

論文 せん断破壊する鉄筋コンクリート造柱・壁部材の残存耐震性能の検討

伊藤淑紘^{*1}・高橋香菜子^{*2}・前田匡樹^{*3}

要旨: 地震で被災した RC 造建物に残存する耐震性能を定量的に評価し、被災度を判定するための基準として、被災度区分判定基準が広く用いられている。基準の耐震性能低減係数 η はせん断破壊する部材について、妥当性を示す検討が少ないため、本研究では既往の実験結果を基に検討を行った。その結果、概括的ではあるがせん断部材の破壊形式を耐力低下や破壊性状に注目し 2 種類に分類した。破壊形式の違いに対応するため、ひび割れ幅の合計に注目したが、現行の最大ひび割れ幅の方法より損傷度分類に適していることが分かった。また、 η の値の検討を行ったが終局変形位置の設定によって η の値は大きく変動することが分かった。
キーワード: 震災 RC 建物, 残存耐震性能, ひび割れ幅, 損傷度, 耐震性能低減係数

1. はじめに

地震で被災した建物に対して、損傷により低下した耐震性能を正確に評価することは、適切な補修・補強などの復旧計画を立案するために重要となる。現在、被災した鉄筋コンクリート造建物の耐震性能を評価する指標として、(財)日本建築防災協会の被災度区分判定基準¹⁾で提案されている耐震性能残存率 R がある。耐震性能残存率 R は各部材の耐力に損傷度 (I ~ V) から決定される耐震性能低減係数 η を考慮して求めるものである。 η は各部材の損傷状況やひび割れ幅に基づく損傷度で決まるが、現行の基準では表-1 に示すようにおもに最大残留ひび割れ幅に基づく損傷状態で定義され、 η の値が定められている。表-1 は既往の部材実験研究²⁾ を参考に設定したものである。損傷度と部材の荷重-変形関係曲線を理想化し、部材が消費したエネルギー E_d と残存エネルギー吸収能力 E_r の関係から (図-2)、各損傷度の耐震性能低減係数 η を式(1)で評価している。

$$\eta = \frac{E_r}{E_r + E_d} \quad (1)$$

耐震性能残存率 R や耐震性能低減係数 η は、文野、前田らの研究²⁾で提案された概念であるが、せん断破壊する柱や耐震壁については実験結果などに基づく検討が少ない。特に耐震壁等の面材の η については検討結果がなく、現行の被災度区分判定基準ではせん断柱の η を暫定的に用いている。

また、地震被害調査に用いられた際、専門家が総合的に判断した損傷度と、最大残留ひび割れ幅から機械的に判定した損傷度は必ずしも一致しないことがある。

更にせん断部材に関する耐震性能低減係数 η は図-1 及び図-2 に示すように耐力低下が始まる直前の最大耐

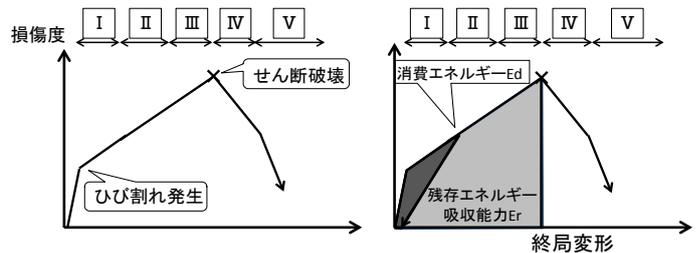


図-1 脆性的な部材の荷重-変形関係

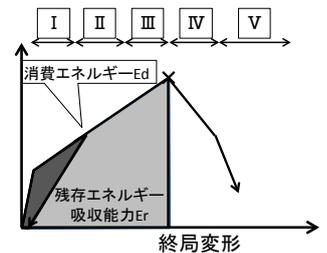


図-2 耐震性能低減係数 η の概念

表-1 損傷度分類の基準

損傷度	損傷内容	耐震性能低減係数 η
I	ひび割れ幅0.2mm以下 (見えにくいひび割れ幅)	0.95
	ひび割れ幅0.2mm~1mm (はっきり見えるひび割れ幅)	
III	ひび割れ幅1.0mm~2.0mm (極わずかな剥落あり)	0.3
	ひび割れ幅2.0mm以上 (顕著な剥落+鉄筋露出)	
V	鉄筋の変形+内部コンクリート剥落	0

力点を終局変形と見なして η の値を求めており、耐力低下が始まる損傷度IVの領域で $\eta = 0$ となる。現行基準がせん断部材に対して損傷度IV以降の残存鉛直耐力を期待しないためである。しかしながら、これは安全側の仮定であり、既往の部材実験ではせん断破壊後も、配筋や破壊の性状によっては耐力が比較的緩やかに低下していくせん断部材がある。つまり、現行基準での終局変形位置の設定では過度に過小評価となるせん断部材があると考えられる。

