

第5章 地震動による建築物等の被害

5.1 建築物等の地震被害調査の方針

熊本地震は、震度7を記録した地震が、4月14日21時26分の前震*¹と、4月16日1時25分の本震*²の2回発生したことに加えて、震度6弱以上を記録する地震も5回*³発生し、さらに余震の回数が過去の地震に比べても多いことが特徴である。これらの地震による建築物の被害は、震度7を記録した益城町や西原村に集中して見られるが、震度6弱以上の震度を経験した行政区画も多く、被害は上記以外の比較的広い地域にも広がっている。

建築物等の被害調査は、4月14日21時26分の前震が発生したことを受け、まず初動調査として、基本的な被害情報を把握し追加調査等の必要性を検討するために4月15～17日の予定で第1次調査班を派遣した。しかし、この派遣途中に本震が発生し被害がさらに拡大したことを受け、4月16日から順次、木造、鉄筋コンクリート（RC）造等、鉄骨造、地盤・基礎、免震建築物、非構造、建築設備、火災の分野ごとに、被害の原因究明や今後の対策につなげるための被害状況調査として調査班を派遣することとした。なお、これらの調査は、国土交通省住宅局の要請に基づくものと位置づけられ、上記の方針により8月までに14次に亘る調査班を派遣した。それらの調査結果は、随時国土交通省住宅局に対して報告を行うとともに、その多くは国総研・建研のHPで公表してきた。また、その他の補足的な情報収集等を国総研・建研の自主調査として行っている。

木造建築物の調査では、住宅の倒壊等が多く見られた益城町、西原村、南阿蘇村の被害調査を第2次調査として行ったほか、益城町における日本建築学会九州支部熊本地震災害調査委員会の悉皆調査とそれらの建築物を対象とした国土交通省住宅局における建設年代調査の情報提供を受け、集計や分析作業を行うとともに、特に築年数が浅い木造建築物で倒壊・崩壊の被害が生じた建築物を抽出し、その被害原因の究明に資する調査を第6次および第10次調査として実施した。なお、日本建築学会九州支部熊本地震災害調査委員会および国土交通省住宅局とは予め覚え書きを締結し、これらの機関との間で情報を共有することで調査を効率的に進めることとした。

鉄骨造建築物の調査では、熊本市内と益城町において、外観からの被害概要調査を第3次調査として実施した。なお、鉄骨造建築物は通常は構造躯体が外装材に被覆されているため、被害が大きなものではなければ躯体の被害状況を確認することは難しい。そこで、第8次調査では鉄骨造建築物の倒壊や大破などの被害が見られた益城町において、鉄骨造建築物の被害原因を特定するための調査を行った。また、第13次調査として、建築物の内部調査が可能である学校体育館等の被害調査を行い、東日本大震災における学校体育館の被害パターンとの比較などを行った。

RC造等建築物の調査では、第2次調査として倒壊などの比較的大きな被害の情報が得られた建築物の被害概要調査を行い、既往の地震で見られた被害パターンとの比較を行った。さらに、第7次および第12次調査として、新耐震基準が適用されたRC造建築物の被害原因の究明に資する調査を実施した。

地盤・基礎の調査では、第4次調査として益城町での地盤・基礎の被害状況を調べるとともに、熊本市南区において地盤の液状化による建築物被害の状況調査を行った。

免震建築物の調査では、第9次調査として、個々の免震建築物が経験した変位等を調べるとともに、被害が生じたものについてはその原因の究明に資する調査を実施した。

非構造部材の調査では、第3次調査で鉄骨造の調査と一緒に非構造部材の被害概要調査を行った。

さらに、第 11 次調査において、ホールなどの大空間を有する建築物における天井や非構造部材の、第 13 次および第 14 次調査において、学校や自治体の体育館における天井や非構造部材の被害原因の究明に資する調査をそれぞれ実施したほか、吹付けアスベスト等の被害状況に関する補足調査を自主調査として行った。

- * 1 4月14日21時26分の前震：益城町で震度7、玉名市、西原村、宇城市、熊本市西区、熊本市東区、熊本市南区で震度6弱を記録
- * 2 4月16日1時25分の本震：益城町、西原村で震度7、南阿蘇村、菊池市、宇土市、大津町、嘉島町、宇城市、合志市、熊本市中央区、熊本市東区、熊本市西区で震度6強、阿蘇市、八代市、玉名市、菊陽町、御舟町、美里町、山都町、氷川町、和水町、熊本市南区、熊本市北区、上天草市、天草市、別府市、由布市で震度6弱を記録
- * 3 4月14日22時7分の地震：益城町で震度6弱を記録
4月15日0時3分の地震：宇城市で震度6強、氷川町、熊本市南区で震度6弱を記録、
4月16日1時45分の地震：菊陽町、合志市、熊本市東区で震度6弱を記録
4月16日3時55分の地震：産山村で震度6強を記録
4月16日9時48分の地震：菊池市で震度6弱を記録

5.2 益城町中心部における悉皆調査

5.2.1 調査の目的と概要

今回の地震で建築物の被害が大きかった益城町中心部において建築物の建築年代別の被害状況を整理し、各年代の耐震基準による建築物の被害の全体傾向の把握を目的として、発災直後（5月3日～8日）に日本建築学会により実施された益城町中心部における建築物の被害状況の悉皆調査の情報と、建築確認台帳や航空写真等の情報を用い、構造別・建築時期別の建築物被害状況の整理を行った。なお、被害状況等の調査結果^{5.2-1)}は9月8日時点のデータを元にしており、日本建築学会において継続して精査中であり、ここに示す数値は暫定的なものである。

5.2.2 調査結果

(1) 被害分布

日本建築学会九州支部熊本地震災害調査委員会（委員長：高山峯夫 福岡大学教授）では、強震記録が得られている益城町役場周辺、KiK-net 益城周辺、及び県道28号の南側の秋津川までのエリア（益城町大字安永、大字宮園、大字木山、大字辻の城、大字馬水、大字寺迫の一部）の建築物2,652棟で調査がされている。これらのうち、用途が倉庫、神社等のものを除いた2,340棟について集計を行った。日本建築学会悉皆調査にて判断されているDamage Grade^{5.2-2), 5.2-3)}を参考に、表5.2-1の通り、建築物の被害レベルを設定した。

表 5.2-1 悉皆調査の Damage Grade と建築物の被害レベルの関係

建築物の被害レベル	悉皆調査の Damage Grade
無被害	D0
軽微・小破・中破	D1/D2/D3
大破	D4
倒壊・崩壊	D5/D6

図5.2-1、図5.2-2に調査エリアにおけるメッシュごとの大破率（＝メッシュエリア内の大破、以上の建築物の数／メッシュエリア内の全建築物数）、及び倒壊率（＝メッシュエリア内の倒壊・崩壊の建築物の数／メッシュエリア内の全建築物数）を示した。メッシュは総務省基準地域メッシュを東西方向は20分の1、南北方向は16分の1とした区分（＝約57×57m）とした。倒壊率については県道の南側で50%以上のエリアが多く、調査エリアの北東の辻の城地域と、南側の秋津川に近い地域では倒壊率0%のエリアが多くなっている。大破率については県道の北側～益城町役場周辺にも50%以上のエリアが広がっている。

図5.2-3、図5.2-4に国土地理院の治水地形分類図と倒壊建物が存在するエリア、倒壊率0%のエリアを重ねあわせて示した。益城町中心部は県道28号沿いから北側にかけて、河岸段丘の段丘面が広がり、秋津川に近いエリアは旧河道と氾濫平野となっている。県道の南側のエリアでは、倒壊・崩壊した建築物が段丘面に存在し、倒壊率0%のエリアが氾濫平野・旧河道に存在する傾向が見られた。一般的に考えられている地盤と建築物の被害の関係と異なる傾向にあり、今後、地盤調査等による詳細な分析が待たれる。図5.2-5の益城町中心部の1901年～1977年の地形図の通り、1901年～1960年代までは県道沿いに住宅地が存在し、住宅地から南部に向けて田園地帯が広がる。1970年代からの人口増

加に伴い、秋津川の北側の田園地帯、北東の傾斜地にも住宅地が拡大したことが分かる。図 5.2-6、図 5.2-7 に 1926 年の地形図と倒壊建物が存在するエリア、倒壊率 0%のエリアを示したが、倒壊した建物は、1926 年の住宅地と同じエリアに存在することが分かった。

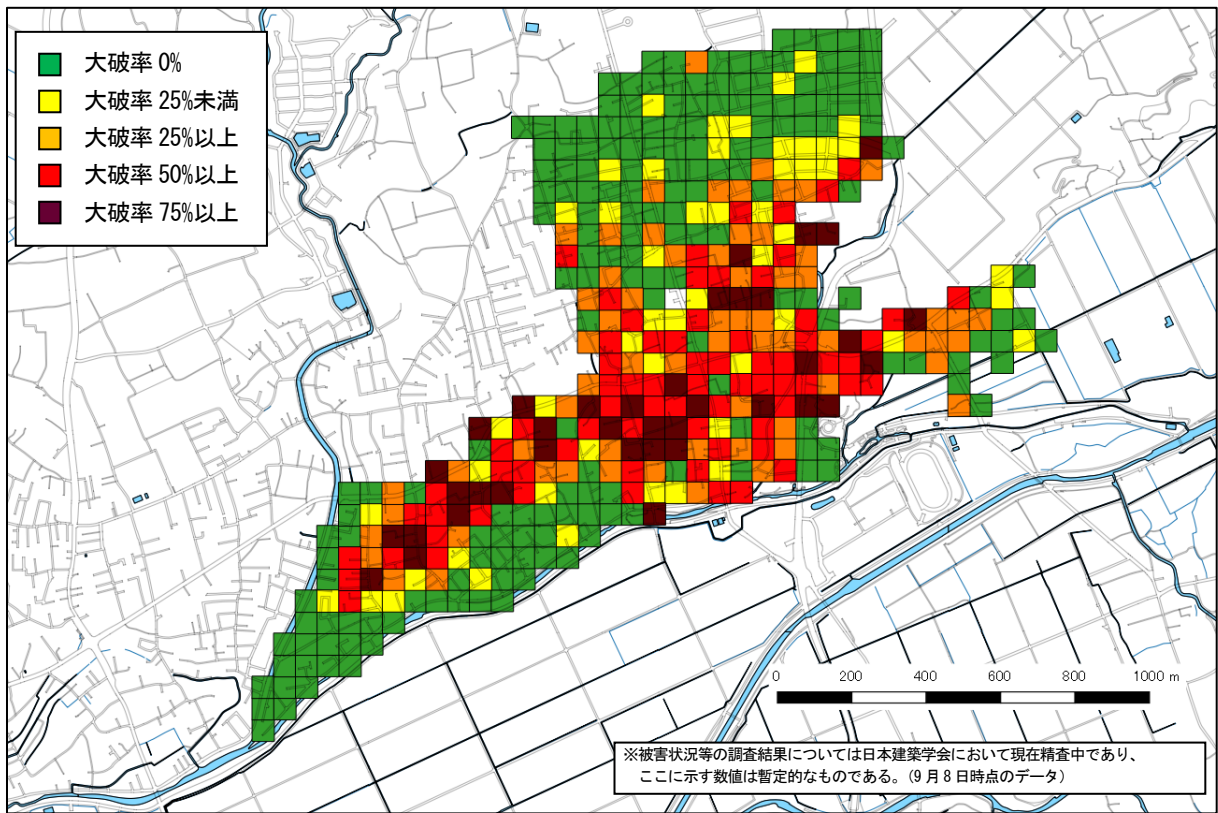


図 5.2-1 悉皆調査結果による大破率の分布 (国土地理院地図を編集)

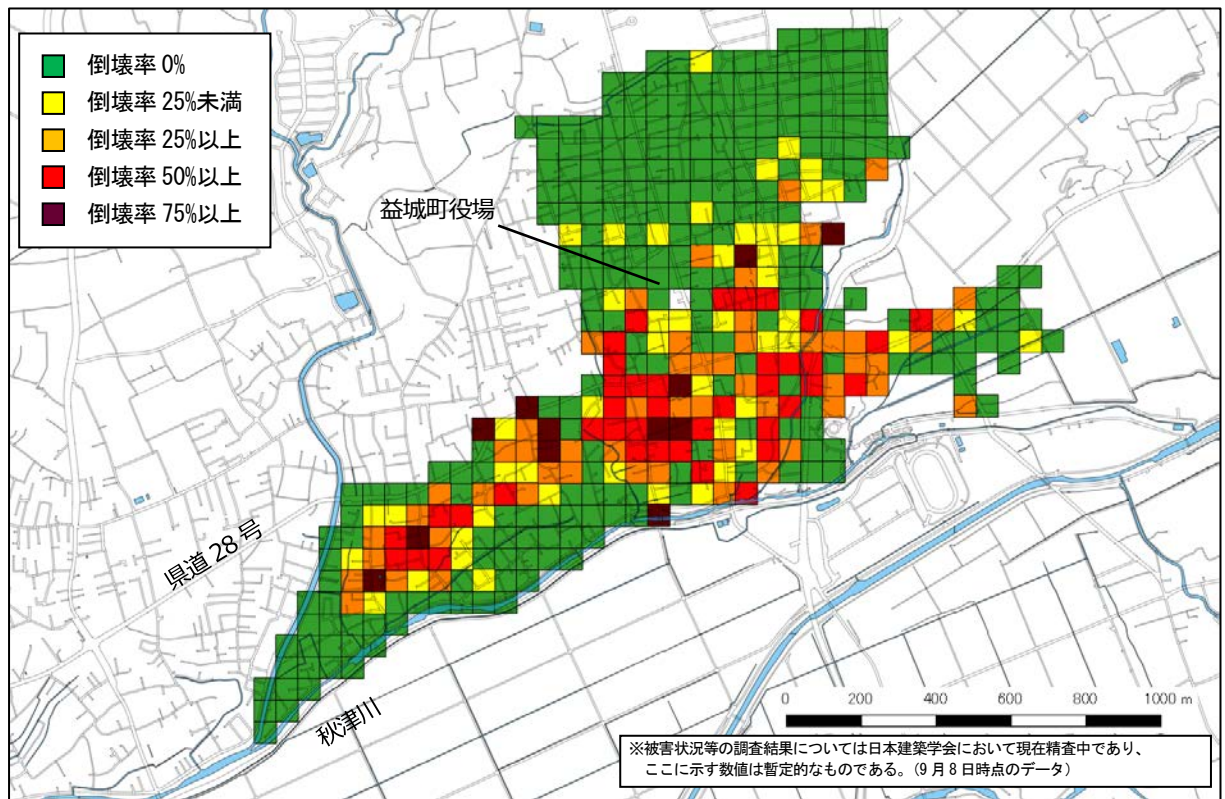


図 5.2-2 悉皆調査結果による倒壊率の分布 (国土地理院地図を編集)

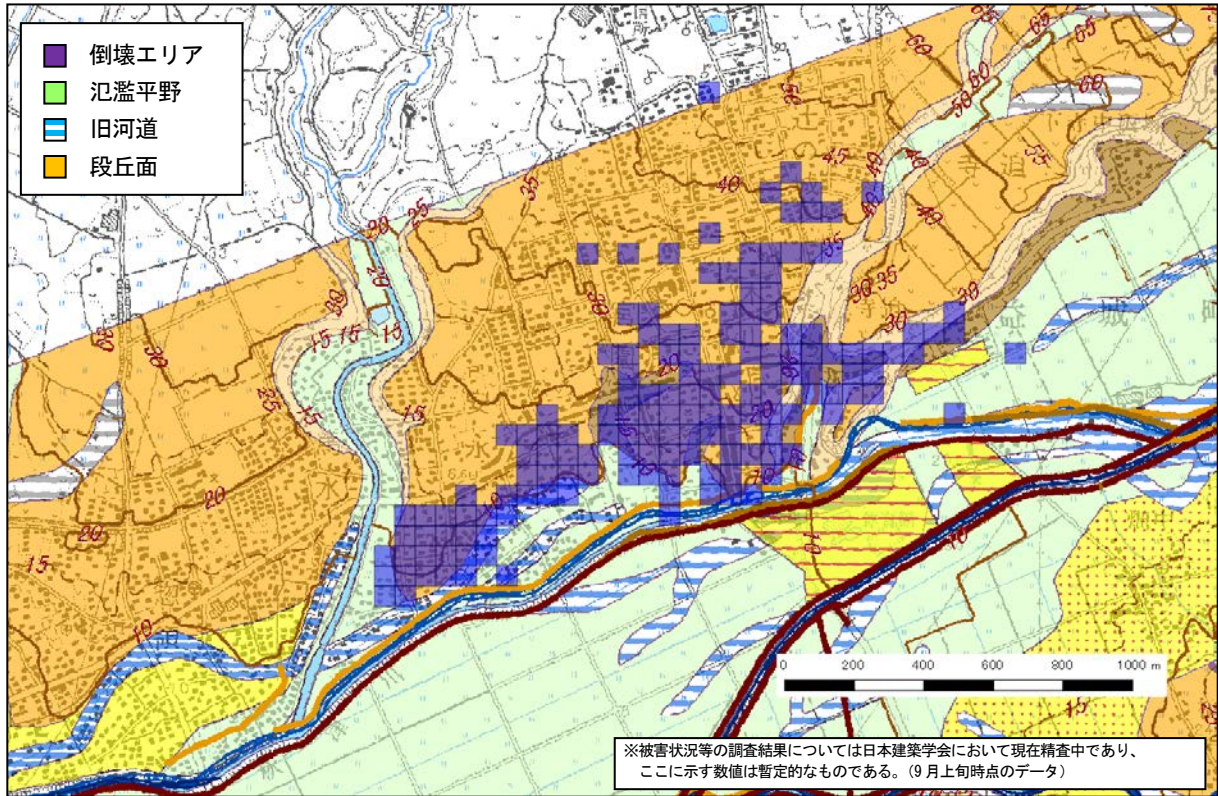


図 5.2-3 治水地形分類図（国土地理院）と倒壊建物が存在するエリア

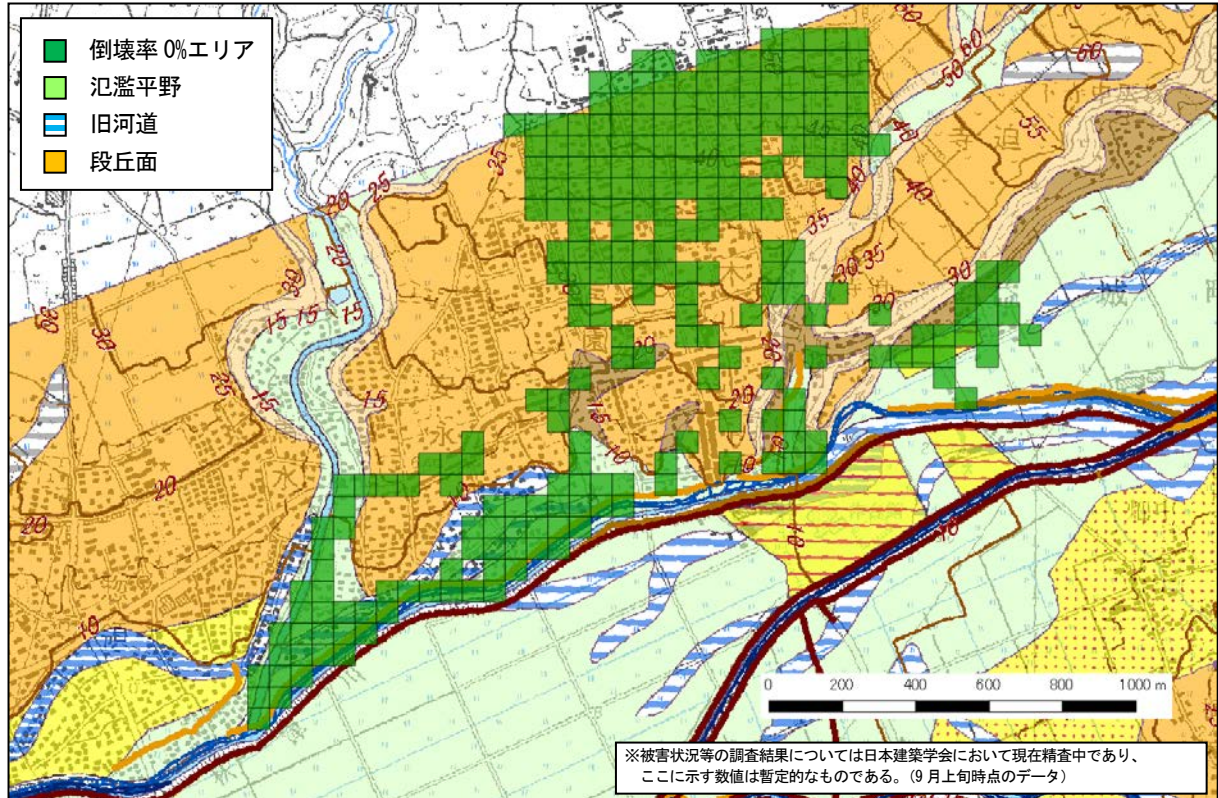


図 5.2-4 治水地形分類図（国土地理院）と倒壊率 0%のエリア

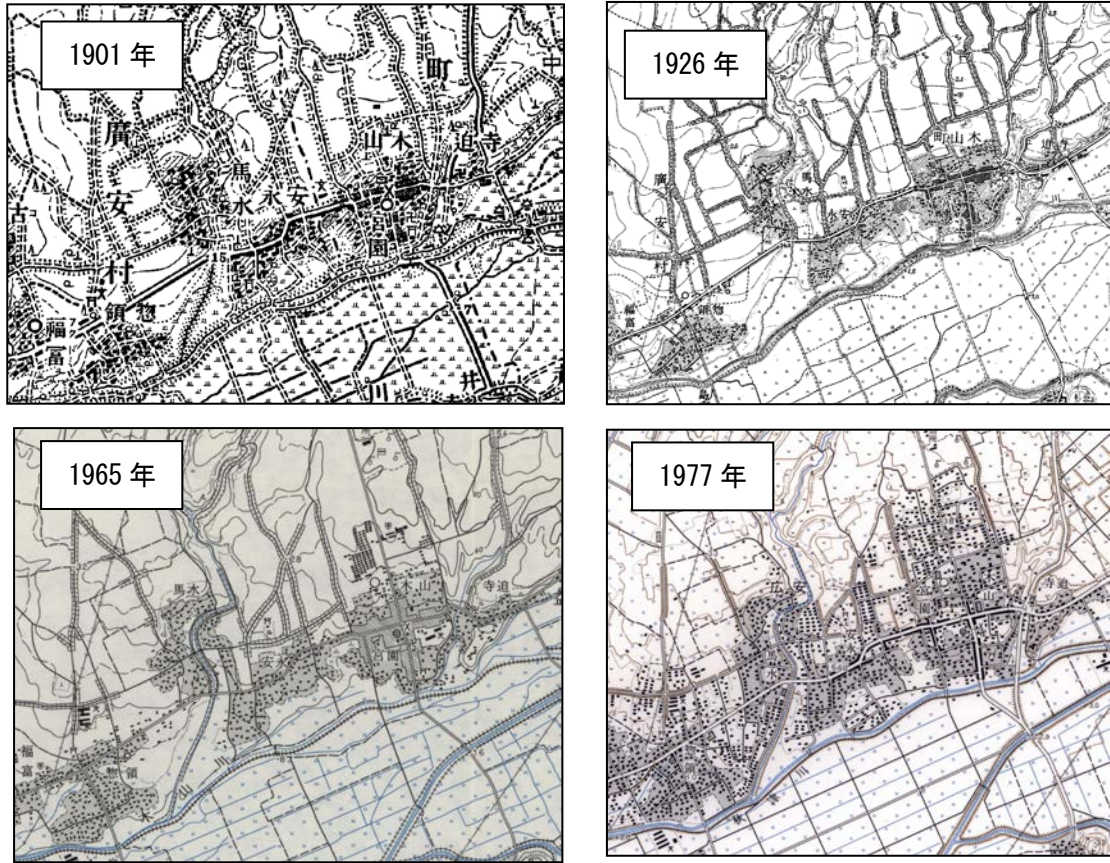


図 5.2-5 益城町中心部における宅地の変化（国土地理院地形図）

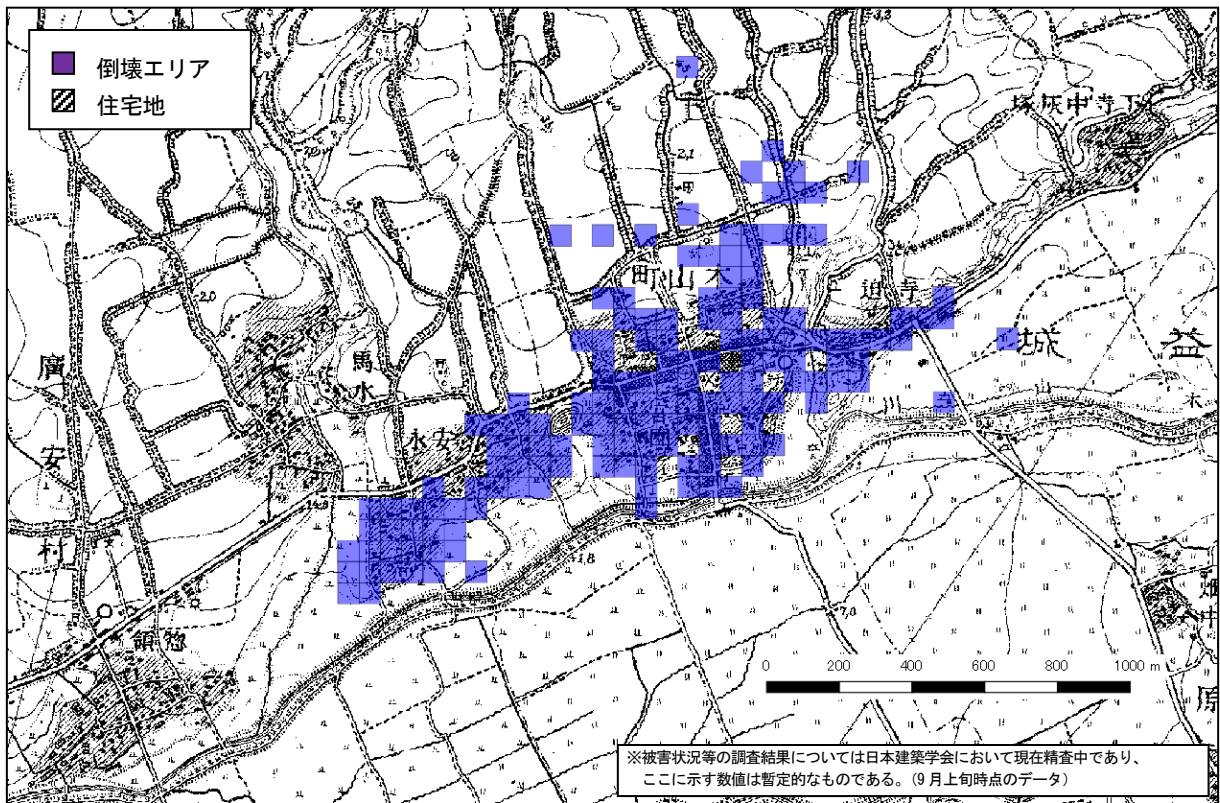


図 5.2-6 1926 年の地形図（国土地理院）と倒壊建物が存在するエリア

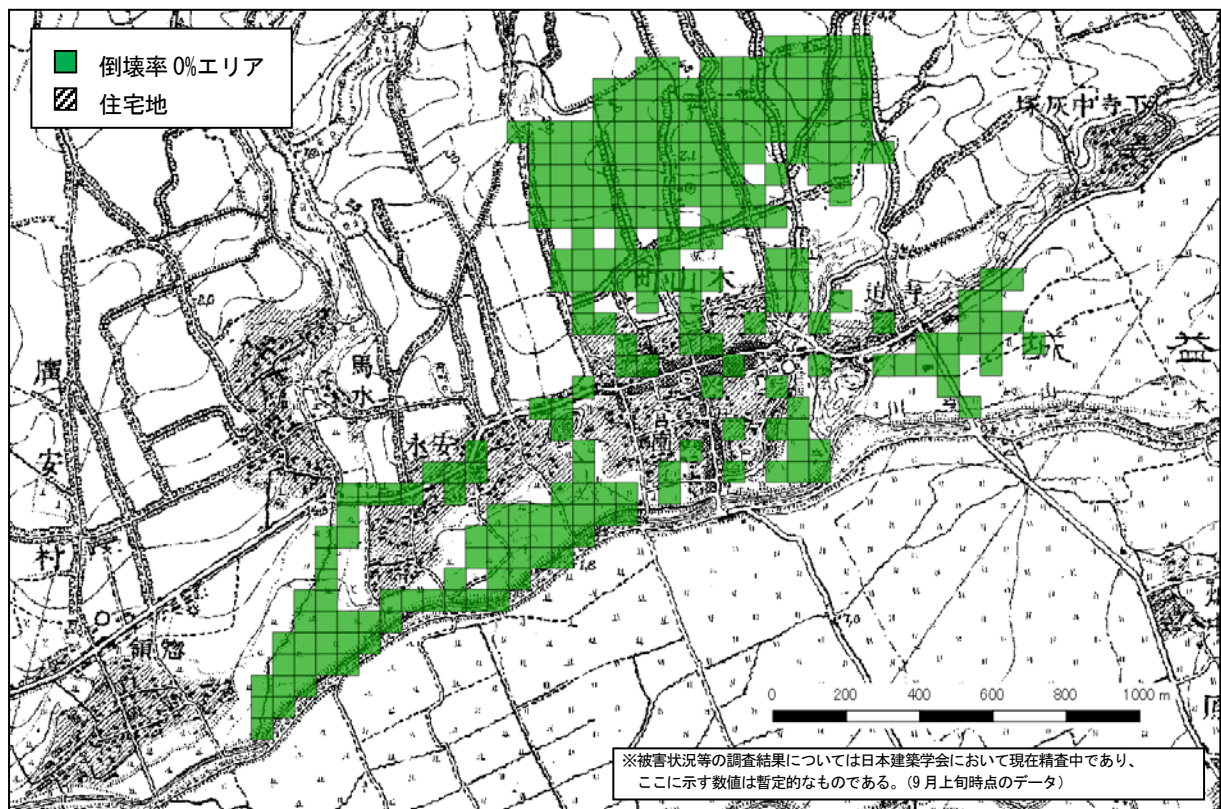


図 5.2-7 1926 年の地形図（国土地理院）と倒壊率 0%のエリア

(2) 年代・構造別の被害の概要

日本建築学会九州支部熊本地震災害調査委員会、及び日本建築学会木質構造災害WGと協力し、悉皆調査結果と、熊本県から国土交通省に提供された建築確認台帳や各年代の国土地理院が撮影した航空写真等の情報を用い、構造別・建築時期別の建築物被害状況を整理した。表 5.2-2 に構造別・建築時期別の被害状況の集計結果を示した。建築時期については、新耐震基準が施行された 1981 年 6 月と木造の構造関係の基準が改正された 2000 年 6 月を分岐点として、①：1981 年 5 月以前、②：1981 年 6 月～2000 年 5 月、③：2000 年 6 月以降の 3 つの建築年代に分類し、集計した。なお、航空写真による年代区分では、1982 年の航空写真にあるものは旧耐震とするなど、年代区分の境界付近で正確に建築年代を特定できないものは古い年代に分類している。1981 年 6 月施行の新耐震基準では、木造は必要壁量が増加し、2000 年 6 月の基準改正では、つり合い良い壁配置の方法、筋かい及び柱脚柱頭接合部の緊結方法が明確化され、地耐力に応じて採用できる基礎の種類が規定されている。倒壊・崩壊の棟数は木造が 297 棟で最も多く、S 造の倒壊・崩壊 10 棟で、RC 造は 2 棟であった。倒壊・崩壊の割合も木造が 15.2%で最も高く、S 造が 3.6%、RC 造が 3.8%であった。

図 5.2-8 に旧耐震の建築物の割合（メッシュエリア内の旧耐震の建築物の数／メッシュエリア内の全建築物数）、図 5.2-9 に 2000 年 6 月以降建築の建築物の割合（メッシュエリア内の 2000 年 6 月以降建築の建築物の数／メッシュエリア内の全建築物数）を示した。旧耐震の建築物は辻の城地区の北東と、馬水地区の南西に少ない傾向がみられるが、その他のエリアでは明確な差はみられない。2000 年以降建築の建築物は辻の城地区、宮園の北部、寺迫地区、秋津川沿いに局所的に多いエリアがみられるが、その他のエリアでは明確な差はみられない。図 5.2-10 に旧耐震の建築物の倒壊率（メッシュエリア内で倒壊した旧耐震の建築物の数／メッシュエリア内の全建築物数）の分布、図 3.2-11 に新耐震

の建築物の倒壊率（メッシュエリア内で倒壊した新耐震の建築物の数／メッシュエリア内の全建築物数）の分布を示した。新耐震で倒壊した建築物は県道南側の宮園のエリアと、県道と秋津川のほぼ中間に近いエリアに多い傾向が見られる。

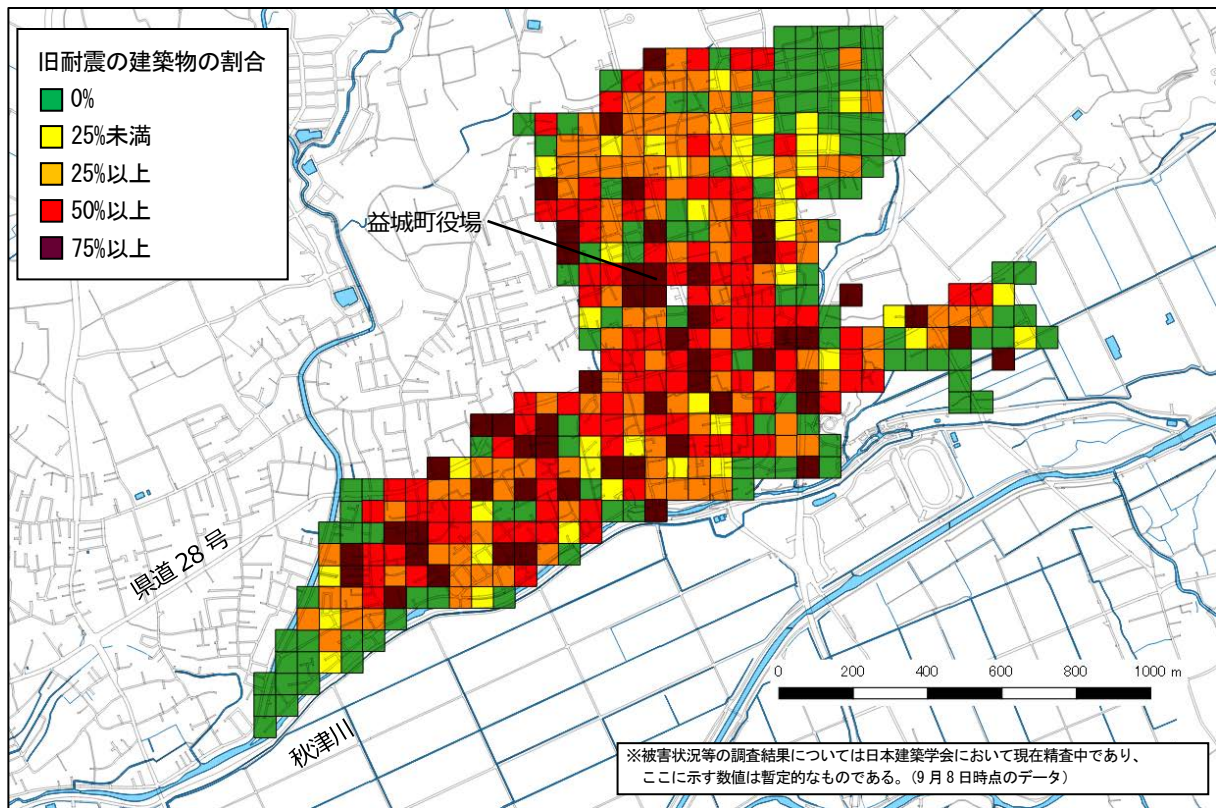


図 5.2-8 1981 年 5 月以前建築（旧耐震）の建築物の割合（国土地理院地図を編集）

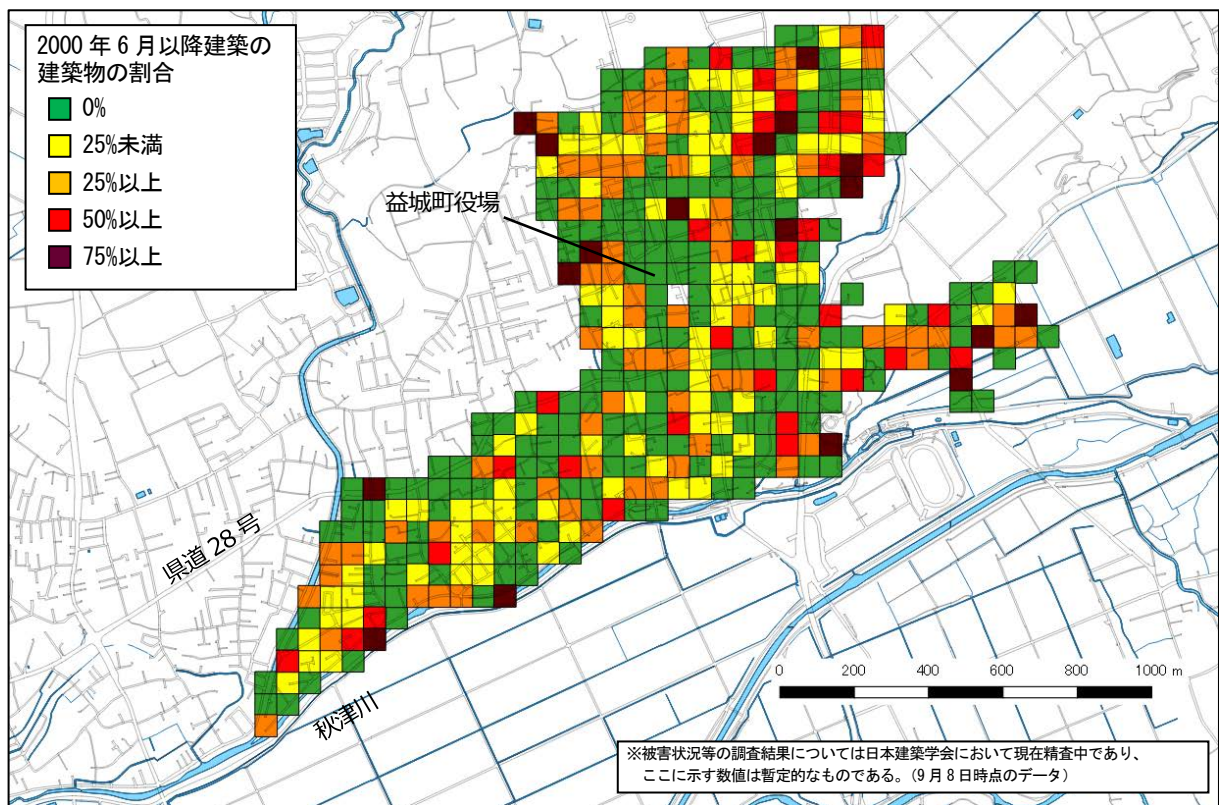


図 5.2-9 2000 年 6 月以降建築の建築物の割合（国土地理院地図を編集）

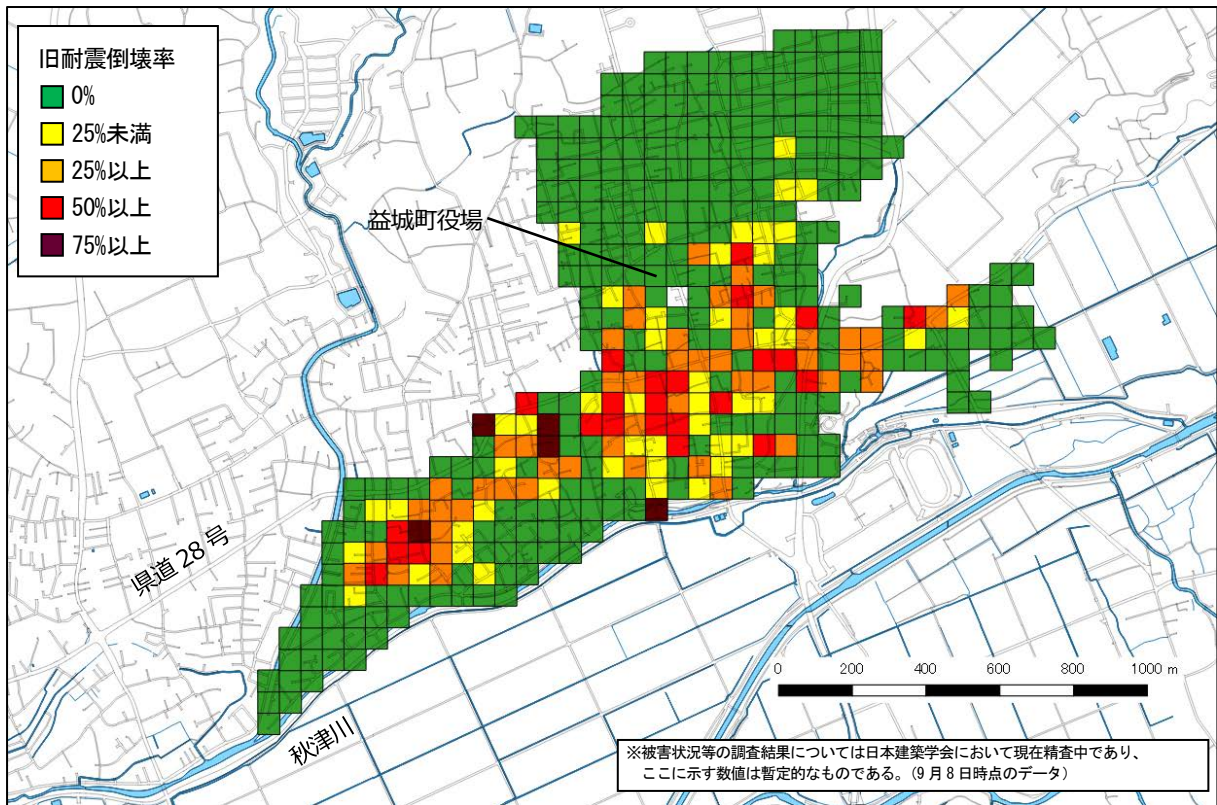


図 5.2-10 1981年5月以前建築（旧耐震）の建築物の倒壊率の分布（国土地理院地図を編集）

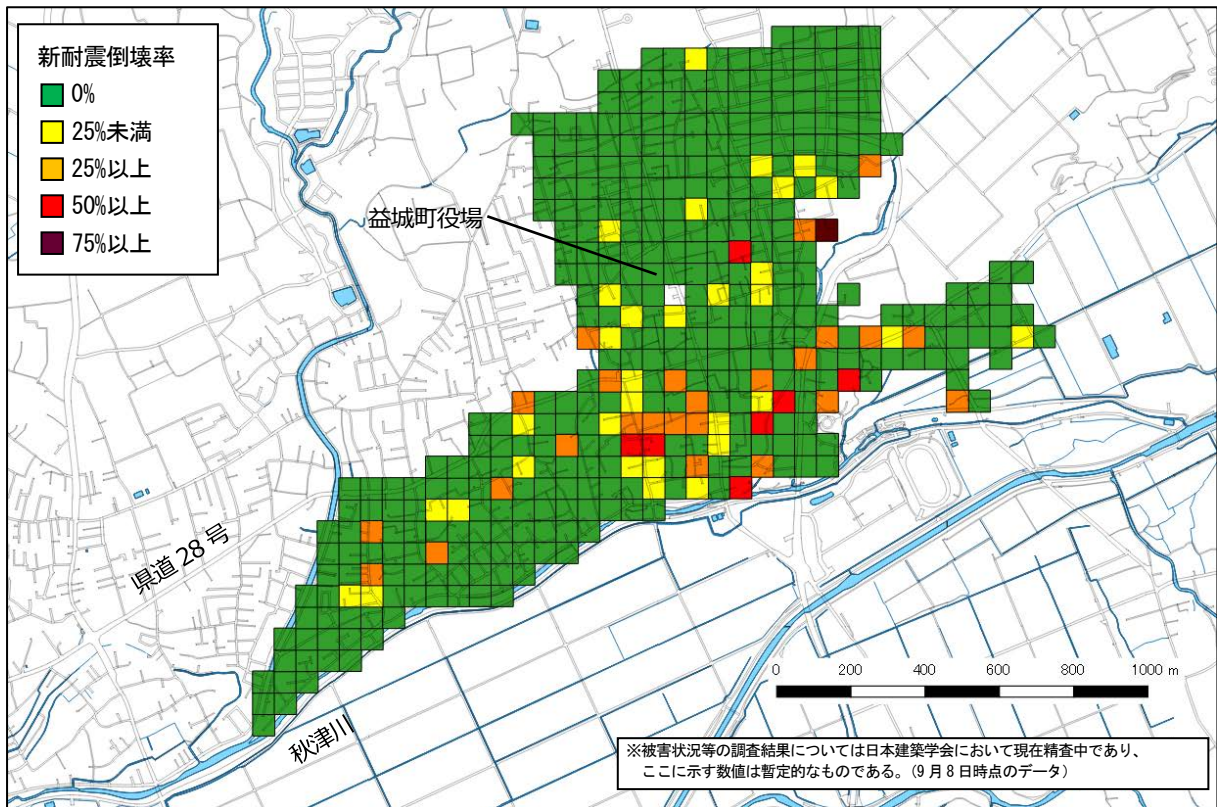


図 5.2-11 1981年6月以降建築（新耐震）の建築物の倒壊率の分布（国土地理院地図を編集）

図 5.2-12 に木造の年代ごとの被害状況を示したが、新耐震以前の木造の倒壊・崩壊は 28.2%、新耐震以降 2000 年改正以前の木造の倒壊・崩壊は 8.7%、2000 年改正以降の木造の倒壊・崩壊は 2.2%であった。

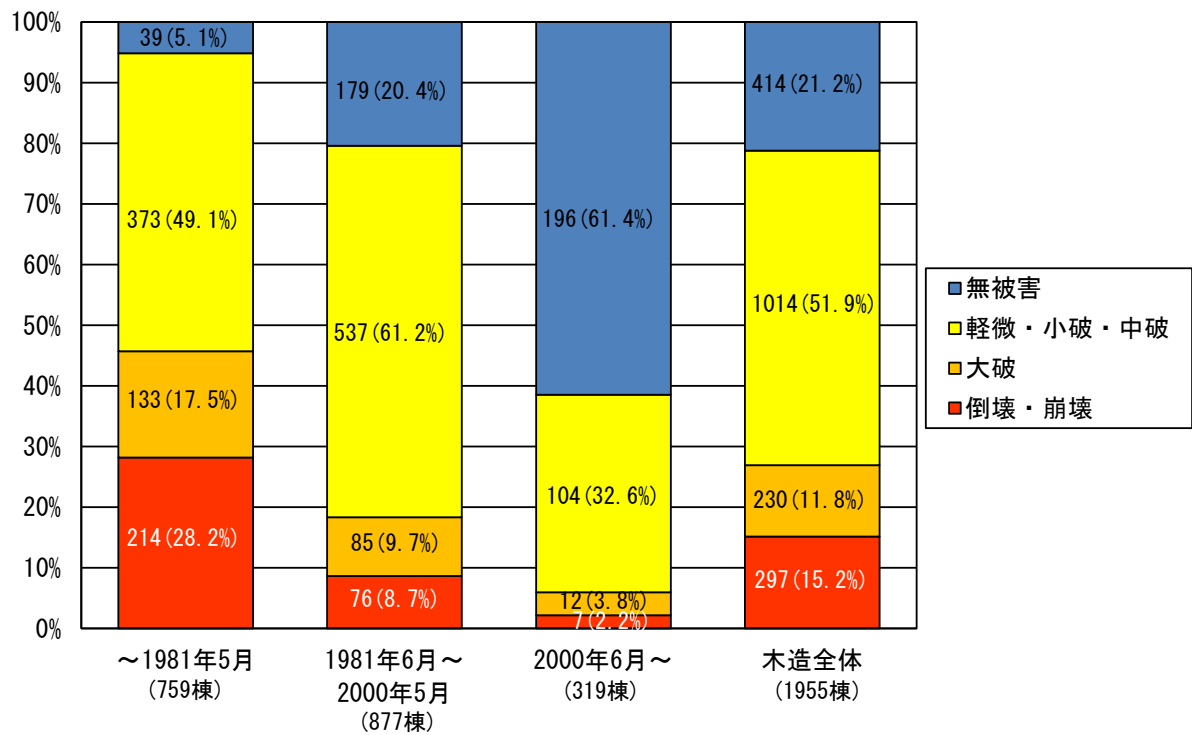


図 5.2-12 木造の建築時期別の被害状況

表 5.2-2 構造別・建築時期別の建築物被害状況

構造	建築物の被害レベル	建築時期			総計
		～1981年5月	1981年6月～ 2000年5月	2000年6月～	
木造	無被害	39 (5.1%)	179 (20.4%)	196 (61.4%)	414 (21.2%)
	軽微・小破・中破	373 (49.1%)	537 (61.2%)	104 (32.6%)	1014 (51.9%)
	大破	133 (17.5%)	85 (9.7%)	12 (3.8%)	230 (11.8%)
	倒壊・崩壊	214 (28.2%)	76 (8.7%)	7 (2.2%)	297 (15.2%)
	小計	759 (100.0%)	877 (100.0%)	319 (100.0%)	1955 (100.0%)
S造	無被害	26 (45.6%)	83 (54.2%)	49 (74.2%)	158 (57.2%)
	軽微・小破・中破	22 (38.6%)	55 (35.9%)	14 (21.2%)	91 (33.0%)
	大破	5 (8.8%)	10 (6.5%)	2 (3.0%)	17 (6.2%)
	倒壊・崩壊	4 (7.0%)	5 (3.3%)	1 (1.5%)	10 (3.6%)
	小計	57 (100.0%)	153 (100.0%)	66 (100.0%)	276 (100.0%)
RC造	無被害	5 (33.3%)	33 (89.2%)	0 (-)	38 (73.1%)
	軽微・小破・中破	8 (53.3%)	4 (10.8%)	0 (-)	12 (23.1%)
	大破	0 (0.0%)	0 (0.0%)	0 (-)	0 (0.0%)
	倒壊・崩壊	2 (13.3%)	0 (0.0%)	0 (-)	2 (3.8%)
	小計	15 (100.0%)	37 (100.0%)	0 (-)	52 (100.0%)
混構造	無被害	3 (20.0%)	3 (18.8%)	0 (0.0%)	6 (18.8%)
	軽微・小破・中破	9 (60.0%)	10 (62.5%)	1 (100.0%)	20 (62.5%)
	大破	3 (20.0%)	2 (12.5%)	0 (0.0%)	5 (15.6%)
	倒壊・崩壊	0 (0.0%)	1 (6.3%)	0 (0.0%)	1 (3.1%)
	小計	15 (100.0%)	16 (100.0%)	1 (100.0%)	32 (100.0%)
その他	無被害	0 (0.0%)	4 (57.1%)	10 (90.9%)	14 (66.7%)
	軽微・小破・中破	2 (66.7%)	2 (28.6%)	1 (9.1%)	5 (23.8%)
	大破	1 (33.3%)	1 (14.3%)	0 (0.0%)	2 (9.5%)
	倒壊・崩壊	0 (0.0%)	0 (0.0%)	0 (0.0%)	0 (0.0%)
	小計	3 (100.0%)	7 (100.0%)	11 (100.0%)	21 (100.0%)
不明	無被害	0 (0.0%)	1 (33.3%)	0 (-)	1 (25.0%)
	軽微・小破・中破	1 (100.0%)	1 (33.3%)	0 (-)	2 (50.0%)
	大破	0 (0.0%)	1 (33.3%)	0 (-)	1 (25.0%)
	倒壊・崩壊	0 (0.0%)	0 (0.0%)	0 (-)	0 (0.0%)
	小計	1 (100.0%)	3 (100.0%)	0 (-)	4 (100.0%)
全体	無被害	73 (8.6%)	303 (27.7%)	255 (64.2%)	631 (27.0%)
	軽微・小破・中破	415 (48.8%)	609 (55.7%)	120 (30.2%)	1144 (48.9%)
	大破	142 (16.7%)	99 (9.1%)	14 (3.5%)	255 (10.9%)
	倒壊・崩壊	220 (25.9%)	82 (7.5%)	8 (2.0%)	310 (13.2%)
	小計	850 (100.0%)	1093 (100.0%)	397 (100.0%)	2340 (100.0%)

5.2.3 まとめ

日本建築学会によって益城町中心部の建築物 2,652 棟について調査が実施され、国総研・建研が実施した詳細調査等に基づき内容の精査を行った上で、用途が簡易な倉庫、神社等を除いた 2,340 棟について集計が行われている。最終的な内訳は、木造 1955 棟、鉄骨造 276 棟、鉄筋コンクリート造 52 棟である。

- (1) 倒壊率は県道の南側で 50%以上のエリアが多く、調査エリアの北東の辻の城地域と、南側の秋津川に近い地域では倒壊率 0%のエリアが多くなっている。
- (2) 県道 28 号の南側のエリアでは、倒壊・崩壊した建築物が段丘面に存在し、倒壊率 0%のエリアが氾濫平野・旧河道とよく一致する傾向があった。
- (3) 倒壊・崩壊した建築物の位置は 20 世紀初頭から住宅地であったエリアとよく一致する傾向にあった。

参考文献

- 5.2-1) 菊池健児, 田中 圭: 益城町の悉皆調査, 2016 年熊本地震災害調査報告会資料, 2016 年度日本建築学会大会 (九州) 災害部門 緊急報告会, 2016.8
- 5.2-2) 岡田成幸, 高井伸雄: 地震被害調査のための建物分類と破壊パターン, 日本建築学会構造系論文集, 第 524 号, pp.65-72, 1999.10
- 5.2-3) 高井伸雄, 岡田成幸: 地震被害調査のための鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン分類, 日本建築学会構造系論文集, 第 549 号, pp.67-74, 2001.11

5.3 木造建築物の被害

5.3.1 調査の目的と概要

これまで、国総研・建研では、木造建築物の被害状況を把握するために4回の現地調査（第1次、第2次、第6次及び第10次）を実施している。調査の中心となっているのは、震度7を観測し、多数の木造建築物が倒壊・崩壊等の被害を受けた益城町、西原村及び報道等で大きな被害の報告された南阿蘇村である。調査の概要を表5.3-1に、調査地域を図5.3-1に示した。本節では国総研・建研による調査地域ごとの被害について報告する。各調査の詳細については国総研・建研のウェブサイト^{5.3.1-5.3.3)}を参照されたい。日本建築学会等で行われている調査もほぼ同様の地域が対象となっているが、上記以外の地域での被害の把握状況については、次の通りである。

- ①建築学会等により、熊本市内、阿蘇市等での文化財の被害の報告がある。
- ②国総研・建研による調査で熊本市内、嘉島町周辺で倒壊・大破の木造住宅を数棟確認したが、上記3地域よりは被害が少ない印象であり、築年数が概ね40年超と推定される木造住宅の被害が多かった。

また、木造住宅の被害原因の把握を目的として、特に新耐震以降の建築確認がなされたもので倒壊・崩壊した木造住宅について現地調査に基づき構造的特徴を把握すること、及び、各種構造計算による耐震性能を把握することによって被害要因の分析を行った。

表 5.3-1 木造建築物の被害調査概要

第1次：前震に対する初動調査	
目的	4月14日発生地震（前震）による建築物被害について、被災原因等の検討に資する情報入手、追加調査の必要性の検討、4月16日発生地震（本震）による建築物の被害調査
調査地域	4月15日（金）熊本県庁周辺、益城町役場周辺 4月16日（土）南阿蘇村宿泊施設周辺、山都町、西原村、益城町役場周辺
第2次：本震に対する初動調査	
目的	4月16日発生地震（本震）による建築物被害について、被災原因等の検討に資する情報入手、追加調査の必要性の検討、南阿蘇村の学生アパートの詳細調査
調査地域	4月17日（日）益城町宮園・木山・安永・馬水・惣領地区 4月18日（月）西原村畑・風当・古閑・布田・大切畑地区、南阿蘇村河陽黒川地区
第6次：築年の浅い木造の調査	
目的	比較的築年が浅いと思われる被害の大きい木造住宅について、区域を限定して悉皆的に搜索し被害状況の把握と構造仕様の特定
調査地域	4月26日（火）益城町宮園・木山・安永・寺迫・辻の城・馬水・惣領地区 4月27日（水）南阿蘇村河陽黒川地区、益城町宮園・木山地区
第10次：被害要因分析のための追加調査	
目的	応急危険度判定、建築学会悉皆調査結果と建築確認台帳の紐付けにより、新耐震以降と判明した被害の大きい木造住宅と、建築確認の図面等の情報に基づき、被害状況の把握、構造仕様の分析、施工状況の確認
調査地域	5月20日（金）益城町宮園・木山・安永・寺迫・辻の城・馬水・惣領地区

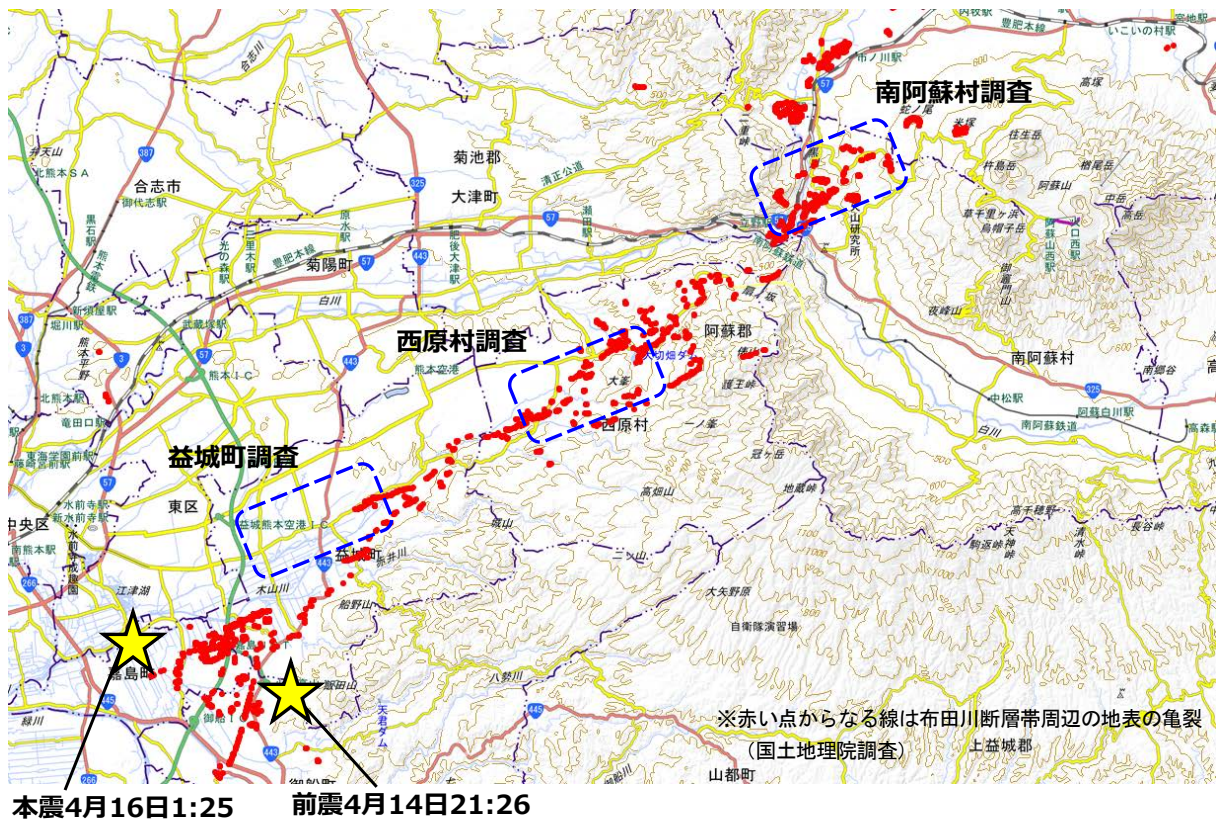


図 5.3-1 木造建築物の被害調査地域 (国土地理院地図を編集)

5.3.2 調査結果

木造建築物については、主として倒壊・崩壊等したものについての調査・分析を行っている。以下、調査地域ごとに被害の特徴を示す。

(1) 益城町中心部の被害の概要

木造建築物の倒壊が集中していた益城町中心部において、被害の全体像を把握するための概要調査と、日本建築学会による悉皆調査（以下、悉皆調査）の結果、応急危険度判定の結果、建築確認台帳の建築確認年月の情報等を参考に、新耐震以降の建築確認がなされたもので倒壊した木造住宅の現地調査や図面等による構造的特徴の把握、被害要因の分析を行った。被害要因については5.3.3に分析結果を報告する。益城町中心部の被害の概要は下記の通りである。

- ① 益城町役場周辺、県道28号沿い、県道の南側の地域に木造住宅の被害が比較的多かった。
- ② 前震で被害が軽微であった木造住宅が本震で倒壊した例が多数確認された（写真5.3-1）。
- ③ 新耐震以前の建築確認の木造住宅、店舗併用の2階建て木造住宅の倒壊が多数確認された（写真5.3-2～5.3-7）。

（悉皆調査エリアでは新耐震以前の木造は759棟あり、そのうち214棟（28.2%）が倒壊^{*1}）

- ④ 新耐震以降の建築確認の木造の倒壊が102棟^{*1}確認された。筋かい端部が釘打ち程度の軽微な接合方法であったものが多く確認された（写真5.3-8～5.3-15）。

（悉皆調査エリアでは新耐震以降の木造は1196棟あり、そのうち83棟（6.9%）が倒壊^{*1}）

- ⑤ 2000年の建築基準法改正以降の建築確認の木造の倒壊が7棟^{*1}確認された。筋かい端部、柱脚・柱頭接合部に金物が施工されているものがあつた（写真5.3.18～5.3-21）。

(悉皆調査エリアでは2000年改正以降の木造は319棟あり、そのうち7棟(2.2%)が倒壊*)

⑥悉皆調査エリア内に住宅性能表示制度を活用した木造住宅は19棟あり、このうち、構造躯体の耐震等級(構造躯体の倒壊等防止)が等級3であった16棟は14棟が無被害、2棟が軽微又は小破の被害、等級2であった2棟は1棟が無被害、1棟が軽微の被害、等級1であった1棟は軽微の被害であった。

⑦木造住宅の被害が多いエリアで比較的最近の建築と推測される木造住宅が外観上無被害である例や、最近開発されたと推測される新興住宅地における外観上無被害の木造住宅が確認された(写真5-3.22~5.3-23)。

(※1) 2016年9月8日時点で把握している情報



写真5.3-1 4/15時点では壁が外れただけの木造住宅(左)が本震で倒壊(右)した例



写真5.3-2 倒壊した木造住宅



写真5.3-3 倒壊した木造住宅



写真5.3-4 倒壊した木造住宅



写真5.3-5 倒壊した木造住宅



写真 5.3-6 倒壊した店舗併用木造住宅



写真 5.3-7 大きく傾斜した店舗併用住宅



写真 5.3-8 倒壊した木造住宅



写真 5.3-9 倒壊した木造住宅



写真 5.3-10 倒壊した木造住宅



写真 5.3-11 倒壊した木造住宅



写真 5.3-12 倒壊した木造住宅



写真 5.3-13 倒壊した木造住宅



写真 5.3-14 倒壊した木造住宅



写真 5.3-15 写真 5.3-13 の住宅の柱頭部
(柱脚柱頭金物確認できず)



写真 5.3-16 倒壊した木造住宅



写真 5.3-17 写真 5.3-16 の住宅の柱脚部
(柱脚柱頭金物確認できず、筋かい金物あり)



写真 5.3-18 倒壊した木造住宅



写真 5.3-19 写真 5.3-18 の建物の筋かい端部、
柱脚接合部 (金物を確認)



写真5.3-20 倒壊した木造住宅



写真5.3-21 写真5.3.20の建物の写真筋かい端部、柱脚接合部（金物を確認）



写真5.3-22 外観上無被害の木造住宅



写真5.3-23 新興住宅地の木造住宅

(2) 西原村の被害の概要

西原村役場における調査時点（4月18日）でのヒアリングでは、消防団の調べで建物の全壊が344棟、半壊が1087棟との説明であった（棟数には倉庫等の非住家も含まれる）。倒壊の棟数が多かった畑、風当、大切畑、古閑、布田地区において調査を行った。また、西原村役場の庁舎で震度計の位置を確認した（写真5.3-24～5.3-25）。調査地域を図5.3-2に示した。西原村の調査地域における被害の概要は下記の通りである。

- ① 畑・風当地区は緩やかな傾斜地で盛土＋擁壁の敷地に建つ木造住宅が多く、築年数が概ね40年超と推測される木造住宅の倒壊、敷地の被害や擁壁の崩壊が多数確認された（写真5.3-26～5.3-31）。
- ② 大切畑・古閑地区は傾斜地で盛土＋擁壁の敷地に建つ木造住宅が多く急傾斜地崩壊危険区域に指定されているエリアがあり、地盤に亀裂が生じている箇所が見られた（写真5.3-32～5.3-35）。築年数が概ね40年超と推測される木造住宅の倒壊、擁壁の崩壊が多数確認された（写真5.3-36～5.3-41）。
- ③ 布田地区は布田川のすぐ南の平地に位置する集落で、西原村では住宅が多い地域で、溜池が隣接している（写真5.3-42）。ここでも、築年数が概ね40年超と推測される木造住宅の屋根の被害や、部分破壊・倒壊、倉庫の倒壊が確認された（写真5.3-43～5.3-45）。

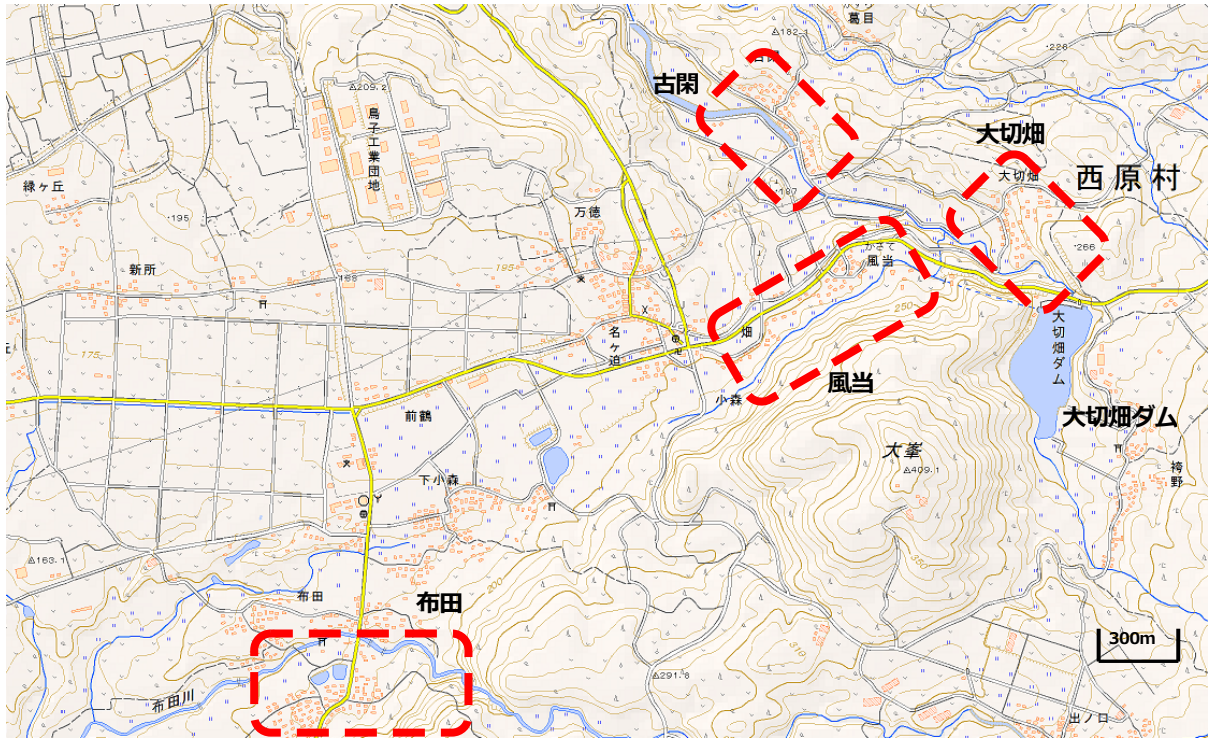


図 5.3-2 西原村の調査地域 (国土地理院地図を編集)



写真 5.3-24 震度計の位置



写真 5.3-25 震度計の設置状況



写真 5.3-26 倒壊した木造住宅



写真 5.3-27 倒壊した木造住宅



写真 5.3-28 分離した木造住宅



写真 5.3-29 玄関部分が部分破壊した木造住宅



写真 5.3-30 崩壊した擁壁



写真 5.3-31 崩壊した擁壁



写真 5.3-32 古閑地区の遠景



写真 5.3-33 古閑地区の危険区域標識



写真 5.3-34 大切畑地区の危険区域標識



写真 5.3-35 地盤に生じた亀裂



写真 5.3-36 倒壊した木造住宅



写真 5.3-37 倒壊した木造住宅



写真 5.3-38 倒壊した木造住宅



写真 5.3-39 倒壊した木造住宅



写真 5.3-40 倒壊した木造住宅



写真 5.3-41 崩壊した擁壁



写真 5.3-42 布田地区の池



写真 5.3-43 大破した木造住宅



写真 5.3-44 倒壊した木造住宅



写真 5.3-45 倒壊した倉庫

(3) 南阿蘇村の被害の概要

南阿蘇村役場における調査時点（4月18日）でのヒアリングでは、東海大学阿蘇キャンパス周辺の河陽黒川地区（以下、黒川地区）に建物の被害が集中しているとの説明であった。情報に基づき図 5.3-3 の黒川地区の調査を行った。南阿蘇村黒川地区の調査地域における被害の概要は下記の通りである。

- ① 黒川地区には東海大学の学生用アパートが多数存在する。2階建て軸組構法による木造アパートが多く、そのうち7棟の倒壊を確認した。部分破壊や大破したアパートも多数確認された。これらの木造アパートのうち、柱脚・柱頭、筋かい端部が確認できたものの多くは接合方法が釘打ち程度の比較的軽微な接合方法であった（写真 5.3.46～5.3.63）。
- ② 木造アパートの他、築年数が概ね20～40年程度と推測される木造住宅の倒壊が数棟確認された（写真 5.3.64～5.3.67）。木造アパートと同様に柱脚・柱頭、筋かい端部の接合方法が比較的軽微な建物が多かったが、中には金物により緊結されている建物も確認された（写真 5.3.68～5.3.71）。

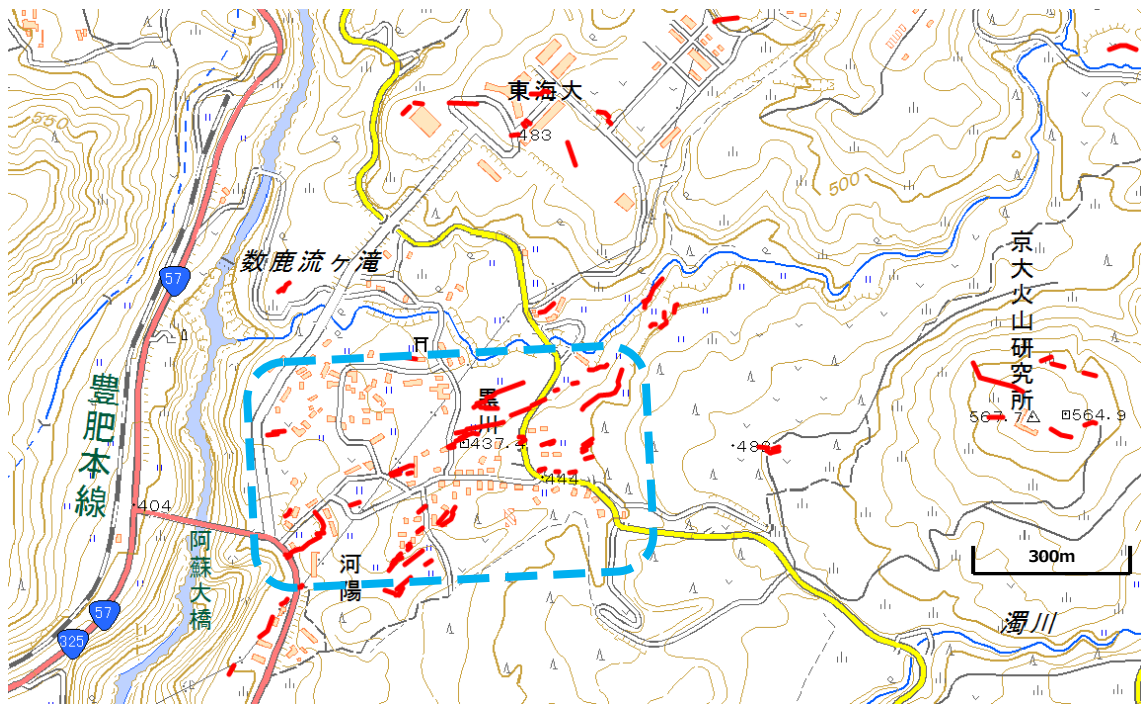


図 5.3-3 南阿蘇村の調査地域（国土地理院地図を編集）



写真 5.3-46 倒壊したアパート A



写真 5.3-47 アパート A の筋かい端部
(N70 釘 1~2 本打ちによる接合)



写真 5.3-48 アパート A の筋かい端部
(蟻害による著しい断面欠損)



写真 5.3-49 アパート B の基礎亀裂部
(無筋コンクリート基礎+アンカーボルト)



写真 5.3-50 倒壊したアパート B



写真 5.3-51 柱頭部 (釘打ちによる接合)



写真 5.3-52 倒壊したアパート C



写真 5.3-53 アパート C の筋かい端部 (釘打ち)



