

論文 震災鉄筋コンクリート造建築物の残存耐震性能評価

田中 康介*1・康 大彦*2・西川 和明*3・前田 匡樹*4

要旨：本研究は、既往の研究の中で提案された、部材の損傷に基づいた部材の残存耐震性能評価法、即ち、最大残留ひび割れ幅から部材の残存耐震性能を評価する方法の検証を目的としている。部材プロポーシオンと変形性能をパラメータとしたせん断破壊型の RC 造柱試験体を作成し、正負繰返し載荷実験を行った。既往の残留ひび割れ幅と変形関係のモデル化についての検討を行い、被災度区分判定基準で提案されている残存耐震性能評価法を、実験結果に基づき検証した。

キーワード：RC 柱，損傷度，残留ひび割れ幅，残存耐震性能

1 はじめに

地震被害を受けた RC 造建物の余震に対する安全性の判定や、復旧計画の立案などに際して、被災後の構造体に残存する耐震性能を正確に評価することが重要である。文野・前田ら^{1),2)}は、RC 造建物の被災度を被災後の残存耐震性能に基づいて評価することを提案し、部材の静的実験から部材の残留ひび割れ幅（損傷度）と残存エネルギー吸収能力の関係を定量化した。文野・前田らの提案は、日本建築防災協会「震災建築物の被災度判定基準及び復旧技術指針」（以下、被災度区分判定基準³⁾）において採用されている。文野、前田らは、部材の変形を曲げとせん断の 2 種類の成分に大別し、それぞれの成分について、曲げ、せん断ひび割れ幅から成分別に变形（部材角）を求めるためのモデル化を行い¹⁾、柱部材の静的漸増載荷実験結果からその検証を行った²⁾。しかしながら、文献 2) の検証に用いた試験体は、曲げ、せん断ひび割れよりもむしろ主筋に沿った付着割裂ひび割れが卓越して進行し、破壊に至ったため、せん断ひび割れによる損傷と耐震性能低下の関係の検討が必ずしも十分には行われていない。そこで本研究では最終的にせん断破壊する柱部材を含めた柱試験体の静的漸増載荷実験を行い、残留ひび割れ幅

と部材変形の関係のモデル化について検討を行った。また、被災度区分判定基準³⁾で提案されている損傷度（残留ひび割れ幅などの損傷に基づいて I ~ V に区分される）と残存耐震性能の関係の妥当性を検証する。

2 実験概要

2.1 試験体

静的漸増載荷実験に用いる試験体は、RC 造建物の柱部材を想定し、ほぼ実大で、断面寸法は全試験体共通で 400mm×400mm とし、横補強筋比 p_w と部材の内法高さ L をパラメータとした 4 種類の試験体を製作した。断面を図-1 に、試験体の一覧を表-1 に示す。また、コンクリートおよび鉄筋の特性を表-2 及び表-3 に示す。

表-1 試験体一覧

	b×D(mm)	L(mm)	主筋	pt(%)	横補強筋	p_w (%)
S2-1	400 ×400	1600	10-D16	0.50	2-D6@160	0.10
S2-2		1600	10-D16	0.50	2-D6@80	0.20
S2-4		1600	10-D16	0.50	4-D6@80	0.40
S1-4		800	10-D16	0.50	4-D6@80	0.40

b×D：幅×せい(mm) L：内法スパン(mm)

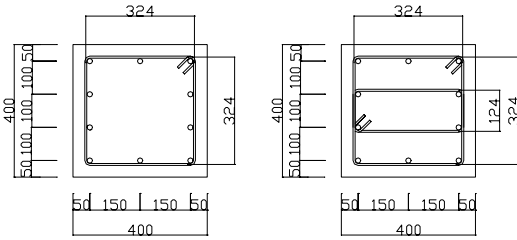
p_t ：引張鉄筋比(%) p_w ：横補強筋比(%)

*1 西日本旅客鉄道株式会社 工修（正会員）

*2 東北大学大学院 博士課程 工学研究科 都市建築学専攻 工修（正会員）

*3 東北大学大学院 修士課程 工学研究科 都市建築学専攻（正会員）

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



(a) S2-1, S2-2 (b) S2-4, S1-4
 図-1 試験体断面 (単位 mm)

表-2 コンクリートの力学的特性

試験体	σ_B (MPa)	ϵ_{cu} (%)	E_C (GPa)
S2-2	28.7	0.21	27.4
S2-1, S2-4, S1-4	30.4	0.20	29.6

表-3 鉄筋の力学的特性

鉄筋	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)
主筋(D16)	389.5	0.21
せん断補強筋(D6)	420.3	0.25

2.2 加力方法

加力には図-2に示したような加力装置を用いた。図中の鉛直ジャッキにより上下スタブの平行を維持しながら定軸力 900(kN) (軸力比 $\eta=0.2$) を載荷すると同時に、水平ジャッキによってせん断力を載荷した。せん断力の載荷は、変位制御によって行い、部材角 $\pm 1/400$ を 1 サイクル、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 ± 67 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25$ を 2 サイクルずつ行い、せん断破壊による急激な耐力低下が認められた時点、または、耐力が最大耐力の 50% 程度に低下した時点で加力を終了した。

