

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-19-0620-4_改3
提出年月日	2021年1月27日

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】

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-2-3 制御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。

別紙 1 制御建屋に対する平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の影響

別紙 1-1 制御建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（点検結果）

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する制御建屋のシミュレーション解析

別紙 1-2-1 制御建屋の追設地震計による地震観測記録を用いた建屋モデルの検討

別紙 1-3 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析（制御建屋）

別紙 1-3-1 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析と点検結果の比較（制御建屋）

別紙 2 制御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 3 制御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 4 制御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 4-1 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 4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

今回ご提示資料

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する制御建屋の  
シミュレーション解析

## 目次

1. はじめに	別紙 1-2- 1
2. シミュレーション解析	別紙 1-2- 2
2.1 地震計の配置	別紙 1-2- 2
2.2 耐震壁の評価	別紙 1-2- 4
2.2.1 地震応答解析の概要	別紙 1-2- 4
2.2.2 水平方向の地震応答解析モデル	別紙 1-2- 8
2.2.3 鉛直方向の地震応答解析モデル	別紙 1-2-17
2.2.4 地震応答解析結果	別紙 1-2-18
2.2.5 耐震壁の評価結果	別紙 1-2-33
2.3 接地圧の評価	別紙 1-2-48
3. 評価結果のまとめ	別紙 1-2-51

別紙 1-2-1 制御建屋の追設地震計による地震観測記録を用いた建屋モデルの検討

## 1. はじめに

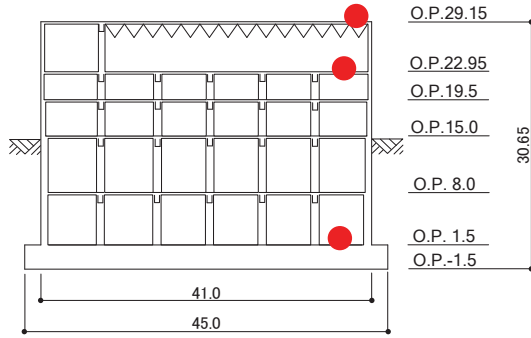
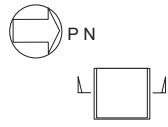
制御建屋について、3.11 地震及び 4.7 地震の 2 つの地震に対して、建屋の振動特性を確認すること及び建屋に構造的な影響が生じていないか確認することを目的としてシミュレーション解析を実施する。

地震による制御建屋の構造的な影響評価は、建屋の質点系モデルを用いて建屋内に設置された地震計の観測記録によるシミュレーション解析を行い、地震時の応力に対し鉄筋が弾性範囲内にあることを確認することにより実施する。

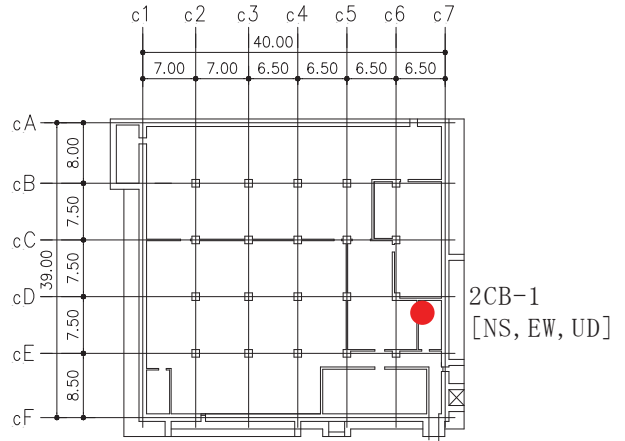
## 2. シミュレーション解析

### 2.1 地震計の配置

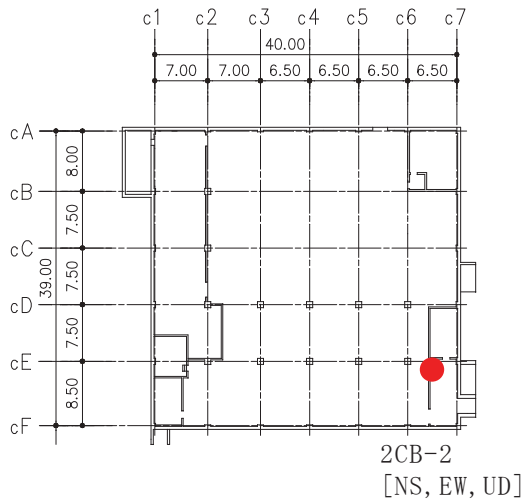
制御建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図 2-1 に示す。



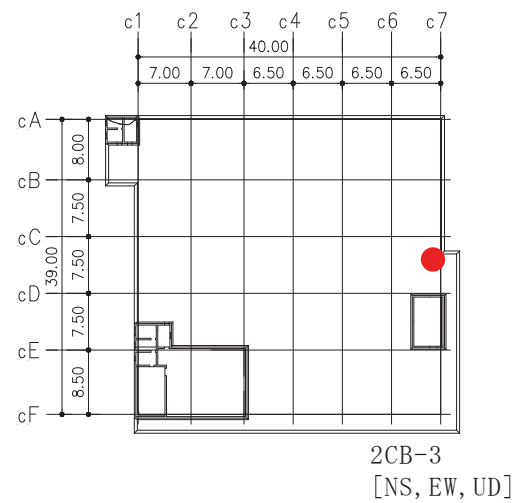
断面図



基礎版上 (O. P. 1.5m)



地上 3 階 (O. P. 22.95m)



屋上階 (O. P. 29.15m)

図 2-1 地震計配置図

## 2.2 耐震壁の評価

### 2.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対する制御建屋の地震応答解析は、基礎版上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた解析（水平：非線形解析，鉛直：線形解析）とした。

解析モデルへの入力地震動は、制御建屋の基礎版上での観測記録を線形解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上から建屋底面ばね外の伝達関数を用いて算定する。

解析結果と観測記録の整合性は、制御建屋各階における最大応答加速度及び加速度応答スペクトルについて観測記録との比較によって確認する。

入力地震動の算出概念図を図 2-2 に示す。

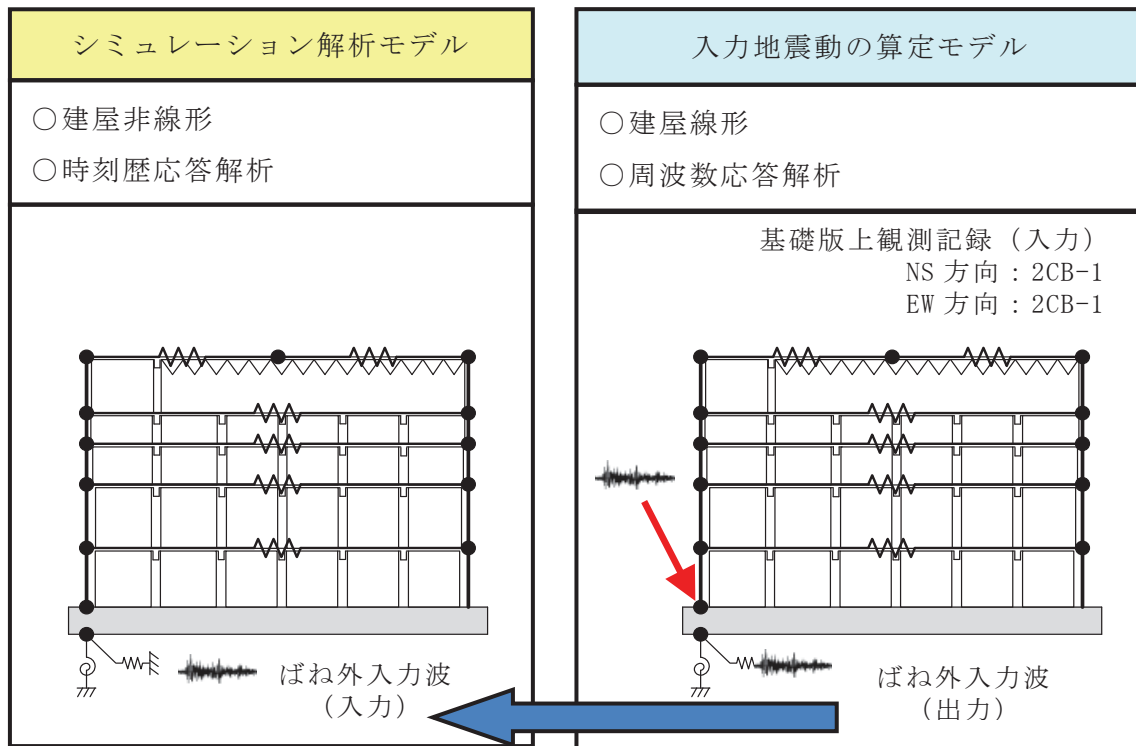


図 2-2 入力地震動の算出概念図



解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の3項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

解析モデルの諸元の設定について表 2-1 に水平方向、表 2-2 に鉛直方向について示す。

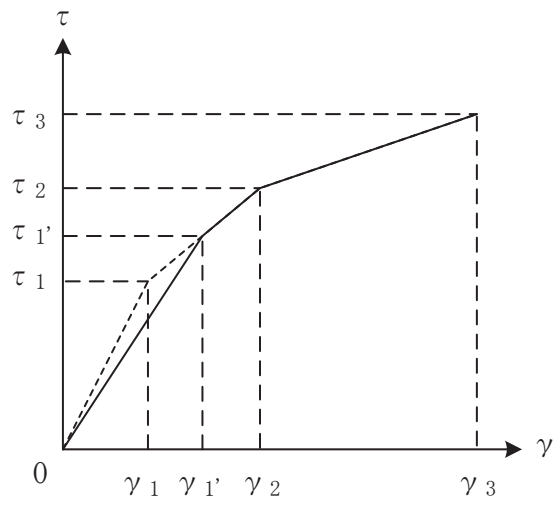
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図 2-3 に示すように復元力特性の第 1 勾配は既工認時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて再設定した。また、水平 2 方向には同じ減衰定数とした。
- ③ 既工認では 1 軸多質点系モデルとしていたが、別途実施した地震後の点検結果から、通りによってひび割れ発生の傾向が異なることが確認されたことから、多軸多質点系モデルとし、床の柔性を考慮した。また、屋上の地震観測記録の再現性の観点から、屋上階は中央質点を設定した。

表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

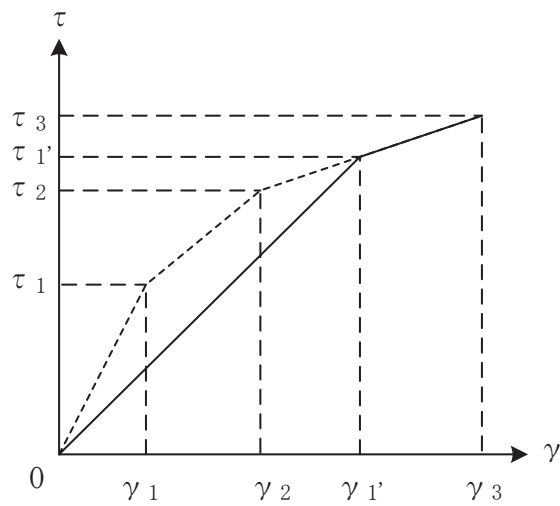
項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は設計基準強度に基づくスケルトンカーブに接続。 建屋全体に一律の等価剛性を設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (ひずみエネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	観測記録のみかけの減衰に対して、解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰に代表させた。 なお、水平2方向は同じ値を採用。
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)
	建屋モデル	質点系多軸モデル 床の柔性考慮
	地盤ばね	J E A Gによる近似法

表 2-2 解析モデル諸元の設定（鉛直方向）

項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(線形解析)
入力地震動		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
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	コンクリートの設計基準強度に基づく
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (ひずみエネルギー比例型)
解析モデル	建屋-地盤相互作用	底面地盤ばねで考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系1軸モデル
	地盤ばね	J E A Gによる近似法



(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 等価な剛性の設定による復元力特性見直しの例

### 2.2.2 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図 2-4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋 - 地盤連成系モデルとした。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとした。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部の等価なヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-3 に示す。なお、床のばね値の算定に用いたコンクリートの物性値は設計基準強度に基づく値を用いている。また、耐震壁のせん断応力度 - せん断ひずみ度関係 ( $\tau - \gamma$  関係) を図 2-5 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-6 に示すような最大点指向型履歴ループを用いる。耐震壁の曲げモーメント - 曲率関係 ( $M - \phi$  関係) は図 2-7 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-8 に示すような履歴ループを用いる。各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトンカーブの諸数値を表 2-4 及び表 2-5 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねのスウェイ及びロッキングばね定数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価した。

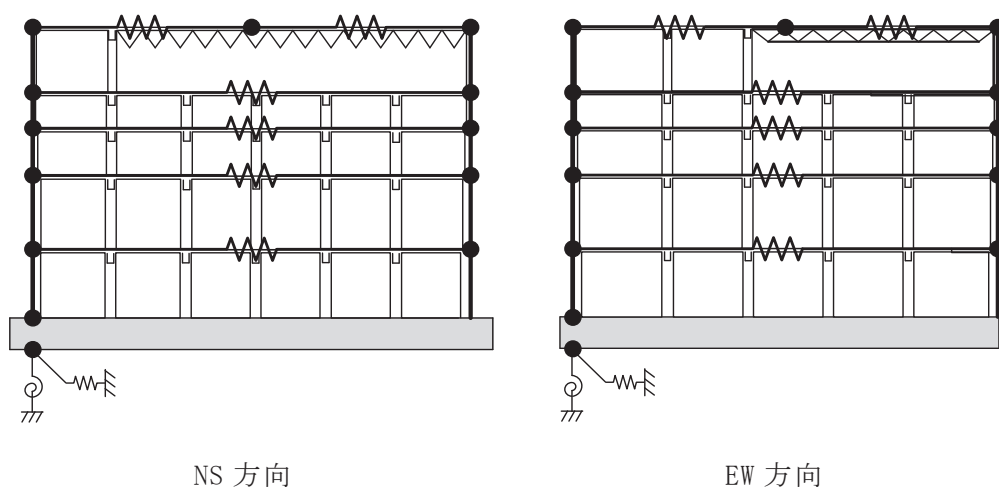


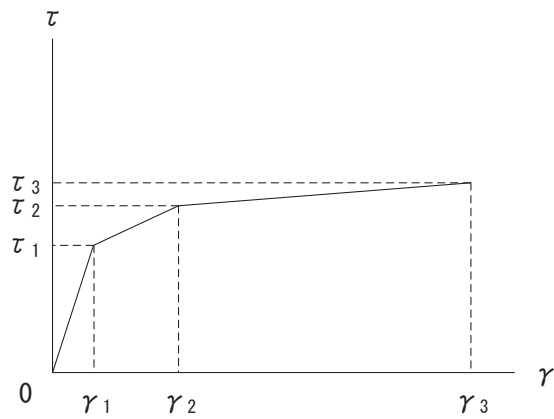
図 2-4 地震応答解析モデル (水平方向)

表 2-3 水平方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	方向	初期剛性 補正係数*	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)
コンクリート	NS	0.40	$10.59 \times 10^3$	$4.55 \times 10^3$	5
	EW	0.50	$13.24 \times 10^3$	$5.69 \times 10^3$	5

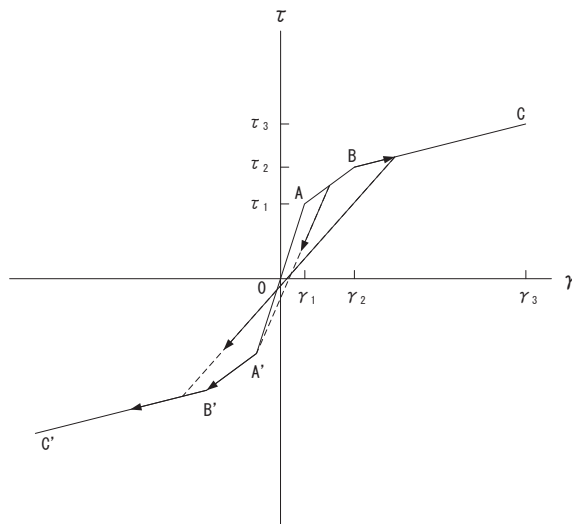
注記\*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の既工認（設計基準強度に基づく初期剛性）に対する係数

既工認	ヤング係数	$2.65 \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup>
	せん断弾性係数	$1.14 \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup>



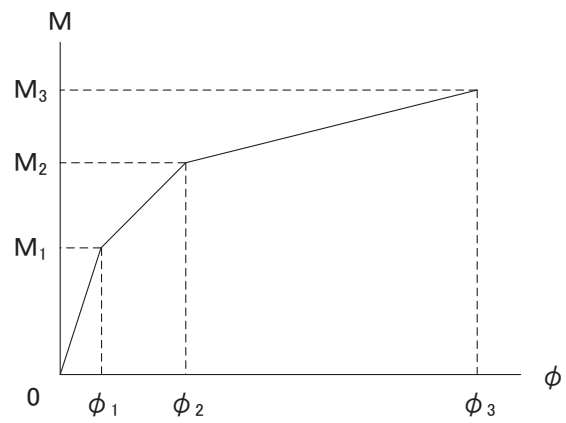
- $\tau_1$  : 第1折点のせん断応力度
- $\tau_2$  : 第2折点のせん断応力度
- $\tau_3$  : 終局点のせん断応力度
- $\gamma_1$  : 第1折点のせん断ひずみ
- $\gamma_2$  : 第2折点のせん断ひずみ
- $\gamma_3$  : 終局点のせん断ひずみ ( $=4 \times 10^{-3}$ )

図 2-5 せん断応力度－せん断ひずみ関係



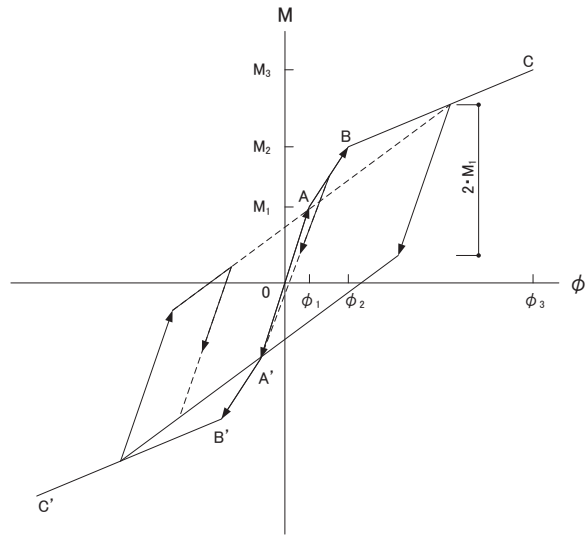
- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていない時は負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 2-6 せん断応力度－せん断ひずみ関係の復元力特性



- $M_1$  : 第 1 折点の曲げモーメント
- $M_2$  : 第 2 折点の曲げモーメント
- $M_3$  : 終局点の曲げモーメント
- $\phi_1$  : 第 1 折点の曲率
- $\phi_2$  : 第 2 折点の曲率
- $\phi_3$  : 終局点の曲率

図 2-7 曲げモーメントー曲率関係



- 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：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から  $2 \cdot M_1$  を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- 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。

図 2-8 曲げモーメントー曲率関係の復元力特性



表 2-4(1) せん断力のスケルトンカーブ数値表(NS 方向)  
(剛性補正係数 0.40)

CF

0. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
29.15 ~ 22.95	2.65	—	5.68	0.583	—	4.00
22.95 ~ 19.50	2.84	—	6.56	0.623	—	4.00
19.50 ~ 15.00	2.83	—	6.62	0.621	—	4.00
15.00 ~ 8.00	2.87	—	6.75	0.630	—	4.00
8.00 ~ 1.5	2.90	—	6.56	0.638	—	4.00

CA

0. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
29.15 ~ 22.95	2.65	—	5.71	0.583	—	4.00
22.95 ~ 19.50	2.84	—	6.56	0.623	—	4.00
19.50 ~ 15.00	2.83	—	6.62	0.621	—	4.00
15.00 ~ 8.00	2.87	—	6.76	0.630	—	4.00
8.00 ~ 1.5	2.90	—	6.57	0.638	—	4.00

表 2-4(2) せん断力のスケルトンカーブ数値表(EW 方向)  
(剛性補正係数 0.50)

C1

0. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
29.15 ~ 22.95	2.41	2.56	5.70	0.423	0.500	4.00
22.95 ~ 19.50	2.55	2.71	6.56	0.448	0.529	4.00
19.50 ~ 15.00	2.54	2.70	6.60	0.446	0.527	4.00
15.00 ~ 8.00	2.57	2.73	6.73	0.452	0.534	4.00
8.00 ~ 1.5	2.61	2.78	6.55	0.460	0.543	4.00

C7

0. P. (m)	$\tau_1'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_1'$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_2$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\gamma_3$ ( $\times 10^{-3}$ )
29.15 ~ 22.95	2.41	2.56	5.68	0.423	0.500	4.00
22.95 ~ 19.50	2.55	2.71	6.56	0.448	0.529	4.00
19.50 ~ 15.00	2.54	2.70	6.61	0.446	0.527	4.00
15.00 ~ 8.00	2.57	2.73	6.74	0.452	0.534	4.00
8.00 ~ 1.5	2.62	2.78	6.54	0.460	0.543	4.00

表 2-5(1) 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表(NS 方向)  
(剛性補正係数 0.40)

CF

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
29.15 ~ 22.95	6.77	8.75	11.4	1.25	4.63	92.8
22.95 ~ 19.50	10.6	17.6	24.0	1.83	5.02	100
19.50 ~ 15.00	16.4	27.5	38.0	2.17	5.11	102
15.00 ~ 8.00	25.8	41.6	58.6	2.52	5.23	105
8.00 ~ 1.5	32.8	53.2	73.9	2.48	5.27	105

CA

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
29.15 ~ 22.95	6.89	8.91	11.6	1.25	4.64	92.8
22.95 ~ 19.50	10.6	17.6	24.0	1.83	5.02	100
19.50 ~ 15.00	17.6	29.7	41.0	2.17	5.11	102
15.00 ~ 8.00	28.1	45.4	64.0	2.52	5.23	105
8.00 ~ 1.5	34.0	55.1	76.6	2.48	5.28	105

表 2-5(2) 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表(EW 方向)  
(剛性補正係数 0.50)

C1

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
29.15 ~ 22.95	6.90	9.78	12.9	0.998	4.81	96.2
22.95 ~ 19.50	9.01	17.0	22.9	1.30	5.12	102
19.50 ~ 15.00	13.8	28.2	38.8	1.45	5.24	105
15.00 ~ 8.00	20.9	43.1	58.7	1.58	5.32	106
8.00 ~ 1.5	26.1	53.0	72.8	1.60	5.37	107

C7

O. P. (m)	$M_1'$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_2$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$M_3$ ( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$ )	$\phi_1'$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_2$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )	$\phi_3$ ( $\times 10^{-5}/\text{m}$ )
29.15 ~ 22.95	6.29	8.92	11.8	0.998	4.81	96.2
22.95 ~ 19.50	9.01	17.0	22.9	1.30	5.12	102
19.50 ~ 15.00	12.7	25.9	35.6	1.45	5.24	105
15.00 ~ 8.00	19.6	40.5	55.1	1.58	5.32	106
8.00 ~ 1.5	25.1	50.8	69.8	1.60	5.37	107

### 2.2.3 鉛直方向の地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、図 2-9 に示すように、建屋を軸変形する耐震壁部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとした。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部のヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-6 に示す。なお、これらの剛性及び減衰定数は既工認に基づく値とした。

基礎底面地盤ばねの鉛直ばね定数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価した。

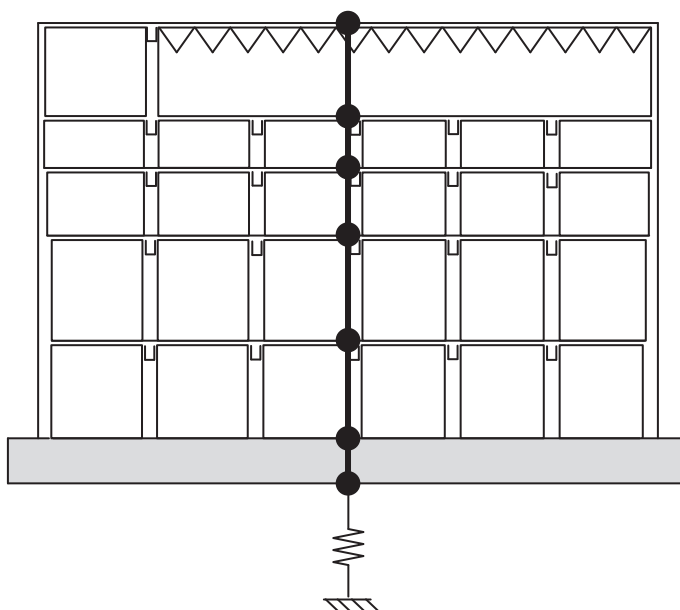


図 2-9 地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 2-6 鉛直方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
コンクリート	2.65 × 10 <sup>4</sup>	1.14 × 10 <sup>4</sup>	5

#### 2.2.4 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向，UD 方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルと 3.11 地震の観測記録との比較を図 2-10～図 2-14 に，4.7 地震との比較を図 2-15～図 2-19 に示す。解析モデルの固有値解析結果を表 2-7 及び図 2-20 に示す。