写真 5.3-54 倒壊した木造アパート D

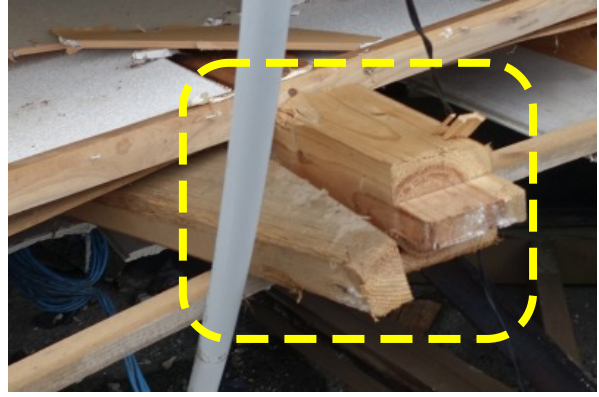


写真 5.3-55 アパート D の柱頭部
(柱脚、筋かい端部は釘打ちのみ)



写真 5.3-56 倒壊した木造アパート E



写真 5.3-57 アパート E の柱頭部
(柱脚、筋かい端部は釘打ちのみ)



写真 5.3-58 倒壊した木造アパート



写真 5.3-59 横ずれした木造アパート



写真 5.3-60 傾斜した木造アパート



写真 5.3-61 傾斜した木造アパート



写真 5.3-62 大破した木造アパート



写真 5.3-63 倒壊した木造アパート



写真 5.3-64 倒壊した木造住宅



写真 5.3-65 倒壊した木造住宅



写真 5.3-66 倒壊した木造住宅



写真 5.3-67 倒壊した木造住宅



写真 5.3-68 倒壊した木造住宅（金物あり）



写真 5.3-69 写真 5.3-68 の住宅の柱頭部
（柱脚柱頭は金物あり）



写真 5.3-70 倒壊した木造住宅（金物あり）

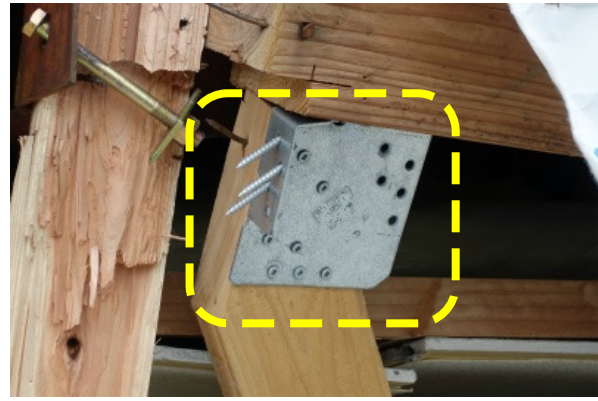


写真 5.3-71 写真 5.3-.16 の住宅の柱頭部
（壁倍率2倍用筋かい金物）

5.3.3 益城町中心部において倒壊した木造建築物の被害要因の分析

(1) 新耐震以降の建築確認で倒壊した木造建築物の構造的特徴と被害要因の集計

国総研・建研では、益城町中心部における現地調査（表 5.3-1 の第 6 次、第 10 次調査）を実施し、新耐震の木造住宅で倒壊・崩壊したものを中心に被害状況の把握、構造仕様の確認を行った。その結果、分析対象として 102 棟の木造住宅を選定し、構造的特徴の把握と被害要因の分析を行った。図 5.3-4 に調査対象の木造住宅の大凡の位置を示したが、分析対象には悉皆調査の調査エリアの木造住宅の他、悉皆調査エリア外の木造住宅 19 棟を含んでいる。

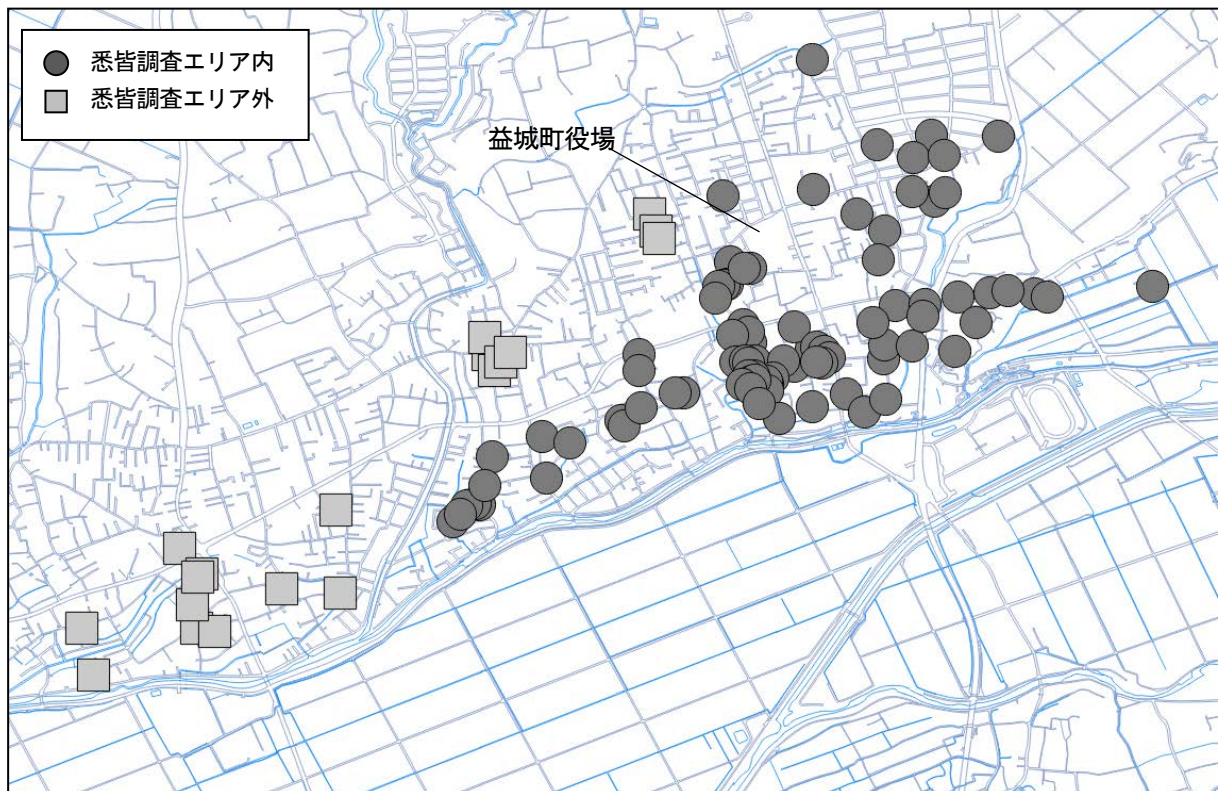


図 5.3-4 分析対象の木造建築物の位置(国土地理院地図を編集)

被害の概要・構造的特徴等を表 5.3-2 に示した。図中の被害要因には柱脚・柱頭接合部の金物の有無のほか、平面不整形、隣の建物の衝突など、被害が大きくなった要因について集計を行った。集計の結果、下記のことが明らかとなった。

- ・分析対象の 102 棟のうち、筋かい端部の接合部仕様を確認したものが 68 棟（2000 年以降 7 棟）で、その中で接合部仕様が不十分であったものが 50 棟（73.5%、2000 年以降 2 棟）であった。
- ・分析対象の 102 棟のうち、柱脚柱頭の接合部仕様を確認したものが 96 棟（2000 年以降 7 棟）で、その中で接合金物が施工されていることを確認したものが 29 棟（30.2%）、現行基準通りの接合部仕様と推定されるものが 4 棟（4.2%、2000 年以降 4 棟）であった。残りの 92 棟（95.8%）は現行基準の接合部仕様を満たしていない可能性が考えられる。図 5.3-5 に接合部仕様の施工状況についてグラフで示した。
- ・分析対象の 102 棟のうち、接合部仕様以外の被害を大きくした要因（隣棟の衝突、立面・平面不整形等）に該当するものは 31 棟であった。
- ・2000 年改正以降で倒壊した 7 棟については、入手した図面等から被害要因の分析を行った。次項に詳細を報告する。
- ・文献における分析結果^{5.3-4)}に基づき、前震と本震の間の 4 月 15 日に斜め方向から撮影された益城町中心部の航空写真（国土地理院電子国土 WEB）により、前震で倒壊した木造住宅の確認を行った。悉皆調査エリア内で前震により倒壊した木造住宅を 35 棟確認した。そのうち旧耐震が 30 棟であった。残りの新耐震 5 棟は新耐震の木造建築物であった。5 棟全てにおいて接合部仕様が不十分、隣接した新耐震以前の建物の衝突等が主な倒壊要因の一つであることが推定された。

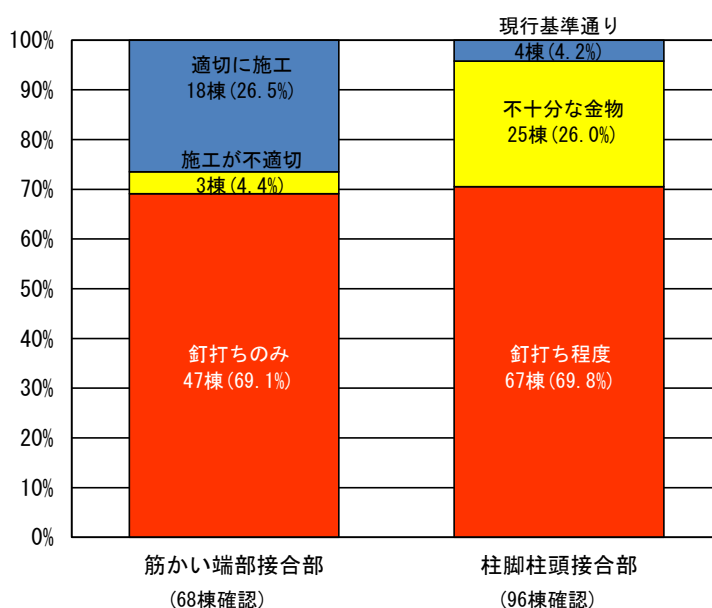


図 5.3-5 筋かい端部接合部と柱脚柱頭接合部の仕様

(2) 2000年6月以降の建築確認で倒壊した木造建築物の構造的特徴と被害要因の分析

益城町中心部で、2000年6月の接合部等の基準の明確化を図った現行基準導入以降の木造住宅322棟のうち7棟(約2.2%)の倒壊が確認された。倒壊の原因究明を目的として入手した図面等による分析を行った。倒壊した7棟のうち4棟については現地調査により、不十分な接合部の仕様、地盤変状の影響等の被害要因が見られた。残りの3棟と参考までに接合部仕様が不十分であった1棟を分析対象として、建築基準法施行令46条の壁量計算、品確法評価方法基準における壁量計算^{5.3-5)}、許容応力度計算、保有水平耐力計算、及び限界耐力計算により耐震性能の確認を行った。また、3棟について、近隣で観測された地震波を用いて、限界耐力計算を行った。以下、分析対象の4棟をA-1～A-4(接合部仕様が不十分であった1棟がA-4)と呼称する。4棟の概要を表5.3-3に示した。

表5.3-3 2000年6月以降の建築確認で倒壊した木造建築物の構造的特徴

名称	A-1	A-2	A-3	A-4
構造的被害	1層の層崩壊	1層の層崩壊	1層の層崩壊	1層の層崩壊
敷地・基礎の被害	基礎被害：無し 地盤変状：無し	基礎被害：確認できず 地盤変状：無し	基礎被害：確認できず 地盤変状：無し	基礎被害：軽微な亀裂 地盤変状：無し
構法	軸組構法2階建て	軸組構法2階建て	軸組構法2階建て	軸組構法2階建て
外壁	サイディング	サイディング	ALCサイディング	サイディング モルタル
内壁	せっこうボード	せっこうボード	せっこうボード	せっこうボード
屋根	スレート瓦	棧瓦葺	棧瓦葺	棧瓦葺
耐震要素	2つ割り筋かい	2つ割り筋かい	2つ割り筋かい	2つ割り筋かい
接合部	ホールダウン金物 筋かい金物	ホールダウン金物 筋かい金物	ホールダウン金物 筋かい金物	筋かい金物
1F床面積	90.18m ²	86.00m ²	76.96m ²	53.89m ²
2F床面積	84.47m ²	50.00m ²	69.99m ²	45.16m ²
その他	<ul style="list-style-type: none"> 細径鋼管による地盤補強を行っているとのこと(鋼管100本程度) 杭は住宅の真下のみ 前震では被害軽微、本震で倒壊 			<ul style="list-style-type: none"> RC造の杭を確認 敷地に大きな亀裂 接合部仕様が不十分

①壁量計算による検討

分析対象の4棟の他、益城町中心部において被害が軽微な建築物についても図面の入手を行った。入手した図面から建築基準法施行令46条における必要壁量と、品確法評価方法基準の等級2に相当する必要壁量を1.25で除した値を分母として、存在壁量の余裕率の検討を行った。表5.3-4に計算結果を示した。A-1～A-4以外のB-1～B-17は無被害か被害軽微であった木造住宅、C-1～C-6は分析対象4棟の近隣のエリアで無被害か被害軽微であった木造住宅である。なお、品確法の存在壁量には準耐力壁は加算してない。図5.3-6に令46条の壁量計算と、評価方法基準の壁量余裕率を比較して示した。赤色プロットは分析対象4棟(倒壊した方向の壁量余裕率)、緑色プロットは無被害か被害軽微であった木造住宅、黄色プロットは分析対象4棟の近隣のエリアで無被害か被害軽微であった木造住宅の1階の

X方向、Y方向の壁量余裕率である。倒壊したA-1～A-4は他の無被害か被害軽微であった木造住宅と同程度の壁量を有していたことが分かる。

表 5.3-4 分析対象の木造建築物の壁量余裕率（地震力）

ID	令46条 壁量余裕率(地震力)				評価方法基準 壁量余裕率(地震力)			
	1F X方向	1F Y方向	2F X方向	2F Y方向	1F X方向	1F Y方向	2F X方向	2F Y方向
A-1	1.41	1.36	2.01	1.94	1.31	1.26	1.69	1.63
A-2	1.04	1.06	1.33	2.62	1.10	1.11	1.09	2.15
A-3	1.50	1.42	2.05	2.07	1.25	1.18	1.73	1.75
A-4	1.42	1.85	1.64	2.05	1.24	1.62	1.37	1.72
被害軽微、無被害								
B-1	1.37	1.83	3.10	2.91	1.27	1.69	2.61	2.45
B-2	1.07	1.02	2.29	1.14	1.01	0.97	1.92	0.96
B-3	1.19	1.65	1.74	2.13	1.11	1.54	1.46	1.78
B-4	1.23	1.48	2.02	1.77	1.14	1.36	1.70	1.48
B-5	1.83	2.19	2.00	2.35	1.48	1.77	1.70	2.00
B-6	1.17	1.44	3.24	2.60	1.24	1.53	1.97	1.57
B-7	1.95	1.72	2.89	2.67	1.99	1.76	2.40	2.22
B-8	1.27	1.27	1.55	1.75	1.14	1.14	1.30	1.46
B-9	1.67	1.50	2.44	1.22	1.83	1.63	2.01	1.00
B-10	1.17	1.43	1.60	2.16	1.14	1.40	1.33	1.79
B-11	1.42	1.42	1.53	1.84	1.18	1.18	1.29	1.55
B-12	1.25	1.10	1.17	1.10	1.17	1.02	0.98	0.92
B-13	1.58	1.83	1.39	2.21	1.42	1.64	1.16	1.85
B-14	1.56	1.90	1.60	1.81	1.25	1.52	1.35	1.54
B-15	1.37	1.62	1.73	1.90	1.34	1.59	1.43	1.58
B-16	1.29	1.01	1.74	1.19	1.28	0.99	1.45	0.99
B-17	1.34	1.29	2.12	2.00	1.37	1.32	1.76	1.67
分析中4棟の近隣								
C-1	1.39	1.37	1.45	1.43	1.11	1.10	1.23	1.21
C-2	1.77	2.74	3.16	4.66	1.54	2.37	2.67	3.94
C-3	1.97	2.78	4.47	4.47	2.04	2.87	3.72	3.72
C-4	1.28	1.11	1.50	1.72	1.14	0.98	1.26	1.44
C-5	1.06	1.04	1.65	1.03	0.92	0.90	1.39	0.86
C-6	1.31	1.57	2.62	2.14	1.19	1.42	2.19	1.79

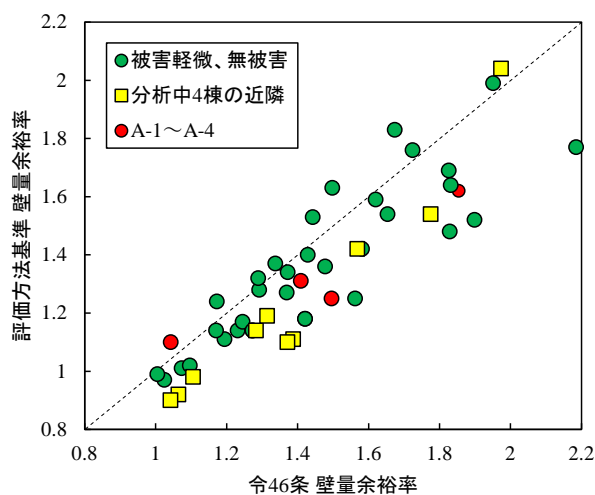


図 5.3-6 壁量余裕率の比較

②許容応力度計算による検討

分析対象の4棟について、許容応力度計算による地震力の検討を行った。図面から重量を拾うことにより地震力 Q_E を算出し、短期許容せん断耐力 Q_a は令 46 条の存在壁量に 1.96 を乗じた値とした。なお、本項における検討は鉛直構面の許容せん断耐力のみとし、接合部や横架材等の検討は行っていない。検討結果を表 5.3-5 に示した。A-3 のみ検定比が 1 を超える結果となった。A-3 は外壁、屋根の固定荷重が重く、壁量計算の想定する重量よりも構造計算の重量が重かったため、検定比が 1 を超えたと考えられる。

表 5.3-5 許容応力度計算による検定比

ID	層	方向	層の荷重 W_i (kN)	層の支持荷重 $\sum W_i$ (kN)	α_i	高さ h (m)	固有周期 T (s)	A_i	Z	R_t	C_i	地震力 Q_E (kN)	許容せん断耐力 Q_a (kN)	検定比 Q_E/Q_a
A-1	1	X	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.18	51.7	72.2	0.72
		Y	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.18	51.7	69.6	0.74
	2	X	111.6	111.6	0.39	7.3	0.22	1.32	0.9	1.0	0.24	26.5	49.9	0.53
		Y	111.6	111.6	0.39	7.3	0.22	1.32	0.9	1.0	0.24	26.5	48.2	0.55
A-2	1	X	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.18	49.4	58.0	0.85
		Y	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.18	49.4	58.8	0.84
	2	X	83.4	83.4	0.30	6.0	0.18	1.35	0.9	1.0	0.24	20.3	27.4	0.74
		Y	83.4	83.4	0.30	6.0	0.18	1.35	0.9	1.0	0.24	20.3	53.9	0.38
A-3	1	X	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.18	82.7	74.5	1.11
		Y	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.18	82.7	70.7	1.17
	2	X	192.3	192.3	0.42	6.2	0.19	1.27	0.9	1.0	0.23	43.9	59.2	0.74
		Y	192.3	192.3	0.42	6.2	0.19	1.27	0.9	1.0	0.23	43.9	59.7	0.74
A-2	1	X	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.18	45.6	49.4	0.92
		Y	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.18	45.6	64.6	0.71
	2	X	93.9	93.9	0.37	5.6	0.17	1.28	0.9	1.0	0.23	21.7	30.4	0.71
		Y	93.9	93.9	0.37	5.6	0.17	1.28	0.9	1.0	0.23	21.7	38.0	0.57

③保有水平耐力計算による検討

分析対象の4棟のうち被害要因が特定できていない3棟 (A-1~A-3) と、A-2、A-3 の近隣で無被害だったC-6 について、立体骨組モデルを用いた保有水平耐力計算を行った。解析モデルを図 5.3-7 に示した。

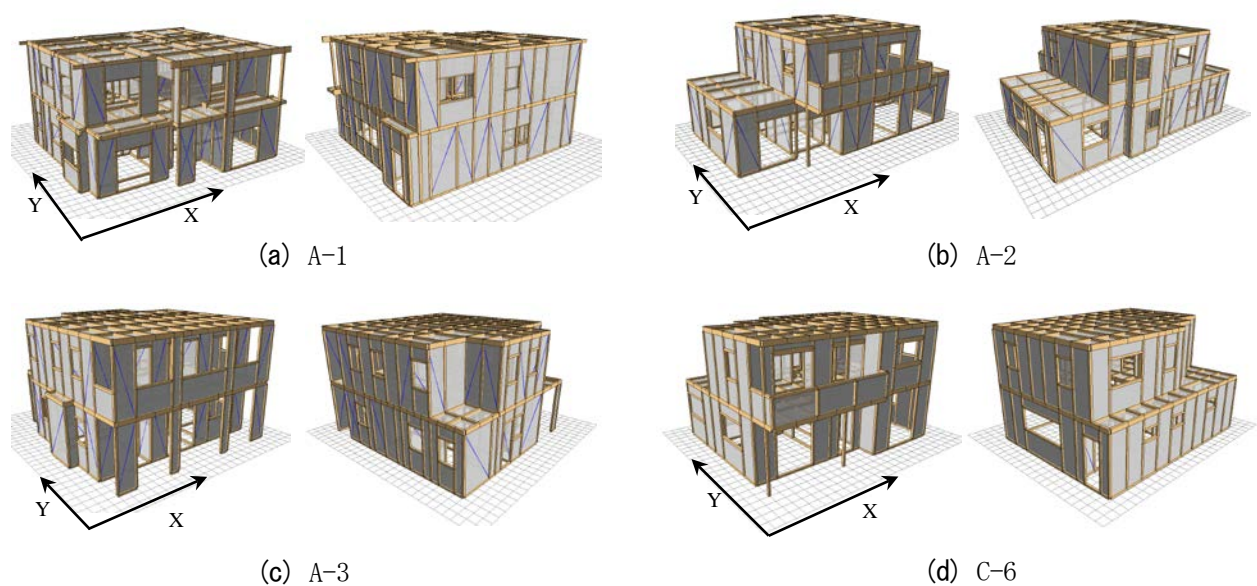


図 5.3-7 解析モデルの概要

立体骨組のモデル化とプッシュオーバー解析は国土技術政策総合研究所のホームページにおいて無償公開している木造住宅用の数値解析プログラム「wallstat (ウォールスタット)」^{5.3-6)}を用いた。解析モデルの耐震要素として筋かい、サイディング、せっこうボードの鉛直構面壁を考慮し、筋かいは両側に面材が張られている場合の座屈拘束効果を考慮してモデル化を行った^{5.3-7~5.3-8)}。垂壁・腰壁における内外壁も耐震要素として考慮した。壁倍率の大臣認定を取得している耐力壁については、性能評価実験の荷重変形関係からモデル化を行った。プッシュオーバーはAi分布に応じて、解析対象の建築物が倒壊した方向に、該当する解析モデルの各階の床・小屋組レベルを荷重増分させることで各層の層せん断力を算出した。必要保有水平耐力算出の際のDsは解析モデルの荷重変形関係を完全弾塑性で置換(1層の1/200radを降伏変位、1/15radまたは0.8Pmax時の変位を終局変位と仮定)し、塑性率 μ から $Ds=1/(2\mu-1)^{0.5}$ として算出した。図5.3-8に1層の荷重変形関係、保有水平耐力計算による検討結果を表5.3-6に示した。表中の終局せん断耐力1は令46条の存在壁量を1.5倍し、1.96kN/mを乗じた値で、終局せん断耐力2は解析モデルの荷重変形関係から、完全弾塑性に置換した際のQuを示した。令46条の耐力壁のみ考慮した終局せん断耐力1の検定比ではA-1以外は全て1を超える結果となったが、余力を考慮した終局せん断耐力2(保有水平耐力)では、検定比は全て1を下回る結果となった。

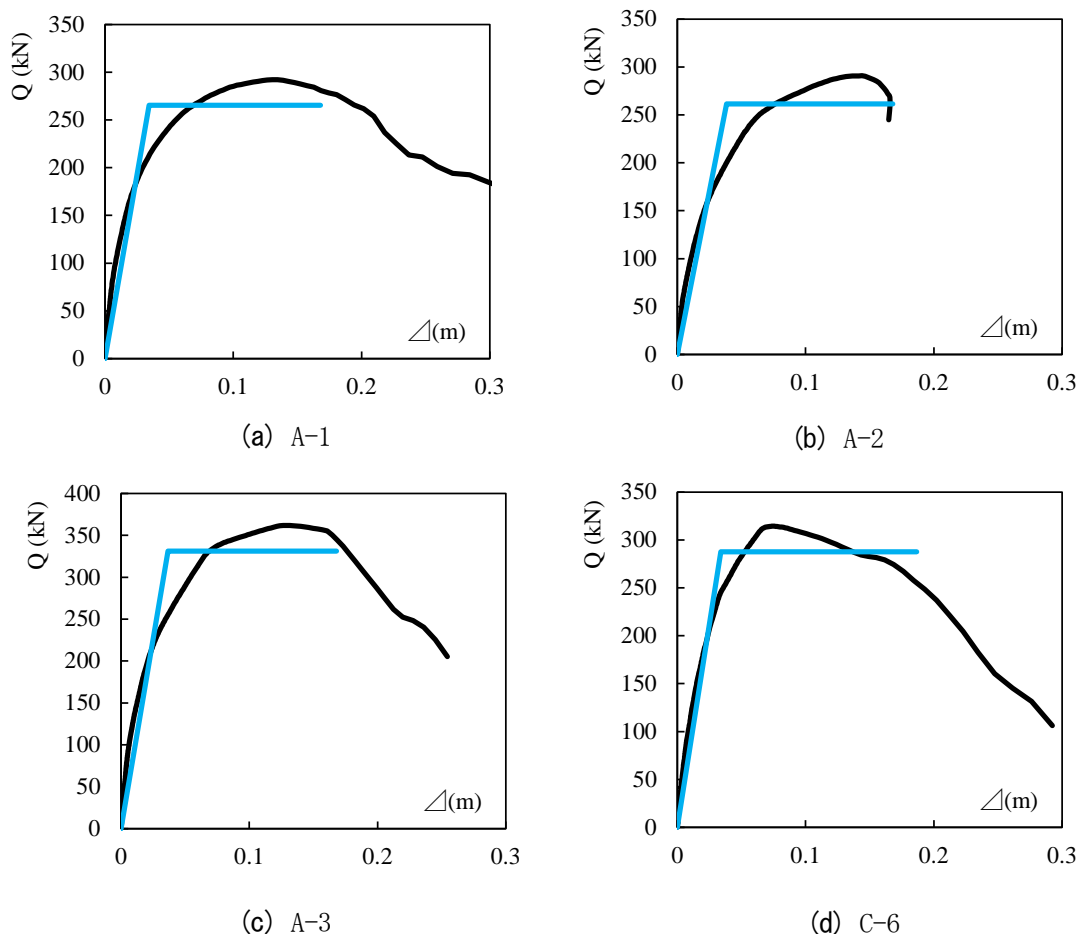


図 5.3-8 解析モデルの1層の荷重変形関係

表 5.3-6 保有水平耐力計算による検定比

ID	層	方向	層の荷重 Wi (kN)	層の支持荷重 ΣWi (kN)	α_i	高さ h (m)	固有周期 T (s)	Ai	Z	Rt	Ci	Fes	Ds	必要保有水平 耐力 Qun (kN)	終局せん断耐 力1 Qu (kN)	終局せん断耐 力2 Qu (kN)	検定比 Qu1/Qun	検定比 Qu2/Qun	
A-1	1	X	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.34	87.0	108.4	265.5	0.80	0.33	
		Y	175.4	287.0															
	2	X	111.6	111.6															
		Y	111.6	111.6															
A-2	1	X	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.36	88.8	87.0	261.6	1.02	0.34	
		Y	191.2	274.6															
	2	X	83.4	83.4															
		Y	83.4	83.4															
A-3	1	X	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.35	144.3	111.7	331.3	1.29	0.44	
		Y	267.1	459.4															
	2	X	192.3	192.3															
		Y	192.3	192.3															
C-6	1	X	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.33	75.6	74.1	282.5	1.02	0.27	
		Y	159.3	253.2															
	2	X	93.9	93.9															
		Y	93.9	93.9															

④限界耐力計算による検討

前項のプッシュオーバー解析により得られた荷重変形関係から限界耐力計算マニュアル^{5.3-9)}に従い、等価線形化法による応答計算を行った。必要耐力曲線に乗じる係数は $p=0.85$ (2階建て)、 $q=1.0$ 、 $Z=0.9$ とし、第二種地盤の稀地震、極稀地震の応答スペクトルを元に計算した。各解析モデルの縮約一自由度の $A-\Delta$ 曲線と必要耐力曲線の関係について、稀地震を図 5.3-9 に、極稀地震を図 5.3-10 に示した。各層の荷重変形関係と、稀地震、極稀地震の応答を図 5.3-11 に示した。表 5.3-7 に各地震波の応答をまとめて示したが、全ての解析モデルで、損傷限界 (1/120rad)、安全限界 (1/30rad) を満たす結果となった。

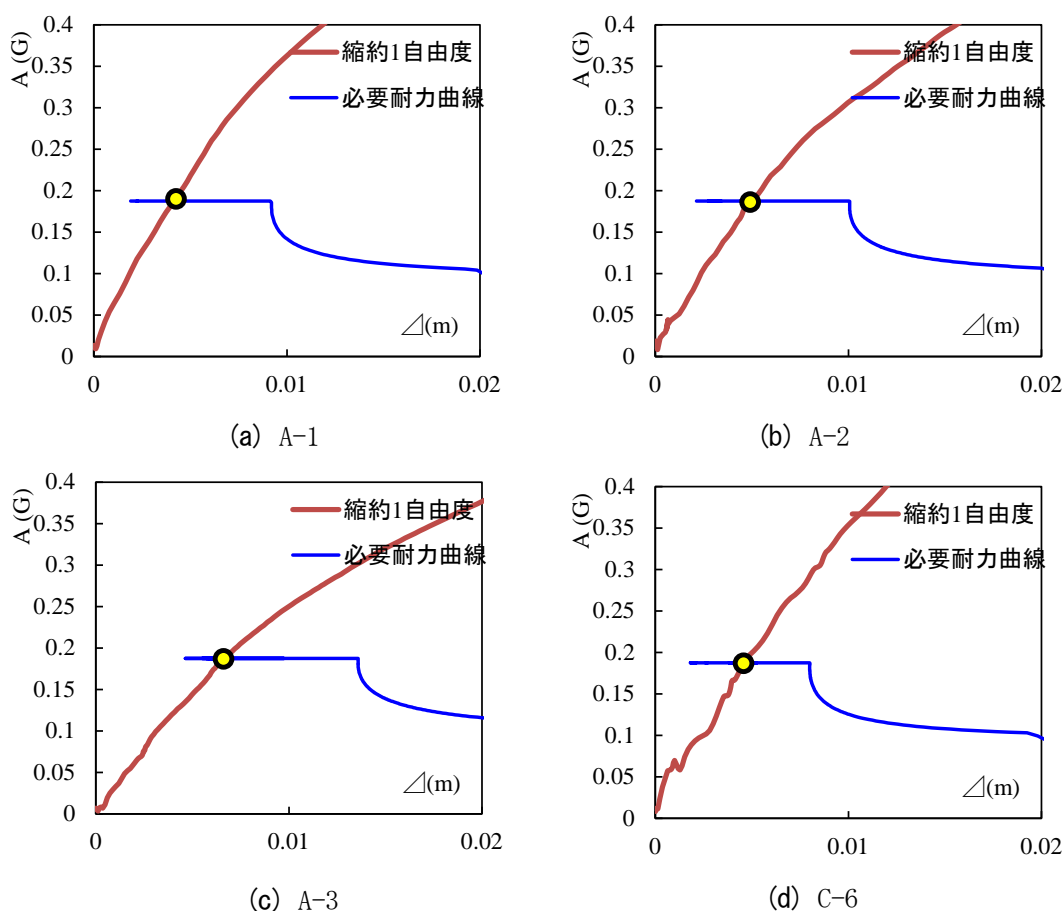


図 5.3-9 稀地震の必要耐力曲線と解析モデルの $A-\Delta$ 関係

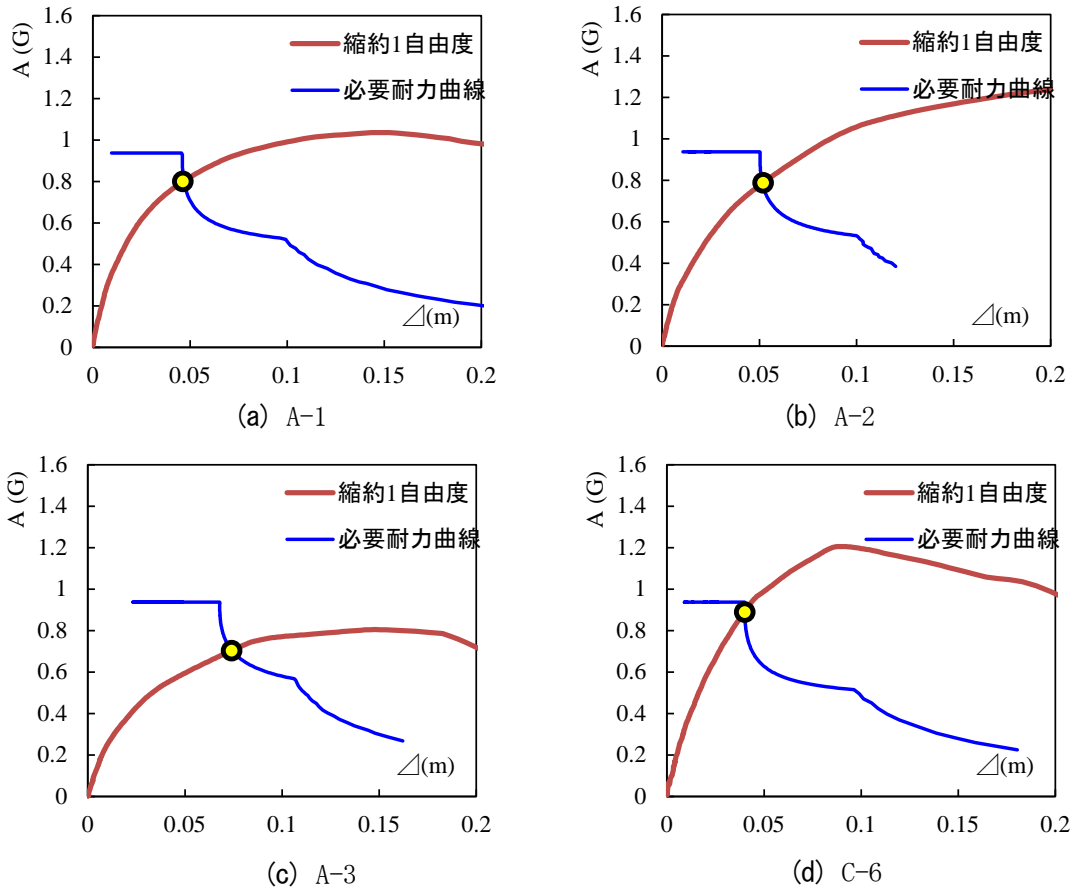


図 5.3-10 極稀地震の必要耐力曲線と解析モデルの A- Δ 関係

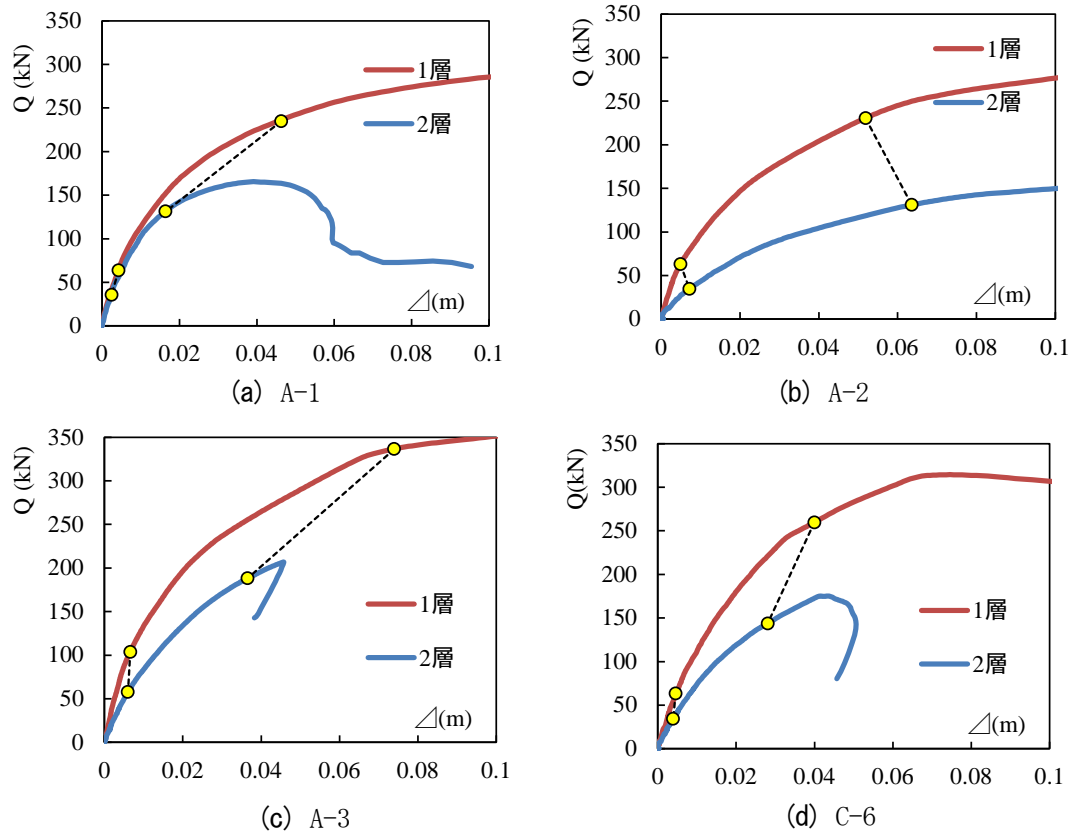


図 5.3-11 各層の荷重変形関係と応答点

表 5.3-7 各層の層間変形角

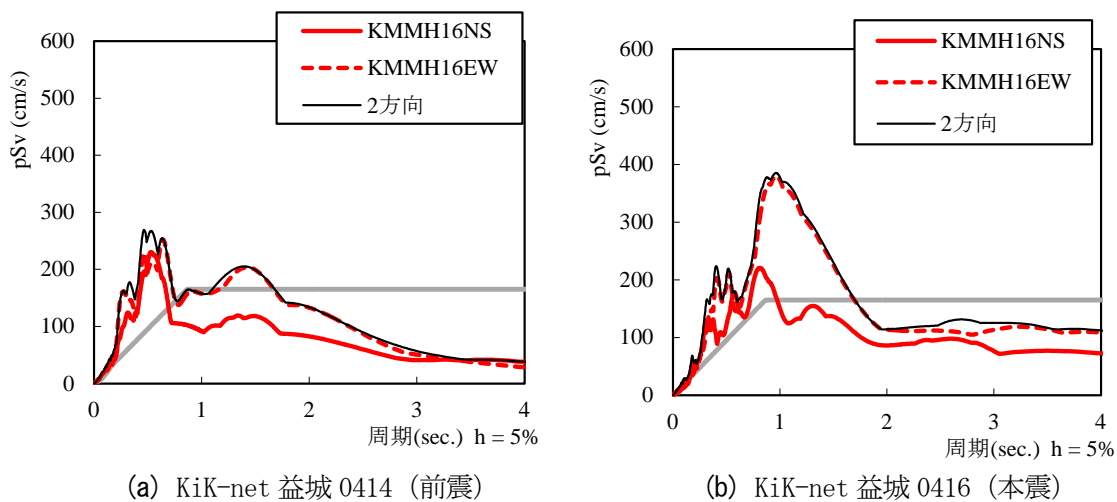
ID	層	方向	稀地震層間変形角	極稀地震層間変形角
A-1	1	X	1/850	1/71
	2	X	1/1469	1/189
A-2	1	X	1/1008	1/88
	2	X	1/683	1/70
A-3	1	X	1/667	1/48
	2	X	1/683	1/92
C-6	1	X	1/882	1/96
	2	X	1/1023	1/128

⑤実態重量を反映した解析モデルを用いた限界耐力計算による検討

前項までの各種構造計算では設計用の固定荷重、積載荷重（地震力）を用いて重量の算定を行ったが、木造住宅の実態重量は構造計算用の重量より低いことが知られている^{5.3-10}。本項では実際の建築物の被害状況を再現することを目的として、分析対象の木造住宅の実態に近い重量を推定した解析モデルを用いて、限界耐力計算による被害再現を試みた。具体的には解析モデルの重量について下記の調整を行っている。

- 1) 積載荷重は実態を反映して、 $600 \text{ N/m}^2 \rightarrow 200 \text{ N/m}^2$ に減少させる。
- 2) 外壁の開口率 40%、内壁の開口率 50%を考慮して、固定荷重から減少させる。

限界耐力計算の必要耐力曲線として用いた波形は平成 28 年 4 月 14 日 21:26 及び 4 月 16 日 1:25 に国立研究開発法人 防災科学技術研究所の強震観測点^{5.3-11}（KiK-net 益城：コード KMMH16）で観測された波形を用いた。KiK-net 益城は A-1 から約 350m 離れた位置にある。各波形の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルを図 5.3-12 に示した。



※速度応答スペクトルの灰色の線は建築基準法第2種地盤の極稀地震（地域係数 $Z=1.0$ ）に対応する応答スペクトル
 ※黒線「2方向」は水平2方向（NS-EW）の最大方向の値

図 5.3-12 検討に用いた地震波の擬似速度応答スペクトル

入力地震波の5%の応答スペクトルを元にして、解析モデルの1自由度縮約の荷重変形関係から減衰による低減係数、等価周期を計算し、必要耐力曲線を算定することで応答値の計算を行った。必要耐力曲線等に乗じる係数である p 、 q 、 Z 、 G_s 等は全て 1.0 とした。図 5.3-13~5.3-16 に解析モデルの必要耐力曲線と等価1自由度の $A-\Delta$ の関係を示した。表 5.3-8 に応答点の層間変形角をまとめて示した。A-1~A-3の本震では、木造の安全限界変形角とされている $1/30\text{rad}$ 程度の層間変形角となり、検討に用いた地震動よりもさらに大きな地震動が作用した場合には倒壊の可能性が考えられる。C-6の本震ではその $2/3$ 程度である $1/44\text{rad}$ と小さめの層間変形角となった。C-6は耐力壁以外の垂れ壁・腰壁等の耐震要素の影響が大きく、他の解析モデルに比べて剛性・耐力が大きい結果となっている。

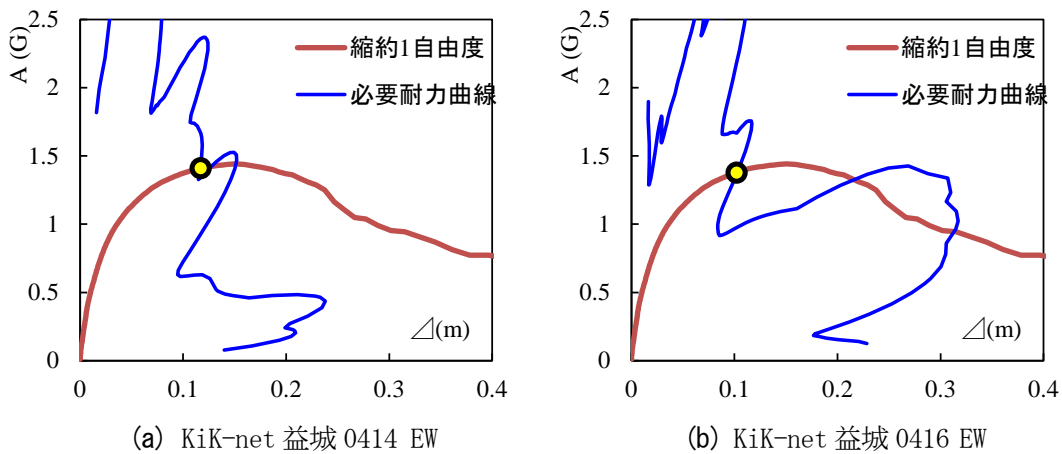


図 5.3-13 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-1 の $A-\Delta$ 関係

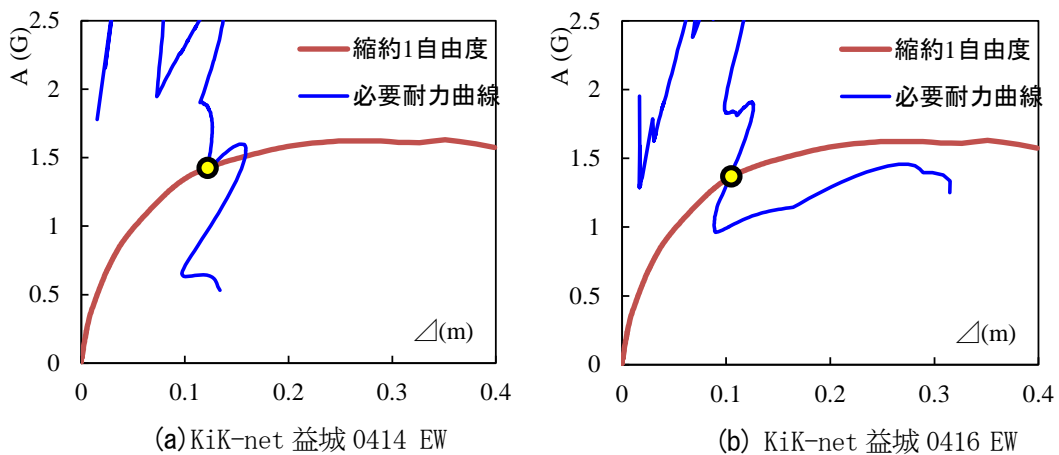
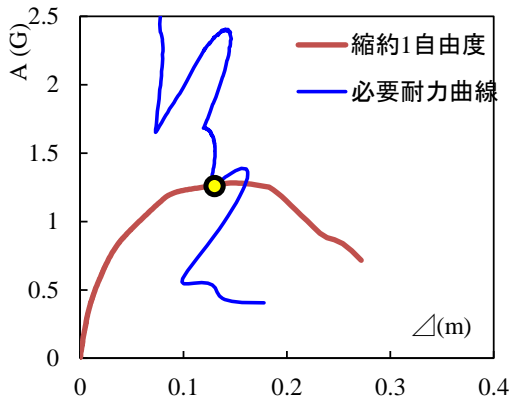
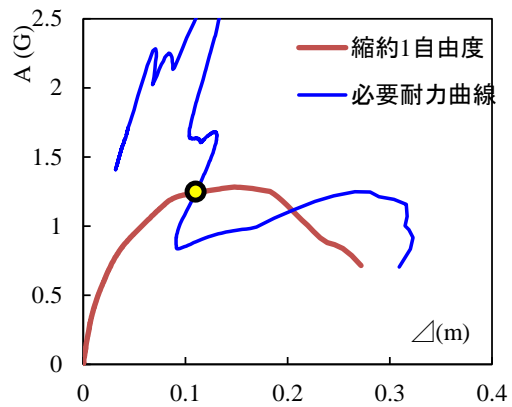


図 5.3-14 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-2 の $A-\Delta$ 関係

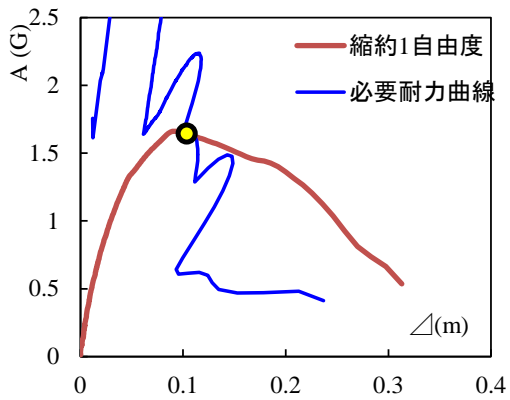


(a) KiK-net 益城 0414 EW

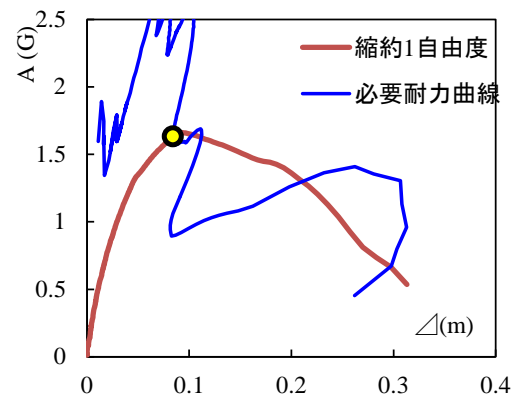


(b) KiK-net 益城 0416 EW

図 5.3-15 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-3 の A-Δ関係



(a) KiK-net 益城 0414 EW



(b) KiK-net 益城 0416 EW

図 5.3-16 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの C-6 の A-Δ関係

表 5.3-8 解析モデルの層間変形まとめ

ID	地震波	層	方向	層間変形角
A-1	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/28
		2	X	1/88
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/32
		2	X	1/98
A-2	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/38
		2	X	1/30
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/33
		2	X	1/25
A-3	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/26
		2	X	1/67
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/31
		2	X	1/71
C-6	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/34
		2	X	1/65
	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/44
		2	X	1/71

5.3.4 まとめ

木造建築物の被害状況を把握するために現地調査や、悉皆調査による集計を行った。概要を以下にまとめる。

- 益城町中心部における悉皆調査によれば、昭和 56 年の新耐震基準導入以降の木造住宅に比べて、それ以前（旧耐震基準）の木造住宅の被害率が顕著に大きい（新耐震基準導入以降の倒壊率約 6.9%に対し、旧耐震基準の倒壊率は約 27.9%）。また、新耐震基準導入以降については、平成 12 年の接合部等の基準の明確化以降の木造住宅の被害率に比べ、それ以前の被害率が大きい（平成 12 年基準の倒壊率：約 2.2%、昭和 56 年基準の倒壊率：約 8.7%）。
- 西原村では、築年数が概ね 40 年超えの旧耐震基準と推測される木造住宅の倒壊が多く確認された。また、傾斜地において、敷地の被害や擁壁の崩壊が多数確認された。
- 南阿蘇村では、河陽黒川地区に、2 階建ての木造アパートが多く存在し、そのうち 7 棟の倒壊を確認した。これらの木造アパートのうち、柱脚・柱頭、筋かい端部が確認できたものの多くは接合方法が釘打ち程度の比較的軽微な接合方法であった。

また、木造住宅の被害原因の把握を目的として、特に新耐震以降の建築確認で倒壊・崩壊した木造住宅について現地調査に基づき構造的特徴を把握すること、及び、各種構造計算による耐震性能を把握することによる被害要因の分析を行った。分析結果を下記にまとめる。

- 益城町中心部における国総研及び建研の調査（悉皆調査エリア外を含む）によれば、新耐震基準導入以降の木造住宅で倒壊・崩壊が確認された 102 棟のうち、接合部の状況等が確認できた木造住宅の全てについて接合部の仕様が不十分と考えられる等の何らかの被害要因が見られた。
- 前震で倒壊・崩壊したと考えられる木造住宅は、悉皆調査エリア内で 35 棟確認された。その中には平成 12 年基準の木造住宅は存在せず、昭和 56 年基準の木造住宅が 5 棟あった。この 5 棟については、不十分な接合部の仕様、隣接建築物の倒壊等が倒壊・崩壊の主な要因の一つであったと推定される。
- 悉皆調査エリアでは、平成 12 年基準の木造住宅 319 棟のうち 7 棟（約 2.2%）の倒壊が確認され、入手した図面等による原因分析を行った。比較のため無被害の木造住宅についても図面を入手し分析を行った。
 - ・7 棟のうち 4 棟については、不十分な接合部の仕様、地盤変状の影響等の被害要因が見られた。
 - ・残りの 3 棟と接合部仕様が不十分だった 1 棟を分析対象として、構造計算や応答解析により分析を行った。
 - ・建築基準法施行令 46 条、品確法評価方法基準による壁量計算では、分析対象の 4 棟と、無被害の木造住宅で明確な差は見られなかった。
 - ・許容応力度計算では 4 棟のうち 1 棟で、検定比が 1 を超えるものがあり、建物重量が大きかったことが構造計算で基準を満たさない結果となった原因と考えられる。
 - ・無被害建物を含めた保有水平耐力計算、限界耐力計算では、耐力壁以外の耐震要素を考慮すると、全ての木造住宅で保有水平耐力、損傷・安全限界変形角は基準を満たす結果となった。
 - ・益城町中心部で観測された地震波を用いた限界耐力計算による分析の結果、検討に用いた地震動よりも大きな地震動が作用した可能性が考えられる。

参考文献

- 5.3-1) 平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第一次調査報告(その 1 4 月 15 日(本震前)調査結果速報)
http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/01kumamoto_1.pdf
- 5.3-2) 平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第一次調査報告(その 2 4 月 16 日(本震後)調査結果速報)
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/02kumamoto.pdf>
- 5.3-3) 平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第二次調査報告(速報)(木造住宅及び鉄筋コンクリート造等建築物を中心とした調査)
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/02-kumamoto-1.pdf>
- 5.3-4) 山田真澄、大邑潤三、後藤浩之:「2016 年熊本地震における前震と本震の益城町の建物被害」日本地球惑星科学連合 2016 年大会
- 5.3-5) 評価方法基準(平成 13 年国土交通省告示第 1347 号)
- 5.3-6) 木造住宅 倒壊解析ソフトウェア wallstat
<http://www.nilim.go.jp/lab/idg/nakagawa/wallstat.html>
- 5.3-7) 中川貴文「大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発」建築研究資料, 第 128 号(2010) <http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/128/>
- 5.3-8) T. Nakagawa, et al., "Collapsing analysis of shake table tests of three story post-and-beam wood houses", 14th World Conference on Timber Engineering, New Zealand (2012)
- 5.3-9) 日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き」2005 年 3 月
- 5.3-10) 岡崎友也, 五十田博, 小塚直人, 若島嘉朗: 家具類の地震時挙動と有効質量に関する実験, 日本建築学会構造系論文集, 74(646), pp.2199-2208, 2009.12
- 5.3-11) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所ホームページ(強震観測網 K-NET、KiK-net)
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

5.4. 鉄骨造建築物の被害

5.4.1 調査の目的と概要

熊本地震による鉄骨造建築物の被害状況、被害の特徴、被害要因を把握するために、1)益城町における鉄骨造建築物の調査、2)学校体育館の調査、3)その他の鉄骨造建築物の調査(初動調査を含む)、の3つの被害調査を行った。

益城町における鉄骨造建築物の調査は、熊本地震による鉄骨造建築物の被害状況及び倒壊又は大破した鉄骨造建築物の被害要因を把握するため、4月14日(前震)と16日(本震)の両方の地震で震度7を観測した益城町宮園観測点を中心に、4月28～29日の2日間で96棟の鉄骨造建築物の被害調査を行ったものである。5.4.2(1)では、この調査で、主として倒壊又は大破と判定された鉄骨造建築物についての調査結果をとりまとめている。

鉄骨造建築物は、工場、倉庫、体育館など大空間の架構を容易に構成することができる構造として用いられることが多く、ここではその代表として、学校体育館等(市民体育館も含む。以下、単に「学校体育館」という)を選び、6月8～10日の3日間で被害調査を行った。ここでの学校体育館の調査は、事前の熊本県及び熊本市からのヒアリング調査の情報に基づいて、構造的な被害が大きいと考えられる体育館15棟について調査を行ったものであり、熊本地震による学校体育館の被害状況を把握するとともに、被害の特徴と要因を把握することが目的である。5.4.2(2)では、調査した各体育館の被害状況を示すとともに、それらに基づいて、学校体育館の被害の特徴と要因について取りまとめている。

熊本地震の発災直後に、鉄骨造建築物の全般的な構造被害の把握と、被害原因や今後の詳細調査の必要性等について検討することを目的とした調査を実施した。この調査は、熊本地震の発災直後の4月20～21日の2日間で実施し、熊本市内等での比較的大きな規模の鉄骨造建築物や益城町で大きな被害が生じた鉄骨造建築物を対象として実施したものである。5.4.2(3)では、この調査のうち、熊本市内の比較的大きな規模の鉄骨造建築物の被害状況について、その他の鉄骨造建築物の調査として示す。

以下に、これらの3つの被害調査の結果を示す。

5.4.2 調査結果

(1) 益城町における鉄骨造建築物の調査

(i) 調査概要

熊本地震による鉄骨造建築物の被害状況及び、倒壊又は大破した鉄骨造建築物の被害要因を把握するため、益城町宮園観測点近傍の安永・宮園・木山・辻の城・寺迫地区の96棟の鉄骨造建築物の被害調査を行った。本報では、この調査で対象となった鉄骨造建築物のうち、主として倒壊又は大破した鉄骨造建築物について、それらの被害調査結果、被害の特徴を分類、整理した結果を示す。

(ii) 調査対象の建築物

調査した鉄骨造建築物96棟の位置を図5.4-1に示す。図中の◎印は強震観測点である益城町役場とKiK-net 益城を示す。観測点近傍の地区と大きな被害が報告されている地区を中心に、事前にGoogle Map及びストリートビューの情報等を利用して候補を挙げ、調査後に鉄骨造と確定したものを調査建築物として示している。図中の黒色の■マークは倒壊又は大破と判断されたもの(判断の方法については、「5.4.2(1)(iii)被害の概要」参照)を示し、白色の□マークは構造躯体が無被害か、損傷があっても大破に該当しない比較的軽微なものを示す。

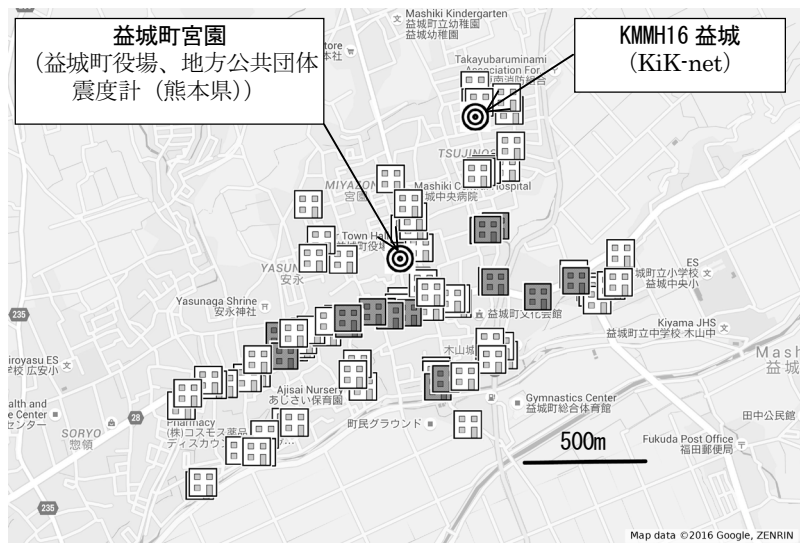


図 5.4-1 調査建築物 全 96 棟 (Google Map を利用)

図 5.4-2 に調査建築物の内訳を示す。図 5.4-2 (a) は階数を示したもので、1 階建 28 棟、2 階建 59 棟、3 階建 8 棟、4 階建 1 棟である。図 5.4-2 (b) は用途で分類したもので、店舗・事務所等 34 棟、集合住宅 23 棟、戸建住宅 14 棟、店舗併用住宅 (集合住宅との併用を含む) 12 棟、倉庫 (車庫、工場を含む) 12 棟、立体駐車場 1 棟である。なお、調査建築物には、体育館は含まれていない。

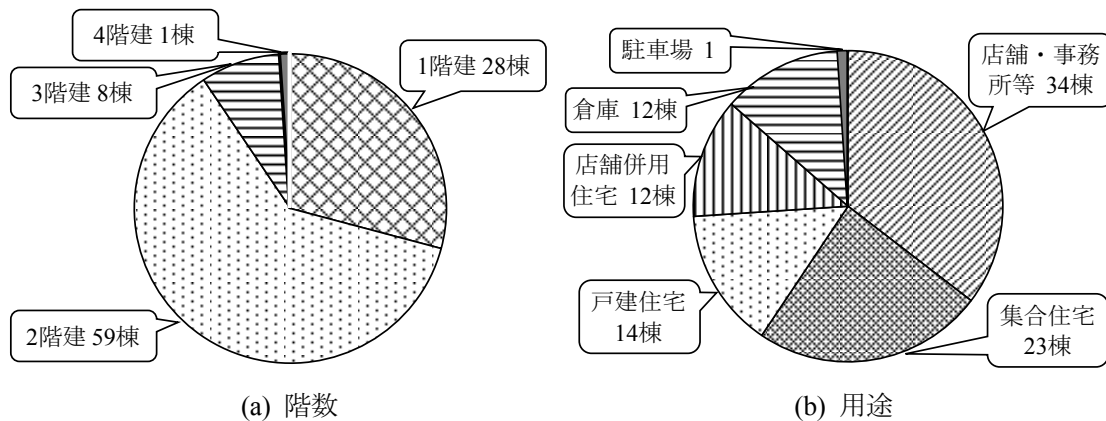


図 5.4-2 調査建築物の内訳

(iii) 被害の概要

全体の 96 棟のうち、倒壊は 1 棟 (1%)、大破は 15 棟 (16%) である。「大破」の判断は被災度区分判定基準^{5.4-1)}に示される柱の残留傾斜角 1/30 を参考にしつつ、外観調査の範囲で確認できる被害状況を勘案して判断した。主に現地調査の情報に基づく暫定的な判断であり、今後の追加調査等により変更される可能性を有している。倒壊や大破といった構造躯体への大きな被害の割合は全体の 17% であった。

(iv) 倒壊又は大破した鉄骨造建築物の被害調査結果

倒壊又は大破した建築物 16 棟の被害調査結果を示す。建設年については、国土地理院の航空写真、ウェブサイトの情報、現地でのヒアリングの情報等に基づいて推定を行ったものであり、今後、追加で情報が得られれば変更される可能性がある。

1) 建築物 01 (建設年 1987 年頃) : 「倒壊」

本建築物は 4 階建ての店舗併用住宅である。角形鋼管柱 (辺長 200mm) (2 階) が使用されている。2 階が完全に層崩壊しており、柱梁接合部パネルとダイアフラム間の溶接部で破断が生じている。



写真 5.4-1 外観



写真 5.4-2 パネルーダイアフラム間の溶接部の破断



写真 5.4-3 パネルーダイアフラム間の溶接部の破断

2) 建築物 02 (建設年 1971 年) : 「大破」

本建築物は 2 階建ての共同住宅である。日の字断面柱 (以下、日の字柱と呼ぶ) (辺長 250mm) が使用されている。1 階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 23 度である。



写真 5.4-4 外観



写真 5.4-5 梁端破断



写真 5.4-6 梁下フランジ添え板の孔欠損部破断

3) 建築物 03 (建設年 1980 年) : 「大破」

本建築物は 3 階建ての住宅である。日の字柱と H 形柱が混在して使用されている。1 階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 8 度である。柱脚部にアンカーボルトの伸びが生じている。



写真 5.4-7 外観



写真 5.4-8 柱脚部の損傷状況

4) 建築物 04 (建設年 1976 年) : 「大破」

本建築物は 1 階鉄骨造、2 階木造 (2 階はヒアリングによる情報) の店舗併用住宅である。日の字柱 (辺長 200mm) が使用されている。1 階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 5 度である。ヒアリングによると建設年は 40 年程前とのことであった。



写真 5.4-9 外観

5) 建築物 05 (建設年 1993 年) : 「大破」

本建築物は 2 階建ての店舗併用住宅である。角形鋼管柱が使用されている。1 階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 30.5 度である。(写真で) 左隣の倒壊した RC 造が寄りかかり力を受けて傾斜したものと推定される。



写真 5.4-10 外観

6) 建築物 06 (建設年 1986 年) : 「大破」

本建築物は 2 階建ての店舗である。角形鋼管柱 (辺長 250mm) が使用されている。1 階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 8.5 度である。柱の局部座屈、柱とダイアフラム間の溶接部の破断が生じている。



写真 5.4-11 外観



写真 5.4-12 柱の局部座屈



写真 5.4-13 柱とダイアフラム間の溶接部の破断

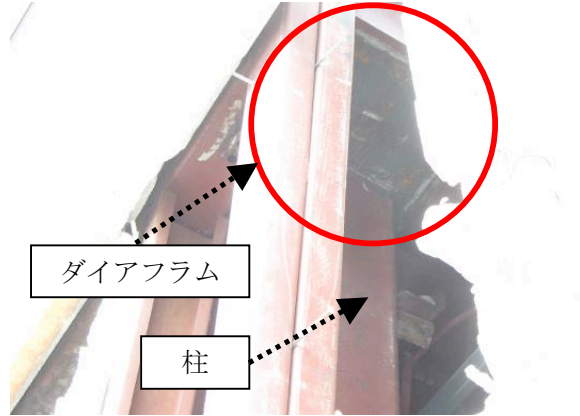


写真 5.4-14 柱とダイアフラム間の溶接部の破断

7) 建築物 07 (建設年 1982 年以前) : 「大破」

本建築物は平屋の車庫である。トラス梁の下弦材の破断が生じている。応急危険度判定によると、建物全体の傾斜、柱の座屈、柱脚の破損、梁継手の破壊が生じているとのことであった。



写真 5.4-15 外観

8) 建築物 08 (建設年 1982 年以前) : 「大破」

本建築物は平屋の倉庫である。大きく傾いており、柱の残留傾斜角は7度である。柱脚部のアンカーボルトの伸び、コンクリートの側方破壊が生じている。



写真 5.4-16 外観



写真 5.4-17 柱脚部の損傷状況

9) 建築物 09 (建設年 1995 年) : 「大破」

本建築物は 2 階建ての共同住宅である。角形鋼管柱 (辺長 200mm) が使用されている。梁せいは 300mm である。1 階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 3 度である。梁端破断が生じている。また、柱梁接合部パネルとダイアフラム間の溶接部で破断が生じている。



写真 5.4-18 外観



写真 5.4-19 梁端破断



写真 5.4-20 パネルとダイアフラム間の溶接部の破断



写真 5.4-21 パネルとダイアフラム間の溶接部の破断 (拡大)

10)、11) 建築物 10、11 (建設年 2006 年) : 「大破」

本建築物 10、11 は共に同じタイプの 2 階建ての共同住宅である。大きく傾いており、柱の残留傾

斜角は4.5度である（建築物10で測定）。ブレース（ターンバックル）の破断、座屈による著しいたわみが、それぞれ建築物10及び11に生じている。宅地擁壁部分が崩壊しており、それが建築物の損傷に何らかの影響を及ぼした可能性がある。



写真 5.4-22 外観



写真 5.4-23 外観



写真 5.4-24 宅地擁壁部分の崩壊

1 2) 建築物12（建設年1982年）：「大破」

本建築物は2階建ての店舗である。日の字柱（辺長200mm）が使用されている。梁せいは250mmである。1階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は17.5度である。柱の破断、梁端破断、柱の局部座屈が生じている。



写真 5.4-25 外観



写真 5.4-26 柱の破断



写真 5. 4-27 梁端破断



写真 5. 4-28 柱の局部座屈

1 3) 建築物 13 (建設年 1985 年) : 「大破」

本建築物は 3 階建ての共同住宅である。日の字柱 (辺長 175mm) が使用されている。1 階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 9 度である。



写真 5. 4-29 外観



写真 5. 4-30 柱の傾斜

1 4) 建築物 14 (建設年 1992-1997 年) : 「大破」

本建築物は平屋の店舗である。角形鋼管柱 (辺長 150mm) が使用されている。大きく傾いており、柱の残留傾斜角は 10 度である。梁端溶接部の破断、柱梁接合部パネルとダイアフラム間の溶接部の破断が生じている。



写真 5. 4-31 外観



写真 5. 4-32 柱の傾斜

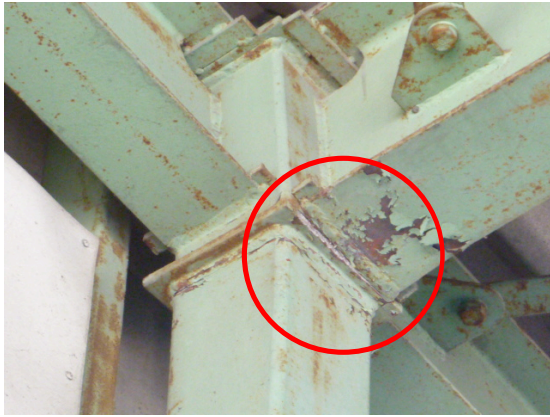


写真 5.4-33 梁端溶接部の破断



写真 5.4-34 パネルとダイアフラム間の溶接部の破断

1 5) 建築物 15 (建設年 2000 年) : 「大破」

本建築物は 3 階建ての住宅である。角形鋼管柱 (辺長 250mm)、間柱 (辺長 150mm)、溝形鋼ブレース 150×75 が使用されている。宅地の地盤変状が生じている。1 階に傾斜が生じている。ブレースはほぼ無損傷である。柱脚部にベースモルタルの破損、アンカーボルトの伸びが生じている。柱頭部に損傷が生じている可能性があるが、状況は不明である。1 階のブレースの配置に平面的な偏りがあり、地震時にねじれが生じたことで、ブレースの無い入口側の柱脚の損傷や柱の残留傾斜角が相対的に大きくなったと思われる。また、宅地の地盤変状が建築物の傾斜等に何らかの影響を及ぼした可能性がある。



写真 5.4-35 外観



写真 5.4-36 ブレースの状況 (ほぼ無損傷)



写真 5.4-37 柱脚部の損傷状況



写真 5.4-38 宅地の地盤変状

1 6) 建築物 16 (建設年 2003-2008 年) : 「大破」

本建築物は2階建ての店舗である。角形鋼管柱 (辺長 150mm)、間柱 (辺長 100mm) が使用されている。1階が大きく傾いており、柱の残留傾斜角は5度である。柱に局部座屈、2階プレハブの柱脚部でボルト破断が生じている。



写真 5. 4-39 外観



写真 5. 4-40 柱の傾斜



写真 5. 4-41 柱の局部座屈



写真 5. 4-42 柱脚部ボルト破断

(v) 益城町における鉄骨造建築物の調査のまとめ

本報告は、平成 28 年 (2016 年) 熊本地震で震度 7 を観測した益城町宮園観測点近傍の安永・宮園・木山・辻の城・寺迫地区における鉄骨造建築物の被害調査結果をまとめたものである。調査した鉄骨造建築物の総数は 96 棟である。

調査の結果、倒壊又は大破した鉄骨造建築物の総数は 16 棟 (倒壊 1 棟、大破 15 棟)、その割合は 17%であった。また、倒壊又は大破した鉄骨造建築物は、次の特徴のいずれかを有するものであった。

- ・特徴 1) 建設年が 1980 年以前と推定されるもの又は古いタイプの部材 (日の字柱) を用いたもの
- ・特徴 2) 隣の倒壊した建築物による力の作用、宅地擁壁部分の崩壊等の当該建築物以外の周辺状況による何らかの影響があったと推定されるもの
- ・特徴 3) 溶接部等で破断が生じていたもの

なお、倒壊又は大破した建築物と特徴 1), 2), 3) との対応関係は表 5. 4-1 のとおりであった。ここで、建築物の番号に*印が付いているものは、建設年が新耐震基準以降 (1981 年以降) と判明している建築物である。

表 5.4-1 倒壊又は大破した建築物と特徴 1),2),3)との対応関係

建築物	01*	02	03	04	05*	06*	07	08	09*	10*	11*	12*	13*	14*	15*	16*
特徴 1)		○	○	○			○	○				○	○			
特徴 2)					○					○	○				○	
特徴 3)	○	○				○	○		○	○		○		○		○

(2) 学校体育館の調査

(i) 調査概要

平成 28 年（2016 年）熊本地震においては、いくつかの学校体育館で構造的な被害が生じていることが、熊本県及び熊本市からのヒアリング調査^{5.4-2)}により明らかにされた。それらの被害は、ブレース架構の学校体育館のブレースの座屈や接合部等での破断、屋根面水平ブレースの接合部等の破断、RC 架構に鉄骨屋根が接続された学校体育館における屋根と RC 架構の接続部（支承部）でのコンクリートの破壊、鉄骨トラス屋根のボールジョイントと部材との接合部での破壊等である。本調査では、国土交通省住宅局の要請を踏まえ、このような被害が生じた学校体育館を対象に、被害状況を把握するとともに、被害の特徴と原因を明らかにすることを目的としている。5.4.2(2)では、調査した各体育館の被害状況を示すとともに、それらに基づいて、被害の特徴と要因について取りまとめている。

(ii) 調査対象の体育館

熊本県及び熊本市からのヒアリング調査の情報に基づいて、被害が大きいと思われる体育館を 15 棟選定して現地調査を行った。調査した体育館 15 棟の位置を図 5.4-3 に示す。図中の赤丸印が調査した体育館の位置である。15 棟の体育館のうち、熊本県立高校及び支援学校が 4 校、熊本市立小学校及び中学校が 10 校、熊本市立の運動施設が 1 棟である。これらの体育館では、新耐震基準に基づいて設計された体育館は 5 棟、耐震改修済み 8 棟、耐震診断の結果、補強不要と判断されたものが 2 棟である。

