

地震災害予測研究会
2021・2022 年度報告書

地震応答解析を用いた
被害関数の作成に係る各要素の検討

2023 年 9 月

損害保険料率算出機構

目次

第1章	はじめに	1
1.1	目的	1
1.2	検討の進め方	1
1.3	損壊被害関数の構築にかかる過去の震災研の議論と検討	2
1.4	本報告書の構成	4
第2章	検討経緯	5
2.1	統計的手法と解析的手法による被害関数の構築	5
2.2	損壊被害関数の構築方法	5
2.3	損壊被害関数に関する震災研での議論	8
2.3.1	入力地震動指標	8
2.3.2	損壊被害関数の見直しの方針	9
第3章	近年の工学的知見を反映したモデルの設定	10
3.1	はじめに	10
3.2	既往検討における損壊被害関数構築のためのモデルパラメータ	11
3.3	入力地震動	14
3.4	応答解析モデル	18
3.4.1	在来木造	19
3.4.2	軽量鉄骨造	21
3.4.3	RC造	22
3.5	耐力分布	25
3.5.1	在来木造	25
3.5.2	軽量鉄骨造	29
3.5.3	RC造	31
3.6	変形クライテリア	39
3.6.1	変形クライテリアの設定方針	39
3.6.2	在来木造	40
3.6.3	軽量鉄骨造	43
3.6.4	RC造	46
3.7	既往検討からの変更点のまとめ	51
第4章	損壊被害関数の作成	58
4.1	はじめに	58
4.2	入力地震動の選択	58
4.3	損壊被害関数の作成	70
4.3.1	在来木造	70

4.3.2	軽量鉄骨造.....	76
4.3.3	RC造.....	80
4.4	損壊被害関数の作成のまとめ.....	96
第5章	損壊被害関数と実績被害率の乖離要因の整理.....	97
5.1	はじめに.....	97
5.2	被害率の乖離要因.....	98
第6章	まとめ.....	105
参考文献	106

第1章 はじめに

1.1 目的

地震リスクは、火災等に比べ発生頻度が低く、かつ発生時期が不規則であり、また、ひとたび大地震が発生すると巨大な損害をもたらす特性がある。そのため、地震保険制度発足以来の保険実績データでは、保険料率を算出するには十分と言えず、被害予測シミュレーションにより将来の支払保険金を予測し、保険料率を算出している。

この被害予測シミュレーションにおいては、地震動による建物の損壊被害の予測について損壊被害関数を用いており、その開発には保険実績データの不足を補う目的で、主として建物モデル等を用いた地震応答解析による工学的手法を採用してきた。この過程において、保険実績データは工学的な考え方の補足、あるいは調整の要素として利用している。

本研究では、地震応答解析をベースとした損壊被害関数の構築方法については現状を引き継ぎながら、工学的知見から根拠を付けられる範囲で地震応答解析に係る各種のパラメータを再検討する。

本報告書は上記目的で実施した研究について、公表可能な資料・データに基づく検討を行った建物モデルに関する部分を中心に取りまとめたものである。

1.2 検討の進め方

本検討では、2021～2022年度に合計4回の地震災害予測研究会（体制下記。以下、震災研と記す。）を開催して議論を進めた。また、第1回から第3回の各震災研の開催に先立ち、個別の課題を設定した分科会を数回開催し、その課題と関係が深い一部の震災研委員と集中的に議論を深めた。

地震災害予測研究会（2021～2022年度）

顧問	和泉 正哲	東北大学	名誉教授
	北川 良和	慶應義塾大学	元教授
委員長	林 康裕	京都大学	教授
委員	腰原 幹雄	東京大学	教授
	境 有紀	京都大学	教授
	山田 哲	東京大学	教授

（五十音順、所属は2023年3月時点）

委託先	株式会社小堀鐸二研究所
事務局	損害保険料率算出機構 リスク業務部

1.3 損壊被害関数の構築にかかる過去の震災研の議論と検討

(1) 過去の震災研の議論

現行の損壊被害関数の構築方法は2005年度に検討されたものにさかのぼる。その構築方法は、住宅を質点系でモデル化して、1995年兵庫県南部地震で記録された地動記録を入力地震動とした時刻歴応答解析を行い、別途設定した半壊や全壊に至る最大層間変形角の分布をあわせて被害率を計算し、その被害率と地表最大速度（以下、PGV）の関係を回帰するというものである。詳細は改めて第2章に述べる。また、住宅の区分や耐力、変形能力などのパラメータは、1995年兵庫県南部地震における罹災証明のデータに基づいて構築された既往の被害率曲線と、全損と全壊、全半損と全半壊は概ね対応すると判断し、被災度としては同一のものであるとの認識のもとで検討した。

損壊被害関数を構築したのち、被害地震が発生し、地震保険の実績データが蓄積するなかで、2010年から地震保険実績データの内容を見直し、改めて損壊被害関数を見直すための議論を震災研で開始した。このときの検討²⁾では、2005年の結果を参照しつつも、建物区分や復元力特性、耐力、最大変形角を改めて評価し直している。その際、分析に用いる実績データを用いるにあたり、K-NETなど強震観測点から一定範囲内に存在するものに限定する、強震観測点の設置状況を確認するなど、出来るだけ地震動のばらつきを小さくする配慮がなされた。また、議論のさなか2011年に東北地方太平洋沖地震が発生し、新たに多くの地震保険実績データが得られたことを踏まえ、強震観測点回りの悉皆調査を行い、目視調査と地震保険実績による被害率の比較もなされた。この検討は2013年度まで継続し、PGV以外の地震動指標を用いることも検討され、構造種別、被害別に周期帯域を定めて加速度応答スペクトルの平均値を地震動指標とした損壊被害関数が策定された。ただし、この指標を評価するのに必要な平均値を計算する周期帯域を工学的に定めると、PGVを指標とした損壊被害関数よりも実績データとの関係が乖離する傾向がみられた。また、地震動指標予測が複雑になると実務上の課題もでることから、損壊被害関数の説明変数は、現在もすべてPGVが用いられている。

次の震災研による検討（2014～2017年度）³⁾では、木造、軽量S造、RC造それぞれについて、建築基準や種々の仕様、構成要素など、住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因をできる限り網羅的に調査し、それらの時代による変遷、復元力特性や降伏ベースシア係数に与える影響の程度を評価した。木造住宅については、建築基準法を最低限満足する状況を想定した在来軸組工法の戸建住宅を対象として、3次元フレームモデルで作成して骨格曲線を評価した。その結果、耐力に及ぼす影響が大きいのは、建築年代、階数、重量であり、変形に及ぼす影響が大きいのは、偏心、水平構面の剛性であることがわかった。鉄筋コンクリート造住宅では、実在の共同住宅の平面図から得られる壁量、柱量に基づき弱軸方向の実耐力として降伏ベースシア係数を評価して、建築年代や規模が耐力に及ぼす影響を検討した。軽量S造住宅では、分析を行うに十分な定量的データは入手困難であることを確認した。

(2) 実績データの分析と損壊被害関数への反映

震災研の議論とは別に、地震保険実績をはじめとした各種のデータが蓄積されるに伴い、これらのデータを分析し、損壊被害関数を地震保険実績データに整合させる検討は継続的に実施している。

2013年から2015年の検討では、2000年の建築基準法の改正を踏まえて、それまで1981年以後をひとつに扱っていた木造住宅の区分に2001年以降の区分を設定している。あわせて、日本木造住宅耐震補強事業者協同組合（以下、木耐協）の耐震診断データのうち上部構造評点を用いて、在来木造住宅の2000年までの各年代区分の耐力を再設定した。また、木造の2001年以後の耐力および軽量S造、RC造の各年代については、耐力を変更して計算しなおした損壊被害関数が、出来るだけ地震保険実績データに整合するように、耐力の平均値を評価し直している。このほか、建物被害の地震による差異について文献調査がなされた。とくに地域性については、2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2007年新潟県中越沖地震、2011東北地方太平洋沖地震の調査報告から各種構造別に被害状況の記述を抽出し、入力地震動と被害状況の関係を整理した。しかし、建物被害の地域性を確認するには、同じ地震動特性（地盤特性も含む）の地域での比較が必要であり、それ以前の地震を含めてもデータが不十分という結論に終わっている。

2017年から2019年には、先に再設定した耐力分布と、1995年兵庫県南部地震から2018年北海道胆振東部地震までの地震保険実績データを用いて、2005年に構築した枠組みのもと主として変形クライテリアを設定し直して、損壊被害関数を作成した。しかし、このときに実績データの被害率に整合するように算出された変形クライテリアは、例えば、在来木造の場合、全損に至る最大層間変形角の中央値は0.143（ $\approx 1/7$ ）、同じく半損で0.063（ $\approx 1/16$ ）、同様に軽量S造で0.250（ $=1/4$ ）、0.080（ $=1/12.5$ ）、RC造で0.100（ $=1/10$ ）、0.050（ $=1/20$ ）となり、既往の構造実験等から得られる知見に比べてかなり大きい結果となった。

(3) 2019年から2020年の震災研の議論

以上、(1)(2)に述べた震災研の議論、実績データの分析等を受けて、損壊被害関数の構築方法を再点検したのが2019年から2020年の震災研の検討である。このときの議論では以下の結論を得た（詳細は次章に詳述する）。

1. 現行の損壊被害関数の基本的な構築方法は引き継ぎつつ、工学的知見から考えられる適切な範囲で設定されるパラメータで損壊被害関数を構築する。
2. モデルのパラメータは実績データに合うように定めるのではなく、最新の耐震工学の知見に基づき設定し、計算された被害率と実績データの差異があれば、これを埋めるための検討を行う。
3. 説明が困難な差異が残る場合は、将来の検討課題として整理する。

また、このときには、地震保険実績の被害率に見られるばらつきの原因を特定して損壊

被害関数に反映することを狙い、人口などの社会統計や地盤特性など、現行の損壊被害関数では考慮していない各種の要因と被害率の違いの関係を統計的に分析したが、揺れの強さと被害率の関係が地震により大きく分かれる理由を明らかにすることはできなかった。

以上の結論を得て 1.1 節に記した目的で本検討を実施することになった。

1.4 本報告書の構成

本報告書は、4回の震災研と、それに伴う分科会の議論をまとめたものであるが、記載順序は、必ずしも議論の時系列のとおりではなく、損壊被害関数を構築する観点から整理し直している。

第2章では、損壊被害関数のあらましを振り返るとともに、1.3節で概説した過去の検討のうち、本検討に直接関係する論点の詳細を整理する。第3章では、入力地震動の考え方や構造種別の振動特性、耐力分布や変形クライテリアを設定し、その根拠をまとめる。第4章では、第3章に設定したパラメータを用いて損壊被害関数を作成する。第5章では、損壊被害関数と実績被害率が乖離する要因を整理する。最終章では検討内容を総括する。

第2章 検討経緯

2.1 統計的手法と解析的手法による被害関数の構築

地震動強さの指標を説明変数として建築群の被害率を示す、いわゆる被害関数を作成する方法は、一般に統計的手法と解析的手法に大別される。

統計的手法により被害関数を作成するには、過去の震災における地震動や建物被害の記録を収集して地震動強さと被害率の関係を整理し、対数正規分布や正規分布などの関数形を仮定して、回帰分析によりパラメータを定める。例えば、村尾・山崎（2000）⁴⁾は、1995年兵庫県南部地震における神戸市灘区の被害を対象に、町丁目単位で推定されたPGVと、神戸市が実施した建築物被災度調査に基づく、建物属性（建築構造種別、建築年代など）別の全半壊率、全壊率との関係を対数正規分布でモデル化している。統計的手法は、実際の被害を回帰したものであるため、当然のことながら過去の震災被害をよく説明できる。しかし、このことは、過去に震災の経験がない、もしくは少ない地域、建物属性や地震動強さが得られていない区分に対しては、それまでのデータから作成した被害関数を外挿して、被害率を推測せざるを得ないことを意味している。

一方、解析的手法は、例えば宮腰（2005）¹⁾が検討したように、建物属性別に振動モデルを作成して地震応答解析を行い、被害発生を模擬して作成したデータから被害関数を作成するものである。必ずしも震災の記録でなくても構造実験などで蓄積された既往の知見を活用して、振動モデルや被害に至る条件を記述できれば、これまでに経験のない、もしくは少ない被害率も推定できることが利点である。ただし、作成した被害関数の説明性は、採用したモデルの説明性に依存するので、実験室と実際の被害との違いを踏まえるなど、知見を適用するには十分な配慮が必要である。また、少なくとも過去の震災の被害率をある程度は説明できることが望ましい。

2.2 損壊被害関数の構築方法

地震保険では、南海トラフ地震をはじめとした、これまで地震保険が類似の地震を含めて経験がない、将来の発生が予測されるあらゆる地震に対して、被害を予測する必要がある。そこで、震災研では、地震の揺れにより生ずる被害を推測するための被害関数（以下、損壊被害関数）を作成するにあたり、第1章にも述べたように2005年に解析的手法に基づく損壊被害関数の構築方法¹⁾を議論してきた。一方で、地震保険支払実績データ（以後、実績データ）などの知見の蓄積を反映してモデルパラメータの見直しを検討してきた。

モデルパラメータの見直し時に用いられてきた損壊被害関数の構築方法は、2005年の構築方法¹⁾に基づいている。構築方法の概要を下記①～⑤に、フロー図を図2.2.1に示す。事前に設定すべきパラメータは、構造ごとに適切な復元力特性を与えた多質点せん断ばね系の「建物モデル」、建物モデルの時刻歴応答解析に用いる「入力地震動」、建物モデルの応答変形を説明変数として各被害の発生率を示す「変形クライテリア」、建物属性に応じたべ

ースシア係数の分布を示す「耐力分布」の4つである。

- ① 建物モデルとして多質点等価せん断ばね系によりモデル化する。復元力特性は構造種別に設定する。
- ② 建物耐力（ベースシア係数）をパラメータとした複数の建物モデルに対して、PGV をパラメータとした入力地震動による時刻歴応答解析を実施し、建物耐力、PGV に応じた建物モデルの最大層間変形角を得る（図 2.2.1 の(a)）。
- ③ 「変形クライテリア」（図 2.2.1 の(d)）を用いて、①で得た最大層間変形角を各被害の発生率に変換する（図 2.2.1 の(b)）。
- ④ 構造種別、建築年代に応じて設定した「耐力分布」（図 2.2.1 の(e)）を用いて、ベースシア係数、PGV ごとに③で求めた被害率を加重平均し、PGV を説明変数とした被害率を算定する（図 2.2.1 の(c)）。
- ⑤ ④で得られた被害率を、対数正規分布で回帰したものとして損壊被害関数を得る。

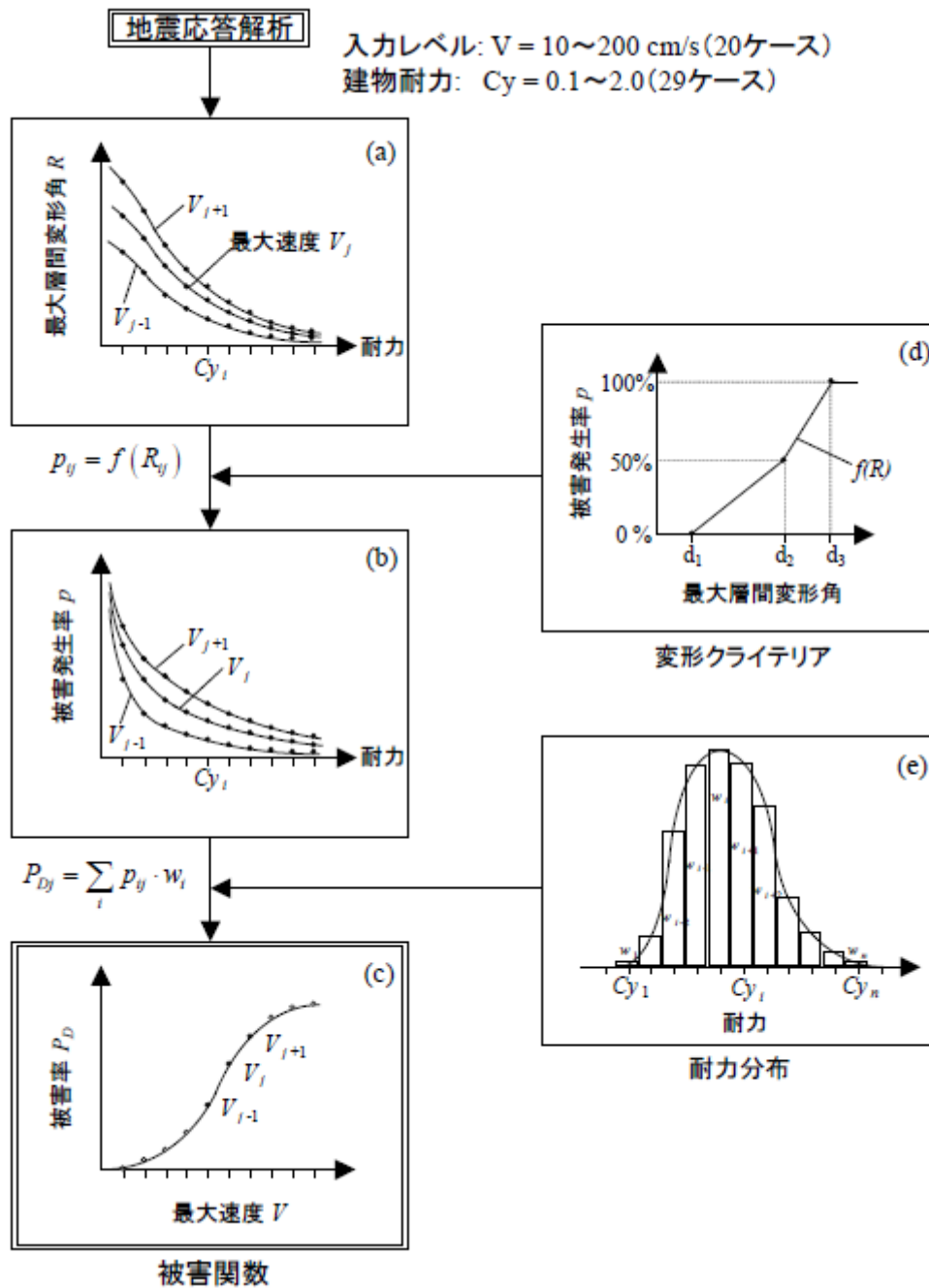


図 2.2.1 建物の損壊被害関数の構築方法の概要

2.3 損壊被害関数に関する震災研での議論

2.3.1 入力地震動指標

損壊被害関数の説明変数に用いるべき地震動指標について、既往検討²⁾では震度、地表最大加速度 (PGA)、地表最大速度 (PGV)、加速度応答スペクトルの平均 (以下、RSI) を対象に地震保険実績被害率との相関を分析している。RSI は図 2.3.1 に示すように中心周期 T_c と帯域幅 b をパラメータとした加速度応答スペクトルの平均として定義している。図 2.3.2 は強震観測点周りでの被害率と各地震動指標を整理したものであり、横軸は RSI のパラメータである中心周期である。震度や PGA、PGV は中心周期に依存しないため、一定の相関係数を示す。検討の結果から、適切に中心周期を設定した場合 (図 2.3.2 の相関係数のピーク) に RSI は地震保険被害率と比較的対応が良い傾向にあり、PGV はそれに続く形であった。ただし、この分析においても地震保険実績データが必ずしも十分な量があるとは言えず、RSI を用いる場合は、地震動予測の評価精度のほか、中心周期と建物モデルとの整合性 (相関係数のピークをとる中心周期の物理的な解釈) には課題がある。中心周期を物理的に解釈しやすい各被害程度における限界変形角における等価周期に設定した検討では、PGV を指標とした損壊被害関数よりも実績データとの関係が乖離する傾向がみられた。

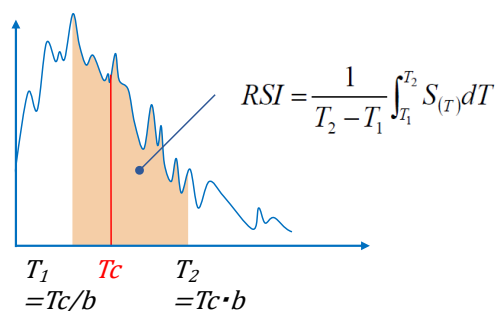


図 2.3.1 RSI の定義の概念図

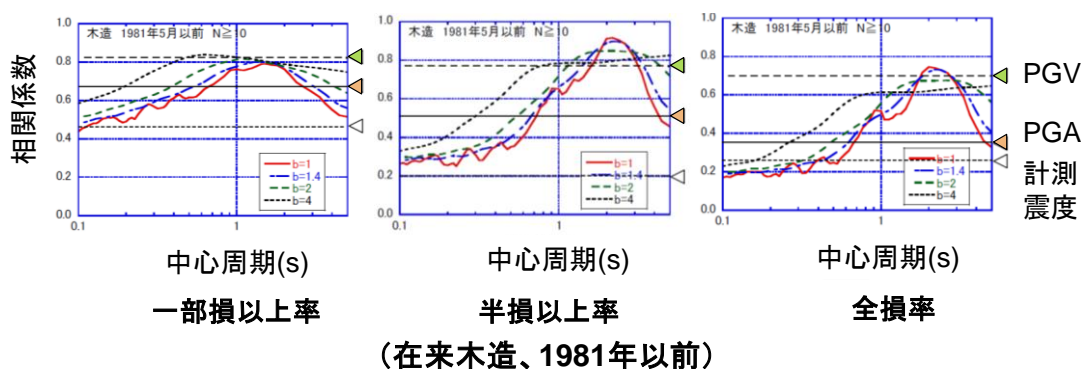


図 2.3.2 地震動指標と地震保険実績被害の相関係数の比較

2.3.2 損壊被害関数の見直しの方針

2019 年から 2020 年にかけて開催された地震災害予測研究会（以下、震災研）では、過去の震災研での議論を振り返りつつ、現行の損壊被害関数構築方法の見直し案について意見交換が行われた。その際の課題意識は、以下の 3 点である。

- ① 現行の方法に時代遅れの点はないか。
- ② 損壊被害関数の耐震工学による説明性を向上することはできるか。
- ③ 地震保険実績の被害率に見られるばらつきの原因を特定し、損壊被害関数に反映することはできるか。

震災研での議論の結果、上記①については現行の構築手法そのものは現在でも妥当であり、時代遅れの点がないことを確認した。②については地震保険実績を考慮して設定したパラメータは既往の工学的知見と整合せず、主に建物モデルの説明性を改善すべきという意見が得られた。③については社会統計量なども含めて従来、分析対象としてこなかった指標との相関分析等を行ったものの、ばらつきについて特定の原因を確認することができなかった。損壊被害関数の説明変数に用いる地震動指標に関しても議論が行われたが、2.3.1 に示す既往検討から、地震動予測や建物モデルとの整合性の観点で、現行の指標を踏襲し PGV を用いることとした。

これらの検討結果を勘案し、損壊被害関数を構築するための研究計画案を策定した。まず、損壊被害関数は現行と同様に地表 PGV を説明変数とした地震保険実績被害率を予測するモデルとして定義することとした。被害程度としては工学的な説明がしやすい半損以上、全損を取り扱うこととし、原則として現行の枠組みを踏襲し、時刻歴応答解析による最大層間変形角に基づく被害率を回帰して被害関数を作成する方針とした。ただし、モデルのパラメータは実績データに合うように定めるのではなく、最新の耐震工学の知見に基づき設定し、計算された被害率と実績データの差異があれば、これを埋めるための検討を行うこととした。説明が困難な差異が残る場合は、将来の検討課題として整理する方針とした。なお、大半損^{注)}の損壊被害関数については、工学的知見の乏しさから本研究では対象としていない。

注) 地震保険の保険金支払について、半損（保険金額の 50%の支払）と一部損（保険金額の 5%の支払）に大きな差があり、保険金支払の較差縮小を図るため、2017 年 1 月 1 日以降の契約から半損が大半損（保険金額の 60%の支払）、小半損（保険金額の 30%の支払）とされた。

第3章 近年の工学的知見を反映したモデルの設定

3.1 はじめに

本章では、現行の枠組みを踏襲した上で、損壊被害関数作成のためのモデルのパラメータを近年の工学的知見を反映して設定するための検討を行う。その際、将来の見直しに資するために、検討にあたって参考にした文献、設定のための仮定条件などの設定根拠を整理する。

対象とするパラメータや設定項目は、損壊被害関数の構築に用いる入力地震動と、各構造の応答解析モデル、年代別の耐力分布、変形クライテリアとし、建物区分ごとの検討は、表 3.1.1 に示す区分別に行う。この区分は 2017 年度震災研において、建築基準や種々の仕様等、耐震性能に影響を及ぼす要因をできる限り網羅的に調査・議論した結果を踏まえて設定した区分である。ただし、とくに古い年代の区分など、工学的な知見が少なく不確実が大きいため耐力や変形クライテリアを設定することが難しいと判断した区分については、無理に値を設定せずに隣接する区分と同一の設定値を充てることにした。

また、2×4 造については過去の震災研等の議論において、建築年代間で差がある工学的根拠はないこと、また新しい年代、特に 2001 年以降に建築された木造住宅では、在来木造と 2×4 造の構造性能的には同等と見なせるという意見が得られている。そこで本検討では、2×4 造については、2001 年以降に建築された在来木造と同等の扱いとする。

表 3.1.1 本研究で検討対象とする損壊被害関数の建物区分

		木造		非木造				
		在来木造	2×4/木質 プレハブ造	軽量 鉄骨造	RC造			
					1-2階建	3-5階建	6-10階建	11階建以上
建築年代	～1970							
	1971～1980							
	1980～2000							
	2001～							

3.2 既往検討における損壊被害関数構築のためのモデルパラメータ

表 3.1.1 に示すすべての区分を再検討するため、本検討では既往検討モデルを基に修正すべき点を抽出して吟味する方針とした。そこで、まず本節では損壊被害関数を作成する際のパラメータである建物モデル、入力地震動、変形クライテリア、耐力分布の既往検討（1.3 節（2））における考え方とパラメータの設定値を示す。

建物モデルは、基礎より上の上部構造部分を対象に基礎固定の多質点せん断ばね系にモデル化し、構造種別に、質点数や高さ方向の剛性・重量分布、復元力特性等を設定する。既往検討における建物モデルの設定パラメータを表 3.2.1 に示す。同じ建物区分に属する建物の振動特性のばらつきは、降伏ベースシア係数をパラメータとした複数の振動モデルを作成して表現する。これらの建物モデルに 3 成分合成の地表最大速度を基準として振幅を調整した入力地震動（加速度）を基礎位置に作用させた時刻歴応答解析から最大応答変形角を求め（図 2.2.1(a)）、被害率の計算に利用する（図 2.2.1 (b)）。

入力地震動は、過去の被害地震で観測された加速度時刻歴を、最大速度を基準として振幅調整して作成する。入力地震動のレベルは 10 cm/s ～200 cm/s まで 10 cm/s ごととし、各入力レベルに近い既往観測記録を 7 記録ずつ抽出して入力地震動セットを作成する。

変形クライテリアは、建物モデルの最大応答変形角に対する被害率を示す関数として設定する。既往の設定方法は、図 2.2.1(d)に示すように被害率 0%、50%、100%に対応する 3 点の変形角をコントロールポイントとし、構造種別に値を定め、建築年代による差は設定していない。また、構築された損壊被害関数（図 2.2.1(c)）が地震保険の支払実績から求めた被害率と整合するように調整して作成した値を表 3.2.2 に示す。

耐力分布（図 2.2.1(e)）は対数正規分布でモデル化し、そのパラメータは構造種別、建築年代別に、表 3.2.3 に示すように設定されている。木造は、設計基準の下限値に基づく弱軸方向耐力を想定して、日本木造住宅耐震補強事業者協同組合（以下、木耐協）の耐震診断結果などを参照して値を設定している。RC 造は耐震診断調査に基づく I_s 値を弱軸と強軸をそれぞれ別のデータとして扱った統計の平均的な値を基に設定している。軽量鉄骨造は十分な検討資料が公開されていないため、木造に対する相対的な被害率を参考に、木造よりもやや高い値として設定している。また、各構造とも建築年代 2001 年以後の建物は耐震診断データがほとんどないため、2000 年以前の建物との地震保険実績における被害率の差を表現できるように設定したものである。

表 3.2.1 既往検討における建物モデルのパラメータ

パラメータ	木造	軽量 鉄骨造	RC 造 (1-2F)	RC 造 (3-5F)	RC 造 (6-10F)	RC 造 (11F-)
質点数 N	2	2	2	3	8	12
階高 h	2.8	3	3.5			
重量*1	0.67	0.36	1.0			
周期	耐力に 応じた値	耐力に 応じた値	$T = 0.02h \cdot N$			
剛性分布	耐力に応じ た値	耐力に応じ た値	台形分布 (0.5)			
耐力分布	1.50*2	1.56*2	Ai 分布			
復元力特性	五十田・河 合モデル*3	バイリニア モデル	Takeda モデル ⁸⁾			
第一折れ点 層間変形角	7/10000*3	-	周期に応じた値			
第一折れ点 耐力	0.20 Qy*3	-	0.333 Qy			
降伏時 層間変形角	1/120*3	1/250	1/150			
終局耐力後の 接線剛性比	-0.333*3	0.010	0.001			
減衰	5% 初期 剛性比例型	3% 瞬間 剛性比例型	2% 瞬間剛性比例型			

*1:1 階に対する上階の重量の比

*2:1 階に対する上階の剛性の比

*3:五十田・河合 (2007) を参照し設定

表 3.2.2 既往検討における変形クライテリア

構造種別	被害率	最大層間変形角 [rad.]	
		全損	半損以上
在来木造	0%	0.083	0.005
	50%	0.143	0.063
	100%	0.200	0.100
2×4 造	0%	0.083	0.005
	50%	0.143	0.063
	100%	0.200	0.100
軽量鉄骨造	0%	0.010	0.005
	50%	0.250	0.080
	100%	0.333	0.333
RC 造	0%	0.020	0.003
	50%	0.100	0.050
	100%	0.200	0.100

表 3.2.3 既往検討における耐力分布（降伏ベースシア係数）

構造種別	パラメタ	～1970 年	1971～ 1980 年	1981～ 2000 年	2001 年～
在来木造	μ	0.299	0.330	0.450	0.698
	σ	0.167	0.169	0.239	0.370
2×4 造	μ	0.598	0.660	0.900	0.900
	σ	0.334	0.338	0.478	0.478
軽量S造	μ	0.300	0.450	0.858	0.975
	σ	0.150	0.225	0.429	0.488
RC 造 1～2 階	μ	0.935	1.272	2.093	2.713
	σ	0.448	0.510	0.689	0.893
RC 造 3～5 階	μ	0.723	0.983	1.616	2.095
	σ	0.970	0.421	0.568	0.737
RC 造 6～10 階	μ	0.409	0.556	0.914	1.185
	σ	0.201	0.229	0.309	0.401
RC 造 11～14 階	μ	0.327	0.445	0.732	0.949
	σ	0.161	0.183	0.247	0.320

μ : 平均値、 σ : 標準偏差

3.3 入力地震動

第2章で述べたとおり、損壊被害関数の説明変数は、従前どおり地表速度波形の最大値 (PGV) とする。

(1) 入力地震動に関する検討方針

本節では損壊被害関数の構築に用いる建物モデルへの入力地震動に関する考え方と変更案を整理する。

現行の構築手法では、基礎固定の質点系モデルに一方方向の入力地震動を作用させた時刻歴応答解析から最大層間変形角を求めている。この入力地震動は、近隣の強震観測点の観測記録の振幅を調整したものである。

現行の手法では考慮していないが、建物応答に影響し得る主な要因を表 3.3.1 に例示する。これらの要因は、地震動の方向に関する要因、入力損失の要因など様々であり、その影響の大きさは地盤や建物の構造・規模によって異なると考えられ、最新の研究でも詳細を定量化するには至っていない。そこで、今回は、入力地震動の方向が被害率の評価に与えるについて考え方を整理して変更案を検討し、入力損失は要因として挙げるにとどめた。

表 3.3.1 建物応答に影響を及ぼす入力地震動の主な要因

	要因	細項目	現状の考え方
入力地震動	入力方向	-	最大方向 PGV を想定し入力
	入力損失	基礎の拘束による	考慮していない
		短周期成分の入力の低減	考慮していない
		基礎の滑り	考慮していない
		ロッキング	考慮していない
	基礎下の地盤の非線形化	考慮していない	

(2) 入力地震動の方向の検討

一自由度系からなる建物群に一方方向の地震動を入力する際の入力地震動の考え方について、境・熊本 (2010) ⁵⁾ では、“ある地震動強さ指標が全方向の平均となる方向”を“地震動の「平均方向」”として提案、検討している。同論文では、図 3.3.1 に示すように地震観測記録、地震動指標ごとに方向による変動を確認して、地震動強さは方向に応じ変動係数で平均 0.2 程度ばらつくこと、平均となる方向は地震動指標ごとに異なることを示している。また 2 方向の入力地震動を一方方向の成分で代表させるにあたり、1995 年兵庫県南部地震における地震観測点周りの実被害率と推定被害率を比較し、図 3.3.2 に示すように、平均方向の地震動を入力した場合は、最大・最小方向成分や NS・EW 成分を用いた場合と比較して、解析による被害率と実際の被害率がよく対応することを確認している。

