.50	2	9	14	21	26
	26720	110200	129220	156560	49840
	132.4	670.8	91.4	924.8	246.1
15.00	3	10	15	22	27
	44580	106070	93490	133970	50790
	220.6	696.3	112.8	841.4	251.1
6.00	4	11	16	23	28
	53350	117610	61890	155120	67630
	264.8	771.8	74.6	974.8	334.4
1.15(SW)	5	12	17	24	29
-0.80	59980	111600	93760	171520	69770
	298.1	700.2	90.3	1040.5	345.2
-8.10	30				
	754340				
	3742.2				
-14.10	31				
	456980				
	2261.4				

質点番号
質点重量(kN)
回転慣性重量($\times 10^5 kN \cdot m^2$)

表 2-4(2) 既工認モデルと今回工認モデルの重量の比較 (EW 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		20	
			1130		1130	
			2.65		2.65	
41.20			11		21	
			1673		1075	
			3.92		2.52	
33.20	1		12	15	22	27
	4404		8154	6010	8727	1925
	25.9		55.5	7.26	66.1	11.3
22.50	2	6	13	16	23	28
	4855	6833	8132	13387	12246	3228
	28.6	39.0	58.6	16.4	92.7	19.0
15.00	3	7	14	17	24	29
	4389	13186	819	8714	11897	4731
	25.8	98.9	0.99	10.5	90.1	27.9
6.00	4	8		18	25	30
	5225	15231		6311	13359	6332
	30.8	114.3		7.61	101.2	37.4
1.15(SW) -0.80	5	9		19	26	31
	5304	15438		9561	14985	6374
	31.2	111.5		9.21	109.1	37.6
-8.10	32					
	76921					
	453.9					
-14.10	33					
	46599					
	274.4					

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量($\times 10^5 t \cdot m^2$)

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		20	
			10350		10350	
			24.2		24.2	
41.20			11		21	
			19910		11930	
			46.6		27.9	
33.20	1		12	15	22	27
	43190		80900	58490	85980	18880
	254.0		550.2	70.6	651.2	110.8
22.50	2	6	13	16	23	28
	47610	65050	79330	129220	119670	31660
	280.5	382.5	571.7	157.9	906.1	186.3
15.00	3	7	14	17	24	29
	43040	129310	8030	85460	116670	46390
	253.0	969.9	9.7	103.0	883.6	273.6
6.00	4	8		18	25	30
	51240	149360		61890	131010	62100
	302.0	1120.9		74.6	992.4	366.8
1.15(SW) -0.80	5	9		19	26	31
	52010	151400		93760	146950	62510
	306.0	1093.4		90.3	1069.9	368.7
-8.10	32					
	754340					
	4451.2					
-14.10	33					
	456980					
	2690.9					

質点番号
質点重量(kN)
回転慣性重量($\times 10^5 kN \cdot m^2$)

表 2-5(1) 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS 方向, 剛性)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-I	SW	IW-C	OW-A
50.5		6		18	
		10.0		10.0	
		3.90		3.84	
41.2		7		19	
		18.2		18.2	
		6.82		6.35	
33.2	1	8	13	20	25
	28.4	59.8	50.6	59.4	30.8
	22.4	50.7	3.83	54.3	29.2
22.5	2	9	14	21	26
	52.0	90.0	72.7	85.8	59.2
	46.5	105.3	9.63	101.2	59.4
15.00	3	10	15	22	27
	77.0	118.7	71.0	123.2	75.0
	62.8	132.1	11.2	159.5	73.4
6.00	4	11	16	23	28
	107.8	155.3	66.8	165.2	107.8
	84.0	184.1	10.5	211.1	108.9
1.15(SW) -0.80	5	12	17	24	29
	107.8	159.8	108.0	165.2	107.8
	81.6	188.3	15.7	216.1	114.4
-8.10	30				
	6468.0				
	3195.7				

既設耐震壁 建屋全体
 ヤング係数 E 270 (t/cm²)
 せん断弾性係数 G 116 (t/cm²)
 ポアソン比 ν 0.167

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)

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋				
	OW-K	IW-J	SW	IW-C	OW-A
50.5		6	31	33	18
		10.0	0.184	0.184	10.0
		39.0	0.794	0.794	3.84
41.2		7	32	34	19
		18.2	7.56	7.56	18.2
		68.2	4.00	7.00	63.5
33.2	1	8	13	20	25
	28.4	59.8	50.6	59.4	30.8
	224.0	507.0	38.3	543.0	292.0
22.5	2	9	14	21	26
	52.0	90.0	72.7	85.8	59.2
	465.0	1053.0	96.3	1012.0	594.0
15.00	3	10	15	22	27
	77.0	118.7	71.0	123.2	75.0
	628.0	1321.0	112.0	1595.0	734.0
6.00	4	11	16	23	28
	107.8	155.3	66.8	165.2	107.8
	840.0	1841.0	105.0	2111.0	1089.0
1.15(SW) -0.80	5	12	17	24	29
	107.8	159.8	108.0	165.2	107.8
	816.0	1883.0	157.0	2161.0	1144.0
-8.10	30				
	6468.0				
	31957.0				

①既設耐震壁 (O.P.33.2mより上部) (要素6, 7, 18, 19)
 ヤング係数 E 7.94×10³ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 3.41×10³ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

②既設耐震壁 (O.P.33.2mより下部) (要素1~5, 8~17, 20~30)
 ヤング係数 E 1.99×10⁴ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 8.53×10³ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

③追設耐震壁 (要素32, 34)
 ヤング係数 E 2.52×10⁴ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.05×10⁴ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.2
 減衰定数 h 5%

④追設ブレース (要素31, 33)
 ヤング係数 E 2.05×10⁵ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 7.90×10⁴ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.3
 減衰定数 h 2%

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)

表 2-5(2) 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (EW 方向, 剛性)

(a) 既工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		19	
			13.3		13.3	
			6.49		6.49	
41.20			11		20	
			17.4		21.2	
			12.5		10.3	
33.20	1		12	14	21	26
	41.0		51.8	63.3	53.0	32.4
	37.6		29.5	3.07	27.3	29.9
22.50	2	6	13	15	22	27
	57.4	76.6	36.5	72.7	79.8	54.7
	65.3	66.1	34.0	9.63	107.3	60.5
15.00	3	7		16	23	28
	84.0	107.1		71.0	121.4	84.0
	85.9	92.7		11.2	152.3	80.3
6.00	4	8		17	24	29
	114.8	163.7		66.8	170.0	109.2
	110.9	219.9		10.5	216.9	105.8
1.15(SW) -0.80	5	9		18	25	30
	117.6	169.0		108.0	167.2	117.6
	113.1	227.8		15.7	213.8	105.9
-8.10	31					
	6468.0					
	3803.2					

既設耐震壁 建屋全体
 ヤング係数 E 270 (t/cm²)
 せん断弾性係数 G 116 (t/cm²)
 ポアソン比 ν 0.167

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)

(b) 今回工認モデル

標高 O.P (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		20	
			13.3		13.3	
			64.9		64.9	
41.20			11	32	21	
			17.4	8.58	21.2	
			125.0	18.88	103.0	
33.20	1		12	15	22	27
	41.0		51.8	63.3	53.0	32.4
	376.0		295.0	30.7	273.0	299.0
22.50	2	6	13	16	23	28
	57.4	76.6	36.5	72.7	79.8	54.7
	653.0	661.0	340.0	96.3	1073.0	605.0
15.00	3	7		17	24	29
	84.0	107.1		71.0	121.4	84.0
	859.0	927.0		112.0	1523.0	803.0
6.00	4	8		8	25	30
	114.8	163.7		66.8	170.0	109.2
	1109.0	2199.0		105.0	2169.0	1058.0
1.15(SW) -0.80	5	9		19	26	31
	117.6	169.0		108.0	167.2	117.6
	1131.0	2278.0		157.0	2138.0	1059.0
-8.10	32					
	6468.0					
	38032.0					

①既設耐震壁 (O.P. 33.2mより上部) (要素10, 11, 20, 21)
 ヤング係数 E 1.32×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 5.69×10^3 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

②既設耐震壁 (O.P. 33.2mより下部) (要素1~9, 12~19, 22~31)
 ヤング係数 E 2.12×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 9.10×10^3 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

③追設耐震壁 (要素32)
 ヤング係数 E 2.52×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.05×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.2
 減衰定数 h 5%

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)

2.6 既設部材と新設部材のコンクリートの物性値の設定について

2.6.1 既設部材と新設部材のコンクリートの物性値の設定の考え方

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、3.11 地震及び 4.7 地震に対するシミュレーション解析を行い、水平方向地震応答解析モデルについては観測記録に整合するように設計剛性に対する補正をし、剛性低下を考慮した解析モデルとしている。

3.11 地震及び 4.7 地震に対するシミュレーション解析モデルは、設計当時の「日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」によりコンクリート物性値を設定した既工認モデルをベースとしており、また、3.11 地震以降に実施した耐震補強工事で追設した耐震壁については、「日本建築学会 1999 年 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-」に従いコンクリートの物性値を設定している。

一方で、建屋各部の応力解析においては、地震応答解析結果を用いて地震時の震度を算定から静的な地震荷重を設定し、健全性を評価するが、応力解析に用いる各部位の解析モデルは「日本建築学会 1999 年 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-」に従いコンクリートの物性値を設定している。

コンクリートの物性値を設定について、原子炉建屋も含めた今回工認対象建屋における「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の適用を整理して表 2-6 に示す。

表 2-6(1) 今回工事対象建屋における「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の適用の整理 (1/2)

建屋名	地震応答解析	応力解析	対象図書
原子炉建屋	新設部材：1999年版 既設部材：1988年版	1999年版	原子炉建屋の地震応答計算書 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料
使用済燃料プール	—	1999年版	使用済燃料貯蔵プール（キヤスクピットを含む）の耐震性についての計算書 使用済燃料プールの耐震性についての計算書に関する補足説明資料
大物搬入口躯体	新設部材：1999年版 既設部材：1988年版	1999年版	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書
基礎版	—	1999年版	原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書 原子炉建屋基礎版の耐震性評価についての計算書に関する補足説明資料
屋根トラス (二次格納施設)	新設部材：1999年版 既設部材：1988年版	— *	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

注記*：屋根トラス（二次格納施設）の図書においては、地震応答解析により設計応力を算出している。

表 2-6(2) 今回工認対象建屋における「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の適用の整理 (2/2)

建屋名	地震応答解析	応力解析	対象図書
制御建屋	1988 年版	1999 年版	VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書
			VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書
			VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書
			VI-2-8-4-4 中央制御室待避所遮蔽の耐震性についての計算書
			補足 620-4 制御建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料
タービン建屋	1988 年版	-	VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性に関する計算書
			補足 610-13 タービン建屋の耐震性評価に関する補足説明資料
補助ボイラー建屋	1988 年版	-	VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性に関する計算書
			補足 610-14 補助ボイラー建屋の耐震性能評価に関する補足説明資料
第 3 号機海水熱交換器建屋	1991 年版	-	VI-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書
			VI-2-2-30 第 3 号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書
			補足 610-12 第 3 号機海水熱交換器建屋の耐震性評価に関する補足説明資料
第 1 号機制御建屋	1979 年版	-	VI-2-11-2-5 第 1 号機制御建屋の耐震性に関する計算書
			補足 610-15 第 1 号機制御建屋の耐震性能評価に関する補足説明資料
緊急用電気品建屋	1999 年版	1999 年版	VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書
			VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書
			補足 610-10 緊急用電気品建屋の耐震性評価に関する補足説明資料
緊急時対策建屋	1999 年版	1999 年版	VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書
			VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書
			VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書
			補足 610-11 緊急時対策建屋の耐震性評価に関する補足説明資料

2.6.2 コンクリートの物性値の違いによる影響検討

地震応答解析モデルの既設部材については旧規準に基づくコンクリート物性値を設定していることから、ここでは影響検討として、「日本建築学会 1999年 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-」に従いコンクリートの物性値を設定した地震応答解析モデル（以下「検討モデル」という。）を用いて基準地震動 $S_s - D2$ に対する地震応答解析を行い、今回工認モデルとの地震応答解析結果の差異について確認を行った。表 2-7 に検討モデル及び今回工認モデルの既存部材で使用したコンクリート物性値を示す。

固有値解析結果の比較を表 2-8 に、地震応答解析結果の比較を表 2-9～表 2-12 に、床応答スペクトルの比較を図 2-5 に示す。固有値解析結果、地震応答解析結果及び床応答スペクトルはほぼ同等となっており、コンクリート物性値の違いによる影響は小さいことを確認した。

表 2-7 検討モデル及び今回工認モデルにおける既存部材のコンクリート物性値

(N/mm²)

方向	階	物性	検討モデル	今回工認モデル
NS	地上 3 階及びクレーン階 (O.P. 33.2m より上部)	ヤング係数 E_c	8.20×10^3	7.94×10^3
		せん断弾性係数 G	3.41×10^3	3.41×10^3
	地下 3 階～地上 2 階 (O.P. 33.2m より下部)	ヤング係数 E_c	2.05×10^4	1.99×10^4
		せん断弾性係数 G	8.53×10^3	8.53×10^3
EW	地上 3 階及びクレーン階 (O.P. 33.2m より上部)	ヤング係数 E_c	1.37×10^4	1.32×10^4
		せん断弾性係数 G	5.69×10^3	5.69×10^3
	地下 3 階～地上 2 階 (O.P. 33.2m より下部)	ヤング係数 E_c	2.19×10^4	2.12×10^4
		せん断弾性係数 G	9.10×10^3	9.10×10^3
UD	全階	ヤング係数 E_c	2.51×10^4	2.65×10^4

注：追設部材については，両モデルとも「日本建築学会 1999 年 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-」に基づき物性値を設定しているため記載を省略。

表 2-8(1) 固有値解析結果(1/2)

(a)NS 方向

次数	固有周期 (s)		備考
	検討モデル	今回工認モデル	
1	0.237	0.237	全体 1 次
2	0.124	0.123	全体 2 次
3	0.118	0.116	
4	0.097	0.097	全体 3 次
5	0.093	0.093	
6	0.089	0.089	
7	0.081	0.082	
8	0.076	0.074	
9	0.073	0.072	
10	0.068	0.068	
11	0.066	0.066	
12	0.064	0.064	
13	0.061	0.060	
14	0.059	0.059	
15	0.054	0.054	
16	0.052	0.052	
17	0.051	0.051	
18	0.051	0.050	

表 2-8(2) 固有値解析結果(2/2)

(b)EW 方向

次数	固有周期 (s)		備考
	検討モデル	今回工認モデル	
1	0.230	0.230	全体 1 次
2	0.125	0.125	全体 2 次
3	0.118	0.116	
4	0.099	0.098	
5	0.092	0.091	
6	0.088	0.087	全体 3 次
7	0.079	0.078	
8	0.075	0.074	
9	0.070	0.070	
10	0.069	0.068	
11	0.065	0.064	
12	0.062	0.062	
13	0.060	0.060	
14	0.058	0.059	
15	0.055	0.055	
16	0.055	0.054	
17	0.051	0.050	

(c)UD 方向

次数	固有周期 (s)		備考
	検討モデル	今回工認モデル	
1	0.339	0.339	屋根トラス 1 次
2	0.102	0.100	建屋 1 次
3	0.079	0.079	屋根トラス 2 次
4	0.051	0.051	
5	0.044	0.043	建屋 2 次
6	0.028	0.027	
7	0.021	0.021	建屋 3 次

表 2-9(1) 最大応答加速度の比較 (NS 方向) (単位 : cm/s²)

質点番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
1	1509	1536	0.98
2	1108	1121	0.99
3	1097	1103	0.99
4	1001	1025	0.98
5	818	835	0.98
6	4154	4173	1.00
7	2257	2310	0.98
8	1573	1582	0.99
9	1316	1325	0.99
10	1087	1094	0.99
11	1076	1089	0.99
12	846	861	0.98
13	1998	1988	1.01
14	1424	1525	0.93
15	1052	1091	0.96
16	967	987	0.98
17	803	820	0.98
18	4604	4619	1.00
19	2447	2508	0.98
20	1748	1783	0.98
21	1697	1704	1.00
22	1261	1283	0.98
23	1257	1265	0.99
24	913	947	0.96
25	1754	1771	0.99
26	1284	1236	1.04
27	1175	1185	0.99
28	1077	1092	0.99
29	830	848	0.98
30	613	612	1.00
31	592	590	1.00

表 2-9(2) 最大応答加速度の比較 (EW 方向) (単位 : cm/s²)

質点番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
1	1586	1577	1.01
2	1357	1347	1.01
3	1058	1064	0.99
4	995	999	1.00
5	798	836	0.95
6	1473	1440	1.02
7	1213	1260	0.96
8	1218	1176	1.04
9	985	962	1.02
10	3751	3838	0.98
11	2262	2368	0.96
12	1727	1765	0.98
13	1322	1306	1.01
14	1118	1173	0.95
15	1930	1937	1.00
16	1303	1304	1.00
17	1036	1049	0.99
18	1150	1097	1.05
19	1005	976	1.03
20	3975	3902	1.02
21	2487	2355	1.06
22	1656	1702	0.97
23	1719	1675	1.03
24	1338	1360	0.98
25	1133	1104	1.03
26	941	922	1.02
27	1595	1646	0.97
28	1320	1328	0.99
29	1110	1143	0.97
30	986	978	1.01
31	813	817	1.00
32	630	644	0.98
33	593	605	0.98

表 2-9(3) 最大応答加速度の比較 (UD 方向) (単位: cm/s²)

質点番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
1	3811	3767	1.01
2	1330	1362	0.98
3	3274	3165	1.03
4	1623	1546	1.05
5	1482	1429	1.04
6	1415	1353	1.05
7	1229	1188	1.03
8	989	969	1.02
9	730	734	0.99
10	594	601	0.99
11	533	538	0.99
12	479	485	0.99

表 2-10(1) 最大応答せん断力の比較 (NS 方向) ($\times 10^3$ kN)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	72.2	74.5	0.97
(2)	142	145	0.98
(3)	207	212	0.98
(4)	260	265	0.98
(5)	301	305	0.99
(6)	30.6	30.9	0.99
(7)	58.3	58.3	1.00
(8)	159	164	0.97
(9)	265	270	0.98
(10)	348	356	0.98
(11)	400	406	0.99
(12)	451	456	0.99
(13)	67.9	64.5	1.05
(14)	177	180	0.98
(15)	189	193	0.98
(16)	199	198	1.01
(17)	269	262	1.03
(18)	31.3	31.8	0.98
(19)	55.4	56.2	0.99
(20)	172	174	0.99
(21)	275	278	0.99
(22)	374	382	0.98
(23)	432	440	0.98
(24)	500	509	0.98
(25)	83.0	85.0	0.98
(26)	167	172	0.97
(27)	219	225	0.97
(28)	272	277	0.98
(29)	306	312	0.98
(30)	2113	2108	1.00
(31)	13.3	13.4	0.99
(32)	20.6	20.7	1.00
(33)	14.1	14.5	0.97
(34)	20.1	20.2	1.00

表 2-10(2) 最大応答せん断力の比較 (EW 方向) ($\times 10^3$ kN)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	112	114	0.98
(2)	152	155	0.98
(3)	233	237	0.98
(4)	273	277	0.99
(5)	310	315	0.98
(6)	180	183	0.98
(7)	327	333	0.98
(8)	402	411	0.98
(9)	464	471	0.99
(10)	32.4	33.3	0.97
(11)	49.8	50.9	0.98
(12)	128	131	0.98
(13)	101	104	0.97
(14)	107	108	0.99
(15)	179	180	0.99
(16)	217	217	1.00
(17)	197	197	1.00
(18)	263	259	1.02
(19)	37.4	37.6	0.99
(20)	60.1	60.1	1.00
(21)	141	145	0.97
(22)	242	244	0.99
(23)	348	352	0.99
(24)	408	416	0.98
(25)	451	460	0.98
(26)	85.2	87.2	0.98
(27)	155	157	0.99
(28)	221	226	0.98
(29)	259	263	0.98
(30)	306	312	0.98
(31)	2065	2091	0.99
(32)	22.1	22.2	1.00

表 2-11(1) 最大応答曲げモーメントの比較 (NS 方向) (1/2) ($\times 10^6$ kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1) 上端	0.197	0.203	0.97
(1) 下端	0.883	0.910	0.97
(2) 上端	1.04	1.09	0.95
(2) 下端	2.09	2.17	0.96
(3) 上端	2.33	2.43	0.96
(3) 下端	4.20	4.34	0.97
(4) 上端	4.39	4.55	0.97
(4) 下端	6.04	6.23	0.97
(5) 上端	6.16	6.37	0.97
(5) 下端	8.13	8.35	0.97
(6) 上端	0.0440	0.0437	1.01
(6) 下端	0.328	0.330	0.99
(7) 上端	0.639	0.650	0.98
(7) 下端	1.08	1.09	0.99
(8) 上端	1.87	1.99	0.94
(8) 下端	3.50	3.62	0.97
(9) 上端	4.54	4.68	0.97
(9) 下端	6.27	6.52	0.96
(10) 上端	7.05	7.32	0.96
(10) 下端	9.69	10.03	0.97
(11) 上端	10.23	10.56	0.97
(11) 下端	12.47	12.85	0.97
(12) 上端	12.86	13.26	0.97
(12) 下端	15.49	15.99	0.97
(13) 上端	0.616	0.621	0.99
(13) 下端	1.16	1.16	1.00
(14) 上端	1.84	1.86	0.99
(14) 下端	2.63	2.60	1.01
(15) 上端	3.26	3.24	1.01
(15) 下端	4.10	4.06	1.01
(16) 上端	4.41	4.34	1.02
(16) 下端	5.00	4.92	1.02
(17) 上端	5.16	5.09	1.01
(17) 下端	7.33	7.28	1.01

表 2-11(2) 最大応答曲げモーメントの比較 (NS 方向) (2/2) ($\times 10^6$ kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(18) 上端	0.0520	0.0539	0.96
(18) 下端	0.339	0.346	0.98
(19) 上端	0.625	0.646	0.97
(19) 下端	1.06	1.08	0.98
(20) 上端	2.30	2.36	0.98
(20) 下端	3.71	3.91	0.95
(21) 上端	5.28	5.34	0.99
(21) 下端	6.98	7.26	0.96
(22) 上端	7.80	8.10	0.96
(22) 下端	10.60	11.07	0.96
(23) 上端	11.07	11.60	0.95
(23) 下端	13.36	13.95	0.96
(24) 上端	13.75	14.42	0.95
(24) 下端	16.45	17.22	0.95
(25) 上端	0.326	0.356	0.92
(25) 下端	1.13	1.18	0.96
(26) 上端	1.61	1.69	0.95
(26) 下端	2.71	2.83	0.96
(27) 上端	3.08	3.23	0.95
(27) 下端	4.67	4.86	0.96
(28) 上端	4.97	5.18	0.96
(28) 下端	6.61	6.61	1.00
(29) 上端	6.78	6.80	1.00
(29) 下端	8.97	9.01	1.00
(30) 上端	56.58	56.97	0.99
(30) 下端	67.66	68.52	0.99
(31) 上端	0.0338	0.0369	0.92
(31) 下端	0.156	0.161	0.97
(32) 上端	0.0537	0.0524	1.03
(32) 下端	0.121	0.122	0.99
(33) 上端	0.0381	0.0422	0.90
(33) 下端	0.165	0.172	0.96
(34) 上端	0.0421	0.0454	0.93
(34) 下端	0.162	0.162	1.00

表 2-11(3) 最大応答曲げモーメントの比較 (EW 方向) (1/2) ($\times 10^6$ kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1) 上端	0.871	0.796	1.09
(1) 下端	1.88	1.92	0.98
(2) 上端	2.56	2.59	0.99
(2) 下端	3.60	3.67	0.98
(3) 上端	4.07	4.12	0.99
(3) 下端	5.82	5.91	0.99
(4) 上端	6.16	6.24	0.99
(4) 下端	7.80	7.76	1.01
(5) 上端	7.96	7.97	1.00
(5) 下端	10.21	10.07	1.01
(6) 上端	0.875	0.916	0.96
(6) 下端	1.96	2.04	0.96
(7) 上端	3.51	3.69	0.95
(7) 下端	5.98	6.22	0.96
(8) 上端	12.12	12.61	0.96
(8) 下端	14.36	14.96	0.96
(9) 上端	14.97	15.66	0.96
(9) 下端	17.48	18.32	0.95
(10) 上端	0.198	0.209	0.95
(10) 下端	0.501	0.519	0.97
(11) 上端	0.760	0.784	0.97
(11) 下端	1.12	1.13	0.99
(12) 上端	4.07	4.15	0.98
(12) 下端	4.41	4.43	1.00
(13) 上端	6.54	6.59	0.99
(13) 下端	6.65	6.69	0.99
(14) 上端	0.700	0.716	0.98
(14) 下端	0.759	0.766	0.99
(15) 上端	1.20	1.20	1.00
(15) 下端	1.28	1.23	1.04
(16) 上端	1.58	1.56	1.01
(16) 下端	3.35	3.35	1.00

表 2-11(4) 最大応答曲げモーメントの比較 (EW 方向) (2/2) ($\times 10^6$ kN・m)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(17) 上端	3.50	3.52	0.99
(17) 下端	4.30	4.31	1.00
(18) 上端	4.41	4.43	1.00
(18) 下端	6.37	6.36	1.00
(19) 上端	0.131	0.150	0.87
(19) 下端	0.452	0.470	0.96
(20) 上端	0.563	0.594	0.95
(20) 下端	0.989	1.03	0.96
(21) 上端	2.99	3.13	0.95
(21) 下端	4.41	4.53	0.97
(22) 上端	5.93	6.25	0.95
(22) 下端	7.64	7.99	0.96
(23) 上端	8.34	8.88	0.94
(23) 下端	11.01	11.57	0.95
(24) 上端	11.57	12.28	0.94
(24) 下端	13.85	14.59	0.95
(25) 上端	14.25	15.06	0.95
(25) 下端	17.25	17.89	0.96
(26) 上端	0.239	0.252	0.95
(26) 下端	1.00	1.02	0.98
(27) 上端	1.25	1.30	0.96
(27) 下端	2.32	2.37	0.98
(28) 上端	2.65	2.73	0.97
(28) 下端	4.48	4.57	0.98
(29) 上端	4.83	4.93	0.98
(29) 下端	6.48	6.61	0.98
(30) 上端	6.72	6.87	0.98
(30) 下端	8.89	9.05	0.98
(31) 上端	59.43	60.80	0.98
(31) 下端	70.06	71.51	0.98
(32) 上端	0.0898	0.0932	0.96
(32) 下端	0.232	0.234	1.00

表 2-12(1) 最大応答せん断ひずみの比較 (NS 方向) ($\times 10^{-3}$)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	0.497	0.496	1.00
(2)	0.565	0.548	1.03
(3)	0.494	0.485	1.02
(4)	0.311	0.305	1.02
(5)	0.438	0.419	1.05
(6)	0.904	0.914	0.99
(7)	1.011	1.037	0.97
(8)	0.508	0.505	1.01
(9)	0.618	0.601	1.03
(10)	0.573	0.559	1.03
(11)	0.377	0.366	1.03
(12)	0.464	0.439	1.06
(13)	0.157	0.149	1.05
(14)	0.301	0.301	1.00
(15)	0.315	0.319	0.99
(16)	0.400	0.354	1.13
(17)	0.292	0.284	1.03
(18)	0.962	0.989	0.97
(19)	0.892	0.922	0.97
(20)	0.623	0.612	1.02
(21)	0.754	0.732	1.03
(22)	0.595	0.577	1.03
(23)	0.383	0.373	1.03
(24)	0.544	0.527	1.03
(25)	0.558	0.549	1.02
(26)	0.575	0.565	1.02
(27)	0.576	0.567	1.02
(28)	0.354	0.347	1.02
(29)	0.482	0.468	1.03
(30)	0.038	0.038	1.00
(31)	0.906	0.916	0.99
(32)	0.969	0.992	0.98
(33)	0.963	0.990	0.97
(34)	0.854	0.879	0.97

表 2-12(2) 最大応答せん断ひずみの比較 (EW 方向) ($\times 10^{-3}$)

要素番号	検討モデル	今回工認モデル	今回工認モデルに対する比
(1)	0.574	0.556	1.03
(2)	0.458	0.440	1.04
(3)	0.506	0.491	1.03
(4)	0.275	0.269	1.02
(5)	0.362	0.354	1.02
(6)	0.350	0.338	1.04
(7)	0.607	0.585	1.04
(8)	0.293	0.294	1.00
(9)	0.398	0.382	1.04
(10)	0.452	0.444	1.02
(11)	0.755	0.767	0.98
(12)	0.383	0.378	1.01
(13)	0.416	0.421	0.99
(14)	0.185	0.187	0.99
(15)	0.315	0.297	1.06
(16)	0.529	0.486	1.09
(17)	0.383	0.346	1.11
(18)	0.268	0.264	1.02
(19)	0.708	0.683	1.04
(20)	0.741	0.703	1.05
(21)	0.507	0.495	1.02
(22)	0.650	0.620	1.05
(23)	0.528	0.502	1.05
(24)	0.285	0.282	1.01
(25)	0.392	0.386	1.02
(26)	0.550	0.543	1.01
(27)	0.612	0.604	1.01
(28)	0.459	0.453	1.01
(29)	0.274	0.269	1.02
(30)	0.338	0.335	1.01
(31)	0.035	0.036	0.97
(32)	0.747	0.760	0.98

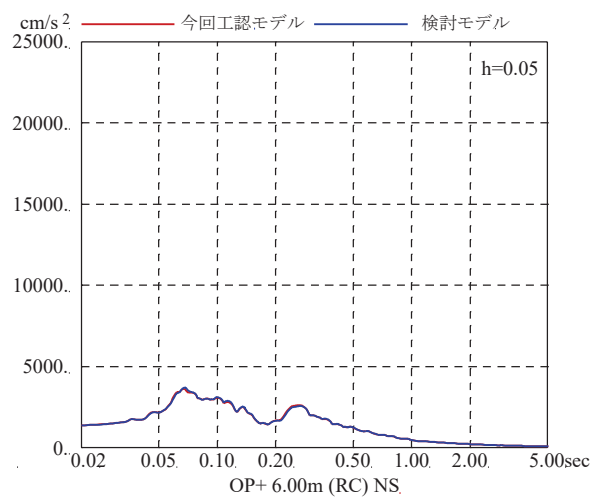
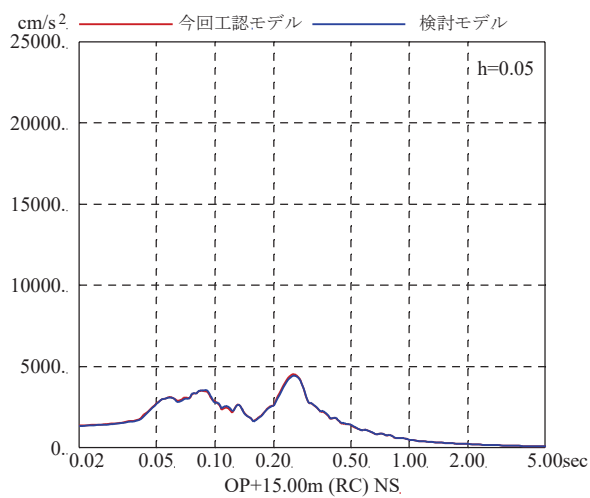
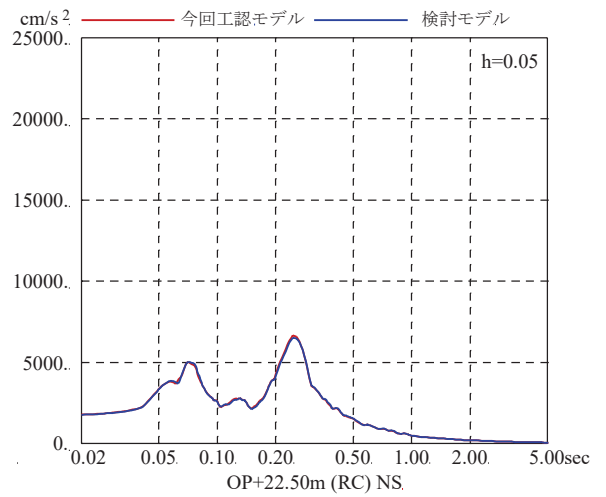
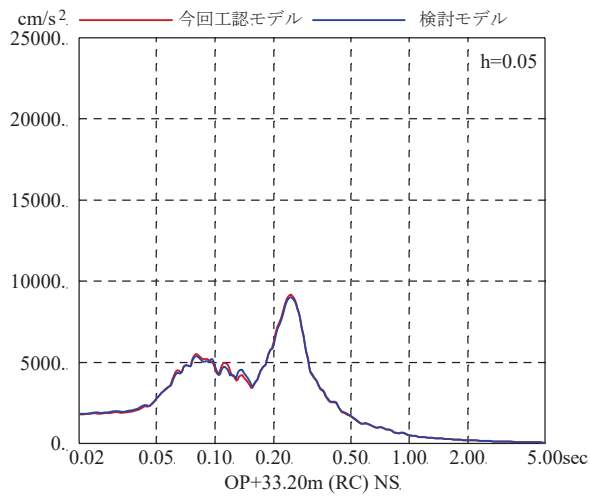
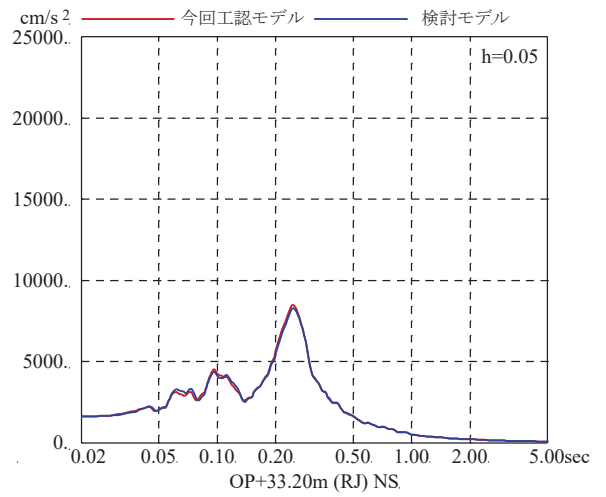
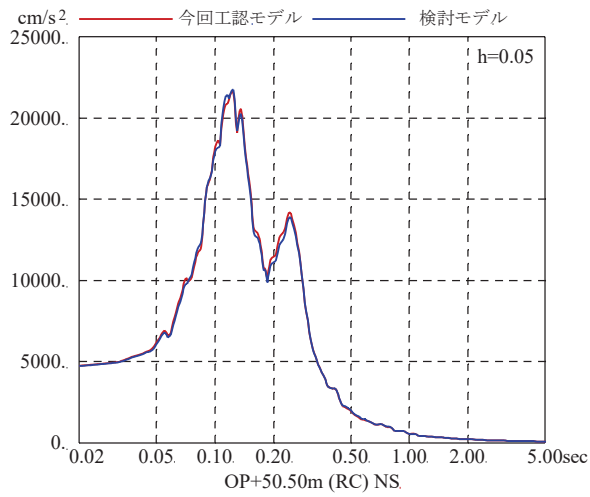


図 2-5(1) 床応答スペクトルの比較 (NS 方向 S s - D 2)

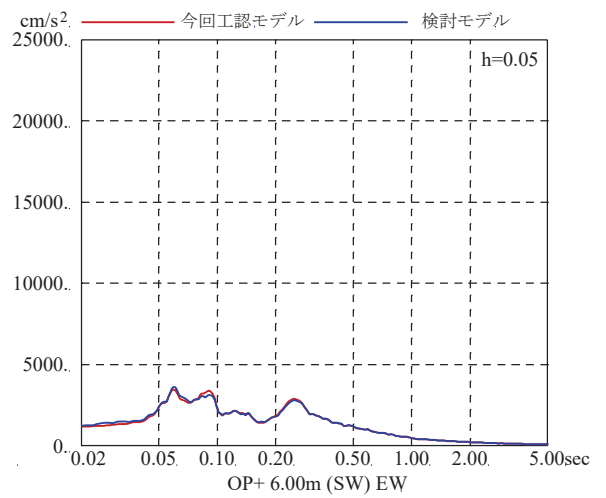
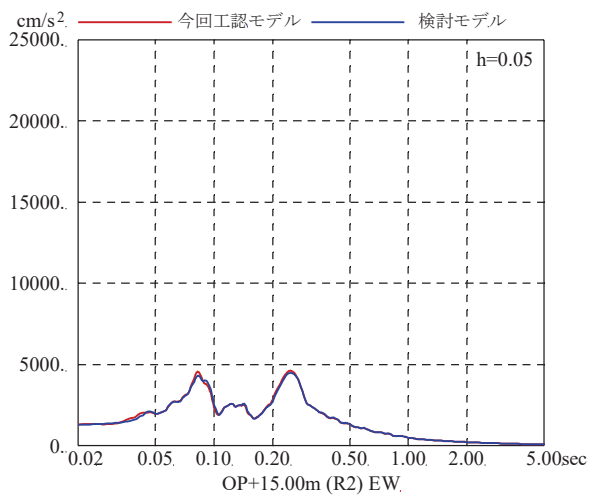
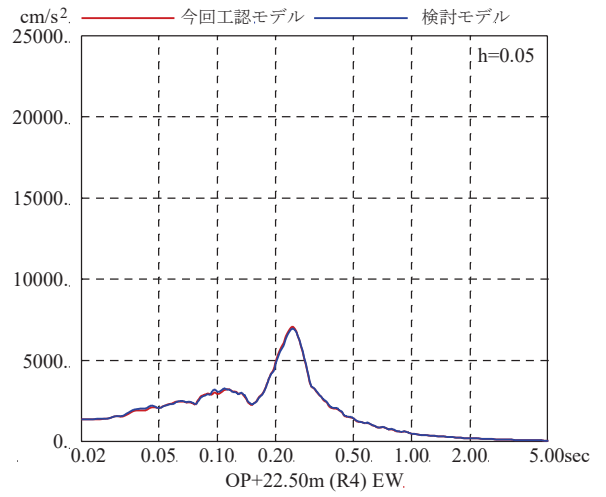
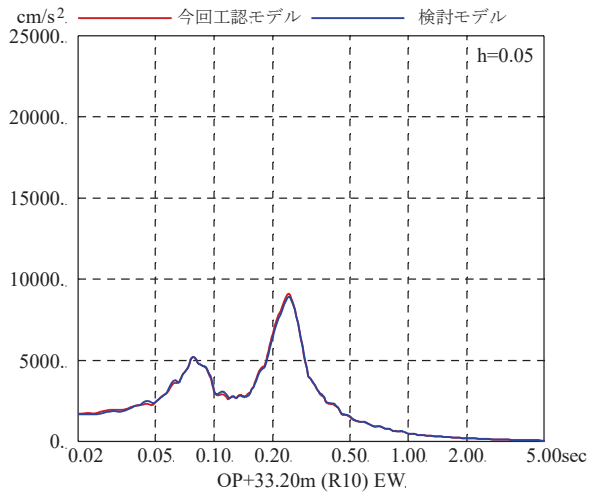
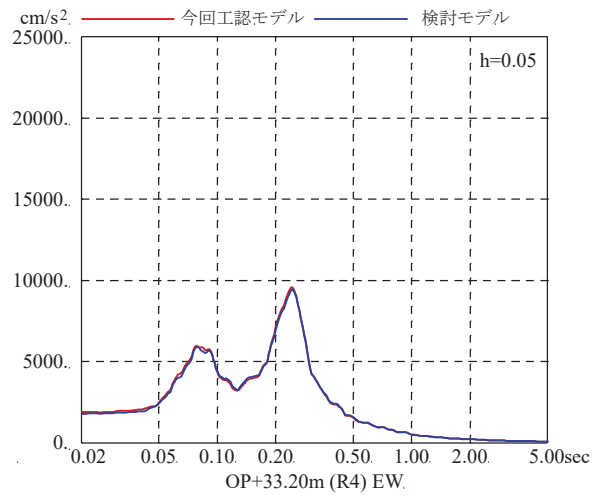
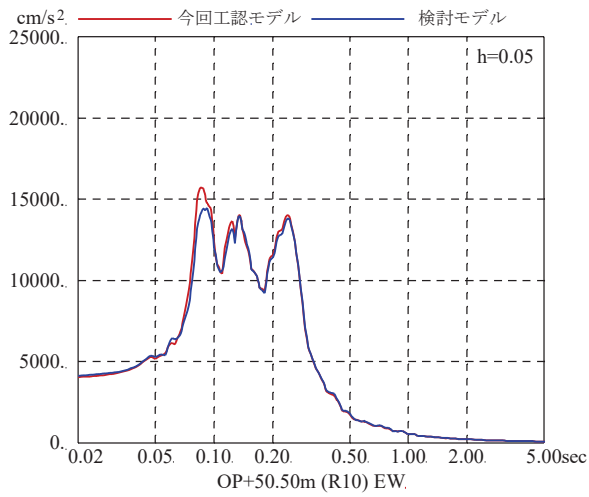


図 2-5(2) 床応答スペクトルの比較 (EW 方向 S s - D 2)

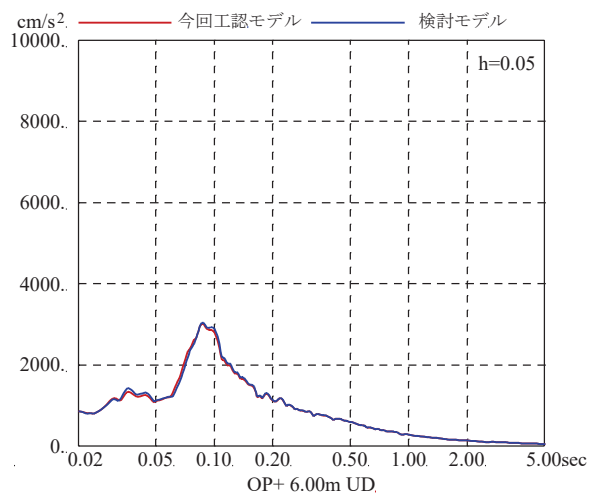
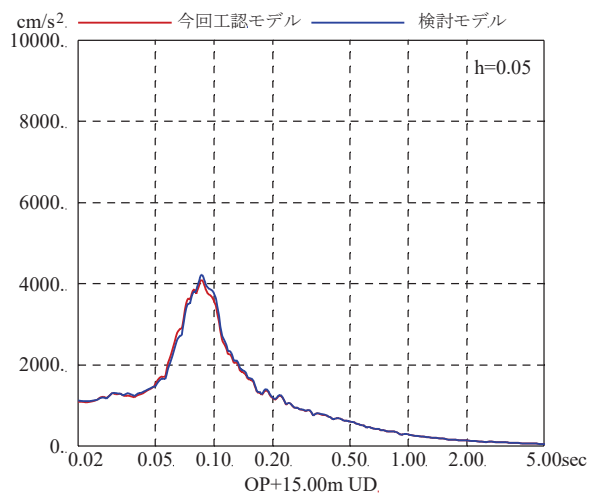
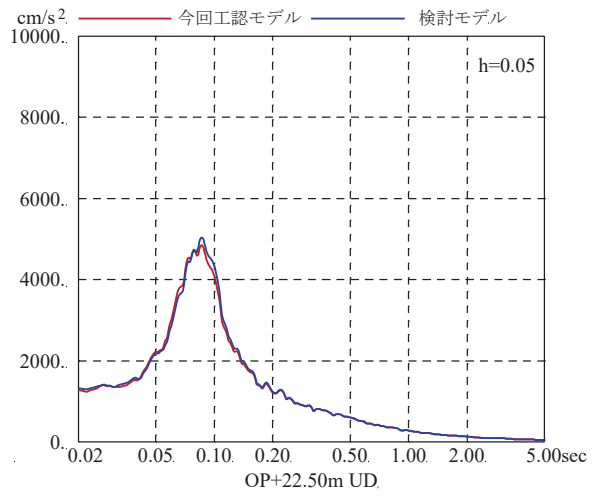
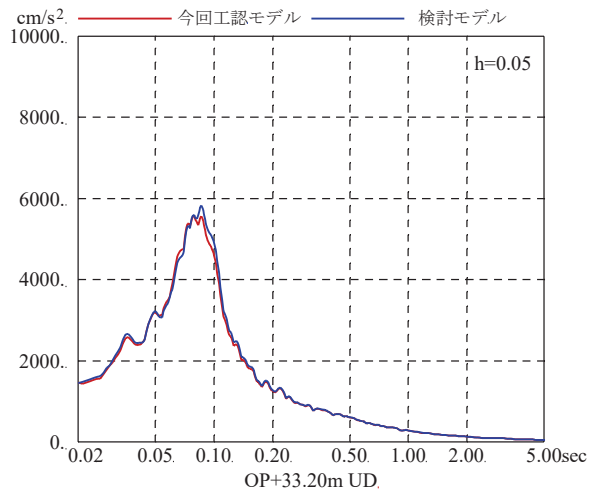
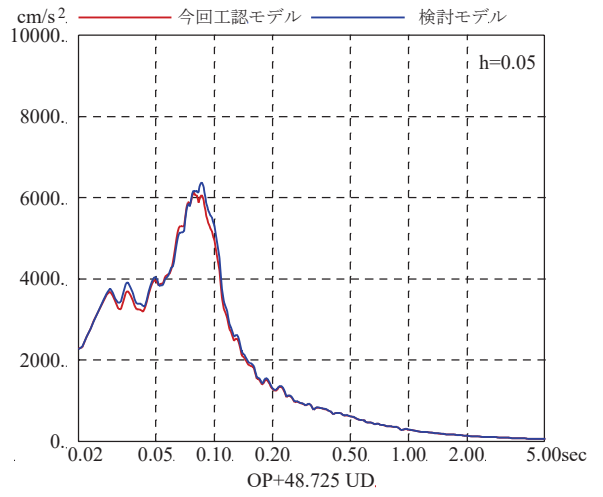
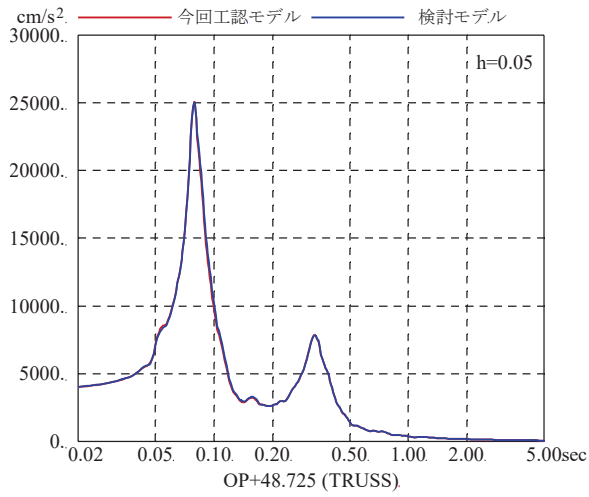


図 2-5(3) 床応答スペクトルの比較 (UD 方向 S s - D 2)

別紙 1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの各種ばねの算定について

目 次

1. プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばね.....	別紙 1-1- 1
2. R4 通りの回転ばね.....	別紙 1-1- 5
3. 屋根トラス部の回転ばね	別紙 1-1- 8
4. 床ばね	別紙 1-1-10
4.1 床ばねの算定方法及び算定結果.....	別紙 1-1-10
4.2 床ばね（線形ばね）を採用していることの妥当性について.....	別紙 1-1-13

1. プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばね

プール壁は厚さ 2.1m, 高さ約 6.9m～約 11.8m の 2 対の壁で構成され, この壁は 1 次しゃへい壁上部と内部ボックス壁 (RC 通及び RJ 通) を相互に連結する構造となっている。

このため, 地震時に 1 次しゃへい壁上部が回転変形を起そうとすると, プール壁がこれを拘束するように働くと考えられ, この拘束効果を 1 次しゃへい壁上部と内部ボックス壁 (RC 通及び RJ 通) を結ぶ回転ばねとして評価する。

図 1-1 に拘束効果の概念図を, 図 1-2 に原子炉建屋 EW 方向の地震応答解析モデルを, 図 1-3 にプール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばねの算定を, 表 1-1 に回転ばねの諸元を示す。

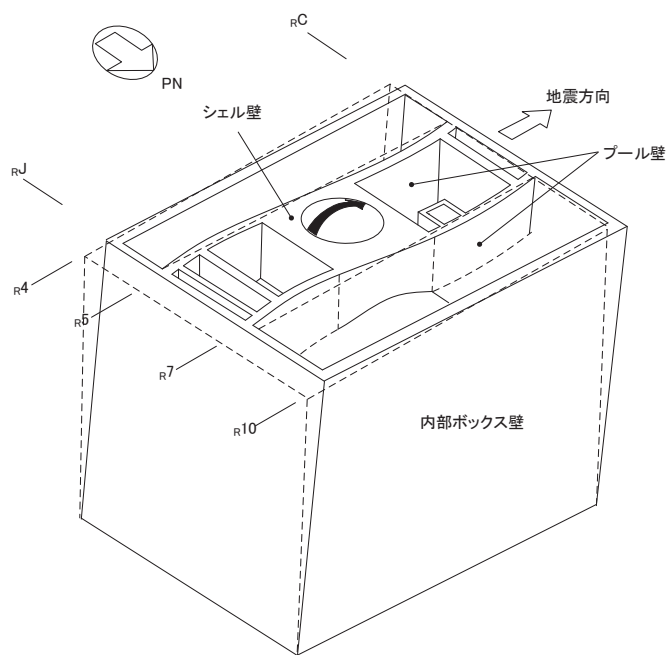


図 1-1 拘束効果の概念図

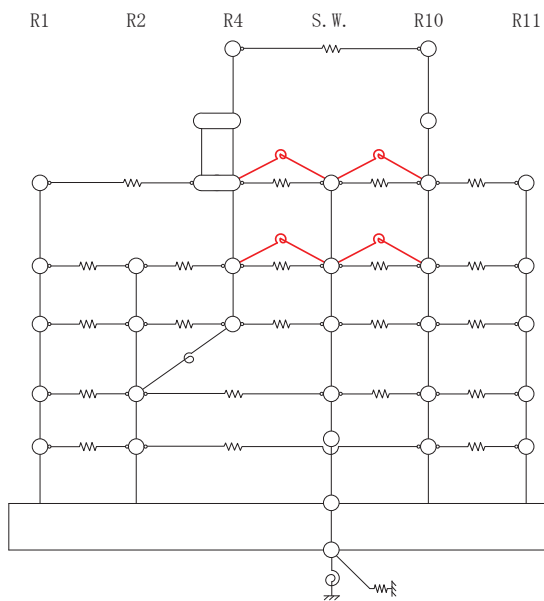
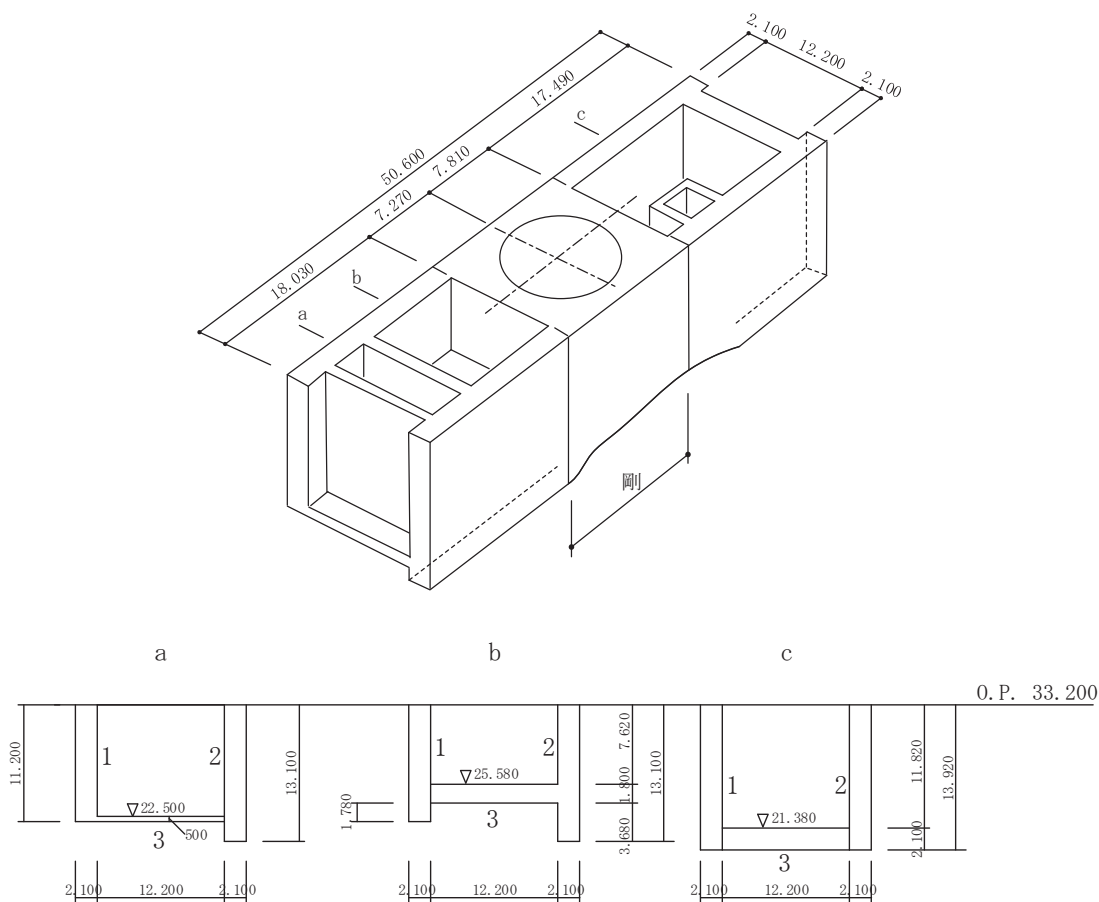


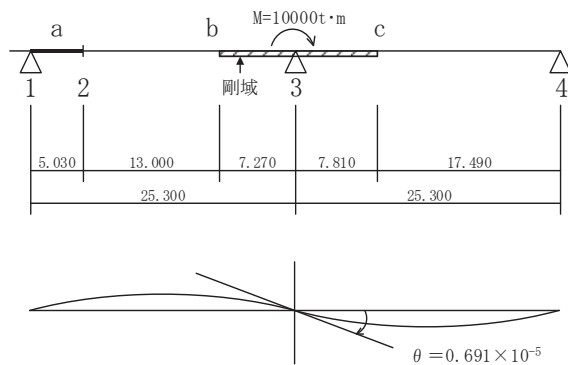
図 1-2 原子炉建屋地震応答解析モデル (EW 方向)
 (赤色部がプール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばね)



$I = 778.4 \text{ m}^4$
 $As = 51.0 \text{ m}^2$

$I = 745.7 \text{ m}^4$
 $As = 51.0 \text{ m}^2$

$I = 1,575.6 \text{ m}^4$
 $As = 58.5 \text{ m}^2$



$E = 270 \text{ t/cm}^2$
 $G = 116$

(単位 : m)

$$\sum K \theta_1 = \frac{M}{\theta} = \frac{10000}{0.691 \times 10^{-5}} = 14.472 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

モデル上 4 か所に分けるとして

$$\begin{aligned} K_{\theta_1} &= 14.472 \times 10^8 / 4 \\ &= 3.62 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m/rad} \\ &= 3.55 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m/rad} \end{aligned}$$

図 1-3 プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばねの算定

表 1-1 プール壁による回転拘束効果を考慮した回転ばねの諸元

部位	ばね値 (kN・m/rad)
プール回転ばね	3.55×10^9

2. R4通りの回転ばね

R4通りの耐震壁は1階レベル（O.P. 15.0m）で1次しゃへい壁の肩に載る構造となっており、これに作用する地震力は、1次しゃへい壁及びR2通りの耐震壁へ分担させる設計としている。特に、曲げモーメントについては、RC通り及びRJ通り内部ボックス壁とR4通り耐震壁の交差部にアゴを設け、これの軸抵抗により拘束する。この拘束効果を回転ばね（ K_{θ} ）として評価し、R2通り内部ボックス壁の地下1階レベル（O.P. 6.0m）に結んでいる。

図2-1にR4通りの回転ばねの概念図を、図2-2に原子炉建屋EW方向の地震応答解析モデルを、図2-3にR4通りの回転ばねの算定を、表2-1に回転ばねの算定結果を示す。

