

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2
提出年月日	2021年6月21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 第1号機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 第1号機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の振動特性について
- 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
- 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 第 1 号機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

目 次

1. はじめに..... 別紙 1-1
2. 点検結果およびシミュレーション解析結果..... 別紙 1-2
 - 2.1 点検結果 別紙 1-2
 - 2.2 シミュレーション解析結果 別紙 1-2
 - 2.3 点検結果とシミュレーション解析結果の比較 別紙 1-2
3. 評価結果のまとめ..... 別紙 1-3

別紙 1-1 第 1 号機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第 1 号機制御建屋のシミュレーション解析

1. はじめに

3.11 地震及び 4.7 地震により，女川原子力発電所では一部周期帯において当時の基準地震動 Ss-D を上回る地震動を観測した。

ここでは，第 1 号機制御建屋について，地震後の点検結果と地震観測記録に基づくシミュレーション解析結果に基づき構造的な影響について評価する。

2. 点検結果およびシミュレーション解析結果

2.1 点検結果

女川原子力発電所の設備健全性に及ぼした影響を評価することを目的に「女川原子力発電所1号機 平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震及び2011年4月7日宮城県沖の地震後の設備健全性に係る点検・評価計画書（建物・構築物編）」に基づき点検した結果を別紙1-1に示す。

点検の結果、第1号機制御建屋の耐震壁には、幅1.0mm以下のひび割れは各階で認められるものの、地震により生じた幅1.0mmを超えるひび割れ及び剥離・剥落は確認されなかった。

2.2 シミュレーション解析結果

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した。結果を別紙1-2に示す。

水平動の地震応答解析モデルにおいて、初期剛性補正係数として、設計基準強度から算定されるコンクリートの剛性に対してNS方向は0.35倍、EW方向は0.45倍を適用した結果、観測記録との整合性が良い応答が得られた。

なお、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及び制御建屋の剛性低下と同様の傾向である。また、剛性補正係数は、原子炉建屋の比較的薄い耐震壁を有する地上3階より上部（0.3～0.5）及び制御建屋の剛性補正係数（0.4～0.5）と同等の値である。

2.3 点検結果とシミュレーション解析結果の比較

点検結果から、第1号機制御建屋の耐震壁には各階で地震によるひび割れが確認されたが、幅1.0mmひび割れは確認されていない。シミュレーション解析に基づく第1号機制御建屋の剛性補正係数は、原子炉建屋の地上3階から上部及び制御建屋と同等の値となっている。

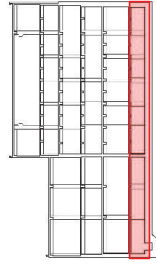
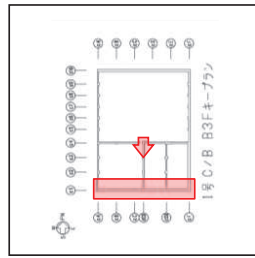
3. 評価結果のまとめ

第1号機制御建屋の点検結果，シミュレーション解析結果から，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。

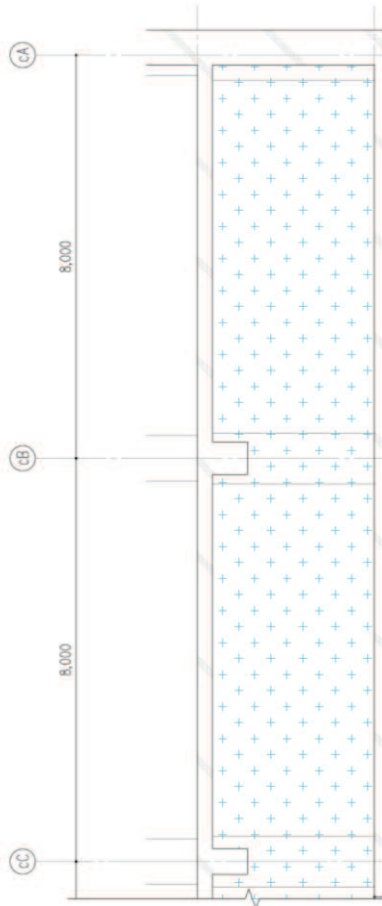
- ①点検の結果，第1号機制御建屋の耐震壁には，地震により生じた幅1.0mmを超えるひび割れ及び剥離・剥落は確認されなかった。
- ②シミュレーション解析の結果は，観測記録とおおむね整合し，水平動の地震応答解析モデルにおいて，初期剛性補正係数として，設計基準強度から算定されるコンクリートの剛性に対してNS方向は0.35倍，EW方向は0.45倍を適用した結果，観測記録との整合性が良い応答が得られた。

別紙 1-1

第 1 号機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）



対象とした階



地震による	地震以外	確認不能の範囲
0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	確認不能
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	はくぐく
1.0mm以上		確認不能の範囲

図1 第1号機械御建屋のひび割れ分布 耐震壁(1) 地下3階 C1 通り

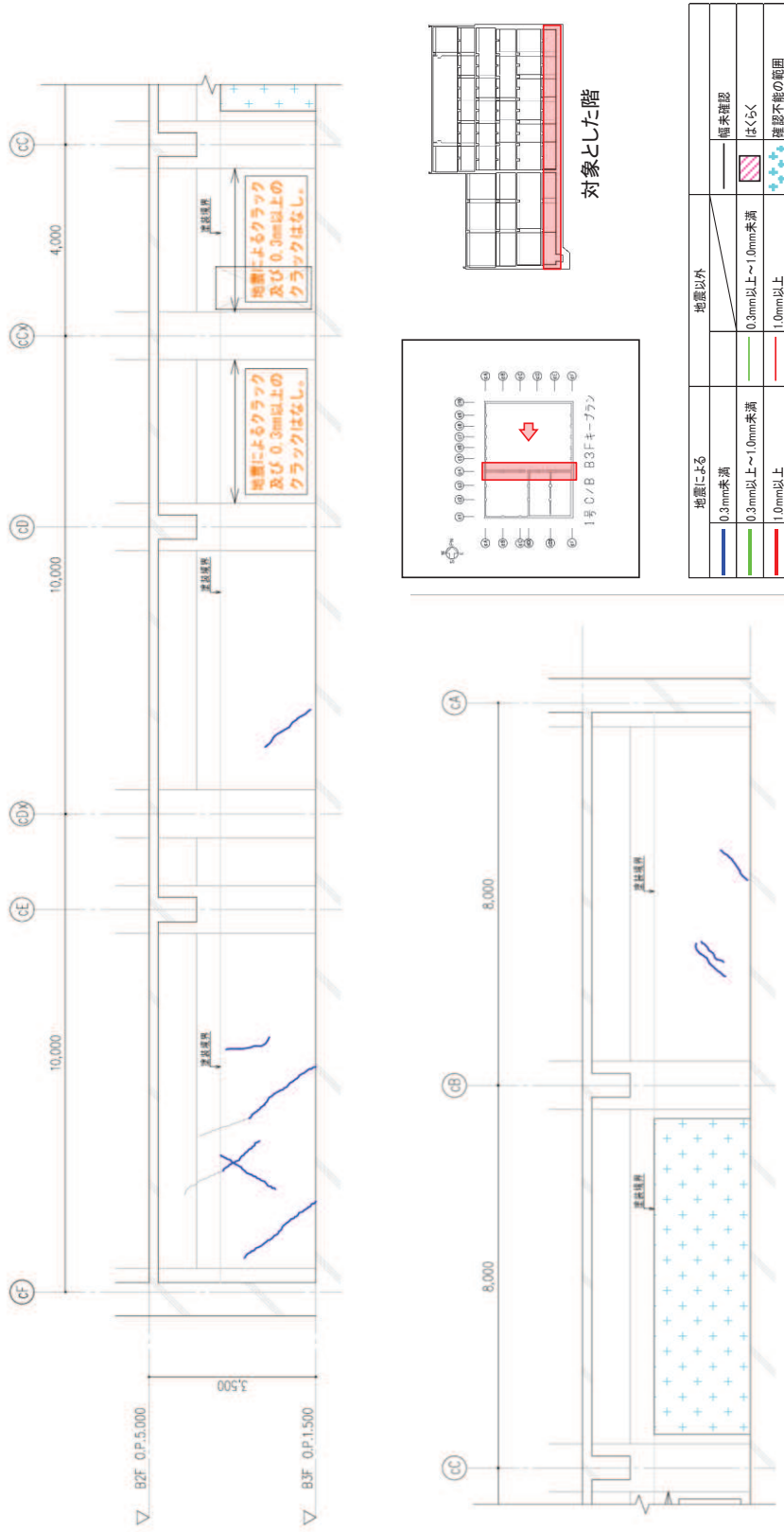
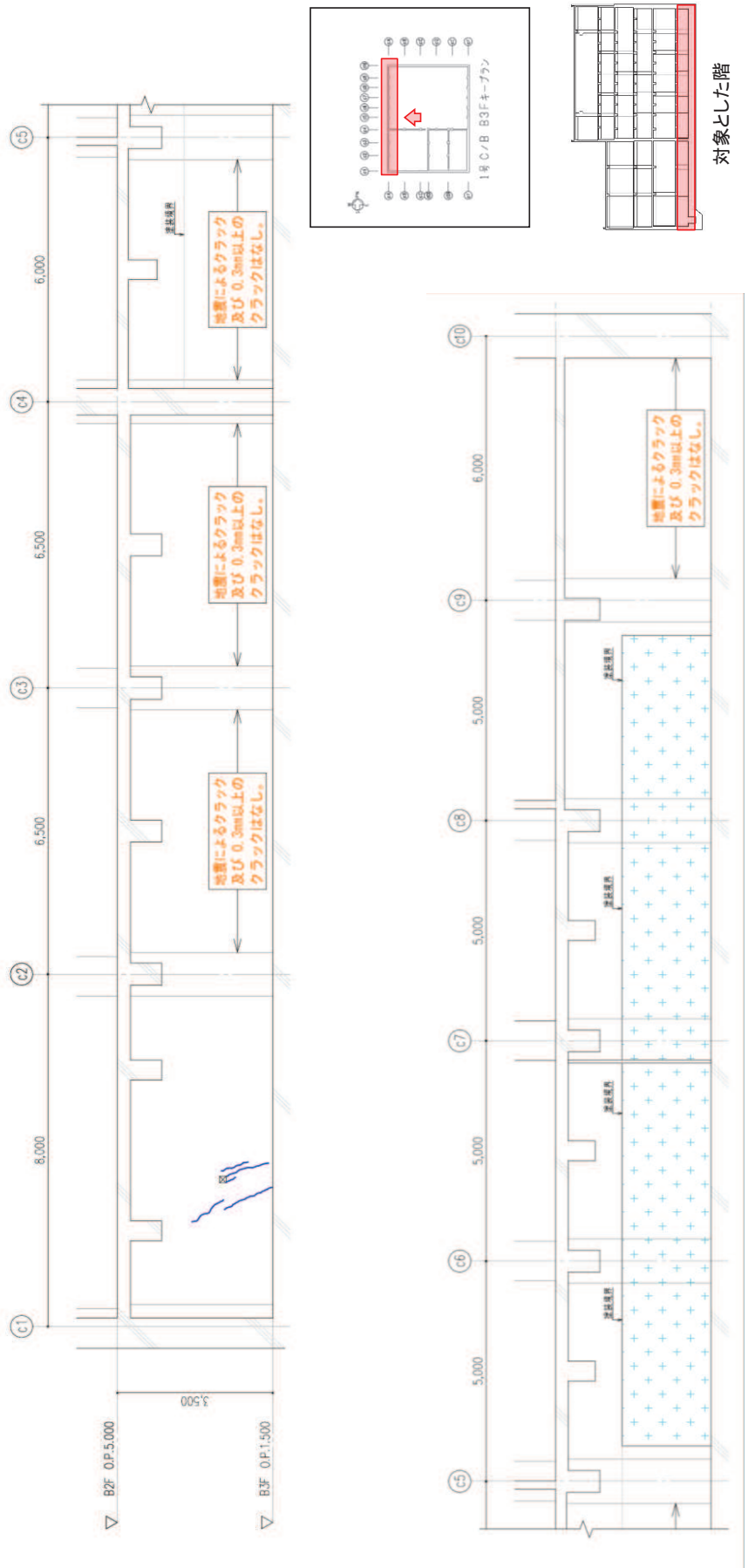
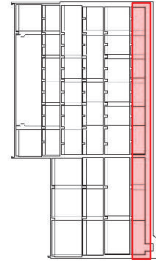
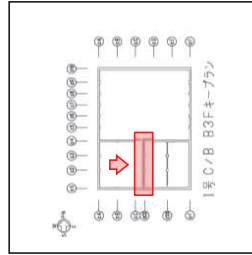


図2 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (2) 地下3階 C4 通り



地震による	地震以外	備考確認
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

図4 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (4) 地下3階 CA 通り



対象とした階

地震による	地震以外	
0.3mm未満	0.3mm未満	随時確認
0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
1.0mm以上	1.0mm以上	確認不能の範囲

