

都市計画基礎調査を用いた建物地震被害および

道路閉塞の分布推定に関する研究

(Study on Estimating the Distribution of Building Damage and
Road Blockage Caused by Earthquakes Using Basic Survey of
City Planning)

2026年1月

博士（工学）

横屋 翔

豊橋技術科学大学

2026年 1月 6日

建築・都市システム 学専攻	学籍番号	第 215506 号	指導教員	齊藤大樹
氏名	横屋 翔			中澤祥二 松井智哉

論文内容の要旨 (博士)

博士学位論文名	都市計画基礎調査を用いた建物地震被害および道路閉塞の分布推定に関する研究
---------	--------------------------------------

(要旨 1,200 字程度)

地震被害推定は、想定される被害の予測や、発災直後の状況を把握するための手段として重要である。リアルタイム地震被害推定や事前の被害想定などで用いられる被害関数は、簡便に利用できる一方で、一定範囲内の被害棟数のみの算出に留まり、建物ごとの損傷状態を把握できない。建物ごとに損傷状態を推定し、それを地図上で可視化することができれば、より具体的な事前準備・意思決定につながると考えられる。本論では、地方自治体でまとめている、建物ごとの構造形式や建築年の情報を持つ都市計画基礎調査データを用いた地震による建物被害推定について検討した。提案手法は、事前の被害推定および発災直後のリアルタイム地震被害推定でも使えることを想定し、実被害での検証および、事前推定への利用について検討した。

2章では、本論の軸となる都市計画基礎調査の特徴について、愛知県豊橋市のデータを例として分析した。初めに、都市計画基礎調査と固定資産概要調書を比較し、都市計画基礎調査内の建物の特徴を示した。また、市全体の統計データに基づく建物データと、都市計画基礎調査の建物データからそれぞれ、南海トラフ地震による被害推定を行い、その違いを示した。

3章では、本論で提案する被害推定手法の概要、クリギング法による最大地動速度分布の推定方法、建物の解析モデル化、漸増動的解析（以下、IDA）曲線・損傷確率曲線の算定および層間変形角と被害状態の関連付けなど、被害推定手法全体の流れを説明した。

4章では、リアルタイム地震被害推定を想定し、2016年熊本地震で甚大な被害を受けた益城町の悉皆調査データに基づき、IDA曲線を用いた被害推定手法の妥当性を検証した。初めに木造建物について、過去の地震波群を統計的に処理したIDA曲線、KiK-net観測点の地表面観測記録から求めたIDA曲線、益城町役場1階の観測記録から求めたIDA曲線をそれぞれ算定し、建物被害分布の推定を行い、被害推定精度が最も良い入力を検証した。次に、木造、RC造、鉄骨造を対象とした被害分布推定を行い、推定対象範囲全体に関する推定精度を検証した。最後に、推定建物被害分布に基づく道路閉塞分布推定を行い、発災直後の航空写真と比較することで、推定手法の妥当性を検証した。

5章では、事前の被害推定に用いることを想定し、都市計画基礎調査を用いて、南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞の予測を行った。初めに、過去に観測された地震波群から損傷確率曲線を求めることで、各建物の倒壊レベルの変形に関する損傷確率分布を求め、被害傾向を把握した。また、その結果に基づくメッシュ単位の被害推定もを行い、マクロな被害状況の把握も行った。最後に、道路閉塞分布の推定を行い、その傾向と、緊急輸送道路との対応を明らかにした。

6章では結論として、本論で得られた知見をまとめた。

Date of Submission (month day, year) : January 6, 2026

Department of Architecture and Civil Engineering	Student ID Number	D215506	Supervisors	Taiki SAITO
Applicant's name	Sho Yokoya			Shoji NAKAZAWA
				Tomoya MATSUI

Abstract (Doctor)

Title of Thesis	Study on Estimating the Distribution of Building Damage and Road Blockage Caused by Earthquakes Using Basic Survey of City Planning
-----------------	---

Approx. 800 words

Earthquake damage estimation is important as a means for predicting anticipated damage and understanding the situation immediately after a disaster occurs. Fragility curves used for pre-disaster and real-time earthquake damage estimation offer convenient applicability. However, they are limited to calculating the number of damaged buildings within a specific area and cannot determine the damage state of individual buildings. Estimating the damage status for each building and visualizing it on a map could lead to more specific preparatory measures and decision-making. This thesis examines the estimation of earthquake damage to buildings using basic survey of city planning data compiled by local governments, which contains information on the structural type and construction year for each building. The proposed method was designed to be applicable for both pre-disaster damage estimation and real-time earthquake damage estimation immediately after a disaster. Its verification using actual damage data and its potential use for pre-disaster estimation are examined in this thesis.

Chapter 2 analyzed the characteristics of the basic survey of city planning using data from Toyohashi City, Aichi Prefecture as an example. First, the characteristics of buildings within the Basic survey of city planning by comparing the basic survey of city planning and the summary report of fixed assets. Furthermore, the building data based on the city's average and the building data based on individual information are created from the basic survey of city planning. This chapter shows the differences between the damage estimation results for the assumed Nankai Trough earthquake using these two sets of building data.

Chapter 3 outlined the overall flow of the damage estimation methodology proposed in this thesis, including the estimation method for maximum ground motion velocity distribution using kriging, building analysis modeling, calculation of incremental dynamic analysis curves and damage probability curves, and the correlation between inter-story drift angle and damage state.

Chapter 4 verified the validity of a damage estimation method using incremental dynamic analysis curves, based on comprehensive survey data from Mashiki Town, which suffered extensive damage during the 2016 Kumamoto Earthquake. That method is assumed to be used on real-time earthquake damage estimation. This chapter calculated three IDA curves: one statistically processed from past seismic wave groups, one derived from surface observation record at KiK-net observation points, and one derived from observation records on the first floor of the Mashiki Town Hall, for wooden buildings and verified the input curve with the highest damage estimation accuracy by estimated the distribution of building damage from these curves. Next, this chapter estimated damage distribution for wooden, reinforced concrete and steel structures, and verified the estimation accuracy for the entire target area. Finally, this chapter estimated road blockage based on the estimated building damage distribution and verified the validity of the estimation result by comparing it with aerial photographs taken immediately after the disaster.

Chapter 5 utilized the basic survey of city planning to predict building damage and road blockage in Toyohashi City due to the Nankai Trough earthquake, with the intension of using these estimates for preemptive damage assessment. First, this chapter determined the damage probability distribution for the complete collapse level deformations of each building using damage probability curves derived from previously observed seismic wave groups, thereby identifying damage tendencies. Furthermore, damage estimates were calculated for each mesh unit based on these results, and the overall damage situation was also assessed. Finally, this chapter estimated the distribution of road blockages and clarified their trends and correspondence with emergency transport routes.

Chapter 6 summarizes the findings obtained in this study.

目次

目次	I
図リスト	III
表リスト	VI
1章 序論	1
1.1 研究背景	1
1.2 関連する既往研究	2
1.2.1 建物被害関数に関する既往研究	2
1.2.2 都市の地震応答解析に関する既往研究	3
1.2.3 建物被害に伴う二次的な被害の推定に関する既往研究	4
1.3 本論の目的と構成	5
2章 都市計画基礎調査データについて	11
2.1 都市計画基礎調査の概要	11
2.2 愛知県豊橋市の都市計画基礎調査データ	11
2.2.1 建物の分布について	11
2.2.2 固定資産概要調書との比較	12
2.3 年代別建物分布の仮定の違いによる推定被害分布の比較	14
2.3.1 本節の概要	14
2.3.2 ケース1：市全体の年代別平均棟数割合を用いる場合	15
2.3.3 ケース2：各建物の実状況を用いる場合	15
2.3.4 建物割合の差	16
2.3.5 南海トラフ地震の想定地震動分布による豊橋市の被害推定結果の比較	17
2.3.6 年代別棟数割合差と被害率差の関係	19
2.4 2章のまとめ	21
3章 被害推定手法の概要	23
3.1 被害推定の流れ	23
3.2 クリギング法による最大地動速度分布の推定方法	24
3.3 都市計画基礎調査に基づく建物の解析モデル	26
3.3.1 建物種別の分類方法	26
3.3.2 木造建物のモデル	28
3.3.3 RC造建物のモデル	30
3.3.4 鉄骨造建物のモデル	32
3.4 IDA曲線の算定方法	34
3.4.1 IDAの概要	34

目次

3.4.2	入力地震波の設定	35
3.4.3	過去の複数地震波を入力した IDA 曲線の算定結果	37
3.5	損傷確率曲線の算定	41
3.6	層間変形角と被害状態の関連付け	48
3.7	3 章のまとめ	49
4 章	2016 年熊本地震における益城町の悉皆調査データを用いた建物被害と道路閉塞の推定精度の検証	53
4.1	本章の概要	53
4.2	悉皆調査データの概要	53
4.3	最大地動速度分布の推定	55
4.4	木造建物に関する検証	57
4.4.1	本節の概要	57
4.4.2	実観測波に基づく IDA 曲線の算定	58
4.4.3	木造建物の被害分布推定結果	60
4.5	鉄筋コンクリート造建物に関する検証	68
4.5.1	実観測波に基づく IDA 曲線の算定	68
4.5.2	鉄筋コンクリート造建物の実被害分布と推定被害分布の比較	69
4.6	鉄骨造建物に関する検証	70
4.6.1	実観測波に基づく IDA 曲線の算定	70
4.6.2	鉄骨造建物の実被害分布と推定被害分布の比較	72
4.7	全建物を統合した推定被害分布の分析	74
4.8	道路閉塞状況の推定と精度検証	76
4.8.1	道路閉塞の推定	76
4.8.2	航空写真からの道路閉塞判定	77
4.8.3	瓦礫流出幅に関する検討	78
4.8.4	全建物を考慮した道路閉塞分布の推定と精度検証	79
4.9	4 章のまとめ	82
5 章	南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞状況の予測	86
5.1	建物被害分布の予測結果	86
5.2	道路閉塞状況の予測結果	90
5.3	5 章のまとめ	92
6 章	結論	93
	論文リスト	96
	謝辞	97

図リスト

図 1-1	J-RISQ による建物被害推定の概要	2
図 1-2	IES による建物被害推定の概要	4
図 1-3	本論で提案する被害推定手法の概要	6
図 1-4	実被害との比較概要	6
図 1-5	事前被害推定の概要	7
図 2-1	都市計画基礎調査の建物分布 ^{2.5)}	12
図 2-2	構造形式の割合 ^{2.5)}	12
図 2-3	木造の用途別割合 ^{2.5)}	12
図 2-4	非木造の用途別割合 ^{2.5)}	12
図 2-5	豊橋市の年代別棟数割合 ^{2.9)}	16
図 2-6	棟数割合の差（ケース 2－ケース 1）	16
図 2-7	想定地動速度分布 ^{2.10)}	17
図 2-8	使用した被害関数 ^{2.13)}	17
図 2-9	想定地動速度分布に対する全壊率分布 ^{2.9)}	18
図 2-10	全壊率差分布 ^{2.9)}	18
図 2-11	想定地動速度分布に対する	19
図 2-12	一部損壊以上率差分布	19
図 2-13	棟数割合差と全壊率差の関係 ^{2.9)}	19
図 2-14	棟数割合差と一部損壊以上率差の関係 ^{2.9)}	20
図 3-1	発災直後の被害推定概要	23
図 3-2	事前被害推定の概要	24
図 3-3	豊橋市の PGV 地盤増幅度分布 ^{3.5)}	25
図 3-4	PGV 分布の推定方法	25
図 3-5	住宅用途建物の RC 造・鉄骨造階数別棟数分布 ^{3.7)}	27
図 3-6	商業用途建物の RC 造・鉄骨造階数別棟数分布 ^{3.7)}	27
図 3-7	木造建物の層せん断力係数－層間変形角関係 ^{3.16)}	30
図 3-8	バイリニア+スリップモデル ^{3.17)}	30
図 3-9	RC 造建物に設定する骨格曲線 ^{3.20), 3.21)}	31
図 3-10	RC 造 4 階建て骨格曲線の例 ^{3.23)}	31
図 3-11	軽量鉄骨造建物の層せん断力係	33
図 3-12	軽量鉄骨造建物の復元力特性 ^{3.25)}	33
図 3-13	重量鉄骨造建物の層せん断力係数－層間変形角関係	34
図 3-14	IDA の計算手順概要	35
図 3-15	減衰定数 5%時の加速度応答スペクトル ^{3.16)}	36
図 3-16	木造建物の IDA 曲線（境界型, $\alpha=1.0$ ）	38

図表リスト

図 3-17	RC 造建物の IDA 曲線 (境界型) ^{3.16)}	39
図 3-18	軽量鉄骨造建物の IDA 曲線.....	41
図 3-19	重量鉄骨造建物の IDA 曲線 (境界型)	42
図 3-20	損傷確率曲線の算定例.....	43
図 3-21	木造建物の損傷確率曲線 (1/20rad 超過確率)	44
図 3-22	RC 造建物の損傷確率曲線 (1/50rad 超過)	46
図 3-23	軽量鉄骨造建物の損傷確率曲線 (1/30rad 超過確率)	47
図 3-24	重量鉄骨造建物の損傷確率曲線 (1/30rad 超過確率)	47
図 4-1	益城町の悉皆調査被害分布 ^{4.2)}	53
図 4-2	悉皆調査建物の棟数割合 ^{4.2)}	53
図 4-3	悉皆調査建物の構造形式別用途割合 ^{4.2)}	54
図 4-4	悉皆調査建物の構造形式別建築年代割合 ^{4.2)}	55
図 4-5	益城町周辺の K-NET, KiKnet 観測点及び震央位置 ^{4.1)}	55
図 4-6	悉皆調査範囲の PGV 地盤増幅度分布 ^{4.6)}	56
図 4-7	バリオグラム雲 ^{4.7)}	56
図 4-8	悉皆調査範囲の推定 PGV 分布 ^{4.7)}	57
図 4-9	源波 5%加速度応答スペクトル ^{4.7)}	59
図 4-10	基準化した 5%加速度応答スペクトル ^{4.7)}	59
図 4-11	算定した木造建物の IDA 曲線 (熊本地震観測波) ^{4.7)}	60
図 4-12	木造建物の年代・階数別分布 ^{4.2)}	61
図 4-13	木造建物の年代・階数別棟数 ^{4.2)}	61
図 4-14	KMMH16 のあるメッシュの建物被害分布 ^{4.7)}	62
図 4-15	KMMH16 のあるメッシュの年代別建物被害分布 ^{4.7)}	63
図 4-16	益城町役場のあるメッシュの建物被害分布 ^{4.7)}	64
図 4-17	益城町役場のあるメッシュの年代別建物被害分布 ^{4.7)}	65
図 4-18	観測点以外のメッシュにおける推定精度 ^{4.7)}	66
図 4-19	推定対象範囲内の木造建物被害分布 ^{4.7)}	67
図 4-20	推定対象範囲内の年代別木造建物被害棟数 ^{4.7)}	67
図 4-21	RC 造建物の IDA 曲線 ^{4.19)}	68
図 4-22	RC 造建物の被害分布.....	69
図 4-23	RC 造建物の年代別建物被害分布 ^{4.19)}	70
図 4-24	軽量鉄骨造建物の IDA 曲線.....	70
図 4-25	重量鉄骨造建物の IDA 曲線.....	71
図 4-26	鉄骨造建物の被害分布.....	72
図 4-27	重量鉄骨造建物の層間変形角分布.....	74
図 4-28	全対象建物の被害分布.....	75
図 4-29	瓦礫流出モデル ^{4.20)}	77

図 4-30	熊本地震における建物倒壊の一例	77
図 4-31	道路中心線網 ^{4.21)}	77
図 4-32	航空写真に基づく実道路閉塞状況	77
図 4-33	推定道路閉塞状況（瓦礫流出幅 3m 固定）	78
図 4-34	推定道路閉塞状況（瓦礫流出幅階高考慮）	78
図 4-35	全建物を考慮した推定道路閉塞状況	79
図 4-36	②建物位置が道路中心線から離れている具体例	80
図 4-37	④建物被害と直接関係しない要因の具体例	81
図 5-1	250m メッシュ単位の棟数分布	87
図 5-2	建物別損傷確率分布	87
図 5-3	損傷確率分布の詳細地図	87
図 5-4	損傷確率に基づくメッシュ単位の被害推定の計算方法	88
図 5-5	損傷確率に基づく被害棟数分布	89
図 5-6	損傷確率に閾値を設けた場合の被害棟数分布	89
図 5-7	道路中心線網 ^{5.2)}	90
図 5-8	道路閉塞分布	90
図 5-9	道路閉塞区間の詳細地図	91
図 5-10	豊橋市の緊急輸送道路等と道路閉塞分布 ^{5.3)}	91

図表リスト

表リスト

表 2-1	建物の属性情報	12
表 2-2	基礎調査と概要調書の棟数比較 ^{2.5),2.6)}	13
表 2-3	概要調書の木造建物棟数 ^{2.6)}	13
表 2-4	基礎調査の木造建物棟数 ^{2.5)}	13
表 2-5	概要調書の非木造建物棟数 ^{2.6)}	14
表 2-6	基礎調査の非木造建物棟数 ^{2.5)}	14
表 2-7	住宅・土地統計調査における豊橋市の非木造建物棟数 ^{2.8)}	14
表 2-8	年代別の平均棟数割合 ^{2.9)}	15
表 2-9	棟数割合差と全壊率差の相関係数 ^{2.9)}	19
表 2-10	棟数割合差と一部損壊率差の相関係数 ^{2.9)}	20
表 3-1	豊橋市の固定資産概要調書棟数 ^{3.8),3.9)}	26
表 3-2	都市計画基礎調査に基づく各建物のモデル化分類	28
表 3-3	床面積 1 m ² あたりの重量 (kN/m ²) ^{3.11)}	29
表 3-4	木造建物解析モデルの一次固有周期(s)	30
表 3-5	木造建物解析モデルの 1/30rad 時の等価一次固有周期(s)	30
表 3-6	RC 造建物の年代別層せん断力係数 ^{3.22)}	31
表 3-7	重量鉄骨造の耐力比 ^{3.28)}	34
表 3-8	分類ごとの地震波の数 ^{3.16)}	36
表 3-9	RC 造建物の弾性一次固有周期(s)	40
表 3-10	木造建物の最大層間変形角と被災度の対応関係 ^{3.40)}	48
表 3-11	鉄骨造建物の最大層間変形角と被災度の対応関係 ^{3.41)}	48
表 3-12	RC 造建物の最大層間変形角と被災度の対応関係	49
表 4-1	悉皆調査被害度と被災度，および層間変形角に関する判定基準 ^{4.7)}	61
表 4-2	KMMH16 観測点メッシュにおける各 IDA 曲線の推定精度 ^{4.7)}	63
表 4-3	益城町役場メッシュにおける各 IDA 曲線の推定精度 ^{4.7)}	65
表 4-4	RC 造建物の悉皆調査被害度と被災度および層間変形角に関する判定基準 ^{4.19)}	69
表 4-5	RC 造建物の推定精度 ^{4.19)}	70
表 4-6	各重量鉄骨造建物の弾性一次固有周期(s)	71
表 4-7	鉄骨造建物の悉皆調査被害度と被災度区分判定の被災度，層間変形角に関する判定基準	72
表 4-8	軽量鉄骨造建物の推定精度	73
表 4-9	各耐力モデルを一律に仮定した場合の重量鉄骨造建物の推定精度	73
表 4-10	被害推定に採用した重量鉄骨造モデルの組み合わせによる推定精度	74
表 4-11	全対象建物の被害分布推定精度	75
表 4-12	道路閉塞状況の比較	79
表 4-13	航空写真と推定建物被害に基づく推定道路閉塞状況の比較	80

表 4-14	航空写真と実被害に基づく推定道路閉塞状況の比較	80
表 4-15	危険側評価区間の各要因の占める割合	82
表 5-1	解析パラメータの一覧	86

1章 序論

1.1 研究背景

日本の災害対策基本法では、災害について、「暴風、竜巻、豪雨、豪雪、洪水、崖崩れ、土石流、高潮、地震、津波、地盤の液状化、噴火、地滑りその他の異常な自然現象又は大規模な火事若しくは爆発その他その及ぼす被害の程度においてこれらに類する政令で定める原因により生ずる被害をいう。」と定義しており、様々な事象が具体的に想定されている。このなかで、地震は、局的あるいは広域にわたって人的・財産的な被害を及ぼすもので発生の予測が困難とされている。近年では、南海トラフ巨大地震による広域の甚大な被害や、首都直下地震による首都圏の甚大な被害が懸念されており、地震による被害を抑えることは、日本における恒常的で重要な課題であると言える。

その対策として広く知られているものとして、例えば気象庁による緊急地震速報^{1.1)}が挙げられる。緊急地震速報は、地震の初期微動を観測・解析することにより、その後に発生する主要動に寄る揺れの強さを予測し、警報を発信するものである。緊急地震速報では、地震が発生したという情報を迅速に伝えることで、国民が身の安全を確保し、被害を抑えることが可能である。また、最近では、南海トラフ沿いの想定震源域で大規模地震が発生する可能性が平常時と比べて高まった場合に、「南海トラフ地震臨時情報」が発信されるようになった^{1.2)}。こちらも、後発地震の可能性が高いことを伝えることで、被害を軽減することが目的となっている。

一方、内閣府や地方自治体による被害想定なども、対策の一つである。例えば、内閣府の中央防災会議では、南海トラフ地震の被害想定^{1.3)}を示したり、防災対策推進計画^{1.4)}などを示したりして対策を進めている。また、愛知県豊橋市では、南海トラフ地震に対する建物被害棟数や死者数の推定値を明示し、建物耐震化に寄る被害低減効果を数値的に示すなどの取組^{1.5)}が図られている。予め被害予測を行うことで、どこでどのような被害が発生するかを把握し、災害発生前からの備えや災害発災後の対応を想定した訓練を行うなど、具体的な行動につなげることが可能である。

発災直後の対策としては、リアルタイムな地震被害推定システムが挙げられる。リアルタイム被害推定は、地表面や建物に地震計を設置し常時モニタリングを行うことで、地震波観測後即座に建物等の被害推定を行うもので、被害状況の把握や、災害時の意思決定を補助するための重要な情報を提供する。即時被害推定は、個別の建物を対象としたものと、一定範囲内の建物群を対象としたものの2つに大別される。個別建物を推定対象とした例として、林・齊藤^{1.6)}は、愛知県東三河地区の防災拠点建物（市役所庁舎）を対象に地震計を設置し、観測した地震波を入力波として建物の地震応答解析を行い、その結果を市や消防の防災担当者にメールで通知するリアルタイム耐震診断システムを構築・運用している。また、楠は、加速度記録から求めた性能曲線による被災度評価手法を提案^{1.7)}しており、それを基に構築したシステムで、2022年の福島県沖を震源とした地震における通信鉄塔の即時被災度判定を行っている^{1.8)}。一方、広域の複数建物を対象としたリアルタイム地震被害推定は、1995年兵庫県南部地震を契機として様々な提案や開発^{1.9)-1.12)}などが行われている。現在も稼働している具体的な実装例として、防災科学技術研究所（以下、防災科研）のJ-RISQ^{1.13)}が挙げられる。J-RISQでは地震発生後速やかに、震度分布や建物被害分布、人的被害状況を総務省

1章 序論

が定めた地域メッシュレベルで推定し、災害対応初動時の意思決定を行うための情報を提供する。加えて、地方公共団体や民間企業へも被害推定情報を共有できるようなシステムの社会実装に向けた取り組みを進めている。また、内閣府では、利用者が被害の全体像を把握することを支援するため、新総合防災情報システム（SOBO-WEB）^{1,14)}の構築・運用を行っている。このシステムには、面的な震度分布に基づき 1km 四方のメッシュごとに建物被害や人的被害を推定し、その結果をシステム利用者に共有する地震被害早期評価システムが含まれており、面的な被害状況を発災後概ね 10 分程度で共有可能である。このように、リアルタイム被害推定は、情報が十分に収集できない災害直後の状況において、モニタリングによる観測値と、建物・地域といった推定対象の情報を利用することで、人的被害や建物などの物的被害状況を把握し、その情報を迅速に伝えることで、行政や市民の初動対応に関する意思決定を支援することが可能である。

事前の被害推定や既存のリアルタイムな被害推定システムでは、推定単位が 250m 地域メッシュや 1km 地域メッシュに限られている場合が多い。そのため、メッシュ単位で被害棟数は概観できるものの、それぞれの建物がどのような損傷状況なのかを示すには至っていない。市町村レベルの地方自治体に対しては、その市町村が保有する建物データなどを用いることで、建物ごとのより詳細で高精度な建物被害推定ができると考えられる。加えて、建物被害に伴う道路閉塞状態や避難者数の推定などの情報も推定することができ、事前の被害推定ではより具体的な災害対応の想定を、リアルタイム被害推定システムでは、行政の初動対応により密接に関係する情報を迅速に提供できるため、情報収集が困難な発災直後の意思決定の支援になると考える。

1.2 関連する既往研究

1.2.1 建物被害関数に関する既往研究

自治体の被害推定やリアルタイム被害推定における建物被害の推定には、建物被害関数が用いられることが多い。例として、図 1-1 に前述した J-RISQ^{1,13)}における建物被害推定についての概要を表した図を示す。J-RISQ では、全国に設置している強震観測網で観測された地震波から 250m 地域メッシュごとの地震動強さ分布を推定し、全国的に整備された統計データから作成した地域メッシュ単位の建物棟数データに被害関数から求めた被害率を乗ずることで、全国規模での建物被害分布の即時推定を行っている。被害関数は、地震動強さと建物の被害率を関連付けたもので、統計パラメータのみで面的な建物被害分布を推定することができ、簡便に使用できる利点がある。

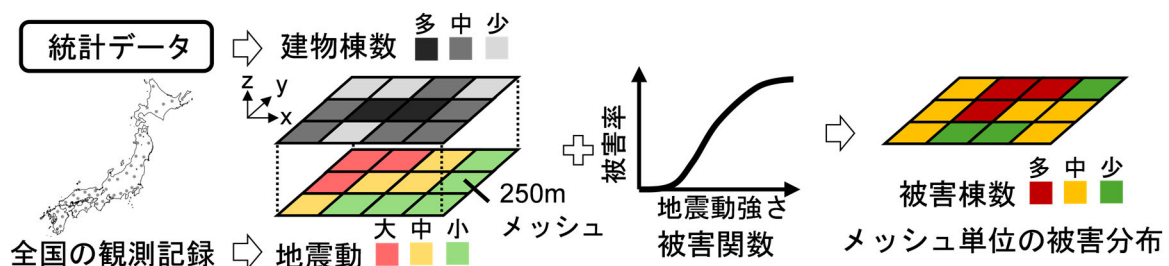


図 1-1 J-RISQ による建物被害推定の概要

日本における被害関数は、甚大な被害を及ぼした 1995 年兵庫県南部地震で様々なものが提案されており、また現在までに発生したいくつかの地震に関する被害関数が存在している。例えば、村尾・山崎は、兵庫県南部地震における神戸市灘区の自治体により調査された建物被害データから、構造・建築年代別の被害関数を提案している^{1.15)}他、専門家らにより調査された建物被害データからも同様に構造・建築年代別の被害関数を構築し、両者の比較を行っている^{1.16)}。翠川らは、兵庫県南部地震以降、2003~2008 年に発生した 7 つの被害地震を対象に、罹災調査の結果から被害関数を構築し、兵庫県南部地震の被害関数との比較を行っている^{1.17)}。また、鳥澤らは、2016 年熊本地震における熊本県益城町と宇城市の罹災証明データを基に、構造別・建築年代別の建物被害関数を構築している^{1.18)}。これらの被害関数は、実被害に基づく統計データから算定されており、地震動強さ指標には最大地動加速度（以下、PGA）、最大地動速度（以下 PGV）、計測震度など汎用的なものが用いられているため、被害推定で広く使われている。

上記の被害関数に対して、入力となる地震動強さ指標や建物の破壊状態、1 棟ごとの被害に着目した研究もみられる。境などは、同一震度であっても被害が異なる場合があることに着目し、地震波の 1~2 秒程度の周期帯における平均速度応答が木造建物の被害と相関が高く、それを入力とした被害関数を提案している^{1.19)~1.21)}。一方、岡田・高井は、建物ごとの被害パターンを分類し^{1.22)}、建物の損傷度合を推定する損傷度関数を提案している^{1.23)}。被害関数は建物群の被害率を表すのに対し、損傷度関数は建物ごとの被害度合いを表すものである。また、堀江らは、被害パターンの中でも特に被害が大きい D5 以上にあるような建物を、建物内の生存空間が失われる層破壊した建物とし、層破壊に着目した被害関数を構築している^{1.24), 1.25)}。これらのように、若干の複雑さが加わることになるものの、より高精度で利便性の高い被害関数の提案も行われている。

また、解析から被害関数を求めている研究もいくつか見られる。宮腰らは、建物群の耐力分布と、被害程度に相当する層間変形角を解析パラメータとして、建物モデルの地震応答解析を基に被害関数を算定し、実被害に基づく被害関数と比較している^{1.26)}。また、宮腰らは、建物の耐力のばらつきだけでなく、被害に相当する層間変形角にもばらつきがあると仮定し、地震応答解析により被害関数を構築している^{1.27)}。解析による被害関数は、解析モデルや入力地震波をパラメータとすることで、実被害に基づく被害関数と異なり、地域性や地震の限定がないため、汎用的な被害関数の作成が可能であると考えられる。その一方で、実被害に基づいていない場合は、実用にあたっては実被害との比較による精度検証が不可欠である。

以上のように、様々な地震被害・方法による被害関数が提案されている。実際の地震被害に基づく被害関数は、どの地域を対象とした場合でも簡便に利用できる一方で、地震の周期特性や地域性などが固有であるため、別の地震で被害を受けた異なる地域の被害に利用した場合、その推定精度が十分でない可能性がある。一方、解析に基づく被害関数は地震の周期特性や地域性に限定されない汎用的な被害関数の構築が可能であるが、その精度検証には実被害との比較が必要不可欠である。また、いずれの場合も対象が建物群であるため、個々の建物の被害状況を表せていない点が挙げられる。

1.2.2 都市の地震応答解析に関する既往研究

都市の被害を推定する方法として、被害関数の他に、都市の地震応答解析を行う方法が提案され

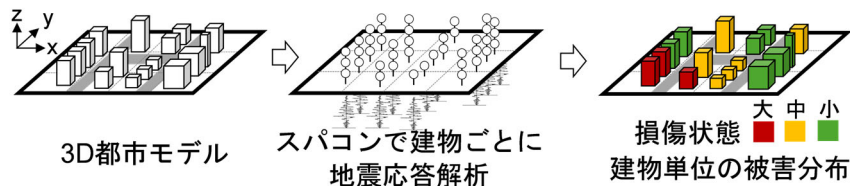


図 1-2 IES による建物被害推定の概要

ている。堀らは、地盤と構造物を表す都市の解析モデルを構築し、地震動と構造物の応答をシミュレーションすることで、都市の地震被害を推定・把握する統合地震シミュレータ（以下、IES）を開発している^{1.28), 1.29)}など。IES は、建物一つ一つを解析モデル化し、それぞれの地点で地盤状態などを考慮した地震波を入力して地震応答解析を行うことで、建物ごとの個別被害推定が可能であることが特徴である。例えば、飯山らは、2011 年東北地方太平洋沖地震において、木造建物の被害が多数見られた地域を対象に、IES を用いたシミュレーションベースの被害推定を行い、実被害の分布を良好に再現している^{1.30)}。

IES では、被害関数と比較して、精緻なシミュレーションにより被害を個別建物レベルで推定することができ、詳細な分析が可能である点が有益である。また、被害推定結果から道路閉塞や避難シミュレーションなどにつなげることができるため、総合的に被害を概観できる。加えて、国土交通省による 3D 都市モデルのオープンデータである PLATEAU のデータと連携して、地方公共団体の職員などが利用することを目的とした、web 上で手軽に建物振動シミュレーションを行って、その結果を建物ごとに可視化できるアプリケーションの開発が進められており^{1.32), 1.33)}、成果の公開もされている。図 1-2 に、PLATEAU の 3D 都市モデルと連携した IES による建物被害推定についての概要を表した図を示す。その一方で、スーパーコンピュータを利用するシステムであり、前述のアプリケーションでもそのリソースを使って計算を行っているが、市域を対象とした計算には現状 1 日程度を要する^{1.33)}とされている。したがって、常時モニタリングを利用したリアルタイムな地震被害推定に適用するには、迅速な状況把握の観点から現状の技術では不向きであると考えられる。

1.2.3 建物被害に伴う二次的な被害の推定に関する既往研究

建物被害の推定結果は、それに伴う二次的な被害の推定に使われる場合がある。例として、建物倒壊に伴う道路閉塞や避難者のシミュレーションなどが挙げられる。例えば、市川ら^{1.34)}は、東京都荒川区を対象として、建物倒壊による瓦礫流出に伴う道路閉塞について、建物の全方向に瓦礫が流出するモデルを提案し、道路閉塞分布の分析および避難所到達可能性の分析を行っている。また、長谷川ら^{1.35)}は同様に東京都荒川区を対象として、建物倒壊による道路閉塞を考慮した緊急輸送道路から避難所までの最短移動距離に着目して分析しており、その結果を元に耐震化対策によるアクセス性の確保について検討している。これらの研究では、建物倒壊による道路閉塞のみを考慮して、避難所までの到達について議論している。

一方、伊藤ら^{1.36)}は、和歌山県田辺市の一部地域を対象とした、建物倒壊に伴う道路閉塞を考慮した津波避難シミュレーションを行っている。また、大佛・沖^{1.37)}は、地震による建物倒壊だけでなく、地震に伴う出火・延焼も考慮した道路閉塞を仮定し、避難行動シミュレーションから避難者の避難困難率を求め、避難困難率に大きく影響を及ぼす要因を定量的に分析している。これらの研

究では、地震による二次的な被害として津波や火災を追加した複合的な検討を実施している。

他にも、藤田ら^{1,38)}は IES を用いてそれぞれの建物の応答結果が規定値を超えた場合に瓦礫流出が発生するような解析を行い、それをもとに避難行動シミュレーションを行うことで、建物被害の程度や有無が避難行動に与える影響を検討している。

このように、地震による建物倒壊に伴う道路閉塞と避難行動を合わせた研究例は多い。しかしながら、これらの結果を即時推定する手法についての検討例は見当たらない。建物被害に伴う道路閉塞や避難者のシミュレーションは、行政等の情報収集や初動対応に密接に関連する情報であり、これらの情報を速やかに推定し伝達することができれば、迅速な意思決定を支援することにつながると考えられる。

1.3 本論の目的と構成

本論では、都市計画基礎調査を用いて、市町村レベルの地方自治体を対象とした簡便で詳細な建物被害推定および、道路閉塞推定手法を提案・検証することを目的とする。ここで意味する簡便性は、前述の被害関数と同様に、用意した被害推定用のデータセットと、自治体の持つデータのみで被害推定が完結することであり、解析モデルの設定や複雑な解析を介さず被害を推定できることを想定している。また、多くの自治体で収集されている情報のみを利用することを想定しており、汎用的な手法であることを目指す。そして、ここで意味する詳細性は、IES と同様に、個別建物の被害状況を推定することができることである。詳細な被害推定結果を示すことで、事前対策や発災直後の初動対応をより支援できる情報を提供できると考える。都市計画基礎調査は、市町村内の建物ごとの構造形式や建築年等の情報などが含まれており、かつ地理情報システム（以下、GIS）で表示可能なデータ形式としてまとめられている。本論では、この都市計画基礎調査を利用した、建物被害推定および道路閉塞推定手法を提案し、事前の被害推定および発災直後のリアルタイム被害推定システムへの利用を想定する。以下に、本論の3つの研究目標を示す。

1. 都市計画基礎調査を用いた簡便で詳細な建物被害推定手法の提案

提案する手法は統計パラメータなどを用いた簡易な手法であり、かつ建物個別に損傷状況を把握できる手法を目指す。また、事前の被害推定で用いる場合と発災直後の被害推定で用いる場合で異なるものとする。事前の被害推定では、過去に観測された複数の地震波を入力として地震動を確率的に設定し被害推定を行う。一方、発災直後の被害推定では、観測された地震波を入力として地震動を断定的に設定し被害推定を行う。図1-3に提案する被害推定の概要を示す。

2. 発災直後の被害推定を想定した推定結果と実被害の比較による提案手法の精度検証

2016年熊本地震で被害を受けた熊本県益城町の悉皆調査データと、提案した発災直後の被害推定手法による推定建物被害結果を比較することで推定精度を明らかにし、提案手法の妥当性を検証する。また、推定した建物被害分布を基に、道路閉塞分布の推定を行い、その結果を発災直後の航空写真と比較することで、道路閉塞推定の妥当性を検証する。図1-4に実被害との比較に関するフローを示す。

3. 事前の被害推定を想定した都市計画基礎調査による愛知県豊橋市の想定南海トラフ地震に対す

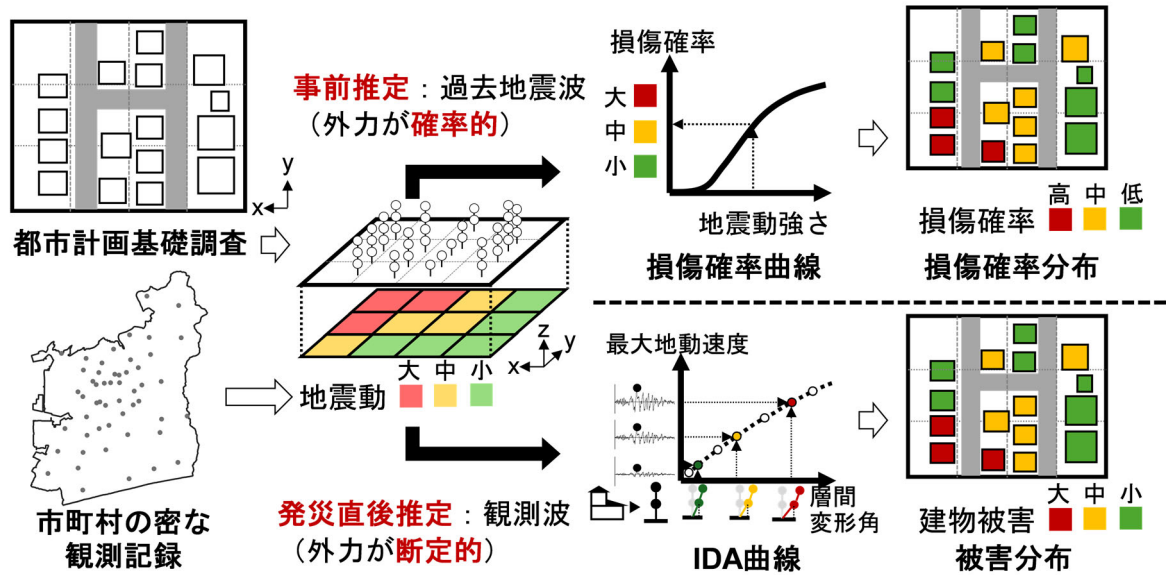


図 1-3 本論で提案する被害推定手法の概要

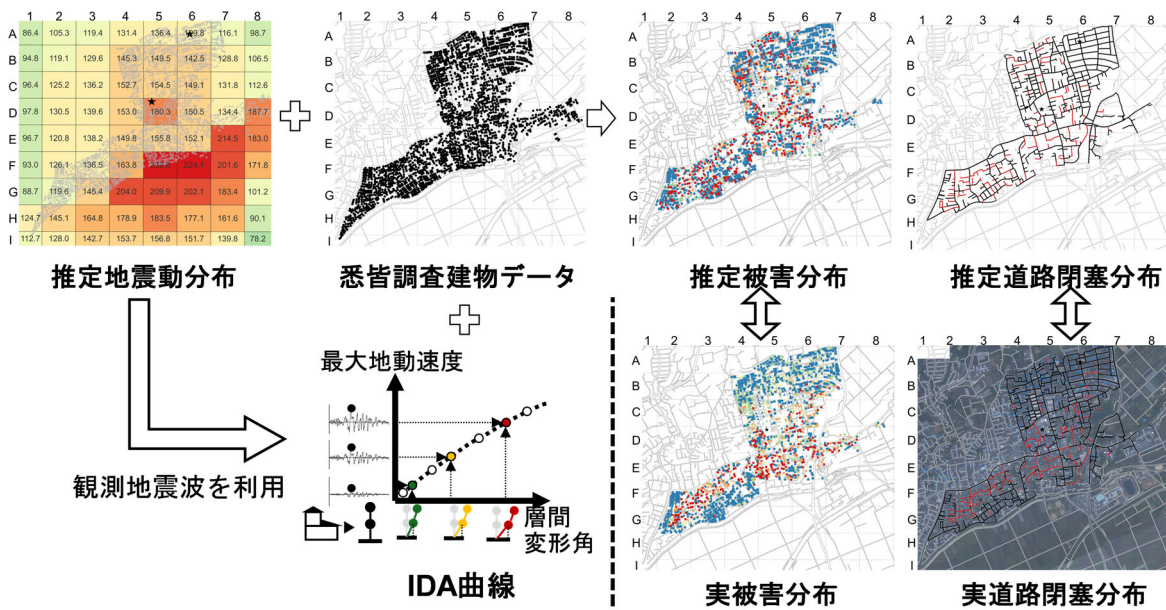


図 1-4 実被害との比較概要

る被害状況の推定

都市計画基礎調査を用いた愛知県豊橋市の南海トラフ地震に対する被害推定を行い、その被害傾向を確認するとともに、手法の適用性を確認する。図 1-5 に事前被害推定のフローを示す。

本論の構成を以下に示す。なお、本論は、著者が執筆した査読付き学術論文^{1.39)-1.41)}の内容を統合して執筆している。これらの学術論文の著作権は各学会に帰属する。本論では、これらの学術論文の内容の一部引用・転載しているが、各学会の規定等を確認し、著者自らの著作物にその一部を利用する場合、それを妨げない旨を確認していることを明記しておく。

1章では、本論の研究背景および、関連する既往研究について示し、研究目的と構成を示す。

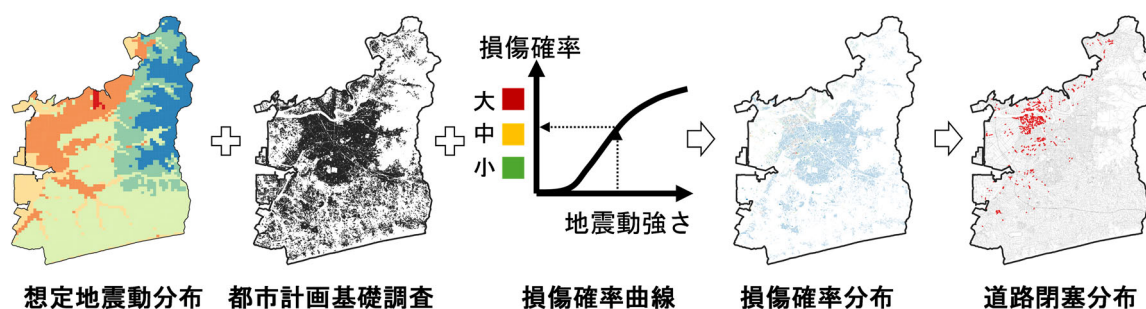


図 1-5 事前被害推定の概要

2章では、本論で用いる都市計画基礎調査についての概要と、豊橋市の都市計画基礎調査を基にその特徴を説明する。また、そのデータを基に被害関数による被害推定を行い、他の統計データを参照した場合の結果と比較することで、都市計画基礎調査を被害推定に用いることの利点を明らかにする。本章の内容は 1.39)の学術論文の内容を基に構成している。

3章では、被害推定手法全体の流れを示す。初めに、クリギング法による地動速度分布推定の方法について説明する。次に、都市計画基礎調査データを参考に、構造形式・建築年等をパラメータとして、木造・RC造・鉄骨造の建物について、多質点系モデルの構築を行い、構築した解析モデルから IDA 曲線・損傷確率曲線の算定を行う。最後に解析結果に基づく被害状態の判定方法について示す。本章の内容は 1.39), 1.41)の学術論文の内容を基に構成している。

4章では、図 1-4 の通り、リアルタイム地震被害で提案手法を利用することを想定し、2016年熊本地震における益城町の悉皆調査データを用いて、建物被害と道路閉塞の推定を行い、提案手法の推定精度を検証する。また、推定建物被害分布に基づく道路閉塞分布の推定も行い、航空写真と比較することで精度の検証を行う。本章の内容は 1.40), 1.41)の学術論文の内容を基に構成している。

5章では、図 1-5 の通り、事前推定を想定して、南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞状況の被害予測を行い、予測される被害状況を把握する。本章の内容は 1.39)の学術論文の内容を主として構成している。

6章では、本論の結論を述べる。

参考文献

- 1.1) 気象庁：緊急地震速報について， <https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/jishin/cew/index.html>，
(参照日：2025-10-24)。
- 1.2) 内閣府：南海トラフ地震の多様な発生形態に備えた防災対応検討ガイドライン 改訂版，
2025.08。
- 1.3) 内閣府中央防災会議 防災対策実行会議 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ：南海トラフ巨大地震最大クラス地震における被害想定について【定量的な被害量】，2025.03，https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg_02/index.html (参照日：2025-10-24)。
- 1.4) 内閣府中央防災会議：南海トラフ地震防災対策推進基本計画，2025.07，

1章 序論

- https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/pdf/nankaitrough_keikaku_honbun.pdf (参照日: 2025-10-24).
- 1.5) 豊橋市: 豊橋市南海トラフ地震被害予測調査～調査結果の概要及び今後の地震防災・減災対策について～, 2014.
 - 1.6) 林和宏, 齊藤大樹: 防災拠点建物を対象としたリアルタイム耐震診断システムの社会実装—市役所庁舎へのシステム導入とその運用状況, 日本地震工学会論文集, Vol. 19, No. 5, pp. 378-387, 2019.
 - 1.7) 楠浩一: 加速度記録により求めた R/C 造建物の性能曲線による被災度評価法に関する研究, 日本建築構造系論文集, Vol. 85, No. 774, pp. 1055-1065, 2020.
 - 1.8) 楠浩一: 通信鉄塔の構造ヘルスマモニタリング—2022年3月16日に発生した地震での応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp. 307-308, 2022.
 - 1.9) 山崎文雄: リアルタイム地震防災システムの現状と展望, 土木学会論文集, No. 577, pp.1-16, 1997.
 - 1.10) 新井健介, 境有紀: 建物被害と相関を持つ地震動強さ指標を用い構造種別や層数を考慮した地震被害推定システムの開発, 日本地震工学会論文集, Vol. 11, No. 4, pp. 88-107, 2011.
 - 1.11) 長屋和宏, 片岡正次郎, 日下部毅明, 松本幸司: 震後対応における意思決定を支援する即時震害推測システムの開発, 土木学会論文集, Vol. 72, No. 4, pp. 966-974, 2016.
 - 1.12) 古川智, 三浦房紀, 佐々木康: リアルタイム地震被害推定システムによる地震動推定精度の検討, 土木学会論文集, No. 766, pp. 151-164, 2004.
 - 1.13) 藤原広行, 中村洋光, 高橋郁夫, 先名重樹, 若井淳, 内藤昌平, 森川信之, 前田宜浩, 東宏樹, 岩城麻子, 功刀卓, 鈴木亘, 青井真, 佐伯琢磨, 青柳京一, 門馬直一, 日下彰宏, 時実良典, 岩波良典: 全国を概観するリアルタイム地震被害推定・状況把握システムの開発, 防災科学技術研究所研究資料, No. 432, 2019.
 - 1.14) 内閣府: 内閣府防災情報のページ 新総合防災情報システム (SOBO-WEB) について, <https://www.bousai.go.jp/taisaku/soboweb/index.html> (参照日: 2025-10-16).
 - 1.15) 村尾修, 山崎文雄: 自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文集, No. 527, pp.189-196, 2000.01.
 - 1.16) 村尾修, 山崎文雄: 震災復興都市づくり特別委員会調査データに構造・建築年を付加した兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文集, No. 555, pp.185-192, 2002.05.
 - 1.17) 翠川三郎, 伊東佑記, 三浦弘之: 兵庫県南部地震以降の被害地震データに基づく建物被害関数の検討, 日本地震工学会論文集, Vol.11, No.4, pp.34-47, 2011.
 - 1.18) 鳥澤一晃, 松岡昌志, 堀江啓, 井ノ口宗成, 山崎文雄: 2016年熊本地震における広範囲の地震動強さに対応した複数自治体の罹災証明データに基づく建物被害関数の構築, 日本地震工学会論文集, Vol.21, No.5, pp. 98-118, 2021.
 - 1.19) 境有紀, 神野達夫, 額額一起: 震度の高低によって地震動の周期帯を変化させた震度算定法の提案, 日本建築学会構造系論文集, No.585, pp. 71-76, 2004.11.
 - 1.20) 境有紀: 建物被害と対応した地震動の周期帯の再検討—2007年能登半島地震, 新潟県中越沖地震のデータを加えて—, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.642, pp.1531-1536, 2009.08.