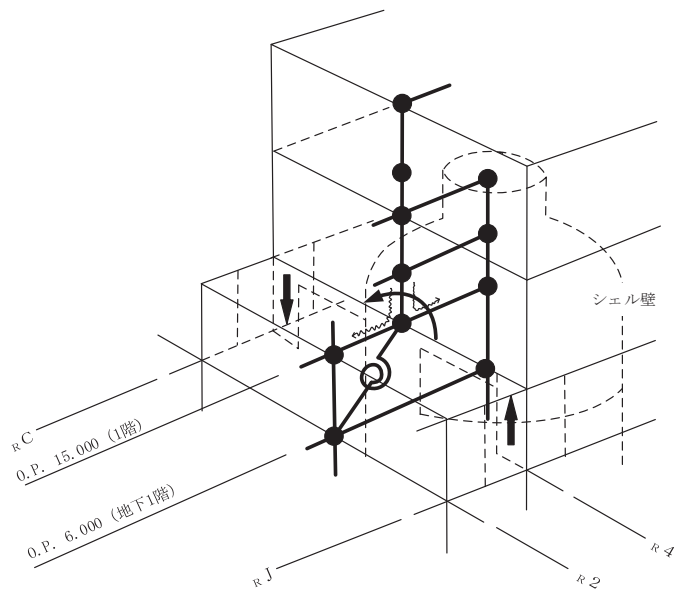


図 2-1 R4 通りの回転ばねの概念図

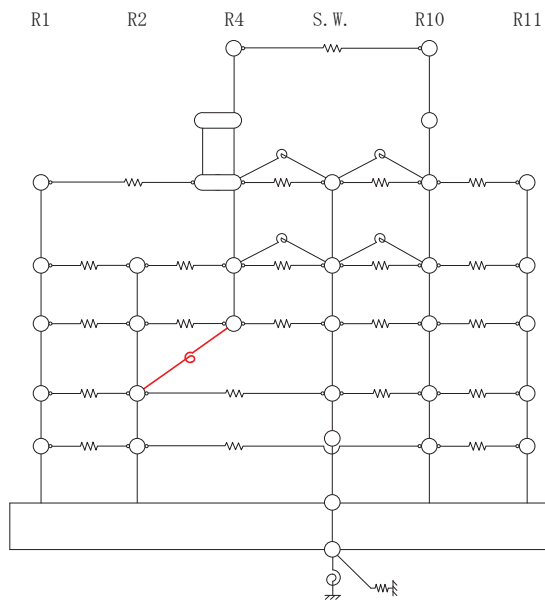
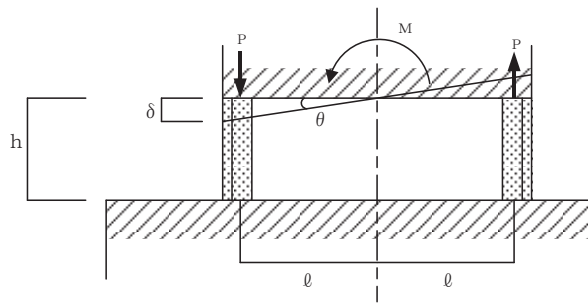
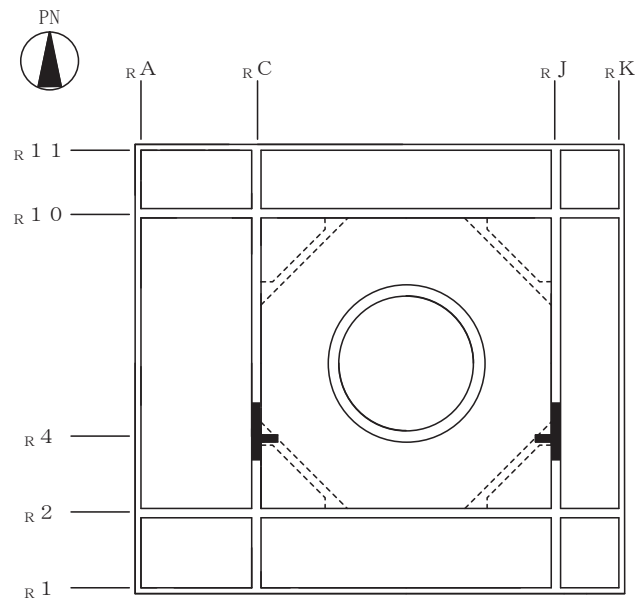


図 2-2 原子炉建屋地震応答解析モデル (EW 方向)
(赤色部が R4 通りの回転ばね)



$$P = \frac{M}{2l}, \quad \delta = P \cdot \frac{h}{EA}, \quad \theta = \frac{\delta}{l}$$

より

$$K_{\theta} = \frac{M}{\theta} = \frac{2EA\ell^2}{h} = \frac{2 \times 2.70 \times 10^6 \times 28.0 \times 24.3^2}{9.0} = 0.99 \times 10^{10} \text{ t} \cdot \text{m/rad}$$

$$= 97.1 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

ここに、

M : 曲げモーメント

P : 軸力

A : 軸抵抗部分の断面積 (片側) = 28.0m²

E : コンクリート部材のヤング係数 = 2.70 × 10⁶ t/m² = 2.65 × 10⁷ kN/m²

図 2-3 R4 通りの回転ばねの算定

表 2-1 R4 通り回転ばね諸元

部位	ばね値 (kN・m/rad)
R4 通り回転ばね	97.1 × 10 ⁹

3. 屋根トラス部の回転ばね

屋根トラス部の質点に鉛直振動が生じると屋根トラス端部には回転が生じるが、これに対しては、屋根トラスを支える柱の曲げ剛性による拘束効果がある。一方、建屋部は軸ばね要素でモデル化されており、この拘束効果としての曲げ剛性を建屋部モデルでは考慮できていない。そこで、オペフロ階(0.P. 32.5m)のクレーン柱の曲げ剛性を評価した回転ばねを屋根トラス端部の節点に導入してモデル化している。

回転ばねの剛性 K_θ は、オペフロ階以下の剛性が高いことから、オペフロ階柱の脚部を固定条件としたオペフロ階のクレーン柱の曲げ剛性評価用モデルに単位モーメント M を加えた場合の回転角 θ を求め算定している。

図3-1に屋根トラス部の回転ばねの概念図を、表3-1に回転ばねの諸元を示す。

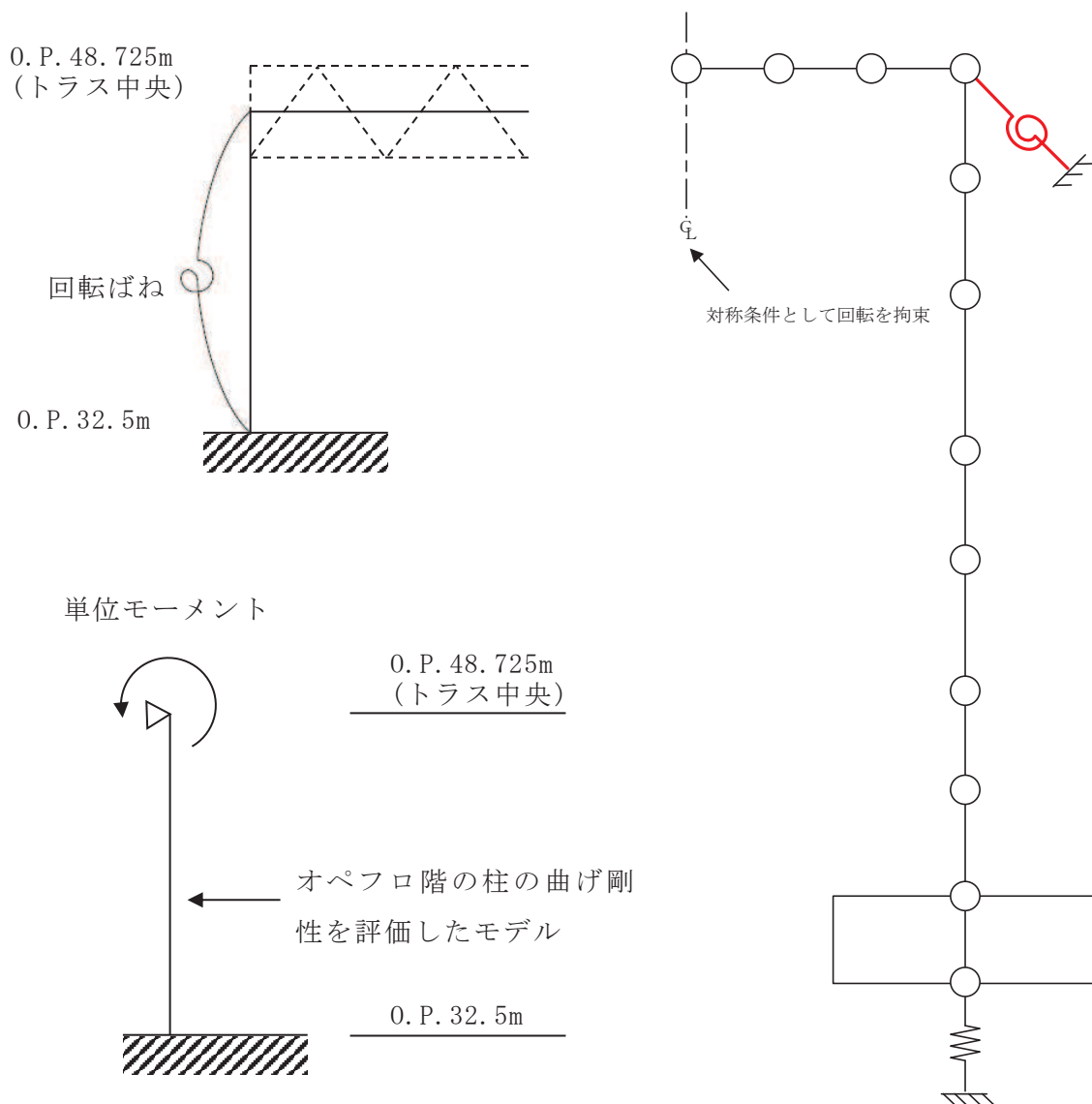


図3-1 屋根トラス部の回転ばねの概念図

表 3-1 屋根トラス部の回転ばね諸元

部位	ばね値 (kN・m/rad)
屋根トラス部の回転ばね	32.15×10 ⁶

4. 床ばね

4.1 床ばねの算定方法及び算定結果

床ばねは、床のせん断剛性として、各質点ブロックの図心間の床スラブを、等価なせん断ばねに置換して評価する。

床ばね算定の基本式は次式による。また、床ばねの算定結果を表 4-1 に示す。

$$K = \frac{GA_S}{\kappa \cdot \ell}$$

K : 床ばね (kN/m)

A_S : 床スラブのせん断断面積 (m²)

G : せん断弾性係数 (1.16×10⁶ kN/m²)

ℓ : スパン (m)

κ : せん断変形形状係数 (1.0 とする)

開口部や床スラブ厚の変化については、床スラブをせん断断面積が変化する部位ごとに分割し、次式により等価なせん断断面積に置換して評価する。

$$A_e = \frac{\ell}{\frac{\ell_1}{A_1} + \frac{\ell_2}{A_2} + \frac{\ell_3}{A_3}}$$

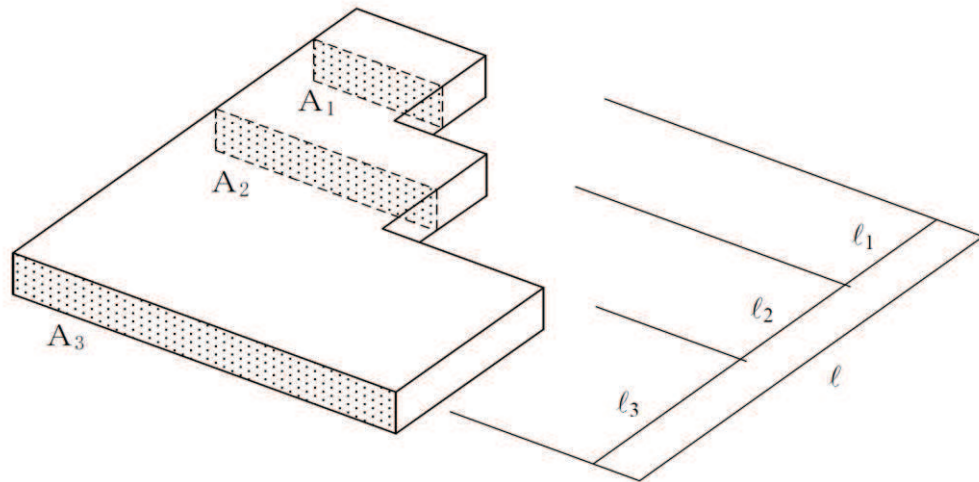


表 4-1(1) 原子炉建屋 床ばね算定結果 (NS 方向)

方向	階	部位	ばね値 ($\times 10^5$ kN/m)
NS	屋上	RJ-RC	13.4
	3 階	RK-RJ	350.1
		RJ-SW	240.9
		SW-RC	313.7
		RC-RA	219.0
	2 階	RK-RJ	354.4
		RJ-SW	281.5
		SW-RC	327.1
		RC-RA	265.2
	1 階	RK-RJ	374.6
		RJ-SW	571.2
		SW-RC	561.2
		RC-RA	208.4
	地下 1 階	RK-RJ	452.4
		RJ-SW	376.6
		SW-RC	396.5
		RC-RA	250.8
	地下 2 階	RK-RJ	862.2
		RJ-RC	80.5
		RC-RA	167.8

表 4-1(2) 原子炉建屋 床ばね算定結果 (EW 方向)

方向	階	部位	ばね値 ($\times 10^5$ kN/m)
EW	屋上	R4-R10	23.8
	3 階	R1-R4	175.5
		R4-SW	530.0
		SW-R10	198.0
		R10-R11	407.0
	2 階	R1-R2	680.7
		R2-R4	450.0
		R4-SW	771.8
		SW-R10	232.1
		R10-R11	444.2
	1 階	R1-R2	511.5
		R2-R4	480.3
		R4-SW	655.1
		SW-R10	247.3
		R10-R11	412.5
	地下 1 階	R1-R2	583.7
		R2-SW	406.7
		SW-R10	388.5
		R10-R11	483.1
	地下 2 階	R1-R2	679.8
		R2-R10	68.3
R10-R11		783.1	

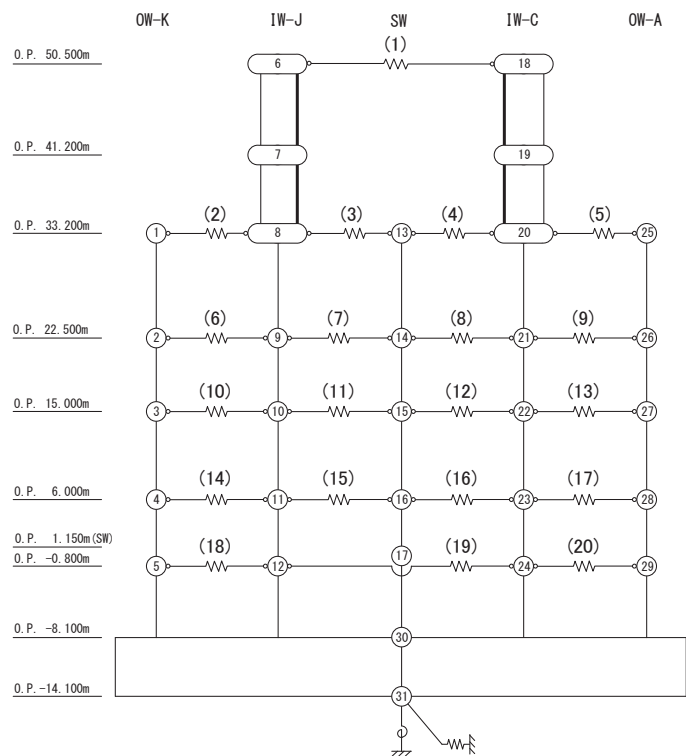
4.2 床ばね（線形ばね）を採用していることの妥当性について

原子炉建屋の地震応答解析モデルでは，床ばねを線形モデルでモデル化していることから，その適用性について確認する。

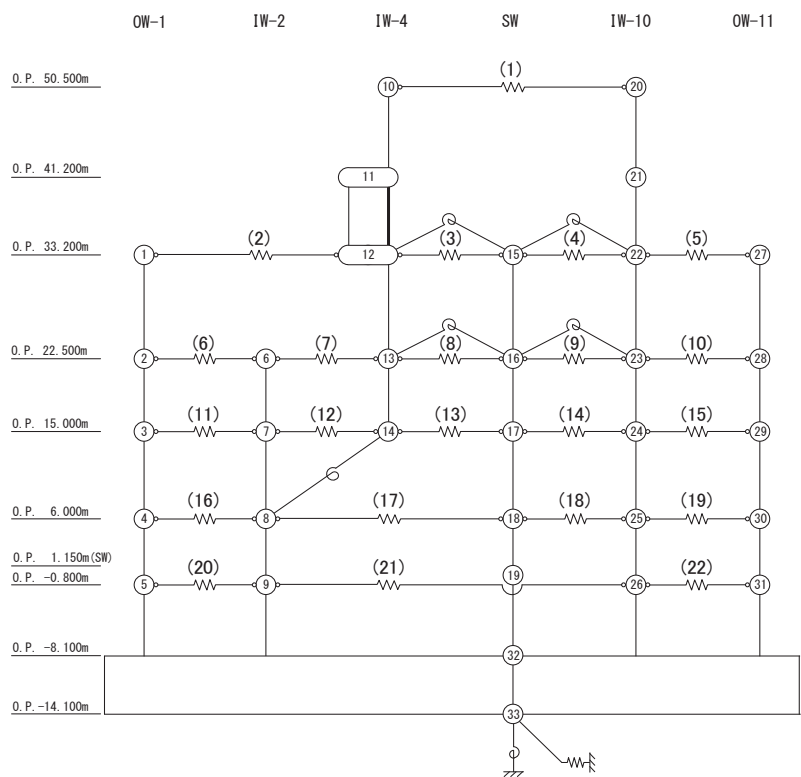
(1) 質点系モデルによる床ばねの最大応答せん断応力度

床ばねは線形モデルとしていることから，概ね弾性範囲の応答であることを確認する。ここでは，コンクリート強度より求められる床のせん断スケルトンカーブの第一折点 τ_1 と応答最大せん断応力度を比較する。 τ_1 を超える応力度となった場合には別途検討を行う。図 4-1 に原子炉建屋の地震応答解析モデルの床ばね部材番号を，表 4-2 に原子炉建屋の基準地震動 S_s に対する地震応答解析における床ばねの最大応答せん断応力度の確認結果を示す。なお，基準地震動 S_s に対する地震応答解析は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す，材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース全ての解析ケースを実施した。

NS 方向は全ての床ばねの最大応答せん断応力度が τ_1 以下であり，概ね弾性範囲であることを確認した。一方で EW 方向については，一部の床ばねの最大応答せん断応力度が τ_1 を上回ることを確認した。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル (床ばね部材番号)

表 4-2 原子炉建屋の床ばねの最大応答せん断応力度

(単位 : N/mm²)

	NS 方向	EW 方向
ケース 1	1.58 (部材番号(2), S s - D 2)	2.82 (部材番号(7), S s - D 2)
ケース 2	1.61 (部材番号(2), S s - D 2)	2.86 (部材番号(7), S s - D 2)
ケース 3	1.56 (部材番号(2), S s - D 1)	2.86 (部材番号(7), S s - D 2)
ケース 4	1.72 (部材番号(2), S s - D 2)	2.78 (部材番号(7), S s - D 1)
ケース 5	1.75 (部材番号(2), S s - D 2)	2.82 (部材番号(7), S s - D 1)
ケース 6	1.69 (部材番号(2), S s - D 2)	2.76 (部材番号(7), S s - D 2)

※床のせん断スケルトンカーブの第一折点 $\tau_1 (0.31\sqrt{Fc})$: 1.78 N/mm²

(2) EW方向の床ばねの応答に対する検討

一部の床ばねの最大応答せん断応力度が τ_1 を超えたことから、最大応答せん断ひずみを確認する。図4-2に原子炉建屋EW方向の床ばねの最大応答せん断応力度、最大応答せん断ひずみを示す。

部材番号(7)及び(12)の最大応答せん断応力度は、他の床ばねに対して有意に大きい値となっている。これは、建屋下部のR2通りの耐震壁が1F(O.P.15.0m)と2F(O.P.22.5m)でR4通りに切り替わっているため、R4通りの層せん断力が床ばねを介してR2通りに伝達されるためであると考えられる。

なお、R4通りのO.P.22.5mとO.P.15.0mの質点はSW軸とも床ばねで接続されているが、R4通りとSW軸を結ぶ床ばねのせん断応力が大きくなる理由は、刺激関数図から確認できる。図4-3にEW方向の刺激関数図を示す。これらの刺激関数図を見ると、R4通りのO.P.22.5mとO.P.15.0mの質点はSW軸の質点とほぼ同じ変形をするのに対し、R2通りの質点とは変形に差が生じていることが確認できる。このような振動性状によりR4通りとR2通りを結ぶ床ばね要素の面内せん断応力度が特に大きくなったと考えられる。

一方、最大応答せん断ひずみの値は、最大で 0.25×10^{-3} である。これは、コンクリートのせん断ひび割れが生じる始める程度の変形であるが、線形ばねとしてモデル化していることから床ばねを非線形ばねとした場合の検討を実施する。

	R1	R2	R4	S.W.	R10	R11
<u>OP+50.5</u>			1.35 0.12			
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>	1.59 0.14		0.66 0.06	1.23 0.11	1.59 0.14	
<u>OP+15.0</u>	0.31 0.03	2.82 0.25	0.44 0.04	0.98 0.09	1.20 0.11	
<u>OP+ 6.0</u>	0.90 0.08	1.89 0.17	0.42 0.04	1.13 0.10	0.98 0.09	
<u>OP+ 6.0</u>	0.50 0.04	0.34 0.03		0.39 0.03	0.45 0.04	
<u>OP- 0.8</u>	0.33 0.03	0.11 0.01			0.40 0.04	

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm²)
下段：最大応答せん断ひずみ (×10⁻³)

図 4-2(1) 原子炉建屋の床ばねの応答結果
(EW 方向, ケース 1, S s - D 2)

	R1	R2	R4	S.W.	R10	R11
<u>OP+50.5</u>			1.35 0.12			
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>	1.58 0.14		0.65 0.06	1.23 0.11	1.59 0.14	
<u>OP+15.0</u>	0.31 0.03	2.86 0.25	0.45 0.04	0.97 0.09	1.23 0.11	
<u>OP+ 6.0</u>	0.93 0.08	1.88 0.17	0.45 0.04	1.14 0.10	1.00 0.09	
<u>OP+ 6.0</u>	0.51 0.04	0.33 0.03		0.40 0.04	0.46 0.04	
<u>OP- 0.8</u>	0.33 0.03	0.11 0.01			0.41 0.04	

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm²)
下段：最大応答せん断ひずみ (×10⁻³)

図 4-2(2) 原子炉建屋の床ばねの応答結果
(EW 方向, ケース 2, S s - D 2)

	R1	R2	R4	S.W.	R10	R11
<u>OP+50.5</u>			1.37 0.12			
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>	1.60 0.14		0.65 0.06	1.23 0.11	1.59 0.14	
<u>OP+15.0</u>	0.30 0.03	2.86 0.25	0.45 0.04	1.00 0.09	1.18 0.10	
<u>OP+15.0</u>	0.88 0.08	1.89 0.17	0.40 0.04	1.11 0.10	0.95 0.08	
<u>OP+ 6.0</u>	0.47 0.04	0.36 0.03		0.38 0.03	0.44 0.04	
<u>OP- 0.8</u>	0.32 0.03	0.10 0.01			0.39 0.03	

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm²)
下段：最大応答せん断ひずみ (×10⁻³)

図 4-2(3) 原子炉建屋の床ばねの応答結果
(EW 方向, ケース 3, S s - D 2)

	R1	R2	R4	S.W.	R10	R11
<u>OP+50.5</u>			0.98 0.09			
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>	1.41 0.12		0.40 0.04	0.86 0.08	1.47 0.13	
<u>OP+15.0</u>	0.18 0.02	2.78 0.24	0.37 0.03	0.85 0.07	1.15 0.10	
<u>OP+15.0</u>	0.94 0.08	1.80 0.16	0.32 0.03	0.99 0.09	0.93 0.08	
<u>OP+ 6.0</u>	0.31 0.03	0.40 0.04		0.29 0.03	0.39 0.03	
<u>OP- 0.8</u>	0.23 0.02	0.09 0.01			0.35 0.03	

上段：最大応答せん断応力度 (N/mm²)
下段：最大応答せん断ひずみ (×10⁻³)

図 4-2(4) 原子炉建屋の床ばねの応答結果
(EW 方向, ケース 4, S s - D 1)

	R1	R2	R4	S.W.	R10	R11
<u>OP+50.5</u>				0.97 0.08		
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>		1.41 0.12	0.41 0.04	0.85 0.08	1.49 0.13	
<u>OP+15.0</u>	0.18 0.02	2.82 0.25	0.38 0.03	0.85 0.08	1.17 0.10	
<u>OP+ 6.0</u>	0.94 0.08	1.83 0.16	0.32 0.03	1.02 0.09	0.95 0.08	
<u>OP- 0.8</u>	0.31 0.03	0.39 0.03		0.29 0.03	0.39 0.03	
	0.24 0.02	0.09 0.01			0.36 0.03	

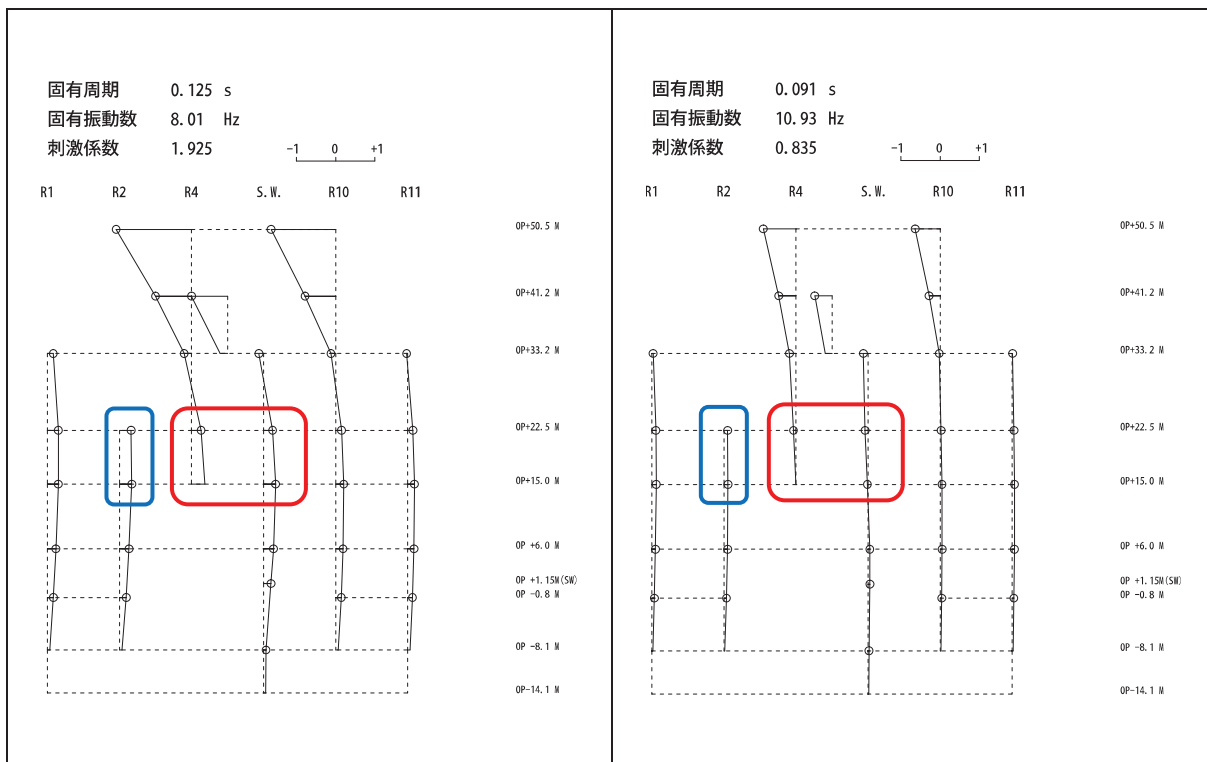
上段：最大応答せん断応力度 (N/mm²)
下段：最大応答せん断ひずみ (×10⁻³)

図 4-2(5) 原子炉建屋の床ばねの応答結果
(EW 方向, ケース 5, S s - D 1)

	R1	R2	R4	S.W.	R10	R11
<u>OP+50.5</u>				1.17 0.10		
<u>OP+33.2</u>						
<u>OP+22.5</u>		1.63 0.14	0.44 0.04	0.87 0.08	1.59 0.14	
<u>OP+15.0</u>	0.26 0.02	2.76 0.24	0.42 0.04	0.98 0.09	1.31 0.11	
<u>OP+ 6.0</u>	0.88 0.08	1.71 0.15	0.48 0.04	1.01 0.09	1.00 0.09	
<u>OP- 0.8</u>	0.42 0.04	0.36 0.03		0.38 0.03	0.44 0.04	
	0.28 0.02	0.11 0.01			0.37 0.03	

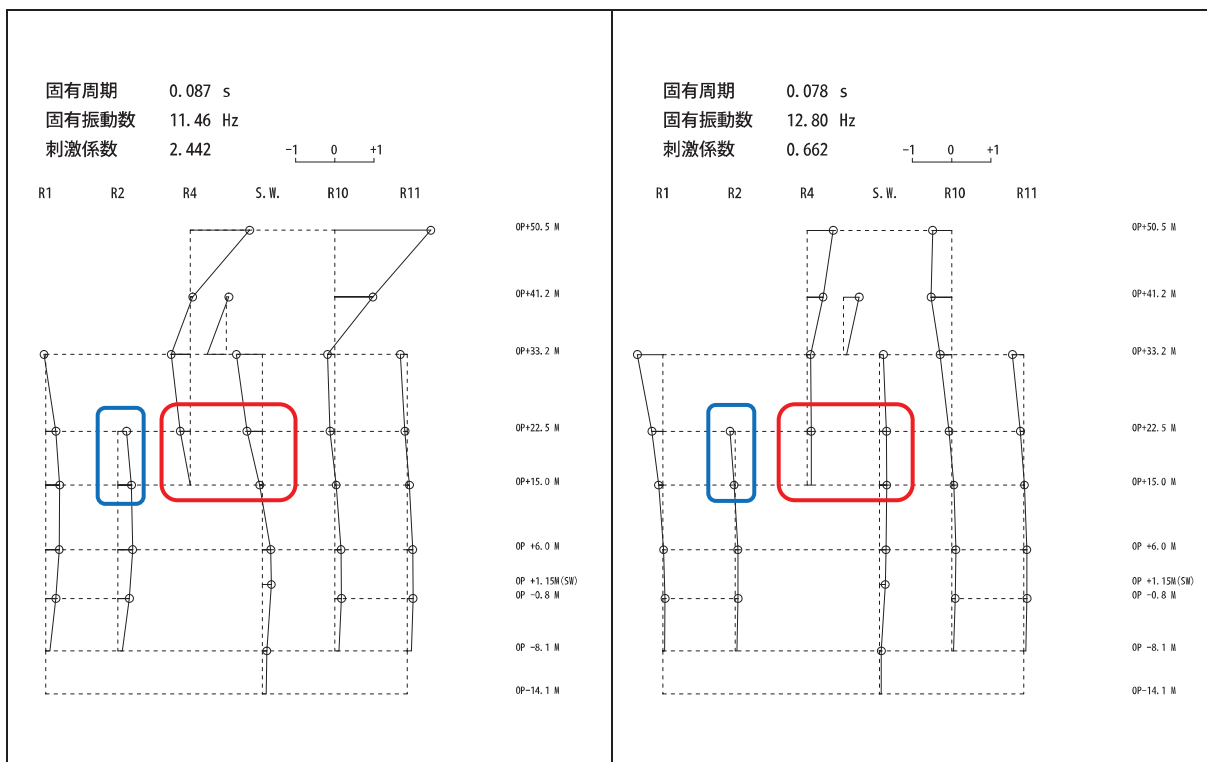
上段：最大応答せん断応力度 (N/mm²)
下段：最大応答せん断ひずみ (×10⁻³)

図 4-2(6) 原子炉建屋の床ばねの応答結果
(EW 方向, ケース 6, S s - D 2)



2次モード

5次モード



6次モード

7次モード

赤枠内の変形の差は小さいが青枠の部材は変形の差が大きい

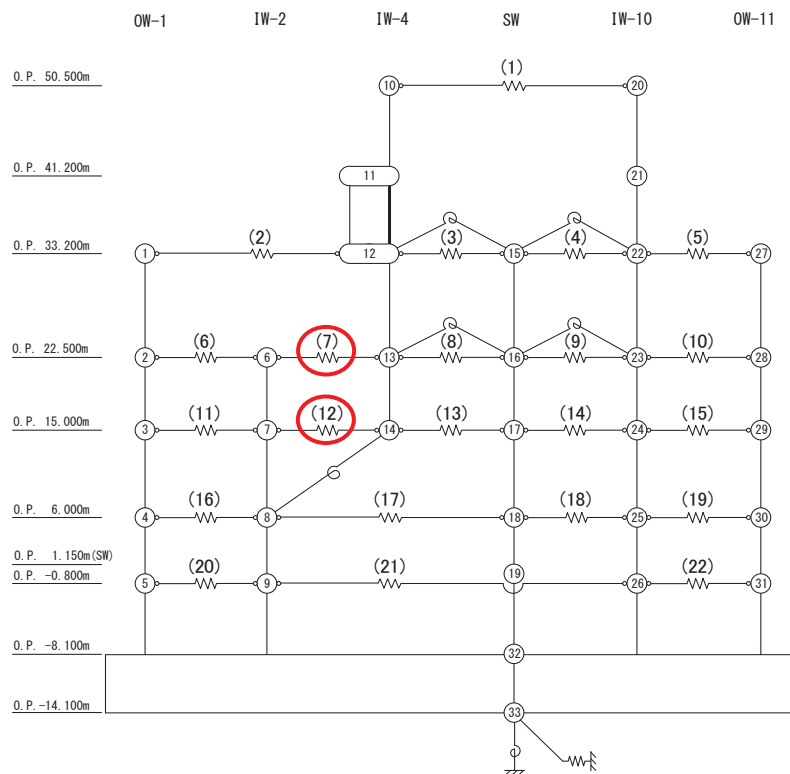
図 4-3 原子炉建屋の地震応答解析モデルの刺激関数図 (EW 方向, 基本ケース)

(3) EW方向の床ばね（部材番号(7)及び(12)）を非線形ばねとした場合の検討

原子炉建屋 EW 方向では，床ばね（部材番号(7)及び(12)）において最大応答せん断応力度が床のせん断スケルトンカーブの第一折点 τ_1 を超えたことから，これらを非線形ばねとした場合の解析を実施し，線形ばねとした場合の結果と床応答スペクトルを比較するとともに，床ばねの最大応答せん断ひずみを確認する。

a. 解析方法

最大応答せん断応力度が τ_1 を上回った床ばね要素に非線形特性を設定した地震応答解析モデルによる地震応答解析を行い，建屋全体の床応答への影響を確認する。図 4-4 に非線形特性を設定した床ばねを示す。



※赤囲み部を非線形ばねとする

図 4-4 原子炉建屋の地震応答解析モデル（床ばね部材番号（EW 方向））

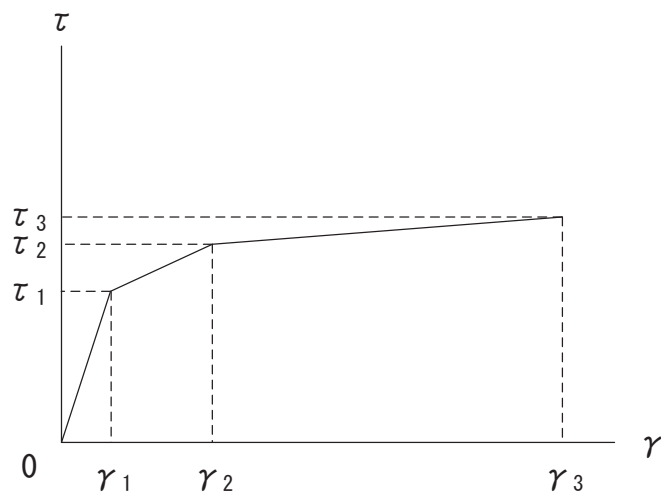
b. 非線形特性のモデル化方法

床ばねの非線形特性は，「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づきトリリニア型のせん断スケルトンカーブとする。終局点は 1 つの床ばねに配筋と厚さが異なる領域が混在していることから，最も鉄筋比が小さい断面の鉄筋比を適用する。表 4-3 に設定したスケルトンカーブの諸数値を，図 4-5 に床ばねのせん断応力度

せん断ひずみ関係を，図 4-6 に床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を示す。

表 4-3 床ばねのせん断力のスケルトンカーブ（ $\tau - \gamma$ 関係）EW 方向モデル

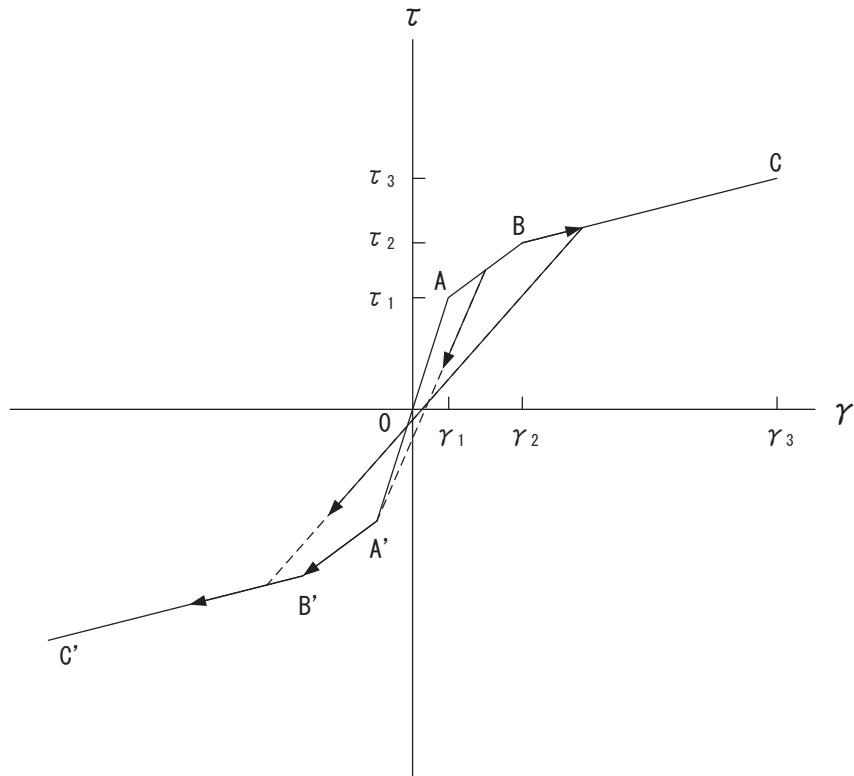
部材番号	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(7)	1.78	2.39	3.17	0.156	0.468	4.00
(12)	1.78	2.39	3.17	0.156	0.468	4.00



床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は，「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトンカーブとする。

- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4.0 \times 10^{-3}$)

図 4-5 床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係



床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。

- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 4-6 床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

c. 床応答スペクトルの比較

図 4-7 に床ばねを線形でモデル化した場合と非線形モデルとした場合の床応答スペクトルを比較して示す。両者に顕著な差はないことを確認した。

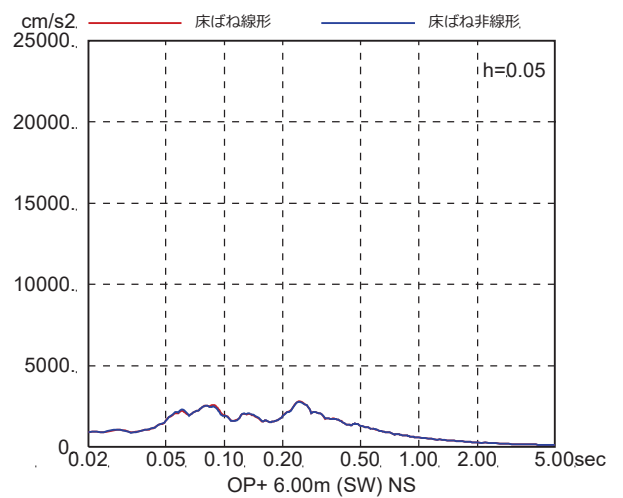
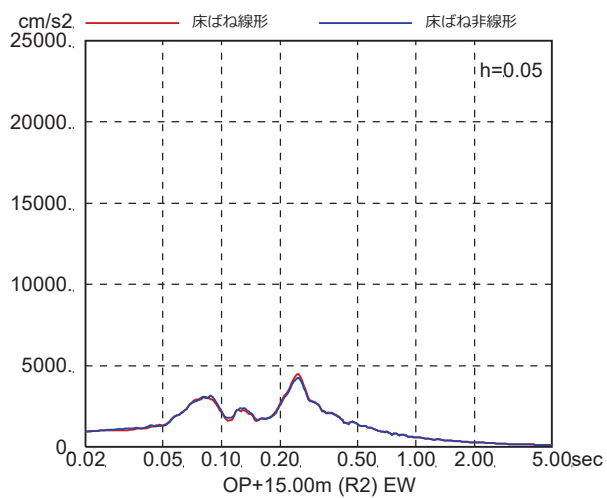
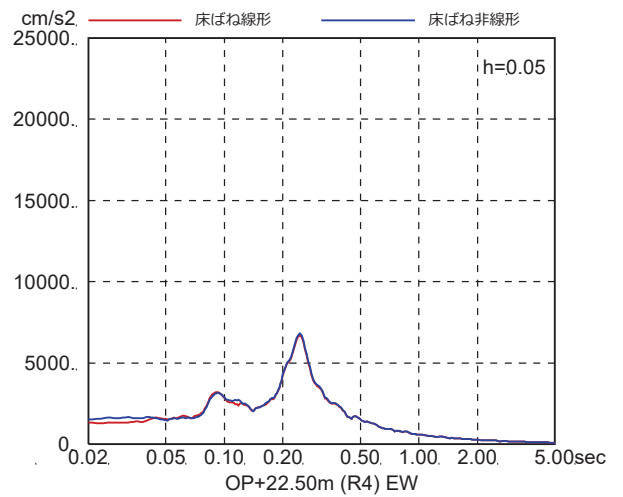
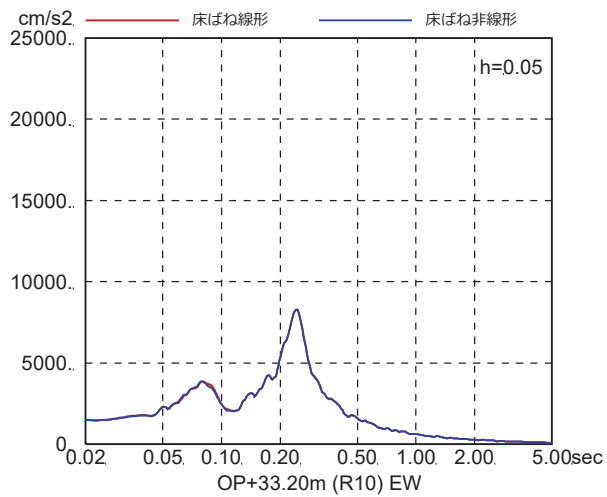
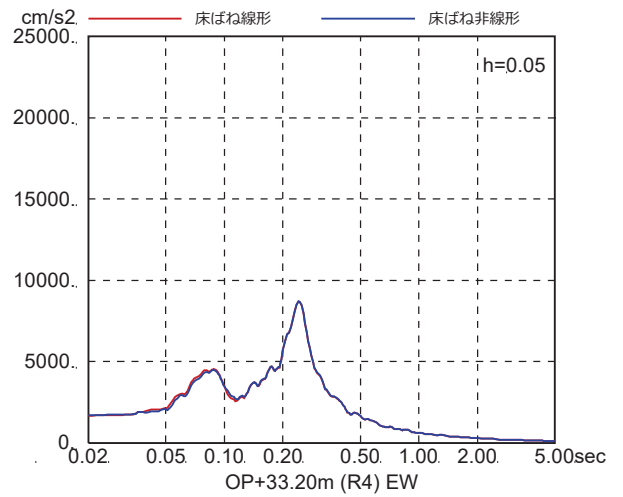
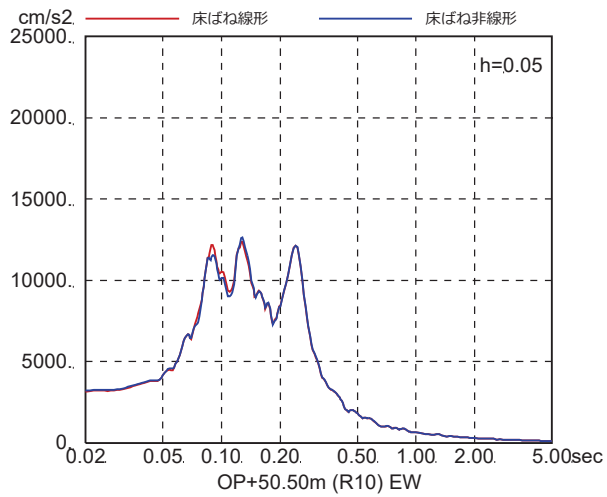


図 4-7(1) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 1, S s - D 1)

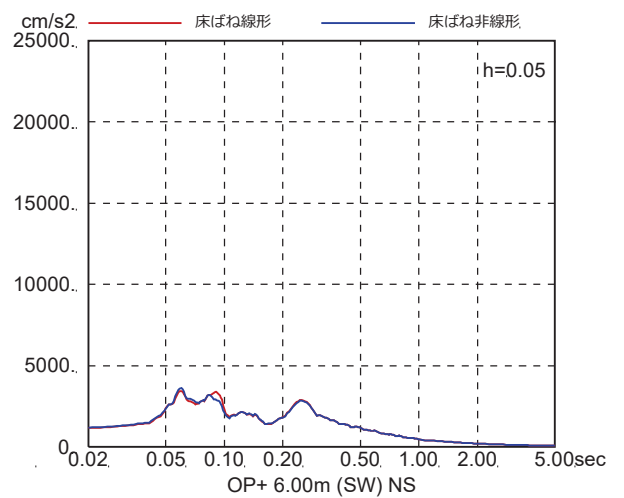
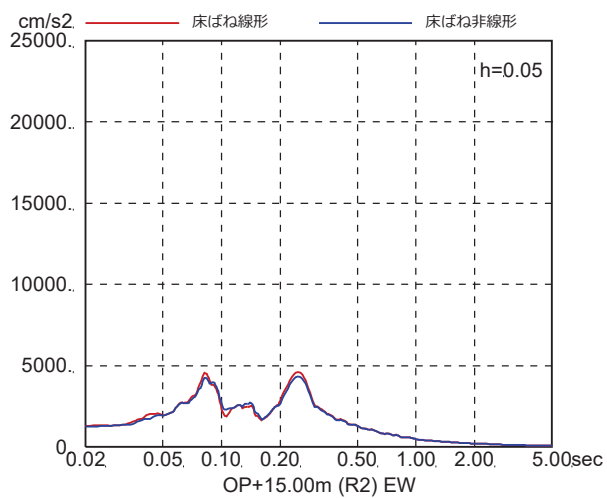
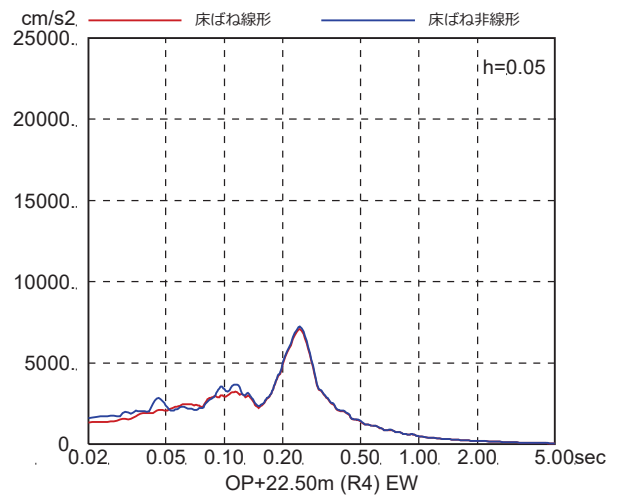
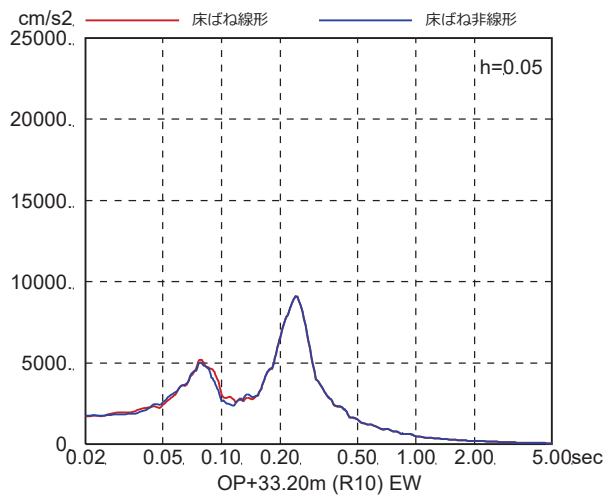
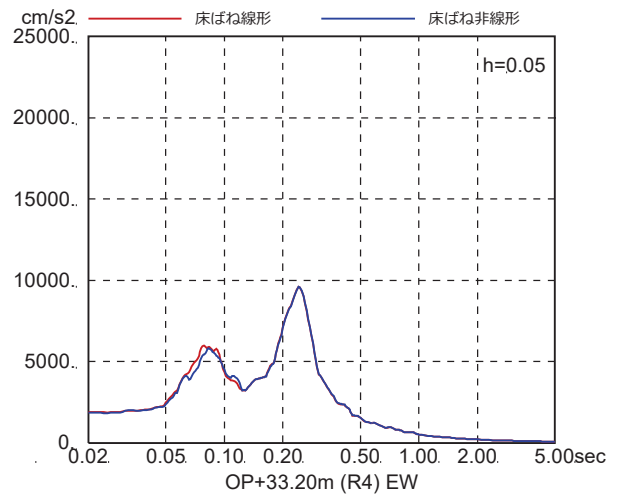
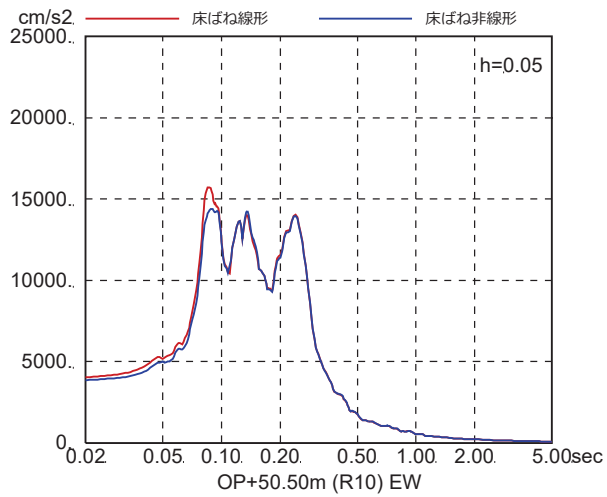


図 4-7(2) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 1, $S_s - D_2$)

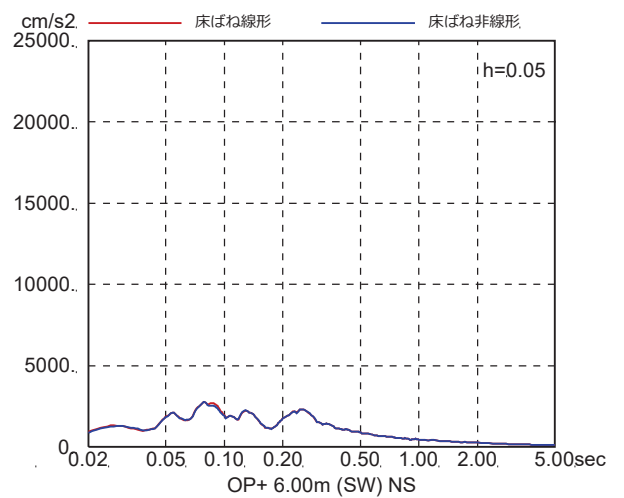
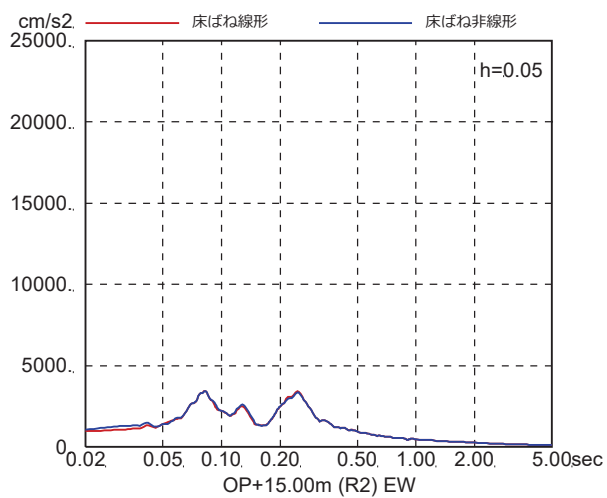
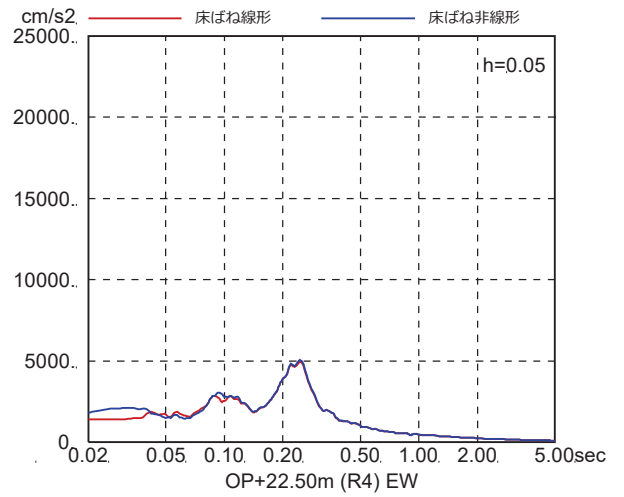
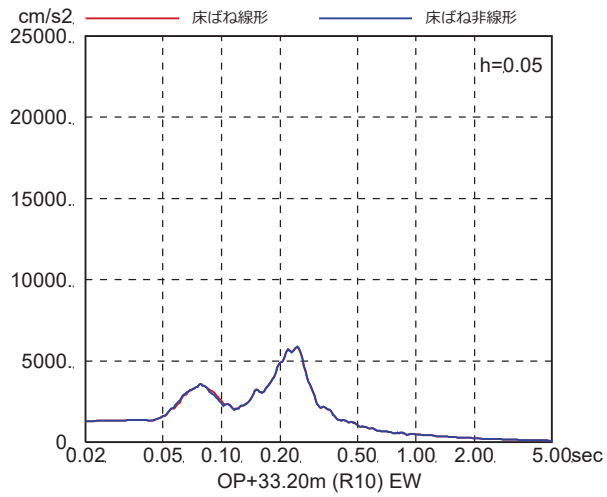
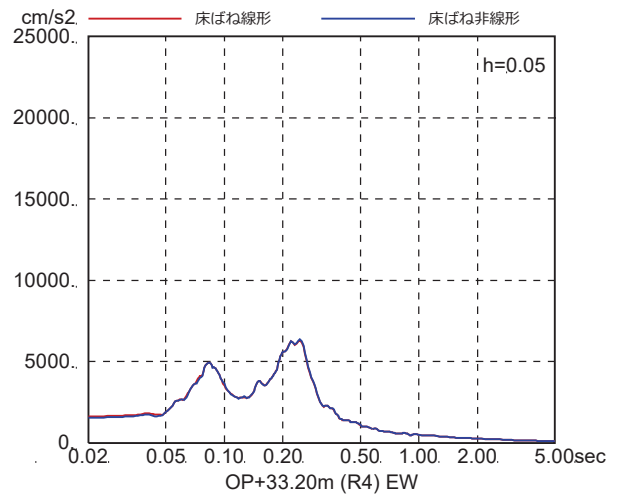
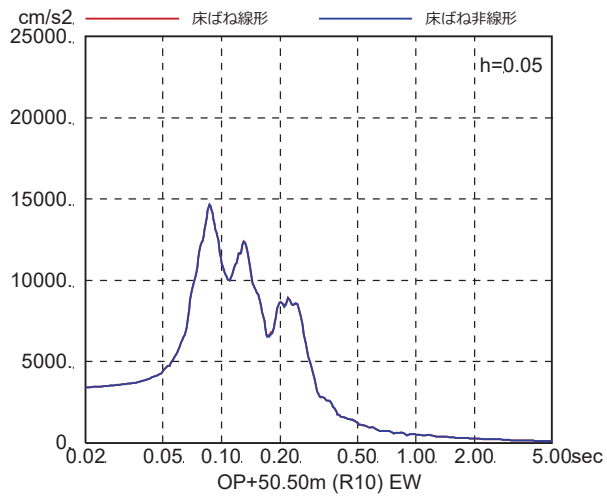


図 4-7(3) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 1, $S_s - D_3$)