図5 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (5) 地下3階 CC-CD 通り間

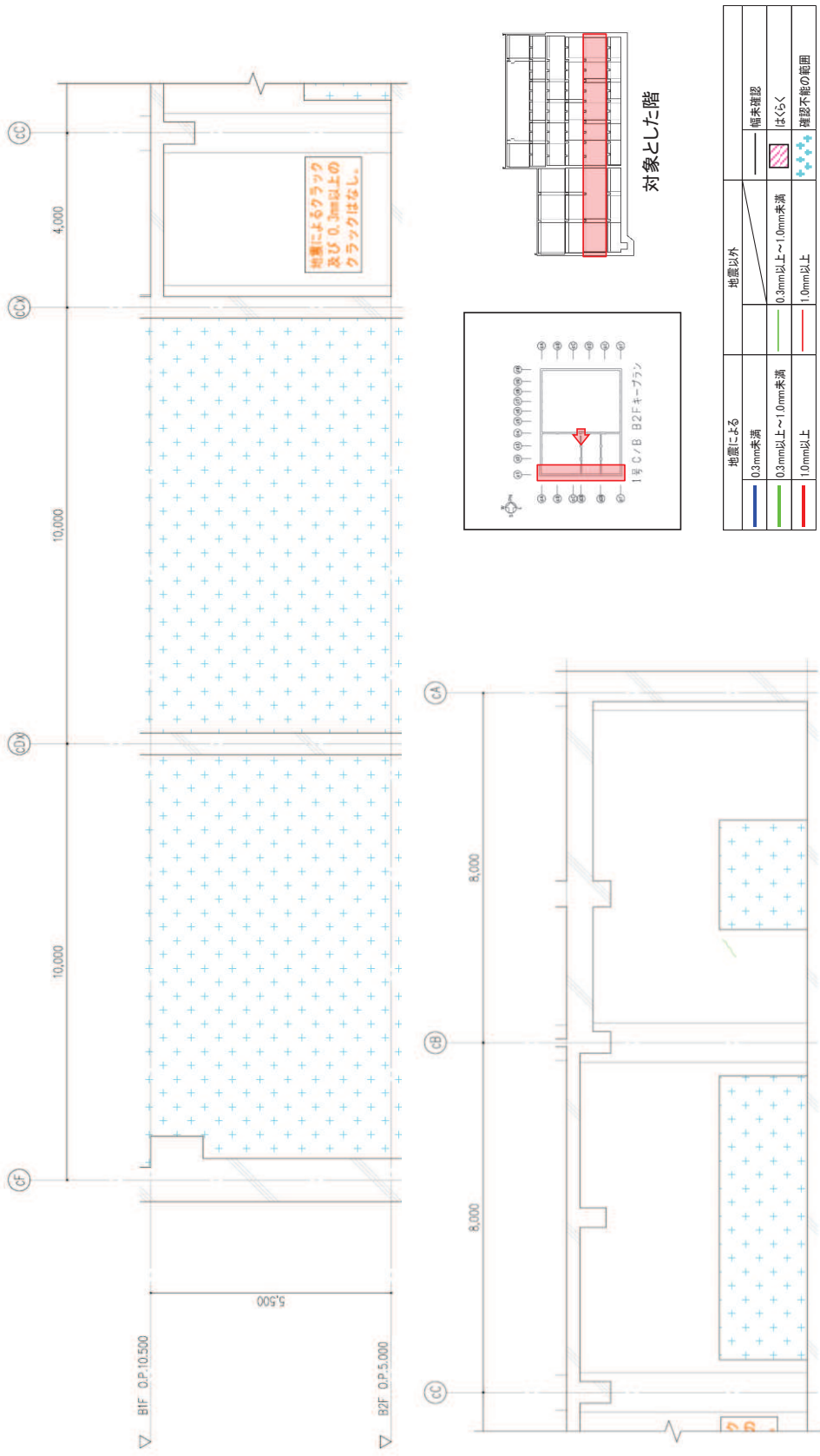


図8 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (8) 地下2階 C1 通り

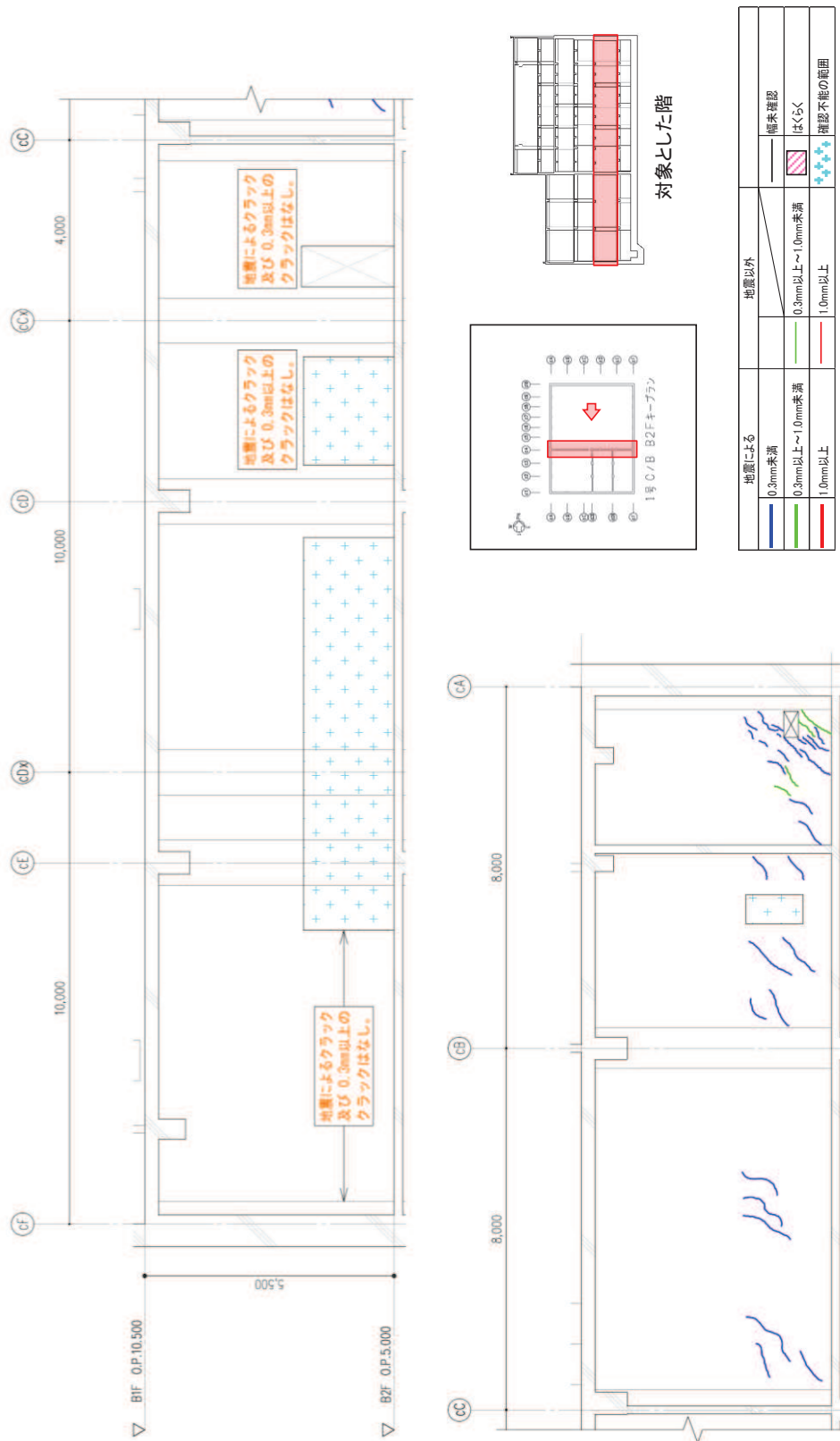


図9 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(9) 地下2階 C4通り

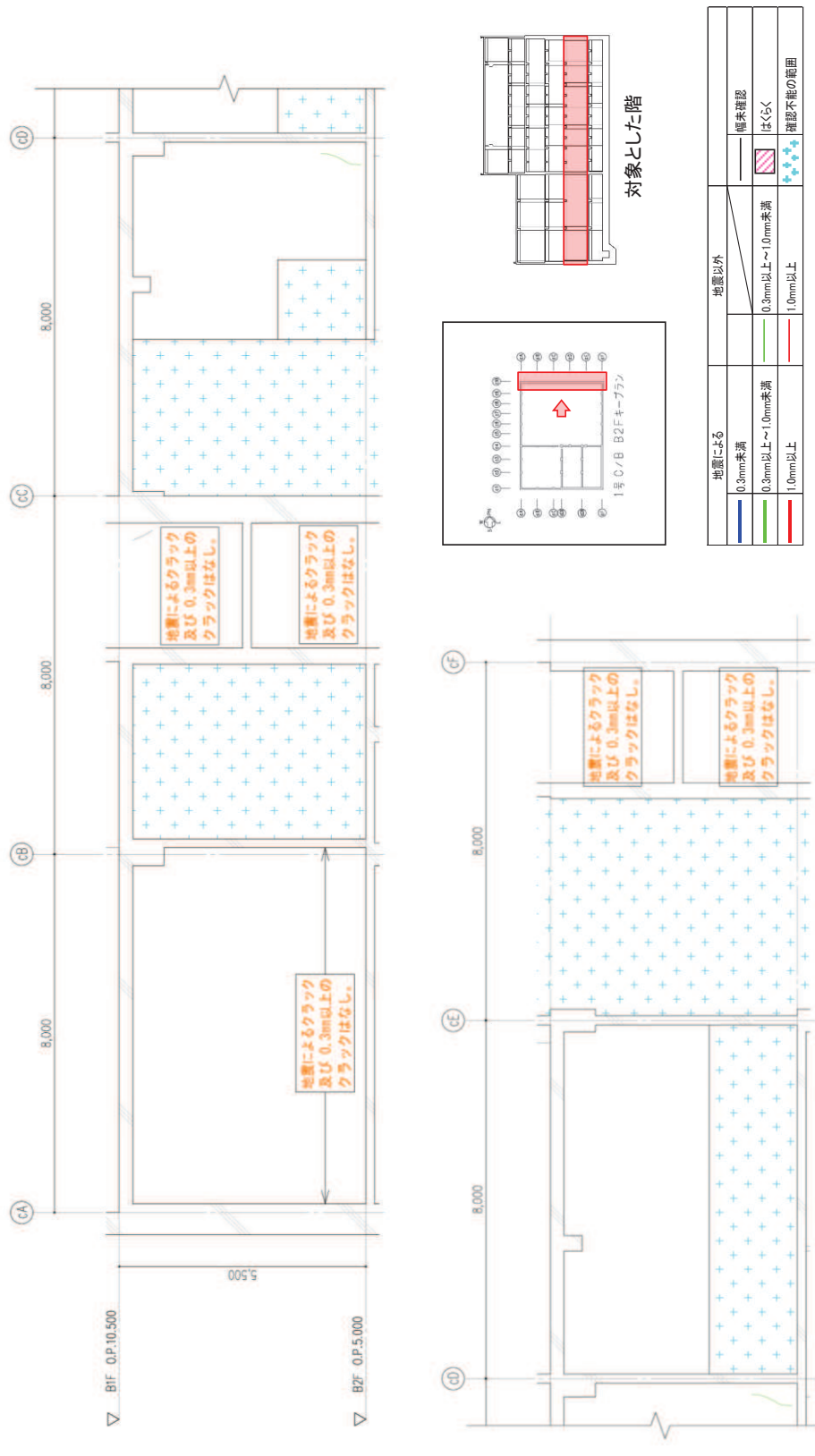
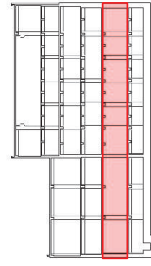
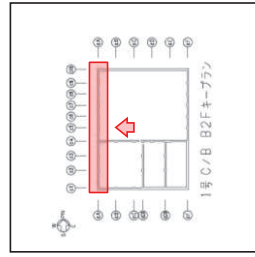
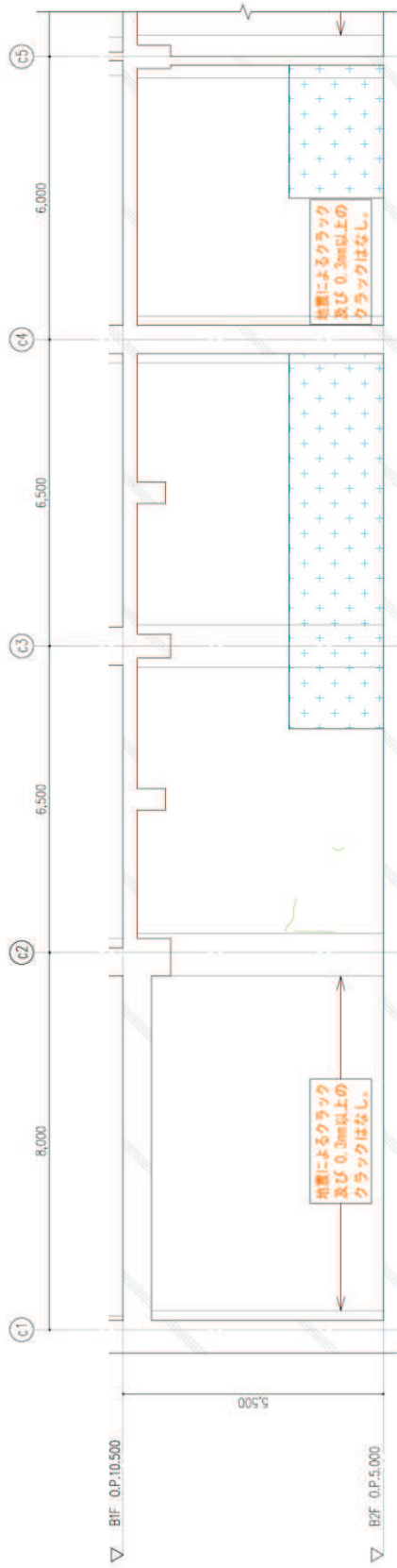
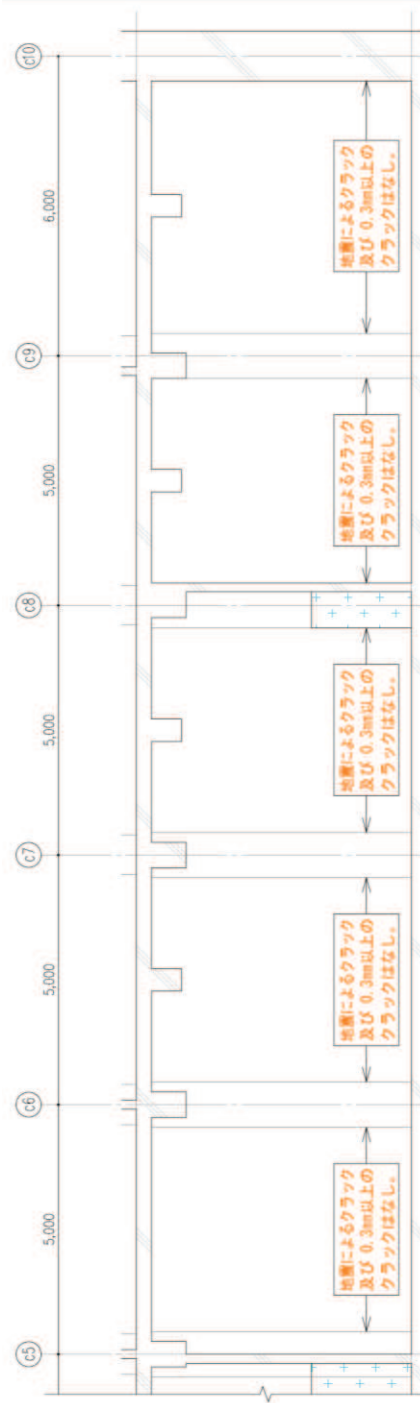


図 10 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 地下 2 階 C10 通り

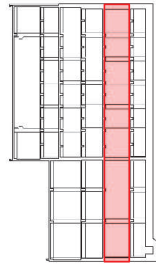
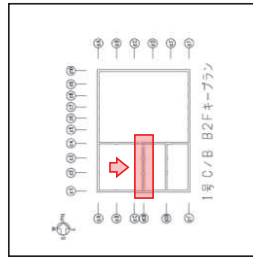
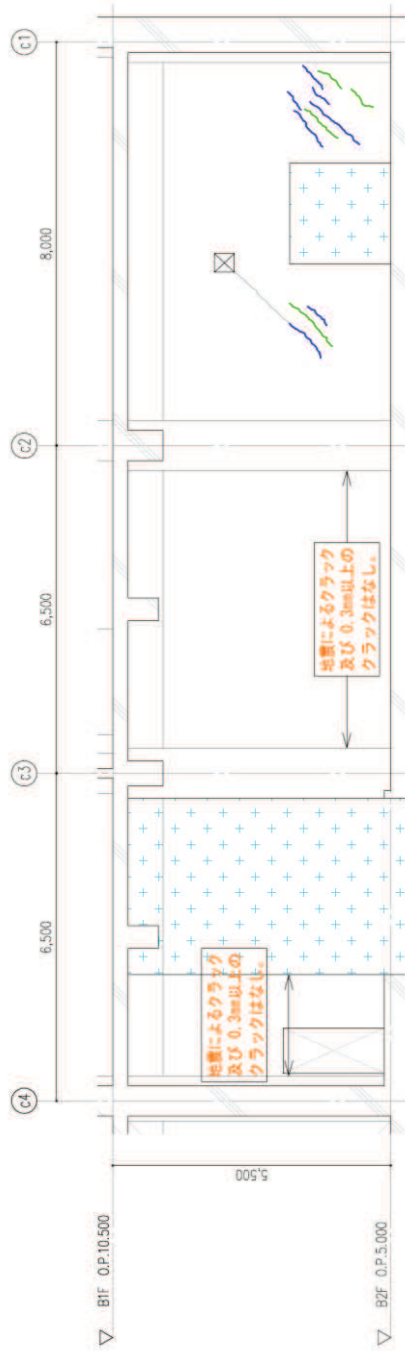


対象とした階



地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上
0.3mm以上	1.0mm以上	1.0mm以上	確認不能の範囲
幅本確認はくらく		確認不能の範囲	

図 11 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (11) 地下 2 階 CA 通り



地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上

図 12 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (12) 地下 2 階 CC-CD 通り間

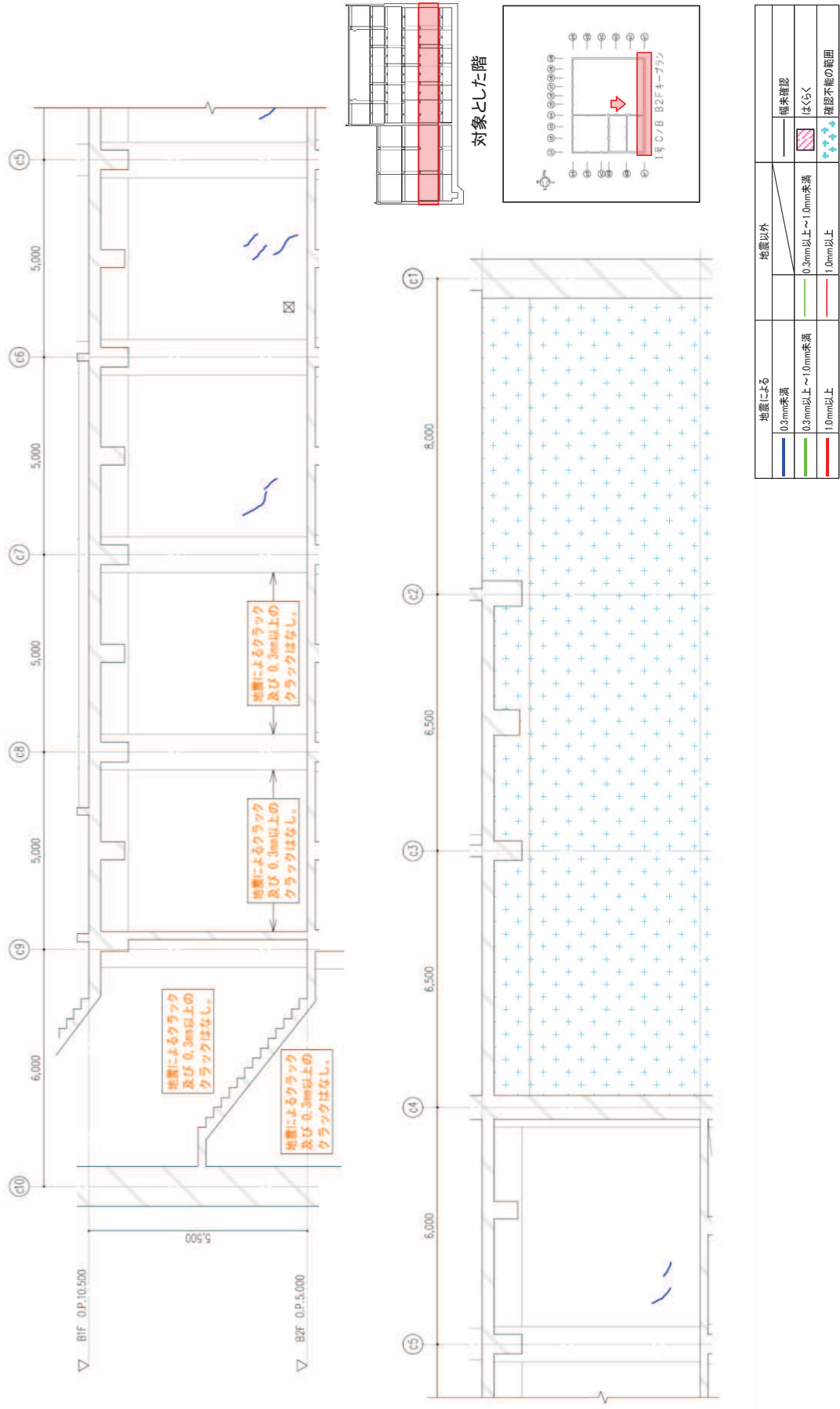
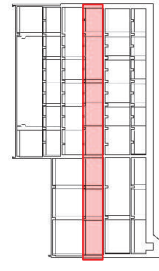
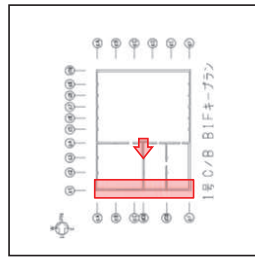
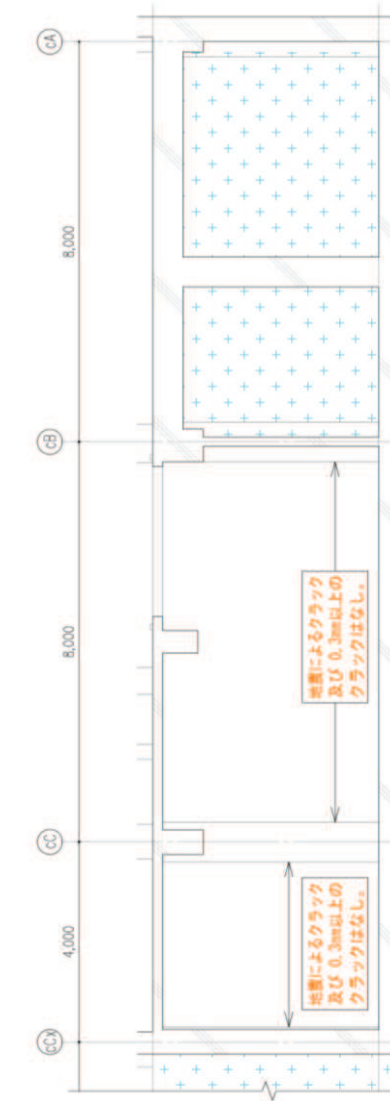
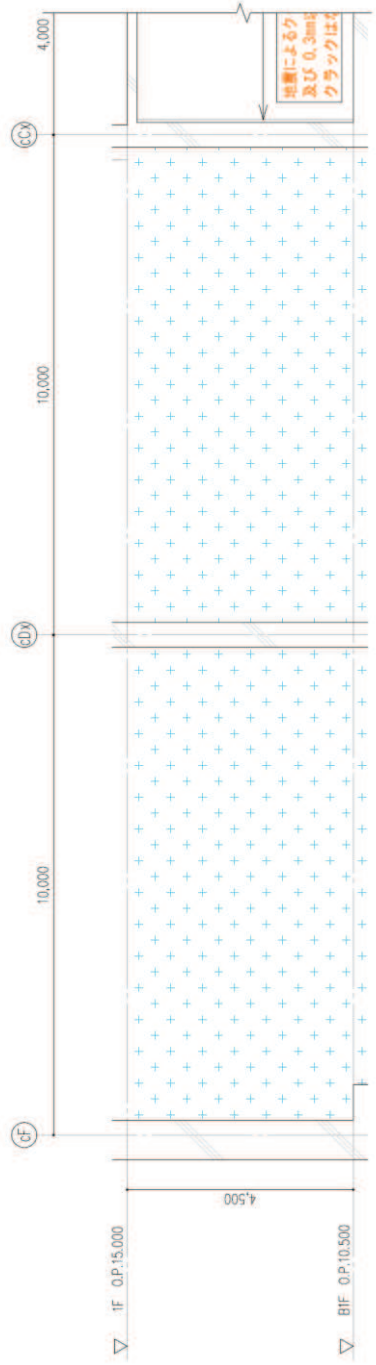
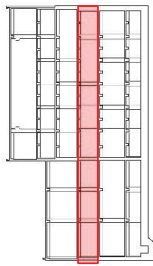
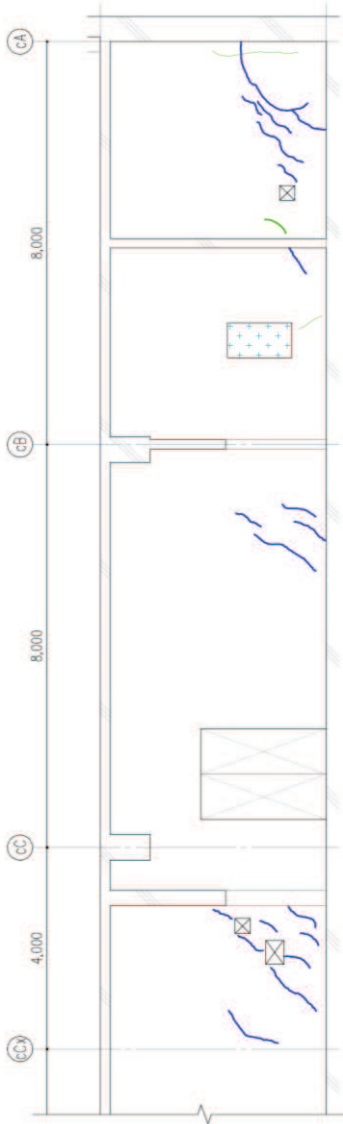
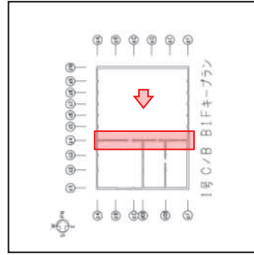
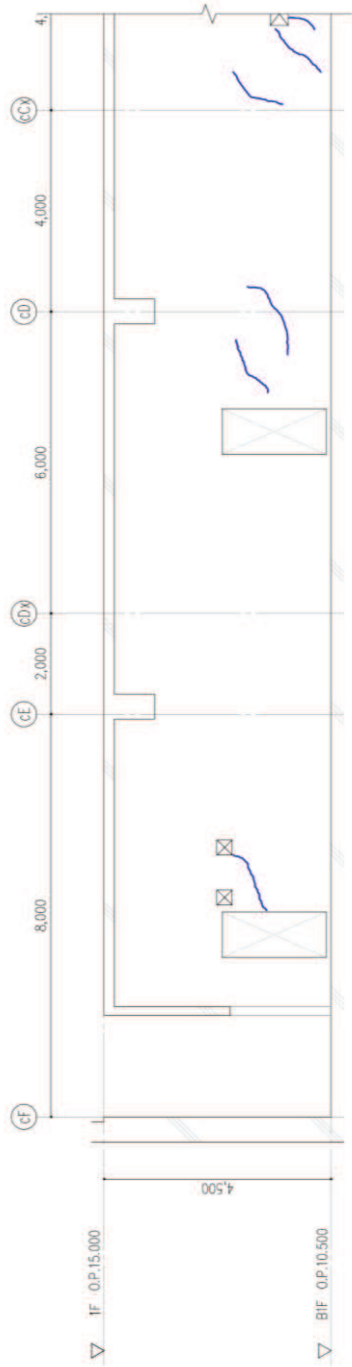


