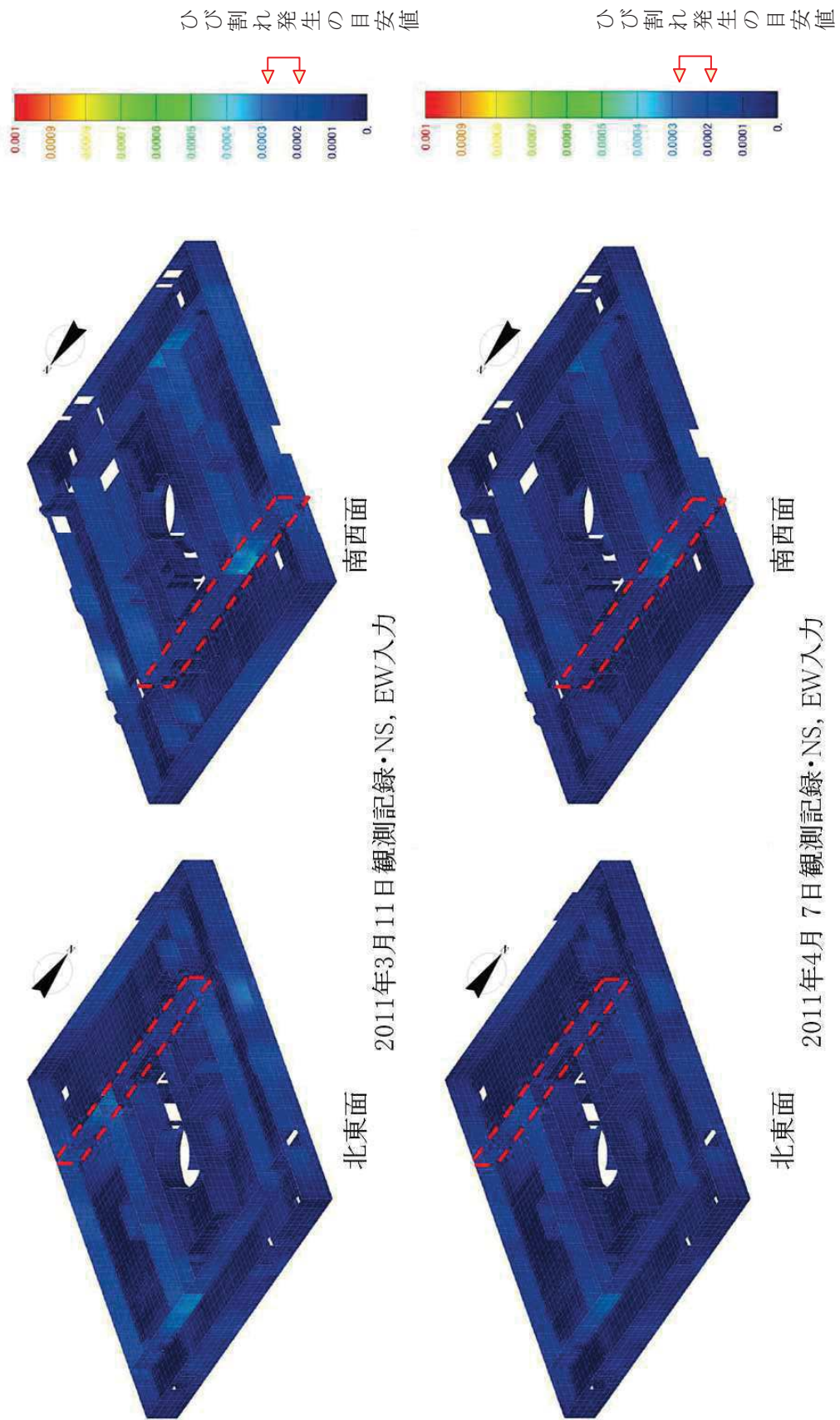


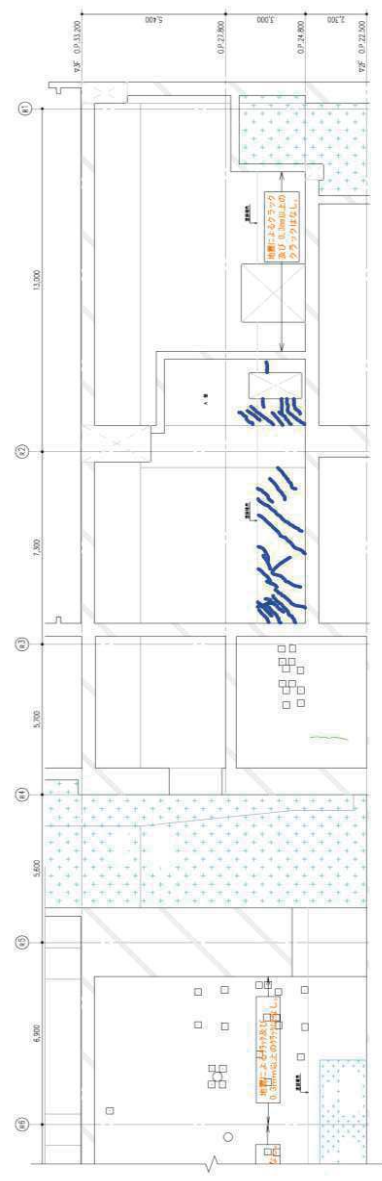
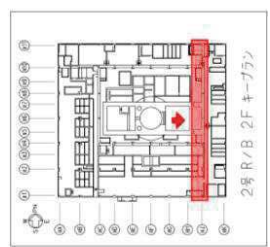
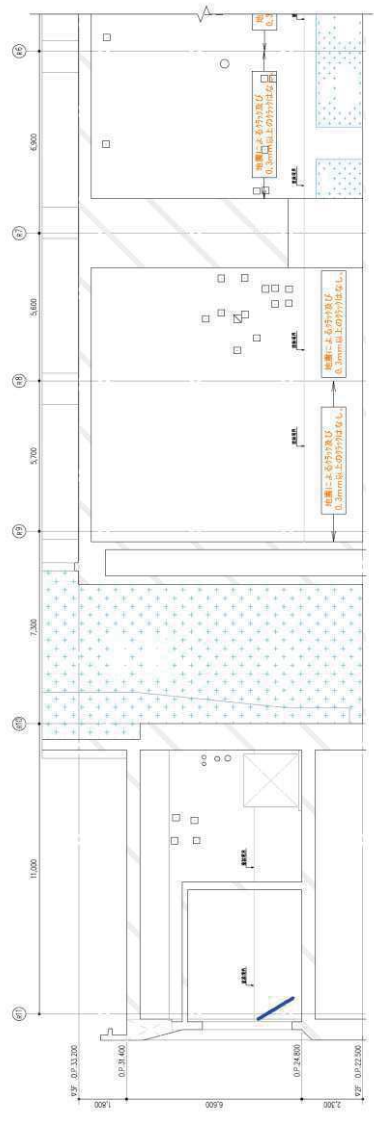
地震による	地震以外	
0.3mm未満		幅本確認
0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
1.0mm以上	1.0mm以上	確認不能の範囲

図 44 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 2 階 RC 通り)



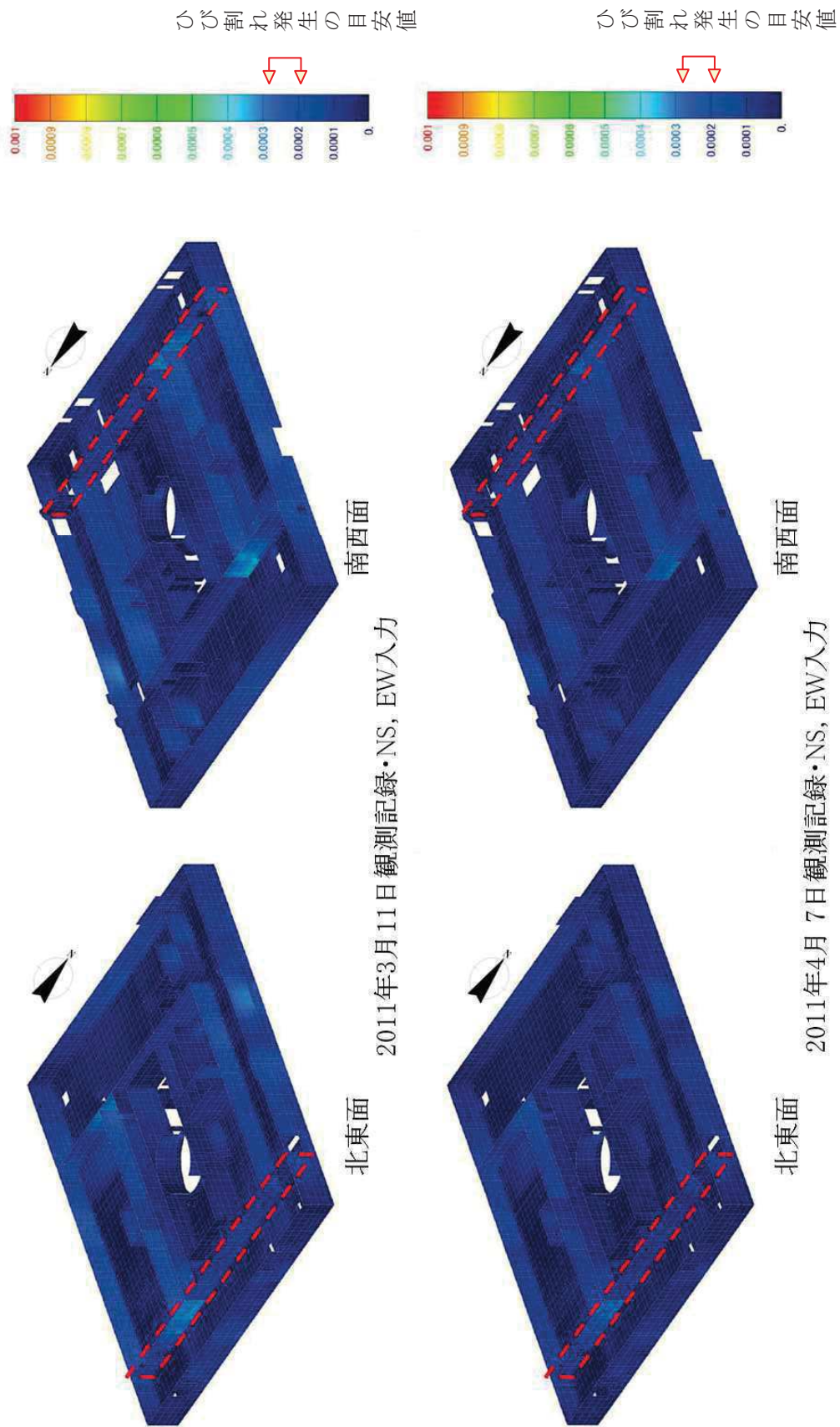
面内せん断ひずみコンター図

図 44 (2) 原子炉建屋のひずみ分布 (耐震壁 地上2階 RC通り)



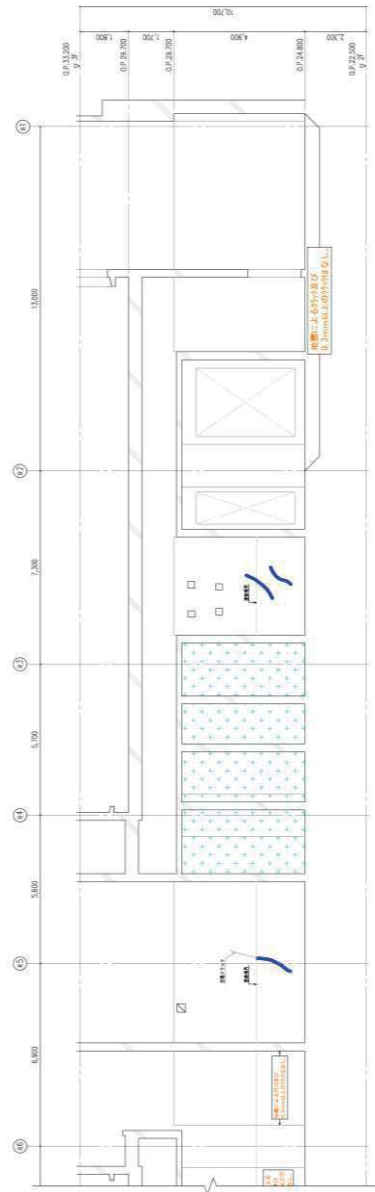
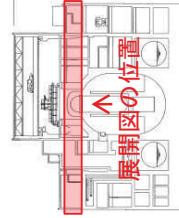
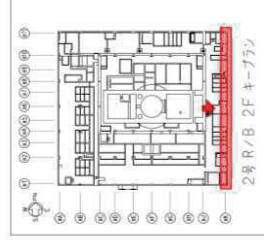
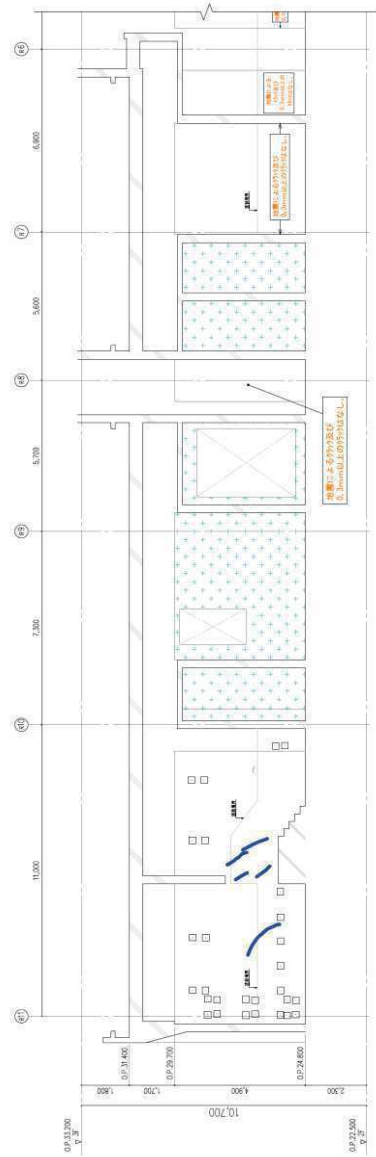
地震による		地震以外	
0.3mm未満	幅未確認	0.3mm以上～1.0mm未満	幅未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく	1.0mm以上	はくらく
1.0mm以上	確認不能の範囲		確認不能の範囲

図 45 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 2 階 RJ 通り)



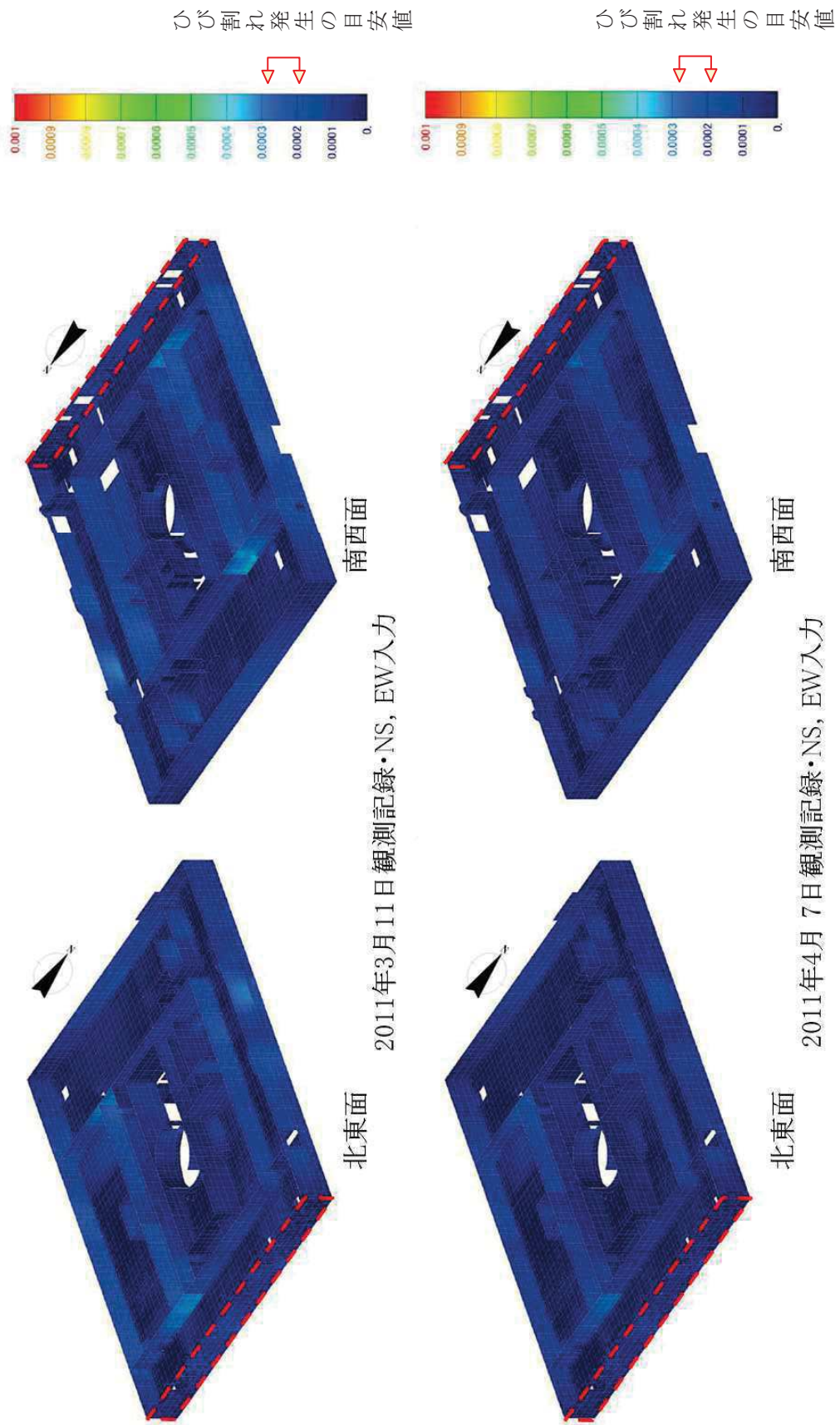
面内せん断ひびずみコンター図

図 45 (2) 原子炉建屋のひびずみ分布 (耐震壁 地上2階 RJ 通り)



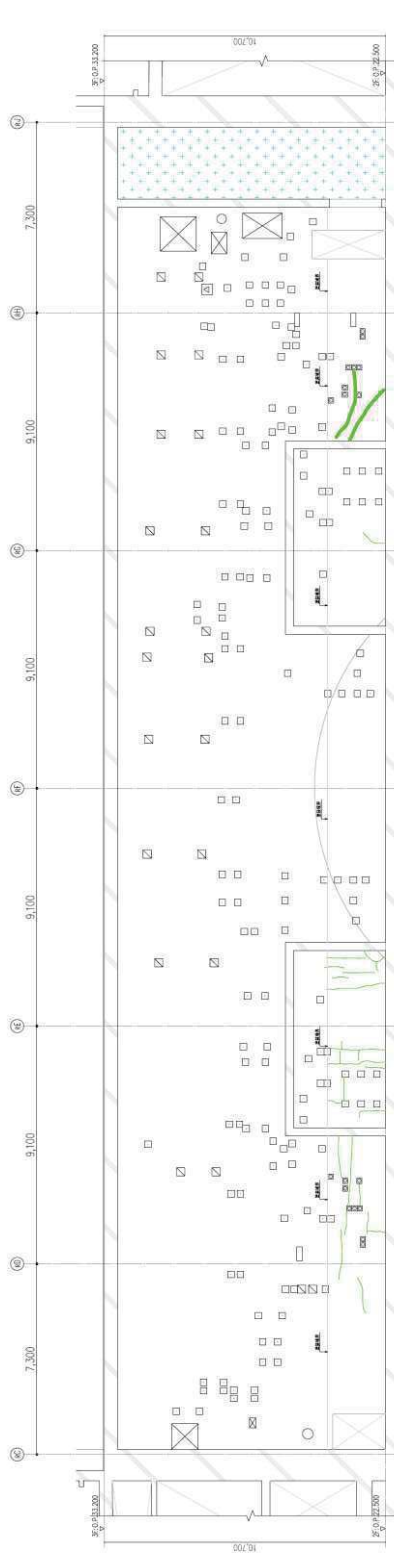
地震による	地震以外	
0.3mm未満	幅未確認	
0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく	
1.0mm以上	確認不能の範囲	

図 46 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 2 階 RK 通り)

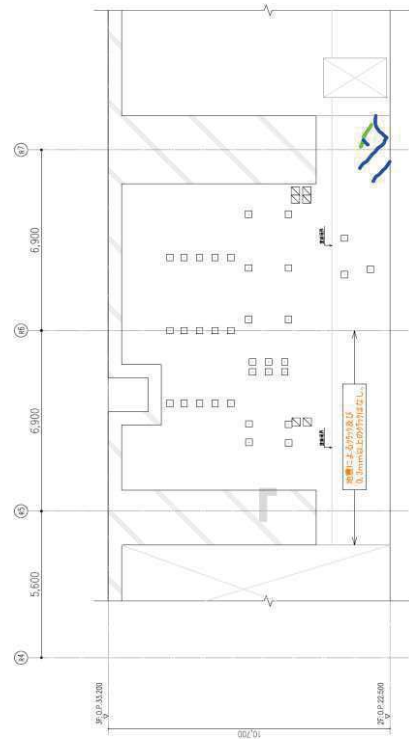


面内せん断ひびずみコンター図

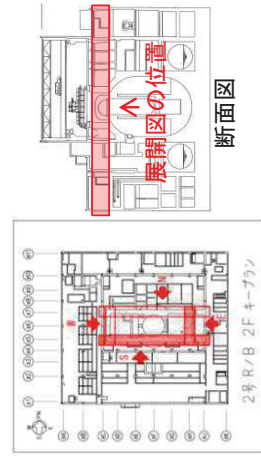
図 46 (2) 原子炉建屋のひびずみ分布 (耐震壁 地上2階 RK 通り)



(南面 立面図)



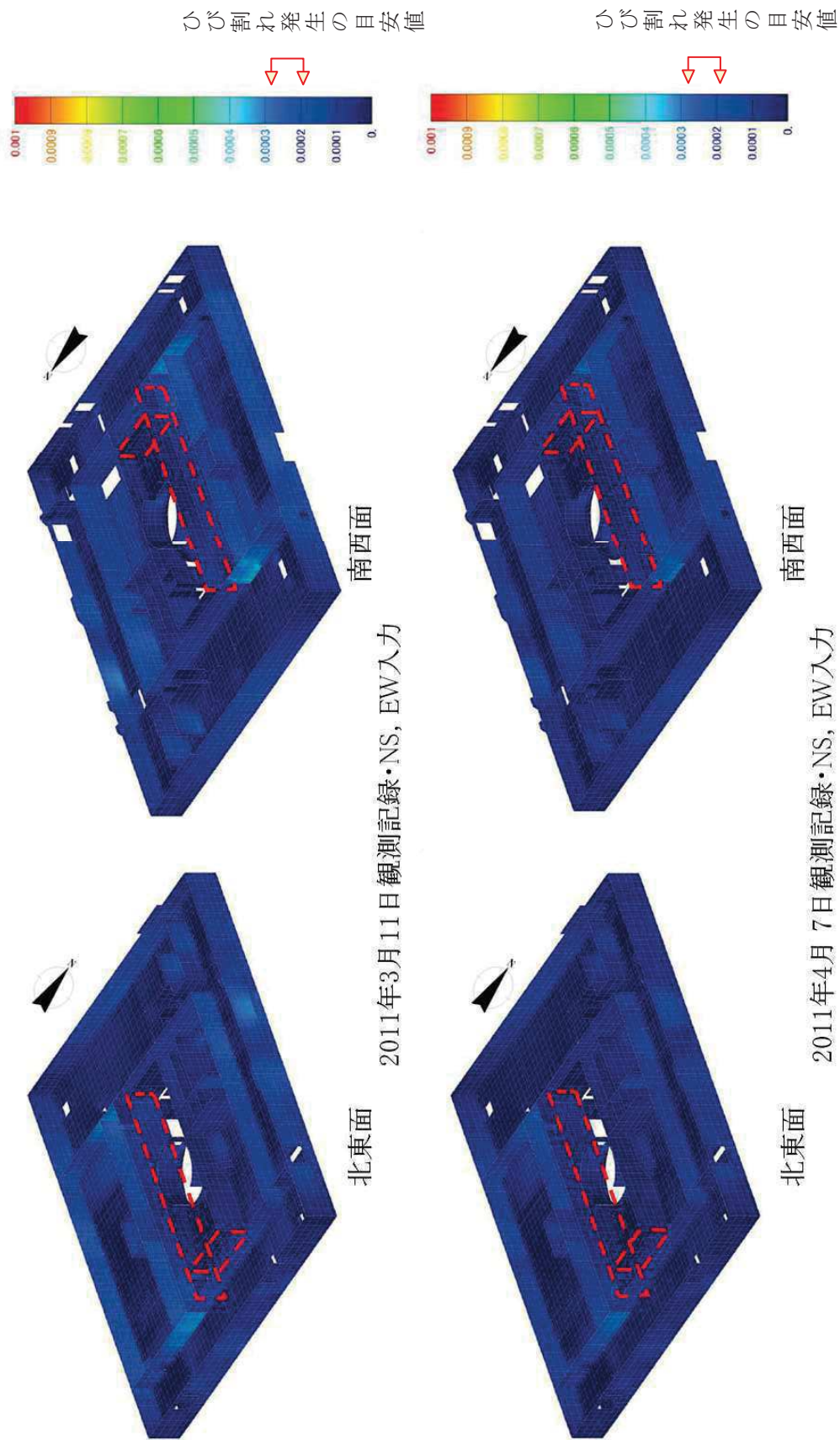
(東面 立面図)



断面図

地震による	地震以外	幅未確認
0.3mm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	はくらく 確認不能の範囲

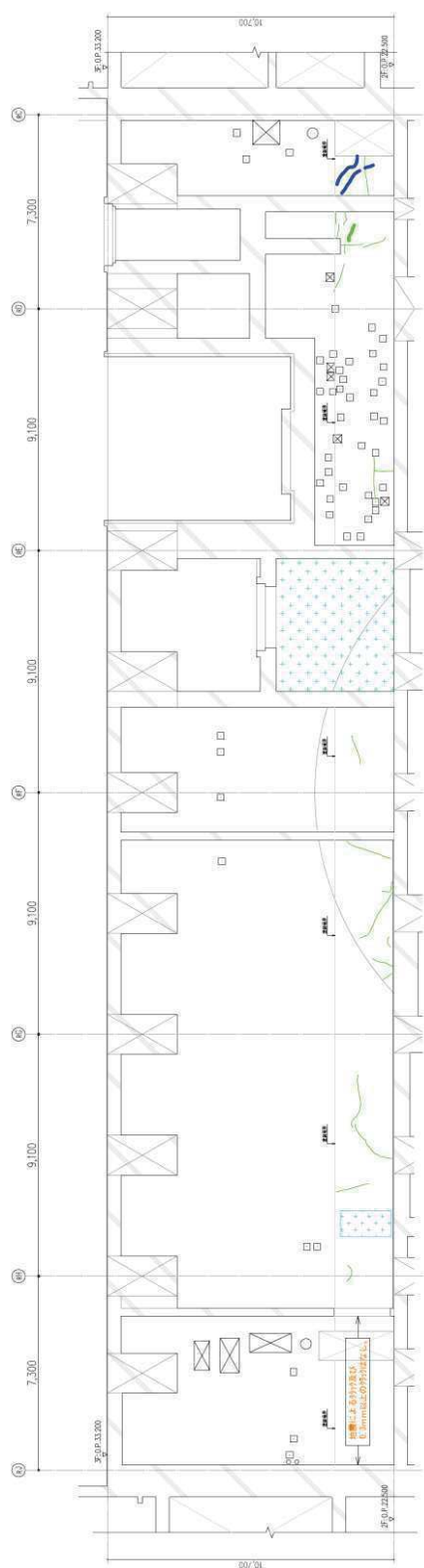
図 47 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 2 階 一部シェル壁 (1))



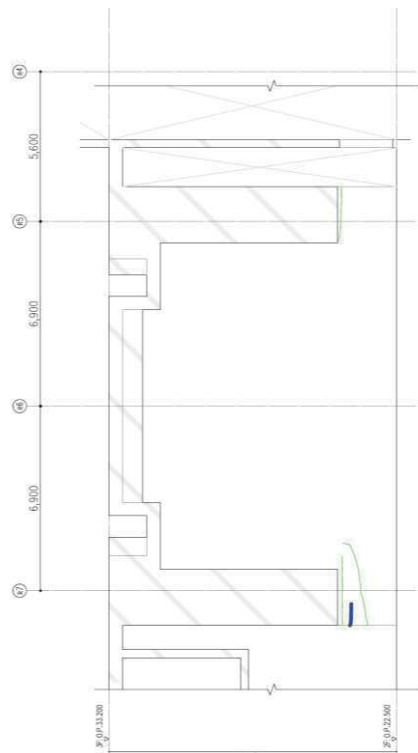
面内せん断ひびずみコンター図

図 47 (2) 原子炉建屋のひびずみ分布 (耐震壁 地上 2 階 一部シェル壁 (1))

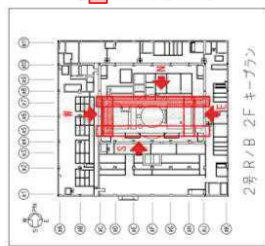




(北面 立面図)



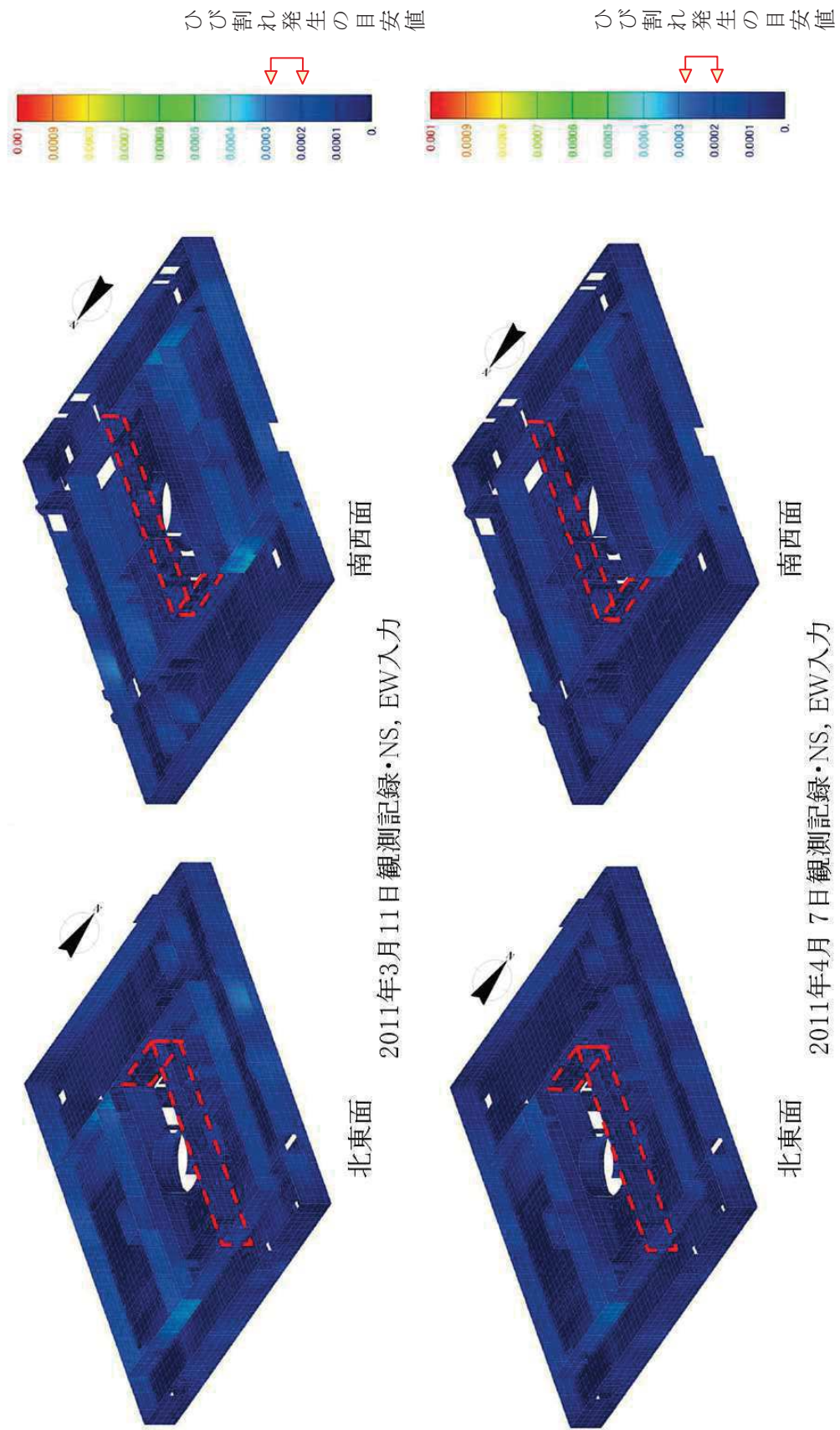
(西面 立面図)



断面図

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	確認不能の範囲
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

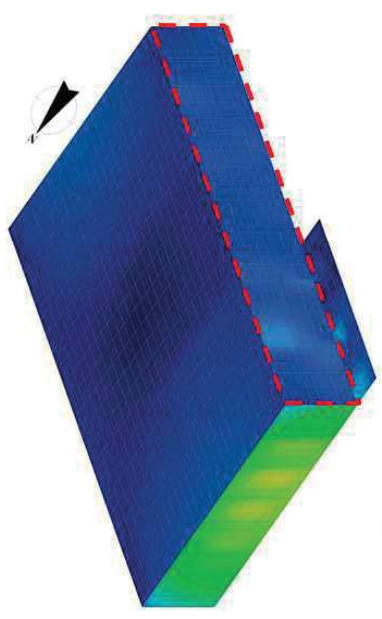
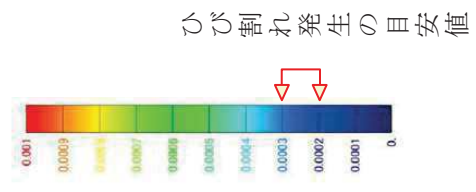
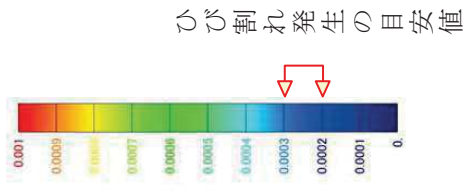
図 48 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 2 階 一部シェル壁 (2))



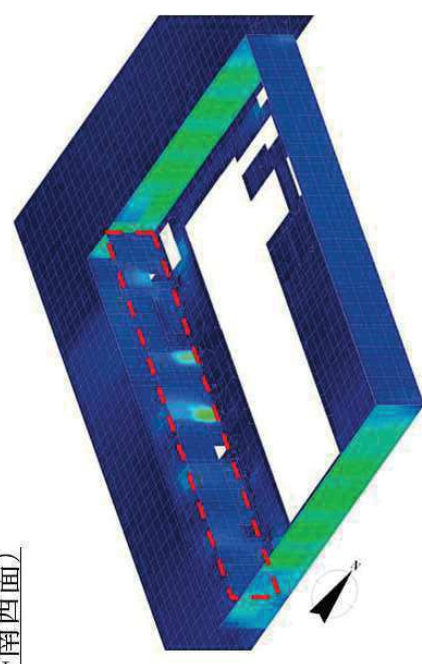
面内せん断ひびずみコンター図

図 48 (2) 原子炉建屋のひびずみ分布 (耐震壁 地上2階 一部シェル壁 (2))





2011年3月11日観測記録・NS, EW入力



2011年3月11日観測記録・NS, EW入力

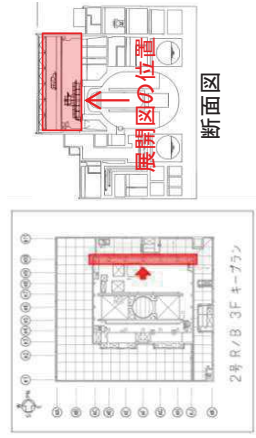
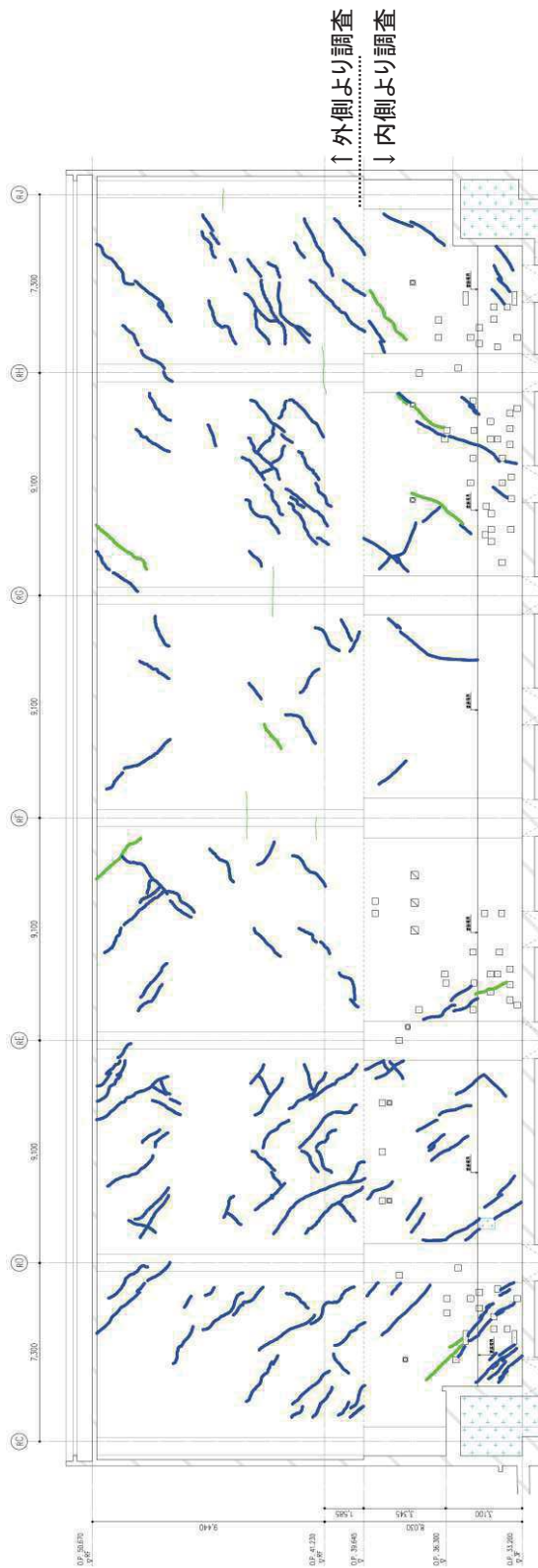
面内せん断ひび割れコンター図  
(CRF南西面)

面内せん断ひび割れコンター図  
(3F北東面)

2011年4月7日観測記録・NS, EW入力

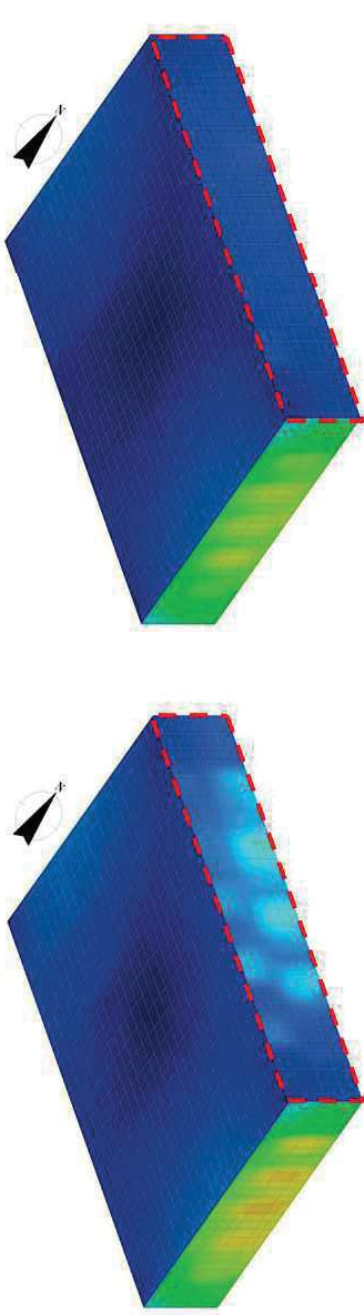
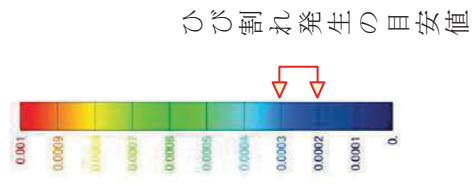
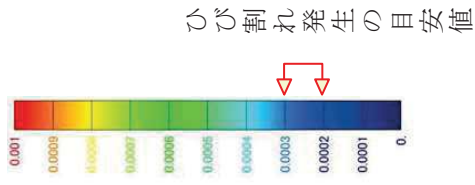
2011年4月7日観測記録・NS, EW入力

図 49 (2) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上3階 R4 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	幅未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	1.0mm以上	はくらく
1.0mm以上			確認不能の範囲

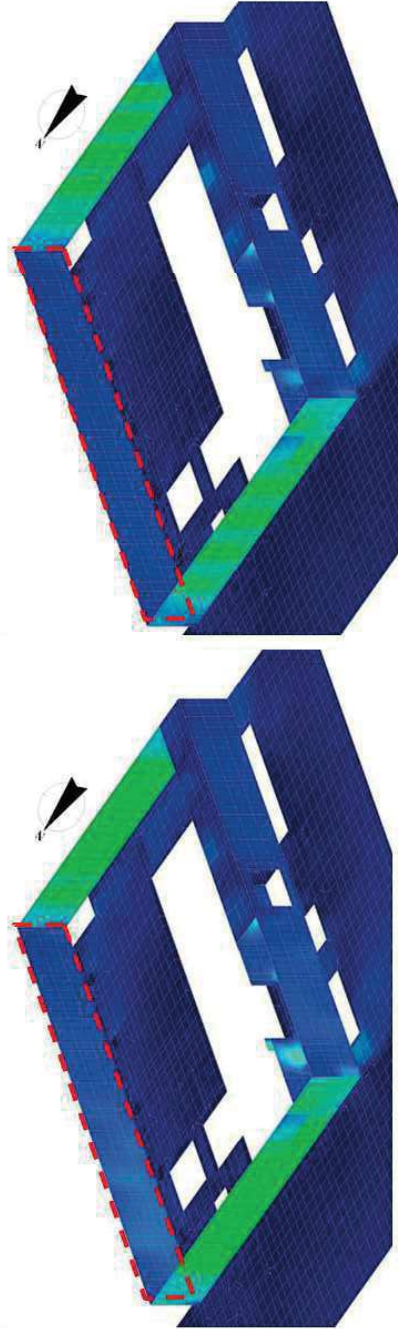
図 50 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 3 階 R10 通り)



2011年3月11日観測記録・NS, EW入力

2011年4月7日観測記録・NS, EW入力

面内せん断ひび割れ分布  
(CRF北東面)

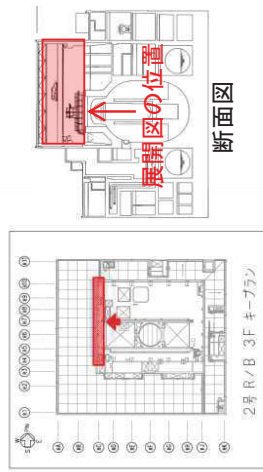
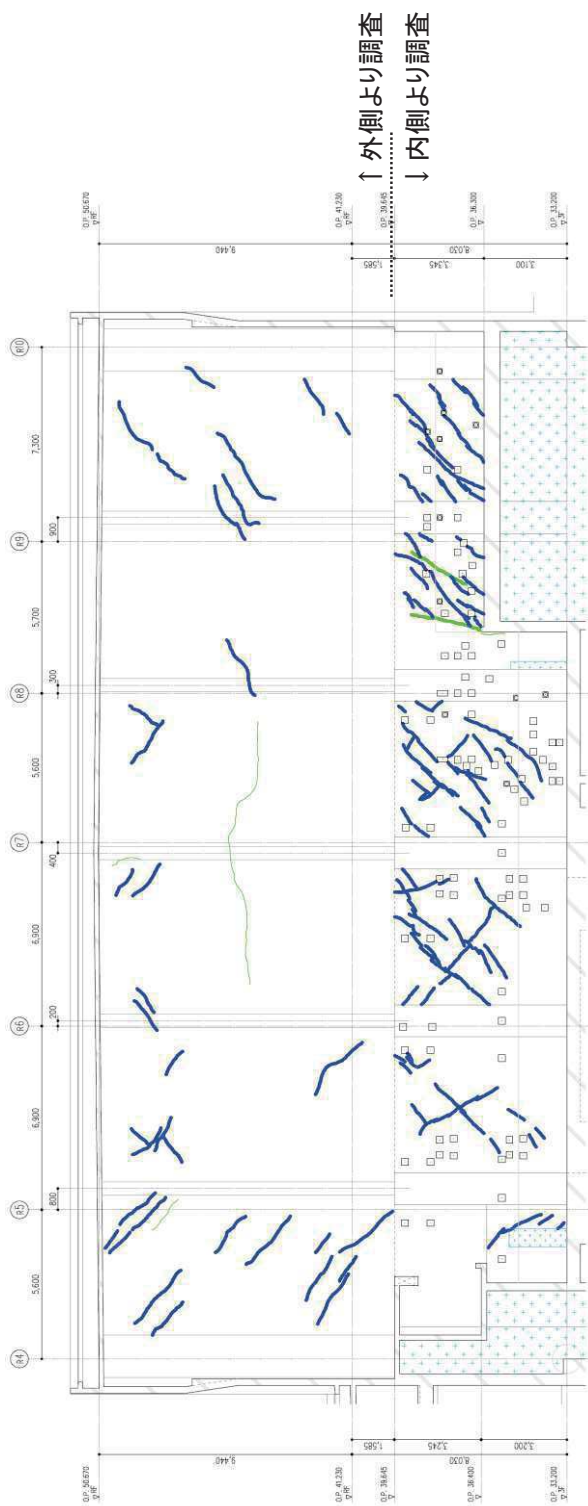


2011年3月11日観測記録・NS, EW入力

2011年4月7日観測記録・NS, EW入力

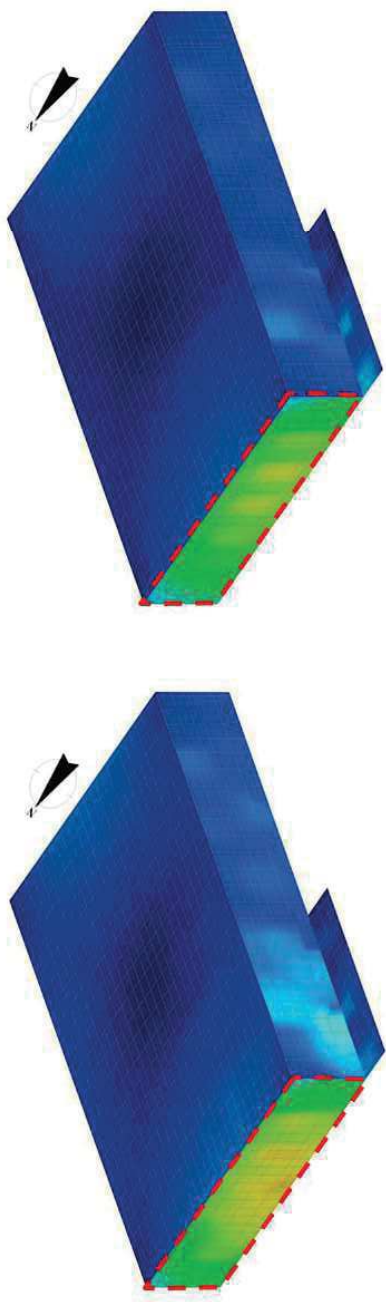
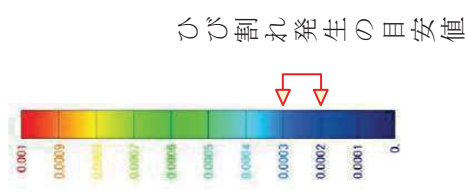
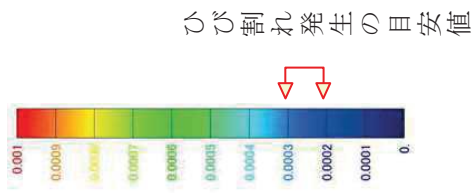
面内せん断ひび割れ分布  
(3F南西面)

図 50 (2) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上3階 R10 通り)



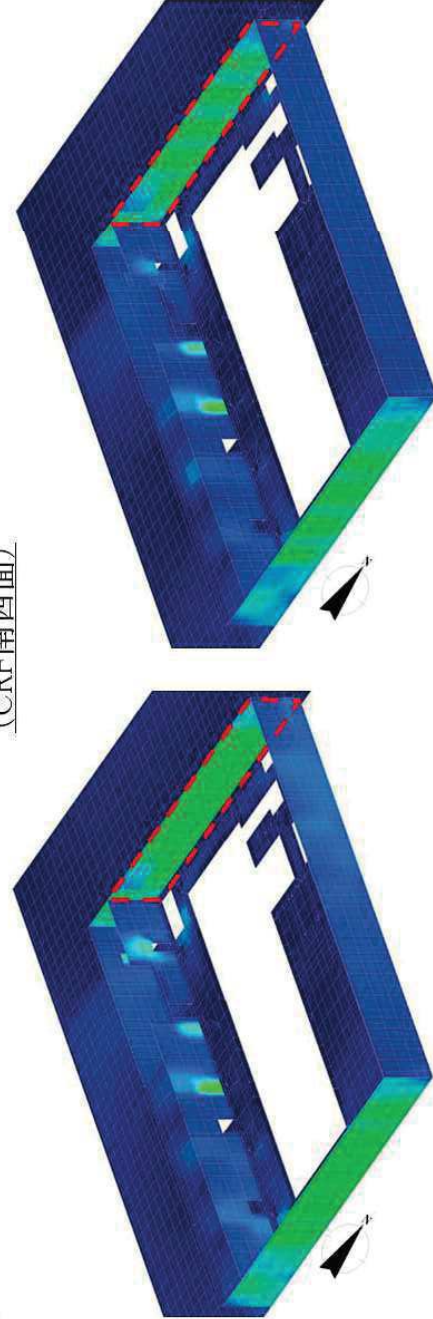
地震による	地震以外
0.3mm未満 0.3mm以上~1.0mm未満 1.0mm以上	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 10px; height: 10px; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div>           補未確認         </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 10px; height: 10px; border: 1px solid black; background-color: #cccccc; margin-right: 5px;"></div>           はくらく         </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 10px; height: 10px; border: 1px solid black; background-color: #cccccc; margin-right: 5px;"></div>           確認不能の範囲         </div>

図 51 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 3 階 RC 通り)



2011年4月7日観測記録・NS, EW入力

面内せん断ひび割れコンター図  
(CRF南西面)

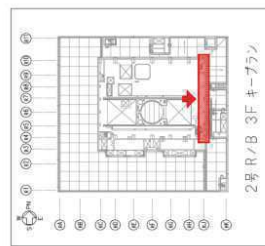
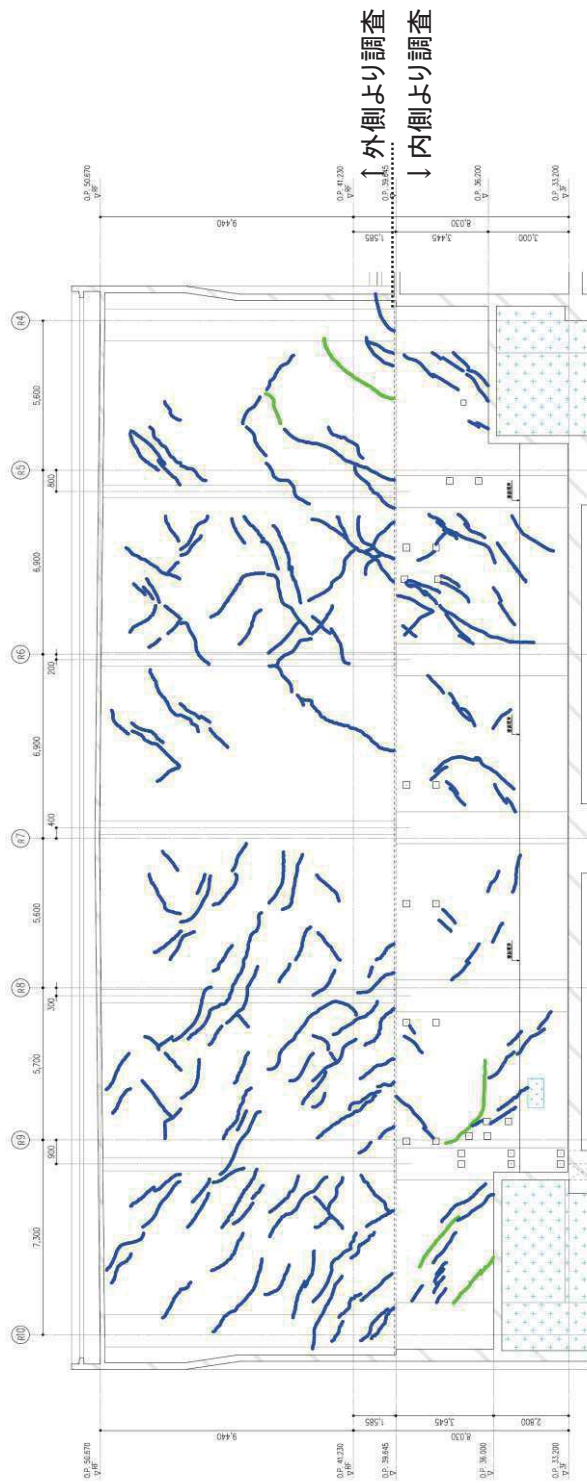


2011年4月7日観測記録・NS, EW入力

面内せん断ひび割れコンター図  
(3F北東面)

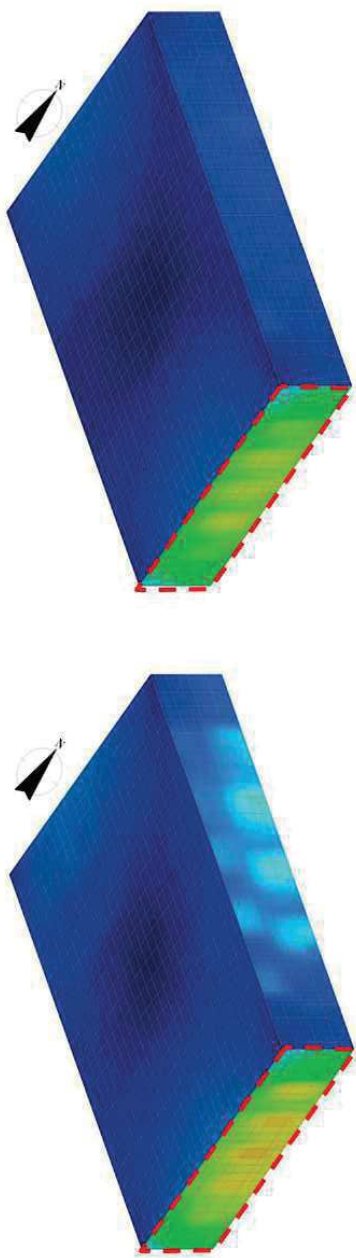
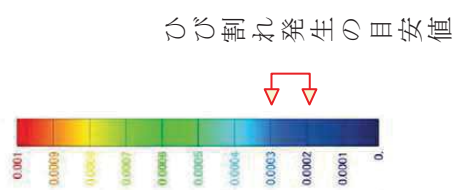
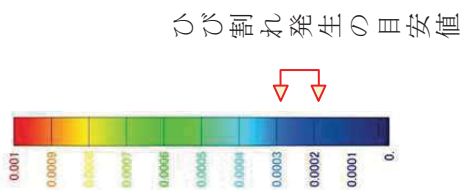
図 51 (2) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上3階 RC 通り)





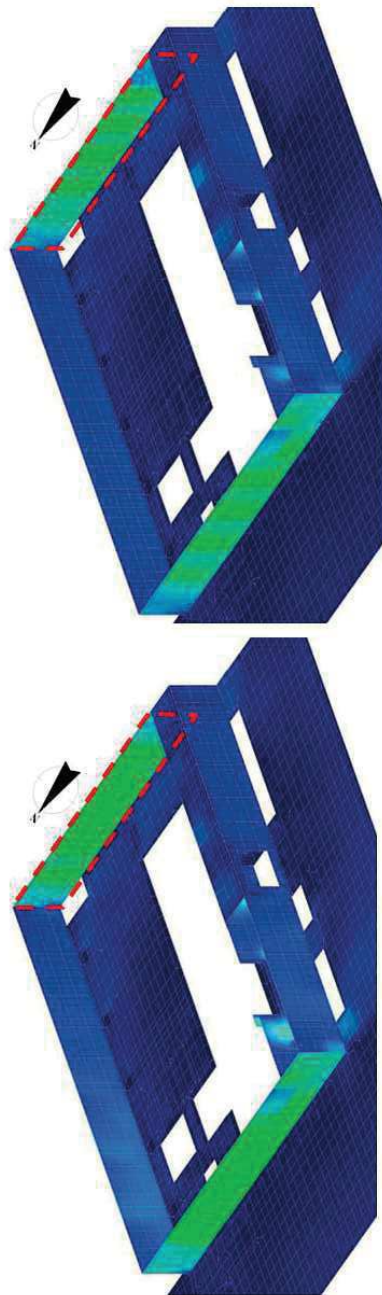
地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	幅未確認	幅未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく	はくらく
1.0mm以上	1.0mm以上	確認不能の範囲	確認不能の範囲

図 52 (1) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上 3 階 RJ 通り)



2011年3月11日観測記録・NS, EW入力

面内せん断ひび割れコンター図  
(CRF北東面)



2011年3月11日観測記録・NS, EW入力

面内せん断ひび割れコンター図  
(3F南西面)

図 52 (2) 原子炉建屋のひび割れ分布 (耐震壁 地上3階 RJ 通り)

別紙6 3次元 FEM 非線形モデルによるシミュレーション解析  
(原子炉建屋オペフロ上部)

## 目 次

1. はじめに .....	別紙 6- 1
2. 解析条件 .....	別紙 6- 2
2.1 解析モデル .....	別紙 6- 2
2.2 材料物性および材料構成則 .....	別紙 6- 4
2.3 入力地震動 .....	別紙 6- 6
3. 解析結果 .....	別紙 6- 8
3.1 モデルの妥当性確認 .....	別紙 6- 8
3.1.1 加速度応答スペクトル .....	別紙 6- 8
3.1.2 最大加速度応答値 .....	別紙 6-10
3.1.3 最大層間変位 .....	別紙 6-11
3.2 耐震壁および屋根スラブの構造的影響評価 .....	別紙 6-12
4. 評価結果のまとめ .....	別紙 6-16

別紙 6-1 分散ひび割れモデル (前川モデル)

## 1. はじめに

3.11 地震および 4.7 地震の 2 つの地震に対し、**別紙 1**において、シミュレーション解析結果より地震による建屋の構造的な影響評価を実施し、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した。本資料は、その際比較的裕度が小さかった原子炉建屋のオペフロ上部構造のうち耐震壁および屋根スラブへの構造的な影響を確認することを目的として、3次元 FEM 非線形モデルを用いたシミュレーション解析結果についてまとめたものである。耐震壁および屋根スラブへの構造的な影響の確認は、3.11 地震および 4.7 地震時に鉄筋のひずみが弾性範囲内であることを確認することにより行った。

シミュレーション解析は、オペフロ上部構造をモデル化した 3次元 FEM モデルに建屋内に設置された地震計の観測記録を入力して実施し、耐震壁および屋根スラブには非線形性を考慮した。

また、オペフロ上部耐震壁に設置した変位計測システムにより計測された層間変位についても参照した。

使用解析コードは、有限要素法による汎用構造解析プログラム「FINAS/STAR」である。

## 2. 解析条件

### 2.1 解析モデル

原子炉建屋のオペフロ上部の構造は、鉄筋コンクリート造の外壁、屋根スラブおよび鉄骨造の屋根トラスで主に構成されている。躯体外形は地上3階レベルで約45.5m（南北方向）×約53m（東西方向）、クレーン階で約40m（南北方向）×約53m（東西方向）の長方形をなしている。なお、本資料では、クレーン階までの耐震壁を「下部」、それ以上の領域の耐震壁を「上部」と記載する。

解析モデルは、オペフロ上部の耐震壁および屋根スラブへの構造的な影響を確認することを目的としているため、オペフロ上部をモデル化対象範囲とし、鉄筋コンクリート板に材料非線形を考慮するため、耐震壁および屋根スラブは板厚方向に分割した積層シェル要素を用いてモデル化した。また、屋根トラス等の鉄骨部材や鉄骨鉄筋コンクリート造の柱は線形の梁要素でモデル化した。解析モデルの脚部は、オペフロレベルにある全節点を水平面上の重心位置に設けた節点と剛体要素で接続し、地震動は重心位置に設けた節点より入力する。各部の重量は、質点系モデルの質点重量を基に設定するものとし、モデル化部材に材料に応じた単位体積重量を与えるとともに、質点系モデルの質点重量との差分を、クレーン階については節点の付加質量として、屋根スラブについては屋根スラブの単位体積重量に加算することにより考慮した。

