

## 第6章

### 建築物Dに関する調査分析

## 6.1 検討目的と方法

### 6.1.1 検討目的

2016年の熊本地震では、非耐力壁や杭の損傷が激しく、地震後の機能を維持できない共同住宅がみられた。これにより、被災者は避難所生活や車中泊を強いられ、ストレスやエコノミークラス症候群など2次災害を招いた。そこで、耐震安全性の評価だけでなく被災後の建物の機能維持や早期回復が可能となる構造設計・評価体系の提案が必要である。そのためには、実建物の地震時における被害を再現できるモデル化の構築を行い、非耐力壁や杭の損傷度合の観点から、本建物の被害要因を分析することが重要であると考えられる。また、室内の被害状況やモニタリング需要意識に及ぼしている影響の確認のために、居住者を対象にアンケート調査を行う。

### 6.1.2 検討方法

#### (1) 非耐力壁に関する被害分析

建築物Dは、5スパンの建物D-1（全階住宅）と6スパンの建物D-2（1階部分ピロティ、2階以降は住宅）の2棟の建物がエキスパンションジョイントを介して連結された構成である。不確定要素である建物の減衰や入力地震動の大きさ等の因子を変動させて動的解析を実施し、その得られた結果と共用廊下側壁の損傷分布の比較から、応答挙動を把握することを目的とする。さらに、建物D-1では、共用廊下側壁を修復する際に要した労務量にも着目し、より詳細に実被害を説明できるモデルおよび因子の組み合わせを検討した。一方で、建物D-2では、共用廊下側桁行方向の5階1スパンを対象として有限要素解析を行い、方立壁が負担したと思われる軸力比を推定し、損傷範囲、損傷度等について被害調査結果と比較を行う。なお、ここで方立壁の軸力比に着目している理由は、方立壁が回転変形し上下の梁がこの変形を拘束することによって生じる軸力が大きいことを想定していることによる。

#### (2) 杭に関する被害分析

杭の二次設計に相当するせん断力に対して、杭耐力との比較・ヒンジ発生の有無の確認を行う。さらに、熊本地震の前震・本震による上部構造からの慣性力と地盤変位を適切に考慮した解析法で求めた杭頭変位から、損傷状況の推定を行う。

#### (3) アンケート調査

2016年熊本地震により被災したRC造共同住宅の居住者を対象にして、建物モニタリングに関する需要および居住する室内の被害状況についてアンケート用紙への回答記入方式による調査を計画し、その質問項目などを取りまとめた。室内の被害状況や、その被害が住民生活に及ぼす影響、さらにはモニタリング技術に対する需要を把握し、住戸内壁、外壁、出入りドアサッシ、室内ドア引き戸といった部位の損傷度とそれが地震後の共同住宅の生活に及ぼす影響を明らかにする。

## 6.2 建物概要

### 6.2.1 構造形式

昭和 50 年代前半に建設され、熊本地震により被災した 11 階建て(30.95m)鉄骨鉄筋コンクリート(1-8F SRC, 9F 以上 RC)構造の集合住宅である(以下建物 D)。また、図 6.2.1 に示すように 5 スパンの建物 D-1 (全階住宅)と 6 スパンの建物 D-2 (1 階部分ピロティ, 2 階以降は住宅)の 2 棟の建物が連結されている。建物高さは 30.95m で、桁行方向は 5.6m×5 スパン, 梁間方向は 8.3m である。基礎種別は場所打ちコンクリート杭である。

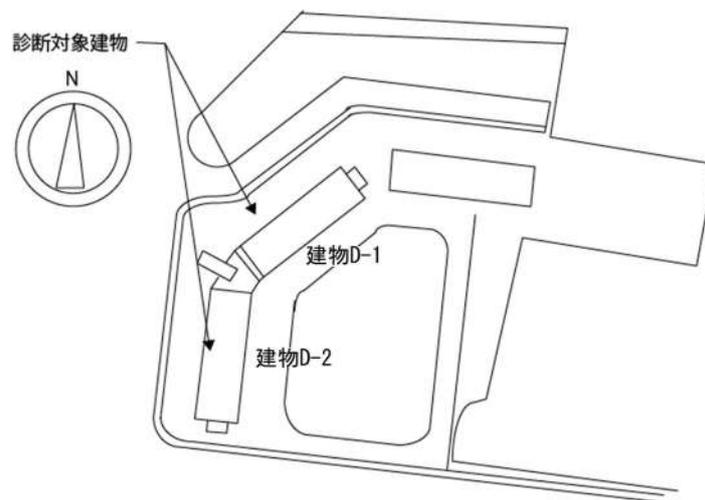


図 6.2.1 建物配置図

### 6.2.2 構造計画の特徴

建物D-1は平成18年、建物D-2はX方向（桁行方向）で平成12年、Y方向（梁間方向）で平成9年に耐震診断が実施されている。なお、X方向（桁行方向）はラーメン構造、Y方向（梁間方向）耐震壁構造となっている。建物D-1の各階 $I_s$ 値を表6.2.1、D-1の各階 $I_s$ 値を表6.2.2に示す。建物D-1では、X,Y方向ともに全ての階で $I_{s0}=0.54$ （地域係数 $Z=0.9$ ）を満足していた。一方、建物D-2では、Y方向全ての階で $I_{s0}=0.54$ （地域係数 $Z=0.9$ ）を満足していたが、X方向は、3~6,9階において $I_{s0}=0.54$ （地域係数 $Z=0.9$ ）を満足していなかった。

表 6.2.1 建物D-1 耐震診断結果

(a) X方向

階	$I_s$ 値
11	1.458
10	0.903
9	0.766
8	1.230
7	0.828
6	0.738
5	0.686
4	0.692
3	0.665
2	0.691
1	0.852

(b) Y方向

階	$I_s$ 値
11	2.581
10	1.627
9	1.224
8	1.562
7	1.371
6	1.322
5	1.181
4	1.039
3	0.910
2	0.883
1	0.829

表 6.2.2 建物D-2 耐震診断結果

(a) X方向

階	$I_s$ 値
11	0.797
10	0.571
9	0.472
8	0.636
7	0.586
6	0.536
5	0.511
4	0.504
3	0.519
2	0.596
1	0.720

(b) Y方向

階	$I_s$ 値
11	1.542
10	1.093
9	0.897
8	1.038
7	0.922
6	0.863
5	0.754
4	0.671
3	0.677
2	0.669

### 6.2.3 構造体と使用材料

使用材料は以下の通りである。

(1) 建物 D-1

- 1) 設計時コンクリート： $F_c=24$ （1~3階：普通）， $F_c=21$ （4階以上：軽量I種）
- 2) 診断時コンクリート： $F_c=17.4$ （1~3階：普通）， $F_c=27.1$ （4階以上：軽量I種）
- 3) 鉄筋： $9\phi\sim 13\phi$ :SR235,  $\sim D19$ :SD295, D22~:SD345
- 4) 鉄骨： $\sim PL19$ :SS400, PL22~:SM490A

(2) 建物 D-2

- 1) 設計時コンクリート： $F_c=24$ （1~3階：普通）， $F_c=21$ （4階以上：軽量I種）
- 2) 診断時コンクリート： $F_c=15.87$ （1~3階：普通）， $F_c=14.67$ （4階以上：軽量I種）
- 3) 鉄筋： $9\phi\sim 13\phi$ :SR235,  $\sim D19$ :SD295, D22~:SD345
- 4) 鉄骨： $\sim PL19$ :SS400, PL22~:SM490A

建物の伏図，軸組図を図 6.2.2～図 6.2.1.13 に示す。

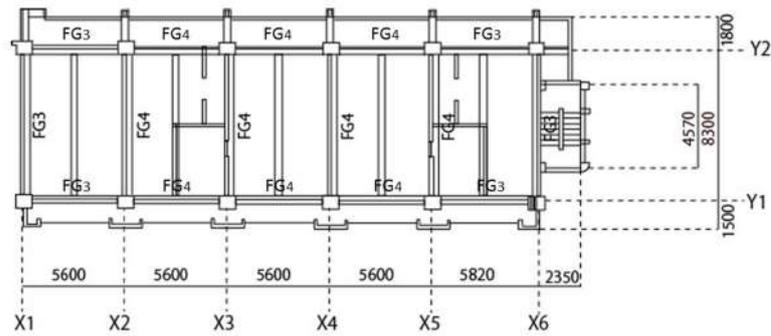


図 6.2.2 1階伏図 (建物 D-1)

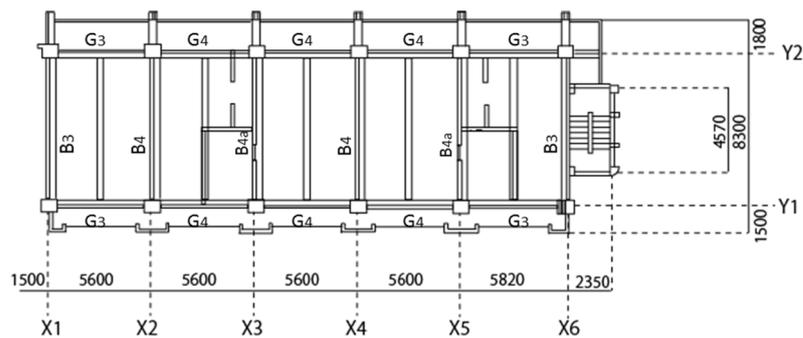


図 6.2.3 2階伏図 (建物 D-1)

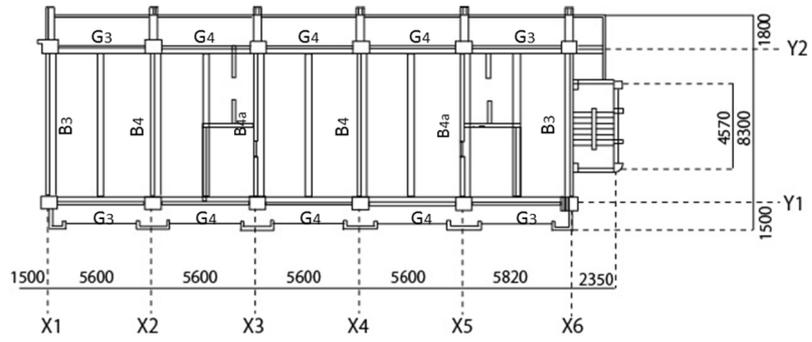


図 6.2.4 3~11階伏図 (建物D-1)

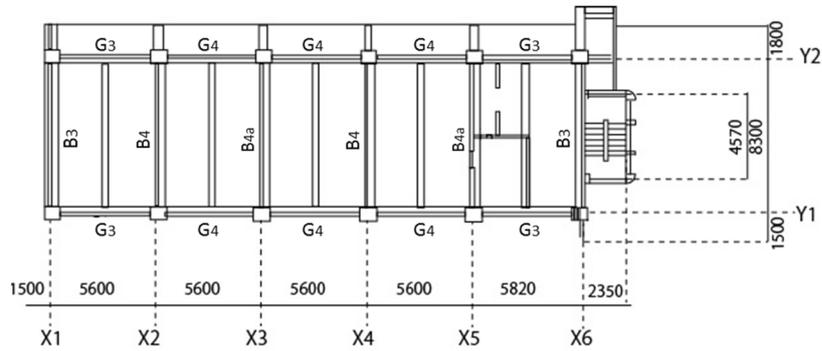


図 6.2.5 屋根階伏図 (建物D-1)

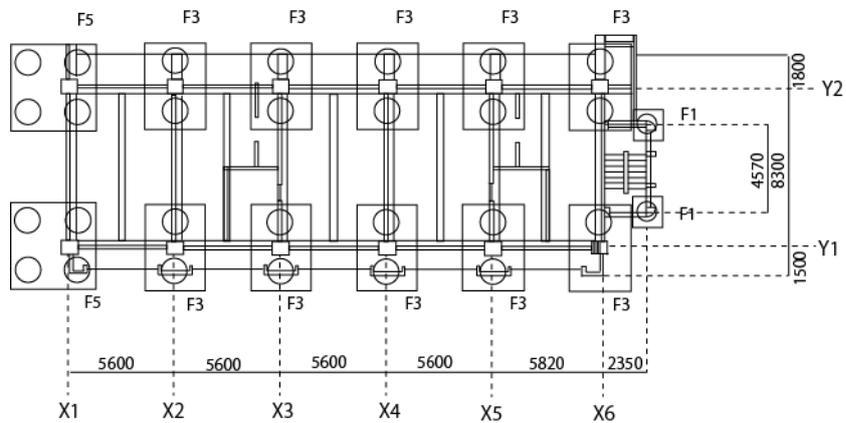


図 6.2.6 杭・基礎伏図 (建物D-1)

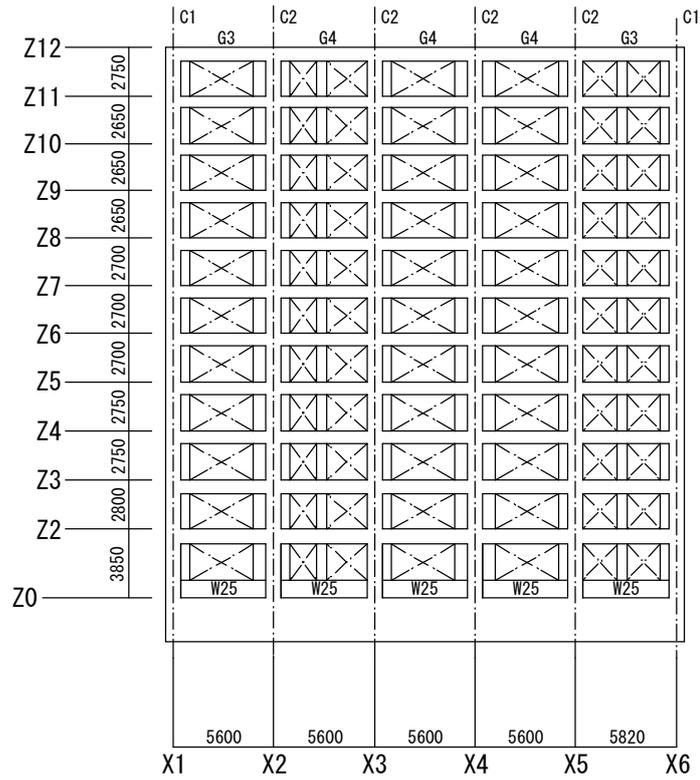


図 6.2.7 Y1 軸通り軸組図 (建物D-1)

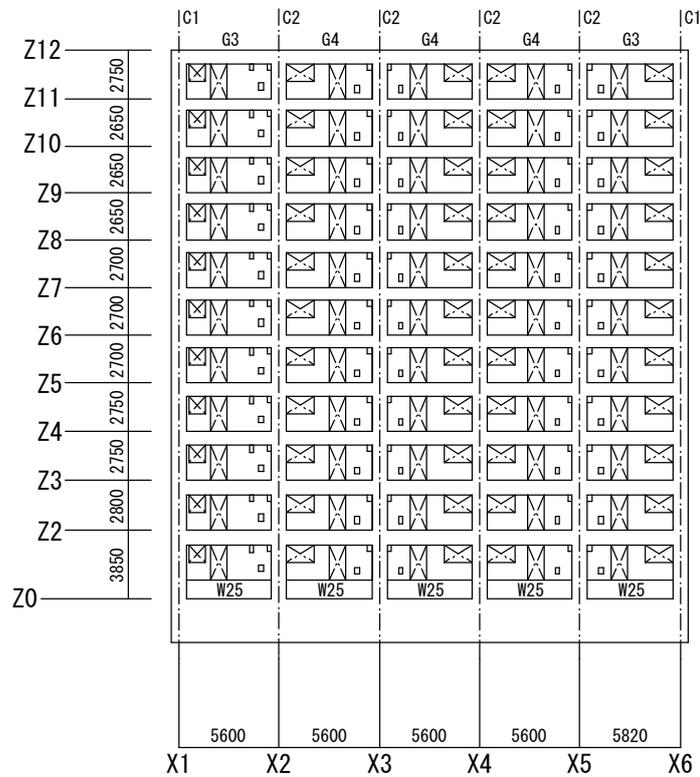


図 6.2.8 Y2 軸通り軸組図 (建物D-1)

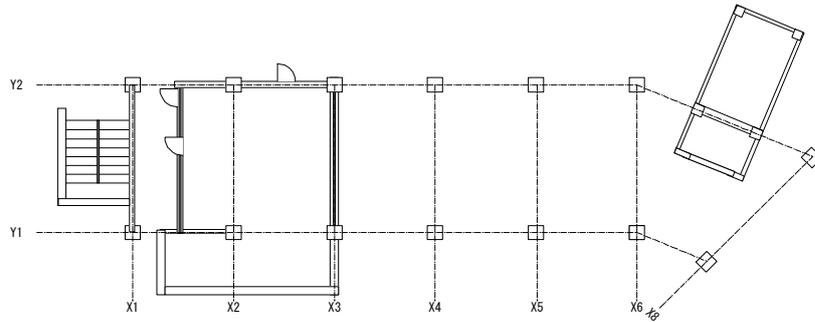


図 6.2.9 1階伏図 (建物D-2)

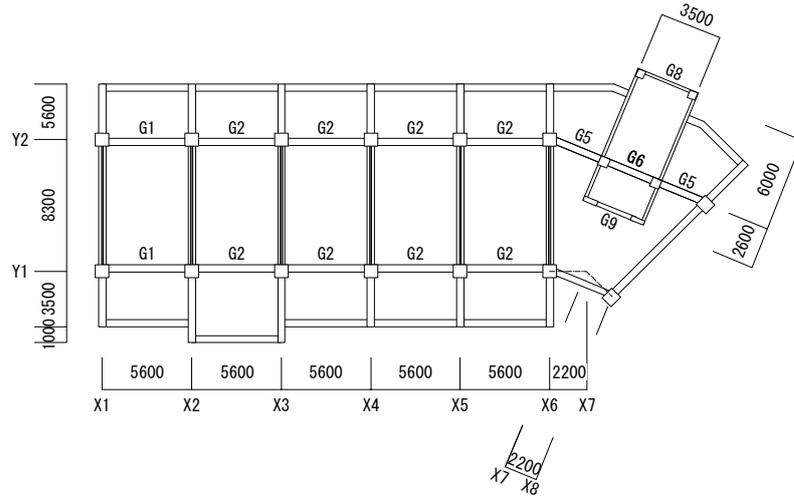


図 6.2.10 2階伏図 (建物D-2)

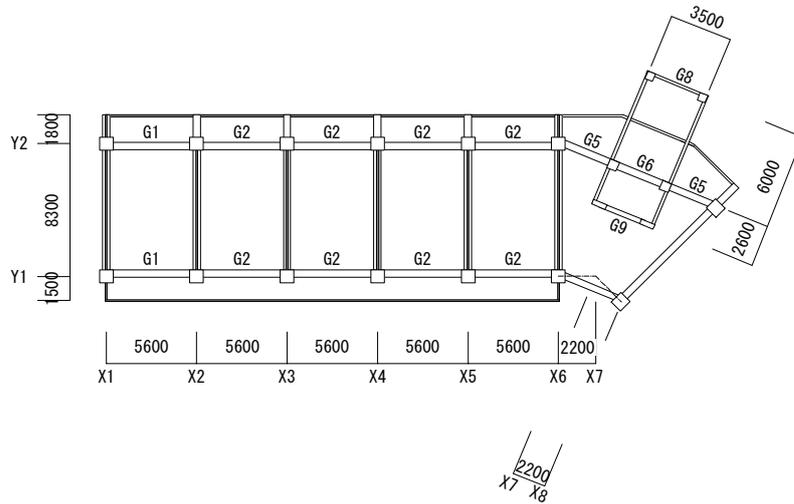


図 6.2.11 3~11階伏図 (建物D-2)

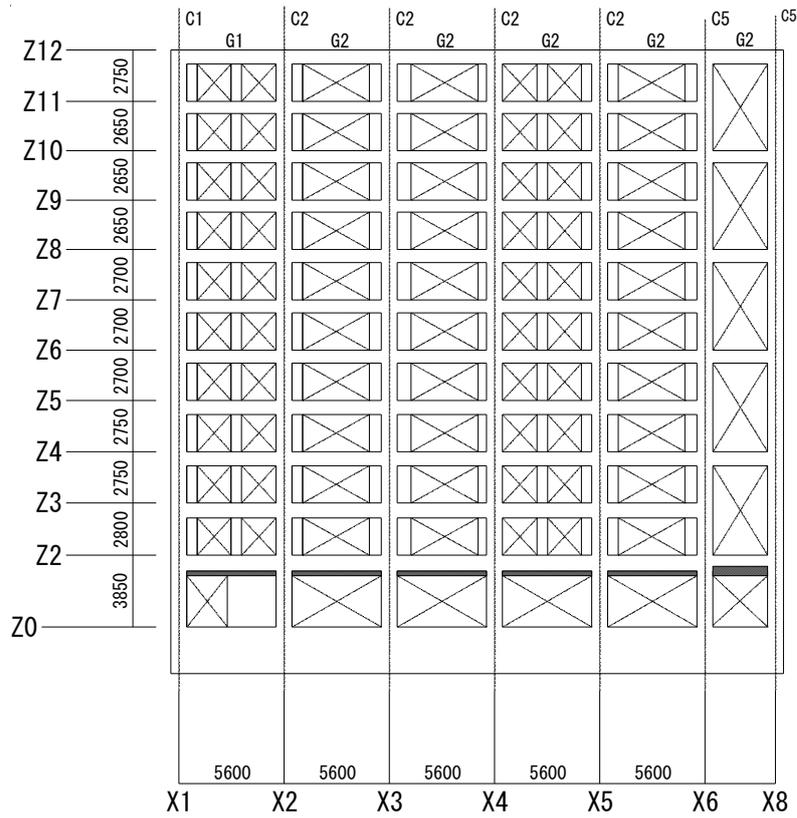


図 6.2.12 Y1 軸通り軸組図 (建物 D-2)

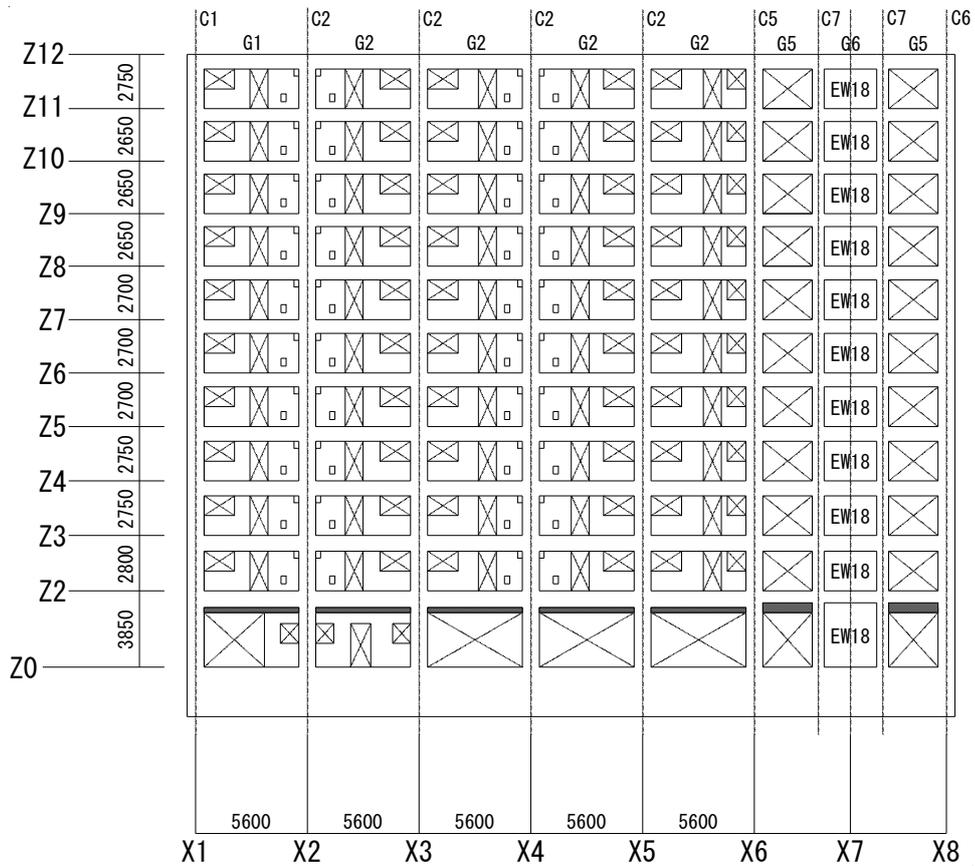


図 6.2.13 Y2 軸通り軸組図 (建物 D-2)

表 6.2.3～表 6.2.7 に各部材の断面図を示す。

表 6.2.3 建物D-1 柱断面リスト (続く)

SRC	符号	C1		C2		SRC	符号	C1		C2	
5階	寸法	850×700		850×650		8階	寸法	850×700		850×550	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X⑧	Y	X⑧	Y
	フランジ	150×12-600	-	175×12-600	-		フランジ	150×12-600	-	150×12-600	-
	ウェブ	6	-	6	-		ウェブ	6	-	6	-
	主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			
4階	寸法	850×700		850×650		7階	寸法	850×700		850×600	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X	Y	X	Y
	フランジ	175×19-600	-	175×12-600	-		フランジ	150×12-600	-	150×12-600	-
	ウェブ	9	-	6	-		ウェブ	6	-	6	-
	主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			
3階	寸法	850×700		850×700		6階	寸法	850×700		850×600	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X	Y	X	Y
	フランジ	175×19-600	-	175×16-600	-		フランジ	150×12-600	-	175×12-600	-
	ウェブ	12	-	6	-		ウェブ	6	-	6	-
	主筋	6-D25+2-D13		6-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		4-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			
2階	寸法	850×700		850×700		1階	寸法	850×800		850×800	
	断面						断面				
	方向	X	Y	X	Y		方向	X	Y	X	Y
	フランジ	200×22-600	-	175×16-600	-		フランジ	200×25-600	-	200×22-600	-
	ウェブ	19	-	6	-		ウェブ	22	-	16	-
	主筋	6-D25+2-D13		6-D25+2-D13			主筋	6-D25+2-D13		6-D25+2-D13	
帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100			

表 6.2.3 建物D-1 柱断面リスト

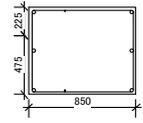
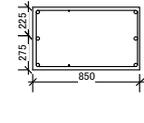
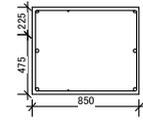
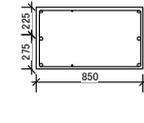
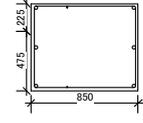
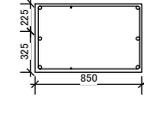
RC	符号	C1	C2
11階	寸法	850×700	850×500
	断面		
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100
10階	寸法	850×700	850×500
	断面		
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100
9階	寸法	850×700	850×550
	断面		
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100

表 6.2.4 建物D-2 柱断面リスト (続く)

	記号	C1	C2	C5,C5A	C6,C6A	C7
6階	寸法	850×700	850×600	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×175×6×12	H-600×175×6×12	H-600×175×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
5階	寸法	850×700	850×650	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×175×6×16	H-600×175×6×12	H-600×175×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
4階	寸法	850×700	850×650	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×175×16×19	H-600×175×6×16	H-600×175×12×19	H-600×175×9×19	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
3階	寸法	850×700	850×700	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×200×16×22	H-600×175×9×19	H-600×200×16×22	H-600×175×12×19	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
2階	寸法	850×700	850×700	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×200×25×25	H-600×175×16×19	H-600×200×22×25	H-600×200×19×22	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	
1階	寸法	850×1000	850×1000	850×1000	850×800	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×200×25×25	H-600×200×16×22	H-600×200×22×25	H-600×200×19×22	H-350×175×7×11
	Y方向鉄骨	H-650×200×12×19	H-650×200×12×19	H-650×200×12×19	H-650×200×12×19	-
主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25	
帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100	

表 6.2.4 建物D-2 柱断面リスト

	記号	C1	C2	C5,C5A	C6,C6A	C7
11階	寸法	850×700	850×500	850×700	850×700	600×600
	断面					
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100
10階	寸法	850×700	850×500	850×700	850×700	600×600
	断面					
	主筋	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100
9階	寸法	850×700	850×550	850×700	850×700	600×600
	断面					
	主筋	6-D25+2-D13	8-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100
8階	寸法	850×700	850×550	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100
7階	寸法	850×700	850×600	850×700	850×700	600×600
	断面					
	X方向鉄骨	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-600×150×6×12	H-350×175×7×11
	主筋	6-D25+2-D13	4-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25+2-D13	6-D25
	帯筋	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D13-@100	□-D10-@100

表 6.2.5 建物D-1 梁断面リスト (続く)

階	記号	G3		G4	
		端部	中央	端部	中央
7階	寸法	450×700		450×700	
	断面				
	フランジ	2PL-200×16	2PL-200×12	2PL-200×16	2PL-200×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×125	PL-6	FB-9×125
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
6階	寸法	450×700		450×700	
	断面				
	フランジ	2PL-200×16	2PL-200×12	2PL-200×16	2PL-200×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×125	PL-6	FB-9×125
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
5階	寸法	450×750		450×750	
	断面				
	フランジ	2PL-200×16	2PL-200×12	2PL-200×16	2PL-200×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×150	PL-6	FB-9×150
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
4階	寸法	450×750		450×750	
	断面				
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16
	ウェブ	PL-9	FB-9×150	PL-9	FB-9×150
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
3階	寸法	450×800		450×800	
	断面				
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16
	ウェブ	PL-9	FB-9×200	PL-9	FB-9×200
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
2階	寸法	450×850		450×850	
	断面				
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×22	2PL-200×19
	ウェブ	PL-9	FB-9×200	PL-9	FB-12×200
	主筋	4-D25+3-D25	2-D25+2-D25		
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	

表 6.2.5 建物D-1 梁断面リスト

	記号	G1		G2	
	位置	端部	中央	端部	中央
12階	寸法	350×750		350×750	
	断面				
	主筋	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@200		□-D10-@200	
	寸法	350×650		350×650	
11階	寸法	350×650		350×650	
	断面				
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D13-@150		□-D13-@150	
	寸法	400×650		400×650	
10階	寸法	400×650		400×650	
	断面				
	主筋	5-D25+2-D25	2-D25+2-D25	5-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D13-@125		□-D13-@125	
	寸法	450×650		450×650	
9階	寸法	450×650		450×650	
	断面				
	フランジ	2PL-175×16	2PL-150×12	2PL-175×16	2PL-150×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×100	PL-6	FB-9×100
	主筋	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	
8階	寸法	450×700		450×700	
	断面				
	フランジ	2PL-175×16	2PL-150×15	2PL-175×16	2PL-150×12
	ウェブ	PL-6	FB-9×125	PL-6	FB-9×125
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150	

表 6.2.6 建物D-2 梁断面リスト (続く)

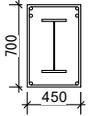
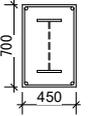
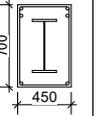
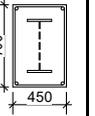
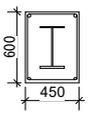
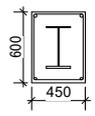
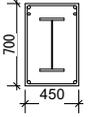
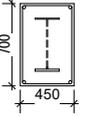
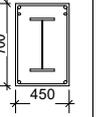
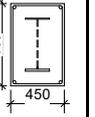
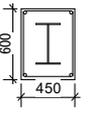
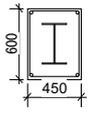
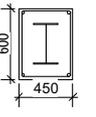
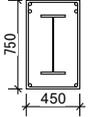
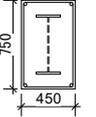
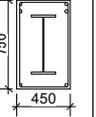
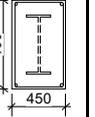
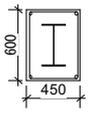
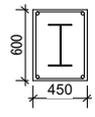
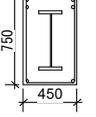
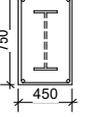
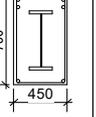
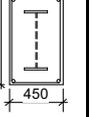
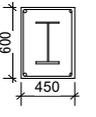
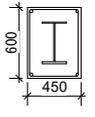
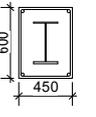
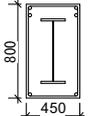
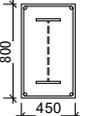
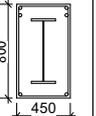
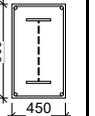
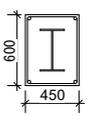
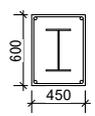
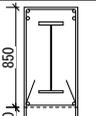
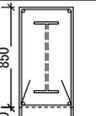
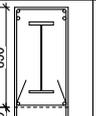
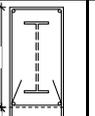
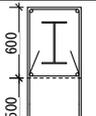
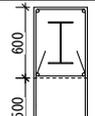
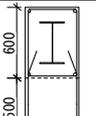
	記号	G1		G2		G5		G6		G7	
		位置	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部
7階	寸法	450×800		450×800		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-12×200	PL-9	FB-12×200						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150			
6階	寸法	450×700		450×700		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-9×125	PL-9	FB-9×125						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25		2-D25+2-D25	
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	
5階	寸法	450×750		450×750		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-200×19	2PL-200×16	2PL-200×19	2PL-200×16	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-9×150	PL-9	FB-9×150						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150			
4階	寸法	850×750		850×750		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-12×150	PL-9	FB-12×150						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25		2-D25+2-D25	
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	
3階	寸法	450×800		450×800		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-12×200	PL-9	FB-12×200						
	主筋	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150			
2階	寸法	450×850		450×850		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-200×22	2PL-200×19	2PL-200×22	2PL-200×19	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-12×200	PL-9	FB-12×200						
	主筋	4-D25+2-D25 2-D13	2-D25+2-D25 2-D13	4-D25+2-D25 2-D13	2-D25+2-D25 2-D13	2-D25+2-D25 2-D16		2-D25+2-D25 2-D16		2-D25+2-D25 2-D16	
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	

表 6.2.6 建物D-2 梁断面リスト

	記号	G1		G2		G5		G6		G7	
		位置	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部	中央	端部
12階	寸法	350×750		350×750		350×600		350×600		350×600	
	断面										
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+4-D25	4-D25+4-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+3-D25
	帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@100		□-D10-@200		□-D10-@100	
11階	寸法	350×650		350×650		350×600		350×600		/	
	断面										
	主筋	5-D25+3-D25	2-D25+2-D25	5-D25+3-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	4-D25+4-D25	4-D25+4-D25	2-D25+2-D25		
	帯筋	□-D13-@125		□-D13-@125		□-D10-@150		□-D10-@150			
10階	寸法	400×650		400×650		400×600		400×600		400×600	
	断面										
	主筋	6-D25+4-D25	3-D25+3-D25	6-D25+4-D25	3-D25+3-D25	2-D25+2-D25	4-D25+4-D25	4-D25+4-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+3-D25
	帯筋	□-D13-@100		□-D13-@100		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150	
9階	寸法	450×650		450×650		450×600		450×600		/	
	断面										
	フランジ	2PL-175×19	2PL-150×15	2PL-175×19	2PL-150×15	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	ウェブ	PL-9	FB-9×125	PL-9	FB-9×125	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11			
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25			
帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150				
8階	寸法	450×700		450×700		450×600		450×600		450×600	
	断面										
	フランジ	2PL-175×19	2PL-150×15	2PL-175×19	2PL-150×15	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	ウェブ	PL-9	FB-9×125	PL-9	FB-9×125	H-350×175×7×11		H-350×175×7×11		H-350×175×7×11	
	主筋	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	3-D25+2-D25	2-D25+2-D25	2-D25+2-D25		2-D25+2-D25		2-D25+2-D25	
帯筋	□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		□-D10-@150		

表 6.2.7 壁断面リスト

記号	W12	EW12	EW15	EW18	EW20
壁厚	120	120	150	180	200
断面					
縦筋	9Φ-250 S	D10-150 S	D10-150 TD	D10-200 D	D10-200 D
横筋	9Φ-250 S	D10-150 S	D10-150 TD	D10-200 D	D10-200 D
開口部 補強筋	縦筋	1-13D	2-D19	4-D19	4-D22
	横筋	1-13D	2-D19	3-D22	3-D25
	斜筋	1-13D	-	-	-

また、建物重量を表 6.2.8, 表 6.2.9 に示す。

表 6.2.8 建物D-1

	W(t)	Σ W(t)
12層	374.2	374.2
11層	358.1	732.3
10層	356.7	1089.0
9層	371.8	1460.8
8層	379.8	1840.6
7層	383.7	2224.3
6層	387.8	2612.2
5層	394.8	3007.0
4層	428.7	3435.7
3層	448.7	3884.3
2層	499.1	4383.4
1層	765.2	5148.6

表 6.2.9 建物D-2

	W(t)	Σ W(t)
12層	498.7	498.7
11層	471.7	970.4
10層	475.9	1446.3
9層	482.9	1929.2
8層	499.6	2428.8
7層	500.9	2929.7
6層	509.3	3438.9
5層	512.0	3950.9
4層	563.8	4514.7
3層	583.0	5097.8
2層	769.6	5867.4
1層	940.1	6807.5

### 6.3 被害概要

#### 6.3.1 簡易調査<sup>[6-1]</sup>

建物の損傷状況の概略を把握するために、全住戸の共用廊下側におけるRC造非耐力壁を対象に、目視・写真によるコンクリートのひび割れ・剥落状況の記録や、クラックスケールを使用して最大ひび割れ幅を記録した。これらの結果に基づき非耐力壁の損傷度の判定（損傷度区分は文献[6-2]を参照）を行った。なお、柱、梁は顕著なひび割れが確認されなかったため、記録は省略している。

共用廊下側非耐力壁についてクラックスケールで記録した最大ひび割れ幅および目視・写真で記録したコンクリートの剥落の有無、それらの結果に基づいて判定した損傷度を図6.3.1に示す。また、写真記録を基にして作成した共用廊下側構面の全住戸ひび割れ図を図6.3.2、図6.3.3に示す。

階	建物C-1					建物C-2				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	II	II	I	II	II	II	II	II	II	II
	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
10	0.20	0.20	0.10	0.30	0.30	0.50	0.40	0.90	0.60	0.20
	I	II	II	I	II	II	III	IV	III	II
9	○	○	○	○	○	○	○修	×修	○	○
	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.80	1.20	剥落	1.20	0.30
8	I	II	II	III	II	IV	IV	IV	IV	III
	○	○	○	×	○	○	○修	×修	○	○
7	0.10	0.90	0.50	1.10	0.70	剥落	剥落	剥落	剥落	1.00
	I	II	IV	III	II	III	IV	IV	IV	III
6	○	○	○	×	○	○修	×修	×修	×修	○
	0.10	0.60	0.50	2.50	0.20	3.00	補済	補済	剥落	2.50
5	I	II	IV	III	II	III	IV	IV	IV	IV
	○	×	×	×	○	△修	△	×	○修	○修
4	0.15	0.50	剥落	5.00	0.20	3.50	剥落	補済	補済	剥落
	II	IV	IV	III	III	IV	IV	IV	IV	IV
3	○	○	×	○	○	×	×	×	×	○
	0.60	剥落	剥落	2.50	1.10	剥落	剥落	補済	剥落	剥落
2	III	III	IV	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×
1	2.00	2.00	剥落	剥落	2.50	剥落	剥落	剥落	補済	剥落
	III	IV	IV	IV	III	IV	IV	IV	III	III
1	○	△修	×	○修	○	×	×	×	×	×
	1.30	剥落	剥落	補済	2.50	剥落	補済	補済	5.00	1.20
1	IV	IV	IV	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
	○修	△修	×	○	○	×	×	×	△修	×
1	剥落	剥落	剥落	剥落	2.00	剥落	補済	補済	剥落	剥落
	III	III	IV	IV	III	IV	IV	IV	IV	III
1	○	△修	○修	○修	×	○	○修	×	△修	○
	2.50	3.50	剥落	剥落	2.50	剥落	剥落	剥落	剥落	3.00
1	II	II	III	III	III	△	△	△	IV	II
	○	○修	○	○	○	剥落	剥落	剥落	剥落	剥落
1	0.30	0.90	1.30	5.00	2.00				剥落	0.80

- III 【非耐力壁の損傷度】 文献【6-2】に示すⅠ～Ⅴ
- 【玄関扉の開閉障害】 ○：無し，△：疑い有り，×：有り，修：修復実施
- 1.30 【最大ひび割れ幅(mm)】 ただし，調査時に補修済みは「補修」

図 6.3.1 目視・写真・クラックスケールなどの記録に基づく損傷度調査および玄関扉の不具合状況

表 6.3.1 損傷度定義<sup>[6-2]</sup>

部材の 損傷度	耐震性能低 減係数 $\eta$	損傷度定義 (被災度区分判定基準より)	
		曲げ部材	せん断部材
I	0.95	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ (ひび割れ幅0.2mm程度以下)	
II	0.6	部材として曲げ降伏し、部材端部に肉眼ではっきり見える程度のひび割れが生じている。(ひび割れ幅0.2~1mm程度)	肉眼ではっきり見える斜め方向のひび割れ (せん断ひび割れ) が発生している。(ひび割れ幅0.2~1mm程度)
III	0.3	降伏後の塑性化が進行し比較的大きなひび割れ (曲げせん断ひび割れなど) が生じているが、かぶりコンクリートの剥落は極わずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。(ひび割れ幅1~2mm程度)	せん断ひび割れの幅が比較的大きくなり、複数発生しているが、かぶりコンクリートの剥落は極わずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。(ひび割れ幅1~2mm程度)
IV	0	大きなひび割れが多数生じ、かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出している。水平耐力は低下しているが、柱や壁では軸力は支持している。	せん断ひび割れの幅が拡大し、多数発生している。かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出していることもある。耐力低下が生じているが、主筋やせん断補強筋の損傷 (座屈・破断) はなく、ある程度耐力は維持している。
V	0	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れ落ちるなど、部材耐力がほとんど残っていない状態。柱や耐力壁では一見して高さ方向や水平方向に変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特徴。鉄筋の破断が生じている場合もある。	

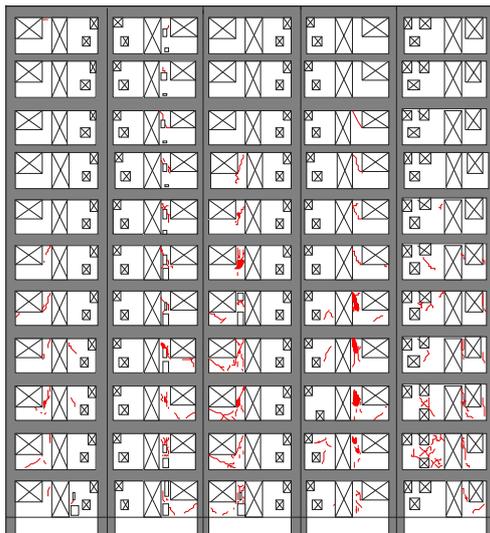


図 6.3.2 建物D-1 ひび割れ図

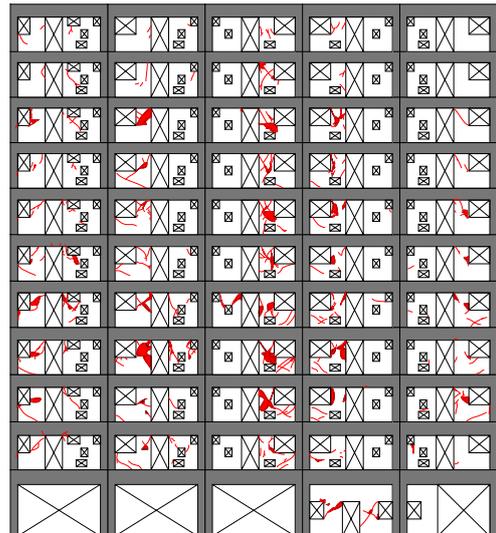


図 6.3.3 建物D-2 ひび割れ図

6.3.2 詳細調査<sup>[6-1]</sup>

損傷量・修復量にかかる詳細なデータ収集のために、建物D-2の5階部分5住戸および1階部分1住戸の共用廊下側非耐力壁を対象に、OHPシートを部材表面に重ね、手書きで損傷状態を記録した図をスキャナーで取込み、統合した。

OHPシートを使用した詳細なひび割れ計測によって得られた記録に基づき作成したひび割れ図の例を図6.3.4～図6.3.9に示す。黒斜線部分は設備機器、赤く塗りつぶした部分は剥落、赤斜線部分はうき、黄色部分は補修済み箇所とする。

