

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。

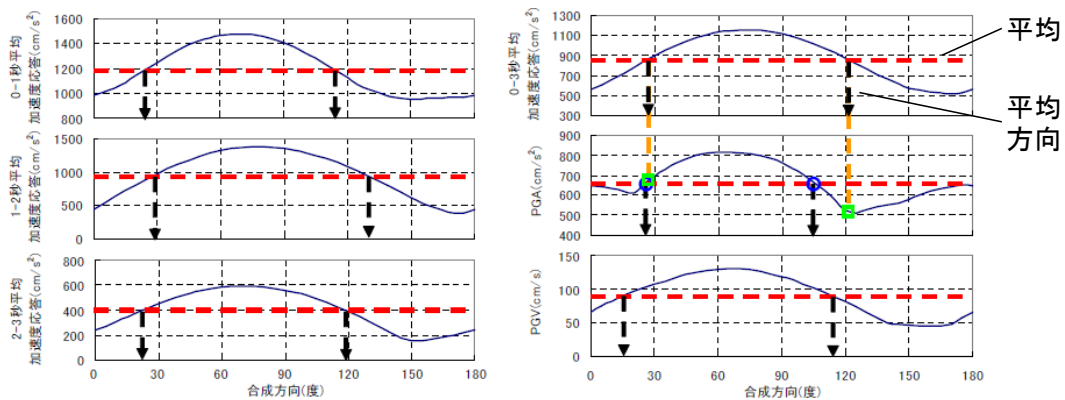
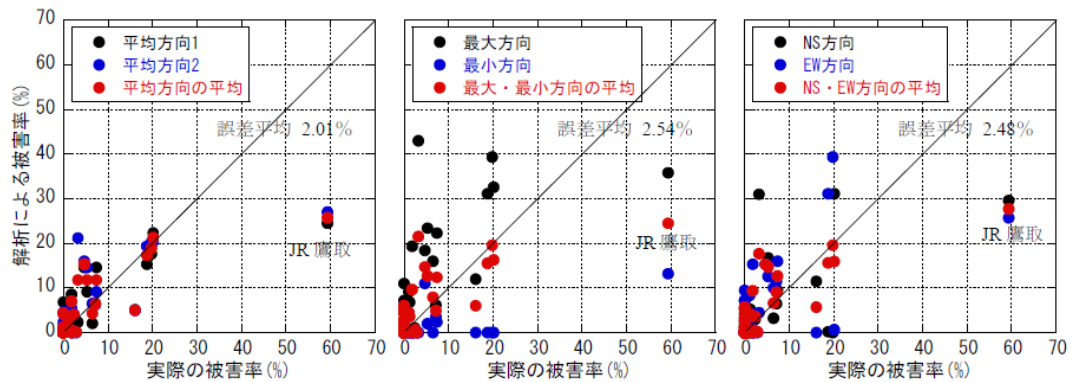


図 3.3.1 兵庫県南部地震、葺合の記録における地震動指標の方向別の変動
(境・熊本 (2010) ⁵⁾に一部加筆)



(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 : $\alpha=1.0,1.1,1.2,1.4,1.6,2.0$

