

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-19-0610-15_改1
提出年月日	2021年4月19日

補足 610-15 【第1号機制御建屋の耐震性についての計算書
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-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

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

別紙2 第1号機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 第1号機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 第1号機制御建屋の地震応答解析結果について

別紙5 第1号機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5-1 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5-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙6 第1号機制御建屋のNS方向の地震応答解析結果について

別紙7 第1号機制御建屋と制御建屋における応答変位時刻歴波形

別紙8 建屋間に配置された発泡ポリスチレン板の影響について

別紙9 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

本日の説明範囲

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

目次

1. はじめに	別紙 1- 1
2. シミュレーション解析	別紙 1- 2
2.1 地震計の配置	別紙 1- 2
2.2 地震応答解析	別紙 1- 3
3. 評価結果のまとめ	別紙 1-25

1. はじめに

第1号機制御建屋について、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を目的としてシミュレーション解析を実施する。

2. シミュレーション解析

2.1 地震計の配置

第1号機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。

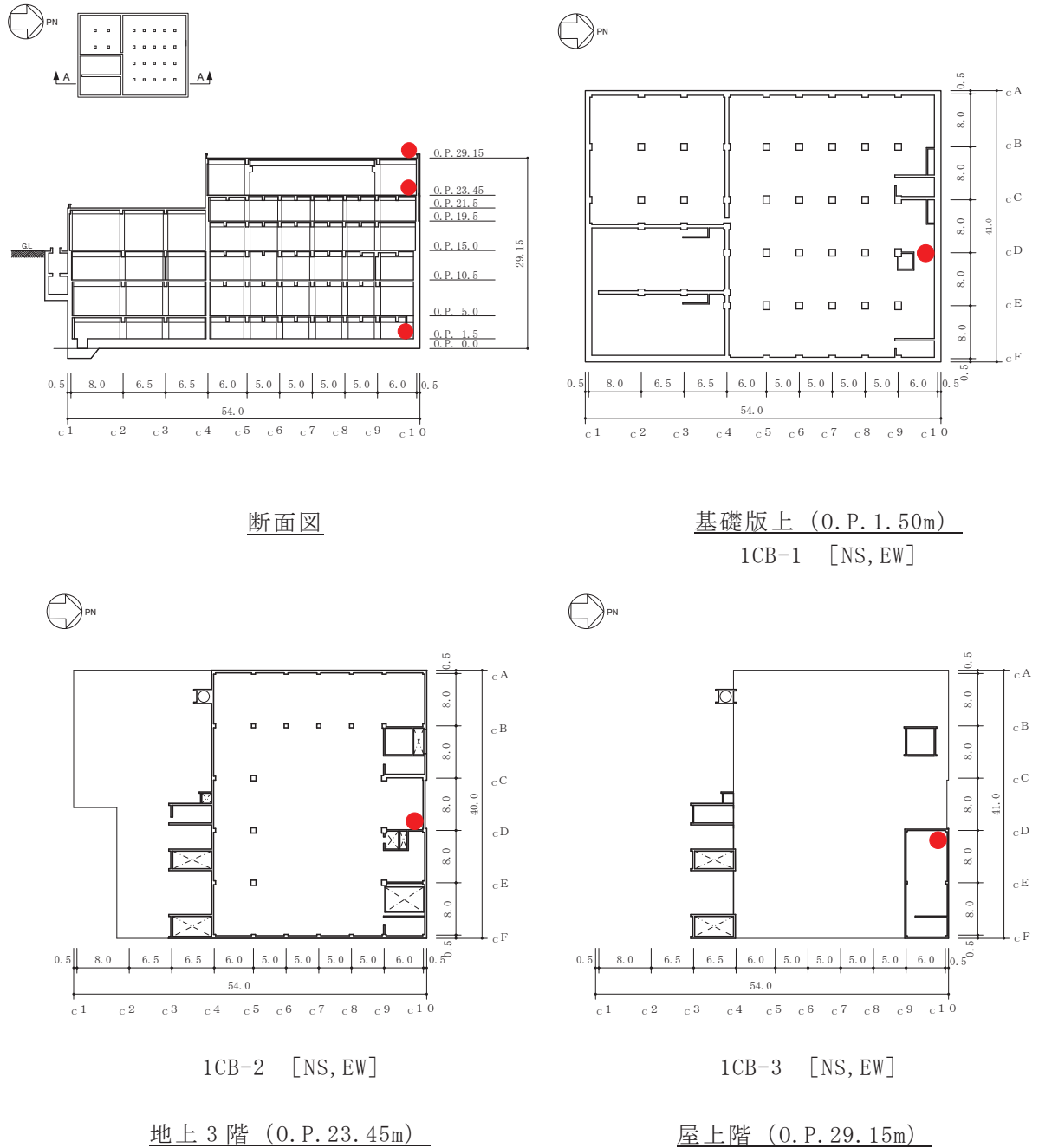


図2-1 地震計配置図

2.2 地震応答解析

2.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対する第1号機制御建屋の地震応答解析は、基礎版上における水平方向の地震観測記録を用いた解析（非線形解析）とする。

解析モデルへの入力地震動は、第1号機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、第1号機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。

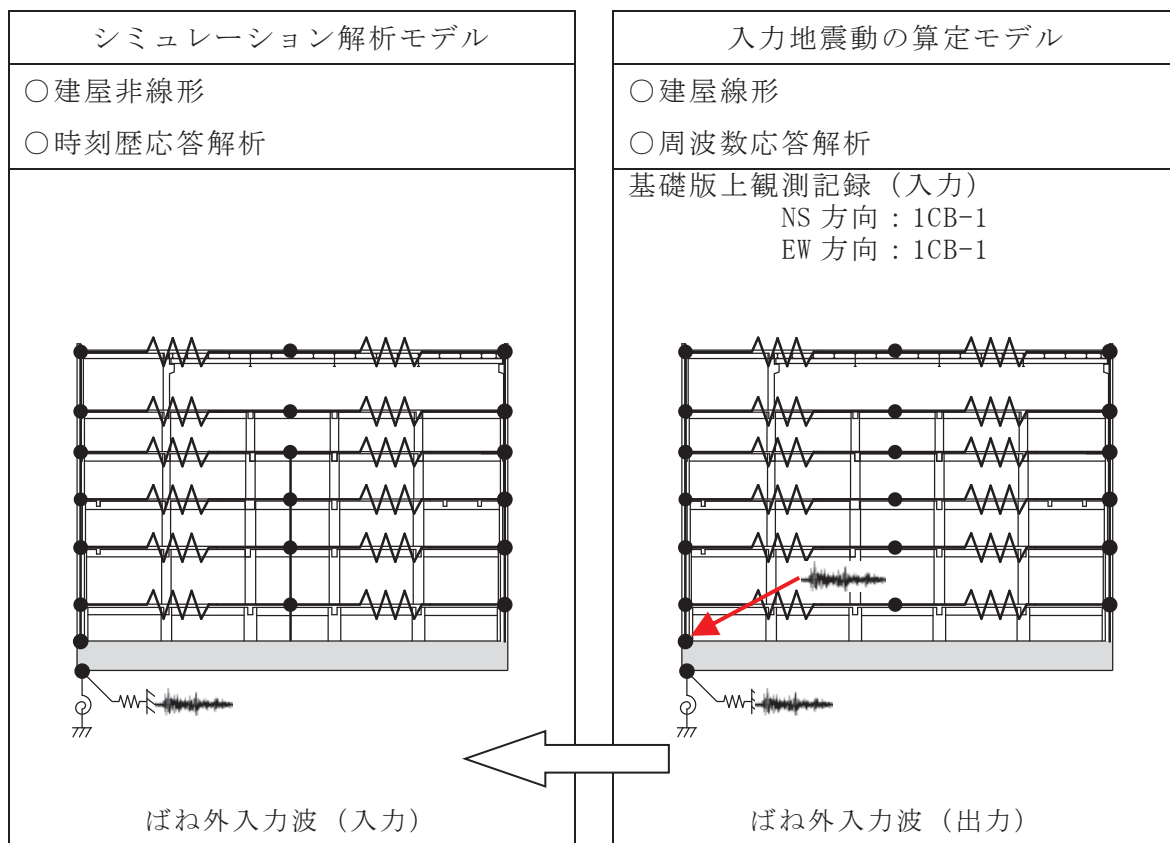


図2-2 入力地震動の算出概念図

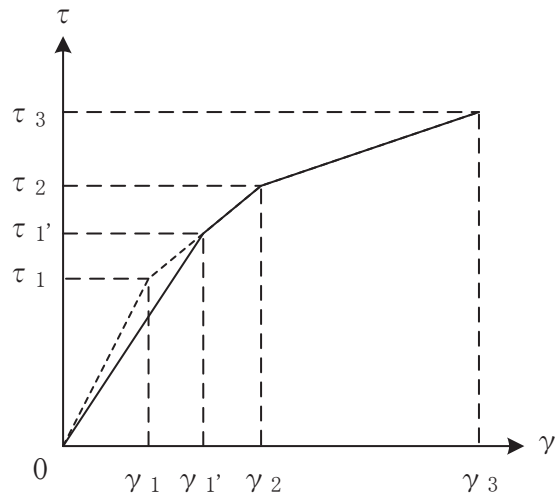
解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の3項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

解析モデルの諸元の設定について表2-1に示す。

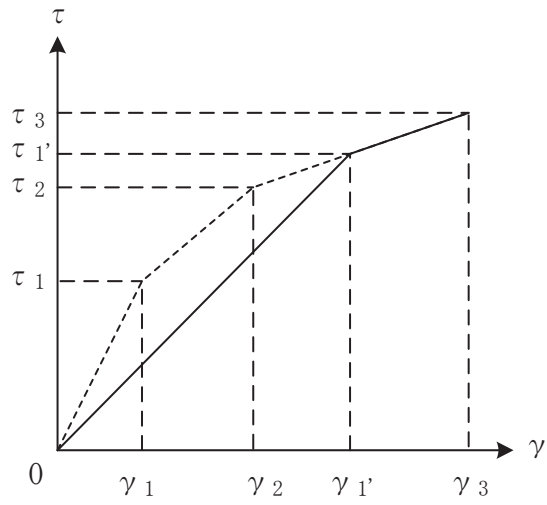
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて5%に設定した。また、NS、EW方向ともに同じ減衰定数とした。
- ③ 既工認では1軸多質点系モデルとしていたが、第2号機制御建屋におけるシミュレーション解析（補足620-4参照）を参照の上、建屋の構造や地震計位置も踏まえて多軸床柔多質点系モデルとした。

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、復元力特性は設計時モデル のスケルトンと接続。 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



(a) 第1折点～第2折点で交差する場合



(b) 第2折点以降で交差する場合

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する。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとする。なお、シミュレーション解析モデルのモデル化にあたっては、既工認時は 1 軸多質点系モデルとしていたが、以下の観点から多軸多質点系床柔モデルとした。

・ NS 方向

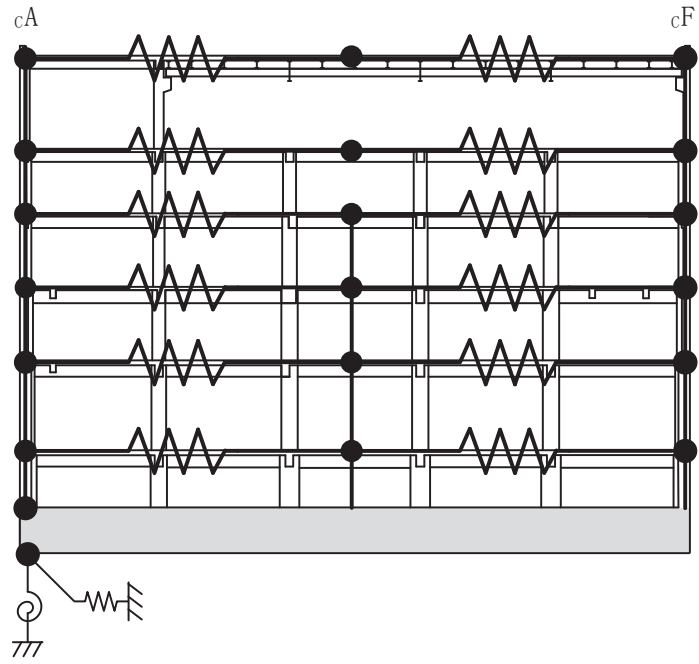
- ① 第 2 号機制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ② 地下 3 階から地上 2 階については、C1-C4 通り間、CC-CD 通り間の耐震壁を 1 軸に集約して中間位置に配置した。
- ③ 地上 3 階及び屋上階については、地震計位置との対応も考慮し、中間質点を設定した。

・ EW 方向

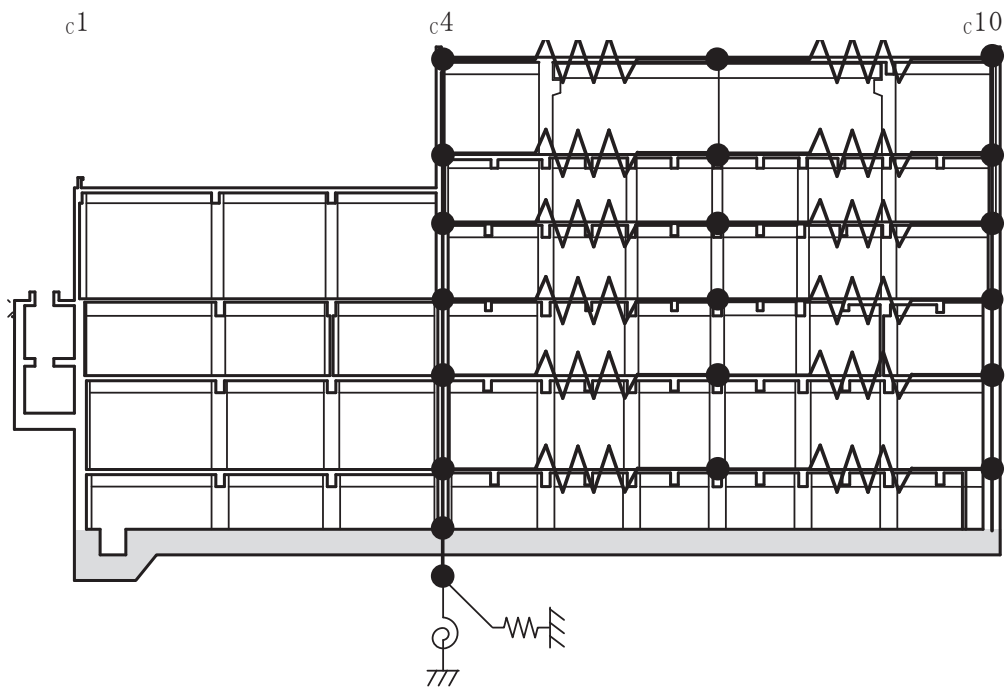
- ① 第 2 号機制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ② C1-C4 通りが低層階となっていること、C1-C4 通りの屋根スラブの高さが C4-C10 通りの床スラブ位置とずれていることなどを踏まえて、C1 通りは C4 通りに集約してモデル化した。
- ③ NS 方向モデルの地上 3 階及び屋上階と同様に、C4-C10 通り間は中央質点を設定した。