図 13 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (13) 地下 2 階 CF 通り



地震による	地震以外	増設不能の範囲
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	他未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	はくらく
1.0mm以上		増設不能の範囲

図 14 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (14) 地下 1 階 C1 通り



対象とした階

地震による	地震以外	備考確認
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

図 15 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (15) 地下 1 階 C4 通り

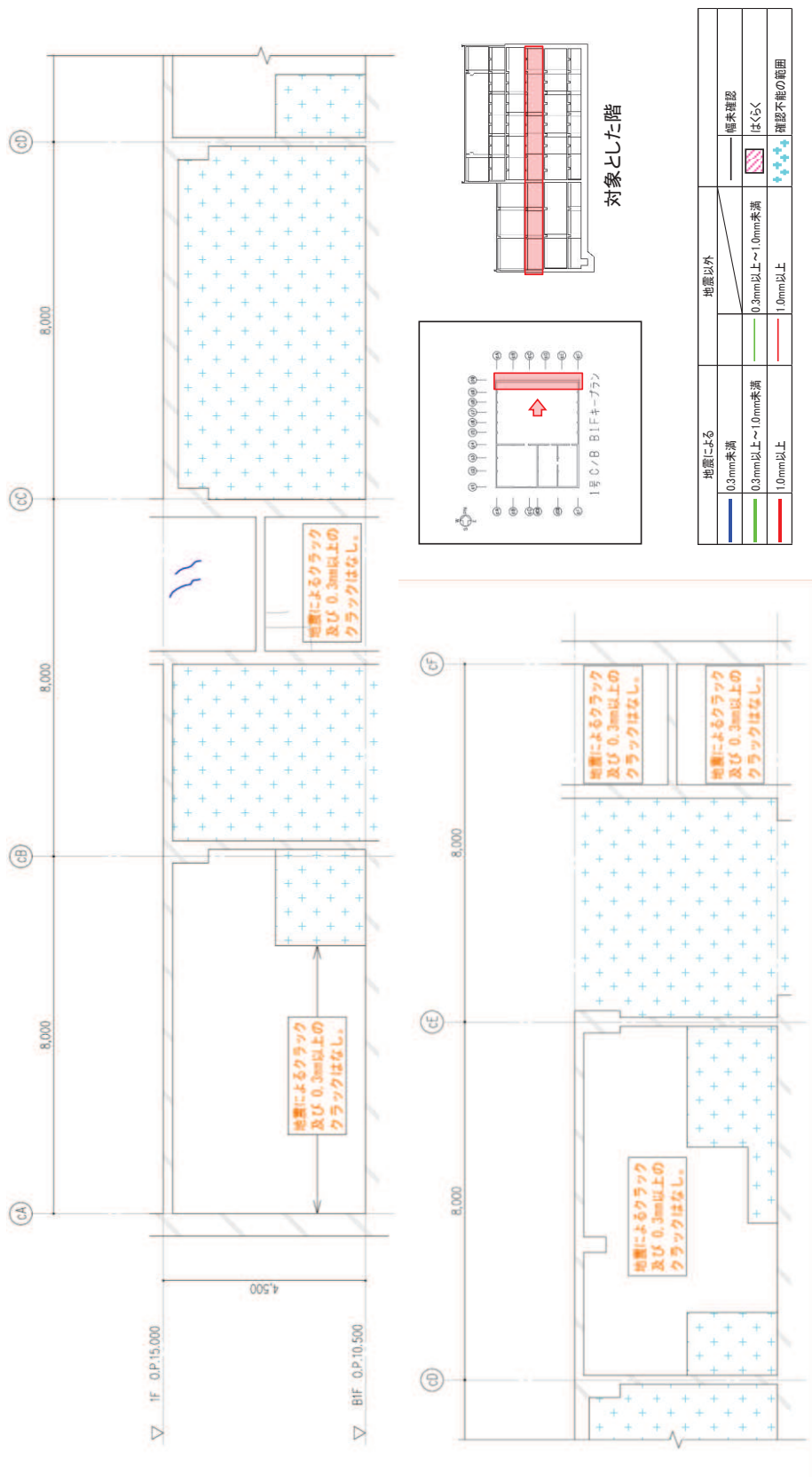
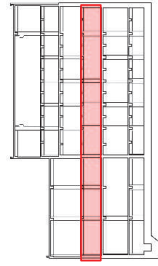
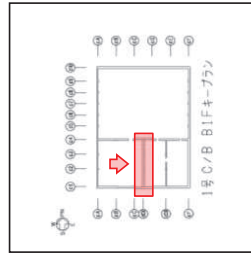
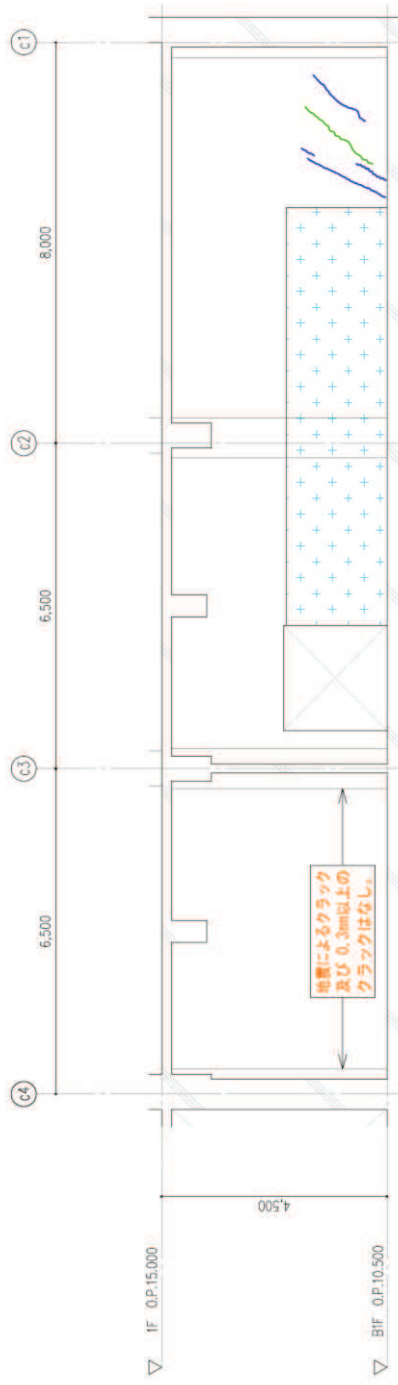
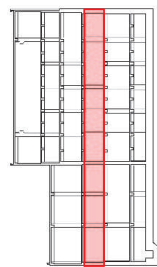
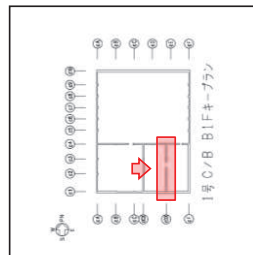


図 16 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (16) 地下 1 階 C10 通り



地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	階未確認	階未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	はくらく	はくらく
1.0mm以上		確認不能の範囲	確認不能の範囲

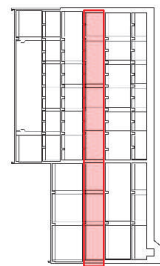
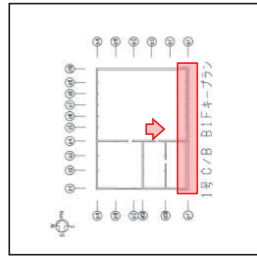
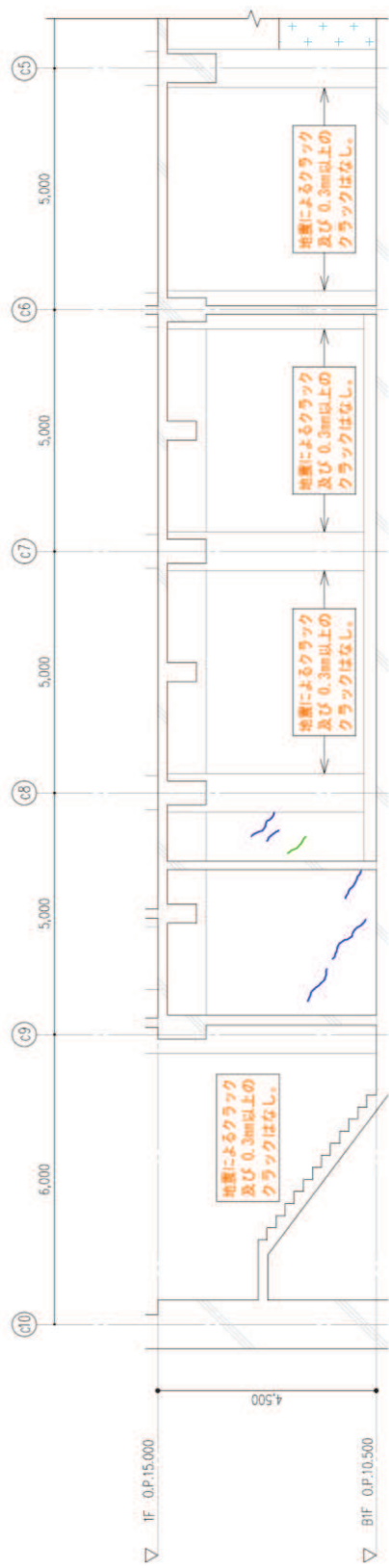
図 18 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (18) 地下 1 階 CC-CD 通り間



対象とした階

地震による	地震以外	備考
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	既未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	はくらく
1.0mm以上		確認不能の範囲

図 19 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (19) 地下 1 階 CD-CE 通り間



対象とした階

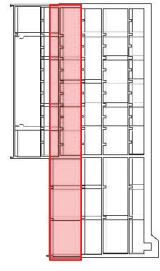
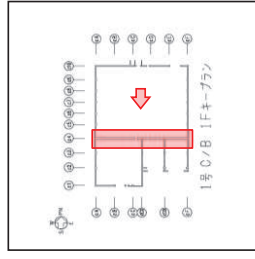
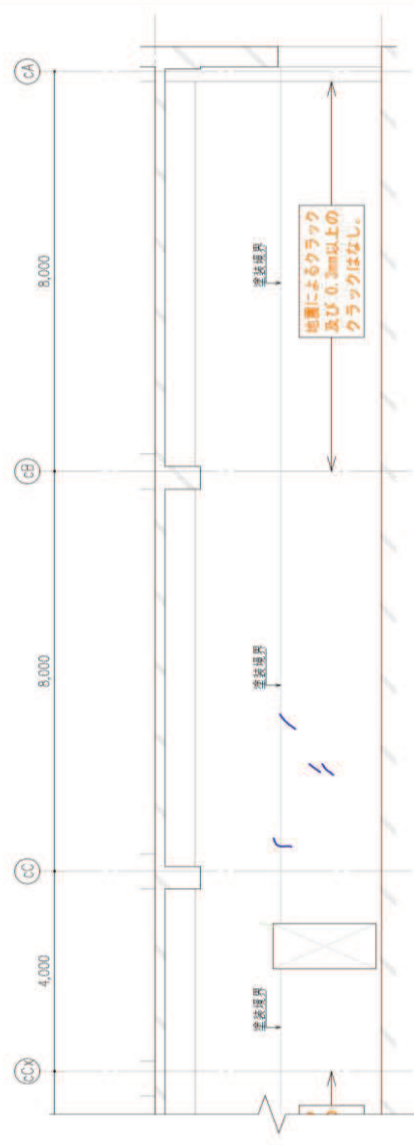
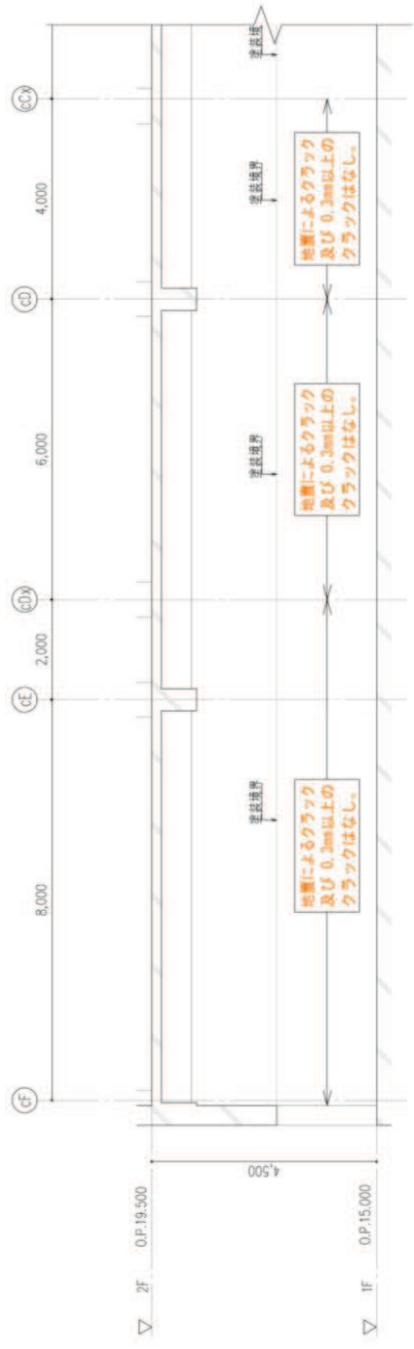


地震による	地震以外
0.3mm未満	幅本確認
0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
1.0mm以上	確認不能の範囲

図 20 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (20) 地下 1 階 CF 通り



図 21 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (21) 1 階 C1 通り



対象とした階

地震による	地震以外	標準確認
0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	はくらく
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