そこで本研究では、過去の実験データからせん断部材の損傷度の検証および、荷重-変形関係より耐震性能低減係数 η を算出し、現行の被災度判定基準による η と比較することで現行基準の妥当性の検討を行う。

2. 検討対象試験体

*1 東北大学 工学部建築・社会環境工学科 学部生 (学生会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 大学院生 (正会員)

*3 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

2.1 検討対象試験体概要

本研究で検討対象とした試験体は、過去に行われた部材または架構実験である。試験体の概要を図-3に、試験体パラメータは表-2に示す。ここで各試験体は終局変形まで一定軸力を保持していた。

(1) 柱の部材実験 2002³⁾

4層鉄筋コンクリート構造物の比較的軸変動が少ない1階の中柱を想定した試験体である。その中でもせん断破壊するS1-4を対象とした。スケールは実大の約3分の2である。

(2) せん断柱を含む架構実験 2010⁴⁾, 2011⁵⁾, 2012⁶⁾

3本の柱と2本の梁からなる1層2スパンの鉄筋コンクリート造架構である。両側の柱、及び梁は曲げ降伏が先行する靱性柱であり、中央柱はせん断破壊する脆性柱である。その中でも、対象とした部材は中央柱であり、せん断補強筋比、主筋比、軸力レベルの異なるF_0101, (1/2スケール)とF_0102, F_0103, F_0109, F_0203(3/8スケール)の5体である。

(3) 耐震壁実験 2012⁷⁾

SRC柱の両側柱付壁であり、一体施工耐震壁としたM試験体(M100)と、あと施工アンカー筋を用いた耐震補強壁P試験体(P100,P125,P150)の合計4体を検討の対象とする。縮尺は実大の1/2~1/3程度である。

2.2 実験結果

荷重-変形関係の包絡線を図-4に示す。図-4の縦軸は、試験体ごとに最大耐力で除した基準化量を用いている。せん断柱に関してはせん断破壊後、急激に耐力低下した部材と、最大耐力に達した後、緩やかに耐力低下する部材があるため、損傷度を分類する際、試験体間の耐力低下勾配や破壊性状に注目していく。

(1) 損傷度分類

損傷度の分類は図-1に示したように、ひび割れが発生してから最大耐力に達するまでの変形を等分してI, II, IIIとした。ここで、損傷度IVは被災度区分判定基準において、主筋の露出やせん断補強筋の降伏などがあり、水平耐力は劣化するものの鉛直耐力は維持している状態である。次いで、損傷度Vは主筋の座屈や付着性能の劣化等の損傷が発生し鉛直支持能力も期待できない状態である。つまり損傷度IVと損傷度Vの境界を決定するに当たって、鉛直方向の軸力支持能力を考慮することが肝要と思われる。そこで、損傷度IV・Vの境界はせん断破壊により軸支持能力が低下し、軸方向縮みが増加し始めるステップとした。この境界点を軸支持限界点として、図-4に最大耐力点及び軸支持限界点をプロットした。また、図-5に損傷度分類の結果を示す。(紙面の都合上、代表的な試験体のみ掲載する)