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 2-2 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値を用いる。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 2-3~表 2-6 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及び減衰係数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価する。



(NS 方向)



(EW 方向)

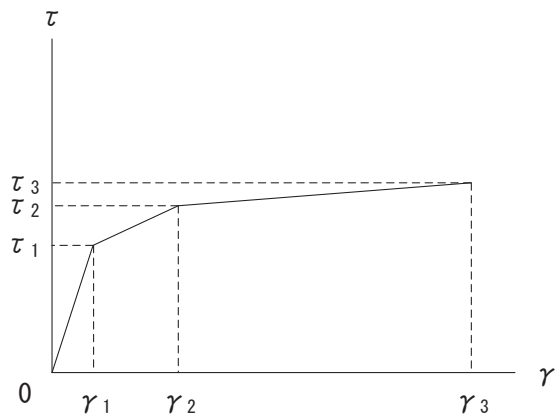
図 2-4 地震応答解析モデル (水平方向)

表 2-2 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 ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
コンクリート	NS	0.35	0.72×10^4	0.31×10^4	5
	EW	0.45	0.93×10^4	0.40×10^4	5

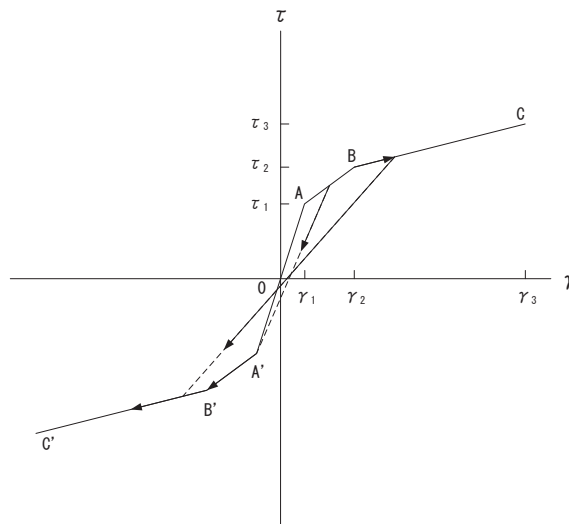
注記*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の設計値に対する係数

設計値	ヤング係数	2.06×10^4 N/mm ²
	せん断弾性係数	0.88×10^4 N/mm ²



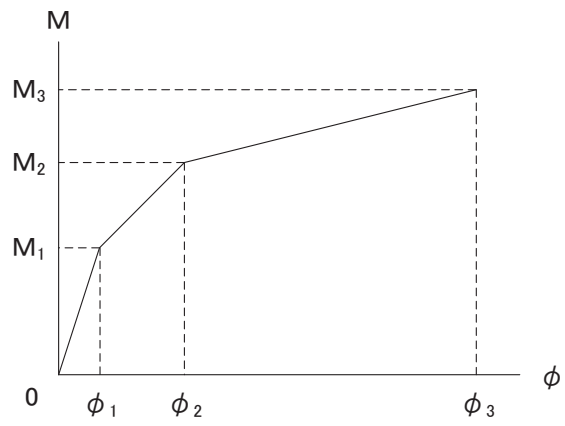
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

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

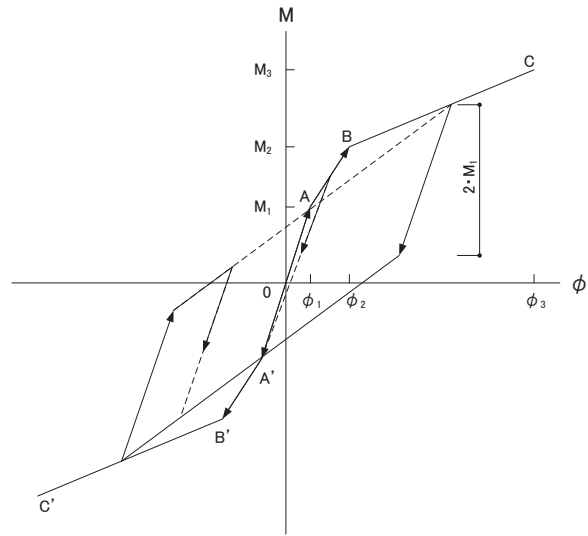
M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_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 折点を越えていなければ、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-曲率関係の復元力特性

表 2-3 せん断力のスケルトンカーブ数値表 ($\tau - \gamma$ 関係)

NS 方向

要素 番号	部位	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	cA	2.27	—	4.88	0.735	—	4.00
(2)		2.45	—	5.32	0.794	—	4.00
(3)		2.45	—	5.26	0.793	—	4.00
(4)		2.50	—	5.19	0.808	—	4.00
(5)		2.56	—	5.16	0.828	—	4.00
(6)		2.65	—	5.12	0.859	—	4.00
(8)	cCX cDX	2.38	—	4.75	0.771	—	4.00
(9)		2.51	—	5.04	0.813	—	4.00
(10)		2.63	—	5.01	0.852	—	4.00
(11)		2.70	—	4.96	0.874	—	4.00
(12)	cF	2.35	—	4.90	0.760	—	4.00
(13)		2.45	—	5.32	0.794	—	4.00
(14)		2.60	—	5.77	0.841	—	4.00
(15)		2.49	—	5.42	0.808	—	4.00
(16)		2.53	—	5.28	0.820	—	4.00
(17)		2.63	—	5.40	0.852	—	4.00

表 2-4 せん断力のスケルトンカーブ数値表 ($\tau - \gamma$ 関係)

EW 方向

要素 番号	部位	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	c4	2.11	—	5.23	0.532	—	4.00
(2)		2.23	—	5.00	0.563	—	4.00
(3)		2.25	—	5.22	0.565	—	4.00
(4)		2.29	—	5.29	0.576	—	4.00
(5)		2.38	—	5.95	0.600	—	4.00
(6)		2.47	—	5.95	0.622	—	4.00
(8)	c10	2.12	—	5.23	0.535	—	4.00
(9)		2.23	—	5.29	0.561	—	4.00
(10)		2.29	—	5.23	0.578	—	4.00
(11)		2.25	—	5.04	0.565	—	4.00
(12)		2.33	—	5.16	0.587	—	4.00
(13)		2.42	—	5.13	0.609	—	4.00

表 2-5 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (M-φ 関係)

NS 方向

要素 番号	部位	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)
(1)	cA	0.410	0.624	0.845	2.29	6.07	122
(2)		0.975	1.32	1.97	3.32	5.21	103
(3)		1.09	1.70	2.73	1.69	3.68	73.6
(4)		2.19	3.18	4.49	1.82	3.82	76.4
(5)		2.79	4.05	5.73	2.07	4.05	80.9
(6)		3.07	4.27	5.96	2.28	4.10	82.1
(8)	cCX cDX	0.216	0.249	0.399	2.09	8.16	163
(9)		1.06	1.50	1.77	3.98	9.09	182
(10)		1.19	1.62	1.91	4.15	9.02	180
(11)		1.27	1.68	1.97	4.41	9.07	182
(12)	cF	0.408	0.580	0.709	2.31	5.98	120
(13)		0.975	1.32	1.97	3.32	5.21	103
(14)		0.862	1.29	1.92	2.71	5.19	42.2
(15)		2.57	3.68	5.51	2.11	3.91	78.1
(16)		3.28	4.67	6.80	2.30	4.08	77.2
(17)		3.58	4.86	7.10	2.51	4.12	68.3

表 2-6 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (M-φ 関係)

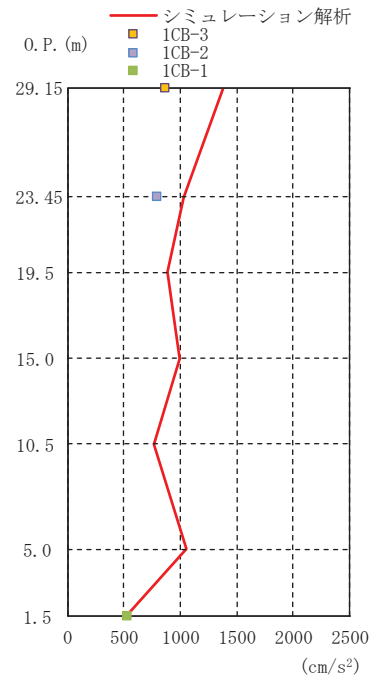
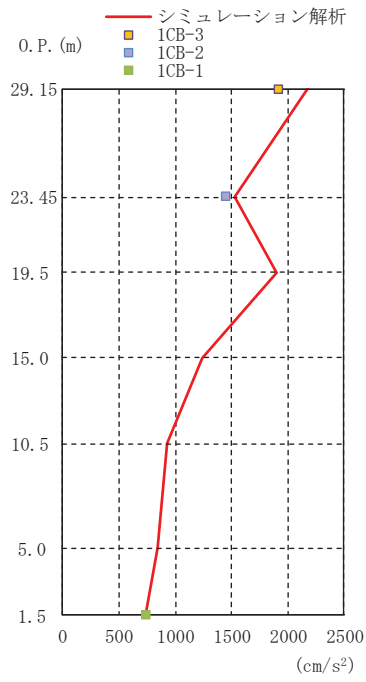
EW 方向

要素 番号	部位	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)
(1)	c4	0.461	0.787	1.13	1.33	4.93	98.6
(2)		0.833	1.42	2.01	1.40	4.95	99.1
(3)		1.05	1.88	2.79	1.55	5.17	103
(4)		2.69	4.70	6.80	1.47	4.99	99.7
(5)		3.64	6.27	9.20	1.67	5.08	102
(6)		3.91	6.54	9.49	1.80	5.12	102
(8)	c10	0.434	0.725	1.03	1.28	4.87	97.4
(9)		0.574	1.01	1.44	1.49	5.05	101
(10)		0.699	1.24	1.75	1.48	5.05	101
(11)		1.26	2.17	3.14	1.54	5.15	103
(12)		1.60	2.73	3.91	1.72	5.22	104
(13)		1.72	2.86	4.05	1.86	5.28	106

2.2.3 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた応答と観測記録を比較する。比較する項目はNS方向及びEW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する。3.11地震の観測記録との比較を図2-9～図2-11に，4.7地震の観測記録との比較を図2-12～図2-14に示す。解析モデルの固有値解析結果を表2-7及び表2-8並びに図2-15及び図2-16に示す。

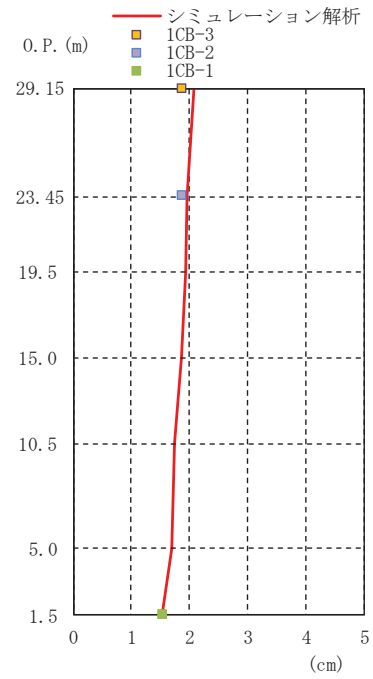
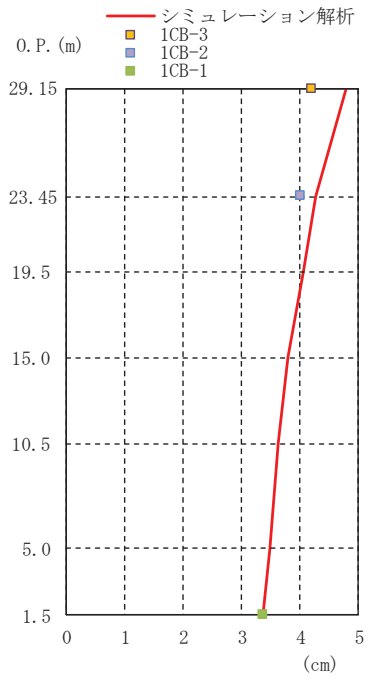
最大応答加速度，最大応答変位の比較から，部分的に解析結果が過大な評価となっているものの全体的に地震時の応答の傾向を捉えている。また，加速度応答スペクトルの比較から，解析結果は建屋の固有周期を概ね再現しているものの全体的に大きめの評価となっている。