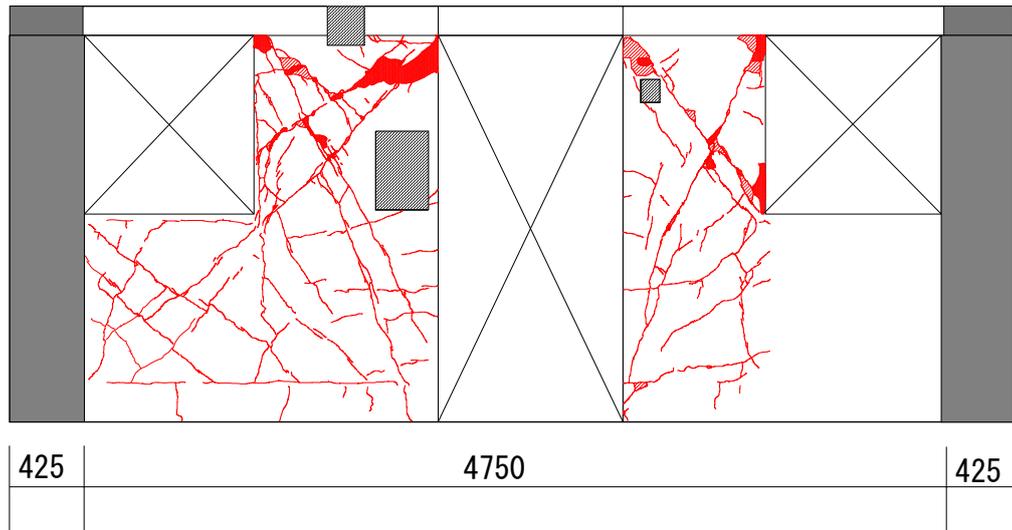


図6.3.4 109号室ひび割れ図

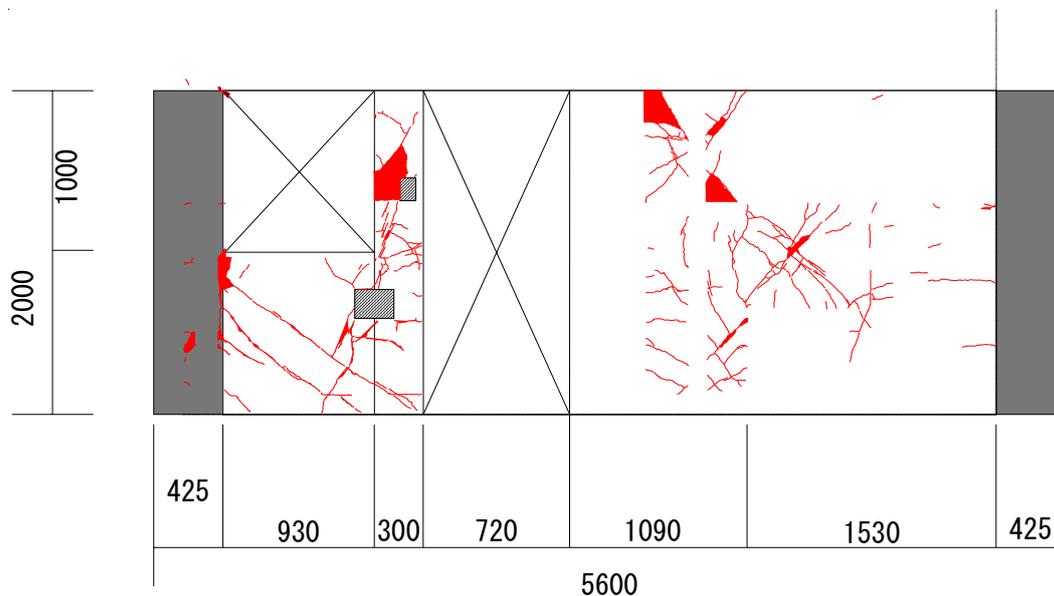


図6.3.5 506号室ひび割れ図

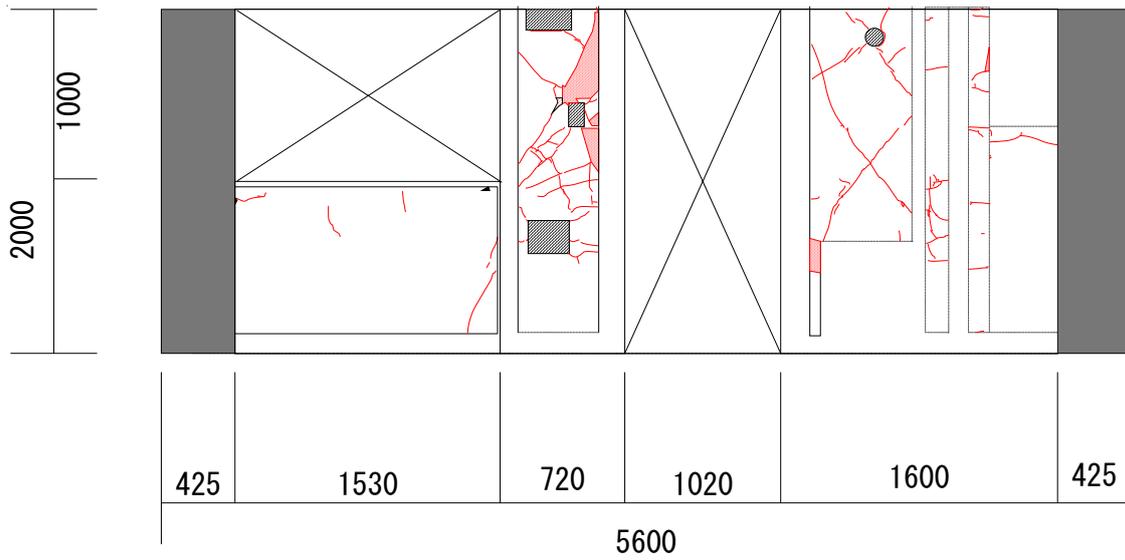


図6.3.6 507号室ひび割れ図

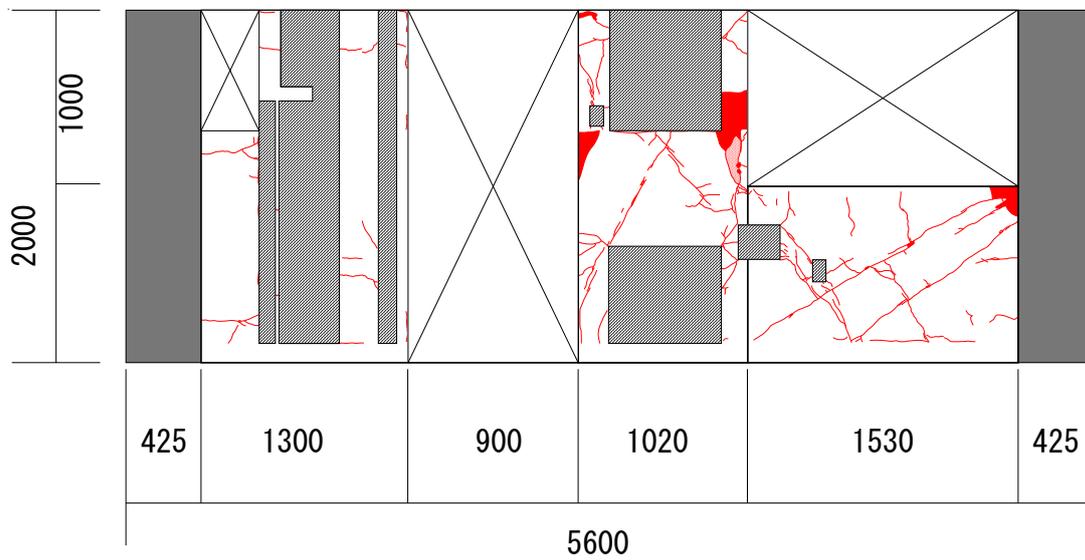


図6.3.7 508号室ひび割れ図

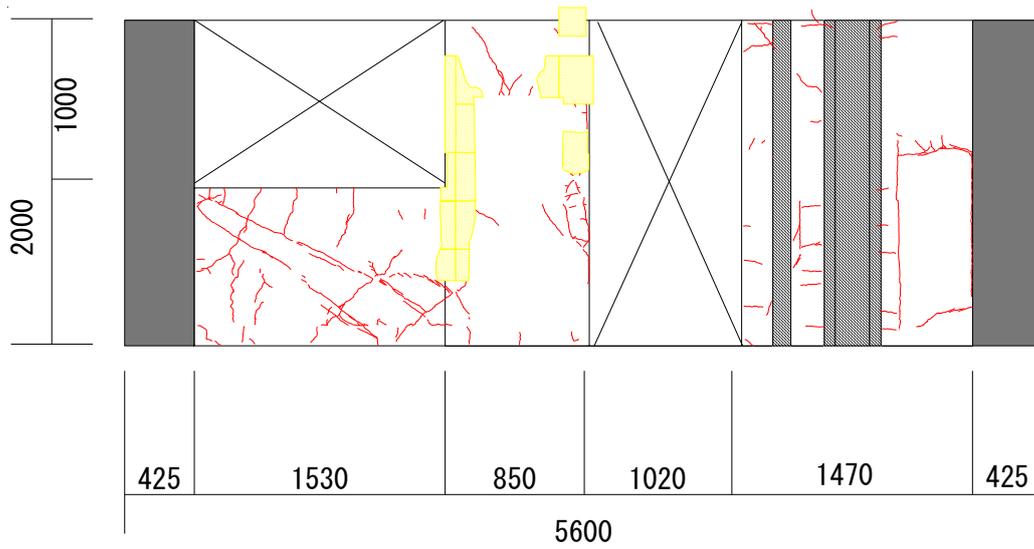


図6.3.8 509号室ひび割れ図

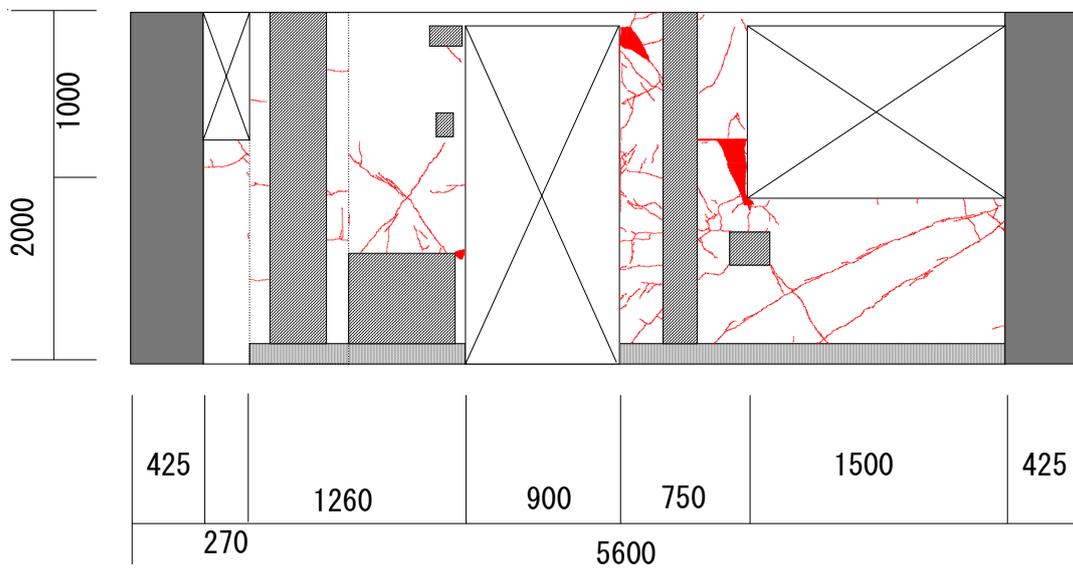


図6.3.9 510号室ひび割れ図

### 6.3.3 Exp.J 変位

建物D-1の11階Exp.Jの手すりに、建物が動いた時に残ったと思われる傷痕が確認された。図6.3.10に計測した変形量を示す。



Exp. J手摺 変形量 (11F) 11FL=28.2m 変形角=1/350 21

EXP.J計測値 約78mm

図 6.3.10 Exp. J 変形量

### 6.3.4 常時微動測定記録<sup>[6-3]</sup>

#### (1) 測定概要

表6.3.2に測定ケースと測定点を示す。測定時期は損傷した非構造壁の補修後の平成29年2月である。測定点は、地表、建物1FとRF（11階屋根スラブ）で、各点に水平2方向・上下方向の測定機器を建物の長辺（X）および短辺（Y）方向に合わせて設置した。ケース1では上部構造の振動特性，ケース2では地盤との相互作用を考慮した振動特性の把握を目的とした。測定は、GPSで時刻同期を行い，サンプリング周波数200Hz，各ケースで20分間の記録を収録した。これを100Hzにリサンプルし，各ケース1区間80秒の記録を抽出し，フーリエスペクトル振幅を求めて分析を行った。

表6.3.2 測定ケースと測定点

	ケース 1		ケース 2	
	建物D-1	建物D-2	建物D-1	建物D-2
測定点1	RF南東隅	RF南西隅	RF南東隅	RF南東隅
測定点2	RF北西隅	RF北東隅	RF北西隅	RF北西隅
測定点3	1F南西隅	1F北東隅	1F南西隅	1F南西隅
測定点4	1F北西隅	1F南西隅	東側地盤上	東側地盤上
備考	上部構造のみ		相互作用考慮	

#### (2) 測定結果

表6.3.3に微動記録の分析結果を示す。固有振動数はフーリエスペクトル比のピーク位置から求めたものであり，測定ケースによってばらつくため，0.05Hz刻みで丸めている。このためその値には±0.02程度の幅がある。また固有振動数に続く括弧の中は固有周期である。減衰定数は，スペクトル比のピーク高さから求めた概算値である。

表6.3.3 微動記録分析結果一覧

	項目	長辺(X)方向	短辺(Y)方向
建物D-1	固有振動数（上部構造のみ，RF/1F）	1.55Hz (0.64秒)	1.70Hz (0.59秒)
	減衰定数（上部構造のみ，RF/1F）	2.3%	2.0%
	固有振動数（相互作用込，RF/GL）	1.45Hz (0.69秒)	1.60Hz (0.63秒)
建物D-2	固有振動数（上部構造のみ，RF/1F）	1.70Hz (0.59秒)	1.80Hz (0.56秒)
	減衰定数（上部構造のみ，RF/1F）	3.3%	3.8%
	固有振動数（相互作用込，RF/GL）	1.45Hz (0.69秒)	1.60Hz (0.63秒)

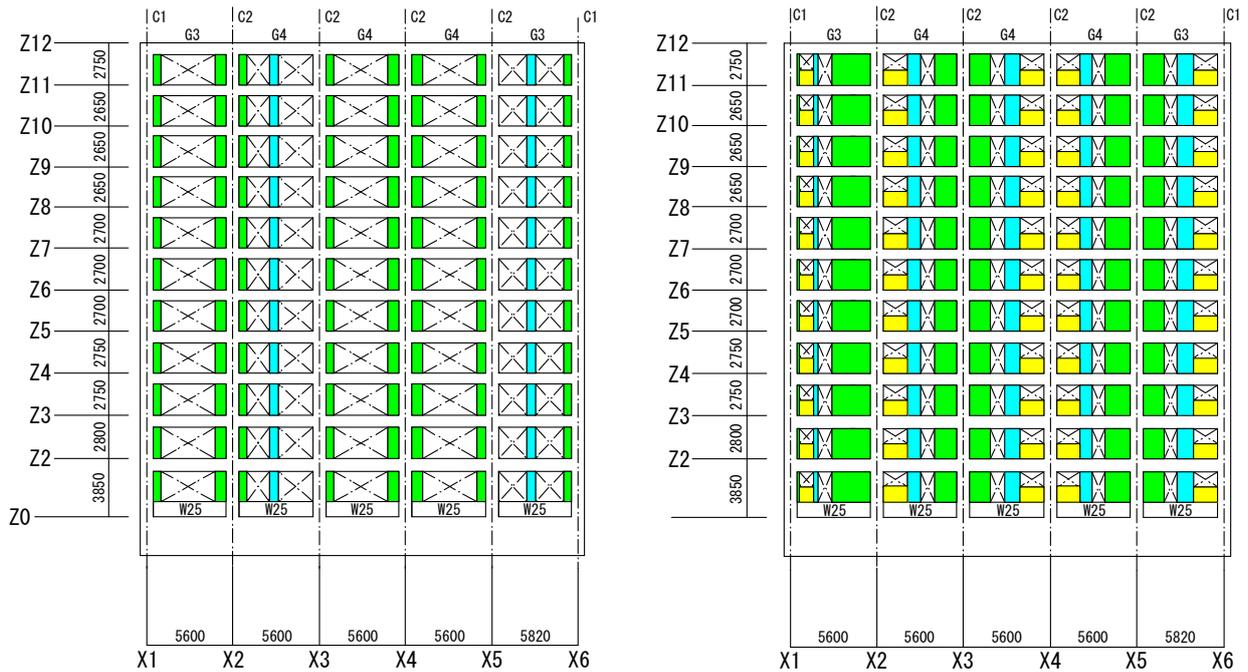
## 6.4 分析概要と結果

### 6.4.1 非耐力壁に関する被害分析

#### (1) 建物D-1

##### 1) モデル化概要

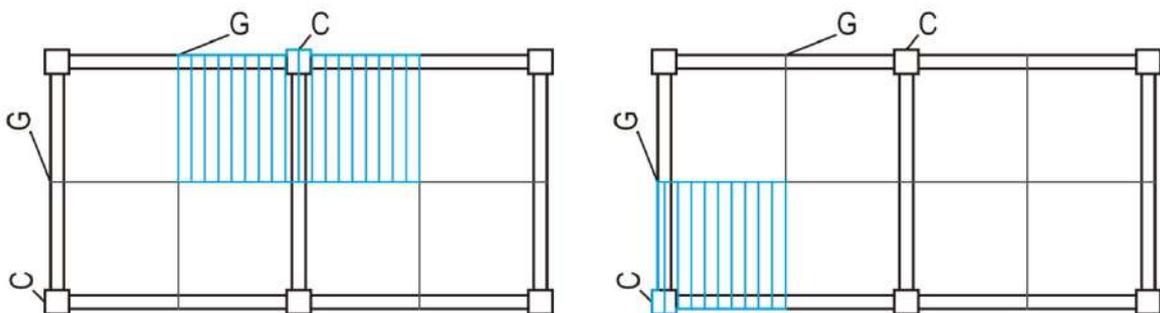
壁付き部材のモデル化について示す。本検討では壁部分に取り付く設備や小開口については考慮せず大開口のみを考慮しモデル化を実施した。長辺方向における壁分類図を図6.4.1に示す。緑色を柱に付帯する袖壁、黄色を梁に付帯する腰壁、水色を方立壁とする。さらに、小梁、パラペットに加え、階段については水平力に影響しないとし、モデル化しない。



左：Y1 通り，右：Y2 通り

図 6.4.1 壁分類図

柱は図6.4.2の面積分の建物重量を負担するとし、柱に作用する軸力を算定した。



左：中央柱，右：端部柱

図 6.4.2 負担面積

モデル化は以下のように4つのモデルを作成した。

- (a)モデル①：剛域端，危険断面位置をフェイス位置とする。
- (b)モデル②：文献[6-4]より剛域の設定，剛域端をフェイス位置より部材のせいD（袖壁付き柱の場合は壁部分を含む全せい）の1/4内側の位置とし，危険断面位置をフェイス位置と仮定する。  
(図6.4.3参照)
- (c)モデル③：モデル①のように剛域，危険断面位置を設定し，また，腰壁付き梁及び方立壁の強度低下を考慮し，負勾配を設定したモデル。
- (d)モデル④：モデル②のように剛域，危険断面位置を設定し，また，腰壁付き梁及び方立壁の強度低下を考慮し，負勾配を設定したモデル。

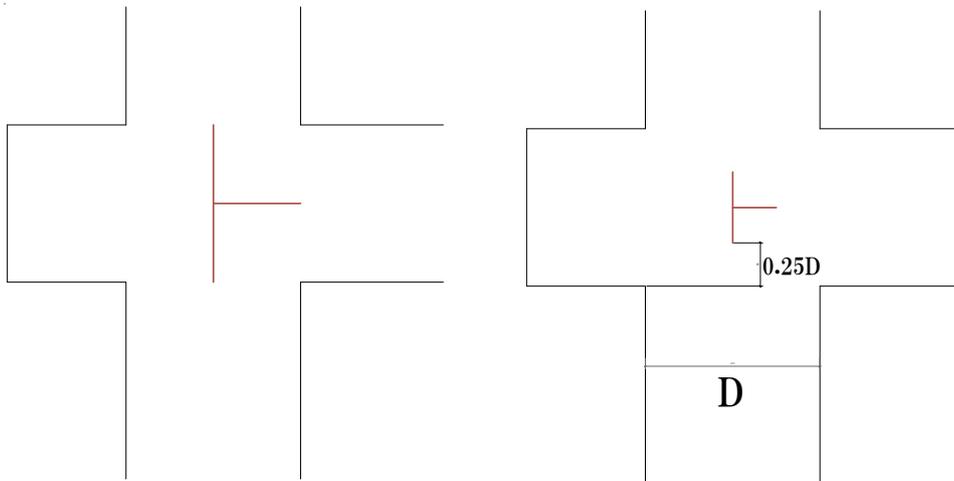


図 6.4.3 剛域低減詳細図

モデル③，④における耐力低下モデルのばねモデルを図6.4.4に示す。文献[6-5]に基づき，表6.4.1のようにパラメータを設定する。

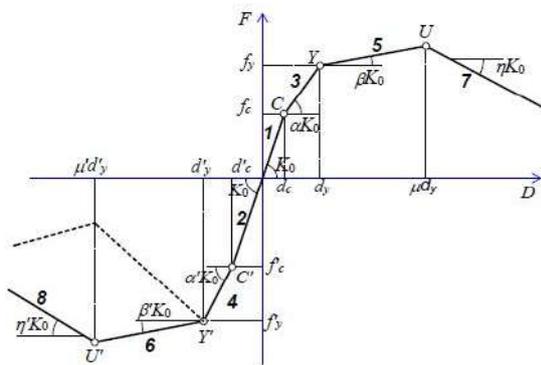
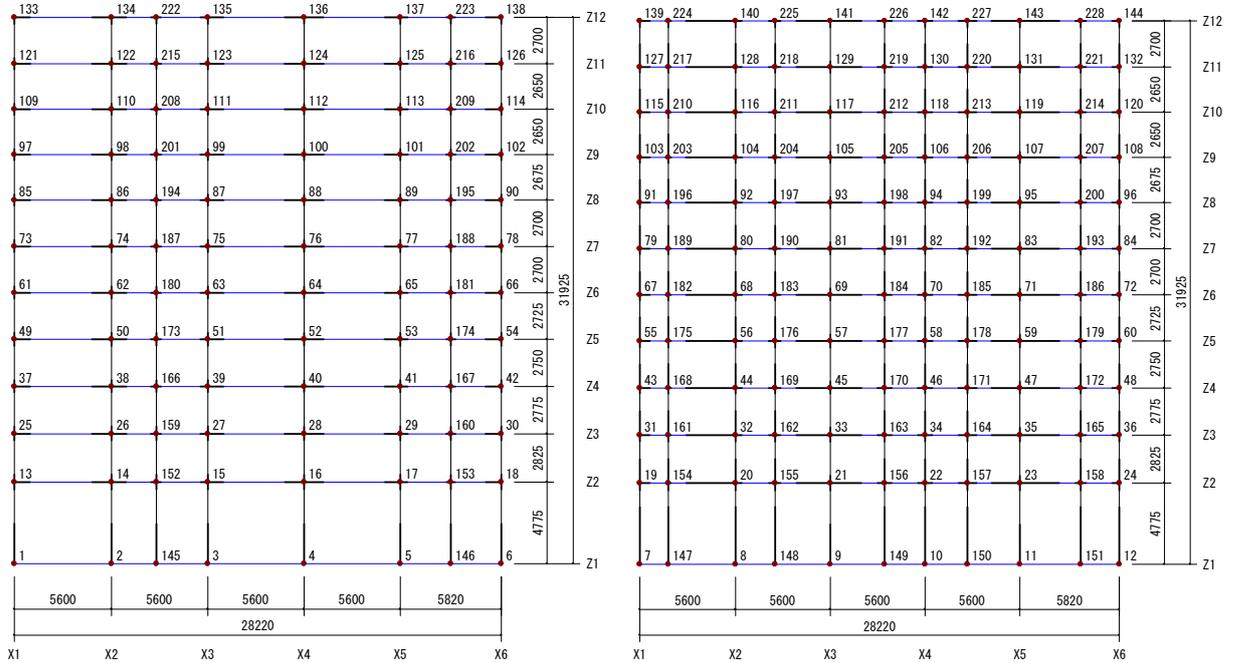


図 6.4.4 4折れ線ばねモデル

表 6.4.1 パラメータ [6-5]

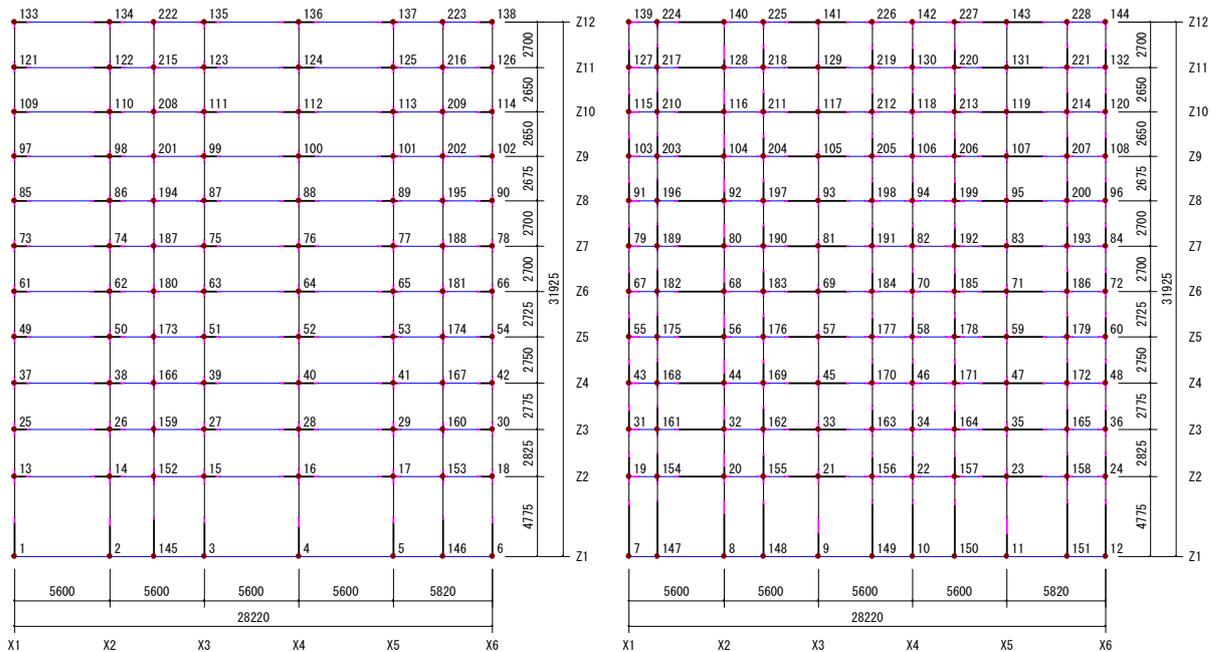
部材	パラメータ	
方立壁	$\beta$	0.001
	$\eta$	-0.081
	$\mu$	1.57
腰壁付き梁	$\beta$	-0.01
	$\eta$	0.001
	$\mu$	梁単体の耐力まで耐力低下すると仮定し幾何学的に算出

線材置換後のモデルを図 6.4.5, 図 6.4.6 に示す。節点は柱及び方立壁の中心軸と梁の中心軸の交点とし, 1階部分の節点の拘束はピンとした。また, 階高は階段室を除いて長辺方向だけを見たときの構造階高とする。方立壁は柱と同様に曲げばね, せん断ばね, 軸ばねを設け, 梁には軸ばねを設けない。



左 : Y1 通り, 右 : Y2 通り

図 6.4.5 線材置換モデル (剛域低減なし)



左 : Y1 通り, 右 : Y2 通り

図 6.4.6 Y2 通り (剛域低減なし)

2) 解析概要

解析プログラムは(株)構造システムのSNAPver.7を用い、静的増分解析、動的解析を行う。

(a)固有値解析

固有値解析では、X方向を解析対象とする。

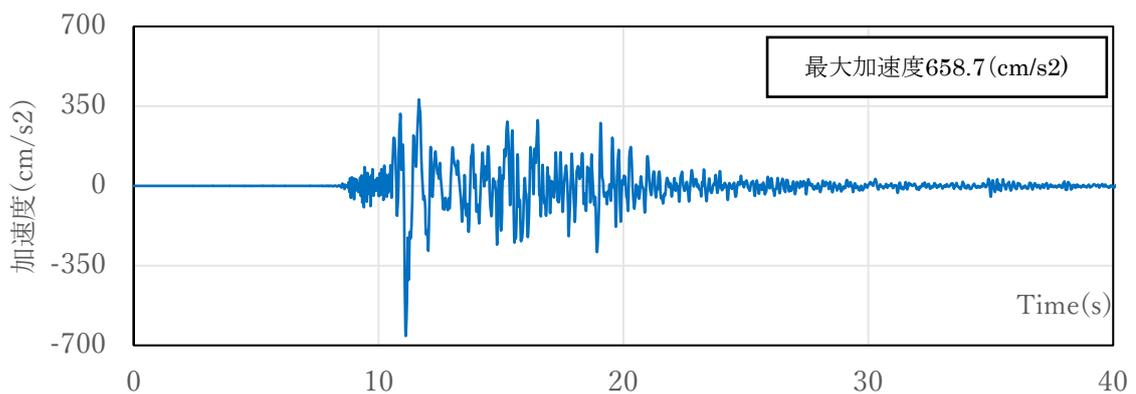
(b)静的増分解析

荷重増分による非線形静的解析を行い、荷重分布はAi分布に基づく外力分布を使用して行った。解析は長辺方向を荷重方向とし、最大変形角が2%となる時点まで行った。

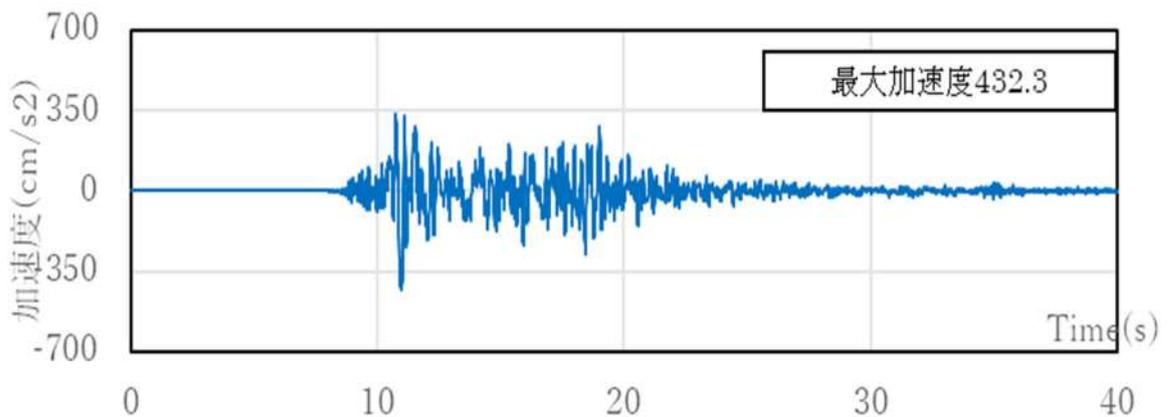
(c)動的解析条件

熊本地震における建設地付近で観測されたデータ(JMA 熊本西区春日 NS・JMA 熊本西区春日 EW<sup>[6-6]</sup>)の前震(4月14日21時26分)と本震(4月16日1時25分)の連続波を用いる。なお、継続時間は前震40秒、本震40秒とし、建物の応答が止まったことを再現するために前震後と本震後に100秒間のインターバルを設ける。

図6.4.7～図6.4.10にJMA 熊本西区春日の時刻歴加速度データとスペクトルを示す。

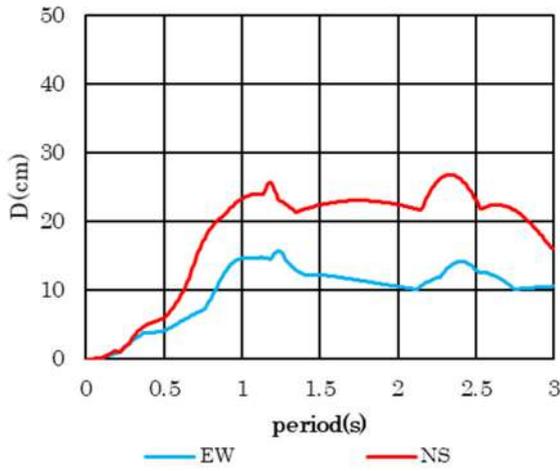


(a) NS 方向

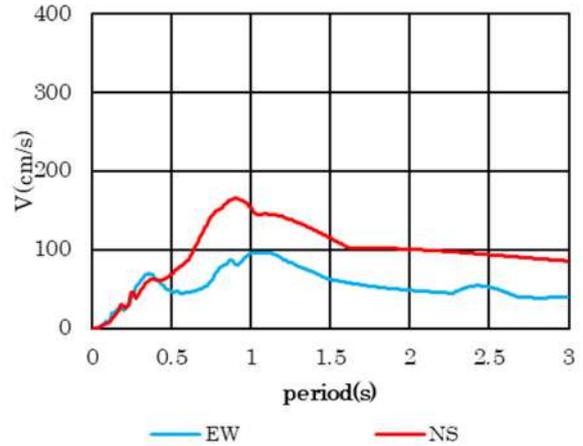


(b) EW 方向

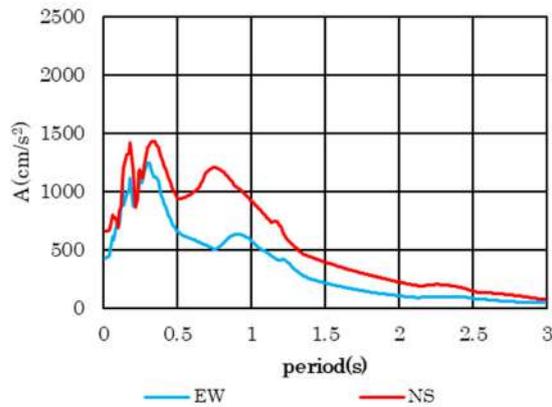
図 6.4.7 JMA 熊本西区春日前震の加速度記録



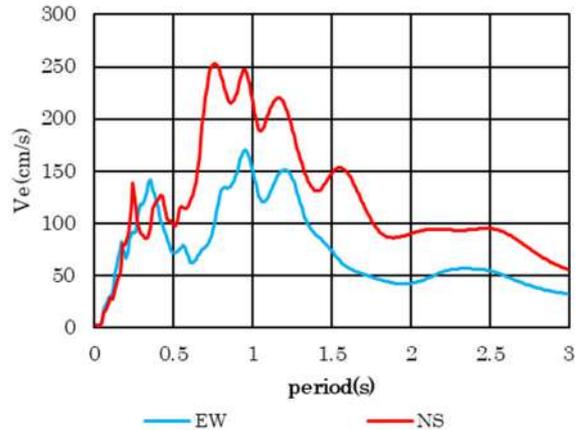
(a) 変位応答スペクトル



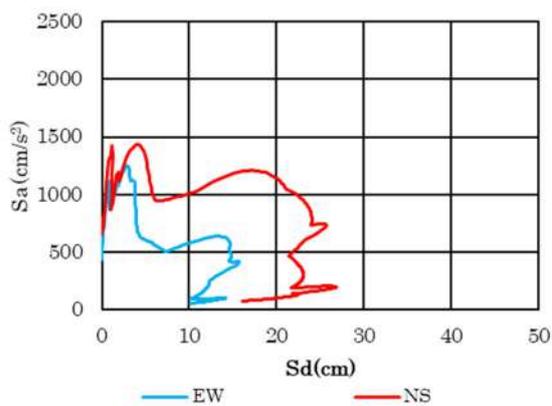
(b) 速度応答スペクトル



(c) 加速度応答スペクトル

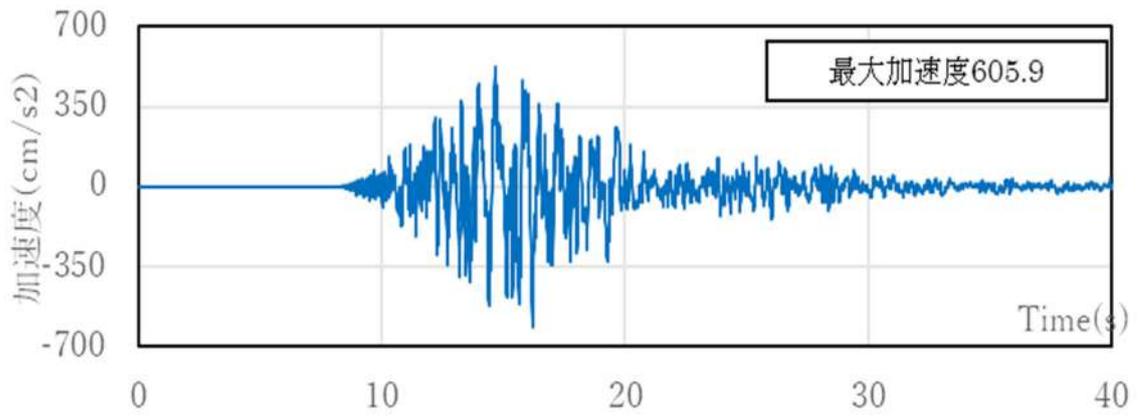


(d) エネルギースペクトル

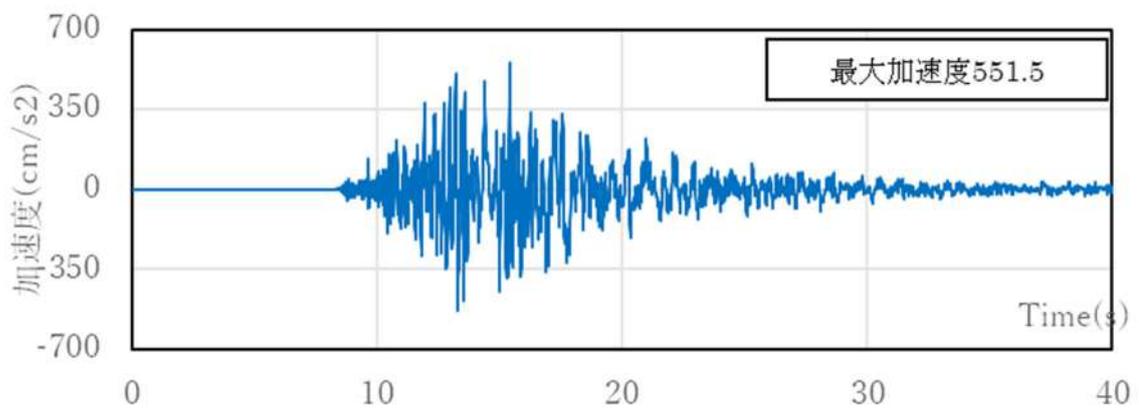


(e) Sa-Sd 曲線

図 6.4.8 JMA 熊本西区春日前震の最大応答スペクトル (減衰 5%)

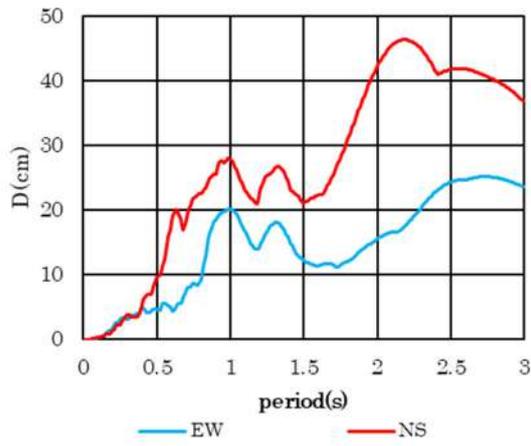


(a) NS 方向

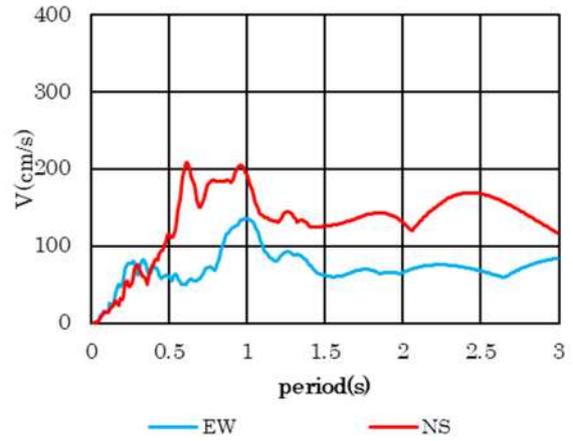


(b) EW 方向

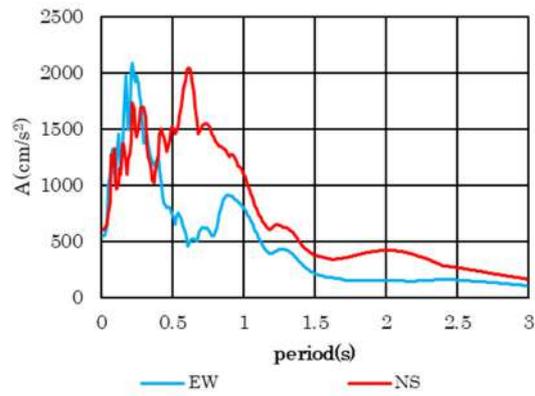
図 6.4.9 JMA 熊本西区春日本震の加速度記録



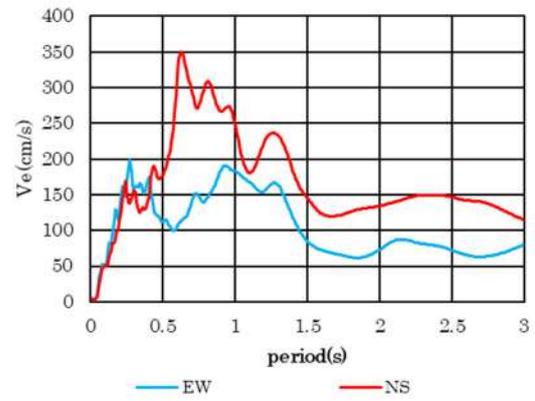
(a) 変位応答スペクトル



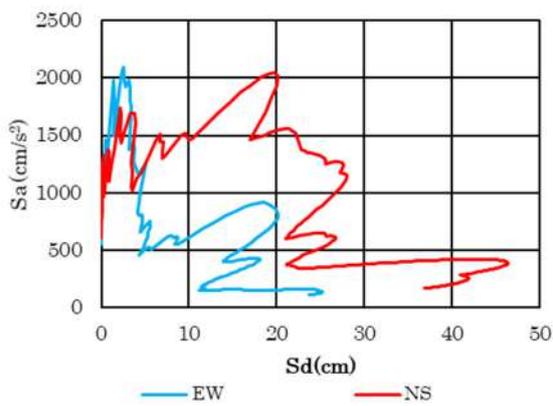
(b) 速度応答スペクトル



(c) 加速度応答スペクトル



(d) エネルギースペクトル



(e) Sa-Sd 曲線

図 6.4.10 JMA 熊本西区春日本震の最大応答スペクトル (減衰 5%)

なお、建物D-1の長辺X方向、短辺Y方向は図6.4.11のように観測されたNS, EW方向とは45°ずれている。

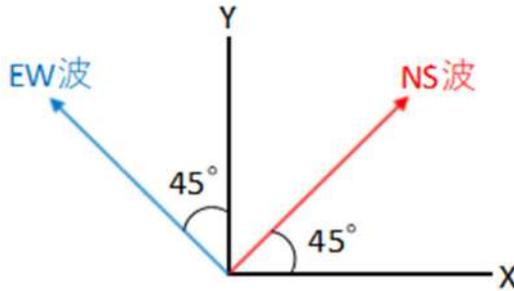


図 6.4.11 地震波方向

よって、入力した地動加速度  $a_X$  を以下の式で求める。

$$a_X = a_H \cdot \cos 45^\circ - a_V \cdot \sin 45^\circ \quad (\text{式 6.4.1})$$

$a_H$  : NS 方向地動加速度 (北を正方向とする)

$a_V$  : EW 方向地動加速度 (西を正方向とする)

熊本地震において3階建てRC造建物にて観測された地震波<sup>[6-6], [6-7]</sup>の  $S_a$ - $S_d$  曲線を図6.4.12に示す。1階建物内で観測された地震波は地表面地震波に対し、 $T=0.2\sim 0.4(\text{s})$ では50%~60%、 $T=0.4\sim 0.6(\text{s})$ では60~80%、 $T=0.6\sim 0.7(\text{s})$ では80%以上程度であった。そこで本検討では、地震動倍率を50~100%に変動させ解析を行うものとする。また、既往の研究<sup>[6-8]</sup>では、ひび割れ等の損傷を受けた建物では減衰定数が3~8%程度の値をとっており、ばらつきが多い傾向が見られると報告されている。そこで、減衰定数は3~8%を想定し、解析を行った。