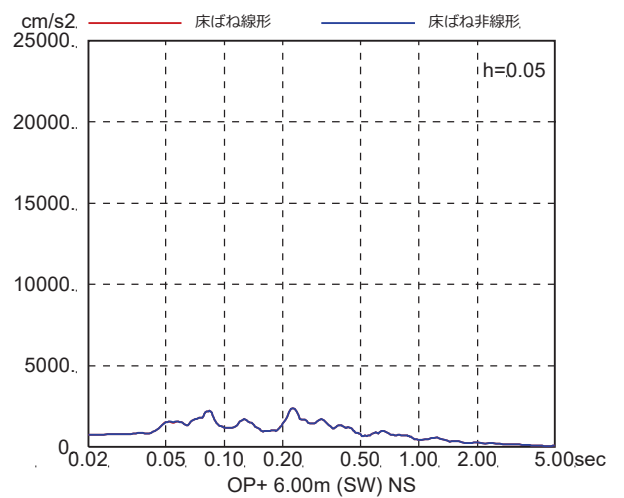
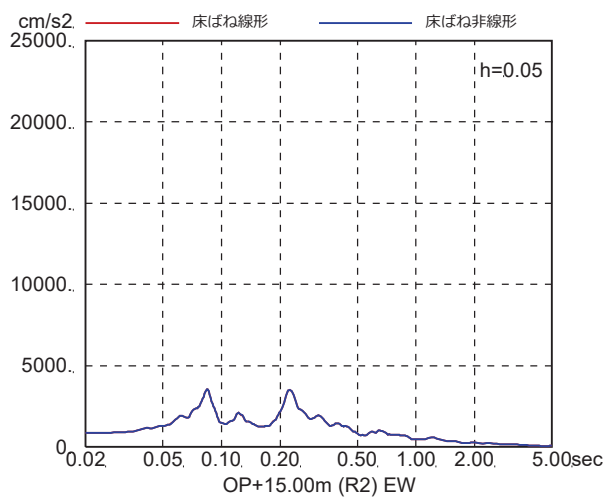
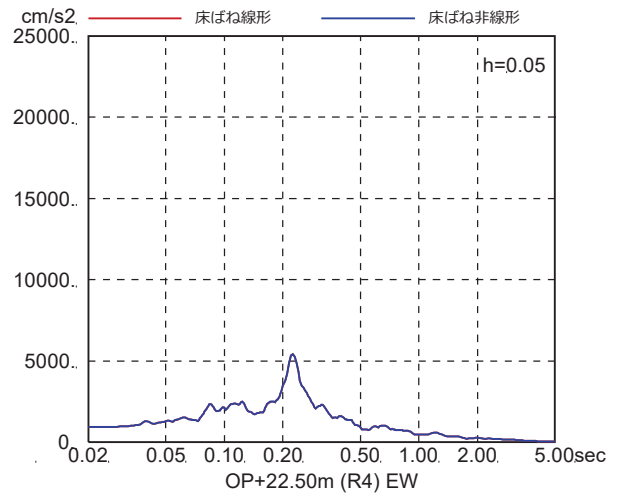
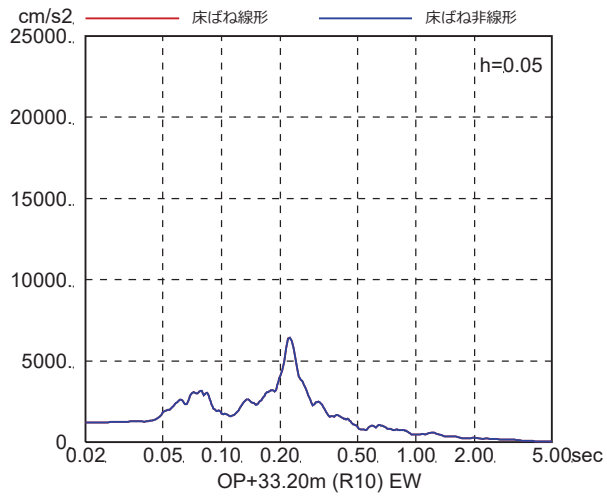
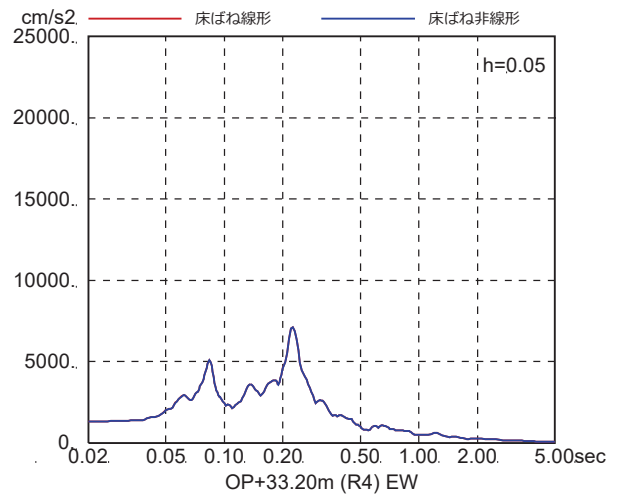
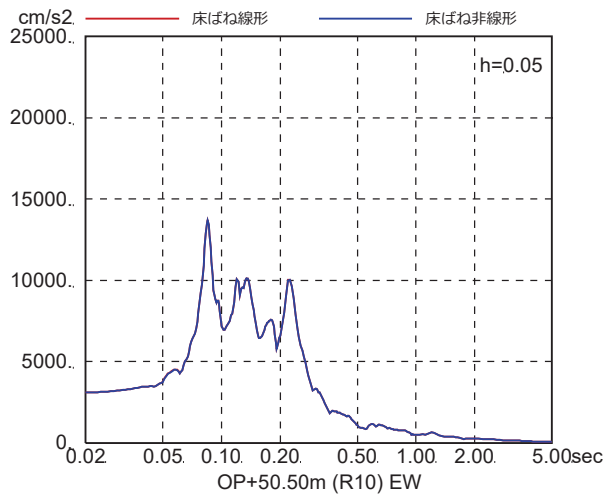


図 4-7(4) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 1, S_s-F₁)

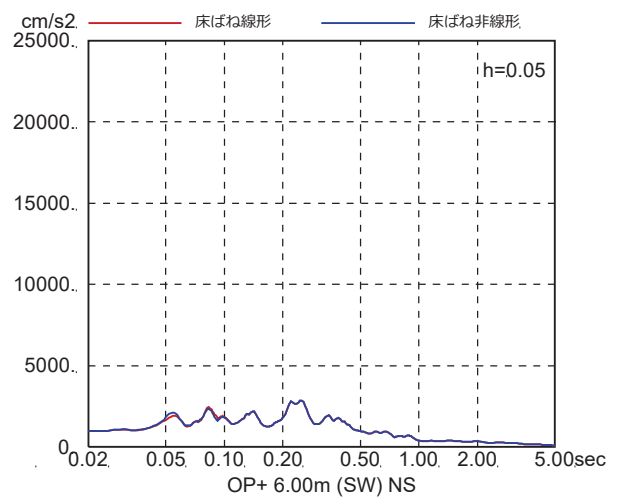
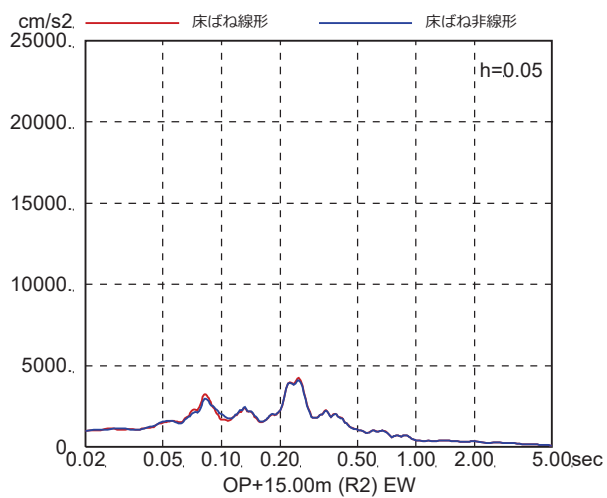
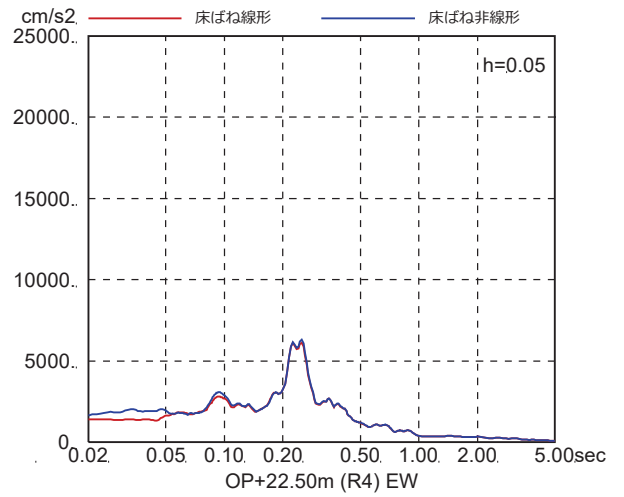
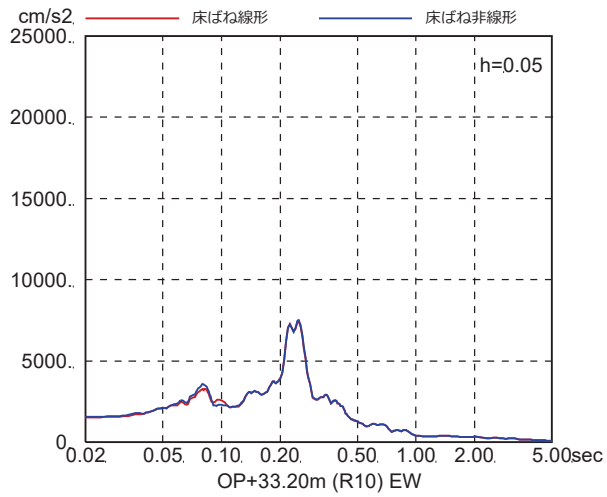
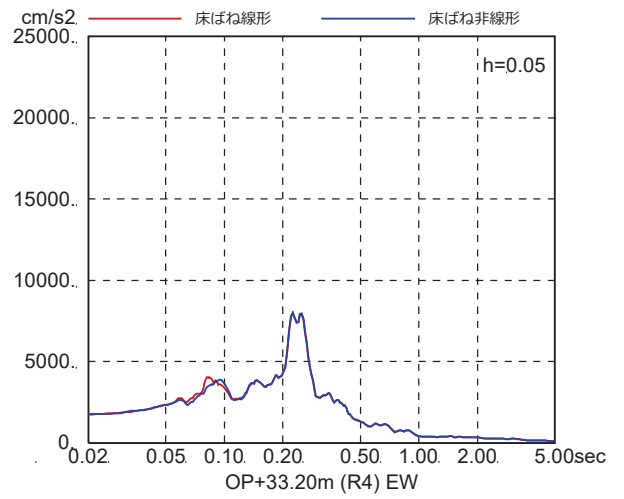
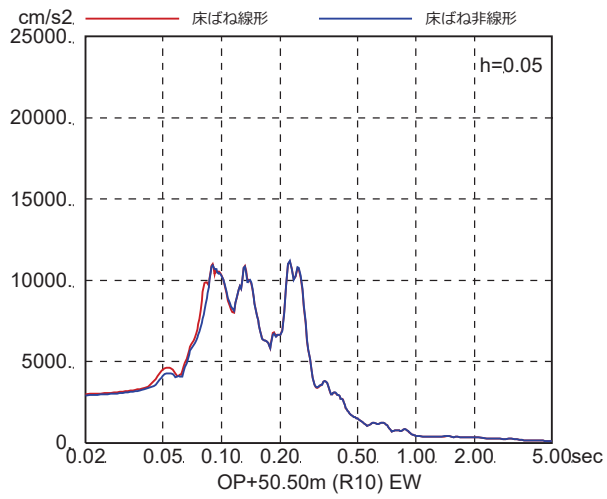


図 4-7(5) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 1, S_s-F₂)

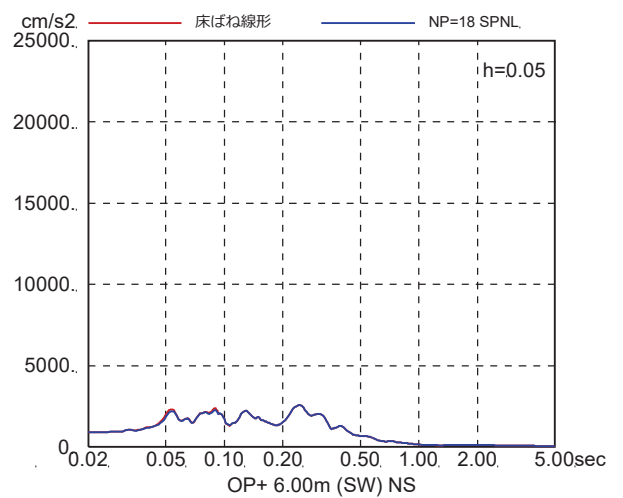
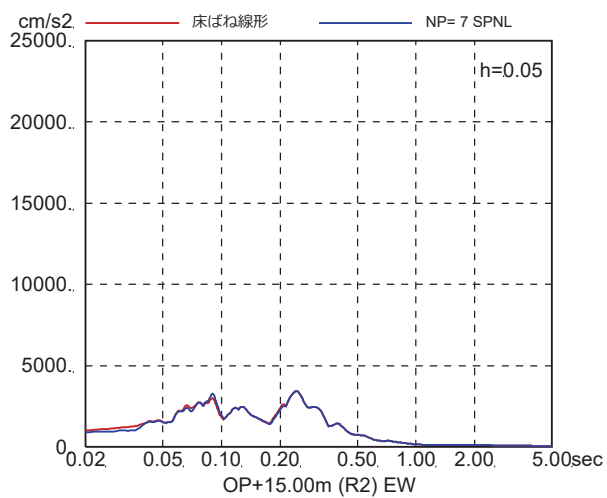
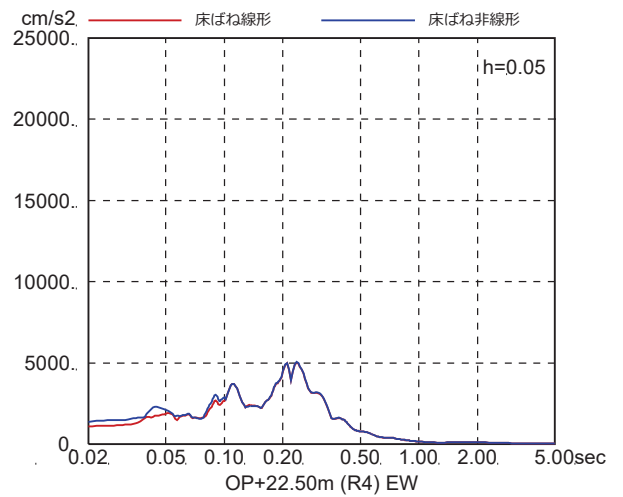
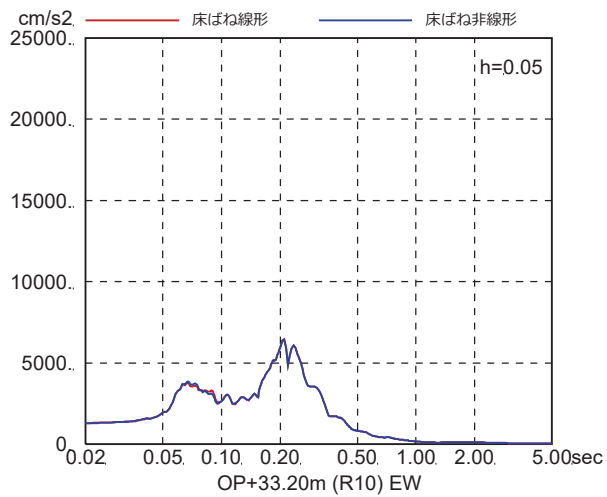
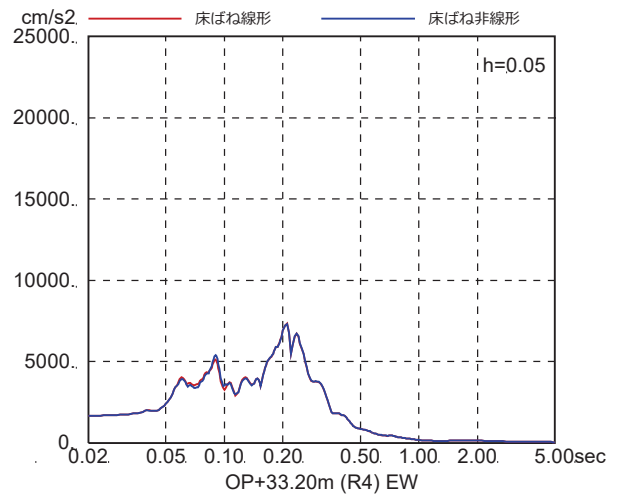
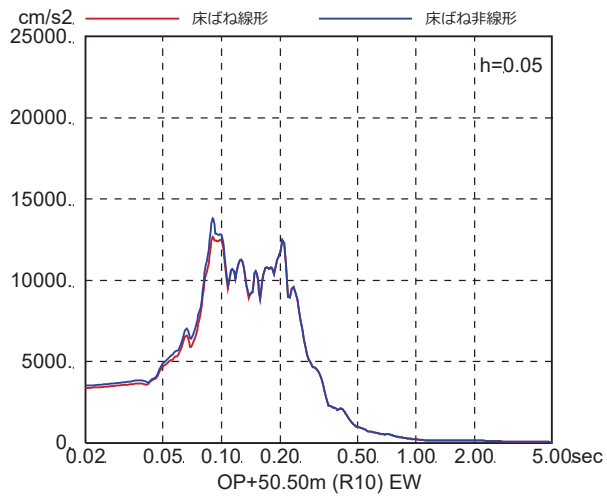


図 4-7(6) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 1, S_s-F₃)

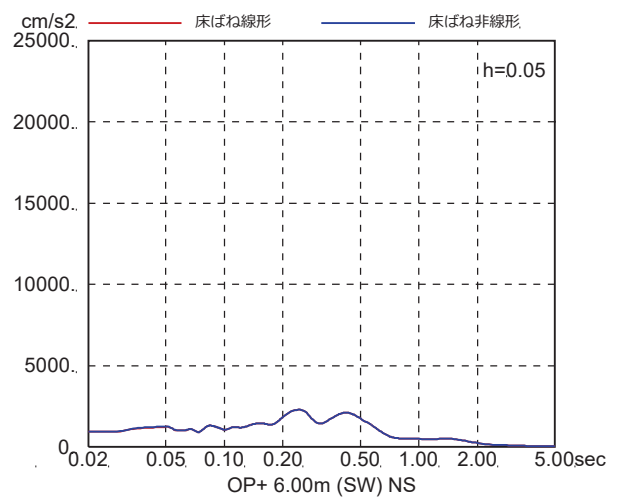
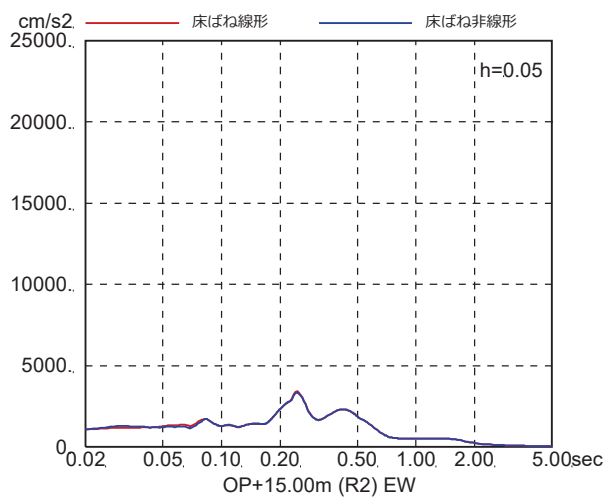
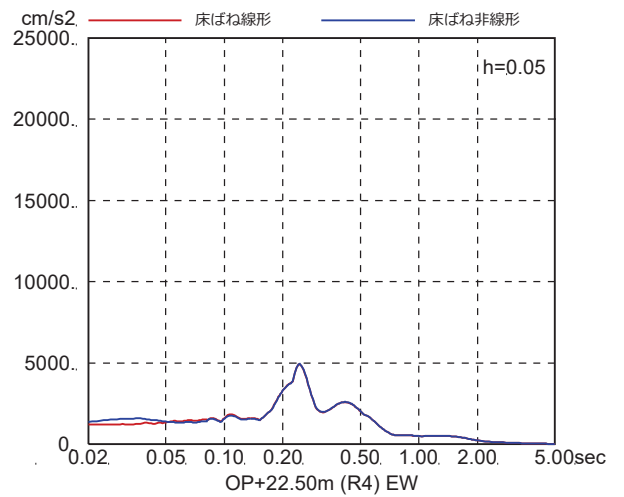
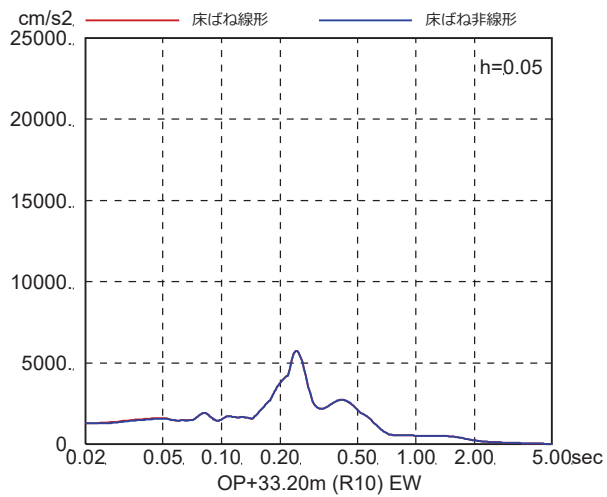
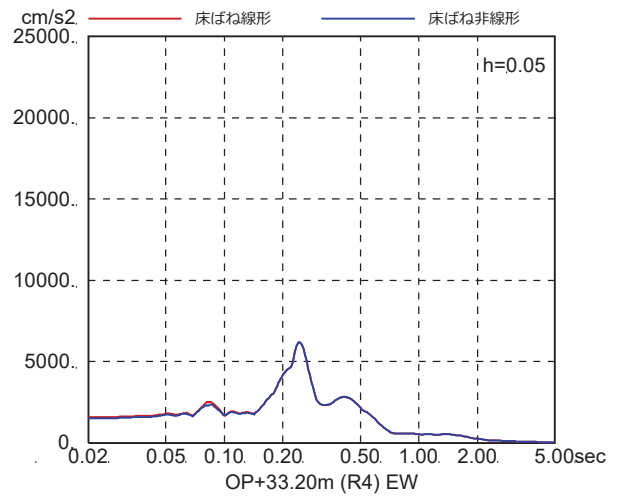
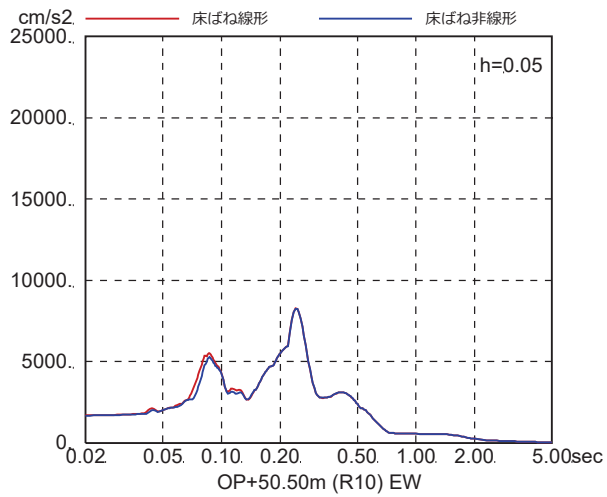


図 4-7(7) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 1, S s - N 1)

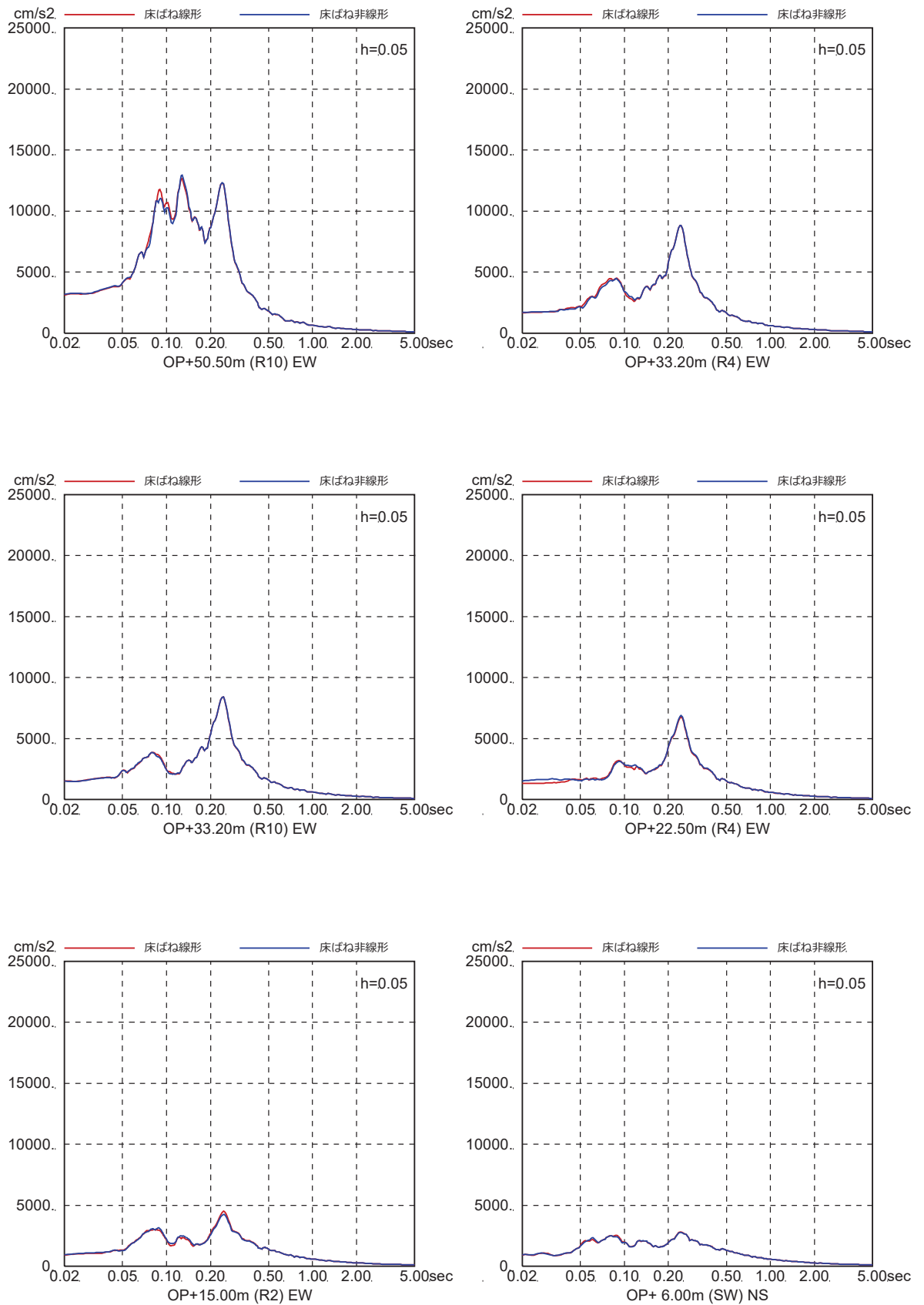


図 4-7(8) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 2, S s - D 1)

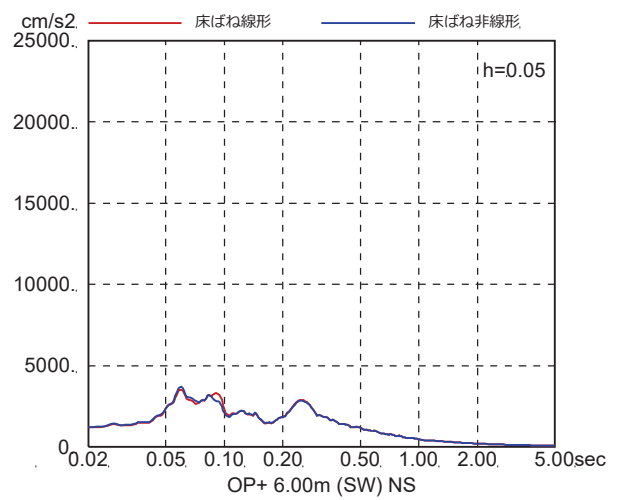
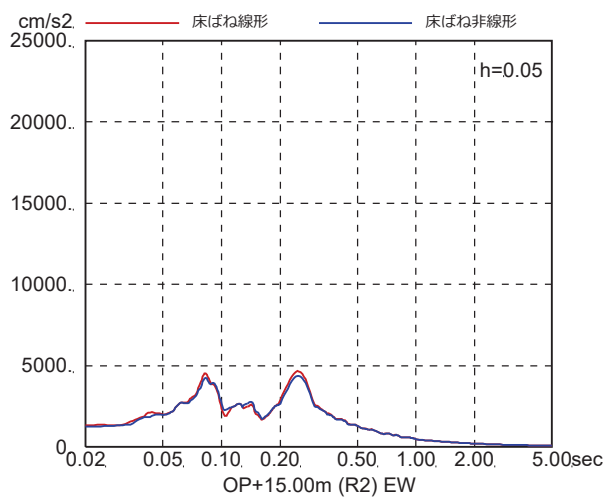
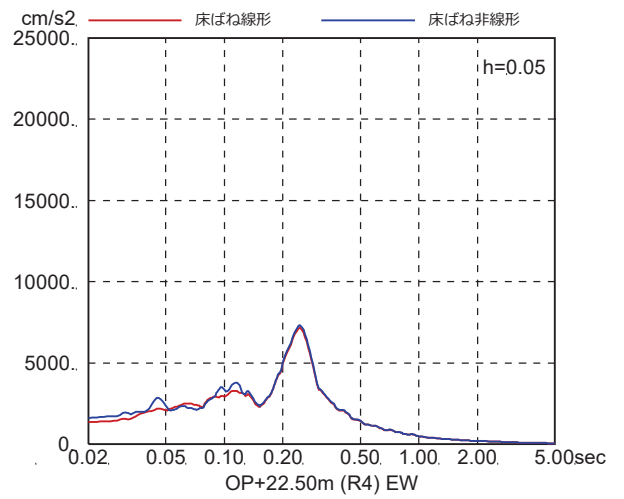
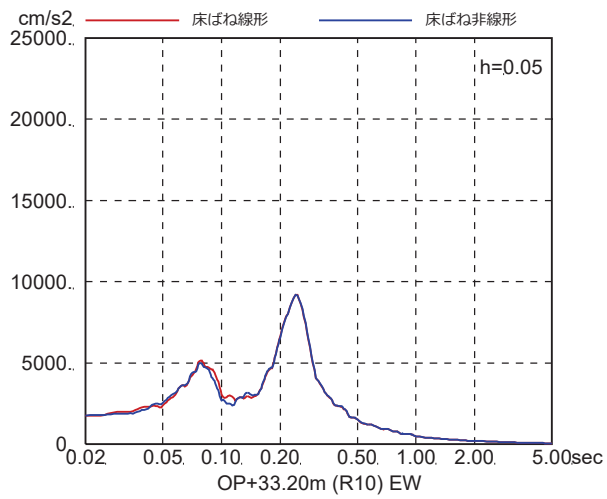
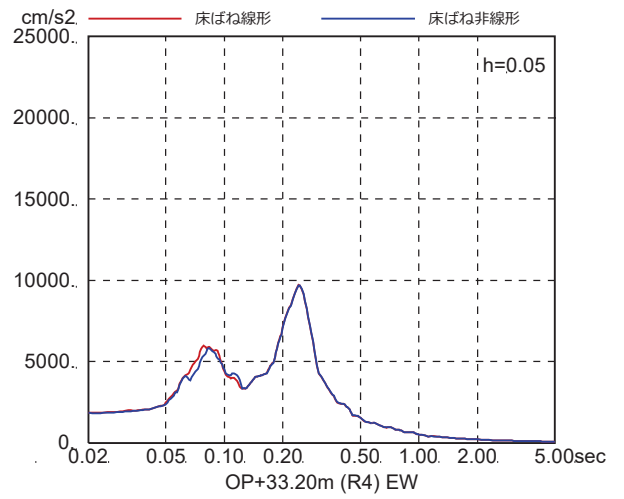
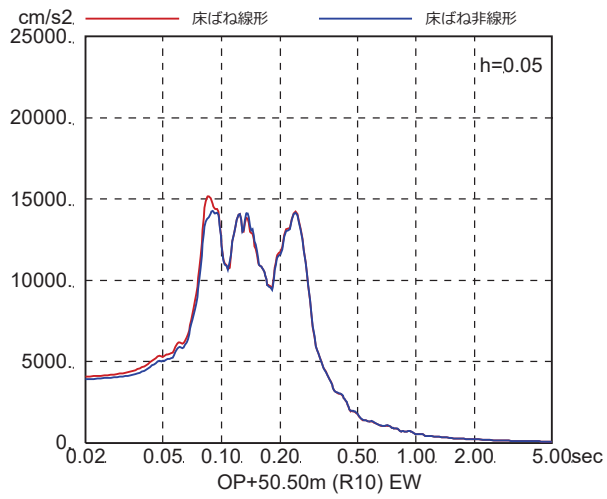


図 4-7 (9) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 2, $S_s - D_2$)

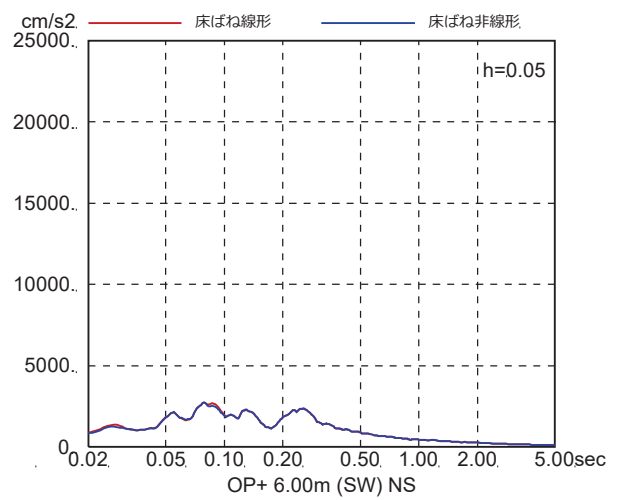
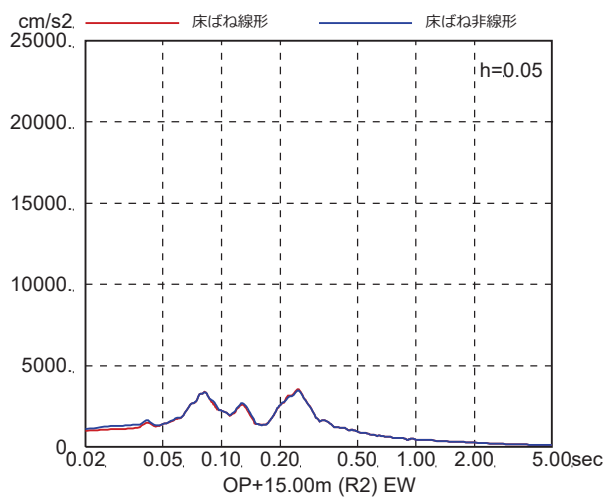
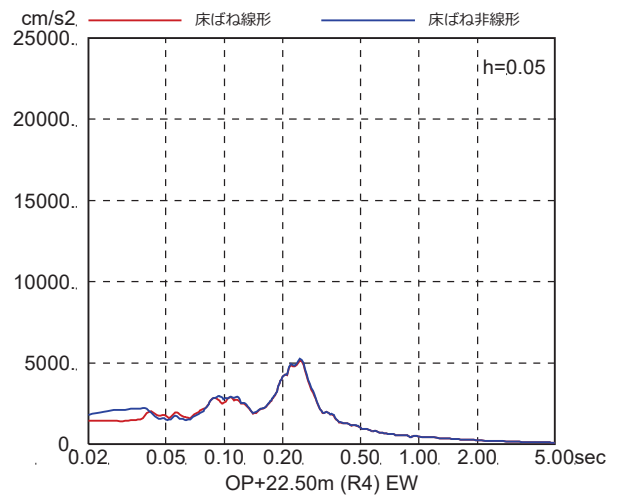
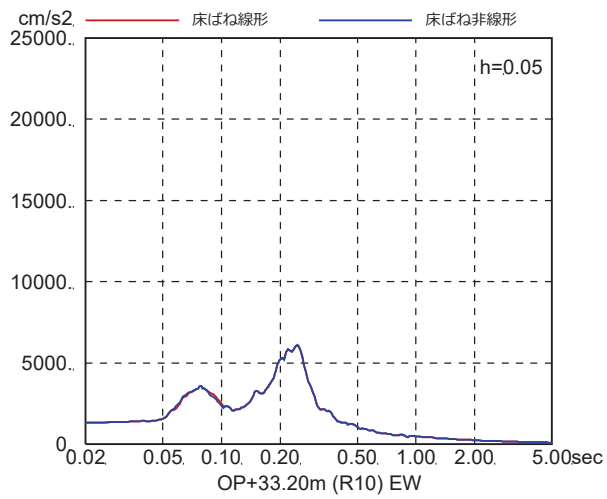
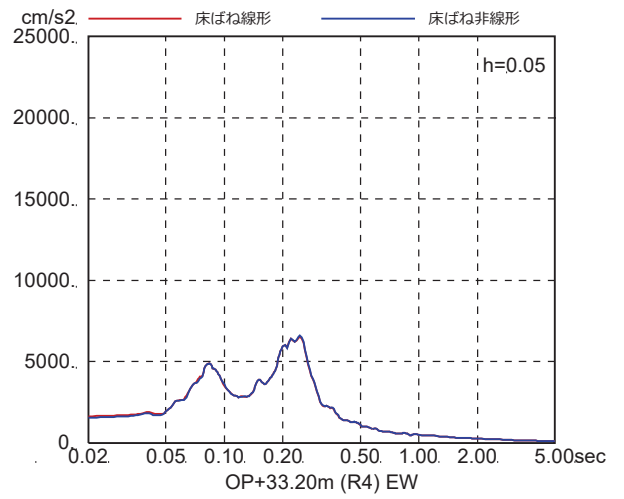
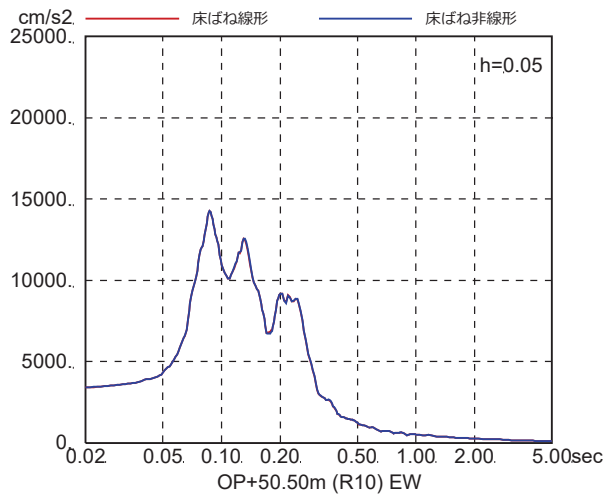


図 4-7(10) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 2, S_s-D3)

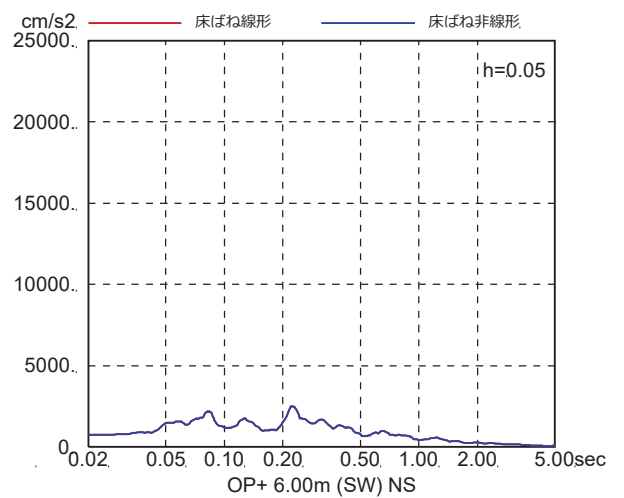
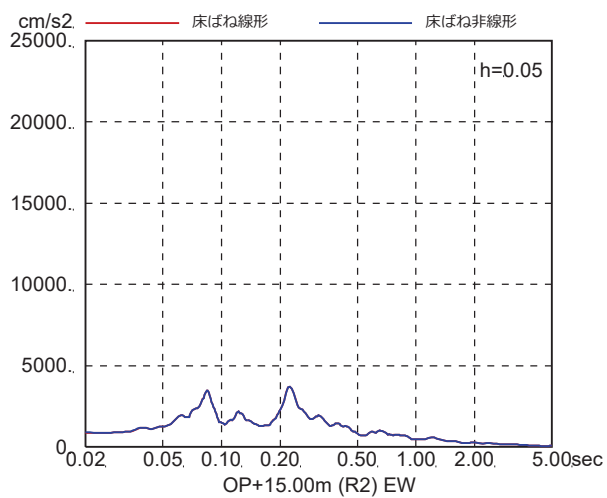
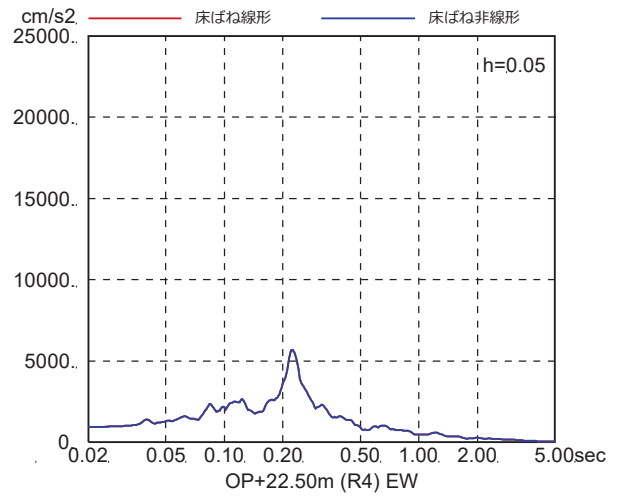
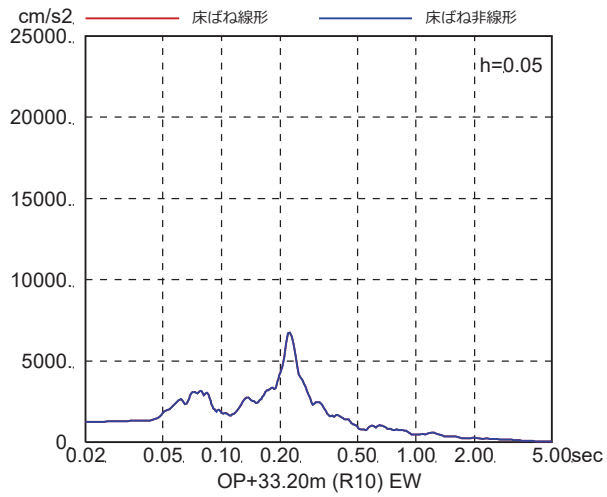
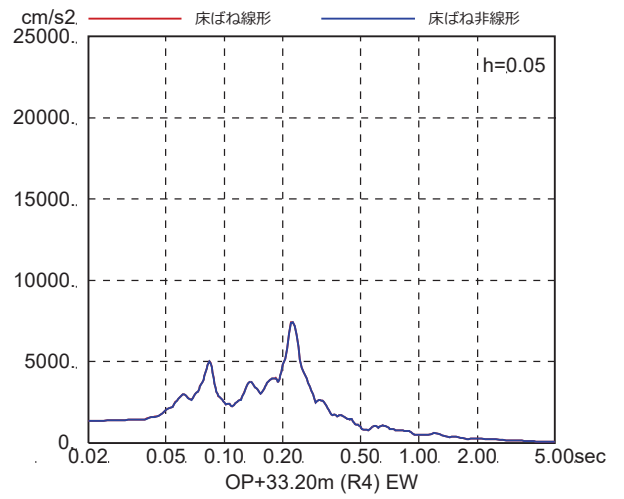
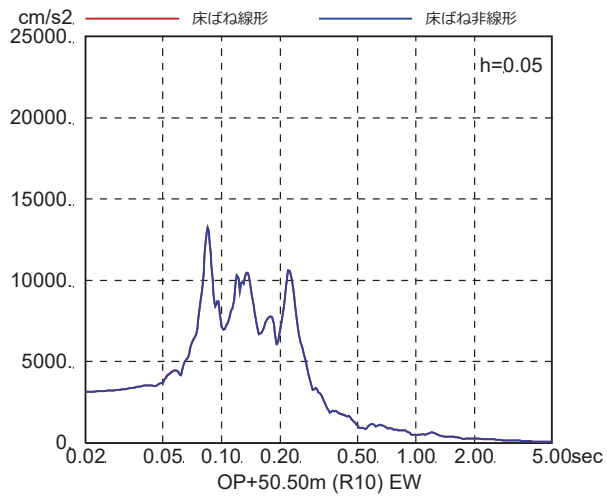


図 4-7(11) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 2, S s - F 1)

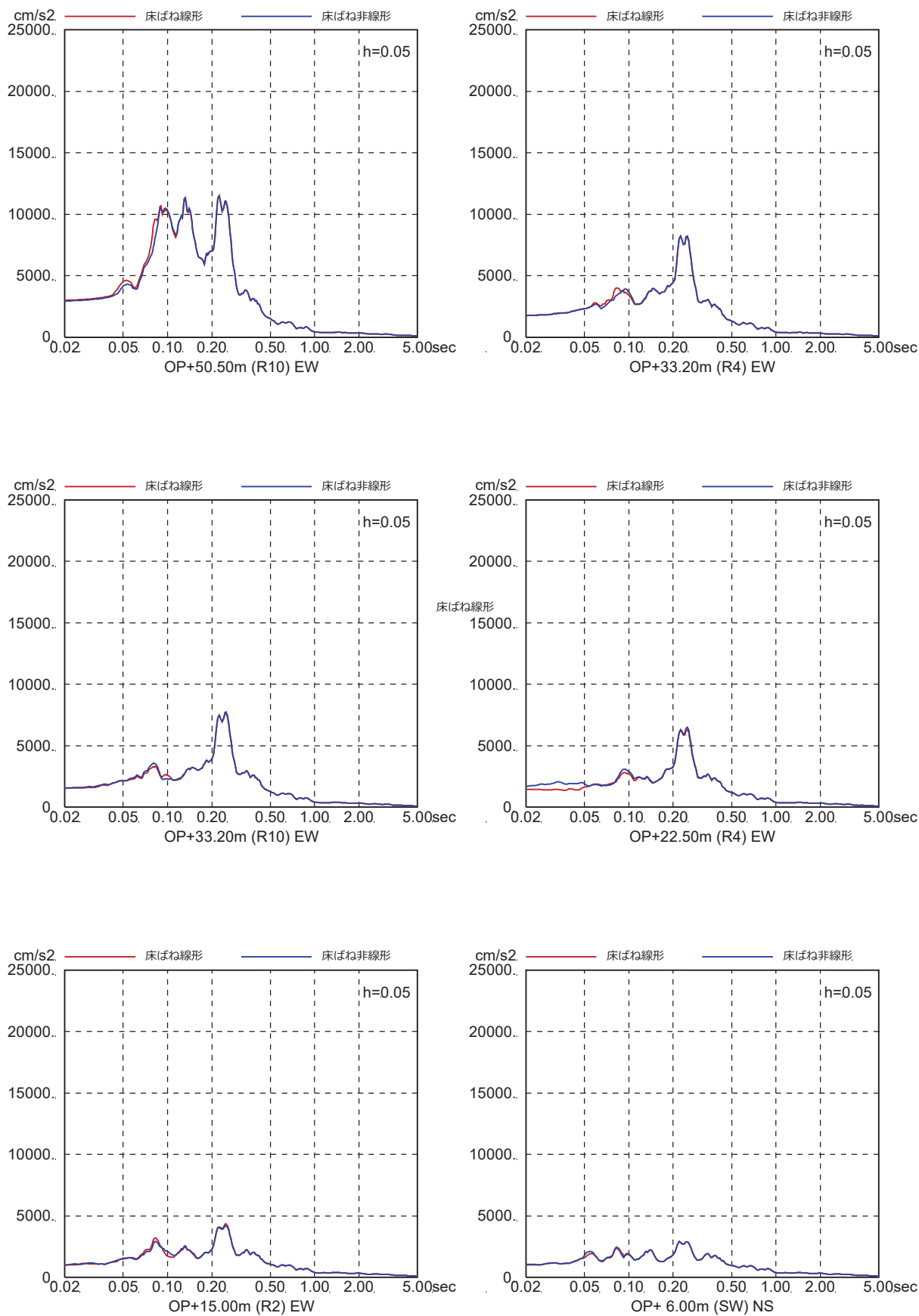


図 4-7(12) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 2, $S_s - F_2$)

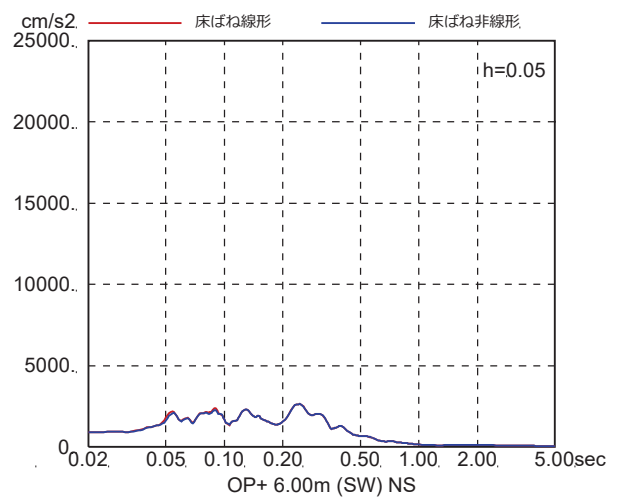
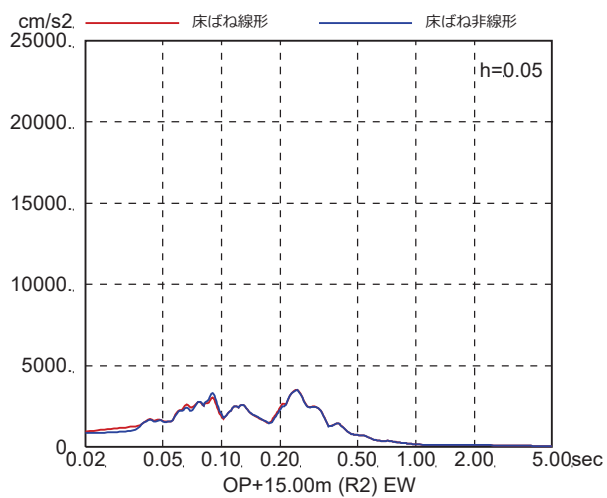
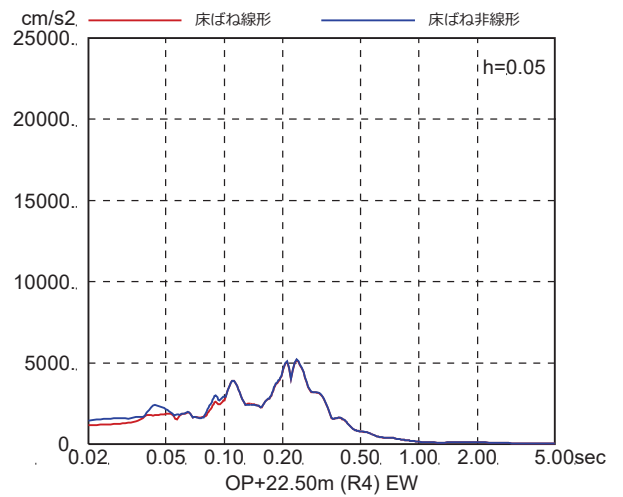
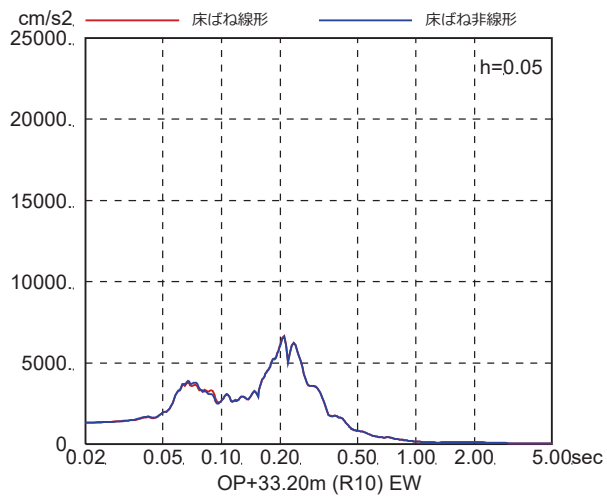
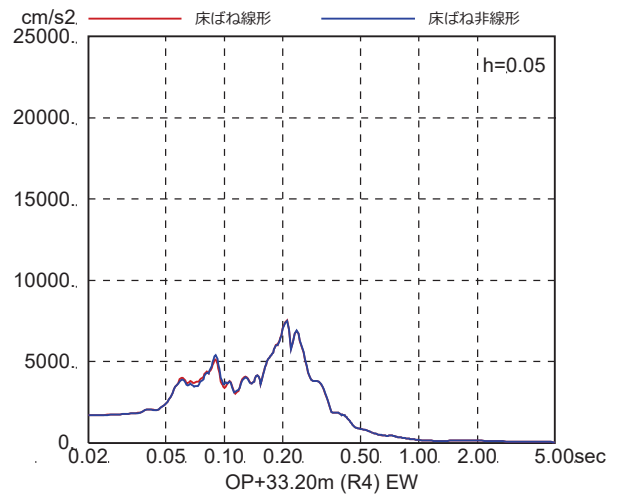
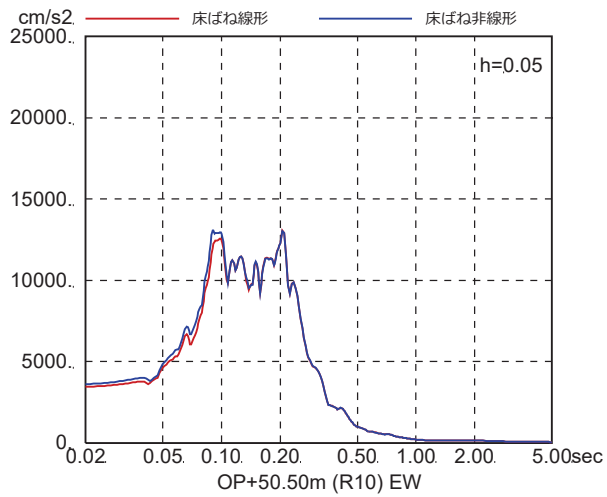


図 4-7(13) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 2, S s - F 3)

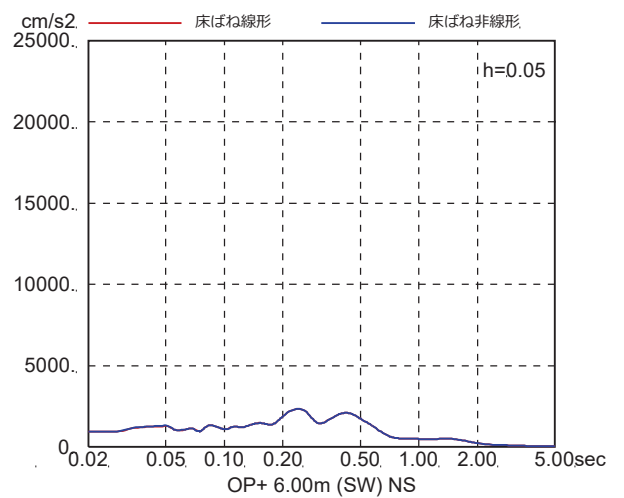
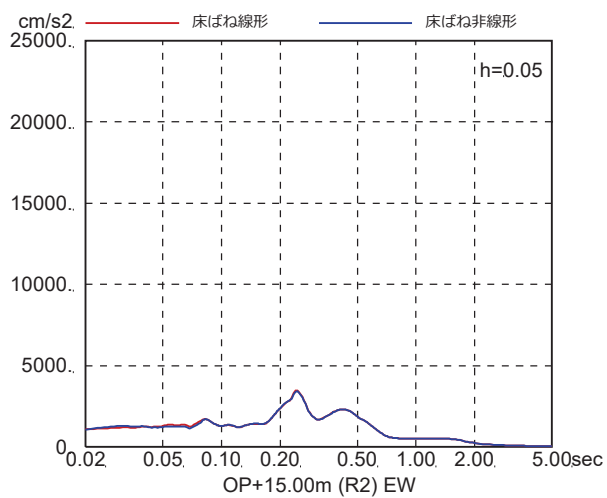
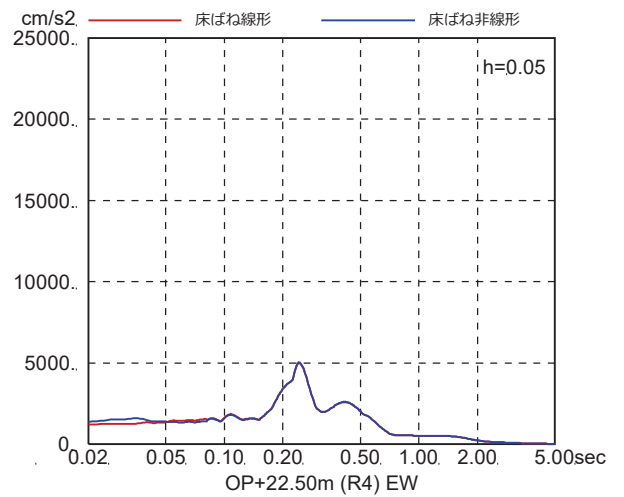
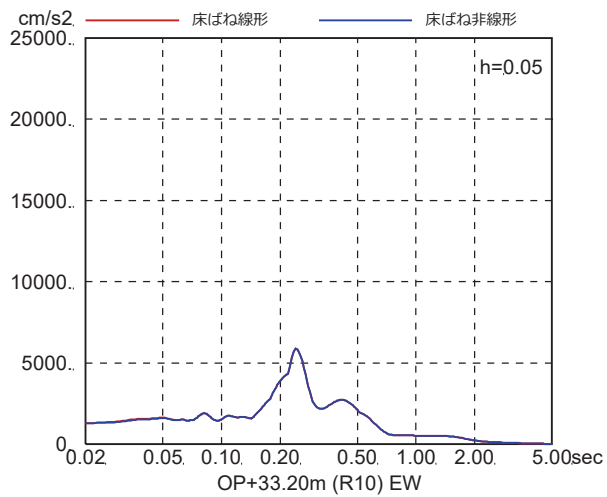
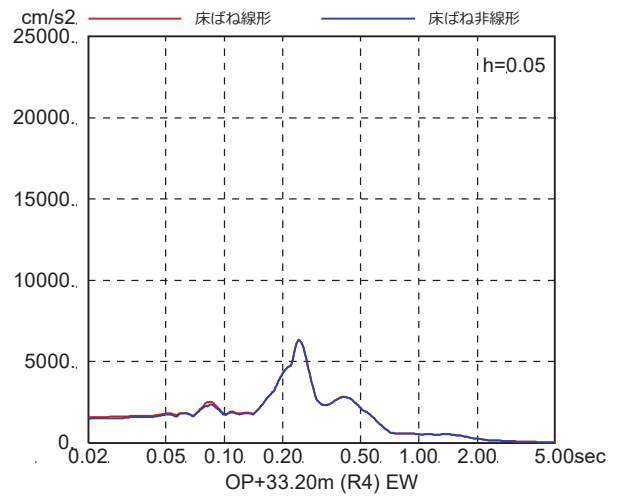
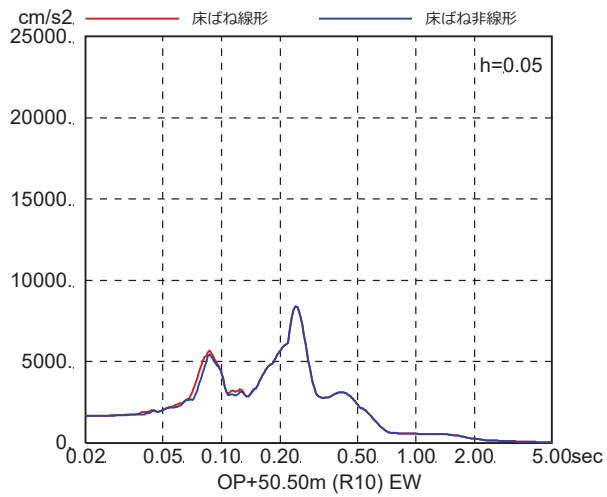


図 4-7(14) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 2, S s - N 1)