NS 方向

EW 方向

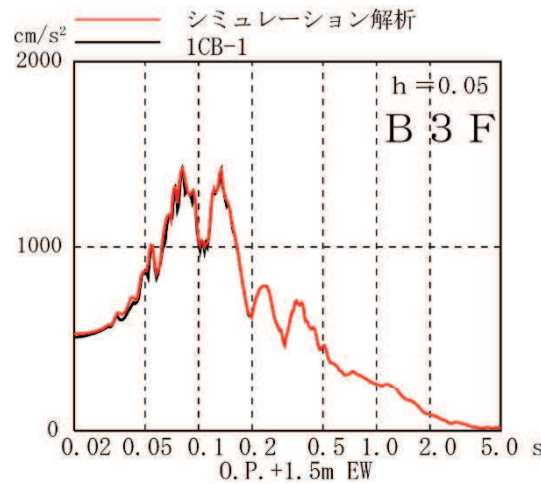
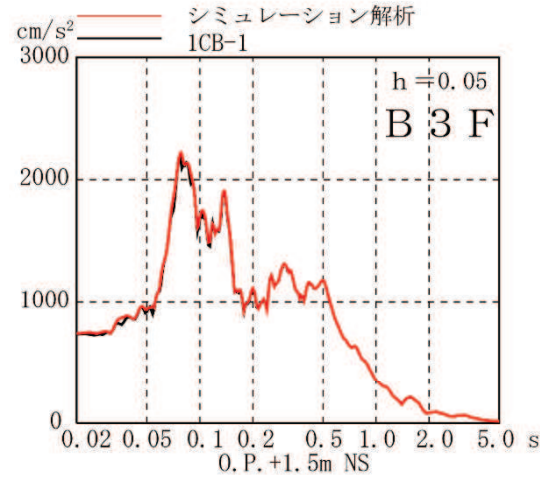
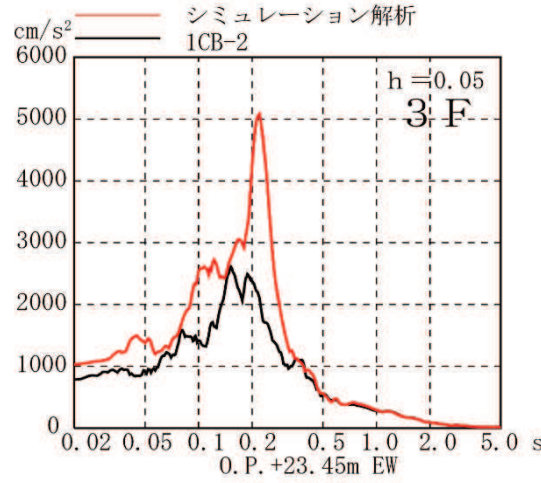
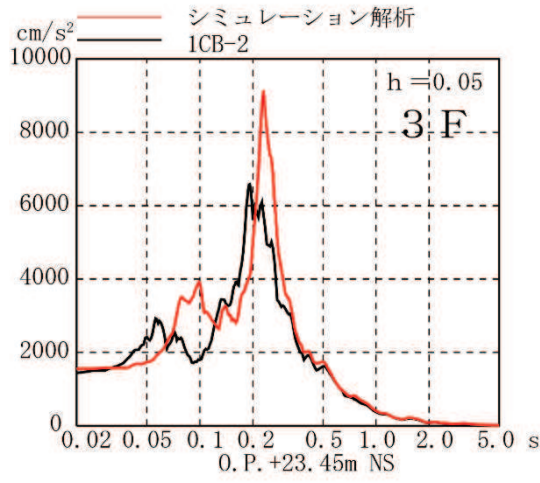
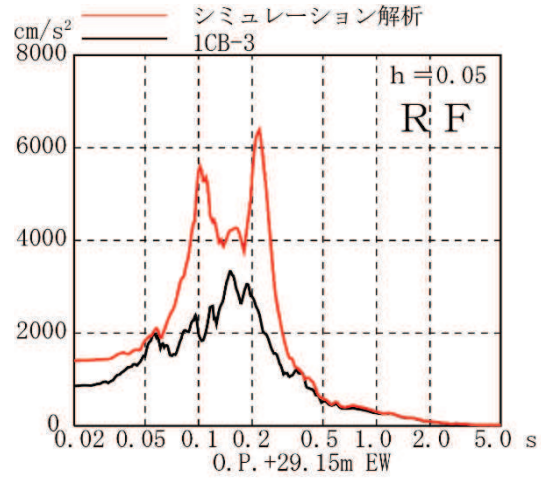
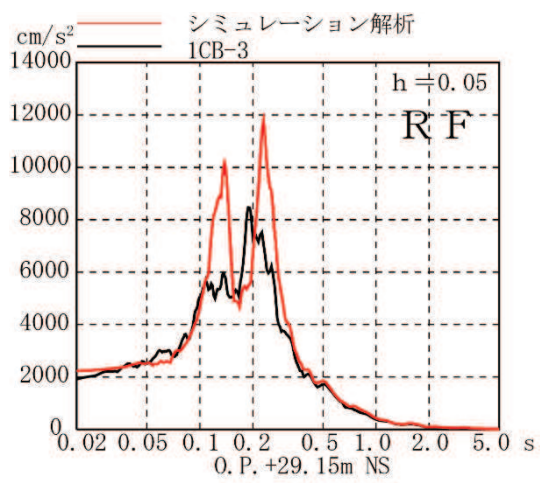
図 2-9 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

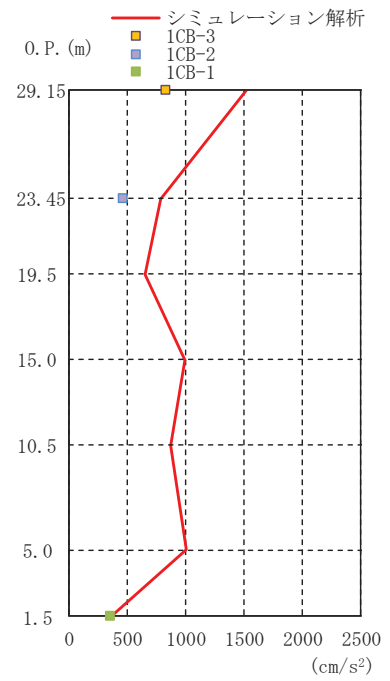
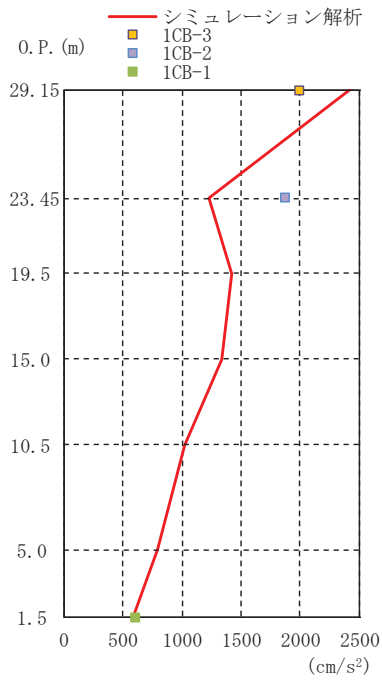
図 2-10 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

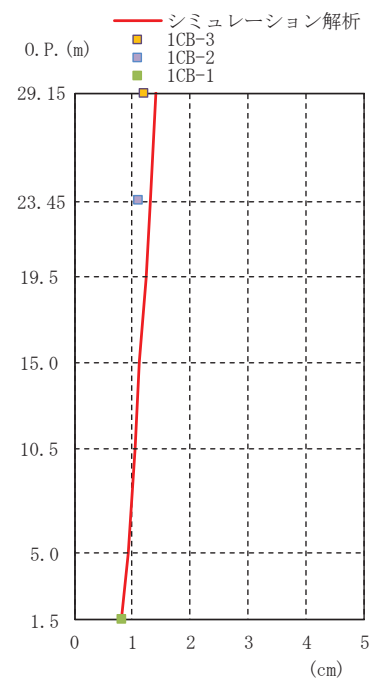
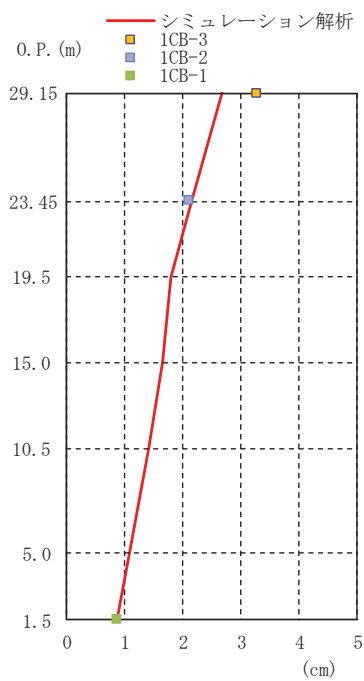
図 2-11 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

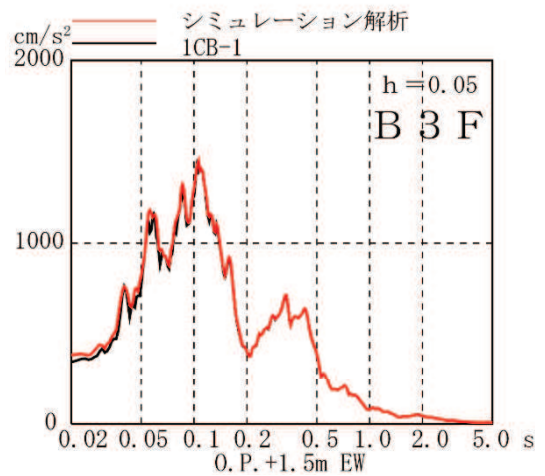
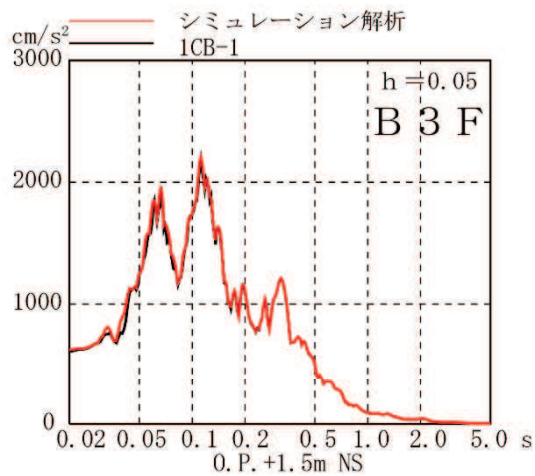
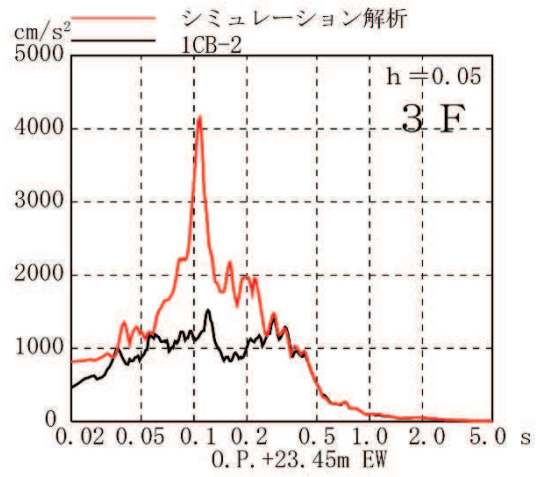
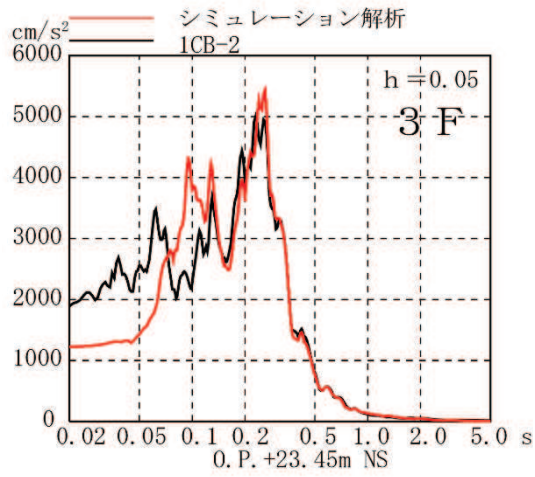
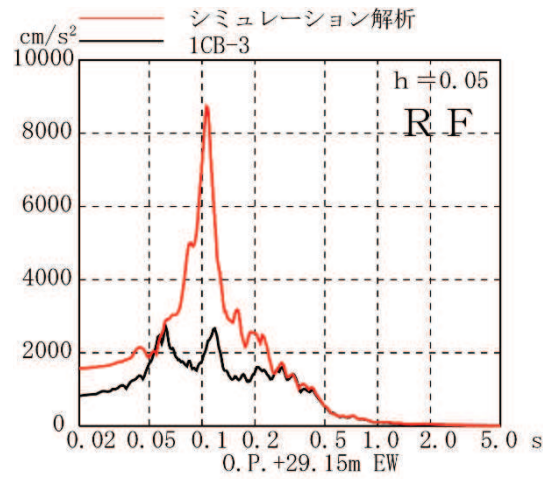
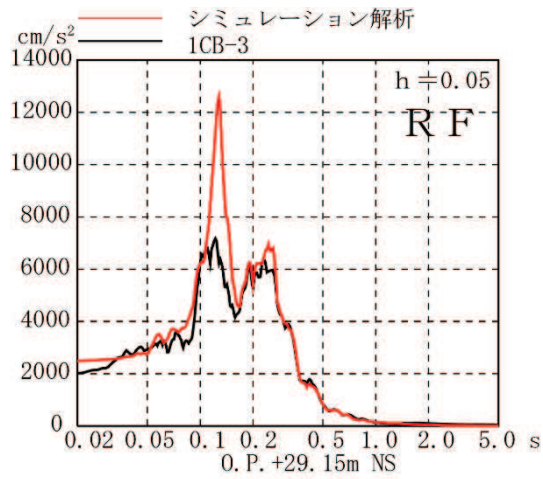
図 2-12 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)



NS 方向

EW 方向

図 2-13 最大応答変位の比較 (4.7 地震)



NS 方向

EW 方向

図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-7 固有値解析結果(NS 方向)

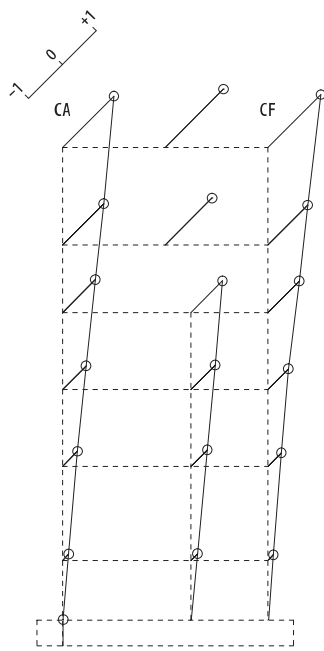
(剛性補正係数 0.35)

次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.237	4.22	1.729
2	0.126	7.93	0.930
3	0.095	10.52	0.300
4	0.082	12.18	0.140
5	0.075	13.41	0.512
6	0.065	15.50	0.293
7	0.056	18.00	0.092
8	0.053	18.86	0.315
9	0.050	19.84	0.216