これより，観測記録と解析結果の各方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルは概ね整合していることを確認した。

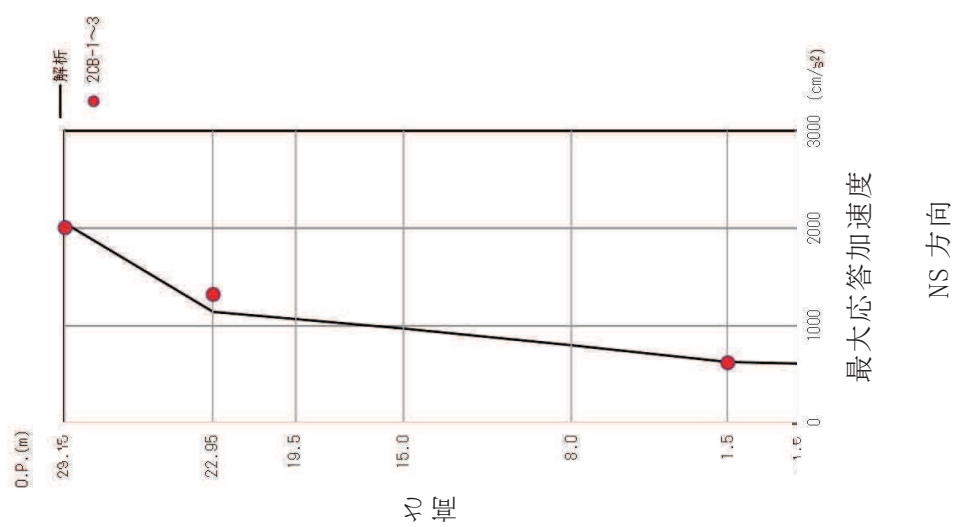
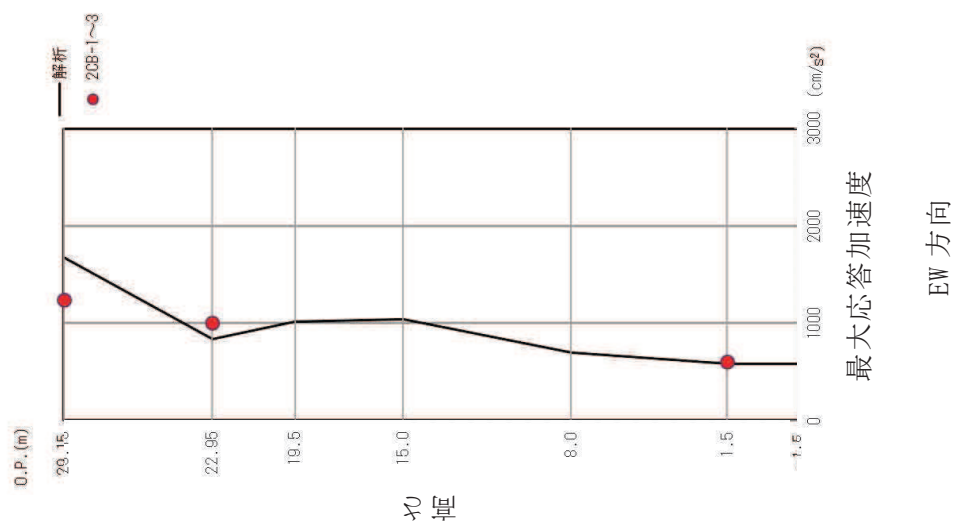


図 2-10 最大応答加速度の比較 (3.11 地震, 水平方向)

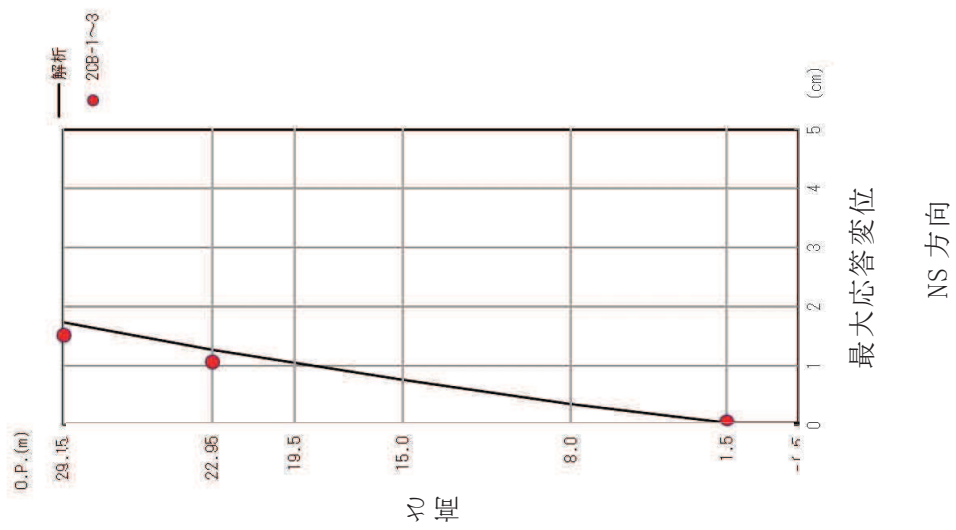
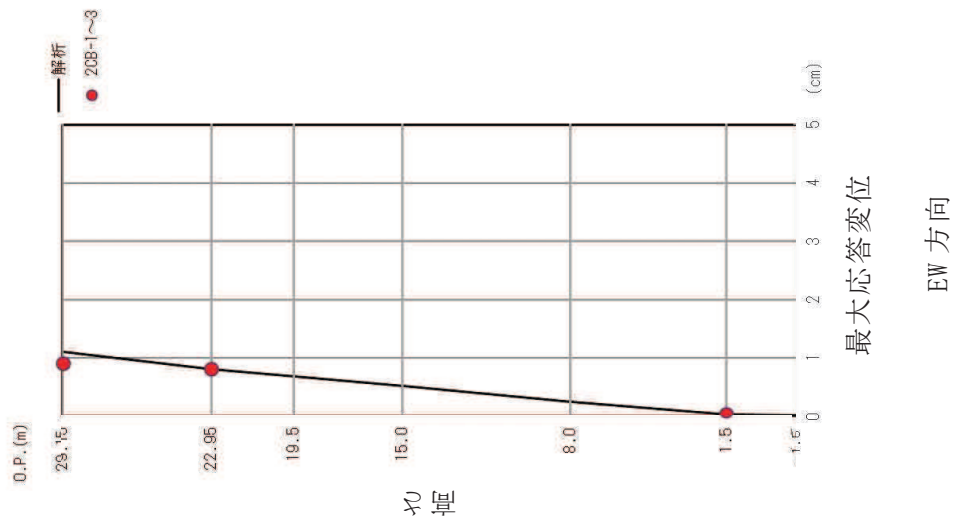
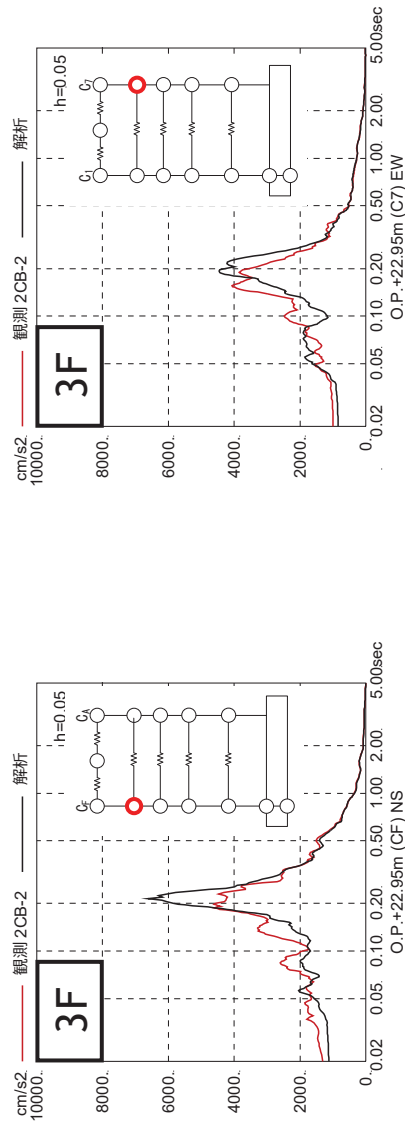
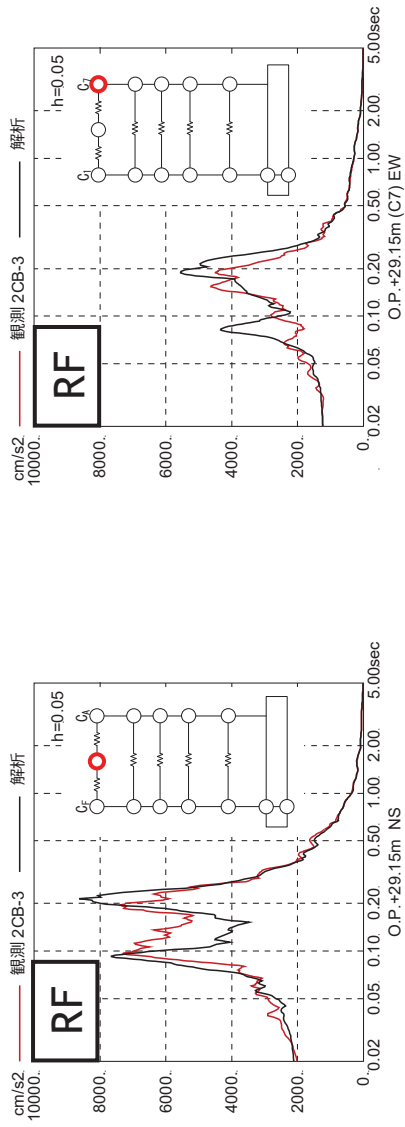


図 2-11 最大応答変位の比較 (3.11 地震, 水平方向)



※RF (138ch) の記録は

最大値が振り切り切れているため参考扱い



NS 方向

EW 方向

図 2-12 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)

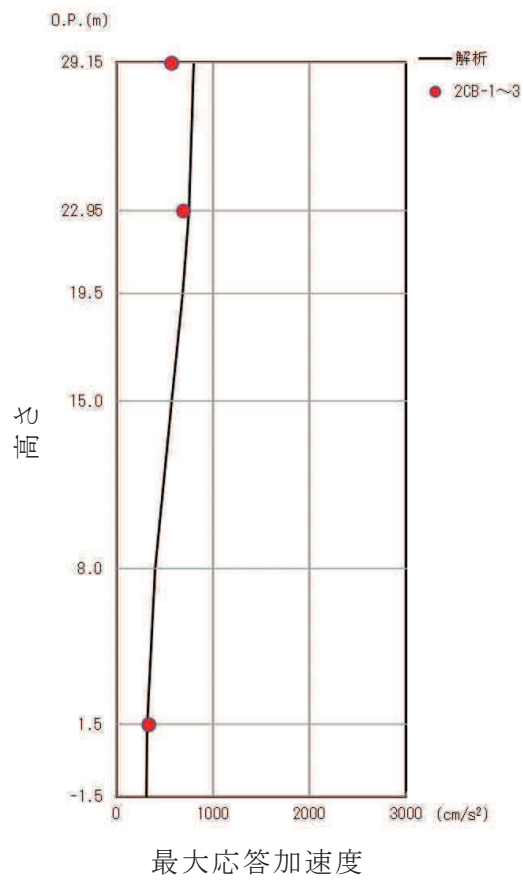


図 2-13 最大応答加速度の比較 (3.11 地震, 鉛直方向)

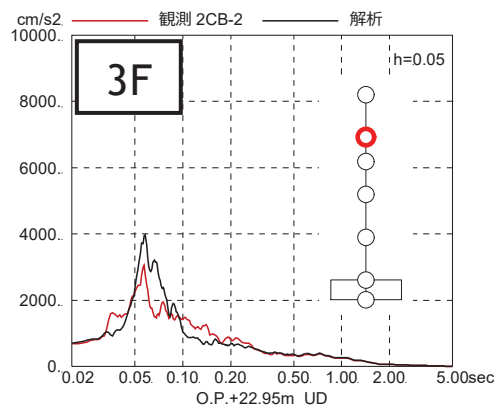
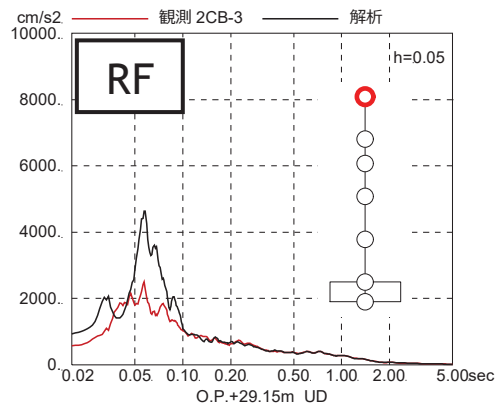


図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震, 鉛直方向)

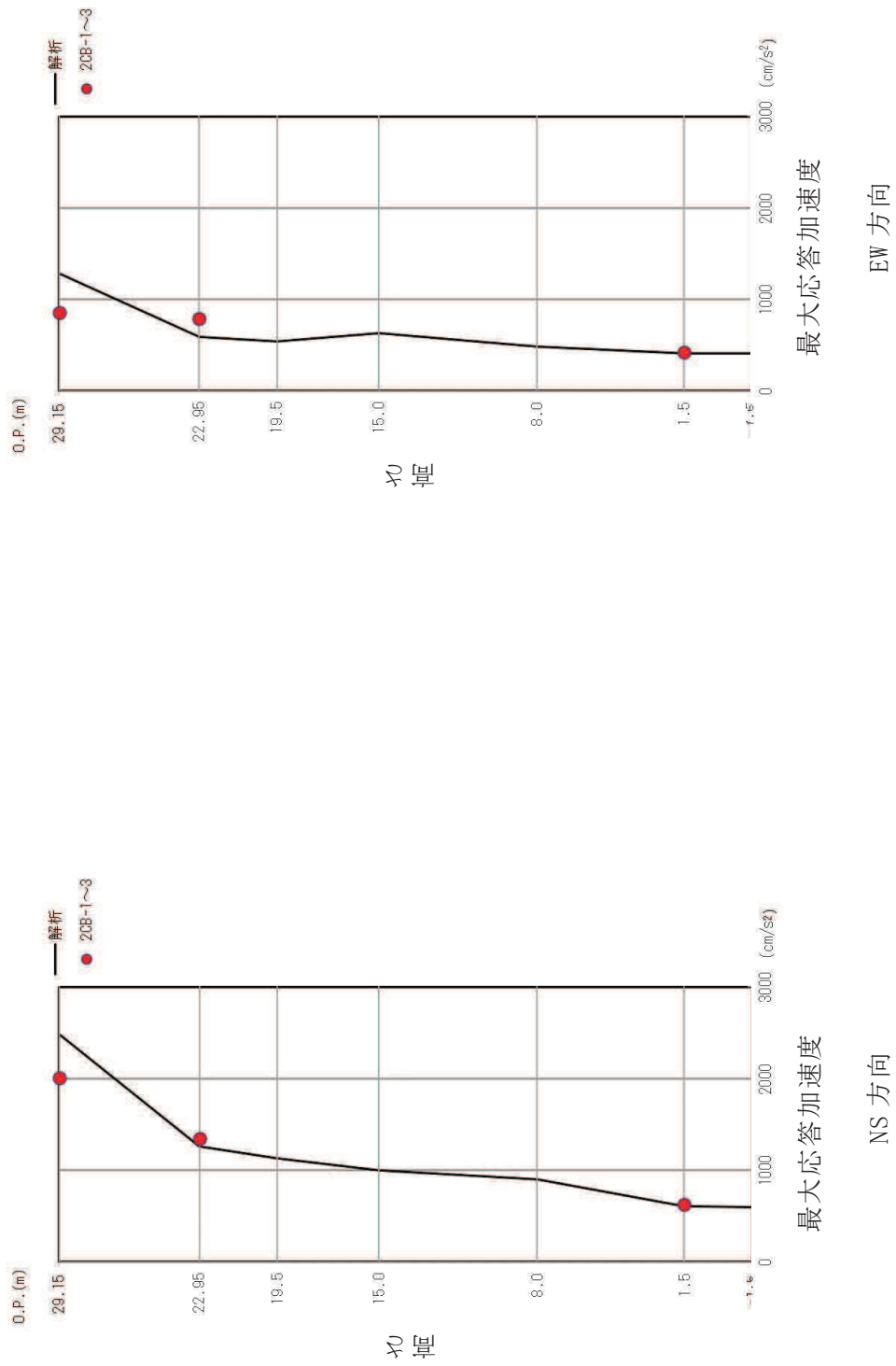


図 2-15 最大応答加速度の比較 (4.7 地震, 水平方向)

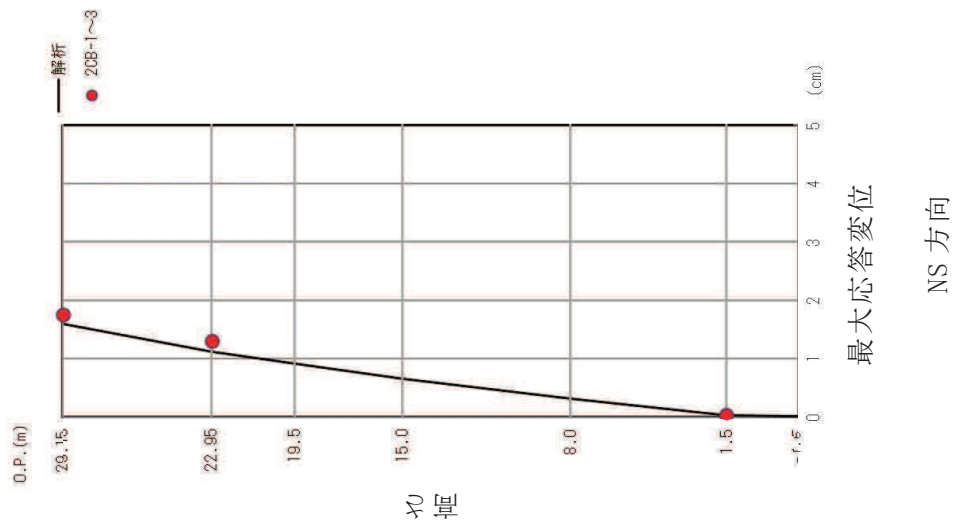
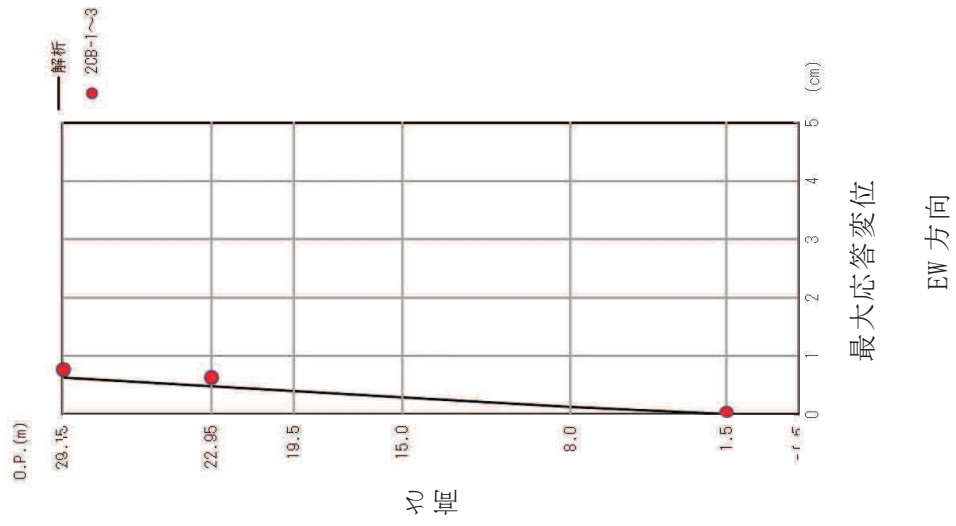
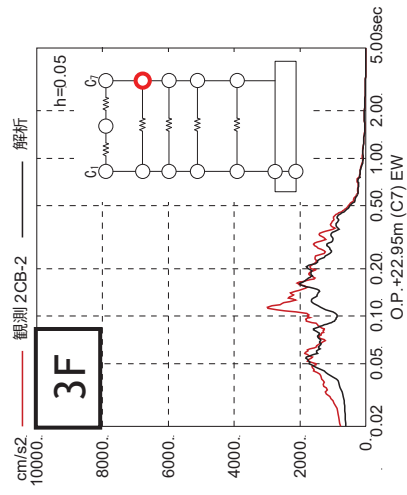
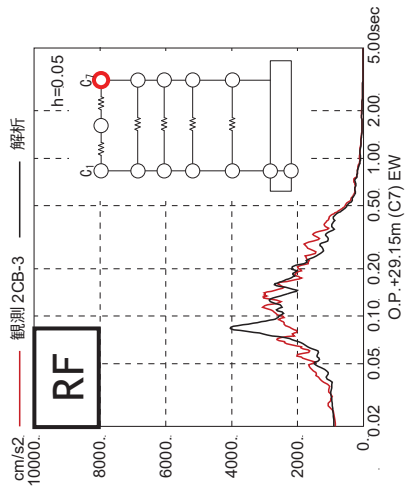


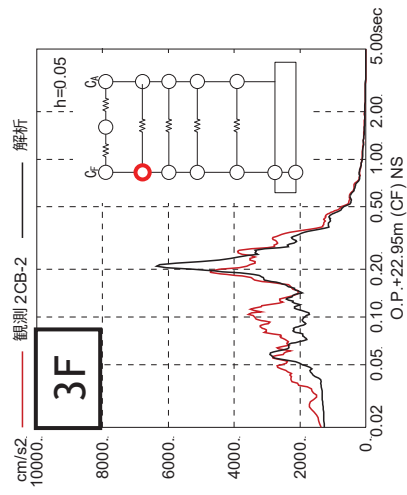
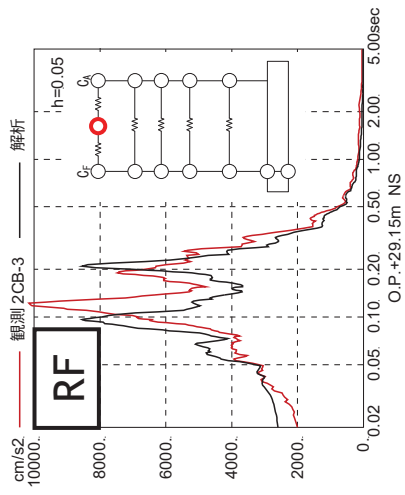
図 2-16 最大応答変位の比較 (4.7 地震, 水平方向)

※RF (138ch) の記録は

最大値が振り切れているため参考扱い



EW 方向



NS 方向

図 2-17 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

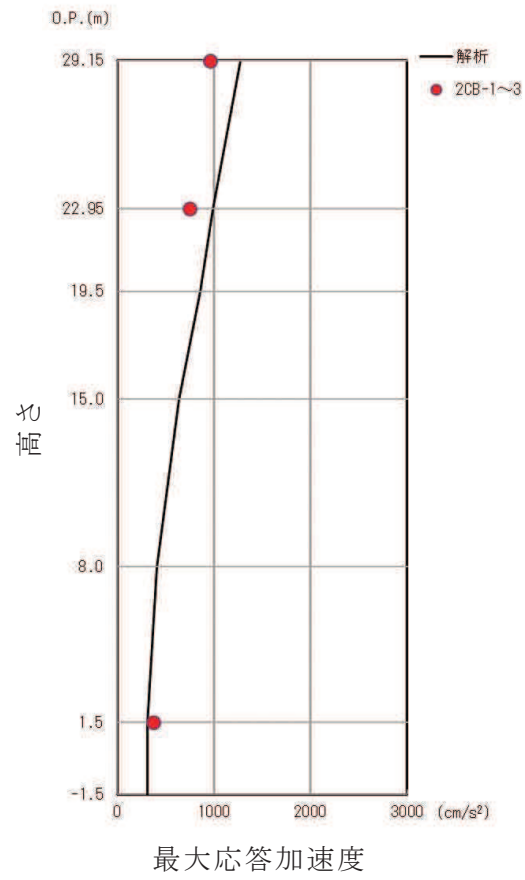


図 2-18 最大応答加速度の比較 (4.7 地震, 鉛直方向)

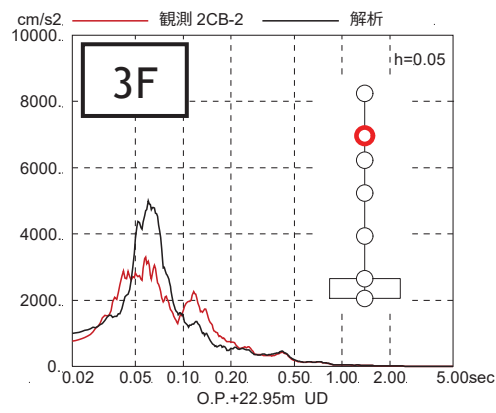
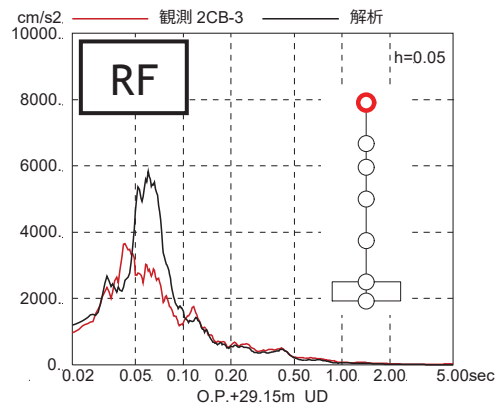