図 22 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (22) 1 階 C4 通り

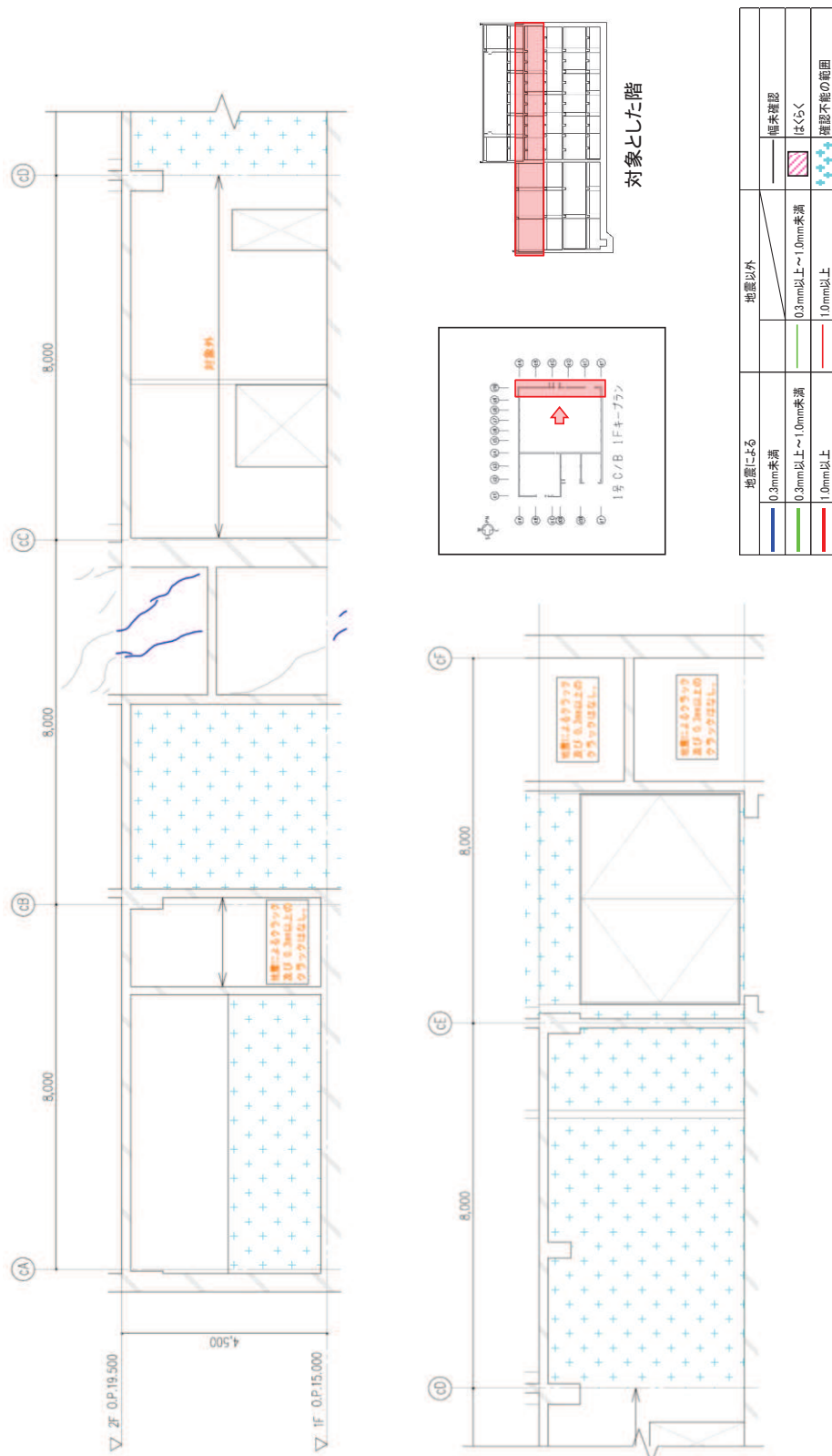


図 23 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (23) 1 階 C10 通り

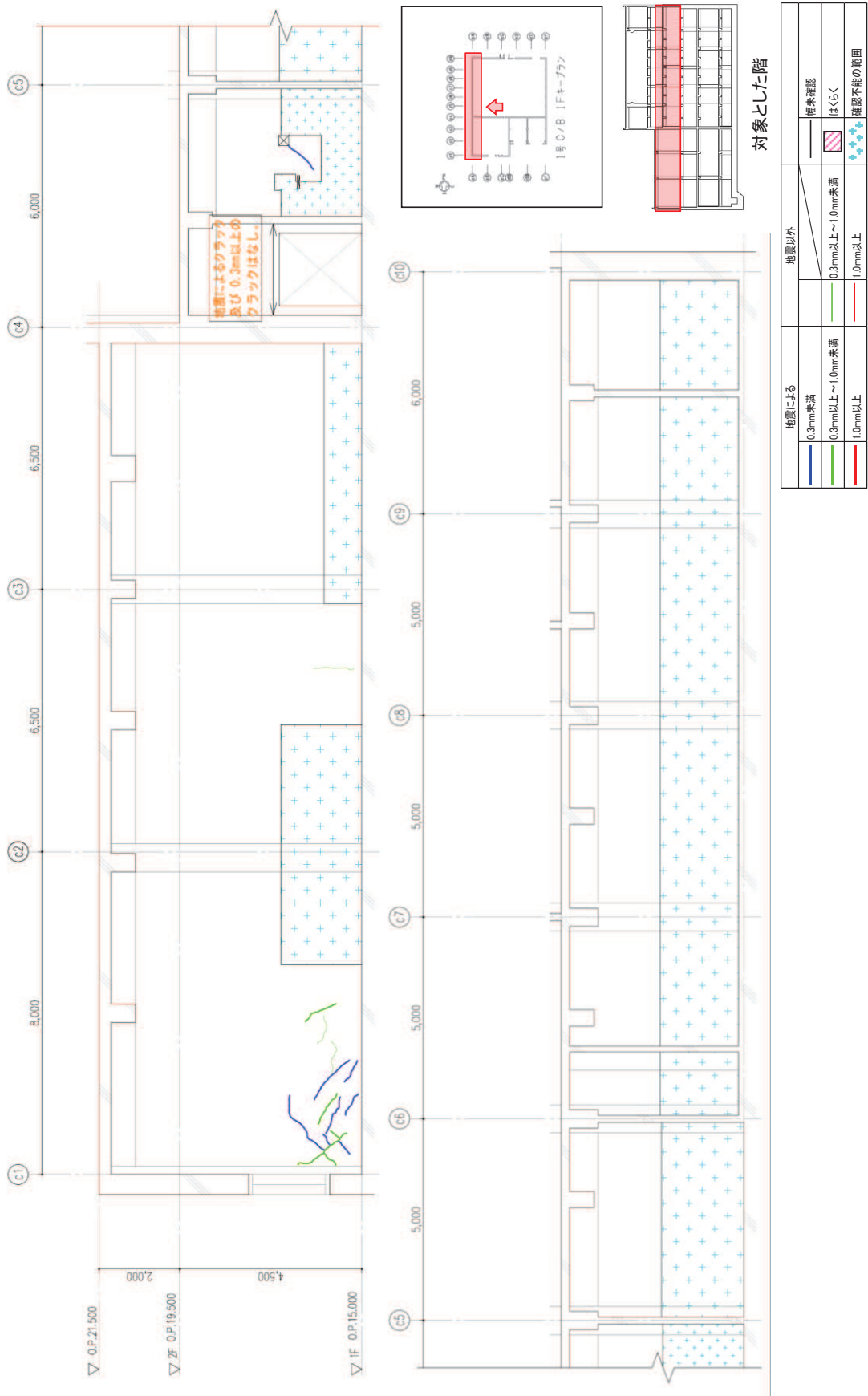


図 24 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (24) 1 階 CA 通り

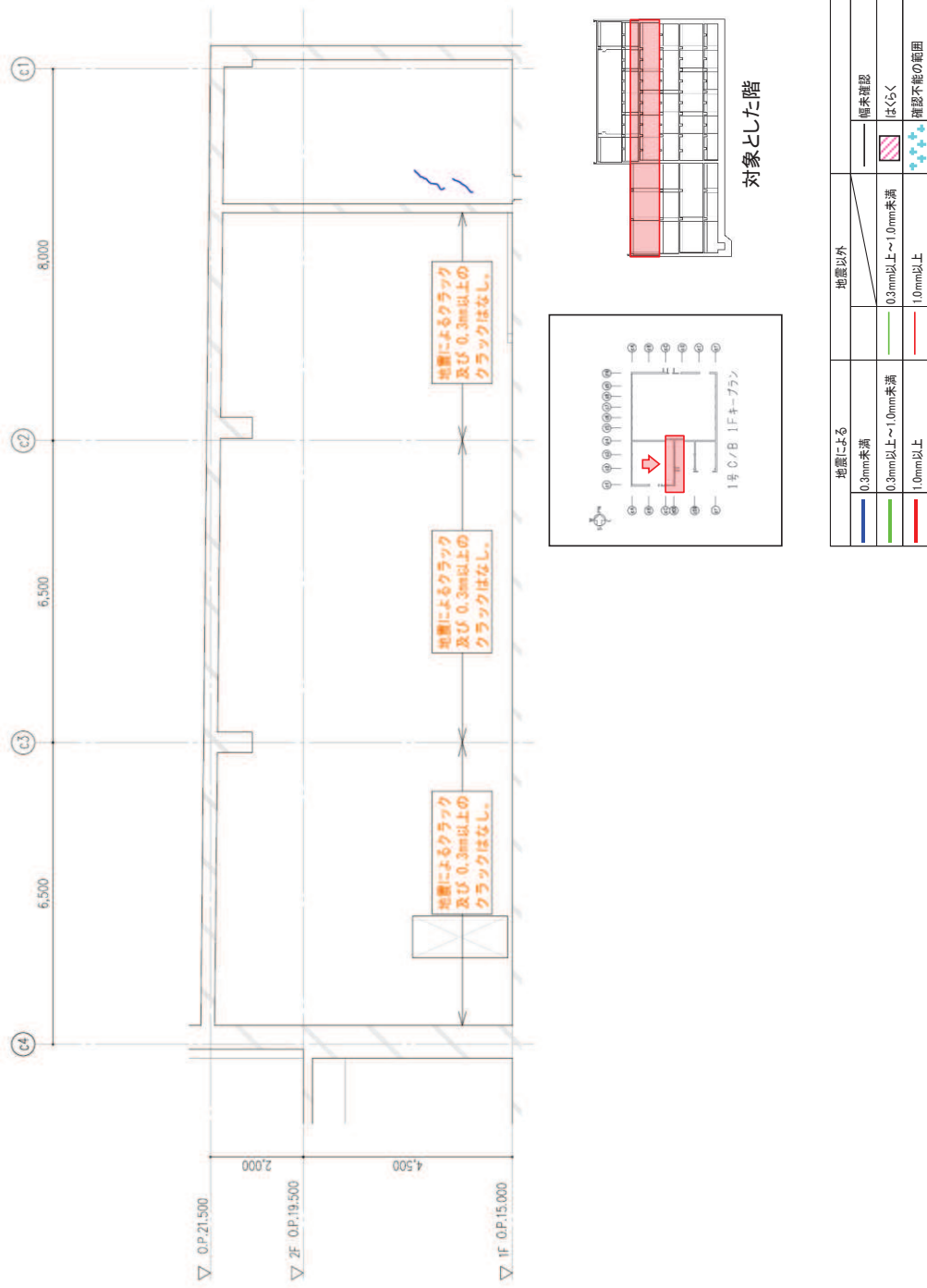
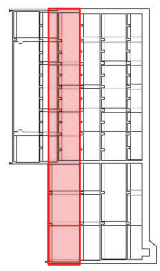
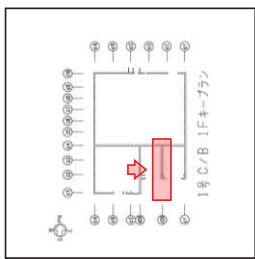
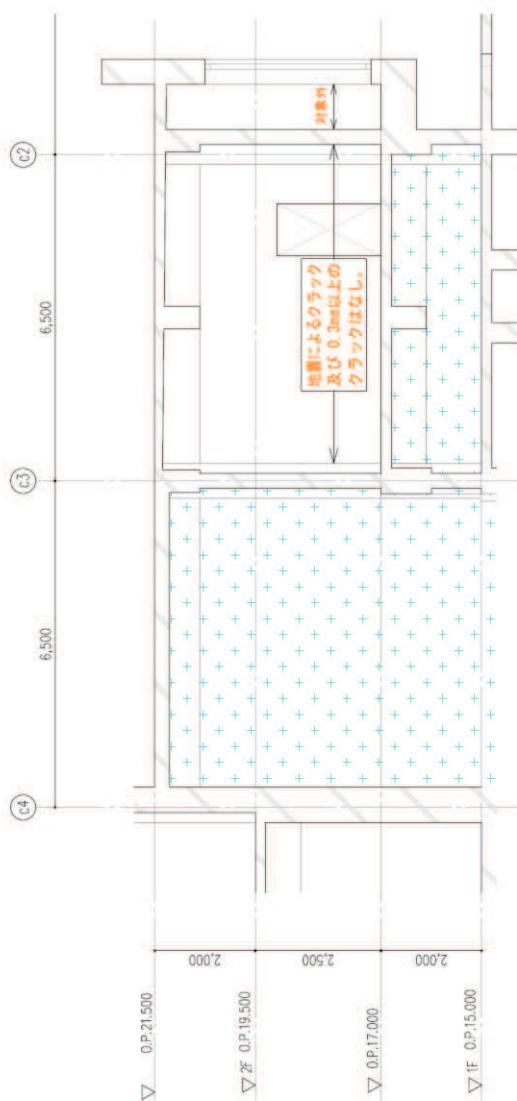


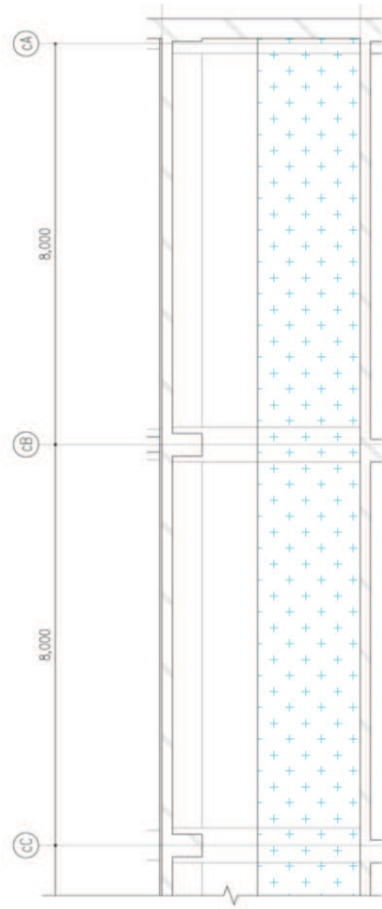
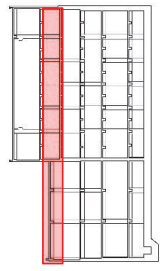
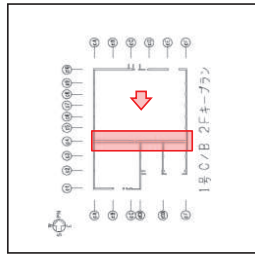
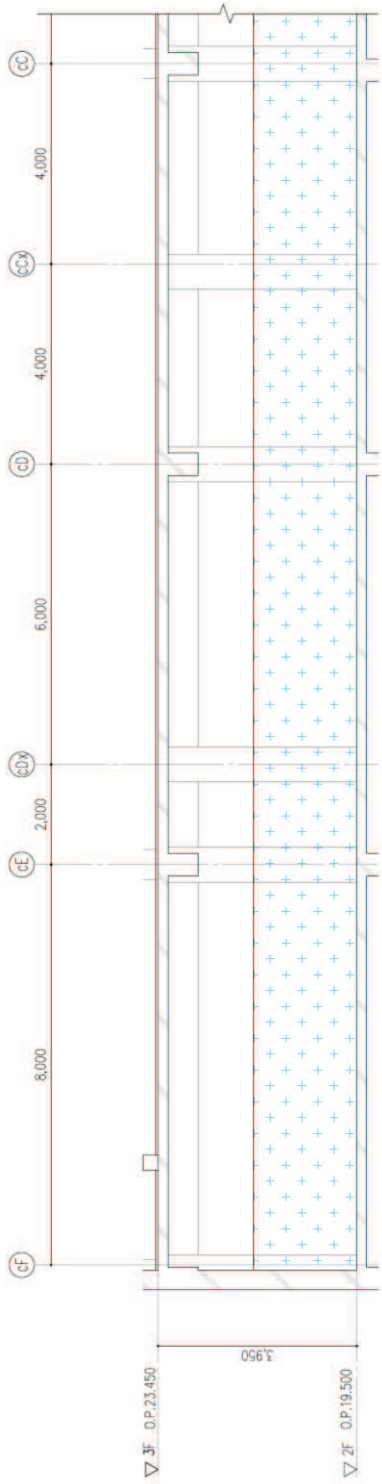
図 25 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (25) 1 階 CC-CD 通り間



対象とした階

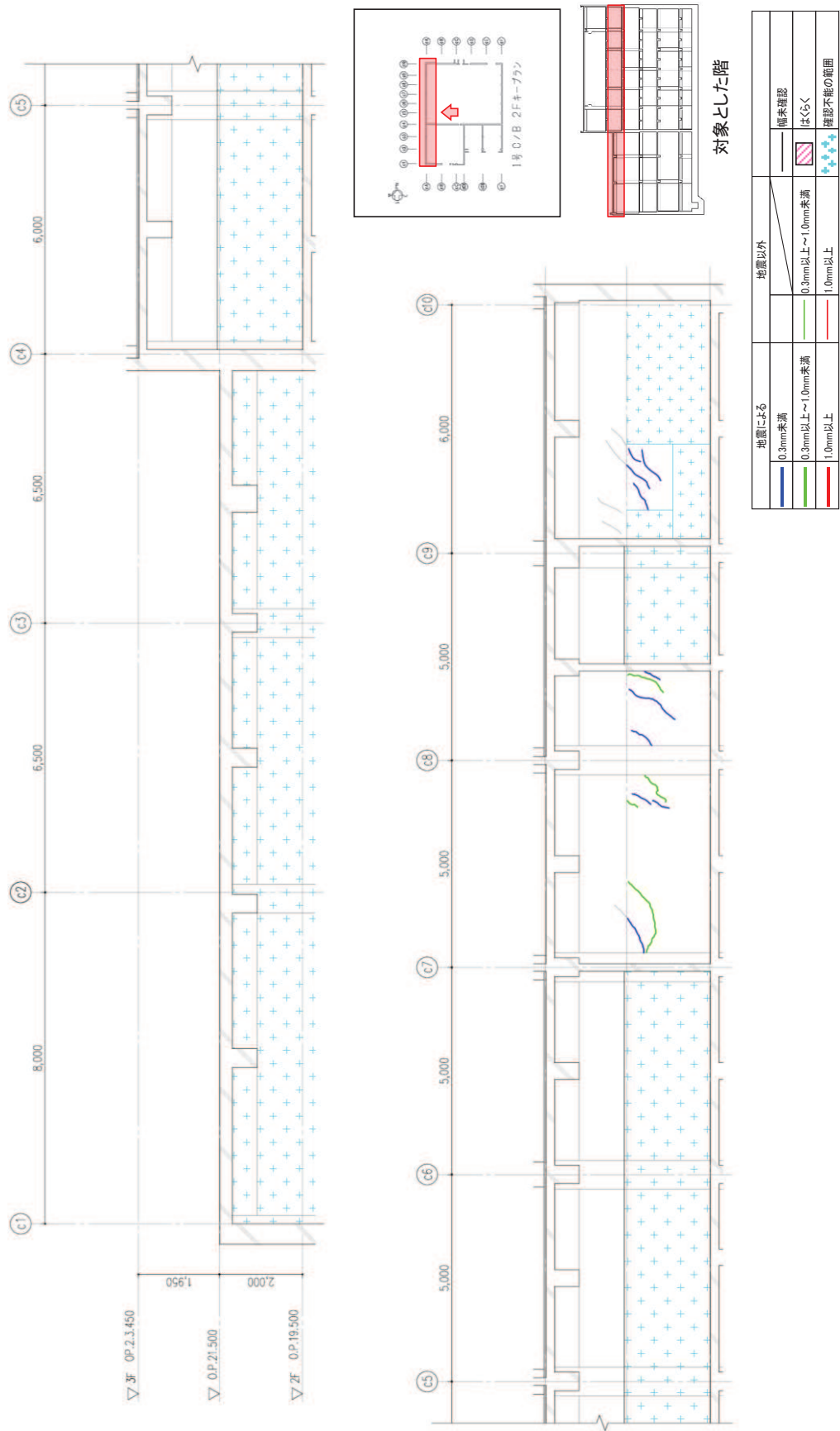
地震による	地震以外	備考確認
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

図 26 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (26) 1 階 CD-CE 通り間



地震による	地震以外	地震による
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	0.3mm以上～1.0mm未満
1.0mm以上	1.0mm以上	1.0mm以上
		確認不能の範囲