表 2-8 固有値解析結果(EW 方向)

(剛性補正係数 0.45)

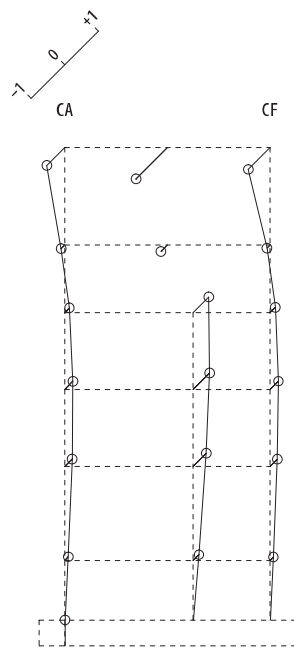
次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.211	4.75	1.629
2	0.105	9.55	0.878
3	0.084	11.96	0.207
4	0.079	12.72	0.577
5	0.076	13.08	0.065
6	0.075	13.42	0.069
7	0.071	14.02	0.004
8	0.064	15.54	0.231
9	0.051	19.49	0.304



固有周期 0.237 s
固有振動数 4.22 Hz
刺激係数 1.729

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

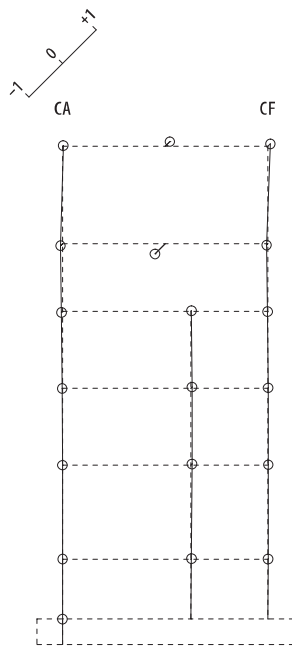
1次



固有周期 0.126 s
固有振動数 7.93 Hz
刺激係数 0.930

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

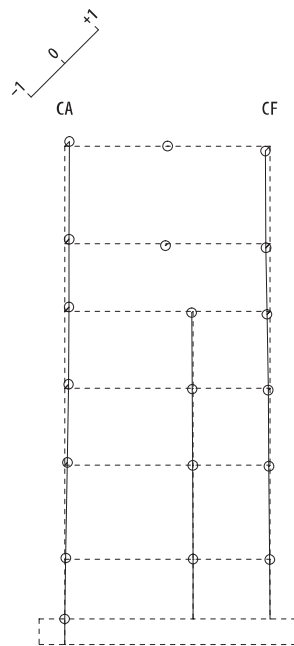
2次



固有周期 0.095 s
固有振動数 10.52 Hz
刺激係数 0.300

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3次

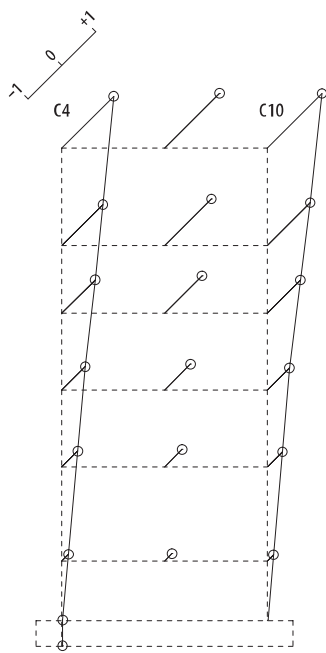


固有周期 0.082 s
固有振動数 12.18 Hz
刺激係数 0.140

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4次

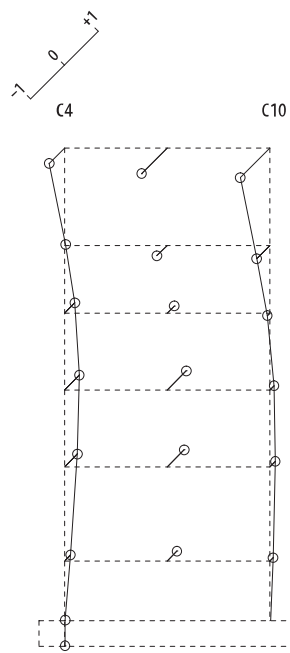
図 2-15 固有振動モード (NS 方向)



固有周期 0.211 s
固有振動数 4.75 Hz
刺激係数 1.629

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

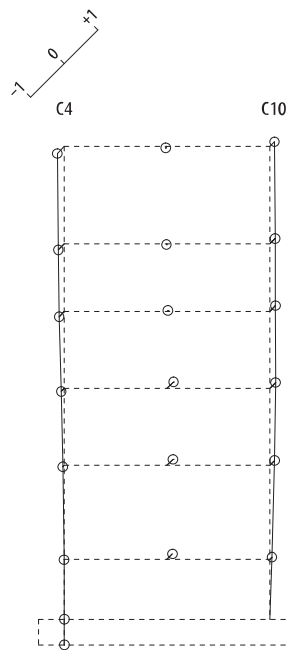
1次



固有周期 0.105 s
固有振動数 9.55 Hz
刺激係数 0.878

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

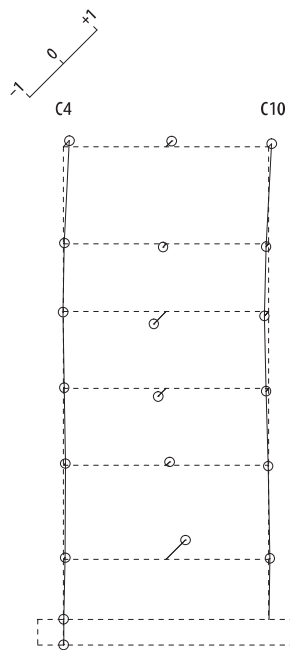
2次



固有周期 0.084 s
固有振動数 11.96 Hz
刺激係数 0.207

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3次



固有周期 0.079 s
固有振動数 12.72 Hz
刺激係数 0.577

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4次

図 2-16 固有振動モード (EW 方向)

3. 評価結果のまとめ

第1号機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，設計で考慮している剛性をNS方向で0.35倍に，EW方向で0.45倍に低下させた解析モデルの応答結果が，**建屋の固有周期を概ね再現している。**
- ② RC減衰については5%で，**大きめな応答ではあるものの概ね**観測記録との整合性が良い結果が得られた。これは制御建屋と同様の傾向である。

別紙 2 第 1 号機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、第1号機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

第1号機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。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 第 1 号機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*	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	同左	—
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	水平：多軸床柔多質点系モデル	(1)
	材料物性	既工認時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu = 0.167$	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%	同左	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転ばねを考慮 (水平ばね：バルカン式 回転ばね：チモシェンコ式)	・水平方向：水平及び回転ばねを考慮	(4)
	側面ばね	考慮せず	同左	
非線形特性	耐震壁	考慮せず	・水平方向：考慮	(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	
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*：女川原子力発電所第一号機『工事計画認可申請書第 8 回添付資料「IV-5 参考資料 - 2 制御建屋の強度計算書」(56 資庁第 11510 号昭和 56 年 12 月 24 日認可)』

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解析を実施し、多軸床柔多質点モデルを設定。設定の内容について 2.1 に示す。また、詳細は別紙 1 に示す。
- (2)「日本建築学会 1979 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 3 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）」に基づく。

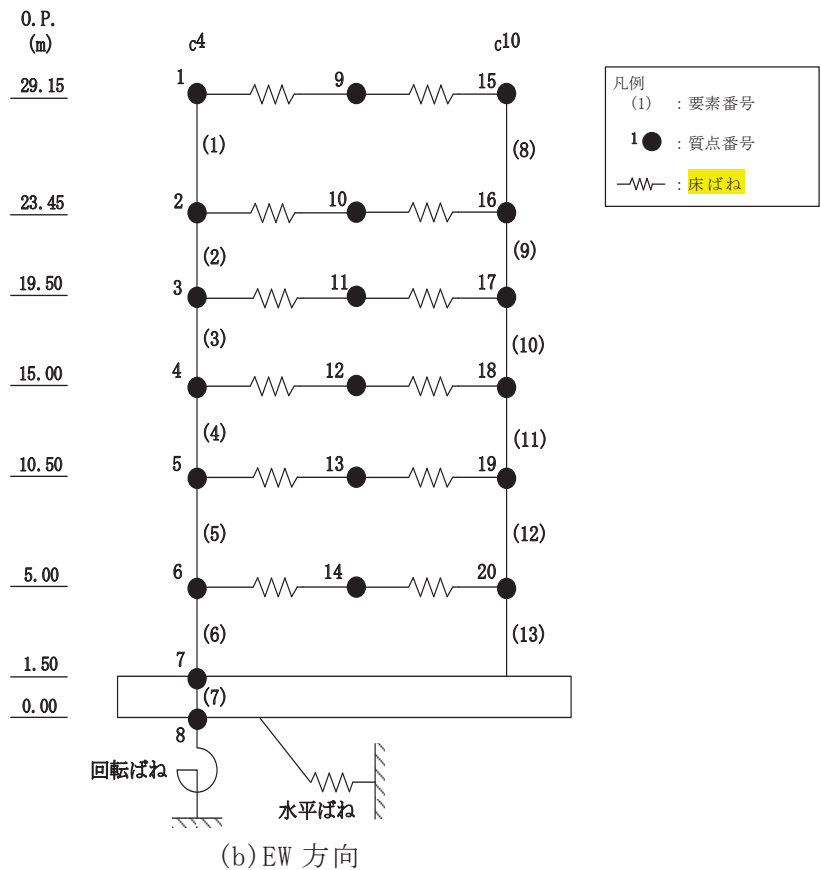
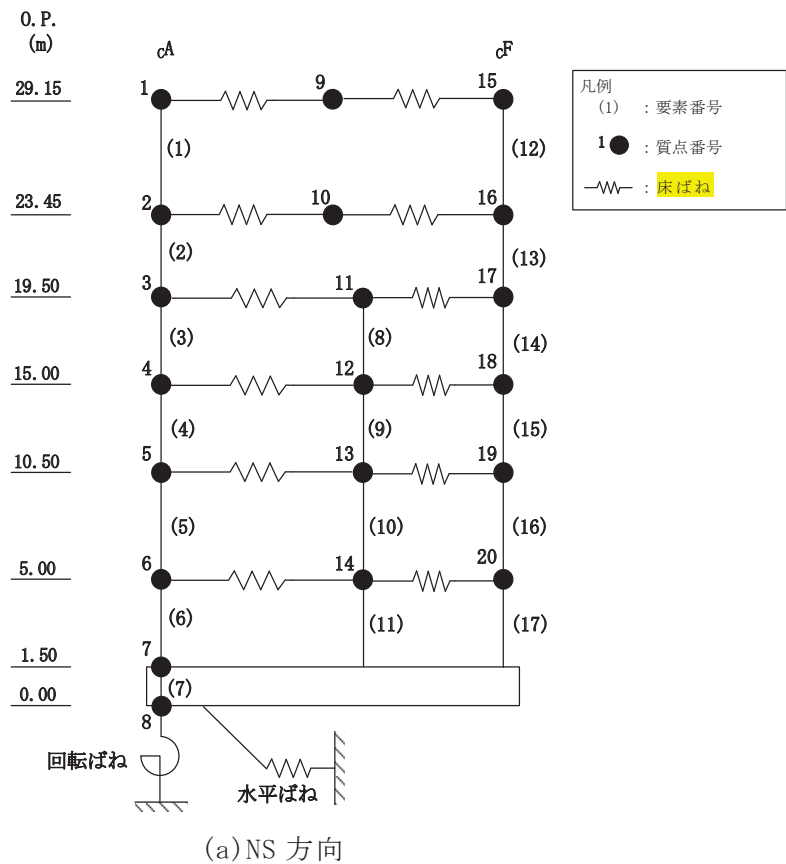


図 2-1 地震応答解析モデル (水平方向)

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。なお、シミュレーション解析結果は、別紙1に示すとおり過大な評価となる傾向があるものの、今回工認における第1号機制御建屋に要求される機能が制御建屋への波及的影響評価であることを踏まえ、特に変位が大きめに評価される解析モデルであることから妥当と判断した。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。

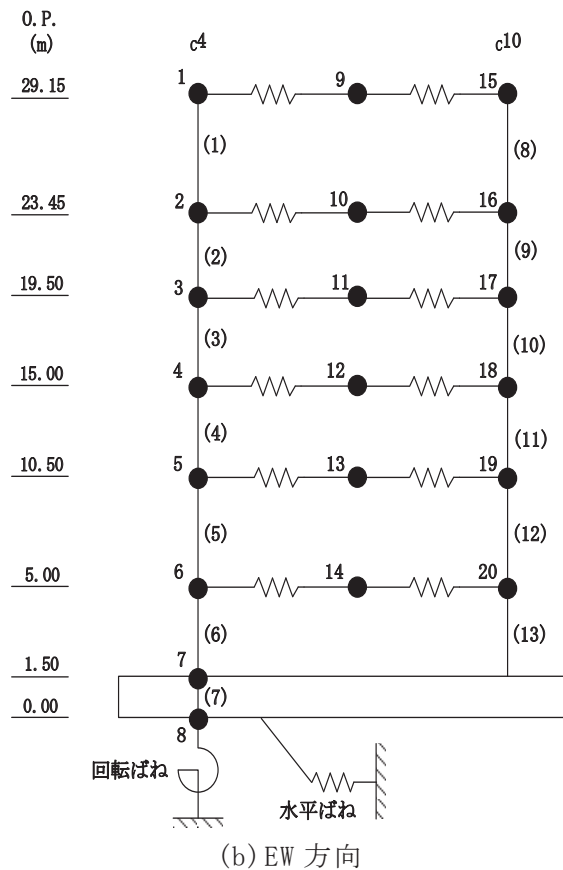
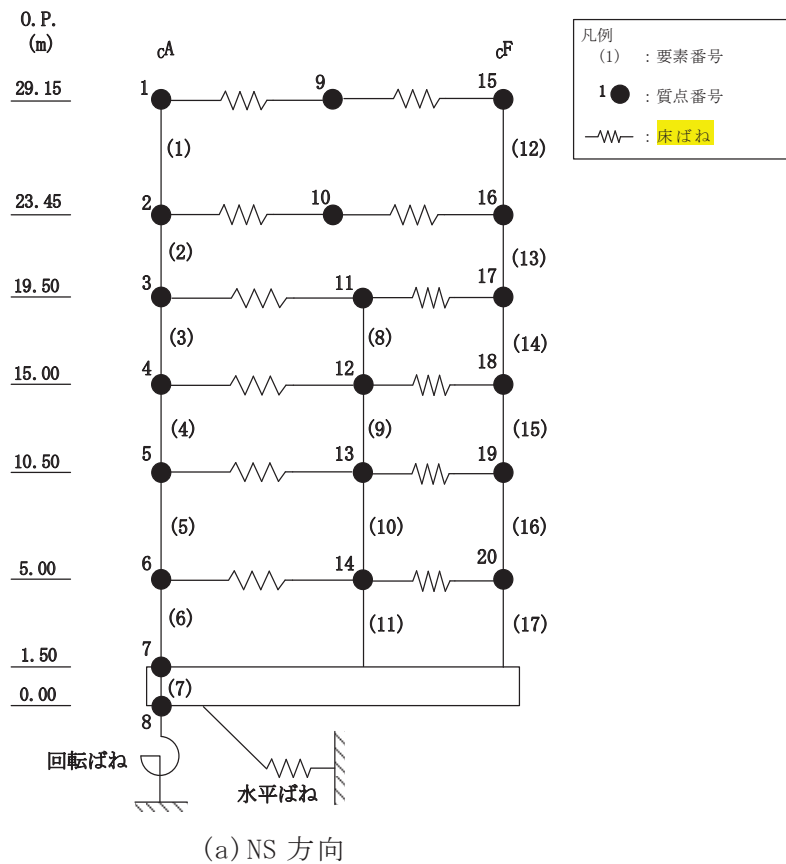