図 2-19 加速度応答スペクトルの比較 (4.7地震, 鉛直方向)



表 2-7(1) 固有値解析結果 (NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.217	4.60	1.482
2	0.091	10.95	0.620
3	0.087	11.52	0.149
4	0.078	12.83	0.080

注記\* : 最大値を 1 で規準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 2-7(2) 固有値解析結果 (EW 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.201	4.97	1.487
2	0.087	11.53	0.112
3	0.082	12.14	0.767
4	0.071	14.13	0.012

注記\* : 最大値を 1 で規準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 2-7(3) 固有値解析結果 (UD 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.063	15.97	1.487
2	0.026	38.42	0.908
3	0.019	52.89	0.550
4	0.014	70.47	0.157

注記\* : 最大値を 1 で規準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

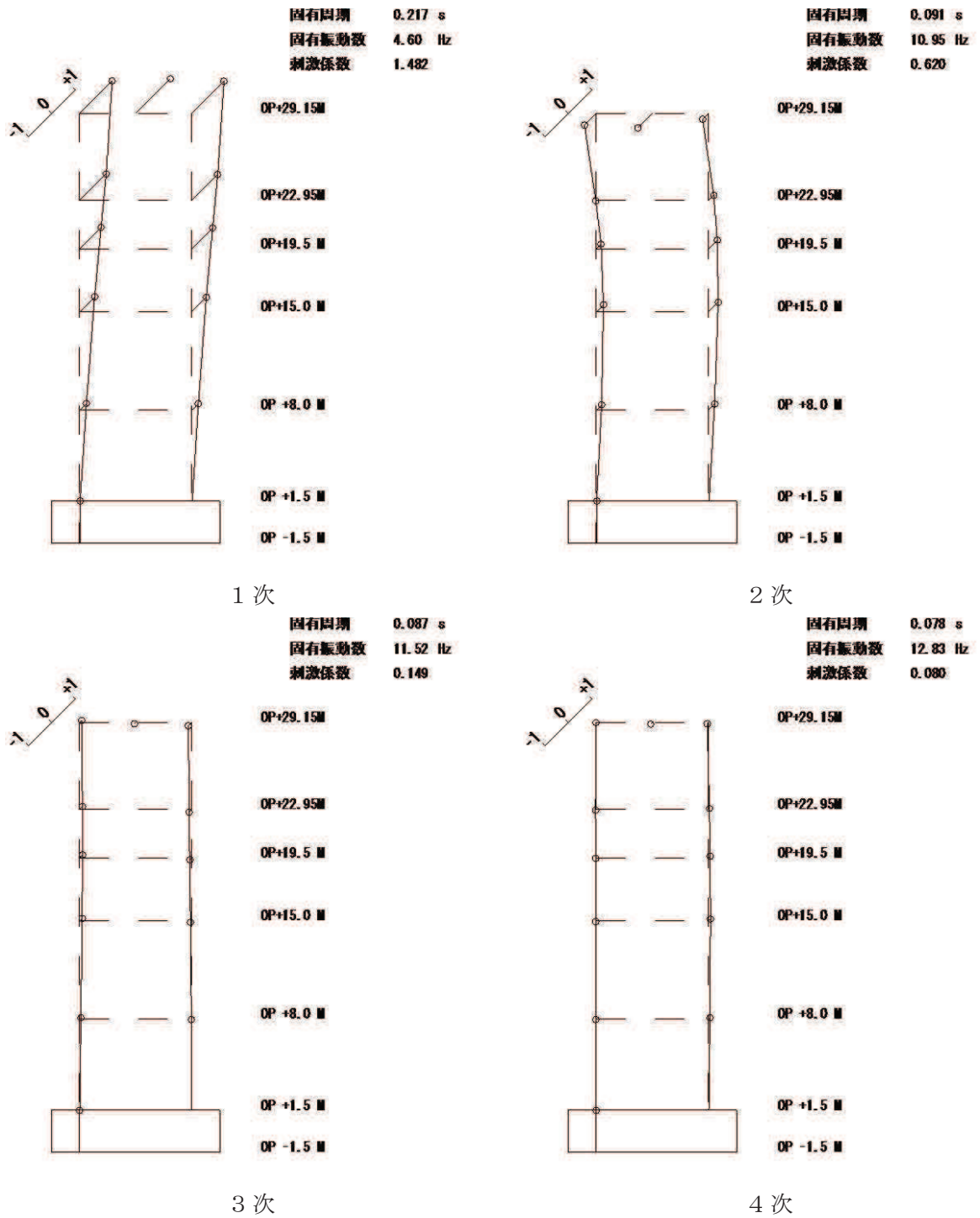


図 2-20(1) 固有振動モード (NS 方向)  
(剛性補正係数 0.40)

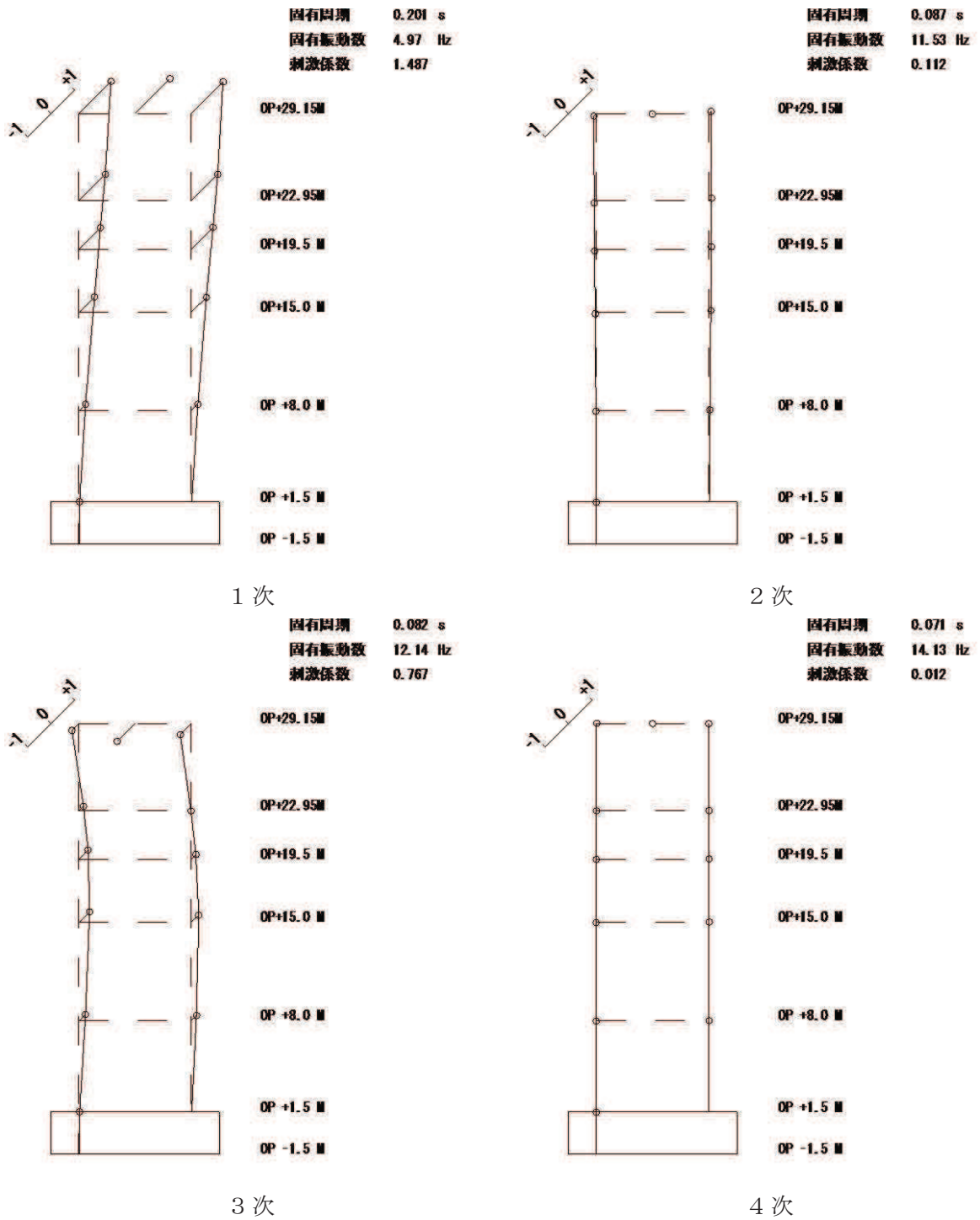
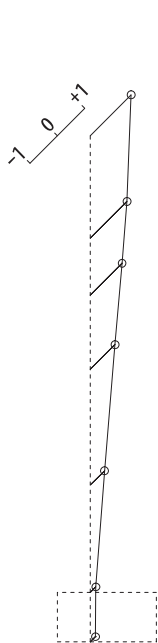
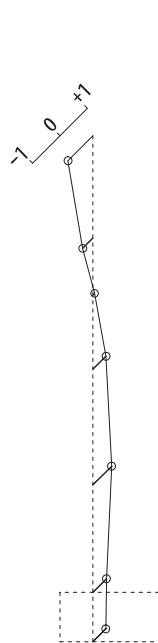


図 2-20(2) 固有振動モード (EW 方向)  
(剛性補正係数 0.50 倍)



固有周期 0.063 s  
固有振動数 15.97 Hz  
刺激係数 1.487

OP+29.15M  
OP+22.95M  
OP+19.5 M  
OP+15.0 M  
OP +8.0 M  
OP +1.5 M  
OP -1.5 M

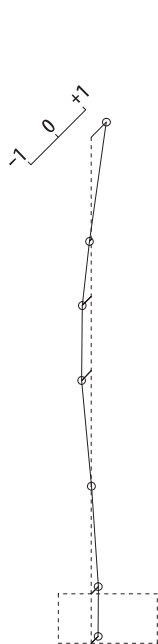


固有周期 0.026 s  
固有振動数 38.42 Hz  
刺激係数 0.908

OP+29.15M  
OP+22.95M  
OP+19.5 M  
OP+15.0 M  
OP +8.0 M  
OP +1.5 M  
OP -1.5 M

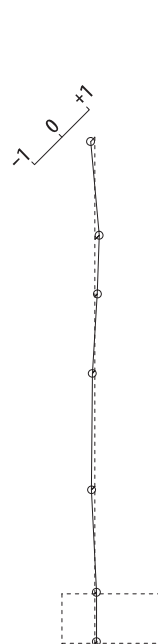
1 次

2 次



固有周期 0.019 s  
固有振動数 52.89 Hz  
刺激係数 0.550

OP+29.15M  
OP+22.95M  
OP+19.5 M  
OP+15.0 M  
OP +8.0 M  
OP +1.5 M  
OP -1.5 M



固有周期 0.014 s  
固有振動数 70.47 Hz  
刺激係数 0.157

OP+29.15M  
OP+22.95M  
OP+19.5 M  
OP+15.0 M  
OP +8.0 M  
OP +1.5 M  
OP -1.5 M

3 次

4 次

図 2-20(3) 固有振動モード (UD 方向)

### 2.2.5 耐震壁の評価結果

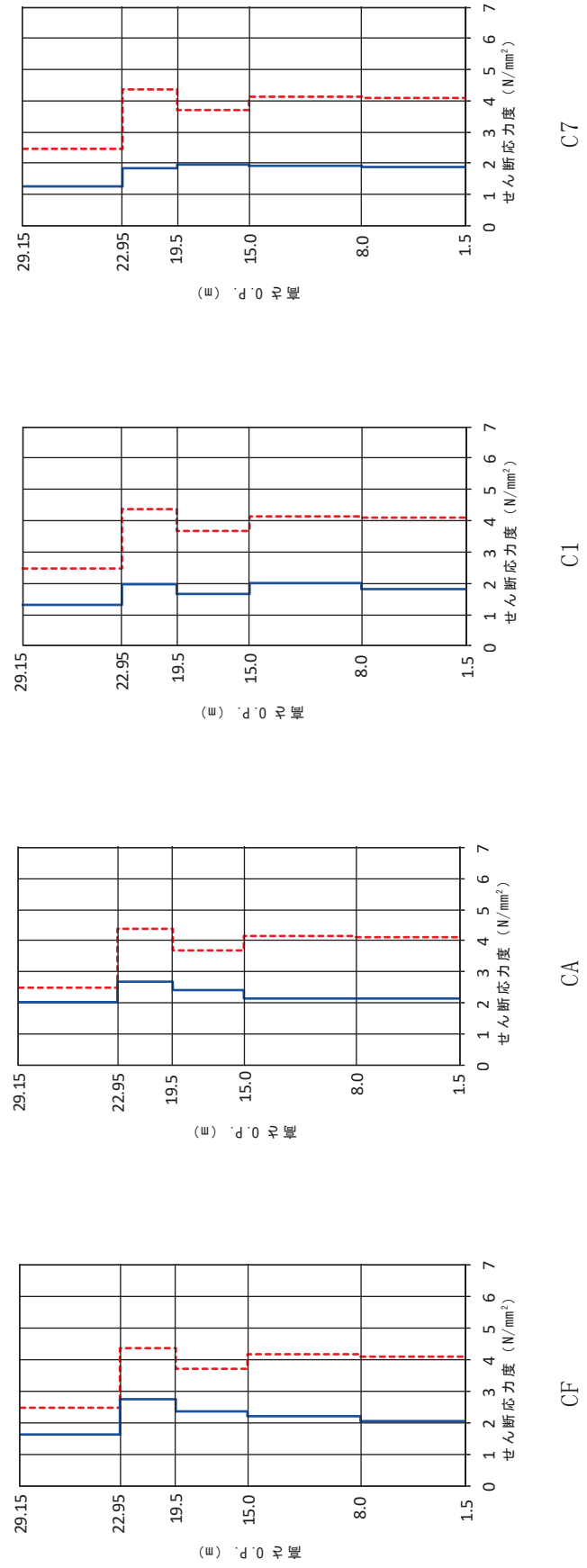
地震応答解析により得られた各階のせん断応力度を解析モデルの軸ごとに、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度 ( $p_w \cdot \sigma_y^*$ ) と併せて図 2-21 及び図 2-22 に示す。これより、各階のせん断応力度は、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度以下であることを確認した。ただし、3.11 地震及び 4.7 地震の EW 方向の結果において地上 3 階 (O.P. 22.95m) CA 通り耐震壁の検定比が 0.81 及び 0.92 と 20% 以上の余裕がないため、せん断応力に加え曲げ応力も含めた断面算定を行い鉄筋は弾性範囲であることを確認した。断面算定表を表 2-12 に示す。

地震応答解析により得られた各階のせん断ひずみを解析モデルの軸ごとに、設計基準強度に基づくせん断応力度－せん断ひずみ関係の第 1 折点の値と併せて図 2-23 及び図 2-24 に示す。一部耐震壁のせん断ひずみは設計基準強度に基づくせん断応力度－せん断ひずみ度関係の第 1 折点の値を上回っており、点検結果においてひび割れが認められたことと対応している。また、最大応答値を再設定したせん断力のスケルトンカーブおよび曲げモーメントのスケルトンカーブ上にプロットして図 2-25～図 2-28 に示す。

以上のことから、耐震壁の鉄筋コンクリート部はひび割れが発生するものの、鉄筋は弾性範囲にあることを確認した。

注記\* :  $p_w$  : 耐震壁の設計鉄筋比  
(タテ・ヨコ筋のうち鉄筋量の少ない方による値)  
 $\sigma_y$  : 鉄筋の短期許容応力度 (SD345 : 345N/mm<sup>2</sup>)

[凡例]  
 - - -  $p_w \cdot \sigma_y$   
 — 解析結果



EW 方向

NS 方向

図 2-21 耐震壁のせん断応力度 (3.11 地震)

[凡例]  
 - - -  $p_w \cdot \sigma_y$   
 — 解析結果

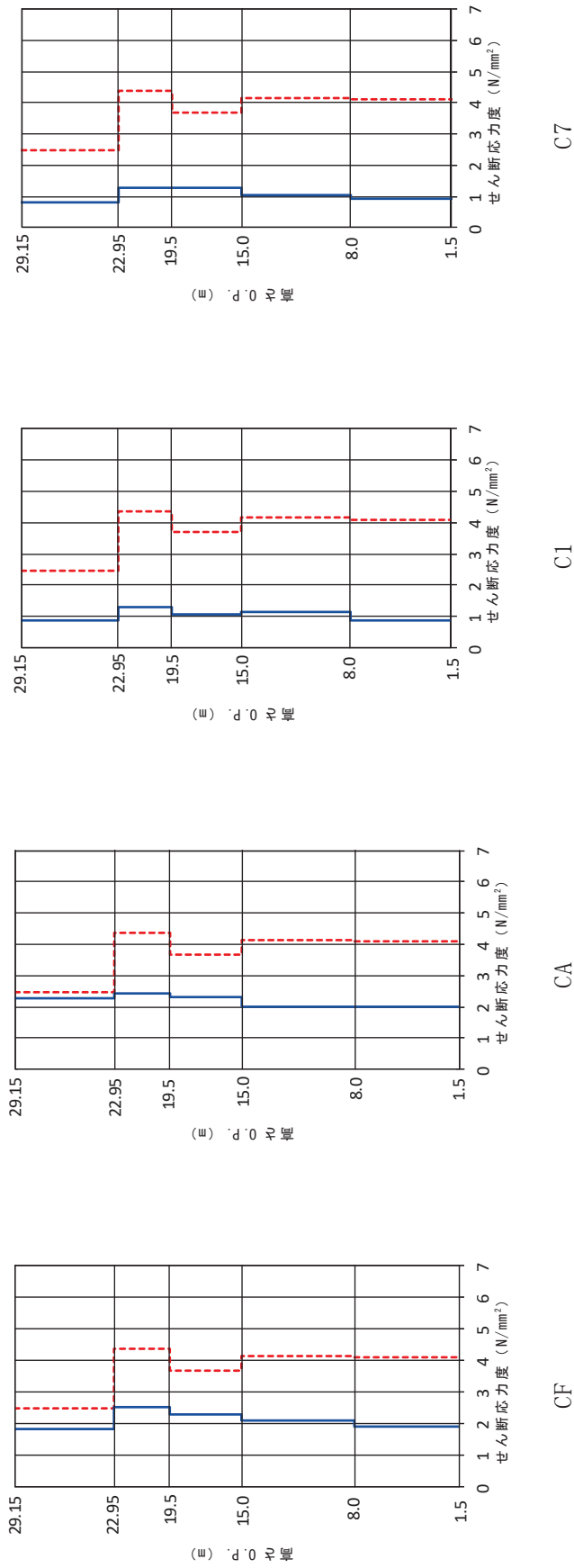


図 2-22 耐震壁のせん断応力度 (4.7 地震)

表 2-12(1) 断面算定表 (3.11 地震, NS 方向, 地上 3 階 CA 通り)

階	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{ cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 上段 タテ筋 下段 ヨコ筋 ( )内は $p_g$ [ ]内は $p_g$ , *1	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{p_Q}{p_g}$	$\frac{p_Q + p_M}{p_g}$
					せん断力 Q (kN)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	必要 鉄筋比 $p_Q$ (%)	曲げ モーメント M ( $\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 N *2 (kN)	必要 鉄筋比 $p_M$ (%)	コンクリートの 最大圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
地上 3 階	CA	12.64	40	2-D19 @200 (0.717)	25213	1.99	0.578	23.05	3896	0.221	1.31	0.807	0.814
				[0.982]	7111	—	—		0.807	—			

注記 \*1: 耐震壁内の柱主筋を考慮した鉄筋比

\*2: 上段は鉛直震度上向きの場合の軸力, 下段は鉛直震度下向きの場合の軸力



表 2-12(2) 断面算定表 (4.7 地震, NS 方向, 地上 3 階 CA 通り)

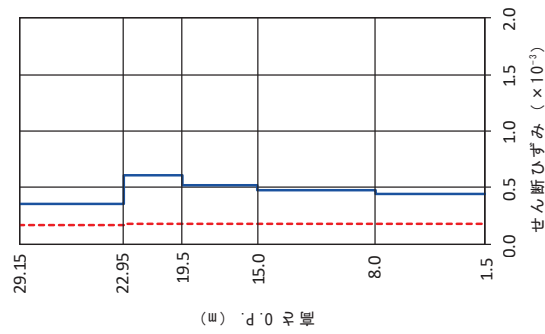
階	壁位置	断面積 ( $\times 10^4 \text{ cm}^2$ )	壁厚 (cm)	配筋 上段 タテ筋 下段 ヨコ筋 ( )内は $p_g$ [ ]内は $p_g^*$	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{p_Q}{p_g}$	$\frac{p_Q + p_M}{p_g}$
					せん断力 Q (kN)	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	必要 鉄筋比 $p_Q$ (%)	曲げ モーメント M ( $\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 $N^{*2}$ (kN)	必要 鉄筋比 $p_M$ (%)	コンクリートの 最大圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		
地上 3 階	CA	12.64	40	2-D19 @200 (0.717)	28479	2.25	0.653	26.67	3290	0.273	1.49	0.911	0.943
				[0.982]	7717	—	—		0.911	—			

注記 \*1: 耐震壁内の柱主筋を考慮した鉄筋比

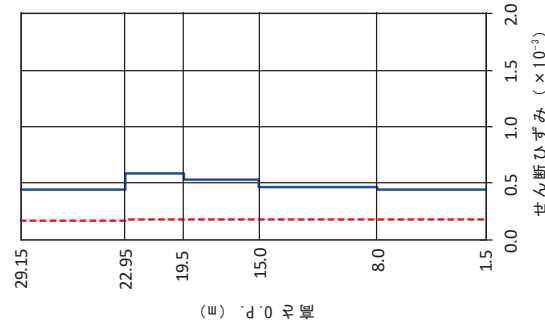
\*2: 上段は鉛直震度上向きの場合の軸力, 下段は鉛直震度下向きの場合の軸力

[凡例]

- せん断スケルトン  
第1折点の値
- 解析結果

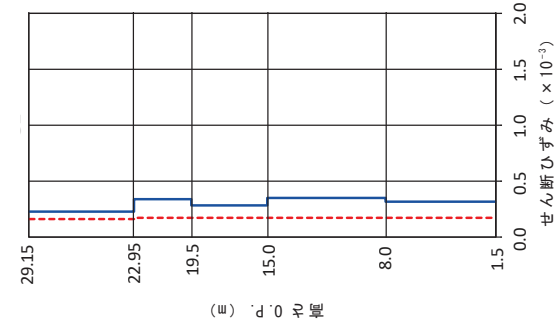


CF



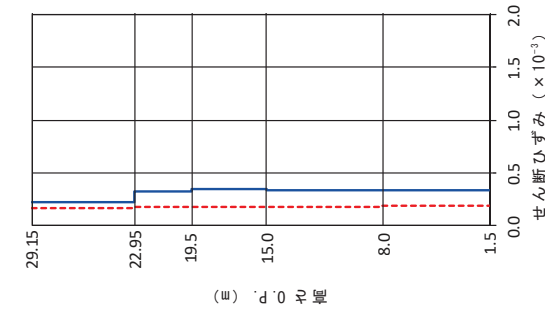
CA

NS 方向



C1

EW 方向



C7

図 2-23 耐震壁のせん断ひずみ (3.11 地震)

[凡例]

- せん断スケルトン  
第1折点の値
- 解析結果

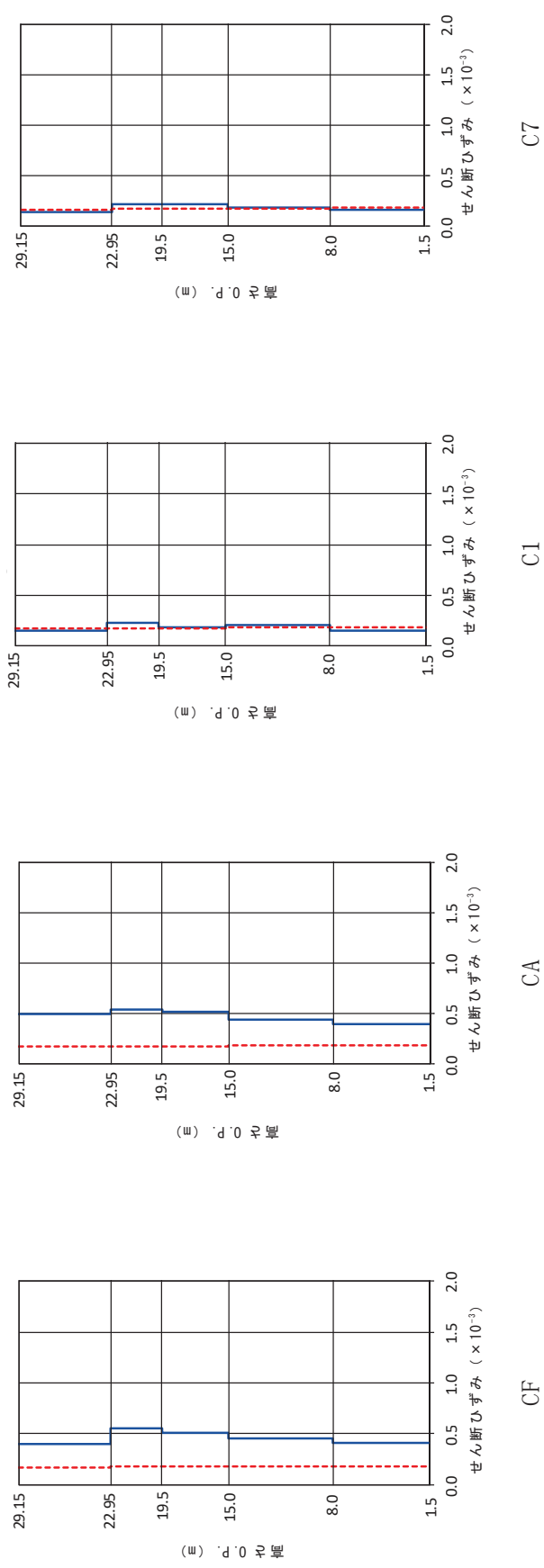


図 2-24 耐震壁のせん断ひずみ (4.7地震)

