

3. 被害状況・被害要因等の分析

3.1 調査方針

5 本報告の第2章「地震及び地震動の特徴」を踏まえ、本委員会として以下のような考えに基づき被害調査と要因分析を行った。

- 10 ・ 益城町及びその周辺地域においては、加速度記録に基づく応答スペクトル等が建築基準法で設計の際に用いるレベルを上回っている部分があるなど、極めて大きな地震動が作用し、その影響により、多数かつ甚大な建築物被害が生じた。そこで、被害調査と分析にあたっては、益城町及びその周辺地域に着目して検討を進めることとした。
- 15 ・ ただし、益城町及びその周辺地域には規模の大きな鉄骨造や鉄筋コンクリート造・鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物はそれほど多くはない。そこでこれらの構造については、震度6弱や6強など一定の強さの地震動を受けた熊本市内などの地域における調査結果も対象として被害要因の分析を行った。このとき被害の程度についても、倒壊・崩壊に近い被害を生じたものとして、被災度区分判定における大破にまで対象を広げて検討を行うこととした。なお、大破には靱性に期待した設計の結果そうなるものがあるが、本調査ではこのような設計の意図通りの被害は対象とせず、設計の想定とは異なる破壊形式等により大破となった事例のみを検討対象とした。
- 20 ・ 今回の熊本地震の特徴として、2回の最大震度7となる地震を含め、被災地域に繰り返し大きな地震動が作用した点が指摘されているが、建築基準法令の構造計算が、これまでの地震被害において余震を含めた複数回の地震動の作用を経験しているという実態を踏まえつつ、極めて稀に生ずるものとして規定された一の地震動又は地震力を用いて構造安全性の確認を行っていることから、それぞれの地震による被害を分離しての検討ではなく、ある一定の期間
- 25 間（被害調査時点まで）に発生した全体の地震を対象にその結果としての被害状況について、被害要因等の分析を行うこととした。

30 なお、本章で報告された内容を踏まえ、今回の熊本地震における建築物の地震被害について、委員会終了時点での「総括」を第4章としてまとめている。ここでは、今後必要となる検討項目についても示した。

3.2 益城町中心部における悉皆調査

3.2.1 調査の概要と方法

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^{3.2-1)}は9月8日時点のデータを元にしており、建築学会において現在精査中であり、ここに示す数値は暫定的なものである。

10

3.2.2 調査結果

(1) 被害分布

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）の建築物の 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。建築学会悉皆調査にて判断されている Damage Grade^{3.2-2), 3.2-3)}を参考に、表 3.2-1 の通り、建築物の被害レベルを設定した。

20

表 3.2-1 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

25

図 3.2-1、図 3.2-2 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 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。

30

図 3.2-3、図 3.2-4 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 2.3-1 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

40

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 3.2-5、図 3.2-6 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。

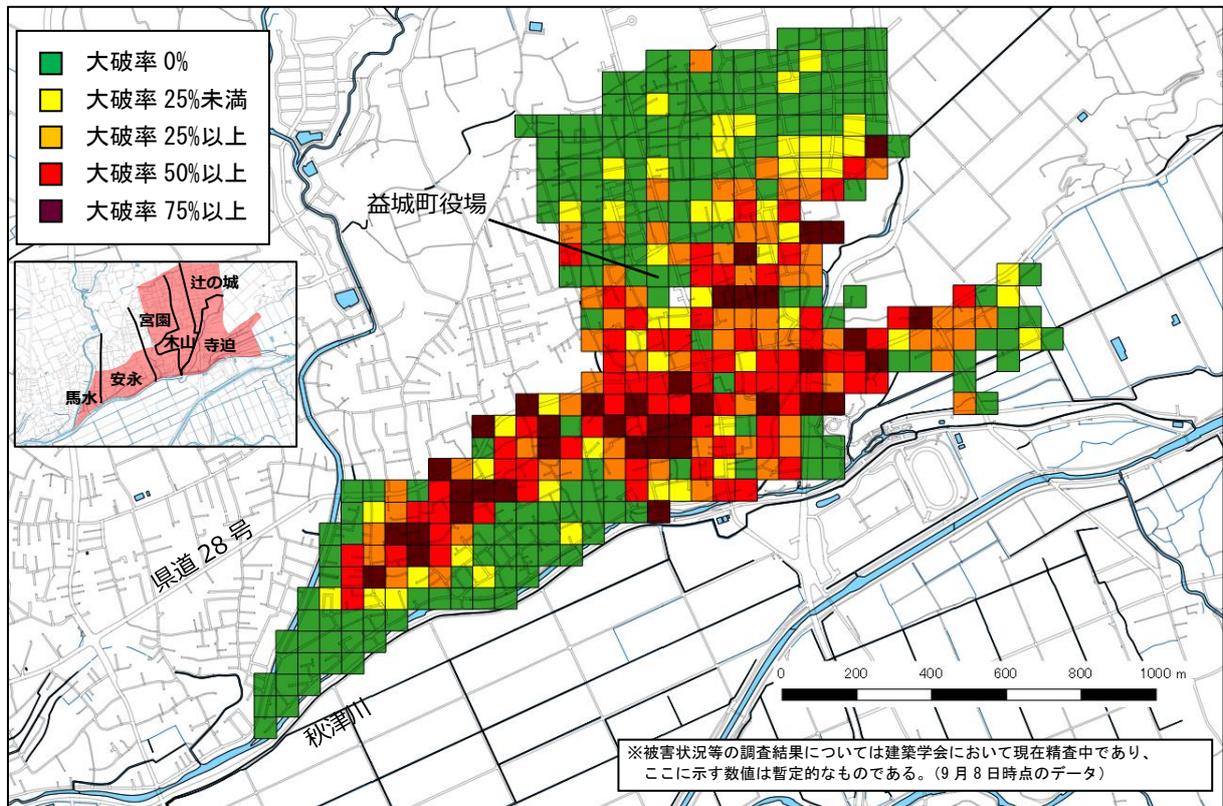


図 3.2-1 悉皆調査結果による大破率の分布 (国土地理院地図を編集)

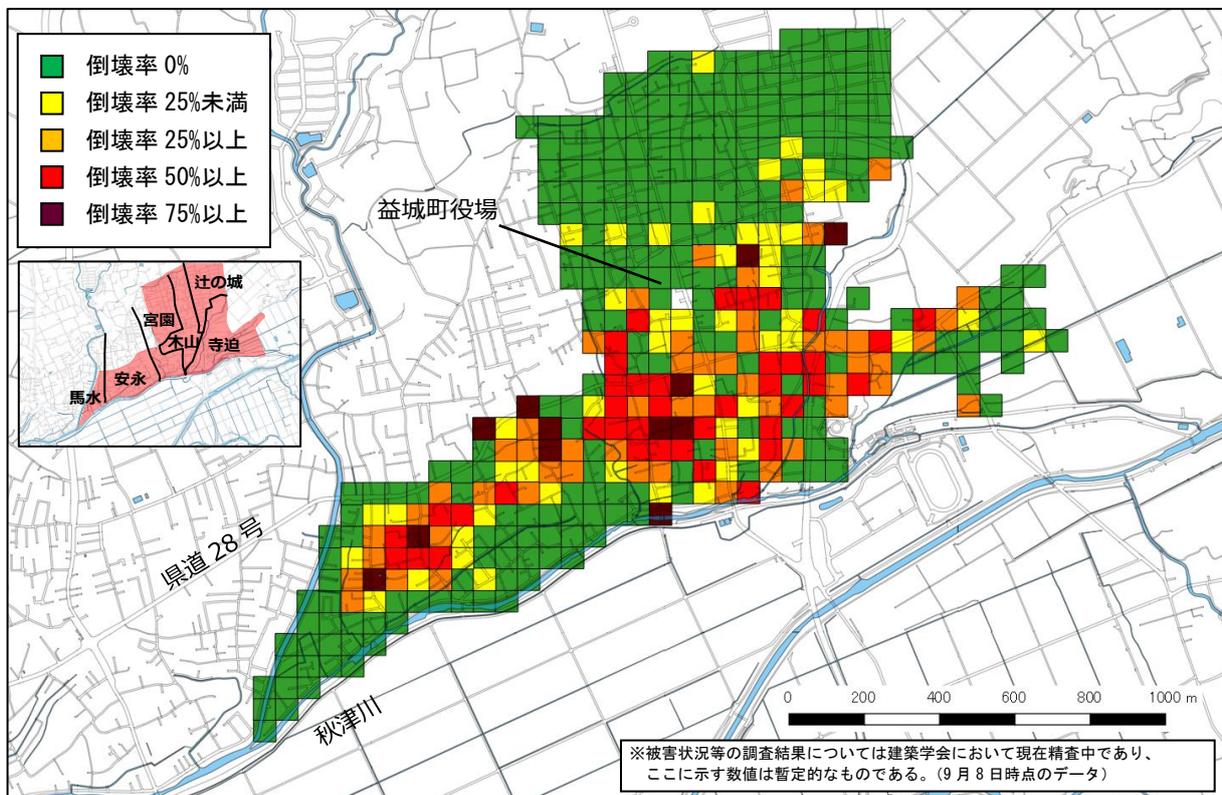


図 3.2-2 悉皆調査結果による倒壊率の分布 (国土地理院地図を編集)