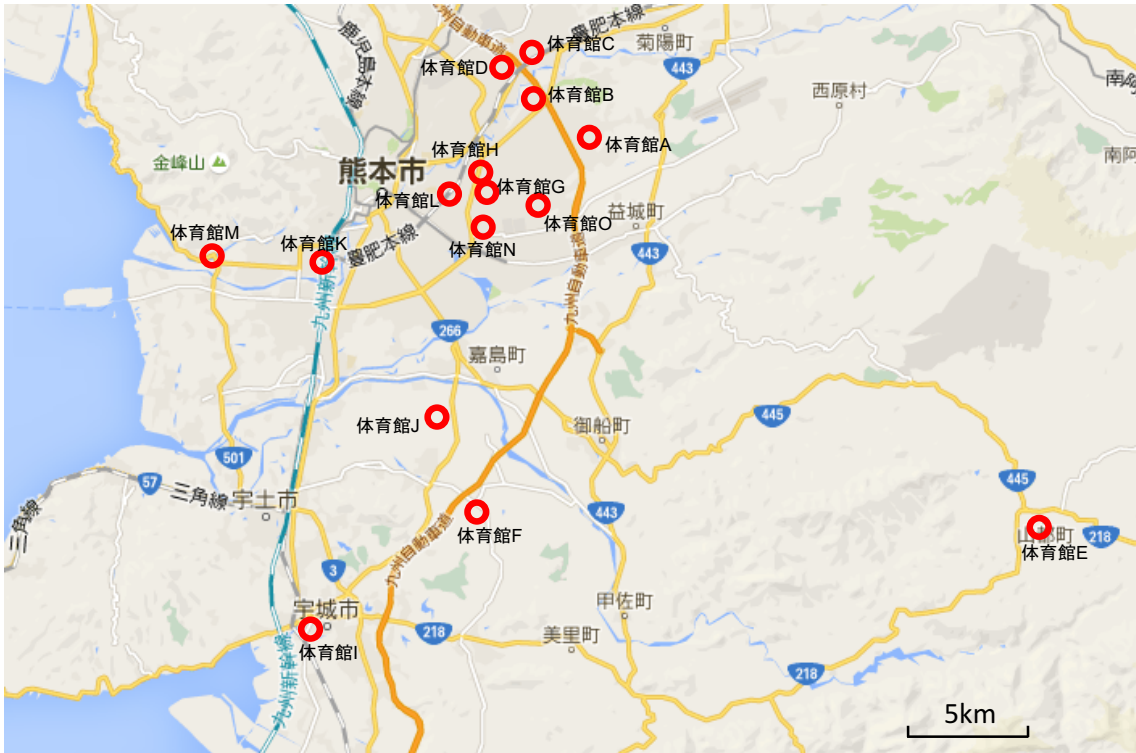


図 5.4-3 調査した 15 棟の体育館の位置 (Google Map を利用)

(iii) 各体育館の被害の概要

a) 体育館 A

【建築物の概要】 1969 年建設、2011 年度に耐震改修された体育館。架構は鉄骨造で、張間方向アーチ形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造。

【構造被害】 鉛直ブレースでは、何か所かのガセットプレート及びブレース端部に塑性変形が見られた。また、屋根面水平ブレース（ターンバックル付き丸鋼ブレース）では、2 箇所所でボルト破断が観察され、ブレースのたわみも観察された。屋根面水平ブレースは、耐震改修前のブレースがそのまま設置されていたものである（耐震改修によって、鉛直ブレースは全て交換されていたが、屋根面水平ブレースは新設または取り替えられておらず、改修前のブレースがそのまま設置されていた）。また、一部の柱脚部のコンクリートのひび割れや周辺地盤の沈下も観察された。

【非構造部材の被害】 舞台に向かって右側に位置する掃き出し窓上部の内壁（コンクリートブロックに有孔ベニアで仕上げたもの。）が損傷して傾いていた。コンクリートブロック壁の鉄筋の頂部は、確認した範囲では、梁等への定着は確認されていなかった。その他、吊り下げ式バスケットゴールのテンションリングの脱落、窓ガラスの破損・脱落、ラスモルタル外壁の損傷・脱落などが確認された。



写真 5. 4-43 内観



写真 5. 4-44 耐震改修された鉛直ブレース（一部の床板が交換されている）



写真 5. 4-45 ブレース端部の塑性化



写真 5. 4-46 ガセットプレートの曲がり



写真 5. 4-47 屋根面水平ブレースの曲がり



写真 5. 4-48 屋根面水平ブレースのボルト破断

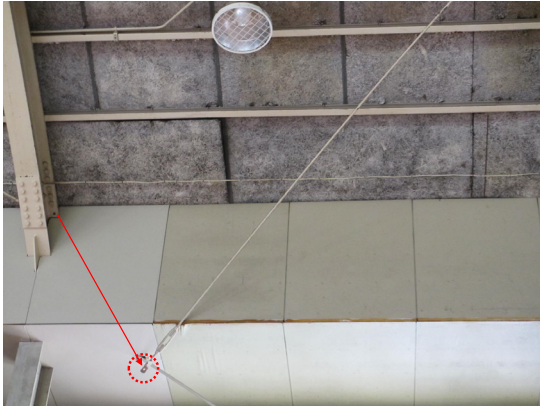


写真 5.4-49 屋根面水平ブレースボルト破断と垂れ下がり



写真 5.4-50 破断した屋根面水平ブレースのボルト



写真 5.4-51 柱脚部のコンクリートひび割れ



写真 5.4-52 周辺地盤の沈下



写真 5.4-53 損傷して傾いた内壁

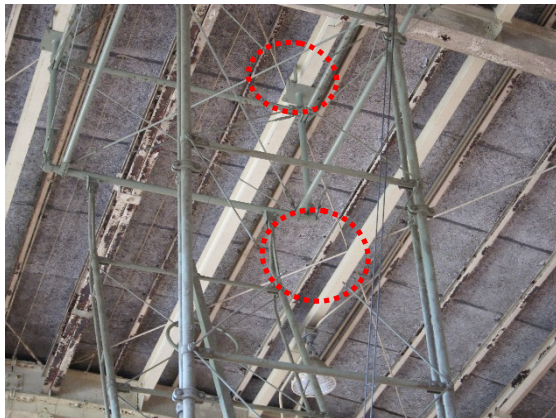


写真 5.4-54 損傷したバスケットゴール
(赤点線箇所のテンションリングが脱落)

b) 体育館B

【建築物の概要】2003年建設の新耐震基準に基づき設計された体育館。架構はRC造、屋根が鉄骨造アーチトラス。

【構造被害】 RC 造架構と S 造屋根の接合部（支承部）の数カ所で、コンクリートの側方破壊や大きなひび割れ、コンクリートの落下が見られた。また、屋根面の丸鋼ブレースに数カ所たわみが見られた。

【非構造部材の被害】 設備を吊り下げていたと思われる吊り下げ金具が1つ床面に落下していた。



写真 5.4-55 内観



写真 5.4-56 支承部のコンクリートの側方破壊



写真 5.4-57 支承部のコンクリートの側方破壊

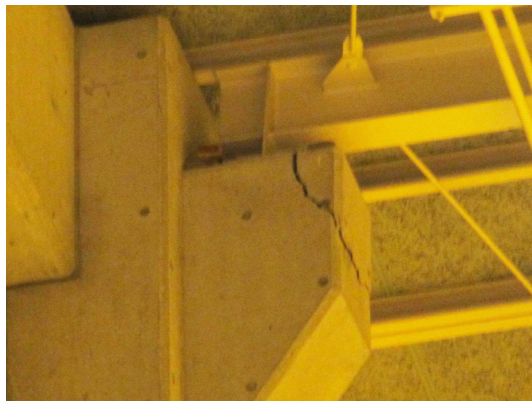


写真 5.4-58 支承部のコンクリートのひび割れ

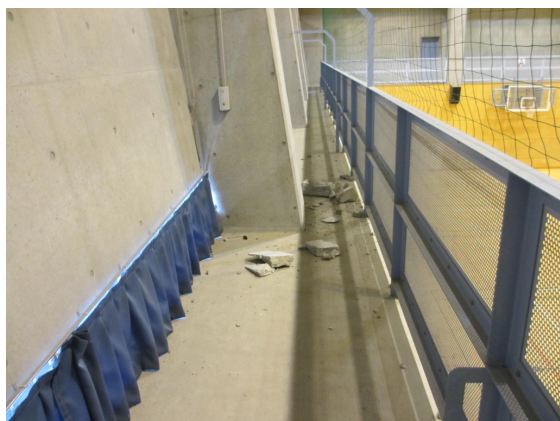


写真 5.4-59 落下したコンクリート



写真 5.4-60 落下した吊り金具

c) 体育館C

【建築物の概要】 1979年建設、耐震診断の結果、 I_s 値は 0.80 で補強不要と判断された。架構は鉄骨

造、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造。柱梁部材は変断面H形鋼、桁行方向ブレースはX形で断面はL-75x75x9。

【構造被害】 屋根面水平ブレースのうち3本のブレースの片側端部が外れて垂れ下がった状態であった。当該ブレースの羽子板や接合部のガセットプレートは健全のように見え、ボルトが破断したと思われる。

【非構造部材の被害】 舞台の天井（ロックウール吸音板1枚張り。のこぎり形状。）の一部が脱落していた。また、舞台裏手外壁のラスモルタルの脱落（幅約3m。厚さ約3.5cm）も確認された。



写真 5.4-61 外観（外壁の被害は写真 5.4-69, 5.4-70 参照）



写真 5.4-62 内観



写真 5.4-63 1階鉛直ブレース（被害なし）



写真 5.4-64 2階（ギャラリーレベル）鉛直ブレース（被害なし）

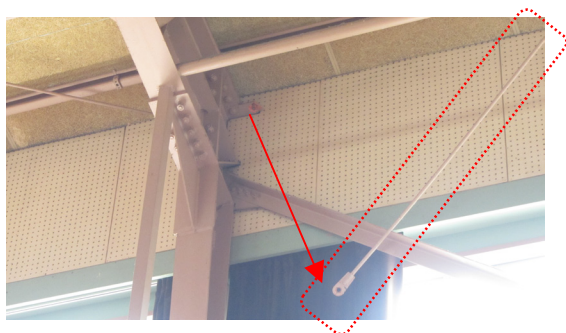


写真 5.4-65 屋根面水平ブレースの接合部の外れ

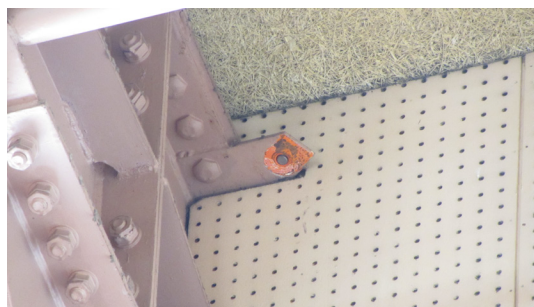


写真 5.4-66 左のガセットプレート拡大（ボルトが残っているように見える）

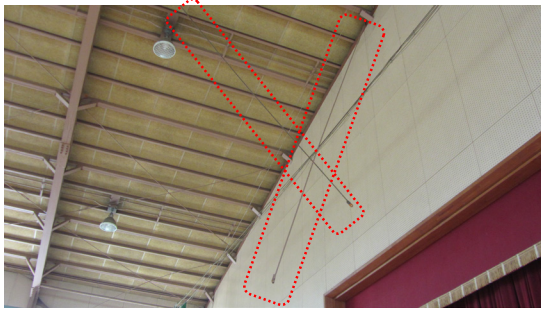


写真 5.4-67 接合部が外れた屋根面水平ブレース

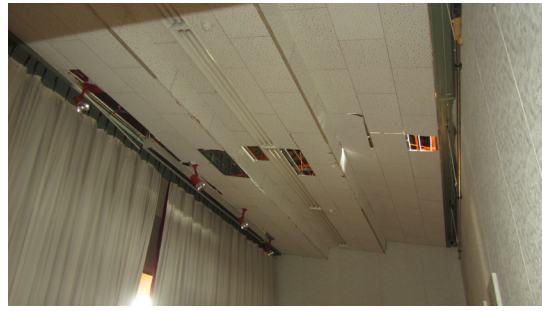


写真 5.4-68 舞台の天井の損傷・一部脱落

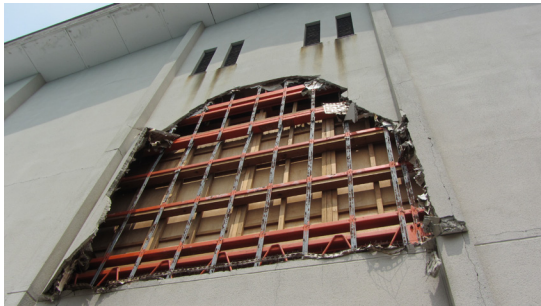


写真 5.4-69 舞台裏 ラスモルタル外壁の落下



写真 5.4-70 左の壁面から脱落したモルタル (厚さ約3.5cm)

d) 体育館D

【建築物の概要】1975年建設、2013年度に耐震改修された体育館。架構は鉄骨造で、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造。柱梁の部材は変断面H形鋼（体育館Cと同様の構造）、桁行方向ブレースはX形でターンバックル付きのφ20丸鋼ブレース。

【構造被害】2階レベルの大部分の鉛直ブレースに大きなたわみが見られ、ブレース端部では軸部及び羽子板の変形が確認された。一方、1階レベルの鉛直ブレースにはたわみは見られなかった。屋根面水平ブレースのうち4本でたわみが確認された。

【非構造部材の被害】妻面の仕上げに欠けが見られたものの、大きな被害はなかった。



写真 5.4-71 外観



写真 5.4-72 内観



写真 5.4-73 舞台天井（被害なし）



写真 5.4-74 鉛直ブレース（左：2階レベル、右：1階レベル）

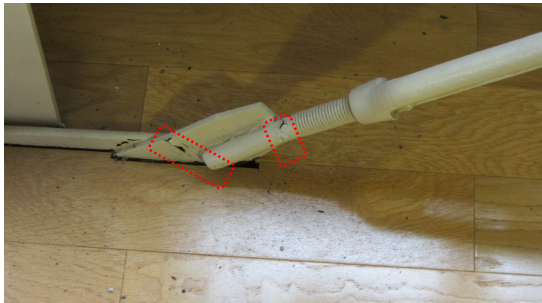


写真 5.4-75 鉛直ブレース（2階）の軸部及び羽子板の変形



写真 5.4-76 鉛直ブレース（2階）の軸部及び羽子板の変形



写真 5.4-77 屋根面水平ブレースのたわみ（隅角部）

e) 体育館E

【建築物の概要】1977年建設、耐震診断の結果、 I_s 値は 0.62 で補強不要と判定された。架構は RC 造で、ギャラリーから上部が鉄骨フレーム。鉄骨部分の張間方向は山形屋根のラーメン構造、桁行き方向はターンバックル付き丸鋼ブレース。

【構造被害】ほとんど全ての桁行き方向のブレース構面で、鉛直ブレースのボルト接合部のボルト（中ボルト）が破断している。一部の柱脚部でコンクリートの破壊が見られた。

【非構造部材の被害】ガラス窓の損傷・脱落（5箇所。ただし落ちかけたためはずしたものを含む）、水銀灯安定器を留め付けた有孔ベニヤの壁板の外れ（3箇所）、外壁モルタルの脱落、などが確認された。



写真 5.4-78 内観（赤円内が安定器を留め付けた板が外れた箇所）



写真 5.4-79 鉛直ブレース接合部のボルトの破断



写真 5.4-80 鉛直ブレースのボルト破断



写真 5.4-81 鉛直ブレースのボルト破断



写真 5.4-82 柱脚部のコンクリート破壊



写真 5.4-83 窓ガラスの被害



写真 5.4-84 安定器を留め付けた板の外れ

f) 体育館 F

【建築物の概要】1981年建設、2008年度耐震改修された体育館。架構の構造は鉄骨造で、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造で、桁行き方向の1階は平鋼のブレース、2階はターンバックル付き丸鋼ブレースである。

【構造被害】1階の平鋼のブレースでは、多くのブレースで母材破断及びボルト孔欠損部での破断が見られた。ブレースの母材破断は、ブレース端部におけるやや幅広のプレートとブレース軸材の境界部分で生じていた（この破断部分は、溶接で接合後にグラインダー等で仕上げた可能性もあるが、目視では溶接接合されたかどうか確認できなかった）。また、たわみも見られた。これらのブレースでは、引張によるブレース材自体の材軸方向の降伏や伸びの痕跡は、目視からは確認できなかった。2階の被害としては、ほとんど全てのブレースでわずかなたわみが見られ、また、いくつかの羽子板で、わずかな曲がりが見られた。

【非構造部材の被害】舞台壁の広い範囲で仕上げのひび割れ、入り口脇の外壁等の数箇所ではひび割れ・タイル剥落などが確認された。



写真 5.4-85 内観



写真 5.4-86 平鋼ブレースのたわみ



写真 5.4-87 平鋼ブレースの端部での破断



写真 5.4-88 平鋼ブレースの端部での破断 (写真 5.4-87 の拡大)



写真 5.4-89 ブレース端接合部分はやや幅広のプレート



写真 5.4-90 ブレース母材と端部の幅広プレートの境界がわずかに降伏 (写真 5.4-89 の拡大)



写真 5.4-91 ブレースのたわみ



写真 5.4-92 ブレース交差部の塑性化と破断



写真 5.4-93 ブレース交差部の伸び



写真 5.4-94 破断した交差部のボルトとブレースの間に挿入されていたプレート



写真 5.4-95 2階ブレースのわずかなたわみ



写真 5.4-96 2階ブレース端部の降伏とブレース端部羽子板のわずかな曲がりが見られた



写真 5. 4-97 舞台背面壁の仕上げボード継ぎ目のずれ



写真 5. 4-98 外壁のひび割れ・タイル剥落 (赤円内にひび割れ・タイル剥離)

g) 体育館G

【建築物の概要】 1970 年建設、2011 年度に耐震改修された体育館。架構は鉄骨造、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造。柱梁は変断面H形鋼。桁行方向はX形のターンバックル付き丸鋼ブレースで、径は 2 階でφ22、1 階でφ24～27。昨年夏にアリーナの天井は撤去（舞台の天井は張られたまま）。

【構造被害】 ボルト破断により多数の屋根面水平ブレースが垂れ下がった。現地調査時には 24 本が取り外され、舞台上に置かれていた。ボルトは M12 と M16 の 2 種類の太さがあり、破断したものは M12 のみであった。

【非構造部材の被害】 舞台上部の内壁の一部に、落下や浮き上がりが見られた。舞台の照明が外れてぶら下がっていた。外壁にひび割れが生じていた。



写真 5. 4-99 内観

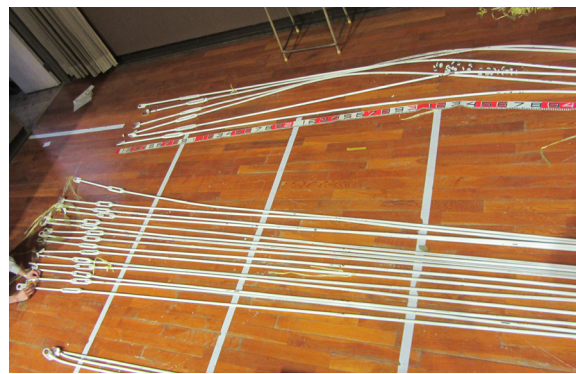


写真 5. 4-100 撤去された屋根面の水平ブレース



写真 5.4-101 撤去された屋根面の水平ブレースの羽子板部分（ボルト孔は健全）



写真 5.4-102 屋根面水平ブレース用のボルト



写真 5.4-103 落下した舞台上部内壁の仕上げ材



写真 5.4-104 落下した舞台上部内壁の仕上げ材



写真 5.4-105 舞台の天井（被害なし）と照明のぶら下がり

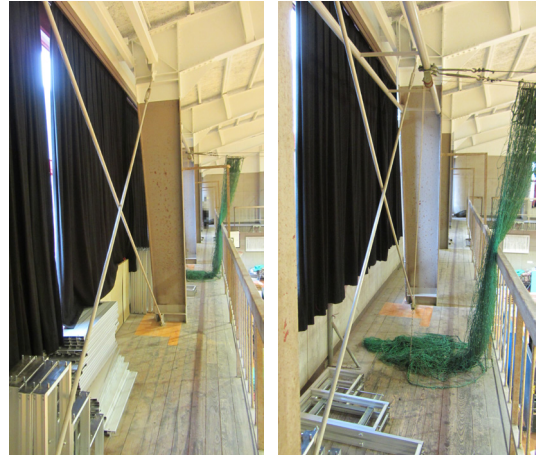


写真 5.4-106 2階鉛直ブレース（被害なし）



写真 5.4-107 舞台裏妻面（仕上げモルタルにひび割れ（赤線））



写真 5.4-108 1階鉛直ブレース（被害なし）

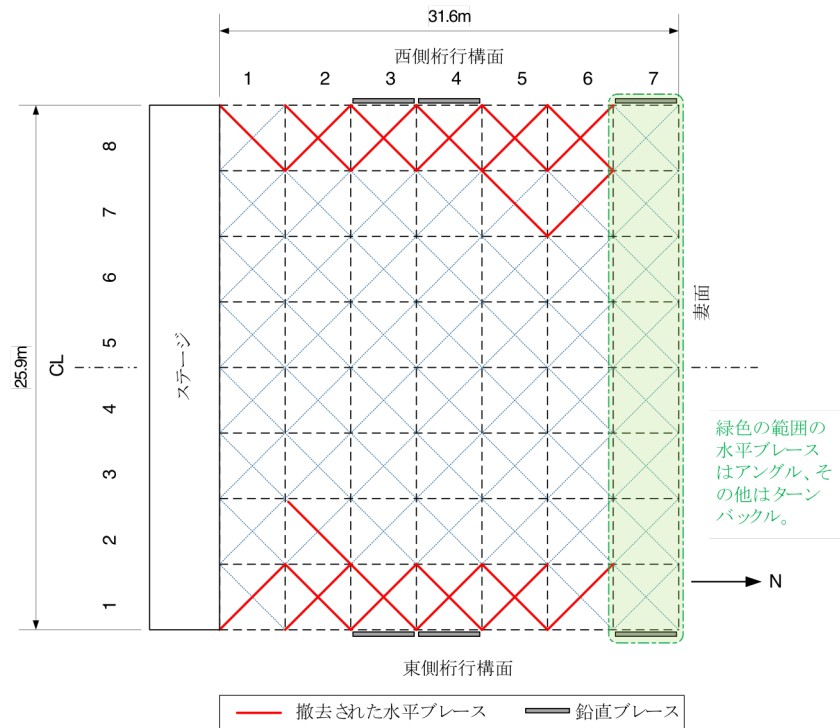


図 5.4-4 撤去されたアリーナ屋根面水平ブレースの位置

h) 体育館H

【建築物の概要】 1973 年建設、2010 年度に耐震改修された体育館。架構は鉄骨造、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造。柱梁は変断面H形鋼、桁行方向はX形のターンバックル付き丸鋼ブレースで、径は1階でφ20、2階でφ16。アリーナには天井が張られている。1階の外壁はラスシートにモルタル（厚さ約3cm）で仕上げたもの。2階の外壁は新しいサイディング。

【構造被害】 桁行ブレースに数箇所程度、ゆるみが生じていた。その他は特に被害は見受けられなかった。

【非構造部材の被害】 入口のはめころしガラス2枚にひび割れが生じた。1階外壁のモルタルが一部落下した。



写真 5.4-109 外観



写真 5.4-110 内観



写真 5.4-111 2階鉛直ブレース



写真 5.4-112 2階鉛直ブレース (交点での擦れ)



写真 5.4-113 2階鉛直ブレース下端接合部
塗料の剥げ、ブレースの若干の変形



写真 5.4-114 1階の鉛直ブレース



写真 5.4-115 1階外壁の水平なひび割れ



写真 5.4-116 入り口脇の外壁モルタルの落下



写真 5.4-117 左の落下したモルタル (厚さ約3cm)

i) 体育館 I

【建築物の概要】1989年建設の新耐震基準に基づき設計された体育館。架構は鉄骨造で、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造で、ターンバックル付き丸鋼ブレース。

【構造被害】すべてのブレースで降伏及び伸びが観察され、大きくたわんでいる。また、それらのブレース接合部やブレース材で破断は見られなかった。

【非構造部材の被害】舞台後方壁の下部の広い範囲での損傷や引き戸2枚の外れ、舞台両脇壁の数箇所のある、引違い窓で障子の15箇所の外れやそれに伴うガラスの損傷、その他のガラスのわれ1箇所、などが確認された。



写真 5.4-118 内観



写真 5.4-119 1階の大きくたわんで変形したブレース



写真 5.4-120 ブレース端部の塑性化の様子



写真 5.4-121 ブレース端部の塑性化と羽子板の曲がり



写真 5.4-122 ブレースの変形状況



写真 5.4-123 1階のブレースの様子



写真 5. 4-124 舞台壁の損傷、引き戸の外れ

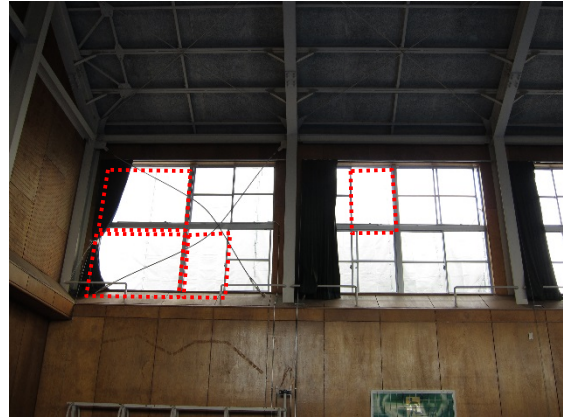


写真 5. 4-125 ガラス窓の障子の脱落（赤点線枠箇所）

j) 体育館J

【建築物の概要】 1980 年建設、2008 年度耐震改修された体育館。架構は鉄骨造で、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造、1 階は平鋼のブレース、2 階はターンバックル付き丸鋼ブレース。

【構造被害】 1、2 階とも、数か所程度で、ブレースのたわみやブレース接合部におけるブレースのわずかな滑りが見られた。

【非構造部材の被害】 壁や基礎のコンクリートに数箇所ひび割れが確認された。

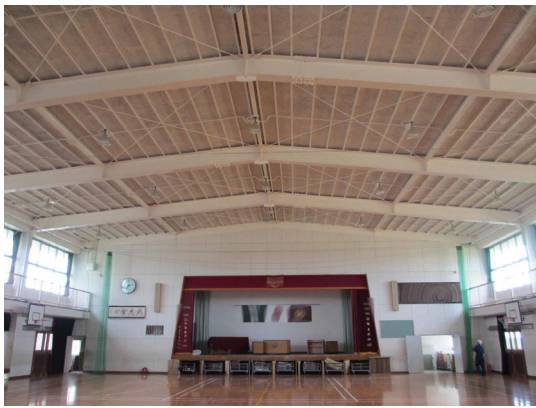


写真 5. 4-126 内観



写真 5. 4-127 ブレースのわずかなたわみ



写真 5.4-128 ブレース接合部におけるブレースのわずかな滑り



写真 5.4-129 2階のブレースのわずかなたわみ

k) 体育館K

【建築物の概要】1965年建設で、2009年度耐震改修された体育館。架構は鉄骨造で、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造で、ターンバックル付き丸鋼ブレース。

【構造被害】妻面の鉛直ブレースでは丸鋼ブレースで2箇所、ブレースのボルト破断が見られた。桁行き方向の鉛直ブレースでは、2階ブレースにわずかなたわみが生じている程度。また、屋根面水平ブレースでは2箇所ボルト破断が見られた。ボルト破断した妻面の鉛直ブレースと屋根面水平ブレースは、耐震改修前のものがそのまま設置されていたものである（耐震改修により桁行き方向の鉛直ブレースは全て交換されていたが、妻面の鉛直ブレースと屋根面水平ブレースは新設または交換されおらず、改修前のブレースがそのまま設置されていた）。

【非構造部材の被害】妻面の外装材の脱落1箇所、窓ガラスの損傷1箇所などが確認された。

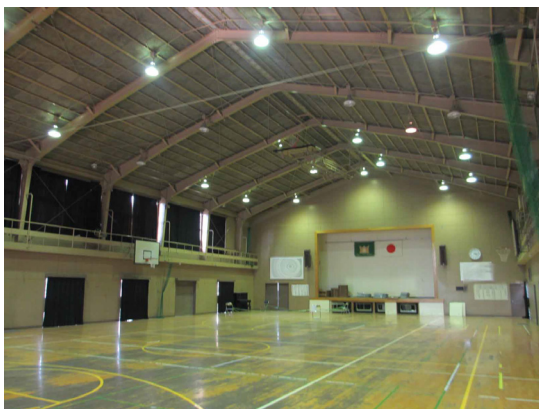


写真 5.4-130 内観



写真 5.4-131 取り替えられていない妻面ブレースのボルト破断



写真 5.4-132 改修で取り替えられたブレースのわずかなたわみ



写真 5.4-133 改修で取り替えられたブレース（被害無し）



写真 5.4-134 改修で取り替えられたブレース（被害無し）



写真 5.4-135 取り替えられていない屋根面水平ブレースのボルト破断



写真 5.4-136 妻面の外装材の脱落



写真 5.4-137 妻面の窓ガラスの損傷

1) 体育館L

【建築物の概要】1996年建設の新耐震基準に基づき設計された体育館。架構はRC造で、屋根が鉄骨造立体トラス。1、2階には剣道場、柔道場、トレーニングルーム、職員室があり、3階レベルに体育館のアリーナ、4階レベルにギャラリーがある。アリーナ上部の屋根はボールト（円筒）形状で、鋼管部材とボールジョイントを用いた複層立体トラス。

【構造被害】立体トラスの構成部材に座屈、破断が生じ、アリーナ床面に部材が落下していた（下弦材5本、上弦材1/2本（部材中央で破断したものの片方）、斜材0本）。またトラス支承部の損傷によると思われるモルタル（支承部を直接目視で確認できていない）や、トラスまわりに付いていたと思われる金具がアリーナ床面に多数散乱していた。

【非構造部材の被害】屋根ふき材のずれ等に伴う雨漏りが生じていた（現地調査時にはギャラリーに水が溜まっていた）。



写真 5.4-138 外観



写真 5.4-139 内観（3階アリーナ）

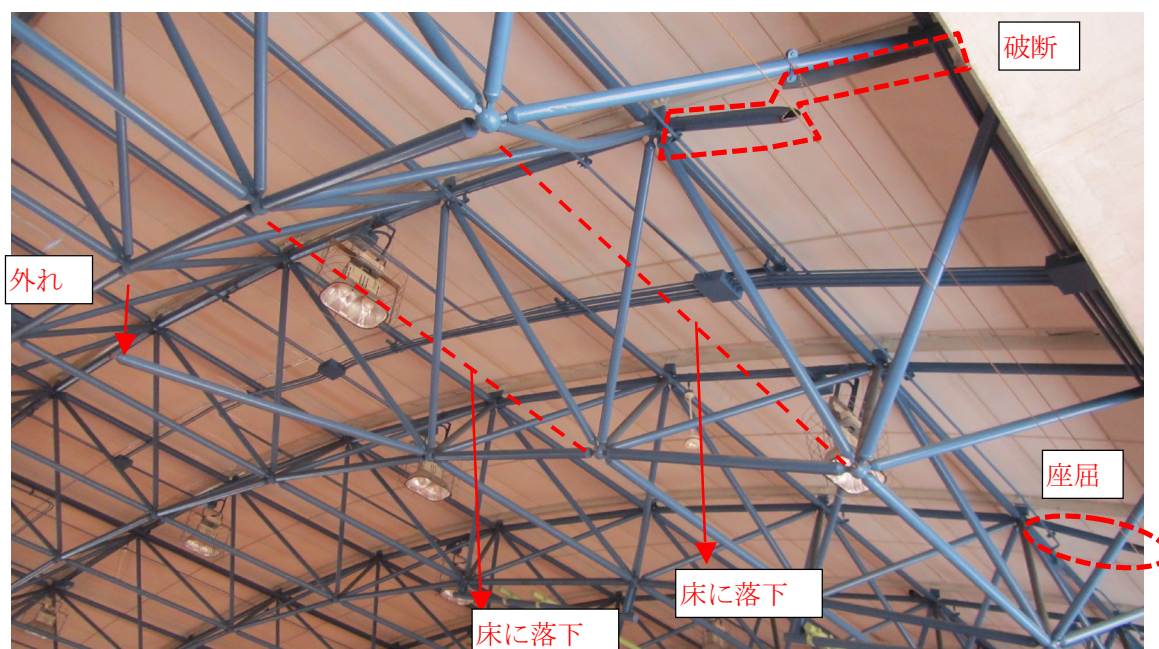


写真 5.4-140 屋根の立体トラス

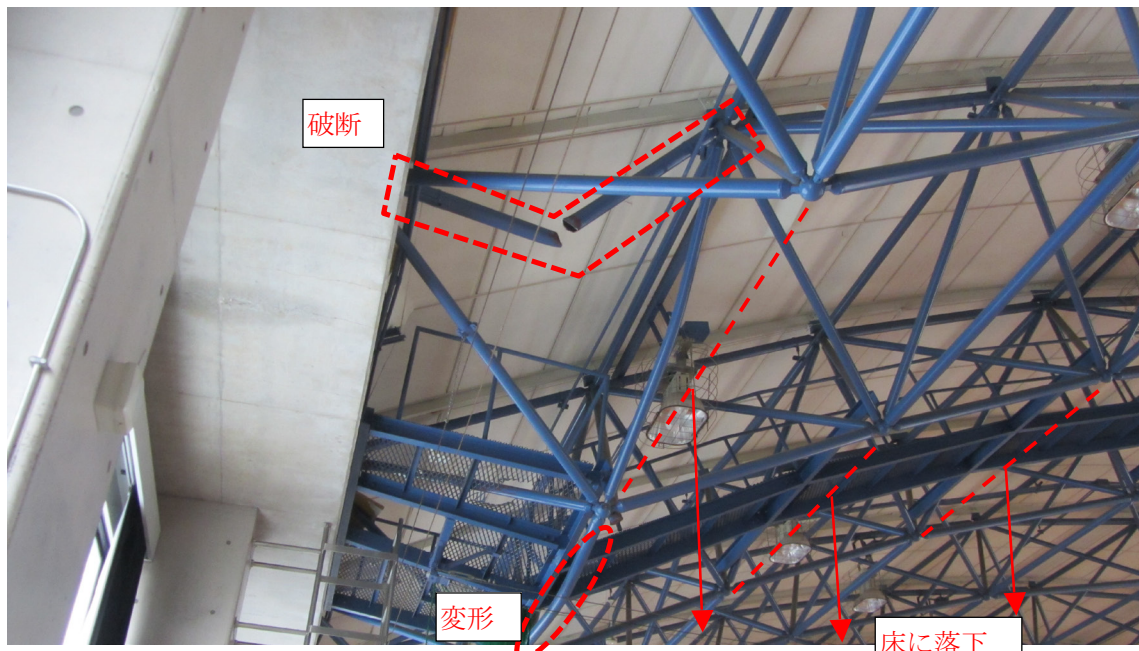


写真 5.4-141 屋根の立体トラス



写真 5.4-142 落下した立体トラスの部材

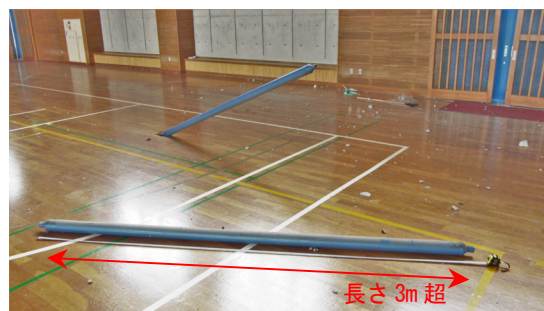


写真 5.4-143 落下した立体トラスの部材 (奥の部材は床に突き刺さっている)



写真 5.4-144 落下した立体トラス部材の端部 (ボルトの破断)



写真 5. 4-145 多数落下していた金具



写真 5. 4-146 落下していたモルタル

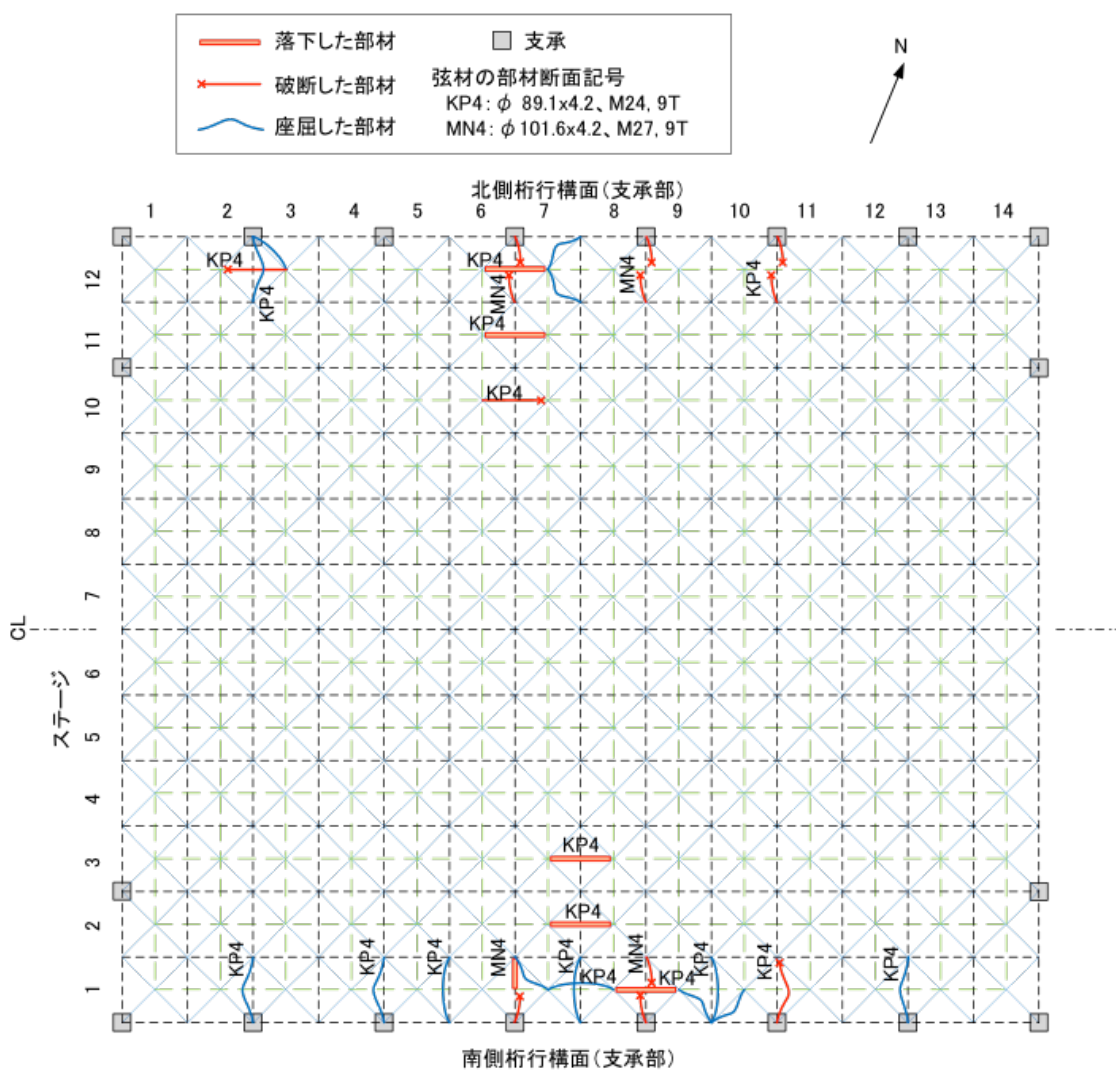


図 5. 4-5 落下・破断・座屈した立体トラスの構成部材の位置

m) 体育館M

【建築物の概要】1965 年建設で、2011 年度耐震改修された体育館。架構は鉄骨造で、張間方向はラチス形式の柱梁の山形屋根のラーメン構造、桁行き方向はブレース構造でターンバックル付き丸鋼ブレース。

【構造被害】桁行き方向の鉛直ブレースは、ほぼ無被害。ラチス形式の柱の柱脚で 1 箇所アンカーボルトの破断が見られた。屋根面水平ブレースは無被害であった。

【非構造部材の被害】窓ガラス1枚にひび割れが入ったとのことで、調査時点で修復済みであった。その他、モルタル外壁にひび割れが数箇所見られた。



写真 5. 4-147 内観

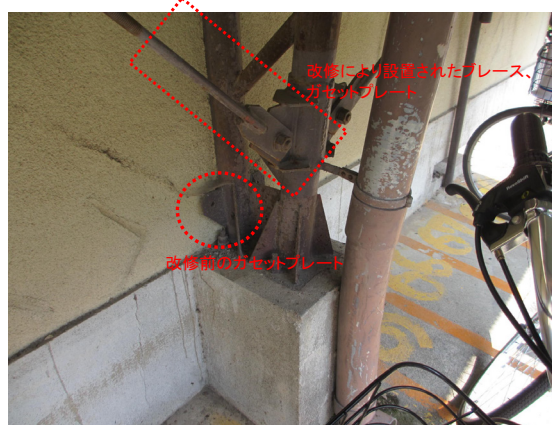


写真 5. 4-148 耐震改修で取り替えられたブレース



写真 5. 4-149 ラチス形式のフレーム



写真 5. 4-150 柱脚のアンカーボルトの破断

n) 体育館N

【建築物の概要】1997年建設の新耐震基準に基づき設計された体育館。架構はRC造で、屋根が鉄骨造アーチ立体トラス。

【構造被害】屋根のトラスで、下弦材が1カ所落下し、5箇所たわみが観察された。ステージ上の妻壁上部のRC架構と下屋の屋根の支承部でコンクリートの破壊、落下が見られた。一方、桁行き構面の支承部では被害は見られなかった。

【非構造部材の被害】トラスの下弦材が脱落した近傍で妻面の軒天が一部垂れ下がっていた。その他、2階レベルの外周部の床に一部ひび割れが確認された。



写真 5.4-151 内観



写真 5.4-152 落下したトラス下弦材



写真 5.4-153 落下したトラス部位

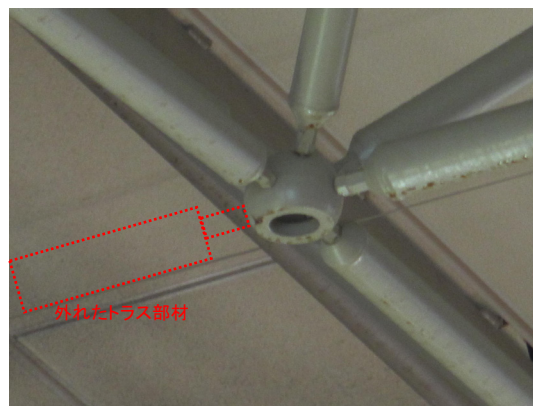


写真 5.4-154 トラス部材が外れたボールジョイント部分



写真 5.4-155 落下したトラス下弦材



写真 5.4-156 少したわんだ下弦材



写真 5.4-157 少したわんだ下弦材



写真 5.4-158 建物の4隅はピン支承部であり無被害



写真 5.4-159 建物桁行構面は長孔の支承部で長孔の端までボルトが移動



写真 5.4-160 ステージ上の下屋の支承部コンクリートの破損

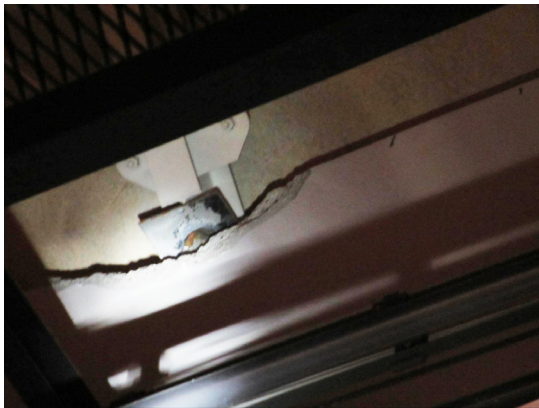


写真 5.4-161 ステージ上の下屋の支承部コンクリートの破損、落下



写真 5.4-162 軒天井の部分的な垂れ下がり

o) 体育館○

【建築物の概要】1985年建設の新耐震基準に基づき設計された体育館。架構は鉄骨造で、張間方向山形屋根のラーメン構造、桁行き方向ブレース構造で平鋼ブレース。

【構造被害】2階の全てのブレース構面でブレース材の破断が観察された。また、1階では1箇所でブレース材の破断が観察された。それらは、ブレース孔欠損部の破断、ブレース端部の母材破断である。ブレースの接合部は、保有耐力接合で設計されていると考えられるが、ブレース材自体の降伏に

よる明確な伸びは、目視では確認できなかった。屋根面水平ブレースには被害は見られなかった。

【非構造部材の被害】山形屋根の棟部分が断面で台形状になっており、その部分について金属メッシュを用いた吊り天井が張られている。この吊り天井について、バー材が壁と取り合う端部付近で変形したり、複数の吊り材が吊り元で外れたり床面まで落下したりしていた。吊り材の長さは現地での計測や脱落した吊り材の計測から、0.4m、1.9m、2.4mの3種類が確認されたが、吊り元の溶接が外れていたのは総て最も短い0.4mの吊り材であった。その他、ガラス窓の障子の外れ1枚、外装材の脱落1箇所などの被害が確認された。



写真 5. 4-163 内観



写真 5. 4-164 2階のブレースの破断



写真 5. 4-165 孔欠損部近傍での破断



写真 5. 4-166 孔欠損部での破断



写真 5. 4-167 ブレース端部での母材破断

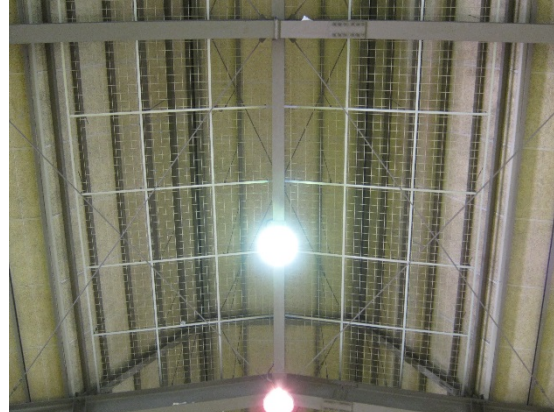


写真 5. 4-168 吊り材が脱落した天井



写真 5.4-169 吊り材（円内は溶接痕）

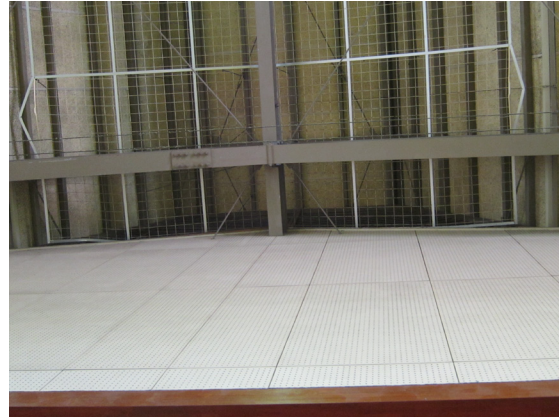


写真 5.4-170 端部付近で変形したバー材（棟部分の形状は台形になっている）



写真 5.4-171 外装材の脱落

(iv) 構造被害の特徴

表 5.4-2 に 15 棟の体育館の架構種別、建設年、耐震改修年度、構造被害等の一覧を示す。調査を行った 15 棟の体育館は、熊本県立高校及び支援学校が 4 棟、熊本市立小学校及び中学校が 10 棟、熊本市立の運動施設が 1 棟である。これらの体育館 15 棟のうち、新耐震基準に基づき設計された体育館は 5 棟、耐震改修済みが 8 棟、耐震診断の結果、補強不要と判断されたものが 2 棟である。これらの調査結果に基づいて、体育館の被害部位毎の特徴を以下に示す。

表 5.4-2 15 棟の体育館の架構の構造、建設年、耐震改修年度、構造被害等の一覧

体育館名称	架構の構造	建設年	耐震改修年度	構造躯体の被害				
				鉛直ブレースの被害	柱脚の被害	屋根部分の被害		
						屋根面水平ブレース	屋根トラス	屋根支承部
体育館 A	鉄骨造	1969年	2011年度	ガセットプレート及びブレース端部に塑性変形	一部でコンクリートひび割れ	2箇所ボルト破断	—	—
体育館 B	RC造架構で屋根鉄骨造	2003年	—	—	—	数カ所でたわみ	被害無し	数カ所でコンクリートひび割れ、破壊、落下
体育館 C	鉄骨造	1979年	Is値0.80で補強不要	被害無し	被害無し	外れ、垂れ3本	—	—
体育館 D	鉄骨造	1975年	2013年度	大きなたわみ	被害無し	たわみ4本	—	—
体育館 E	RC造架構でギャラリーから上部鉄骨造架構	1977年	Is値0.62で補強不要	ほとんど全てのブレース構面でボルト破断	一部の柱脚でコンクリート破壊	被害無し	—	—
体育館 F	鉄骨造	1981年	2008年度	平鋼ブレース母材破断及びボルト穴欠損部破断、たわみ	被害無し	被害無し	—	—
体育館 G	鉄骨造	1970年	2011年度	被害無し	被害無し	外れ、垂れ24本	—	—
体育館 H	鉄骨造	1973年	2010年度	数カ所程度、ゆるみ	被害無し	天井により未確認	—	—
体育館 I	鉄骨造	1989年	—	全てのブレースで降伏及び伸び、大きなたわみ	被害無し	被害無し	—	—
体育館 J	鉄骨造	1980年	2008年度	わずかなたわみ、滑り	被害無し	被害無し	—	—
体育館 K	鉄骨造	1965年	2009年度	わずかなたわみ、妻面ブレース2カ所ボルト破断	被害無し	2カ所でボルト破断	—	—
体育館 L	RC造架構で屋根鉄骨造	1996年	—	—	—	—	立体トラスの部材6本落下	モルタル落下（詳細未確認）
体育館 M	鉄骨造	1965年	2011年度	被害無し	柱脚1カ所でアンカーボルト破断	被害無し	被害無し	—
体育館 N	RC造架構で屋根鉄骨造	1997年	—	—	—	被害無し	立体トラスの部材1本落下、5箇所曲がり	ステージ上の支承部でコンクリート破壊、落下
体育館 O	鉄骨造	1985年	—	2階のブレースのブレース穴欠損部破断、ブレース母材破断	被害無し	被害無し	—	—

1) 鉛直ブレースの被害

鉛直ブレースについて、破断を伴う大きな被害が見られたものとしては体育館E、F、K、Oである。それらの被害は、丸鋼ブレースのボルト破断、平鋼ブレースのボルト孔欠損部またはブレース端部の母材の破断である。平鋼ブレースの被害は、耐震改修により取り替えられたブレースでの被害である。それらの被害写真を、写真5.4-172～174に示す。これらの被害では、ブレース材自体の伸びや降伏したと思われる痕跡が目視では確認できなかった。一方、ターンバックル付き丸鋼ブレースが使われていた体育館Iでは写真5.4-175に示すように、ブレースの大きなたわみ、変形、伸びが観察されたが接合部等で破断していなかった。このような鉛直ブレースの被害は、2011年東北地方太平洋沖地震等の地震被害でも観察されている^{5.4-3)}。



写真5.4-172 体育館Eのボルト破断



写真5.4-173 体育館Fの母材破断



写真5.4-174 体育館Oのブレース孔欠損部の破断



写真5.4-175 体育館Iのブレースの大きなたわみ及び伸び

2) 屋根面水平ブレースの被害

屋根面水平ブレースについては、被害のなかったものやたわみなどの比較的小さな被害のものが半数以上の9棟であったが、ボルト等の破断を伴うものも4棟（体育館A、C、G、K）で観察され、これらの中には、ボルト等の破断が生じていたため、調査時に20か所以上の屋根面ブレースが取り外されていたものもあった。これらのブレースは、いずれも耐震改修以前のブレースがそのまま残されていたものである（耐震改修により、鉛直ブレースは交換されていたが、屋根面水平ブレースは新設または取り替えられておらず、改修前のブレースがそのまま設置されていたものや、耐震診断で補強不要と判断されたもの）。被害例を、写真5.4-176～179に示す。同様の被害は、2011年東北地方太平

洋沖地震等の地震被害でも観察されている^{5.4-3)}。

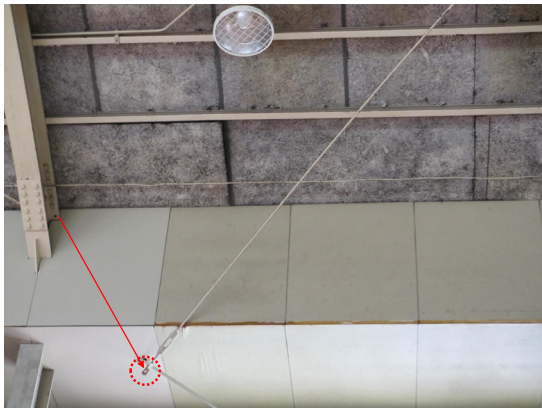


写真 5.4-176 体育館Aの屋根面水平ブレースのボルト破断

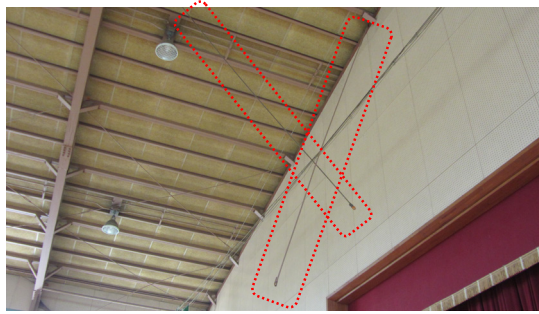


写真 5.4-177 体育館Cの屋根面水平ブレースのボルト破断

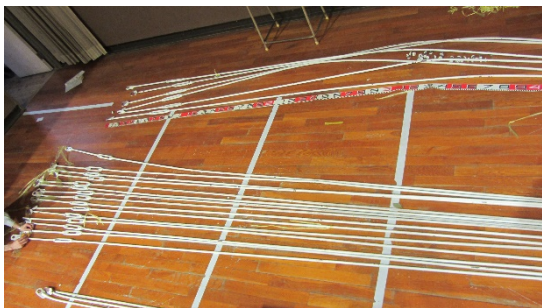


写真 5.4-178 体育館Gの撤去された屋根面水平ブレース



写真 5.4-179 体育館Gの屋根面水平ブレースのボルト

3) 屋根トラスの被害

体育館B、L、Nは、RC造架構に立体トラスの屋根が接続された体育館であり、このうち、体育館LとNで、立体トラスを構成する部材の曲がり、破断、座屈、落下等の被害が見られた。被害例を、写真 5.4-180～183 に示す。2011年東北地方太平洋沖地震では、トラス梁の座屈は見られた^{5.4-3)}が、部材の落下は観察されなかった。

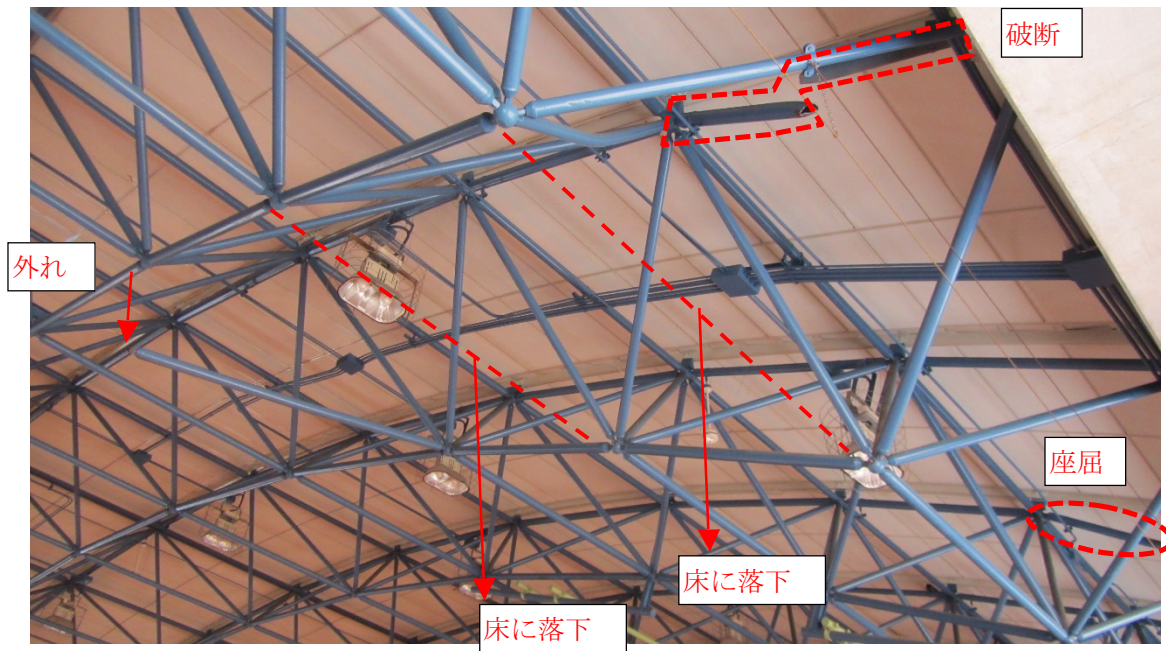


写真 5. 4-180 体育館Lのトラス屋根の被害状況

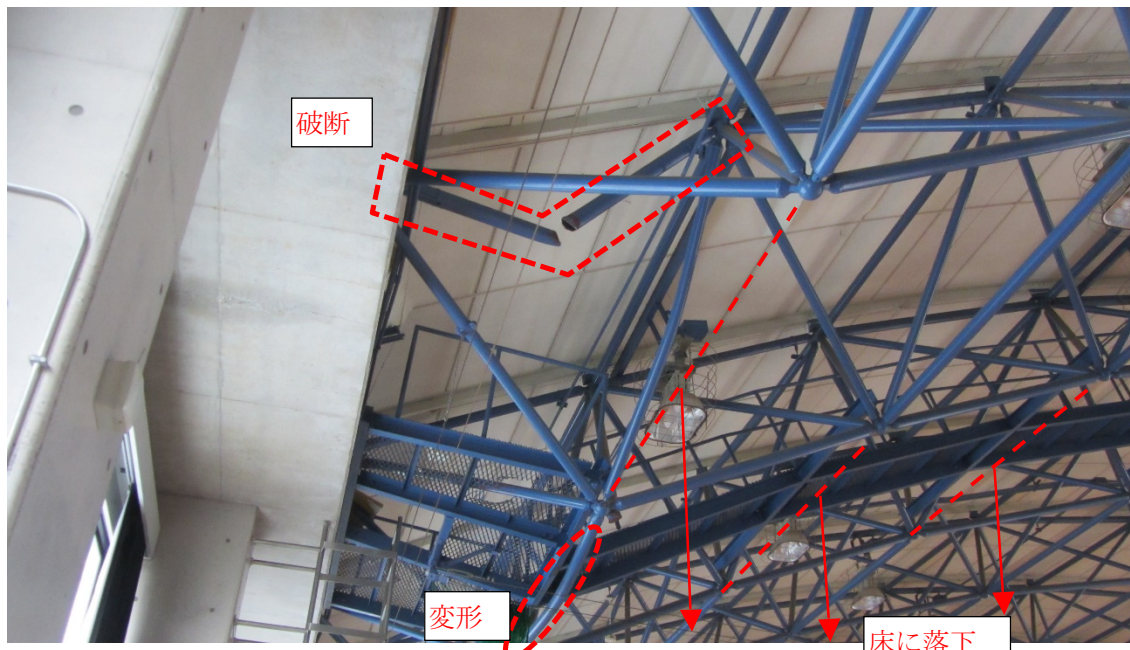


写真 5. 4-181 体育館Lのトラス屋根の被害状況



写真 5.4-182 体育館Nのトラス屋根の下弦材の落下



写真 5.4-183 体育館Nのトラス屋根の下弦材の曲がり

4) 屋根支承部の被害

体育館B、L、Nは、RC造架構に立体トラスの屋根が接続された体育館であり、これらの体育館のうち、体育館BとNで、RC造架構とS造屋根の接続部（支承部）で、コンクリートの側方破壊とそれに伴うコンクリート片の落下やコンクリートのひび割れが観察された。それらの被害を写真 5.4-184～186 に示す。このような被害は、2011年東北地方太平洋沖地震で見られた被害と同様のものである（5.4-4）。



写真 5.4-184 体育館Bの屋根支承部のコンクリートの側方破壊

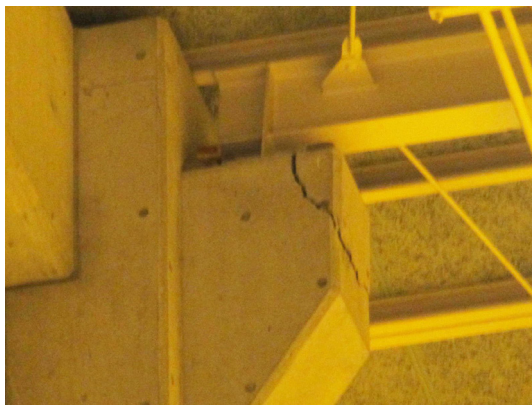


写真 5.4-185 体育館Bの屋根支承部のコンクリートのひび割れ



写真 5.4-186 体育館Nのステージ上の屋根支承部のコンクリートの破壊



写真 5.4-187 体育館Nの桁行き構面の屋根支承部（長孔の端までボルトが移動）

(v) 学校体育館の被害調査のまとめ

学校体育館の調査から得られた体育館の被害形態とその特徴を以下にまとめて示す。

- 1) 鉛直ブレースの被害：耐震改修により取り替えられた平鋼ブレースでボルト孔欠損部等での破断の被害が見られた。一方で、新耐震基準に基づき設計された体育館のターンバックル付き丸鋼ブレースでは、ブレースの大きなたわみ、変形、伸びが観察されたが接合部等で破断していなかった。これらの被害は、2011年東北地方太平洋沖地震等の地震でも見られたものである。
- 2) 屋根面水平ブレースの被害：ボルト等の破断の被害が数棟で観察されたが、これらの中には20か所以上でボルト破断が観察されたものもあった。これらのブレースはいずれも、耐震改修以前のブレースがそのまま残されていたものであった。これらの被害は、2011年東北地方太平洋沖地震等の地震でも見られたものである。
- 3) 屋根トラスの被害：RC架構に立体トラスの屋根が接続された2棟の体育館で、立体トラスを構成する部材のたわみ、破断、座屈、落下等の被害が見られた。このような立体トラス屋根の部材の落下は、これまでの地震では、ほとんど観察されなかったものである。
- 4) 屋根支承部の被害：RC架構とトラスの屋根の接続部（支承部）で、コンクリートの側方破壊とコンクリート片の落下、ひび割れが見られた。このような被害は、2011年東北地方太平洋沖地震でも見られたものである。

(3) その他の鉄骨造建築物の調査

(i) 調査概要

熊本地震の発災直後に、鉄骨造建築物の構造被害の全般的な被害概要の把握と、被害原因や今後の詳細調査の必要性等について検討することを目的とした調査を実施した。この調査は、4月20～21日の2日間で実施し、熊本市内等での比較的大きな規模の鉄骨造建築物や益城町で大きな被害が生じた鉄骨造建築物について、それらの被害の状況を把握するために行ったものである。このうち、5.4.2(3)では、熊本市内及び西原村における比較的大きな規模の鉄骨造建築物の被害状況について記す。

(ii) 調査結果

1) 熊本市内の立体駐車場の被害

a) 立体駐車場 A（建設年不明）

4階建ての鉄骨造の立体駐車場である。構造形式はブレース付きラーメン構造であり、角形鋼管柱とH形鋼梁に、溝形鋼ブレースが用いられている。外観からは構造被害は観察されなかったが、内部の階段室コア部分を形成するブレースに座屈の被害が見られた。特に2階の階段室周りのブレースで比較的座屈が大きく、ブレース端部とブレース交差部のガセットプレートに座屈が生じていた。また、座屈が大きい部分ではブレースの耐火被覆が剥離していた。



写真 5.4-188 外観



写真 5.4-189 建築物内のブレースの様子



写真 5.4-190 ブレースの座屈



写真 5.4-191 ブレースの耐火被覆の剥落



写真 5.4-192 溝形鋼ブレースの座屈



写真 5.4-193 溝形鋼ブレース端部の座屈



写真 5.4-194 ブレース交差部のガセットプレート接続部の座屈

b) 立体駐車場 B (建設年不明)

6 階建ての鉄骨造の立体駐車場である。構造形式はブレース付きラーメン構造であり、角形鋼管柱と H 形鋼梁で、H 形鋼ブレースが用いられている。塔屋で外装材が脱落していた。ブレース交差部やブレース端部では耐火被覆の亀裂や剥離が観察されたが、建築物の外側からは構造的な被害は観察されなかった。



写真 5.4-195 外観



写真 5.4-196 塔屋の外装材の脱落



写真 5.4-197 ブレース端部の耐火被覆の亀裂



写真 5.4-198 ブレース交差部の耐火被覆の剥離

c) 立体駐車場 C (建設年不明)

3 階建ての鉄骨造の立体駐車場である。構造形式は角形鋼管柱と H 形鋼梁のラーメン構造である。塔

屋で外装材が脱落し、ブレースが破断しているのが観察された。柱梁等の構造部材は、耐火被覆に覆われていることもあり、構造被害は観察されなかった。



写真 5. 4-199 外観



写真 5. 4-200 塔屋のブレースの破断



写真 5. 4-201 塔屋のブレースの破断



写真 5. 4-202 建築物内観

2) 西原村の工場建屋の被害

西原村の工業団地内の2階建て鉄骨造の工場である。構造形式は角形鋼管柱とH形鋼梁のラーメン構造である。外壁が一部脱落し、柱梁接合部部分が露出している。露出した部材や接合部には構造的な被害は無いと思われる。なお、周辺では、このほかにも外装材の一部が落下している工場建築物がいくつか見られたが、これらの建築物でも、外観からは構造的な被害は確認されなかった。



写真 5. 4-203 外観



写真 5. 4-204 外壁落下で露出した柱梁接合部

(iii) その他の鉄骨造建築物の調査のまとめ

熊本市内の立体駐車場で、構造躯体及び非構造部材の被害が観察された。構造的な被害として、溝形鋼ブレースの端部とブレース交差部のガセット部分で座屈の被害が観察された。また、塔屋のブレースが破断している被害も観察された。西原村の工業団地では、外装材の一部が落下している工場建築物がいくつか見られたが、外観からは構造的な被害は確認されなかった。これらの建築物の被災度は、中破程度以下のものであり、大破に相当する大きな構造被害は観察されなかった。

5.4.3 まとめ

熊本地震による鉄骨造建築物の被害状況、被害の特徴、被害要因を把握するために、1) 益城町における鉄骨造建築物の調査、2) 学校体育館の調査、3) その他の鉄骨造建築物の調査、の3つの被害調査を行った。以下に、それぞれの調査から得られた結果をまとめて示す。

(1) 益城町における鉄骨造建築物の調査

平成28年(2016年)熊本地震で震度7を観測した益城町宮園観測点近傍の安永・宮園・木山・辻の城・寺迫地区における鉄骨造建築物96棟の被害調査を行った。調査の結果、倒壊又は大破した鉄骨造建築物の総数は16棟(倒壊1棟、大破15棟)、その割合は17%であった。また、倒壊又は大破した鉄骨造建築物は、次の特徴のいずれかを有するものであった。

- ・特徴 1) 建設年が1980年以前と推定されるもの又は古いタイプの部材を用いたもの
- ・特徴 2) 隣の倒壊した建築物による力の作用、宅地擁壁部分の崩壊等の当該建築物以外の周辺状況による何らかの影響があったと推定されるもの
- ・特徴 3) 溶接部等で破断が生じていたもの

なお、倒壊又は大破した建築物と特徴1), 2), 3)との対応関係は表5.4-1のとおりである。

(2) 学校体育館の調査

15棟の学校体育館の調査から得られた体育館の被害形態とその特徴は以下である。

- 1) 鉛直ブレースの被害：耐震改修により取り替えられた平鋼ブレースでボルト孔欠損部等での破断の被害が見られた。一方で、新耐震基準に基づき設計された体育館のターンバックル付き丸鋼ブレースでは、ブレースの大きなたわみ、変形、伸びが観察されたが接合部等で破断していなかった。これらの被害は、2011年東北地方太平洋沖地震等の地震でも見られたものである。
- 2) 屋根面水平ブレースの被害：ボルト等の破断の被害が数棟で観察されたが、これらの中には20か所以上でボルト破断が観察されたものもあった。これらのブレースはいずれも、耐震改修以前のブレースがそのまま残されていたものであった。これらの被害は、2011年東北地方太平洋沖地震等の地震でも見られたものである。
- 3) 屋根トラスの被害：RC架構に立体トラスの屋根が接続された2棟の体育館で、立体トラスを構成する部材のたわみ、破断、座屈、落下等の被害が見られた。このような立体トラス屋根の部材の落下は、これまでの地震では、ほとんど観察されなかったものである。
- 4) 屋根支承部の被害：RC架構とトラスの屋根の接続部(支承部)で、コンクリートの側方破壊とコンクリート片の落下、ひび割れが見られた。このような被害は、2011年東北地方太平洋沖地震でも見られたものである。

(3) その他の鉄骨造建築物の調査

熊本市内の立体駐車場の構造的な被害として、溝形鋼ブレースの端部とブレース交差部のガセット部分で座屈の被害が観察された。また、塔屋のブレースが破断している被害も観察された。西原村の工業団地では、外装材の一部が落下している工場建築物がいくつか見られたが、外観からは構造的な被害は確認されなかった。これらの建築物の被災度は、中破程度以下のものであり、大破に相当する大きな構造被害は観察されなかった。

参考文献

5. 4-1) 震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針改訂委員会:震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、(一財)日本建築防災協会、2015
5. 4-2) 平成28年(2016年)熊本地震による建築物等被害第三次調査報告(速報)(鉄骨造建築物並びに非構造部材及び設備を中心とした調査)、国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所、2016年5月
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h28/20160420kumamotokentiku4.pdf>
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/03-kumamoto.pdf>
5. 4-3) 山田哲、伊山潤、島田侑子、松本由香、長谷川隆、清家剛、中野達也、吉敷祥一:東北地方太平洋沖地震および余震による学校体育館の構造被害、日本建築学会技術報告集 第44号、pp.133-138、2014年2月
5. 4-4) H23年(2011年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告、国総研資料第674号、建築研究資料第136号、2012年3月
<http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0674.htm>
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/0311report.html>

5.5 鉄筋コンクリート造等建築物の被害

5.5.1 調査の目的と概要

平成 28 年熊本地震による、鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）建築物および鉄骨鉄筋コンクリート造（以下、SRC 造）建築物の被害の概要と特徴を把握するため、図 5.5-1 に示すエリアを対象として現地被害調査を実施した。

本節では、その調査結果と、今回の RC 造等建築物被害の特徴を示す。

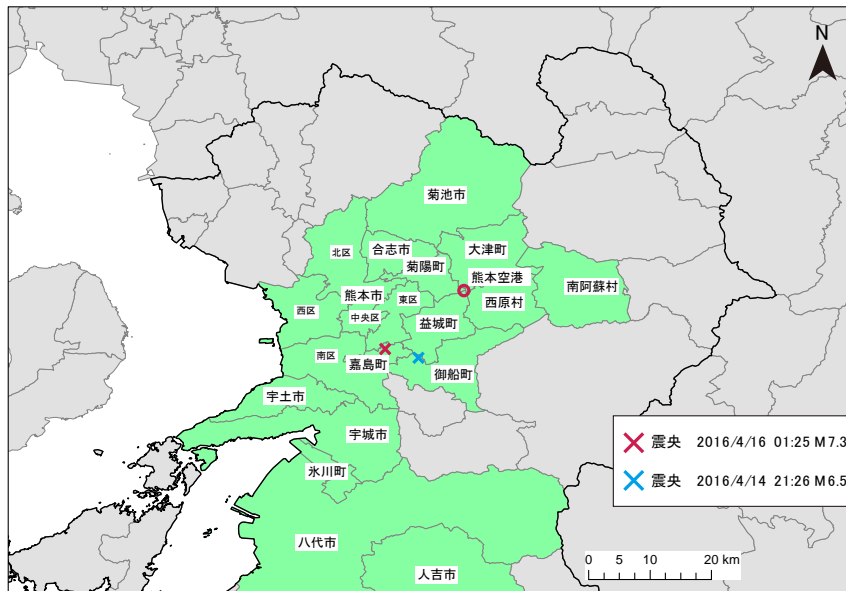


図5.5-1 調査エリア

5.5.2 調査結果

(1) 1981 年以降または耐震改修済みの被災建築物

1) 共同住宅 A（宇土市、建設年 1998 年）

本建築物は、4 階建て RC 造共同住宅である。平面形状は長方形であり、桁行方向は北西-南東方向である。



写真5.5-1 外観（南西側）

平面図を図 5.5-2 に示す。本建築物は、桁行方向 10 スパン、張間方向 1 スパンであり、桁行方向に
対称な平面プランである。1 階には、桁行方向両端に壁厚 220mm の連層耐力壁が、階段室直下（Y4 構
面の北東側）に壁厚 220mm の壁柱が複数枚配置されている。それらの壁を除き、1 階は純ピロティ構
造となっている。

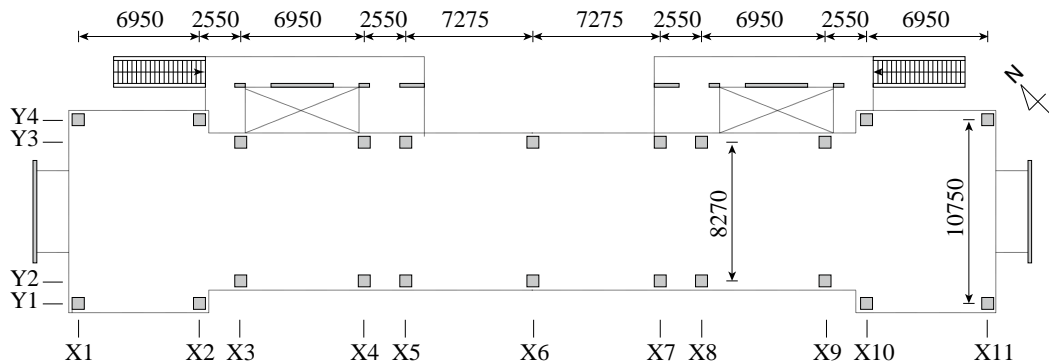


図5.5-2 1階平面図

現地で計測したところ、1 階の柱は断面が 650×650mm である。主筋には D22 が用いられ、せん断補
強筋は D13 がおおよそ 100mm ピッチで配筋されていることが確認された（写真 5.5-2）。2 階梁は梁下
端面とスラブ下面が一致する逆梁形式となっており、スラブ下面がピロティ階の天井面となっている
（写真 5.5-3）。柱の内法高さ 2820mm である。