- 1.21) 境有紀：2011年東北地方太平洋沖地震で発生した地震動と建物被害の対応性—建物の大きな被害をより正確に推定する地震動強さ指標—, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.683, pp.35-40, 2013.01.
- 1.22) 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.
- 1.23) 岡田成幸, 高井伸雄：木造建築物の損傷度関数の提案と地震防災への適用—地震動入力を確定的に扱う場合—, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.31-38, 2004.08.
- 1.24) 堀江啓, 林春男, 田中聡, 長谷川浩一, 牧紀男, 沖村孝：地震による木造建物の損傷度を反映する被害関数の構築, 地域安全学会論文集, No.5, pp.123-132, 2003.11.
- 1.25) 河辺賢, 堀江啓, 松岡昌志, 井ノ口宗成, 山崎文雄：2016年熊本地震における益城町の罹災証明データに基づく層破壊被害関数の構築, 日本地震工学会論文集, Vol.21, No.5, pp. 41-57, 2021.
- 1.26) 宮腰淳一, 林康裕, 田村和夫：被害データと地震応答解析に基づく建物群の耐震性能に関する考察, 第10回日本地震工学会シンポジウム, pp.327-332, 1998.
- 1.27) 宮腰淳一, 神原浩, 石井大吾, 田村和夫, 山口亮, 名取晶子, 吉村昌宏：建物耐力と変形性能のばらつきを考慮した被害関数の作成手法, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.51B, pp. 105-110, 2005.03.
- 1.28) Hori, M.: Introduction to computational earthquake engineering (3rd edition), chapter 11, World Scientific Publishing Europe Ltd., 2018.
- 1.29) 細政貴, 飯山かほり, 石田孝徳, 藤田航平, 山崎義弘, 市村強, Wijerathne Lalith, 盛川仁, 堀宗朗, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 廣瀬壮一：統合地震シミュレータ (IES) の仮想構築モデルに導入する MSS モデルとその応用に関する基礎研究, 日本地震工学会論文集, Vol. 15, No. 7 (特集号), pp.295-305, 2015.
- 1.30) 飯山かほり, 盛川仁, 市村強, 堀宗朗, 山崎義弘, 坂田弘安, 大野晋, 柴山明寛：都市の地震応答シミュレーションのための木造建物モデル設定に関する一検討, 構造工学論文集, Vol. 64, pp.47-53, 2018.3.
- 1.31) 国土交通省：「PLATEAU」, <https://www.mlit.go.jp/plateau/> (参照日：2025-10-28).
- 1.32) 国土交通省：PLATEAU 3D 都市モデルを活用した建物振動シミュレーションシステムの開発, 2024.03, <https://www.mlit.go.jp/plateau/use-case/uc23-24/> (参照日：2025-12-12).
- 1.33) 国土交通省：PLATEAU 3D 都市モデルを活用した建物振動シミュレーションシステムの開発 v2.0, 2025.03, <https://www.mlit.go.jp/plateau/use-case/uc24-03/> (参照日：2025-12-12).
- 1.34) 市川総子, 阪田知彦, 吉川徹：建物倒壊および道路閉塞のモデル化による避難経路の危険度を考慮した避難地への到達可能性に関する研究, GIS-理論と方法, Vol. 12, No. 1, pp. 47-56, 2004.
- 1.35) 長谷川究, 小早川悟, 稲垣具志, 後岡寿成：大規模地震時における建物倒壊を考慮した避難所へのアクセス性に関する研究, 交通工学論文集, Vol. 3, No. 2, pp. 287-294, 2017.
- 1.36) 伊藤恵理, 川瀬博, 松島信一, 畑山満則：予測強震動を用いた建物倒壊想定に伴う道路閉塞

1章 序論

を考慮した津波避難シミュレーション, 日本地震工学会論文集, 第15巻, 第5号, pp.17-30, 2015.

- 1.37) 大佛俊泰, 沖拓弥: 密集市街地における大地震時の避難困難率について, 日本建築学会計画系論文集, Vol. 77, No. 681, pp. 2561-2567, 2012.
- 1.38) 藤田零, 吉田秀典, 堀宗朗, M. L. L. Wijerathne: 地震による建物被害を考慮した避難行動シミュレーション, 土木学会論文集 A2, Vol. 71, No. 2, pp. 643-654, 2015.
- 1.39) 横屋翔, 林和宏, 齊藤大樹: 都市計画基礎調査データを用いた木造住宅の地震被害推定に関する研究, 日本地震工学会論文集, Vol. 23, No. 4, pp. 1-23, 2023.08
- 1.40) 横屋翔, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹: 2016年熊本地震における都市計画基礎調査を用いた木造住宅の個別被害推定と道路閉塞分布推定の精度検証, 日本地震工学会論文集, Vol. 24, No. 3, pp. 1-22, 2024.08
- 1.41) 横屋翔, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹: 2016年熊本地震における漸増動的解析を用いたRC建物の個別被害の分布推定に関する精度検証, コンクリート工学年次論文集, Vol. 47, No. 2, pp. 595-600, 2025.07

2章 都市計画基礎調査データについて

2.1 都市計画基礎調査の概要

都市計画基礎調査は、「都市計画法第6条に基づき、都市における人口、産業、土地利用、交通などの現況及び将来の見通しを定期的に把握し、客観的・定量的なデータに基づいた都市計画の運用を行うための基礎となるもの」^{2.1)}である。調査主体は都道府県で、概ね5年ごとに更新が行われており、自治体によって調査データの表示フォーマットが異なる^{2.2)}が、国交省の実施要領に従っているため、どの県のデータも概ね同様に扱うことが可能である。なお、これらはGISデータとして公表されており、汎用地図ソフト等を活用することで、建物分布や被害評価結果の可視化が容易である。市町村によっては都市計画が存在せず、基礎調査を行っていない場合や、都市計画区域に限定されたデータしか保持していない場合があるものの、本研究で示す愛知県豊橋市のように地域全域のデータを保有している場合もある。

建物ごとの詳細な情報と位置情報を同時に持つデータは、都市計画基礎調査のほかに全国住宅地図データベース^{2.3)}が挙げられるが、建物ごとの構造形式や建築年は含まれない。また、国土交通省では都市を3次元に可視化し、建物の構造形式や建築年等の情報を持った3次元建物モデルを製作するProject PLATEAU^{2.4)}を進めており、都市の建物データをオープンデータで利用することができるが、建物情報は都市計画基礎調査データを基盤としている。このように、都市レベルで建物ごとの構造形式や建築年などの詳細情報と位置情報を同時に持つGISデータは希少である。したがって、都市計画基礎調査データを使うことで、都市に存在する実建物の構造形式や建築年の分布を反映した個別の被害推定や、それに基づく250m地域メッシュ単位の被害推定を行うことができる。また、5年ごとに更新され、おおよそフォーマットも変わらないため、予め推定の枠組みを構築しておけば、被害推定結果の更新も容易である。そのため、行政側の負担を減らし、公表される被害想定やその対応案の定期的な更新も支援できると考えられる。

2.2 愛知県豊橋市の都市計画基礎調査データ

2.2.1 建物の分布について

本章では、例として愛知県豊橋市の2017年に調査された都市計画基礎調査データ^{2.5)}について説明する。都市計画基礎調査データ（以降、基礎調査データと呼ぶ）の調査分類は、「人口規模」や「土地利用」、「建物」など多岐にわたる。本研究ではそのデータの中で、「建物」分類の「建物利用現況」項目のみを使用する。図2-1に豊橋市の基礎調査データの建物分布を示す。豊橋市では、都市計画区域外についても建物現況が調査されていることが特徴である。都市計画基礎調査では、建物の調査範囲は都市計画区域としており、その区域外のデータは求められていない。そのため、市によって調査範囲に差があり、都市計画基礎調査のみでは市町村全域を対象とした被害推定ができない場合がある点は留意する必要がある。

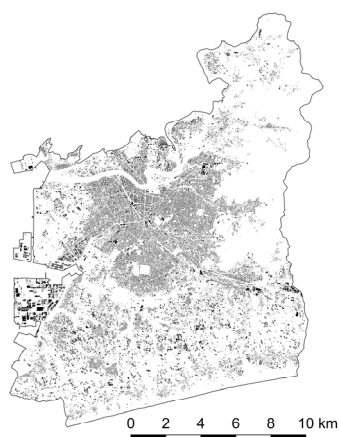


図 2-1 都市計画基礎調査の建物分布 ^{2.5)}

表 2-1 建物の属性情報

属性	内容
ID	ユニーク ID
建物コード	使用用途（住宅など）
構造コード	構造形式（木造，非木造）
階数	建物の階数
建築面積	建物の建築面積
延床面積	建物の延床面積
年次	建てられた年月日

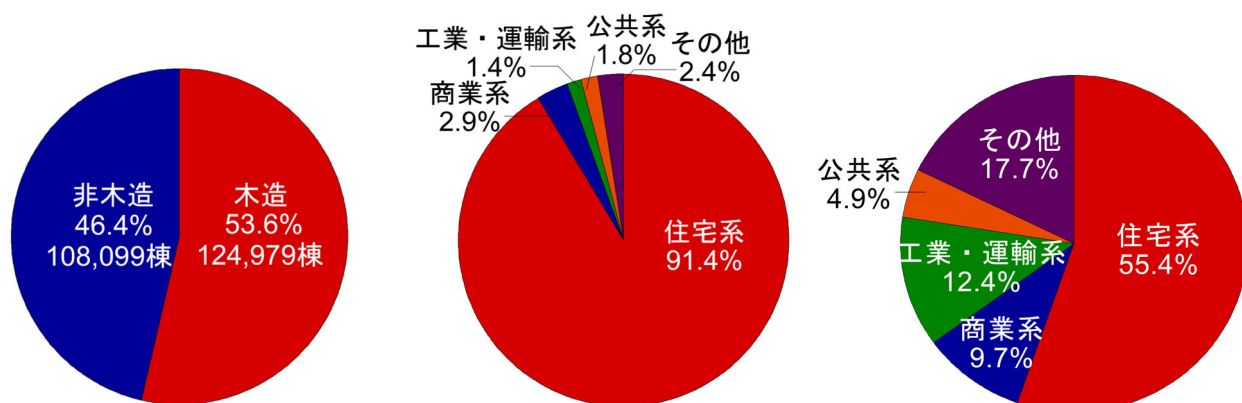


図 2-2 構造形式の割合 ^{2.5)}

図 2-3 木造の用途別割合 ^{2.5)}

図 2-4 非木造の用途別割合 ^{2.5)}

建物ごとに含まれている情報の項目（以降、属性と呼ぶ）のうち、本研究で参照する属性を表 2-1 に示す。豊橋市では、行政区域全体の建物データを収集しており、計 233,078 棟のデータが含まれている。豊橋市の 2017 年基礎調査データでは、構造形式は木造と非木造の 2 種類となっており、非木造建物が RC 造・鉄骨造・SRC 造であるかは特定できない。図 2-2 に、木造・非木造建物の割合を示す。木造建物は 124,979 棟で約 54%、非木造建物は 108,099 棟で約 46%を占める。続いて図 2-3 に、木造建物の用途別棟数割合を示す。ここで、住宅系は戸建専用住宅、共同住宅、併用住宅などを、商業系建物は業務施設、商業施設、宿泊施設、娯楽・遊戯施設などを、工業・運輸系は工業施設や運輸倉庫施設などを含んでいる。また、公共系は官公庁施設、文教厚生施設を、その他は危険物貯蔵処理施設や農林漁業用施設などを含んでいる。図 2-3 より、豊橋市内の木造建物の 90% 以上は住宅が占めており、その他の用途にあたる建物はそれぞれ数%ずつであることが確認できる。続いて図 2-4 に、非木造建物の用途別棟数割合を示す。図 2-4 より、豊橋市内の非木造建物の約半数は住宅系が占めており、2 番目にその他に分類される建物が多くを占めている。

2.2.2 固定資産概要調書との比較

基礎調査データの地物は、航空写真などから取得されている場合があり、厳密には建物でないものも含まれている可能性がある。そのため、他の統計データと比較することで、基礎調査データの

表 2-2 基礎調査と概要調書の棟数比較 ^{2.5), 2.6)}

	木造建物棟数	非木造建物棟数
都市計画基礎調査	124,979	108,099
固定資産概要調書	108,357	52,892
棟数差	+16,622 (+15.3%)	+55,207 (+104%)

表 2-3 概要調書の木造建物棟数 ^{2.6)}

用途	棟数
戸建専用住宅	85098
共同住宅	1868
併用住宅	3306
旅館・料亭・ホテル・ 事務所・銀行・店舗	2269
工場・倉庫	2516

表 2-4 基礎調査の木造建物棟数 ^{2.5)}

用途	総数	25m ² 以上
戸建専用住宅	107911	94339
共同住宅	2447	2347
併用住宅	3889	3243
商業系	3617	2919
工業・運輸系	1740	1364

地物を分析することとした。比較対象は固定資産概要調書とした。固定資産概要調書（以下、概要調書）^{2.6)}は、総務省が公表している地方税に関する統計の一種で、建物棟数や床面積に関するデータが含まれている。本データでは、構造・用途別に建物棟数がまとめられており比較データとして適切であると考えた。

表 2-2 に豊橋市の 2017 年基礎調査と 2017 年概要調書における木造・非木造建物の棟数をそれぞれ示す。基礎調査データの棟数は、概要調書の棟数に比べ、木造建物では 16,622 棟 (+15.3%) 高く、非木造建物では 55,207 棟 (+104%) 高く、2 倍以上の棟数となっている。これは、基礎調査データには建物だけでなく、その付帯物（駐車場屋根、倉庫など）が含まれている他、増築や規模により 1 つの建物が 2 つ以上のオブジェクトから構成される場合もあるためと考えられる。

続いて、表 2-3 に概要調書の、表 2-4 に基礎調査データの木造建物の用途別建物棟数を示す。概要調書では、他に「劇場・病院」「土蔵」「付属家」の項目があるが、基礎調査ではそれらのみの棟数を抽出することができないため、おおよそ同じ分類で比較できる項目のみを記している。また、基礎調査の方は、併用共同住宅は併用住宅に含めている他、概要調書とおおよそ同じ分類になるように用途をまとめた棟数を示している。これらを比較すると、工業・運輸系以外の用途では、基礎調査の棟数が概要調書の棟数を上回っていることが確認できる。ここで、国土交通省の住生活基本計画 ^{2.7)}によると単身者住宅の最低居住面積水準は 25m²とされており、それを下回る地物は建物でない可能性が高い。よって、表 2-4 右側に建築面積が 25m²以上の建物のみを対象にした棟数を示す。その結果、併用住宅のみ、基礎調査データ棟数が概要調書棟数を下回り、戸建専用住宅、共同住宅、宿泊・業務・商業・娯楽・遊戯施設等では概要調書の棟数に近づくことが確認できる。特に、戸建専用住宅については、1 万 4 千棟以上の地物が除外されている。これらは住宅に付帯する駐車場屋根や倉庫といった建物以外の地物であり、都市計画基礎調査の地物全体の 5%程度に相当する。

2章 都市計画基礎調査データについて

表 2-5 概要調書の非木造建物棟数^{2.6)}

用途	棟数
住宅・アパート	25940
事務所・店舗・百貨店	5085
工場・倉庫・市場	13419

表 2-6 基礎調査の非木造建物棟数^{2.5)}

用途	総数	1階かつ50m ² 未満除外
住宅系	59853	31242
商業系	10408	7701
工業・運輸系	13357	8806

表 2-7 住宅・土地統計調査における豊橋市の非木造建物棟数^{2.8)}

	1階建	2階建(以上)	3~5階建て	6階建て以上	合計
一戸建	210	12320	-	-	12530
長屋建	50	1060	-	-	1110
共同住宅	-	2930	1710	230	4880
その他	-	-	-	-	40

したがって、除外せずに被害推定を行った場合、被害を過大に評価してしまう可能性が高い。

次に、表 2-5 に概要調書の、表 2-6 に基礎調査データの非木造建物の用途別建物棟数を示す。分類のまとめ方は木造の場合と同様である。これらを比較すると、木造建物と同様に、住宅系建物・商業系建物では基礎調査の棟数が概要調書の棟数を上回っており、工業系建物は基礎調査の棟数の方が下回っていることが確認できる。ここで、表 2-7 に住宅・土地統計調査^{2.8)}の第 39-3 表における豊橋市の非木造建物の階数別棟数を示す。表中で、一戸建と長屋建てについては 2 階建以上でまとめられているため、その数値を 2 階建の欄に記している。これを見ると、非木造建物の住宅における 1 階建て建物の割合が 1.4% で非常に少ないことが確認できる。したがって、これに該当する地物は建物でない可能性が高い。また、1 階建の非木造建物は、店舗や業務施設などが該当すると考えられ、一定以上の床面積があるものと考えられる。そこで、建物以外の地物を除外するため、1 階建てでかつ建築面積が 50m² 未満の建物を除外することとした。表の右側に、1 階建て建物でかつ建築面積 50m² 未満の建物を除外した棟数を示す。これを見ると、住宅系建物・商業系建物は依然として棟数は多いものの、概要調書の棟数に近づいていることが確認できる。特に住宅系建物では、約 2 万 8 千棟の地物が除外されており、これは基礎調査建物全体の 10% 程度に相当する。

以上より、都市計画基礎調査データでは、建物でない地物が含まれているため、実際の建物状況に応じて地物を除外することで、建物のみを抽出する必要がある。都市計画基礎調査をそのまま被害推定に用いる場合、実状況よりも建物棟数が多くなってしまい、被害を過大に評価してしまう点に留意が必要である。

2.3 年代別建物分布の仮定の違いによる推定被害分布の比較

2.3.1 本節の概要

前章で述べた J-RISQ では、全国に設置している強震観測網で観測された地震波から 250 m 地域メッシュごとの地震動強さ分布を推定し、被害関数を地域メッシュに適用することで、全国規模で

2章 都市計画基礎調査データについて

の建物被害分布の即時推定を行っている。J-RISQによる被害推定は全国を対象としているため、全国的に整備されたデータ（住宅地図データベース、固定資産概要調書など）から建物データを構築している。そのため、建物被害に関係するが、データが得られない項目（構造形式や建築年など）に関しては、建物の用途種別や床面積などの既知の情報から判定を行っている。特に、建築年の推定については、市町村単位の固定資産概要調書から市町村内全体の延べ床面積に対する区分した建築年代の延床面積の割合を求め、市町村内すべての地域メッシュ内に同じ割合で建築年代別の建物が分布していると仮定している。しかし実際の都市には、古い建物、新しい建物が集中する（いわゆる旧市街地や新市街地が含まれている）地域メッシュも存在するため、一つ一つの地域メッシュの、都市計画基礎調査データによる実建物の分布状況を個別に反映できれば、市町村内すべての地域メッシュで同じ割合で建築年代別の建物が分布していると仮定する場合と比較して、より精度の高い被害推定を行える可能性がある。

本節では、愛知県豊橋市の木造建物を対象として、都市計画基礎調査データ（以下、基礎調査データ）の平均から求めた豊橋市全体の建築年代別平均棟数割合を市内すべての250m地域メッシュに適用した場合と、基礎調査データによる都市に存在する実建物の分布状況を個別に反映した建築年代別建物割合を各250m地域メッシュに適用した場合それぞれで、被害関数による南海トラフ地震の想定地震動に対する被害推定を行い、その違いを明らかにする。なお、対象とする建物は基礎調査上の木造建物のうち、建築面積が25m²未満の建物および、建築年が不明な建物、建物用途が住宅以外の建物を除外した91914棟とする。

2.3.2 ケース1：市全体の年代別平均棟数割合を用いる場合

ケース1では、基礎調査データ^{2.5)}を基に、以下の式(1)から、設定した年代の平均棟数割合を求める。

$$\text{その年代の平均棟数割合} = \frac{\text{市全体におけるその年代の建物棟数}}{\text{市全体の建物棟数}} \quad (1)$$

表2-8に求めた建築年代別平均棟数割合を示す。なお、建築年代の分け方は、後述する被害推定に用いる被害関数を参照している。表2-8より、豊橋市の木造建物の半分以上は1982年以降の新耐震建物であり、比較的新しい建物が多くを占めることがわかる。

2.3.3 ケース2：各建物の実状況を用いる場合

ケース2では、基礎調査データ^{2.5)}の実状況を各地域メッシュに反映させる。建物が属する地域メッシュは、その建物の平面形状の重心が含まれるメッシュとしており、地域メッシュごとの総建物棟数はそのメッシュ内に重心がある建物の棟数としている。地域メッシュ内の各建築年代の建物棟数をそのメッシュの総建物棟数で除した値を、そのメッシュの建築年代別棟数割合としている。

表 2-8 年代別の平均棟数割合^{2.9)}

1970年以前	1971-1981年	1982年以降
0.196	0.227	0.577

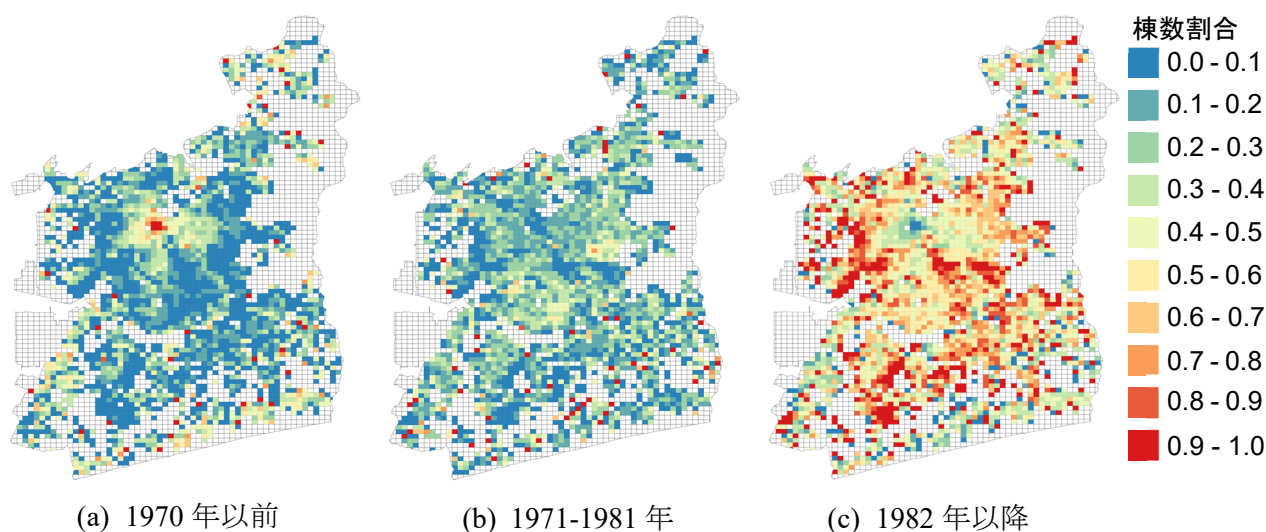


図 2-5 豊橋市の年代別棟数割合^{2.9)}

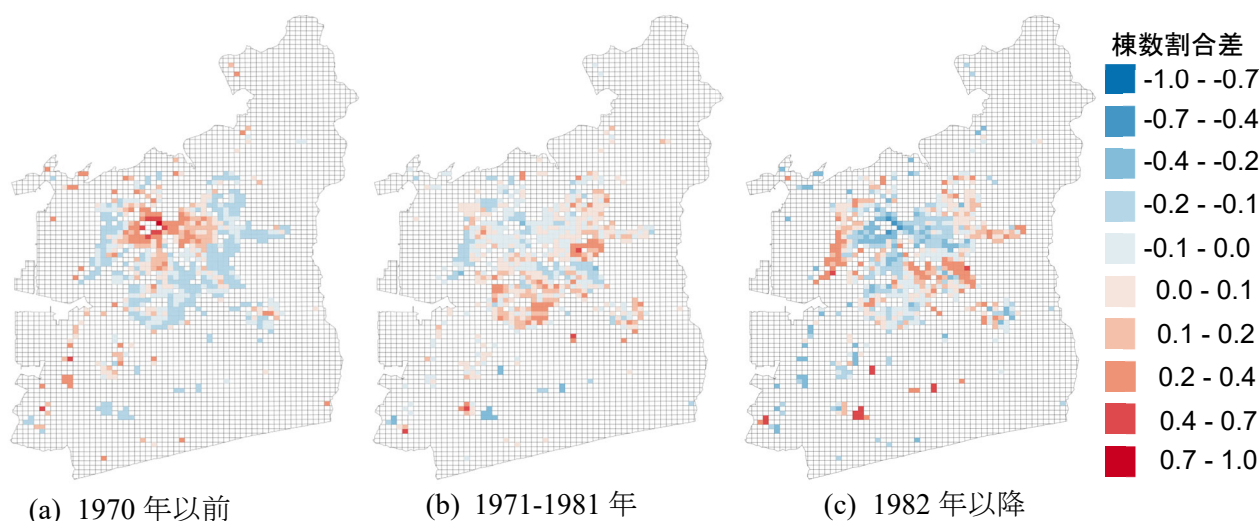


図 2-6 棟数割合の差 (ケース 2-ケース 1)

(木造住宅数が 50 棟を超えるメッシュ)^{2.9)}

図 2-5 に基礎調査データから算定した豊橋市の建築年代別棟数割合分布を示す。(a)が 1970 年以前、(b)が 1971-1981 年、(c)が 1982 年以降の建物の結果で、メッシュの色が赤いほどそのメッシュ内で、その建築年代の建物が占める割合が大きいことを示している。なお、無色のメッシュは建物が存在しないメッシュである。図 2-5 (c)を見ると、1982 年以降の建物の割合が大きい地域メッシュが多数あることがわかる。一方、図 2-5 (a)を見ると、赤枠で示した箇所のように、1970 年以前の建物の割合が過半数を占めるメッシュも多数存在することが確認できる。

2.3.4 建物割合の差

2.3.2 で求めた豊橋市の各地域メッシュの年代別棟数割合 (図 2-5 | 以降, ケース 2 の建物割合と呼ぶ。) から、2.3.1 で求めた豊橋市の木造住宅の平均棟数割合 (表 2-8 | 以降, ケース 1 の建物割合と呼ぶ。) を引いた、棟数割合差を求めた。図 2-6 に地域メッシュ内の建物棟数が 50 棟より多いメッ

シユの各建築年代の棟数割合差の分布を示す。棟数割合差が0より大きい(赤・暖色系のメッシュ)ほど、その年代のケース2の棟数割合がケース1の棟数割合よりも多いメッシュであり、棟数割合差が0より小さい(青・寒色系のメッシュ)ほど、その年代のケース2の棟数割合がケース1の棟数割合よりも少ないメッシュであることを示している。

図2-6(a)の1970年以前の建物について見ると、暖色系のメッシュが集中している箇所があり、その周りでは寒色系のメッシュが広く分布していることが確認できる。暖色系が集中している箇所は豊橋駅や豊橋市役所の周辺地域であり、この近辺は都市計画基礎調査上で、豊橋市の平均よりも1970年以前の建物が集中しているメッシュが多いことを意味する。反対に図2-6(c)の1982年以降の建物について見ると、(a)の場合と反対に、駅や市役所のある周辺地域では寒色系のメッシュが集中していることから、この周辺では市の平均よりも1982年以降の建物が少ない箇所が多数存在することを意味する。

2.3.5 南海トラフ地震の想定地震動分布による豊橋市の被害推定結果の比較

想定する地震動強さ分布は、J-SHIS^{2.10)}で公開されている2020年地震動活動モデル-平均ケースの南海トラフ地震沿いで発生する大地震の最大クラス(Mw.9.1)の計測震度分布を用いた。以降で示す被害関数などは、最大地動速度(以降、PGV)を入力とするため、文献^{2.11)}に記された文献^{2.12)}から求めた式(2)によって計測震度分布をPGV分布に変換した。図2-7に変換したPGV分布を示す。図2-7を見ると、豊橋市の北西部でPGVが大きくなっており、北東部で小さくなっていることがわかる。

$$\log_{10} PGV = 6.11033 - \sqrt{\frac{9.95459 - I}{0.213}} \quad (\text{cm/s}) \quad (I = \text{計測震度}) \quad (2)$$

被害推定には文献^{2.13)}の被害関数のうち、木造の、1951-1970年、1971-1981年、1982-1994年の

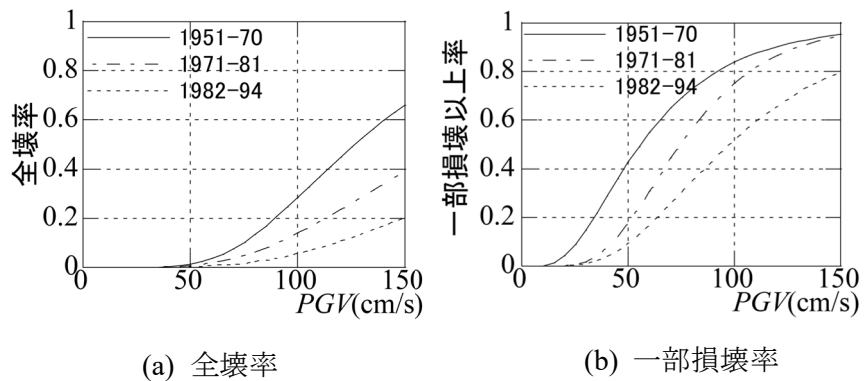
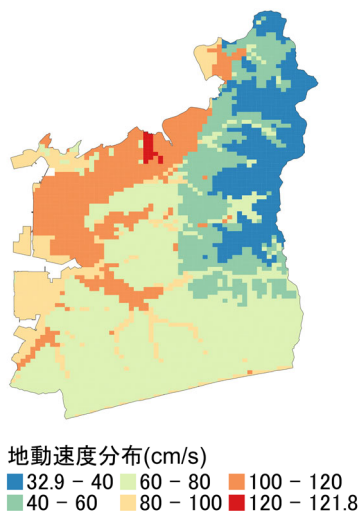


図2-7 想定地動速度分布^{2.10)}

図2-8 使用した被害関数^{2.13)}

2章 都市計画基礎調査データについて

全壊率，一部損壊以上率を用いた．図 2-8 に被害関数を示す．ケース 1 に関する被害推定は，基礎調査の建物データと，図 2-7 の最大地動速度分布を用いて，以下の手順で行った．

- ① 地域メッシュごとの対象建物の総棟数に算定した年代別平均棟数割合を掛けることで，地域メッシュごとの建築年代別木造建物棟数を算定する．
- ② 地域メッシュごとの入力PGVから年代ごとの被害率を求め，その被害率に各年代の建物棟数を掛け，各年代の被害棟数を算出する．
- ③ すべての年代の被害棟数を足して地域メッシュごとの被害棟数とする．
- ④ 地域メッシュごとの被害棟数を，その地域メッシュの対象建物の総棟数で除し，被害率を求める．

ケース 2 に関する被害推定は，地域メッシュごとの年代別建物棟数を各建物の建築年から求め，それ以降はケース 1 と同様に計算した．図 2-9(a)にケース 1 の棟数データによる全壊率推定分布，(b)にケース 2 の建物データによる全壊率推定分布を示す．これらと比較すると，全体的におおよそ同程度の被害分布となっている．ただし，北西部の被害分布は，ケース 1 では一様に近いのに対して，ケース 2 ではメッシュにより分布が異なる違いが見られる．ここで，図 2-10 に建物棟数が 50 棟より大きい地域メッシュについて，ケース 2 の全壊率からケース 1 の全壊率を引いた全壊率差の分布を示す．図 2-10 より，暖色系のメッシュが集中している箇所が見られ，その周りに寒色系メッシュが広がっている．暖色系メッシュは被害率差が 0 より大きい地域メッシュであり，ケース 2 の被害率がケース 1 と比べて大きいことを意味しており，そのようなメッシュが駅や市役所のある周辺に集中していることがわかる．同様に，図 2-11 に一部損壊以上率分布，図 2-12 にケース 2 の分布からケース 1 の分布を引いた一部損壊以上率差分布を示す．図 2-11(a)，(b)を比較すると，全体的にはおおよそ同程度の分布であるが，場所によって被害率に違いがあることが確認できる．また，図 2-12 は図 2-10 とおおよそ同じ傾向である．メッシュ内の建物棟数が 50 棟を超えるメッシュの場合の被害率差は，全壊率で最大+9.2%ポイント，一部損壊以上率で最大+25.4%ポイントであった．

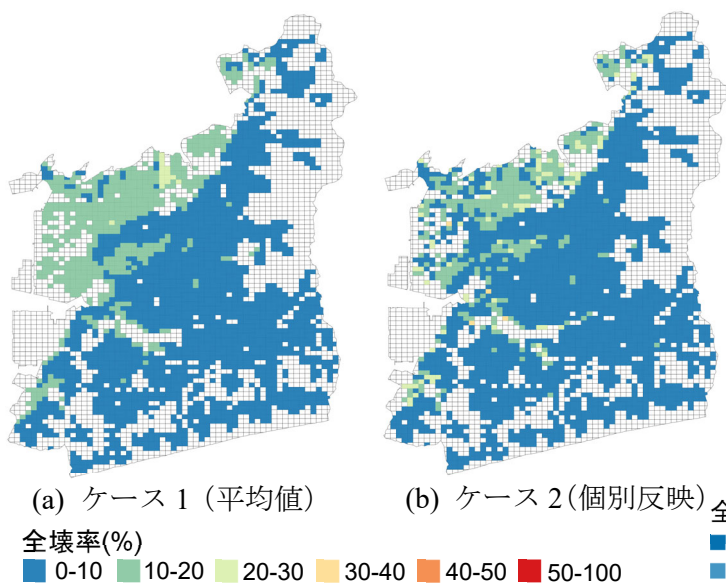


図 2-9 想定地動速度分布に対する全壊率分布^{2.9)}

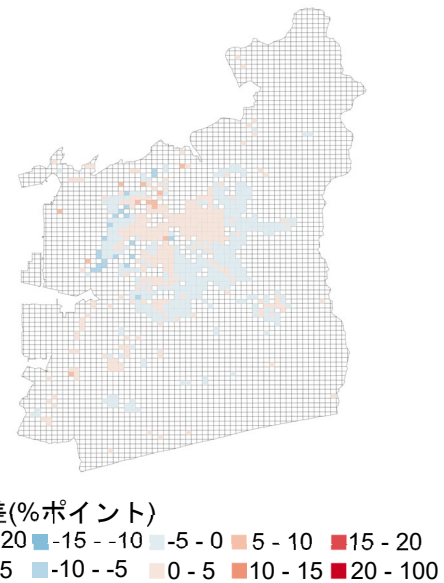
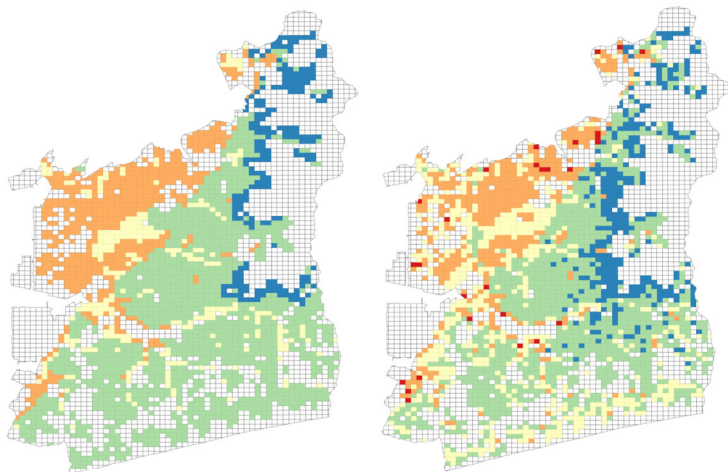


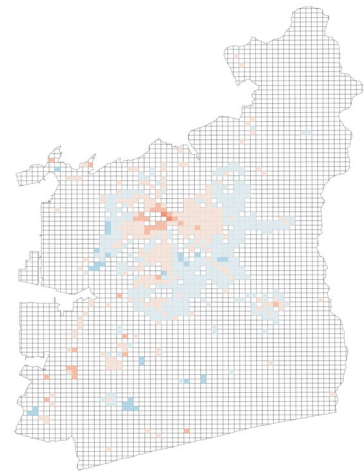
図 2-10 全壊率差分布^{2.9)}



(b) ケース 1 (平均値) (c) ケース 2 (個別反映)

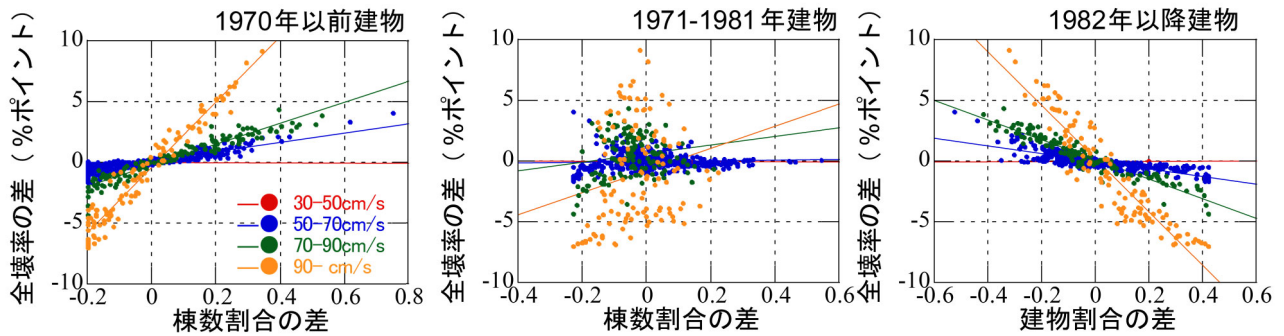
一部損壊以上率(%)
 0-20 20-40 40-60 60-80 80-100

図 2-11 想定地動速度分布に対する
一部損壊以上率分布^{2.9)}



一部損壊以上率差(%ポイント)
 -100 - -40 -30 - -20 -10 - 0 10 - 20 30 - 40
 -40 - -30 -20 - -10 0 - 10 20 - 30 40 - 100

図 2-12 一部損壊以上率差分布



(a) 1970 年以前 (b) 1971-1981 年 (c) 1982 年以降

図 2-13 棟数割合差と全壊率差の関係^{2.9)}

表 2-9 棟数割合差と全壊率差の相関係数^{2.9)}

PGV(cm/s)	1970 年以前	1971-1981 年	1982 年以降
30~50	-0.148	-0.175	0.188
50~70	<u>0.890</u>	0.061	<u>-0.817</u>
70~90	<u>0.952</u>	0.173	<u>-0.956</u>
90~	<u>0.975</u>	0.208	<u>-0.937</u>

2.3.6 年代別棟数割合差と被害率差の関係

図 2-13 に、2.3.3 で示した年代別棟数割合差と、2.3.4 で示した全壊率差の関係をプロットしたグラフを示す。横軸が各建築年代の棟数割合差、縦軸が全壊率差を示しており、図中の点は豊橋市内の 250 m 地域メッシュのうち、建物総数が 50 棟を超える地域メッシュの棟数割合差と被害率差の関係をプロットしている。また、地域メッシュの PGV に応じて、赤色が 30~50 cm/s、青色が 50~70 cm/s、緑色が 70~90 cm/s、黄色が 90~ cm/s で示しており、図中の直線は区分した PGV ごとに最小

2章 都市計画基礎調査データについて

二乗法から求めた近似直線である。表 2-9 に棟数割合差と全壊率差の相関係数をそれぞれ示す。図 2-13 (a)を見ると、プロットが右肩上がりになっていることから、地域メッシュ内の 1970 年以前の建物棟数割合が豊橋市全体の平均棟数割合よりも大きい（棟数割合差が 0 より大きい）場合、実建物の分布状況を個別に反映したケース 2 の被害推定の方が被害が大きい傾向にあり、かつ棟数割合差が大きいほどその被害率差が大きくなる傾向が見られる。反対に、図 2-13 (c)を見てみると、プロットが右肩下がりになっていることから、1982 年以降の建物棟数割合が豊橋市全体の平均棟数割合よりも大きい場合、実建物の分布状況を個別に反映したケース 2 の被害推定の方が被害が小さい傾向にあり、かつ棟数割合差が大きいほどその被害率差が大きくなる傾向にある。この結果は、市の平均よりも古い建物が多い箇所では、実際の棟数割合を利用した方が被害が大きく、逆に市の平均よりも新しい建物が多い箇所では、実際の棟数割合を利用した方が被害が小さくなる傾向があることを示している。また、 PGV が大きいほど近似直線の傾きは大きくなっており、棟数割合の差による全壊率の差への影響が大きくなっていることが確認できる。表 2-9 の相関係数をみると、1970 年以前の建物と 1982 年以降の建物では、 PGV が 50 cm/s 以降の範囲で相関係数の絶対値は 0.7 以上となっており（下線の箇所）、棟数割合差と全壊率差には相関があると考えられる。一方、図 2-13 (b)を見ると、1971-81 年の建物については、図 2-13 (a), (c)に比べてプロットがばらついていて、また、表 2-9 を見るとこの年代での相関係数は低く、2 つのパラメータの相関は見られなかった。

同様に、図 2-14 に年代別棟数割合差と、一部損壊以上率差の関係をプロットしたグラフを、表 2-10 に棟数割合差と一部損壊以上率差の相関係数を示す。図 2-13 の全壊率差の場合と同様に、図 2-14 (a), (c)では建築割合差と被害率差に相関があり、図 2-14 (b)では相関がみられないことがわかる。また、全壊率の場合と異なり、一部損壊以上率の場合、本研究で対象としている PGV の範囲（約 30~120 cm/s）

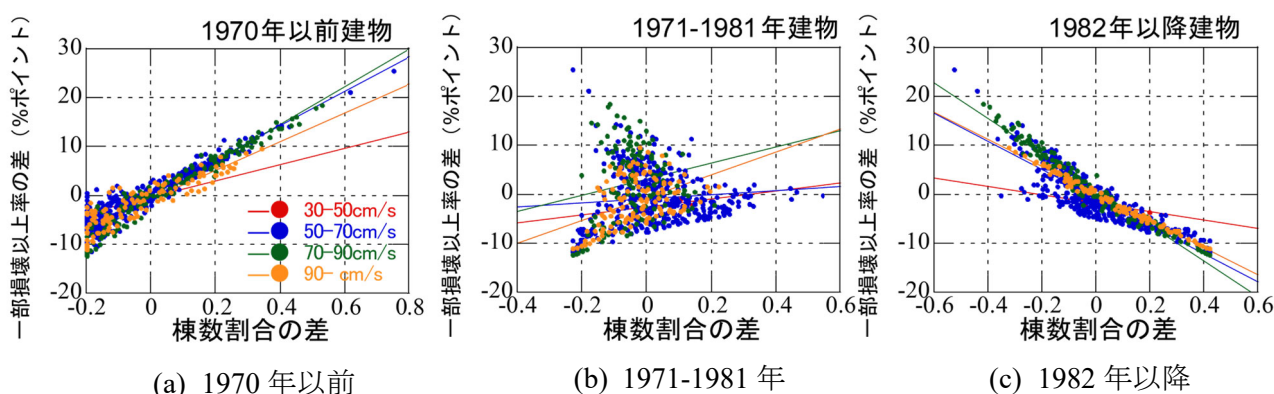


図 2-14 棟数割合差と一部損壊以上率差の関係^{2.9)}

表 2-10 棟数割合差と一部損壊率差の相関係数^{2.9)}

PGV (cm/s)	1970 年以前	1971-1981 年	1982 年以降
30~50	<u>0.976</u>	0.477	<u>-0.850</u>
50~70	<u>0.940</u>	0.095	<u>-0.886</u>
70~90	<u>0.973</u>	0.186	<u>-0.981</u>
90~	<u>0.896</u>	0.442	<u>-0.994</u>

では、PGVの違いによる直線の傾きの違いはあまり見られない。

以上の結果より、実建物の分布状況を個別に反映したケース2の推定結果は、全地域メッシュで年代別の木造住宅割合が同じと仮定したケース1の推定結果に比べて、古い建物が集中している地域では被害が大きくなり、新しい建物が集中している地域では被害が少ないことを示している。したがって都市計画基礎調査を使うことで、統計データから求めた市内の平均年代別建物割合を適用する場合と比較して、精度の高い被害推定を行うことができると考えられる。

2.4 2章のまとめ

本章では、都市計画基礎調査データの概要について述べた。また、愛知県豊橋市の都市計画基礎調査データを例として、そのデータ構成や特徴を固定資産概要調書などと比較することで明らかにした。加えて、J-RISQで用いている、市の年代別平均棟数割合を全メッシュに割り当てた建物棟数データによる被害推定と、建物ごとの情報を持つ都市計画基礎調査データを利用した被害推定を比較した。以下に得られた知見を示す。

1. 都市計画基礎調査データは、航空写真などにより作成されている場合があり、建物でない地物を多く含んでいる可能性がある。そのため、データをそのまま被害推定に用いた場合、建物棟数が実際よりも過多となり、被害を大きく過大評価してしまう可能性があるため、対象地域の建物に関する統計データなどを参照し、建物でない地物を推定対象から除外する必要がある。
2. 都市に存在する実建物の分布状況を個別に反映した建築年代別棟数割合分布（ケース2）を使った推定結果は、豊橋市全体の建築年代別平均棟数割合（ケース1）による推定結果に比べて、古い建物が集中している地域では被害が大きくなり、新しい建物が集中している地域では被害が少ない傾向が顕著にみられた。このことから、都市計画基礎調査を使うことで、統計データから求めた市内の平均年代別建物割合を適用する場合と比較して、精度の高い被害推定を行うことができると考えられる。

参考文献

- 2.1) 国土交通省都市局：都市計画基礎調査実施要領，第5版，2023.06.
- 2.2) 国土交通省都市局都市計画課都市計画調査室：利用・提供の観点を踏まえた都市計画基礎調査実施要領及び都市計画基礎調査情報の利用・提供ガイドラインに係る技術資料，第2版，2021.
- 2.3) 株式会社ゼンリン：住宅地図データベース「Zmap-TOWN II」，
<https://www.zenrin.co.jp/product/category/gis/basemap/zmaptown/index.html>（参照日：2025-10-28）.
- 2.4) 国土交通省：「PLATEAU」，<https://www.mlit.go.jp/plateau/>（参照日：2025-10-28）.
- 2.5) 豊橋市：2017年都市計画基礎調査データ.
- 2.6) 総務省：平成29年度 固定資産の価格等の概要調書，

2章 都市計画基礎調査データについて

https://www.soumu.go.jp/main_sosiki/jichi_zeisei/czaisei/czaisei_seido/ichiran08_h29_00.html

- 2.7) 国土交通省：住生活基本計画（全国計画），2021.
- 2.8) 総務省統計局：平成30年住宅・土地統計調査，<https://www.stat.go.jp/data/jyutaku/index.html>（参照日：2022-11-15）.
- 2.9) 横屋翔，林和宏，齊藤大樹：都市計画基礎調査データを用いた木造住宅の地震被害推定に関する研究，日本地震工学会論文集，Vol. 23，No. 4，pp. 1-23，2023.08
- 2.10) 防災科学技術研究所：J-SHIS 地震ハザードステーション，<https://www.j-shis.bosai.go.jp/>（参照日：2022-11-15）.
- 2.11) 藤原広行，中村洋光，高橋郁夫，先名重樹，若井淳，内藤昌平，森川信之，前田宜浩，東宏樹，岩城麻子，功刀卓，鈴木亘，青井真，佐伯琢磨，青柳京一，門馬直一，日下彰宏，時実良典，岩波良典：全国を概観するリアルタイム地震被害推定・状況把握システムの開発，防災科学技術研究所研究資料，No. 432，2019.
- 2.12) 藤本一雄，翠川三郎：近年の強震記録に基づく地震動強さ指標による計測震度推定法，地域安全学会論文集，No. 7，pp. 1-16，2005.
- 2.13) 村尾修，山崎文雄：震災復興都市づくり特別委員会調査データに構造・建築年を付加した兵庫県南部地震の建物被害関数，日本建築学会構造系論文集，No. 555，pp. 185-192，2002.