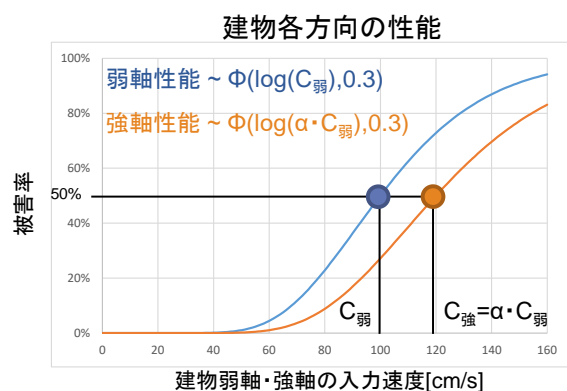


図 3.3.3 検討モデルの作成方針と設定パラメータ

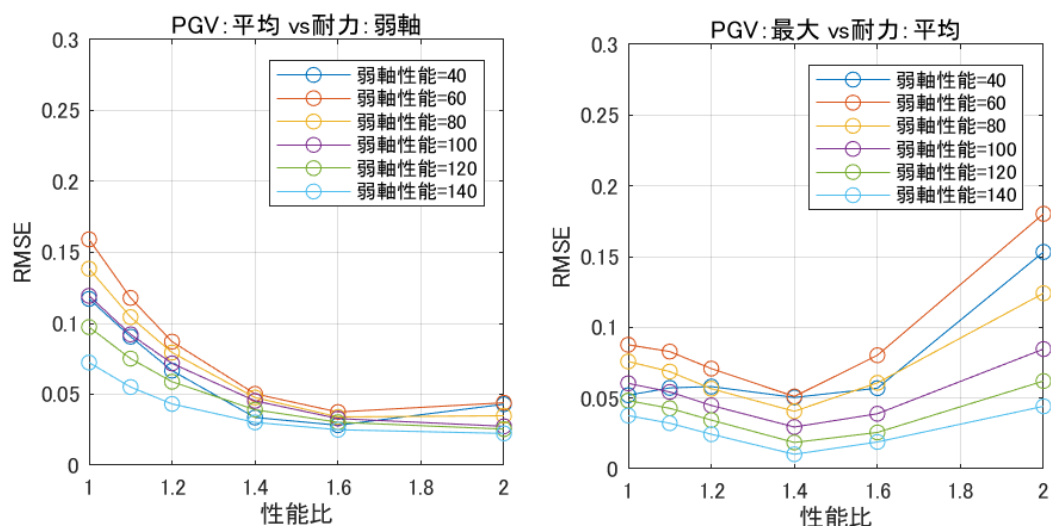


図 3.3.4 弱軸-強軸の性能比と被害率の推定誤差の関係

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。

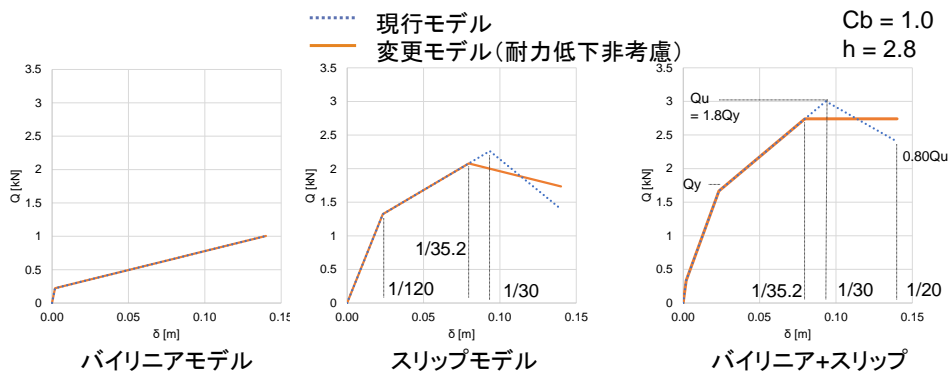


図 3.4.1 骨格曲線のイメージ図

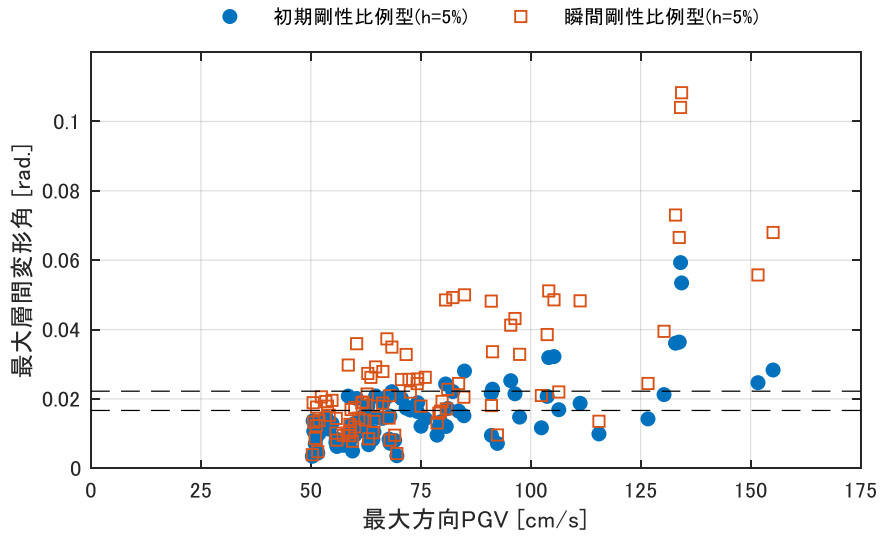


図 3.4.2 木造モデルの減衰による応答の比較

(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)

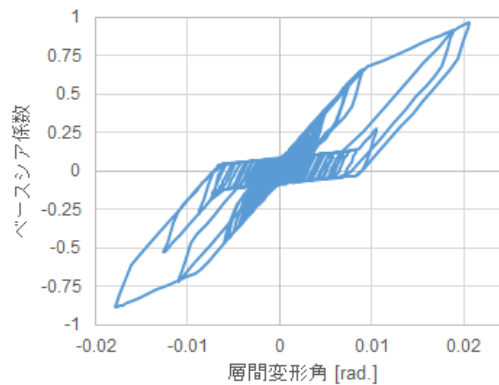


図 3.4.3 応答解析により得られる履歴曲線の例

(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。

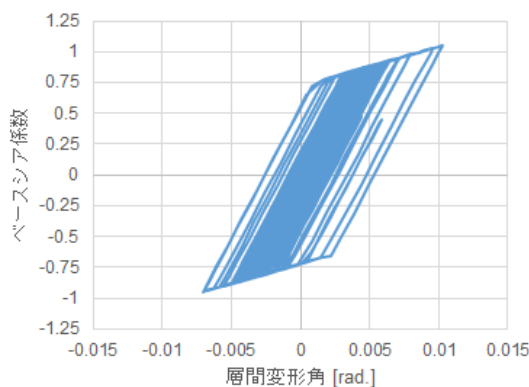


図 3.4.4 応答解析により得られる履歴曲線の例
(降伏ベースシア係数 0.85 モデル)

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)

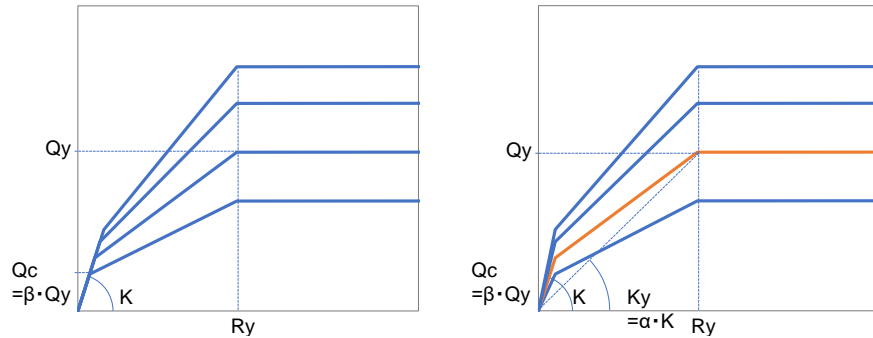


図 3.4.6 RC 造建物モデルの骨格曲線の概念図
(左：既往検討、右：本検討の変更案)