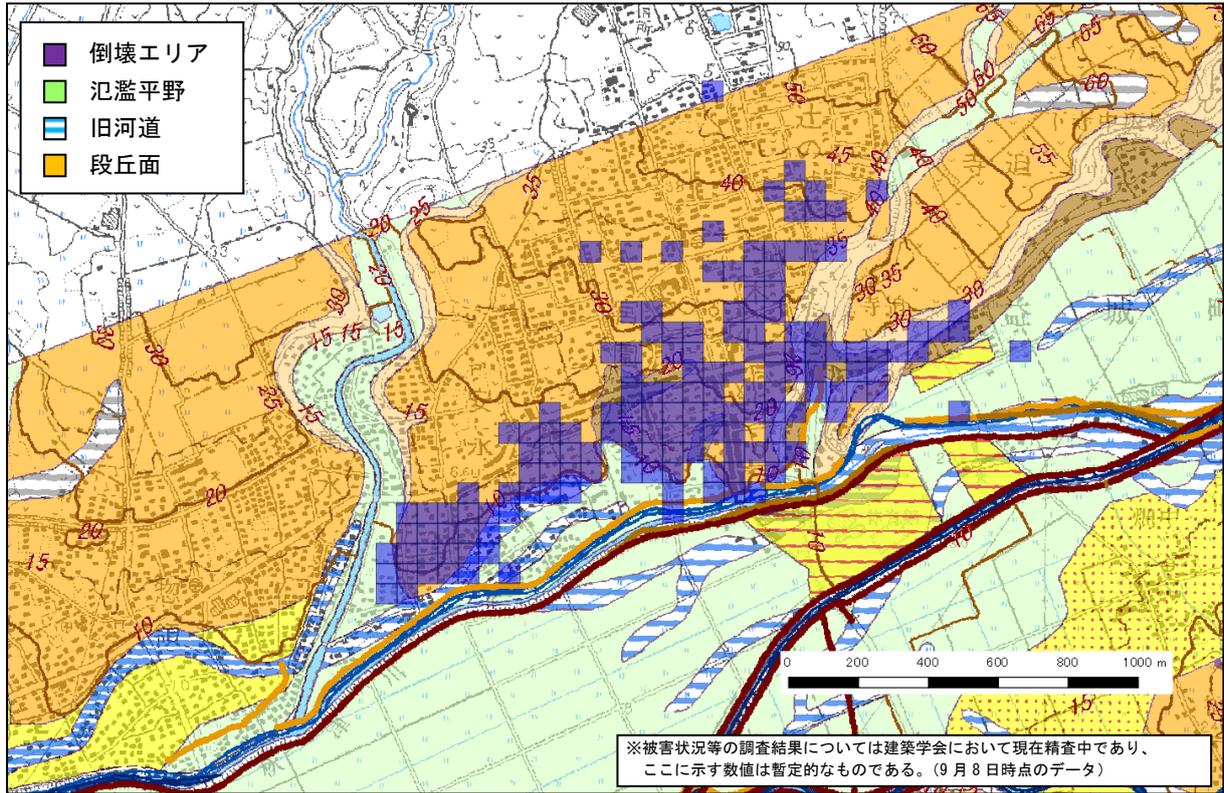


図 3.2-3 治水地形分類図（国土地理院）と倒壊建物が存在するエリア

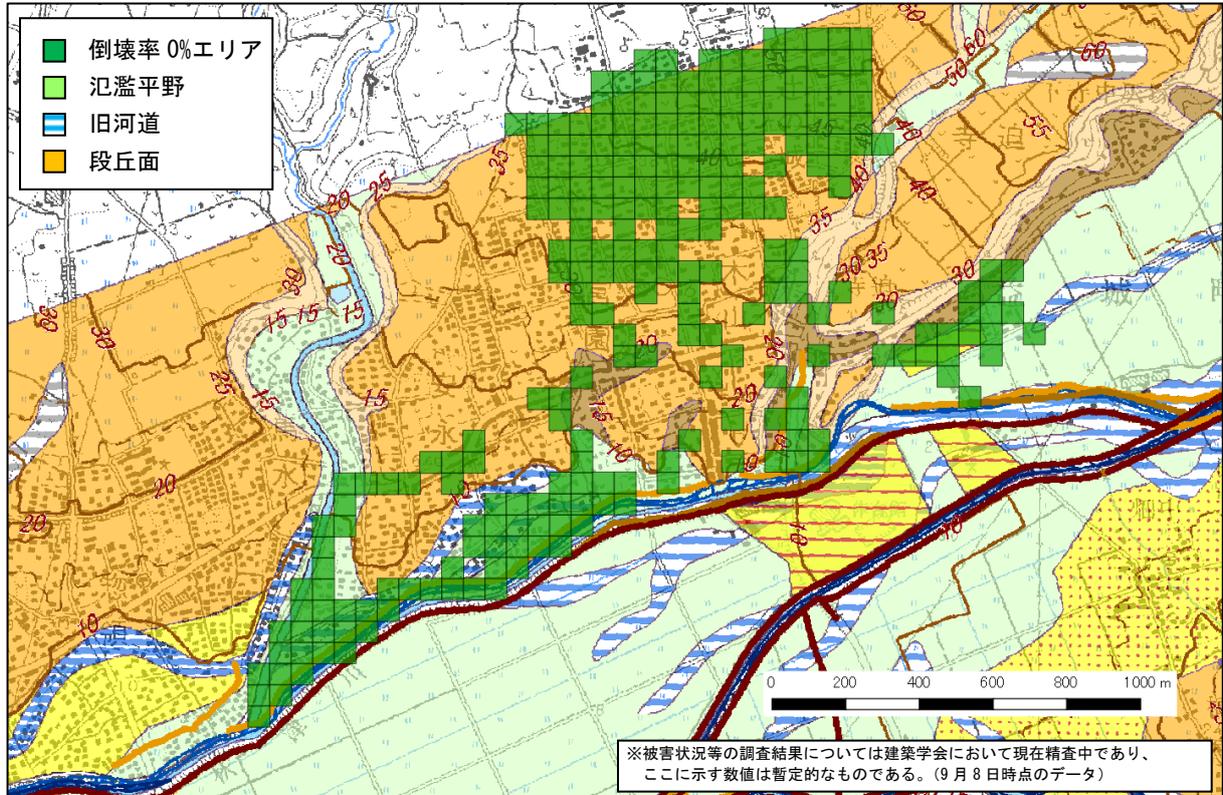


図 3.2-4 治水地形分類図（国土地理院）と倒壊率 0%のエリア

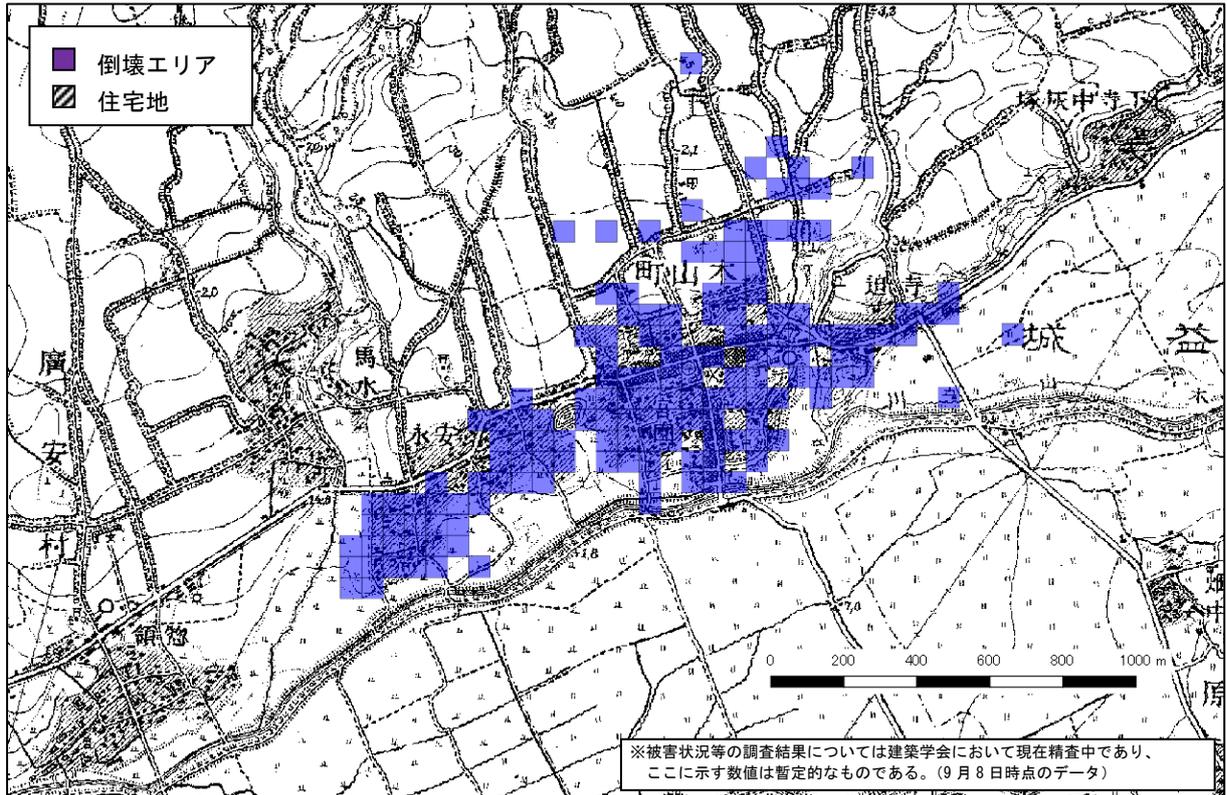


図 3.2-5 1926 年の地形図（国土地理院）と倒壊建物が存在するエリア

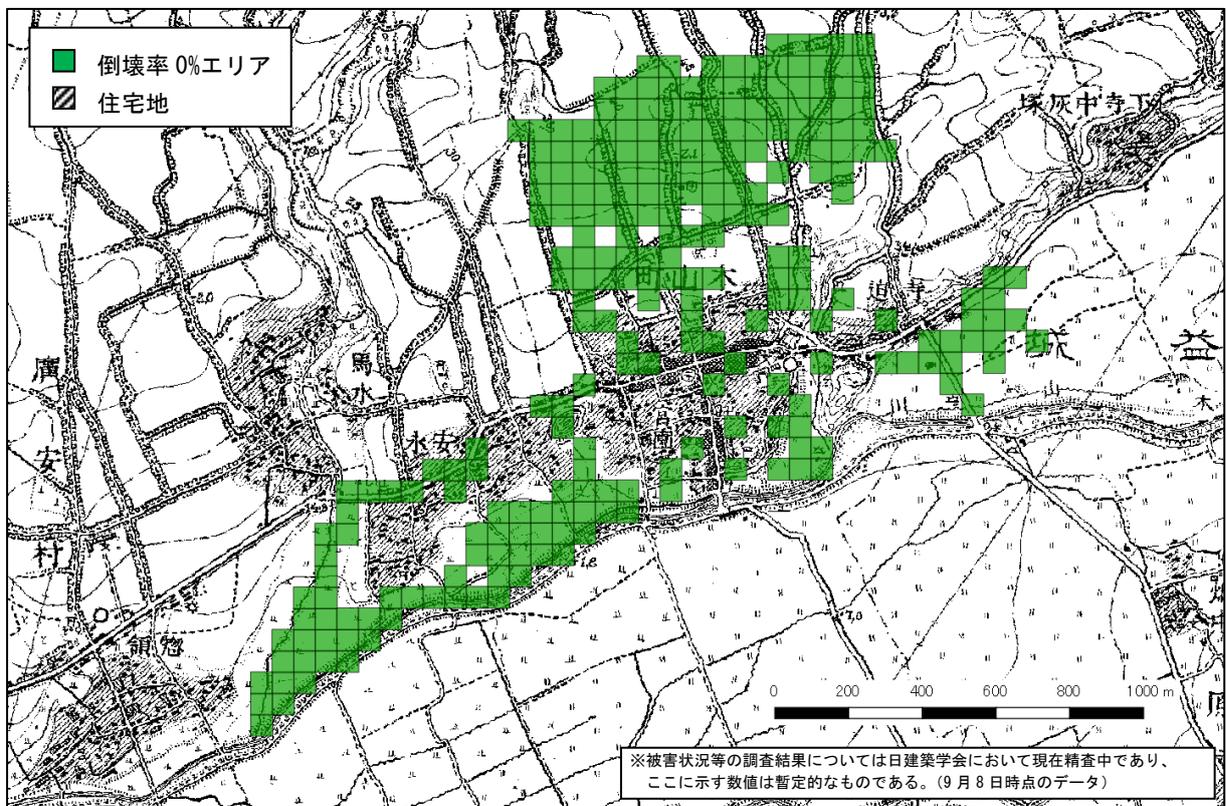


図 3.2-6 1926 年の地形図（国土地理院）と倒壊率 0%のエリア

(2) 年代・構造別の被害の概要

建築学会九州支部熊本地震災害調査委員会、及び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住宅局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 3.2-2 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 3.2-7 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 3.2-8 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。図 3.2-5 の 1926 年の宅地と旧耐震の建築物のエリアについても同様に北東と南西端を除き明確な関連性は見られなかった。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 3.2-9 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 3.2-10 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 3.2-11 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。

30

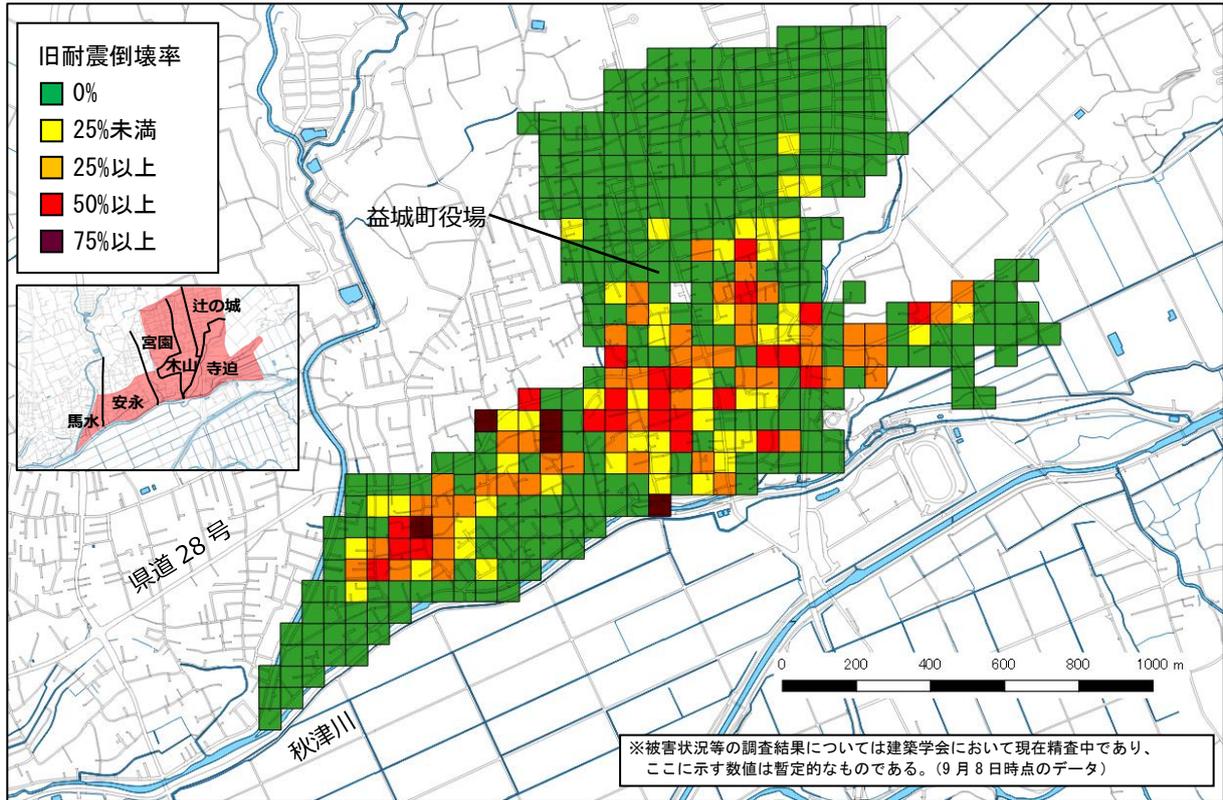


図 3. 2-9 1981 年 5 月以前建築（旧耐震）の建築物の倒壊率の分布（国土地理院地図を編集）

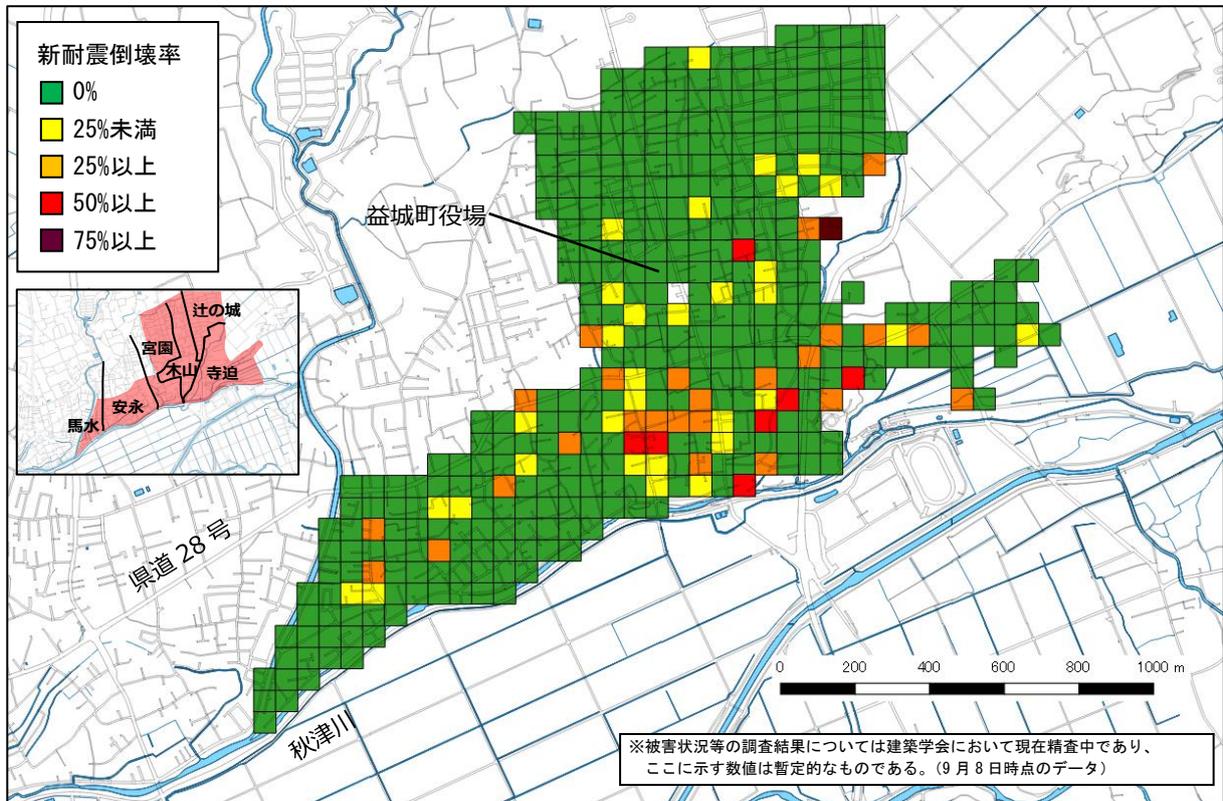


図 3. 2-10 1981 年 6 月以降建築（新耐震）の建築物の倒壊率の分布（国土地理院地図を編集）

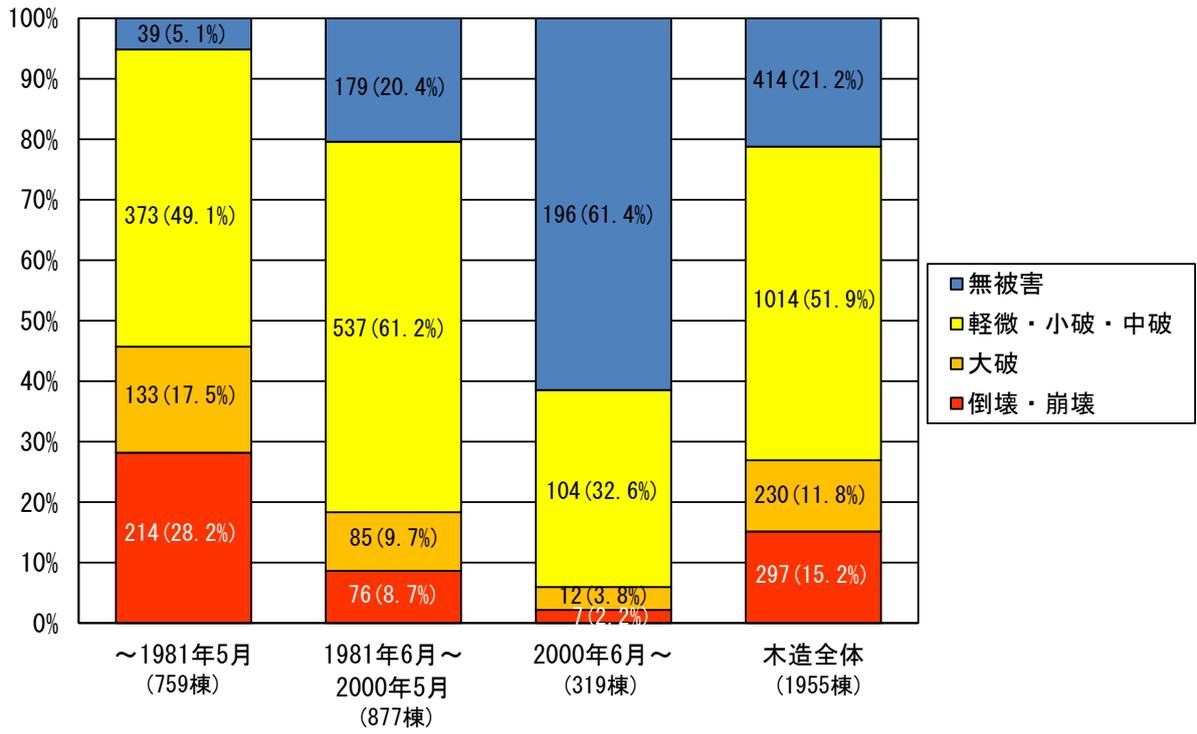


図 3.2-11 木造の建築時期別の被害状況

表 3.2-2 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%)

3.2.3 まとめ

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 2,34 棟について集計が行われている。最終的な内訳は、木造 1,955 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 (3.2 節)

- 3.2-1) 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
- 3.2-2) 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
- 3.2-3) 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

20

3.3 木造建築物の被害の特徴と要因

3.3.1 調査の概要・範囲等

本委員会では、主として次の調査を対象に検討を行った。

5 (1) 建研・国総研の調査の概要

これまで、国総研・建研では、複数回の現地調査を実施している^{3.3-1~3.3-3}。調査の中心となっているのは、多数の木造建築物が倒壊・崩壊等の被害を受けた地域として、震度7を観測した益城町、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。

(2) 他の団体・研究機関の調査の概要

10 建築学会等で行われている調査もほぼ同様の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熊本市内、阿蘇市等での文化財の被害の報告がある。

②熊本市内、嘉島町周辺で倒壊・大破の木造住宅が数棟確認されているが、国総研・建研が調査を行った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
15 が多かった。

3.3.2 被害調査の結果及び要因の分析

(1) 益城町中心部の被害の概要

益城町で実施された建築学会の悉皆調査区域においては、倉庫・神社等を除くと1955棟の木造
20 が対象となっており、国総研・建研で詳細調査を実施した木造の約240棟中、上記の区域に存在するものは170棟程度であった。木造建築物については、(大破以下の被害を含めると膨大になることから)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。

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、建築学会による悉皆調査(以下、悉皆調査)の結果^{3.2-4}、応急危険度判定の結果、建築
25 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3.3.3に分析結果を報告する。なお、以下の文章では1981年6月の建築基準法改正以前の建築確認の木造を「旧耐震」、1981年6月の建築基準法改正以降の建築確認の木造を「新耐震」、2000年6月の建築基準法改正以降の建築確認の木造を「2000年以降」と呼ぶ。