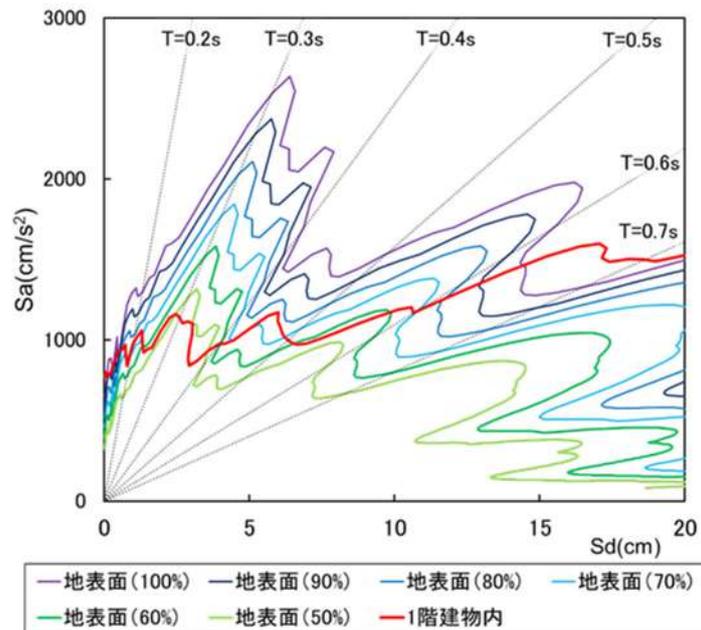


図 6.4.12 地表面および建物内地震波  $S_a$ - $S_d$  曲線比較

## 3) 固有値解析結果

建物の1次固有周期は、剛域を壁フェイス位置とするモデル①、③では0.30(s)、剛域を壁フェイス位置からD/4低減したモデル②、③では0.38(s)であった。微動記録における固有周期が0.64(s)（表6.3.3参照）であったことから、地震による壁の損傷から大幅に固有周期が伸びたと考察される。加えて、建物の1次固有周期をX方向入力地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図9.4.13、加速度応答スペクトルと比較したものを図9.4.14に示す。

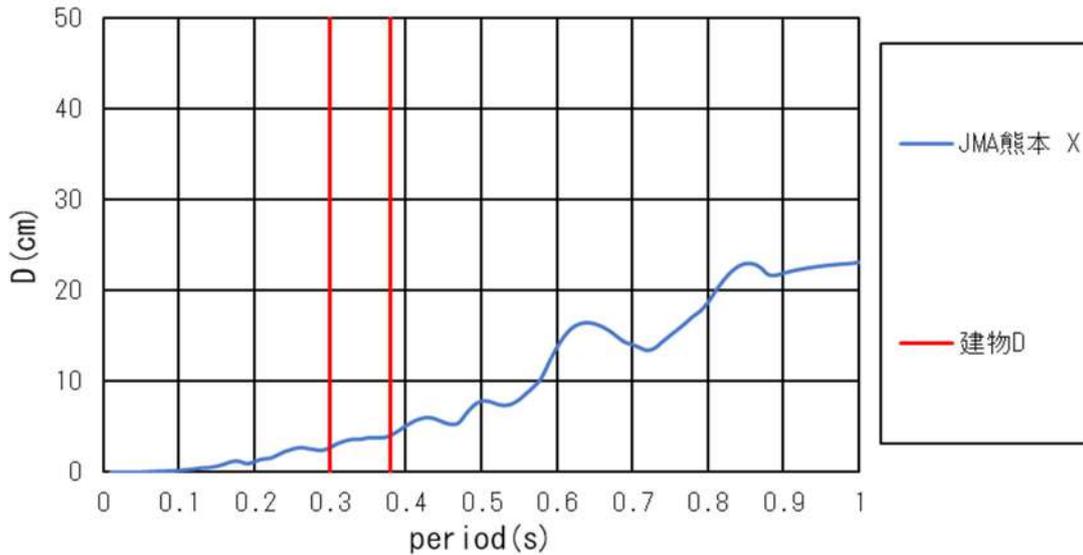


図9.4.13 変位応答スペクトル比較

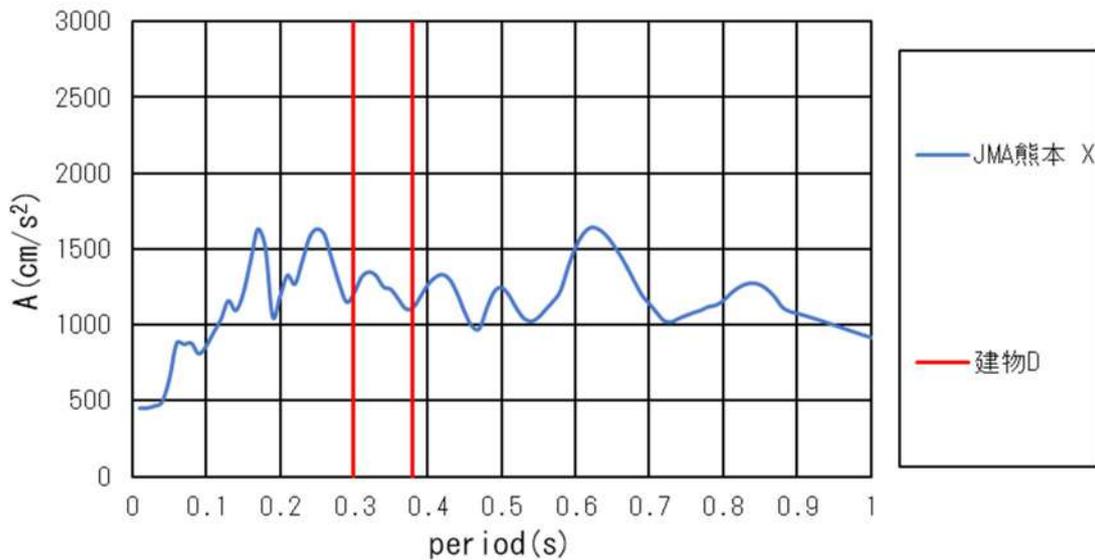


図9.4.14 加速度応答スペクトル比較

4) 静的増分解析結果

図 6.4.15 に、各モデルにおける層せん断力—層間変形関係を示す。また、1階層せん断力—全体変形角関係を図 6.4.16 に示す。モデル③、④ともに全体変形角 1/1000rad で3層共用廊下側の方立壁からせん断破壊し始める。また、主にベランダ側全層及び共用廊下側 2~6 層の非耐力壁の損傷によりモデル③では全体変形角約 1/400 rad, モデル④では全体変形角約 1/300 rad から耐力低下が開始している。

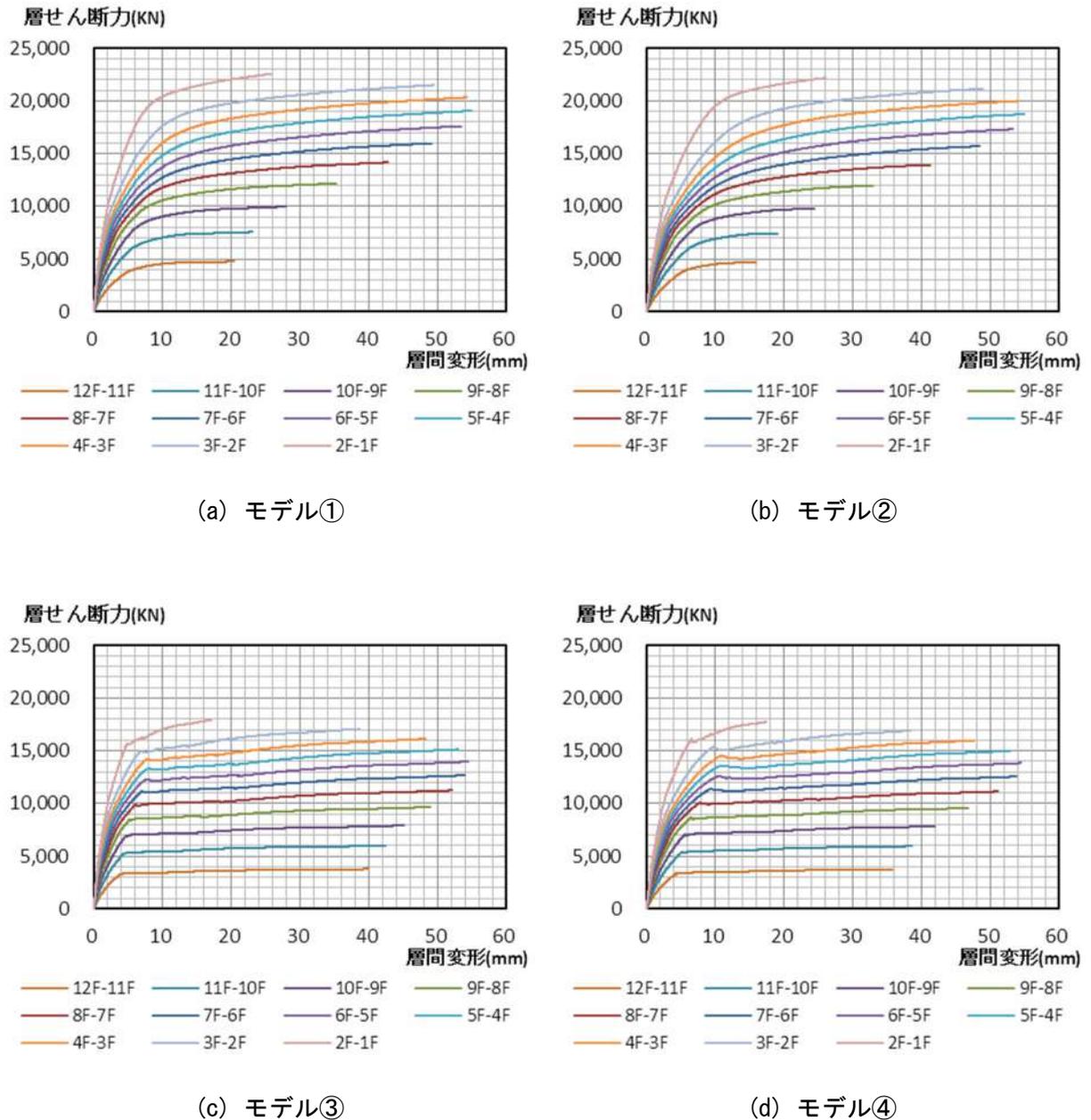


図 6.4.15 層せん断力—層間変形角関係

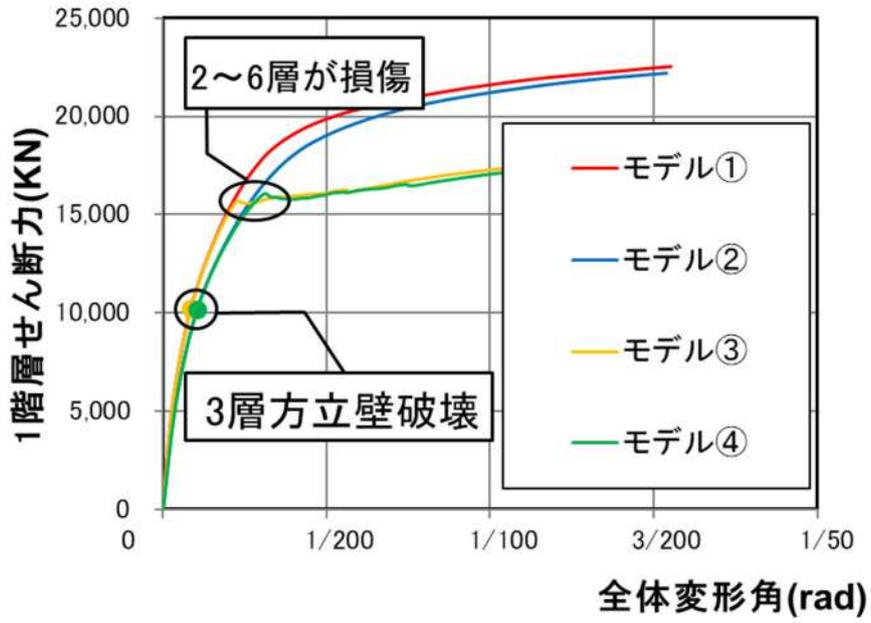


図 6.4.16 1階層せん断力—全体変形角関係

5) 動的解析結果

(a) 共用廊下側の損傷分布に基づく分析

2)の(c)の解析条件に基づき、建物のモデル化方法および減衰，入力地震動を変化させたパラメータで動的解析を行う。なお，地震動倍率は10%，減衰は1%刻みで変化させる。実被害における損傷度IVの壁部分と解析で得られた方立壁のせん断破壊位置を比較し，各モデルにおいて，共用廊下側壁の被害に迫る地震動倍率，減衰の組み合わせを考察する。図6.4.17～図6.4.40に各パラメータにおける機構図を示す。なお，黄色○は曲げひび割れ，黄色△はせん断ひび割れ，赤○は曲げ破壊，赤△はせん断破壊，赤□軸圧縮破壊を示している。また，モデル③，④において青色は耐力低下を起こした部材を示している。

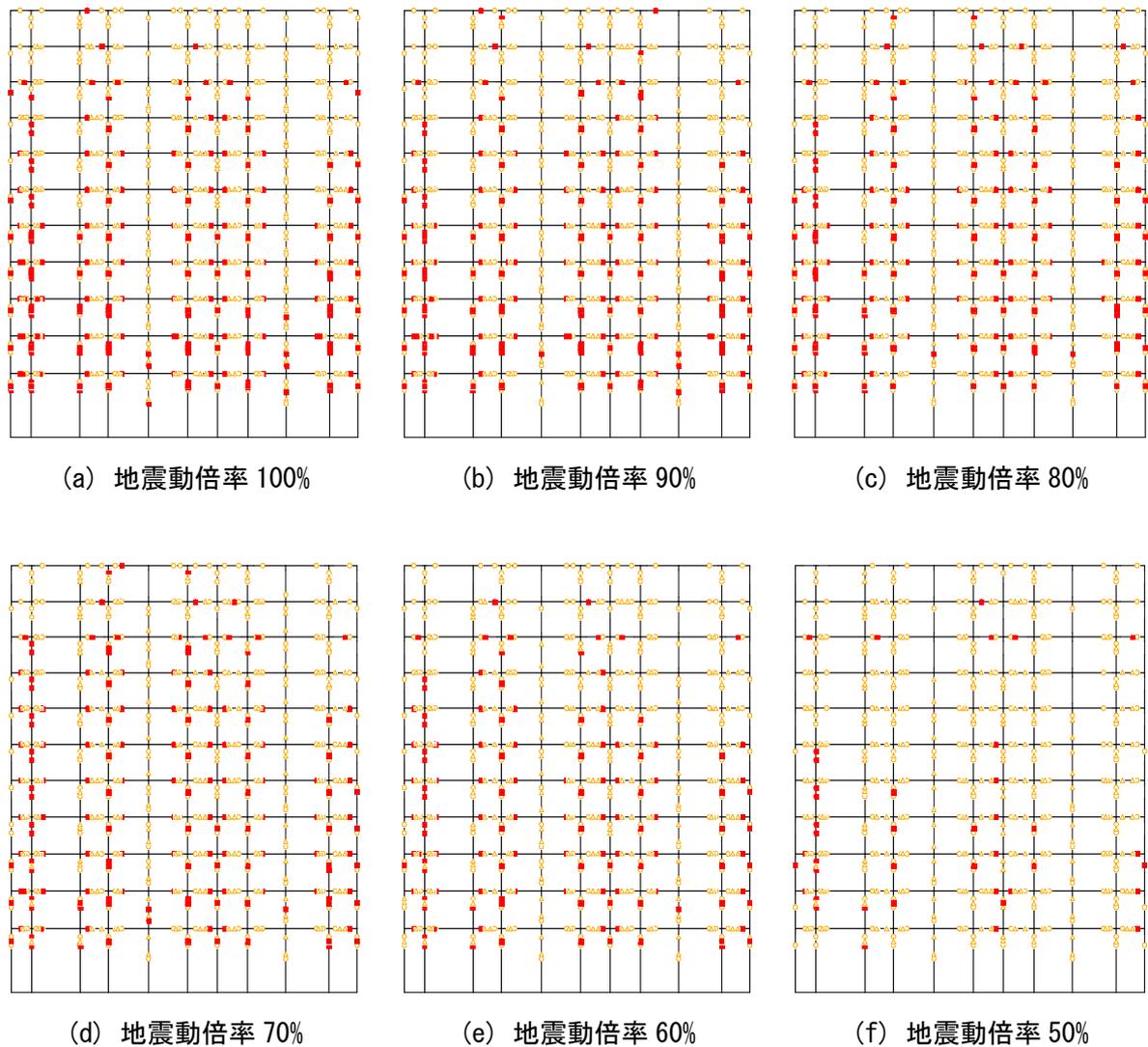
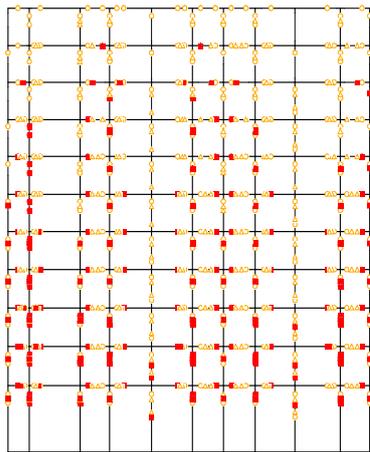
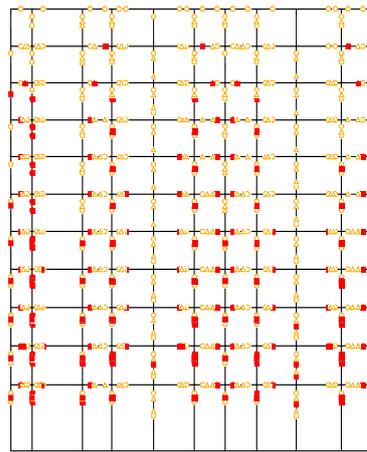


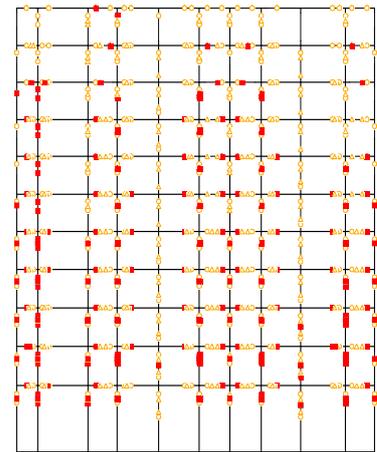
図 6.4.17 モデル①損傷図 (減衰 3%)



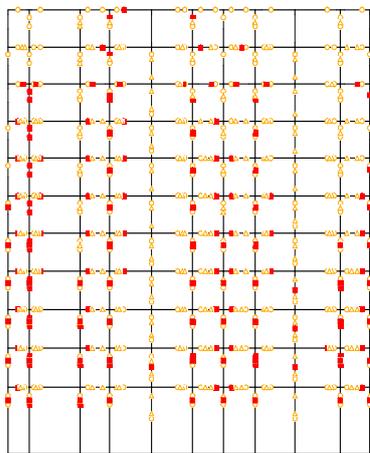
(a) 地震動倍率 100%



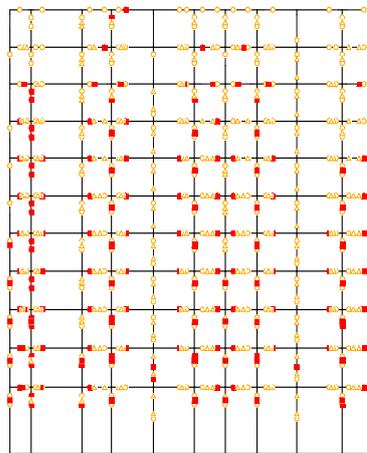
(b) 地震動倍率 90%



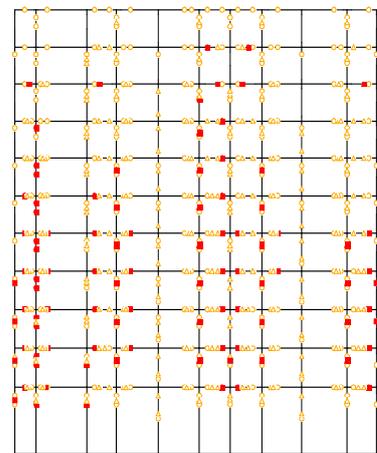
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.18 モデル①損傷図 (減衰 4%)

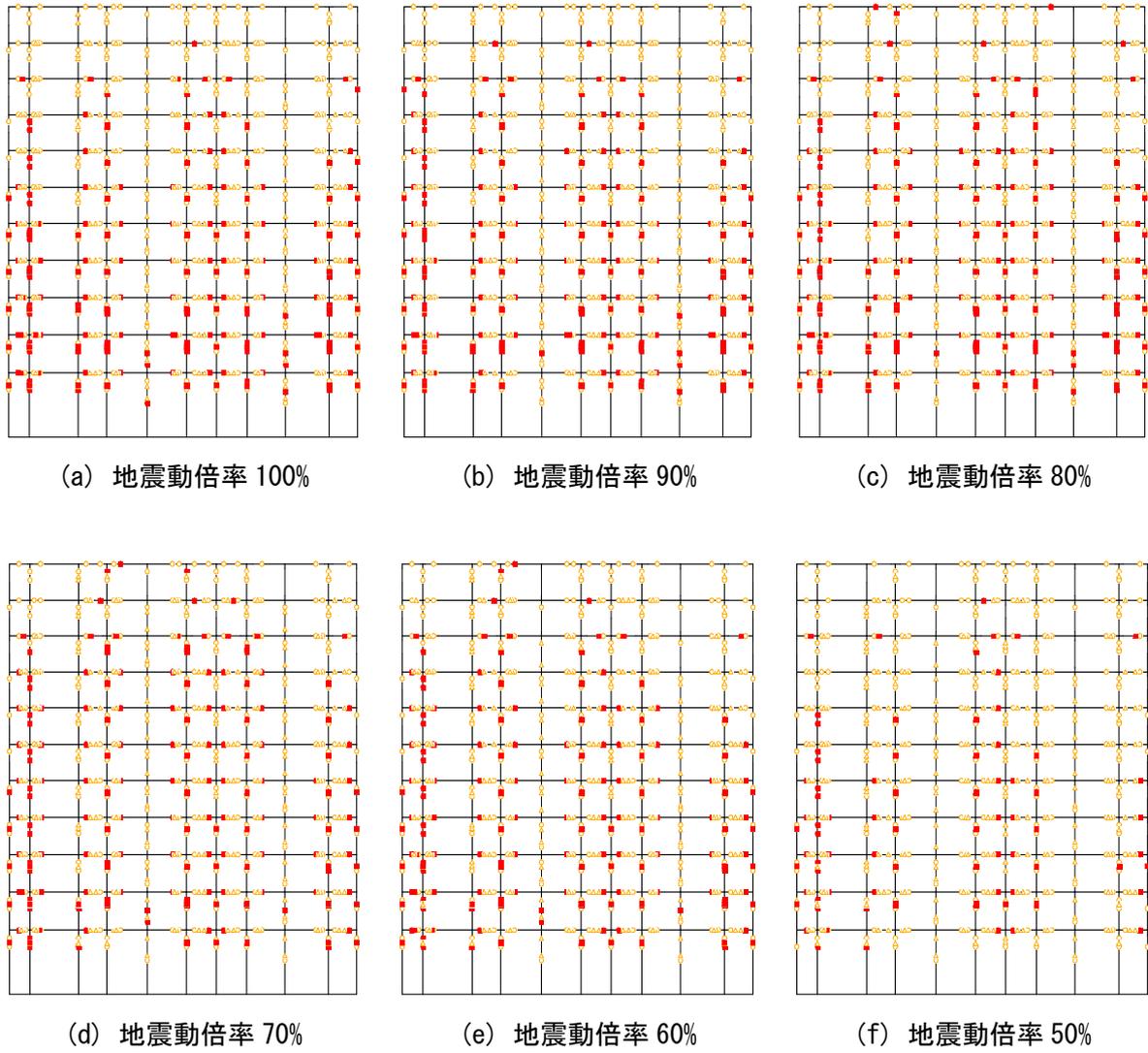


図 6.4.19 モデル①損傷図 (減衰 5%)

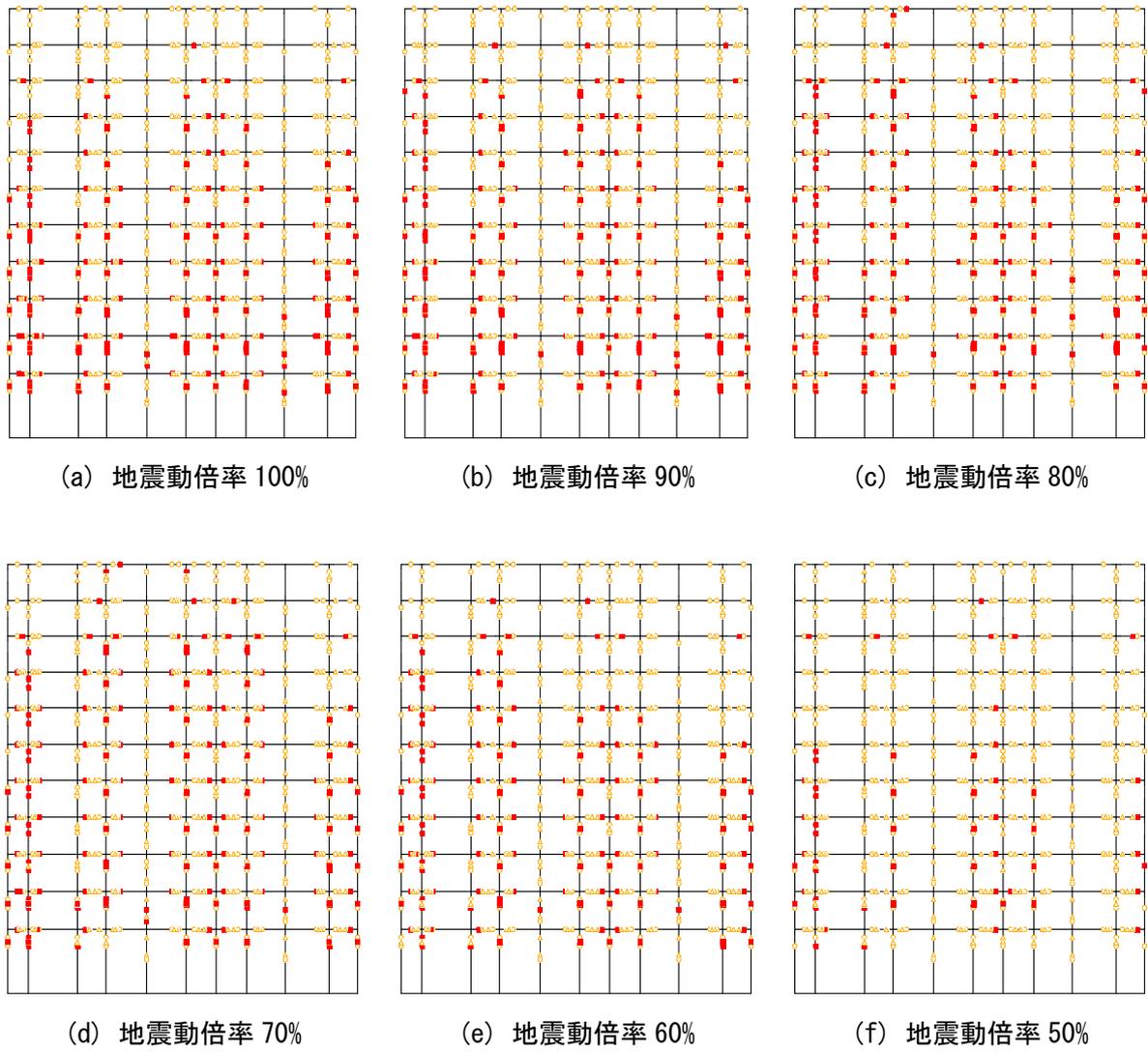


図 6.4.20 モデル①損傷図 (減衰6%)

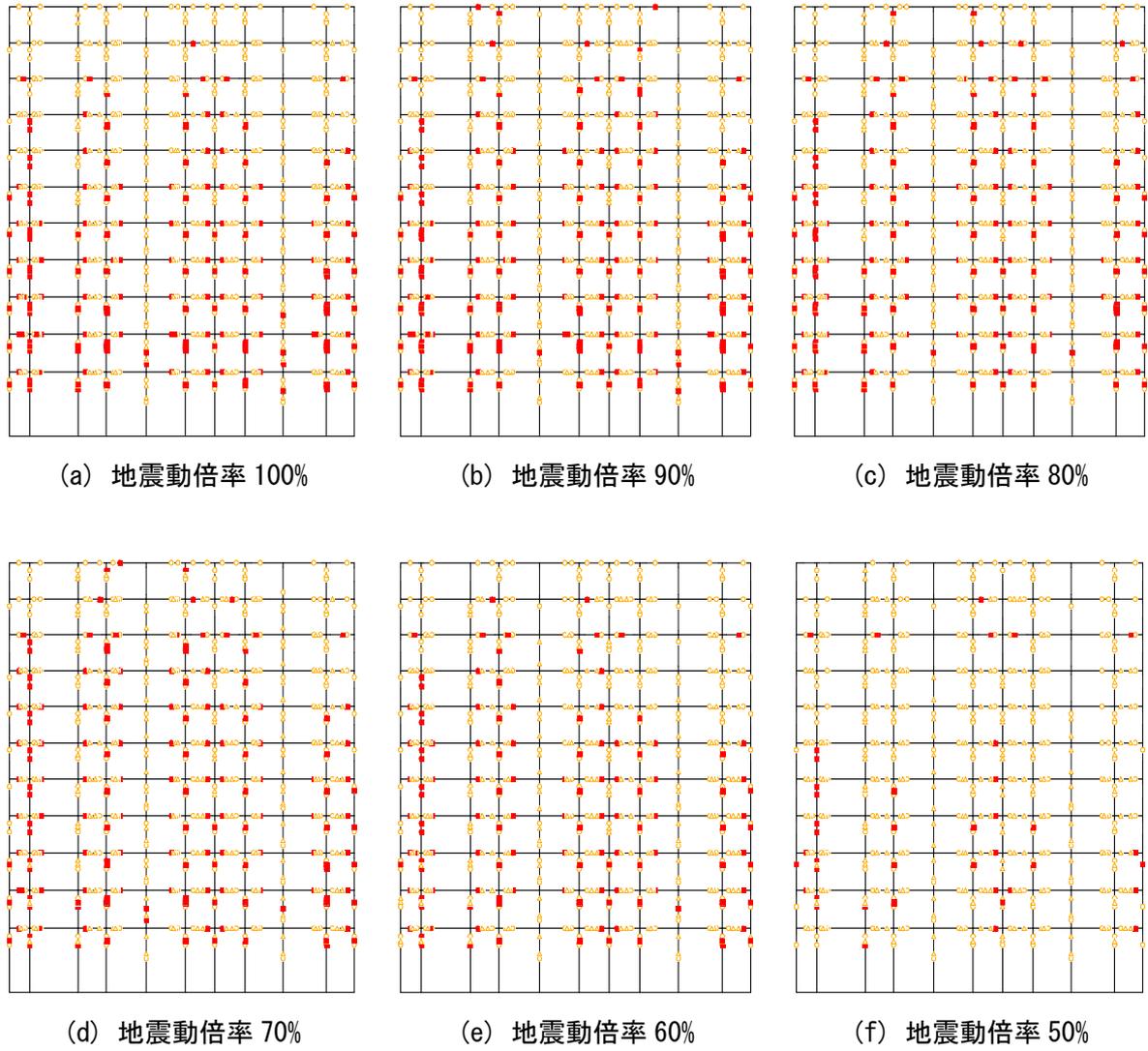


図 6.4.21 モデル①損傷図 (減衰 7%)

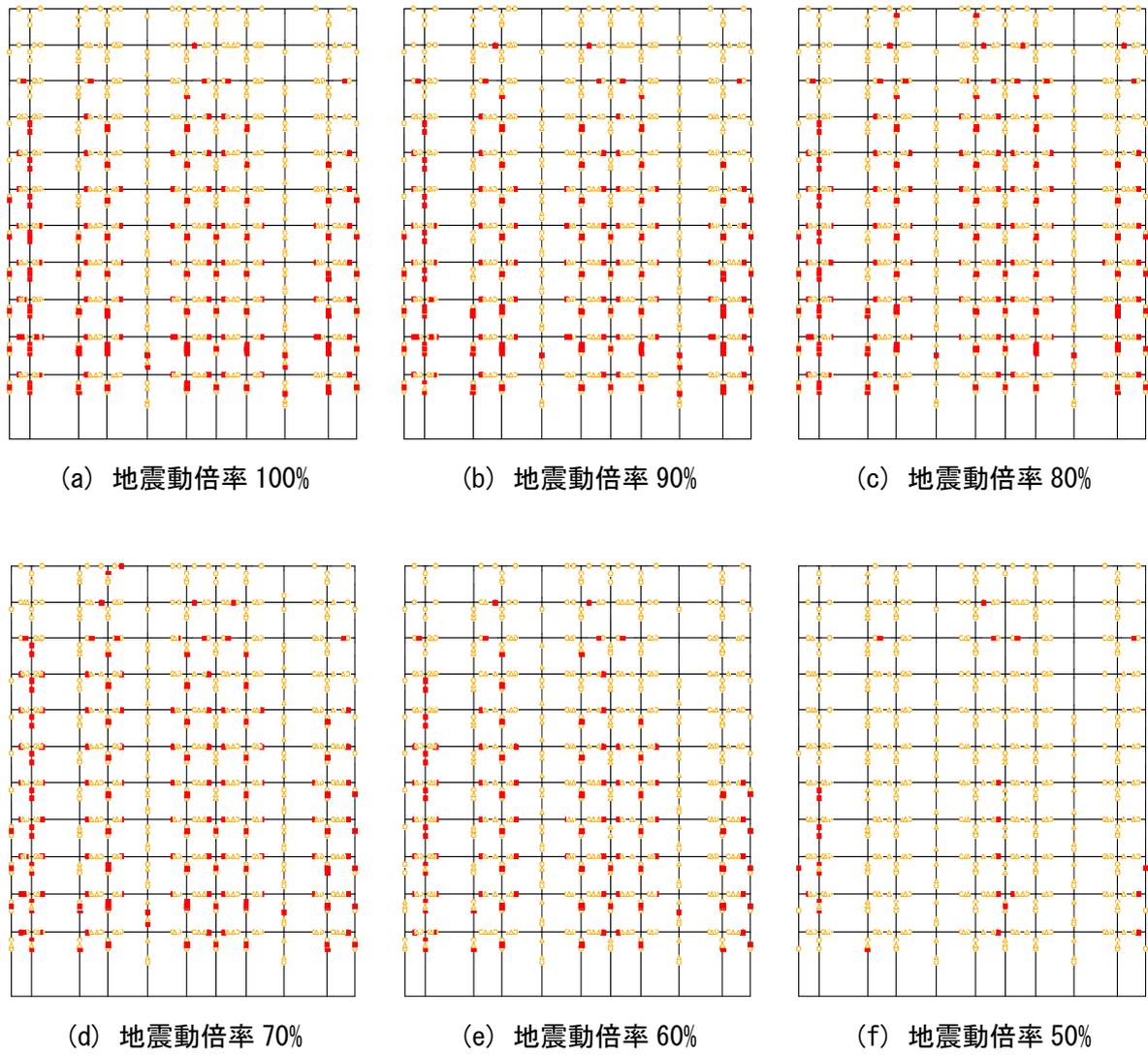


図 6.4.22 モデル①損傷図 (減衰 8%)

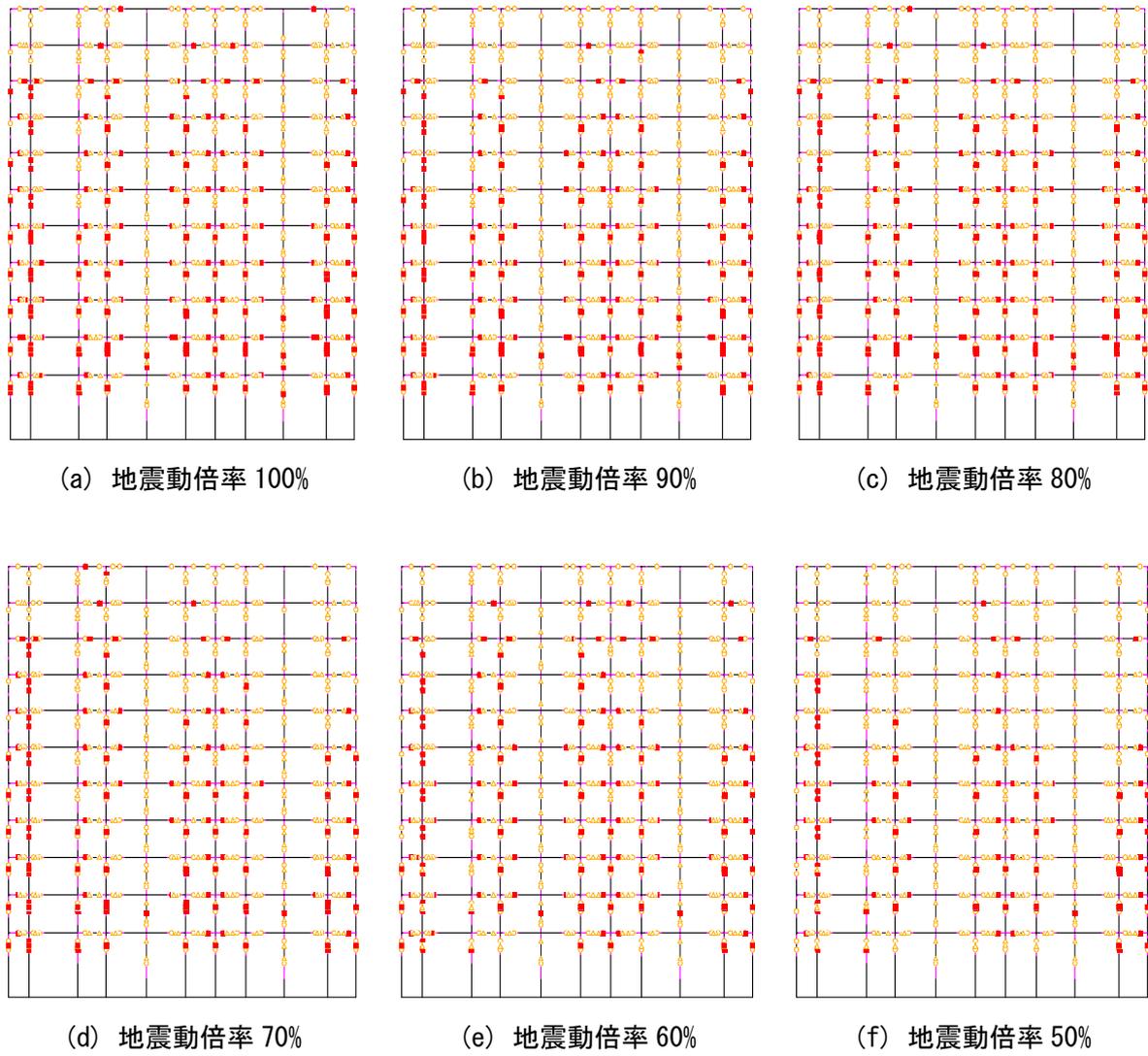


図 6.4.23 モデル②損傷図 (減衰 3%)

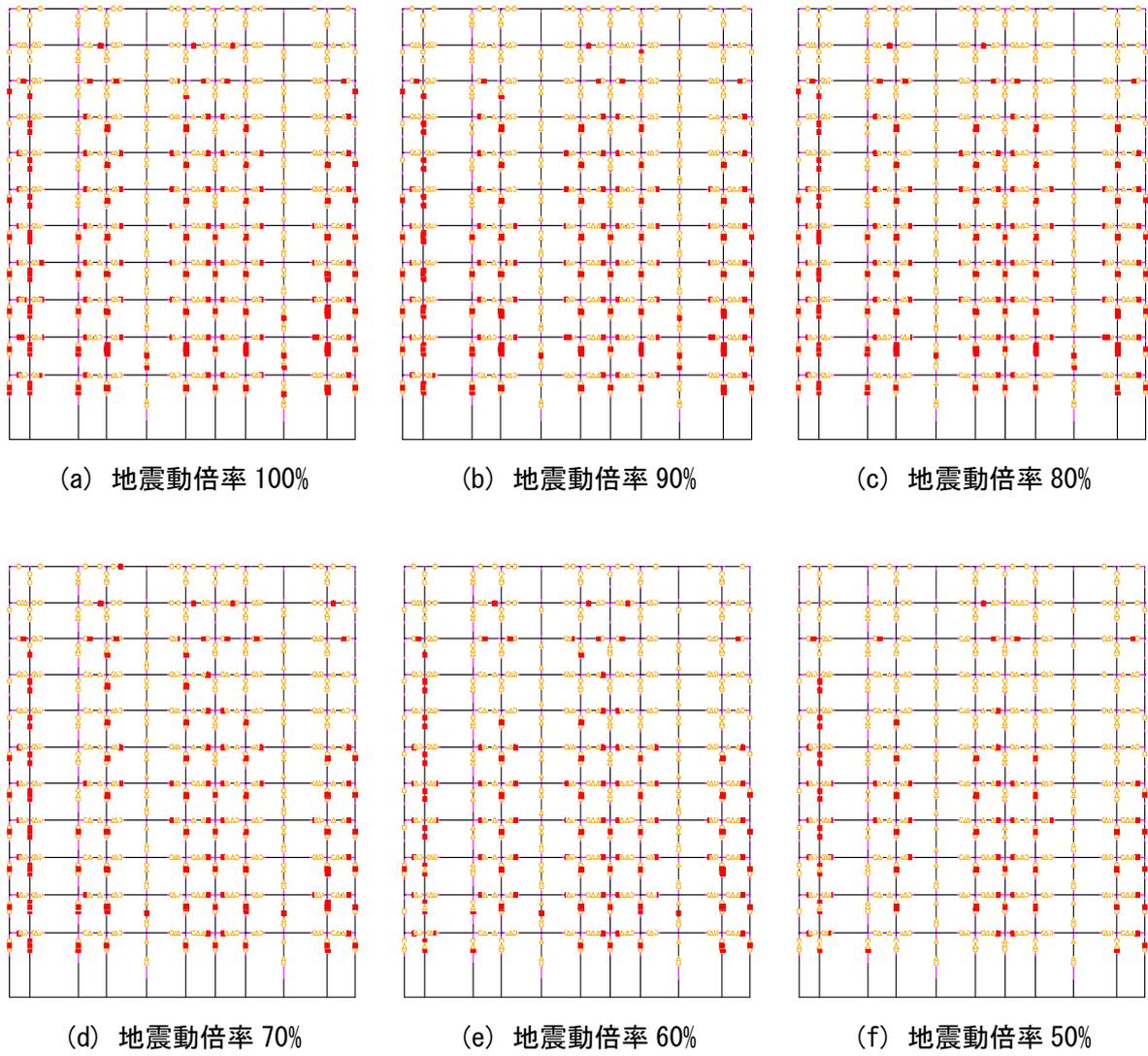


図 6.4.24 モデル②損傷図 (減衰 4%)

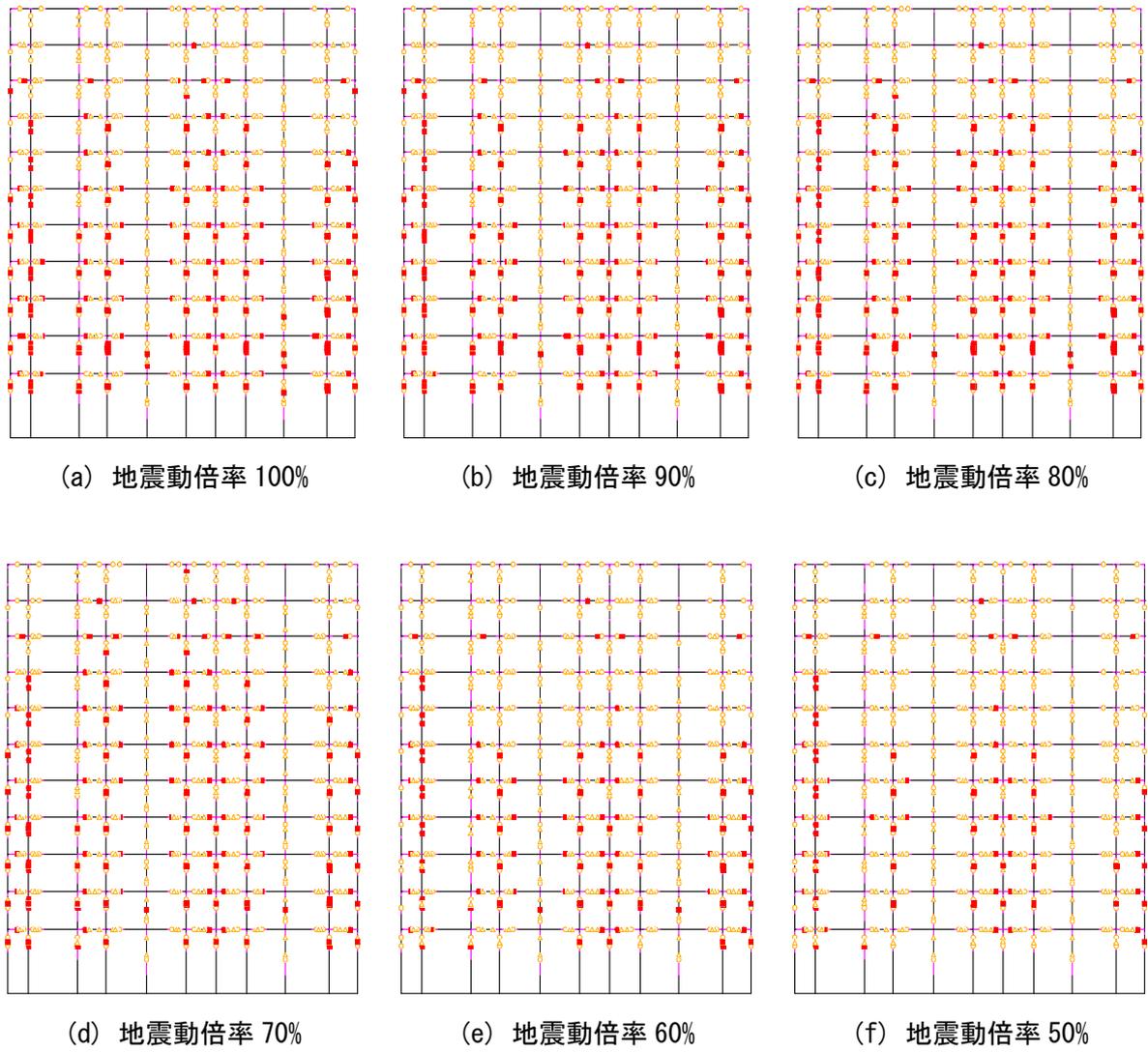
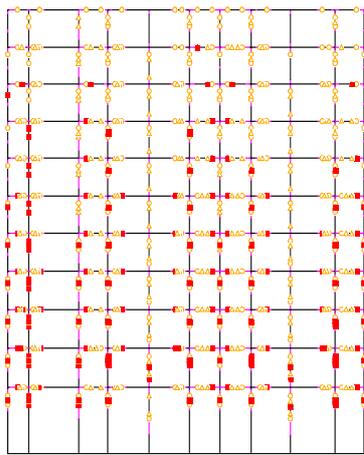
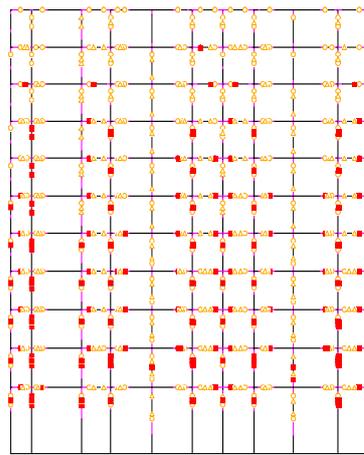