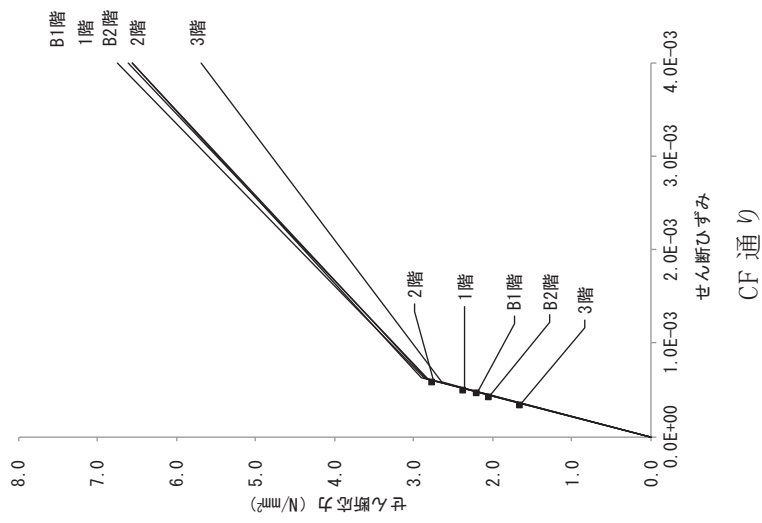
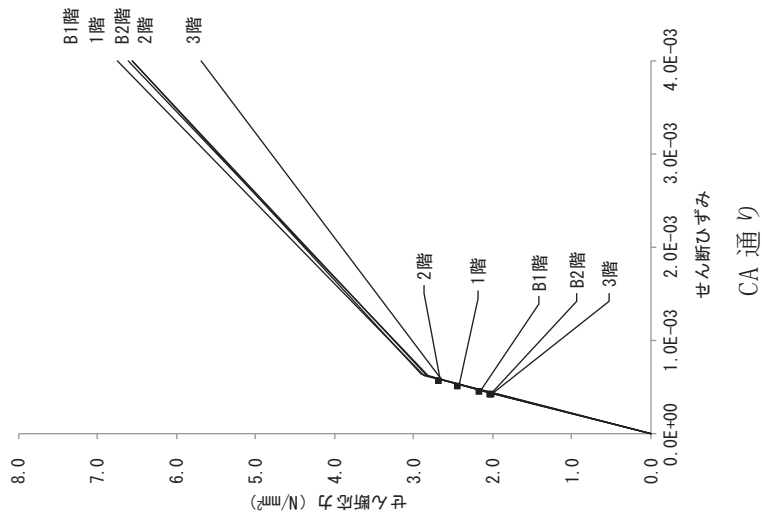
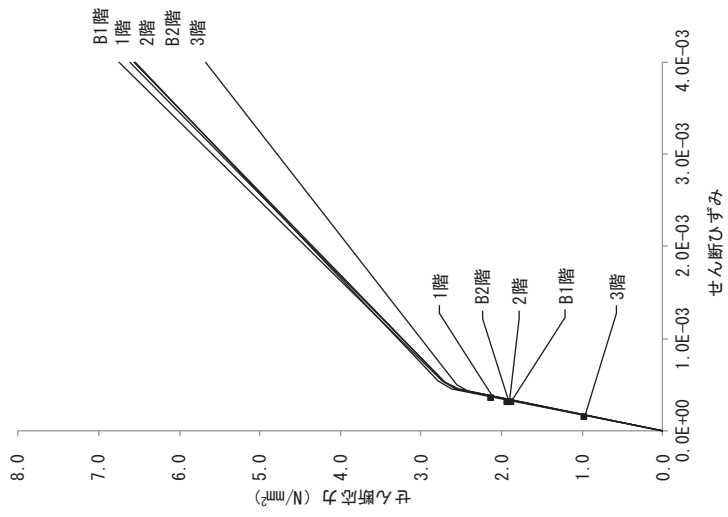
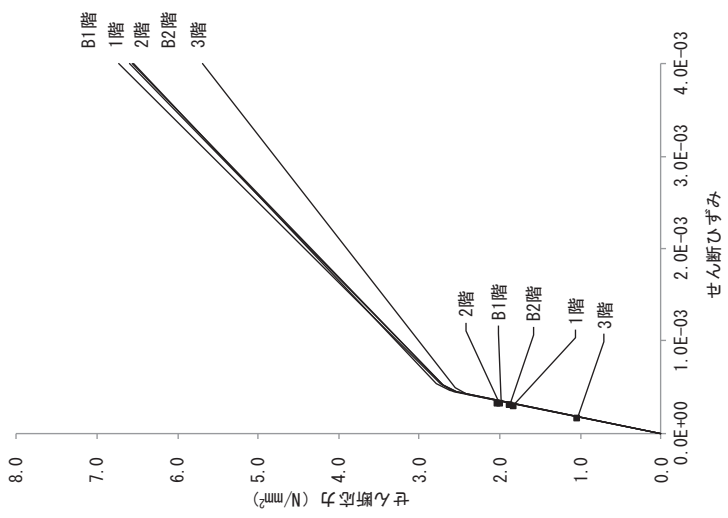


図 2-25(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値(3.11地震, NS方向)



C7 通り



C1 通り

図 2-25(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値(3.11地震, EW方向)

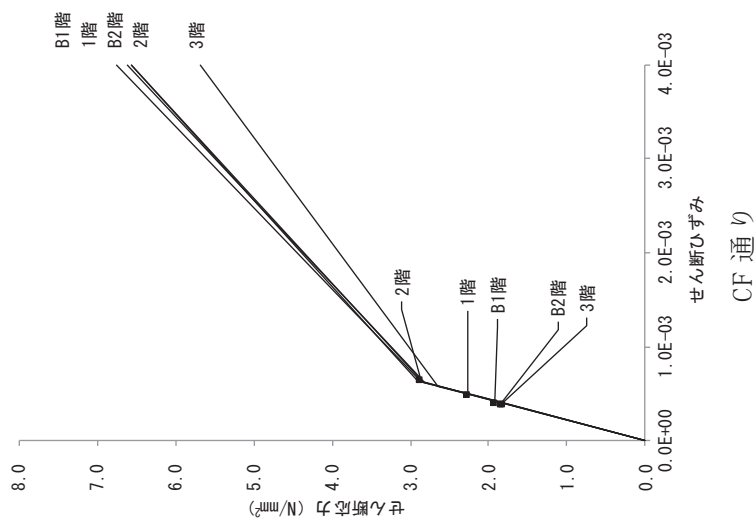
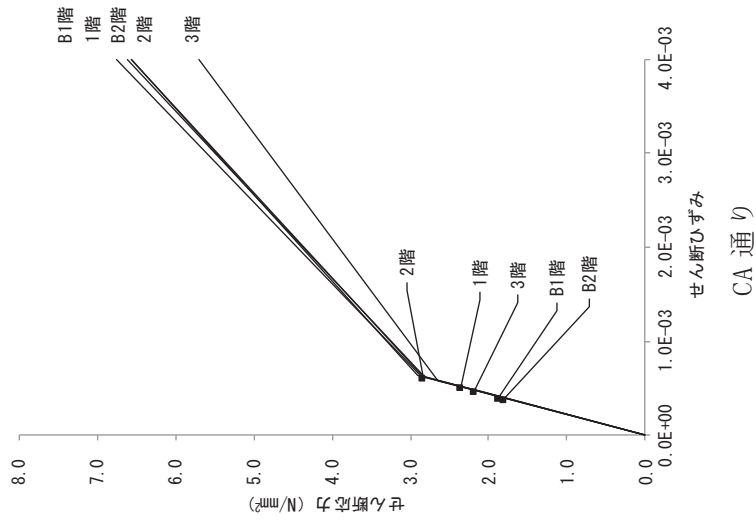


図 2-26(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (4.7 地震, NS 方向)

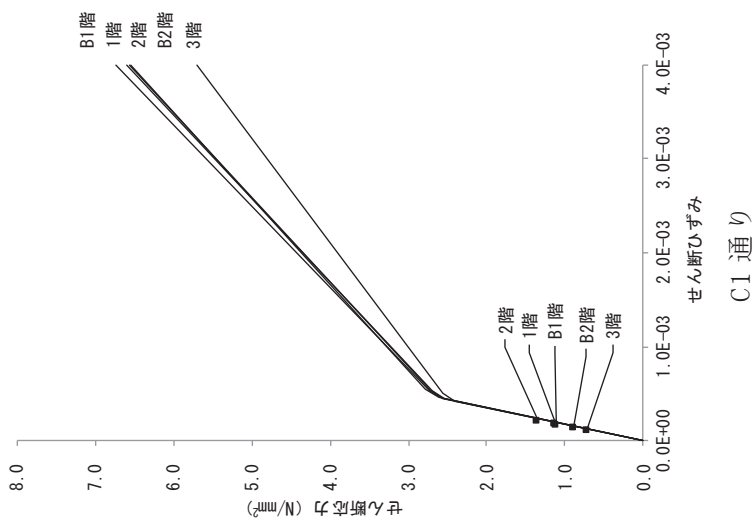
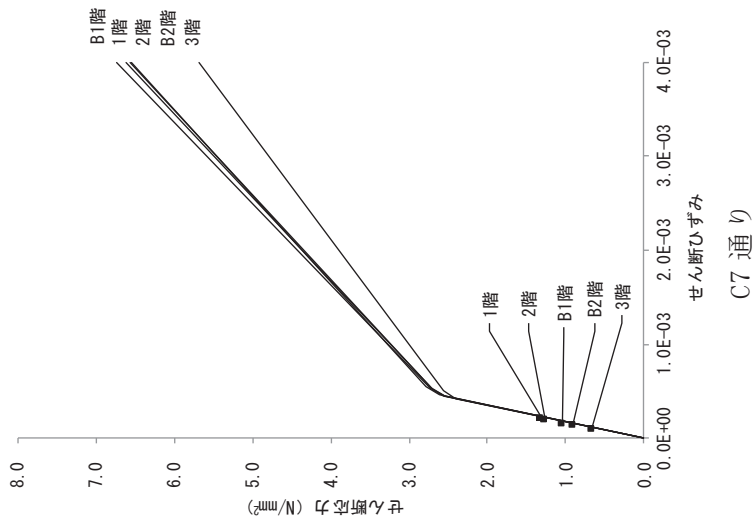


図 2-26 (2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値(4.7地震, EW方向)

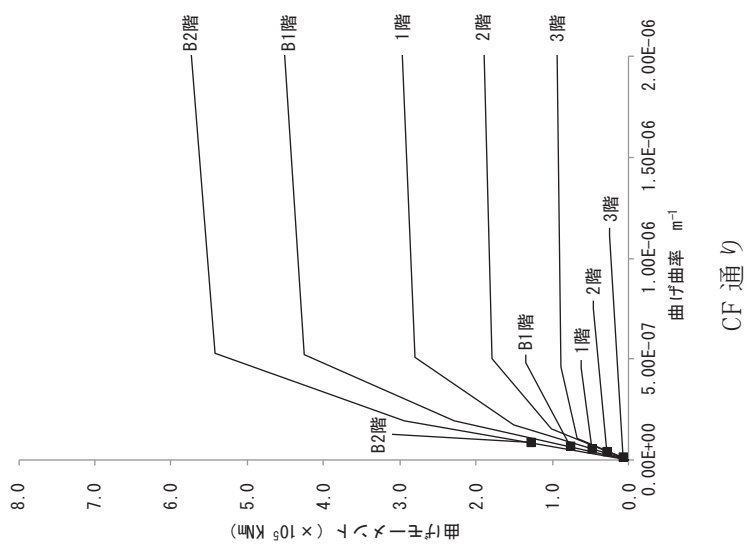
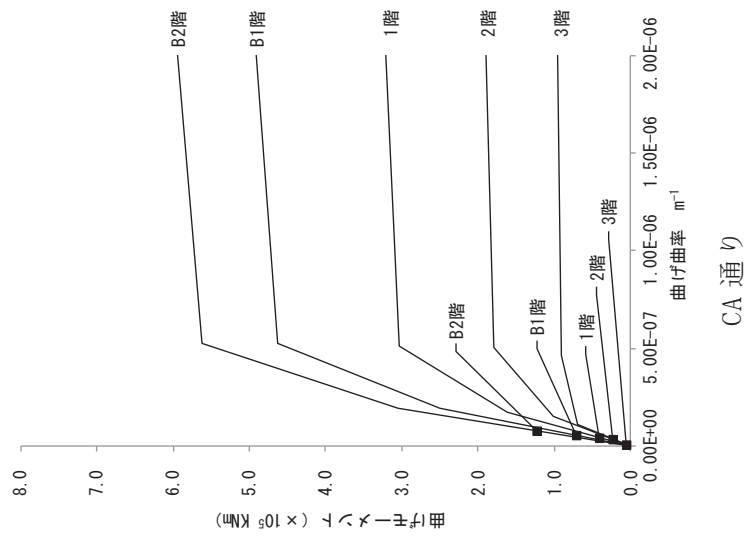
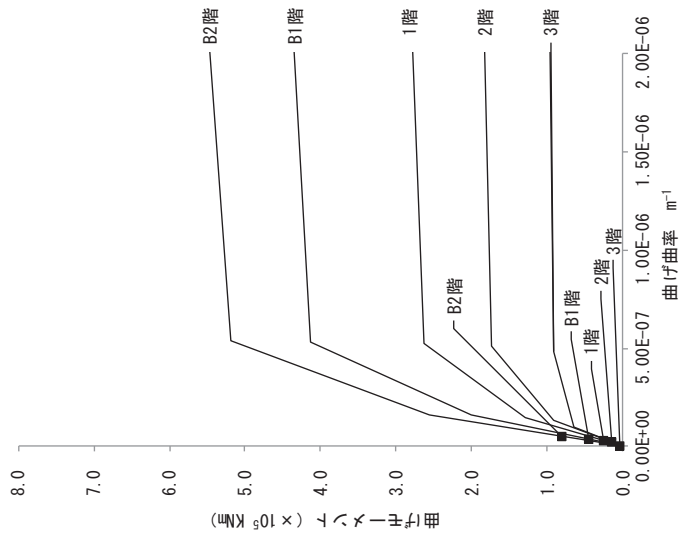
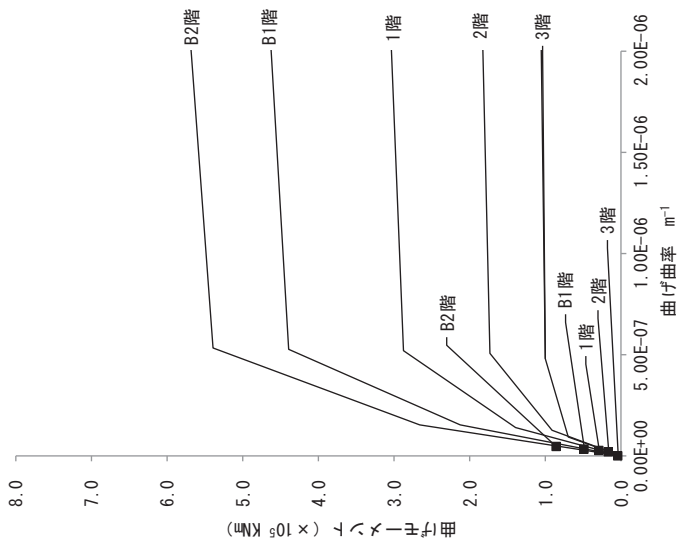


図 2-27(1) 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値(3.11地震, NS方向)



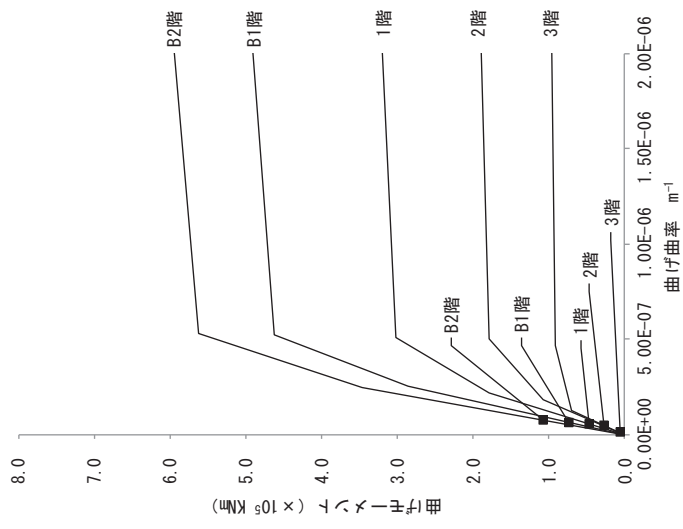


C7 通り

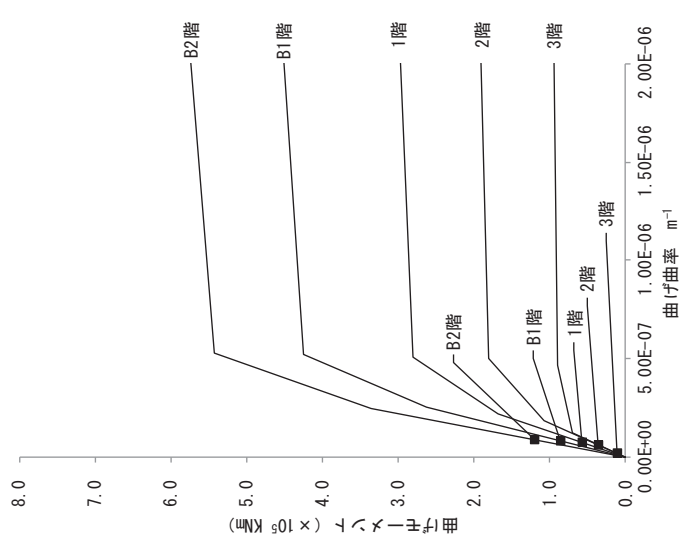


C1 通り

図 2-27(2) 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値(3.11地震, EW方向)



CA 通り



CF 通り

図 2-28(1) 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値(4.7地震, NS方向)

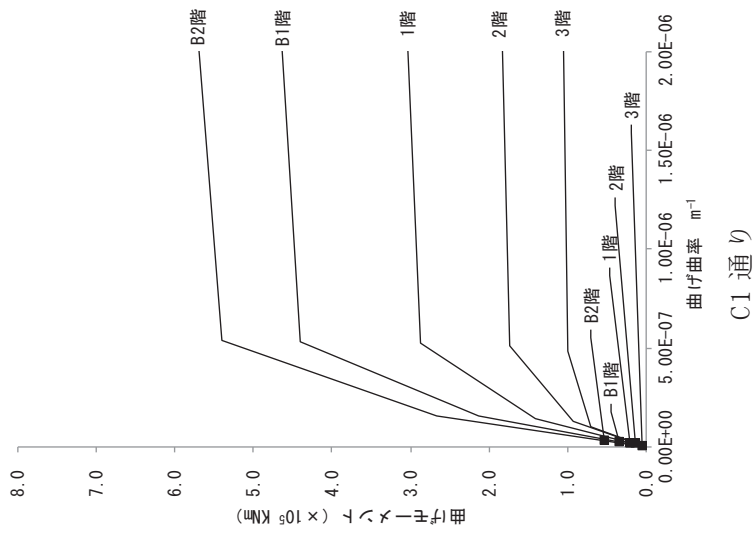
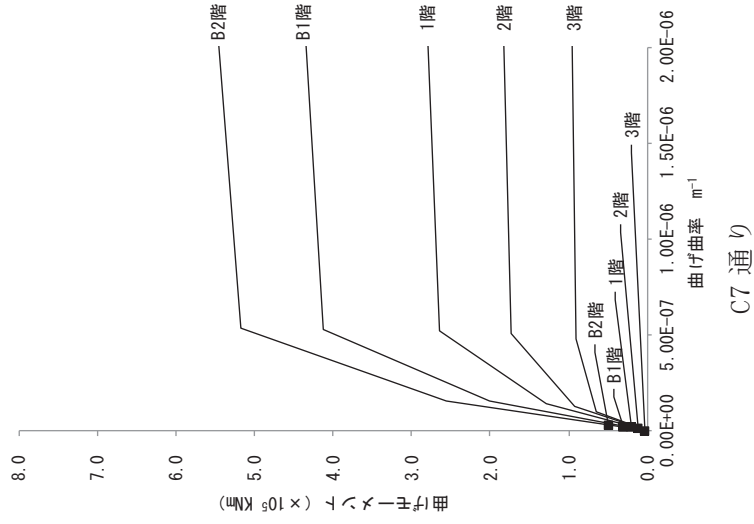
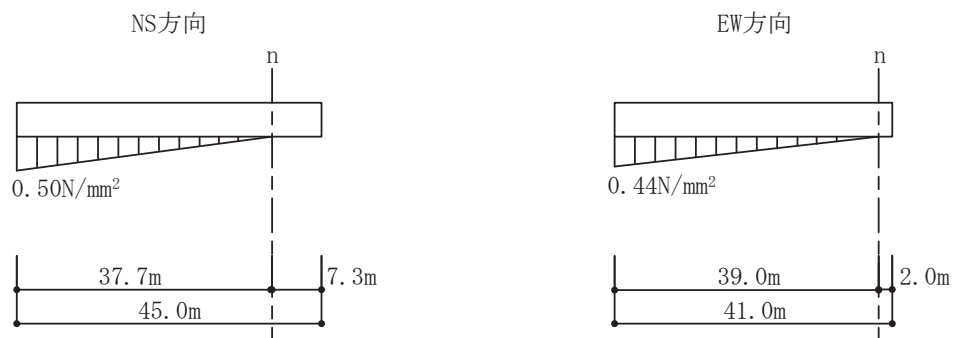


図 2-28 (2) 曲げスケルトンカブ上の最大応答値 (4.7 地震, EW 方向)

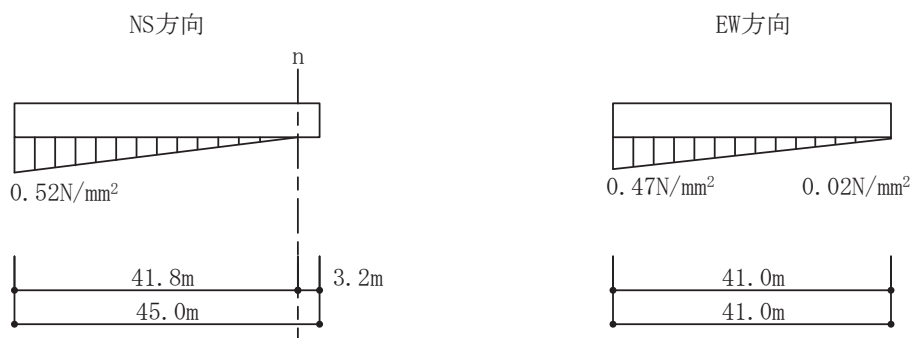
### 2.3 接地圧の評価

地震応答解析により得られた接地圧を図 2-29 及び図 2-30 に示す。最大接地圧は、鉛直方向地震応答解析モデルにより評価した鉛直震度を組み合わせて評価した場合でも、3.11 地震 NS 方向入力の  $0.52\text{N/mm}^2$  が最大であり、地盤の短期許容支持力度  $9.1\text{N/mm}^2$ （極限鉛直支持力度の  $2/3$ ）に対して十分下回っている。

なお、地震応答解析により得られた接地率は、3.11 地震 NS 方向入力は 88.6%，EW 方向入力は 99.1%，4.7 地震 NS 方向入力は 96.4%，EW 方向入力は接地率 100%となった。



鉛直震度上向き



鉛直震度下向き

図 2-29 最大接地圧 (3.11 地震)