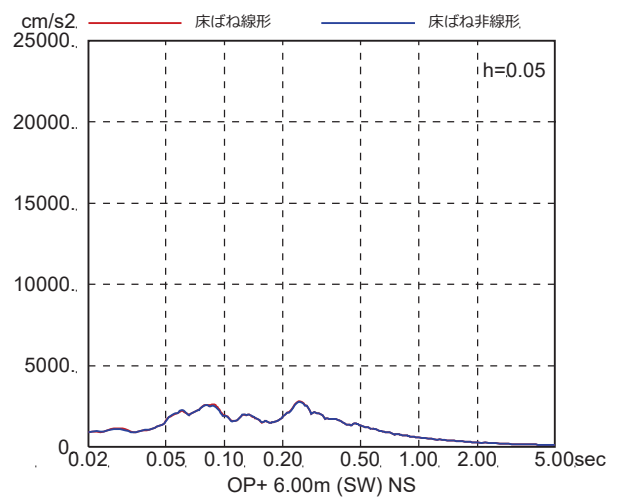
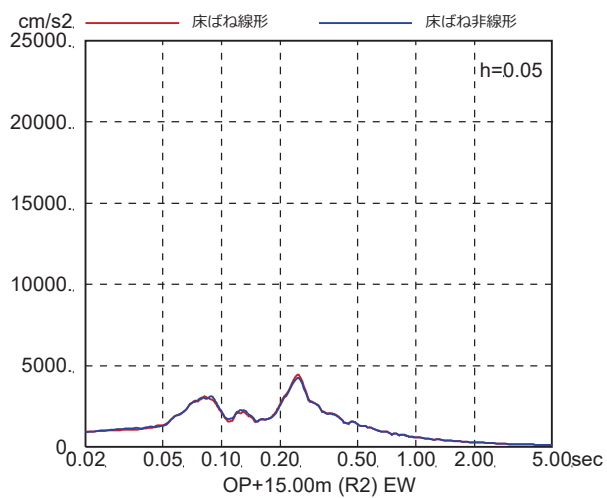
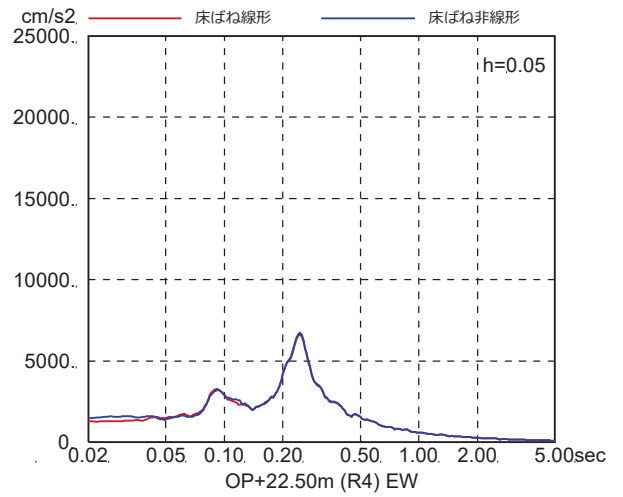
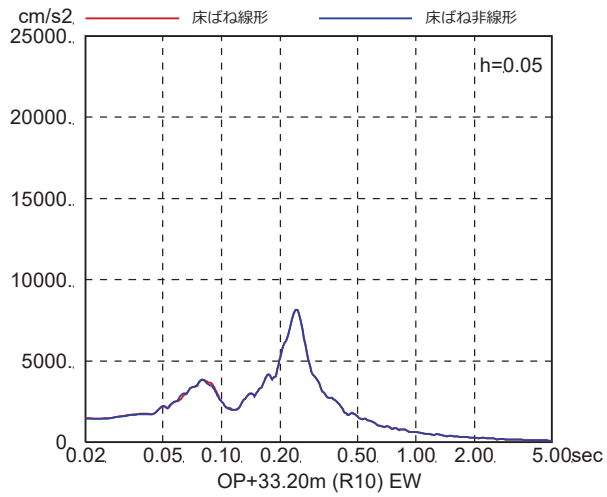
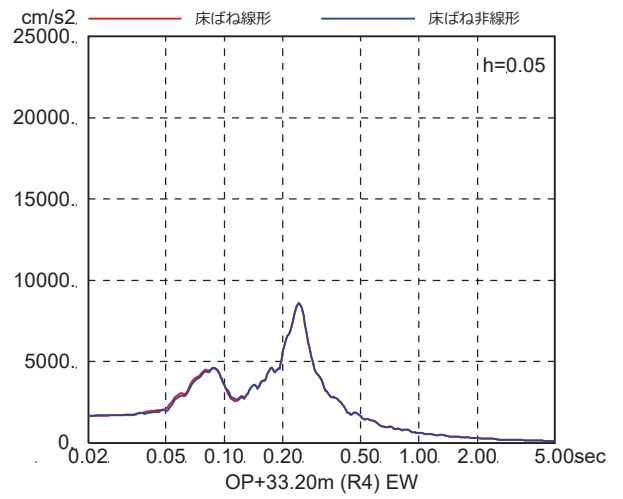
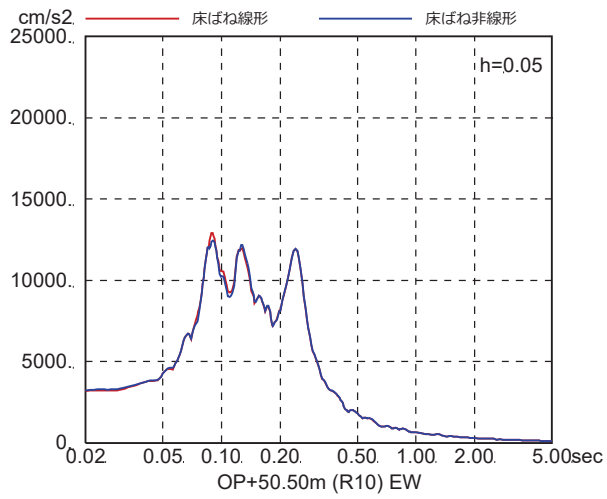


図 4-7(15) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 3, S s - D 1)

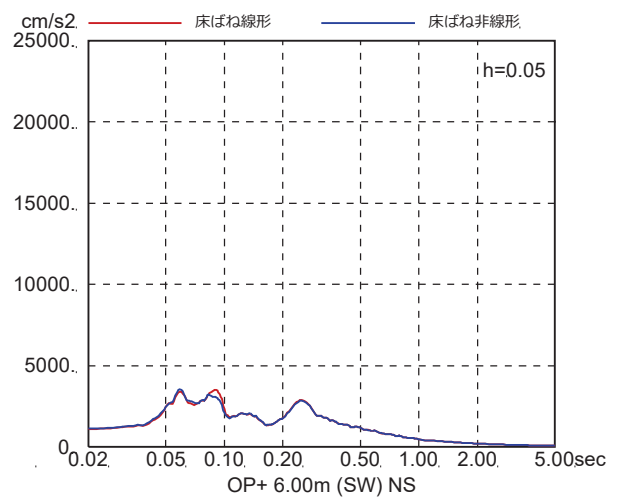
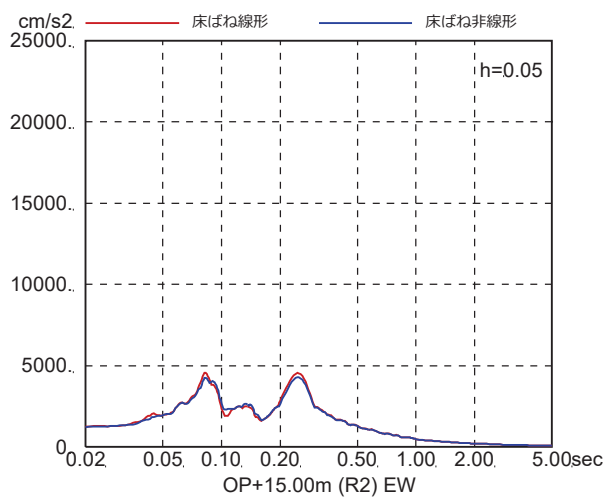
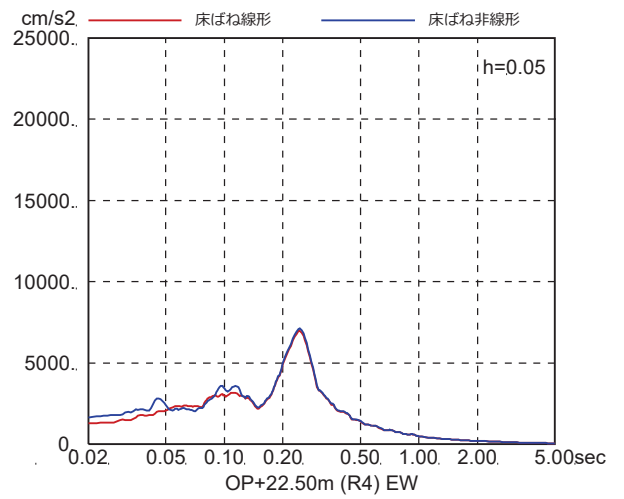
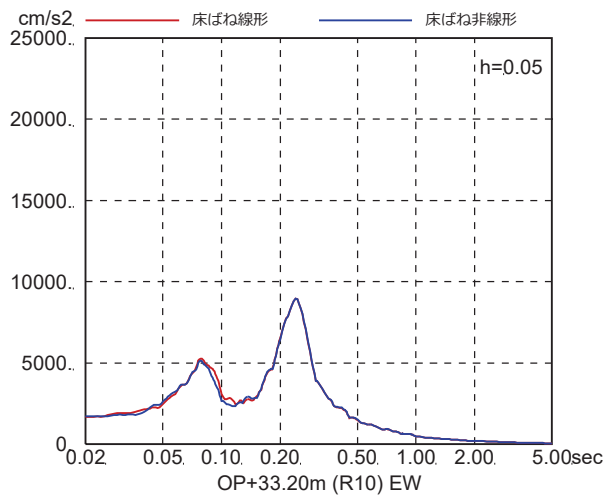
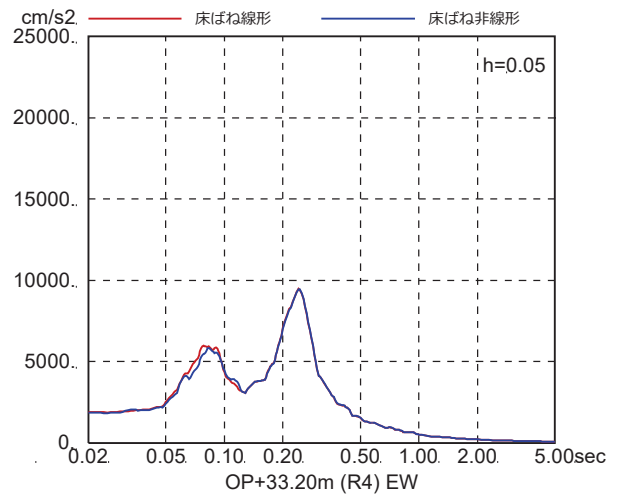
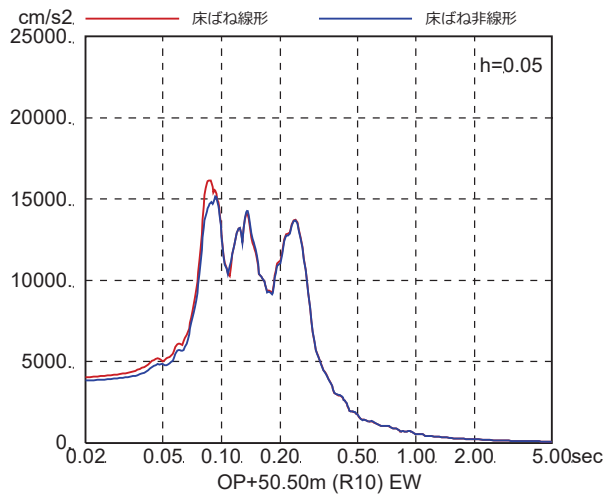


図 4-7(16) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 3, $S_s - D_2$)

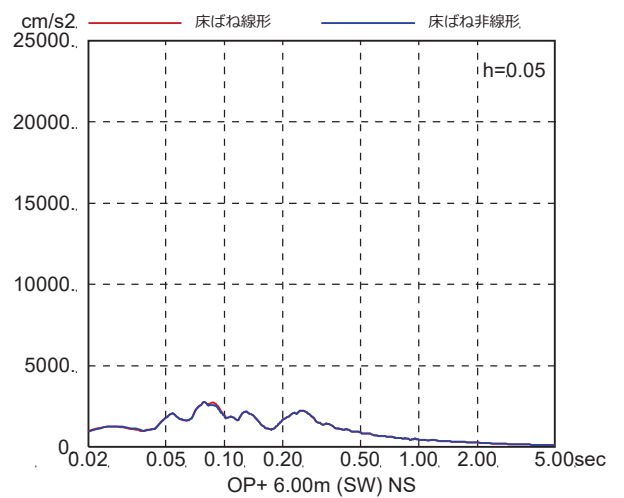
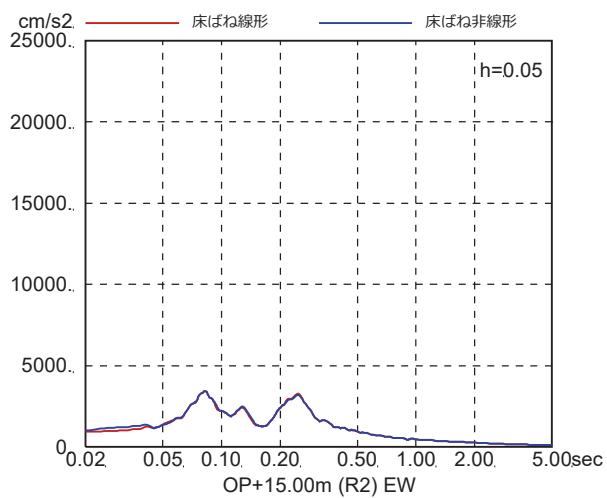
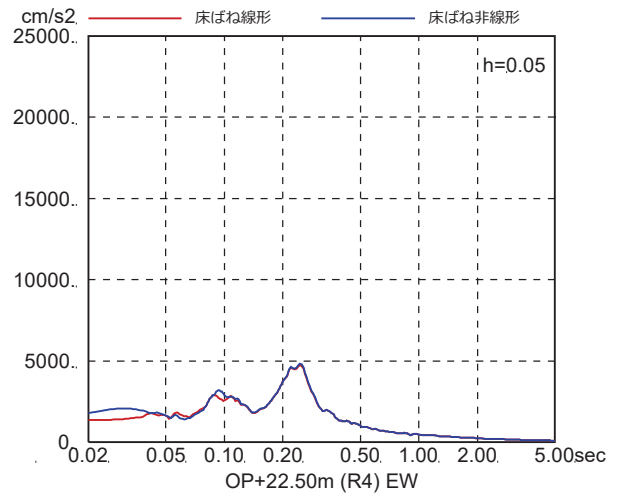
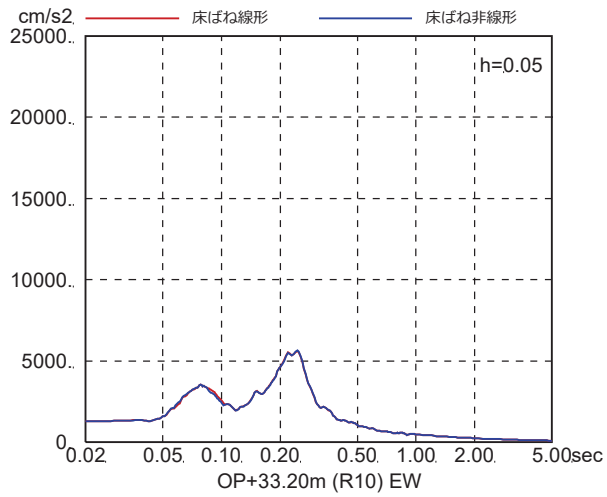
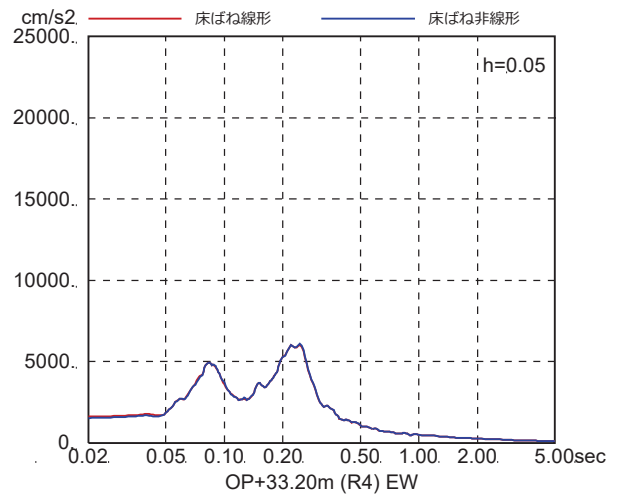
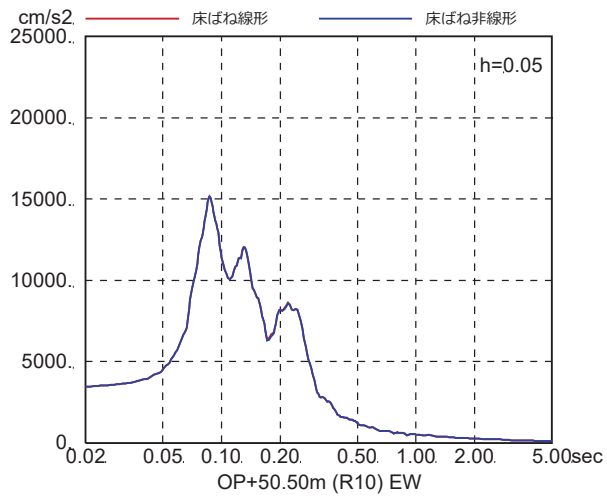


図 4-7(17) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 3, $S_s - D_3$)

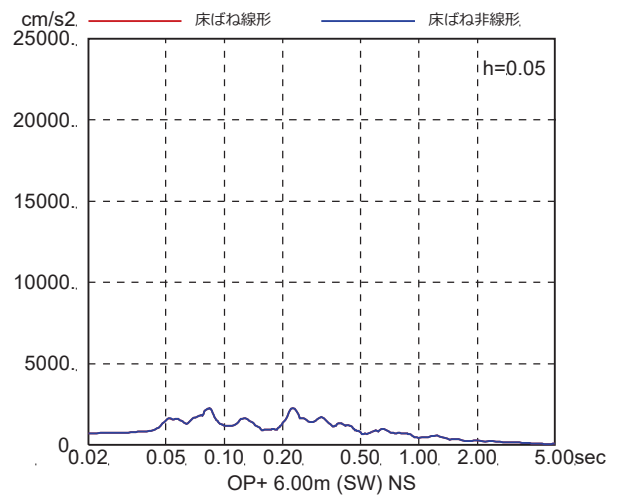
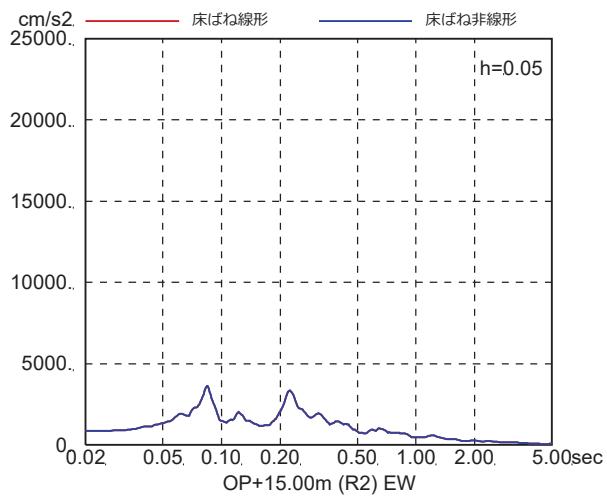
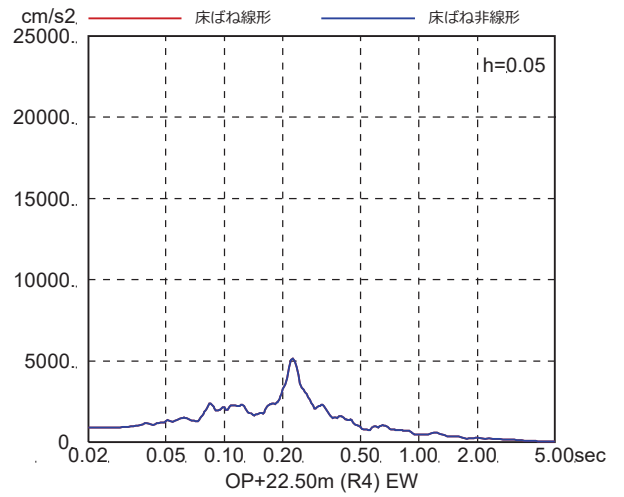
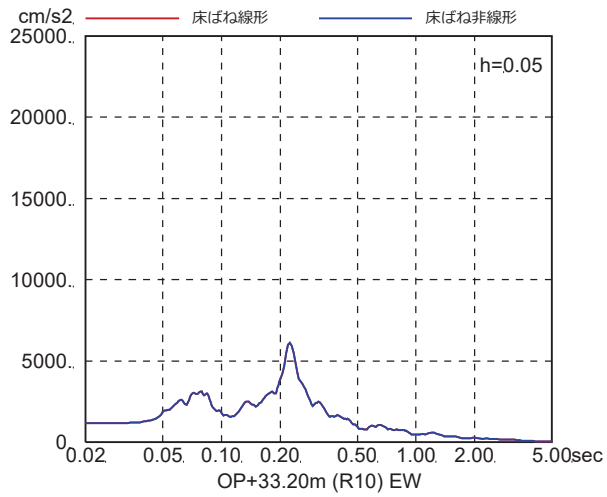
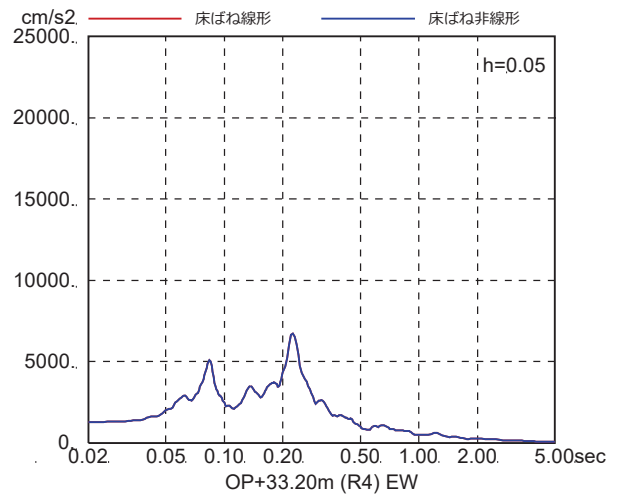
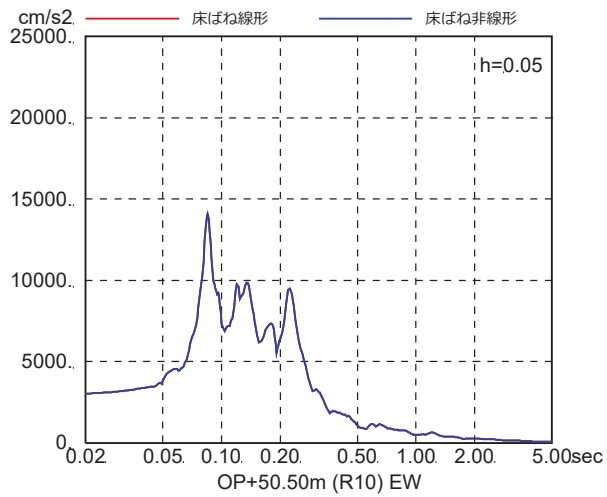


図 4-7(18) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 3, S s - F 1)

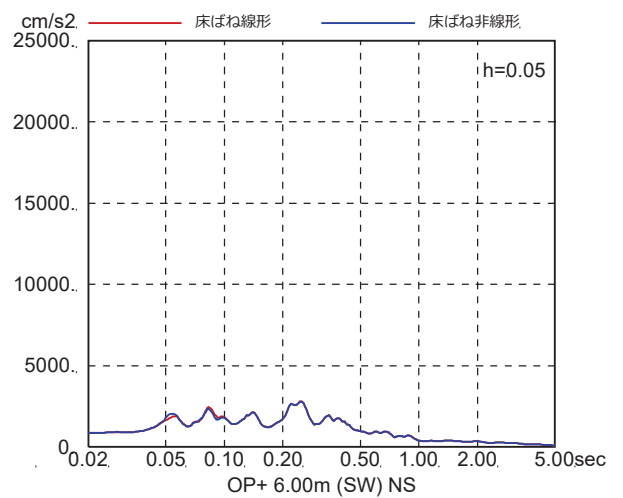
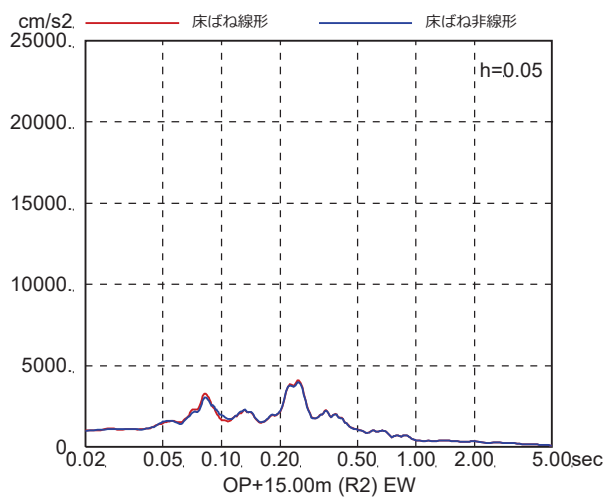
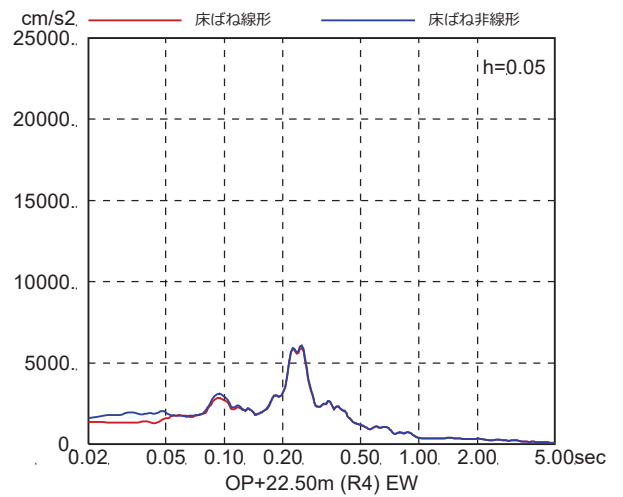
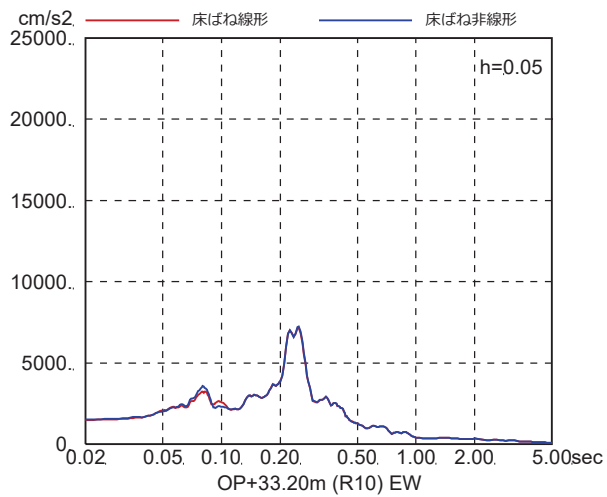
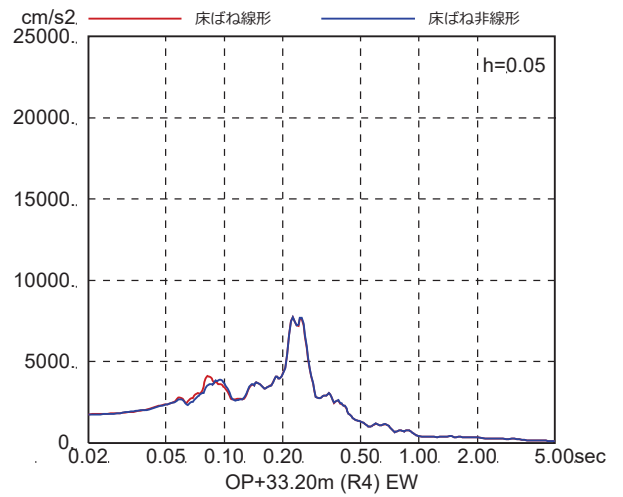
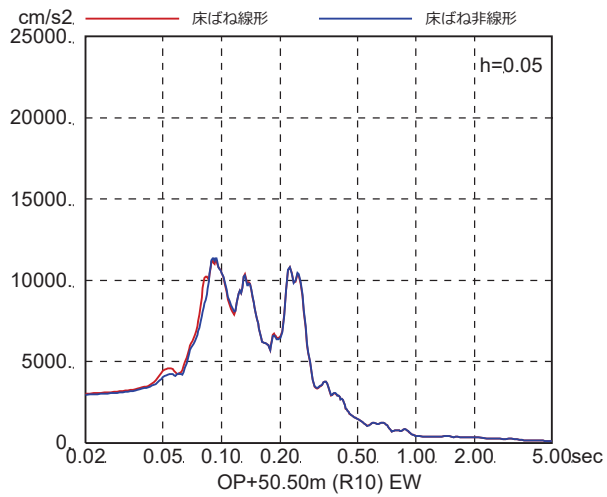


図 4-7(19) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 3, S_s-F₂)

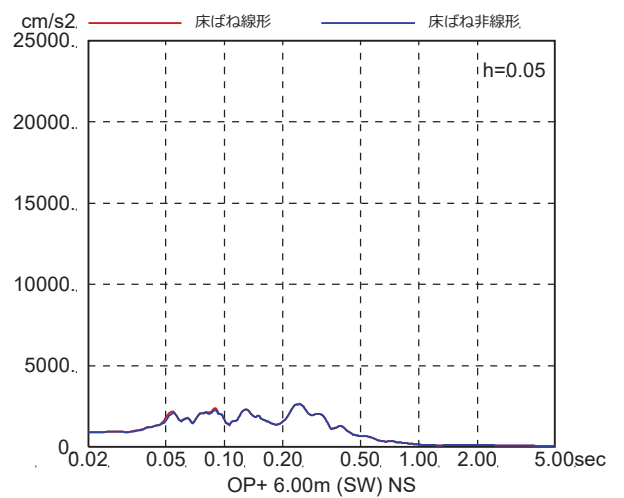
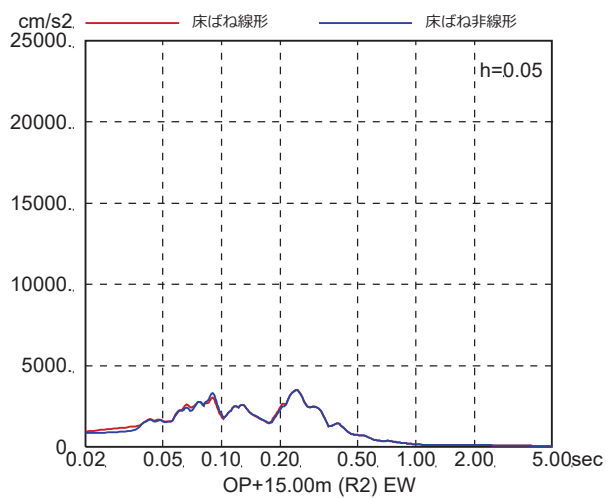
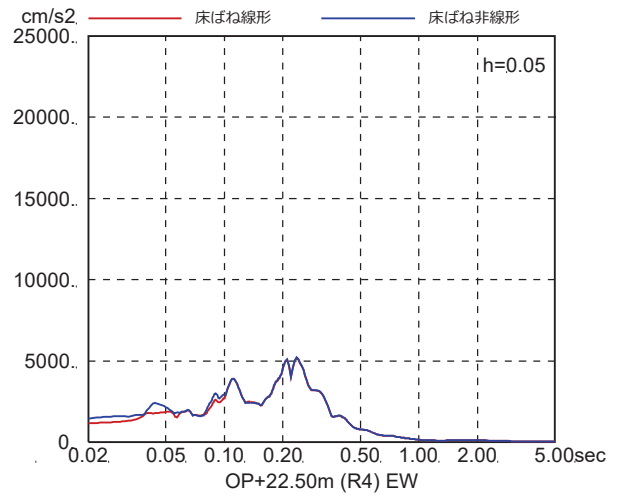
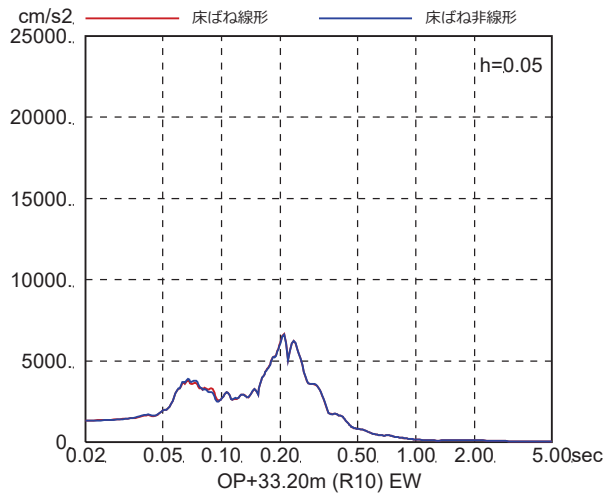
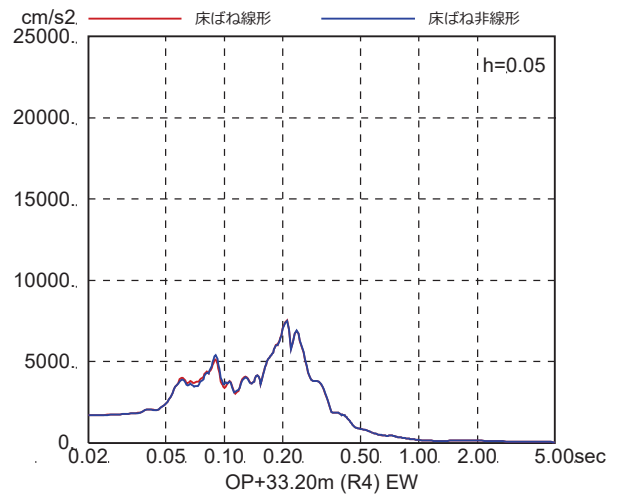
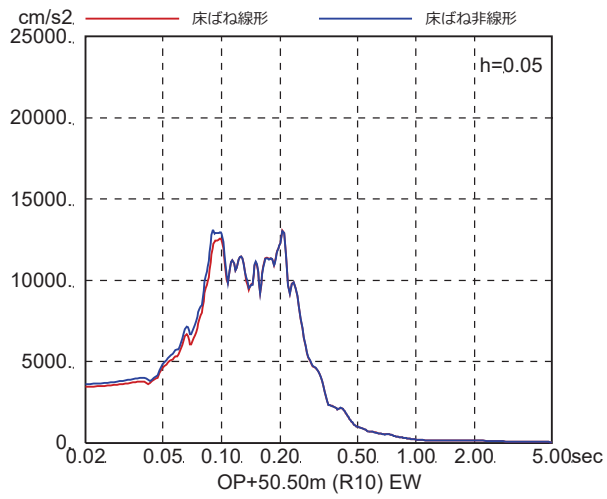


図 4-7(20) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 3, S_s-F₃)

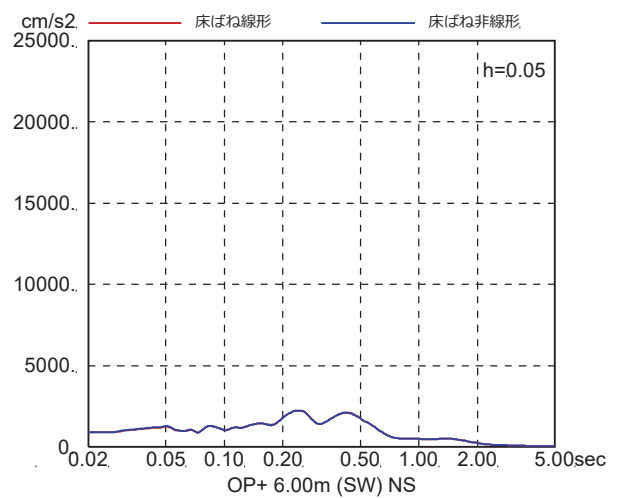
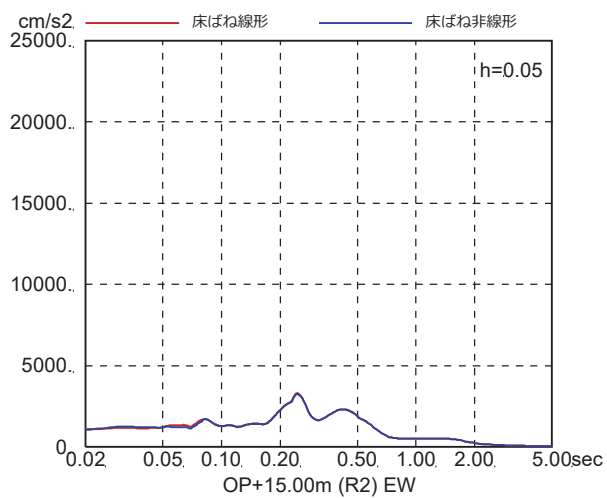
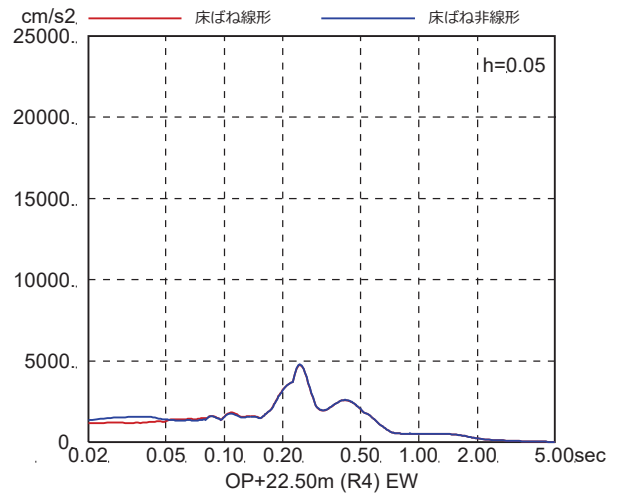
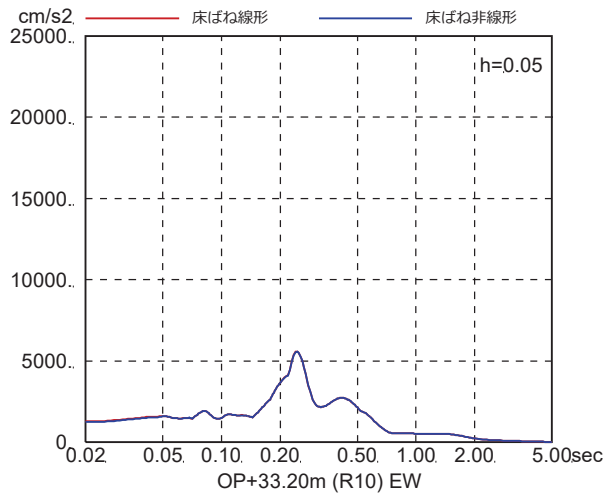
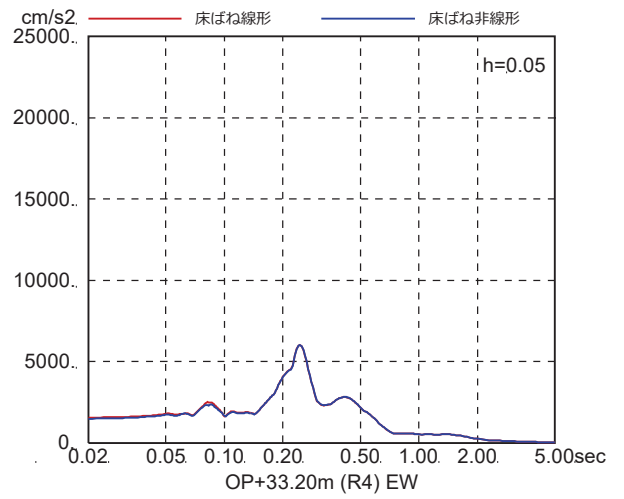
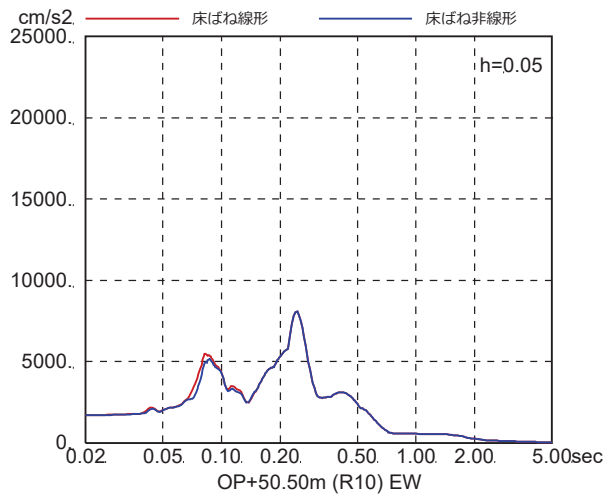


図 4-7(21) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 3, S s - N 1)

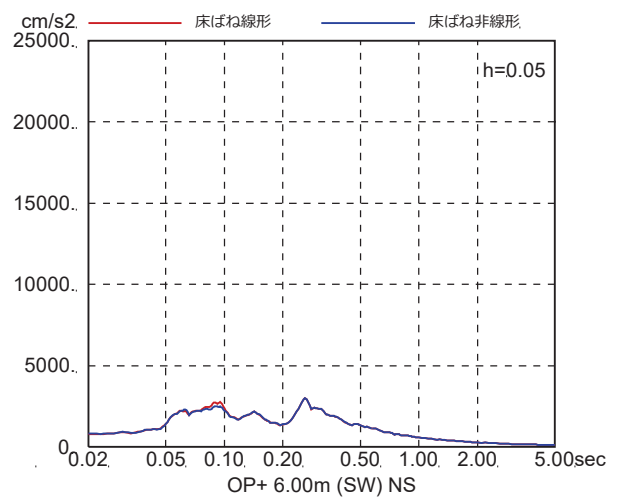
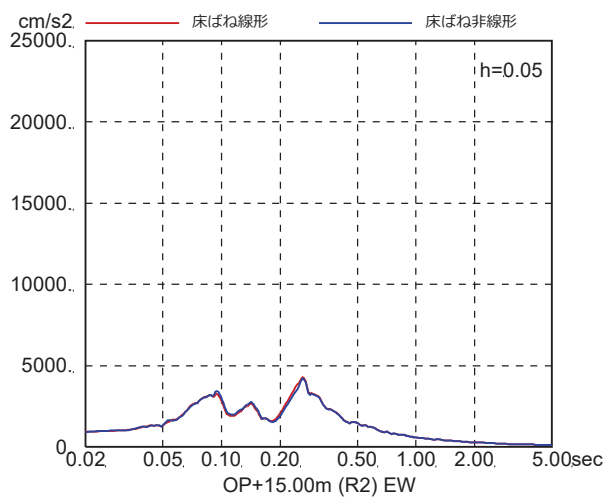
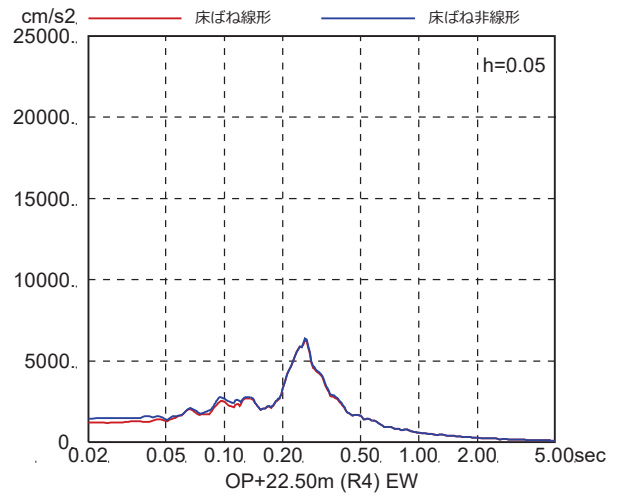
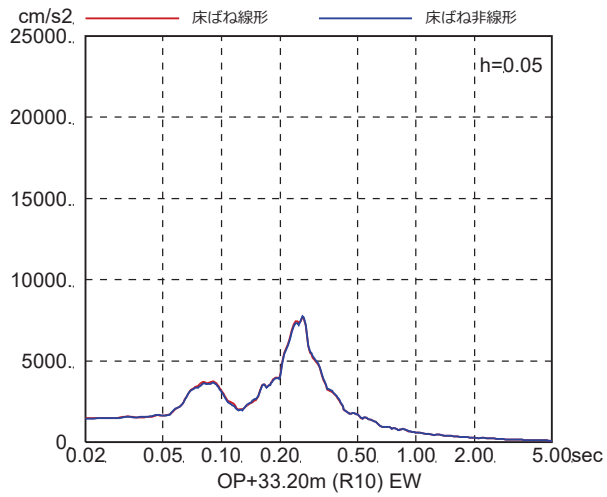
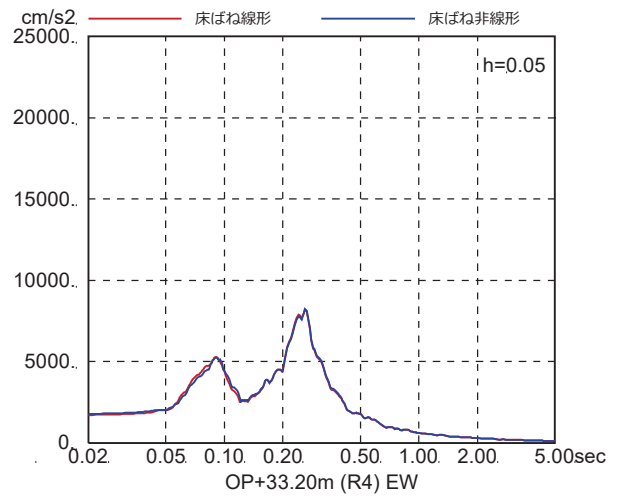
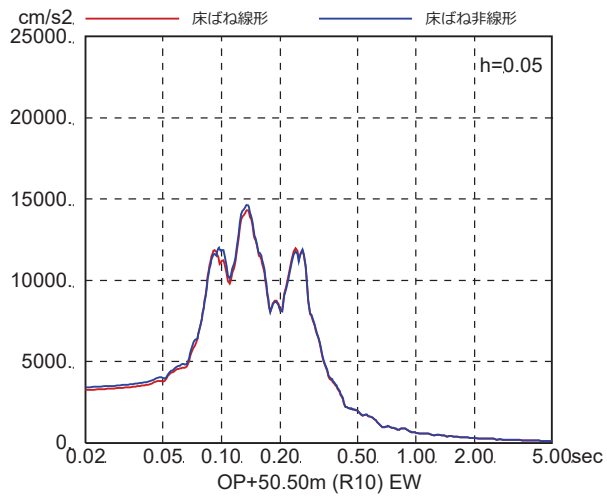


図 4-7(22) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 4, S s - D 1)

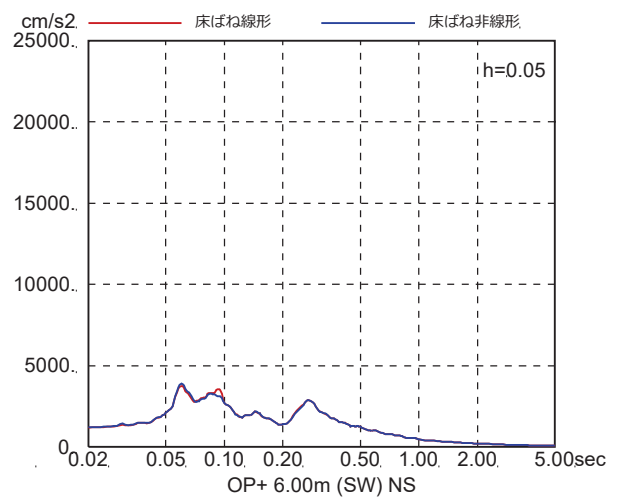
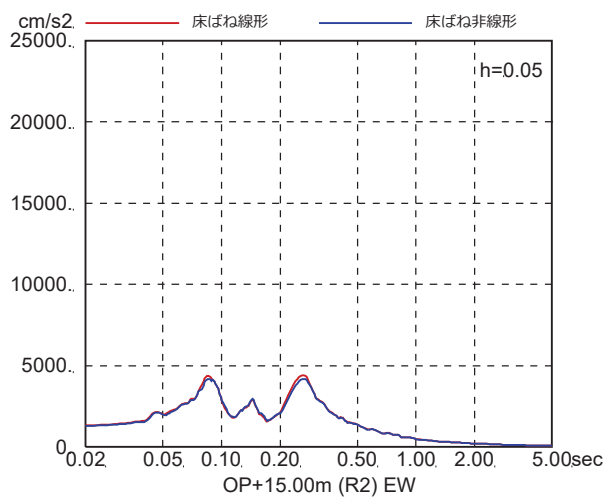
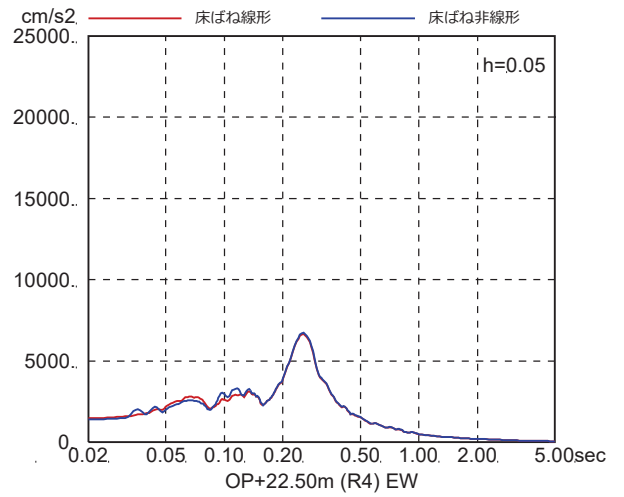
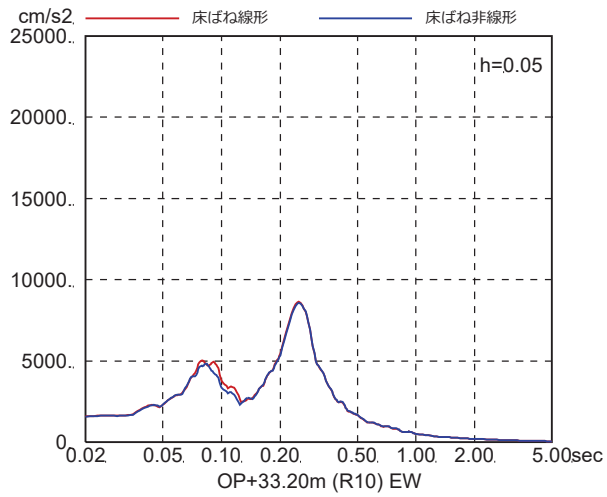
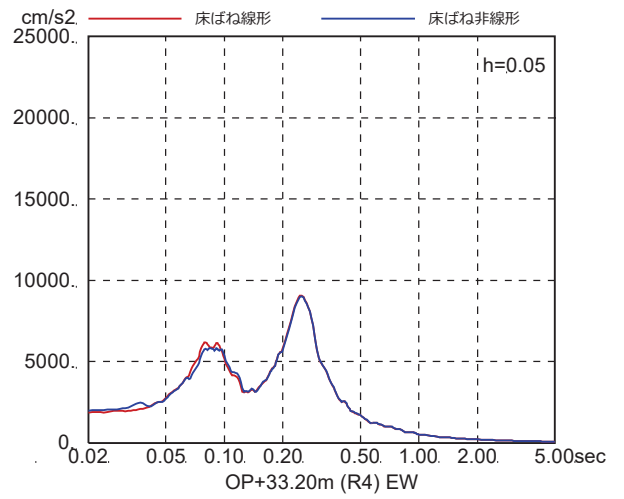
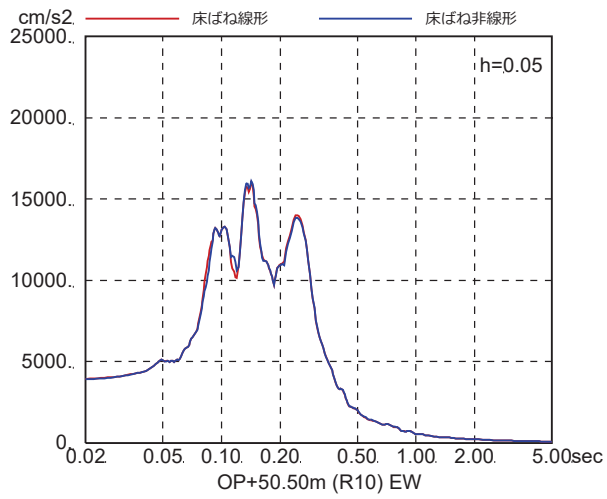


図 4-7(23) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 4, $S_s - D_2$)

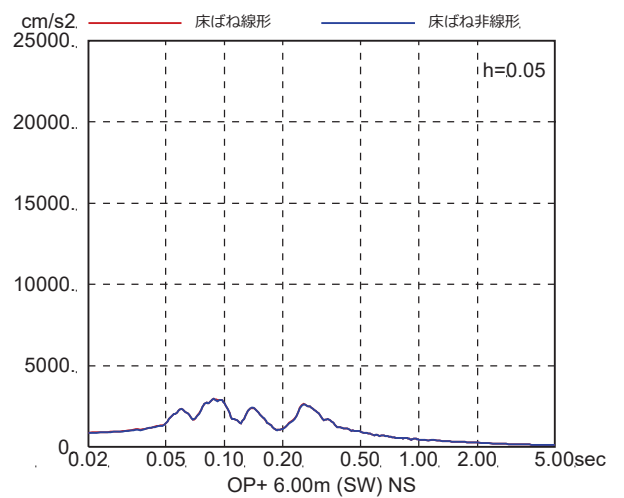
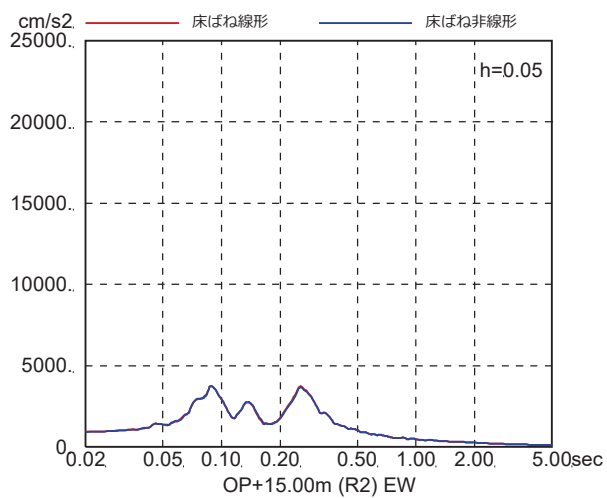
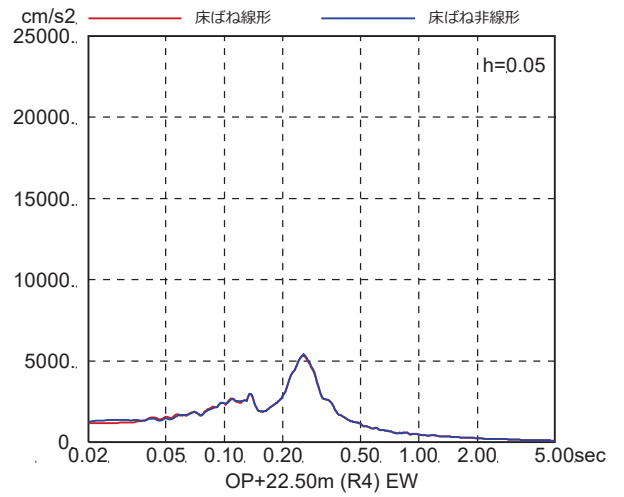
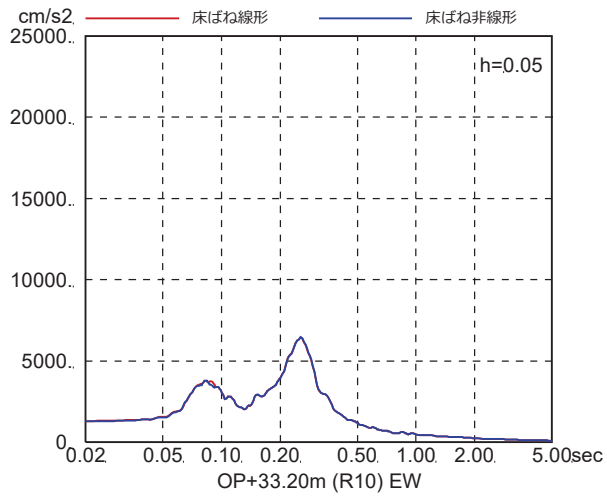
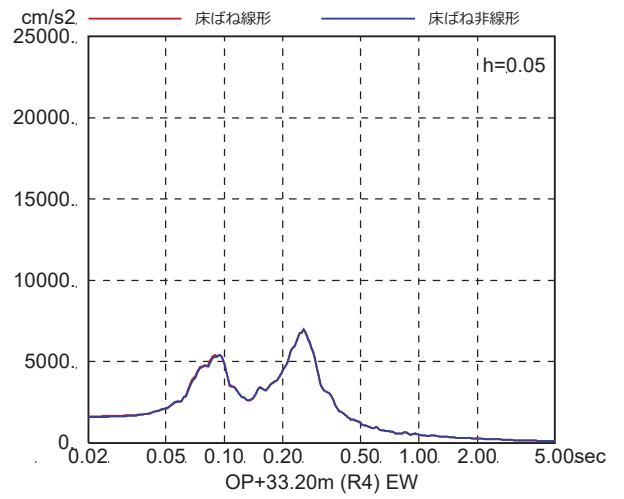
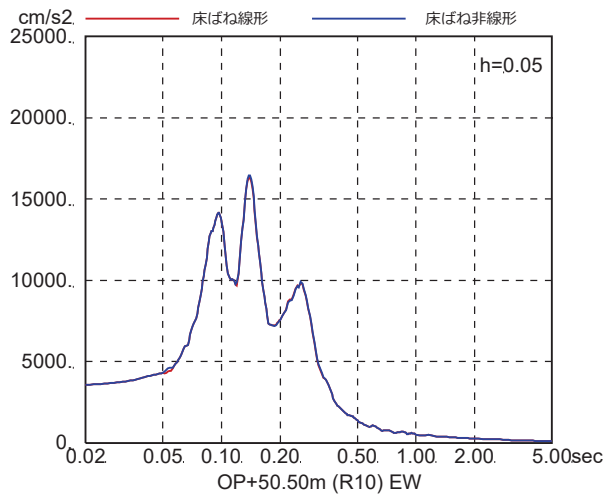