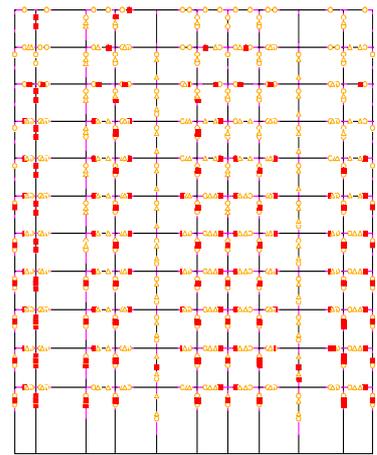
図 6.4.25 モデル②損傷図 (減衰 5%)



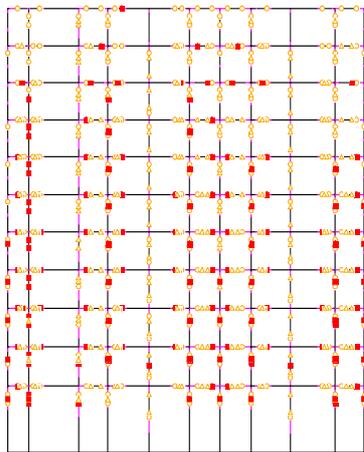
(a) 地震動倍率 100%



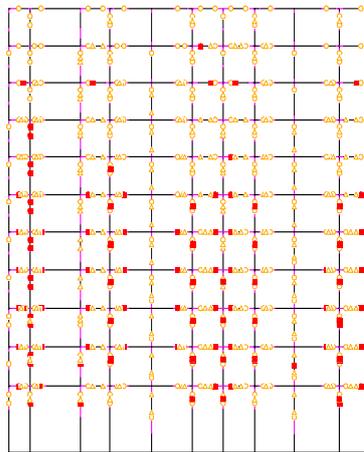
(b) 地震動倍率 90%



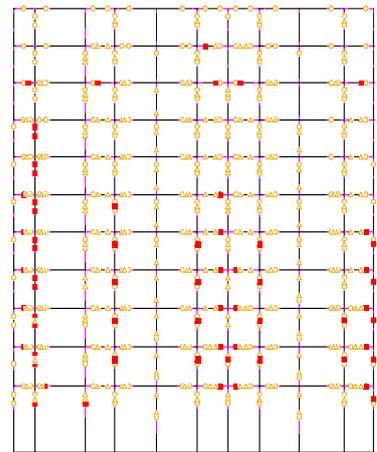
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

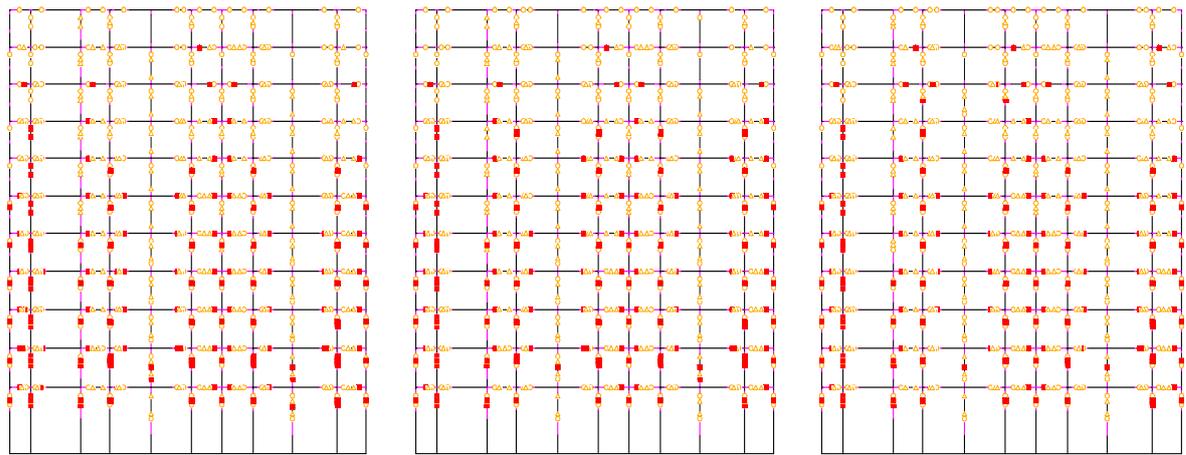


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

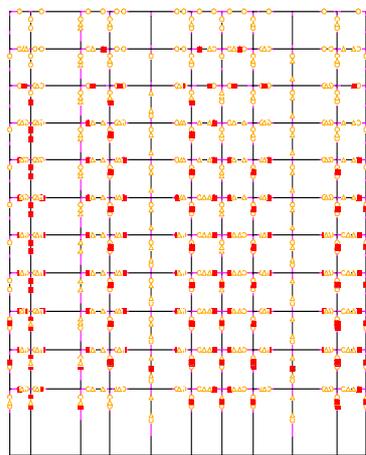
図 6.4.26 モデル②損傷図 (減衰 6%)



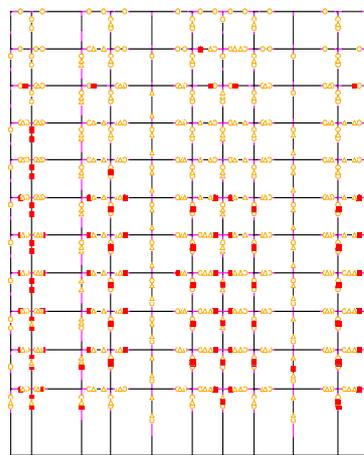
(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

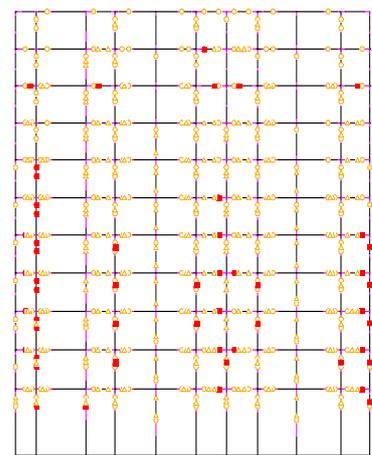
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

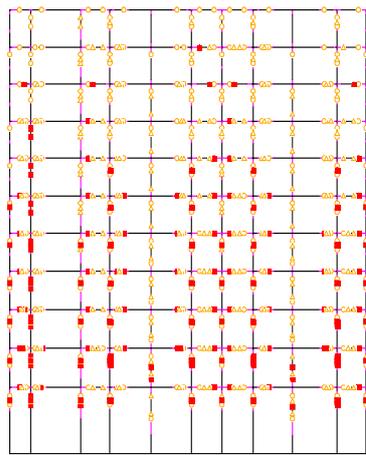


(e) 地震動倍率 60%

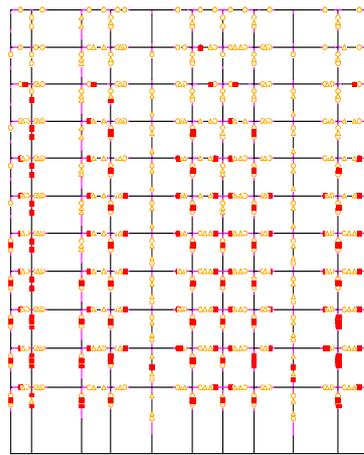


(f) 地震動倍率 50%

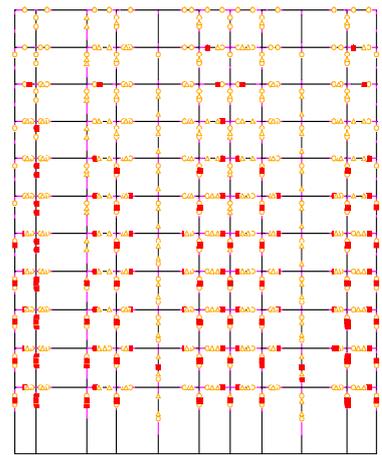
図 6.4.27 モデル②損傷図 (減衰 7%)



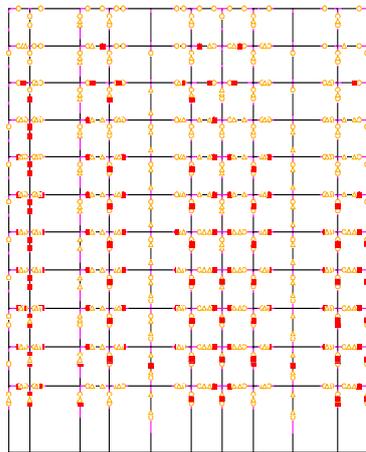
(a) 地震動倍率 100%



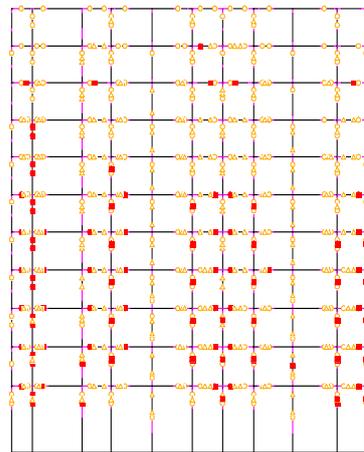
(b) 地震動倍率 90%



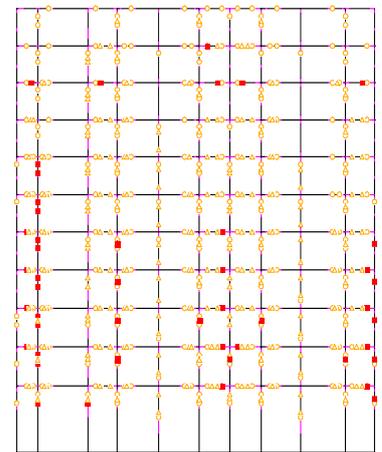
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

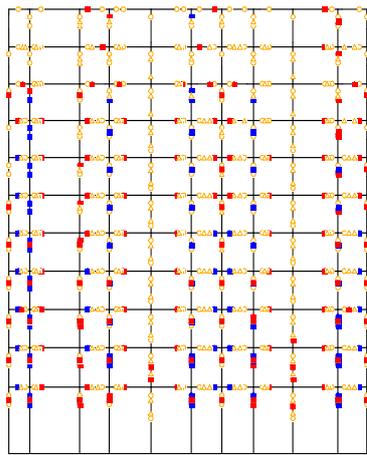


(e) 地震動倍率 60%

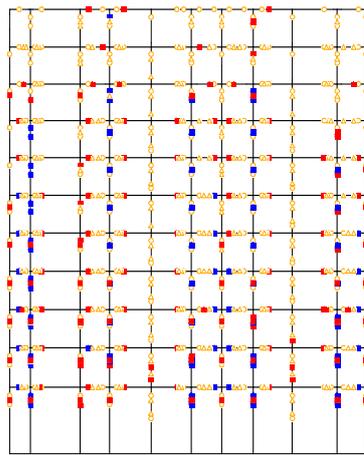


(f) 地震動倍率 50%

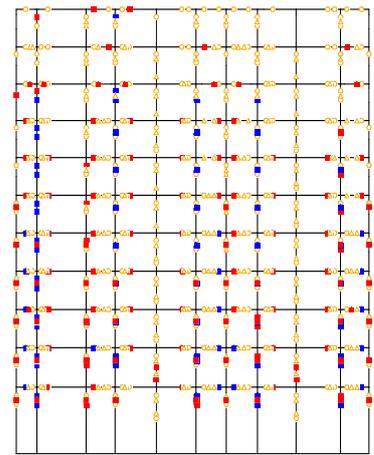
図 6.4.28 モデル②損傷図 (減衰 8%)



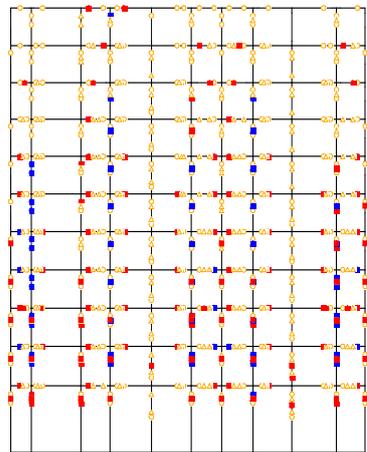
(a) 地震動倍率 100%



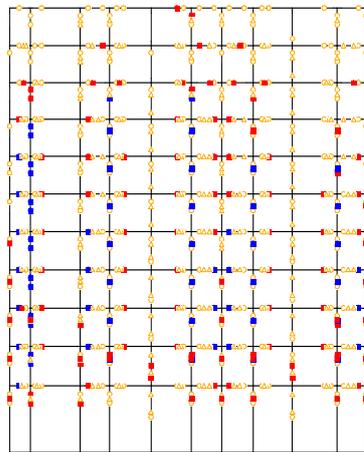
(b) 地震動倍率 90%



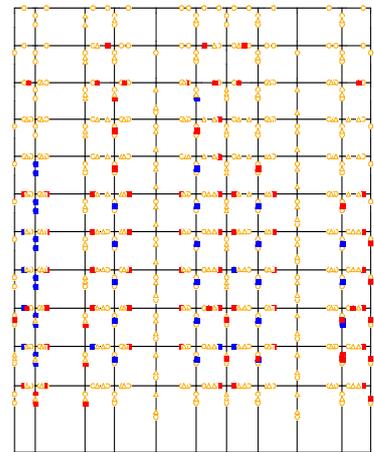
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

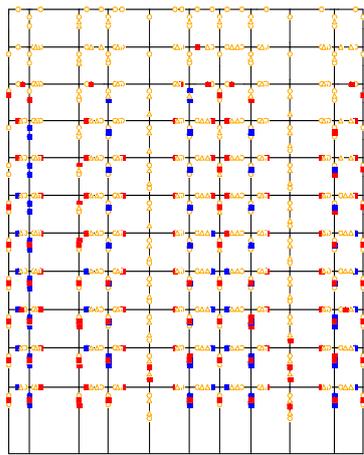


(e) 地震動倍率 60%

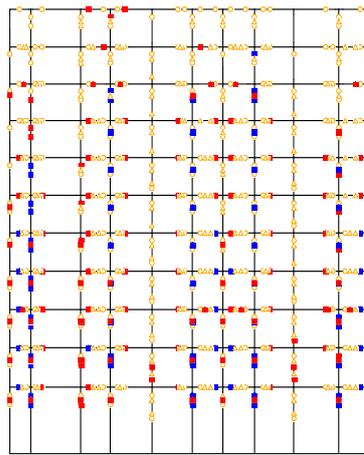


(f) 地震動倍率 50%

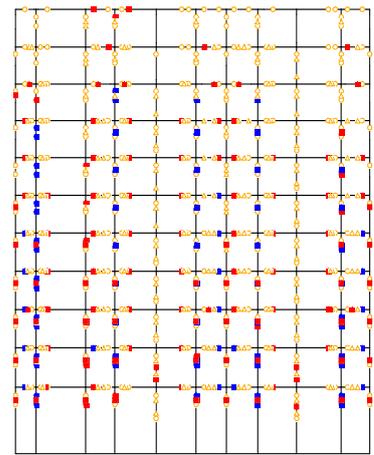
図 6.4.29 モデル③損傷図 (減衰 3%)



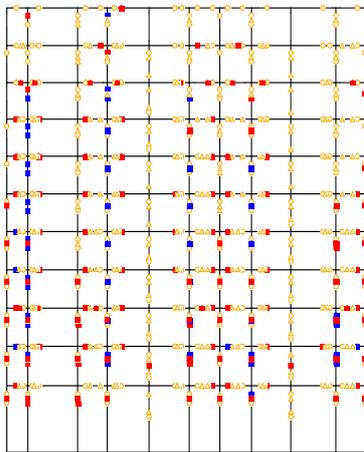
(a) 地震動倍率 100%



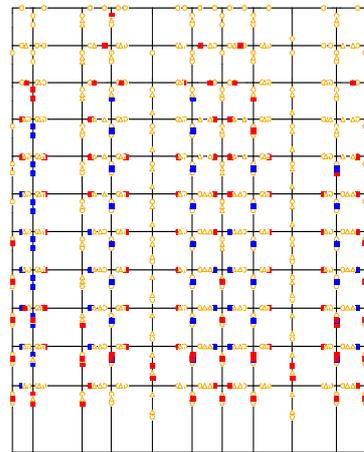
(b) 地震動倍率 90%



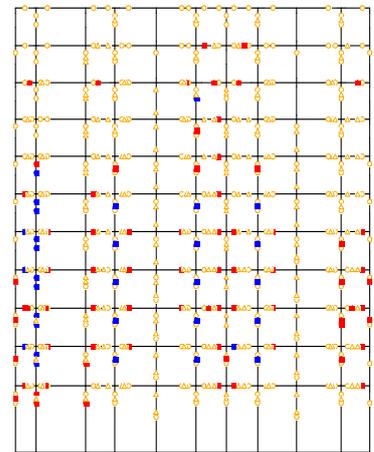
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

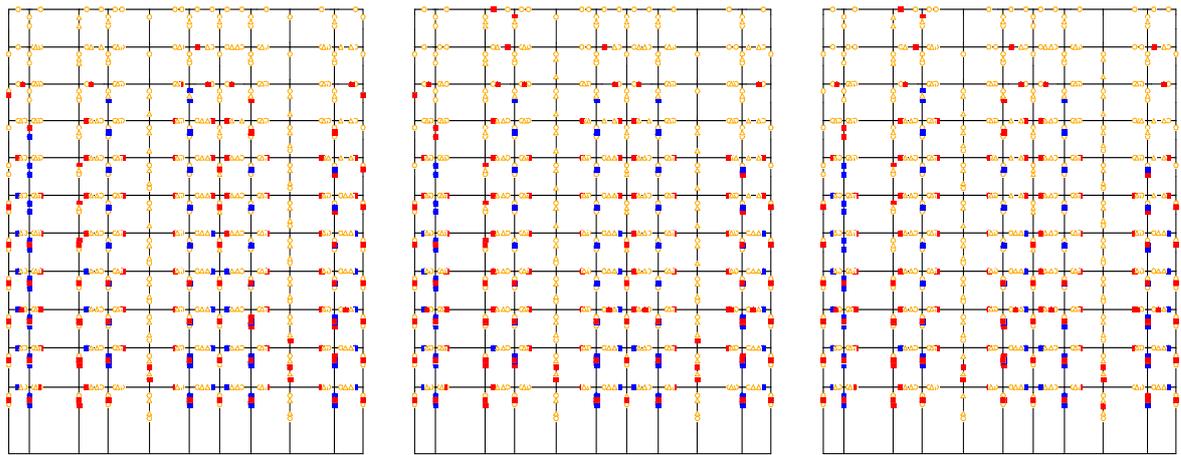


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

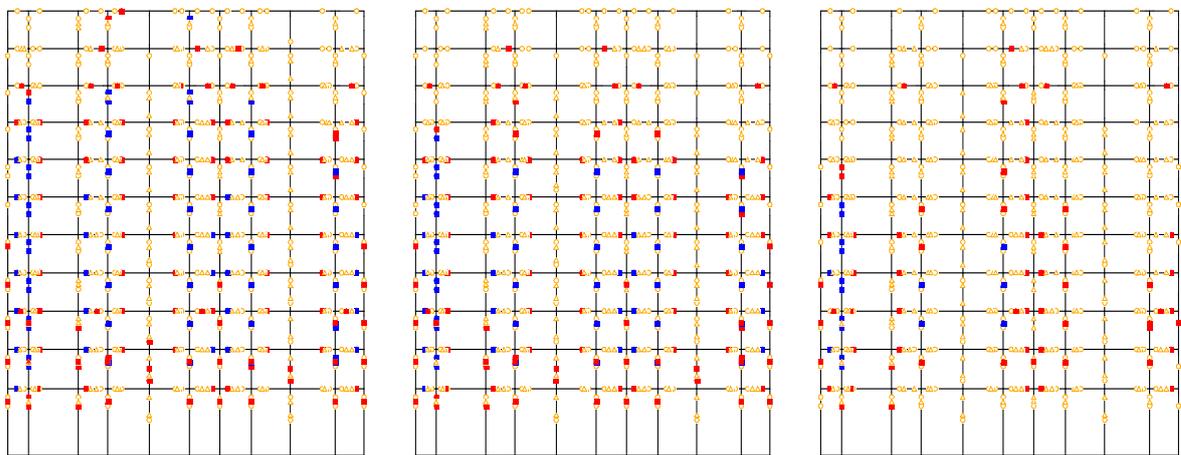
図 6.4.30 モデル③損傷図 (減衰 4%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

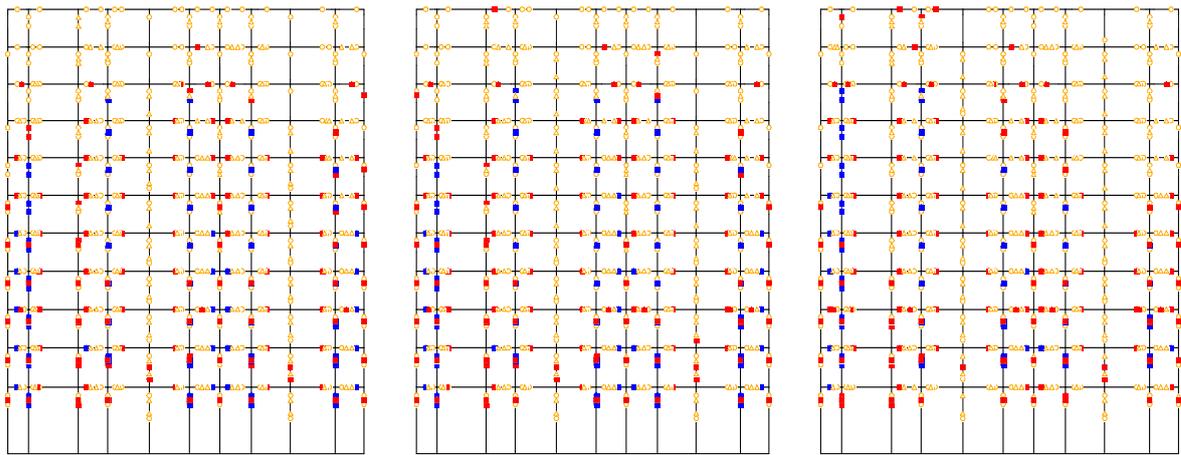


(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

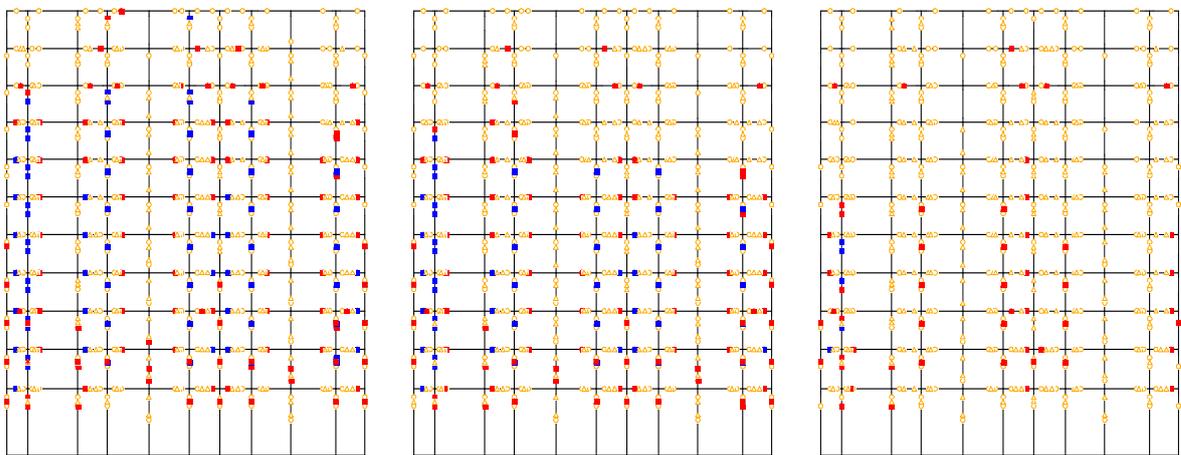
図 6.4.31 モデル③損傷図 (減衰 5%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

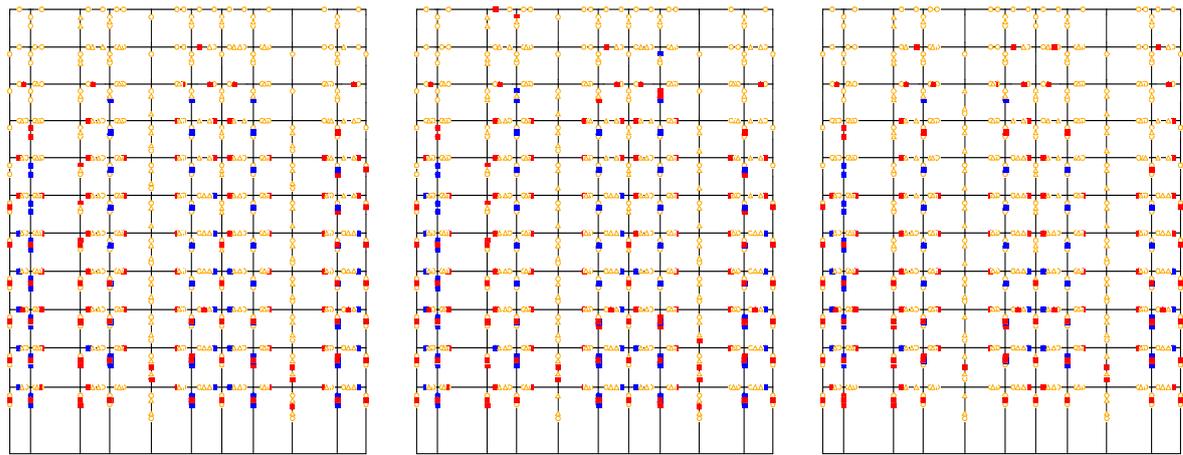


(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

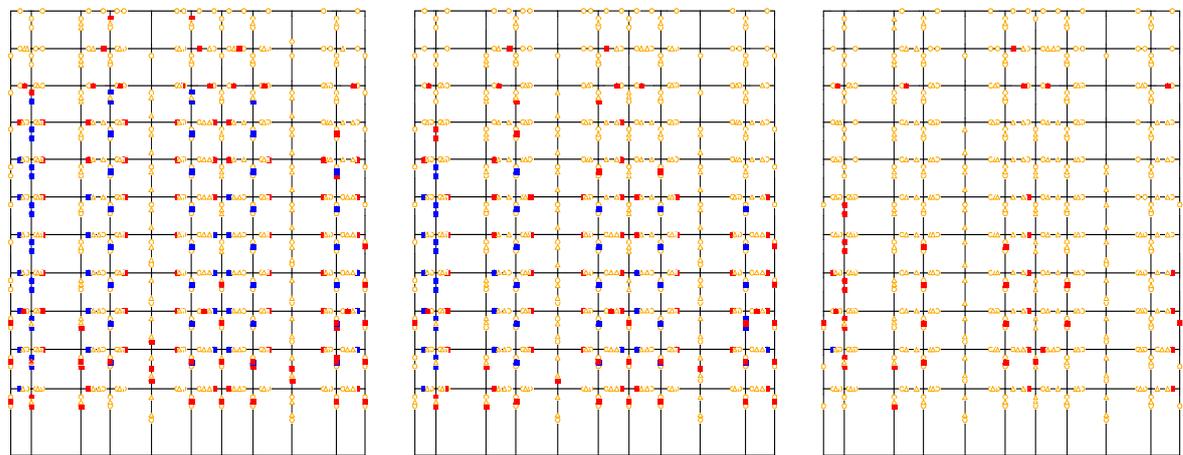
図 6.4.32 モデル③損傷図 (減衰 6%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

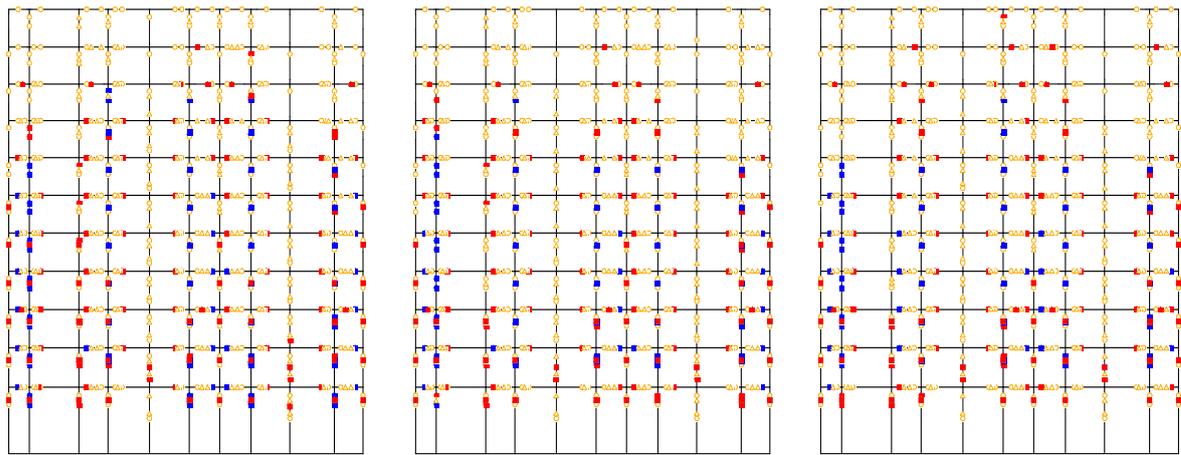


(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

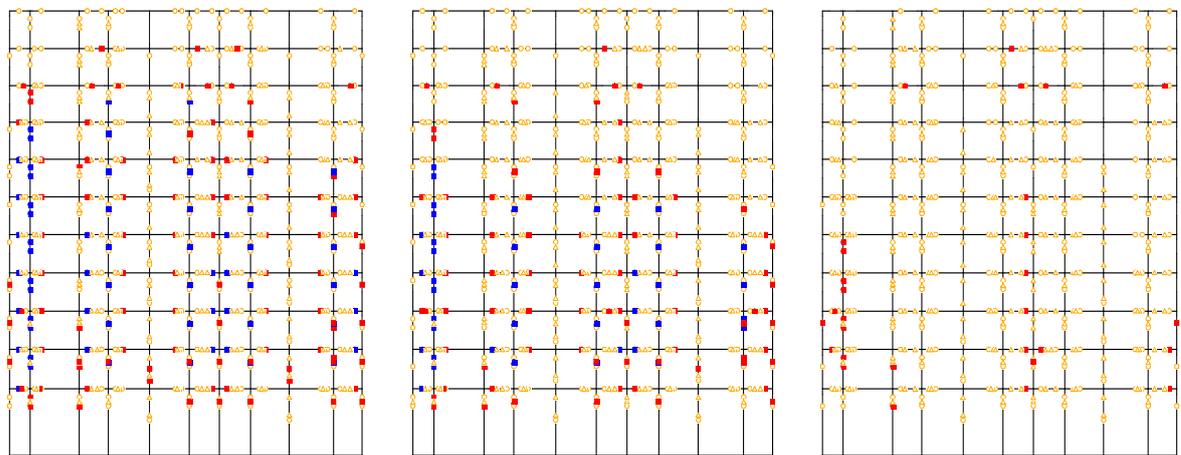
図 6.4.33 モデル③損傷図 (減衰 7%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

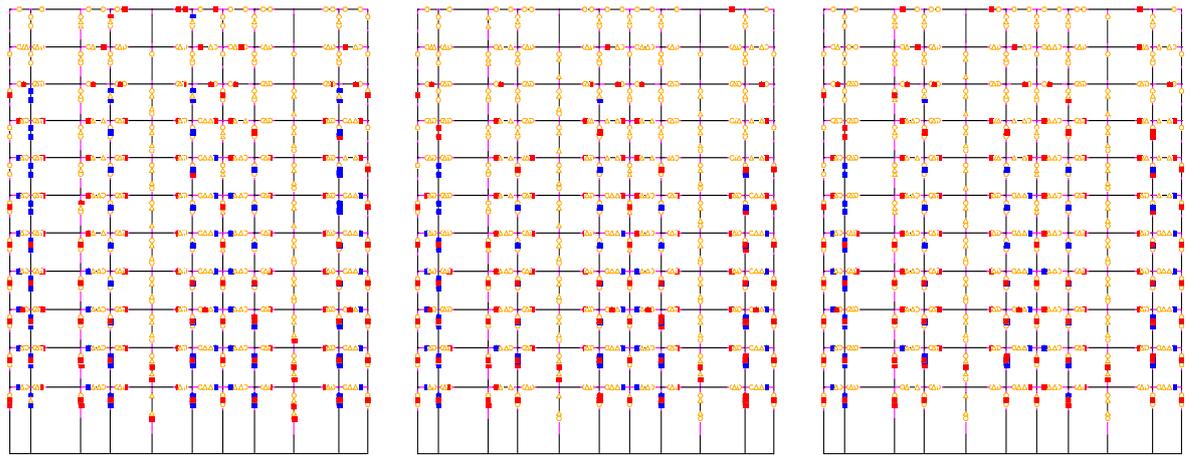


(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

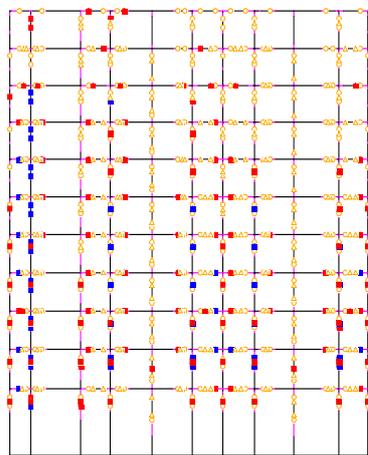
図 6.4.34 モデル③損傷図 (減衰 8%)



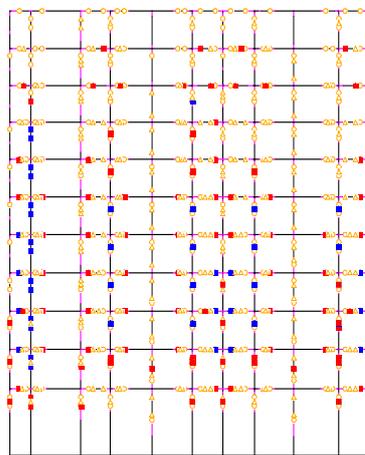
(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

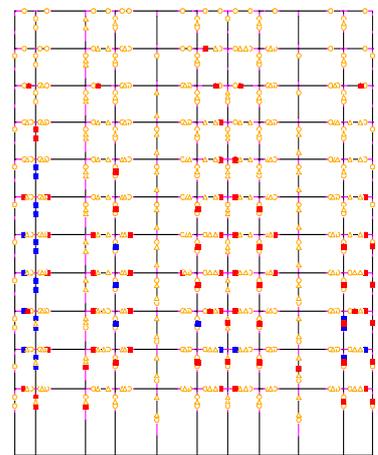
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%

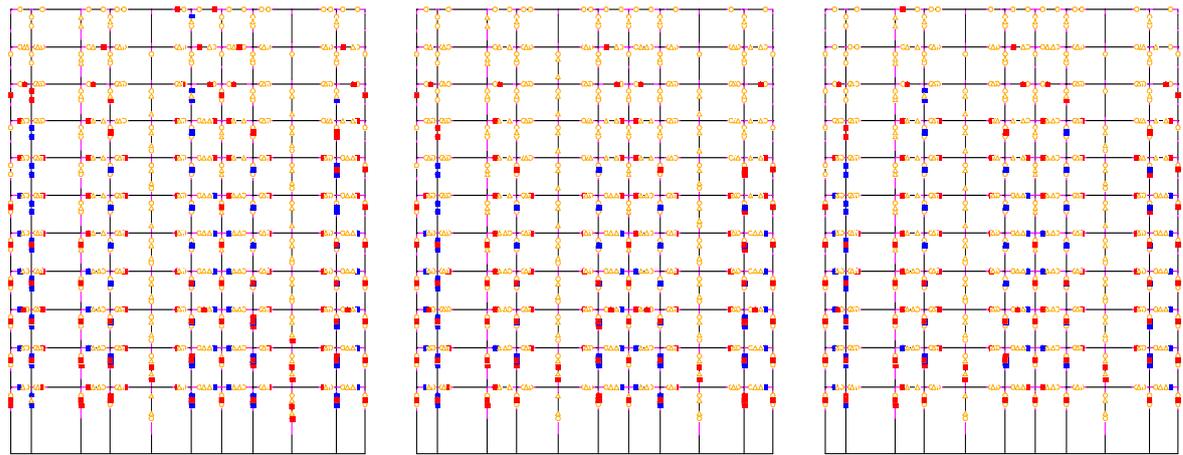


(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

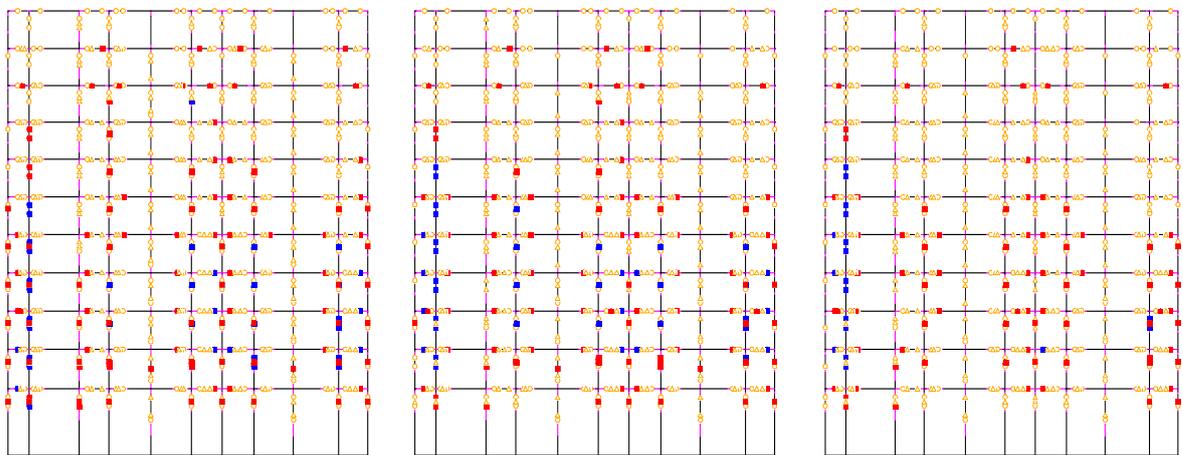
図 6.4.35 モデル④損傷図 (減衰 3%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

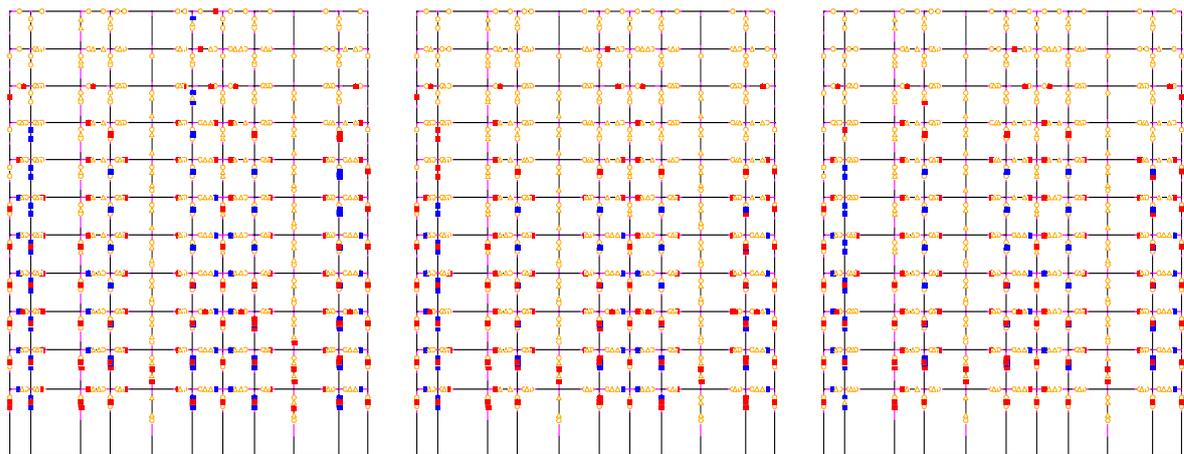


(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

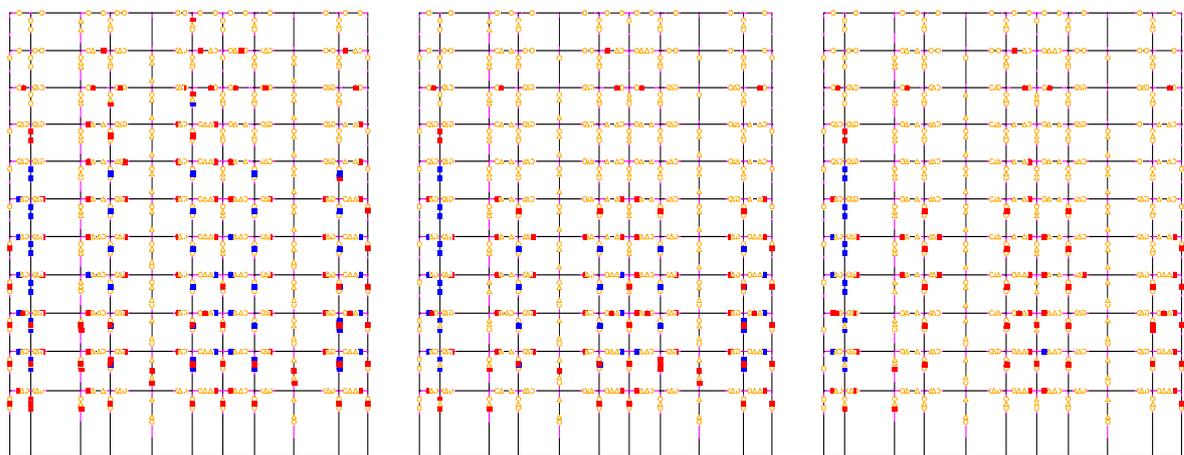
図 6.4.36 モデル④損傷図 (減衰 4%)



(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

(c) 地震動倍率 80%

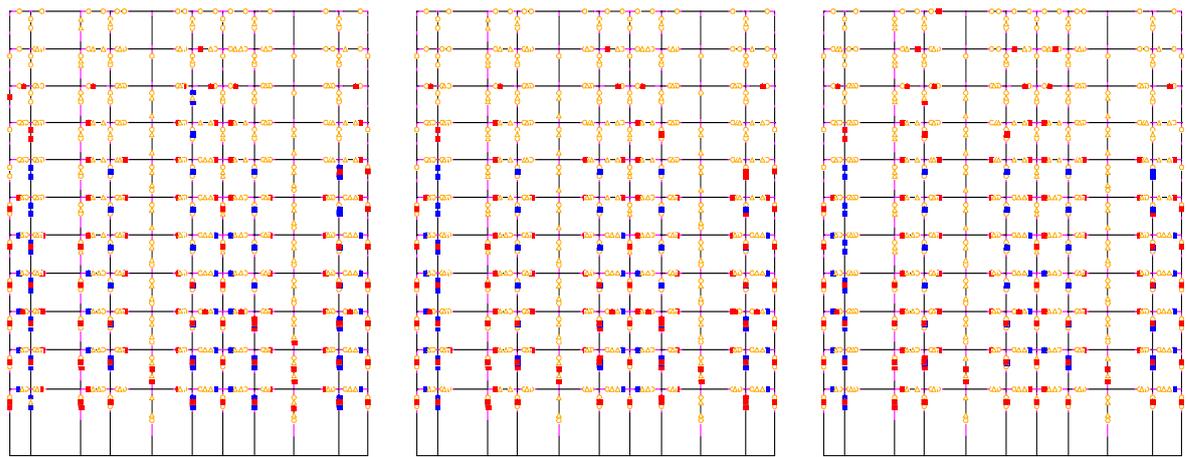


(d) 地震動倍率 70%

(e) 地震動倍率 60%

(f) 地震動倍率 50%

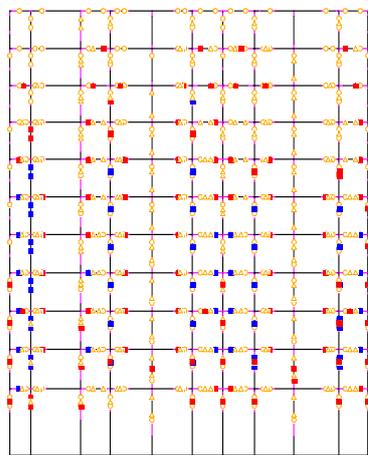
図 6.4.37 モデル④損傷図 (減衰 5%)



