

福岡県西方沖地震によって被害を受けた 某 SRC マンションの被害分析

石村 光由* 寺井 雅和** 南 宏一**

Damage analysis of the certain SRC apartment house where damage was received due to Fukuoka Prefecture west offing earthquake

Mitsuyoshi ISHIMURA* , Masakazu TERAII** and Koichi MINAMI**

ABSTRACT

Secondary wall of 14 stories apartment house of the steel reinforced concrete structure received severe damage due to the 2005 Fukuoka Prefecture west offing earthquake. The cause of damage is investigated by the damage analysis of this building and the comparison with the analysis of response result as the damage analysis.

キーワード:福岡県西方沖地震, SRC 建築物, 雑壁被害, 地震応答解析

1. はじめに

2005年3月25日10時53分,福岡県西方沖地震が発生した。発生位置は福岡市の北西約27kmの地点で,地震規模はマグネチュード7.0である。この地震によって玄海島の木造建築物は壊滅的な被害を被ったが,RC造やS造の被害は一部の古い建築物を除いて少なかったと報じられている。玄海島においても木造建築物の被害とは対照的に2棟の新耐震設計法により設計されたと思われるRC造建築物は無被害であった。福山大学福岡県西方沖地震被害調査団は福岡市内でSRC建築物の被害が大きい警固地区の建物を中心に調査を行った。その被害の特徴は警固断層に沿って被害が集中し,断層と平行方向が桁行き方向(断層と直交方向がスパン方向で耐震壁を有する)である建築物で桁行き方向の被害が大きい点である。また,被害は10階程度以下のRC建築物にはほとんど見られず,14~15階程度のSRC建築物に集中している。被害は雑壁や梁端部下端が大きく,特に廊下側においてはコンクリートが剥落し内部が見えるものもあった。建築物周辺の地盤は

20~30cm陥没している場合もあり,特に建築物基礎周りにおいて陥没が大きい傾向があった。調査は特この地区の平成11~12年頃竣工した,SRC造14階建てのマンションについて行なった。本稿はこの調査結果と設計図をもとに,このマンションの,被害分析と被害原因の究明を行なうものである。

2. 建築物概要

この建築物の位置と基準階伏図を図2.1,図2.2,代表的な柱梁断面を付録1にそれぞれ示す。建築物は警固断層と平行する方向に桁行き方向を有し断層より概ね150m程度東に位置するSRC造14階建ての建築物である。1階は駐車場と玄関ホール,2~14階はマンションとなっている。柱断面は付録1に示すように1階で1300mm角,2階で1000mm角,14階で650mmとなっている。マンション部分の界壁はRC造の耐震壁となっており,いわゆるピロタイプ(ピロタイプ)の建築物である。従って1階での層崩壊の防止のため特に1階柱を大きく設計したと考えられる。また柱断面は上階になるに従って,2階ごとに100mm小さくしており一般的な断面に対し上

*大学院博士課程地域空間工学専攻 **工学部建築学科

階ではかなり小さな断面となっている。桁行き方向梁断面は全階 750 mm で梁幅は下階で 550 mm, 上階で 450 mm であり, 鉄骨フランジ上下のかぶり量は 125 mm, 側面のかぶりも 125 mm 程度である。雑壁は 1 階部分が不完全スリットとなっているが 2 階から上部においてはスリットは見あたらなかった (設計図では不完全スリットの表記があり, 内部側より施工されている可能性がある)。基礎は上部を鋼管コンクリートとする場所打ち杭で, 杭径は 1500~1700 mm, 杭長は 43.0m である。地盤状況は解析時点において明らかでないが, 杭形状や, 地震後の地盤状況より判断し, 工学的基礎は 45m 以深であり, 増幅の大きい良くない地盤と判断できる。建築物の特徴を整理すると,

- ・建築物より突出する屋外階段と EV シャフトを有する。
- ・ピロティ建築物である。
- ・柱断面の上階でのしぼりが大きい。
- ・鉄骨上下面のかぶり量が小さい。
- ・雑壁のスリットは不完全スリットである。
- ・杭基礎であり, 杭長は非常に長い。

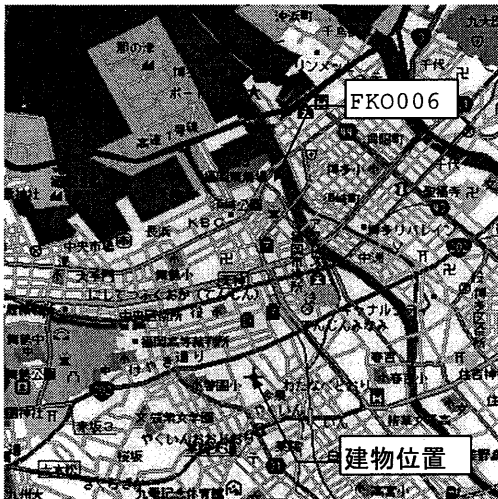


図 2.1 建物の位置と観測点 FKO006

3. 被害状況

今回の被害調査に当りバルコニー側の調査には各戸の居住者の許可が必要なため, 廊下側の X2 通りを廊下面より調査した。調査結果のうち X2 通り Y2-Y4 間のひび割れ図と, Y2-Y3 間の住戸ドア周りの 1~7 階の被害状況を付録 2, 付録 3 にそれぞれ示す。これらより柱・梁の被害は少なく雑壁の被害が大きく, 特に 2~8 階の被害が顕著でありコンクリートの剥落がみられること, 9 階より上階の被害は上階ほど少なくなるが最上階まで及んでいることがわかる。

4. 被害分析の方法

この調査結果と設計図をもとに許容応力度設計, 静的

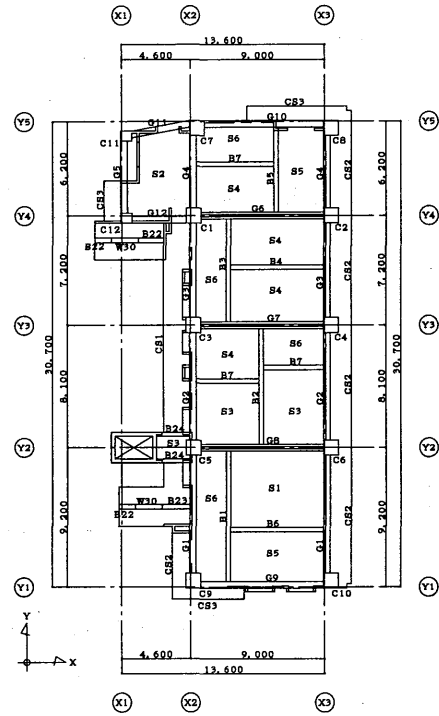


図 2.2 基準階伏図

弾塑性解析, 質点系モデルの動的弾塑性解析, 部材レベルの動的応答解析を行いこのマンションの被害状況と比較することにより, 被害分析と被害原因の究明を行なうものである。また, 雑壁被害が主であることから, この雑壁を考慮した場合と, これらの壁を 3 方完全スリットとした純ラーメンモデルとして扱った両モデルについて比較検討を行ない, 雑壁が建築物に与えた影響の把握を試みる。なお, 設計図によれば, 本建築物の Y 方向雑壁には不完全スリットが設けられているが, 調査では 1 階に見られたものの上階においては見られないこと及びひび割れ状況から判断してスリットはないものと仮定するのが良いと判断した。