3章 被害推定手法の概要

3.1 被害推定の流れ

本章では、被害推定全体の流れを説明する。初めに、被害推定全体の概要について述べた後、クリギング法による最大地動速度分布の推定方法、都市計画基礎調査に基づく解析モデルの構築およびIDA曲線と損傷確率曲線の算定手法、層間変形角に基づく被害判定について、詳細をそれぞれ説明する。

本論の被害推定の大まかな流れを下記に示す。発災直後の被害推定では実際に観測された地震波を断定的に扱うことが可能であるが、事前推定では予測される地震波を断定的に扱うことができないため、地震波を確率的に仮定する必要がある。そのため、本論では、発災直後推定と事前推定で提案する推定手法が若干異なる。初めに、発災直後推定についての流れを示す。

- ① 複数の地震計で観測された地震波の結果を元に、クリギング法による空間補間を行い、250m 地域メッシュ単位の最大地動速度（以下、PGV）分布を求める。
- ② 都市計画基礎調査の建物データに基づき、予めパラメータごとに構築した解析モデルに対して、近傍の実観測波（もしくは事前に選択した地震波群）を入力としたIDA曲線を求め、各建物にIDA曲線を紐づける。
- ③ ①で求めたPGV分布を入力として、②で紐づけたIDA曲線から各建物の推定経験最大層間変形角（以降、推定層間変形角と呼ぶ）を求める。
- ④ 求めた推定層間変形角から、損傷状態を判定する。

図3-1に、発災直後推定の手順概要を示す。続いて、事前推定についての流れを示す。

- ① 想定される地震動分布を入力として利用する。もしくは、過去に観測された地震記録を利用し、複数の地震計で観測された結果を元に、クリギング法による空間補間を行い、250m

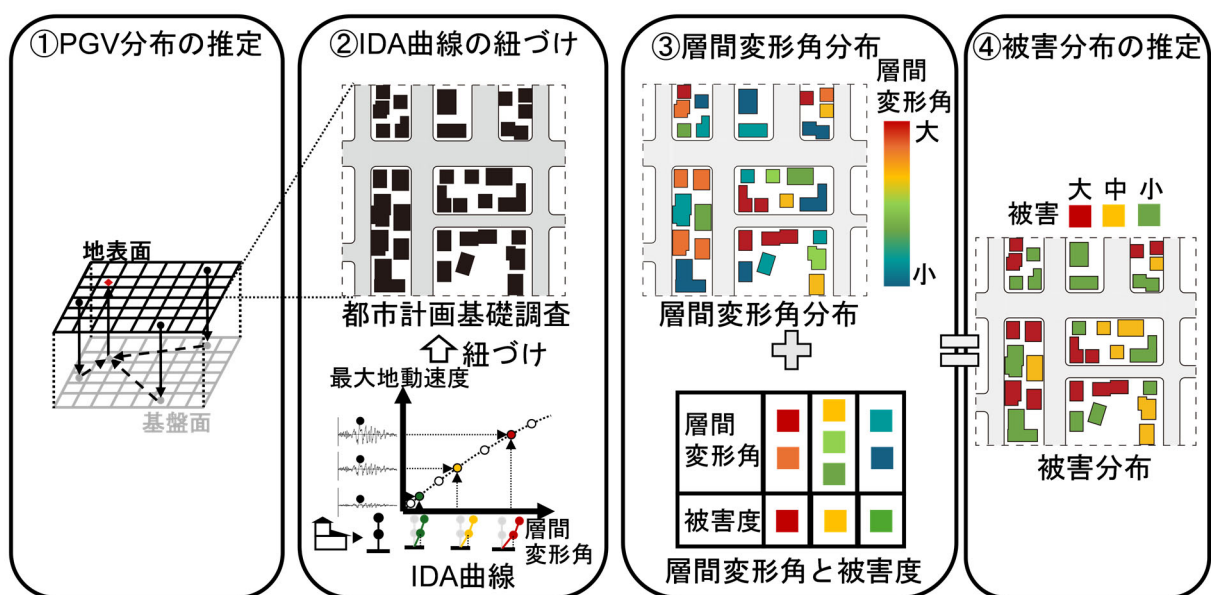


図 3-1 発災直後の被害推定概要

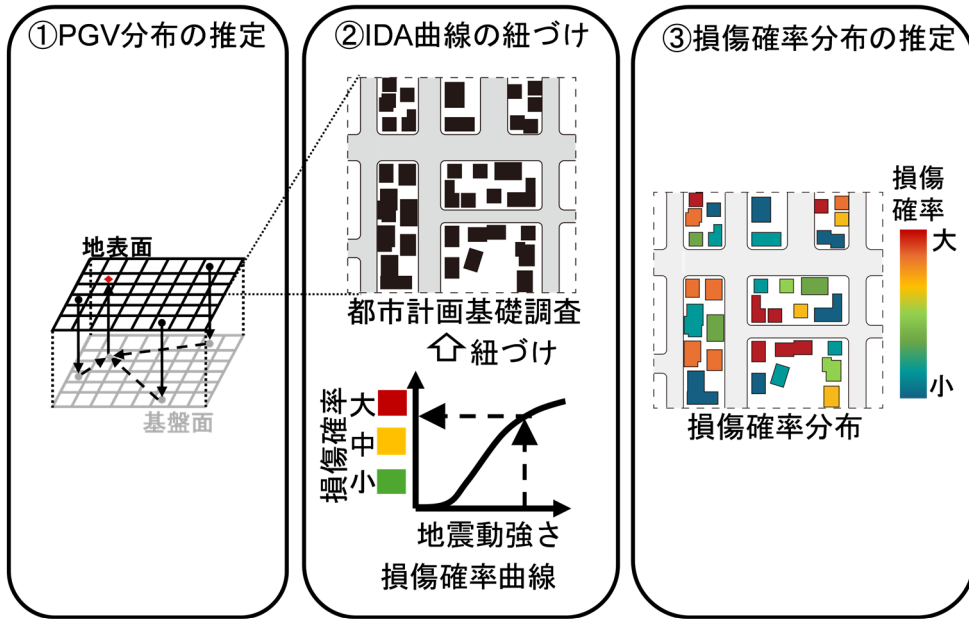


図 3-2 事前被害推定の概要

地域メッシュ単位の最大地動速度（以下、PGV）分布を求める。

- ② 都市計画基礎調査の建物データに基づき、予めパラメータごとに構築した解析モデルに対して、過去に観測された複数の地震波を入力とした IDA 曲線を求め、その結果から損傷確率曲線を算定し、各建物に IDA 曲線を紐づける。
- ③ ①で求めた PGV 分布を入力として、②で紐づけた損傷確率曲線から各建物の損傷確率を求める。

また、図 3-2 に事前被害推定の概要を示す。これらの推定は、J-RISQ^{3.1)}においても被害関数を用いてほぼ同じ流れで推定が行われている。本論での違いは、建物データに都市計画基礎調査を用いる点、被害関数ではなく IDA 曲線および損傷確率曲線により建物ごとの被害推定を行う点である。

3.2 クリギング法による最大地動速度分布の推定方法

クリギング法^{3.2)}は、異なる位置で得られたデータから、観測していない位置における値を推定する空間補間法の一つである。その特徴は、空間相関性（ある点の未知な値はその近くの点の既知な値の影響を受けやすい）を考慮した空間補間法である点で、地震動分布を求める方法の一つとして検討がなされている^{3.3), 3.4)}など。ある地点の最大地動速度 PGV の推定値 PGV^* は、式(3)に示す通り、推定領域の N 個の観測点で観測された地表面最大速度 $PGV_k (k=1, 2, \dots, N)$ に、クリギング係数 ω_k で重みづけした線形和であらわすことができる。

$$PGV^* = \sum_{k=1}^N \omega_k \cdot PGV_k \quad (3)$$

ここで、 ω_k はクリギング係数であり、各観測点間距離 $h_{j,k}$ および各観測点と推定点間距離 $h_{0,k}$ に対する理論バリオグラム $\gamma(h)$ とラグランジュの未定乗数 μ を係数とする $N+1$ 元連立1次方程式である式(4)を解くことで求めることができる。

$$\begin{pmatrix} \gamma(h_{1,1}) & \cdots & \gamma(h_{N,1}) & 1 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \gamma(h_{1,N}) & \cdots & \gamma(h_{N,N}) & 1 \\ 1 & \cdots & 1 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \omega_1 \\ \vdots \\ \omega_N \\ \mu \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \gamma(h_{0,1}) \\ \vdots \\ \gamma(h_{0,N}) \\ 1 \end{pmatrix} \quad (4)$$

本論では理論バリオグラムにガウスモデルを採用することとし、式(5)のように定義する。

$$\gamma(h) = b + (c - b) \left[1 - \exp \left\{ - \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right\} \right] \quad (5)$$

ここで、 a はレンジ、 b はナゲット、 c はシルと呼ばれるバリオグラムのパラメータであり、観測結果から得られた各観測点間の距離と非類似度の関係を整理した経験バリオグラムから求める。

本論での PGV 分布の推定では、実地震で観測された地震波記録とその位置を入力として、観測点のない地点の PGV を 250m 地域メッシュ単位で求める。また、本論では地点ごとの PGV に対する地盤増幅度を考慮した PGV 推定を行う。例として、図 3-3 に、J-SHIS で公開されている豊橋市の 250m 地域メッシュ単位の PGV に対する地盤増幅度分布^{3,5)}を示す。この地盤増幅度は、地震波が基盤面から地表面に向う際の PGV の増幅倍率を意味する。

図 3-4 に PGV 分布推定の概要を示す。ここで、地表面の最大速度 (=最大地動速度) を PGV 、基盤面の最大速度を PV_{base} 、地盤増幅度を VAR とする。初めに、地表面の観測点で得られた地表面最大速度 PGV をそのメッシュの増幅度 VAR で除し、基盤面最大速度の PV_{base} に変換する (図 3-4 中緑の操作)。次に、基盤面で PV_{base} に関するクリギングを行い、 PGV が未知なメッシュの PV_{base} を推定する (図 3-4 中青の操作)。最後に、推定した PV_{base} にそのメッシュの増幅度 VAR を乗じ、地表面最大速度 PGV の分布を推定する (図 3-4 中赤の操作)。

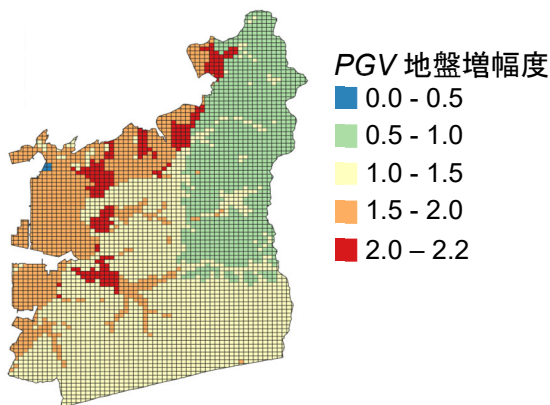


図 3-3 豊橋市の PGV 地盤増幅度分布^{3,5)}

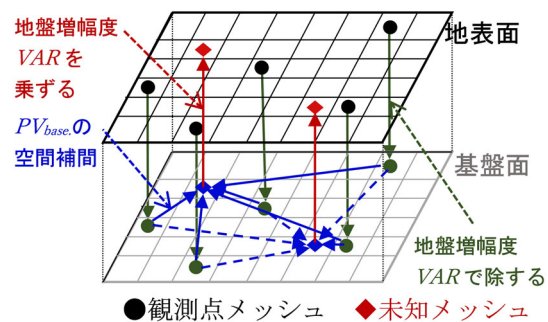


図 3-4 PGV 分布の推定方法

3.3 都市計画基礎調査に基づく建物の解析モデル

3.3.1 建物種別の分類方法

前述の通り、都市計画基礎調査（以下、基礎調査）では、建物ごとに構造形式や建築年などの情報が含まれている。しかしながら、調査自治体や年度によりその詳細度は異なる。例えば、豊橋市の2017年基礎調査（以下、2017基礎調査）^{3.6)}では構造形式は木造と非木造の2種類に大別されており、非木造建物内のRC造・鉄骨造の内訳は示されていない。一方で、2006年の基礎調査（以下、2006基礎調査）^{3.7)}では、建築年が含まれていないが、非木造建物がRC造・鉄骨造で細分化されている。構造形式は建物耐力に大きく影響する要因であるため、最新年度のデータについて、建物用途や階数などから非木造建物の構造形式を仮定する必要がある。したがって本論では、豊橋市の2006基礎調査などから断定できる情報で、2017基礎調査の非木造建物をRC造・鉄骨造に分類する。なお、2017基礎調査の全棟数が233,078棟であるのに対して、2006基礎調査の全棟数は172,934棟で2017基礎調査と比べて少ないことがわかる。ここで、表3-1に固定資産概要調書による2006年（以下、2006概要調書）^{3.8)}と2017年（以下、2017概要調書）^{3.9)}の豊橋市の木造・非木造建物棟数をそれぞれ示す。表3-1を見ると2006年から2017年にかけて、木造建物は1218棟減少し、非木造建物は3209棟増加しており、基礎調査の約6万棟増加は実際の状況とかけ離れている。したがって、この基礎調査の地物増加は地物判定方法の違いと考えられる。都市計画情報のデジタル化・オープン化ガイダンス^{3.10)}によると、都市計画データのGIS導入は2005年の「都市計画GIS導入ガイダンス」の策定が契機となっている。そのため、2006基礎調査のGISデータは導入最初期に作成されたデータであり、実装に関する方針や調査方法、フォーマットなどが不明瞭であった時期であると考えられる。したがって、2つのデータ間の棟数が大きく異なる要因は、調査方法が異なることが原因と考えられる。また、地物を比較してみると、2006基礎調査ではビニールハウスやカーポートなどが含まれていないため、主要な構造物は含まれていると考えられる。そのため、2006基礎調査で得られた傾向は、2017基礎調査でも大きく変わらないと考えられる。

図3-5に、2006基礎調査における戸建住宅と併用住宅のRC造・鉄骨造の階数別棟数分布を示す。(a)が戸建住宅、(b)が共同住宅である。(a)を見ると、戸建住宅ではいずれの階数でも、鉄骨造がRC造よりも棟数が多いことを確認できる。一方で(b)を見ると、共同住宅では3階建て以降でRC造の棟数が鉄骨造を上回っていることが確認できる。この結果から、非木造の戸建住宅はいずれも鉄骨造、共同住宅は2階建て以下を鉄骨造、3階建て以上をRC造としてモデル化する方針とした。この方針により、若干数の建物を異なる構造形式で仮定してしまうものの、多くの建物の構造形式を実状と一致させた推定が可能である。

続いて、図3-6に2006基礎調査における商業用途建物のRC造・鉄骨造の階数別棟数分布を示

表 3-1 豊橋市の固定資産概要調書棟数^{3.8), 3.9)}

	木造建物棟数	非木造建物棟数
2006 概要調書	109,575	49,683
2017 概要調書	108,357	52,892

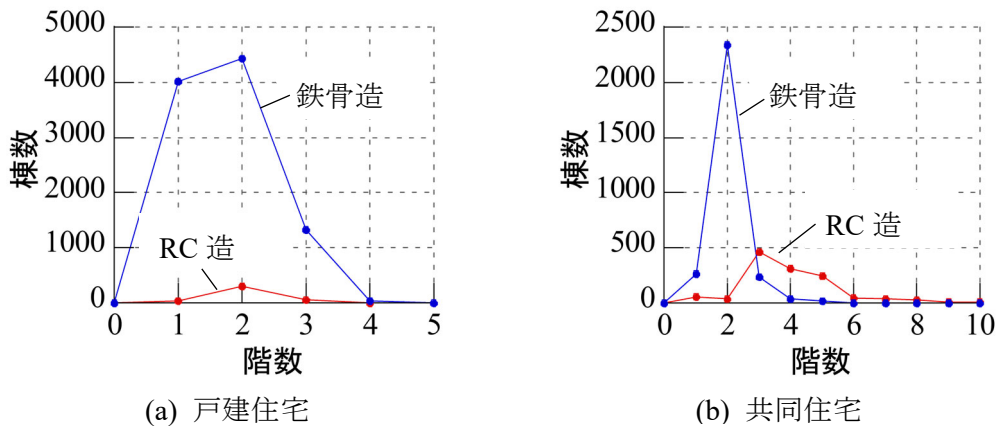


図 3-5 住宅用途建物の RC 造・鉄骨造階数別棟数分布^{3.7)}

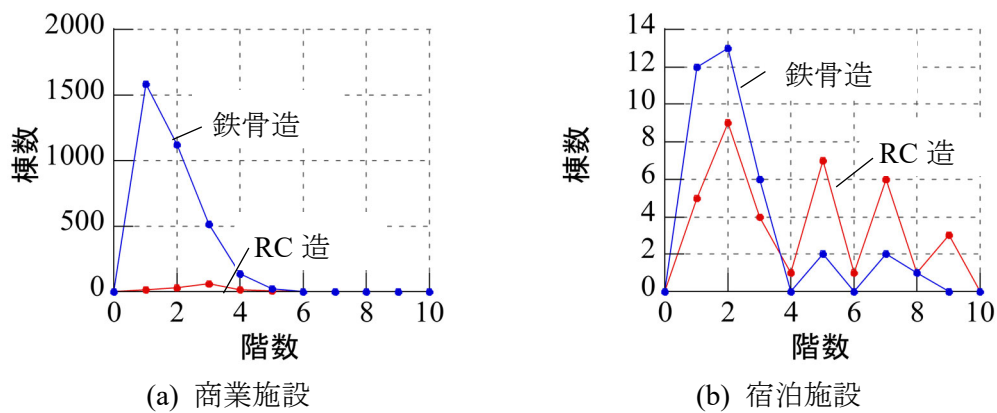


図 3-6 商業用途建物の RC 造・鉄骨造階数別棟数分布^{3.7)}

す。商業用途にはいくつかの分類があるが、ここでは(a)に店舗などの商業施設、(b)に宿泊施設の結果を示す。(a)の商業施設では、いずれの階数でも鉄骨造の方が RC 造よりも棟数が多いことが確認できる。(b)の宿泊施設では 4 階以上について、RC 造の棟数が鉄骨造の棟数を上回っている。商業用途建物について、RC 造の棟数が鉄骨造の棟数を上回ったケースは宿泊施設 4 階建て以上のみであった。そのため、商業用途建物については、宿泊施設 4 階建て以上は RC 建物、それ以外は鉄骨造建物として推定を行う方針とした。

以上の検討と 2 章での分析結果から、都市計画基礎調査の建物を構造形式・建物用途・階数により分類し、どの構造形式のモデルで表現するかを分類した。表 3-2 に都市計画基礎調査に基づく各建物のモデル化分類を示す。左側の表がどの分類の建物をどの構造形式でモデル化するかを示しており、右側の表は建物用途の詳細な分類を示している。なお、本推定では構造形式に関わらず、10 階を超える建物と建物用途がその他の系統に分類される建物は除外している。本論の解析モデルはいずれも中低層建物を対象とした既往研究を参照しているため、10 階を超えるような建物を同様の方法で設定した場合、実際と乖離したモデルになる可能性があるため、本論では推定対象外とした。また、その他用途の建物は、特殊性のある建物等が多分に含まれており、一般性のあるモデル化が困難であると考え、推定対象から除外している。加えて、非木造建物の運輸・工業系に該当する建物についても、今回の推定では対象外とした。これらの建物は、1 方向ラーメンのような大規

3章 被害推定手法の概要

表 3-2 都市計画基礎調査に基づく各建物のモデル化分類

木造建物でモデル化		系統	都市計画基礎調査における建物用途分類
構造形式	木造		
建物用途	住宅系、商業系、公共系、工業・運輸系		
階数	2階建て以下		
建築面積	25m ² 以上		
RC造建物でモデル化		商業系	業務施設、商業施設、宿泊施設、娯楽施設、遊戯施設、商業系用途複合施設
構造形式	非木造（1階建て建物で建築面積50m ² 以下を除く）		
建物用途	共同住宅、公共系（3階建て以上） 宿泊施設（4階建て以上）		
階数	10階建て以下		
軽量鉄骨造建物でモデル化		公共系	官公庁施設 文教厚生施設
構造形式	非木造（1階建て建物で建築面積50m ² 以下を除く）		
建物用途	戸建専用住宅		
階数	2階建て以下		
重量鉄骨造建物でモデル化		工業・運輸系	運輸倉庫施設、重工業施設、軽工業施設、サービス工業施設、家内工業施設
構造形式	非木造（1階建て建物で建築面積50m ² 以下を除く）		
建物用途	住宅系（戸建専用住宅および共同住宅3階建て以上を除く） 商業系（宿泊施設4階建て以上を除く） 公共系（3階建て以上を除く）		
階数	10階建て以下		
		その他	危険物貯蔵・処理施設、農林漁業用施設、供給処理施設、防衛施設、その他

模空間を有する建物が大半を占めると考えられ、一般的な鉄骨造の住宅や商業建物と同様の解析モデルを設定するのは不適切であると考えたためである。

3.3.2 木造建物のモデル

本項では、木造建物のモデル化について説明する。本論の解析モデルはいずれも、非線形の荷重変形関係を有する多質点せん断系モデルを想定している。また、基礎調査から得られる情報のみを用いて解析モデルの構築を行う。木造建物は、1および2階建ての住宅のモデル化に限定した。実際は3階建て以上の建物も存在するが、2階建て以下に比べて棟数が非常に少なく、一般的な耐力を持つ解析モデルの構築が困難であったため、本論では対象外とした。また、住宅以外の用途の建物については住宅と構法が大きく変わらないと考え、住宅で想定したモデルと同じモデルを仮定することとした。

各階の高さは2.8mとしている。建物の耐震性能は建築年に従い、建築当時の耐震基準に応じて1959年基準、1981年基準、2000年基準の3区分とする。質量の設定は、文献^{3.11)}に記されている床面積あたりの重量から算定した。また、重量の設定は耐震基準年ごとに屋根、外壁、内壁の材料種別を変化させている。表3-3に床面積あたりの重量表を示す。表中で、 w_r は屋根重量、 w_o は外壁重量、 w_i は内壁重量、 w_f は床重量、 w_l は積載重量である。ここで、2階建て住宅の1階部分を A_1 、2階部分を A_2 とし、1階部分の層重量を W_1 、2階部分の層重量を W_2 とし、各階重量を式(6),(7)により求めた。なお、1階建ての建物は、式(7)を用いて計算している。

$$W_1 = (w_f + w_o + w_i + w_l) \times A_2 + \{w_r + (w_o + w_i)/2\} \times (A_1 - A_2) \quad (6)$$

$$W_2 = \{w_r + (w_o + w_i)/2\} \times A_2 \quad (7)$$

表 3-3 床面積 1 m²あたりの重量 (kN/m²)^{3.11)}

耐震基準	屋根重量 w_r	外壁重量 w_o	内壁重量 w_i	床重量 w_f	積載荷重 w_l
1959 年基準 (非常に重い)	2.40	1.20	0.45	0.60	0.60
1981 年基準 (重い)	1.30	1.20	0.20		
2000 年基準 (軽い)	0.95	0.75	0.20		

荷重変形関係は、文献^{3.12)}に記されている、建築年当時の耐震基準の最低壁量を最低限満たすような木造住宅の層せん断力係数-層間変形角関係を基準とし、以下のような変更を加えている。

- ① 木造住宅の実大実験の結果^{3.13)}や、木造住宅の広域被害推定に関する知見^{3.14)}より、実建物の耐力は設計基準の約3倍の耐力を有していると仮定し、層せん断力係数を基準の3倍する。
- ② 1996年度に建てられた愛知県内の軸組木造住宅334棟を対象とした調査から、建築基準法施行令46条(建築年当時)に基づく最低壁量に対する壁量充足率の各階の平均値を参照^{3.15)}し、2階の壁量充足率が1階の壁量充足率の1.24倍として仮定する。したがって、すべての年代の建物について、2階の層せん断力係数を1.24倍する。

以上の変更を考慮した層せん断力係数-層間変形角関係を図3-7に示す。1階建ての場合、1981年基準、2000年基準の最低壁量を最低限満たすような層せん断力係数は2階建ての1階部分と同じになるため、図3-7中には1階建ての1959年基準の場合のみ、鎖線で示している。なお、本論では、木造建物の安全限界に相当する1/30 rad以降の剛性低下は考慮していない。図3-7を見ると、耐震基準年が新しいほど耐力が大きいくことがわかる。また、履歴特性は図3-8に示すバイリニア要素とスリップ要素を並列に結合したバイリニア+スリップモデル^{3.17)}を設定する。文献^{3.12)}では折れ点が2つであるが、文献^{3.17)}では骨格曲線の折れ点が3つあるため、バイリニア+スリップモデルを描くように、文献^{3.17)}を参考に文献^{3.12)}の層せん断力係数-層間変形角関係の層間変形角が 7.0×10^{-4} radの位置(図3-7中の第1折れ点)に折れ点を追加している。表3-4に、解析モデルの各層の剛性が初期剛性 k_e である場合の弾性1次固有周期を示す。表3-4で、 $\alpha=1.0$ は総2階の建物を想定しており、 $\alpha=0.5$ は2階床面積が1階床面積の半分となる建物を想定している。表3-4より、同一年代基準では、総2階($\alpha=1.0$)、部分2階($\alpha=0.5$)、1階建ての順に固有周期が短いことがわかる。また、木造住宅の被害は損傷による伸びを考慮した等価な固有周期1~2秒における応答スペクトルの影響が大きいとの主張^{3.18)}がある。そのため、表3-5に各層の剛性が1/30 radでの割線剛性 k_{eq} とした場合の等価固有周期を示す。表3-5より、等価固有周期はいずれも1秒以下となっていることが確認できる。文献^{3.18)}では大破以上の比較的被害の大きい建物を対象として、観測点周辺の全建物に対する被害率と応答スペクトルの相関関係を示していることから、被害の大きい傾向にある旧耐震建物は1~2秒応答スペクトルとの相関が高いと考えられる。したがって、本論の1959年基準の解析モデルは、実在建物よりも剛な建物であると考えられる。一方で、新耐震建物については、耐力の高い木造建物は0.5~1秒応答スペクトルの大きい地震に対して被害を受けやすい傾向にあるとの主張^{3.19)}がある。したがって、本論の1981,2000年基準の解析モデルは、1/30 rad時の等価固有周期がおおよそ0.5~1秒となっており、実在建物に概ね近いモデルになっていると考えられる。

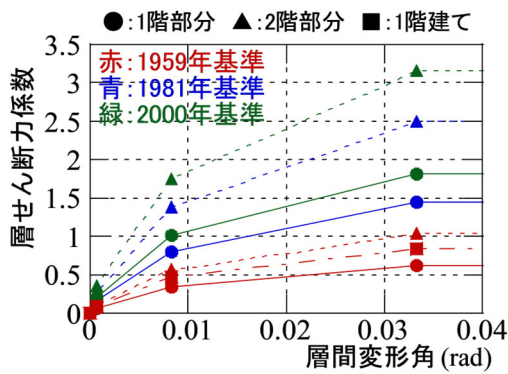


図 3-7 木造建物の層せん断力係数—層間変形角関係^{3.16)}

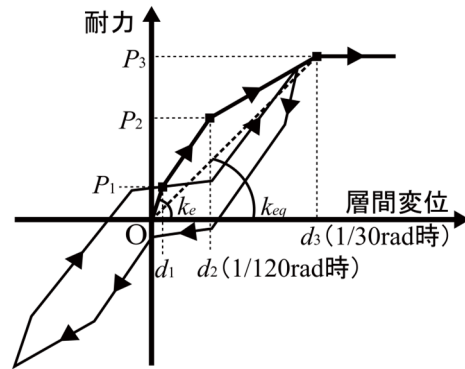


図 3-8 バイリニア+スリップモデル^{3.17)}

表 3-4 木造建物解析モデルの一次固有周期(s)

耐震基準	1 階建て	2 階建て ($\alpha = 1.0$)	2 階建て ($\alpha = 0.5$)
1959 年基準	0.291	0.399	0.385
1981 年基準	0.222	0.256	0.249
2000 年基準	0.198	0.226	0.220

表 3-5 木造建物解析モデルの 1/30rad 時の等価一次固有周期(s)

耐震基準	1 階建て	2 階建て ($\alpha = 1.0$)	2 階建て ($\alpha = 0.5$)
1959 年基準	0.670	0.919	0.885
1981 年基準	0.511	0.589	0.573
2000 年基準	0.455	0.521	0.507

3.3.3 RC 造建物のモデル

RC 造建物についても同様に、基礎調査データから得られる情報のみからモデルを構築する。建築年は、RC 造建物の耐震基準改正を考慮し、1970 年以前、1971-1980 年、1981 年以降の 3 区分とする。各層の骨格曲線は、文献^{3.20), 3.21)}を参考に、図 3-9 のようなトリリニアモデルとした。1970 年以前、1971-1980 年のモデルは柱のせん断破壊により崩壊に至ると仮定し、第 2 折れ点到達後耐力低下が発生するモデルとし、1/30rad 時に耐力が 0 となる設定である (図 3-9 中赤線)。一方、1981 年以降のモデルは梁降伏先行型と仮定し、第 2 折れ点到達後も耐力を保持したまま変形するモデルである (図 3-9 中緑線)。RC 造建物は建築年・階数をパラメータとしてそれぞれ与え、文献^{3.20), 3.21), 3.22)}を基に以下の流れで解析モデルの層せん断力—層間変形角関係を設定する。なお、各階は等床面積と仮定し、各階高さは文献を参照し、1 階を $H_1=2.8\text{m}$ 、2 階以上を $H_i=2.6\text{m}$ とした。ここで、変数 H, A, W の右下付き文字は階数を示すものである。

- ① 文献^{3.20)}より、床面積辺りの重量を 10.7kN/m^2 とし、床面積 A_i に乗じて各階の重量 W_i を求める。
- ② 表 3-6 に示す建築年代別の RC 造建物の耐力分布の最頻値^{3.22)}を 1 階の第 2 折れ点層せん断力係数 C_1 とする。上層の第 2 折れ点層せん断力係数は文献^{3.20)}を参考に式(8)で求めた。ここで、 n は

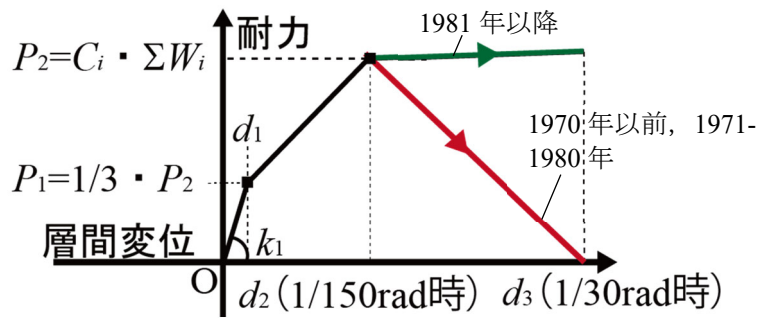


図 3-9 RC 造建物に設定する骨格曲線^{3.20), 3.21)}

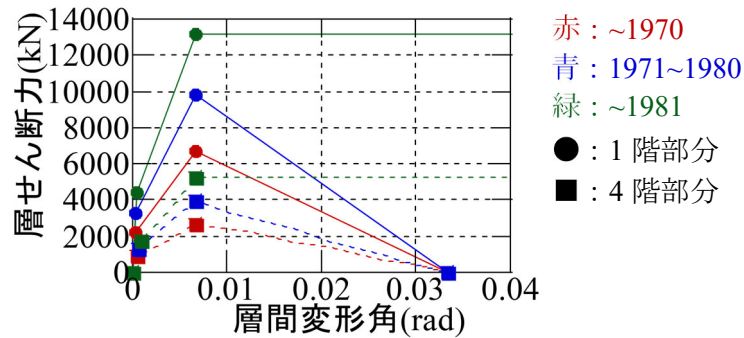


図 3-10 RC 造 4 階建て骨格曲線の例^{3.23)}

表 3-6 RC 造建物の年代別層せん断力係数^{3.22)}

	～1970	1971-1980	1981～
層せん断力係数 C_i	0.521	0.764	1.027

建物階数である。求めた層せん断力係数に当該階より上の重量を乗じ、各層の第 2 折れ点耐力 P_2 を求める。

$$C_i = C_1 \cdot (n+i)/(n+1) \tag{8}$$

③ 一次固有周期 T を式(9)より求める。

$$T = 0.02 \cdot \sum_{i=1}^n H_i \tag{9}$$

④ 各階の重量 W_i と一次固有周期 T より、各階の初期剛性 k_1 を求める。初期剛性の高さ方向の分布は文献を参照し、第 2 折れ点耐力 P_2 の高さ方向分布と相似な形とした。

⑤ 各階の第 1 折れ点耐力 P_1 を式(10)、第 1 折れ点層間変位 d_1 を式(11)からそれぞれ求める。

$$P_1 = 1/3 \cdot P_2 \tag{10}$$

$$d_1 = P_1 \cdot k_1 \tag{11}$$

一例として、図 3-10 に 4 階建て建物の 1, 4 階の骨格曲線^{3.23)}を示す。実線・丸印が 1 階、破線・

3章 被害推定手法の概要

四角印が4階で、赤が1970年以前、青が1971-1980年、緑が1981年以降の建物である。建築年代が新しいほど、耐力が高いことがわかる。一方、建物重量と固有周期のみから初期剛性を設定しているため、建築年代に寄らず初期剛性はおおよそ同じである。履歴特性には武田スリップモデルとしており、文献^{3.21)}を参照し、除荷剛性に関する係数を0.5、スリップ時剛性に関する係数を0.5としている。なお、RC造建物の地震応答解析は層間変形角が $1/30\text{rad}$ に到達した時点で計算を終了し、そのPGVでの層間変形角は $1/30\text{rad}$ とする。

3.3.4 鉄骨造建物のモデル

日本建築学会の2016年熊本地震の災害調査報告^{3.24)}によると、悉皆調査の対象となった鉄骨造建物の内、半分が軽量鉄骨建物であり、そのうち76%が戸建専用住宅である。調査報告では、この大半がハウスメーカー製の住宅と考えられており、益城町だけでなく全国的に同様な傾向にある可能性が高い。ただし、本論で提案する手法は、地方自治体の都市計画基礎調査を用いることを想定しており、自治体によっては軽量鉄骨造と重量鉄骨造の区別がされずに調査が行われている可能性がある。したがって本論では、軽量鉄骨造建物と重量鉄骨造建物では解析モデルの諸量が大きく異なる可能性があること、また、戸建専用住宅における軽量鉄骨造建物の占める割合が大きいことを考慮し、建物用途が戸建専用住宅の建物は軽量鉄骨造建物、それ以外の用途の建物は重量鉄骨造建物としてモデル化を進めることとした。

(1) 軽量鉄骨造建物のモデル化

軽量鉄骨造建物のモデル化は、防災科研のE-Defense実験データアーカイブの「鉄骨系工業化住宅(2階建て)の耐震性能検証と制振効果の検証」^{3.25)}で実施された、軽量鉄骨住宅の耐震性能動的検証実験に基づくこととした。図3-11に、本論で用いる軽量鉄骨造建物の層せん断力係数-層間変形角関係を示す。破線がスリップ成分、一点鎖線がトリリニア成分で、実線がトリリニアとスリップを並列したときの曲線である。文献^{3.25)}では、それぞれの耐力要素の累加で荷重-変形関係を決定しており、トリリニア、スリップ、最大点指向成分を並列した曲線に、トリリニア成分の補正値を足し合わせている。本論では、都市計画基礎調査のみでは各建物の部材や内外装情報は得られないこと、最大点指向成分の全体に占める割合が小さいことを考慮し、トリリニア成分(補正値を含めたもの)とスリップ成分のみで層の荷重-変形関係を表すこととした。なお、層全体に対するトリリニア成分の割合を $1/3$ 、スリップ成分を $2/3$ とすることで、文献^{3.25)}に記された解析モデルの骨格曲線をおおよそ模擬できることを確認したため、本論でも同じ成分割合を仮定した。また、文献^{3.25)}の建物は耐震等級3を満足する建物である^{3.26)}ため、平均的な建物よりも耐力が高い可能性がある。しかしながら、軽量鉄骨造住宅の平均的な耐力に関する文献は見当たらないため、本論では建築年代に関わらず、全ての建物が必要な耐力を最低限満たすような耐力、すなわち耐震等級1程度の建物であると仮定した。一般的に、等級3相当の建物の耐震性能は等級1の1.5倍とされているため、文献^{3.25)}から求めた層せん断力係数を1.5で除した値を採用した。復元力特性は図3-12に示すトリリニアとスリップを並列したモデルを用いた。上記の荷重-変形関係を基に、多質点系モデルを作成する。本論では、階ごとの床面積は同じと仮定し、各階の床面積あたりの重量は文献^{3.25)}、^{3.27)}を参考に、屋根部分を 1.4kN/m^2 、その他の階を 3.0kN/m^2 とした。また、各階の高さは 2.7m とし、高さ方向の耐力分布は A_i 分布に従うものと仮定した。

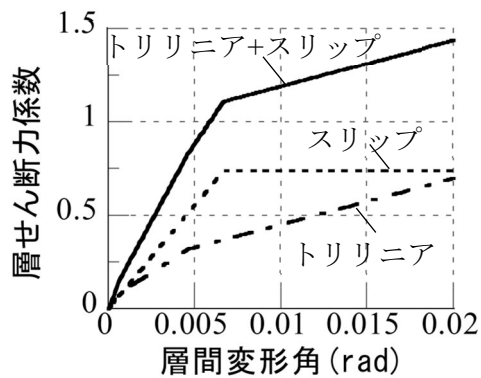


図 3-11 軽量鉄骨造建物の層せん断力係数—層間変形角関係^{3.25)}

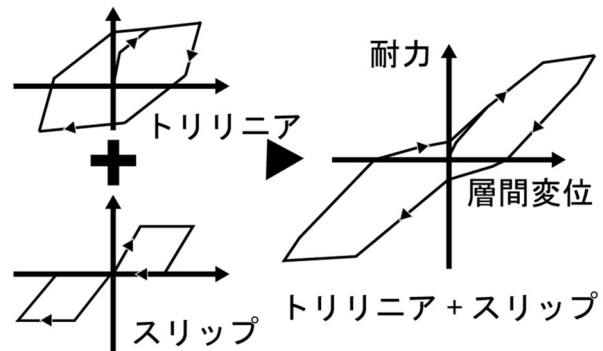


図 3-12 軽量鉄骨造建物の復元力特性^{3.25)}

(2) 重量鉄骨造のモデル化

重量鉄骨造建物の解析モデル化は、長戸・川瀬 (2002)^{3.28)}を参考にした。長戸・川瀬は、軽量鉄骨造の建物を除く鉄骨造建物群の被害予測モデルを構築し、兵庫県南部地震における実被害率分布と比較しており、鉄骨造建物の標準建物モデルとして文献^{3.29)}を参照している。文献^{3.29)}では、1981年以降の新耐震設計基準を満たすような3階建てと5階建ての鉄骨ラーメン構造建築物について、設計に関する諸量や応答解析のための復元力特性（剛性、耐力）パラメータなどが示されている。3階建ての建物はルート1の構造規定を満足するような規模が比較的小さい建物で、設計標準せん断力係数が0.3以上となるような設計がなされている。一方、5階建ての建物はルート2の構造規定を満たすような建物であり、設計標準せん断力係数が0.2以上となるような設計がなされている。長戸・川瀬^{3.28)}は、これら2つの解析モデルを参照することに加え、2つの建物の中間的な耐震性能となるような4階建て建物の解析モデルを新たに構築し、計3つの建物を標準建物モデルとして示している。本論では、長戸・川瀬^{3.28)}が示した3モデルを解析モデルとして参照することとした。ここでは、文献^{3.29)}の3階建て建物と5階建て建物の設計標準せん断力係数が異なることを考慮し、以下に示す3つの解析モデルを設定した。

- ① 設計標準せん断力係数が0.2以上となるような解析モデル（文献^{3.29)}の5階建て建物を参照 | 以降、低耐力モデル）
- ② 標準せん断力係数が0.25以上となるような解析モデル（長戸・川瀬^{3.28)}の4階建てモデルを参照 | 以降、中間耐力モデル）
- ③ 標準せん断力係数が0.3以上となるような解析モデル（文献^{3.29)}の3階建て建物を参照 | 以降、高耐力モデル）

なお、各建物モデルの層せん断力係数は、実際の建物と同様に設計標準せん断力係数以上となることに留意されたい。また、長戸・川瀬^{3.28)}は、旧耐震建物と新耐震建物の実被害率と、上記の標準建物による推定被害率を比較し、解析による被害率が実被害率と合うような耐力比 α を、建物階数別に提案している。本論では、これらの係数を、各耐震基準・階数ごとの建物棟数でそれぞれ重みづけ平均することで、旧耐震・新耐震の補正倍率を求めた。表3-7に求めた耐力倍率を示す。ま

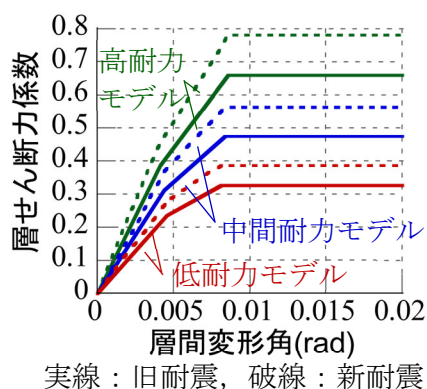


図 3-13 重量鉄骨造建物の層せん断力係数一層間変形角関係

表 3-7 重量鉄骨造の耐力比^{3.28)}

(a) 旧耐震建物				
	3階建	4階建	5階建	平均
棟数	33	24	7	64
耐力比 α	0.95	0.75	1.30	0.924
(b) 新耐震建物				
	3階建	4階建	5階建	平均
棟数	38	15	8	61
耐力比 α	0.90	1.15	2.00	1.093

た、図 3-13 に以上の仮定から設定した重鉄骨建物の層せん断力係数一層間変形角関係を示す。実線が旧耐震倍率を乗じたモデル、破線が新耐震倍率を乗じたモデルで、赤が低耐力モデル、青が中間耐力モデル、緑が高耐力モデルを意味する。図 3-13 の曲線は、文献^{3.28), 3.29)}における各建物モデル 1 階部分の剛性、耐力の値を原則そのまま利用しており、それに伴って折れ点の変位が決まっている。そのため、モデルごとに若干折れ点変位の位置が異なるが、第 1 折れ点変位は $1/244 \sim 1/217 \text{rad}$ 、第 2 折れ点変位は $1/123 \sim 1/116 \text{rad}$ でほぼ同じ位置である。なお、3~5 階建て以外の建物にも利用することを考え、階による曲線形状の変化は考慮しないこととした。具体的には、以下の通りである。

- ① 文献^{3.29)}では、5 階建て建物の 5 階部分のみバイリニアモデルで設定されているが、本論ではすべての階でトリリニアモデルとして設定する。
- ② 文献^{3.28), 3.29)}では、各階ごとにトリリニアの剛性パラメータが異なるため折れ点変位が階ごとに異なる。本論では、1 階部分の曲線を基準として折れ点変位を固定し、高さ方向の A_i 分布を乗ずることのみで、上階の層せん断力係数一層間変形角関係を設定する。

3 章にて、それぞれのモデルから推定した被害分布を実被害分布と比較することで、具体的にどのモデルの利用が適切かを検討する。上記の荷重-変形関係を基に、多質点系モデルを作成する。本論では、階ごとの床面積は同じと仮定し、各階の床面積あたりの重量は文献^{3.29), 3.30)}を参考に、 9.0kN/m^2 とした。また、各階の高さは 3.5m とした。

3.4 IDA 曲線の算定方法

3.4.1 IDA の概要

漸増動的解析（以下、IDA）^{3.31)}は、地震波を基準階し、その倍率を漸増させながら同一建物モデルに対して順次地震応答解析を行い、地震動強さと応答の関係曲線（以降、IDA 曲線）を得る手法である。地震動強さとして使われる指標としては、最大地動加速度 (PGA) や最大地動速度 (PGV) などの時刻歴での最大値、FEMAP-695^{3.32)}では建物の一次固有周期に対応する加速度応答スペクトルなども利用されている。本論では、3.2 節で述べた通り、地盤増幅度の影響を考慮した地震動強さ分布の推定を行うにあたり、 PGV 地盤増幅度を利用しているため、 PGV を IDA 曲線算定時の地

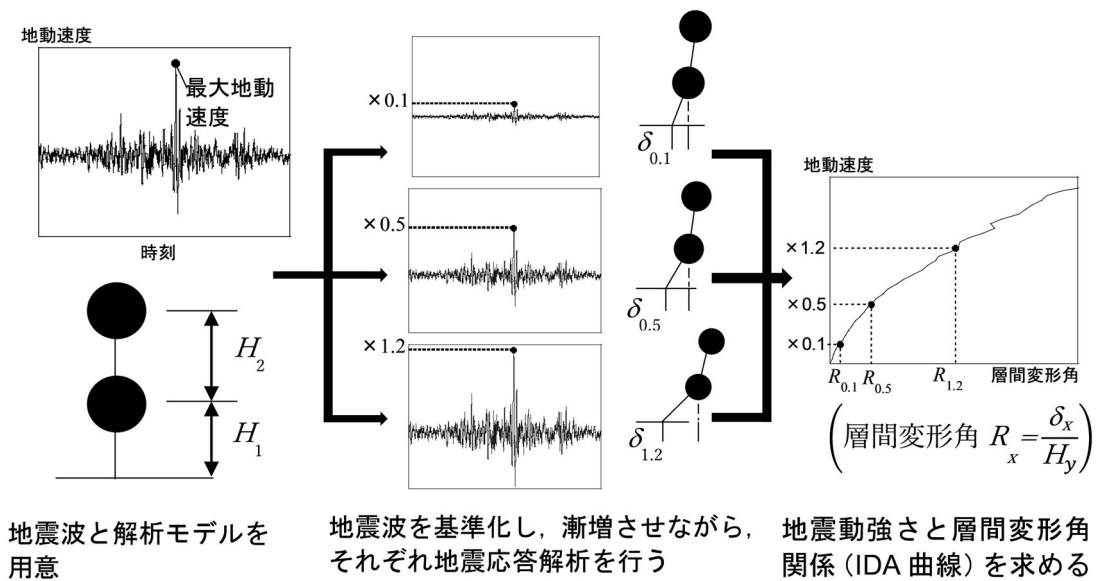


図 3-14 IDA の計算手順概要

震動強さ指標として採用した。また、対応する応答値には層間変形角を用いる。図 3-14 に、地震動強さを PGV とした場合の IDA 曲線算定のフローを示す。

また IDA では、一つの解析モデルに複数の地震波を入力として複数の IDA 曲線を求め、統計的な処理を行うことで、様々な地震波の周期特性を考慮した、入力に対する平均的な応答を求めることが可能である。FEMAP-695 では、IDA 曲線群を統計的に処理することで、解析対象建物にある大きさの地震動強さが入力された時に、建物が指定した変形量に達する確率を与える損傷確率曲線による建物評価法が示されている。本論では、4 章にて 2016 年熊本地震による実被害との比較、5 章にて想定南海トラフ地震に対する豊橋市の被害予測を行う。4 章については発災時の観測波が存在するため、観測波を入力とした IDA 曲線を直接推定にあてはめることで推定が可能である。一方で、5 章の被害予測では想定される地震波が不明のため、FEMAP-695 と同様に、過去に観測された複数地震波を入力とした検討が必要である。そのため、次項にて入力地震波について検討を行う。