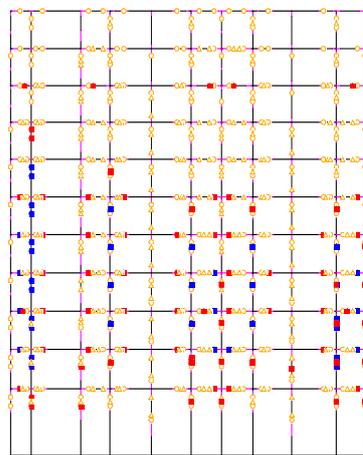
(a) 地震動倍率 100%

(b) 地震動倍率 90%

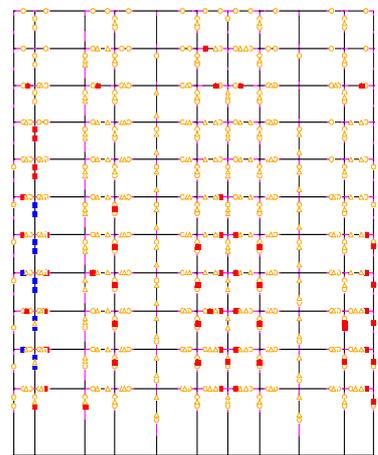
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.38 モデル④損傷図 (減衰 6%)

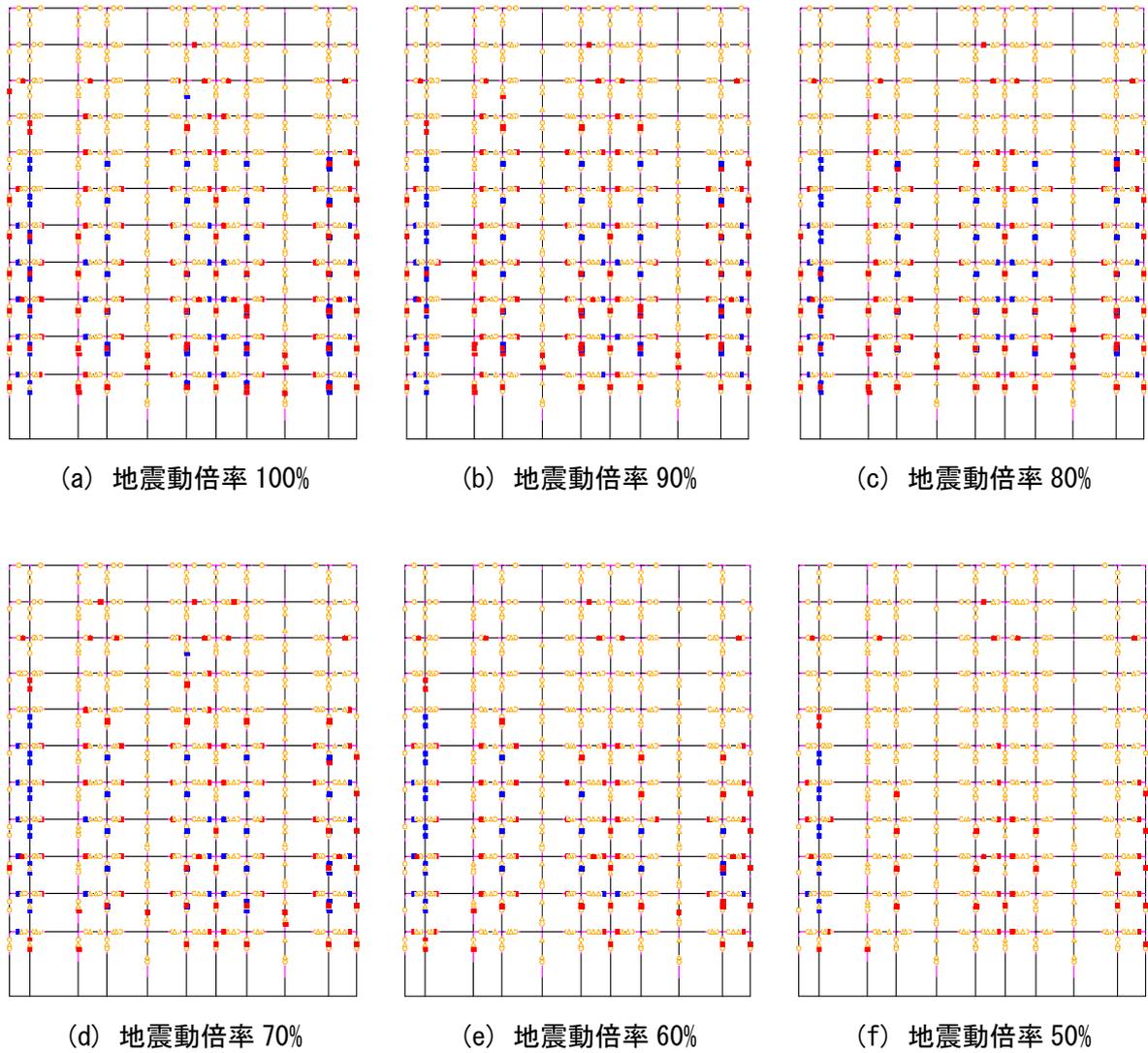
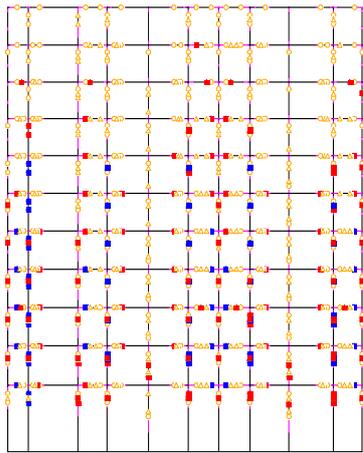
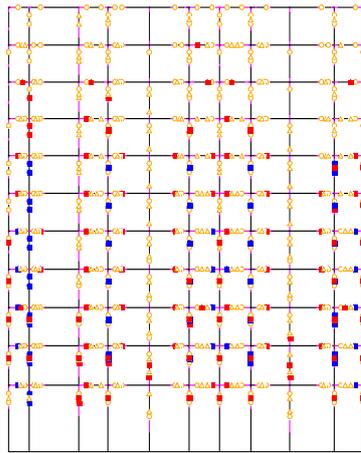


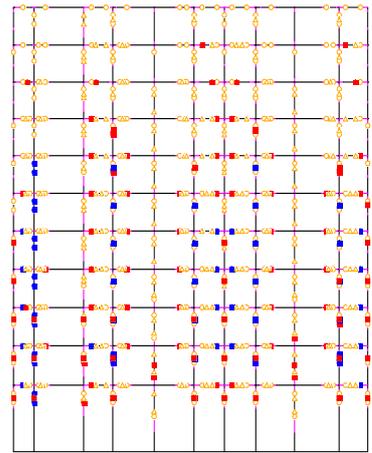
図 6. 4. 39 モデル④損傷図 (減衰 7%)



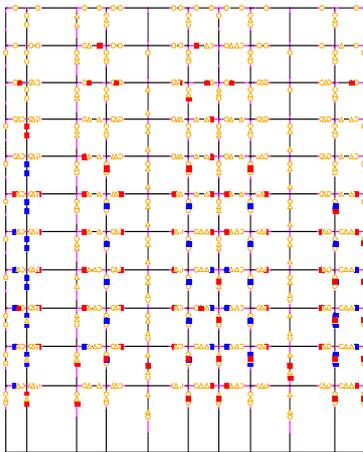
(a) 地震動倍率 100%



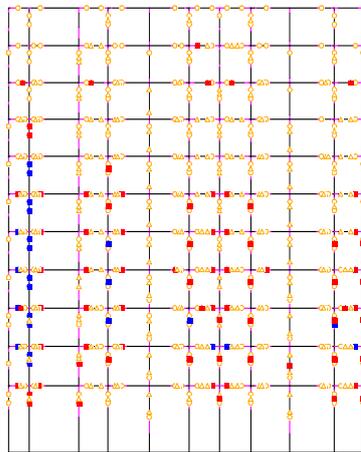
(b) 地震動倍率 90%



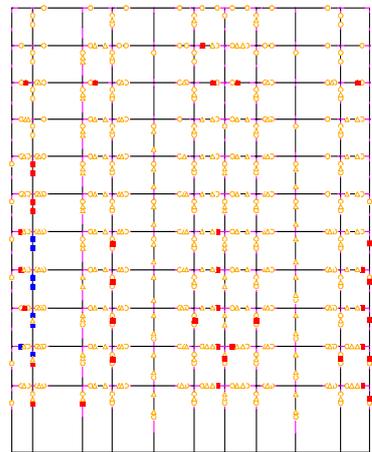
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.40 モデル④損傷図 (減衰 8%)

損傷度Ⅳと方立壁のせん断破壊，あるいは損傷度Ⅰ，Ⅱ，Ⅲと方立壁のせん断破壊なしで整合とし，実被害に近いかどうかの判断を行う。なお，X1-X2 構面の方立壁は壁せい長さが短く曲げ破壊の先行が想定されるため，X1-X2を除いた44住戸のみで整合率を算出する。表6.4.2～表6.4.5に各建物モデル，減衰，地震動倍率における整合率を示す。（整合率0.80以上のものは赤字で示す）整合率0.80以上のパラメータを実被害に近いものと推定する。

モデル01では，地震動倍率50%かつ減衰3%~7%のものが実被害に近い可能性を残した。モデル02では，地震動倍率60%かつ減衰4,5,8%，地震動倍率50%かつ減衰3%~8%のものが実被害に近い可能性を残した。モデル03では，地震動倍率50%かつ減衰5%~8%のものが実被害に近い可能性を残した。モデル04では，地震動倍率70%かつ減衰8%，地震動倍率60%かつ減衰4,5,8%，地震動倍率50%かつ減衰3~8%のものが実被害に近い可能性を残した。剛域低減を行わないモデル01とモデル03では地震動倍率が50%に絞られた一方，剛域低減を行ったモデル02とモデル04は地震動倍率が50~70%の可能性を残した。

表 6.4.2 モデル①整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614	0.614
地震動倍率90%	0.591	0.614	0.614	0.591	0.568	0.614
地震動倍率80%	0.591	0.568	0.591	0.727	0.705	0.682
地震動倍率70%	0.727	0.773	0.568	0.591	0.591	0.636
地震動倍率60%	0.636	0.614	0.636	0.682	0.705	0.727
地震動倍率50%	0.841	0.818	0.909	0.864	0.864	0.682

表 6.4.3 モデル②整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.614	0.614	0.614	0.636	0.682	0.682
地震動倍率90%	0.614	0.614	0.591	0.591	0.682	0.682
地震動倍率80%	0.682	0.682	0.636	0.636	0.659	0.705
地震動倍率70%	0.727	0.750	0.705	0.727	0.727	0.795
地震動倍率60%	0.750	0.818	0.818	0.795	0.795	0.818
地震動倍率50%	0.818	0.864	0.909	0.841	0.864	0.818

表 6.4.4 モデル③整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.591	0.591	0.591	0.591	0.591	0.568
地震動倍率90%	0.523	0.545	0.614	0.568	0.568	0.614
地震動倍率80%	0.591	0.591	0.614	0.682	0.705	0.705
地震動倍率70%	0.659	0.727	0.614	0.636	0.636	0.659
地震動倍率60%	0.682	0.659	0.636	0.682	0.705	0.727
地震動倍率50%	0.750	0.795	0.886	0.864	0.909	0.682

表 6.4.5 モデル④整合率

	減衰3%	減衰4%	減衰5%	減衰6%	減衰7%	減衰8%
地震動倍率100%	0.591	0.614	0.591	0.682	0.659	0.636
地震動倍率90%	0.659	0.705	0.682	0.682	0.682	0.682
地震動倍率80%	0.682	0.705	0.682	0.682	0.682	0.682
地震動倍率70%	0.727	0.795	0.727	0.750	0.750	0.818
地震動倍率60%	0.750	0.818	0.818	0.795	0.795	0.818
地震動倍率50%	0.818	0.841	0.886	0.864	0.886	0.818

(b) 共用廊下側の投入労務量に基づく分析

a) 実修復情報

共用廊下側壁では，ひび割れ幅0.2mm以下のエポキシ樹脂充填工法，ひび割れ幅0.2mm以上のエポキシ樹脂注入工法，欠損（面的崩壊）の欠損部修繕工法，平滑処理の初期外壁補修工法の4種類の補修が行われている。各住戸における補修した損傷量を表6.4.6に示す。

表 6.4.6 各住戸における補修した損傷量

1101号室			1102号室			1103号室			1104号室			1105号室					
300	0.06	250	1,550	1.36	500	3,000	1.66	500	100	0.15	500	0.24					
1001号室			1002号室			1003号室			1004号室			1005号室					
1,200	0.56	1,700	0.43	4,500	2.14	1,000	0.48	1,100	0.78								
901号室			902号室			903号室			904号室			905号室					
300	250	0.16	1,700	1,750	1.15	1,000	500	1.27	900	0.92	1,700	0.70					
801号室			802号室			803号室			804号室			805号室					
500	0.25	3,100	2,050	2.28	1,500	2,400	3.14	850	1,650	0.97	1,600	400	1.65				
701号室			702号室			703号室			704号室			705号室					
150	350	0.16	5,550	2.54	5,550	0.05	3.17	5,700	0.01	2.40	3,100	2,000	2.38				
601号室			602号室			603号室			604号室			605号室					
1,950	2,750	2.33	4,500	0.19	2.80	10,700	0.12	3.77	1,300	0.11	2.57	5,850	2.49				
501号室			502号室			503号室			504号室			505号室					
5,350	2.26	7,100	0.10	3.13	7,100	0.02	2.44	6,100	0.14	3.60	8,450	3.38					
401号室			402号室			403号室			404号室			405号室					
300	3,700	2.74	4,550	0.38	2.84	7,600	0.07	3.85	6,800	0.15	3.78	11,800	3.70				
301号室			302号室			303号室			304号室			305号室					
550	6,100	0.03	2.63	300	8,150	0.05	3.28	12,000	0.18	3.69	6,600	0.22	3.16	300	8,350	0.01	3.29
201号室			202号室			203号室			204号室			205号室					
7,450	0.09	3.41	5,600	2.52	1,900	9,700	0.06	3.78	5,300	5,600	0.05	3.95	3,800	7,100	3.58		
101号室			102号室			103号室			104号室			105号室					
4,000	1.42	400	6,500	2.65	9,000	3.47	8,450	3.47	10,050	3.34							
X6	X5				X4				X3				X2				X1

部屋番号			
ひび割れ幅0.2mm未満 (mm)	ひび割れ幅0.2mm以上 (mm)	面的崩壊 (mm <sup>2</sup> )	平滑処理 (mm <sup>2</sup> )

各階における損傷量を表 6.4.7 に示す。また、各階における損傷分布を図 6.4.41 に示す。ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れや剥落に着目すると、2~6 階の被害が大きかったことが推測できる。

表 6.4.7 各階における損傷量

(a) ひび割れ幅 0.2mm 未満

階	ひび割れ長さ(mm)
11階	1,250
10階	0
9階	3,000
8階	7,050
7階	3,250
6階	1,950
5階	0
4階	300
3階	1,150
2階	11,000
1階	400
合計	29,350

(b) ひび割れ幅 0.2mm 以上

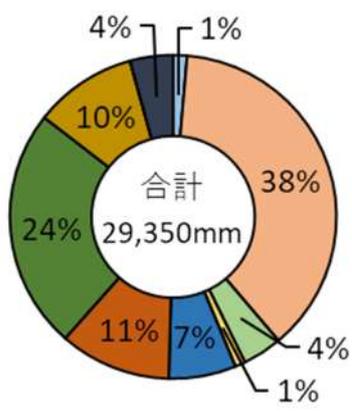
階	ひび割れ長さ(mm)
11階	5,450
10階	9,500
9階	5,100
8階	7,000
7階	19,150
6階	25,100
5階	34,100
4階	34,450
3階	41,200
2階	35,450
1階	38,000
合計	254,500

(c) 剥落

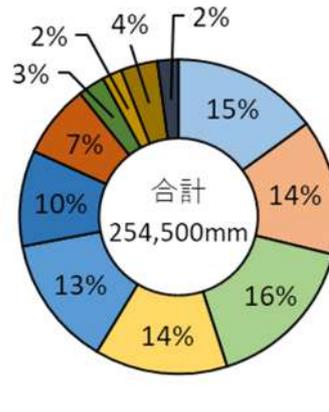
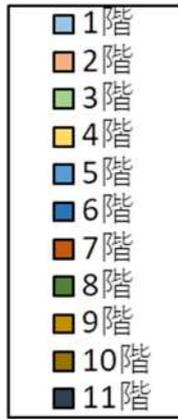
階	剥落面積(m <sup>2</sup> )
11階	0.00
10階	0.00
9階	0.00
8階	0.00
7階	0.06
6階	0.42
5階	0.26
4階	0.60
3階	0.49
2階	0.20
1階	0.00
合計	2.03

(d) 平滑処理

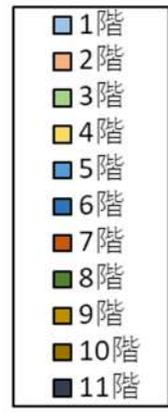
階	平滑処理面積(m <sup>2</sup> )
11階	3.47
10階	4.39
9階	4.20
8階	8.29
7階	10.65
6階	13.96
5階	14.81
4階	16.91
3階	16.05
2階	17.24
1階	14.35
合計	124.32



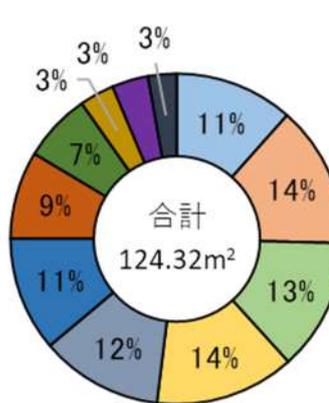
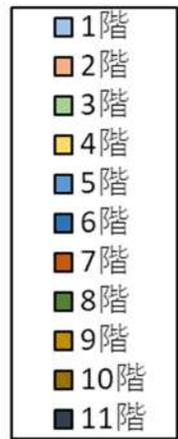
(a) ひび割れ幅 0.2mm 未満



(b) ひび割れ幅 0.2mm 以上



(c) 剥落



(d) 平滑処理



図 6.4.41 各階における損傷分布

使用した単位損傷量あたりの材料量を表 6.4.8 に示す。また、表 6.4.9 のように各作業員に要した使用した材料費（各材料単価，使用数量），労務費（1人あたりの人件費，各部屋の投入人数）及び諸経費（純工事費の23%）から工事費が記載されている。

表 6.4.8 単位損傷量あたりの材料量

内容		工法（補修方法）	材料／単位量	
①	ひび割れ幅0.2mm未満	〔エポキシ樹脂充填工法〕 ひび割れ部清掃 ⇒エポキシ樹脂塗布	目止めシール材：0.2g/mm	ひび割れ長さ
②	ひび割れ幅0.2mm以上	〔エポキシ樹脂注入工法〕 ひび割れ部清掃 ⇒仮止めシール（エポキシ樹脂塗布） ⇒穿孔・孔内清掃 ⇒可とう性エポキシ樹脂充填	目止めシール材：0.2g/mm	ひび割れ長さ
			注入剤：50g/穴	穿孔数
③	欠損（面的崩壊）	〔欠損部修繕工法〕 下地処理 ⇒エポキシプライマー塗布 ⇒厚付モルタル充填 t=20mm（NS-DM程度）	欠損部補修用厚塗材：1.39g/mm <sup>2</sup>	欠損部面積
④	平滑処理	〔初期外壁補修工法〕 セメント系下地調整塗材	初期補修用塗付材：1kg/m <sup>2</sup>	仕上げ面積



各住戸及び各階における共用廊下側壁の実修復労務量を表 6.4.10, 表 6.4.11 に示す。また、各階における労務量分布を図 6.4.42 に示す。図 6.3.1 において損傷度IVが存在しなかった 8~11 階では実修復労務量が 10 (人日) を下回っているのに対し、損傷度IVが存在した 2~7 階の実修復労務量は少なくとも 15 (人日) を上回っている。特に、損傷度IVの住戸が最も多かった 4 階では約 33 (人日) 要していることがわかる。したがって、損傷分布と実修復労務量分布の間には類似した傾向がみられるといえる。一方で、例外として、損傷度IVが存在しなかった 1 階の実修復労務量が約 37 (人日) 要している。1 階では防水工が多く占めていたが、他階との傾向が異なった原因は不明である。

表 6.4.10 各住戸における共用廊下側壁実修復労務量 (単位: 人日)

1101号室	1102号室	1103号室	1104号室	1105号室	
0.27	1.60	2.57	0.46	0.51	
1001号室	1002号室	1003号室	1004号室	1005号室	
1.12	1.26	3.88	0.79	1.05	
901号室	902号室	903号室	904号室	905号室	
0.32	2.01	1.07	1.10	1.95	
801号室	802号室	803号室	804号室	805号室	
0.66	2.05	2.37	1.76	1.06	
701号室	702号室	703号室	704号室	705号室	
0.61	5.72	4.98	4.38	2.22	
601号室	602号室	603号室	604号室	605号室	
3.12	4.66	8.87	1.94	5.15	
501号室	502号室	503号室	504号室	505号室	
4.58	7.29	4.37	8.87	6.28	
401号室	402号室	403号室	404号室	405号室	
4.35	3.62	6.13	9.73	9.02	
301号室	302号室	303号室	304号室	305号室	
5.39	6.26	8.10	5.29	6.69	
201号室	202号室	203号室	204号室	205号室	
8.10	4.86	7.48	5.38	6.03	
101号室	102号室	103号室	104号室	105号室	
6.69	7.60	6.95	8.65	10.19	
X6	X5	X4	X3	X2	X1

表 6.4.11 各階における共用廊下側壁実修復労務量（単位：人日）

階	実労務量（人日）
11階	5.41
10階	8.10
9階	6.45
8階	7.90
7階	17.91
6階	23.74
5階	31.39
4階	32.85
3階	31.73
2階	29.86
1階	37.25
合計	232.59

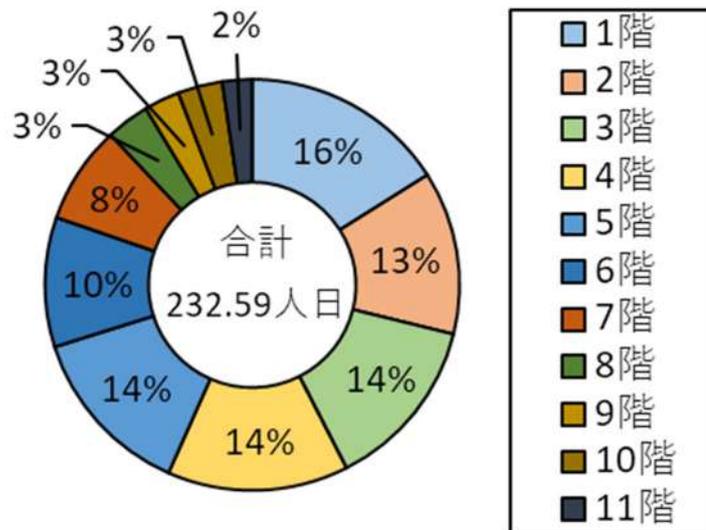


図 6.4.42 各階における労務量分布

b) 投入労務量算出方法

動的解析により得られた各部材の応答値から損傷状態を推定する損傷評価データベース（以下、損傷評価 DB）と、その損傷状態から必要労務量を推定する修復性評価データベース（以下、修復性評価 DB）の2つのDBを用いて修復性評価を行う。また、本検討では共用廊下側の壁を柱に付帯する袖壁，梁に付帯する腰壁，方立壁に分けて修復費用を推定し，各住戸及び各階で実修復データと比較する。修復費用算定フローを図 6.4.43 に示す。

なお使用するDBは，近年ひび割れ幅及び長さ，剥落量の詳細計測が行われた以下の実験の計測結果から作成されたものである。

柱に付帯する袖壁：CW-S

（RC造袖壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究<sup>[6-9]</sup>より）

梁に付帯する腰壁：BWW-D-FS-B

（損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験<sup>[6-10]</sup>より）

方立壁：NSW2

（RC造非耐力壁の地震後の損傷状態に関する実大試験体実験<sup>[6-11]</sup>より）

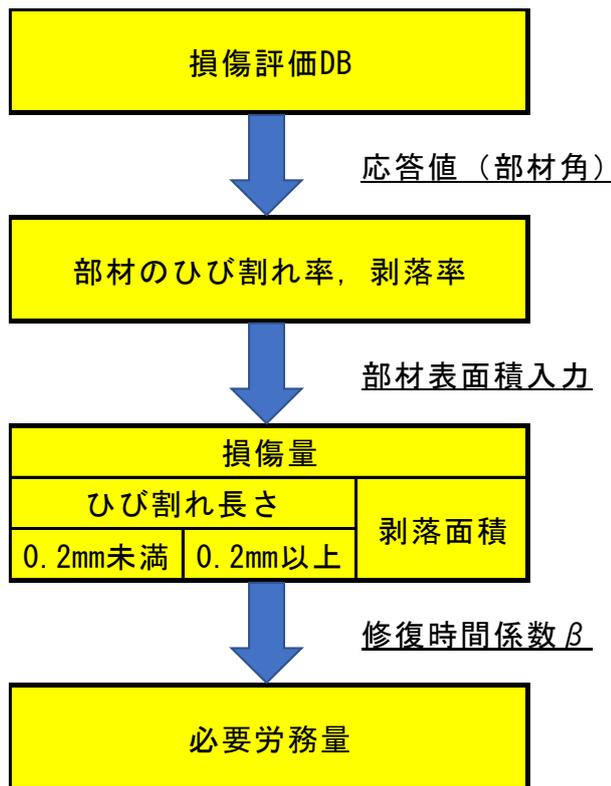


図 6.4.43 労務量算定フロー

今回は、部屋番号 203 における方立壁を例に労務量及び修復費用算定方法を解説する。なお、建物モデルはモデル①とする。

損傷評価 DB では、部材角—残留ひび割れ率関係及び部材角—剥落率関係が得られる。試験体 NSW2 におけるひび割れ率を図 6.4.44、剥落率を図 6.4.45 に示す。なお、ひび割れ率は式 (式 6.4.2)、剥落率は (式 6.4.3) のように算出されている。

$$\text{ひび割れ率} = \frac{l}{\sqrt{A}} \tag{式 6.4.2}$$

ただし、  
 $l$ : ひび割れ長さ  
 $A$ : 部材表面積

$$\text{剥落率} = \frac{S}{A} \tag{式 6.4.3}$$

ただし、  
 $S$ : 剥落面積  
 $A$ : 部材表面積

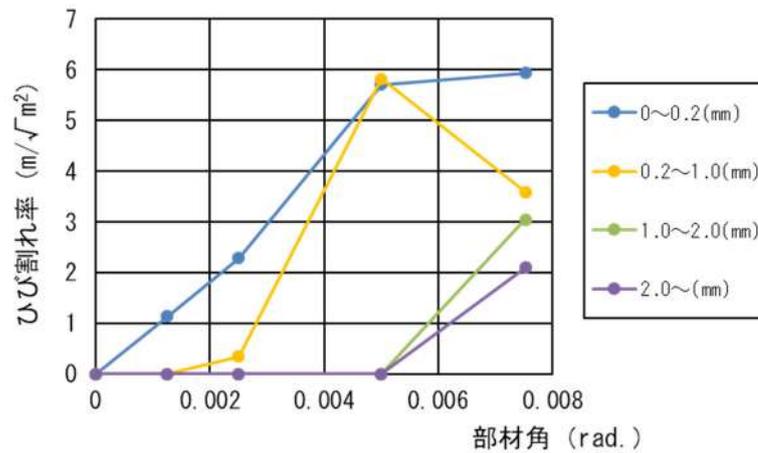


図 6.4.44 NSW2 ひび割れ率

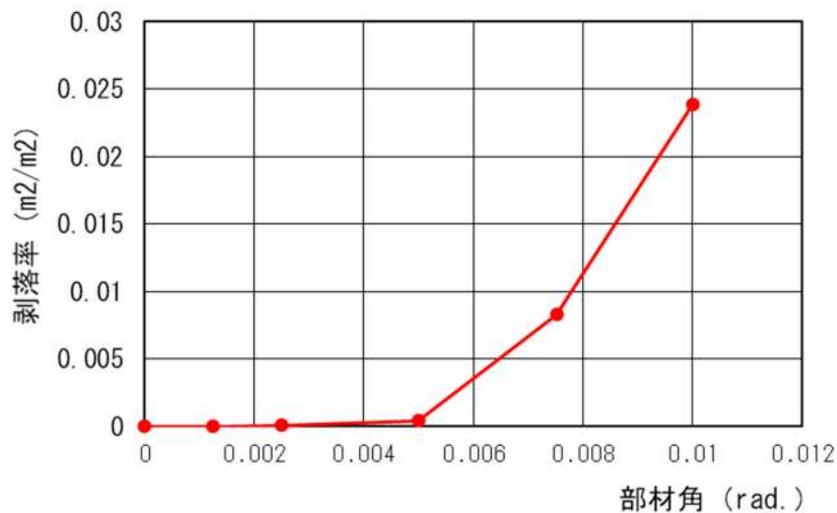


図 6.4.45 NSW2 剥落率

ここに動的解析で得られた応答値（部材角）を入力すると，203号室の方立壁のひび割れ率及び剥落率は表6.4.12のように推定できる。

表 6.4.12 方立壁ひび割れ率剥落率（203号室）

部屋番号	部材角 rad	仕上げ面	残留ひび割れ率 m/m	剥落率 m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>
		残留ひび割れ幅区分 mm		
203	0.0094255	0.00～0.20未満	6.10	0.0142785
		0.20～1.00未満	1.90	
		1.00～2.00未満	5.35	
		2.00～5.00未満	3.69	
		5.00～	0.00	
		ひび割れ総和	0.04	

次に，ひび割れ率及び剥落率に方立壁表面積を乗じてひび割れ長さ，剥落面積を推定する。（式6.4.2）に示されているように，ひび割れ率には方立壁表面積の累乗根を乗じる。なお，図6.4.46のように剛域部分を除いた部分が方立壁表面積となる。

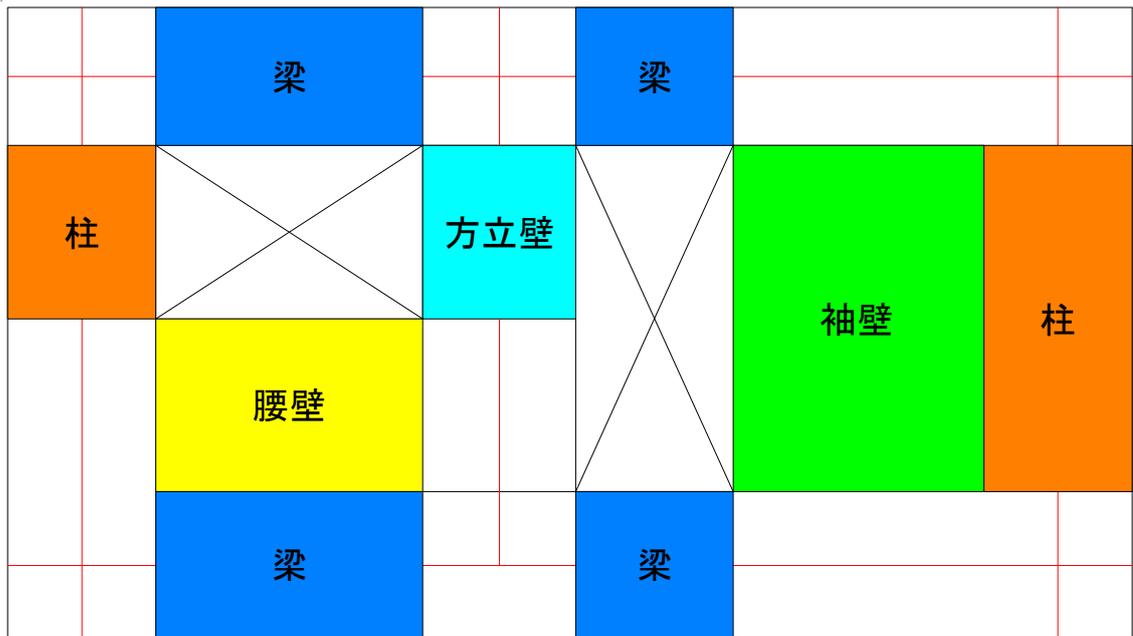


図 6.4.46 共用廊下側壁分類図（203号室）

さらに、修復性評価ワークシートに記載されている修復単位あたりの人工及び費用にひび割れ長さ、剥落面積を乗じて労務量、修復費用を算定する。本検討で使用した修復工法毎の修復性評価ワークシートの一例を図6.4.47～図6.4.49に示す。

シール工法									
内訳	名称	摘要	単位	単価 UPi	数量 Ai	金額(円)	備考		
材料費	エポキシ樹脂プライマー		kg	2600	0.003	7.8			
人工	シール材		kg	2400	0.040	96.0			
	墨出し工		人・日	20000	0.005	100.0			
	清掃工		人・日	20000	0.005	100.0			
	プライマー工		人・日	20000	0.005	100.0			
	シール工		人・日	20000	0.010	200.0			
消耗品	雑工		人・日	20000	0.004	80.0			
	工具損料		式		1	15.0			
現場管理費			式		1	23.0			
諸経費			式		1	37.0			
計			式		1	82.0			
計							840.8		
修復単位当たりの費用							840	円/m	
修復単位当たりの人工 rMi							0.03	人・日/m	
各工法の費用係数 α'							2.07	-	

図 6.4.47 シール工法 修復性評価ワークシート  
(最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れ)

自動低圧樹脂注入工法									
内訳	名称	摘要	単位	単価 UPi	数量 Ai	金額(円)	備考		
材料費	シール材		本	1600	0.330	528.0			
人工	注入材		kg	3800	0.400	1520.0			
	器具		セット	450	4.000	1800.0			
	取付け工		人・日	18000	0.050	900.0			
	シール工		人・日	18000	0.050	900.0			
	注入工		人・日	18000	0.070	1260.0			
	シール除去工		人・日	18000	0.030	540.0			
	墨出し工		人・日	20000	0.005	100.0			
	清掃工		人・日	20000	0.003	60.0			
	仕上げ工		人・日	20000	0.010	200.0			
	雑工		人・日	20000	0.020	400.0			
その他	(材+労)×0.2		式		1	1641.0			
計						9849.0			
修復単位当たりの費用							9849	円/m	
修復単位当たりの人工 rMi							0.24	人・日/m	
各工法の費用係数 α'							2.96	-	

図 6.4.48 自動低圧樹脂注入工法 修復性評価ワークシート  
(最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れ)

RCパッチング									
内訳	名称	摘要	単位	単価 UPi	数量 Ai	金額(円)	備考		
材料費	プライマー		kg	2600	0.007	18			
人工	防錆剤		kg	3500	0.002	7			
	エポキシ樹脂モルタル		kg	3000	0.256	768			
	墨出し工		人・日	20000	0.006	120			
	はつり工		人・日	20000	0.020	400			
	鉄筋処理工		人・日	20000	0.017	340			
	充填仕上げ工(防錆塗布含)		人・日	20000	0.018	360			
消耗品	雑工		人・日	20000	0.010	200			
	工具損料		式		1	44			
現場管理費			式		1	68			
諸経費			式		1	116			
計			式		1	244	施工部形状 W100×L100×T30		
計							2685		
修復単位当たりの費用							268500	円/m <sup>2</sup>	
修復単位当たりの人工 rMi							7.10	人・日/m <sup>2</sup>	
各工法の費用係数 α'							2.70	-	

図 6.4.49 RCパッチング 修復性評価ワークシート  
(コンクリートの剥落)

c) 必要労務量算出結果

ここでは、(a) 共用廊下側壁の損傷分布に基づく分析で実被害に近いと考察されたモデル、減衰、地震動倍率のパラメータに絞って算出する。表 6.4.13 に各パラメータにおける各階の整合率 (= 必要労務量算出結果 / 実修復労務量) を示す。(整合率 0.8~1.2 のものを赤字で示す) なお、1 階の実修復労務量は損傷分布と類似した関係性が得られなかったため、本検討では除外する。

モデル 01 では、地震動倍率 50%かつ減衰 3~4%のパラメータが実被害に近いものとなった。8~11 階の上層部の労務量が実労務量に比べ高めに算定されたが、実労務量の多かった 2~7 階の労務量を追えているといえる。

モデル 02 では、地震動倍率 60%かつ減衰 4~5%のパラメータが実被害に近いものとなった。モデル 01 と同様に、実労務量の多かった 2~7 階の労務量を追えている。

モデル 03 では、2~7 階の算定労務量が実労務量を大きく下回り、実労務量に近いパラメータは得られなかった。

モデル 04 では、地震動倍率 70%かつ減衰 8%、地震動倍率 60%かつ減衰 4~5%のパラメータが実被害に近いものとなった。特に、地震動倍率 60%のものは減衰に幅を利かせられ、実挙動の可能性が高いといえる。さらに、モデル 02 から部材の耐力低下を考慮したことで、損傷の激しい中層部に必要労務量が集中し、実労務量により近い分布になった。

表 6.4.13 各パラメータにおける労務量整合率

解析モデル	地震動倍率	減衰定数	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	11階	合計
モデル01	50%	3%	0.872	0.982	0.963	0.972	1.104	1.087	1.856	1.992	1.458	1.789	1.096
	50%	4%	0.790	0.866	0.828	0.815	0.927	0.918	1.610	1.676	1.131	1.352	0.933
	50%	5%	0.674	0.715	0.660	0.634	0.721	0.741	1.281	1.296	0.843	0.947	0.743
	50%	6%	0.567	0.585	0.531	0.504	0.578	0.593	0.995	0.987	0.616	0.600	0.592
	50%	7%	0.485	0.486	0.440	0.413	0.468	0.463	0.773	0.759	0.448	0.410	0.479
モデル02	60%	4%	0.791	0.874	0.846	0.825	0.898	0.896	1.572	1.629	1.091	1.336	0.929
	60%	5%	0.836	0.894	0.861	0.835	0.929	0.901	1.577	1.711	1.189	1.425	0.957
	60%	8%	0.670	0.747	0.740	0.748	0.854	0.846	1.456	1.488	0.988	0.985	0.826
	50%	3%	0.658	0.737	0.735	0.743	0.851	0.865	1.516	1.575	1.048	1.071	0.832
	50%	4%	0.584	0.652	0.634	0.638	0.729	0.737	1.308	1.443	1.036	1.147	0.736
	50%	5%	0.545	0.611	0.594	0.598	0.680	0.691	1.194	1.185	0.743	0.727	0.663
	50%	6%	0.503	0.563	0.541	0.535	0.606	0.629	1.065	1.062	0.669	0.587	0.599
	50%	7%	0.468	0.515	0.487	0.474	0.542	0.563	0.957	0.969	0.622	0.558	0.543
モデル03	50%	5%	0.689	0.747	0.692	0.661	0.734	0.731	1.256	1.278	0.832	0.960	0.759
	50%	6%	0.578	0.606	0.549	0.515	0.583	0.590	0.982	0.976	0.609	0.609	0.601
	50%	7%	0.491	0.501	0.451	0.418	0.472	0.462	0.767	0.751	0.441	0.407	0.485
モデル04	70%	8%	0.821	0.976	0.999	0.997	1.048	0.896	1.509	1.571	1.095	1.425	1.019
	60%	4%	0.764	0.923	0.933	0.901	0.913	0.862	1.493	1.533	1.032	1.336	0.949
	60%	5%	0.863	0.963	0.958	0.901	0.929	0.862	1.509	1.622	1.119	1.430	0.987
	60%	8%	0.673	0.780	0.779	0.780	0.863	0.803	1.375	1.416	0.955	0.985	0.834
	50%	3%	0.659	0.784	0.794	0.805	0.919	0.923	1.636	1.772	1.251	1.382	0.902
	50%	4%	0.586	0.670	0.659	0.663	0.755	0.760	1.430	1.577	1.124	1.254	0.769
	50%	5%	0.553	0.631	0.616	0.618	0.690	0.670	1.130	1.204	0.833	0.850	0.679
	50%	6%	0.513	0.580	0.558	0.551	0.612	0.614	1.027	1.011	0.629	0.551	0.602
	50%	7%	0.477	0.533	0.502	0.485	0.542	0.553	0.932	0.941	0.599	0.538	0.547
	50%	8%	0.446	0.491	0.456	0.430	0.493	0.500	0.868	0.909	0.585	0.536	0.504

## (2) 建物 D-2

### 1) 検討概要

方立壁の被害調査結果に近い損傷モードとなる立体フレームモデルの条件や入力地震動倍率について考察し、被害状況を観測波による時刻歴応答解析により再現することを目標とする。

方立壁の被害調査結果と観測波による時刻歴応答解析結果の方立壁のヒンジ図のせん断破壊を比較し、被害調査結果に近い立体フレームモデルの条件や入力地震動倍率を推定する。

また、建物 D-2 は建物 D-1 に比べ、共用廊下側 (Y2 通り) RC 造非耐力壁の損傷が激しかったことから 5 階部分 5 住戸及び 1 階部分 1 住戸を対象に OHP シートを部材表面に重ね、手書きで損傷状態を記録している。通常の方立壁であれば、曲げ破壊することが想定されるが、この例のように実際はせん断破壊していることから、方立壁が負担する軸力の大きさを検討する必要があると考えた。そこで、再現に近い時刻歴応答解析結果から共用廊下側桁行方向 5 階 X3-X4 間を対象として有限要素法解析を行い、方立壁に入っていたと思われる軸力比を推定する。加えて、方立壁の回転角  $R=1/400\text{rad}\sim 1/200\text{rad}$  で軸力比 30%程度となる時の層間変位を推定するとともに、損傷範囲、損傷度等について被害調査結果と比較する。なお、有限要素法解析のモデルは板要素で構築し、境界条件の影響を受けにくくするため、5 階 X3-X4 間を中心とした 3 層 3 スパン分の柱・梁・非耐力壁についてモデル化を行う。

## 2) 検討モデル及び検討ケース

立体フレームモデルの部材、スパン、階高は既存図を元に作成し、荷重及び材料は地震被害調査後に入手した既存構造計算書を基に作成した。ただし、屋上部分の積載荷重は  $0 \text{ N/m}^2$  とし、コンクリートの圧縮強度は設計基準強度を使用せず、地震被害調査後に入手した耐震診断等結果報告書内の推定圧縮強度を参照した。

方立壁は柱として入力し、方立壁下の支点は解除し、杭位置のみにピン支点を設けるモデルとした。以下、このモデルを「袖壁方立モデル」と呼ぶ。

上記の条件は変えないものとして、その他、解析結果に影響するパラメータとして、剛域長さ（剛域低減の有無）、減衰に着目して検討ケースを設定する。

一般的に設計における減衰は安全側に考えるため、瞬間剛性比例型とした減衰定数  $2\sim 5\%$  程度に設定されることが多いが、2011年東北地方太平洋沖地震の観測波を元にした研究では、RC造5階建ての壁式構造の減衰定数は  $6.5\% \sim 12.7\%$  [6-12]、ひび割れ等の損傷を受けた建物では減衰定数  $5\%$  以上となるものもあった [6-8] と報告されている。よって、ここでは減衰定数を  $10\%$  として検証を行った。

また、被害調査結果では柱・梁に顕著なひび割れが確認されなかったが、解析結果では最大応答時にヒンジが生じる結果となった。実現象とかけ離れている立体フレームモデルでの再現解析は現実的でないと判断し、柱・梁に顕著なひび割れが確認されなかったことから初期剛性比例型を用いた場合等を対象として表 6.4.14 のように Case 1～Case 3 を設定する。

入力する地震動は建物 D-1 と同様に JMA 熊本西区春日 [6-6] で観測された地震波とし、建物桁行方向に対し、NS 波を入力する。

表 6.4.14 検討ケース

パラメータ	Case 1	Case 2	Case 3
剛域低減	考慮	考慮	非考慮
内部減衰	瞬間剛性比例型	初期剛性比例型	初期剛性比例型
減衰定数	10%	10%	変動
地震動倍率	変動	変動	100%

## 3) 入力地震動倍率の推定方法

方立壁の被害調査結果で方立壁がせん断破壊していると判断した箇所と袖壁方立モデルに対し、観測波による時刻歴応答解析を行った結果の方立壁のヒンジ図のせん断破壊を比較し、被害調査結果に近い入力地震動倍率を推定する。