図2-1にモデル化対象範囲を、図2-2に解析モデルを示す。なお、図2-1にはシミュレーション解析結果の比較に用いた変位計測システムによる計測位置も併せて示す。

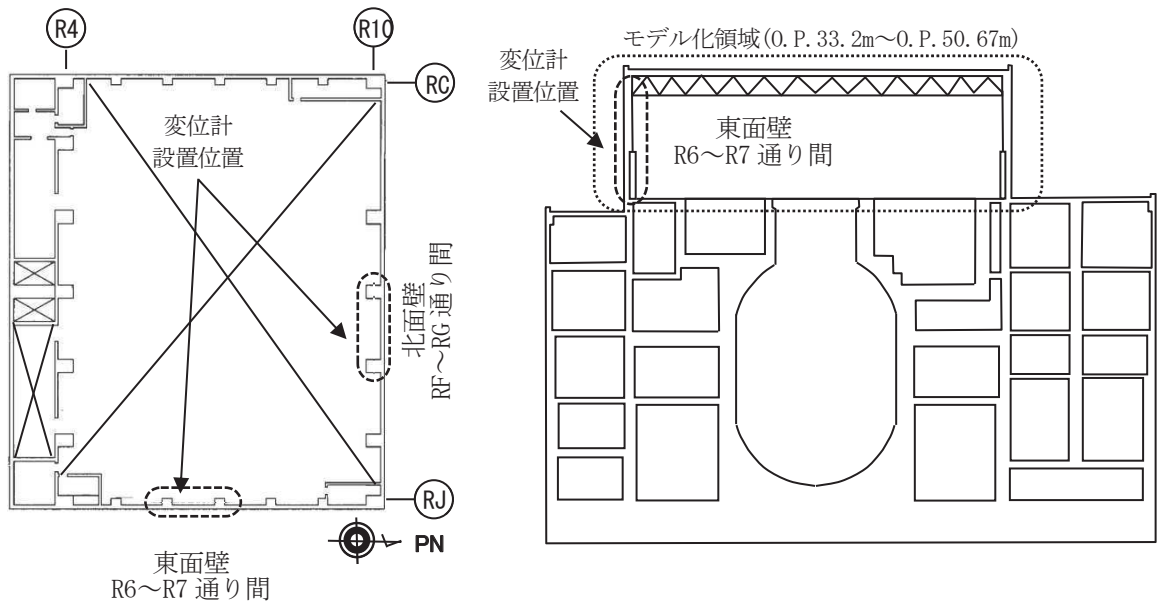


図2-1 モデル化対象範囲および変位計測システムによる計測位置

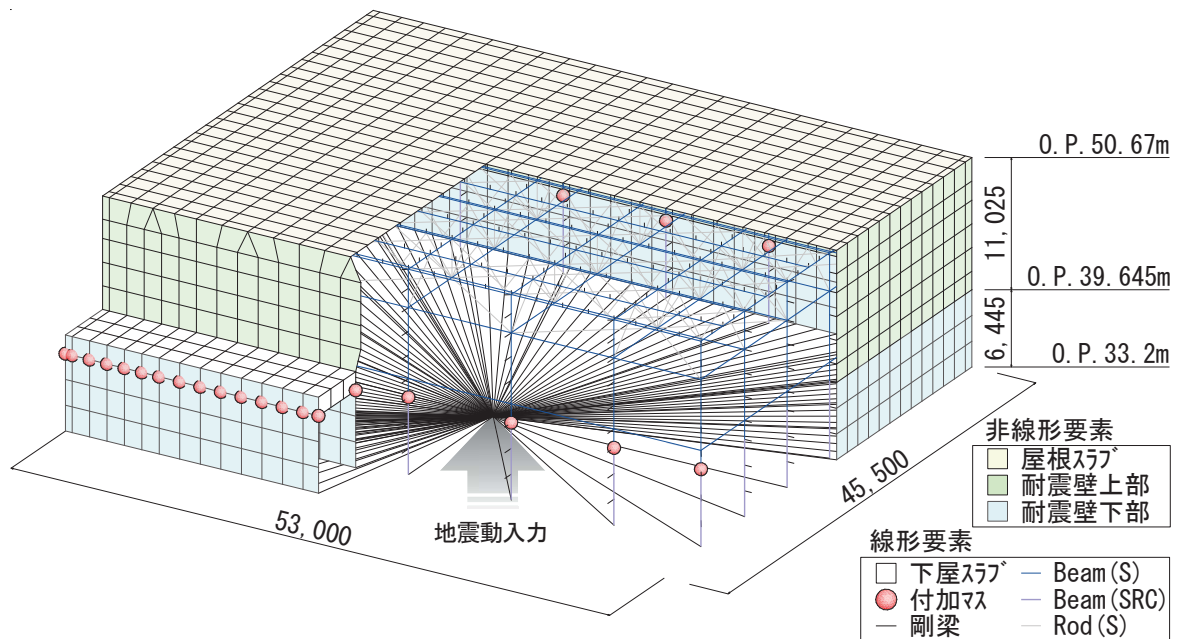


図2-2 解析モデル

## 2.2 材料物性および材料構成則

シミュレーション解析に用いた鉄筋コンクリート部材の材料物性値を表 2-1 に示す。コンクリートの圧縮強度 ( $f_c$ ) は、地上 3 階のコア調査結果を基に設定し、引張強度 ( $f_t$ ) は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2010)」の曲げ引張強度の式により設定した。

$$f_t = 0.38\sqrt{f_c} = 2.86N/mm^2 \quad (2.2-1)$$

なお、初期剛性および引張強度は、3.11 地震前の剛性低下および 3.11 地震、4.7 地震時の非線形化に伴う振動特性変化に基づき、剛性については東西面壁上部を 0.6 倍、南北面壁上部を 0.8 倍に低減し、引張強度については東西面壁を 0.4 倍、南北面壁を 0.2 倍に設定した。

減衰は、地盤-建屋連成系の 1 次固有周期と、オペフロ上部構造の 1 次固有周期近傍でコンクリート 3%、鉄骨 1% となるレーリー減衰とした。図 2-3 に設定した減衰定数と振動数の関係を示す。

耐震壁および屋根スラブの鉄筋コンクリート部材は非線形性を考慮した。鉄筋コンクリートの非線形特性は、分散ひび割れモデル(前川モデル, 別紙 6-1 参照)を用いた。

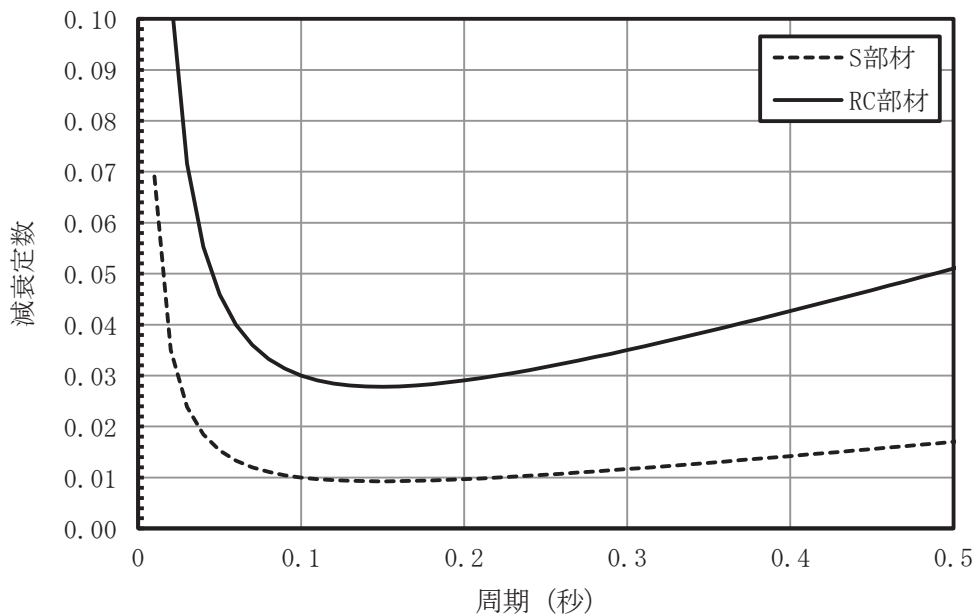


図 2-3 各振動数における減衰定数



表 2-1 解析に用いた鉄筋コンクリート部材の材料物性値

(1) コンクリート物性

項目		物性値	
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>		56.6	
初期剛性 (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>	東西面壁	上部	$2.00 \times 10^4$
		下部	$3.34 \times 10^4$
	南北面壁	上部	$2.65 \times 10^4$
		下部	$3.34 \times 10^4$
	屋根スラブ		$3.34 \times 10^4$
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>	東西面壁	上部	1.144
		下部	1.144
	南北面壁	上部	0.572
		下部	0.572
	屋根スラブ		1.144
ポアソン比(-)		0.2	

※1 有効桁 3 桁に四捨五入。

(2) 鉄筋物性

項目		物性値
ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>		$2.05 \times 10^5$
(参考)	使用材料	SD345
	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	345
	降伏ひずみ ( $\mu$ ) <sup>※1,2</sup>	1680

※1 有効桁 3 桁に四捨五入。

※2 降伏ひずみは、 $\sigma = E \varepsilon$  関係より算出。

$$(345 \div (2.05 \times 10^5)) \div 10^{-6} = 1680 \times 10^{-6}$$

### 2.3 入力地震動

入力地震動は、3.11 地震および 4.7 地震時に地上 3 階レベル (O. P. +33.2m) で観測された加速度記録とし、各地震の主要動を接続した入力動を作成し、3.11 地震と 4.7 地震の連続解析としてシミュレーション解析を実施した。入力地震動の算定に用いた地震計およびその位置を表 2-2 および図 2-4 に、入力地震動の算定例を図 2-5 に示す。

解析モデルへの入力は、オペフロレベル(O. P. +33.2m)の重心位置に設けた節点に対し水平 2 成分、鉛直成分、回転 2 成分の 3 方向 5 成分の同時入力とした。

なお、並進成分は観測記録に 0.5Hz～1.0Hz、25Hz～50Hz のコサインテーパ型バンドパスフィルターを施し、回転成分は鉛直方向の観測記録より平面保持を仮定して求めた回転動を用いるものとする。

表 2-2 入力地震動の算定に用いた地震計

入力成分	地震計設置位置	観測成分	備考
NS 方向(並進)	2RB-9	NS	
EW 方向(並進)	2RB-8	EW	
UD 方向(並進)	2RB-9	UD	ロッキング成分除去
NS 方向(回転) EW 方向(回転)	2RB-8 2RB-10 2RB-11	UD	3つの地震計位置より 重心位置の回転動を 算出

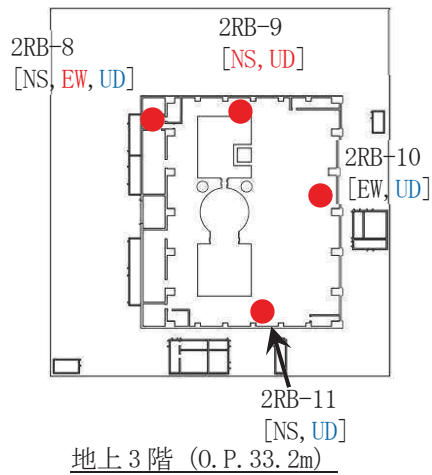


図 2-4 原子炉建屋 地震計設置位置 (地上3階)

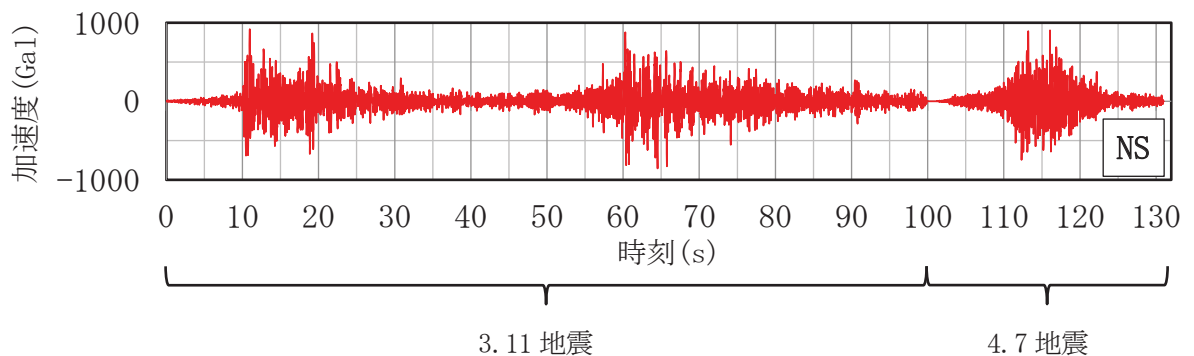


図 2-5 入力地震動の例(NS 方向並進成分)

### 3. 解析結果

#### 3.1 モデルの妥当性確認

##### 3.1.1 加速度応答スペクトル

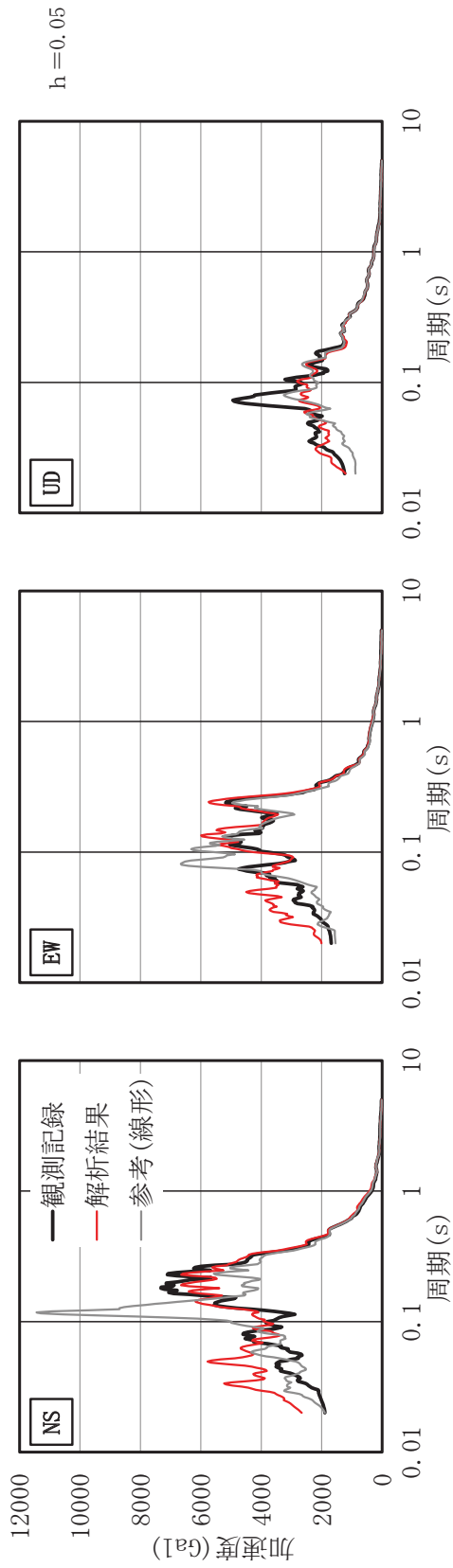
観測記録とシミュレーション解析による加速度応答スペクトルを図3-1に示す。

なお、図3-1には、非線形特性の有無による影響を比較するため、耐震壁および屋根スラブを線形部材とした解析結果も併記した。3.11地震のNS方向では、線形解析結果は観測記録に比べ0.12秒付近のピークが卓越するとともに観測記録のピークの0.2秒付近では線形解析結果が観測記録を下回る結果となっている。また、EW方向でも0.08秒付近では線形解析結果が観測記録を上回る結果となっている。

一方、非線形解析結果はNS方向およびEW方向ともに観測記録を概ね再現できている。

4.7地震でも3.11地震と同様に、NS方向では、線形解析結果は観測記録に比べ0.12秒付近のピークが卓越するとともに観測記録のピークの0.2秒付近では線形解析結果が観測記録を下回る。また、EW方向では0.07秒付近のピークは概ね再現できているが、0.07秒より短周期側の応答は著しく小さくなっている。

一方、非線形解析結果はNS方向およびEW方向ともに観測記録を概ね再現できている。

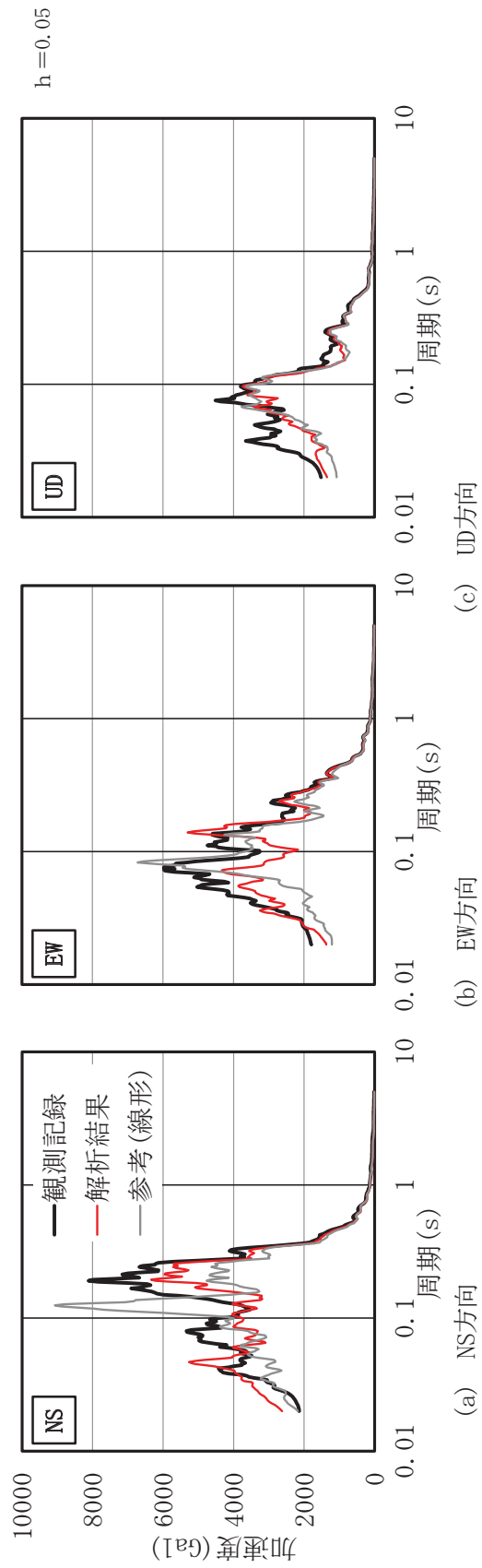


(a) NS方向

(b) EW方向

(c) UD方向

(1) 3.11地震



(a) NS方向

(b) EW方向

(c) UD方向

(2) 4.7地震

図3-1 加速度応答スペクトル

### 3.1.2 最大加速度応答値

屋根面に設置した加速度計と加速度計近傍の節点の最大加速度を表3-1に示す。なお、表3-1には、非線形特性の有無による影響を比較するため、耐震壁および屋根スラブを線形部材とした解析結果も併記した。

線形解析結果の最大加速度は全て観測記録を下回るものの、非線形解析結果は線形解析結果と比べて、最大加速度は大きくなりNS方向では観測記録を上回る結果となっている。

表 3-1 屋根面における最大加速度応答値

地震	方向	観測記録 (cm/s <sup>2</sup> )	解析結果 (cm/s <sup>2</sup> )	参考(線形) (cm/s <sup>2</sup> )
3.11 地震	NS	1777.1	2265.3	1769.0
	EW	1616.2	1789.8	1471.0
	UD	1105.2	943.2	841.9
4.7 地震	NS	1928.5	2155.0	1818.5
	EW	1669.2	1197.7	1178.6
	UD	1342.7	1177.7	989.0

### 3.1.3 最大層間変位

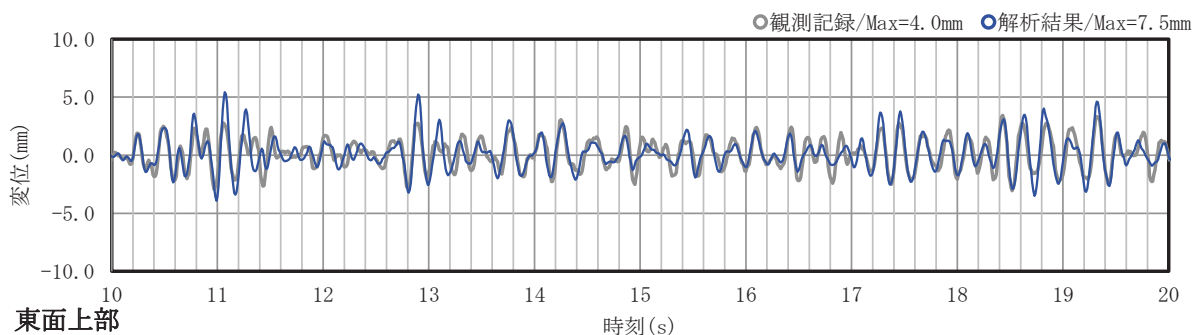
3.11地震では、層間変位の観測記録が得られている。3.11地震における最大層間変位を表3-2に示す。なお、表3-2には、非線形特性の有無による影響を比較するため、耐震壁および屋根スラブを線形部材とした解析結果も併記した。

非線形解析結果の最大層間変位は線形解析結果より大きくなり、観測記録に比べ、壁下部では下回るものの、上部では上回る結果となった。

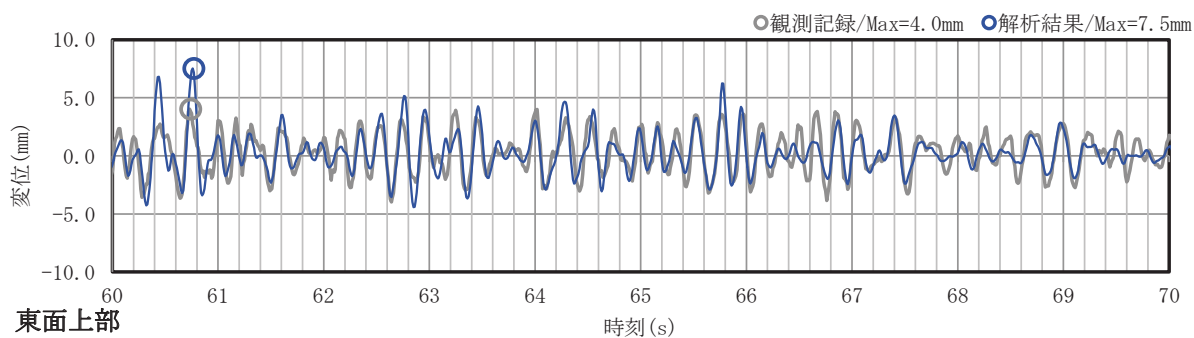
観測記録と非線形解析による最大層間変位の差が最も大きい東面壁上部の層間変位時刻歴波形を図3-2に示す。

表 3-2 最大層間変位

方向	観測記録 (mm)	解析結果 (mm)	参考(線形) (mm)
東面壁上部	4.0	7.5	4.9
東面壁下部	1.9	0.9	0.9
北面壁上部	3.1	3.9	2.1
北面壁下部	1.2	0.9	0.7



(1) 第1主要動



(2) 第2主要動

図 3-2 変位時刻歴波形の例 (東面上部)

### 3.2 耐震壁および屋根スラブの構造的影響評価

表3-3に、3.11地震および4.7地震中における鉄筋の最大引張ひずみを、図3-3～図3-5に、部位ごとの鉄筋の最大引張ひずみ分布を示す。

いずれの鉄筋のひずみも降伏ひずみ（1680 $\mu$ ）を下回り、シミュレーション解析の層間変位が観測記録に対して小さいことを考慮しても、3.11地震および4.7地震時に鉄筋は降伏していないと判断できる。

以上より、耐震壁および屋根スラブの鉄筋が降伏していないことを確認した。

表 3-3 3.11 地震および 4.7 地震中における鉄筋の最大引張ひずみ

部位			解析結果	鉄筋の降伏ひずみ に対する 解析結果の割合*(%)	健全性 評価結果
			鉄筋の ひずみ ( $\mu$ )		
東面壁	上部	タテ筋	561	33.0	○
		ヨコ筋	462	28.0	○
	下部	タテ筋	151	9.0	○
		ヨコ筋	161	9.6	○
西面壁	上部	タテ筋	299	18.0	○
		ヨコ筋	371	22.0	○
	下部	タテ筋	156	9.3	○
		ヨコ筋	155	9.2	○
北面壁	上部	タテ筋	483	29.0	○
		ヨコ筋	627	37.0	○
	下部	タテ筋	211	13.0	○
		ヨコ筋	496	30.0	○
南面壁 (R4 通り)	上部	タテ筋	614	37.0	○
		ヨコ筋	676	40.0	○
	下部	タテ筋	291	17.0	○
		ヨコ筋	221	13.0	○
南面壁 (R3 通り)	RC～REF	タテ筋	371	22.0	○
		ヨコ筋	120	7.1	○
	REF～RJ	タテ筋	346	21.0	○
		ヨコ筋	102	6.1	○
屋根スラブ		EW 筋	544	32.0	○
		NS 筋	520	31.0	○

※有効数字 2 桁で四捨五入。



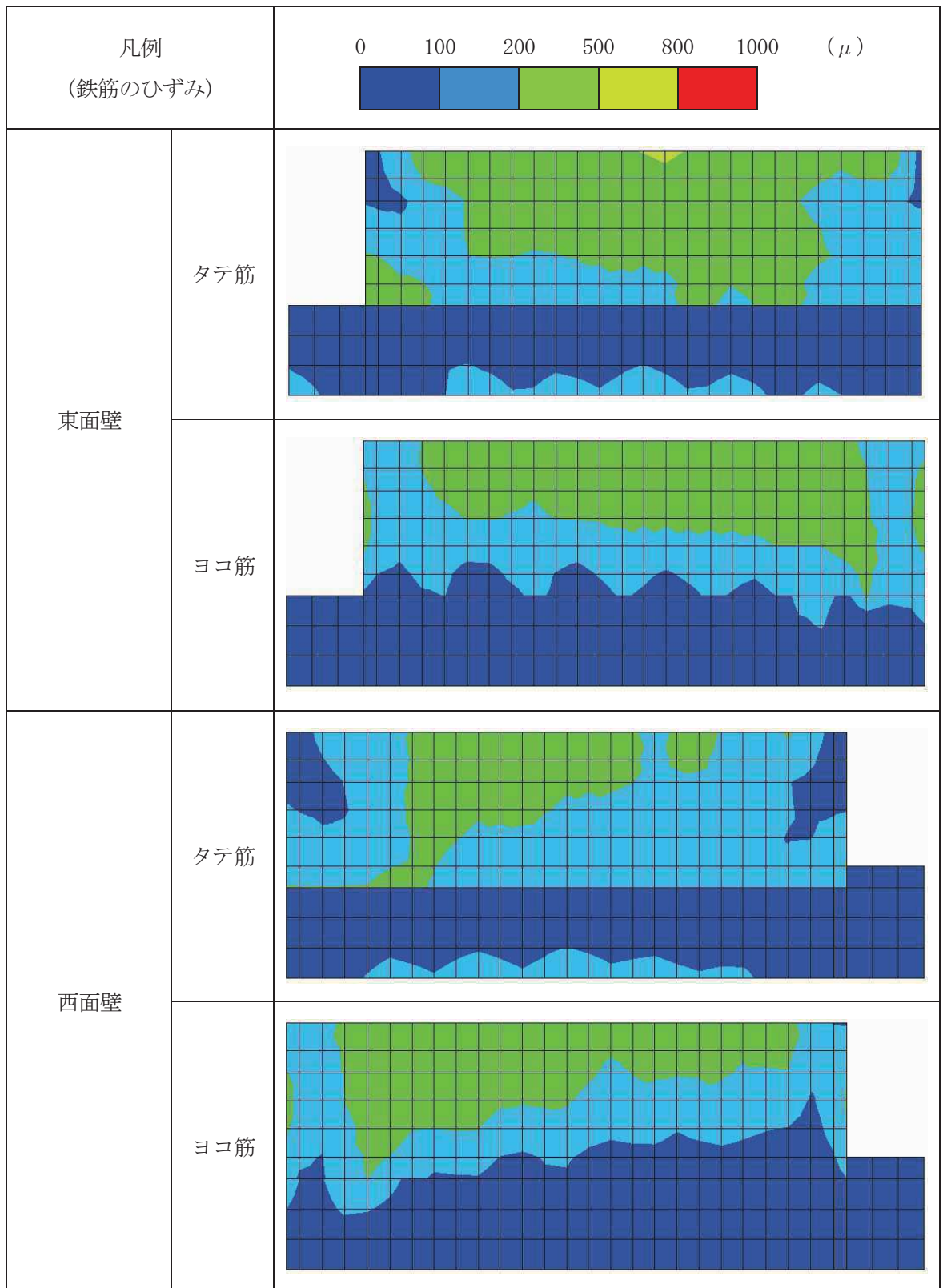


図 3-3 鉄筋の最大引張ひずみ分布(東面壁および西面壁/外側矢視)

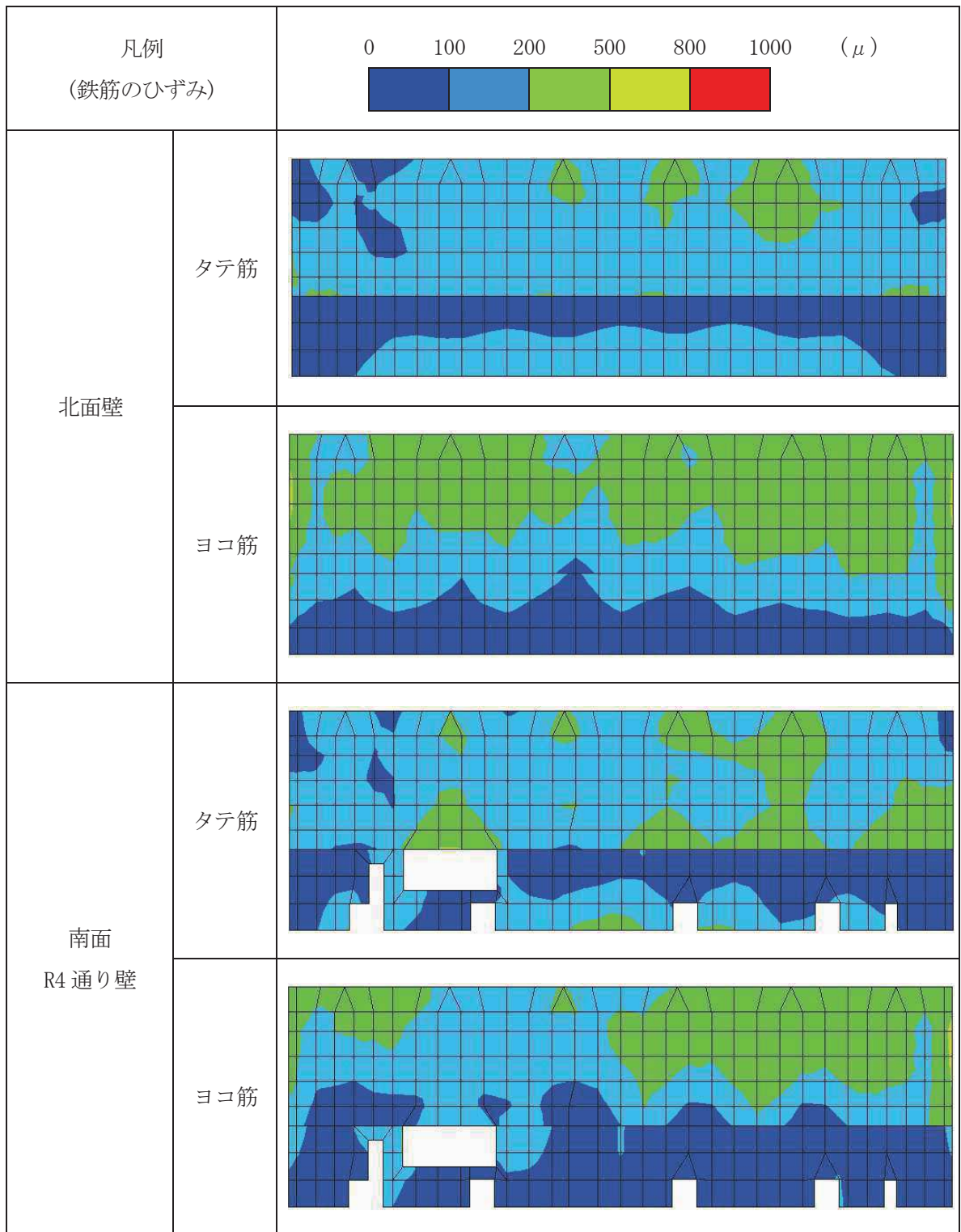


図 3-4 鉄筋の最大引張ひずみ分布(北面壁および南面 R4 通り壁/外側矢視)

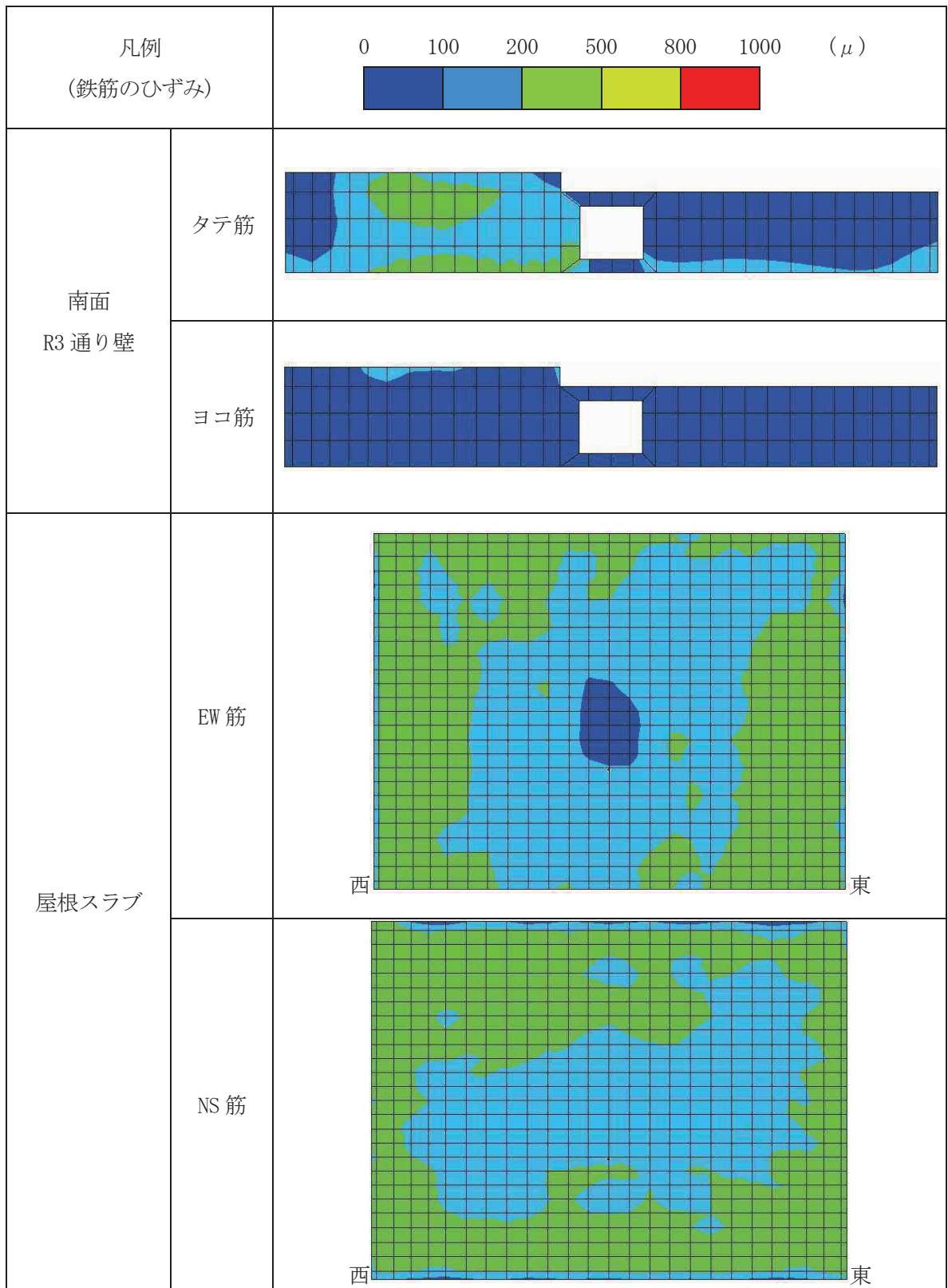


図 3-5 鉄筋の最大引張ひずみ分布  
(南面 R3 通り壁および屋根スラブ/外側矢視)

#### 4. 評価結果のまとめ

オペフロ上部構造をモデル化した3次元非線形FEM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地震および4.7地震時の建屋の構造的影響評価を実施した。

その結果、耐震壁および屋根スラブの鉄筋が弾性範囲であることを確認した。

[参考文献]

- (1) 前川宏一，福浦尚之（1999）：擬似直交 2 方向ひび割れを有する平面 RC 要素の空間平均化構成モデルの再構築，土木学会論文集 No. 634/V-45，157-176，1999. 11

別紙 6-1 分散ひび割れモデル（前川モデル）

耐震壁および屋根スラブの鉄筋コンクリート部材には分散ひび割れモデル(前川モデル)による非線形性を考慮している。以下に材料構成則の概要を示す。

(1) コンクリートの応力-ひずみ関係

圧縮側の応力( $\sigma_{cc}$ )-ひずみ( $\varepsilon$ )関係は下式による。

$$\sigma_{cc} = \omega K_0 E_{c0} (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (1-1)$$

塑性ひずみ( $\varepsilon_p$ )、破壊パラメータ( $K_0$ )、初期剛性( $E_{c0}$ )は、それぞれ以下の式で定義される。

$$\varepsilon_p = \left\{ \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \frac{20}{7} \left[ 1 - e^{\left( -0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)} \right] \right\} \cdot \varepsilon \quad (1-2)$$

$$K_0 = e^{\left\{ -0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left[ 1 - e^{\left( -1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right)} \right] \right\}} \quad (1-3)$$

$$E_{c0} = 2.0 \frac{f_c}{\varepsilon_c} \quad (1-4)$$

なお、 $f_c$ はコンクリートの一軸圧縮強度、 $\varepsilon_c$ は一軸圧縮強度時のひずみで、解析プログラムへの入力値である。

$\omega$ は、ひび割れ直交方向の引張ひずみによる破壊パラメータ  $K_0$  の低減係数であり、図1による。

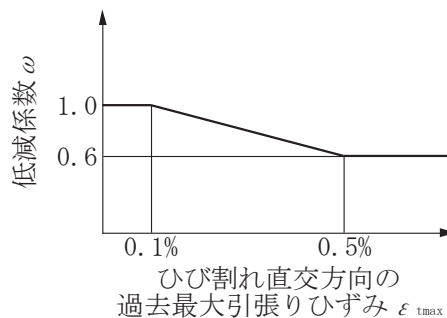


図1 破壊パラメータの低減係数

引張側の応力( $\sigma_{cb}$ )-ひずみ( $\varepsilon$ )関係は下式による。

$$\sigma_{cb} = \omega f_t \left( \frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon} \right)^c, \quad \varepsilon \geq \varepsilon_{tmax} \quad (1-5)$$

$\varepsilon_{tu}$ はひび割れ発生限界ひずみであり、下式による。

$$\varepsilon_{tu} = 2.0 \frac{f_t}{E_{c0}} \quad (1-6)$$

$f_t$ はコンクリートの一軸引張強度、 $C$ は付着性状を表す係数であり、いずれも解析プログラムの入力値である。

二軸応力下での降伏条件は、以下となる。

$$\text{圧縮-圧縮領域} : \frac{\left\{ 0.6 \times \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{f_c} \right) \right\}^2 + \left\{ 1.3 \times \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{f_c} \right) \right\}^2}{2} = 1$$

$$\text{圧縮-引張領域} : \frac{\sigma_1}{K_0^3 f_t} = 1 \tag{1-7}$$

$$\text{引張-引張領域} : \frac{\sigma_1}{K_0^3 f_t} + 0.26 \times \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$$

$\sigma_1$ および $\sigma_2$ は、主応力で引張側を正とし、 $\sigma_1 \geq \sigma_2$ である。

図2に、降伏曲線を示す。

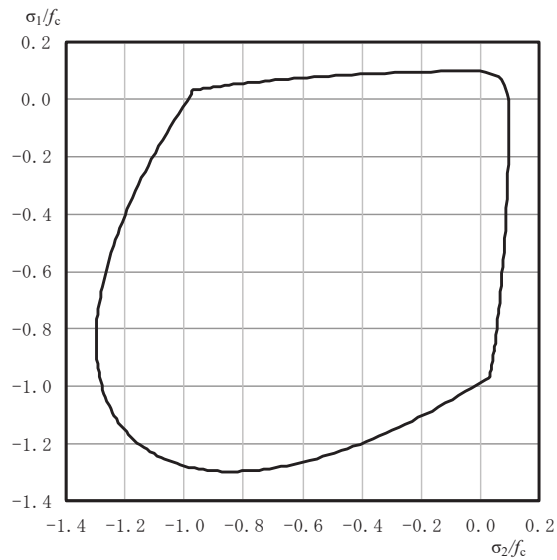


図2 二軸応力下の降伏曲線



コンクリートの圧縮側と引張側の応力-ひずみ関係を図3に示す。

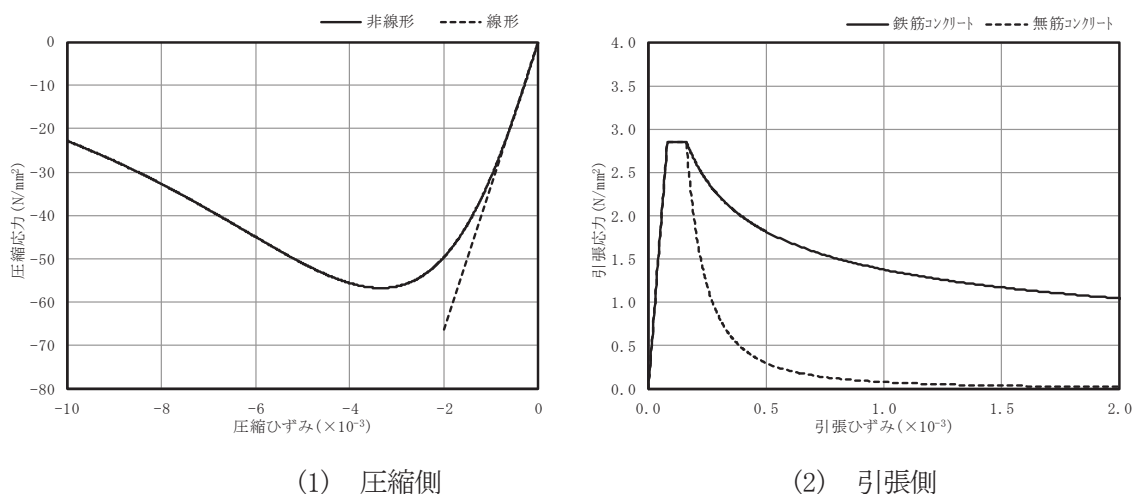


図3 コンクリートの一軸応力-ひずみ関係

ひび割れは分散ひび割れ（ひび割れが要素内で一様に発生すると仮定したモデル）として扱い、第1ひび割れ、第2ひび割れに関する直交座標系をそれぞれ定義し、アクティブクラック（開口の大きいひび割れ）に関する座標系で応力、ひずみの更新を進める疑似直交座標系を用いる。この疑似直交2方向ひび割れは、2つのひび割れ間の角度が直角より小さくなると厳密性がなくなるが、地震動等による交番繰返しでは直角から大きく離れることはないため、実用上の精度は確保されるものと考えられる。図4に、疑似直交ひび割れモデルの概念を示す。

なお、本検討では疑似直交2方向ひび割れモデルを複合させた4方向ひび割れモデルを用いる。

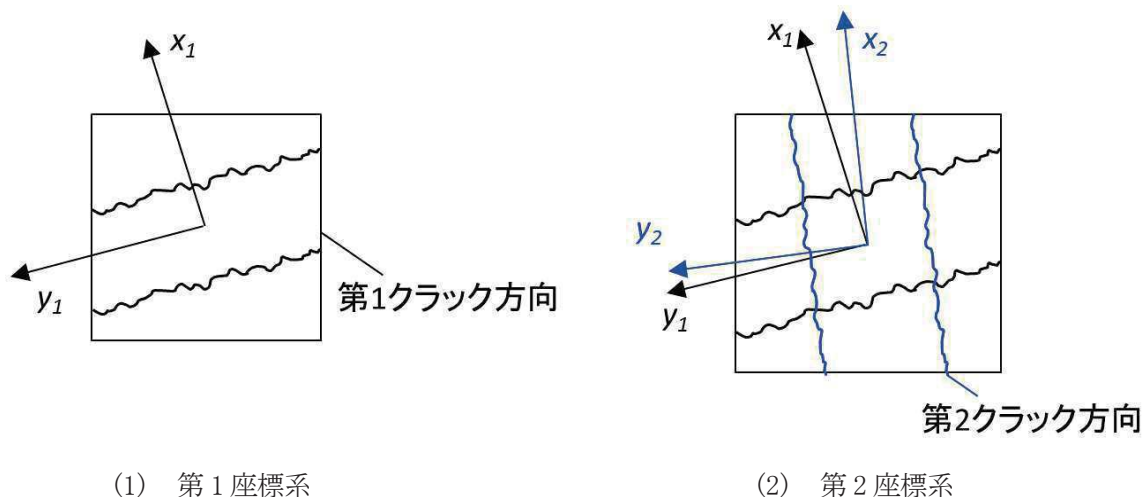


図4 疑似直交ひび割れモデル

別紙7 3次元立体架構モデルによる屋根トラスの  
シミュレーション解析（原子炉建屋）

## 目 次

1. はじめに .....	別紙 7- 1
2. 屋根トラスのシミュレーション解析 .....	別紙 7- 2
2.1 屋根トラスの概要 .....	別紙 7- 2
2.2 地震応答解析モデル .....	別紙 7- 4
2.3 評価基準 .....	別紙 7-14
2.4 評価結果 .....	別紙 7-15
3. 評価結果のまとめ .....	別紙 7-16

別紙 7-1 サブトラス及び水平ブレース（仮設部材）の評価

別紙 7-2 加速度応答スペクトルの比較

## 1. はじめに

3.11 地震及び 4.7 地震の 2 つの地震に対して，原子炉建屋の屋根トラスが健全性を保っていたか確認を行うことを目的として屋根トラス部の地震応答シミュレーション解析を実施する。

屋根トラスの健全性評価は，原子炉建屋の建屋内に設置された地震計の観測記録を用いたシミュレーション解析結果により，主トラスが弾性範囲であることを確認することにより行った。

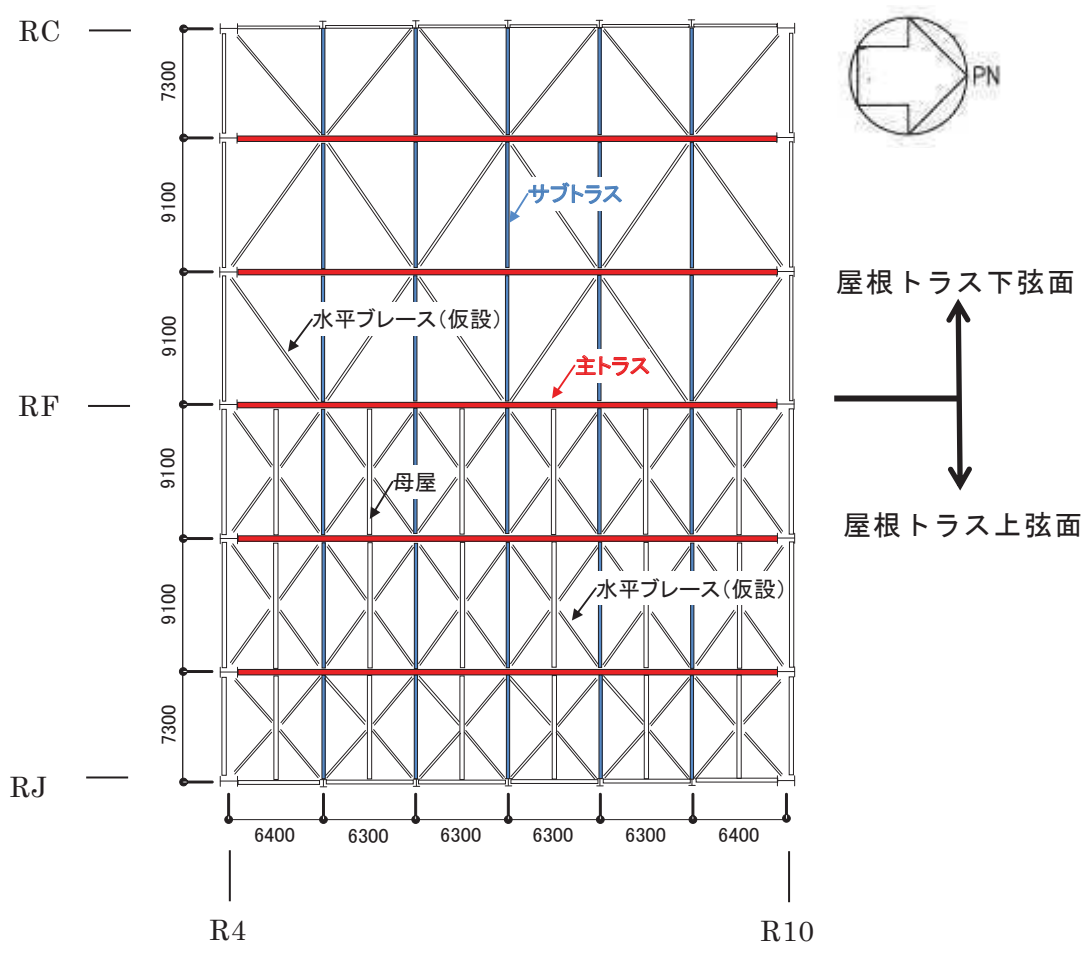
使用解析コードは，立体骨組の弾塑性解析システム「fappase」である。

## 2. 屋根トラスのシミュレーション解析

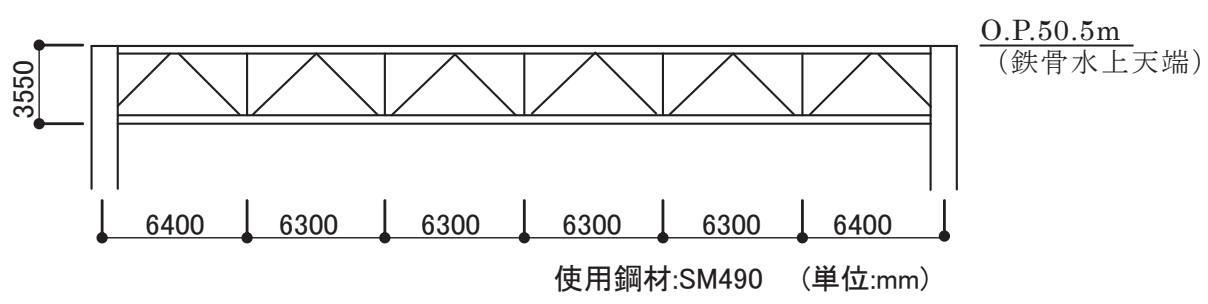
### 2.1 屋根トラスの概要

原子炉建屋の上部構造は、鉄筋コンクリート造の外壁、屋根スラブ及び鉄骨造の屋根トラスで主に構成されている。屋根トラスの平面は、約 38m（南北方向）×約 51m（東西方向）の長方形をなしており、地上 3 階（O.P. +33.2m）からの高さは 17.3m である。

屋根トラスの概要を図 2-1 に示す。



(a) 屋根トラス平面図



(b) 主トラス軸組図

図 2-1 屋根トラスの概要

## 2.2 地震応答解析モデル

屋根トラスの地震応答解析モデルは、オペフロ上部の柱、壁、屋根スラブ、屋根トラス等を線材又は面材により立体的にモデル化した3次元の立体架構モデルとした。

屋根トラス部は、主要な構造部材である主トラス、水平力を負担しないサブトラス、母屋、建設時の建て方用部材である屋根トラス上下弦面水平ブレースをモデル化する。各鉄骨部材は軸変形、曲げ変形を考慮した梁要素（主トラスの上下弦材等）と軸変形のみを考慮したトラス要素（屋根面水平ブレース、主トラスの斜材・束材等）としてモデル化する。また、耐震壁及び外周梁は各々シェル要素及び軸変形、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。柱脚の条件は固定とした。

屋根トラス部材と耐震壁の接合部の条件は、端部接合条件に応じ、端部ピン接合の部材は軸力のみが作用するためトラス要素、端部剛接合の部材は軸力と曲げモーメントが作用するためビーム要素としてモデル化する。

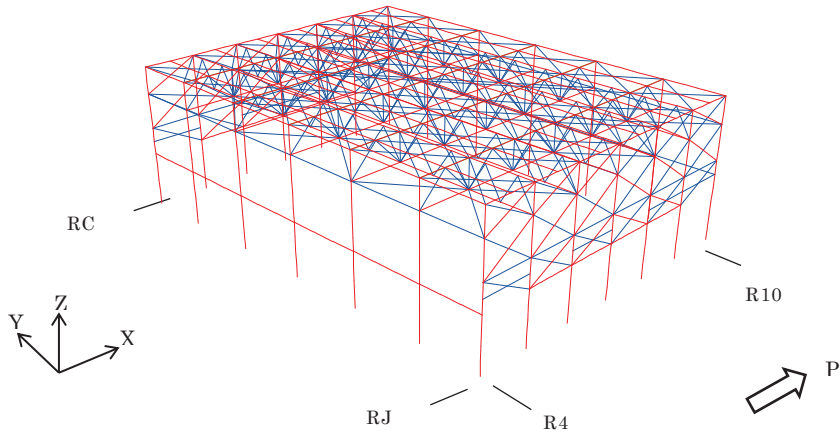
シミュレーション解析では、地震発生時の状況を考慮し、屋上スラブの積載荷重は考慮しないこととした。

解析モデルの概要を図2-2に示す。また、解析に用いる材料の物性値を表2-1に示す。トラス要素は修正若林モデルによる非線形特性を考慮した。固有モードを図2-3～図2-5に示す。

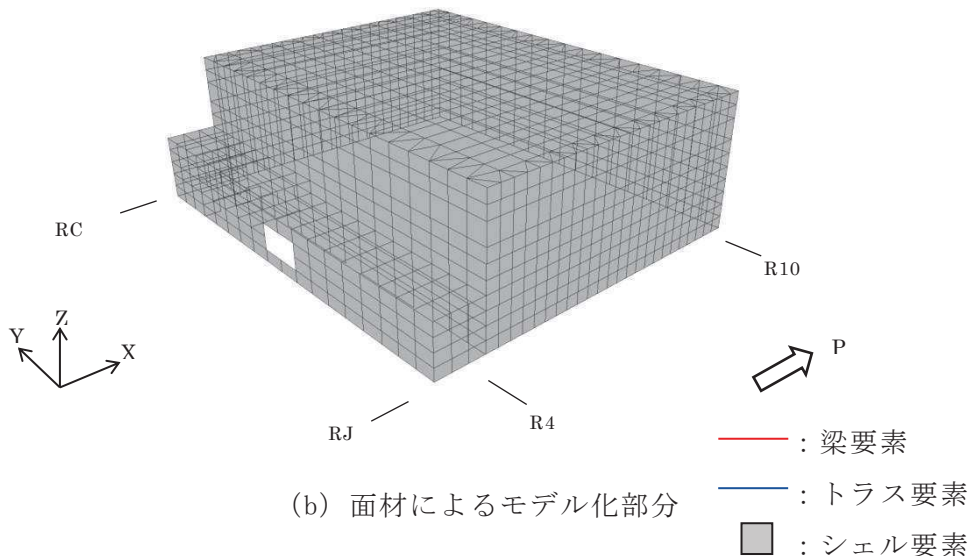
解析モデルへの入力は、地上3階（O.P. 33.2m）の観測記録を用いることとし、オペフロ位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力した（水平2成分、鉛直成分、回転2成分）。入力地震動の算定に用いた地震計及びその位置を表2-2及び図2-6に示す。解析モデルへの入力地震動である水平2成分、回転2成分及び鉛直成分の加速度波形及び加速度応答スペクトルを、図2-7～図2-11に示す。

また、地震応答解析における減衰評価は各部別内部粘性減衰を用い、鉄骨造部の減衰定数として2%、鉄筋コンクリート造部の減衰定数として5%を採用している。

なお、3.11地震と4.7地震における屋上及び地上3階の観測記録の加速度応答スペクトルは、立体架構モデルの鉛直方向1次固有振動数付近において同程度の振幅であるため、3.11地震を代表として解析を行う。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

図 2-2 屋根トラス（オペフロ上部架構）の解析モデル

表 2-1 屋根トラスの解析に用いた材料の物性値

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> )	ポアソン比 $\nu$	単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
鉄骨	$2.05 \times 10^5$	$7.90 \times 10^4$	0.3	84.7* <sup>2</sup>
鉄筋コンクリート* <sup>1</sup> (鉄骨鉄筋コンクリート)	$2.51 \times 10^4$	$1.05 \times 10^4$	0.2	24.0 (25.0)

注記： \* 1 耐震壁はヤング係数及びせん断弾性係数を 0.4 倍とする。

\* 2 接合部等の割増分 10%を考慮した値とする。



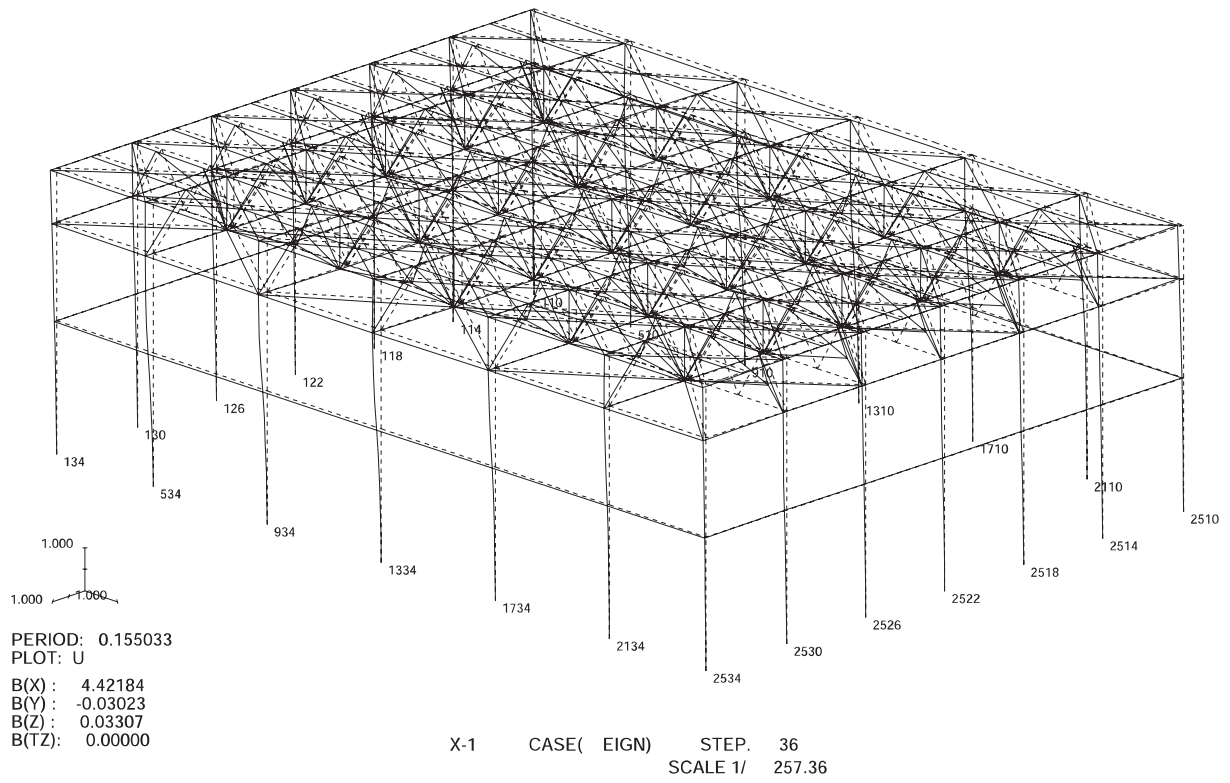


図 2-3 NS 方向 1 次 (全体 36 次) モード図

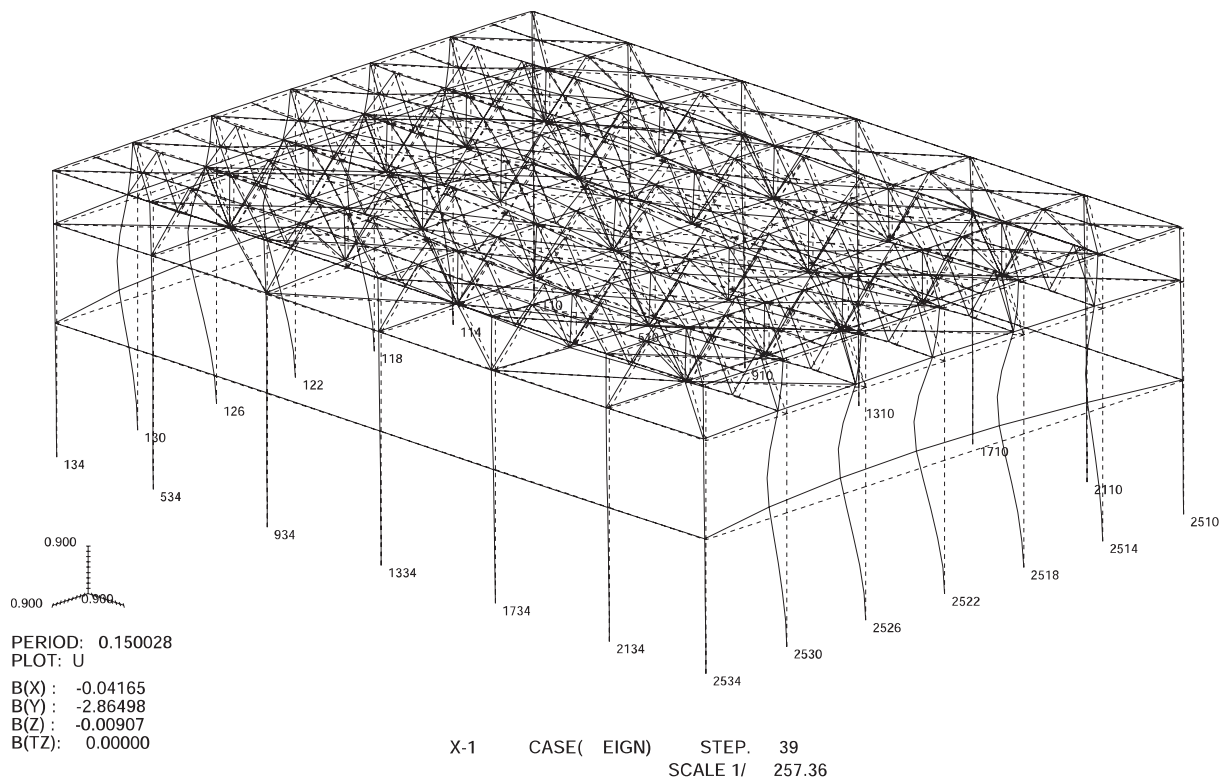


図 2-4 EW 方向 1 次 (全体 39 次) モード図

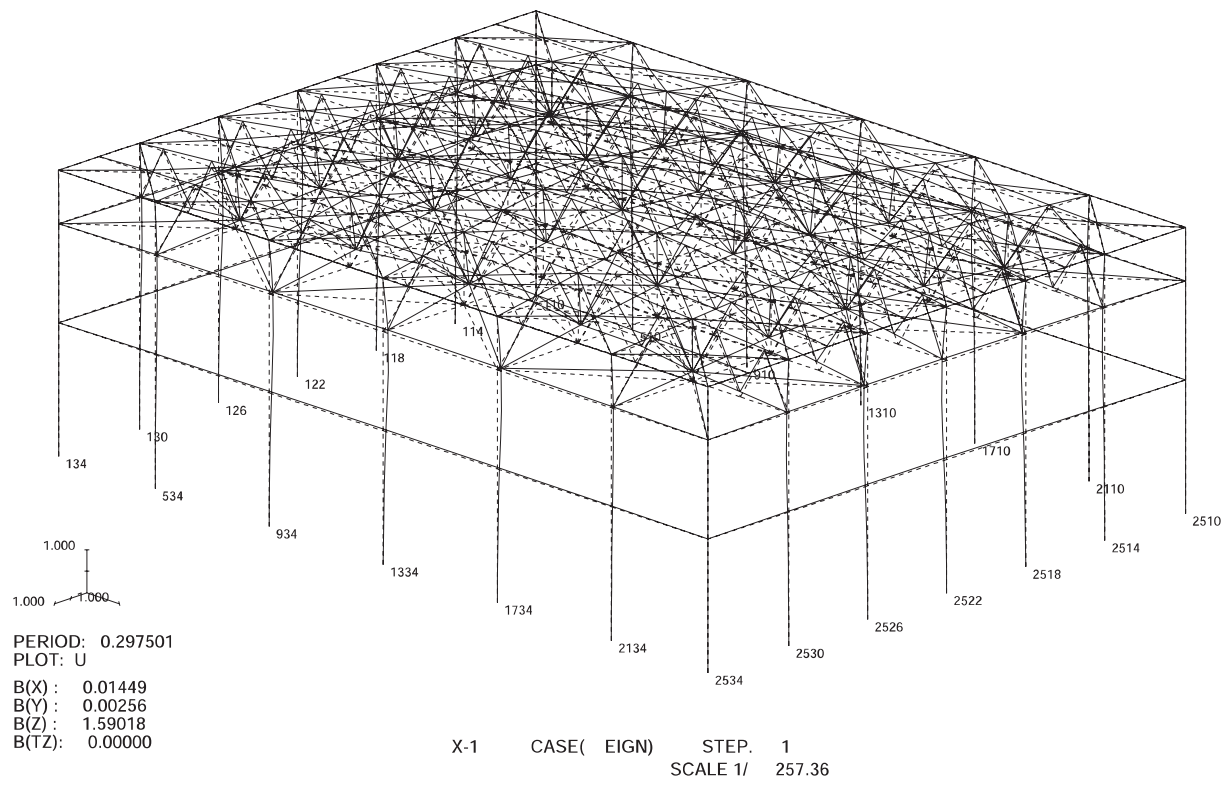


図 2-5 鉛直方向 1 次（全体 1 次）モード図

表 2-2 入力地震動の算定に用いた地震計

入力成分	地震計設置位置	観測成分	備考
NS 方向 (並進)	2RB-8, 9, 11	NS	平均値を採用
EW 方向 (並進)	2RB-8, 10	EW	平均値を採用
UD 方向 (並進)	2RB-8, 9, 10, 11	UD	平均値を採用
NS 方向 (回転)	2RB-9, 11	UD	2つの地震計位置より重心位置の回転を算出
EW 方向 (回転)	2RB-8, 10	UD	2つの地震計位置より重心位置の回転を算出