3.4.2 入力地震波の設定

入力地震波は、防災科学技術研究所の強震観測網 K-NET, KiK-net^{3.33)}で、1997.01~2022.03 の間に得られた地震波のうち、最大地動加速度が 500 cm/s^2 を超える水平 (NS, EW) 動を用いた。また、地震波ごとに震源種別と観測点の地盤種別で分類分けをしている。震源種別は、地震調査研究推進本部の評価^{3.34)}を参考にして内陸直下型 (以降、直下型と呼ぶ)、プレート境界型 (以降、境界型と呼ぶ) の 2 種類に分類した。地盤種別は、NEHRP のサイト分類^{3.35)}によって、深度 30 m までの平均 S 波速度 (V_{s30}) ごとに硬質地盤 ($360 \text{ cm/s} < V_{s30}$, class C)、普通地盤 ($180 \text{ cm/s} < V_{s30} \leq 360 \text{ cm/s}$, class D)、軟弱地盤 ($V_{s30} \leq 180 \text{ cm/s}$, class E) の 3 種類に分類した。深度 30 m までの S 波速度が一部不明な地点については、翠川ら^{3.36)}らの回帰式を用いて、 V_{s30} を求めた。表 3-8 に分類ごとの地震波数を示す。なお、軟弱地盤の観測点では、最大地動加速度が 500 cm/s^2 を超える地震波は非常に少なかった (境界型の場合は 500 cm/s^2 を超える地震波がなかった) ため、地震波数の確保のため閾

3章 被害推定手法の概要

値を下げ、最大地動加速度が 300 cm/s^2 を超える地震波を対象とした。

図 3-15 に各地震波の最大地動加速度を 500 cm/s^2 に基準化した時の、減衰定数 5%時の加速度応答スペクトルを示す。太い黒線は各固有周期での全地震の加速度応答スペクトルの平均値を結んだものである。図 3-15 (a), (d)の硬質地盤の各固有周期での加速度応答スペクトルの平均値（黒太線）を見ると、内陸直下型とプレート境界型の双方が概ね等しいことがわかる。また、(b), (e)の普通地盤では、固有周期 $0.2\sim 0.4 \text{ s}$ の範囲では境界型の方が加速度応答スペクトルの平均値が大きくなっているため、この範囲に 1 次固有周期を持つ建物は、境界型の地震波に対して変形が大きくなることが予想される。(c), (f)の軟弱地盤では、固有周期 $0.5\sim 2.0 \text{ s}$ の範囲で境界型の地震波の応答スペクトルが大きいことがわかる。また、(c)直下型・軟弱地盤では、他の分類と比較して、設定した建物の固有周期に対応した応答スペクトルの平均値が小さい。原因として、入力地震波の最大地動加速度の閾値を 300 cm/s^2 に下げた影響が考えられたため、図(c)に黒太破線で、最大地動加速度が 500 cm/s^2 の 5 波の応答スペクトルの平均値を示した。これを見ると、閾値を 500 cm/s^2 とした 5 波の平均スペクトルと、閾値を 300 cm/s^2 とした 11 波の平均スペクトルとの差は小さいため、入力する地震波の最大地動加速度の閾値を下げたことによる、建物固有周期に対応するスペクトルへの影響は小さいと考えられる。本研究では、硬質・普通地盤と比較して、軟弱地盤に分類した地震波の数が非常に

表 3-8 分類ごとの地震波の数^{3.16)}

	硬質	普通	軟弱	合計
内陸直下型	108	42	11	161
プレート境界型	103	65	16	184

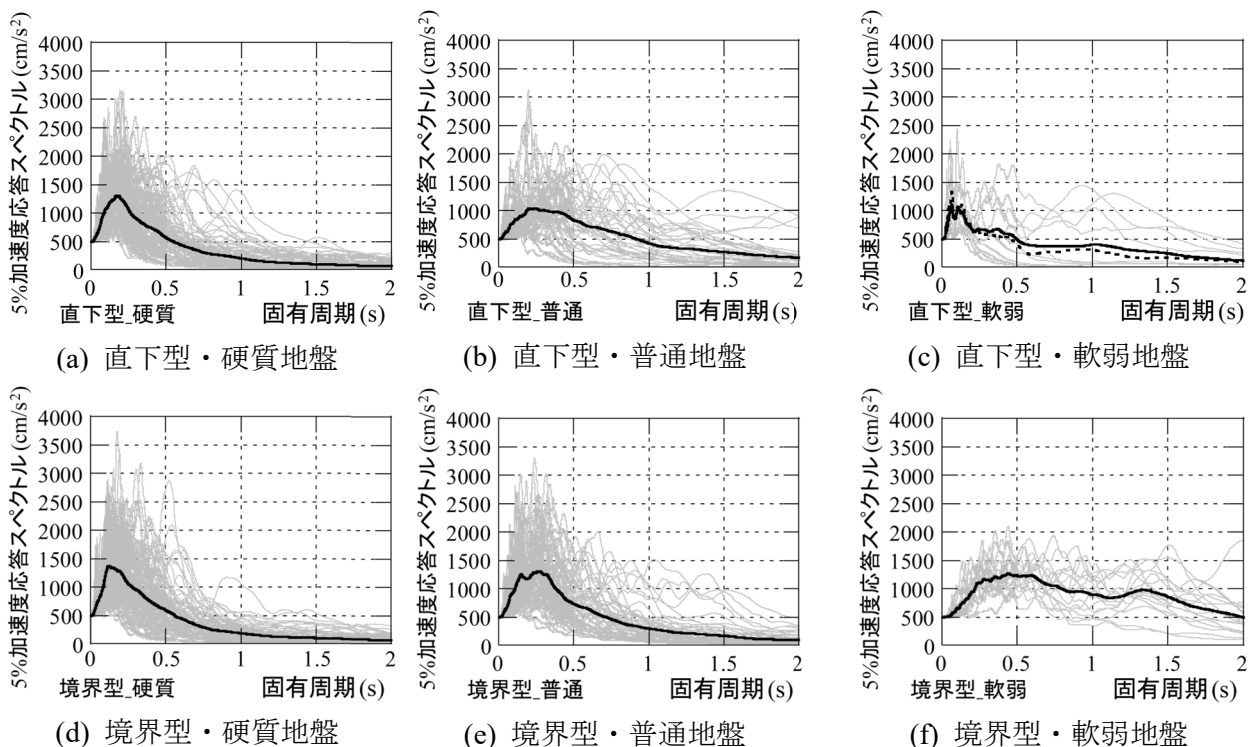


図 3-15 減衰定数 5%時の加速度応答スペクトル^{3.16)}

少ないため、傾向が偏っている可能性がある。今後は K-NET, KiK-net 以外の観測記録も参照し、データをより充実させることで、傾向に変化があるかを明らかにする必要がある。

3.4.3 過去の複数地震波を入力した IDA 曲線の算定結果

本節では、3.3.2~3.3.4 項で設定した多質点系解析モデルに、3.4.2 項の地震波を入力し、IDA 曲線を求める。IDA 曲線算定時の地震応答解析における数値積分はいずれの解析モデルも Newmark- β 法の平均加速度法 ($\beta=1/4$) で行った。なお、建物全体としての IDA 曲線は、その PGV における最も経験最大層間変形角が大きい階の値をその PGV に対応する層間変形角としている。

(1) 木造建物の解析結果

木造建物の IDA 曲線に関する解析パラメータは以下の通りである。

●地震波のパラメータ

- ① 震源種別：直下型，境界型
- ② 地盤種別：硬質，普通，軟弱

●解析モデルのパラメータ

- ③ 耐震基準：1959 年基準，1981 年基準，2000 年基準
- ④ 階数：1，2
- ⑤ 1 階床面積に対する 2 階床面積の割合 α ：0.2, 1.0

図 3-16 に、木造建物の境界型地震で 2 階建て建物 ($\alpha=1.0$) の 1 階部分に関する IDA 曲線を示す。グラフの横軸は最大層間変形角，縦軸は最大地動速度を示している。上段は硬質地盤，中断は普通地盤，下段は軟弱地盤の結果で、それぞれ左から 1959 年基準，1981 年基準，2000 年基準の順に並んでいる。また、図中の灰色の線は各地震波から求めた IDA 曲線群であり、太線は層間変形角が小さい側から数えたパーセンタイル曲線を示す。赤色が 16 パーセンタイル曲線，青色が 50 パーセンタイル曲線，緑色が 84 パーセンタイル曲線を表している。初めに耐震基準の違いによる曲線の影響を見てみる。図 3-16 (a)~(c)の硬質地盤の 50 パーセンタイル曲線に注目すると、耐震基準が新しいほど同一 PGV 時の最大層間変形角が小さくなっており、耐震性能が反映されていることがわかる。図 3-16 (d)~(f)の普通地盤，および(g)~(i)の軟弱地盤も同様の傾向がみられる。続いて、地盤の違いによる影響を確認する。また、図 3-16 (a)と(d)の 50 パーセンタイル曲線を比較すると、1959 年基準の建物では、硬質地盤と普通地盤の曲線はあまり変わらない。図 3-16 (b)と(e)および(c)と(f)についても、若干硬質地盤の結果の方が同一 PGV に対する変形が小さい傾向にあるが、大きな違いはない。次に、図 3-16(a)~(f)の硬質・普通地盤と(g)~(i)の軟弱地盤の結果を比較すると、硬質・普通地盤の IDA 曲線はほぼ線形であるのに対して、軟弱地盤の IDA 曲線はバイリニアに近い傾向が見られる。また、1959 年基準では軟弱地盤が最も同一 PGV に対する層間変形角が大きいのにに対し、1981 年基準，2000 年基準では、軟弱地盤が最も同一 PGV に対する変形が小さい傾向にある。これは、図 3-15(d)~(f)に示す境界型地震の加速度応答スペクトルの平均値と表 3-4 の木造建物解析モデルの一次固有周期より、1959 年基準では一次固有周期と軟弱地盤時の応答スペクトルのピーク帯が一致しており、応答値がピーク帯から外れている硬質・普通地盤より大きいためと考えられる。また、1981 年基準，2000 年基準では、一次固有周期が軟弱地盤の応答スペクトルのピーク帯から外れており、硬質・普通地盤よりも応答値が小さいためと考えられる。

3章 被害推定手法の概要

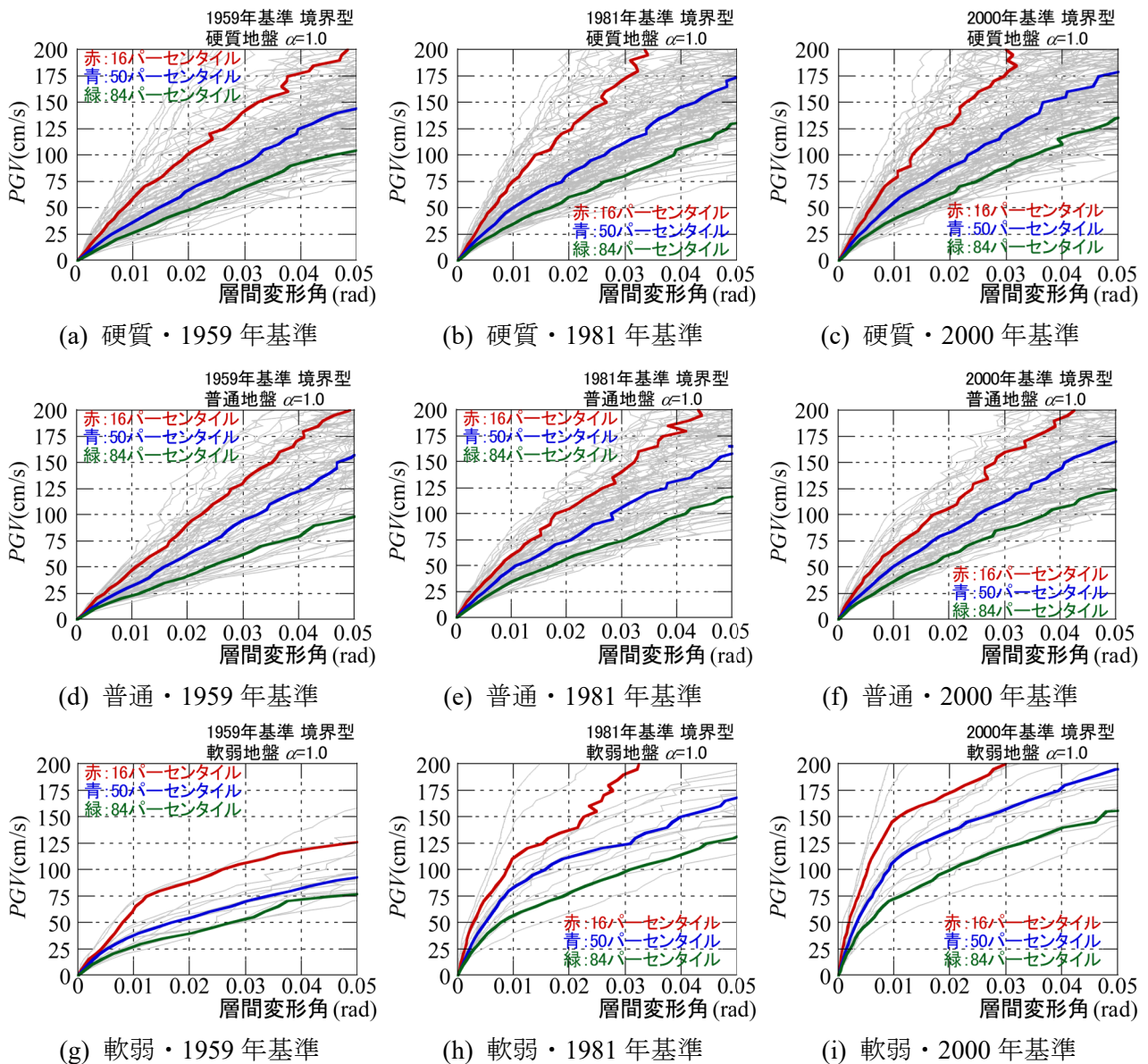


図 3-16 木造建物の IDA 曲線 (境界型, $\alpha=1.0$)

(2) RC 造建物の解析結果

RC 造建物の解析パラメータは以下の通りである。

●地震波のパラメータ

- ① 震源種別：境界型
- ② 地盤種別：硬質，普通，軟弱

●解析モデルのパラメータ

- ③ 建築年：1970 年以前，1971-1980 年，1981 年以降
- ④ 階数：1，2，3，4，5，6，7，8，9，10

図 3-17 に、境界型地震を入力とした RC 造建物の 50 パーセントイル IDA 曲線を示す。横軸が層間変形角、縦軸が PGV で、色と線種は凡例の通り階数の違いを示している。また、上段は硬質地

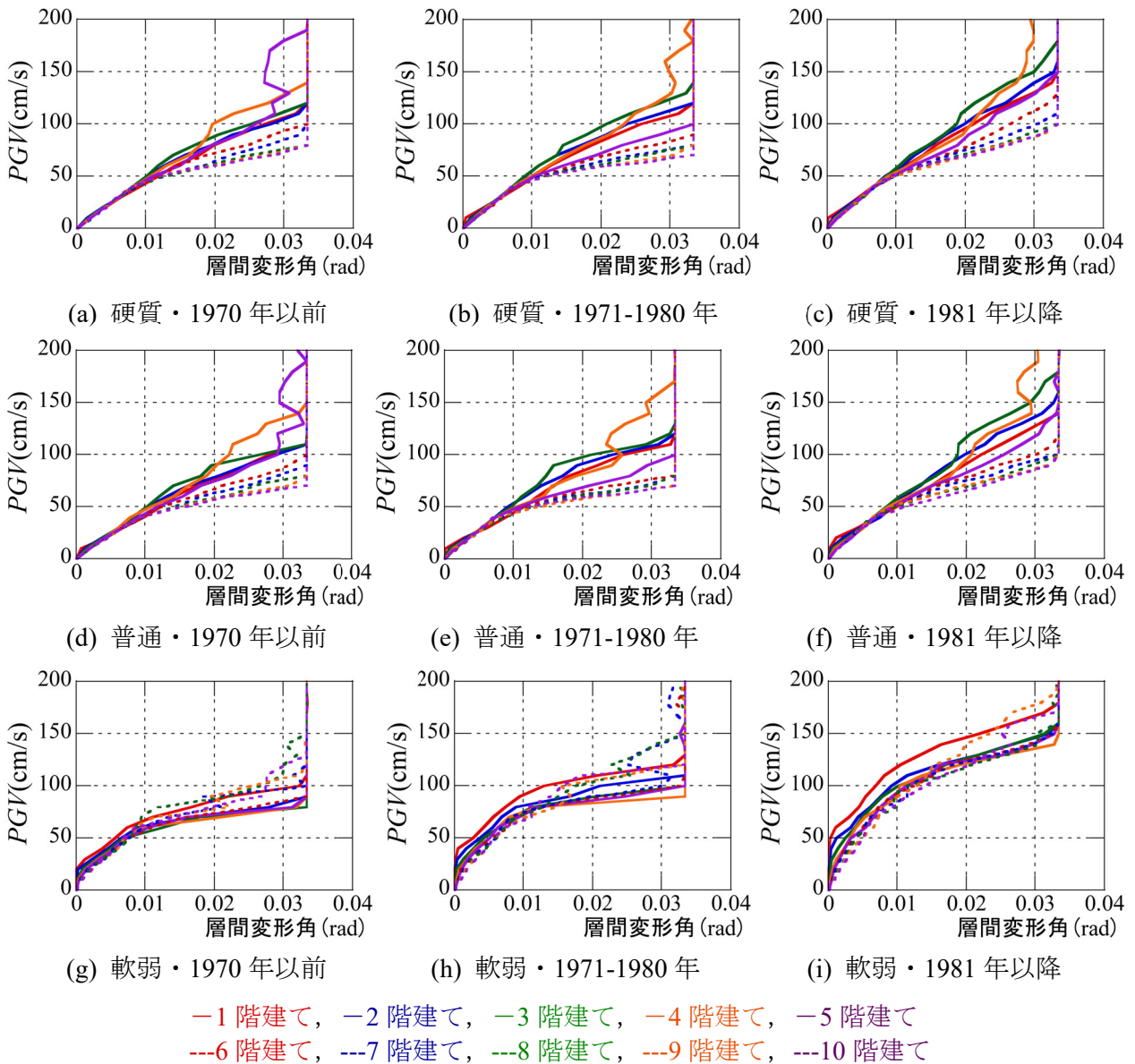


図 3-17 RC 造建物の IDA 曲線 (境界型) ^{3.16)}

盤, 中断は普通地盤, 下段は軟弱地盤の結果で, それぞれ左から 1959 年基準, 1981 年基準, 2000 基準の順に並んでいる. 初めに, 耐震基準の違いについて見てみる. 図 3-17(a)と(b)を比較すると, 建築年代が変化しているものの, あまり曲線に変化が見られない. ただし, 例として 6 階建て建物を比較すると, 1971-80 年の結果の方が, 同一 PGV に対する層間変形角が高い傾向が見られ, 7 階建てや 8 階建て建物でも同様の傾向が見られる. 図 3-17(d)と(e)について比較したところ, 普通地盤の場合も同様の傾向である. これは, 解析モデルの固有周期が影響していると考えられる. 表 3-9 に, RC 造建物の弾性一次固有周期を示す. 本章で設定した解析モデルは, 建築年代に関わらず同じ階数の建物の初期剛性および弾性固有周期は同じ設定となっている. また, 骨格曲線の第一折れ点を通じた後の層剛性は建築年が新しい方が高いため, 第 1 折れ点到達後の固有周期は建築年が古い建物の方が長くなる. 図 3-15(d), (e)に示す通り, 境界型地震の硬質・普通地盤に分類した地震

3章 被害推定手法の概要

表 3-9 RC 造建物の弾性一次固有周期(s)

1階建て	2階建て	3階建て	4階建て	5階建て
0.056	0.108	0.160	0.212	0.264
6階建て	7階建て	8階建て	9階建て	10階建て
0.316	0.368	0.420	0.472	0.524

波は固有周期 0.2~0.3 秒の辺りでピーク帯があり、それ以上固有周期が長い場合は応答が減少する傾向が見られるため、固有周期が長い建物の方が応答が減少する。したがって、塑性化後は古い建物の方が固有周期が長くなるため、応答が新しい建物に比べて小さくなり、変形量も古い建物の方が小さくなったと考えられる。1981年以降の建物については、それ以前の建物と第2折れ点後の骨格曲線の挙動が異なるため、1971-80年の建物と比べて、同一 PGV に対する層間変形角が小さい。また、図 3-15(a)~(c)の4階建て建物について見てみると、建築年代により挙動が異なることが確認できる。RC 造建物の解析結果では、1階部分か最上階部分で建物全体の IDA 曲線が決まる傾向が見られた。また、建物階数が少ない1~階建てでは1階部分の変形で決まり、階数が多い6~10階建てでは最上階部分の変形で IDA 曲線が決まる傾向が見られた。一方、3~5階建てでは PGV が低い間は最上階の層間変形角が最も大きくなり、PGV が大きくなった場合に1階部分の層間変形角が最も大きくなる領域に切り替わるような傾向が見られた。また、PGV が大きくなり、1階部分の層間変形角が大きくなるほど、最上階部分の層間変形角が小さくなる傾向が見られたため、変形が最大となる階数が切り替わる直前あたりで、建物全体としての層間変形角が PGV を大きくしてもあまり変わらない現象が見られた。以上の理由から、硬質・普通地盤に分類された3~5階建ての IDA 曲線が、建築年代により挙動が違っていると考えられる。また、階数による違いを見てみると、硬質・普通地盤の6階建て以上の建物では、階数が多いほど、同一 PGV に対する層間変形角が大きくなる傾向がある。6階建て以上の建物では、最上階の変形で IDA 曲線が決まっている。また、6階建ての建物では、2番目に変形量の多い階は1階部分であるが、10階建てでは9階部分であり、変形の傾向が異なることから、固有周期の伸びも異なると考えられる。

(3)軽量鉄骨造の場合

軽量鉄骨造建物のパラメータは以下の通りである。

●地震波のパラメータ

- ① 震源種別：境界型
- ② 地盤種別：硬質，普通，軟弱

●解析モデルのパラメータ

- ③ 階数：1，2

図 3-18 に、算定した軽量鉄骨造建物の IDA 曲線を示す。横軸が層間変形角，縦軸が PGV である。また、赤が硬質地盤，青が普通地盤，緑が軟弱地盤で、実線が1階建て，破線が2階建ての建物を意味する。地盤による違いを比較すると、硬質・普通地盤はおおよそ同程度の曲線であり、軟弱地盤については、同一 PGV に対する層間変形角が小さいことが確認できる。軽量鉄骨造建物の1次固有周期は、1階建てが0.215秒，2階建てが0.253sである。したがって、境界型地震の軟弱地

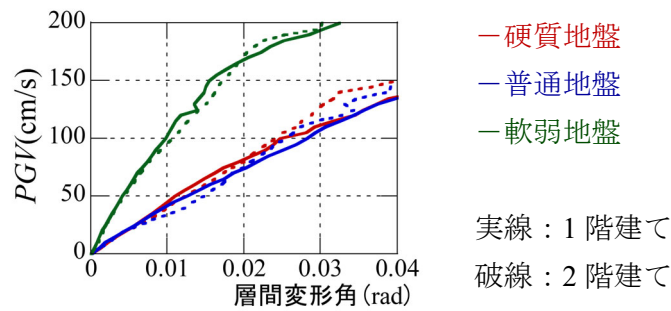


図 3-18 軽量鉄骨造建物の IDA 曲線

盤の平均応答スペクトルのピーク帯から固有周期が外れているため、軟弱地盤の応答が小さくなっていると考えられる。また、階数による違いは2階建てまでではほとんど見られないことがわかる。

(4) 重量鉄骨造の場合

重量鉄骨造建物のパラメータは以下の通りである。

●地震波のパラメータ

- ① 震源種別：境界型
- ② 地盤種別：硬質，普通，軟弱

●解析モデルのパラメータ

- ③ 建築年：1981年以前（旧耐震），1982年以降（新耐震）
- ④ 階数：1，2，3，4，5，6，7，8，9，10

図 3-19 に、重量鉄骨造建物の境界型地震に関する IDA 曲線を示す。横軸が層間変形角，縦軸が PGV である。また、各色と線種は階数の違いを意味している。はじめに、耐震基準による違いを見てみると、新耐震モデルの方が旧耐震モデルよりも同一 PGV に対する層間変形角が小さいことがわかる。また、階数による違いを見てみると、いずれの地盤・年代でも、階数が多くなるほど同一 PGV に対する層間変形角が小さくなっていることが確認できる。本解析モデルの固有周期は階数が多いほど長く、旧耐震では 0.524～1.219 秒，新耐震では 0.355～0.827 秒である。硬質・普通地盤の平均加速度応答スペクトル（図 3-15(d), (e)）における解析モデルの固有周期帯では、周期が長くなるほど応答が単調減少している傾向が見られるため、階数が多いほど応答が小さくなると考えられる。一方、軟弱地盤の結果を見ると、硬質・普通地盤と比べて階数によるばらつきが小さい。これは、図 3-15(f)より本モデルの固有周期帯における平均応答スペクトルの減少が緩やかであるためと考えられる。

3.5 損傷確率曲線の算定

本節では、前節で求めた IDA 曲線群のパーセンタイル値を基に、事前の被害推定に用いる損傷確率曲線を算定する。損傷確率曲線は、建物にある地震動強さが入力された時、設定した変形に達する確率を求めるものである。本論では、算定した IDA 曲線から各パラメータにおける損傷確率曲線を算定する。損傷確率 p は、設定した層間変形角に達する PGV の分布が式の対数正規分布の分布

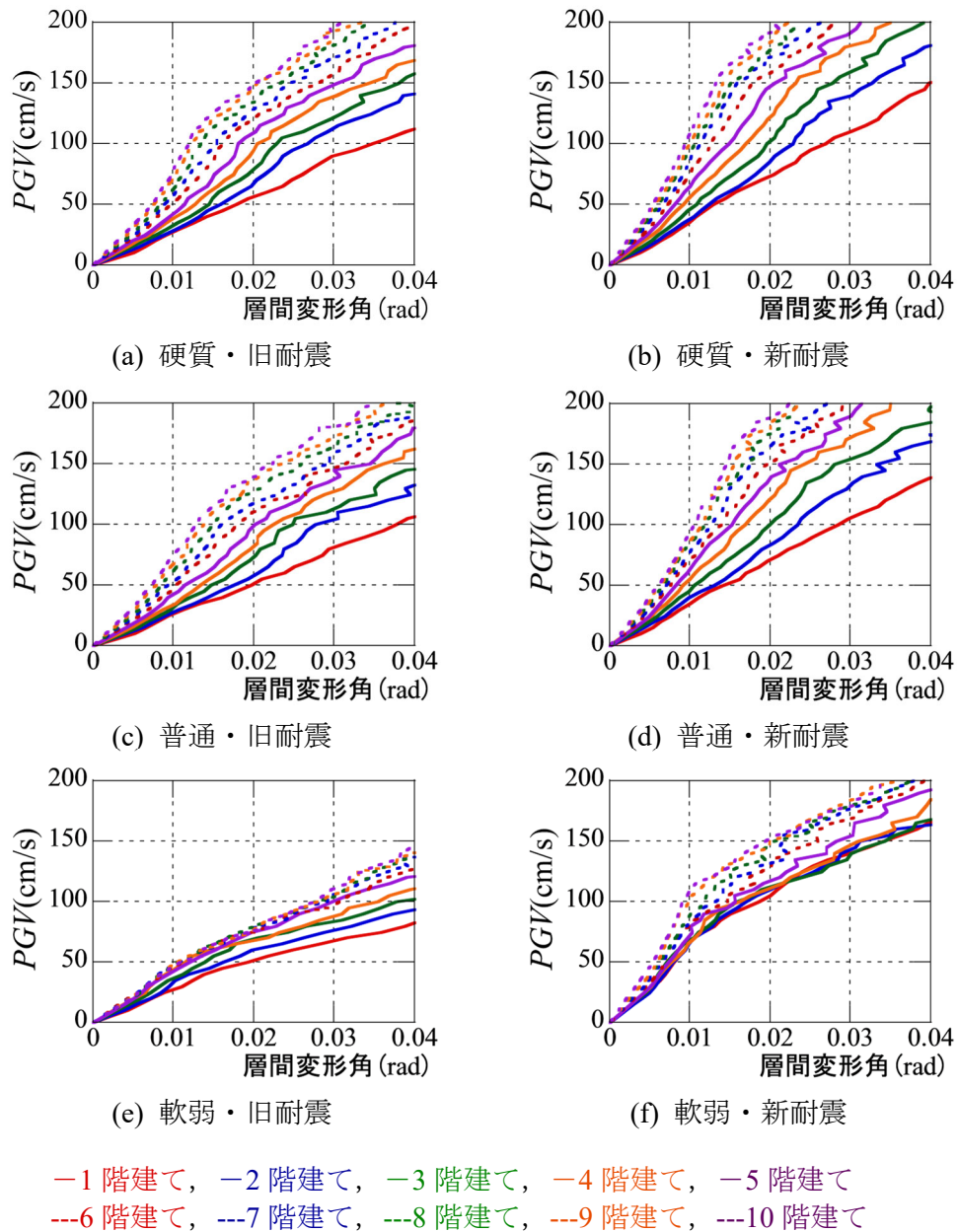


図 3-19 重量鉄骨造建物の IDA 曲線 (境界型)

関数に従うと仮定する.

$$p = \Phi \left\{ \frac{\ln(PGV) - \lambda}{\delta} \right\} \quad (12)$$

ここで、 Φ は標準正規分布関数、 λ は対数平均、 δ は対数標準偏差である。なお、本論では文献^{3.37)}に習い、 λ は設定した層間変形角時の、 PGV の50パーセンタイル値(設定変形に対する PGV の中央値)の自然対数とし、 δ は等価標準偏差 δ_{eq} とし下記の式(13)~(15)のいずれかを適用する。

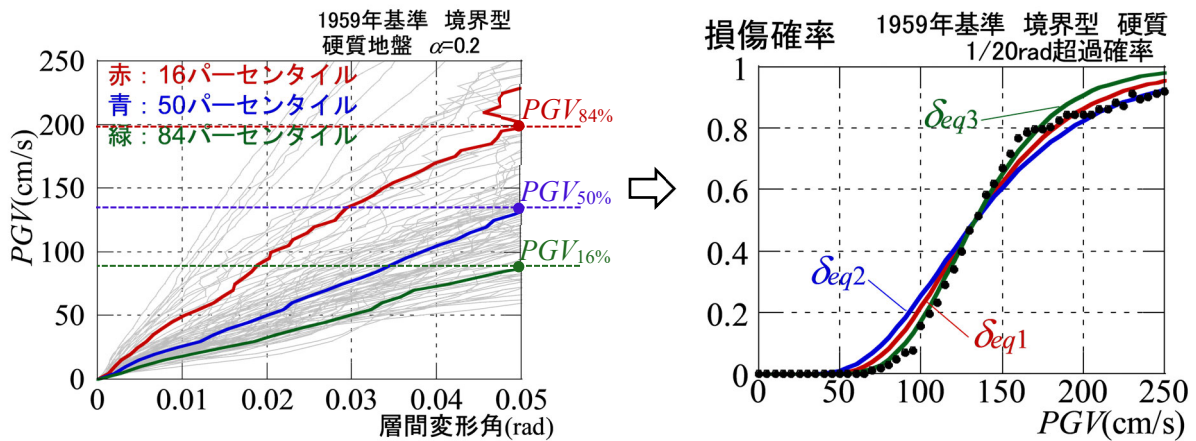


図 3-20 損傷確率曲線の算定例

$$\delta_{eq1} = \ln (PGV_{84\%}/PGV_{16\%})/2 \tag{13}$$

$$\delta_{eq2} = -\ln (PGV_{50\%}/PGV_{84\%}) \tag{14}$$

$$\delta_{eq3} = \ln (PGV_{50\%}/PGV_{16\%}) \tag{15}$$

ここで $PGV_{x\%}$ は、設定変形時の PGV の x パーセントイル値である。上記の手法は IDA 曲線の外れ値を考慮せず曲線のパラメータを求めることができるため、実データとよくフィッティングする手法として用いられる^{3.38), 3.39)}。 δ_{eq2} を使った曲線は損傷確率が 50%以上の範囲で対応がよく、 δ_{eq3} を使った曲線は損傷確率 50%以下の範囲で対応が良く、 δ_{eq1} は平均的に合うようにしたパラメータである。木造建物の IDA 曲線群を例として、設定層間変形角を 1/20 rad とした場合の算定例を示す。右側図中の●印は、入力地震波をその PGV に基準化し入力した時の、全地震波数に対する設定変形に至った地震波数の割合をプロットしたものである。本章の被害推定では、建物に入力された PGV が適用する損傷確率曲線の平均値（損傷確率が 50%となる時の PGV の値）より大きい場合は δ_{eq2} の曲線、小さい場合は δ_{eq3} の曲線を原則適用する。ほとんどの場合 δ_{eq1} を使った曲線でも解析データとの対応が良いが、一部のパラメータでは δ_{eq1} を使った曲線だけではプロットとの対応が悪い場合がある。したがって、曲線と解析データの一致具合が低いことによる損傷評価の誤差を抑えるため、すべてのパラメータで上記の方法を使った被害推定を適用する。なお、一部のパラメータについては、 $PGV=400\text{cm/s}$ まで解析したものの、16 パーセントイル曲線が設定層間変形角を超えず、 $PGV_{84\%}$ を定義できない場合がある。その場合、 δ_{eq1} と δ_{eq2} の値が適切に計算できないため、 δ_{eq3} で全範囲を計算することとする。

初めに、図 3-21 に木造建物の 1/20rad に関する境界型地震の損傷確率曲線について、階数、および 1 階床面積に対する 2 階床面積の割合 a をパラメータとした結果を示す。横軸が PGV 、縦軸が損傷確率を示している。また上段は硬質地盤、中段は普通地盤、下段は軟弱地盤の場合であり、左から 1959 年基準、1981 年基準、2000 年基準の場合の結果を示している。図中で赤が 2 階建て建物で $a=1.0$ 、青が 2 階建て建物で $a=0.2$ 、緑が 1 階建て建物の結果であり、各色の丸印は入力地震波をその PGV に基準化し入力した時の、全地震波数に対する設定変形に至った地震波数の割合をプロッ

3章 被害推定手法の概要

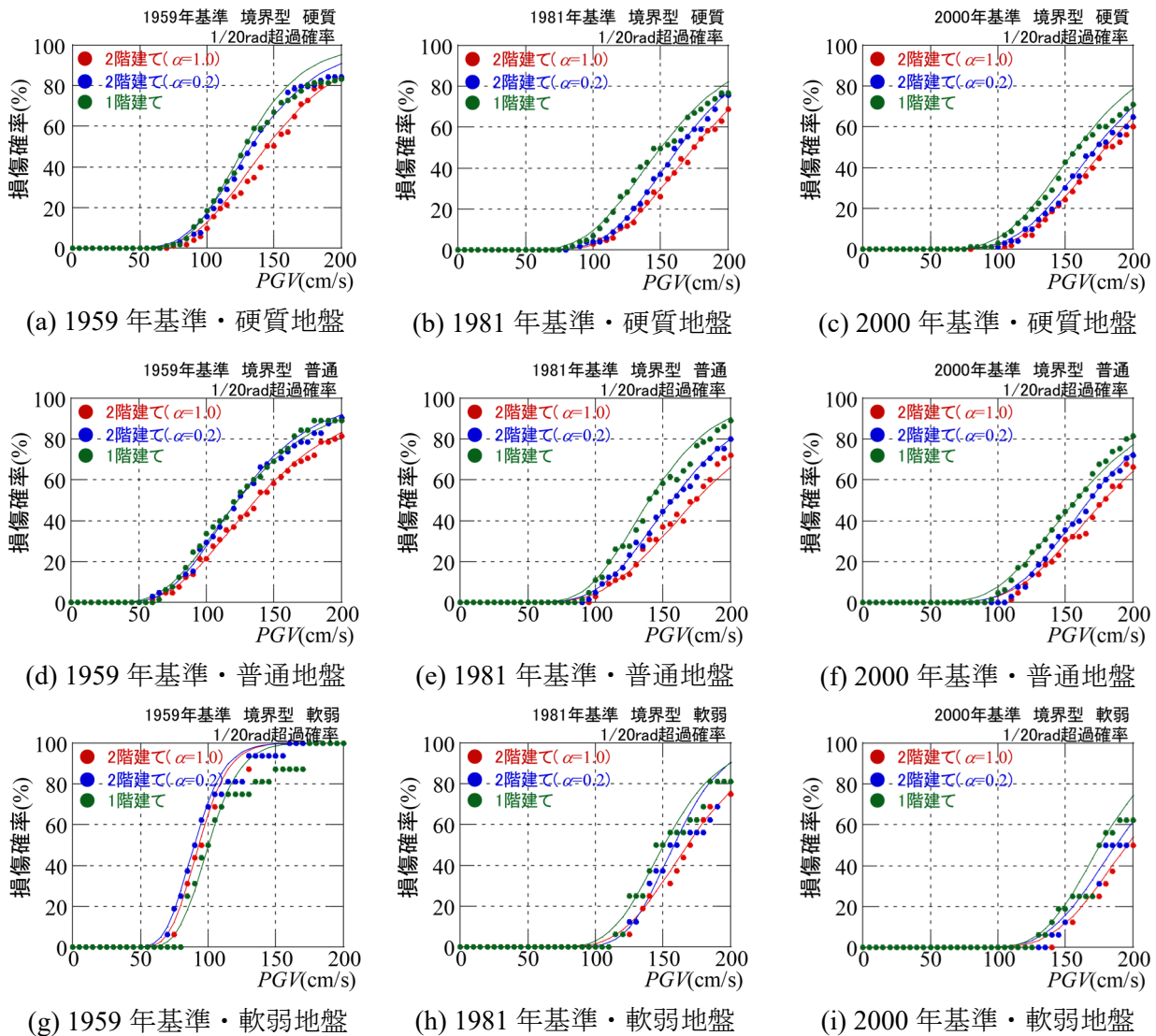


図 3-21 木造建物の損傷確率曲線 (1/20rad 超過確率)

トしたものである。また、いずれも標準偏差に δ_{eq3} を用いた曲線である。まず、1階床面積に対する2階床面積の割合 a による違いを見る。図3-21を見ると、 $a=1.0$ と $a=0.2$ では、 $a=0.2$ の方が同一PGVに対する損傷確率が大きい傾向にある。これは、 $a=1.0$ と $a=0.2$ では、質量と剛性の違いによって固有周期が変化することが要因と考えられる。図3-15(d)~(f)では固有周期0.2~0.5s以降を見ると、今回分類した範囲では固有周期が大きくなるほど応答スペクトルの平均値は減少傾向にあるため、固有周期の短い方が応答が大きくなると考えられる。したがって、表3-4および表3-5に示したように、 a が小さくなるほど弾性一次固有周期や等価固有周期は小さくなるため、 $a=1.0$ と0.2では $a=0.2$ の方が初期固有周期が短いため、 $a=1.0$ と比べて応答が大きくなり、損傷確率も高くなったと考えられる。このことから、面積比 a を考慮することでより詳しい推定が可能と考えられる。しかし、図3-21を見ると、 $a=1.0$ と0.2の間では極端に差は見られない。実在建物では、1、2階の床面積が近い($a=1.0$ に近い)整形な建物の割合が多いと考え、都市レベルでの被害推定で面積比を考慮することによる影響はあまり大きくないと考えられる。しかし、面積比を考慮す

る ($a = 1.0$ と固定しない) ことで安全側の評価となるため、その点は留意する必要がある。次に、階数による違いを見る。図 3-21(b), (c), (e), (f), (h), (i) をそれぞれ比較すると、1 階建ての損傷確率は 2 階建てよりも大きい傾向にある。これらについても、いずれの耐震基準の建物も 1 階建てが最も固有周期が短く、1 階建ての固有周期に対する応答スペクトルが 2 階建てに比べて大きい傾向にあるため、1 階建ての方が損傷確率が大きい傾向にあると考えられる。また検討のため、1981, 2000 年基準について、2 階建ての 2 階部分の耐力・剛性を 2 倍して損傷確率曲線を算定したところ、 $a = 1.0, 0.2$ いずれも固有周期は 1 階建てに近づき、損傷確率曲線も 1 階建ての曲線に近づくように変化した。このことから、固有周期の違いが損傷確率曲線に影響を与えていることがわかる。一方、図 3-21 (a), (d), (g) を見ると、1 階建ての損傷確率は、2 階建てと比べて低いか、同程度の傾向にある。1959 年基準の建物は、1 階建て建物と 2 階建て建物の 1 階部分では、1 階建ての方が耐力が大きくなるよう設定しており (図 3-7 参照)、1981, 2000 年基準と異なる傾向が見られたと考えられる。以上より、階数を考慮することで、より詳しい損傷評価が可能であると考えられる。なお、豊橋市の都市計画基礎調査データでは、2 階建ての木造住宅は木造建物全体の 50%以上を占め、1 階建ての建物は木造建物全体の 30%程度である。また、過去の地震被害では、1 階建てよりも 2 階建ての木造建物の被害が大きい傾向があることから、本論では特に、2 階建ての建物に主眼を置いて解析を行っている。2 階建て建物については、1 階と 2 階の耐力・剛性の比率について、実建物の調査結果^{3,15)}を参照して解析モデルを構築した。1 階建ての建物については、設計基準のみを参照して解析モデルを構築しているため、実際の建物と比べ、耐力を過小評価している可能性がある。そのため、1 階建ての住宅の方が、2 階建ての住宅よりも損傷確率が高いという、実際の被害とは異なる結果を与えたと考えられる。上記の結果は被害を安全側に推定するものではあるが、今後は 1 階建ての建物についても、実情建物に即したモデル化をめざす必要がある。次に、地盤種別の違いを見てみる。硬質地盤 (図 3-21 (a)~(c)) と普通地盤 (図 3-21 (d)~(f)) の結果を比較すると、境界型地震では普通地盤の方が損傷確率が若干高いことが確認できる。また、軟弱地盤では、耐震基準の違いにより損傷確率が大きく変化しており、硬質・普通地盤との関係性も耐震基準により異なっている。

続いて、図 3-22 に、RC 造建物の $1/50\text{rad}$ 時に関する境界型地震の損傷確率曲線を、階数をパラメータとして示す。横軸が PGV 、縦軸が損傷確率を示している。また上段は硬質地盤、中段は普通地盤、下段は軟弱地盤の場合であり、左から 1970 年以前、1971-1980 年、1981 年以降の場合の結果を示している。図中各色は凡例の通り階数を意味している。また、いずれも標準偏差に δ_{eq3} を用いた曲線である。建築年の違いを見てみると、硬質・普通地盤では、建築年に寄らず、損傷確率に大きな変化がないことが確認できる。また、図 3-22 (a) と (b) の 4 階建て建物の結果を比較すると、1970 年以前の建物の方が 1971-1980 年の建物よりも損傷確率が低いことが確認できる。本論で設定した RC 造建物は、表 3-9 の通り、建築年によらず弾性一次固有周期が同じになる。そして、剛性低下が発生した場合、古い建物ほど剛性が小さいため、固有周期が長くなる。そうすると、硬質・普通地盤では再掲図 3-15 の通り、 $0.2\sim 0.3$ 秒以上で固有周期が長くなるほど応答が小さくなるため、古い建物ほど応答が小さくなる。そのため、古い建物の方が損傷確率が低くなる場合があると考えられる。この傾向は、加速度応答のピーク帯に弾性一次固有周期が位置する 3~5 階建てで見られた。

3章 被害推定手法の概要

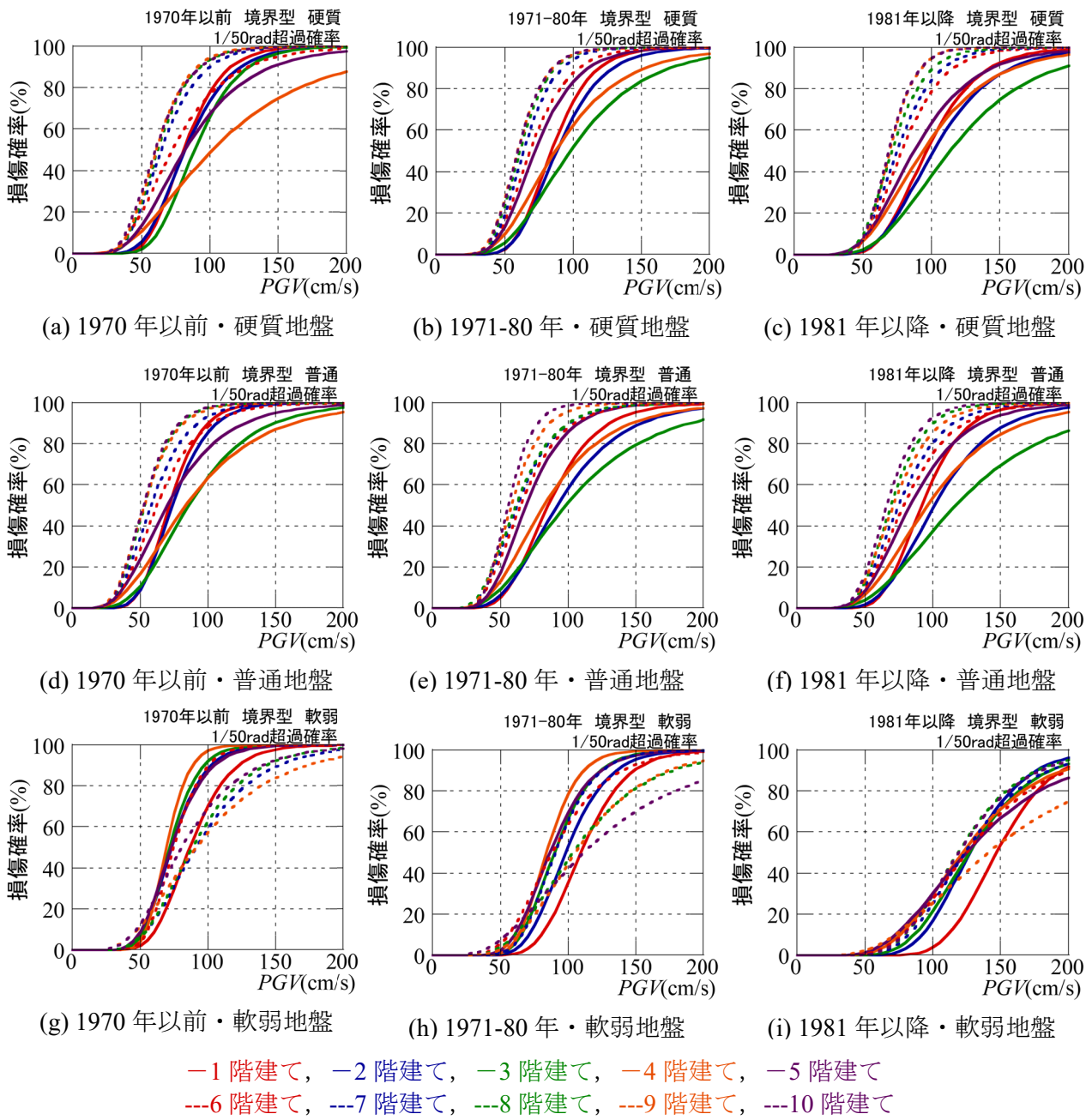


図 3-22 RC 造建物の損傷確率曲線 (1/50rad 超過)