図 2-2 今回工認モデル (水平方向)

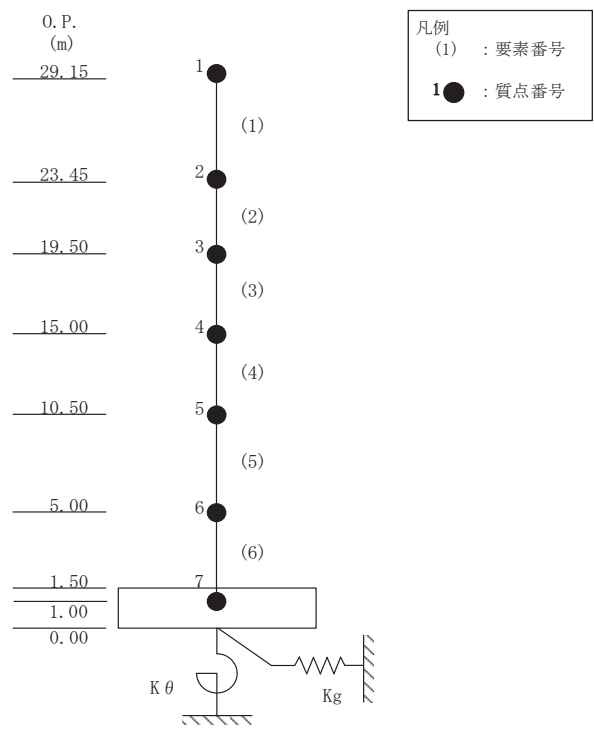
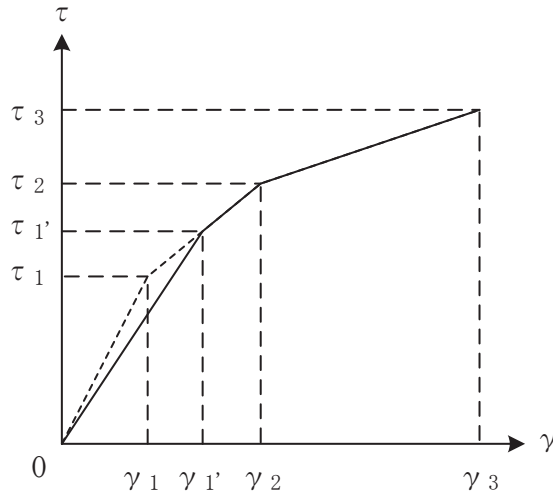


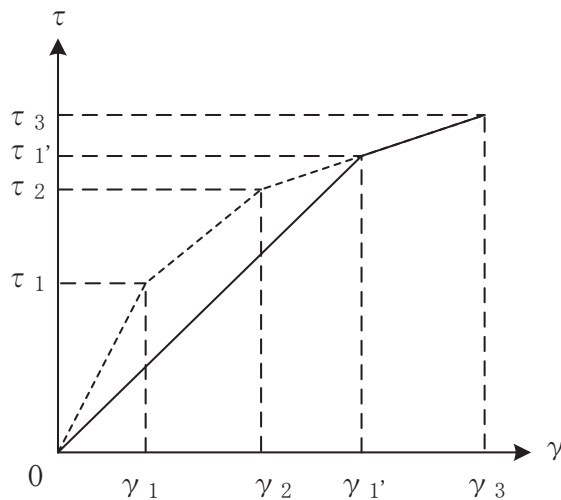
図 2-3 既工認モデル (水平方向)

2.2 初期剛性低下の考慮

3.11 地震や 4.7 地震に対する第 1 号機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 5~6 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 2-4 にせん断力を例に補正方法を示す。また、表 2-2 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 2-4 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

表 2-2 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

(a) 今回工認モデル

部位	方向	補正係数
建屋全体	NS	0.35
	EW	0.45

(b) 既工認モデル

部位	方向	補正係数
建屋全体	NS	1.00
	EW	1.00

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 屋上ブロック撤去分の屋上重量低減

2 階 (O.P. 19.5m), 3 階 (O.P. 23.45m) 及び屋上階 (O.P. 29.15m) の RC 屋根の屋上ブロック撤去工事による屋根重量の低減を考慮している。

2.4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表 2-3 及び表 2-4 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 2-3(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
29.15	1
	2803
23.45	2
	2673
19.50	3
	4160
15.00	4
	5484
10.50	5
	6547
5.00	6
	4896
1.00	7
	10945

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量 ^{*1} = $9.80 \times 10^6 \text{t} \cdot \text{m}^2$

(b) 今回工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	1	9	15
	669	1172	780
23.45	2	10	16
	777	1163	680
19.50	3	11	17
	1064	2348	610
15.00	4	12	18
	1454	3128	796
10.50	5	13	19
	1693	3655	1073
5.00	6	14	20
	1454	2497	850
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

質点番号
質点重量(×10kN)
回転慣性重量 ^{*2} = $9.04 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記*1：回転慣性重量は基礎質点（質点番号7）に集約している。

*2：回転慣性重量は基礎下質点（質点番号8）に集約している。

表 2-3(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
	2803
23.45	2
	2673
19.50	3
	4160
15.00	4
	5484
10.50	5
	6547
5.00	6
	4896
1.00	7
	10945

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量 ^{*1} = $5.92 \times 10^6 \text{t} \cdot \text{m}^2$

(b) 今回工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋		
	c4		c10
29.15	1	9	15
	1043	368	1210
23.45	2	10	16
	790	997	833
19.50	3	11	17
	2194	1093	735
15.00	4	12	18
	3281	1200	896
10.50	5	13	19
	3555	1649	1216
5.00	6	14	20
	2503	1253	1045
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

質点番号
質点重量(×10kN)
回転慣性重量 ^{*2} = $5.28 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記*1：回転慣性重量は基礎質点（質点番号7）に集約している

*2：回転慣性重量は基礎下質点（質点番号8）に集約している。

表 2-4(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
29.15	(1)
	25.6
	46.4
23.45	(2)
	35.3
	81.5
19.50	(3)
	55.4
	136.0
15.00	(4)
	80.8
	368.3
10.50	(5)
	104.0
	435.0
5.00	(6)
	103.0
	432.9

ヤング係数 E 210 t/cm²
せん断弾性係数 G 90 t/cm²
ポアソン比 ν 0.167
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 ² m ⁴)

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	(1)		(12)
	13.2		9.4
	24.8		24.5
23.45	(2)		(13)
	17.7		17.7
	40.7		40.7
19.50	(3)	(8)	(14)
	20.8	16.9	16.9
	89.7	14.4	44.2
15.00	(4)	(9)	(15)
	27.9	21.8	33.5
	167.0	36.7	168.8
10.50	(5)	(10)	(16)
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
5.00	(6)	(11)	(17)
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
1.50	(7)		
	2214.0		
	5380.0		

ヤング係数 E 7.21 × 10³ (N/mm²)
せん断弾性係数 G 3.09 × 10³ (N/mm²)
ポアソン比 ν 0.167
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 ² m ⁴)

表 2-4(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
29.15	(1)
	24.2
	70.2
23.45	(2)
	35.8
	93.1
19.50	(3)
	50.0
	124.9
15.00	(4)
	92.5
	273.2
10.50	(5)
	100.3
	331.8
5.00	(6)
	100.1
	327.6

ヤング係数 E 210 t/cm²
 せん断弾性係数 G 90 t/cm²
 ポアソン比 ν 0.167
 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 ² m ⁴)

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋	
	c4	c10
29.15	(1)	(8)
	12.3	11.2
	37.3	36.6
23.45	(2)	(9)
	20.5	14.9
	64.4	41.6
19.50	(3)	(10)
	28.7	20.3
	73.3	50.9
15.00	(4)	(11)
	53.1	41.0
	197.0	88.2
10.50	(5)	(12)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
5.00	(6)	(13)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
1.50	(7)	
	2214.0	
	3101.5	

ヤング係数 E 9.27×10^3 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 3.97×10^3 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 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 ² m ⁴)

別紙 7 第 1 号機制御建屋と制御建屋における応答変位時刻歴波形

目次

1. 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 7-1
2. 第 1 号機制御建屋と制御建屋における応答変位時刻歴波形・・・・・・・・ 別紙 7-2

1. 概要

本資料は、第1号機制御建屋と制御建屋における時刻歴相対変位が最大となる質点の応答変位時刻歴波形を示すものである。

建屋間の相対変位については、添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」に、絶対値和に基づく最大相対変位及び時刻歴上の相対変位を示しているが、絶対値和に基づく最大相対変位に比べ時刻歴上の最大相対変位が大幅に小さくなることを踏まえ、第1号機制御建屋と制御建屋が概ね同位相で振動していることを確認する。

2. 第1号機制御建屋と制御建屋における時刻歴応答変位

第1号機制御建屋と制御建屋の配置図を図2-1に示す。第1号機制御建屋及び制御建屋の波及的影響評価の対象となっているEW方向の地震応答解析モデルのモデル図を図2-2及び図2-3に示す。

時刻歴相対変位が最大となるケース(ケース3, $S_s - F_3$)の第1号機制御建屋(質点番号15)と制御建屋(質点番号10)の応答変位時刻歴波形を図2-4に示す。