(2) せん断部材の区分

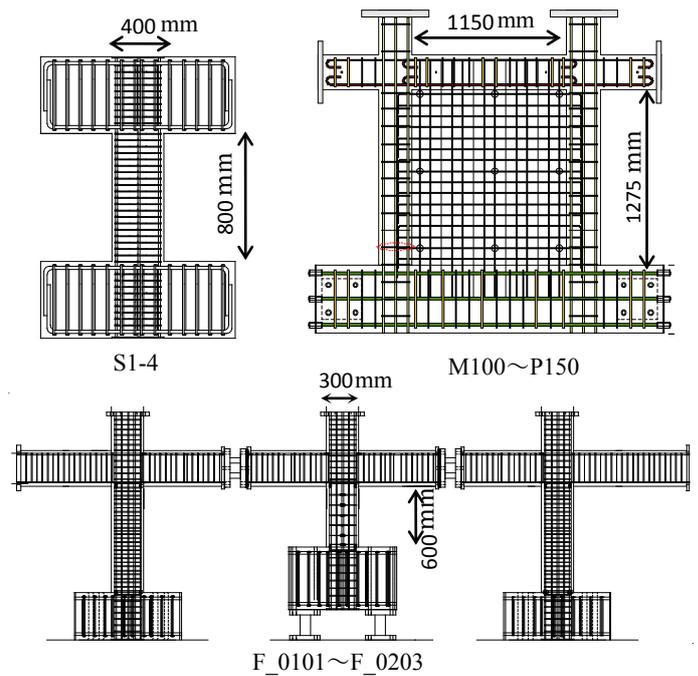


図-3 対象試験体図

表-2 試験体パラメータ

試験体(柱)	幅b(mm)×せいD(mm)	内法高さh ₀ (mm)	せん断補強筋比	
			p _w (%)	軸力比 N/(bDσ _B)
S1-4	400×400	800	0.40	0.23
F_0101	400×400	800	0.11	0.05
F_0102	300×300	600	0.09	0.10
F_0103	300×300	600	0.09	0.12
F_0109	300×300	600	0.08	0.29
F_0203	300×300	600	0.21	0.12
試験体(壁)	厚さt(mm)×幅L(mm)	階だか・H(mm)	壁筋比ρ _w (%)	アンカー筋比(%)
M100				0
P100	120×1150	1400	0.667	0.667
P125				0.821
P150				0.953

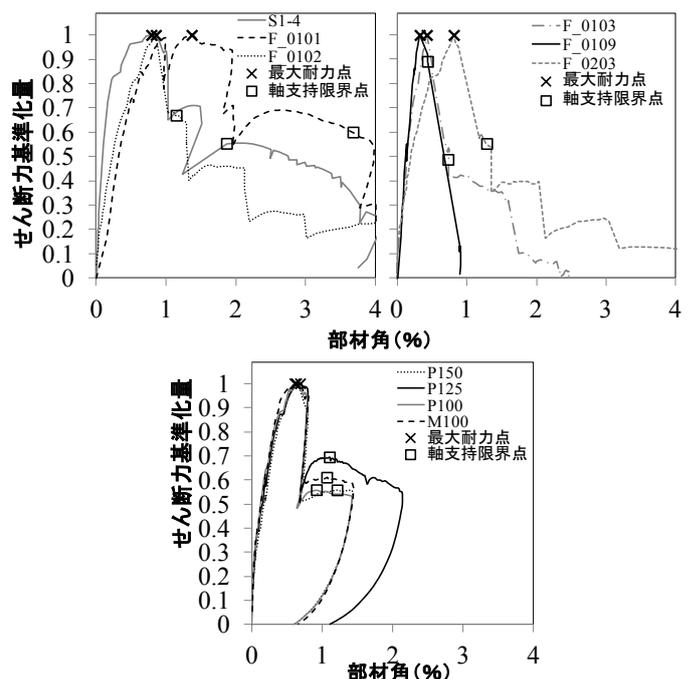


図-4 荷重-変形関係包絡線

図-4 および図-5 から同じせん断部材の中でも、最大耐力に達した後、急激に耐力低下を伴い、軸支持限界点に一気に到達する部材と最大耐力後、緩やかに耐力低下する部材を確認した。そのため、耐力低下の状況や破壊性状に着目していく。図-6 に示すように、最大耐力点と軸支持限界点を結んだ耐力低下勾配を調べ、初期剛性 K_0 に対する低減係数 β を比較する。

表-3 より F_0103, F_0109 は β の値が他の試験体より 2~3 倍程度あり、特に F_0109 試験体の β の値は大きく最大耐力以降の耐力低下は急勾配であることが分かる。つまり、F_0103, F_0109 のようなせん断補強筋比が小さく軸力比が大きい部材ほど最大耐力以降の耐震性能は期待できないと言える。ただし、現段階では明確な定義の下で、定量的な境界の決定には至らず、 $0.1 \leq \beta$ の試験体を脆性型、 $0.1 > \beta$ の試験体を準脆性型として 2 つに区分する。今回の試験体では、F_0103 と F_0109 は脆性型となる。また、せん断補強筋比が大きい、もしくは軸力比が小さい F_0101, F_0102, F_0203, そして S1-4 は準脆性型とする。

次に、分類した各試験体のひび割れの入り方を比較するため、最大耐力時のひび割れ図を図-7 に示す。また、最大ひびわれ幅と総ひび割れ幅の推移の結果および、最大ひび割れ幅と損傷度分類(表-1)との対応を図-8 に示す。ここで、ひび割れ幅に対する試験体寸法効果の影響は不明な点もあるが、試験体寸法に比例すると仮定し、実大に換算して図に示した。

図-7 より F_0109 等の脆性型では、最初に発生した対角方向のせん断ひび割れが急激に拡大すると同時に、最大耐力に達し一気に破壊に至る傾向があった。一方、準脆性型の F_0102 ではせん断ひび割れが分散して発生していた。