図 4-7(24) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 4, S s - D 3)

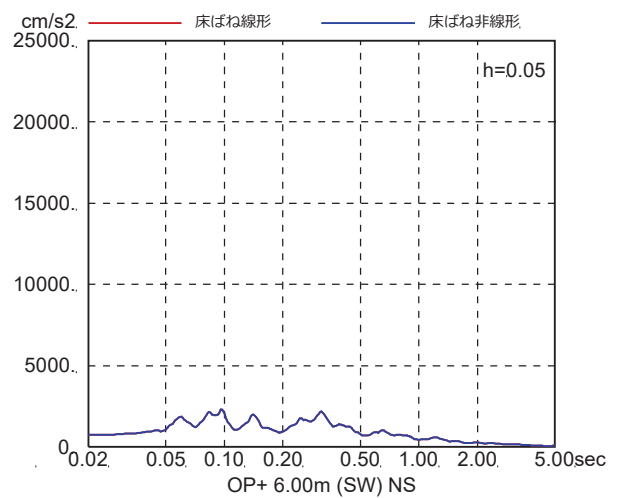
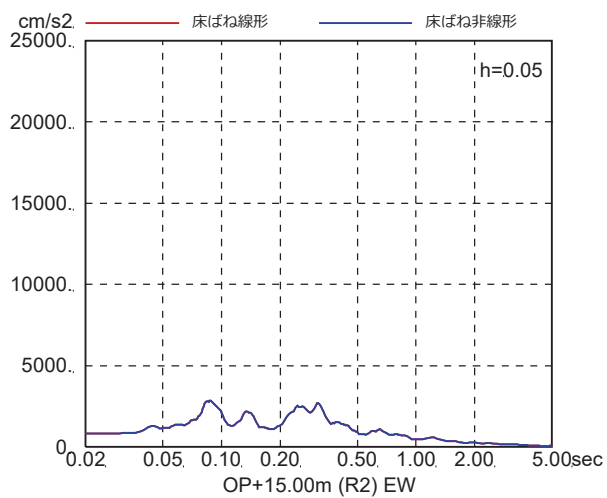
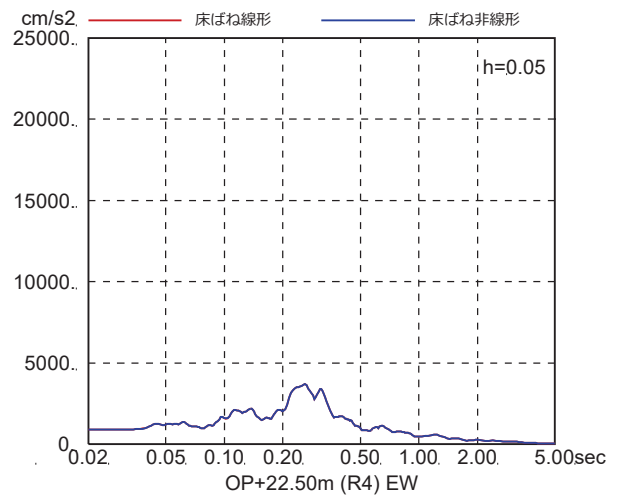
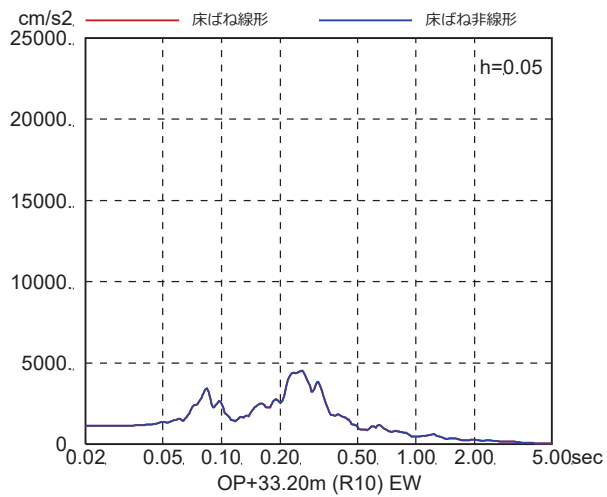
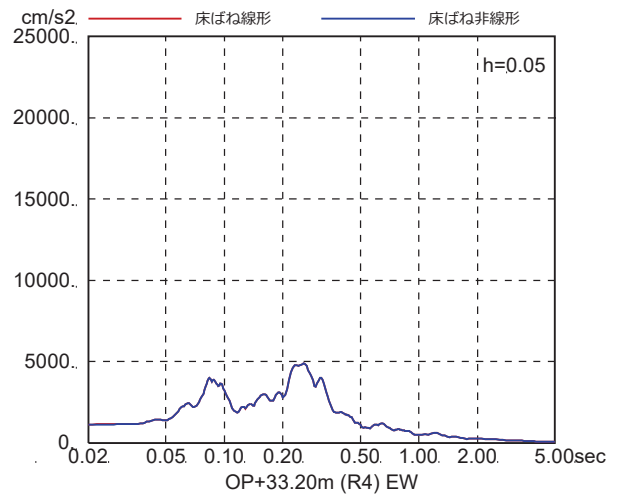
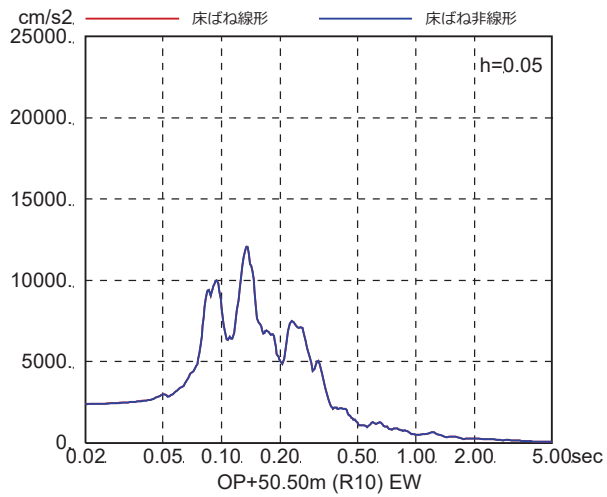


図 4-7(25) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 4, S s - F 1)

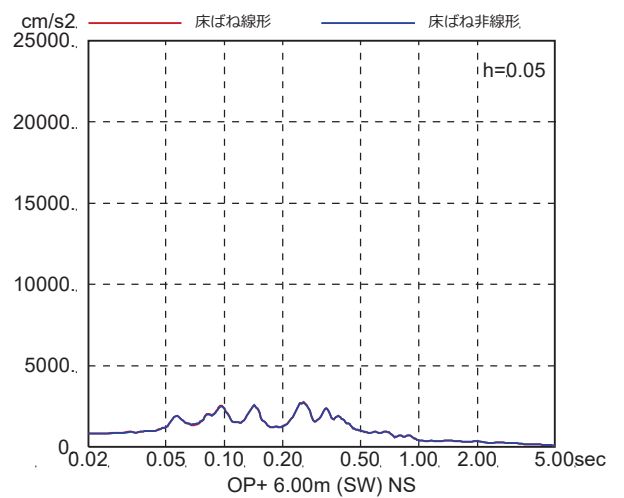
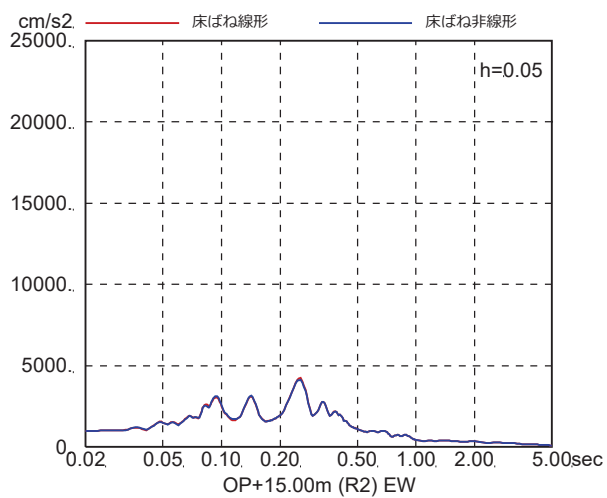
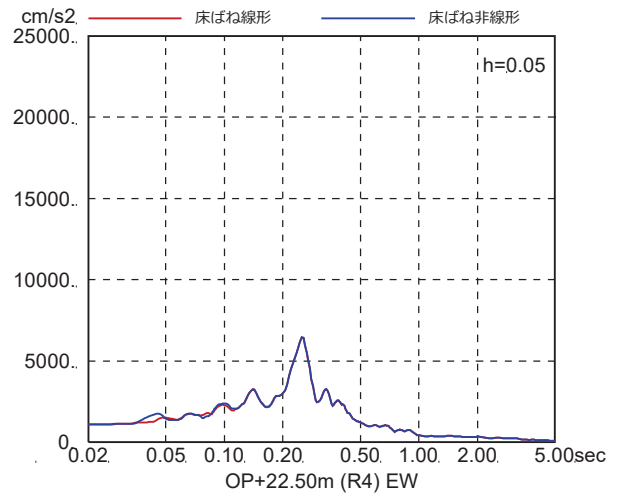
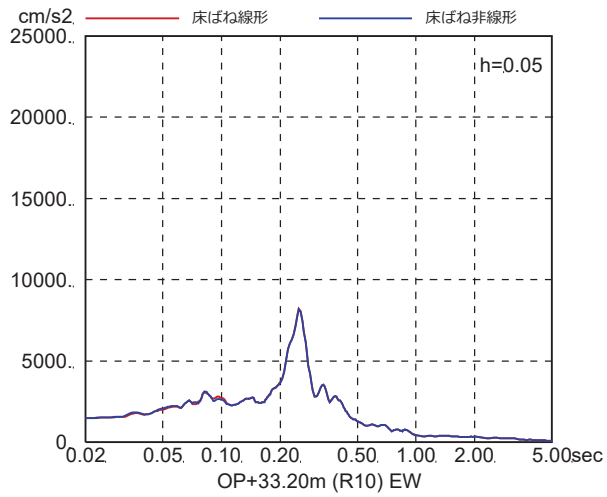
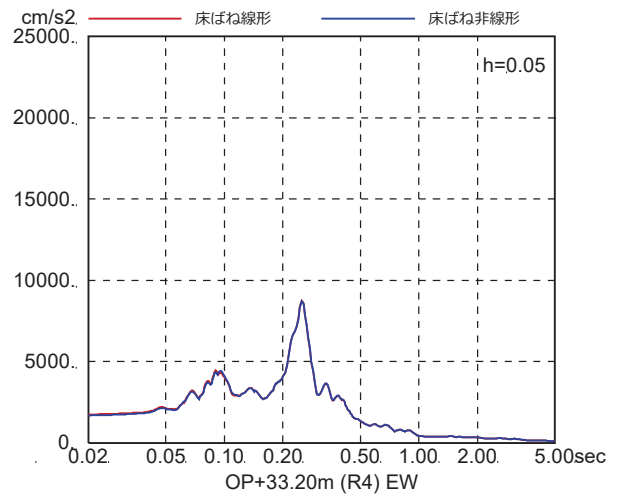
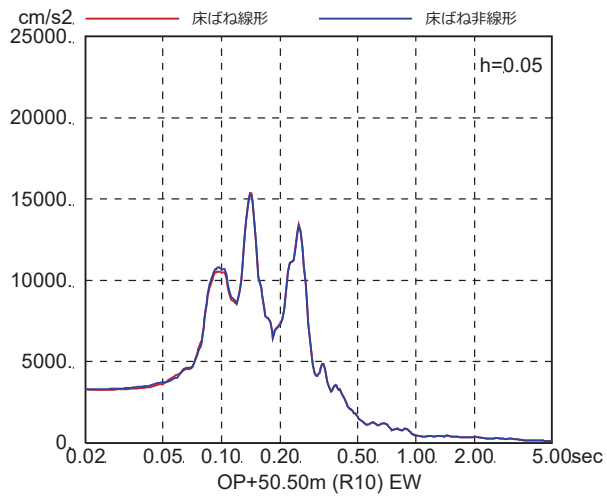


図 4-7(26) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 4, $S_s - F_2$)

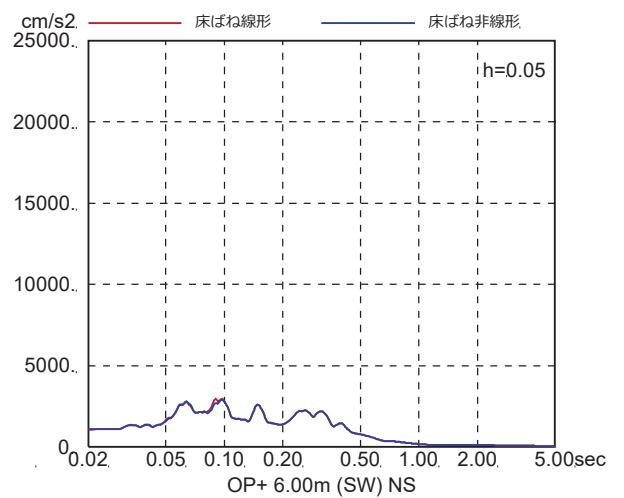
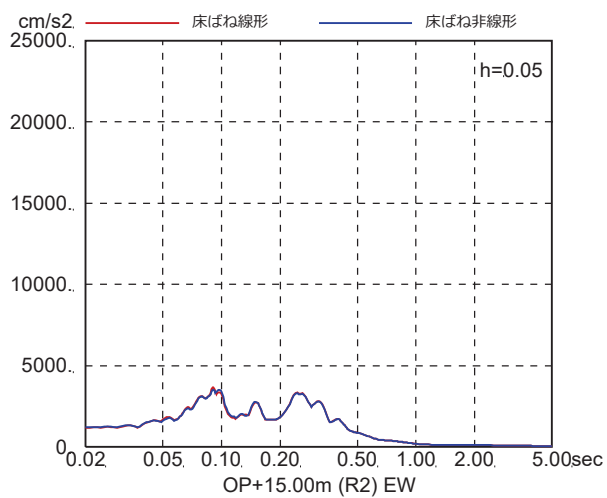
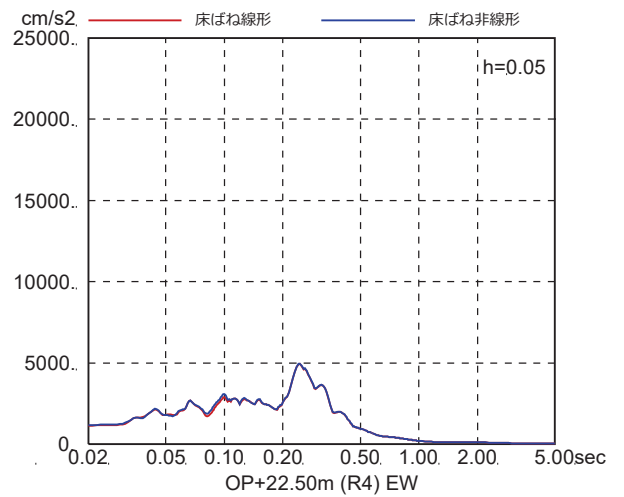
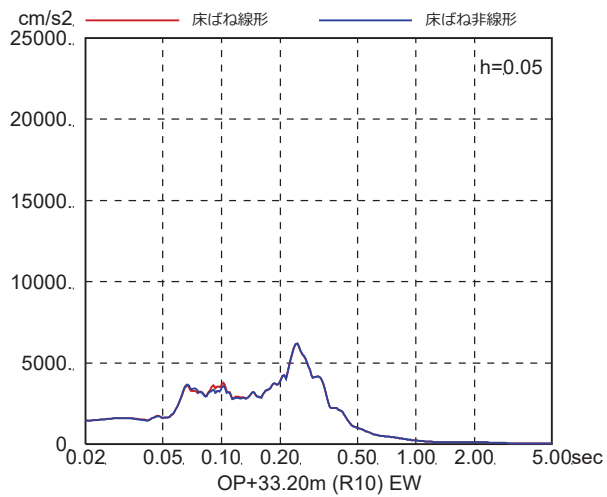
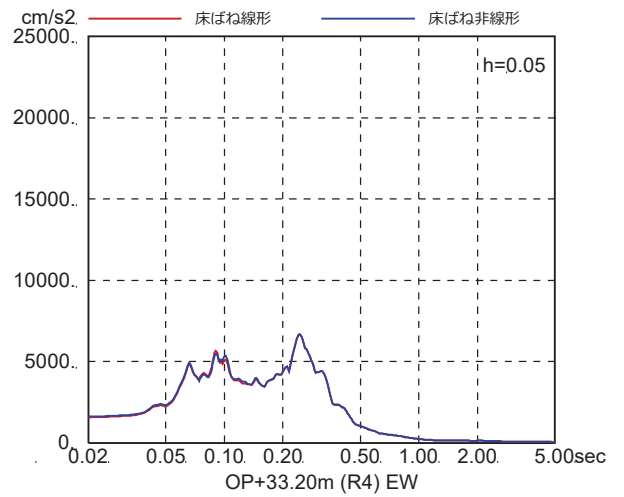
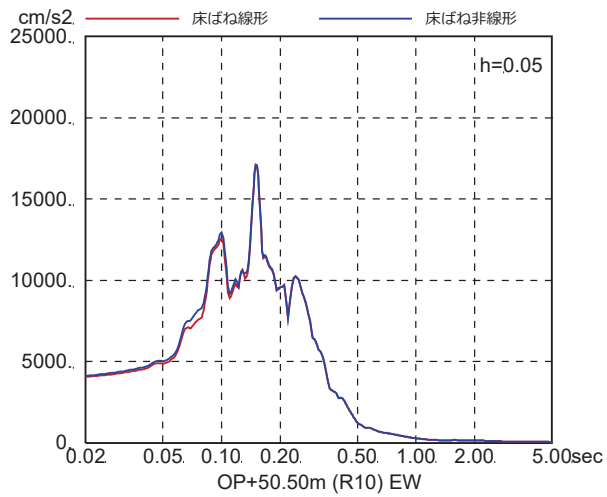


図 4-7(27) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 4, $S_s - F_3$)

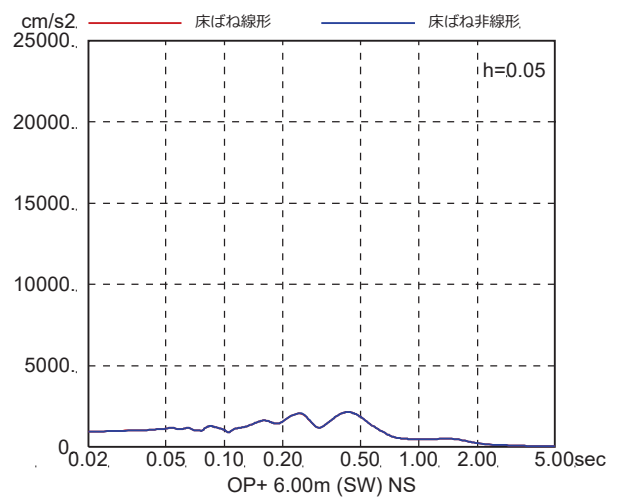
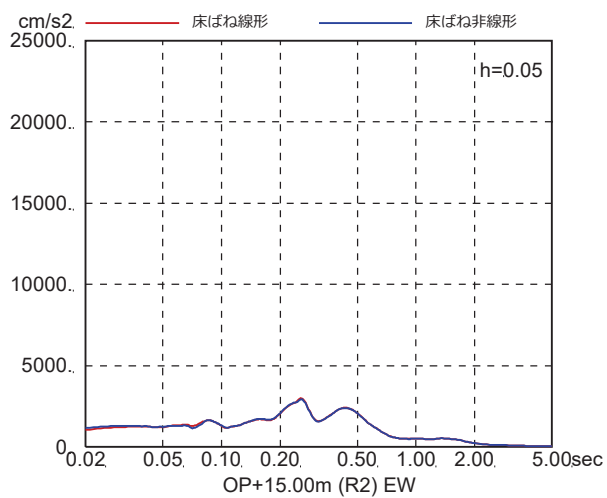
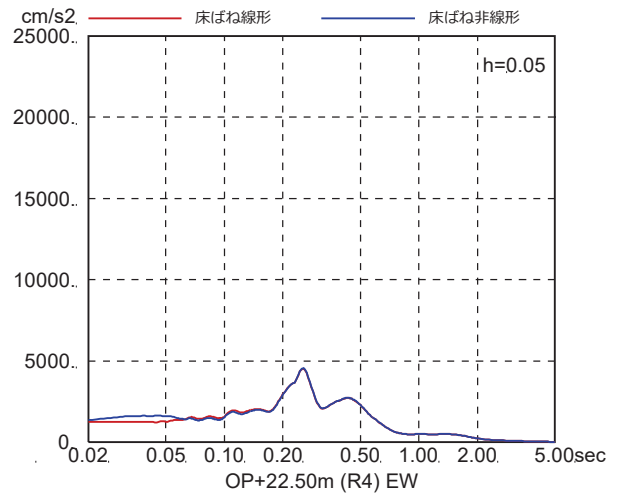
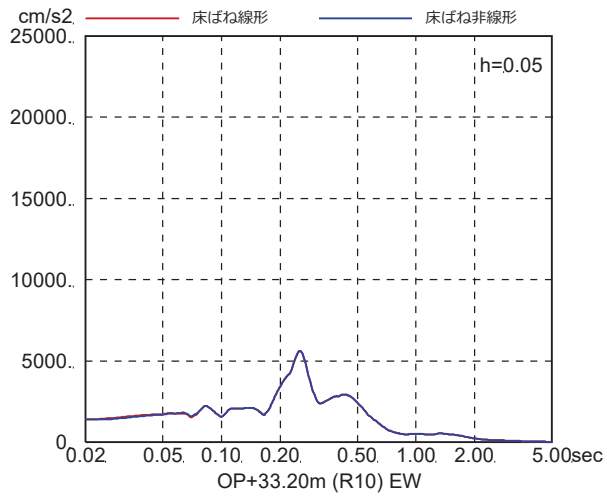
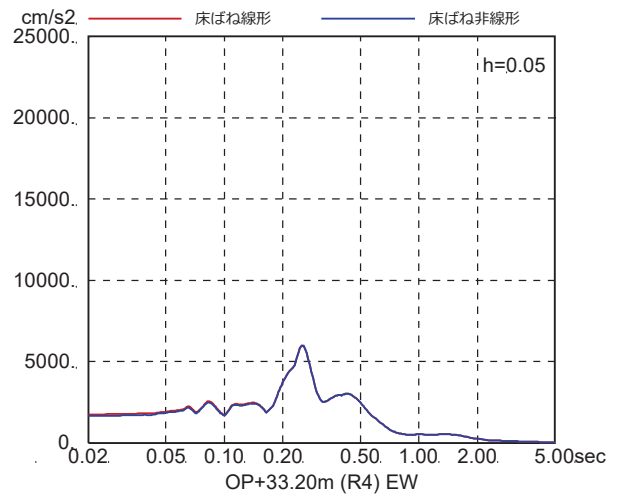
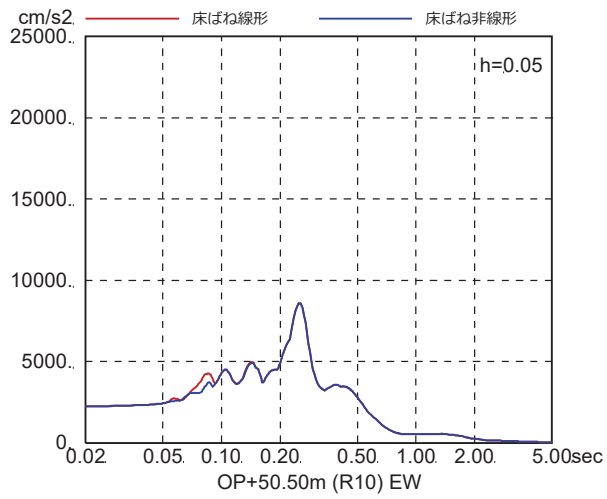


図 4-7(28) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 4, S s - N 1)

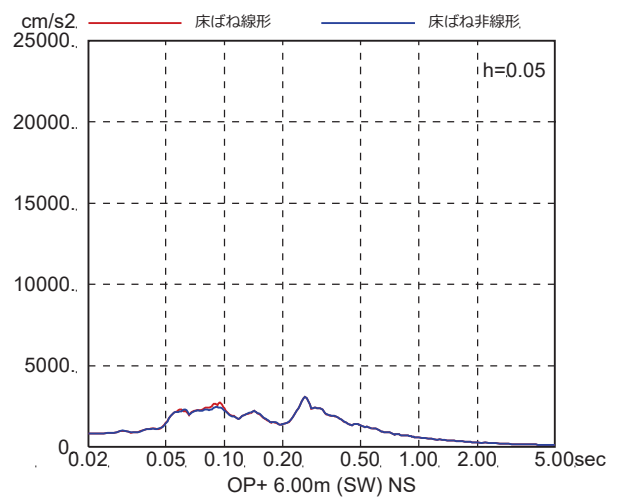
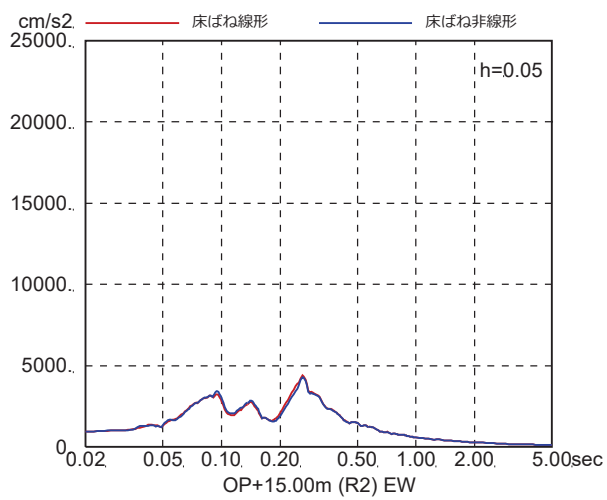
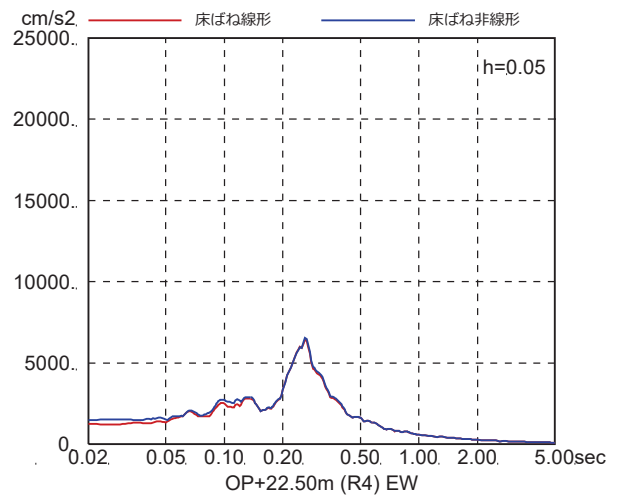
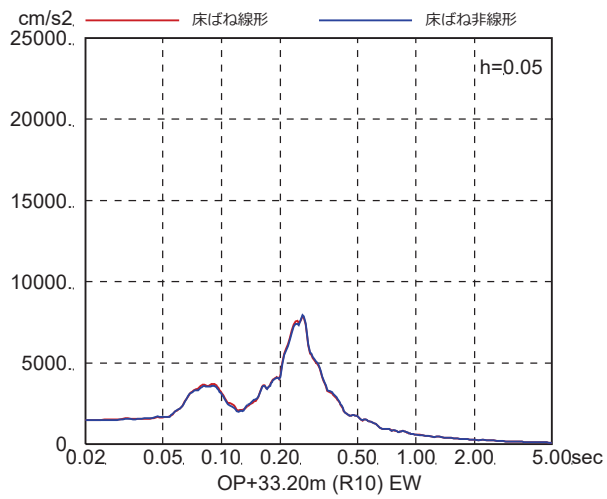
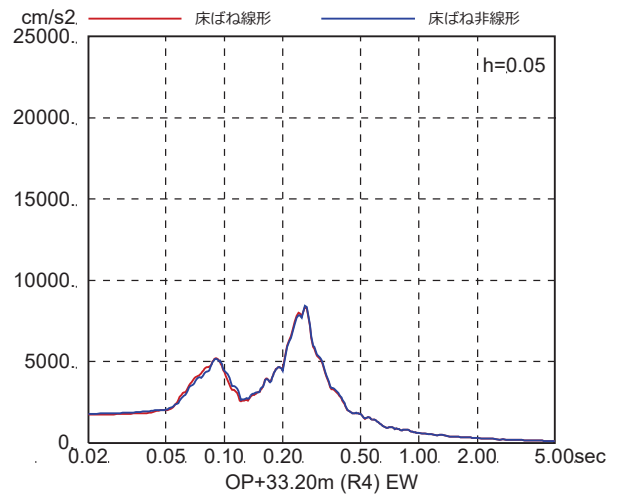
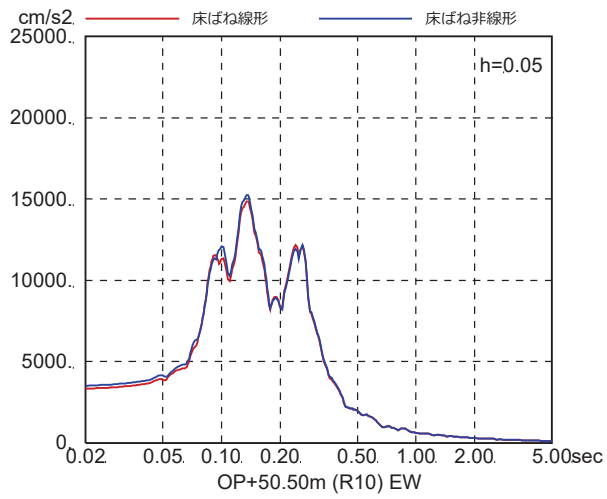


図 4-7(29) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 5, S_s-D1)

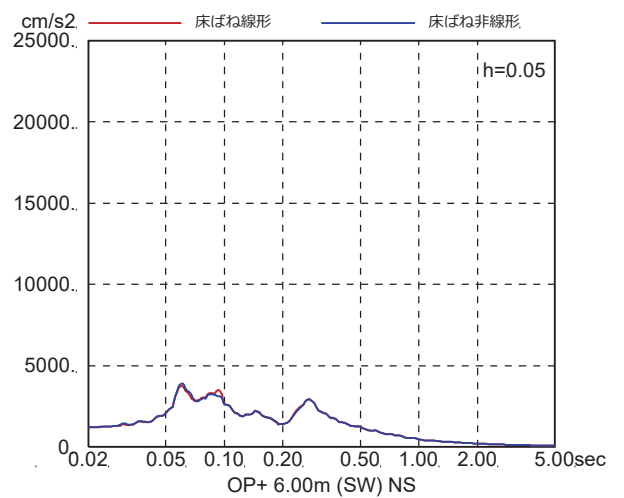
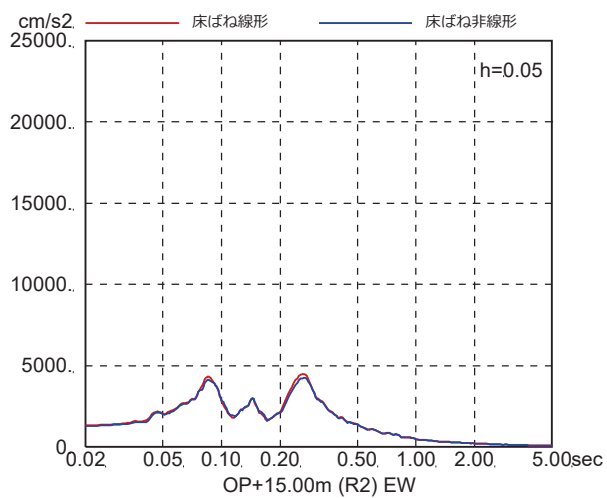
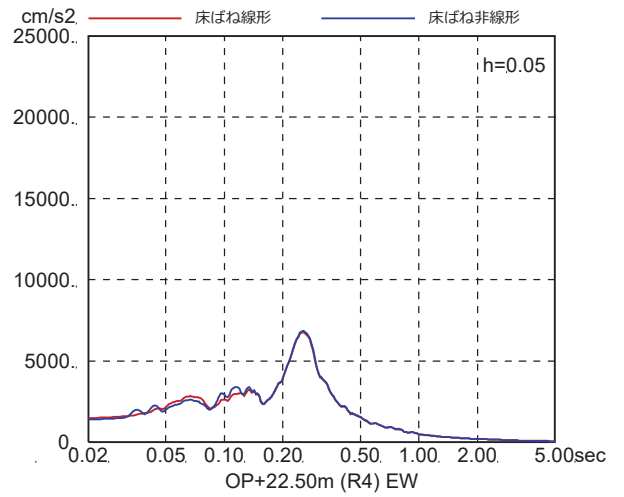
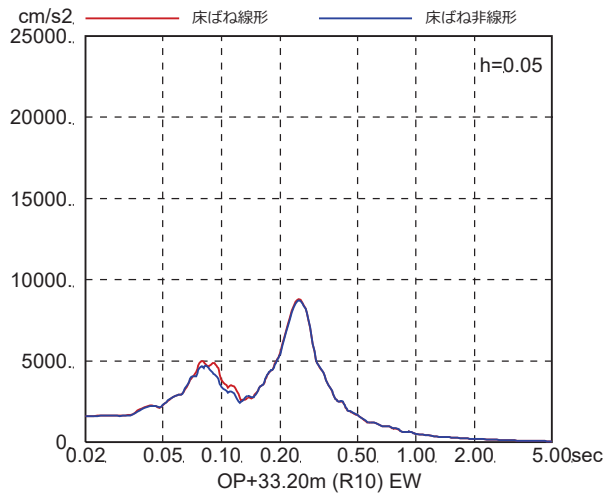
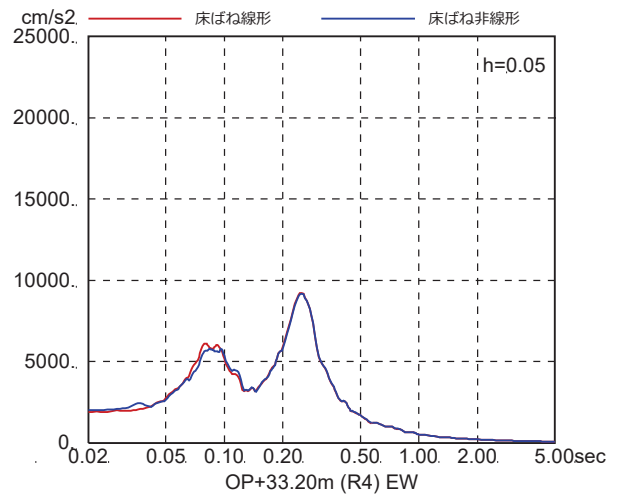
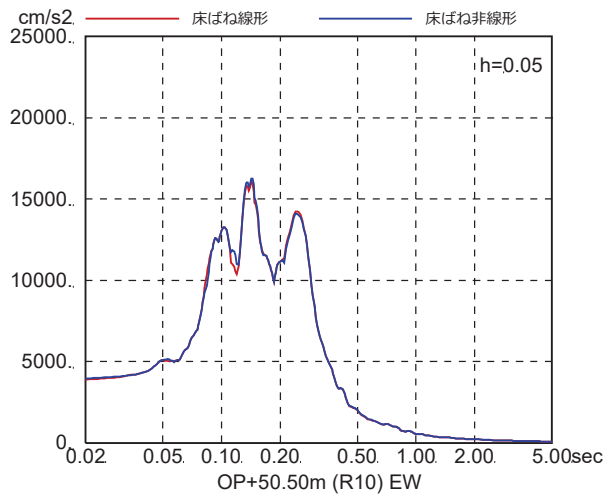


図 4-7(30) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 5, $S_s - D_2$)

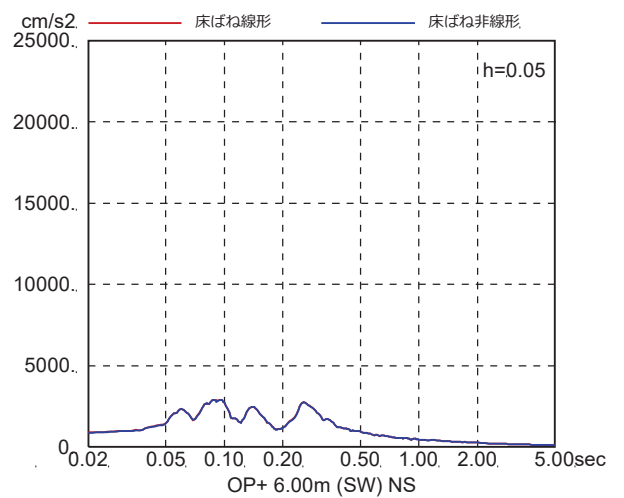
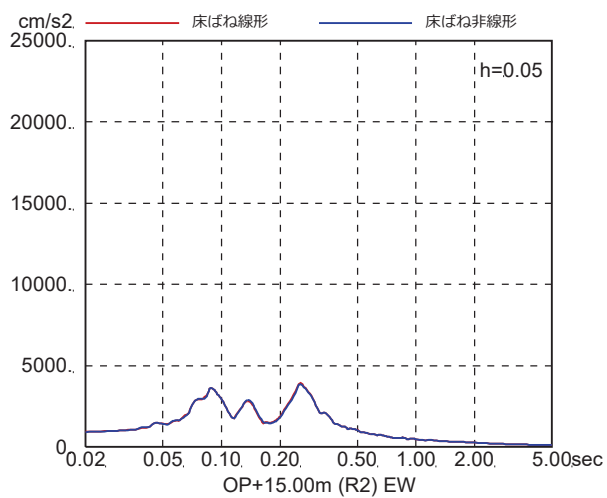
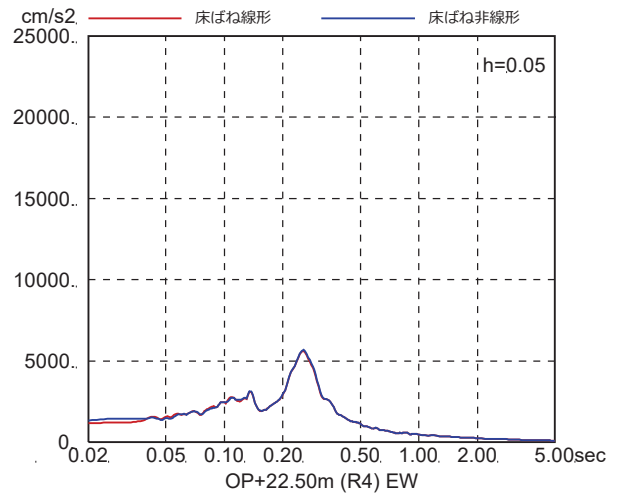
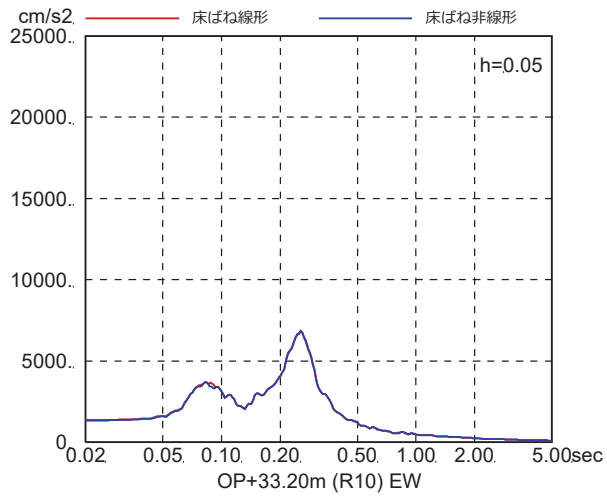
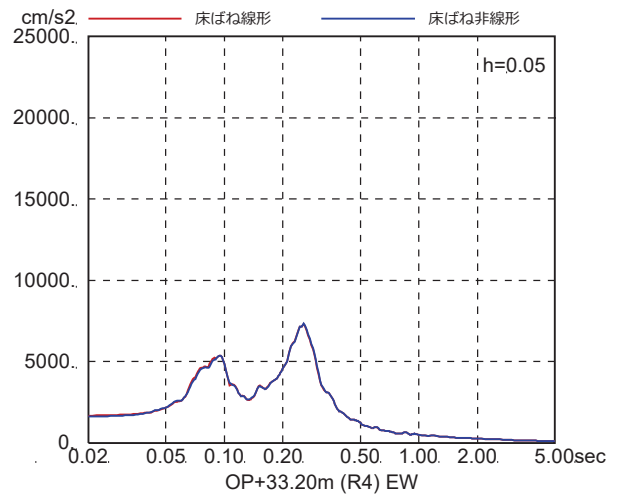
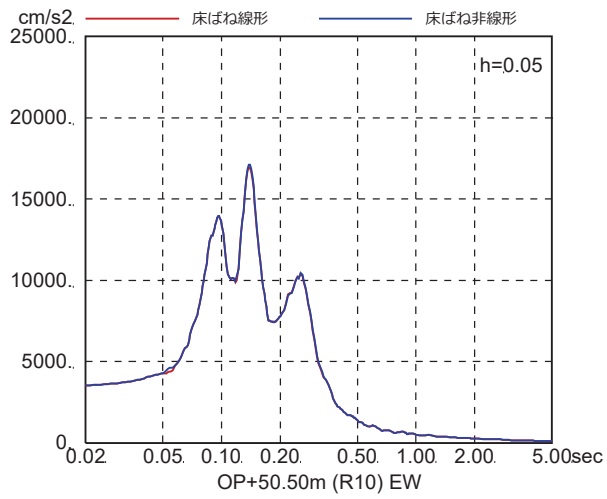


図 4-7(31) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 5, $S_s - D_3$)

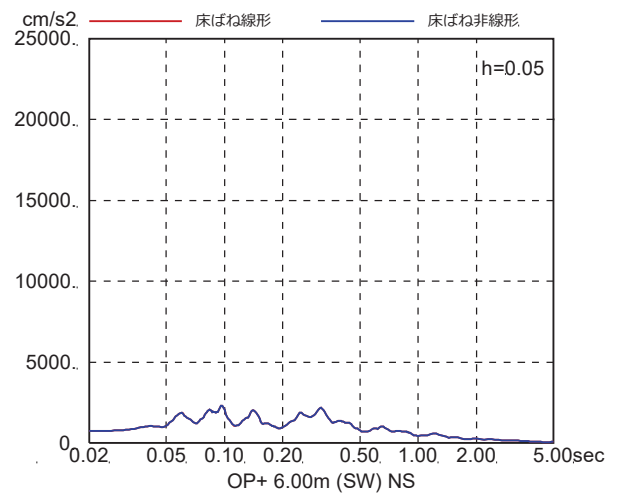
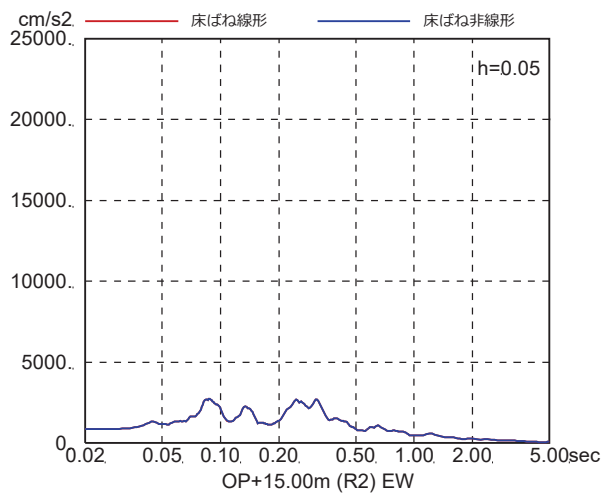
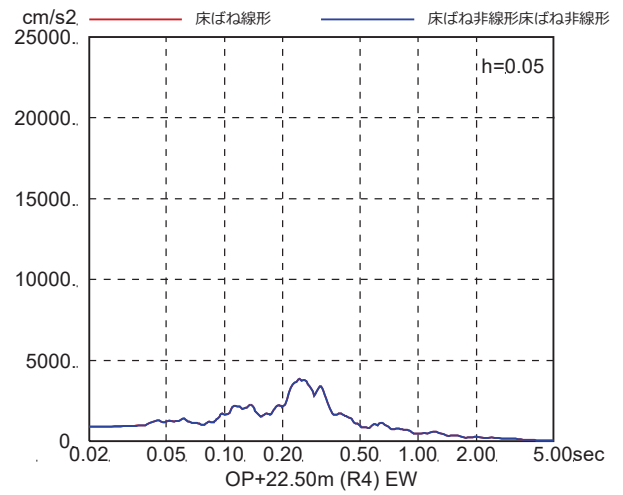
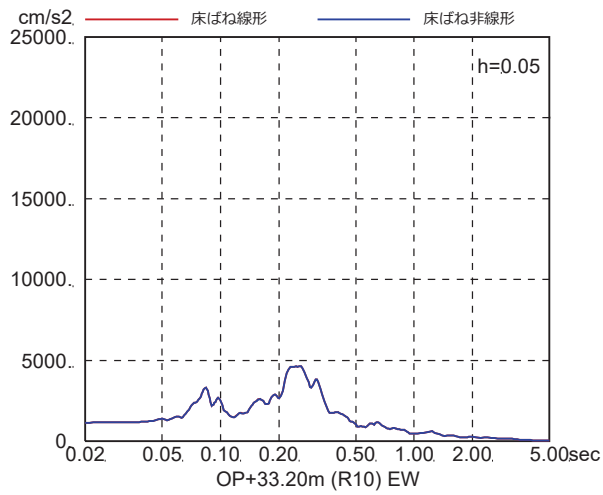
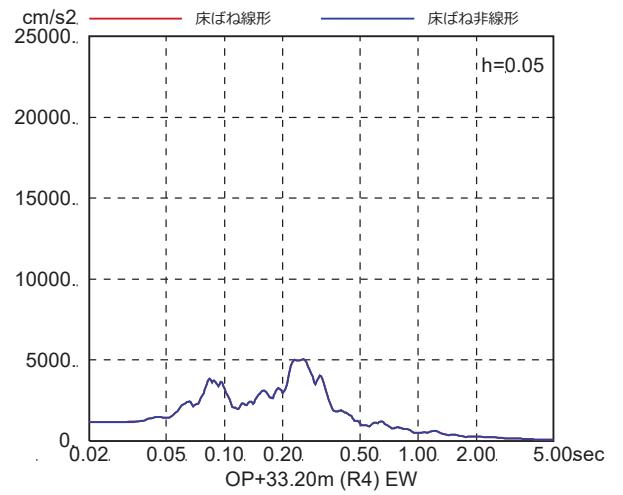
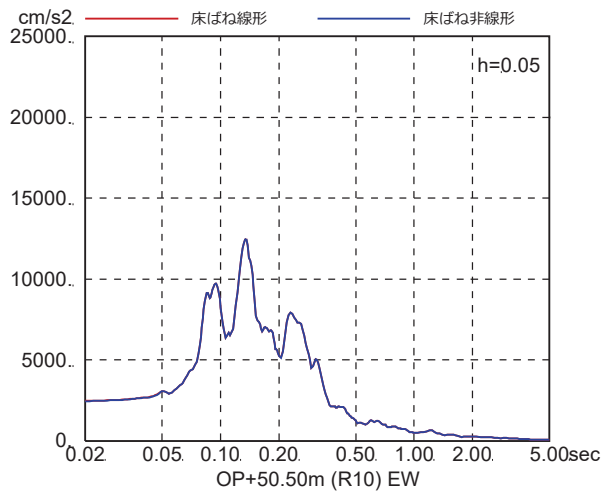


図 4-7(32) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 5, S s - F 1)

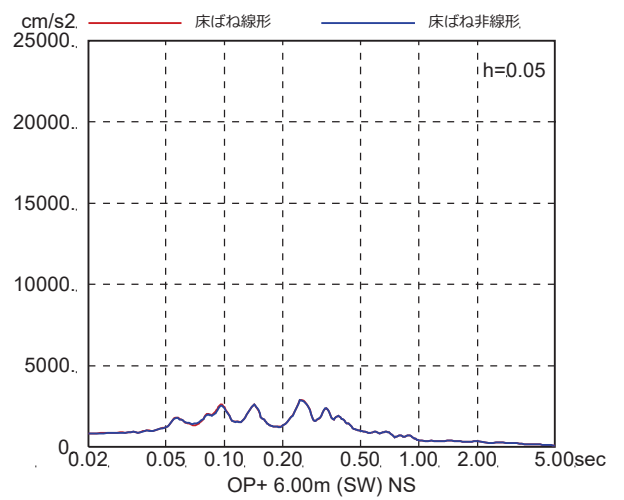
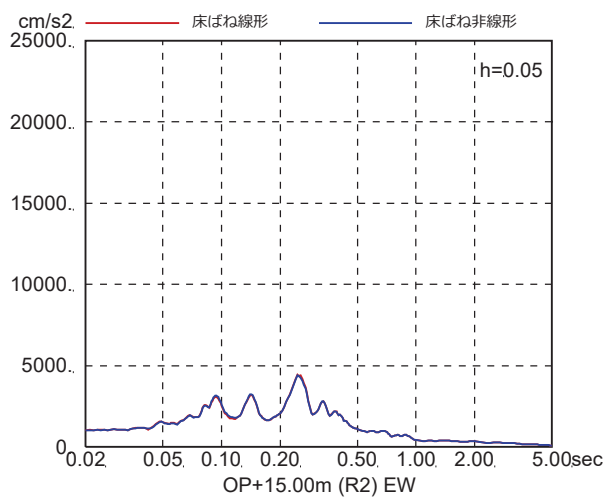
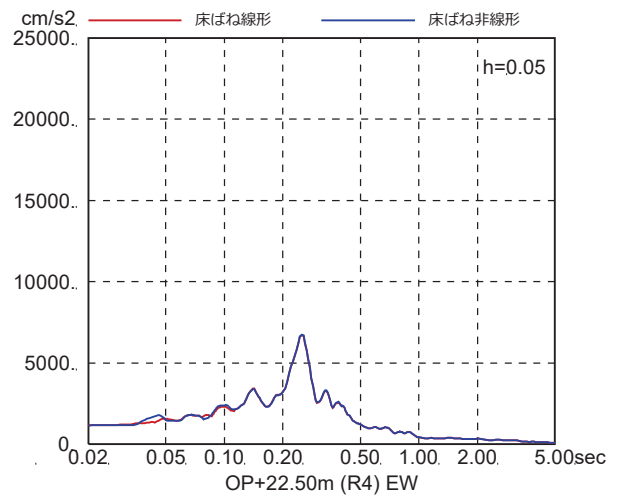
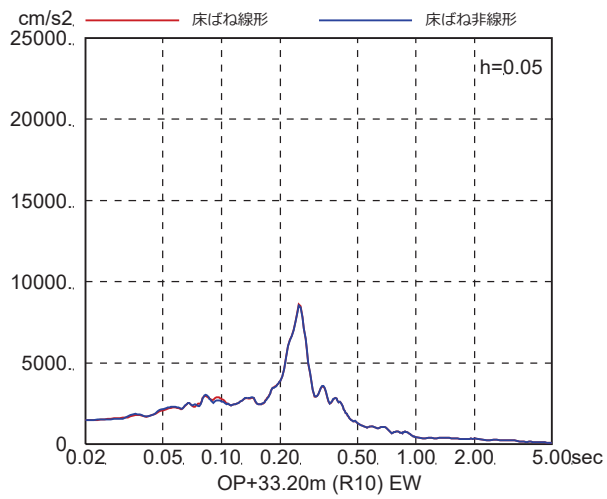
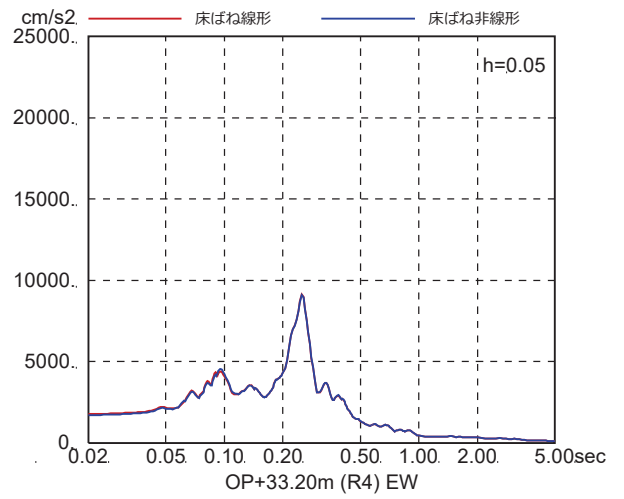
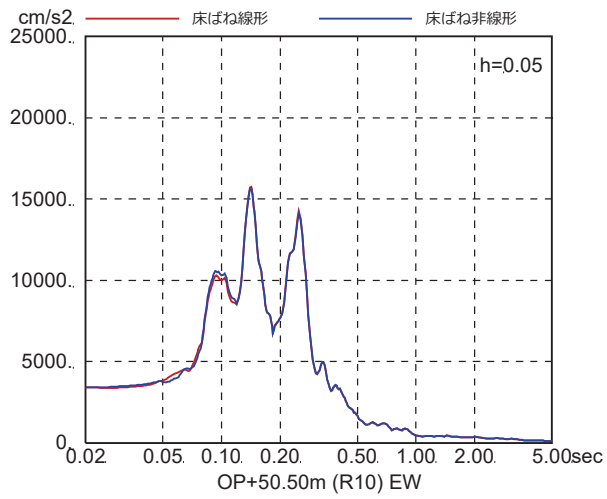


図 4-7(33) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 5, $S_s - F_2$)

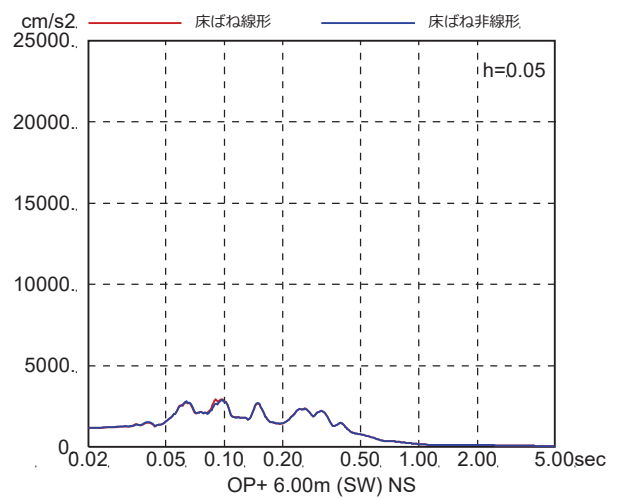
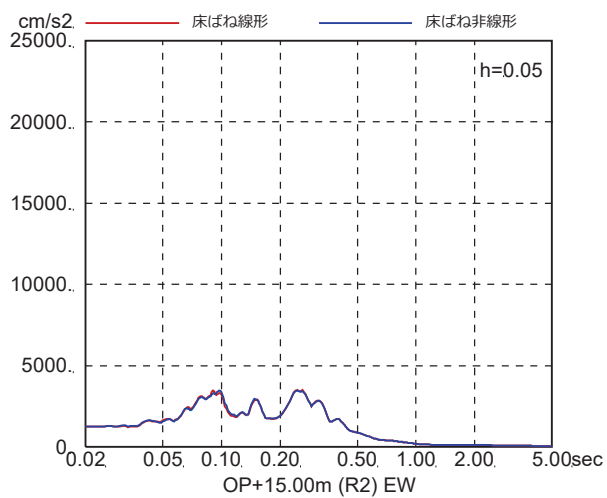
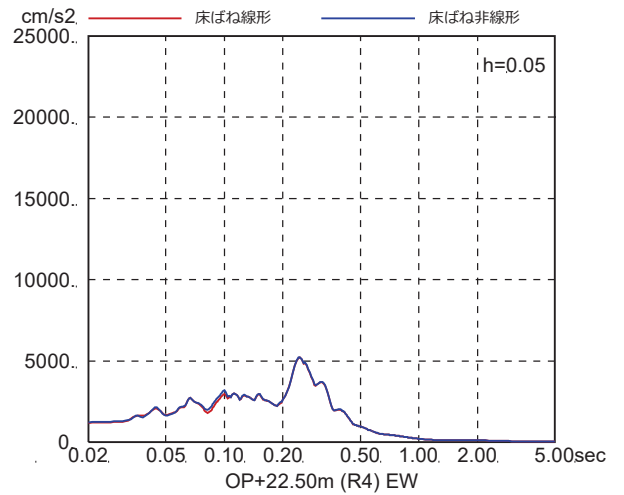
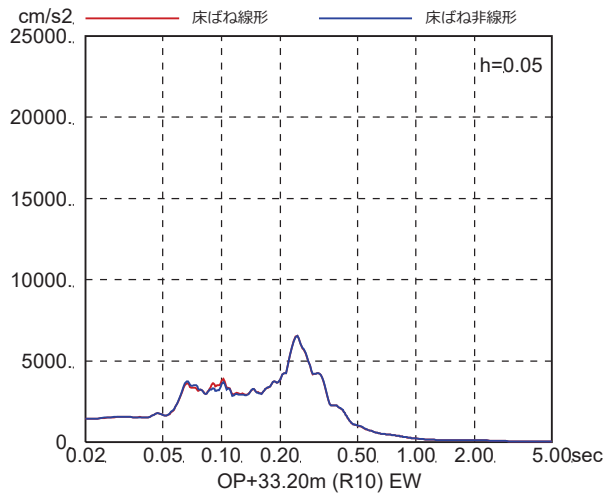
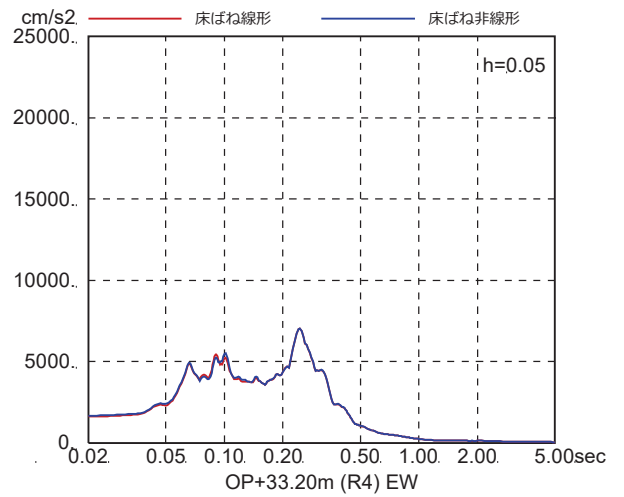
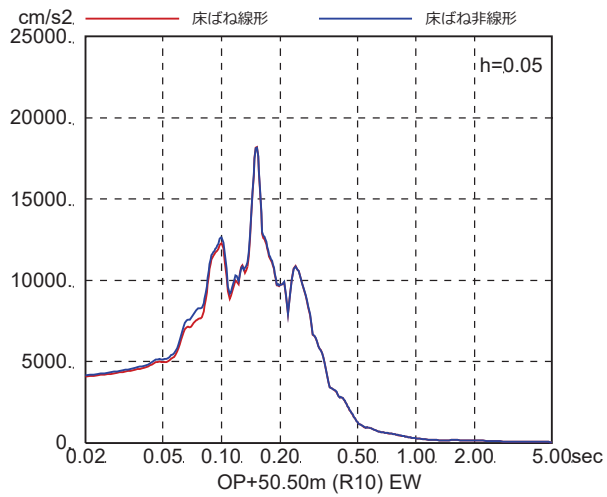