5. 許容応力度計算

まず, 本建物の許容応力度計算を行なった。地域係数 Z , 層せん断力係数 C_0 は基準法による値としそれぞれ 0.8, 0.2 とした。固有周期は告示式による略算法で算定し $T=0.814$ 秒, 地盤は第 2 種地盤とし $T_c=0.6$ 秒, 振動特性係数 R_t は 0.975 である。計算結果の例として, 各階重量, A_i 分布, 層せん断力係数, 層せん断力, 層間変形角及び剛性率を表 5 に示す。許容応力度計算における各方向のベースシア係数は 0.156 である。X 方向の層間変形角の最大値は 13 階で 1/1254, 剛性率は 0.629 であり, Y 方向の層間変形角の最大値は 6 階で 1/791, 剛性率は 0.708 である。剛性率は各階とも 0.6 以上となっており, 変形の集中は見られず, ピロティ階ではむしろ柱断面が大きいので剛性は高くなっているが, 上階で柱を大きく絞っている為か X 方向では 5~14 階, Y 方向では 2~11 階において剛性率は 1 より小さい値と

表 5 許容応力度計算結果

階	現状の建物の場合(雑壁考慮の場合)							Y方向雑壁を3方完全スリットとした場合							
	Wi KN	Σwi KN	αi	Ai	Ci	Qi KN	X方向		Y方向		階	X方向		Y方向	
							層間変形角	剛性率	層間変形角	剛性率		層間変形角	剛性率	層間変形角	剛性率
14	2089	2089	0.034	3.567	0.556	1162	1/1281	0.642	1/2282	2.040	14	1/1160	0.616	1/1548	2.114
13	3498	5587	0.090	2.537	0.396	2210	1/1254	0.629	1/1642	1.468	13	1/1131	0.600	1/1024	1.398
12	4434	10022	0.161	2.103	0.328	3287	1/1505	0.755	1/1283	1.146	12	1/1380	0.732	1/766	1.047
11	4596	14617	0.235	1.866	0.291	4252	1/1491	0.747	1/1097	0.981	11	1/1375	0.730	1/655	0.895
10	4572	19189	0.308	1.707	0.266	5107	1/1493	0.749	1/967	0.864	10	1/1378	0.731	1/576	0.787
9	4612	23801	0.382	1.585	0.247	5881	1/1513	0.758	1/878	0.785	9	1/1407	0.747	1/526	0.719
8	4630	28432	0.456	1.484	0.231	6581	1/1560	0.782	1/855	0.765	8	1/1458	0.773	1/524	0.716
7	4666	33098	0.531	1.398	0.218	7214	1/1635	0.820	1/814	0.727	7	1/1532	0.813	1/501	0.684
6	4707	37805	0.607	1.320	0.206	7783	1/1749	0.877	1/791	0.708	6	1/1653	0.877	1/491	0.671
5	4754	42559	0.683	1.249	0.195	8290	1/1947	0.976	1/813	0.727	5	1/1850	0.982	1/517	0.707
4	4803	47362	0.760	1.183	0.184	8737	1/2195	1.100	1/799	0.714	4	1/2101	1.115	1/517	0.707
3	4849	52211	0.838	1.120	0.175	9122	1/2592	1.299	1/830	0.742	3	1/2501	1.327	1/556	0.760
2	4912	57123	0.917	1.060	0.165	9445	1/3342	1.675	1/884	0.790	2	1/3262	1.731	1/628	0.857
1	5188	62311	1.000	1.000	0.156	9716	1/4371	2.191	1/1727	1.544	1	1/4195	2.226	1/1419	1.938
基礎	11046	73357													

なっている。断面計算結果は示していないが、全て許容応力度以内となっており、許容応力度計算上は問題のない建物であるということが出来る。また、Y方向の壁周りを全て3方完全スリットとした場合の解析を表5に併記した。この結果によると、3方完全スリットとすることによりY方向の層間変形は2割程度大きくなるが、剛性率に対してはあまり影響がないことがわかる。

6. 静的増分解析

建物を、柱、梁、耐震壁の部材に分割し、各部材ごとに復元力特性を設定し、荷重増分ごとに瞬間剛性の検討を行ない、各構成部材の弾塑性挙動を逐次追跡する。モデルは各階剛床を仮定し、柱梁は両端に剛域を考慮したビーム要素として取り扱う。曲げ非線形特性は部材両端の剛塑性回転ばねによって評価し曲げ剛性に対してトリリニア、せん断に対しては弾性とする。耐震壁は柱置換とし、曲げに対しては柱脚の剛塑性ばねにより評価する。荷重増分は許容応力度計算におけるAi分布に基づいて行った。X方向及びY方向のQ(せん断力)-δ(変位)曲線を図6.1、図6.2にそれぞれ示す。建築物の各階を1質点としたQ-δ曲線は各階とも荷重増加に従い変形の増加する耐力低下のない曲線を示しトリリニアに置換できることを示している。また固有値解析結果のうち雑壁を考慮した場合についてY方向の1~3次のモード図を図6.3に示す。雑壁を考慮した場合のY方向の一次固有周期はT1=0.756秒、3方完全スリットの場合はT1=0.948秒である。

7. 質点形モデルの応答解析用スケルトンカーブ(Q-δ曲線)の設定

6章のQ-δ曲線を用いて応答解析用のトリリニアな曲線に置換する。置換したQ-δ曲線をX方向は図6.1、Y方向は図6.2にそれぞれ上書きして示す。また置換方

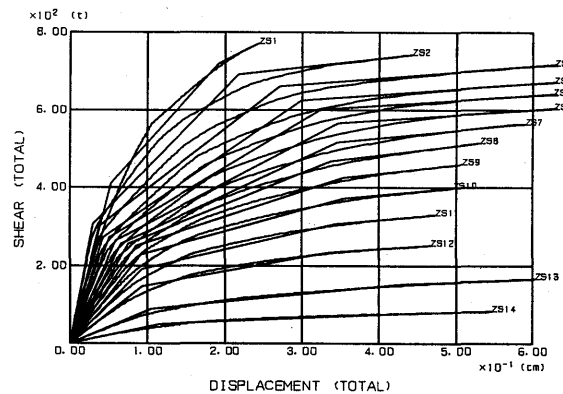


図 6.1 X方向Q-δ曲線(雑壁考慮)