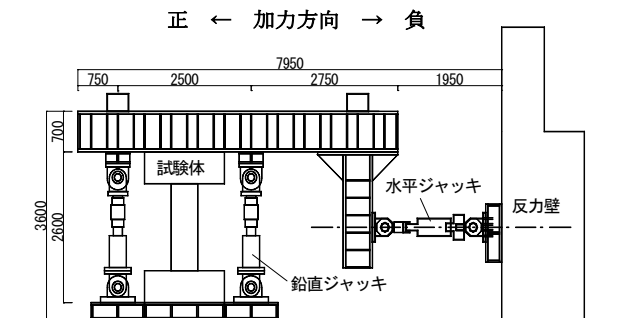


図-2 加力装置

3 実験結果

3.1 荷重変形関係

各試験体のせん断力と水平変形関係を図-3に実験結果一覧を表-4に示す。図中に、RC 規準

による曲げ降伏時せん断力計算値 Q_{ycal} (破線) と $0.8Q_{max}$ (Q_{max} : 最大耐力実験値) (鎖線) を併せて示した。なお、 Q_{ycal} の算定は、材料試験値を用いて行った。

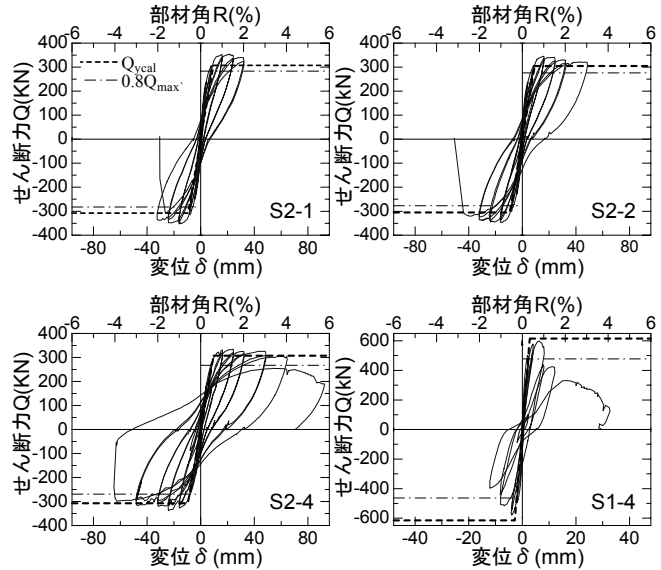


図-3 荷重変形関係

表-4 実験結果一覧

試験体	±	Q_y	Q_{max}	R_y	R_{ma}	R_u	μ_{max}
S2-1	+	330	355	0.63	1.3	2.0	3.2
	-	-321	-353	-0.57	-1.0	-2.0	3.5
S2-2	+	321	346	0.63	1.0	3.0	4.8
	-	-313	-347	-0.61	-1.0	-3.0	4.9
S2-4	+	318	334	0.60	1.5	4.0	6.7
	-	-298	-337	-0.60	-1.5	-4.0	6.7
S1-4	+	—	598	—	0.8	1.2	—
	-	—	-579	—	0.5	-1.2	—

Q_y : 降伏荷重(kN), Q_{max} : 最大耐力(kN), R_{max} : 最大耐力時部材角(%), R_y : 降伏時部材角(%) (引張主筋の半数程度が降伏ひずみに達し、荷重-変形曲線で明瞭な剛性低下が生じた部材角), R_u : 限界部材角(%) (荷重が $0.8 Q_{max}$ を維持できなくなる部材角), μ_{max} : 終局塑性率(= R_u/R_y)

3.2 破壊経過

試験体 S2-1, S2-2, S2-4 は、 $R=\pm 1/400$ サイクルで曲げ、せん断ひび割れが発生し、 $R=\pm 1/100$ サイクルの途中、変位が ± 10 mm 程度に達した付近で主筋が引張降伏した。主筋降伏後、S2-1, S2-2 は $\pm 1/100$ サイクルで、S2-4 は $\pm 1/67$ サイクルのピーク時に最大耐力 Q_{max} に達した。各試験体とも、 $\pm 1/100$ サイクル以降は、危険断面付近のコンクリート圧壊が徐々に進行した。

S2-1 試験体は、 $-1/50$ の 2 回目サイクルで部材角が $-1/50$ に達する直前に、部材の対角線上に幅 1.5mm 程度のせん断ひび割れが一気に開き、軸力

が保持できなくなり耐力低下してせん断破壊した。

S2-2 試験体は、±1/33 の 1 回目サイクルにおいて、部材角が-2.5%付近で柱頭ヒンジ領域のせん断補強筋が破断し、その部分のせん断ひび割れが急激に開き、せん断破壊した。