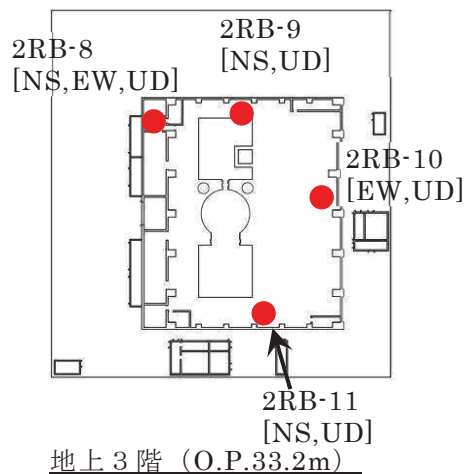
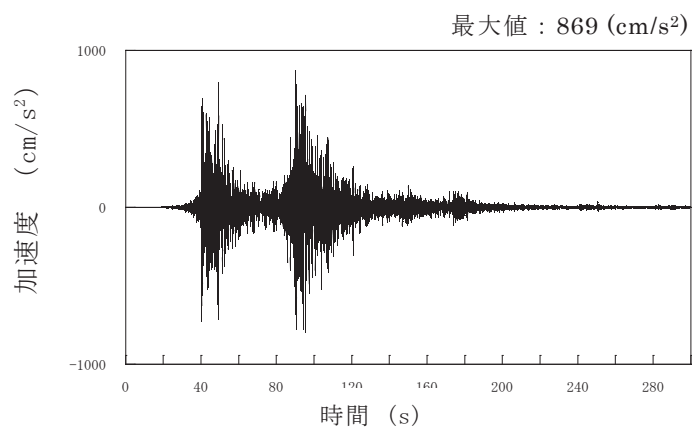
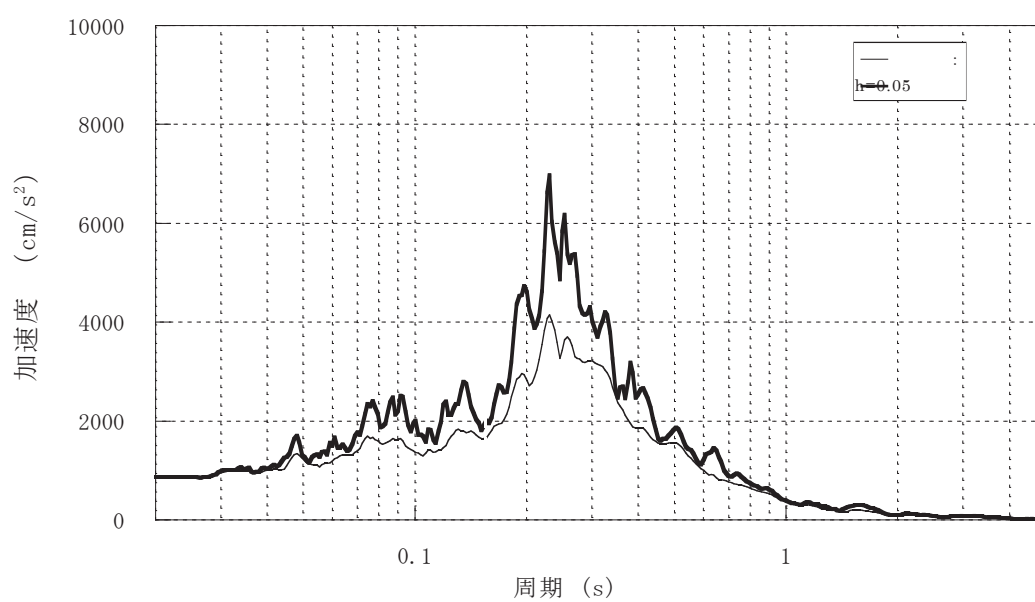


図 2-6 原子炉建屋 地震計設置位置 (地上 3 階)

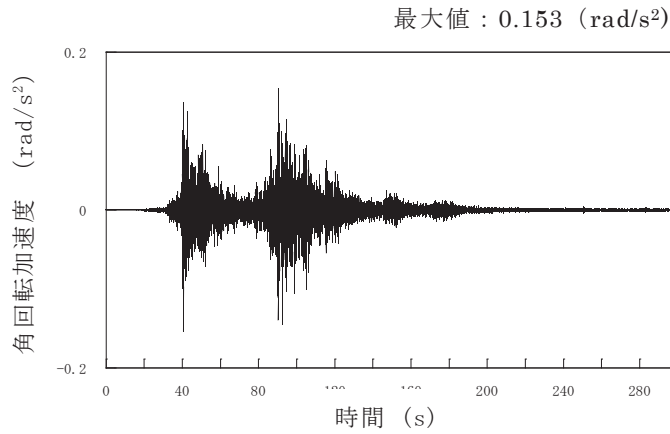


(a) 加速度時刻歴波形 (O. P. 33. 2m, 2RB-8, 9, 11 の観測記録平均)

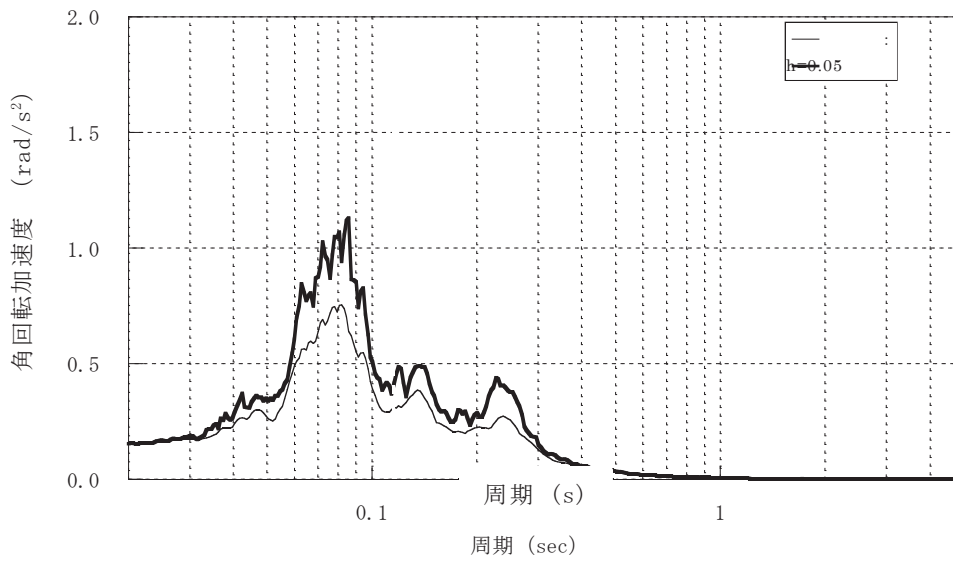


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-7 解析モデルへの入力地震動  
(3.11 地震 NS 方向 水平成分)

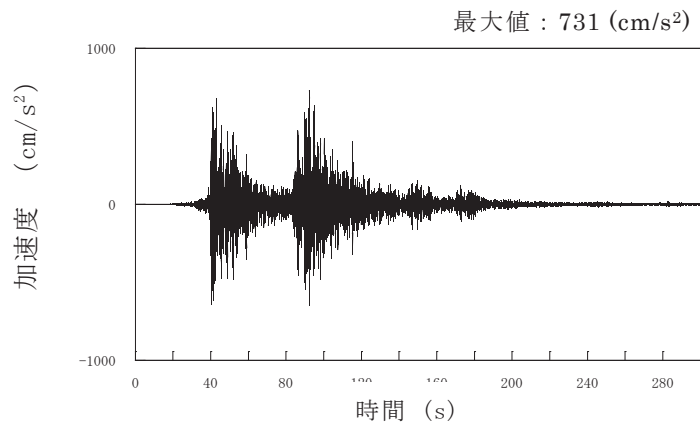


(a) 加速度時刻歴波形 (O.P. 33. 2m, 2RB-9, 11 の観測記録より計算)

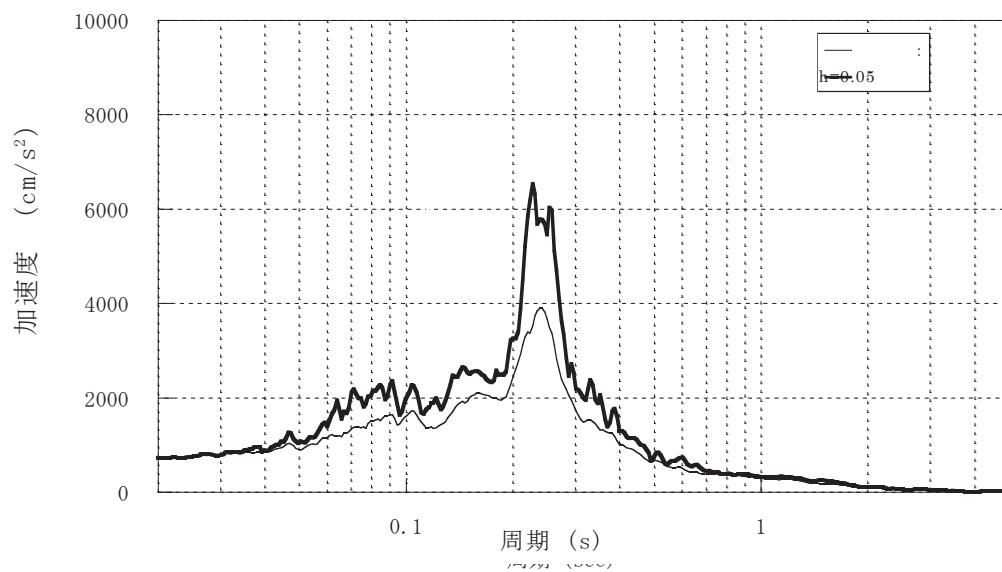


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-8 解析モデルへの入力地震動  
(3.11 地震 NS 方向軸周り回転成分)

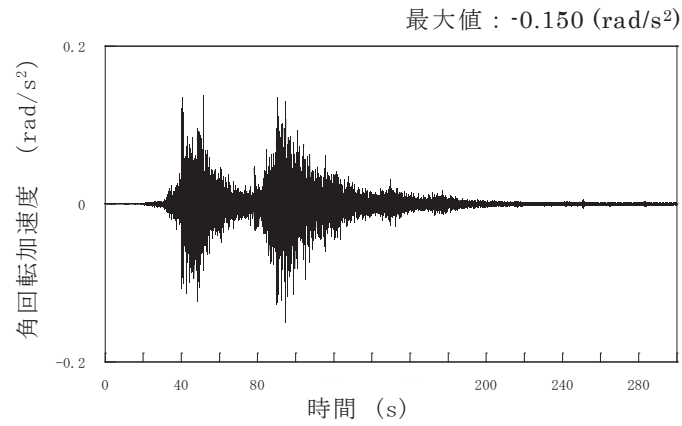


(a) 加速度時刻歴波形 (O. P. 33. 2m, 2RB-8, 10 の観測記録平均)

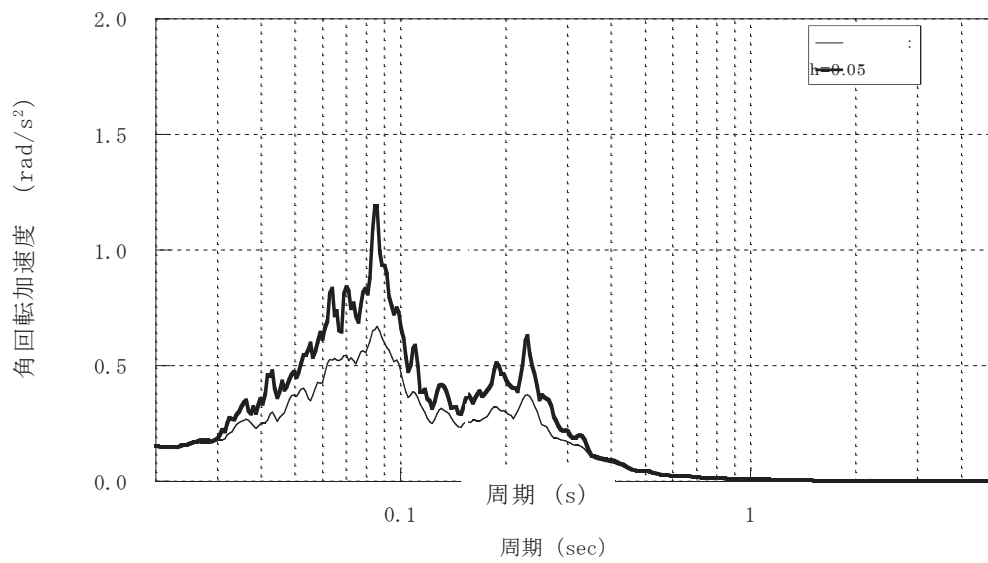


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-9 解析モデルへの入力地震動  
(3.11 地震 EW 方向 水平成分)

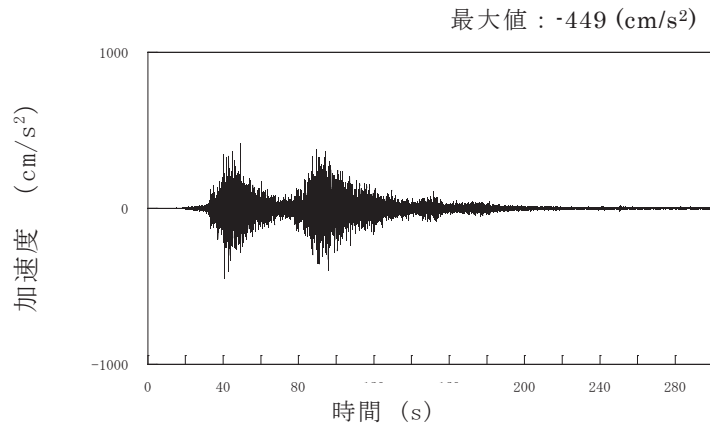


(a) 加速度時刻歴波形 (O. P. 33. 2m, 2RB-8, 10 の観測記録より計算)

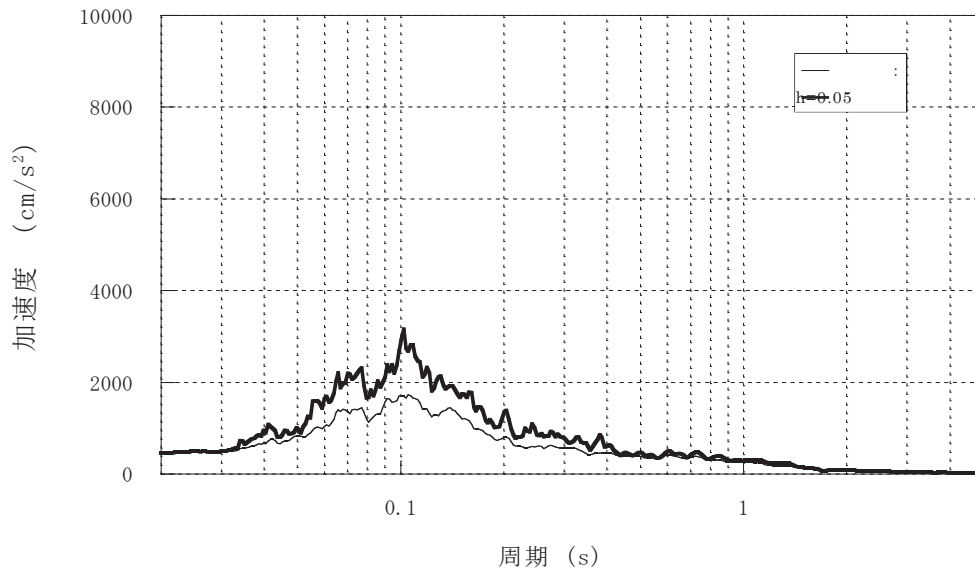


(b) 加速度応答スペクトル

図 2-10 解析モデルへの入力地震動  
(3.11 地震 EW 方向軸周り回転成分)



(a) 加速度時刻歴波形 (O. P. 33. 2m, 2RB-8, 9, 10, 11 の観測記録平均)



(b) 加速度応答スペクトル

図 2-11 解析モデルへの入力地震動  
(3.11 地震 鉛直方向成分)



### 2.3 評価基準

立体架構モデルの時刻歴地震応答解析により得られた主要な構造部材である主トラスの各部材応力が評価基準値以下であることを確認する（日本建築学会「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（2005）に準拠）。

主トラスの上下弦材を対象として地震時に生じる軸力及び曲げモーメントより評価基準値に対する断面検定について、下式を用いて行う。なお、鋼材の材料強度は、基準強度の 1.1 倍の数値を用いて算定する。

(圧縮)

$$\frac{s\sigma_N}{sf_c} + \frac{s\sigma_b}{sf_b} \leq 1.0$$

ここに、 $s\sigma_N$  : 地震時における部材の軸応力度

$s\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力度

$sf_c$  : 短期許容圧縮応力度

(座屈の影響を考慮して細長比等により求めた数値)

$sf_b$  : 短期許容曲げ応力度

(引張)

$$\frac{s\sigma_N}{sf_t} + \frac{s\sigma_b}{sf_b} \leq 1.0$$

ここに、 $s\sigma_N$  : 地震時における部材の軸応力度

$s\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力度

$sf_t$  : 短期許容引張応力度

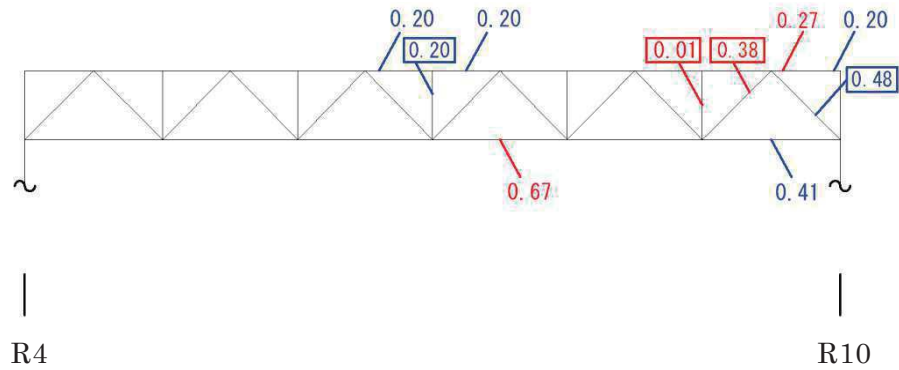
$sf_b$  : 短期許容曲げ応力度

斜材・束材については、地震時における部材の塑性率が 1 未満であることを確認する。

## 2.4 評価結果

主トラスの各部材の検定比及び塑性率が最も大きい部材を含む RF 通りの検定比及び塑性率について図 2-12 に示す。

解析結果によると主トラスは弾性範囲であることを確認した。



### [凡例]

青文字：部材の部位毎の検定比最大値（曲げ+圧縮）

赤文字：部材の部位毎の検定比最大値（曲げ+引張）

青文字：部材の部位毎の塑性率最大値（圧縮）

赤文字：部材の部位毎の塑性率最大値（引張）

図 2-12 屋根トラスの主トラスの検定比・塑性率（RF 通り）

### 3. 評価結果のまとめ

屋根トラスについて、地震応答解析により応答を求めて、評価基準値と比較を行った結果、屋根トラスの主トラスは弾性範囲にあることを確認した。

以上から、原子炉建屋の屋根トラスの主トラスの耐震健全性は確保されていると評価した。

## 別紙 7-1 サブトラス及び水平ブレース（仮設部材）の評価

サブトラスは原設計時に耐震設計の対象外となっている部材であり、水平ブレースは建設時の仮設部材であるが、3次元立体フレームモデルでは、モデル化されているため、シミュレーション解析と点検結果の比較を行った。

シミュレーション解析によるサブトラスの評価結果を検定比及び塑性率が最も大きい部材を含む R7-400 通りの構面の検定比及び塑性率について図 1 に、点検結果を図 2 に示す。また、水平ブレースの解析結果を図 3 に、点検結果を図 4 に示す。

サブトラスでは端部に近い斜材 2 箇所と下弦材の塑性率が健全性評価の目安値である 4.0 を上回る結果となった。このうち、点検で座屈が確認された斜材位置と解析上塑性率が最大となる部材位置が整合する結果となっている。

水平ブレースについては、点検結果と比較すると解析結果が過大となっているが、応力の集中する部位については概ね整合する結果となっている。

また、損傷が確認されたサブトラス部材を交換補修することで屋根トラスの耐震健全性は確保されると評価した。

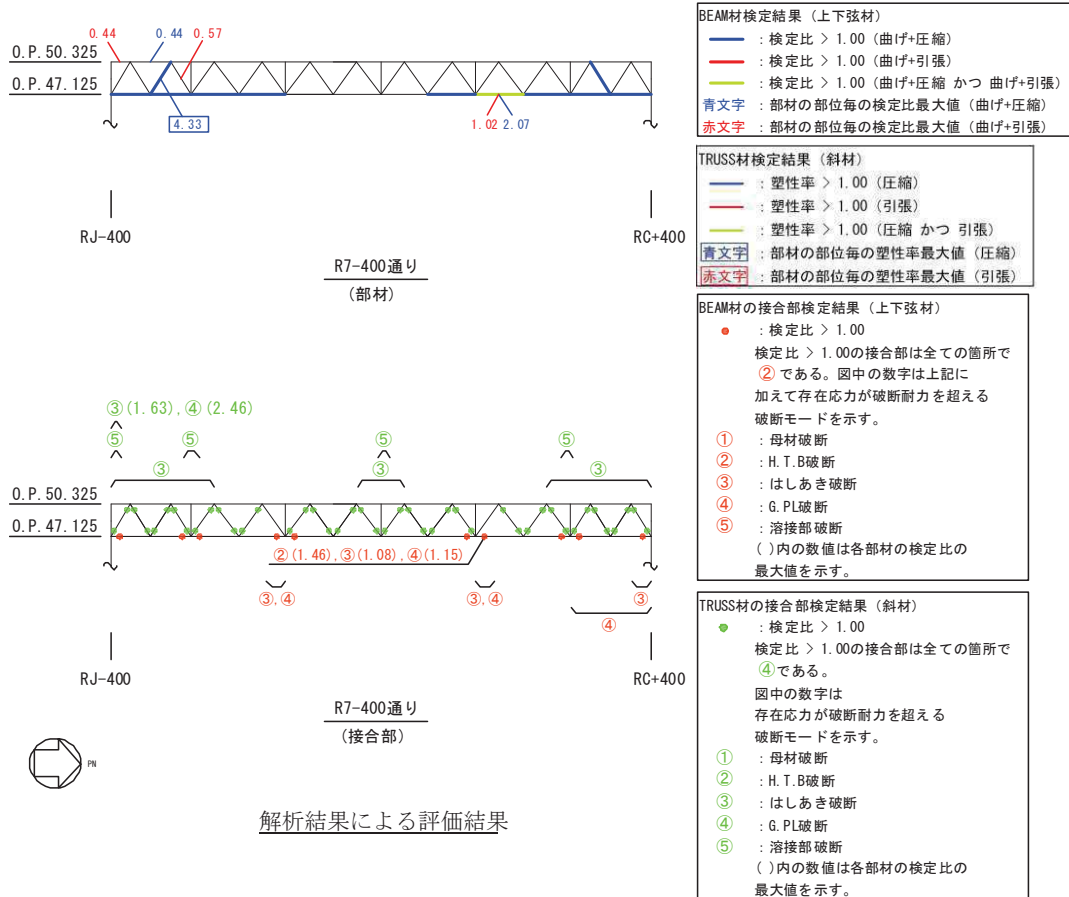


図1 サブトラス及び接合部の検定比・塑性率 (R7-400通り)

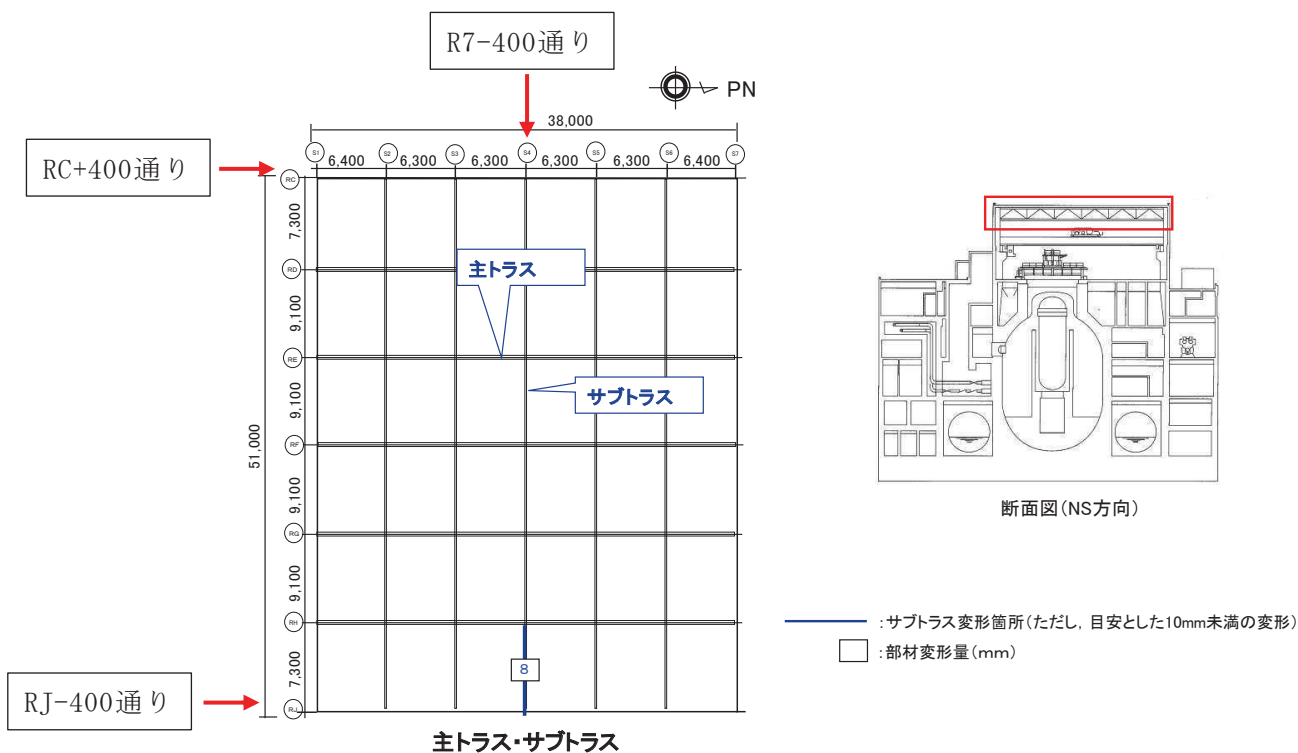
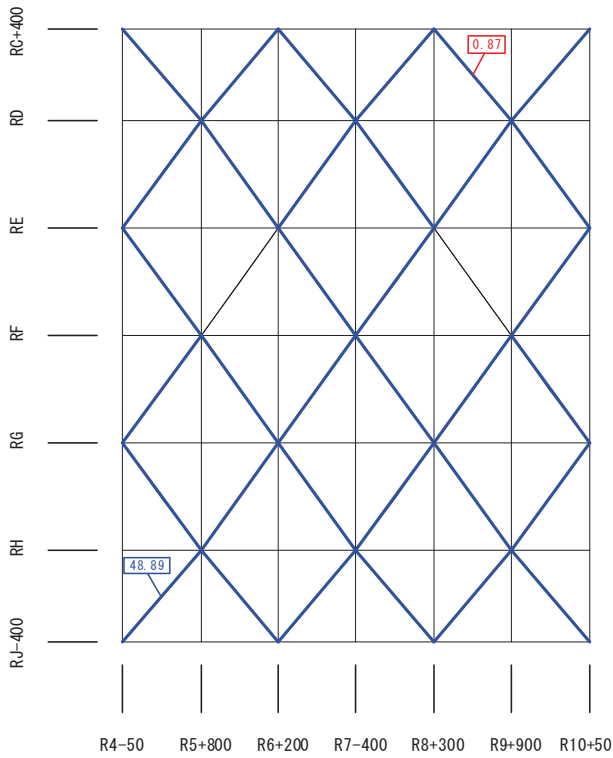


図2 主トラス・サブトラスの点検結果



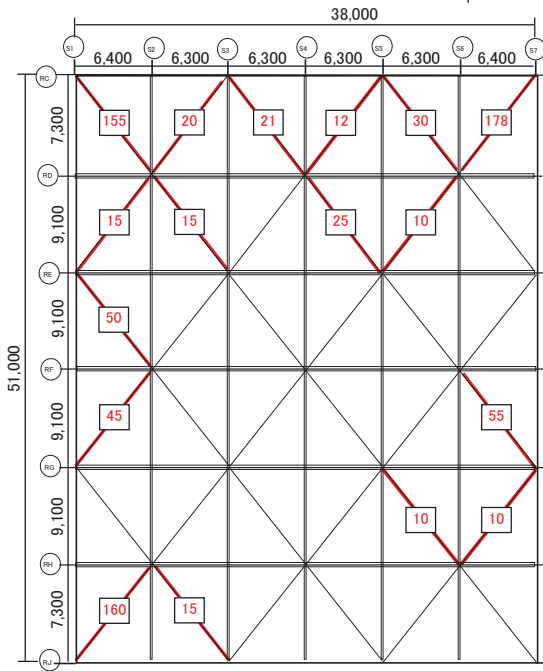
TRUSS材検定結果 (下弦面水平ブレース)

- : 塑性率 > 1.00 (圧縮)
- : 塑性率 > 1.00 (引張)
- : 塑性率 > 1.00 (圧縮 かつ 引張)
- 青文字 : 部材の部位毎の塑性率最大値 (圧縮)
- 赤文字 : 部材の部位毎の塑性率最大値 (引張)

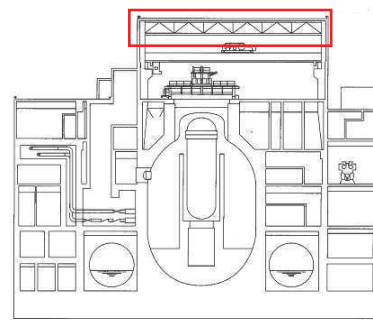
屋根トラス下弦面 (0. P. 47.125)

(部材)

図3 水平ブレース (下弦面) の検定比・塑性率



下弦水平ブレース



断面図(NS方向)

— : 下弦水平ブレース変形箇所  
 □ : 部材変形量(mm)

図4 水平ブレース (下弦面) の点検結果

## 別紙 7-2 加速度応答スペクトルの比較



シミュレーション解析モデルの妥当性確認として、屋上の地震観測記録の再現性の確認を行った。図1に屋上の地震観測記録と屋根トラス解析モデルの地震計位置の応答波形の加速度応答スペクトルを比較して示す。

観測記録と解析モデルの応答波形の加速度応答スペクトルは、周期 0.1 秒より長周期側では概ね整合している。

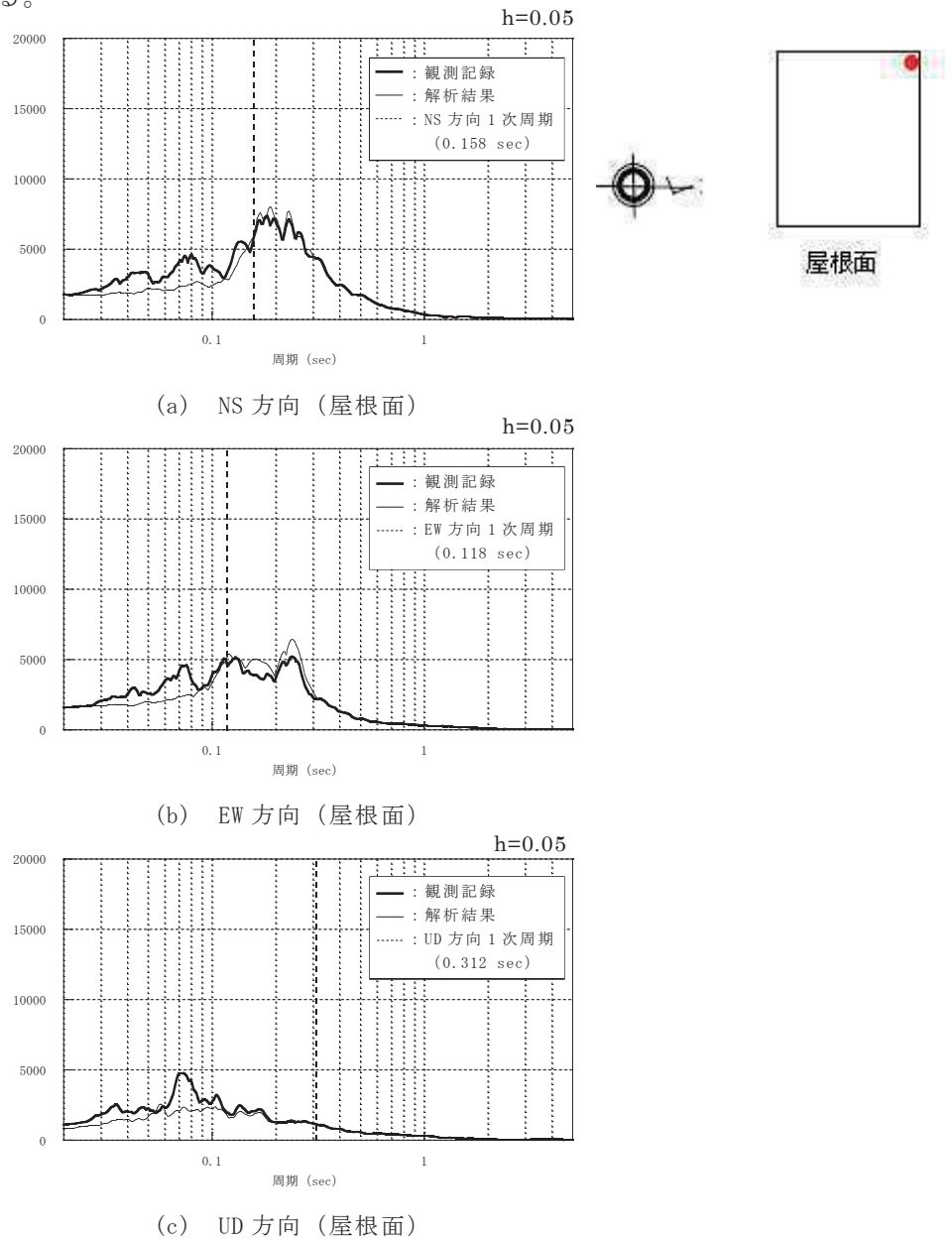


図1 屋上の地震観測記録と屋根トラス解析モデルの応答波形の加速度応答スペクトルの比較

[参考文献]

- (1) 女川原子力発電所における平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震時に取得された地震観測記録の分析及び津波の調査結果に係わる報告書

平成 23 年 4 月 7 日 東北電力株式会社

- (2) 女川原子力発電所における 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震時に取得された地震観測記録の分析結果に係わる報告書

平成 23 年 4 月 25 日 東北電力株式会社

別紙 8 建屋の 3 次元的なねじれの影響について

## 目 次

1. 検討目的.....	別紙 8-1
2. 検討方法.....	別紙 8-1
3. 検討結果.....	別紙 8-3
3.1 伝達関数による検討.....	別紙 8-3
3.2 応答スペクトルの比較によるねじれ応答の検討.....	別紙 8-12
3.3 伝達関数の比較によるねじれ応答の検討.....	別紙 8-17
4. まとめ.....	別紙 8-30

## 1. 検討目的

原子炉建屋は、耐震壁をほぼ対称に配置する構造計画としており、ねじれの影響は小さいと考えられるが、ここでは、3.11地震等の影響による顕著な初期剛性の低下の要因として建屋のねじれ応答が影響しているかどうか、念のためその影響について検討する。原子炉建屋は、オペフロ上部の応答が大きく、オペフロ上部の2つの耐震壁の剛性に差があるため、地震時にねじれ応答の影響が含まれていると考えられる。

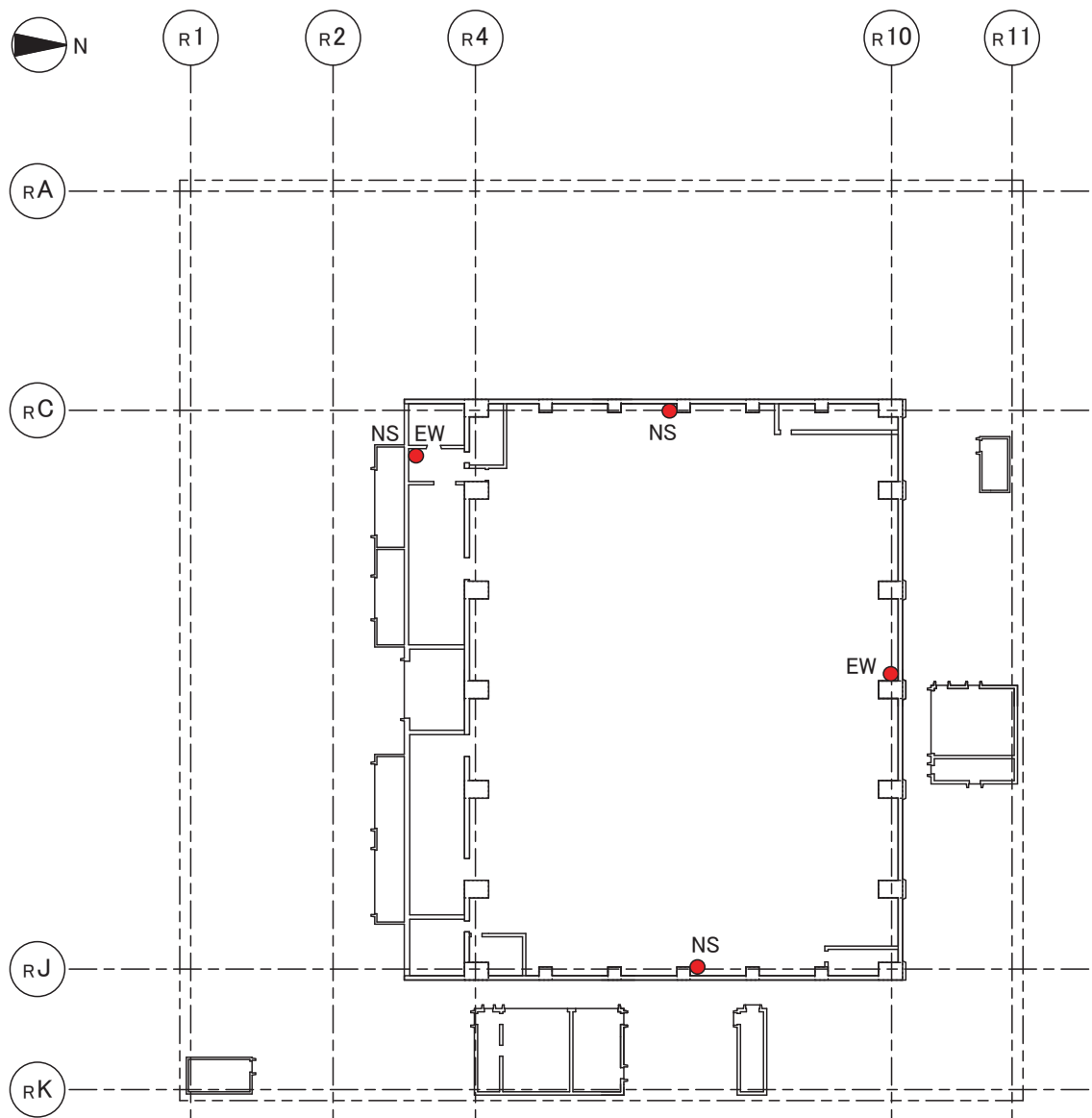
本検討では、3.11地震本震時のねじれ応答の影響評価を目的として、地上3階の応答について検討した。

## 2. 検討方法

原子炉建屋の地震観測装置は、地上3階床でNS方向は3箇所、EW方向は2箇所に地震計が配置されている。これらの地震計の伝達関数の分析等から、ねじれ応答が生じる振動数の分析を行う。地震計の配置を図2-1に示す。

ねじれ応答の影響は、建屋両端の観測記録について、その伝達関数を比較することにより、ねじれの1次振動数について評価する。

また、建屋両端の観測記録の時刻歴上の平均波形をねじれ応答を含まない応答波形と仮定し、平均波形と建屋両端の観測波形の応答スペクトルを比較することで、応答スペクトルに含まれるねじれ応答成分の影響を評価する。さらに、平均波を分母として、端部の観測記録を分子とする伝達関数についても検討する。



3F(OP 33.200)

図 2-1 原子炉建屋地上 3 階の地震計配置

### 3. 検討結果

#### 3.1 伝達関数による検討

原子炉建屋の 2008 年 12 月 26 日以降の代表的な 244 地震の観測記録について、以下の 4 つの期間に分割して、観測記録の伝達関数を比較する。2014 年にオペフロ上部の耐震補強工事が行われているため、2014 年と 2015 年以降の観測記録を別々のグループとした。

- ① 2011/3/9 以前の観測記録
- ② 2011/3/11～2013/12 の観測記録
- ③ 2014/1～2014/12 の観測記録（補強工事中）
- ④ 2015/1～2016/12 の観測記録（補強工事後）

伝達関数の評価結果を図 3-1～図 3-8 に示す。NS 方向は西側観測記録に対する東側観測記録の伝達関数を、EW 方向は北側観測記録に対する南側観測記録の伝達関数を評価した。

3.11 地震以前の地震観測記録では、伝達関数の位相が  $180^\circ$  になるねじれの 1 次振動数が NS は 8Hz、EW は 12Hz 付近に見られる。3.11 地震以降は、ねじれの 1 次振動数が NS は 7.5Hz 程度、EW は 9Hz 程度まで低下しているが、耐震補強工事後の 2015 年以降の地震では NS は 9Hz 程度、EW は 10Hz 程度まで回復している。

コヒーレンスの値を見ると、3.11 地震以前は NS、EW 方向ともに 6Hz 程度から低下し始めるが、3.11 地震後は 4.5Hz 程度から低下が始まっている。ただし、非線形応答の影響が含まれている。補強工事後は、コヒーレンスが低下し始める振動数は 5Hz より若干高い振動数まで回復しており、建屋の高振動数化が確認できる。

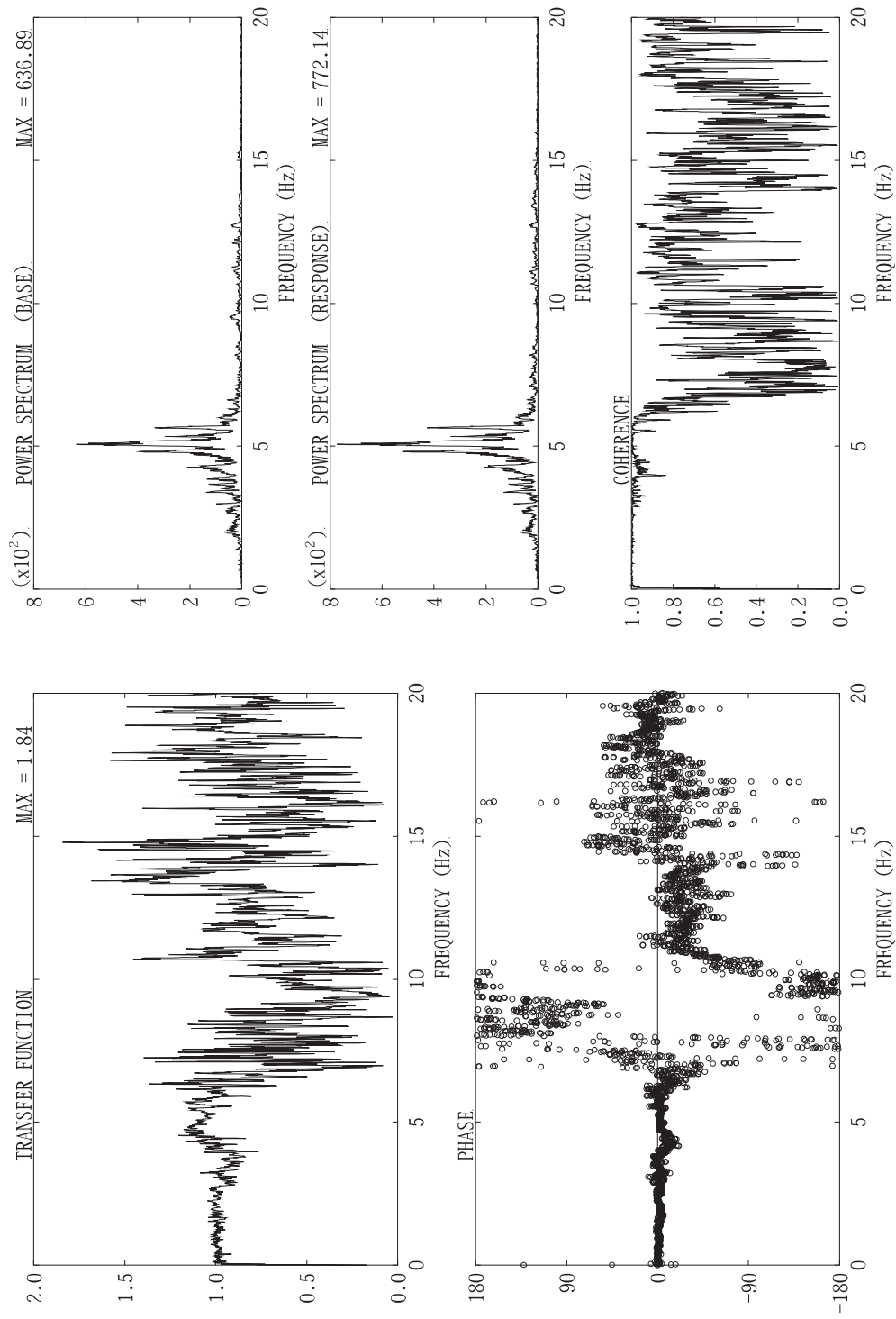


図 3-1 原子炉建屋 地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数 (3.11 地震以前)



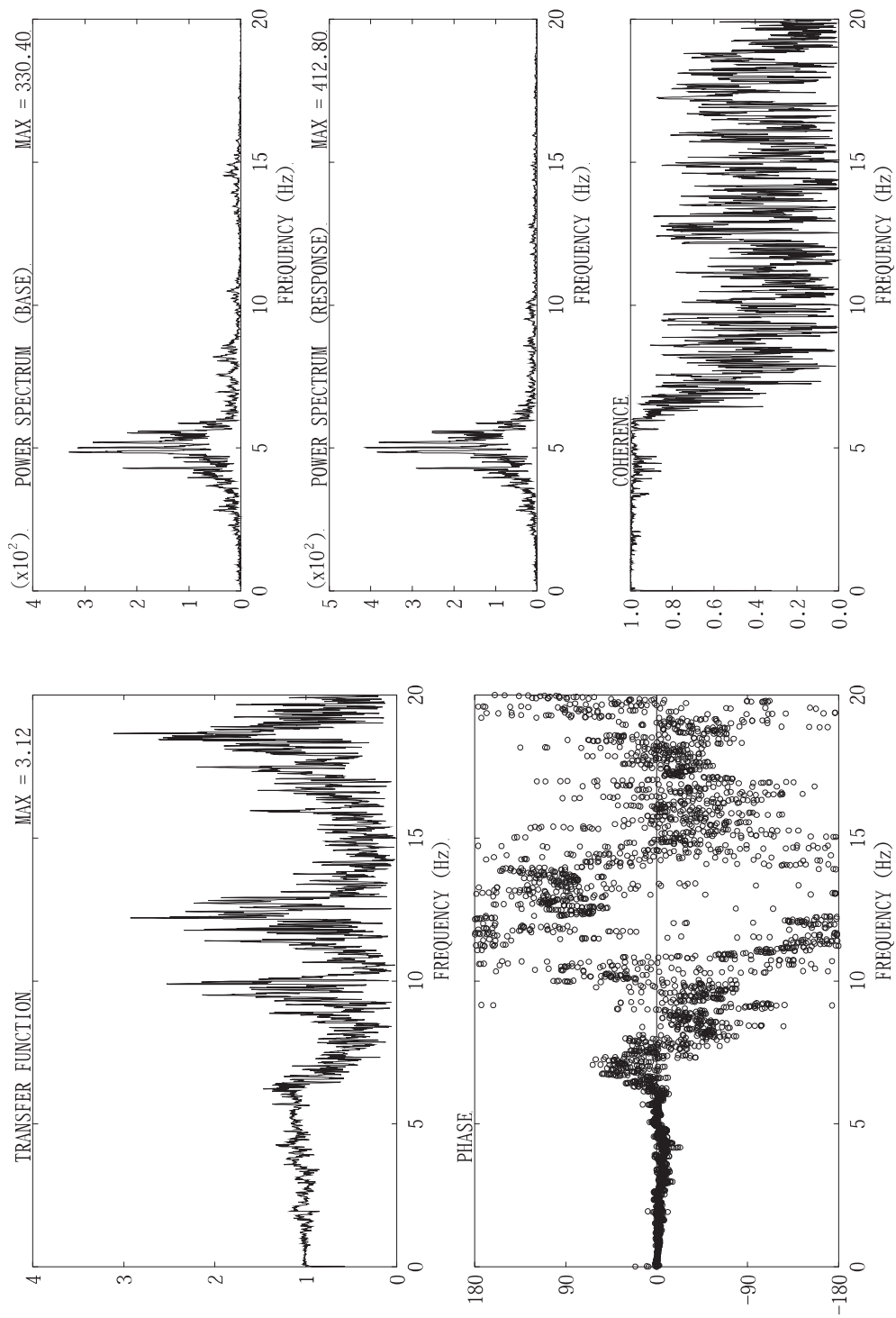


図 3-2 原子炉建屋 地上 3 階 EW 方向観測記録の伝達関数 (3.11 地震以前)

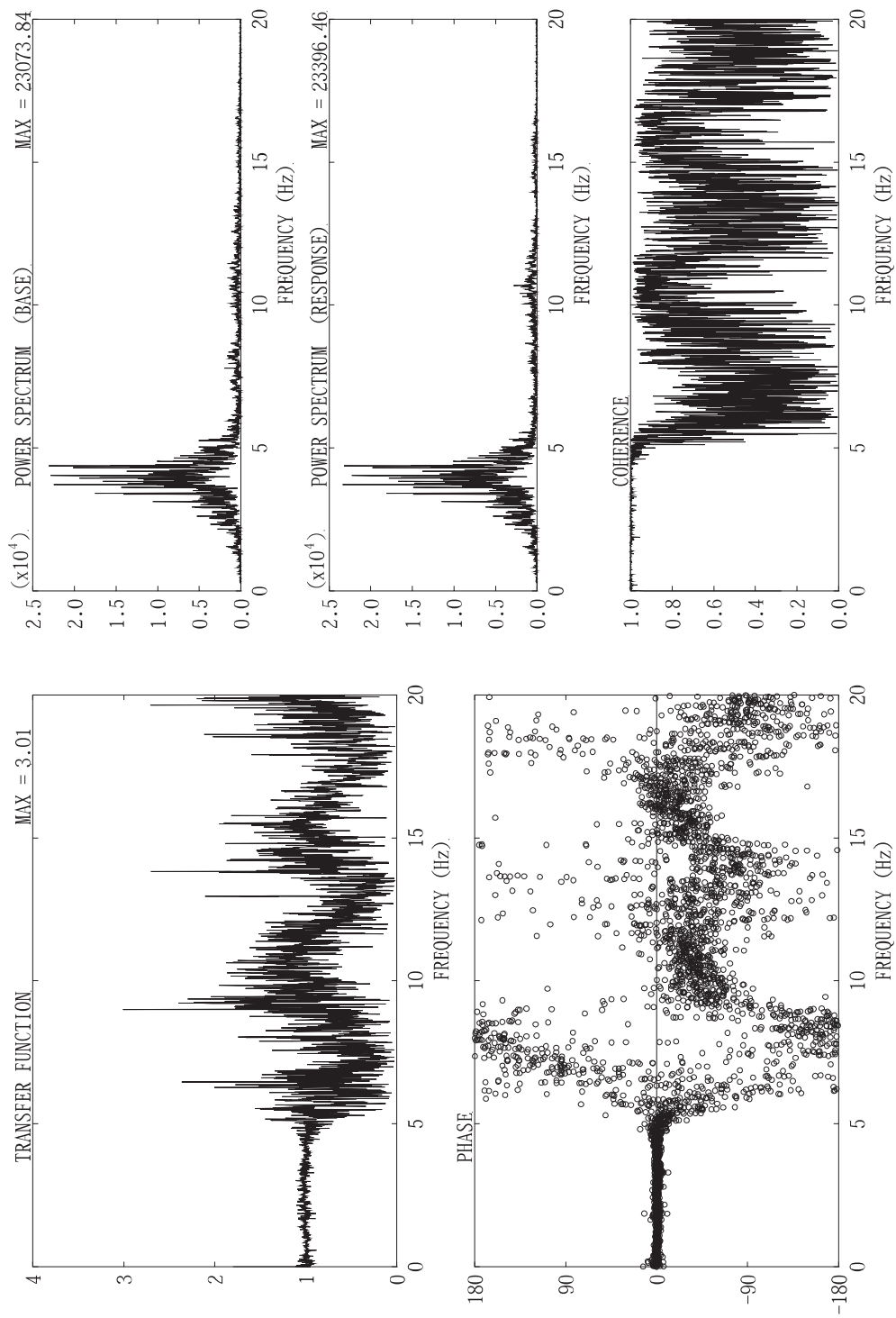


図 3-3 原子炉建屋 地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数 (3.11 地震～補強工事前)

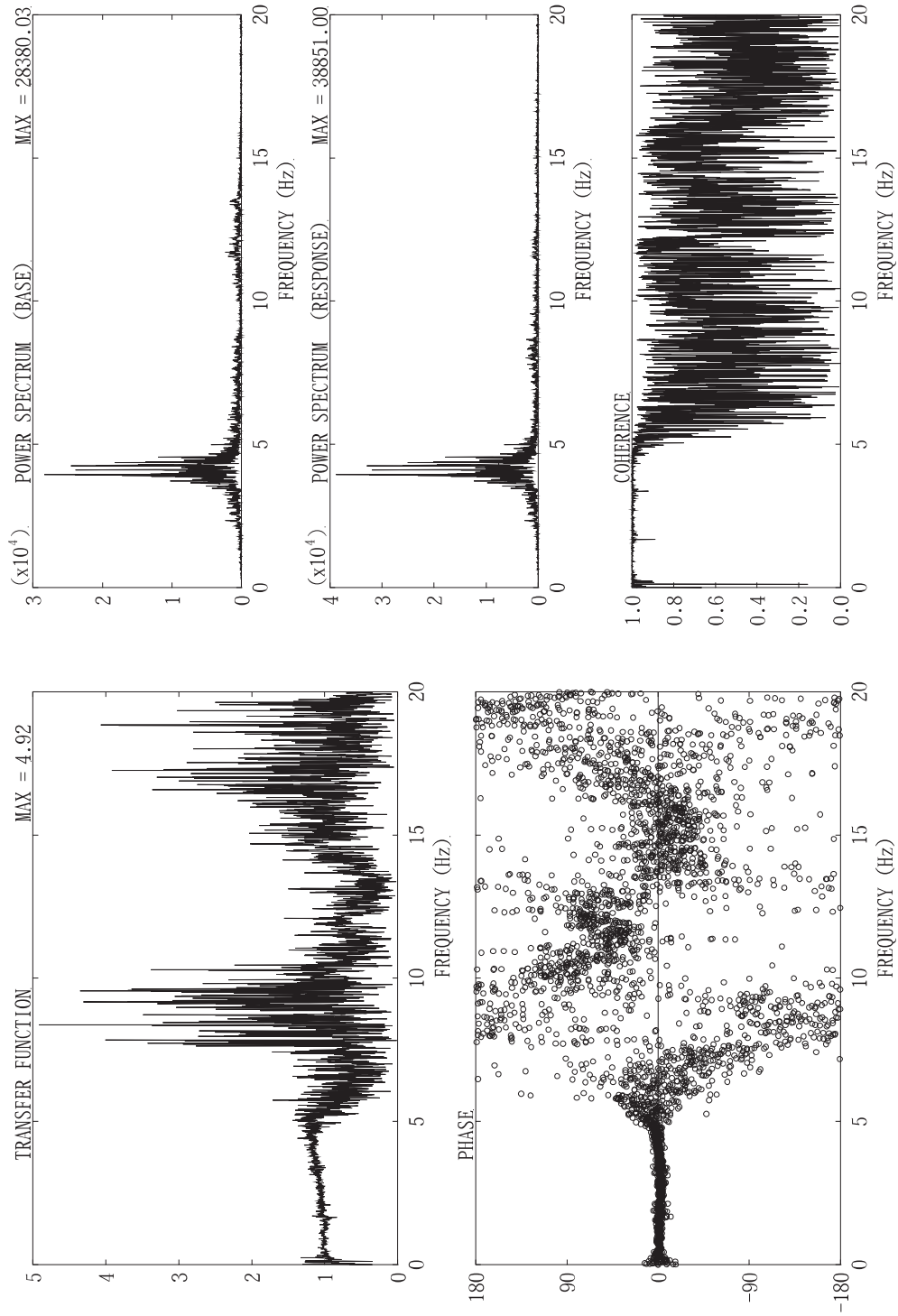


図 3-4 原子炉建屋 地上 3 階 EW 方向観測記録の伝達関数 (3.11 地震～補強工事前)

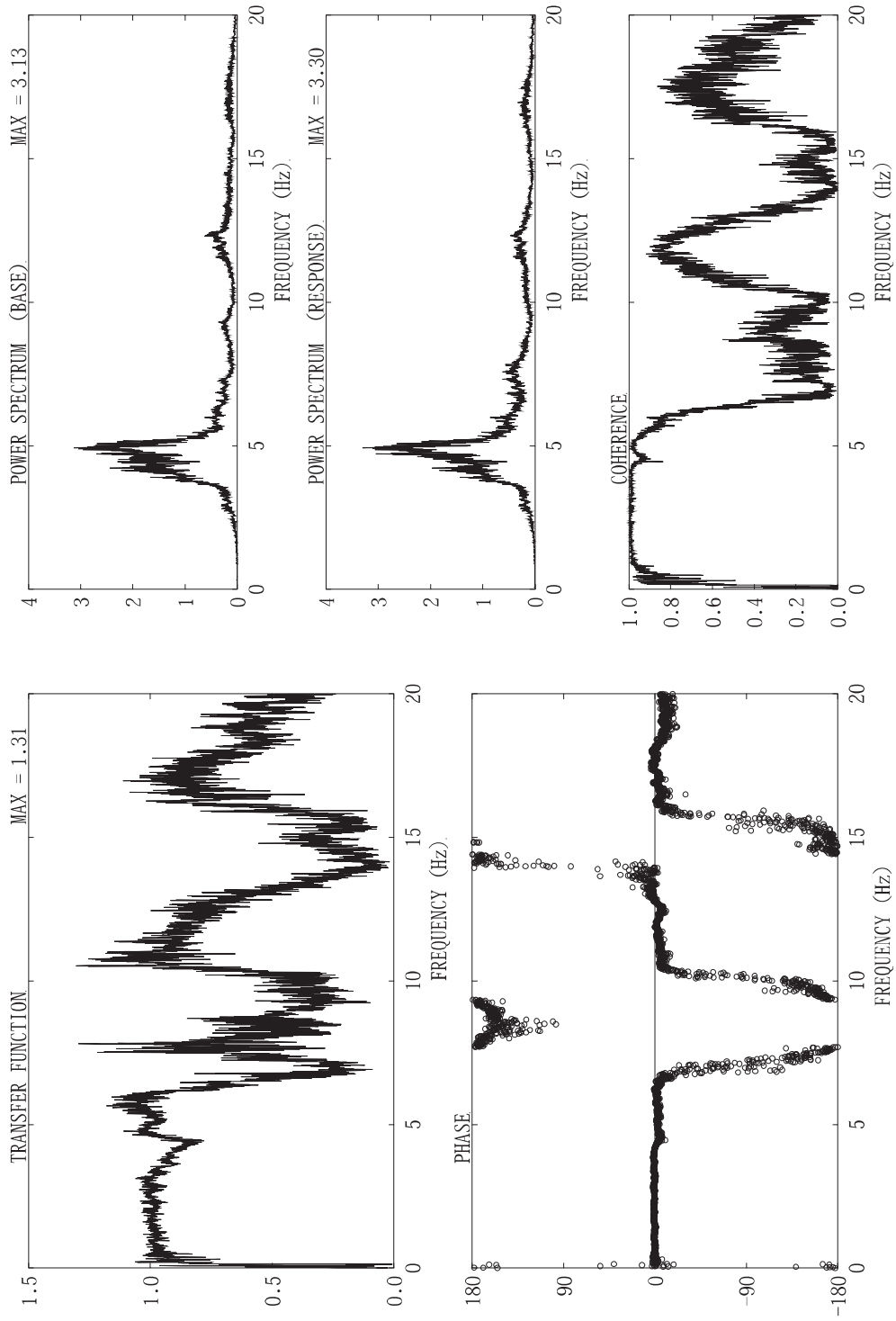


図 3-5 原子炉建屋 地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数 (補強工事中)