ここでは、被害調査結果に近いかどうかの判断方法は簡便かつ、定量的に行うため、下記のような方法をとる。

被害調査結果で方立壁がせん断破壊していると判断した方立壁の各通りにおける範囲を100とし、方立壁のヒンジ図(せん断破壊)がそれよりも1層分少ない場合は-10, 2層分少ない分は-20, 逆に1層分多い場合は+10, 2層分多い場合は+20という形式で通りごとに100に対する点数をつける。各通りに点数をつけた後に、相加平均をとり、100に最も近いヒンジ図(せん断破壊)となる入力地震動倍率を再現解析の解とする。

4) 解析方法及び解析モデル

- ・使用する構造計算プログラムは、(株)構造システムの「BUS-6 Ver.1.0.8.2」「SNAP Ver.7」とする。
- ・荷重分布は  $A_i \cdot \sum w_i$  に基づく分布とする。
- ・梁の曲げ剛性，せん断剛性には，RC 規準による有効幅内のスラブを考慮する。腰壁・垂壁・スラブ付き梁の場合は断面に応じて鉄筋を考慮する。また，SRC 部分については上記に加えて内蔵鉄骨を考慮する。
- ・梁の曲げ耐力，せん断耐力には，片側につき 1m の範囲のスラブを考慮する。
- ・剛床仮定とする。
- ・袖壁付柱は，1本の柱部材としてモデル化し，鉄筋及び内蔵鉄骨を考慮する。
- ・危険断面位置は，フェイス位置とする。
- ・剛域端は，フェイス位置から  $D/4$  だけ内側に入った位置とする。
- ・ $D$  は，柱せいまたは梁せいとする。袖壁は考慮しない。
- ・曲げバネは，危険断面位置に設ける。
- ・剛性算定用の部材長さは，剛域端間距離とする
- ・応答解析は立体フレーム弾塑性解析を行う。柱・梁は曲げ，せん断共に単軸バネモデル（柱・梁：曲げ 剛性低減型 H(CP3)，柱・梁：せん断 原点指向型(OO3)，柱：軸ばね 軸変形逆行型(AE1)，梁：軸ばね 弾性(EL1)）で評価する。各部材において使用するばねモデルを表 6.4.15，部材のばねモデル化詳細図を図 6.4.1.50 に示す。また，各ばねモデルにおける復元力情報を図 6.4.51～図 6.4.53 に示す。

表 6.4.15 使用ばねモデル

柱/壁	曲げばね	9：剛性低減型H(CP3)
	せん断ばね	12：原点指向型(OO3)
	軸ばね	22：軸変形逆行型(AE1)
梁	曲げばね	9：剛性低減型H(CP3)
	せん断ばね	12：原点指向型(OO3)
	軸ばね	0：弾性(EL1)



図 6.4.50 部材のばねモデル化

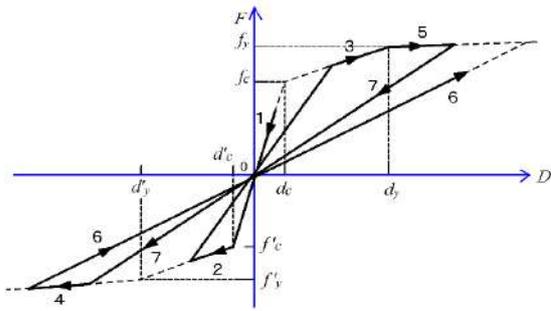


図 6.4.51 原点指向型 (003)

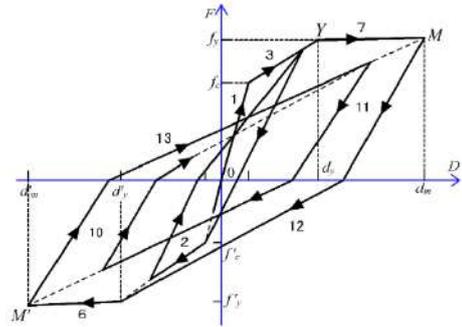


図 6.4.52 剛性低減型 H (CP3)

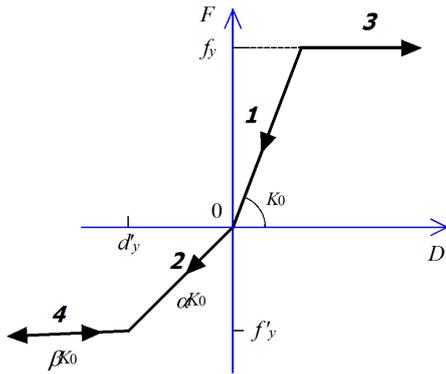


図 6.4.53 軸変形逆行型 (AE1)

線材置換モデル図を図 6.4.54 に示す。

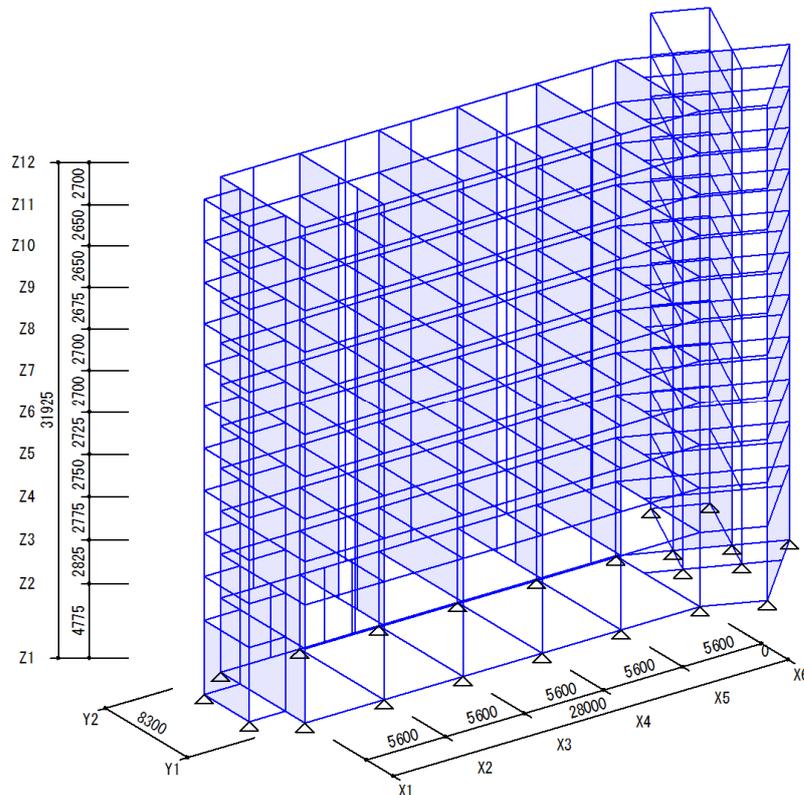


図 6.4.54 線材置換モデル

5) 固有値解析結果

建物のX方向1次固有周期は、0.43(s)であった。微動記録における固有周期が0.59(s) (表6.3.3参照)であったことから、建物D-1と同様に地震による壁の損傷から大幅に固有周期が伸びたと考察される。加えて、建物の1次固有周期をNS方向地震波の変位応答スペクトルと比較したものを図6.4.55、加速度応答スペクトルと比較したものを図6.4.56に示す。

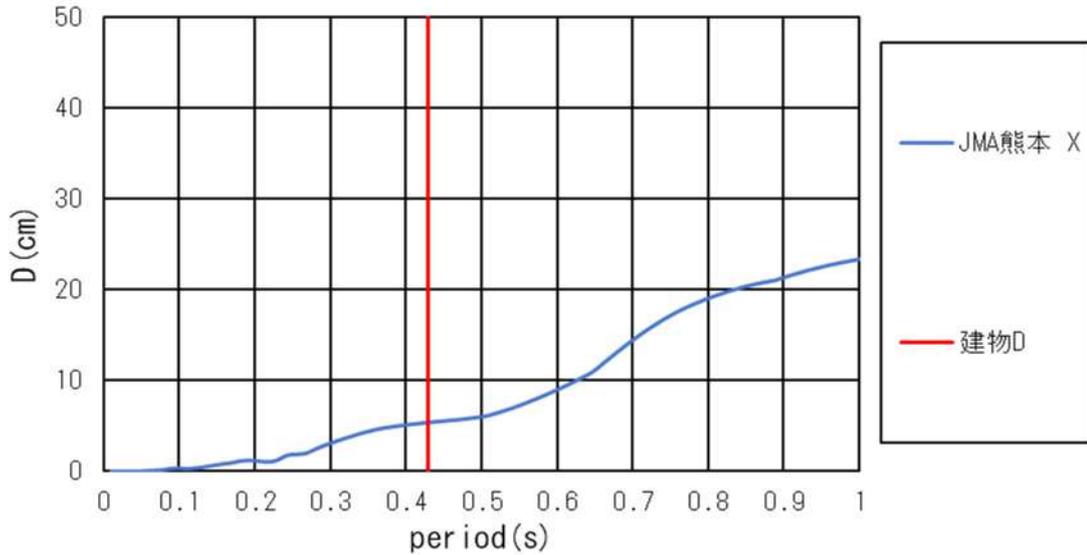


図 6.4.55 変位応答スペクトル比較

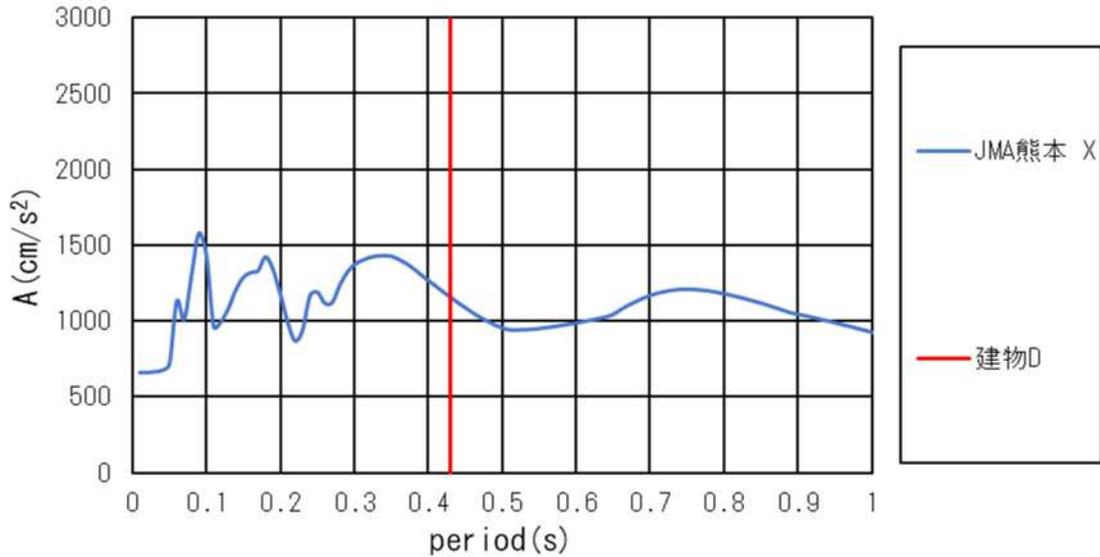
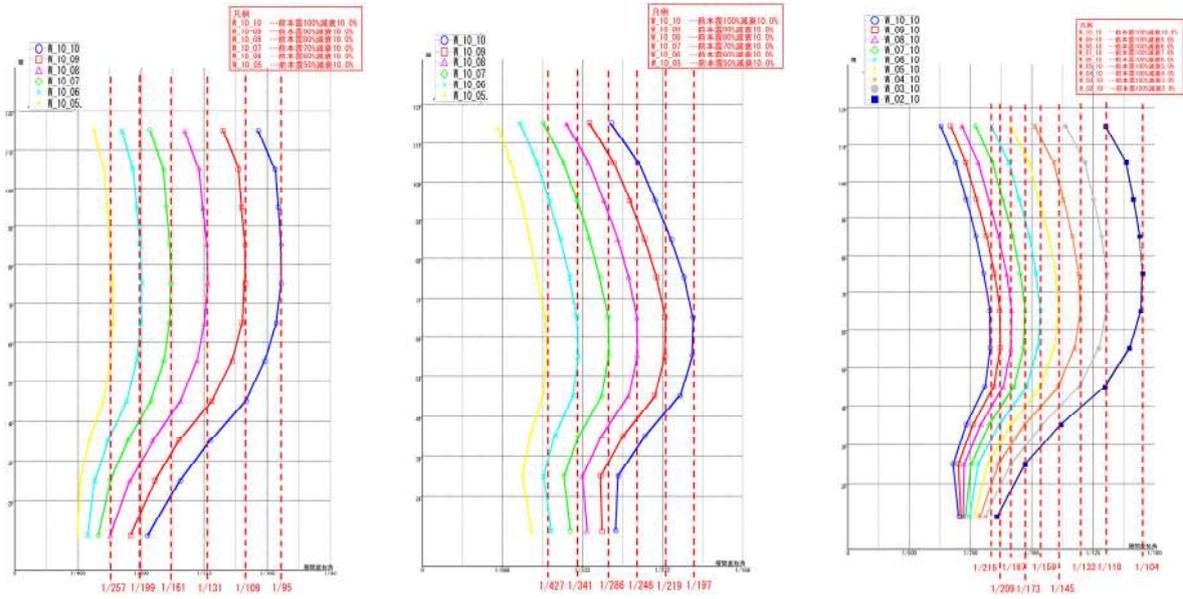


図 6.4.56 加速度応答スペクトル比較

6) 時刻歴応答解析結果

図 6. 4. 57 に Case 1~Case 3 における最大層間変形分布を示す。なおここで層間変形分布とは、ある層が最大の層間変形角に達した時点の結果である。



(a) Case 1

(b) Case 2

(c) Case 3

図 6. 4. 57 最大層間変形角分布

次に、図 6.4.58～図 6.4.60 に建物 D-2 Case 1～3 のヒンジ図を示す。赤○は曲げ破壊を示し、赤△はせん断破壊を示す。図中赤枠で方立壁の被害があった箇所を示し、せん断破壊状況と比較する。

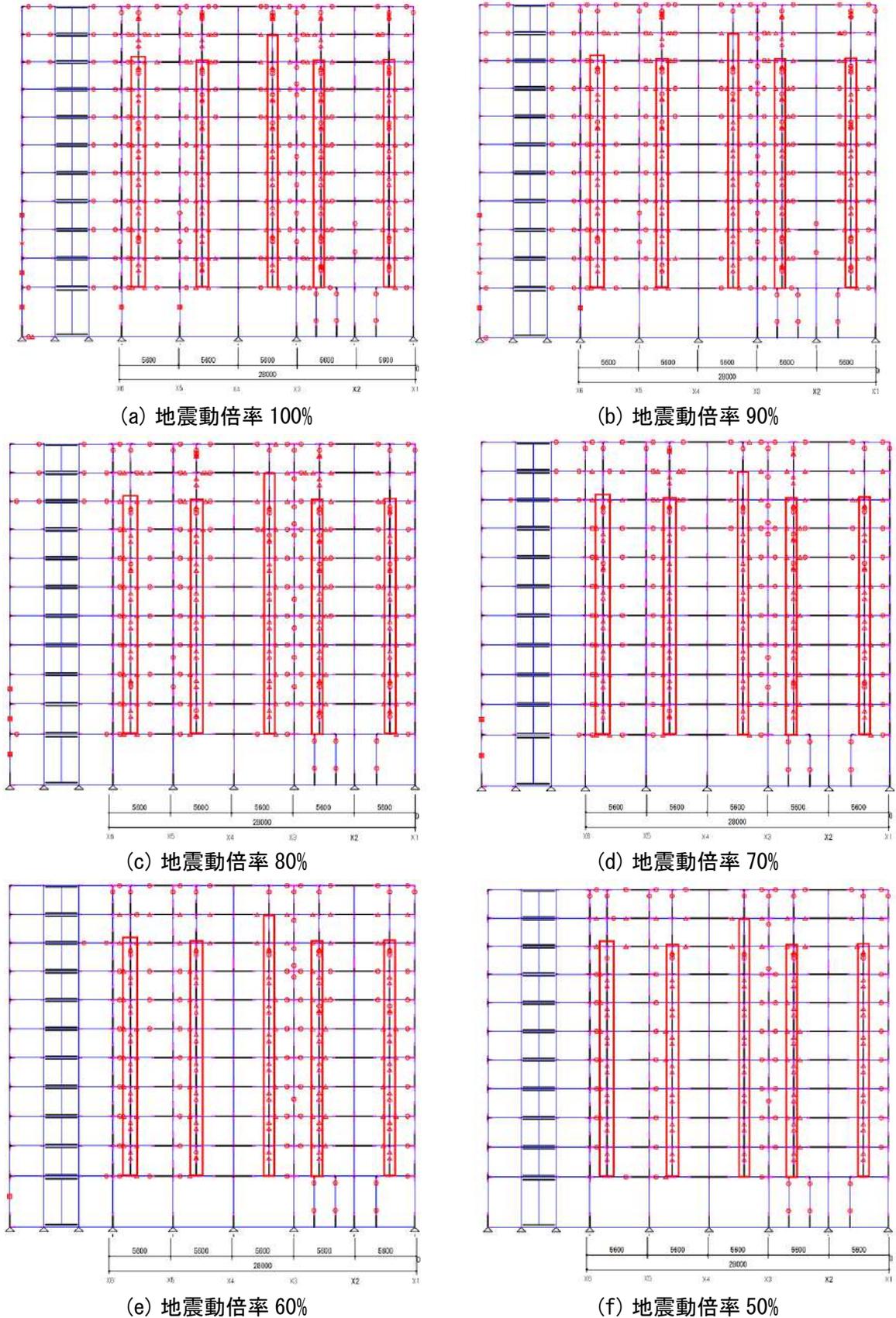
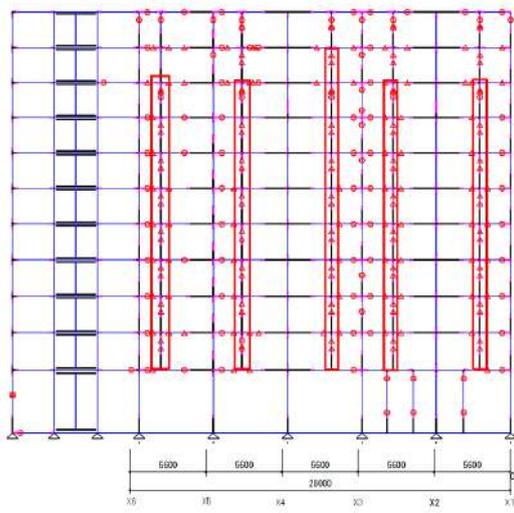
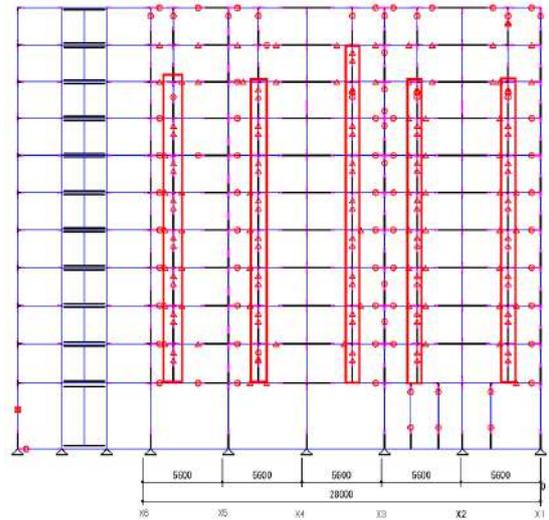


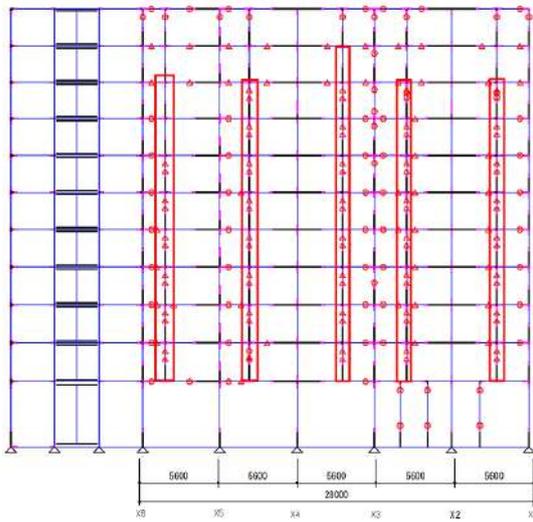
図 6.4.58 Case 1 ヒンジ図



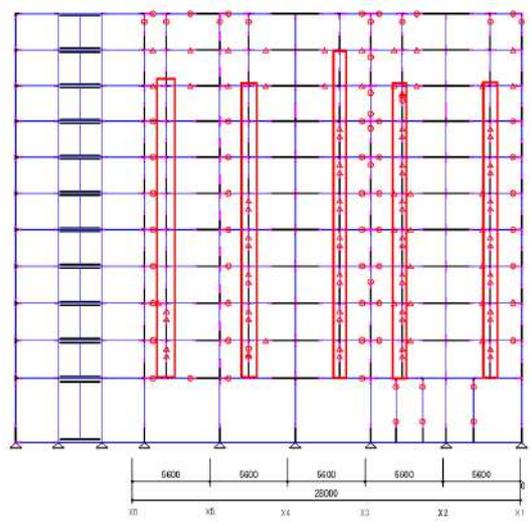
(a) 地震動倍率 100%



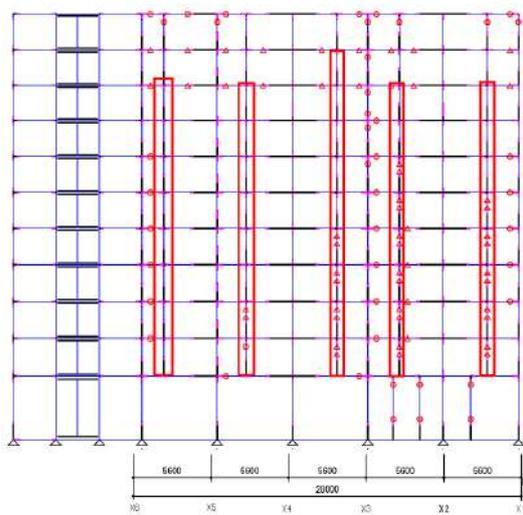
(b) 地震動倍率 90%



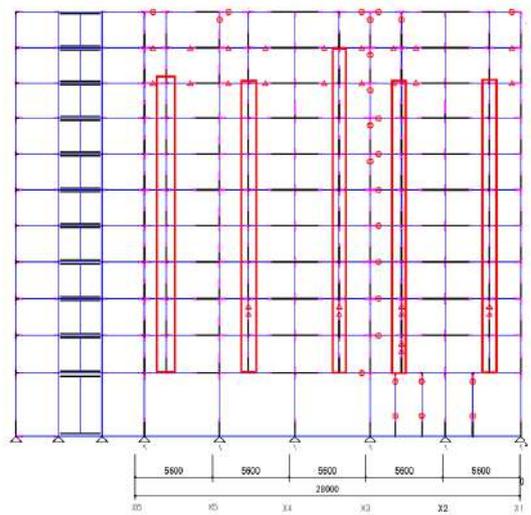
(c) 地震動倍率 80%



(d) 地震動倍率 70%



(e) 地震動倍率 60%



(f) 地震動倍率 50%

図 6.4.59 Case 2 ヒンジ図

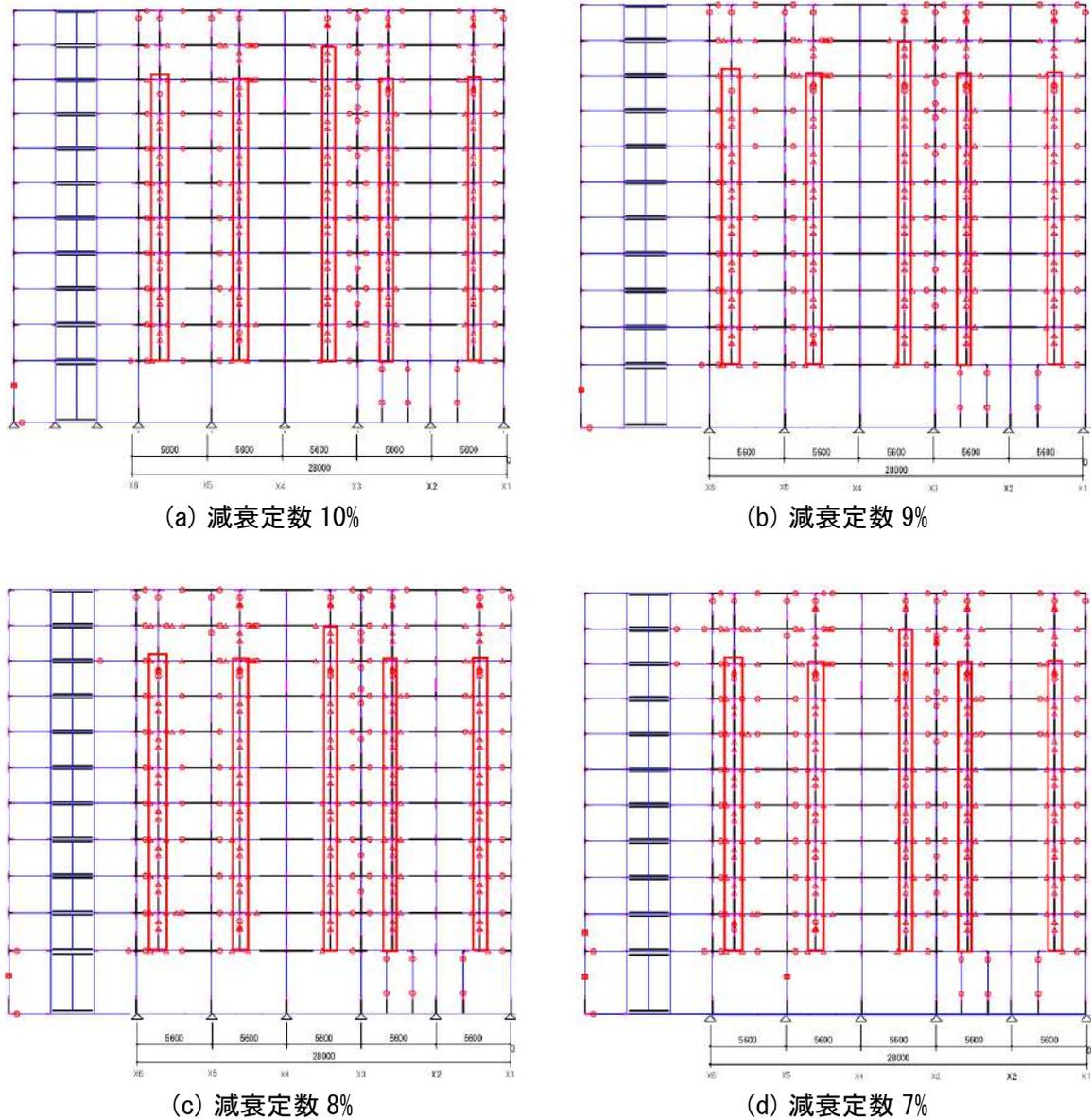


図 6. 4. 60 Case 3 ヒンジ図

表 6. 4. 16 に各 Case において被害調査結果の再現性が最も高くなる地震動倍率及び減数定数の組み合わせについての一覧表を示す。

- ・ Case1：剛域低減を考慮した袖壁方立モデルにおいて、減衰を「瞬間剛性比例型」の  $h=10.0\%$  とした場合、実被害に近い地震動倍率は 70% 時のヒンジ図。
- ・ Case2：剛域低減を考慮した袖壁方立モデルにおいて、減衰を「初期剛性比例型」の  $h=10.0\%$  とした場合、実被害に近い地震動倍率は 90%～80% 時のヒンジ図。
- ・ Case3：剛域低減を考慮しない袖壁方立モデルにおいて、地震動を 100% とし、減衰を「初期剛性比例型」とした場合、実被害に近い減衰は  $h=9.0\sim 8.0\%$  時のヒンジ図。

表 6.4.16 再現解析結果一覧表

パラメータ	Case 1	Case 2	Case 3
剛域低減	考慮	考慮	非考慮
内部減衰	瞬間剛性比例型	初期剛性比例型	初期剛性比例型
減衰定数	10%	10%	9.0～8.0%
地震動倍率	70%	90%～80%	100%

7) 非耐力壁の損傷検証

ここでは、複数開口を有する非耐力壁の損傷分布の検証として、複数開口を含む非耐力壁をモデル化した FEM 解析を行うことにより非耐力壁の損傷時の応力分布を確認する。

図 6.4.61 に対象となる非耐力壁及び開口寸法を示す。解析対象は 5 階, Y2 通り, X3-4 間とする。

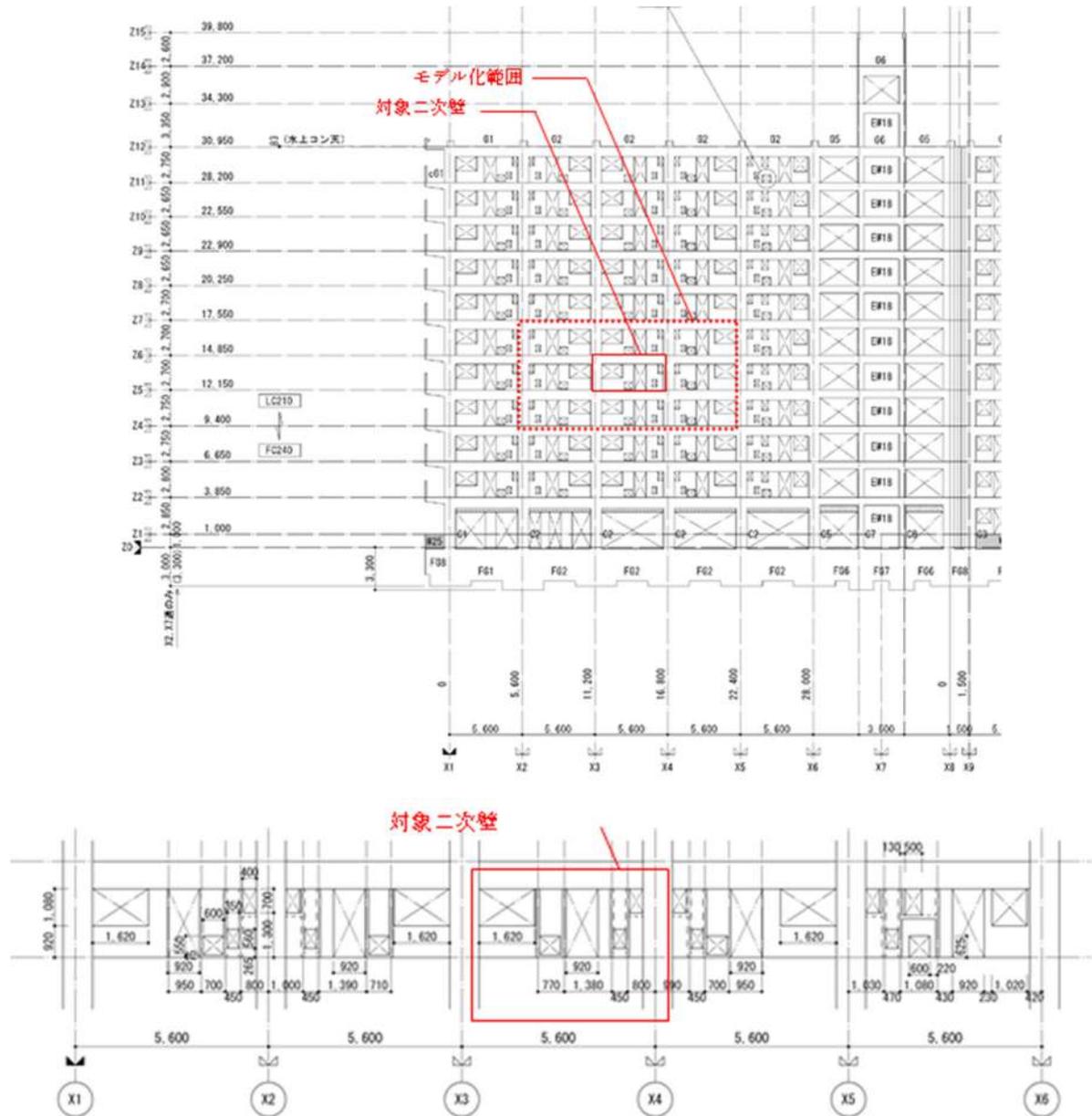


図 6.4.61 対象となる非耐力壁の開口寸法

既往の文献より、柱無し壁を有する RC 連層架構の繰り返し水平載荷試験を行っており、せん断降伏を生じた柱無し壁の最大負担軸力は軸力比で 0.28~0.26 程度である。フレームの弾塑性解析の結果より方立壁はせん断破壊を生じていることから、方立壁の軸力比が 0.2 程度であると考える。FEM 解析は弾性解析のため、変形量を直接は計算できないが最大層間変形を生じた時点の軸力比から軸力比 0.2 となる変形量の推定を行う。

## (a) 解析方法および解析モデル

解析モデルを図 6.4.62 に示す。また、解析条件は下記の通りである。

- ・立体フレームモデルの時刻歴応答解析結果より被害状況に応答結果が近い入力地震動 80%、瞬間剛性比例減衰 10%のモデルの強制変形を入力する。
- ・解析モデルに入力する強制変形は時刻歴応答解析の結果から、6 階が最大層間変形を生じた時刻の Z5、Z6、Z7 の層間変形量を入力する。
- ・FEM 解析は弾性解析としているため、値には着目せず応力分布の傾向に着目する。
- ・解析は Midas Gen(Ver.855)を用いた有限要素法解析を行う。
- ・柱、梁及び壁共に板要素としてモデル化する。
- ・柱、梁の鉄骨の剛性の影響は小さいとし、コンクリートの剛性を評価する。鉄筋の剛性はその影響度が小さいと判断し、モデル化には考慮しない。
- ・非耐力壁のメッシュはほぼ整形となるように約 100mm 角でモデル化を行う。柱及び梁も壁との応力不均衡をなくすため同様 100mm 角でモデル化を行う。
- ・境界条件の影響を小さくするために検討対象フレームの周囲のフレームについてもモデル化を行う。
- ・柱の頂部には長期軸力を入力する。
- ・境界条件について柱頭は鉛直方向に自由とし、柱脚は拘束とする。各要素共面外の回転は拘束し、面内回転は自由とする。柱脚及び下層梁上層の層間変形を強制変形として入力するため、加力方向の変位も拘束する。

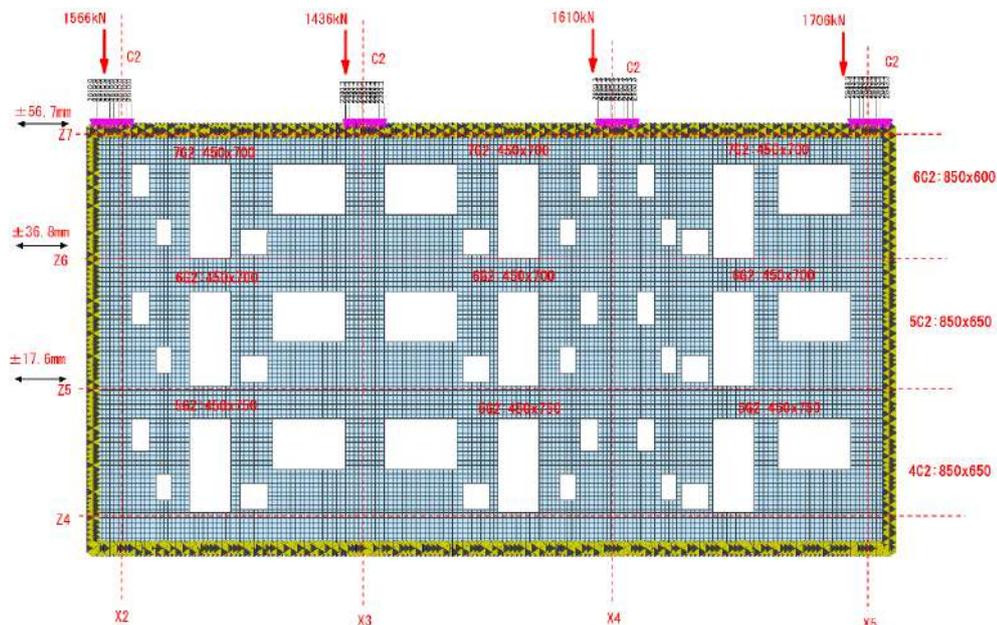


図 6.4.62 解析モデル

(b) 非耐力壁の損傷と有限要素法による解析結果

図 6.4.63～図 6.4.64 に正負加力時の鉛直応力の結果を示す。

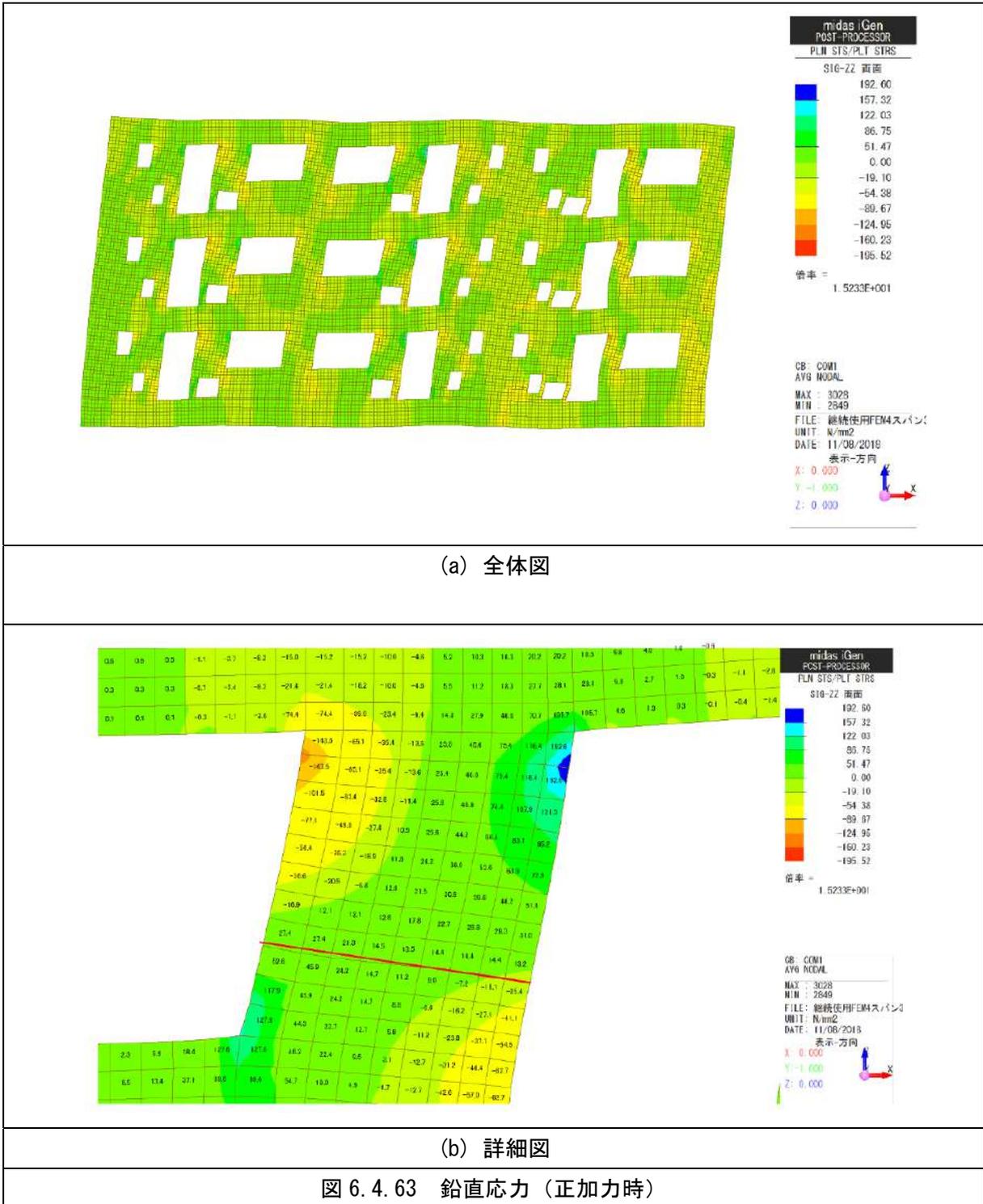
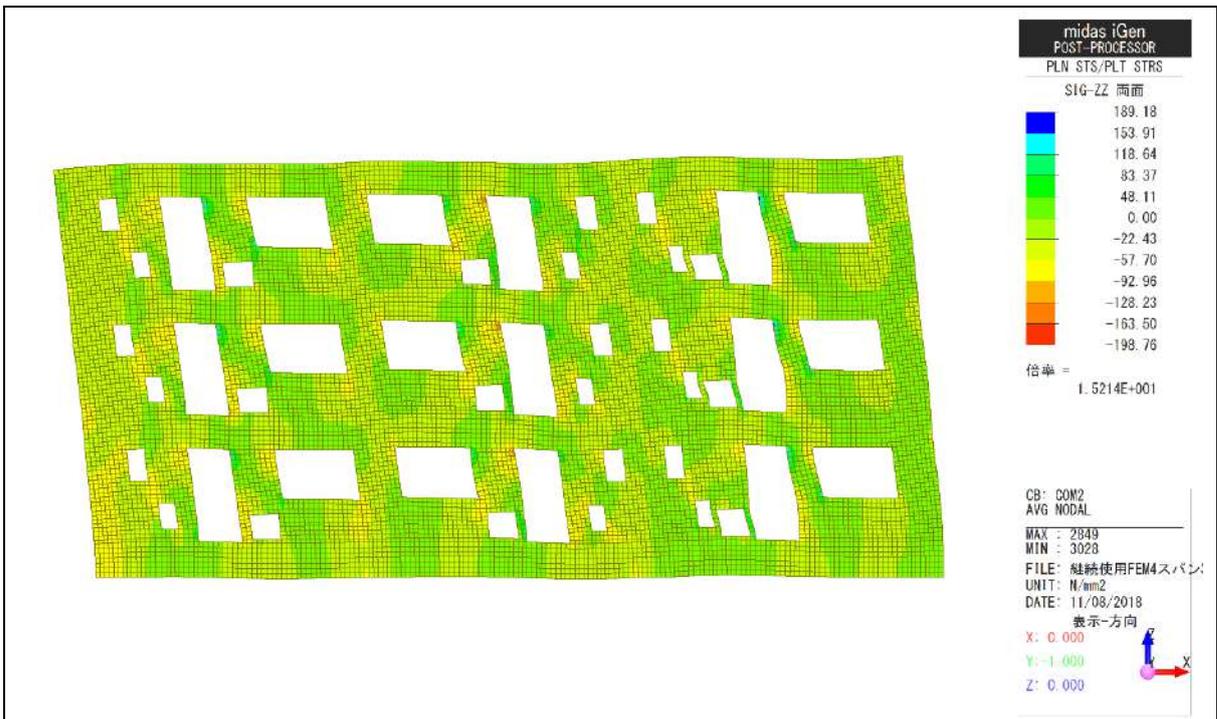
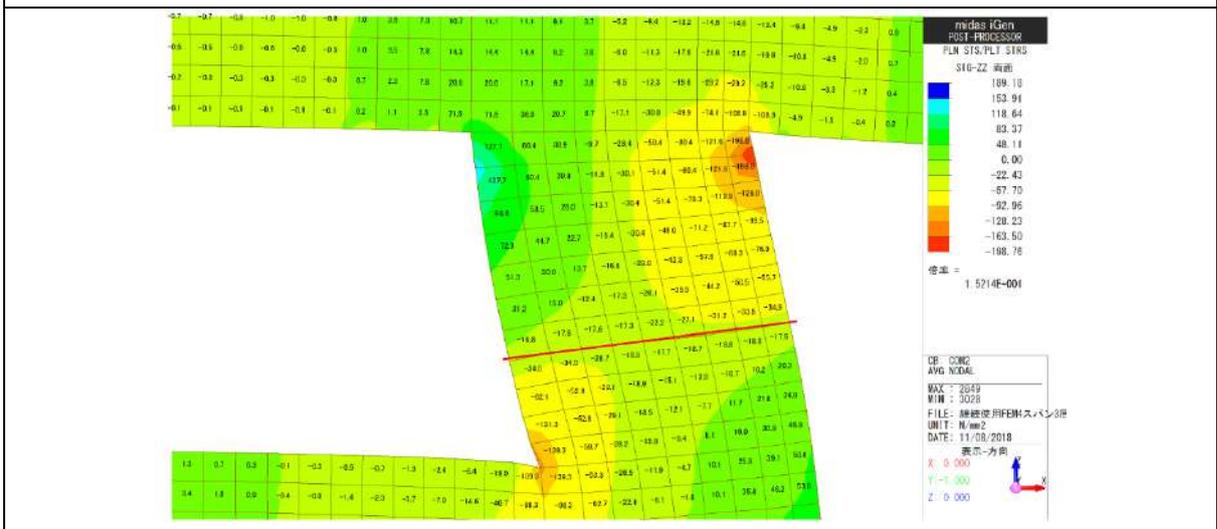


図 6.4.63 鉛直応力 (正加力時)