図2-4から、第1号機制御建屋と制御建屋の質点は概ね同位相で振動していることを確認した。

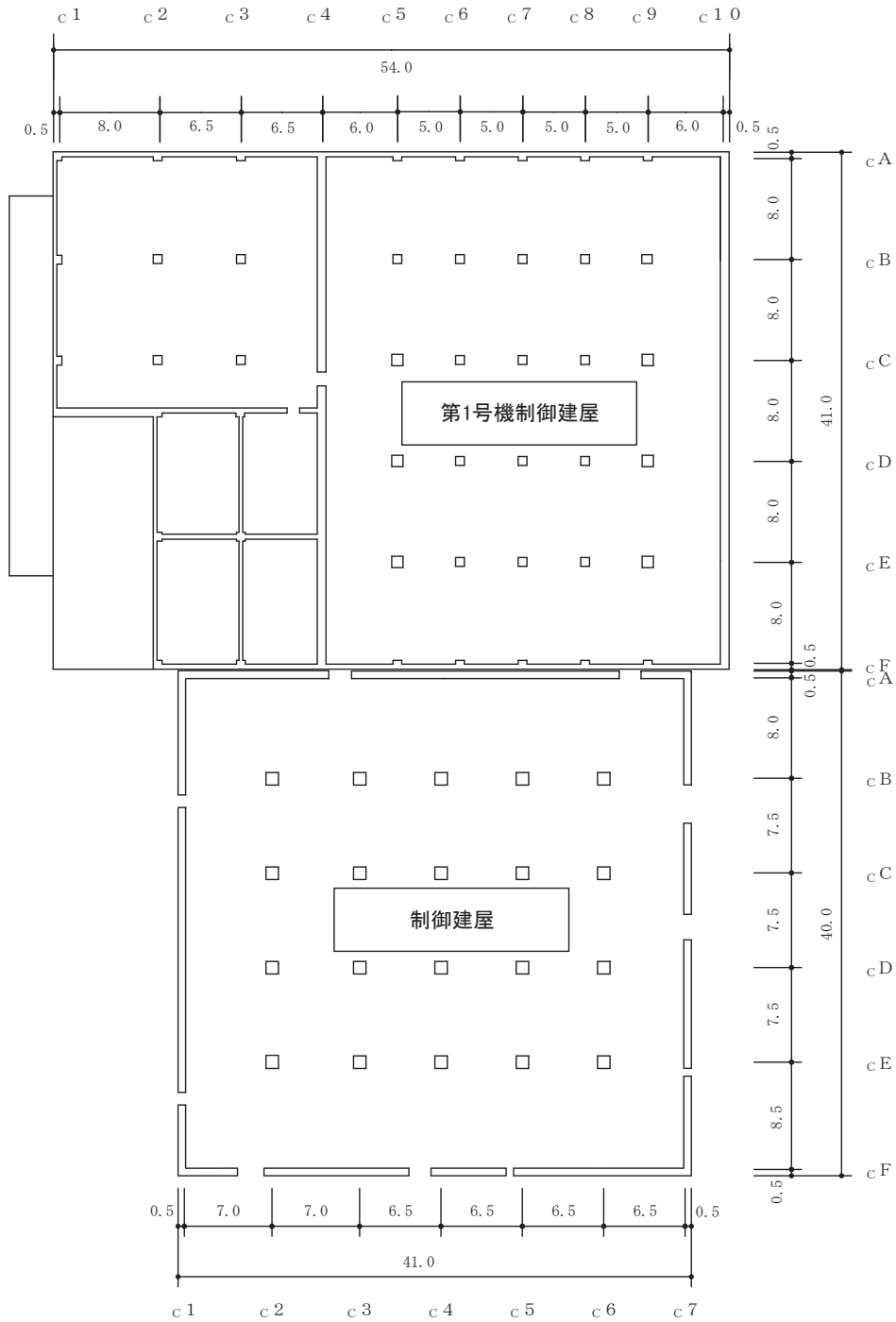


図 2-1 第 1 号機制御建屋と制御建屋の配置図

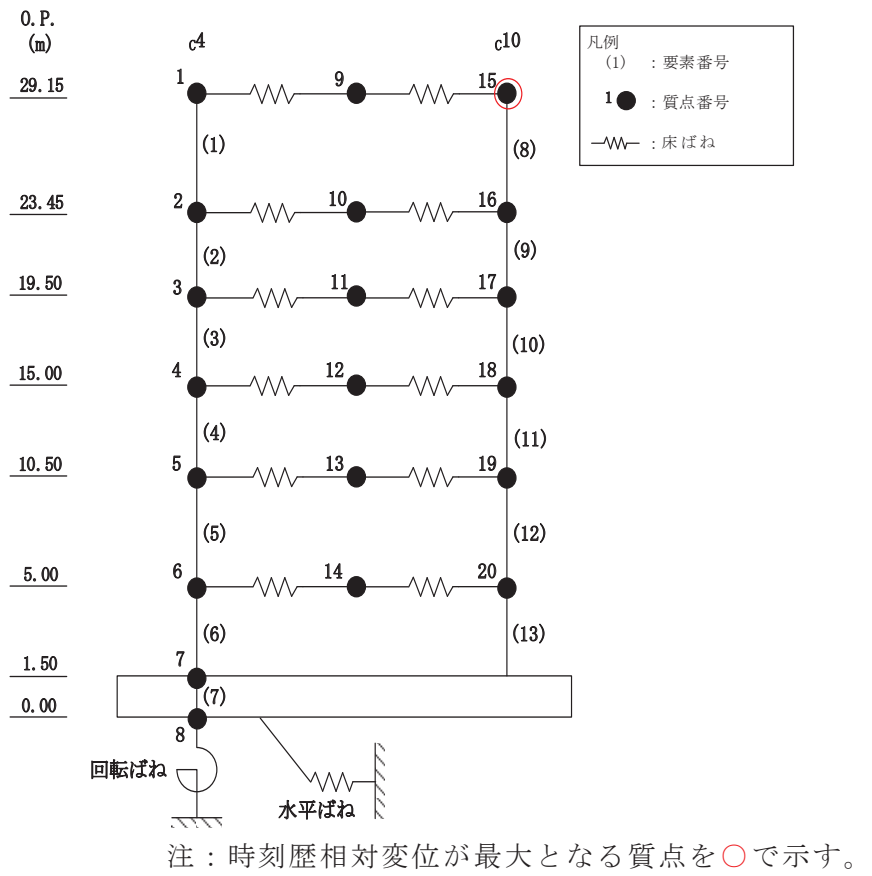
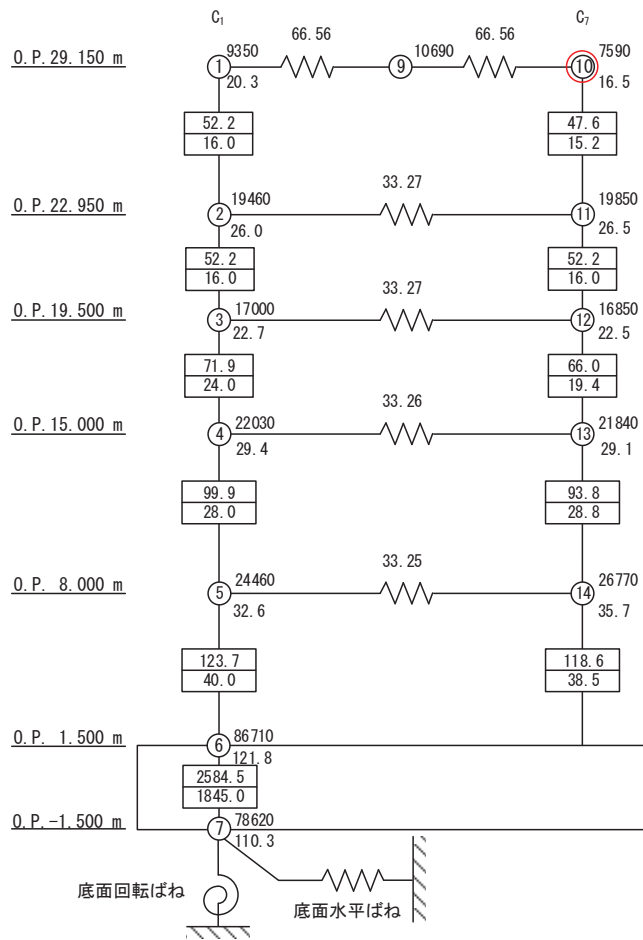
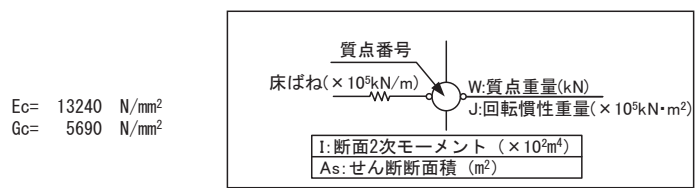
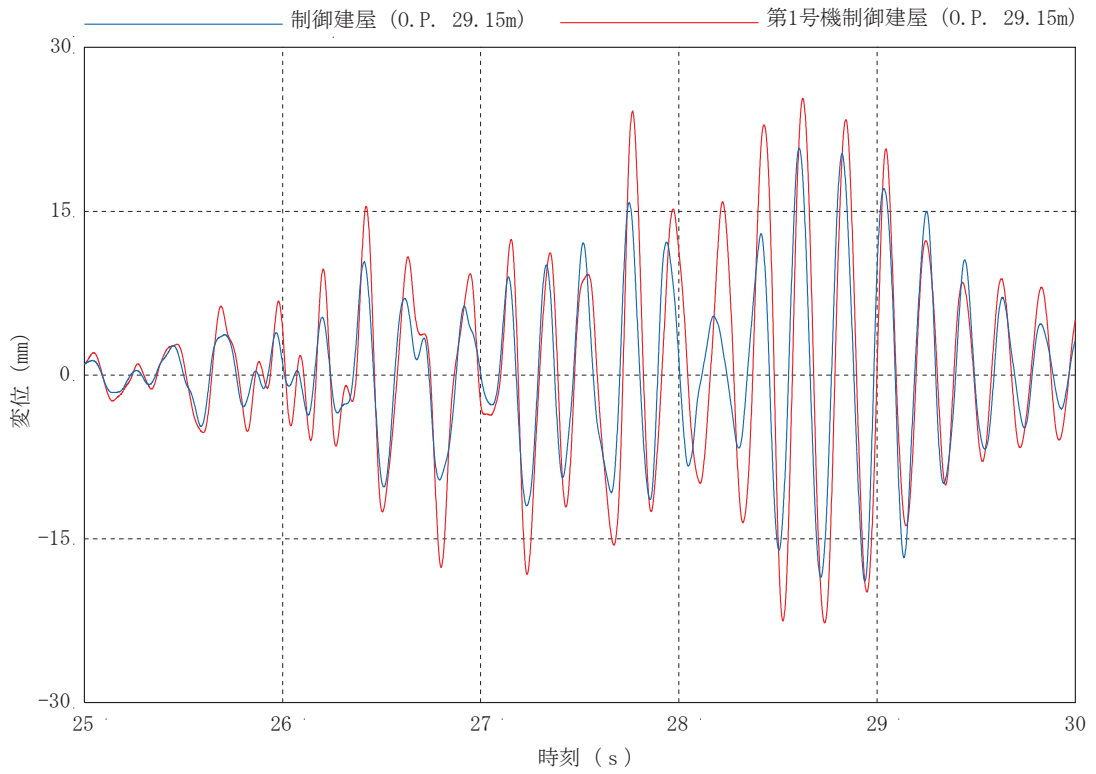


図 2-2 第 1 号機制御建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

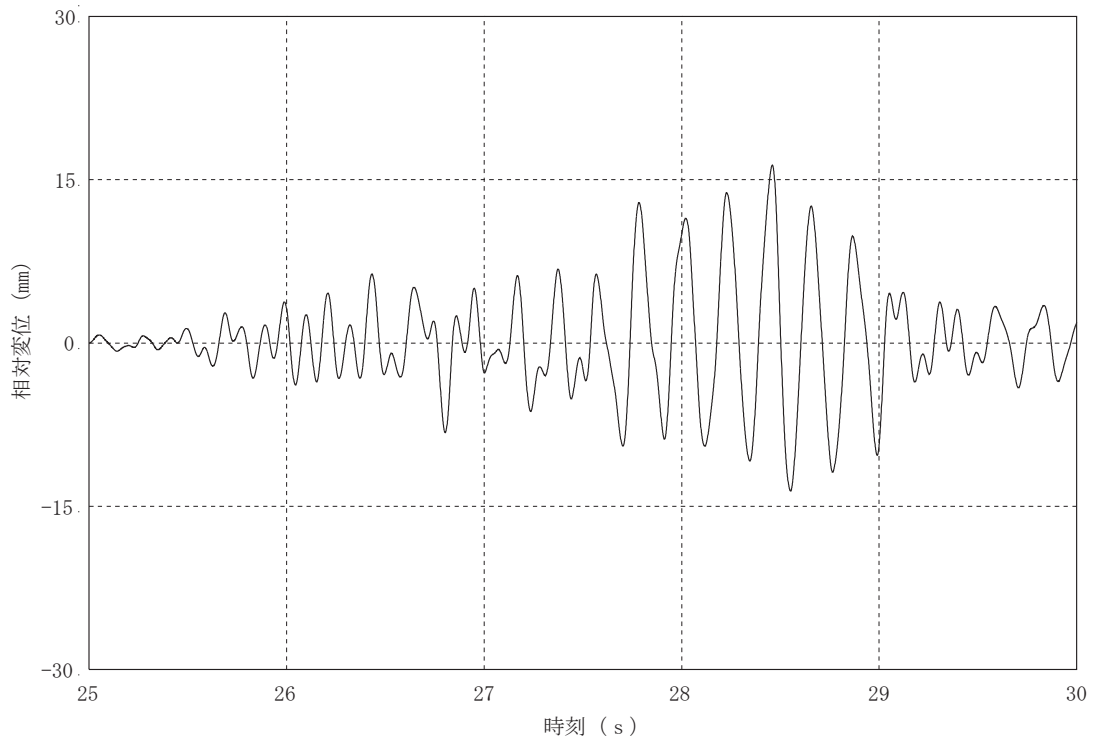


注：時刻歴相対変位が最大となる質点を○で示す。

図 2-3 制御建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)



(a) 時刻歴応答変位



(b) 時刻歴相対変位

図2-4 第1号機制御建屋と制御建屋の応答変位時刻歴波形
(基準地震動 $S_s - F3$, ケース3)

別紙 8 建屋間に配置された押出し発泡ポリスチレン板の影響について

目 次

1. 概要..... 別紙 8-1
2. 建屋間の押出し発泡ポリスチレン板の設置状況..... 別紙 8-1
3. 建屋間の相対変位の計算結果..... 別紙 8-2
4. 押出し発泡ポリスチレン板の影響..... 別紙 8-3

1. 概要

本資料は、制御建屋と第1号機制御建屋間に設置された押し出し発泡ポリスチレン板の影響の検討結果について示すものである。

2. 建屋間の押し出し発泡ポリスチレン板の設置状況

制御建屋と第1号機制御建屋間に設置された押し出し発泡ポリスチレン板（厚さ50mm）の設置概況を図2-1に示す。

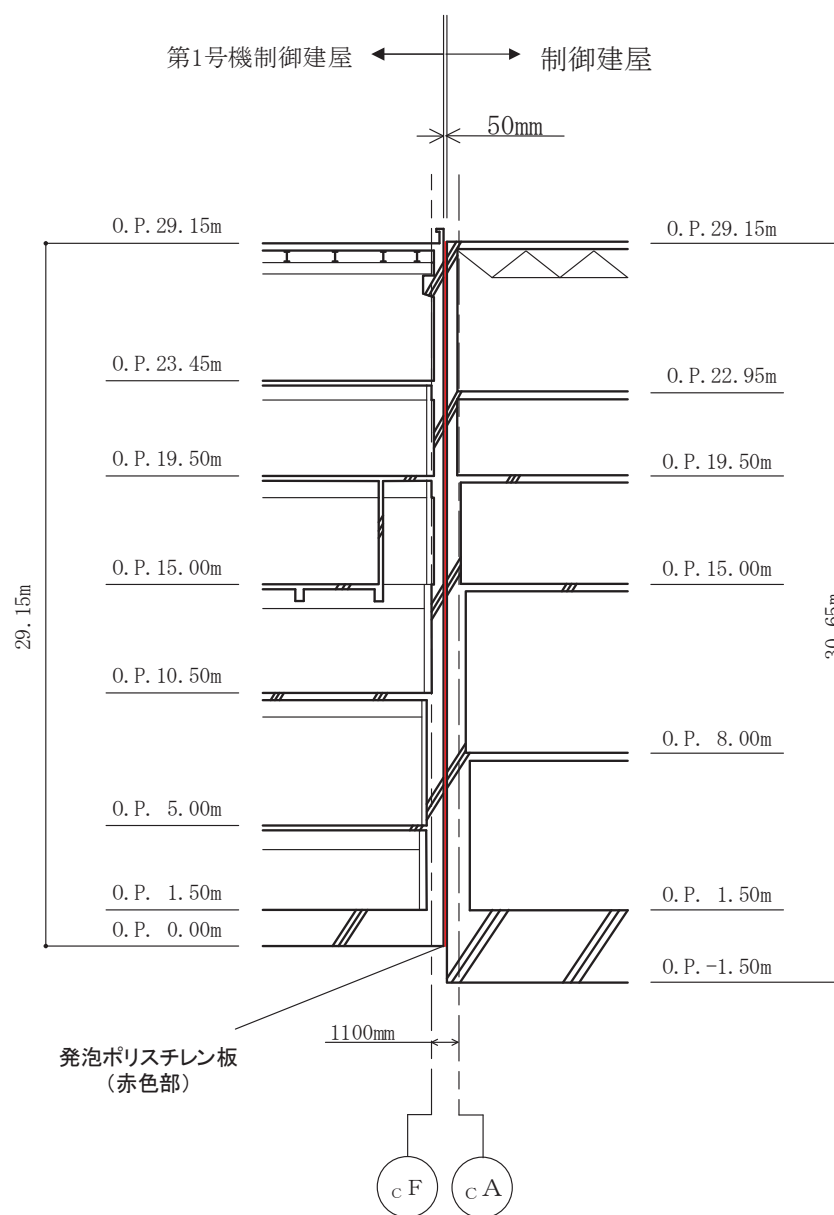


図2-1 制御建屋と第1号機制御建屋の間の押し出し発泡ポリスチレン板の設置状況

3. 建屋間の相対変位の計算結果

建屋間の相対変位については、添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」に、時刻歴上の相対変位を示している。時刻歴上の相対変位の最大値は16.3mm（S_s-F3，ケース3）である。