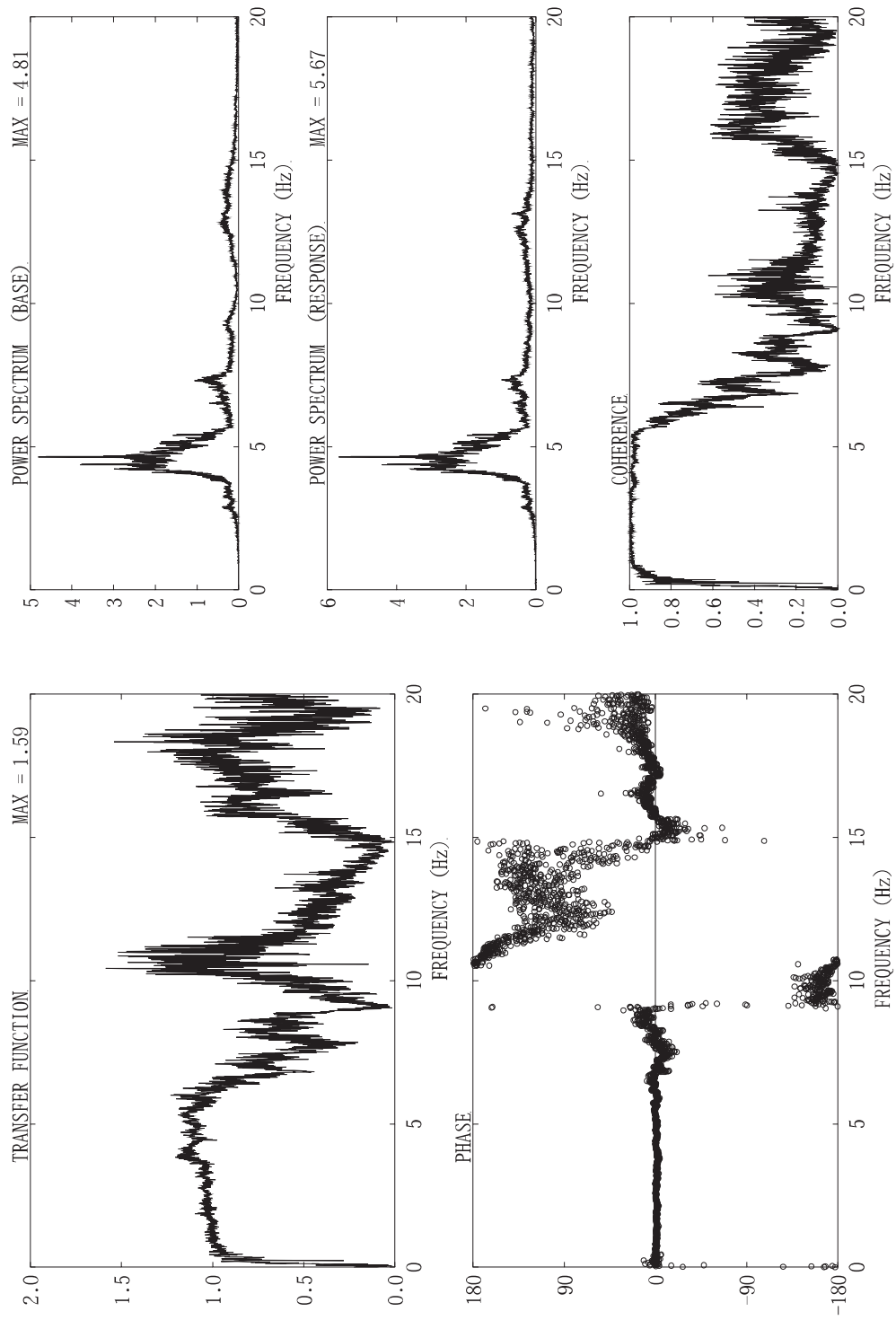


図3-6 原子炉建屋 地上3階EW方向観測記録の伝達関数(補強工事中)

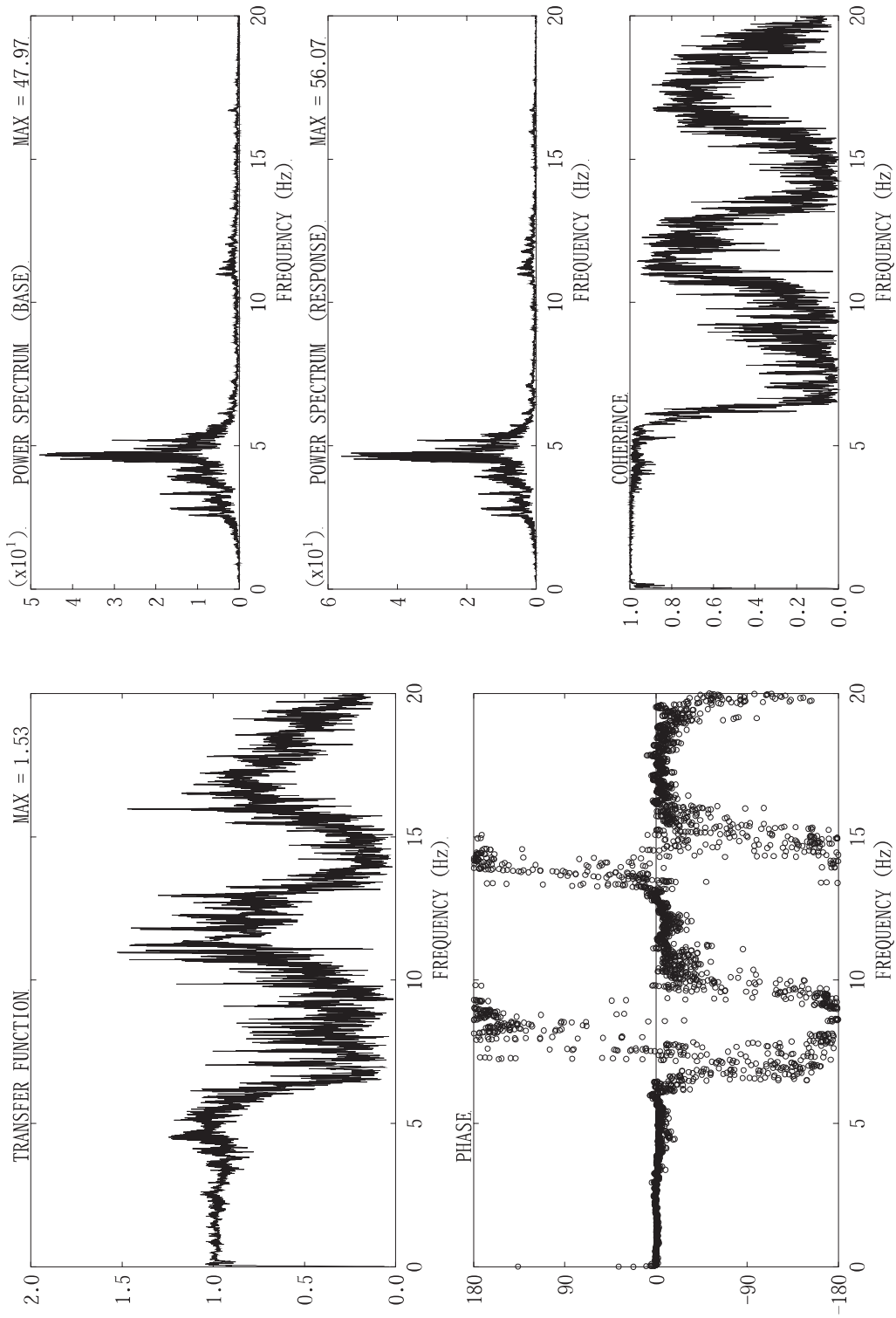


図 3-7 原子炉建屋 地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数 (補強工事後)

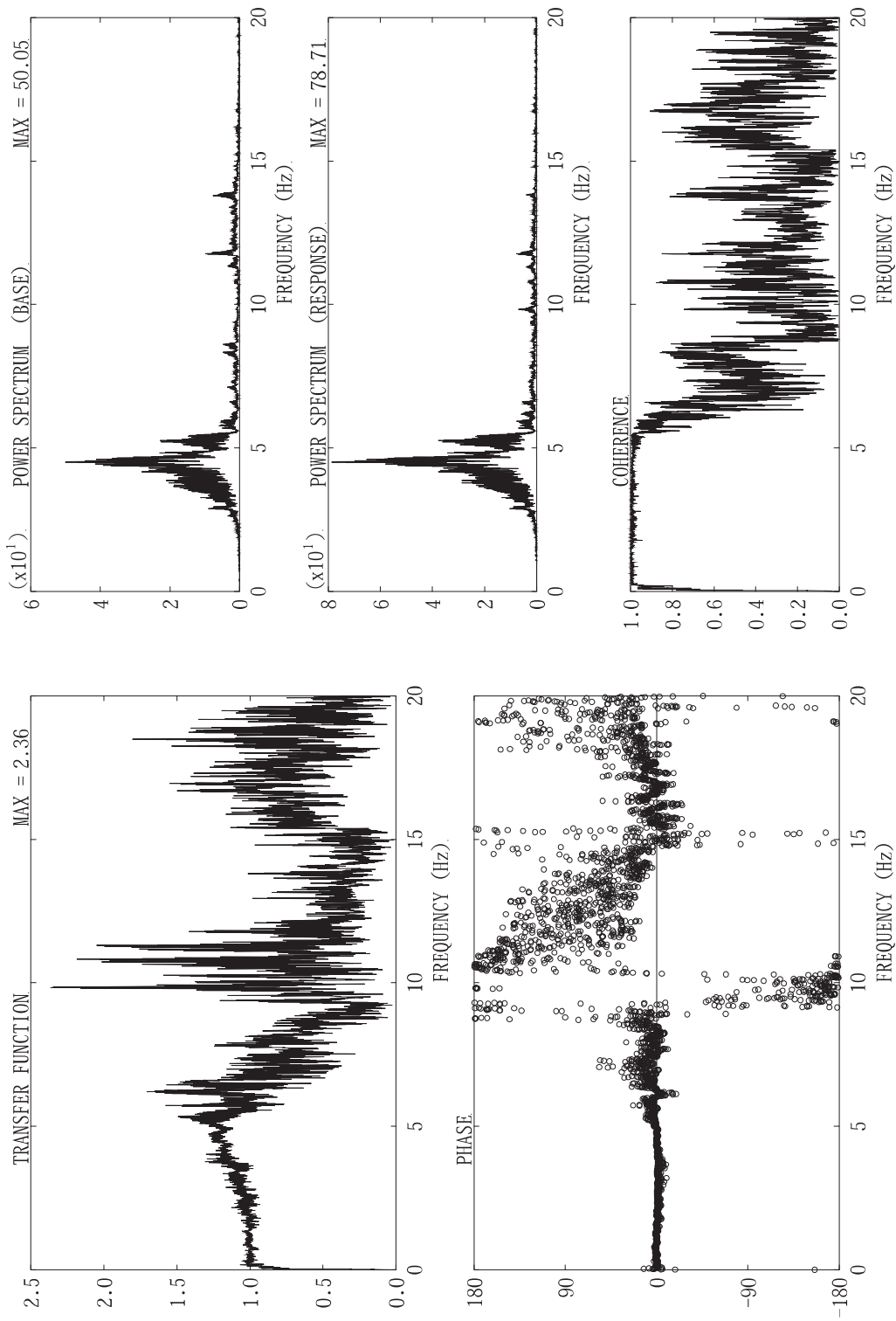


図 3-8 原子炉建屋 地上 3 階 EW 方向観測記録の伝達関数 (補強工事後)

### 3.2 応答スペクトルの比較によるねじれ応答の検討

図 3-9 に示すように建屋中心の並進成分に対する建屋端部のねじれ応答によるねじれ成分の影響を検討するため、表 3-1 に示す 9 地震について、NS 方向の 2 点の観測記録及び平均波、EW 方向の 2 点の観測記録及び平均波の加速度応答スペクトルを比較して図 3-10～図 3-12 に示す。

各応答スペクトルにおいて、「3.1 伝達関数による検討」で分析したねじれの 1 次振動数付近の応答をみると、各地震とも同様にばらついており、特にねじれ応答の周期で顕著に大きな振幅にはなっていない。2011.03.09 の地震では 3 つの応答スペクトルの差はほとんどないが、3.11 地震では 2011.03.09 の地震よりばらつきが大きくなっている。ただし、中小地震でもスペクトルのばらつきが多い観測記録もみられ、ねじれ応答の影響は、入力地震動の大きさだけに依存するわけではない。

したがって、「3.1 伝達関数による検討」における分析では 3.11 地震の前後でねじれの 1 次振動数に変化は認められるものの、ねじれによる応答への影響は顕著なものではない。

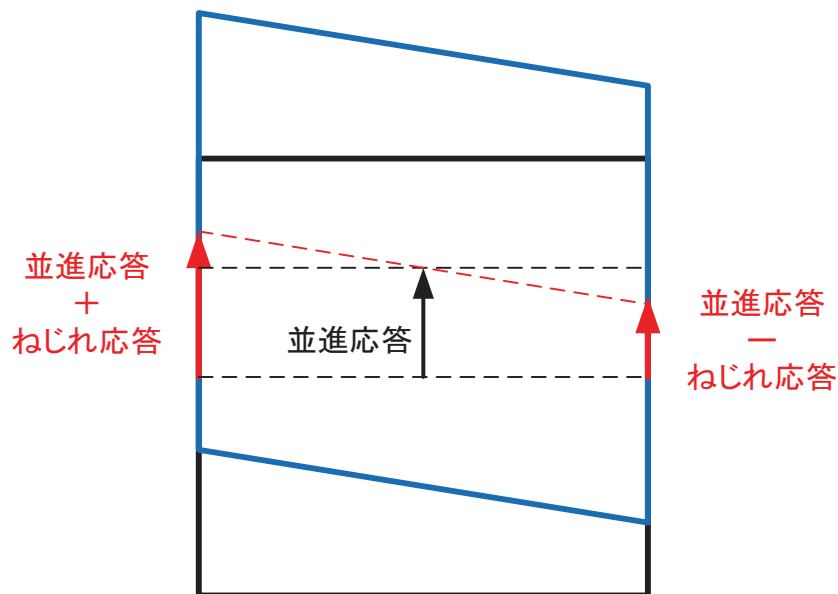
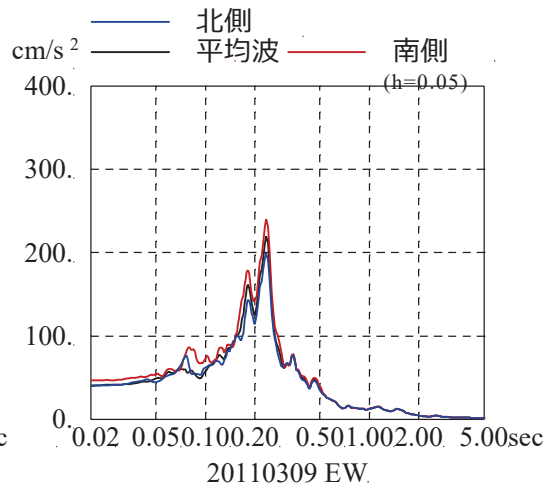
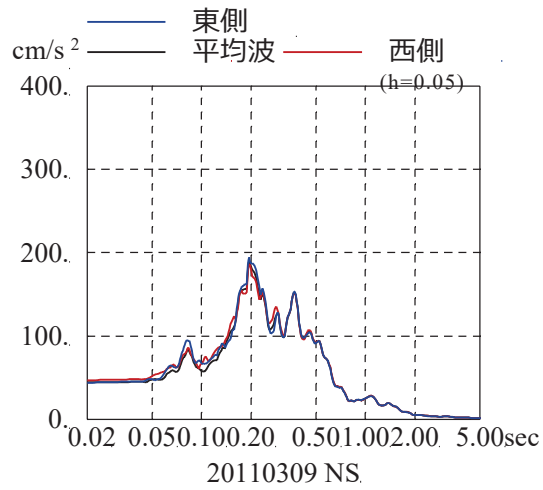
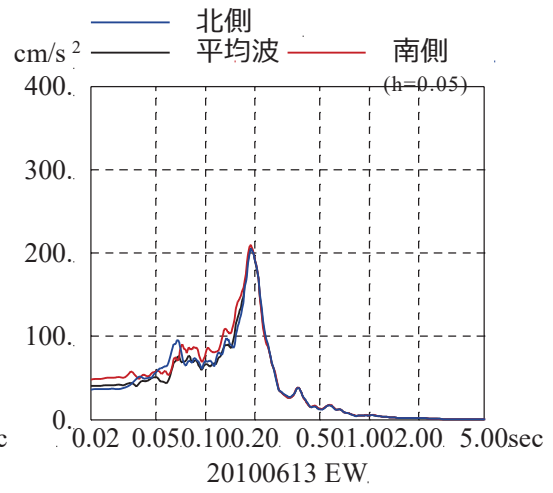
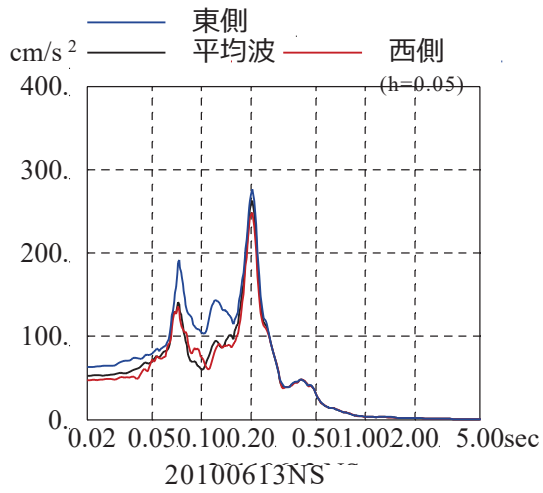
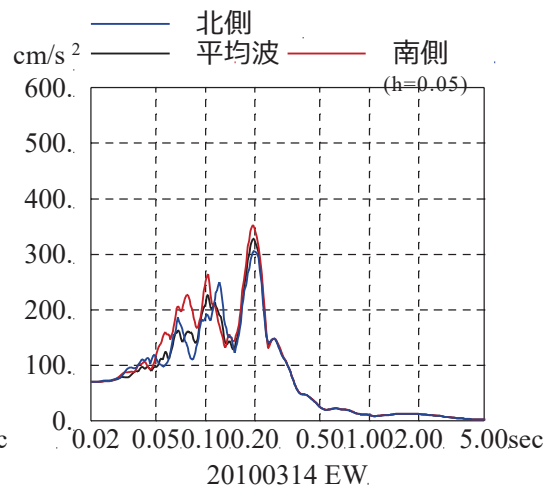
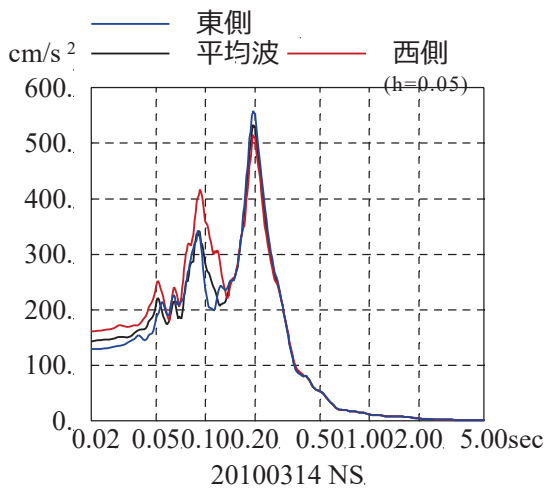


図 3-9 並進応答とねじれ応答の概念



表 3-1 検討対象地震

No	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	2010.03.14	17:08	福島県東方沖	6.7	40	80
2	2010.06.13	12:32	福島県東方沖	5.2	40	115
3	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	156
4	2011.03.11	14:46	宮城県東方はるか沖	9.0	24	124
5	2011.04.07	23:32	宮城県東方沖	7.2	66	43
6	2012.08.30	04:05	宮城県東方沖	5.6	60	36
7	2013.08.04	12:28	宮城県東方沖	6.0	58	38
8	2016.10.16	16:37	金華山付近	5.2	20	9
9	2016.11.12	06:43	金華山付近	5.9	58	12



添付 3-10 加速度応答スペクトルの比較 (1)

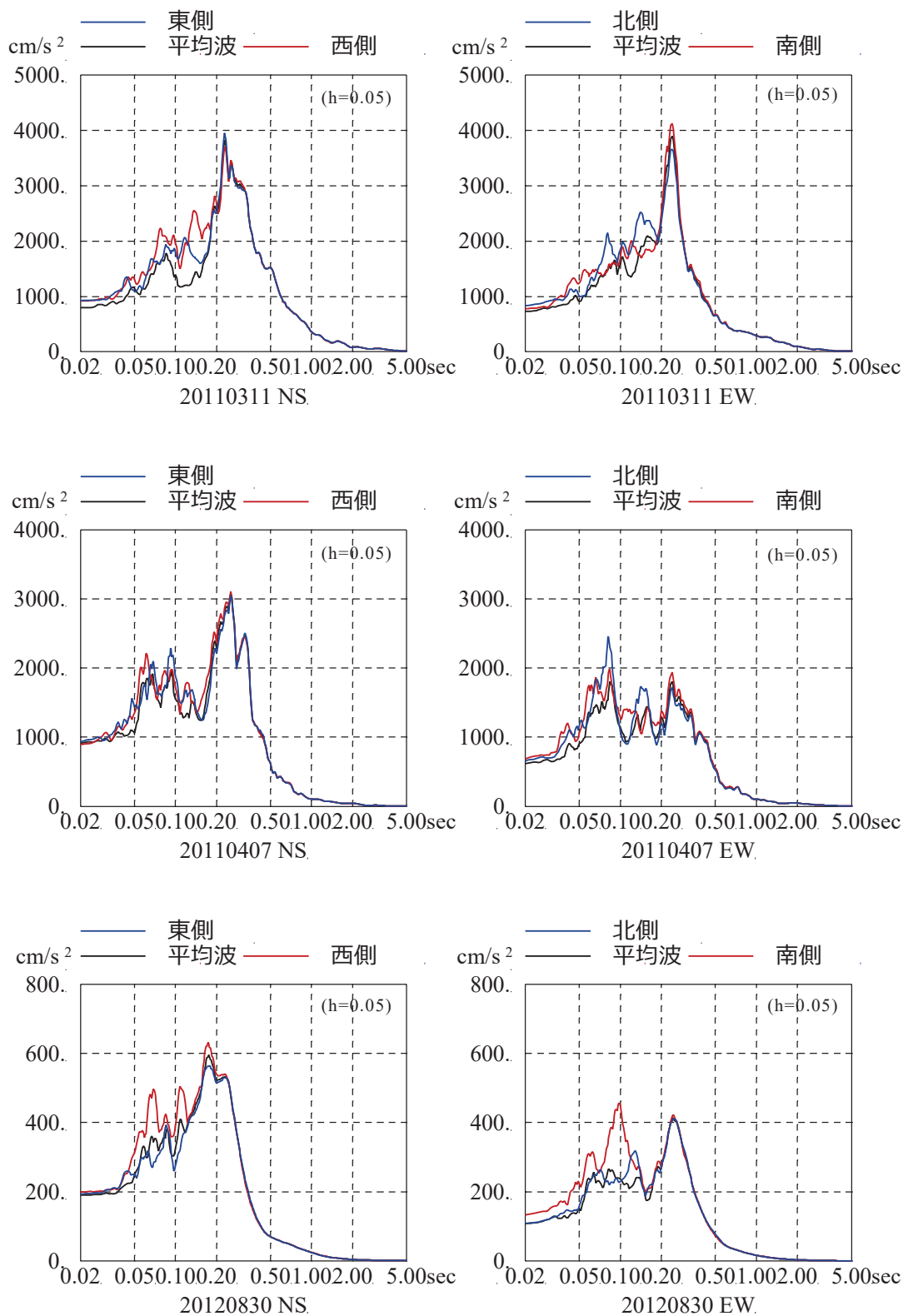


図 3-11 加速度応答スペクトルの比較 (2)

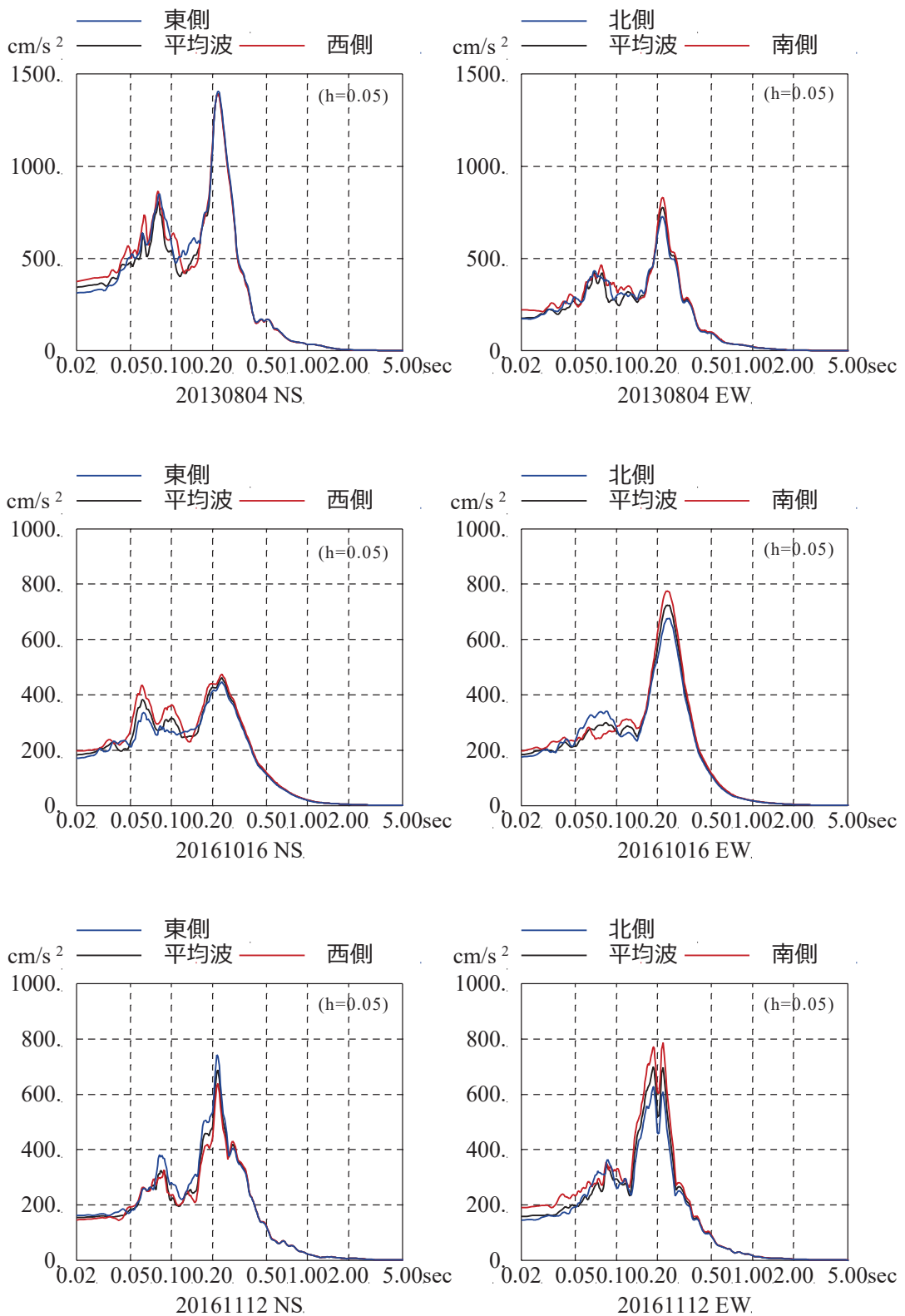


図 3-12 加速度応答スペクトルの比較 (3)

### 3.3 伝達関数の比較によるねじれ応答の検討

検討対象地震について、NS 方向及び EW 方向について、2 つの観測記録の平均波を分母として、端部の観測記録を分子とする伝達関数について検討する。図 3-9 に示すように、この伝達関数の振幅は、建屋中心の並進成分に対する建屋端部のねじれ応答によるねじれ成分を表す。図 3-13～図 3-24 に NS 方向及び EW 方向の伝達関数を示す。

3.11 地震以前の 3 つの地震の伝達関数と 3.11 地震の伝達関数の振幅は同程度であり、3.11 地震のねじれ応答がそれ以前の観測記録と同程度であることが確認できる。3.11 地震後においても伝達関数の振幅は同程度である。

したがって、ねじれ応答による伝達関数への影響は 3.11 地震の前後で顕著な違いはなく、ねじれ応答による影響は小さいといえる。

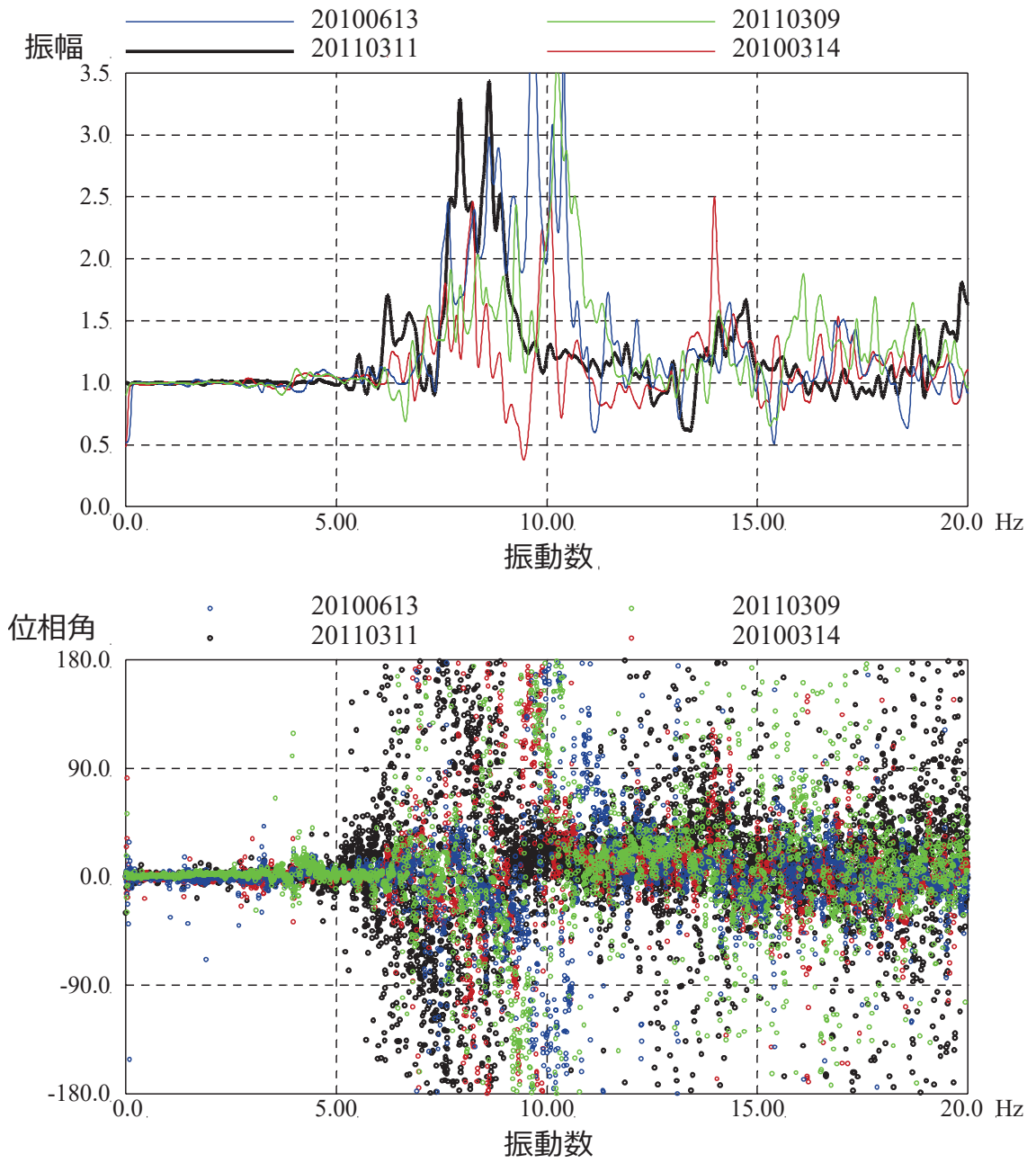


図 3-13 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
(3.11 地震以前の地震との比較) (NS 方向東側)

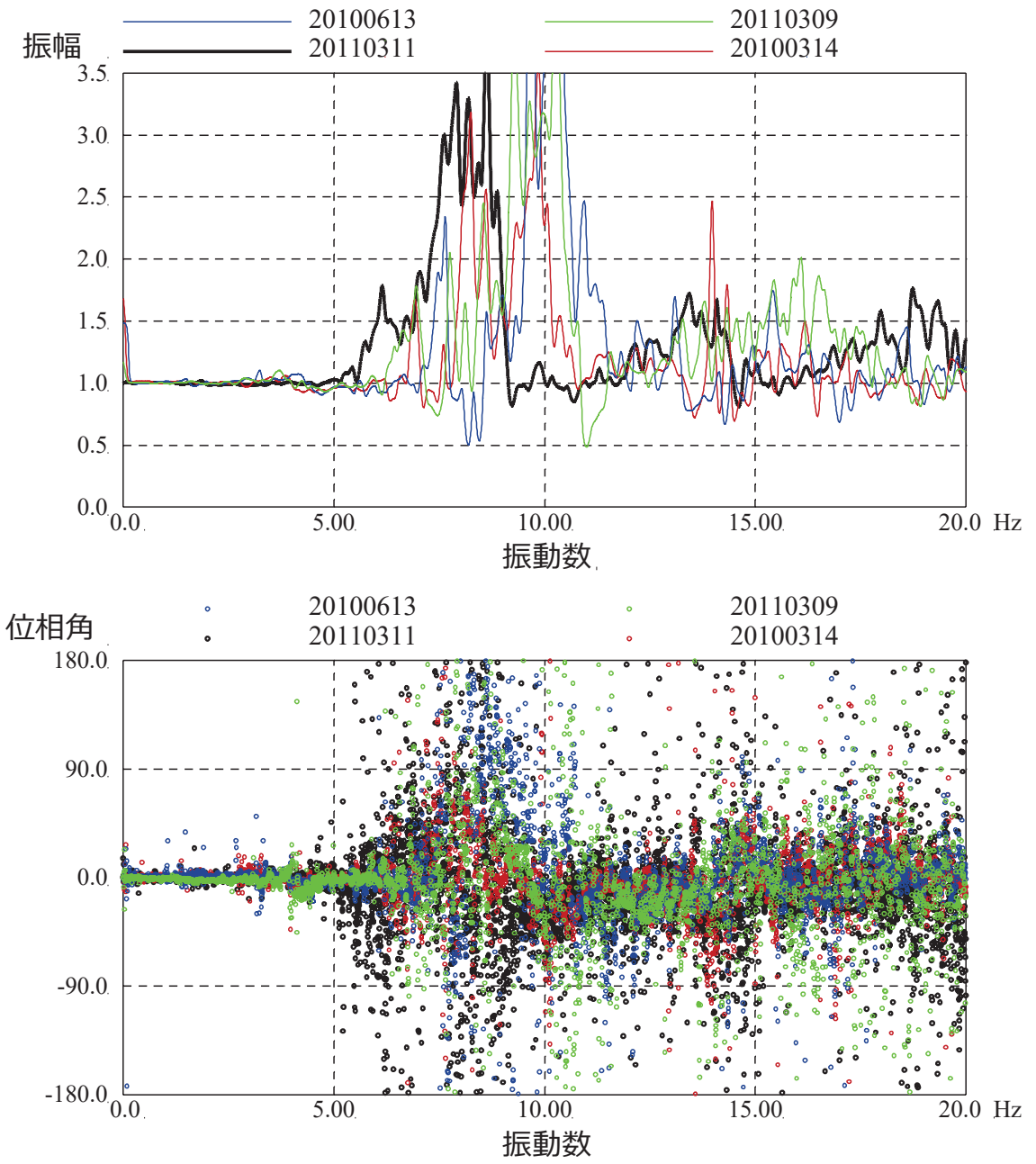


図 3-14 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
(3.11 地震以前の地震との比較) (NS 方向西側)

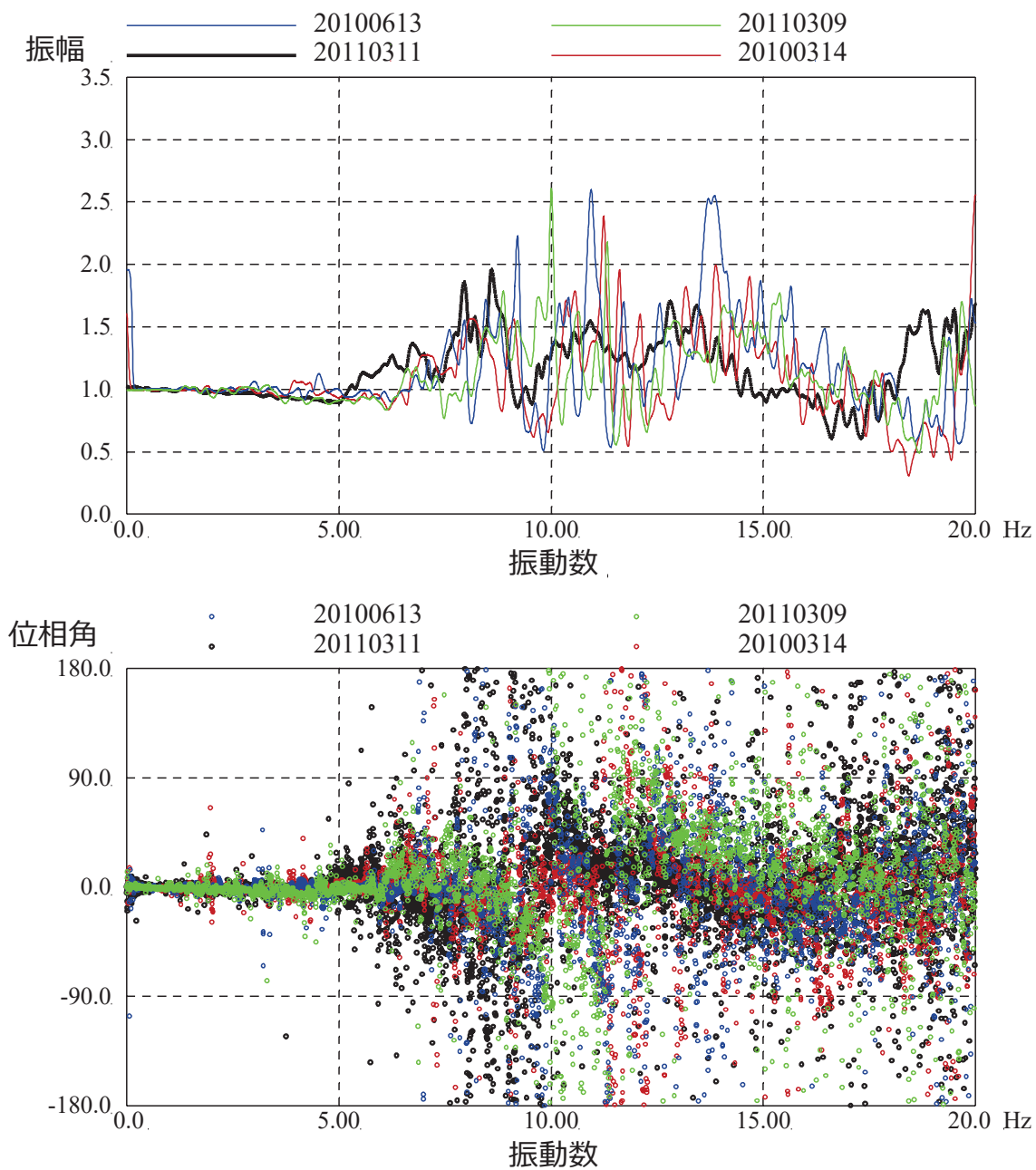


図 3-15 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
(3.11 地震以前の地震との比較) (EW 方向北側)



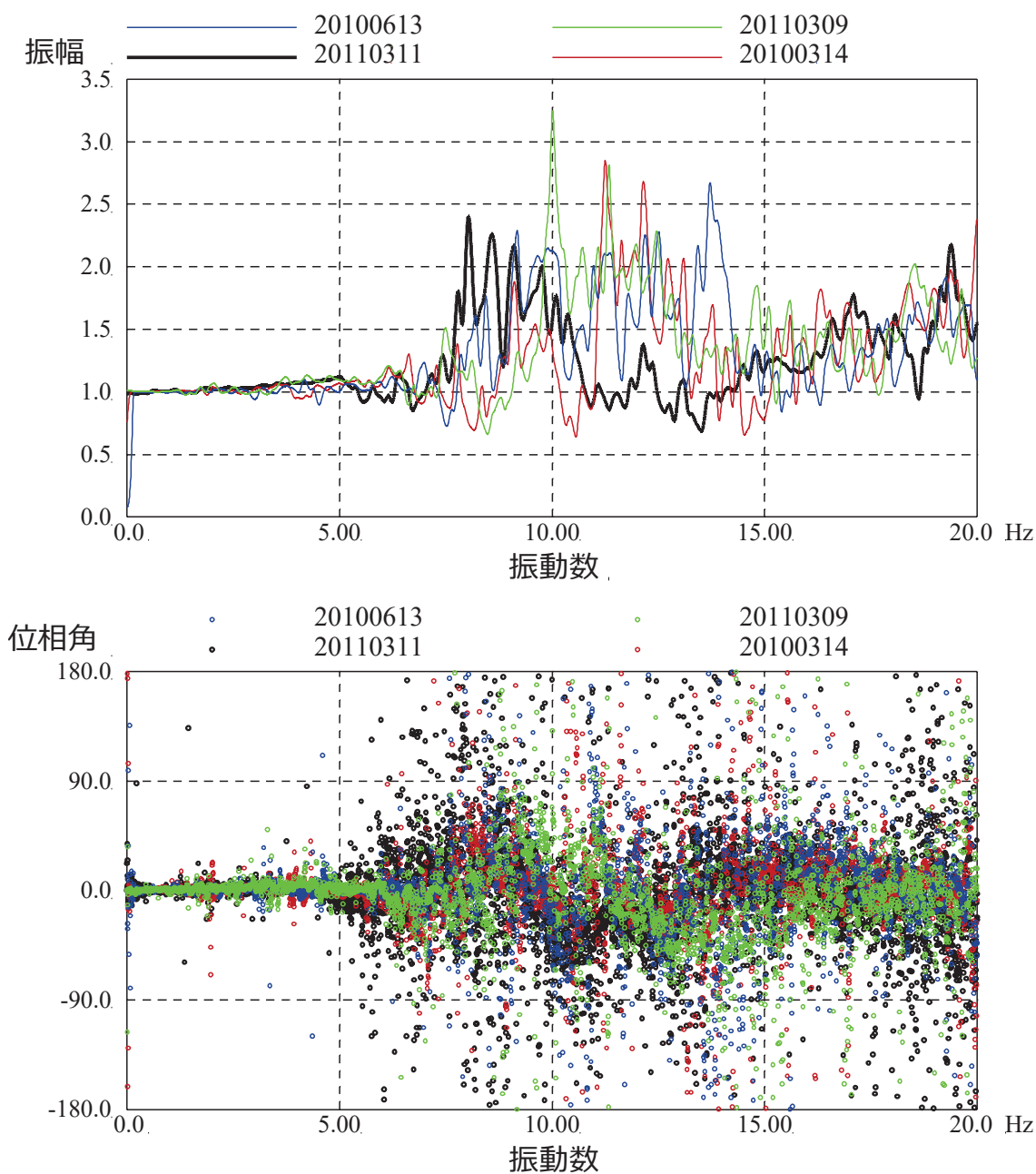


図 3-16 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
(3.11 地震以前の地震との比較) (EW 方向南側)

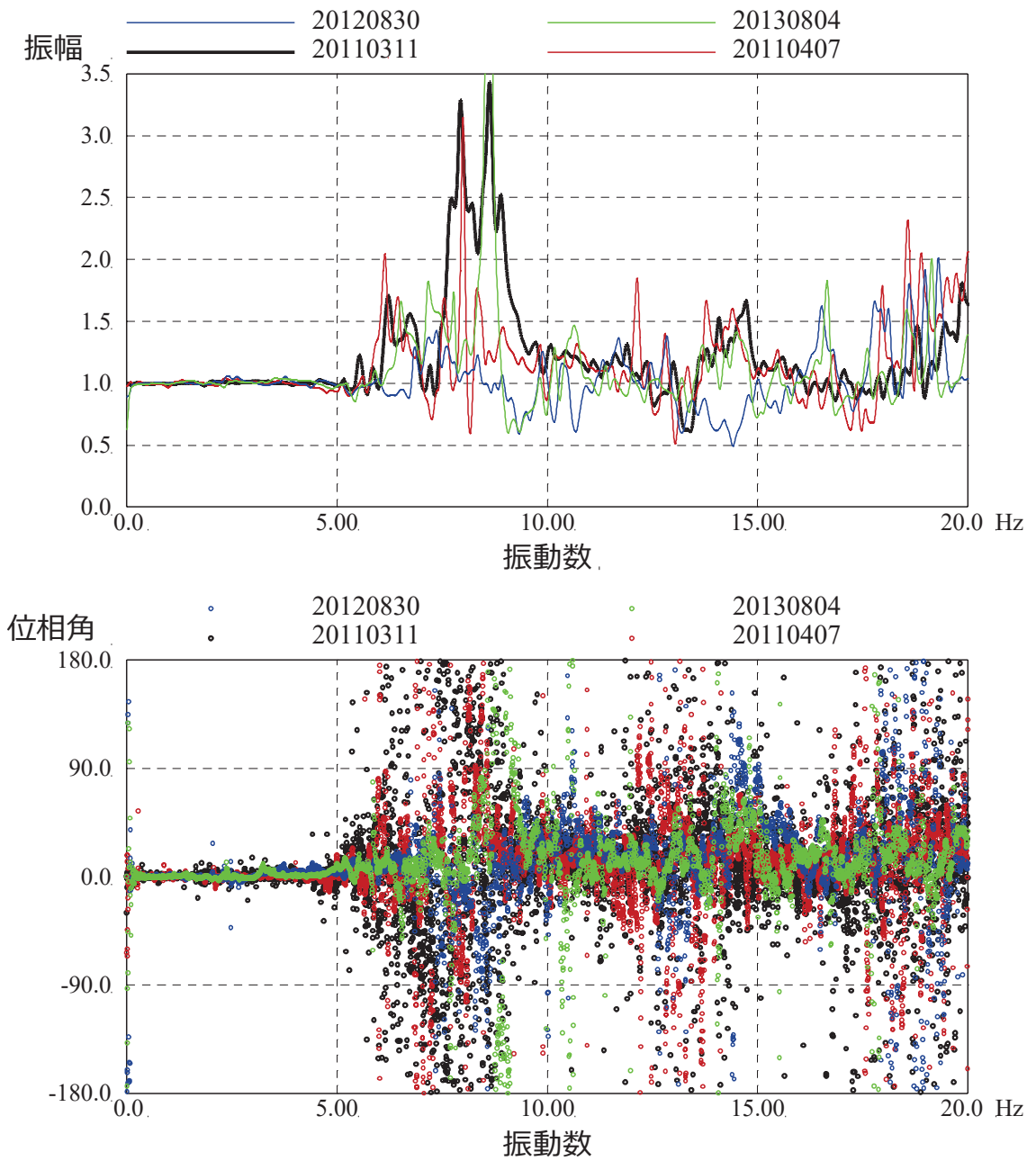


図 3-17 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
 (3.11 地震後の地震との比較) (NS 方向東側)

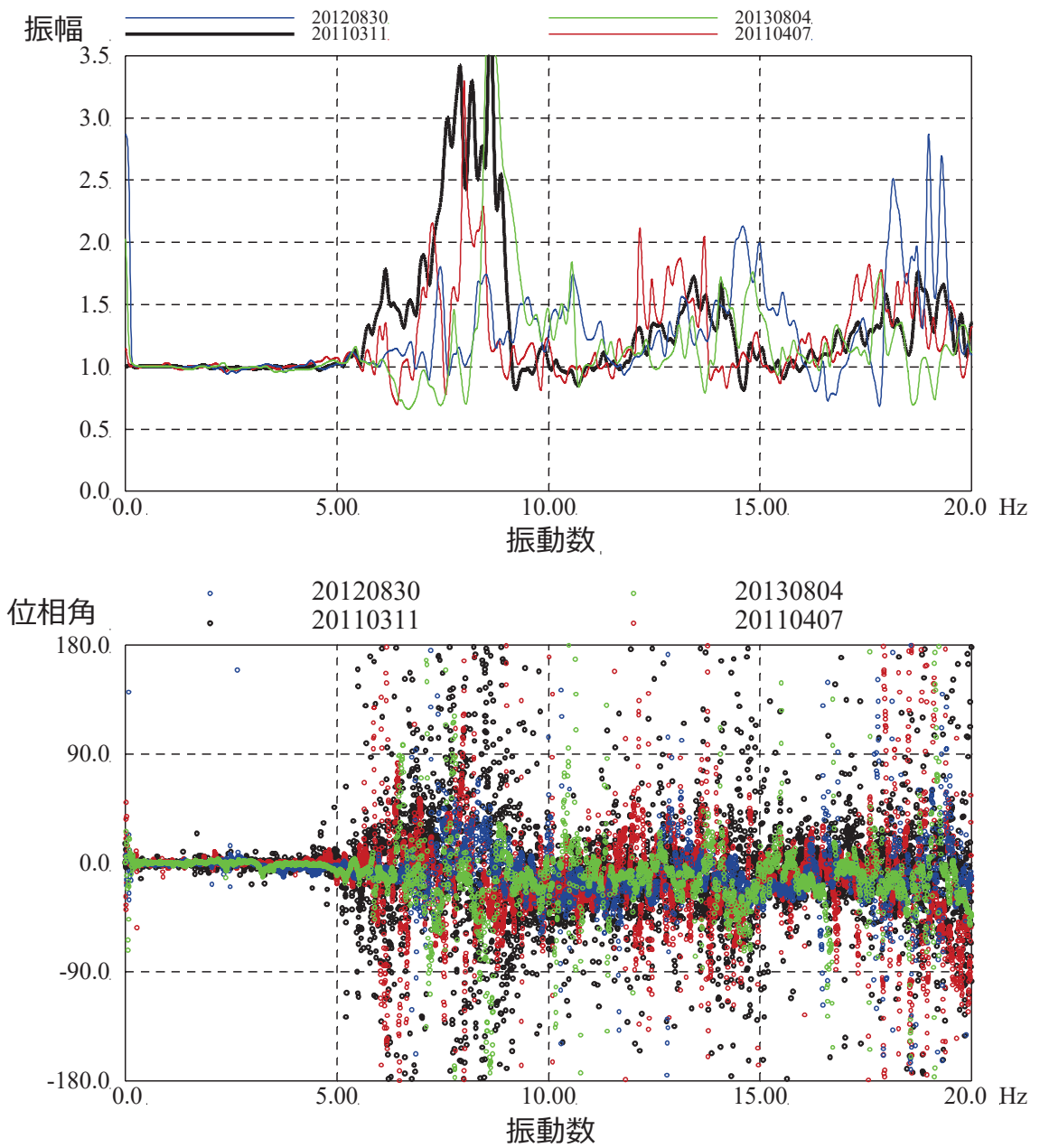


図 3-18 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
 (3.11 地震後の地震との比較) (NS 方向西側)

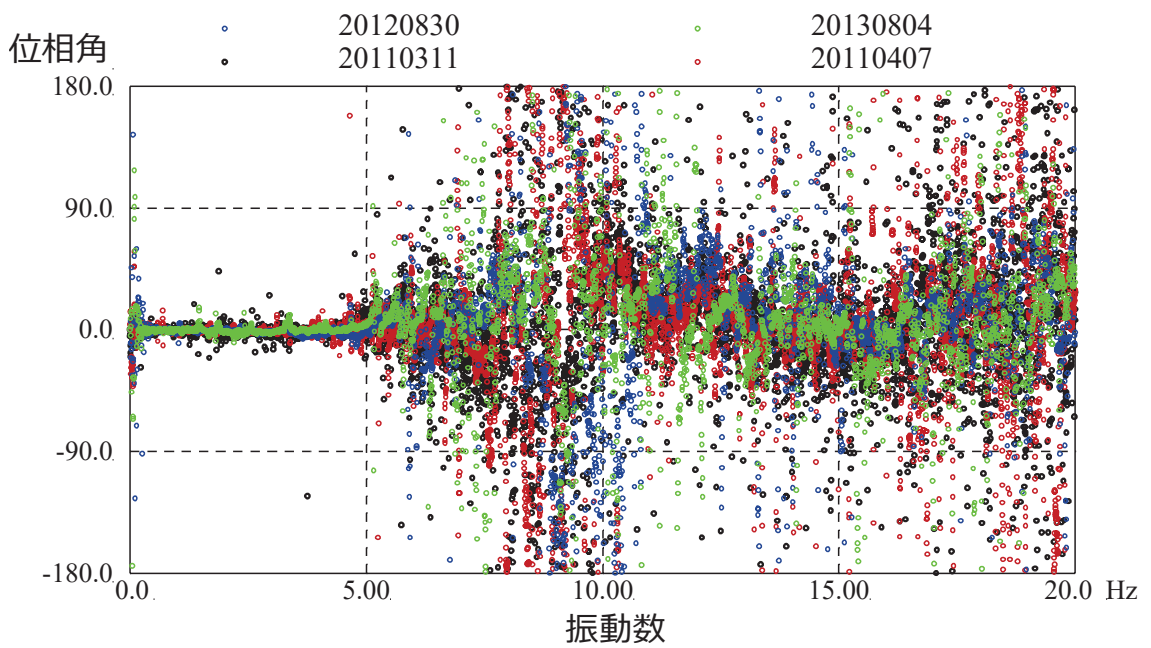
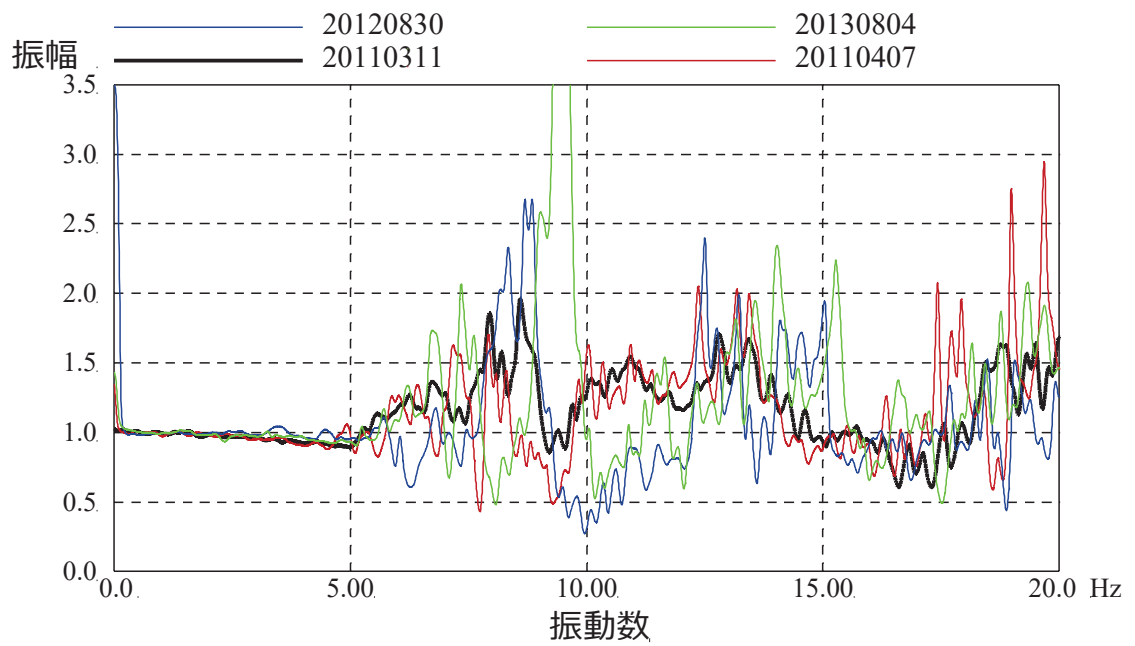


図 3-19 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
(3.11 地震後の地震との比較) (EW 方向北側)

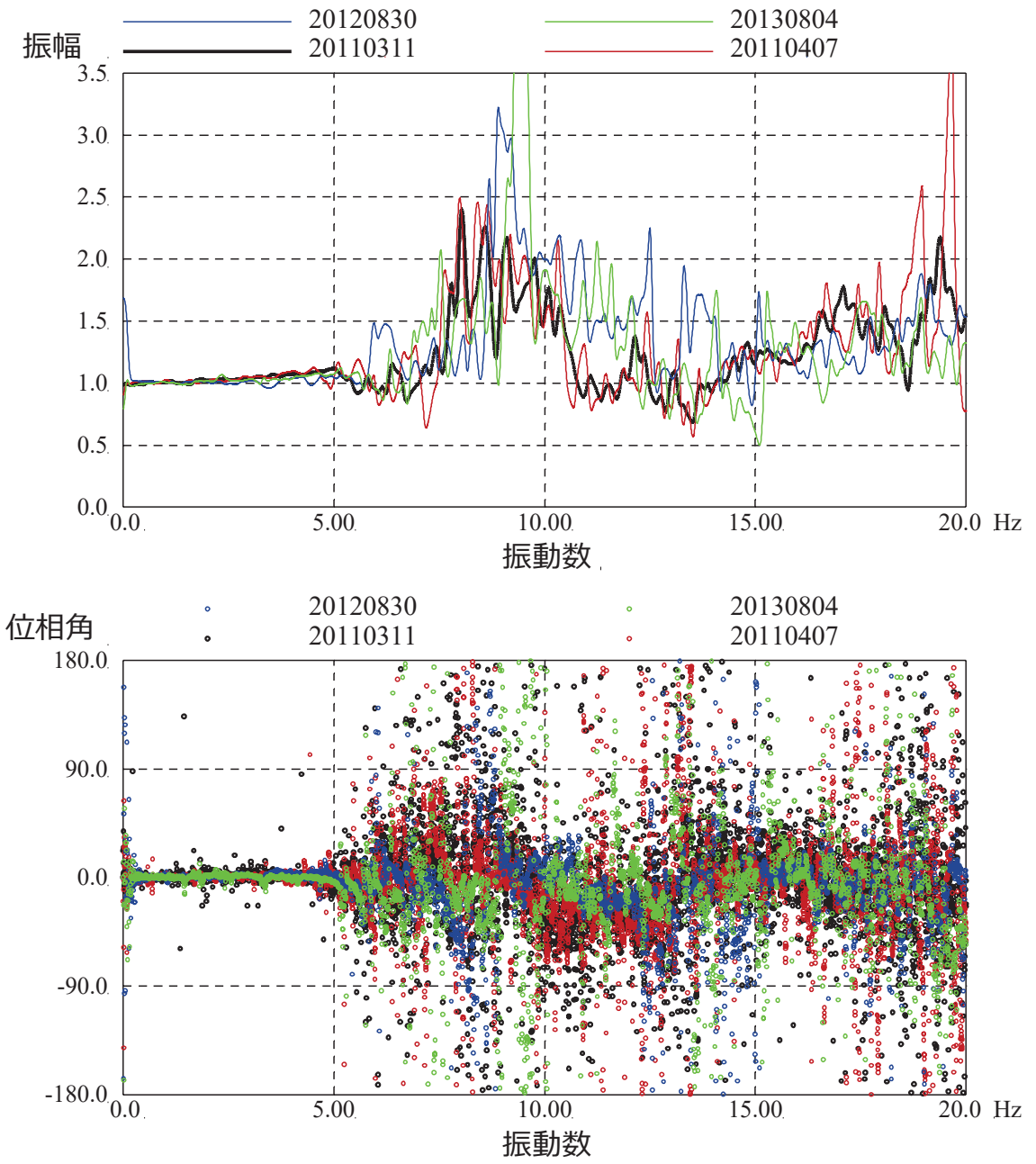


図 3-20 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
 (3.11 地震後の地震との比較) (EW 方向南側)

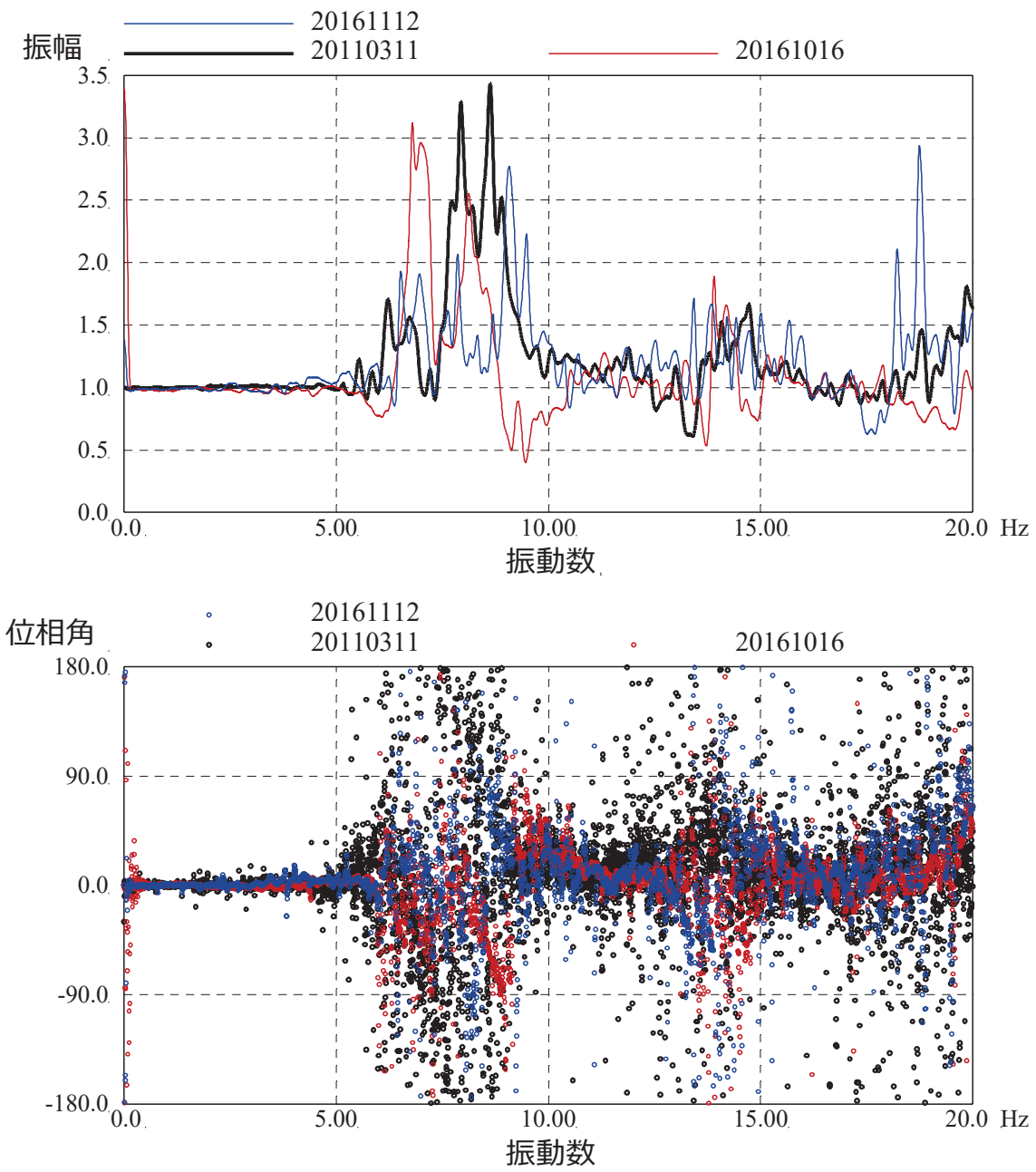


図 3-21 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
 (耐震補強工事後の地震との比較) (NS 方向東側)