30 ①益城町役場周辺、県道28号沿い、県道から南側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3.3-1)

③旧耐震の木造住宅、店舗併用の2階建て木造住宅の倒壊が多数確認された。

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

④新耐震の木造の倒壊(ここでは大破を除く)が102棟^{*1}確認された。筋かい端部が釘打ち程度
35 の軽微な接合方法であったものが多く確認された(写真3.3-2~3.3-3)。

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

⑤2000年以降の木造の倒壊が7棟^{*1}確認された。(写真3.3-4~3.3-7)

(悉皆調査エリアでは2000年以降の木造は319棟あり、そのうち7棟(2.2%)が倒壊、196棟(61.4%)
40 が無被害、12棟(3.8%)が大破^{*1})

(※1) 悉皆調査結果の9月8日の整理時点でのデータ

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。

5



写真 3.3-1 4/15 時点では壁が外れただけの家屋（左）が本震で倒壊（右）した例



写真 3.3-2 倒壊した木造住宅

写真 3.3-3 写真 3.3-2 の住宅の柱頭部



写真 3.3-4 倒壊した木造住宅

写真 3.3-5 写真 3.3-4 の建物の写真筋かい端部、柱脚接合部

10



写真 3.3-6 倒壊した木造住宅



写真 3.3-7 写真 3.3-6 の建物の写真筋かい端部、柱脚接合部

(2) 西原村の被害の概要

- 5
- ①畑、風当、古閑、大切畑、布田地区が木造住宅の被害が多かった。
 - ②築年数が概ね 40 年超と推測される木造住宅の倒壊が多く確認された（写真 3.3-8～3.3-9）。
 - ③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（写真 3.3-10～3.3-11）。



写真 3.3-8 倒壊した木造住宅



写真 3.3-9 倒壊した木造住宅



写真 3.3-10 崩壊した擁壁



写真 3.3-11 崩壊した擁壁

(3) 南阿蘇村の被害の概要

- 15
- ①河陽黒川地区（大字：河陽、字：黒川、以下黒川地区）に木造住宅の被害が集中していた。
 - ②黒川地区では 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。
 - ③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 3.3-12～3.3-15）。
 - ④木造アパートの他、築年数が概ね 40 年超と推定される木造住宅の倒壊が多数確認された。

⑤年代ごとの航空写真の分析により、新耐震と推測される木造住宅の倒壊が数棟確認された。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 3.3-16～3.3-17）。

5



写真 3.3-12 倒壊した木造アパート

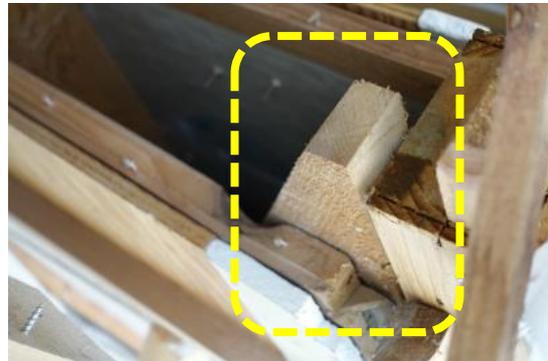


写真 3.3-13 筋かい端部（釘打ちによる接合）



写真 3.3-14 倒壊した木造アパート



写真 3.3-15 写真 3.3-14 のアパートの柱脚部
（柱脚、筋かい端部は釘打ちのみ）

10



写真 3.3-16 倒壊した木造住宅

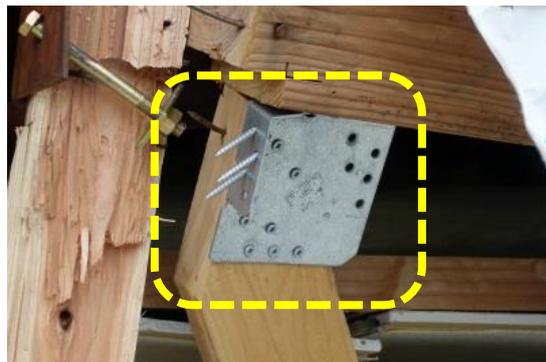


写真 3.3-17 写真 3.3-16 の住宅の柱頭部

3.3.3 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) 益城町中心部における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分析

国総研・建研では、益城町中心部における現地調査を実施し、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。分析対象には悉皆調査の調査エリアの木造住宅83棟の他、悉皆調査エリア外の木造住宅19棟を含んでいる。被害要因には柱脚・柱頭接合部の金物の有無のほか、隣の建物の衝突、地盤変状の影響など、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、下記のこと明らかとなった。

- 5
 - 10
 - 15
 - 20
 - 25
 - 30
- ・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(釘打ち程度の接合仕様、金物は施工されているが釘の径・長さが不足等)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(釘の径・長さが不足している等の不十分な接合仕様を含む)を確認したものが29棟(30.2%)、2000年改正以降の接合部仕様(引き寄せ金物が施工されている等)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%、2000年以降3棟)は2000年改正以降の接合部仕様を満たしていない可能性が考えられる。なお、接合部仕様を確認できなかった6棟は、すべて悉皆調査エリア内だった。
 - ・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と考えられる要因として、地盤変状2棟、隣棟の衝突2棟(悉皆調査エリア内1棟)、生物劣化(蟻害)3棟(悉皆調査エリア内2棟)等がみられた。
 - ・2000年以降で倒壊した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^{3.3-5)}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棟全てにおいて接合部仕様が不十分であったこと、隣接した旧耐震の建物の衝突があったこと等を確認した。

表 3.3-1(a) 筋かい端部接合部の仕様を確認した68棟の状況

状況	建築年	悉皆調査エリア内	全エリア
接合部仕様が不十分	1981年6月～ 2000年5月	32棟	48棟
	2000年6月～	2棟	2棟

表 3.3-1 (b) 柱脚柱頭接合部の仕様を確認した 95 棟の状況

状況	建築年	悉皆調査エリア内	全エリア
接合金物の施工 を確認	1981年6月～ 2000年5月	22棟	25棟
	2000年6月～	4棟	4棟
2000年改正以降 の接合部仕様	1981年6月～ 2000年5月	0棟	0棟
	2000年6月～	4棟	4棟

(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年以降の木造住宅 323 棟のうち 7 棟（約 2.2%）の倒壊が確認された。

- 5 倒壊の原因究明を目的として入手した図面等を用いた分析を行った。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、品確法性能評価基準における壁量計算^{3.3-6)}、を行った。また、3 棟の被害状況を再現することを目的として、実態の耐震性能を再現した解析モデルと、近隣で観測された地震波
- 10 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 3.3-2 に示した。

表 3.3-2 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

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、品確法性能評価基準の等級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3.3-3に分析対象4棟の地震力に対する令46条の壁量計算と、評価方法基準の壁量余裕率を示し、図3.3-1に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。

10

表 3.3-3 分析対象の木造住宅の壁量余裕率（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

15

20

25

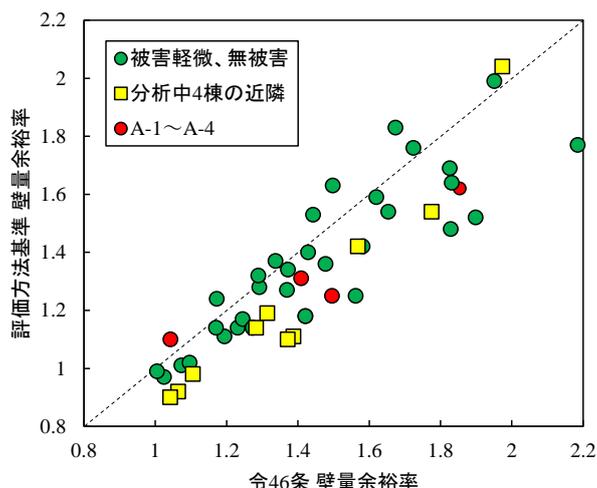


図 3.3-1 壁量余裕率（地震力）の比較

30

②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

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、実際の建物の耐震性能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。解析モデルを図3.3-2に示した。

35

40

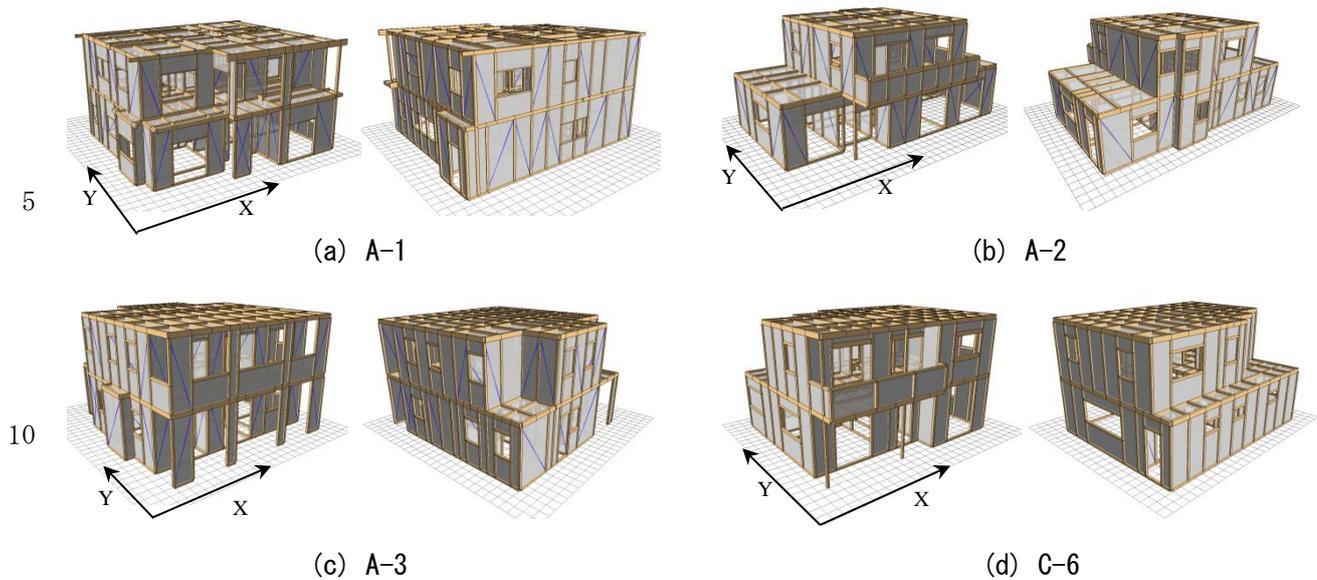


図 3.3-2 解析モデルの概要

15

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)」^{3.3-7)}を用いた。本プログラムを用いた応答解析は実大の木造住宅の振動台実験との比較により、計算結果の精度・妥当性の確認が行われている^{3.3-8)}。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^{3.3-8~3.3-9)}。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。

20

通常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うが、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^{3.3-10)}。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。

25

- 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。

30

限界耐力計算の入力波として用いた波形は2016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^{3.3-11)}(KiK-net 益城: コード KMMH16)で観測された波形である。以降、KiK-net 益城における前震の際の記録を「KiK-net 益城 0414 (前震)」、本震の際の記録を順に「KiK-net 益城 0416 (本震)」と呼ぶ。

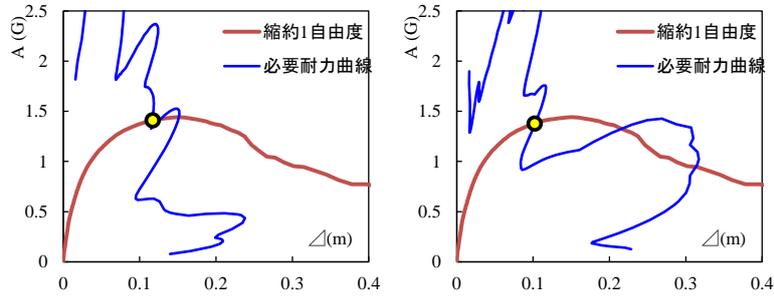
35

A-1、A-2、A-3が倒壊した方向の入力地震波のEW方向の5%の応答スペクトルを元にして、解析モデルのプッシュオーバー解析により得られた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^{3.3-12)}、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、Gs等は全て1.0とした。図3.3-2~図3.3-5に必要耐力曲線と等価1自由度のA-△の関係を示し、表3.3-4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

40

の本震ではその 2/3 程度である 1/44rad と小さめの層間変形となった。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。

5



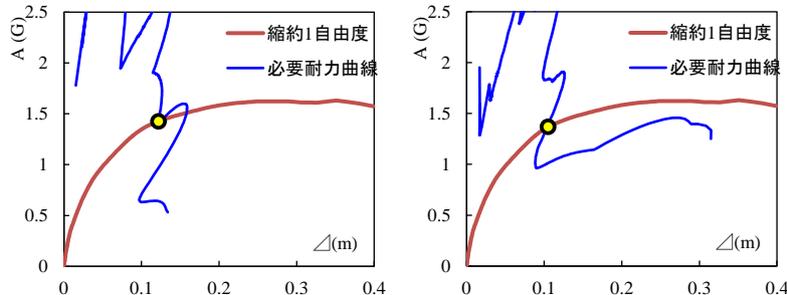
10

(a) KiK-net 益城 0414 EW

(b) KiK-net 益城 0416 EW

図 3.3-2 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-1 の A-Δ関係

15



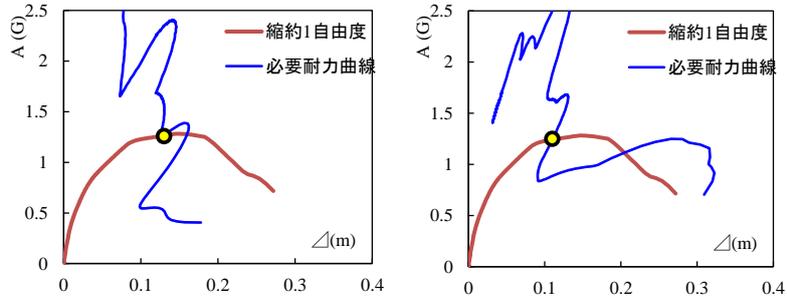
20

(a) KiK-net 益城 0414 EW

(b) KiK-net 益城 0416 EW

図 3.3-3 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-2 の A-Δ関係

25



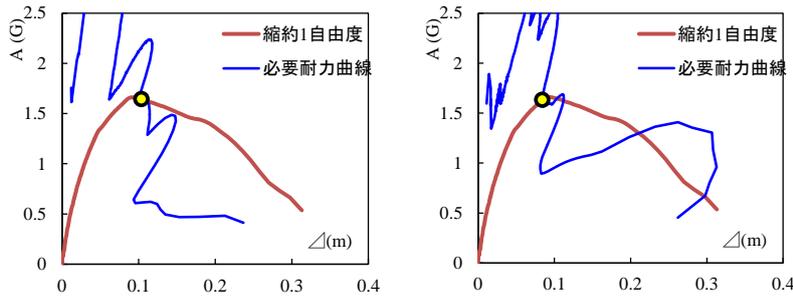
30

(a) KiK-net 益城 0414 EW

(b) KiK-net 益城 0416 EW

図 3.3-4 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

35



40

(a) KiK-net 益城 0414 EW

(b) KiK-net 益城 0416 EW

図 3.3-5 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 3.3-4 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

3.3.4 まとめ

国総研・建研の現地調査は、多数の木造建築物が倒壊・崩壊等の被害を受けた地域として、主に益城町、西原村及び南阿蘇村で行った。悉皆調査による集計、構造計算等による分析を行った結果を以下にまとめる。

○益城町中心部における悉皆調査によれば、1981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28.2%）。また、新耐震基準導入以降については、2000年の接合部等の基準の明確化以降の木造住宅の被害率が、それ以前（昭和56年基準）の被害率と比較して小さい（2000年以前の倒壊率：約8.7%、2000年以降の倒壊率：約2.2%）。

○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もの（96棟）で昭和56年基準の木造住宅（89棟）の全てについて、2000年に明確化された接合部仕様を満たしていないことを確認した。また、接合部仕様以外の被害を大きくしたと考えられる要因として、地盤変状2棟、隣棟の衝突2棟、蟻害3棟等がみられた。

○悉皆調査エリアでは、2000年以降の木造住宅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。

- ・ 7棟のうち3棟については、接合部仕様が不十分であることを確認した。1棟については敷地の崩壊、基礎の傾斜等が確認され、地盤変状が被害要因の一つであると考えられる。
- ・ 残り3棟については、図面等に基づく調査からは明確な被害要因が確認できなかった。震源や地盤の特性に起因して局所的に大きな地震動が作用した可能性が考えられる。
- ・ 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。

○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

には旧耐震の木造住宅が 30 棟あり、2000 年以降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、隣接建物の倒壊等を確認した。