また、図-8 より F_0109 試験体は極めて脆性的な挙動を示し、損傷度 IV 以前を評価することができなかった。更に、ひび割れ本数も少なく損傷度 IV 時の最大残留ひび割れ幅と残留総ひび割れ幅の差は少ない。

図-9~11 に耐震壁に関する結果を示す(代表として P150)。耐震壁に関してはあと施工アンカー量をパラメータとしているが、壁筋比 $ps=0.67\%$ とすべての試験体で共通で、ほぼ同様の荷重-変形関係を示した。

ひび割れ推移について現行基準とよく対応している。ここで、せん断柱と同様に、縮尺 1/2 と仮定しひび割れ幅を実大に換算した。ひび割れ幅の推移は脆性柱である F_0109 よりも準脆性型の柱である F_0102 と近く、総ひび割れに対する最大ひび割れの割合は小さい。ただし今回の試験体は SRC 柱の両側柱付壁であるため、架構全体の靱性・耐力が大きい。そのため片側柱付壁や RC 柱など条件が異なる壁についても今後の検討が必要となる。

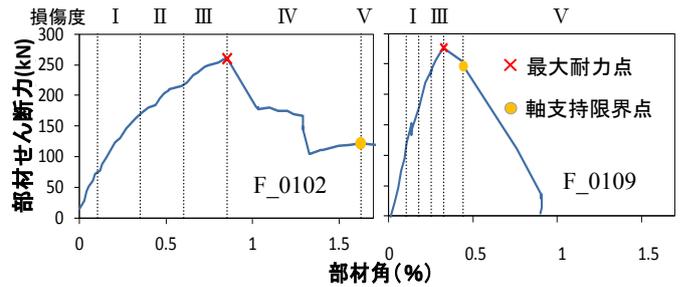


図-5 損傷度分類

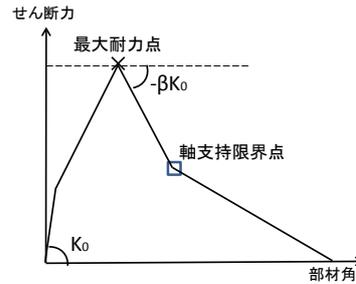


図-6 耐力低下勾配の概念

表-3: 低減係数 β

	β
S1-4	0.045
F_0101	0.037
F_0102	0.072
F_0103	0.116
F_0109	0.124
F_0203	0.088

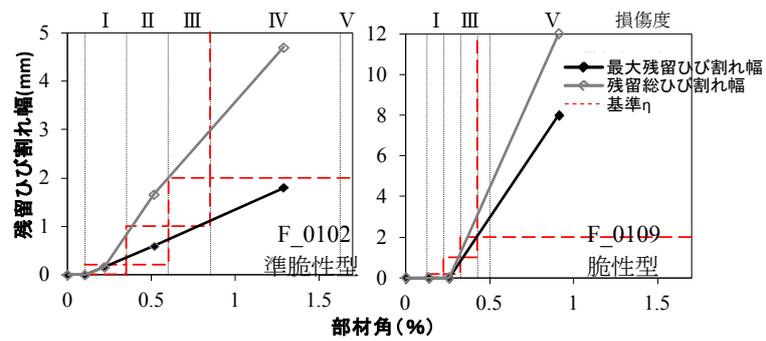


図-8 ひび割れ幅-部材角関係

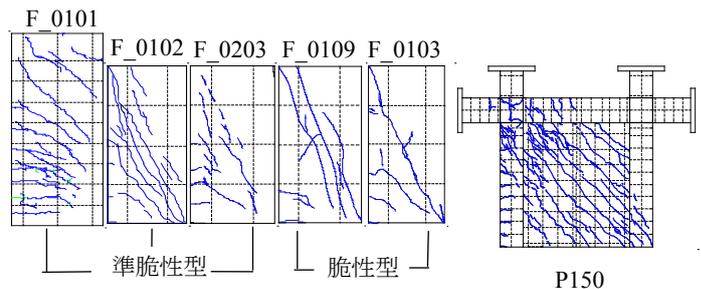


図-7 ひび割れ図(柱部材)

図-9 ひび割れ図(壁部材)