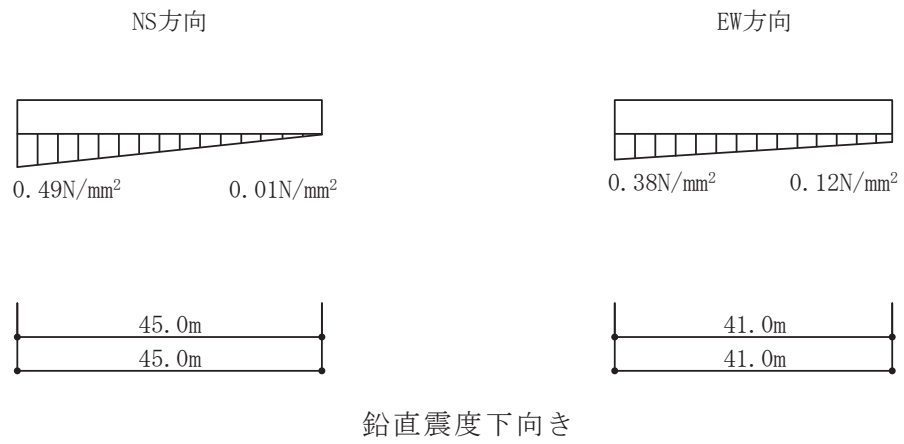
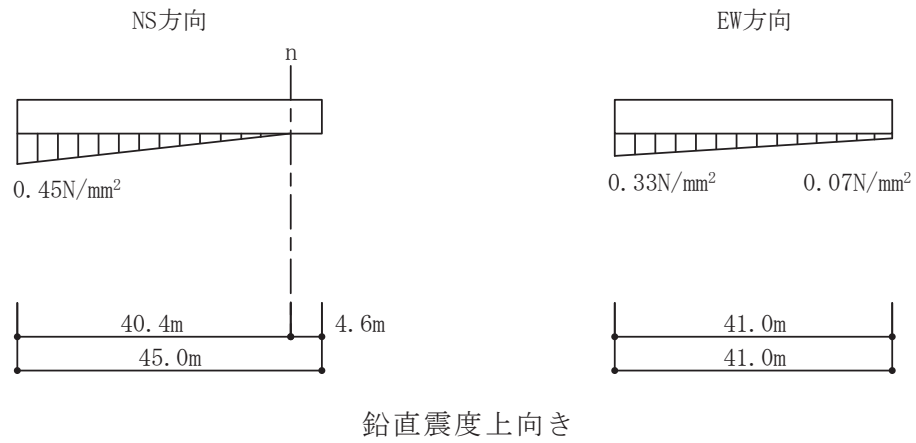


図 2-30 最大接地圧 (4.7 地震)

### 3. 評価結果のまとめ

制御建屋のシミュレーション解析の結果、以下の傾向が確認された。

- ① 水平動について、建屋全体に一律の初期剛性低下を考慮したモデルを設定すると、コンクリートの設計基準強度に基づく剛性よりもNS方向は0.40倍、EW方向は0.50倍に低下させた解析結果が、記録との整合性が良い。また、耐震壁の最大せん断ひずみは、 $0.61 \times 10^{-3}$ となり $2.0 \times 10^{-3}$ 以下であった。
- ② NS方向の剛性補正係数がEW方向の剛性補正係数より小さくなる傾向は原子炉建屋の剛性低下と同様の傾向である。
- ③ RC減衰については既工認で考慮している5%で観測記録との整合性が良い結果が得られた。なお、原子炉建屋のシミュレーション解析では、RC減衰は7%で観測記録との整合性が良かったが、この差異の理由としては、建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて再設定していることを踏まえると、原子炉建屋の構造が制御建屋に比べて複雑であること、また、埋め込み深さが異なるため地盤への逸散減衰効果に違いがあることが考えられる。
- ④ 鉛直動については、既工認で考慮している剛性、減衰を用いた解析結果が、記録との整合性が良い。これは原子炉建屋と同様の傾向である。
- ⑤ シミュレーション解析の結果、耐震壁の鉄筋はおおむね弾性範囲であることを確認した。

別紙 1-3 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析  
(制御建屋)



## 目 次

1. 検討の目的.....	別紙 1-3- 1
2. 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析 .....	別紙 1-3- 2
2.1 解析モデルの概要 .....	別紙 1-3- 2
2.1.1 建屋モデル.....	別紙 1-3- 2
2.1.2 入力地震動の算定.....	別紙 1-3- 9
2.2 地震応答解析結果 .....	別紙 1-3- 11
2.2.1 最大加速度分布の比較.....	別紙 1-3- 11
2.2.2 観測記録の床応答スペクトルとの比較.....	別紙 1-3-14
2.2.3 面内せん断ひずみ分布と点検結果との比較.....	別紙 1-3-17
2.2.4 地震による建屋の構造的影響評価.....	別紙 1-3-22
3. 評価結果のまとめ.....	別紙 1-3-23

別紙 1-3-1 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析と点検結果の比較  
(制御建屋)

## 1. 検討の目的

3.11 地震及び 4.7 地震の 2 つの地震について、制御建屋の 3 次元 FEM 等価線形モデルにより建屋内に設置された地震計の観測記録を用いてシミュレーション解析を行う。

本検討は、3 次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析結果から、3.11 地震時及び 4.7 地震時に建屋各部に発生する面内せん断ひずみを算定し、耐震壁の点検結果との整合性確認を行った上で、3.11 地震及び 4.7 地震時の建屋の構造的影響評価を行うことを目的とする。

## 2. 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析

### 2.1 解析モデルの概要

#### 2.1.1 建屋モデル

制御建屋 3次元 FEM モデルによる地震応答解析は、基礎版上における地震観測記録から算定した入力地震動を用いた周波数応答解析とする。建屋モデルは等価線形モデルとする。

解析モデルへの入力地震動は、制御建屋の基礎版上での観測記録から算定した基礎底面への入力地震動を底面地盤ばねを介して入力する。

解析結果と観測記録の整合性は、最大応答加速度及び加速度応答スペクトルについて観測記録との比較によって確認する。

建屋モデルの概要を以下に示す。解析モデルの諸元の設定について表 2-1 に示す。

#### ①モデル化範囲

耐震壁，補助壁，床スラブ，基礎スラブ，柱，はり及び屋根トラス

#### ②地盤ばね

地震応答解析モデルでは、アドミッタンス理論により算定される基礎底面水平地盤ばね及び回転地盤ばね（J E A Gによる近似法）を基礎版底面の節点に取りつく離散化ばねとしてモデル化する。なお、側面地盤ばねは考慮しないものとする。

#### ③質量

壁と床はシェル要素でモデル化し、厚さに応じたコンクリート重量を与える。柱及びはりのはり要素でモデル化し、部材断面に応じたコンクリート重量を与える。屋根トラスの弦材は鋼材物性のはり要素でモデル化し、屋根トラスの斜材は鋼材物性のトラス要素でモデル化する。基準階ごとに、上下の階高の1/2の範囲を支配高さとして重量を算定し、質点系モデルの重量から不足する重量（機器荷重や配管荷重等に相当）は、床面に等分布荷重として与えて、質点系モデルの重量と等しくなるようにする。

#### ④鉄筋コンクリート剛性

設計剛性を基本とし、壁については質点系モデルによるシミュレーション解析により評価した最適な剛性を参考にして、NS方向の壁とEW方向の壁は独立に剛性を設定する。床スラブ及び柱，はりには設計剛性とする。

#### ⑤減衰

建屋全体1次固有周期に対して5%の一定減衰とする。

各階のモデル化範囲および解析モデル図を図2-1に示す。また、解析モデルに用

いる物性値を表2-2 に示す。図2-2～図2-5に解析モデルのNS方向及びEW方向の1次固有モード及び2次固有モードを示す。1次固有モードは刺激関数が最大となるモードとして選定した。

表2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		周波数応答解析
入力地震動		制御建屋の基礎版上での観測記録から算定した基礎底面の入力波を底面地盤ばねを介して入力
剛性 評価	考慮範囲	耐震壁，補助壁，床スラブ，基礎スラブ，柱，はり，屋根トラス
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	壁要素のみ観測記録との適合性を踏まえ再設定 床要素，柱，はり は設計剛性
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は，壁のヤング係数・せん断弾性係数をNS，EW方向別に再設定することにより行う。
減衰 定数	鉄筋コンクリート	観測記録との適合性も踏まえ5%に設定 (一定減衰)
	減衰定数設定の 考え方	埋込み効果分も含め，観測記録のみかけの減衰に対して，解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰に代表させた。なお，水平2方向は同じ値を採用。
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	離散化ばね（水平2方向，鉛直）を基礎版底面の全節点に支配面積比で分配する。 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	3次元FEMモデル（壁，床及び基礎スラブはシェル要素，柱，はり ははり要素） (剛域などの拘束条件は設定していない)
	地盤ばね	J E A Gによる近似法により評価したばねを離散化ばねとする

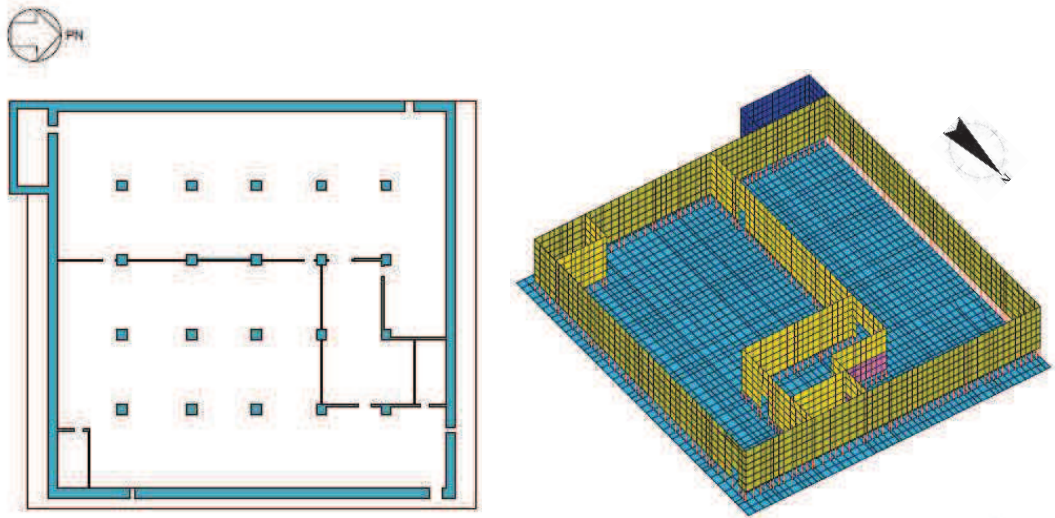


図 2-1(1) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (0. P. 1.5m)

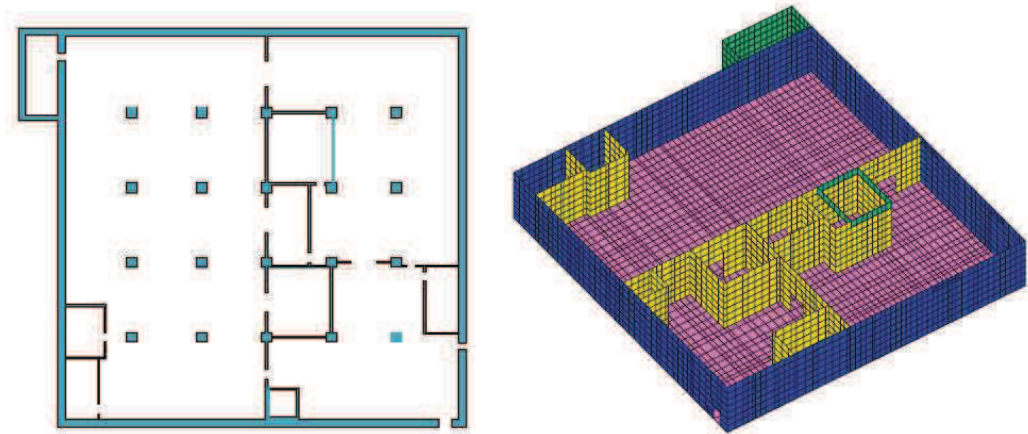


図 2-1(2) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (0. P. 8.0m)

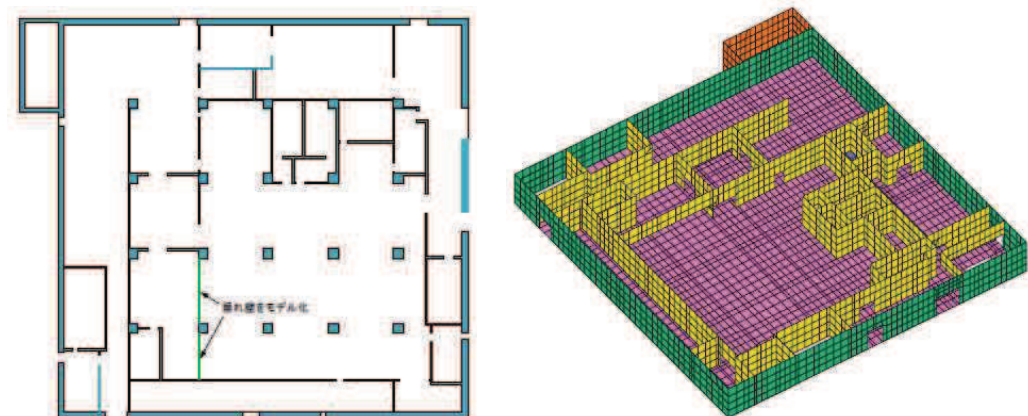


図 2-1(3) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (0. P. 15.0m)

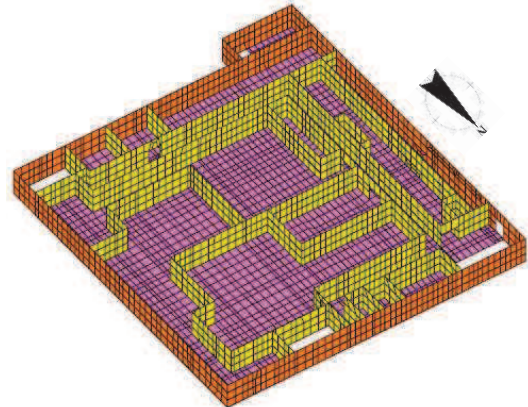
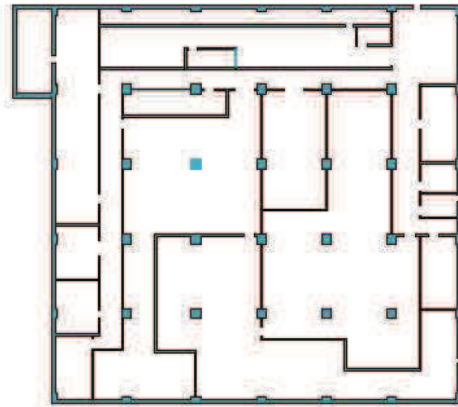


図 2-1(4) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (O.P. 19.5m)

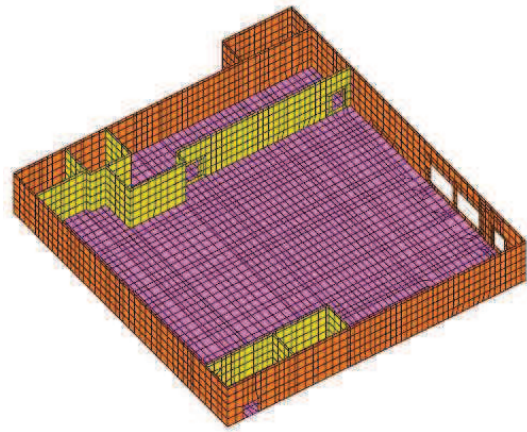
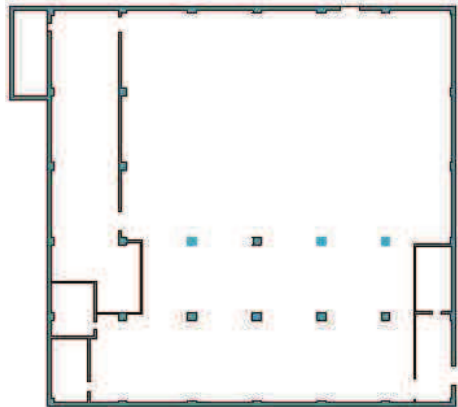


図 2-1(5) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (O.P. 22.95m)

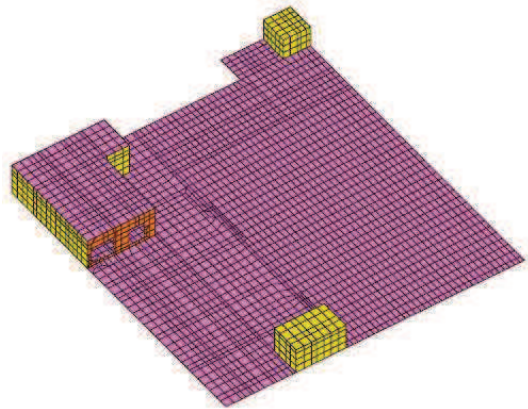
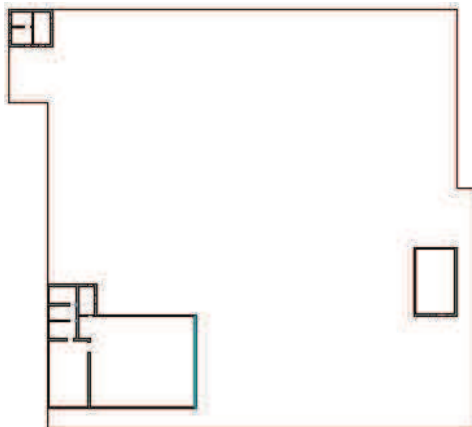


図 2-1(6) モデル化範囲及び 3 次元 FEM モデル図 (O.P. 29.15m)

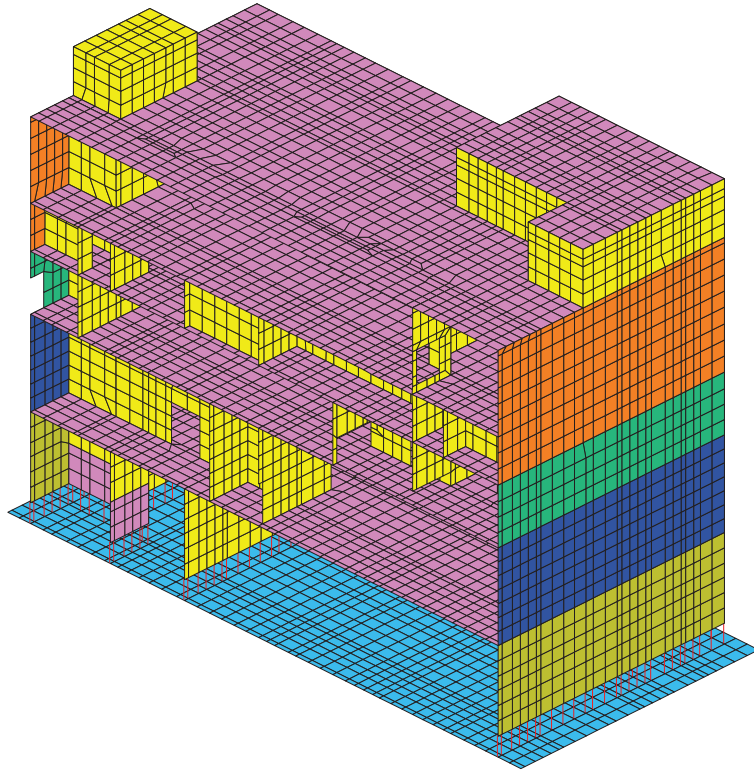


図2-1(7) 3次元FEMモデル断面図

表2-2 解析モデルに用いる物性値（水平方向）

材 料	方向	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
コンクリート	NS	10.59 × 10 <sup>3</sup>	4.55 × 10 <sup>3</sup>	5
	EW	13.24 × 10 <sup>3</sup>	5.69 × 10 <sup>3</sup>	5

注記：設計値 ヤング係数 2.65 × 10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup>  
せん断弾性係数 1.14 × 10<sup>4</sup> N/mm<sup>2</sup>

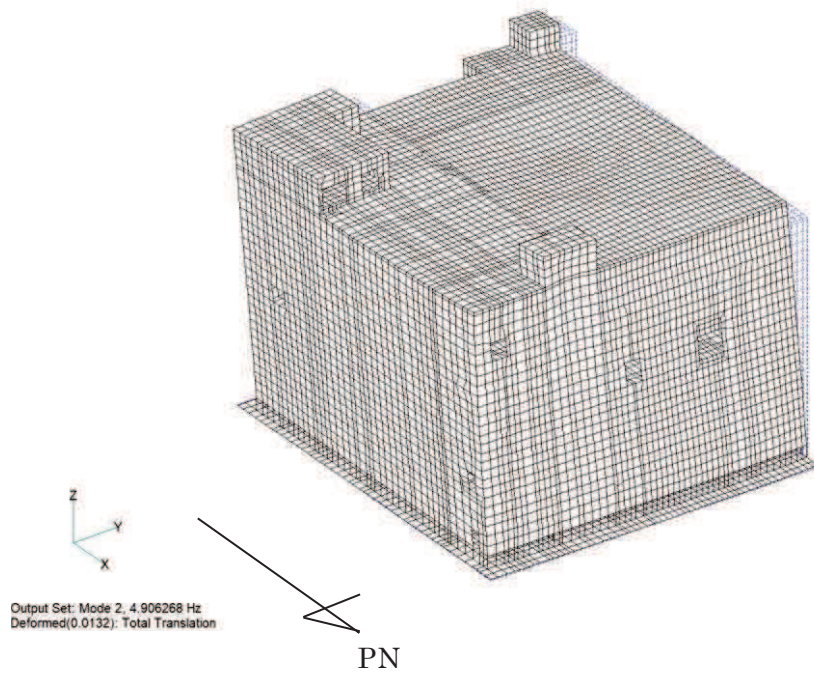


図2-2 3次元FEMモデルNS方向1次（全体3次）固有モード図  
（周期0.204秒）

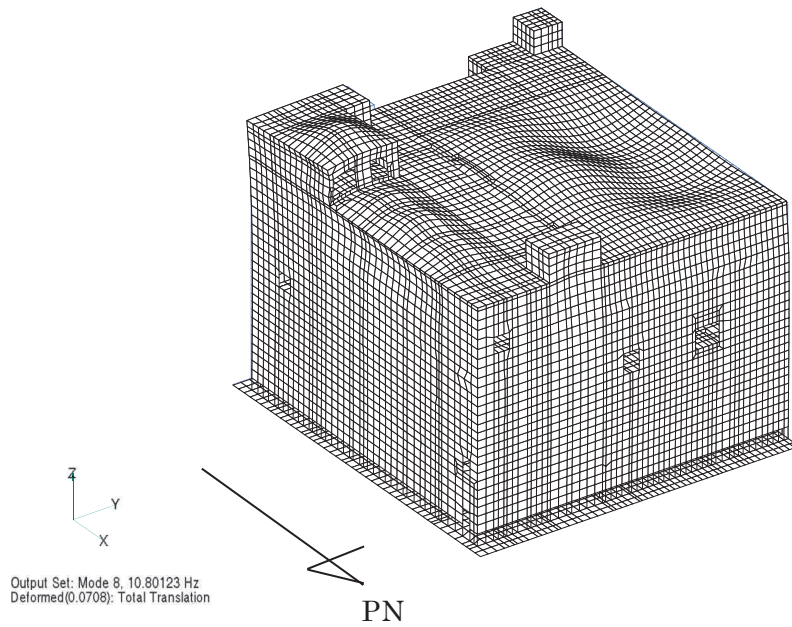


図2-3 3次元FEMモデルNS方向2次（全体8次）固有モード図  
（周期0.093秒）



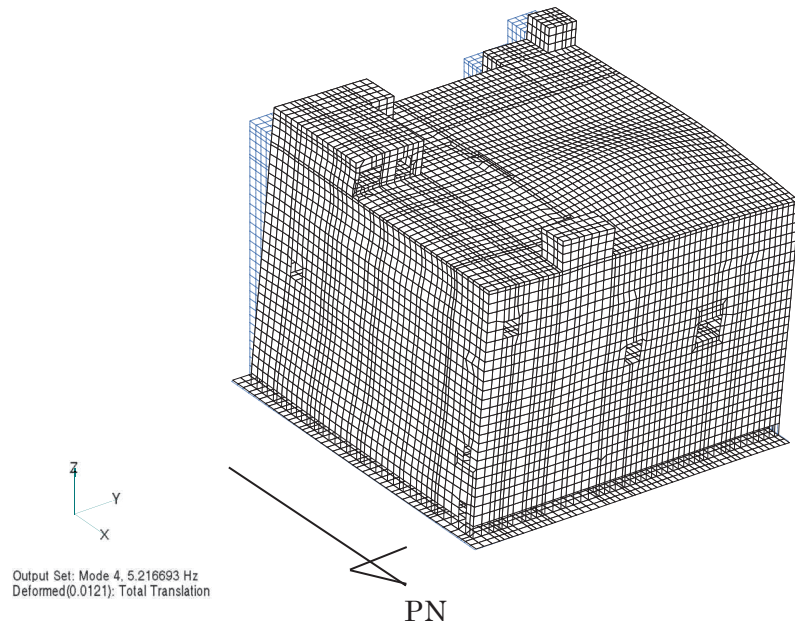


図 2-4 3次元 FEM モデル EW 方向 1 次（全体 4 次）固有モード図  
（周期 0.192 秒）

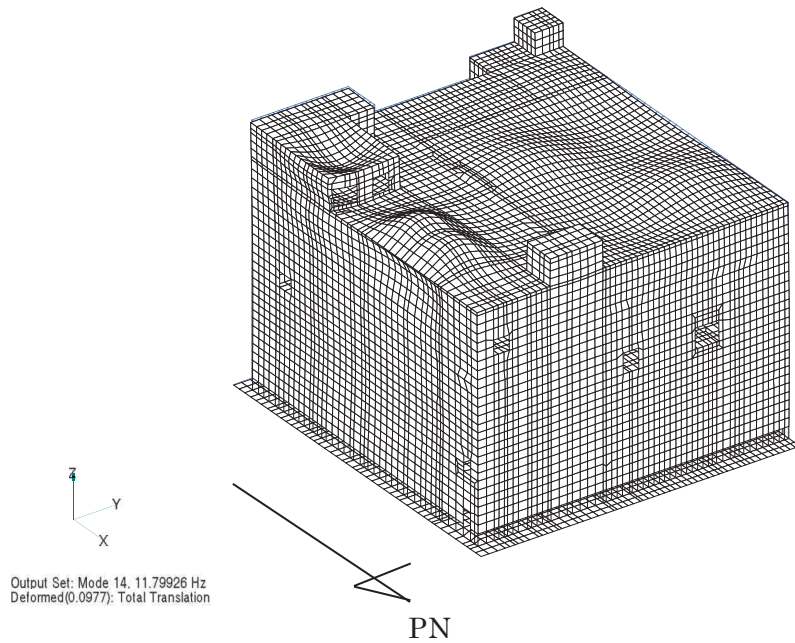


図 2-5 3次元 FEM モデル EW 方向 2 次（全体 14 次）固有モード図  
（周期 0.085 秒）

### 2.1.2 入力地震動の算定

解析モデルへの入力地震動は、制御建屋の基礎版上での観測記録から質点系モデルの周波数応答解析で算定した入力地震動を線形解析モデルの底面地盤ばねを介して入力し、建屋各部の応答を算定する。入力地震動の概念を図 2-6 に示す。また、制御建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図 2-7 に示す。