- 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。耐震等級 3 のものについて大きな損傷が見られず大部分が無被害であったのは、壁量が多く確保されていることなど、より高い耐震性を確保したことによるものと考えられる。
- 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・崩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 棟の倒壊が確認された。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。
- 熊本市内、嘉島町周辺で倒壊・大破の木造住宅が数棟確認された。築年数が概ね 40 年超えの旧耐震基準と推定される木造住宅の被害が多かった。

参考文献（3.3 節）

- 3.3-1) 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
- 3.3-2) 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>
- 3.3-3) 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>
- 3.2-4) 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
- 3.3-5) 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
- 3.3-6) 評価方法基準（平成 13 年国土交通省告示第 1347 号）
- 3.3-7) 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>
- 3.3-8) 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/>
- 3.3-9) 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)
- 3.3-10) 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

- 3.3-11) 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/>
- 3.3-12) 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

3.4 鉄骨造建築物の被害の特徴と要因

3.4.1 調査の概要・範囲等

鉄骨造建築物については、国総研・建研が実施した、(1)益城町での小規模鉄骨造建築物、(2) 5 体育館、(3) その他の鉄骨造建築物、に関する被害調査があり、これを被害要因分析の主な検討対象とした。また、文科省や建築学会などの調査内容についても情報収集して参考にした。

国総研・建研が実施した益城町での小規模な鉄骨造建築物の調査は、低層の鉄骨造建築物の倒壊や大破の被害があるとして情報が得られた益城町の一部の区域において調査が行われた。この調査は、県道 28 号沿線を中心として、被害の大小に関わらず、鉄骨造建築物 96 棟を対象に実施 10 したものである。また、益城町では建築学会の悉皆調査が実施されており、国総研・建研の調査の対象となった建築物の多くは、建築学会の悉皆調査の対象となっている。

工場、倉庫、体育館などの鉄骨造大空間構造を代表するものとして、国総研・建研では、体育館の調査を行った。この調査は、熊本県と熊本市からのヒアリング情報に基づいて、体育館の中では比較的被害が大きいと考えられる 15 棟を選定して調査が行われた。これらは大半が熊本市内の体育館である。一方、文科省から委託された建築学会の体育館調査は、熊本県内を中心として 15 大分県でも行われており、その調査結果の情報も収集した。

これらの調査以外に、熊本市内や西原村等で、比較的規模の大きな建築物数棟程度について、外観からの調査が行われた。

3.4.2 被害調査の結果及び要因の分析

3.4.2.1 益城町における小規模鉄骨造建築物の調査と被害の特徴（分類）、要因

(1) 建築学会の益城町における悉皆調査

益城町で実施された建築学会の悉皆調査区域においては 276 棟の鉄骨造が対象となっており、この建築学会の悉皆調査区域の鉄骨造建築物における、年代ごとの倒壊・崩壊または大破と分類 25 された建築物の被害率は、表 3.4-1 に示すように 1981 以前が約 16%、1981～2000 年が約 10%、2000 年以降は約 5%であった。また、この悉皆調査における 1981 以降の新耐震の建築物 219 棟のうち、倒壊・崩壊は 6 棟であった。

倒壊・崩壊した 6 棟のうち、1 棟は柱梁接合部の不十分な溶接方法による溶接部での破断が被害の要因と考えられるものである。1995 年兵庫県南部地震でもこのような溶接部での破断の被害 30 が見られ、1997 年版「建築物の構造規定」^{3.4-1)}で、角形鋼管柱を用いた柱梁接合部の適切な溶接方法が示されており、崩壊した建築物はこれが出版される以前の建築物である。また、1 棟は不適切な柱降伏による層崩壊が被害の要因と考えられるものである。1996 年版「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」^{3.4-2)}では、現在の柱梁耐力比規定の告示の原案となる柱梁耐力比の値が示されており、層崩壊した建築物はこの出版以前の建築物である。

そのほか、3 棟は、昭和 56 年基準（新耐震基準導入以降で、文献 3.4-1) 以前)の建築物であり、隣接建築物や周囲擁壁の衝突や倒壊が要因となり倒壊・崩壊したと考えられる。また、1 棟は、現行基準（2007 年告示改正（柱梁耐力比規定の導入（平 19 国交告第 594 号など）以降）の建築物であり、基礎下の地盤の崩落により倒壊・崩壊したと考えられるものである。

表 3.4-1 年代毎の倒壊・崩壊、大破の棟数及び被害率（建築学会の悉皆調査）

	S造			計
	旧耐震	新耐震		
	-1981.5	1981.6-2000.5	2000.6-	
総棟数	57	153	66	276
大破の棟数	5 (8.8%)	10 (6.5%)	2 (3.0%)	17 (6.2%)
倒壊・崩壊の棟数	4 (7.0%)	5 (3.3%)	1 (1.5%)	10 (3.6%)
大破と倒壊・崩壊の合計棟数	9 (15.8%)	15 (9.8%)	3 (4.5%)	27 (9.8%)

（２）国総研・建研の益城町における被害調査

5 表 3.4-2 に、国総研・建研で調査した鉄骨造建築物 96 棟について、建設年代毎の倒壊・崩壊、大破の棟数と被害率を示す。倒壊・崩壊または大破の鉄骨造建築物の総数は 16 棟であり、倒壊・崩壊 1 棟、大破 15 棟であった。年代ごとの大破及び倒壊・崩壊と分類された建築物の被害率は、1981 以前が約 25%、1981～2000 年が約 20%、2000 年以降は約 7%で、全体では 17%程度の被害率であった。これらの年代ごとの被害率は、建築学会の悉皆調査区域の鉄骨造建築物の大破以上と分類された建築物の被害率とおおむね同様の傾向となっている。建築学会の悉皆調査の建築物との重複については、国総研・建研で調査した 96 棟のうちの 67 棟が重複し、倒壊・崩壊または大破の 16 棟のうちの 12 棟が重複している。なお、ここでの倒壊・崩壊、大破（中破、小破、軽微、無被害）の判定は、被災度区分判定基準^{3.4-3)}に基づいて、調査者が決定したものである。

15 表 3.4-2 年代毎の倒壊・崩壊、大破の棟数及び被害率（国総研・建研の調査）

	S造（混構造を含む。）			建築確認年等不明	計
	旧耐震	新耐震			
	-1981.5	1981.6-2000.5	2000.6-		
総棟数	12	45	29	10	96
大破の棟数	3 (25.0%)	8 (17.8%)	2 (6.9%)	2 (20.0%)	15 (15.6%)
倒壊・崩壊の棟数	0	1 (2.2%)	0	0	1 (1.0%)
大破と倒壊・崩壊の合計棟数	3 (25.0%)	9 (20.0%)	2 (6.9%)	2 (20.0%)	16 (16.7%)

調査した益城町の倒壊・崩壊、大破の被害建築物は、概ね次の特徴に分類される。

- ・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

25 倒壊・崩壊又は大破した 16 棟の建築物と特徴 1)、2)、3)との対応関係は表 3.4-3 のとおりである。建築物番号 01 の建築物のみが倒壊・崩壊で、02～16 までの 15 棟は大破の被害である。新

耐震の建築物は合計 11 棟であり、建築物番号の右上の*印は 1981 年以降の建築物である。これらの 3 つの特徴に対応する被害事例をそれぞれ写真 3.4-1～3.4-3 に示す。

表 3.4-3 倒壊・崩壊又は大破した建築物と特徴 1), 2), 3) との対応関係

建築物番号	01*	02	03	04	05*	06*	07	08	09*	10*	11*	12*	13*	14*	15*	16*
倒壊・崩壊 /大破	倒壊・ 崩壊	大破														
特徴 1)		○	○	○			○	○				○	○			
特徴 2)					○					○	○					○
特徴 3)	○	○				○	○		○	○		○		○		○

5

1) 倒壊・崩壊した建築物について

「倒壊・崩壊」の 01 の建築物は、1987 年建設の新耐震であり、特徴 3) に分類される。一般的には完全溶け込み溶接で施工される柱と通しダイアフラムの溶接で、隅肉溶接が行われており、その溶接部で破断が生じて倒壊したと考えられるものである。

10

2) 大破の建築物について

「大破」の 02～16 の建築物のうち、新耐震は 10 棟である。10 棟のうち 2 棟は特徴 1) に分類され、日の字柱が用いられている建築物であり、現在一般的に用いられている角形鋼管柱と H 形鋼梁の接合部に比べれば、塑性変形性能が劣っていると考えられる。また、4 棟は特徴 2) であり、隣接建築物や地盤崩壊が影響したと考えられる。また、特徴 3) に分類されるものは 6 棟であるが、このうち隅肉溶接等の適切でないと思われる溶接方法が原因と考えられるものは 4 棟であった。

15



写真 3.4-1 特徴 1) の事例

20



写真 3.4-2 特徴 2) の事例



写真 3.4-3 特徴 3) の事例

5 3.4.2.2 体育館の被害の特徴（分類）と要因

工場、倉庫、体育館などの鉄骨造大空間構造を代表するものとして、体育館の被害調査を行った。熊本県と熊本市からのヒアリング情報に基づいて、体育館の中では比較的被害が大きいと考えられる 15 棟を選定して調査を行った。これらは大半が熊本市内の体育館である。15 棟のうち、新耐震は 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 棟であった。また、これらの 15 棟の体育館の調査以外に、国総研・建研では、別途、自治体の体育館の非構造部材の調査も行っており、その情報も活用した。一方、文科省から委託された建築学会の体育館調査^{3.4-4)}は、熊本県内を中心として大分県でも行われ、その調査結果の情報も収集した。

これらの 15 棟の体育館の調査と建築学会の体育館調査^{3.4-4)}において、倒壊、崩壊した体育館は

無く、倒壊・崩壊の防止などの構造上の安全性は適切に確保されていた。15 棟の体育館の調査結果等から、被害部位ごとの特徴と要因は、以下のようにまとめられる。

- 5 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、軸部の明瞭な降伏が観察されない状態で、ボルト孔欠損部での破断の被害が見られた。一方で、新耐震の建築物の丸鋼ターンバックル付きブレースで、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（写真 3.4-4）。ブレース軸部の明瞭な降伏が見られない被害は、これまでの地震被害でも見られており、実際の建築物のブレース材の降伏比が、設計での想定よりも高いことなどが要因と考えられる^{3.4-5)}。
- 10 2) 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（写真 3.4-5）。このようなトラス部材の落下は、これまでの地震ではほとんど見られなかったものである。この被害要因については、現時点で必ずしも特定できていないため、今後、引き続き検討が必要と考えられる。
- 15 3) 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。また、国総研・建研が別途行った自治体の体育館の調査では、支承部アンカーボルトの破断が観察されている（ただし、屋根の自重等を支持する能力を喪失するような状況ではなく、鉄骨造建築物の被災度区分判定基準^{3.4-3)}における中破程度の被害に該当すると考えられる）。一方、建築学会の調査から、露出柱脚でもコンクリートの側方破壊の被害^{3.4-4)}が見られたことが報告されている。これらの被害は、2011 年東北地方太平洋沖地震でも見られたもの^{3.4-6)}であり、コンクリートの側方破壊はアンカーボルトからコンクリート縁までの縁端距離の不足が要因と考えられ、アンカーボルトの破断は支承部の設計せん断力が要因となっている可能性が考えられる。
- 20 4) 屋根面水平ブレースの被害：屋根面水平ブレースのボルト等の破断の被害が数棟で観察された（これらの中には、ボルト等の破断が生じていたため、調査時には 20 か所以上の屋根面水平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、耐震改修以前のブレースがそのまま残されており、それが破断したものである。
- 25

なお、1)～3)で述べた構造耐力上主要な部分に生じた被害や、4)で述べた屋根面水平ブレースの被害、壁の脱落など非構造部材の被害などにより、一部の体育館が避難所として使用できなかった（応急措置の後、使用を再開したものを含む）ことが報告されている^{3.4-7)}。



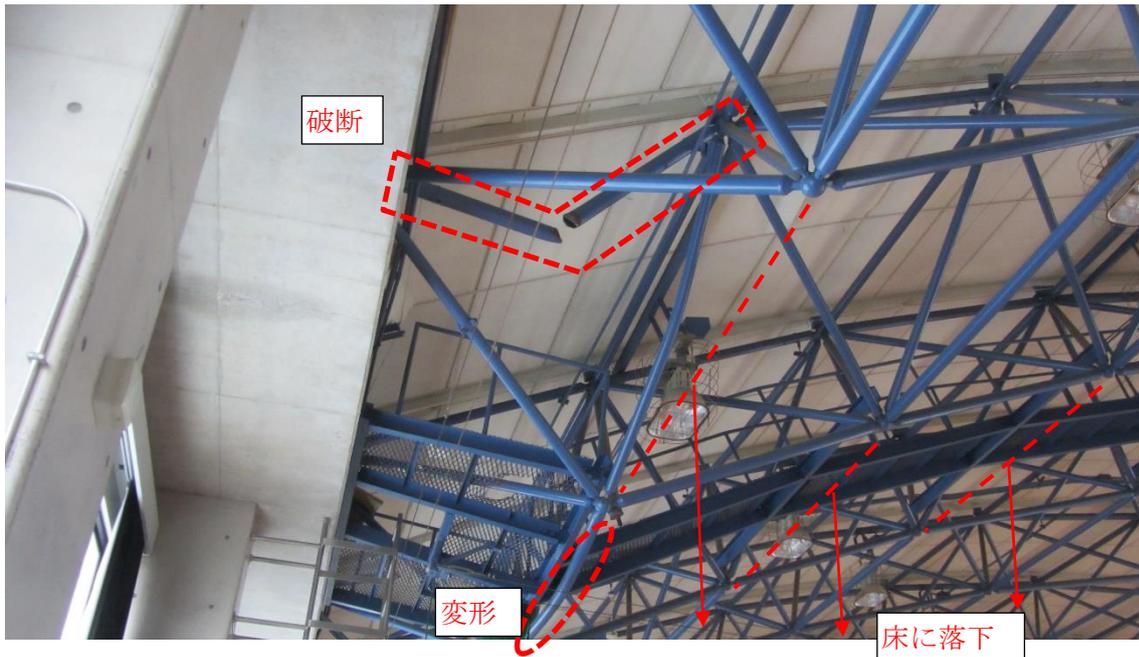


写真 3. 4-5 体育館の立体トラスの被害状況



写真 3. 4-6 屋根支承部のコンクリート側方破壊の被害

5



写真 3. 4-7 屋根面水平ブレースのボルト破断

3.4.2.3 その他の建築物の被害

国総研・建研の調査及び建築学会の調査^{3,4-4)}では、熊本市内等の建築物で構造耐力上主要な部分での構造的な被害が報告されている。それらをまとめると次のとおりである。

- ・柱、梁部材の塑性化、局部座屈、破断
- 5 ・ブレースの座屈、接合部の変形、破断
- ・柱脚コンクリートの側方破壊、アンカーボルトの伸び、破断

国総研・建研の熊本市内と西原村での被害調査では、益城町で見られたような柱の溶接部等で破断が生じている建築物はなかった。

10 3.4.3 まとめ

国総研・建研の被害調査は、1)益城町での小規模鉄骨造、2)体育館、3)その他の鉄骨造建築物、に区分して実施した。1)の調査結果の多くは、建築学会の悉皆調査の対象となっている。以下に、これらの調査結果に基づく鉄骨造建築物の被害の概要と要因をまとめて示す。

15 ○ 益城町における建築学会の悉皆調査（対象棟数 276 棟）において、新耐震基準導入以降の鉄骨造建築物（219 棟）のうち、倒壊・崩壊が確認されたものが 6 棟あった。

- ・ これらのうち、1 棟は柱梁接合部の不十分な溶接方法^{*1}、1 棟は不適切な柱降伏による層崩壊^{*2}が被害の要因と考えられる。

20 * 1：1995 年兵庫県南部地震でこの被害が見られたため、1997 年版「建築物の構造規定」で、角形鋼管柱を用いた柱梁接合部の適切な溶接方法が示された。溶接が原因で崩壊した建築物は、これが出版される以前の建築物である

* 2：1996 年版「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」で、現在の告示の原案となる柱梁耐力比の値が示された。層崩壊した建築物はこの出版以前の建築物である。

25 ・ そのほか、3 棟（昭和 56 年基準^{*3}）については、隣接建築物や周囲擁壁の衝突や倒壊が要因となり倒壊・崩壊したと考えられ、また、1 棟（現行基準^{*4}）は建築物の基礎下の地盤の崩落により倒壊・崩壊したと考えられる。