一方、軟弱地盤については、おおよそ建築年が新しいほど損傷確率が小さくなる傾向が見られた。また、IDA 曲線の傾向と同様に、6階建て以上の建物については階数が多くなるほど損傷確率が大きい傾向がある。

続いて、図 3-23 に、軽量鉄骨造建物の 1/30rad に関する損傷確率曲線を、階数をパラメータとして示す。横軸が PGV 、縦軸が損傷確率を示している。また左から硬質地盤、中段は普通地盤、下段は軟弱地盤の結果であり、赤が 1 階建て建物、青が 2 階建て建物を示している。図 3-23 を見ると、いずれも 1 階建て建物の方が 2 階建て建物よりも損傷確率が大きい傾向が見られる。また、地盤種別の違いを見てみると、硬質・普通地盤はおおよそ同等の曲線で、軟弱地盤のみ損傷確率が大きく

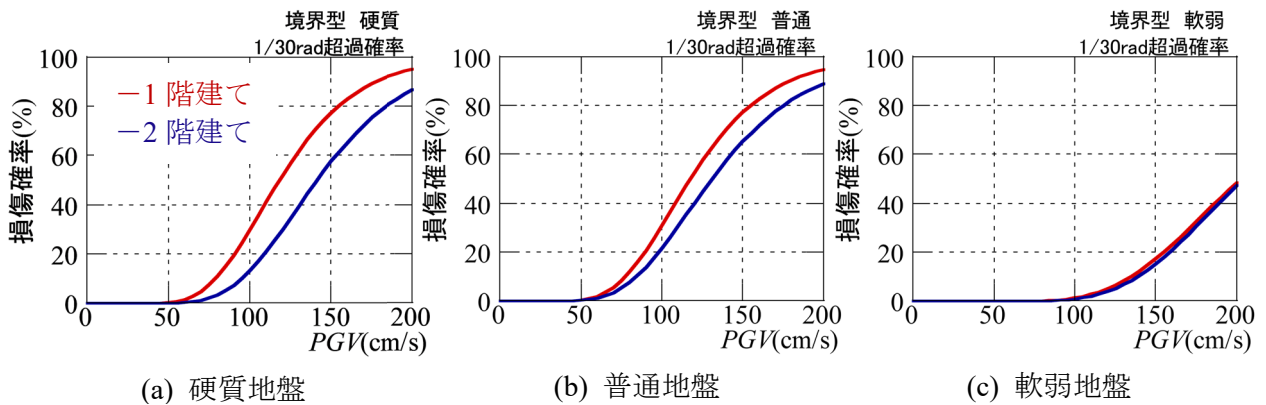
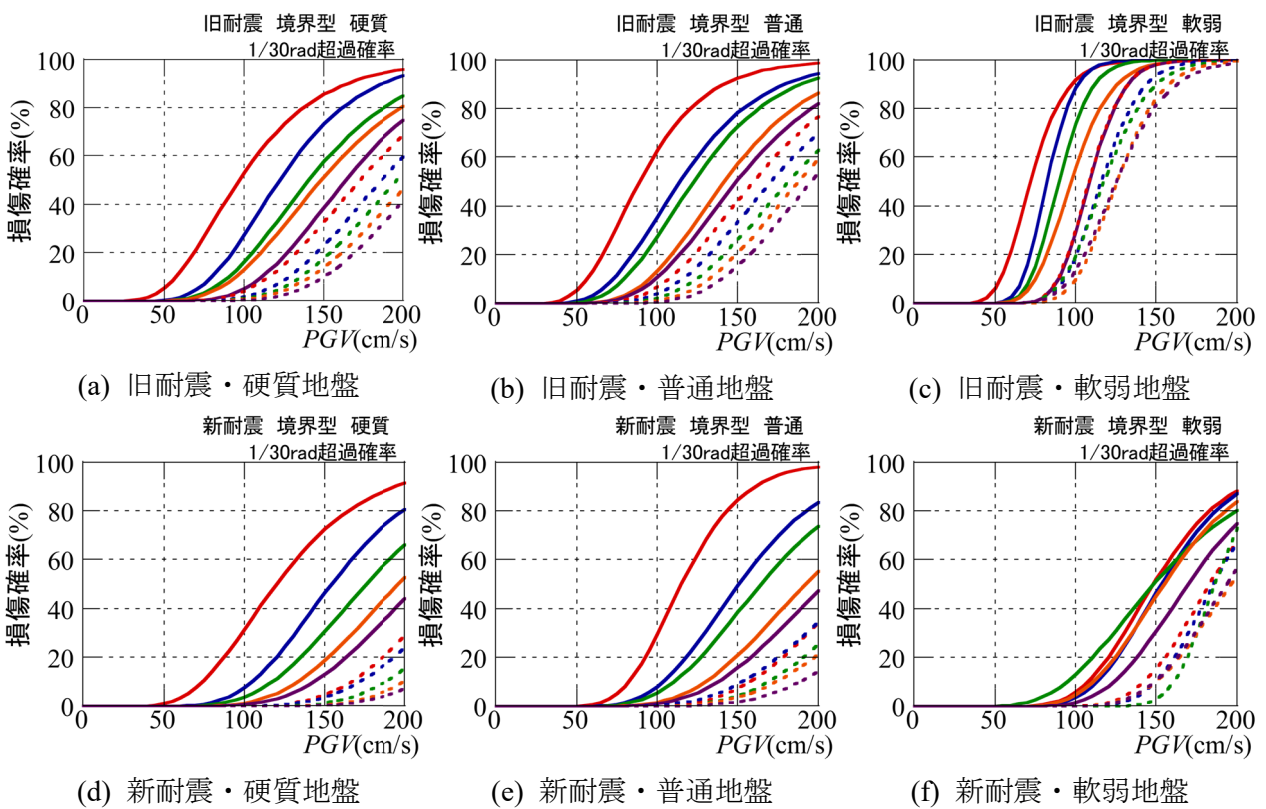


図 3-23 軽量鉄骨造建物の損傷確率曲線 (1/30rad 超過確率)



—1階建て, —2階建て, —3階建て, —4階建て, —5階建て
 ---6階建て, ---7階建て, ---8階建て, ---9階建て, ---10階建て

図 3-24 重量鉄骨造建物の損傷確率曲線 (1/30rad 超過確率)

低下している。

最後に、図 3-24 に、重量鉄骨造建物の 1/30rad に関する損傷確率曲線を、階数をパラメータとして示す。横軸が PGV 、縦軸が損傷確率を示している。また上段が旧耐震、下段が新耐震建物で、左から硬質地盤、中段は普通地盤、下段は軟弱地盤の結果である。図中の各色・線種は凡例の通り階数を意味する。図 3-24 より、新耐震建物の方が、旧耐震建物よりも損傷確率が少ない傾向が見られる。また、硬質・普通地盤では階数が多くなるほど損傷確率が低下する傾向が見られる。これは、固有周期が長くなることで、応答が小さくなるためと考えられる。軟弱地盤についても、部分的に

3章 被害推定手法の概要

異なるが、おおよそ同じ傾向が見られる。

3.6 層間変形角と被害状態の関連付け

本論では、解析結果として各建物の層間変形角を求めるため、層間変形角から被害状態を推定する必要がある。実際には、層間変形角と被害状態は1対1の関係ではないが、都市計画基礎調査の情報のみから推定を行うため、他の被害指標を利用するのが困難である。したがって、層間変形角と被害状態の関係を予め設定しておく。

木造建物の層間変形角と被害状態の関係は、被災度区分判定における木造住宅の簡易判定基準の層間変形角^{3,40)}を利用する。木造建物の被災度区分判定では、上部構造の被災度を判定する場合に、経験最大層間変形角を用いて判定する方法が示されている。表3-10に、対応関係を示す。本論で指標とする層間変形角は、表3-10の最大層間変形角と同義であるため、この対応関係を基に木造建物の被害を判定する。

鉄骨造建物の層間変形角と被害状態の関係は、木造建物と同様に、被災度区分判定^{3,41)}を利用する。鉄骨造建物の被災度区分判定では、構造骨組みに関する被災度区分の判定基準のひとつとして、柱の残留傾斜角を指標として示している。本論の解析による層間変形角は経験最大であり、残留傾斜角とは異なる指標である。しかしながら、経験最大層間変形角の値は、少なくとも残留傾斜角の値と同等かそれ以上となるため、残留傾斜角に基づく指標に最大層間変形角を用いることは被害を安全側（過大）に評価することとなる。したがって本論では、残留傾斜角に基づく指標に最大層間変形角の値をあてはめることで、被害を判定することとした。表3-11に、鉄骨造建物の層間変形角

表 3-10 木造建物の最大層間変形角と被災度の対応関係^{3,40)}

最大層間変形角 (rad)	1/120 未満	1/120 以上 1/60 未満	1/60 以上 1/45 未満	1/45 以上 1/20 未満	1/20 以上
被災度	軽微	小破	中破	大破	倒壊

表 3-11 鉄骨造建物の最大層間変形角と被災度の対応関係^{3,41)}

残留傾斜角（本論 では最大層間変形 角を指標とする）	1/150 以下	1/150 より 大きく 1/100 以下	1/100 より 大きく 1/50 以下	1/50 より 大きく 1/30 未満	1/30 より 大きい		
本論での被災度	軽微	小破	中破	大破	倒壊		
構造骨組みに 関する被災度区分	0s	Is	IIs	IIIs	IVs	Vs	VIs
対応する最終判定	無被 害～ 小破	小破	小破～中破	中破	中破～大破	大破	倒壊

表 3-12 RC 造建物の最大層間変形角と被災度の対応関係^{3.42), 3.43)}

最大層間変形角 (rad)	~1/200	~1/100	~1/75	~1/50	1/50~
設定した被災度	軽微	小破	中破	大破	倒壊

と被災度の対応関係を示す。なお、被災度区分判定では、構造骨組みに関する被災度区分だけでなく、非構造部材・二次部材に関する被災度区分判定も行い、2つの結果をもとに総合判定を行っている。しかし、本論では非構造部材等の判定は行うことができないため、層間変形角のみで判定を行う。また、構造骨組みに関する区分は7区分、最終判定は6区分となっているが、本論では各構造形式で被害状態を統一的に表すため、木造建物の5区分に合わせている。そのため、構造骨組みに関する区分に対応した最終判定区分が異なる点に留意されたい。下部に被災度区分判定における残留変形角に対応した構造骨組みに関する被災度区分と対応する最終判定を示す。

RC 造建物については、被災度区分判定^{3.42)}において、層間変形角と被害状態を関連付けた記載がないため、その他の文献^{3.43)}も参考に表 3-12 のとおり設定した。

3.7 3章のまとめ

本章では、本論における被害推定全体の流れについて、初めに概要を示した。次に、クリギング法による最大地動速度分布推定の方法について説明した。続けて、豊橋市の都市計画調査データと統計データを基に、各建物にどの解析モデルをあてはめるかを定めるフローを作成した。そして、木造・RC 造、鉄骨造建物それぞれの解析モデルの設定を行い、過去に観測された複数地震波を入力とした IDA 曲線・損傷確率曲線の算定結果について分析を行った。最後に、被害推定にあたり、層間変形角と被害状態の関連づけについて構造形式ごとに説明した。4 章にて、本章で示した手法について、2016 年熊本地震における実被害と比較することで精度の検証を行う。また、5 章では、南海トラフ地震を想定した豊橋市の被害推定を行う。

参考文献

- 3.1) 藤原広行, 中村洋光, 高橋郁夫, 先名重樹, 若井淳, 内藤昌平, 森川信之, 前田宜浩, 東宏樹, 岩城麻子, 功刀卓, 鈴木亘, 青井真, 佐伯琢磨, 青柳京一, 門馬直一, 日下彰宏, 時実良典, 岩波良典: 全国を概観するリアルタイム地震被害推定・状況把握システムの開発, 防災科学技術研究所研究資料, No. 432, 311 pp., 2019.
- 3.2) 阪田義隆: クリギング入門 空間データ推定の確率論的アプローチ, コロナ社, 初版, 第 1 刷, pp. 99-104, 2021.
- 3.3) 菅井径世, 森保宏, 小川克郎: クリギング法による地震動分布推定の実用化に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 707, pp. 39-46, 2015.
- 3.4) 新井健介, 境有紀: 地震被害推定のための建物の大きな被害と相関の高い地震動強さ指標の

3章 被害推定手法の概要

- 空間補間方法に関する検討，日本地震工学会論文集，Vol. 21，No. 2，pp. 21-33，2021.
- 3.5) 防災科学技術研究所：J-SHIS 地震ハザードステーション，<https://www.j-shis.bosai.go.jp/>（参照日：2022-11-15）.
- 3.6) 豊橋市：2017年都市計画基礎調査データ.
- 3.7) 豊橋市：2006年都市計画基礎調査データ.
- 3.8) 総務省：平成18年度 固定資産の価格等の概要調書，
https://www.soumu.go.jp/main_sosiki/jichi_zeisei/czaisei/czaisei_seido/ichiran08_2.html（参照日：2025-11-05）.
- 3.9) 総務省：平成29年度 固定資産の価格等の概要調書，
https://www.soumu.go.jp/main_sosiki/jichi_zeisei/czaisei/czaisei_seido/ichiran08_h29_00.html（参照日：2025-11-05）
- 3.10) 国土交通省都市局：都市計画情報のデジタル化・オープン化ガイダンス第1.0版，2023.06，https://www.mlit.go.jp/toshi/city_plan/content/001618095.pdf（参照日：2025-11-05）
- 3.11) 財団法人日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法 木造住宅の耐震精密診断と補強方法（改訂版），初版，第7刷，2006.
- 3.12) 坂田弘安：木造建築物の耐力，東京工芸大学風工学研究拠点特定課題研究 日本版竜巻スケールおよびその評価手法に関する研究 報告書，pp. 48-55，2014.
- 3.13) 五十田博，平野茂，三浦辰哉，古屋治，箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住宅の倒壊実験，日本建築学会構造系論文集，No. 618，pp. 167-173，2007.
- 3.14) 飯山かほり，盛川仁，市村強，堀宗朗，山崎義弘，坂田弘安，大野晋，柴山明寛：都市の地震応答シミュレーションのための木造建物モデル設定に関する一検討，構造工学論文集，Vol. 64B，pp. 47-53，2018.
- 3.15) 山田耕司：愛知県の在来軸組木造住宅の壁量に関する調査研究，構造工学論文集，Vol. 46B，pp. 181-188，2000.
- 3.16) 横屋翔，林和宏，齊藤大樹：都市計画基礎調査データを用いた木造住宅の地震被害推定に関する研究，日本地震工学会論文集，Vol. 23，No. 4，pp. 1-23，2023.08
- 3.17) 五十田博，河合直人：木造軸組構法住宅に用いる壁の復元力特性モデルー木造建物の地震時挙動に関する研究ー，日本建築学会構造系論文集，No. 616，pp. 157-163，2007.
- 3.18) 境有紀，額額一起，神野達夫：建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案，日本建築学会構造系論文集，Vol. 555，pp. 85-91，2002.
- 3.19) 渡部真夕子，中澤駿佑，境有紀：耐力の高い木造建物が被害を受ける地震動の特徴と発生条件，日本地震工学会論文集，Vol. 23，No. 4，pp. 41-52，2023.
- 3.20) 白瀬陽一，榊原啓太，福和伸夫，護雅史：耐震診断結果に基づく公営集合住宅の地震被害率の予測に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.664，pp.1087-1094，2011.6
- 3.21) 芳村学，中村孝也，八木克己：既存低層鉄筋コンクリート造建物における構造耐震指標（Is値）と被災度の関係-地震応答解析による検討-，日本建築学会構造系論文集，No.578，pp.107-114，2004.4

- 3.22) 宮腰淳一, 神原浩, 石井大吾, 田村和夫, 山口亮, 名取晶子, 吉村昌宏: 建物耐力と変形性能のばらつきを考慮した被害関数の作成手法, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.105-110, 2005.3
- 3.23) 横屋翔, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹: 2016年熊本地震における漸増動的解析を用いたRC建物の個別被害の分布推定に関する精度検証, コンクリート工学年次論文集, Vol. 47, No. 2, pp. 595-600, 2025.07
- 3.24) 日本建築学会: 2016年熊本地震災害調査報告 (CD-ROM), p. 47., 2018.
- 3.25) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」 「鉄骨系工業化住宅 (2階建て) の耐震性能検証と制振効果の検証」, <https://doi.org/10.17598/NIED.0020-E200601>.
- 3.26) 山下仁崇, 平松剛, 大竹康宏, 近藤貴士: 軽量鉄骨造住宅の減衰特性に関する実験的研究: その1 繰り返し地震に寄る減衰定数の変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp. 61-62, 2008.
- 3.27) 日本建築学会: 軽鋼構造設計施工指針, 第3版, 297 pp., 2024.
- 3.28) 長戸健一郎, 川瀬博: 鉄骨造建物群の被害予測モデルの構築, 日本建築学会構造系論文集, No. 559, pp. 101-106, 2002.
- 3.29) 日本建築学会: 地震荷重—地震動の予測と建物の応答, p. 92-96, 1992.
- 3.30) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」 「鉄骨造建物実験研究 完全崩壊再現実験」, <https://doi.org/10.17598/NIED.0020-E200703>.
- 3.31) Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.: Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514, 2002.
- 3.32) Federal Emergency Management Agency: Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695), 2009.
- 3.33) 国立研究開発法人防災科学技術研究所: 防災科研 K-NET, KiK-net, 2019. DOI: <https://www.doi.org/10.17598/NIED.0004>
- 3.34) 地震調査研究推進本部: 毎月の地震活動, https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismicity_monthly/ (参照日: 2022-11-24).
- 3.35) Federal Emergency Management Agency: NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450) 2003 Edition part1: Provisions, 2004.
- 3.36) 翠川三郎, 野木淑裕: 深さ30mまでの平均S波速度を深さの浅いデータから推定する方法について, 日本地震工学会論文集, Vol. 15, No. 2, pp. 91-96, 2015.
- 3.37) Federal Emergency Management Agency: NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450) 2003 Edition part1: Provisions, 2004.
- 3.38) 長江拓也, 林静雄, ルイス イバラ, ヘルムット クラウインクラー: メカニズムコントロールが鉄筋コンクリートフレーム構造の損傷過程と崩壊確率に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 593, pp.121-128, 2005.
- 3.39) Miranda E. and Aslani H.: Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation, PEER Report, 2003.

3 章 被害推定手法の概要

- 3.40) 一般財団法人日本建築防災協会：2015年改訂版 再使用の可能性を判定し，復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 IV編 木造建築物，p. 27，2016.
- 3.41) 一般財団法人日本建築防災協会：2015年改訂版 再使用の可能性を判定し，復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 III編 鉄骨造建築物，p. 12，2016.
- 3.42) 一般財団法人日本建築防災協会：2015年改訂版 再使用の可能性を判定し，復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 II編 鉄筋および鉄骨鉄筋コンクリート造建築物，p. 18，2016.
- 3.43) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.

4章 2016年熊本地震における益城町の悉皆調査データを用いた建物被害と道路閉塞の推定精度の検証

4.1 本章の概要

本章では、3章で提案した手法を、2016年熊本地震で甚大な被害を受けた益城町に対して適用し、建物被害推定を行う。推定した建物被害分布を、日本建築学会がまとめている益城町の悉皆調査データと比較することで、推定精度の検証を行う。また、益城町では防災科研のKiK-net^{4.1)}観測点で観測された地表面の地震波と、益城町役場で観測された建物1階の地震波が記録されている。そのため、調査対象範囲の大半を示す木造建物を対象として、前述の地震波群に基づくIDA曲線に加えて、地表面観測波と益城町役場1階の観測波の特徴が異なる点に着目し、KiK-netの地表面観測記録、および益城町役場1階の観測記録を用いたIDA曲線による本震での建物被害推定をそれぞれ行う。そして、それら3ケースの推定手法の推定結果と実被害結果を比較することで、本手法の妥当性と最も推定精度の良い建物被害分布の推定ケースを明らかにする。加えて、建物被害分布に基づく道路閉塞分布の推定も行い、被災直後の航空写真と比較することで、推定精度を検証する。

4.2 悉皆調査データの概要

2016年に発生した熊本地震では、震度7の強震を受けた益城町内の被害甚大地区で、日本建築学会による悉皆調査^{4.2)}が行われており、2652棟の建物について4月16日の本震後の被害状態（以降、被災度と呼ぶ）や構造種別、建築年代等が詳細に調査されている。この調査情報は都市の面的な被害推定手法を検証するにあたり、大変貴重な資料である。被害状態の分類は岡田・高井^{4.3)}の提案したDamage Gradeに基づく目視確認により行われている。図4-1に悉皆調査の被害分布を示す。丸印が各建物の位置を表しており、色は凡例の通りDamage Gradeと被災度を示しており、凡例横

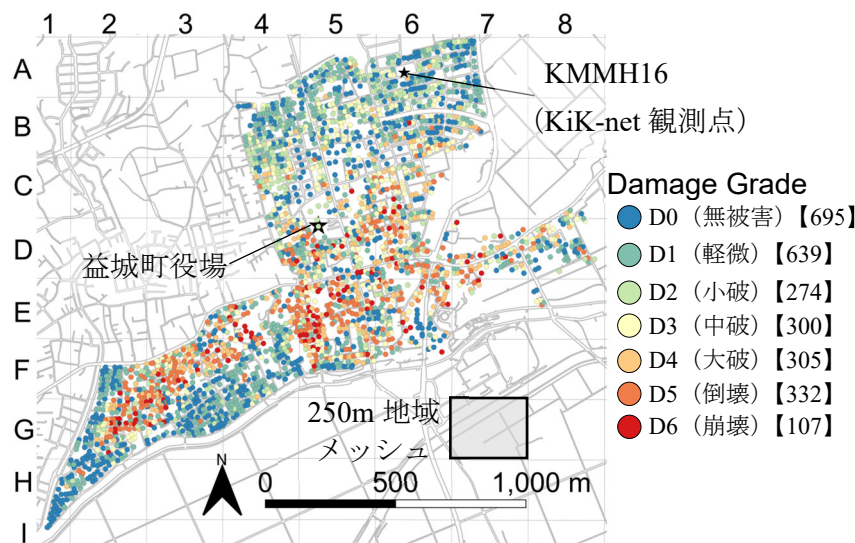


図 4-1 益城町の悉皆調査被害分布^{4.2)}

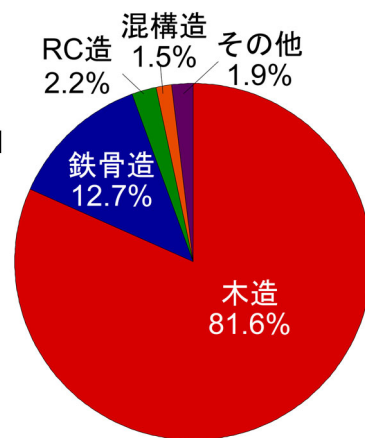


図 4-2 悉皆調査建物の棟数割合^{4.2)}

4章 2016年熊本地震における益城町の悉皆調査データを用いた建物被害と道路閉塞の推定精度の検証

の数字は各被災度に該当する建物棟数を意味している。合わせて、星印で地震波の観測点であるKMMH16 (KiK-net 観測点) と益城町役場の位置を示している。また、図中の灰色実線は国土地理院基盤地図情報^{4.4)}の道路縁を表示している。さらに、薄い点線で示した矩形は国が定める4分の1地域メッシュ (以降、250m 地域メッシュと呼ぶ) である。250m 地域メッシュは、基準地域メッシュ (1km 四方メッシュ) を緯線・経線方向に4等分したメッシュで、おおよそ250m 四方の矩形で分割されている。なお、緯度・経度で分割されるため、完全な正方形ではない点に留意されたい。本論では地図上の建物分布などにも言及する関係上、示している位置をわかりやすくするため、図4-1のように列方向に数字、行方向にアルファベットをメッシュごとに配し、【A1】、【E6】のようにメッシュ番号を定める。図4-1をみると、対象範囲北側の【A5,A6,A7,B4】メッシュなどでは、無被害や軽微の建物が多くを占めており、比較的被害が小さいことがわかる。一方、益城町役場周辺の【D6,E5】メッシュや南西部の【F3】メッシュでは、大破以上の建物が多く、被害が甚大であったことが確認できる。また、【F5】メッシュや【G2】メッシュでは、同一メッシュ内に被害が甚大な箇所と小さい箇所が同時に存在するような分布となっている。

図4-2に、悉皆調査建物の棟数割合を示す。これを見ると、悉皆調査範囲では木造建物が80%で大半を占めており、次点で鉄骨造建物が約10%存在しており、RC造建物は非常に少ないことが確認できる。また、図4-3に、構造形式別の建物用途割合を示す。図4-3(a)の木造建物を見ると、戸建住宅が80%以上と大半を占めており、図4-2と合わせると、悉皆調査範囲内の6割以上の建物が木造戸建て住宅であることがわかる。(b)の鉄骨造建物については、木造と同様に戸建住宅が最も多いが、その割合は約4割である。次点で多いその他の用途については、小規模な自動車整備工場などが含まれるため、割合的に大きくなっている。(c)のRC造建物では共同住宅が最も多く、次いで公共建物、その他建物が多い。加えて、図4-4に、構造形式別の建築年代割合を示す。(a)の木造建物では、旧耐震建物が約4割を占めており、比較的古い建物が多い。(b)の鉄骨造、(c)のRC造建物では、新耐震建物が約7割程度存在しており、比較的新しい建物が多い。

なお、本章では実被害と推定結果の比較を目的としているため、悉皆調査の建物情報と位置情報を利用してIDA曲線を割り当て、被害分布を推定している。したがって、益城町の都市計画基礎調査データを被害推定に直接的に使っていない点に留意されたい。

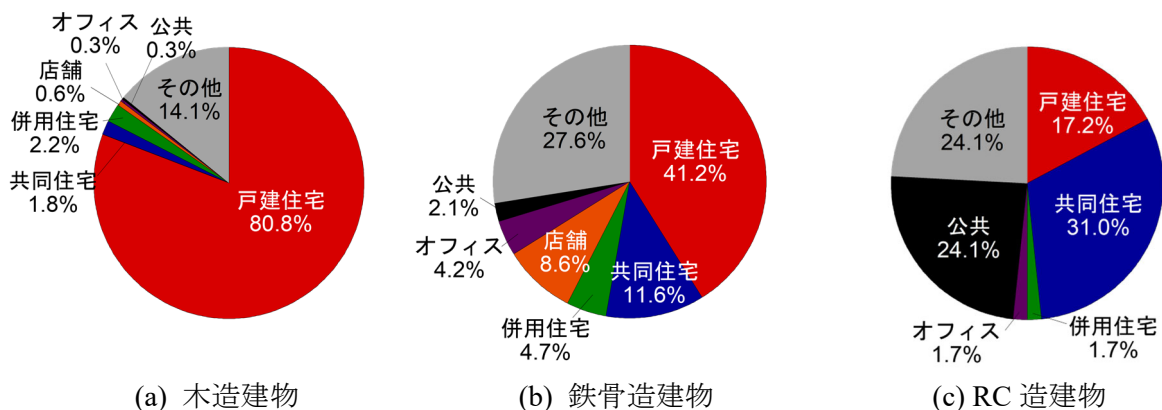


図 4-3 悉皆調査建物の構造形式別用途割合^{4.2)}

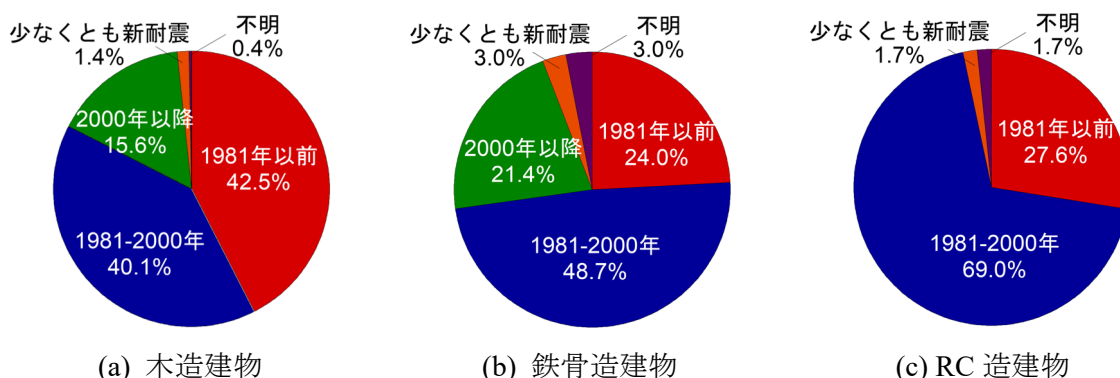


図 4-4 悉皆調査建物の構造形式別建築年代割合 4.2)

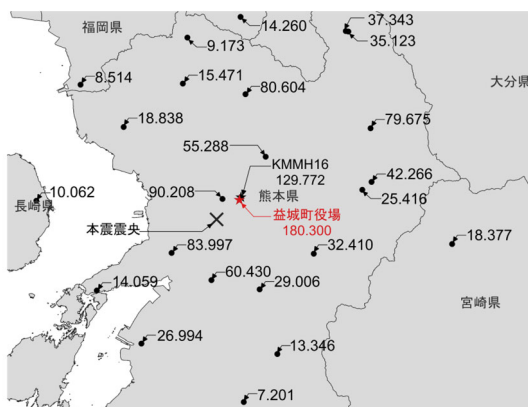


図 4-5 益城町周辺の K-NET, KiKnet 観測点及び震央位置 4.1)

4.3 最大地動速度分布の推定

本節では、益城町の建物被害分布推定のため、3.2 節で示したクリギング法による本震時の 250 m 地域メッシュ単位の最大地動速度 (PGV) 分布の推定を行う。また、防災科研の K-NET, KiK-net^{4.1)} の強震記録のみを用いた PGV 分布と、益城町役場 1 階で観測された最大速度 (PV_{1F}) を追加して求めた PGV 分布を比較する。

図 4-5 に、本節で用いる K-NET, KiK-net, 益城町役場の観測点, 本震の震央を示す。KMMH16 の位置を黒星で、益城町役場の位置を赤星で、震央を×印で示している。K-NET, KiK-net を用いた推定では、益城町内の観測点 KMMH16 と、その半径 50 km 範囲にある 24 観測点を使用した。また、観測点横の数値は、その地点で観測された NS・EW 方向地震波のうち PGV が大きい方の値を示しており、本章ではこれらの値を用いて PGV 分布の推定を行った。なお、益城町役場の記録は建物 1 階の最大速度 PV_{1F} であるため、厳密には最大地動速度 PGV とは異なるが、本章ではこの値を益城町役場のある地域メッシュの PGV とする。図中の値を見ると、震源に近い益城町役場の PV_{1F} と KMMH16 の PGV は、他の観測点の PGV と比較して非常に大きい。また、益城町役場は KMMH16 観測点と約 700 m しか離れていないにもかかわらず、 PGV は約 1.5 倍異なり、近距離で PGV に大き

	1	2	3	4	5	6	7	8
A	1.35	1.38	1.36	1.36	1.36	1.33	1.31	1.28
B	1.38	1.44	1.35	1.36	1.35	1.33	1.33	1.27
C	1.34	1.44	1.34	1.35	1.32	1.31	1.28	1.28
D	1.34	1.47	1.34	1.33	1.31	1.30	1.29	2.10
E	1.35	1.39	1.36	1.33	1.34	1.35	2.10	2.10
F	1.36	1.54	1.43	1.56	2.14	2.13	2.11	2.08
G	1.40	1.59	1.68	2.15	2.14	2.13	2.11	1.34
H	2.16	2.16	2.16	2.15	2.14	2.13	2.11	1.34
I	2.17	2.17	2.16	2.16	2.15	2.13	2.11	1.32

図 4-6 悉皆調査範囲の PGV 地盤増幅度分布^{4.6)}

な違いがある。また、本論では地盤増幅度の影響を考慮するため、図 4-6 に悉皆調査範囲の 250m 地域メッシュ単位の PGV 地盤増幅度分布^{4.6)}を示す。メッシュ中の数字は、各メッシュの PGV 地盤増幅度の値である。これを見ると、悉皆調査範囲内では、地盤増幅度が 2.0 倍以上となるメッシュが複数見られる。J-SHIS の PGV 地盤増幅度分布は、地域メッシュごとの微地形区分から予測された深度 30m までの平均 S 波速度（以降、 V_{s30} ）から求められている^{4.8), 4.9)}。これらのメッシュは秋津川の近辺であり、軟弱地盤となるため、地盤増幅度が大きくなっている。一方、KMMH16 や益城町役場周辺はほぼ同程度の地盤状態であることが確認できる。

例として、図 4-7 に、K-NET, KiK-net の観測点のみを用いた、各観測点間の記録から得られたバリオグラム雲^{4.7)}を示す。図中の点は、各観測点間の距離と非類似度をプロットしたもので、曲線は求めた理論バリオグラム $\gamma(h)$ である。なお、ある 2 つの観測点 i, j の非類似度 $\gamma_{i,j}$ は、式(16)により計算できる。

$$\gamma_{i,j} = \frac{1}{2}(PGV_i - PGV_j)^2 \quad (16)$$

図 4-7 を見ると、プロットのばらつきが大きいと、非類似度の大きい値を包含することはできていないが、理論バリオグラム(式(5))は概ね経験バリオグラムを表している。また、全体的にプロットが非類似度 0 付近に集中している傾向がみられる。これは、震源を挟むような位置関係にある観測点間では、距離が離れているが観測値が非常に近くなり、非類似度が小さくなるためである。

図 4-8 に悉皆調査範囲について 250 m 地域メッシュ単位で推定した PGV 分布^{4.7)}を示す。(a)は K-NET, KiK-net 観測点の記録のみを推定に用いた場合、(b)は(a)に益城町役場の記録を追加した場合の分布である。図中の数字はそのメッシュの推定 PGV を示している。また、星印はそれぞれ KMMH16, 益城町役場観測点である。図 4-8 (a)を見ると、図 4-6 で示した南東部の軟弱地盤メッシュ群を除いた大部分で PGV は約 125 ~ 130 cm/s 程度の値を取っており、対象範囲内で PGV に大きな変動は見

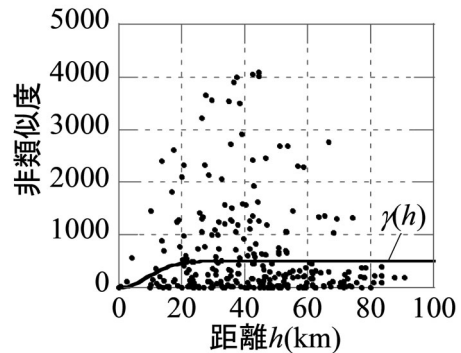


図 4-7 バリオグラム雲^{4.7)}

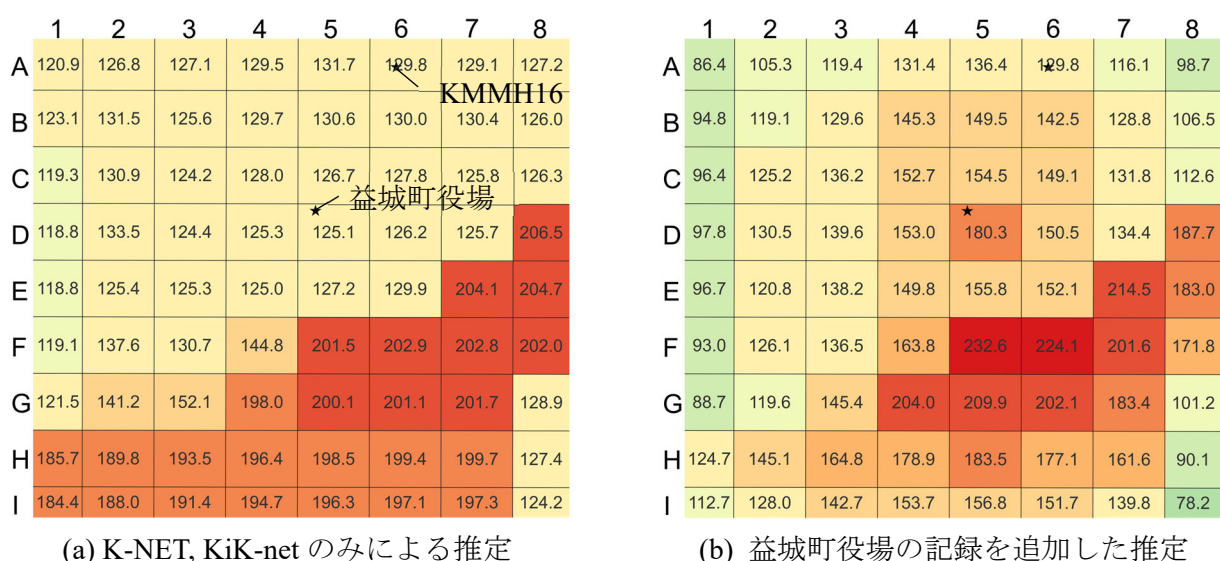


図 4-8 悉皆調査範囲の推定 PGV 分布^{4.7)}

られない。しかしながら、益城町役場の PV_{IF} は約 180 cm/s であるため、益城町役場周辺の推定値は小さく推定されている可能性がある。一方、図 4-8 (b) では、益城町役場周辺のメッシュで PGV が 150 cm/s 前後になっており、図 4-8 (a) と比較して、被害の大きい場所の PGV が大きかったことを表している。

以上の結果から、益城役場の観測記録を追加したことで、その近辺の被害傾向をとらえた地表面最大速度分布の推定が可能となったと考える。本論では、半径 1 km 範囲の地動速度分布推定のために、周囲 50 km 圏の観測点の記録を用いているが、強震下で震央近くの甚大被害地区を対象とした場合、対象地域及び数 km 程度の近辺にある複数の高密度観測点記録を用いることで、推定値の分布をより精度よく評価・把握できる可能性が高い。特に、直下型地震の断層付近や地盤性状 (PGV 地盤増幅度) が近距離で大きく変化する地区では、地震観測点の密度が推定精度の向上に資する影響が非常に大きい可能性がある。これは、MeSO-net^{4.10)} のような高密度地震観測網の情報が、迅速かつ高精度な地震被害推定に必要となる場合があることを示している。以降の検討では、図 4-8 (b) の分布を使って行う。

4.4 木造建物に関する検証

4.4.1 本節の概要

本節では、木造建物に関する検証を行う。なお、益城町では防災科研の KiK-net^{4.1)} 観測点で観測された地表面の地震波と、益城町役場で観測された建物 1 階の地震波が記録されている。2 点間の距離は 1 km に満たないものの加速度応答スペクトルには違いがあり、益城町役場の庁舎と地盤の動的相互作用による周期 1 秒付近での入力増幅^{4.11)} が報告されている他、短周期帯での入力損失が見られる。このことから、ほぼ同じ地点の記録ではあるが、地表面観測波と建物内観測波のどちらかを推定に用いるかにより、面的被害推定結果が異なる可能性がある。一方で熊本地震の木造住宅の

被害について、杉野ら^{4.12)}は熊本県西原村役場で観測された動的相互作用を含む地震波から自由地表面での地震動を推定し、木造建物を対象として観測波と推定地表面地震動を入力とした地震応答解析を行い、両者の層間変形角に大きく差がないことを示している。この結果は、地震被害推定において地表面で観測された記録、建物1階の観測記録のいずれを用いても、推定される木造建物の被害状態に大きく影響しないことを示唆している。しかしながら、実際の地表面と建物1階の実観測記録に基づいた、実木造建物の被害分布の推定結果比較やその精度検証を行った研究は見当たらない。本節では、文献中の過去に日本国内で観測された地震波に基づくIDA曲線に加えて、地表面観測波と益城町役場1階の観測波の特徴が異なる点に着目し、KiK-netの地表面観測記録、および益城町役場1階の観測記録を用いたIDA曲線による本震での建物被害推定をそれぞれ行う。そして、それら3ケースの推定手法の推定結果と実被害結果を比較することで、本手法の妥当性と最も推定精度の良い建物被害分布の推定ケースを明らかにする。

4.4.2 実観測波に基づくIDA曲線の算定

木造建物の解析モデルは、3.3.2項で用いたモデルを利用する。本節では下記の3通りのIDA曲線を算定し、益城町の建物被害推定を行う。

- ① K-NET, KiK-netで過去に観測された地震波を複数入力し、統計的に整理して求めた50パーセントイルIDA曲線（以降、 IDA_{st} 曲線）
- ② 益城町での地表面観測記録であるKMMH16で観測された地震波によるIDA曲線（以降、 IDA_{gr} 曲線）
- ③ 益城町役場1階で観測された地震波によるIDA曲線（以降、 IDA_{1F} 曲線）

IDA_{st} は、3.4節で求めた木造建物の50パーセントイル曲線のうち、2016年熊本地震と同じ分類である内陸直下型地震で、普通地盤上の観測点で観測された記録に基づく曲線を適用する。なお、この地震波群にはKMMH16の観測記録が含まれている。

本節では、新たに IDA_{gr} 曲線および IDA_{1F} 曲線を算定する。図4-9に、KMMH16観測点と益城町役場の観測波の減衰5%加速度応答スペクトルを示す。赤がKMMH16記録、青が益城町役場記録で、実線でEW方向、破線でNS方向波のスペクトルである。また、図中の縦線は解析モデルの弾性固有周期（表3-4参照）で、実線は2階建て（1階床面積に対する2階床面積の割合 $\alpha=1.0$ ）、破線は1階建ての固有周期を意味し、赤で1959年、青で1981年、緑で2000年基準を示している。図4-9を見ると、益城町役場の記録はKMMH16の記録に比べて短周期の応答が小さく、周期1秒付近の応答が大きい傾向がみられる。この要因について、RC造3階建ての益城町役場庁舎と地盤の動的相互作用、およびKMMH16観測点と益城町役場の地盤増幅特性の違いなどが影響しているとの主張がある^{4.13),4.14)}。一方で、2観測点で地盤増幅特性はほぼ同程度であり、スペクトルの違いは動的相互作用の影響が支配的であるとの指摘もある^{4.11)}。以上のように、益城町役場1階の観測記録にこれらの影響が含まれていることに注意が必要である。

また、建物モデルの固有周期との対応を見てみると、応答が異なる短周期帯は本解析モデルの弾性固有周期帯と一致しており、近傍の観測記録であるが、IDA曲線に違いが出るのが予想される。益城町役場の記録は動的相互作用等の影響が含まれていると考えられるが、本研究の推定対象は規模の小さい木造建物であり、木造建物や規模の小さい建物の動的相互作用による入力損失は小さい

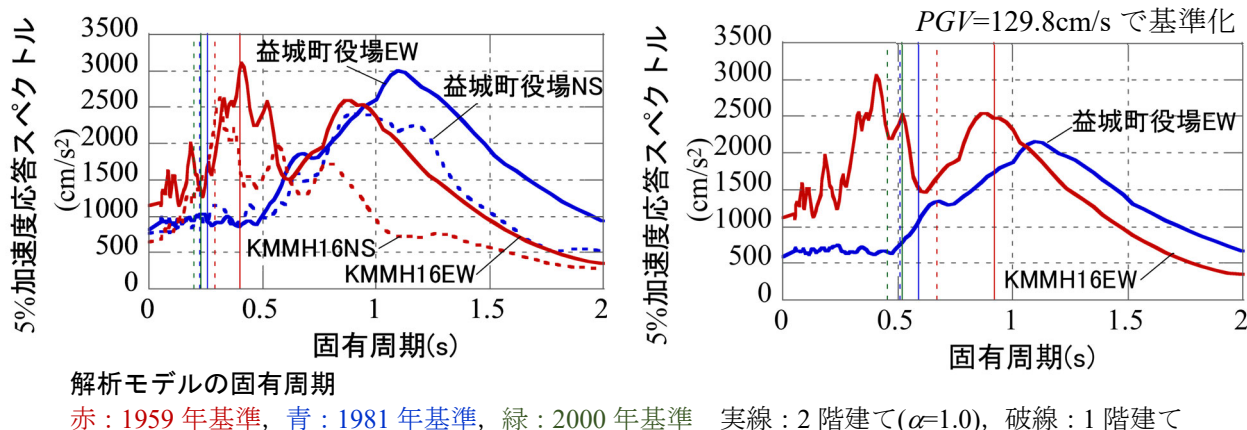


図 4-9 源波 5%加速度応答スペクトル^{4.7)} 図 4-10 基準化した 5%加速度応答スペクトル^{4.7)}

との結果^{4.15), 4.16)}がある。しかし、いずれも常時微動や揺れの小さい地震動に対する検討である。一方で、木造住宅の強震実験においては、ベタ基礎の滑動による短周期成分応答スペクトルが低減するとの報告^{4.17), 4.18)}もあり、強震動下では木造住宅の地表面観測波と建物 1 階観測波は必ずしも一致しない可能性がある。以上の理由から、地表面の観測記録のみでなく、益城町役場 1 階の観測記録を用いた被害推定も行い、推定結果にどのような違いが見られるかを確認することとした。これは、益城町役場 1 階の記録は動的相互作用等の影響が含まれているものの、甚大な被害を受けた地域で地表面と建物 1 階の記録を比較できる例が大変貴重であるためである。なお、どちらの観測点も EW 方向の PGV が卓越しており、建物被害も EW 方向の影響を受けている可能性が高いため、これ以降は EW 方向のみを入力として解析を行う。

ここで、本手法による被害推定では、4.2 節で示した地域メッシュごとの PGV を入力として、IDA 曲線から建物の層間変形角を行うため、基準化した場合のスペクトルの比較が必要である。図 4-10 に、KMMH16 の EW 方向観測波と、その最大地動速度 $PGV=129.8 \text{ cm/s}$ で基準化した益城町役場の EW 方向観測波の減衰 5%加速度応答スペクトルを示す。また、図中の縦線は解析モデルの $1/30 \text{ rad}$ 時の等価固有周期で、実線は 2 階建て($\alpha = 1.0$)、破線は 1 階建ての固有周期 (表 3-5 参照) を意味し、赤で 1959 年、青で 1981 年、緑で 2000 年基準を示している。図 4-10 より、 PGV で基準化した 1 秒以下の加速度応答スペクトルは、益城町役場の観測波に比べ、KMMH16 の観測波の方が大きいことがわかる。また、本解析モデルの等価固有周期はいずれも 1 秒以下のため、等価固有周期帯での応答スペクトルは、KMMH16 観測波の方が大きい傾向にある。

図 4-11 に算定した IDA 曲線を示す。左から 1959 年、1981 年、2000 年基準の結果である。図中で黒線が IDA_{st} 曲線、赤線が IDA_{gr} 曲線、青線が IDA_{IF} 曲線を意味し、実線で 2 階建て ($\alpha=1.0$) の建物、破線で 1 階建ての建物を示しており、縦実線は $1/120 \text{ rad}$ (骨格曲線の第 2 折れ点に相当) の位置を示す。また、横軸は層間変形角、縦軸は最大速度 PGV である。図 4-11 (a) を見ると、1959 年基準の建物では、1 階建て建物の IDA_{IF} 曲線 (青破線) が他の条件と比較して、変形が大きくなりやすい傾向を持つことがわかる。また、 IDA_{IF} 曲線は、 PGV が一定より大きい場合、変形が急激に大きくなる傾向がみられる。これは、建物の剛性低下により固有周期が延び、等価固有周期に対応し