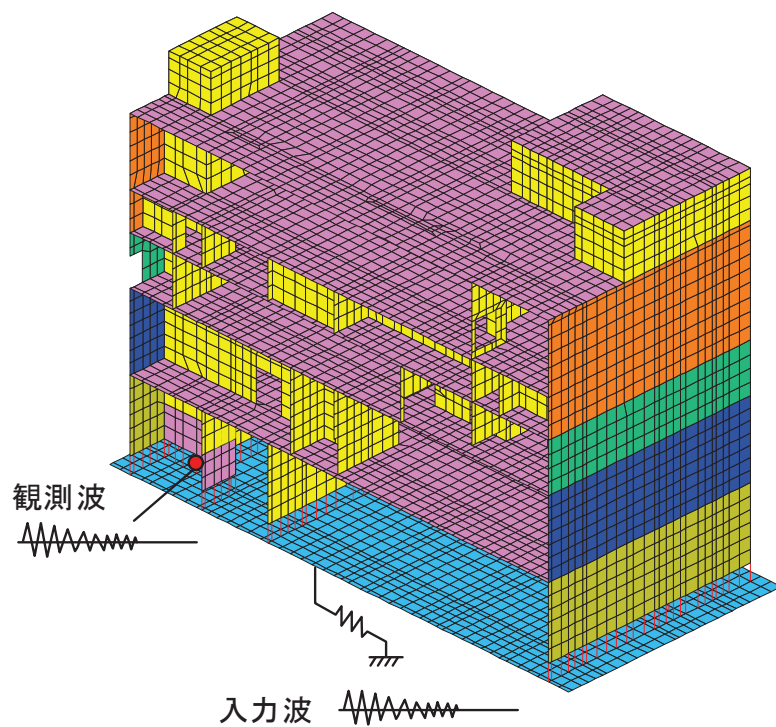
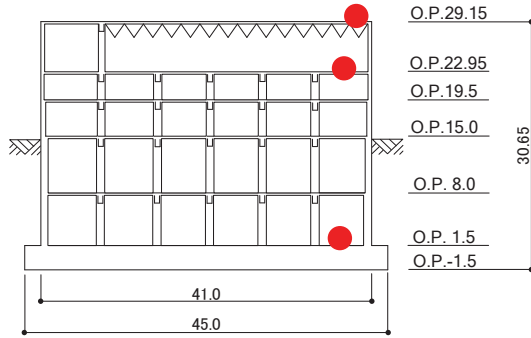
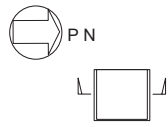
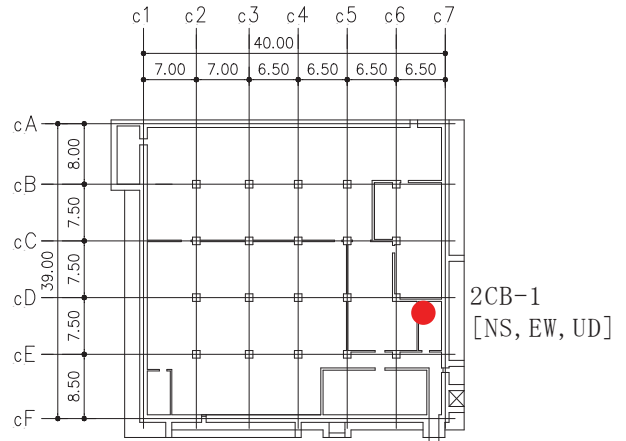


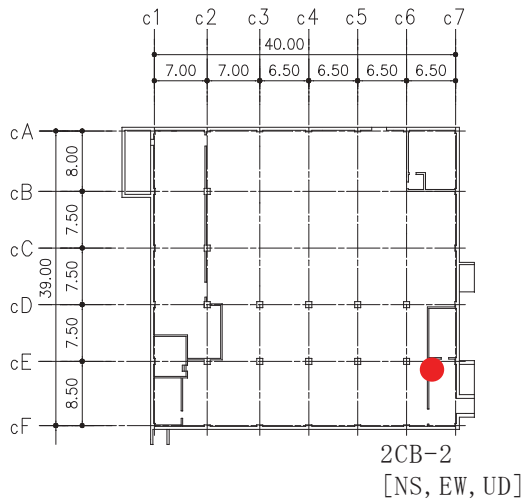
図 2-6 入力地震動の算出概念図



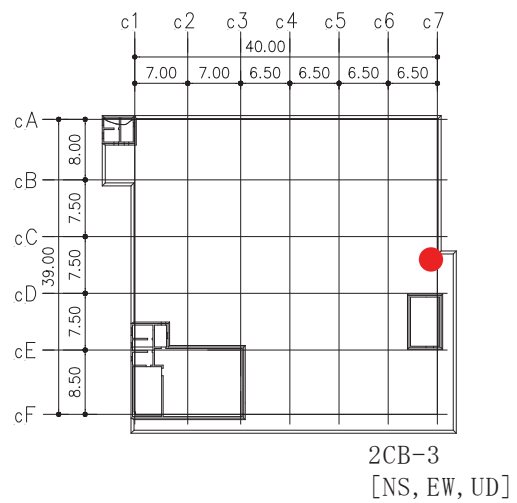
断面図



基礎版上 (O.P. 1.5m)



地上 3 階 (O.P. 22.95m)



屋上階 (O.P. 29.15m)

図 2-7 制御建屋 地震計配置図

## 2.2 地震応答解析結果

作成した3次元FEMモデルの妥当性を確認するため、地震観測記録のシミュレーション解析を行う。

### 2.2.1 最大加速度分布の比較

3.11地震及び4.7地震の3次元FEMモデルにより算定した応答波形の最大加速度分布を観測記録と比較して図2-8～図2-9に示す。比較にあたっては、図2-7に示す地震計位置で得られた観測記録の最大加速度と、地震計位置に相当する解析モデルの節点における解析結果とを比較して示している。

3次元FEMモデルにより算定した応答波形の最大加速度は、観測記録と整合している。

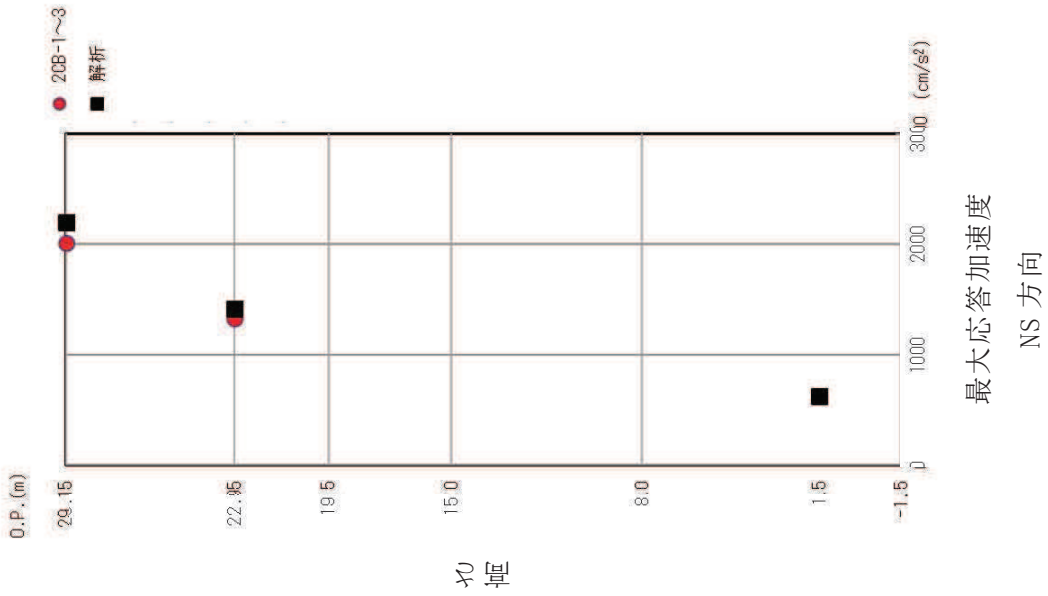
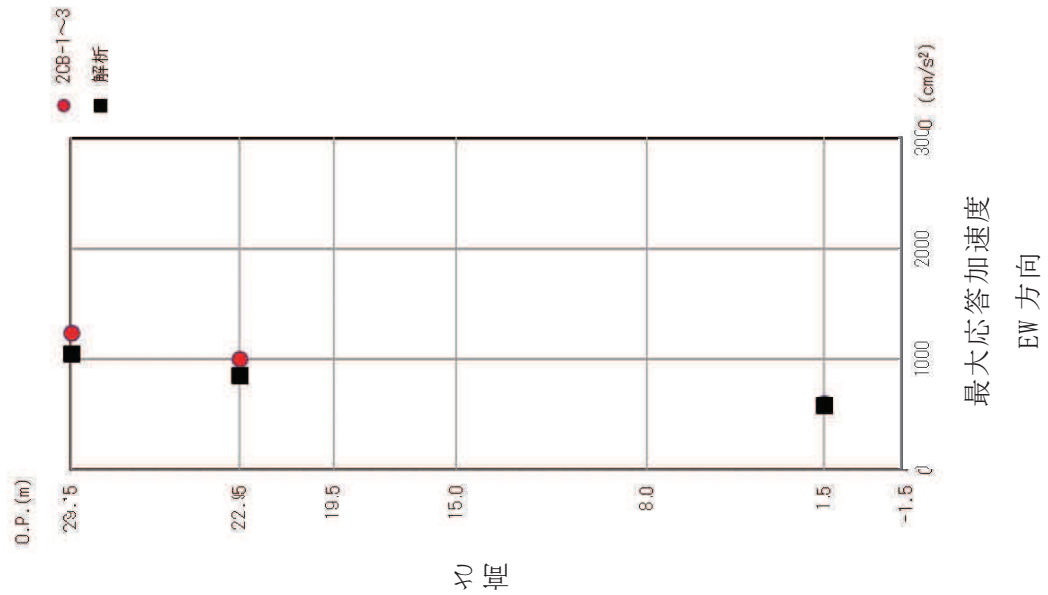


図2-8 3次元FEMモデルと観測記録の最大加速度分布 (3.11地震)

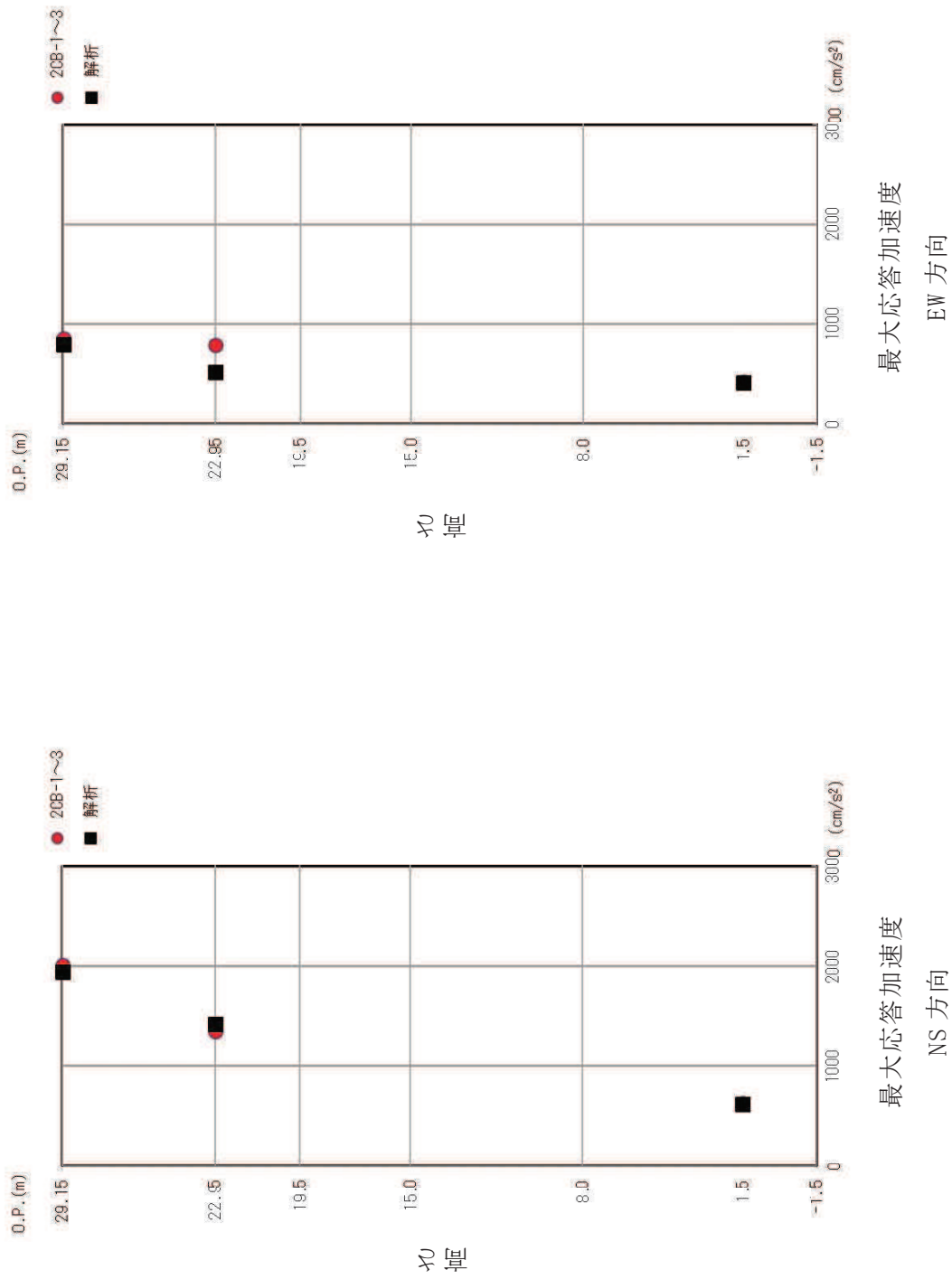
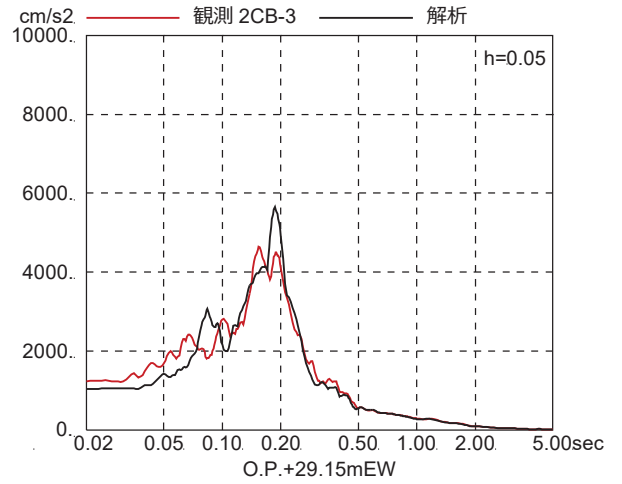
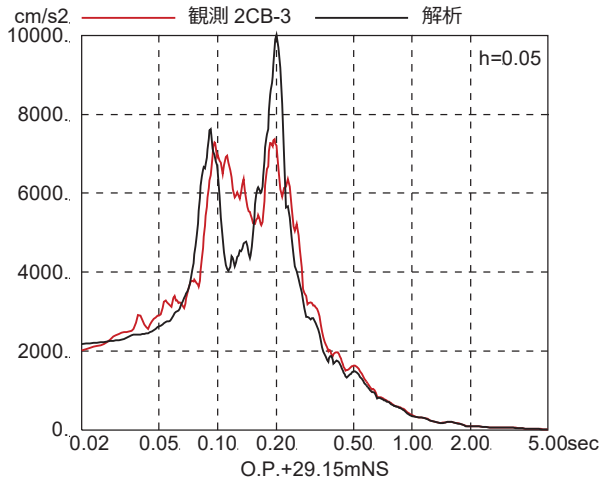


図2-9 3次元FEMモデルと観測記録の最大加速度分布 (4.7地震)

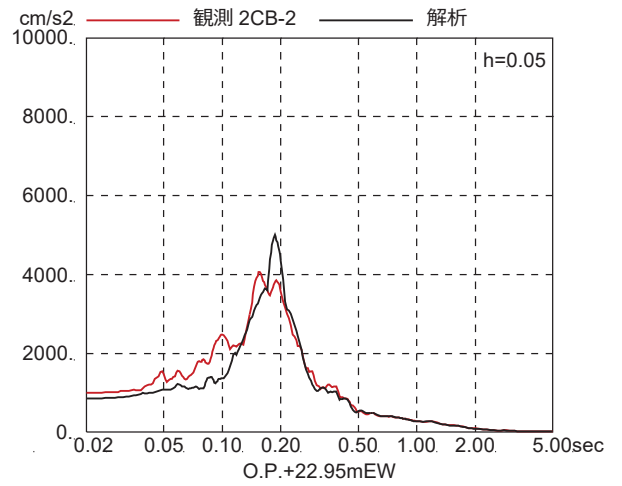
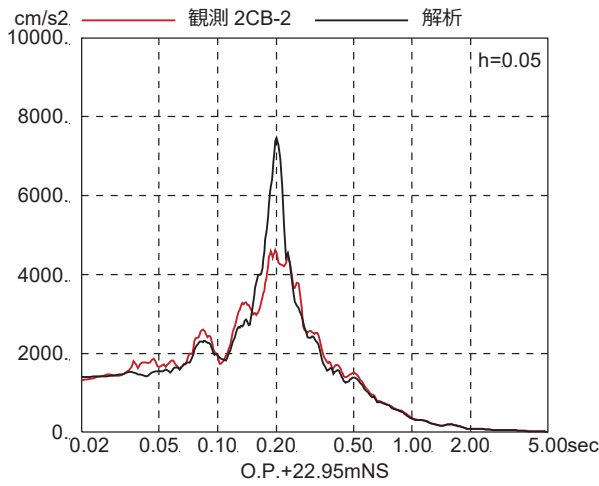
### 2.2.2 観測記録の床応答スペクトルとの比較

3次元FEMモデルのシミュレーション解析による床応答スペクトルと3.11地震及び4.7地震の観測記録の床応答スペクトルを比較して図2-10～図2-11に示す。比較にあたっては、図2-7に示す地震計位置で得られた観測記録の床応答スペクトルと、地震計位置に相当する解析モデルの節点における解析結果とを比較して示している。

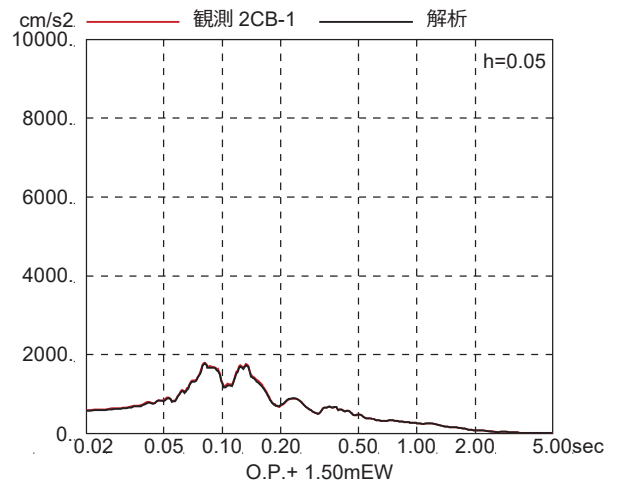
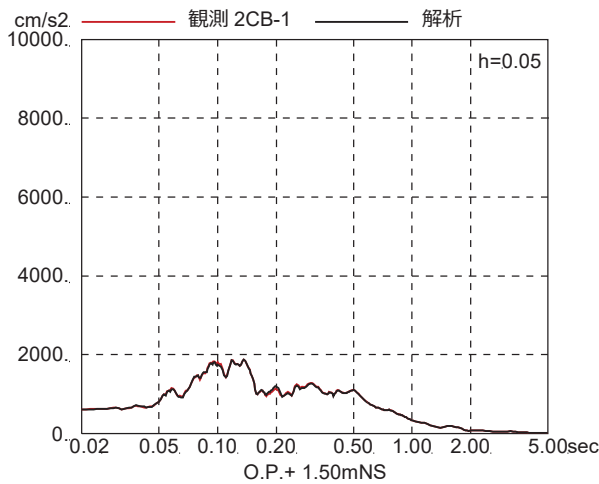
これより、観測記録と解析結果の各方向の加速度応答スペクトルは概ね整合していることを確認した。



屋上 (O.P. 29.15m)



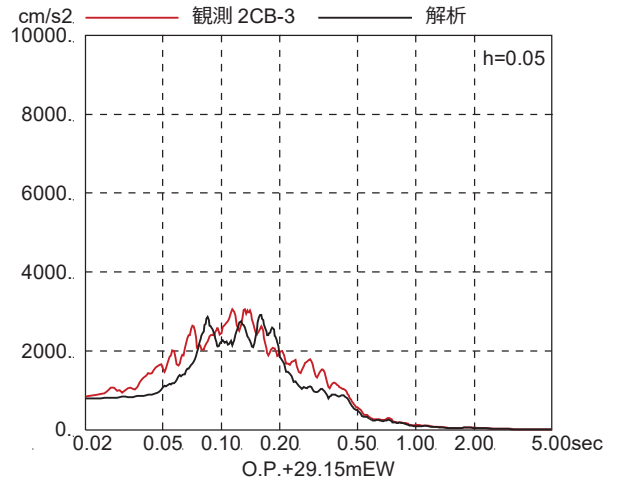
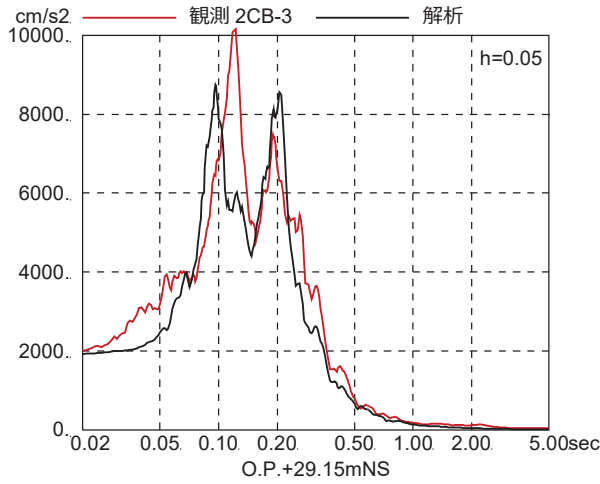
地上3階 (O.P. 22.95m)



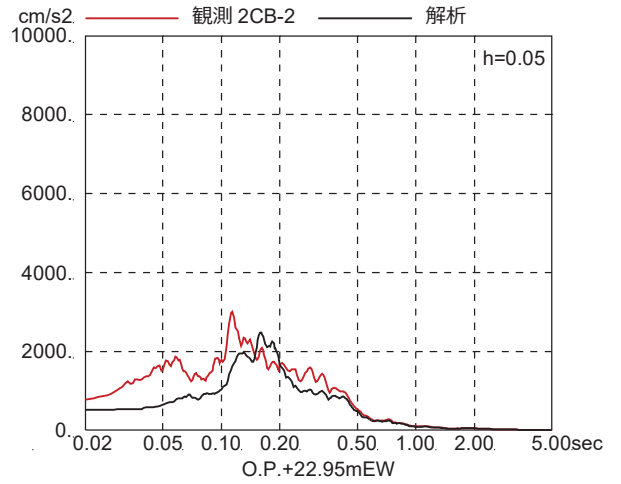
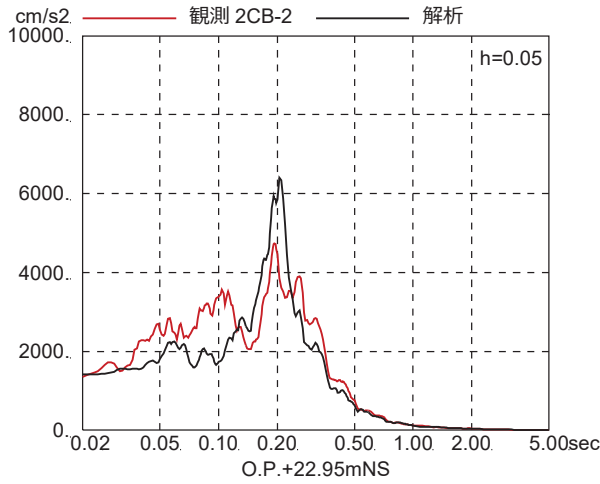
地下2階 (O.P. 1.5m)