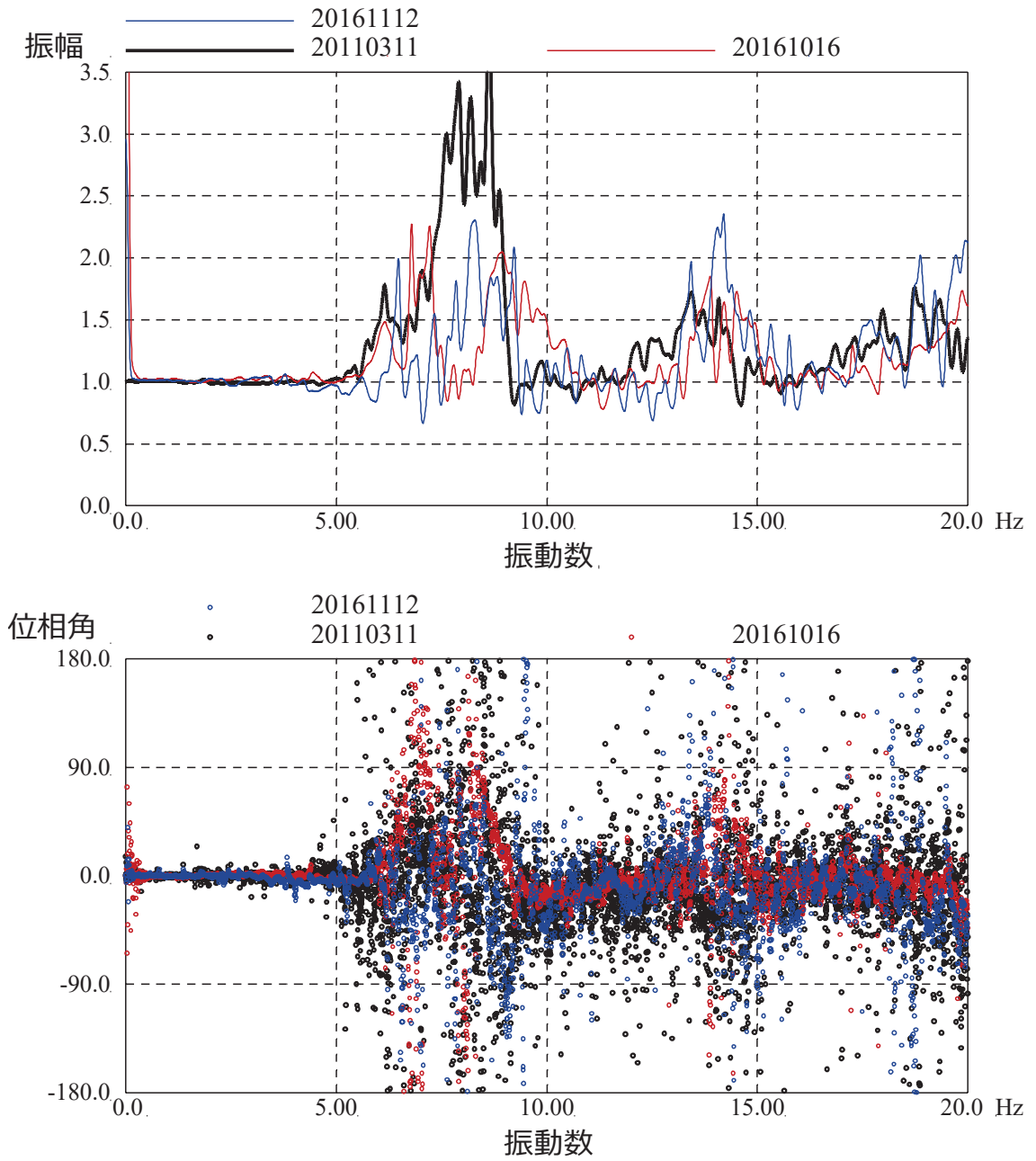


図 3-22 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
 (耐震補強工事後の地震との比較) (NS 方向西側)

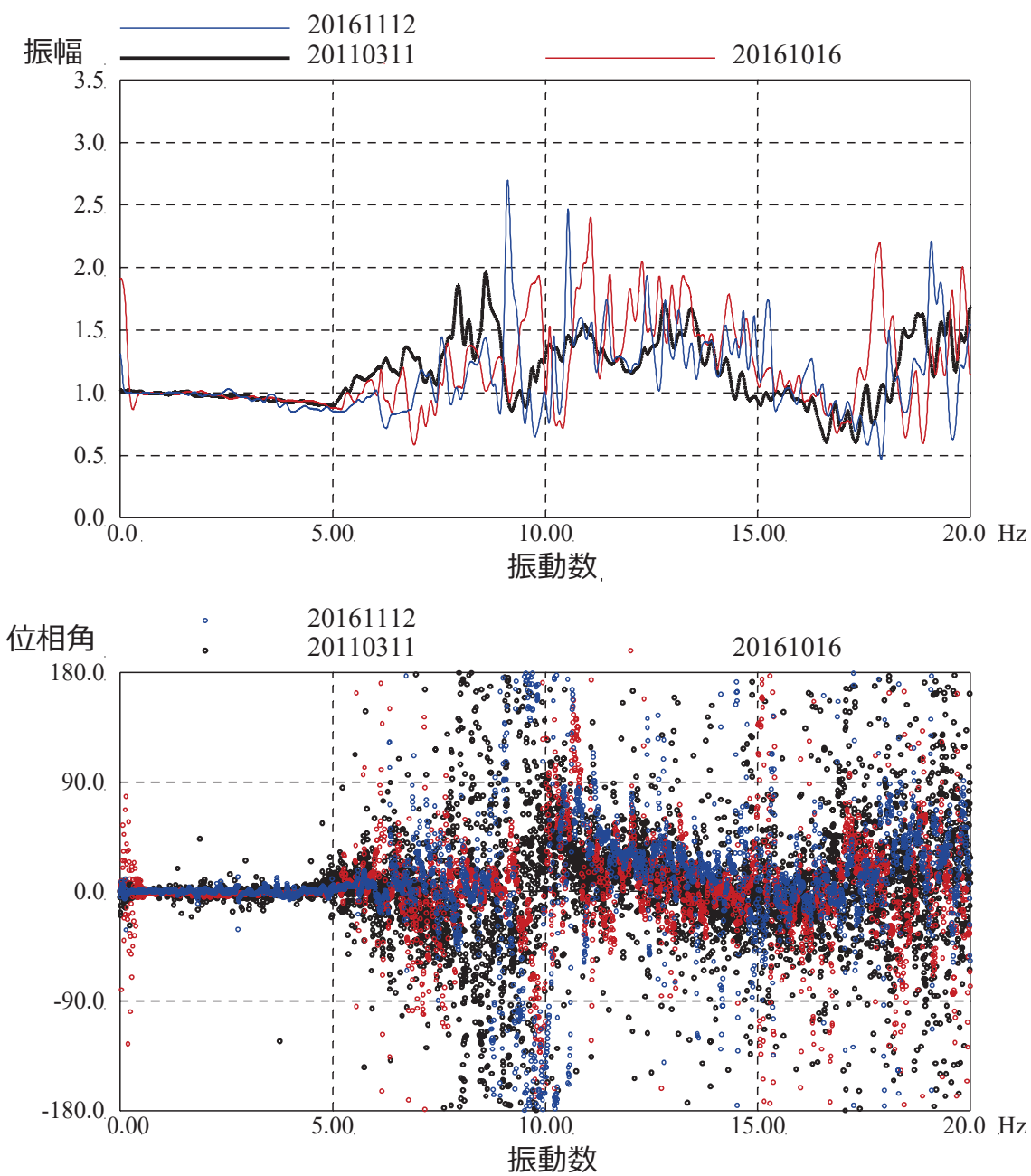


図 3-23 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
 (耐震補強工事後の地震との比較) (EW 方向北側)



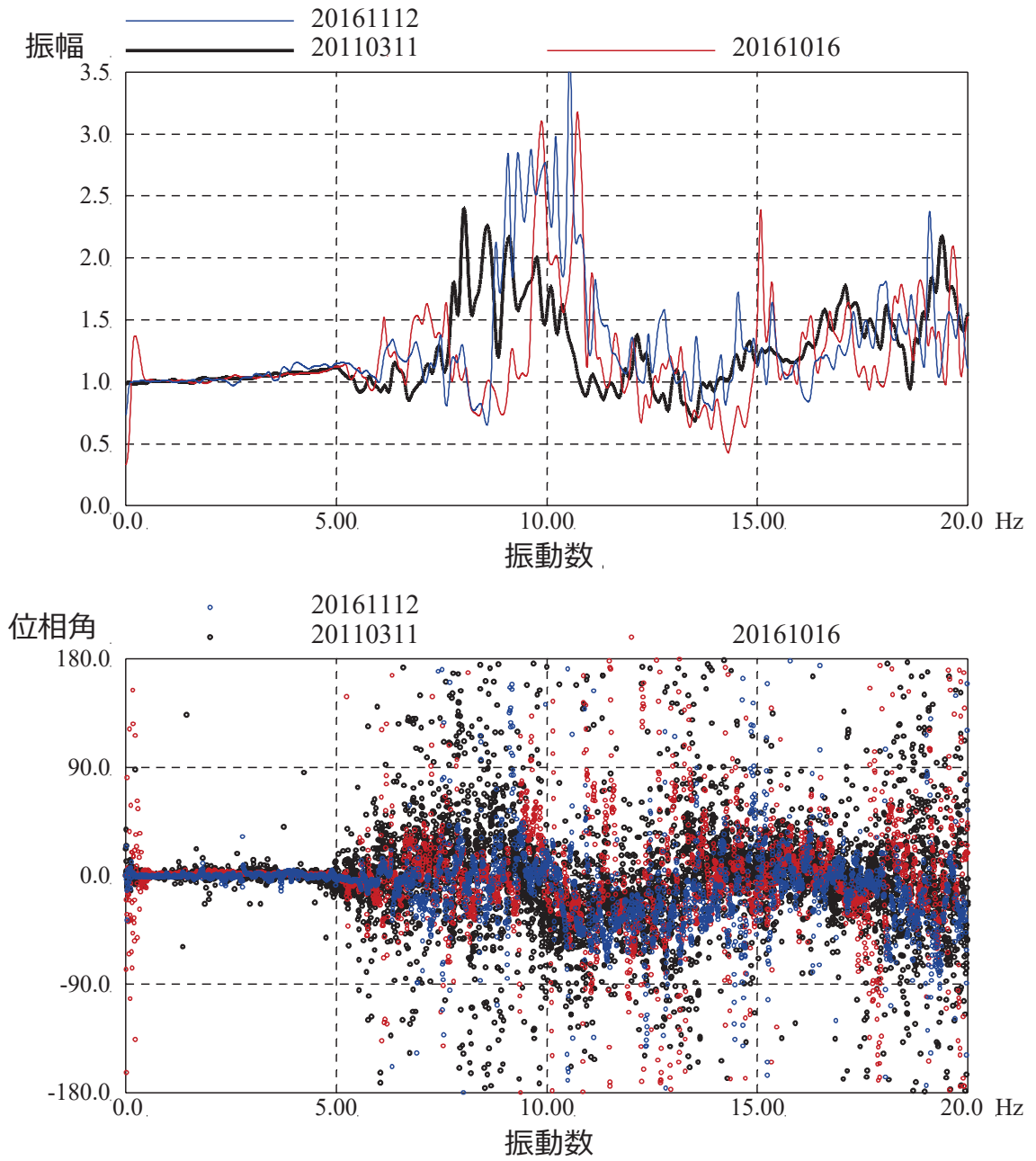


図 3-24 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較  
 (耐震補強工事後の地震との比較) (EW 方向南側)

#### 4. まとめ

原子炉建屋のオペフロ上部の水平 2 方向の地震観測記録の分析により，3.11 地震本震時のねじれ応答の影響について検討した。

3.11 地震以外の代表的な地震観測記録と伝達関数，加速度応答スペクトル等の比較により，3.11 地震本震によりねじれの 1 次振動数に変化が認められたが，並進成分に対するねじれ応答の成分は 3.11 地震の前後で顕著な違いは認められず，応答への影響は小さいことを確認した。

したがって，3.11 地震等の影響による顕著な初期剛性の低下の要因として建屋のねじれ応答の影響は小さいことを確認した。

別紙 9 オペフロ上部変位計測システムと計測変位について

## 目 次

1. 変位計測システムの概要.....	別紙 9- 1
1.1 はじめに.....	別紙 9- 1
1.2 変位計測システムの基本的な考え方.....	別紙 9- 1
1.3 設置位置.....	別紙 9- 2
1.4 設置方法.....	別紙 9- 4
2. 3.11 地震時に計測された層間変位の検討.....	別紙 9- 5
2.1 検討の目的, 概要.....	別紙 9- 5
2.2 変位観測記録の分析.....	別紙 9- 5
3. まとめ.....	別紙 9-16

## 1. 変位計測システムの概要

### 1.1 はじめに

女川原子力発電所では 2005 年 8 月 16 日の宮城県沖の地震による強震記録を用いた建屋シミュレーション解析を実施しているが、オペフロ上部については振動特性が複雑であること、また、地震計（強震計）の観測記録には観測位置ローカルな振動特性が含まれること等から、シミュレーション解析並びに健全性評価の信頼性向上のためには、直接的にオペフロ上部の変位波形を測定可能となることが望まれた。

そこで、東北電力株式会社、清水建設株式会社および株式会社東北開発コンサルタントで変位計測システムの開発に取り組み、東北大学における振動台実験を行うなどして、鋼線と変位計の組合せによる層間変位計測システム（以下「変位計測システム」という。）を完成させた。本システムについては、特許を取得している。

この変位計測システムを原子炉建屋のオペフロ上部の壁に設置し、2009 年 12 月より計測を行っていた。

3.11 地震時には、変位計測システムが稼働しており、本震および余震の一部の観測記録が得られている。

ここでは、変位計測システムの概要を示すと共に、3.11 地震時に計測された変位について検討した結果を示す。

### 1.2 変位計測システムの基本的な考え方

変位計測システムは図 1-1 に示すように、鋼線（インバー鋼）、鋼線に緊張力を与えるばね、リング型変位計、変位計とばねを固定する治具で構成されている。鋼線はロッドに堅結されており、ロッドに接続したバネにより常に緊張されている。鋼線の伸縮変位は、ロッドを介して接触板から直接リング型変位計に伝達される仕組みとなっている。鋼線には直径 0.8mm のインバー鋼線を用い、リング型変位計は東京測器製の [OU-20] を用いている。

この方法は、図 1-2 に示すように光学センサーを利用する場合に比較して床の局所回転変形の影響を受けにくく、構造が単純であるが計測精度の確保に有効なものである。計測装置は計測構面に対して対角方向と鉛直方向の 2 箇所を測定することで層間変形を求めるものである。一方、階高が大きいほど鋼線の長さが大きくなることから、変位計の計測結果に与える鋼線の影響が大きくなる可能性がある。そのため、水平地震動による計測誤差を排除するために、鋼線に対して振れ止めを細かく入れている。鉛直地震動に対しては、15m の鋼線でも高い固有振動数のために計測変位に対する影響がわずかと考えられる。

このような鋼線を用いた変位計測システムについて、縮小フレーム模型を用いた振動台実験により原子炉建屋に設置した際の挙動および精度を確認したうえで設置している。

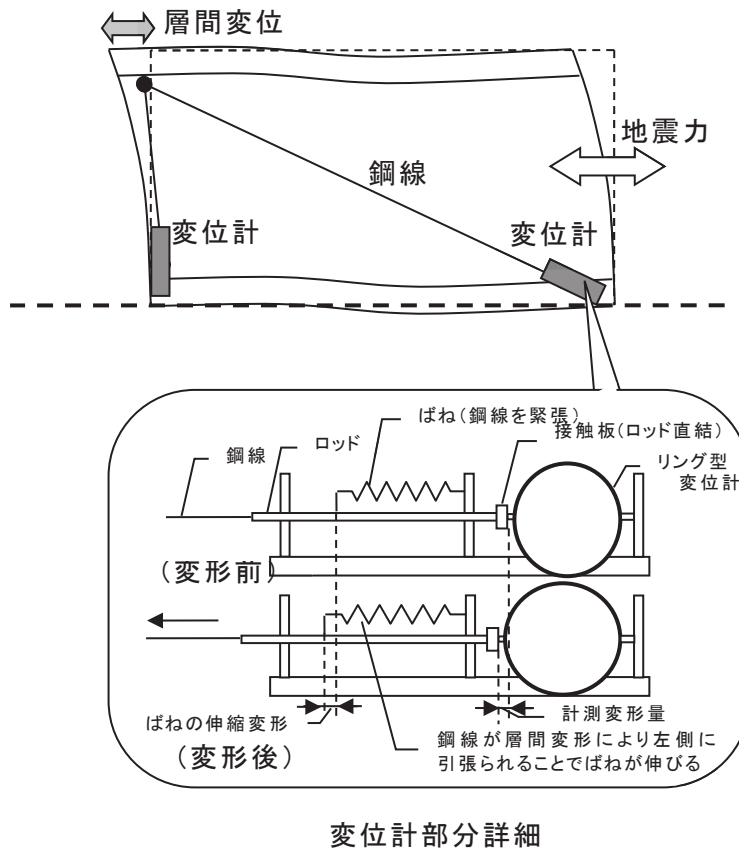


図 1-1 鋼線を用いた層間変位計測の概念

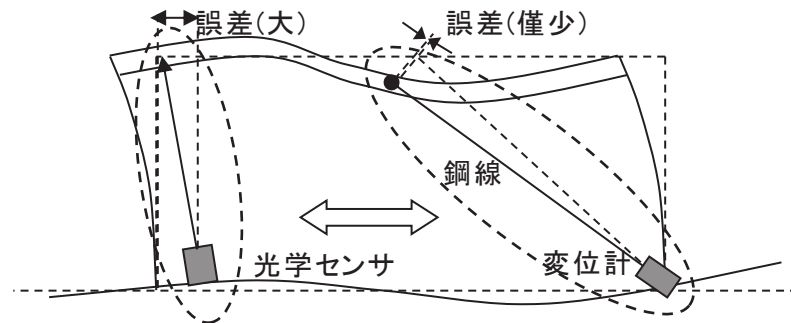


図 1-2 床の局所回転変形の影響

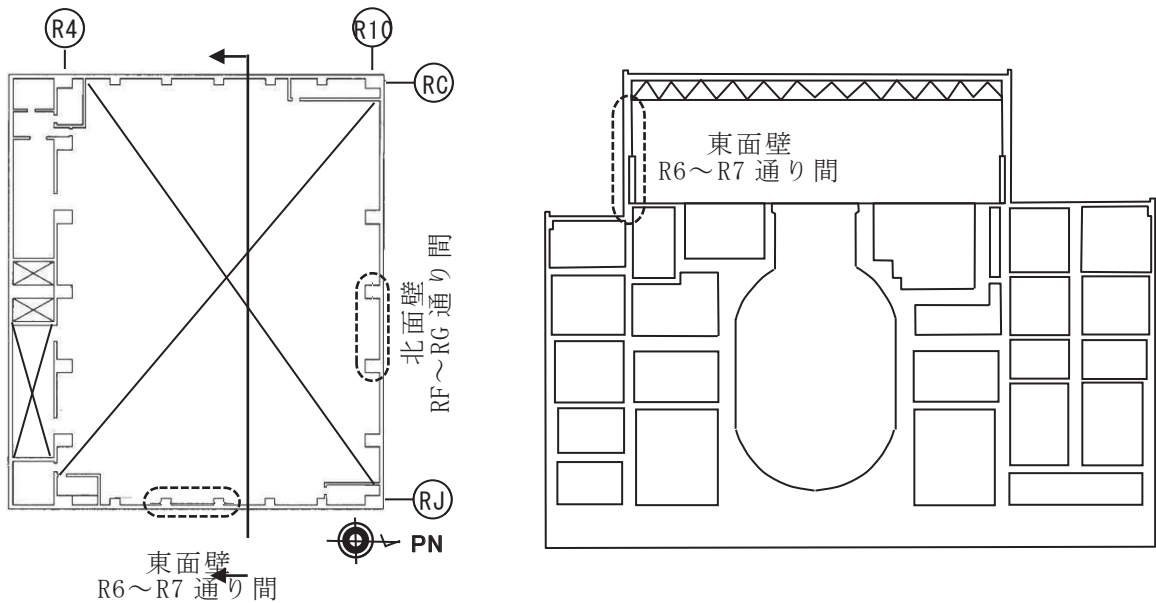
### 1.3 設置位置

原子炉建屋には、層間変位を直接計測するための変位計測システムを設置している。計測箇所は、図 1-3 に示すように 2005 年 8 月 16 日の宮城県沖の地震等の際に実施したシミュレーション解析により層間変位が最も大きく推定されている地上 3 階と屋上階の間の RC 壁面とし、東面および北面のそれぞれ 1 スパンについて設置している。

さらに、この階ではクレーンガーダーを境に下部は SRC 柱、上部は鉄骨柱の躯体となっており、構造特性が異なることを踏まえて各々に変位計を設置することとした(図

1-4)。変位計の設置に際しては、鋼線の長さが振動台実験時に比して長くなることから、鋼線の伸びによる影響を考慮しリング型変位計と合わせて校正試験を行った上で設置している。

3.11 地震時には、これらの変位計により正常に変位が計測されている。



女川2号炉原子炉建屋

図1-3 変位計測システムの設置場所

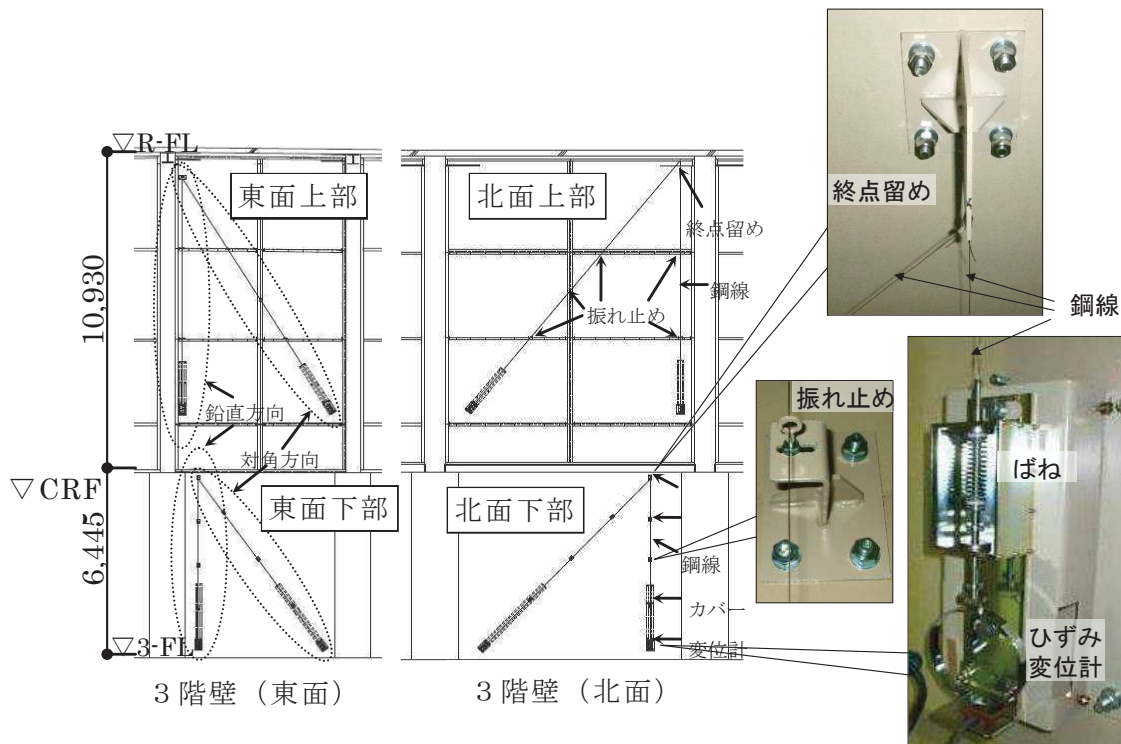


図1-4 変位計測システムの設置詳細

#### 1.4 設置方法

変位計の取り付け状況および治具の詳細を図 1-5、図 1-6 に示す。変位計および治具は前述の振動台実験に使用したものと同様のものである。治具の壁面との定着方法としては、一般的なメタルアンカーと比較して耐振動特性に優れるケミカルアンカーを採用した。また、鋼線の振動防止のため 2m 程度毎に振れ止め（内径 10mm のリング）を設けた。

変位記録の収録方法については、加速度計によるトリガーの起動前 30 秒間、起動後 70 秒間の計 100 秒間を保存する仕様とし、サンプリング周波数は 100Hz とした。



図 1-5 変位計および変位計取付治具の設置状況



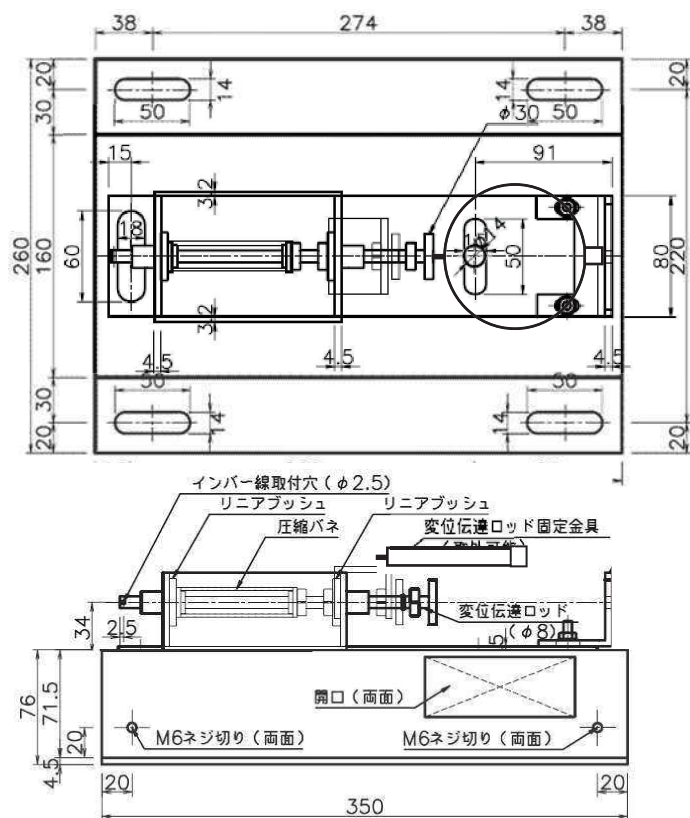


図 1-6 変位計および変位計取付治具

## 2. 3.11 地震時に計測された層間変位の検討

### 2.1 検討の目的、概要

原子炉建屋のオペフロ上部の耐震壁は、シミュレーション解析の結果から、最も大きな層間変位を生じている。そこで、地上3階～屋上階の耐震壁に設置した層間変位計の地震観測記録の分析し、最大変位や大きな残留変位が生じていないことを評価することを目的に検討した。

なお、変位観測記録の分析は3.11地震本震の観測記録を主な対象とする。

### 2.2 変位観測記録の分析

原子炉建屋の地上3階～屋上階の北面および東面の壁における層間変形の変位計記録について、3.11地震本震を対象に分析を行った。

図2-1に、3.11地震時の地上3階～クレーン階（下部）、クレーン階～屋上階（上部）のNS方向（東面）、EW方向（北面）の層間変位計記録について、図2-2に層間変形角を示す。ここで、計測記録は鋼線材軸方向の伸縮変位であるため、以下の方法により層間変位に変換している。

$$\begin{cases} \Delta x = x - X_2 = \frac{aX_1 - Y_1 \sqrt{(X_1^2 + Y_1^2)r_1^2 - a^2}}{X_1^2 + Y_1^2} - X_2 \\ \Delta y = y - Y_2 = \frac{aY_1 + X_1 \sqrt{(X_1^2 + Y_1^2)r_1^2 - a^2}}{X_1^2 + Y_1^2} - Y_2 \end{cases}$$

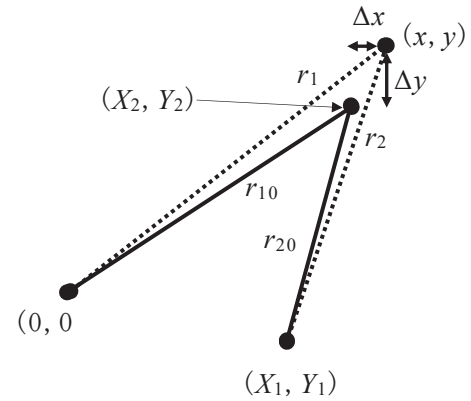
$$a = \frac{r_1^2 - r_2^2 + X_1^2 + Y_1^2}{2}$$

$$r_1 = r_{10} + \Delta r_1$$

$$r_2 = r_{20} + \Delta r_2$$

$$r_{10} = \sqrt{X_2^2 + Y_2^2}$$

$$r_{20} = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2}$$



ここで,

$\Delta x$  : 水平方向層間変位

$\Delta y$  : 鉛直方向層間変位

$\Delta r_1$  : 斜め方向の変形量

$\Delta r_2$  : 縦方向の変形量

$X_1, Y_1$  : 縦方向変位計固定治具の位置

$X_2, Y_2$  : 斜め方向および縦方向鋼線の上側留め位置

図 2-2 から最大層間変形角は約  $0.2\sim 0.5\times 10^{-3}$  であり、ひび割れ発生の目安となる  $0.2\sim 0.3\times 10^{-3}$  を超える値となっているが、**別紙 3** の点検結果によるひび割れ分布と整合的な結果である。

図 2-3～図 2-4 に地上 3 階～屋上階までの変位波形と合わせて地上 3 階のトリガー用地震計の加速度波形を示す。また、変位波形記録については、変位記録自体には短周期成分による振動が大きく影響しているため、変位記録をそのまま用いた場合には、入力地震動に対する大局的な変位の振る舞いを捉えることが困難である。そこで、区間±4 秒のデータにより平均化することでスムージングし、おおよそその変位の基線の動きを対象として検討した結果も合わせて示す。

また、参考に 3.11 地震前後での変位波形計記録について、図 2-5～図 2-8 に示す。

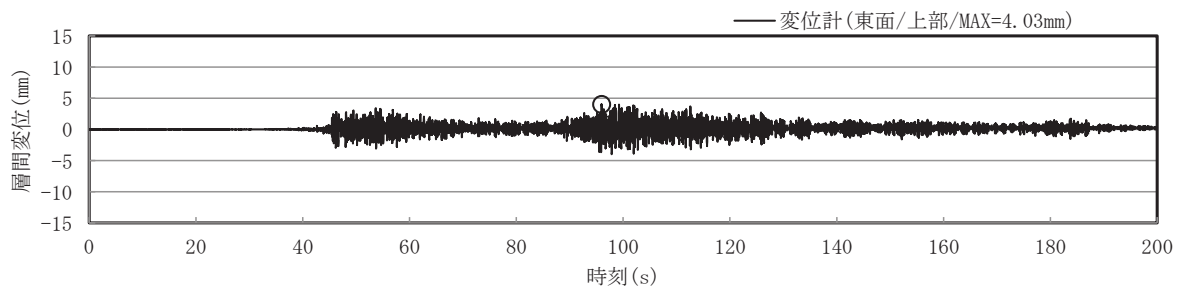
図 2-3～図 2-4 より、3.11 地震時の層間変位記録には、40 秒付近と 80 秒付近の 2 つの大きな揺れの影響を見ることができる。特に鉛直方向は 2 段階の変位の進展が見て取れる。

水平方向の最大変位は、地上 3 階～屋上階の NS 方向で約 6mm、EW 方向で約 4mm あるが、残留変位はスムージングした結果からそれぞれ約 0.4mm、約 0.15mm 程度となっている。**別紙 3** の点検結果によるひび割れ分布から、地上 3 階の壁に多数生じているひび割れの幅はほとんどが 0.3mm 未満であるが、仮にひび割れ幅 0.2mm とすればひび割れ 2 本程度の残留変位であり、点検調査での地震によるひび割れの発生状況に対して非常に小さくほとんど残留変位は生じていない。

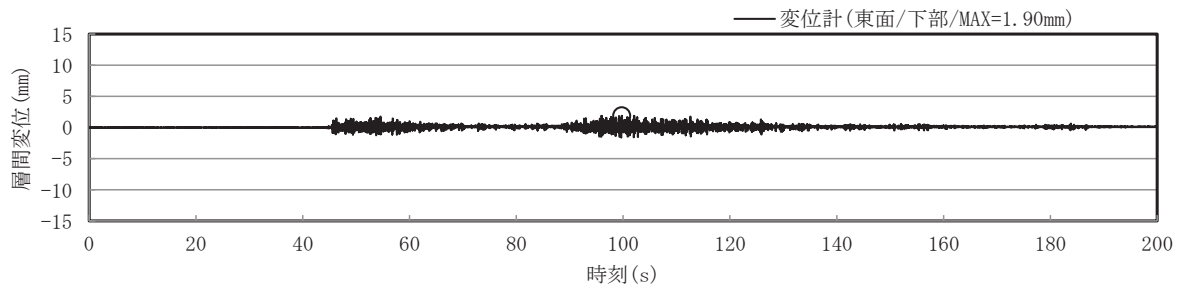
鉛直方向の最大変位は約 2mm 以下であり、残留変位は東面の壁が大きく約 0.85mm 程度、北面の壁は 0.35mm 程度となっている。水平と同様に仮にひび割れ幅 0.2mm とすればひび割れ 4 本程度の残留変位となり非常に小さく、ほとんど残留変位は生じていない。

なお、これらの微小な残留変位が、壁の鉛直性に与える影響はわずかであり、所定の寸法精度（ $15\text{m}<\text{高さ } h$  の場合： $\pm 30\text{mm}$ ）に問題はない。

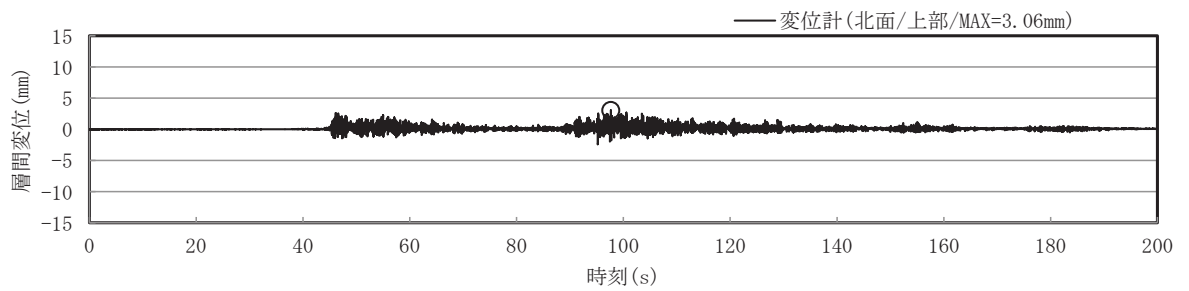
また、図 2-5～図 2-8 は 3.11 地震前後での変位記録であるが、加速度振幅が小さく、変位も微小であるがいずれも傾向は似ており、残留変位はほとんど生じていない。



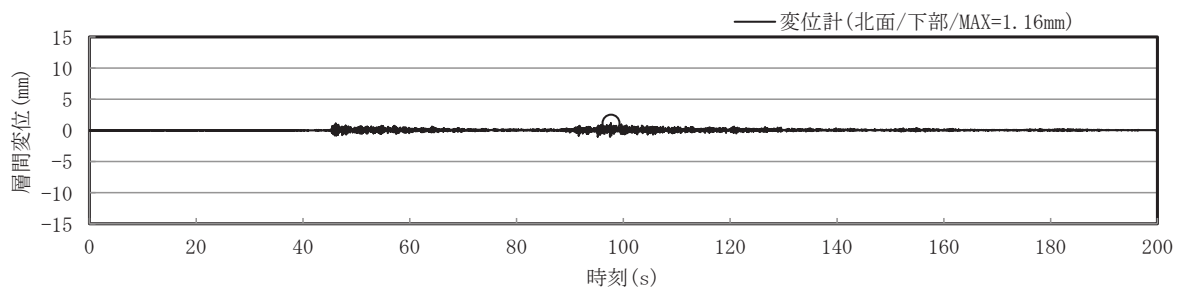
東面壁上部



東面壁下部

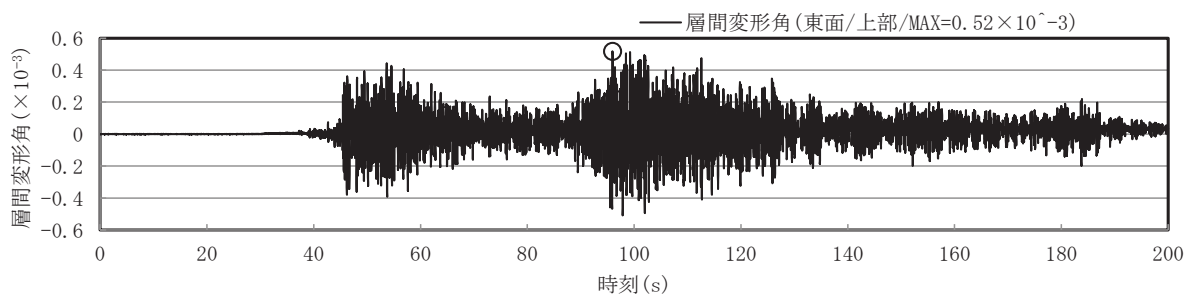


北面壁上部

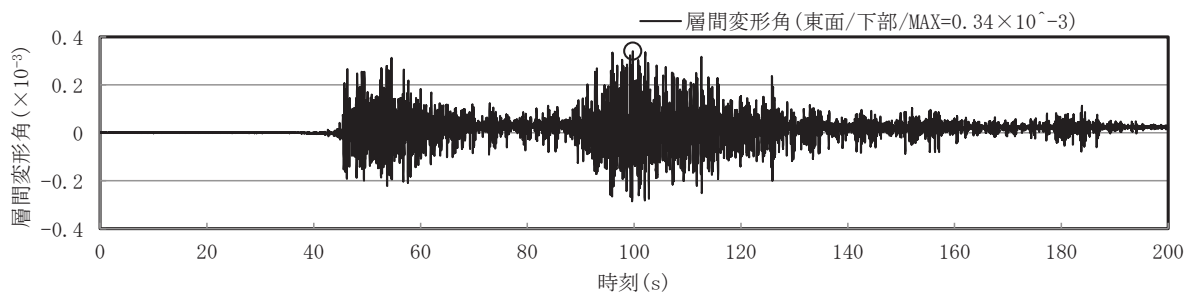


北面壁下部

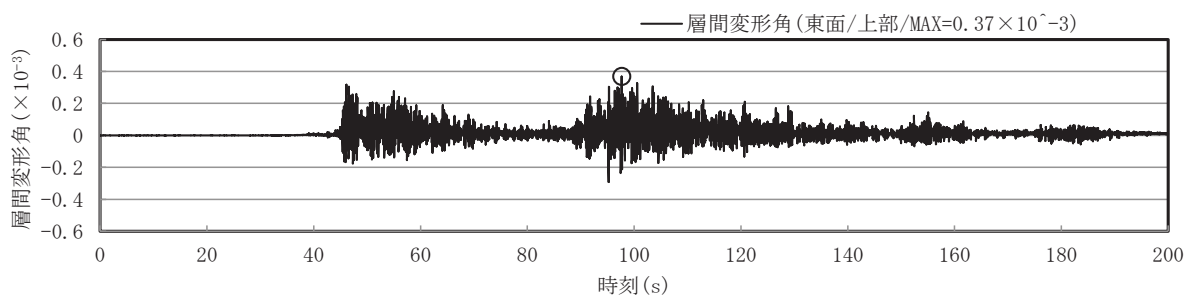
図 2-1 3.11 地震時の層間変位計測記録



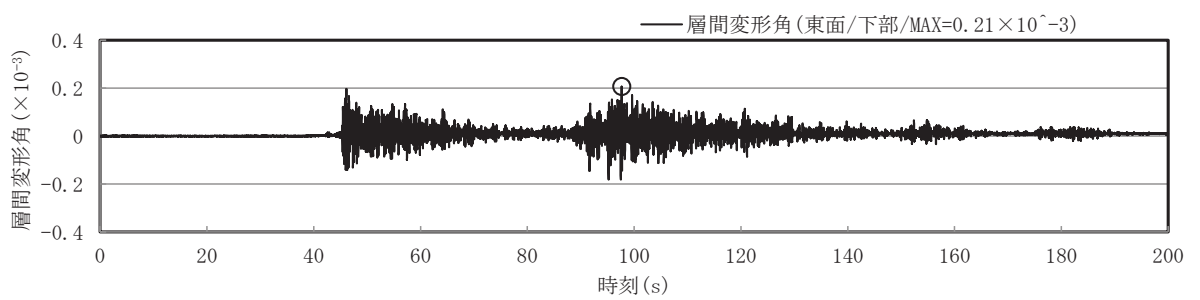
東面壁上部



東面壁下部

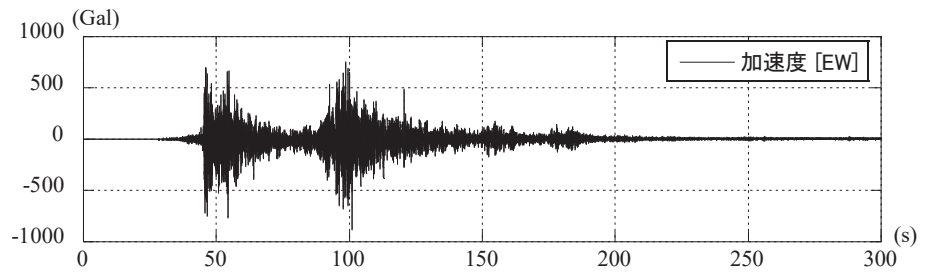


北面壁上部

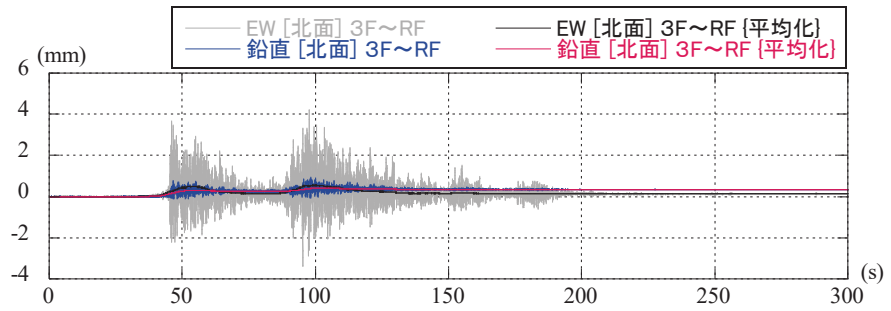


北面壁下部

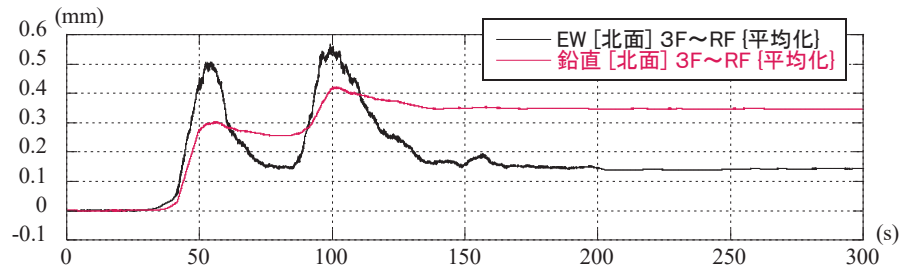
図 2-2 3.11 地震時の層間変形角



加速度波形（3階）

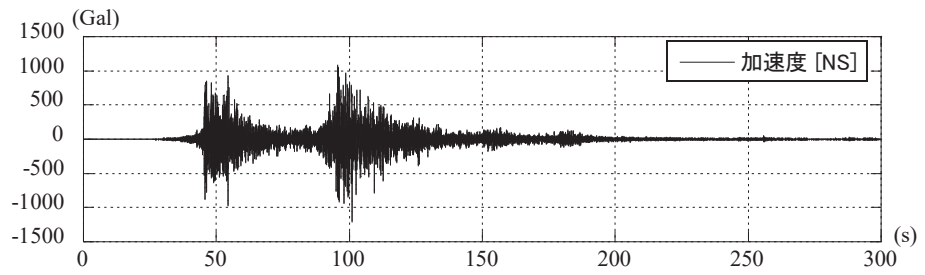


変位波形

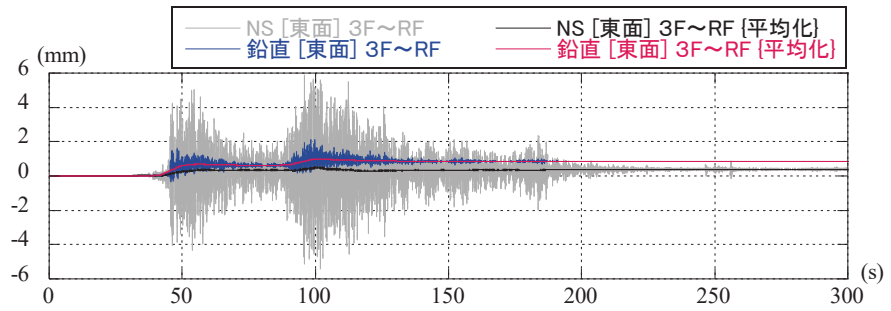


変位波形（スムージング後）

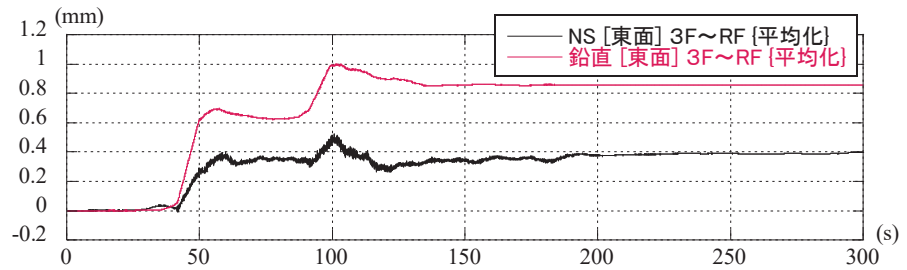
図 2-3 変位観測記録（北面） EW 方向（地上 3 階～屋上階）  
（3.11 地震）



加速度波形（3階）

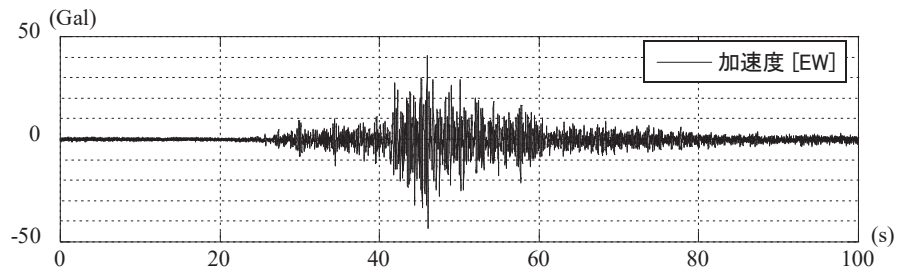


変位波形

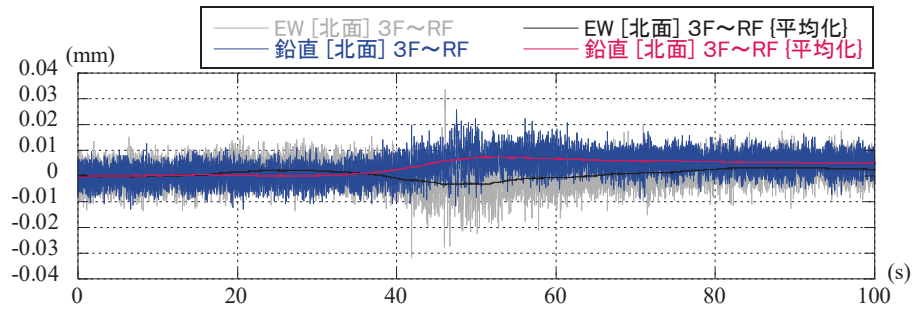


変位波形（スムージング後）

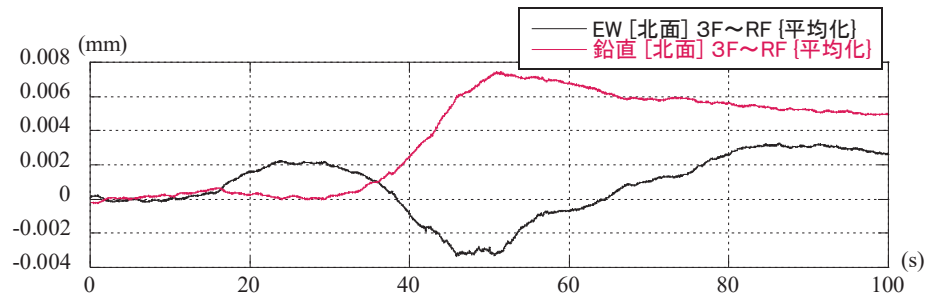
図 2-4 変位観測記録（東面） NS 方向（地上 3 階～屋上階）  
（3.11 地震）



加速度波形 (3階)



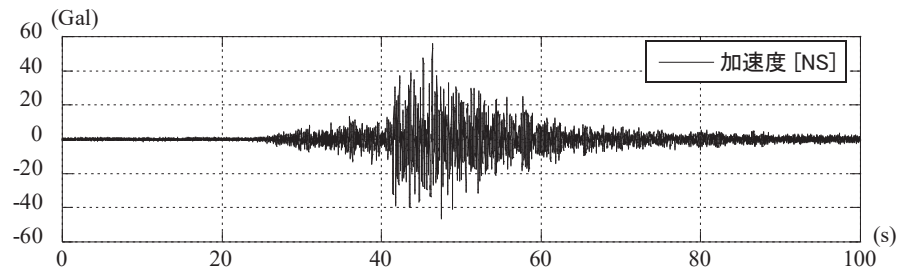
変位波形



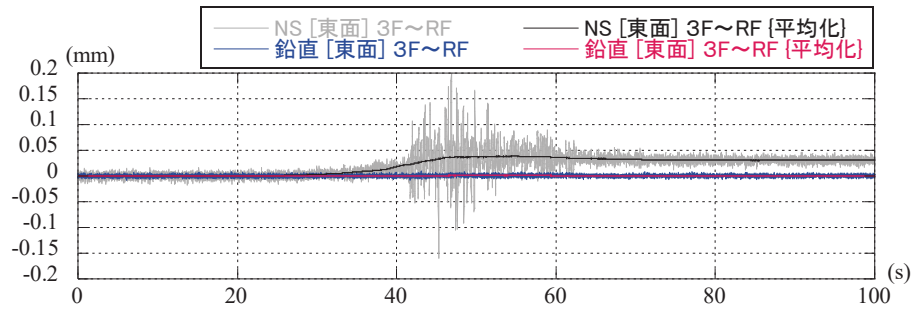
変位波形 (スムージング後)

図 2-5 変位観測記録 (北面) EW 方向 (地上 3 階~屋上階)  
(2011.03.09 11:45 宮城県東方はるか沖)

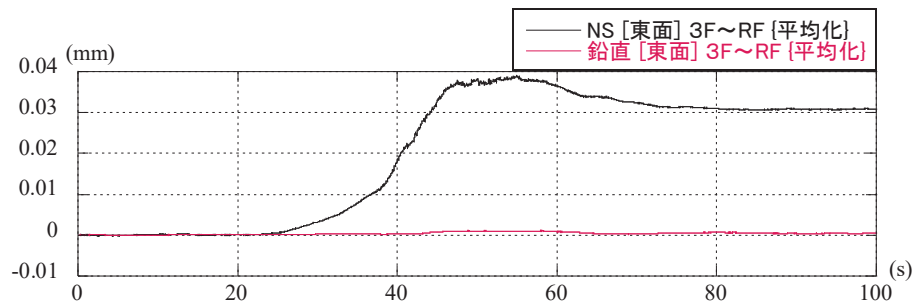




加速度波形 (3階)

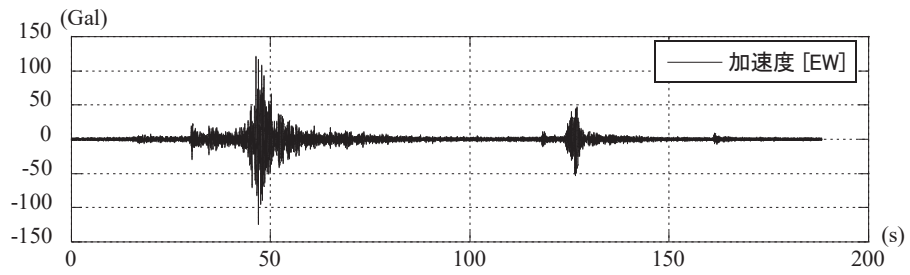


変位波形

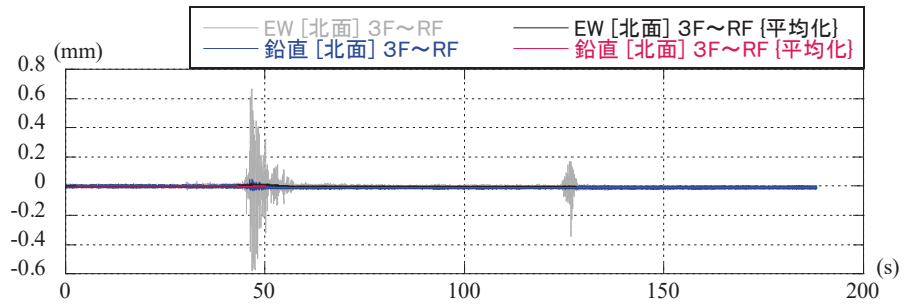


変位波形 (スムージング後)

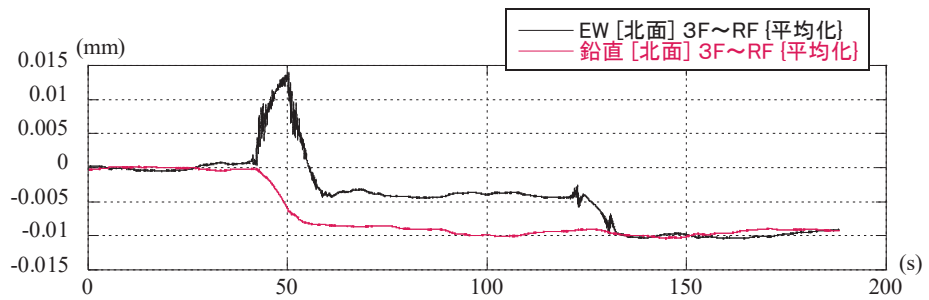
図 2-6 変位観測記録 (東面) NS 方向 (地上 3 階～屋上階)  
(2011.03.09 11:45 宮城県東方はるか沖)



加速度波形（地上 3 階）

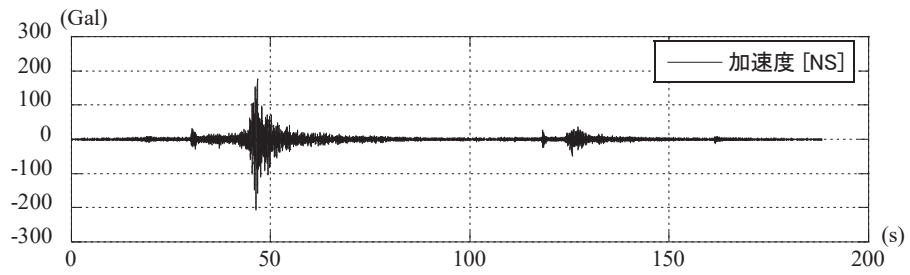


変位波形

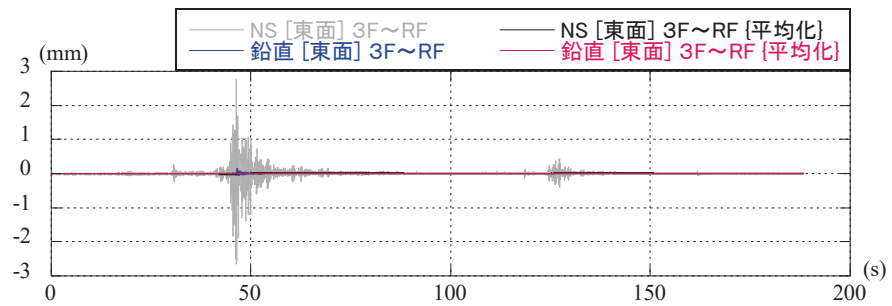


変位波形（スムージング後）

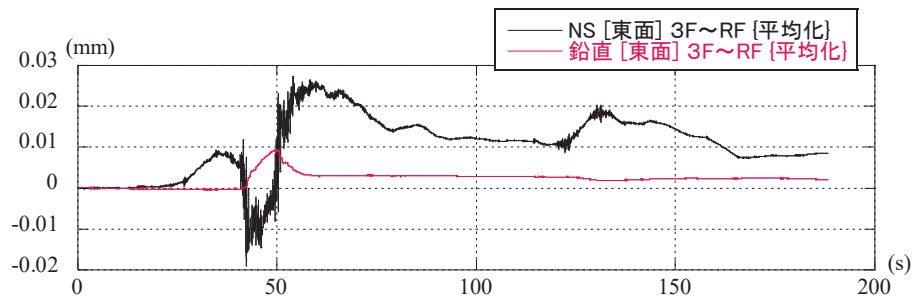
図 2-7 変位観測記録（北面） EW 方向（地上 3 階～屋上階）  
（2011.03.11 16:28 岩手県東方沖）



加速度波形（地上3階）



変位波形



変位波形（スムージング後）

図 2-8 変位観測記録（東面） NS 方向（地上3階～屋上階）  
（2011.03.11 16:28 岩手県東方沖）

### 3. まとめ

原子炉建屋のオペフロ上部の耐震壁に設置した変位計測システムの地震観測記録の分析により、3.11地震時の変位について検討した。

その結果、3.11地震時の水平変位は、ひび割れ点検記録と整合的であった。

また、残留変位は、水平最大約 0.4mm、鉛直最大約 0.85mm であり、大きな残留変位は認めらなかった。

[参考文献]

- (1) 尾形芳博，菅原裕太，大竹宏，黒澤到，藤田豊，井上範夫：鋼線を用いた層間変位計測システムの開発 日本建築学会構造工学論文集 Vol.57B (2011年3月)，pp.107-113

別紙 10 床等の面外応力に対する影響確認

## 目 次

1. 検討の目的 .....	別紙 10- 1
2. 解析モデル .....	別紙 10- 1
3. 解析結果 .....	別紙 10- 1
3.1 地上3階床・壁 .....	別紙 10- 3
3.2 クレーン階耐震壁 .....	別紙 10- 9
3.3 屋上スラブ .....	別紙 10-14
3.4 解析結果のまとめ .....	別紙 10-17
4. ひび割れ調査 .....	別紙 10-18
4.1 ひび割れ調査対象 .....	別紙 10-18
4.2 ひび割れ調査結果 .....	別紙 10-19
5. まとめ .....	別紙 10-21

## 1. 検討の目的

床の構造設計では長期荷重が支配的となるため、地震力による影響確認は重量物の機器が集中して積載されるケース等についての限定的な検討としている。

ここでは、3.11地震によって床スラブの面外方向に発生した応力を3次元FEM等価線形モデルで評価し、床への影響について確認した。検討対象箇所は、最も大きな地震力が作用した地上3階及び屋根スラブを対象とした。

また、地上3階より上部の耐震壁については、耐震性に支配的影響を及ぼす面内方向の地震力に対する応答状態について3次元FEM等価線形モデル等で確認しているが、念のため、面外方向の発生応力についても確認を行った。

## 2. 解析モデル

解析モデルは、水平方向モデルについては別紙5に示した解析モデルを用いる。鉛直方向モデルは、要素構成は水平方向モデルと同じであるが、壁の剛性を設計剛性としている。また、鉛直方向モデルの底面地盤ばねは、振動アドミッタンス理論により算定した鉛直地盤ばねを基礎底面の節点に支配面積比で振り分けてモデル化している。

## 3. 解析結果

原子炉建屋の3次元FEM等価線形モデルによる3.11地震のシミュレーション解析結果から、地上3階より上部の床及び耐震壁で面外曲げ応力が最大となる部位について、面外曲げひび割れの発生及び鉄筋の降伏の可能性について検討する。

コンクリートの曲げひび割れモーメントの評価式としては、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会2010改訂）に記載の実験結果に基づく以下の評価式を用いる。

$$Mc = 0.56\sqrt{\sigma_B}Ze + ND/6 \quad (1)$$

ここに、

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Ze$  : 断面係数

$N$  : 軸力 (柱の場合)

$D$  : 柱せい

である。

また、コンクリート部材の降伏曲げモーメントの略算式は以下のように定義されている。

$$My = \{g_1q + 0.5\eta_0(1 - \eta_0)\}\sigma_B bD^2 \quad (2)$$



ここに,

$$g_1 = j_t / D$$

$$q = p_t \sigma_y / \sigma_B$$

$$p_t = a_t / b D$$

$$\eta_0 = N / b D \sigma_B$$

軸力が 0 の場合は

$$My = g_1 q \sigma_B b D^2 \tag{3}$$

耐震壁の場合は軸力が発生していると考えられるが, (1)式も(2)式も軸力を無視したほうが安全側の評価となるため, 軸力は無視する。

3次元FEMモデルのシミュレーション解析により, 曲げモーメントが最大となる要素について, (1)式及び(2)式との比較検討を行う。

### 3.1 地上3階床・壁

曲げモーメントの最大値と発生位置を表3-1に示す。

表3-1 表 地上3階床及び耐震壁の面外曲げ応力の最大値発生部位

応力成分	応力値(kN・m/m)	発生部位	備考
M <sub>x</sub> (最大)	481.6	R4 通り付近の床	t=500
M <sub>x</sub> (最小)	466.3	R4 通り付近の床	t=500
M <sub>y</sub> (最大)	580.3	RC 通り付近の床	t=500
M <sub>y</sub> (最小)	521.3	RJ 通り付近の床	t=500

壁要素 M<sub>x</sub> : 水平軸まわりのモーメント

M<sub>y</sub> : 鉛直軸まわりのモーメント

床要素 M<sub>x</sub> : X 軸 (NS 軸) まわりのモーメント

M<sub>y</sub> : Y 軸 (EW 軸) まわりのモーメント

表3-1の曲げモーメントの最大値の発生部位は、耐震壁の脚部に近い床となっている。これらの床は全て厚さ500mmで配筋がD19@200と共通である。

(1)式及び(2)式との比較を表3-2に示す。

$$Mc = 0.56\sqrt{32.4 \times 1000} \cdot 500^2 / 6$$

$$= 1.328 \times 10^8 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 132.8 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$My = \frac{381}{500} \times 0.287 \times \frac{32.4}{343} \times 343 \times 1000 \times 500^2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 1.77 \times 10^8 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

表3-2 地上3階床及び壁の面外曲げ応力の許容値との比較

応力成分	応力値(kN・m/m)	Mc (kN・m)	My (kN・m)
M <sub>x</sub> (最大)	481.6	132.8	1.77×10 <sup>8</sup>
M <sub>x</sub> (最小)	466.3		
M <sub>y</sub> (最大)	580.3		
M <sub>y</sub> (最小)	521.3		