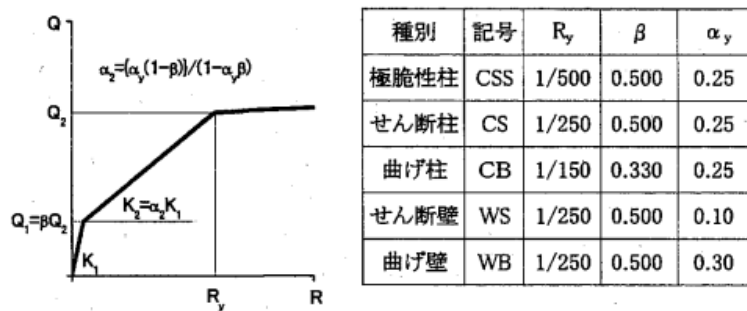


図 2 復元力特性の設定

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)

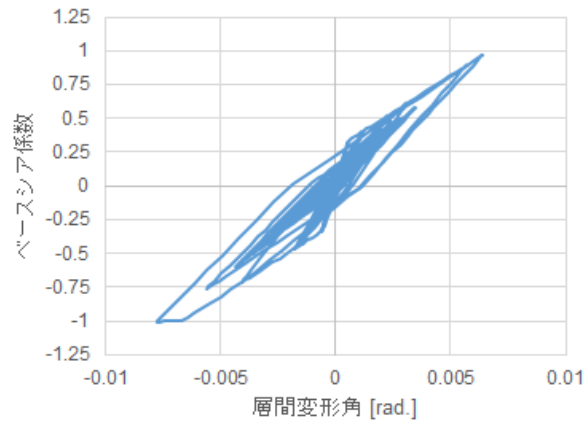


図 3.4.9 応答解析により得られる履歴曲線の例
(降伏ベースシア係数 1.00 モデル)

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。

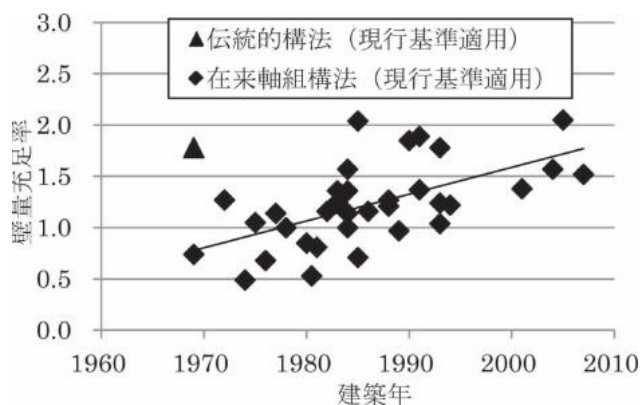


図 2 壁量充足率と建築年（現行基準適用）

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。

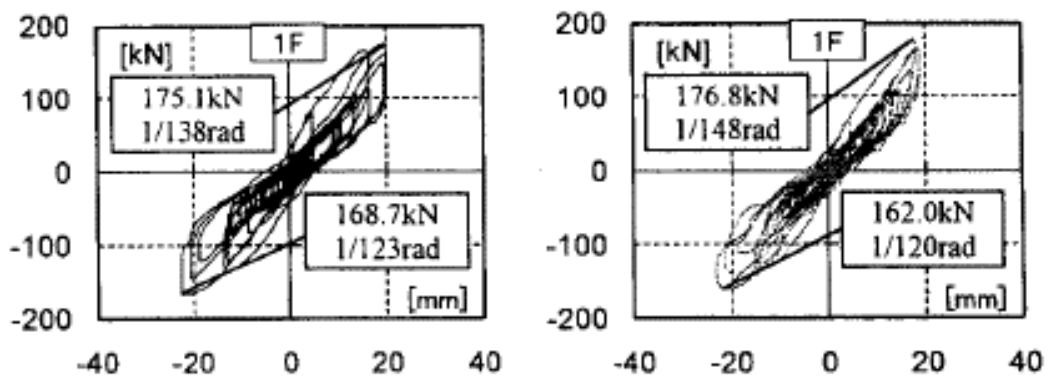


図 3.5.2 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献¹⁵)より引用)

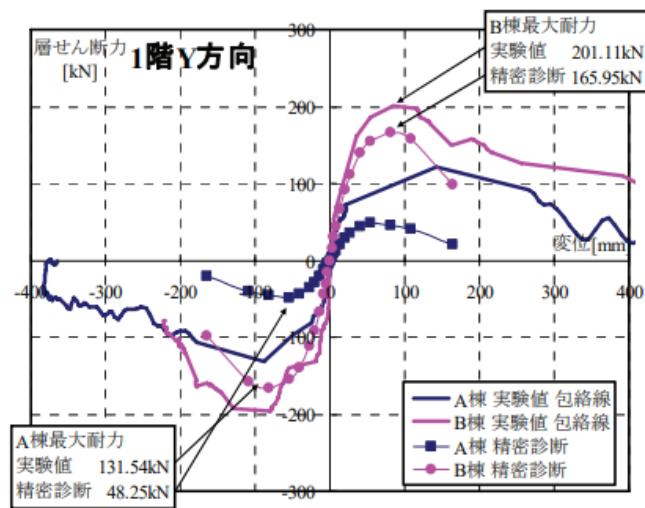


図 3.5.3 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献¹⁶)より引用)