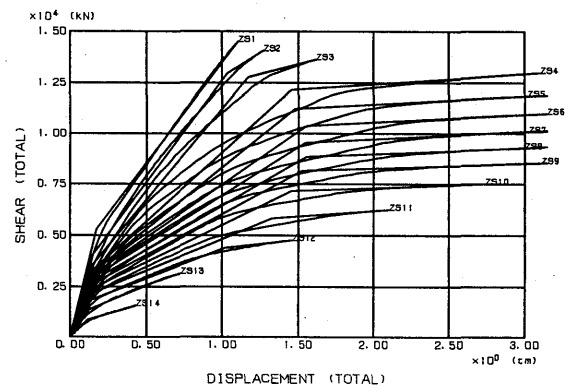


図 6.2 Y方向Q-δ曲線(雑壁考慮)

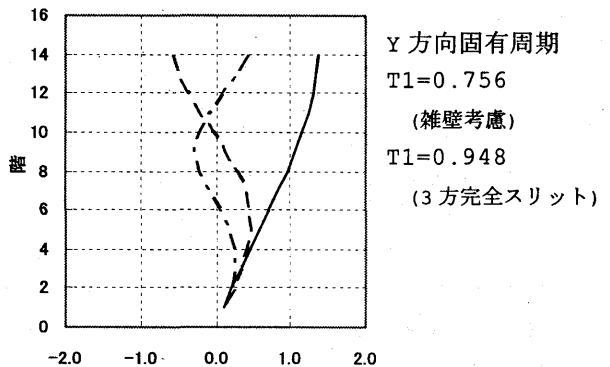


図 6.3 Y方向モード図(雑壁考慮)

法をY方向6階を例に図7.1に示す。図7.1に示すように、第1折れ点及び第3点を指定し第3点までの包括面積がスケルトンカーブの包括面積と等しくなるように第2折れ点を決定する。第1折れ点のせん断力は初期剛性に対する割線剛性の比が0.8となる点として定め、第3点は層間変形角が1/100となる点として定めた。

8. 地震波

地震波は El centro 1940 NS, Taft 1952 EW, Hachinohe 1968 NS の3波を最大速度振幅 25 cm/s 及び 50 cm/s で基準化したもの（地域係数Zは考慮しなかった。）と福岡県西方沖地震による KNET による観測波（FK0006 福岡市中央区天神5丁目1-23）を用いた。表8にこれらの最大加速度を示す。図8.1にFK0006のNS方向の加速度波形、図8.2に速度波形、図8.3に加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。図8.2よりFK0006の速度の最大値は59.5 cm/s でありその他の観測波の基準化速度 50 cm/s に比して大きいことを示しており、加速度に比して速度が大きいことが特徴的である。また図8.3より建物の固有周期が0.6秒程度の中高層建築物の応答が大きいことがわかる。図2.1にFK0006の観測地点の位置を示した。観測点は解析に用いた建築物の北約1.5 kmに位置し、砂質土やシルトが15m程度堆積した地層であり20mまでの深度において本建築物のような建物を支持できる地盤がないこと、本建築物の杭先端深度は46mであることなどから本建築物の地盤と概ね似ていると判断し、この観測波を直接用いた。このように軟弱層が堆積した地盤のため速度の大きい地震波となり、中高層の建築物に被害を大きくする結果となったと考えられる。またFK0006の観測地点の工学的基盤が30m程度の場合も考えられ、この場合は建築物の位置の速度が速くなり応答スペクトルの頂点が長周期側に移動し0.7~0.8秒となる可能性がある。

9. 質点系モデルの地震応答解析

振動モデルは各層を1質点に置換した等価せん断型の基礎固定モデルとし図7.1、図7.2の骨格曲線にDegrading形の履歴特性を与え、減衰定数は3%を設定し、減衰は瞬間剛性比例型とした。応答結果の例として50 cm/s に基準化した3波およびFK0006の各地震波に対する最大応答値をスリットのない場合（現状）とスリットのある場合について表9.1、表9.2にそれぞれ示す。また最大応答値図を図9.1、図9.2にそれぞれ示す。表9.1、図9.1よりスリットのない場合（現状）のFK0001の地震波による応答は、この建築物に対して他の3波に比して大きいことがわかる。層間変形角を例

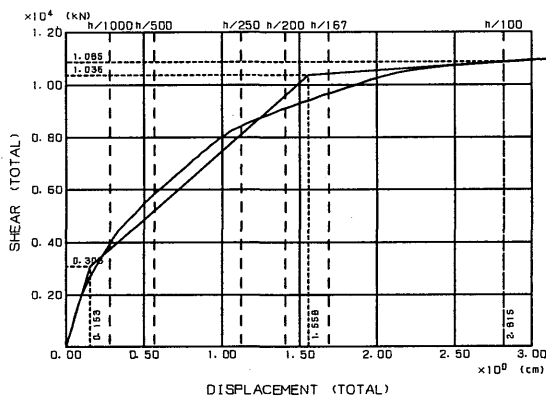


図7.1 スケルトンカーブの設定(Y方向6階)

表8 採用地震波

地震波名	略称	最大加速度(cm/s ²)	最大速度(cm/s)
EL centro 1940 NS	ELCENTNS	510.8	50.0
Taft 1952 EW	TAFTEW	496.8	50.0
Hachinohe 1968 NS	HACHINS	330.1	50.0
FK0006	NS	276.5	59.5
	EW	239.3	