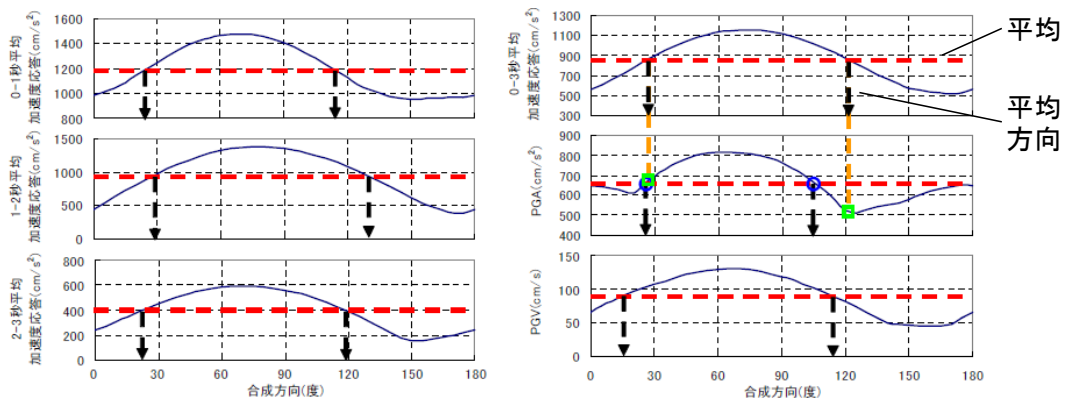
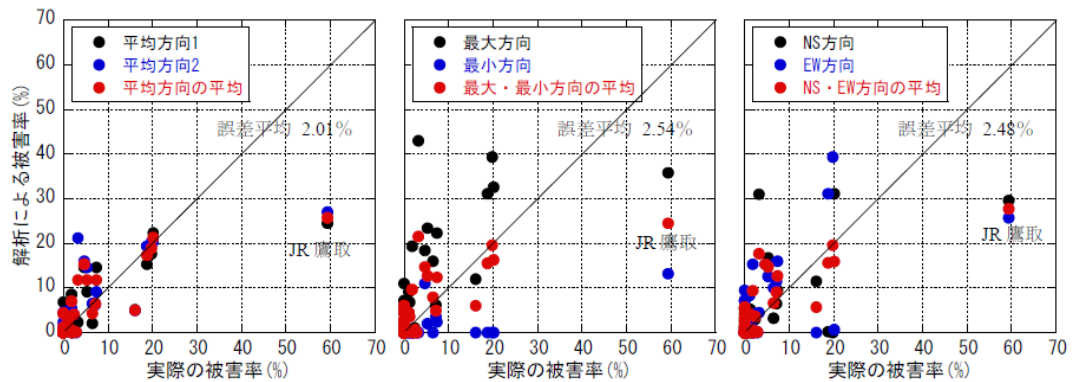


図 3.3.1 兵庫県南部地震、葺合の記録における地震動指標の方向別の変動
(境・熊本 (2010) ⁵⁾に一部加筆)



(a) 平均方向 (b) 最大・最小方向 (c) NS・EW 方向

図 25 入力地震動の方向による解析結果の相違 (木造建物群モデル)

図 3.3.2 木造建物群モデルの実被害率と推定被害率の比較 ⁵⁾より引用

(3) 入力地震動の方向成分と建物モデルの考え方

3.2 節に述べた現行の損壊被害関数の構築方法では、木造は建物の弱軸方向の耐力を、RC造では建物の弱軸と強軸を区別せずに用いた統計から定めた耐力をもとにモデルを設定し、最大方向の入力地震動が作用することを想定して評価して、市区町村の被害率との関係を検討している。

しかしながら、一般的に考えると、市区町村内の各建物はさまざまな方向を向いて建っており、すべての建物に地震動の最大方向成分の揺れが作用するわけではない。

そこで、市区町村の被害率評価には (2) に述べた平均方向の成分の揺れを採用することを考える。平均方向の揺れを採用する場合の懸念は、平均よりも揺れが強い方向でのみ破壊が生ずる場合を無視することによる被害率の過少評価である。ここでは模式的な数値実験を行い、その影響の程度を確認した。

まず、建物は矩形で、各方向の耐震性能は PGV だけで規定され、地震の揺れを受けたときには、被害は各辺の方向でのみ生じる、すなわち、入力地震動の各辺方向の揺れの成分の PGV が、各方向に与えられた性能を上回ると破壊すると仮定する。また、耐力には累積対数正規分布でモデル化されるばらつきを考え、図 3.3.3 のように、弱軸方向の中央値と強軸方向と弱軸方向の性能比で表現されるとした。

ここで、建物がランダムな向きに配置されている建物群を表現するものとして、同モデルを $0^{\circ} \sim 179^{\circ}$ に回転させ、それぞれの場合で建物各辺の方向の性能とその方向の PGV を比較する。少なくとも一方の方向で被害が発生した場合に建物被害が発生したとして、建物群の被害率を評価し、これを正解の被害率とする。

対して、1 方向の地震動入力、建物性能のみで評価する以下の単純化モデルで被害率を算出し、正解の被害率との整合性を検討する。

検討ケース① 入力：建物の平均方向 PGV、建物性能：弱軸方向の性能

検討ケース② 入力：建物の最大方向 PGV、建物性能：2 軸平均の性能

ここでは、モデルパラメータを、弱軸方向の耐力 (40,60,80,100,120,140 [cm/s]) と強軸方向と弱軸方向の性能比 (1.0,1.1,1.2,1.4,1.6,2.0) として、最大方向 PGV>50cm/s 以上の既往観測記録 (89 記録) を対象に被害率の誤差を評価した。

89 記録の被害率の誤差を図 3.3.4 に示す。同図から以下のことが読み取れる。

- ・性能比が概ね 1.4 以下では、検討ケース①は強軸被害の影響で過小評価となり、検討ケース②より誤差量が大きい。
- ・性能比が概ね 1.4 以上では、検討ケース②のばらつきが大きくなり、入力による過大評価の傾向が生じることから、検討ケース①より誤差量が大きい。

本検討より、建物に一定以上の異方性があり弱軸と強軸に耐震性能の差があれば、平均的な強さをもつ方向の揺れ建物に入力し、弱軸側で被害が生ずると考えてモデルを構築しても被害率を評価できると考えられる。

ただし、建物の異方性が小さい場合には、地震動の最大方向が作用する方向の被害率を考慮することで評価精度が高くなる余地はあるが、この場合の建物モデルは、弱軸でも強軸でもない構面の耐力を設定することになり、具体像を想定し難く妥当な性能の設定が難しいという課題がある。

建物モデル
 弱軸性能: $C_{弱}=40,60,80,100,120,140$ [cm/s]
 性能比 : $\alpha=1.0,1.1,1.2,1.4,1.6,2.0$

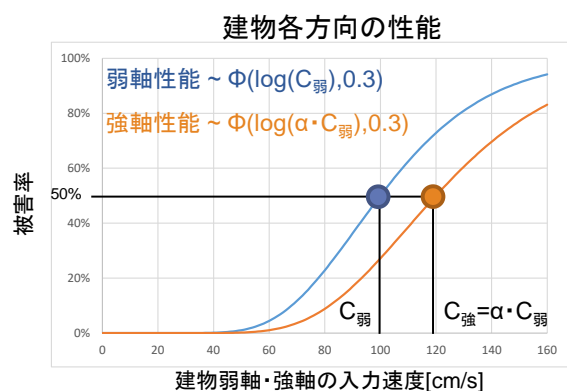


図 3.3.3 検討モデルの作成方針と設定パラメータ

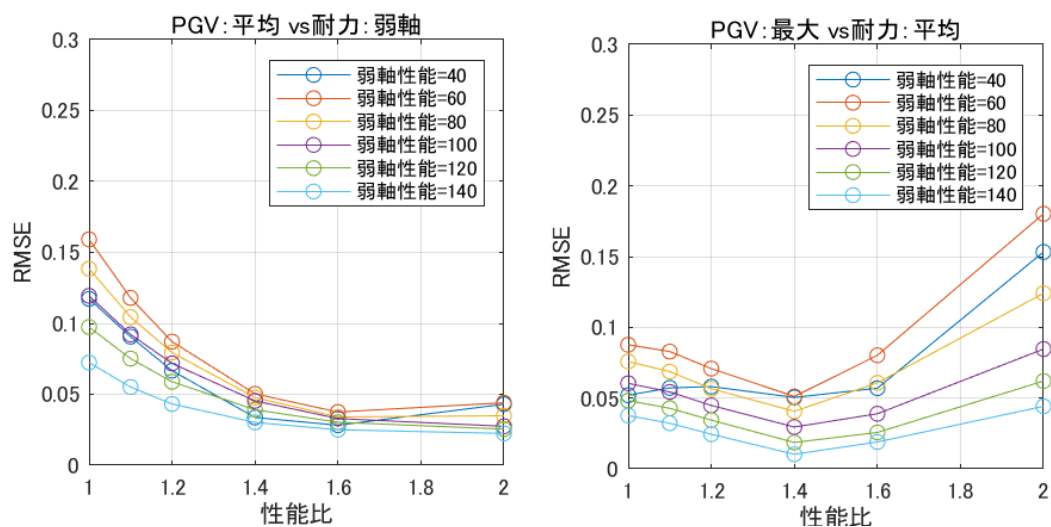


図 3.3.4 弱軸-強軸の性能比と被害率の推定誤差の関係

3.4 応答解析モデル

本節では、2.2 節に示す既往のモデルの枠組みに、近年の工学的知見をできる限り取り入れて各種のパラメータ設定するための検討を行う。先から踏襲した枠組みは下記のとおりである。

- 1 階床位置を固定とした多質点せん断ばねモデルとする。
- 構造種別ごとに振動モデルを設定し、建築年代により区分しない。
- 木造、軽量鉄骨造は 2 質点系モデル、RC 造は階数区分ごとに異なる質点数のモデルを用いる。
- 各階の自由度は、並進 1 方向のみとする。

以下では先から変更する点とその考え方、パラメータの設定値と設定根拠について構造種別に示す。

3.4.1 在来木造

木造建物モデルでは復元力特性モデルを一部見直した。

既往検討では五十田・河合(2007)⁶⁾に基づく復元力特性を用いていた。このモデルは、耐力低下する挙動を反映し、構造実験結果など個別の建物の挙動を終局段階まで追跡できる解析モデルである。一方、ここでの建物の被害率は、最大応答(要求変形)と変形クライテリア(変形能力)を独立に算出し、前者が後者を上回る確率として評価し、要求変形は、半損もしくは全損に至らないと仮定したときのものである。また、半損もしくは全損でも建物が耐力を大きく失った状態とは考え難いので、ここで用いる要求変形には耐力低下により変形が進んだモデルから計算される最大応答は過大と考えられる。

そこで、ここでは、五十田・河合(2007)に基づく復元力特性の骨格曲線を1/30以降の耐力低下を考慮しないものに変更した。その際、耐力低下を考慮しないかわりに、1/20までのエネルギー吸収性能が既往モデルと等価となるよう、スリップモデル部分の第2折れ点を設定する。設定した骨格曲線を図3.4.1に示す。

減衰は初期剛性比例型としていたが、震災研および分科会において五十田・河合(2007)モデルは図3.4.1の右端の図に示されるように初期剛性が大きいという意見があったため、瞬間剛性比例型に変更した。減衰定数は一般に用いられる1次固有周期に対して5%で変更なしとした。減衰の設定の違いによる応答の比較を図3.4.2に示す。ここでモデルの骨格曲線は変更モデルを採用し、最大方向成分のPGVが50 cm/s以上の既往地震観測記録(89記録)を入力としている。平均0.65、変動係数0.5の耐力分布を想定し、重み付き平均により最大応答を算定した。丸印で示す初期剛性比例型モデルと比較し、四角印で示す瞬間剛性比例型モデルの最大層間変形角は、概ね7割程度大きな値を示す。設定したモデルによる応答解析から得られた荷重-変形関係を図3.4.3に例示する。縦軸は1層の荷重をモデル重量で除したベースシア係数であり、横軸は1層の層間変形角である。モデルの降伏ベースシア係数は0.65である。入力地震動は2011年東北地方太平洋沖地震における観測点(IWT012)の観測記録であり、方向別のPGVが平均(49.8 cm/s)となる成分の加速度波形を入力としている。

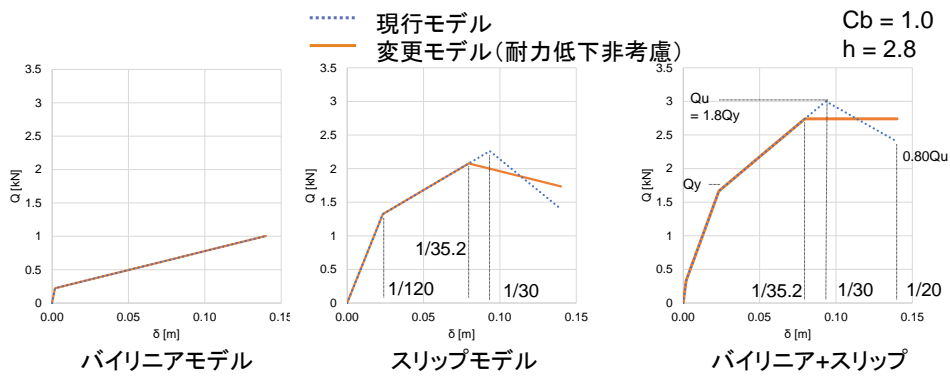


図 3.4.1 骨格曲線のイメージ図

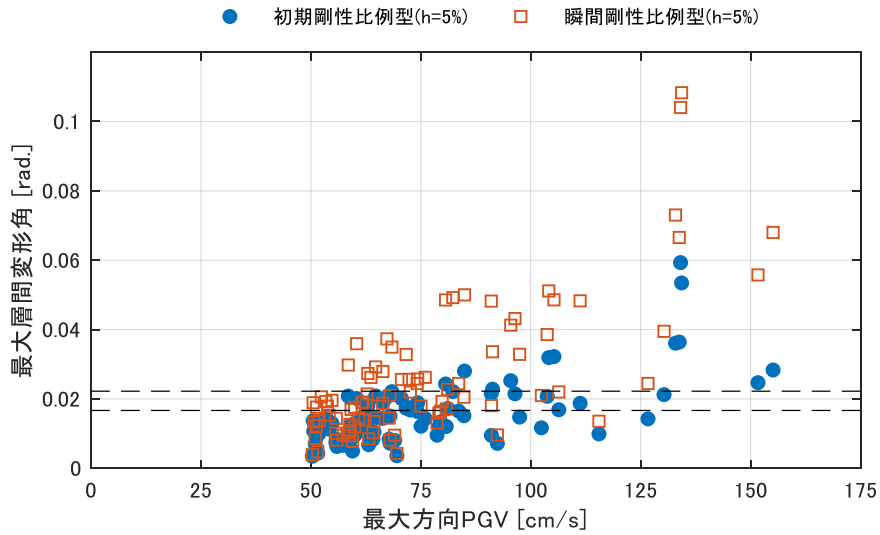


図 3.4.2 木造モデルの減衰による応答の比較

(破線は被災度区分判定基準でおおむね小破、中破に相当する 1/60、1/45 を表す)

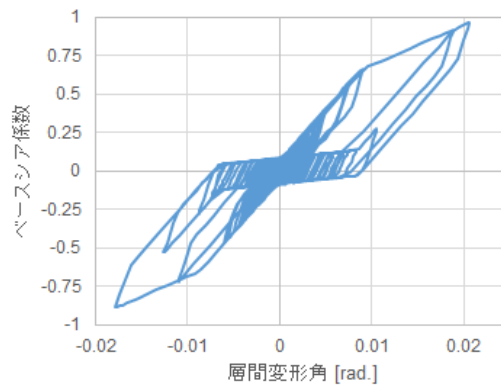


図 3.4.3 応答解析により得られる履歴曲線の例

(降伏ベースシア係数 0.65 モデル)

3.4.2 軽量鉄骨造

これまで軽量鉄骨造建物モデルの復元力特性は、2005年¹⁾の検討で定めた降伏変形角を1/250とするノーマルバイリニアを採用していた。降伏変形角1/250は、柳井ほか(2002)⁷⁾による軽量鉄骨造住宅設計例に基づき固有周期(0.38 s)と設計耐力($C_b=0.4$)から定めたもので、2次剛性は初期剛性の1%としていた。

これに対して、今回の検討では、一部の部材が降伏耐力に到達したあとも応力再分配に伴い骨組としての耐力は徐々に増加することからバイリニアモデルの2次剛性が小さいとの指摘があった。そこで、文献7)の記載から今回の検討では2次剛性を初期剛性の15%とする。

また、減衰定数について、明確な根拠資料はないものの、近年の時刻歴応答解析を伴う設計時に慣例的に用いられる2%初期剛性比例型に変更する。

設定したモデルによる応答解析から得られた荷重-変形関係を図3.4.4に例示する。モデルの降伏ベースシア係数は0.85である。入力地震動は図3.4.3と同様である。

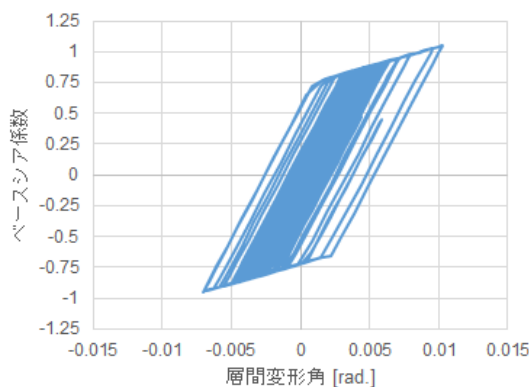


図 3.4.4 応答解析により得られる履歴曲線の例
(降伏ベースシア係数 0.85 モデル)

3.4.3 RC 造

RC 造では、骨格曲線、減衰、階高、減衰に加え、3～5 階の階数を代表させる質点数を 3 質点系から 3～5 の中央である 4 質点系へ見直した。

RC 造建物の復元力特性は、これまで Takeda モデル⁸⁾を用いてきた。Takeda モデルの除荷時剛性低下指数は 0.4 である。また、載荷方向の経験最大点または経験最小点を目指している途中で除荷が発生した場合は、目指していた経験最大点又は経験最小点から生じた際の除荷剛性を用いる。骨格曲線は、弾性固有周期が $0.02 \times \text{高さ(m)}$ になるように初期剛性を決め、1 次折れ点の耐力を降伏ベースシア係数の 1/3、降伏変形角を 1/150、3 次剛性を 1 次剛性の 1/1000 としていた (図 3.4.6 左図)。

このように初期剛性と降伏時の変形角を固定したモデル化は、降伏ベースシア係数に応じて、2 次剛性が変化する。しかし、RC 造の降伏ベースシア係数が高い場合、一般に耐震壁など耐震部材の断面積が大きいと想定され、初期剛性も高くなると考えられる。また、現状の設定方法では、降伏ベース係数がある程度以上に大きいと、2 次剛性が初期剛性よりも高くなってしまう課題があった。

そこで、本検討では初期剛性に対する 2 次剛性の比を固定とし、降伏耐力の増加に伴い初期剛性が増加するよう復元力特性の設定方法を変更する。初期剛性に対する 2 次剛性の比は、質点系モデルを用いた損傷評価に関する既往研究^{9)・10)}を参考に、曲げ柱型のモデルにおける初期剛性に対する割線剛性の比として $\alpha_y=0.25$ を採用する。また、降伏後の 3 次剛性は既往研究¹⁰⁾を参考に接線剛性 0.1% から 1% へ変更する (図 3.4.6 右図)。

減衰は、近年の時刻歴応答解析を伴う設計において慣例的に用いられる値を用いることにして、3% 瞬間剛性比例型に変更する。

質点モデルの階高について、既往検討では 3.5m と想定していたが、RC 造集合住宅 150 棟を対象とした調査結果¹¹⁾を参照し、基準階の平均な階高である 2.8m へ変更する。

設定したモデル (8 質点モデル) による応答解析から得られた荷重-変形関係を図 3.4.9 に例示する。モデルの降伏ベースシア係数は 1.00 である。入力地震動は図 3.4.3 と同様である。

表 1 各項目統計量

項目	単位	標本数	最小値	最大値	平均値	中央値	標準偏差
1階階高	m	149	2.65	4.85	3.04	2.85	0.45
基準階階高	m	149	2.65	3.10	2.83	2.80	0.08
X方向スパン長	mm	140	5100	8800	6509	6350	761
Y方向スパン長	mm	130	6500	14900	11000	11275	1584
最上階分布重量	t/m ²	149	0.79	2.47	1.37	1.33	0.29
基準階分布重量	t/m ²	149	0.97	2.00	1.36	1.34	0.18
X方向構造特性係数	-	150	0.30	0.55	0.34	0.30	0.06
Y方向構造特性係数	-	150	0.35	0.65	0.48	0.40	0.10
形状係数(X方向)	-	150	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
形状係数(Y方向)	-	149	1.00	1.17	1.00	1.00	0.02
保有水平耐力比(X方向)	-	147	1.00	1.62	1.07	1.05	0.09
保有水平耐力比(Y方向)	-	143	1.00	2.52	1.24	1.18	0.24

図 3.4.5 RC 造集合住宅 150 棟の設計諸元の調査結果
(文献¹¹⁾より引用)

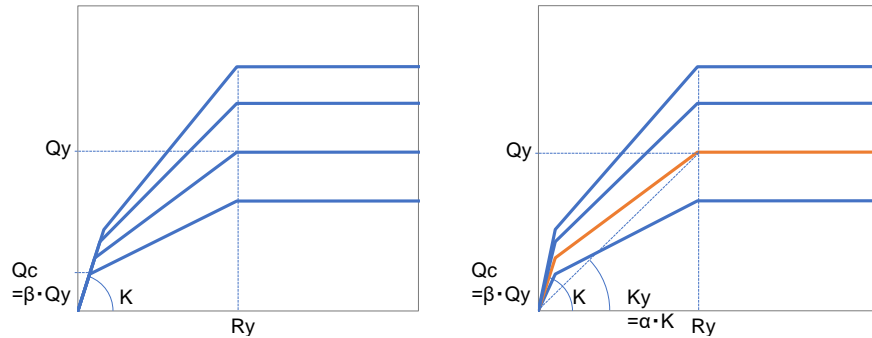


図 3.4.6 RC 造建物モデルの骨格曲線の概念図
(左：既往検討、右：本検討の変更案)

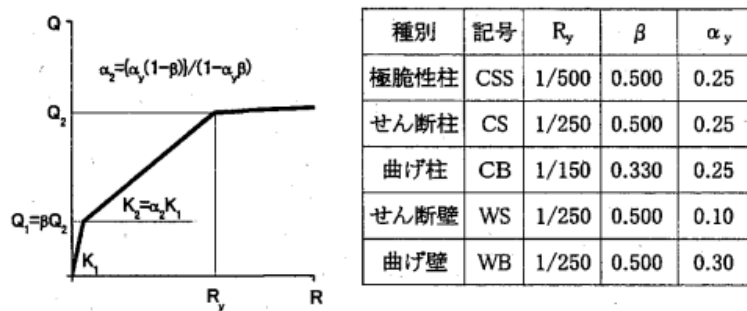


図 2 復元力特性の設定

図 3.4.7 既往研究における 1 自由度系 RC モデルの設定パラメータ
(文献⁹⁾より引用)

表1 1自由度系の共通パラメータ

階高 h_i	3m
代表高さ H_r	$2/3 \times n \cdot h_i$ (n は階数)
履歴モデル	武田 ($\gamma = 0.35$)
減衰	$h = 0.03$ 瞬間剛性比例
第2折点割線剛性低下率 α_y	0.25
第3接線剛性低下率 p	0.01
第1折点せん断力係数 C_{cr}	$1/3 \times C_y$
弾性周期 T_0	$2\pi \sqrt{\alpha_y \frac{H_r R_y}{C_y g}}$

図 3.4.8 既往研究における1自由度系RCモデルの設定パラメータ
(文献¹⁰より引用)

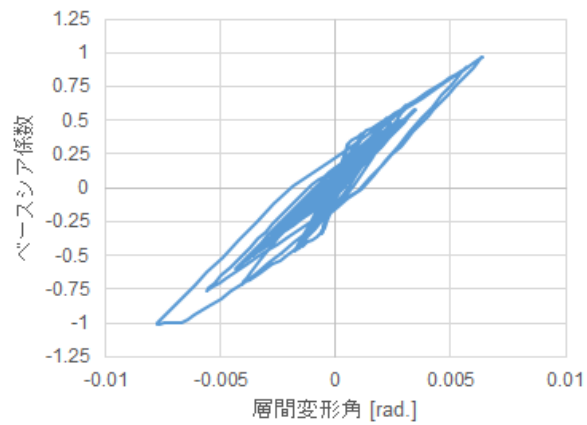


図 3.4.9 応答解析により得られる履歴曲線の例
(降伏ベースシア係数 1.00 モデル)

3.5 耐力分布

3.5.1 在来木造

2017 年度震災研³⁾では、各年代で典型的に用いられる仕様の住宅を想定して 3 次元立体フレームモデルを構築し、静的弾塑性変位増分解析（いわゆるプッシュオーバー解析）を行い、弱軸方向の建物耐力を評価した。このうち、2 階建て、面材外壁モデルについて 2000 年以降に対応する耐震等級 1 モデルの静的弾塑性変位増分解析結果を確認すると、降伏耐力に相当する 1/120 時の降伏ベースシア係数は 0.333 であった。

ただし、このモデルは既往の振動実験¹²⁾で用いた試験体をもとに作成したもので、在来木造住宅の耐力を定める主要な説明変数である壁量は建築基準法を最低限守った値になっている。また、試験体は躯体のみであり、仕上げ材が施されている実際の建物の耐力とは差がみられる。そこで、本検討ではこの 2 点を反映するための検討を行った。

(1) 壁量の違いの反映

2017 年震災研³⁾で参考とした試験体の建築基準法による壁量充足率（存在壁量/必要壁量）は 1.07 である¹²⁾。一方、文献¹³⁾では、在来木造住宅の存在壁量について、広島市と廿日市市の既存家屋 43 件を対象に耐震診断プログラムを用いて建築基準法による壁量充足率を算出し図 3.5.1 に示す調査結果をまとめている。この調査結果から、2001 年以降の平均的な壁量充足率として 2000 年時点の数値、1981-2000 年の平均的な壁量充足率として 1990 年時点の数値を読むとそれぞれ 1.6 と 1.3 となり、文献¹²⁾で参考とした試験体の壁量のそれぞれおよそ 1.5 倍、1.2 倍である。

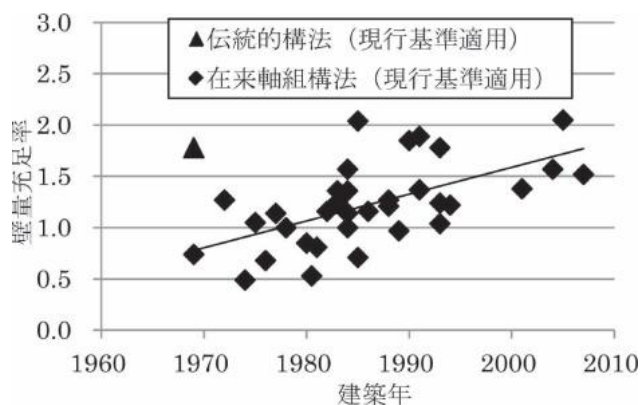


図 2 壁量充足率と建築年（現行基準適用）

図 3.5.1 現行基準（2012 年時点）による壁量充足率と建築年の関係（文献¹³⁾より引用）

在来木造の耐力分布の平均を（壁量充足率と算定耐力の比）×（壁量充足率の平均）により与えることにすれば、例えば建築年 2000 年以後では、 $(0.333/1.07) \times (1.6) = 0.497$ となり、小数第 2 位までに丸めて 0.50 とした。同様に考えると建築年 1981 年～2000 年の住宅では 0.40 となる。一方、文献¹³⁾の調査結果では、建築年 1980 年以前の住宅の壁量と建築年の関係が明瞭でない。そこで、過去に建築年代別の耐力を設定したときの考え方をそのまま継続して、1980 年～2000 年の耐力との相対的な関係を耐震診断による評点のそれで置き換えて 0.30 とした。

また、木造建物の耐力のばらつきの定量化に役立つ新たな資料は見いだせなかったため、2000 年以前の区分の変動係数は変更しなかった。ただし、2001 年以降、在来木造住宅の設計基準の整備がされるなど、近年は設計、施工のばらつきが小さくなっていると想定して、2001 年以降では、変動係数これまで用いていた 0.5 から 0.4 に変更した。以上をまとめ、壁量を反映して設定した耐力モデルのパラメータを表 3.5.1 に示す。

表 3.5.1 年代別の算定耐力分布の設定（在来木造）

建築年代	平均	変動係数
2001 年以降	0.50	0.4
1981～2000 年	0.40	0.5
1980 年以前	0.30	0.5

(2) 算定と実験の違いの反映

算定耐力と実耐力との違いを反映するため、既往実験を調査し、実験から得られた耐力と再現解析から得られた耐力の違いを整理する。ここでは、既往の振動実験を整理した文献¹⁴⁾を参考に、建築研究所が実施した実験（河合ほか（2010）¹⁵⁾）と、「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」¹⁶⁾、¹⁷⁾で実施した実験の結果を利用した。各実験から得られた 1 階部分の荷重変形関係を図 3.5.2～図 3.5.5 に示す。また、各実験結果から読み取った降伏耐力（変形角 1/120 時点）の算定値と実験値を表 3.5.2 にまとめる。

いずれの文献でも試験体の算定耐力は許容応力度計算あるいは精密耐震診断により求めており、準耐力壁・雑壁の寄与を見込んで算定している。ベースシア係数の算定値を実験結果から推定された値と比較すると 0.09～0.35 小さく、差の中央値は約 0.23 であった。差が生じた主な要因は、設計、耐震診断で考慮されない階段や建具、直交壁等の影響と考えられるが、これらの構造計算に考慮されない部材は、通常の住宅には、壁量の多寡によらず一定量が存在していると考えられる。そこで図 3.5.6 に模式的に示す通り、その寄与分として 0.23 を表 3.5.1 に示す耐力分布に加算することとした。

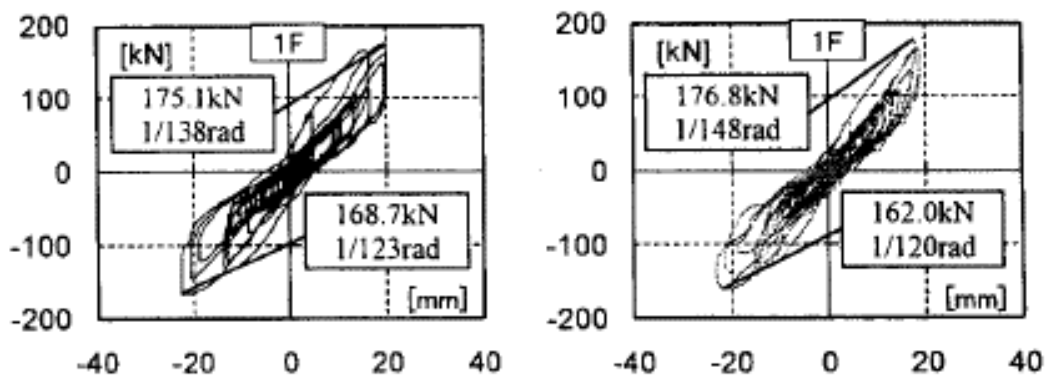


図 3.5.2 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献¹⁵)より引用)

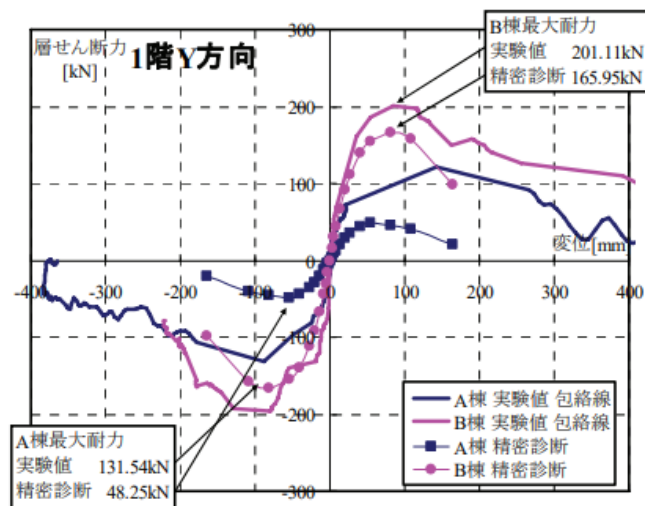


図 3.5.3 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献¹⁶)より引用)