図 28 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (28) 2 階 C4 通り



対象とした階

図 30 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (30) 2 階 CA 通り

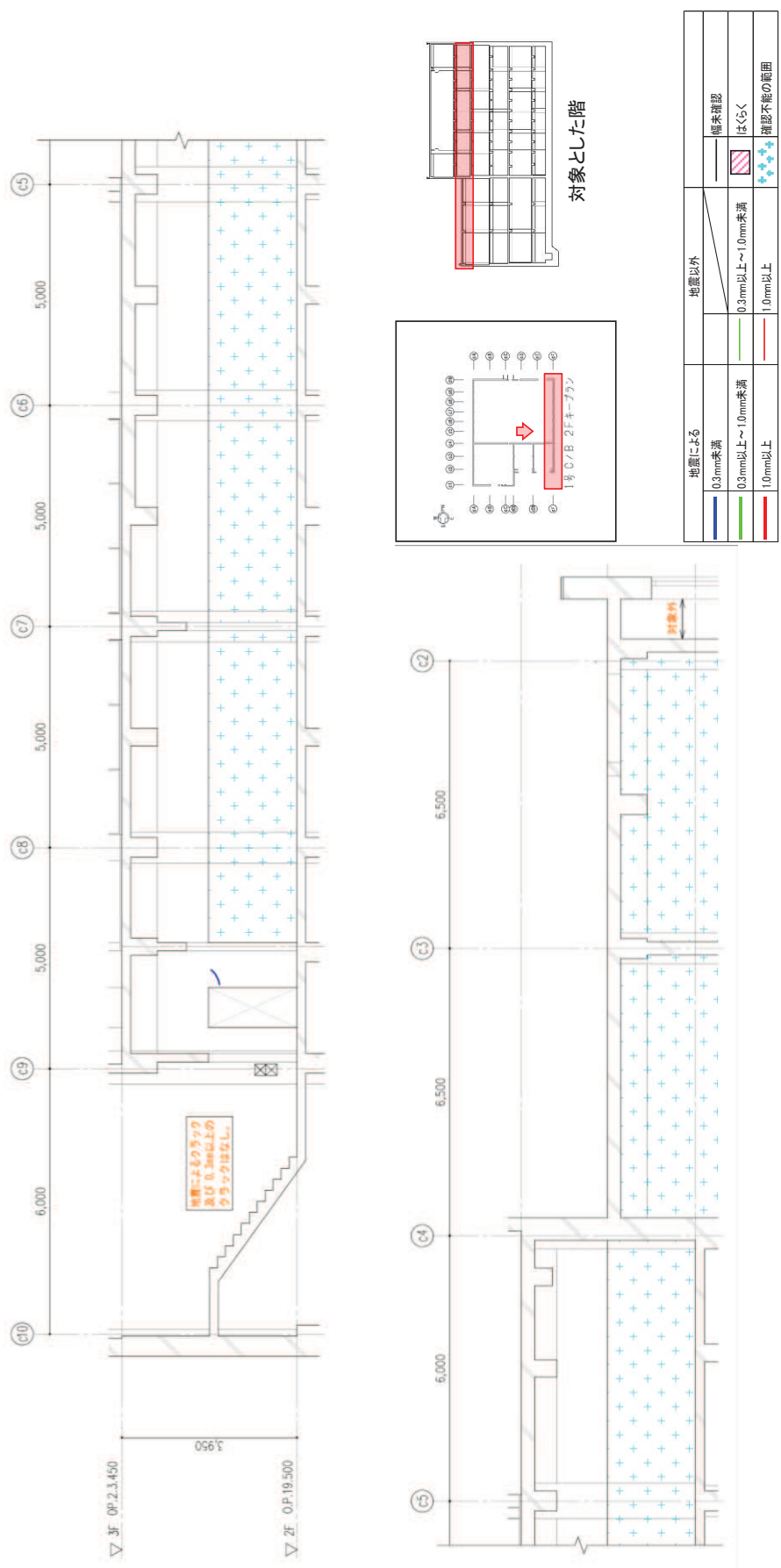


図 31 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (31) 2 階 CF 通り

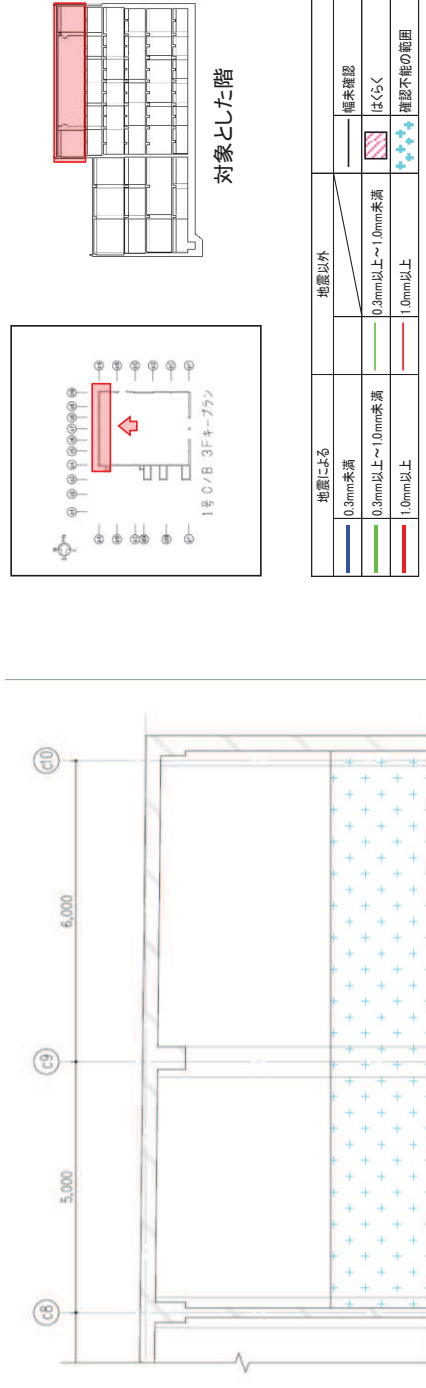
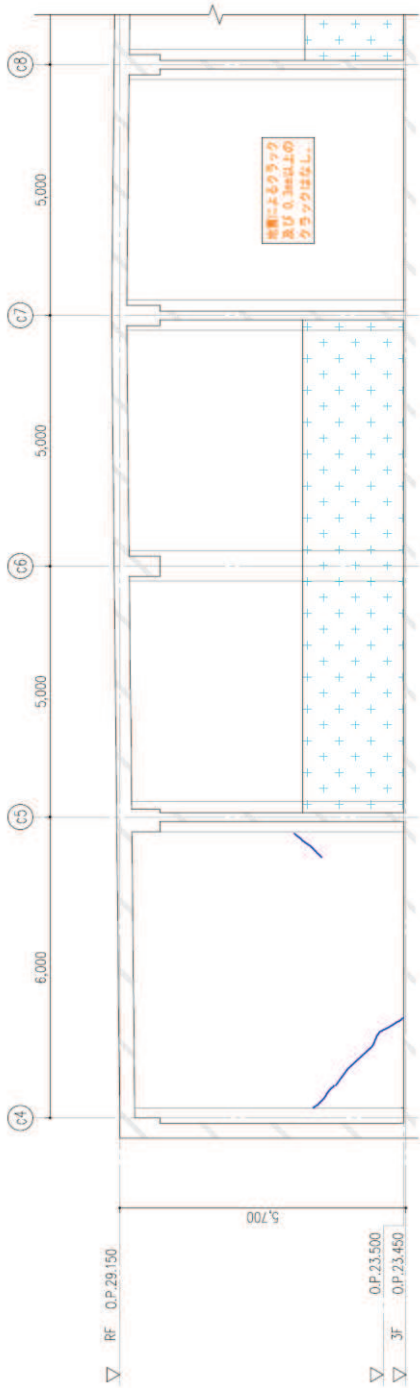
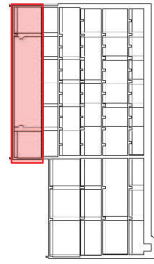
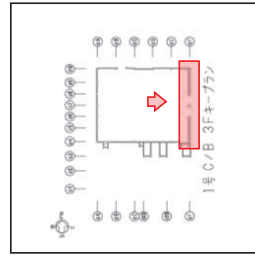
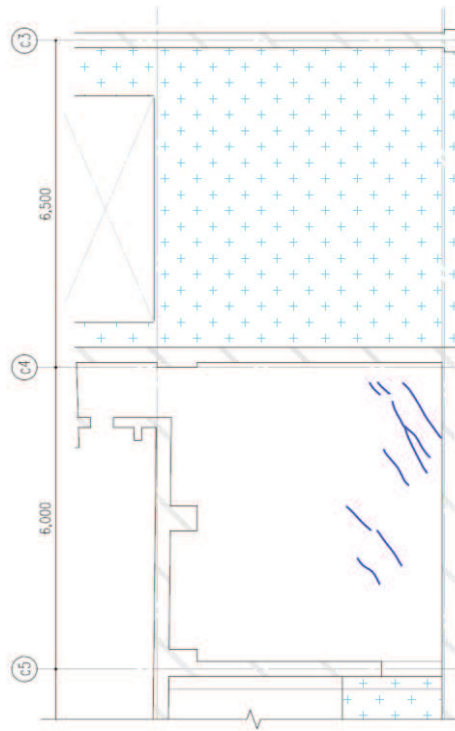
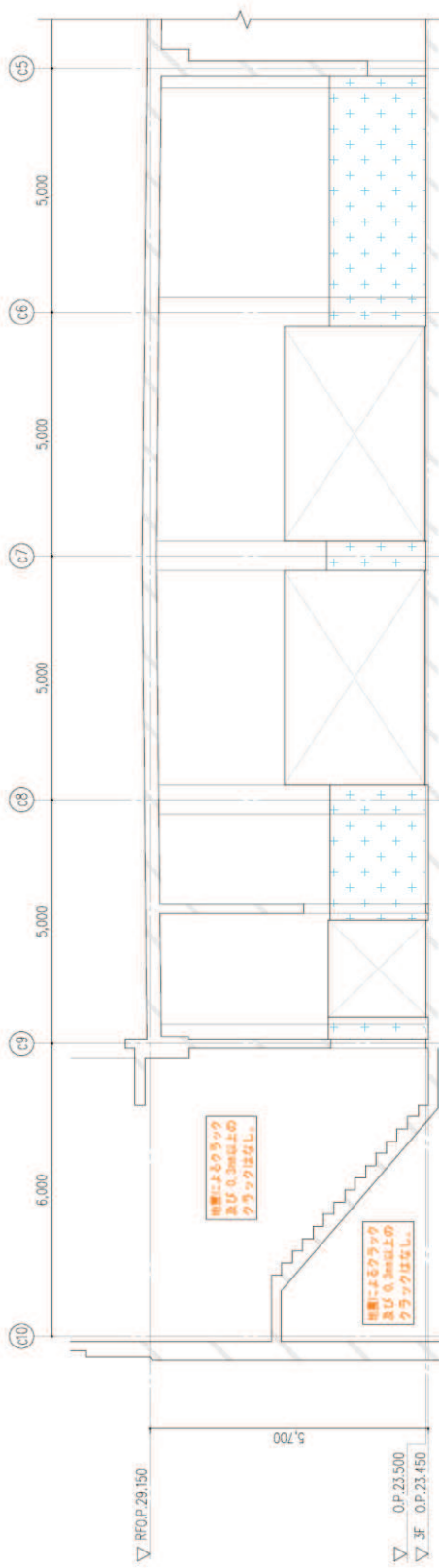


図 34 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (34) 3 階 CA 通り



対象とした階

地震による	地震以外	確認不能の範囲
0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	確認不能
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		確認不能の範囲

図 35 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (35) 3 階 CF 通り

別紙 1-2 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 1-2- 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 地震応答解析	別紙 1-2- 3
3. 評価結果のまとめ	別紙 1-2-25

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。

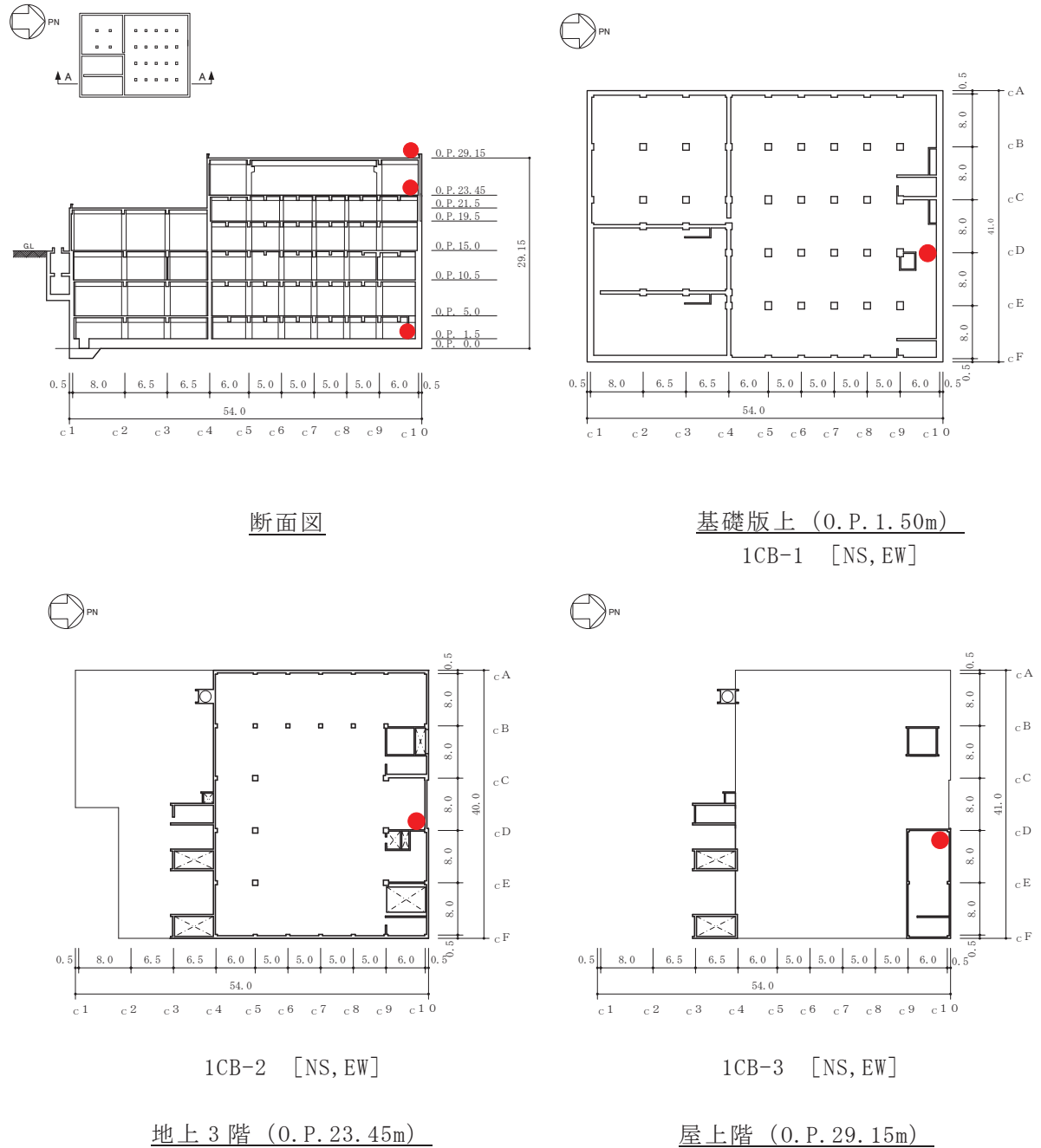


図2-1 地震計配置図

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。

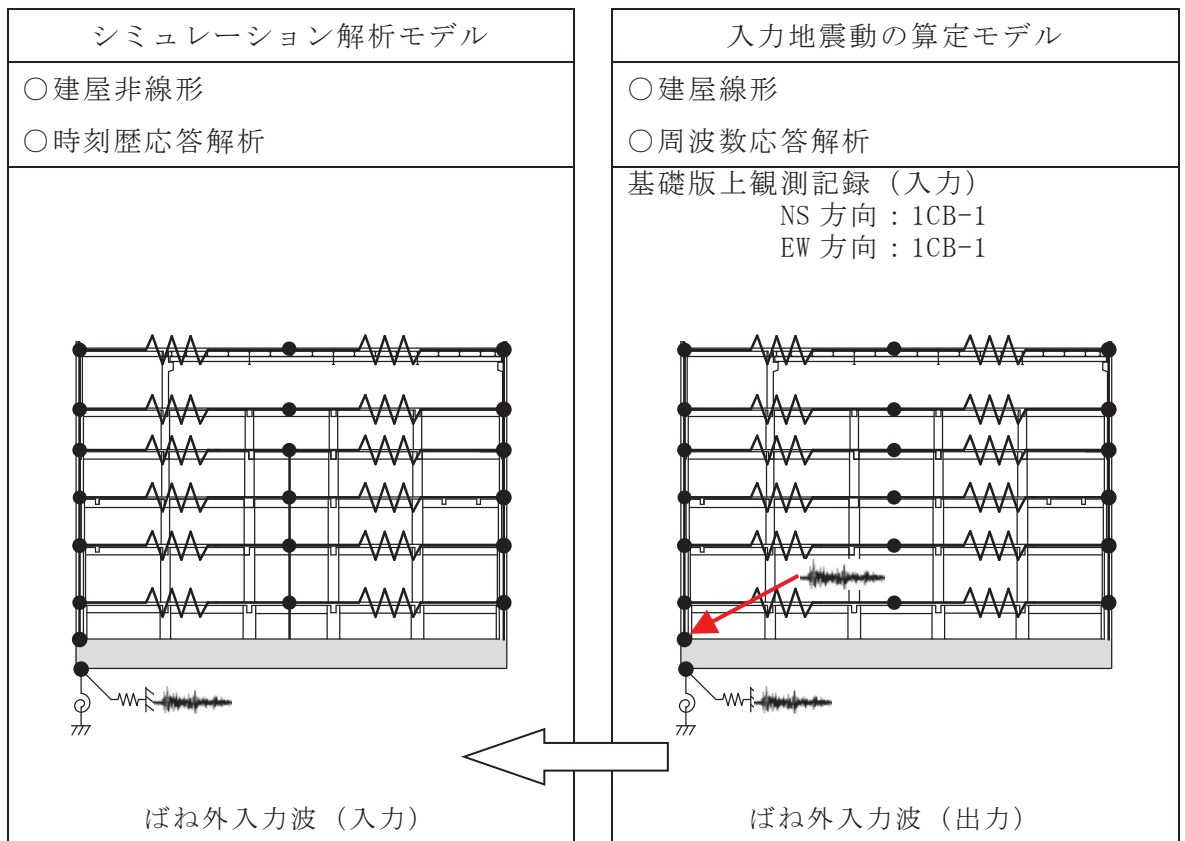


図2-2 入力地震動の算出概念図

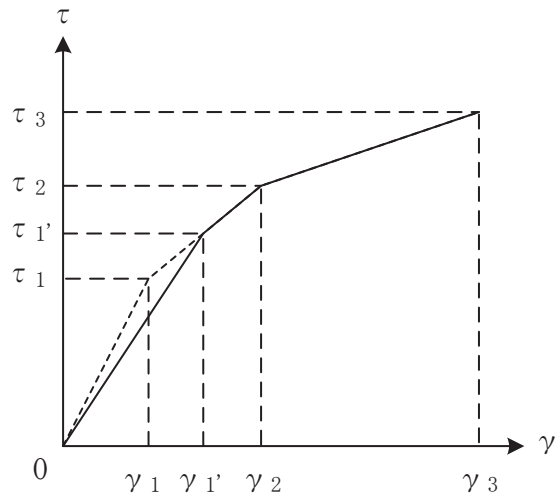
解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の3項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

解析モデルの諸元の設定について表2-1に示す。

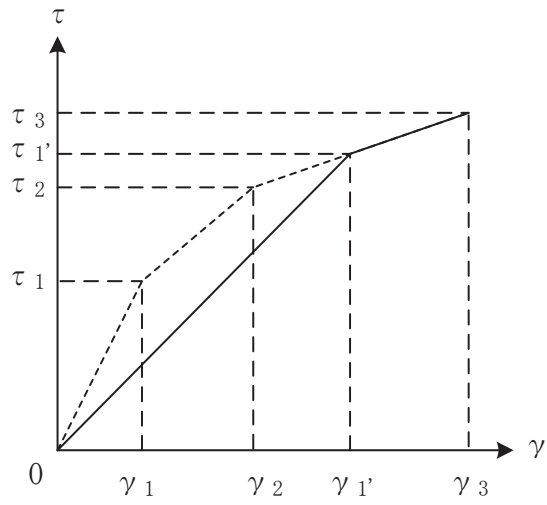
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて5%に設定した。また、NS、EW方向ともに同じ減衰定数とした。
- ③ 既工認では1軸多質点系モデルとしていたが、第2号機制御建屋におけるシミュレーション解析（補足620-4参照）を参照の上、建屋の構造や地震計位置も踏まえて多軸床柔多質点系モデルとした。