表3-2の各部の最大値は全て曲げひび割れモーメントを上回っているが、降伏曲げモーメントに対しては3倍程度の裕度がある。

地上3階の床及び耐震壁の面外曲げ応力コンターを図3-1～図3-4に示す。これらの図に示した結果は、基礎上の観測点への2方向の水平動と鉛直動の入力を考慮して、それぞれのモデルで発

生ずる応力を時刻歴上で足し合わせて評価している。

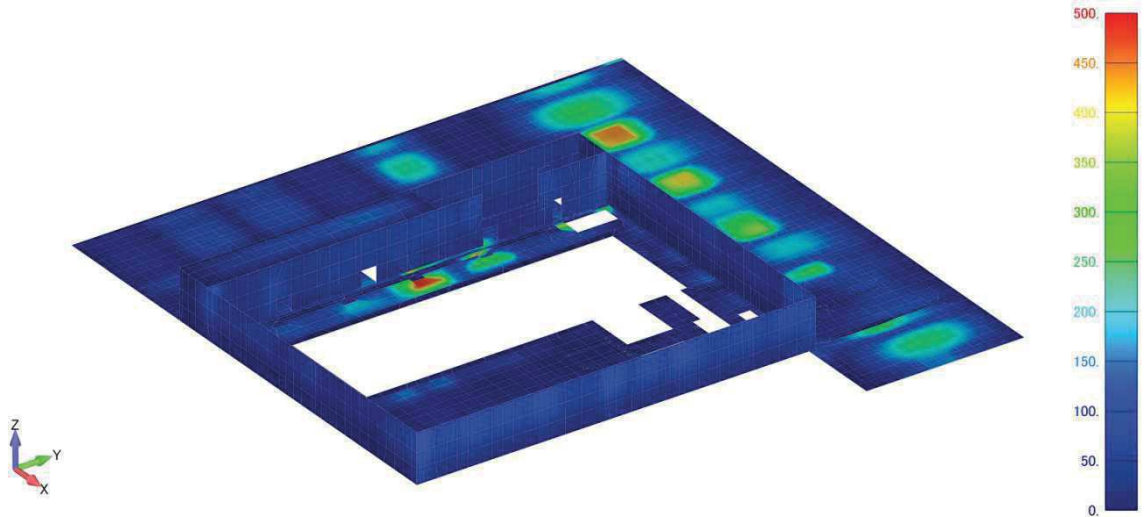


図 3-1(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_x$  (最大値) 北東面, 3.11 地震

72

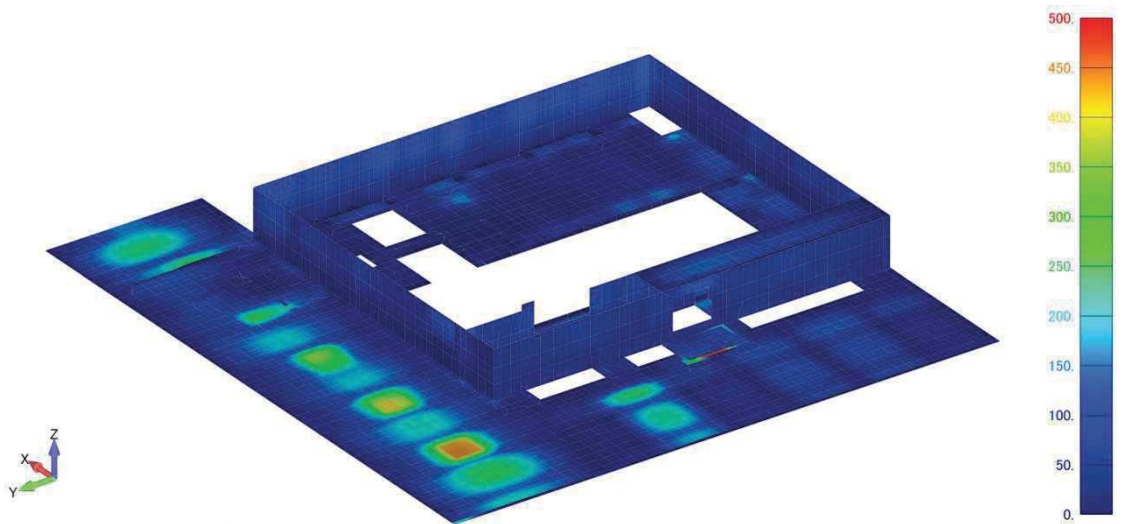


図 3-1(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_x$  (最大値) 南西面, 3.11 地震

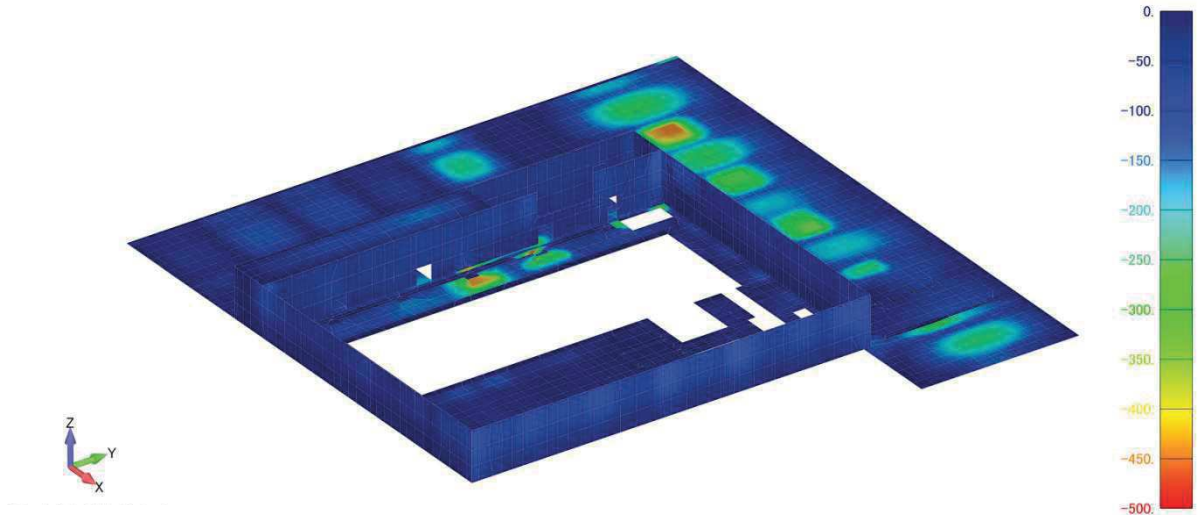


図 3-2(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_x$  (最小値) 北東面, 3.11 地震

2

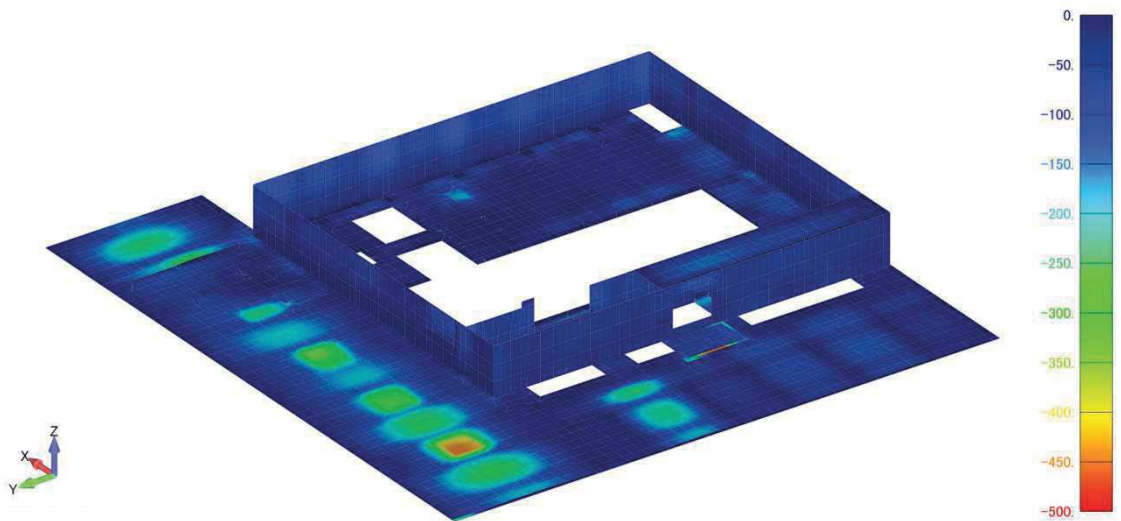


図 3-2(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_x$  (最小値) 南西面, 3.11 地震

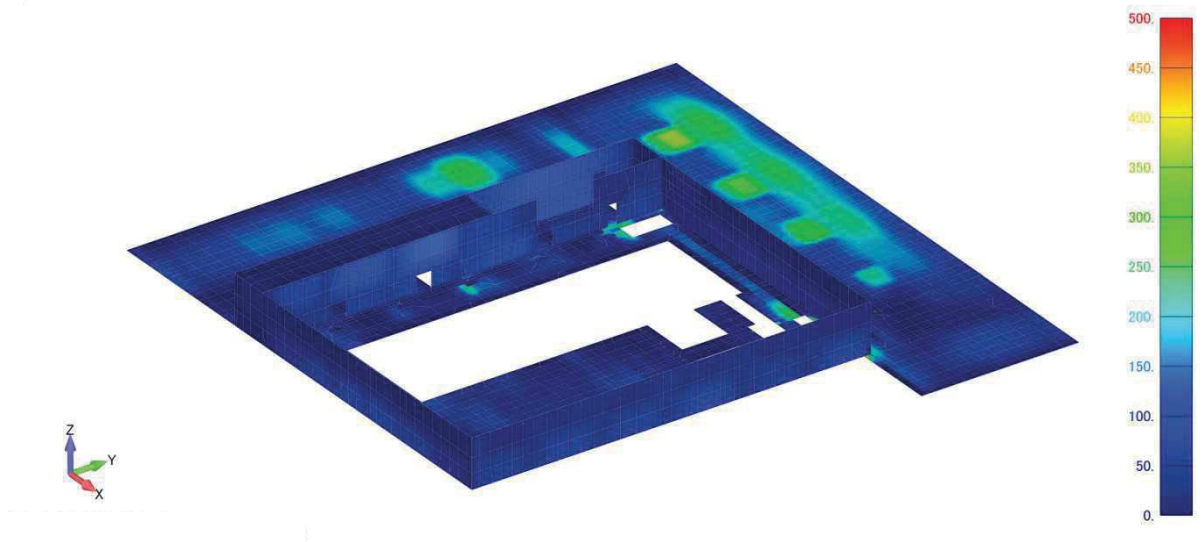


図 3-3(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_y$  (最大値) 北東面, 3.11 地震

2

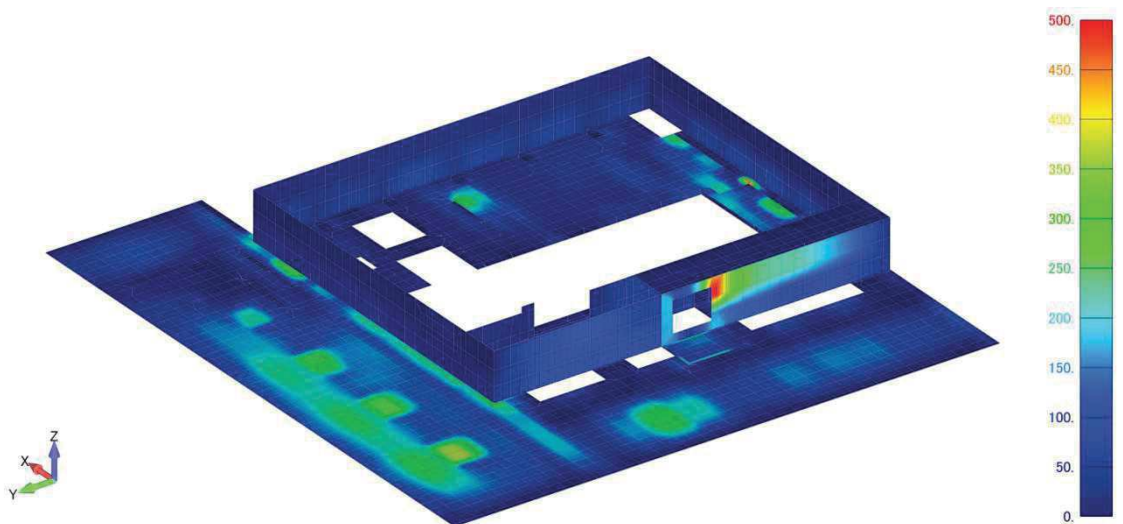


図 3-3(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_y$  (最大値) 南西面, 3.11 地震

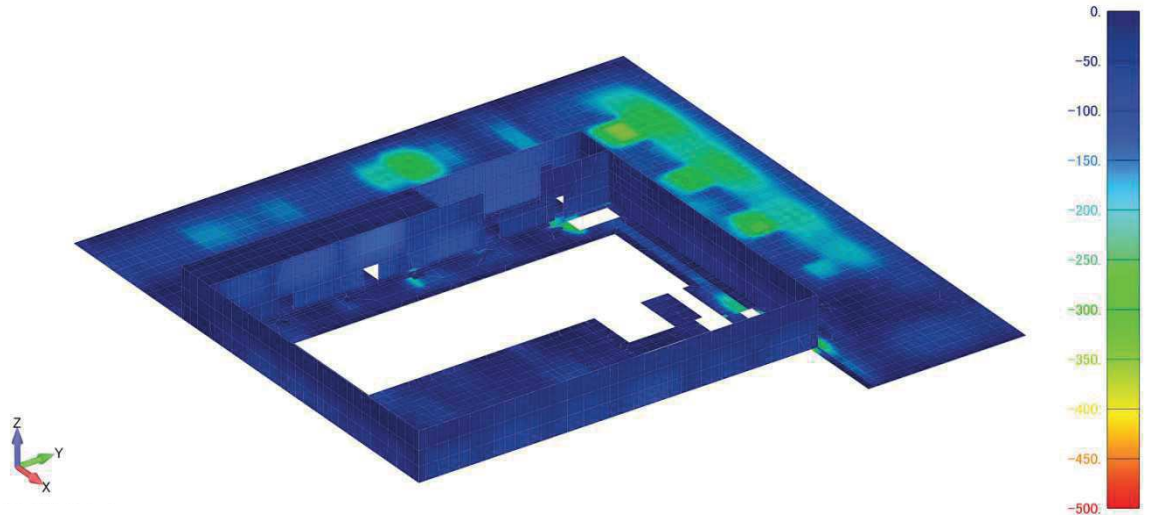


図 3-4(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_y$  (最小値) 北東面, 3.11 地震

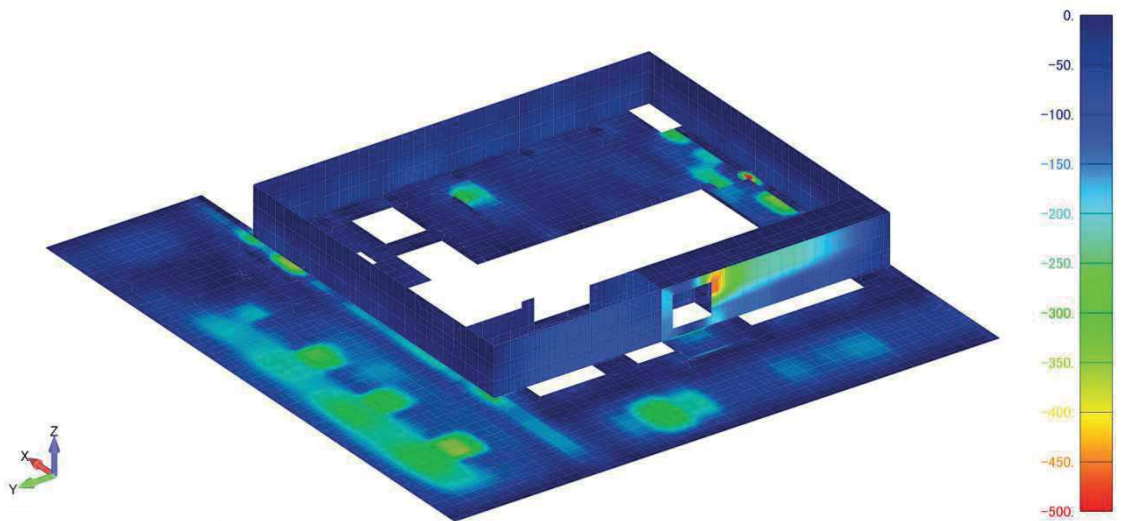


図 3-4(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 $M_y$  (最小値) 南西面, 3.11 地震

### 3.2 クレーン階耐震壁

クレーン階耐震壁の曲げモーメントの最大値と発生位置を表 3-3 に示す。

表 3-3 クレーン階耐震壁の面外曲げ応力の最大値発生部位

応力成分	応力値 (kN・m/m)	発生部位	備考
M <sub>X</sub> (最大)	56.36	R4 通り壁	t=250
M <sub>X</sub> (最小)	54.09	R10 通り壁	t=250
M <sub>Y</sub> (最大)	61.12	R4 通り壁	t=250
M <sub>Y</sub> (最小)	68.86	R4 通り壁	t=250

壁要素 M<sub>X</sub> : 水平軸まわりのモーメント

M<sub>Y</sub> : 鉛直軸まわりのモーメント

表 3-3 の最大曲げモーメントの発生部位は全て 250mm 厚の耐震壁部分である。これらの耐震壁は全て厚さ 250mm で配筋がタテ D22@200, ヨコ D19@200 と共通である。

(1)式及び(2)式との比較を表 3-4 に示す。

$$\begin{aligned}
 Mc &= 0.56\sqrt{32.4 \times 1000 \cdot 250^2} / 6 \\
 &= 3.320 \times 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \\
 &= 33.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\
 My &= \frac{128}{250} \times 0.774 \times \frac{32.4}{343} \times 343 \times 1000 \times 250^2 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \\
 &= 8.02 \times 10^2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

表 3-4 クレーン階耐震壁の面外曲げ応力の許容値との比較

応力成分	応力値 (kN・m/m)	M <sub>c</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
M <sub>X</sub> (最大)	56.36	33.20	8.02 × 10 <sup>2</sup>
M <sub>Y</sub> (最小)	54.09		
M <sub>Y</sub> (最大)	61.12		
M <sub>Y</sub> (最小)	68.86		

表 3-4 の各部の最大値は全て曲げひび割れモーメントを上回っているが、降伏曲げモーメントに対しては 10 倍以上の裕度がある。

クレーン階の耐震壁の面外曲げ応力コンターを図 3-5～図 3-8 に示す。これらの図に示した結果は、基礎上の観測点への 2 方向の水平動の入力を考慮して、それぞれのモデルで発生する応力を時刻歴上で足し合わせて評価している。



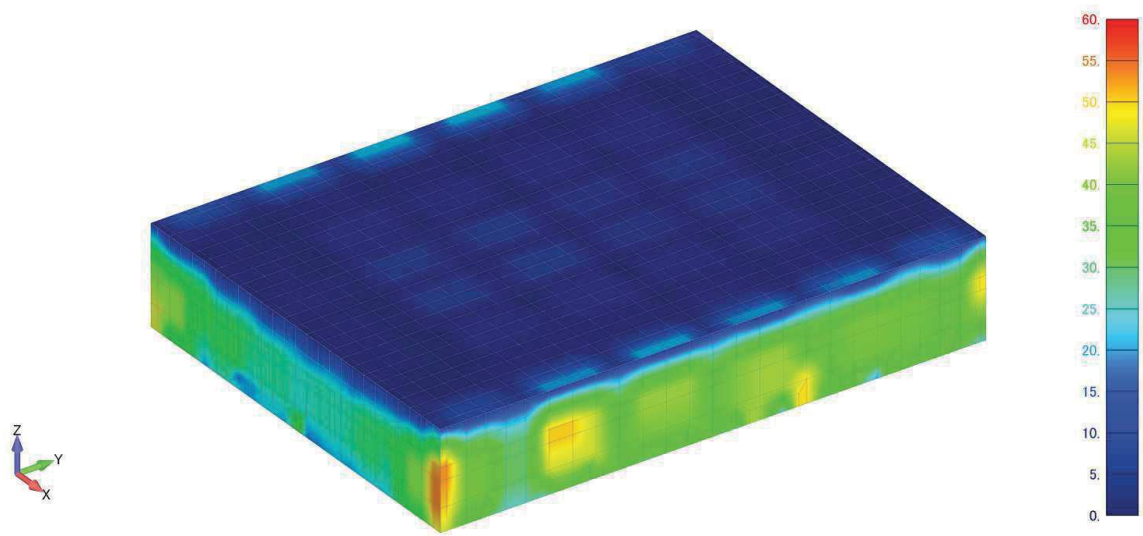


図 3-5(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_x$  (最大値) 北東面, 3.11 地震

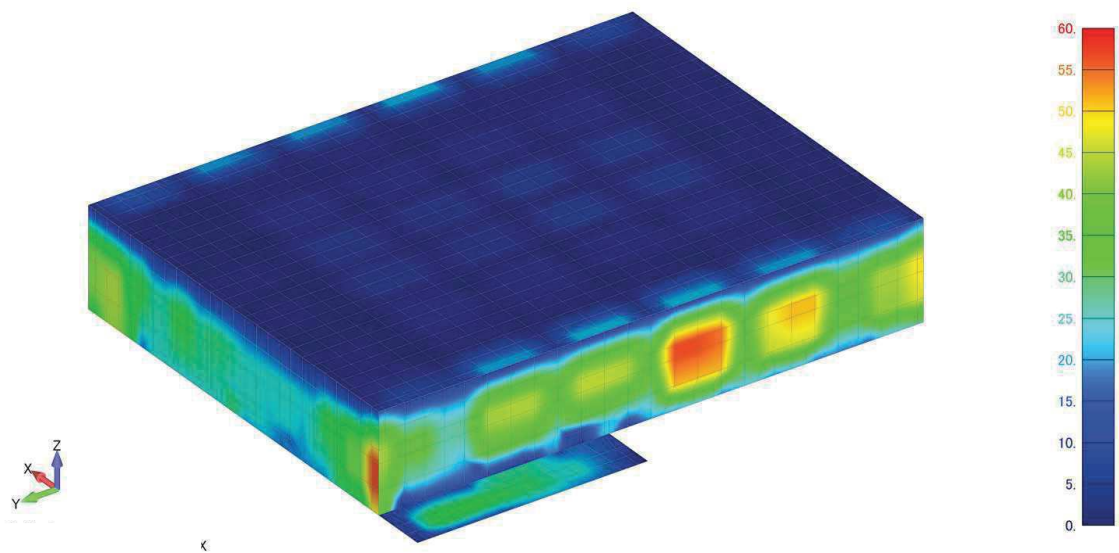


図 3-5(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_x$  (最大値) 南西面, 3.11 地震

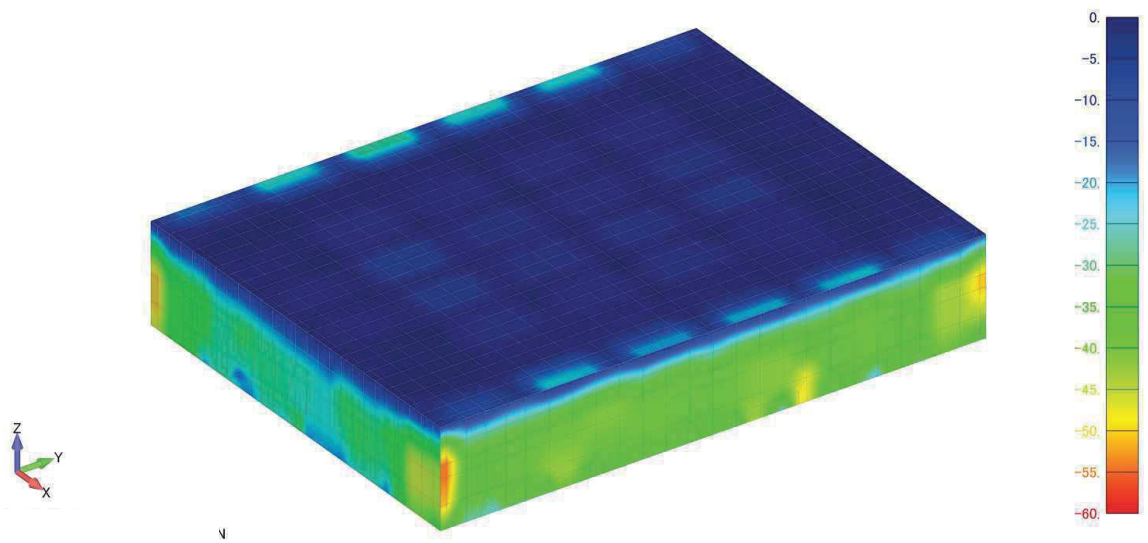


図 3-6(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_x$  (最小値) 北東面, 3.11 地震

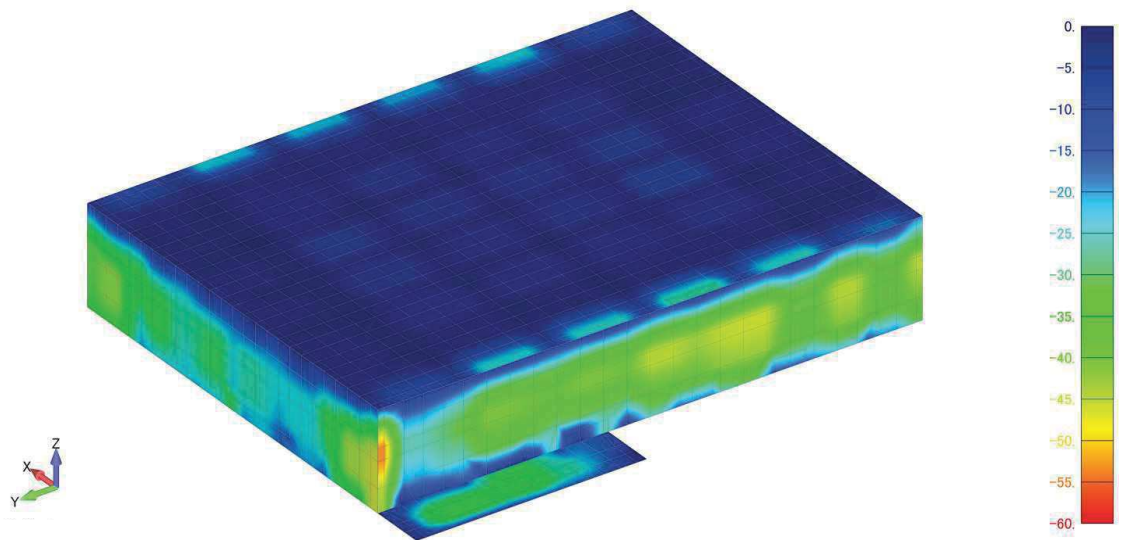


図 3-6(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_x$  (最小値) 南西面, 3.11 地震

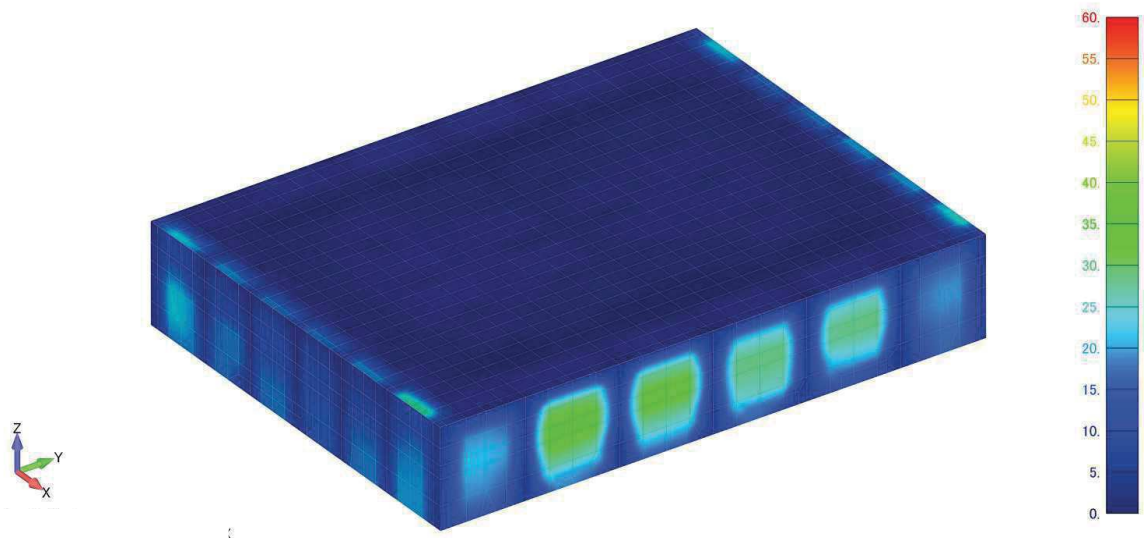


図 3-7(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_Y$  (最大値) 北東面, 3.11 地震

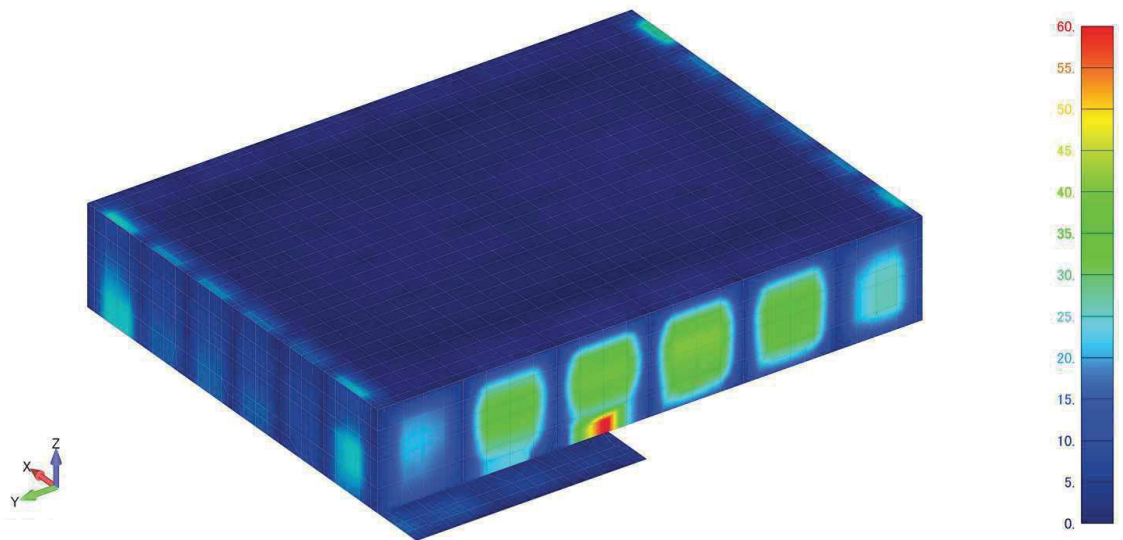


図 3-7(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_Y$  (最大値) 南西面, 3.11 地震

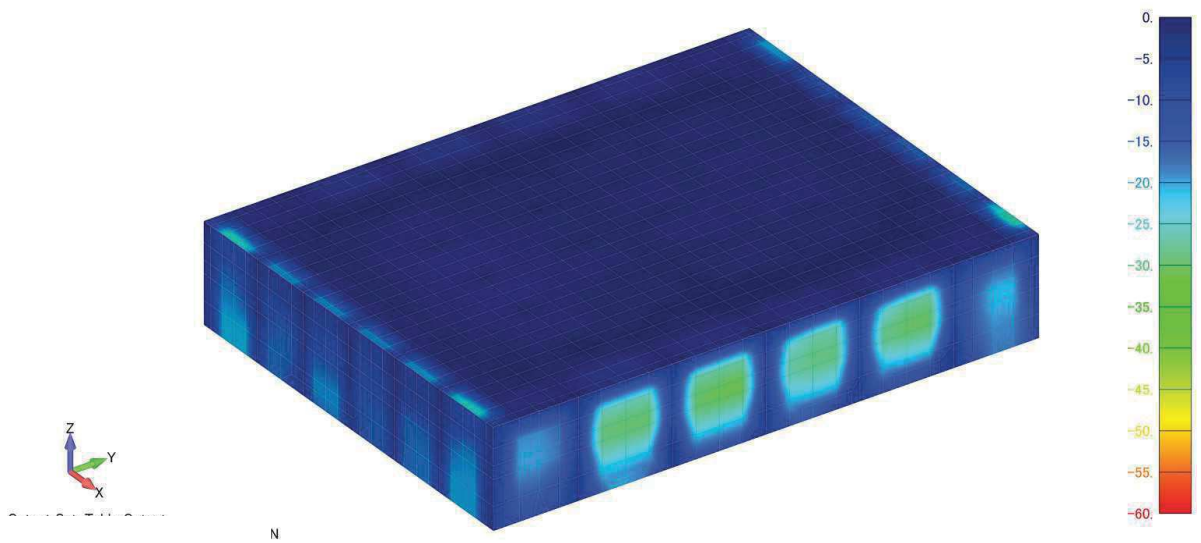


図 3-8(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_Y$  (最小値) 北東面, 3.11 地震

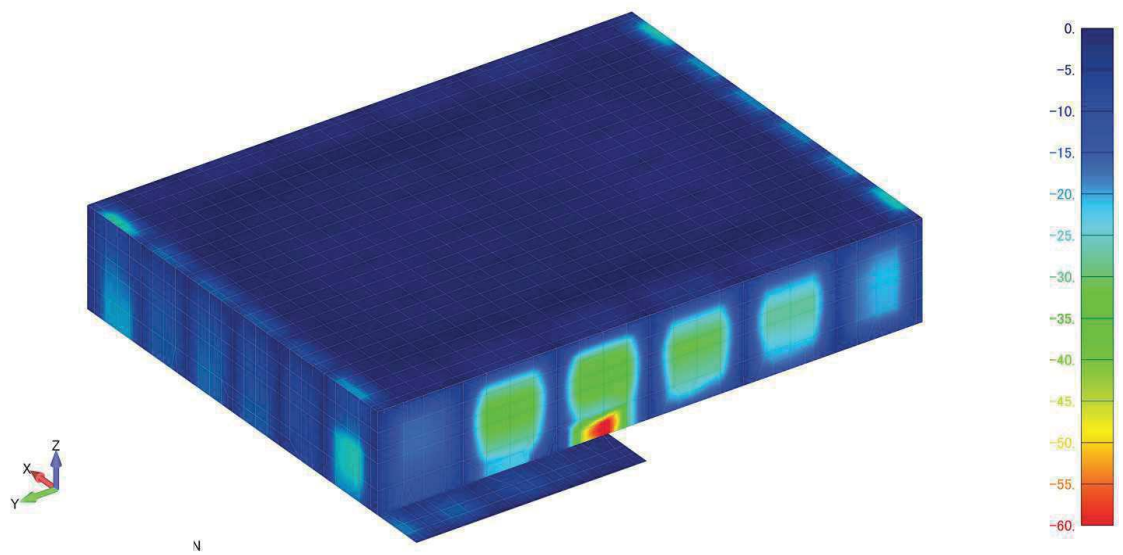


図 3-8(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 $M_Y$  (最小値) 南西面, 3.11 地震

### 3.3 屋上スラブ

屋上スラブの曲げモーメントの最大値と発生位置を表 3-5 に示す。

表 3-5 屋上スラブの面外曲げ応力の最大値発生部位

応力成分	応力値(kN・m/m)	発生部位	備考
M <sub>X</sub> (最大)	22.03	R4 通り端部	t=170
M <sub>X</sub> (最小)	27.22	R4 通り端部	t=170
M <sub>Y</sub> (最大)	27.83	RJ 通り端部	t=170
M <sub>Y</sub> (最小)	26.18	RC 通り端部	t=170

床要素 M<sub>X</sub> : X 軸 (NS 軸) まわりのモーメント

M<sub>Y</sub> : Y 軸 (EW 軸) まわりのモーメント

表 3-5 の最大曲げモーメントの発生部位は全て厚さ 170mm で配筋が D16@200 である。

(1)式及び(2)式との比較を表 3-6 に示す。

$$Mc = 0.56\sqrt{32.4}1000 \cdot 170^2 / 6$$

$$= 1.535 \times 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 15.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$My = \frac{54}{170} \times 0.585 \times \frac{32.4}{343} \times 343 \times 1000 \times 170^2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 1.74 \times 10^2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

表 3-6 屋上スラブの面外曲げ応力の許容値との比較

応力成分	応力値(kN・m/m)	M <sub>c</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
M <sub>X</sub> (最大)	22.03	15.35	1.74×10 <sup>2</sup>
M <sub>X</sub> (最小)	27.22		
M <sub>Y</sub> (最大)	27.83		
M <sub>Y</sub> (最小)	26.18		

表 3-6 の各部の最大値は全て曲げひび割れモーメントを上回っているが、降伏曲げモーメントに対しては6倍以上の裕度がある。

屋上スラブの面外曲げ応力コンターを図 3-9~図 3-12 に示す。これらの図に示した結果は、基礎上の観測点への鉛直動を入力したモデルで発生する応力を示している。

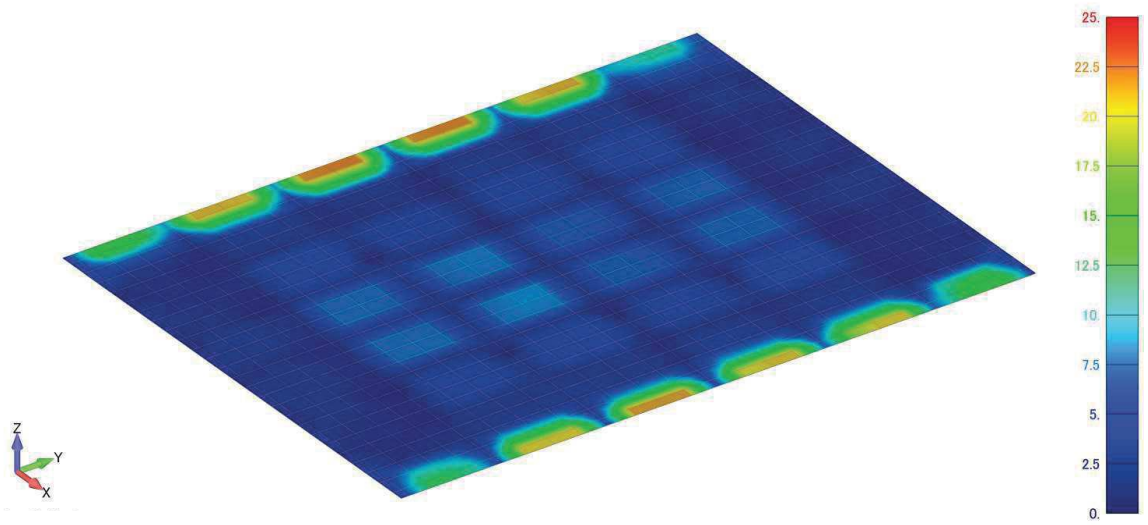


図 3-9 屋上スラブ面外曲げ応力図 $M_x$  (最大値) 3.11 地震

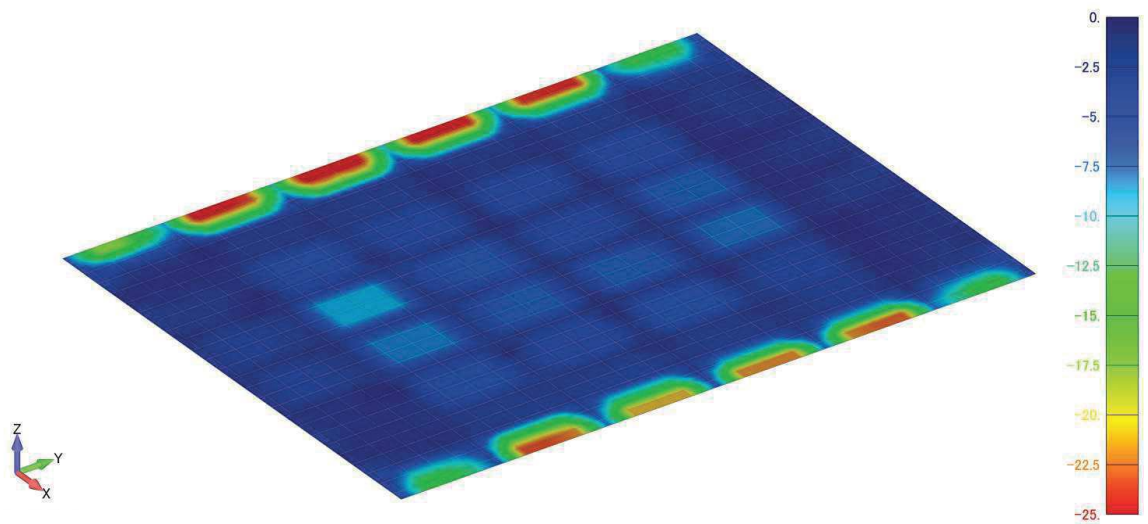


図 3-10 屋上スラブ面外曲げ応力図 $M_x$  (最小値) 3.11 地震

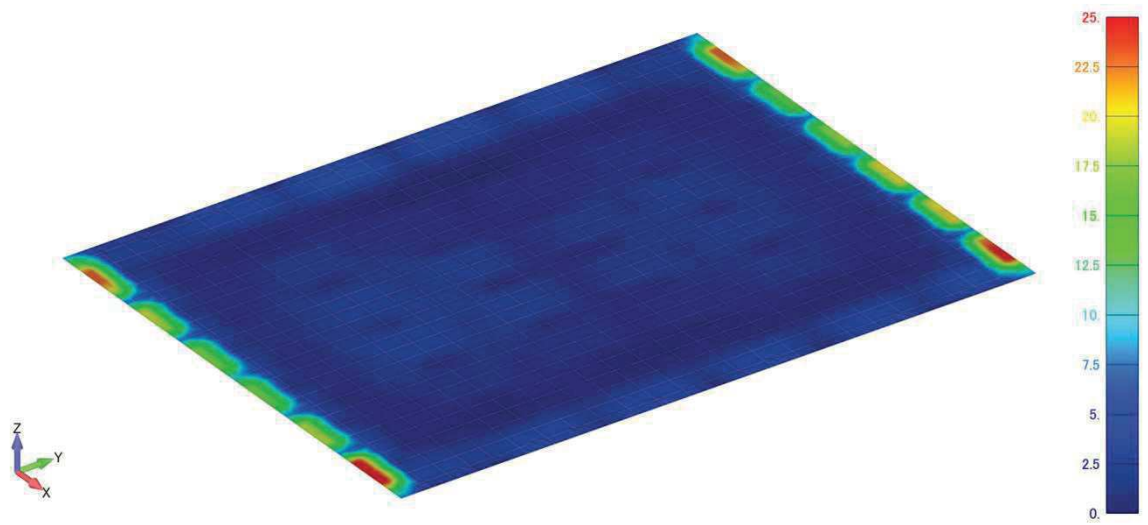


図 3-11 屋上スラブ面外曲げ応力図 $M_Y$  (最大値) 3.11 地震

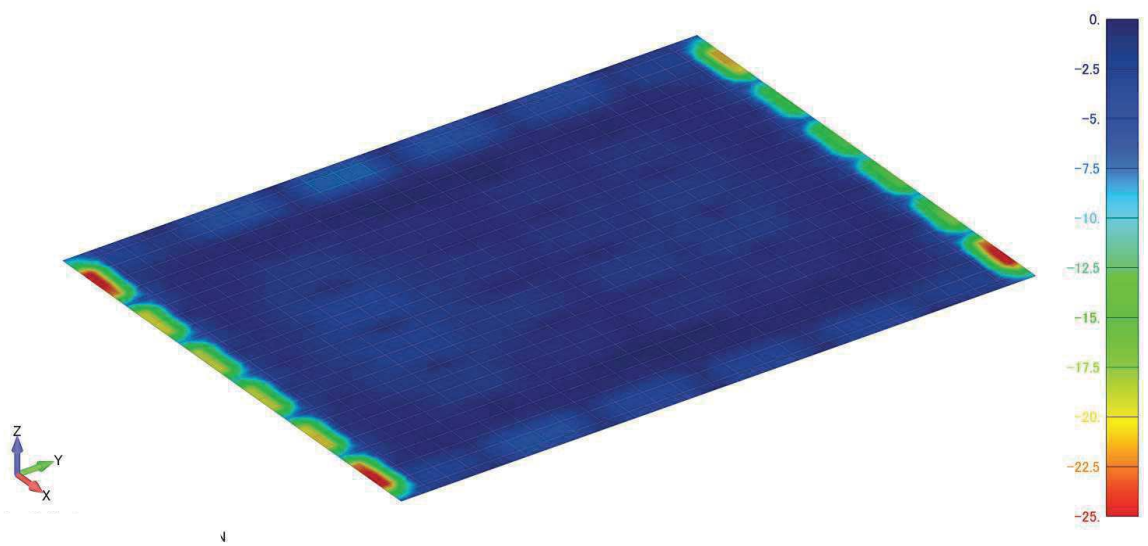


図 3-12 屋上スラブ面外曲げ応力図 $M_Y$  (最小値) 3.11 地震

### 3.4 解析結果のまとめ

- (1) 床スラブについては、地上3階及び屋根スラブの部分的なエリアにおいて、発生応力の最大値が曲げひび割れモーメントを上回る結果が得られた。ただし、その箇所においても、降伏曲げモーメントに対しては、地上3階床・壁で3倍程度、クレーン階壁で10倍以上、屋上スラブで6倍以上の裕度があることから、部材断面の検討結果では鉄筋は弾性範囲であり、全ての床スラブにおいて弾性範囲である事を確認した。
- (2) 地上3階より上部の耐震壁についても、比較的大きな面外方向の応力が発生しているが、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。点検結果でも、地震時にひび割れ幅の大きなひび割れは無いことを確認している。  
なお、解析モデルは剛域などの拘束条件を設定していないシェル要素で構成しているため、面外方向については応力が比較的大きめに算定されると考えられる。  
また、壁の健全性については、点検結果に加え、3次元FEM非線形モデルによる確認を行っている。
- (3) 念のため、地上3階床を対象として、発生応力の大きい箇所についてひび割れ調査を実施することとした。



#### 4. ひび割れ調査

##### 4.1 ひび割れ調査対象

ひび割れ調査の対象範囲は、地上3階床を対象とし、発生応力の大きい箇所、また、比較のために発生応力の小さい箇所も選定することとし、図4-1のとおりとした。

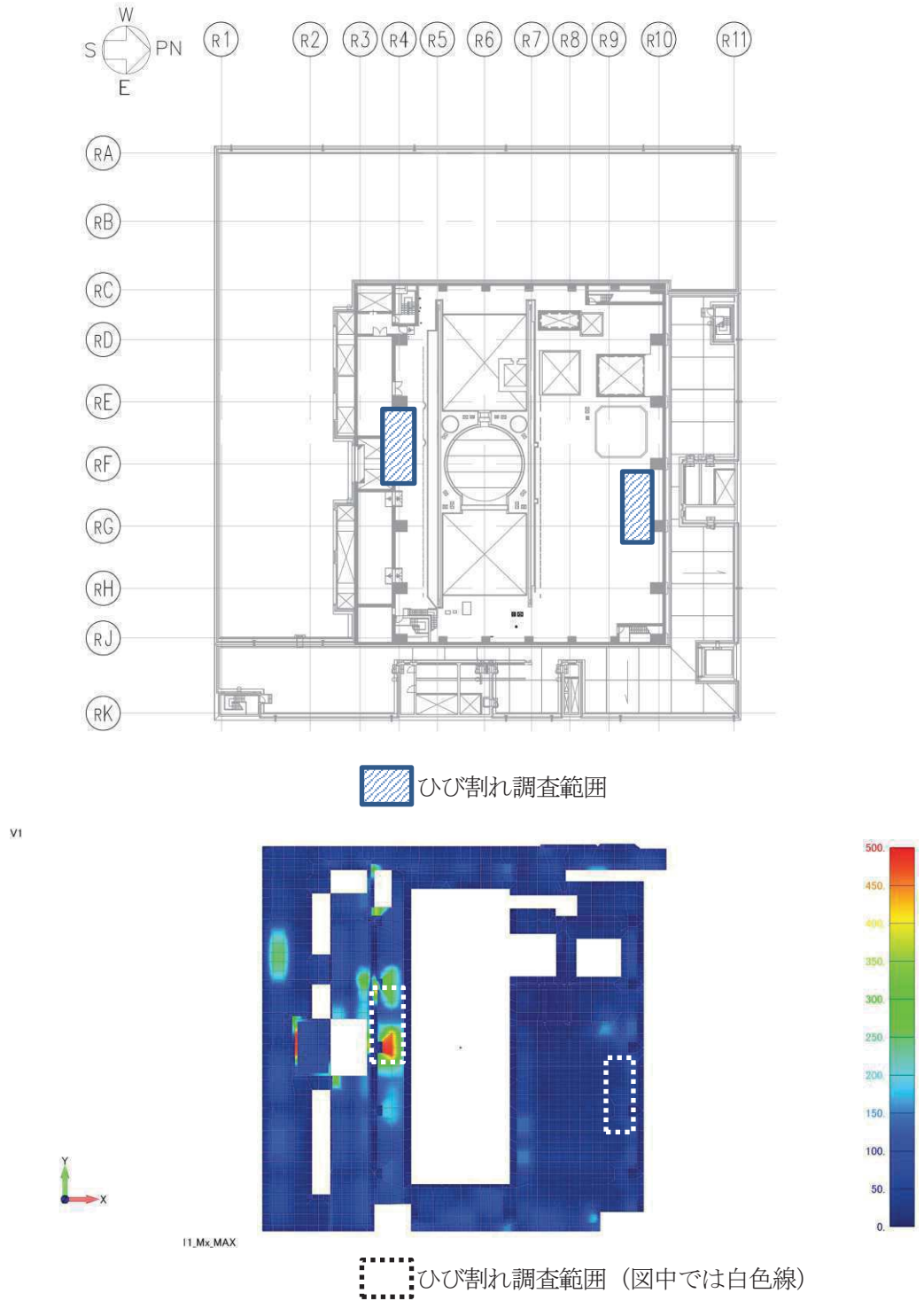
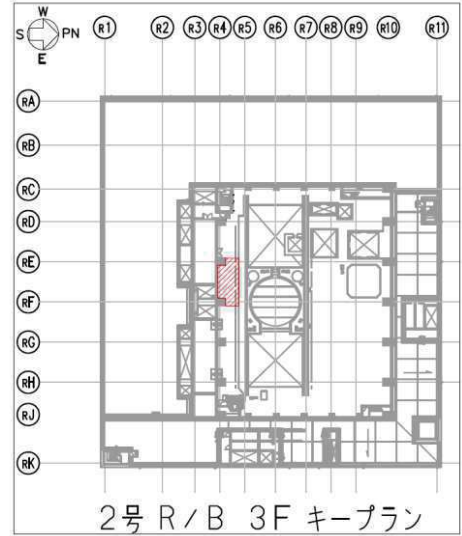
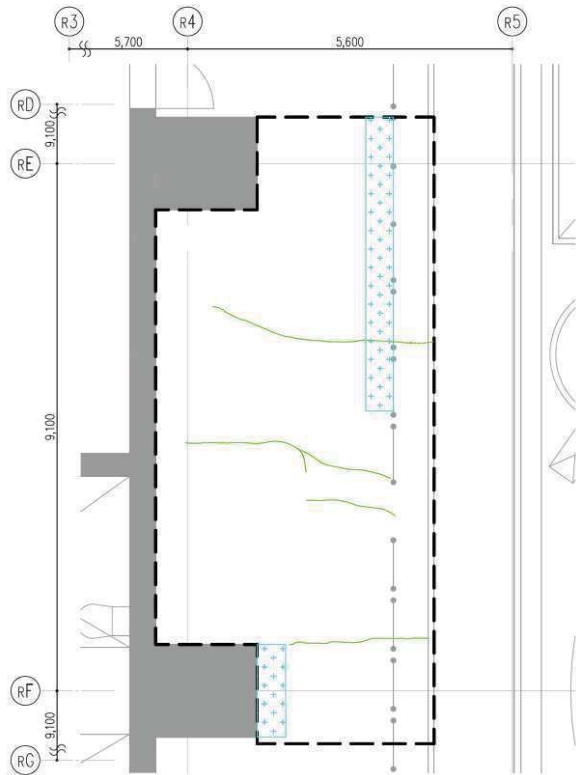


図4-1 ひび割れ調査対象範囲

#### 4.2 ひび割れ調査結果

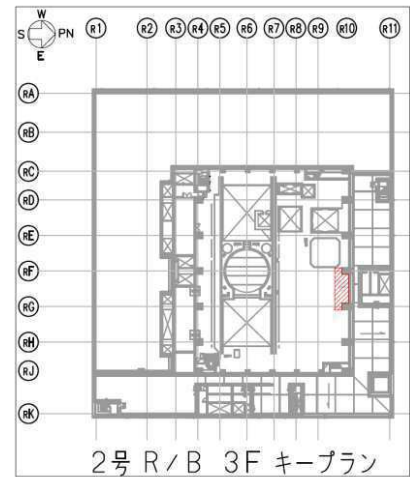
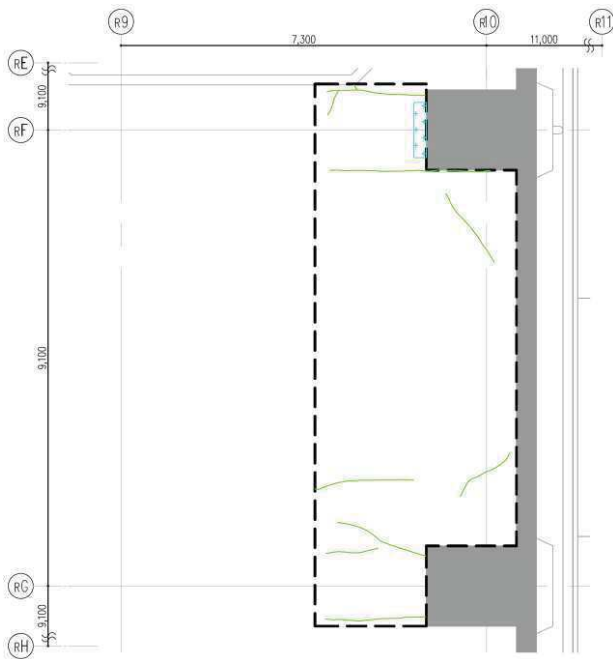
ひび割れ調査結果を図4-2に示す。図4-2に示すとおり、乾燥収縮によるものと考えられるひび割れは認められたものの、ひび割れ幅の大きいひび割れは無く、また、その特徴は、発生応力が小さい箇所の床スラブのひび割れ状況と類似した結果となっており、また、乾燥収縮等によるひび割れと判断している基礎版のひび割れとも特徴が類似している（別紙4参照）。したがって、当該箇所には地震による顕著なひび割れは発生していないものと判断した。



凡 例

	0.3mm～1.0mm未満のクラック
	1.0mm以上のクラック
	調査不可能範囲

図 4-2 (1) 原子炉建屋 地上 3 階床ひび割れ調査結果  
(発生応力の大きい部位を選定)



凡 例

	0.3mm～1.0mm未満のクラック
	1.0mm以上のクラック
	調査不可能範囲

図 4-2 (2) 2号機原子炉建屋 地上 3 階床ひび割れ調査結果  
(発生応力の小さい部位を選定)

## 5. まとめ

- (1) 3.11 地震によって床スラブの面外方向に発生した応力を 3 次元 FEM 等価線形モデルで評価し、床への影響について確認した。検討対象箇所は、最も大きな地震力が作用した地上 3 階及び屋根スラブを対象とした。

また、地上 3 階より上部の耐震壁については、耐震性に支配的影響を及ぼす面内方向の地震力に対する応答状態について 3 次元 FEM 等価線形モデル等で確認しているが、念のため、面外方向の発生応力についても確認を行った。

- (2) 床スラブについては、地上 3 階の部分的なエリアにおいて、発生応力が大きい結果が得られた。ただし、その箇所においても、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。

地上 3 階より上部の耐震壁についても、比較的大きな面外方向の応力が発生しているが、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。点検結果でも、地震時にひび割れ幅の大きなひび割れは無いことを確認している。

- (3) 念のため、地上 3 階床の発生応力の大きい箇所について点検評価を実施した所、乾燥収縮によるものと考えられるひび割れは認められたものの、ひび割れ幅の大きいひび割れは無く、また、その特徴は、発生応力が小さい箇所の床スラブのひび割れ状況と類似した結果となっている。従って、当該箇所には地震による顕著なひび割れは発生していないものと判断した。なお、ひび割れは短辺方向に平行に生じており、面外振動の曲げ変形により発生したひび割れであれば、長辺方向に沿ってひび割れが入るため、これらのひび割れは面外曲げ変形によるものではなく、乾燥収縮により発生したものと判断できる。

別紙 11 原子炉建屋オペフロ上部の剛性と耐力に関する検討

## 目 次

1. 概要.....	別紙 11- 1
2. 検討方法.....	別紙 11- 2
2.1 3次元 FEM モデルによる検討概要 .....	別紙 11- 2
2.2 解析モデル.....	別紙 11- 4
2.3 解析方法.....	別紙 11- 5
2.4 解析ケース.....	別紙 11- 9
2.5 解析結果.....	別紙 11-10
3. 検討結果.....	別紙 11-16

別紙 11-1 変形分離方式について

別紙 11-2 25cm 耐震壁応力低下の原因について

別紙 11-3 25cm 耐震壁の FEM モデルのせん断力-変形関係の部分的低下の考察

## 1. 概要

原子炉建屋の今回工認における地震応答解析モデルでは、3.11地震等を踏まえたシミュレーション解析に基づく建屋初期剛性の低下を考慮したモデルとし設計へ反映している。

初期剛性の低下は、既工認時の質点系地震応答解析モデルをベースに剛性補正係数を導入することで考慮しているが、オペフロ上部ではオペフロ下部よりも剛性をより低減させている。オペフロ上部の剛性補正係数は0.3(NS)、0.5(EW)であり、オペフロ下部の剛性補正係数は0.75(NS)、0.8(EW)である。

これは、オペフロ上部の構造的な特徴であるスパンの大きい大架構構造であること、耐震壁の厚さが比較的薄いことが影響していると考えられる。

ここでは、オペフロ上部の初期剛性の低下と耐力の評価について、3次元FEM解析による検討を実施し、質点系モデルと比較することで、オペフロ上部の剛性がオペフロ下部よりも小さくなる要因、終局耐力に及ぼす影響等について検討する。

## 2. 検討方法

### 2.1 3次元 FEM モデルによる検討概要

原子炉建屋のオペフロ上部の耐震壁の終局耐力等について、3次元非線形 FEM モデルを用いた静的解析による結果と J E A G 式による終局耐力等を比較し、その関係性について整理する。

原子炉建屋地上 1 階～オペフロ上部の一部を単純化して模擬した建屋を 3 次元 FEM と質点系によりモデル化し、静的荷重増分解析により、弾塑性の剛性や終局耐力を評価する。モデルは、形状的な影響を検討しやすい単純化したモデルとし、非線形解析により終局耐力や  $\tau - \gamma$  関係を評価する。(図 2-1 参照)

J E A G に基づく質点系モデルに対して、3 次元 FEM モデルのほうが変形しやすく柔らかめとなるが、特に耐力が J E A G に基づく評価と同等であるかどうかを検討した。

#### (1) モデル化

- ・積層シェル要素にて行い、メッシュサイズは 3m×3m 程度を基本とする。
- ・オペフロ上部をモデル化対象とし、オペフロ下部 2 層もあわせてモデル化する。

#### (2) 要素厚さ

- ・オペフロ上部 : 25cm (O. P. 50. 5m～O. P. 41. 2m),  
40cm (O. P. 41. 0m～O. P. 33. 2m)
- ・オペフロ下部 : 100cm (O. P. 33. 2m～O. P. 15. 0m)
- ・屋根スラブ : 17cm
- ・地上 3 階の床スラブ : 60cm

なお、単純化のためオペフロ上部の梁、柱、屋根トラス等はモデル化しない。また、床スラブは平板とし開口は考慮しない。

#### (3) 非線形特性

オペフロ上部の耐震壁は非線形とし、オペフロ下部の耐震壁、屋根スラブ、床スラブは線形とする。

#### (4) 荷重条件

自重及び水平力を考慮する。水平力(2方向)の荷重分布は地震応答結果より仮定するものとする。なお、屋根スラブの自重は外周耐震壁上部節点に付与する。また、水平力は、屋根スラブは物体力とし、その他は各節点に水平力として付与する。

#### (5) 境界条件

モデルの底面は固定とする。



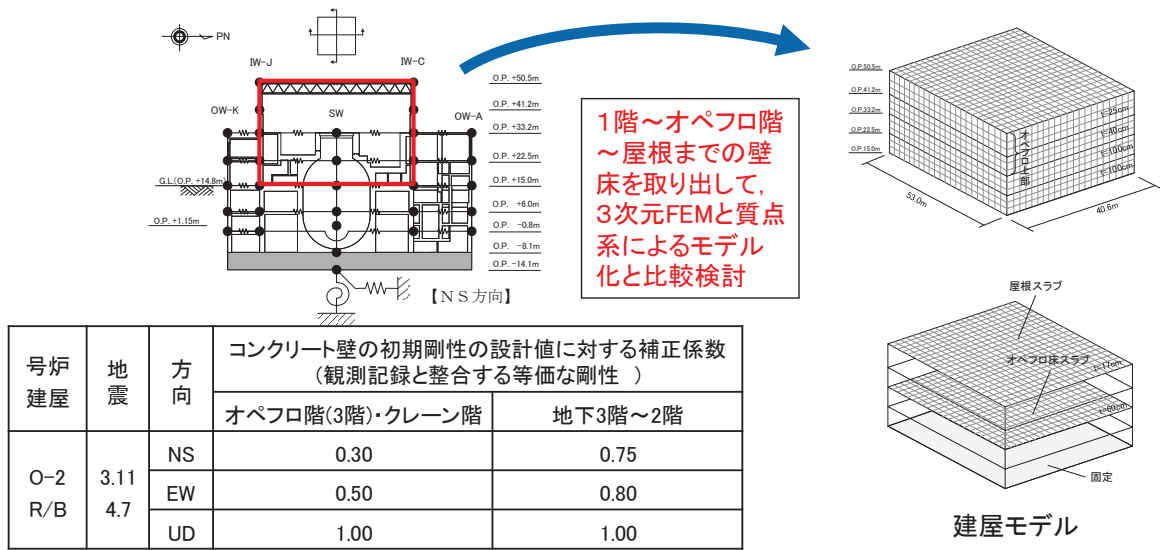


図 2-1 解析モデルのイメージ

## 2.2 解析モデル

図 2-2 に 3 次元 FEM 解析モデルを示す。25cm と 40cm の耐震壁に非線形特性を考慮するものとする。図 2-3 に载荷手順を示す。自重解析後応答せん断力分布相当の水平力を与えるものとする。