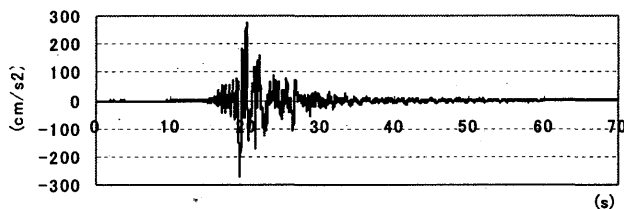


図8.1 FK0006NSの加速度波形

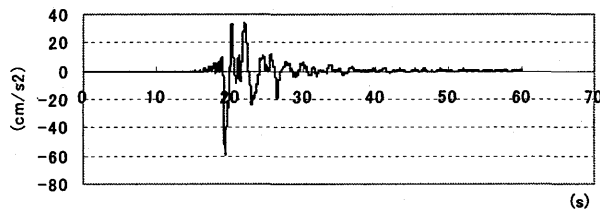


図8.2 FK0006NSの速度波形

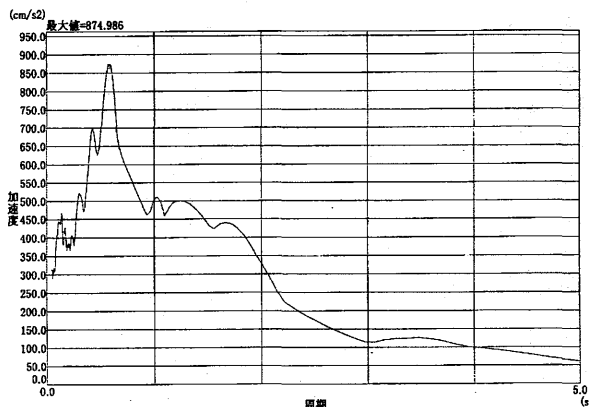


図8.3 FK0006NSの加速度応答スペクトル

にとると4~8階において1/150を上回る。ベースシア係数は0.254であり、本建築物が大地震時ベースシア換算で0.20程度で設計されたことを考えると、破壊に

表 9.1 等価せん断型モデルの Y 方向最大応答値 (雑壁考慮)

地震波	FKO06					ELCENTNS					TAFTEW					HACHINS				
	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ
	cm	1/	KN	力係数	メント	cm	1/	KN	力係数	メント	cm	1/	KN	力係数	メント	cm	1/	KN	力係数	メント
14	19.16	2739	81.4	0.459	233	18.97	1488	104.0	0.566	298	19.33	1128	118.4	0.667	339	17.78	1817	95.9	0.540	275
13	19.07	728	224.8	0.451	877	18.79	495	283.8	0.569	1111	19.07	425	308.9	0.619	1223	17.66	562	262.0	0.530	1023
12	18.72	329	398.2	0.435	1988	18.23	223	468.6	0.512	2425	18.41	179	497.1	0.543	2609	17.24	277	445.7	0.525	2277
11	17.94	226	569.3	0.422	3578	16.97	155	621.3	0.461	4168	16.86	119	649.1	0.481	4415	16.40	207	598.4	0.487	3957
10	16.82	197	718.2	0.404	5596	15.37	147	744.2	0.418	6258	14.65	107	764.3	0.430	6554	15.20	191	731.4	0.444	5988
9	15.54	178	832.4	0.376	7939	13.71	138	843.9	0.381	8629	12.46	109	857.9	0.387	8965	13.83	176	832.8	0.411	8326
8	14.28	145	913.8	0.345	10501	11.88	127	921.9	0.348	11220	10.96	117	927.8	0.350	11571	12.31	147	913.2	0.376	10896
7	13.06	121	1008.0	0.324	13279	9.88	128	995.7	0.322	14014	9.22	132	992.9	0.321	14196	10.63	126	997.3	0.344	13660
6	11.73	117	1090.1	0.308	16299	7.91	143	1072.5	0.303	16939	7.41	147	1070.7	0.303	16780	8.68	124	1084.3	0.323	16545
5	10.25	127	1173.3	0.294	19557	6.15	168	1150.5	0.289	20070	5.85	175	1147.7	0.288	19421	6.65	139	1165.1	0.307	19517
4	8.41	126	1279.3	0.288	23077	4.58	190	1240.0	0.279	23487	4.53	197	1214.6	0.274	21986	4.81	167	1250.4	0.292	22530
3	6.18	153	1431.6	0.292	26842	3.12	242	1291.7	0.264	27049	3.23	246	1276.3	0.261	24415	3.19	230	1311.8	0.282	25610
2	4.40	184	1556.6	0.290	30829	1.97	275	1310.2	0.244	30664	2.13	261	1343.7	0.251	27664	1.98	270	1326.8	0.268	28744
1	2.98	170	1487.9	0.254	38247	9.52	533	1326.2	0.226	37175	1.06	476	1440.1	0.246	33522	9.33	543	1307.7	0.223	34714

表 9.2 等価せん断型モデルの Y 方向最大応答値 (Y 方向雑壁 3 方完全スリット)

地震波	FKO06					ELCENTNS					TAFTEW					HACHINS				
	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ
	cm	1/	KN	力係数	メント	cm	1/	KN	力係数	メント	cm	1/	KN	力係数	メント	cm	1/	KN	力係数	メント
14	26.88	2141	63.3	0.357	181	19.57	1105	89.7	0.505	257	22.32	921	100.5	0.566	288	17.14	1662	71	0.403	205
13	26.77	599	174.6	0.350	681	19.38	369	236.7	0.475	934	22.11	320	257.1	0.516	1025	16.97	503	194	0.388	759
12	26.38	285	309.9	0.339	1552	18.82	193	385.2	0.421	2019	21.45	152	414.2	0.452	2184	16.41	258	332	0.362	1689
11	25.54	198	432.3	0.325	2786	17.68	147	504.9	0.374	3407	20.03	107	536.2	0.398	3683	15.32	190	451	0.334	2942
10	24.35	169	551.6	0.310	4338	16.18	142	607.4	0.342	5069	18.47	106	624.6	0.351	5438	13.88	171	548	0.308	4437
9	22.97	151	652.3	0.295	6172	14.55	142	680.2	0.307	6983	16.78	116	693.0	0.313	7388	12.44	158	630	0.285	6112
8	21.37	115	736.0	0.278	8233	12.77	142	705.0	0.266	8961	14.93	117	732.8	0.277	9410	11.04	150	697	0.263	7929
7	19.53	98	821.2	0.266	10532	10.80	133	771.4	0.250	10980	13.19	112	798.4	0.258	11404	9.54	150	755	0.244	9854
6	16.92	83	928.0	0.263	13043	8.71	136	834.5	0.236	12991	11.33	109	870.9	0.246	13379	7.95	162	772	0.218	11843
5	13.67	77	1022.0	0.257	15728	6.68	152	902.7	0.227	15167	9.30	120	941.5	0.236	15365	6.34	173	820	0.206	13831
4	10.23	78	1109.9	0.250	18599	4.83	165	946.5	0.213	17831	7.23	124	1025.8	0.231	17614	4.81	176	902	0.203	15830
3	6.79	110	1214.9	0.248	21673	3.20	217	968.3	0.198	20557	5.13	148	1124.6	0.230	20075	3.28	215	974	0.199	18073
2	4.24	149	1301.2	0.243	24928	2.02	251	1012.3	0.189	23309	3.28	169	1227.9	0.229	22467	2.00	246	1029	0.192	20932
1	2.41	210	1230.9	0.210	31028	0.91	558	1107.7	0.189	28318	1.63	311	1228.9	0.210	27901	0.86	590	1066	0.182	26339