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

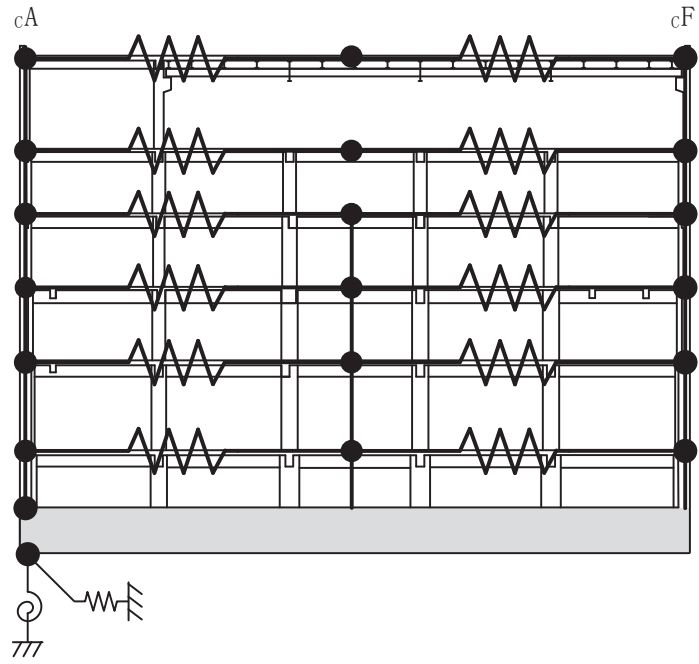
- ① 第 2 号機制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ② 地下 3 階から地上 2 階については、C1-C4 通り間、CC-CD 通り間の耐震壁を 1 軸に集約して中間位置に配置した。
- ③ 地上 3 階及び屋上階については、地震計位置との対応も考慮し、中間質点を設定した。

・ EW 方向

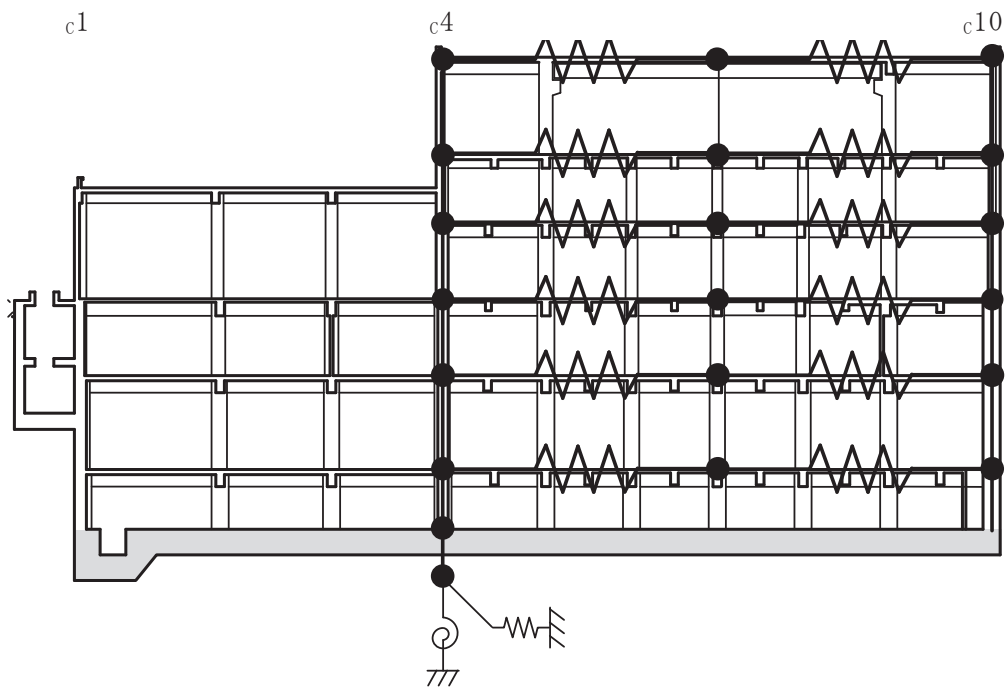
- ① 第 2 号機制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ② C1-C4 通りが低層階となっていること、C1-C4 通りの屋根スラブの高さが C4-C10 通りの床スラブ位置とずれていることなどを踏まえて、C1 通りは C4 通りに集約してモデル化した。
- ③ NS 方向モデルの地上 3 階及び屋上階と同様に、C4-C10 通り間は中央質点を設定した。

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)

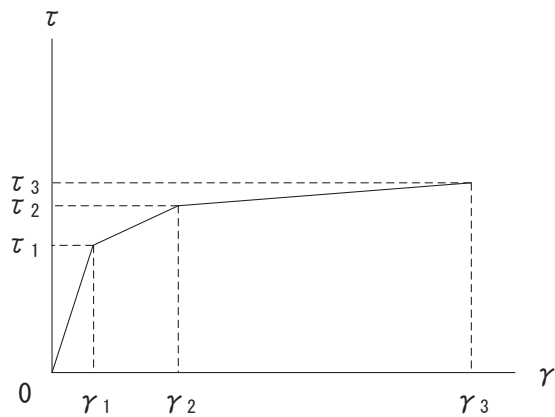
図 2-4 地震応答解析モデル (水平方向)

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

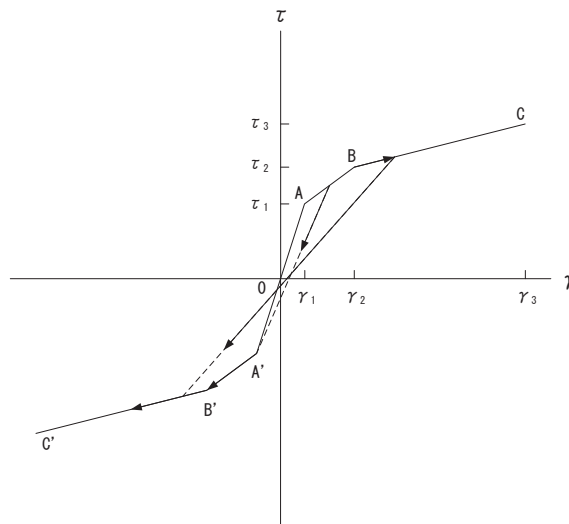
注記*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の設計値に対する係数

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



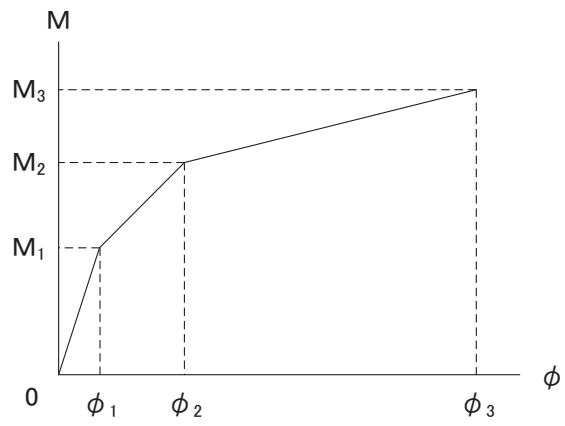
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

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

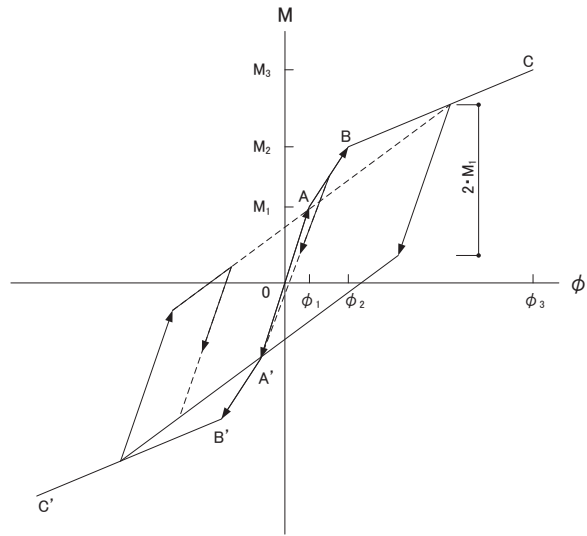
M_3 : 終局点の曲げモーメント

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)

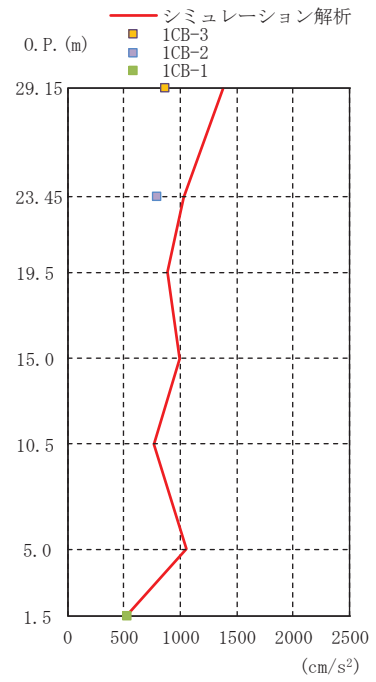
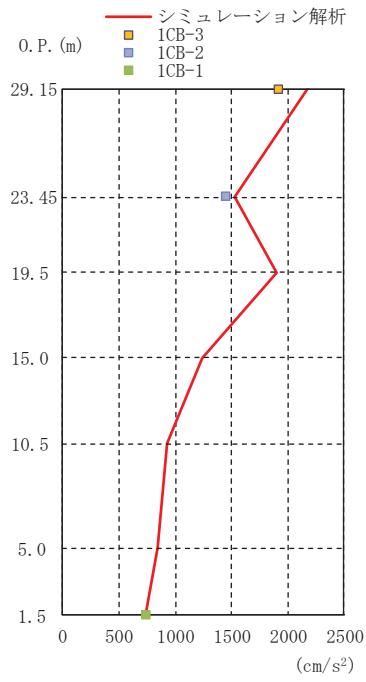
EW 方向

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。

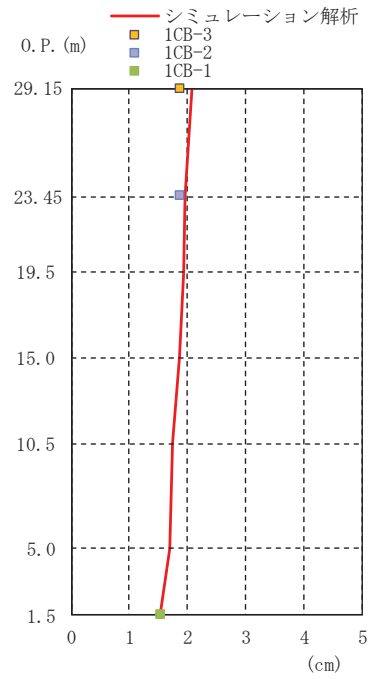
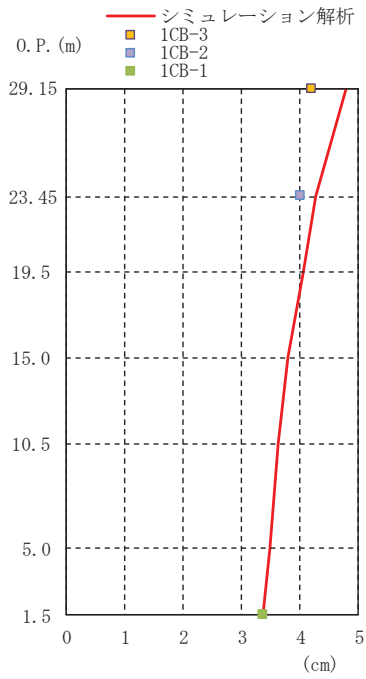
最大応答加速度，最大応答変位の比較から，部分的に解析結果が過大な評価となっているものの全体的に地震時の応答の傾向を捉えている。また，加速度応答スペクトルの比較から，解析結果は建屋の固有周期を概ね再現しているものの全体的に大きめの評価となっている。



NS 方向

EW 方向

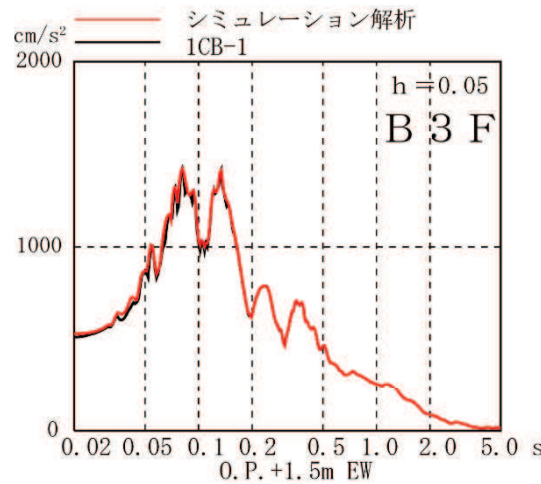
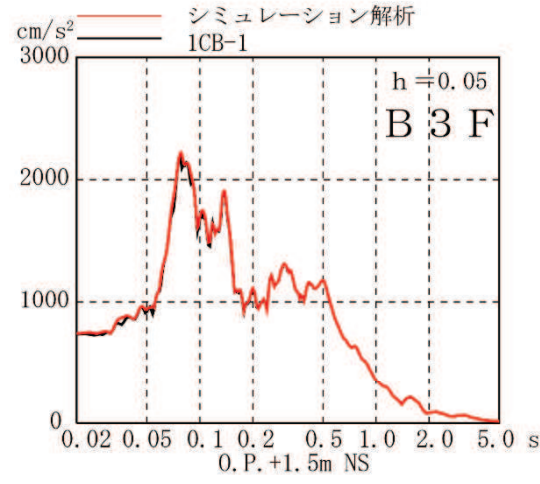
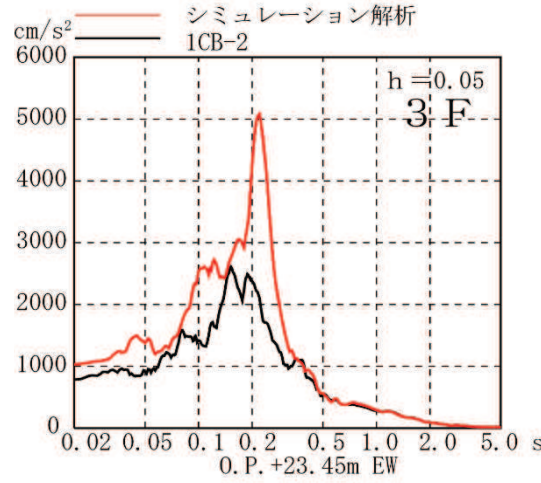
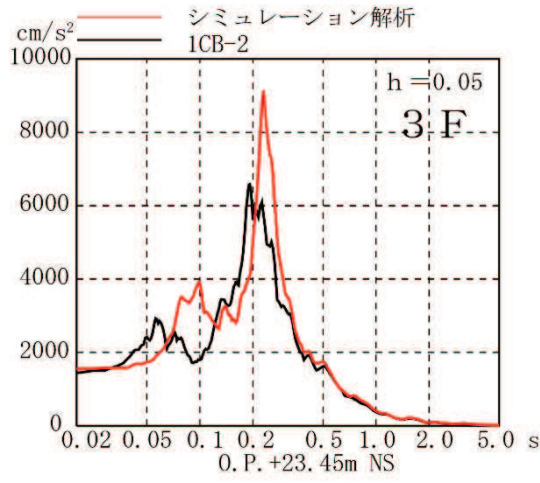
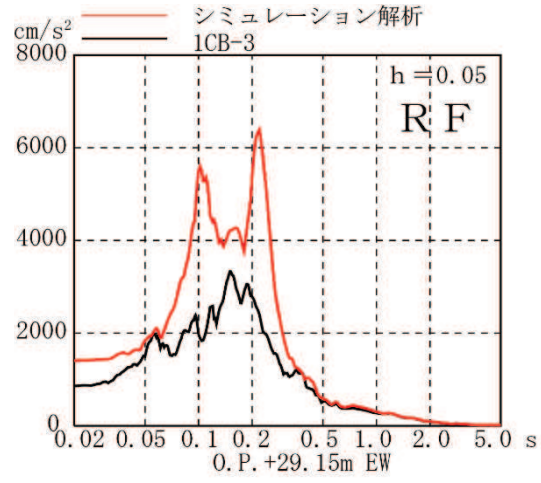
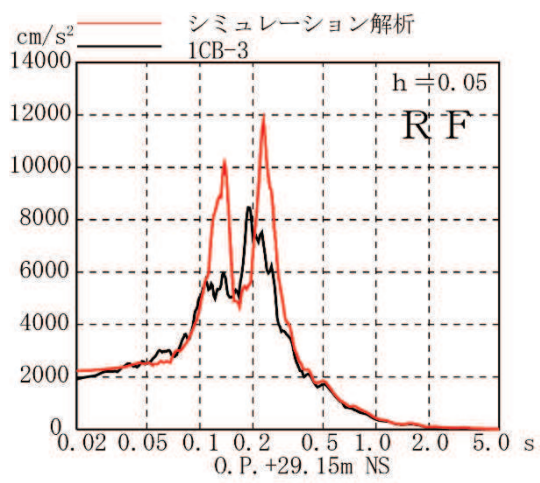
図 2-9 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

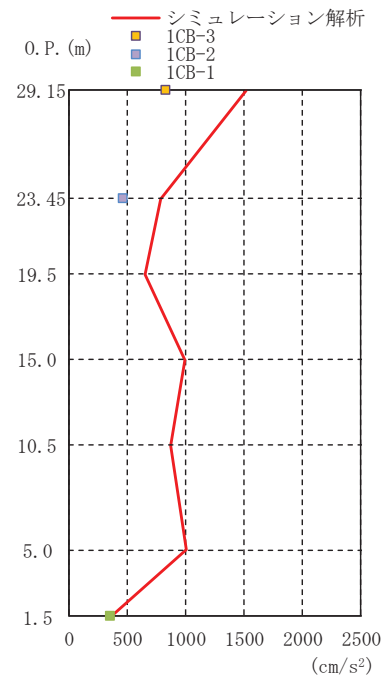
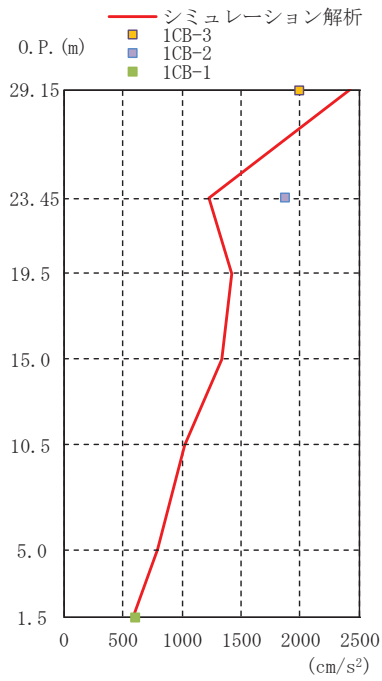
図 2-10 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