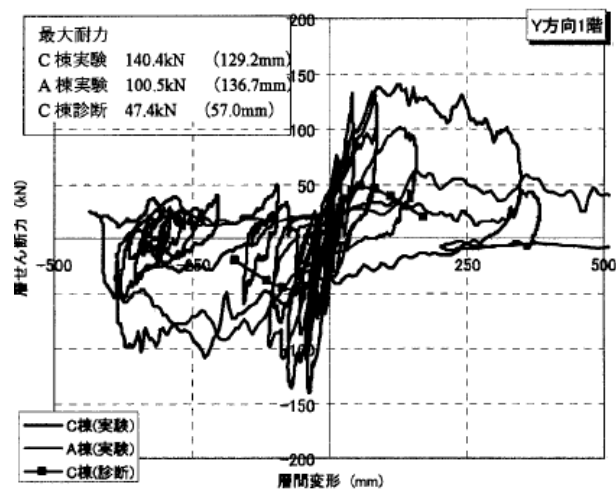


図 3.5.4 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献¹⁷)より引用)

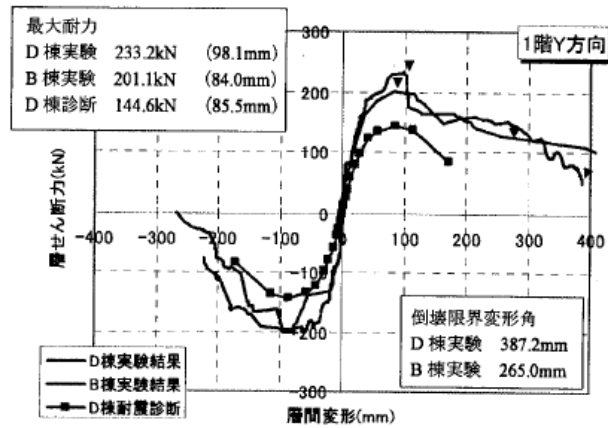


図 3.5.5 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献 17)より引用)

表 3.5.2 既往振動実験における降伏時の算定耐力と実耐力の比較

	算定耐力	実耐力	算定耐力と 実耐力の差	
河合ほか (2010) ¹⁵⁾	0.28 ^{*1}	0.63 ^{*2}	0.35	*1 許容応力度設計時水平耐力検定比 0.69 から算定 *2 1/120 時の荷重と試験体重量:268.6 kN から算定
大大特 A 棟 ¹⁶⁾	0.13 ^{*3, *5}	0.35 ^{*4, *5}	0.22	
大大特 B 棟 ¹⁶⁾	0.44 ^{*3, *5}	0.53 ^{*4, *5}	0.09	
大大特 C 棟 ¹⁷⁾	0.13 ^{*3, *5}	0.38 ^{*4, *5}	0.25	*3 耐震診断 (精密診断) における最大耐力を参照 *4 実験時の最大耐力を参照
大大特 D 棟 ¹⁷⁾	0.38 ^{*3, *5}	0.62 ^{*4, *5}	0.23	*5 降伏耐力=最大耐力/1.8 として試験体重量 210kN から算定

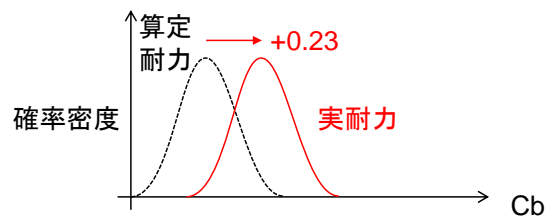


図 3.5.6 算定耐力と実耐力の違いの耐力分布への反映方法

3.5.2 軽量鉄骨造

2017 年度震災研³⁾では設定した例題建物について、部材耐力の累加で住宅の耐力を評価した。この際に考慮した部材は、柱梁で構成されるラーメン架構、外壁材、内装材のほか、ブレース付ラーメン構造におけるブレース付耐力パネルである。この検討から得られた層間変形角とせん断力係数の関係に基づき、2001 年以降の建物に相当するモデルの降伏ベースシア係数を 0.5 とした。

この検討で考慮していない要因として、鋼材の実強度や、モデル化による算定値と実験値の違いが挙げられたので、今回はこれらを反映する方法を検討した。

(1) 鋼材の材料強度の反映

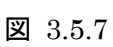
文献^{18)、19)}によれば、軽量鉄骨造住宅に用いられる薄板鋼材の材料試験結果は、 図 3.5.7 に示すとおりである。例題で想定した鋼材に相当する SS400、STKR400 の降伏強度は 350 MPa 程度であり、公称値の 1.5 倍である。2017 年度の震災研では、材料強度に公称値 235MPa に対して実効値としてその 1.2 倍した値を用いて耐力を算定している。そこで、上記文献を参考に、材料の強度をさらに 1.24 倍 ($= 350 / (235 \times 1.2)$) し、住宅の降伏ベースシア係数の平均を $0.5 \times 1.24 = 0.62$ と設定した。また、ばらつきは従前のおり変動係数 0.5 とした。なお、鉄骨造建物に対する耐震部材の必要量は 2000 年前後で耐震規定等による変更は見られないこと、1980 年以前に建築された軽量鉄骨住宅の実態は不明点が多く明確な根拠を示すことが難しいことから、表 3.5.3 に示すように建築年代によらず同一の耐力分布を設定した。今後、1980 年以前を含む軽量鉄骨造住宅の実態調査等の研究結果が公開された場合には耐力分布の区分、設定値を見直すことが望ましい。

表2. 使用鋼材の機械的性質

板厚(mm)		降伏応力度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
公称値	実測値			
6	5.89	366	443	36
4.5	4.45	355	451	36
3.2	① 3.22	367	486	35
	② 3.11	318	479	36
1.6	1.58	379	473	29

(a) 文献¹⁸⁾より引用

Table 1 Mechanical Properties of Steel Members

Parts	Steel grade	Yield strength [N/mm ²]	Tensile strength [N/mm ²]	Young's modulus [N/mm ²]
Steel square tube	STKR400	363	416	197000
Connector 1	STKR400	325	393	188000
Connector 2	LY225	237	275	227000

(b) 文献¹⁹⁾より引用

図 3.5.7 薄板鋼材の材料強度試験結果

表 3.5.3 耐力分布の設定（軽量鉄骨造）

平均	変動係数
0.62	0.5

(2) 算定と実験の違いの反映

軽量鉄骨造住宅でも木造住宅と同様に耐力の算定値と実力に違いがあると考えられる。しかし、実際の軽量鉄骨住宅を対象とした振動実験や調査資料がほとんど公開されておらず実態は不明である。とはいえ、戸建住宅であれば、階段や建具などの構造計算に考慮されない要素が木造と同様に存在するので、これらが建物耐力に寄与すると考え、木造と同じく 0.23 を加算することにした。この点、より詳細に検討する余地は残されている。

3.5.3 RC 造

2017 年度震災研³⁾では、実際に存在する共同住宅の平面図を参照し、部材耐力の累加で住宅の階数別の耐力分布を評価して図 3.5.8 に示す結果を得ている。図に示す黒丸は各階の降伏ベースシア係数の平均を、上下に伸びる線は平均±1 標準偏差を示す。ここでは降伏ベースシア係数を算定するにあたり、耐力壁に加え、雑壁等の寄与を考慮し、せん断耐力式に基づく図 3.5.9 に示す評価式を用いている。また、2017 年度震災研でのベースシア係数の評価では、1981 年以前の旧耐震設計法によるデータと 1981 年以降の新耐震設計法によるデータについて、建物階数を説明変数とする累乗近似をそれぞれ求めているが、両者はほぼ重なっており、この検討では旧耐震設計法と新耐震設計法による住宅でベースシア係数の傾向に明瞭な差異は見られなかった。このことについて、新耐震設計法が旧耐震設計法との不連続を避け、水平震度 0.2 と整合する設計ベースシア係数 0.2 が設けられた経緯によるものと推察している。また、実現象では旧耐震建物と新耐震建物で地震被害に差が見られるが、その要因の 1 つとしては両者の変形性能や変形クライテリアの特徴の違いを挙げている。また、1970 年以前のデータでもそれ以後のデータとの差は見られず、根拠を持って定量的に差を設けることが困難であるため、本検討では建築年代間の降伏ベースシア係数に差をつけないこととした。

今回、図 3.5.8 に示す平均（黒丸）を、階数を説明変数として指数関数で回帰し、損壊被害関数を作成する 4 つの階数区分（1-2 階、3-5 階、6-10 階、11 階以上）を代表させる質点数（それぞれ 2、4、8、12）について求めると、表 3.5.4 の平均に記載する値となった。また、標準偏差は、ばらつきを従前の耐震診断に基づき設定した階数別の変動係数を採用して、先の平均との積で計算したものである。

ここでは、2017 年の検討に含まれない、コンクリートの設計基準強度と実強度の違い、耐震壁のせん断耐力式のばらつき、速度効果の影響を考慮するための検討を行った。

なお、本検討では 2017 年度震災研の検討結果であるせん断耐力式に基づく評価方法で考慮されていない点を追加したが、例えば、耐震基準の変遷に応じて典型的な部材断面をもつ試算例を作成して耐力を評価するなど、より詳細に検討する余地は残されている。

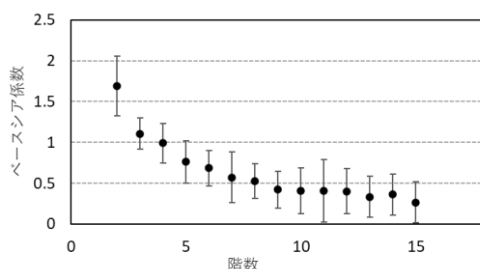


図 3.5.8 2017 年度震災研の検討による RC 造建物の耐力モデル（全年代）

$$C_y = \left(\frac{\tau_c \times A_c + \tau_w \times A_w}{w \times n} \right) \times r + D_s \times R_t \times (1 - r) + \frac{\tau_w \times A_w}{w \times n} \quad (5.3.1)$$

C_y : ベースシア係数、 τ_c : 柱のせん断応力度 (N/cm²)、 τ_w : 耐震壁のせん断応力度 (N/cm²)、
 τ_w : 雑壁のせん断応力度 (N/cm²)、 A_c : 柱量 (cm²/m²)、 A_w : 壁量 (cm²/m²)、
 A_w : 雑壁量 (cm²/m²)、 w : 単位建物重量 (N/m²)、 n : 建物階数、 D_s : 構造特性係数、
 R_t : 振動特性係数、 r : せん断構面割合

図 3.5.9 2017 年度震災研における RC 造建物の降伏ベースシア係数の評価式³⁾

表 3.5.4 2017 年度震災研の検討による耐力分布設定値

モデル質点数	2F	4F	8F	12F
平均	1.627	0.912	0.512	0.366
標準偏差	0.535	0.363	0.173	0.124

(1) コンクリートの設計基準強度と実強度の違いの反映

コンクリートの設計強度と実強度の関係について、既往文献^{20)・21)}を確認した。

文献²⁰⁾は、関東地方の RC 造建物 767 棟を対象にコア供試体の圧縮試験結果を整理したもので、その代表的な結果を図 3.5.10(a)に示す。同図から比較的新しい建築年代のⅡ期 (1971 年～1985 年) における実測圧縮強度と設計基準強度の比は 1.34 とされている。

文献²¹⁾は、東北地方の RC 造建物 161 棟のコア供試体の圧縮試験結果を整理したもので、その代表的な結果を図 3.5.10 (b)に示す。また、Fc210 における実測圧縮強度と設計基準強度の比は 1.22 とされている。

以上から、評価対象とする平均的な RC 造住宅に使われているコンクリートの圧縮強度は、実強度/設計基準強度の比として 1.2 から 1.3 と考えられるので、ここでは 1.25 を用いることにした。

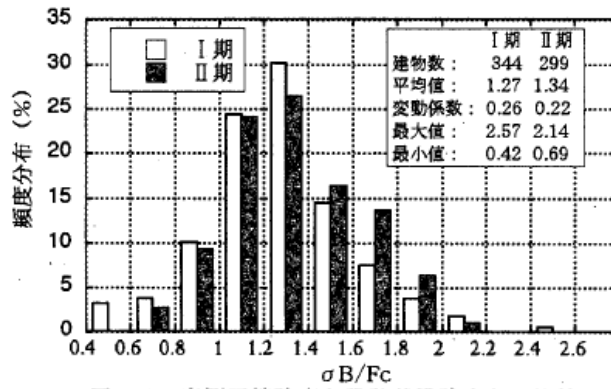


図-1 実測圧縮強度と設計基準強度との比較

(a) 文献²⁰より引用

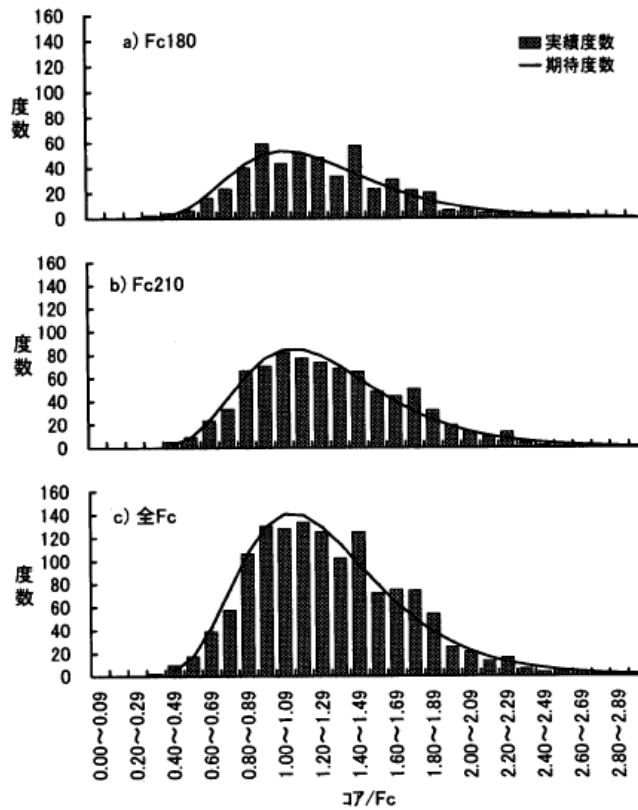


図-12 4県の圧縮強度比(設計基準強度別)

(b) 文献²¹より引用

図 3.5.10 既往文献によるコンクリートの圧縮強度の調査結果

さて、本項冒頭に述べたように、RC 造建物の耐力は鉄筋コンクリートのせん断耐力に基づき算定されており、この算定にはコンクリートのせん断応力度 τ が用いられている。そこで、実圧縮強度が設計基準強度の 1.25 倍としたときのせん断応力 τ の変化を求める。短期許容せん断応力 τ を RC 規準式²²⁾による (3.4.1) 式を用いて Fc21 と Fc24 について、求めた結果を表 3.5.5 に示す。表 3.5.5 からコンクリートの圧縮強度が 1.25 倍大きいとすれば、コンクリートのせん断応力 τ としてはおよそ 1.1 倍大きくなることが分かった。

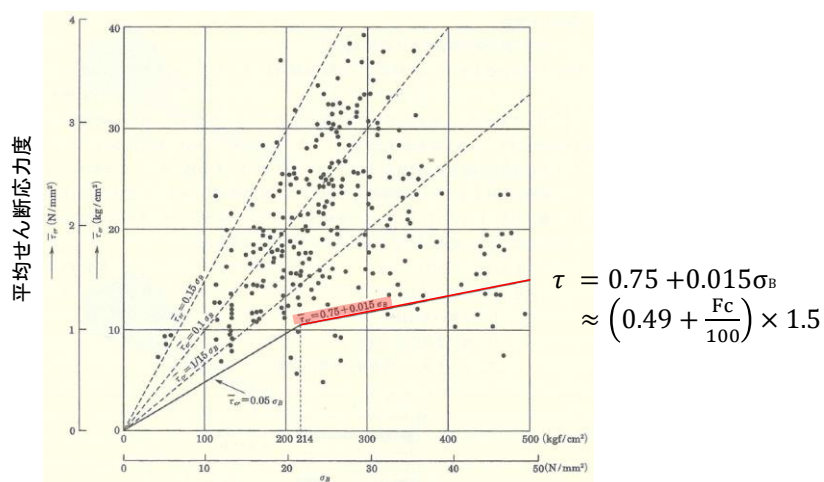
$$\tau = \left(0.49 + \frac{F_c}{100} \right) \times 1.5 \quad (3.4.1)$$

表 3.5.5 コンクリート強度の差によるせん断応力 τ の違い

設計 Fc (N/mm ²)	せん断応力 τ (設計強度)	せん断応力 τ (実強度)	せん断応力 τ の比
21 (~1989 年)	1.050	1.129	1.075
24 (1990 年~)	1.095	1.275	1.164

(2) 鉄筋コンクリートのせん断耐力式のばらつきの反映

RC 規準²²⁾には、図 3.5.11 に示す無開口耐震壁のせん断ひび割れ強度（平均せん断応力度）とコンクリート強度の関係が掲載されている。この図から RC 造モデルの耐力算定に用いる短期せん断応力度式で用いられた (3.4.1) 式が無開口耐震壁のせん断ひび割れ強度の下限值に相当することがわかる。また、文献²³⁾では先の設計式と既往実験結果との対応を、評価し、図 3.5.12 の左下（評価式Ⅲ）に示すとおりまとめており、設計式に対して実験値は 1.63 倍大きい。



無開口耐震壁のせん断ひび割れ発生強度(平均せん断応力度)と
コンクリート圧縮強度の関係

図 3.5.11 耐震壁のせん断ひび割れ強度とせん断応力度式との対応 (RC 規準²²⁾に加筆)

■せん断ひび割れ強度評価式III■

$$Q_c = r_2 \times \tau_{cr} t l$$

$$\tau_{cr} = \min \left\{ \frac{1}{20} F_c, 1.5 \left(5.0 + \frac{1}{100} F_c \right) \right\}$$

Q_c : 耐力壁のせん断ひび割れ強度 (kg)

t : 耐力壁の壁厚 (cm)

l : 側柱中心間距離 (cm) (矩形断面の場合は, 壁全長とした。)

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²), 360kg/cm²以下

r_2 : 開口によるせん断強度低減率, 式(7.2.3)または式(7.2.6)

表 7.5.5 コンクリート圧縮強度がせん断ひび割れ強度の計算精度に及ぼす影響

	評価式 I		評価式 II		評価式 III		評価式 IV		
	$\sigma_B < 35\text{MPa}$	$\sigma_B \geq 35\text{MPa}$	$\sigma_B < 35\text{MPa}$	$\sigma_B \geq 35\text{MPa}$	$\sigma_B < 35\text{MPa}$	$\sigma_B \geq 35\text{MPa}$	$\sigma_B < 35\text{MPa}$	$\sigma_B \geq 35\text{MPa}$	
試験体数	190	29	190	29	190	29	190	29	
実験値 計算値	平均値	0.97	0.77	0.83	0.49	1.63	1.36	1.03	0.84
	標準偏差	0.39	0.24	0.50	0.23	0.73	0.70	0.42	0.30
	変動係数	0.40	0.31	0.60	0.48	0.45	0.52	0.41	0.36

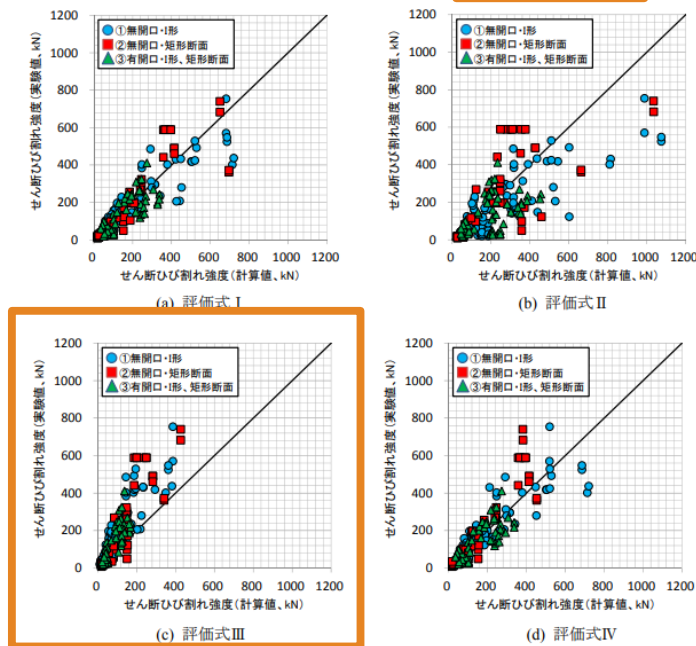


図 7.5.6 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

図 3.5.12 耐力壁部材のせん断ひび割れ強度に関する実験値と設計式の比較

(文献²³⁾に加筆)

(3) ひずみ速度の影響の反映

鉄筋コンクリート部材の速度効果による影響に関して、地震時の応答を対象とする既往文献 4 編を収集し、これらに報告された内容を以下にまとめる。

小谷 (1983)²⁴⁾ : コンクリート材はひずみ速度により耐力が 25% 程度上昇、鉄筋部材は降伏点が 1-2 割程度上昇するが、最大耐力は概ね同様であった。

北川ほか (1984)²⁵⁾ : 縮小梁部材の曲げ実験から、2 mm/sec (1% rad/sec) の載荷速度では静的載荷時に比べ最大耐力が 23% 程度上昇すると報告した。

細矢ほか (1996)²⁶⁾ : 縮小柱部材の実験 (せん断破壊型) から、10 cm/sec (11% rad/sec) の載荷速度では静的載荷時に比べ降伏耐力が 7%、最大耐力が 13% 程度上昇した。

岩井ほか (1982)²⁷⁾ : ひずみ速度をパラメータとした材料試験結果から、コンクリートの最大耐力は 14~24%、鉄筋の降伏耐力は 7~18% 上昇した。

以上より、いずれも速度効果により鉄筋コンクリート部材の耐力がいくらか上昇することを報告している。上昇率は実験方法や載荷速度によって異なり、実験によるばらつきもあるが、今回は文献で確認できた値のうち、小さめの値を小数点以下 1 以下に丸めて 1.1 倍と設定した。

(4) RC 造階数別の耐力分布のまとめ

2017 年震災研³⁾で設定した表 3.5.4 の耐力分布に対して、(1) コンクリート実強度による倍率として 1.1、同じく (2) せん断応力度式による 1.6、(3) 鉄筋コンクリートのひずみ速度による 1.1、以上をあわせて 1.936 を乗じた結果を表 3.5.6 に示す。

なお、2017 年震災研では図 3.5.13 に示す評価式を用いて降伏ベースシア係数を評価している。上記の割り増しの要因は主に①、③の項へ寄与するものであるが、降伏ベースシア係数の算定値に対する②の寄与は相対的に小さいと考えられること、②についても鉄筋部材の耐力増分やスラブ筋の影響等が見込まれることから、本検討では評価結果である降伏ベースシア係数に対して、前述の増分を見込んで耐力を評価することにした。

表 3.5.6 階数別の耐力分布の設定 (鉄筋コンクリート造)

		2F	4F	8F	12F
2017 モデル (全年代)	平均	1.627	0.912	0.512	0.366
	標準偏差	0.535	0.363	0.173	0.124
実強度を考慮し 割り増し	平均	3.150	1.766	0.991	0.709
	標準偏差	1.036	0.703	0.335	0.240

$$C_y = \left(\frac{\tau_c \times A_c + \tau_w \times A_w}{w \times n} \right) \times r + D_s \times R_t \times (1 - r) + \frac{\tau_{w'} \times A_{w'}}{w \times n}$$

①外構面 ②その他の内構面 ③雑壁
+耐力壁付き構面

図 3.5.13 2017 年震災研における降伏ベースシア係数の評価式

3.6 変形クライテリア

3.6.1 変形クライテリアの設定方針

地震保険における半損以上および全損の発生と最大層間変形角の関係をモデル化した変形クライテリアについて、構造種別ごとに設定根拠を整理する。この最大層間変形角は、先に述べた質点系モデルの時刻歴応答解析を実施して得られる各層の変形角の最大値である。

変形クライテリアは、構造種別により2つの方法で検討する。ひとつは一般に用いられる地震後の被害調査による被災度と地震保険の被害の相対関係に基づくものであり、もうひとつは既往実験による部材の損傷の進行と地震保険の損害調査方法を突き合わせるものである。

前者では、被災度区分判定基準²⁸⁾を参照して、小破、中破あるいは半壊、全壊などの一般的な被災度と最大変形角の関係を整理する。一方で、2011年東北地方太平洋沖地震の直後に震度5強以上を観測した強震観測点周りにおいて悉皆調査²⁹⁾を行い、被害率を評価している。そこで、地震保険実績からわかる当該地域の半損、全損の被害率との大小関係から、これらの被災度と地震保険の半損、全損の被害程度の相対関係を整理し、両者をあわせることで半損あるいは全損に至る最大層間変形角を推定する。

後者では、地震保険の損害調査³⁰⁾を参照して、住宅が半損あるいは全損と判定されるときに、損傷状態を勘案した損傷部材の比率（損害割合）を推定する。この結果に構造実験等による建物の最大変形と部材の損傷状況の対応を整理した資料²⁸⁾などをあわせて、半損あるいは全損に至る最大層間変形角を推定する。

また、被害に至る最大層間変形には、少なからぬばらつきがあるが、その分布はこれまでと同様に3折れ線分布でモデル化する。上記の2つの検討は、各被害が発生するときの中央値、すなわち発生確率50%に相当する値を設定するためのものである。3折れ線を規定するための残りの2点（ d_1 ：被害率0%、 d_3 ：被害率100%）は、同じ中央値をもつ対数標準偏差0.4の対数正規分布と累積確率10%、90%の点が一致するように決定する（図3.6.1）。

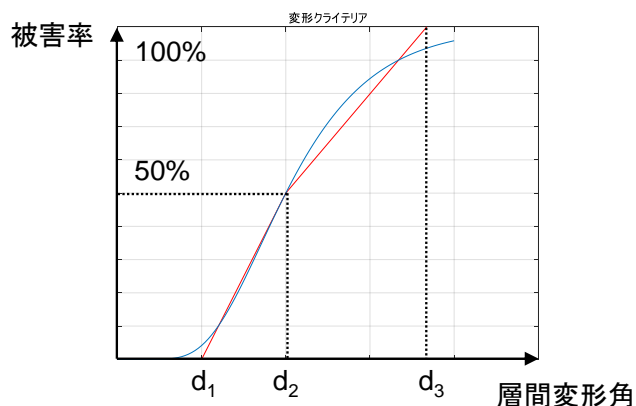


図 3.6.1 変形クライテリアの設定方法の模式図
(青線：対数正規分布、赤線：3折れ線置換)

3.6.2 在来木造

2011年東北地方太平洋沖地震の悉皆調査²⁹⁾に基づく被害率と地震保険実績データによる被害率の関係から、半損の被害率は、自治体統計の一部損壊と Damage grade の D2 の間にあり、各種の被害の相対的な関係をまとめた岡田ほか(1999)³¹⁾による被害尺度(図 3.6.2)と比較することで、半損以上被害は小破を生じ始める程度、全損被害は小破と中破の間程度に位置するものと推察される。被災度区分判定基準²⁸⁾では、図 3.6.3 に示すとおり被害と経験最大層間変形角の関係がまとめられおり、軽微、小破、中破に相当する代表的な最大層間変形角はそれぞれ 1/120、1/60、1/45 である。

この結果と、木造の構造実験ではかなり小さな被害も記録される傾向があるとの震災研での議論も踏まえていくらか大きめの 1/100、全損の中央値は 1/60 (=0.0167) と 1/45 (=0.0222) のおおよそ中間にあたる 1/50 (=0.0200) として、表 3.6.1 に示す通り設定した。また、被害率 0% (d_1)、被害率 100% (d_3) は、3.6.1 に述べた方法で定めるが、確認可能な被害が発生しうる変形角は土壁面にひび割れが発生する 1/200 以上であると考え、 d_1 の下限値は 1/200 とする。

設定した変形クライテリアと応答解析モデルの骨格曲線との対応を図 3.6.4 に示す。ここで黒線はバイリニア+トリリニアスリップ型の骨格曲線の和を、青線は変形クライテリアを示し、被害率 50%となる変形角 (d_2) を実線で、被害率 0%、被害率 100%となる変形角 (d_1 、 d_3) を破線で示す。

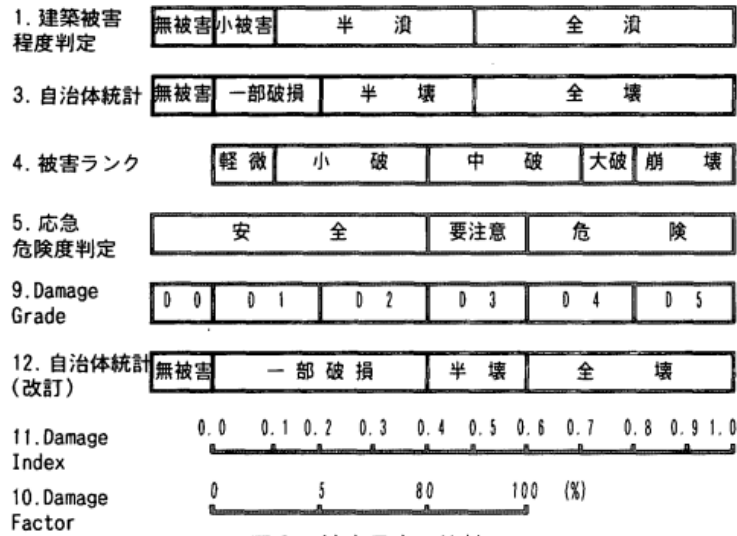


図6 被害尺度の比較

図 3.6.2 岡田ほか (1999) ³¹⁾による被害尺度の対応

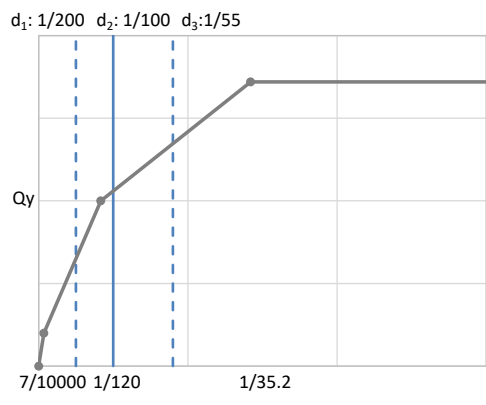
経験最大変形角	R (%)	被害	代表層間変形角
$\gamma_e < 1/120\text{rad.}$	80	軽微	1/120
$1/120\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/60\text{rad.}$	60	小破	1/60
$1/60\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/45\text{rad.}$	50	中破	1/45
$1/45\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/30\text{rad.}$	35	大破	1/30
$1/30\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/20\text{rad.}$	15	大破	1/20
$1/20\text{rad.} \leq \gamma_e$	5	倒壊	

図 3.6.3 木造建物の被災度の区分

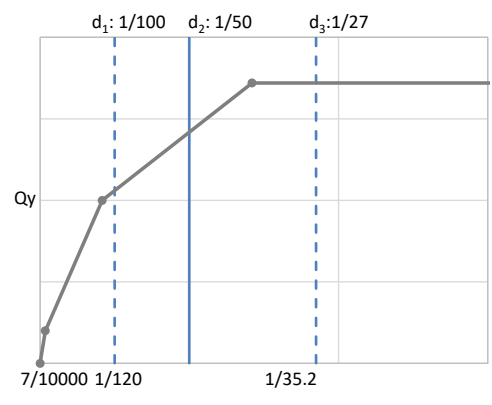
(木造建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針 ²⁸⁾より引用)

表 3.6.1 変形クライテリアの設定値

	変形クライテリア
半損以上	1/100
全損	1/50



(a) 半損以上の変形クライテリア



(b) 全損の変形クライテリア

図 3.6.4 復元力モデルと変形クライテリアの対応関係 (木造モデル)

3.6.3 軽量鉄骨造

2011年東北地方太平洋沖地震の悉皆調査²⁹⁾と地震保険実績の被害率の対応関係から、半損の被害率は、自治体統計の一部損壊よりは被害の程度が大きく Damage grade の D2 とおおよそ同等、岡田ほか(1999)³¹⁾による被害尺度(図 3.6.2)と比較すれば、半損は小破に相当する。全損は限られたデータからは半壊よりは大きく全壊とかわらないと推測されるので、同じく被害尺度(図 3.6.2)と比較すれば、中破かそれ以上に位置するものと推察される。

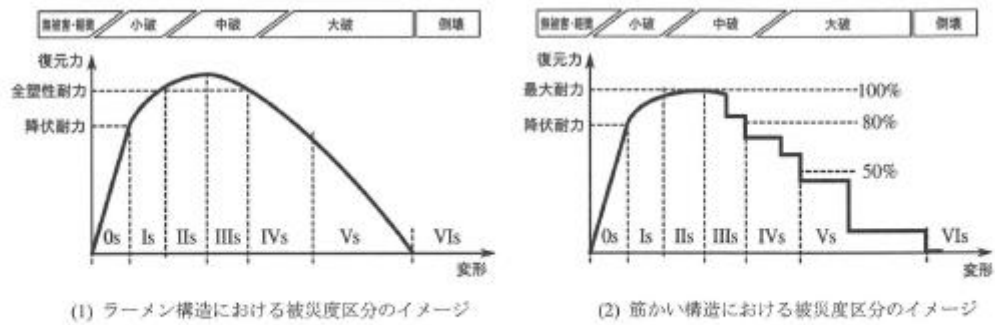
被災度区分判定基準²⁸⁾では、概ね降伏から塑性率 2 程度まで変形したところを小破、塑性率 2~4 程度まで変形し最大耐力に達する程度を中破と定義している(図 3.6.5) これらに達する最大変形角は、塑性率の基準となる降伏変形角にもよるが、骨格曲線でバイリニアの折れ点に設定した変形角である 1/120 とすれば、半損、全損、すなわち小破、中破に至る最大層間変形角は、それぞれ 1/200~1/120、1/120~1/60 になる。