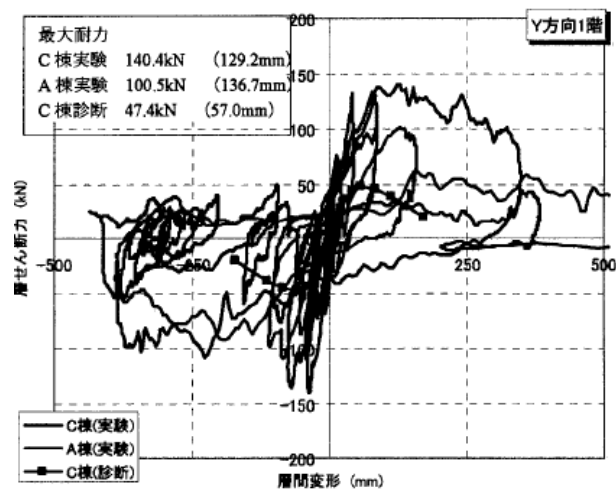


図 3.5.4 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献¹⁷)より引用)

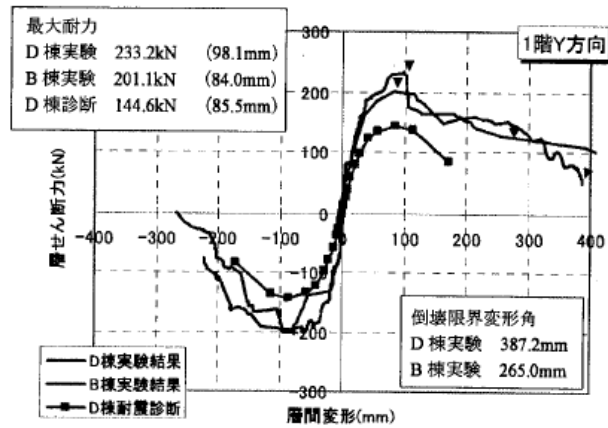


図 3.5.5 既往振動実験における木造住宅建物の荷重変形関係
(文献 17)より引用)

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

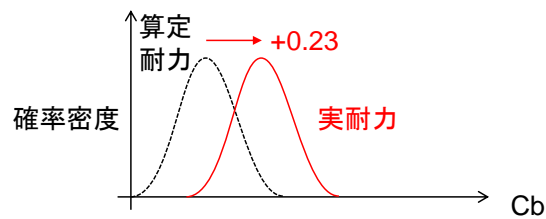


図 3.5.6 算定耐力と実耐力の違いの耐力分布への反映方法

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350MPa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/(235×1.2))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。

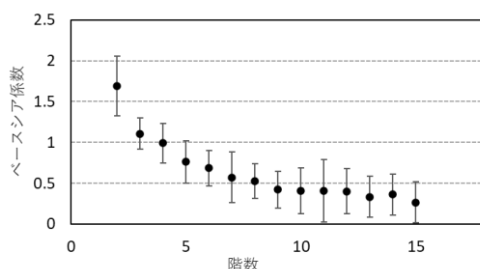


図 3.5.8 2017 年度震災研の検討による RC 造建物の耐力モデル（全年代）

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

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。

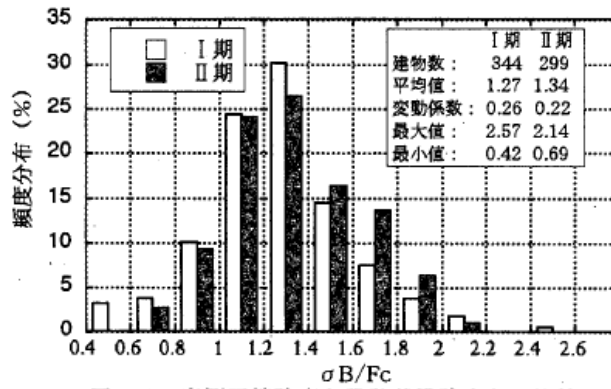


図-1 実測圧縮強度と設計基準強度との比較

(a) 文献²⁰より引用

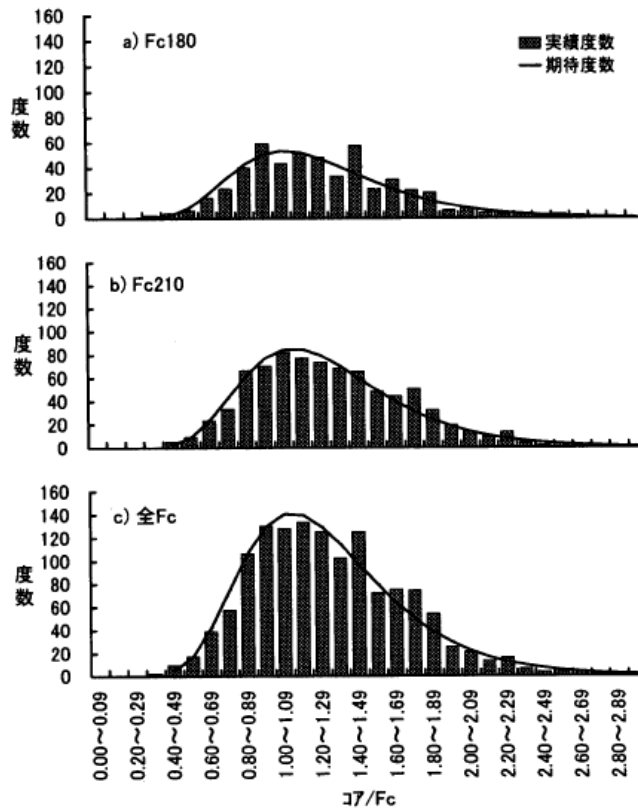


図-12 4県の圧縮強度比(設計基準強度別)

(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度 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度としてはおよそ 1.1 倍大きくなることが分かった。