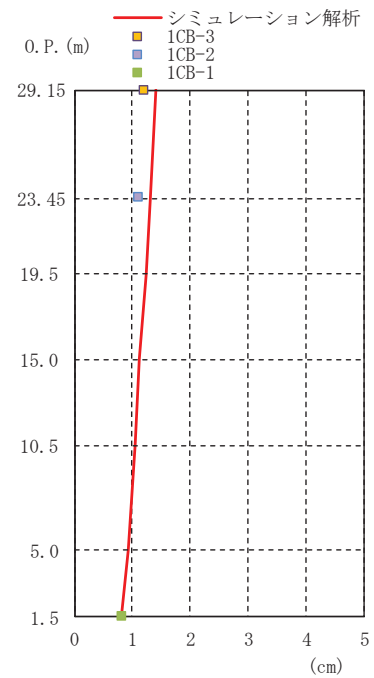
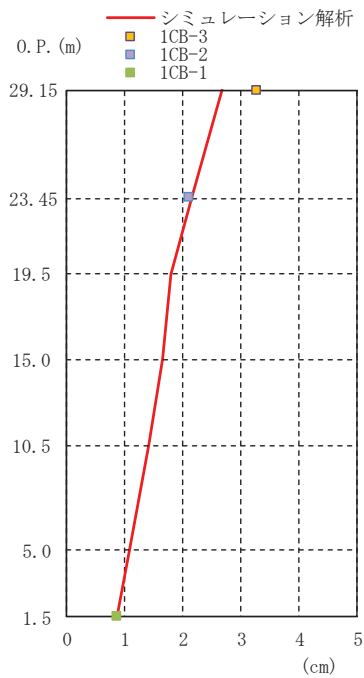
図 2-11 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

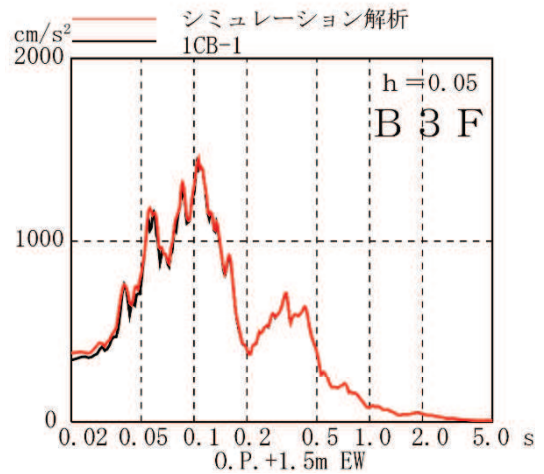
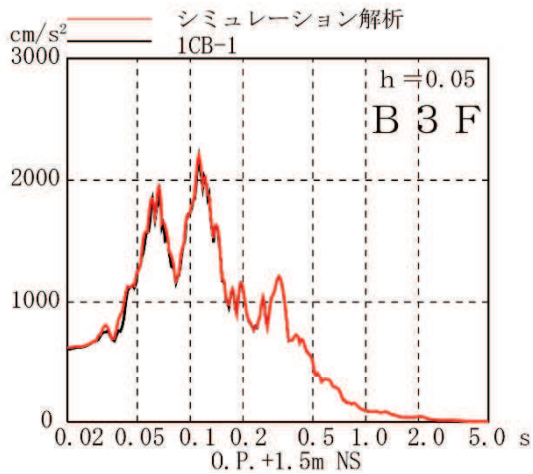
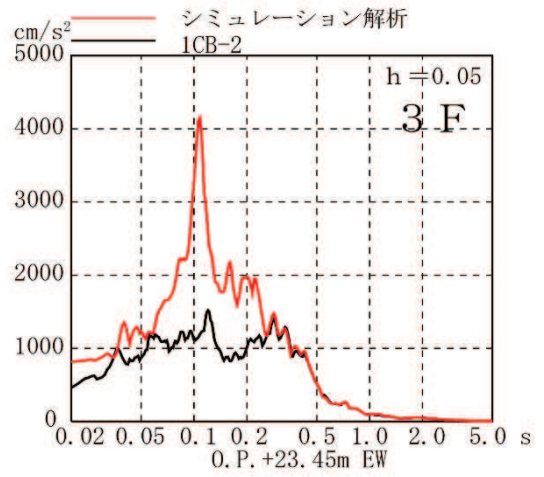
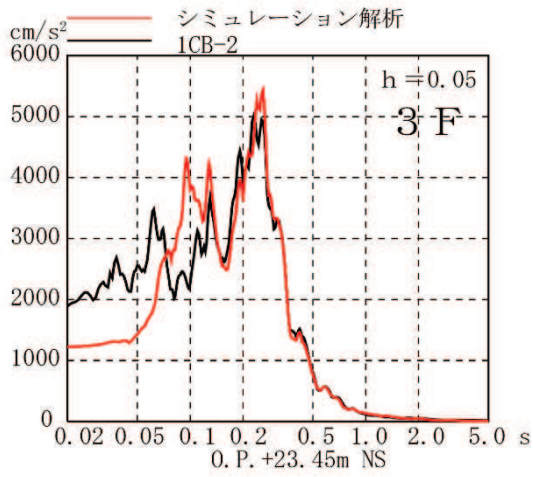
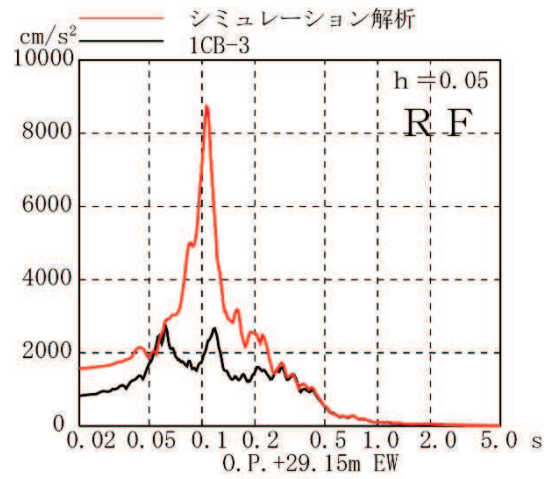
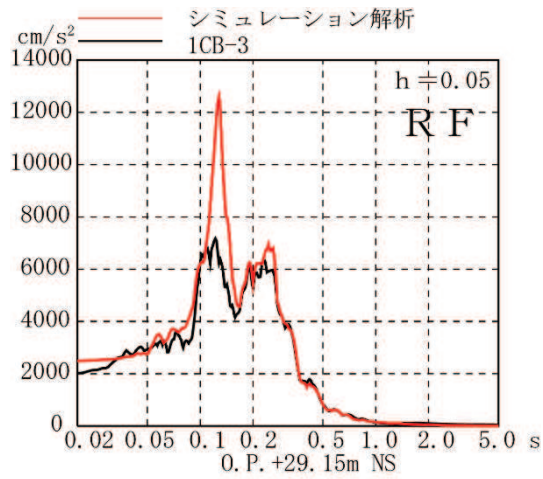
図 2-12 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)



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)

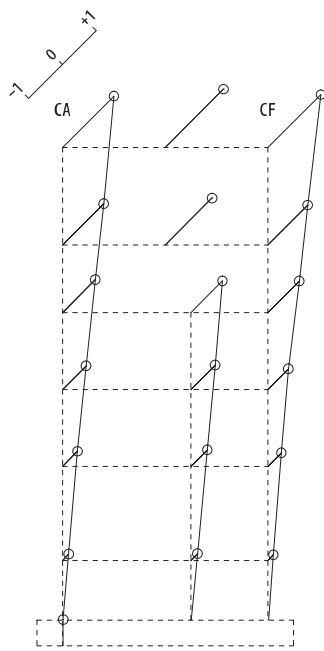
(剛性補正係数 0.35)

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)

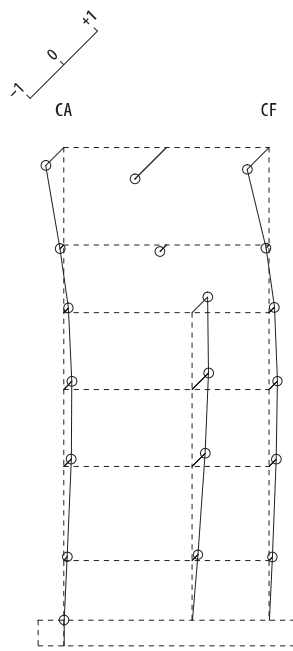
次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.211	4.75	1.629
2	0.105	9.55	0.878
3	0.084	11.96	0.207
4	0.079	12.72	0.577
5	0.076	13.08	0.065
6	0.075	13.42	0.069
7	0.071	14.02	0.004
8	0.064	15.54	0.231
9	0.051	19.49	0.304



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

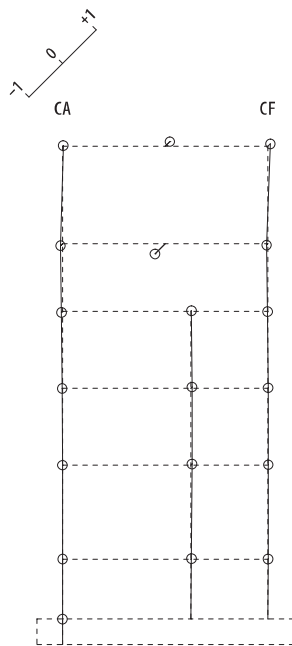
1次



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

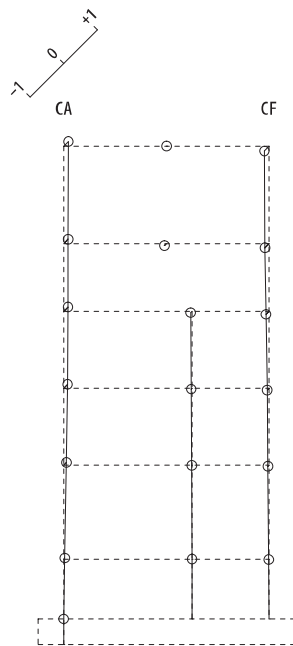
2次



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

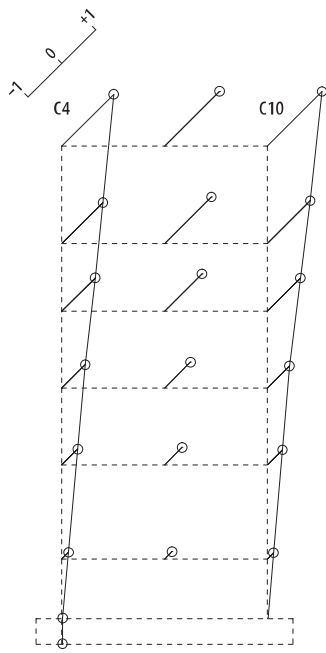


固有周期 0.082 s
固有振動数 12.18 Hz
刺激係数 0.140

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

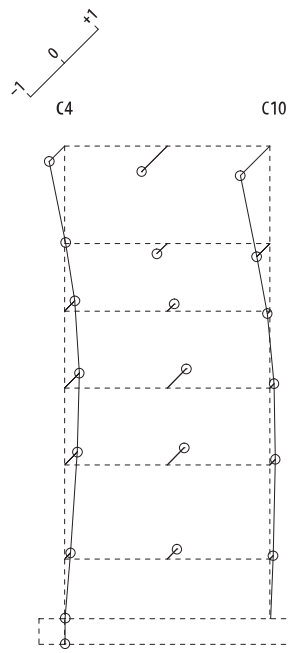
図 2-15 固有振動モード (NS 方向)



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

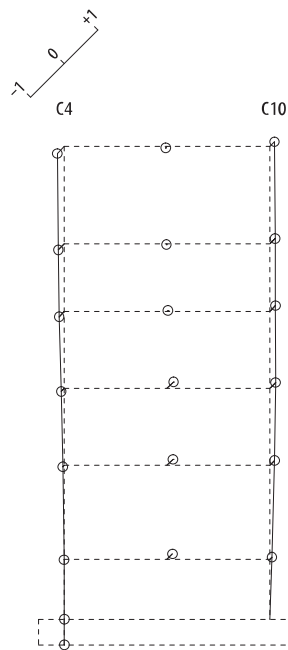
1次



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

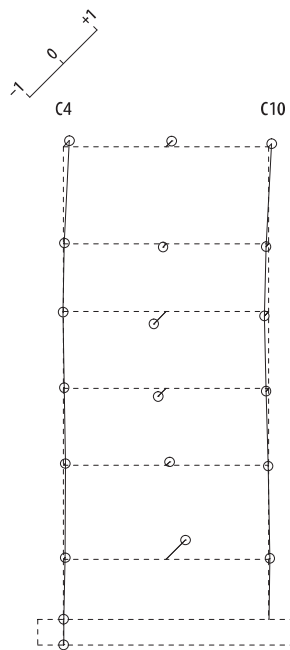
2次



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，大きめの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 7 第 1 号機制御建屋と制御建屋の振動特性について

目次

1. 概要…………… 別紙 7-1
2. 第 1 号機制御建屋と制御建屋の振動特性…………… 別紙 7-1
3. 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 7-9

1. 概要

第1号機制御建屋と制御建屋との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結果となっており、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が考えられる。

本資料では、第1号機制御建屋と制御建屋の振動特性及び応答変位時刻歴波形から、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の振動特性

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に、それぞれの固有値解析結果（固有周期、固有振動数及び刺激係数）を表2-1に、刺激関数図を図2-3に示す。なお、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及び図2-3より、第1号機制御建屋と制御建屋の1次固有周期は概ね整合していることが確認できる。

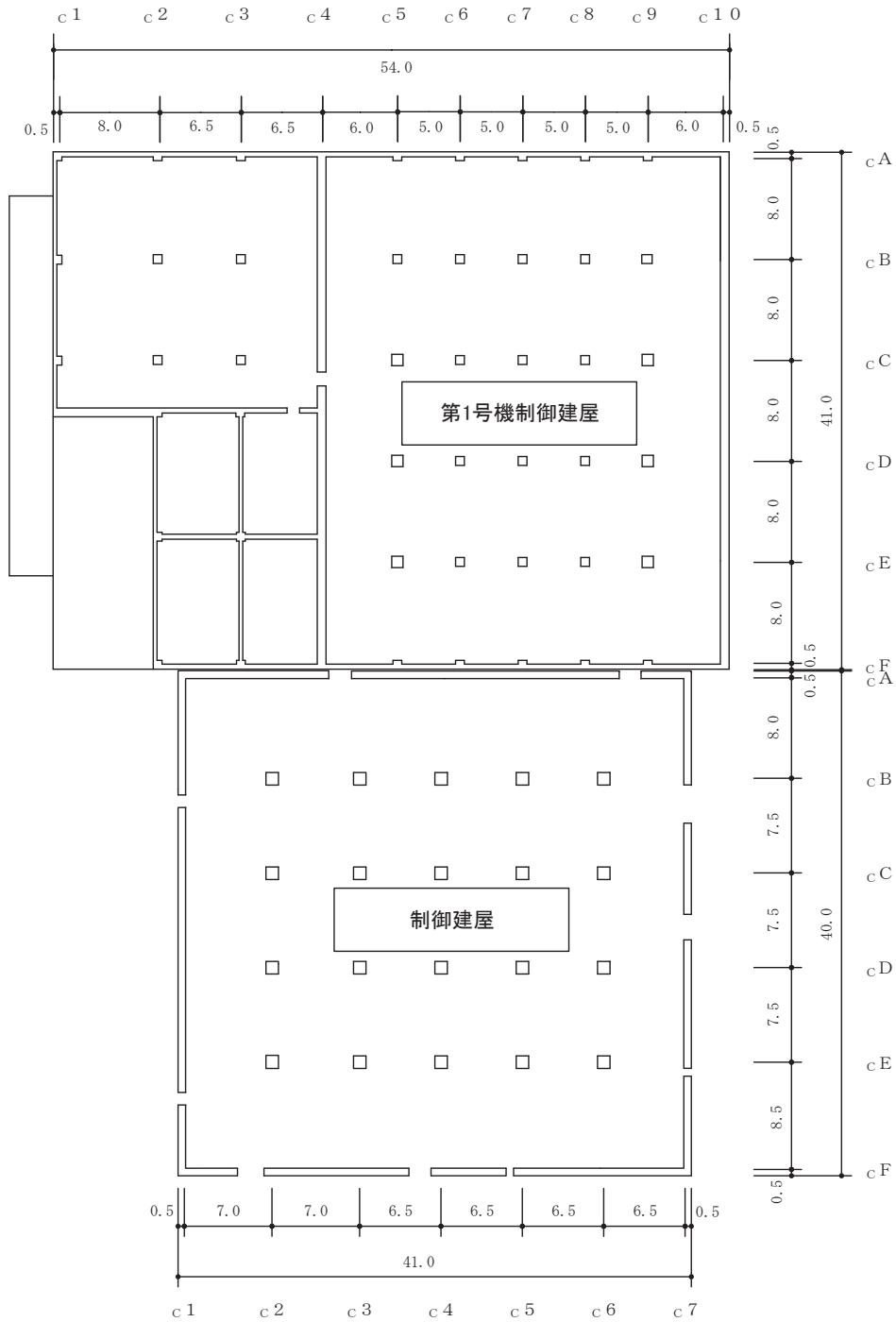
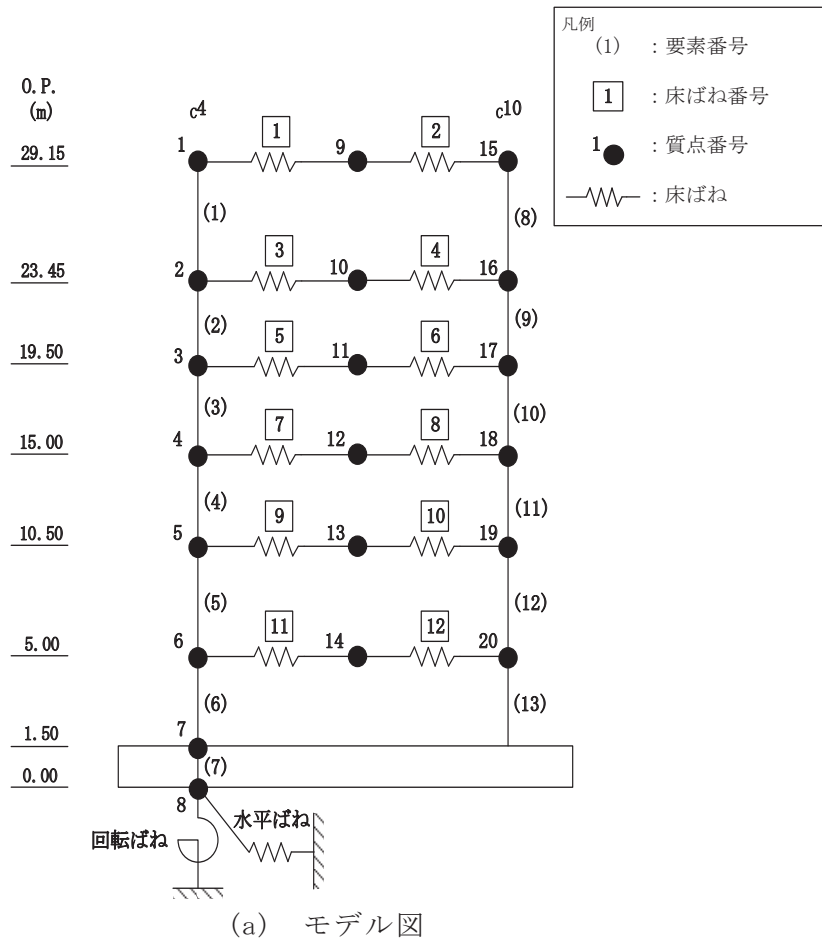


図 2-1 第 1 号機制御建屋と制御建屋の配置図



質点番号
質点重量(×10kN)

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		

回転慣性重量* = $5.28 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点(質点番号8)に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 2-2(1) 第 1 号機制御建屋 地震応答解析モデル (EW 方向) (1/2)

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)

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	

コンクリート部

ヤング係数	E	9.27×10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.97×10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

O.P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね (×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

(d) 床ばねのばね定数

図 2-2(2) 第1号機制御建屋 地震応答解析モデル (EW 方向) (2/2)