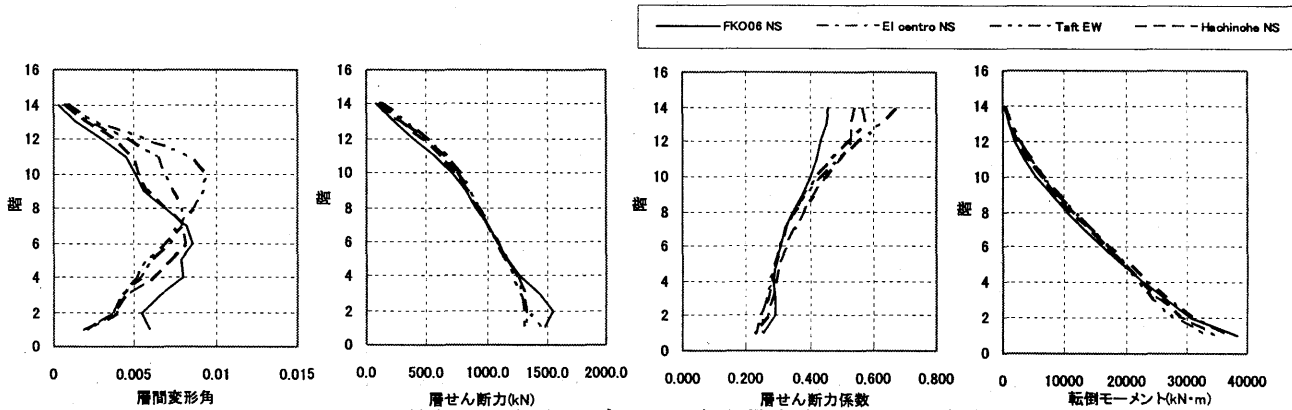


図 9.1 等価せん断型モデルの Y 方向最大応答値 (雑壁考慮)

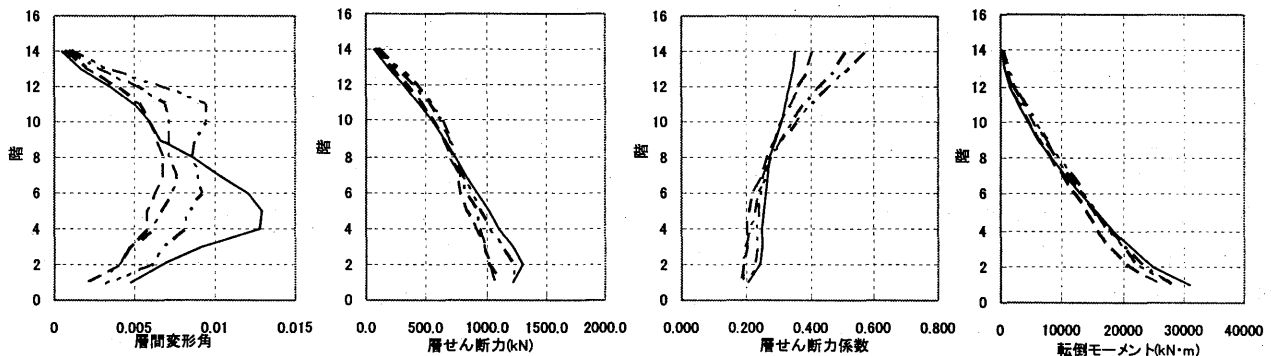


図 9.2 等価せん断型モデルの Y 方向最大応答値 (Y 方向雑壁 3 方完全スリット)

表 10.1 部材モデル型の X 方向最大応答値 (FK0006)

階	雑壁考慮の場合					Y方向雑壁3方完全スリットの場合				
	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ
	形角	力	力	係数	ーメント	形角	力	力	係数	ーメント
	cm	l/	KN		KNm	cm	l/	KN		KNm
14	6.89	568	137.5	0.775	394	6.92	527	135.5	0.763	388
13	6.14	527	338.0	0.678	1362	6.17	465	332.0	0.666	1339
12	5.57	619	560.3	0.612	2933	5.53	585	551.9	0.603	2890
11	5.19	600	795.6	0.590	5165	5.10	559	774.0	0.574	5063
10	4.71	576	977.7	0.549	7902	4.59	542	935.6	0.526	7688
9	4.24	541	1157.7	0.523	11141	4.08	516	1112.5	0.503	10807
8	3.72	496	1300.3	0.491	14770	3.54	500	1243.7	0.469	14288
7	3.17	474	1398.9	0.453	18662	2.98	490	1332.8	0.431	18005
6	2.61	476	1466.9	0.415	22714	2.41	502	1405.1	0.398	21899
5	2.06	531	1525.8	0.383	26889	1.88	559	1456.5	0.366	25895
4	1.55	560	1556.4	0.351	31070	1.40	588	1497.5	0.337	29944
3	1.04	645	1586.0	0.324	35294	0.94	717	1511.1	0.309	33976
2	0.61	855	1591.2	0.297	39464	0.55	961	1495.4	0.279	37959
1	0.29	1734	1685.1	0.288	46992	0.28	1782	1515.9	0.259	45030

表 10.2 部材モデル型の Y 方向最大応答値 (FK0006)

階	雑壁考慮の場合					Y方向雑壁3方完全スリットの場合				
	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ	変位	層間変	せん断	せん断	転倒モ
	形角	力	力	係数	ーメント	形角	力	力	係数	ーメント
	cm	l/	KN		KNm	cm	l/	KN		KNm
14	20.51	967	96.8	0.546	277	28.29	802	91.5	0.515	262
13	20.33	511	263.5	0.528	1006	27.09	349	251.1	0.504	951
12	19.90	269	425.8	0.465	2174	26.63	194	388.1	0.424	1979
11	19.17	211	605.0	0.449	3834	25.49	144	517.1	0.384	3302
10	18.14	195	790.4	0.444	5989	23.93	123	678.7	0.382	5044
9	16.90	161	941.4	0.425	8561	22.19	107	819.5	0.370	7124
8	15.34	137	1064.4	0.402	11452	20.13	99	941.1	0.355	9485
7	13.47	127	1192.6	0.386	14628	17.73	92	1054.1	0.341	12104
6	11.40	125	1301.8	0.368	17957	14.96	86	1182.1	0.334	14953
5	9.23	126	1448.3	0.363	21505	11.88	85	1292.2	0.324	18101
4	7.06	128	1578.8	0.356	25376	8.65	89	1408.2	0.317	21638
3	4.90	152	1703.5	0.348	29439	5.57	121	1477.2	0.302	25393
2	3.07	173	1833.9	0.342	33688	3.27	147	1566.1	0.292	29309
1	1.46	348	1950.2	0.333	42064	1.37	370	1620.6	0.277	36656