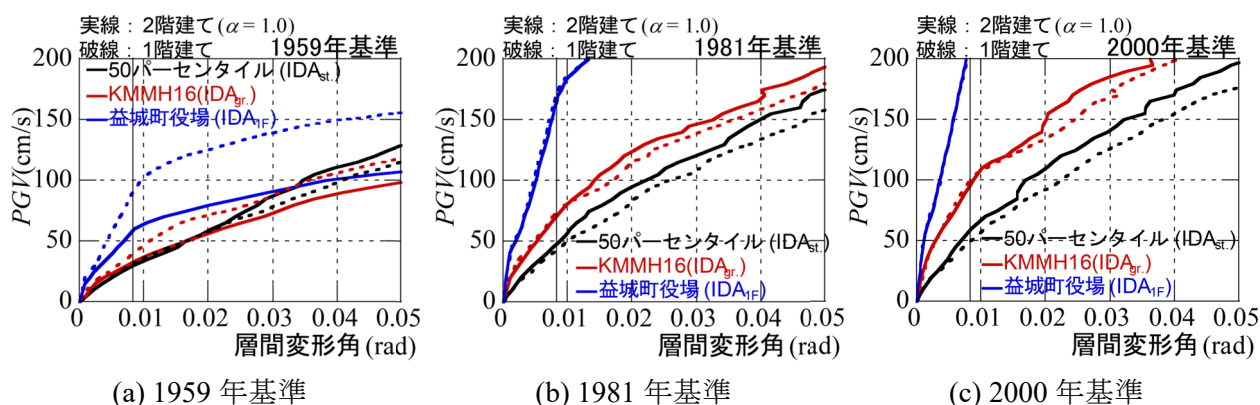


図 4-11 算定した木造建物の IDA 曲線（熊本地震観測波）^{4.7)}

た応答が大きくなるためと考えられる。図 4-11 (b), (c)を見ると、同一 PGV での層間変形角が IDA_{st} 曲線、 IDA_{gr} 曲線、 IDA_{IF} 曲線の順に小さくなっている。 IDA_{st} 曲線による層間変形角が大きくなるのは、入力として使用した 42 の地震波の多くが、固有周期 1 秒以下にピークを持つような地震であったためと考えられる。これらの地震波は、建物被害が出るほどの地震波ではなかったものの、漸増させたことで 1981, 2000 年基準の解析モデルの等価固有周期帯で応答スペクトルが大きくなり、変形も大きくなる傾向が見られたと考えられる。また、図 4-9 より、益城町役場の記録による応答スペクトル（青実線）は短周期の応答が非常に小さいため、図 4-11 (b), (c) の IDA_{IF} 曲線（青線）は PGV が非常に大きい場合でも剛性が低下する変形に達することがなく、他の条件と比較して非常に変形が小さいと考えられる。図中の縦実線は $1/120 \text{ rad}$ の位置であるが、図 4-11 (b) ではその辺りから IDA_{IF} 曲線の傾きが変化していること、図 4-11 (c) ではその変形まで到達しておらず、ほぼ直線であることが見て取れる。以上より、実観測記録を用いた IDA 曲線による被害推定では、地表面の観測記録から求めた IDA_{gr} 曲線を用いるか、建物の観測記録から求めた IDA_{IF} 曲線を用いるかで、推定結果が変わる可能性があることがわかる。

4.4.3 木造建物の被害分布推定結果

悉皆調査の被災度と各 IDA 曲線による被災度を比較し、手法の妥当性を検証する。なお、本項の検討では、2 つの観測点の記録に基づく推定結果を比較することから、観測点と同等の地盤上にある建物のみを検討対象とすることが適切であると考え、軟弱地盤（図 4-6 上で増幅倍率が 2.0 を超えるメッシュ）上の建物を解析対象から除外している。初めに、図 4-12 に、悉皆調査データの情報を基にした推定対象範囲と各建物の建築基準年・階数等について示す。推定対象範囲は破線で囲まれた領域で、各建物の印は図 4-12 右の凡例通りである。また、図 4-13 に、推定対象範囲の建築基準年・階数等別の建物棟数を示す。横軸が建築基準年、縦軸が棟数で、黒が 1 階建て、灰が総 2 階、白が部分 2 階の建物を意味する。図 4-13 より、対象範囲では 1959 年・1981 年基準の建物が多く、2000 年基準の建物が比較的少ない。また、総 2 階の建物が多いことがわかり、全体の約 68% を占めている。次いで、1 階建ての建物は約 27% となっており、部分 2 階建物は約 5% と非常に少ない。また、図 4-12 より、【A6, B6】メッシュなどの対象範囲北部では、比較的新耐震の建物が多くを占めることが確認できる。

建物被害分布の推定は、悉皆調査より実建物の建築年代、階数と 1 階と 2 階の床面積比など、都

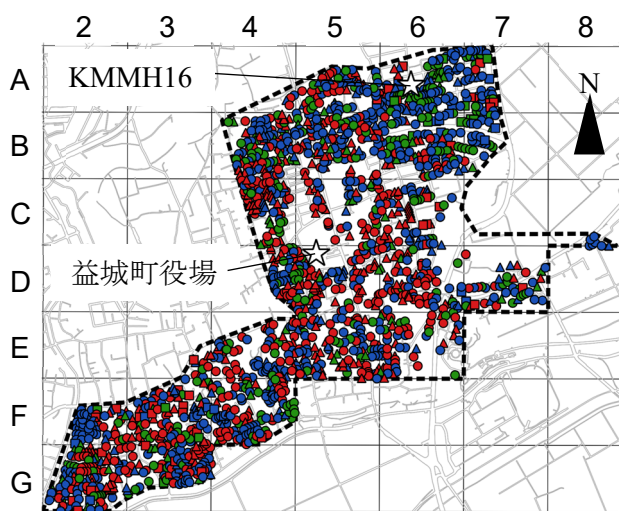


図 4-12 木造建物の年代・階数別分布^{4.2)}

図 4-12 凡例

	1959年基準	1981年基準	2000年基準
1階建	▲	▲	▲
総2階	●	●	●
部分2階	■	■	■

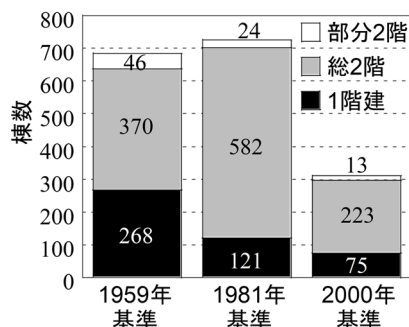


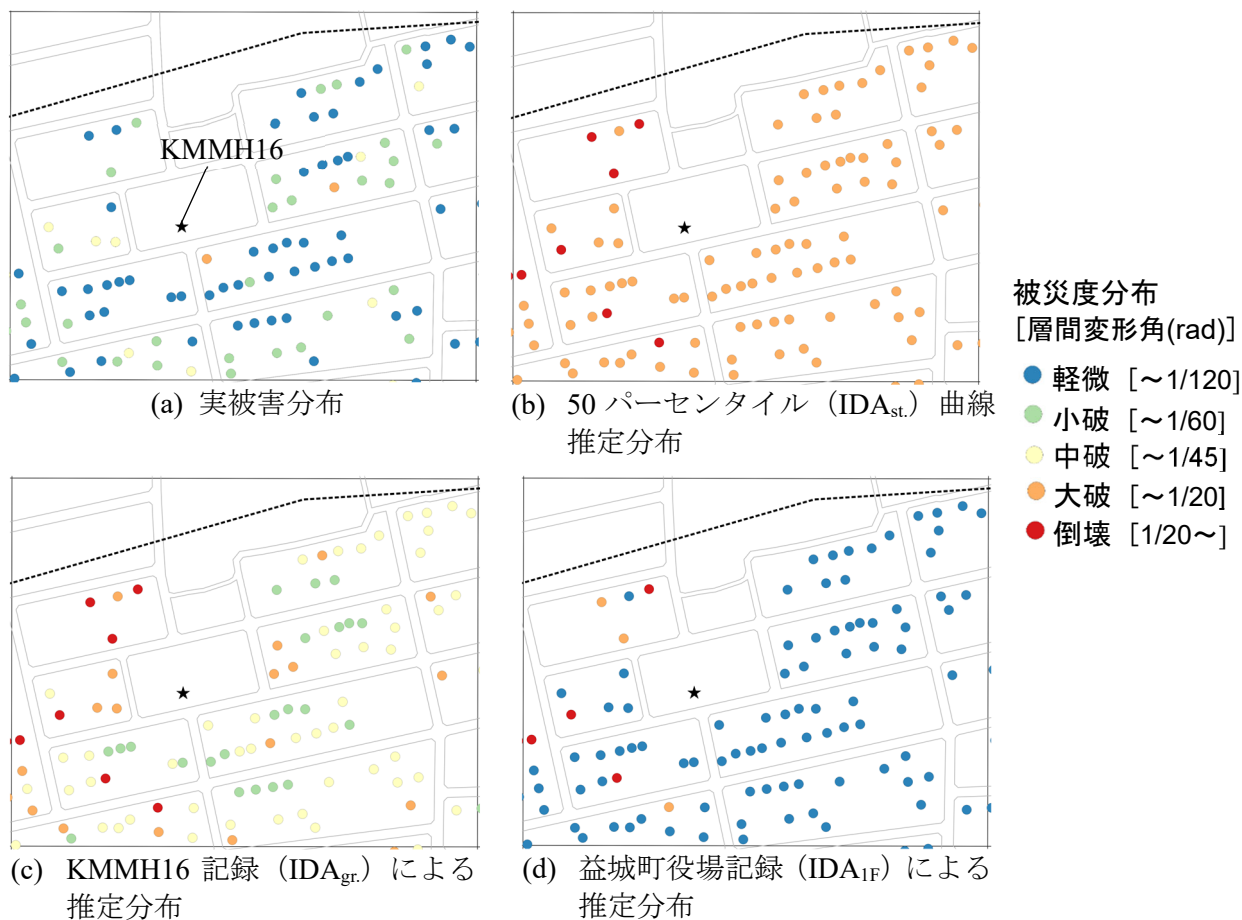
図 4-13 木造建物の年代・階数別棟数^{4.2)}

表 4-1 悉皆調査被害度と被災度，および層間変形角に関する判定基準^{4.7)}

悉皆調査被害度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6
	無被害	軽微・小破・中破			大破	倒壊・崩壊	
被災度区分での被災度	軽微		小破	中破	大破	倒壊	
層間変形角の閾値(rad)	~ 1/120		~ 1/60	~ 1/45	~ 1/20	1/20 ~	

市計画基礎調査に含まれる事項で参照可能な情報のみを基に，図 4-11 で示した 9 パターンで分類し IDA 曲線を割り当て，その建物が位置する地域メッシュの PGV に対応する層間変形角を求める。なお，悉皆調査上で 2 階建ての建物は，総 2 階，部分 2 階，もしくは床面積比が不明な建物の 3 つの分類となるため，総 2 階建物と床面積比が不明な建物は $a=1.0$ ，部分 2 階建物は $a=0.5$ と仮定して解析を行った。また，悉皆調査の被害度は，岡田・高井^{4.3)}により提案された Damage Grade から判定されており，具体的な層間変形角は不明である。そのため，3.5 節で示した表 3-10 と Damage Grade が対応すると仮定し，推定精度の比較を行う。表 4-1 に，判定基準を示す。なお，本論では悉皆調査で D0 と D1，D5 と D6 の建物はそれぞれまとめて，被災度の 5 段階評価に合わせている。

初めに，KMMH16 観測点のある 250m 地域メッシュ内での被害推定精度を検証する。観測点のあるメッシュを選んだ理由は，観測値を入力とするため，空間補間による PGV 分布推定の誤差が含まれないからである。KMMH16 観測点のある 250m 地域メッシュ（メッシュ内建物数 95 棟）では，KMMH16 で観測された PGV (129.8 cm/s) が入力されることとする。図 4-14(a)に KMMH16 が位置する地域メッシュ内の建物の実被害分布，(b), (c), (d)に IDA_{st} 曲線， IDA_{gr} 曲線， IDA_{IF} 曲線から推定した建物被害分布をそれぞれ示す。色分けは被災度の違いで，青が軽微，緑が小破，黄が中破，橙が大破，赤が倒壊を意味する。また図 4-15 に，実被害と各推定手法での建物年代別の被害分布のグラフを示す。横軸は図 4-15 (a)では被災度，(b), (c), (d)では推定層間変形角で，縦軸は図 4-15 (a)では実被害棟数，(b), (c), (d)では推定被害棟数である。図中の色分けは図 4-15 (a)に示した凡例の通り，

図 4-14 KMMH16 のあるメッシュの建物被害分布^{4.7)}

耐震基準年と対応している。初めに、図 4-14 (a)と図 4-15 (a)の実被害状況を見ると、本メッシュでは軽微の建物割合が多く、比較的被害が小さい。これは、本メッシュでは新耐震建物の割合が大きいためと考えられる。図 4-14 (a)と(b), (c)および図 4-15 (a)と(b), (c)を比較すると、 IDA_{st} 、 IDA_{gr} 曲線による推定はいずれの年代の建物も実被害と比べて過大評価になっている。特に図 4-15 (b)をみると、 IDA_{st} 曲線による推定では新耐震建物は全て大破、旧耐震建物は全て倒壊であり、他の推定結果と比較して極端に過大評価となっている。また、図 4-15 (c)を見ると、 IDA_{gr} 曲線による推定では極端な推定結果にはならず、 IDA_{st} 曲線による結果と比べれば実被害分布に近い。一方、図 4-14 (a)と(d)および図 4-15 (a)と(d)を比較すると、 IDA_{IF} 曲線による推定は 1959 年基準では過大評価寄り、1981 年基準の建物は過小評価寄り、2000 年基準は実被害をおおよそ表せている。また、実被害が比較的小さいため、全体で見ると図 4-15 (b)の IDA_{st} 曲線による推定結果と比較して極端に外れた結果ではなく、軽微の建物の割合が多い傾向は示すことができている。

ここで、実被害と各推定手法の結果を整理し、推定手法の精度を検証する。表 4-2 に KMMH16 が位置するメッシュの推定精度を整理した結果を示す。ここで、推定一致率は、推定結果が実被害と一致する建物の割合で、(メッシュ内で実被害と推定結果が一致した建物棟数) / (メッシュ内の建物棟数) で求めている。また、過大許容推定一致率は、推定結果が 1 段階過大評価になっていることを許容した(例：実被害が小破の建物の場合、推定で小破もしくは中破となっていた場合を被害

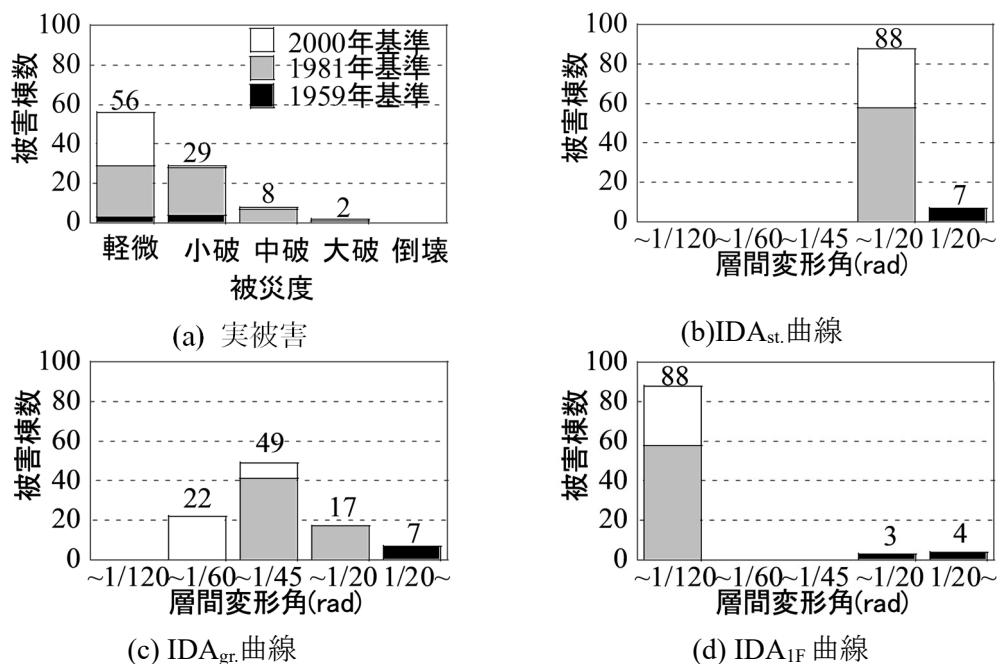


図 4-15 KMMH16 のあるメッシュの年代別建物被害分布^{4.7)}

表 4-2 KMMH16 観測点メッシュにおける各 IDA 曲線の推定精度^{4.7)}

	推定一致率(%)	過大許容推定一致率(%)	過小評価率(%)
50 パーセンタイル (IDA _{st})	2.1	2.1	0.0
KMMH16 記録 (IDA _{gr})	5.3	46.3	3.2
益城町役場記録 (IDA _{1F})	55.8	55.8	36.8

が一致したとみなす) 場合の推定一致率であり、(メッシュ内で実被害と推定結果が一致、もしくは推定結果が実被害を1段階過大評価している建物棟数) / (メッシュ内の建物棟数) で求めている。最後に、過小評価率は、推定結果が実被害よりも被害が小さい建物の割合で、(メッシュ内の推定結果が実被害よりも小さい建物棟数) / (メッシュ内の建物棟数) で求めている。表 4-2 を見ると、IDA_{st} 曲線による推定では、極端な過大評価であり、推定一致率、過大許容推定一致率ともに低い。IDA_{gr} 曲線による推定では、推定一致率は低いが過大許容推定一致率は 46.3% と半分に近い。また、過小評価率も小さく、極端に安全側に偏った結果を与えないため、IDA_{st} 曲線による推定よりも実被害をよく表しているといえる。最後に、IDA_{1F} 曲線による推定では、推定一致率、過大許容推定一致率が最も大きいが、過小評価率も最も大きく、被害を最もよく表している反面、危険側の評価も多分に含まれる点は留意する必要がある。

次に、益城町役場のある地域メッシュ (メッシュ内建物数 90 棟) で被害推定精度を検証する。このメッシュ内では益城町役場で観測された PV_{1F} (180.3 cm/s) を入力とする。図 4-16(a) に益城町役場が位置する地域メッシュ内の建物の実被害分布、(b), (c), (d) に IDA_{st} 曲線, IDA_{gr} 曲線, IDA_{1F} 曲線から推定した建物被害分布をそれぞれ示す。また図 4-17 に、実被害と各推定手法の建物年代別の被害分布のグラフを示す。軸および凡例は 3.3.1 項と同様である。初めに、図 4-17(a) を見ると、

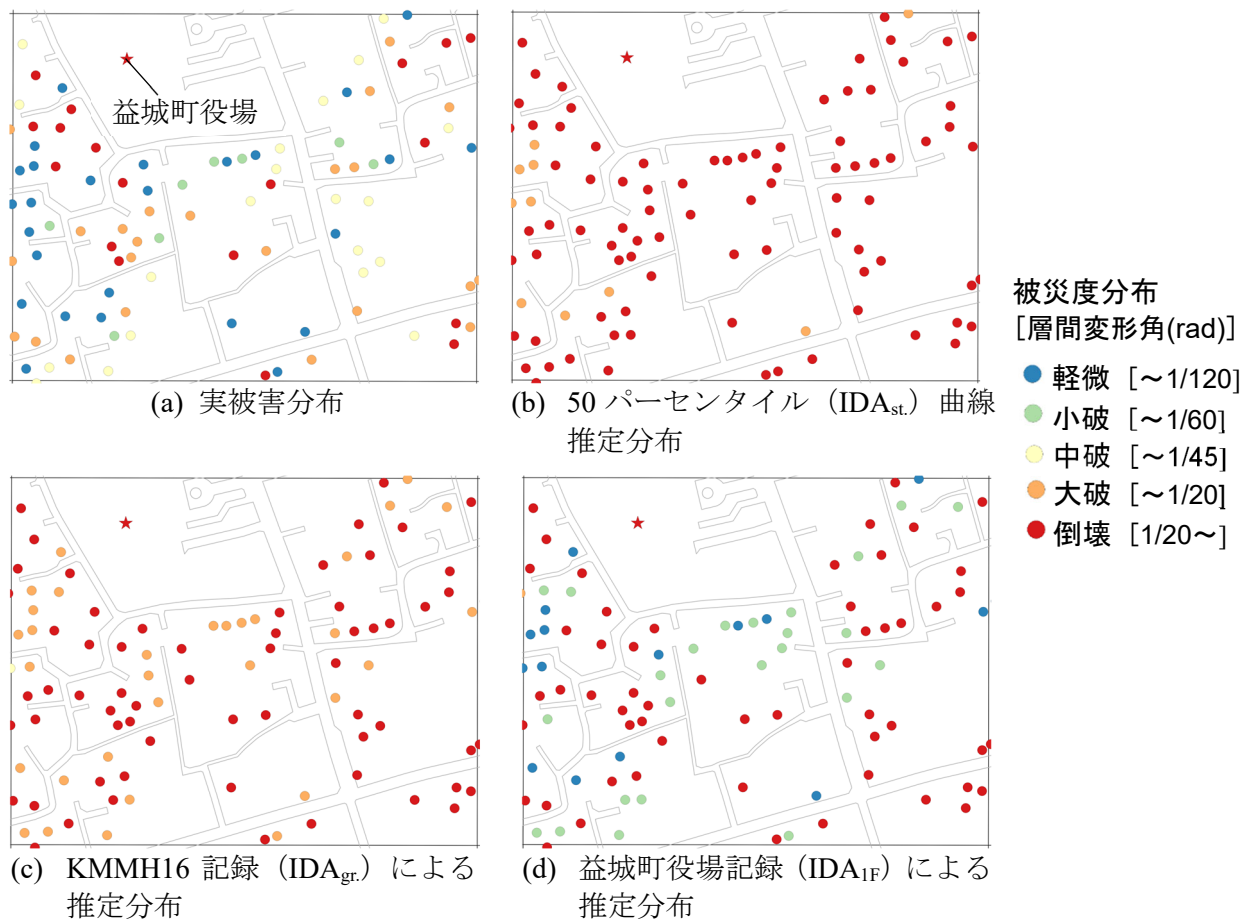


図 4-16 益城町役場のあるメッシュの建物被害分布^{4.7)}

当該メッシュは旧耐震建物の割合が高く、大破や倒壊など比較的被害の大きい建物が多い(図 4-16 (a)と(b), (c)および図 4-17 (a)と(b), (c)を比較すると、KMMH16 観測点メッシュと同様に、 $IDA_{st.}$ 、 $IDA_{gr.}$ 曲線による推定は、実被害と比べていずれの年代の建物も過大評価になっている。一方、図 4-17 (a)と(d)を比較すると、 IDA_{IF} 曲線による推定では、1959 年基準では過大評価寄り、1981 年基準の建物は過小評価寄り、2000 年基準は実被害をおおよそ表せている。中破や大破など中間的な被害を表せていないが、図 4-17 (b), (c)と異なり、軽微や小破など被害が小さい建物が表れていることから、最も実被害と対応がよい。しかしながら、図 4-17 (d)の通り、被害状態が建築年代で分かれており、同じ建築年代の建物でも被害に差があるという実現象を表すことまではできていない。また、表 4-3 に、各推定手法の推定精度を整理した結果を示す。各手法の推定一致率を表 4-2 の KMMH16 のメッシュの推定一致率と比較すると、 $IDA_{st.}$ 曲線による推定と $IDA_{gr.}$ 曲線による推定は推定一致率が上昇し、 IDA_{IF} 曲線による推定は推定一致率が下降している。これは、推定層間変形角が 0.05 rad を超えた時点で被害状態は頭打ちになるため、実被害が大きくなったことで、過大評価傾向にあった 2 つのケースの推定精度が上がったと考えられる。一方で、 IDA_{IF} 曲線による推定は 1959 年および 1981 年基準建物の被害のばらつきを表現できておらず、精度が下がったと考えられる。しかし、3 ケースの中で、 IDA_{IF} 曲線による推定一致率、過大許容推定一致率及び過小評価率が最も高くなっている傾向は 2 つのメッシュで同様である。

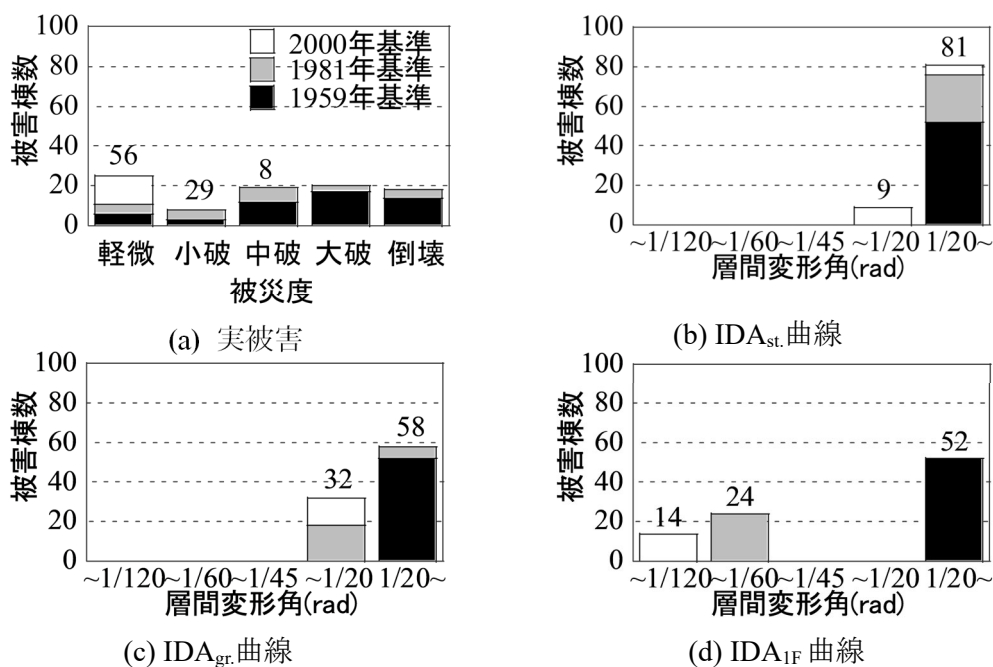


図 4-17 益城町役場のあるメッシュの年代別建物被害分布^{4.7)}

表 4-3 益城町役場メッシュにおける各 IDA 曲線の推定精度^{4.7)}

	推定一致率(%)	過大許容推定一致率(%)	過小評価率(%)
50 パーセンタイル (IDA _{st})	20.0	20.0	0.0
KMMH16 記録 (IDA _{gr})	20.0	44.4	3.3
益城町役場記録 (IDA _{1F})	36.7	61.1	15.6

観測点のある2つの地域メッシュでの推定結果の比較から、地表面で観測された記録をスケーリングした結果(図 4-14 (c), 図 4-16(c))では周辺の被害を過大評価してしまう一方、建物1階で観測された観測記録をスケーリングした結果(図 4-14 (d), 図 4-16 (d))では、実際に発生した被害が小さい建物をよく表せていることがわかる。したがって、建物の被害分布を即時推定するにあたり、地表面での観測記録だけでなく、建物最下階床面の観測記録を用いることも有効な可能性がある。

次に、観測点のないメッシュで、同様に推定精度の検証を行った。なお、観測点のないメッシュについては *PGV* が推定値となるため、*PGV* 分布の推定誤差の影響も含まれる点に注意が必要である。図 4-18 (a), (b), (c)に、観測点のない地域メッシュの推定一致率、過大許容推定一致率、過小評価率をそれぞれ整理した図を示す。図の縦軸はそれぞれの割合を示しており、横軸は図 4-18 (d)に示すメッシュ番号に対応している。また、黒で IDA_{st} 曲線による推定、赤で IDA_{gr} 曲線による推定、青で IDA_{1F} 曲線による推定の結果を示す。図 4-18 (a)を見ると、IDA_{st} 曲線による推定と IDA_{gr} 曲線による推定の一致率は多くのメッシュで同等である。また、どのメッシュも IDA_{1F} 曲線による推定の一致率が最も高いことが確認できる。図 4-18 (b)では、IDA_{st} 曲線による推定が最も精度が悪く、IDA_{1F} 曲線による推定が最も精度が良いメッシュが多数みられる。しかし、メッシュ番号14番では関係性が逆転していることが確認できる。このメッシュは倒壊率約50%で大きな被害を受けており、

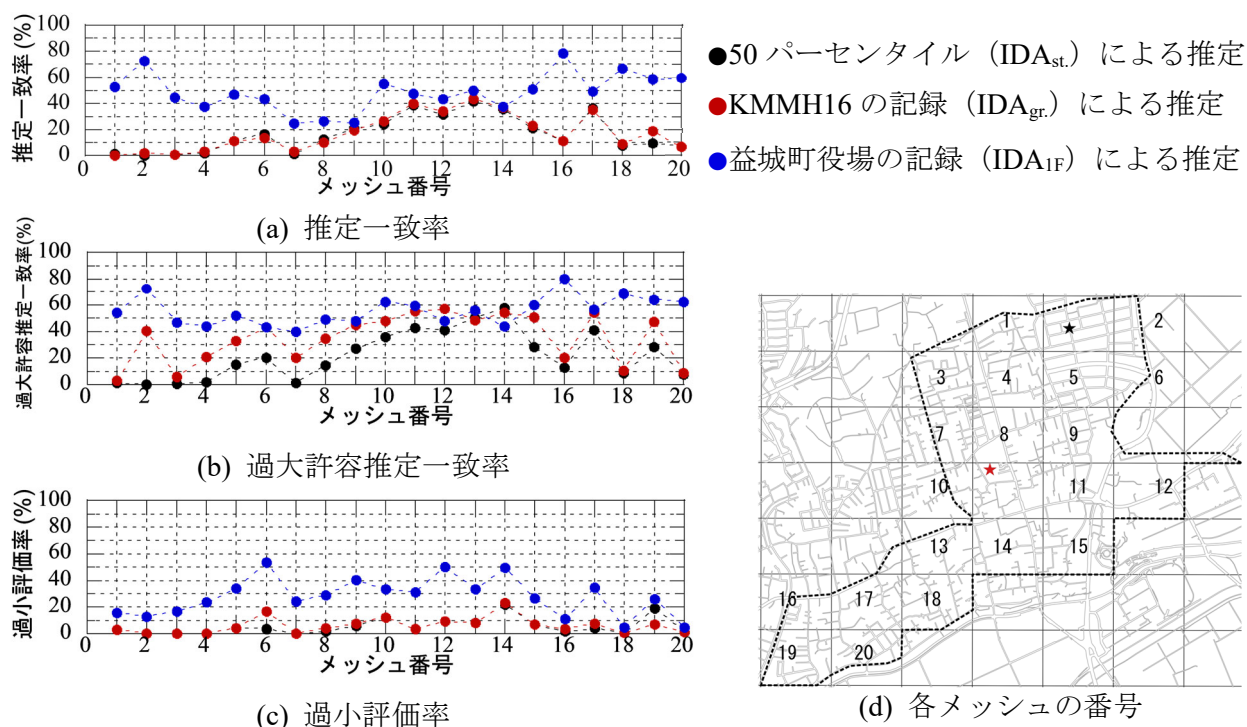
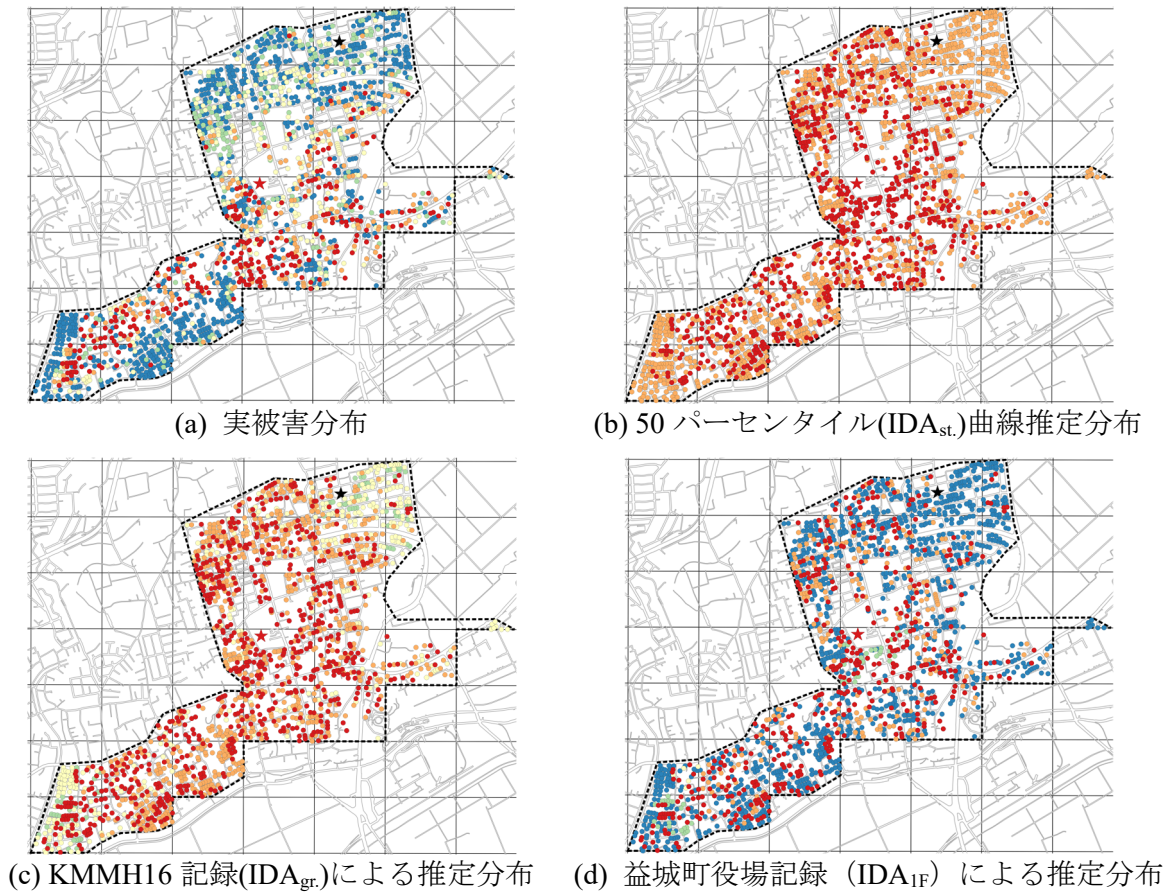


図 4-18 観測点以外のメッシュにおける推定精度^{4.7)}

推定損傷状態の頭打ちの影響で過大評価傾向のある手法の過大許容推定一致率が大きくなったと考えられる。このことから、 IDA_{IF} 曲線による推定では、全体的に被害を他のケースよりもよく捉えられているが、特に被害を受けやすい箇所では他の手法に若干劣っている。また、図 4-18 (c)を見るといずれの場合も IDA_{IF} 曲線による推定が最も過小評価率が高くなっており、50%を超えるメッシュも見られる。

最後に、推定対象範囲全体での推定精度の検証を行う。図 4-19(a)に推定範囲内の木造建物の実被害分布、図 4-19(b), (c), (d)にそれぞれ IDA_{st} 曲線、 IDA_{gr} 曲線、 IDA_{IF} 曲線による推定結果の分布を示す。初めに、図 4-19(a)と(b)を比較すると、 IDA_{st} 曲線による推定ではどの場所も被害が過大評価になっており、かつ被害の濃淡がほぼ見られないため、実被害の分布を表すことができていない。次に図 4-19(a)と(c)を比較すると、 IDA_{gr} 曲線による推定では図 4-19 (b)の場合と比べて、KMMH16 観測点東部と推定対象範囲南西端の被害が他よりも比較的小さいことを示せており、部分的ではあるが被害の濃淡を表すことができています。一方、図 4-19 (d)の IDA_{IF} 曲線による推定では図 4-19 (b), (c)と大きく異なり、被害が小さい建物が一定割合存在するという状況を表すことができています。被害の濃淡を実被害と同等まで表せてはいないが、全体的な分布を見ると、図 4-19 (d)が3つの推定結果の中で最も実被害に近い分布になっているといえる。

図 4-20 に、対象範囲全体の被害別建物棟数を示す。色分けは耐震基準年に対応している。図 4-20 (b)を見ると、 IDA_{st} 曲線による推定では全建物が大破以上となっており、極端に過大評価になっている。次に、図 4-20 (c)を見ると、 IDA_{gr} 曲線による推定では過大評価寄りではあるが、 IDA_{st} 曲線による推定と比べて実被害に近い分布となっており、過去の地震を統計的に用いた IDA_{st} 曲線による推定よりも実観測波を使った推定の方が精度が高いことがわかる。最後に図 4-20 (d)に示す IDA_{IF}



被災度分布 [層間変形角 (rad)]
 ● 軽微 [~1/120] ● 小破 [~1/60] ● 中破 [~1/45] ● 大破 [~1/20] ● 倒壊 [1/20~]

図 4-19 推定対象範囲内の木造建物被害分布^{4.7)}

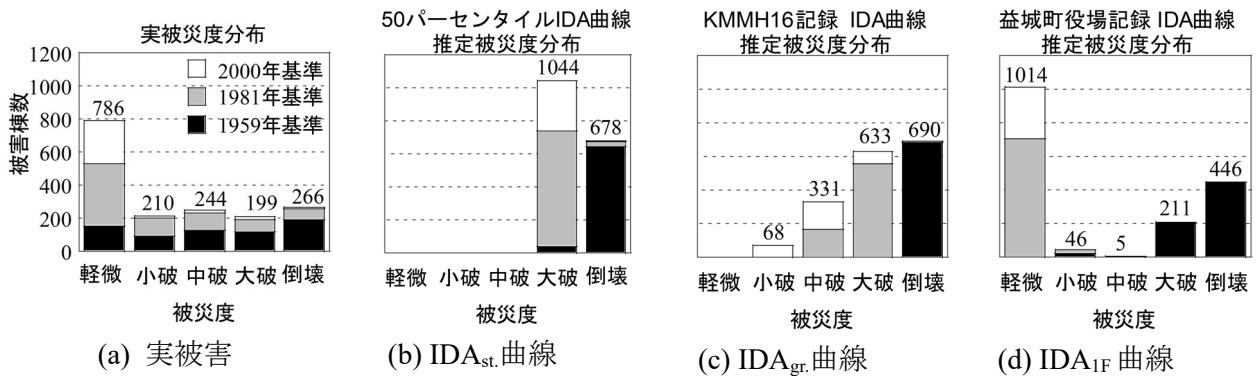


図 4-20 推定対象範囲内の年代別木造建物被害棟数^{4.7)}

曲線による推定では、小破や中破がほぼ見られないが、被害が軽微以下である建物が全数の半分程度存在することを唯一推定することができている。また、図 4-20 (a)と(d)を比較すると、IDA_{IF} 曲線による推定では、各建築年代の建物で最も多かった被害状態（1959年基準では倒壊、1981、2000年基準では軽微）に、最も推定被害棟数が集中している。したがって、本推定手法では被害のばらつきを正確に捉えるのは難しいが、その年代の建物で多くなる被害状態の情報を提供することが可能

と考えられる。

本節では、地震の周期特性を考慮できる IDA 曲線を用いた 3 ケースの被害推定について、その精度を比較した。その結果、熊本地震の被害については、建物 1 階の観測記録である益城町役場の地震波を用いた IDA_{IF} 曲線による推定が最も推定精度の良い結果となった。したがって、観測波を直接用いた広域の木造建物の被害推定においては、地表面で観測された記録だけでなく、動的相互作用等が含まれていたとしても、建物最下階床面の観測記録を用いることも有効である可能性が示された。しかし、今回は 1 事例のみでの検討である他、観測建物が損傷を受けていたという例でもある。そのため、他の地震でも同様の傾向が確認できるかについては、今後更なる検証を重ねる必要がある。

4.5 鉄筋コンクリート造建物に関する検証

4.5.1 実観測波に基づく IDA 曲線の算定

4.3 節での検討で、益城町役場 1 階で観測された地震波を用いた被害推定が最も推定精度が高かったことを踏まえ、4.4 節の鉄筋コンクリート造建物および 4.5 節の鉄骨造建物の被害分布推定においては、益城町役場で観測された EW 波を入力して IDA 曲線を算定する。図 4-21 に算定した IDA 曲線^{4.19)}を示す。横軸は層間変形角、縦軸は PGV で、赤が建築年が 1970 年以前、青が 1971-1980 年、緑が 1981 年以降の建物に関する結果である。また、丸が 1 階建て、上向き三角が 2 階建て、下向き三角が 3 階建て、四角が 4 階建ての建物を意味し、黒実線で 1/150rad の位置を示す。図 4-21 より、建築年代が新しいほど、同一 PGV に対する層間変形角が小さいことが確認できる。一方、建物階数により、同一年代建物でも若干曲線に違いが見られるが、特定の傾向や極端な差異は見られない。なお、1971-1980 年建物については、骨格曲線で 1/150rad に折れ点があるものの、図 4-21 においては他の年代の建物に比べて 1/150rad に明瞭な折れ点を確認できない。これは、IDA 曲線では地震動強さを漸増させるため、剛性低下が発生しても、それに伴って変形が過大にならない場合があるためである。いずれも、1/150rad を超えた時点で剛性が低下することを地震応答解析結果から確認している。

RC 造建物についても同様に、Damage Grade と 3.5 節で設定した被災度を関連付けることで、実

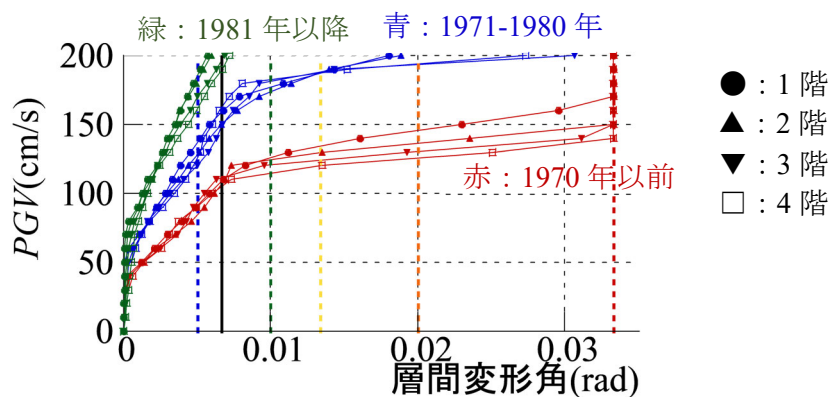


図 4-21 RC 造建物の IDA 曲線^{4.19)}

表 4-4 RC 造建物の悉皆調査被害度と被災度および層間変形角に関する判定基準^{4.19)}

悉皆調査被害度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6
		無被害	軽微・小破・中破			大破	倒壊・崩壊
本論で設定した被災度	軽微		小破	中破	大破	倒壊	
層間変形角の閾値 (rad)	~ 1/200		~ 1/100	~ 1/75	~ 1/50	1/50 ~	

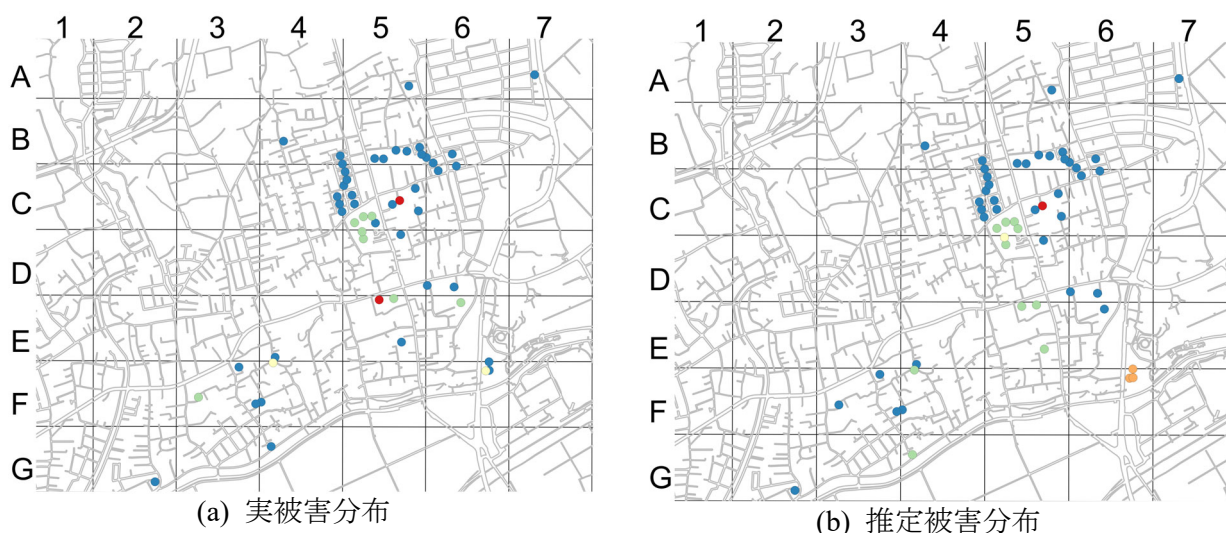


図 4-22 RC 造建物の被害分布

被害と推定被害を比較する．表 4-4 に悉皆調査の被害度と，本論で設定した被災度および層間変形角に関する判定基準^{4.19)}を示す．

4.5.2 鉄筋コンクリート造建物の実被害分布と推定被害分布の比較

図 4-22(a)に悉皆調査の実被害分布，(b)に推定した RC 造建物の被害分布^{4.19)}を示す．RC 造建物については全棟数 58 棟のうち，倉庫や祠等を除いた 52 棟を解析対象とした．棟数が非常に少ないため，軟弱地盤上での被害についても合わせて示している．また，建築年代ごとの IDA 曲線の割り当てについて，悉皆調査の情報のみでは 1970 年以前と 1971-1980 年の建物を区別できない．唯一，【C5】メッシュに位置する建物で倒壊している建物については，悉皆調査内に「主筋が丸鋼」という記述があり，1970 年以前の建物と考えられるため，1970 年以前のモデルとして解析を行った．それ以外の 1981 年以前の建物には，すべて 1971-1980 年の建物モデルに関する IDA 曲線を割り当てている．図 4-22(a)と(b)を比較すると，被害の程度の空間的分布をある程度表すことができている．個別に見てみると，軽微や小破をおおよそ表せている一方で，実被害では倒壊している建物を小破程度と推定している箇所や，【F6,G4】メッシュで被害を過大評価しているなどが見られる．南東部での被害が過大評価となるのは，前述の通り，軟弱地盤上での PGV が過大に推定されているためと考えられる．図 4-23(a)に実被害，(b)に推定被害それぞれの年代別建物被害分布^{4.19)}を示す．図 4-23 より，1981 年以降の建物については，ほぼ被害がない状況をよく推定できている．合わせて，表 4-5 に，RC 造建物の被害推定精度^{4.19)}を示す．各項目の計算方法は，表 4-2 などと同様であ

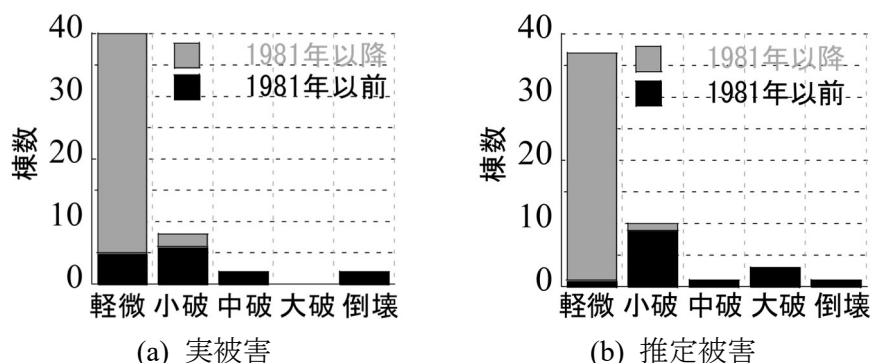


図 4-23 RC 造建物の年代別建物被害分布^{4.19)}

表 4-5 RC 造建物の推定精度^{4.19)}

	推定一致率(%)	過大許容推定一致率(%)	過小評価率(%)
全建物 (52 棟)	78.8	90.4	5.8
軟弱除外 (48 棟)	85.4	93.8	6.3