一方で地震保険の損害調査³⁰⁾を踏まえ、損害認定でもっともわかりやすいのは外壁であること、軽量鉄骨造では外装材に ALC パネルが用いられることが多いことに着目して、ALC パネルの最大層間変形角と損傷状況の関係³²⁾などを用いて、地震保険の損害調査³⁰⁾から設定した ALC パネルの被害量と損害割合との関係から、鉄骨造住宅の最大層間変形角と損害割合の関係を評価した。

評価結果を、ALC パネルの被害に基づく損害割合と経験最大層間変形角の関係として、図 3.6.6 に模式的に示す。評価にあたって、年代によって ALC パネルの取り付け構法が異なることを反映するため、建築年 1980 年以前の住宅では ALC 挿入筋構法を、同じく 2001 年以降は ALC 縦貼ロックング構法を主に用いていると仮定した。また、1981 年~2000 年は過渡期として、2 つ構法の間値とした。

以上から、軽量鉄骨造の変形クライテリアは、図 3.6.6 でそれぞれ損害割合 20% と 50% に至る最大層間変形角の数字を丸めて、表 3.6.2 に示すように中央値を設定した。被害率 0% (d_1)、被害率 100% (d_3) は、3.6.1 に述べた方法で定めるが、確認可能な被害が発生しうる変形角は ALC パネルに微小ひび割れが発生した 1/200 以上であると考え、 d_1 の下限値を 1/200 とする。

設定した変形クライテリアと応答解析モデルの骨格曲線との対応を図 3.6.7 に示す。ここで黒線はバイリニアの骨格曲線を、青線は変形クライテリアを示し、被害率 50% となる変形角 (d_2) を実線で、被害率 0%、被害率 100% となる変形角 (d_1 、 d_3) を破線で示す。



解図Ⅲ. 2. 1-1 構造骨組の荷重変形曲線と被災度区分の対応

図 3.6.5 被災度の区分に関する概念図

(鉄骨造建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針²⁸⁾より引用)

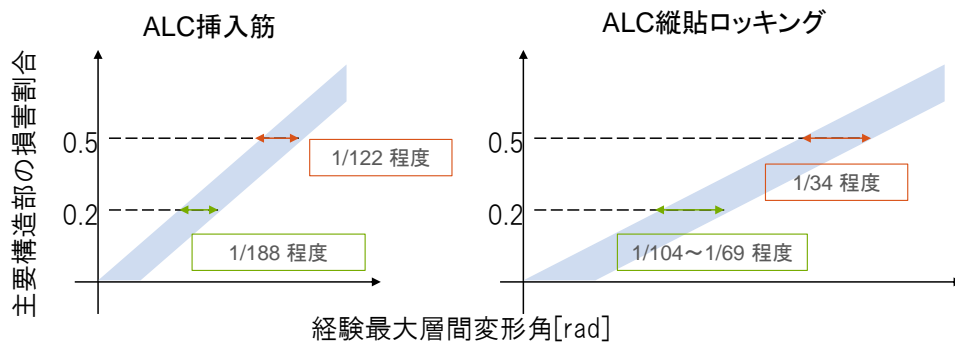
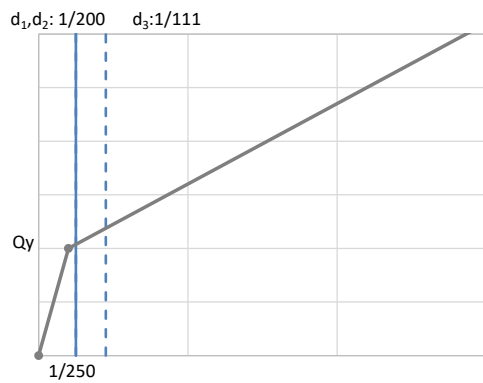


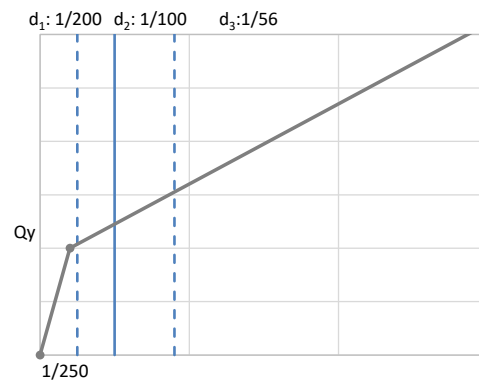
図 3.6.6 ALC パネルの被害に基づく損壊被害割合と経験最大層間変形角の関係の概念図

表 3.6.2 変形クライテリアの設定値 (軽量鉄骨造)

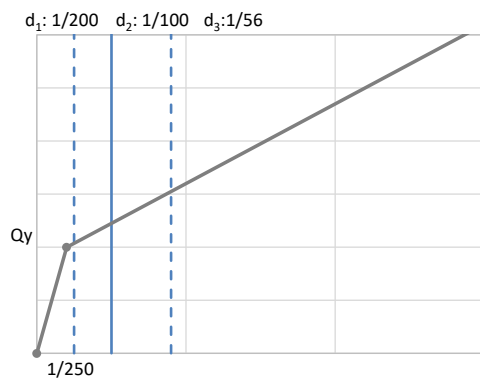
	軽量 S 造 -1980	軽量 S 造 1981-2000	軽量 S 造 2001-
半損以上	1/200	1/100	1/70
全損	1/100	1/50	1/35



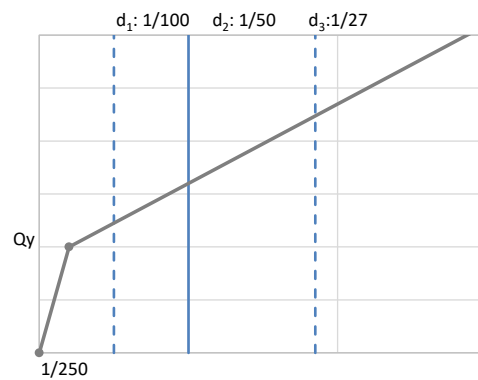
(a) 半損以上の変形クライテリア
(~1980年)



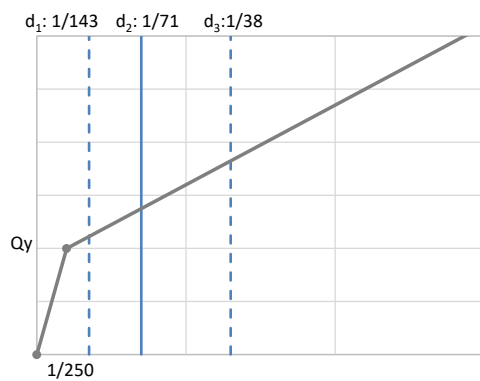
(b) 全損の変形クライテリア
(~1980年)



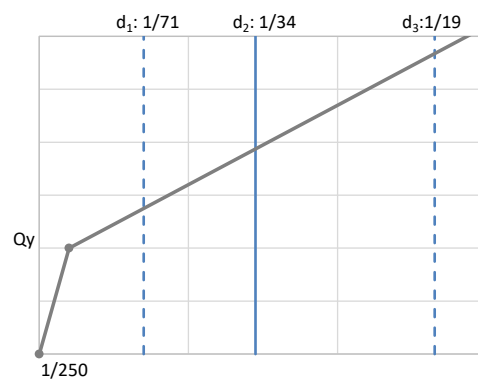
(c) 半損以上の変形クライテリア
(1981~2000年)



(d) 全損の変形クライテリア
(1981~2000年)



(e) 半損以上の変形クライテリア
(2001年~)



(f) 全損の変形クライテリア
(2001年~)

図 3.6.7 復元力モデルと変形クライテリアの対応関係 (軽量鉄骨造モデル)

3.6.4 RC 造

2011年東北地方太平洋沖地震の悉皆調査²⁹⁾と地震保険実績の被害率の対応関係からは、半損の被害率は、自治体統計の一部損壊よりは被害の程度が大きく Damage grade の D2 より小さく、木造と類似の傾向がみられる。岡田ほか(1999)³¹⁾による被害尺度(図 3.6.2)と比較すれば、半損は小破が生じ始める程度に相当する。全損はデータが限られており判断ができない。

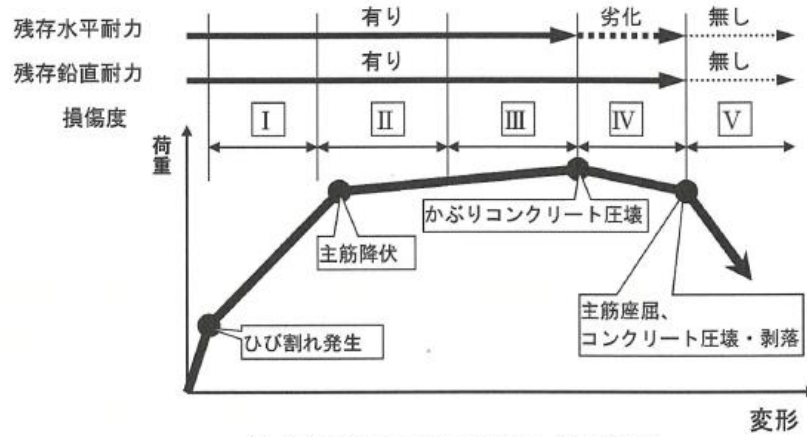
被災度区分判定基準²⁸⁾では、概ね降伏から塑性率 2 程度まで変形したところを小破、塑性率 2~3 程度まで変形し最大耐力に達する程度を中破と定義している(図 3.6.8、図 3.6.9)。骨格曲線で設定した降伏変形角 $1/150$ を基準とすれば、小破、中破に至る最大層間変形角は、それぞれ $1/150 \sim 1/75$ 、 $1/75 \sim 1/50$ になる。

一方、地震保険の損害調査³⁰⁾では、RC 構造部材(柱、梁、耐震壁)の損傷に基づいていることが確認できる。建物の応答変形角と部材の損傷状況の関係³³⁾を踏まえ、本検討では地震保険の損害調査³⁰⁾を参考に被害量と地震保険の損害割合との関係を定義し、変形角と損害割合の関係を評価することとし、図 3.6.10 に RC 柱・梁の被害に基づく損壊被害割合と経験最大層間変形角の関係の概念図を示す。

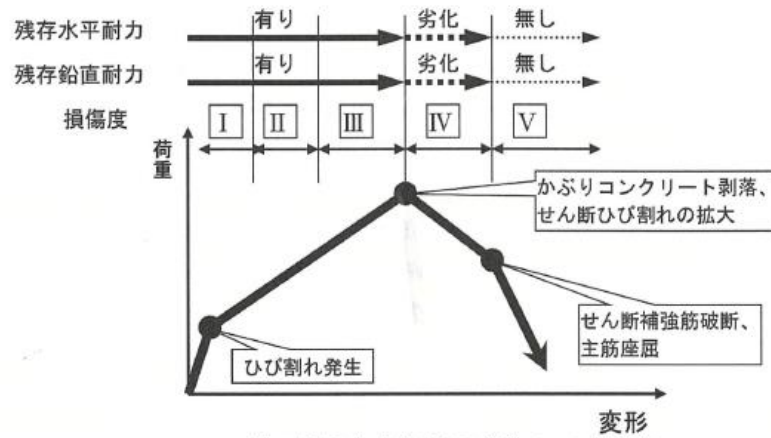
以上から、RC 造建物の半損以上被害の変形クライテリアは被災度区分判定基準における小破が生じ始める程度として $1/150$ を、全損被害の変形クライテリアは図 3.6.10 を参考に $1/60$ を設定する。なお、1981 年の建築基準法改訂以前の RC 造建物では、せん断破壊の先行が想定されることから、既往研究⁹⁾(図 3.4.7)に基づき、半損以上の変形クライテリアをせん断破壊型のモデルの降伏変形角として、 $1/250$ を設定する。全損の変形クライテリアは、1981 年以後の設定値における半損以上と全損の相対的な関係を参考とし、おおむね 2 倍程度の $1/120$ を用いる。

以上、表 3.6.3 に RC 造建物の変形クライテリアをまとめる。被害率 0% (d_1)、被害率 100% (d_3) は、3.6.1 に述べた方法で定めるが、確認可能な被害が発生しうる変形角は RC 部材に 0.2mm 以上のひび割れが発生する $1/200$ 以上であると考え、 d_1 の下限値を $1/200$ とする。ただし 1980 年以前の半損被害の変形クライテリアは $1/250$ と設定しているため、当該区分のみ d_1 を $1/250$ と設定する。

設定した変形クライテリアと応答解析モデルの骨格曲線との対応を図 3.6.11 に示す。ここで黒線は Takeda モデルによる骨格曲線を、青線は変形クライテリアを示し、被害率 50% となる変形角 (d_2) を実線で、被害率 0%、被害率 100% となる変形角 (d_1 、 d_3) を破線で示す。本来は、1980 年以前と 1981 年以後で異なる復元力特性を持つ応答解析モデルを設定すべきと考えられるが、本検討では図 3.6.11(a)に示される通り、1980 年以前のモデルの変形クライテリアの中央値 $1/250$ は、降伏変形角 $1/150$ よりも小さく設定し、応答解析モデルとしては同一のものを用いることとした。



(a) 塑性変形能力の大きい部材（曲げ部材）



(b) 脆性的な破壊をする部材（せん断部材）

図 II. 2. 3-1 部材の荷重－変形関係と損傷度の概念

図 3.6.8 被災度の区分に関する概念図

(鉄筋および鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針²⁸⁾より引用)

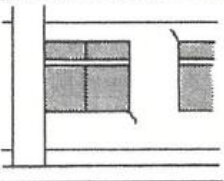
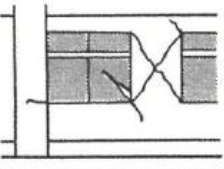
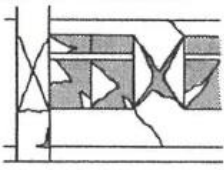
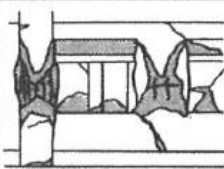
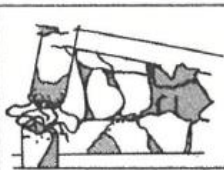
	ランク	被害状況	スケッチ
被害軽微	I	柱・耐力壁・二次壁の損傷が、軽微かもしくは、ほとんど損傷がないもの。	
小破	II	柱・耐力壁の損傷は軽微であるが、RC二次壁・階段室のまわりに、せん断ひびわれが見られるもの。	
中破	III	柱に典型的なせん断ひびわれ・曲げひびわれ、耐力壁にせん断ひびわれが見られ、RC二次壁・非構造体に大きな損傷が見られるもの。	
大破	IV	柱のせん断ひびわれ・曲げひびわれによって鉄筋が露出・座屈し、耐力壁に大きなせん断ひびわれが生じて耐力に著しい低下が認められるもの。	
崩壊	V	柱・耐力壁が大破壊し、建物全体または建物の一部が崩壊に至ったもの。	

図 3.6.9 過去の地震被害調査における被災度の定義

(鉄筋および鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針²⁸⁾より引用)

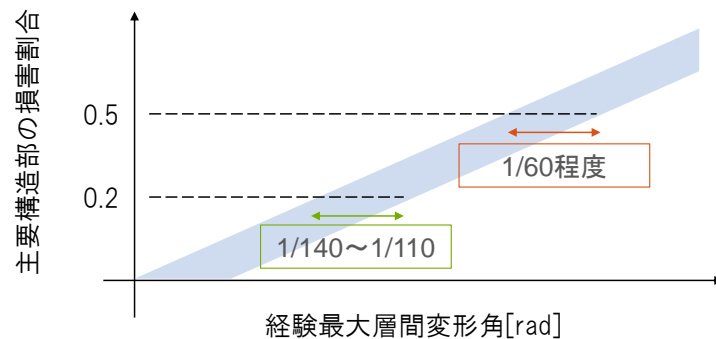
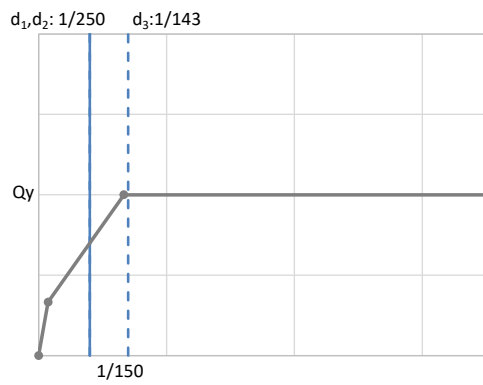


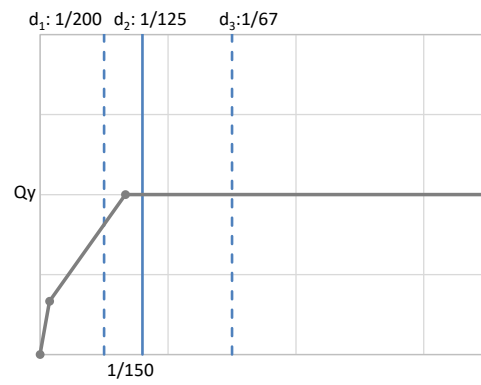
図 3.6.10 柱、梁部材の被害に基づく損壊被害割合と経験最大層間変形角の関係の概念図

表 3.6.3 変形クライテリアの設定値 (RC 造)

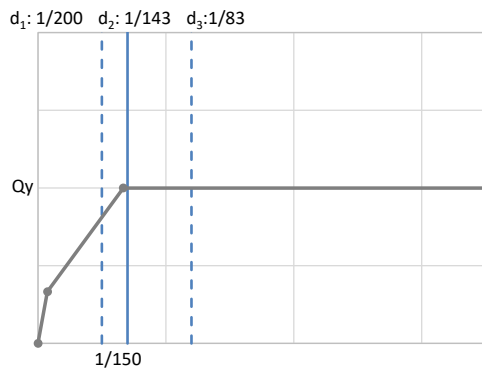
	RC 造 1980年以前	RC 造 1981年以降
半損以上	1/250	1/150
全損	1/120	1/60



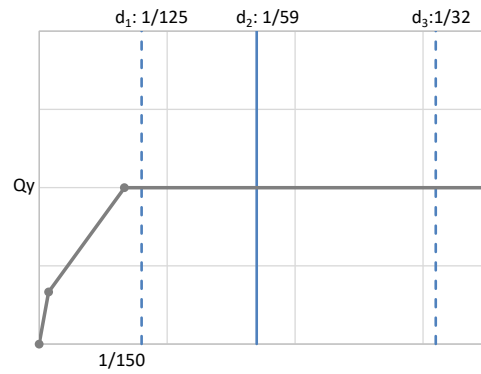
(a) 半損以上の変形クライテリア
(~1980年)



(b) 全損の変形クライテリア
(~1980年)



(c) 半損以上の変形クライテリア
(1981年~)



(d) 全損の変形クライテリア
(1981年~)

図 3.6.11 復元力モデルと変形クライテリアの対応関係 (RC造モデル)

3.7 既往検討からの変更点のまとめ

本章では損壊被害関数の構築に用いるパラメータのうち、建物モデル、変形クライテリア、耐力分布に関して既往研究等を参考に工学的に説明可能な設定値を検討し、既往検討からの変更案を示した。以下に各パラメータの変更点をまとめる。今回の検討では、1.1 節に記載した本研究の目的に照らし、3.1 節に記載のとおり工学的な知見が少なく不確実が大きいため耐力や変形クライテリアを設定することが難しいと判断した区分について、無理に値を設定せずに隣接する区分と同一の設定値を充てた。したがって、例えば耐力分布について今回の検討結果では在来木造の 1970 年以前の区分や軽量鉄骨造および RC 造では建築年代の区分を設けていないが、これは必ずしも耐力の違いがないということを示したのではなく、上記に基づく判断の結果である。

なお、損壊被害関数の構築に用いるパラメータのうち、本節で示されていない入力地震動の選択方法については、次章にて詳細を示す。

表 3.7.1 既往検討における建物モデルのパラメータ

パラメータ	木造	軽量 鉄骨造	RC 造 (1-2F)	RC 造 (3-5F)	RC 造 (6-10F)	RC 造 (11F-)
質点数 N	2	2	2	3	8	12
階高 h	2.8	3	3.5			
重量*1	0.67	0.36	1.0			
周期	耐力に 応じた値	耐力に 応じた値	$T = 0.02h * N$			
剛性分布	耐力に応じ た値	耐力に応じ た値	台形分布 (0.5)			
耐力分布	1.50*2	1.56*2	Ai 分布			
復元力特性	五十田・河 合モデル*3	バイリニア モデル	Takeda モデル			
第一折れ点 層間変形角	7/10000*3	-	周期に応じた値			
第一折れ点 耐力	0.20 Q_y *3	-	0.333 Q_y			
降伏時 層間変形角	1/120*3	1/250	1/150			
終局耐力後の 接線剛性比	-0.333*3	0.010	0.001			
減衰	5% 初期 剛性比例型	3% 瞬間 剛性比例型	2% 瞬間剛性比例型			

*1:1 階に対する上階の重量の比

*2:1 階に対する上階の剛性の比

*3:五十田・河合 (2007) を参照し設定

表 3.7.2 建物モデルのパラメータの変更案（赤字は変更箇所）

パラメータ	木造	軽量 鉄骨造	RC造 (1-2F)	RC造 (3-5F)	RC造 (6-10F)	RC造 (11F-)
質点数 N	2	2	2	4	8	12
階高 h	2.8	3	2.8			
重量*1	0.67	0.36	1.0			
周期	耐力に 応じた値	耐力に 応じた値	耐力に応じた値 (2次剛性の割線剛性比 $\alpha_y=0.25$)			
剛性分布	耐力に応じ た値	耐力に応じ た値	台形分布 (0.5)			
耐力分布	1.5*2	1.56*2	Ai 分布			
復元力特性	五十田・河 合モデル*3	バイリニア モデル	Takeda モデル			
第一折れ点 層間変形角	7/10000*3	-	1/1350			
第一折れ点 耐力	0.20 Q_y *3	-	0.333 Q_y			
降伏時 層間変形角	1/120*3	1/250	1/150			
終局耐力後の 接線剛性比	0.001*3	0.15	0.01			
減衰	5% 瞬間 剛性比例型	2% 初期 剛性比例型	3% 瞬間剛性比例型			

*1:1階に対する上階の重量の比

*2:1階に対する上階の剛性の比

*3:五十田・河合（2007）を参考に、終局後に耐力低下しない復元力を設定

表 3.7.3 既往検討における変形クライテリア

構造種別	被害率	応答変形角 [rad.]	
		全損	半損以上
在来木造	0%	0.083	0.005
	50%	0.143	0.063
	100%	0.200	0.100
2×4造	0%	0.083	0.005
	50%	0.143	0.063
	100%	0.200	0.100
軽量鉄骨造	0%	0.010	0.005
	50%	0.250	0.080
	100%	0.333	0.333
RC造	0%	0.020	0.003
	50%	0.100	0.050
	100%	0.200	0.100

表 3.7.4 変形クライテリアの変更案

構造種別	被害率	応答変形角 [rad.]	
		全損	半損以上
在来木造	0%	0.010	0.005
	50%	0.020	0.010
	100%	0.037	0.018
軽量鉄骨造 1980年以前	0%	0.005	0.005
	50%	0.010	0.005
	100%	0.018	0.009
軽量鉄骨造 1981～2000年	0%	0.010	0.005
	50%	0.020	0.010
	100%	0.037	0.018
軽量鉄骨造 2001年以降	0%	0.014	0.007
	50%	0.029	0.014
	100%	0.053	0.026
RC造 1980年以前	0%	0.005	0.004
	50%	0.008	0.004
	100%	0.015	0.007
RC造 1981年以降	0%	0.008	0.005
	50%	0.017	0.007
	100%	0.031	0.012

表 3.7.5 既往検討における耐力分布

構造種別	パラメタ	1970年 以前	1971～ 1980年	1981～ 2000年	2001年 以降
在来木造	μ	0.299	0.330	0.450	0.698
	σ	0.167	0.169	0.239	0.370
2×4造	μ	0.598	0.660	0.900	0.900
	σ	0.334	0.338	0.478	0.478
軽量S造	μ	0.300	0.450	0.858	0.975
	σ	0.150	0.225	0.429	0.488
RC造 1～2階	μ	0.935	1.272	2.093	2.713
	σ	0.448	0.510	0.689	0.893
RC造 3～5階	μ	0.723	0.983	1.616	2.095
	σ	0.970	0.421	0.568	0.737
RC造 6～10階	μ	0.409	0.556	0.914	1.185
	σ	0.201	0.229	0.309	0.401
RC造 11～14階	μ	0.327	0.445	0.732	0.949
	σ	0.161	0.183	0.247	0.320

表 3.7.6 耐力分布の変更案

構造種別	パラメタ	1980年 以前	1981～ 2000年	2001年 以降
在来木造	μ	0.300	0.400	0.500
	σ	0.150	0.200	0.200
	耐力加算	0.230	0.230	0.230
軽量S造	μ	0.620		
	σ	0.310		
	耐力加算	0.230		
RC造 1～2階	μ	3.150		
	σ	1.036		
RC造 3～5階	μ	1.766		
	σ	0.703		
RC造 6～10階	μ	0.991		
	σ	0.335		
RC造 11～14階	μ	0.709		
	σ	0.240		

第4章 損壊被害関数の作成

4.1 はじめに

本章では、第3章で設定した復元力特性や減衰を用いて時刻歴応答解析を行い、同じく耐力分布、変形クライテリアにより被害率を求めて損壊被害関数を作成した結果を示す。時刻歴応答解析に用いる入力地震動は、改めて選択したので次節にて選択方法や選択した波形を示す。

4.2 入力地震動の選択

損壊被害関数の作成用の応答解析に用いる入力地震動は、水平2方向を時刻歴で合成した時刻歴の最大速度を基準として10 cm/s ~200 cm/s までの10 cm/s 刻みで設定した各入力レベル（以下、PGV レベル）において、以下の条件で7記録ずつ選定した。

- 表 4.2.1に示す21地震について、公的機関(気象庁、防災科学研究所 K-NET、kik-net)により公開される地震観測記録を対象とする。
- 各観測記録において0° から175° まで5° 刻みの各方向について速度波形を計算し、各方向 PGV の最大値を「最大方向 PGV」、平均値を「平均 PGV」とし、平均 PGV に最も近い方向成分の波形を「平均方向成分の時刻歴」として用いる。
- 各 PGV レベルについて、最大方向 PGV が近い7記録を選択する。
- 原則として各 PGV レベルで選択する7記録は異なる地震とする。ただし、1つの地震のみ2記録の選択を許容する。
- 大振幅の記録は限定的であることから、100cm/s 以上の PGV レベルでは、観測記録の振幅を1.5倍、2.0倍に拡幅した波形も対象とする。
- なお、多様な地震を平均的に表現するため、プレート境界地震やプレート内地震などの地震タイプが偏らないように選択する。

選択した入力地震動セットを表 4.2.2 に示す。また、時刻歴応答解析に用いる入力地震動は、選択した7記録の最大方向 PGV が各 PGV レベルに一致するようスケールリングした上で、PGV の平均方向成分の時刻歴とする。また、表 4.2.2 に記載の「記録 ID」は、観測年月日を示す8桁の数字と気象庁、防災科学研究所 (K-NET、kik-net) の地震観測点コードの組み合わせである。

表 4.2.1 地震観測記録の収集対象地震

地震名	M	深さ	最大震度
1995年 兵庫県南部地震	7.3	16km	7
2001年 芸予地震	6.7	51km	6弱
2003年 宮城県沖を震源とする地震	7.1	72km	6弱
2003年 十勝沖地震	8.0	45km	6弱
2004年 新潟県中越地震	6.8	13km	7
2005年 福岡県西方沖を震源とする地震	7.0	9km	6弱
2007年 能登半島地震	6.9	11km	6強
2007年 新潟県中越沖地震	6.8	17km	6強
2008年 岩手宮城内陸地震	7.2	10km	6強
2008年 岩手県沿岸北部を震源とする地震	6.8	120km	6強
2009年 駿河湾を震源とする地震	6.6	20km	6弱
2011年 東北地方太平洋沖地震	9.0	24km	7
2011年 静岡県東部を震源とする地震	6.4	14km	6強
2011年 宮城県沖を震源とする地震	7.2	66km	6強
2013年 十勝地方南部を震源とする地震	6.5	108km	5強
2013年 淡路島を震源とする地震	6.3	15km	6弱
2014年 伊予灘を震源とする地震	6.2	78km	5強
2016年 熊本地震 (4/16 本震)	7.3	10km	7
2016年 鳥取県中部を震源とする地震	6.6	11km	6弱
2018年 大阪府北部を震源とする地震	5.9	10km	6弱
2018年 北海道胆振東部地震	6.7	37km	7

表 4.2.2 PGV レベル別 入力地震動一覧

PGV レベル	地震発生日	地震名	記録 ID	最大方向 PGV	平均方向 PGV	入力倍率
10	2008/7/24	岩手県沿岸北部を震源とする地震	20080724_IWTH26	10.0	8.8	1.00
10	2016/4/16	熊本地震	20160416_FKO012	10.0	8.6	1.00
10	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_AOM010	10.0	7.8	1.00
10	2001/3/24	芸予地震	20010324_KOC007	10.0	7.5	1.00
10	2018/6/18	大阪府北部を震源とする地震	20180618_OSK006	10.0	7.0	1.00
10	2005/3/20	福岡県西方沖を震源とする地震	20050320_FKO008	10.0	8.3	1.00
10	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_YMT006	10.0	8.3	1.00
20	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD081	20.0	15.7	1.00
20	2007/7/16	新潟県中越沖地震	20070716_NIG014	20.0	16.3	1.00
20	2007/3/25	能登半島地震	20070325_TYM002	20.0	18.0	1.00
20	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD182	20.0	14.6	1.00
20	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_IWTH27	20.0	18.3	1.00
20	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_IWT013	20.1	16.7	1.00
20	2016/10/21	鳥取県中部を震源とする地震	20161021_OKY015	19.9	15.3	1.00
30	2008/7/24	岩手県沿岸北部を震源とする地震	20080724_IWTH12	29.9	20.7	1.00
30	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_IWT020	30.1	22.8	1.00
30	2018/6/18	大阪府北部を震源とする地震	20180618_17_LG_77040	29.8	25.1	1.01
30	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_NMRH02	30.3	23.1	0.99
30	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_14_LG_51654	30.3	25.5	0.99
30	2001/3/24	芸予地震	20010324_HRS009	30.4	24.8	0.99
30	2007/7/16	新潟県中越沖地震	20070716_NIG025	29.6	24.6	1.01

表 4.2.2 PGV レベル別 入力地震動一覧

PGV レベル	地震発生日	地震名	記録 ID	最大方向 PGV	平均方向 PGV	入力倍率
40	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_KSRH10	40.0	34.7	1.00
40	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG020	40.0	29.7	1.00
40	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_IBR010	40.1	32.4	1.00
40	2003/5/26	宮城県沖を震源とする地震_	20030526_IWTH20	39.8	31.0	1.00
40	2018/6/18	大阪府北部を震源とする地震	20180618_10_LG_76026	40.2	27.8	1.00
40	2009/8/11	駿河湾を震源とする地震	20090811_SZOH42	39.8	32.7	1.01
40	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_MYG010	39.7	32.6	1.01
50	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_IWT012	49.8	38.8	1.00
50	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMMH02	50.3	36.4	0.99
50	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_04_JMA_47487	50.7	36.1	0.99
50	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_MYG004	49.3	43.7	1.01
50	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG017	51.0	38.9	0.98
50	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_KSRH02	48.9	45.6	1.02
50	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_MYG004	48.6	43.1	1.03
60	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_FKS001	60.0	45.3	1.00
60	2007/3/25	能登半島地震	20070325_ISK006	60.0	44.2	1.00
60	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD125	60.4	51.5	0.99
60	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_IWTH26	59.1	51.6	1.01
60	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMMH14	60.9	51.4	0.99
60	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD092	59.0	54.5	1.02
60	2003/5/26	宮城県沖を震源とする地震_	20030526_MYG011	58.7	43.6	1.02