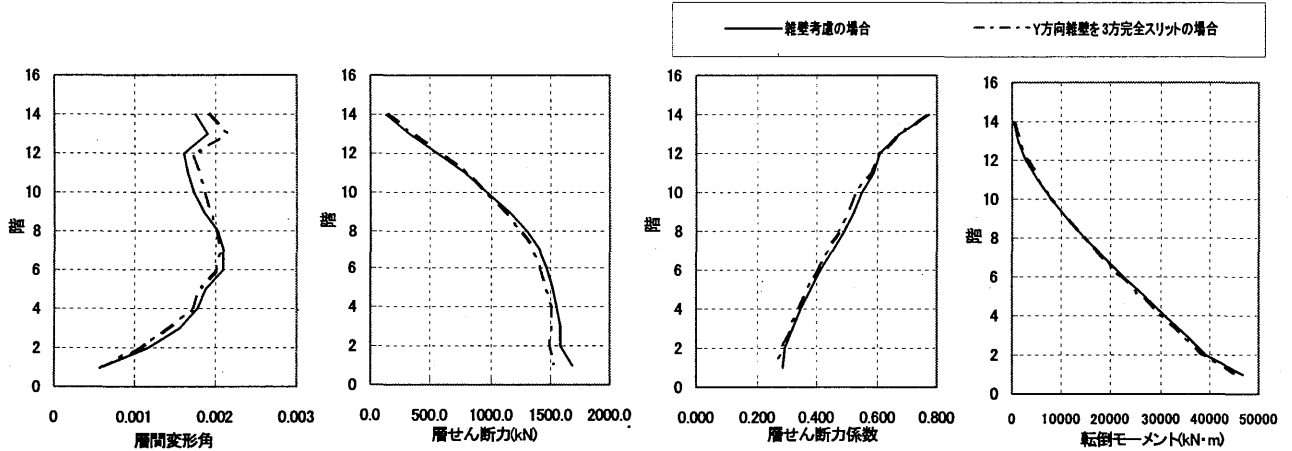


図 10.1 部材モデル型の X 方向最大応答値 (FK0006)

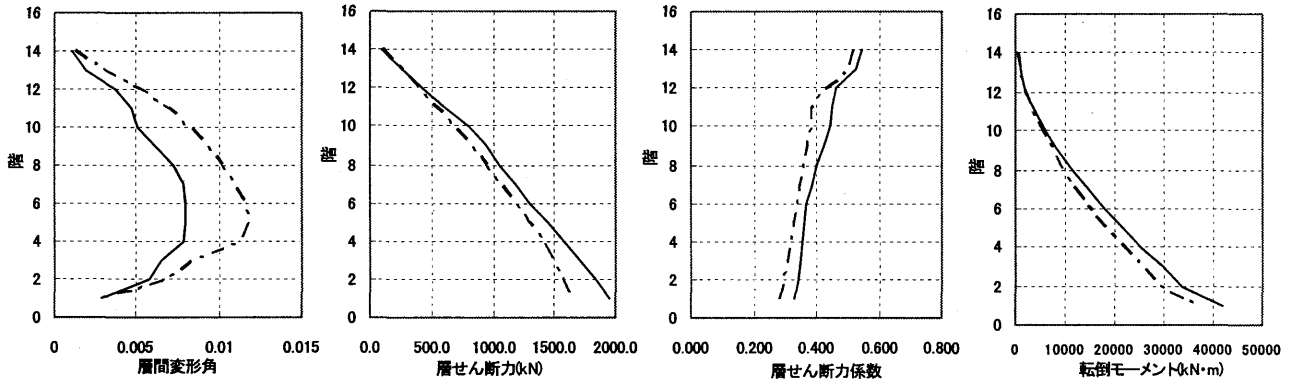


図 10.2 部材モデル型の Y 方向最大応答値 (FK0006)

至らないまでもかなり危険であると考えられる。また、地震波の違いによる影響は各階の応答に大きく影響するが最下階の転倒モーメントに対してはあまり影響しないことが解る。表 9.2, 図 9.2 より 3 方完全スリットの場合の FK0001 の地震波による応答も、この建築物に対して他の 3 波に比して非常に大きく、層間変形角は 4~7 階において 1/100 を上回り、最大は 5 階で 1/77 となっている。しかし、ベースシア係数はスリットの

ない場合の 0.254 から 0.210 になり 2 割程度低減される結果となっている。

10. 部材レベルの応答解析

9 章の質点形モデルの応答解析の確認と XY 両方向の地震波の同時作用の考慮などのため部材レベルの応答解析を行った。地震波は FK0006 の NS と EW 方向を用いた。X 方向の最大応答値を表 10.1 及び図 10.1 に、Y 方

向の最大応答値を表 10.2 及び図 10.2 にそれぞれ示す。X 方向の応答値はスリットの有無にあまり影響なく各階とも概ね 1/500 程度の層間変形角となっている。Y 方向の層間変形の応答値は 3~8 階で 1/150 を超え 2~10 階で 1/200 を超える。方向雑壁に 3 方完全スリットを設けると層間変形角は 2~3 割大きくなり 3~7 階で 1/100 以上の変形となるが、せん断力、せん断力係数、転倒モーメントは小さくなっている。