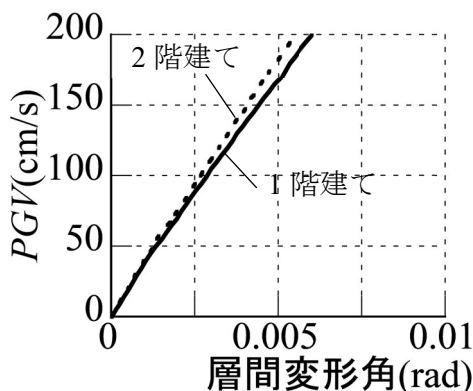


図 4-24 軽量鉄骨造建物の IDA 曲線

る。表 4-5 上段より、解析対象とした RC 造建物 52 棟について、推定一致率は 78.8%、過大許容推定一致率 90.4%であり、若干被害を過大評価することを許容すると、大半の建物被害状態を把握できていると言える。また、表 4-5 下段には、軟弱地盤上にある 4 棟を除外した時の推定精度を示している。推定一致率は 85.4%、過大許容推定一致率は 93.8%であり、推定一致率が上昇していることを確認した。

4.6 鉄骨造建物に関する検証

4.6.1 実観測波に基づく IDA 曲線の算定

4.5 節においても、益城町役場で観測された EW 波を入力して IDA 曲線を算定する。図 4-24 に、軽量鉄骨造建物の IDA 曲線を示す。横軸が層間変形角、縦軸が PGV で、実線が 1 階建て、破線が 2 階建ての結果である。なお、悉皆調査範囲内では鉄骨造建物の専用户建住宅の最大階数は 2 階であることを確認している。図 4-24 より、1 階建て建物が若干 2 階建て建物よりも同一 PGV での層

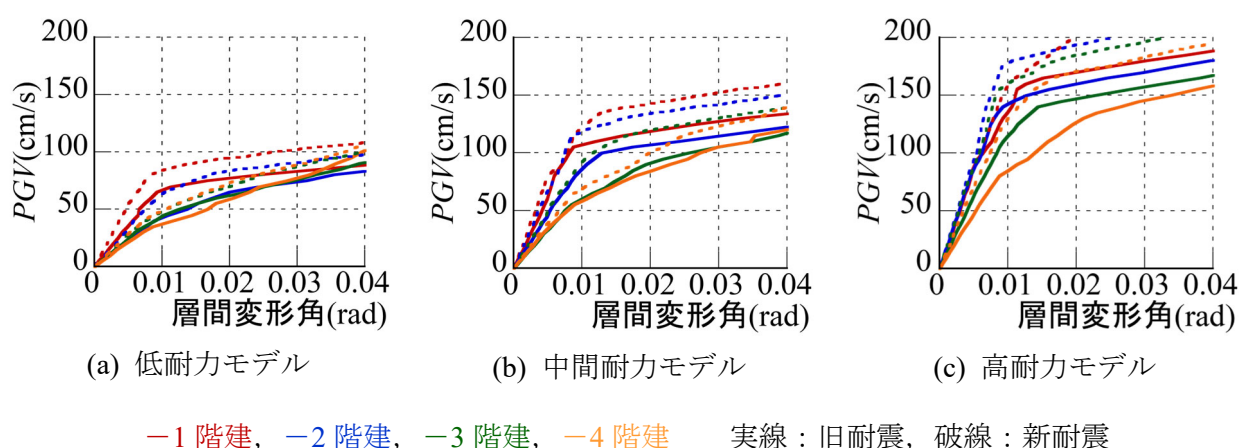


図 4-25 重量鉄骨造建物の IDA 曲線

表 4-6 各重量鉄骨造建物の弾性一次固有周期(s)

	旧耐震耐力比補正				新耐震耐力比補正			
	1階建	2階建	3階建	4階建	1階建	2階建	3階建	4階建
低耐力モデル	0.524	0.652	0.751	0.836	0.482	0.599	0.691	0.769
中間耐力モデル	0.445	0.554	0.638	0.711	0.409	0.509	0.587	0.653
高耐力モデル	0.387	0.481	0.554	0.617	0.355	0.442	0.510	0.567

間変形角が大きいが、おおよそ同程度であることが確認でき、階数による影響はあまり大きくないと考えられる。また、 $PGV \leq 200 \text{cm/s}$ の範囲ではほぼ線形を保っており、かつ $PGV = 200 \text{cm/s}$ の時点でも層間変形角が $1/200 \text{rad}$ を超える程度であることが確認できる。

続いて、図 4-25 に、重量鉄骨造建物の IDA 曲線を示す。(a)が低耐力モデル、(b)が中間耐力モデル、(c)が高耐力モデルである。また、実線、破線はそれぞれ、旧耐震耐力比で耐力を補正したモデル、新耐震耐力比で耐力を補正したモデルの結果を示しており、赤が1階建、青が2階建、緑が3階建、橙が4階建の結果である。なお、悉皆調査範囲内では、鉄骨造建物の最大階数は4階であることを確認している。図 4-25 (a), (b), (c)を比較すると、同一階数では耐力が高いモデルほど、同一 PGV に対する層間変形角が小さいことが確認できる。耐力比の補正の違いについては、いずれも新耐震耐力比による補正が行われたモデルの方が、旧耐震耐力比で補正したものよりも、同一 PGV に対する層間変形角が小さいことが確認できる。また、同一耐力比で階数による違いを見てみると、階数が多いほど同一 PGV に対する層間変形角が大きい傾向が見られる。これは、階数が大きくなるほど固有周期が長くなるため、加速度応答スペクトルが大きくなるためと考えられる。ここで、表 4-6 に各建物モデルの弾性一次固有周期を示す。1階建てモデルと2階建て・高耐力モデルを除き、解析モデルはいずれも弾性一次固有周期が0.5秒を超えている。図 4-10 の加速度応答スペクトルを見ると、固有周期0.5~1.0秒の間で、加速度応答スペクトルは上昇していることが確認できる。そのため、固有周期が0.5~1.0sの間で、階数が多いほど固有周期が延びているため、応答も大きくなったと考えられる。

表 4-7 鉄骨造建物の悉皆調査被害度と被災度区分判定の被災度，層間変形角に関する判定基準

悉皆調査被害度	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6
	無被害	軽微・小破・中破			大破	倒壊・崩壊	
被災度区分での被災度	軽微		小破	中破	大破	倒壊	
層間変形角の閾値(rad)	~1/150		~1/100	~1/50	~1/30	1/30~	

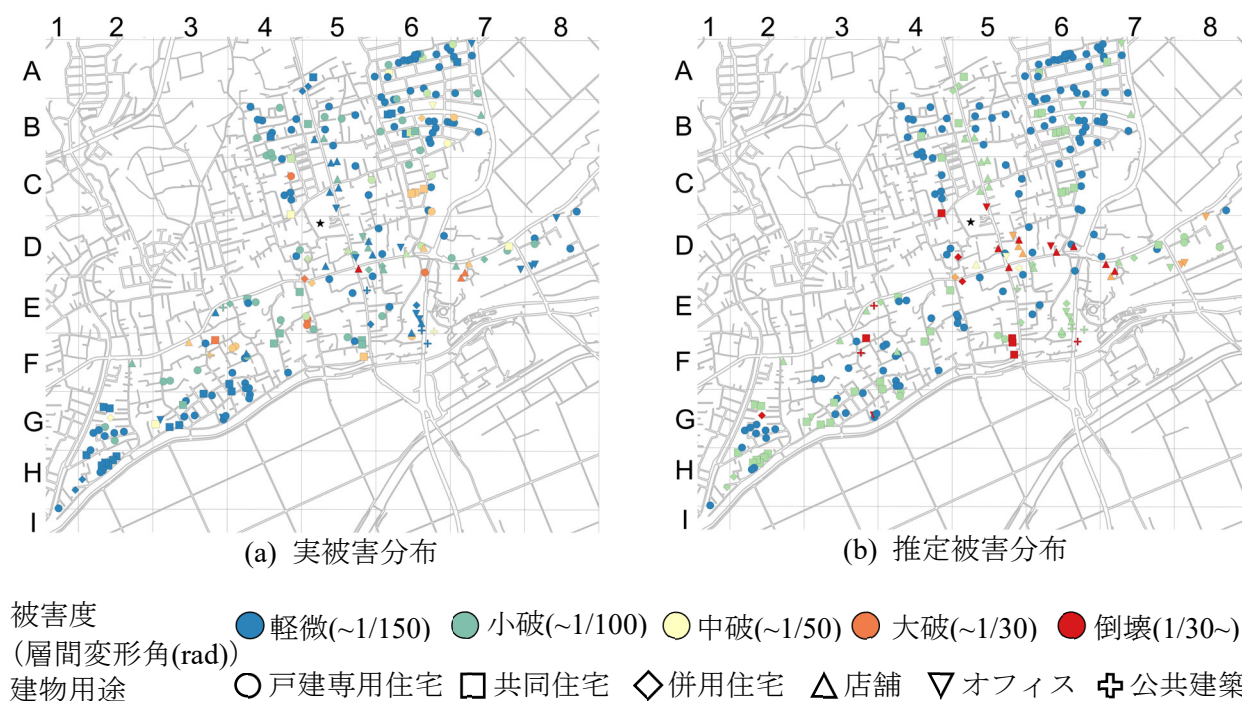


図 4-26 鉄骨造建物の被害分布

鉄骨造建物についても同様に，悉皆調査における Damage Grade と，3.5 節で示した被災度区分判定に基づく被災度と層間変形角を関連づけた．表 4-7 に，対応関係を示す．

4.6.2 鉄骨造建物の実被害分布と推定被害分布の比較

図 4-26(a)に悉皆調査に基づく鉄骨造建物の被害分布を，(b)に推定した鉄骨造建物の被害分布を示す．図中の記号が各建物の位置を示しており，印の形が建物用途，色が実被害度および推定被災度を意味する．鉄骨造建物については，全 337 棟のうち，建物用途が「その他」，「不明」，および日本建築学会の精査対象とならなかった建物を除いた 239 棟を推定対象とした．また，戸建専用住宅は軽量鉄骨造の IDA 曲線，それ以外の用途の建物は重量鉄骨造の IDA 曲線に基づく推定結果である．なお，重量鉄骨造の建物については，後述する耐力モデルごとの推定結果の比較から，建築年が 1981 年以前の建物は低耐力モデル，1981 年以降の建物は高耐力モデルと仮定した場合の結果を示している．図 4-26 (a)と(b)を比較すると，【A6,B4】メッシュなど推定範囲の北側では，被害が小さいことを推定できている．一方で，【D5,D6】メッシュは，実被害では大破や倒壊建物が数棟見られる程度であるが，推定被害では大破や倒壊が多数見られ，被害を過大評価している．また，【C5，

表 4-8 軽量鉄骨造建物の推定精度

	1981年以前	1981～2000年	2000年以降	全年代
推定一致率(%)	92.3	82.7	96.8	87.7
過大許容推定一致率(%)	92.3	82.7	96.8	87.7
過小評価率(%)	7.7	17.3	3.2	12.3

表 4-9 各耐力モデルを一律に仮定した場合の重量鉄骨造建物の推定精度

(a) 低耐力モデルによる推定精度

	1981年以前	1981～2000年	2000年以降
推定一致率(%)	16.7	1.9	3.2
過大許容推定一致率(%)	33.3	11.5	9.7
過小評価率(%)	0.0	0.0	0.0

(b) 中間耐力モデルによる推定精度

	1981年以前	1981～2000年	2000年以降
推定一致率(%)	16.7	3.8	3.2
過大許容推定一致率(%)	33.3	13.5	12.9
過小評価率(%)	0.0	1.9	0.0

(c) 高耐力モデルによる推定精度

	1981年以前	1981～2000年	2000年以降
推定一致率(%)	5.6	13.5	3.2
過大許容推定一致率(%)	22.2	69.2	74.2
過小評価率(%)	38.9	17.3	12.9

E6, G2, G3】メッシュなどを見ると、共同住宅や店舗、オフィス用途の建物について、実被害では軽微になっているが、推定被害では小破となっている建物が複数見られる。

表 4-8 に軽量鉄骨造建物、表 4-9 に重量鉄骨造建物の推定精度についてまとめたものを示す。なお、表 4-9 の重量鉄骨造建物については、全ての建物を①低耐力モデルとして推定した結果を(a)、②中間耐力モデルとして推定した結果を(b)、高耐力モデルと仮定した推定した結果を(c)にそれぞれ示している。表 4-8 では、いずれの年代の建物も推定一致率が 80%を超えており、全年代の平均でも 87.7%であったことから、本論で設定した解析モデルが、実際の被害レベルをおおよそ推定できていると考える。

続いて、重量鉄骨造建物の耐力モデルの仮定について、表 4-9 (a)~(c)の比較により検討する。1981年以前の建物について見てみると、(a),(b)の低・中間耐力モデルの値はいずれも一致しており、それらに比べて(c)の高耐力モデルでは推定一致率、過大許容推定一致率が低く、過小評価率が高いことが確認できる。これは、実際の被害に対して解析による推定結果が被害を過小評価していることが原因である。本論では推定被害を安全側に評価する観点から、重量鉄骨造建物の 1981 年以前に建てられた建物については、推定一致率及び過大許容推定一致率が最も高い低・中間耐力モデルの

表 4-10 被害推定に採用した重量鉄骨造モデルの組み合わせによる推定精度

	1981年以前	1981～2000年	2000年以降	全年代
推定一致率(%)	16.7	13.5	3.2	10.9
過大許容推定一致率(%)	33.3	69.2	74.2	64.4
過小評価率(%)	0.0	17.3	12.9	12.9

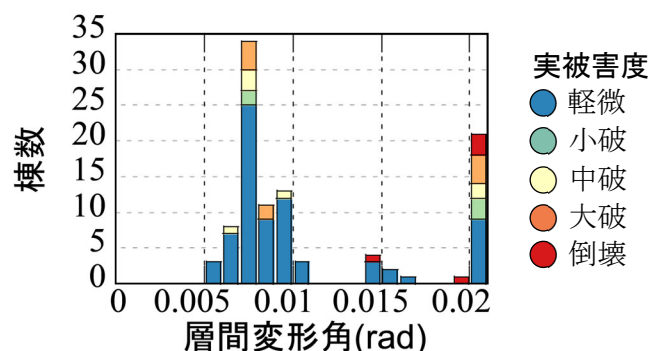


図 4-27 重量鉄骨造建物の層間変形角分布

うち、耐力設定が低い低耐力モデルを採用することとした。次に、1981～2000年および2000年以降の結果を見ると、低耐力から高耐力になるごとに、推定一致率および過大許容推定一致率が上昇していることが確認できる。一方で、過小評価率についても上昇している。本論では、1981年以降に建てられた建物については、推定一致率及び過大許容推定一致率が最も高い高耐力モデルを採用することとした。

表 4-10 に被害推定に採用したモデルによる推定結果を示す。表 4-10 を見ると、いずれの年代も推定一致率が低く、全体の平均も 10.9%で低い割合となっている。一方で、過大許容推定一致率について見てみると、1981-2000年、および2000年以降の建物では推定一致率に比べて50%以上も上昇していることがわかる。これは、実際には軽微以下の被害の建物を、小破程度と推定していることが要因である。図 4-27 に、重量鉄骨造建物に該当する建物の推定層間変形角分布を示す。横軸は各建物の推定層間変形角で、各色は悉皆調査の実被害度を意味する。図 4-27 より、0.007～0.010 rad の間に建物が集中しており、その大部分が実被害で軽微以下と判定されている建物がわかる。鉄骨造建物では、表 4-7 の通り、軽微から小破に変わる閾値を $1/150 \text{ rad}$ としていることから、これらの建物は小破と判定されることになる。したがって、これらの建物により、過大許容推定一致率が推定一致率と比較して50%以上上昇していると考えられる。以上より、重鉄骨造建物については、一段階過大評価を許容した場合であれば、ある程度被害を把握できると考える。

4.7 全建物を統合した推定被害分布の分析

4.3～4.5 節では、木造、RC造、鉄骨造建物それぞれの被害分布を推定し、結果を分析した。本節では、3つの構造種別の結果を統合し、その結果について分析する。推定対象建物については、悉

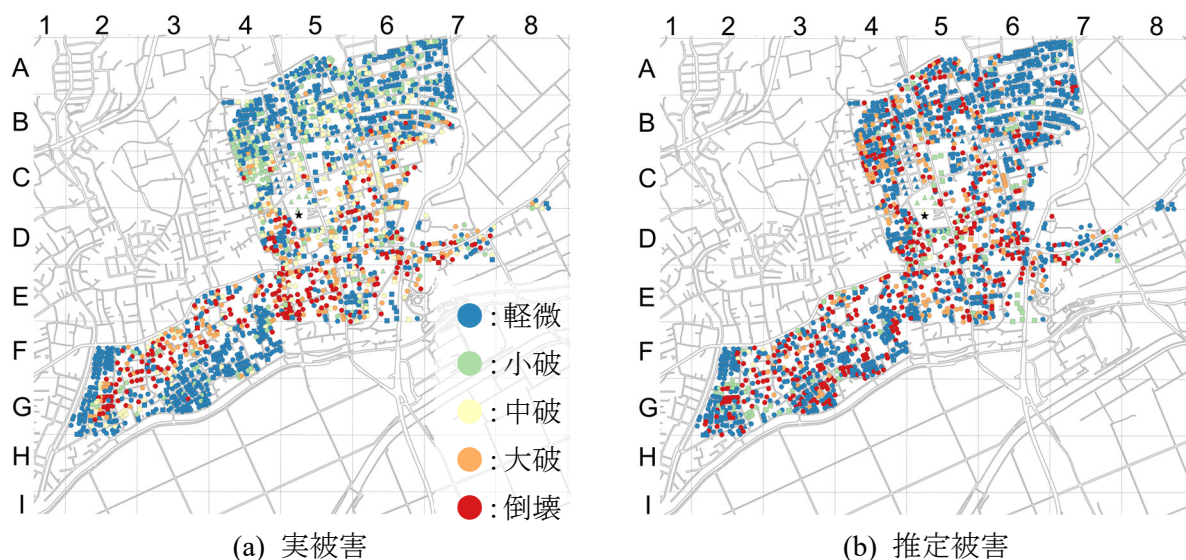


図 4-28 全対象建物の被害分布

表 4-11 全対象建物の被害分布推定精度

	1981 年以前	1981～2000 年	2000 年以降	全年代
推定一致率(%)	29.4	54.0	80.0	49.4
過大許容推定一致率(%)	46.2	57.4	86.2	58.2
過小評価率(%)	8.9	42.3	12.9	25.0

皆調査に含まれる全 2652 棟のうち、以下の条件のいずれかに当てはまる建物を推定対象から除外した。

- ① 建物用途がその他・不明な建物
- ② 構造形式が混構造・その他・不明な建物
- ③ 日本建築学会の精査対象外となった建物
- ④ 軟弱地盤（図4-6において、PGV地盤増幅度が2.0を超えるメッシュ【D8, E7, E8, F5, F6, G4, H1, H2, I1】）上に位置する建物

以上に該当する建物を除外した結果、木造 1649 棟、鉄骨造 212 棟、RC 造 38 棟の計 1899 棟が推定対象となる。

図4-28(a)に対象建物の悉皆調査に基づく実被害分布、(b)に推定した被害分布を示す。図中の●印は、各建物の位置を示しており、色が実被害度および推定被災度を意味する。図4-28 (a)と(b)を比較すると、例えば対象範囲北側の【A6, A7】メッシュでは、軽微・小破など被害が小さい建物の分布をよく表せている。同様に、南西側の【E3, E4, F2, F3, G2】メッシュでは、被害度の大小に違いがあるものの、被害の大きい箇所、小さい箇所の傾向をおおよそ捉えている。このように、本手法により、被害が大きい範囲、小さい範囲を建物被害分布からおおよそ把握することが可能である。特に、【F2, G2】メッシュのように、同一メッシュ内で被害分布が場所により異なる場合、メッシュ単位の推定ではこの傾向を示すことができない。したがって、本手法のように建物個別に推定することで、同一メッシュ内の被害分布の違いを示すことが可能であり、メッシュ単位の推定と差別化で

きる点と言える。一方で、【A5, F4】メッシュなどでは実被害に対して推定が過大評価になっている。また、非常に被害が大きかった【E5】メッシュでは、推定被害が過小評価となっていることが、被害分布から見て取れる。次に、表4-11に図4-28で対象とした全建物に関する推定精度を示す。これを見ると、全建物・全年代の推定一致率は49.4%で、建物全体の約半数の被害を推定できていることが確認できる。また、被害を一段階過大に推定することを許容すると、推定一致率は58.2%であり、約6割程度の建物被害を把握できる。ただし、過小評価率は25.0%であり、1/4の建物を危険側に評価してしまう点には注意が必要である。

以上より、本論で提案した手法では、益城町の悉皆調査範囲の建物被害について、対象範囲北側や南西側のように、被害度の大小は異なるものの、被害分布をおおよそ表せている部分があることを確認した。特に、同一メッシュ内で部分的に被害程度が異なる場合は、本手法のような建物単位の被害推定が有効であることを示した。一方で、被害を過大・過小評価している箇所も分布から見受けられた。数値的に確認すると、表4-11より全建物の約半分程度の被害を推定できることが確認できた。しかしながら、被害を過小に評価してしまう割合も1/4程度ある点には注意が必要である。本論の手法では、構造形式、建築年、階数といった、都市計画基礎調査に記されている限られた情報のみから解析モデルの構築・割り当てを行うことを想定しているため、建物の耐力のばらつきを反映できない点が問題点として挙げられる。しかしながら、この問題を解決するためには、個々の建物に関する耐力に関するデータや図面が必要となるため、現状ではそれらの情報を市町村規模で集めるのは難しいと思われる。

4.8 道路閉塞状況の推定と精度検証

4.8.1 道路閉塞の推定

本節では、4.6節までで推定した建物被害分布を利用して、道路閉塞状況の推定を試みる。推定した道路閉塞分布を航空写真と比較することで、推定精度を検証する。

道路閉塞の推定は、市川ら^{4,20)}によるモデルを参考に行う。図4-29に、市川らの提案した建物倒壊による瓦礫流出モデルを示す。市川らは、建物から瓦礫が全方向に流出するモデルを仮定し、前面道路と流出領域が重なる箇所を瓦礫が道路に流出したものとみなして、道路閉塞に関する議論を進めている。本節では4.6節の推定被害分布において、倒壊にあたる甚大な被害を受けた建物の瓦礫が流出するものと仮定し、瓦礫流出領域を決定する。また、瓦礫流出領域が道路中心線に重なるとき、その区間は道路が閉塞したものと仮定する。なお、瓦礫流出幅 r について、市川らは階数に平均階高を乗じたもので解析を行っている。しかし図4-30に示すように、実際の2階建て木造住宅では、2階部分はある程度形を保ったまま、建物1階部分のみが倒壊する被害状態も多く見られる。この時、瓦礫流出幅は建物階数によらず、1階部分の高さに従うと考えられる。よって、本節では初めに、被害棟数の多い木造建物について、以下の2パターンを想定して道路閉塞解析を行う。

- ① $r = 3.0$ (m)で固定（階数に寄らず、建物1層分の瓦礫が流出すると仮定）
- ② $r = \text{階数} \times 3.0$ (m)（既往研究に従い、建物の階数に応じて流出幅が異なると仮定）

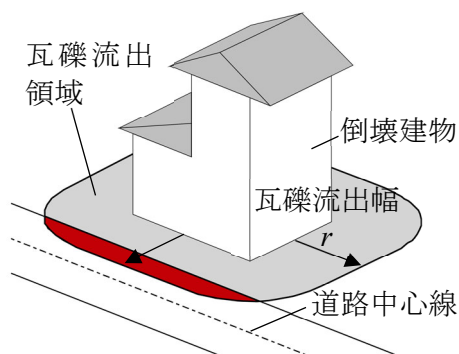


図 4-29 瓦礫流出モデル^{4.20)}



図 4-30 熊本地震における建物倒壊の一例

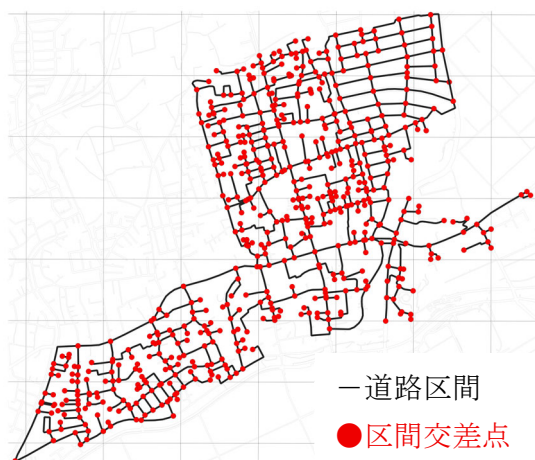


図 4-31 道路中心線網^{4.21)}

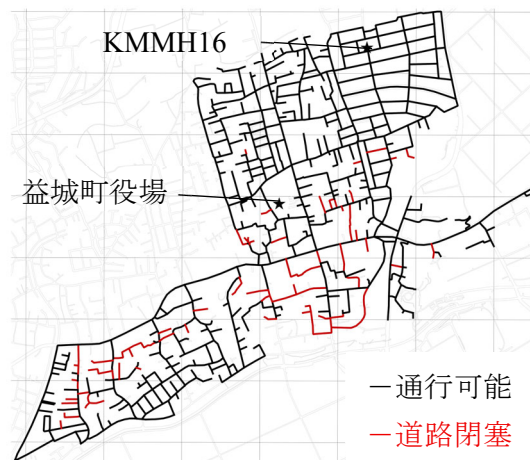


図 4-32 航空写真に基づく実道路閉塞状況

この 2 パターンで推定精度の高かった方を、全建物を考慮した道路閉塞推定で用いることとする。なお、建物情報は悉皆調査に含まれる情報を使用するが、建物の平面形状は不明である。そのため、益城町の 2012 年時点での都市計画基礎調査データの建物利用現況と悉皆調査の位置情報を基に、悉皆調査データに平面形状を与えた。このとき、2013 年以降に建てられた建物についてはデータに存在しないため考慮できないが、これらの建物は新しく、被害も少ないと考えられるため、道路閉塞の推定に大きな影響は及ぼさないと考える。

図 4-31 に対象範囲の道路中心線網を示す。道路中心線網は、国土交通省国土地理院が公開している道路中心線網^{4.21)}をもとに、対象範囲の抽出、不要な情報の削除など研究に必要な修正を行い利用した。実線が道路中心線、赤点が道路の区間交差点を意味する。なお、道路閉塞の推定範囲は、前章で示した軟弱地盤上を除外しており、対象範囲の道路全長は約 34km である。

4.8.2 航空写真からの道路閉塞判定

航空写真による道路閉塞の判定は、本震後の 4 月 23 日にアジア航測株式会社により撮影されたものを利用する。図 4-32 に航空写真から判定した実道路閉塞状況を示す。黒が通行可能な区間、赤が道路閉塞区間を意味する。なお、本震後 1 週間程度後に撮影された写真であるため、閉塞状態が解消された箇所が多数存在する可能性がある。本論では、悉皆調査の被害状態や道路の瓦礫跡、土汚れ状態なども総合的に加味して、道路閉塞が発生していたと考えられる箇所を推測した。した

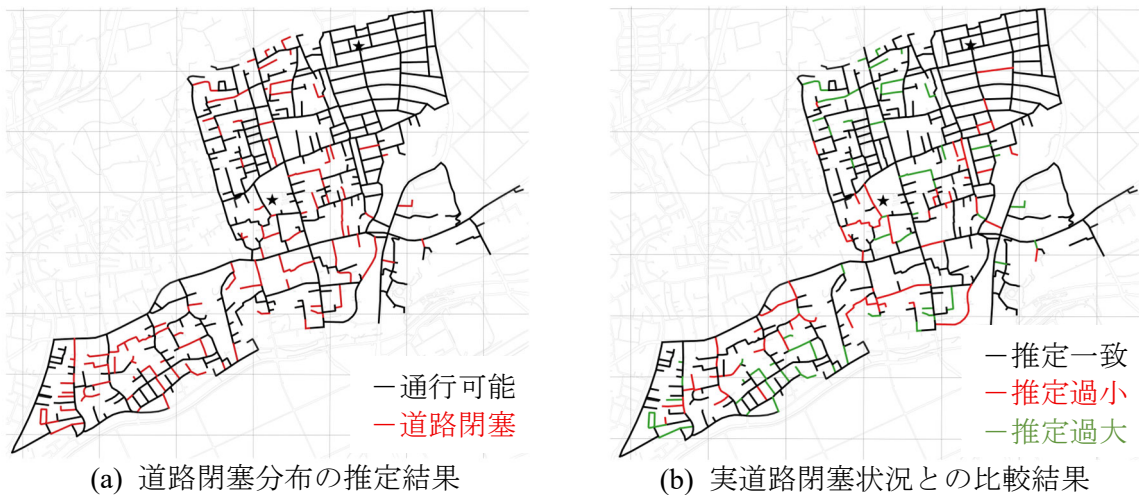


図 4-33 推定道路閉塞状況（瓦礫流出幅 3m 固定）

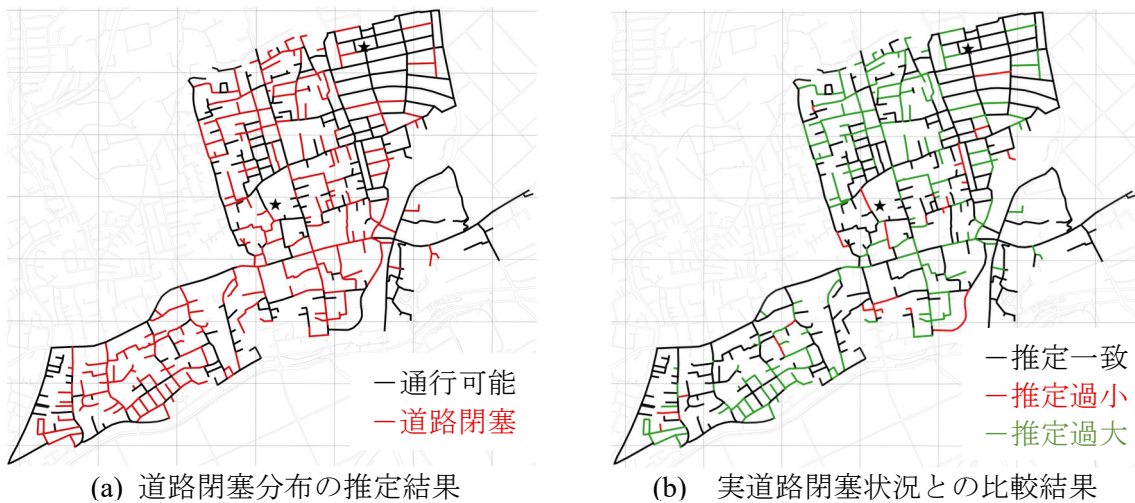


図 4-34 推定道路閉塞状況（瓦礫流出幅階高考慮）

がって、この中には、建物被害が直接的に道路閉塞の要因とならないコンクリートブロック塀や土留め擁壁などによる閉塞も含まれる。図 4-32 を見ると、実被害では、星印で示した益城町役場の周辺から推定対象地域南部にかけて道路閉塞が多数みられる。

4.8.3 瓦礫流出幅に関する検討

図 4-33(a)に瓦礫流出幅が 3.0m で一定と仮定した場合の道路閉塞分布推定結果を示す。推定結果の道路閉塞は、瓦礫流出領域が道路中心線を超えるかどうかで判定している。また、図 4-33 (b)に、実被害と推定結果の整合性を比較した分布を示す。黒が推定と実被害が一致した区間、赤が推定では通行可能であるが実際は閉塞している区間、緑が推定では閉塞しているが実際は通行可能な区間を意味する。図 4-33 (b)を見ると、益城町役場周辺や推定対象地域南西部で過小評価や過大評価が見られるため、被害が大きい地域の推定精度は高いとは言えない。一方、北東部の KMMH16 観測点周辺の実被害が少ない箇所では、建物の倒壊による道路閉塞がないことをよく表せていることがわかる。次に、図 4-34 に瓦礫流出幅が階高に応じて変化すると仮定した場合の推定結果を図 4-33 と同様に示す。図 4-34 (b)を見ると赤色の区間が図 4-33 (b)と比較して少なく安全側の評価となつて

表 4-12 道路閉塞状況の比較

(a) 瓦礫流出幅 3m 固定 ^{4.7)}			(b) 瓦礫流出幅階高考慮 ^{4.7)}		
実被害 推定	通行可能	道路閉塞	実被害 推定	通行可能	道路閉塞
通行可能	70.5%	11.7%	通行可能	49.5%	5.1%
道路閉塞	9.7%	8.2%	道路閉塞	30.6%	14.8%

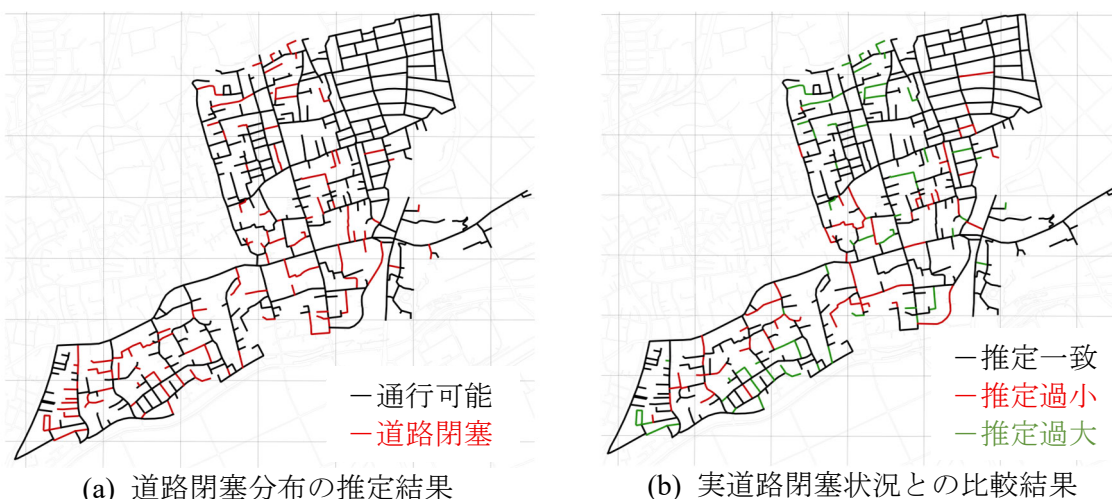


図 4-35 全建物を考慮した推定道路閉塞状況

いるが、緑色の区間が極端に多くなっており道路閉塞を過大評価していることがわかる。特に、被害の少なかった推定対象範囲北部では、極端な過大評価となっている。

表 4-12 に、実被害と推定による道路閉塞状態を、道路長さの割合で比較した結果を示す。横軸に実被害、縦軸に推定被害を取っており、(a)が瓦礫流出幅を固定した場合、(b)が瓦礫流出幅を階数によって変化させた場合の結果である。表 4-12 を見ると、(a)の瓦礫流出幅を固定した場合では 78.7%、(b)の瓦礫流出幅を変化させた場合では 64.3%で実被害と推定結果が一致しており、推定精度は流出幅を 3.0 m に固定した場合の結果の方が良いといえる。したがって、全建物の道路閉塞推定は、瓦礫流出幅を 3.0m とする。

4.8.4 全建物を考慮した道路閉塞分布の推定と精度検証

図 4-35(a)に、4.6 節で求めた全建物に対する推定被害分布から求めた推定道路閉塞状況を示す。黒が通行可能な区間、赤が道路閉塞している区間を意味する。合わせて、図 4-35(b)に、図 4-32 の航空写真に基づく実道路閉塞状況と比較した図を示す。黒線が実際と推定で状況が一致している区間、赤線が実際には閉塞しているものの、推定では通行可能な危険側（過小）の評価となっている区間、緑線が実際には通行可能であるが推定では閉塞している安全側（過大）の評価となっている区間を意味する。図 4-35(b)より、赤線と緑線は全域に広がっていることが確認でき、一定の傾向は見られない。また、表 4-13 に図 4-35(b)について道路長さに基づき整理した結果を示す。表 4-13 より、推定道路閉塞分布は道路長さで 79.6%の割合で航空写真と一致していることがわかる。

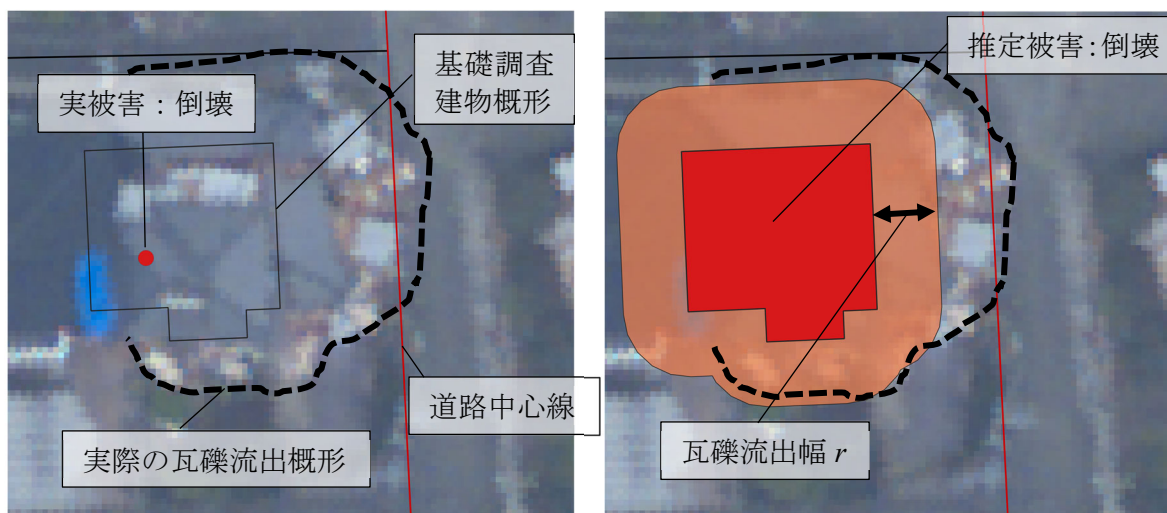
また、表 4-14 に、悉皆調査の実被害分布を利用して 4.7.1 項の方法を用いて推定した道路閉塞分

表 4-13 航空写真と推定建物被害に基づく
推定道路閉塞状況の比較

航空写真 推定	通行可能	道路閉塞
通行可能	71.0%	11.3%
道路閉塞	9.1%	8.6%

表 4-14 航空写真と実被害に基づく
推定道路閉塞状況の比較

航空写真 推定	通行可能	道路閉塞
通行可能	78.5%	10.2%
道路閉塞	1.6%	9.7%



(a) 実被害状況と航空写真

(b) 推定被害と推定瓦礫流出

図 4-36 ②建物位置が道路中心線から離れている具体例

布と、航空写真に基づく道路閉塞分布を道路長さを基に比較結果をまとめたものを示す。表 4-14 を見ると、88.2%の割合で、航空写真と推定道路閉塞分布の状況が一致していることが確認できる。また、表 4-13 の推定建物被害に基づく推定分布との比較結果と比べると、実際には通行可能であるが推定では閉塞している区間（緑線）の割合が大きく低下していることが確認できる。一方で、赤線の実際には閉塞しているが、推定では通行可能となっている区間の占める割合は、推定建物被害分布に基づく結果と大きく変わらない。

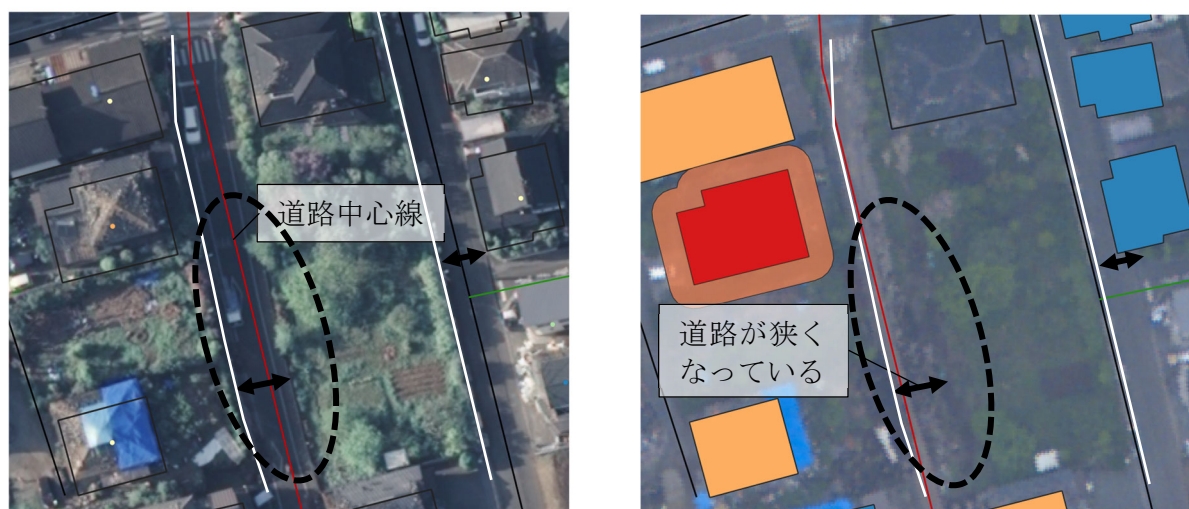
以上の結果について、図 4-35 で危険側・安全側評価となる要因を分析することで原因を明らかにする。初めに、状況が危険側（実際には閉塞しているが、推定では通行可能）となる区間（赤線）について、その要因を分析したところ、以下の4つの要因が見られた。

- ① 実際には建物が倒壊したものの、被害推定ではそれを過小評価したケース
- ② 実被害・被害推定ともに倒壊であるが、瓦礫流出幅が過小評価であったケース
- ③ 本論では推定対象としていない建物の倒壊などに起因して道路閉塞が発生したケース
- ④ コンクリートブロック塀や擁壁の損傷・転倒など、建物被害と直接関係しない要因で道路閉塞が発生したケース

①と③については要因が自明であるため、②と④について詳しく分析する。初めに、図 4-36 に、②に関する具体例を示す。図 4-36(a)は実被害の状況と航空写真を示している。図中の黒実線の矩形は都市計画基礎調査における当該建物の概形を示しており、その内部の赤点は被害状況が倒壊であ

ることを示している。また、図中の黒および赤の実線は図 4-35 に示した道路中心線と同じものであり、点線は航空写真で確認できる瓦礫流出領域の概形を示している。一方、(b)は(a)と同一の建物について、推定被害状況と推定瓦礫流出を表している。建物概形の内部の色は赤色で倒壊を意味しており、薄橙色の領域は推定瓦礫流出領域である。なお、2つの図中間で、建物概形や道路中心線の位置は座標的に同一の場所に位置しており、変化していない。図 4-36 (b)より、推定瓦礫流出領域が道路中心線に届いていないことが確認できるが、実際には道路中心線を超えて瓦礫が流出していることがわかる。本論では、倒壊した建物は、全て一様の長さで瓦礫が流出すると仮定しているが、実際には建物ごとに流出幅が異なっており、現状の設定が実状に即していないことがわかる。しかしながら、建物ごとにどの程度瓦礫が流出するかを判断することは、都市計画基礎調査の情報のみでは難しいと考えられるため、現在の手法では流出幅を個別に設定するのは困難である。

続いて、図 4-37 に④に関する具体例を示す。(a)は本震後の実被害状況を前震直後の航空写真を示している。図中の点は、各建物の本震後の実被害を意味しており、色は図 4-28(a)と対応している。また(b)は(a)と同一地点の推定被害状況と本震直後の航空写真を示している。各建物の色は推定被害を意味しており、色は図 4-28 (b)と対応している。なお、2つの図中間で、建物概形や道路中心線の位置は座標的に同一の場所に位置しており、変化していない。図 4-37 (a)と(b)を比較すると、撮影による誤差で前震直後の写真に比べて本震直後の写真は全体的に東に寄っている。これは、図中の白実線で示した西側道路の西側縁線と、東側道路の西側縁線の2本と道路中心線の位置関係が変化していることから確認できる。ここで、2つの図中で黒破線で示した西側道路を比較すると、(a)の前震直後の写真では道路が見えるが、本震直後の写真では何かが崩れて道路が狭くなっていることが確認できる。東側道路については、前震直後と本震直後で道路幅がほとんど変化していないことから、西側道路が本震直後に狭くなっていることが明らかである。これは、周辺に閉塞に影響するような建物がないことから、西側道路の縁線上のコンクリートブロック塀が原因と考えられる。筆者らはこの地点の状況について、Google Street View にて、2013年と2016年5月の写真を比較し、



(a) 実被害状況と前震直後航空写真

(b) 推定被害と本震直後航空写真

図 4-37 ④建物被害と直接関係しない要因の具体例

表 4-15 危険側評価区間の各要因の占める割合

① 建物被害推定結果が違う	② 瓦礫流出幅が不適切	③ 対象外建物に起因	④ ブロック塀などに起因
2.8%	2.2%	3.7%	2.6%

コンクリートブロック塀および擁壁が崩れていることを確認している。このような例は、本論の対象外であり、これらを推定するためにはコンクリートブロック塀に関する情報が不可欠となるが、通常都市計画基礎調査には含まれない情報のため、本論で想定している情報、方法のみでの推定は不可能な事例である。

ここで表 4-15 に、危険側評価となる 11.3%の内、各要因が占める割合を道路長さでまとめた結果を示す。なお、一つの区間で複数の要因が見られた場合は、その区間の道路長さを含まれる要因数で除し、各要因に関わる道路長さとして分配した。表 4-15 より、①の建物被害の推定結果が実際とは異なることによる危険側評価区間の割合は全体の 2.8%であり、危険側評価区間全体の 1/4 程度であることが確認できる。一方で対象外建物やコンクリートブロック塀等による要因は、危険側評価区間全体の半分程度を占めている。これらは、本論の推定手法ではカバーすることのできない危険側評価の割合であり、表 4-13 の推定建物被害分布を用いた推定道路閉塞分布と、表 4-14 の実建物被害分布を用いた推定道路閉塞分布で危険側評価の割合があまり変わらなかった原因と考えられる。

次に、状況が安全側（実際には通行可能であるが、推定では閉塞判定となっている）区間についてもその要因を分析したところ、以下の 2 つの要因が見られた。

- ① 建物の被害推定が過大評価となっており、実際には瓦礫が流出していないケース
- ② 実被害と被害推定は一致しているが、実際の倒壊・流出方向が道路側ではなかったケース

安全側区間全体の 9.1%のうち、①の推定被害が過大評価が要因となる割合が 8.3%で大半を占めており、瓦礫流出方向が実際と異なることが要因となる割合が 0.8%程度しか存在しないことを確認した。これは、表 4-14 の安全側評価割合が表 4-13 と比べて大きく低下している結果とよく対応している。

以上より、区間全体として、建物被害推定が実被害と異なることによる道路閉塞分布推定の誤推定割合は、危険側・安全側を合わせると全体の 10.1%である。また、瓦礫流出幅および方向の仮定が異なるものは全体の 3.0%であり、これは流出幅や方向を考慮した解析を行うことで若干の改善が可能であると考ええる。一方、対象外建物やコンクリートブロック塀等が誤推定の要因となる割合は全体の 6.3%であった。この割合は、実建物被害分布を用いた場合も同程度であったことから、推定手法の限界であることが示唆される。

4.9 4章のまとめ

本章では、2016年熊本地震で甚大な被害を受けた益城町の悉皆調査データを基に、木造、RC造、鉄骨造建物についてそれぞれ被害推定を行い、推定手法の妥当性を検証した。また、推定した建物

被害分布を用いて、道路閉塞分布の推定を行い、航空写真と比較することでその推定精度を検証した。以下に得られた知見を示す。

1. 益城町役場の観測記録がない場合とある場合でそれぞれ、通常クリギングによる地表面最大速度分布の推定を行った。その結果、震源近傍のように近距離で地震動強さが大きく変化する地域では、震央に近い観測点が1つ増えることにより周辺の地震動分布が大きく変化することを確認した。したがって、震源近傍や、地盤状況が近距離で大きく違う地域での精度の高い建物被害分布の推定には、より密な強震観測が重要である。
2. 過去に観測された地震波群、KiK-netのKMMH16観測点の地表面観測記録、益城町役場1階での観測記録からそれぞれ木造建物のIDA曲線を算定し、建物被害分布の推定を行い、実被害と比較することで各推定手法の推定精度を検証した。250m地域メッシュ単位での比較より、本論では益城町役場1階の記録を用いた被害推定の精度が最も高かった。したがって、観測波を直接用いた広域の木造建物の即時被害推定においては、地表面で観測された記録だけでなく、動的相互作用が含まれていたとしても、建物最下階床面の観測記録を用いることも有効である可能性が示された。
3. 木造建物の被害分布を比較すると、益城町役場1階の観測波に基づくIDA曲線による推定では、1959年基準は倒壊、1981・2000年基準は軽微が最も多く、実被害で各建築年代に最も多かった被害状態と一致していることを確認した。
4. RC建物の面的な被害推定結果を実被害と比較したところ、対象建物52棟のうち、78.8%の割合で実被害と推定結果が一致した。
5. 軽量鉄骨造を仮定した戸建専用住宅は、推定一致率が87.7%で、本論で設定した解析モデルにより面的な被害分布をおおよそ推定できた。
6. 重量鉄骨造を仮定した建物は、推定一致率が10.9%と低い。一方で、被害を一段階過大評価することを許容した過大許容推定一致率は64.4%と大きく上昇した。これは、実被害では軽微の建物の多くが、推定では小破と推定されているためであり、若干の過大評価を許容することで、被害分布をおおよそ把握できる。
7. 軟弱地盤上の建物を除いた木造・RC造・鉄骨造の1899棟を対象とした推定被害分布は、被害度の大小が異なるものの、被害の大きい箇所、小さい箇所の分布の傾向をおおよそ捉えられている範囲が見られた。特に、同一メッシュ内で被害程度が場所により異なる場合、メッシュ単位の推定ではこの傾向を示すことはできないため、建物ごとの推定が効果的であることを示した。また、全体の推定一致率は49.4%であり、地域内の個々の建物被害を半数程度推定できている。
8. 瓦礫流出幅による道路閉塞の推定結果を比較したところ、建物の1階分の高さを瓦礫流出幅と仮定する場合には78.7%、建物階数により瓦礫流出幅が変化すると仮定した場合には64.3%の割合で実被害と推定結果は一致しており、建物1階高さ分の瓦礫が流出すると仮定した場合の方が推定精度が良い。
9. 推定建物被害から求めた推定道路閉塞分布は、道路長さで比較したところ、航空写真から判定した実状況と79.6%の割合で一致している。また、実際には閉塞しているものの、推定では通

4章 2016年熊本地震における益城町の悉皆調査データを用いた建物被害と道路閉塞の推定精度の検証

行可能となる危険側評価区間の割合は、11.3%となった。このうち、建物被害推定が実被害よりも過小評価となっていることが要因の誤推定割合は2.8%であり、危険側評価区間全体の1/4程度である。

10. 実被害分布から求めた推定道路閉塞分布であっても正答率は88.2%に留まり、推定建物被害から求めた推定道路閉塞分布と航空写真の実状況を比較した結果とあまり変わらない。この要因は、本論で推定対象外とした建物やコンクリートブロック塀・擁壁等の損傷に伴う道路閉塞である。これらは都市計画基礎調査にデータが含まれないため、現状利用している情報・手法だけでは推定が困難である。

参考文献

- 4.1) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：防災科研 K-NET, KiK-net, 2019. DOI: <https://www.doi.org/10.17598/NIED.0004>
- 4.2) 日本建築学会：2016年熊本地震被害・悉皆調査データ。
- 4.3) 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.
- 4.4) 国土地理院基盤地図情報 ダウンロードサービス，<https://service.gsi.go.jp/kiban/app/>
- 4.5) 総務省統計局：地域メッシュ統計について，https://www.stat.go.jp/data/mesh/m_tuite.html (参照日：2025-11-11)。
- 4.6) 防災科学技術研究所：J-SHIS 地震ハザードステーション，<https://www.j-shis.bosai.go.jp/> (参照日：2022-11-15)。
- 4.7) 横屋翔，林和宏，仲田章太郎，齊藤大樹：2016年熊本地震における都市計画基礎調査を用いた木造住宅の個別被害推定と道路閉塞分布推定の精度検証，日本地震工学会論文集，Vol. 24，No. 3，pp. 1-22，2024.08
- 4.8) 松岡昌志，若松加寿江，藤本一雄，翠川三郎：日本全国地形・地盤分類メッシュマップを利用した地盤の平均 S 波速度分布の推定，土木学会論文集，No. 794，pp. 239-251，2005.07.
- 4.9) 藤本一雄，翠川三郎：近接観測点ペアの強震記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均 S 波速度の関係，日本地震工学会論文集，Vol. 6，No. 1，pp. 11-22，2006.
- 4.10) 防災科学技術研究所：首都圏地震観測網 MeSO-net, 2021. DOI: <https://doi.org/10.17598/NIED.0023>
- 4.11) 柏尚稔，新井洋，中川博人：2016年熊本地震における益城町庁舎の強震記録に含まれる動的相互作用効果，日本建築学会構造系論文集，Vol. 84，No. 756，pp. 183-193，2019.
- 4.12) 杉野未菜，谷嶋航，田中和樹，柏尚稔，林康裕：2016年熊本地震の観測記録に含まれる動的相互作用効果が木造建物被害の解釈に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 68B，pp. 408-414，2022.
- 4.13) 新井洋：2016年熊本地震において益城町中心部の地盤特性が強震動に与えた影響，平成29年度国立研究開発法人建築研究所講演会，2017.