図2-10 3次元FEMモデルと3.11地震の床応答スペクトルの比較

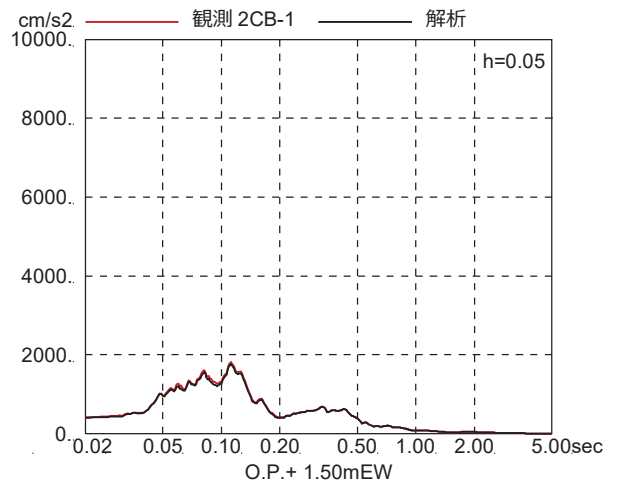
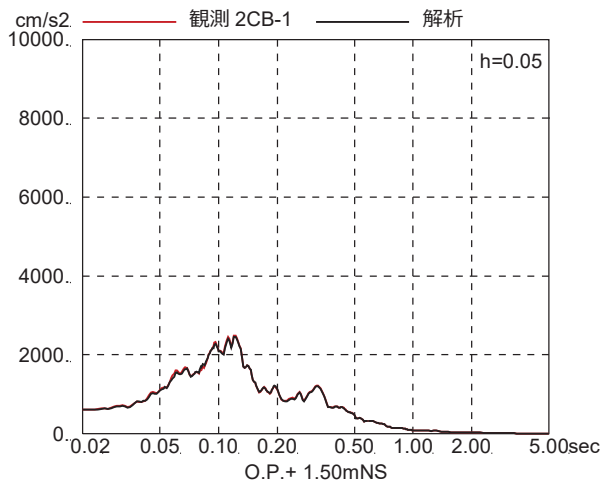




屋上 (O.P. 29.15m)



地上 3 階 (O.P. 22.95m)



地下 2 階 (O.P. 1.5m)

図2-11 3次元FEMモデルと4.7地震の床応答スペクトルの比較

### 2.2.3 面内せん断ひずみ分布と点検結果との比較

3次元FEMモデルによる3.11地震及び4.7地震のシミュレーション解析による建屋各部の面内せん断ひずみコンター図を図2-12～図2-19に示す。ここで、面内せん断ひずみを評価対象としたのは、せん断ひずみについて、コンクリートにひび割れが発生するせん断ひずみの目安値 $0.00025^*$  ( $0.25 \times 10^{-3}$ ) との比較からその影響度合いについて評価することを目的としている

面内せん断ひずみ分布の特徴は以下のとおり。

- ① 面内せん断ひずみが大きくなる部位は、東面と西面の壁であり、北面と南面の壁の面内せん断ひずみは相対的に小さい。これは、原子炉建屋と同様の傾向である。
- ② 3.11地震と4.7地震の応答を比較すると、東面の壁のせん断ひずみは3.11地震のほうが大きいですが、西面のせん断ひずみは4.7地震のほうが大きくなっている。コンクリートにひび割れが発生するせん断ひずみの目安値 $0.00025$  ( $0.25 \times 10^{-3}$ ) を上回る部分は広い範囲に分布している。部分的な最大値は $0.63 \times 10^{-3}$ である。

面内せん断ひずみ分布と耐震壁のひび割れ点検結果の比較を別紙1-3-1に示す。

面内せん断ひずみ分布は、東西面を中心に、ひび割れが発生する面内せん断ひずみの目安値を上回る部分があり、また、3階よりも2階のほうが面内せん断ひずみが大きい傾向である。

一方、点検結果では地下2階～地上3階まで各階とも部分的にひび割れが認められるが、ほとんどが幅0.3mm未満である。また、東西面においては、3階よりも2階のが比較的ひび割れが多い傾向が認められ、これは解析結果の3階よりも2階のせん断ひずみが大きい傾向と整合している。

これらの比較により、解析結果は点検結果に対して若干せん断ひずみが大きい傾向であるものの概ね対応している。

\* 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会, 1999）

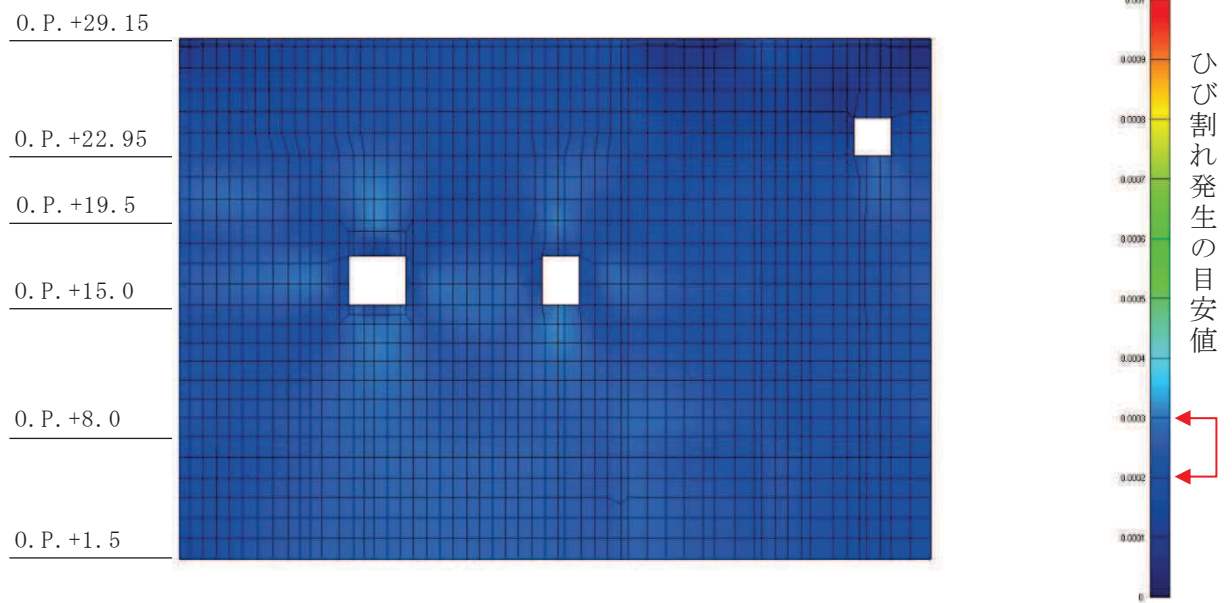


図 2-12 面内せん断ひずみコンター図（北面）  
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

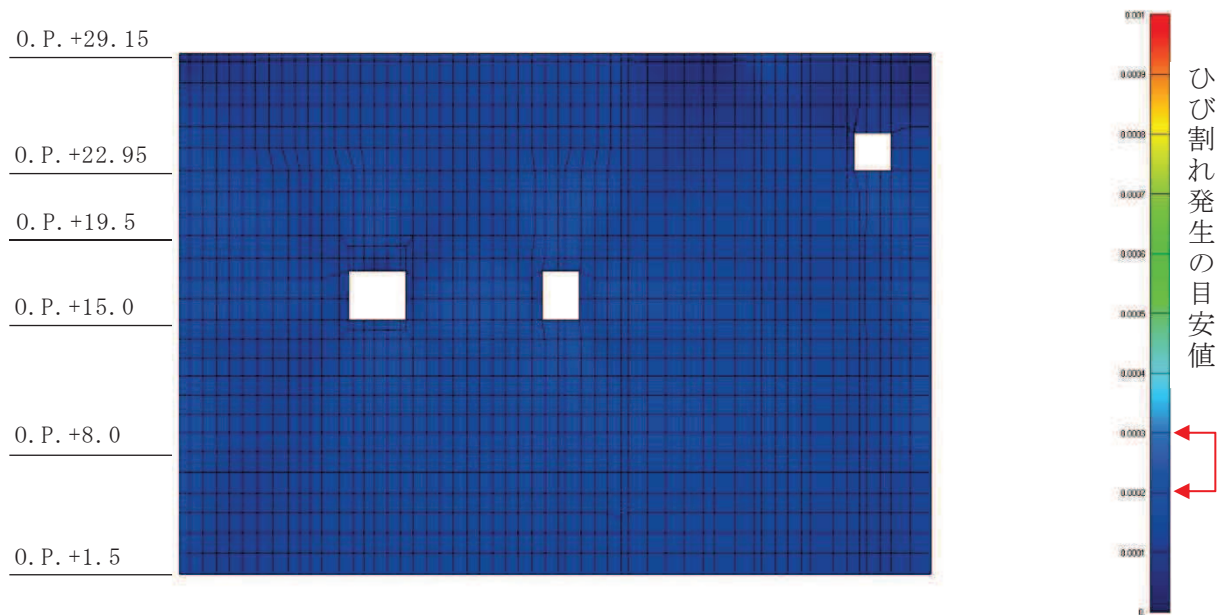


図 2-13 面内せん断ひずみコンター図（北面）  
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

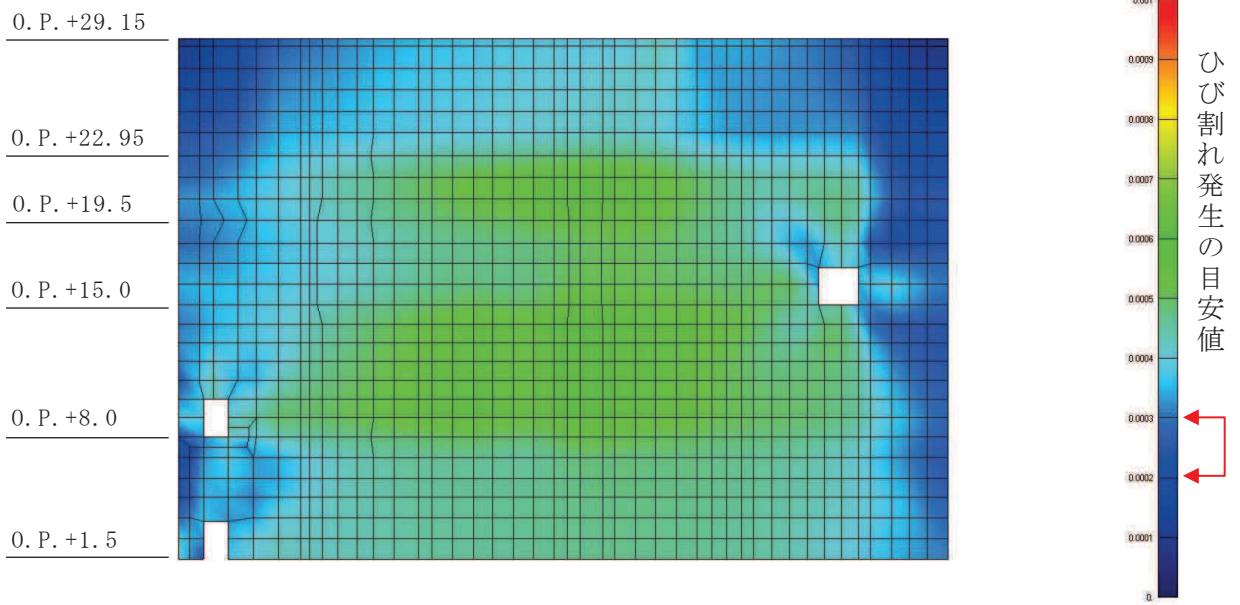


図 2-14 面内せん断ひずみコンター図（東面）  
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

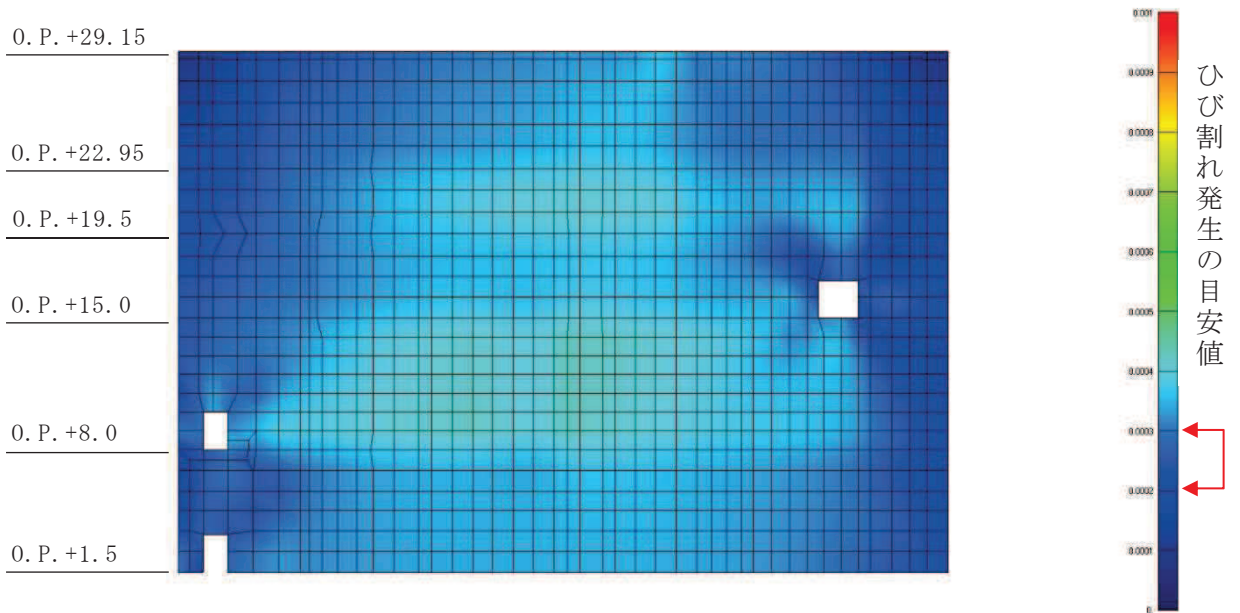


図 2-15 面内せん断ひずみコンター図（東面）  
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

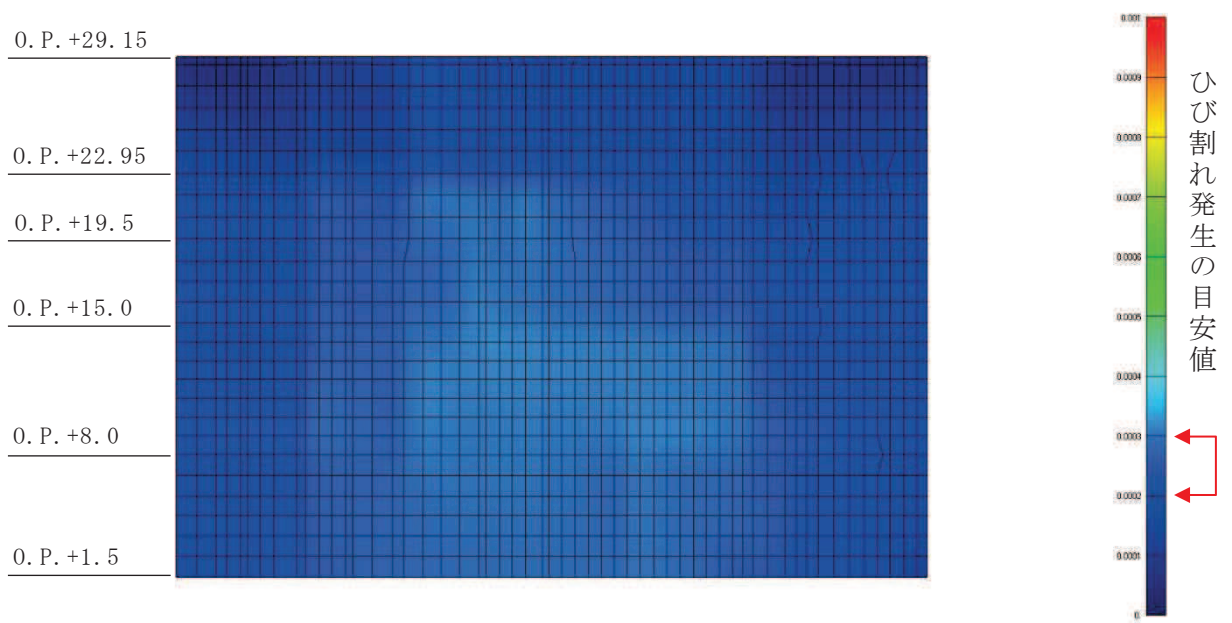


図 2-16 面内せん断ひずみコンター図 (南面)  
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

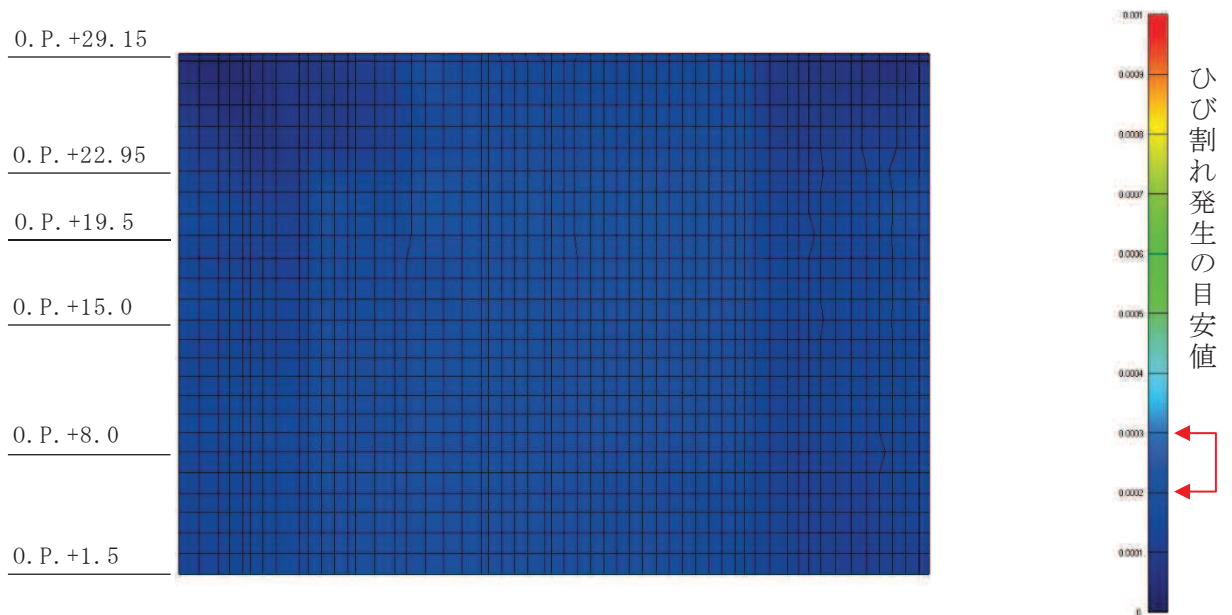


図 2-17 面内せん断ひずみコンター図 (南面)  
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

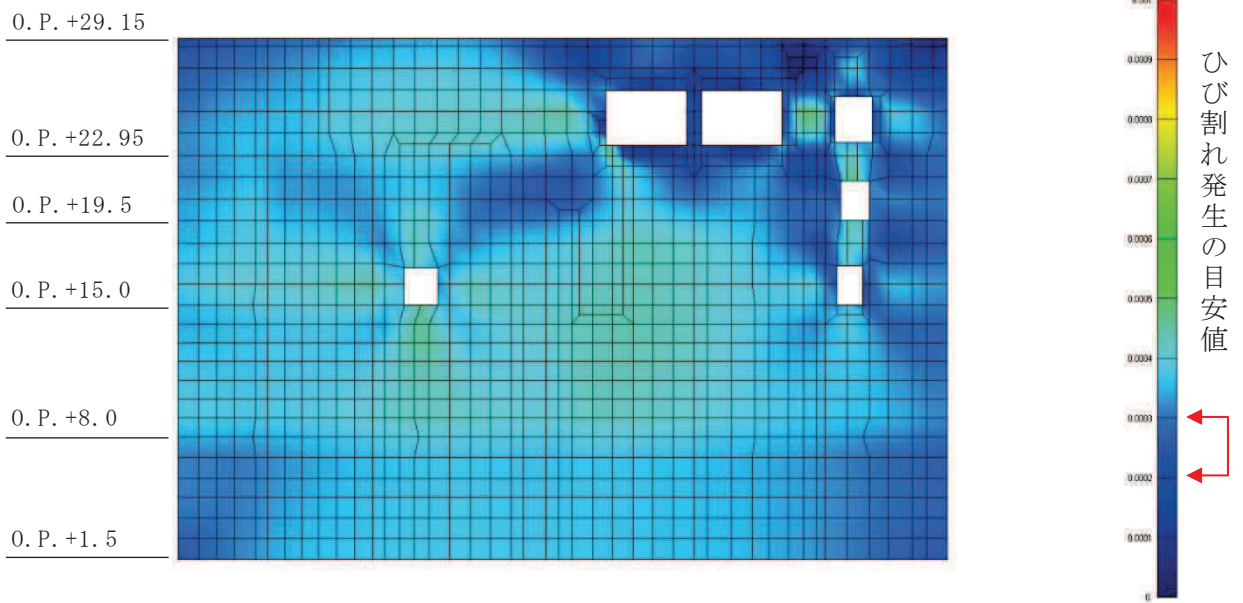


図 2-18 面内せん断ひずみコンター図 (西面)  
3.11 地震観測記録・NS, EW 入力

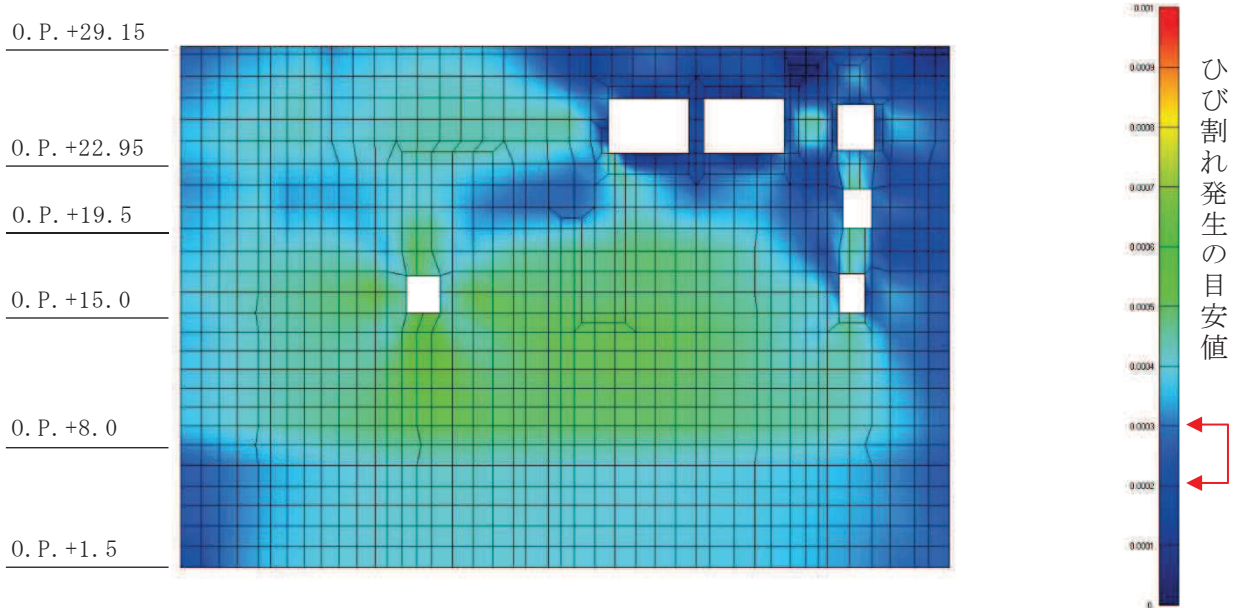


図 2-19 面内せん断ひずみコンター図 (西面)  
4.7 地震観測記録・NS, EW 入力

#### 2.2.4 地震による建屋の構造的影響評価

耐震壁の面内せん断ひずみ分布において、せん断ひずみが最も大きい傾向を示すのは西面3階の耐震壁であり、解析モデルの最大値は $0.63 \times 10^{-3}$ である。