11. 解析結果と被害状況の比較

許容応力度計算と応答解析の結果で Y 方向の比較では、固有周期は許容応力度計算の場合(略算法) $T=0.81$ 秒、固有値解析の場合は $T_1=0.76$ 秒、3 方スリットの場合 $T_1=0.95$ 秒となり、ベースシア係数の比較では許容応力度計算の場合 $C_b=0.195$ ($Z=1.0$ の場合)、応答解析の場合標準 3 波の最大値は $C_b=0.161$ となり許容応力度計算は安全側となっているが、地域係数が小さい地域に地震が発生した場合には、この計算の場合問題が生じる場合があることがわかる。質点系モデルと部材系モデルとの応答値の比較では Y 方向の層間変形は 1 階と 13~14 階では質点系モデルの方が大きい。他の階はよく一致し、せん断力、せん断力係数、転倒モーメントは地震波の同時入力のため、部材レベルの応答が大きい。この結果は一方向地震力の結果を用いて設計を行なう場合は、地震力の両方向同時性を考慮して隅柱の軸力を割ります必要があることを示している。層間変形角は、雑壁考慮の場合、両モデルとも 3~8 階において 1/150 程度以上となり 3 方完全スリットの場合は質点形モデルでは 2~9 階、部材形モデルでは 2~11 階において 1/150 以上となっている。雑壁にこのように大きな変形性能は無く、大きなひび割れを発生するがコア部分のないシングル配筋 ($D10@150$) のため剥落を生じたと考えられる。ベースシア係数を質点系モデルの最大値で、雑壁考慮の場合と 3 方スリットの場合で比較すると、 $C_b=0.25$ と 0.21 となり、変形角の最大値は 1/117 と 1/77 となる。このことはスリットを設けることによりいわゆる力は小さくなるが変形は大きくなることを示しており、部材の変形性能が十分であれば耐力は小さくてよいことを示している。これらの結果をこの建築物として総合的に判断すると、地震の初期において建築物の剛性は雑壁の影響もあり非常に大きく、FK0006 に対して非常に大きく応答し、その変形に追従できない雑壁はひび割れや破壊を生じ、あたかも壁がないようなモデルに近い応答となったと考えられる。一方 3 方スリットの解析結果は 3~4 階の変形角が 1/80 程度とかなり大きいことを考えると、この部分の壁の破壊がある程度のエネルギー吸収に有用に働いたと考えられ、この壁の破壊によって応答せん

断力は低下し、特に下層部の柱梁への影響を低減したと想定でき、FK0006 の場合雑壁の破壊は本建築物にとって意味があったとも考えることができる。これらの解析結果と被害状況の比較では、X 方向の応答は、各階とも概ね 1/500 程度の層間変形角となっており、X 方向の被害がほとんど無いこと、Y 方向の応答では解析結果のもっともきびしい 2~8 階、層間変形角が 1/200 を超える 2~10 階に被害が大きい状況と一致する。

12. まとめ

以上の検討よりこの程度の雑壁の場合、剛域モデルと 3 方スリットモデルをあわせて行なうことにより、かなり精度よく地震に対する応答を把握できることが実証されたと考える。また本建築物の場合の被害の特徴は 2 に記した建築物の特徴と一致し、設計においては建築物の特徴を十分考慮し力の伝達とバランスを考慮することが必要である事を示している。今後、雑壁を構造躯体の変形に影響しないようにする方法や、雑壁の変形性能を高める方法の研究が必要である。ここに記した解析上の問題点としては 8 章にも記したように本建築物の建設地における地震動は、FK0006 の地震動よりかなり大きいことも想定され、FK0006 の地震波やその他の観測波を基盤まで引き戻し本建築物の入力地震動を作成し比較検討を行なう必要がある。また本建築物と同様に 1978 年の宮城県沖地震によって雑壁に被害を受けた SRC14 階建てマンションの資料を入手しており引きつずき解析を行い被害の傾向と対策や解析方法の妥当性について検証を行なう予定である。



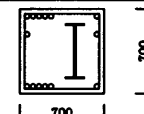
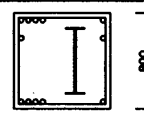
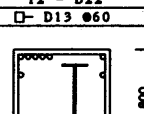
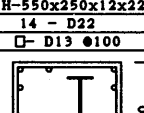
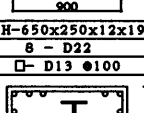
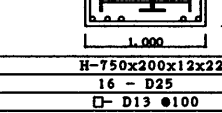
13. 謝辞

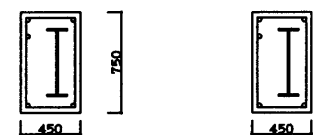
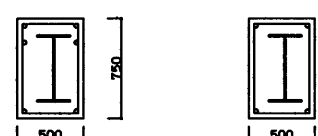
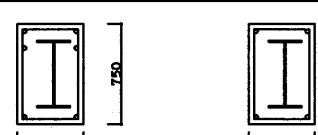
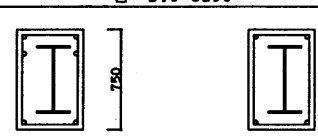
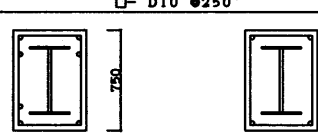
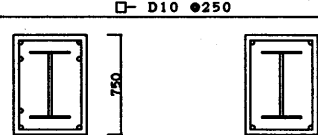
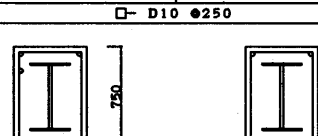
本研究にあたり福山大学福岡県西方沖地震調査団より調査資料の提供をうけ、また基本モデルの作成に協力いただきました。ここに記し感謝の意を表します。