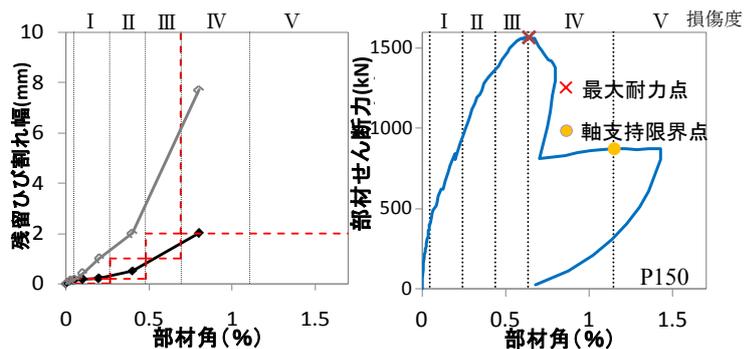


図-10 ひび割れ幅-部材角関係

図-11 損傷度分類(耐震壁)

3. 残留総ひび割れ幅による損傷度分類の提案

実験結果より、脆性型部材は少ないひび割れが拡幅し、準脆性型部材はひび割れの分散が多いなど、破壊性状によりひび割れの入り方に違いが見られた。準脆性型や耐震壁のような比較的大きなひび割れが分散して発生する部材は総ひび割れと最大ひび割れ幅の差は大きい傾向がある。既往の研究²⁾では、せん断部材における残留総ひび割れ幅 ΣW_{s0} に対する、最大残留ひび割れ幅 $\max W_{s0}$ の割合係数である n_s を明示しており、 $\Sigma W = n_s \cdot \max W$ の関係と図-12を用いて最大ひび割れ幅から損傷度を評価している。ただし、前述の通り、せん断部材はひび割れの分散等の損傷にバラつきが大きく n_s 値の妥当性が問題となる。従って、ひび割れの分散等、破壊性状の違いに対応するため、ひび割れ幅の合計で損傷度を分類した方が合理的と思われる、以降の検討を進める。

(1) 検討方法

ここでは、実験で得られた総ひび割れ幅を用いて、残留部材角の推定を試みる。柱部材については、部材に生じた曲げひび割れとせん断ひび割れから図-12及び式(2)~式(7)を用いて残留部材角を推定した。耐震壁部材については、せん断変形が曲げ変形より卓越して占められていたため、せん断ひび割れのみを用いて推定した。

せん断変形成分については図-12(左)に示すようにせん断ひび割れが部材に対して対角線と等しい角度で入ると仮定し、高さを h 、せいを D 、 i 番目のひび割れ幅を W_i とし、その合計から推定される水平変位 δ は式(2)、(3)で算定する。

$$\delta = \sum \frac{W_i \sin \theta}{h} \quad (2)$$

$$\sin \theta = \frac{D}{\sqrt{h^2 + D^2}} \quad (3)$$

従って、せん断による部材角 R_s は式(4)で推定される。

$$R_s = \frac{\delta}{h} = \frac{\sum W_i}{\sqrt{h^2 + D^2}} \quad (4)$$

曲げ成分は図-12(右)に示すように、曲げによるひび割れ幅の合計を ΣW_f 、中立軸を X_n とすれば、曲げによる変形角 R_f は式(5)で定義される。ただし部材幅 b 、軸力 N 、コンクリート強度を σ_B とし、 X_n は引張及び圧縮の主筋ともに降伏していると仮定し、式(6)で求める。

$$R_f = \frac{\Sigma W_f}{D - X_n} \quad (5)$$

$$X_n = \frac{2N}{b \sigma_B} \quad (6)$$

式(5)、(4)より、ひび割れ幅の合計から推定される残留部材角 R_{e0} は式(7)のようになる。

$$R_{e0} = R_{s0} + R_{f0} \quad (7)$$

総ひび割れ幅からの算定方法は以上であるが、比較対象として、最大残留ひび割れ幅からも同種の手法で残留部材角を推定する。推定に当たり、既往の研究と同様に $n_s=2$ として、残留部材角 R_0 を推定し比較する。