表 4.2.2 PGV レベル別 入力地震動一覧

PGV レベル	地震発生日	地震名	記録 ID	最大方向 PGV	平均方向 PGV	入力倍率
70	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_MYG005	69.6	55.4	1.01
70	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG028	70.6	63.4	0.99
70	2016/4/16	熊本地震	20160416_03_JMA_EED	69.1	61.5	1.01
70	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_IBR013	68.4	62.7	1.02
70	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_MYG006	68.0	51.7	1.03
70	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD066	65.2	47.1	1.07
70	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_04_JMA_47487	50.7	36.1	1.38
80	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_IWT010	53.4	41.5	1.50
80	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_MYG015	79.8	64.1	1.00
80	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMMH03	80.8	55.0	0.99
80	2011/3/15	静岡県東部を震源とする地震	20110315_SZO011	81.1	57.9	0.99
80	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD091	78.7	64.5	1.02
80	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_03_LG_51804	51.3	38.2	1.56
80	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG017	51.0	38.9	1.57
90	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_FKS001	60.0	45.3	1.50
90	2007/3/25	能登半島地震	20070325_ISK006	60.0	44.2	1.50
90	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD125	60.4	51.5	1.49
90	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_IBUH03	91.1	80.5	0.99
90	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_IWTH26	59.1	51.6	1.52
90	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMM006	91.3	74.6	0.99
90	2003/5/26	宮城県沖を震源とする地震_	20030526_MYG011	58.7	43.6	1.53

表 4.2.2 PGV レベル別 入力地震動一覧

PGV レベル	地震発生日	地震名	記録 ID	最大方向 PGV	平均方向 PGV	入力倍率
100	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_TCG014	66.4	52.7	1.51
100	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG021	66.3	52.0	1.51
100	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMMH02	50.3	36.4	1.99
100	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_MYG013	67.3	54.5	1.49
100	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_04_JMA_47487	50.7	36.1	1.97
100	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD066	65.2	47.1	1.53
100	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_JR_TAKARAZ	96.4	77.0	1.04
110	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_FKSH11	54.8	47.2	2.01
110	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_AKTH04	74.2	61.5	1.48
110	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD085	55.7	44.2	1.98
110	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIGH01	74.3	62.6	1.48
110	2016/4/16	熊本地震	20160416_02_JMA_EEB	72.3	61.9	1.52
110	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_IWT010	53.4	41.5	2.06
110	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_JMA_KOBE	105.3	80.3	1.04
120	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_FKS001	60.0	45.3	2.00
120	2007/3/25	能登半島地震	20070325_ISK006	60.0	44.2	2.00
120	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD125	60.4	51.5	1.99
120	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMMH03	80.8	55.0	1.49
120	2011/3/15	静岡県東部を震源とする地震	20110315_SZO011	81.1	57.9	1.48
120	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_IWTH26	59.1	51.6	2.03
120	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD091	78.7	64.5	1.52

表 4.2.2 PGV レベル別 入力地震動一覧

PGV レベル	地震発生日	地震名	記録 ID	最大方向 PGV	平均方向 PGV	入力倍率
130	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_DG_FUKIAI	130.3	91.1	1.00
130	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD066	65.2	47.1	1.99
130	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_TCGH13	64.7	48.6	2.01
130	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMM008	84.9	71.4	1.53
130	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG021	66.3	52.0	1.96
130	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_01_JMA_47004	132.9	104.6	0.98
130	2007/7/16	新潟県中越沖地震	20070716_NIG018	126.7	90.1	1.03
140	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_MYG005	69.6	55.4	2.01
140	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG028	70.6	63.4	1.98
140	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMM004	92.4	80.5	1.51
140	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_IBR013	68.4	62.7	2.05
140	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD127	95.5	69.7	1.47
140	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_IBUH03	91.1	80.5	1.54
140	2011/4/7	宮城県沖を震源とする地震	20110407_MYG006	68.0	51.7	2.06
150	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_FKSH14	75.1	57.7	2.00
150	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIGH01	74.3	62.6	2.02
150	2008/6/14	岩手宮城内陸地震	20080614_AKTH04	74.2	61.5	2.02
150	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD126	151.7	104.1	0.99
150	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD098	102.4	73.7	1.46
150	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_JR_TAKATOR	155.1	116.8	0.97
150	2016/4/16	熊本地震	20160416_02_JMA_EEB	72.3	61.9	2.07

表 4.2.2 PGV レベル別 入力地震動一覧

PGV レベル	地震発生日	地震名	記録 ID	最大方向 PGV	平均方向 PGV	入力倍率
160	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_MYG015	79.8	64.1	2.00
160	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMMH03	80.8	55.0	1.98
160	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_JMA_KOBE	105.3	80.3	1.52
160	2011/3/15	静岡県東部を震源とする地震	20110315_SZO011	81.1	57.9	1.97
160	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD091	78.7	64.5	2.03
160	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD128	104.1	93.2	1.54
160	2007/3/25	能登半島地震	20070325_ISK005	103.7	70.2	1.54
170	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMM008	84.9	71.4	2.00
170	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_KSRH09	84.8	63.6	2.00
170	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_FKSH20	111.2	78.8	1.53
170	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_02_LG_51200	115.5	83.0	1.47
170	2011/3/15	静岡県東部を震源とする地震	20110315_SZO011	81.1	57.9	2.10
170	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_JMA_KOBE	105.3	80.3	1.61
170	2007/3/25	能登半島地震	20070325_ISK005	103.7	70.2	1.64
180	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_MYG006	91.0	72.2	1.98
180	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_IBUH03	91.1	80.5	1.98
180	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMM006	91.3	74.6	1.97
180	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_02_LG_51200	115.5	83.0	1.56
180	2007/7/16	新潟県中越沖地震	20070716_NIG018	126.7	90.1	1.42
180	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_JR_TAKARAZ	96.4	77.0	1.87
180	2011/3/15	静岡県東部を震源とする地震	20110315_SZO011	81.1	57.9	2.22

表 4.2.2 PGV レベル別 入力地震動一覧

PGV レベル	地震発生日	地震名	記録 ID	最大方向 PGV	平均方向 PGV	入力倍率
190	2007/7/16	新潟県中越沖地震	20070716_NIG018	126.7	90.1	1.50
190	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_HKD127	95.5	69.7	1.99
190	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_JR_TAKARAZ	96.4	77.0	1.97
190	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_TKCH07	97.5	77.7	1.95
190	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMM004	92.4	80.5	2.06
190	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	20110311_MYG006	91.0	72.2	2.09
190	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG019	134.3	104.7	1.41
200	2018/9/6	北海道胆振東部地震	20180906_01_JMA_47004	132.9	104.6	1.50
200	2016/4/16	熊本地震	20160416_KMMH16	133.8	109.1	1.50
200	2003/9/26	十勝沖地震	20030926_HKD086	134.1	96.4	1.49
200	2004/10/23	新潟県中越地震	20041023_NIG019	134.3	104.7	1.49
200	1995/1/17	兵庫県南部地震	19950117_DG_FUKIAI	130.3	91.1	1.53
200	2007/3/25	能登半島地震	20070325_ISK005	103.7	70.2	1.93
200	2007/7/16	新潟県中越沖地震	20070716_NIG018	126.7	90.1	1.58

入力地震動に用いた観測記録の周期特性を、加速度応答スペクトルで確認した。

まず、収集した 21 地震の観測記録のうち、方向別の PGV の最大値が 10~40cm/s の全記録を対象として、最大方向波形の加速度応答スペクトル（減衰 5%）を図 4.2.1 に示す。同様に 40~80 cm/s の記録を図 4.2.2 に、80~120cm/s の記録を図 4.2.3 に、120cm/s 以上の記録を図 4.2.4 に示す。これらの図に青破線で示す各観測記録の加速度応答スペクトルは最大加速度で基準化している。赤実線は各周期でのスペクトル値の平均、赤破線は同じく平均±1 標準偏差を示す。参考として、告示スペクトル（解放工学的基盤）を黒線で重ねて示した。

図 4.2.1 や図 4.2.2 では、0.2 秒以下の短周期が卓越する傾向が見られる。一方、図 4.2.3 や図 4.2.4 では、相対的に小さな振幅レベルの地震記録である図 4.2.1 に比べて、平均的なピークとなる周期が 0.4 秒程度と長くなり、また長周期の成分も大きくなる傾向が確認できる。

次に、損壊被害関数の構築に用いるため抽出した入力地震動セットの観測記録について、PGV レベルを 5 つに区分し、各区分での加速度応答スペクトルの平均を重ねて図 4.2.5 に示した。PGV レベルの区分が大きくなるほど、ピークの周期が長周期側にずれ、長周期成分がより増大する傾向が確認できた。これは、図 4.2.1~図 4.2.4 でみた見た全体の傾向と一致しており、各 PGV レベルで 7 記録ずつ選ぶことでも 21 地震の全観測記録の傾向を十分とらえていると考えられる。

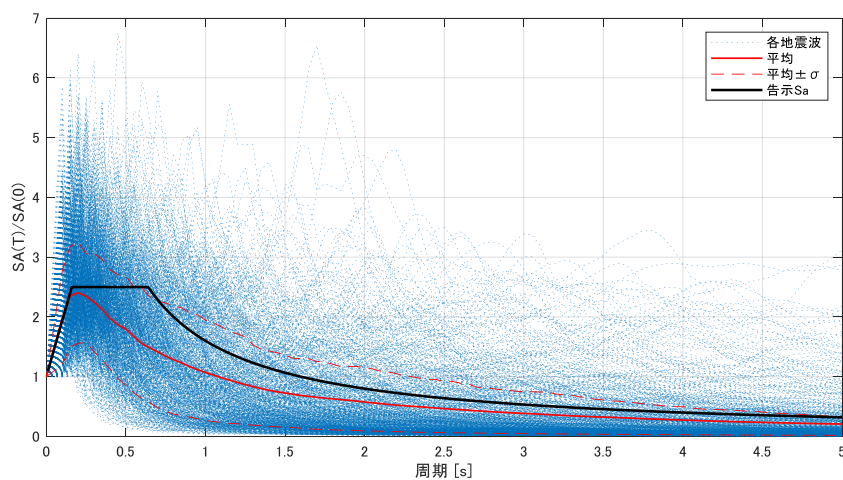


図 4.2.1 21 地震の観測記録（10~40cm/s）の加速度応答スペクトル

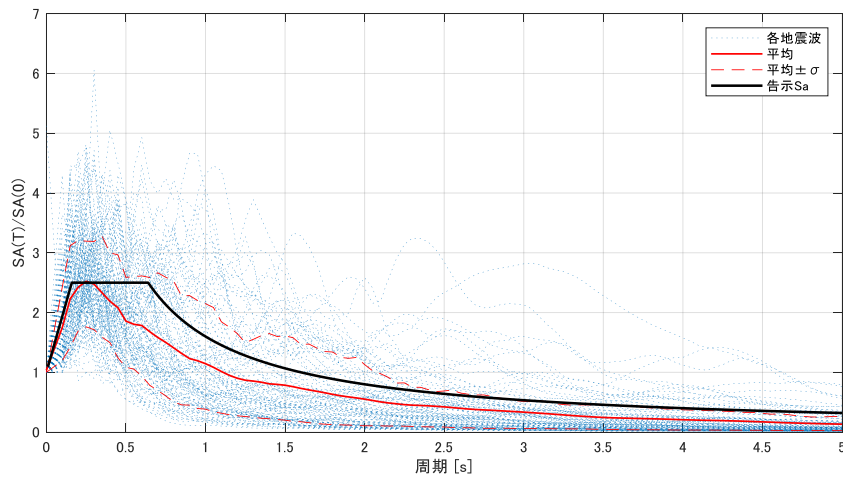


図 4.2.2 21 地震の観測記録（40～80 cm/s）の加速度応答スペクトル

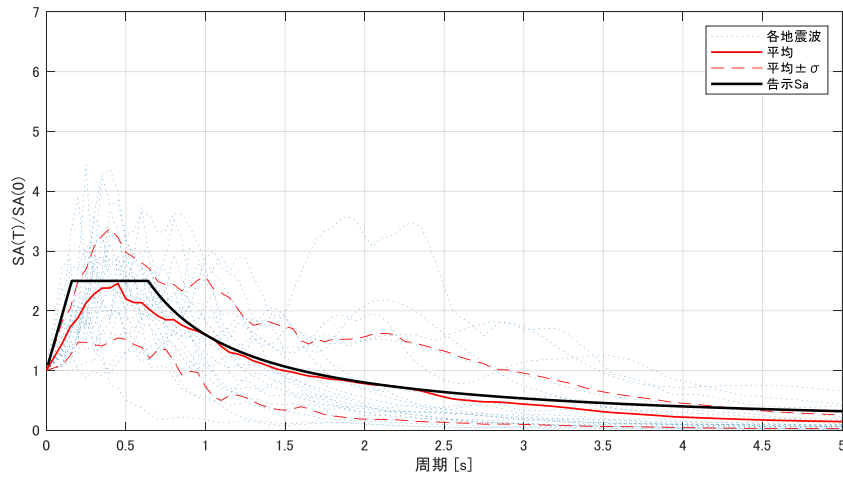


図 4.2.3 21 地震の観測記録（80～120cm/s）の加速度応答スペクトル

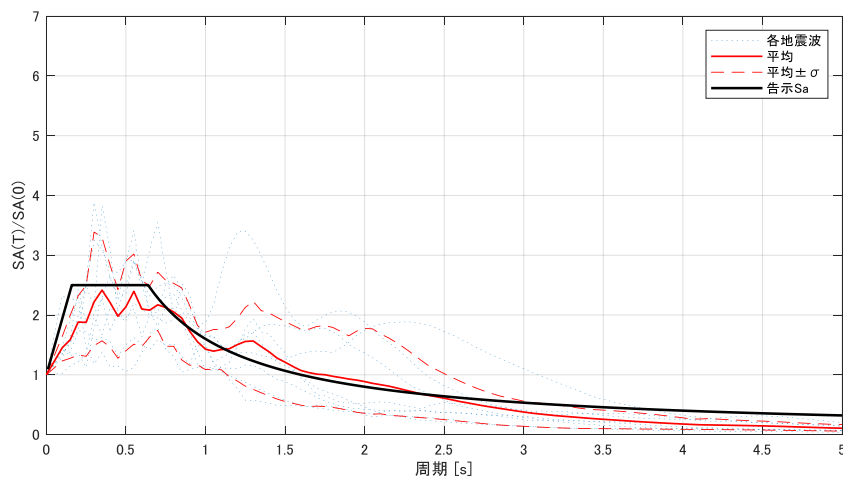


図 4.2.4 21 地震の観測記録（120cm/s 以上）の加速度応答スペクトル

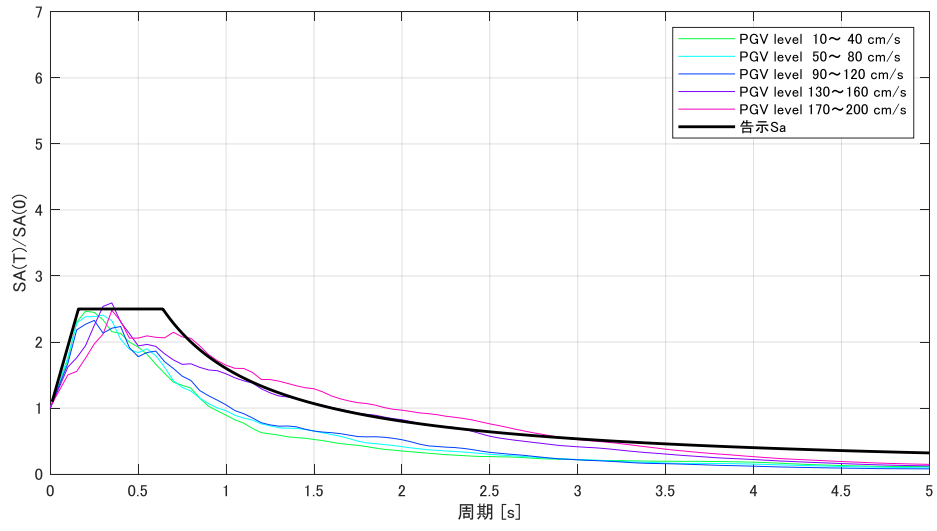


図 4.2.5 抽出した入力地震動セットの加速度応答スペクトル

4.3 損壊被害関数の作成

第3章と前節でそれぞれ示した構造別、建築年代別パラメータと入力地震動セットを用いて時刻歴応答解析を実施して被害率を求めた。さらに被害率とPGVの関係を対数正規分布で回帰して損壊被害関数を作成した。以下、構造種別、建築年代ごとに作成方法の詳細を記述し、作成結果を整理する。

4.3.1 在来木造

在来木造モデルは、降伏ベースシア係数（以後Cb）0.1～2.0まで（Cb < 1.0で0.05刻み、Cb ≥ 1.0で0.1刻み）の建物モデルを作成し、時刻歴応答解析を実施した。建築年1981～2000年の平均耐力として設定したCb=0.65の場合について、PGVと最大応答変形角の関係を図4.3.1に例示する。図4.3.1では130cm/sよりPGVが大きい領域のプロットが7点より少ない。これは縦軸の最大値を0.05（=1/20とし、それ以上の結果は図の外にでていたためであるが、今回設定した変形クライテリアでは1/20を超えると、全壊率もほぼ1と計算される。

図4.3.1からPGVが大きくなるにつれて、同じPGVでも最大層間変形角のばらつきが大きくなること、またPGVが80cm/s程度から、最大層間変形角が大きく2つのグループに分かれることが見て取れる。これは降伏点（1/120=0.08）を超えると塑性化に伴い、位相特性など入力地震動のわずかな違いが最大層間変形角に影響するからである。

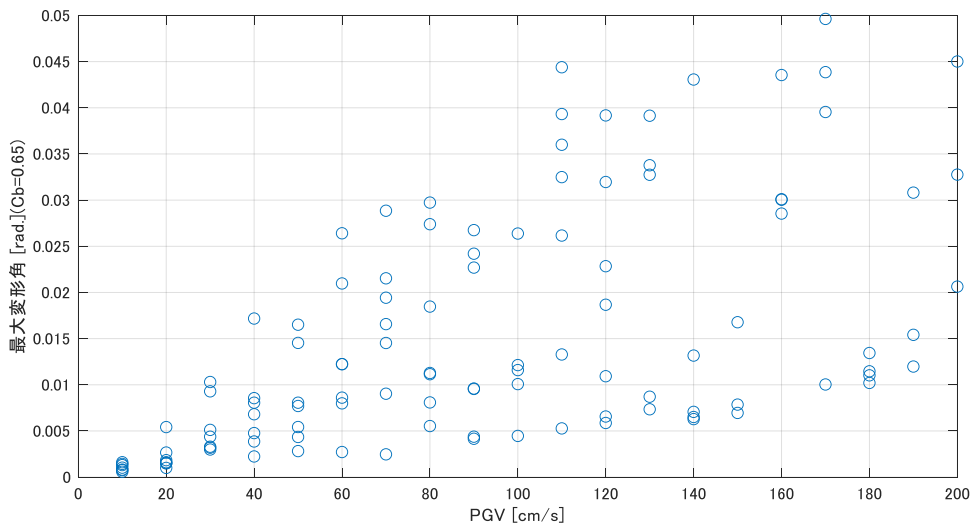


図 4.3.1 地震応答解析による最大応答変形角
(木造建物モデル 建築年代 1981～2000 年の平均相当)

図 4.3.1 に例示される耐力 (Cb) 別の最大層間変形角と変形クライテリアから被害率を計算し、建築年代別の Cb の分布を用いた各耐力の重み付き平均により、入力地震動ごとの被害率が算定できる(詳しくは第 2 章の損壊被害関数の作成方法の概要(図 2.2.1)を参照)。図 4.3.2 に設定した変形クライテリアと年代別耐力分布を示す。図 4.3.2 には、3 本の変形クライテリアが記載されているが、青で記載したものが第 3 章に述べた方法で設定した変形クライテリアで、赤と緑は、これをそれぞれ 2 倍、3 倍したものである。震災研の議論において、変形クライテリアは今回設定した値よりも大きい可能性があることが指摘されたため、その設定が被害率に与える影響を確認する感度解析を行う目的で設定した。

図 4.3.3 に、建築年代 1981~2000 年の半損以上を対象とした被害率と損壊被害関数の計算事例を示す。図中の白抜き青丸が入力地震動別に計算した被害率、青実線が対数正規分布による回帰結果である。130cm/s よりも大きい PGV レベルでは、プロットが 7 つよりも少なく見える部分で、被害率 1 に重なっていることに注意されたい。回帰は各被害率の誤差二乗和を最小化するように対数正規分布の中央値と分散を定めた。フィッティングする確率分布形としては対数正規分布以外の分布形もとり得るが、現時点で根拠づけることは難しいため、ここでは一般的に利用されることが多い対数正規分布を用いている。

また、同図に示される 3 本の灰色の線は、それぞれ下から PGV レベルの被害率の最小値、平均値、最大値を結んだものである。図 4.3.3 に示す各 PGV レベルの 7 記録の平均と回帰結果はよく対応している。また、例えば 160cm/s で被害率の最小値が大きく上がっているなど、PGV レベルに応じて最大値や最小値に特異な値が見られる。これは各 PGV レベルで異なる入力地震動記録を用いたためだが、こうした計算結果が回帰結果に与える影響は十分に小さい。以上から、時刻歴応答解析の数は各 PGV レベルに 7 つで十分と判断した。

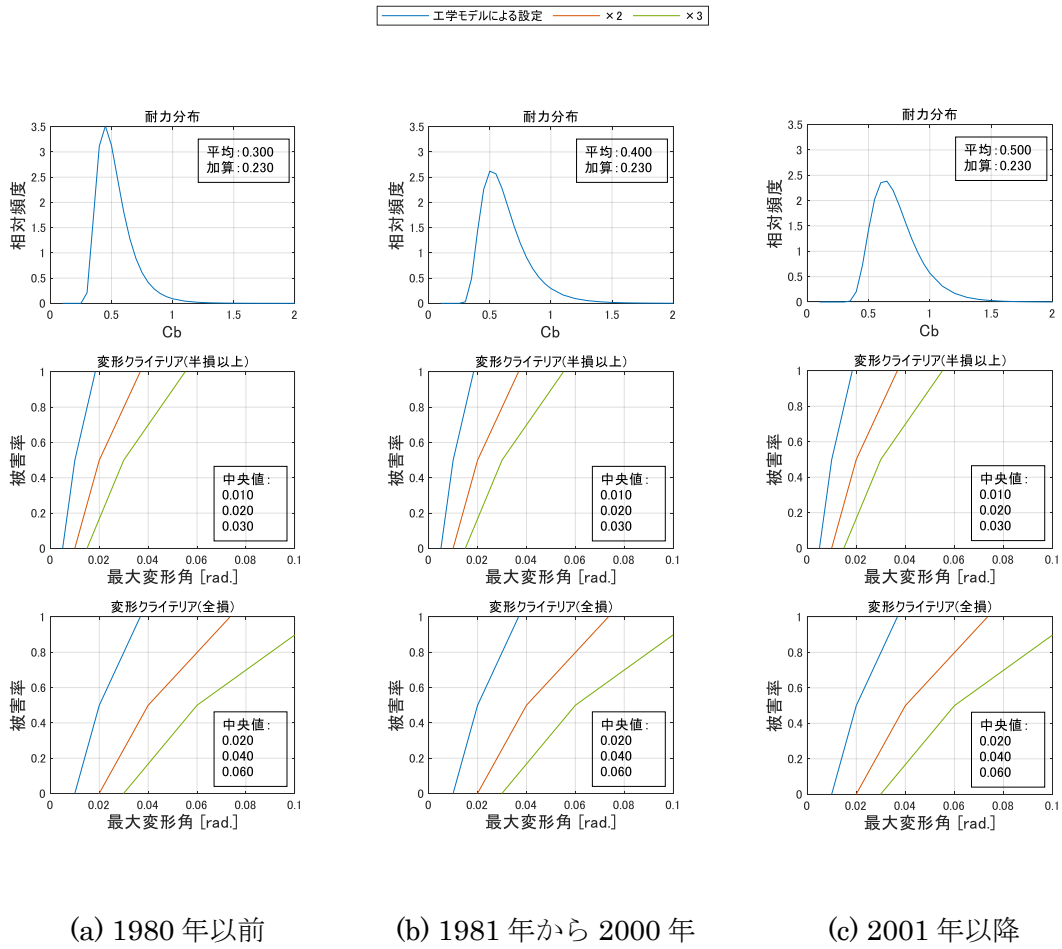


図 4.3.2 建築年代別の耐力分布と変形クライテリア

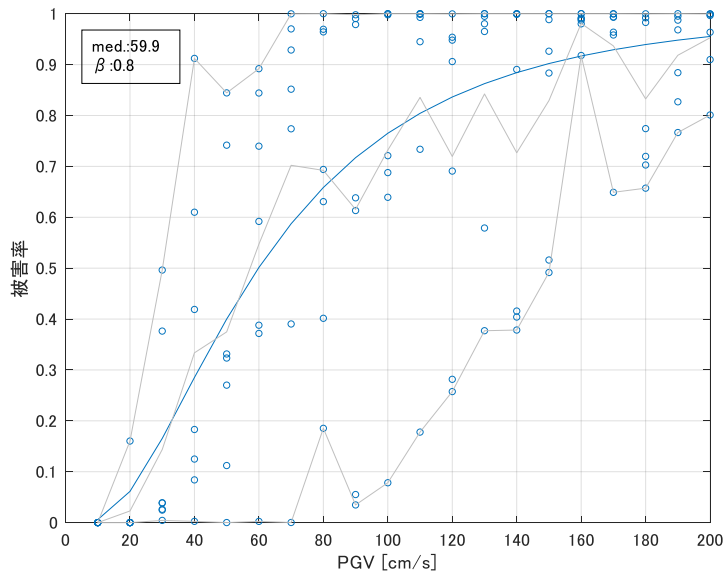
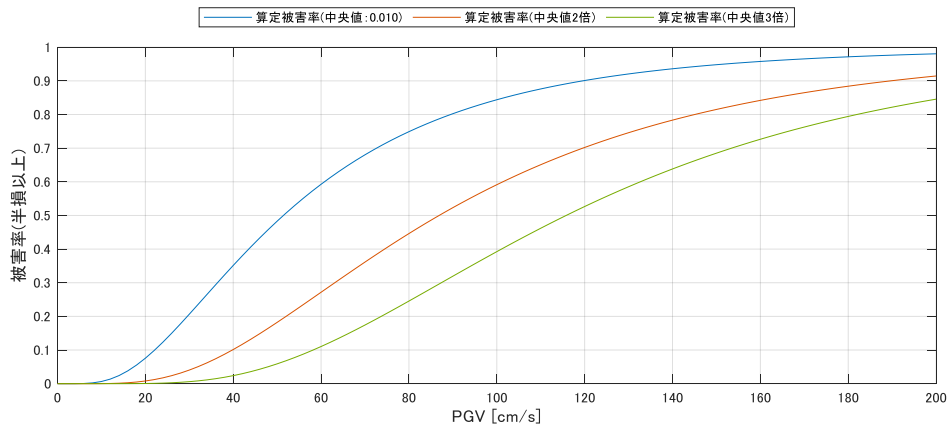


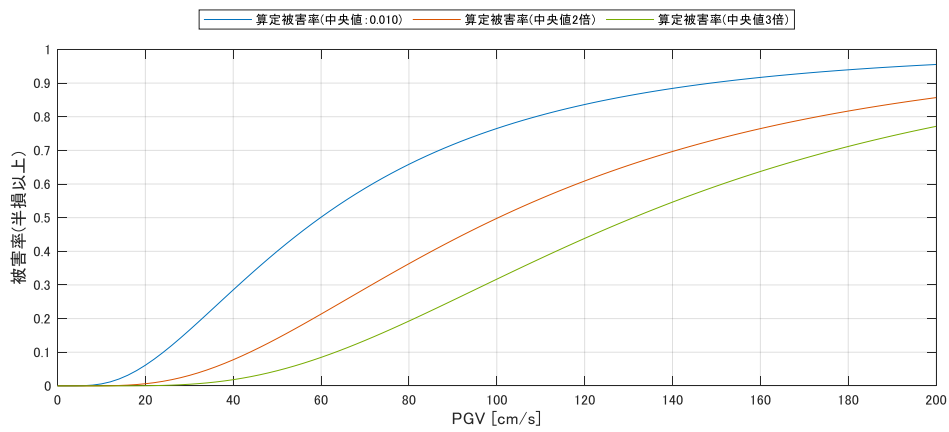
図 4.3.3 被害率の対数正規分布回帰計算例 (1981~2000年、半損以上被害)

図 4.3.4 に半損以上の損壊被害関数を、図 4.3.5 に全損の損壊被害関数を示す。各図の青実線は今回設定した変形クライテリアによる損壊被害関数であり、赤実線、緑実線はその中央値をそれぞれ 2 倍、3 倍した変形クライテリアによる損壊被害関数を示す。

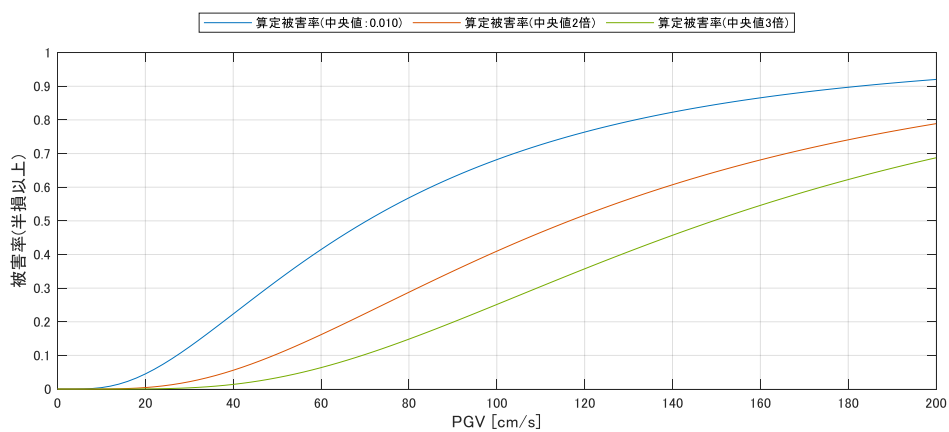
図には示していないが、今回作成した損壊被害関数と保険実績に基づく被害率とを比較すると建築年代によらず実績被害率の方が低く、平均的には変形クライテリアを 2 倍から 3 倍に割り増した被害関数と対応する傾向がある。



(a) 1980 年以前

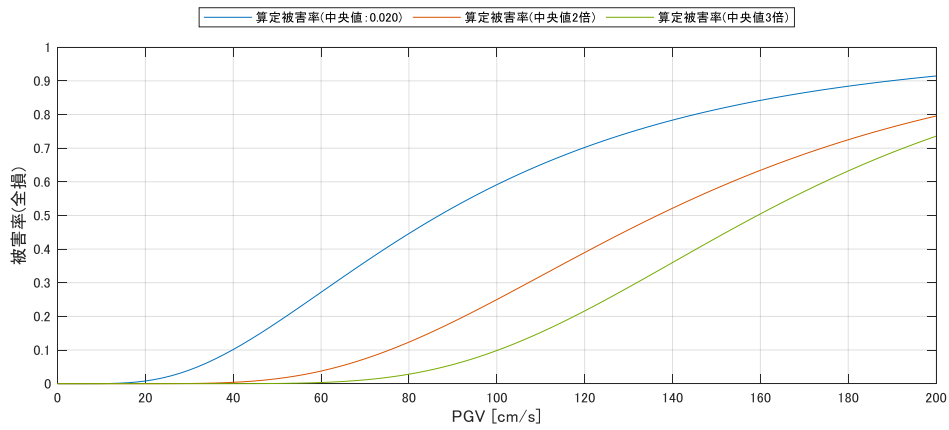


(b) 1981~2000 年

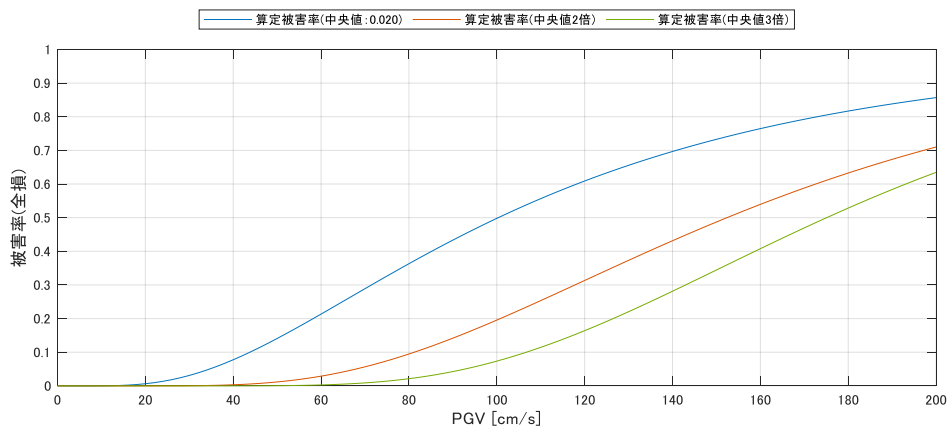


(c) 2001 年以降

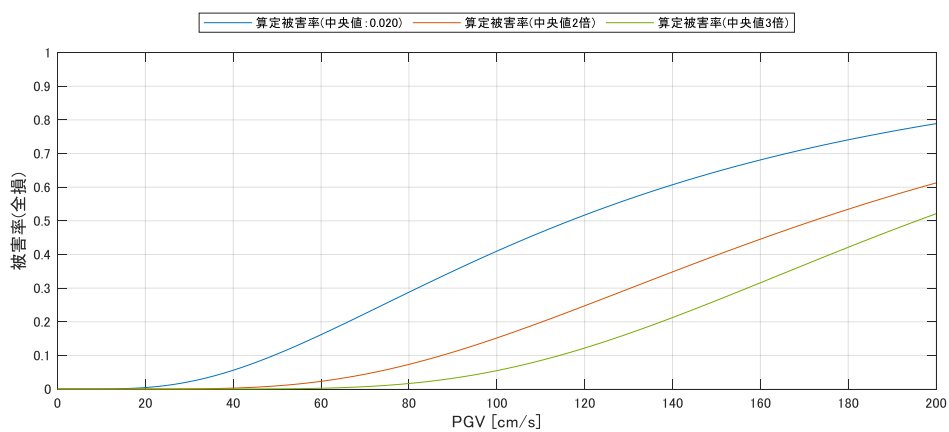
図 4.3.4 作成した被害関数 (木造 半損以上被害)