$E_c = 13240 \text{ N/mm}^2$
 $G_c = 5690 \text{ N/mm}^2$

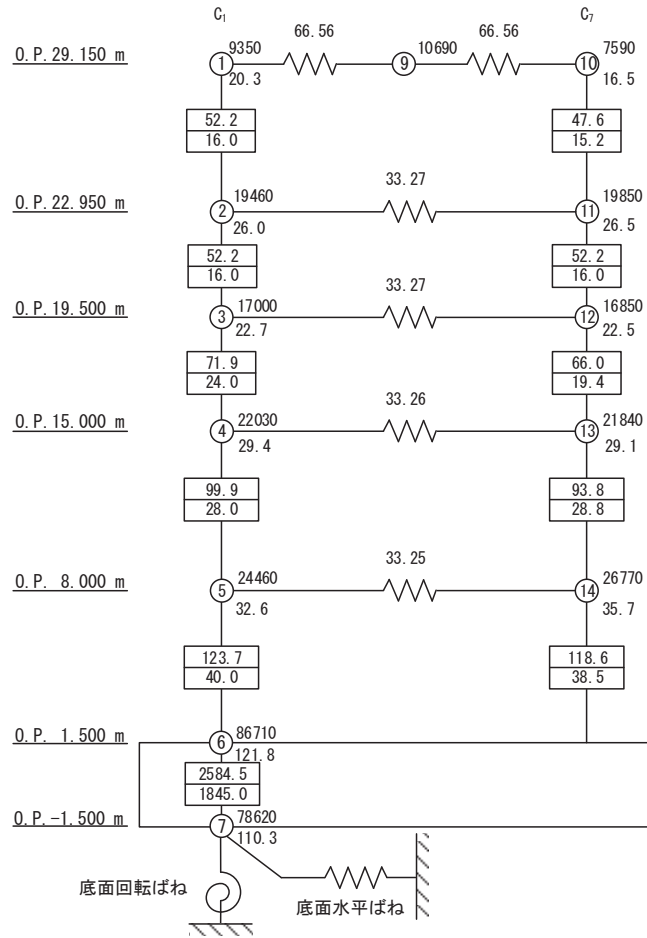
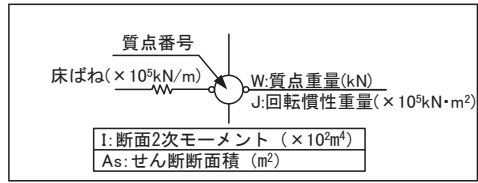


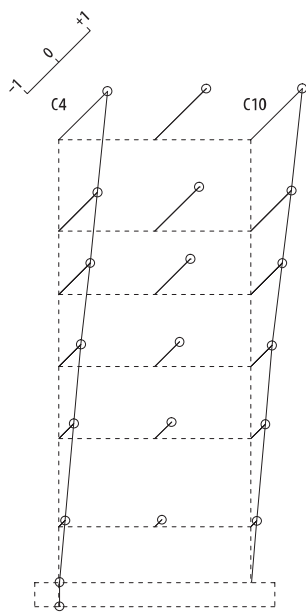
図 2-2(3) 制御建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2-1 (1) 第 1 号機制御建屋 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	備考
1	0.209	4.79	1.628	建屋全体 1 次
2	0.104	9.64	0.881	建屋全体 2 次
3	0.083	12.01	0.199	
4	0.078	12.74	0.584	建屋全体 3 次
5	0.076	13.12	0.040	
6	0.075	13.42	0.068	
7	0.071	14.07	0.006	
8	0.064	15.67	0.248	
9	0.051	19.52	0.304	

表 2-1 (2) 制御建屋 固有値解析結果 (EW 方向)

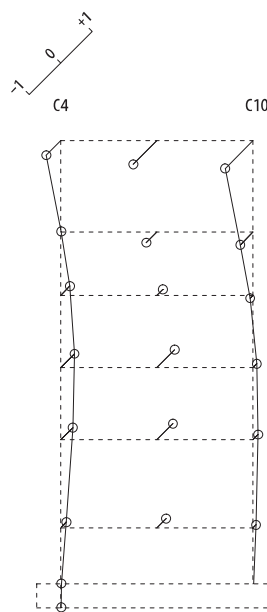
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.202	4.96	1.481	建屋全体 1 次
2	0.087	11.45	0.073	
3	0.082	12.17	0.761	建屋全体 2 次
4	0.071	14.09	0.005	
5	0.065	15.38	0.104	
6	0.054	18.69	0.514	
7	0.051	19.66	0.184	
8	0.040	25.18	0.423	建屋全体 3 次



固有周期 0.209 s
固有振動数 4.79 Hz
刺激係数 1.628

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

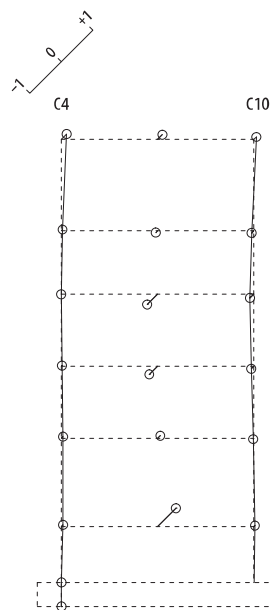
1 次モード



固有周期 0.104 s
固有振動数 9.64 Hz
刺激係数 0.881

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 次モード

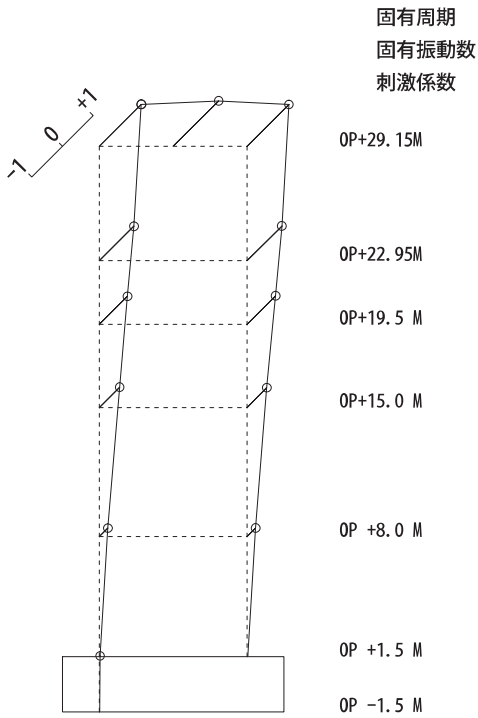


固有周期 0.078 s
固有振動数 12.74 Hz
刺激係数 0.584

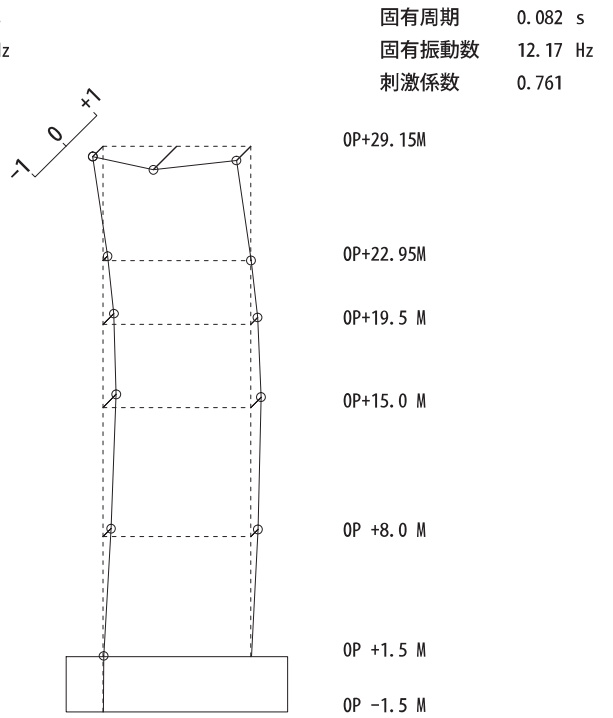
OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次モード

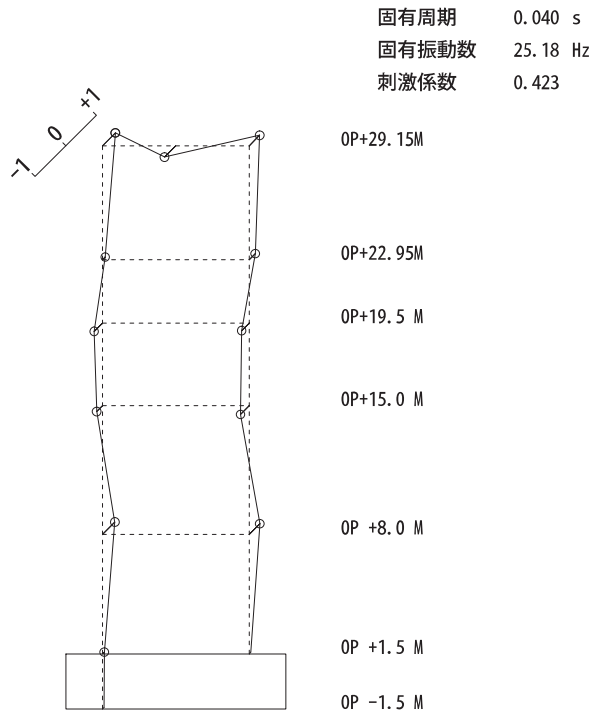
図 2-3 (1) 第 1 号機制御建屋 刺激関数図 (EW 方向)



1次モード



3次モード



8次モード

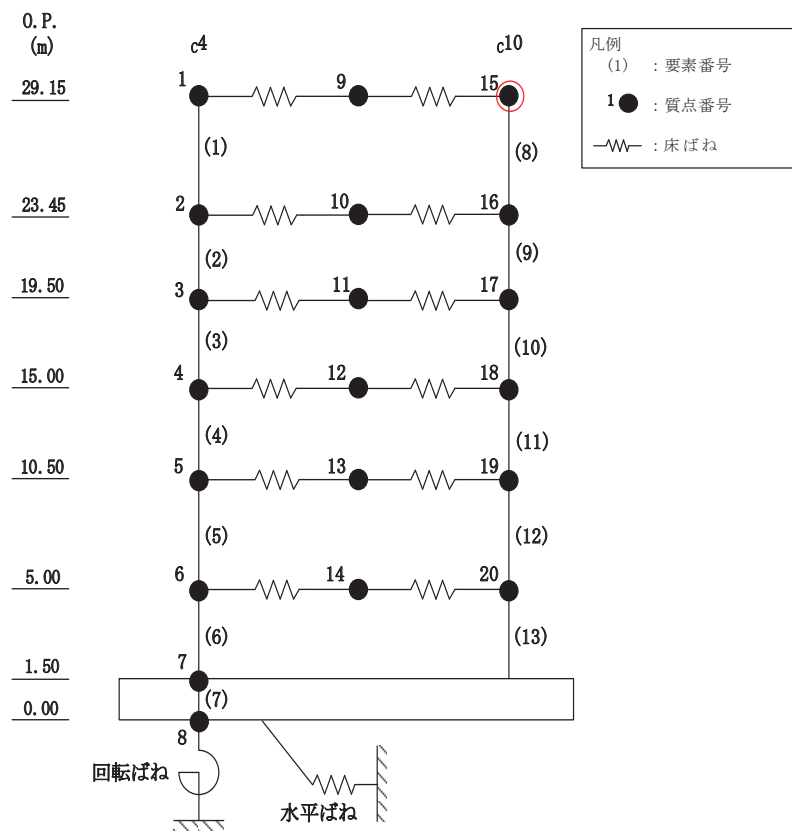
図 2-3 (2) 制御建屋 刺激関数図 (EW 方向)

3. 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3-1及び図3-2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3-3に示す。

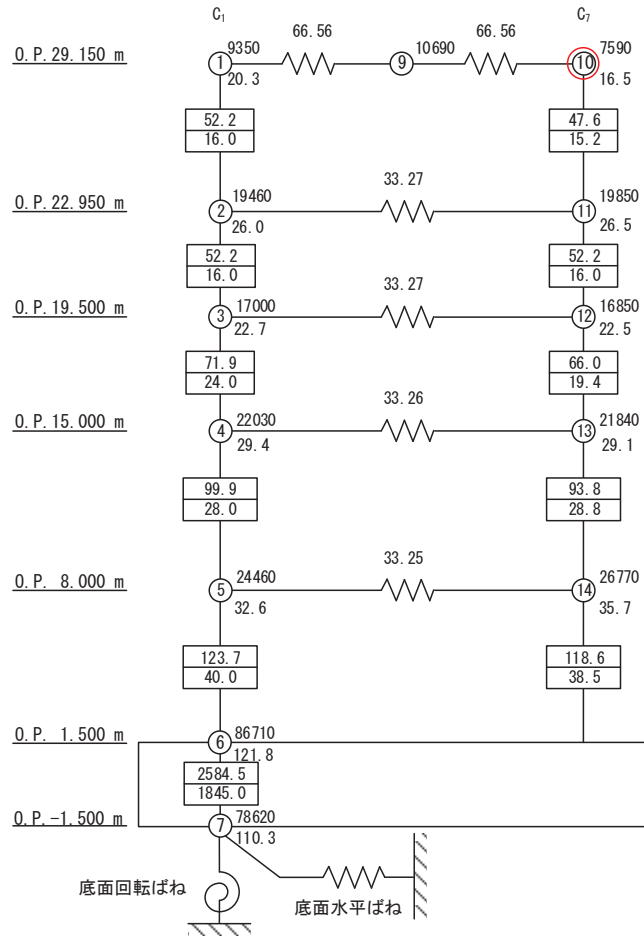
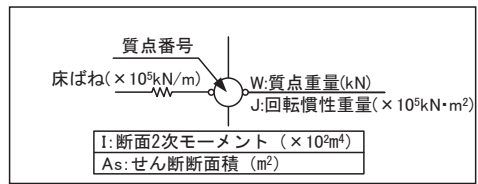
図3-3から，第1号機制御建屋と制御建屋の質点は概ね同位相で振動していることを確認した。



注：時刻歴相対変位が最大となる質点を○で示す。

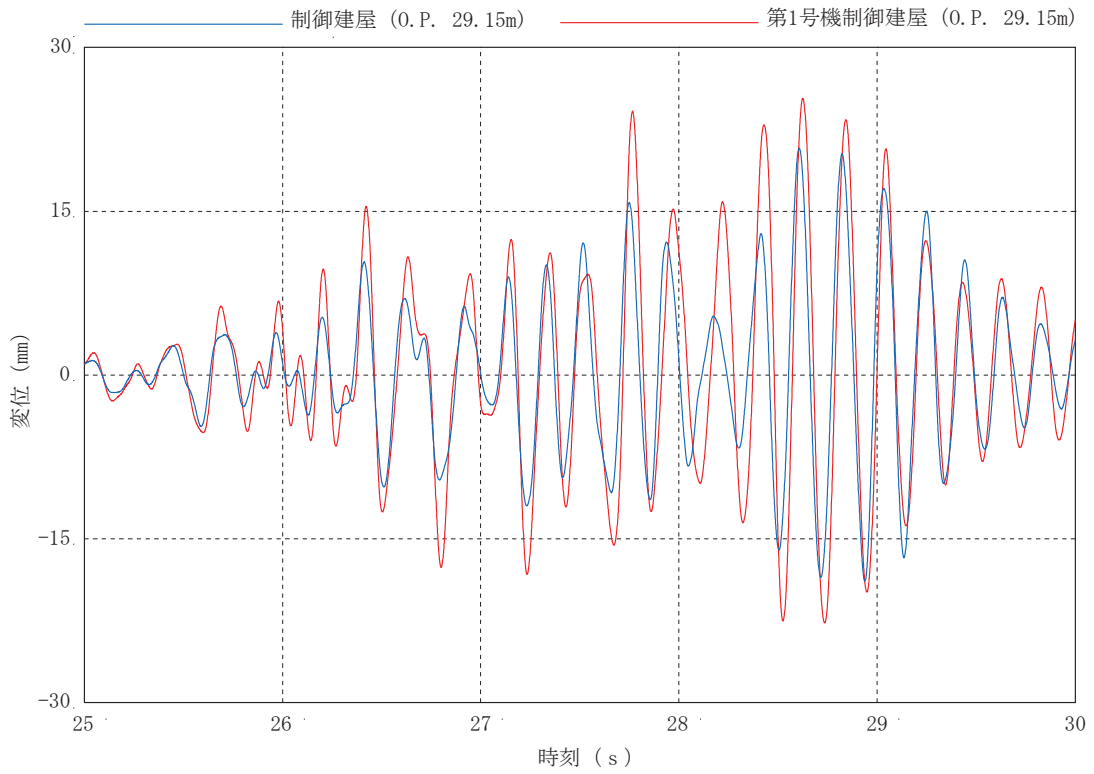
図3-1 第1号機制御建屋の地震応答解析モデル（EW方向）

$E_c = 13240 \text{ N/mm}^2$
 $G_c = 5690 \text{ N/mm}^2$

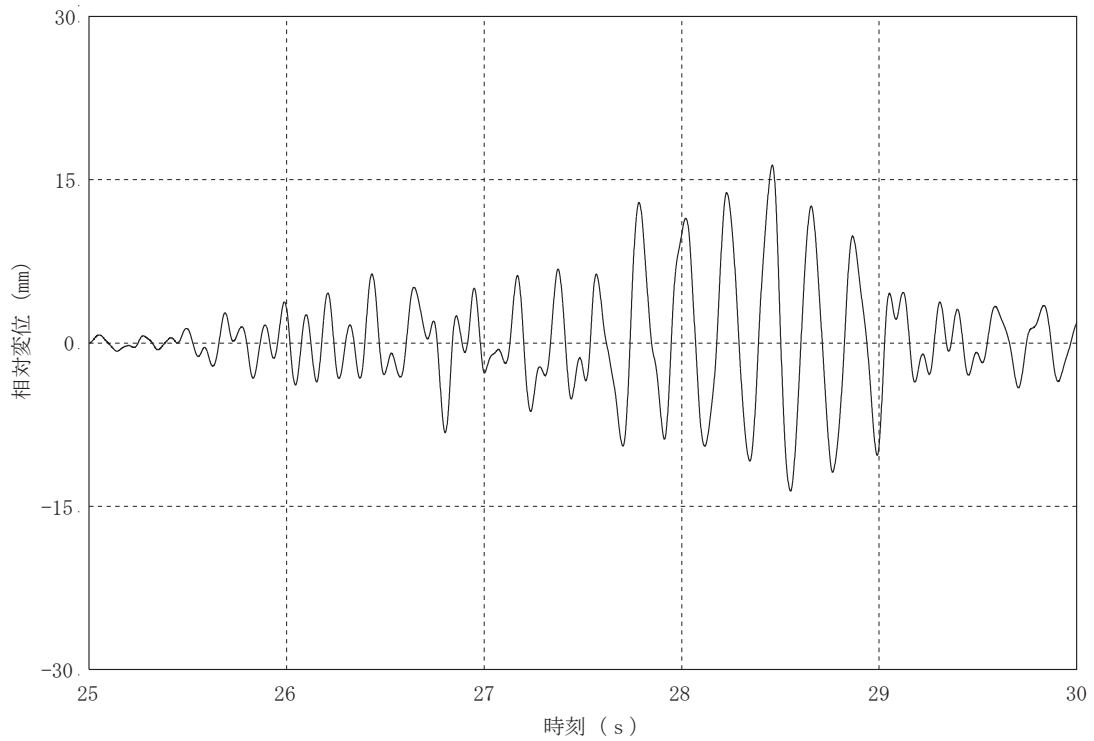


注：時刻歴相対変位が最大となる質点を○で示す。

図 3-2 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3-3 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)