図 4-7(34) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 5, $S_s - F_3$)

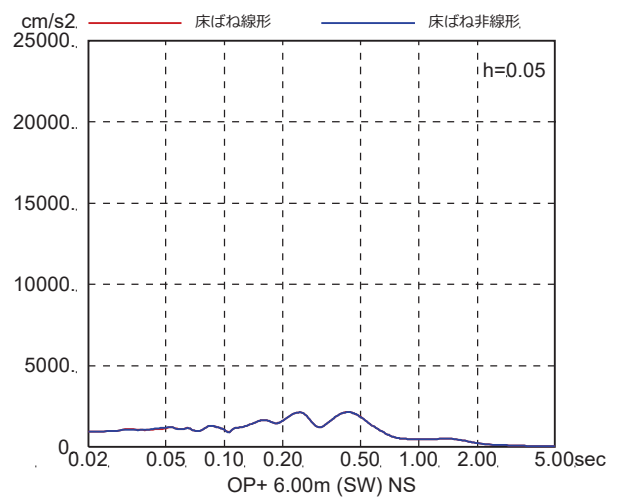
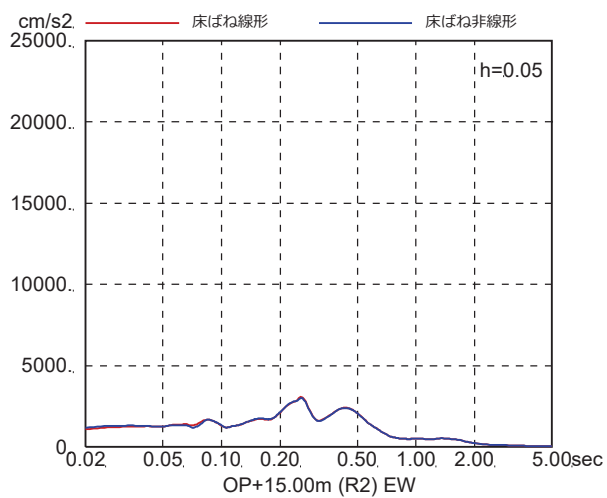
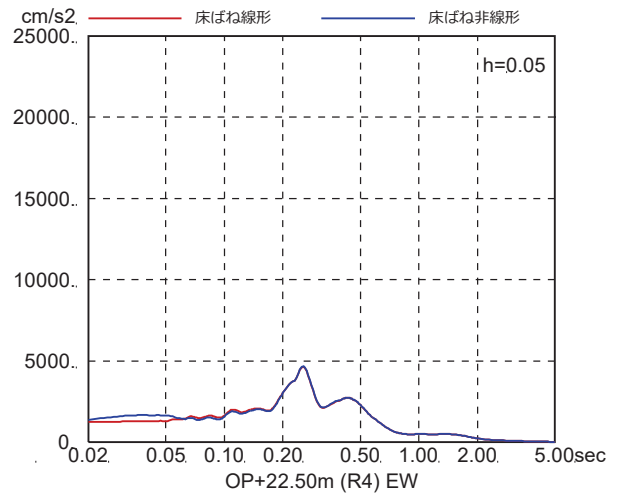
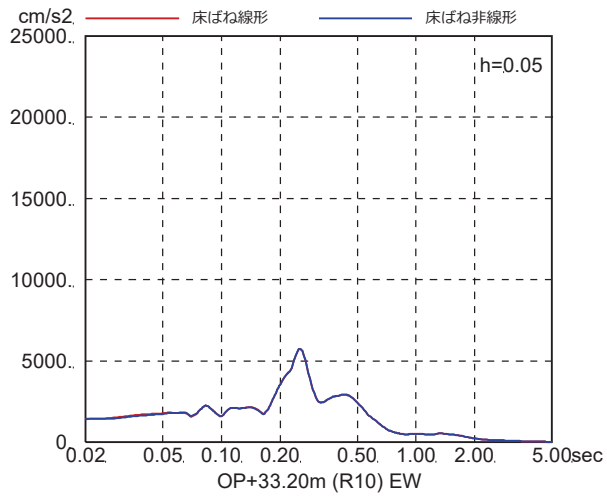
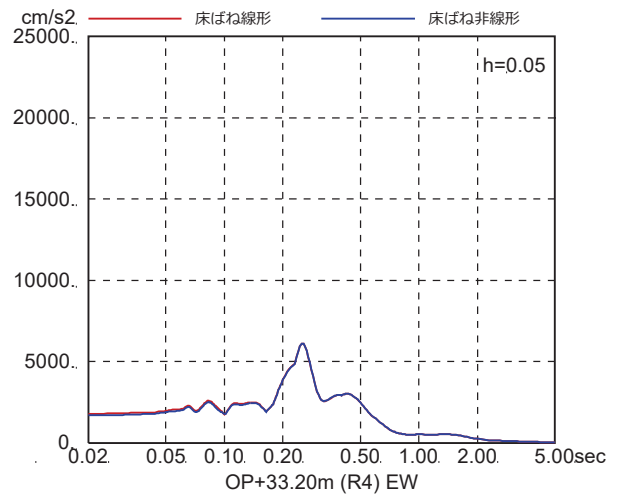
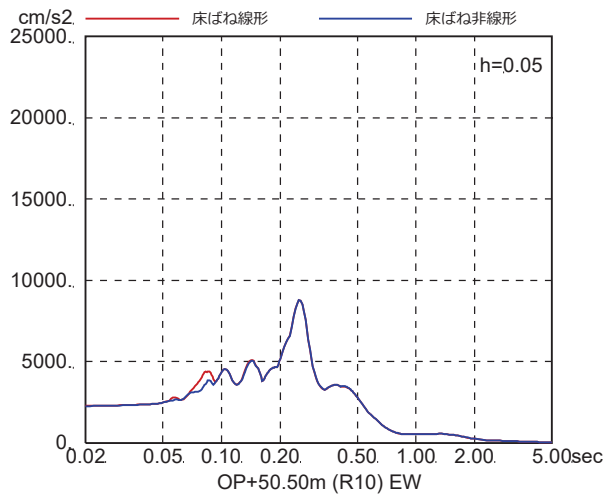


図 4-7 (35) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 5, S s - N 1)

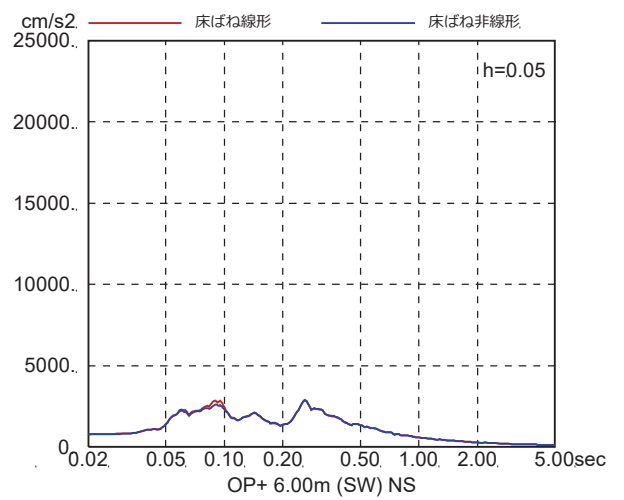
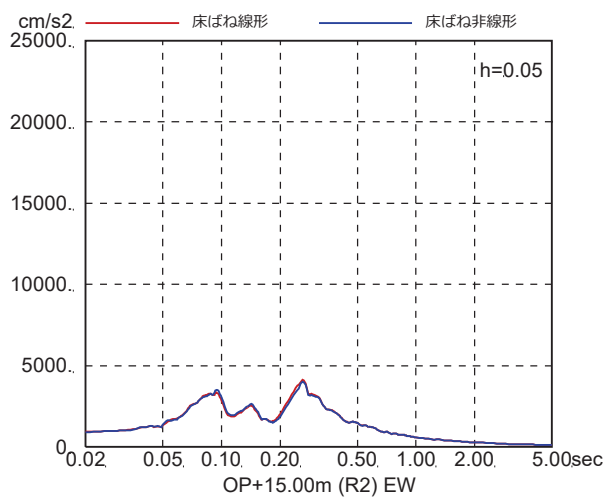
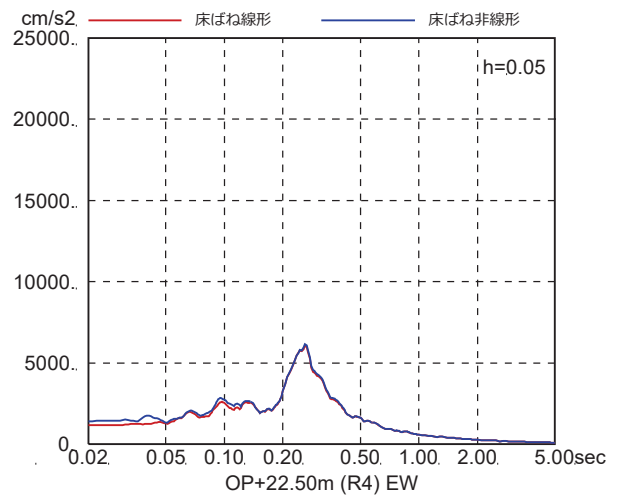
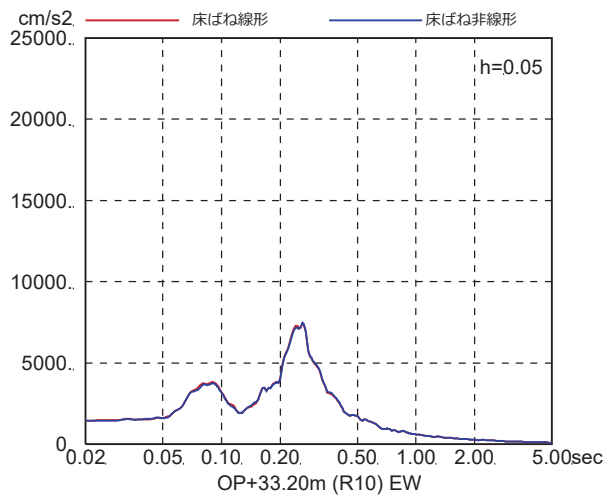
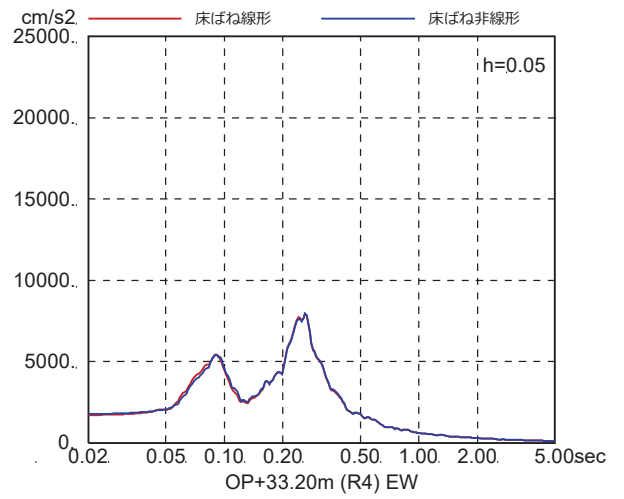
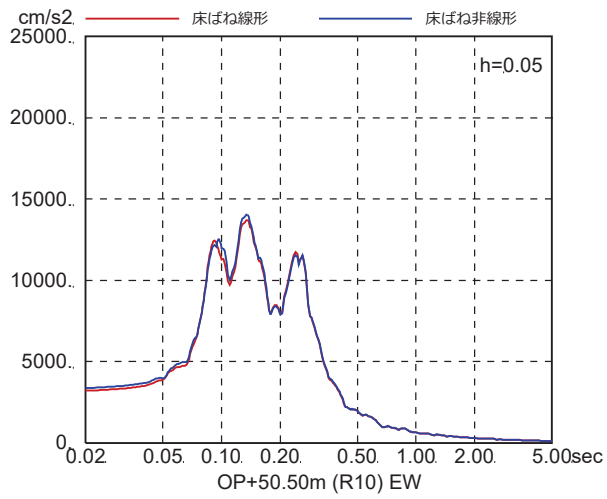


図 4-7(36) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 6, S s - D 1)

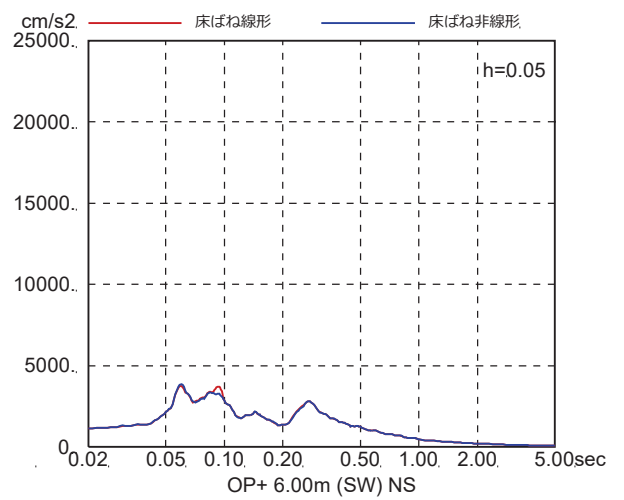
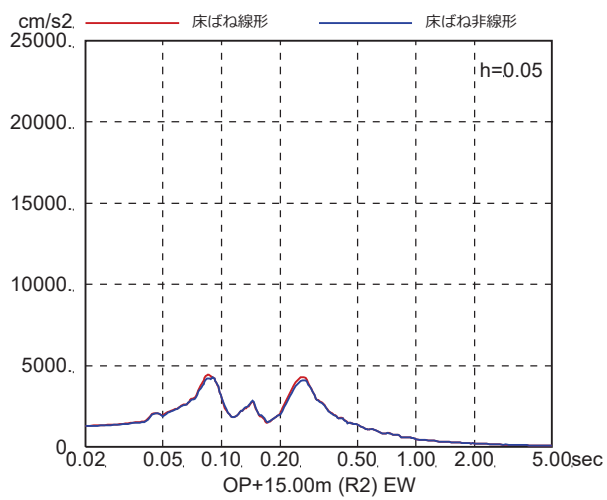
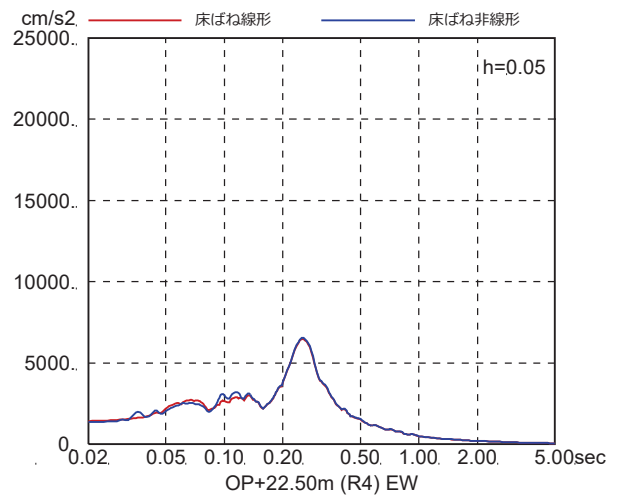
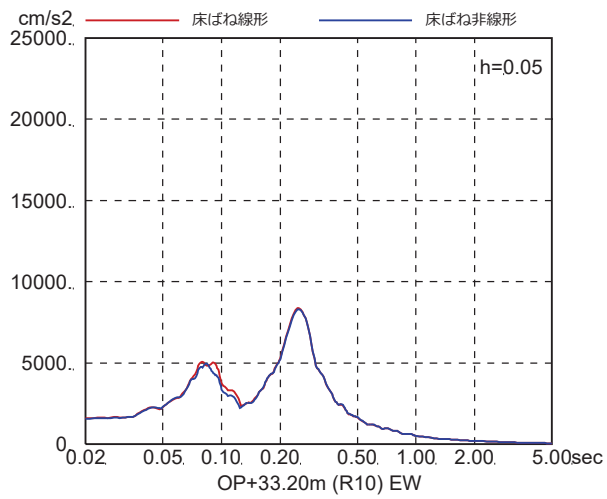
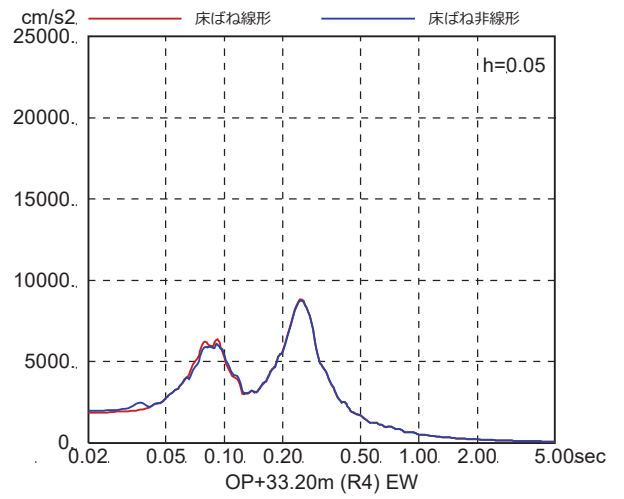
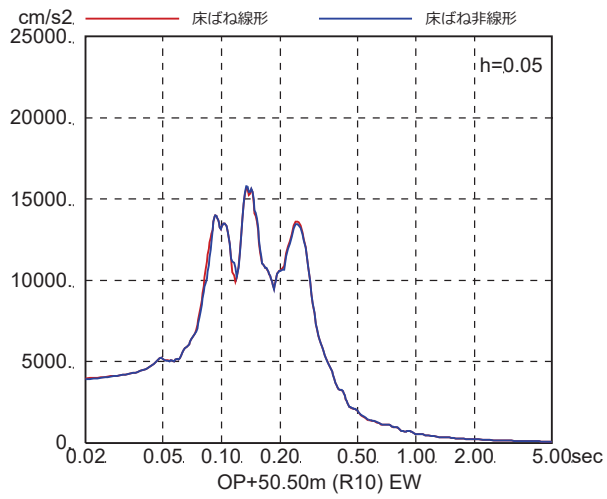


図 4-7(37) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 6, $S_s - D_2$)

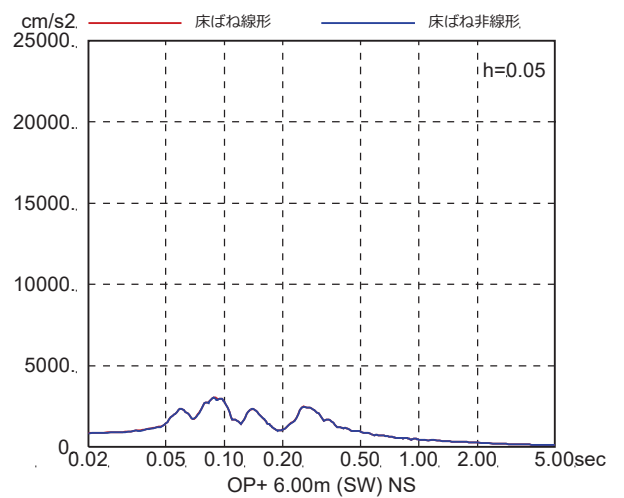
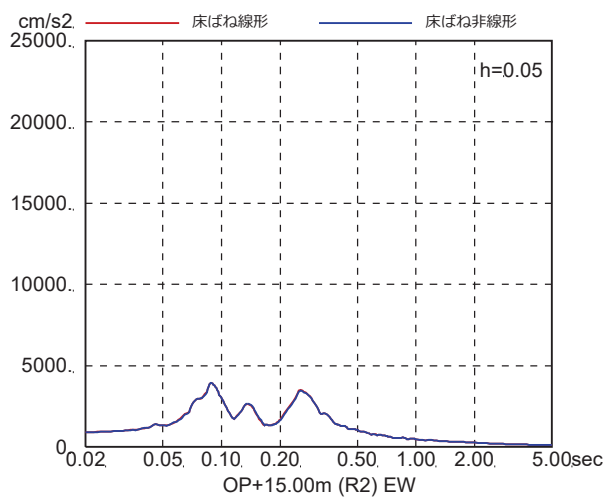
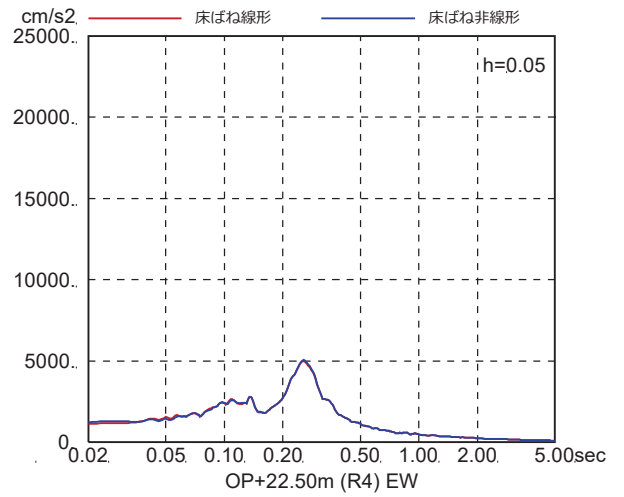
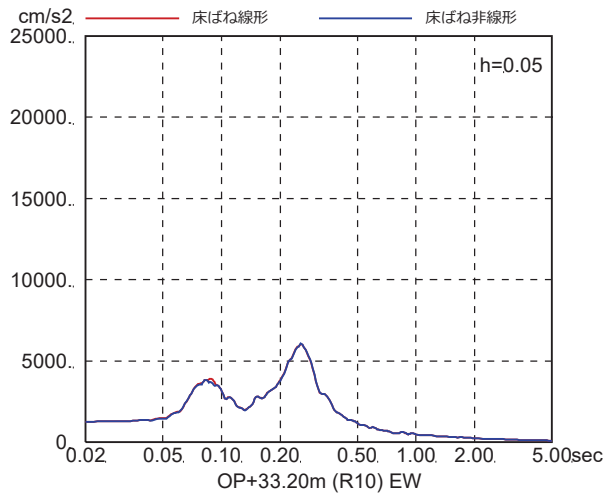
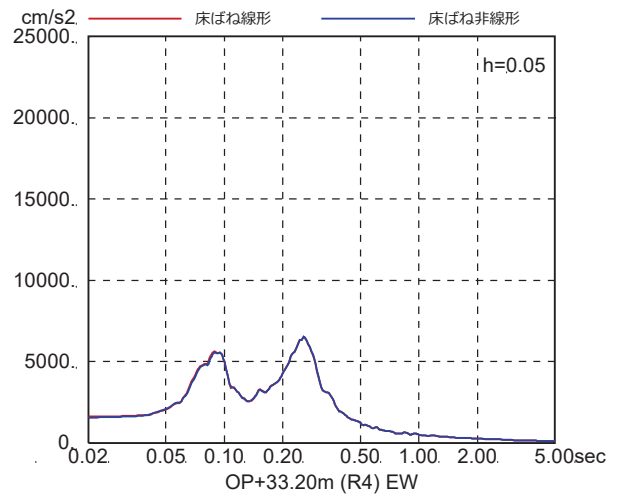
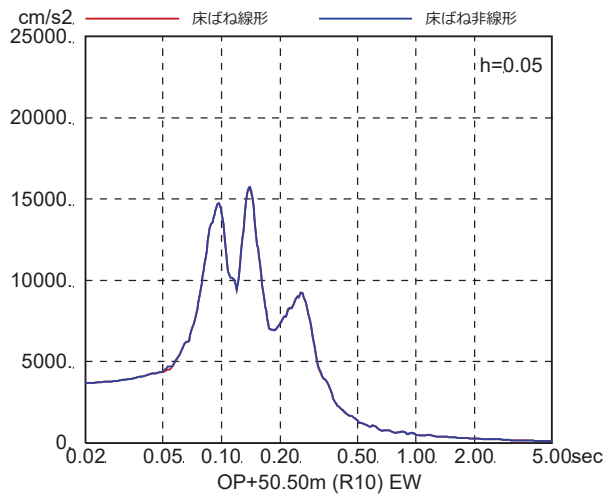


図 4-7(38) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 6, $S_s - D_3$)

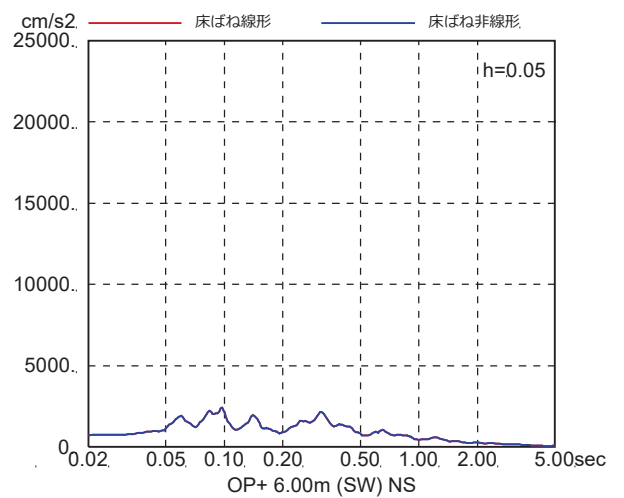
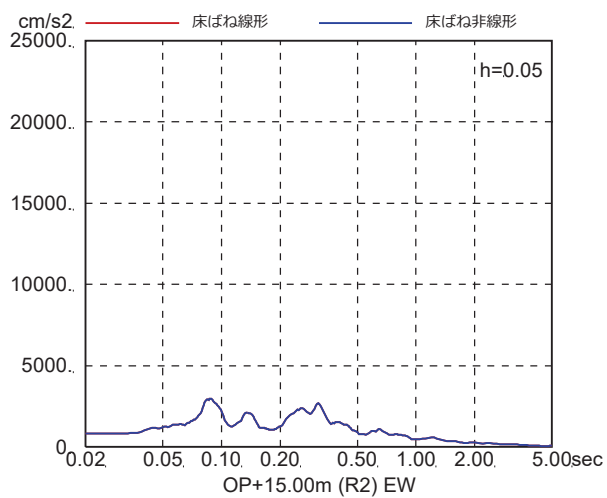
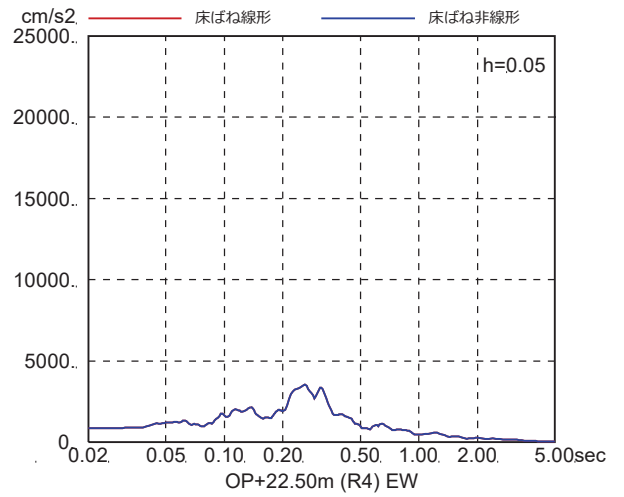
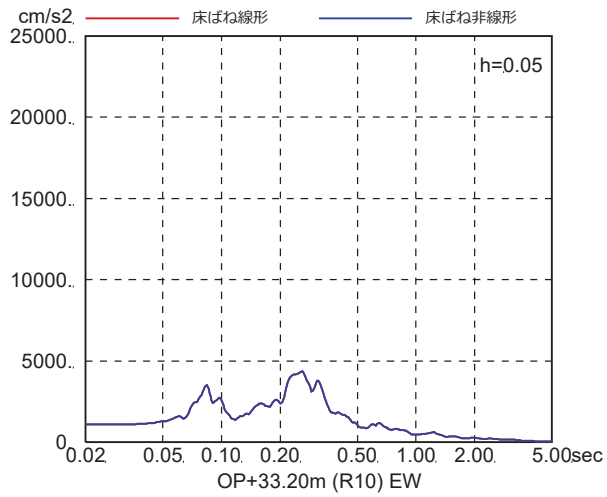
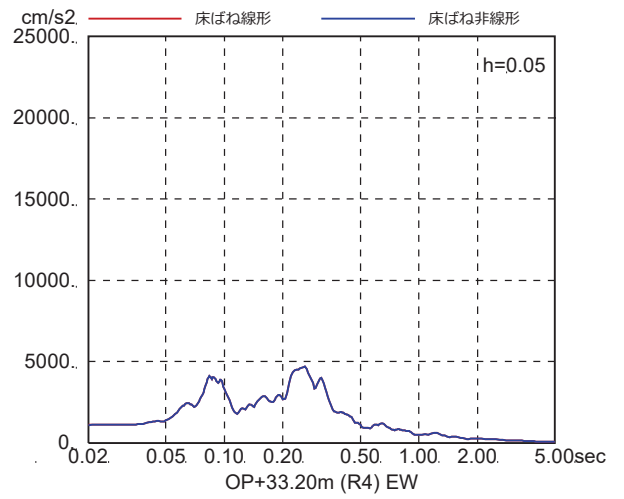
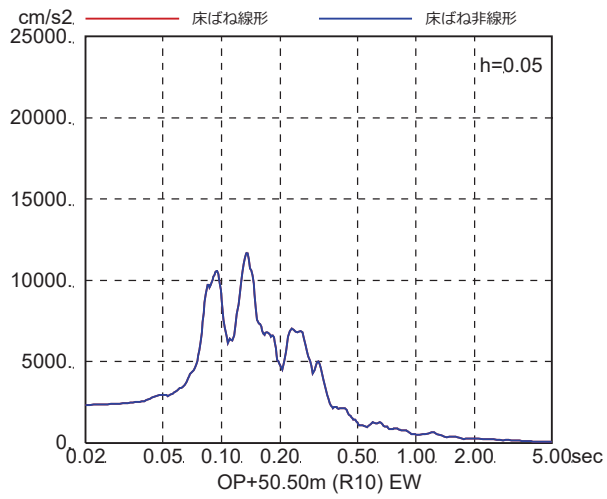


図 4-7(39) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 6, S s - F 1)

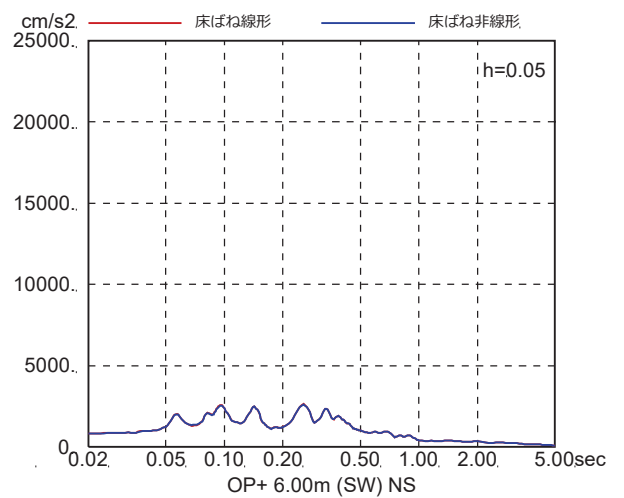
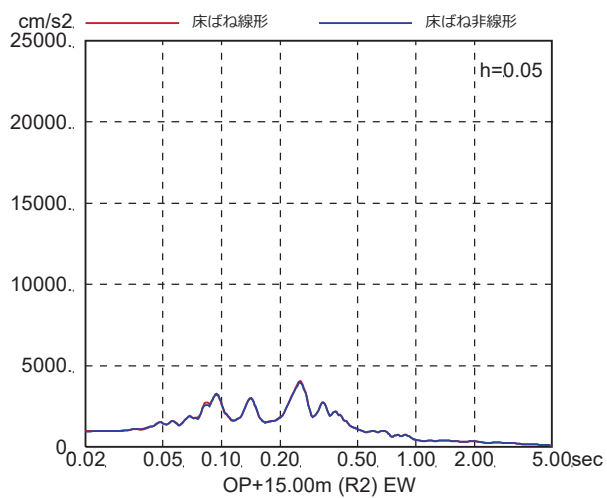
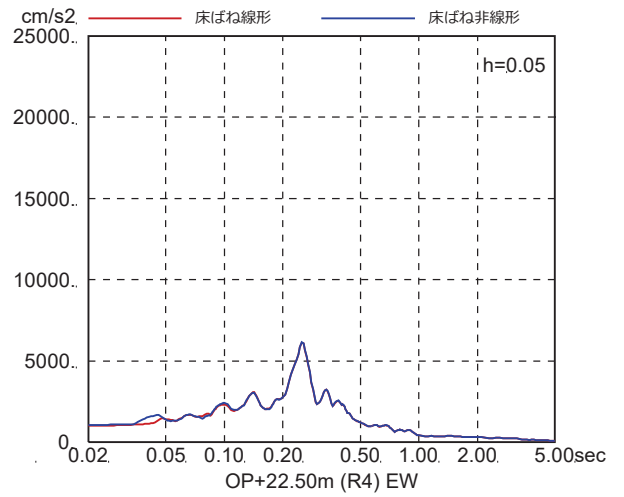
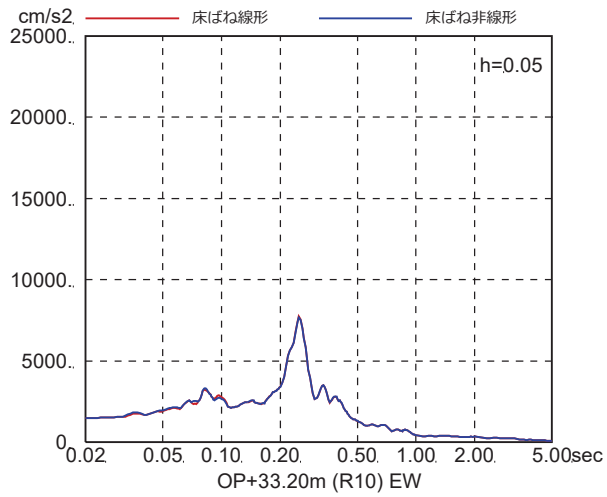
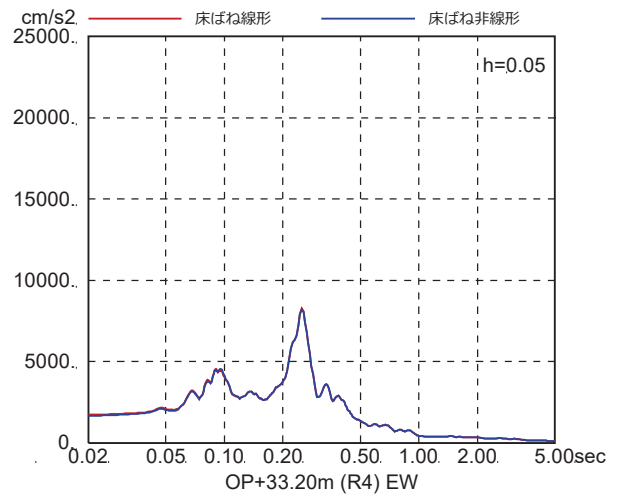
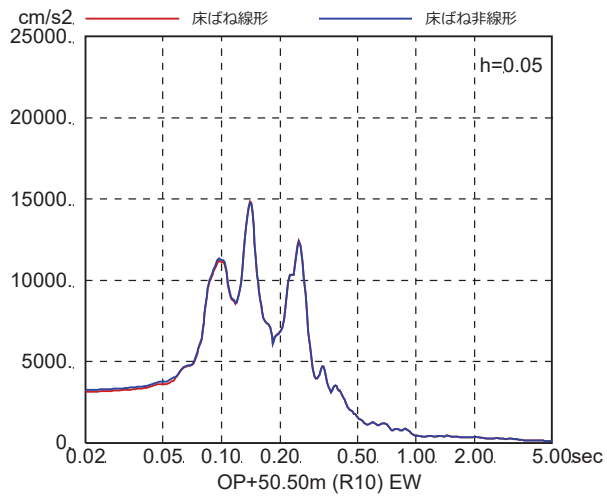


図 4-7(40) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 6, S s - F 2)

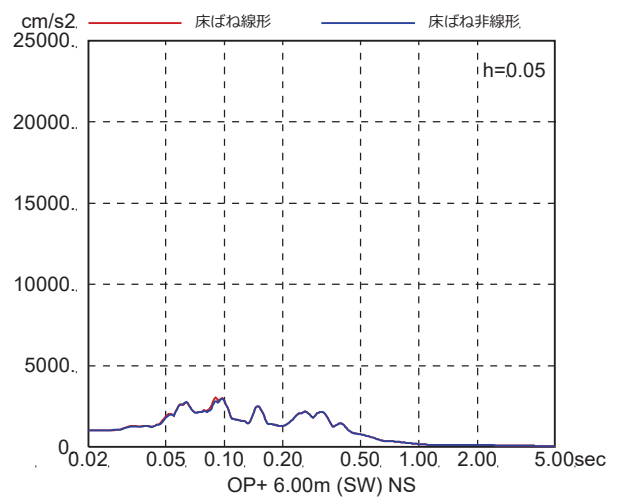
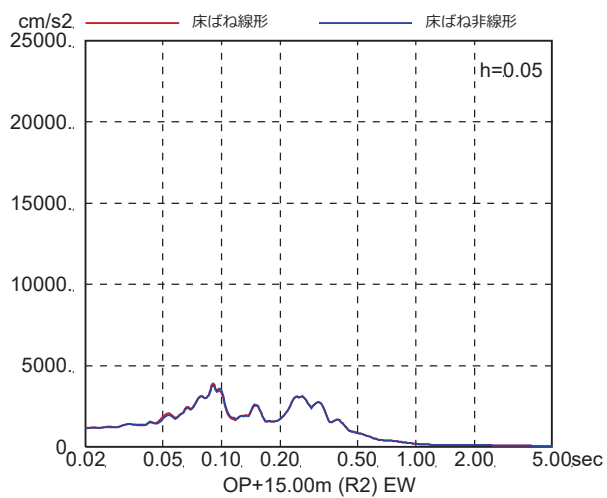
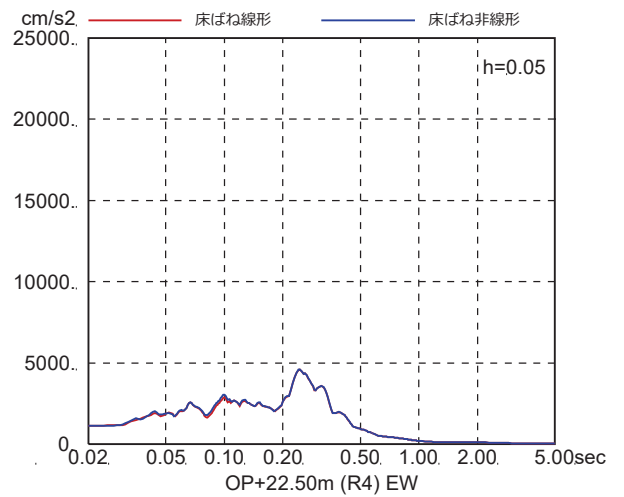
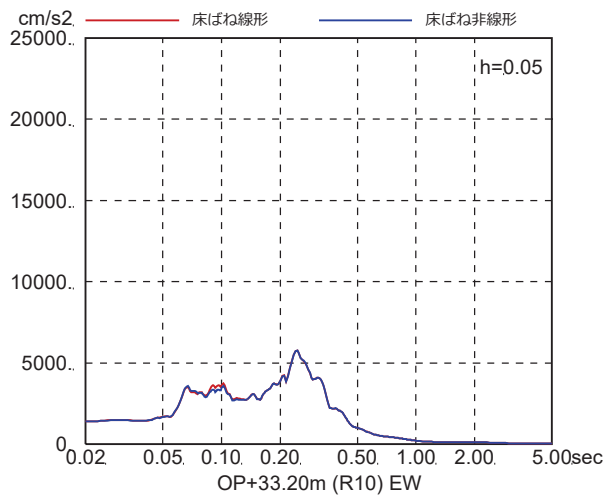
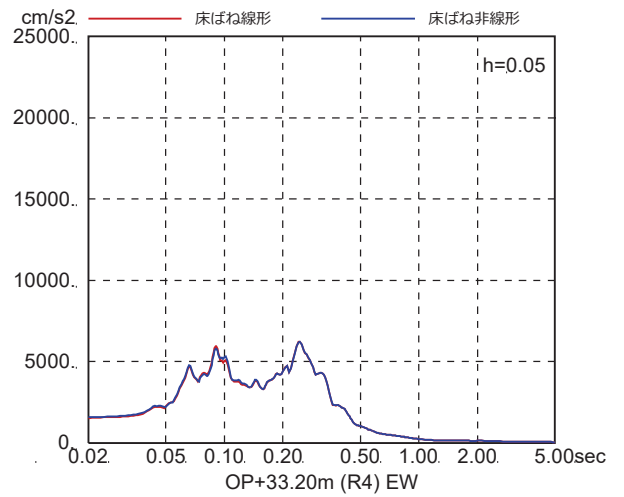
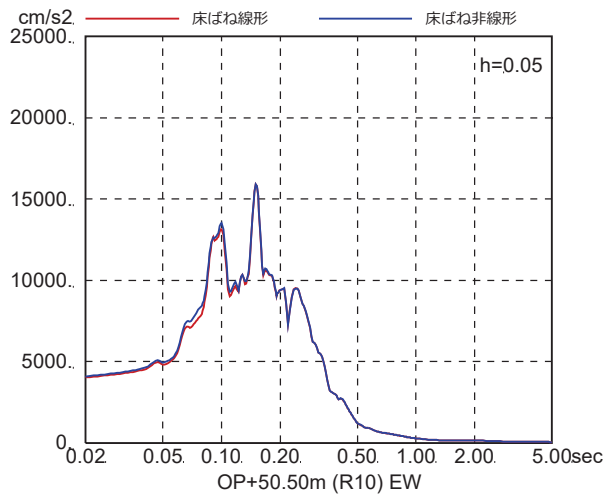


図 4-7(41) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 6, $S_s - F_3$)

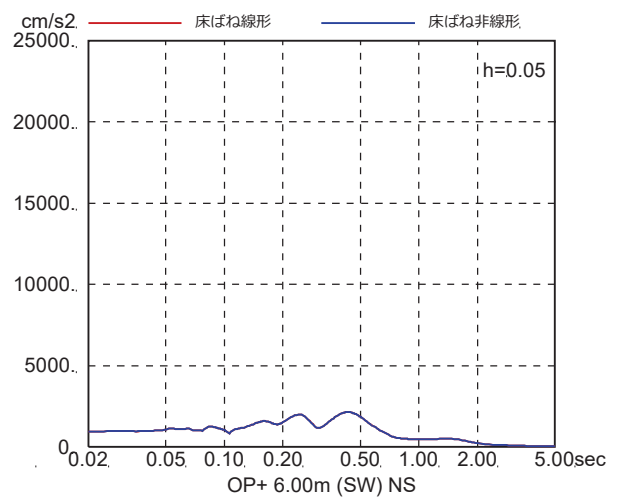
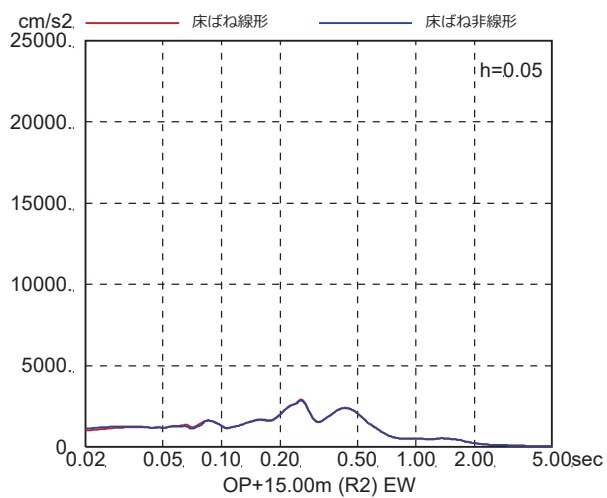
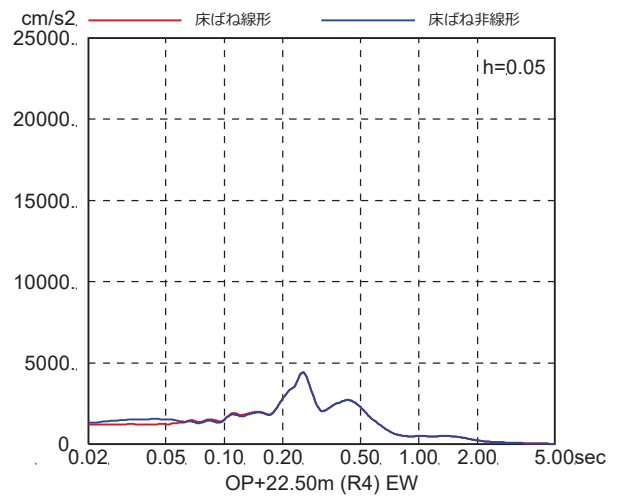
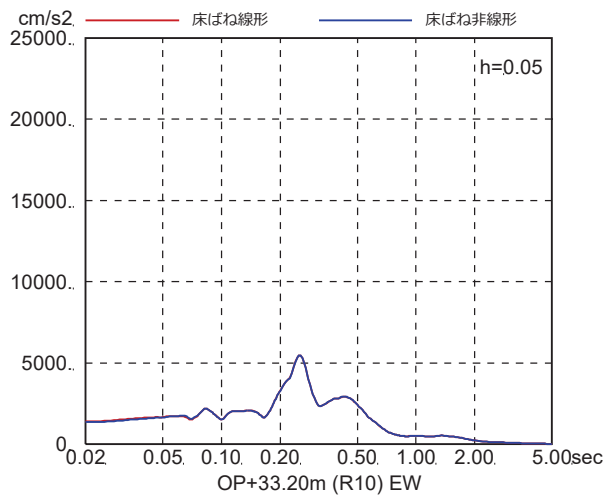
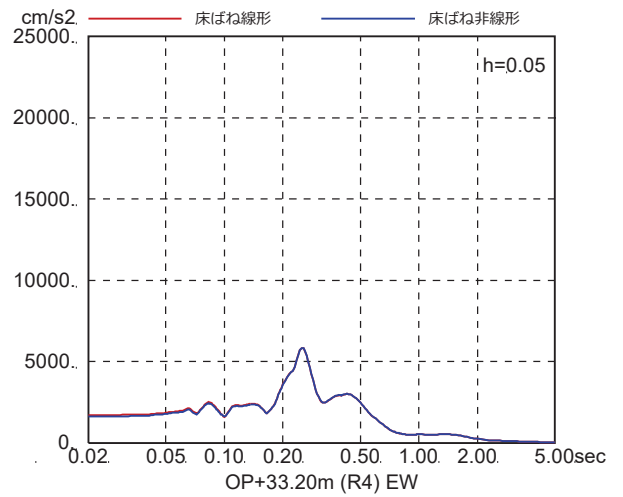
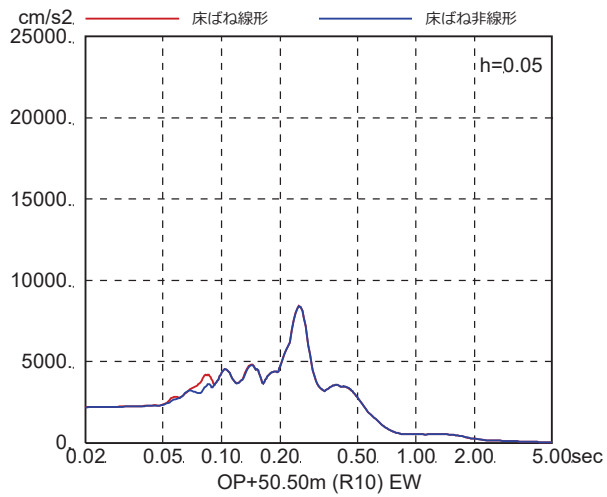


図 4-7(42) 床ばね線形モデルと床ばね非線形モデルの床応答の比較
(EW 方向, ケース 6, S_s-N₁)

d. 床ばね（部材番号(7)及び(12)）の最大応答せん断ひずみ

表 4-4 に床ばね（部材番号(7)及び(12)）を非線形ばねとした場合の各ケースの最大応答せん断ひずみを示す。全てのケースの最大応答せん断ひずみは、部材番号(7)では 0.44×10^{-3} （ケース 2，S s-D 2），部材番号(12)では 0.24×10^{-3} （ケース 2，S s-D 2）となっている。部材番号(7)は、ひび割れが生じるとされるせん断ひずみ（ $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ ）を超えているものの第 2 折点の 0.468×10^{-3} （表 4-3 参照）以下であることを確認した。これらの結果から、床ばね（線形ばね）を採用した質点系モデルは、設計用評価モデルとして問題はないと考えられる。

表 4-4(1) 床ばね非線形モデルの床ばねの最大応答せん断ひずみ（ケース 1）

ケース	入力波	部材番号	γ_{\max} ($\times 10^{-3}$)
1	Ss-D1	(7)	0.39
		(12)	0.23
	Ss-D2	(7)	0.42
		(12)	0.23
	Ss-D3	(7)	0.32
		(12)	0.18
	Ss-F1	(7)	0.17
		(12)	0.12
	Ss-F2	(7)	0.32
		(12)	0.17
	Ss-F3	(7)	0.27
		(12)	0.15
	Ss-N1	(7)	0.26
		(12)	0.14

表 4-4(2) 床ばね非線形モデルの床ばねの最大応答せん断ひずみ (ケース 2)

ケース	入力波	部材番号	γ_{\max} ($\times 10^{-3}$)
2	Ss-D1	(7)	0.41
		(12)	0.23
	Ss-D2	(7)	0.44
		(12)	0.24
	Ss-D3	(7)	0.33
		(12)	0.18
	Ss-F1	(7)	0.18
		(12)	0.12
	Ss-F2	(7)	0.32
		(12)	0.17
	Ss-F3	(7)	0.29
		(12)	0.15
	Ss-N1	(7)	0.26
		(12)	0.14

表 4-4(3) 床ばね非線形モデルの床ばねの最大応答せん断ひずみ (ケース 3)

ケース	入力波	部材番号	γ_{\max} ($\times 10^{-3}$)
3	Ss-D1	(7)	0.37
		(12)	0.21
	Ss-D2	(7)	0.40
		(12)	0.22
	Ss-D3	(7)	0.31
		(12)	0.17
	Ss-F1	(7)	0.16
		(12)	0.11
	Ss-F2	(7)	0.30
		(12)	0.17
	Ss-F3	(7)	0.25
		(12)	0.14
	Ss-N1	(7)	0.25
		(12)	0.14

表 4-4(4) 床ばね非線形モデルの床ばねの最大応答せん断ひずみ (ケース 4)

ケース	入力波	部材番号	γ_{\max} ($\times 10^{-3}$)
4	Ss-D1	(7)	0.39
		(12)	0.23
	Ss-D2	(7)	0.36
		(12)	0.20
	Ss-D3	(7)	0.26
		(12)	0.15
	Ss-F1	(7)	0.17
		(12)	0.12
	Ss-F2	(7)	0.30
		(12)	0.16
	Ss-F3	(7)	0.25
		(12)	0.15
	Ss-N1	(7)	0.32
		(12)	0.17

表 4-4(5) 床ばね非線形モデルの床ばねの最大応答せん断ひずみ (ケース 5)

ケース	入力波	部材番号	γ_{\max} ($\times 10^{-3}$)
5	Ss-D1	(7)	0.40
		(12)	0.24
	Ss-D2	(7)	0.37
		(12)	0.21
	Ss-D3	(7)	0.27
		(12)	0.16
	Ss-F1	(7)	0.18
		(12)	0.12
	Ss-F2	(7)	0.31
		(12)	0.17
	Ss-F3	(7)	0.25
		(12)	0.15
	Ss-N1	(7)	0.33
		(12)	0.18

表 4-4(6) 床ばね非線形モデルの床ばねの最大応答せん断ひずみ (ケース 6)

ケース	入力波	部材番号	γ_{\max} ($\times 10^{-3}$)
6	Ss-D1	(7)	0.38
		(12)	0.22
	Ss-D2	(7)	0.33
		(12)	0.19
	Ss-D3	(7)	0.25
		(12)	0.15
	Ss-F1	(7)	0.16
		(12)	0.11
	Ss-F2	(7)	0.29
		(12)	0.15
	Ss-F3	(7)	0.24
		(12)	0.15
	Ss-N1	(7)	0.30
		(12)	0.16

別紙 1-2 地震応答解析モデルの諸元の比較
(既工認, シミュレーション解析, 今回工認)

表 原子炉建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	既工認時	シミュレーション解析	今回工認
入力地震動の算定手法	水平	基準地震動を基礎底面に直接入力	入力地震動の算定モデルで求めた基礎底面ばね外における地震動を基礎底面に入力	周辺地盤による低減効果を考慮 (E + F 入力)
	鉛直	—	同上	基準地震動を基礎底面に直接入力
建屋のモデル化	解析コード	NUPP II	NUPP 4	NUPP 4
	モデル	水平：多軸床剛多質点系モデル 鉛直：応答解析を実施せず	水平：多軸床柔多質点系モデル 鉛直：1軸多質点系モデル	水平：多軸床柔多質点系モデル 鉛直：1軸多質点系モデル
	材料物性 (RC)	ヤング係数 $2.65 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ せん断弾性係数 $1.14 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	ヤング係数 $2.65 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ せん断弾性係数 $1.14 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	既設部 ヤング係数 $2.65 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ せん断弾性係数 $1.14 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 追設部 ヤング係数 $2.52 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ せん断弾性係数 $1.05 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
	剛性評価	耐震壁を考慮	耐震壁を考慮 初期剛性は観測記録との整合性を踏まえ再設定	耐震壁を考慮 初期剛性はシミュレーションにて補正
地盤のモデル化	減衰定数	水平方向：RC：5% 鉛直方向：—	水平方向：RC：7% 鉛直方向：RC：5%，鋼材：2%	水平方向：RC：5% 鉛直方向：RC：5%，鋼材：2%
	底面ばね	水平方向：水平及び回転ばねを考慮 鉛直方向：—	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	水平方向：水平及び回転ばねを考慮 鉛直方向：鉛直ばねを考慮
	側面ばね	水平方向：考慮せず 鉛直方向：—	水平方向：考慮せず 鉛直方向：考慮せず	水平方向：考慮せず 鉛直方向：考慮せず
	耐震壁	水平方向：考慮 鉛直方向：—	水平方向：考慮 鉛直方向：考慮せず	水平方向：考慮 鉛直方向：考慮せず
非線形特性	底面ばね	水平方向：考慮	水平方向：考慮	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
	誘発上下動	鉛直方向：— 考慮せず	鉛直方向：考慮せず 考慮せず	鉛直方向：考慮せず 接地率 65%を下回る場合，考慮する

別紙 2 原子炉建屋の地震応答解析における耐震壁の
スケルトンカーブの設定

目次

1. 概要	別紙 2- 1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 2- 2
2.1 第1折点の設定	別紙 2- 3
2.2 第2折点の設定	別紙 2- 3
2.3 終局点の設定	別紙 2- 4
2.4 初期剛性の補正	別紙 2- 5
3. せん断力のスケルトンカーブの設定について	別紙 2- 6
3.1 水平方向モデル	別紙 2- 6
3.2 使用材料の物性値と剛性補正係数	別紙 2-10
3.3 剛性低下による補正前の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ の諸数値	別紙 2-11
3.4 剛性低下による補正後の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ の諸数値	別紙 2-19
4. まとめ	別紙 2-26

1. 概要

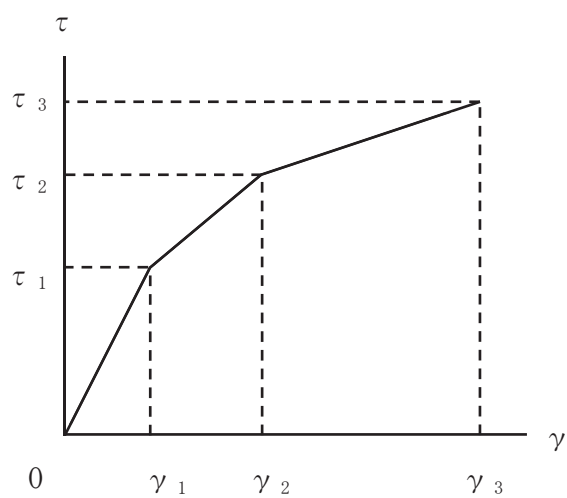
原子炉建屋は、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物である。このため、地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの設定について説明するものである。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」