* 3：新耐震基準導入以降で、1997 年版「建築物の構造規定」以前

* 4：2007 年告示改正（柱梁耐力比規定の導入（平 19 国交告第 594 号など））以降

30 ○ 国総研・建研の益城町における小規模鉄骨造の被害調査では、対象となった 96 棟に対して、倒壊 1 棟、大破 15 棟が確認された。これらの 96 棟のうち、67 棟は建築学会の悉皆調査の建築物と重複し、倒壊、大破の 16 棟のうちの 12 棟が重複している。これらの 16 棟の建築物では次の 3 つのいずれかまたは複数の被害要因が見られた。

- 1) 旧耐震基準またはその当時用いられていた古いタイプの部材（日の字柱）の使用
- 2) 隣接建築物や周囲擁壁の倒壊等の外的な要因
- 3) 溶接部等での破断

35 ・ 倒壊した 1 棟は、昭和 56 年基準の建築物であり、被害要因 3)に該当するものであった。

- ・ 大破した 15 棟は、旧耐震基準 3 棟、新耐震基準導入以降 10 棟、年代不明 2 棟であった。新耐震基準導入以降の 10 棟のうち、被害要因 3)の溶接部での破断が要因となった建築物は 4 棟あり、それらはすべて昭和 56 年基準であった。

40 ○ 体育館の調査は、工場、倉庫などの鉄骨造大空間構造を代表するものとして行った。体育館の中では比較的被害が大きかった熊本市等の 15 棟（新耐震基準導入以降 5 棟、耐震改修済み 8

棟、耐震診断結果が改修不要 2 棟) の調査を行った。なお、それに加えて、国総研・建研の自治体の体育館の調査、文科省から学校体育館の調査、についての情報を収集した。

- 5 • 被害としては、鉛直ブレースにおけるボルト孔欠損部の破断、立体トラスにおける部材の落下、屋根支承部におけるコンクリートの側方破壊とアンカーボルトの破断、屋根面水平
ブレースにおける接合部ボルトの破断等、が見られた。また、文科省の調査では、露出柱
脚におけるコンクリートの側方破壊が見られた。
 - 10 • 鉛直ブレースについては実建築物のブレース材の降伏比の影響、屋根支承部と露出柱脚の
コンクリートの側方破壊についてはアンカーボルトの縁端距離の不足、屋根支承部アンカ
ーボルト破断については支承部の設計せん断力、屋根面水平ブレースについては耐震改修
以前のブレースの存置が、その被害要因と考えられる。立体トラスについては現時点で原
因が明確になっていない。
 - 15 • 体育館で倒壊・崩壊したものは無かったが、構造耐力上主要な部分の被害や屋根面水平ブ
レースの被害、壁の脱落など非構造部材の被害などにより、一部の体育館が避難所として
継続的に使用できなかった（応急措置の後、使用を再開したものを含む）ことが報告され
ている。
- 国総研・建研の調査や建築学会の調査では、熊本市内等の建築物で構造耐力上主要な部分の被害が報告されている。ただし、国総研・建研の熊本市内と西原村での被害調査では、益城町で見られたような柱の溶接部等で破断が生じている建築物はなかった。

20 参考文献

- 3. 4-1) 1997 年版 建築物の構造規定、日本建築センター、1997. 12
- 3. 4-2) 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル、日本建築センター、1996. 9
- 3. 4-3) 2015 年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（鉄骨造建築物）、
日本建築防災協会、2016 年 3 月
- 25 3. 4-4) 松尾真太郎、伊山潤、岩田善裕：鉄骨造建築物の被害、2016 年熊本地震災害調査報告、
2016 年度日本建築学会大会災害部門緊急報告会資料、pp. 47-62、2016. 8
- 3. 4-5) 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
- 30 3. 4-6) 平成 23 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
- 3. 4-7) 「熊本地震の被害を踏まえた学校施設の整備について」緊急提言、熊本地震の被害を踏ま
えた学校施設の整備に関する検討会、2016 年 7 月
http://www.mext.go.jp/b_menu/shingi/chousa/shisetu/043/gaiyou/1374803.htm

3.5 鉄筋コンクリート造等建築物の被害の特徴と要因

3.5.1 調査の概要・範囲等

鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造については、国総研・建研が地方自治体やマ
5 スコミによって収集された被害情報に基づき、熊本市、宇土市、宇城市、八代市、人吉市、益城
町、菊陽町、大津町、御船町、氷川町、嘉島町、西原村、南阿蘇村の地域で、建築物の倒壊や構
造部材、非構造部材の被害を受けた建築物 84 棟について調査を行っている^{3.5-1, 3.5-2 等}。国総研・
建研以外の機関でも、熊本市や益城町を中心に同様の被害を受けた鉄筋コンクリート造等建築物
10 の調査が実施されており、国総研・建研の調査と重複を除き、9 棟の鉄筋コンクリート造（以下
RC 造）の被害を把握している。本委員会では、これらの調査を対象に検討を行った。

3.5.2 調査結果の概要と被害の特徴

被害調査の結果より、以下の被害パターンに分類される。

(1) 1981 年以降に設計された建築物：

- 15 ・下階壁抜け（以下、ピロティ）構造の曲げ・引張応力による柱の破壊：1995 年以降に設計さ
れたピロティ柱に主筋の座屈や破断（写真 3.5-1、2）によって大破に至る事例が確認された。
その中には溶接した鉄筋が破断しているものも含まれる。
- ・ピロティ構造のせん断・付着割裂による破壊（いずれも 1995 年以前の建築物）：柱にせん断
破壊や付着割裂破壊といった脆性的な破壊（写真 3.5-3）が確認された。
- 20 ・梁端部損傷に基づく梁のたわみ：梁端部の曲げ破壊に基づく梁およびスラブのたわみ（写真
3.5-4）が確認された。
- ・損傷集中した崩壊形：3、4 層に損傷が集中し、当該層に大きな残留変形（写真 3.5-5）が生
じた。また、渡り廊下の 1 階柱頭柱脚部が損傷し、当該層に損傷が集中して大破と判定され
る事例が確認された。
- 25 ・上部構造物の傾斜被害：基礎又は地盤の損傷により上部構造物が傾斜または損傷していると
思われる事例が確認された。
- ・RC 造非構造部材の破壊：共同住宅における RC 造非構造壁（写真 3.5-6）やエキスパンション
ジョイントおよびその周辺部の大きな損傷によって、地震後の継続使用に影響を与えた事例
が確認された。

(2) 1981 年以前に設計された建築物：

- 30 ・耐震補強済みで構造部材の損傷度が大きい建築物：耐震補強された RC 造構造部材の被害は、
耐震補強された耐震壁の側柱のせん断破壊や補強された建築物における耐震壁の顕著なせん
断ひび割れ、コンクリート杭（写真 3.5-7）の損傷が挙げられる。2011 年東北地方太平洋沖
地震においても補強された 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。
- 35 ・耐震診断済みで構造部材の損傷度が大きい建築物：渡り廊下で 1 階柱頭柱脚部の大きな損傷
により過大な残留変形（写真 3.5-8）が確認された。
- ・倒壊および崩壊した建築物：柱や柱梁接合部の大きな損傷により局部崩壊した事例（写真 3.5-9）
や 1 層崩壊した事例が挙げられる。後者は 1995 年兵庫県南部地震や 2011 年東北地方太平洋
40 沖地震においても同様の被害が確認されている。



写真 3.5-1 主筋が座屈・破断した柱頭部



写真 3.5-2 溶接部が破断した柱主筋



写真 3.5-3 付着割裂破壊した柱



写真 3.5-4 梁端部損傷による梁・スラブのたわみ



写真 3.5-5 3, 4層の損傷集中による大きな残留変形



写真 3.5-6 大きく損傷したベランダ側の非構造壁



写真 3.5-7 コンクリート杭端部の損傷



写真 3.5-8 1階柱頭柱脚部の損傷による大きな残留変形



写真 3.5-9 柱梁接合部破壊による局部崩壊

3.5.3 1981年以降に設計された建築物の被害要因分析

以下に1981年以降に設計され、特に上部構造物に大きな被害を呈した建築物9棟（4棟がピロティ構造、1棟が4本柱からなる建築物、4棟が渡り廊下）を対象に被害分析を行った。何れも、被災度区分判定基準^{3.5-3)}に基づく被災度は大破と判定されたものである。ここでは同基準に基づく各構造部材の損傷度と設計時に想定された部材の破壊モードや建築物の崩壊形等とを比較することにより、被害分析を行うとともに今後の課題を纏める。

1) 柱主筋が座屈および破断した事例（写真3.5-1）

本被害は、1階が純ピロティ構造である4階建てRC造共同住宅において、1階柱主筋の座屈や破断が生じた事例である。被災度区分判定基準に従い、部材損傷度を判定した結果は図3.5-1に示す。

なお、スパンの短いX2-X3区間、X4-X5区間、X7-X8区間およびX9-X10区間は桁行方向に梁はなく、スラブのみで接続（図3.5-1）している。構造計算上は、これらの区間は両端ピンの梁で接続するようにモデル化され、4本または6本の柱で構成するゾーニングがなされている。

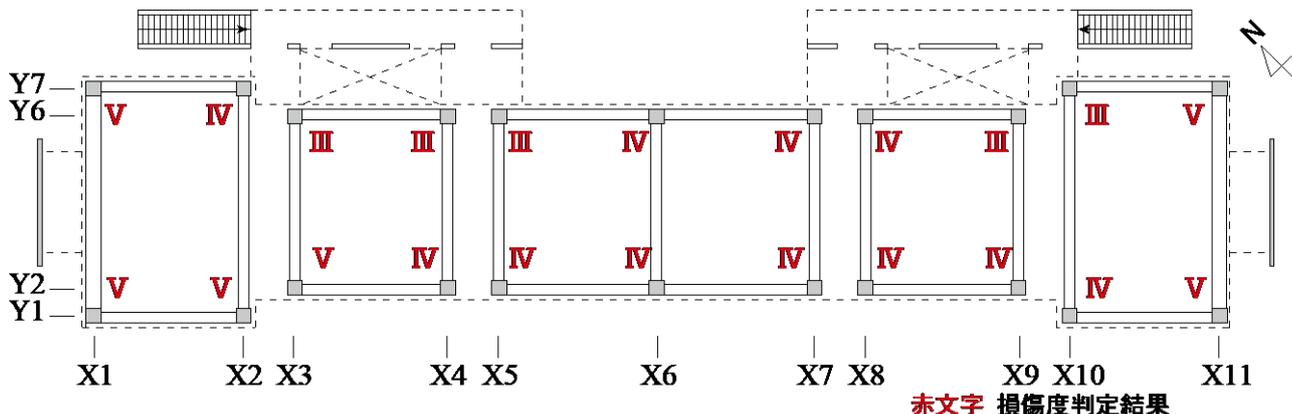


図 3.5-1 2階梁伏図および柱の損傷度判定結果

X1、X11構面の2階以上は開口付き壁（柱際に部分スリットあり）であるが、純ラーメン架構としてモデル化されており、X2およびX10構面の2階以上の壁（戸境壁）は耐力壁としてモデル化されている（図3.5-2）。X1およびX11構面の部分スリット付き壁が水平力に抵抗した場合、解析モデルに比べて当該構面の1階に作用するせん断力が大きくなり、変動軸力も顕著になることから、柱主筋の座屈や破断が生じたものと考えられる。このような壁のモデル化に起因する被害は、1995年兵庫県南部地震においても確認されている。また、構造計算書では、崩壊形は1層の層崩壊形となっている。

上記の検討結果より、部分スリットを有する壁部材のモデル化と1階の部分崩壊形の計画が、被害の原因であると考えられる。なお、これらについては、1997年の建築物の構造規定^{3.5-4)}において、部分スリットを有する壁はその影響を考慮することと、ピロティ建築物のピロティ階で層崩壊しないような架構形式を用いることが留意点として示されている。

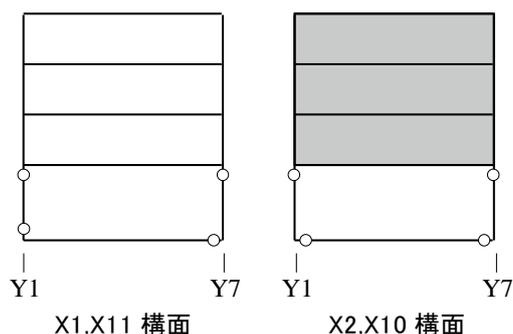


図 3.5-2 保有水平耐力時ヒンジ図（張間方向）

2) 柱主筋の溶接継手部が破断した事例（写真 3.5-2）

5 本被害は、ピロティ構造である 9 階建て RC 造共同住宅の、1 階の 10 本の柱のうち 6 本に主筋溶接継手部の破断が確認された事例である。その原因は、溶接の品質が十分でなく、継手部の引張性能が継手を行う鉄筋の性能よりも劣ったことにあると考えられる。

3) 脆性部材柱を有するピロティ建築物の事例（写真 3.5-3、4）

10 本被害は、ピロティ建築物の 1 階の柱が付着割裂破壊やせん断破壊などの脆性破壊を生じたものである。

このような被害事例は、1995 年兵庫県南部地震においても確認されており、1997 年の建築物の構造規定^{3.5-4)}において、ピロティ柱の設計は柱上下端で曲げ降伏となるように計画し、その際の軸力は崩壊形形成時のものを用いることと、せん断設計には崩壊形形成までに生じうる最大のせん断力を用いること、が示されている。引き続き被害要因の分析を行う必要があるが、本事例も、
15 1995 年兵庫県南部地震の際に見られた被害と同様な原因であったと推察される。

4) 特定層に損傷集中した事例（写真 3.5-5）

20 本建築物は、1998 年建設の RC 造 5 階建ての建築物であり、3～5 階の柱は 4 本で構成されている。前震では 3 階の柱脚に、本震で柱梁接合部を含む 3、4 階の部材に損傷が集中し、過大な残留変形が見られた。残留変形の様子から 3～4 階で部分崩壊形が形成されたと考えられ、4 階の柱頭部および柱梁接合部にはコンクリートの剥落が見られた。

25 構造計算書によれば、本震時に大変形が生じた東西方向の 3～5 階では靱性に富む純ラーメン架構として設計されている。図 3.5-3(b)、(c)に、本震により大きな残留変形が生じた東西方向西側に水平加力を行った場合の保有水平耐力時の各構面の塑性ヒンジの位置を示す。図から明らかなように、いずれの構面でも 3 階における層崩壊形もしくは 3、4 階の 2 層にまたがる部分崩壊形の形成が想定されており実被害と整合している。ただし、実際には柱梁接合部にも損傷が確認されている。

30 上記の検討結果より、本件については部分崩壊層の水平耐力が不足した可能性が考えられるが、柱梁接合部の損傷も含めて、引き続き被害要因の分析を行う必要がある。

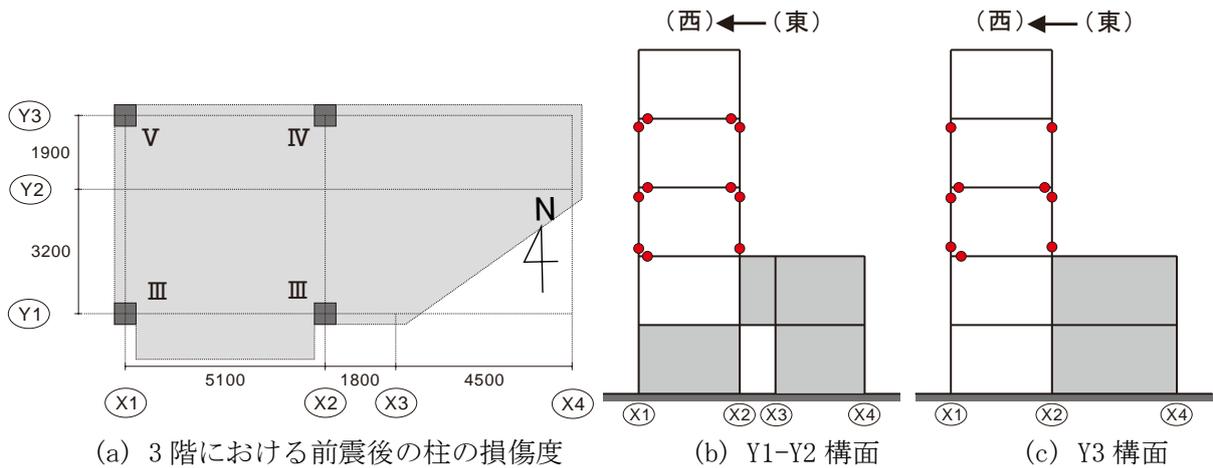


図 3.5-3 被災度区分判定の結果と構造計算で想定された保有水平耐力計算時のヒンジ状態
(図中の赤丸は塑性ヒンジの形成箇所を示す)