(a) 1980 年以前



(b) 1981~2000 年



(c) 2001 年以降

図 4.3.5 作成した被害関数 (木造 全損被害)

4.3.2 軽量鉄骨造

軽量鉄骨造モデルは、 $C_b = 0.1 \sim 2.0$ まで ($C_b < 1.0$ で 0.05 刻み、 $C_b \geq 1.0$ で 0.1 刻み) の建物モデルを作成し応答解析を実施する。1981～2000 年に設定した耐力の平均相当のモデルにおける PGV と最大層間変形角の関係を図 4.3.6 に示す。

応答解析結果から得られた最大応答に対して、変形クライテリア、年代別耐力分布を考慮し入力地震動ごとに被害率を算定する。図 4.3.7 に考慮した変形クライテリア、年代別耐力分布を、図 4.3.8 に被害率の計算結果（青点）と対数正規分布の回帰結果（青実線）を示す。

図 4.3.9 に半損以上の損壊被害関数を、図 4.3.10 に全損の損壊被害関数をそれぞれ建築年代ごとに示す。各図の凡例は 4.3.1 と同様である。

在来木造と同様、今回設定したモデルを用いた損壊被害関数（青実線）と実績被害率を比較すると実績被害率の方が低く、平均的には変形クライテリアを 2 倍から 3 倍に割り増した被害関数と対応する傾向が見られた。

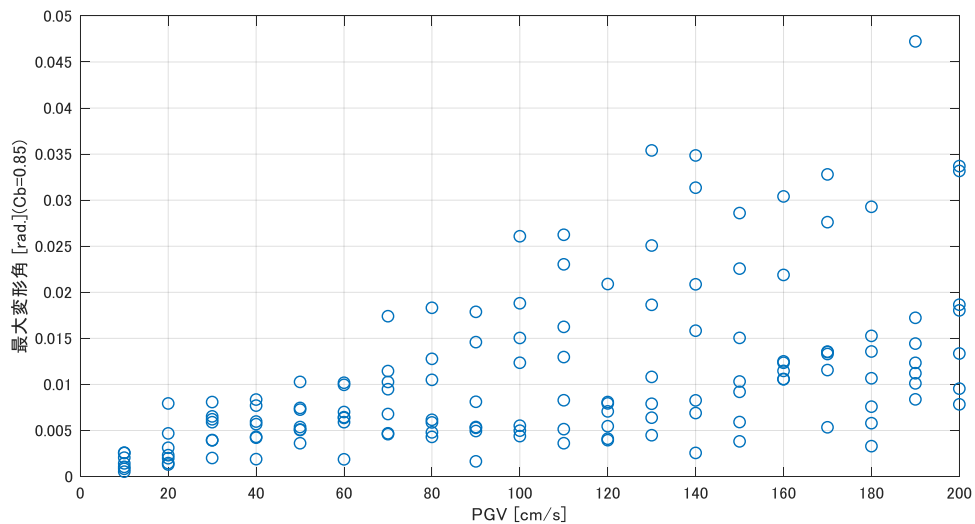


図 4.3.6 地震応答解析による最大応答変形角
(軽量鉄骨造建物モデル 建築年代 1981～2000 年の平均相当)

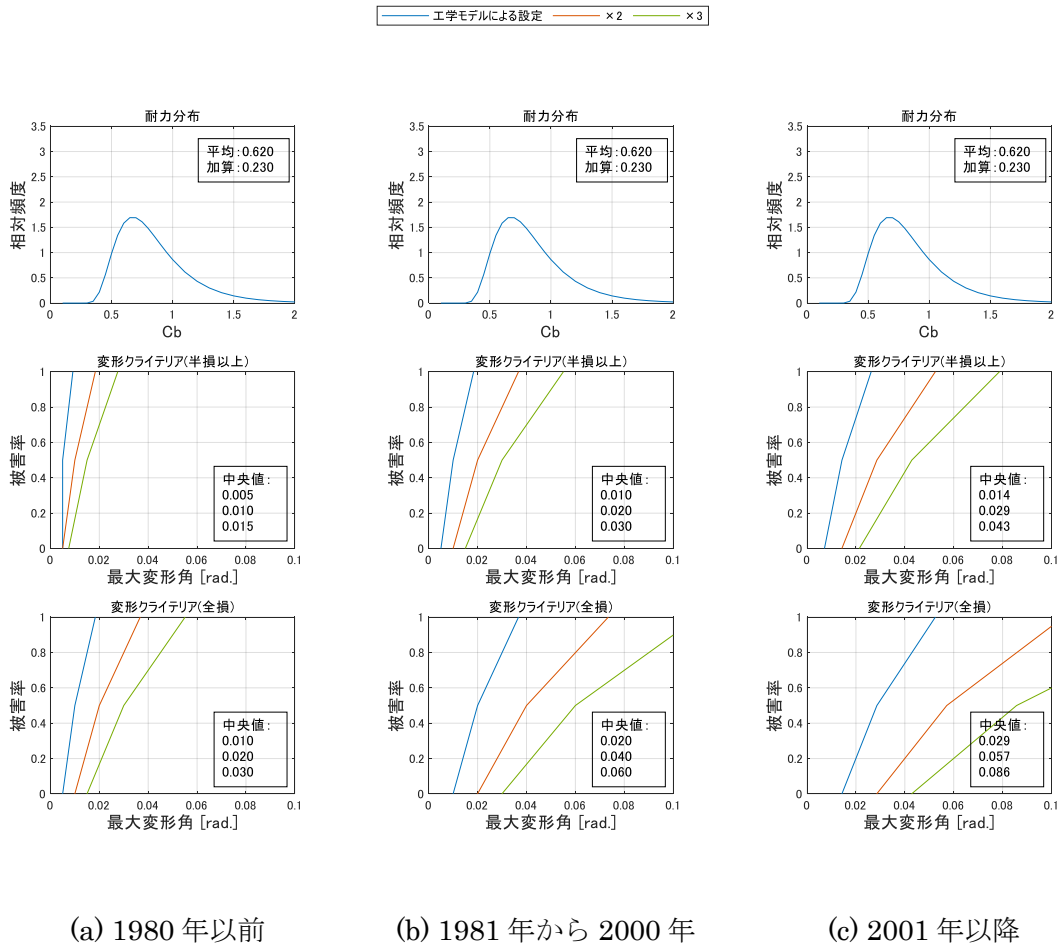


図 4.3.7 建築年代別の耐力分布と変形クライテリア

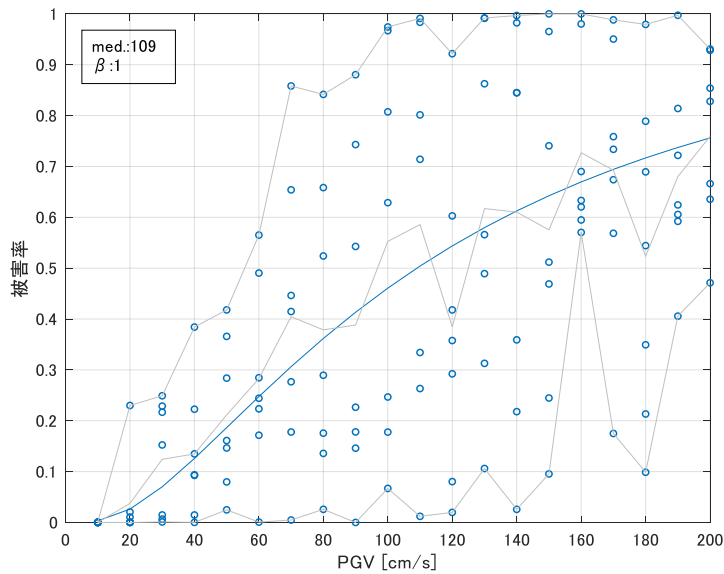
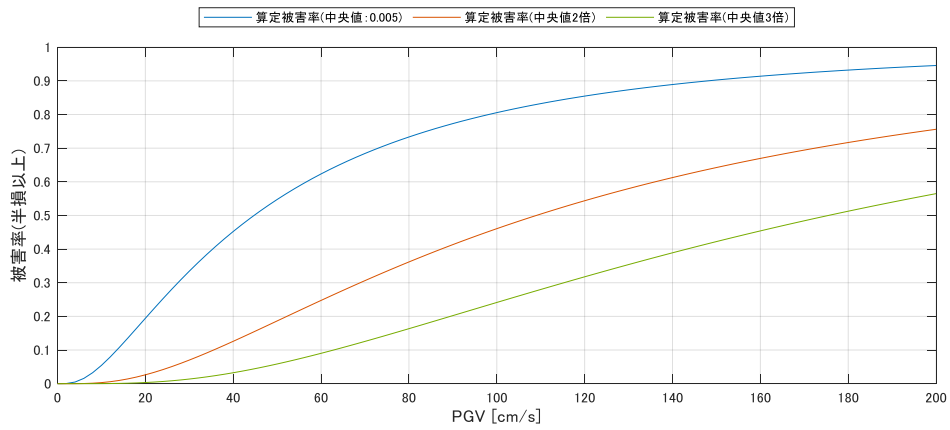
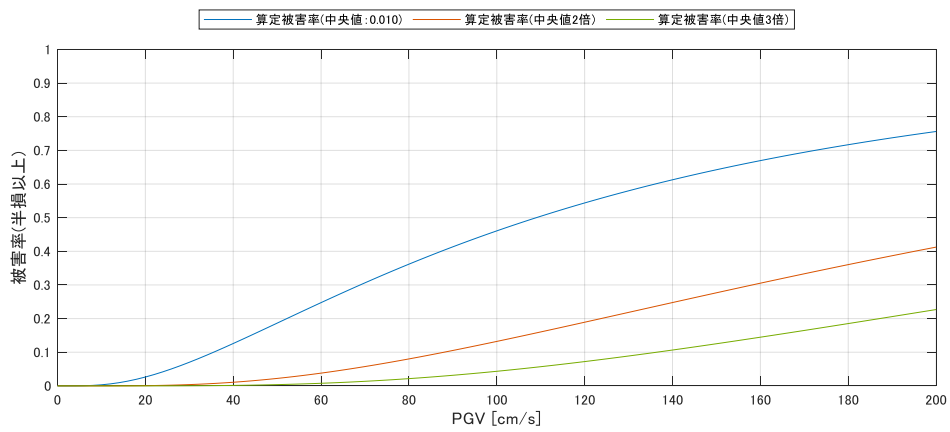


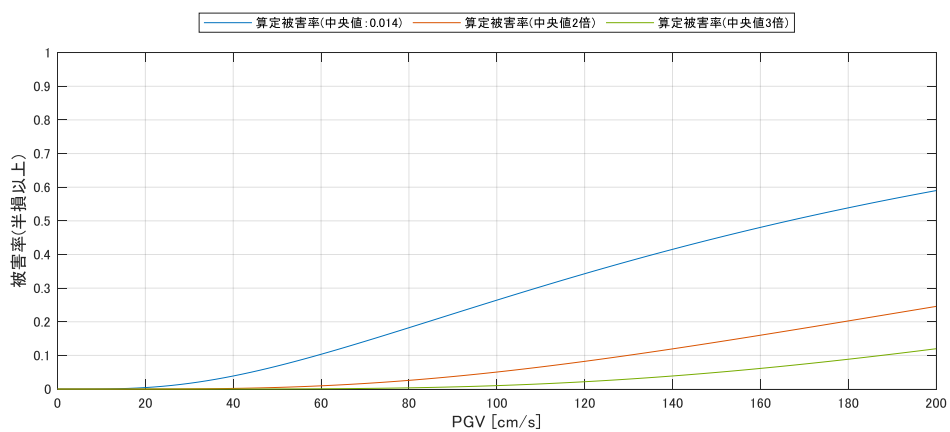
図 4.3.8 被害率の対数正規分布回帰計算例 (1981~2000年、半損以上被害)



(a) 1980年以前

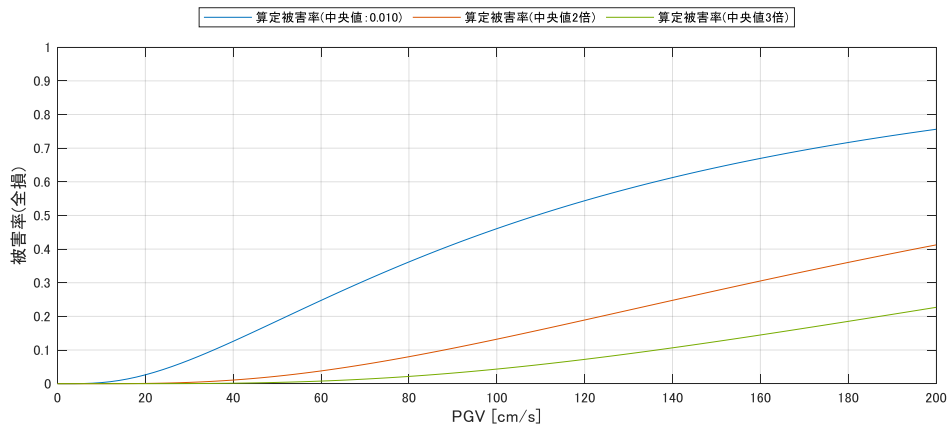


(b) 1981~2000年

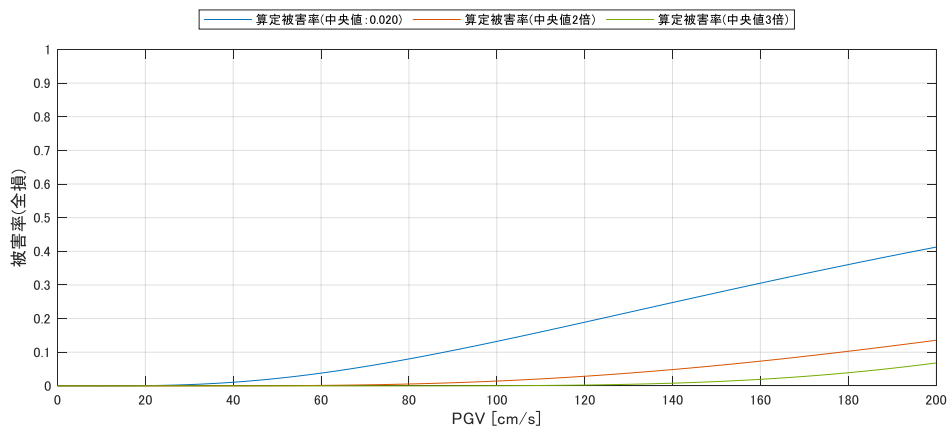


(c) 2001年以降

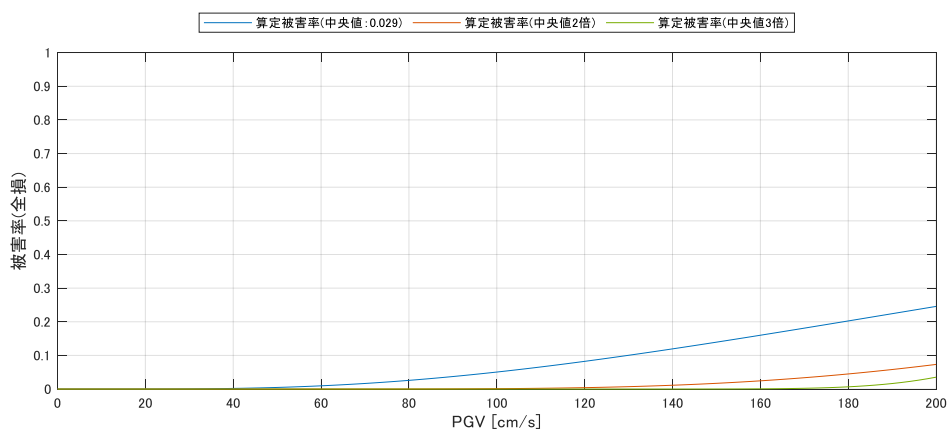
図 4.3.9 作成した被害関数 (軽量鉄骨造 半損以上被害)



(a) 1980年以前



(b) 1981~2000年



(c) 2001年以降

図 4.3.10 作成した被害関数 (軽量鉄骨造 全損被害)

4.3.3 RC造

RC造モデルは、建物階数の異なるモデルとして2、4、8、12質点モデルを作成し、それぞれについて損壊被害関数を構築する。Cb = 0.1~4.0まで (Cb < 1.0で0.05刻み、Cb ≥ 1.0で0.1刻み) の建物モデルを作成し応答解析を実施する。

(1) 2質点モデル

2質点モデルについて1981~2000年に設定した耐力の平均相当のモデルにおけるPGVと最大層間変形角の関係を図4.3.11に示す。

応答解析結果から得られた最大応答に対して、変形クライテリア、年代別耐力分布を考慮し入力地震動ごとに被害率を算定する。図4.3.12に考慮した変形クライテリア、耐力分布を、図4.3.13に被害率の計算結果(青点)と対数正規分布の回帰結果(青実線)を示す。

図4.3.14に半損以上の損壊被害関数を、図4.3.15に全損の損壊被害関数をそれぞれ建築年代ごとに示す。各図の凡例は4.3.1と同様である。変形クライテリアは建築年代別に設定しているが、2000年前後の差を設けていないため各図(b)と(c)の損壊被害関数は同じ形状である。

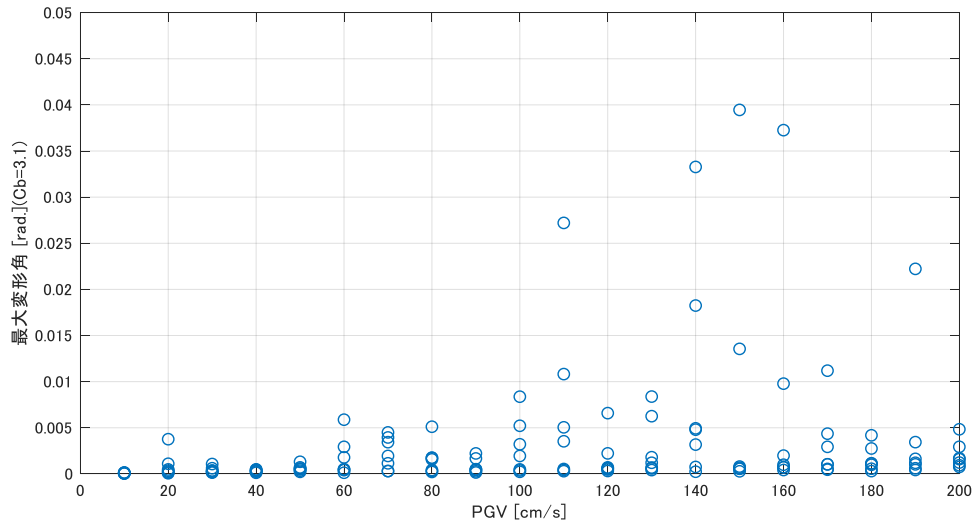
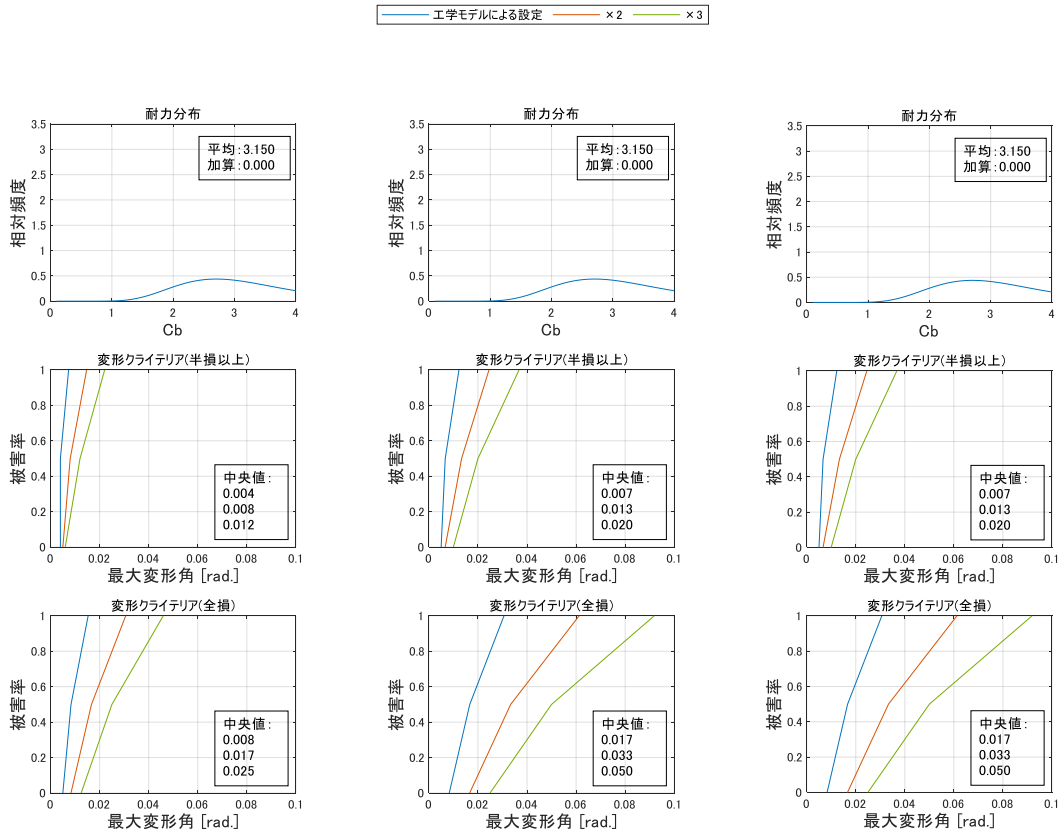


図 4.3.11 地震応答解析による最大応答変形角
(RC造(2質点)建物モデル 建築年代1981~2000年の平均相当)



(a) 1980年以前 (b) 1981年から2000年 (c) 2001年以降

図 4.3.12 建築年代別の耐力分布と変形クライテリア

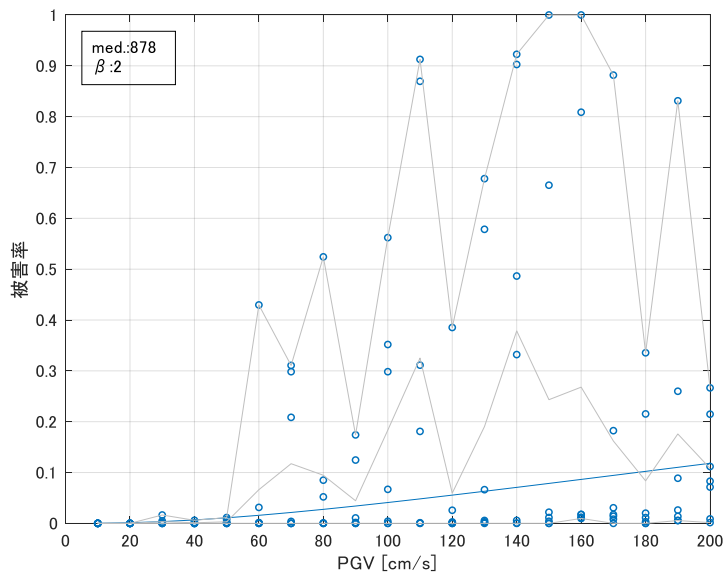
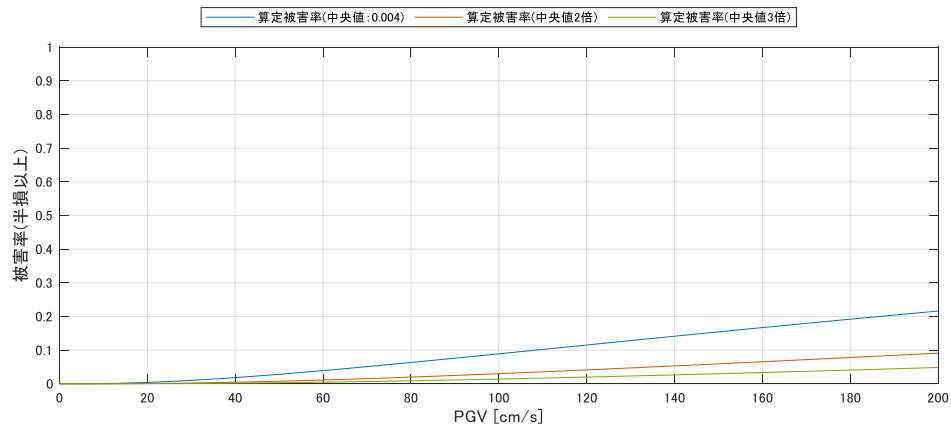
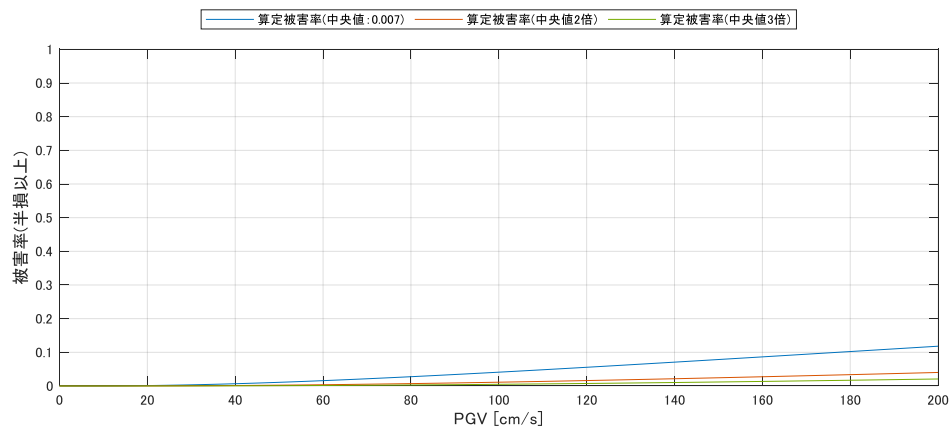


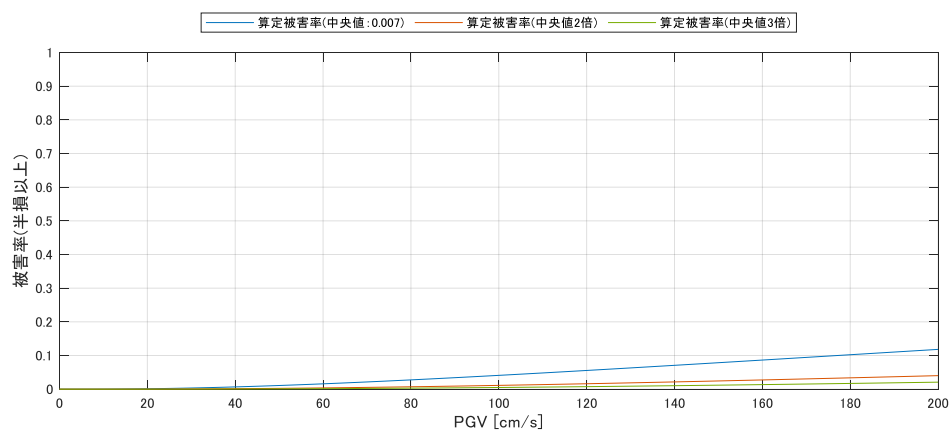
図 4.3.13 作成した被害関数 (1981~2000年、半損以上被害)



(a) 1980 年以前

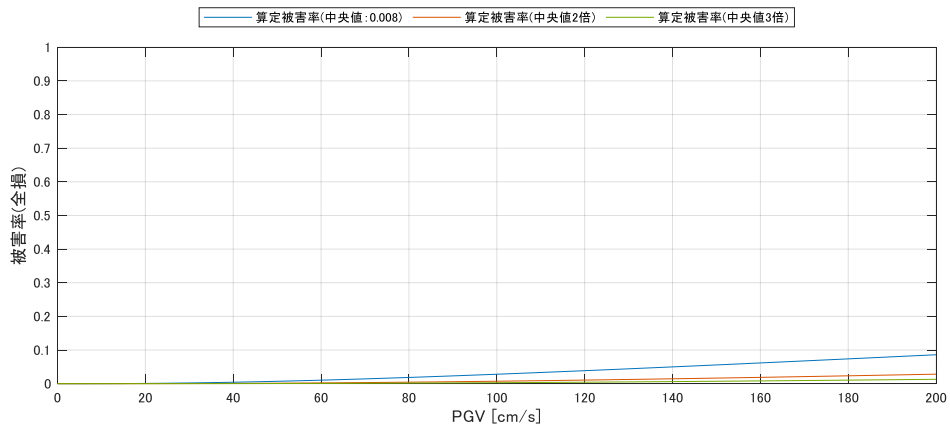


(b) 1981~2000 年

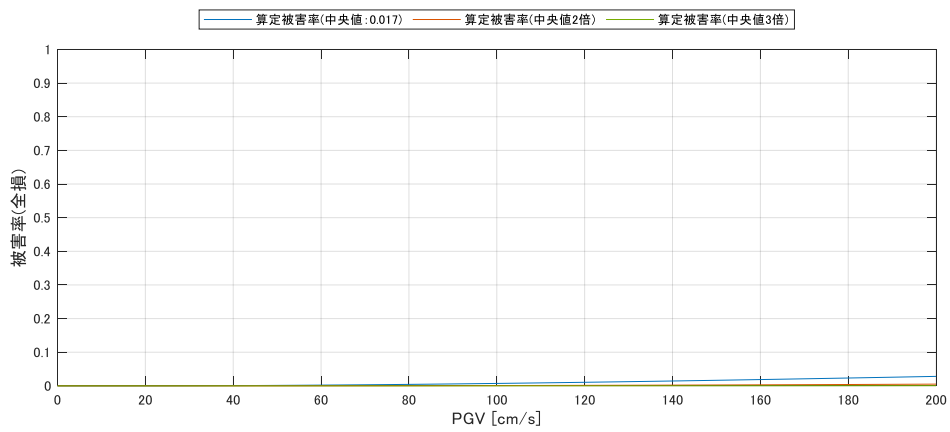


(c) 2001 年以降

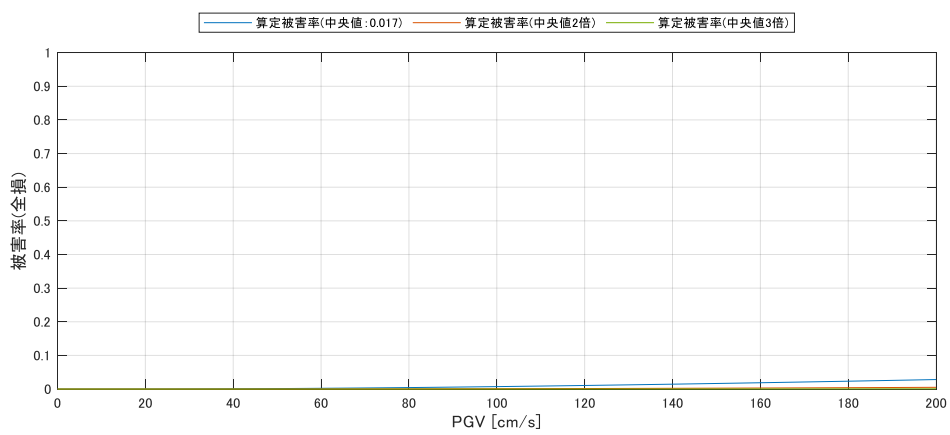
図 4.3.14 作成した被害関数 (RC 造 (2 質点) 半損以上被害)



(a) 1980 年以前



(b) 1981~2000 年



(c) 2001 年以降

図 4.3.15 作成した被害関数 (RC 造 (2 質点) 全損被害)

(2) 4 質点モデル

4 質点モデルについて 1981～2000 年に設定した耐力の平均相当のモデルにおける PGV と最大層間変形角の関係を図 4.3.16 に示す。

応答解析結果から得られた最大応答に対して、変形クライテリア、年代別耐力分布を考慮し入力地震動ごとに被害率を算定する。図 4.3.17 に考慮した変形クライテリア、年代別耐力分布を、図 4.3.18 に被害率の計算結果（青点）と対数正規分布の回帰結果（青実線）を示す。