図 2-4 に質点系モデルを示す。

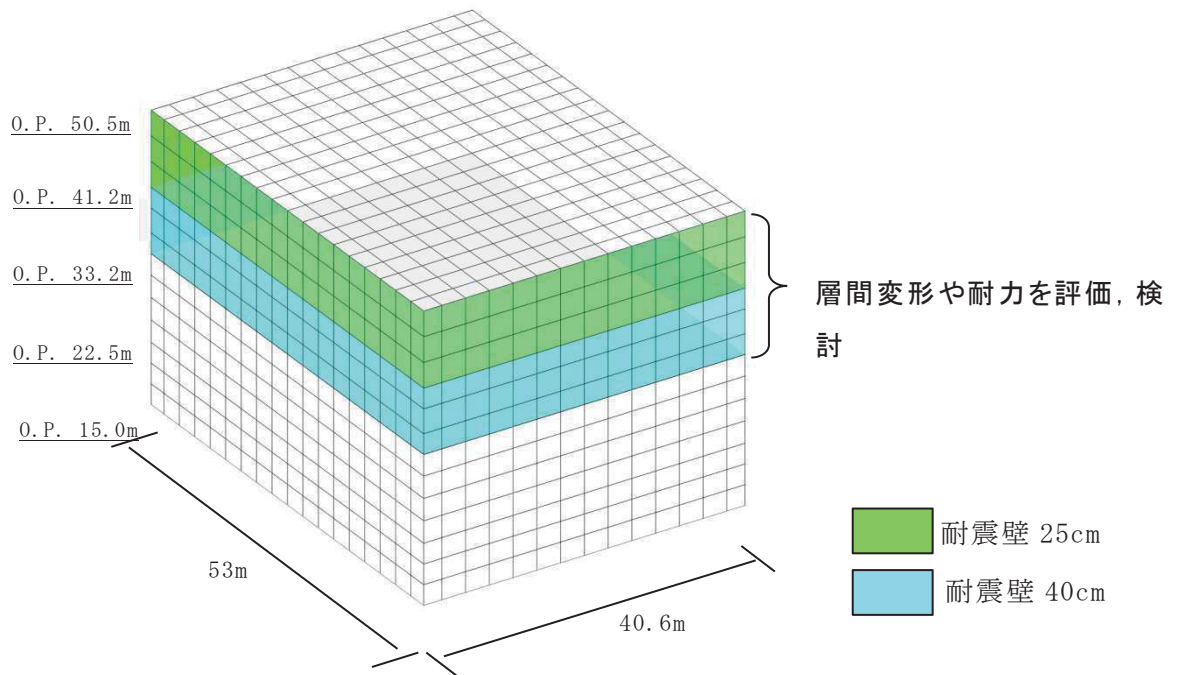


図 2-2 3 次元 FEM 解析モデル (積層シェル要素)

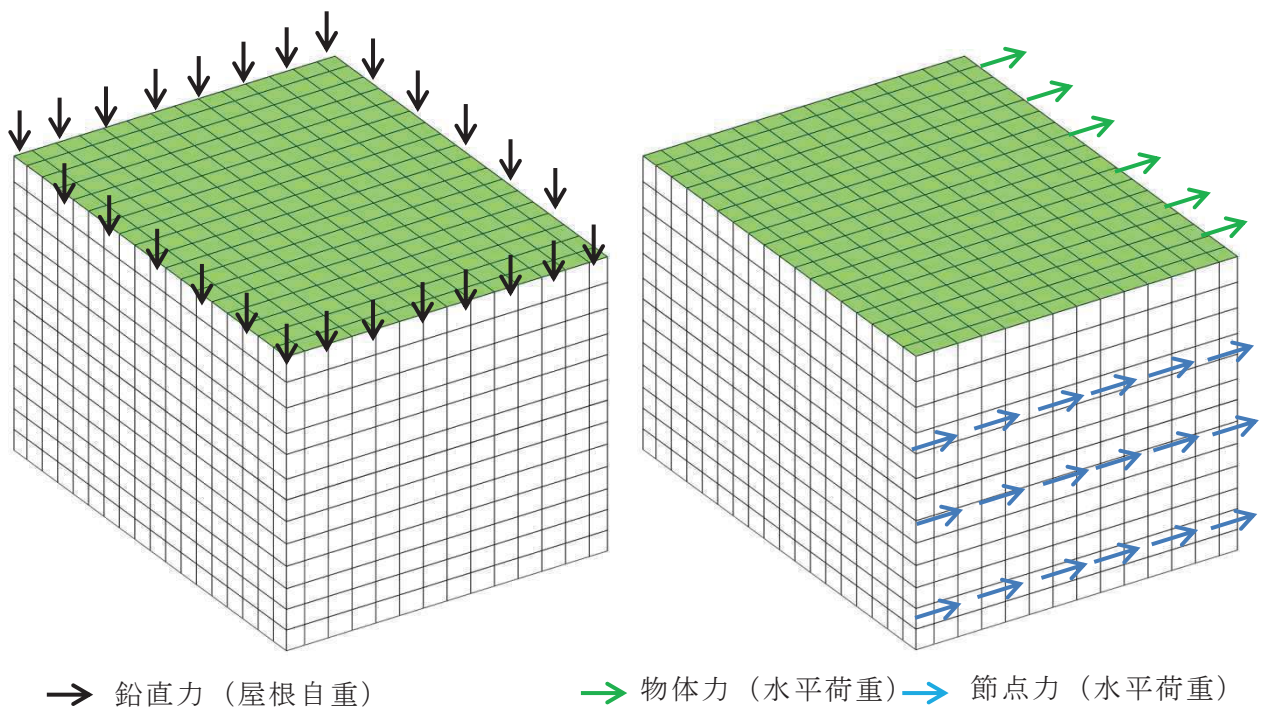


図 2-3 载荷ステップ

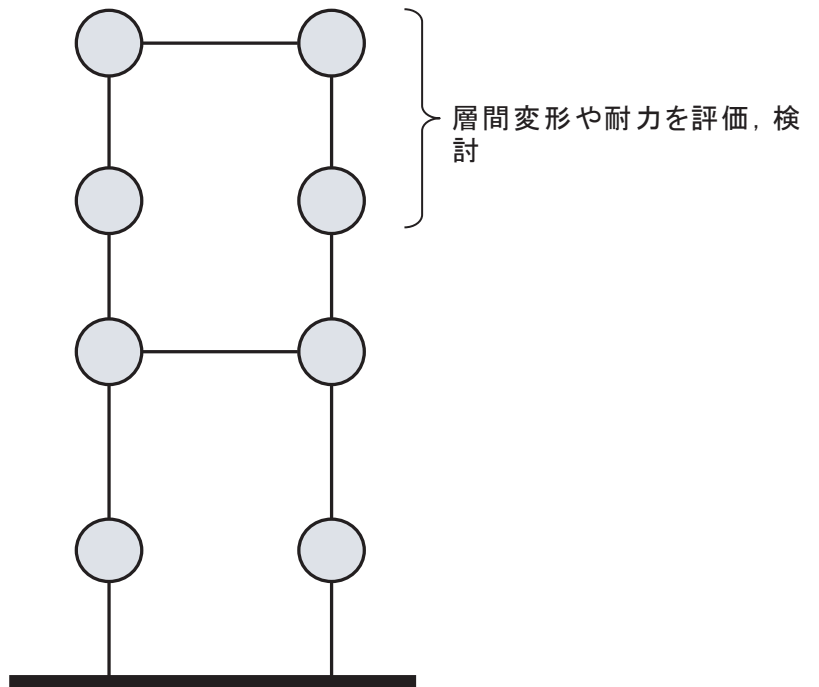


図 2-4 質点系解析モデル

### 2.3 解析方法

本解析では、対象構造物が RC 壁式構造であることから、コンクリートや鉄筋を簡略にモデル化できる積層シェル要素によりモデル化する。厚さ方向を層に分割し、各層にひび割れ、圧縮軟化、鉄筋降伏などの非線形特性を考慮する。積層シェル要素の概要を図 2-5 及び図 2-6 に示す。

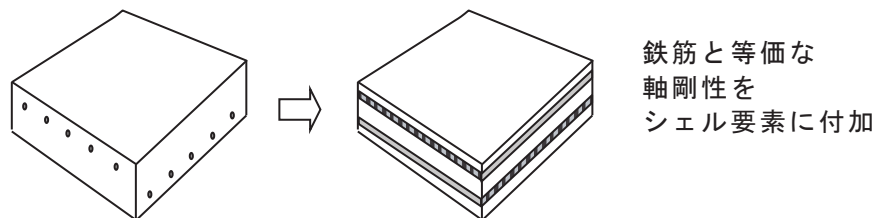


図 2-5 鉄筋コンクリートの積層シェル要素のイメージ

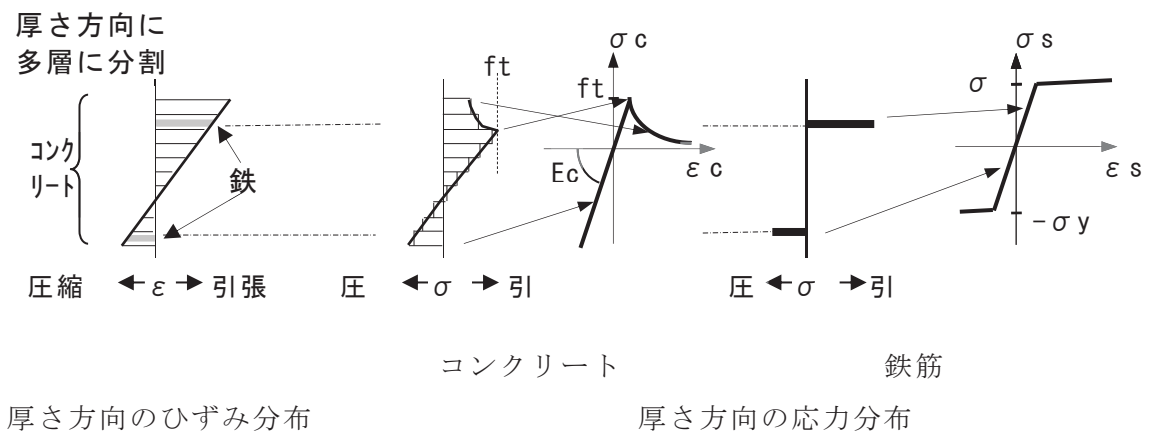


図 2-6 シェル要素の応力・ひずみのイメージ

①コンクリートの特性

コンクリートのひび割れは、前川らによる非直交 4 方向ひび割れモデル<sup>1,2)</sup>を採用している。擬似直交する 2 方向ひび割れ群が 2 組存在するとし、最低交差角が 67.5 度以上に発生し、67.5 度以内のひび割れは非直交ひび割れとする。ただし隣接するひび割れの発生を防ぐため、ひび割れを発生させないゾーンを導入している。2 組の非直交ひび割れ群では、ひび割れ直交ひずみが大きいひび割れをアクティブクラック座標系として応力ひずみ関係を定義する。図 2-7 に非直交 4 方向ひび割れモデルの概念図を示す。

コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係は圧縮強度（コンクリート強度 32.4N/mm<sup>2</sup>）以降圧縮軟化を考慮する Fafitis-Shah 式<sup>3)</sup>としている。引張側の応力ひずみ関係は、引張強度（土木学会式 2.34N/mm<sup>2</sup>）を超えるとひび割れが発生し、その後のテンションスティフニングを考慮する出雲らの式<sup>4)</sup>を用いている。図 2-8 にコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。

圧縮側：Fafitis-Shah 式 
$$\sigma_c = \beta f_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^\lambda \right] \quad \lambda = \frac{E_0}{f_c / \varepsilon_0}$$

ここで、 $\sigma_c$ ：圧縮応力， $f_c$ ：一軸圧縮強度（ $< 0$ ）， $\beta$ ：圧縮強度低減係数（1.0 採用）， $E_0$ ：ヤング係数， $\varepsilon$ ：ひずみ， $\varepsilon_0$ ：一軸圧縮強度ひずみ（ $< 0$ ）。

引張側：出雲らの式 
$$\sigma_t = f_t \left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon} \right)^c$$

ここで、 $\sigma_t$ ：引張応力， $f_t$ ：一軸引張強度（ $> 0$ ）， $C$ ：付着性状影響係数（0.4 採用）， $\varepsilon$ ：ひずみ， $\varepsilon_{cr}$ ：ひびわれ発生時ひずみ。

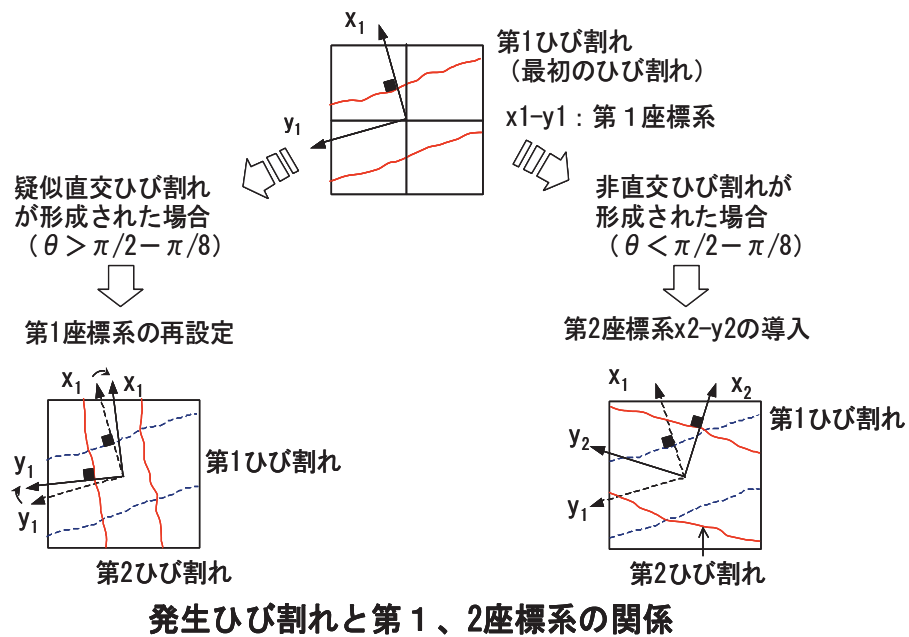
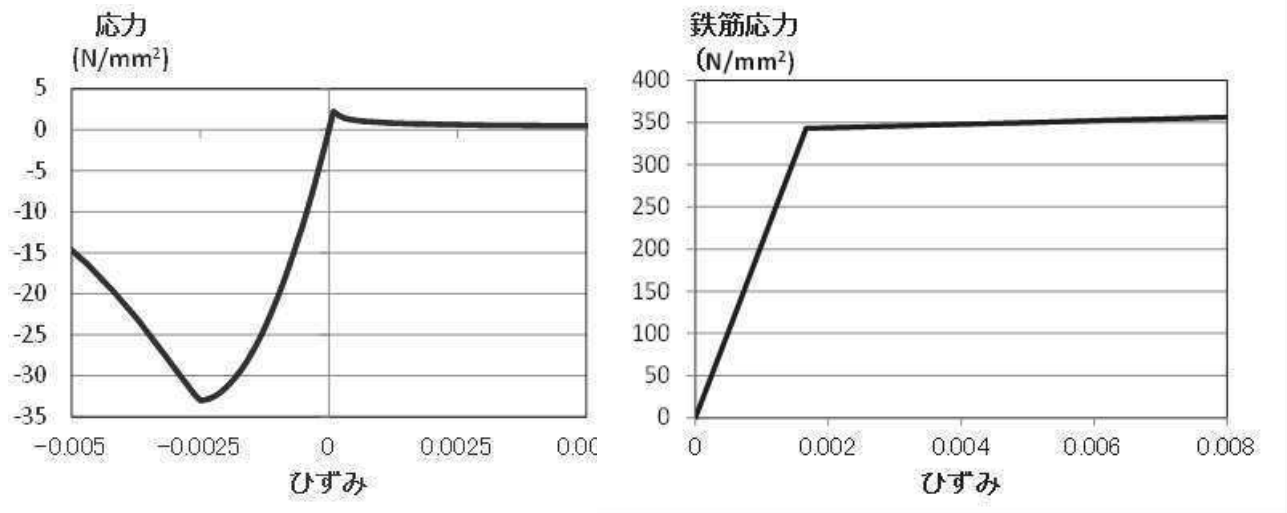


図 2-7 疑似直交/非直交ひび割れモデル概念図

## ②鉄筋の特性

鉄筋の圧縮・引張特性は、2折れ線でモデル化する。鉄筋の応力ひずみ関係を図2-8に示す。第一折れ点は、鉄筋降伏強度(343.2N/mm<sup>2</sup>)とし、降伏剛性は1/500としている。



(a) コンクリート

(b) 鉄筋

図2-8 応力-ひずみ関係

- 1) 前川宏一，福浦尚之：非直交する4方向ひび割れ群を有する平面RC要素の空間平均化構成則，土木学会論文集，No.634，pp177-195，1999.11
- 2) 前川宏一，福浦尚之：擬似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築，土木学会論文集，No.634，pp157-176，1999.11
- 3) Fafitis, A. and Shah, S. P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No, SP-87, pp.213-232, 1985
- 4) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，日本コンクリート工学，Vol.25，No.9，pp1-14，1987.9

## 2.4 解析ケース

表 2-1 に解析ケースを示す。表 2-2 には、解析で用いた材料特性を示す。

基準地震動 S s - N 1 の最大応答層せん断力分布を載荷する荷重分布として解析を行う。表 2-3 に基準地震動 S s - N 1 の最大応答層せん断力分布を示す。この分布となるよう地震荷重を NS 方向及び EW 方向それぞれについて設定している。

解析は、表に示す層せん断力の 1/200 を増分荷重として載荷している。

表 2-1 解析ケース

	NS方向(X)		EW方向(Y)	
	25cm耐震壁	40cm耐震壁	25cm耐震壁	40cm耐震壁
case1	非線形	非線形	非線形	非線形
case2	弾性	非線形	弾性	非線形
case3	非線形	弾性	非線形	弾性

表 2-2 材料特性

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_t$ N/mm <sup>2</sup>	$\nu$
コンクリート	23.5	26480	32.4	2.34	0.16
鋼材	76.5	205900	343.2	343.2	0.3

表 2-3 基準地震動 S s - N 1 最大応答値

	O.P. (m)	NS 方向	EW 方向
最大応答加速度 (Gal)	50.5	2165	2034
	41.2	1747	1741
	33.2	1532	1551
	22.5	1325	1278
	15.0	1262	1258
	6.0	980	937
	1.15	905	957
	-0.8	904	885
	-8.1	669	651
	-14.1	656	652
最大応答層せん断力 (tf)	41.2	4602	4061
	33.2	9829	9268
	22.5	46528	46255
	15.0	100232	97534
	6.0	141649	138285
	1.15	181186	178231
	-0.8	187550	184257
	-8.1	214404	211337

※赤枠の層せん断力を解析モデルの屋上階とクレーン階のレベルに外力として載荷する。

## 2.5 解析結果

図 2-9 と図 2-10 に FEM モデルの荷重変形関係と質点系モデルの荷重変形関係を比較して示す。変形は層間変形とせん断変形，曲げ変形，回転変形を示す。また，J E A G 式によって質点系モデルに設定したせん断力-せん断変形関係を比較して示す。

図 2-11 と図 2-12 に，J E A G 式耐力（せん断ひずみ 0.004 時のせん断応力）時と解析のせん断耐力時のひび割れと最小ひずみ分布を示している。

case1 では，両方向とも 40cm 耐震壁の応力履歴が，J E A G 式による復元力特性の第 3 剛性の途中までは概ね一致するが，それ以降は J E A G 式をやや下回る傾向となっている。ただし，終局耐力は J E A G 式を上回っている。25cm 耐震壁は，J E A G 式より小さなせん断力でひび割れによる劣化が始まっており，J E A G 式耐力を下回っている。これは，40cm 耐震壁が先に非線形化し，それ以降の荷重増分ステップでは 25cm 壁にせん断力が伝わりにくくなるのがこの原因と考えられる。詳細については，[別紙 11-2](#)に示している。

case2 で非線形特性を考慮した 40cm 耐震壁は，両方向とも J E A G 式復元力特性とほぼ同等で，耐力は大きく上回っている。

case3 で非線形特性を考慮した 25cm 耐震壁のせん断変形は，J E A G 式復元力特性とほぼ同等で，耐力は大きく上回る結果となった。ただし層間変形に占める曲げ変形と回転変形の割合が大きくなっている。

質点系モデルについては，いずれのケースでも非線形を考慮した耐震壁の荷重-変形関係は J E A G 式に近くなっている。また，変形に占める曲げ変形，回転変形の割合が 3 次元 FEM モデルに比べて小さくなっている。

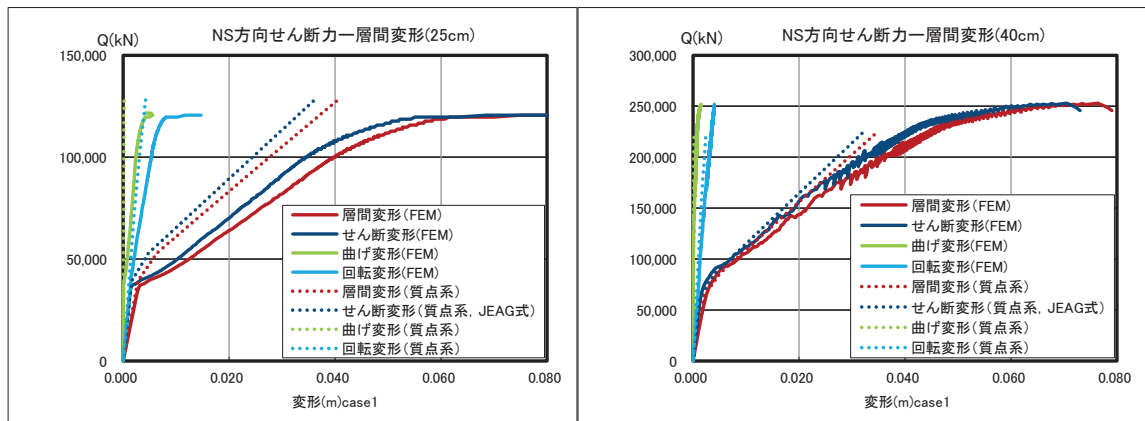
以上から，本検討で検討した実機のオペフロ上部の耐震壁を模擬した 3 次元 FEM モデルによる解析では，2 層同時に非線形性を考慮した case1 の上層部の 25cm 耐震壁以外の荷重-変形曲線から終局耐力は J E A G 式を上回る結果が得られた。2 層同時に非線形性を考慮した case1 の 25cm 耐震壁については[別紙 11-2](#)に示した理由により，終局耐力が小さく表れている。case1 の 40cm 耐震壁の荷重-変形曲線で変形が大きくなると J E A G 式からの乖離が大きくなるのも，25cm 耐震壁脚部で塑性変形が局所的に大きくなるのが影響している可能性が考えられる。

本検討で示した 3 次元 FEM モデルの荷重-変形曲線の初期剛性は，曲げ変形とせん断変形を分離しない場合は見かけ上 J E A G 式より小さな剛性となっているが，せん断変形のみを比較すると J E A G 式とほぼ一致している。質点系モデルの層間変形はせん断変形の割合が大きいが，せん断変形は J E A G のスケルトンにほぼ整合する結果となっている。

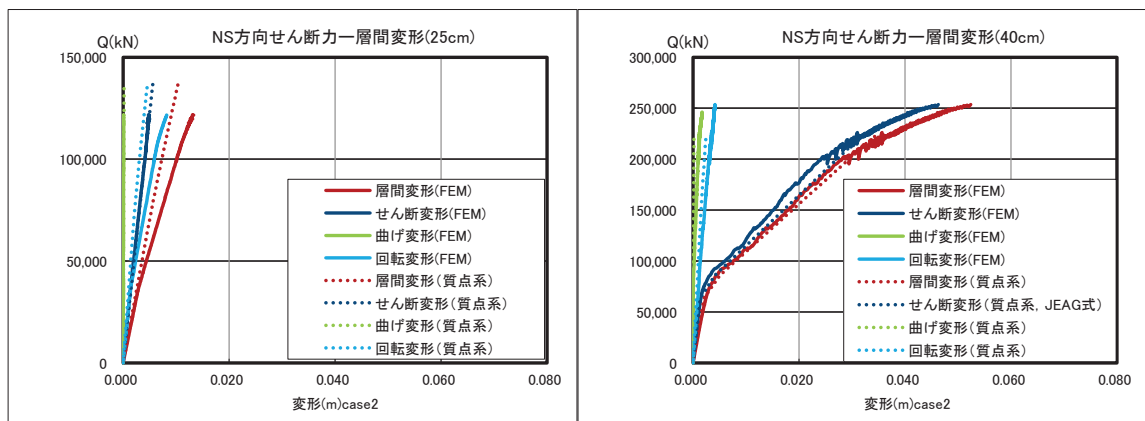
3.11 地震等のシミュレーション解析で考慮した剛性低下率は地震観測記録の伝達関数のピーク振動数から評価したものであり，曲げ変形とせん断変形を含んだ形で評価されたものである。実機のせん断変形と曲げ変形の割合が 3 次元 FEM モデルに近い



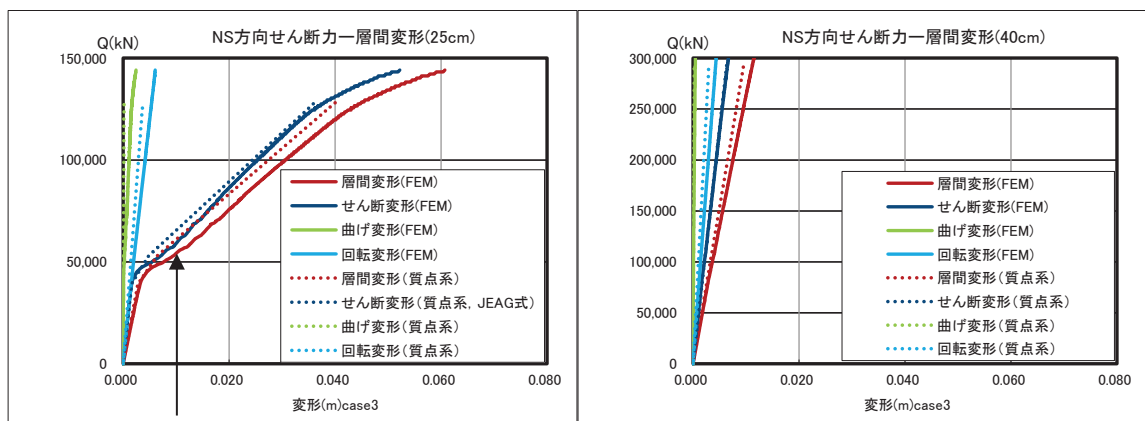
と仮定すると、質点系モデルの剛性を観測記録に適合させるためには、質点系モデルのせん断変形が 3 次元 FEM モデルのせん断変形と曲げ変形の和と同程度になるように質点系モデルの剛性を低減する必要がある。



(a) case1



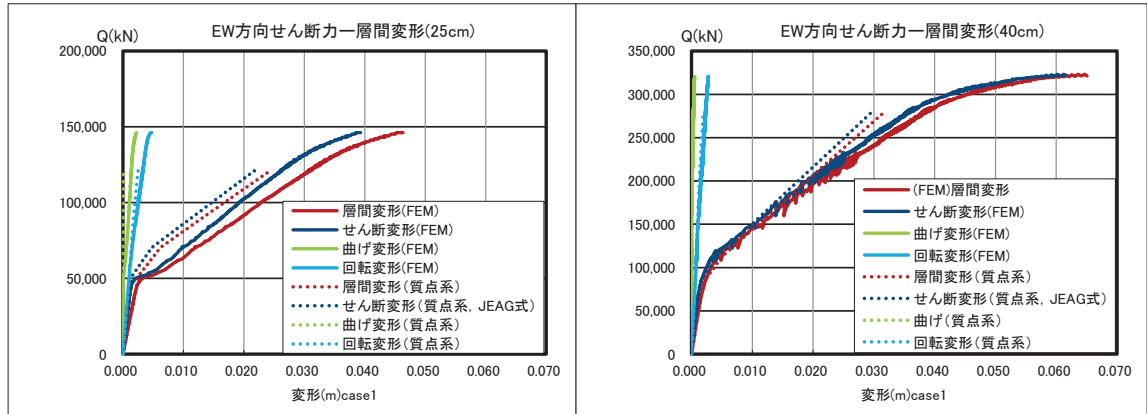
(b) case2



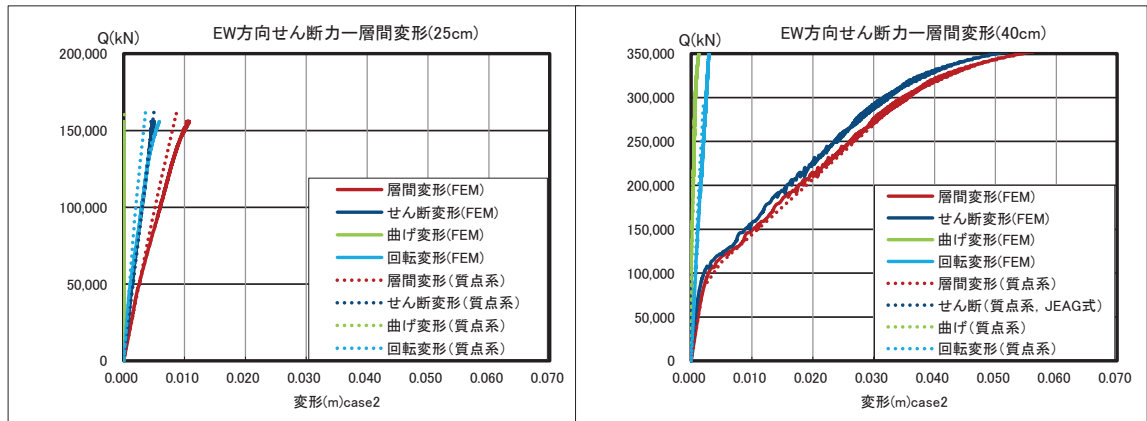
せん断荷重—  
変形関係 (FEM  
 ) の部分的な  
低下

(c) case3

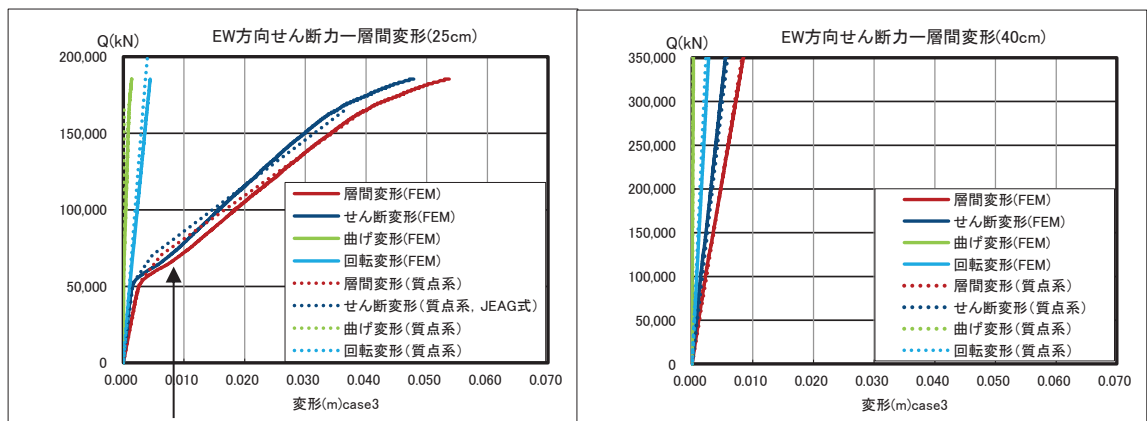
図 2-9 せん断応力度—せん断ひずみ関係 (NS 方向)



(a) case1



(b) case2



せん断荷重—変形  
関係 (FEM) の部分  
的な低下

(c) case3

図 2-10 せん断応力度—せん断ひずみ関係 (EW 方向)

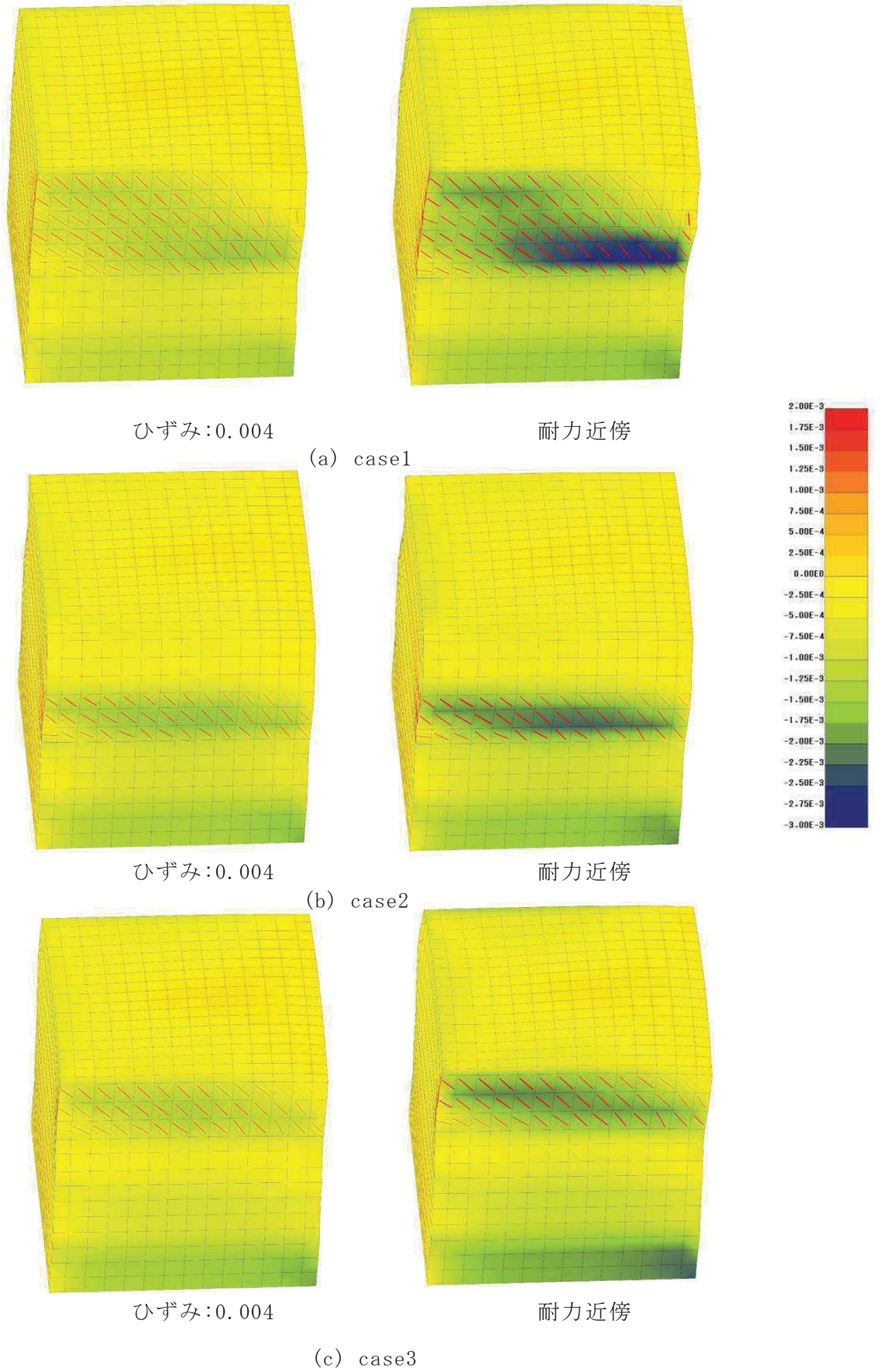
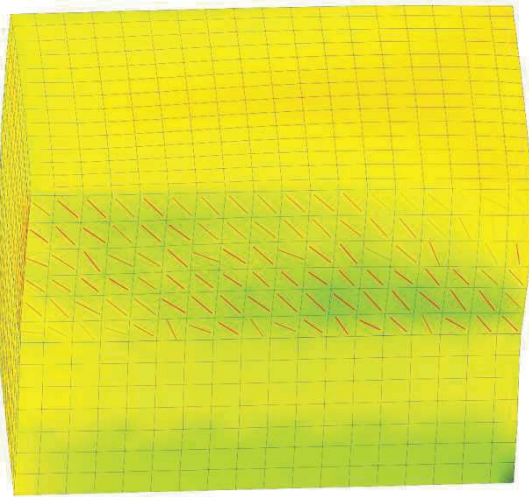
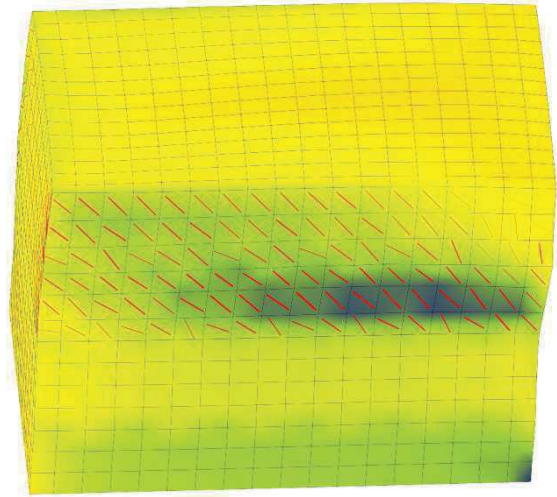


図 2-11 ひび割れと最小ひずみ分布 (NS 方向載荷)

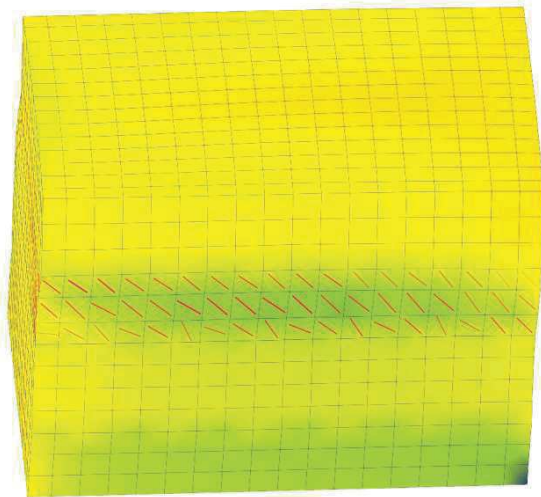


ひずみ:0.004

(a) case1

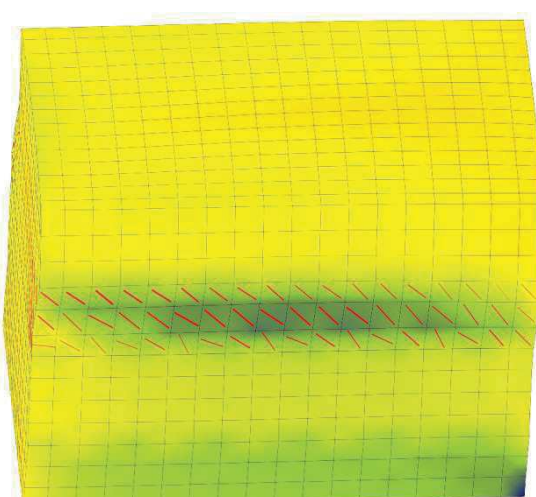


耐力近傍

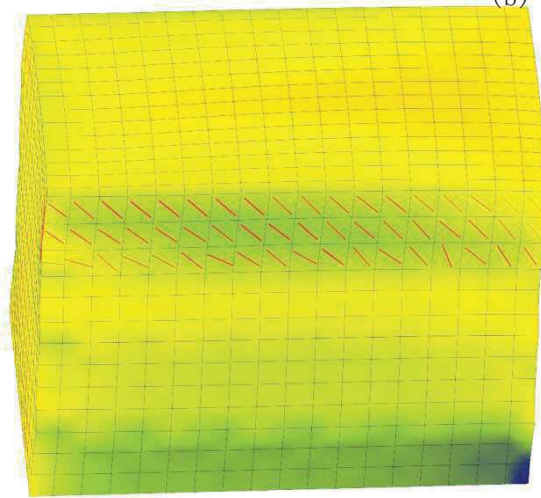
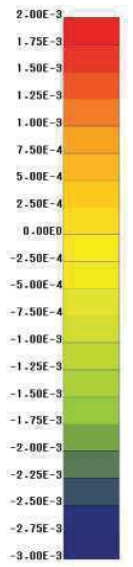


ひずみ:0.004

(b) case2

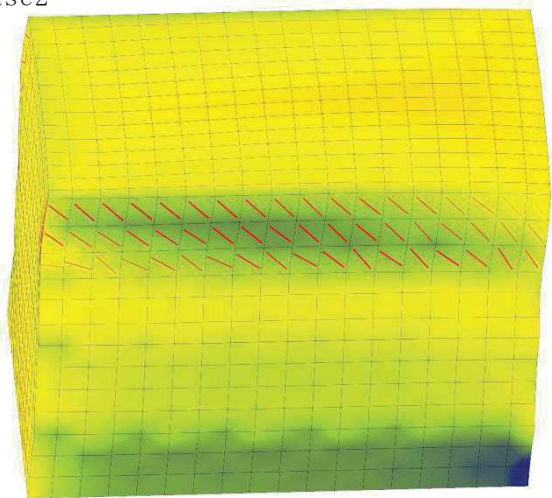


耐力近傍



ひずみ:0.004

(c) case3



耐力近傍

図 2-12 ひび割れと最小ひずみ分布 (EW 方向载荷)

### 3. 検討結果

原子炉建屋地上1階～オペフロ上部の一部を模擬した建屋を対象に、設計と同様の質点系モデルと、より実現象に近い3次元FEMモデルの応答の違いについて検討した。検討は、モデルに対して静的地震力を加え、オペフロ上部の耐震壁の耐力、変形等を比較した。

その結果、以下の知見が得られた。

- ① 層間変形に着目すると、耐震壁25cm、耐震壁40cmとも、FEMモデルは質点系モデルに比べ曲げ変形・回轉變形が大きい。変形の大きい領域では、この曲げ変形・回轉變形の差異が、両モデルによる層間変形の差異となっている。
- ② せん断変形に着目すると、耐震壁40cm(case2)では、初期、終局付近両方で、FEMモデルと質点系モデルは概ね同等となっている。一方、耐震壁25cm(case3)では変形が小さい一部の領域において、FEMモデルのせん断の荷重-変形が低下していく傾向が認められる。しかし、中間の耐力～終局耐力付近では、FEMモデルと質点系モデルは概ね同等の耐力となっている。  
(25cm耐震壁のFEMモデルのせん断力-変形関係の部分的低下の考察は別紙11-3に示す。)

また、基本モデルの保守性については、以下のように考えられる。

- ① 終局付近では、耐震壁25cm、耐震壁40cmともせん断耐力は同等となっている。一方FEMモデルの方が曲げ・回轉變形が大きく、これは終局付近でも同様であり、質点系モデルは曲げ・回転剛性を過大に評価していることによる差異と考えられる。
- ② 原子炉建屋の基本モデルは、3.11地震による質点系シミュレーション解析におけるオペフロ上部の初期剛性低下を考慮しているが、このことは、初期剛性が適用される変形レベルでは実際の曲げ変形による剛性低下量の多くをせん断剛性の剛性低下量とみなし、変形としてはせん断変形が大きめに評価される剛性低下量を使用していることと等価になり保守的評価となる。中間の耐力付近では、FEMモデルと質点系モデルのせん断力-変形関係はほぼ同等の耐力となっていること、また曲げの影響も相対的な比率としては低下しており構造的に問題となるレベルにないことから、耐震性の評価としては基本モデルの適用は妥当と考えられる。

別紙 11-1 変形分離方式について

変形分離方式\*について、以下のとおり各階の変形より算定する。

層  $j$  の水平変位  ${}_T\delta_j$  及び変形角  ${}_TR_j$  は、次式で求まる。

$${}_T\delta_j = \Delta_{j+1} - \Delta_j$$

$${}_TR_j = {}_T\delta_j / H_j$$

$$\Delta_j = \sum_i^n u_i / n$$

ここに  $\Delta_j$ :  $j$  層水平変位平均,  $H_j$ :  $j$  層階高,  $u_i$ :  $i$  点の水平方向変位

水平変位は曲げ  ${}_B\delta_j$ , 回転 (下層の全体曲げ変形)  ${}_R\delta_j$ , せん断  ${}_S\delta_j$  の合計で表される。

$${}_T\delta_j = {}_B\delta_j + {}_R\delta_j + {}_S\delta_j$$

ここで層の回転角を鉛直変位より次式で求める。

$$\theta_j = \frac{\sum_i^n (x_i - \bar{x})(w_i - \bar{w})}{\sum_i^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$${}_B\theta_j = \theta_{j+1} - \theta_j$$

$${}_B\delta_j = {}_B\theta_j \cdot \frac{2}{3} H_j$$

$${}_R\delta_j = {}_R R_j \cdot H_j = \theta_j \cdot H_j$$

ここに,

$x_i$ : 水平方向の節点の  $x$  座標

$\bar{x}$ : 水平方向の  $x$  座標の平均

$w_i$ : 水平方向の節点の鉛直変位

$\bar{w}$ : 水平方向の節点の鉛直変位の平均

${}_R R_j$ : 下層の曲げ変形を表す回転角

なお、曲げ変形算定の係数  $2/3$  は、実験結果より提案されたものである。(※文献参照)

\* 武藤清, 内田孝, 大森信次他: 鉄筋コンクリート造原子炉建家の地震動挙動に関する構造実験とその解析, 日本建築学会論文報告集, 第 270 号, 昭和 53 年 8 月, pp. 35-42.



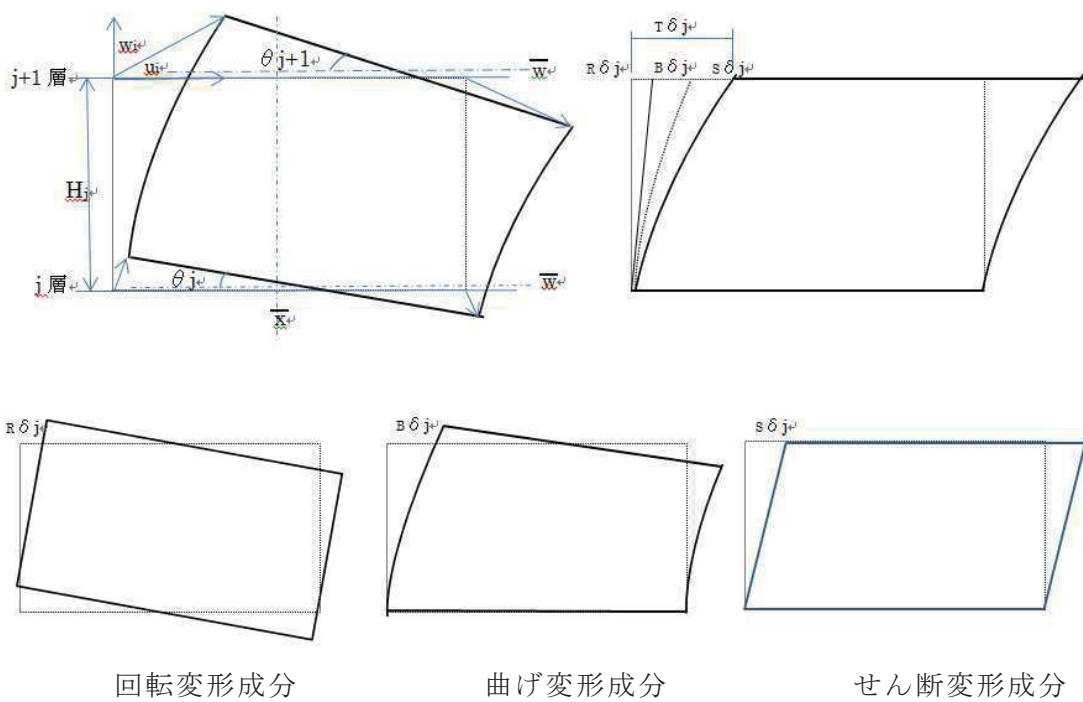


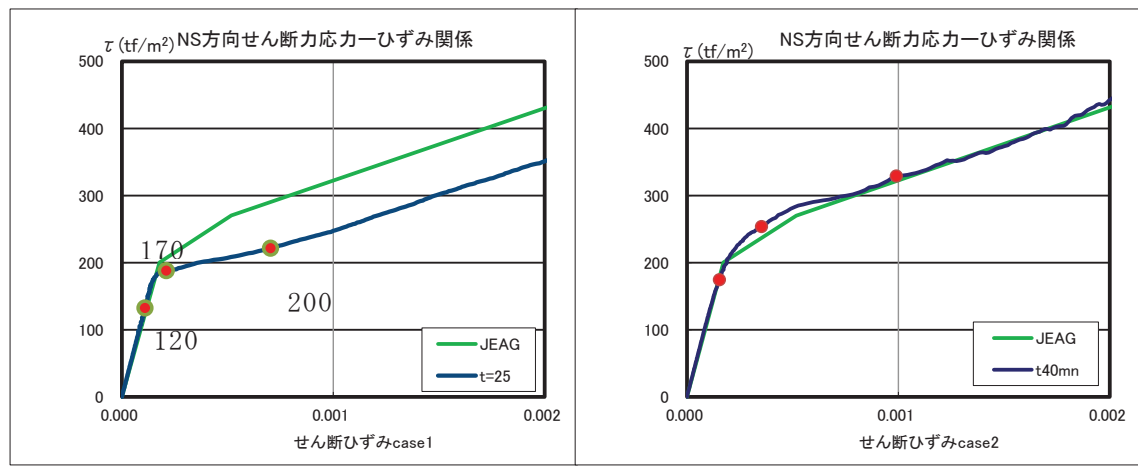
図 1 j 層の変形分離

別紙 11-2 25cm 耐震壁応力低下の原因について

NS 方向—case1 の例を図 1 及び図 2 に示す。

120 ステップで 40cm 壁のひび割れによる解除力が 25cm 壁にひび割れを誘発している。そのため、所定のせん断力より、小さな値でひび割れ発生する。

170, 200 ステップではひび割れが広範囲に拡大することで、耐力が上がらない現象となっている。これは、静的解析により外力を片側から一定としていることから、特定の場所のひび割れが進展しやすいためと考えられる。3.11 地震時のひび割れ点検においては壁全体にひび割れが生じており、壁中央部分にひび割れは多くないことからプッシュオーバーによる静的加力解析のためと考えられる。



25cm 耐震壁

40cm 耐震壁

図 1 せん断応力—せん断ひずみ関係

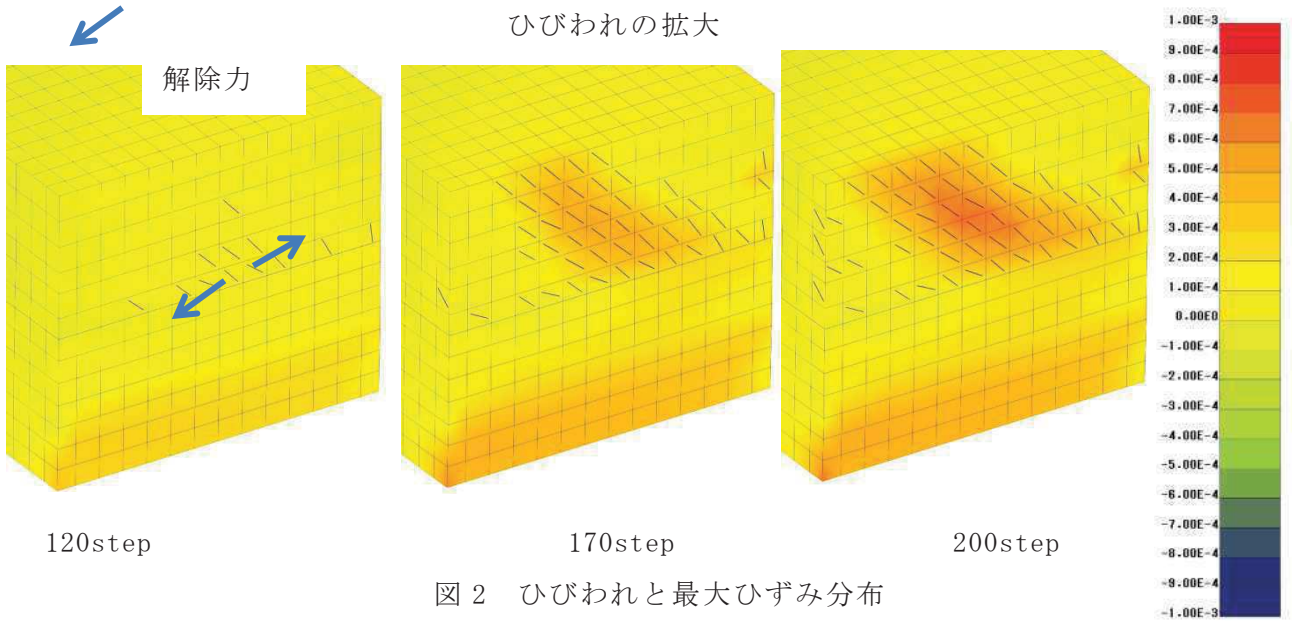


図2 ひびわれと最大ひずみ分布

別紙 11-3 25cm 耐震壁の FEM モデルのせん断力-変形関係の  
部分的低下の考察

## 1. 検討目的

耐震壁 25cm の変形が小さい一部の領域において FEM モデルのせん断力-変形関係が部分的に低下している傾向がみられた。この傾向は変形の大きい領域では認められないことから評価上問題となるものではないが、要因について確認するための解析を実施する。

要因としては、屋根の剛性等が耐震壁のせん断力-変形関係に影響を及ぼすと考えられるため、屋根の剛性の影響について検討する。

## 2. 検討方法

25 cm の耐震壁の質点系モデルと 3 次元 FEM モデルのせん断力-変形関係の違いについて、上部 1 層のみをモデル化し検討する。検討モデルは図 1 に示す屋根スラブ (17cm) とオペフロ上部 1 層の耐震壁 (25 cm) とする。

屋根の剛性については、屋根のヤング係数をコンクリートとした場合、剛とした場合を比較検討する。なお、荷重は物体力として載荷し、オペフロ上部の耐震壁のせん断力、変形を J E A G 式と比較する。

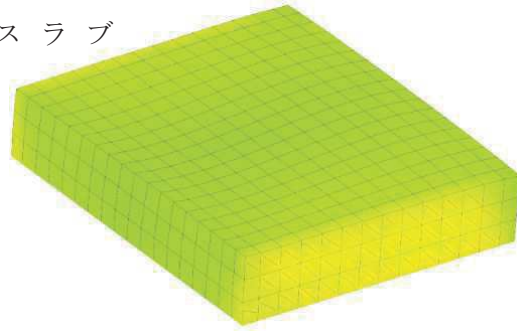
## 3. 検討結果

解析結果を図 2 に示す。

- ① 屋根のヤング係数をコンクリートとした場合は、変形 0.01m 付近で若干 J E A G 式を下回るが終局耐力は同等となった。屋根を剛とした場合は全体的に嵩上げされ J E A G 式を上回る結果となった。このことから、屋根の柔らかさが耐震壁のせん断力-変形関係に影響することが確認された。
- ② 変形 0.01m 付近で若干 J E A G 式を下回る現象は、屋根の剛性に関わらずどちらも同様に見られ屋根の剛性に起因するものではない。また、このような弾性領域から剛性が低下したあたりで変形が進みせん断力-変形関係が撓んだような形状となるのは、設定したコンクリートの引張剛性モデル (コンクリートのひび割れ発生後の応力-ひずみ関係を表すモデル) に起因するものである\*。

\*鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則；前川，岡村著（技報堂出版，1990）

屋根スラブ



耐震壁 25cm

図1 検討用モデル  
(オペフロ上部1層を取り出したモデル)

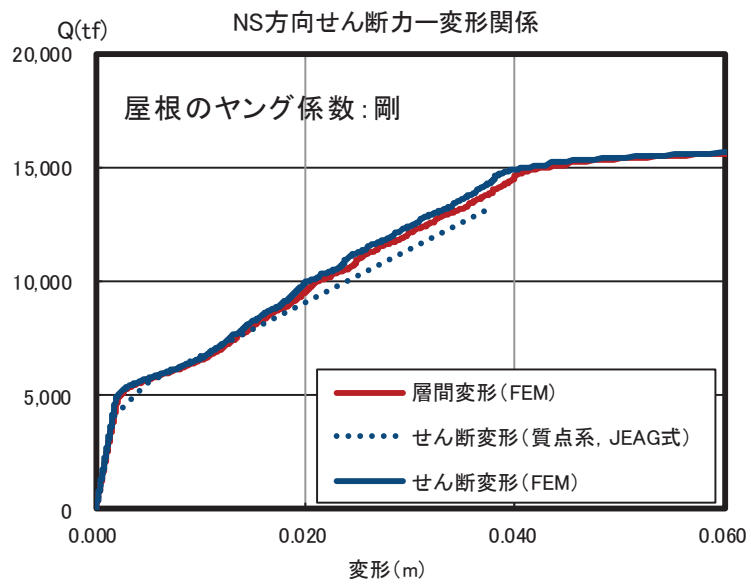
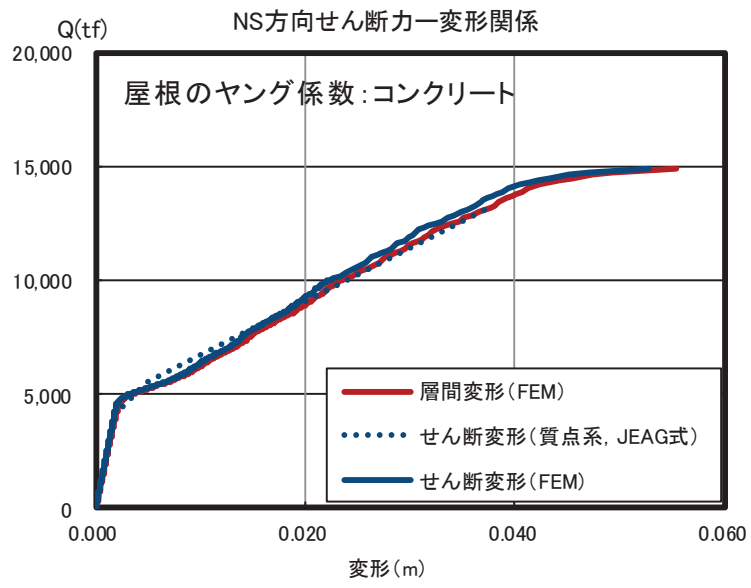


図2 せん断力-変形関係 (NS方向)



別紙 12 耐震実験による中小地震レベルの繰返し加力による  
影響検討（耐震実験[1]）

## 目 次

1. 検討の目的.....	別紙 12-1
2. 実験概要.....	別紙 12-1
2.1 実験の特徴.....	別紙 12-1
2.2 繰返し試験体形状.....	別紙 12-1
2.3 加力計画.....	別紙 12-5
3. 実験結果.....	別紙 12-9
3.1 荷重 - 変形関係.....	別紙 12-9
3.2 剛性低下率.....	別紙 12-15
3.3 変形割合.....	別紙 12-18
4. まとめ.....	別紙 12-19

## 1. 検討の目的

女川原子力発電所では、3.11地震以前にも、2003年5月26日宮城県沖の地震（M7.1、第1号機原子炉建屋基礎版上で200ガル程度）や2005年8月16日宮城県沖の地震（M7.2、第1号機原子炉建屋基礎版上で250ガル程度）による揺れを受けている。振動レベルと剛性の低下量について相関があることはこれまでも指摘されているが、それ以外の低下要因として、こういった比較的大きな地震動を繰返し経験することにより耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかどうかについて、耐震壁に対する繰返し加力を行う耐震実験によって確認を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね1.2～1.6%前後であることを踏まえて、鉄筋比1.4%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 特に微小変形レベルでの精度確保が可能な加力装置を用い、せん断ひずみ $0.1 \times 10^{-3}$ （2005年8月16日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度）から繰返し加力を実施した。
- ④ 微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は、一般的な部材実験よりも多い最大5サイクル（一般的な部材実験では2サイクル）とした。

### 2.2 繰返し試験体形状

試験体諸元を表2-1に、試験体形状を図2-1に、試験体全体及び試験部全体及び断面の配筋図を図2-2及び図2-3に、試験体全体の写真を図2-4に、材料特性を表2-2に示す。試験体はRC造原子炉建屋の耐震壁の配置を模擬したものとした。ウェブ壁の壁厚は100mm、フランジ壁のせいは150mm、幅は700mmとしている。また、加力時の想定せん断スパン比が0.6～0.7程度となるよう、壁内法高さを780mm、壁長を1650mmとしている。また、本実験では微小変形領域下における部材の構造性能の把握を目的としているため、試験体には剛強なスタブを配している。

配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、ウェブ壁の壁筋比を縦横とも1.4%程度とした。また、フランジ壁の曲げ降伏が先行するのを防ぐため、フランジ壁の主筋比は2.8%としている。

なお、耐震壁の想定破壊モードはせん断破壊型とした。

表 2-1 試験体諸元

フランジ壁	B×D	700×150
	主筋	16-D16 ( $p_g=2.8\%$ )
	帯筋	2-D10@100 ( $p_s=0.95\%$ )
ウェブ壁	壁厚	100
	縦筋	D10@100 ダブル ( $p_s=1.4\%$ )
	横筋	D10@100 ダブル ( $p_s=1.4\%$ )
制御方式		応力制御

(単位 : mm)

表 2-2 材料特性

鉄筋 種別・使用部位		降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D10(SD295A)	壁筋	377	183	504
D10(SD295A)	柱主筋	371	191	532
コンクリート材料特性		繰返し試験体		
圧縮強度※	(N/mm <sup>2</sup> )	28.3		
材齢	(day)	39		
ヤング係数	(kN/mm <sup>2</sup> )	31.7		
ポアソン比		0.203		

※コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。(設計基準強度 : 21N/mm<sup>2</sup>)