5

5) 損傷集中して大破となった渡り廊下の事例

RC 造 2 階建ての渡り廊下で、1 階柱の柱頭および柱脚に損傷が生じ、被災度が「大破」と判定されたものが確認されている。設計上は全体崩壊形を計画した建築物であり、実被害は設計時の想定とは異なる損傷状態を示した。

- 10 本事例は、計算と異なる損傷を生じたことから、設計上想定していた崩壊過程における変形モードが確保されなかったことに原因があったものと考えられる。なお、その設計時の想定とは異なる損傷状態を呈した原因については、引き続き検討を行う必要がある。

3.5.4 まとめ

- 15 国総研・建研が、地方自治体によって収集された被害情報やマスコミ情報に基づき、熊本市、宇土市、宇城市、八代市、人吉市、益城町、菊陽町、大津町、御船町、氷川町、嘉島町、西原村、南阿蘇村の地域で、建築物の倒壊・崩壊や構造部材、非構造部材に被害を受けた建築物に対して実施した調査、建築学会が益城町で実施した悉皆調査並びに建築学会等のその他の機関で把握している調査に基づく要因分析を行った。得られた知見を以下に示す。
- 20 ○ 鉄筋コンクリート造等建築物で倒壊・崩壊が確認された 10 棟は、すべて旧耐震基準の建築物である。すなわち、新耐震基準導入以降の鉄筋コンクリート造等建築物で倒壊・崩壊等が確認されたものは報告されていない。
- 新耐震基準導入以降の鉄筋コンクリート造等建築物で倒壊・崩壊に至らなかったものの上部構造が大破と判定されたものが 9 棟あった。
- 25 ・そのうち 4 棟については下階壁抜け柱が多く存在するピロティ構造であり、鉄筋の溶接継手の品質 (1 棟)、部分スリットを有する壁のモデル化 (1 棟)、および、せん断設計 (2 棟) に原因があったと考えられるものであった。なお、壁のモデル化とせん断設計については、1995 年兵庫県南部地震におけるピロティ建築物の被害を受けて 1997 年に運用の強化がなされている^{3.5-4)}が、上記建築物は、運用強化以前の設計等により、それが適用されていない建築物
- 30 と考えられる。
- ・その他の 5 棟は、柱および柱梁接合部に大きな損傷が生じ一部の層に大きな残留変位が生じた 4 本柱からなる建築物 1 棟および 1 層に損傷が集中して大破と判定された渡り廊下 4 棟で

あった。前者は部分崩壊形となった層の保有水平耐力が不足したこと、後者については想定する崩壊過程における変形モードと異なったことが要因と考えられるが、引き続き検討を要する。

- 5 ○ 耐震改修済みの鉄筋コンクリート造等建築物で、構造部材の損傷度の大きいもの（未補強箇所
の部材のせん断破壊など）があったが、倒壊・崩壊等を生じたものは報告されていない。なお、
耐震診断が行われた渡り廊下で1層に1/5の残留変形角が生じたものが確認された。
- 10 ○ スリットを有しないRC造方立て壁・袖壁やエキスパンションジョイントなど構造耐力上主要
な部分として扱われていない部材の被害によって継続使用に影響を与えた事例が報告されて
いる。また、上部構造に著しい被害がなかったものの建築物の傾斜によって継続使用が困難に
なった事例が確認されている。後者については、コンクリート杭の損傷など地下部分に被害の
可能性が考えられる。

参考文献（3.5節）

- 15 3.5-1) 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), 国立研究開発
法人建築研究所HP(<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/02-kumamoto-1.pdf>)
- 3.5-2) 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), 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>)
- 20 3.5-3) 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, 2016.3
- 3.5-4) 建設省住宅局建築指導課・日本建築主事会議監修、建設省建築研究所協力, (財)日本建
築センター発行, 建築物の構造規定 -建築基準法施行令第3章の解説と運用-1997年版, 1997.
12

25

3.6 基礎・地盤の被害の特徴と要因

3.6.1 調査の概要・範囲等

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^{3.6-1)}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^{3.6-2)}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。

3.6.2 益城町の調査(通り悉皆調査)

15 (1) 調査範囲と調査方法

図3.6-1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、建築学会で実施された悉皆調査(3.2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3.6-1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3.6-3)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。

25

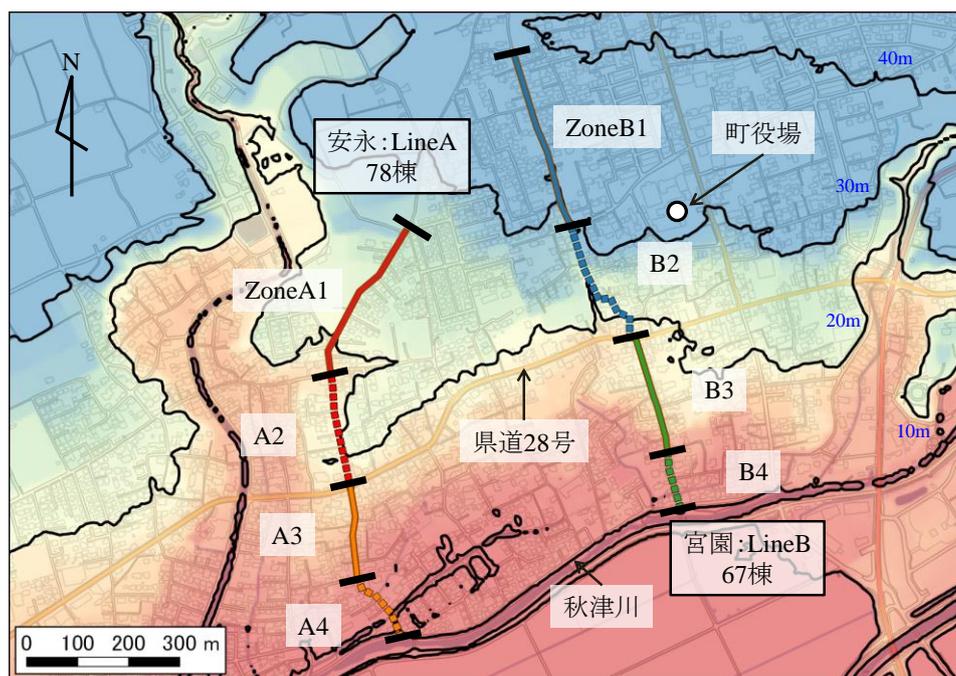


図3.6-1 調査対象地域と調査対象とした道路(背景地図:国土地理院基盤地図情報を使用)

表 3.6-1 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

(2) 被害の概要

5 図 3.6-1 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 3.6-2 及び図 3.6-3 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
10 > 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。

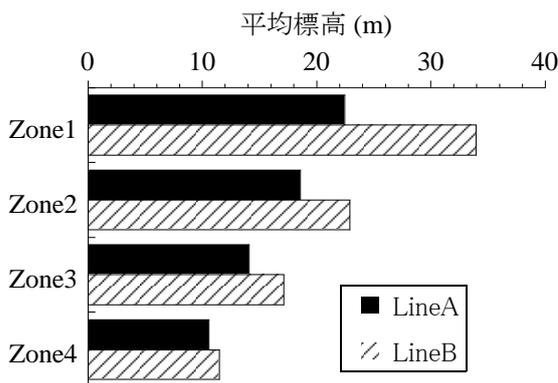


図 3.6-2 調査対象地域の平均標高

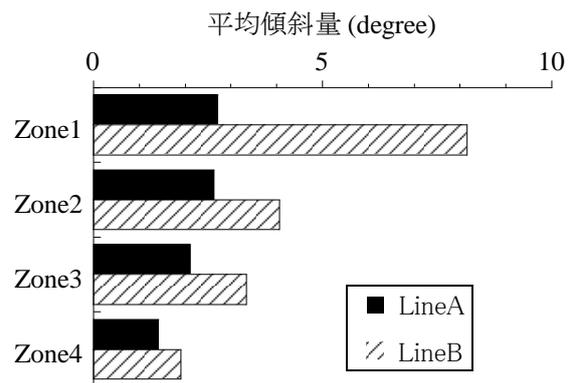


図 3.6-3 調査対象地域の平均傾斜量

15

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 3.6-1 に示す。図 3.6-3
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
20 められた。

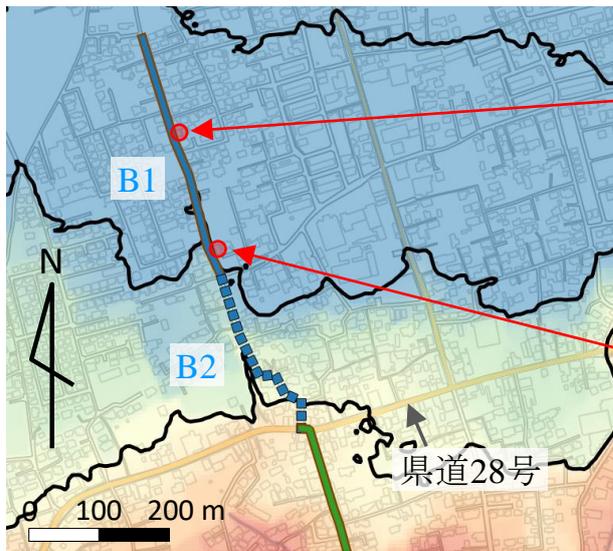


写真 3.6-1 県道 28 号線北側の ZoneB1 で見られた盛土擁壁の被害事例

益城町内で調査した建築物のうち、ひび割れ等の軽微なものを含めて基礎に被害が確認された建築物は 122 棟であった。そのうち、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 3.6-2)
- 2) 地盤変状が認められ、基礎に損傷が著しいもの(写真 3.6-3、写真 3.6-4)
- 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 3.6-5)

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 3.6-3 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 3.6-2 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 3.6-3 地盤変状が認められ、基礎に損傷が著しい事例 1



5

写真 3.6-4 地盤変状が認められ、基礎に損傷が著しい事例 2



写真 3.6-5 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

(3) 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 3.6-4 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 3.6-5 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 3.6-6 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 3.6-7 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 3.6-8 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。

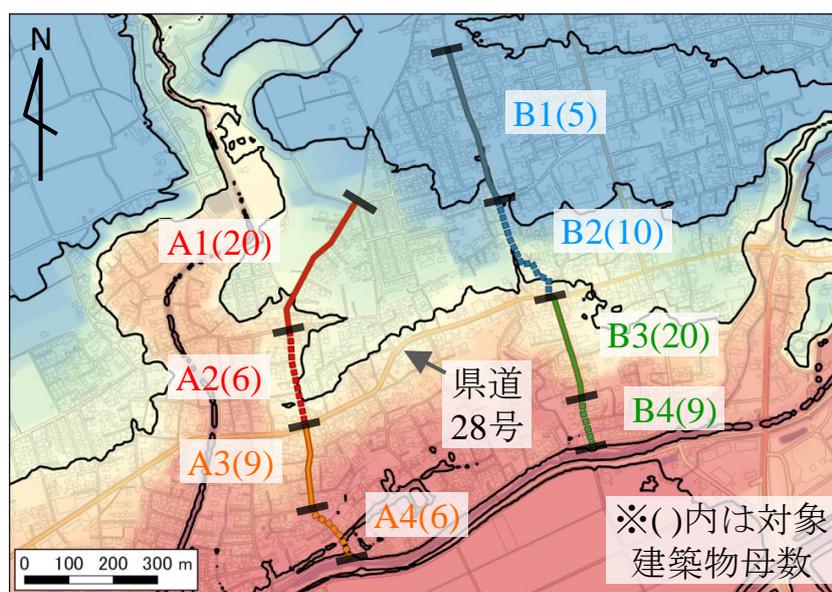


図 3.6-4 Zone 毎の対象建築物母数 (1981 年以降の木造建築物)

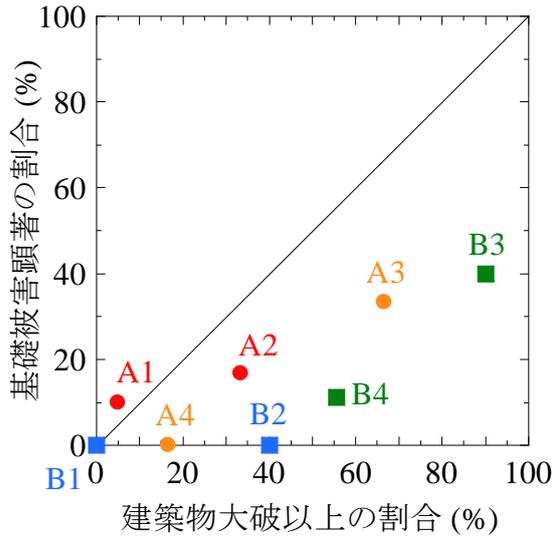


図 3.6-5 建物被害と基礎被害の割合の比較

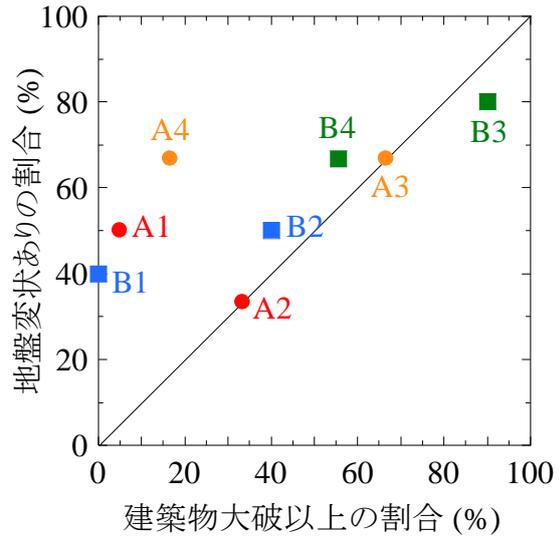


図 3.6-6 建物被害と地盤変状の割合の比較

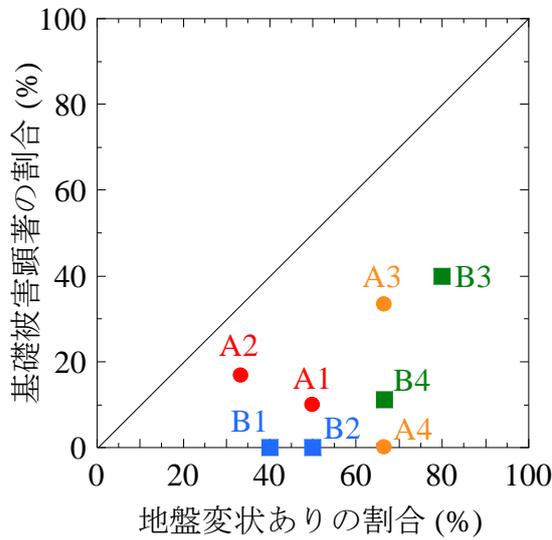


図 3.6-7 地盤変状と基礎被害の割合の比較

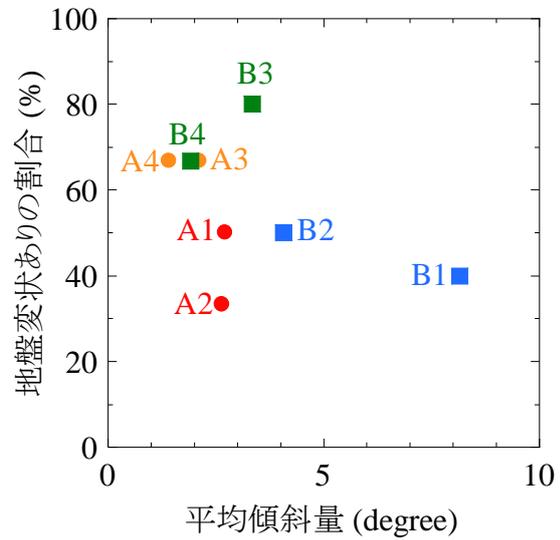
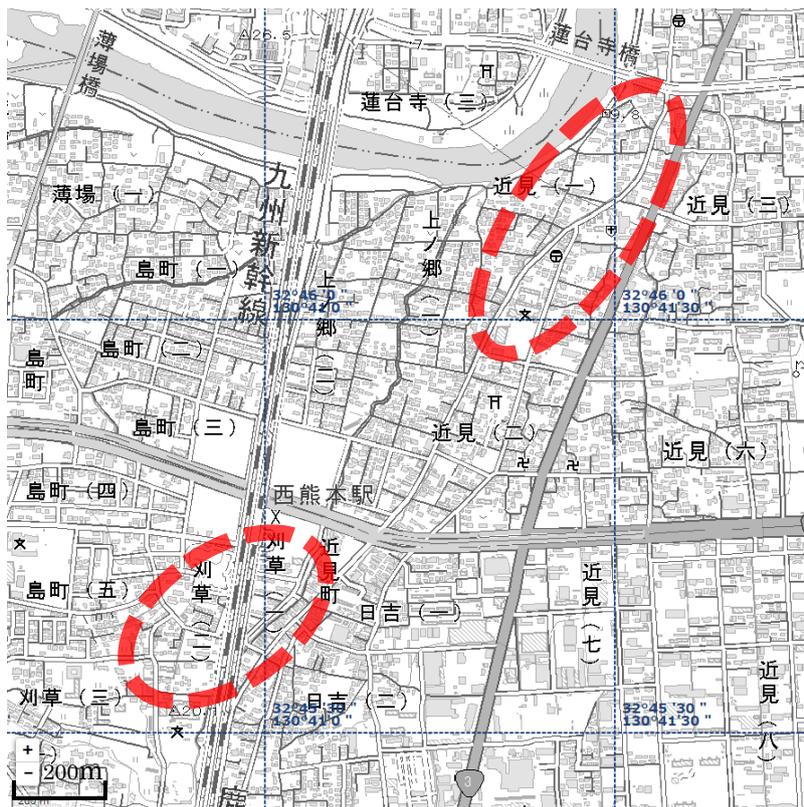