写真5.5-2 1階柱頭部の拡大



写真5.5-3 1階内部からの見上げ

被災度区分判定基準^{5.5-1}に従い、部材損傷度を判定した結果を図5.5-3に示す。1階柱は、主筋の座屈が多数見られ、一部の主筋は破断していることも確認された（写真5.5-4、写真5.5-5）。このような被害は主に柱頭部で確認されたが、一部の柱では柱脚部でも同様の被害が生じている。

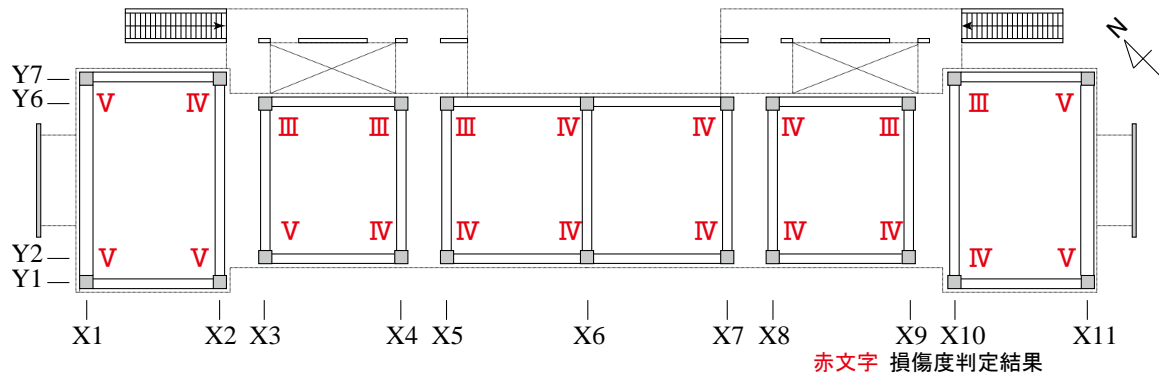


図5.5-3 部材損傷度判定結果



(a) 東側から見た柱全景



(b) 柱頭部の拡大

写真5.5-4 X11-Y1 柱（柱頭破壊、軸支持能力低下、損傷度V）



(a) 東側から見た柱全景



(b) 柱頭部の拡大

写真5.5-5 X5-Y2 柱（柱頭破壊、主筋の座屈・破断、損傷度IV）



写真5.5-6 X5-Y3 柱（曲げ降伏、損傷度Ⅲ）

部材損傷度の判定結果に従い、被災度区分判定をした結果を表 5.5-1 に示す。部材損傷度の判定結果はいずれの方向でも同一となったため、代表して NE-SW 方向（張間方向）の結果を示す。本対象建築物においては、耐震性能残存率 R=21 (%) となり、「大破」の判定となった。

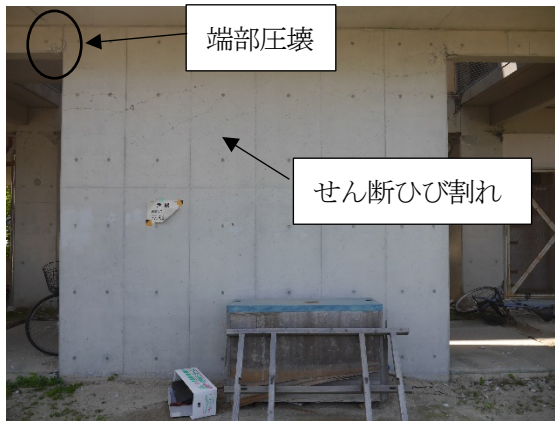
表5.5-1 被災度判定結果(NE-SW 方向)

損傷度	本数	残余性能（曲げ柱）	本数×残余性能
損傷度Ⅴ	6	0	0
損傷度Ⅳ	11	0.2	2.2
損傷度Ⅲ	5	0.5	2.5
損傷度Ⅱ	0	0.75	0
損傷度Ⅰ	0	0.95	0
		合計	4.7
		耐震性能残存率	21 % [大破]

なお、外周部の壁部材には、写真 5.5-7 に示すようにひび割れや圧潰が生じているが、柱に比べて被害程度が小さく、柱と連動して耐震要素として効いていたとは考えづらいため、本検討では、外周部の壁部材を考慮していない。また、同団地内に同時期に建設された 3 階建てないし 4 階建ての壁式 RC 造共同住宅 15 棟の外部からの調査では、構造部材に対する被害は見られない。



(a) 桁行外柱連層耐力壁 (水平ひび割れ)



(b) 階段室下の壁柱 (せん断ひび割れ、端部圧壊)

写真5.5-7 壁部材の損傷状況

2) 共同住宅B (熊本市中央区、建設年 2006年)

本建築物は9階建てRC造の共同住宅である。平面形状は桁行方向4スパン、張間方向1スパンの長方形であり、1階が壁の少ないピロティ構造となっている。1階の一部の壁を除き、いずれの壁も構造スリットにより切り離されている。

1階の南側構面の4本の柱および北側構面の2本の柱で、脚部から900mmほどの高さに水平のひび割れが生じていた。そのうち、南側構面の3本の柱では、同高さ付近で全周に渡ってコンクリートが剥落していた。露出面から確認できる主筋(D29)はいずれも溶接継手で継がれていたが、溶接継手部で主筋が破断していることが確認された。破断はいずれも溶接部と母材の境目で生じている。



写真5.5-8 建築物外観



写真5.5-9 1階 (ピロティ層) の被害



写真5.5-10 1階柱の水平ひび割れ



写真5.5-11 主筋破断部の拡大

3) 共同住宅C（熊本市西区、建設年1985年）

本建築物は、桁行方向4スパン、張間方向1スパンの4階建てRC造共同住宅である。平面図（および部材損傷度判定結果）を図5.5-4に示す。南西面の階段室の壁を除き、1階は純ピロティ構造となっている。1階の柱は断面が650×650mmである。主筋にはD25が用いられ、せん断補強筋はD10がおおよそ100mmピッチで配筋されている。柱の内法高さは、1階床面から梁下までが2900mm、2階床下面までが3500mmである。

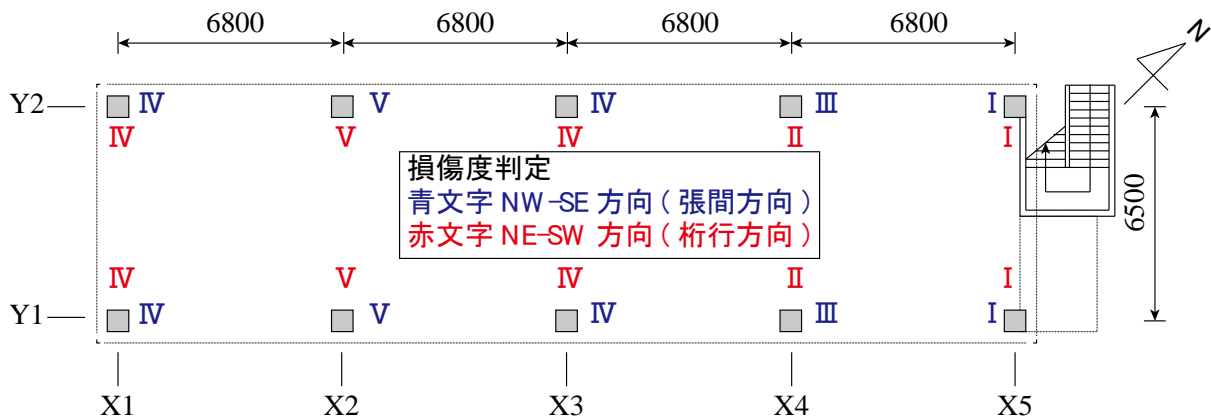


図5.5-4 1階平面図および部材損傷度判定結果

被災度区分判定基準^{5.5-1}に従い、部材損傷度を判定した結果を図5.5-4に示す。また、代表的な被害状況を写真5.5-12～写真5.5-14に示す。建築物の被害は、1階柱に集中しているため、本調査では1階の被災度区分判定を実施した。

1階柱は、北側角の階段室側から遠い構面の柱に被害が集中しており、ねじれ挙動が生じていることが推察される。X2構面柱がもっとも損傷度が高く、軸支持能力が明らかに低下していることが確認できる(写真5.5-12)。X1構面の隅柱は、柱頭部からやや接合部側に入った位置で曲げ破壊が生じている(写真5.5-13)。X3構面の柱は付着割裂破壊が生じている(写真5.5-14)。



(a) 西側から見た柱全景



(b) 柱中央部の拡大

写真5.5-12 X2-Y1 柱 (付着割裂破壊、コアコンクリートの剥落、損傷度V)



(a) 北西側から見た柱全景



(b) 柱頭部の拡大

写真5.5-13 X1-Y1 柱 (隅柱、柱頭部曲げ破壊、損傷度IV)



写真5.5-14 X3-Y1 柱 (付着割裂破壊、損傷度IV)

部材損傷度の判定結果に従い、被災度区分判定をした結果を表 5.5-2 に示す。ここでは、被害が比較的大きい NW-SE 方向 (張間方向) を対象としている。本対象建築物においては、耐震性能残存率 $R=37(\%)$ となり、「大破」の判定となった。

表5.5-2 被災度判定結果(NW-SE方向)

損傷度	本数	残余性能 (曲げ柱)	本数×残余性能
損傷度V	2	0	0
損傷度IV	4	0.2	0.8
損傷度III	2	0.5	1.0
損傷度II	0	0.75	0
損傷度I	2	0.95	1.9
		合計	3.7
		耐震性能残存率	37 % [大破]

4) 共同住宅D (熊本市東区、建設年 1992 年)

本建築物は桁行方向 5 スパン、張間方向 1 スパンの 10 階建て RC 造共同住宅であり、1 階は駐車場となっている。また、北側で 10 階建ての別棟とエキスパンションジョイントで接続されている (写真 5.5-15)。桁行方向のスパン長さは外側で 6.0m、内側で 6.4m、張間方向のスパン長さは 11.7m である (図 5.5-5)。本詳細調査では、被害の概要を把握するとともに、被害が大きい 1 階を対象とした被災度区分判定を実施した。



(a) 南側

(b) 北側 (写真の右側の建築物)

写真5.5-15 建築物の外観

現地で計測したところ、1 階柱の断面は 950mm×950mm で、主筋には D25 が用いられており、せん断補強筋は D13 がおよそ 75mm ピッチ (柱中央高さ付近) で配筋されていた。また、建築物の外周部では 2 階大梁が 1 階柱に偏心して取り付いており、柱側面と大梁側面が揃っていた。張間方向の大梁は、桁行方向の大梁と比較して、せい、幅共に短かった。張間方向の大梁の下端筋には D25 が用いられており、せん断補強筋は D10 がおよそ 200mm ピッチ (梁端部) で配筋されていた (写真 5.5-16)。

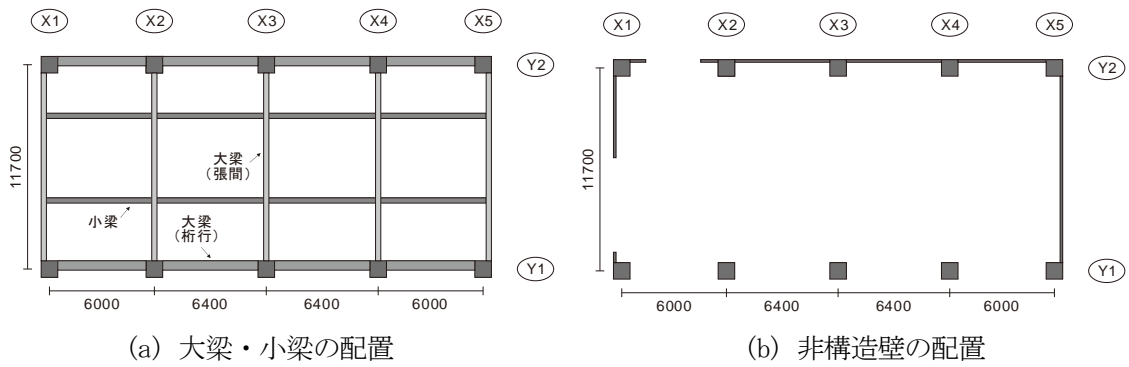


図5.5-5 1階の平面図



写真5.5-16 1階柱主筋、2階大梁（張間方向）の配筋

1階の外周部には、壁厚150mmで、柱際に沿って部分スリットが設けられているRC壁が設けられていた（写真5.5-17）。以降、完全スリットを有さない壁を非構造壁と称する。破壊した箇所を見ると、厚さ50mm程度の部分スリットが埋め込まれており、壁筋はD10がおよそ200mmピッチで配筋されていた。したがって、張間方向に関しては、2階以上には耐力壁が配置されているが、その直下の1階には耐力壁がなく、柱だけで構成される純ピロティ構造として設計された可能性がある。



写真5.5-17 柱際に設けられた非構造壁の部分スリット

被災度区分判定基準^{5.5-1}に従い、被害が最も大きい1階について、部材損傷度の判定を行った。図5.5-6中に判定した損傷度を示す。柱の損傷度と比較して、大梁や柱梁接合部の損傷度が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に読み替えた。代表的な部材の損傷状況を写真5.5-18に示す。10本の柱のうち、3本の柱の損傷度がVとなった。1本(X4Y2)は中心高さ付近で、1本(X5Y1)は脚部で破壊し、コンクリートが剥落すると共に主筋が座屈した。また、もう1本の柱(X3Y2)では、柱自体の損傷度はIIに留まったが、張間方向の大梁の下端筋が座屈したため、損傷度をVとしている。また、隅角部の柱(X1Y1)では、大梁が偏心して取り付けいた柱梁接合部でひび割れ幅が2.0mmを超えるひび割れが確認されたため、損傷度をIVとしている。

表5.5-3に被災度区分判定の結果を示す。本建築物は1982年以降に建設されており、柱の内法高さを柱せいで除した値が3.0未満となるため、1階柱を「曲げせん断柱」に分類して、残余性能の評価を行った。桁行方向と比較し、張間方向の方が損傷度Vに分類される部材の数が多いため、耐震性能残存率はやや低く、桁行方向の耐震性能残存率はR=35(%)、張間方向の耐震性能残存率はR=31(%)となった。被災度はいずれの方向についても「大破」となった。

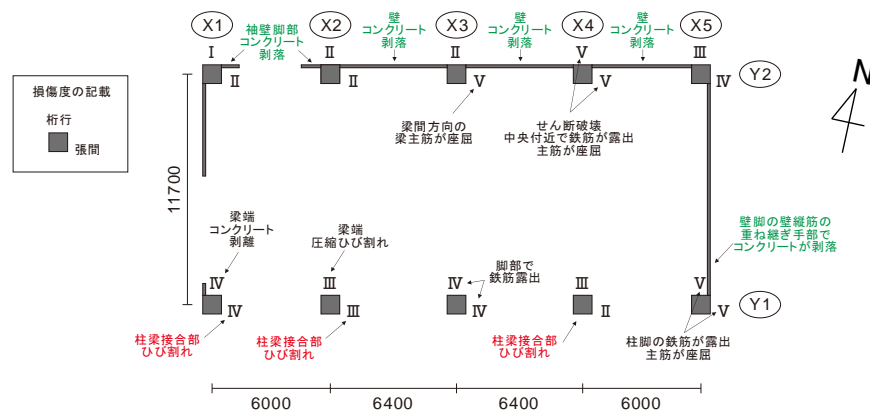


図5.5-6 被災度判定の結果

表5.5-3 被災度判定の結果

(a) 桁行方向

損傷度	本数	残余性能	本数× 残余性能
V	2	0.00	0.00
IV	3	0.10	0.30
III	2	0.40	0.80
II	2	0.70	1.40
I	1	0.95	0.95
合計	10		3.45
		耐震性能	35%
		残存率	大破

(b) 張間方向

損傷度	本数	残余性能	本数× 残余性能
V	3	0.00	0.00
IV	2	0.10	0.20
III	2	0.40	0.80
II	3	0.70	2.10
I	0	0.95	0.00
合計	10		3.10
		耐震性能	31%
		残存率	大破



(a) 柱(X4Y2)



(b) 柱(X5Y1)



(c) 張間方向大梁(X3Y2)



(d) 柱梁接合部(X1Y1)



(e) 非構造壁(X5 構面)



(f) 非構造壁(Y2 構面、X3-X4 間)

写真5.5-18 各部材の損傷

上階の桁行方向の共用廊下側の構面でも、1階と同様に柱際に部分スリットが設けられていたが、特に2、3階では、コンクリートの剥落を伴うような袖壁、腰壁、方立壁の被害が見られた。また、柱の損傷度がVと判定され、柱や大梁が大きな損傷を受けた張間方向のX3、X4構面では、スパン中央付近で2階大梁に数センチ程度の鉛直たわみが生じていることを確認している。



写真5.5-19 2階共用廊下側の方立壁の被害

5) 庁舎E（上益城郡益城町、建設年1998年）

本建築物はRC造2階建ての消防庁舎であり、庁舎建築物に主訓練塔と副訓練塔が併設されている。庁舎建築物では什器の転倒、損傷等が確認されているが、空調等の設備機器の被害は軽微であった。建築物周辺では最大で30～40cm程度の地盤の沈下が生じている。壁が多く配置されたRC造2階建ての副訓練塔には前震、本震とも目立った被害は見られないが、RC造5階建てで、3～5階がセットバックし、4本柱で構成された主訓練塔では大きな被害が見られた。

前震では、3階柱梁接合部のコンクリートが剥落しており、内部の鉄筋の露出が見られる。また、一部の柱主筋は座屈していた（写真5.5-21、写真5.5-22）。3階の柱脚や柱頭、4階の大梁でもコンクリートの剥落が見られたが、鉄筋が露出する程ではなかった（写真5.5-23）。本震では、当該建築物が国道側（西方向）に大きく傾き、余震により変形がさらに増大した（写真5.5-24、写真5.5-25）。変形の様子から3～4階で部分崩壊形が形成されたと考えられ、4階の柱梁接合部には多数のひび割れが発生していた。



写真5.5-20 前震後の主訓練塔の被災状況

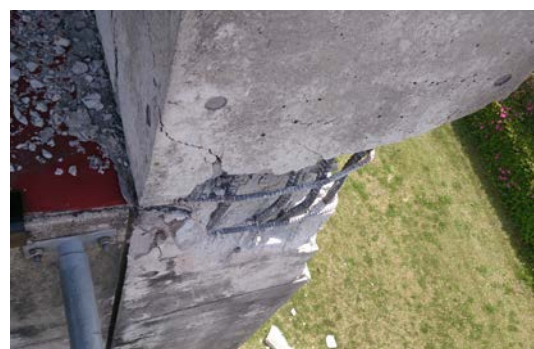


写真5.5-21 前震後の主訓練塔の3階柱梁接合部周辺の被災状況



写真5.5-22 前震後の主訓練塔の
3階柱脚の被災状況



写真5.5-23 前震後の主訓練塔の
4階大梁の被災状況



写真5.5-24 本震後の主訓練塔の被災状況



写真5.5-25 本震後の主訓練塔の
3階柱梁接合部周辺の被災状況

被災度区分判定基準^{5.5-1}に従い、被害が最も大きく、本震時に大きな残留変形が生じた3階の東西方向(X方向)について、部材損傷度の判定を行った。なお、当該建築物は4月19日に解体され、現地で調査することができなかつたため、前震と本震の間に撮影された被災写真を基に判定を実施した。図5.5-7に判定した柱の損傷度を示す。なお、上下の柱梁接合部や大梁の損傷が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に置き換えた。X1Y3柱では3階柱梁接合部の破壊により、柱主筋の座屈が見られたため、損傷度をVとした。X2Y3柱では柱脚においてコンクリートの剥落は見られるものの、鉄筋の破断や座屈は確認できないため、損傷度をIVとした。X1Y1柱、X2Y1柱は、柱頭や柱に取り付く4階の大梁においてカバーコンクリートの剥落が見られたが、剥落の範囲が限定的であるため、損傷度をⅢとした。

表5.5-4に被災度区分判定の結果を示す。3階の各柱を被災度区分判定の「曲げ柱」に分類したところ、耐震性能残存率はR=30(%)となった。したがって、当該建築物の前震後の被災度は「大破」となる。

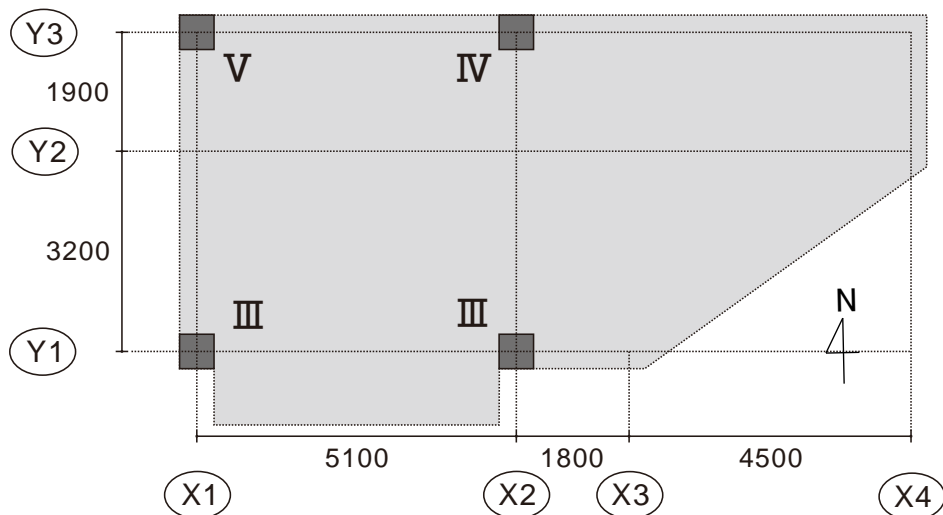


図5.5-7 前震後の部材損傷度判定結果(3階)

表5.5-4 前震後の被災度判定結果(X方向)

損傷度	本数	残余性能	本数× 残余性能
V	1	0.00	0.00
IV	1	0.20	0.20
III	2	0.50	1.00
II	0	0.75	0.00
I	0	0.95	0.00
合計	4		1.20
		耐震性能	30%
		残存率	大破

6) 共同住宅F(熊本市東区、建設年1993年)

本建築物は桁行方向4スパン、張間方向1スパンの9階建てRC造共同住宅であり、平面形状は長方形である(図5.5-8)。柱は700mm×800mmであり、柱主筋にはD25が、柱帯筋には柱脚部でD13が100mmピッチで用いられていることが確認された。また、袖壁や腰壁などの非構造壁は、端部筋にD13が、壁縦横筋にはD10がダブルで配筋されていた。壁厚は150mmである。

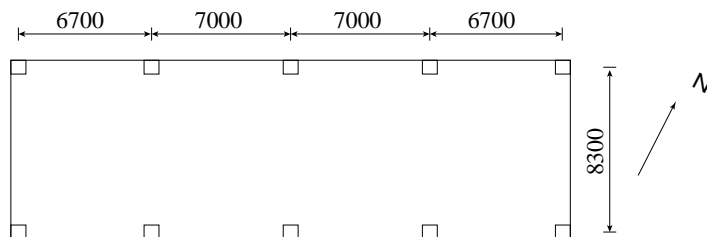


図5.5-8 1階略平面図



写真5.5-26 柱帯筋の配筋

被害は1階が最も大きく、共用廊下側の構面では、方立壁の多くがせん断破壊しており、ドアや窓枠が大きく変形していた（写真5.5-27）。また、袖壁の柱際には部分スリット（スリット深さ35mm以上）が埋め込まれており、付近に損傷が集中していた。コンクリートが剥落した箇所では、方立壁の壁筋や腰壁、垂れ壁の曲げ補強筋が座屈していた。柱に関してはカバーコンクリートが剥落した程度であり、主筋の座屈も見られなかったが、柱梁接合部にひび割れが確認された。



(a) 北側から見た全景



(b) 1階部の拡大

写真5.5-27 非構造壁の損傷

バルコニー側でも、方立壁や袖壁のせん断破壊が確認され、一部の柱では柱端部の圧潰が確認された（写真5.5-28）。方立壁や袖壁によって短スパン化した桁行方向の大梁では、せん断ひび割れや付着割裂ひび割れも確認された。また、1階のバルコニーではひび割れが開き、部分的に凹凸ができていたが、このような箇所ではバルコニー下の基礎部分（基礎梁ではない）のコンクリートが破壊していた（写真5.5-29）。



(a) 柱端部の圧壊



(b) 2階梁のひび割れ

写真5.5-28 構造部材の損傷



写真5.5-29 1階バルコニー下の基礎部分の損傷

被災度区分判定基準^{5.5-1}に従い、被害が最も大きい1階について、部材損傷度の判定を行った。共用廊下側（南東面）の部材損傷度判定結果を図5.5-9に、バルコニー側（北西面）の部材損傷度判定結果を図5.5-10に示す。正面側では、柱梁接合部の1.0mm～2.0mmのひび割れが確認されたため、接合部のひび割れを直下の柱の損傷に読み替えて判定を行った。また、バルコニー側では、柱横の開口上部の梁に、1.0～2.0mmのひび割れが確認されたため、これらのひび割れを近傍の柱の損傷に読み替えて判定を行った。

部材損傷度に基づいた被災度区分判定結果を表5.5-5に示す。判定した10本の柱のうち、5本が損傷度Ⅲ、5本が損傷度Ⅱとなり、被災度区分判定結果は耐震性能残存率R=55(%)となり、「大破」となった。

また、参考までに、非構造壁の被災度区分判定を実施したところ、判定した13枚の袖壁および8枚の方立壁の全てが損傷度Ⅳ以上と判定され、被災度区分判定結果は「大破」となった。

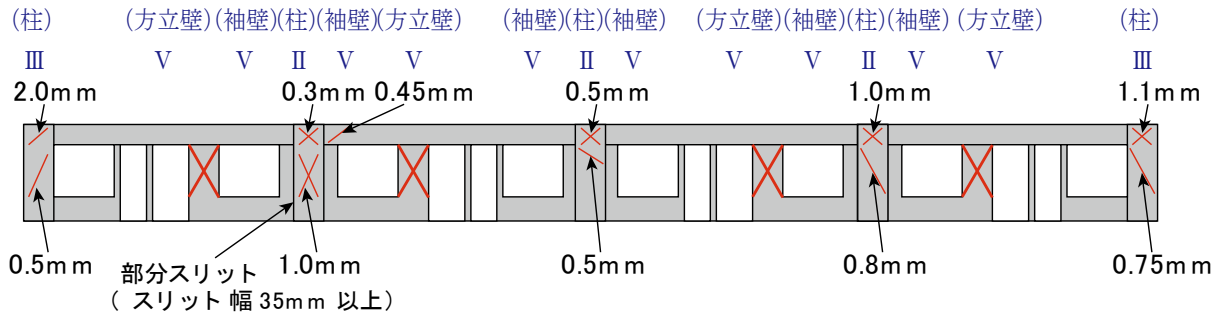


図5.5-9 共用廊下側（南東面）の部材損傷度判定結果

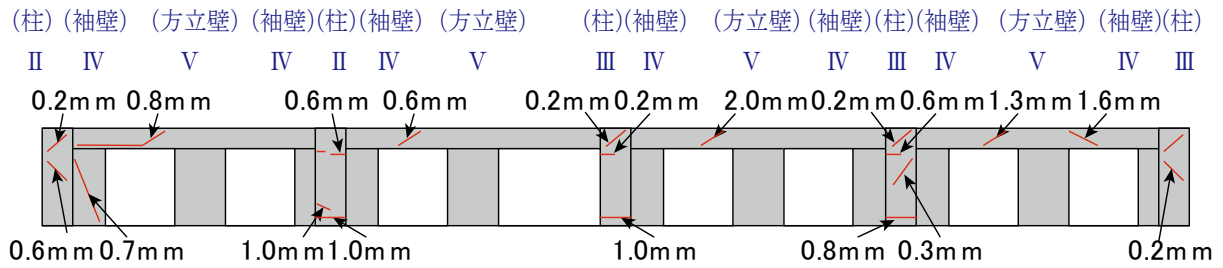


図5.5-10 バルコニー側（北西面）の部材損傷度判定結果

表5.5-5 被災度判定結果(桁行方向)

(a) 柱				(b) 非構造壁	
損傷度	本数	残余性能 (曲げせん断柱)	本数× 残余性能	損傷度	本数
V	0	0	0	V	14
IV	0	0.1	0	IV	7
III	5	0.4	2.0	III	0
II	5	0.7	3.5	II	0
I	0	0.95	0	I	0
0	0	1	0	0	0
合計	10		5.5	合計	21
		耐震性能 残存率	55% 大破		大破

7) 共同住宅 G (熊本市北区、建設年 2000 年)

本建築物は桁行方向 6 スパン、張間方向 1 スパンの RC 造の 6 階建て共同住宅で、平面形状は長方形である (写真 5.5-30)。1 階はピロティ構造となる駐車場階で、北側の桁行方向の一部に耐力壁が設けられている。



写真5.5-30 建築物南東面

被害は 2 階が最も大きく、桁行方向共用廊下側の構面では、柱、袖壁、方立壁の多くがせん断破壊しており、コンクリートの剥落、鉄筋露出、非構造壁縦筋の座屈が見られた (写真 5.5-31、写真 5.5-32)。柱がせん断破壊した原因は、柱に取付く腰壁端部の横筋は柱内に定着されていなかったものの、腰壁が柱の水平変形に抵抗したことで、柱が短スパン化 (柱幅 550~600mm 程度、柱の可撓長さ 1,000mm 程度) したためと思われる。なお、柱の主筋は D25、中間部のせん断補強筋で D13@100 であった。一方、腰壁のないバルコニー側の柱には損傷が見られなかったが、方立て壁は共用廊下側と同様のせん断破壊と袖壁のスリーブ孔位置からの鉛直方向のひび割れが見られた (写真 5.5-33、写真 5.5-34)。また、ピロティ構造である 1 階は桁行方向の柱に取付く耐力壁端部にせん断ひび割れが見られた以外は、顕著な損傷はなかった (写真 5.5-35)。



写真5.5-31 共用廊下側柱のせん断破壊



写真5.5-32 共用廊下側柱に取付く腰壁および袖壁 (袖壁横筋は柱内に未定着だが、スリットなし)



写真5.5-33 バルコニー側柱と袖壁の鉛直ひび割れ



写真5.5-34 バルコニー側方立て壁のせん断破壊



写真5.5-35 1階桁行方向耐力壁のせん断ひび割れ

最も被害が大きい2階の桁行方向について、被災度区分判定^{5.5-1}を実施した。共用廊下側およびバルコニー側の部材損傷度判定結果をそれぞれ図5.5-11および図5.5-12に示す。また、被災度区分判定結果を表5.5-6に示す。14本の柱のうち損傷度IVが4本であり、被災度は「中破」と判定された。

また、参考までに、39枚の方立壁および袖壁について、非構造壁の被災度区分判定^{5.5-1}を行ったところ、21枚の方立壁で損傷度がIVを上回り、非構造壁の被災度は「中破」と判定された。

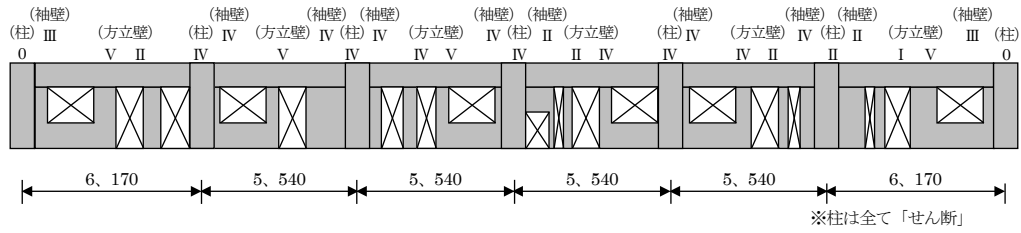


図5.5-11 部材損傷度判定結果（2階桁行方向、共用廊下側）

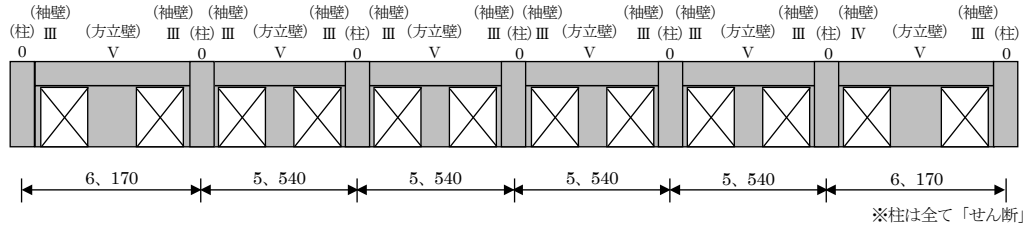


図5.5-12 部材損傷度判定結果（2階桁行方向、バルコニー側）

表5.5-6 被災度区分判定結果（2階）

(a) 柱				(b) 非構造壁	
損傷度	本数	残余性能 (せん断)	本数× 残余性能	損傷度	本数
V	0	0	0	V	10
IV	4	0	0	IV	11
III	0	0.30	0	III	12
II	1	0.60	0.60	II	5
I	0	0.95	0	I	1
0	9	1	9	0	0
合計	14		9.60	合計	39
		耐震性能 残存率	68.5% 中破		中破

8) 共同住宅H（熊本市東区、建設年1986年）

本建築物は桁行方向3スパン、張間方向1スパンのRC造の4階建て共同住宅で、平面形状は長方形である（写真5.5-36）。1階は駐車場階で、張間方向の両妻構面に耐力壁が入っているが、中構面には耐力壁が入っていないピロティ構造である。

被害は中構面1階の北側の柱2本が桁行方向にせん断破壊して、コンクリートの剥落、鉄筋露出が見られた（写真5.5-37、写真5.5-38）。柱断面・配筋は、650mm（桁行方向）×750mm（張間方向）、主筋はD29、せん断補強筋はD13@100であった。剥落部分周辺のコンクリートは、粗骨材がやや多い傾向にあり、手で触れるとモルタル部分がボロボロ崩れるなど脆弱な性状を示した。当該柱の張間方向は仕上げ材のタイルの剥落は見られるものの、せん断ひび割れ幅は0.4mm以下に収まっていた。また、その他の柱および耐力壁は無損傷あるいは0.2mm以下のひび割れであった。



写真5.5-36 建築物北面



写真5.5-37 1階柱桁行方向のせん断破壊



写真5.5-38 1階柱張間方向のせん断ひび割れ

最も被害が大きい1階について、被災度区分判定^{5.5-1}を実施した。部材損傷度判定結果を図5.5-13に、被災度区分判定結果を表5.5-7および表5.5-8に示す。桁行方向では、8本の柱のうち損傷度IVが2本であり、被災度は「中破」と判定された。一方、張間方向では、4本の柱および2枚の両側柱付き壁はいずれも損傷度がIIを下回り、被災度は「小破」と判定された。

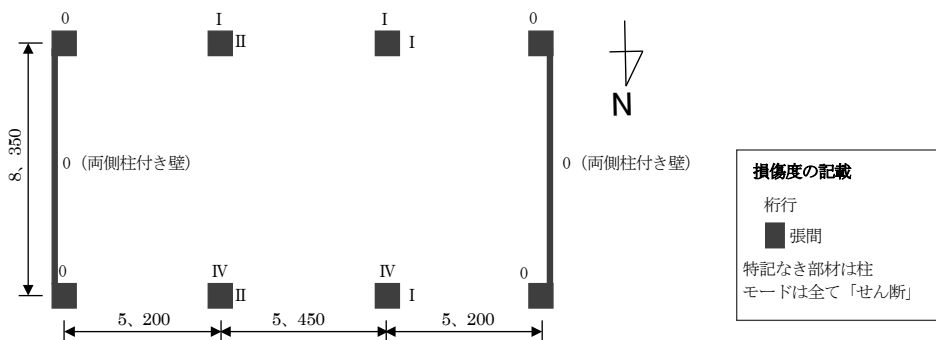


表5.5-7 被災度区分判定結果（1階桁行方向）

損傷度	本数	残余性能 (せん断)	本数× 残余性能
V	0	0	0
IV	2	0	0
III	0	0.30	0
II	0	0.60	0
I	2	0.95	1.90
0	4	1	4.00
合計	8		5.90
		耐震性能 残存率	73.7% 中破

表5.5-8 被災度区分判定結果（1階張間方向）

損傷度	本数	残余性能 (柱・ せん断)	本数	残余性能 (両側柱 付き壁)	本数× 残余性能
V	0	0	0	0	0
IV	0	0	0	0	0
III	0	0.30	0	1.8	0
II	2	0.60	0	3.6	1.20
I	2	0.95	0	5.7	1.90
0	0	1	2	6	12
合計	4		2		15.10
				耐震性能 残存率	94.3% 小破

9) 共同住宅 I（熊本市中央区、建設年 2001 年）

本建築物は桁行方向 3 スパン、張間方向 1 スパンの 9 階建て RC 造共同住宅で、平面形状は長方形、上階が一部セットバックしている。1 階がピロティ構造の駐車場階である（写真 5.5-39）。2 階以上は立ち入りができなかったため、1 階の駐車場部分でのみ調査を行った。



写真5.5-39 建築物北面

被害の特徴は、張間方向中構面における2階大梁端部でのせん断破壊である(写真5.5-40)。当該大梁(梁せい750mm×梁幅600mm)の柱際から800mm離れた位置の直交方向には、桁行方向大梁に平行して梁が取り付けられているが、この梁が当該大梁の地震時の変形を拘束したことで短スパン化し、大梁端部でせん断破壊が生じたものと推定される。また、張間方向両妻構面の大梁には、中構面にあるような梁は取り付けしていないものの、その端部にはせん断ひび割れが生じていた(写真5.5-41)。なお、張間方向の大梁では、このせん断破壊によってたわみが生じているため、その対策として仮設の支保工が設けられていた(写真5.5-42)。

なお、1階柱には損傷は確認されず、2本の柱の張間方向に袖壁が取り付けられているが、その袖壁に軽微なひび割れが見られた程度である(写真5.5-43)。2階以上での被害としては、方立て壁のせん断ひび割れなどが1階部分から確認された(写真5.5-44)。



写真5.5-40 張間方向中構面2階大梁端部のせん断ひび割れ



写真5.5-41 張間方向妻構面2階大梁端部のせん断ひび割れ



写真5.5-42 支保工による張間方向大梁のたわみ対策



写真5.5-43 1階柱の張間方向に取付く袖壁



写真5.5-44 方立て壁のせん断ひび割れ

最も被害が大きい1階について、被災度区分判定^{5.5-1}を実施した。部材損傷度判定結果を図5.5-14に、被災度区分判定結果を表5.5-9および表5.5-10に示す。桁行方向では、いずれの柱も無損傷であり、被災度は「無被害」と判定された。一方、張間方向では、8本の柱はいずれも梁支配型で損傷度Ⅰが2本、Ⅱが3本、Ⅲが2本、Ⅴが1本あり、被災度は「中破」と判定された。

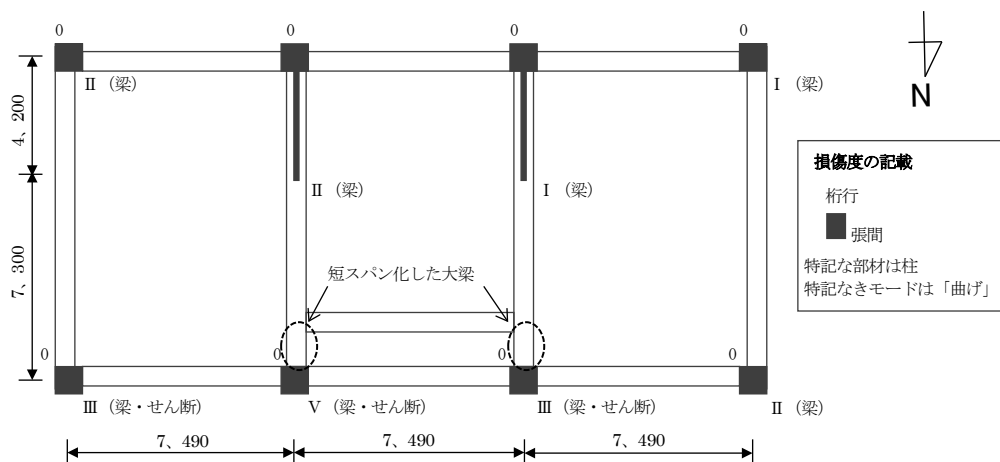


図5.5-14 部材損傷度判定結果（1階）

表5.5-9 被災度区分判定結果（1階桁行方向）

損傷度	本数	残余性能	本数× 残余性能
V	0		0
IV	0		0
III	0		0
II	0		0
I	0		0
0	8	1	8
合計	8		8
		耐震性能 残存率	100% 無被害

表5.5-10 被災度区分判定結果（1階張間方向）

損傷度	本数	残余性能 (梁・ せん断)	本数	残余性能 (梁・ 曲げ)	本数× 残余性能
V	1	0	0	0	0
IV	0	0.10	0	0.20	0
III	2	0.40	0	0.50	0.80
II	0	0.70	3	0.75	2.25
I	0	0.95	2	0.95	1.90
0	0	1	0	1	0
合計	3		5		4.95
				耐震性能 残存率	61.8% 中破

10) 共同住宅J（熊本市東区、建設年1992年）

本建築物は桁行方向3スパン、張間方向2スパンのRC造の6階建て共同住宅で、平面形状は長方形である。1階はピロティ構造となる駐車場階で、桁行方向構面外に壁が配置されている(写真5.5-45)。

1階の構造被害としては、柱頭の大梁が取り付けられない非拘束領域におけるコンクリートの剥落、鉄筋露出、また、柱脚コンクリートのひび割れ、剥落が一部で見られた(写真5.5-46、写真5.5-47、写真5.5-48、写真5.5-49)。全ての柱および梁端に幅0.2~0.6mm程度、一部で幅1mm超のひび割れがあるほか、垂れ壁端部が損傷し、コンクリート剥落、鉄筋露出が見られた。また、桁行方向構面外の非構造壁は、せん断ひび割れが全面的に見られた。本建築物の南東側は、擁壁が設けられた崖地があり、1階土間スラブにひび割れが見られたが、柱の傾斜は確認されなかった。



写真5.5-45 1階（駐車場）



写真5.5-46 1階柱頭のコンクリート剥落
と鉄筋露出



写真5.5-47 1階柱脚のせん断ひび割れ



写真5.5-48 垂れ壁端部のコンクリート剥
落、鉄筋露出



写真5.5-49 桁行方向構面外の非構造壁
のせん断ひび割れ

最も被害が大きい1階について、被災度区分判定^{5.5-1}を実施した。部材損傷度判定結果を図5.5-15に、被災度区分判定結果を表5.5-11および表5.5-12に示す。桁行方向では、12本の柱のうち損傷度Ⅲが1本、損傷度Ⅳが3本あり、被災度は「中破」と判定された。張間方向では、12本の柱のうち損傷度Ⅳが2本あり、被災度は同じく「中破」と判定された。

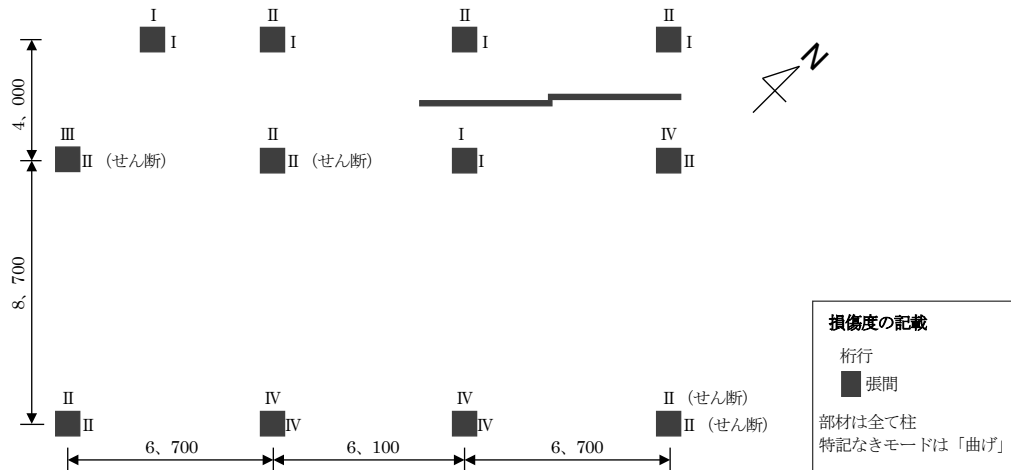


図5.5-15 部材損傷度判定結果（1階）

表5.5-11 被災度区分判定結果（1階桁行方向）

損傷度	本数	残余性能 (せん断)	本数	残余性能 (曲げ)	本数× 残余性能
V	0	0	0	0	0
IV	0	0	3	0.20	0.60
III	0	0.30	1	0.50	0.50
II	1	0.60	5	0.75	4.35
I	0	0.95	2	0.95	1.90
0	0	1	0	1	0
合計	1		11		7.35
				耐震性能 残存率	61.2% 中破

表5.5-12 被災度区分判定結果（1階張間方向）

損傷度	本数	残余性能 (せん断)	本数	残余性能 (曲げ)	本数× 残余性能
V	0	0	0	0	0
IV	0	0	2	0.20	0.40
III	0	0.30	0	0.50	0
II	3	0.60	2	0.75	3.30
I	0	0.95	5	0.95	4.75
0	0	1	0	1	0
合計	3		9		8.45
				耐震性能 残存率	70.4% 中破

11) 共同住宅 K (熊本市西区、建設年 1991 年)

本建築物は平面雁行と上階の一部にセットバックがある不整形な形状の SRC 造の 11 階建ての共同住宅で、桁行き方向が南北軸の住棟である (写真 5.5-50)。1 階は駐車場階で一部に耐力壁が取り付けられているがほぼ純ピロティ構造である (写真 5.5-51)。



写真5.5-50 建築物北面



写真5.5-51 1階 (駐車場)

1 階の構造被害としては、一部の柱、梁にかぶりコンクリートの剥落が見られたが、多くは 0.2mm 以下の曲げひび割れやせん断ひび割れであった。また、桁行方向の一部の柱には非構造壁が取り付けられ、部分スリットと思われる構造目地が設けられていたが、スリット深さが 20~30mm で十分な絶縁効果を発揮できず壁にせん断破壊が生じていた。このほか、当該壁の柱への振れ止め筋 (D13@400~500mm) が抵抗したことによるものと思われる柱のかぶりコンクリートの剥落が見られた (写真 5.5-52、写真 5.5-53)。

また、2 階以上の住宅階では、方立て壁や袖壁のせん断破壊並びに袖壁端位置における梁下端のコンクリートのひび割れや剥落が見られたが、柱には大きな損傷は確認できなかった (写真 5.5-54、写真 5.5-55)。2 階以上の一部住戸には、持出し長さ 2.5m 程度の片持ち梁と頭繋ぎの梁によって支持されている出部屋がある。片持ち梁先端周辺でコンクリートのひび割れが見られたが、その片持ち梁が支持している非構造壁の回転変形を頭繋ぎの梁が拘束したことによって生じたものと推定される。(写真 5.5-56、写真 5.5-57)。



写真5.5-52 スリット深さ 20~30 mm程度
の非構造壁が取付く1階柱のコンクリー
トの剥落



写真5.5-53 1階桁行方向の非構造壁の
せん断破壊



写真5.5-54 1階柱のひび割れ



写真5.5-55 梁端部のかぶりコンクリー
トの剥落



写真5.5-56 出部屋を支持する片持ち梁先
端周辺のひび割れ

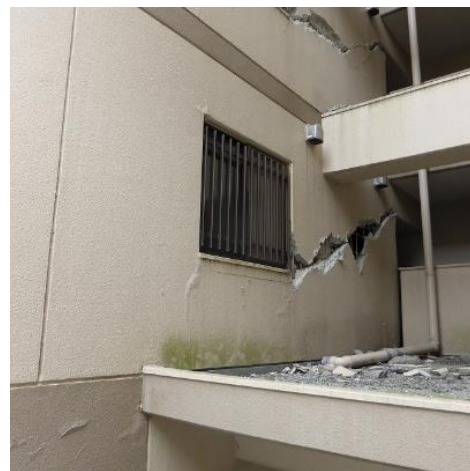


写真5.5-57 2階方立て壁のせん断破壊

最も被害が大きい1階で、被災度区分判定^{5.5-1}を実施した。部材損傷度判定結果を図5.5-16に、桁行方向および張間方向の被災度区分判定結果をそれぞれ表5.5-13、表5.5-14に示す。桁行方向では、判定した19本の柱のうち、損傷度IVの柱が3本であり、被災度は「小破」と判定された。また、張間方向では、判定した16本の柱のうち、梁支配型で損傷度IIIが1本、損傷度IVが2本であり、被災度は「小破」と判定された。

なお、応急危険度判定の結果は「危険」であり、建築物エントランスには、内部への立入り禁止テープが貼られていたが、一部居住者は生活を継続している様子が確認された。

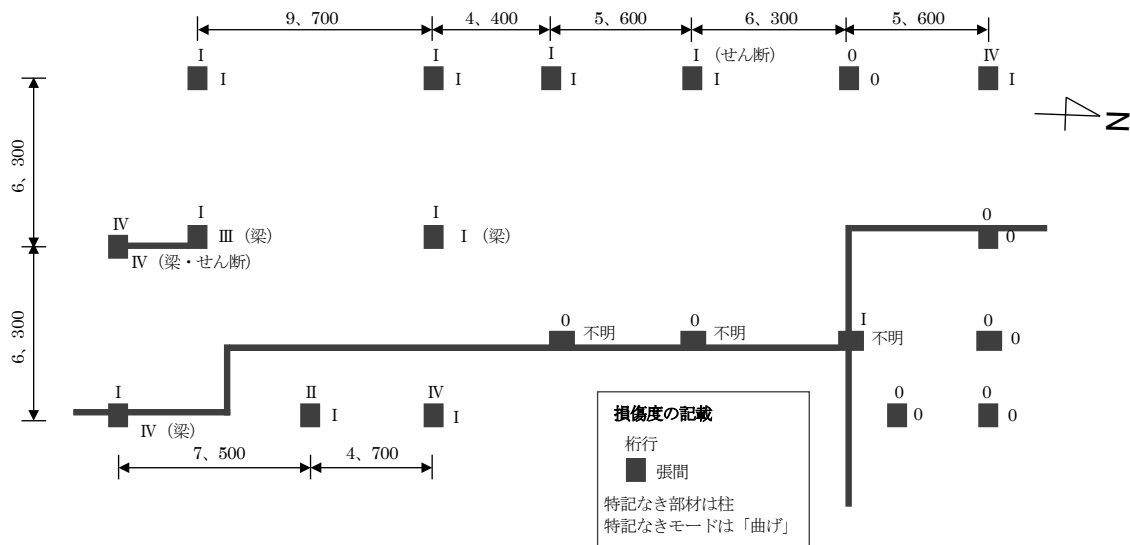


図5.5-16 部材損傷度判定結果（1階）

表5.5-13 被災度区分判定結果（1階桁行方向）

損傷度	本数	残余性能 (せん断)	本数	残余性能 (曲げ)	本数× 残余性能
V	0	0	0	0	0
IV	0	0	3	0.20	0.60
III	0	0.30	0	0.50	0
II	0	0.60	1	0.75	0.75
I	1	0.95	7	0.95	7.60
0	0	1	7	1	7.00
合計	1		18		15.95
				耐震性能 残存率	83.9% 小破

表5.5-14 被災度区分判定結果（1階張間方向）

損傷度	本数	残余性能 (曲げ)	本数	残余性能 (梁・せん断)	本数	残余性能 (梁・曲げ)	本数× 残余性能
V	0	0	0	0	0	0	0
IV	0	0.20	1	0.10	1	0.20	0.30
III	0	0.50	0	0.40	1	0.50	0.50
II	0	0.75	0	0.70	0	0.75	0
I	7	0.95	0	0.95	1	0.95	7.60
0	5	1	0	1	0	1	5
合計	12		1		3		13.40
						耐震性能 残存率	83.7% 小破

12) 共同住宅L（熊本市中央区、建設年1990年）

本建築物は、10階建てSRC造共同住宅である。桁行方向は8スパン、張間方向は最大3スパンで、平面形状はL字形である（写真5.5-58、写真5.5-59）。調査時点において、当該建築物は継続使用されている様子であった。本調査では、被害の概要を把握するとともに、被害が大きい5階の共用廊下側の構面の一部を対象とした被災度区分判定を実施した。



写真5.5-58 外観（東側）



写真5.5-59 建築物（北西側）

桁行方向のバルコニー側の構面では、1～8階に渡って方立壁がせん断破壊していたが、袖壁の破壊は確認されなかった（写真 5.5-60）。また、当該方立て壁は高さ方向に不規則に配置されており、壁のアスペクト比は1から2程度となっている。一方で、バルコニーが設けられた張間方向の外側の構面では、方立壁を含めて、目立った損傷は確認できなかった。



写真5.5-60 桁行き方向バルコニー側の方立て壁のせん断破壊

桁行方向の共用廊下側の構面でも、1～10階の全ての階において、方立壁のせん断破壊が生じており、コンクリートの剥落や鉄筋の露出が見られた（写真 5.5-61）。また、せん断破壊には至らないものの、多くの袖壁でせん断ひび割れが発生していた。現地で実測した方立壁の厚みは180mmで、D10の壁筋がおよそ150mmピッチで配筋されていた。

構造的な被害としては、各階の柱や梁、柱梁接合部で、曲げひび割れやせん断ひび割れが見られたが、ひび割れ幅は0.2mm以下のものが大部分を占めていた（写真 5.5-62）。また、1階駐輪場内の桁行方向の大梁の端部でもせん断ひび割れが見られた（写真 5.5-63）。

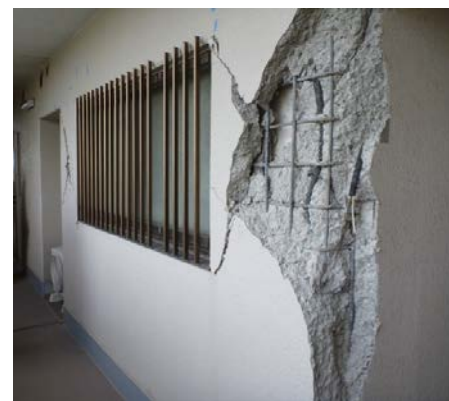


写真5.5-61 桁行き方向の共用廊下側の構面における被害



写真5.5-62 ドア開口上の大梁のひび割れ



写真5.5-63 1階駐輪場内の桁行方向の大梁のせん断ひび割れ

被災度区分判定基準^{5.5-1}に従い、被害が最も大きい5階について、桁行方向の共用廊下側のおよそ5スパンについて、部材損傷度の判定を行った(図5.5-17)。

構造部材に関しては、柱に生じたせん断ひび割れの幅はいずれも0.2mm以下であった。大梁の端部では曲げひび割れが、柱梁接合部にはせん断ひび割れが発生したが、いずれもひび割れ幅は0.2mm以下であった(図5.5-18)。ただ、大梁に関しては、写真5.5-62に示すように、方立壁と袖壁に挟まれたドア開口上部の位置において、幅1mmのせん断ひび割れが生じていたため、この大梁と隣接する柱の損傷度を評価する際に、大梁の損傷度を柱の損傷度に読み替えた。

表5.5-15に被災度区分判定の結果を示す。新耐震以降に建設された建築物であるため、SRC造の残余性能は、曲げ柱・充腹形で算定した。また、6本の柱のうち、4本の損傷度がⅠ、2本の損傷度がⅡ(大梁のせん断ひび割れの損傷を読み替えたもの)と判定され、当該箇所の耐震性能残存率はR=88(%)、被災度は「小破」の判定となった。

方立壁、袖壁に関しては、2015年改訂版の被災度区分判定基準^{5.5-1}で新たに追加された非構造壁の被災度区分判定を別々に実施した。2015年改訂版では、近年の地震被害において、基礎構造や上部構造での被災度が小さい場合でも、非構造壁の損傷により建築物の継続使用が困難となる場合が確認されているため、復旧の要否の判定を明確にするために、従来行われている上部構造の耐震安全性を評価する手法とは別に判定する手法が示された。調査した非構造壁のうち、損傷度Ⅳ以上と判定された非構造壁の割合に応じて、「小破(一部ある場合)」、「中破(半数以上ある場合)」、「大破(ほぼ全数ある場合)」に分類される。ただし、非構造壁の被災度と、建築物の性能や修復経費等の因子との関係は現時点で明確ではなく、今後の課題として示されているため、本稿では参考値として扱うものとする。

方立壁は今回調査した8枚全ての損傷度がⅢを上回り、被災度を評価する際の基準となるⅣ以上の損傷度となったものが全体の88%を占めたため、非構造壁の被災度は「大破」と判定された。一方、袖壁に関しては、今回調査した5枚全ての損傷度がⅢ以下と判定されたため、非構造壁の被災度は「無被害」となった。

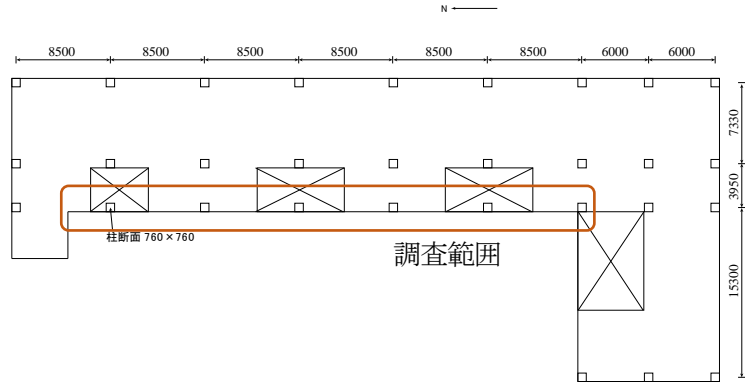


図5.5-17 5階略平面図

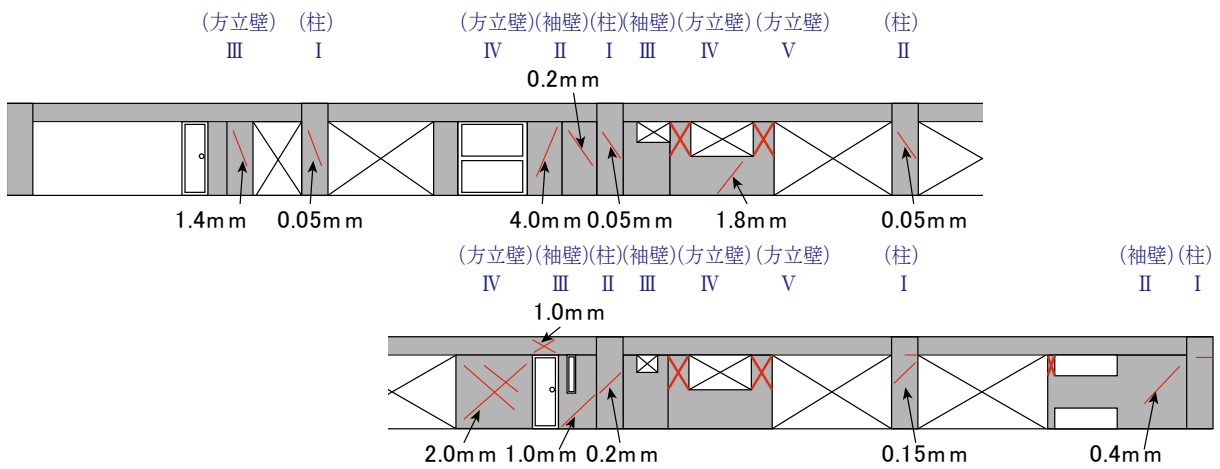


図5.5-18 部材損傷度判定結果(5階)

表5.5-15 被災度判定結果 (桁行方向)

(a) 柱、梁、接合部

損傷度	本数	残余性能	本数×残余性能
V	0	0.00	0.00
IV	0	0.20	0.00
III	0	0.50	0.00
II	2	0.75	1.50
I	4	0.95	3.80
合計	6		5.30
		耐震性能	88%
		残存率	小破

(b) 方立壁

損傷度	本数
V	2
IV	4
III	1
II	0
I	0
合計	7

(c) 袖壁

損傷度	本数
V	0
IV	0
III	3
II	2
I	0
合計	5

13) 共同住宅 M (熊本市中央区、建設年 1986 年)

本建築物は桁行方向 6 スパン、張間方向 1 スパンの 11 階建て SRC 造の共同住宅であり、8 階から上階がセットバックしている (写真 5.5-64)。また、北西側で 4 階建ての別棟とエキスパンションジョイントで接続されている。本詳細調査では、被害の概要を把握するとともに、被害が大きい 4 階の共用廊下側の構面の一部を対象とした被災度区分判定を実施した。



(a) 北西側

(b) 北側

写真5.5-64 建築物の外観

北側の桁行方向の共用廊下側の構面では、方立壁が多く配置されており、1～8 階において方立壁にせん断ひび割れが発生していた (写真 5.5-65)。一部の方立壁では、コンクリートが剥落し、鉄筋が露出していた。現地で計測した壁厚は 150mm であった。一方、南側の桁行方向のバルコニー側の構面では、袖壁が多く配置されていたため、共用廊下側の構面と比較すると損傷が小さかった。また、張間方向の妻壁でも、複数層に渡って、開口に挟まれた部分でせん断ひび割れが発生していた (写真 5.5-66)。



写真5.5-65 桁行方向の共用廊下側の構面における方立壁の被害



写真5.5-66 張間方向の妻壁の被害

被災度区分判定基準^{5.5-1}に従い、被害が最も大きい4階について、桁行方向の共用廊下側のおよそ5スパンについて、部材損傷度の判定を行った。図5.5-19中に各部材の名称(C:柱、W:方立壁、袖壁)と判定した損傷度を示す。構造部材に関しては、柱に生じたせん断ひび割れの幅はいずれも0.2mm以下であり、大梁、柱梁接合部の目立った損傷は確認できなかった。また、窓開口に隣接し、腰壁による短スパン化により、アスペクト比が1.4程度となった方立壁では、損傷度がⅢ～Ⅴと判定されたが、その他の方立壁や袖壁では、損傷度がⅠ～Ⅲに留まっていた。

表5.5-16に被災度区分判定の結果を示す。新耐震以降に建設された建築物であるため、SRC造の残余性能は、曲げ柱・充腹形で算定した。また、5本全ての柱の損傷度がⅠと判定され、当該箇所の耐震性能残存率はR=95(%)、被災度は「軽微」の判定となった。

また、参考までに、方立壁、袖壁に関しては、非構造壁の被災度区分判定を別々に実施した。方立壁は今回調査した9枚のうち、3枚の損傷度がⅣを上回ったため、非構造壁の被災度は「小破」と判定された。また、袖壁に関しては、今回調査した2枚の損傷度がいずれもⅢ以下と判定されたため、非構造壁の被災度は「該当なし」となった。

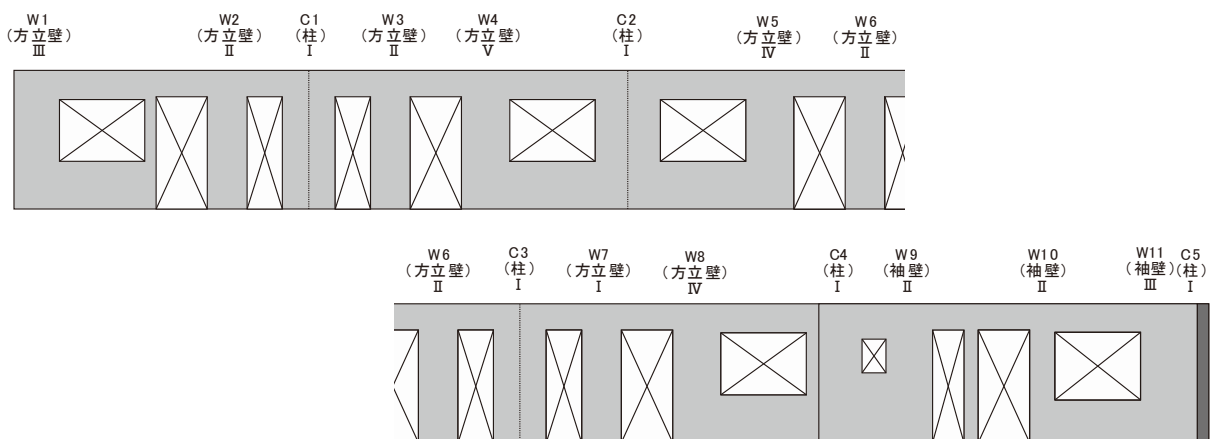


図5.5-19 被災度判定の結果（桁行方向）

表5.5-16 被災度判定の結果（桁行方向）

(a) 柱				(b) 方立壁		(c) 袖壁	
損傷度	本数	残余性能	本数×残余性能	損傷度	本数	損傷度	本数
V	0	0.00	0.00	V	1	V	0
IV	0	0.20	0.00	IV	2	IV	0
III	0	0.50	0.00	III	1	III	1
II	0	0.75	0.00	II	4	II	1
I	5	0.95	4.75	I	1	I	0
合計	5		4.75	合計	9	合計	2
		耐震性能	95%				
		残存率	軽微				

14) 共同住宅 N（熊本市西区、建設年 1982 年）

本建築物は坪井川沿いに建設された SRC 造（一部 RC 造）共同住宅であり、平面的にはおおよそ T 字形であるが、構造的には 3 棟（14 階建て 1 棟、11 階建て 2 棟）が折れ曲がり部に設けられたエキスパンションジョイントによって接続されている（写真 5.5-67）。

主な被害は、方立て壁のせん断破壊（写真 5.5-68）、FRP 受水槽の破損（写真 5.5-69）、エキスパンションジョイント部の損傷・脱落（写真 5.5-70）などである。調査時点においても受水槽の破損は修復されておらず各住戸に水は供給不能になっており、生活を継続している 10 世帯の住民は、ポリタンクを使用して水を運搬していた。

最も方立て壁の損傷が大きかった住棟は、坪井川と平行するほぼ南北軸の 14 階建てで、桁行方向 6 スパン、張間方向 1 スパンである。3～14 階が桁行き方向に方立て壁がある住宅階で、4～10 階にかけてコンクリートの剥落や鉄筋の露出が見られた。

当該住棟の 1、2 階はピロティ構造の駐車場階であるが、桁行方向の構面外の一部の非構造壁脚部にコンクリートの剥落や鉄筋露出が見られた他は、張間方向には袖壁や RC ブレースが配置されており、構造的な被害としては、一部の柱、袖壁端部、梁端部に 0.3mm 以下の曲げひび割れやせん断ひび割れが見られた程度であった。

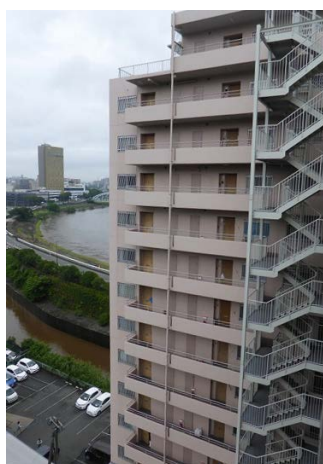


写真5.5-67 14 階建て建築物西面



写真5.5-68 方立て壁のせん断破壊



写真5.5-69 FRP 受水槽の破損



写真5.5-70 エキスパンションジョイント部の損傷・脱落



写真5.5-71 駐車場階（1階）全景



写真5.5-72 駐車場の桁行方向非構造壁の損傷

桁行方向で最も被害が大きい6階の共用廊下側にて、被災度区分判定^{5.5-1}を実施した。部材損傷度を判定した結果を図5.5-20に、被災度区分判定結果を表5.5-17に示す。7本の柱全てが損傷度0となり、最も被害が大きい6階の共用廊下側でも、構造部材の被災度は「無被害」と判定された。

また、参考までに、12枚の方立壁について、非構造壁の被災度区分判定^{5.5-1}を行ったところ、9枚の方立壁で損傷度がIVを上回った。当該部分の方立壁の被災度は「大破」と判定された。

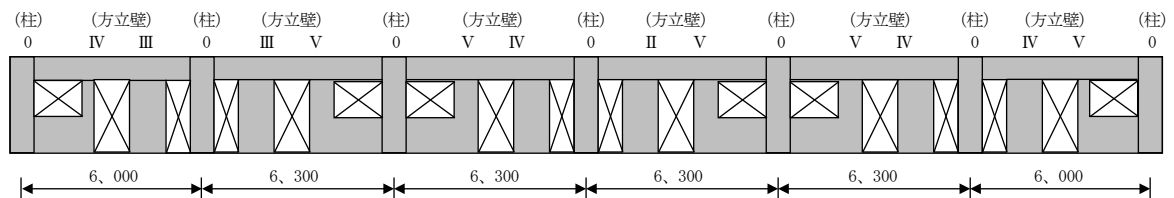


図5.5-20 部材損傷度判定結果（桁行方向6階共用廊下側）

表5. 5-17 被災度区分判定結果

(a) 柱				(b) 非構造壁	
損傷度	本数	残余性能	本数× 残余性能	損傷度	本数
V	0		0	V	5
IV	0		0	IV	4
III	0		0	III	2
II	0		0	II	1
I	0		0	I	0
0	7	1	7	0	0
合計	7		7	合計	12
		耐震性能 残存率	100% 無被害		大破

15) 共同住宅0（熊本市中央区、建設年 1987 年）

本建築物は白川から約 100m 程度離れた場所に建設された SRC 造の 11 階建て共同住宅であり、構造的には南側と北側にある 2 棟がエキスパンションジョイントによって接続されている（写真 5. 5-73、写真 5. 5-74）。



写真5. 5-73 南側建築物の北面とエキスパンションジョイント部



写真5. 5-74 隣接建築物から撮影した外観

主な被害は、南側にある住棟の張間方向が南面（白川側）に傾斜していることと、エキスパンションジョイント部の損傷・脱落である。一部の階の方立て壁および戸境壁に軽微なせん断ひび割れが見られた以外は、柱、梁に構造的な損傷は見られなかった。また、北側の住棟はほぼ無被害である。

周辺の状況は、表層のアスファルト路盤に若干の凹凸が見られたが、建築物外周と地盤面には明らかな高低差や段差などは生じておらず、建築物もしくは地盤が沈下していることを示す事象は確認できなかった（写真 5. 5-75）。本建築物の 1 階柱が傾斜する方向に近接して設けられているコンクリートブロック壁には、その頂部から組積体の破壊を伴うせん断ひび割れが生じていた（写真 5. 5-76）。なお、周辺にある建築物で、沈下や傾斜が生じているとの情報は確認されていない。

写真 5. 5-78 に示すように、柱側面に曲尺を当て、下げ振りを用いて南側住棟 1 階南側の柱 2 本および 11 階南側の柱 1 本で傾斜を測定した結果、1 階南側の柱では張間方向に 1/100、11 階南側の柱で

は張間方向に 1.5/100 の傾斜が確認された (図 5.5-21、図 5.5-22)。なお、いずれも桁行方向側への傾斜は確認されなかった。基礎構造の沈下・傾斜による被災度区分判定^{5.5-1}によれば、1.5/100 の傾斜は「大破」に該当する。しかし、傾斜を測定した柱の仕上げ面には若干の不陸があり、本測定方法による精度は必ずしも十分ではないので、判定結果は参考扱いとする。

一方、エキスパンションジョイント部で、共用廊下スラブの 2 棟間の躯体離隔距離を測定した結果、11 階が 400mm、8 階が 300mm、5 階が 215mm、2 階が 115mm であった。これは、地震の発生前にはエキスパンションジョイント部の離隔距離が各階でほぼ同一であったと仮定すれば、階高 3m 弱で一方の建築物に 1/100 の傾斜が生じた場合の離隔距離とほぼ等しい結果となる。なお、エキスパンションジョイント部の離隔距離については、居住者が地震後継続的に計測をしているとのことであったが、傾斜の進行は確認されていないようである。また、1 階のエキスパンションジョイント部の 2 棟の床面に高低差は生じていなかった。

住戸内部の状況を確認したところ、1 階の和室の襖が大きく折れ曲がっていた。また、11 階の部屋のドアが傾斜方向に自動的に開くことを確認しており、居住者の体感としても傾斜があることが明らかに感じられ、気分が悪くなっている住民もいるとのヒアリング結果を得ている。



写真5.5-75 表層アスファルト路盤の凹凸



写真5.5-76 柱の傾斜方向 (写真矢印) にあるコンクリートブロックの破壊とせん断ひび割れ

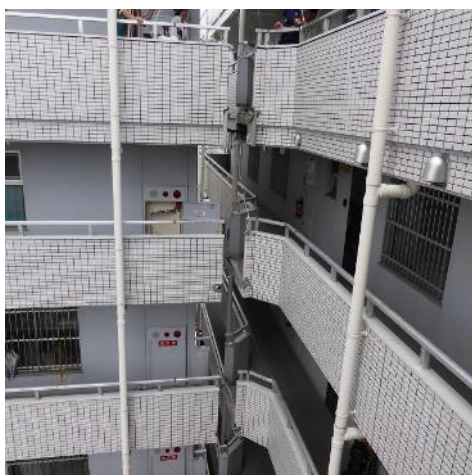


写真5.5-77 エキスパンションジョイント部の損傷・脱落



写真5.5-78 下げ振りによる柱の傾斜測定

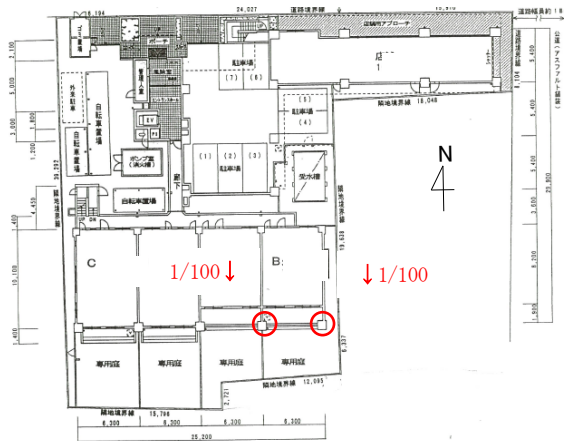


図5.5-21 傾斜の測定位置・傾斜角(1階)