図 4.3.19 に半損以上の損壊被害関数を、図 4.3.20 に全損の損壊被害関数をそれぞれ建築年代ごとに示す。各図の凡例は 4.3.1 と同様である。なお、変形クライテリアは建築年代別に設定しているが、2000 年前後の差を設けていないため各図(b)と(c)の損壊被害関数は同じ形状である。

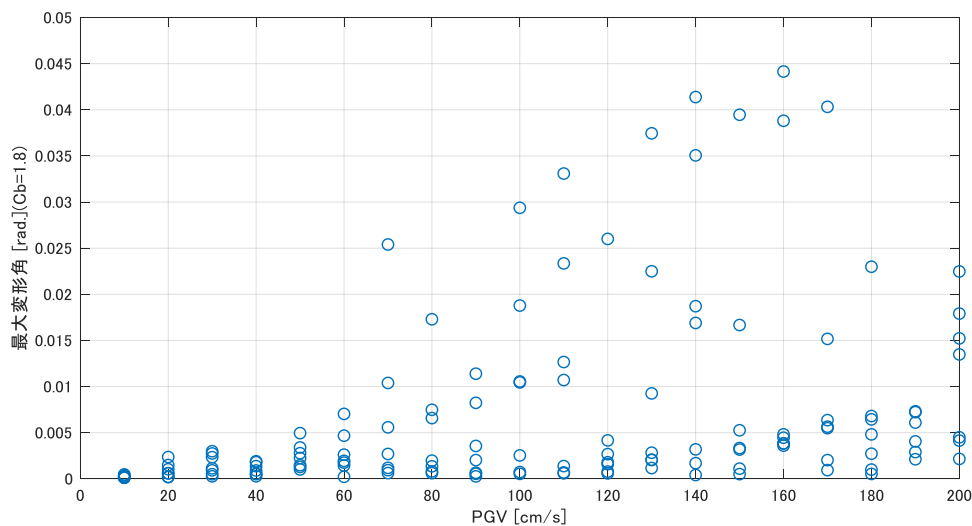
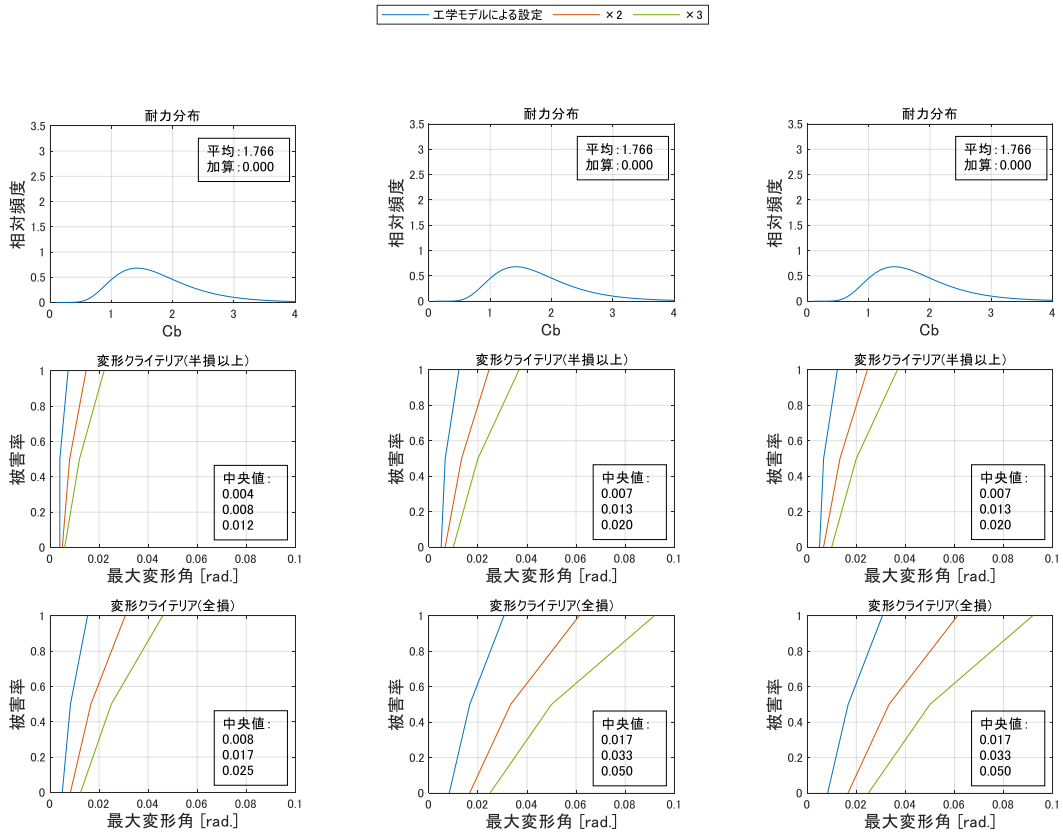


図 4.3.16 地震応答解析による最大応答変形角
(RC 造 (4 質点) 建物モデル 建築年代 1981～2000 年の平均相当)



(a) 1980 年以前

(b) 1981 年から 2000 年

(c) 2001 年以降

図 4.3.17 建築年代別の耐力分布と変形クライテリア

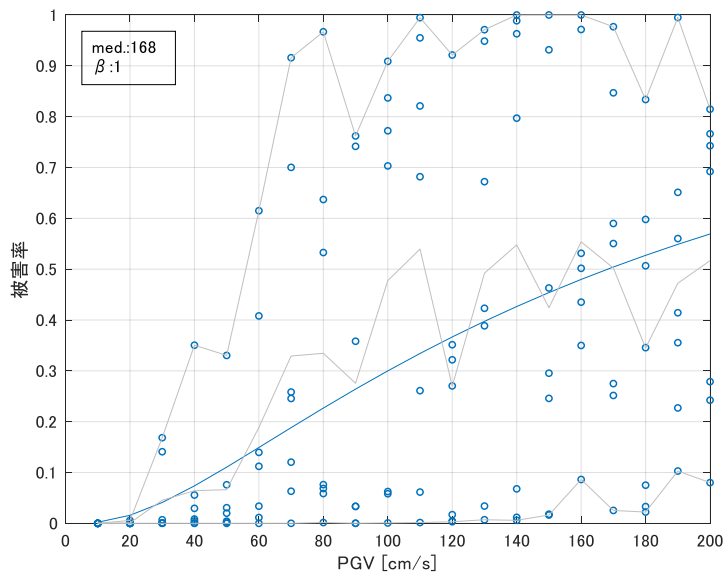
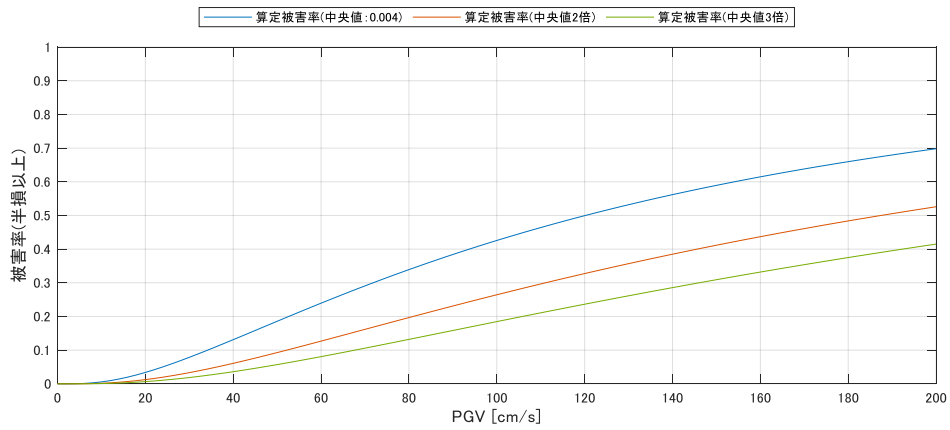
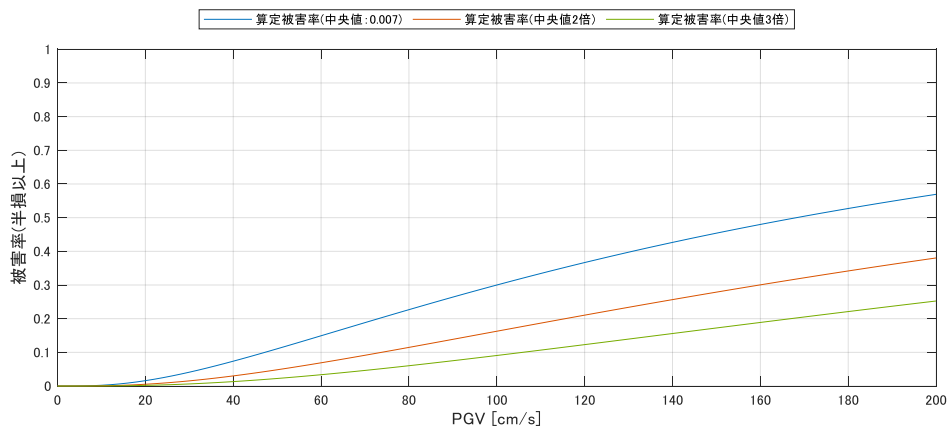


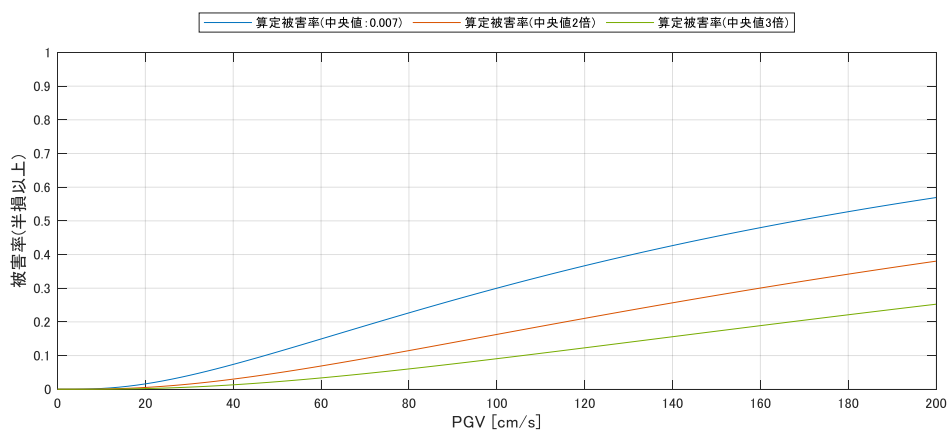
図 4.3.18 被害率の対数正規分布回帰計算例 (1981~2000 年、半損以上被害)



(a) 1980 年以前

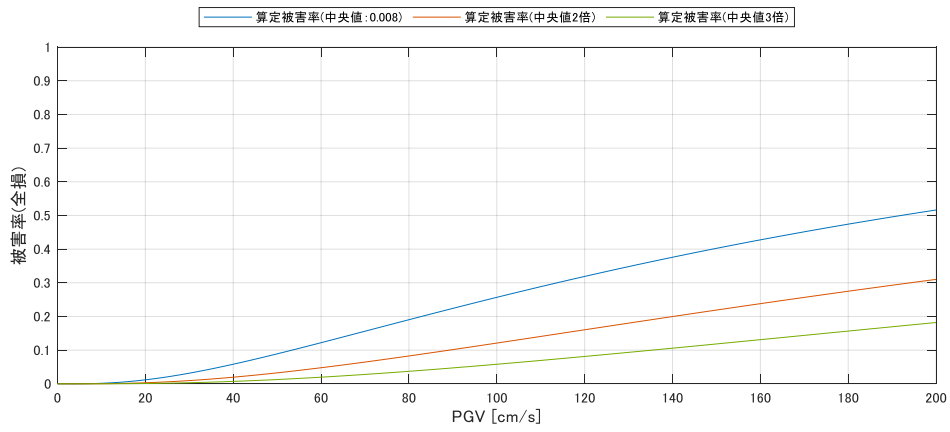


(b) 1981~2000 年

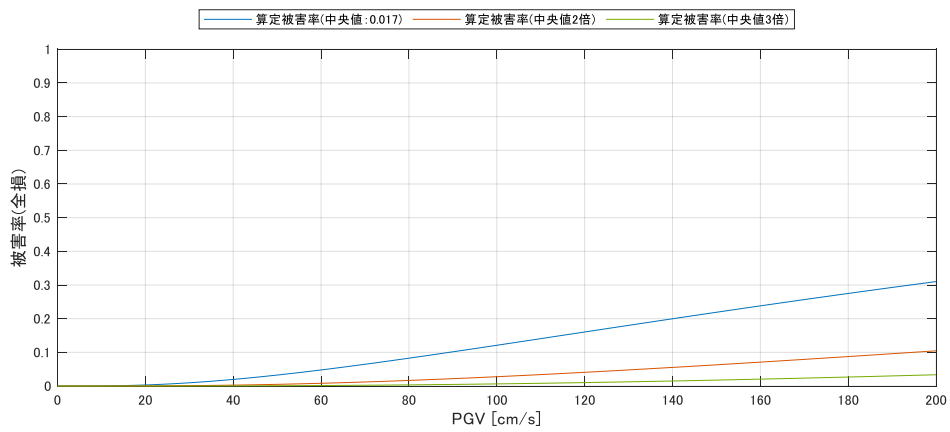


(c) 2001 年以降

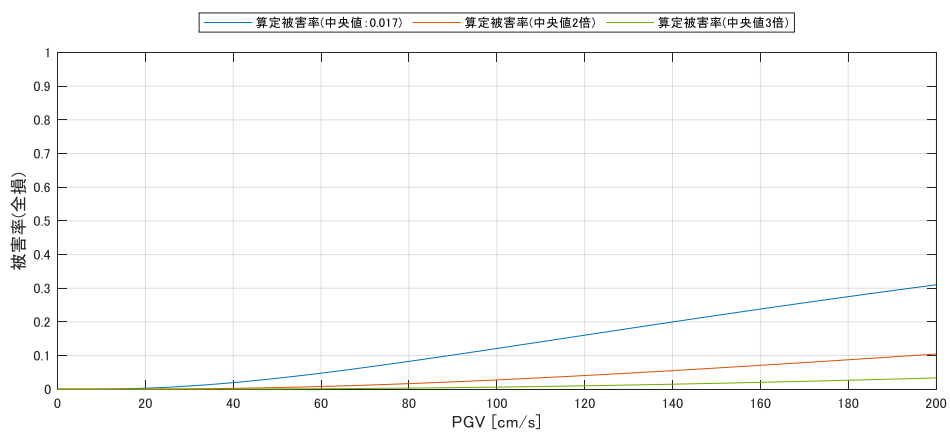
図 4.3.19 作成した被害関数 (RC 造 (4 質点) 半損以上被害)



(a) 1980 年以前



(b) 1981~2000 年



(c) 2001 年以降

図 4.3.20 作成した被害関数 (RC 造 (4 質点) 全損被害)

(3) 8 質点モデル

8 質点モデルについて 1981~2000 年に設定した耐力の平均相当のモデルにおける PGV と最大層間変形角の関係を図 4.3.21 に示す。

応答解析結果から得られた最大応答に対して、変形クライテリア、年代別耐力分布を考慮し入力地震動ごとに被害率を算定する。図 4.3.22 に考慮した変形クライテリア、年代別耐力分布を、図 4.3.23 に被害率の計算結果（青点）と対数正規分布の回帰結果（青実線）を示す。

図 4.3.24 に半損以上の損壊被害関数を、図 4.3.25 に全損の損壊被害関数をそれぞれ建築年代ごとに示す。各図の凡例は 4.3.1 と同様である。なお、変形クライテリアは建築年代別に設定しているが、2000 年前後の差を設けていないため各図(b)と(c)の損壊被害関数は同じ形状である。

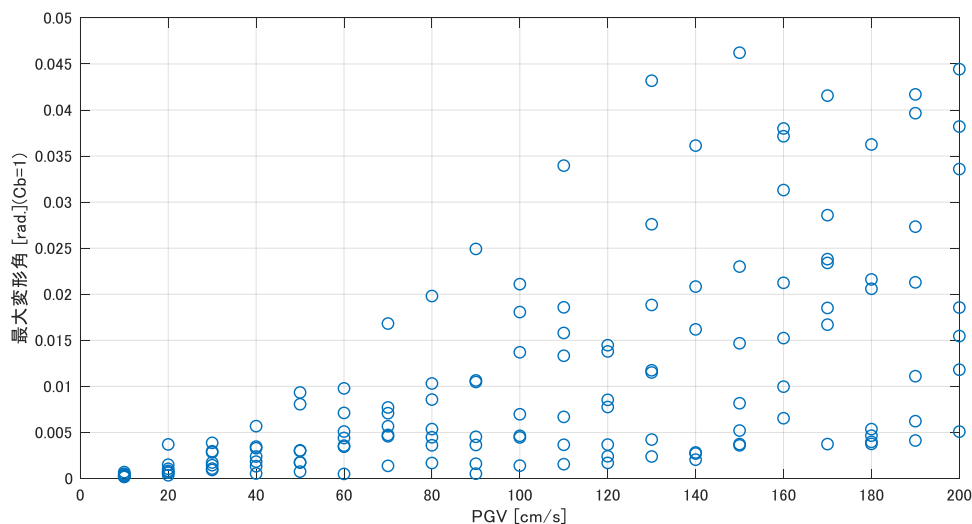
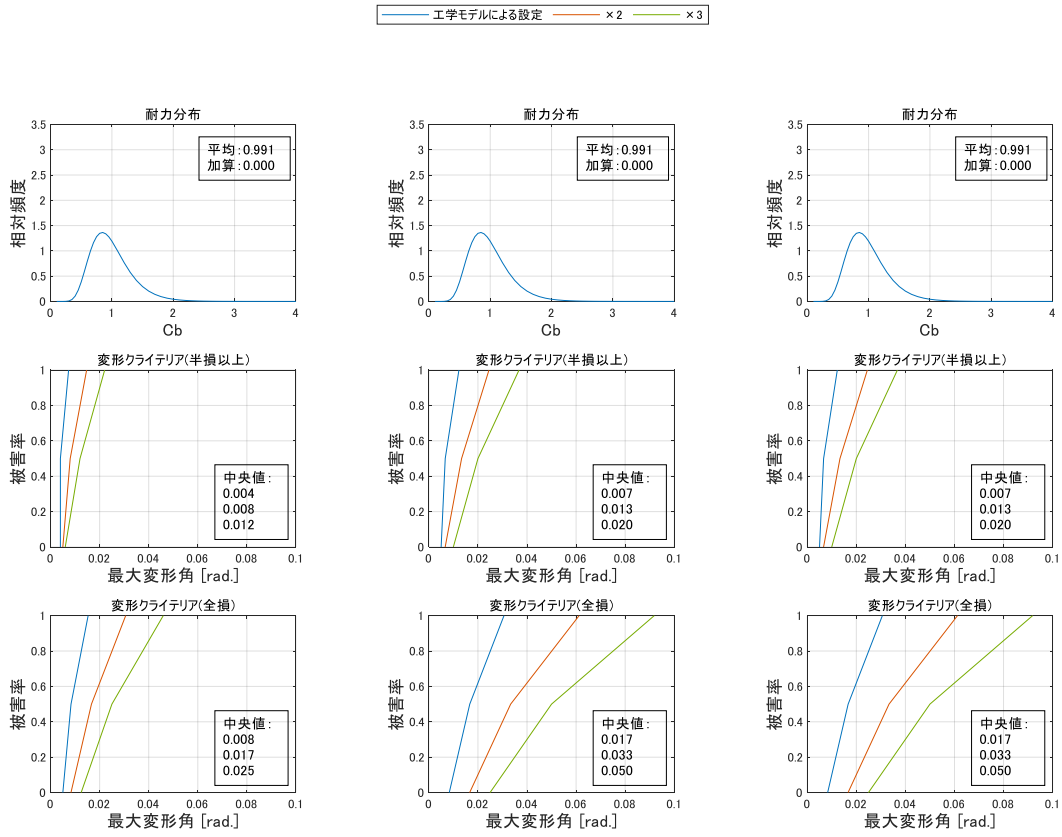


図 4.3.21 地震応答解析による最大応答変形角
(RC 造 (8 質点) 建物モデル 建築年代 1981~2000 年の平均相当)



(a) 1980年以前

(b) 1981年から2000年

(c) 2001年以降

図 4.3.22 建築年代別の耐力分布と変形クライテリア

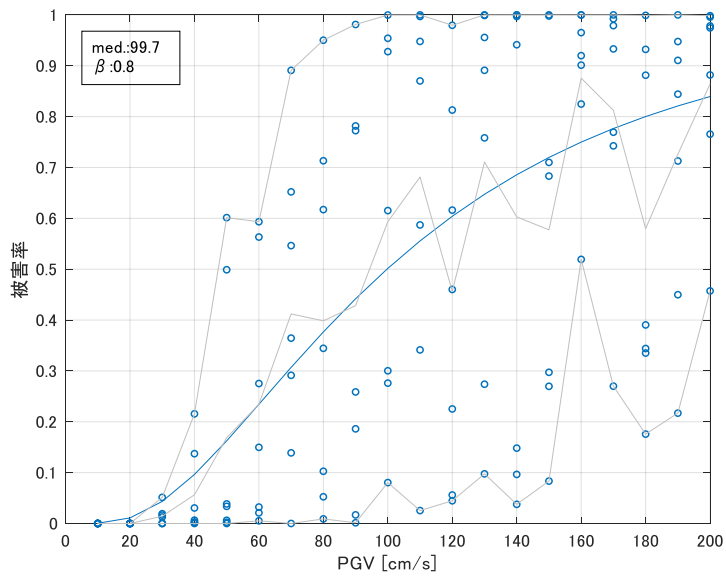
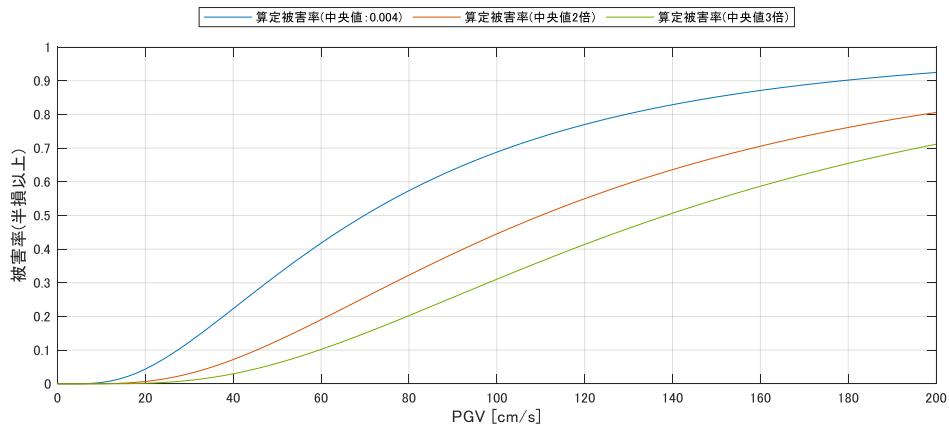
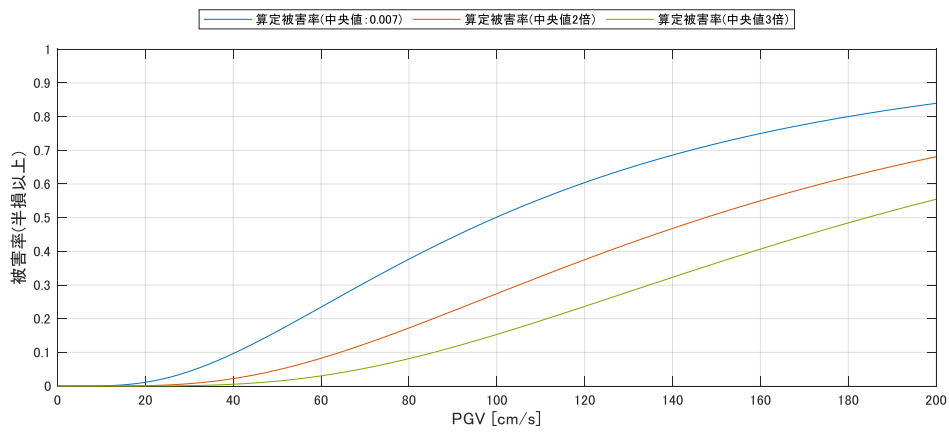


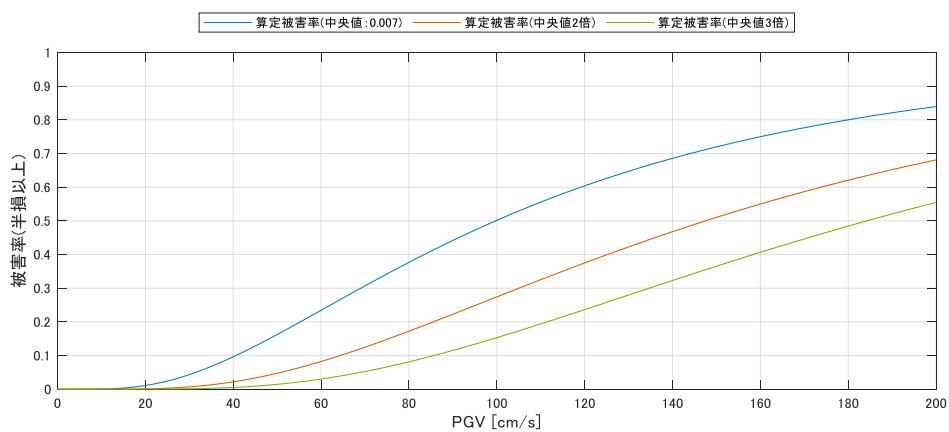
図 4.3.23 作成した被害関数 (1981~2000年、半損以上被害)



(a) 1980年以前

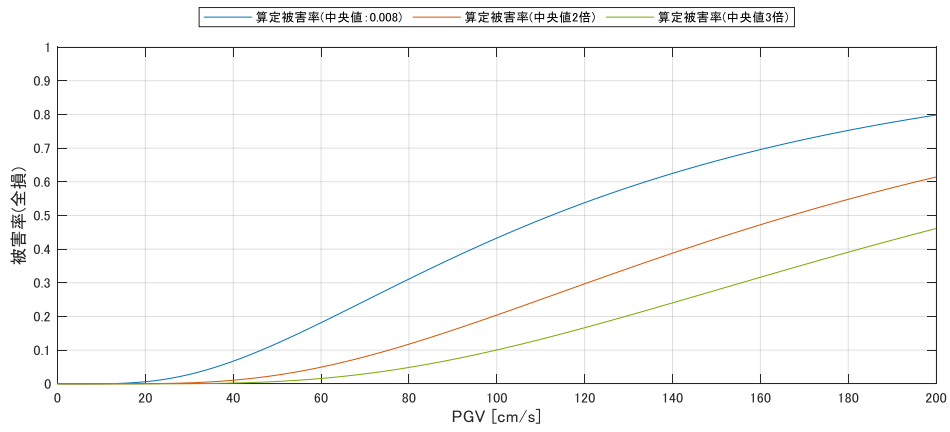


(b) 1981~2000年

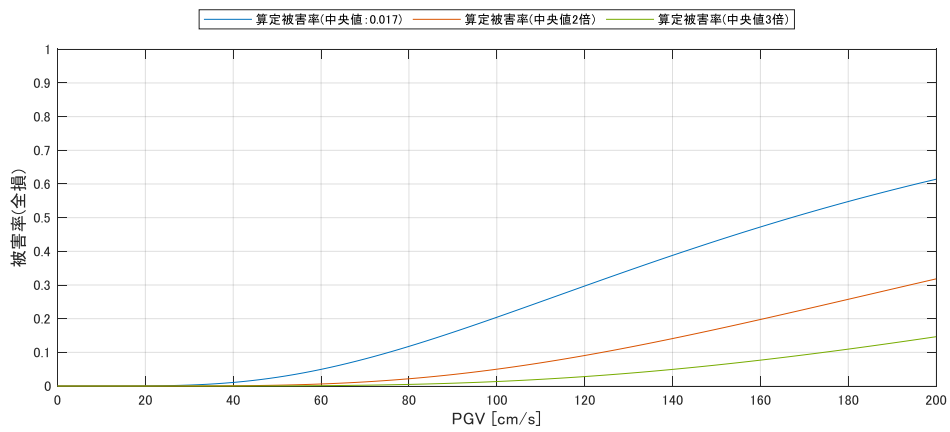


(c) 2001年以降

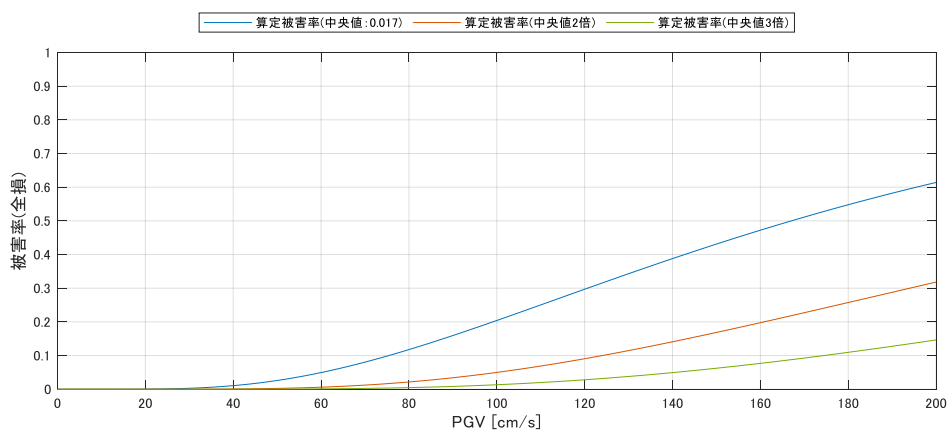
図 4.3.24 作成した被害関数 (RC造 (8質点) 半損以上被害)



(a) 1980 年以前



(b) 1981~2000 年



(c) 2001 年以降

図 4.3.25 作成した被害関数 (RC 造 (8 質点) 全損被害)

(4) 12 質点モデル

12 質点モデルについて 1981～2000 年に設定した耐力の平均相当のモデルにおける PGV と最大層間変形角の関係を図 4.3.26 に示す。

応答解析結果から得られた最大応答に対して、変形クライテリア、年代別耐力分布を考慮し入力地震動ごとに被害率を算定する。図 4.3.27 に考慮した変形クライテリア、年代別耐力分布を、図 4.3.28 に被害率の計算結果（青点）と対数正規分布の回帰結果（青実線）を示す。

図 4.3.29 に半損以上の損壊被害関数を、図 4.3.30 に全損の損壊被害関数をそれぞれ建築年代ごとに示す。各図の凡例は 4.3.1 と同様である。なお、変形クライテリアは建築年代別に設定しているが、2000 年前後の差を設けていないため各図(b)と(c)の損壊被害関数は同じ形状である。

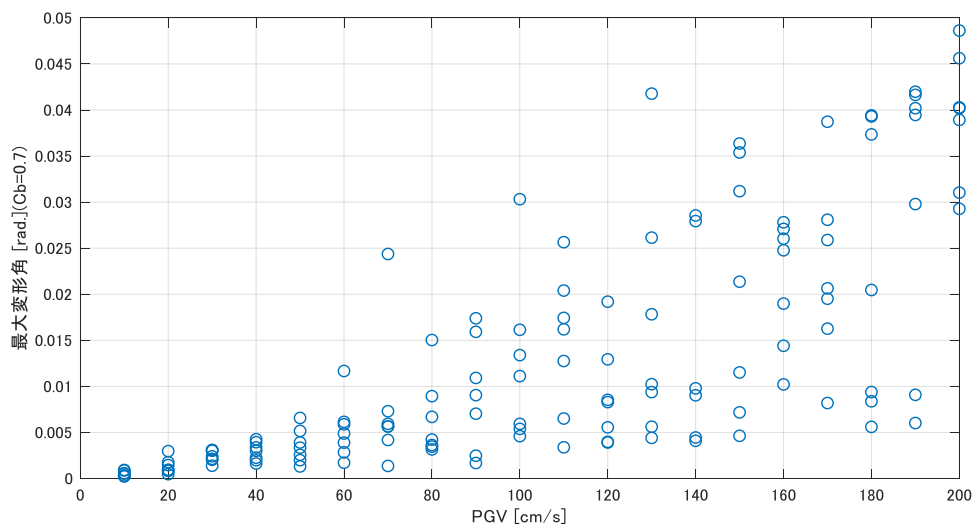
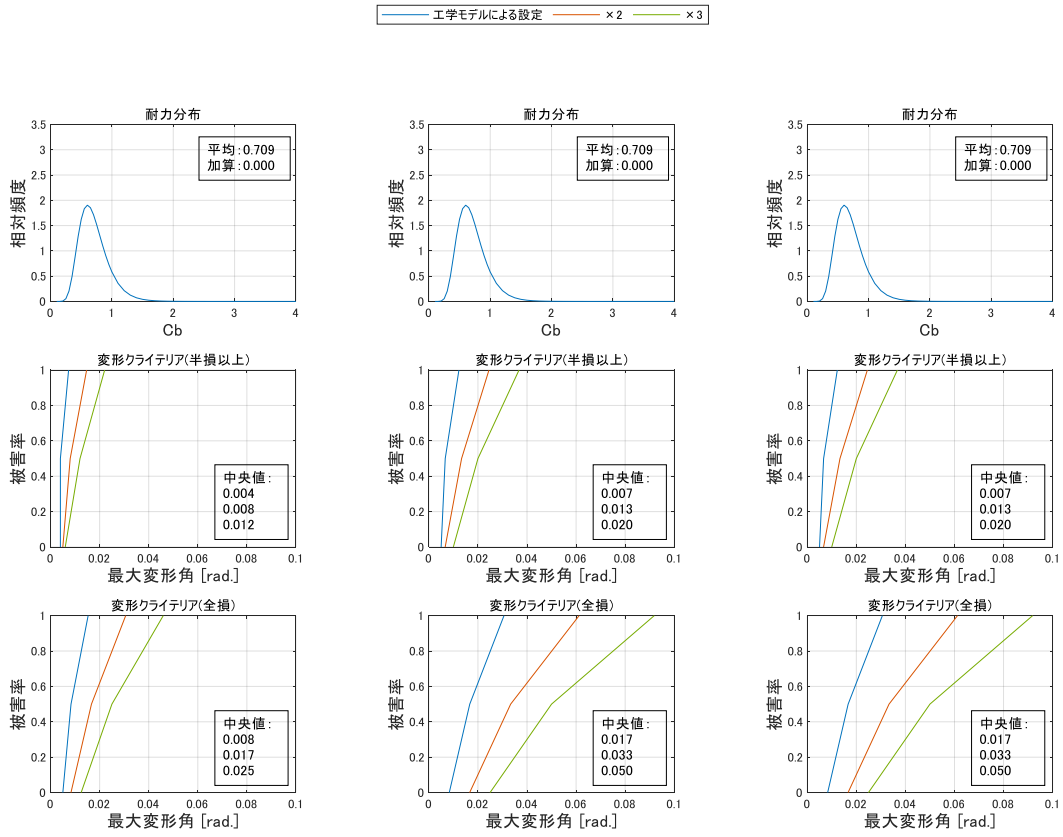