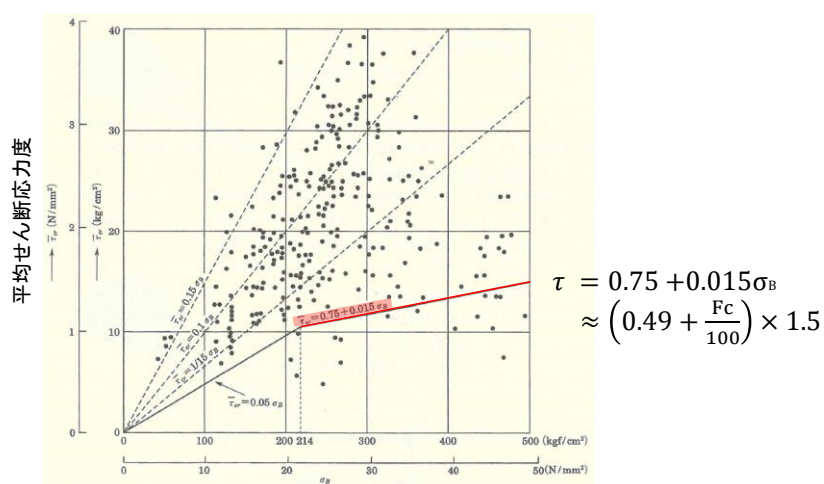
$$\tau = \left(0.49 + \frac{F_c}{100} \right) \times 1.5 \quad (3.4.1)$$

表 3.5.5 コンクリート強度の差によるせん断応力度の違い

設計 Fc (N/mm ²)	せん断応力度 (設計強度)	せん断応力度 (実強度)	せん断応力度の比
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

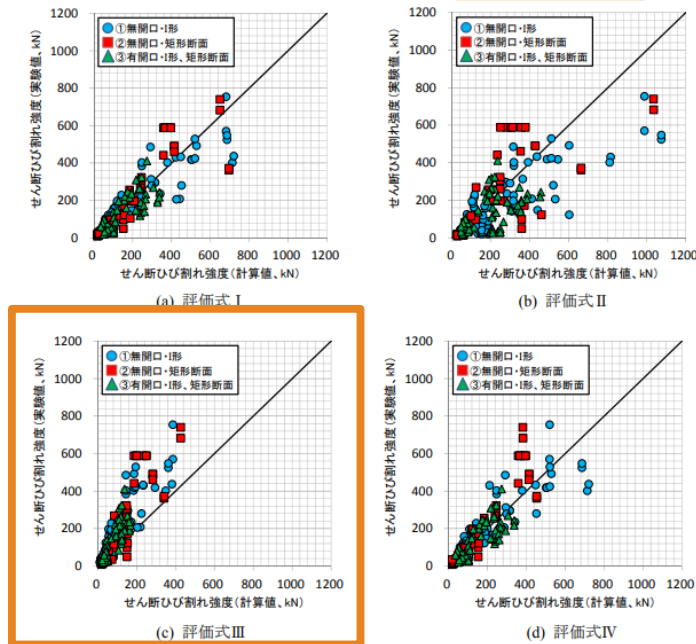


図 7.5.6 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

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
+耐力壁付き構面

②その他の内構面

③雑壁

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）。

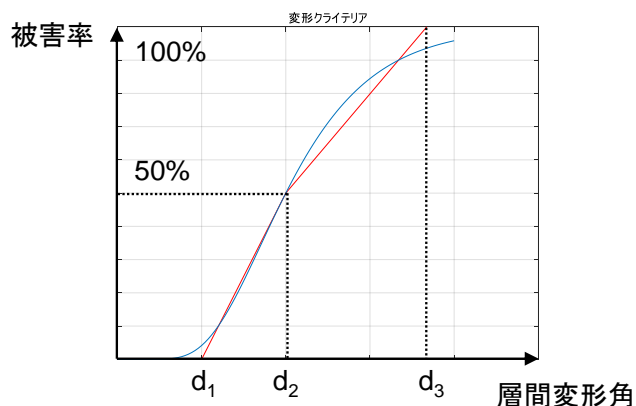


図 3.6.1 変形クライテリアの設定方法の模式図
(青線：対数正規分布、赤線：3折れ線置換)

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。

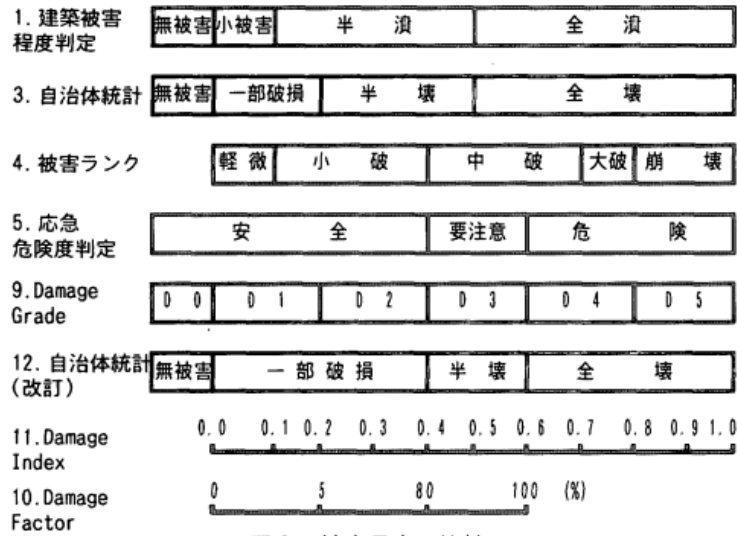


図6 被害尺度の比較

図 3.6.2 岡田ほか (1999) ³¹⁾による被害尺度の対応

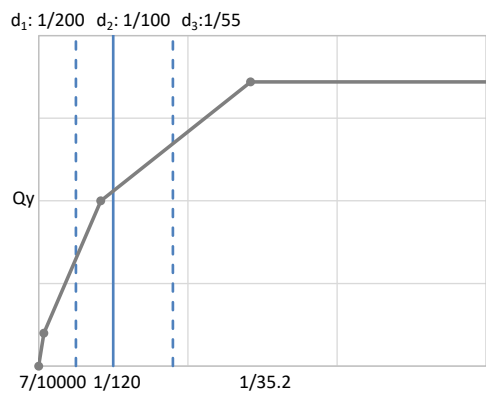
経験最大変形角	R (%)	被害	代表層間変形角
$\gamma_e < 1/120\text{rad.}$	80	軽微	1/120
$1/120\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/60\text{rad.}$	60	小破	1/60
$1/60\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/45\text{rad.}$	50	中破	1/45
$1/45\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/30\text{rad.}$	35	大破	1/30
$1/30\text{rad.} \leq \gamma_e < 1/20\text{rad.}$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