図5.5-22 傾斜の測定位置・傾斜角(11階)

16) 共同住宅P(熊本市東区、建設年1996年)

本建築物は桁行方向8スパン、張間方向1スパンのRC造の10階建て共同住宅である(写真5.5-79)。平面形状は長方形で、共用廊下側の1階には住棟本体と構造的に接続した下屋がエントランスホールとして使用されている。本敷地は、ほぼ東西方向に走る県道28号線の南側に位置し、住棟はやや西側に角度が振れた南北軸配置となっている。県道28号線の南側は緩やかな斜面地で、南側にかけて地盤面が下がるため、建築物外周部は敷地北側の地盤面高さに合わせて南側にかけて盛り土を行い、敷地内の地盤面の高さをほぼ一定にしていると思われる。敷地南側とその周辺地盤では、おおよそ1.5~2m程度の高低差がある。



写真5.5-79 建築物東面

1階エントランスホールと住棟本体をつなぐ小梁は、住棟側端部の下端から上端にかけて幅30mm程度の亀裂が生じていた。また、小梁周辺のスラブの下端にも、小梁端部位置から桁行方向大梁に沿って2.5mほどの長さで最大幅50mmほどの亀裂が生じていた(写真5.5-80、写真5.5-81、写真5.5-82)。

1階駐輪場土間スラブは、スラブ端部とスラブ中央では300mm程度の高低差が生じ、亀甲状の亀裂が見られた(写真5.5-83)。なお、土間スラブは無筋コンクリートである。1階住戸のフローリング床は、スラブ端部とスラブ中央では120mm程度の高低差が生じていた。木間仕切り壁は軸方向の圧縮側の変形によって損壊していた(写真5.5-84)。なお、桁行方向構面内に玄関ドアがあるが、その開閉

に不具合は生じていなかった。

また、上階の住戸から1階スラブ下に設けられていた排水管が1階スラブ下で損壊したため、1階住戸内で排水管を横引きして外部配管と接続させる応急処置が施されていた。上記以外には顕著な構造被害は見られず、柱の傾斜も確認されなかった。

本建築物は杭基礎であるが、建築物とその外周地盤面には300mm程度の段差が地震によって生じていた。また周辺地盤は地割れや凹凸などの地盤変状が広く確認された（写真5.5-85、写真5.5-86、写真5.5-87）。

被害程度の大きい1階住戸の一部については使用されていなかったが、それ以外の住戸については使用されている様子であった。



写真5.5-80 1階エントランスホールの外観



写真5.5-81 1階エントランスホール内部と住棟本体（左側）をつなぐ梁端の大きな残留ひび割れ



写真5.5-82 1階エントランスホールと住棟本体をつなぐ小梁およびその周辺スラブに生じた曲げひび割れ



写真5.5-83 1階駐輪場土間スラブの上方向への残留変形と大きなひび割れ



写真5.5-84 1階住戸木間仕切り壁の損壊



写真5.5-85 建築物と外周地盤の段差



写真5.5-86 建築物と外周地盤の段差



写真5.5-87 周辺地盤の地割れ

17) 共同住宅Q (熊本市東区、建設年 1983 年)

本建築物は桁行方向がラーメン構造で9スパン、張間方向が連層耐力壁構造で1スパンのRC造の5階建て共同住宅で、平面形状は長方形である(写真5.5-88)。基礎形式は支持杭で、杭種はAC杭、杭径500φ、杭長は39m程度である。



(a) 建築物北東面



(b) 建築物南面

写真5.5-88 建築物外観

被害は、北側への建築物の傾斜である。柱側面に曲尺を当て、下げ振りを用いて1階の柱5本および3階の柱7本で傾斜を測定した結果、張間方向北側に向けて1.5/100前後の傾斜が確認された（図5.5-23、図5.5-24）。また、桁行方向においても向きは一定ではないが、0～1/100程度の傾斜が確認された。両方向の傾斜の合成値で最大は1.8/100程度である。基礎構造の沈下・傾斜による被災度区分判定^{5.5-1}によれば、1.8/100の傾斜は「大破」に該当する。しかし、傾斜を測定した柱の仕上げ面には若干の不陸があり、本測定方法による精度は必ずしも十分ではないので、判定結果は参考扱いとする。

なお、周辺地盤は若干の沈下が見られ、階段室へと接続されている土間スラブ端部のコンクリート製ブロックが押し出されている状態が確認された。

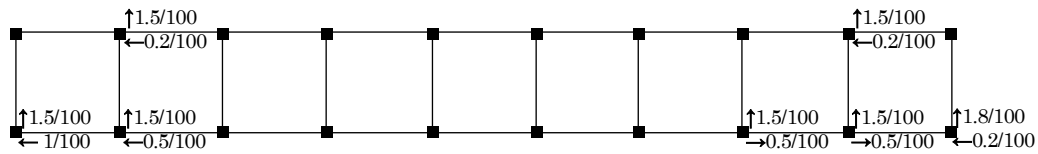


図5.5-23 3階の概略平面図と柱の傾斜角

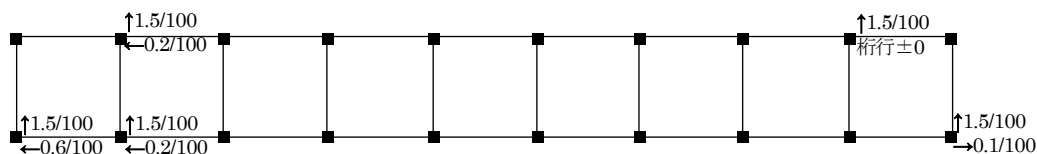


図5.5-24 1階の概略平面図と柱の傾斜角

18) 共同住宅 R (熊本市東区、建設年 1984 年)

本建築物は桁行方向がラーメン構造で9スパン、張間方向が連層耐力壁構造で1スパンのRC造の5階建て共同住宅で、平面形状は長方形である。基礎形式は支持杭で、杭種はPHC杭、杭径500φ、杭長は39m程度である。



(a) 建築物東面



(b) 建築物南面

写真5.5-89 建築物外観

被害は、北側への建築物の傾斜である。柱側面に曲尺を当て、下げ振りを用いて1階の柱2本および2階の柱4本で傾斜を測定した結果、張間方向北側に向けて2.5/100前後の傾斜が確認された（図

5.5-25、図 5.5-26)。桁行方向の傾斜は極めて小さい。両方向の傾斜の合成値で最大は 2.7/100 程度である。基礎構造の沈下・傾斜による被災度区分判定^{5.5-1}によれば、2.7/100 の傾斜は「大破」に該当する。しかし、傾斜を測定した柱の仕上げ面には若干の不陸があり、本測定方法による精度は必ずしも十分ではないので、判定結果は参考扱いとする。

なお、周辺地盤は若干の沈下が見られ、階段室へと接続されている土間スラブ端部のコンクリート製ブロックが押し出されている状態が確認された。

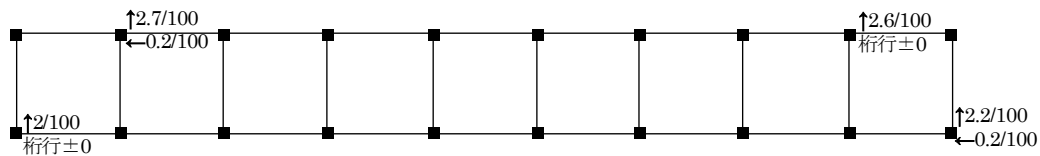


図5.5-25 2階の概略平面図と柱の傾斜角

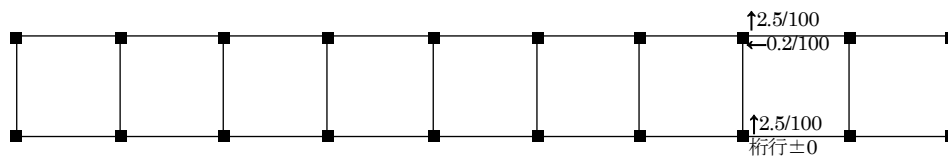


図5.5-26 1階の概略平面図と柱の傾斜角

19) 共同住宅 S (熊本市東区、建設年 1984 年)

本建築物は桁行方向がラーメン構造で 9 スパン、張間方向が連層耐力壁構造で 1 スパンの RC 造の 5 階建て共同住宅で、平面形状は長方形である。基礎形式は支持杭で、杭種は PHC 杭、杭径 500 φ、杭長は 39m 程度である。



(a) 建築物東面 (b) 建築物北面 方立て壁のせん断ひび割れ

写真5.5-90 建築物外観

被害は、南側への建築物の傾斜である。柱側面に曲尺を当て、下げ振りを用いて 1 階の柱 4 本および 2 階の柱 4 本で傾斜を測定した結果、張間方向北側に向けて 1.2/100~2.3/100 程度の傾斜が確認された (図 5.5-27、図 5.5-28)。傾斜は東から西側に向けて大きくなる傾向にあった。また、桁行方向においても東側に、0~1/100 程度の傾斜が確認された。北側桁行方向の方立て壁の一部には、せん断

ひび割れが見られた。両方向の傾斜の合成値で最大は2.5/100程度である。基礎構造の沈下・傾斜による被災度区分判定^{5.5-1}によれば、2.5/100の傾斜は「大破」に該当する。しかし、傾斜を測定した柱の仕上げ面には若干の不陸があり、本測定方法による精度は必ずしも十分ではないので、判定結果は参考扱いとする。

なお、周辺地盤は若干の沈下が見られ、階段室へと接続されている土間スラブ端部のコンクリート製ブロックが押し出されている状態が確認された。

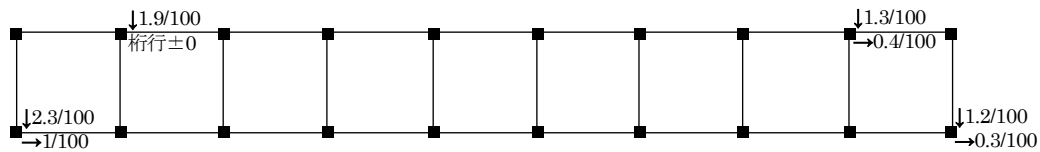


図5.5-27 2階の概略平面図と柱の傾斜角

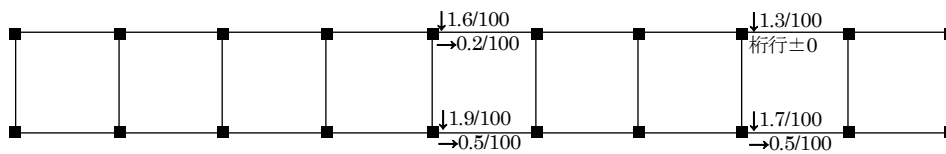


図5.5-28 1階の概略平面図と柱の傾斜角

20) 共同住宅 T (熊本市東区、建設年 1985 年)

本建築物は壁式 RC 造の 5 階建て共同住宅で、平面形状は 2 階段室型の長方形である (写真 5.5-91)。



写真5.5-91 建築物北面

被害は、建築物外周部の地盤の亀裂(写真 5.5-92、写真 5.5-94)と基礎立上り部の損傷(写真 5.5-93)である。建築物外周部の地盤の亀裂は、南面および北面の桁行方向の基礎立上り部に接する範囲に沿って顕著であり、最大で 0.6m 程度の幅の亀裂が見られた。しかし、東面および西面の張間方向の基礎立上り部周辺には同様の地盤変状は見られなかった。

建築物の被害としては、西面の基礎立上り部の換気口周辺にコンクリートのひび割れおよび剥落が見られたほかは、塩化ビニル製の雨水管に位置のずれや継手部での損傷があった程度で、上部構造としての被害は傾斜も含めて外観からは確認できなかった。



写真5.5-92 建築部外周部の地盤の亀裂



写真5.5-93 基礎立上り部の損傷



写真5.5-94 建築部外周部の地盤の亀裂



21) 共同住宅U（熊本市中央区、建設年1998年）
本建築物は、13階建てのRC造共同住宅である。建築物平面はL字型の形状をしている。1階はピロティ構造となっていたが、張間方向に耐力壁が配されており、目立った損傷は確認されなかった。2階より上階では、開口部周辺の方立壁が損傷していることが確認された（写真5.5-95）。



写真5.5-95 建築物外観



写真5.5-96 非構造壁の損傷

22) 共同住宅V（熊本市中東区、建設年1991年）

本建築物は11階建てSRC造（一部RC造）の共同住宅である（写真5.5-97、写真5.5-98）。桁行方向の共用廊下側、バルコニー側のいずれの方立壁でもせん断破壊が生じているが、特に共用廊下側の損傷が激しい（写真5.5-99、写真5.5-100）。また、張間方向の一部の方立壁にもせん断ひび割れが発生していた。



写真5.5-97 建築物北西側



写真5.5-98 建築物南東側



写真5.5-99 共用廊下側の方立壁の損傷



写真5.5-100 バルコニー側の方立壁の損傷

23) 共同住宅 W (熊本市中央区、建設年 1998 年)

本建築物は、13 階建て SRC 造共同住宅である。平面形状は L 字形であり、2 棟の建築物が渡り廊下部分に設けられたエキスパンションジョイントを介して接続されている。

当該建築物では、エキスパンションジョイント部及びその周辺のコンクリートの破壊が見られる。エキスパンションジョイントで分割された 2 棟の建築物が地震時に衝突したものと推察される。



写真5.5-101 外観 (北側)



写真5.5-102 エキスパンションジョイント部の破壊

24) 共同住宅 X (熊本市東区、建設年 2003 年)

本建築物は、20 階建て SRC 造共同住宅である。当該建築物の平面形状はおおよそ長方形である。本建築物と隣接する 10 階建て中層住棟は、渡り廊下部分に設けられたエキスパンションジョイントを介して接続されているが、11 階以上の当該部分には RC 造手摺壁がある。当該建築物ではその手摺壁にせん断破壊 (写真 5.5-103) が生じている。調査時点において、当該建築物は継続使用されていた。

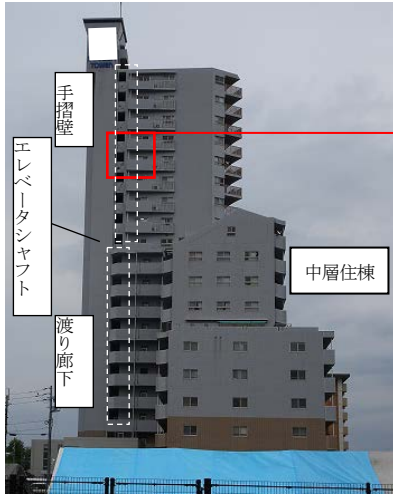


写真5.5-103 外観（西側）



写真5.5-104 廊下手摺壁のせん断破壊

25) 病院 Y (熊本市東区、建設年 1979 年 (南側病棟)、1984 年 (北側病棟)、2001 年 (管理棟))
 本建築物は、8 階建て (地下 1 階) の病棟 2 棟及び 7 階建ての管理棟 1 棟からなる SRC 造病院建築物である (写真 5.5-105)。病棟は低層部分がエキスパンションジョイントで分割された南側病棟と北側病棟の 2 棟からなっており、内部調査ができたのは南側病棟である。北側病棟は現行の耐震基準を満足しているが、南側病棟は満足していないと関係者から情報が得られている。

当該建築物では、管理棟や南側病棟の外壁タイルの剥落 (写真 5.5-106)、渡り廊下のガラス破損並びに南側病棟の中間階の廊下に面する非構造壁のせん断破壊 (写真 5.5-107)、柱の軽微な曲げひび割れ及び 1 階天井仕上げ材の脱落 (写真 5.5-108) が確認された。その他、南側病棟の病床ベッド等内容物の移動・散乱によって病院機能が喪失したことから、入院患者を移動したとのことである。調査時点において、当該建築物は 1 階のロータリーエリアで外来患者への対応がなされていた。



写真5.5-105 外観
 (写真奥から北側病棟、南側病棟、管理棟)



写真5.5-106 外壁タイルの剥落
 (管理棟南側)



写真5.5-107 中間階の非構造壁のせん断破壊（南側病棟）



写真5.5-108 天井仕上げ材の脱落（南側病棟）

26) 病院 Z（宇城市、建設年 2012 年）

本建築物は、4階建て（地下1階）RC造病院である。当該建築物では、一部の耐力壁にせん断ひび割れと脚部のかぶりコンクリートの剥落（写真5.5-110、写真5.5-111）が見られる他は、窓ガラスの破損（写真5.5-112）・落下や外壁タイルの剥落など非構造部材の損傷が中心である。調査時点において、破損した窓ガラス部分は木製パネルで応急的に養生がなされ、病院としては継続使用されていた。



写真5.5-109 外観（西側）



写真5.5-110 耐力壁脚部の損傷



写真5.5-111 耐力壁のせん断ひび割れ

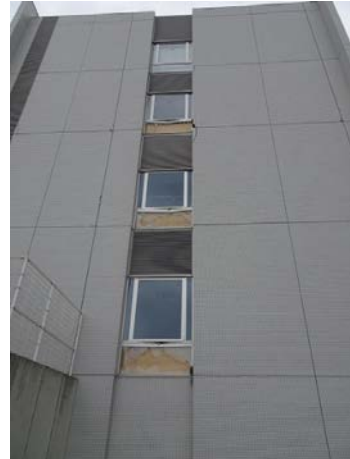


写真5.5-112 境界梁部分にある窓ガラスの破損・落下

27) 庁舎 AA (阿蘇郡西原村、建設年 1987 年)

本建築物は、RC 造 2 階建て建築物が渡り廊下でつながる構造となっている (写真 5.5-113)。建築物脇に地震計が設置されており、4 月 16 日の地震で震度 7 を記録している。外壁面に軽微なせん断ひび割れが生じているが、全体的に構造部材の被害は少ない (写真 5.5-115)。増設された鉄骨造のエレベータ棟は本庁舎とエキスパンションジョイントで接続されているが、エキスパンションジョイント部が破損している (写真 5.5-116)。設備被害としては、会議室や居室の天井部の換気口が破損し、一部落下している。



写真5.5-113 外観



写真5.5-114 地震計

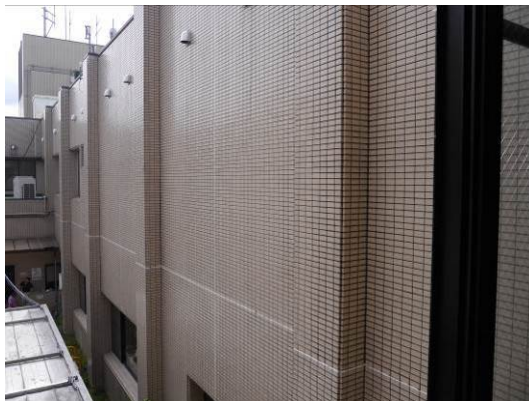


写真5.5-115 壁面のせん断ひび割れ



写真5.5-116 エキスパンションジョイントの破損

28) 庁舎 AB (上益城郡御船町、建設年 1982 年)

本建築物は、3 階建て RC 造庁舎である (写真 5.5-117)。建築物に構造的な被害は発生していないことが確認されている。議会場の一部で天井が落下した。隣接する体育館やカルチャーセンターでは、天井被害が報告されたが、応急復旧をし、避難所として使用している。

設備被害としては、発災直後に停電したため、自家発電に切り替わったが、冷却水が機能せず自家発電の維持が困難となった。その後、4 月 26 日ごろに、九州電力の発電車が設置され電力が確保された。



写真5.5-117 外観



写真5.5-118 隣接する体育館

29) 庁舎 AC (上益城郡嘉島町、建設年 1997 年)

本建築物は、3 階建ての RC 造庁舎である (写真 5.5-119)。エントランス屋上や 3 階渡り廊下の鉄骨梁を支える RC 造コーベルが損傷を受け、コンクリート片が落下したため、一時、建築物の使用を制限していた (写真 5.5-120、写真 5.5-121)。現在、損傷を受けた箇所の補強工事を行っている。その他の部材に目立った被害は生じていない。



写真5.5-119 外観



写真5.5-120 エントランス屋根上の鉄骨梁を支える RC 造コーベルの損傷



写真5.5-121 エントランス屋根上の鉄骨梁を支える RC 造コーベルの損傷

30) 庁舎 AD (熊本市西区、建設年 2012 年)

本建築物は、3 階建て RC 造庁舎である。南北に並ぶ 2 棟の庁舎がエキスパンションジョイントで接続されており、調査は主として北側の庁舎を対象として行った。

当該建築物では、外周部分の床に周辺地盤の変状によるものと推察されるひび割れが生じている写真 5.5-123、写真 5.5-124)。また 2 棟をつなぐ 1 階廊下に設置された自動扉が開閉障害を起こしていた。構造体には目立った被害は見られない。調査時点において、当該建築物は庁舎として機能していた。



写真5.5-122 外観 (北側)



写真5.5-123 エントランス部分の床ひび割れ



写真5.5-124 南側外構のひび割れ



写真5.5-125 建築物に接する地盤のひび割れ

31) 庁舎 AE (熊本市東区、建設年 2012 年)

本建築物は、3 階建て SRC 造庁舎である (写真 5.5-126)。平面形状は長方形で、桁行方向が東西方向である。

当該建築物では、1 階から 2 階にかかる階段底面にひび割れ及び被りコンクリートの剥落 (写真 5.5-127) が確認された。また構造体に目立った被害はなかったが、1 階の非構造壁脚部のかぶりコンクリートが一部剥落 (写真 5.5-128) し、内部の鉄筋が見える状態となっていた。調査時点において、当該建築物は庁舎として機能していた。



写真5.5-126 外観（南側）



写真5.5-127 階段底面に見られたひび割れ



写真5.5-128 外壁端部のひび割れ



32) 庁舎 AF（氷川町、建設年 1986 年）
本建築物は 2 階建て RC 造庁舎である。敷地内には地震計が設置されていた。建築物の被害としては、非構造壁の一部に軽微なひび割れが確認された。また、渡り廊下が接続される部分のエキスパンションジョイントの保護カバーに変形が確認された。



写真5.5-129 地震計の設置状況



写真5.5-130 非構造壁のひび割れ



写真5.5-131 エキスパンションジョイント保護カバーの変形（外側）



写真5.5-132 エキスパンションジョイント保護カバーの変形（内側）

33) 庁舎 AG（阿蘇郡南阿蘇村、建設年 1983 年）

本建築物は2階建てRC造である。構造躯体の大部分は仕上材が施されており、仕上材の剥離や脱落を伴うような損傷は確認されなかったが、一部の内装仕上材が施されていない腰壁付き柱に曲げひび割れが確認された。構造躯体以外の被害としては、エントランス部分の窓ガラスの損傷、天井材の脱落が確認された。また調査に入った時点で当該庁舎は機能していた。同じ敷地内の建築物の脇に地震計が設置されていた。



写真5.5-133 建築物西側



写真5.5-134 腰壁付き柱の曲げひび割れ



写真5.5-135 天井材の脱落



写真5.5-136 地震計設置状況

34) 公共施設 AH (上益城郡益城町、建設年 1990 年)

本建築物は2階建てSRC造である。敷地南面は急斜面があり、擁壁が損傷し地盤が沈下しているため、建築物が傾斜している。なお、気象庁の地震計は、当該建築物の1階床上に設置されていた。



写真5.5-137 建築物正面



写真5.5-138 建築物北側



写真5.5-139 建築物北東面の地盤沈下



写真5.5-140 建築物内の地震計

35) 庁舎 AI (宇城市松橋町、建設年 1994 年)

本建築物は、RC造3階建て庁舎建築物である。構造部材には大きな被害は見られないが、建築物周辺の地盤が20~30cm沈下しており、配管の漏水が起こった。また、2007年に建設されたRC造3階建ての新館との接続部分(エキスパンションジョイント)周辺で目地部分やカバーに損傷が発生してい

る。建築物内部では、一部の天井材や防煙ガラスの落下、天井の衝突による照明器具の変形等が確認されている。外装や内装に使われているタイルは被災前の調査で浮きがあることが確認されており、1F エントランス内の丸柱では余震で脚部のタイルが脱落している。天井材やタイルに関しては、被災後に落下の恐れがあるものを取り除く作業が行われている。



写真5.5-141 外観



写真5.5-142 建築物周辺の地盤変状

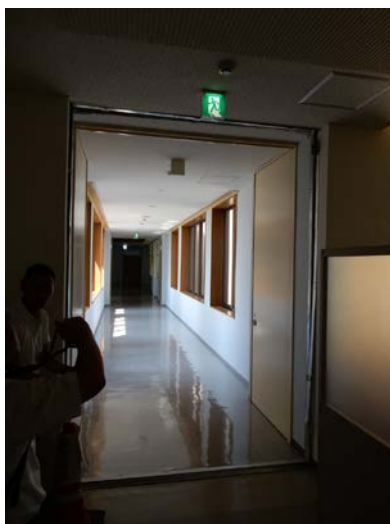


写真5.5-143 エキスパンションジョイント
のカバー等の損傷



写真5.5-144 1F エントランス内の丸柱
のタイルの剥落

36) 庁舎 AJ (宇城市小川町、建設年 1998 年)

本建築物は SRC 造 4 階建てであり、図書館、文化ホールを有する複合施設として設計、施工された。隣接する RC 造 2 階建て旧庁舎 (写真 5.5-167) の老朽化が進んでいたため、2014 年に同建築物の一部を改修し、庁舎機能が移転された。建築物周辺では若干の地盤変状が見られたが、庁舎の執務室では目立った被害は確認されておらず、被災後も継続使用がなされた。文化ホールでは天井からの落下物や、上階の舞台裏の RC 造壁でせん断ひび割れが確認されたため、一時、立ち入り禁止の措置が取られた。旧庁舎に関しても、今回の震災による大きな損傷は見られないとのことである。



写真5.5-145 新庁舎の入り口周辺の様子



写真5.5-146 外観（旧庁舎）

37) 庁舎 AK（宇城市豊野町、建設年 2007 年）

本建築物は RC 造 2 階建ての庁舎である。1 階に設置していた金庫（写真 5.5-148）の転倒があったものの、構造、非構造、設備の被害や建築物周辺の地盤変状は確認できない。



写真5.5-147 外観



写真5.5-148 転倒した金庫

38) 学校 AL（阿蘇郡南阿蘇村、建設年不明）

本建築物は RC 造 4 階建ての隣接した 2 棟の校舎であり、建設時期は異なるものの、いずれも新耐震建築で、ルート 1 で設計されているとのことである。建築物自体の被害は小さいものの、地盤変状による傾斜とエキスパンションジョイントの被害が報告されている。



写真5.5-149 建築物外観

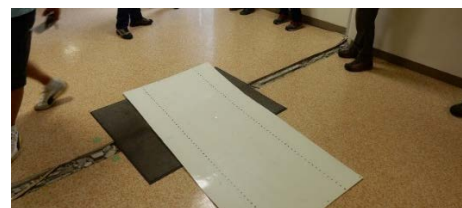


写真5.5-150 建築物周辺の地盤変状とエキスパンションジョイントの被害

39) 学校 AM (阿蘇郡南阿蘇村、建設年 2013 年)

本建築物は 3 階建て RC 造の学校校舎である。運動場には自衛隊の車両が駐車していた。

外観調査の結果、建築物被害としては、非構造壁のせん断ひび割れ、エキスパンションジョイントの損傷がある程度で大きな被害は確認されなかった。



写真5.5-151 建築物外観



写真5.5-152 建築物北東側



写真5.5-153 非構造壁のひび割れ



写真5.5-154 エキスパンションジョイントの損傷

40) 共同住宅 AN (熊本市中央区、建設年 2008 年)

本建築物は、15 階建て RC 造共同住宅であり、地下に免震層がある。平面は、3×3 スパンの正方形である。地下の免震層には、積層ゴムアイソレータが 0 基 (柱直下に 16 基、そのほか小型のものが 4 基)、鉛ダンパーが 8 基 (四隅に 2 基ずつ)、U 型ダンパーが 8 基 (四隅に 2 基ずつ) 設置されている。

これらの取付け基部であるコンクリートに大きな損傷が確認されている。詳細は、5.7.2 (9) を参照されたい。

41) 共同住宅 A0 (熊本市中央区、建設年 1998 年)

本建築物は、14 階建て RC 造共同住宅である。1 階と 2 階の間に免震層が設けられている中間階免震であるが、階段棟は 1 階床面下に免震層が設けられている。当該建築物では、1 階階段部の RC 造壁のせん断破壊が確認されている。詳細は、5.7.2 (7) を参照されたい。

42) 庁舎 AP (上益城郡益城町、建設年 1980 年、耐震改修年不明)

本建築物は、3 階建ての RC 造庁舎であり、外付けフレームによる耐震改修がなされている (写真 5.5-155)。庁舎は 2 棟あり、渡り廊下で接続されている。敷地内に設置された地震計では、4 月 14 日の地震、4 月 16 日の地震ともに、震度 7 を記録している。



写真5.5-155 建築物外観

建研・国総研による熊本地震第一次調査^{5.5-2, 5.5-3}では、4 月 14 日の地震では構造躯体の損傷は確認されず、周辺地盤の亀裂や移動などが見られたこと、4 月 16 日の地震で、エレベータ棟の損傷、地盤変状の悪化が確認され、渡り廊下部分の壁部材が大きく損傷し、また柱梁接合部の破壊 (写真 5.5-156、写真 5.5-157) を確認している。

外付け架構と既存架構をつなぐ短スパンの梁部材にわずかなせん断ひび割れを確認している。建築物内部の被害は廊下についてはほとんど見られなかった (写真 5.5-158) もの、電算室内の什器や窓ガラスの破損 (写真 5.5-159) が確認されている。また庁舎棟の南側の既製コンクリート杭の杭頭部が大きく損傷 (写真 5.5-160) していることを確認した。1 階西側の床上に気象庁の地震計は設置されていた (8 月中旬時点)。

庁舎棟の北側に議会棟があり、2 階で渡り廊下が接続されている。議会棟 2 階の議場の天井が全体的に崩落 (写真 5.5-161) していた。天井パネルは 2 枚貼りで施工されていた。また屋外に設置されていた設備機器が破損 (写真 5.5-162) していた。5 月 10 日時点では、東側に設けられていたエレベータ棟は既に撤去されていた (写真 5.5-163)。



写真5.5-156 渡り廊下被害



写真5.5-157 渡り廊下被害柱梁接合部被害



写真5.5-158 庁舎棟廊下



写真5.5-159 庁舎棟電算室



写真5.5-160 庁舎棟南西側コンクリート杭



写真5.5-161 議会棟議場の崩落した天井



写真5.5-162 破損した設備機器



写真5.5-163 外観 (5月10日時点)

43) 庁舎 AQ (菊池郡菊陽町、建設年 1977 年、耐震改修 2011 年)

本建築物は、一部3階建てのRC造庁舎(写真5.5-164)であり、外付けフレームによる耐震改修(写真5.5-165)が行われている。外観調査の結果、建築物南西側2階のガラスの破損が確認された(5月初旬の調査時点)。

室内の調査は8月中旬に実施した。西側3階の議場は一部の天井材が脱落したため応急措置(写真5.5-166、写真5.5-167)がなされていた。天井材は石膏ボード1枚貼りであった。また円形の照明を覆うプラスチックの板材が脱落していた。3階の廊下部分にある非構造壁のひび割れ損傷やトイレ内のタイルの剝落が確認された(写真5.5-168)。また同3階の室内に設置されたキャビネットの天端部分の天井材に損傷(写真5.5-169)が確認された。2階部分においては、破損したガラスは既に新しく

更新されていた。また執務室内の天井材の脱落の脱落（写真 5.5-170）が確認された。防災垂壁は 2 階及び 1 階で脱落、1 階防火戸（写真 5.5-171）が開閉できない状態であったが調査時点では既に応急措置がなされていた。

自治体ネット地震計は敷地内に設置されている。



写真5.5-164 建築物外観



写真5.5-165 外付けフレーム側面



写真5.5-166 斜めに配置された天井材脱落
に対する応急措置



写真5.5-167 端部の天井材の脱落に対す
る応急措置



写真5.5-168 非構造壁の損傷



写真5.5-169 什器天端の天井材の被害



写真5.5-170 2階天井の脱落



写真5.5-171 応急措置された防火戸

44) 庁舎 AR (上益城郡御船町、建設年 1968 年、耐震改修 2010 年)

本建築物は、RC 造 3 階建てであり、2010 年に枠付き鉄骨ブレースによる耐震改修が施されている (写真 5.5-172)。1998 年に実施された耐震診断では、桁行方向は I_s 値が 0.30~0.35、張間方向は 0.54~1.04 となり、桁行方向は全層が、張間方向は 1、2 階が基準値を満たさない結果となっている。耐震改修に当たっては、強度・靱性型の枠付き鉄骨ブレース補強が採用され、 I_s 値は 0.8 前後まで改善されている。

建築物内の耐力壁に大きな損傷が生じており、外装材やコンクリートが剥落している (写真 5.5-173)。また、張間方向における外周柱と建築物外壁構面との間の梁にせん断ひび割れが発生しており、特に建築物北側において戸境壁 (耐力壁) が設けられた部分の短スパン梁のひび割れが顕著である (写真 5.5-174)。被害の程度は、3 階と 1 階が大きい。

設備被害としては、天井部が大きく脱落している箇所が多数ある。また、窓サッシが変形し、開閉ができなくなった窓や、ガラスが破損・脱落した窓が多数ある (写真 5.5-175)。設備被害の詳細は、建研・国総研の熊本地震第 5 次調査^{5.5-4}で報告されている。被害は大きいものの、3 階の一部の部署を除き、大半の部署で建築物内の業務を継続している。



写真5.5-172 外観



写真5.5-173 耐力壁のせん断ひび割れ



写真5.5-174 短スパン梁のせん断ひび割れ



写真5.5-175 窓ガラスの破損

45) 庁舎 AS (宇城市松橋町、建設年 1972 年、耐震改修 2011 年)

本建築物は RC 造 3 階建ての庁舎建築物であり、隣接する敷地に鉄骨造の会議棟の増築が行われている (写真 5.5-176、写真 5.5-177)。増築の際、3 階建てのエレベータホールも設置されている。2011 年に耐震改修が行われ、桁行方向に外付け骨組が、張間方向にブレースが増設されている。建築物周辺の地盤には 10cm 程度の沈下が起こっており、給水管の漏水や鉄骨階段基部のコンクリートの損傷の原因となっている (写真 5.5-178)。建築物の内部では、RC 造壁のひび割れが確認されているものの、主要部材には大きな損傷は確認されておらず、地震後も建築物が継続使用されているが、外周部にある 3 階手すりの一部が損傷を受けて宙づりの状態となったため、地震後に撤去が行われている (写真 5.5-179)。また、本建築物と会議棟を接続するエキスパンションジョイント周辺のカバーや天井材の一部が脱落しており (写真 5.5-180)、会議棟 2 階の会議室では、天井材の落下や間仕切り壁の転倒があり (写真 5.5-181)、一部の部屋が使用禁止となっていた。



写真5.5-176 外観



写真5.5-177 会議棟の外観



写真5.5-178 建築物周辺の地盤変状



写真5.5-179 3F 外周部の手すりの撤去

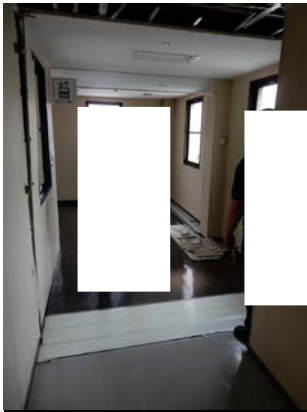


写真5.5-180 エキスパンションジョイント
周辺の損傷



写真5.5-181 間仕切り壁の転倒

46) 郵便局 AT (熊本市中央区、建設年不明、耐震改修年不明)

本建築物は、川沿いに建設された RC 造 3 階建ての郵便局である (写真 5.5-182)。北側構面には鉄骨ブレースによる耐震改修、東側構面には増設耐力壁による耐震改修がなされている (写真 5.5-183)。増設耐力壁を設置した東側構面にて、増設耐力壁のひび割れおよび側柱のせん断破壊、独立柱の顕著なせん断ひび割れが確認されている。



写真5.5-182 建築物外観 (西側)



写真5.5-183 建築物外観 (東側)

47) 学校 AU (阿蘇郡南阿蘇村、建設年 1973 年、耐震改修年不明)

本建築物は RC 造 3 階建ての校舎であり、枠付き鉄骨ブレースによる耐震改修が施されているが、今回の地震で建築物周辺の地盤変状が多く確認されている (写真 5.5-184)。いずれの構面でも、鉄骨

ブレースによる耐震改修が行われていない中央付近のスパンにおいて、連層に渡って、大梁の破壊が起こっていた（写真 5.5-185）。また、南西構面の正面入り口に近い位置の 1 本の柱がせん断破壊していた（写真 5.5-186）。この柱には鉄骨ブレースによる耐震改修は行われておらず、腰壁によって短柱化していた。室内側の床スラブを見ると、せん断破壊した柱の近傍から部屋の奥の方に床スラブが盛り上がっている箇所があり、地盤変状の影響で破壊した可能性がある（写真 5.5-187）。正面入口内のロビーでは、柱のカバーコンクリートの剥落や大梁の破壊が見られ、地盤変状の影響によって床のタイルが割れていた。また、柱も一部鉛直方向に沈下したと思われる損傷も確認した。なお、建築物の左右と中央で建築物の沈下量を計測したところ、左右は 15cm、30cm の沈下があったが、建築物の中央部分は殆ど沈下がなかったとのことである。

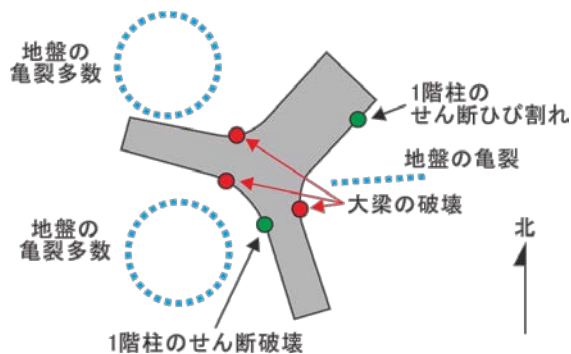


図5.5-29 配置図



写真5.5-184 建築物北西側における地盤変状



写真5.5-185 大梁の破壊



写真5.5-186 柱のせん断破壊



写真5.5-187 せん断破壊した柱の室内側の様子

48) 学校 AV (阿蘇郡南阿蘇村、建設年不明、耐震改修年不明)

本建築物は RC 造の躯体と S 造の屋根からなる体育館である。RC 造の柱の外側にはバットレスが設けられている。鉄骨屋根には耐震改修により、水平ブレースが設置されている（写真 5.5-189）。また、

RC柱と鉄骨屋根の接続部分は、片側の構面がピン、もう片方の構面がローラーとなっており、接合部の損傷の軽減に寄与した可能性がある。部材の幅や配筋から非構造壁と思われる桁行方向の部材がせん断破壊していた（写真5.5-190）。また、建築物に隣接する煙突の作業用の梯子が建築物の屋根部分に近いところで大きく変形しており、建築物（の屋根部分）と煙突の両者もしくはいずれかが地震時に大きく変形した可能性がある（写真5.5-191）。



写真5.5-188 外観



写真5.5-189 鉄骨屋根（白色の部材が耐震改修による水平ブレース）



写真5.5-190 非構造壁のせん断破壊



写真5.5-191 隣接する煙突の梯子の変形

(2) 1981年以前の被災建築物

1) 庁舎AW（宇土市、建設年1965年）

本建築物は、5階建てのRC造庁舎である。平面形状は五角形の庁舎棟と長方形のコア棟（階段室、エレベーター、トイレ）から構成（図5.5-30）される。前者は主としてラーメン架構（上階ほど柱の断面が小さい）、後者は連層耐力壁架構である。

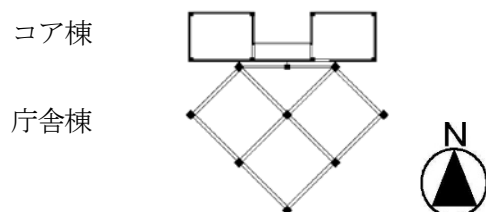


図5.5-30 基準階の概略伏図

2003年に実施された耐震診断では、 I_s 値は0.20～0.43となり、3階が最も低い I_s 値となっている。庁舎棟とコア棟が45度に傾く複雑な平面形状をしており、スラブで接続されていること、コア棟に耐力壁が集中していることから、平面的なバランスを示すSD指標が0.62という低い数値となっている。また、柱断面が小さく、配筋量も少ないことが指摘され、耐震改修が必要であることが指摘されている。

当該建築物の庁舎棟は、4、5階の内柱及び十字形柱梁接合部の大破により局部崩壊している。また当該柱に接続されている梁も大破し、庁舎棟2階柱脚部に損傷（写真5.5-192）が確認された。さらにコア棟の北構面の2階壁脚部で曲げ圧縮破壊（写真5.5-195）を起し、一部は鉄筋座屈が生じている。庁舎棟とコア棟とは厚さ110mmの床スラブで接続されているが、その接続部には大きなひび割れが発生しており、それらの一体性がどの程度確保されているかは不明である。

なお8月中旬の調査において、外壁面の飾り壁および2階庭園部分の解体作業が実施され、外壁面の剛節架構の被害（写真5.5-199～写真5.5-204）が明らかになった。南東南西いずれの4階柱梁接合部が大きく損傷しており、特に南西側4階中央柱両端部の被害が激しい（写真5.5-201）。また東側の4階梁に大きなせん断ひび割れ（写真5.5-204）が確認された。



写真5.5-192 外観（南西側）



写真5.5-193 外観（南東側）



写真5.5-194 西側4階柱-5階梁接合部



写真5.5-195 4階柱-5階梁接合部



写真5.5-196 5階柱頭部の破壊



写真5.5-197 南側2階柱脚部の破壊



写真5.5-198 北東側2階脚部

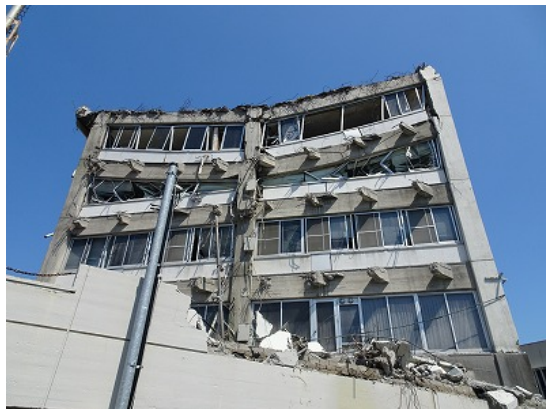


写真5.5-199 一部解体後の外観（南西側）



写真5.5-200 一部解体後の外観（南東側）



写真5.5-201 4、5階十字形柱梁接合部の損傷（南西側）



写真5.5-202 4階十字形柱梁接合部の損傷（南東側）



写真5.5-203 一部解体後の外観（東側）

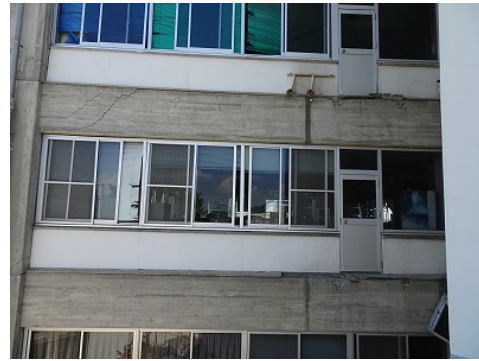


写真5.5-204 4階梁のせん断ひび割れ（東側）

2) 共同住宅兼店舗 AX（熊本市西区、建設年 1974 年）

本建築物は、7階建てRC造共同住宅兼店舗である。県道303号線に面しており平面形状はL字形であるが、エキスパンションジョイントによる分割は見られない。用途は、1階が店舗、2階以上が住宅である。

当該建築物は、南北軸の住棟が層崩壊（写真 5.5-205、写真 5.5-206）しており、それに伴って東西軸の北東側の1階柱も大きく損傷（写真 5.5-207）している。南北住棟の1階部分は主として駐車場として利用されており、その階に耐力壁がないことが層崩壊の原因と考えられる。なお、当該建築物の東側の裏手には墓地が広がっており、半数以上の墓石が南北方向に転倒していた。



写真5.5-205 外観（南西側、県道側、東西軸住棟）



写真5.5-206 L字型平面形状の入り隅部



写真5.5-207 東西軸住棟の北側



写真5.5-208 南北軸住棟の西側柱

3) 診療所 AY (熊本市中央区、建設年不明)

本建築物は、3階建て RC 造診療所である。平面形状は長方形で、白川沿いに建設されている。

当該建築物は、1 層が完全に崩壊している。南東構面には壁が少ない (写真 5.5-209) 一方、北構面には開口壁が多い (写真 5.5-210) ことから、ねじれ振動を伴って東西方向に大きく変形したものと考えられる。1 階の柱は全て破壊されて軸方向に大きく縮んでいるが、南構面の柱の軸方向の変形がより大きい (写真 5.5-211、写真 5.5-212)。なお、主筋は異形鉄筋であるが、せん断補強筋は丸鋼で、その間隔はおおよそ 200mm-300mm 程度である。よって建設年は建築基準法施行令の柱のせん断補強筋の間隔の規定が改正された 1971 年以前と推測される。



写真5.5-209 外観 (南東側)



写真5.5-210 外観 (北西側)



写真5.5-211 破壊した南側の1階柱



写真5.5-212 破壊した北側の1階柱

4) 店舗AZ（熊本市中央区、建設年不明）

本建築物は、3階建てRC造店舗で、ほぼ南北方向に走る国道3号線に面して建設されている。平面形状は長方形であり、桁行方向は南北方向である。主要道路に面している側の構面には室内にある商品を展示するために一面にガラスが配置されていることから耐力壁はないが、それ以外の立面には比較的耐力壁が配置されている。

当該建築物は、1層が崩壊（写真5.5-213）している。北構面に壁部材が配置（写真5.5-214）されているが、南構面の柱が完全に軸方向に変形している。よって、ねじれ変形を伴って、壁のない柱部材の変形が大きくなり破壊に至ったものと推察される。なお、柱の主筋及びせん断補強筋ともに丸鋼である。ちなみに、本建築物同様に一面ガラスが配置された隣接する店舗では、それらのガラスが破損（写真5.5-216）しているが、構造的な損傷は見られていない。これ以外にも近傍の一面ガラスが配置された店舗でガラスの破損を確認している。



写真5.5-213 外観（西側）



写真5.5-214 外観（北側）



写真5.5-215 柱の軸崩壊、鉄筋座屈



写真5.5-216 隣接店舗はガラス破損のみ

5) 店舗BA（熊本市東区、建設年不明）

本建築物は、3階建てRC造店舗である。平面形状は長方形で、桁行方向は東西方向である。またエキスパンションジョイントによって東側と西側とに分離されている。

当該建築物では、エキスパンションジョイントで分割された西側のRC造建築物が西側へ層崩壊（写真5.5-217、写真5.5-218）している。エキスパンションジョイント部（写真5.5-220）近くに配置された柱頭部が大きく変形し、鉄筋がむき出し（写真5.5-221）になっている。



写真5.5-217 外観（北東面）

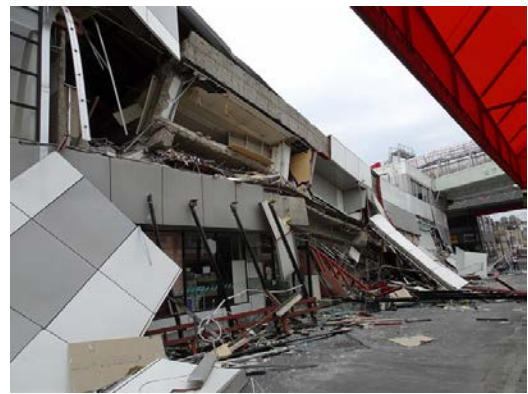


写真5.5-218 外観（北西面）



写真5.5-219 外観（南西面）





写真5.5-220 エキスパンションジョイント部（南面）



写真5.5-221 柱頭部の破壊（南面）

6) 共同住宅兼店舗 BB（熊本市東区、建設年 1971 年）

本建築物は、6階建て RC 造共同住宅兼店舗である。平面形状はほぼ長方形であり、桁行方向は東西方向である。

当該建築物では、南側外観を見ると向かって左手（西側）の損傷が激しい（写真 5.5-222）。西側からみると 2 階部分で局所的に崩壊している（写真 5.5-224）。桁行方向の梁端部は曲げ破壊が生じ、また局部崩壊した部分に近い柱及び方立壁にせん断破壊を生じている。また北東側の店舗の 2 階以上にバルコニーがあり、その端部にひび割れ（写真 5.5-223）が発生している。これはバルコニーの一端が住宅側にも固定されていることから、前述の住宅の局所的な崩壊に伴ってバルコニーも強制的に変形したためと思われる。



写真5.5-222 外観（南側）



写真5.5-223 外観（北東側）
バルコニー端部のひび割れ

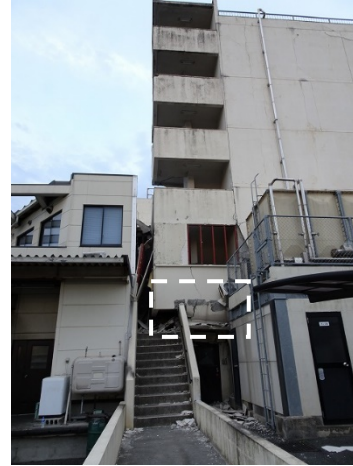


写真5.5-224 外観（西側）
2階部分の局部的崩壊

7) 寺社 BC（上益城郡益城町、建設年不明）

本建築物は RC 造の寺社である。現地で柱の配筋状況を確認したところ、主筋に丸鋼が用いられており、建設年代は古く、旧耐震の建築物であると推定できる。



写真5.5-225 外観



写真5.5-226 柱頭部の配筋

8) 事務所 BD（熊本市西区、建設年不明）

本建築物は 3 階建ての RC 造事務所である。建築物の 1 階ピロティ部分に被害が集中し、層崩壊している（写真 5.5-227）。上階でも、柱にせん断ひび割れが生じていることが確認された（写真 5.5-228）。隣接する RC 造 4 階建て建築物（写真 5.5-227、左奥の建築物）の 1 階部分もピロティ構造となっており、その柱にはせん断ひび割れが生じている（写真 5.5-229）。



写真5.5-227 外観



写真5.5-228 2階柱のせん断ひび割れ



写真5.5-229 隣接建築物のピロティ柱のせん断ひび割れ

9) 共同住宅兼店舗BE（熊本市東区、建設年1977年）

本建築物は、5階建てのRC造で、1階が商業施設、2～5階が共同住宅である。平面形状は長方形である。当該建築物は、1階部分に被害が集中し、層崩壊している（写真5.5-230）。1階柱主筋はD25であり、帯筋はφ9（丸鋼）が200mmピッチ（写真5.5-231）で配されていた。



写真5.5-230 1階の層崩壊



写真5.5-231 層崩壊した1階柱

10) 住宅 BF（上益城郡益城町、建設年不明）

本建築物は3階建てのRC造住宅である。現地で柱の配筋状況を確認したところ、主筋に丸鋼が用いられており、建設年代は古く、旧耐震の建築物であると推定できる。



写真5.5-232 外観



写真5.5-233 1階柱の配筋

11) 共同住宅 BG（熊本市中央区、建設年1979年）

本建築物は、11階建てSRC造共同住宅である。平面形状は、くの字形であるが、折れ曲がり部にエキスパンションジョイントが設けられ、構造的には2棟に分割されている。1棟は桁行方向が南北方向で、もう1棟は北東方向に建設されている。耐震診断の結果は $0.3 \times Z \leq I_s < 0.6 \times Z$ (Z : 地域係数=0.9)であり、耐震改修が必要であるものの未了である。

当該建築物では、非構造壁の損傷が見られた。具体的には桁行方向の共用廊下側の方立て壁のせん断破壊（写真5.5-235、写真5.5-236）である。一方で、バルコニー側の袖壁の損傷は小さい（写真5.5-237）。エキスパンションジョイント部及びその周辺のホールのガラスが破損している。2階以上に連層の壁があり1階はその壁がない柱（以下「下階壁抜け柱」）を有する構造であるが、当該柱に被害は見られない。

なお、本建築物は建研・国総研の熊本地震第5次調査^{5.5-4}にて、共用廊下側の方立壁の損傷および

玄関扉の開閉障害の発生状況について調査されており、方立壁の損傷が大きいほど玄関扉の開閉障害が多く発生していることが報告されている。



写真5.5-234 外観（西側）



写真5.5-235 桁行き方向外廊下側玄関脇の方立て壁のせん断破壊

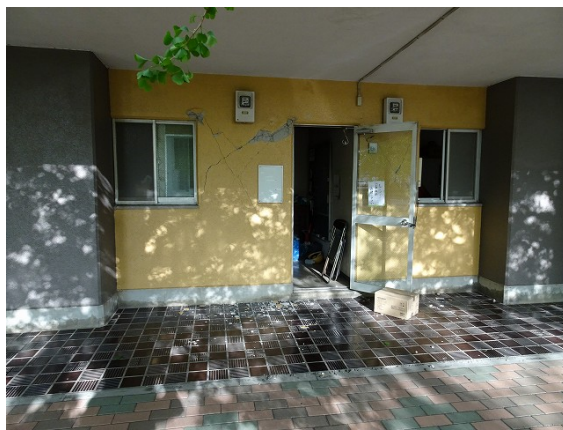


写真5.5-236 桁行方向1階の方立て壁のせん断破壊



写真5.5-237 バルコニー側の袖壁の損傷

12) 共同住宅兼店舗BH（熊本市西区、建設年1973年）

本建築物は、7階建てRC造共同住宅兼店舗である。共同住宅AZと同じ県道に面しており、平面形状もほぼ同様のL字形である。1階部分は店舗及び駐車場で利用され、共同住宅AXと同様に下階壁抜け柱を有する構造であるが、店舗側に多少の耐力壁がある。

当該建築物で確認された被害の特徴は、1階柱のせん断ひび割れ（写真5.5-240）であり、層崩壊している共同住宅AXとは異なる損傷性状である。なお隣接する共同住宅（写真5.5-241）も1階部分の壁がない下階壁抜け柱を有する構造であったが、損傷は軽微であった。

調査時点において、当該建築物は継続使用されている様子であった。



写真5.5-238 外観（南西側）



写真5.5-239 外観（北西側）



写真5.5-240 1階柱のせん断ひび割れ

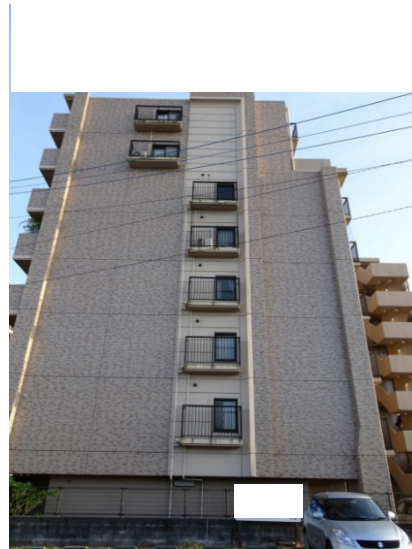


写真5.5-241 隣接する共同住宅

13) 共同住宅兼店舗BI（熊本市西区、建設年1977年）

本建築物は、8階建てRC造共同住宅兼店舗である。共同住宅AXと同じ県道に面しており、平面形状もほぼ同様のL字形である。1階部分は店舗（西側）及び駐車場（東側、写真5.5-243）で利用されているが、店舗側と駐車場側に耐力壁がある。

当該建築物では、2階張間方向妻構面の耐力壁にせん断ひび割れ（写真5.5-244）が、2階の梁にもせん断ひび割れ（写真5.5-245）が生じている。1階の耐力壁が隣接する共同住宅AXに比べて比較的多く配置されていることから、層崩壊を免れたものと推察される。

調査時点において、当該建築物の1階店舗は継続使用されていた。



写真5.5-242 外観（北側）



写真5.5-243 外観（東側）



写真5.5-244 張間方向2階の耐力壁と思われる耐力壁のせん断ひび割れ



写真5.5-245 桁行方向の梁端のせん断ひび割れ

14) 共同住宅兼店舗BJ（熊本市中央区、建設年不明）

本建築物は7階建てRC造で、1、2階が商業施設、3～7階が共同住宅であり、国道3号線に面した位置に建築されている。3～7階の共同住宅の平面はコ形形状であり、1、2階から部分的にセットバックしている。当該建築物は1階の一部が駐車場となっており、壁量が少ない1階の耐力壁にせん断ひび割れが見られる。1、2階では、階段室横の柱が損傷を受け、コンクリートの剥落が生じており、非構造壁のせん断ひび割れや外装パネルの剥落も確認できる。また、3～7階でもバルコニーや窓横の方立壁において、せん断ひび割れが見られる。



写真5.5-246 建築物北側



写真5.5-247 建築物南側



写真5.5-248 1階耐力壁のせん断ひび割れ



写真5.5-249 2階階段室の柱の損傷

15) 共同住宅BK（熊本市中央区、建設年1974年）

本建築物は、10階建て（地下1階）RC造共同住宅である。平面形状はおおよそ長方形で、桁行方向は南北方向である。当該建築物では、5階の張間方向南側妻構面の1スパン内にある袖壁付き柱部材が、大きくせん断破壊（写真5.5-251）している。また上記と同じ張間方向南側妻構面にある地下階につながる斜路に面した耐力壁に、せん断ひび割れ（写真5.5-252）が生じている。なお、本建築物の周辺の地盤も変状し当該建築物床位置と地盤の間に段差（写真5.5-253）が発生している。



写真5.5-250 外観（南西側）



写真5.5-251 5階張間方向南側妻構面の袖壁付き柱せん断破壊



写真5.5-252 1階張間方向の耐力壁のせん断ひび割れ



写真5.5-253 地盤変状による建築物と地盤面の段差

16) 店舗 BL (熊本市東区、建設年 1976 年)

本建築物は、4 階建て RC 造店舗兼事務所である。平面形状は長方形で桁行方向は東西方向である。桁行構面の南側はラーメン構造であるが、北側は耐力壁付きのラーメン構造である。一方、張間方向は下階壁抜け柱を有する構造である。

当該建築物は、南東部にある 2 本の 1 階柱頭部がいずれも大破 (写真 5.5-254) している。また北東側の 1 階柱に付着割裂ひび割れ及び 2 階梁端部に破壊 (写真 5.5-257) が生じている。南東側にある 1 階柱頭部が大破した理由として、当該部分が下階壁抜けになっていること、及び北構面に耐力壁が配置されたことでねじれ挙動により大きく変形したためであると思われる。また 1 階の南西部に元の位置から移動したと思われる自動販売機があり、その脚部はコンクリートブロックに固定されていたが、そのブロックそのものが移動していた。

なお 9 月の時点で当該建築物は取り壊されている。



写真5.5-254 外観 (南東側) と大破した 2 本の柱



写真5.5-255 耐力壁のせん断ひび割れ (東側)



写真5.5-256 1 階柱の大破 (南東側)



写真5.5-257 1 階柱 (北東側) の主筋付着割裂ひび割れと 2 階梁端部の破壊

17) 病院 BM (上益城郡益城町、建設年不明)

本建築物は、4階建てRC造病院である。本病院は増築が行われたと見られ、既存部と増築部はエキスパンションジョイントによって接続されている。

当該建築物では、敷地周辺の地盤は大きく地割れ、沈下や隆起、液状化の噴砂現象の痕跡(写真5.5-259、写真5.5-260)が確認され、コンクリートブロック塀は倒壊(写真5.5-261)していた。また、敷地南西側の一部において斜面崩壊が確認された。構造部材についてはほとんど損傷が見られない。なお、東側に近接する木造家屋は半壊していたが、西側に近接する店舗は大きな損傷は見られない。

調査時点において、当該建築物は継続使用されていなかった。



写真5.5-258 外観(西側)



写真5.5-259 地盤の亀裂



写真5.5-260 地盤の亀裂と液状化噴砂現象の痕跡



写真5.5-261 コンクリートブロック塀の倒壊

18) 診療所 BN (上益城郡益城町、建設年不明)

本建築物は3階建てのRC造診療所である。正面側の2階張り出し部を支える柱がせん断破壊していることが確認された(写真5.5-262)。これらの柱以外の柱には目立った損傷は確認されない。



正面入り口部



正面入り口部の拡大

写真5.5-262 正面入口部 柱のせん断破壊

19) 庁舎 B0 (大津町、建設年 1969 年)

本建築物は 1969 年に建設された RC 造 4 階建て庁舎と、1996 年に増築された S 造 4 階建て庁舎がエキスパンションジョイントで接続されている。RC 造建築物に関しては、2006 年に耐震診断が実施されており、 I_s 値は桁行方向で 0.19~0.85、張間方向で 0.18~0.60 となり、両方向とも耐力壁の少ない 2 階で最も低い I_s 値となっている。

正面側から裏手に掛けて地盤面が傾斜しており、正面側では建築物 2 階部分が入口となっている。2 階部分では、玄関両側の柱のせん断破壊、玄関反対側の柱のせん断ひび割れ、エキスパンションジョイントに隣接する耐力壁の脚部曲げ圧縮破壊、その他耐力壁、非構造壁のせん断ひび割れが見られた(写真 5.5-264、写真 5.5-265)。S 造建築物に関しては、構造的な被害は特に見られなかったものの、階段室の化粧パネルの落下等、非構造壁部材の損傷が大きかった。また、室内を横切る形でエキスパンションジョイントが設置されていたため、地震時の変形により、エキスパンションジョイントの周辺の天井材が広範囲に渡って落下していた(写真 5.5-266)。

被災後は、建築物の使用禁止措置が取られ、隣接する 2006 年に建設された電算棟に対策本部を設置した。その後、南側の敷地に仮庁舎を建設し、庁舎機能を仮庁舎にすべて移転した。



写真5.5-263 外観



写真5.5-264 2階柱のせん断破壊



写真5.5-265 2階耐力壁の曲げ圧縮破壊



写真5.5-266 天井材の落下被害

20) 庁舎 BP (八代市、建設年 1972 年)

本建築物は RC 造地下 1 階、地上 5 階建ての庁舎建築物である。5 階建ての庁舎棟と 2 階建ての議会棟が、それぞれの矩形平面の角の部分で重なるような平面計画となっているが、接続部分にはエキスパンションジョイントは用いられていない。1、2 階と比べ、3～5 階では、柱の断面が明らかに小さい。2009 年に耐震診断が実施されており、庁舎棟の I_s 値は張間方向の 3 階が最も小さい ($I_s=0.18$)。また、議会棟の I_s 値は桁行方向の 1 階が最も小さい ($I_s=0.29$)。

前震時に 3～5 階で柱や壁にひび割れが確認されたため、2～5 階への市民の立ち入りを禁止した。本震後には、柱や壁のひび割れの進展が見られ、階段室周りの耐力壁の仕上げモルタルが剥落するなどさらに被害が拡大したことから、事前に実施されていた耐震診断の結果も踏まえ、全館の立ち入りを禁止し、周辺の支所に庁舎機能が移転されている。



写真5.5-267 外観



写真5.5-268 柱のせん断ひび割れ



写真5.5-269 RC 造壁のせん断ひび割れ



写真5.5-270 仕上げモルタルの剥落

21) 庁舎 BQ (人吉市麓町、建設年 1962 年)

本建築物は RC 造 3 階建ての庁舎建築物である。2010 年に耐震診断が実施されており、 I_s 値は桁行方向で 0.41~0.75、張間方向で 0.28~0.82 であった。いずれの方向でも 1 階の値が最も小さい。建築物の被害は 1 階が最も大きく、柱や耐力壁、非構造壁において、新規のひび割れの発生や既存のひび割れの進展が見られた (写真 5.5-272)。また、張間方向では、4 スパンのうち、外側の 2 スパンの柱間の芯々距離が 9.15m と長くなっているが、今回の地震では、同構面の各階の大梁のスパン中央付近で、曲げひび割れが多数発生している (写真 5.5-273)。また、建築物外側では、元々経年劣化が進んでいたと思われる大梁下端やパラペットのコンクリート片が落下している (写真 5.5-274)。建築物の損傷状況と耐震診断の結果を踏まえ、5 月 6 日に同建築物への立ち入りを禁止し、周辺施設に庁舎機能の移転を行っている。



写真5.5-271 外観



写真5.5-272 開口隅角部におけるひび割れ



写真5.5-273 大梁のスパン中央付近のひび割れ



写真5.5-274 大梁下端のコンクリートの剥落

22) 庁舎 BR (阿蘇郡南阿蘇村、建設年 昭和 51 年)

本建築物は 2 階建て RC 造の庁舎である。構造躯体にはほとんど被害は確認されなかった。構造躯体以外の被害としては、正面玄関自動ドアのレールの変形、天井材の脱落が確認された。建築物敷地内に地震計が設置されていた。



写真5.5-275 建築物西側



写真5.5-276 天井材の脱落



写真5.5-277 自動ドアレールの変形



写真5.5-278 地震計設置状況

23) 庁舎 BS (熊本市東区東町、建設年 1978 年)

本建築物は RC 造 9 階建ての消防庁舎であり、3～9 階が訓練塔となっている。建築物周辺で地盤沈下が起こっており、地中に埋まった給水管が漏水した。庁舎建築物内の 1、2 階では耐力壁、非構造壁、床スラブにひび割れが見られる (写真 5.5-280)。訓練塔の西側の構面には訓練用のバルコニーが各階に設けられており、他の構面と比べて開口が多く、開口横の非構造壁の損傷が目立った (写真 5.5-281)。訓練塔は現在、使用禁止となっている。また、3 階では庁舎建築物の屋上階の RC 造のパラペットが訓練塔と接続する箇所 で損傷していた (写真 5.5-282)。



写真5.5-279 外観



写真5.5-280 耐力壁のせん断ひび割れ



写真5.5-281 訓練塔の非構造壁のひび割れ



写真5.5-282 3階パラペットの損傷

24) 学校 BT (熊本市中央区、建設年 1959 年)

本建築物は、3階（一部4階）建てRC造学校校舎で、既に耐震改修が実施されている。校舎は2棟あり、その平面形状はほぼ同規模の長方形であり、東西方向を桁行方向として、南北に平行配置されている。その2棟の校舎に渡り廊下が設けられている。

当該建築物では、1階の校舎入り口からエキスパンションジョイントで分割された階段室回りの1階スラブにひび割れと段差（写真 5.5-284）が見られる。またエキスパンションジョイントで分割されたエリアにまたがって設けられた天井材が落下（写真 5.5-285）している。これらのことは、地盤の変状によって基礎構造で支えられていない上部構造物の一部が沈下したことで、それに追従できなかった部位で損傷が発生したものと推察される。

2階以上の渡り廊下の端部のエキスパンションジョイント部においても破壊（写真 5.5-286）が発生し、一部サッシの開閉が困難な状況であった。その他、廊下に部分的に水溜まりがあること、校舎敷地に入る車道下の地盤が崩れていることを確認した。



写真5.5-283 外観



写真5.5-284 1階スラブのひび割れと段差



写真5.5-285 天井材の落下



写真5.5-286 エキスパンションジョイント部の破壊

25) 学校 BU (熊本市中央区、建設年 1974 年)

本建築物は、4階建てRC造学校校舎で、既に耐震改修が実施されている。建築物外部から目視による調査を実施した。当該校舎は校門側から全3棟平行に配置されており、調査を行った中央に配置された校舎の平面形状は長方形で、渡り廊下が設けられている。

調査した校舎では、非構造壁のせん断破壊(写真 5.5-289)、基礎構造部分のひび割れ(写真 5.5-290)、エキスパンションジョイント部の破壊(写真 5.5-291)が生じている。



写真5.5-287 校舎外観 (校門側)



写真5.5-288 校舎外観 (奥2棟)



写真5.5-289 非構造壁のせん断破壊

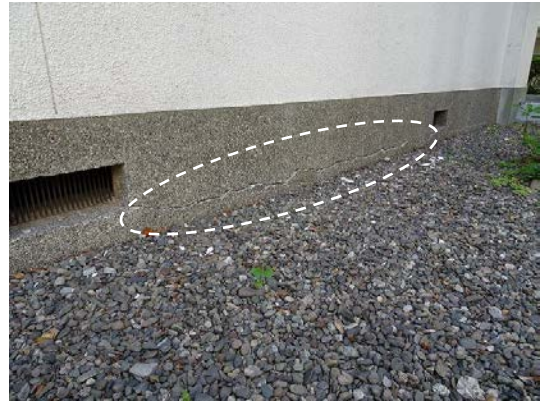


写真5.5-290 基礎部分のひび割れ



写真5.5-291 渡り廊下エクステンションジョイント部の破壊



26) 学校 BV (熊本市中央区、建設年 1979 年)

本建築物は、2 階建て RC 造学校校舎であり、その平面形状は凸形である。室内で傾斜が生じており、室内の西側が高く、東側が低い状態であった。その他、校舎敷地及び周辺道路の地盤まで広く変状が発生 (写真 5.5-293~写真 5.5-295) し、コンクリートブロック塀が倒壊している。

4 月 17 日時点において、当該建築物は継続使用されていなかった。



写真5.5-292 校舎外観



写真5.5-293 傾斜校舎の外構周辺部



写真5. 5-294 校舎と外構の段差



写真5. 5-295 周辺道路の地盤沈下

27) 学校 BW (熊本市中央区、建設年不明)

本建築物は3階建てのRC造校舎である。被害としては、階段室の中間階の壁や廊下側の方立壁にせん断ひび割れが多数発生している。



写真5. 5-296 建築物外観



写真5. 5-297 方立壁の被害



写真5. 5-298 階段室の被害



28) 店舗 BX (熊本市中央区、建設年不明)

本建築物は4階建てRC造で1階が店舗となっている。産業通りに面した南東側の構面で1階隅柱の材軸方向に沿ったひび割れと、2階中柱のコンクリートの剥落が見られるが、北東側の構面では目立った損傷は見られなかった。建設年は不明であるが、主筋、せん断補強筋に丸鋼が用いられている

ことから、新耐震以前の建築物と考えられる。



写真5.5-299 建築物西側



写真5.5-300 建築物南側



写真5.5-301 1階柱のせん断ひび割れ



写真5.5-302 2階柱のコンクリートの剥落

29) 学習施設 BY (熊本市中央区、建設年不明)

本建築物は4階建てRC造の学習教育施設である。28号線に面した傾斜地に建設されており、建築物のすぐ北西に白川が通っている。南東側の構面に対して壁量が少ない北西面で、1、2、3階の中柱でコンクリートの剥落が見られた。1階柱は腰壁によって短柱化しており、せん断破壊により、内部の鉄筋が露出している。同柱のせいは650mm、主筋径は $\phi 22$ で一辺に4本が配筋されている。また、せん断補強筋は $\phi 10$ でせん断補強筋の間隔は約200mmである。建設年は不明であるが、主筋、せん断補強筋に丸鋼が用いられていることから、新耐震以前の建築物と考えられる。



写真5.5-303 建築物西側



写真5.5-304 建築物北東側



写真5.5-305 建築物北西面における各階柱の損傷



写真5.5-306 1階柱のせん断破壊

(3) その他の被災建築物

1) 事務所 BZ (熊本市中心区、建設年不明)

本建築物は4階建てRC造の事務所ビルである。当該建築物は28号線近くに建設されており、建築物のすぐ北西に白川が通っている。平面は3×3スパンで、1階がピロティ構造となっており、駐車スペースが設けられている。通りに面した北西側の構面では、1階の2本の中柱がせん断破壊している。裏側の南東側の構面でも、1階の2本の中柱が同様にせん断破壊している。北東側と南西側の構面には、1～4階に連層耐力壁が設けられており、これらの連層耐力壁には目立った損傷は見られなかった。



写真5.5-307 建築物北西側



写真5.5-308 建築物南東側



写真5.5-309 建築物北西構面における1階柱のせん断破壊



写真5.5-310 建築物南東構面における1階柱のせん断破壊

5.5.3 まとめ

本節では、平成 28 年熊本地震における鉄骨鉄筋コンクリート造建築物を含む鉄筋コンクリート造等建築物の被害の概要と特徴について報告した。

- 1) 1981 年以降に設計された建築物において、下階壁抜け構造（ピロティ構造）部の柱が曲げ・せん断・軸応力により損傷し、大破と判定された事例が確認された（共同住宅 A、共同住宅 C、共同住宅 D）。このような被害は兵庫県南部地震でも確認されているものであるが、今後、建築物の設計情報等から被害要因の詳細分析を行う必要がある。
- 2) 1981 年以降に設計された建築物において、部分崩壊形となる純ラーメン架構の中間層に過大な残留変形が生じた（庁舎 E）。さらに、柱梁接合部の損傷も確認されていることから、過大な残留変形が生じた要因の詳細分析を行う必要がある。
- 3) 1981 年以降に設計された建築物において、杭基礎部の被害に起因すると考えられる建築物の傾斜が確認された（共同住宅 O、共同住宅 Q、共同住宅 R、共同住宅 S）。このような被害は東北地方太平洋沖地震でも確認されている。今後、基礎部での被害状況の把握と、被害要因の詳細な分析を行う必要がある。
- 4) 1981 年以降に設計された建築物において、構造部材、非構造壁やエキスパンションジョイントおよびその周辺部の損傷により、地震後の継続使用性が阻害される事例が確認された。今後、庁舎をはじめとする被災建築物の管理者等に対してヒアリングを実施し、部位の損傷と地震後の継続使用との関係性について詳細に分析する必要がある。
- 5) 免震建築物のダンパー取付け部に接続されたスラブやコンクリート部が大きく損傷した事例が確認された（共同住宅 AN、共同住宅 A0）。
- 6) 耐震改修された建築物において、建築物の損傷が大きい事例が確認された（庁舎 AR、郵便局 AT、学校 AU）。また、上部構造物の損傷は小さいものの、基礎構造の被害などにより継続使用性が阻害された事例も確認された（庁舎 AP）。東日本大震災においても耐震改修された RC 造建築物の構造部材の被害が確認されているが、同じ被害パターンであるかは今後検証が必要である。
- 7) 1981 年以前に設計された建築物において、柱や柱梁接合部の大きな損傷により、建築物が倒壊または部分崩壊した事例が確認された（庁舎 AW、共同住宅兼店舗 AX、診療所 AY、店舗 AZ、店舗 BA、共同住宅兼店舗 BB、寺社 BC、事務所 BD、共同住宅兼店舗 BE、住宅 BF）。
- 8) 上記で確認された被災建築物の周辺でほとんど被害の見られない多くの建築物が確認されている。それらの建築物の被害が少なかった要因についての分析を行うことが求められる。