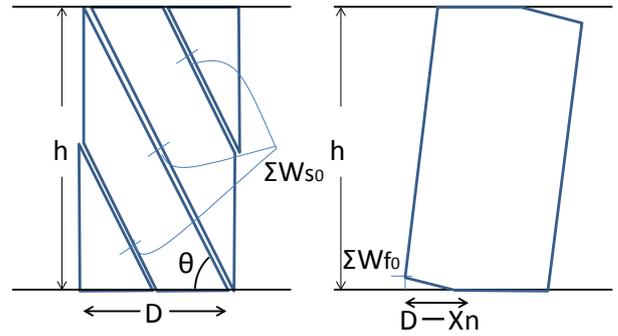


図-12 ひび割れ算定概念

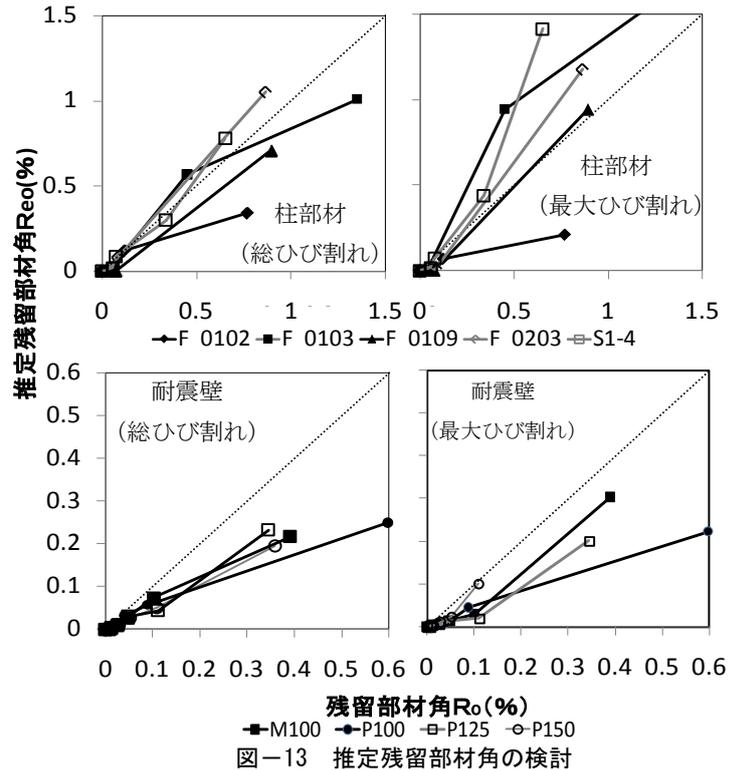


図-13 推定残留部材角の検討

(2) 検討結果

ひび割れ幅から推定した残留部材角の結果は図-13となる。縦軸に実験で得られたひび割れ幅に式(2)~式(7)を用いて推定される残留部材角 R_{e0} をとり、横軸は荷重-変形関係の履歴曲線から得られた実際の残留部材角 R_0 である。図-13より最大残留ひび割れ幅による推定はばらつきが大きいことが分かる。実験のひび割れ観測から得られる n_s と現行基準の基となった既往の研究で設定されている値が対応していないためである。

一方、残留総ひび割れ幅による R_0 推定は、柱部材については良く推定出来ており、ばらつきも小さい。また、耐震壁部材については、最大ひび割れ幅から推定した場合と平均的には同様の推移を示していると思われるが、総ひび割れ幅から推定した方がばらつきは小さい。以上より、残留総ひび割れ幅を用いた方が部材角推定の精度が良いと言え、損傷度分類により適していると考えられる。ただし途切れているひび割れ等、考慮すべき曖昧なひび割れに関して問題となるが、本研究では同じ線上

もしくは近傍にあるひび割れは図-12 より一本のひび割れと見なし、その中の最大ひび割れ幅を対象とした。ただし、実用化に際して基準を明確にする事は重要であり今後の検討も要する。

また、表-4 に実験から得られた試験体の損傷度と総ひび割れ幅の対応を示した。表の値は、各試験体のスケールに合せて、実大に換算したものであり、変動軸力等は考慮していない。

4 耐震性能低減係数 η の検証

4.1 検証方法

実験で得られた荷重-変形関係の包絡線から、損傷度ごとの耐震性能低減係数 η を算出する。ここで、前述のように現行基準は損傷度IV以降、残存鉛直耐力が期待できないと考えられ、終局変形位置を損傷度IVの始点である最大耐力点に設定している。一方、2.2節で示した通り、最大耐力から軸縮みが進行するまでは試験体ごとに差があり、最大耐力後も十分な耐震性能を保持するせん断部材があると考えられる。従って、図-14 に終局変形位置を最大耐力点及び、軸支持限界点の2つのケースを設定し η を算出し比較・検討する。

4.2 検証結果

(1) せん断柱

算定結果を図-15 に示す。脆性型の F_0109 試験体に関して、最大耐力を終局位置に設定し耐震性能低減係数 η を算出した結果、 η の傾向は現行基準と概ね対応していた。また、終局変形位置を変更した結果も被災度区分判定基準とほぼ同じ傾向となった。図-6 (右) に示すようにこの試験体はせん断破壊後の耐力低下が著しく、鉛直方向の支持能力も一気に喪失した。そのため、終局変形位置の変更に伴う残存エネルギー吸収能力 E_r への影響が少なく、終局変形位置の変更による η の変化が乏しい結果となった。