2. 耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 関係）は、「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（日本電気協会 電気技術基準調査委員会 平成3年12月）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）に基づき、トリリニア型スケルトンカーブとする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図 2-1 に示す。



τ_1 : 第1折点のせん断応力度

τ_2 : 第2折点のせん断応力度

τ_3 : 終局点のせん断応力度

γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ

γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ

γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点は，J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に基づき，以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} (\sqrt{F_c + \sigma_v})}$$
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで，

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点は，J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に基づき，以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$$

$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$$

2.3 終局点の設定

RC 造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点は、J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版に基づき、以下の式より算出している。

$\tau_s \leq 4.5 \sqrt{F_c}$ の場合

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

$\tau_s > 4.5 \sqrt{F_c}$ の場合

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

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

ここで、

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

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_v + P_H) \cdot s \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_v + \sigma_H)}{2}$$

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

P_v, P_H : 縦, 横筋比 (実数)

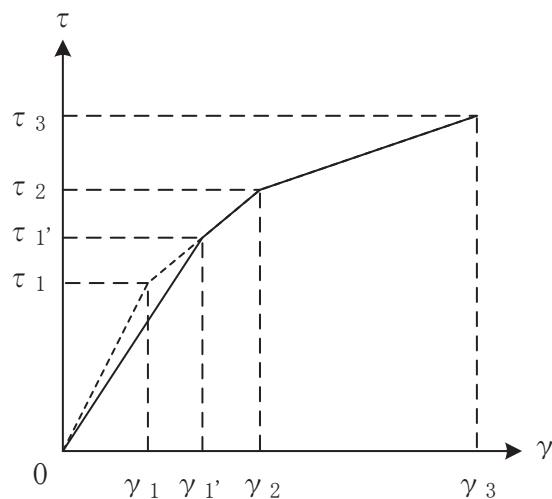
σ_v, σ_H : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm²)

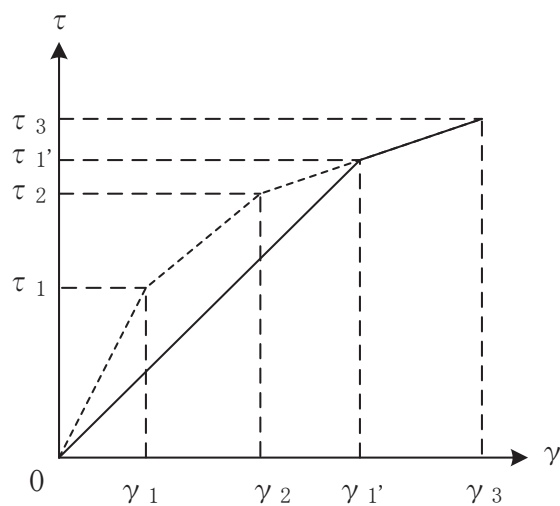
M/QD : シアスパン比

2.4 初期剛性の補正

原子炉建屋の初期剛性は、地震観測記録のシミュレーション解析に基づいて設定した補正係数を乗じて補正を行っている。せん断力のスケルトンカーブの初期剛性の補正方法を図 2-2 に示す。



(a) 補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる場合



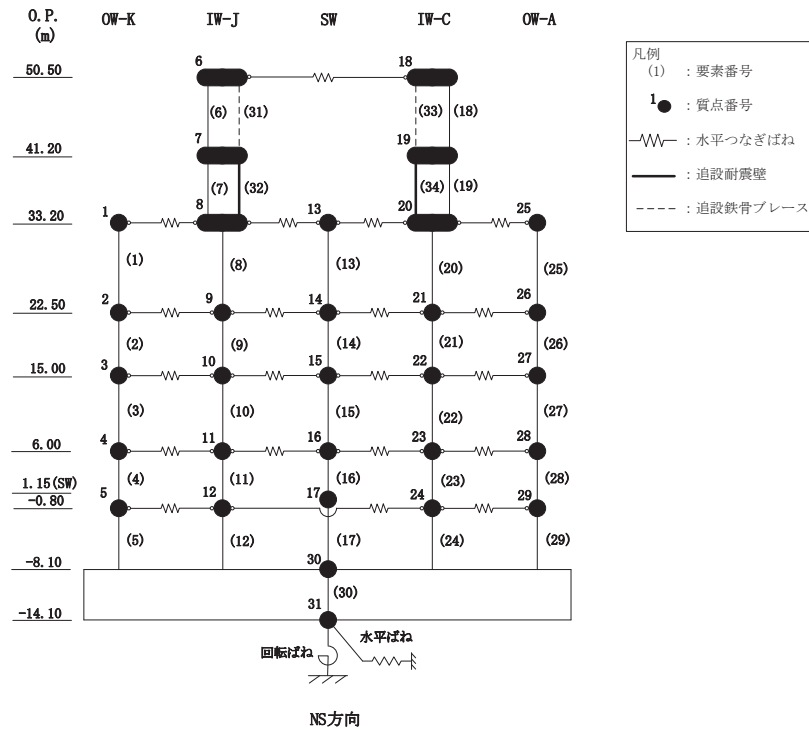
(b) 補正後の初期剛性が第 3 勾配と交わる場合

図 2-2 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

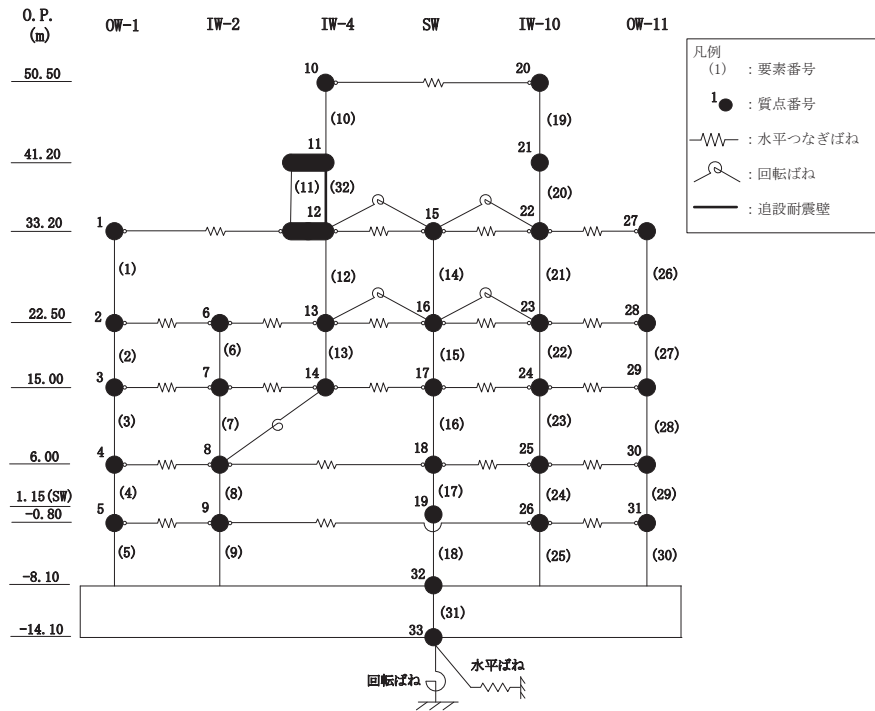
3. せん断力のスケルトンカーブの設定について

3.1 水平方向モデル

水平方向は、地盤との相互作用を考慮し、耐震壁等の曲げ及びせん断剛性を評価した多質点系モデルとしている。地震応答解析モデルを図 3-1 に、解析モデルの諸元を表 3-1 に示す。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-1 地震応答解析モデル (水平方向)

表 3-1(1) 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

(a) 重量・回転慣性重量

標高 O.P. (m)	建屋				
	OW-K	IW-J	SW	IW-C	OW-A
50.50		6		18	
		10350		10350	
		13.8		13.8	
41.20		7		19	
		17530		14310	
		30.3		24.7	
33.20	1	8	13	20	25
	17310	82060	58490	101640	27940
	85.5	499.2	40.4	600.2	138.3
22.50	2	9	14	21	26
	26720	110200	129220	156560	49840
	132.4	670.8	91.4	924.8	246.1
15.00	3	10	15	22	27
	44580	106070	93490	133970	50790
	220.6	696.3	112.8	841.4	251.1
6.00	4	11	16	23	28
	53350	117610	61890	155120	67630
	264.8	771.8	74.6	974.8	334.4
1.15(SW)	5	12	17	24	29
	59980	111600	93760	171520	69770
	298.1	700.2	90.3	1040.5	345.2
-8.10		30			
		754340			
		3742.2			
-14.10		31			
		456980			
		2261.4			

質点番号
質点重量(kN)
回転慣性重量($\times 10^5$ kN \cdot m 2)

(b) セン断断面積・断面二次モーメント

原子炉建屋(NS方向)

標高 O.P. (m)	建屋				
	OW-K	IW-J	SW	IW-C	OW-A
50.5		6	31	33	18
		10.0	0.184	0.184	10.0
		39.0	0.794	0.794	3.84
41.2		7	32	34	19
		18.2	7.56	7.56	18.2
		68.2	4.00	7.00	63.5
33.2	1	8	13	20	25
	28.4	59.8	50.6	59.4	30.8
	224.0	507.0	38.3	543.0	292.0
22.5	2	9	14	21	26
	52.0	90.0	72.7	85.8	59.2
	465.0	1053.0	96.3	1012.0	594.0
15.00	3	10	15	22	27
	77.0	118.7	71.0	123.2	75.0
	628.0	1321.0	112.0	1595.0	734.0
6.00	4	11	16	23	28
	107.8	155.3	66.8	165.2	107.8
	840.0	1841.0	105.0	2111.0	1089.0
1.15(SW)	5	12	17	24	29
	107.8	159.8	108.0	165.2	107.8
	816.0	1883.0	157.0	2161.0	1144.0
-8.10		30			
		6468.0			
		31957.0			

①既設耐震壁 (O.P. 33.2mより上部) (要素6, 7, 18, 19)
 ヤング係数 E 7.94×10^3 (N/mm 2)
 セン断弾性係数 G 3.41×10^3 (N/mm 2)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

②既設耐震壁 (O.P. 33.2mより下部) (要素1~5, 8~17, 20~30)
 ヤング係数 E 1.99×10^4 (N/mm 2)
 セン断弾性係数 G 8.53×10^3 (N/mm 2)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

③追設耐震壁 (要素32, 34)
 ヤング係数 E 2.52×10^4 (N/mm 2)
 セン断弾性係数 G 1.05×10^4 (N/mm 2)
 ポアソン比 ν 0.2
 減衰定数 h 5%

④追設ブレース (要素31, 33)
 ヤング係数 E 2.05×10^5 (N/mm 2)
 セン断弾性係数 G 7.90×10^4 (N/mm 2)
 ポアソン比 ν 0.3
 減衰定数 h 2%

要素番号
セン断断面積(m 2)
断面2次モーメント($\times 10^4$ m 4)

表 3-1(2) 地震応答解析モデル諸元 (EW 方向)

(a) 重量・回転慣性重量

標高 O.P. (m)	建屋					
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11
50.50			10		20	
			10350		10350	
			24.2		24.2	
41.20			11		21	
			19910		11930	
			46.6		27.9	
33.20	1		12	15	22	27
	43190		80900	58490	85980	18880
	254.0		550.2	70.6	651.2	110.8
22.50	2	6	13	16	23	28
	47610	65050	79330	129220	119670	31660
	280.5	382.5	571.7	157.9	906.1	186.3
15.00	3	7	14	17	24	29
	43040	129310	8030	85460	116670	46390
	253.0	969.9	9.7	103.0	883.6	273.6
6.00	4	8		18	25	30
	51240	149360		61890	131010	62100
	302.0	1120.9		74.6	992.4	366.8
1.15(SW) -0.80	5	9		19	26	31
	52010	151400		93760	146950	62510
	306.0	1093.4		90.3	1069.9	368.7
-8.10	32					
	754340					
	4451.2					
-14.10	33					
	456980					
	2690.9					

質点番号
質点重量(kN)
回転慣性重量($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)

(b) セン断断面積・断面二次モーメント

標高 O.P. (m)	建屋						
	OW-1	IW-2	IW-4	SW	IW-10	OW-11	
50.50			10		19		①既設耐震壁 (O.P. 33.2mより上部) (要素10, 11, 19, 20) ヤング係数 E 1.32×10^4 (N/mm ²) せん断弾性係数 G 5.69×10^3 (N/mm ²) ポアソン比 ν 0.167 減衰定数 h 5%
			13.3		13.3		
			64.9		64.9		
41.20			11	32	20		②既設耐震壁 (O.P. 33.2mより下部) (要素1~9, 12~18, 21~31) ヤング係数 E 2.12×10^4 (N/mm ²) せん断弾性係数 G 9.10×10^3 (N/mm ²) ポアソン比 ν 0.167 減衰定数 h 5%
			17.4	8.58	21.2		
			125.0	18.88	103.0		
33.20	1		12	14	21	26	③追設耐震壁 (要素32) ヤング係数 E 2.52×10^4 (N/mm ²) せん断弾性係数 G 1.05×10^4 (N/mm ²) ポアソン比 ν 0.2 減衰定数 h 5%
	41.0		51.8	63.3	53.0	32.4	
	376.0		295.0	30.7	273.0	299.0	
22.50	2	6	13	15	22	27	
	57.4	76.6	36.5	72.7	79.8	54.7	
	653.0	661.0	340.0	96.3	1073.0	605.0	
15.00	3	7		16	23	28	
	84.0	107.1		71.0	121.4	84.0	
	859.0	927.0		112.0	1523.0	803.0	
6.00	4	8		17	24	29	
	114.8	163.7		66.8	170.0	109.2	
	1109.0	2199.0		105.0	2169.0	1058.0	
1.15(SW) -0.80	5	9		18	25	30	
	117.6	169.0		108.0	167.2	117.6	
	1131.0	2278.0		157.0	2138.0	1059.0	
-8.10	31						要素番号 せん断断面積(m ²) 断面2次モーメント($\times 10^2 \text{m}^4$)
	6468.0						
	38032.0						

3.2 使用材料の物性値と剛性補正率

地震応答解析に用いる原子炉建屋の使用材料の物性値を表 3-2 及び表 3-3 に示す。
また、表 3-4 にシミュレーション解析に基づく剛性補正係数を示す。

表 3-2 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
既設部コンクリート： F _c = 330kgf/cm ²	2.65 × 10 ⁴	1.14 × 10 ⁴	5
追設部コンクリート： F _c = 33N/mm ²	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5

表 3-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 s σ _y (N/mm ²)
既設部鉄筋：SD345 相当*	345
追設部鉄筋：SD345	345

注記*：建設当時の鉄筋の種類は SD35 であるが、現在の規格（SD345）に読み替えた降伏応力度を示す。

表 3-4 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

方向	地上 3 階及びクレーン階 (O. P. 33.2m より上部)	地下 3 階～地上 2 階 (O. P. 33.2m より下部)
NS	0.30	0.75
EW	0.50	0.80

注：追設耐震壁及び追設ブレースについては補正を行わない。

3.3 剛性低下による補正前の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の設定根拠を表 3-5 に示す。

表 3-5(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (補正前)

(a)NS 方向

要素 番号	通り	設計基準 強度 F_c (N/mm ²)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4$ N/mm ²)	断面積 A_s (m ²)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm ²)	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-K	32.4	1.14	28.4	0.43	1.98	0.174
(2)		32.4	1.14	52.0	0.61	2.06	0.181
(3)		32.4	1.14	77.0	0.87	2.17	0.191
(4)		32.4	1.14	107.8	1.03	2.24	0.197
(5)		32.4	1.14	107.8	1.51	2.42	0.213
(6)	IW-J	32.4	1.14	10.0	0.38	1.96	0.173
(7)		32.4	1.14	18.2	0.38	1.96	0.172
(8)		32.4	1.14	59.8	0.69	2.10	0.185
(9)		32.4	1.14	90.0	0.94	2.20	0.194
(10)		32.4	1.14	118.7	1.15	2.29	0.201
(11)		32.4	1.14	155.3	1.16	2.29	0.201
(12)		32.4	1.14	159.8	1.45	2.40	0.211
(13)	SW	32.4	1.14	50.6	0.35	1.95	0.171
(14)		32.4	1.14	72.7	1.14	2.28	0.201
(15)		32.4	1.14	71.0	1.83	2.54	0.223
(16)		32.4	1.14	66.8	2.41	2.73	0.240
(17)		32.4	1.14	108.0	2.36	2.72	0.239
(18)	IW-C	32.4	1.14	10.0	0.38	1.96	0.173
(19)		32.4	1.14	18.2	0.39	1.97	0.173
(20)		32.4	1.14	59.4	0.78	2.14	0.188
(21)		32.4	1.14	85.8	1.20	2.30	0.202
(22)		32.4	1.14	123.2	1.36	2.37	0.208
(23)		32.4	1.14	165.2	1.26	2.33	0.204
(24)		32.4	1.14	165.2	1.63	2.47	0.217
(25)	OW-A	32.4	1.14	30.8	0.54	2.04	0.179
(26)		32.4	1.14	59.2	0.81	2.15	0.189
(27)		32.4	1.14	75.0	1.12	2.28	0.200
(28)		32.4	1.14	107.8	1.13	2.28	0.200
(29)		32.4	1.14	107.8	1.39	2.38	0.209

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量/断面積

表 3-5(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正前)

(b)EW 方向

要素番号	通り	設計基準強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-1	32.4	1.14	41.0	0.55	2.04	0.179
(2)		32.4	1.14	57.4	0.94	2.20	0.194
(3)		32.4	1.14	84.0	1.04	2.24	0.197
(4)		32.4	1.14	114.8	1.13	2.28	0.200
(5)		32.4	1.14	117.6	1.44	2.40	0.211
(6)	IW-2	32.4	1.14	76.6	0.66	2.08	0.183
(7)		32.4	1.14	107.1	1.35	2.36	0.208
(8)		32.4	1.14	163.7	1.27	2.33	0.205
(9)		32.4	1.14	169.0	1.60	2.45	0.216
(10)	IW-4	32.4	1.14	13.3	0.38	1.96	0.173
(11)		32.4	1.14	17.4	0.41	1.98	0.174
(12)		32.4	1.14	51.8	0.81	2.15	0.189
(13)		32.4	1.14	36.5	1.52	2.42	0.213
(14)	SW	32.4	1.14	63.3	0.35	1.95	0.171
(15)		32.4	1.14	72.7	1.14	2.28	0.201
(16)		32.4	1.14	71.0	1.83	2.54	0.223
(17)		32.4	1.14	66.8	2.41	2.73	0.240
(18)		32.4	1.14	108.0	2.36	2.72	0.239
(19)	IW-10	32.4	1.14	13.3	0.38	1.96	0.173
(20)		32.4	1.14	21.2	0.36	1.95	0.172
(21)		32.4	1.14	53.0	0.73	2.11	0.186
(22)		32.4	1.14	79.8	1.06	2.25	0.198
(23)		32.4	1.14	121.4	1.21	2.31	0.203
(24)		32.4	1.14	170.0	1.14	2.28	0.201
(25)		32.4	1.14	167.2	1.46	2.40	0.211
(26)	OW-11	32.4	1.14	32.4	0.41	1.97	0.174
(27)		32.4	1.14	54.7	0.66	2.08	0.183
(28)		32.4	1.14	84.0	0.86	2.17	0.191
(29)		32.4	1.14	109.2	1.12	2.27	0.200
(30)		32.4	1.14	117.6	1.47	2.41	0.212

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量/断面積

(2) 第2折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点の設定根拠を表3-6に示す。

表3-6(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正前)

(a) NS方向

要素 番号	通り	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-K	2.68	0.523
(2)		2.79	0.544
(3)		2.94	0.573
(4)		3.02	0.590
(5)		3.27	0.638
(6)	IW-J	2.65	0.518
(7)		2.65	0.517
(8)		2.83	0.553
(9)		2.97	0.581
(10)		3.09	0.603
(11)		3.09	0.604
(12)		3.24	0.633
(13)	SW	2.63	0.513
(14)		3.08	0.602
(15)		3.42	0.669
(16)		3.69	0.720
(17)		3.67	0.716
(18)	IW-C	2.65	0.518
(19)		2.66	0.518
(20)		2.88	0.563
(21)		3.11	0.607
(22)		3.19	0.624
(23)		3.14	0.613
(24)		3.33	0.650
(25)	OW-A	2.75	0.537
(26)		2.90	0.567
(27)		3.07	0.600
(28)		3.07	0.600
(29)		3.21	0.627

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

注記*2: $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

表 3-6(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点) (補正前)

(b)EW 方向

要素 番号	通り	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-1	2.75	0.538
(2)		2.97	0.581
(3)		3.03	0.591
(4)		3.07	0.600
(5)		3.23	0.632
(6)	IW-2	2.81	0.550
(7)		3.19	0.623
(8)		3.15	0.615
(9)		3.31	0.647
(10)	IW-4	2.65	0.517
(11)		2.67	0.521
(12)		2.90	0.566
(13)		3.27	0.639
(14)	SW	2.63	0.513
(15)		3.08	0.602
(16)		3.42	0.669
(17)		3.69	0.720
(18)	IW-10	3.67	0.716
(19)		2.65	0.517
(20)		2.64	0.515
(21)		2.85	0.557
(22)		3.04	0.593
(23)		3.11	0.608
(24)		3.08	0.602
(25)	3.25	0.634	
(26)	OW-11	2.67	0.521
(27)		2.81	0.550
(28)		2.93	0.572
(29)		3.07	0.600
(30)		3.25	0.635

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

注記*2: $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

(3) 終局点

RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、各層の終局せん断応力度を算出する。

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 3-7 に示す。また、原子炉建屋の 0.P. -8.1m~0.P. -0.8m について、各耐震壁の配筋を示したものを図 3-2 に示す。

表 3-7(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正前)

(a)NS 方向

要素番号	通り	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm ²)	M/QD	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-K	1.243	0.967	0.43	0.153	6.44	4.00
(2)		1.216	0.992	0.61	0.171	6.44	4.00
(3)		1.693	1.191	0.87	0.238	6.89	4.00
(4)		1.554	1.134	1.03	0.289	6.72	4.00
(5)		1.689	1.134	1.51	0.350	6.87	4.00
(6)	IW-J	1.387	1.148	0.38	0.233	6.54	4.00
(7)		1.470	0.967	0.38	0.296	6.37	4.00
(8)		1.276	1.050	0.69	0.227	6.46	4.00
(9)		1.300	1.070	0.94	0.239	6.53	4.00
(10)		1.369	1.094	1.15	0.306	6.55	4.00
(11)		1.262	1.084	1.16	0.365	6.38	4.00
(12)		1.339	1.084	1.45	0.415	6.45	4.00
(13)	SW	1.170	0.957	0.35	0.653	5.52	4.00
(14)		0.767	1.200	1.14	0.501	5.84	4.00
(15)		1.320	1.200	1.83	0.763	6.24	4.00
(16)		1.815	1.950	2.41	0.806	7.79	4.00
(17)		1.570	1.280	2.36	0.996	6.59	4.00
(18)	IW-C	1.387	1.148	0.38	0.232	6.54	4.00
(19)		1.487	0.967	0.39	0.307	6.38	4.00
(20)		1.272	1.052	0.78	0.226	6.48	4.00
(21)		1.299	1.070	1.20	0.237	6.58	4.00
(22)		1.365	1.094	1.36	0.306	6.60	4.00
(23)		1.287	1.083	1.26	0.357	6.44	4.00
(24)		1.329	1.083	1.63	0.413	6.49	4.00
(25)		OW-A	1.233	0.967	0.54	0.157	6.44
(26)	1.208		0.992	0.81	0.174	6.47	4.00
(27)	1.556		1.191	1.12	0.260	6.82	4.00
(28)	1.362		1.134	1.13	0.302	6.58	4.00
(29)	1.599		1.134	1.39	0.367	6.75	4.00

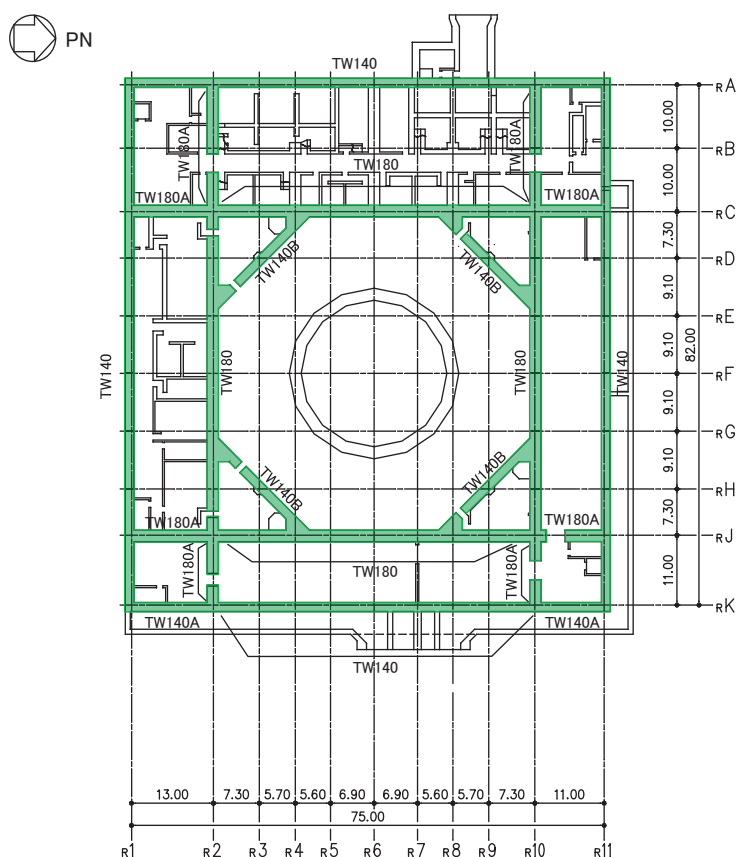
注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積

表 3-7(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正前)

(b)EW 方向

要素 番号	通り	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm ²)	M/QD	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-1	1.069	0.774	0.55	0.151	6.21	4.00
(2)		1.220	0.992	0.94	0.198	6.47	4.00
(3)		1.565	1.191	1.04	0.243	6.83	4.00
(4)		1.381	1.134	1.13	0.298	6.60	4.00
(5)		1.627	1.134	1.44	0.350	6.81	4.00
(6)	IW-2	1.307	1.070	0.66	0.117	6.65	4.00
(7)		1.361	1.094	1.35	0.227	6.69	4.00
(8)		1.297	1.109	1.27	0.362	6.46	4.00
(9)		1.325	1.083	1.60	0.410	6.48	4.00
(10)	IW-4	1.258	0.796	0.38	0.175	6.28	4.00
(11)		1.328	0.860	0.41	0.234	6.29	4.00
(12)		1.295	0.963	0.81	0.469	6.07	4.00
(13)		1.323	1.070	1.52	0.794	5.96	4.00
(14)	SW	1.170	0.957	0.35	0.408	5.94	4.00
(15)		0.767	1.200	1.14	0.208	6.33	4.00
(16)		1.320	1.200	1.83	0.476	6.56	4.00
(17)		1.815	1.950	2.41	0.680	7.80	4.00
(18)		1.570	1.280	2.36	0.900	6.67	4.00
(19)	IW-10	1.258	0.796	0.38	0.175	6.28	4.00
(20)		1.361	0.967	0.36	0.268	6.32	4.00
(21)		1.297	0.963	0.73	0.429	6.11	4.00
(22)		1.302	1.070	1.06	0.278	6.50	4.00
(23)		1.374	1.094	1.21	0.316	6.56	4.00
(24)		1.295	1.107	1.14	0.350	6.44	4.00
(25)		1.316	1.083	1.46	0.406	6.44	4.00
(26)	OW-11	1.268	0.967	0.41	0.140	6.47	4.00
(27)		1.218	0.992	0.66	0.172	6.45	4.00
(28)		1.571	1.191	0.86	0.222	6.81	4.00
(29)		1.382	1.134	1.12	0.292	6.61	4.00
(30)		1.628	1.134	1.47	0.333	6.83	4.00

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積



地下3階伏図 (O.P. -8.1m)

記号*	縦筋	横筋
TW140	内： D38@200 (2段) 外： D38@200 (2段)	内： D32@200 (2段) 外： D32@200 (2段)
TW140A	内： D38@200 (2段) + D32@400 (1段)	内： D32@200 (1段) + D32@400 (2段)
	外： D38@200 (2段) + D32@400 (1段)	外： D32@200 (1段) + D32@400 (2段)
TW140B	内： D32@200 (2段)	内： D32@200 (2段)
	外： D32@200 (2段)	外： D32@200 (2段)
TW180	内： D38@200 (2段)	内： D35@200 (2段)
	外： D38@200 (2段)	外： D35@200 (2段)
TW180A	内： D38@200 (2段) + D32@400 (1段)	内： D35@200 (1段) + D35@400 (2段)
	外： D38@200 (2段) + D32@400 (1段)	外： D35@200 (1段) + D35@400 (2段)

注記*：記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。(例：TW140 なら 140cm)

図 3-2 耐震壁の配筋図 (O.P. -8.1m~O.P. -0.8m)

3.4 剛性低下による補正後の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の設定根拠を表 3-8 に示す。

表 3-8(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (補正後)

(a)NS 方向

要素 番号	通り	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-K	32.4	1.14	28.4	0.43	2.14	0.250
(2)		32.4	1.14	52.0	0.61	2.22	0.260
(3)		32.4	1.14	77.0	0.87	2.34	0.274
(4)		32.4	1.14	107.8	1.03	2.41	0.282
(5)		32.4	1.14	107.8	1.51	2.60	0.305
(6)	IW-J	32.4	1.14	10.0	0.38	3.08	0.902
(7)		32.4	1.14	18.2	0.38	3.05	0.894
(8)		32.4	1.14	59.8	0.69	2.26	0.265
(9)		32.4	1.14	90.0	0.94	2.37	0.278
(10)		32.4	1.14	118.7	1.15	2.46	0.288
(11)		32.4	1.14	155.3	1.16	2.46	0.289
(12)		32.4	1.14	159.8	1.45	2.58	0.303
(13)	SW	32.4	1.14	50.6	0.35	2.10	0.246
(14)		32.4	1.14	72.7	1.14	2.46	0.288
(15)		32.4	1.14	71.0	1.83	2.73	0.320
(16)		32.4	1.14	66.8	2.41	2.94	0.345
(17)		32.4	1.14	108.0	2.36	2.92	0.343
(18)	IW-C	32.4	1.14	10.0	0.38	3.08	0.902
(19)		32.4	1.14	18.2	0.39	3.06	0.897
(20)		32.4	1.14	59.4	0.78	2.30	0.269
(21)		32.4	1.14	85.8	1.20	2.48	0.291
(22)		32.4	1.14	123.2	1.36	2.55	0.298
(23)		32.4	1.14	165.2	1.26	2.50	0.293
(24)		32.4	1.14	165.2	1.63	2.65	0.311
(25)	OW-A	32.4	1.14	30.8	0.54	2.19	0.257
(26)		32.4	1.14	59.2	0.81	2.31	0.271
(27)		32.4	1.14	75.0	1.12	2.45	0.287
(28)		32.4	1.14	107.8	1.13	2.45	0.287
(29)		32.4	1.14	107.8	1.39	2.56	0.300

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量/断面積

表 3-8(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (補正後)

(a)EW 方向

要素 番号	通り	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-1	32.4	1.14	41.0	0.55	2.15	0.237
(2)		32.4	1.14	57.4	0.94	2.33	0.256
(3)		32.4	1.14	84.0	1.04	2.37	0.260
(4)		32.4	1.14	114.8	1.13	2.40	0.264
(5)		32.4	1.14	117.6	1.44	2.53	0.278
(6)	IW-2	32.4	1.14	76.6	0.66	2.20	0.242
(7)		32.4	1.14	107.1	1.35	2.50	0.274
(8)		32.4	1.14	163.7	1.27	2.46	0.271
(9)		32.4	1.14	169.0	1.60	2.59	0.285
(10)	IW-4	32.4	1.14	13.3	0.38	2.49	0.438
(11)		32.4	1.14	17.4	0.41	2.51	0.442
(12)		32.4	1.14	51.8	0.81	2.27	0.249
(13)		32.4	1.14	36.5	1.52	2.56	0.281
(14)	SW	32.4	1.14	63.3	0.35	2.06	0.226
(15)		32.4	1.14	72.7	1.14	2.41	0.265
(16)		32.4	1.14	71.0	1.83	2.68	0.294
(17)		32.4	1.14	66.8	2.41	2.88	0.317
(18)		32.4	1.14	108.0	2.36	2.87	0.315
(19)	IW-10	32.4	1.14	13.3	0.38	2.49	0.438
(20)		32.4	1.14	21.2	0.36	2.48	0.436
(21)		32.4	1.14	53.0	0.73	2.23	0.245
(22)		32.4	1.14	79.8	1.06	2.37	0.261
(23)		32.4	1.14	121.4	1.21	2.44	0.268
(24)		32.4	1.14	170.0	1.14	2.41	0.265
(25)		32.4	1.14	167.2	1.46	2.54	0.279
(26)	OW-11	32.4	1.14	32.4	0.41	2.09	0.229
(27)		32.4	1.14	54.7	0.66	2.20	0.242
(28)		32.4	1.14	84.0	0.86	2.29	0.252
(29)		32.4	1.14	109.2	1.12	2.40	0.264
(30)		32.4	1.14	117.6	1.47	2.54	0.279

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量/断面積

(2) 第2折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点の設定根拠を表3-9に示す。

表3-9(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a)NS方向

要素番号	通り	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-K	2.68	0.523
(2)		2.79	0.544
(3)		2.94	0.573
(4)		3.02	0.590
(5)		3.27	0.638
(6)	IW-J	—	—
(7)		—	—
(8)		2.83	0.553
(9)		2.97	0.581
(10)		3.09	0.603
(11)		3.09	0.604
(12)		3.24	0.633
(13)	SW	2.63	0.513
(14)		3.08	0.602
(15)		3.42	0.669
(16)		3.69	0.720
(17)		3.67	0.716
(18)	IW-C	—	—
(19)		—	—
(20)		2.88	0.563
(21)		3.11	0.607
(22)		3.19	0.624
(23)		3.14	0.613
(24)		3.33	0.650
(25)	OW-A	2.75	0.537
(26)		2.90	0.567
(27)		3.07	0.600
(28)		3.07	0.600
(29)		3.21	0.627

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

注記*2: $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

表 3-9(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点) (補正後)

(b)EW 方向

要素 番号	通り	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-1	2.75	0.537
(2)		2.97	0.581
(3)		3.03	0.591
(4)		3.07	0.601
(5)		3.23	0.632
(6)	IW-2	2.81	0.550
(7)		3.19	0.623
(8)		3.15	0.615
(9)		3.31	0.647
(10)	IW-4	2.65	0.517
(11)		2.67	0.521
(12)		2.90	0.566
(13)		3.27	0.639
(14)	SW	2.63	0.513
(15)		3.08	0.602
(16)		3.42	0.668
(17)		3.69	0.720
(18)		3.67	0.716
(19)	IW-10	2.65	0.517
(20)		2.64	0.515
(21)		2.85	0.557
(22)		3.04	0.593
(23)		3.11	0.608
(24)		3.08	0.602
(25)	3.25	0.634	
(26)	OW-11	2.67	0.521
(27)		2.81	0.550
(28)		2.93	0.572
(29)		3.07	0.600
(30)		3.25	0.635

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

注記*2: $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

(3) 終局点

RC造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、各層の終局せん断応力度を算出する。

RC造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表3-10に示す。

表3-10(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) NS 方向

要素番号	通り	P_v (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm ²)	M/QD	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-K	1.243	0.967	0.43	0.153	6.44	4.00
(2)		1.216	0.992	0.61	0.171	6.44	4.00
(3)		1.693	1.191	0.87	0.238	6.89	4.00
(4)		1.554	1.134	1.03	0.289	6.72	4.00
(5)		1.689	1.134	1.51	0.350	6.87	4.00
(6)	IW-J	1.387	1.148	0.38	0.233	6.54	4.00
(7)		1.470	0.967	0.38	0.296	6.37	4.00
(8)		1.276	1.050	0.69	0.227	6.46	4.00
(9)		1.300	1.070	0.94	0.239	6.53	4.00
(10)		1.369	1.094	1.15	0.306	6.55	4.00
(11)		1.262	1.084	1.16	0.365	6.38	4.00
(12)		1.339	1.084	1.45	0.415	6.45	4.00
(13)	SW	1.170	0.957	0.35	0.653	5.52	4.00
(14)		0.767	1.200	1.14	0.501	5.84	4.00
(15)		1.320	1.200	1.83	0.763	6.24	4.00
(16)		1.815	1.950	2.41	0.806	7.79	4.00
(17)		1.570	1.280	2.36	0.996	6.59	4.00
(18)	IW-C	1.387	1.148	0.38	0.232	6.54	4.00
(19)		1.487	0.967	0.39	0.307	6.38	4.00
(20)		1.272	1.052	0.78	0.226	6.48	4.00
(21)		1.299	1.070	1.20	0.237	6.58	4.00
(22)		1.365	1.094	1.36	0.306	6.60	4.00
(23)		1.287	1.083	1.26	0.357	6.44	4.00
(24)		1.329	1.083	1.63	0.413	6.49	4.00
(25)	OW-A	1.233	0.967	0.54	0.157	6.44	4.00
(26)		1.208	0.992	0.81	0.174	6.47	4.00
(27)		1.556	1.191	1.12	0.260	6.82	4.00
(28)		1.362	1.134	1.13	0.302	6.58	4.00
(29)		1.599	1.134	1.39	0.367	6.75	4.00

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量/断面積

表 3-10(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(b)EW 方向

要素 番号	通り	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm ²)	M/QD	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-1	1.069	0.774	0.55	0.151	6.21	4.00
(2)		1.220	0.992	0.94	0.198	6.47	4.00
(3)		1.565	1.191	1.04	0.243	6.83	4.00
(4)		1.381	1.134	1.13	0.298	6.60	4.00
(5)		1.627	1.134	1.44	0.350	6.81	4.00
(6)	IW-2	1.307	1.070	0.66	0.117	6.65	4.00
(7)		1.361	1.094	1.35	0.227	6.69	4.00
(8)		1.297	1.109	1.27	0.362	6.46	4.00
(9)		1.325	1.083	1.60	0.410	6.48	4.00
(10)	IW-4	1.258	0.796	0.38	0.175	6.28	4.00
(11)		1.328	0.860	0.41	0.234	6.29	4.00
(12)		1.295	0.963	0.81	0.469	6.07	4.00
(13)		1.323	1.070	1.52	0.794	5.96	4.00
(14)	SW	1.170	0.957	0.35	0.408	5.94	4.00
(15)		0.767	1.200	1.14	0.208	6.33	4.00
(16)		1.320	1.200	1.83	0.476	6.56	4.00
(17)		1.815	1.950	2.41	0.680	7.80	4.00
(18)		1.570	1.280	2.36	0.900	6.67	4.00
(19)	IW-10	1.258	0.796	0.38	0.175	6.28	4.00
(20)		1.361	0.967	0.36	0.268	6.32	4.00
(21)		1.297	0.963	0.73	0.429	6.11	4.00
(22)		1.302	1.070	1.06	0.278	6.50	4.00
(23)		1.374	1.094	1.21	0.316	6.56	4.00
(24)		1.295	1.107	1.14	0.350	6.44	4.00
(25)		1.316	1.083	1.46	0.406	6.44	4.00
(26)	OW-11	1.268	0.967	0.41	0.140	6.47	4.00
(27)		1.218	0.992	0.66	0.172	6.45	4.00
(28)		1.571	1.191	0.86	0.222	6.81	4.00
(29)		1.382	1.134	1.12	0.292	6.61	4.00
(30)		1.628	1.134	1.47	0.333	6.83	4.00

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量/断面積

4. まとめ

原子炉建屋におけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 4-1 に示す。

表 4-1(1) 原子炉建屋のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(a)NS 方向

要素 番号	通り	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
		τ_1' (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-K	2.14	0.250	2.68	0.523	6.44	4.00
(2)		2.22	0.260	2.79	0.544	6.44	4.00
(3)		2.34	0.274	2.94	0.573	6.89	4.00
(4)		2.41	0.282	3.02	0.590	6.72	4.00
(5)		2.60	0.305	3.27	0.638	6.87	4.00
(6)	IW-J	3.08	0.902	—	—	6.54	4.00
(7)		3.05	0.894	—	—	6.37	4.00
(8)		2.26	0.265	2.83	0.553	6.46	4.00
(9)		2.37	0.278	2.97	0.581	6.53	4.00
(10)		2.46	0.288	3.09	0.603	6.55	4.00
(11)		2.46	0.289	3.09	0.604	6.38	4.00
(12)	2.58	0.303	3.24	0.633	6.45	4.00	
(13)	SW	2.10	0.246	2.63	0.513	5.52	4.00
(14)		2.46	0.288	3.08	0.602	5.84	4.00
(15)		2.73	0.320	3.42	0.669	6.24	4.00
(16)		2.94	0.345	3.69	0.720	7.79	4.00
(17)		2.92	0.343	3.67	0.716	6.59	4.00
(18)	IW-C	3.08	0.902	—	—	6.54	4.00
(19)		3.06	0.897	—	—	6.38	4.00
(20)		2.30	0.269	2.88	0.563	6.48	4.00
(21)		2.48	0.291	3.11	0.607	6.58	4.00
(22)		2.55	0.298	3.19	0.624	6.60	4.00
(23)		2.50	0.293	3.14	0.613	6.44	4.00
(24)		2.65	0.311	3.33	0.650	6.49	4.00
(25)	OW-A	2.19	0.257	2.75	0.537	6.44	4.00
(26)		2.31	0.271	2.90	0.567	6.47	4.00
(27)		2.45	0.287	3.07	0.600	6.82	4.00
(28)		2.45	0.287	3.07	0.600	6.58	4.00
(29)		2.56	0.300	3.21	0.627	6.75	4.00

表 4-1(2) 原子炉建屋のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(b)EW 方向

要素 番号	通り	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
		τ_1' (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	OW-1	2.15	0.237	2.75	0.537	6.21	4.00
(2)		2.33	0.256	2.97	0.581	6.47	4.00
(3)		2.37	0.260	3.03	0.591	6.83	4.00
(4)		2.40	0.264	3.07	0.601	6.60	4.00
(5)		2.53	0.278	3.23	0.632	6.81	4.00
(6)	IW-2	2.20	0.242	2.81	0.550	6.65	4.00
(7)		2.50	0.274	3.19	0.623	6.69	4.00
(8)		2.46	0.271	3.15	0.615	6.46	4.00
(9)		2.59	0.285	3.31	0.647	6.48	4.00
(10)	IW-4	2.49	0.438	2.65	0.517	6.28	4.00
(11)		2.51	0.442	2.67	0.521	6.29	4.00
(12)		2.27	0.249	2.90	0.566	6.07	4.00
(13)		2.56	0.281	3.27	0.639	5.96	4.00
(14)	SW	2.06	0.226	2.63	0.513	5.94	4.00
(15)		2.41	0.265	3.08	0.602	6.33	4.00
(16)		2.68	0.294	3.42	0.668	6.56	4.00
(17)		2.88	0.317	3.69	0.720	7.80	4.00
(18)		2.87	0.315	3.67	0.716	6.67	4.00
(19)	IW-10	2.49	0.438	2.65	0.517	6.28	4.00
(20)		2.48	0.436	2.64	0.515	6.32	4.00
(21)		2.23	0.245	2.85	0.557	6.11	4.00
(22)		2.37	0.261	3.04	0.593	6.50	4.00
(23)		2.44	0.268	3.11	0.608	6.56	4.00
(24)		2.41	0.265	3.08	0.602	6.44	4.00
(25)		2.54	0.279	3.25	0.634	6.44	4.00
(26)	OW-11	2.09	0.229	2.67	0.521	6.47	4.00
(27)		2.20	0.242	2.81	0.550	6.45	4.00
(28)		2.29	0.252	2.93	0.572	6.81	4.00
(29)		2.40	0.264	3.07	0.600	6.61	4.00
(30)		2.54	0.279	3.25	0.635	6.83	4.00

別紙 3 原子炉建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさ
に関する検討

目次

1. 概要.....	別紙 3- 1
1.1 検討概要.....	別紙 3- 1
1.2 検討方針.....	別紙 3- 2
2. 材料物性の不確かさの分析.....	別紙 3- 3
2.1 建屋剛性の不確かさ.....	別紙 3- 3
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 3- 3
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定.....	別紙 3- 4
3.1 設計用地震力の設定方法.....	別紙 3- 4
3.2 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 3- 6
4. 地震応答解析による材料物性の不確かさの影響検討.....	別紙 3- 8
4.1 検討概要.....	別紙 3- 8
4.2 不確かさの影響検討.....	別紙 3-11
4.3 まとめ.....	別紙 3-55
5. 機器・配管系評価への影響.....	別紙 3-56

別紙 3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、原子炉建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析結果に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ建物・構築物の耐震性評価において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。さらに、材料物性の不確かさの影響評価として、機器・配管系の評価への影響についても検討する。

なお、補足 620-1「東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」に、考え方の詳細を示す。

1.2 検討方針

建物・構築物の耐震性評価に用いる動的地震力は、各建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建物・構築物の剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤物性であることが確認されている。*

地震応答解析モデルの建屋剛性は、シミュレーション解析に基づき設定しているが、今後の地震の発生により更に初期剛性が変動することが考えられる。

また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤物性は実測した地盤のせん断波速度を用いて算出していることから、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

以上より、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤物性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮することとし、それぞれの不確かさが建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震性評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答並びに建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

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

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。

具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力については、不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられるが、耐力については変動しない。また、変位及びせん断ひずみについては、剛性が低下することから、基本ケースよりも大きくなると考えられる。

よって、建屋の耐震性評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。ただし、鉛直方向では水平方向に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では既工認モデルで観測記録を再現できたことから、基本ケースで既工認モデルの剛性を採用し、不確かさは考慮しない。

2.2 地盤物性の不確かさ

地盤物性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤物性が変動する。これに対応して、建屋への入力地震動の特性が変動し、建屋に考慮すべき設計用地震力も変動すると考えられる。

よって、原子炉建屋の耐震性評価において、地盤物性の不確かさを考慮する。

3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

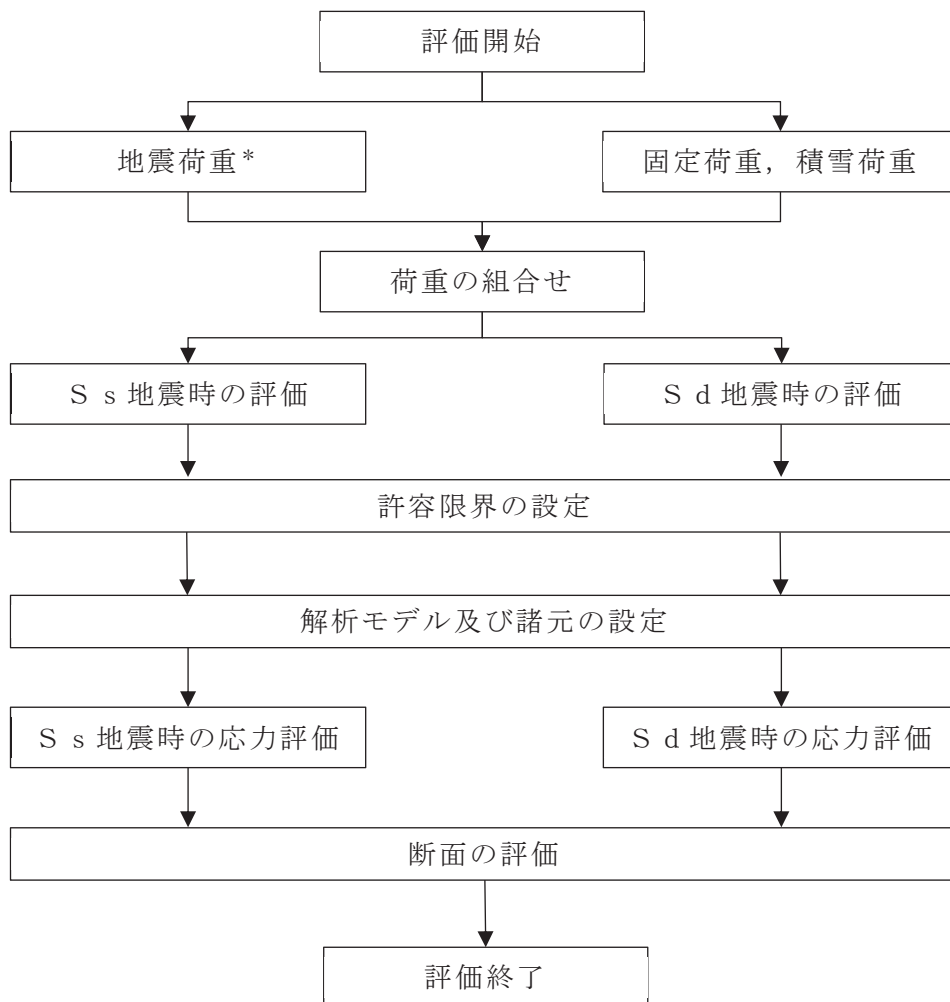
3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースの質点系モデルによる地震応答解析は、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい入力動に対して実施する（別紙 3-1「材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。材料物性の不確かさを地震荷重として考慮した建屋の耐震性評価フローの例を図 3-1 に示す。

耐震性評価において、地震荷重は、質点系モデルによる地震応答解析により得られた最大応答値から算出し、解析モデルの各節点に配分することにより考慮している。質点系モデルによる地震応答解析により得られた最大応答値は、基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケース（以下「検討ケース」という。）ごとに異なるため、保守的な評価として、各質点において、検討ケースごとに得られた応答値のうち最大の応答値から算出される地震荷重を採用することとする。

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を別紙 3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。

添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」



注記* : 建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮する

図 3-1 建屋耐震性評価フロー (応力解析による評価)

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出にあたり、建屋剛性および地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。

建屋剛性の不確かさは、シミュレーション解析に基づいて設定した基本ケースの初期剛性に基準地震動 S_s に対する各部材の最大応答ひずみから算出した初期剛性補正係数（0.78 倍）を乗じて設定する。シミュレーションに基づき設定した基本ケースの初期剛性を表 3-1 に示し、不確かさを考慮した初期剛性を表 3-2 に示す。なお、鉛直方向には建屋剛性の不確かさを考慮しない。

表 3-1 基本モデルの初期剛性

部位	方向	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)
地下 3 階～地上 2 階 (O. P. 33. 2m より下部)	NS	0.75	1.986	0.853
	EW	0.80	2.118	0.910
地上 3 階及びクレーン階 (O. P. 33. 2m より上部)	NS	0.30	0.794	0.341
	EW	0.50	1.324	0.569
追設耐震壁	NS	1.00	2.52	1.05
	EW			

表 3-2 基準地震動 S_s による更なる剛性低下を考慮した初期剛性

部位	方向	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)
地下 3 階～地上 2 階 (O. P. 33. 2m より下部)	NS	0.59	1.562	0.671
	EW	0.62	1.642	0.705
地上 3 階及びクレーン階 (O. P. 33. 2m より上部)	NS	0.23	0.609	0.262
	EW	0.39	1.033	0.444
追設耐震壁	NS	0.78	1.97	0.819
	EW			

地盤物性の不確かさの影響検討においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を基に設定した地盤のせん断波速度により地盤物性を設定している。地盤物性の不確かさ検討に当たっては、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつきを考慮する。表層地盤のせん断波速度の不確かさを表 3-3 に示し、底面地盤のせん断波速度の不確かさを表 3-4 に示す。

表 3-3 表層地盤のせん断波速度の不確かさ

高さ O.P. (m)	区分	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
0.0 ~ -14.1	表層 地盤	900	1000	800

表 3-4 底面地盤のせん断波速度の不確かさ

高さ O.P. (m)	区分	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
-14.1 ~ -25.0	底面 地盤	1300	1390	1210
-25.0 ~ -80.0		2150	2300	2000
-80.0 ~ -200.0		2440	2610	2270

4. 地震応答解析による材料物性の不確かさの影響検討

本章では、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより固有値解析を実施し、建屋の応答並びに耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

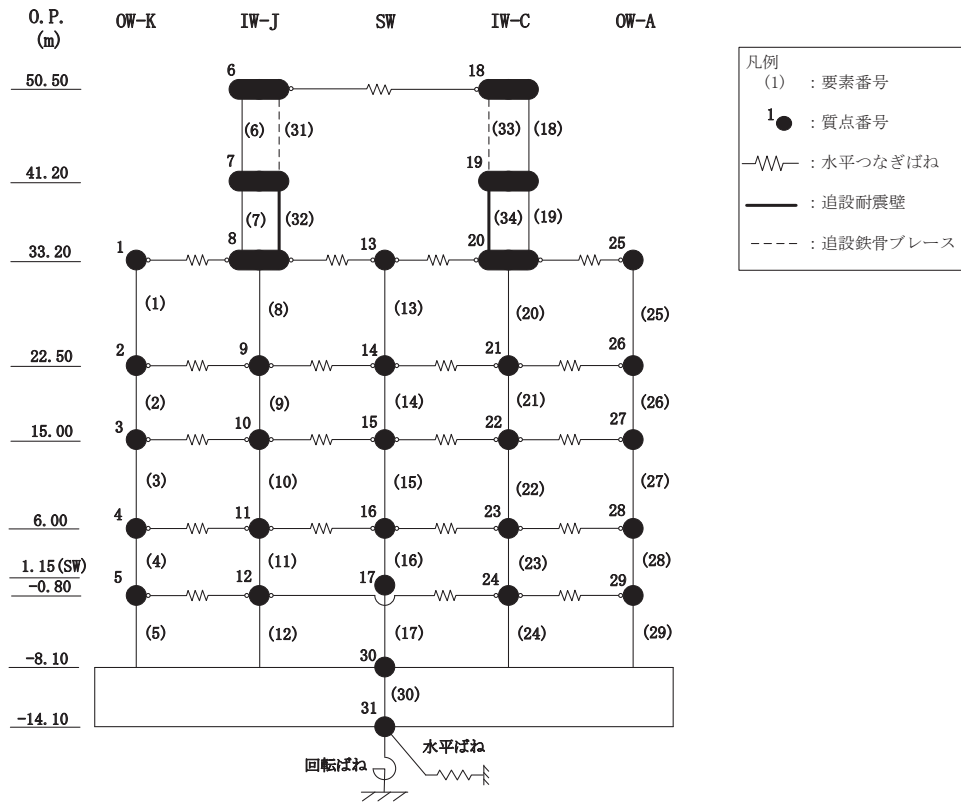
4.1 検討概要

建屋剛性及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさを考慮して検討ケースを定め、建屋応答への影響を確認する。

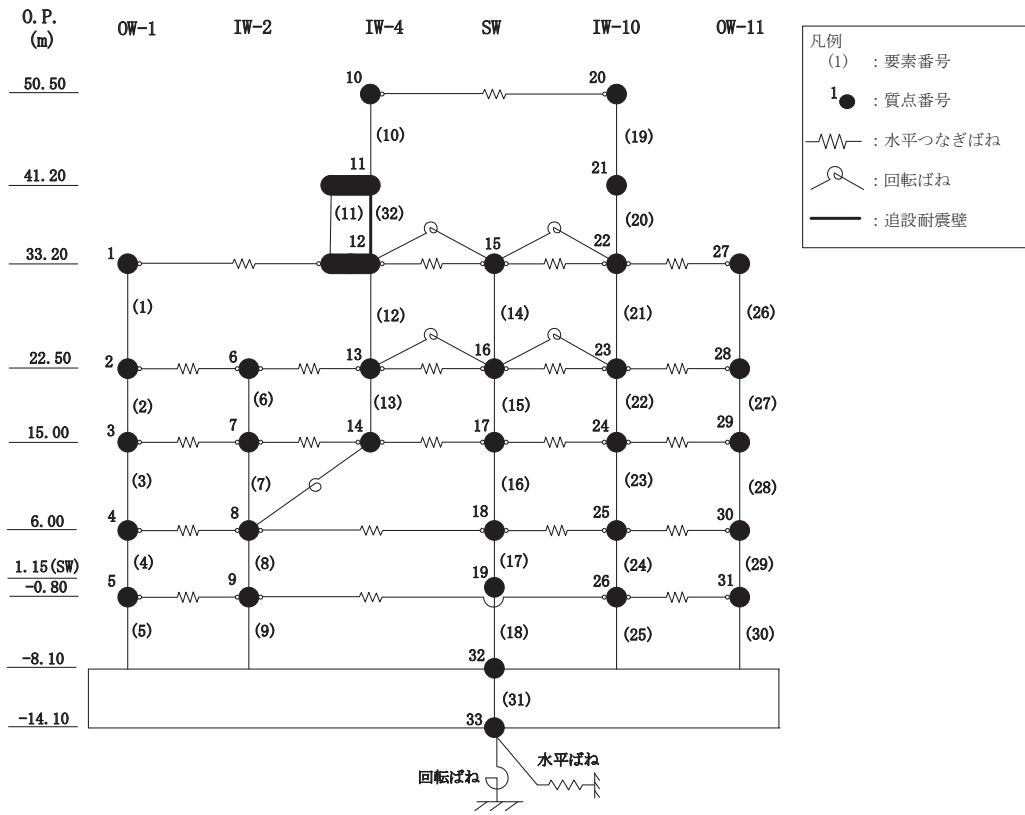
検討ケースを表 4-1 に、原子炉建屋の地震応答解析モデルを図 4-1 に示す。ここで、建屋剛性をシミュレーションに基づく補正を適用した剛性、地盤のせん断波速度を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとする。表中の塗りつぶし部分は、基本ケースと異なる設定をしているパラメータである。

表 4-1 検討ケース一覧

ケース名	建屋剛性 (初期剛性)	地盤物性	
		入力地震動	底面地盤ばね
ケース 1 (基本ケース)	3.11 地震 シミュレーション	表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s	標準地盤 (=既工認)
ケース 2 (地盤物性+ σ)	同上	表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
ケース 3 (地盤物性- σ)		表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - σ
ケース 4 (建屋剛性考慮)	基本ケースの 0.78 倍 (原子炉建屋の場合)	表層上部非線形 表層下部 Vs900m/s	標準地盤 (=既工認)
ケース 5 (建屋剛性考慮, 地盤物性+ σ)		表層上部非線形 表層下部 Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
ケース 6 (建屋剛性考慮, 地盤物性- σ)		表層上部非線形 表層下部 Vs900-100m/s	標準地盤 - σ