4 章 2016 年熊本地震における益城町の悉皆調査データを用いた建物被害と道路閉塞の推定精度の検証

- 4.14) 中野尊治, 宮本裕司, 川辺秀憲 : 2016 年熊本地震で連続した大振幅地震動が入力した益城町庁舎の非線形相互作用, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 748, pp. 781-791, 2018.
- 4.15) 入江康隆, 野俣義則 : 観測記録に基づく木造 2 階建て住宅と RC 造 5 階建て建物の動的相互作用 木質構造物の地震入力に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文集, No. 548, pp. 27-34, 2001.
- 4.16) 小島宏章, 福和伸夫, 飛田潤 : 強震観測・常時微動計測に基づく中低層建物の入力損失効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 587, pp. 77-84, 2005.
- 4.17) Nagae, T., Uwadan, S., Takaya, K., Yenidogan, C., Yamada, S., Kashiwa, H., Hayashi, K., Takahashi, T. and Inoue, T.: Sliding-Rocking Combined Actions at Base Foundation Influencing Global and Local Deformations of Upper Wood Structure, 17th World Conference of Earthquake Engineering, C C002277338, 2020.
- 4.18) 上段聖也, 西峻汰, 山田洋平, 柏尚稔, 高橋武宏, 品川恭一, 河又洋介, 林和宏, 井上貴仁, 長江拓也 : 地中配管設備等の非構造部材を含む 3 階建て住宅の機能を検証する E-ディフェンス実験 その 13. 基礎入力と基礎応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 649-650, 2019.
- 4.19) 横屋翔, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹 : 2016 年熊本地震における漸増動的解析を用いた RC 建物の個別被害の分布推定に関する精度検証, コンクリート工学年次論文集, Vol. 47, No. 2, pp. 595-600, 2025.07
- 4.20) 市川総子, 阪田知彦, 吉川徹 : 建物倒壊および道路閉塞のモデル化による避難経路の危険度を考慮した避難地への到達可能性に関する研究, GIS-理論と方法, Vol. 12, No. 1, pp. 47-56, 2004.
- 4.21) 国土交通省国土地理院ウェブサイト : ベクトルタイルの提供実験について, <https://www.gsi.go.jp/johofukyu/johofukyu40039.html> (参照日 : 2025-10-16) .

5章 南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞状況の予測

5.1 建物被害分布の予測結果

本章では、豊橋市を対象として都市計画基礎調査による南海トラフ地震に対する建物被害分布および道路閉塞状況を推定し、予測される被害概況を示す。

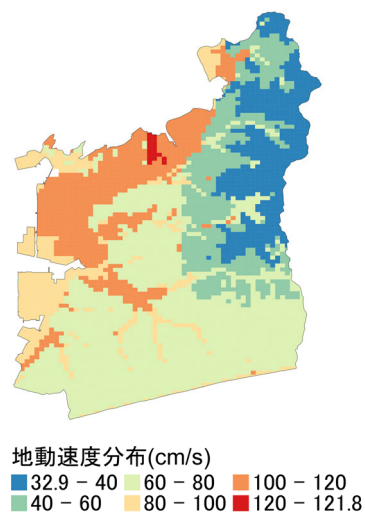
3章で求めた損傷確率曲線を用いて、建物の損傷確率分布を推定する。表 5-1 に、本章の推定で使用する損傷確率曲線のパラメーター一覧を示す。また、本章では南海トラフ地震を想定するため、プレート境界型地震に関するパラメータを使用した。

想定する最大地動速度分布は、再掲図 2-7 に示す南海トラフ地震の想定最大クラスの分布を利用した。また、建物については、豊橋市の 2017 年都市計画基礎調査に含まれる 233,078 棟について、表 3-2 に示した表に基づき分類した結果、推定対象建物は 144,513 棟となった。図 5-1 に 250m 地域メッシュ単位の推定対象建物の棟数分布を示す。なお、建物が属する地域メッシュは、その建物の平面形状の重心が含まれるメッシュとしており、地域メッシュごとの総建物棟数はそのメッシュ内に重心がある建物の棟数としている。図 5-1 より、豊橋市では中心部に建物が集中していることが確認できる。

続いて図 5-2 に、想定南海トラフ地震に対する豊橋市内の推定対象建物の損傷確率分布を示す。建物ごとの色は計算した損傷確率で、寒色側が損傷確率が低く、暖色側が損傷確率が高いことを意味する。図 5-2 では、全体的に寒色が目立っていることから、豊橋市全体で見ると被害は小さいことが予想できる。しかし、中心部の北西部分では、損傷確率の高い建物があることが確認できる。ここで、図 5-3 に、部分的にズームした損傷確率分布を示す。各建物の色はその建物の損傷確率を

表 5-1 解析パラメーターの一覧

地盤種別	構造形式	建築年代	階数	面積比 a (木造 2 階のみ)
硬質 普通 軟弱	木造	1959 年基準	1~2	0.2, 0.4,
		1981 年基準		0.6, 0.8,
		2000 年基準		1.0
	RC 造	1970 年以前	1~10	
		1971-1980 年		
		1981 年以降		
	軽量鉄骨造	全年代	1~2	
重量鉄骨造	旧耐震	1~10		
	新耐震			



再掲図 2-7 想定地動速度分布

5章 南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞状況の被害予測

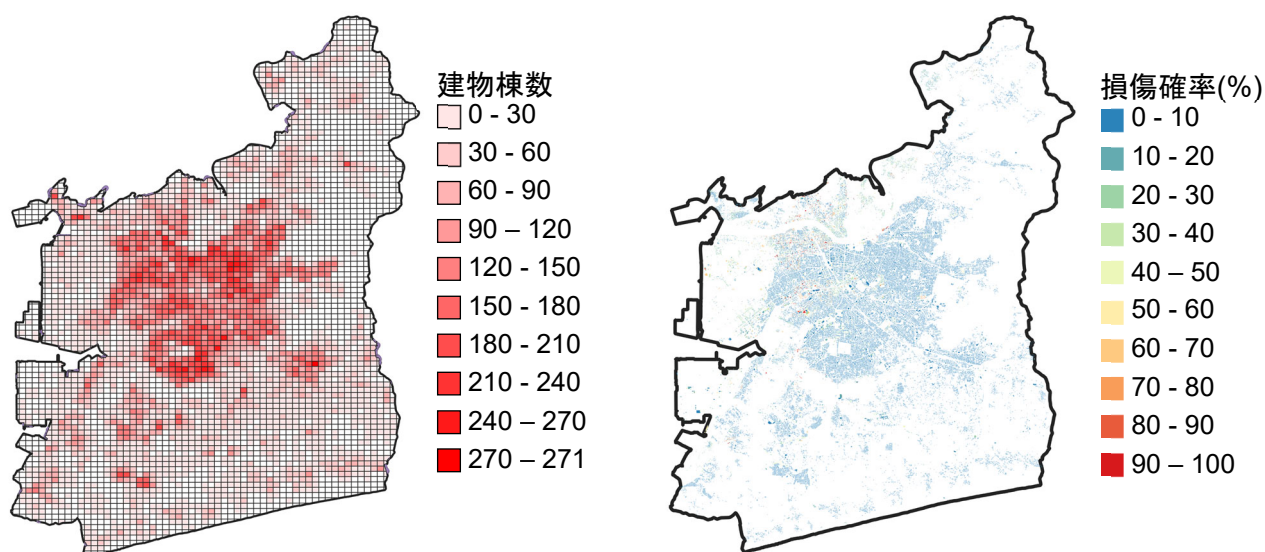


図 5-1 250m メッシュ単位の棟数分布

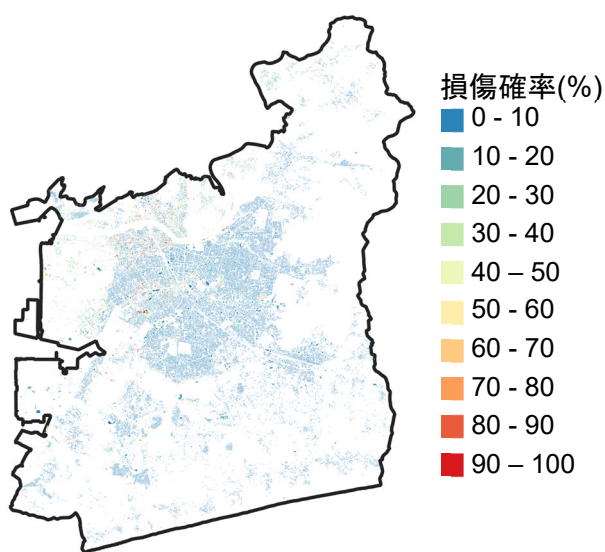


図 5-2 建物別損傷確率分布



図 5-3 損傷確率分布の詳細地図

意味しており、色のない建物は推定から除外した建物である。また、図中の薄い黒実線は豊橋市の道路縁で、濃い黒実線は250m地域メッシュの区切りを意味している。図5-3で示したメッシュでは、赤丸で示した被害が大きい部分と、青丸で示した被害が小さい部分が混在していることがわかる。4章で示したように、同一メッシュ内で被害が異なる傾向は、メッシュ単位の被害推定では捉えることができないため、提案手法により被害状況を詳細に示せたと言える。

次に、損傷確率からメッシュ単位の被害分布を推定する。本各建物の損傷確率に基づくメッシュ単位の被害推定の考えかたを図5-4に示す。被害棟数は、そのメッシュ内で同じ分類となる建物の棟数に被害率を乗ずることで求めることが可能である(図5-4①)。同一メッシュ内に分類の異なる

5章 南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞状況の被害予測

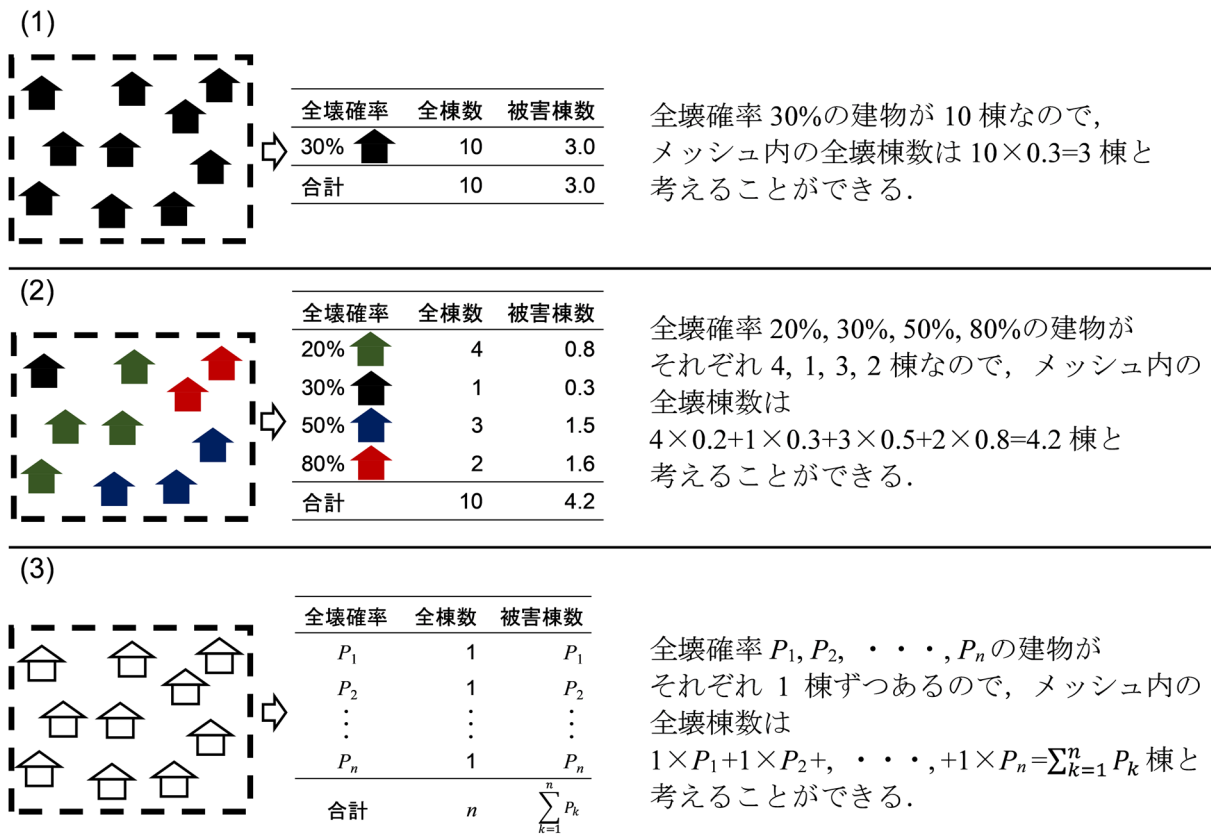


図 5-4 損傷確率に基づくメッシュ単位の被害推定の計算方法

建物が複数存在する場合、分類ごとに棟数を計算し、それぞれにその分類における被害率を乗ずることで算定した被害棟数の和が、メッシュ全体の被害棟数となる(図 5-4②)。したがって、メッシュ内の各建物が異なる損傷確率を持つとき、各損傷確率に該当する建物はそれぞれ 1 棟ずつであるため、メッシュ全体の被害棟数は損傷確率の総和と等しい(図 5-4③)。以上の考えから、本章ではメッシュの被害棟数をそのメッシュ内に位置する推定対象建物の損傷確率の和とする。図 5-5 に、図 5-4③の方法で算定した、南海トラフ地震に対する豊橋市のメッシュ単位の推定被害分布を示す。メッシュの色は被害棟数で、寒色側は被害棟数が少なく、暖色側は被害棟数が多い。また、色のないメッシュは推定対象の建物が存在しないメッシュである。図 5-5 より、豊橋市の中央部より北西側にて被害が多く、図 5-2 と同様の傾向が見て取れる。特に、相対的に被害が大きい、被害棟数が 80 棟以上ある 3 つのメッシュについて見てみると、これらのメッシュは川沿いにあるため軟弱地盤となっており、PGV が 100cm/s を超える強い揺れが想定されている。また、中心部に位置しており建物棟数も多く、2 章での分析から 1981 年以前の木造建物が多く見られる地域であることが分かっている。なお、被害棟数が 60 棟以上 80 棟以下となっている 2 つのメッシュについてもほぼ同様の傾向が見られた。

また、別の被害棟数の出し方として、ある損傷確率を超えた建物を被害を受けた建物として被害棟数を算出する方法もある。図 5-6 に、損傷確率が 20%, 50%, 80%を超えた建物棟数を数えた分布を示す。図 5-6 (a)の 20%以上の棟数では豊橋市の西側全域に分布が広がっているが、(b)の 50%,

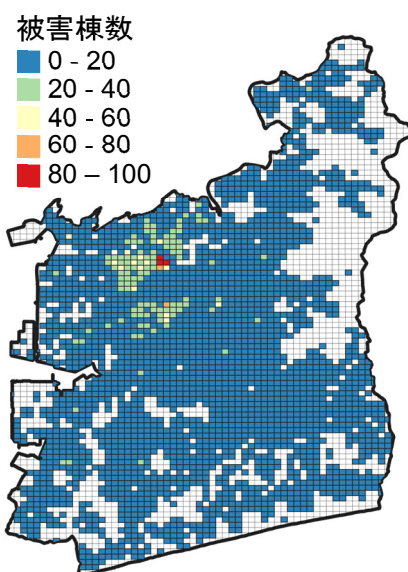


図 5-5 損傷確率に基づく被害棟数分布

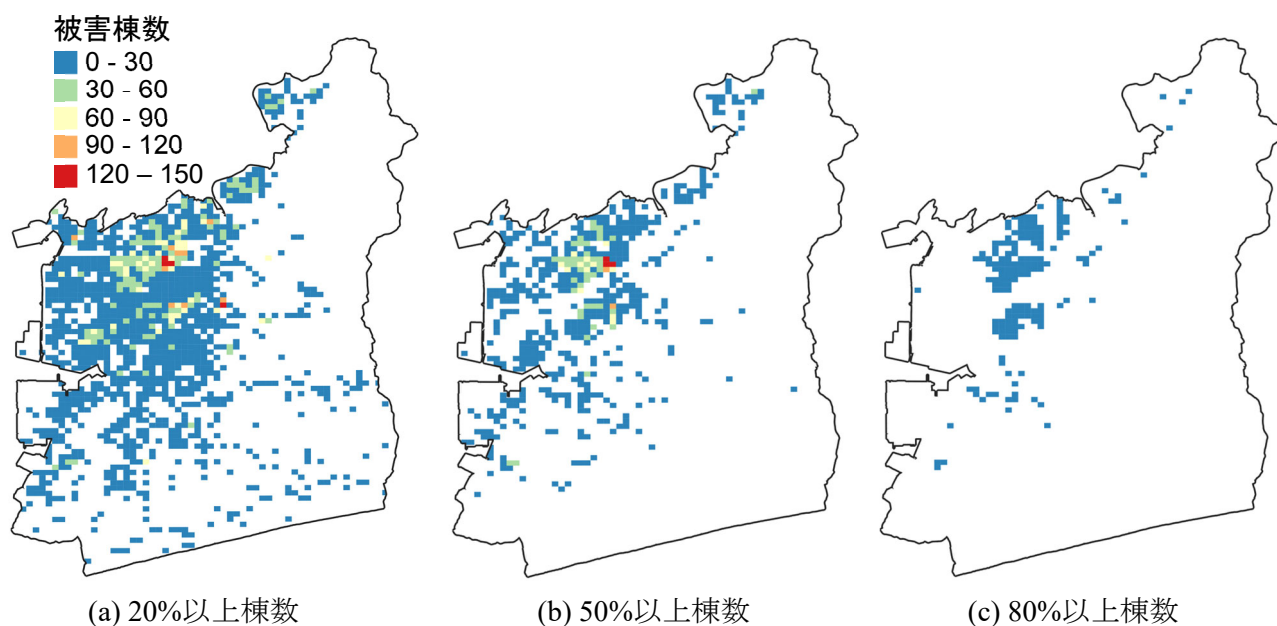


図 5-6 損傷確率に閾値を設けた場合の被害棟数分布

(c)の 80%ではそれに比べて範囲が小さくなっていることがわかる。この手法では、設定する損傷確率を大きくすることで、被害が特に大きい可能性のあるメッシュを示すことができる。したがって、地域内の対応優先度を、地図上で分布として階層的に可視化できるため、行政による防災・減災対策を考えるうえでの一つの指標になると考えられる。

以上のように、各建物の損傷確率を求めることで、建物レベルで被害の大きい箇所、小さい箇所を捉えることが可能である。また、その結果をメッシュ単位の被害推定に利用することもできるため、市町村全体のマクロな視点と建物ごとのミクロな視点の両面から、想定される地震による建物被害を把握することが可能である。

5.2 道路閉塞状況の予測結果

続いて、推定した建物ごとの損傷確率から、道路閉塞状況の推定を行う。道路閉塞の推定方法は、4.7 節の手法を用いる。なお、本章の推定では建物の倒壊レベルの変形に到達する確率を損傷確率として用いているため、瓦礫流出を発生させる建物は、損傷確率が 50%を超える建物とした。損傷確率 50%は、その損傷確率曲線を算定する際に用いた 50 パーセントイル曲線が、設定層間変形角を超えたことと同義となるため、この指標を用いることとした。図 5-7 に豊橋市の道路中心線網を示す。一点鎖線で道路中心線を示している。道路中心線網は、国土交通省国土地理院が公開している道路中心線網^{5.2)}をもとに、対象範囲の抽出、不要な情報の削除など研究に必要な修正を行い利用した。豊橋市内の道路網全長は 4,851km である。図 5-8 に以上の条件から推定した南海トラフ地震に対する豊橋市の道路閉塞状況を示す。赤の一点鎖線で閉塞した道路の中心線を示している。閉塞した道路の分布を見ると、再掲図 2-7 で $PGV \geq 100\text{cm/s}$ の範囲で分布していることが確認できる。閉塞している長さは 47km で、道路網全長の 1%未満に留まっている。ここで、図 5-9 に、図 5-3 に道路閉塞の情報を加えた地図を示す。灰色の領域は瓦礫流出領域で各建物から 3m 幅で広がっている。また一点鎖線が道路中心線、赤実線が道路閉塞区間を意味している。図のように、道路閉塞が発生する区間は路地のような道路幅の小さい区間などが多いことを確認した。なお、豊橋市では国に指定された第一次および第二次緊急輸送道路が通っている他、県や市が指定した第三次緊急輸送道路や緊急道路が指定されている。図 5-10 に、豊橋市の地域防災計画／水防計画の資料として公開されている豊橋市の緊急輸送道路に関する地図^{5.3)}を示す。地図上で赤線が第一次緊急輸送道路、青線が第二次緊急輸送道路、緑線が第三次緊急輸送道路、黄色線が市指定の緊急道路を意味しており、黒線で図 5-8 の道路閉塞分布を重ねて示す。本論の推定条件では緊急輸送道路および緊急道路で道路閉塞が発生している区間は見られなかった。これは、緊急輸送道路等は道路幅員が広い場合が多いため、本論で設定している瓦礫流出幅 3m では、緊急輸送道路沿いの建物が倒壊判定であったと

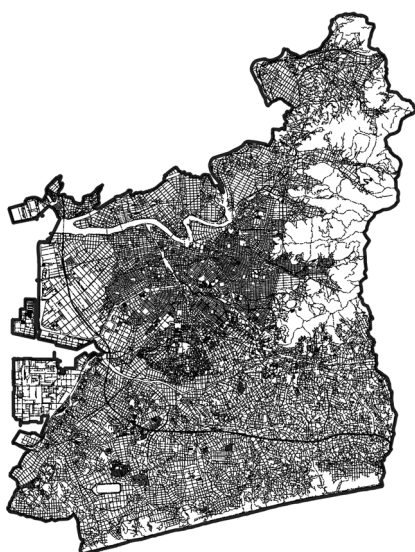


図 5-7 道路中心線網^{5.2)}

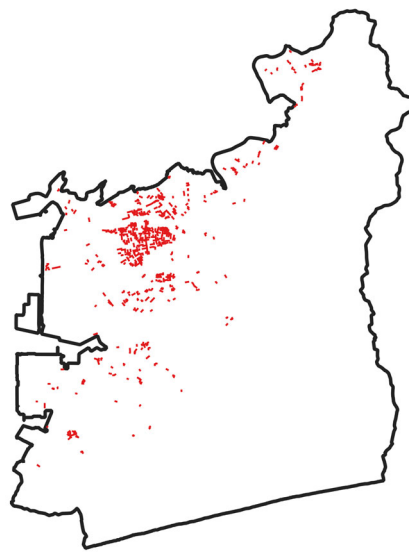


図 5-8 道路閉塞分布

5章 南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞状況の被害予測

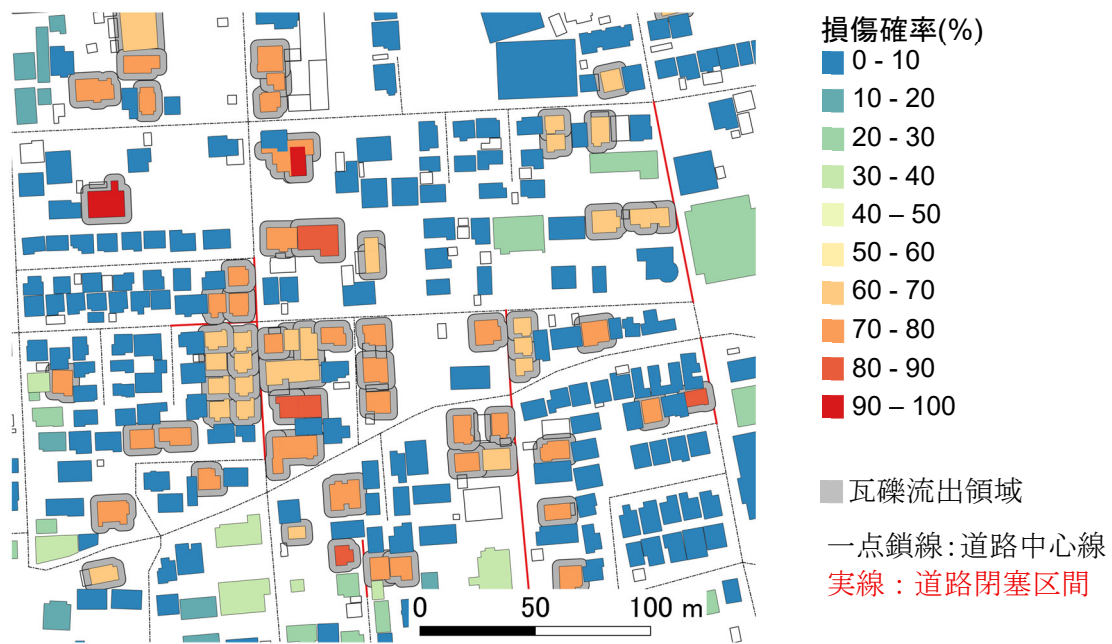


図 5-9 道路閉塞区間の詳細地図

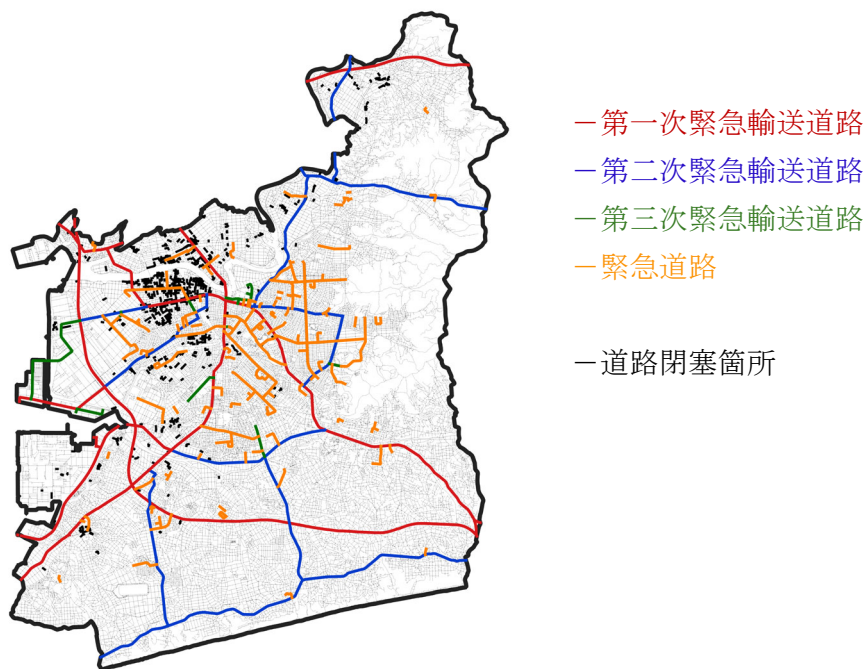


図 5-10 豊橋市の緊急輸送道路等と道路閉塞分布^{5.3)}

しても、道路中心線まで瓦礫が届かない結果となるためである。しかし、緊急輸送道路等に隣する建物には倒壊確率の高い建物もいくつか存在しており、実際には3m以上の瓦礫流出も発生する可能性があることも確認されている点には留意する必要がある。

5.3 5章のまとめ

本章では、都市計画基礎調査を用いた事前被害推定の例として、南海トラフ地震に対する豊橋市の建物損傷確率推定および道路閉塞推定を行った。以下に得られた知見を示す。

1. 各建物に損傷確率曲線を割り当て、南海トラフ地震に対する豊橋市の被害推定を行った。建物単位の被害推定は、建物ごとに損傷確率を示すことで、メッシュ単位の被害推定と比べて、被害が大きい箇所、小さい箇所をより詳細に示すことができる。また、メッシュ単位の被害推定も同時に行うことができ、市町村全体のマクロな視点と個別建物レベルのミクロな視点の両面から想定される被害状況を把握可能である。
2. 推定建物被害に基づく道路閉塞分布の推定を行い、予想される道路閉塞区間が豊橋市内の道路全長の1%に満たないことを示した。また、緊急輸送道路と推定道路閉塞状況の比較を行い、本章の推定条件では、緊急輸送道路等にて建物の倒壊による道路閉塞の影響はなかった。

参考文献

- 5.1) 山田耕司：愛知県の在来軸組木造住宅の壁量に関する調査研究，構造工学論文集，Vol. 46B，pp. 181-188，2000。
- 5.2) 国土交通省国土地理院ウェブサイト：ベクトルタイルの提供実験について，<https://www.gsi.go.jp/johofukyu/johofukyu40039.html>（参照日：2025-10-16）。
- 5.3) 豊橋市：豊橋市地域防災計画／豊橋市水防計画付図，https://www.city.toyohashi.lg.jp/secure/8741/R7.5_shiryofuzu1.pdf（参照日：2025-11-18）。

6章 結論

地震被害推定は、想定される被害の予測や、発災直後の状況を把握するための手段として重要である。リアルタイム地震被害推定や事前の被害想定などで用いられる被害関数は、誰でも簡便に利用できる一方で、一定範囲内の被害棟数のみの算出に留まり、建物ごとの損傷状態を把握できない。建物ごとに損傷状態を推定し、それを地図上で可視化することができれば、より具体的な事前準備・意思決定につながると考えられる。本論では、地方自治体でまとめている、建物ごとの構造形式や建築年の情報を持つ都市計画基礎調査データを用いた地震による建物被害推定について下記の3つの研究目標を挙げた。

1. 都市計画基礎調査を用いた簡便で詳細な建物被害推定手法の提案

提案する手法は統計パラメータなどを用いた簡易な手法であり、かつ建物個別に損傷状況を把握できる手法を目指す。また、事前の被害推定で用いる場合と発災直後の被害推定で用いる場合で異なるものとする。事前の被害推定では、過去に観測された複数の地震波を入力として地震動を確率的に設定し被害推定を行う。一方、発災直後の被害推定では、観測された地震波を入力として地震動を断定的に設定し被害推定を行う。

2. 発災直後の被害推定を想定した推定結果と実被害の比較による提案手法の精度検証

2016年熊本地震で被害を受けた熊本県益城町の悉皆調査データと、提案した発災直後の被害推定手法による推定建物被害結果を比較することで推定精度を明らかにし、提案手法の妥当性を検証する。また、推定した建物被害分布を基に、道路閉塞分布の推定を行い、その結果を発災直後の航空写真と比較することで、道路閉塞推定の妥当性を検証する。

3. 事前の被害推定を想定した都市計画基礎調査による愛知県豊橋市の想定南海トラフ地震に対する被害状況の推定

都市計画基礎調査を用いた愛知県豊橋市の南海トラフ地震に対する被害推定を行い、その被害傾向を確認するとともに、手法の適用性を確認する。

各章のまとめを以下に示す。

1章では、既往の被害推定手法について、被害関数を用いた推定とIESによる推定を挙げ、それぞれの利点と課題について述べた。そして、それらの課題に対して、本論の目的である、都市計画基礎調査を用いた被害推定手法の提案で、より精度が高く詳細な被害推定の可能性があることを説明した。

2章では、本論の軸となる都市計画基礎調査の特徴について、愛知県豊橋市のデータを例として分析を行った。豊橋市の都市計画基礎調査では、固定資産概要調書と比較して地物数が多く、建物でない工作物や地物も含まれていることが確認された。そのため、被害推定に用いる際には、統計データを用いて建物でない地物を適切に除外する必要がある。また、都市計画基礎調査のような建物の構造形式や建築年といった情報と位置情報が紐づいたデータを被害推定に用いることで、市の統計データに基づく平均的な建物データを用いた場合と比べて、被害の大小をより明瞭に示すことができることを明らかにした。

3章では、本論で提案する被害推定手法について説明した。初めに概要を示し、次にクリギング

6章 結論

法による最大地動速度分布推定の方法について説明した。続けて、豊橋市の都市計画調査データと統計データを基に、各建物にどの解析モデルをあてはめるかについて説明した。そして、木造・RC造、鉄骨造建物それぞれの解析モデルの設定を行い、過去に観測された複数地震波を入力としたIDA曲線および損傷確率曲線の算定結果について分析を行った。最後に、被害推定にあたり、層間変形角と被害状態の関連づけについて構造形式ごとに説明した。

4章では、リアルタイム地震被害推定を想定し、2016年熊本地震で甚大な被害を受けた益城町の悉皆調査データに基づき、本論の提案手法の妥当性を検証した。初めに、通常クリギング法により、最大地動速度分布の推定を行った。益城町は震源近傍であったため、最大地動速度分布推定に利用する観測点が1つ増えることにより、分布が大きく変化することを確認した。したがって、震源近傍や地盤状況が近距離で大きく違う地域での精度の高い建物被害分布の推定には、密な強震観測網が必要であることが示唆された。次に、木造建物について、過去に観測された地震波群を統計的に処理したIDA曲線、KiK-netのKMMH16観測点の地表面観測記録から求めたIDA曲線、益城町役場1階の観測記録から求めたIDA曲線をそれぞれ算定し、建物被害分布の推定を行った。本論の条件では、益城町役場1階の記録を用いた被害推定が最も精度が高いことを確認した。このことから、観測波を直接用いた広域の木造建物の即時被害推定においては、地表面で観測された記録だけでなく、動的相互作用が含まれていたとしても、建物最下階床面の観測記録を用いることも有効である可能性が示された。また、軟弱地盤上の建物を除いた木造・RC造・鉄骨造の1899棟を対象とした推定被害分布は、被害度の大小が異なるものの、被害の大きい箇所、小さい箇所の分布の傾向をおおよそ捉えられている範囲が見られた。特に、同一メッシュ内で被害程度が場所により異なる場合、メッシュ単位の推定ではこの傾向を示すことはできないため、建物ごとの推定が効果的であることを示した。また、全体の推定一致率は49.4%であり、地域内の個々の建物被害を半数程度推定できていることを確認した。最後に、推定建物被害分布に基づく道路閉塞推定を行い、発災直後の航空写真と比較した。推定道路閉塞分布は、道路長さで比較したところ、航空写真から判定した実状況と79.6%の割合で一致していた。

5章では、事前の被害推定に用いることを想定し、都市計画基礎調査と3章で求めた損傷確率曲線を用いて、南海トラフ地震に対する豊橋市の建物被害および道路閉塞の予測を行った。建物単位の被害推定は、建物ごとに損傷確率を示すことで、メッシュ単位の被害推定と比べて、被害が大きい箇所、小さい箇所をより詳細に示すことができる。また、メッシュ単位の被害推定も同時に行うことができ、市町村全体のマクロな視点と個別建物レベルのミクロな視点の両面から想定される被害状況を把握可能である。また、推定建物被害に基づく道路閉塞分布の推定を行い、予想される道路閉塞区間が豊橋市内の道路全長の1%に満たないことを示した。加えて、緊急輸送道路と推定道路閉塞状況の比較を行い、本章の推定条件では、緊急輸送道路等にて建物の倒壊による道路閉塞の影響はなかった。

本論の被害推定手法は、現状のデータフォーマット^{6.1)}に沿って作成された都市計画基礎調査を用いることで、多くの地方自治体でも利用可能な汎用性を持つ。したがって、当該自治体全域をカバーするような強震観測網の整備を行うことで、その地方自治体に特化したリアルタイム地震被害推定システムの構築も可能である。また、本論では建物被害に伴う二次的な被害として、建物倒壊

による道路閉塞を示したが、建物損傷に伴う避難者数の予測などにも利用できると考えられる。そのため、本推定手法を起点とした建物個別の被害に関連した被害情報の推定により、メッシュ単位の推定では検討できなかった事柄を定量的・定性的に示し、より詳細な事前想定・意思決定などに貢献できると思われる。

参考文献

- 6.1) 国土交通省都市局都市計画課都市計画調査室：利用・提供の観点を踏まえた都市計画基礎調査実施要領及び都市計画基礎調査情報の利用・提供ガイドラインに係る技術資料，第2版，2021.

論文リスト

論文リスト

■査読つき学術論文

- 1) **横屋翔**, 林和宏, 齊藤大樹: 都市計画基礎調査データを用いた木造住宅の地震被害推定に関する研究, 日本地震工学会論文集, 第 23 巻, 第 4 号, pp. 1-23, 2023.08
- 2) **横屋翔**, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹: 2016 年熊本地震における都市計画基礎調査を用いた木造住宅の個別被害推定と道路閉塞分布推定の精度検証, 日本地震工学会論文集, 第 24 巻, 第 3 号, pp. 1-22, 2024.08
- 3) **横屋翔**, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹: 2016 年熊本地震における漸増動的解析を用いた RC 建物の個別被害の分布推定に関する精度検証, コンクリート工学年次論文集, 第 47 巻, 第 2 号, pp. 595-600, 2025.07

■査読つき国際会議論文

- 1) **S. Yokoya**, S. Nakada, K. Hayashi, T. Saito: Estimation of Wide-area Earthquake Damage of Wooden Houses Based on Basic Survey of City Planning, 18th World Conference on Earthquake Engineering, 2024. 07

■関連する学会発表

- 1) **横屋翔**, 林和宏, 齊藤大樹: IDA を用いた木造住宅の損傷確率曲線に関する基礎的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.393-394, 2022.09
- 2) **横屋翔**, 林和宏, 齊藤大樹: 都市計画基礎調査を用いた地域メッシュ単位での木造住宅の地震被害推定に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.225-226, 2023.09
- 3) **横屋翔**, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹: 2016 年熊本地震における IDA 曲線を用いた木造住宅の個別被害推定の精度検証, 日本建築学会大会学術講演集, 構造 II, pp.261-262, 2024.08
- 4) **横屋翔**, 林和宏, 仲田章太郎, 齊藤大樹: 2016 年熊本地震における益城町の木造建物を対象とした道路閉塞分布推定の精度検証, 日本建築学会大会学術講演集, 構造 II, pp. 95-96, 2025.09.

■その他

- 1) 仲田章太郎, 山尾柊人, **横屋翔**, 林和宏, 齊藤大樹: 都市計画基礎調査に基づいた被災時の避難所における混雑度推定 その 1 被害分布の推定方法, 日本建築学会大会学術講演集, 都市計画, pp.891-892, 2024.08
- 2) 山尾柊人, 仲田章太郎, **横屋翔**, 林和宏, 齊藤大樹: 都市計画基礎調査に基づいた被災時の避難所における混雑度推定 その 2 被災時の混雑度と備蓄量, 日本建築学会大会学術講演集, 都市計画, pp.893-894, 2024.08
- 3) 中村瞬, **横屋翔**, 齊藤大樹, 仲田章太郎, 林和宏: 豊橋市内の小中学校校舎を対象とした地震時損傷確率の予測, 日本建築学会大会学術講演集, 構造 II, pp. 93-94, 2025.09.
- 4) 仲田章太郎, 山尾柊人, **横屋翔**, 林和宏, 齊藤大樹: 都市計画基礎調査に基づいた被災時の避難所における混雑度の推定 その 3: ボロノイ図による混雑状況と追加避難所に関する検討, 日本建築学会大会学術講演集, 都市計画, pp.31-32, 2025.09.

謝辞

豊橋市の都市計画基礎調査は豊橋市，益城町の悉皆調査データは日本建築学会，益城町の都市計画基礎調査は熊本県よりそれぞれご提供いただきました。また，益城町の航空写真はアジア航測株式会社より，建物倒壊の写真は一般社団法人 防災機器検査協会よりご提供いただきました。加えて，益城町役場の観測記録は熊本県（気象庁 HP）よりご提供いただきました。ここに感謝の意を示します。

また，本研究は TUT-DC フェローシップ（大学・高専連携型グローバル AI イノベーションフェローシップ）の研究助成を受けて実施しています。

本論文は，筆者が豊橋技術科学大学大学院在学中の研究成果をまとめたものです。

本論文をまとめるにあたり，豊橋技術科学大学 齊藤大樹教授には指導教員として，研究テーマの模索から学位論文の完成に至るまで，一連の研究活動にあたり丁寧なご指導を賜りました。また，大学院入試の書類作成に関する相談から始まり 6 年弱の間，自身の研究活動だけでなく，現場見学，自治体行政への研究発表，出前イベント等の運営補助，留学生の在留サポート，高専への教育実習など多くの経験・学びの機会を提供していただきました。心より感謝申し上げます。

本論文の審査にあたりましては，豊橋技術科学大学 中澤祥二教授，松井智哉准教授にお時間を割いていただき，本論文の完成に関する建設的なご意見・ご指導を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

千葉大学 林和宏准教授には大学院入試の書類作成に関する相談から始まり 6 年弱の間，オンラインで研究活動や研究に対する考え方，論文の書き方など多くの場面でご意見・ご指導を賜りました。また，国際会議および千葉大学とトレント大学のワークショップなど，初めての海外出張にあたりご支援頂いた他，多くの経験・学びの機会をいただきました。心より感謝申し上げます。

豊橋技術科学大学 仲田章太郎助教には赴任から 4 年間，研究活動や研究に対する考え方などでご意見・ご指導を賜りました。心より感謝申し上げます。

在学中の地震災害工学研究室の皆様には，研究室に関する活動で大変お世話になりました。特に同じ研究グループの西尾太一殿，山尾柊人殿，寶居里奈殿，中村瞬殿，高井純殿，谷口遼哉殿には，本研究を進めるに辺り，多くのご助力を頂きました。また，真島僚殿には，同じ研究室の先輩として大学院生活の中で多くのご助力を頂きました。加えて，齊藤研究室事務補佐の鈴木麻由美様，TUT-DC 推進室の皆様には，出張や物品購入等の手続きで研究活動等を支えていただきました。ここに感謝の意を記します。

最後に，ここまで私を支え続けてくれた父，母，弟，両祖父母など親類の皆様には心よりの感謝を申し上げます。

2026 年 1 月 6 日

横屋 翔