参考文献

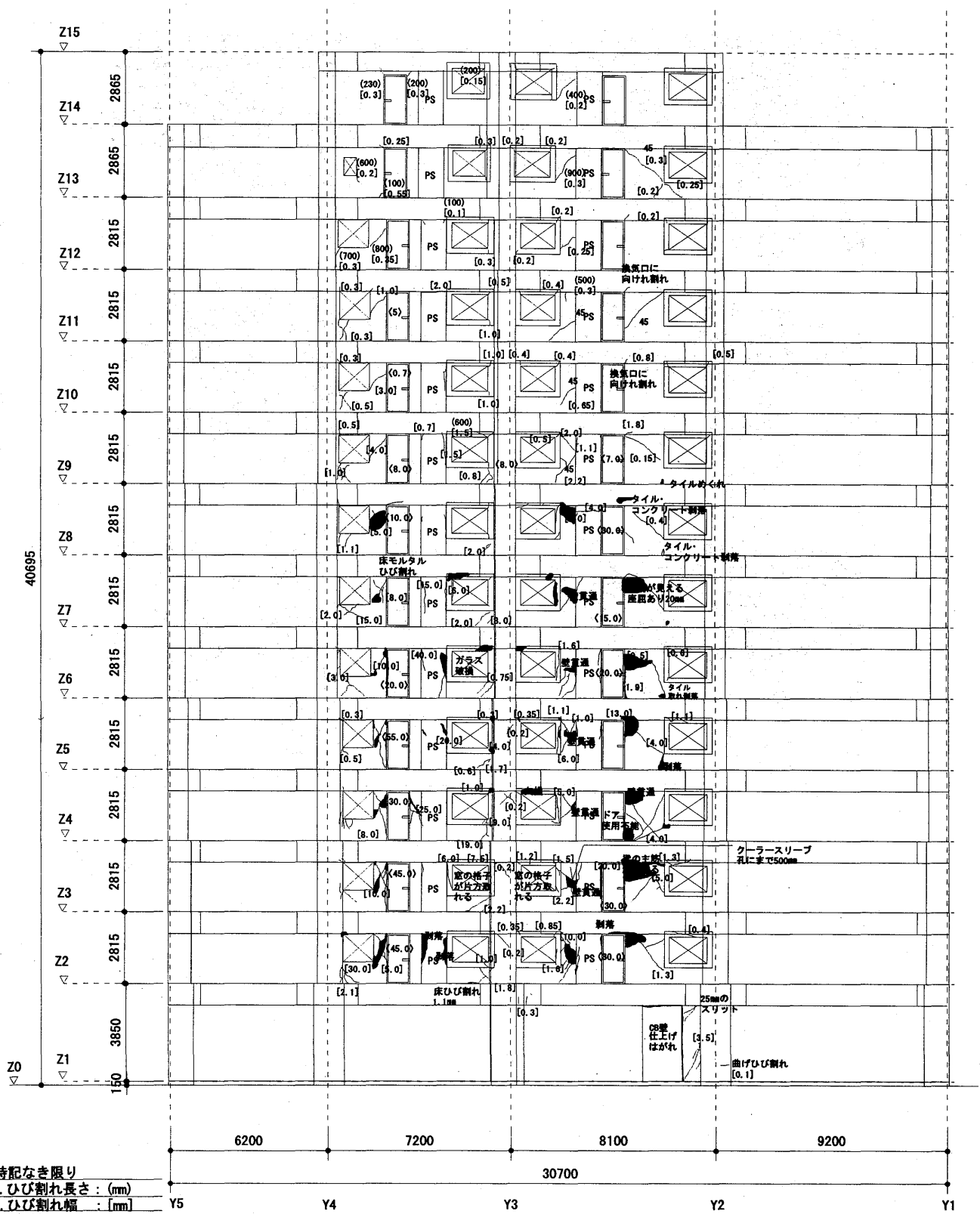
- [1] 日本建築学会:2005 年福岡県西方沖地震災害調査報告, (2005)
- [2] 日本建築学会:阪神・淡路大震災調査報告, 建築偏-2, (1998)
- [3] 日本建築学会・構造委員会:兵庫県南部地震の SRC 構造物の崩壊原因を探る, (2002)
- [4] 長谷川工務店:宮城県沖地震によるサニーハイツ高砂震害調査報告書, (1978)

付録1 主要柱梁断面

柱リスト	
特号	C3
14階	
鉄骨	BH-400x150x9x16
主筋	12 - D25
HOOP	□- D10 ⑦75
12階	
鉄骨	H-400x200x9x16
主筋	8 - D22
HOOP	□- D10 ⑩100
10階	
鉄骨	H-450x200x9x19
主筋	14 - D22
HOOP	□- D13 ⑦75
8階	
鉄骨	H-550x200x9x19
主筋	12 - D22
HOOP	□- D13 ⑥60
6階	
鉄骨	H-550x250x12x22
主筋	14 - D22
HOOP	□- D13 ⑩100
4階	
鉄骨	H-650x250x12x19
主筋	8 - D22
HOOP	□- D13 ⑩100
2階	
鉄骨	H-750x200x12x22
主筋	16 - D25
HOOP	□- D13 ⑩100
1階	
鉄骨X	BH-1050x200x16x20
鉄骨Y	BH-1050x250x16x20
主筋	36 - D25
HOOP	□- D13 ⑩100


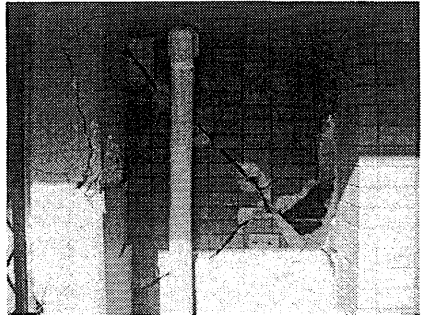

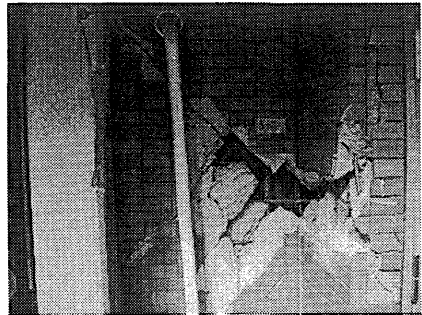

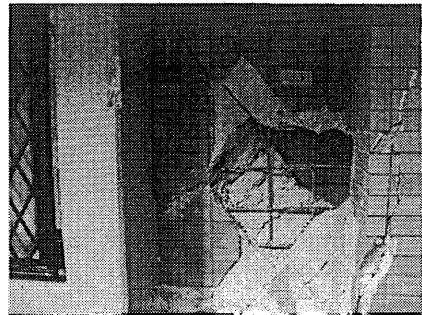
梁リスト	
特号	G2
位置	端部 中央
15階	
鉄骨	BH-500x150x6x12 BH-500x150x6x12
上端筋	3 - D25 3 - D25
下端筋	2 - D25 2 - D25
STP	□- D10 ⑩250
12階	
鉄骨	H-500x250x9x16 H-500x250x9x12
上端筋	4 - D25 2 - D25
下端筋	2 - D25 2 - D25
STP	□- D10 ⑩250
10階	
鉄骨	H-500x250x12x25 H-500x250x9x19
上端筋	4 - D25 2 - D25
下端筋	2 - D25 2 - D25
STP	□- D10 ⑩250
8階	
鉄骨	H-500x250x12x28 H-500x250x9x22
上端筋	4 - D29 2 - D29
下端筋	2 - D29 2 - D29
STP	□- D10 ⑩250
6階	
鉄骨	BH-500x300x12x28 H-500x250x12x25
上端筋	4 - D29 2 - D29
下端筋	③ - D29 2 - D29
STP	□- D10 ⑩250
4階	
鉄骨	BH-500x300x12x32 H-500x250x12x25
上端筋	4 - D29 2 - D29
下端筋	3 - D29 2 - D29
STP	□- D10 ⑩250
2階	
鉄骨	BH-500x300x12x32 H-500x250x12x25
上端筋	③ - D29 2 - D29
下端筋	2 - D29 2 - D29
STP	□- D10 ⑩250

付録 2. X2 通りひびわれ状況



特記なき限り
 1. ひび割れ長さ: (mm)
 2. ひび割れ幅: [mm]
 3. ひび割れ角度: °
 4. ドア歪み: <mm>

付録3. 雑壁ひび割れ状況(X2 通り Y2-Y3 間 住戸入り口横)

	7 階		4 階
	6 階		3 階
	5 階		2 階