耐震壁の一部でせん断ひび割れの見安値を超える箇所はあるものの、別紙1-2に示す耐震壁の詳細評価から鉄筋の健全性は確保されているものと判断される。

### 3. 評価結果のまとめ

3次元FEM等価線形モデルによる地震応答シミュレーション解析を行い、3.11地震及び4.7地震時の建屋の構造的影響評価を行った。検討結果は以下のとおりである。

- ① 3次元FEM等価線形モデルによるシミュレーション解析結果は、観測記録と概ね整合することを確認した。
- ② 3次元FEM等価線形モデルによるシミュレーション解析に基づき算定したせん断ひずみ分布は耐震壁の点検結果と概ね整合することを確認した。
- ③ 3次元FEM等価線形モデルによる耐震壁のひずみ分布は部分的にひび割れの目安値を上回る箇所が生じたため、別紙1-2に示す耐震壁の詳細評価から鉄筋の健全性は確保されているものと判断される。従って、制御建屋の鉄筋が損傷を受けていないことを確認した。



[参考文献]

- (1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会, 1999）

別紙 2 制御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 2-1
2. 地震応答解析モデルの変更点について…………… 別紙 2-2

## 1. 概要

本資料は、制御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

制御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 制御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	基準地震動を基礎底面に直接入力	—
	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：1軸多質点系モデル 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	(1)
	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) $\nu = 0.167$	同左	(2)
	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	(3)
	減衰定数	RC：5%	・水平方向：RC：5% ・鉛直方向：RC：5%,	—
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	(4)
	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	考慮せず	・水平方向：考慮 ・鉛直方向：考慮せず	(4)
	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\*2：女川原子力発電所第2号機『工事計画認可申請書第2回 添付資料IV-2-4「制御建屋の耐震性についての計算書」(元資庁第14466号平成2年5月24日認可)』

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

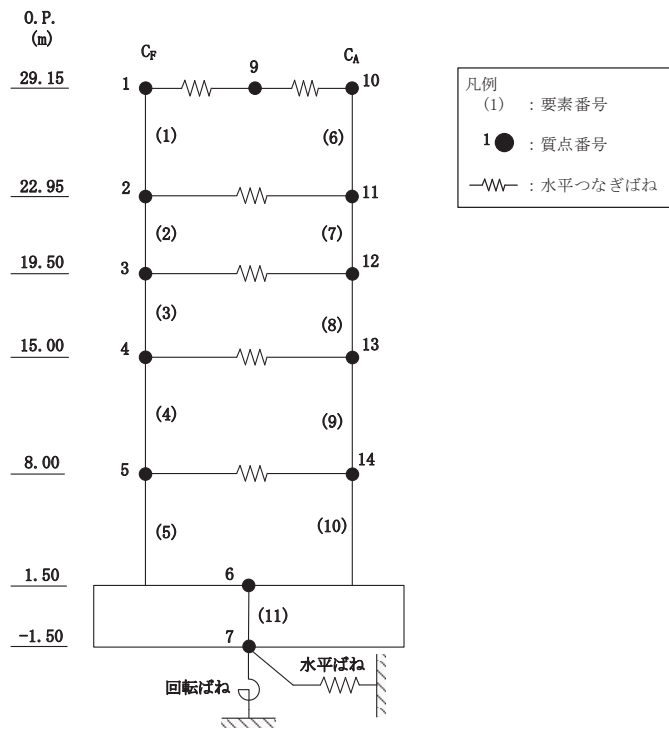
具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

- (1)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、多軸床柔多質点系モデルを設定。設定の内容について 2.1 に示す。また、詳細は別紙 1-2 に示す。
- (2) 「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」に基づく。なお、「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-」に基づく物性値とした場合の影響については、補足-620-3 に原子炉建屋を代表に示す。
- (3)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 に示す。また、詳細は別紙 1-2 に示す。

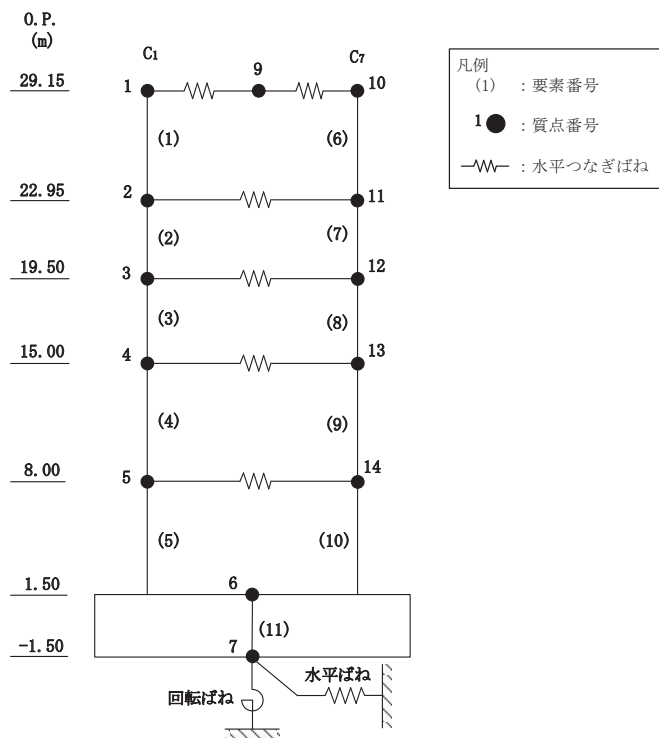
(4) 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」(日本電気協会 電気技術基準調査委員会 平成 3 年 12 月) に基づく。詳細を別紙 3 に示す。

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	鉛直モデルに対応する水平モデルの質点の質量を算出	水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁の全軸断面積より軸剛性を算出	—



(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)



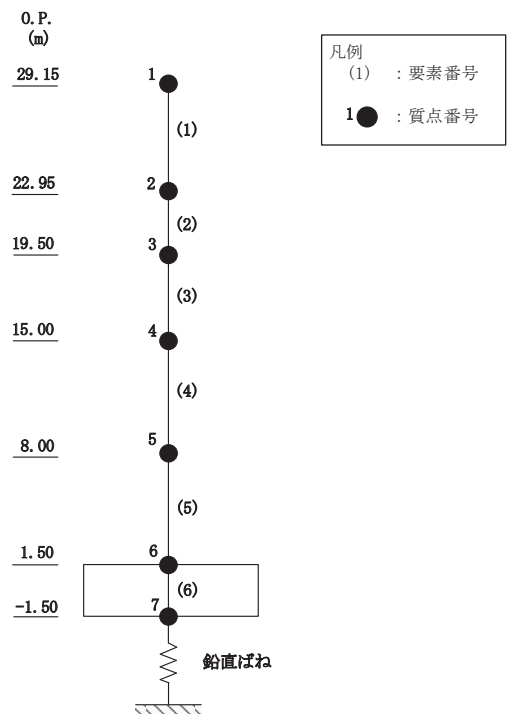


図 2-1(2) 地震応答解析モデル (鉛直方向)

## 2.1 多軸床柔多質点系モデルの採用

水平方向の地震応答解析モデルは、既工認では1軸多質点系モデルであった。その後、平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震等に対するシミュレーション解析結果に基づき、今回工認では多軸床柔多質点系モデルを設定する。図2-2に今回工認モデルを、図2-3に既工認モデルを示す。

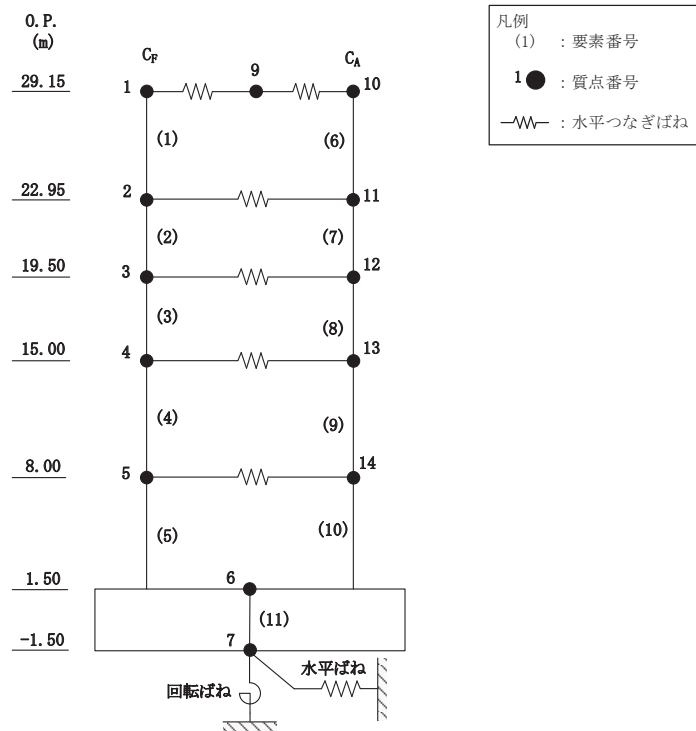


図2-2 今回工認モデル（水平方向）

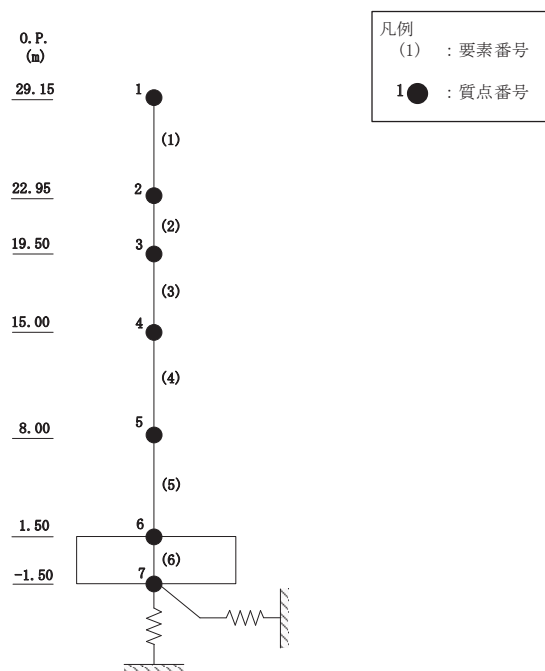


図2-3 既工認モデル（水平方向）

なお、屋上階中央には観測記録との対応の観点で質点重量を設けており、その重量は屋上床スラブの自重および荷重を図 2-4 に示す支配範囲面積で分配して算定した。

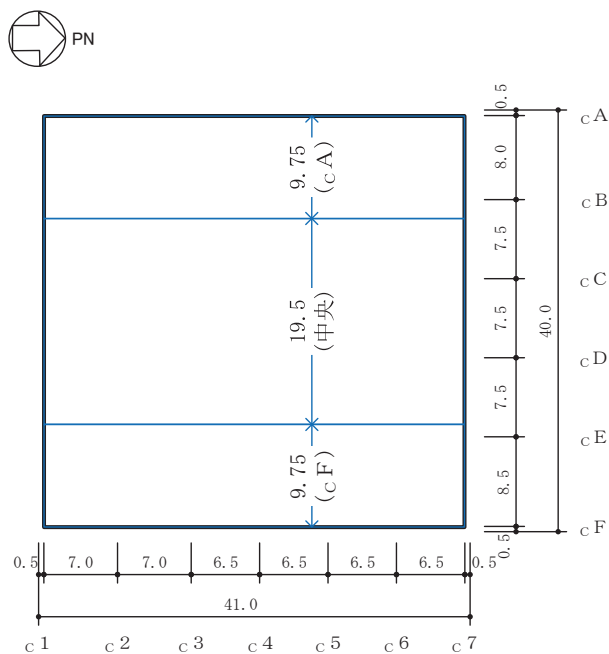


図 2-4(1) NS 方向 屋上階重量区分図

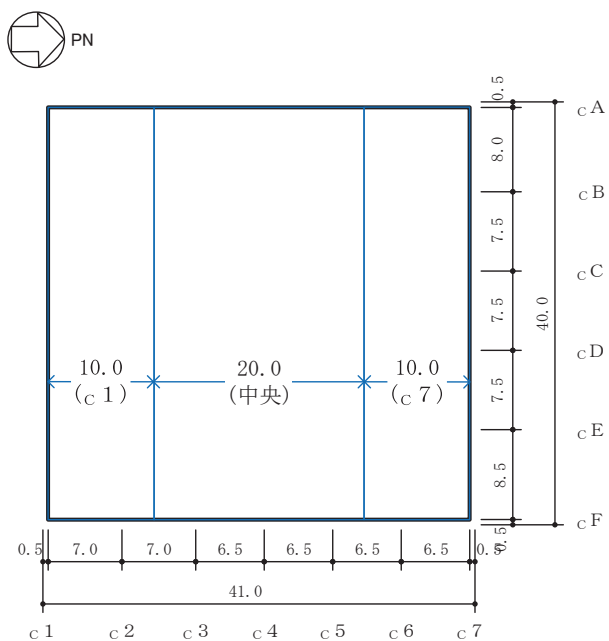
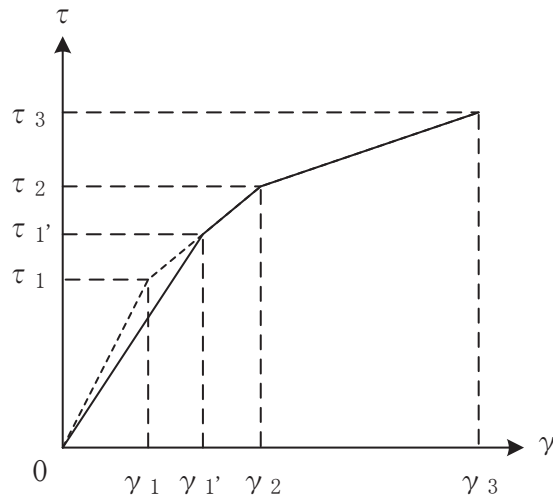


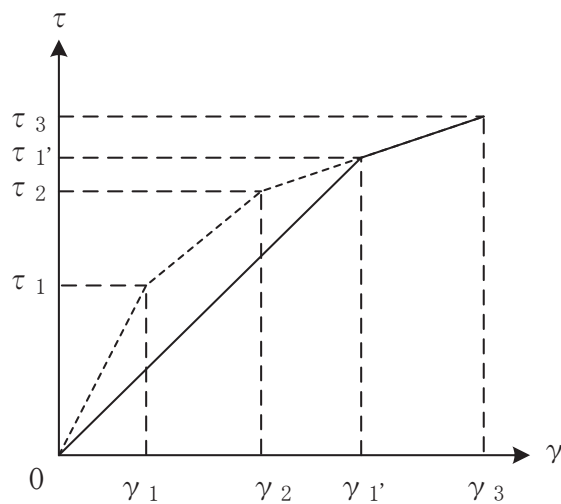
図 2-4(2) EW 方向 屋上階重量区分図

## 2.2 初期剛性低下の考慮

3.11 地震や 4.7 地震に対する制御建屋のシミュレーション解析（水平方向）では、剛性については設計で考慮している初期剛性に比べ 5 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 2-5 にせん断力を例に補正方法を示す。また、表 2-3 に今回工認および既工認における初期剛性の補正係数及び初期剛性を示す。



(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 2-5 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	建屋全体
NS	0.40
EW	0.50

## 2.3 建屋重量の変更

### 2.3.1 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。

### 2.3.2 改造工事等による重量の変更

3階に中央制御室待避所を設けるために壁及び床(天井スラブ)を追加し、第1号機制御建屋との中央制御室の共用を取りやめたために開口を鉄筋コンクリート又は扉で塞ぐ。したがって今回工認モデルではこれらの改造等による重量の変更を考慮している。図 2-6 に改造工事の概要を示す。

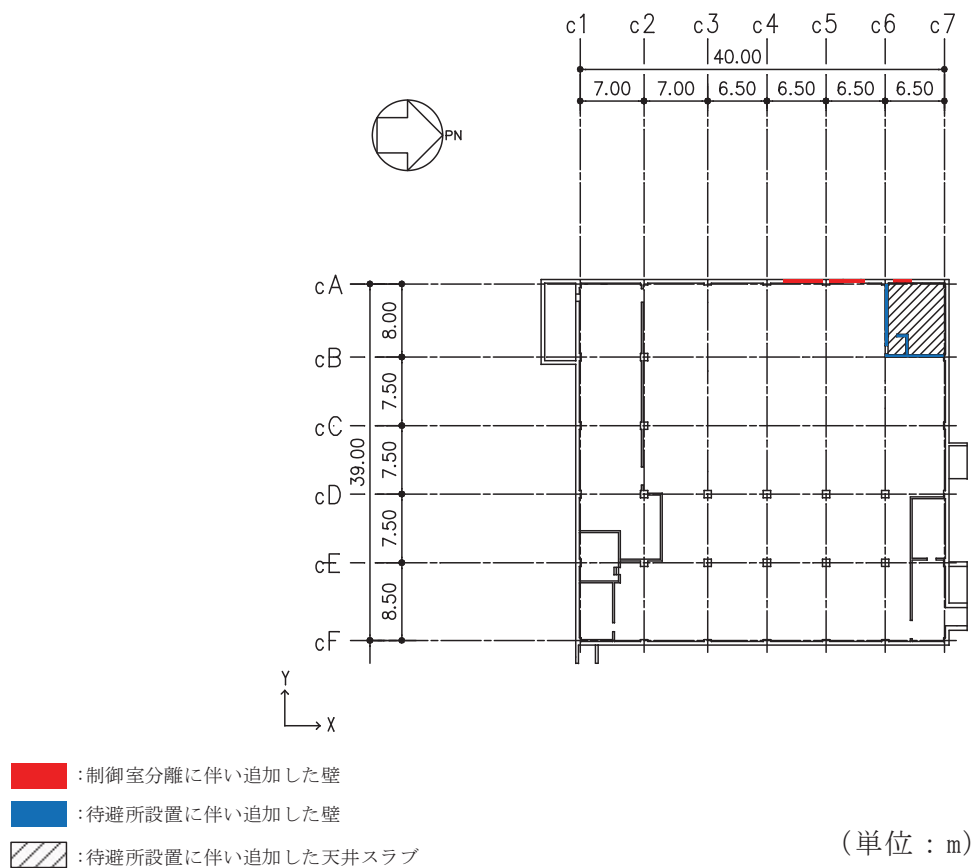
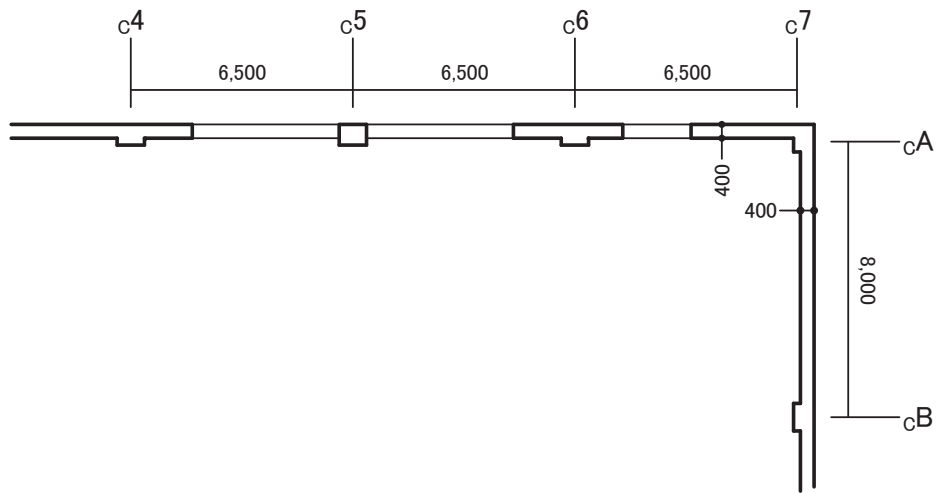
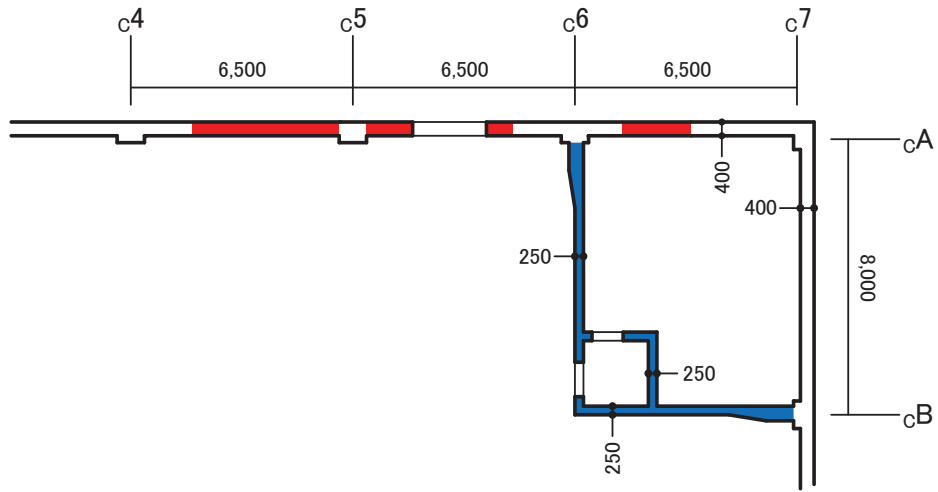


図 2-6(1) 改造工事概要



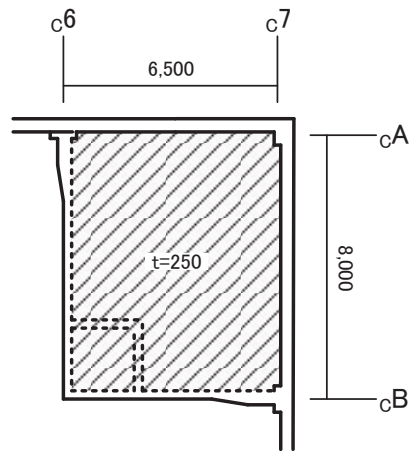
(O. P. 22.95m)

(a) 改造前平面詳細図



(O. P. 22.95m)

- : 制御室分離に伴い追加した壁
- : 待避所設置に伴い追加した壁
- : 待避所設置に伴い追加した天井スラブ



(O. P. 26.50m)

(b) 改造後平面詳細図

(単位 : mm)

図 2-6(2) 改造工事概要

#### 2.4 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重量の比較 (NS 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋	
	質点番号	質点重量(t)
29.15	1	2874
		4.027
	2	3845
22.95		5.389
	3	3452
		4.838
19.50	4	4473
		6.271
	5	5224
8.00		7.326
	6	8842
		14.950
1.50	7	8017
		13.551
-1.50		

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		
	C <sub>F</sub>		C <sub>A</sub>
29.15	1	9	10
		1088	764
		—	17.7
22.95	2		11
			1902
			26.7
19.50	3		12
			1639
			23.0
15.00	4		13
			2148
			30.1
8.00	5		14
			2659
			37.3
1.50	6		
			8671
			146.6
-1.50	7		
			7862
			132.9

質点番号
質点重量( $\times 10kN$ )
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
29.15	1
	2874
	3.833
22.95	2
	3845
	5.130
19.50	3
	3452
	4.605
15.00	4
	4473
	5.969
8.00	5
	5224
	6.973
1.50	6
	8842
	12.416
-1.50	7
	8017
	11.252

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量( $\times 10^5 \text{t}\cdot\text{m}^2$ )

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋		
	C <sub>1</sub>		C <sub>7</sub>
29.15	1	9	10
	935	1069	759
22.95	2		11
	1946		1985
	26.0		26.5
19.50	3		12
	1700		1685
	22.7		22.5
15.00	4		13
	2203		2184
	29.4		29.1
8.00	5		14
	2446		2677
	32.6		35.7
1.50	6		
	8671		
-1.50	7		
	7862		
	110.3		

質点番号
質点重量( $\times 10 \text{kN}$ )
回転慣性重量( $\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$ )

表 2-5(1) 既工認モデルと今回工認モデルの剛性の比較 (NS 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋		要素番号	
			せん断断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (×10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> )
29.15	1			
	29.0			
	103.38			
22.95	2			
	32.8			
	109.25			
19.50	3			
	45.6			
	148.08			
15.00	4			
	64.6			
	202.03			
8.00	5			
	80.7			
	254.35			
1.50	6			
	1845.0			
	3113.44			

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋		要素番号	
	C <sub>F</sub>	C <sub>A</sub>	せん断断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (×10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> )
29.15	1	6		
	16.4	12.6		
	51.2	52.2		
22.95	2	7		
	16.4	16.4		
	54.6	54.6		
19.50	3	8		
	23.3	22.3		
	71.3	76.8		
15.00	4	9		
	31.8	32.8		
	96.6	105.4		
8.00	5	10		
	39.7	41.0		
	124.9	129.5		
1.50	11			
	1845.0			
	3113.4			

表 2-5(2) 既工認モデルと今回工認モデルの剛性の比較 (EW 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋		要素番号		
			せん断断面積 (m <sup>2</sup> )		
29.15	1		断面2次モーメント (×10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> )		
	31.2				
	99.86				
22.95	2				
	32.0				
	104.45				
19.50	3				
	43.4				
	137.83				
15.00	4				
	56.8				
	193.67				
8.00	5				
	78.5				
	242.32				
1.50	6				
	1845.0				
	2584.54				

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋		要素番号		
	C <sub>1</sub>	C <sub>7</sub>	せん断断面積 (m <sup>2</sup> )		
29.15	1	6	断面2次モーメント (×10 <sup>2</sup> m <sup>4</sup> )		
	16.0	15.2			
	52.2	47.6			
22.95	2	7			
	16.0	16.0			
	52.2	52.2			
19.50	3	8			
	24.0	19.4			
	71.9	66.0			
15.00	4	9			
	28.0	28.8			
	99.9	93.8			
8.00	5	10			
	40.0	38.5			
	123.7	118.6			
1.50	11				
	1845.0				
	2584.5				