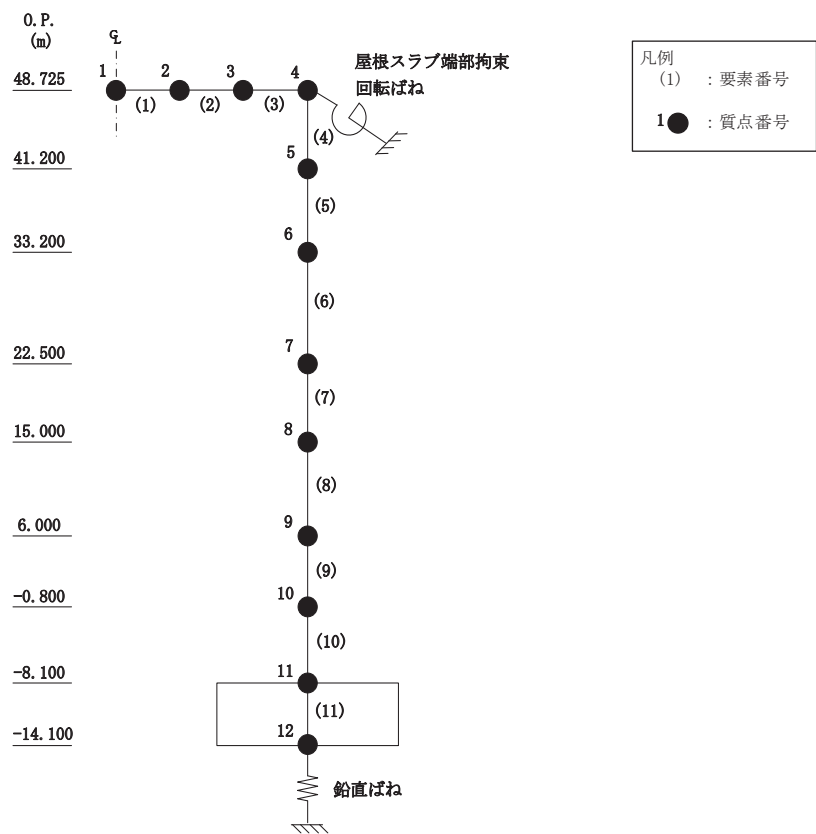


(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-1(1) 地震応答解析モデル



(c)UD 方向

図 4-1(2) 地震応答解析モデル

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 建屋剛性変動による影響

(1) 影響評価方針

建屋剛性を変動させたケース（ケース 4）の固有値解析を実施し，基本ケースの結果と比較する。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表 4-2，刺激関数図を図 4-2 及び図 4-3 に示す。

基本ケースに対する建屋剛性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について，最大で低振動数側に 10%シフトした。

表 4-2 固有値解析結果の比較（単位：Hz）

(a) NS 方向

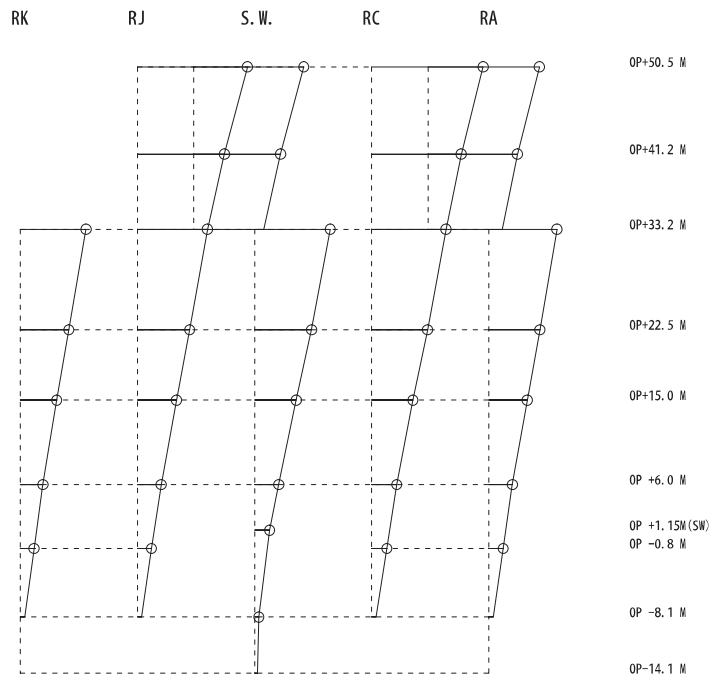
次数	NS方向	
	ケース1	ケース4
1	4.21	3.80 (0.90)
2	8.12	7.34 (0.90)
3	8.61	8.15 (0.95)
4	10.33	9.40 (0.91)
5	10.76	9.80 (0.91)
6	11.21	10.17 (0.91)

(b) EW 方向

次数	EW方向	
	ケース1	ケース4
1	4.36	3.93 (0.90)
2	8.01	7.25 (0.91)
3	8.64	8.19 (0.95)
4	10.15	9.28 (0.91)
5	10.93	9.81 (0.90)
6	11.46	10.54 (0.92)
7	12.80	11.84 (0.93)
8	13.45	12.22 (0.91)

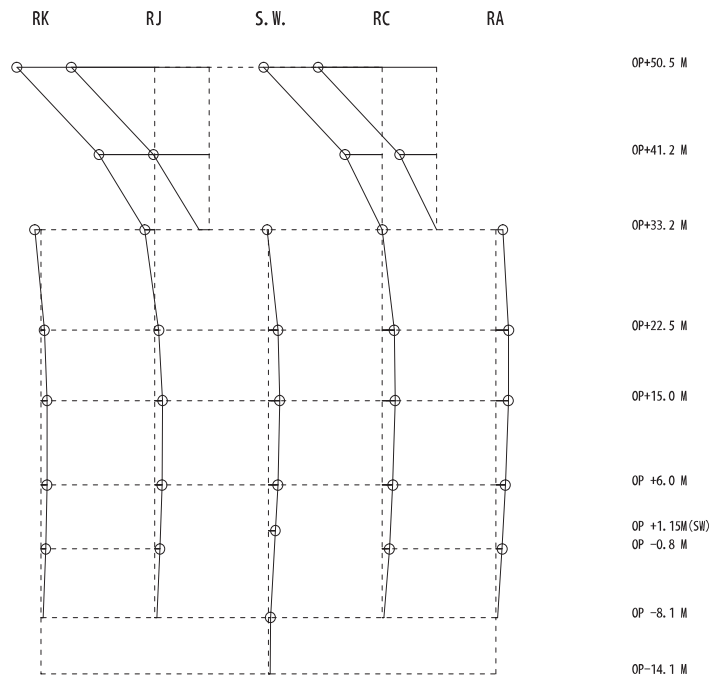
注：（ ）内は基本モデルに対する比率

固有周期 0.263 s
 固有振動数 3.80 Hz
 刺激係数 2.188 -1 0 +1



1 次

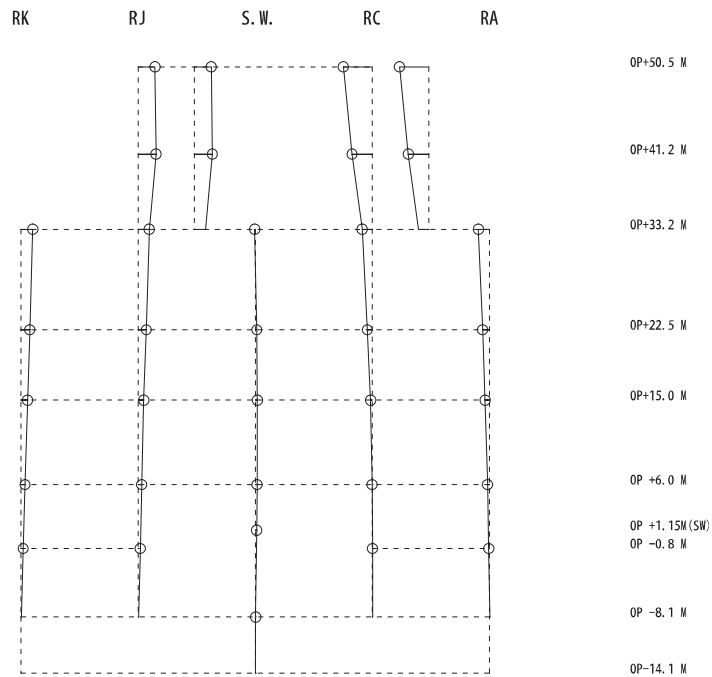
固有周期 0.136 s
 固有振動数 7.34 Hz
 刺激係数 2.793 -1 0 +1



2 次

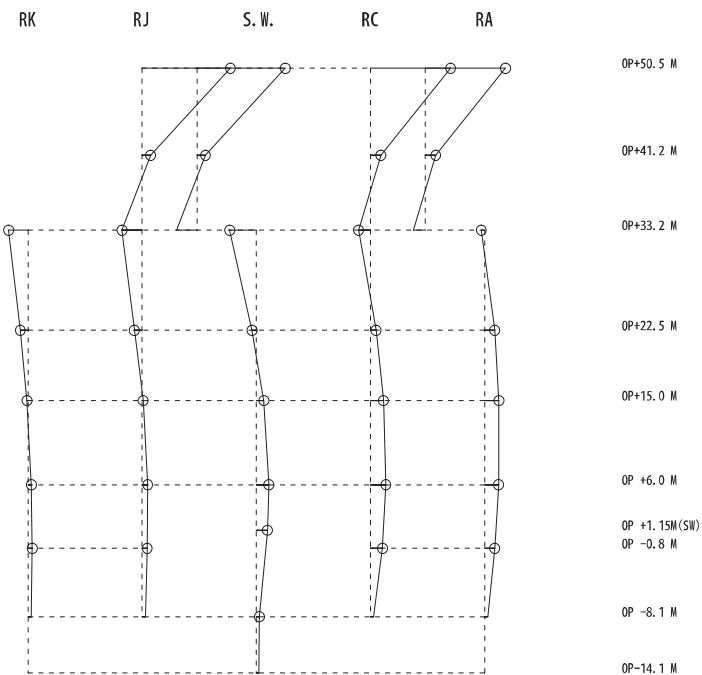
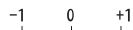
図 4-2(1) 刺激関数図 (ケース 4) (NS 方向 1 次及び 2 次)

固有周期 0.123 s
 固有振動数 8.15 Hz
 刺激係数 0.572



3 次

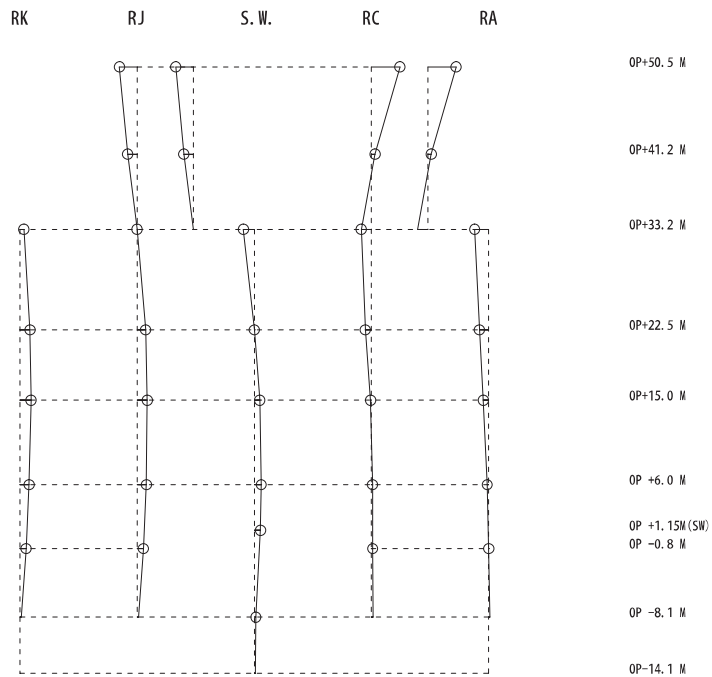
固有周期 0.106 s
 固有振動数 9.40 Hz
 刺激係数 1.779



4 次

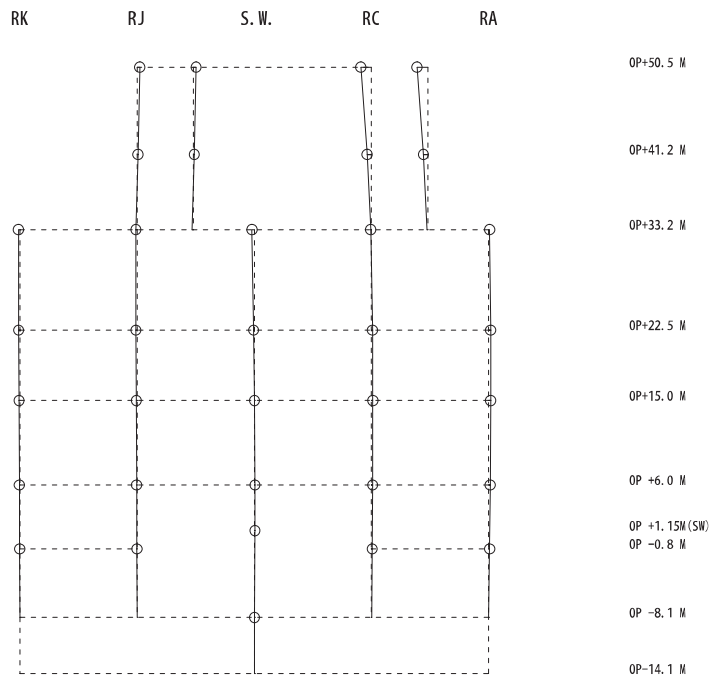
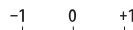
図 4-2(2) 刺激関数図 (ケース 4) (NS 方向 3 次及び 4 次)

固有周期 0.102 s
 固有振動数 9.80 Hz
 刺激係数 0.558



5 次

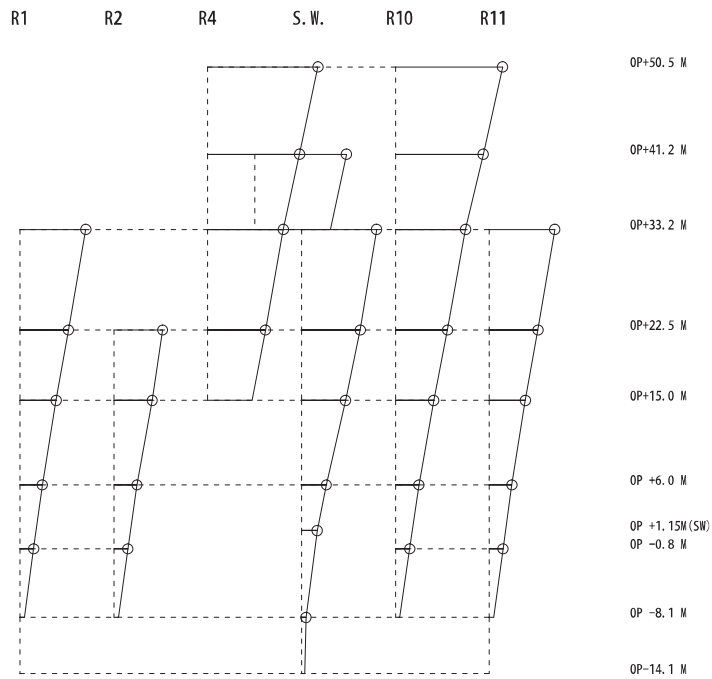
固有周期 0.098 s
 固有振動数 10.17 Hz
 刺激係数 0.211



6 次

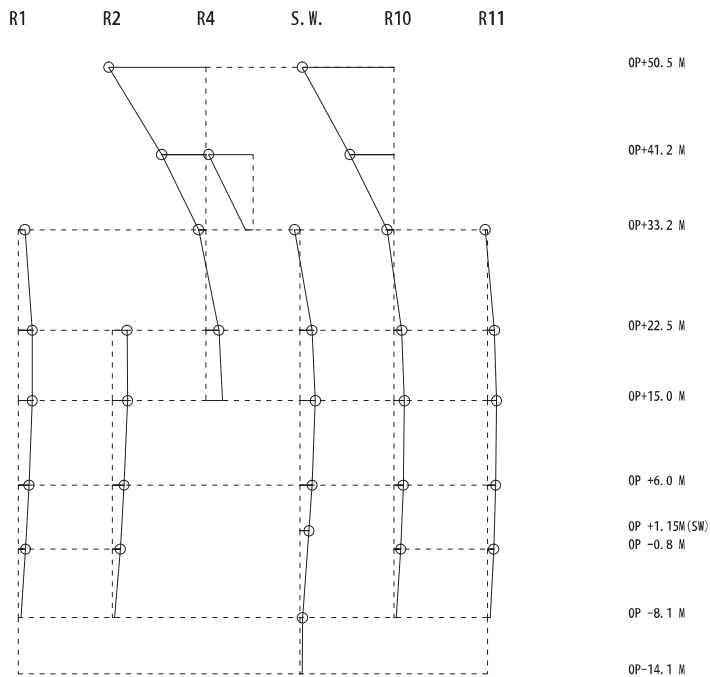
図 4-2(3) 刺激関数図 (ケース 4) (NS 方向 5 次及び 6 次)

固有周期 0.254 s
 固有振動数 3.93 Hz
 刺激係数 2.160



1 次

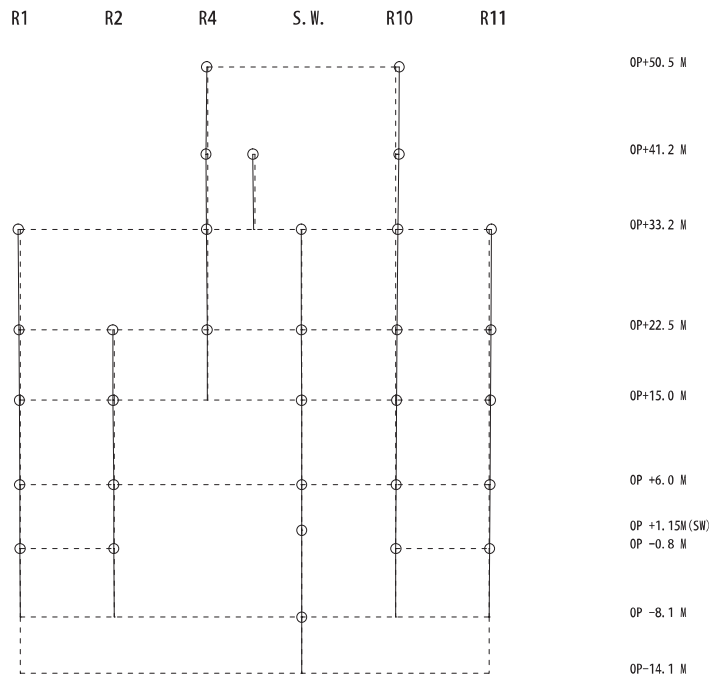
固有周期 0.138 s
 固有振動数 7.25 Hz
 刺激係数 1.907



2 次

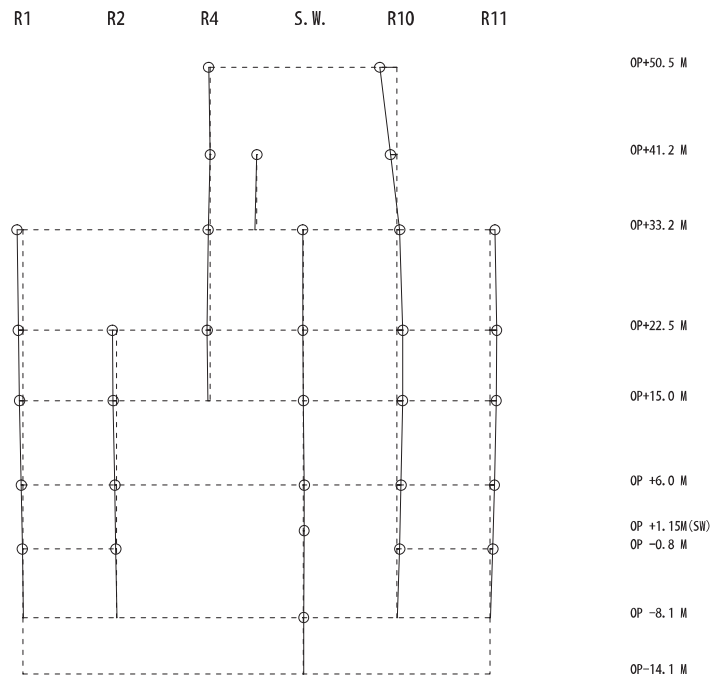
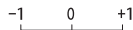
図 4-3(1) 刺激関数図 (ケース 4) (EW 方向 1 次及び 2 次)

固有周期 0.122 s
 固有振動数 8.19 Hz
 刺激係数 0.073



3 次

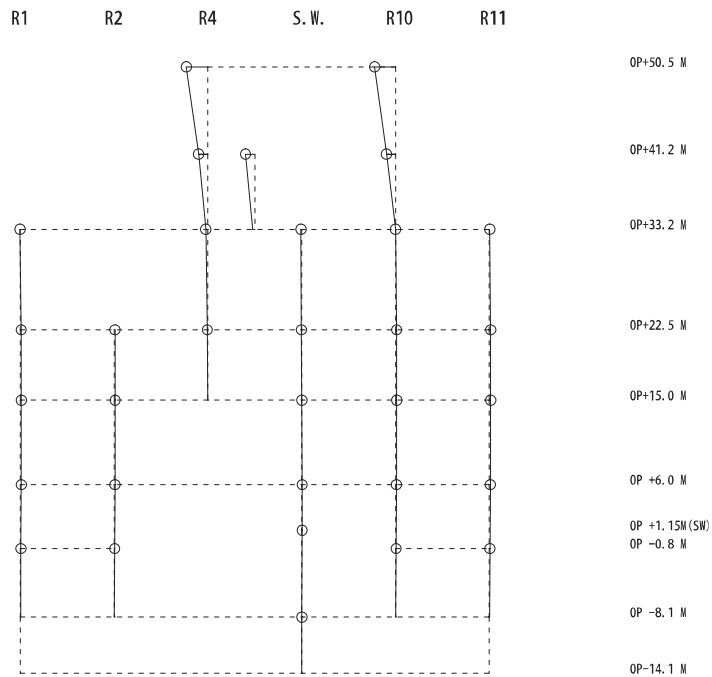
固有周期 0.108 s
 固有振動数 9.28 Hz
 刺激係数 0.335



4 次

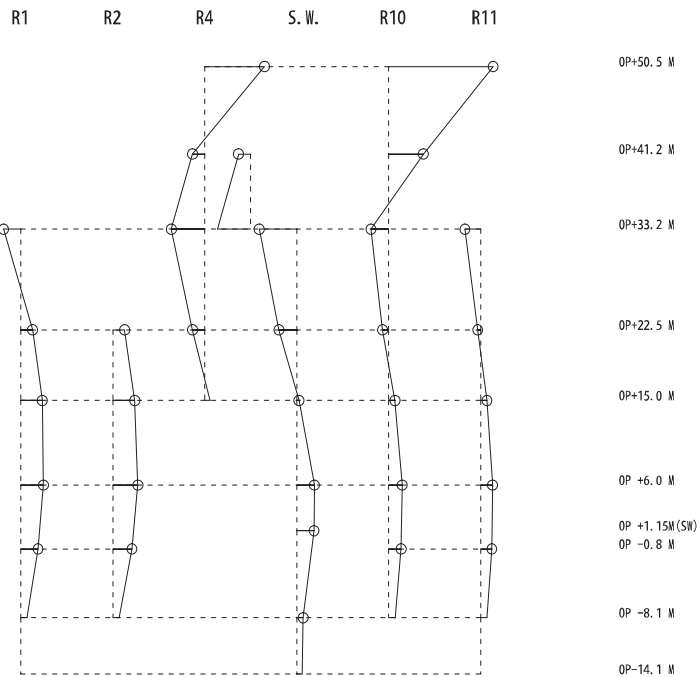
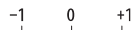
図 4-3(2) 刺激関数図 (ケース 4) (EW 方向 3 次及び 4 次)

固有周期 0.102 s
 固有振動数 9.81 Hz
 刺激係数 0.422



5 次

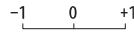
固有周期 0.095 s
 固有振動数 10.54 Hz
 刺激係数 2.087



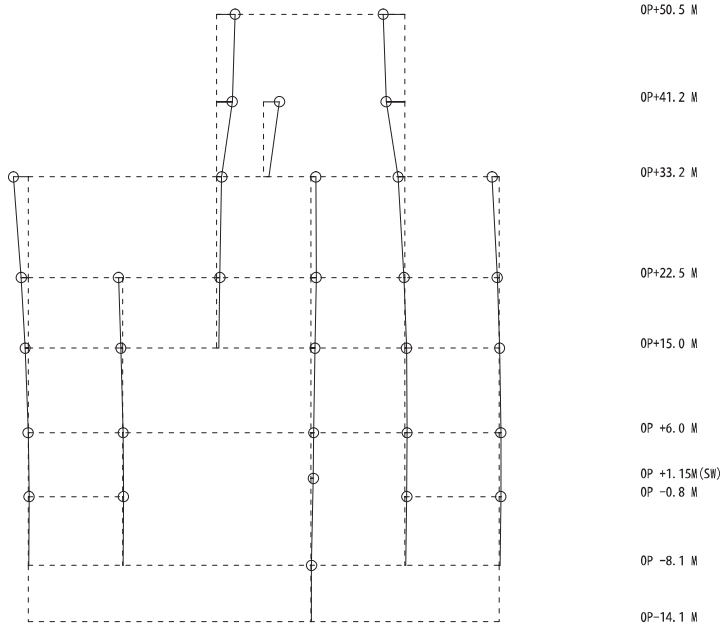
6 次

図 4-3(3) 刺激関数図 (ケース 4) (EW 方向 5 次及び 6 次)

固有周期 0.084 s
 固有振動数 11.84 Hz
 刺激係数 0.426

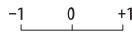


R1 R2 R4 S.W. R10 R11

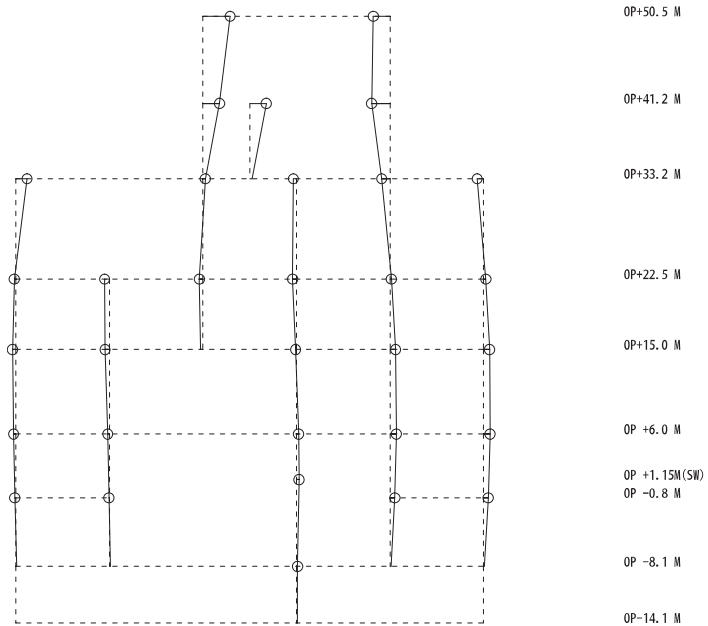


7次

固有周期 0.082 s
 固有振動数 12.22 Hz
 刺激係数 0.533



R1 R2 R4 S.W. R10 R11



8次

図 4-3(4) 刺激関数図 (ケース 4) (EW 方向 7 次及び 8 次)

4.2.2 地盤物性の変動による影響

(1) 影響評価方針

地盤物性を変動させたケース（ケース2及びケース3）の固有値解析を実施し、地盤物性を変動させたケースと基本ケースを比較する。

(2) 固有値解析結果

地盤物性を変動させた解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-3、刺激関数図を図4-4～図4-9に示す。

基本ケースに対する地盤物性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について、地盤の主要モードにあたる固有周期で変動が大きく最大で水平方向では1%程度、鉛直方向では4%程度であった。

表 4-3(1) 固有値解析結果の比較 (単位: Hz)

(a) NS 方向

次数	NS方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	4.21	4.25 (1.01)	4.17 (0.99)
2	8.12	8.14 (1.00)	8.10 (1.00)
3	8.61	8.62 (1.00)	8.60 (1.00)
4	10.33	10.38 (1.00)	10.27 (0.99)
5	10.76	10.78 (1.00)	10.73 (1.00)
6	11.21	11.26 (1.00)	11.16 (1.00)

(b) EW 方向

次数	EW方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	4.36	4.40 (1.01)	4.31 (0.99)
2	8.01	8.04 (1.00)	7.98 (1.00)
3	8.64	8.64 (1.00)	8.64 (1.00)
4	10.15	10.16 (1.00)	10.14 (1.00)
5	10.93	10.98 (1.00)	10.88 (1.00)
6	11.46	11.53 (1.01)	11.37 (0.99)
7	12.80	12.85 (1.00)	12.75 (1.00)
8	13.45	13.46 (1.00)	13.43 (1.00)

注: () 内は基本モデルに対する比率

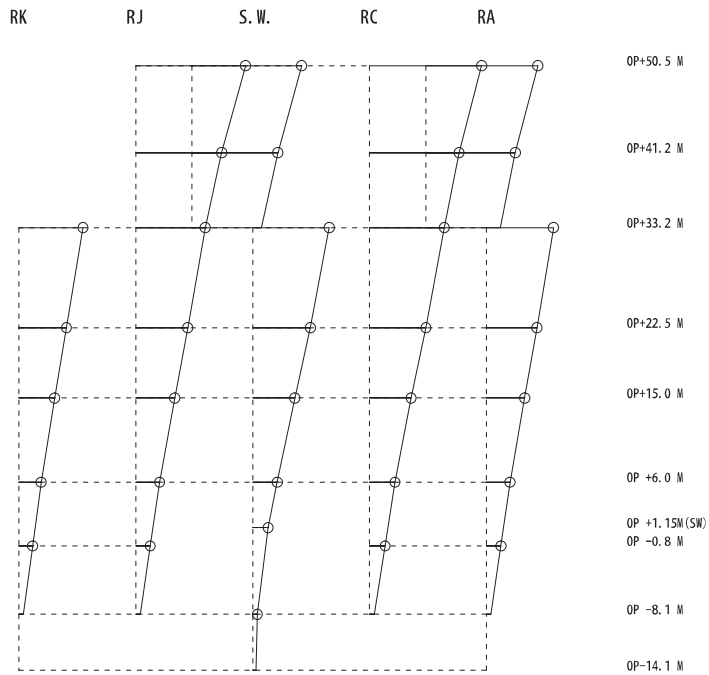
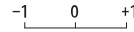
表 4-3(2) 固有値解析結果の比較 (単位: Hz)

(c)UD 方向

次数	UD方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	2.95	2.95 (1.00)	2.95 (1.00)
2	9.96	10.29 (1.03)	9.58 (0.96)
3	12.59	12.59 (1.00)	12.59 (1.00)
4	19.61	19.61 (1.00)	19.61 (1.00)

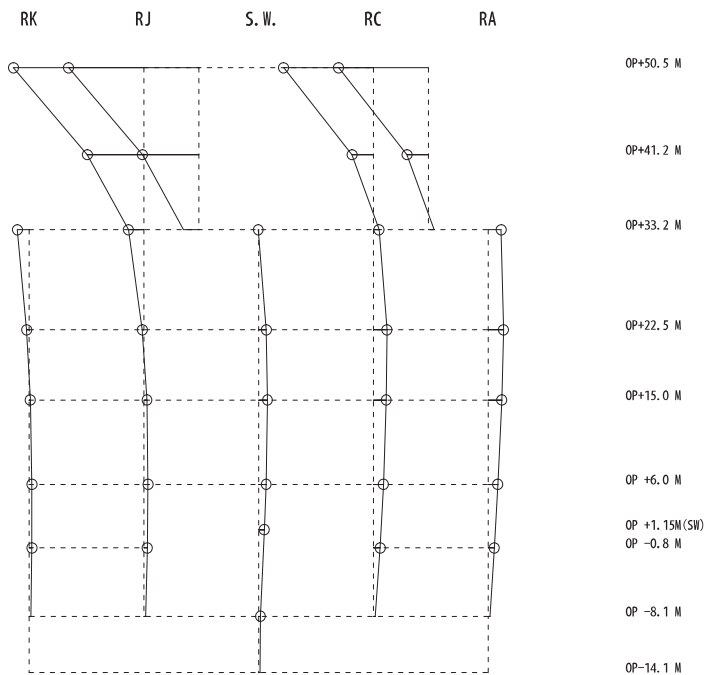
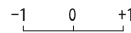
注: () 内は基本モデルに対する比率

固有周期 0.235 s
 固有振動数 4.25 Hz
 刺激係数 2.205



1 次

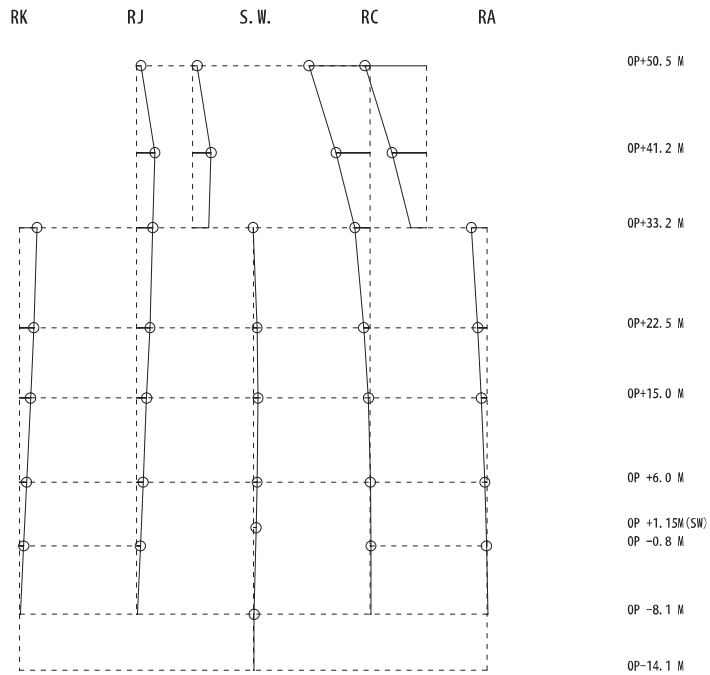
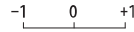
固有周期 0.123 s
 固有振動数 8.14 Hz
 刺激係数 2.618



2 次

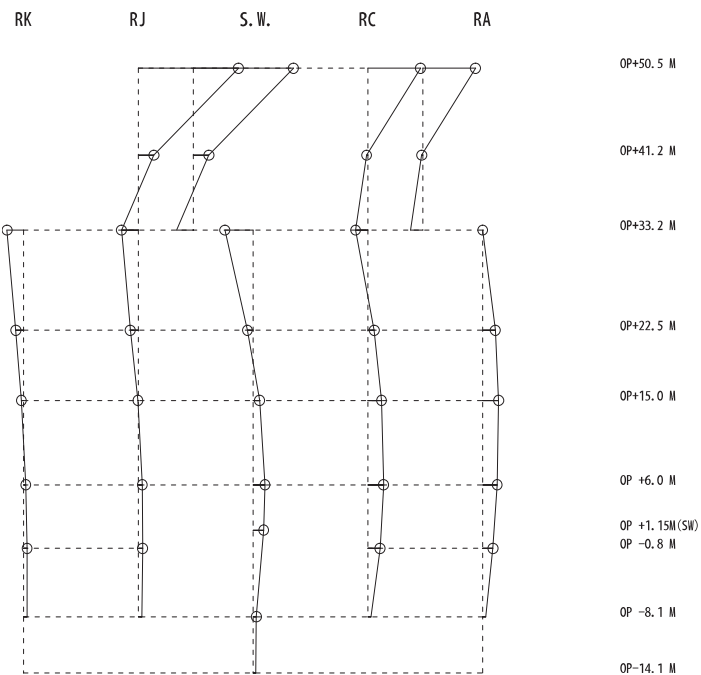
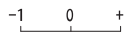
図 4-4(1) 刺激関数図 (ケース 2) (NS 方向 1 次及び 2 次)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.62 Hz
 刺激係数 1.207



3 次

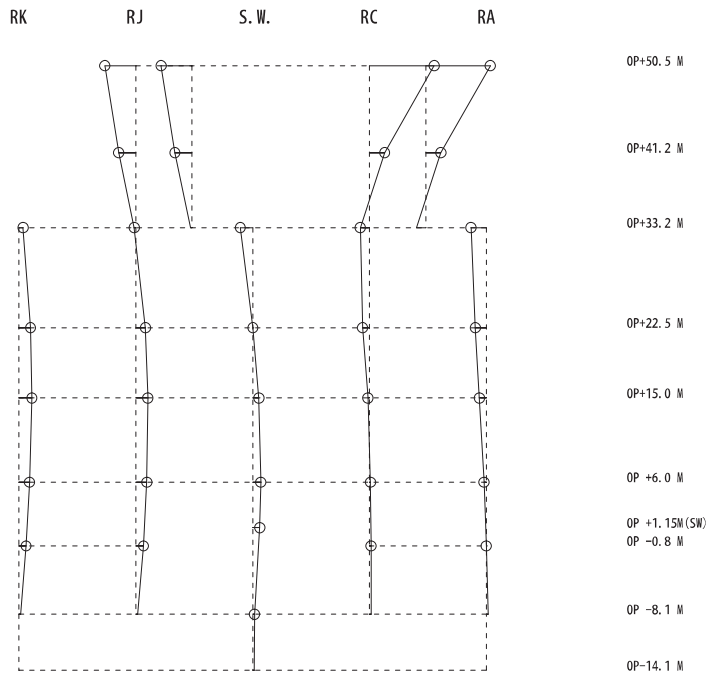
固有周期 0.096 s
 固有振動数 10.38 Hz
 刺激係数 2.004



4 次

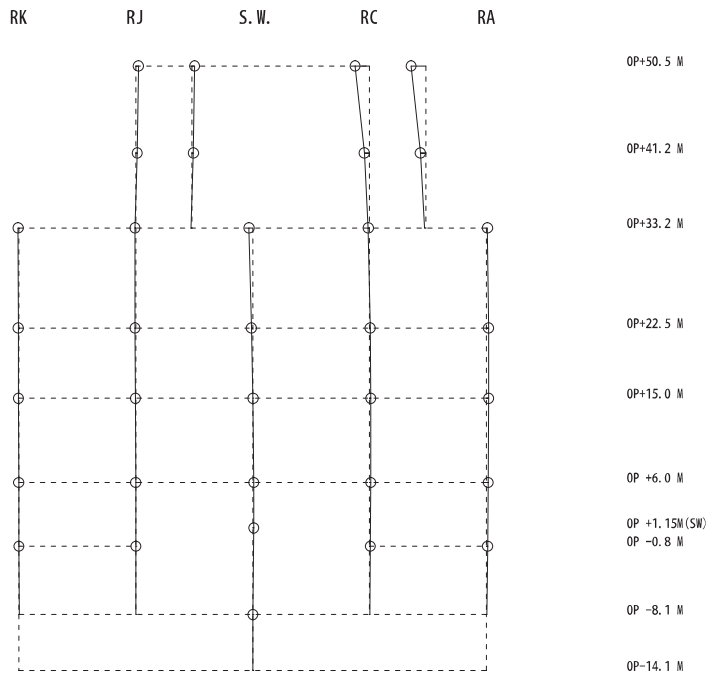
図 4-4(2) 刺激関数図 (ケース 2) (NS 方向 3 次及び 4 次)

固有周期 0.093 s
 固有振動数 10.78 Hz
 刺激係数 1.270 -1 0 +1



5 次

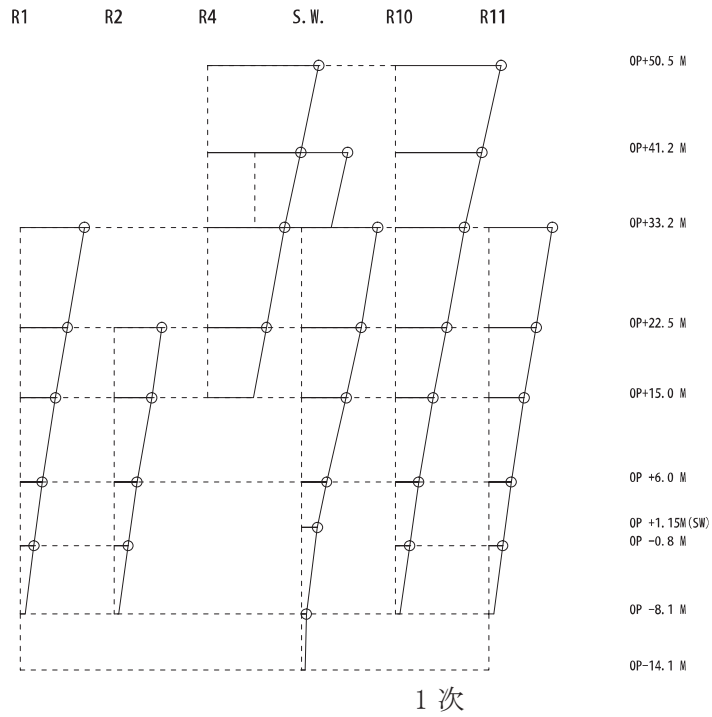
固有周期 0.089 s
 固有振動数 11.26 Hz
 刺激係数 0.288 -1 0 +1



6 次

図 4-4(3) 刺激関数図 (ケース 2) (NS 方向 5 次及び 6 次)

固有周期 0.228 s
 固有振動数 4.40 Hz
 刺激係数 2.180



固有周期 0.124 s
 固有振動数 8.04 Hz
 刺激係数 1.884

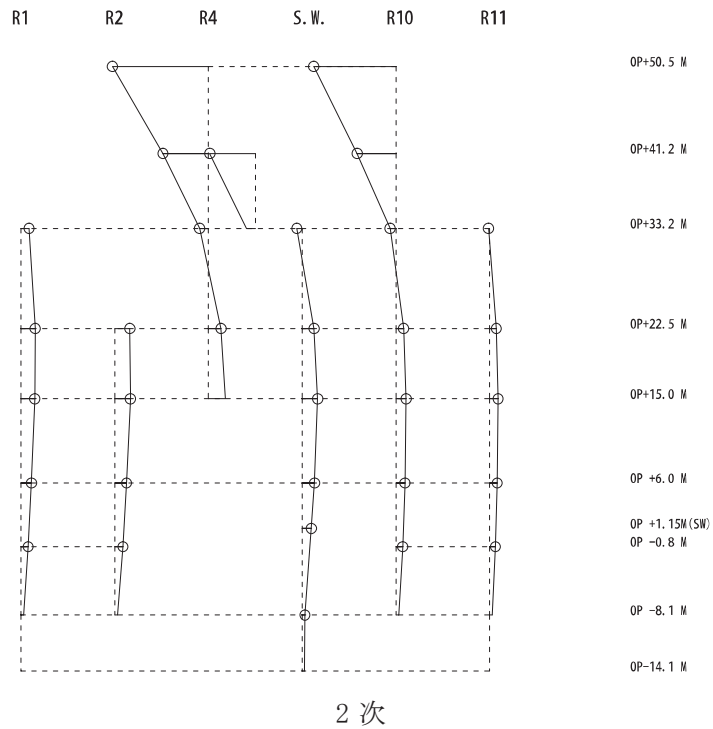
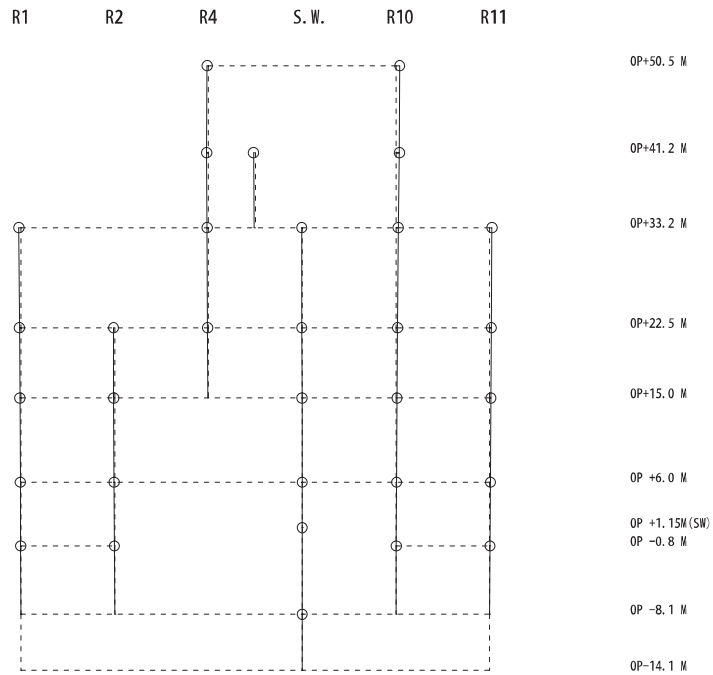
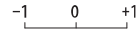


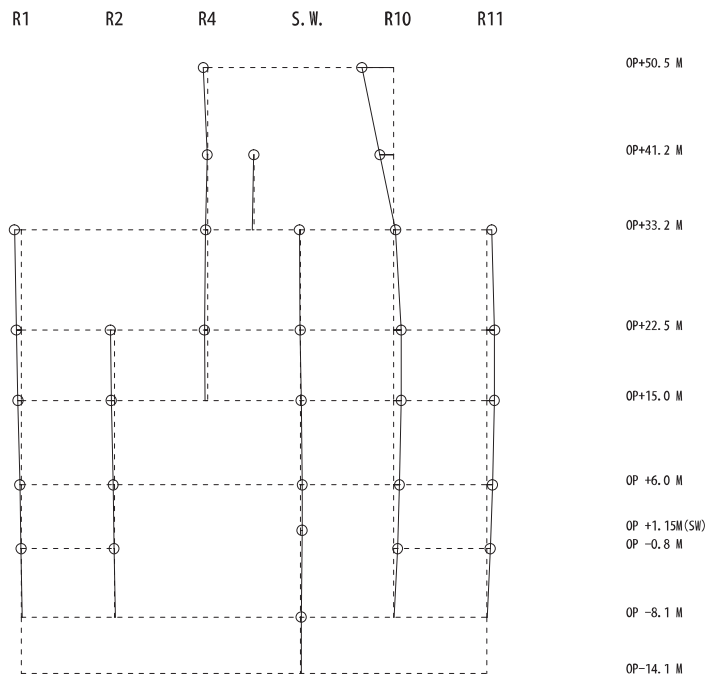
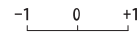
図 4-5(1) 刺激関数図 (ケース 2) (EW 方向 1 次及び 2 次)

固有周期 0.116 s
 固有振動数 8.64 Hz
 刺激係数 0.075



3 次

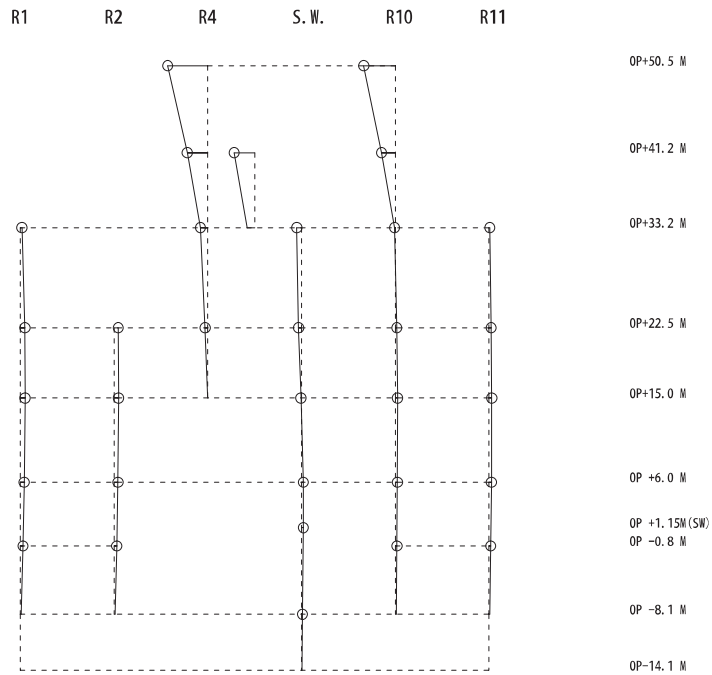
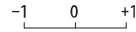
固有周期 0.098 s
 固有振動数 10.16 Hz
 刺激係数 0.627



4 次

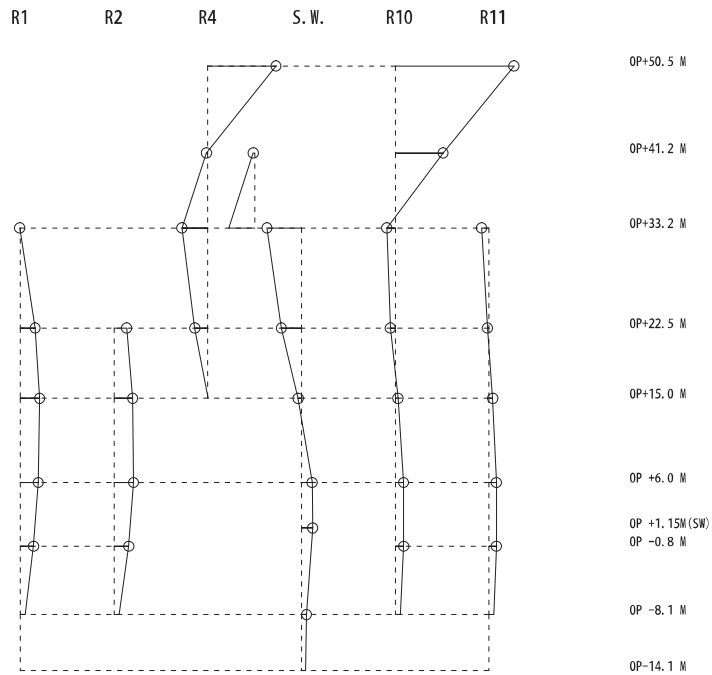
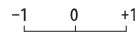
図 4-5(2) 刺激関数図 (ケース 2) (EW 方向 3 次及び 4 次)

固有周期 0.091 s
 固有振動数 10.98 Hz
 刺激係数 0.786



5 次

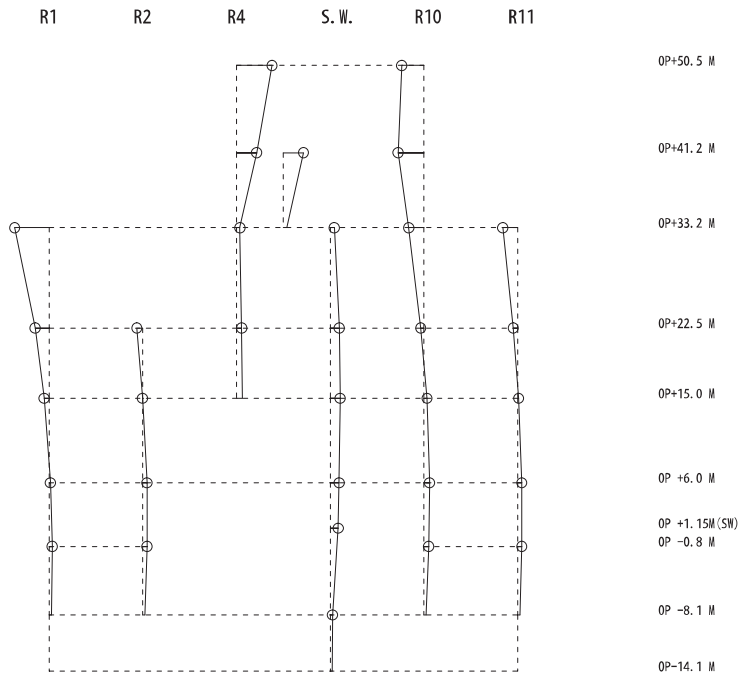
固有周期 0.087 s
 固有振動数 11.53 Hz
 刺激係数 2.328



6 次

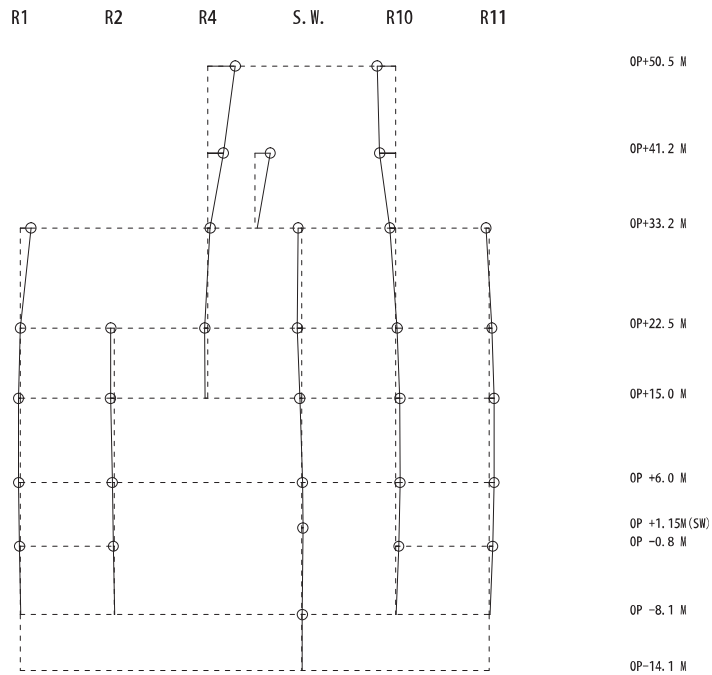
図 4-5(3) 刺激関数図 (ケース 2) (EW 方向 5 次及び 6 次)

固有周期 0.078 s
 固有振動数 12.85 Hz
 刺激係数 0.696



7 次

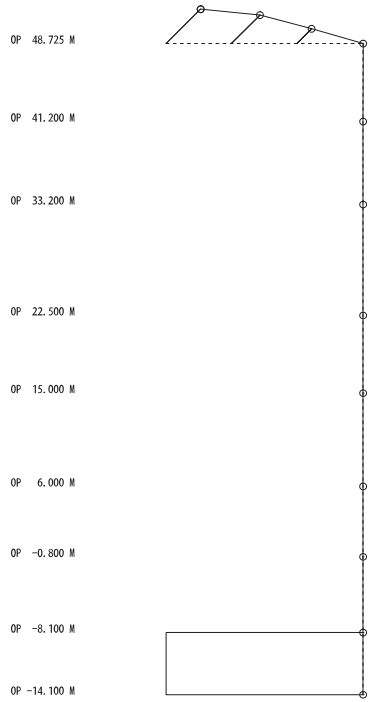
固有周期 0.074 s
 固有振動数 13.46 Hz
 刺激係数 0.538



8 次

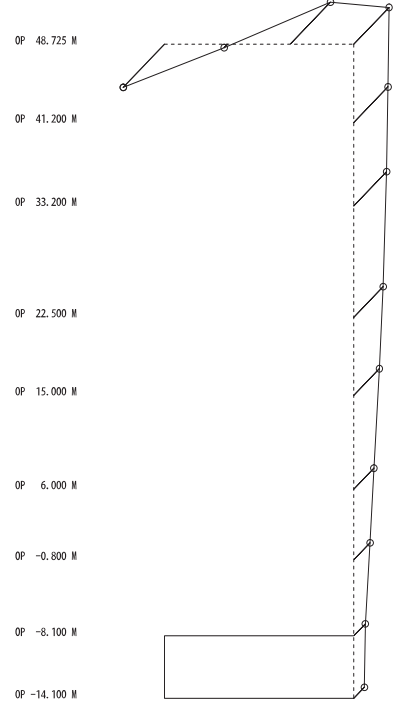
図 4-5(4) 刺激関数図 (ケース 2) (EW 方向 7 次及び 8 次)

固有周期 0.339 s
固有振動数 2.95 Hz
刺激係数 1.448



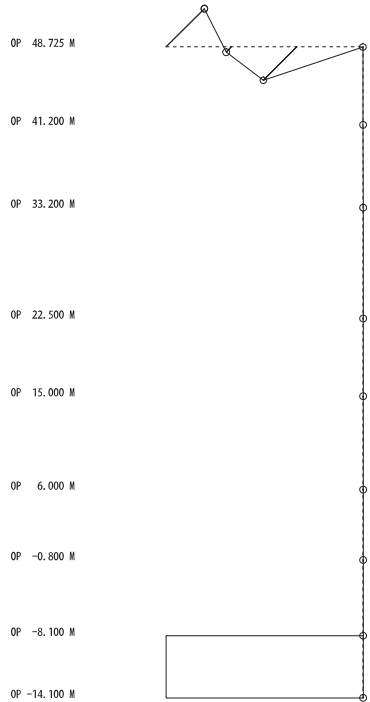
1 次

固有周期 0.097 s
固有振動数 10.29 Hz
刺激係数 1.808



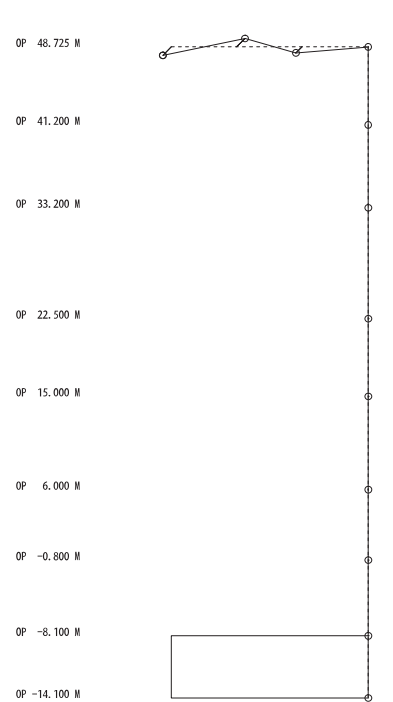
2 次

固有周期 0.079 s
固有振動数 12.59 Hz
刺激係数 1.604



3 次

固有周期 0.051 s
固有振動数 19.61 Hz
刺激係数 0.358



4 次

図 4-6 刺激関数図 (ケース 2) (UD 方向 1 次~4 次)