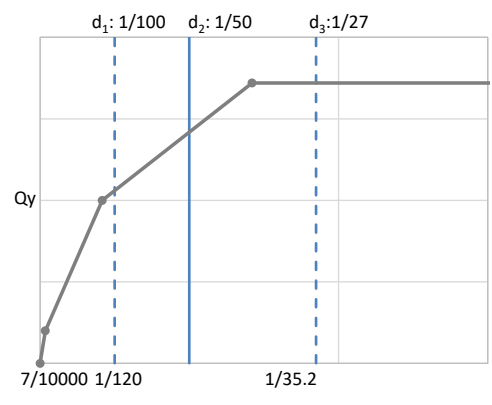
(木造建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針 ²⁸⁾より引用)

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。

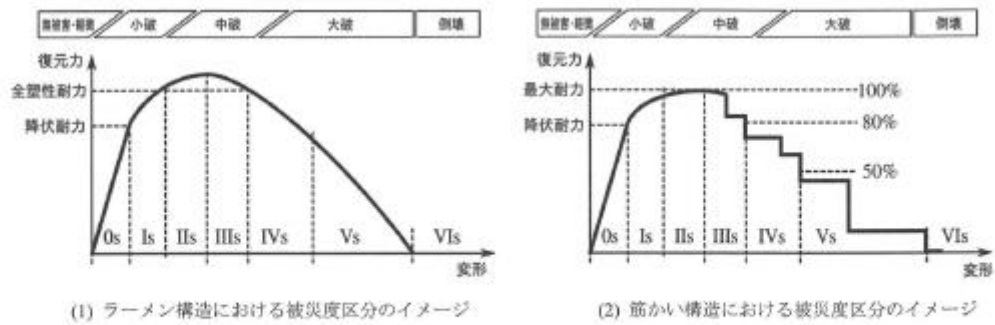
被災度区分判定基準²⁸⁾では、概ね降伏から塑性率 2 程度まで変形したところを小破、塑性率 2~4 程度まで変形し最大耐力に達する程度を中破と定義している(図 3.6.5) これらに達する最大変形角は、塑性率の基準となる降伏変形角にもよるが、骨格曲線でバイリニアの折れ点に設定した変形角である 1/120 とすれば、半損、全損、すなわち小破、中破に至る最大層間変形角は、それぞれ 1/200~1/120、1/120~1/60 になる。

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の評価した。

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)

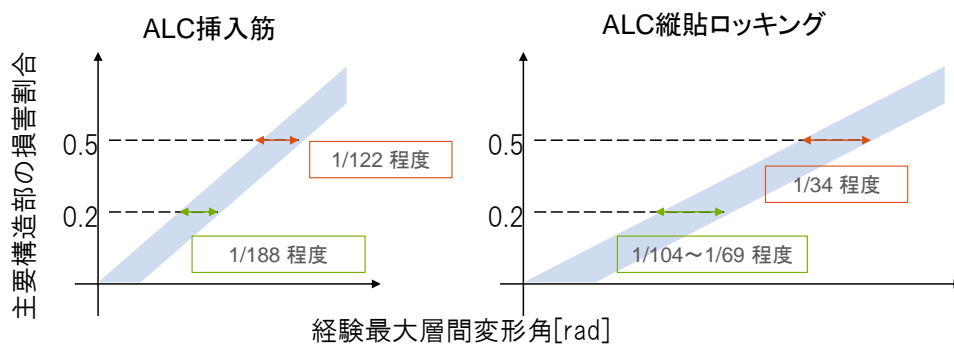
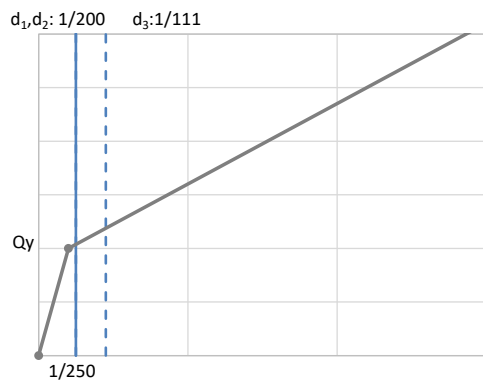


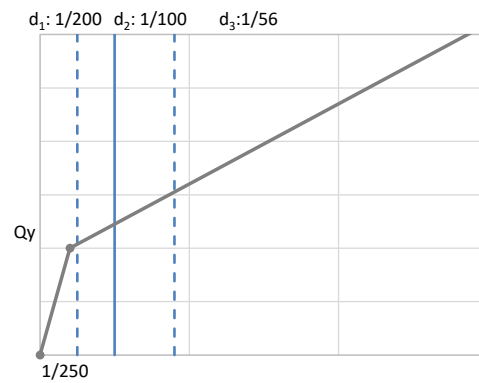
図 3.6.6 ALC パネルの被害に基づく損壊被害割合と経験最大層間変形角の関係の概念図

表 3.6.2 変形クライテリアの設定値 (軽量鉄骨造)