参考文献

- 5.5-1. 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2016.3
- 5.5-2. 平成28年(2016年)熊本地震による建築物等被害第一次調査報告(その1 4月15日(本震前)調査結果速報)、国立研究開発法人建築研究所 HP(http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/01kumamoto_1.pdf)、国土交通省 国土技術政策総合研究所 HP(<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h28/20160415kumamotokentiku.pdf>)
- 5.5-3. 平成28年(2016年)熊本地震による建築物等被害第一次調査報告(その2 4月16日(本震後)調査結果速報)、国立研究開発法人建築研究所 HP(<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/02kumamoto.pdf>)、国土交通省 国土技術政策総合研究所 HP(<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h28/20160416kumamotokentiku2.pdf>)
- 5.5-4. 平成28年(2016年)熊本地震による建築物等被害第五次調査報告(速報)(火災被害ならびに建築設備被害に関する調査)、国立研究開発法人建築研究所 HP(<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/05-kumamoto.pdf>)、国土交通省 国土技術政策総合研究所 HP(<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h28/20160426kumamotokentiku7.pdf>)

5.6 基礎・地盤の被害

5.6.1 調査の目的と概要

基礎・地盤に関する調査として、国総研・建研で(1)益城町の被害調査、(2)熊本市南区の液状化被害の目視踏査を実施^{5.6-1)}しており、その調査結果に基づく分析を実施した。(1)益城町の被害調査について、益城町中心部では、県道28号からの南北方向の距離に応じて、建築物及び地盤の被害程度に差異が見られるとの報告があった。そこで、被害状況を把握するために、益城町内を南北方向に通る2本の道路を抽出し(安永地区:A通り、宮園地区:B通り)、道路沿いの建築物に対して、基礎・地盤の地震被害に重点を置いた被害調査(以下、通り悉皆調査と記す)を実施した。また、(2)液状化被害の目視踏査については、地震発生直後に報道された情報や東京電機大学地震・地盤工学研究室による被害調査報告^{5.6-2)}に基づき、液状化被害が報告された熊本市南区近見地区及び刈草地区について現地調査を実施した。

図5.6-1に調査範囲を示す。第1次及び第2次調査で建築物被害が大きいとされた益城町と、液状化による被害が見られているとされた熊本市南区周辺を調査した。

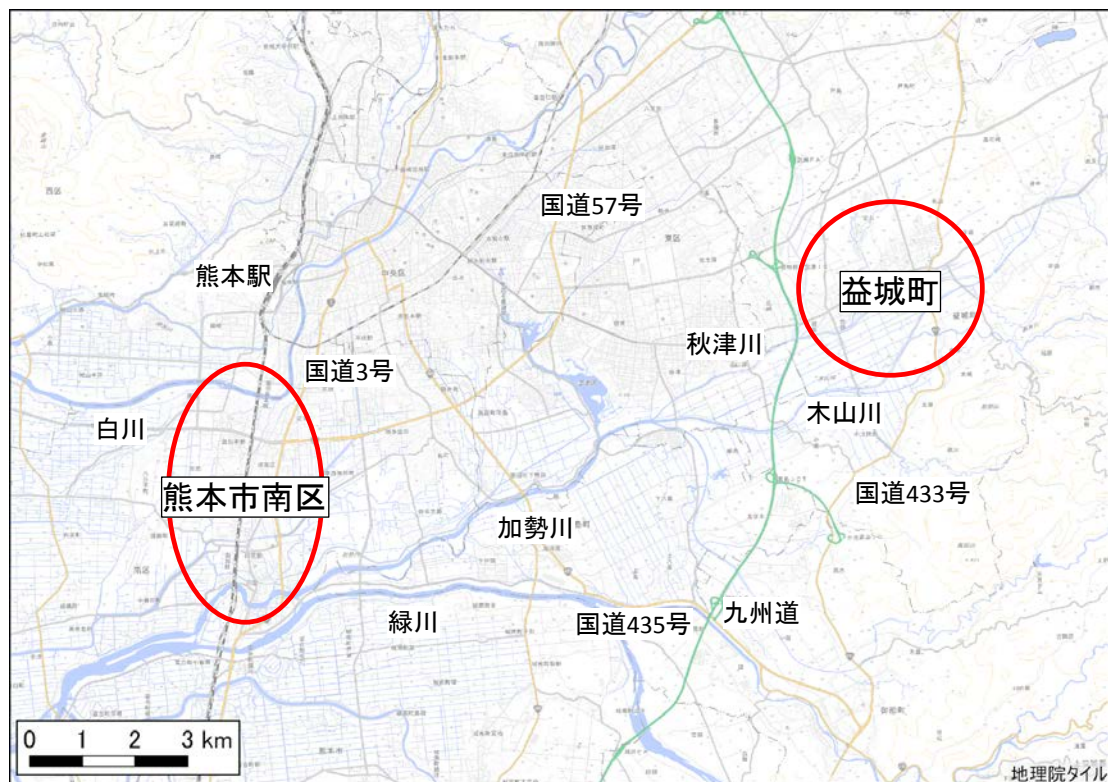


図 5.6-1 調査地域 (背景地図：国土地理院電子地形図 (タイル))

5.6.2 益城町の調査結果

(1) 調査範囲と調査方法

図 5.6-2 に、益城町で調査対象とした 2 本の道路の位置を示す。図中のコンターは標高を示しており、暖色→寒色で標高が高くなっている。国総研・建研が実施した益城町の調査で対象とした A 通り 78 棟、B 通り 67 棟のうち、日本建築学会で実施された悉皆調査（5.2 節）（以降、学会悉皆調査と記す）と重複している建物は A 通り 29 棟、B 通り 65 棟となっている。通り悉皆調査は表 5.6-1 に示すクライテリアで実施した。建築年代および構造種別の特定は外観目視を基本とし、必要に応じて学会悉皆調査データを参照した。具体的な被害判定は外観目視により実施しており、上部構造の被災度は文献 5.6-3)の方法に基づいて実施し、倒壊と判断される建築物以外の上部構造の被災度を主として外観から大破、中破、軽微・無被害の 3 区分により判定した。また、基礎・地盤の被災度は地盤変状の有無とコンクリート製基礎の損傷度により判断した。

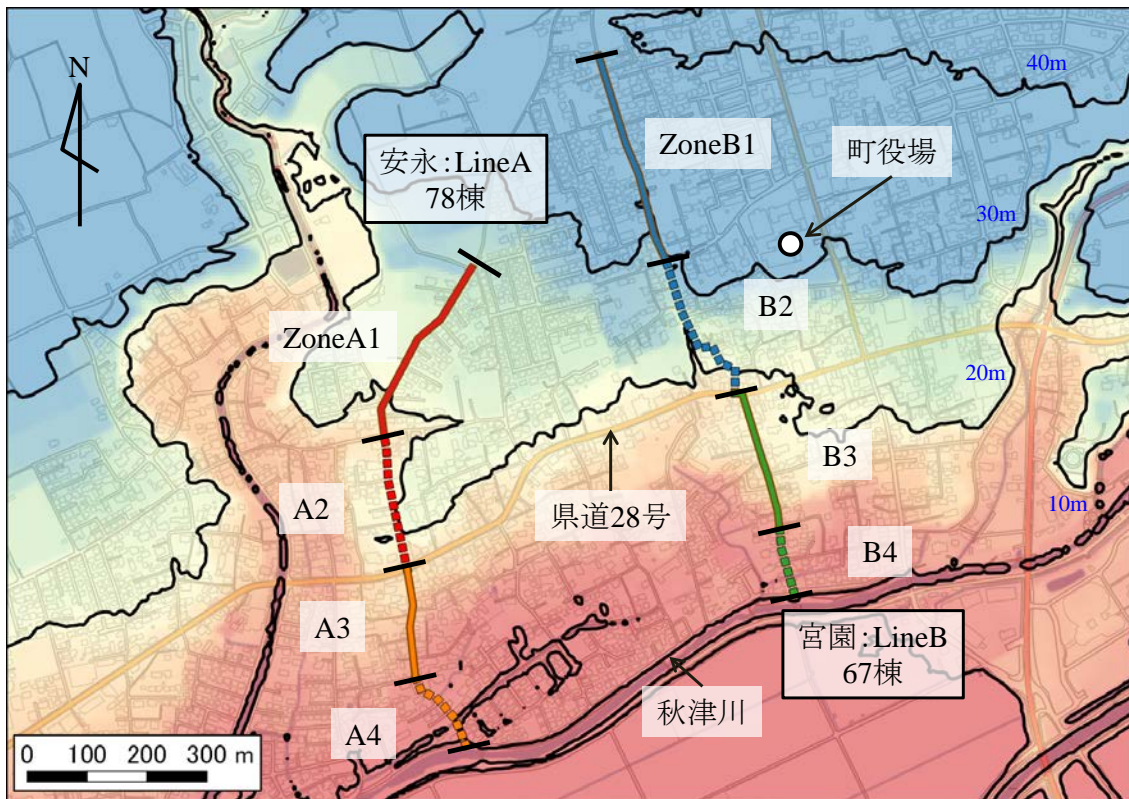


図 5.6-2 調査対象地域と調査対象とした道路（背景地図：国土地理院基盤地図情報を使用）

表 5.6-1 通り悉皆調査の被災度判定のクライテリアと方法

項目	クライテリア	方法
建築年	—	外観目視 学会悉皆調査データ
用途, 構造種別 階数, 基礎形式	—	外観目視 ヒアリング 学会悉皆調査データ
沈下, 傾斜	無 / 有	外観目視 傾斜計等
上部構造の被災度	岡田・高井(1999) ^{3.6-3)}	外観目視
基礎の被災度	無 / 軽微 / 部分的 / 顕著 / 不明	外観目視
地盤変状の程度	無 / 軽微 / 顕著 / 不明	外観目視

図 5.6-2 に示すように、調査対象とした益城町は南向きの緩斜面に位置しており、調査対象の2つの道路も南向きに傾斜している。図 5.6-3 及び図 5.6-4 に調査対象地域の平均標高と平均傾斜量を示す。平均標高は調査対象建物の敷地内の標高を国土地理院発行の基盤地図情報数値標高モデル（5mメッシュ）より読み取り平均値として算出し、平均傾斜量は敷地内の数値標高を最小二乗法で直線近似し、その傾きより算出した。平均標高はLineA、LineB共にZone1>Zone2>Zone3>Zone4となっており、10~30m程度の標高となっている。また、平均傾斜量についてもZone1>Zone2>Zone3>Zone4となっており、LineBの県道28号線北側（ZoneB1）では傾斜量が大きいため、高い盛土擁壁が多くみられる。

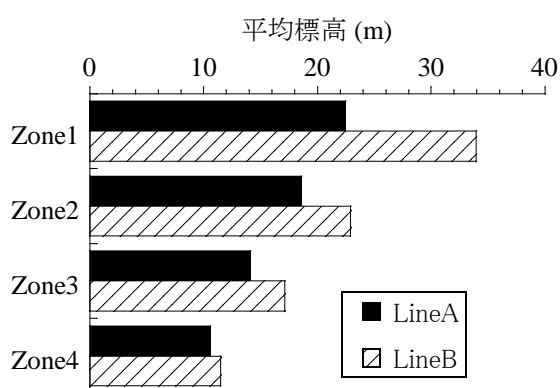


図 5.6-3 調査対象地域の平均標高

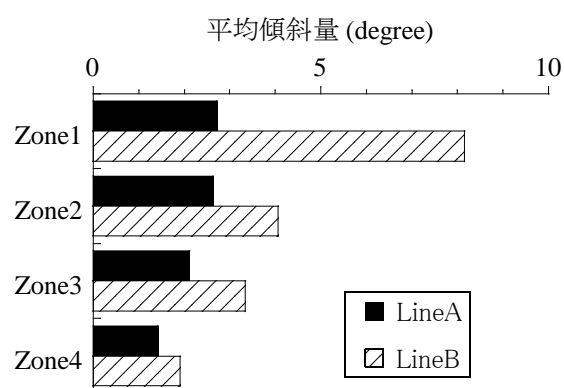


図 5.6-4 調査対象地域の平均傾斜量

(2) 調査結果

写真 5.6-1 に、A 通りの県道 28 号の北側で見られた道路の舗装の様子を示す。舗装の所々で認められるひび割れや段差は、地盤変状が生じた痕跡と考えられる。写真 5.6-2、5.6-3 に 1 階が倒壊している建築物とその基礎の様子を示す。基礎にはひび割れが確認できるが、破壊には至っておらず、大きな地盤変状は確認できなかった。写真 5.6-4、5.6-5 に写真 5.6-2 の近辺の中破と思われる建築物とその基礎の様子を示す。基礎にはひび割れが見られ、地盤変状も確認できる。写真 5.6-6～5.6-8 に、軽微・無被害と思われる建築物（住民からの聞き取りにより築 20 年ほど）と、その基礎・地盤の様子を示す。基礎にはひび割れが見られ、地盤変状も確認できるが、被害の程度は小さい。写真 5.6-9 に新興住宅地と思われる建築物群の様子を示す。建築物の被害は見られず、前面道路に大きな損傷は見当たらない。



写真 5.6-1 A 通り・県道 28 号北側の道路の舗装の様子



写真 5.6-2 1 階が倒壊している建築物



写真 5.6-3 写真 5.6-2 の基礎のひび割れを確認。地盤変状は確認できなかった。



写真 5.6-4 中破と思われる建築物



写真 5.6-5 写真 5.6-4 の基礎のひび割れ及び地盤変状を確認



写真 5.6-6 軽微・無被害に見える建築物



写真 5.6-7 写真 5.6-6 の建築物周辺の地盤変状



写真 5.6-8 写真 5.6-6 の建築物の基礎の様子。ひび割れを確認



写真 5.6-9 新興住宅地と思われる建築物群。建築物は無被害に見える。道路舗装も健全

写真 5.6-10 に、A 通りの県道 28 号の南側で見られた道路の舗装の様子を示す。県道 28 号の北側と同様に、道路舗装には地震によるものと思われるひび割れや段差が見られたが、被害の程度は北側よりも大きい。写真 5.6-11 に軽微・無被害と思われる建築物の様子を示す。写真 5.6-12 に示すように、周囲には地盤変状が認められ、一部に盛土の崩落と思われる被害が認められたが、基礎は無損傷であった。写真 5.6-11 の建築物の建築年代は、比較的新しいように見えるが、写真 5.6-13 に示すような、建築年代が古いと思われる建築物は、県道 28 号の南側で多数倒壊していた。写真 5.6-14 に、造成宅地に立地する軽微・無被害と思われる建築物の様子を示す。建築物の被害は小さいと見られるが、写真 5.6-15 のように、犬走りに多数のひび割れが見られ、地盤変状が生じていると思われる。さらには、写真 5.6-16 に示すように、基礎にひび割れも認められた。写真 5.6-17 に、大破と思われる建築物の様子を示す。写真 5.6-18 に示すように、この建築物では基礎周りに地盤変状が認められ、基礎にも比較的大きなひび割れが認められた。写真 5.6-19 に、秋津川に近い建築物の被害の様子を示す。秋津川に近づくにつれて、建築物の被害は小さくなる印象を受けた。写真 5.6-19 の建築物についても、軽微・無被害と思われる。ただし、秋津川近くの地盤では写真 5.6-20 のように、地震によると思われる地盤変状が多数見られた。



写真 5.6-10 A 通り・県道 28 号南側の道路の舗装の様子。北側に比べて損傷が大きく見える。



写真 5.6-11 軽微・無被害と思われる建築物



写真 5.6-12 写真 5.6-11 の建築物の基礎と周辺地盤。地盤変状が認められるが、基礎は無被害



写真 5.6-13 倒壊した建築物。県道 28 号南側は古く見える建築物が多数倒壊



写真 5.6-14 造成宅地に立地する軽微・無被害と思われる建築物



写真 5.6-15 写真 5.6-14 の基礎周りの様子。地盤変状が生じていると思われる損傷が見られる。



写真 5.6-16 写真 5.6-14 の建築物の基礎の様子。ひび割れを確認



写真 5.6-17 大破と思われる建築物



写真 5.6-18 写真 5.6-17 の建築物の基礎周りの様子。基礎にひび割れが見られ、地盤変状も認められる。



写真 5.6-19 秋津川に近い軽微・無被害に見える建築物



写真 5.6-20 写真 5.6-19 の建築物の周辺地盤、
秋津川近くは地盤変状が大きい。

写真 5.6-21 に、B 通りの県道 28 号の北側で見られた道路の舗装の様子を示す。A 通りと同様に、舗装には所々でひび割れや段差が認められ、地盤変状が生じた痕跡と考えられる。県道 28 号より北側では、写真 5.6-22 に示すように、盛土擁壁上に建てられている建築物が多く見られる。写真 5.6-22 の建築物は、調査範囲の北端近くに位置するが、建築物の被害は小さく、擁壁にも損傷が見当たらない。写真 5.6-22 の建築物、写真 5.6-23 の建築物、写真 5.6-25 の建築物の順に、B 通り沿いに県道 28 号に向かって並んでいるが、写真 5.6-23 の建築物では写真 5.6-24 に示すような盛土擁壁の損傷が認められ、写真 5.6-25 の建築物では盛土擁壁が崩落しており、県道 28 号に近づくにつれて盛土擁壁の被害が大きくなる傾向を示す。写真 5.6-26 の建築物は県道 28 号の近くに位置しているが、1 階が倒壊している。写真 5.6-27 は、この建築物の基礎の一部分の様子であるが、ひび割れを確認することができた。



写真 5.6-21 B 通り・県道 28 号北側の道路の
舗装の様子（被害の大きい箇所）



写真 5.6-22 軽微・無被害に見える建築物。
擁壁にも損傷が見当たらない。



写真 5.6-23 軽微・無被害に見える建築物。擁壁に損傷あり。



写真 5.6-24 写真 5.6-23 の建築物周辺地盤の様子。盛土擁壁に変位した形跡あり。



写真 5.6-25 軽微・無被害に見える建築物。擁壁は崩落、基礎に損傷なし（写真 5.6-23 より南の建築物）。



写真 5.6-26 倒壊した建築物



写真 5.6-27 写真 5.6-26 の建築物で確認できた基礎の様子。一部にひび割れを確認できる

写真 5.6-28 に、B 通りの県道 28 号の南側で見られた道路の舗装の様子を示す。道路は砂利による応急措置が取られていると思われるが、写真の奥では道路の崩落も確認でき、A 通りと同様に、県道 28 号の南側で見られる舗装の損傷及び地盤変状は北側よりも大きい印象を受けた。写真 5.6-29 に建築年代が新しいと思われる建築物の被害の様子を示す。この建築物は 1 階が倒壊しており、基礎の状態を十分に確認することはできなかったが、写真 5.6-30 に示すように、確認できた範囲では基礎に損傷が見られず、地盤変状も見られなかった。一方、写真 5.6-31 に示すように、建築年代が古く見える建築物は、県道 28 号の南側では多数倒壊していた。写真 5.6-32 に、大破と思われる建築物の様子を示す。写真 5.6-33 に示すように、この建築物の床下では、床束がほとんど外れており、基礎の立ち上がり部が曲げ破壊していた。写真 5.6-34 に示すように、この建築物の周辺地盤には地盤変状が見られる。写真 5.6-35 に、大破と思われる建築物の様子を示す。1 階部分が大きく変形しており、写真 5.6-36 に示すように、基礎の破壊も見られる。また、この建築物は盛土擁壁の上に位置しており、写真 5.6-37 に示すように、近傍の擁壁には大きな亀裂が認められる。一方で、写真 5.6-38 に示す建築物は、写真 5.6-32、35 の近くに位置しており、上部構造の被害が大きい例であるが、写真 5.6-39 に示すような地盤変状が認められるものの基礎の損傷は見当たらない。写真 5.6-40 は、倒壊した建築物の様子であるが、地盤変状が認められ、基礎にも損傷が認められる。写真 5.6-41 は、倒壊には至っていない建築物の様子であるが、ある程度の残留変形が見られると共に、写真 5.6-42 に示すように、基礎のひび割れや地盤変状も見られる。



写真 5.6-28 B 通り・県道 28 号南側の道路の舗装の様子。



写真 5.6-29 建築年代が新しいと思われる倒壊建築物



写真 5.6-30 写真 5.6-29 の建築物で辛うじて確認できる基礎。地盤変状はなく、基礎にも損傷は見当たらない。



写真 5.6-31 倒壊した建築物。A 通りと同様に、県道 28 号南側は古く見える建築物が多数倒壊



写真 5.6-32 大破と思われる建築物



写真 5.6-33 写真 5.6-32 の建築物の基礎。床束は全て外れ、基礎は立ち上がり部で曲げ破壊が生じている。



写真 5.6-34 写真 5.6-32 の建築物の周辺地盤。地盤変状は大きいと思われる。



写真 5.6-35 大破と思われる建築物



写真 5.6-36 写真 5.6-35 の建築物の基礎。破壊しているが打継があるようにも見える。



写真 5.6-37 大破と思われる建築物



写真 5.6-38 写真 5.6-37 の建築物の周辺地盤。変状は認められるが、基礎の損傷は見えない。



写真 5.6-39 被害の大きい建築物。周辺地盤の変状が認められ、基礎の損傷も認められる。



写真 5.6-40 大破と思われるが倒壊には至っていない建築物



写真 5.6-41 写真 5.6-40 の建築物の基礎。ひび割れが認められるが、破壊はしていない。地盤変状は認められる。

(3) 調査結果の整理

県道 28 号線北側の ZoneB1 の被害事例として、盛土擁壁の被害を写真 5.6-42 に示す。図 5.6-4 に示したように、ZoneB1 では平均傾斜量が他の地域に比べて大きく、盛土擁壁上に建物が立地しているケースが多い。ZoneB1 では南に位置する建築物ほど盛土擁壁の被害が大きくなる傾向が認められた。



写真 5.6-42 県道 28 号線北側の ZoneB1 で見られた盛土擁壁の被害事例

県道 28 号線南側の地域では、甚大な被害を受けている建築物が多く見られ、加えて損傷を受けた基礎や地盤変状も多数認められた。地盤の地震時挙動が建築物の被害に及ぼす影響として、静的な地盤変状と動的な地盤震動が考えられるが、ここでは静的な地盤変状に着目し、建築物の被害と基礎・地盤の被害の関係について分析する。益城町内で確認された大破・倒壊に相当する被害を受けた建築物において、確認できた基礎・地盤関連の被害は、次の 3 つのパターンに分類できる。

- 1) 建築物が倒壊したことにより基礎もしくは敷地地盤全体の状況確認が困難なもの（写真 5.6-43）
- 2) 地盤変状が認められ、基礎に損傷が著しいもの（写真 5.6-44、写真 5.6-45）
- 3) 地盤変状が認められ、基礎の損傷が軽微・無損傷なもの（写真 5.6-46）

地盤変状が建築物被害に影響を及ぼすメカニズムを構造力学的な観点から考えると、地盤変状が生じることによって基礎が破壊し、1 階柱脚に強制変位が作用することによって、建築物に構造的被害が生じるメカニズムが考えられる。このとき、基礎固定条件で上部構造が崩壊状態となるような部材変形角を 1 階柱脚の強制変位によって生じさせるためには相当量の変位量が要求され、基礎にはパターン 2) の写真 5.6-45 で見られる程度以上の破壊状態が要求されることになる。しかし、このような基礎被害は調査の中ではほとんど認められなかった。よって、パターン 1) のような倒壊事例に対して基礎の状態を十分に確認できていないため、現時点で断定することはで

きないが、建築物に甚大な被害を生じさせた外力要因として、地盤変状の影響は小さいと思われる。今後、地盤調査等の実施により、地盤震動が地表面地震動の場所による差異に及ぼす影響を解析的に検討するとともに、地震動の違いが建築物の応答とそれに伴う被害発生に及ぼす影響についても分析し、局所的に甚大な建築物被害をもたらした要因を明らかにすることが重要と考えられる。



写真 5. 6-43 建築物の倒壊により基礎もしくは敷地地盤全体の状況確認が困難な事例（2例）



写真 5. 6-44 地盤変状が認められ、基礎に損傷が著しい事例 1



写真 5. 6-45 地盤変状が認められ、基礎に損傷が著しい事例 2



写真 5. 6-46 地盤変状が認められるが、基礎の損傷が軽微・無損傷の事例

(4) 建築物と基礎地盤の被害率

建築物の被害と基礎・地盤の被害の関係について、通り悉皆調査結果より得られた被害率より分析する。図 5. 6-5 に対象とした建築物の母数を地図上に示す。ここでは、1981 年以降の木造建築物を対象として、建築物大破以上の被害率、基礎被害顕著の割合、地盤変状ありの割合をそれぞれ算出する。図 5. 6-6 に建築物大破以上に対する基礎被害顕著の割合の関係を示す。建築物大破以上の割合が増大するほど基礎被害顕著の割合も増大するが、同図のほとんどのプロットは 45° の直線、すなわち建築物大破以上＝基礎被害顕著より下側となっており、基礎被害顕著の割合は建築物大破以上の割合よりも小さくなっている。すなわち、被害率の観点からも基礎の損傷が建築物の被害に及ぼした影響は大きくないと言える。図 5. 6-7 に建築物大破以上に対する地盤変状ありの割合の関係を示す。基礎被害顕著の場合と同様に、建築物大破以上の割合が増大するほど基礎被害顕著の割合も増大するが、その増加量は小さい。また、建物大破以上の割合が小さい場合でも地盤変状ありの割合は約 40%以上となっている。すなわち、建築物の被害に関係なく、地盤変状が現れていることが分かる。図 5. 6-8 に地盤変状ありに対する基礎被害顕著の割合の関係を示す。同図の場合、全プロットが 45° の直線、すなわち地盤変状あり＝基礎被害顕著より下側となっており、基礎被害顕著の割合は地盤変状ありの割合より小さくなっている。(2)で示したように、静的問題において地盤変状が建築物被害に影響を及ぼす場合のメカニズムは、地盤変状の発生→基礎の損傷→建築物の損傷であると仮定すると、同図は地盤変状が生じても基礎の損傷が生じにくいことを示していると考えられる。図 5. 6-9 に平均傾斜量に対する地盤変状ありの割合の関係を示す。同図では平均傾斜量と地盤変状ありの割合の間に明確な相関関係は見られない。また、平均傾斜量の大きい ZoneB1 での地盤変状ありの割合は、他の Zone に比べて小さくなっている。

以上、基礎被害顕著の割合が建築物大破以上や地盤変状ありの割合よりも小さいこと、建築物大破以上の割合が小さくても地盤変状ありの割合が約 40%以上あることから、通り悉皆調査の結果は、(2)で示した「建築物に甚大な被害を生じさせた外力要因として地盤変状の影響は小さい」という結論を支持していると考えられる。

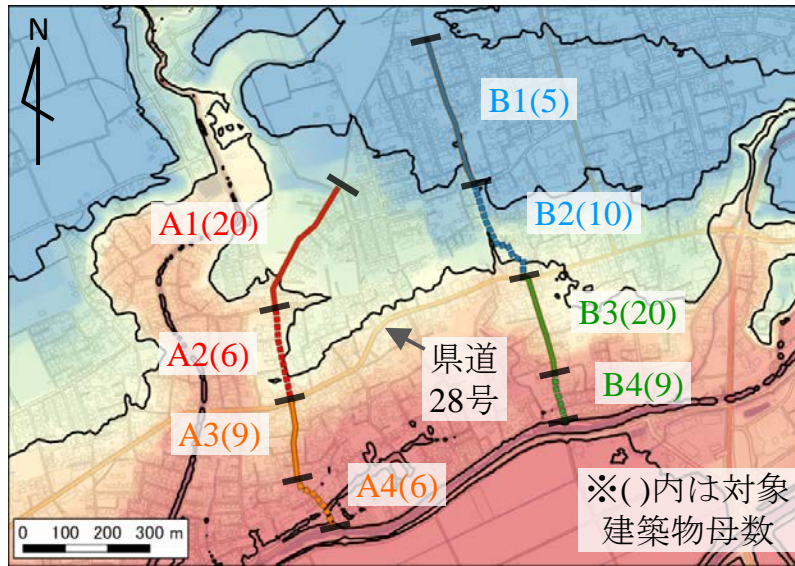


図 5.6-5 Zone 毎の対象建築物母数 (1981 年以降の木造建築物)

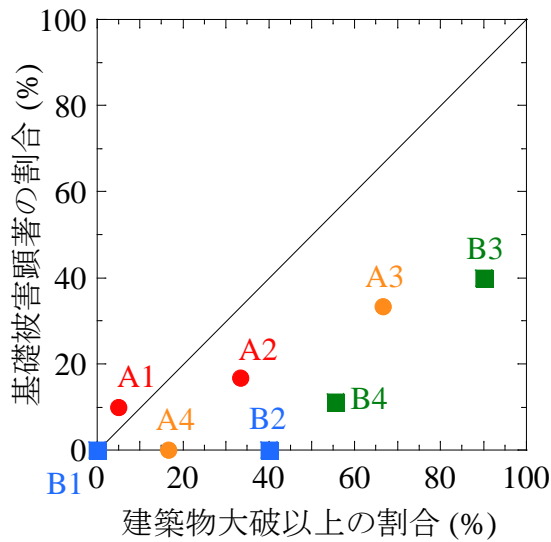


図 5.6-6 建物被害と基礎被害の割合の比較

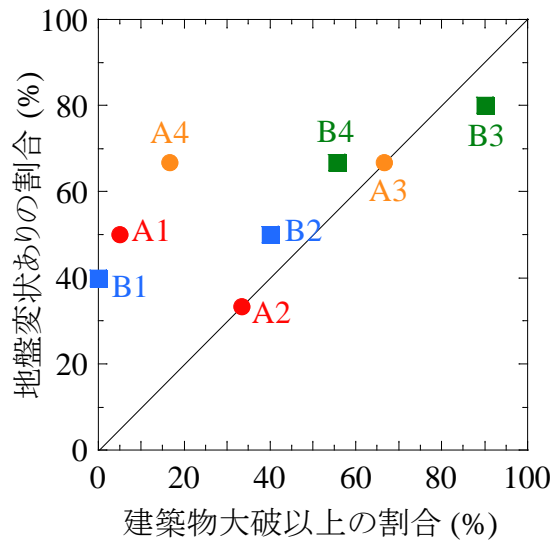


図 5.6-7 建物被害と地盤変状の割合の比較

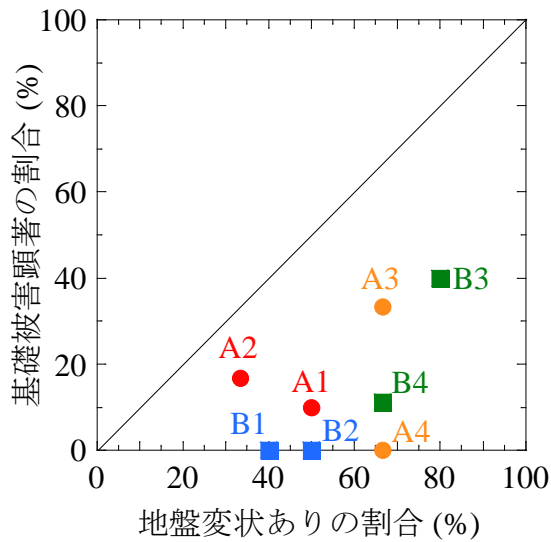


図 5.6-8 地盤変状と基礎被害の割合の比較

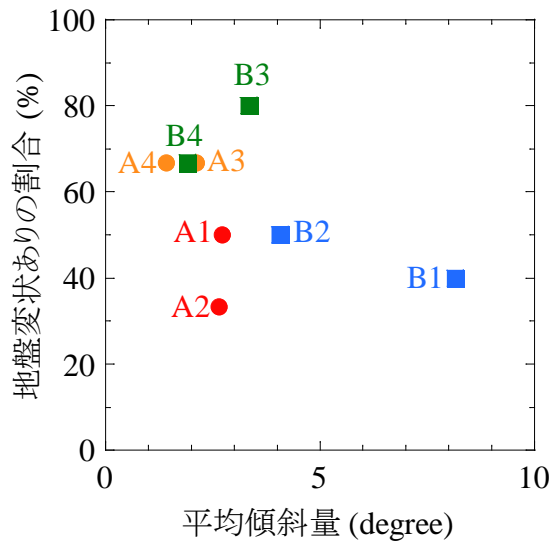


図 5.6-9 平均傾斜量と地盤変状の割合の比較

5.6.3 熊本市南区の調査結果

地盤の液状化及びそれによる建築物の被害の調査は、図 5.6-10 に示す熊本市南区近見地区及び刈草地区の赤点線の範囲を対象に、地上目視により実施した。液状化発生の有無は、地震直後の調査で地表の噴砂痕などにより確認する機会が多いが、調査時(4月23日)は発災後1週間が経過しており、その間には調査当日を含めて降雨もあったため、噴砂痕などの痕跡が流失してしまっていることも考えられる。そこで、本調査では顕著な地盤変状の有無と建築物の沈下・傾斜及び周辺地盤の沈下の状況によって液状化の発生の有無を判断した。

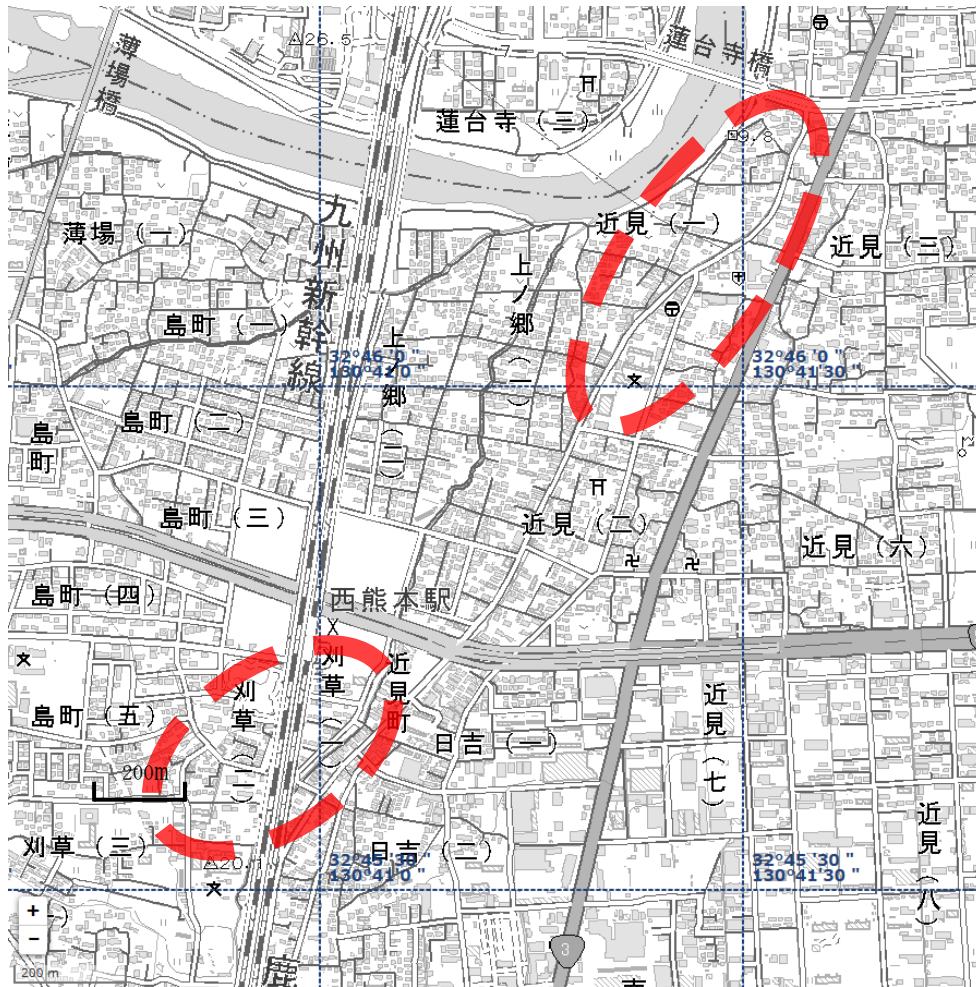


図 5.6-10 熊本市南区近見地区及び刈草地区における液状化被害調査の範囲(赤点線)(背景地図：国土地理院電子地形図(タイル))

写真 5.6-47、5.6-48 に示すように、2 階建て木造住宅が上部構造に損傷のないまま沈下・傾斜している状況が多く見られた。これは、1995 年兵庫県南部地震や 2011 年東北地方太平洋沖地震で液状化した地域においても広く見られた被害であり、地盤の液状化によるものと思われる。また、写真 5.6-49、5.6-50 に示すように、平家建木造住宅でも沈下・傾斜している場合が少なからず見られた。なお、写真 5.6-49 に示すように、この住宅は近傍地表に見られる地割れ痕跡の延長線上に位置している布基礎の立ち上がり部分に地盤変位に起因すると思われる大きな裂傷が認められるが、他の平家建木造住宅でも同様の基礎被害が多いわけではない。また、今回の地震では、液状化被害により、倒壊・崩壊に至ったものがないことが確認している。この地域の木造住宅の基礎形式は、布基礎の比率が高いように見えた。

写真 5.6-51、5.6-52 及び 5.6-53、5.6-54 は、地盤の液状化により沈下・傾斜したと思われる 2 階建て店舗併用住宅及び 3 階建て商業建築物である。写真から、これらの沈下・傾斜の程度は、上述の木造住宅のそれに比べて、大きいように見える。同様の建築物の沈下・傾斜被害は、他にも数棟見られた。なお、これらの建築物の基礎形式は確認できなかったが、沈下・傾斜の状況から、直接基礎と思われる。写真 5.6-55、5.6-56 は、地盤の液状化により周辺地盤が大きく沈下したと思われる病院である。周辺地盤が沈下して建物との間に大きな段差が生じていることから、この建築物は（先端支持による）杭基礎である可能性が高い。なお、写真 5.6-57 は、写真 5.6-55 と概ね同じアングルで平成 28 年 4 月 15 日の午前中に撮影されたものである。写真 5.6-56、5.6-57 の比較から、4 月 14 日以降に発生した複数回の大地震によってこの建築物の周辺地盤が沈下したことが示唆される。一方で、倒壊建築物の比較的近傍に位置する小学校（写真 5.6-58、5.6-59）においても、校舎や体育館の周辺地盤が沈下している状況が見られたが、その程度は写真 5.6-55～57 の病院に比べて明らかに小さい。現時点では、この地域における液状化による地盤沈下量の相異がどんな原因により生じたのかは不明である。



写真 5.6-47 地盤の液状化により沈下・傾斜したと思われる 2 階建て木造住宅



写真 5.6-48 写真 5.6-47 の建築物の 1 階玄関部分の沈下状況



写真 5.6-49 地盤の液状化により基礎の損傷を伴って沈下したと思われる平家建木造住宅



写真 5.6-50 写真 5.6-49 の建築物の縁側部分の沈下状況



写真 5.6-51 地盤の液状化により沈下・傾斜したと思われる2階建て店舗併用住宅



写真 5.6-52 写真 5.6-51 の建築物の1階部分の沈下状況



写真 5.6-53 地盤の液状化により沈下・傾斜したと思われる3階建て商用建築物



写真 5.6-54 写真 5.6-53 の建築物の1階部分の沈下状況



写真 5.6-55 地盤の液状化により周辺地盤が大きく沈下したと思われる病院



写真 5.6-56 写真 5.6-55 の建築物の周辺地盤の沈下状況（平成 28 年 4 月 23 日午後撮影）



写真 5.6-57 写真 5.6-55 の建築物の周辺地盤の沈下状況（平成 28 年 4 月 15 日午前撮影）



写真 5.6-58 小学校校舎の周辺地盤の沈下状況（熊本市南区近見）



写真 5.6-59 写真 5.6-58 の小学校の体育館の周辺地盤の沈下状況

JR 線の東側の範囲では、写真 5.6-60、5.6-61 に示すように、地盤の液状化により沈下・傾斜したと思われる 3 階建て店舗併用住宅が数棟見られた。また、液状化被害により、倒壊・崩壊に至ったものがないことが確認している。写真 5.6-60 では、この建築物の沈下・傾斜の程度は、近見地区における同様のケース（写真 5.6-51、5.6-53）に比べて大きいように見えるが、他の建築物では必ずしもそうではない。また、写真 5.6-62 に示すように、隣接する建築物同士が近づくような傾斜形態（いわゆる「おじぎモード」）も見られた。一方、JR 線の西側の範囲では、建築物の大多数は 2 階建て木造住宅で、地盤にも建築物にも地盤の液状化に起因する被害があるようには見えなかった。



写真 5.6-60 地盤の液状化により沈下・傾斜したと思われる 3 階建て店舗併用住宅



写真 5.6-61 写真 5.6-60 の建築物の 1 階部分の沈下状況



写真 5.6-62 地盤の液状化によると思われる隣接建築物同士が近づくような傾斜形態

5.6.4 まとめ

本節では、建築物の被害要因になりうる基礎の損傷及び敷地地盤の変状の状況を確認するために、1) 建築物の被害が特に大きいとされた益城町の通り目視調査（南北方向）、2) 別途の情報で液状化被害が見られているとされた熊本市南区の現地踏査、の2つの調査結果を報告した。

この中で、益城町の通り目視調査地域における被害事例について、①宮園地区の県道28号の北側では、地形の関係上、盛土擁壁で宅地を造成している物件が多いが、県道28号に近づくにつれて、建築物被害及び盛土擁壁の被害が大きくなる傾向があること、②安永地区、宮園地区共に、県道28号の南側では北側よりも建築物の被害が数多く見られること、③県道28号の南側で見られた大破・倒壊の建築物において、地盤変状と基礎の損傷が共に認められる事例、及び地盤変状が認められるものの基礎の損傷が小さい事例が見られたことを示した。現時点で断定することはできないが、構造力学的な観点から地盤変状が建物被害に及ぼすメカニズムを考えると、この地域の建築物被害に対して、地盤変状ではなく振動が大破等の甚大な建築物被害の主要因であった可能性が高いと考えられる。

また、熊本市南区の液状化被害調査については、④液状化被害は南区で広く見られるが、液状化による地盤沈下量には地域差が見られたこと、⑤現時点で液状化による地盤沈下量の大小の原因は不明であること、⑥液状化により倒壊・崩壊に至った事例は見当たらなかったこと、を示した。

今後の主な課題として、益城町の県道28号南側で建築物及び盛土擁壁の被害が大きかったことについては、これらが受けた地震動特性を明らかにすることが重要であり、表層地盤の調査と得られた物性値に基づく表層地盤増幅特性を考慮した強震動評価が必要であることが挙げられる。

参考文献

- 5.6-1) 平成28年(2016年)熊本地震による建築物等被害第四次調査報告
(<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/index.html>;
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/index.html>)
- 5.6-2) 東京電機大学理工学部理工学科地震・地盤工学研究室 HP
(<http://yasuda.g.dendai.ac.jp/>)
- 5.6-3) 岡田成幸、高井伸雄：地震被害調査のための建物分類と破壊パターン，日本建築学会構造系論文集，No. 524，pp. 65-72，1999.10.

5.7 免震建築物の被害

5.7.1 調査の目的と概要

平成28年熊本地震の被災地である熊本県内には、病院、共同住宅など確認された範囲で十数棟の免震建築物が存在している。これまでの震災等を通じて免震構造の有効性が実証されつつあるところであるが、実際の大地震（地震動）を経験した免震建築物の事例は少なく、地震時の挙動や地震後の被害状況を把握し、今後の基準の整備や設計に資する知見を取りまとめることの重要性は高い。そこで、過去の大震認定等における性能評価やウェブで公開されている建築物情報に基づき抽出した免震建築物について、次に掲げる項目について調査・検討を実施した。

(1) 被害状況調査（建築物A～J）

熊本県内の免震建築物10件12棟について、地震発生後の状況を把握するための現地調査を行った。対象地域内の建築物及び地震観測点の位置を図5.7.1に、また、各種の設計情報を表5.7.1に示す。第1次調査を2016年4月29日（金）（建築物A～C、J）及び30日（土）（建築物D～I）、第2次調査を2016年7月2日（土）（建築物G・I）、第3次調査を2016年8月25日（土）（建築物A・B・J）に、それぞれ実施した。

(2) 地震動特性に関する検討（建築物A・B・D・F～J）

調査建築物のうち、構造計算書などの情報から設計時に想定（設定）した応答変位が把握できている建築物の設計情報を用いて、各建築物の近傍の観測点における地震記録を元に、被災地における地震動の特性についての検討を実施した。

(3) 免震挙動に関するアンケート調査（建築物C・I・G・K）

免震構造の特性は、免震層で揺れを吸収することにより、免震層より上部において、構造耐力上主要な部分の被害（損傷）の防止とともに家具の転倒等の室内被害を低減できることにあるとされる。熊本地震において、このような免震構造の特性が発揮されたかどうかを、居住者・使用者へのアンケート調査により検討した。

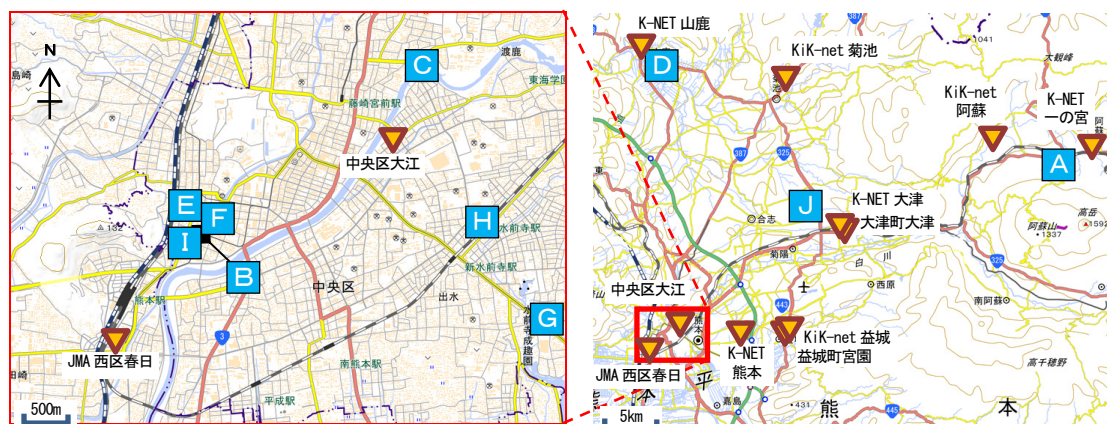


図 5.7.1 調査建築物（A～J）及び地震観測点（▼）位置（左図は右図の熊本市内を拡大）

表 5.7.1 調査建築物一覧（建築物A～Jは図 5.7.1 と対応）

用途等 （*は告示免震 ^a ）	クリア ランス ^b	上部構造		免震材料 ^d	評価年 ^e （建設年）	罫書き 記録	近傍 ^f の 震度（本震）
		形式 ^c	階数				
A 医療施設*	620mm	RC	4	RB, LRB	(2014)	○	6 弱
B 事務所*	650mm	S+SRC	8	RB, SnRB, USD	(2015)	○	6 強
C 共同住宅*	550mm	RC	13	RB, USD, LD	2007		6 強
D 事務所	600mm	S	5+B1	RB, ESD, USD	2012	○	5 弱
E 事務所	600mm	S	5+B1	RB, LRB, LSB, OD	2014		6 強
F 宿泊施設	450mm	RC	12	HRB, OD	2001		6 強
G 共同住宅	A棟	600mm	RC	14	HRB	1996	6 強
	B棟	600mm	RC	11	HRB	1996	
H 共同住宅	E棟	600mm	RC	14	HRB	2000	6 強
	W棟	600mm	RC	14	HRB	2000	
I 共同住宅*	600mm	RC	15	RB, USD, LD	2006		6 強
J 倉庫	580mm	S+SRC	2	RB, LRB, ESD	2011	○	6 強
K 共同住宅	550mm	RC	14	RB, USD, LD	2007		5 強

a…平成 12 年建設省告示第 209 号を満たすものとして設計された免震建築物をいう。
b…免震建築物と周囲に設けられた擁壁等との間の水平距離。免震建築物の地震時の動きを損なわないように設けられる。
c…RC：鉄筋コンクリート造、S：鉄骨造、SRC：鉄骨鉄筋コンクリート造
d…RB：天然ゴム系積層ゴム、HRB：高減衰積層ゴム、LRB：鉛プラグ入り積層ゴム、SnRB：錫プラグ入り積層ゴム、ESD：弾性すべり
支承、LSB：直動転がり支承、USD：U形鋼材ダンパー、LD：鉛ダンパー、OD：オイルダンパー
e…告示免震については建築確認の取得年を、時刻歴応答解析を行い指定性能評価機関等において性能評価を実施した建築物について
は性能評価の取得年を指す。
f…それぞれの建築物の近傍における地震観測点。AはK-NET 一の宮、B及びIはJMA 西区春日、DはK-NET 山鹿、JはK-NET 大津、
KはJMA 八代市松江城町、その他（C・E・F・G・H）はすべて中央区大江（自治体震度計）である。

5.7.2 被害状況調査（現地調査）結果

被害状況調査は、免震層内、免震層周囲及び建築物内の目視確認を中心に実施し、同時に管理者及び使用者への聞き取り調査（ヒアリング）も行った。さらに必要に応じ、後日の追加調査等による情報収集も行っている。以下に各建築物における調査結果を示す。

（1）建築物A（医療施設）

建築物Aは、阿蘇市に位置する免震建築物である。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、次のとおりである。

- ・天然ゴム系積層ゴム・・・45 基
- ・鉛プラグ入り積層ゴム・・・27 基

上部構造は、図 5.7.2-1 に示す通り、併設された鉄筋コンクリート（RC）造 2 階建ての中央診療棟と RC 造 4 階建ての病棟が、1 階の床版を共有する形で全体として一つの免震層に支えられる形式となっている。また、これらの免震部分は、さらにエキスパンションジョイントを介して平家建ての外來棟に接続されている。

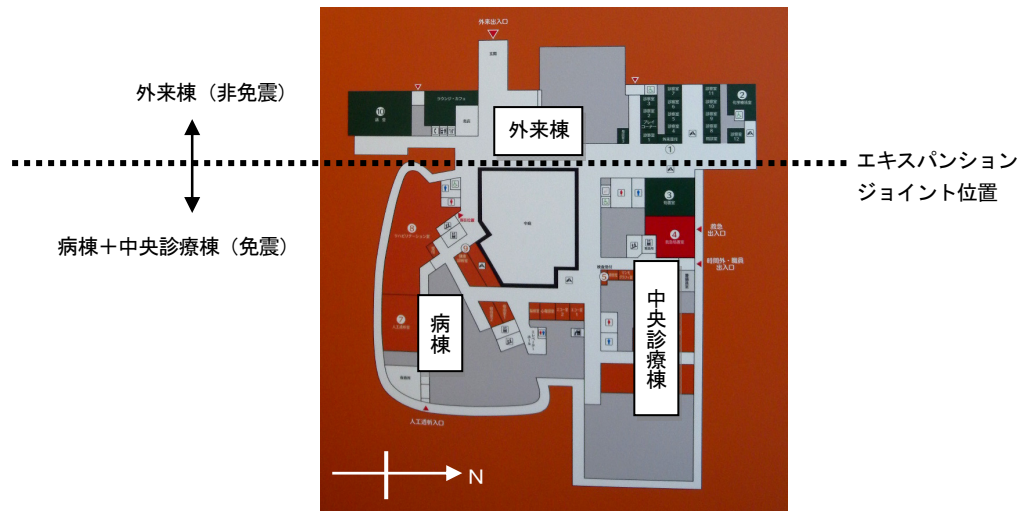


図 5.7.2-1 1階平面図 (建築物A)

免震層内に罫書き式の変位計が設置されており、最大で正負約 45cm (トータル約 90cm) の軌跡が記録されていた (写真 5.7.2-1)。建築物の設計変位 (地震応答変位) は正負各 33.5cm であり、これを超える数値となっている。ただしこの軌跡は設計上許容される変形量 (設計資料に基づく積層ゴム支承の限界変形 56cm に対してその 0.8 倍、すなわち 44.8cm) にはおおむね収まっている。その他、積層ゴム支承について、化粧カバーのずれや胴部保護ゴムの端部のめくれが見られた (写真 5.7.2-2)。外周部では、非免震部分との接続箇所であるエキスパンションカバー周囲の軽微な変状 (写真 5.7.2-3: モルタルの欠けや金具の変形) があつたが、使用上の問題は見られなかった。

上記のほか、職員の方 (1名) へのヒアリングでは、下記の回答があつた。

- ・ライフライン途絶への対応を含め、機能継続上の問題は生じなかった。
- ・エキスパンションカバーの破損 (写真 5.7.2-4: 写真 5.7.2-3 の室内側) があつた。前震時は軽微な変状で、本震後に破損が確認された。危険はなかったが修繕工事のため取り外した。
- ・中央診療棟 (免震構造) 北側緊急外来出入口のガラス製自動ドア (吊り下げ式) が開いたまま外れていた (写真 5.7.2-5)。
- ・固定していないロッカー (写真 5.7.2-6, 写真 5.7.2-7) の転倒があつた。(病棟の 2~4 階の同じ位置でそれぞれ発生)
- ・2階で液晶 TV の転倒・落下があつた。
- ・中央診療棟 1 階で手術用器具の棚の転倒があつた。

ロッカーの転倒に関して、日本建築学会「非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領」^{5.7-1)} では転倒物の寸法に基づく簡易な床応答加速度の計算式が示されており、写真 5.7.2-6 のロッカーの寸法 (奥行 37cm、高さ 173cm) を用いると、床応答は 230cm/s^2 以上と推定される。転倒方向は南側である。なお、建築物 A から東に約 4 km 離れた地点地震観測点 (K-NET 一の宮) があつて、そこで記録された本震時の加速度の最大値は、南北方向 261cm/s^2 、東西方向 347cm/s^2 と発表^{5.7-2)} されている。

また、当時勤務されていた方々 (7名) にヒアリングに代えて記入いただいた免震建築物の挙動に関する質問票によれば、ほとんどの方が地震時に入院患者や室内の様子を見たり周囲のものを抑えたりする等の行動が可能であつたことや、2階より上層では吊り下げ物の落下、食器類の落下、家具の転倒などの被害が見られたとの記入があつた。

敷地周囲の建築物等の被害は軽微で、住宅の屋根を覆うブルーシートやブロック塀の倒壊が散見される程度であった。

なお、免震建築物が性能を発揮する際には上部構造が大きく水平に動くことになるため、そのとき周囲の人や物に危険等がないよう、免震建築物にはその旨の表示（以下「免震表示」という。）を行っている。本建築物では、免震部分である中央診療棟の救急外来入口と、建築物内部の可動部分（パーティション）周辺に免震表示があった（写真5.7.2-8、写真5.7.2-9）。

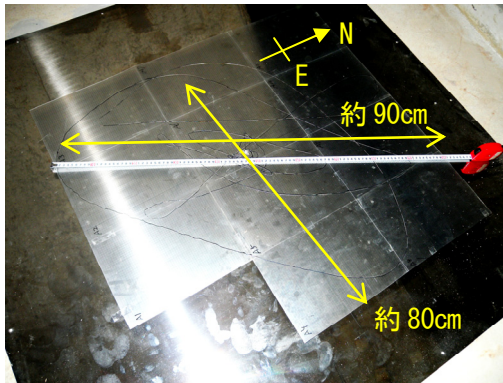


写真 5.7.2-1 野書き式の変位計（以降の写真では「野書き」と記す。）の軌跡（フィルムを重ねて写し取ったもの）

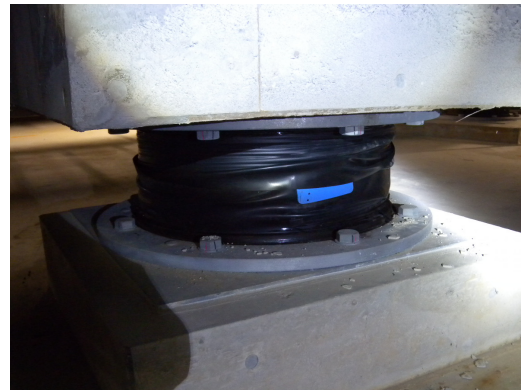


写真 5.7.2-2 積層ゴム支承の変状（化粧カバーのずれ、保護ゴムのめくれ）



写真 5.7.2-3 エキスパンションカバー周囲の変状



写真 5.7.2-4 破損したエキスパンションカバー（撤去済み）



写真 5.7.2-5 外れた自動ドアの扉（復旧済み）



写真 5.7.2-6 転倒したロッカー①
(2階病棟内)



写真 5.7.2-7 転倒したロッカー②
(2階病棟内)



写真 5.7.2-8 出入り口周辺における免震表示 (右図は左図囲みの表示内容の拡大)



(2) 建築物B (事務所)

建築物Bは、熊本市中央区に建つ免震建築物である。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、次のとおりである。

- ・天然ゴム系積層ゴム・・・47基
- ・錫プラグ入り積層ゴム・・・20基

・U形鋼材ダンパー・・・・・・15基

上部構造は鉄骨造+鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造の8階建てである。

免震層内に罫書き式の変位計が設置されており、正負約35cm（トータル71cm）の軌跡が記録されていた（写真5.7.2-10）。また、U形鋼材ダンパーの鋼材部分に大きな残留変形（ゆがみ）及びそれに伴う表面の塗装の剥がれが見られた（写真5.7.2-11）が、いずれも通常の作動範囲内で想定される変状であり、免震挙動への影響はなかったものと考えられる。管理者へのヒアリングでは、実際に地震時に室内では一部のパソコンのモニターが倒れたが、建物として求められている機能は、地震直後から全く支障がなく維持できたとのことであった。

上記のほか、地震応答の痕跡（被害）として、階段室の内装クロスの上り及び4階の窓サッシ部金具のずれが見られた（写真5.7.2-12、写真5.7.2-13）。建物周囲においては、通用口の鋼製扉の取り付け部の変形、クリアランスのカバーの端の鉄板の折れ曲がり（写真5.7.2-14、カバー下に巻き込まれていた）が見られた。管理者によれば、この鉄板部の支障の範囲は前震時にカバー全体のうち1/3程度で、本震時にさらにもう1/3（トータル2/3）程度拡大したとのことであった。

免震表示（写真5.7.2-15）は、地下駐車場の出入り口付近の外壁面に設けられていた。

なお上部構造の外観上の変状は調査時点では全く見られなかったが、隣接する建築物では、タイル等の外装材の広範な落下が見られた（写真5.7.2-16）。

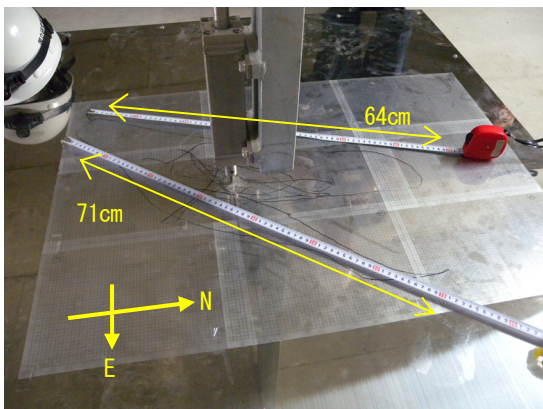


写真5.7.2-10 罫書きの軌跡（フィルムを重ねて写し取ったもの）

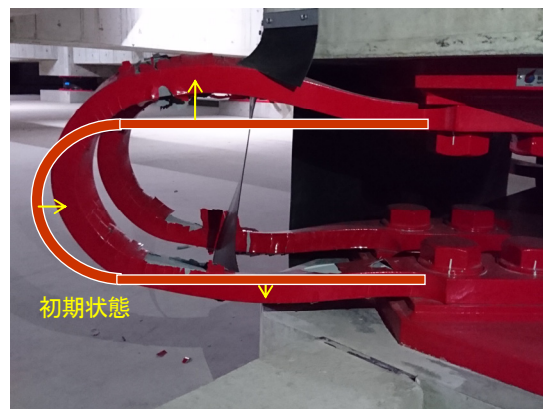


写真5.7.2-11 鋼材部分の残留変形（ゆがみ）と塗装のはがれ



写真5.7.2-12 階段室の内装クロスの上り及び4階の窓サッシ部金具のずれ



写真5.7.2-13 窓サッシ部金具のずれ

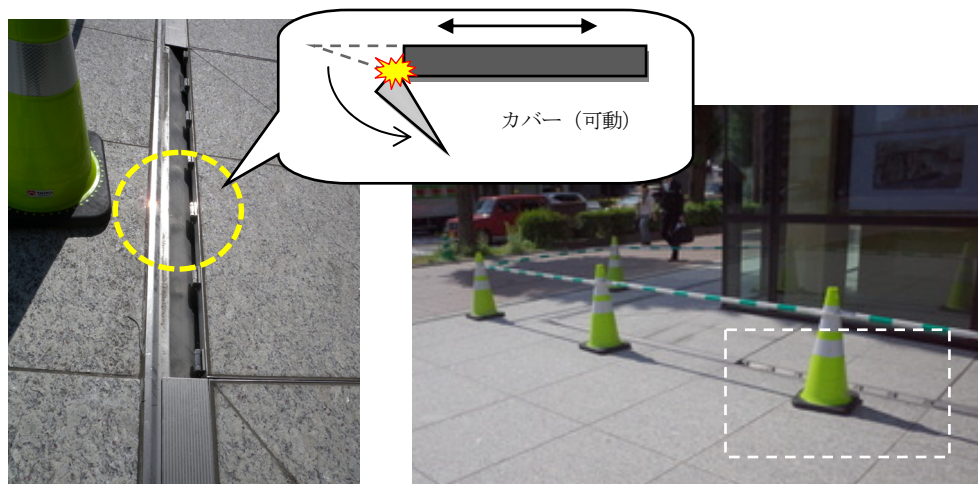


写真 5.7.2-14 外周部エクspansionカバーの変状（左図は右図囲み部品の拡大）



写真 5.7.2-15 免震表示



写真 5.7.2-16 隣接建物（右側）の外装材落下被害

（3）建築物C（共同住宅）

建築物Cは、熊本市中央区に位置する免震建築物である。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、図 5.7.2-2 及び次に示すとおりである。

- ・天然ゴム系積層ゴム・・・14基
- ・U形鋼材ダンパー・・・4基
- ・鉛ダンパー・・・・・・・・・・6基

上部構造はRC造13階建てで、免震層底盤の周囲の立上り部分が約1m程度地表面から露出する形式となっている。

野書き式の変位計等の設置はなく、最大変位の把握はできていない。免震層内では、構造耐力上主要な部分の被害として、最も外側の床版に直付けして設置されている鉛ダンパーの全て（6基）で、取付け基部と免震層上面のスラブとの定着部が破壊する被害が見られた（写真 5.7.2-17）。鉛ダンパーの屈曲部の表面に生じている皺の目視観察からは、経験した水平変位は10cm以内程度と考えられ、破壊した取り付け基部での変形が原因でダンパーが十分にせん断変形できず、設計で想定した性能を発揮できなかった可能性がある。この被害の要因として、スラブ（Fc27、厚さ220mm、縦横配筋

D13 (SD295A)@100, D) の耐力や基部主筋の定着の不足など、当該部分の設計にあたって地震時にダンパーの基部に生ずる応力の想定が十分でなかったことが考えられる。これに対して、取付け基部にはり等が配置されたU形鋼材ダンパーについては、残留変形（ゆがみ）及び塗料の剥がれなど軽微な変状に留まっていた（写真 5.7.2-18、写真 5.7.2-19）。

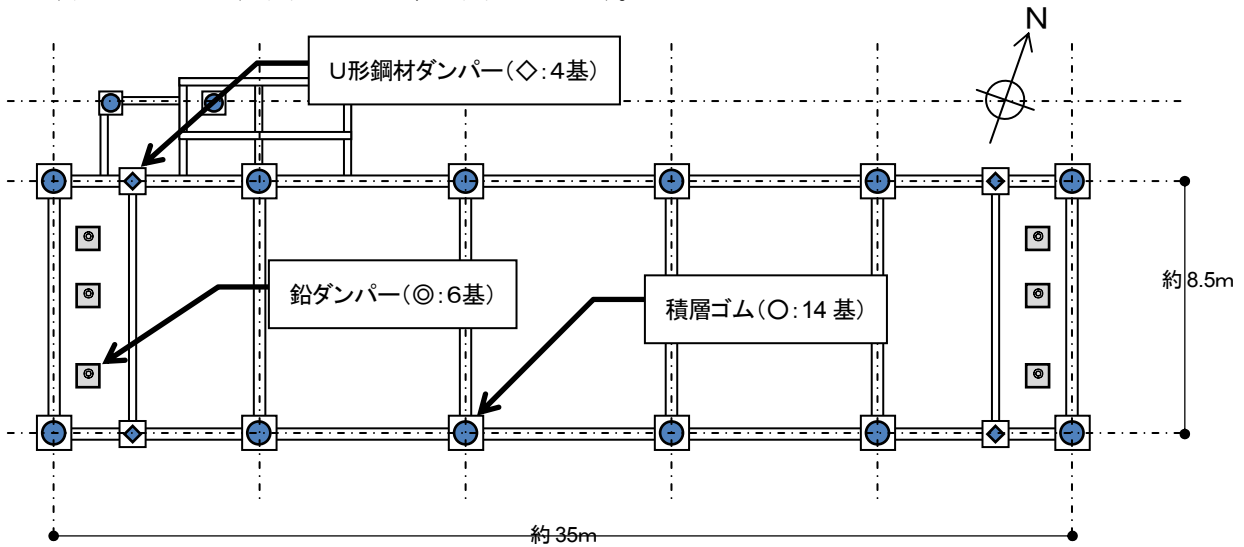


図 5.7.2-2 免震材料配置図（略図）



写真 5.7.2-17 鉛ダンパー取付け基部の被害（床スラブの破損）



写真 5.7.2-18 鋼材ダンパーと鉛ダンパーの比較



写真 5.7.2-19 鋼材ダンパーの変状

その他、積層ゴム支承について、化粧カバーの外れ（写真 5.7.2-20）が見られた。また、免震表示（写真 5.7.2-21）は出入口付近に掲示されていた。

上部構造について、13 階、8 階及び 7 階で構造躯体を目視観察したところ、ひび割れ等の発生は見られなかった。管理会社からのコメントでは、居住者は前震後の時点では内に留まっていたが、本震後には避難所に移動した居住者もいたとのことである。また構造設計者が 5 階の居住者に行った聞き取り調査では、前震後も本震後も室内のもの（家具等）は転倒していなかったとのことであった。さらに、本建築物については居住者を対象としたアンケート調査も実施しており、その結果からは大半の居住者は免震効果を実感したと考えられる（5.7.4 項参照）。



写真 5.7.2-20 積層ゴム化粧カバーの外れ

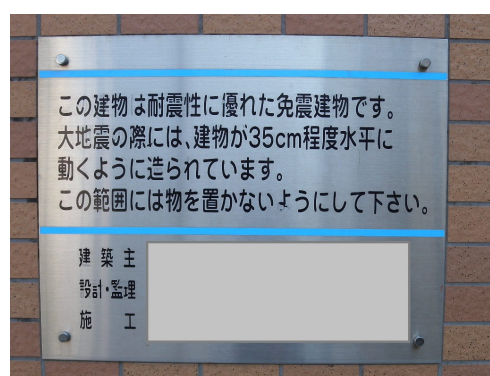


写真 5.7.2-21 免震表示

（4）建築物D（事務所）

建築物Dは、山鹿市に位置する免震建築物である。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、次のとおりである。

- ・天然ゴム系積層ゴム・・・30 基
- ・弾性すべり支承・・・・・・14 基
- ・U形鋼材ダンパー・・・・・・10 基

上部構造は鉄骨造 5 階＋地下 1 階である。

免震層内に罫書き式の変位計が設置されており、両振幅で南北に約 16cm の軌跡を確認した（写真 5.7.2-22）。免震表示（写真 5.7.2-23）は正面玄関周りには見られず、通用口周りに掲示されていた。免震材料及び免震層内外のクリアランス部の変状は、ごく軽微なものに納まっていた。

職員の方へのヒアリングによれば前震・本震とも継続使用上の支障はなかったとのことである。

敷地周囲においては、稀にブルーシートによる屋根覆いが見られる程度で、建築物等の被害は微少と思われる。その他、建築物Dより約 500m 北西に位置する K-NET 山鹿観測点の設置状況を確認した。観測点は高台の辺縁部に設置されていた（写真 5.7.2-27）。

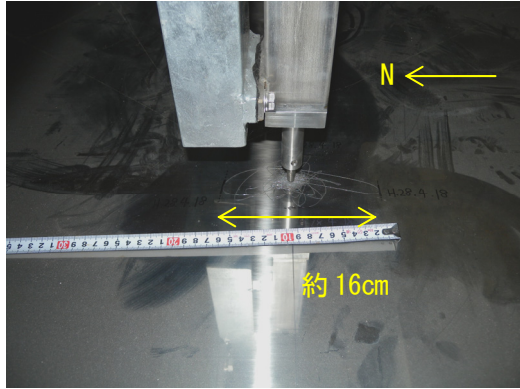


写真 5. 7. 2-22 罫書きの軌跡

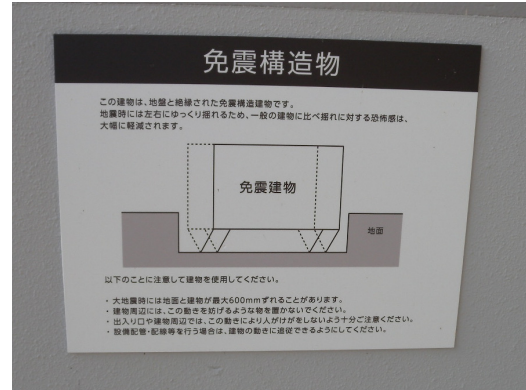


写真 5. 7. 2-23 免震表示



写真 5. 7. 2-24 積層ゴム支承の状況

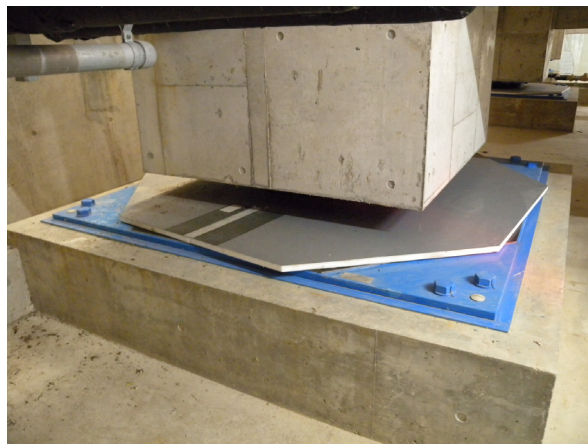


写真 5. 7. 2-25 弾性すべり支承の状況 (すべり面保護材のずれ)



写真 5. 7. 2-26 U形鋼材ダンパーの状況



写真 5. 7. 2-27 K-NET 山鹿観測点

(5) 建築物E (事務所)

建築物Eは、熊本市中央区に位置する施工中の免震建築物で、上部構造は鉄骨造5階+地下1階+屋上工作物(鉄塔)である。

本建築物は施工中(躯体については5階まで及び鉄塔の一部の工事が終了した段階)で敷地外周に鋼板による仮囲いやフェンス等が配置され、免震層内への立ち入り調査等はできなかった。現場担当

者へのヒアリングでは、免震層内には天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、直動転がり支承及びオイルダンパー（いずれも基数未確認）が設置されており、工事中であるため免震層が動かないよう止め付けていたターンバックル等が本震の際には外れてしまったが、上部構造は無傷とのことであった。

（6）建築物F（宿泊施設）

建築物Fは、熊本市中央区に位置する免震建築物である。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、次のとおりである。

- ・高減衰積層ゴム・・・12基
- ・オイルダンパー・・・4基

上部構造はRC造12階建てである。

免震層に罫書き式変位計等の設置はないが、免震層の変位の発生に伴う痕跡として、クリアランス部に設けられた配管用の吊り下げボルトの変形（写真5.7.2-28）、オイルダンパー軸部の摺動痕、オイルダンパーの周囲柵等への接触痕（写真5.7.2-29）などにより、南に約28cm、西に約18cm程度（北及び東方向については不明）の変位が生じたものと考えられる。さらに、積層ゴムの最上層部分にはわずかな凹凸が見られたが（写真5.7.2-30）、大きなせん断変形により積層ゴムのゴム部分（積層された鋼板の間にあるゴム）が若干外部に膨らみ出したものと考えられる。



写真 5.7.2-28 配管吊り下げ用ボルトの変形（ボルトの接触痕から擁壁まで約28cm）

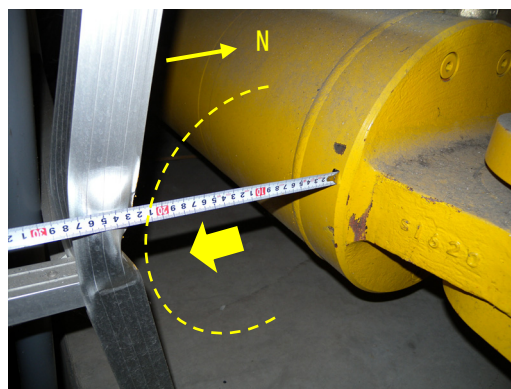


写真 5.7.2-29 オイルダンパー胴部の移動・接触に伴う周囲柵の変形

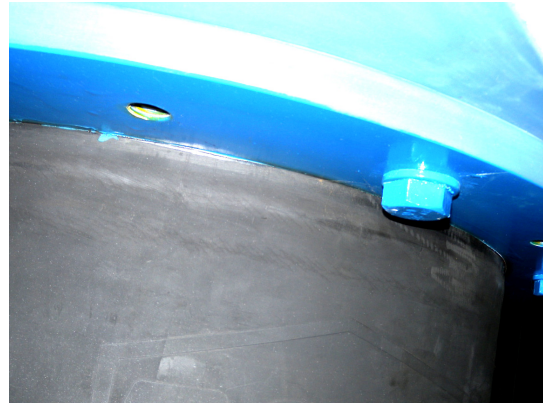
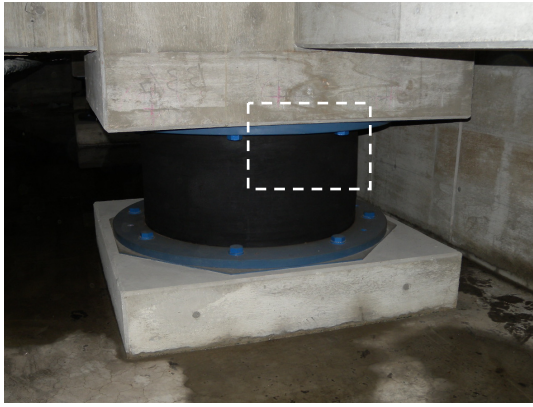