図 3.6-8 平均傾斜量と地盤変状の割合の比較

3.6.3 熊本市南区の液状化被害調査

(1) 調査範囲と調査方法

地盤の液状化及びそれによる建築物の被害の調査は、図 3.6-2 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、地震直後の調査では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があった。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。



10 図 3.6-2 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))

(2) 被害の概要

図 3.6-2 の北西部に位置する近見では、写真 3.6-6 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光景であり、地盤の液状化によるものと思われる。写真 3.6-7 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 3.6-8 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。

図 3.6-2 の南東部に位置する刈草においては、JR 線の東側の範囲では、写真 3.6-9 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されている。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。

以上より、熊本市南区の九州新幹線沿いの緑川と白川に挟まれた地域について、建築物の液状化被害を次の通りに分類できる。

1) 液状化の影響で地盤沈下が生じているが、基礎形式によると思われる影響で建築物に傾斜被害が生じていないもの

10 2) 液状化の影響で地盤沈下が生じ、建築物に著しい傾斜被害が生じているもの

現時点で確認できる他機関での調査報告として東京電機大学の安田教授によると熊本市南区や緑川沿い、秋津川沿いで液状化被害が広く見られているとしている。国総研・建研による調査でも、液状化被害は南区で広範囲で見られた。ただし、液状化による地盤沈下量には地域差が見られており、地域差は約 200m 程度の距離の間で顕著に見られた。液状化による地盤の沈下メカニズムには不明な点が多く残されており、現時点で沈下量の大小の原因を推察することはできない。

15



写真 3.6-6 地盤の液状化により沈下・傾斜したと思われる 2 階建て木造住宅と 1 階玄関部分の沈下状況

20



写真 3.6-7 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 3.6-8 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とその沈下状況



写真 3.6-9 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

3.6.4 まとめ

- 10 本節では、国総研・建研が実施した益城町における調査及び熊本市南区における液状化に関する調査に基づく分析を行った。得られた知見は次の通りである。
- 益城町における調査（県道 28 号線に直交する 2 本の通り沿い、計 145 棟）においては、建築物の敷地や周辺道路について、著しい地盤変状を確認した。また、建築物の基礎についても、ひび割れ等の軽微な損傷を含め、122 棟について被害を確認した。
 - 15 ○ 倒壊・崩壊又は大破の建築物について、敷地の地盤変状と建物基礎の被害との関連を分析したところ相関は明確ではなく、益城町における建築物の著しい被害は主として地盤変状以外の要因で発生したものと考えられる。
 - 熊本市南区の緑川と白川に挟まれた地域において、液状化の影響と考えられる建物の沈下・傾斜および地盤沈下が生じていることを確認した。当該地域内の建築物には、沈下・傾斜被害が生じていないものと生じているものがあつたが、過去の震災事例と照らして、建物規模・
 - 20 形状や地盤条件の差違が影響した可能性が考えられる。

参考文献（3.6節）

- 3.6-1) 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>;
5 <http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/index.html>)
- 3.6-2) 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/>)
- 3.6-3) 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.

3.7 免震建築物の被害の特徴と要因

3.7.1 調査の概要・範囲等

今回の地震の被災地域である熊本・大分両県内における免震建築物の棟数は、確認された範囲
5 で熊本県 20 数棟、大分県 10 数棟（戸建てを除く）である。これらの免震建築物に対し、国総研・
建研が熊本県内の 12 棟（熊本市 7 物件 9 棟、ほか阿蘇市、菊池郡、山鹿市それぞれ 1 棟）を対象
に免震層内及び周辺を目視確認、建物管理者及び使用者へのヒアリングを中心とした現地調査を
実施^{3.7-1)}しており、委員会における被害原因の分析はこれらの調査の結果を用いて行った。なお、
10 国総研・建研の調査の対象となる建築物は、震源に近い熊本市内を中心に、事前連絡等により免
震層及び周囲の状況が把握できているものから選定されている。

調査対象とされた免震建築物及び近傍の代表的な地震観測点の位置を図 3.7.1-1 に、また、各
種的设计情報を表 3.7.1-1 に示す。



15 図 3.7.1-1 国総研・建研の調査対象の建築物（A～J）及び地震観測点（▽）位置

3.7.2 被害調査の結果及び原因の分析

(1) 調査結果

国総研・建研の調査において報告された免震建築物の被害は、大きく次の 4 種類に分類できる。

- 20
- 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エキスパンションジョイント等の変状（多数）

これらのうち被害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
25 は報告されたことのないものである。ただし、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
て一定の効果があったとの回答がみられた。

被害③及び④については、これまでも多くの報告がある。

表 3.7.1-1 国総研・建研の調査対象の建築物一覧（建築物A～Jは図 3.7.1-1 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

a…平成12年建設省告示第2009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、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。

（2）被害要因の分析

i）被害①（ダンパー取付け基部の損傷）

5 被害①は、鉛ダンパーや鋼材ダンパーを上部構造に緊結するために設けられた取付け基部が免震層上部の鉄筋コンクリート造の床スラブとの間の定着部で破壊を生じていたり、また、取付け基部の躯体に損傷を生じていたりする被害である（写真 3.7-1）。スラブの被害は、その上面まで達しているものもあった（写真 3.7-2）。

10 この被害は建築物Cと建築物Iの2棟で見られており、鉛ダンパー（建築物C：6基、建築物I：8基）についてはその全てで、鋼材ダンパー（建築物C：4基、建築物I：8基）では建築物Iの3基で生じていた。

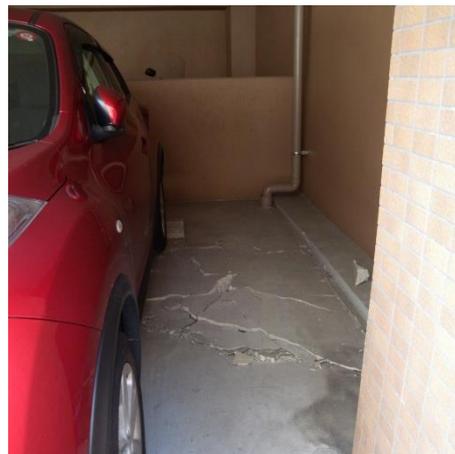
15 ①に類似の被害として、過去に2005年福岡県西方沖地震で報告された鉛ダンパーの構造躯体への定着位置における破損被害^{3.7-2)}があり、この原因として同報告では、定着部の設計についてダンパーの水平変形に伴って生ずる（せん断力以外の）曲げと引張力に対する配慮不足を指摘している。2009年には設計用の資料も整備（最新版は2014年の第2版^{3.7-3)}されたが、被害①が見られた建築物はこの資料以前の設計であり、上記の分析と同様に、設計の際に想定した免震材料の変形等に対し当該部位に生ずるせん断応力や曲げ応力等の想定が十分でなく、部材の配置計画や損傷部位の配筋などについて適切な設計が行われなかったことが被害要因として考えられる。

さらに、被害を受けたダンパーの取付け基部は、その周囲にはり等の部材が適切に配置されておらず、このことが被害を拡大した要因の一つと考えられる。実際に、被害を受けた鉛ダンパーに隣接して取付け基部にはり等が配置されたU形鋼材ダンパーがあり、基部の損傷が生じていないものがあった。(写真 3.7-3)。ただし基部に対して周囲のはりが偏心して取り付けられている等にかえって被害を拡大した事例もみられた。

5



写真 3.7-1 鉛ダンパー取付け基部の被害 (建築物C)



10

写真 3.7-2 免震層上面の床スラブの損傷 (建築物I)



写真 3.7-3 鋼材ダンパー (周囲のはり等の配置あり) と鉛ダンパーの比較 (建築物C)

ii) 被害② (外付け階段の損傷)

被害②は、中間階免震の上部構造に対し外付け階段を張り出して立ち下げ、階段部分を個別に積層ゴム支承で支える形式としたものについて、階段中央の壁部材で発生していた (図 3.7-2、写真 3.7-4 及び写真 3.7-5)。この被害の要因としては、外付け階段の設計を長期荷重に対してのみ行い、地震に対しては本体架構の付加質量として取り扱っていたため、地震時の検討対象となる架構に外付け階段部分が含まれておらず、その結果、地震時に外付け階段の部材に生ずるせん断や曲げ応力等の想定が十分でなく、免震層の応答変位に対して追従できずに損傷に至ったことが考えられる。

10

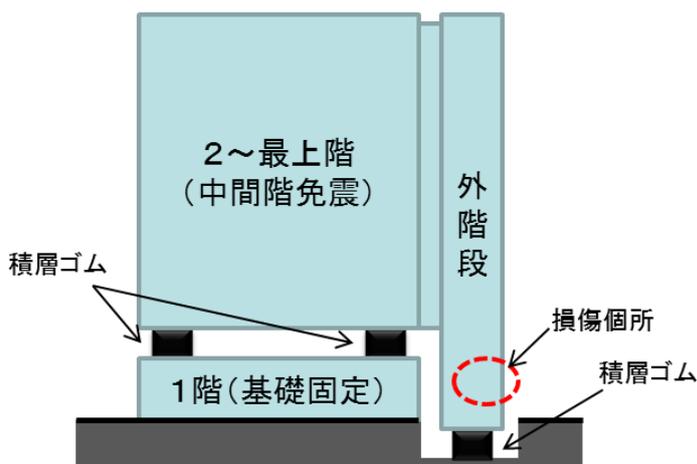


図 3.7-2 中間階免震の上部構造に対する外付け階段の配置と損傷位置



写真 3.7-4 外付け階段の被害 (建築物G)

15



写真 3.7-5 被害状況 (建築物G : 写真左は階段南側、右は階段北側)

iii) 被害③ (免震材料の変状)

被害③は、積層ゴム支承の保護(化粧)カバーのずれ・脱落や胴部保護ゴムのめくれ等、鋼材ダンパーの屈曲部の残留変形や塗装の剥がれなどである (写真 3.7-6、写真 3.7-7)。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。性能評価の範囲を超えるような著しい変形である場合を除き、地震時の免震性能の低下などの問題は発生せず、ただし耐久性上の影響のおそれがあることから、あらかじめ定められた免震建築物の維持管理の基準にしたがって地震後に点検を実施した上で必要に応じ補修又は交換等の措置を講ずることで対応する(できる)ことが多いと考えられる。



写真 3.7-6 化粧カバーのずれ及び胴部保護
ゴムのめくれ (建築物A)

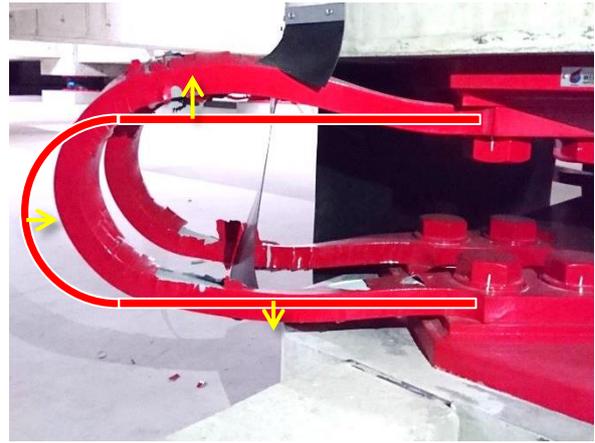


写真 3.7-7 鋼材部分の残留変形と塗装の
はがれ (建築物B)

5 iv) 被害④ (エキスパンションジョイント等の変状)

被害④は、免震建築物の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 (写真 3.7-8～写真 3.7-11)。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ります。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を防止するための柵等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。

15 調査の範囲では、こうした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。ただし、写真 3.7-8 に示す部位など、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つた。



写真 3.7-8 エキスパンション部の変状 (建築物G : 破損した天井被覆を撤去済み)

20

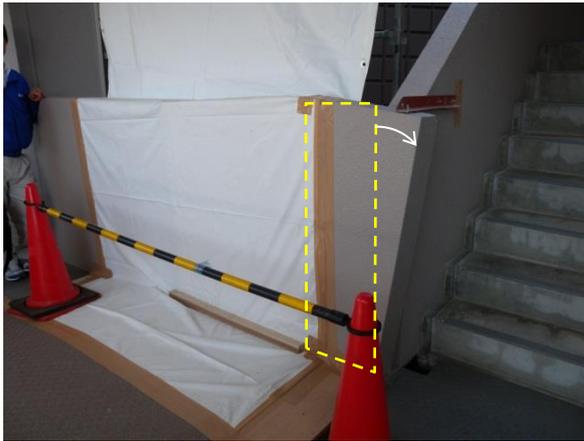
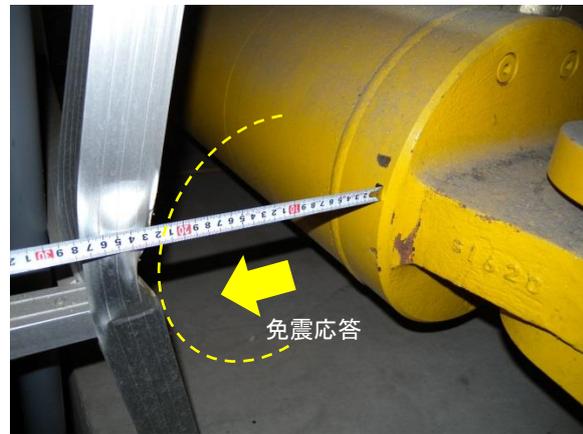


写真 3.7-9 同 変状② (建築物H (W棟) : 左は渡り廊下手すり壁の変形、右はカバーの変形)



5 写真 3.7-10 クリアランス部の変状① (建築物F : 左は配管吊り下げ用ボルトの変形、右はオイルダンパー胴部の移動・接触に伴う周囲柵の変形)

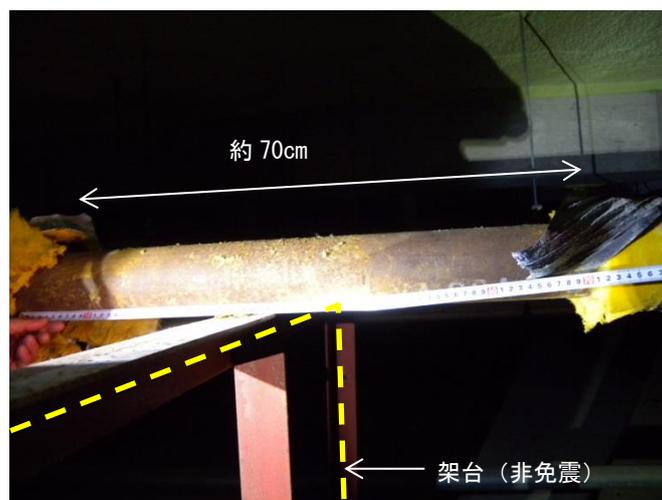


写真 3.7-11 同 変状② (建築物H (W棟) : 配管の断熱被覆の損傷)

3.7.3 まとめ

国総研・建研が熊本市及びその周辺で実施した 12 棟の免震建築物の現地調査結果に基づき、今回の地震における被害状況と要因分析の結果についてまとめると、次のとおりである。

- 5 ○ 免震建築物は、家具の転倒防止などには一定の効果を発揮した。ただし、12 棟中 5 棟（建築物 C、G（B棟）、H（E棟及びW棟）、I）で構造耐力上主要な部分の被害が見られた。
- 10 ○ 構造耐力上主要な部分の被害は、ダンパー取付け基部の損傷及び外付け階段の損傷である。これらは、いずれも過去の震災の被害調査では報告されていないものであり、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部材の断面や配筋等が不足し、結果として地震時の免震材料の応答変形に追従できずに被害を生じたものと考えられる。
- その他、過去の震災と同様に、免震材料の変状やエキスパンション周辺などクリアランス部の損傷が生じた被害が見られた。また、通路となる部分のエキスパンションカバー等の一部で、ゆがみや破損によって被災直後の通行などに支障を生じたものがあった。