図 4.3.26 地震応答解析による最大応答変形角
(RC 造 (12 質点) 建物モデル 建築年代 1981～2000 年の平均相当)



(a) 1980 年以前

(b) 1981 年から 2000 年

(c) 2001 年以降

図 4.3.27 建築年代別の耐力分布と変形クライテリア

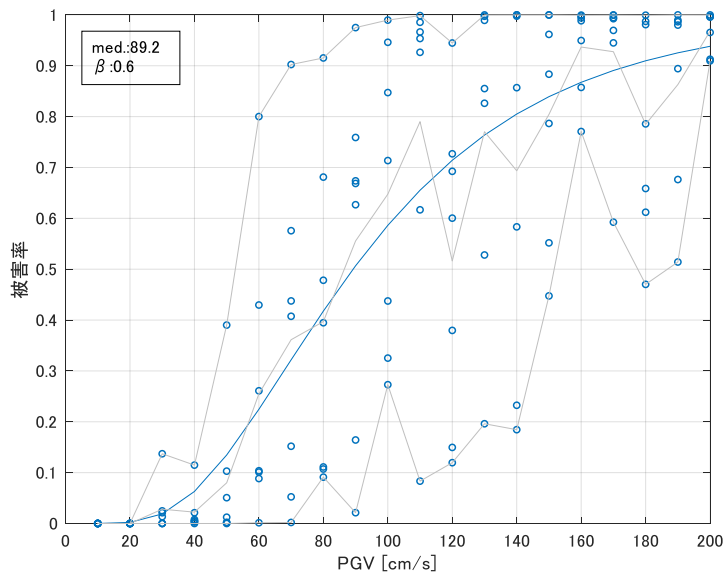
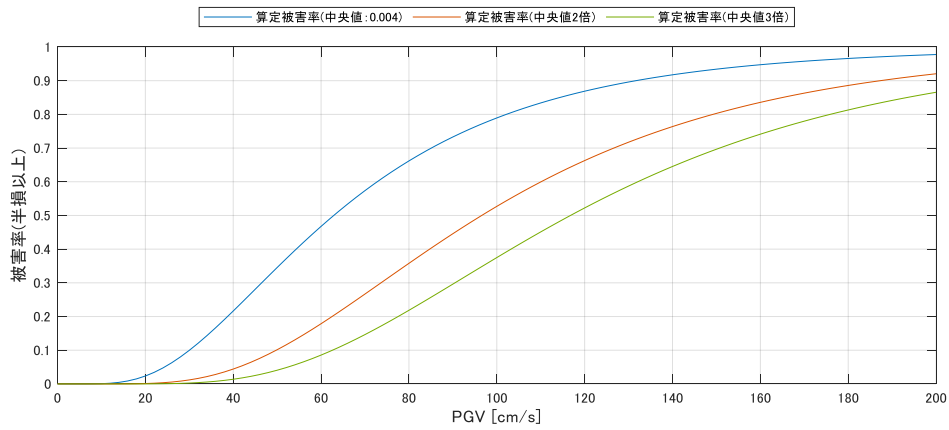
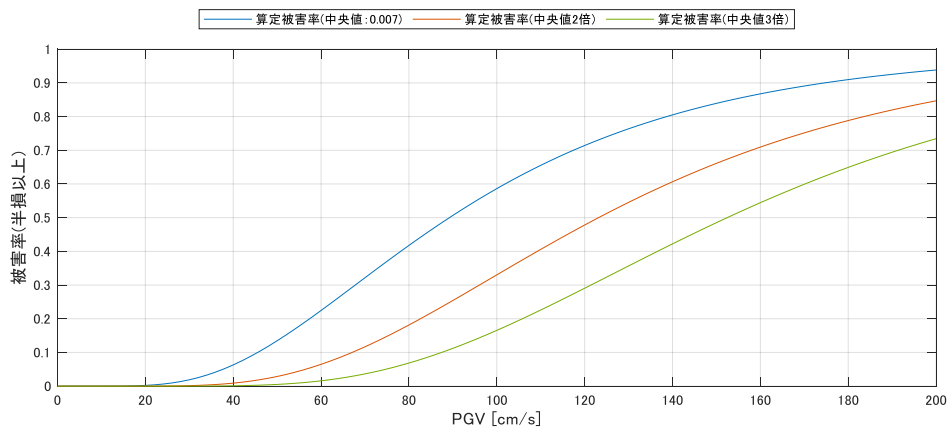


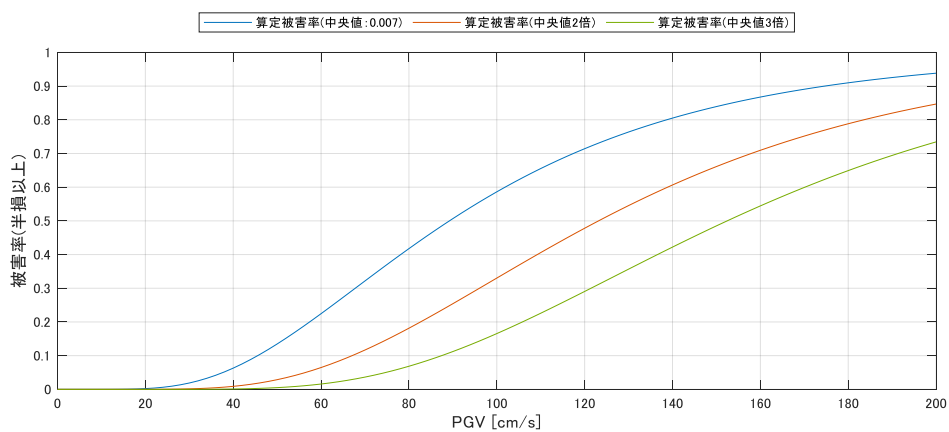
図 4.3.28 被害率の対数正規分布回帰計算例 (1981~2000 年、半損以上被害)



(a) 1980 年以前

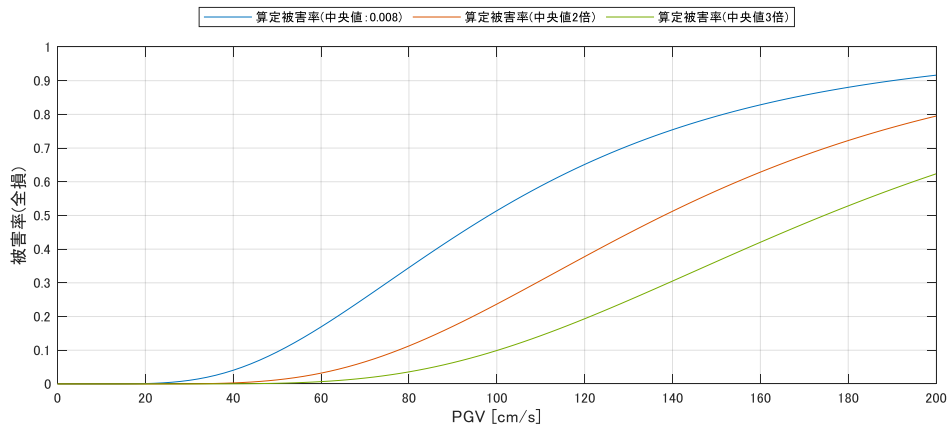


(b) 1981~2000 年

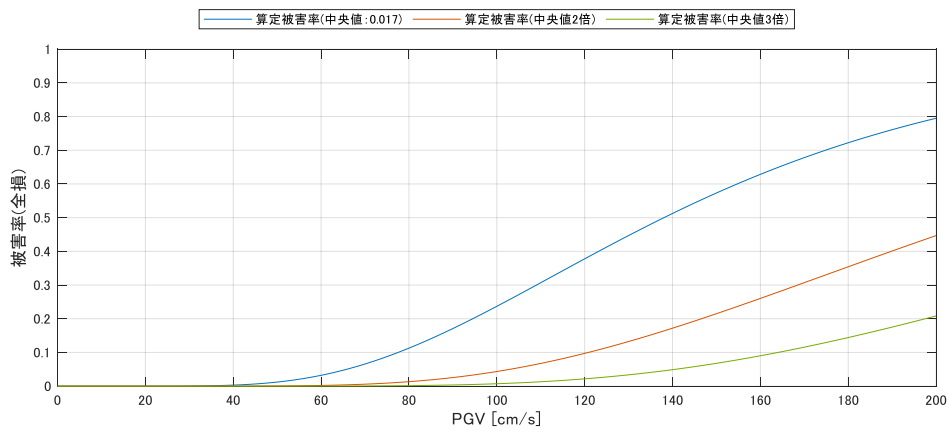


(c) 2001 年以降

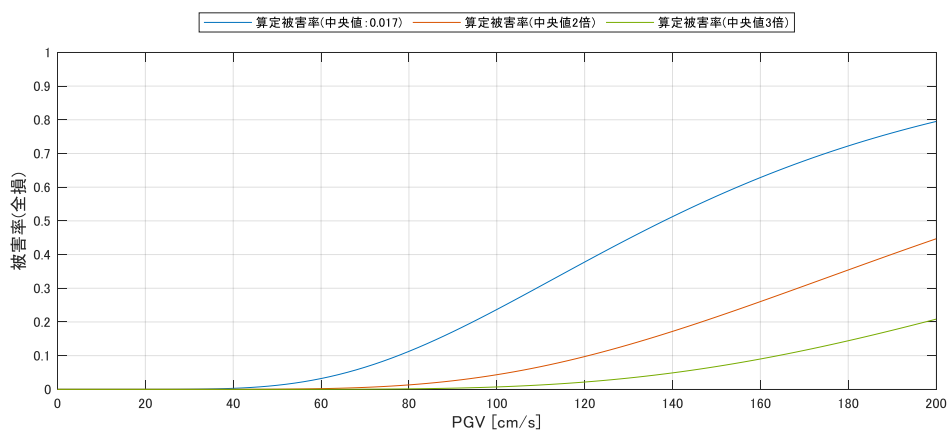
図 4.3.29 作成した被害関数 (RC 造 (12 質点) 半損以上被害)



(a) 1980 年以前



(b) 1981~2000 年



(c) 2001 年以降

図 4.3.30 作成した被害関数 (RC 造 (12 質点) 全損被害)

4.4 損壊被害関数の作成のまとめ

本章では、第3章において設定したパラメータ（応答解析モデル、耐力分布、変形クライテリア）を用いた損壊被害関数の作成結果を示した。作成した損壊被害関数の中央値、対数標準偏差を表に示す。

表 4.4.1 損壊被害関数の中央値、対数標準偏差

		半損以上被害			全損被害		
		1980年以前	1981-2000年	2001年以降	1980年以前	1981-2000年	2001年以降
在来木造	中央値	51.4	59.9	70.4	86.9	100.3	116.6
	対数標準偏差	0.74	0.81	0.86	0.67	0.72	0.76
軽量鉄骨造	中央値	44.7	109.0	166.4	109.0	237.4	330.2
	対数標準偏差	1.18	1.07	0.96	1.07	0.91	0.84
RC造 1-2階	中央値	527.7	877.6	877.6	1139.1	2350.7	2350.7
	対数標準偏差	1.90	1.94	1.94	2.02	2.08	2.08
RC造 3-5階	中央値	120.2	168.2	168.2	192.0	332.8	332.8
	対数標準偏差	1.27	1.29	1.29	1.31	1.37	1.37
RC造 6-10階	中央値	69.9	99.7	99.7	112.4	167.1	167.1
	対数標準偏差	0.84	0.80	0.80	0.78	0.69	0.69
RC造 11階-	中央値	62.9	89.2	89.2	98.2	138.0	138.0
	対数標準偏差	0.63	0.56	0.56	0.55	0.47	0.47

第5章 損壊被害関数と実績被害率の乖離要因の整理

5.1 はじめに

第4章で示す工学的知見を反映したパラメータを用いて作成した損壊被害関数は、地震保険実績による被害率と少なからず乖離がある。本章では、この差が生じた要因として考えられるものを整理することで、将来的な損壊被害関数の改良の可能性や、そのために必要な調査研究の方向性を検討する。

次節以降では各要因について、今回、損壊被害関数を作成した際での扱い方と、現時点で考慮できていない事項を示す。

このように第4章までに作成した損壊被害関数と地震保険実績との差の要因が十分に分かっていない一方で、実務上、地震保険実績と整合する損壊被害関数が必要になることもある。整合を取る方法は様々に考え得るが、第3章に述べた各パラメータの設定方法を改めて見直すと、とくに変形クライテリアの不確実性は大きく、例えば当座のものとして、工学的に説明可能な変形クライテリアの設定値に対し、実績に合わせる趣旨の調整係数を別途考慮する方法が挙げられる。この場合、調整係数を必要とする要因は十分に解明されていないことを明示し、その物理的な解釈に誤解を生じないように配慮しなければならない。

なお、以下に記載する「実績被害と算定被害の差の要因」としてあげた事項は、将来の検討に幅広く資するため、必ずしも被害率の評価に影響があると確認されたものに限らず、可能性があるとして現時点で議論に上がったものであることに留意されたい。

5.2 被害率の乖離要因

算定被害率と実績被害率との乖離要因を検討するにあたり、実績側にも地震動の推定等に関して各種誤差の要因が考えられるが、ここでは損壊被害関数の作成に係る要因について整理する。乖離要因について地震応答解析を利用して作成した損壊被害関数に起因するものを大別すると、主に入力地震動指標に関する要因、損壊被害関数の区分に関する要因、振動モデルに関する要因、被害評価のための応答指標に関する要因が考えられる。

入力地震動指標については、建物区分、また被害認定によらず同一の指標を用いることにしたため、全体としてもっとも適切な指標として PGV を採用した。しかし、建物の属性や被害レベルなどによって指標を使い分ける、あるいは複数の指標を組み合わせるなど、より細やかな検討をすれば被害率との関係が強い指標を見つけることができるかもしれない。また、PGV は揺れの強さの指標であることから、とくに継続時間等の入力エネルギーの違いが被害率に影響するとすれば、これらが平均的なものとは異なる地震では算定被害率と実績被害率に乖離が生ずる可能性がある。

建物区分は、現在、建物構造種別と鉄筋コンクリート造では階数でも区分しているが、他にも建物用途や外装・屋根材の種類等も被害の発生に影響している可能性がある。また、同じく建築代区分は、規基準の変遷に基づき区分しているが、劣化、材料・構法の技術向上、あるいは維持管理や大規模改修が被害発生に影響があるとすれば、さらにはこれらの分布が地域や時期によって偏りがあるならば、実績被害率が算定被害率から乖離する要因になっていることが考えられる。

損壊被害関数の構築に用いる振動モデルに関して、現状では多質点系せん断ばねモデルを用いて 1 方向入力を与えているが、せん断ばねモデルによるある層への変形集中や、1 方向入力によるねじれ応答の非考慮が影響する可能性がある。特に入力地震動に関しては、地表観測記録をそのまま質点モデルの入力地震動として用いており、入力損失など建物と地盤の相互作用の影響を考慮していない。

振動モデルから得られた応答から被害率を推定する際には、モデルの最大層間変形角を対象とした変形クライテリアを用いているが、加速度や残留変形角など、変形以外の指標と相関する被害を考慮できていない可能性がある。また、地震保険実績被害（全損、半損、一部損）と建物変形との関係性は直接に評価されておらず検討の余地がある。

その他の要因を含め、考えられるものを表 5.2.1 に列挙する。

表 5.2.1 損壊被害関数の作成に関する誤差の要因

損壊被害関数を作成する際の検討項目	現状の取り扱い	実績被害と算定被害の差が生じ得る要因
損壊被害関数の説明変数の設定	水平成分の地表最大方向 PGV	<ul style="list-style-type: none"> • 建物の種別、被害程度によっては、PGV と相関が弱いことによるばらつき • 個々の地震動の周期特性、継続時間、余震による累積損傷の影響
構造種別の区分	以下の区分を設定 <ul style="list-style-type: none"> • 木造（在来軸組構法、枠組壁工法） • 軽量鉄骨造 • RC 造（1-2F、3-5F、6-10F、11F-） 	<ul style="list-style-type: none"> • 建物構造、階数以外に被害率に影響する主要な要因の非考慮 例：重量、各階面積、耐震要素、接合部、開口、偏心、外装・屋根材の種類、店舗など他用途の有無、増築の有無
建築年代の区分	<ul style="list-style-type: none"> • 以下の区分を設定（構造種別により設定していない区分もある） • 1980 年以前、 • 1981 年～2000 年、 • 2001 年以後 	<ul style="list-style-type: none"> • 耐震基準以外での建築年による被害率に影響する要因の非考慮 例：壁量柱量、劣化、材料・構法の技術向上、大規模改修

表 5.2.2 損壊被害関数の作成に関する誤差の要因

損壊被害関数を作成する際の 検討項目	現状の取り扱い		実績被害と算定被害の差が生じ得る要因
振動解析モデル	解析自由度	並進 1 方向	<ul style="list-style-type: none"> 2 方向入力による影響の非考慮
	各階床	各階 1 質点の多質点系	<ul style="list-style-type: none"> ねじれの非考慮
	各階ばね	等価せん断バネモデル	<ul style="list-style-type: none"> 降伏層への変形集中による層間変形の過大評価
	建物 1 階への 入力地震動	基礎固定系として入力	<ul style="list-style-type: none"> 地盤-建物の相互作用の影響の非考慮 (入力損失、逸散減衰、連成系固有周期) 基礎底の滑動の影響の非考慮
	モデル群の変数	建物耐力 (1 階降伏ベースシア係数)	<ul style="list-style-type: none"> 建物耐力と独立に生じうる、建物特性の非考慮 降伏変形角、重量・剛性分布、高さ方向の耐力分布、復元力特性の異なる建物の影響(壁式 RC 等)
モデルへの入力地震動	入力地震動の選 択	計算対象の最大方向 PGV に 近い観測記録を収集し、振幅 を調整	<ul style="list-style-type: none"> 損壊被害関数の変数と同様、PGV 以外の指標が適切である可能性 実観測記録の振幅を調整して入力する影響 入力地震動セットの抽出方法の影響
	方向成分	方向別の PGV が平均となる 成分の加速度記録を入力	<ul style="list-style-type: none"> 観測点での平均方向と対象地域を代表させる地点での平均方向の違い

表 5.2.3 損壊被害関数の作成に関する誤差の要因

損壊被害関数を作成する際の検討項目	現状の取り扱い		実績被害と算定被害の差が生じ得る要因
建物群のモデル化の方針	建物の弱軸方向に被害が生じることを想定してモデル化		<ul style="list-style-type: none"> • 構造特性のさまざまなばらつきをもつ建物群を耐力だけがばらつくモデルに集約することの誤差 • 異方性が強い地震動に対する建物強軸側の被害 • 弱軸を耐力の低い側としているが、変形性能が低い方向が弱軸となる可能性の非考慮
質点系の解析パラメータ	質点数	木造：2F S造：2F RC造：2、4、8、12F	<ul style="list-style-type: none"> • 木造・S造の平屋建て、部分2階建て、3階建て以上の非考慮
	復元力特性	木造：スリップ+バイリニア S造：ノーマルバイリニア RC造：武田モデル	<ul style="list-style-type: none"> • 建築年代による復元力特性の違い • S造引張ブレースの非考慮 • 構造種別内での構造特性の違い（例、近年の壁を耐力要素とする木造住宅と伝統的な柱梁を耐震要素とする住宅、中低層の壁式RC造と高層RC住宅など）
	降伏変形角	木造： $R_y=1/120$ S造： $R_y=1/250$ RC造： $R_y=1/150$	<ul style="list-style-type: none"> • 上欄記載の復元力特性と同様（例えば、RC造のせん断破壊部材($R_y=1/250$程度)の非考慮など）

表 5.2.4 損壊被害関数の作成に関する誤差の要因

損壊被害関数を作成する際の 検討項目	現状の取り扱い		実績被害と算定被害の差が生じ得る要因
質点系の解析パラメータ (続き)	重量分布	木造・S造：1F:2F=1:0.67 RC造：各階一様	<ul style="list-style-type: none"> • 屋根の違いによる重量分布の違いの非考慮 • 斜線制限等によるセットバックの有無の非考慮 • 設計重量と地震時に作用する重量が異なる可能性の非考慮
	剛性分布	木造・S造：耐力に比例 RC造：台形分布	<ul style="list-style-type: none"> • ピロティ構造など立面的不整形の非考慮
	耐力分布（1Fせん断力係数との比）	木造：1F:2F=1:1.5 S造：1F:2F=1:1.56 RC造：Ai分布	<ul style="list-style-type: none"> • ピロティ構造など立面的不整形の非考慮
	降伏後剛性	木造：1/1000 S造：15/100 RC造：1/100	<ul style="list-style-type: none"> • 共通：設計での慣例値を用いており、実測値（特に大地震時）との関係が不明
	減衰	木造：5%瞬間剛性比例 S造：2%初期剛性比例 RC造：3%瞬間剛性比例	<ul style="list-style-type: none"> • 相互作用による減衰効果の非考慮 • S造・RC造：設計での慣例値を用いており、実測値（特に大地震時）との関係が不明

表 5.2.5 損壊被害関数の作成に関する誤差の要因

損壊被害関数を作成する際の 検討項目	現状の取り扱い		実績被害と算定被害の差が生じ得る要因
被害と対応づける 建物応答指標	最大層間変形角を採用		<ul style="list-style-type: none"> • 木造、S造：建物全体の被害状態から判定する損害調査方法との不整合（変形最大階以外の階における被害の影響） • 共通：基礎被害の影響の非考慮 • 共通：地盤変状に起因する被害の非考慮 共通：加速度依存型の被害（木造の瓦屋根、内外壁の面外加速度）の非考慮 • 共通：建物の残留傾斜による被害の非考慮
被害クライテリアの設定	中央値（木造）	被災度区分判定等からの推定	<ul style="list-style-type: none"> • 地震保険における実被害と層間変形角の関係の不確実性
	中央値（S造）	被災度区分判定等からの推定	<ul style="list-style-type: none"> • 地震保険における実被害と層間変形角の関係の不確実性
	中央値（RC造）	被災度区分判定等からの推定	<ul style="list-style-type: none"> • 地震保険における実被害と層間変形角の関係の不確実性
	ばらつき	経験的に決定	<ul style="list-style-type: none"> • 地震保険における実被害と層間変形角の関係の不確実性
	分布形	対数正規分布を3折れ線分布に置換	

表 5.2.6 損壊被害関数の作成に関する誤差の要因

損壊被害関数を作成する際の 検討項目	現状の取り扱い		実績被害と算定被害の差が生じ得る要因
建物耐力モデルの設定	平均値（木造）	実建物の振動台実験結果と壁量の関係、平均壁量の統計値から設定	<ul style="list-style-type: none"> 基準法壁量と実耐力の関係の不確実性 （実耐力と基準法壁量の差は、準耐力壁、雑壁、材料強度、立体効果・直交壁、仕上げ、速度効果、偏心、弾塑性、重量、減衰などが加味されたものと考えられる。）
	平均値（S造）	既往の積み上げモデルの耐力に、経験的に余力を考慮	<ul style="list-style-type: none"> 実建物、特に近年の工業化住宅の性能のデータ不足 （経験的に考慮した余力は、非構造材、建具、階段による効果を想定している。）
	平均値（RC造）	既往研究で図面から計算した耐力を実耐力相当に補正	<ul style="list-style-type: none"> 耐力を発現する際のメカニズムのばらつき（今回採用した耐力はせん断ひび割れ強度相当と考えられ、せん断終局強度や曲げ終局強度は考慮できていない）。 直交構面の効果の非考慮。
	ばらつき	既往の耐震診断結果の分布などを参考に設定	<ul style="list-style-type: none"> 下限値の存在など、下限値付近の分布形状が不明 耐力との相関の非考慮（耐力が大きい場合に変形性能が小さいなど）
	分布形	対数正規分布	<ul style="list-style-type: none"> とくに小さい範囲の分布の不確実性

第6章 まとめ

2019年から2020年に開催された地震災害予測研究会の議論に基づき、損壊被害関数の構築方法を検討した。半損以上、および全損の損壊被害関数は現行の基本的な構築方法を引き継ぎつつ、工学的知見から考えられる適切な範囲で設定されるパラメータで損壊被害関数を構築した。以下に各章の実施事項をまとめる。

第2章

これまでの地震保険実績の予測モデルとしての損壊被害関数の検討経緯を整理するため、一般的な被害関数の構築方法と、これまでに検討された損壊被害関数の構築方法を示すとともに、既往検討結果のうち今回の検討方針に大きく関わる内容を整理した。

第3章

既往の振動実験や住宅調査結果等の文献を整理し、半損以上、および全損の損壊被害関数の構築に用いる応答解析モデル、建物の耐力分布、変形クライテリアを近年の工学的知見を反映するよう設定した。なお、各モデルパラメータの設定方法については、さらなる研究の高度化や各種統計資料の蓄積を反映し、必要に応じて更新することが望ましい。

第4章

損壊被害関数の構築のため、地震応答解析に用いる入力地震動セットを抽出し、その周期特性を確認した。抽出した入力地震動セットと、第3章に示した工学的知見を反映したモデル設定値を用いて、全損と半損以上の損壊被害関数を構築した。

第5章

第4章で確認された損壊被害関数と地震保険実績との乖離要因（損壊被害関数の作成に係る要因）について、入力地震動指標に関する要因、損壊被害関数の区分に関する要因、振動モデルに関する要因、被害評価のための応答指標に関する要因ごとに整理し、それぞれ考えうる項目を一覧表にまとめた。

参考文献

- 1) 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方法、日本建築学会構造工学論文集、Vol.51 B、2005
- 2) 日下彰宏、石田寛、鳥澤一晃、土井央、山田和樹：地震保険実績データを用いた地震動特性を考慮した木造住宅の被害関数、日本建築学会技術報告集、第 21 巻、第 48 号、pp.527-532、2015.6
- 3) 損害保険料率算出機構：住宅の耐震性能に影響を及ぼす要因の調査、地震保険研究、No.35、2019
- 4) 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、65 巻、527 号、2000
- 5) 境有紀、熊本匠：地震動の方向性の定量的な検討と地震被害推定のための平均方向の提案、日本地震工学会論文集、第 10 巻、第 5 号、1-20、2010.11.
- 6) 五十田博、河合直人：木造軸組工法住宅に用いる壁の復元力特性モデル-木造建物の地震時挙動に関する研究-、日本建築学会構造系論文集、第 616 号、pp157-163、2007 年 6 月
- 7) 柳井 裕俊、青木 博文、池田 勝利：鉄鋼系工業化住宅における等価線形化法の検証：その 1 試設計による構造特性の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集論文集、2002
- 8) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE, 1970. 12
- 9) 菅原 長、斎藤 久和、中田 健一、岡野 創：耐震診断に基づく電力供給施設の被害想定手法に関する研究：(その 1)損傷評価スキーム、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、2008 年 9 月
- 10) 岡野 創、宮本 裕司：等価線形化法に基づく応答評価式：エネルギーバランスに基づく考察と限界変形の超過確率の評価への適用、日本建築学会構造系論文集、67 巻 562 号、2002
- 11) 中里 太亮、河野 守：構造設計レポジトリ構築、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、2013 年 8 月
- 12) 大橋 好光、坂本 功、河合 直人、五十田 博、腰原 幹雄、橋本 敏男：実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究その 1～その 3、日本建築学会大会学術講演梗概集、2005
- 13) 近藤 皓彦、岩井 哲：既存木造家屋の建築年代別壁量充足率と耐震診断値の関係、広島工業大学紀要研究編、第 47 巻、2013
- 14) 中川貴文：木造住宅の実大振動台実験と地震応用解析、木材学会誌、2015
- 15) 河合 直人、槌本 敬大、大橋 好光、井上 貴仁、五十田 博、稲山 正弘、藤田 香織：

- 木造 3 階建て軸組構法住宅の設計法と震動台実験：その 1 全体概要、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸） 2010 年 9 月
- 16) 文部科学省、大都市大震災軽減化特別プロジェクト総括成果報告書、平成 19 年 3 月
 - 17) 清水 秀丸、腰原 幹雄、福本 有希、栗原 嵩明、河合 直人、五十田 博：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験：その 17 C 棟 D 棟試験体の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集論文集、2007
 - 18) 岡田 久志、小野 徹郎：建築用薄板鋼材溶接接合部の設計・施工・検査に関する技術開発：その 2 仕口部のずれが接合部耐力に与える影響、日本建築学会大会学術講演梗概集論文集、2009
 - 19) 伊藤 拓海、中家 優太、八木 一樹、森 健士郎、崔 彰訓：軽量角形鋼管の嵌合式接合部の力学特性と曲げ耐力評価法、日本建築学会大会学術講演梗概集論文集、2019
 - 20) 周 建東、広沢 雅也、清水 泰：関東地方 A 県下における学校校舎の耐震性能：（その 4）コンクリート強度および鉄筋種別、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、1998
 - 21) 最知 正芳、三橋 博三、田中 礼治、四戸 英男、柴田 明德：東北地方の既存建築物のコンクリート強度に関する調査研究、日本建築学会構造系論文集、66 巻 546 号、2001
 - 22) 日本建築学会：2018 年版 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2018
 - 23) 建築研究所：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証、建築研究資料、No.175 号（2016(平成 28 年)11 月）
 - 24) 小谷 俊：鉄筋コンクリートにおける載荷速度の影響、コンクリート工学論文集、vol.21、No.11、p.23-p.34、1983 年 11 月
 - 25) 北川 良和、長瀧 慶明、鹿嶋 俊英：変形速度および応力緩和効果を考慮した地震応答解析：モデル化とその妥当性、日本建築学会論文報告集、343、p.32-p.41、1984 年 9 月
 - 26) 細矢 博、岡田 恒男、北川 良和、中埜 良昭、隈澤 文俊：ひずみ速度の影響を考慮したファイバーモデルによる鉄筋コンクリート部材の断面解析、日本建築学会構造系論文集、vol.61 No.482、p.83-p.92、1996 年 4 月
 - 27) 岩井 哲、吉田 望、中村 武、若林 實：構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究：その 1 コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響、日本建築学会論文報告集、314 巻、1982
 - 28) 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、2016.3
 - 29) 柴山 明寛：2011 年東北地方太平洋沖地震における被災建物の悉皆調査、日本建築学会大会学術講演梗概集論文集、2012
 - 30) 一般社団法人日本損害保険協会：地震保険 損害の認定基準について、https://www.sonpo.or.jp/insurance/jishin/ctuevu00000001fo-att/nintei_kijyun.pdf、2023 年 6 月 28 日閲覧

- 31) 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、1999
- 32) 金子美香、神原浩、田村和夫、非構造部材の耐震実験結果、日本建築学会技術報告集、第 21 号、pp.39-44、2005.6
- 33) 一般社団法人日本建築学会：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

地震保険研究 38
地震災害予測研究会
2021・22年度報告書

地震応答解析を用いた被害関数の
作成に係る各要素の検討

2023年9月発行

発行 損害保険料率算出機構（損保料率機構）

〒163-1029 東京都新宿区西新宿 3-7-1

TEL 03-6758-1300（代表）

URL <https://www.giroj.or.jp>