写真 5. 7. 2-30 積層ゴムの状況とゴム部分の変状 (右図は左図囲み部分の拡大)

事務員（2名）へのヒアリングでは、次の回答があった。

- ・前震、本震共に宿泊室及び1 F 食堂ではいずれも被害（備品落下等も含む）は見られなかった。
- ・前震時に、1階事務室の隅に置いていたコピー機（写真 5. 7. 2-31）が約 30cm 移動した。
- ・本震時に、5階宿泊室での姿見の転倒及び1階事務室のパーティション（写真 5. 7. 2-32）の転倒があった。
- ・本震直後には、免震建築物であるとして1階ロビー内に周辺の通行人も含め約 50 人が避難していた。
- ・他の宿泊施設では、客室のTV転倒やエレベータ停止などの被害で営業できないものがあったが、この施設は継続して営業が可能だった。
- ・免震建築物の揺れ方は、ゆっくりしているが歩けるほどではなく、免震とわかっていても恐怖感のあるものであった。ただし、継続して営業可能だったことなどから、免震の有効性は高いと感じている。
- ・本震の特徴として、初期の上下動が大きかった。前震はそのような感じはなかった。



写真 5. 7. 2-31 移動したコピー機



写真 5. 7. 2-32 転倒したパーティション

(7) 建築物G（共同住宅）

建築物Gは、熊本市中央区に位置する2棟の免震建築物で、中間に配置された非免震のC棟（渡り廊下兼集会場、地上2階）を挟んで、RC造14階建ての基礎免震であるA棟と、RC造11階建ての

中間階免震であるB棟（免震層は2階床下）が建てられている。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、図 5.7.2-3 及び次に示すとおりである。

A棟 ・高減衰積層ゴム・・・15基

B棟 ・高減衰積層ゴム・・・15基（中間階免震部分）及び1基（外階段直下）

居住者へのヒアリングでは、前震より本震の方が縦揺れなどを強く感じ、実際に前震では特に使用上の支障がなかった渡り廊下のエキスパンションジョイント部が本震で破損し、避難経路でもあったことから除去の必要が生じたこと、また、A棟とB棟が角度を付けて配置されており、南北方向が張り間方向になるA棟の方が家具の転倒などの被害の報告が少ないことから、主要な地震動の方向は南北方向と推測されること（張り間方向の戸境壁に家具の背を付けた場合、揺れが南北方向であれば倒れにくい家具の長辺方向で耐えられることになるため）等の回答があった。また外装タイル等について、落下等の被害は見られなかったとのことであった。その他、前震後の時点では建物内に留まっていた住民の多くが、本震後には隣接する駐車場に避難（車中泊）したとのことであった。さらに、本建築物については居住者を対象としたアンケート調査も実施しており、その結果からは大半の居住者は免震効果を実感したと考えられる（5.7.4項参照）。

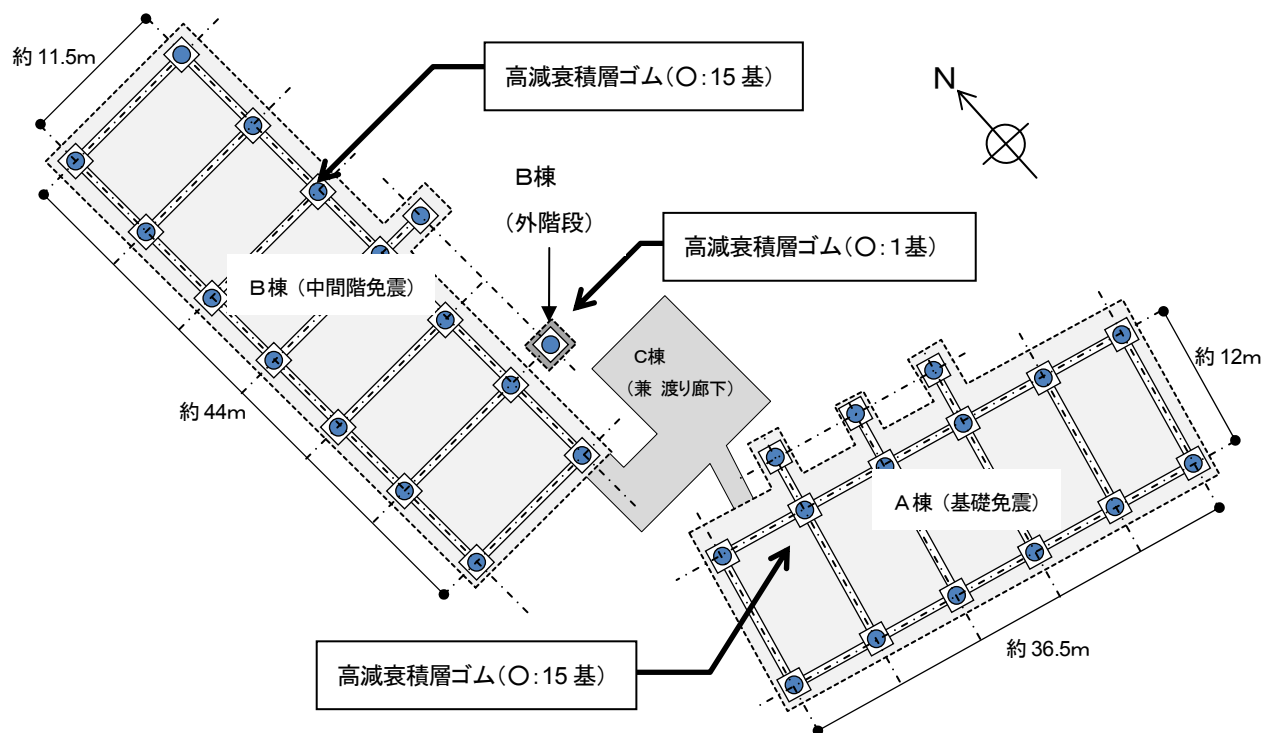


図 5.7.2-3 免震材料配置図（略図）

(i) A棟の被害状況

免震層に罫書き式変位計等の設置はないが、A棟では、免震層の変位に伴うものと見られる痕跡として、自転車置き金の具の変形及び接触、免震層周囲の石の移動、犬走り部分の周囲への接触、エントランス部周囲で柵の脱落等の変状があり（写真 5.7.2-33～写真 5.7.2-36）、北に約 30cm 程度の変位が生じたものと考えられる（他の方向は不明）。

A棟とC棟をつなぐ渡り廊下にはエキスパンションジョイントが設けられていたが、本震後に通行に際し脱落等の危険を生ずる恐れがあり、カバー（天井被覆）が撤去された状態であった（写真 5.7.2-37）。

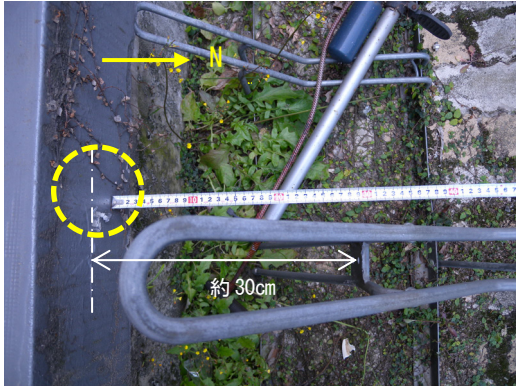


写真 5.7.2-33 自転車置き金の接触跡

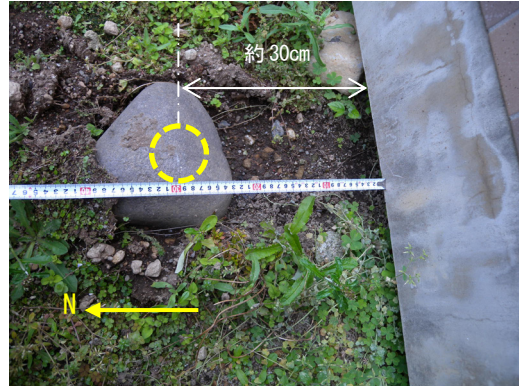


写真 5.7.2-34 免震層周囲の石の移動跡

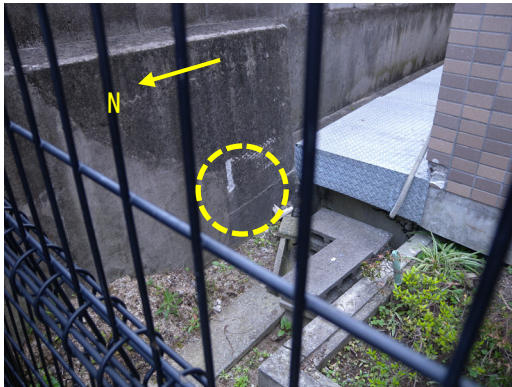


写真 5.7.2-35 犬走り部分の周囲への接触跡

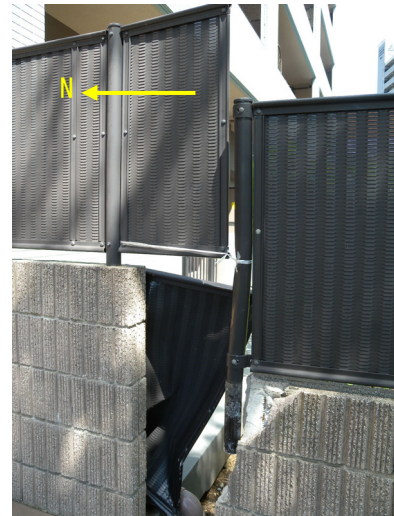


写真 5.7.2-36 エントランス部変形・脱落



写真 5.7.2-37 渡り廊下エキスパンション部の状況（天井被覆を撤去済み）



また、A棟の積層ゴム支承で、北に3cm程度の残留変位が観察された（写真5.7.2-38）。この建築物では免震層の定期的な点検の一環として下げ振りをを用いた変位の観測を実施しており、管理会社によれば直近の点検時（約一か月前、3月）にはほぼ原点を示していたとのことで、この残留変位は今回の一連の地震で生じたものと考えられる。

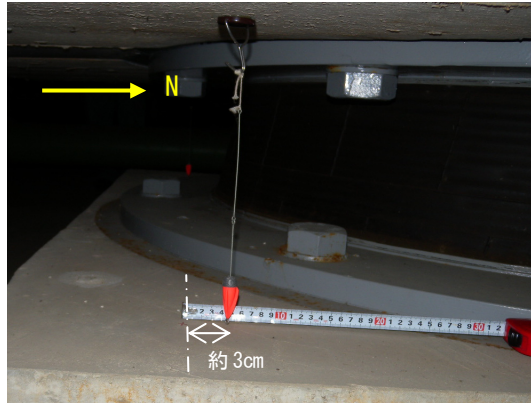


写真 5. 7. 2-38 積層ゴムの残留変形

(ii) B棟の被害状況

中間階免震となっているB棟は、図 5. 7. 2-3 及び図 5. 7. 2-4 に示す通り免震部分から構面外に張り出して立ち下げる形式で外階段を設けており、階段の脚部の地下にも積層ゴム支承が設置されている。この外階段の被害が大きく、1階階段中央の壁部分のせん断破壊によって使用禁止となっていた（写真 5. 7. 2-39、写真 5. 7. 2-40）。損傷部分の周囲の階段踊り場に設けられた柵の破損の状況から、上部構造が大きく南側に動いた際に、階段下の積層ゴムに生じた水平変形に対して階段中央の壁部分（厚さ 250mm、縦横配筋 D10(SD295A)@200 ダブル、鉄筋端部は閉鎖なし）が面外方向に追従できず、大きく破壊したものと考えられる。

また、階段下の積層ゴム支承について、上側の取付け基部の損傷（かぶりコンクリート部分の剥落）や鉛直クリアランス部の変状も観察された（写真 5. 7. 2-41、写真 5. 7. 2-42）。

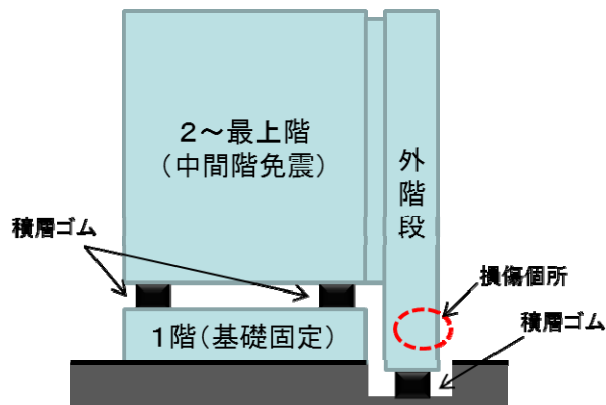


図 5. 7. 2-4 B棟（中間階免震）及び階段損傷箇所



写真 5. 7. 2-39 外付け階段の被害状況① (階段南側)



写真 5. 7. 2-40 外付け階段の被害状況② (階段北側)



写真 5. 7. 2-41 階段下に設置された積層ゴム支承の取り付け基部の損傷 (左図は右図囲みの拡大)



写真 5.7.2-42 鉛直クリアランス部分の変状

(8) 建築物H (共同住宅)

建築物Hは、熊本市中央区に位置する2棟の免震建築物で、中間に配置された非免震の渡り廊下(地上2階)を挟んで、いずれもRC造14階建ての中間階免震であるE棟・W棟(共に免震層は2階床下)が建てられている。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、それぞれ次のとおりである。

E棟 ・高減衰積層ゴム・・・8基(中間階免震部分)及び1基(外階段直下)

W棟 ・高減衰積層ゴム・・・15基(中間階免震部分)及び1基(外階段直下)

免震層に罫書き式変位計等の設置はないが、免震層の変位の発生に伴う痕跡として、免震層内の配管について、非免震部分である鉄製の架台との接触部分での断熱被覆に約70cmにわたる損傷、可動式の配管基部に約40cmのこすれ跡が見られ(写真5.7.2-43、写真5.7.2-44)、北東—南西方向に両振幅70cm程度の変位が生じたものと考えられる。

この建築物も5.7.2(7)項の建築物Gと同様に外側に張り出して独立した免震基部を設ける形式の外階段があり、階段部分の損傷等の被害が生じていた(写真5.7.2-45)。また、エキスパンション部の損傷として、カバー(天井被覆)の破損及び二次壁の変形等があった(写真5.7.2-46～写真5.7.2-48)。天井被覆については、管理会社によれば損傷することを想定していたとのことであったが、避難経路部分であることや損傷後の部材の落下の危険があるため、調査時には除去されていた。

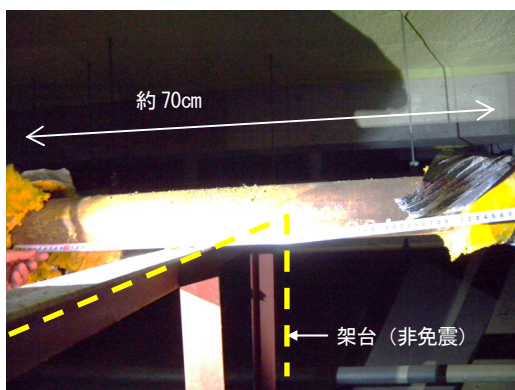


写真 5.7.2-43 配管の断熱被覆の損傷

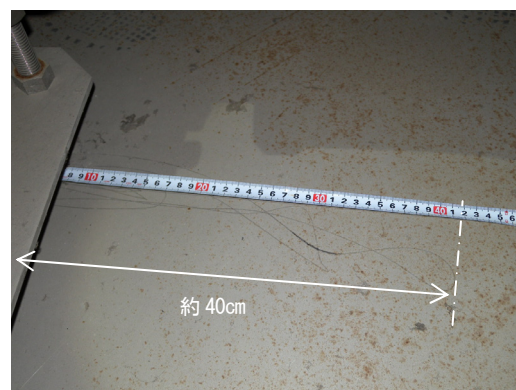


写真 5.7.2-44 可動式の配管基部のこすれ跡



写真 5.7.2-45 外階段の被害



写真 5.7.2-46 渡り廊下エキスパンション部の状況①（天井被覆を撤去済み）

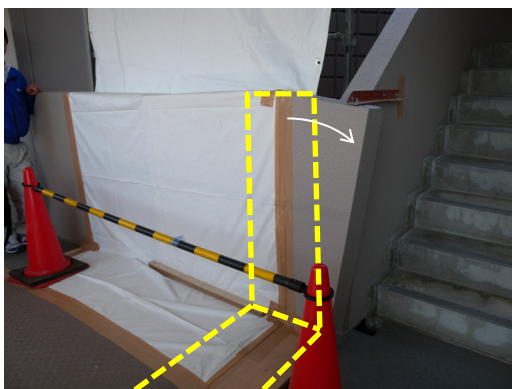


写真 5.7.2-47 同 状況②（二次壁の変形）

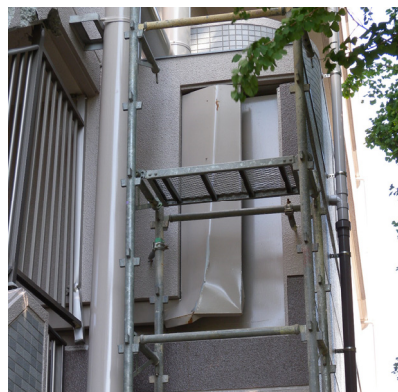


写真 5.7.2-48 同 状況③（カバーの変形）

（9）建築物Ⅰ（共同住宅）

建築物Ⅰは、熊本市中央区に位置する免震建築物である。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、図 5.7.2-5 及び次に示すとおりである。

- ・天然ゴム系積層ゴム・・・20基
- ・U形鋼材ダンパー・・・8基
- ・鉛ダンパー・・・・・・・・8基

上部構造はRC造15階建てである。建築物入口付近に掲示されていた免震表示（写真5.7.2-49）によれば、大地震時の想定（設計）変位は32cmである。

平面は3×3スパンでほぼ正方形であり、免震層内では、5.7.2（3）項の建築物Cと同様の構造的な被害として、8基取り付けられた鉛ダンパーの全てにおいて、取り付け基部と床スラブとの接合部で破壊を生じていた（写真5.7.2-50）。取り付け基部の主筋は床スラブ内に折り曲げて定着されていたが、この定着部分（D25、90度フック、定着長4d）が耐力不足によって抜け出すことで破壊したものと考えられる。設計図書に基づくスラブの厚さは200mmであった。

また、8基のU形鋼材ダンパーが取り付け基部を免震層外周の大梁に添わせるように配置されていたが、3基で被害を生じていた。取り付け基部が大梁から引き剥がされるように分離し鉛ダンパー同様にスラブとの接合部で破壊を生じたもの（写真5.7.2-51）があった。他に取り付け基部が大梁に対し偏心しないよう取り付けられており被害が見られなかった鋼材ダンパー（写真5.7.2-52）も存在したことから、一体化が十分でなかったために当該部分に想定外の力が作用したためと考えられる。この損傷は床スラブの上面にあたる1階の駐車場部分まで達していた（写真5.7.2-53）。ただし、大梁との一体化が図られていても、梁下端面とダンパー部間で損傷を生じている場合があり（写真5.7.2-54）、基部に対して周囲の部材（大梁）が偏心して取り付けられていることが却って被害を拡大したと考えられる。これらの鋼材ダンパーの被害の要因としては、鉛ダンパーの被害（あるいは建築物Cの被害）と同様に当該部分の設計にあたって地震時にダンパーの取り付け基部に生ずる応力の想定が十分でなかったことが考えられる。なお、写真5.7.2-54ではコアコンクリート部分が落下する重度の損傷に至っているが、この写真は2016年7月上旬（本震後約3か月後）に撮影したもので、別途本震後から約1か月までの期間に実施した現地調査の時点では顕在化しておらず、その後の余震で被害が拡大したものと考えられる。その他、柱直下の位置にない小型の積層ゴム支承の取り付け基部のスラブ下面にひび割れが確認された（写真5.7.2-55）。

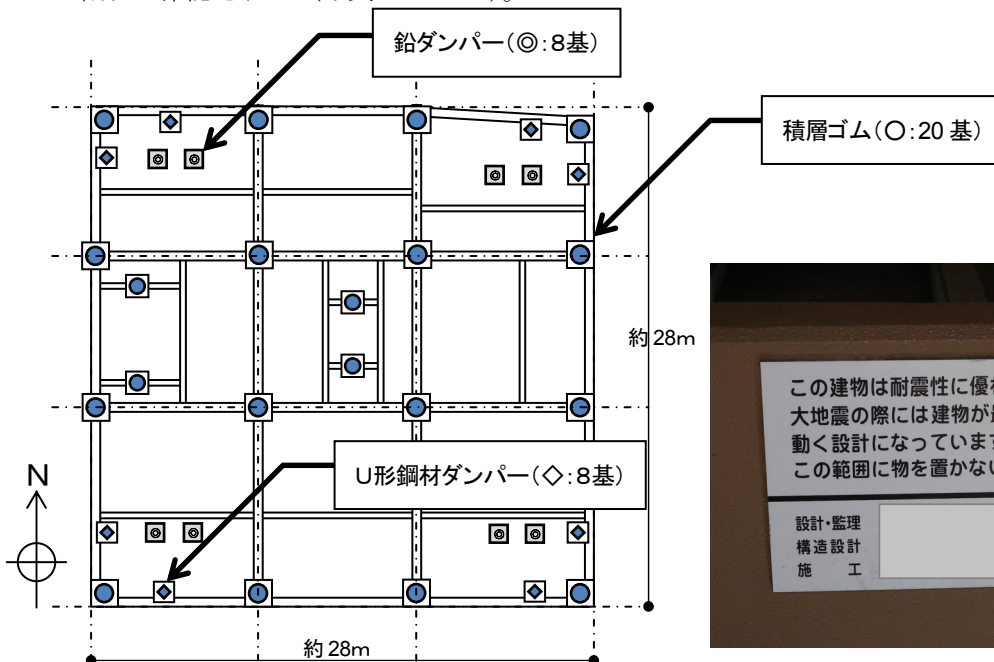


図 5.7.2-5 免震材料配置図（略図）

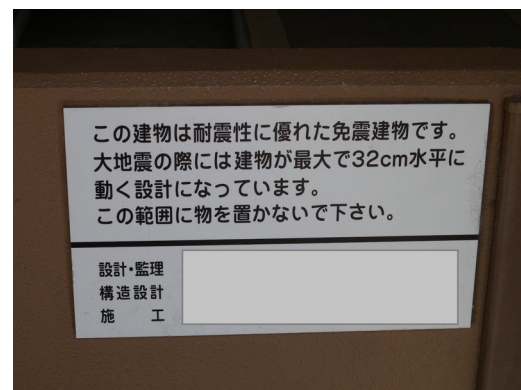


写真 5.7.2-49 免震表示



写真 5. 7. 2-50 鉛ダンパー取付け基部の損傷



写真 5. 7. 2-51 鋼材ダンパー取付け
基部の損傷①（北西部）

写真 5. 7. 2-52 無被害と見られる鋼材ダンパー及び
取付け基部（北東部）



写真 5. 7. 2-53 免震層上面の床スラブの損傷（西側外周部の大梁内側にあたる部分）



写真 5. 7. 2-54 鋼材ダンパー取付け基部の損傷②（南東部）



写真 5. 7. 2-55 小型の積層ゴム取付け基部のひび割れ

その他、エキスパンション部分で、免震部分と非免震部分の双方に止め付けられていた手すりの変形が見られた（写真 5. 7. 2-56）。また、このエキスパンション部分の移動痕、犬走り部分と周囲の接触痕（写真 5. 7. 2-57）からは、少なくとも 10cm 程度、またはそれ以上の免震層の水平変位が生じたことが考えられる。建築物の北西角部ではエキスパンション部分の鉄板に 5 cm 程度の鉛直方向の隙間が見られたほか、敷地境界の塀の傾斜があり（写真 5. 7. 2-58）、地盤の沈下に起因する現象と考えられる。



写真 5.7.2-56 エキスパンション部の変状（手すりの変形、移動跡）

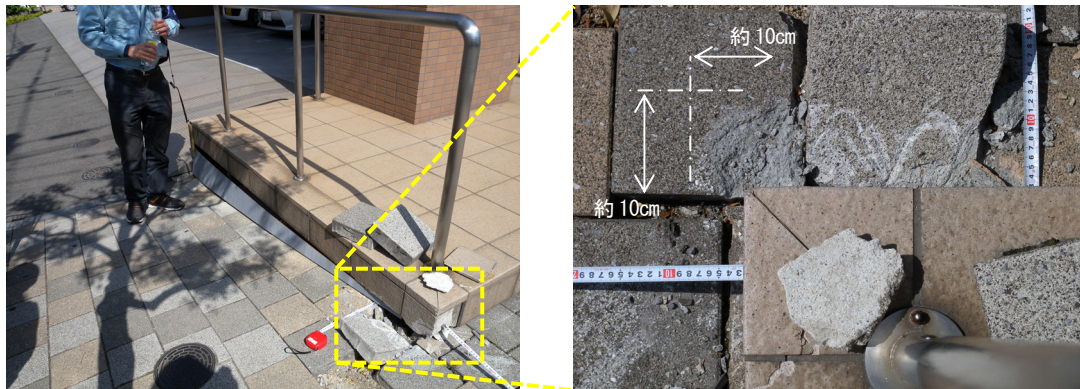


写真 5.7.2-57 犬走り部分の周囲との接触跡（右図は左図囲み部分の拡大）



写真 5.7.2-58 周囲における地盤沈下の痕跡（隣接する塀の傾斜、エキスパンション部の隙間）

管理会社及び住民へのヒアリングでは、上部構造には全くクラックが見られず、本震後もライフラインが止まらず生活が継続できた、室内の被害は周囲の共同住宅と比較しても少なく、家具の転倒の報告もなかった等、免震の効果は発揮されたと思うとの回答があった。さらに、本建築物については居住者を対象としたアンケート調査も実施しており、その結果からは大半の居住者は免震効果を実感したと考えられる（5.7.4項参照）。

(10) 建築物J (倉庫)

建築物Jは、菊池郡に位置する免震建築物である。免震層に設置されている免震材料の種類及び数は、次のとおりである。

- ・天然ゴム系積層ゴム・・・6基
- ・鉛プラグ入り積層ゴム・・・19基
- ・弾性すべり支承・・・・・・・・9基

上部構造は柱SRC造はり鉄骨造の2階建てである。

免震層内に罫書き式変位計が設置されており、東に約32cm、北西に約23cmの軌跡が確認された(写真5.7.2-59、罫書き板取り外し後に別途撮影したもの)。免震材料には異常は見られなかったが、免震層内部及び周辺で、鉛直クリアランス部のゴムカバー(免震スカート)のはみ出し、エキスパンション部の破損などが見られた(写真5.7.2-60、写真5.7.2-61)。また、周囲地盤に最大5cm程度の沈下の形跡があった。

その他、免震材料の周囲、建築物の周囲に、上部構造の可動範囲を示すと思われるマーキングが行われていた(写真5.7.2-62。写真5.7.2-60の白線も同様)。

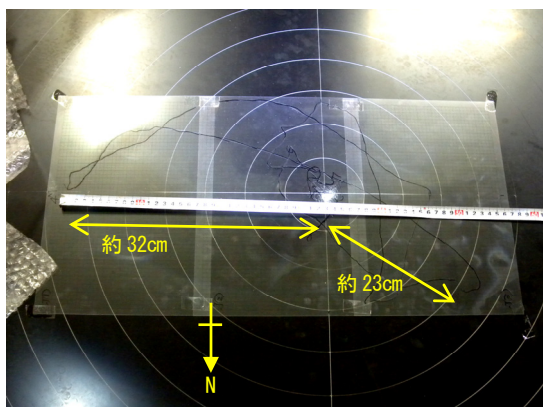


写真 5.7.2-59 罫書きの軌跡 (フィルムを重ねて写し取ったもの。同心円は5 cm 間隔)



写真 5.7.2-60 免震スカートのはみ出し



写真 5.7.2-61 エキスパンション部の破損と取り外されたカバー



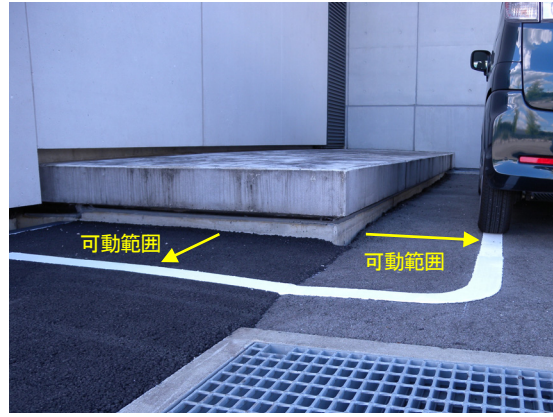


写真 5. 7. 2-61 免震材料及び建築物周辺のマーキング

5.7.3 地震動特性に関する検討

今回の被災地域に存する免震建築物に作用した地震動の特性について、各建築物の近傍の観測点のうち5地点での地震記録を用いた検討を実施した。

図5.7.3-1に、K-NET一の宮、JMA西区春日、中央区大江、K-NET山鹿及びK-NET大津で観測された本震時における擬似速度応答スペクトルを示す。参考として、建築基準法令による第二種地盤（地震地域係数 $Z=0.9$ ）での擬似速度応答スペクトルを黒点線で示す。建築物Aの近傍（約4km東）のK-NET一の宮において、周期約3秒の長周期成分が大きくなっていることが特徴的である。

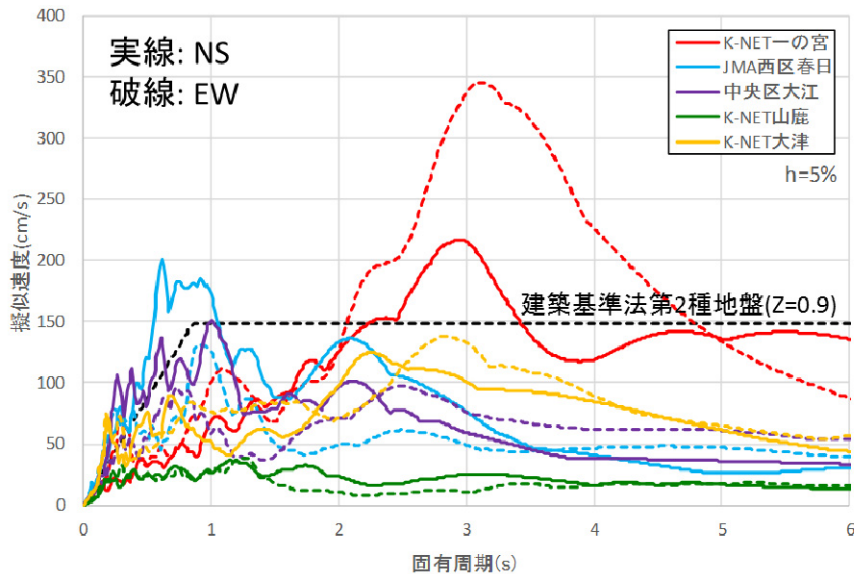


図 5.7.3-1 擬似速度応答スペクトル

図5.7.3-2は、各地震記録による変位応答スペクトルである。減衰定数は20%とした。調査対象とした建築物のうち設計図書等から情報が得られているものについては、設計時における免震層の予測変位（■印）とクリアランス（◇印。建築物Gのみ、クリアランス600mmより免震材料の限界変形430mmが小さく、免震層の変位がクリアランスに達する前に免震材料の破断等の限界に至るおそれがあるので、当該限界変位を用いて記入）を各建築物の等価周期（免震周期）と対応させた上で、それぞれの建築物の近傍の観測点に対する線の色と同色でプロットしている。また、野書き変位が得られている建築物A・B・D・Jについては、その最大振幅（片側、●印）を参考として同色のプロットで記入している。近傍の観測点での地震記録の変位応答スペクトルと、これと同色のプロット点で示す設計時の免震層の予測変位を比較した場合、建築物AにおいてはK-NET一の宮のNSとEWの両方向で、建築物JにおいてはK-NET大津のNSとEWの両方向で、それぞれ応答変位が予測変位を上回る結果となっている。

今回の調査により観察された免震層の変位軌跡の大きさと、近傍の観測点での地震記録による変位応答スペクトルの大きさとには、かなりの相関性が認められた。すなわち、周期2秒以上において、明らかにK-NET一の宮の変位応答スペクトルが他より大きくなっているが、これは、今回調査した建築物の中で最も大きな変位が確認された建築物Aの野書き（両振幅で約90cm）と対応している。一方、K-NET山鹿の変位応答スペクトルが最も小さいが、その近傍に位置する建築物Dの免震層変位は最も小さく、野書きから観察された変位は両振幅で約16cmに留まっている。K-NET大津と、熊本市内のJMA

西区春日及び中央区大江の変位応答スペクトルを比較した場合、K-NET 大津がやや大きくなっているが、これらはほぼ同程度の大きさと言える。これらの観測点の近傍に位置する建築物の免震層では、概ね両振幅で 60cm~70cm の変位が観察されている。

このように、今回各建築物について把握した地震時の変位は、極めて稀に生じる地震動（2次設計レベルの地震動）に対し、設計時において予測した免震層変位とほぼ等しいかやや小さめの値であり、これらの地区の免震建築物には、2次設計レベルの地震力が作用したものと考えられる。

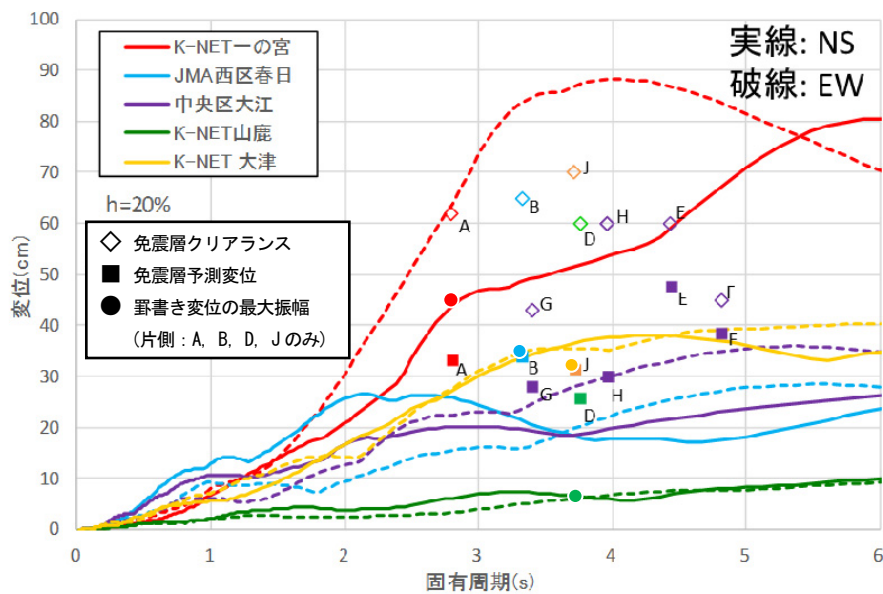


図 5.7.3-2 変位応答スペクトル (h=20%) と免震建築物の設計情報 (免震層のクリアランス及び設計時予測変位)・野書き変位の比較

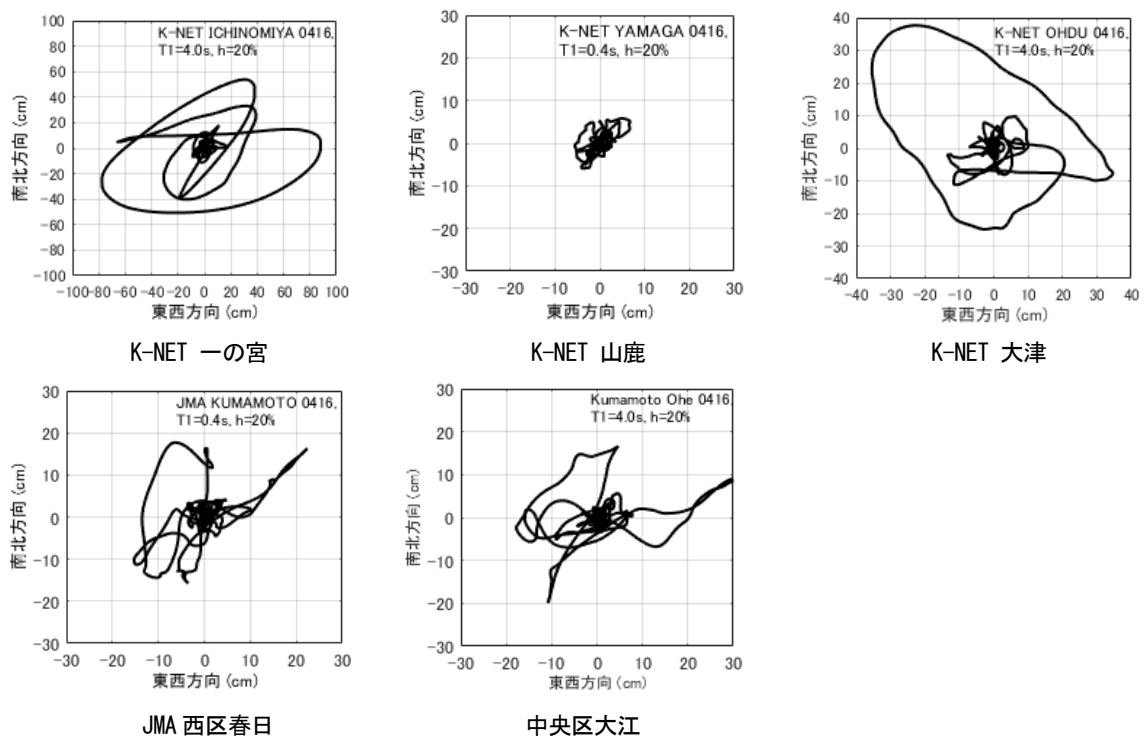


図 5.7.3-3 変位軌跡

図 5.7.3-3 は、各地震動の NS 及び EW 成分を、固有周期 4.0 秒で減衰定数 0.2 (20%) の 1 質点モデルに X 及び Y の両方向に作用させたときの変位軌跡である。

建築物 A の罫書き記録 (写真 5.7.2-1) と K-NET 一の宮、また建築物 B の罫書き記録 (写真 5.7.2-10) と JMA 西区春日を比較した場合、これらには類似性が認められる。また、中央区大江と JMA 西区春日の軌跡は類似しているが、中央区大江の方が東西方向の変位がやや大きくなっている。建築物 G (熊本市中央区) の外側避難階段は EW 方向にせん断破壊が生じているが、このような地震動の方向性に対応しているとも考えられる。

図 5.7.3-3 の変位軌跡は、1 質点モデルの固有周期を 4.0 秒、減衰定数を 0.2 (20%) と仮定しており、当然、これらは実際の免震建築物の値とは異なる。しかしながら、図 5.7.3-3 の変位軌跡は、現地調査で観測した変位軌跡や変位の痕跡とある程度対応している。このことは、最寄りの観測点の地震記録から免震建築物の挙動を推定し、建設地に生じた地震動の特性を評価できる可能性があることを示していると言える。

5. 室内の揺れの状況

- (1) 吊下げ物 a. 揺れなかった b. わずかに揺れた c. 大きく揺れた d. 落下した e. その他
- (2) 食器類 a. 落ちないし音もしない b. 音を立てたが落ちなかった c. 一部落ちた
d. かなり落ちた e. その他
- (3) 家具の転倒 a. なかった b. あった c. その他

図 5.7.4-1(c) アンケート記入票 1 (地震時の様子③：室内の揺れの状況)

免震建物について

6. 免震構造の有効性

- (1) この建物が免震構造であることを知っていましたか a. はい b. いいえ
- (2) 免震構造の有効性を実感できましたか
- a. 一般の建物と比較して耐震性に優れている
 - b. 一般の建物と比較してもあまり変わらない
 - c. 今回の地震だけではよく分からない

7. その他、免震建物に関する感想をお聞かせください

図 5.7.4-2 アンケート記入票 2 (免震建物について)

(3) アンケート調査結果

1) 建築物C (熊本市) におけるアンケート結果

図 5.7.4-3 は建築物Cの記入者情報である。8割が女性であり、ほぼ全てが20代未満と20代であるという特徴がある。また、階数による分布では中間階がやや多く、上層階(11階以上)・中間階(6~10階)・下層階(1~5階)と分類して分析しても、揺れの感じ方等の傾向は大きく変わらない。

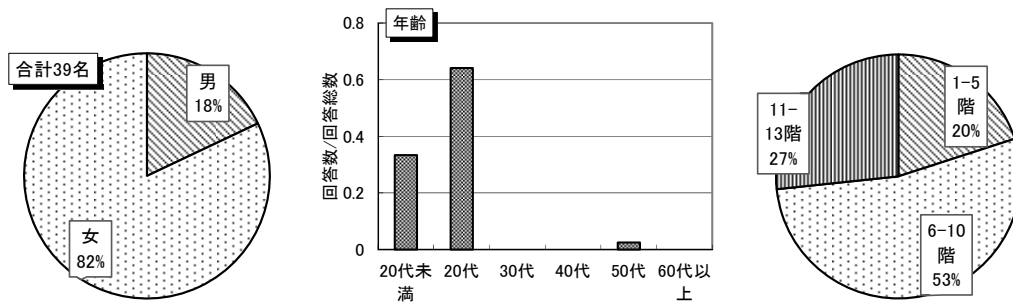
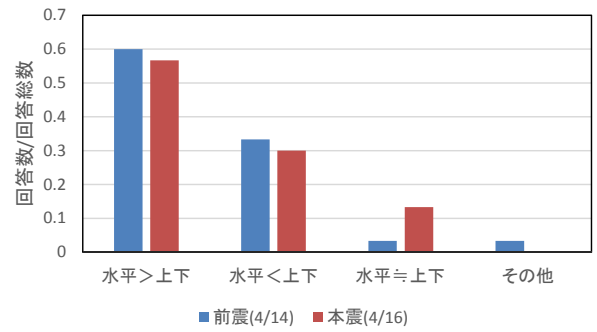
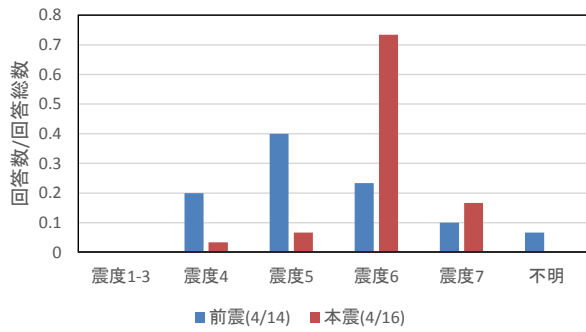


図 5.7.4-3 建築物Cの記入者情報

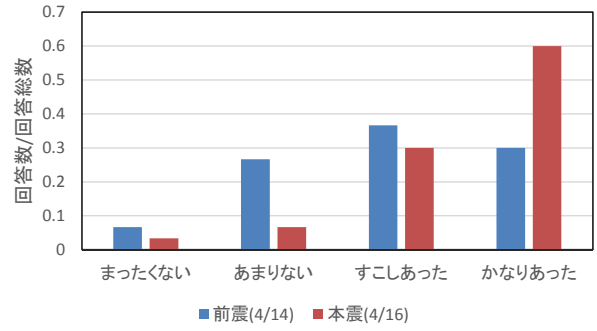
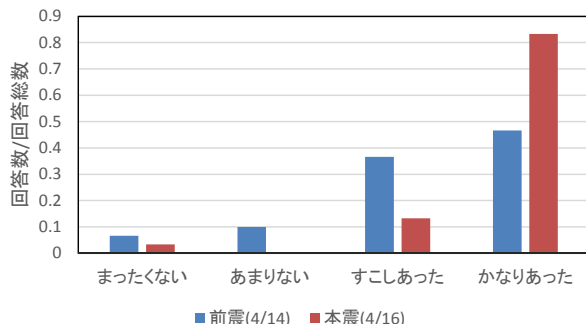
図 5.7.4-4-1 及び図 5.7.4-4-2 は、揺れの感じ方について前震(4/14)と本震(4/16)の比較結果である。(a)の震度にした場合は、前震では震度5を中心に分布しているのに対し、本震では震度6以上が90%程度を占めた。(b)の上下と水平の揺れの感じ方であるが、上下より水平のほうが大きいと感じる人の方がやや多い。前震と本震で、傾向はほぼ同じである。(c)の恐怖感については、「かなりあった」が前震では40%程度、本震では80%程度であった。(d)の不快感については、前震では「あまりない」「少しあった」「かなりあった」それぞれの意見が多いが、本震では60%が「かなりあった」と回答している。



(a) 震度にした場合

(b) 上下と水平の揺れ

図 5.7.4-1 揺れの感じ方①



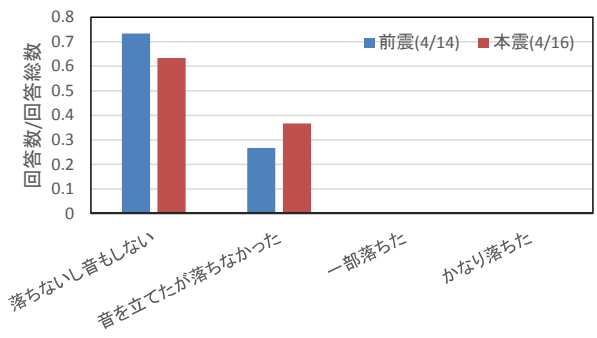
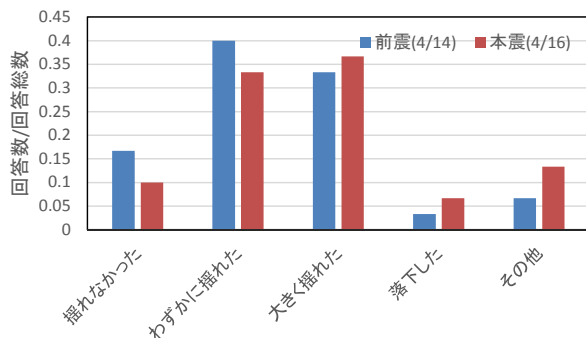
(c) 恐怖感

(d) 不快感

図 5.7.4-2 揺れの感じ方②

図 5.7.4-5 は吊り下げ物や食器の状況に関するアンケート回答の比較結果である。(a)の吊り下げ物は、「揺れなかった」「わずかに揺れた」「大きく揺れた」という回答が多いが、「落下した」という回答は前震・本震ともに 10%以下であった。(b)の食器類は、「落ちないし音もしない」「音を立てたが落ちなかった」という回答が全てで、「一部落ちた」「かなり落ちた」という回答はなかった。家具に関しては、前震・本震ともに、「転倒はなかった」という回答が約 98%であった。

回答者のうち、免震構造であったことを事前に知っていた人は、約 92%である。今回の地震を通して、「一般の建物と比較して耐震性に優れている」と感じた回答が約 98%であった。



(a) 吊り下げ物

(b) 食器類

図 5.7.4-5 室内の揺れの状況

2) 建築物G（熊本市）におけるアンケート結果

図 5.7.4-6 は建築物Gの記入者情報である。回答人数が少ないため、階による違いは分析していない。

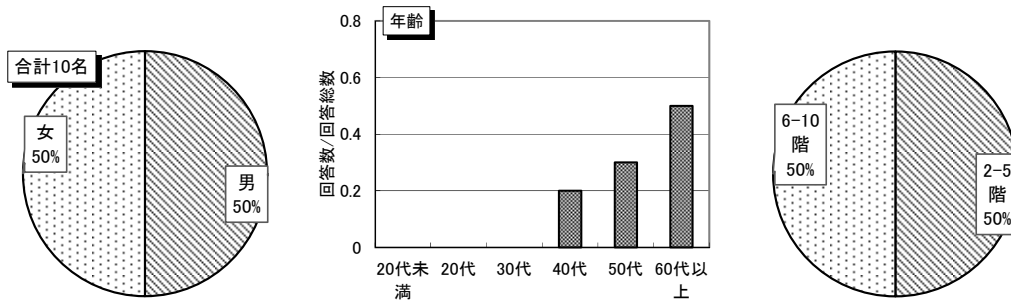


図 5.7.4-6 建築物Gの記入者情報

図 5.7.4-7-1 及び図 5.7.4-7-2 は、揺れの感じ方について前震(4/14) と本震(4/16)の比較結果である。(a)の震度にした場合は、前震では震度5と6が多いのに対し、本震では震度6以上が70%程度であった。(b)の上下と水平の揺れの感じ方であるが、上下より水平のほうが大きいと感じる人の方がやや多い。(c)の恐怖感については、「かなりあった」が前震では30%程度、本震では全員であった。(d)の不快感については、前震では「少しあった」「かなりあった」の意見が多いが、本震では90%が「かなりあった」と回答している。

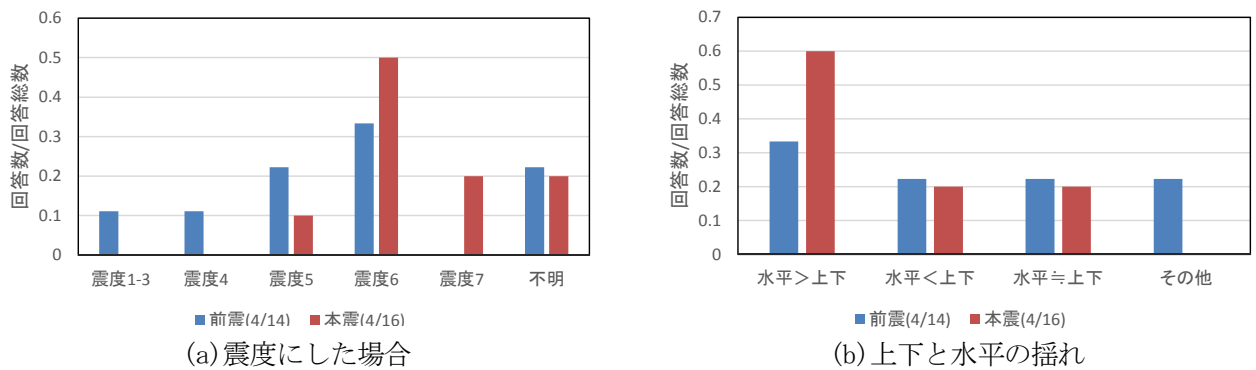


図 5.7.4-7-1 揺れの感じ方①

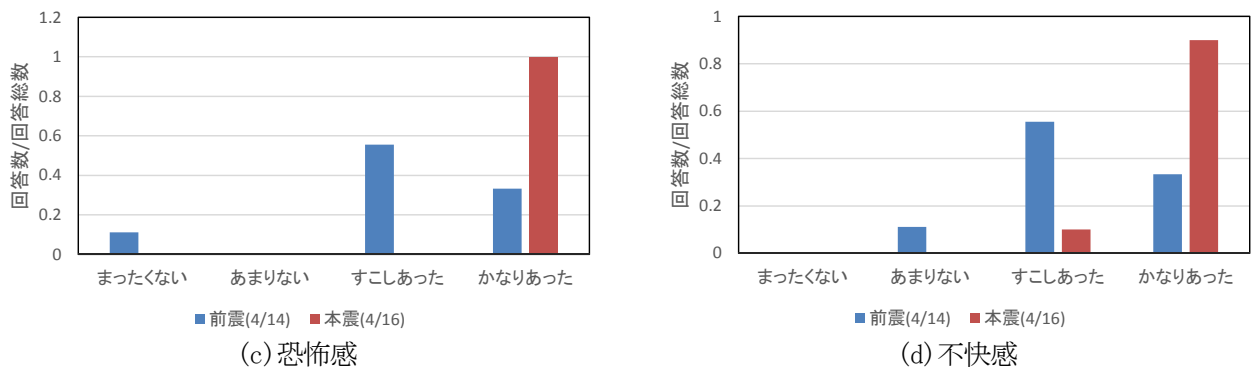


図 5.7.4-7-2 揺れの感じ方②

図 5.7.4-8 は吊り下げ物や食器の状況に関するアンケート回答の比較結果である。(a)の吊り下げ物は、「大きく揺れた」という回答が多いが、「落下した」という回答は本震で10%であった。(b)の食

器類は、前震では「落ちないし音もしない」「音を立てたが落ちなかった」という回答が全てで、本震では「一部落ちた」「かなり落ちた」という回答が60%であった。家具に関しては、前震では、全てが「転倒はなかった」という回答であったが、本震では「転倒はなかった」が50%であった。

回答者のうち、全員が免震構造であったことを事前に知っていた。今回の地震を通して、「一般の建物と比較して耐震性に優れている」と感じた回答が70%であった。

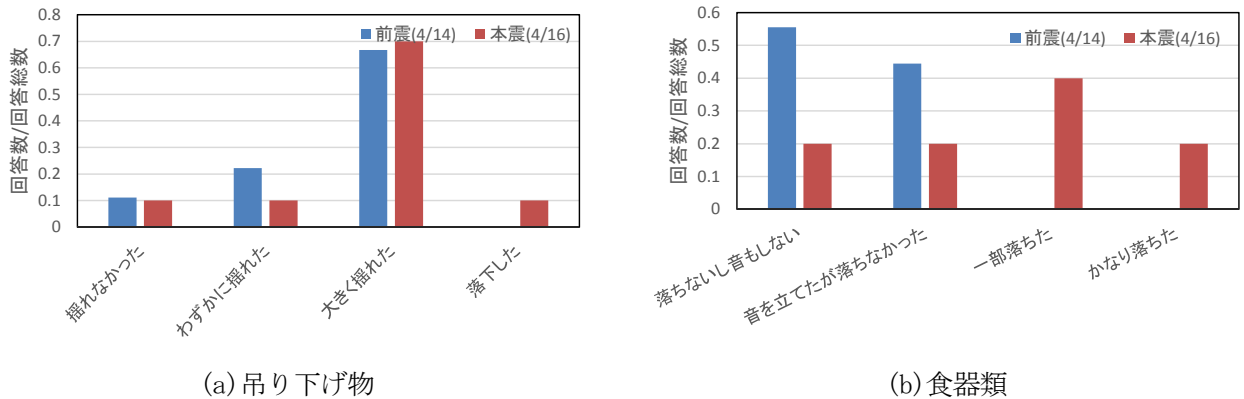


図 5.7.4-8 室内の揺れの状況

3) 建築物 I (熊本市) におけるアンケート結果

図 5.7.4-9 は建築物 I の記入者情報である。回答者のほとんどが 30 代以上である。上層階（11 階以上）・中間階（6～10 階）・下層階（1～5 階）と分類して分析しても、揺れの感じ方等の傾向は大きく変わらない。

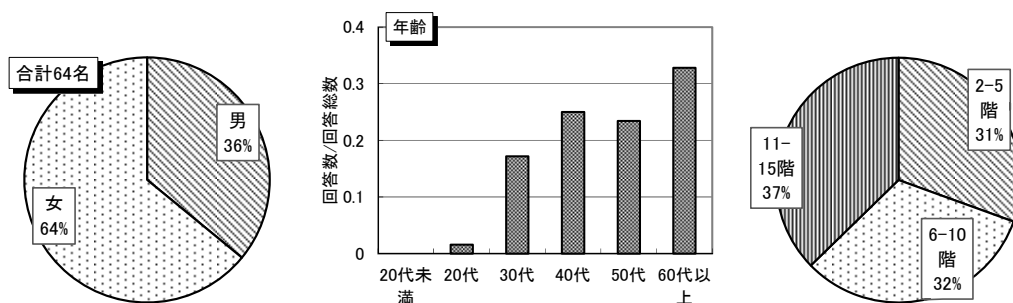
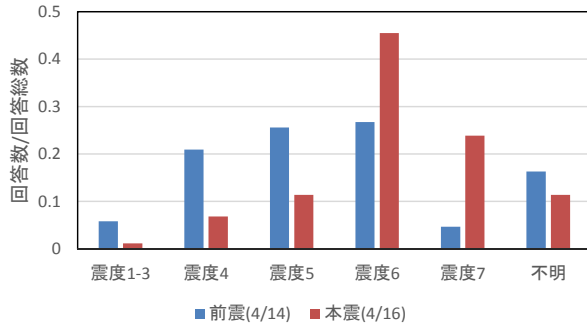
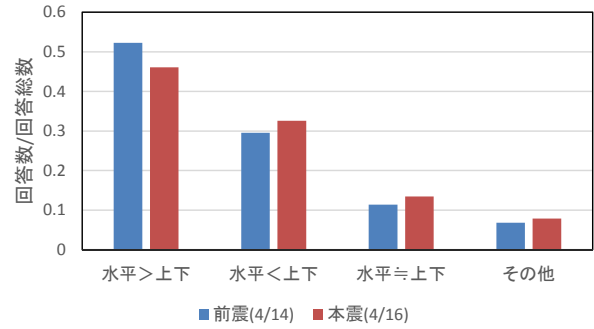


図 5.7.4-9 建築物 I の記入者情報

図 5.7.4-10-1 及び図 5.7.4-10-2 は、揺れの感じ方について前震(4/14) と本震(4/16) の比較結果である。(a) の震度にした場合は、前震では震度 4 から震度 6 に均等に分布しているのに対し、本震では震度 6 以上が 70%程度を占めた。(b) の上下と水平の揺れの感じ方であるが、上下より水平のほうが大きいと感じる人の方がやや多い。前震と本震で、傾向はほぼ同じである。(c) の恐怖感については、「かなりあった」が前震では 50%程度、本震では 70%程度であった。(d) の不快感については、前震では「あまりない」「少しあった」「かなりあった」それぞれの意見が多いが、本震では半数以上が「かなりあった」と回答している。

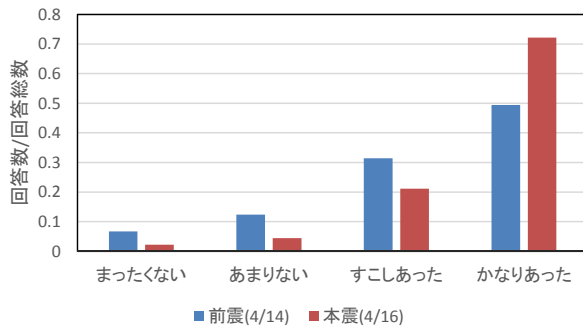


(a) 震度にした場合

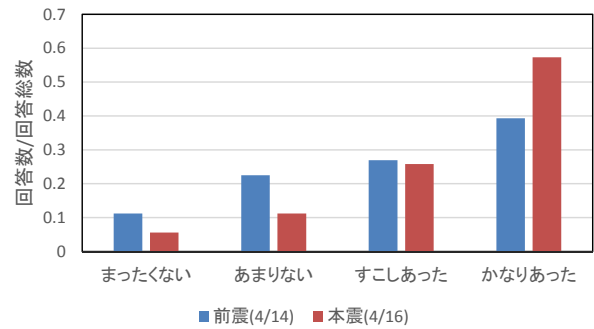


(b) 上下と水平の揺れ

図 5.7.4-10-1 揺れの感じ方①



(c) 恐怖感

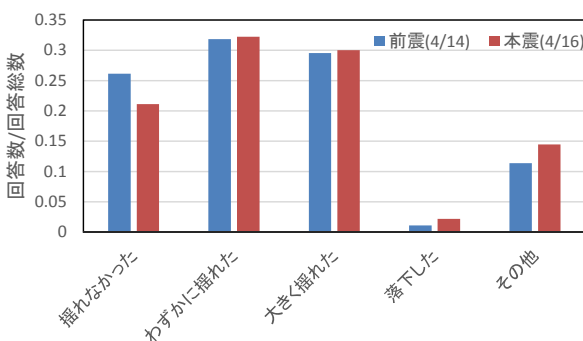


(d) 不快感

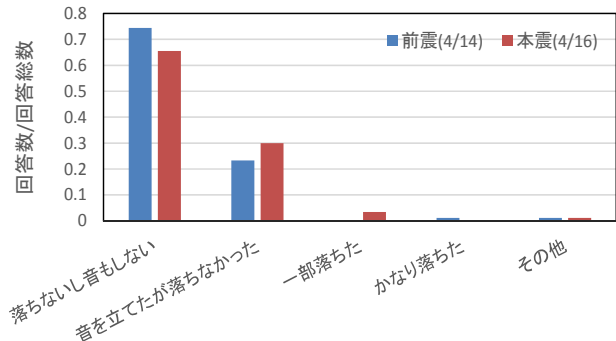
図 5.7.4-10-2 揺れの感じ方②

図 5.7.4-11 は吊り下げ物や食器の状況に関するアンケート回答の比較結果である。(a)の吊り下げ物は、「揺れなかった」「わずかに揺れた」「大きく揺れた」という回答が多いが、「落下した」という回答は前震・本震ともに3%以下であった。(b)の食器類は、「落ちないし音もしない」「音を立てたが落ちなかった」という回答がほとんどで、「一部落ちた」「かなり落ちた」という回答は5%以下であった。家具に関しては、前震・本震ともに、「転倒はなかった」という回答が約98%であった。

回答者のうち、免震構造であったことを事前に知っていた人は、約92%である。今回の地震を通して、「一般の建物と比較して耐震性に優れている」と感じた回答が約98%であった。



(a) 吊り下げ物



(b) 食器類

図 5.7.4-11 室内の揺れの状況

4) 建築物K（八代市）におけるアンケート結果

図 5. 7. 4-12 は建築物Kの記入者情報である。男女半々で年代の偏りもない。人数が少ないため、階による違いは分析していない。

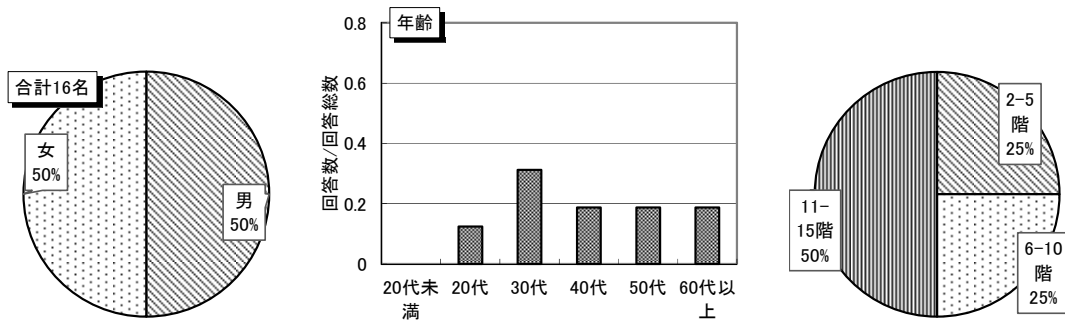


図 5. 7. 4-12 建築物Kの記入者情報

図 5. 7. 4-13-1 及び図 5. 7. 4-13-2 は、揺れの感じ方について前震(4/14) と本震(4/16)の比較結果である。(a)の震度にした場合は、前震では震度5以下が80%以上であるが、本震では震度1-3から震度6までそれぞれ20%~30%程度であった。(b)の上下と水平の揺れの感じ方であるが、上下より水平のほうが大きいと感じる人が多い。(c)の恐怖感については、「かなりあった」が50%程度、「かなりあった」「すこしあった」の合計で約90%であった。(d)の不快感については、本震では「すこしあった」と「かなりあった」の合計が70%以上であった。

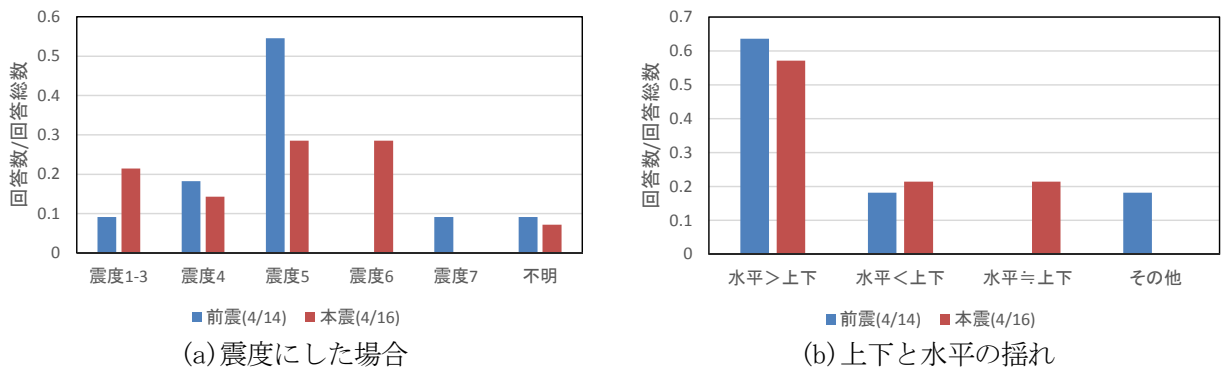


図 5. 7. 4-13-1 揺れの感じ方①

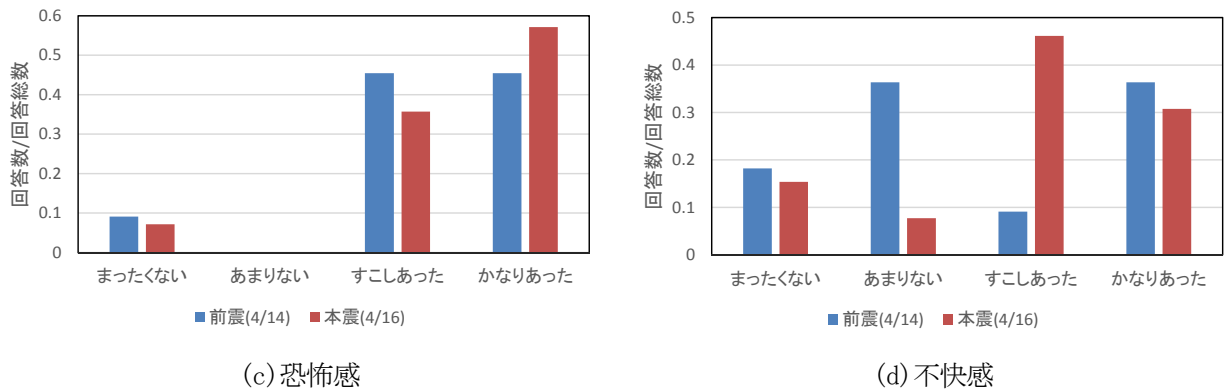


図 5. 7. 4-13-2 揺れの感じ方②

図 5.7.4-14 は吊り下げ物や食器の状況に関するアンケート回答の比較結果である。(a)の吊り下げ物は、「揺れなかった」「わずかに揺れた」「大きく揺れた」という回答がほとんどで、「落下した」という回答は前震・本震ともにゼロであった。(b)の食器類は、すべての回答が「落ちないし音もしない」「音を立てたが落ちなかった」であり、「一部落ちた」「かなり落ちた」はゼロであった。家具に関しては、前震はすべての回答が「転倒はなかった」であり、本震では約 90%が「転倒はなかった」という回答であった。

回答者のうち、免震構造であったことを事前に知っていた人は、約 88%である。今回の地震を通して、「一般の建物と比較して耐震性に優れている」と感じた回答が約 94%であった。

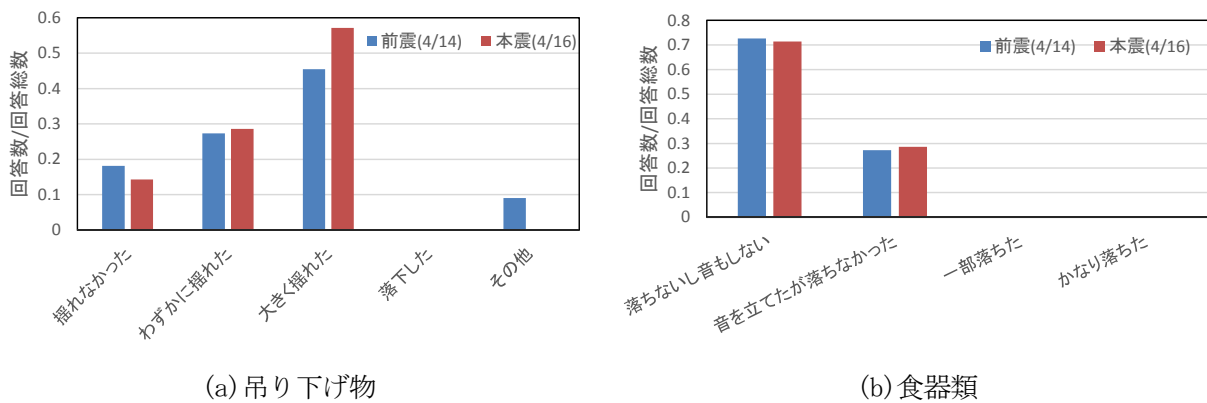


図 5.7.4-14 室内の揺れの状況

5) 免震建築物に対する意見や感想

免震建築物に対するコメントの一部について以下に示す。

①免震建築物の有効性に関する意見

- ・ 免震性の良さが実感出来た。地震後も車中泊なしで部屋で過ごせた。
- ・ 前震、本震共に仕事で、別の建物の 6F に居ましたがそこはかなり揺れ、物が落ちたり散乱しました。帰ってから物一つ落ちておらず、免震構造のすごさを実感しました。
- ・ 外に出るより室内に居たほうが安全だと感じた。
- ・ 室内の物が殆ど動かず、落ちず、倒れず免震のありがたさを強く感じました。

②その他意見

- ・ 縦揺れ（水平方向の揺れに対する免震構造のためと思われたが）は強く感じた。
- ・ 免震機能が何回持つのか不安だった。業者が点検したか不明で、細かなヒビ等も入っていたため、免震といえ恐怖感があった。
- ・ 台風のとくに大きくゆれて地震よりも持続時間が長いので酔いそうで気持ちわるい。
- ・ 今回の地震で免震部のダメージなどを解りやすく住民に説明していただきたい。
- ・ 震度 7 以上の地震では対応出来るのか？又、何度も地震が続いたら免震構造でも有効性はあるのか？不安です。
- ・ 建物の周りに被害が出たので、周囲との兼ねあいをもう少し考えて建ててあれば、さらに安全性が高まるのではと思いました。

5.7.5 まとめと今後の課題

免震建築物の地震時の挙動や地震後の被害状況を把握するために、被害状況に関する現地調査、各地点の観測記録を用いた解析的検討及び居住者を対象としたアンケート調査を実施した。以下にそのまとめと、今回の被害事例等を踏まえた今後の課題を示す。

(1) 調査結果のまとめ

1) 被害状況調査（現地調査）

- ・建物使用者・管理者等へのヒアリング等によれば、いずれの免震建築物も継続使用上の大きな支障は見られず、周囲の建築物（耐震設計）と比較して一定の効果が見られたとの回答があった。
- ・今回の調査で見られた被害は、大きく次の4種類に分類できる。
 - ①ダンパー取付け基部の損傷（建築物C、建築物I）
 - ②外付け階段の損傷（建築物G（B棟）、建築物H（E棟・W棟））
 - ③免震材料の変状（多数）
 - ④クリアランス部の変状（多数）
- ・被害①及び②は、構造耐力上主要な部分に関する損傷であり、過去の震災調査では報告されたことのないものである。これらの要因はいずれも、免震材料や架構・部材のモデル化などで構造計算において考慮されていなかった部分があったことから地震時の設計の際に想定した免震材料の変形等に対し当該部位に生ずるせん断応力や曲げ応力等の想定が十分でなく、周囲のはり等の部材の配置、損傷部位の配筋などについて適切な設計が行われなかったことが考えられる。
- ・被害③は、鋼材ダンパーの屈曲部の残留変形や塗料の剥がれ、積層ゴム支承のカバーのずれ・脱落やゴム部分の膨れなどである。これらの要因は、地震時に免震材料に生ずる一方向又は繰返しの変形と考えられる。なお、今回の地震においては性能評価の範囲を超えるような著しい変形が作用したものはなく、地震時の免震性能の低下などの問題は発生しなかったと考えられる。
- ・被害④は、免震建築物が免震効果を発揮するために周囲や免震層内に設けられたクリアランス部において見られた変状である。免震建築物が性能を発揮するためには、免震層の水平方向の変形量を確保するため、免震部分の周囲にクリアランス部等を設け、免震挙動を阻害しないようにする必要がある。建築物を使用する上では、このクリアランス部等には居住者や利用者の通行のためのエキスパンションジョイントや、逆に誤って人が立ち入ることによる危険（落下・挟まれ等）防止のための立ち入り禁止措置としてカバーが設置されることが多い。被害はこうした部分を中心に生じており、建築物の応答に合わせて可動するように設計されるが実際には想定したとおりの挙動をしなかったことや、設計者・管理者等が地震時の免震層の可動範囲や動きの影響を適切に想定できなかったことが主な被害の要因と考えられる。その他、今回の調査の範囲では、損傷する前提で設計されているがその後の継続使用にあたって支障となる（通常は予想外の）大きな損傷に至ったものなどがあった。なお、こうしたクリアランス部の被害によって地震時の免震性能の低下などの影響が生ずることはなかったと考えられる。

2) 地震時特性に関する検討

- ・設計情報や罫書きなどの情報のある免震建築物を対象として、作用した地震動の特性の把握のための検討を行った。
- ・免震建築物の特性を仮定した上で、近傍の地震観測点における記録を用いて推定した応答変位と免

震建築物の設計時に想定した変位とを比較したところ、厳密には一致しないものの一定の対応が見られた。発生した地震に対しその被災地域における免震建築物の状況を推定するために有効な方法となり得ると考えられる。