準脆性型部材である F_0102 試験体については最大耐力点を終局変形位置に設定した結果、F_0109 試験体と同様、現行の被災度区分判定基準により、概ね傾向が評価されていると図-16 から言える。一方で、終局変形位置を軸支持限界点に設定したところ、残存エネルギー吸収能力 E_r が増加するため特に大変形の領域で被災度区分判定基準よりも大きな値となった。

従って、脆性部材に関しては現行基準で概ね精度よく η を推定することは可能であるが、準脆性部材については現行基準で設定している耐震性能低減係数 η の値では過小評価すると考えられる。

(2) せん断壁

図-17 に耐震壁に関する結果を示す。損傷度の分類は柱部材同様、荷重-変形関係 (図-11) に従う。 η 一部材角関係は終局変形位置を変更した η の値は最大耐力点

表-4 残留総ひび割れ幅による損傷度分類の実験結果

損傷度	脆性型	準脆性型	耐震壁
I	0(mm)	0.05~0.49(mm)	0.08~1.14(mm)
II	0~0.5(mm)	0.49~1.57(mm)	1.14~2.53(mm)
III	0.5~1.93(mm)	1.57~3.05(mm)	2.53~6.6(mm)
IV	1.93~(mm)	3.05~(mm)	6.6~(mm)
V			

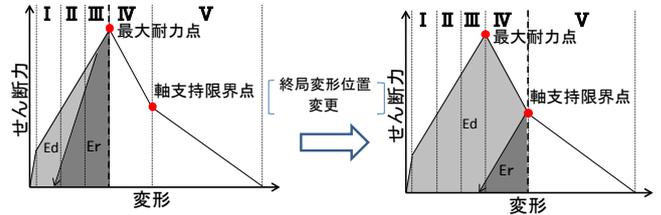


図-14 終局変形位置変更概

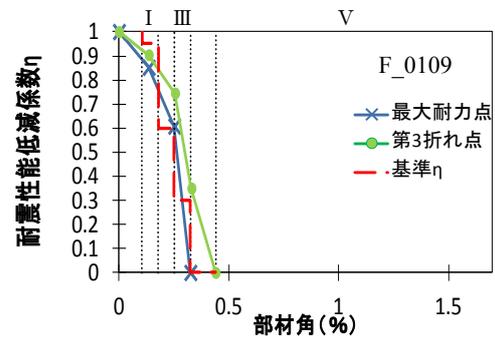


図-15 η 一部材角関係 (F_0109)

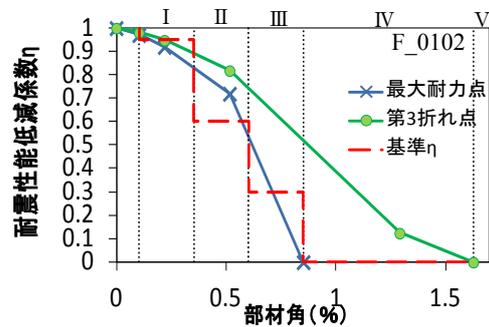


図-16 η 一部材角関係 (F_0102)

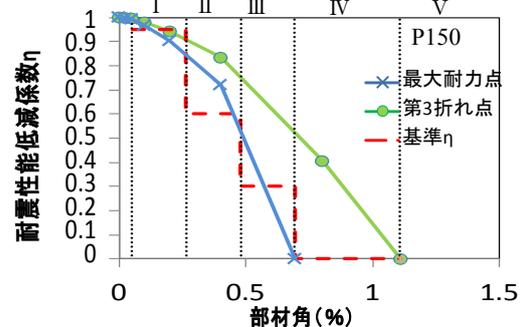


図-17 η 一部材角関係 (P150)

を終局変形位置とした結果より η の値は大きい。これは (1) で示した準脆性型の柱と同様の傾向である。本研究で用いた耐震壁試験体は、せん断壁ではあるが、比較的耐力低下が緩やかで準脆性部材に分類される。脆性型せ

ん断壁については、未検討で今後の検証が必要である。

(3) 損傷度－耐震性能低減係数 η 関係

図-17では代表的な部材の η －部材角関係及び、終局変形位置変更に伴う η の変動を示した。一方で、基準は損傷度－ η 関係が重要であり、図-17を基に対象とした全試験体の損傷度－ η の結果を図-18に示す。表-5は図-18に対応しており、部材種別ごとに検討した η と荷重変形関係から評価した損傷度の関係を示している。図-18より脆性型柱は η の下限値が概ね現行基準と対応している。また、表-5より準脆性型の柱及び耐震壁は損傷度Ⅲ以降において、各試験体の η は基準より大きく曲げ柱の推移に近い結果である。つまり現行基準では過小評価であり、準脆性型の柱や耐震壁に関しては損傷度Ⅳにおいても残存耐震性能を期待できると考えられる。