制御建屋と第1号機制御建屋の時刻歴上の最大相対変位の算定結果を表3-1に示す。

表3-1 第1号機制御建屋と制御建屋の最大相対変位(EW方向，時刻歴和)
(制御建屋 O.P. 29.15m－第1号機制御建屋 O.P. 29.15m)

(単位：mm)

地震動	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	許容 限界
S _s -D1	8.9	9.1	8.8	8.4	8.4	8.4	< 50
S _s -D2	11.0	11.0	10.9	9.2	9.2	9.1	
S _s -D3	9.5	9.7	9.3	9.5	9.5	9.5	
S _s -F1	7.8	8.0	7.6	5.8	5.8	5.8	
S _s -F2	9.5	9.0	10.2	8.8	8.8	8.7	
S _s -F3	16.1	15.9	16.3	7.9	7.9	7.8	
S _s -N1	6.6	6.6	6.7	5.6	5.6	5.6	

注1：制御建屋 O.P. 29.15m－第1号機制御建屋 O.P. 29.15m 間の最大相対変位。

注2：網掛け部は最大値を示す。

4. 押出し発泡ポリスチレン板の影響

建屋間の時刻歴上の相対変位による確認では、相対変位が最も大きくなる建屋頂部（0. P. 29. 15m）において最大で16. 3mmである。

建屋頂部では、押出し発泡ポリスチレン板を最大16. 3mm程度、押し縮める瞬間があるが、コンクリートの圧縮強度（32. 4 N/mm²）に比べて、押出し発泡ポリスチレン板の圧縮強さは1/100～1/200程度と小さいことから、第1号機制御建屋が制御建屋の構造躯体の安全性に影響を与えることはないと判断される。

なお、制御建屋と第1号機制御建屋の間に配置した押出し発泡ポリスチレン板の日本産業規格に規定された規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率を表4-1に示す。

表4-1 建築用断熱材の圧縮強さの規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率

日本産業規格（JIS）	日本産業規格（JIS）	スタイロフォーム EK-II	
JISA9521 建築用断熱材 発泡プラスチック断熱材 (ポリエチレンフォーム断熱材)	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 (3種b)	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 (3種b)	
圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮弾性率* [N/mm ²]
0.02 以上	0.20 以上	0.30	15

注記*：スタイロフォーム EK-II の「圧縮応力-ひずみ曲線」より概算した値

別紙 9 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

目 次

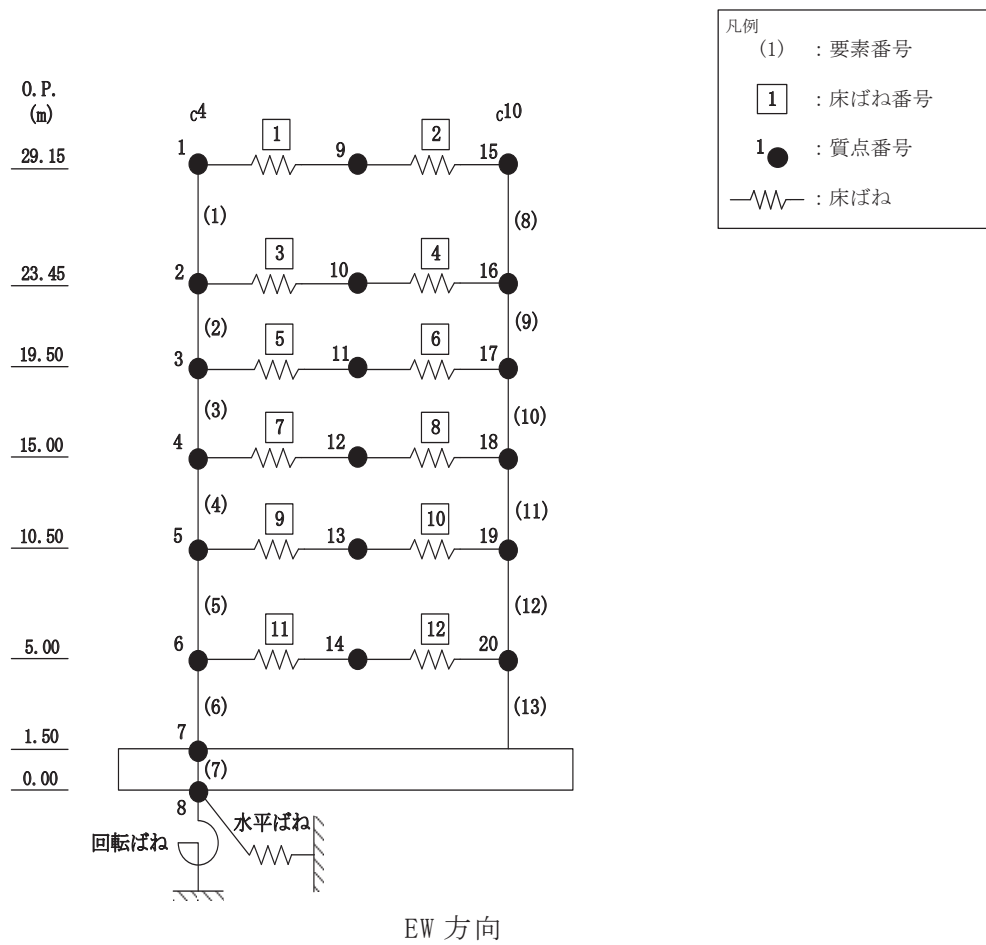
1. 概要.....	別紙 9-1
1.1 床ばねの諸元について.....	別紙 9-1
1.2 床ばねの応答結果.....	別紙 9-4
2. 床ばねを非線形ばねとした場合の検討.....	別紙 9-6
2.1 概要.....	別紙 9-6
2.2 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル.....	別紙 9-6
2.3 非線形特性の設定.....	別紙 9-6
2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果.....	別紙 9-8

1. 概要

第1号機制御建屋の波及的影響評価における地震応答解析モデルでは、床ばねを線形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。

1.1 床ばねの諸元について

第1号機制御建屋の地震応答解析モデル（水平方向）を図1-1に示す。床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 関係）は線形でモデル化しており、表1-1のとおり設定している。



注：O.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面 (T.P.) -0.74m である。

図 1-1 地震応答解析モデル (水平方向)

表 1-1 床ばねのばね定数

EW 方向

0. P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
29.15	1	66.2
	2	66.2
23.45	3	44.1
	4	44.1
19.50	5	44.1
	6	44.1
15.00	7	44.1
	8	44.1
10.50	9	66.2
	10	66.2
5.00	11	44.1
	12	44.1

1.2 床ばねの応答結果

「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）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）に基づきせん断スケルトンカーブの第1折点を算出し、基準地震動 $S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ の基本ケースにおける最大応答せん断ひずみと比較を行った結果を表 1-2 に示す。

表 1-2 より、半数の床ばねにおいて、 $\gamma 1$ (0.167×10^{-3}) を上回るせん断ひずみが生じていることを確認した。

表 1-2 セン断スケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) との比較

EW 方向

0. P. (m)	床ばね 番号	コンクリート 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	せん断 断面積 A_s (m^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	$S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ 基本ケースの 最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
29.15	1	22.1	0.88	12.0	1.47	0.167	0.136
	2			12.0			0.070
23.45	3			8.0			0.221
	4			8.0			0.131
19.50	5			8.0			0.137
	6			8.0			0.226
15.00	7			8.0			0.142
	8			8.0			0.255
10.50	9			12.0			0.100
	10			12.0			0.178
5.00	11			8.0			0.188
	12			8.0			0.186

注：網掛け部分は、 γ_1 を上回る値を示す。

2. 床ばねを非線形ばねとした場合の検討

2.1 概要

今回工認モデルにおける床ばねの設定の妥当性を確認する目的で、非線形性を考慮した床ばねを用いた地震応答解析を行い、その結果を確認する。

2.2 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル

表 1-2 より、一部の床ばねにおいて第 1 折れ点を超える最大応答せん断ひずみが生じていることを確認した。添付書類「VI-2-11-2-5 第 1 号機制御建屋の耐震性についての計算書」から、波及的影響評価においては基準地震動 $S_s - F 3$ 、ケース 3 が相対変位の評価で最も厳しくなることから、非線形ばねを用いた地震応答解析での検討ケースは基準地震動 $S_s - F 3$ 、ケース 3 とする。このとき、すべての床ばねを非線形ばねとする。

2.3 非線形特性の設定

鉄筋コンクリート造スラブの非線形特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」の鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断スケルトンの評価式を基に設定し、評価結果を表 2-1 に示す。

表 2-1 せん断スケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, EW 方向)

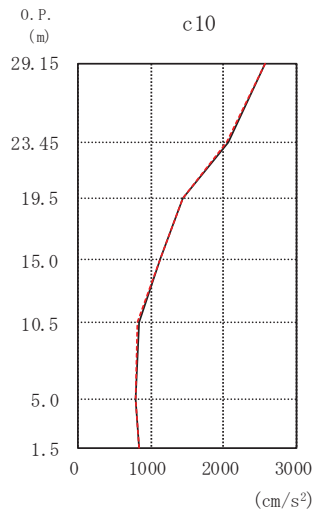
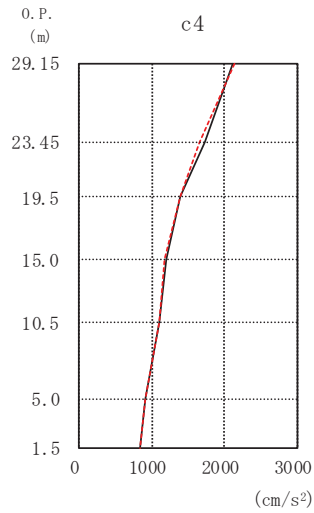
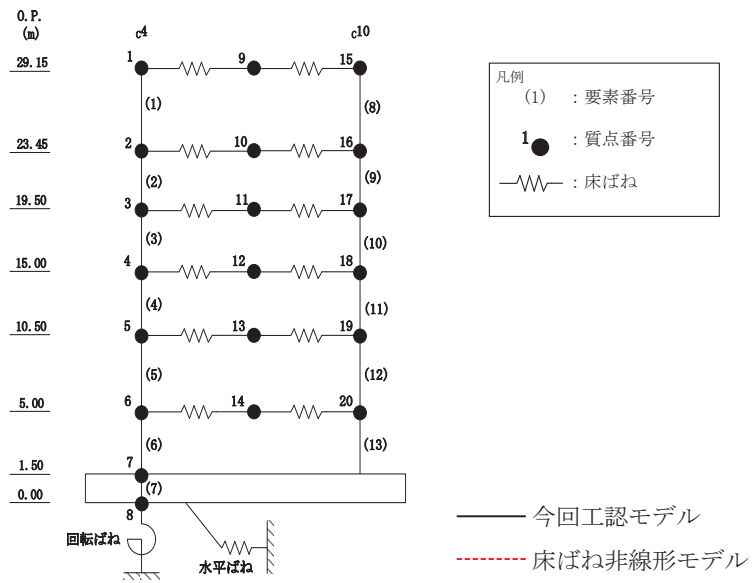
O.P. (m)	床ばね 番号	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15	1	1.99	0.500	2.83	4.00
	2				
23.45	3				
	4				
19.50	5				
	6				
15.00	7				
	8				
10.50	9				
	10				
5.00	11				
	12				

2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果

今回工認モデル及び床ばね非線形モデルの応答値の比較結果を示す。最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント，床ばねの最大応答せん断ひずみを図 2-1～図 2-4 及び表 2-2 に示す。最大応答せん断ひずみが最大となる耐震壁（要素番号(9)）のスケルトンプロットを図 2-5 に示す。第 1 号機制御建屋と隣接する制御建屋との最大応答変位の絶対値和（最大相対変位）を表 2-3 に，時刻歴相対変位の最大値を表 2-4 に，時刻歴相対変位が最大となる第 1 号機制御建屋（質点番号 15）と制御建屋（質点番号 10）の応答変位時刻歴波形を図 2-6 に示す。