(a) 全体図



(b) 詳細図

図 6.4.64 鉛直応力（負加力時）

表 6.4.1.17 方立壁の負担軸力

負担応力 N/mm <sup>2</sup>	壁厚 mm	方立幅 mm	負担軸力 N		
-16.8	120	130	-262080		
-17.6	120	100	-211200		
-17.6	120	100	-211200		
-17.3	120	100	-207600		
-22.2	120	100	-266400		
-27.1	120	100	-325200		
-31.2	120	100	-374400		
-33.5	120	85	-341700		
-34.9	120	85	-355980	軸力比	
合計			900	-2555760	1.49

表 6.4.1.18 軸力比

軸力比	Fc N/mm <sup>2</sup>	壁厚 mm	方立幅 mm	軸力 N	強制変形(mm)		
					7F	6F	5F
0.2	15.87	120	900	342792	11.34	7.36	3.52
0.3	15.87	120	900	514188	-	-	-
1	15.87	120	900	1713960	56.7	36.8	17.6

図 6.4.63, 図 6.4.64 の鉛直方向の応力分布から、方立壁が負担している軸力に対してコンクリートの圧縮強度との軸力比を算定する。負担軸力の算出方法は各要素の鉛直応力  $\sigma_c$  に方立壁厚と要素幅を乗じた値を、方立壁幅方向に累積して算出する。負担軸力を表 6.4.1.17 に、軸力比を表 6.4.1.18 に示す。応力度は要素の平均値を採用しているため、柱頭、柱脚にみられる応力集中の影響が少ない中立軸位置の応力を採用した。応答解析結果から方立壁はせん断破壊しているため、軸力比を 0.2 程度あると想定される。本解析は弾性解析であるため、弾塑性応答の変形量から軸力比に対する変形量を正確に算出することは難しいが、方立壁が負担する軸力と変形関係を線形として仮定し、軸力比が 0.2 となる変形量を推定すると入力変位は 7F で 11.34mm となり、元の入力に対して 13%程度である。

図 6. 4. 65 に既往実験<sup>[6-11]</sup>の残留ひび割れ図を示す。また、図 6. 4. 66、図 6. 4. 67 に正負の最大主応力図のコンター図およびベクトル図を示す。残留ひび割れ図には非耐力壁にせん断ひび割れのラインを記載した。調査結果のひび割れ図と最大主応力図の応力状態を比較すると、ひび割れ図に沿って引張応力が生じていることがわかる。よってひび割れ図と応力図について高い相関性を示せた。

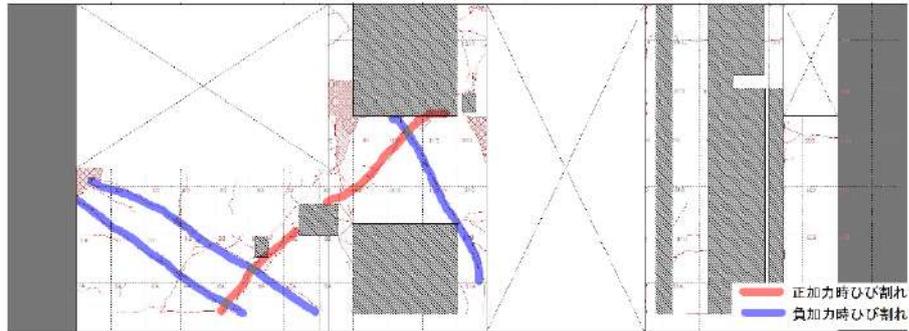
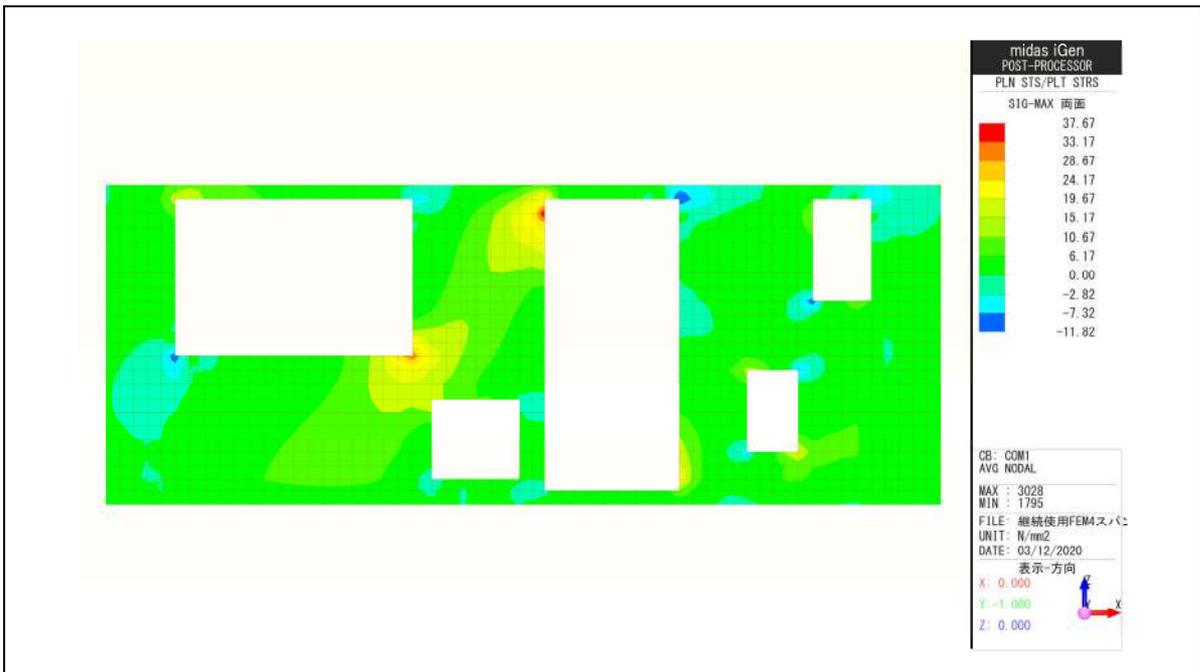
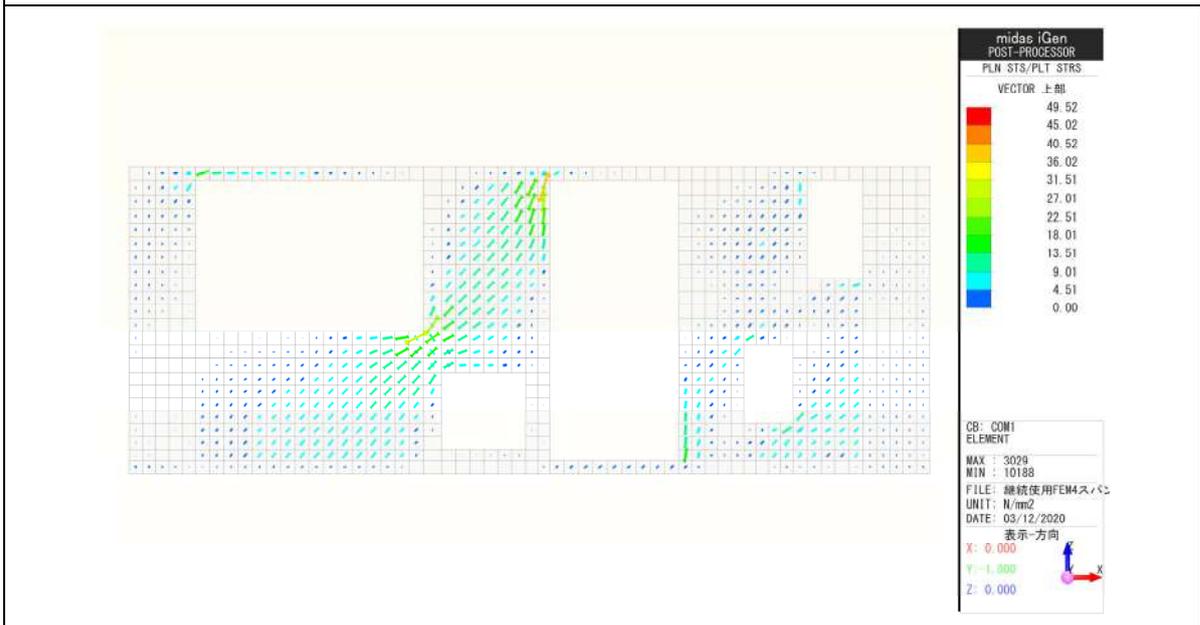


図 6. 4. 65 残留ひび割れ図

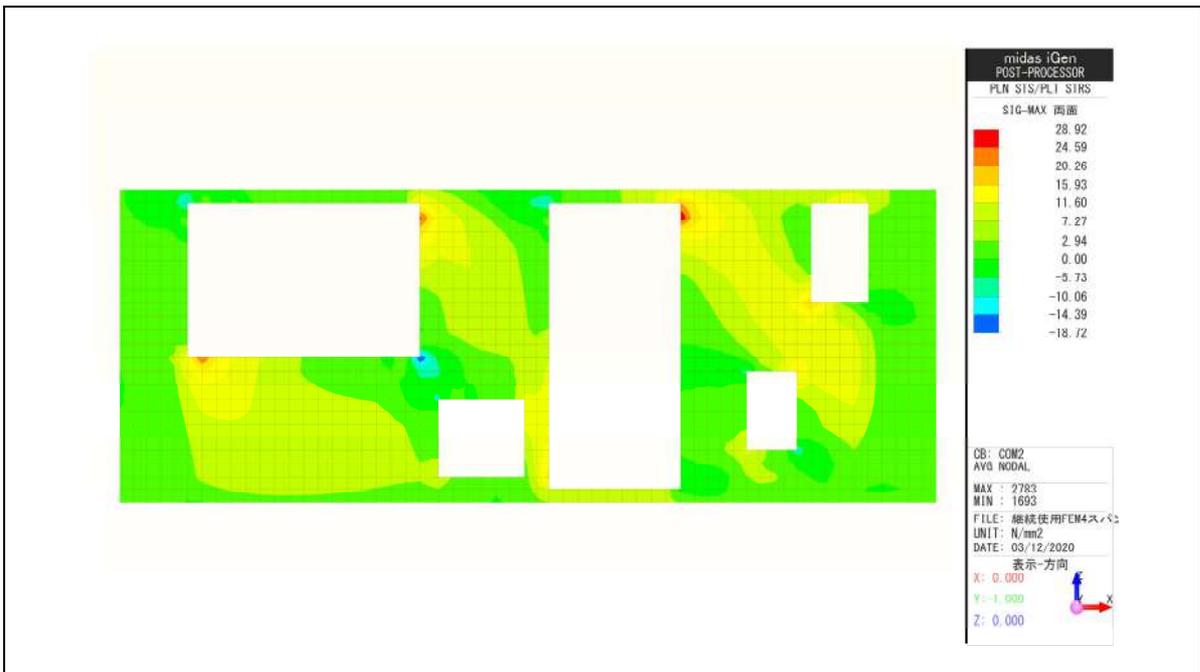


(a) コンター図

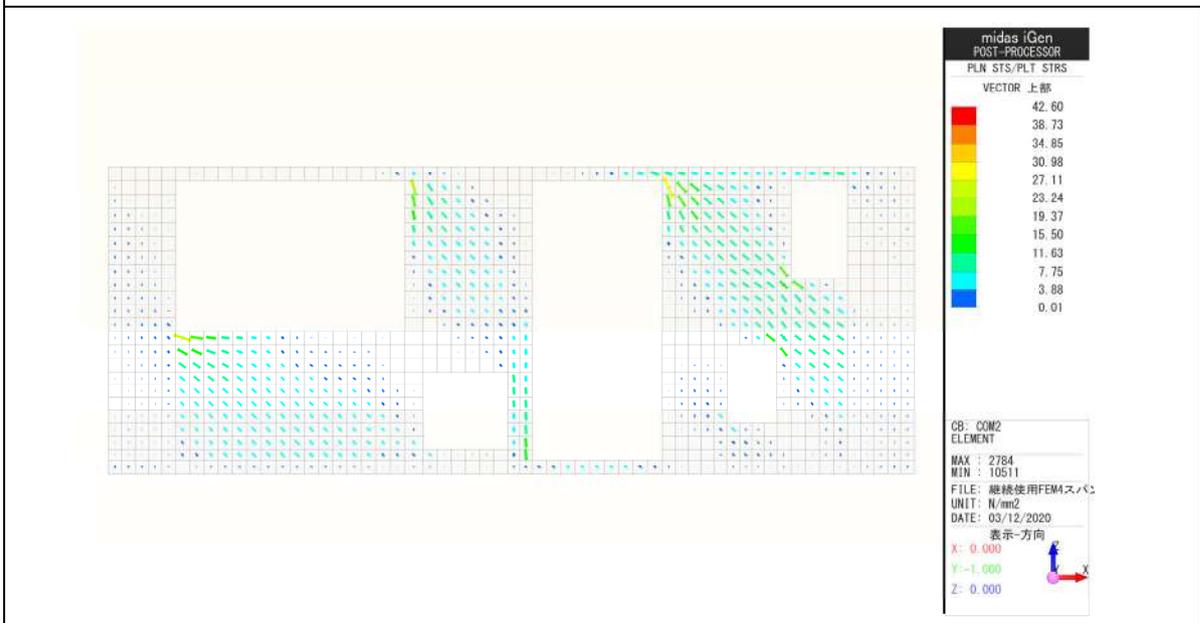


(b) ベクトル図

図 6. 4. 66 最大主応力図 (正加力時)



(a) コンター図



(b) ベクトル図

図 6.4.67 最大主応力図 (負加力時)

6.4.2 杭に関する分析

(1) 杭の損傷検証

1) 検証概要

(a) 耐震性能：現行の建築基準法・施行令に基づく設計（1次設計レベル）

(b) 杭設計用地震力：本建物は基礎梁部で建物D-1と建物D-2が一体となっており、剛床仮定として建物全体で検討を行う。杭の地震力は、2棟の総重量を全本数で分配して算定する。

	建物 D-1	建物 D-2
上部構造の地震力( $C_0=0.20$ )	$Q_1 = 8581(\text{kN})$	$Q_1 = 11822(\text{kN})$
1階部分の重量	$W1 = 7485(\text{kN})$	$W1 = 9219(\text{kN})$
基礎の重量	$Wf = 12442(\text{kN})$	$Wf = 18144(\text{kN})$
地下部設計震度	$K = 0.1$	
杭設計用地震力	$\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W1 + Wf) = 23317(\text{kN})$	
杭本数	$n=24(\text{本})$	$n=35(\text{本})$
杭1本当たり設計用地震力	$Q_p = \Sigma Q_p / n = 395(\text{kN}) (n=59)$	

2) 解析方法および解析モデルと杭の概要

(a) 地震時応力算定方法

- a) 現行法規に基づいた杭の1次設計を行う。
- b) 水平地盤ばねは、群杭係数を考慮した地盤の動的相互作用<sup>[6・13]</sup>による Francis の地盤ばねを用い、地盤のひずみによる剛性低下を考慮した弾性モデルとする。
- c) 杭体は弾性支承梁とする。
- d) 境界条件は、杭頭は固定、杭先端はピン支持とする。
- e) 基礎の根入れ効果は考慮しない。

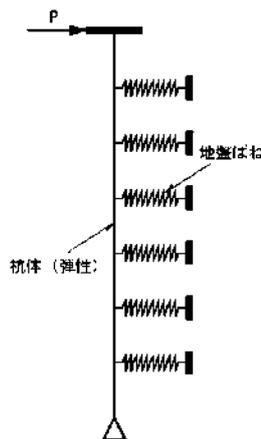
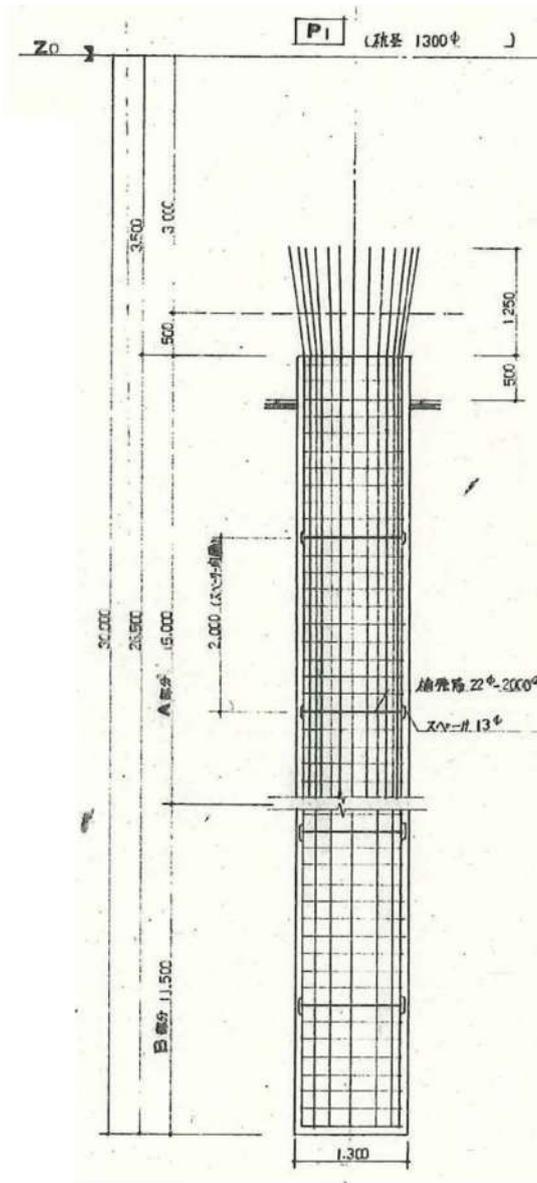


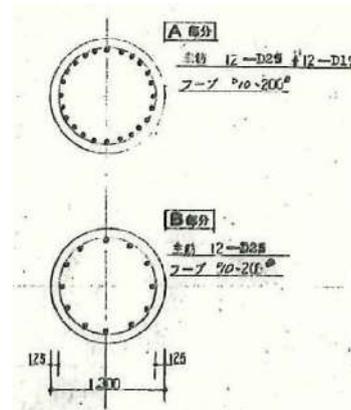
図 6.4.74 杭応力解析モデル図

(b) 杭の概要

- a) 場所打ちコンクリート杭
- b) 杭径  $\phi 1300\text{mm}$
- c) 杭長  $L=26.5\text{m}$
- d) コンクリート設計基準強度  $F_c=24\text{N/mm}^2$
- e) 主筋 上杭 ( $L=15\text{m}$ ) 12-D25+12-D19, 下杭 ( $L=11.5\text{m}$ ) 12-D25
- f) フープ D10@200



(a) 杭軸組図



(b) 断面図

図 6.4.75 杭姿図

3) 杭の検証結果

下記に杭の検証結果を示す。

(a) 地震時応力算定結果

図 6.4.2.3 に地震時の杭の応力図を示す。

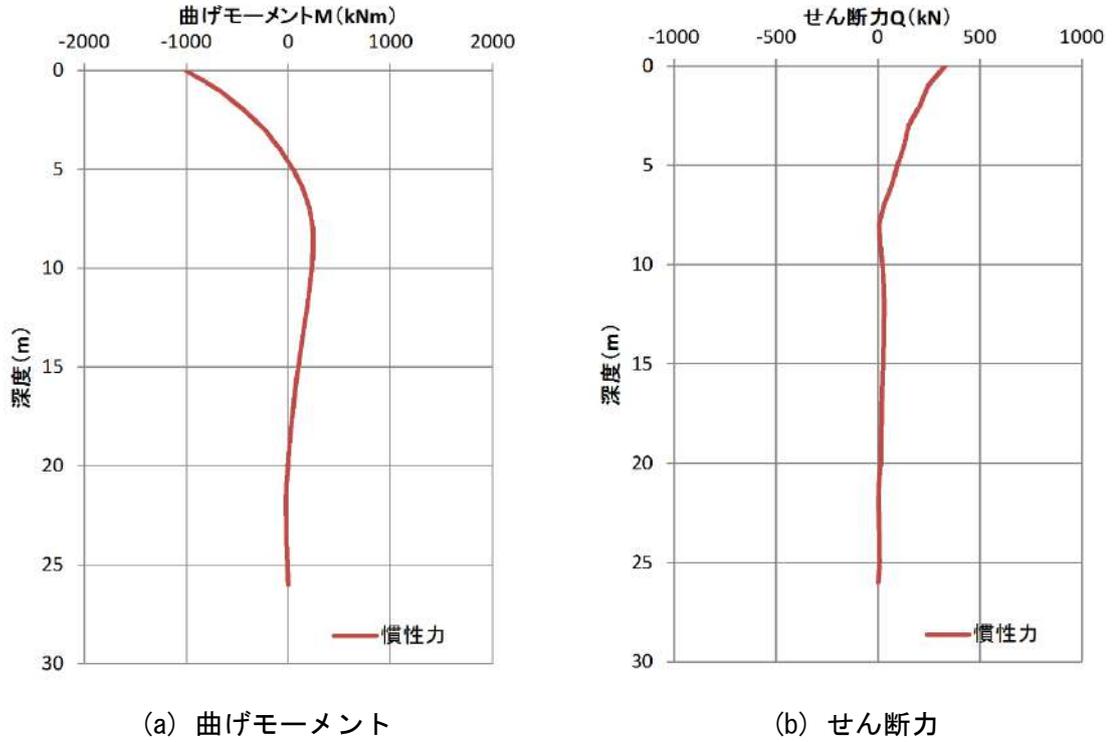


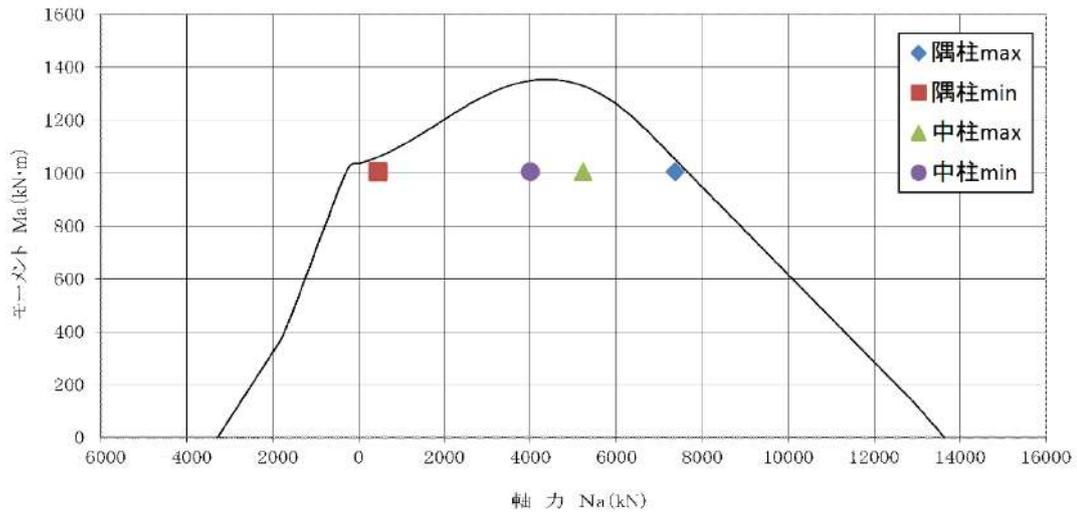
図 6.4.76 杭の応力図

(b) 杭断面算定

a) 軸力と曲げモーメントの検討

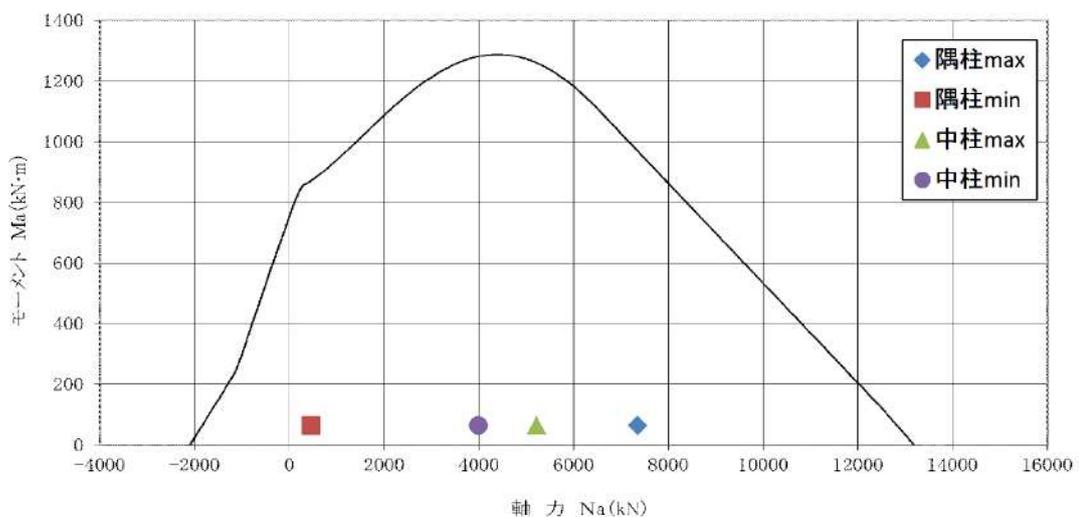
杭の短期曲げモーメントに対する断面算定は、M-N 曲線により確認する。杭の短期曲げモーメントは、隅柱と中柱のそれぞれに対して最大軸力・最小軸力により断面算定を行ったが、図 6.4.77 のように、すべて M-N 曲線以内であり、許容曲げモーメント以内となった。

許容状態 Ma-Na 曲線	断面直径: $\phi = 1300 \text{ mm}$	主筋 12-D25 + 12-D19 (SD345)
	配筋率: $P_g = 0.72 \%$	配筋径: 1004 mm
	材料強度(N/mm <sup>2</sup> ): $F_c = 21$	$F_{ca} = 9.33$ $r_f = 345$



(a) 上杭

許容状態 Ma-Na 曲線	断面直径: $\phi = 1300 \text{ mm}$	主筋 12-D25 (SD345)
	配筋率: $P_g = 0.46 \%$	配筋径: 1004 mm
	材料強度(N/mm <sup>2</sup> ): $F_c = 21$	$F_{ca} = 9.33$ $r_f = 345$



(b) 下杭

図 6.4.77 杭断面算定

b) せん断力に対する検討

設計せん断力の1.5倍の応力に対して短期許容応力度以下であることを確認する。

上杭 設計せん断力  $Q_d = 1.5 \times 395 = 593$  (kN)

せん断応力度  $\tau = 4/3 Q_d / A = 0.50$  N/mm<sup>2</sup> <  $f_s = 1.05$  N/mm<sup>2</sup> OK

下杭 設計せん断力  $Q_d = 1.5 \times 22 = 33$  (kN)

せん断応力度  $\tau = 4/3 Q_d / A = 0.04$  N/mm<sup>2</sup> <  $f_s = 1.05$  N/mm<sup>2</sup> OK

(2) 杭の耐震性能評価

1) 検証概要

上部構造からの慣性力と地盤を適切に考慮した解析法で求めた杭頭変位から、杭の損傷状況の推定を行う。

(a) 杭設計用地震力

本建物は基礎梁部で D-1 建物と D-2 建物が一体となっており、剛床仮定として建物全体で検討を行う。杭の地震力は、2 棟の総重量を全本数で分配して算定する。

上部構造の慣性力は前述の時刻歴応答解析結果による各棟のベースシア係数とし、基礎部の設計震度は 0.30 とした。

	建物 D-1	建物 D-2
上部構造の地震力(C <sub>0</sub> =0.20)	Q <sub>1</sub> = 17205(kN)	Q <sub>1</sub> = 36943(kN)
	(C <sub>0</sub> =0.40)	(C <sub>0</sub> =0.63)
1 階部分の重量	W <sub>1</sub> = 7485(kN)	W <sub>1</sub> = 9219(kN)
基礎の重量	W <sub>f</sub> = 12442 (kN)	W <sub>f</sub> = 18144 (kN)
地下部設計震度	K = 0.30	
杭設計用地震力	$\Sigma Q_p = Q_1 + K \cdot (W_1 + W_f) = 68335 \text{ (kN)}$	
杭本数	n=24(本)	n=35 (本)
杭 1 本当たり設計用地震力	$Q_p = \Sigma Q_p / n = 395 \text{ (kN)} \text{ (n=59)}$	

(b) 地盤変位

平 12 建告第 1461 号イに定められた解放工学的基盤における加速度応答スペクトルをもち、建設地表層地盤による増幅を適切に考慮して作成した地震波（以下、告示波）による地盤変位を杭の強制変位として応力を算定する。検証用は地盤の最大変位を示した八戸位相を採用する。

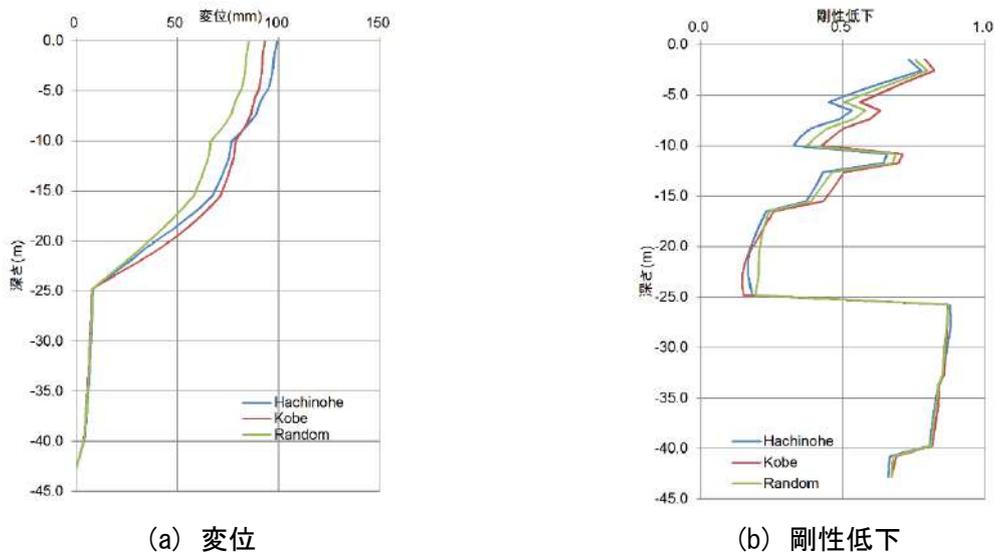


図 6.4.78 告示波による地盤の変位と剛性低下率

2) 解析方法および解析モデルと杭の概要

(a) 地震時応力算定方法

- a) 建物慣性力は杭頭部に加力した弾性解析を行う。
- b) 地盤変位は地震動に応じた地盤変形分布による弾性解析を行う。
- c) 設計用応力は建物慣性力による応力と地震動に応じた地盤変形を考慮した応力，絶対値和による組合せとする。
- d) 水平地盤ばねは，群杭係数を考慮した地盤の動的相互作用  $\eta$  による Francis の地盤ばねを用い，地盤のひずみによる剛性低下を考慮した弾性モデルとする。
- e) 杭体は弾性支承梁とする。
- f) 境界条件は，杭頭は固定，杭先端はピン支持とする。
- g) 基礎の根入れ効果は考慮しない。

表 6.4.22 Francis の評価式による水平方向の地盤ばね

深度 m	層厚 m	区分	杭径 m	$\rho$ t/m <sup>3</sup>	$V_s$ m/s	$\nu$	$G/G_0$	$E_s$ kN/m <sup>2</sup>	$E_p$ kN/m <sup>2</sup>	$I_p$ m <sup>4</sup>	$ks1$ kN/m <sup>2</sup>	$\beta^{4/3}$	$K_i$ kN/m	$K_i$ kN/mm	▽杭先端
1.00	1.00	C	1.300	1.80	156	0.500	0.243	31987	21102535	0.140	41495	0.300	12449	12.45	
2.00	1.00	C	1.300	1.80	117	0.500	0.534	39442	21102535	0.140	52067	0.300	15620	15.62	
3.00	1.00	S	1.300	1.80	136	0.500	0.226	22617	21102535	0.140	28505	0.300	8551	8.55	
4.00	1.00	S	1.300	1.80	183	0.500	0.178	32179	21102535	0.140	41764	0.300	12529	12.53	
5.00	1.00	S	1.300	1.80	130	0.500	0.163	14892	21102535	0.140	18126	0.300	5438	5.44	
6.00	1.00	S	1.300	1.80	130	0.500	0.322	29348	21102535	0.140	37799	0.300	11340	11.34	
7.00	1.00	S	1.300	1.80	130	0.500	0.312	28454	21102535	0.140	36553	0.300	10966	10.97	
8.00	1.00	S	1.300	1.80	252	0.500	0.150	51386	21102535	0.140	69346	0.300	20804	20.80	
9.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.205	45098	21102535	0.140	60202	0.300	18061	18.06	
10.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.203	44644	21102535	0.140	59546	0.300	17864	17.86	
11.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.202	44410	21102535	0.140	59207	0.300	17762	17.76	
12.00	1.00	S	1.300	1.80	202	0.500	0.225	49685	21102535	0.140	66363	0.300	20059	20.06	
13.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.220	38835	21102535	0.140	51199	0.300	15360	15.36	
14.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.220	38863	21102535	0.140	51239	0.300	15372	15.37	
15.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.213	37731	21102535	0.140	49624	0.300	14887	14.89	
16.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.203	35963	21102535	0.140	47111	0.300	14133	14.13	
17.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.203	35902	21102535	0.140	47024	0.300	14107	14.11	
18.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.203	35898	21102535	0.140	47018	0.300	14105	14.11	
19.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.204	36158	21102535	0.140	47388	0.300	14216	14.22	
20.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.199	35264	21102535	0.140	46119	0.300	13836	13.84	
21.00	1.00	S	1.300	1.80	181	0.500	0.172	30432	21102535	0.140	39314	0.300	11794	11.79	
22.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.254	322031	21102535	0.140	506402	0.300	151921	151.92	
23.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.247	314339	21102535	0.140	493312	0.300	147984	147.99	
24.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.250	317775	21102535	0.140	499157	0.300	149747	149.75	
25.00	1.00	S	1.300	1.80	485	0.500	0.246	312713	21102535	0.140	490548	0.300	147164	147.16	
25.50	0.50	S	1.300	1.80	485	0.500	0.246	312713	21102535	0.140	490548	0.300	147164	147.16	▽杭先端

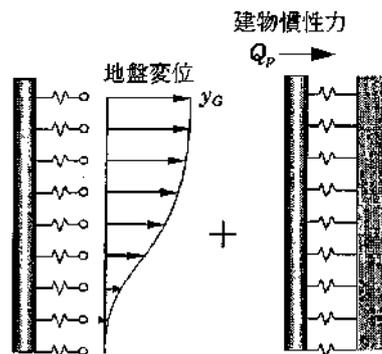
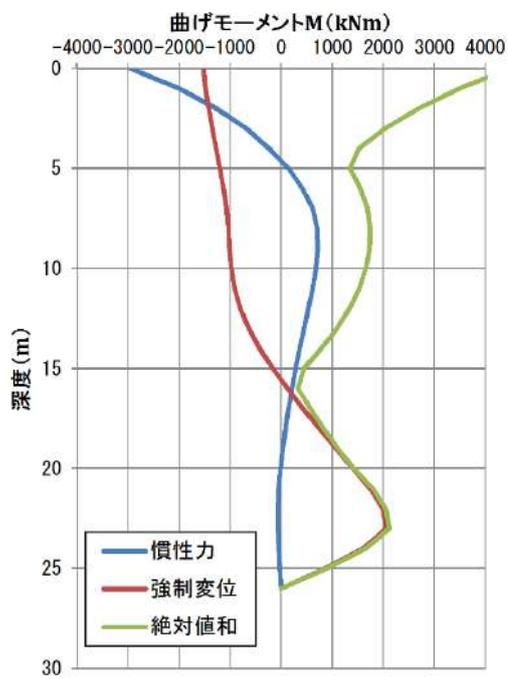


図 6.4.79 杭応力解析モデル概念図

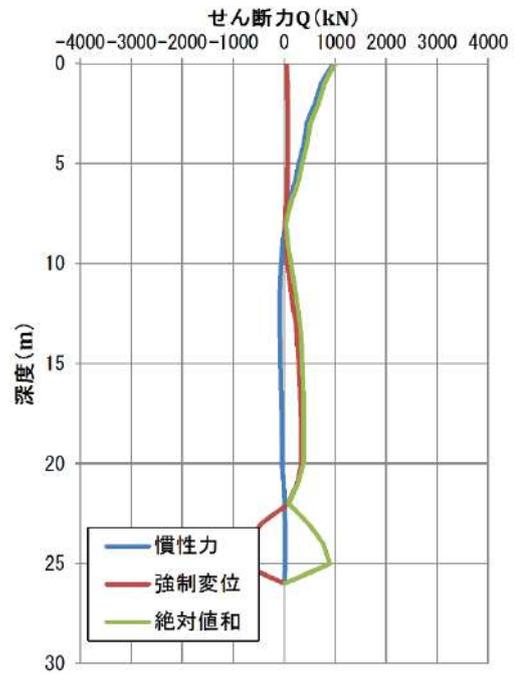
3) 杭の検証結果

下記に杭の検証結果を示す。

(a) 地震時応力算定結果



(a)



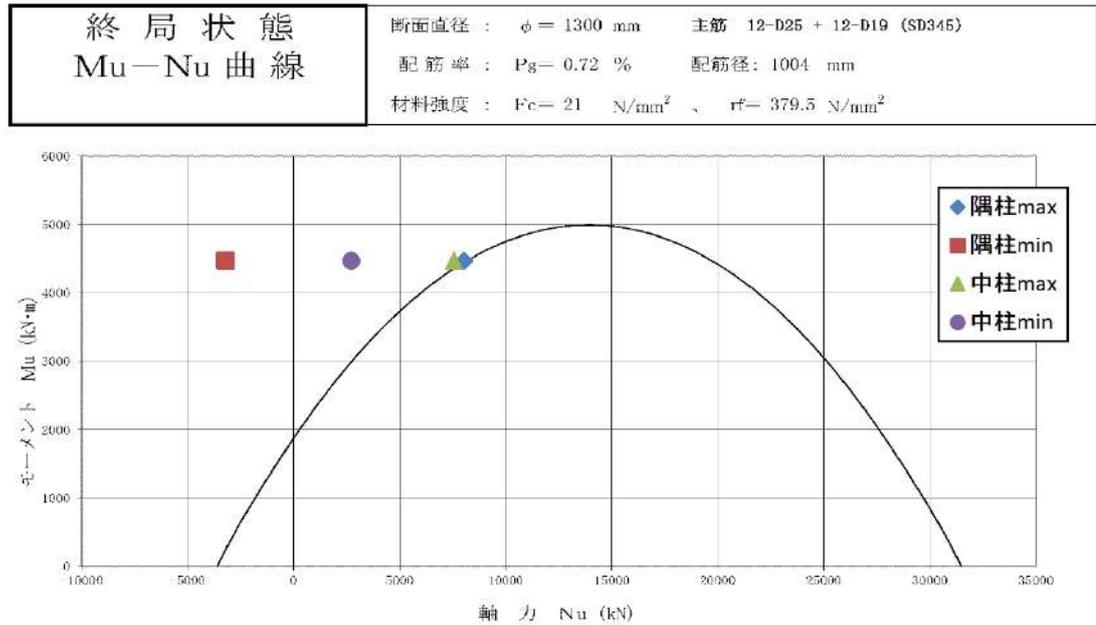
(b) 剛性低下

図 6.4.80 杭の応力図

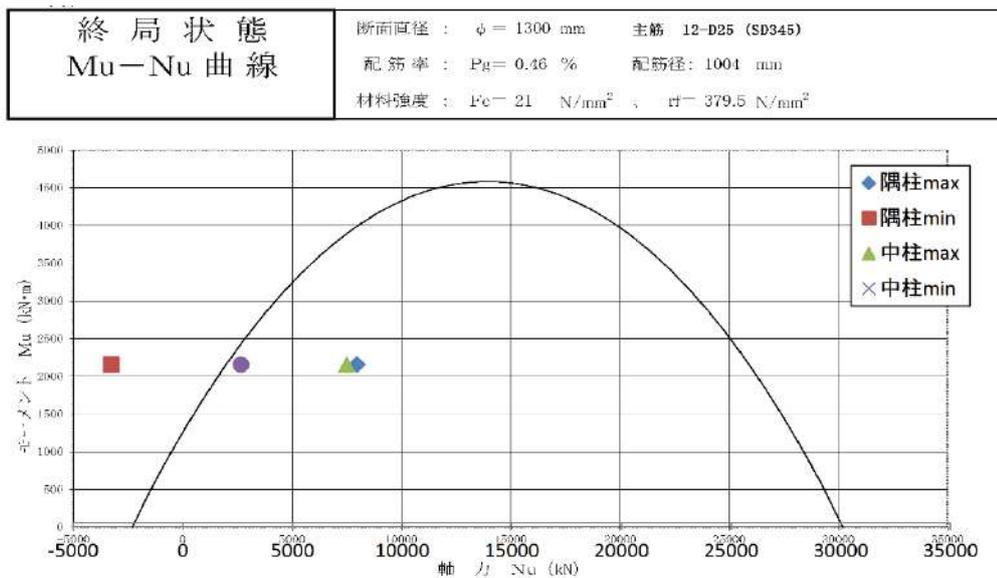
(b) 杭断面算定

a) 軸力と曲げモーメントの検討

杭の終局曲げモーメントに対する断面算定は、M-N 曲線により確認する。杭の終局曲げモーメントは、隅柱と中柱のそれぞれに対して最大軸力・最小軸力により断面算定を行ったが、図 6.4.81 のように上杭については隅柱と中柱すべて M-N 曲線を超えており曲げ降伏ヒンジが生じる結果となった。下杭については、隅柱の引張側で曲げ降伏ヒンジが生じているが、それ以外は終局曲げモーメント以内となり、曲げ降伏ヒンジは生じていない。



(a) 上杭



(b) 下杭

図 6.4.81 杭断面算定

## b) せん断力に対する検討

設計せん断力の1.5倍の応力に対して短期許容応力度以下であることを確認する。

上杭 設計せん断力  $Q_d = 1.5 \times 1158 = 1737 \text{ kN}$

せん断応力度  $\tau = 4/3 Q_d / A = 1.75 \text{ N/mm}^2 > f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$  NG

終局せん断耐力  $Q_{su} = 2389 \text{ kN} > 1737 \text{ kN}$  OK

下杭 設計せん断力  $Q_d = 1.5 \times 890 = 1335 \text{ kN}$

せん断応力度  $\tau = 4/3 Q_d / A = 1.34 \text{ N/mm}^2 > f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2$  NG

終局せん断耐力  $Q_{su} = 2224 \text{ kN} > 1335 \text{ kN}$  OK

### 6.4.3 アンケート調査

#### (1) アンケート内容

アンケートの内容を以下に示す。なお、アンケート用紙は各住戸郵便受けに直接投函し、回答者からの郵送による回収方法とした。

#### 熊本地震における共同住宅の被害と継続使用性に関するアンケート調査

目的： 2017.12. 東京理科大学理工学部建築学科 衣笠研究室

大地震後に建物機能を維持する性能（人々の生活を守る性能）の確保を目標とした耐震設計法の開発を行っています。このアンケートはその検討に必要な、「コンクリート系共同住宅の被害状況とその後の継続使用状況の分析」を目的として、該当する共同住宅にお住まいの皆様のご意見をお尋ねするものです。お答えしにくいものは省略していただいても構いません。  
今回の熊本地震の教訓を活かすために検討を進めて参りますので、何卒ご協力よろしくお願い致します。

#### アンケートの回収方法

年末のお忙しい中恐縮ですが、出来ましたら2018年1月31日までに返信用封筒(切手不要)にてこのアンケート用紙をご返送頂ければ幸いです。

アンケートの回答方法： 選択肢の場合、番号部分に○をつけてお答え下さい。

回答例：今日は快晴である。

①.  そう思う ②.  どちらでもない ③.  そう思わない

① あなたの年齢を教えてください。

1. 39歳以下 2. 40～59歳 3. 60～79歳 4. 80歳以上

② あなたの性別を教えてください。

1. 男性 2. 女性

③ ご自宅の住戸内の壁にひび割れは生じましたか。

1. 特にひび割れは発生しなかった。 2. 近寄らないと見えにくい程度のひび割れが生じた  
3. 離れて肉眼ではっきり見える程度のひび割れが生じた 4. コンクリート片が少し落ちる程度のひび割れが生じた  
5. コンクリート片が大きく落ちて中の鉄筋が見える程度のひび割れが生じた



■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします  
(「1.」とお答えの方は④へお進みください)

③-1 ③で回答したひび割れのために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

③-2 ③で回答したひび割れの修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

③-3 ③で回答したひび割れのために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

③-4 ③で回答したひび割れを見つけたとき、修復完了までどの程度の期間、我慢できると思いましたが、ひび割れをできるだけ早く修復したいが、

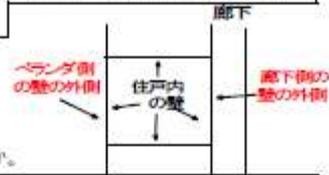
1. 2～3日は我慢できると思った 2. 1週間程度は我慢できると思った 3. 2週間程度は我慢できると思った  
4. 1ヶ月程度は我慢できると思った 5. 3ヶ月程度は我慢できると思った 6. 半年程度は我慢できると思った  
7. 1年程度は我慢できると思った 8. その他(修復の必要無しと思った) 9. その他(1日も我慢できないと思った)