5.まとめ

本研究では、被災度区分判定基準におけるせん断柱及耐震壁の損傷度判定や耐震性能低減係数 η について検証を行った。部材実験結果を用いて、せん断部材を破壊後の耐力低下勾配により脆性部材と準脆性部材に分類して検討したところ、以下の知見が得られた。

- (1) 損傷度判定の基となる部材角の評価は、現行基準の最大残留ひび割れ幅に基づく方法よりも、残留ひび割れ幅の合計に基づく方が精度よく、損傷度判定も後者を考慮する方が良いと考えられる。
- (2) 耐震性能低減係数 η は、最大耐力時を終局変形として評価すると、脆性型と準脆性型で大差なく、せん断柱・耐震壁ともに、現行基準の値と概ね一致する。
- (3) 破壊後も耐力を維持できる限界点（軸支持限界点）を終局変形とみなすと、準脆性型の柱及び耐震壁の耐震性能低減係数 η は、現行基準では安全側の評価で十分な余裕度がある。
- (4) 耐震壁に関しては、柱と同様の傾向が見られたが、検討に用いた試験体が、準脆性型のみと限られており、更に広い範囲のパラメータや架構の形状など、異なるデータによる検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2002.8
- 2) 文野正裕，前田匡樹ほか：部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価方法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.1447-1452，2000
- 3) 田中康介，前田匡樹ほか：震災鉄筋コンクリート造建築物の残存耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1225-1230，2003
- 4) 福山洋・向井智久ほか：脆性部材を有する RC 造架

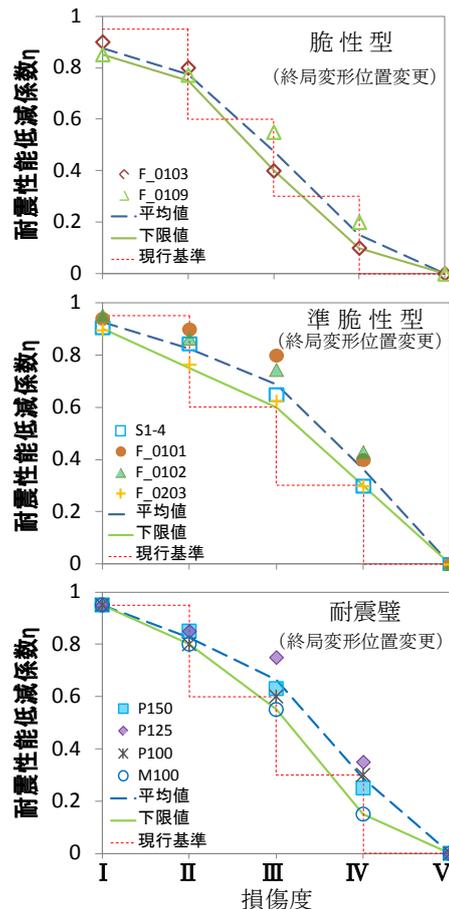


図-18 耐震性能低減係数 η －損傷度関係

表-5 耐震性能低減係数 η

損傷度	脆性型 (最大耐力終局)	準脆性型 (最大耐力終局)	耐震壁 (最大耐力終局)	現行基準 (せん断部材)
I	0.83	0.86	0.92	0.95
II	0.66	0.72	0.70	0.6
III	0.23	0.29	0.25	0.3
IV	0	0	0	0
V	0	0	0	0

損傷度	脆性型 (終局位置変更)	準脆性型 (終局位置変更)	耐震壁 (終局位置変更)	現行基準 (曲げ部材)
I	0.88	0.93	0.95	0.95
II	0.78	0.83	0.83	0.75
III	0.48	0.66	0.68	0.5
IV	0.15	0.36	0.28	0.1
V	0	0	0	0

構の構造性能評価に関する実験（その1）日本建築学会大会学術講演梗概秀（関東）pp807-808，2011.8

- 5) 松尾健志，松川和人ほか：脆性的なせん断破壊を生じる柱を有する3本柱 RC 造架構が軸崩壊に至る挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，2058，2012
- 6) 町田隆祐，前田匡樹ほか：せん断柱の耐力低下を考慮した RC 造架構の安全限界評価法に関する研究，東北大学卒業論文
- 7) 伊藤衛，前田匡樹ほか：SRC 造架構に増設した補強せん断壁の耐震性能に関する実験的研究，東北大学卒業論文