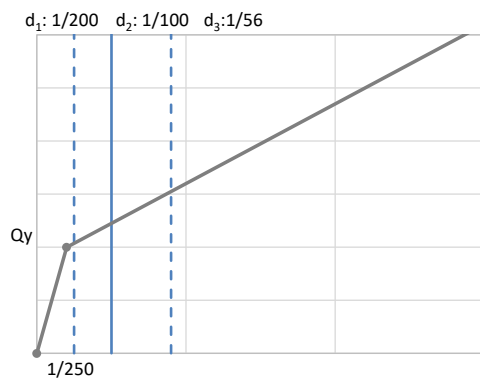
	軽量 S 造 -1980	軽量 S 造 1981-2000	軽量 S 造 2001-
半損以上	1/200	1/100	1/70
全損	1/100	1/50	1/35



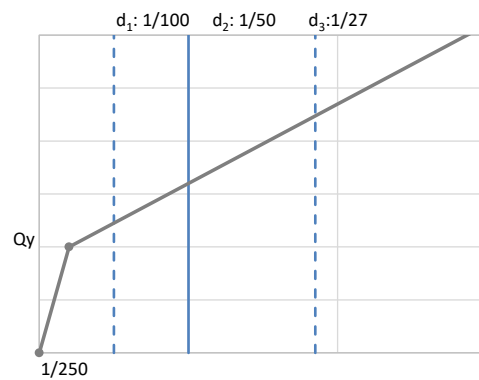
(a) 半損以上の変形クライテリア
(~1980年)



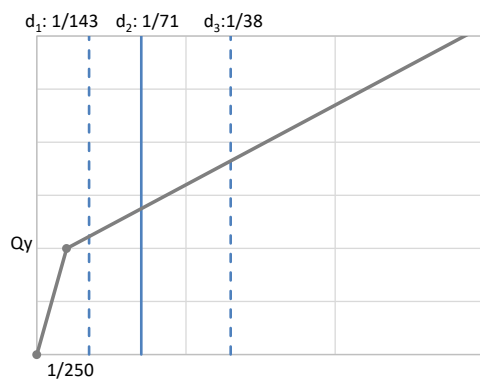
(b) 全損の変形クライテリア
(~1980年)



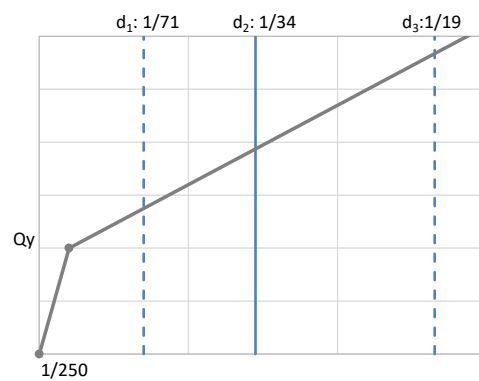
(c) 半損以上の変形クライテリア
(1981~2000年)



(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。

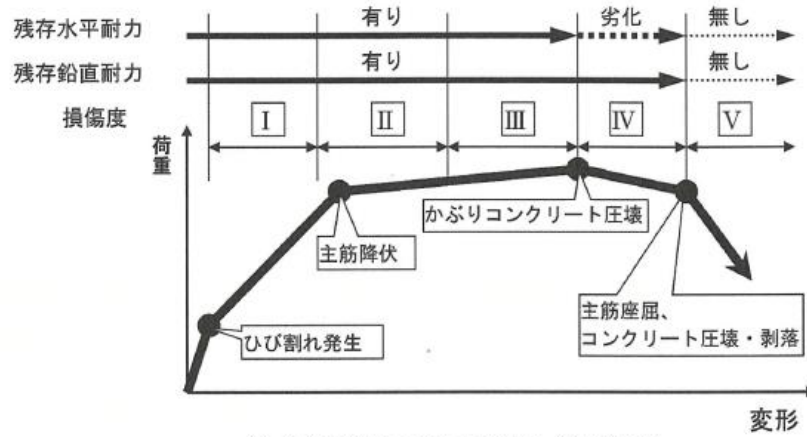
被災度区分判定基準²⁸⁾では、概ね降伏から塑性率 2 程度まで変形したところを小破、塑性率 2~3 程度まで変形し最大耐力に達する程度を中破と定義している(図 3.6.8、図 3.6.9)。骨格曲線で設定した降伏変形角 1/150 を基準とすれば、小破、中破に至る最大層間変形角は、それぞれ 1/150~1/75、1/75~1/50 になる。

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。

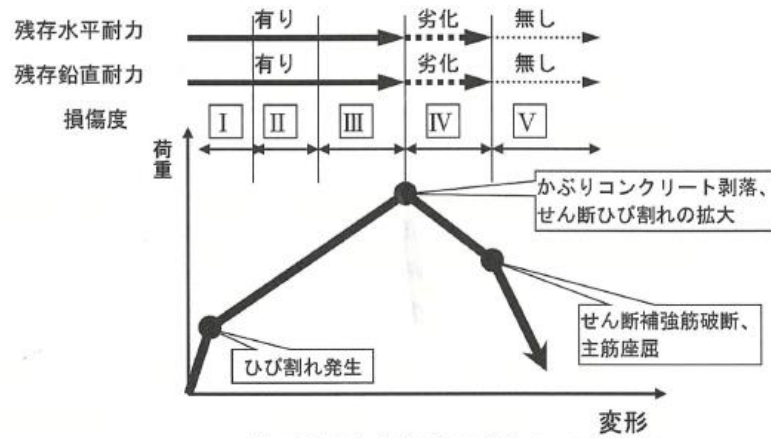
以上から、RC 造建物の半損以上被害の変形クライテリアは被災度区分判定基準における小破が生じ始める程度として 1/150 を、全損被害の変形クライテリアは図 3.6.10 を参考に 1/60 を設定する。なお、1981 年の建築基準法改訂以前の RC 造建物では、せん断破壊の先行が想定されることから、既往研究⁹⁾(図 3.4.7)に基づき、半損以上の変形クライテリアをせん断破壊型のモデルの降伏変形角として、1/250 を設定する。全損の変形クライテリアは、1981 年以後の設定値における半損以上と全損の相対的な関係を参考とし、おおむね 2 倍程度の 1/120 を用いる。