※次ページに続く

2017-01-01-1

④ ご自宅の「ベランダ側や廊下側の壁」の外側にひび割れは生じましたか。

1. 特にひび割れは発生しなかった。 2. 近寄らないと見えにくい程度のひび割れが生じた  
 3. 離れて肉眼ではっきり見える程度のひび割れが生じた 4. コンクリート片が少し落ちる程度のひび割れが生じた  
 5. コンクリート片が大きく落ちて中の鉄筋が見える程度のひび割れが生じた



■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします  
 (「1.」とお答えの方は⑤へお進みください)

④-1 ④で回答したひび割れのために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

④-2 ④で回答したひび割れの修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

④-3 ④で回答したひび割れのために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

④-4 ④で回答したひび割れを見つけたとき、修復完了までどの程度の期間、我慢できるとお考えですか。

ひび割れをできるだけ早く修復したいが、

1. 2～3日は我慢できるとお考え 2. 1週間程度は我慢できるとお考え 3. 2週間程度は我慢できるとお考え  
 4. 1ヶ月程度は我慢できるとお考え 5. 3ヶ月程度は我慢できるとお考え 6. 半年程度は我慢できるとお考え  
 7. 1年程度は我慢できるとお考え 8. その他(修復の必要無しとお考え) 9. その他(1日も我慢できないとお考え)

⑤ ご自宅の「玄関のドア」や「ベランダ側サッシ」の異常はありましたか。

1. 異常は生じなかった 2. 少し抵抗はあったが開けることができた 3. 開けるのに大きな力が必要だった  
 4. 損傷して開けられなかった 5. その他 ( )

■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします  
 (「1.」とお答えの方は⑥へお進みください)

⑤-1 ⑤で回答した損傷のために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑤-2 ⑤で回答した損傷の修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑤-3 ⑤で回答した損傷のために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑤-4 ⑤で回答した損傷を見つけたとき、修復完了までどの程度の期間、我慢できるとお考えですか。

その損傷をできるだけ早く修復したいが、

1. 2～3日は我慢できるとお考え 2. 1週間程度は我慢できるとお考え 3. 2週間程度は我慢できるとお考え  
 4. 1ヶ月程度は我慢できるとお考え 5. 3ヶ月程度は我慢できるとお考え 6. 半年程度は我慢できるとお考え  
 7. 1年程度は我慢できるとお考え 8. その他(修復の必要無しとお考え) 9. その他(1日も我慢できないとお考え)

※次ページに続く

2017-01-01-2

⑥ ご自宅の「部屋の間のドアや引き戸」の異常はありましたか。

1. 異常は生じなかった 2. 少し抵抗はあったが開けることができた 3. 開けるのに大きな力が必要だった  
4. 損傷して開けられなかった 5. その他( )

■ 「1.」以外とお答えの方にお尋ねします

(「1.」とお答えの方は⑦へお進みください)

⑥-1 ⑥で回答した損傷のために生活に支障が出ることを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑥-2 ⑥で回答した損傷の修繕費用を心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑥-3 ⑥で回答した損傷のために地震に弱い建物という評判がたつことを心配しましたか。

1. とても心配した 2. やや心配した 3. どちらでもない 4. あまり心配しなかった 5. 全く心配しなかった

⑥-4 ⑥で回答した損傷を見つけたとき、修復完了までのどの程度の期間、我慢できるとお考えでしたか。

その損傷をできるだけ早く修復したいが、

1. 2～3日は我慢できるとお考えと思った 2. 1週間程度は我慢できるとお考えと思った 3. 2週間程度は我慢できるとお考えと思った  
4. 1ヶ月程度は我慢できるとお考えと思った 5. 3ヶ月程度は我慢できるとお考えと思った 6. 半年程度は我慢できるとお考えと思った  
7. 1年程度は我慢できるとお考えと思った 8. その他(修復の必要無しとお考え) 9. その他(1日も我慢できないとお考え)

⑦ 来年1月に修復工事が完了すると仮定します(地震発生から1年と10ヶ月が経過)。

⑦-1 この「修復完了までの期間」は長すぎたと思いませんか。

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑦-2 許容できる「修復完了までの期間」はどの程度までと思いませんか。

1. 1年6ヶ月 2. 1年 3. 6ヶ月 4. 3ヶ月 5. 1ヶ月 6. 2週間 7. 1週間 8. 3日  
9. その他( )

⑧ 修復完了までの日々には皆様の受けた心的ストレスについてお尋ねします。

⑧-1 修復に対する住民の意見集約の困難さが心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑧-2 損傷および修復工事による生活阻害(生活への悪影響)が心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑧-3 修繕費用が心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

⑧-4 周辺建物との「損傷の程度の差」や「修復完了までの期間の差」が心的ストレスとなった

1. とてもそう思う 2. ややそう思う 3. どちらでもない 4. あまりそう思わない 5. 全くそう思わない

※次ページに続く

2017-01-01-3

⑨ 地震発生後に、次の情報がどの程度必要か教えて下さい。

(1) 大地震後時に起こりうる近隣地域の震度情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(2) 大地震後時に起こりうるお住まいの部屋の揺れ情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(3) 大地震時に起こりうるお住まいの部屋の損傷情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(4) 大地震後に避難すべきかの情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

(5) 大地震後にお住まいの部屋を補修するのに必要な時間の情報

1.絶対に必要 2.必要 3.参考程度になる 4.あまり必要ない 5.不要

⑨-1 質問⑨(1)～(5)の中で必要と感じた情報を提供できる装置が将来開発された場合、役に立つと思いますか。

「役に立たない」と回答した場合、その理由を教えてください。

1.役に立つ 2.役に立たない 理由(

⑨-2 質問⑨(1)～(5)の中で必要と感じた情報がわかる装置を仮に購入する場合、いくらであれば検討されますか。

1. 百円以下 2. 千円以下 3. 一万円以下 4. 十万円以下 5. 百万円以下 6. 百万円以上

⑩ その他、地震後の被害、防災意識に関して、気づいた点、不安な点ありましたら教えてください。

以上でアンケートは終了になります。  
返信用封筒に入れて投函頂きますようお願い申し上げます。  
ご協力大変、ありがとうございました。

2017-01-01-4

(2) アンケート結果

図 6. 4. 82 (a) から、60 歳以上が 80% を占めることがわかる。定年退職者が多く、家に滞在する時間が長い可能性がある。図 6. 4. 82 (b) から、性別は半々であることがわかる。図 6. 4. 82 (c) から、各棟の割合は半々であるが、オール住宅棟の方が 1 割多い。図 6. 4. 82 (d) から、おおよそ各階に入居者が分布しているが、6 階は解答数 0 で、2、8、9 階は解答数が少ない。

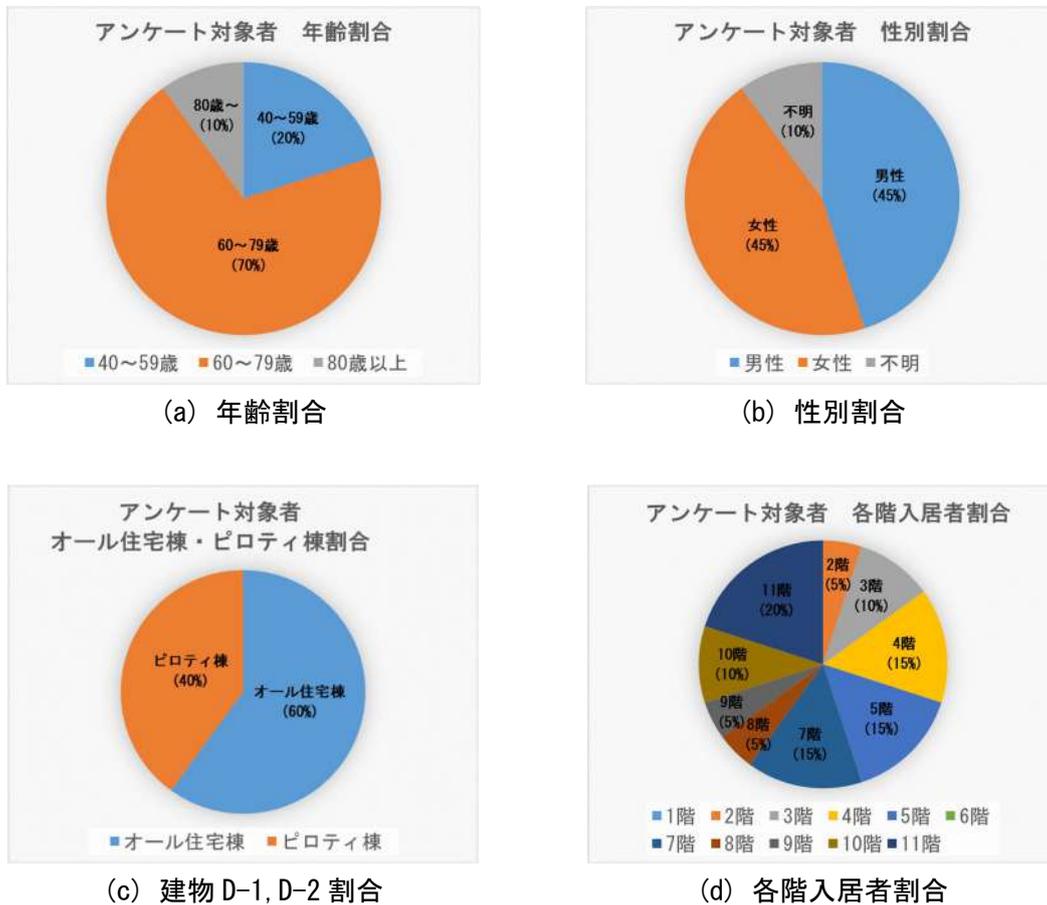
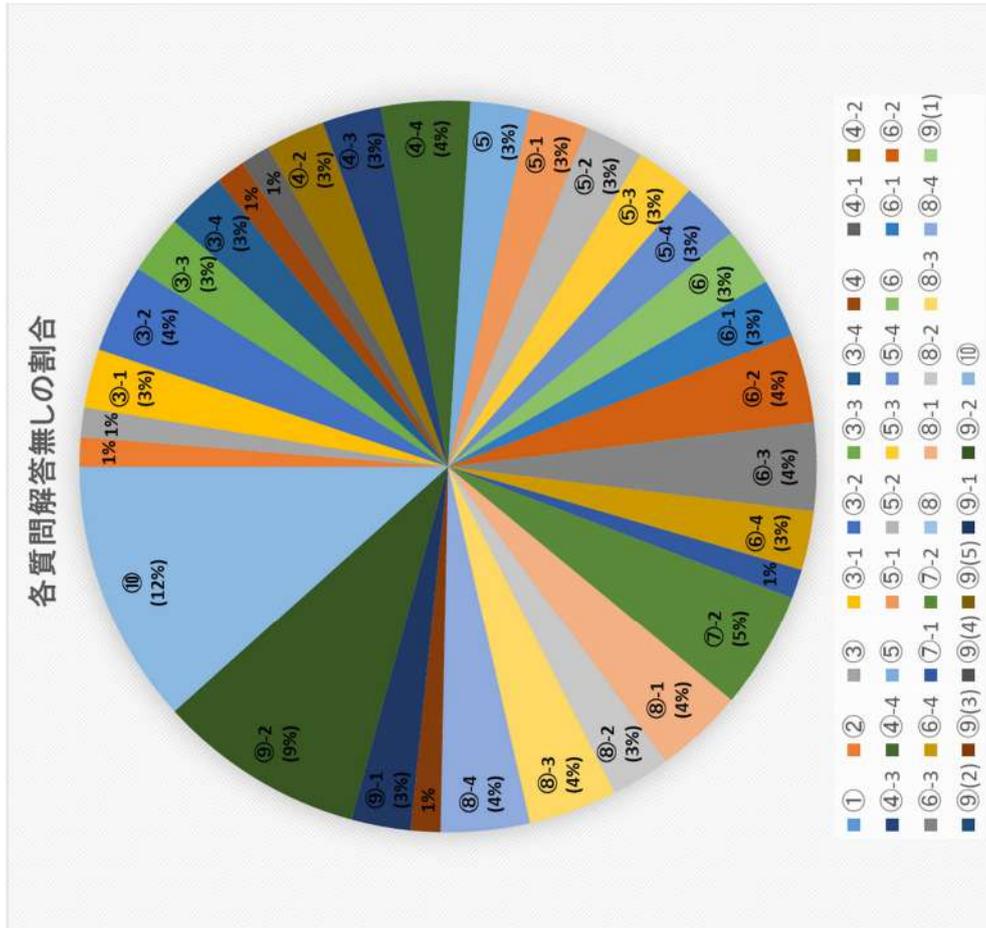


図 6. 4. 82 備考(質問①~②)に対する解答含む

各質問における回答なしの割合を図6.4.83に示す。図6.4.83から、⑨-2の解答率が低いことがわかる。図6.4.83から、質問⑨-2、質問⑩を除く解答なしの割合の平均は2.26%である。



質問ごとの不明割合	不明解答数(/20人)	割合 (%)
①		0.00
②	1	1.30
③	1	1.30
③-1	2	2.60
③-2	3	3.90
③-3	2	2.60
③-4	2	2.60
④	1	1.30
④-1	1	1.30
④-2	2	2.60
④-3	2	2.60
④-4	3	3.90
⑤	2	2.60
⑤-1	2	2.60
⑤-2	2	2.60
⑤-3	2	2.60
⑤-4	2	2.60
⑥	2	2.60
⑥-1	2	2.60
⑥-2	3	3.90
⑥-3	3	3.90
⑥-4	2	2.60
⑦-1	1	1.30
⑦-2	4	5.19
⑧		0.00
⑧-1	3	3.90
⑧-2	2	2.60
⑧-3	3	3.90
⑧-4	3	3.90
⑨(1)		0.00
⑨(2)		0.00
⑨(3)	1	1.30
⑨(4)		0.00
⑨(5)		0.00
⑨-1	2	2.60
⑨-2	7	9.09
⑩	9	11.69
合計	77	100

図 6.4.83 備考 2

質問③～⑥を対象とした円グラフを図6.4.84～図6.4.87に示す。なお、グラフにある損傷度の定義は以下とする。

表 6.4.23 住戸内壁および外壁の損傷度の定義

部材の損傷度	
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れあり
II	離れて肉眼ではっきり見える程度のひび割れあり
III	コンクリート片が少し落ちる程度のひび割れあり
IV	コンクリート片が大きく落ちて中の鉄筋が見える程度のひび割れあり

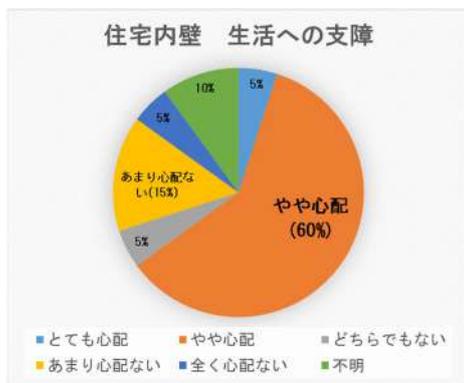
表 6.4.24 出入りドアサッシおよび室内ドア引き戸の損傷度の定義

部材の損傷度	
I	少し抵抗はあったが開けることができた
II	開けるのに大きな力が必要だった
III	損傷して開けられなかった

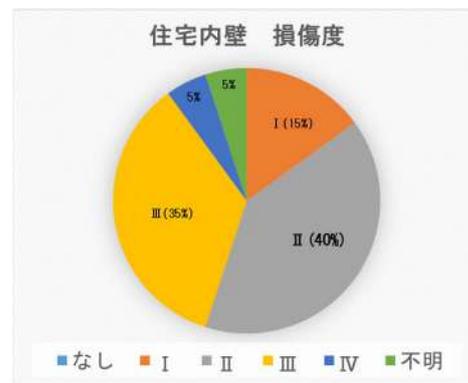
表 6.4.25 損傷度の定義(被災度区分判定) [6-2]

部材の 損傷度	損傷内容	
	曲げ部材	せん断部材
I	近寄らないと見えにくい程度のひびわれ(ひび割れ幅 0.2mm 程度以下)が発生しているが、鉄筋の降伏は生じておらず弾性の状態	
II	部材として曲げ降伏し、部材端部に肉眼ではっきり見える程度のひびわれが発生。(ひびわれ幅 0.2～1mm 程度)	肉眼ではっきり見える斜め方向のひび割れ(せん断ひび割れ)が発生。(ひびわれ幅 0.2～1mm 程度)
III	降伏後の塑性化が進行し比較的大きなひび割れ(曲げせん断ひび割れなど)が生じているが、かぶりコンクリートの剥落はごくわずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下が生じていない。(ひびわれ幅 1～2mm 程度)	せん断ひびわれの幅が比較的大きくなり、複数発生しているが、かぶりコンクリートの剥落はごくわずかで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。(ひびわれ幅 1～2mm 程度)
IV	大きなひび割れが多数生じ、かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出している。 水平耐力は低下しているが、柱や壁では軸力は支持している。	せん断ひびわれの幅が拡大し、多数発生している。かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出していることもある。耐力低下が生じているが、主筋やせん断補強筋の損傷(座屈・破断)はなく、ある程度耐力は維持している。
V	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れ落ちるなど、部材耐力がほとんど残っていない状態。柱や耐力壁では一見して高さ方向や水平方向に変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特徴。鉄筋の破断が生じている場合もある。	

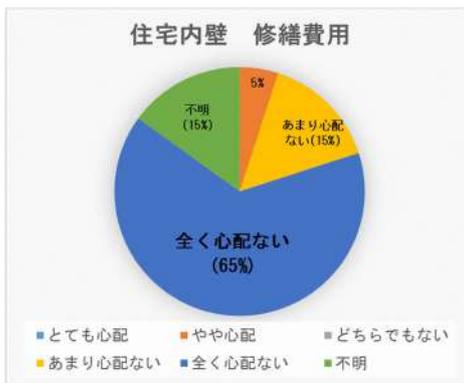
図 6.4.84 (b) から、住宅内壁では損傷度 I と解答した割合は 15%、損傷度 II は 40%、損傷度 III は 35%、損傷度 IV は 5% であることがわかる。図 6.4.84 (d) から、修復許容期間 180 日が 20%、90 日が 25% であり、比較的長く許容できると解答した割合が顕著である。この結果は、損傷が少ない部屋の住人の意見が反映され、その人達は生活機能が確保できればよいと考えている可能性を考察する。図 6.4.84 (a) から、住戸内壁では生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 65% を占めることがわかる。図 6.4.84 (c) から、住戸内壁では修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 80% を占めることがわかる。また、図 6.4.84 (e) から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 70% を占めることがわかる。賃貸住宅の特徴として、修繕費用を負担する必要がないことや建物の所有者とはならない点で建物の価値低下に対してさほど気にならないことが挙げられるが、これらの特徴がアンケート結果に顕著に出ているといえる。



(a) 生活への支障



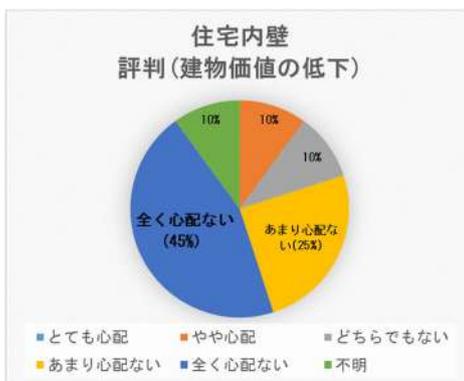
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



(d) 修復許容期間 (日)



(e) 評判 (建物価値の低下)

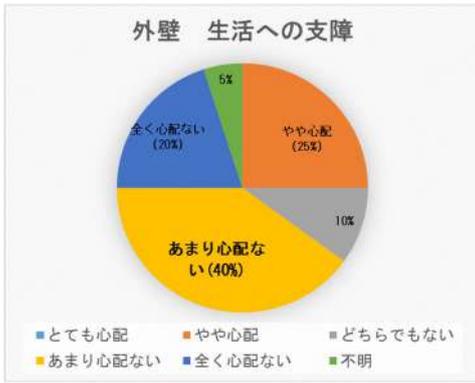
図 6.4.84 住戸内壁 アンケート結果(質問③に対する解答)

図 6.4.85(b) から、外壁では損傷度Ⅰと解答した割合は 25%、損傷度Ⅱは 25%、損傷度Ⅲは 35%、損傷度Ⅳは 5%、損傷なしと解答した割合が 5%であることがわかる。住戸内壁と比較すると、各損傷度の割合は同じ比率である。住戸内壁と外壁は同じような壊れ方をしている。(外壁への関心が少ない)

図 6.4.85(d) から、修復許容期間 180 日が 20%、90 日が 25%であり、比較的長く許容できると解答した割合が顕著である。この結果は、損傷が少ない部屋の住人の意見が反映され、その人達は生活機能が確保できればよいと考えている可能性を考察する。

図 6.4.85(a) から、外壁では生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 25%を占めることがわかる。住戸内壁は 65%であり、外壁の割合が低い。

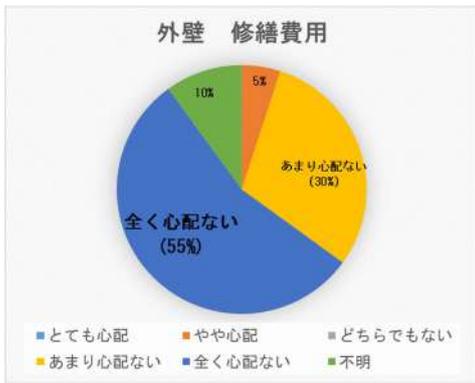
図 6.4.85(c) から、外壁では修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 85%を占めることがわかる。また、図 6.4.85(e) から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 70%を占めることがわかる。この結果には、住戸内壁と同様に賃貸住宅の特徴が顕著に出ているといえる。



(a) 生活への支障



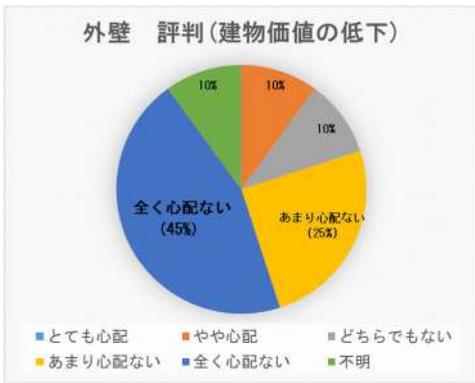
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



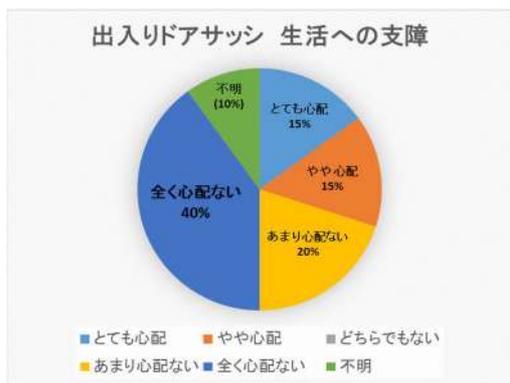
(d) 修復許容期間 (日)



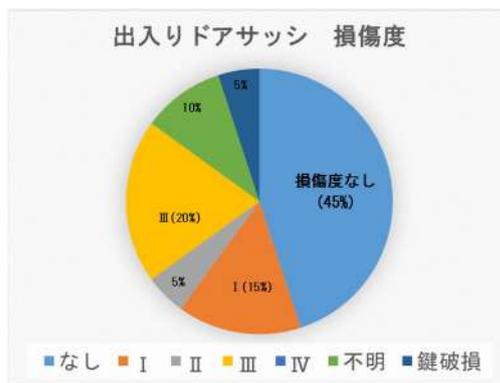
(e) 評判 (建物価値の低下)

図 6.4.85 外壁 アンケート結果(質問④に対する解答)

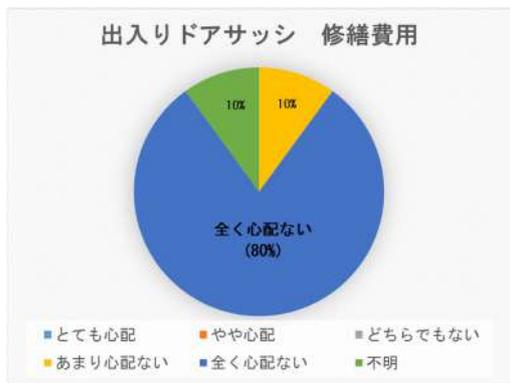
図 6.4.86(b)から、出入りドアサッシでは損傷度 I と解答した割合は 15%、損傷度 II は 5%、損傷度 III は 20%、鍵破損は 5%、損傷なしと解答した割合が 45%であることがわかる。図 6.4.86(d)から、修復許容期間 180 日が 10%、90 日が 5%である。図 6.4.86(a)から、出入りドアサッシでは生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 30%を占めることがわかる。図 6.4.86(c)から、出入りドアサッシでは修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 90%を占めることがわかる。また、図 6.4.86(e)から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 80%を占めることがわかる。この結果には、住戸内壁と同様に賃貸住宅の特徴が顕著に出ているといえる。



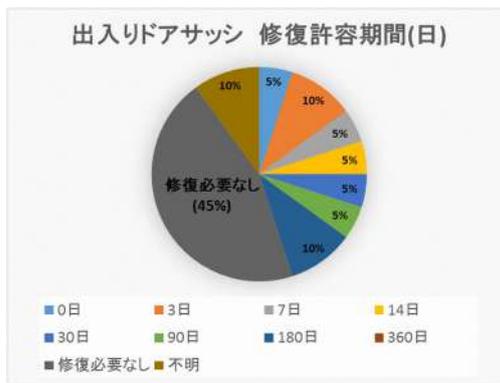
(a) 生活への支障



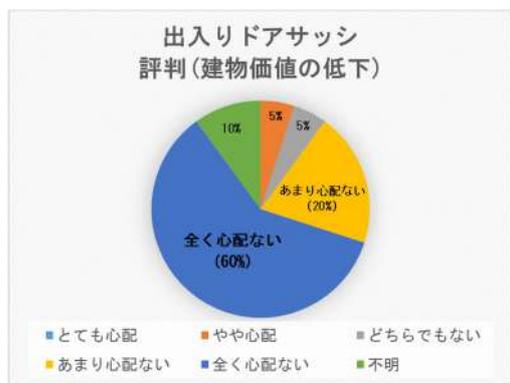
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



(d) 修復許容期間 (日)



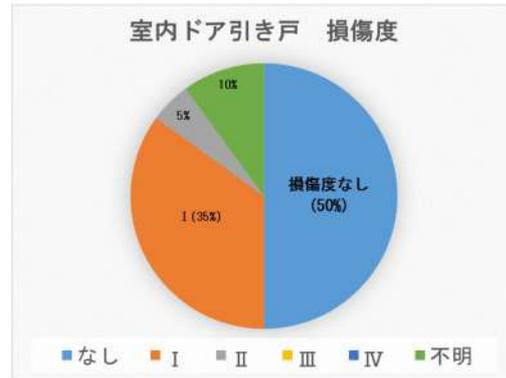
(e) 評判 (建物価値の低下)

図 6.4.86 出入りドアサッシ アンケート結果(質問⑤に対する解答)

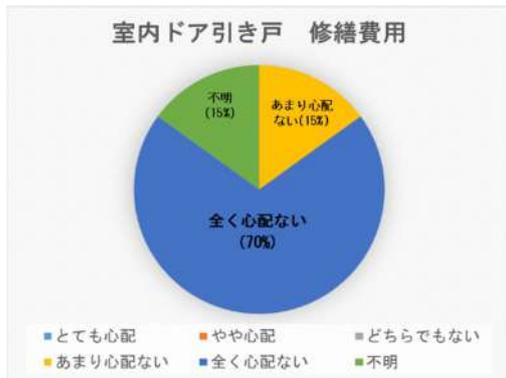
図 6.4.87(b)から、室内ドア引き戸では損傷度 I と解答した割合は 35%、損傷度 II は 5%、損傷なしと解答した割合が 50%であることがわかる。出入りドアサッシに比べ、損傷が小さい。図 6.4.87(d)から、修復許容期間 180 日が 10%、90 日が 5%である。図 6.4.87(a)から、室内ドア引き戸では生活への支障に対し、とても心配、やや心配と解答した割合が 5%を占めることがわかる。図 6.4.87(c)から、室内ドア引き戸では修繕費用に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 85%を占める。また、図 6.4.87(e)から、建物価値の低下に関する評判に対し、あまり心配ない、全く心配ないと解答した割合が 85%を占める。この結果には、住戸内壁と同様に賃貸住宅の特徴が顕著に出ているといえる。外壁と出入りドアサッシの「生活への支障」をやや心配、とても心配と解答した割合が多い。



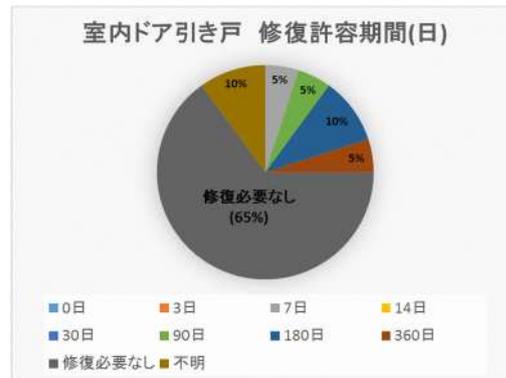
(a) 生活への支障



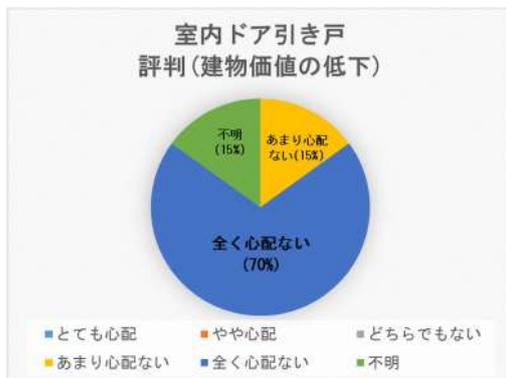
(b) 損傷度



(c) 修繕費用



(d) 修復許容期間 (日)



(e) 評判 (建物価値の低下)

図 6.4.87 室内ドア引き戸 アンケート結果(質問⑥に対する解答)

質問⑦～⑧を対象とした円グラフを図6.4.88に示す。図6.4.88(a)から、アンケート上で想定された修復完了期間(1年と10ヶ月)をやや長い、とても長いと感じた割合は55%を占めることがわかる。図6.4.88(c)から、建物全体の修復許容期間は540日と解答した割合が11%、360日は21%、180日は42%、90日は5%であり、半年がもっとも多いことがわかる。修復許容日数は建物全体より室内の方が短い。図6.4.88(b), (d), (e), (f)から、ストレスの要因は主に、生活への支障と意見集約である。図6.4.88(d), (f)から、修復費用と評判について、ややストレスと解答した割合がそれぞれ5%であり、その2つに対し、ストレスを感じたと解答した割合が少ない。

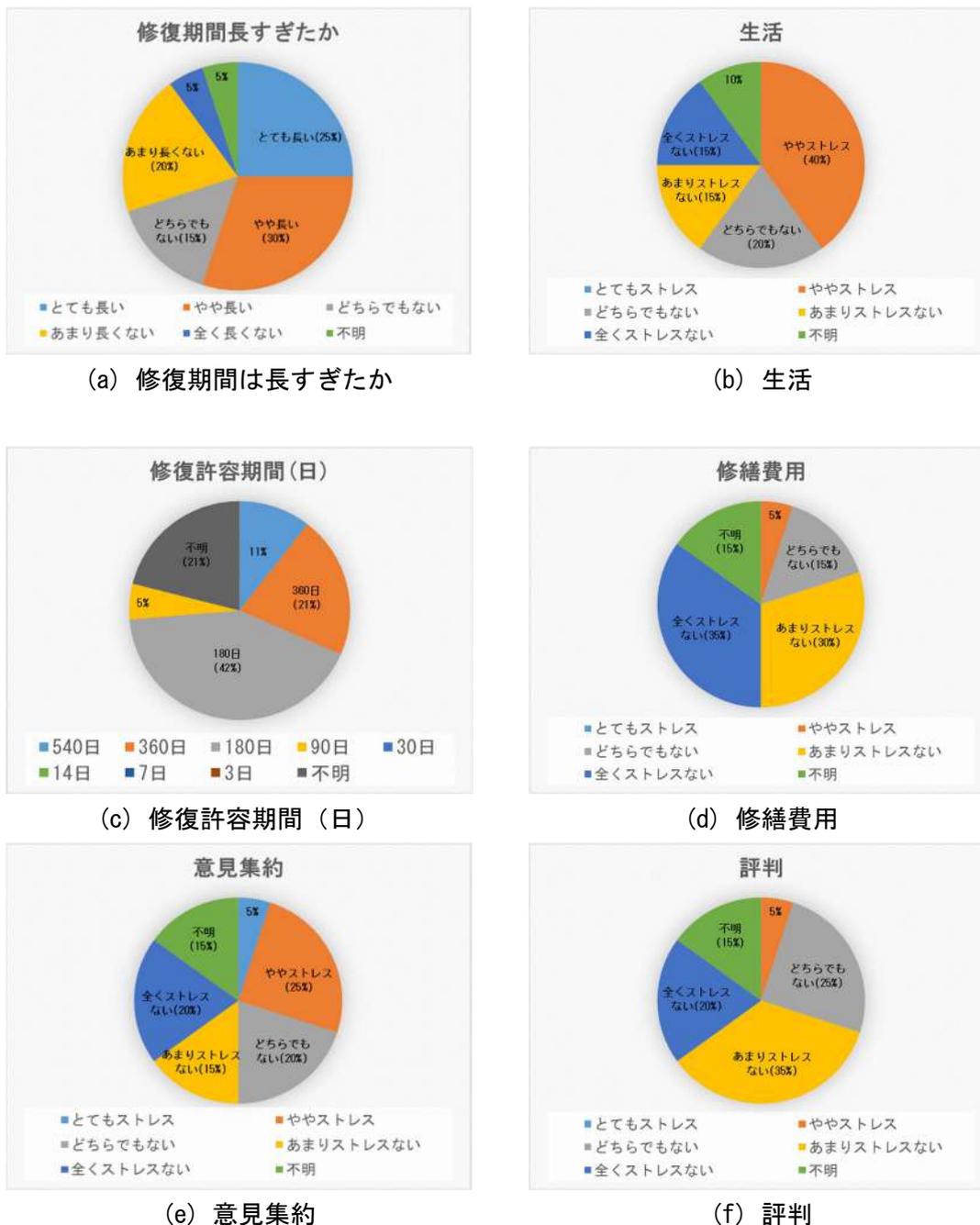
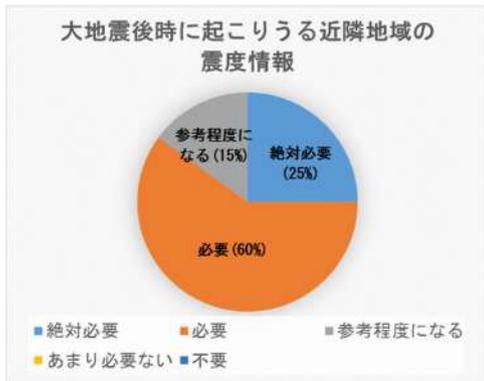


図 6.4.88 建物全体 アンケート結果(質問⑦～⑧に対する解答)

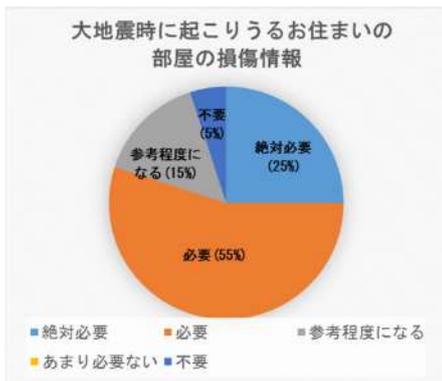
質問⑨を対象とした円グラフを図6.4.89に示す。図6.4.89(a)～(e)から、各情報に対し、絶対必要又は必要とした解答結果に着目すると、大地震後にお住まいの部屋を補修するのに必要な時間を知りたいと解答した割合が他の4項目に比べるとやや少なく、許容期間に寛容な人が多い。図6.4.89(a)～(e)から、各情報に対し、絶対必要又は必要とした解答は80%以上を占めることがわかる。また、絶対必要と解答した割合は、(a)が25%、(b)が35%、(c)が25%、(d)が50%であり、大地震後に非難すべきかの情報をもっとも値が高いことがわかる。



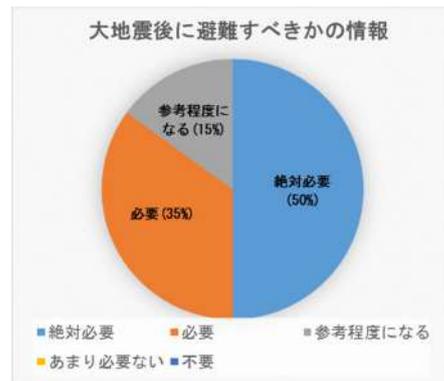
(a) 震度情報



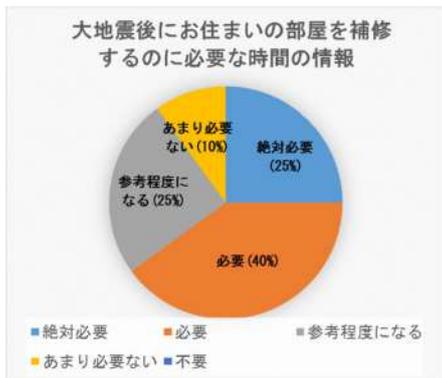
(b) 部屋の揺れ情報



(c) 部屋の損傷情報



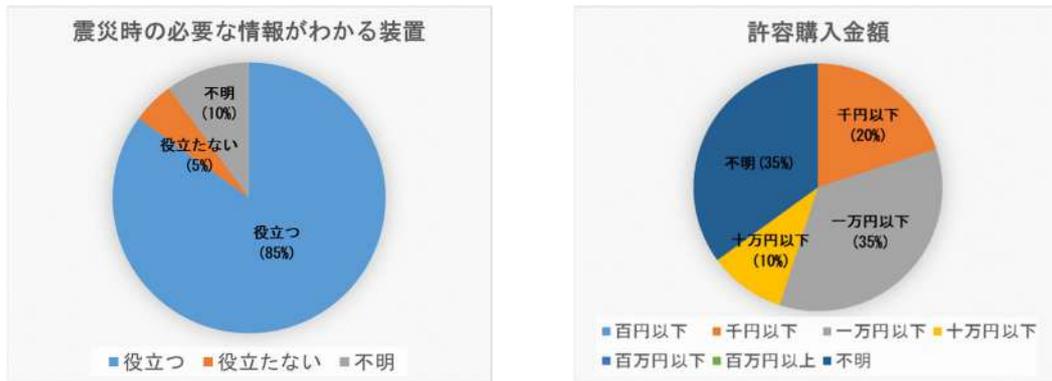
(d) 避難すべきかの情報



(e) 補修時間情報

図6.4.89 建研質問 アンケート結果(質問⑨に対する解答)

図 6.4.90 (1)(2)から、震災時の必要な情報がわかる装置が役立つと解答した割合が 85%であり、一万円以下で購入すると解答した割合が 55%を占めた。



(a) 情報がわかる装置

(b) 許容購入金額

図 6.4.90 アンケート結果(質問⑨に対する解答)

各質問の特殊な解答および質問⑩の筆記解答の要約を以下に示す。

**質問番号③-4**

- ・修復の必要なしと思った

**質問番号④-4**

- ・修復の必要なしと思った

**質問番号⑤**

- ・鍵が壊れた

**質問番号⑤-4**

- ・1未満
- ・修復の必要なしと思った

**質問番号⑥-4**

- ・修復の必要なしと思った

**質問番号⑦-2**

- ・損傷の程度によると思う
  - ・生活に不自由はない。応急工事済。

**質問番号⑨-1**

- ・装置より耐震性向上が先，死んだら意味ない
- ・どの程度の装置か想像がつかないので答えられません・・・。
- ・理由（そりゃ知らんより知った方がいいに決まっています）

**質問番号⑨-2**

- ・？
- ・その値段は自分では決められないのでは？自分で決めてよいのであれば安いのに越したことはありません。

**質問番号⑩****①地震発生時について**

- ・地震時は部屋が回転しているような感覚だった。
- ・防災グッズを準備していても，停電になった状態では探し当てられない。

**②地震後について**

- ・家具やキッチン用品が壊れてしまった。
- ・玄関のドアが開け締め出来ず困った。
- ・断水が10日も続き，水の確保が大変だった。
- ・知らない人ともお互い声をかけ合うようになった。
- ・公営住宅のため補修費用の負担がないことが助かった。
- ・修復はされたが今後この建物に住み続けることができるか心配。
- ・精神面での回復に1年以上要した。

## 6.5 まとめと今後の課題

本研究では、熊本県熊本市にある11階建てコンクリート系共同住宅を対象に、実被害を再現できる建物のモデル化の構築を行い、非耐力壁や杭の損傷分析を行った。また、室内の被害状況やモニタリング需要意識に及ぼしている影響を確認するために、居住者を対象にアンケート調査を行った。以上の検討から以下の知見を得た。

### 6.5.1 非耐力壁に関する分析

#### (1) 建物D-1

熊本地震により被災したコンクリート系共同住宅に対して、建物のモデル化および減衰、入力地震動をパラメータとした動的解析を実施し、共用廊下側壁の損傷性状及び必要労務量といった実被害に近いパラメータの可能性を模索し、以下の知見を得た。

- ・部材の剛域を壁フェイス位置、部材の耐力低下を考慮しないモデルの挙動では、地表面地震動の約50%の入力地震動、減衰3~4%程度であった可能性を確認した。

- ・部材の剛域を壁フェイス位置から低減したモデルの挙動では、部材の耐力低下の有無に関わらず、地表面地震動の約60%の入力地震動、減衰4~5%程度であった可能性を確認した。特に、部材の耐力低下を考慮したモデルは、各階の被害分布が実被害に近いものとなった。

#### (2) 建物D-2

- ・入力地震動をパラメータとした時刻歴応答解析を行い、方立壁部材の崩壊形と被害調査結果図との比較から損傷状態の比較を行い、建物への入力地震動は地表面地震動の約80%、減衰約10%であることを推定した。

- ・有限要素法解析による主応力分布とひび割れ形状図を比較し、主応力は概ねひび割れ形状図に沿った応力分布を示すことを確認した。

### 6.5.2 杭に関する検討

- ・建築基準法による1次設計レベルの上部構造のベースシア係数 $C_0=0.20$ 時においては、杭の許容曲げモーメント以内、短期許容センダ引力以内でありであり、杭が損傷しないことを確認した。

- ・入力地震動による動的解析結果による上部構造のベースシア係数に対しては上杭がすべて曲げ降伏ヒンジが生じ、下杭においては引張側（隅柱部）で曲げ終局状態を超えていることを確認した。また、せん断力に対する検討では、許容応力度を超えていたが、終局せん断耐力を超えていないことを確認した。

### 6.5.3 アンケート調査

- ・各損傷度より住戸内壁、外壁、出入りドアサッシ、室内ドア引き戸の順に損傷が発生していたことを確認した。一方で、生活への支障について、住戸内壁と出入りドアサッシについて心配する人がいたが、外壁、室内ドア引き戸について心配する人はほとんどいなかった。

- ・どの部位においても、修繕費用に対する心配は小さかった。これは、対象建物が公営住宅であることから修繕費用の負担がないことが要因であると考えられる。

- ・モニタリング技術に対する需要では、大地震後に避難すべきかの情報が最も必要とされていることを確認した。

## 謝辞

本研究は、(国研) 建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」により実施され、気象庁の強震観測 (JMA) 及び防災科学研究所の運用する強震観測網 (K-NET, KiK-NET) において観測された時刻歴加速度データを使用させて頂きました。関係各位に謝意を表します。また、アンケート調査・作成にご協力頂いた皆様に心より御礼申し上げます。

## 参考文献

- [6-1] 月俣慶一ほか：熊本地震で被災した 11 階建て SRC 造共同住宅を対象とした検討 その 1：建物概要及び被害調査手法とその結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.179-180，2017
- [6-2] 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2016.3
- [6-3] 田沼毅彦ほか：熊本地震で被災した 11 階建て SRC 造共同住宅を対象とした検討 その 2：常時微動測定記録と固有値解析結果から得られる固有周期の比較，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.181-182，2017
- [6-4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- [6-5] 川越悠馬ほか：静的非線形増分解析に基づく壁付き架構のモデル化手法の検討：2017 年コンクリート工学年次論文集，vol.39，No.2，pp.79-84
- [6-6] 国土交通省気象庁 主な地震の強振観測データ  
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [6-7] NIED 国立研究開発法人防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-NET)  
(<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- [6-8] 森田高市ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震における中低層 RC 造・SRC 造建築物の振動特性の評価，日本建築学会技術報告書，vol.22，No.52，pp.905-908，2016.10
- [6-9] 近藤祐輔ほか：RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究 その 3：垂れ壁・腰壁付き RC 造袖壁付き柱の構造特性と損傷状態に関する実験的研究，日本地震工学会論文集 Vol. 16 (2016) No. 1 特集号「第 14 回日本地震工学シンポジウム」その 3 p. 1\_162-1\_172
- [6-10] 福山洋ほか：損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 5：ひび割れ性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.217-218，2016
- [6-11] 谷昌典ほか：RC 造非耐力壁の地震後の損傷状態に関する実大試験体実験 その 2：ひび割れ計測概要及び結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.449-450，2014
- [6-12] 岡野創ほか：観測記録から推測される地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果，日本建築学会構造系論文集，pp.237-246，2014
- [6-13] 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計