3) 免震挙動に関するアンケート調査

- ・熊本県内の免震建築物（共同住宅）4棟について、居住者に対するアンケート調査を実施した。
- ・地震時に居住者が感じた震度は、前震より本震の方が大きい傾向を示した。
- ・4棟中1棟では70%以上の、他の3棟では90%以上の居住者が、免震建築物について「一般の建物と比較して耐震性に優れている」と答えた。ただし、恐怖感や不快感については「まったくない」「あまりない」より「すこしあった」「かなりあった」とした居住者が多く、本震時には半数以上の居住者が恐怖感を「かなりあった」と答えた。
- ・室内の揺れの状況として、吊り下げ物の落下があったとした居住者は4棟すべてで10%以下であった。食器類について落下があったとした居住者は、4棟中1棟では50%を超えていたが、他の3棟ではほとんどいなかった。

(2) 今後の課題

調査結果を踏まえた今後の課題として、次のような項目が考えられる。

- 1) 構造耐力上主要な部分の被害が見られた項目（ダンパーの取付け基部及び外付け階段の損傷・破壊）については、今回の地震では安全上の支障は生じておらず、また一定の免震性能は発揮されたとみられるものの、場合によっては免震性能の低下など重大な影響につながる可能性がある。ダンパーの取付け基部の被害に類似のものとして、過去に2005年福岡県西方沖地震で報告された鉛ダンパーの構造躯体への定着位置における破損被害^{5.2-4)}がある。この原因として同報告では、定着部の設計についてダンパーの水平変形に伴って生ずる（せん断力以外の）曲げと引張力に対する配慮不足を指摘しており、2009年には設計用の資料も整備（最新版は2014年の第2版^{5.7-5)}された。被害①が見られた建築物はこの資料以前の設計であるが、今回の被害についても、再発の防止のため、今後注意喚起や適切な設計用の技術資料の整備を行う必要がある。
- 2) 免震材料の変状については、構造性能のほか耐久性への影響も考慮して維持管理に関する規定が整備されていることが多い^{例えば 5.7-6)}。今回の地震を踏まえた点検・交換の実績や、過去の定期点検の記録等を収集して、実態を把握する必要がある。
- 3) 免震建築物の周囲に設けるクリアランス部の変状について、免震構造を採用する主要な目的の一つに、構造耐力上主要な部分の損傷を防止し地震直後から（避難等をすることなく）継続的な使用を可能にすることが挙げられるが、エキスパンションジョイントなど人の通行がある部分の損傷が過大であれば、その後の継続使用にあたって支障となることから、注意が必要である。したがってこのような部分における想定外の被害の発生を防止し、適切な設計が行われるよう、被害事例を含めた技術資料^{5.7-7)}等に関する周知や構造設計者と意匠・設備設計者及び建物管理者との情報共有のあり方等について検討を行うことが望ましい。
- 4) 免震表示は、必ずしも免震構造であることやどのようにして免震性能が発揮されるかの理解が十分でないままに免震建築物を使用する居住者や所有者に対して、最低限の注意事項としての掲示を行うものである。過去の震災調査も含めて様々な表示が行われていることが報告されているが、危険防止や被害防止の観点から、居住者や所有者が日常的に免震建築物の挙動を意識できるような、

より有効な表示のあり方について検討することが望ましい。

- 5) 地震観測記録に基づく略算的な免震応答の推定手法について、より精度を高めるための検討を行うことが望ましい。
- 6) 今回調査対象としていない戸建て住宅など小規模な免震建築物については、引き続き情報収集を行って被害状況の把握に努める必要がある。

参考文献

- 5.7-1) (社) 日本建築学会：「非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領」, p. 271, 2003. 1
- 5.7-2) 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),
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin>
- 5.7-3) 小豆畑達哉, 飯場正紀, 井上波彦, 緑川光正：2004年新潟県中越地震における免震建築物の対地震性能に関する建築物利用者へのアンケート調査, 日本地震工学会論文集, Vol. 6、No. 4、p. 19-37, 2006
- 5.7-4) (社) 日本建築学会：「2005年福岡県西方沖地震災害調査報告」, pp. 201~205, 2005
- 5.7-5) (一社) 日本免震構造協会：「免震部材の接合部・取付け躯体の設計指針」, 2014
- 5.7-6) (一社) 日本免震構造協会：「免震建物の維持管理基準<改訂版> -2014-」, 2014
- 5.7-7) (一社) 日本免震構造協会：「免震エキスパンションジョイントガイドライン」, 2013

5.8 非構造部材・設備の被害

5.8.1 調査の目的と概要

国土技術政策総合研究所及び建築研究所による熊本地震の被害調査では、非構造部材・設備の被害状況を確認するために、非構造部材に関する被害調査（第3次調査^{5.8-2}、第11次調査^{5.8-4}、第13次調査^{5.8-5}、吹付けアスベスト等の地震被害に関する補足調査）、建築設備に関する被害調査（第3次調査^{5.8-2}、第5次調査^{5.8-3}）を行っている。第3次調査は報道等で非住宅の非構造部材に被害があるとの情報のあった建築物を対象に、第5次調査は給湯設備や防災設備の破損による漏水等の被害情報があった建築物を対象に、第11次調査は事前の聴き取り調査で被害情報のあったホール等を有する建築物を対象に、第13次は、熊本県と熊本市への事前ヒアリング情報に基づいて被害が大きいと考えられる学校等の体育館を対象に、内部調査をそれぞれ実施している。また、補足調査として吹付けアスベスト等について飛散防止措置のなされた建築物を対象に調査を実施している。調査建築物の所在地は熊本市、宇城市、大津町、益城町、御船町、山都町、菊陽町、高森町であり、調査行程上で建築物の外観から非構造部材・設備の被害調査を行っている。上記調査で内部調査を行った対象は、学校等体育館15件、音楽等用ホールを有する施設5件、運動施設4件、病院、商業施設、行政庁舎が各2件、学校校舎、展示用ホールを有する施設、美術館、空港旅客ターミナル、共同住宅が各1件である。本節は、上記各調査及びそれら以外の各調査の地震被害調査報告（速報）を踏まえて、非構造部材・設備の被害調査内容について現時点で取りまとめるものである。

5.8.2 非構造部材の被害

(1) 吊り天井の被害

吊り天井については、内部調査を行った建築物を中心に被害を把握している。以下、特定天井（現行の建築基準法施行令第39条第3項に規定する「特定天井」。①6m超の高さにあり②水平投影面積200㎡超で③質量2kg/㎡超である吊り天井が該当する。）と、特定天井以外の天井に分けて被害状況について記述する。

a) 特定天井の被害

特定天井の顕著な被害を確認したのは6室であり、その用途は、音楽用ホール3室、展示用ホール1室、展示室1室、剣道場1室である。以下、各室のある建築物毎に被害について記述する。

・建築物A（熊本市）

会議室棟とホール棟からなる建築物である。竣工は1967年で、構造体は鉄筋コンクリート造である。会議棟1階床とホール棟客席1階床に亀裂があり段差が生じていた。ホールで特定天井に該当する吊り天井が脱落していた（写真5.8.2-1～5.8.2-4）。前震で舞台上部の天井面が部分的に脱落し、本震でその他の部分が脱落したとのことである。天井面は、吊りボルト下に組んだアングルに鋼線で鉄網を取り付けてモルタルを塗ったもの（ラスモルタル天井）が多くを占めていた。1階客席に脱落した天井のモルタルの厚さを計測したところ約4cmであり、単位体積重量を20kN/㎡とすれば平米当たり800N（約80kgw）となって単位面積重量は相当に大きい。ラスモルタル天井以外の部分はいわゆる在来工法の天井であり、1階客席前方や2階客席部分等に脱落が生じていた。



写真 5.8.2-1 ホール



写真 5.8.2-2 1階客席へのラスモルタル天井の脱落



写真 5.8.2-3 ラスモルタル天井 (モルタル厚さ約 4cm)



写真 5.8.2-4 1階客席前方に落下した天井(せっこうボード(厚さ 12.5mm)+吹付)

・建築物B (熊本市)

諸室棟とホール棟からなる建築物である。竣工は1995年、構造体は鉄筋コンクリート造(屋根は鉄骨造)である。ホールの特定天井に該当する天井で脱落が生じていた(写真 5.8.2-5、5.8.2-6)。天井は在来工法による吊り天井である。ヒアリングによると、前震では粉がパラパラ降る程度であったが、本震で設備が設置されている箇所では1畳程の大きさで天井面が脱落するとともにその他の箇所でも落ちて、5月9日の朝に天井面が大きく脱落しているのが確認された、とのことである。



写真 5.8.2-5 ホール



写真 5.8.2-6 脱落した天井面

・建築物C (熊本市)

ホールと諸室が入っている建築物である。竣工は1997年、構造体は鉄筋コンクリート造(屋根は鉄骨造)である。ホールで、特定天井に該当する吊り天井が破損・脱落していた(写真 5.8.2-7、8)。天井は在来工法による吊り天井である。



写真 5.8.2-7 ホール



写真 5.8.2-8 脱落した天井

・建築物D（益城町）

展示ホール棟、諸室棟とそれらをつなぐ通路棟からなる建築物である。竣工は1998年、構造体は、展示ホール棟と諸室棟は鉄筋コンクリート造（屋根は鉄骨造）であり、通路棟は鉄骨造である。展示ホール棟と諸室棟で鉄骨屋根の支承部のベースプレート下のモルタルが損傷した。展示ホール棟は可動式間仕切りで4つの展示スペース（a～dホール）に区切ることができるようになっており、いずれも特定天井に該当する在来工法の天井が設置されている。天井面の部分的な破損・脱落が吊り物の支持部分や天井面端部で確認され、照明ボックスの脱落などによる落下物が多数確認されたが、bホールの被害程度が最も大きかった（写真5.8.2-9、5.8.2-10）。また、通路棟で、吊り天井の被害を確認した。



写真 5.8.2-9 天井（bホール）

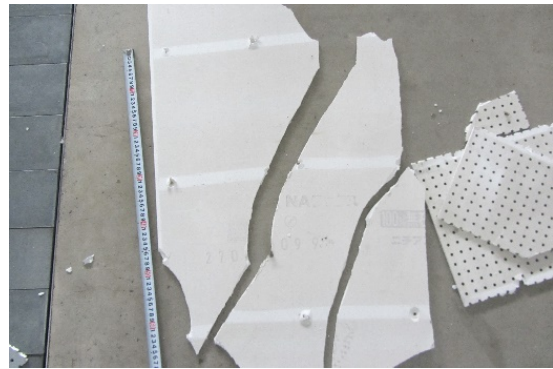


写真 5.8.2-10 脱落した天井板（野縁ピッチ約30cm、bホール）

・建築物E（熊本市）

隣接する鉄筋コンクリート造建築物2棟（1958年竣工の図書館（本館）と1967年に北側に増設された別館）に鉄骨造による増床など大幅な増改築・改修工事と用途変更を行い、1992年に1棟の美術館となった建築物である。後述する内装被害のあった展示室は、旧本館部分の最上階4階に設けられたホールを改修・用途変更したものである。展示室の諸元は設計図書や現地を確認した内容から以下の通りである。展示室の規模は張り間（東西）方向約14m、桁行（南北）方向約26m、天井の高さ約7mであり、昇降式のパネルにより展示空間を分割できる。天井の水平投影面積は総計で約300㎡であり、特定天井に該当する。パネルは、高さ7m、幅2～4mで、桁行方向には展示室を平面的にほぼ二等分する線に沿って4枚が、張り間方向には4箇所（2枚ずつ）計8枚が設けられており、既存のラチス梁（張り間方向）の上に増設された鉄骨造屋根の内部の天井裏に吊り上げて格納することができる。天井は、ぶどう棚やぶどう棚に固定された軽量形鋼から吊られた鋼製下地材による吊り天井であり、せっこうボード9mmの下張りにロックウール化粧吸音板12mmで仕上げている。天井面は、張り間方向

のパネルの格納部分に沿って設けられた4箇所の高窓を有する吹き抜け空間によって分割されており、その立ち上がり壁は鋼製下地材にせっこうボード9mmの2枚張りに塗装仕上げを施している。4階の展示室で、天井、内壁、高窓への吹き抜け部分の立ち上がり壁等、内装がほぼ全面的に損傷・脱落していたが、大きく損傷・脱落を生じたのは本震の際とのことである（写真5.8.2-11、5.8.2-12）。

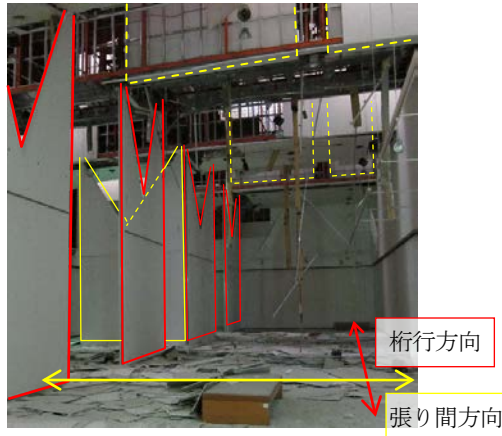


写真5.8.2-11 展示室の被害状況

※赤色：桁行方向の昇降式パネル
黄色：張り間方向の昇降式パネル

・建築物F（熊本市）

2層分吹き抜ける剣道場（写真5.8.2-13）と柔道場がそれぞれ1階と3階にある4階建ての建築物である。その他、1階には事務室、3階には第1、第2小道場があり、2階と4階は観覧席となっている。竣工は1971年、構造体は鉄筋コンクリート造（屋根は鉄骨造）である。1階の剣道場の、天井は在来工法による天井で特定天井に該当し、照明周りや壁際で損傷が見られた。屋外で軒天井の一部が損傷して欠けており、詳細が確認できていないが、吊り天井である場合は特定天井に該当する。



写真5.8.2-12 天井裏の状況（天井脱落箇所）



写真5.8.2-13 剣道場（1階）



写真5.8.2-14 剣道場観覧席（2階）の天井裏

b) 特定天井以外の吊り天井の被害

確認した特定天井以外の吊り天井の顕著な被害について記述する。

・建築物G（熊本市）

昭和54年建設の学校体育館。耐震診断の結果Is値0.80で、耐震性ありと判定された体育館。架構は鉄骨造、張り間方向山形ラーメン、桁行き方向ブレース構造。屋根面水平ブレースのうち3本の片側端部が外れて垂れ下がった状態であった。当該ブレースの羽子板や接合部のガセットプレートは健全のように見え、ボルトが破断したと思われる。舞台の天井（ロックウール吸音板1枚張り。のこぎり

形状。)の一部が脱落していた(写真5.8.2-16)。



写真 5.8.2-15 内観

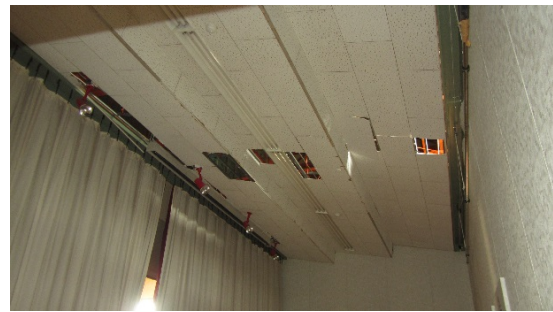


写真 5.8.2-16 舞台の天井の損傷・一部脱落

・建築物H(熊本市)

昭和60年建設の学校体育館。新耐震基準に基づき設計された。架構は鉄骨造で、張間方向山形ラーメン、桁行き方向ブレース構造で平鋼ブレース。2階の全てのブレース構面でブレース材の破断が観察された。また、1階では1箇所ブレース材の破断が観察された。それらは、ブレース孔欠損部の破断、ブレース端部の母材破断である。ブレースの接合部は、保有耐力接合で設計されていると考えられるが、ブレース材自体の降伏による明確な伸びは、目視では確認できなかった。屋根面ブレースには被害は見られなかった。山形屋根の棟部分が断面で台形状になっており、その部分について金属メッシュを用いた吊り天井が張られている(写真5.8.2-17)。この吊り天井について、バー材が壁と取り合う端部付近で変形したり、複数の吊り材が吊り元で外れたり床面まで落下したりしていた。吊り材の長さは現地での計測や脱落した吊り材の計測から、0.4m、1.9m、2.4mの3種類が確認されたが、吊り元の溶接が外れていたのは総て最も短い0.4mの吊り材であった(写真5.8.2-18)。



写真 5.8.2-17 内観



写真 5.8.2-18 吊り材(円内は溶接痕)

・建築物I(益城町)

1998年竣工の平屋建ての鉄骨造建築物(角形鋼管柱とH形鋼梁のラーメン構造)である。同建築物の諸元は設計図書や現地を確認した内容から以下の通りである。平面は、張り間方向約37m、桁行方向約57mであり、桁行方向に直線上に配置された諸室部分(張り間方向スパン約8m)を挟んだ両側に、大小2室のライフル射場(張り間方向約19m×桁行方向約53mと、同約10m×同約57m)が配置されている。張り間方向の断面は、諸室部分は陸屋根であり、ライフル射場は諸室部分側が高くなっている片流れの屋根を有しており、屋根勾配はそれぞれ約20度と約11度である。桁行方向の屋根の高さは一様である。ライフル射場の天井は鋼製下地材による吊り天井であり、下張りの厚さ約1mmの金属板の室内側に更に、L-30x30x3と断面が40mm正方の角材(木材)を介して厚さ12mmの合板を張り、板張りの仕上げとしている。吊りボルトは屋根面に直交するように母屋に金具で取り付けられており、

吊り長さは0.7～2.2mである。天井裏には断熱材が敷き詰められている。なお、高さが6mを超える天井の水平投影面積は200㎡以下であり、特定天井には該当しない。調査した範囲では、露出した柱梁接合部には構造的な被害は見られず、屋根面水平ブレースにも、たわみや破断等の構造的な被害は見られなかった。前震により、大きい方のライフル射場の天井が全面的に脱落した（写真 5.8.2-19）。クリップを含めた天井面構成部材が脱落しており（写真 5.8.2-20）、桁行方向の中程ではハンガーの開きや野縁受けの外れが比較的多く確認された。小さい方のライフル射場も、天井面の垂れ下がりが確認されるとのことで、使用禁止となっていた。



写真 5.8.2-19 天井脱落の状況



写真 5.8.2-20 脱落した天井材

・建築物F

建築物概要等については先述の通り。3階の柔道場は、照明周りや天井端部等で天井が多く損傷・脱落していた。在来工法による天井であり、高さが6mを超えないため特定天井に該当しない。



写真 5.8.2-21 柔道場（3階）

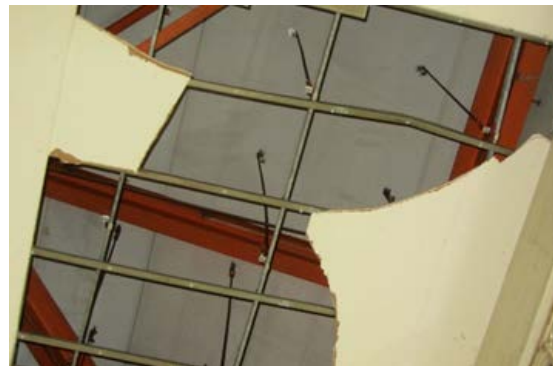


写真 5.8.2-22 柔道場の天井（吊り元はALCパネル）

・建築物J（熊本市）

8階建て（地下1階）の病棟2棟及び7階建ての管理棟1棟からなるSRC造病院建築物である。建設年は、南側病棟1979年、北側病棟1984年、管理棟2001年である。病棟は低層部分がエキスパンションジョイントで分割された南側病棟と北側病棟の2棟からなっており、内部が調査ができたのは南側病棟である。北側病棟は現行の耐震基準を満足しているが、南側病棟は満足していないと関係者から情報が得られている。当該建築物では、管理棟や南側病棟の外壁タイルの剥落、渡り廊下のガラス破損並びに南側病棟の中間階の廊下に面する雑壁のせん断破壊、柱の軽微な曲げひび割れ及び1階天井仕上げ材の脱落（写真 5.8.2-23）が確認された。



写真 5.8.2-23 天井仕上げ材の脱落 (南側病棟)

・建築物K (御船町)

地上3階、地下1階のRC造の行政庁舎で、1974年(S49年)に竣工、2010年(H22年)に耐震補強を行っている。前震による大きな被害はなかったものの、本震により一部構造でコンクリートの剥落や鉄筋の露出、窓ガラスの破損・脱落が発生する被害を受けている。設計者による調査で構造上の安全性に関する問題は指摘されていないが、天井材が広範囲に落下し(写真5.8.2-24)、窓ガラスの破損・脱落がある居室もあることから、一部機能を隣の庁舎に移して業務を継続している。



写真 5.8.2-24 天井材の被害

・建築物L (熊本市)

3階(一部4階)建てRC造学校校舎で1959年に建設、既に耐震補強が実施されている。校舎は2棟あり、その平面形状はほぼ同規模の長方形であり、東西方向を桁行方向として、南北に平行配置されている。その2棟の校舎に渡り廊下が設けられている。当該建築物では、1階の校舎入り口からエキスパンションジョイントで分割された階段室回りの1階スラブにひび割れと段差が見られる。またエキスパンションジョイントで分割されたエリアにまたがって設けられた天井材が落下している(写真5.8.2-25)。



写真 5. 8. 2-25 天井材の落下

・外観調査で確認した吊り天井の被害

鉄骨造建築物の商業施設において、窓際、吹き抜け（写真 5. 8. 2-26）あるいは軒天（写真 5. 8. 2-27）等で吊り天井が脱落しているのが確認された。写真 5. 8. 2-27 の建築物の天井は鋼製下地材による吊り天井であり、前震で建築物内部及び軒天の天井が端部で損傷し、本震で天井が大きく損傷したとのことである。



写真 5. 8. 2-26 上部から内装材が脱落した吹き抜け（熊本市）



写真 5. 8. 2-27 軒天井の脱落、ガラスの破損（熊本市）

(2) ガラス開口部の被害

ガラス開口部の被害として、サッシ窓の被害と全面ガラスの被害に分けて以下に記述する。

a) サッシ窓の被害

写真 5. 8. 2-28 は宇城市の 4 階建て（地下 1 階）RC 造病院（2012 年建設）での被害事例である。一部の RC 壁にせん断ひび割れと脚部のかぶりコンクリートの剥落が見られる他は、窓ガラスの破損・落下や外壁タイルの剥落など非構造部材の損傷が中心である。調査時点において、破損した窓ガラス部分は木製パネルで応急的に養生がなされ、病院としては継続使用されていた。



写真 5.8.2-28 境界梁部分にある窓ガラスの破損・落下

写真 5.8.2-29 は (1) 吊り天井の被害で記述した建築物Dにおける被害である。d ホールで、前震で損傷した鉄骨屋根の支承部（妻壁上部）近傍にある開口部のガラスが本震で破損・脱落した。



写真 5.8.2-29 屋根支承部及びガラス（建築物D dホール）

写真 5.8.2-30 は (1) 吊り天井の被害で記述した建築物Fにおける被害である。鋼製サッシに硬化性パテでとめた窓ガラスが、1階の剣道場で計 16 枚、3階の柔道場で計 29 枚、3階の第1、第2小道場の2室で計 7 枚、破損したとのことである。また、建築物周囲の1階の外壁にある城壁を模擬したと思われる石積みが全体の3分の2程度で落石して崩れており、落ちてきた石で1階の入り口のガラス扉が損傷していた。



写真 5.8.2-30 剣道場ガラス破損

写真 5.8.2-31 は、比較的新しいと思われる鉄骨造建築物の窓サッシの損傷・外れである。



写真 5.8.2-31 窓サッシの損傷・外れ（熊本市）

第 13 次調査は学校体育館を対象に内部調査を行っており、サッシ窓について、写真 5.8.2-32～5.8.2-34 に示すような被害が確認されている。写真 5.8.2-32 は、RC 造架構でギャラリーから上部が鉄骨フレームの体育館（昭和 52 年建設/山都町）であるが、ほとんど全ての桁行き方向のブレース構面で鉛直ブレースの接合部のボルト（中ボルト）が破断して、一部の柱脚部でコンクリートの破壊が見られ、ガラス窓の損傷・脱落（5 箇所。ただし落ちかけたためはずしたものを含む。）が確認された。写真 5.8.2-33 は、鉄骨造架構の体育館（平成元年建設/宇城市）であるが、すべてのブレースで降伏及び伸びが観察され、大きくたわんでおり（それらのブレース接合部やブレース材で破断は見られなかった）、引違い窓でガラスの損傷や障子の 15 箇所での外れなどが確認された。写真 5.8.2-34 は鉄骨造架構の体育館（昭和 40 年建設、平成 21 年耐震改修/熊本市）であるが、妻面の鉛直ブレースでは丸鋼ブレースで 2 箇所、ブレースのボルト破断が、桁行き方向の鉛直ブレースでは 2 階ブレースにわずかなたわみが、屋根面ブレースでは 2 箇所ボルト破断が見られた（ボルト破断した妻面の鉛直ブレースと屋根面ブレースは、耐震改修前のものがそのまま設置されていたもの。）ものであり、妻面の窓ガラスが損傷していた。



写真 5. 8. 2-32 体育館の窓ガラスの被害

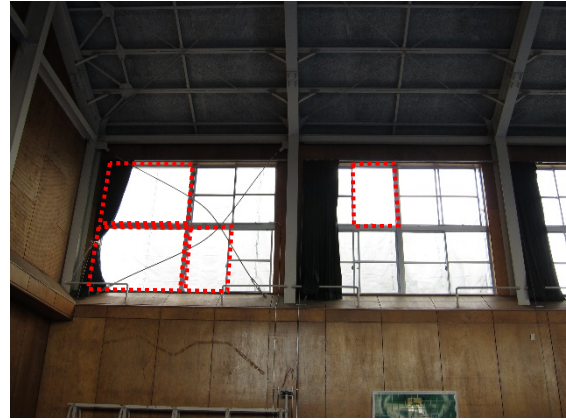


写真 5. 8. 2-33 ガラス窓の障子の脱落（赤点線
枠内が該当箇所）



写真 5. 8. 2-34 妻面の窓ガラスの損傷

b) 全面ガラスの被害

写真 5. 8. 2-35 は熊本市の店舗建築物での被害であるが、近傍で同様にガラスが配置された店舗でもガラスの破損を確認している。写真 5. 8. 2-36 は鉄骨造建築物の低層部に設けられた大判のガラスの被害である。写真 5. 8. 2-37、38 は駅舎のガラス被害である。写真 5. 8. 2-37 に示す立面の右側で、写真 5. 8. 2-38 に示すように正方形のガラスを四隅で点支持するような形式のガラスが損傷・脱落していた。写真 5. 8. 2-37 の赤枠で示した損傷・脱落箇所の左側にあるサッシに入ったガラスには顕著な被害は確認されなかった。



写真 5. 8. 2-35 店舗でのガラス破損



写真 5. 8. 2-36 大判ガラスの損傷



写真 5. 8. 2-37 駅舎のガラスの被害（全体）



写真 5. 8. 2-38 駅舎のガラスの被害（拡大）

(3) 内装の被害

内装の被害として、間仕切り壁等の被害とその他の内装の被害について以下に記述する。

a) 間仕切り壁等の被害

写真 5. 8. 2-39、5. 8. 2-40 は比較的高所の内壁の被害である。写真 5. 8. 2-39 は (1) 吊り天井の被害で記述した建築物 C における被害であり、客席工法上部の開口脇で内壁の仕上材が損傷・脱落している。写真 5. 8. 2-40 は (1) 吊り天井の被害で記述した建築物 E における被害であり、高窓への吹き抜け空間の立ち上がり壁（鋼製下地材にせっこうボード 9mm の 2 枚張りに塗装仕上げ）の内装材がほぼ全面的に損傷・脱落していたが、大きく損傷・脱落を生じたのは本震時とのことである。

写真 5. 8. 2-41 は、鉄骨造架構の体育館（昭和 44 年建設、平成 23 年耐震改修/熊本市内）であるが、鉛直ブレースの複数か所のガセットプレート及びブレース端部に塑性変形が見られた。屋根面水平ブレース（ターンバックル付き丸鋼ブレース）で 2 箇所 bolts 破断が観察され、ブレースのたわみも観察された（屋根面ブレースは、耐震改修前のブレースがそのまま設置されていたもの）。このほか、

柱脚部のコンクリートのひび割れや周辺地盤の沈下も観察され、舞台に向かって右側に位置する掃き出し窓上部の内壁（コンクリートブロックに有孔ベニアで仕上げたもの。）が損傷して傾いていた（コンクリートブロックの鉄筋の頂部は梁等への定着は確認されなかった。）。写真 5.8.2-42 は同じくブロック壁が天井裏の界壁に用いられたものであり、空港旅客ターミナル（1971 年の竣工から 2012 年までに 5 次にわたる増改築・改修工事。鉄筋コンクリート造と鉄骨造が混在。/益城町）で確認されたものである。写真 5.8.2-43 は写真 5.8.2-33 と同じ体育館で見られた被害であり、舞台の壁に損傷が見られたものである。



写真 5.8.2-39 客席後方上部の開口脇の内壁の損傷・脱落



写真 5.8.2-40 吹き抜け部の立ち上がり壁の仕上げ材の脱落



写真 5.8.2-41 損傷して傾いた内壁



写真 5.8.2-42 ブロック壁（天井裏界壁）の被害



写真 5.8.2-43 舞台壁の損傷、引き戸の外れ

b) その他の内装の被害

内部調査を行った建築物で、鉄筋コンクリート造に鉄骨屋根を載せた形式のものについて、写真 5.8.2-44～5.8.2-48 に示すように支承部のコンクリートの損傷が複数確認された。写真 5.8.2-44、45 は (1) 吊り天井の被害で記述した建築物Dにおける被害であり、写真 5.8.2-44 はホール棟、写真 5.8.2-45 は諸室棟における被害である。写真 5.8.2-46 は、鉄筋コンクリート造 4 階建て（屋根は鉄骨造）の建築物（平成 6 年竣工/熊本市）の最上階で支承部が損傷してコンクリートが割れたり脱落したりした被害である。写真 5.8.2-47 は、鉄筋コンクリート造（屋根が鉄骨造アーチトラス。）の体育館（平成 15 年建設/熊本市）であるが、屋根面の丸鋼ブレースに数カ所たわみが見られ、鉄筋コンクリート造架構と鉄骨造屋根の接合部（支承部）の被害であり、数カ所でコンクリートの側方破壊や大きなひび割れが見られた。写真 5.8.2-48 は、鉄筋コンクリート造架構（屋根が鉄骨造アーチ立体トラス。）の体育館（平成 9 年建設/熊本市）であるが、屋根のトラスで下弦材が 1 カ所落下して 5 箇所曲がっているのが観察されており、ステージ上の妻壁上部の RC 架構と下屋の屋根の支承部でコンクリートの破壊、落下が見られた（桁行き構面の支承部では被害は見られなかった。）。



写真 5.8.2-44 屋根支承部の被害 (d ホール)



写真 5.8.2-45 屋根支承部の被害 (諸室棟)



写真 5.8.2-46 S 造屋根支承部の損傷 (脱落)



写真 5.8.2-47 支承部のコンクリートの側方破壊



写真 5.8.2-48 ステージ上の下屋の支承部コンクリートの破損、落下

写真 5.8.2-49 は (1) 吊り天井の被害で記述した建築物 C における被害であり、最後方の客席とその後ろの通路を隔てるように設置された高さ 1 m 程度のコンクリート製の壁が転倒していた。



写真 5.8.2-49 最後方の客席とその後ろの通路を隔てる壁の転倒
(写真奥の壁では傾き発生)

(4) 外装の被害

外装の被害として、湿式工法による外壁の被害と乾式工法による外壁の被害について記述する。

a) 湿式工法による外壁の被害

写真 5.8.2-50～5.8.2-52 はラスモルタル外壁やラスシートモルタル外壁など、比較的古い鉄骨造に用いられた外壁の被害である。写真 5.8.2-50 は 2 階建て鉄骨造(熊本市)の被害である。写真 5.8.2-51 は (1) 吊り天井の被害で記述した建築物 D における被害であり、舞台裏手外壁のラスモルタルの脱落(幅約 3m、厚さ約 3.5cm)が確認された。写真 5.8.2-52 は鉄骨造架構の体育館(昭和 48 年建設、平成 22 年度耐震改修/熊本市)であるが、桁行ブレースにゆるみが生じていた以外は特に被害は見受けられず、1 階の外壁のラスシートモルタル(厚さ約 3cm)が一部落下した。写真 5.8.2-53 は、商業用途と居住用途が複合する比較的新しいと思われる鉄筋コンクリート造建築物で、下地コンクリートの損傷に伴う外壁タイルの損傷・脱落が確認された。



写真 5.8.2-50 湿式工法による壁の脱落



写真 5.8.2-51 舞台裏 ラスモルタル外壁の落下



写真 5.8.2-52 入り口脇の外壁モルタルの落下



写真 5.8.2-53 外壁タイルの脱落

b) 乾式工法による外壁の被害

写真 5.8.2-54～5.8.2-58 は、ALC パネルによる外壁の被害である。写真 5.8.2-54～5.8.2-56 は ALC 縦壁挿入筋構法による外壁の被害であるが、同構法は、比較的古い鉄骨造建築物で多く用いられており、現在の新築では使われない。写真 5.8.2-54 は 4 階建ての鉄骨造の事務所（熊本市）における被害である。写真 5.8.2-55 は 2 階建ての鉄骨造の工場（西原村）であり、周辺でこの他にも外装材の一部が落下している工場建築物がいくつか見られたが、これらの建築物では外観からは構造的な被害は確認されなかった。写真 5.8.2-56 は 6 階建ての鉄骨造の立体駐車場（熊本市）で建築物の外側からは構造的な被害は確認されていないものの塔屋で ALC パネルが損傷・脱落しているものであり、近傍で同様の被害を確認している。写真 5.8.2-57、5.8.2-58 は ALC パネルを横づかいした外壁の被害である。写真 5.8.2-57 は平屋建ての鉄骨造であり、立ち上がった壁が下地材も含めて損傷・傾斜している。写真 5.8.2-58 は 3 階建ての鉄骨造の商業施設の外壁での被害であり、天井レベルのパネルが脱落していた。写真 5.8.2-59 は、2 つのホールと諸室が入った鉄骨鉄筋コンクリート造建築物（昭和 57 年竣工/熊本市）において、外壁の PC パネルで面外方向にずれたものが相当数（全体の 1 割程度）あった。



写真 5. 8. 2-54 乾式工法による外壁の脱落



写真 5. 8. 2-55 工場の外壁の被害



写真 5. 8. 2-56 駐車場の塔屋の被害



写真 5. 8. 2-57 外壁の損傷・傾斜



写真 5. 8. 2-58 商業施設における天井レベルでの ALC パネルの損傷

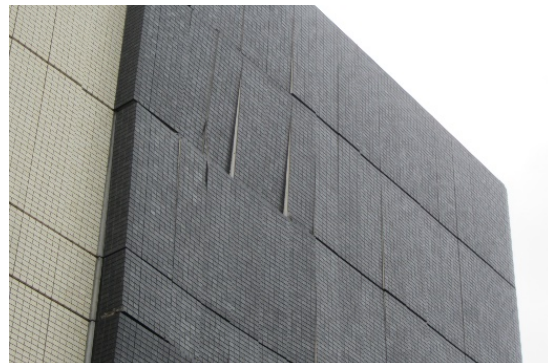


写真 5. 8. 2-59 PC パネルの面外へのずれ

(5) 防火戸等の被害

防火戸については、扉がヒンジから外れて脱落したものと（写真 5.8.2-60）、扉や戸枠の歪み、床の盛り上がりによる開閉障害が複数確認されている（写真 5.8.2-61）。また、エレベーター前に設置された折り畳み式防火戸が、揺れの影響で戸先が垂れ下がり、開閉ができないものもあった。この例では、エレベーターシャフトと室内空間を隔てていた防火戸の枠板も脱落したため、現在は仮留めをした上でエレベーターの使用が停止されていた（写真 5.8.2-62）。この他、エキスパンションジョイント近くに設置された防火戸が、枠の変形のために完全には閉鎖しない状態となっていた（写真 5.8.2-63）。揺れにより自動閉鎖したものの、付属するモーターの電源が起動せず、開放することができなくなった防火シャッターもあった（写真 5.8.2-64）。



写真 5.8.2-60 ヒンジから脱落した防火戸（益城町、RC+S 造）



写真 5.8.2-61 戸枠の歪みにより開放できなくなった防火戸（益城町、RC+S 造）



写真 5. 8. 2-62 脱落した折り畳み式防火戸（RC+S 造、大津町）



写真 5. 8. 2-63 完全には閉鎖しなくなった防火戸（SRC 造、熊本市東区）



写真 5. 8. 2-64 自動閉鎖したのち開放できなくなっていた防火シャッター（RC 造、御船町）

熊本市中央区の共同住宅では、共用廊下に面した方立て壁にせん断破壊が生じている場合、住戸の鋼製玄関扉にも開閉障害が発生している例が多く見られた（写真 5. 8. 2-65、5. 8. 2-66）。本施設は、11 階建ての鉄筋コンクリート造であり、1978 年（S53 年）に建設されている。住戸は共用の外廊下に沿って並んでおり、住戸数は 1 階に 5 戸、2 階以上は 10 戸の全 105 戸である。前震翌日の段階で、構造的な安全性は建物管理者により確認されていたが、本震が発生した後も再度安全性を確認した上で継続使用されている。施設管理者ならびに居住者によると、バールで外側から玄関扉をこじ開けたり、玄関扉を内側から蹴破ったり、ベランダから隣接住戸に避難したりした人もあったとのことであ

る。玄関扉の開閉障害が発生している場合には、火災時などにおける避難上の支障となる可能性があることから、本調査では、各住戸の玄関扉の被害について重点的に調査を行った。具体的には、共用部からの目視調査を行い、方立て壁のせん断破壊の程度^{5.8-6)}と鋼製玄関扉の開閉障害との関係を調べた。ただし、実際に玄関扉の開閉を行って障害の有無を確認することはできなかったため、開放されたままで閉鎖ができない状態になっているものを「閉鎖障害あり」、閉鎖はされているものの、ドアノブ周辺で扉と枠の間のクリアランスがなく、開閉に支障をきたしていると思われるものを「開閉障害の疑いあり」とした。また、参照したせん断破壊等級は、鉄筋コンクリート造の耐力壁の損傷程度として定義されたものであるが、ここで対象とした方立て壁は非耐力壁である。方立て壁の被害と玄関扉の開閉障害の有無の関係を整理した結果を図5.8.2-1、5.8.2-2に示す。これによると、方立て壁、玄関扉とも、中央階段より南側に被害が集中している。破壊等級がIVの住戸では、36戸中に27戸で玄関扉の開閉障害が発生しているなど、せん断破壊の程度が大きいほど、より多くの開閉障害が発生していることが確認できる。



写真 5.8.2-65 開閉障害が発生した玄関扉（RC造、熊本市中央区）



写真 5.8.2-66 方立て壁のせん断被害（等級IV）（RC造、熊本市中央区）

階		住戸									
		北側階段					南側階段				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
階	11	○	○	○	○	○	○	○	II	○	○
	10	○	○	○	○	○	I	III	IV	II	I
	9	○	II	○	II	○	III	IV	IV	IV	II
	8	○	II	II	II	○	III	III	IV	IV	II
	7	○	III	III	III	I	○	×	×	×	○
	6	I	III	IV	II	I	III	IV	IV	IV	III
	5	II	III	III	IV	II	△	△	×	○	○
	4	II	IV	IV	IV	II	IV	III	IV	IV	III
	3	III	III	IV	IV	III	×	×	×	×	×
	2	II	II	III	III	II	IV	IV	IV	IV	IV
	1	I	I	II	II	II	×	×	×	×	×

壁面のせん断破壊等級の定義 (文献 ^{5.8-6} を参考にした)
I : 近寄らないと見えにくい程度のひび割れが発生
II : 肉眼ではっきり見える斜め方向のひび割れが発生
III : せん断ひび割れの幅が比較的大きく、複数発生するも、かぶりコンクリートの剥落はごくわずか
IV : せん断ひび割れの幅が拡大し、多数発生。かぶりコンクリート剥落や圧縮破壊が著しく、鉄筋が露出していることも
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

玄関扉の開閉障害
○ : 開閉障害なし
△ : 開閉障害の疑いがある
×

図 5.8.2-1 廊下側方立て壁のせん断破壊と玄関扉の開閉障害の状況

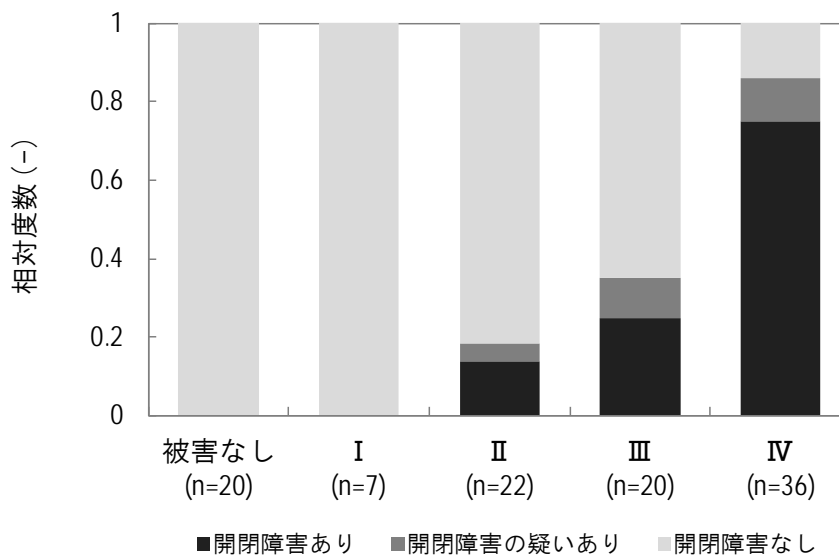


図 5.8.2-2 玄関扉の開閉障害の発生率

この他の防災設備では、線入りガラス製の防煙垂れ壁が落下し、割れたガラスが周囲に散乱した(写真 5.8-67)。また、防火区画を形成すると見られる階段室内の壁では、2枚重ね合わせたせっこうボードのうち室内側の1枚が脱落していた(写真 5.8.2-68)。電気温水器用貯湯槽の配管が揺れにより鉄骨梁に接触し、吹き付けられた耐火被覆が剥落していた(写真 5.8.2-69)。この他、空調ダクト内の防火ダンパーが自動閉鎖したため、手動で開放された例もあった。

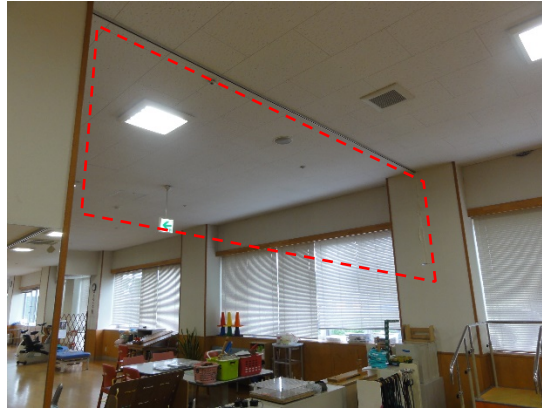


写真 5.8.2-67 防煙垂れ壁の脱落あと (赤線部) (RC+S 造、大津町)



写真 5.8.2-68 階段室内の壁の被害 (RC+S 造、大津町)



写真 5.8.2-69 耐火被覆が剥落した鉄骨梁 (RC+S 造、大津町)

(6) 吹付けアスベスト等の被害

(i) 調査概要

建築基準法では、平成 18 年の改正により、吹付けアスベスト等（吹付けアスベスト及び吹付けロックウール）について、一定規模以上の増改築の際に当該区域は原則除去、それ以外の区域でも封じ込めまたは囲い込みの措置を求めた^{注1}。封じ込めまたは囲い込みの措置を行った部分については、その状態が保持されるべく維持管理が必要である。地震による損壊等の状況を把握し、封じ込めまたは囲い込みの状態を確認するとともに、震災後の安全性の確保に向けての課題の把握を行うことが求められる。このため、吹付けアスベスト等及びそれらの封じ込めまたは囲い込み箇所の被害状況について調査を実施した。

^{注1}：平成 18 年告示第 1173 号に規定されている。封じ込め措置は“既存の吹付けアスベストはそのまま残し、吹付けアスベストへ薬剤の含浸若しくは造膜材の散布等を施すことにより、吹付けアスベストの表層部又は全層を完全に被覆又は固着・固定化して、粉じんが使用空間内へ飛散しないようにする^{5.8-7)}”ものである。囲い込み措置は“既存の吹付けアスベストはそのまま残し、吹付けアスベストが使用空間内に露出しないよう、板状材料等で完全に覆うことによって粉じんの飛散防止、損傷防止等を図る^{5.8-7)}”ものである。

(ii) 調査行程

平成 28 年 7 月 27 日（水）

午前 建築物イ

午後 建築物ロ

平成 28 年 7 月 28 日（木）

午前 建築物ハ

午後 建築物ニ

建築物ホ

(iii) 対象建築物の選定

応急危険度判定が実施された熊本県内の 18 市町村を対象に、熊本県及び熊本市より提供を受けたアスベスト台帳に基づき、吹付けアスベスト等へ封じ込め、囲い込みの対策が行われた建築物を抽出し、調査への協力の了承が得られた 2 建築物（建築物イ、建築物ロ）について対象建築物とした。

さらに、自治体のアスベスト対策に関する公表資料により“アスベスト対策済み”または“囲い込み状態”との記載が確認され、自治体による建築物の被災状況調査や報道から当該箇所の損傷が確認された 2 建築物（建築物ハ、建築物ニ）、建築物ニと同一敷地に立地し、自治体公表資料により“囲い込み状態”の記載がなされている 1 建築物（建築物ホ）を対象建築物とした。

(iv) 調査結果

調査を行った建築物のうち、2 件（建築物ニ、建築物ホ）については、断熱材等建築基準法の規制対象である吹付けアスベスト等に該当しない建材を用いたものであった。このため、吹付けアスベスト等に該当する調査対象 3 件（建築物イ、建築物ロ及び建築物ハ）について報告する。各建築物の諸元や被害状況のまとめは表 5.8.2-1 に示す。

表5.8.2-1 被害状況一覧

No.	名称	用途 (所有)	建設年	構造	台帳・自治体公表 資料で確認された アスベスト対策	アスベスト 対策年	アスベスト含有建 材・部位	封じ込め ・囲い込みの措置	室名	アスベスト含 有率分析結果	損傷等の状況	備考
1	建築物イ	商業施設 (民間)	1977年	S造2階 建て	囲い込み	2015年 (台帳記 載)	アスベスト含有吹付 けロックウール・界 床裏	吊り天井 (囲い込 み) ※2	1階店舗	-	吊り天井の天井板の一部 落下、破損 吹付けロックウールは概 ね付着、天井板上に少量 落下	外壁材 (スレ ート板) 破損・脱 落 屋外の総繊維数 濃度測定結果か ら通常の一般大 気環境とほぼ変 わらないことが 確認された。
							アスベスト含有吹付 けロックウール※1・ 屋根折板裏	吊り天井 (囲い込 み) ※2	1階バック ヤード	-	吊り天井の天井板の一部 落下	
									2階店舗	(参考) クリ ソタイル、 0.1wt%未満※3	吊り天井崩落、吹付け ロックウールほぼ崩落 (吹付けロックウールの 落下は地震の影響かどう か不明)	
2	建築物ロ	商業施設 (民間)	1971年	RC造3階 建て	封じ込め	2007年 (掲示によ る)	吹付けアスベスト封 じ込め処理・天井及 び壁	封じ込め	1階倉庫 (旧ボイ ラー室)	-	異常はみられない (地震 以外の原因と推定される 損傷有り)	
							吹付けアスベスト封 じ込め処理・階段上 げ裏	封じ込め	階段室	-	異常はみられない (地震 以外の原因と推定される 損傷有り)	
3	建築物ハ	運動施設 (公共)	1973年	RC造2階 建て	アスベスト対策	(記録によ る)	吹付けアスベスト封 じ込め処理・天井、 吹付けアスベスト・ 天井RCスラブ上部空 間 (点検口を介して 隣接) 屋根折板裏	封じ込め、RCスラ ブ (囲い込み) ※2	2階ギャラ リー	-	封じ込め措置が一部はく 離し落下、天井RCスラ ブ上に吹付けアスベスト 塊が一部落下	屋外及びアリー ナ室内の空気質 測定結果からは アスベストの飛 散は確認されな かった。
									2階倉庫1	-	一部損傷 (地震による影 響外)	
									2階倉庫2	-	一部損傷 (地震による影 響外)	
							吹付けアスベスト・ 屋根折板裏、吊り天 井設置 (囲い込み)	吊り天井 (囲い込 み) ※2	アリーナ	-	吊り天井落下 (最大20cm 程度下がっており、崩落 はしていない)、床面に 吹付けアスベスト塊が落 下、吊り天井裏に吹付け アスベスト塊が一部落下	
			吹付けアスベスト※ 1・屋根折板裏、吊り 天井設置 (囲い込 み)	吊り天井 (囲い込 み) ※2	ステージ	クロシドライ ト、26wt%	天井板落下、床面に吹付 けアスベスト塊が落下					

※1: 本調査で試料採取及び分析を実施した建材

※2: 囲い込みに該当するか否かは資料等から判断できなかったため、類似の囲い込みの事例と同様である場合は囲い込みと表記した。

※3: 吹付けロックウールは2階の落下したアスベストを採取し、JIS A 1481-3に規定された分析方法に基づきアスベスト含有率の分析を行った。狭い範囲において採取を行った試料であったため参考値とする。偏光顕微鏡によりアスベスト繊維 (クリソタイル) が確認されていること、管理者による2015年時点での調査でクリソタイル3.6wt%の含有であったという報告が確認されたことから本報告ではアスベスト含有であるとして取り扱う。

・建築物イ（囲い込み）

建築物イは1977年に竣工した鉄骨造2階建ての商業施設で、最大震度7^{5.8-8)}の地点に位置する。現地での調査により1階と2階の界床裏面及び折板屋根裏面にアスベスト含有吹付けロックウールが確認された^{注2}。アスベストの種類のうちアモサイト（茶石綿）は飛散性が高い^{5.8-9)}が、建築物イで使用されていたアスベスト含有吹付けロックウール中のクリソタイル（白石綿）は相対的に飛散性が高くないアスベストである。それぞれアスベスト含有吹付けロックウール下部に吊り天井を設置する囲い込みの措置が行われていた。

1階天井は、一部の天井板（せっこうボード）において主として設備類の周辺で破損及び落下が見られた（写真5.8.2-70、5.8.2-71）。界床裏面のアスベスト含有吹付けロックウールは全般的には付着しているものの（写真5.8.2-72）、天井内部では落下した綿状物質が部分的に確認された（写真5.8.2-73）。これらの落下の地震との関係は不明である。床上では目視ではアスベスト含有吹付けロックウールの落下は確認できなかったものの、落下していない天井板の上面にアスベスト含有吹付けロックウールが存在している状況から、天井板落下に伴いアスベスト含有吹付けロックウールが床上にも落下した恐れがある。

2階天井は吊り天井が崩落し、床上に天井板（化粧せっこうボード）及び野縁、天井板に敷設されていたグラスウールが落下し（写真5.8.2-74）、さらにその上にアスベスト含有吹付けロックウールが落下していた（写真5.8.2-75）。これらの天井からの落下物の下には2階店舗に設置されていた什器及び商品がある。折板屋根裏には一部にアスベスト含有吹付けロックウールが残存していたが、大部分が落下していた（写真5.8.2-76）。経年により付着力が低下していたと推測されるが、落下の直接の原因が地震によるものか、経年によりはく離し天井内部に落下していたものが地震により天井板とともに落下したものであるかは確認できなかった。

また、2階の外壁材の一部が落下し、1階と2階の界床に施工されたアスベスト含有吹付けロックウールが外部からも視認できる状態となっていた。この部分についてはアスベストの外部空間への飛散が懸念される状況にあるものの、環境省により周辺大気中の総繊維数濃度が確認され、“通常の一般大気環境とほぼ変わらない”ことが報告されている^{5.8-10)}。

^{注2}：吹付けロックウールは2階の落下したアスベストを採取し、JIS A 1481-3に規定された分析方法に基づきアスベスト含有率の分析を行った。狭い範囲において採取を行った試料であったため参考値とする。偏光顕微鏡によりアスベスト繊維（クリソタイル）が確認されていること、管理者による2015年時点での調査でクリソタイル3.6wt%の含有であったという報告が確認されたことから本報告ではアスベスト含有であるとして取り扱う。1階と2階の界床裏面、折板屋根裏面の吹付けロックウールは同一の建材であると仮定し記述している。



写真 5.8.2-70 1階天井板落下箇所



写真 5.8.2-71 1階天井板破損箇所



写真 5.8.2-72 界床裏



写真 5.8.2-73 1階吊り天井内部



写真 5.8.2-74 2階天井崩落状況



写真 5.8.2-75 2階床上落下物



写真 5.8.2-76 折板屋根裏

・建築物口（封じ込め）

建築物口は 1971 年に竣工した鉄筋コンクリート造 2 階建ての商業施設で、最大震度 5 強^{5.8-8)}の地点に位置する。現地での調査により 1 階旧ボイラー室（現在は使用していない、煙突等が撤去されて

いるがボイラーは残地)の天井、壁(写真5.8.2-77)及び階段室内部(1階から塔屋)の階段裏面(写真5.8.2-79)にて吹付けアスベスト^{注3}に封じ込め措置を行った箇所が確認された。いずれも対策箇所近傍に封じ込め措置を実施した旨の掲示(写真5.8.2-78、5.8.2-80)がなされていた。掲示によると、2007年に封じ込め措置がなされている。

外観目視により状態の確認を行ったところ、ひび割れ、浮き、はく離等の異常は見られなかった。

^{注3}: 本調査では建築物口の吹付けアスベストと推定される建材の資料採取及びアスベスト含有率分析は行っていない。封じ込め措置が実施されていることから、封じ込め措置の実施時にアスベスト含有が確認されたと判断し、本報告では吹付けアスベストと表記する。



写真 5.8.2-77 1階旧ボイラー室内壁

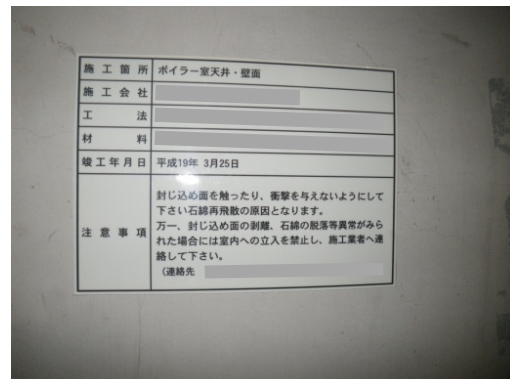


写真 5.8.2-78 1階旧ボイラー室前の掲示



写真 5.8.2-79 階段裏面

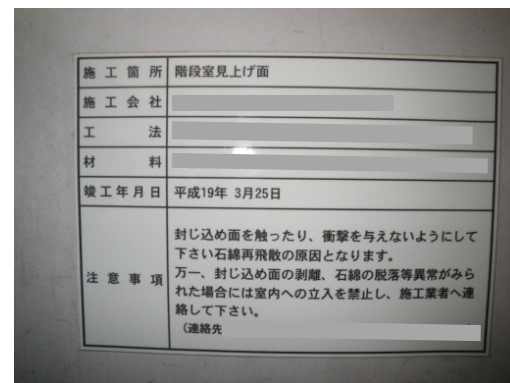


写真 5.8.2-80 階段室内の掲示

・建築物ハ(封じ込め、囲い込み)

建築物ハは1973年に竣工した鉄筋コンクリート造(アリーナ部分を除き2階建て)の運動施設で、最大震度6弱^{5.8-8)}の地点に位置する。現地での調査により2階のギャラリー及び倉庫として使用されている室の天井のRCスラブ裏面及び梁において、吹付けアスベスト^{注4}に封じ込め措置がなされていることが確認された(写真5.8.2-81、5.8.2-82)。管理者の保管する資料からは、封じ込め措置は2006年に施工されたものであることが確認された。また、屋根折板裏に吹付けアスベストが確認された^{注4}(写真5.8.2-84)。屋根折板裏の吹付けアスベストは下部にRCスラブまたは吊り天井があり、これらによって屋内空間からは視認できない状況であった。

ギャラリー天井においては一部で封じ込め状態の吹付けアスベストに欠損がみられるとともに、床上で封じ込め剤及び吹付けアスベストの塊が確認された(写真5.8.2-83)。吹付けアスベスト塊は地震により落下したものであるかは不明だが、地震発生前には利用者の往来していた床上に存置されていたことから、落下後あまり時間が経っていないことが推測され、地震による落下である場合も考え

られる。付近の天井では漏水痕が確認され、吹付けアスベストの下地への付着力が低下していたことが伺われる。2階の倉庫として使用されている2室においては封じ込め措置のなされた天井においてひび割れ、はく離等の異常は確認できなかった。

アリーナについては、屋根折板裏の吹付けアスベストは大規模なはく離は見られなかったものの、吊り天井及びRCスラブ上で落下した吹付けアスベスト塊が確認された（写真5.8.2-85）。この落下の原因が経年劣化、地震のいずれであるかは確認できなかった。アリーナ上部の吊り天井は天井面が最大20cm程度下がっており、天井面の四辺で天井板の割れ、はがれが発生し、壁面との間に隙間が生じていた（写真5.8.2-86）。このため、アリーナ床面で天井裏からの落下とみられる吹付けアスベスト塊が確認された（写真5.8.2-87）。また、アリーナ上部壁面の壁材が落下し、2階ギャラリー天井（RCスラブ）裏の空間が一部開放状態となっていた（写真5.8.2-88）。アリーナ併設のステージ上部の天井は格子状の吊り天井であり、竣工当時は格子部分に市松状に板状材料が張られた状態だったが、2006年の改修工事で空いている箇所を新たに板状材料でふさぐ措置がなされたとのことである。改修工事の際に設置された板状材料は吊り天井の部材と緊結されておらず、4月16日の本震により落下した（写真5.8.2-89）。ステージ床面では板状材料及び多数の吹付けアスベスト塊の落下が確認された（写真5.8.2-90、5.8.2-91）。

管理者によると、2年前に外壁改修が実施され、外壁面の改修、開口部のシールの打ち替えがなされたとのこと、外壁の脱落等は無く、開口部ガラス1枚に割れが見られた（落下無し）のみであり（写真5.8.2-92）、地震に起因する内外空間の遮断が損なわれるような破損は確認できなかった。また、地震後、管理者により屋内外の空気質の測定が実施され、空気中のアスベストは定量下限未満であることが確認されたとのことであった。

注4:吹付けアスベストは折板屋根裏面から落下したと推定されるステージ床上の落綿を試料採取し、JIS A 1481-3に規定された分析方法に基づきアスベスト含有率の分析を行った結果、クロシドライトを26wt%含有することが確認された。折板屋根裏及び2階天井（RCスラブ）裏の吹付けアスベストが同一の建材であると仮定し記述している。



写真 5. 8. 2-81 2階ギャラリー天井(RC スラブ裏)



写真 5. 8. 2-82 2階ギャラリー天井 (RC スラブ裏)



写真 5. 8. 2-83 2階ギャラリー床面落下物



写真 5. 8. 2-84 屋根折板裏



写真 5. 8. 2-85 アリーナ上部吊り天井裏落下物



写真 5. 8. 2-86 アリーナ上部吊り天井裏



写真 5. 8. 2-87 アリーナ床上落下物



写真 5. 8. 2-88 アリーナ壁面破損状況



写真 5. 8. 2-89 ステージ天井板



写真 5. 8. 2-90 ステージ床上落下物



写真 5. 8. 2-91 ステージ床上落下物



写真 5. 8. 2-92 開口部ガラス破損箇所

5.8.3 建築設備の被害

(1) 電気設備の被害

受変電設備に関して、空港旅客ターミナル（1971年竣工：益城町）では、電気室内に複数設置されていた変圧器のうち1基が転倒する被害が発生した。転倒した変圧器では、あと施工アンカーが使用されていた。なお、施設管理者によると、本震の際には、短時間の停電が発生したものの、非常用電源は問題なく作動したとのことであった。行政庁舎（1974年竣工：御船町）では、本震後に漏電のためブレーカーが作動し、4月27日の応急復旧工事までの間、館内の一部で電気が使用できなくなる被害が発生した。また、共同住宅（1996年竣工：熊本市東区）では、7階建ての屋上に設置されている受変電設備において、外装パネルの一部損傷が確認された（写真5.8.3-1）。

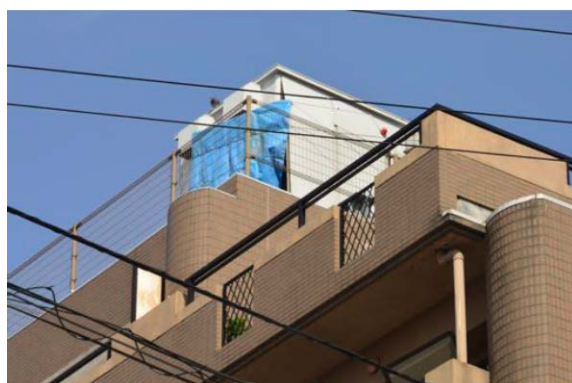


写真5.8.3-1 屋上設置の受変電設備の被害

照明設備に関して、展示場（1998年竣工：益城町）では、ホール天井に設置されている照明器具が脱落し、脱落防止ワイヤーにより宙吊り状態となっており、一部の照明器具カバーが落下する被害が生じた。また、会館（1994年竣工：熊本市中央区）では、ホール天井に設置された照明器具が落下する被害が発生した（写真5.8.3-2、5.8.3-3）。



(a) 展示場ホールの天井



(b) 落下した照明カバー

写真5.8.3-2 展示場での照明設備被害



写真 5.8.3-3 会館での照明設備落下

(2) 給排水・衛生設備の被害

受水槽、高置水槽に関して、FRP 製の水槽の天板が破損する被害が複数確認（写真 5.8.3-4）されたほか、水槽内部のオーバーフロー管の破損（写真 5.8.3-5）や、水槽パネルのフランジ接合部での破損被害（写真 5.8.3-6）が確認された。



(a) 空港旅客ターミナルにおける被害



(b) 病院 A（1979 年竣工：熊本市東区）での被害

写真 5.8.3-4 FRP 製水槽の天板損傷被害



写真 5.8.3-5 病院 A における水槽内部のオーバーフロー管損傷傷

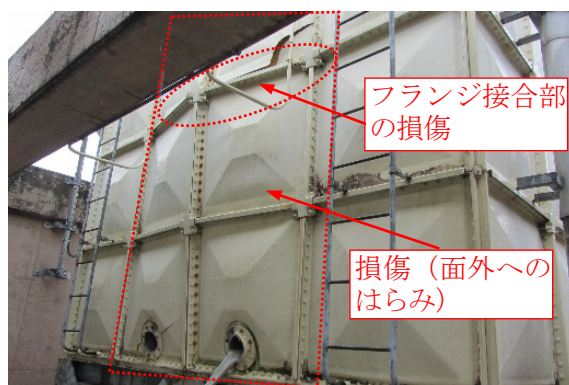
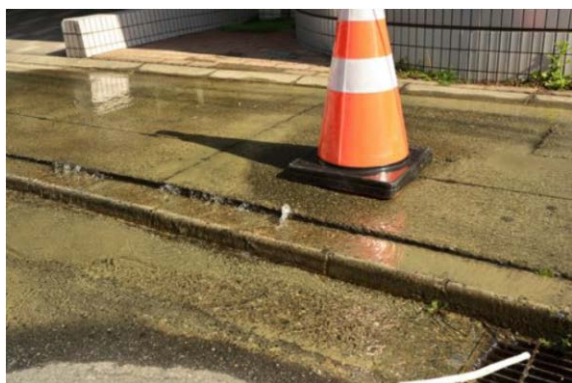


写真 5.8.3-6 劇場（1982 年竣工：熊本市中央区）水槽パネルのフランジ接合部の損傷

また、地下に埋設された給水管が破損し漏水被害が各所で確認された。(写真 5.8.3-7)



(a) 商業施設（熊本市東区）付近での被害



(b) 学校（1979年竣工：熊本市中央区）での破損箇所付近の様子

写真 5.8.3-7 地下埋設の給水管被害

給湯設備に関して、病院 B（1981年竣工：大津町）において、屋上設置の貯湯槽据え付け部のアンカーが損傷（写真 5.8.3-8）したほか、7階機械室内に設置された貯湯槽の基礎が崩れ、給湯配管が外れたことによる漏水が発生した（写真 5.8.3-9、5.8.3-10）。この漏水被害により、下層階に大量のお湯が流れ出し 4月 27日時点において居室が使用不能となる被害が生じた。



写真 5.8.3-8 屋上貯湯槽アンカー接合部の損傷



写真 5.8.3-9 機械室内貯湯槽の基礎部の損傷



写真 5.8.3-10 機械室内貯湯槽の配管の損傷

(3) 空調・換気設備の被害

屋上設置のFRP製冷却塔に関して、本体と冷却水配管との接合部の破断する被害がみられた（写真 5.8.3-11(a)、12(a)）。冷却水配管の置き基礎の移動（写真 5.8.3-11(b)）や、冷却塔基礎部の傾斜（5.8.3-12(b)）により、冷却塔本体と配管の変位に差が生じ、破断部に力が加わったことが原因と考えられる。



(a) 破断箇所の様子



(b) 配管置き基礎の移動

写真 5.8.3-11 病院 A における冷却塔の冷水配管の破断



(a) 破断箇所の様子



(b) 基礎部分から傾斜した冷却塔

写真 5.8.3-12 行政庁舎（1974年竣工：御船町）における冷却塔の冷水配管の破断



(a) 空港旅客ターミナルにおける
アネモスタットの脱落



(b) 美術館（1992年改修/用途変更：熊本市中央区）
における天井落下に伴う吹出し部の落下

写真 5.8.3-13 空調吹出し部の脱落

屋内側の空調吹き出し部に関して、天井設置のアネモスタットの脱落被害や、天井脱落に伴う吹き出し部の落下被害（写真 5.8.3-13）が確認された。

（4）昇降機設備の被害

昇降機設備に関して、空港旅客ターミナルでは、床との接続部が破損したために使用を停止しているエスカレーターが複数確認された。また、エレベーターシャフトと建物とをつなぐ部分で段差が生じたために、使用を停止しているエレベーターがあった（いずれも 4/26 時点での状況）。



写真 5.8.3-14 エスカレーター接続部での被害

また、病院施設 A は、5 基のエレベーターで被害が発生し、使用できない状態となった。建物管理者によると、被害の内訳は、つり合いおもりの脱落が 2 基、綱車のワイヤーの外れが 1 基、機械室内の巻き上げ機の破損が 2 基とのことであった。

（5）防災設備の被害

空港旅客ターミナルでは、待合スペースの天井板が落下しており、これによりスプリンクラー設備が誤作動を起こして、水損被害が発生している。施設管理者によると、このスプリンクラー配管には変位吸収型の継手を使用されていなかったとされる。

天井板の振動に追従できず抜け出たり、ゆがんだりしたスプリンクラーヘッドや煙感知器は各所で確認された（写真 5.8.3-15、写真 5.8.3-16）。



(a) 病院Aでの被害例



(b) 病院Bでの被害例

写真 5.8.3-15 スプリンクラーヘッドの抜け



写真 5.8.3-16 病院Bにおける煙感知器の歪み

屋上に設置された避雷針の支持部が破損し、転倒している例が見られた (写真 5.8.3-17)。



写真 5.8.3-17 病院Aにおける支持部の破損により転倒した避雷針

なお、ここに挙げた防災設備は、被害の発生状況が目視により確認しやすいものに限定されている。このため、例えば、自動火災報知設備、屋内消火栓設備、機械排煙設備などの防災設備は、被害発生の確認ができていないものもあるものと考えられる。

5.8.4 まとめ

非構造部材・設備の被害について、以下、それぞれまとめる。

(1) 非構造部材の被害について

非構造部材の被害について、部位毎に被害状況についてまとめる。

吊り天井に関しては、特定天井に該当する被害を6棟6室で確認したが、いずれも特定天井に関する技術基準制定以前のものであり、野縁等を用いたいわゆる在来工法によるものが多く、また、単位面積重量の大きなラスモルタル天井の被害も見られた。特定天井以外で被害のあった天井は、いわゆる在来工法による天井やシステム天井も見られ、一般的な室や廊下以外だけでなく、特定天井の要件に対して、天井高さはあるが面積が基準値に満たないもの、面積はあるが全体的に天井高さが基準値に満たないもの、面積はあるが天井高さが部分的に基準値に満たないもの、などが見られた。

ガラス開口部に関しては、サッシ窓では以前から被害が確認されている硬化性パテどめのガラス窓だけでなく、弾性シーリングのガラス窓についても、はめころし窓のガラス破損、引違い窓のガラス破損や障子脱落、窓サッシの損傷・外れ、など、様々な形態の被害が確認された。また、全面ガラスの開口部では、以前から地震被害が確認されている店舗前面に用いられる大判ガラスの損傷や、過去の地震や今回の地震で被害報告があまり見られない板ガラスを点支持する構法のガラスの損傷・脱落が確認された。

内装に関しては、比較的高所の仕上材の損傷・脱落、ブロックを用いた壁の損傷・傾斜、鉄骨屋根支承部のコンクリートの損傷・脱落、自立したコンクリート壁の傾斜・転倒などが確認された。

外装に関しては、比較的古い鉄骨造に用いられた湿式工法や乾式構法の外壁の被害や、鉄筋コンクリート造建築物の下地コンクリートの損傷に伴う外壁タイルの損傷・脱落、横づかいしたALCパネル外壁での壁の傾斜や天井面レベルでのパネルの脱落、PCパネルの損傷、などが確認された。

吹付けアスベスト等に関しては、封じ込め、囲い込み措置のなされた建築物を対象に調査を行った。封じ込め措置のなされた2棟のうち1棟においてははく離、落下がみられたが地震との関係は不明である。はく離、落下がみられた棟における空気質測定の結果からは、アスベスト繊維の飛散は確認できなかった。囲い込み措置のなされた2棟は、いずれも屋根折板裏に吹付けアスベスト等が施工され、その下部に吊り天井（一部RCスラブ）が設置された事例であり、吊り天井の破損または落下により、囲い込まれた吹付けアスベスト等が露出した状態となっていた。なお、破損、落下がみられた棟の外部空間における空気室測定の結果として、通常的一般大気環境と変わらないとの報告がなされたことを確認した。

防火戸等に関しては、防火戸の脱落や開閉障害、防火シャッターの動作障害、共同住宅の鋼製玄関扉の隣接する非構造壁の損傷に伴う開閉障害、防煙垂れ壁の脱落、防火区画を形成すると見られる階段室の壁の内装材の脱落、隣接する配管の接触による耐火被覆の脱落、空調ダクト内の防火ダンパーの自動閉鎖、などが確認された。

(2) 建築設備の被害について

建築設備の被害に関して、熊本市とその近隣にある11の建築物について調査を行った。以下に、設備ごとの被害状況をまとめる。

電気設備に関しては、受変電設備における変圧器の転倒被害（旧耐震の建築物）や外装パネルの損傷被害（新耐震の建築物）が確認された。また照明設備の脱落被害が各所で確認された（旧耐震・新耐震の建築物）。

給排水・衛生設備については、FRP 製の水槽の天板パネルの損傷（旧耐震の建築物）や、側壁パネルのフランジ接合部での損傷（新耐震の建築物）、地中埋設された給水管の破損が確認された。給湯設備においては、機器据え付け部の損傷により給湯配管が外れ、下層階にまでおよんだ漏水被害が確認された（旧耐震の建築物）。

空調・換気設備については、屋上設置の冷却塔において、冷却塔本体と配管との接合部で破断し、漏水する被害が確認された（旧耐震の建築物）。また、天井設置の空調吹き出し口の脱落が複数確認された（旧耐震・新耐震の建築物）。

昇降機設備に関しては、エスカレーターと床との接合部における損傷や、エレベーターでのつり合いおもりの脱落等の被害が確認された（旧耐震の建築物）。

防災設備に関しては、スプリンクラーヘッドや煙感知器が天井の変異に追従できず、抜け出たり、ゆがんだりする被害が各所で確認された（旧耐震・新耐震の建築物）。

参考文献

- 5.8-1) 平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第 2 次調査報告（速報）（木造住宅及び鉄筋コンクリート造等建築物を中心とした調査）、国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所、平成 28 年 5 月
- 5.8-2) 平成 28 年（2016 年）熊本地震による建築物等被害第 3 次調査報告（速報）（鉄骨造建築物並びに非構造部材及び設備を中心とした調査）、国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所、平成 28 年 5 月
- 5.8-3) 平成 28 年（2016 年）熊本地震による建築物等被害第 5 次調査報告（速報）（火災被害ならびに建築設備被害に関する調査）、国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所、平成 28 年 5 月
- 5.8-4) 平成 28 年（2016 年）熊本地震による建築物等被害第 11 次調査報告（ホール等の特定天井を中心とした非構造部材の被害調査速報）、国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所、平成 28 年 5 月
- 5.8-5) 平成 28 年（2016 年）熊本地震による建築物等被害第 13 次調査報告（学校体育館の被害調査速報）、平成 28 年 8 月
- 5.8-6) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針（鉄筋コンクリート造編）、1991
- 5.8-7) 改訂 既存建築物の吹付けアスベスト粉じん飛散防止処理技術指針・同解説 2006、2006 年 9 月、(財)日本建築センター
- 5.8-8) 気象庁：震度データベース検索（URL：<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/>）による 2016 年 4 月 20 日の最大震度
- 5.8-9) 平成 21 年度建築基準整備促進補助金事業「保温材、断熱材、スレート等のアスベスト含有建材の劣化等に伴う飛散性に関する調査」報告書、平成 22 年 3 月、清水建設(株)、榑大林組、鹿島建設(株)、大成建設(株)、榑竹中工務店、(財)日本建築センター
- 5.8-10) 平成 28 年熊本地震の被災地におけるアスベスト大気濃度調査の結果について、平成 28 年 7 月 29 日、環境省、URL：<http://www.env.go.jp/press/102806.html>