15 参考文献（3.7 節）

- 3.7-1) 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(2016 年)熊本地震による建築物等被害第九次調査報告」，
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/index.html>
- 3.7-2) (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
- 20 3.7-3) (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

3.8 非構造部材の被害の特徴と要因

3.8.1 調査の概要・範囲等

5 これまでの非構造部材を主対象とした地震被害調査としては、建築学会が 4/23～4/24 に熊本市内、4/30～5/1 に大分県及び熊本県で実施したもの^{3.8-1)}があるほか、建築学会の各被害調査報告の中で一部、非構造部材の被害報告がある。

10 国総研・建研では、非構造部材に関する被害調査（第三次調査、第十一次調査、第十三次調査、）を行っている^{3.8-2)}。第三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、第十一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
15 を対象に、第十三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。調査建築物の所在地は熊本市、益城町であり、調査行程上で建築物の外観から非構造部材の被害調査を行っている。内部調査を行った対象は、学校等 14 件、音楽等用ホールを有する施設 5 件、自治体運動施設 3 件、美術館、空港旅客ターミナルビル、展示用ホールを有する施設が各 1 件である。

15 本委員会では、これらを対象として検討を行った。

3.8.2 被害調査の結果及び要因の分析

(1) 吊り天井の被害

20 国総研・建研による上記の調査において内部調査を実施した 25 件の内、10 室で、表 3.8-1 に示す通り、吊り天井に顕著な被害を確認した（①～⑤、⑦～⑩）。天井種類から見ると、8 室で在来工法による天井、1 室でシステム天井、1 室でラスモルタル天井が使われており、いずれも以前から被害の確認されている種類の天井での被害である。またこれら以外にも、例えば益城町では、避難所として指定されていた建築物のうち使用が検討された 14 棟中 6 棟が、発災当初は天井材の脱落をはじめとする損傷等によって使用できなかった。

25 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 m² 超で③質量 2kg/m² 超である吊り天井が該当する）に該当するものの被害が 10 室中の 6 室であり、用途別にみた内訳は、音楽等用ホール 3 室、展示用ホール 1 室、展示室 1 室、剣道場 1 室である。いずれも特定天井に関する技術基準（平成 25 年国土交通省告示第 771 号）の制定以前に設けられたものであって同技術基準を満たすものではない。また、特定天井に
30 該当しないものの被害は 4 室で、用途別にみた内訳は、体育室 2 室、柔道場 1 室、ライフル射場 1 室である。

天井の形態から見ると、おおむね平面（一様な勾配などを含む）のものが 4 室、一方向の断面形状が複雑（のこぎり形状など）なものが 4 室、天井面の一部に折り上げや折れ曲がりがあるものが 2 室である。天井が平面の室では被害は比較的小さいものに留まっているが、捨て張りの天井板が金属板であった室で全面的に脱落していたり、吊り長さが一様でない天井で比較的短い吊りボルト（長さ 0.4m。その他は 1.9m と 2.4m。）が多数脱落していたりするなどの被害を生じている。音楽等用ホール等で天井面が一方向の断面形状が複雑な天井を有する室では野縁と天井板が
35 一体的に落ちるなど比較的大きな被害を生じている。

40 国総研・建研の内部調査で確認した被害のほか、⑥に示すような特定天井の被害が自治体体育館の体育室について報告されている。立体的に折れ曲がったシステム天井が全面的に脱落してお

り、特定天井に関する技術基準の制定以前に設けられたものあって同基準を満たすものではない。

落下した特定天井はすべて2014年の新基準導入以前の未対策のものであり、同基準に規定する斜め部材の不足による揺れ、クリップ等の接合部の耐力不足等が被害要因と考えられる。その他の吊り天井の被害も同様に、地震時の揺れ、接合部の耐力不足等が要因と考えられる。なお、2014

5

年の新基準に適合する特定天井に関しては、制定後間もない状況であり被害状況を直接分析できる事例の収集ができなかった。

表 3.8-1 吊り天井の被害

特定 天井				
	①音楽等用ホール	②音楽等用ホール	③展示用ホール	
				
	④展示室	⑤剣道場	⑥体育室（自治体体育館）	
	そ の 他			
		⑦ライフル射場	⑧体育室	⑨体育室（舞台部分）
				
⑩柔道場				

10 (2) ガラス開口部等の被害

国総研・建研による調査と建築学会の被害報告会での報告それぞれの被害情報を踏まえて、ガラスによる開口部等の被害発生状況を整理すると表 3.8-2 のようになる。

①に示すようなガラスをサッシに硬化性パテどめにする方法は、1978年の2月と6月に起こった宮城県沖地震で被害を受けた窓ガラスの多くが硬化性パテどめであったことなどを踏まえて昭和45年建設省告示第109号が改正されて“地階を除く階数が三以上である建築物の屋外に面する帳壁”について“帳壁として窓にガラス入りのはめごろし戸(網入ガラス入りのものを除く。)を設ける場合にあつては、硬化性のシーリング材を使用しないこと。ただし、ガラスの落下による危害を防止するための措置が講じられている場合にあつては、この限りでない。”と規定されたことを踏まえて、現在の新築では使われていない。

②、③と④はガラスをサッシに弾性シーリング材で納めるはめこみ構法である。②、③は比較的小さなガラスが、④は比較的大きなガラスがそれぞれ用いられており、②、③のような被害は以前から体育館等で報告があり、④のような被害の報告は少ない。これらはめこみ構法のガラス開口部の耐震性能については層間変形角に対する検討があり^{3.8-5)}、サッシ枠が変形してもガラスと接触しないように、ガラスとサッシ枠との間に適正なクリアランスを設けて変形を吸収するようにしている。ガラスとサッシ枠との間のクリアランスで吸収できる以上の変形が構造体に生じたことが損傷につながったと想定される。

⑤は大判のガラスによる開口部である。ガラススクリーン構法の被害は以前から低層鉄骨造建築物を中心に被害報告があり、2011年東北地方太平洋沖地震の際には仙台市近辺において多くの被害報告がある^{3.8-6)}。ガラススクリーン構法の耐震設計では層間変形角の設計値がチェックポイントとされており、構造体の層間変形角が示されているときはそれに従って設計し、そうでない場合は1/100を想定する、とされ、最低でも1/100の層間変形角を考慮することになっている^{3.8-7)}。この被害についても、構造体に生じた変形が設置されたガラススクリーン構法が許容できる以上となったことが損傷につながったと想定される。

⑥は合わせガラスを用いたDPG構法によるものであり、過去の地震では被害報告はあまり見られない。本震後の写真^{3.8-1)}を見ると、両側の柱際のガラスを除くと、全5段中で下3段のガラスが損傷している。ガラスは各段で水平方向について1枚毎に前後に出入りしており、ガラス被害の多くは“後ろ”のガラスで生じていた。地震動によりガラスを支持するフレームに生じた大きな応答が損傷につながったことが想定されるが、被害要因を明らかにするには更に詳細な検討が必要になる。

⑦はガラスを用いた防煙垂れ壁である。ガラス防煙垂れ壁は、低層で大規模な鉄骨造の建物に多数採用されていて以前から多数の被害報告があるものである^{3.8-8)}。ガラスには網入りガラスまたは線入りガラスが用いられており、地震時のガラス端部と壁・柱などとの取合い部の破損防止策としてクリアランスを十分にとってガラス端部に緩衝材を設け、ガラスが破損した場合のことを考慮してガラス落下防止用の下枠等があるものを採用する、などが設計上の注意点として挙げられている^{3.8-7)}。被害を確認したガラス防煙垂れ壁はこれらの注意点を満たしておらず、損傷・脱落につながったものと想定される。

上記のように、ガラス開口部等では、耐震性が低くて新築では既に使われないような構法での被害のみならず、比較的新しい構法でも被害が確認されている。設置されているガラス開口部等の変形追従性や耐力を上回る変形や加速度がガラス開口部等を支持する箇所が生じたことが損傷の要因として想定され、比較的新しい構法など、被害によっては今後更に詳細な検討が必要と考える。

表 3.8-2 ガラスによる開口部等の被害

	現在の新築では同様の使い方をしないもの	現在も新築で使われているもの	
		被害報告がある程度あるもの	被害報告が少ないもの
サッシ窓	①硬化性パテどめ	② ガラスが小さいもの	④ガラスが大きいもの
		③ ガラスが小さいもの	
全面ガラス		⑤ガラススクリーン構法	⑥DPG 構法
		⑦ガラス防煙垂れ壁	

(3) 内装の被害

5 国総研・建研による調査と建築学会の被害報告会での報告それぞれの被害情報を踏まえて、内装の被害発生状況を整理すると表 3.8-3 のようになる。

①、②、③はいずれも下地にボードで仕上げた壁の被害である。①は体育館の舞台の壁において足下での鋼製の下地の損傷やボードのずれが見られ、生じた慣性力や層間変位の影響が要因と考えられる。②は ALC パネルによる壁を下地にボードで仕上げた壁からボードが脱落しており、

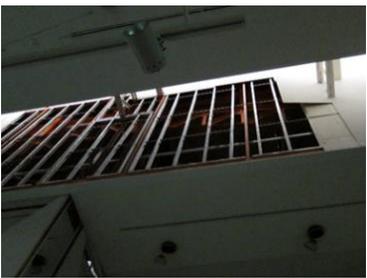
下地の ALC パネルに生じた大きな変位にボードが追従できなかつたことが要因と考えられる。③は特定天井に被害があった室の高窓につながる立ち上がり壁からのボードの脱落被害であり、このように高所から脱落した被害報告は少なく、地震時に下地に生じた変形が要因と考えられる。

④、⑤はボード以外による壁の被害である。④はコンクリートブロック壁に孔あきベニアで仕上げた壁の損傷であるが、コンクリートブロック壁は以前の地震でも脱落を含めて被害が確認されており、地震時に生じた加速度や層間変位の影響が想定される。

⑤はコンクリート製の自立した壁の転倒であり地震時の慣性力による影響と考えられるが、壁の転倒は鋼製下地材のものも含めて過去の地震や今回の地震でも被害が見られるが、事例としては少ない。

10 被害を受けた各部位において、下地や支持部分などに生じた変形や加速度が増大してそれぞれの壁が有する変形追従性や耐力を超過して被害を生じさせたと考えられる。

表 3.8-3 内装の被害

	現在の新築では同様の使い方をしていないもの	現在も新築で使われているもの	
		被害報告がある程度あるもの	被害報告が少ないもの
ボードによるもの		 <p>①壁の損傷</p>	 <p>③高所からのボードの脱落</p>
		 <p>②ボードの脱落</p>	
その他		 <p>④コンクリートブロック壁の損傷</p>	 <p>⑤コンクリート造の自立した壁の転倒</p>

(4) 外装の被害

国総研・建研による調査より、外装の被害発生状況を整理すると表 3.8-4 のようになる。

①のラスシートモルタル外壁や②のラスモルタル外壁はこれまでの地震でも被害報告が少なからず見られるものであり、比較的古い鉄骨造での被害が多く見られる。これらの被害が見られたような鉄骨造建築物の外壁には現在は乾式工法が用いられることがほとんどであり、新築する際に①や②の被害で見られたような使い方をすることはほぼないと思われる。

表 3.8-4 外装の被害

	現在の新築では同様の使い方をしないもの	現在も新築で使われているもの	
		被害報告がある程度あるもの	被害報告が少ないもの
湿式工法	 <p>①ラスシートモルタル外壁</p>	 <p>③タイル張り外壁</p>	
	 <p>②ラスモルタル外壁</p>		
乾式工法	 <p>④ALC 縦壁挿入筋構法</p>	 <p>⑤ ALC 横壁アンカー構法</p>	 <p>⑥ ALC 横壁アンカー構法</p>
			 <p>⑦PC パネル外壁</p>

③のようなタイル張り外壁の被害は、過去の地震でも今回の地震でも少なからず見られる被害であるが、③に見られるように下地の鉄筋コンクリート壁の被害が確認されるものも少なくない。

④の被害に見られる ALC 縦壁挿入筋構法の被害は以前の地震でも被害報告が見られるものである。ALC パネルを用いた外壁を縦壁に用いる場合には現在はロッキング構法を用いるようになっており、縦壁挿入筋構法が用いられることはない。

⑤、⑥は ALC 横壁構法による外壁の被害である。⑤のように天井面のレベルで脱落等を生じる被害は過去の地震でも報告があり今回の地震でも複数見られる。⑥は ALC 横壁を支持する軽量形鋼の下地から傾斜を生じたものであり、過去の地震ではあまり被害報告はない。

⑦は PC パネル外壁の被害であるが、過去の地震では、比較的古い建築物について被害報告が見られる。PC パネルについては、硬化性パテどめのガラス同様に、1978 年の宮城県沖地震の被害を踏まえた昭和 45 年建設省告示第 109 号の改正で“地階を除く階数が三以上である建築物の屋外に面する帳壁”について“プレキャストコンクリート板を使用する帳壁は、その上部又は下部の支持構造部分において可動すること。ただし、構造計算又は実験によつてプレキャストコンクリート板を使用する帳壁及びその支持構造部分に著しい変形が生じないことを確かめた場合にあっては、この限りでない。”とされており、⑦の被害のあった建築物も支持構造部は可動となっていたものと考えられる。

湿式工法、乾式工法ともに、被害の見られたような建築物を新築する際に現在は使わないような比較的耐震性の低い構法における被害を確認した。その他の被害については、各構法の外装材の支持部に生じた応答の増大や設置された非構造部材の耐力の不足が被害につながった可能性も考えられる。

3.8.3 まとめ

非構造部材の被害については、建築学会が熊本県及び大分県で実施した調査、国総研・建研が熊本市及び益城町近傍で実施した調査等に基づいて取りまとめた。以下に、これらの調査に基づいて被害の概要と要因を要約して示す。また、今回の地震被害調査で被害が確認されたものも含め、非構造部材の耐震を検討する上では、特定天井に関する技術基準解説書^{3.8-9)}、各種非構造部材に関するガイドライン（ガラス開口部等については文献 3.8-7）、建築学会による建築工事標準仕様書・同解説等（非構造部材全般の耐震については文献 3.8-10 があり、その他に各種建築工事に関するものが発行されている）などを参照することが有効である。

○吊り天井については、内部調査をした建築物 25 件のうち 6 室において特定天井の落下が確認された。その他にも自治体体育館等での被害が報告されている。

- ・被害を確認した天井は、規模、用途様々であり、2011 年東北地方太平洋沖地震と同様に、単位面積重量が重い天井の被害、ホール等の不特定多数の人が使う室での被害も確認されている。
- ・落下した特定天井はすべて 2014 年の新基準導入以前の未対策のものであり、同基準に規定する斜め部材の不足による揺れ、クリップ等の接合部の耐力不足等が被害要因と考えられる。
- ・その他の吊り天井の被害も同様に、地震時の揺れ、接合部の耐力不足等が要因と考えられる。
- ・例えば益城町によれば、避難所として指定されていた建築物のうち使用が検討された 14 棟中 6 棟が、発災当初は天井材の脱落をはじめとする損傷等により使用できなかったという事例が報告されている。

○ガラスの被害が比較的新しい構法である DPG 構法で確認されており、支持部材に生じた大き

な応答によりガラスが損傷したと考えられる。

○その他、過去の地震と同様、生じた加速度や層間変位に十分に追従できなかったことによる被害（大小ガラス開口部の破損・脱落、ガラス防煙垂れ壁の破損・脱落、外壁パネルの破損・脱落、タイル等湿式外壁の破損・脱落、内装の壁の破損・脱落・転倒、等）が見られている。

5

参考文献（3.8節）

- 3.8-1) 清家剛：平成 28 年熊本地震における非構造部材の被害について（日本建築学会「2016 年熊本地震」地震被害調査速報会）
- 3.8-2) 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）、国土交通省
10 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
- 3.8-3) 平成 28 年（2016 年）熊本地震による建築物等被害第十一次調査報告、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 6 月
- 3.8-4) 平成 28 年（2016 年）熊本地震による建築物等被害第十三次調査報告、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 9 月
- 15 3.8-5) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS17 ガラス工事，（社）日本建築学会，2003 年 12 月
- 3.8-6) 板硝子協会：平成 23（2011）年東北地方太平洋沖地震におけるガラス等の被害調査報告書，2012 年 1 月
- 3.8-7) 安全・安心ガラス設計施工指針 増補版，（一財）日本建築防災協会，2014 年 9 月
- 3.8-8) 2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，（社）日本建築学会，2011 年 7 月
- 20 3.8-9) 建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説
URL：<https://www.seinokyo.jp/tenjou/mokuji/>
- 3.8-10) 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，（社）日本建築学会，2003 年 1 月