各応答成分の比較から，床ばね非線形モデルは今回工認モデルと概ね同等の応答であり，第 1 号機制御建屋の耐震性に与える影響は小さいことを確認した。

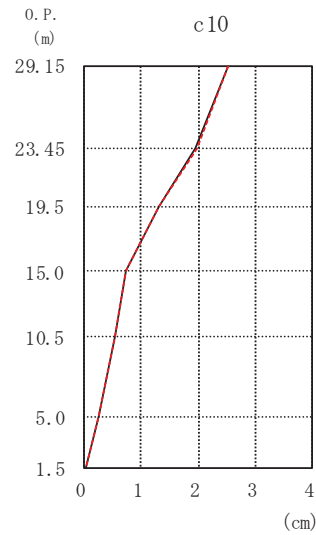
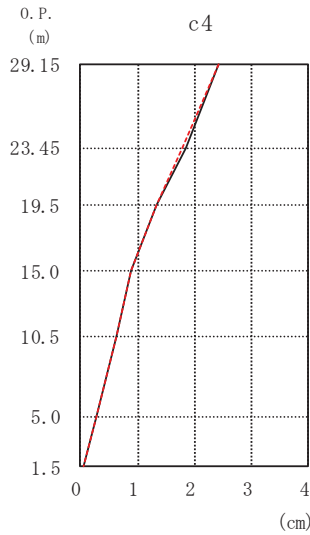
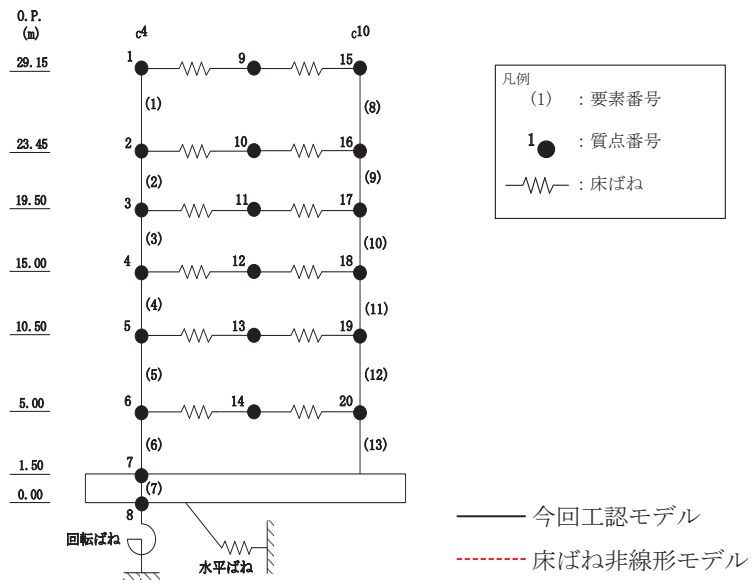
第 1 号機制御建屋の波及的影響評価の観点では，図 2-5 より耐震壁の最大応答せん断ひずみは， 1.47×10^{-3} （要素番号(9)）であり，許容限界（せん断ひずみ 4.0×10^{-3} ）を下回ることを確認した。また，制御建屋との絶対値和での最大相対変位は表 2-3 より制御建屋質点レベル O.P. 29.15m で 47.8mm，時刻歴相対変位の最大値は表 2-4 及び図 2-6 より制御建屋質点レベル O.P. 29.15m で 16.4mm であり，許容限界（建屋間の離隔距離 50mm）を下回ることを確認した。



O. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2125	2126
23.45	1717	1654
19.5	1391	1388
15.0	1186	1184
10.5	1093	1094
5.0	911	911
1.5	833	833

O. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2565	2561
23.45	2062	2051
19.5	1449	1437
15.0	1125	1118
10.5	831	829
5.0	803	803
1.5	833	833

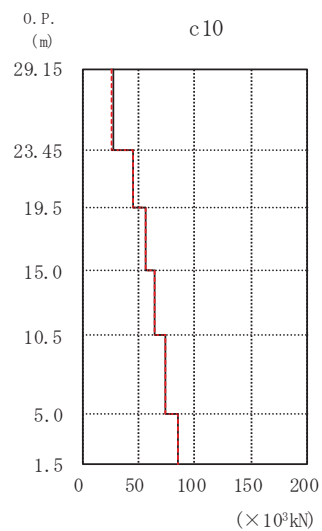
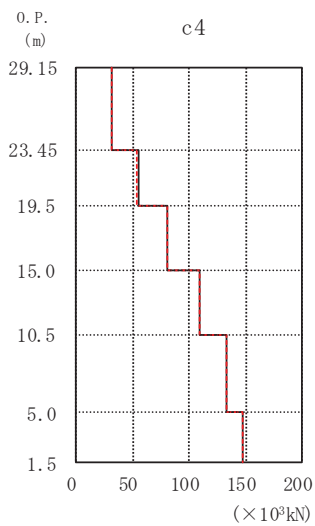
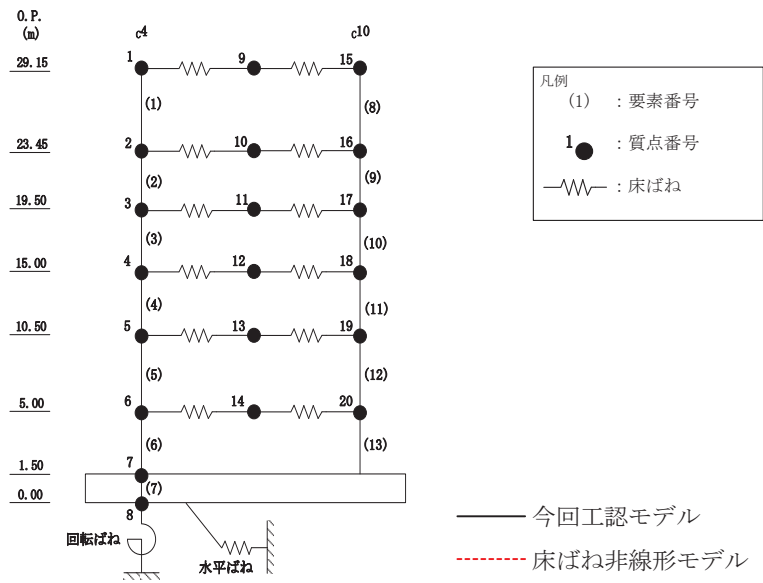
図 2-1 最大応答加速度 (EW 方向, S s - F 3 (ケース 3))



O.P. (m)	(cm)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2.43	2.42
23.45	1.83	1.78
19.5	1.34	1.32
15.0	0.87	0.87
10.5	0.62	0.62
5.0	0.27	0.27
1.5	0.04	0.04

O.P. (m)	(cm)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2.53	2.54
23.45	1.95	1.96
19.5	1.31	1.31
15.0	0.74	0.74
10.5	0.53	0.53
5.0	0.24	0.24
1.5	0.04	0.04

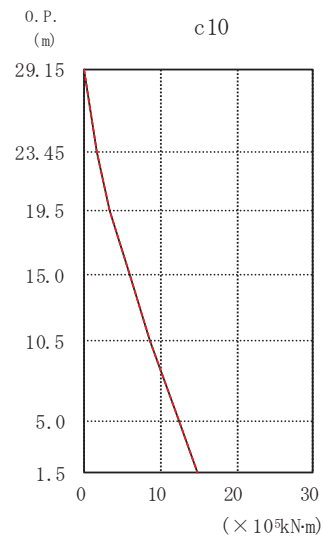
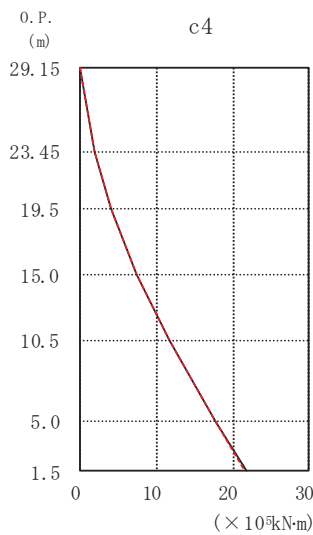
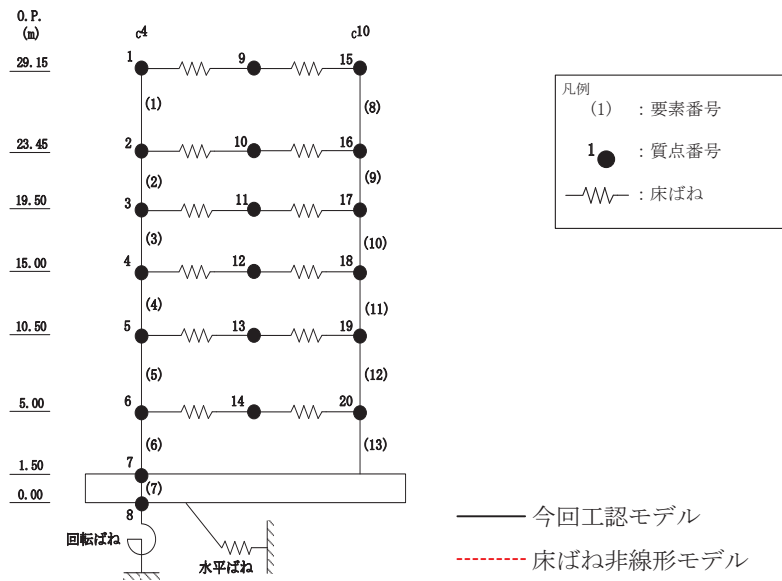
図 2-2 最大応答変位 (EW 方向, S_s-F3 (ケース 3))



O. P. (m)	($\times 10^3$ kN)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	31.3	31.6
23.45	55.0	53.2
19.5	80.5	79.9
15.0	110	110
10.5	134	134
5.0	148	148

O. P. (m)	($\times 10^3$ kN)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	27.0	26.5
23.45	44.9	45.4
19.5	55.9	55.9
15.0	64.2	64.2
10.5	74.4	74.4
5.0	85.5	85.4

図 2-3 最大応答せん断力 (EW 方向, S s - F 3 (ケース 3))



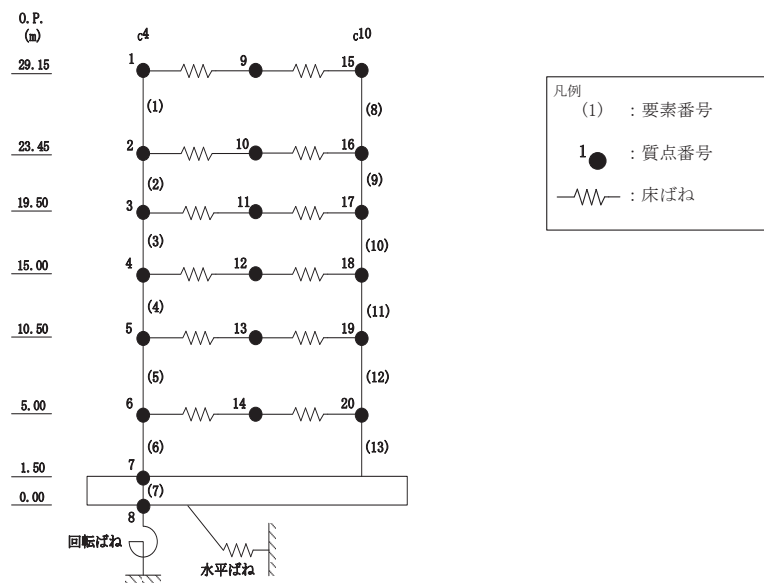
0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	0.000	0.000
23.45	1.81	1.82
19.5	3.92	3.91
15.0	7.39	7.34
10.5	11.6	11.6
5.0	17.8	17.7
1.5	21.7	21.6

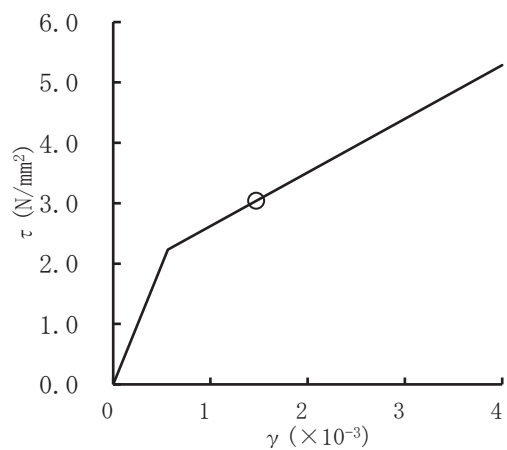
0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	0.000	0.000
23.45	1.56	1.54
19.5	3.35	3.33
15.0	5.87	5.86
10.5	8.58	8.60
5.0	12.4	12.4
1.5	14.9	14.9

図 2-4 最大応答曲げモーメント (EW 方向, S s - F 3 (ケース 3))

表 2-2 床ばねの最大応答せん断ひずみ (EW 方向, S s - F 3 (ケース 3))

O. P. (m)	床ばね 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
29.15	1	0.124
	2	0.049
23.45	3	0.250
	4	0.101
19.50	5	0.111
	6	0.145
15.00	7	0.088
	8	0.154
10.50	9	0.083
	10	0.132
5.00	11	0.137
	12	0.145





要素番号(9)

図 2-5 耐震壁のせん断スケルトンプロット
(EW 方向, S s - F 3 (ケース 3))

表 2-3 最大相対変位 (絶対値和)

(単位 : mm)

第 1 号機 制御建屋		制御建屋		S s - F 3 (ケース 3)	許容 限界
質点 番号	O. P. (m)	質点 番号	O. P. (m)		
1, 9, 15	29.15	1, 9, 10	29.15	47.8	50
2, 10, 16	23.45	2, 11	22.95	39.2	
3, 11, 17	19.50	3, 12	19.50	29.1	
4, 12, 18	15.00	4, 13	15.00	19.1	

表 2-4 時刻歴相対変位の最大値

(単位：mm)

第 1 号機 制御建屋	制御建屋	S _s -F ₃ (ケース 3)	許容 限界
O. P. (m)	O. P. (m)		
29.15	29.15	16.4	50

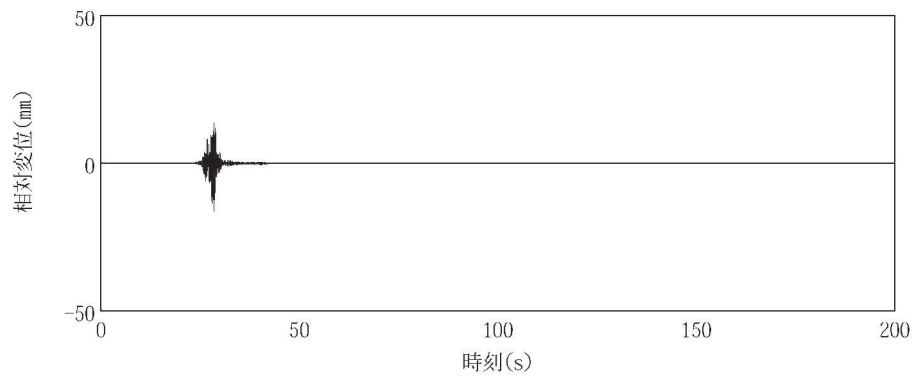


図 2-6 第 1 号機制御建屋と制御建屋の応答変位時刻歴波形
(基準地震動 S_s-F₃, ケース 3)