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)

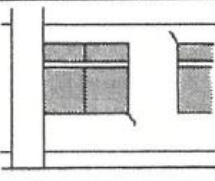
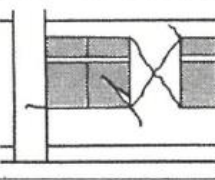
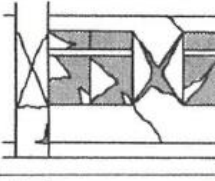
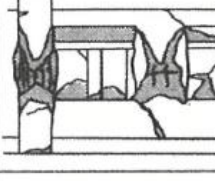
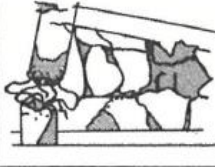
	ランク	被害状況	スケッチ
被害軽微	I	柱・耐力壁・二次壁の損傷が、軽微かもしくは、ほとんど損傷がないもの。	
小破	II	柱・耐力壁の損傷は軽微であるが、RC二次壁・階段室のまわりに、せん断ひびわれが見られるもの。	
中破	III	柱に典型的なせん断ひびわれ・曲げひびわれ、耐力壁にせん断ひびわれが見られ、RC二次壁・非構造体に大きな損傷が見られるもの。	
大破	IV	柱のせん断ひびわれ・曲げひびわれによって鉄筋が露出・座屈し、耐力壁に大きなせん断ひびわれが生じて耐力に著しい低下が認められるもの。	
崩壊	V	柱・耐力壁が大破壊し、建物全体または建物の一部が崩壊に至ったもの。	

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)

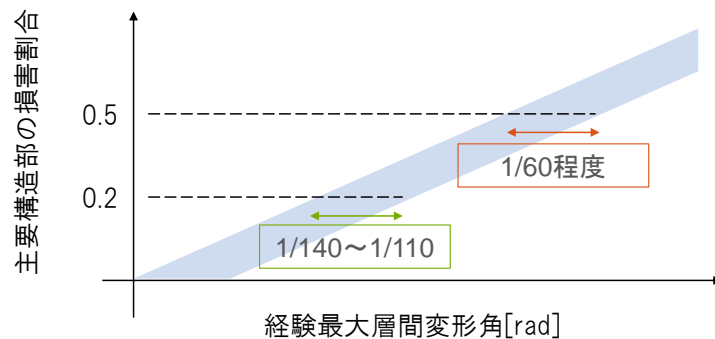
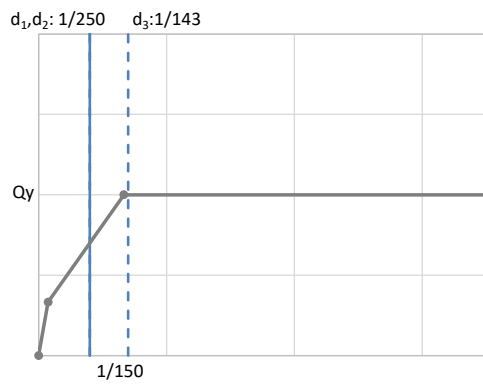


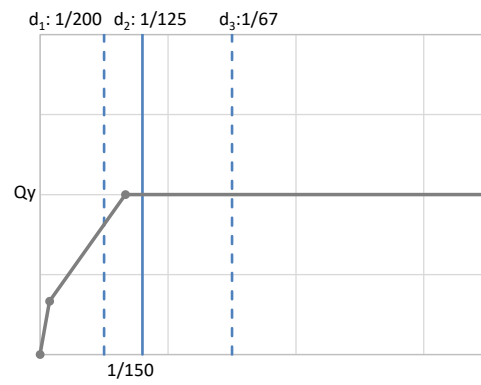
図 3.6.10 柱、梁部材の被害に基づく損壊被害割合と経験最大層間変形角の関係の概念図

表 3.6.3 変形クライテリアの設定値 (RC 造)

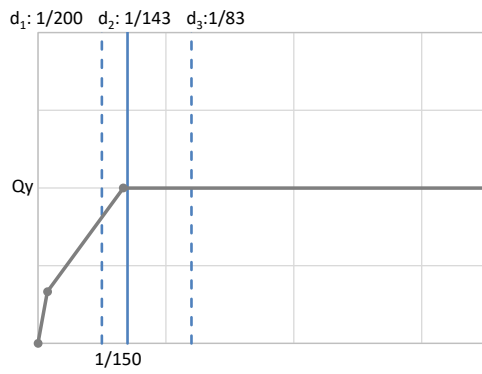
	RC 造 1980年以前	RC 造 1981年以降
半損以上	1/250	1/150
全損	1/120	1/60



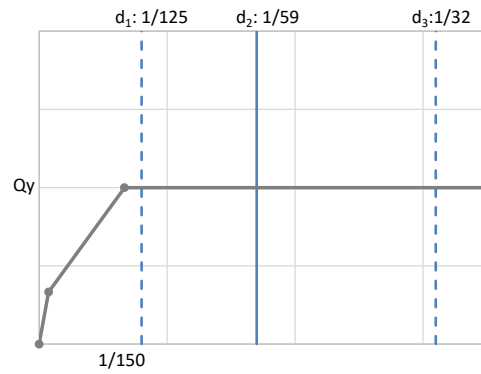
(a) 半損以上の変形クライテリア
(~1980年)



(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		