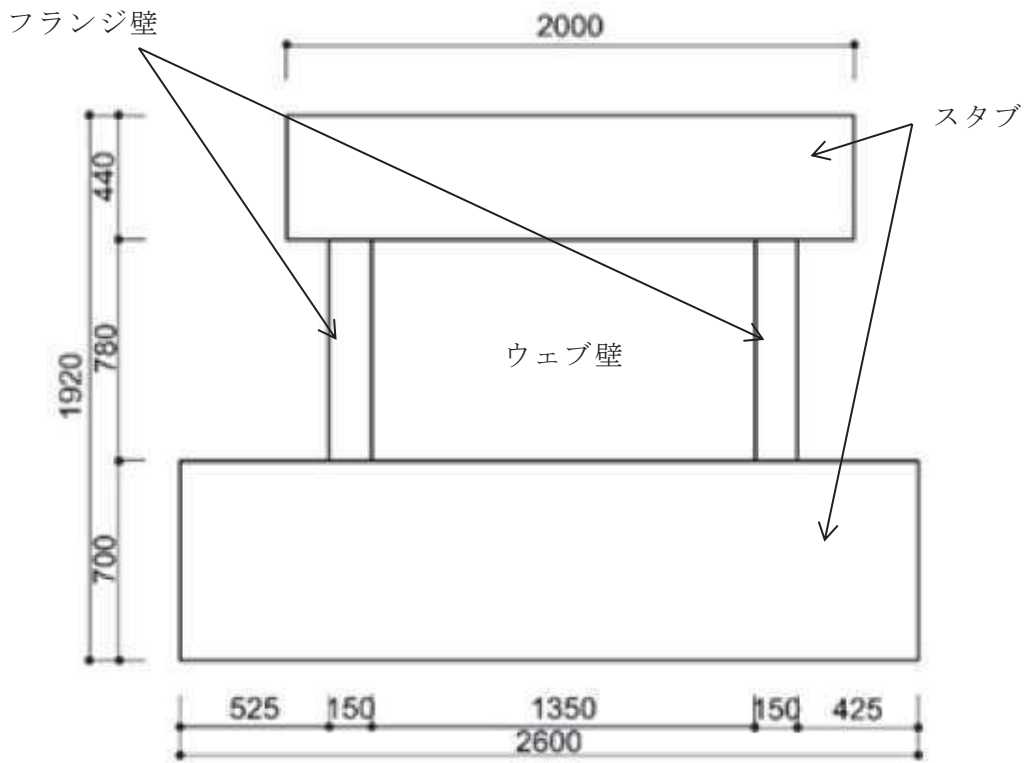


図 2-1 試験体形状

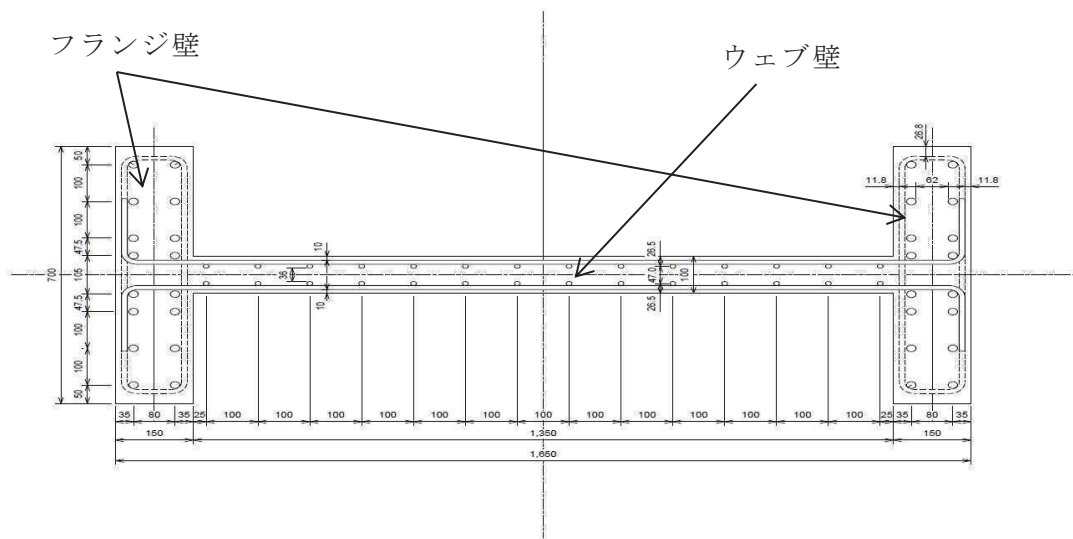


図 2-2 試験体断面配筋図

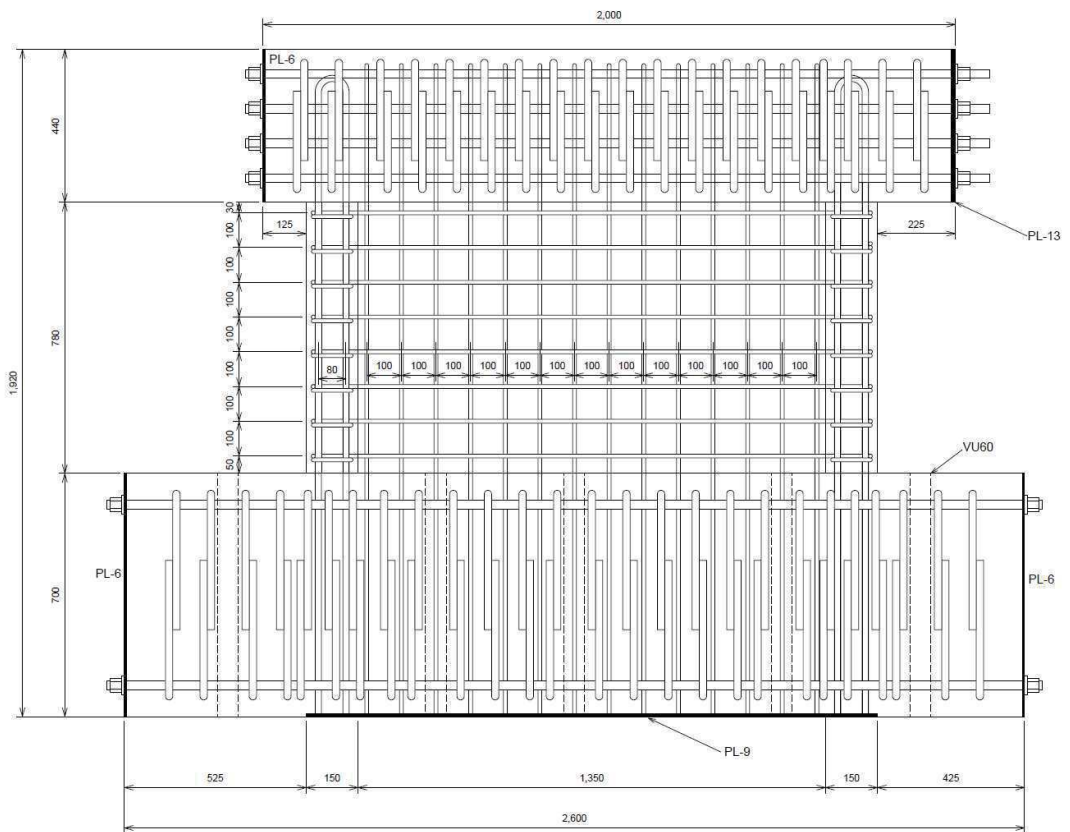


図 2-3 試験体全体配筋図



図 2-4 試験体全体写真

## 2.3 加力計画

### (1) 加力装置

加力装置図を図2-5に示す。本実験は秋田県立大学において実施した。試験体は反力床にPC鋼棒で固定し、水平力の正負繰返し加力を反力フレームに取り付けたオイルジャッキ2台によって行う。

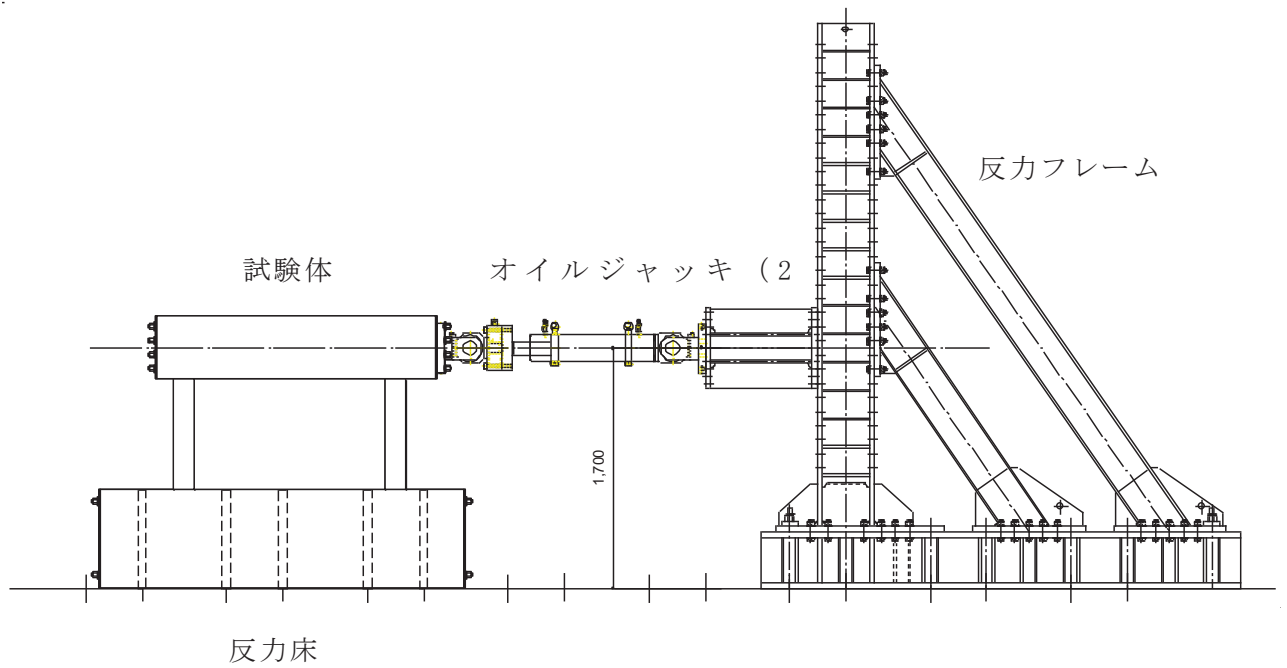


図2-5 加力装置図

(2) 加力計画

加力計画を表 2-3 に、加力概念を図 2-6 に示す。初期加力として、変形角  $R=1/10000\text{rad}$  ( $0.1 \times 10^{-3}$ ) 及び  $1/5000\text{rad}$  ( $0.2 \times 10^{-3}$ ) で 2 サイクルの繰返し加力を実施した後に、微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、 $R=1/1000\text{rad}$  ( $1.0 \times 10^{-3}$ ) までの主要変形角に対して 5 サイクル繰返し加力を実施し、 $R=1/1000\text{rad}$  ( $1.0 \times 10^{-3}$ ) 以降は 2 サイクルの繰返し加力とした。また、経験した変形角よりも小さい変形角（インナーloop）での剛性低下挙動を検討することを目的として、加力ステップ 4, 5 としてインナーloopとなる繰返し加力を合計 4 サイクル実施した（表及び図中の破線で囲んだ部分）。

表 2-3 加力計画

変形角 R(rad.)	計測変位 $\delta$ (mm)	加力 ステップ	加力 サイクル数	備考
1/10000	0.1	1	2	2005年8月16日宮城県沖の地震による 原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/5000	0.2	2	2	3.11地震による
1/3333	0.3	3	5	原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
1/5000	0.2	4	2	
1/3333	0.3	5	2	
1/2500	0.4	6	5	
1/1667	0.6	7	5	
1/1250	0.8	8	5	
1/1000	1.0	9	2	
1/500	2.0	10	2	
1/333	3.0	11	2	
1/250	4.0	12	押切り	



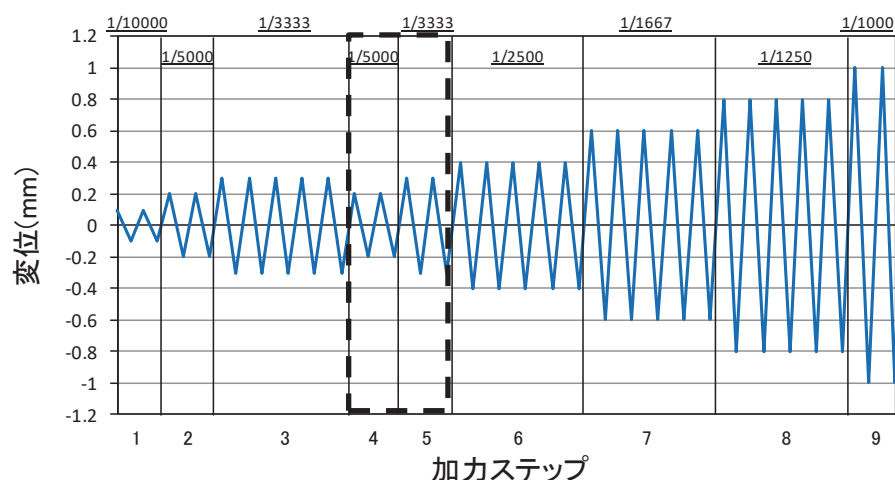


図 2-6 加力概念図

(3) 加力装置の制御方法

図 2-7 にジャッキ制御及びデータ計測のフローを示す。ジャッキ制御，ロードセルによる荷重及びマグネスケールによる変位のデータ計測については同図のフローに従うプログラム（以下「自作プログラム」という。）を作成した。

ジャッキ制御では，各ステップの目標変位と目標変位への到達時間を自作プログラムから試験体正面側ジャッキ，裏面側ジャッキの順でジャッキ付属の各コントローラに送信している。ジャッキはコントローラ（DSC-2A：理研製）の変位制御機能により操作した。本コントローラでは制御用の変位計に分解能が 0.0005mm と一般的なアナログ変位計よりも微小変形領域において高精度な制御が可能なデジタル変位計を使用した。また，本コントローラでは目標変位の  $\pm 0.005\text{mm}$  の範囲内に到達するよう現在変位及び荷重情報に基づいてジャッキを自動で逐次制御しており，他方のジャッキ動作の影響により目標変位の範囲を超えても自動的に範囲内に戻るように制御する仕組みとなっている。このように試験体の表面及び裏面のデジタル変位計を用いて，自作プログラムから目標変位を同時にそれぞれのコントローラに送信し，ジャッキを制御することで，試験体にねじれや面外変形挙動が生じないように考慮しつつ，0.01mm レベルの高精度な変位制御を可能としている。

これにより，微小変形レベルでの耐震壁の剛性を正確にとらえることが可能となっている。

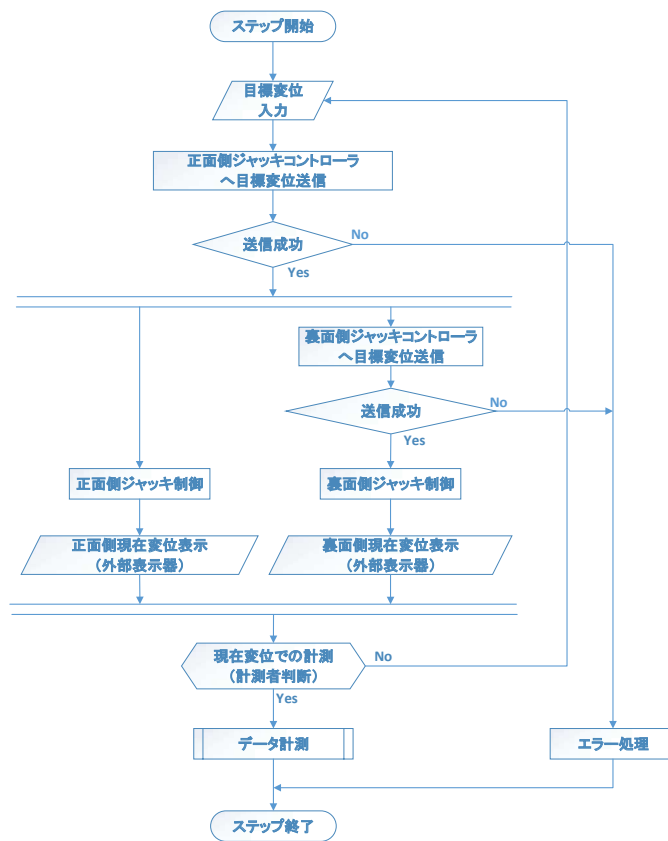


図 2-7 計測フローチャート

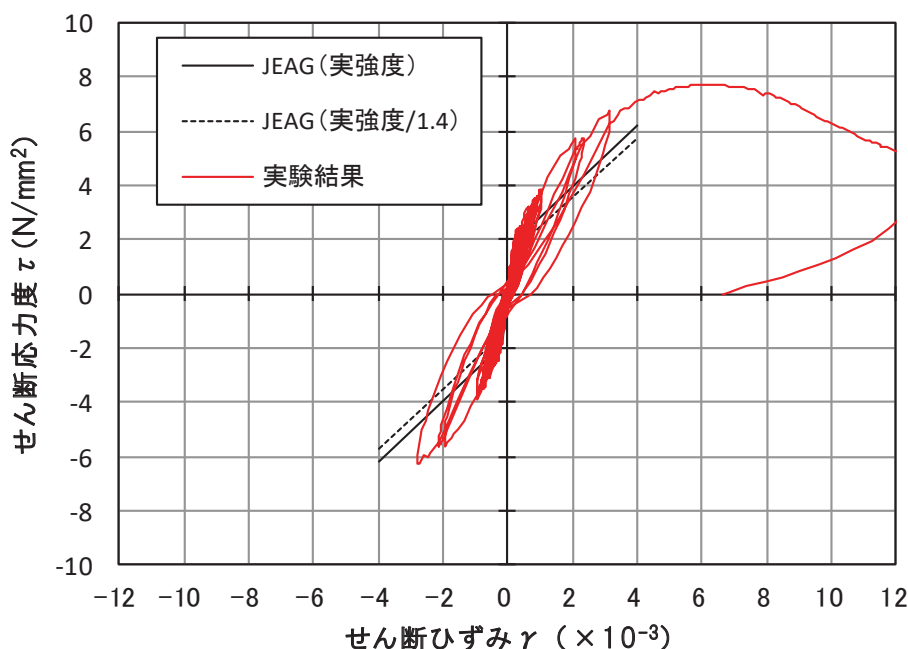
### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重 - 変形関係

図 3-1 に荷重 - 変形関係を示す。図 3-1 には J E A G 式によるスケルトン曲線（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。表 3-1 にせん断応力度の比較を示す。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

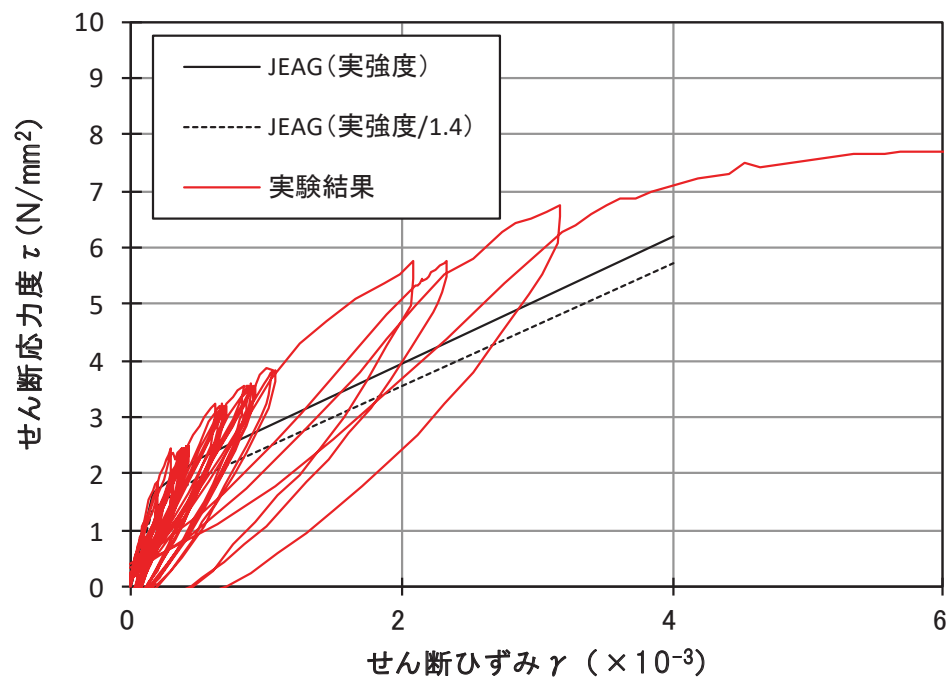
荷重 - せん断変形関係については、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ  $4.0 \times 10^{-3}$  の変形量において実験値が計算値を上回っており、計算値に対しては余裕がある。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことにより、せん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーラップによる繰返し加力について、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力一本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、事前損傷が J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトン曲線は、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 3-1 (1) 繰返し試験体の荷重 - 変形関係



J E A G式によるスケルトン曲線は、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 3-1 (2) 繰返し試験体の荷重-変形関係（正側拡大図）

表 3-1 せん断応力度の比較

	せん断応力度(kN/mm <sup>2</sup> )		せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4))
	JEAG(実強度/1.4)	繰返し試験体	
第1折れ点近傍	1.39	1.82	1.30
第2折れ点近傍	1.88	2.85	1.51
1000 $\mu$	2.46	3.85	1.57
2000 $\mu$	3.54	5.54	1.56
3000 $\mu$	4.63	6.52	1.41
4000 $\mu$	5.71	7.06	1.24



図 3-2 最終破壊時写真

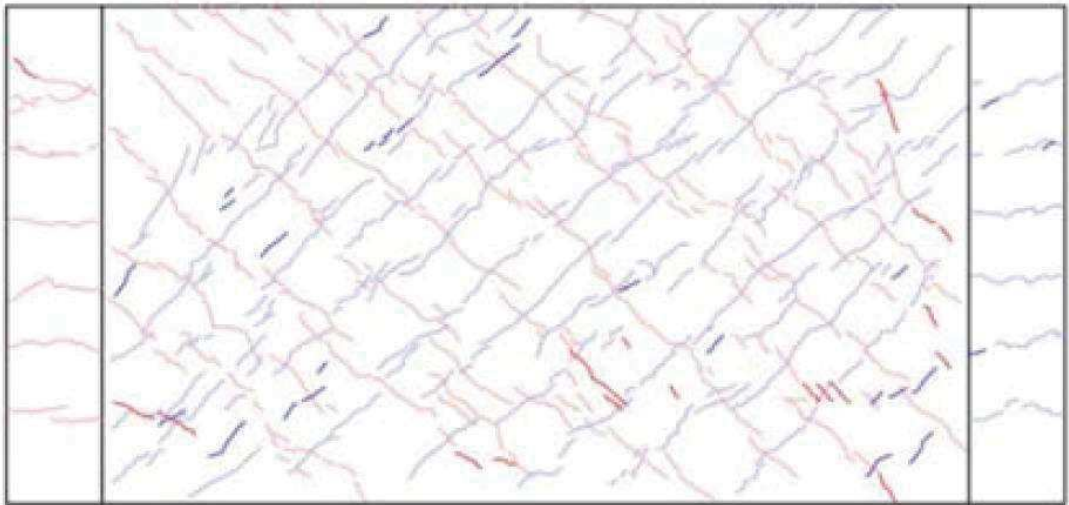


図 3-3 最終破壊時ひび割れ図

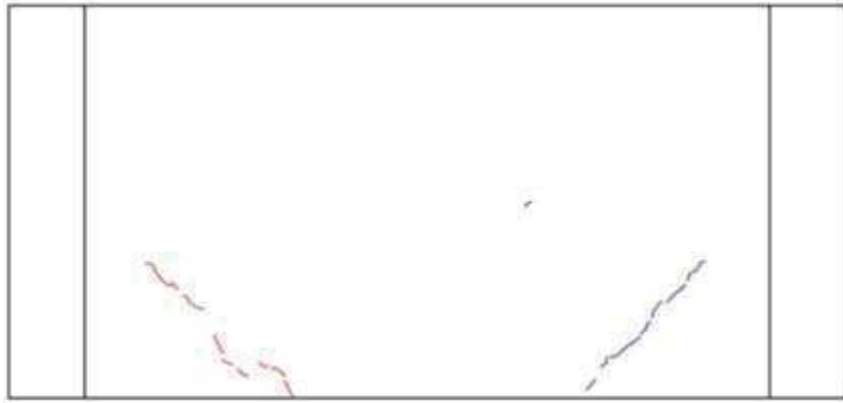


図 3-4 (1) 1/5000rad. におけるひび割れ図

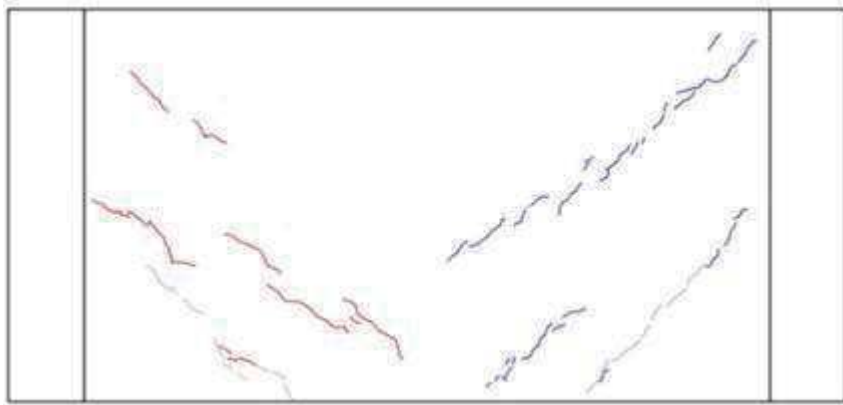


図 3-4 (2) 1/3333rad. におけるひび割れ図

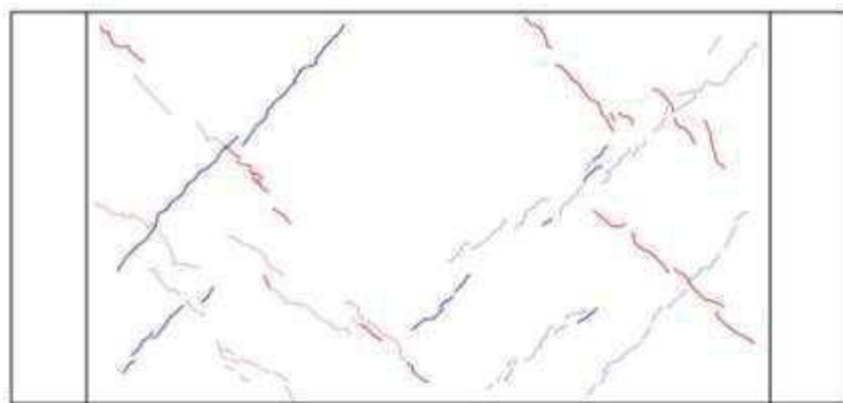


図 3-4 (3) 1/2500rad. におけるひび割れ図

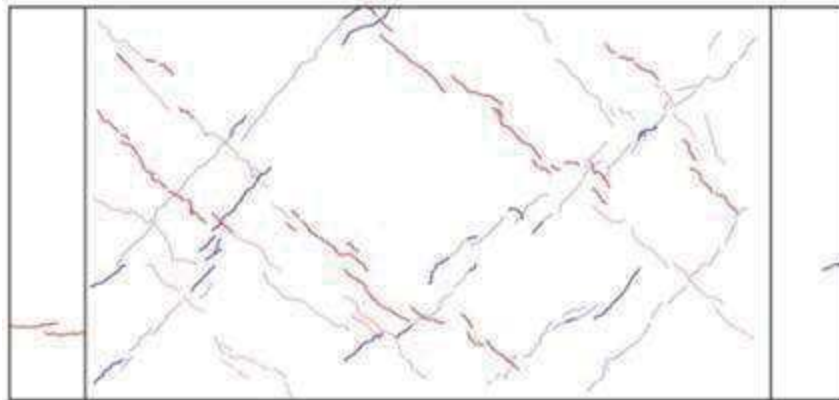


図 3-4 (4) 1/1667rad. におけるひび割れ図



図 3-4 (5) 1/1250rad. におけるひび割れ図



図 3-4 (6) 1/1000rad. におけるひび割れ図

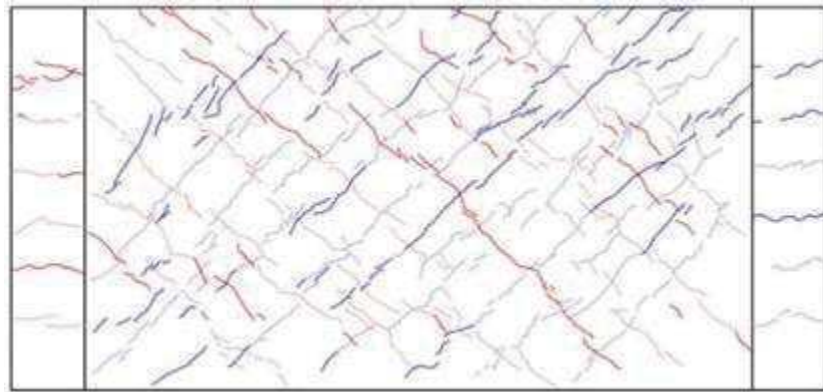


図 3-4 (7) 1/500rad. におけるひび割れ図



### 3.2 剛性低下率

図 3-5 にせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G 式のスケルトン曲線（表 2-2 に示す材料特性による）の第一勾配（剛性）を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している（図 3-6）。

主要変形角（加力ステップ 3 の変形角  $R=1/3333$  ( $0.3 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 6 の変形角  $R=1/2500$  ( $0.4 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 7 の変形角  $R=1/1667$  ( $0.6 \times 10^{-3}$ )、加力ステップ 8 の変形角  $R=1/1250$  ( $0.8 \times 10^{-3}$ )) に対して 5 サイクルの繰返し加力を行った結果、1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では特に剛性低下の傾向は認められなかった。特に、インナーループとなる加力ステップ 4、5 の繰返し加力では、せん断剛性の低下がほとんど認められなかった。

また、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、加力ステップ 3 と 5 の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に变化は見られない。

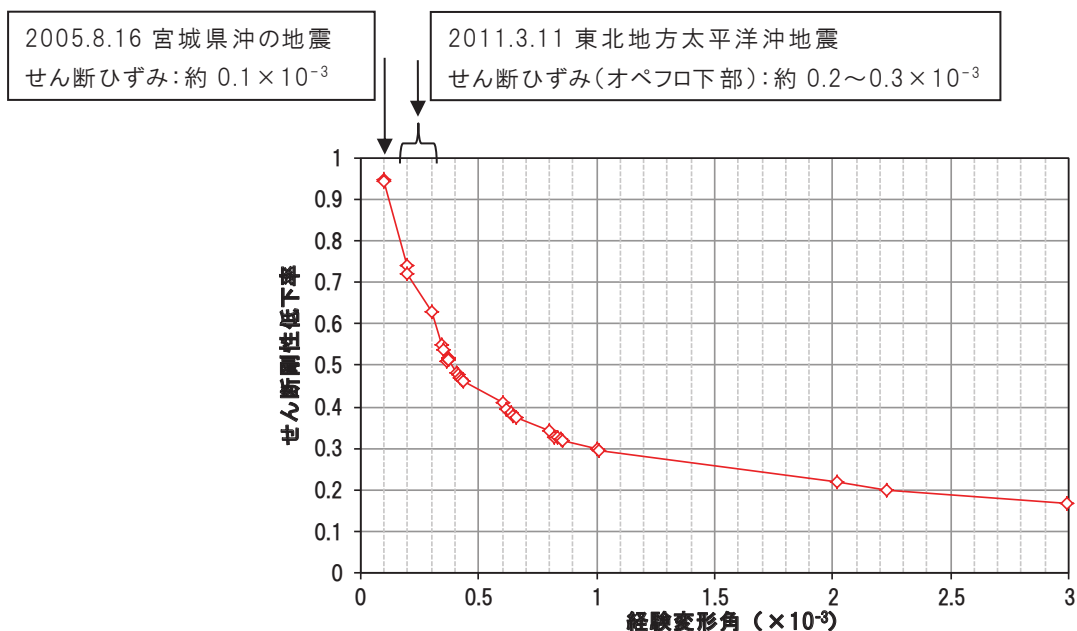
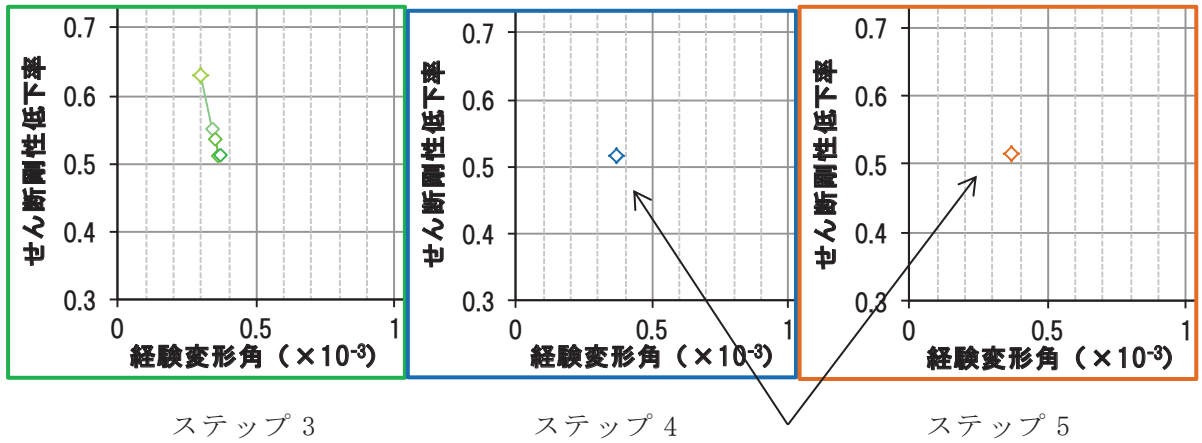
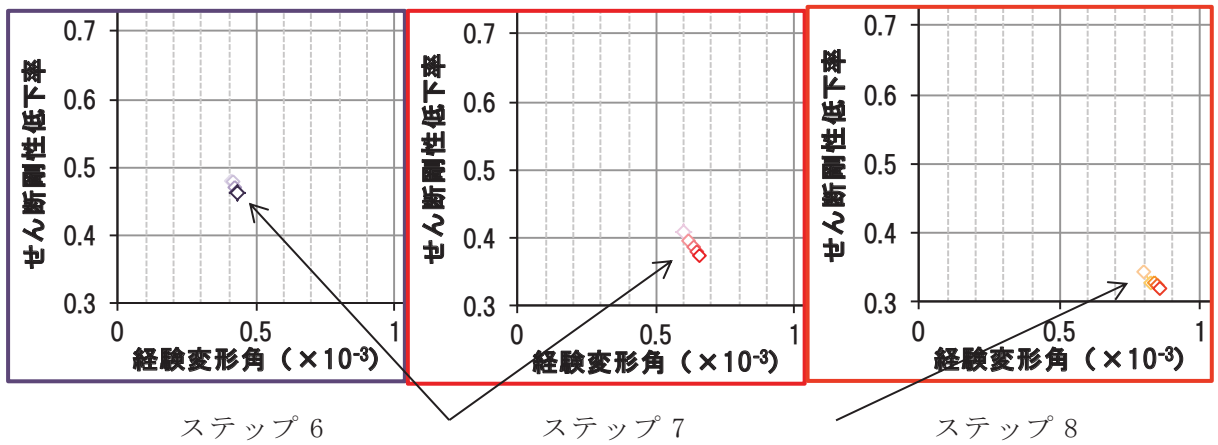


図 3-5 (1) 剛性低下率（せん断変形）



インナーループとなる繰返し加力では、ほとんど剛性に変化がない



1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では特に剛性低下の傾向は認められなかった

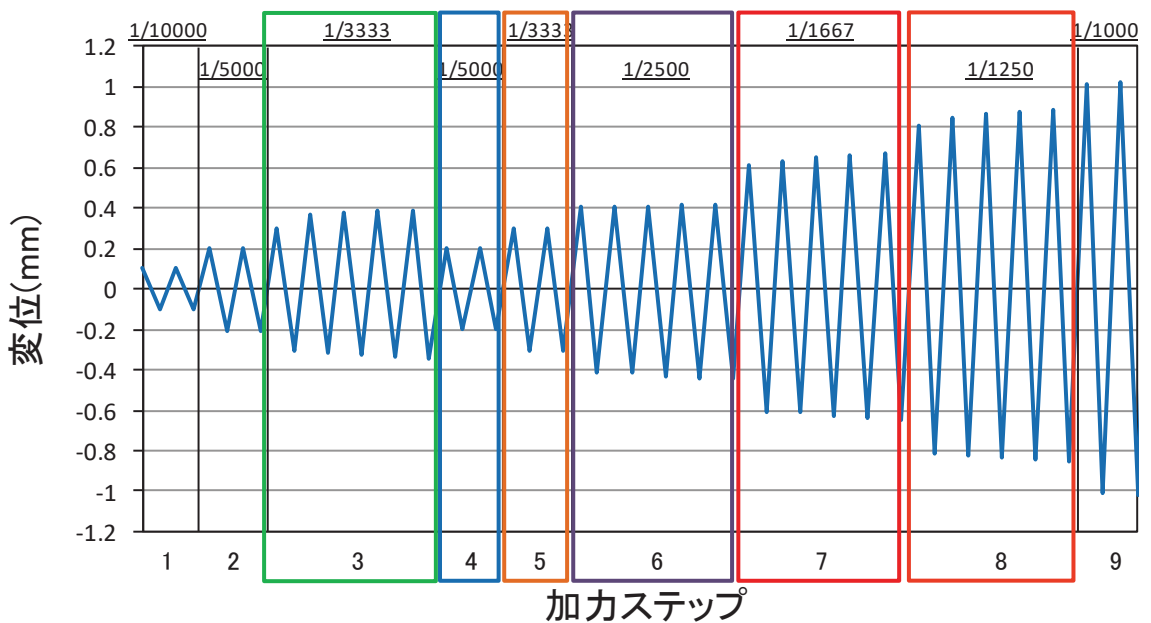


図 3-5 (2) 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

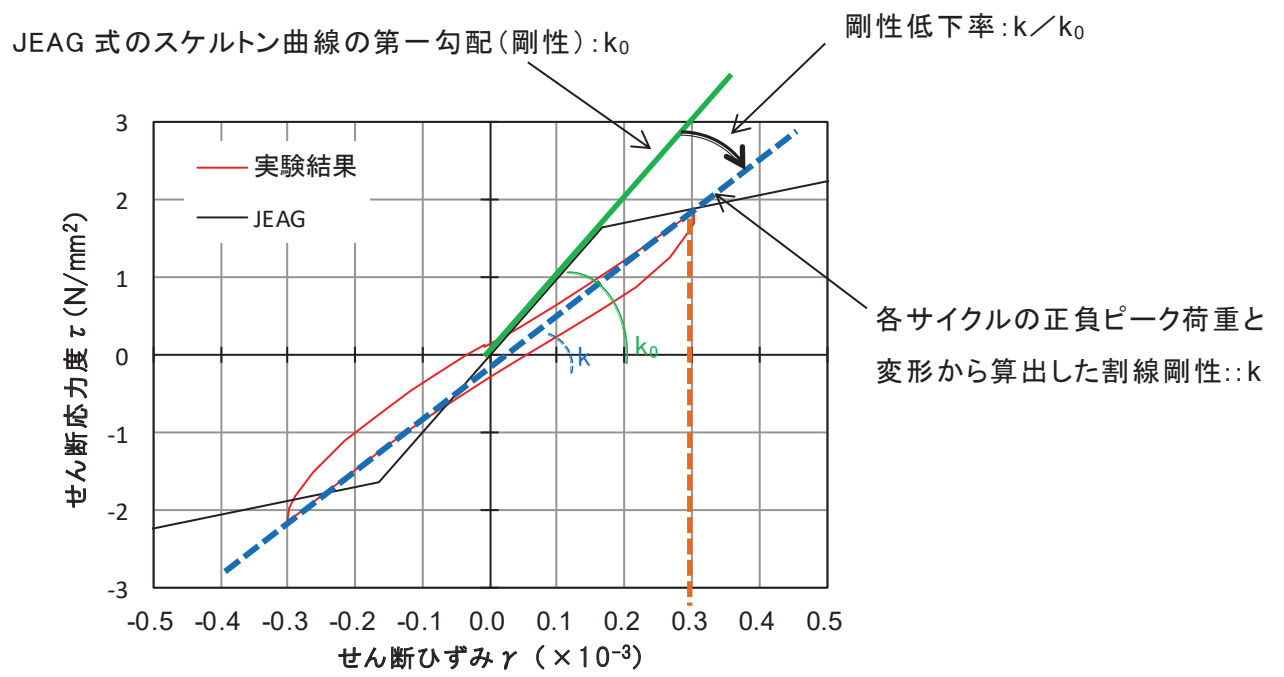


図 3-6 剛性低下率の算出方法 (例: せん断ひずみ  $0.3 \times 10^{-3}$ )

### 3.3 変形割合

図 3-7 にせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、せん断変形が支配的であることが確認できる。

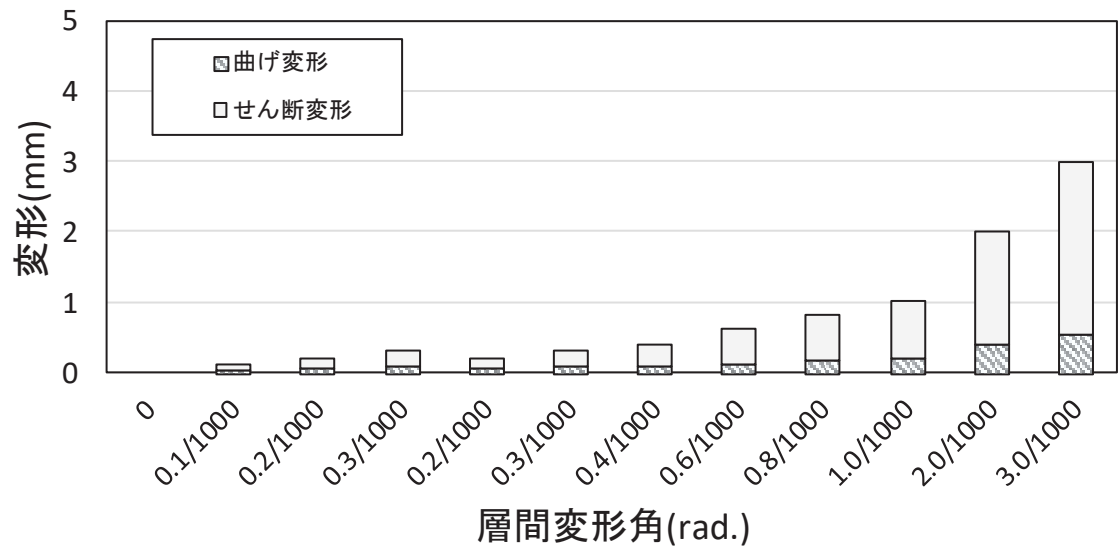


図 3-7 せん断変形及び曲げ変形の変形割合

#### 4. まとめ

比較的大きな地震動を繰返し経験することにより耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかどうかについて、耐震壁を模擬した試験体による繰返し加力を行う耐震実験によって確認を行った結果、以下の知見を得た。

①3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度の主要な変形角において、5サイクルの繰返し加力を行った結果、1回目より2回目の加力で多少剛性は低下するが、3回目以降では特に剛性低下の傾向は認められず、特に、インナー LOOP となる加力ステップ 4、5 の繰返し加力では、せん断剛性の低下がほとんど認められなかった。

このことから、比較的大きな地震力（3.11地震による原子炉建屋の応答程度の変形角  $[0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}]$ ）を繰返し受けたとしても、耐震壁の剛性低下には大きな影響を与えないことを確認した。

②また、インナー LOOP による繰返し加力について、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力一本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での5回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ  $4.0 \times 10^{-3}$  の変形量において実験値が計算値（J E A G 式）を上回ることから、変形角  $0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}$  程度の事前損傷が、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。

[参考文献]

- (1) 小林淳, 櫻井真人, 尾形芳博, 鶴飼和也: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 3) 繰返し加力と乾燥収縮ひび割れの影響を考慮した実験, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1285-1286, 2016.8
- (2) 櫻井真人, 小林淳, 尾形芳博, 鶴飼和也: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 4) 加力計画, 荷重-変形関係及びひずみ分布, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1287-1288, 2016.8
- (3) 尾形芳博, 鶴飼和也, 櫻井真人, 小林淳: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 5) 変形成分の分析, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1289-1290, 2016.8
- (4) 鶴飼和也, 尾形芳博, 櫻井真人, 小林淳: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 6) 剛性低下率と等価粘性減衰定数, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1291-1292, 2016.8
- (5) Naoyuki Aizawa, Masato Sakurai, Osamu Sugawara: Static Loading Test On Seismic Capacity Of Reinforced Concrete Shear Walls In Nuclear Power Plant Part.1 Study Of Small Deformation region, 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Aug.2017

別紙 13 乾燥収縮等が初期剛性や終局耐力等に与える影響に  
関する文献について

## 目 次

1. 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証.....  
..... 別紙 13-1
2. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，1991）..... 別紙 13-4
3. 大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析..... 別紙 13-5
4. 乾燥収縮ひび割れを有する鉄筋コンクリート造はりのせん断耐力に関する研究.....  
..... 別紙 13-7
5. 乾燥が鉄筋コンクリート耐震壁の構造性能に及ぼす影響に関する研究..... 別紙 13-8



## 1. 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証

国立研究開発法人建築研究所では、1975年から2013年の間に、日本建築学会の構造系論文集、構造工学論文集、日本コンクリート工学会の年次大会論文集、コンクリート論文集で発表された論文のうち、耐力壁に関連する510編の論文を対象にデータベースの構築、データの整理及び分析を行っており、「実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（国立研究開発法人建築研究所、建築研究資料No.175号（2016.11）」として取り纏められている。

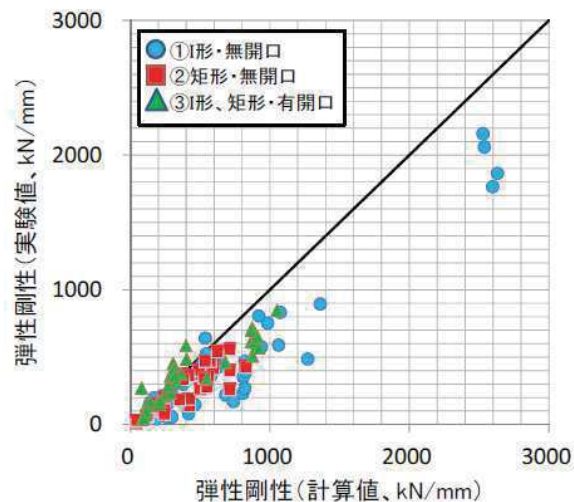
この資料の中で、乾燥収縮が耐震壁に及ぼす影響に関する記載があることから、参考として弾性剛性、せん断ひび割れ強度、せん断終局強度について計算値との比較に関する部分について以下に紹介する。

### ① 弾性剛性

図1-1は様々な実験で得られたデータを元に弾性剛性に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

これによれば多くの試験体で、実験値が計算値を下回る結果となっており、「乾燥収縮による初期ひび割れ等によって、荷重開始時に剛性低下が生じていることなどが原因として考えられる。」としている。

したがって、過去に実施された多数の実験結果において、正確な理由は不明であるものの、大多数が計算値に対して弾性剛性が低下する傾向があると言え、実験における試験体も弾性剛性の低下は特殊な事例ではないことが確認できる。さらに、その原因については、荷重開始までの乾燥収縮の影響を可能性として指摘したものとなっている。



(a) 実験値と計算値の比較（評価式Ⅰ）

図1-1 弾性剛性の比較

## ② せん断ひび割れ強度

図 1-2 は様々な実験で得られたデータを元にせん断ひび割れ強度に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

せん断ひび割れ強度の評価を 4 つの式により検討しており、評価式によって保守的に評価する場合、危険側に評価する場合もあるが、図 1-2 のように実験値と計算値がよく対応している評価式もある。

せん断ひび割れ強度に対して、乾燥収縮が耐震壁に及ぼす影響を特に指摘するような記載はなく、実験データベースからのフィードバックはなかった。

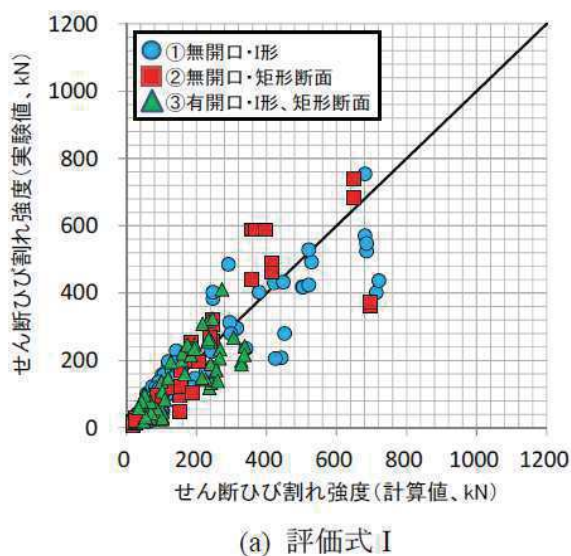


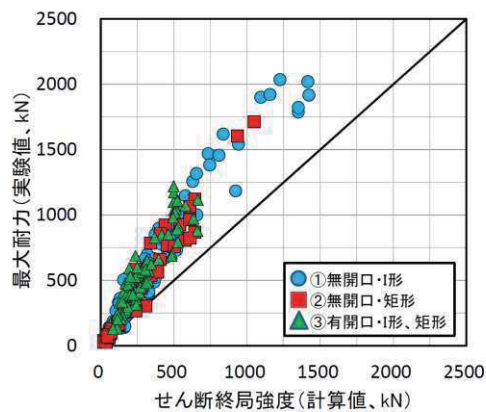
図 1-2 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

## ③ せん断終局強度

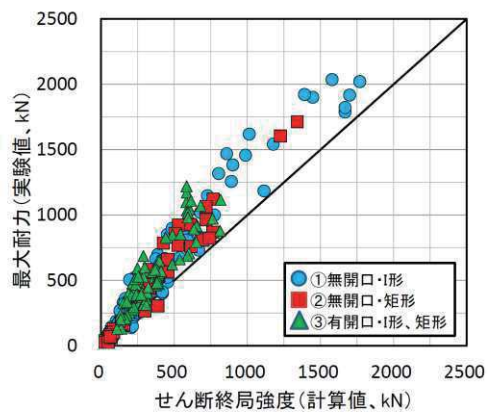
図 1-3 は様々な実験で得られたデータを元にせん断終局強度に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

評価式 I (広沢 min 式), II (広沢 mean 式), III (トラスアーチ下限式), IV (トラスアーチ平均式) (各評価式については、文献 1) を参照) に対して、「実験値/計算値の平均値は評価式 I が最も低く、評価式 II, III が同程度、評価式 IV が最も高くなり、実験値を平均的に評価するとされる評価式 II, IV でも、多くの試験体で実験値を安全側に評価した。」としている。

したがって、過去に実施された多数の実験結果において、弾性剛性では大多数が計算値に対して弾性剛性が低下する傾向があったが、せん断終局強度については計算値が実験値よりも安全側に評価されるとしており、初期の弾性剛性低下の影響はせん断終局強度にはないことを示している。

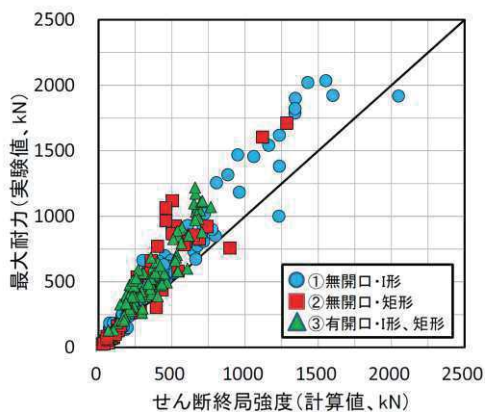


(a) 評価式 I

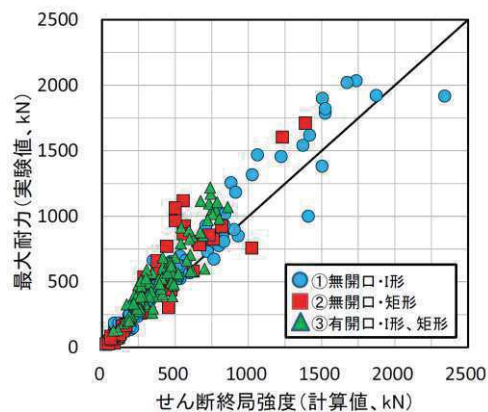


(b) 評価式 II

図 1-3 (1) せん断終局強度の実験値と計算値の比較 (1/2)



(c) 評価式 III



(d) 評価式 IV

図 1-3 (2) せん断終局強度の実験値と計算値の比較 (2/2)

これらの図と考察から、過去の様々な実験において使用された試験体は、実験時には多少の乾燥収縮が生じているものと考えられ、その弾性剛性は計算値を下回ることが多いものの、せん断終局強度に対しては影響がないことが確認できる。

2. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，1991）

図 2-1 に示す耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係について、「実験結果によれば，コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  が大きくなると，初ひび割れ平均せん断応力度  $\tau_{cr}$  が低いほうに大きくなる。この傾向は，壁板の収縮応力の影響によると考えられ，実際の設計においても考慮しておく必要がある。」との記載がある。

したがって，この図による過去の実験結果によれば，その原因は明確ではないものの耐震壁にひび割れが生じはじめる初ひび割れせん断応力度  $\tau_{cr}$  は低くなること多いことを示しており，剛性に影響する可能性がある記述である。

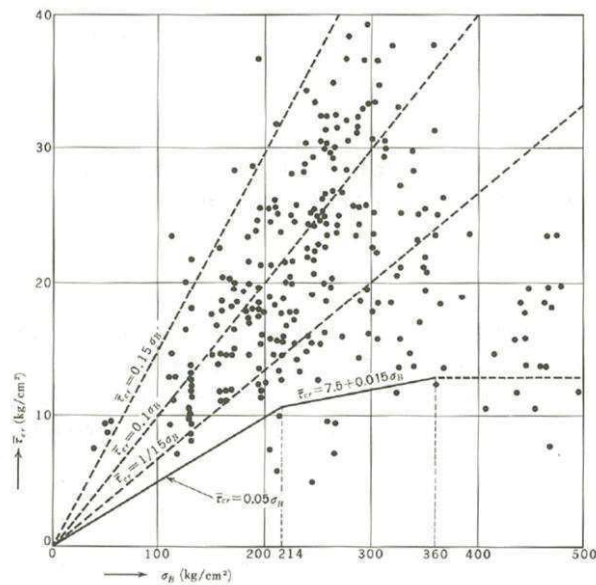


図 18.1 無開口耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度  $\bar{\tau}_{cr}$  とコンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  の関係<sup>3)</sup>

図 2-1 耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係

### 3. 大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析

東城ほかによる「大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析」（日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 741 号, P.1695-1705, 2017 年 11 月）において, 防災科学技術研究所が所有する大型実大 3 次元震動破壊実験施設, E-ディフェンス (振動台寸法: 15m×20m, 最大搭載質量: 1200t) で過去に実施された加振実験のうち RC 造建物に関するものについて, 各試験体の固有周期などの振動特性とその変化について整理, 検討している。具体的には, ARX モデルを用いて振動特性とその変化について分析し, 経験した最大変形と振動特性に対する影響に着目した検討をしている。

この資料の中で, 水平 1 次, 2 次の固有周期について以下のように述べている。

- ① おおむね弾性応答範囲からわずかに非線形化に入るレベルの小振幅を繰り返し受ける場合も, 1 次及び 2 次の固有周期は漸増しながら変動する傾向にある。これは微小な損傷の累積による影響と推察される。また, 本加振を経験後, 過去に経験した最大変形に満たない加振においても, 同様に周期が漸増する傾向が見られる。
- ② 固有周期は, 既往の検討結果と同様, 加振中の振幅 (変形角) の増大に伴い, 周期が増大するいわゆる振幅依存性が見られる。更に, 振幅レベルの大きな加振を繰り返して経験するごとに長周期化し, 経験後は加振以前に比べやや大きな傾きを持って変動する。即ち振幅依存性自体にも増大傾向が見られる。
- ③ 固有周期は, 過去に経験した最大変形が大きくなるほど増大する傾向にある。また, 剛性低下率や固有周期比でみると, 建物規模や構造形式が異なる場合でも, 変形レベルに応じておおむね段階的な変化を示す傾向がみられる。

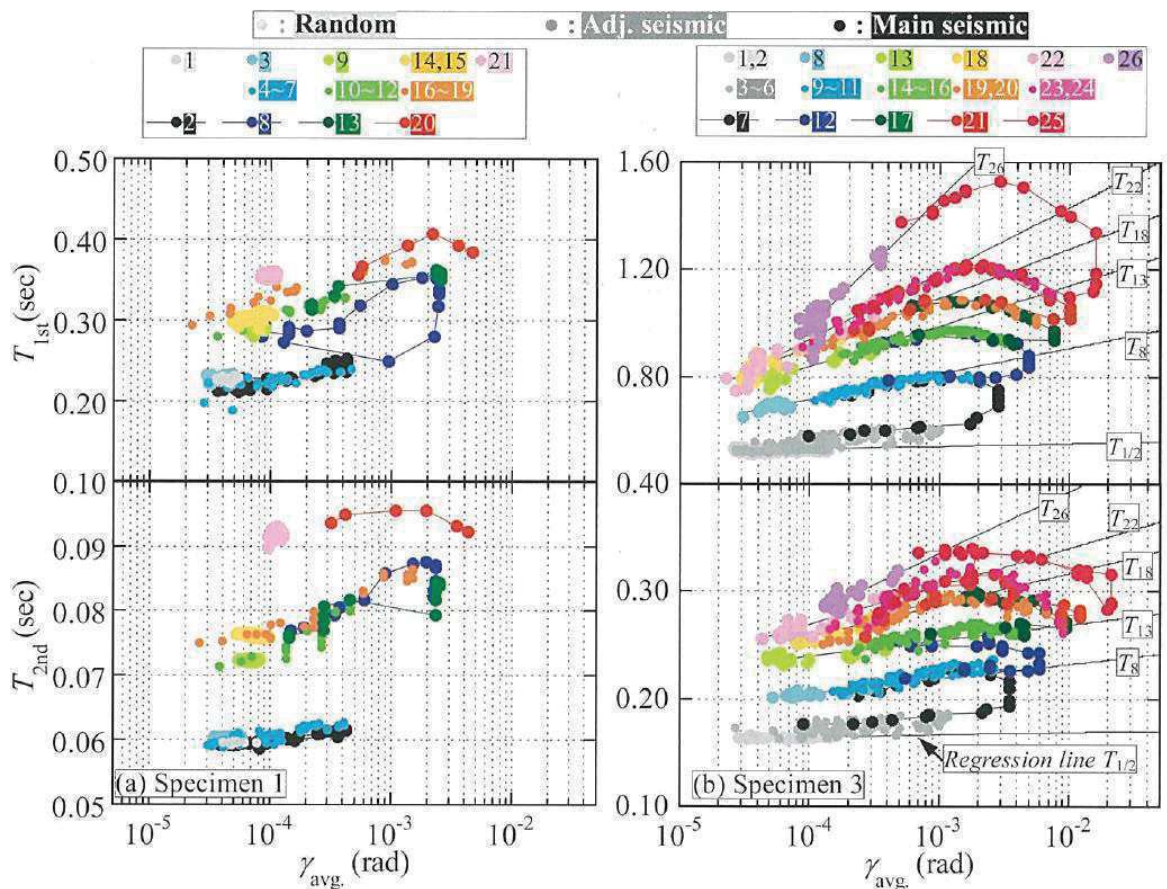


Fig. 8 Relation of natural period  $T$  and avg. drift angle  $\gamma_{avg}$ . (Specimen 1, 3)

図 3-1 最大平均変形角と固有周期（1次及び2次）の関係

このような固有周期（固有振動数）が，経験した振幅の大きさなどによって変化する傾向は，女川原子力発電所の各建屋の固有振動数の傾向分析でも見られたものと同様の傾向である。

4. 乾燥収縮ひび割れを有する鉄筋コンクリート造はりのせん断耐力に関する研究

江原ほかによる「初期ひび割れの有無が RC はりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響」((公)土木学会第 64 回年次学術講演会, V-526, 2009 年)によれば,耐震壁ではないものの乾燥収縮により初期ひび割れをせん断補強筋のない RC はりの供試体に導入し,乾燥収縮ひび割れがせん断耐力に及ぼす影響を把握する実験が行われている。

その結果,乾燥収縮ひび割れを有する梁の斜めひび割れ発生荷重は,乾燥の影響を考慮しない既往式に対し,15%~30%低下したことが記載されている。

また,乾燥収縮による初期ひび割れは,斜めひび割れ発生荷重を低下させるが,その一方で最大荷重は計算値より大きな値となることを確認したとしている。

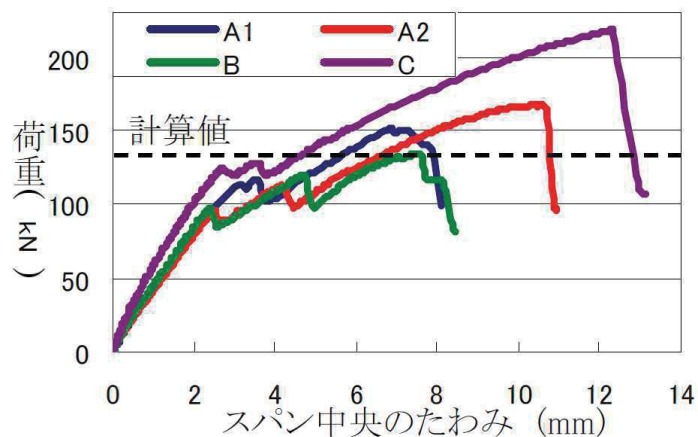
したがって,乾燥収縮によりひび割れは発生しやすくなるものの計算値以上の耐力となることを示している。

表 4-1 各試験体の配合

配合	W/C (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )										
		水 W	セメント C	石灰石微粉末 L	膨張材 Ex	収縮低減剤 SRA	細骨材 S	粗骨材 G1	粗骨材 G2	粗骨材 G3	分離低減剤 V	AE剤
		A	315	525	200	—	—	350	682	—	—	2
B	60	294	505	—	—	—	—	692	—	—	—	
C	—	—	—	20	16	—	—	—	735	—	0.20	

表 4-2 実験結果一覧

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	載荷直前のひずみの値 (×10 <sup>-6</sup> )				斜めひび割れ発生荷重 (kN)		最大荷重 (kN)
			無拘束供試体自由収縮ひずみ	RCはり供試体 鉄筋ひずみ			計算値	実測値	
				圧縮鉄筋 引張鉄筋					
				上段	中段	下段			
A1	30.2	2.58	-1160	-199	-128	-101	134	112	151
A2	30.8	2.60	-1150	-183	-132	-131	135	96	167
B	29.7	2.59	-1100	-203	-130	-118	133	97	134
C	26.8	2.41	17	9	21	27	129	124	218



A1(A2), B,C は乾燥収縮させた試験体  
C は乾燥収縮を低減させた試験体

図 4-1 梁の最大荷重とたわみの関係

## 5. 乾燥が鉄筋コンクリート耐震壁の構造性能に及ぼす影響に関する研究

Sasano et al. (2018)による「Impact of Drying on Structural Performance of Reinforced Concrete Shear Walls」(Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 16, 210-232)によれば、RC耐震壁を模擬した試験体(厚さ80mm, 鉄筋比0.35%)を十分に乾燥させた後に面内せん断載荷試験を実施し、乾燥収縮がRC耐震壁の構造性能へ与える影響を実験的に確認している。

図5-1に試験体概要を、図5-2に加力前における乾燥試験体のひび割れ図を、表5-1及び図5-3に実験結果を示す。実験結果から、乾燥収縮によって壁試験体の初期剛性は約5割程度に低下するが、変形が大きくなると剛性の差は小さくなり、終局耐力はほとんど影響を受けないことが記載されている。

なお、別途実施している別紙15の耐震実験[3]では、初期の剛性がJEAG式に対して4割程度低下していること、また、別紙12の耐震実験[1](乾燥していない試験体)と別紙15の耐震実験[3](乾燥している試験体)の剛性低下率の比較から、変形が大きくなると剛性低下率の差が小さくなっていくことを確認しており、論文の実験結果と整合している。

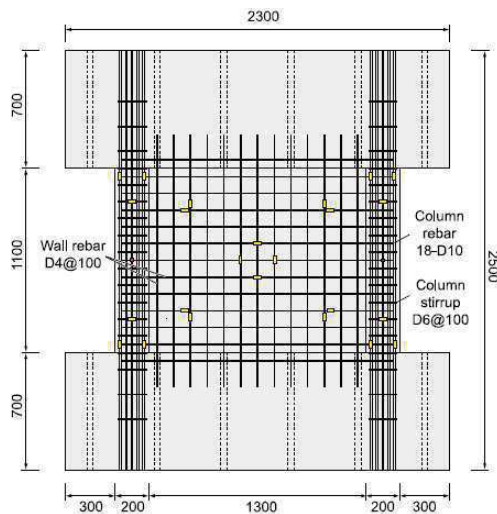


図5-1 試験体概要