S2-4 試験体は、+1/25 サイクル（1 回目）で耐力が最大耐力の 80%程度まで低下し、-1/25 サイクル(1 回目)において、変位ピーク点付近で柱頭ヒンジ領域のせん断ひび割れが開き、直後にその付近の主筋が座屈して、軸力が保持できなくなり破壊した。

S1-4 試験体は、±1/400 サイクルにおいて、幅 0.4mm 程度のせん断ひび割れが生じた（同サイクルで他の 3 体はひび割れ幅 0.1mm 以内）。部材角 0.5%付近で、せん断補強筋が次々と降伏した。+1/100 サイクル（1 回目）において、部材角 0.8%付近で最大耐力に達した時点でせん断ひび割れが大きく開き、損傷が急激に進行し、耐力が低下した。±1/67 サイクル（1 回目）で耐力が最大耐力の 50%程度に低下しているのを確認し、正方向に加力してせん断破壊させた。なお、加力終了まで主筋は降伏しなかった。

3.3 最大残留ひび割れ幅の推移

各サイクルのピーク時と除荷時に、部材側面に発生したひび割れの幅を、クラックスケールを用いて目視により計測した。曲げひび割れ幅はひび割れの最外縁の幅を、せん断ひび割れはそのひび割れの最大幅を計測した。図-4に、各試験体の除荷時（せん断力=0の時点）における最大残留ひび割れ幅と、経験最大部材角（ピーク時の部材角）の関係を示す。主筋降伏後は、曲げひび割れ幅は概ね部材角に比例して増加するが、せん断ひび割れ幅は、部材角の増大に従いの増加の割合が大きくなり、最終的にせん断破壊が発生する時点で急激に大きくなる傾向にある。

4 残存耐震性能評価法

文野ら^{1),2)}は、梁部材の静的漸増載荷実験を行い、図-5に示すように、荷重-変形関係包絡線に基づき部材の全エネルギー吸収能力に対する、損傷

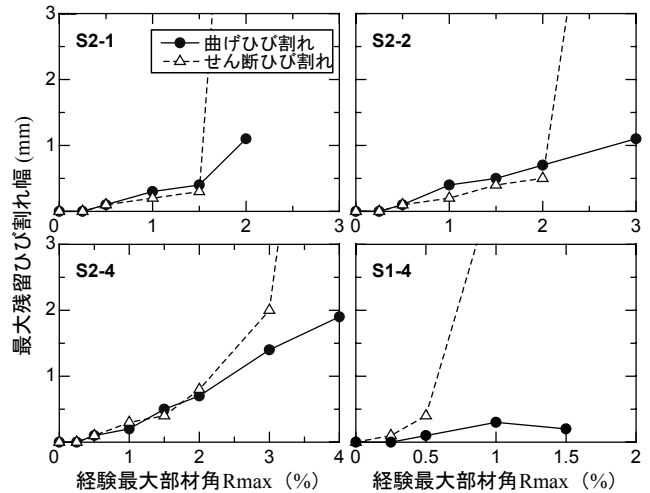


図-4 最大残留ひび割れ幅の推移

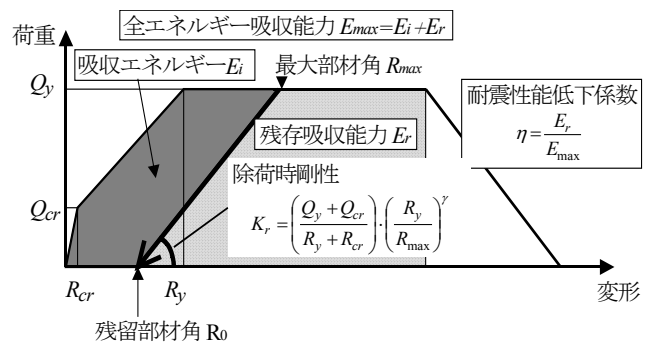
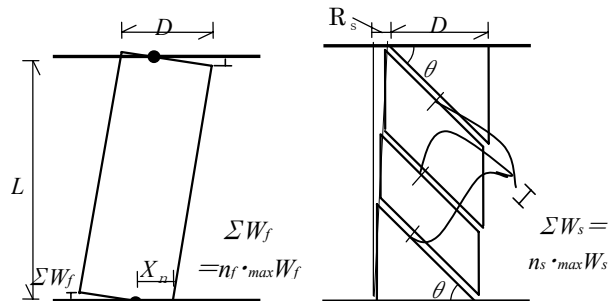


図-5 耐震性能低減係数 η の定義



(a) 曲げ変形 R_f (b) せん断変形 R_s

図-6 部材変形のモデル化

時に残存するエネルギー吸収能力の割合を、耐震性能低減係数 η と定義した。また、部材の残留変形を曲げ、せん断変形成分に分離し、それぞれの残留ひび割れの幅との関係を図-6のような簡略なモデル化により定式化した。

曲げひび割れと曲げ変形成分 R_f の関係は、図-6(a)のように部材を危険断面のみにひび割れが生じる剛体とみなすことにより定式化できる。すなわち、部材の上端面あるいは下端面での曲げひび割れの幅の材軸方向への合計 ΣW_f により部材

には軸方向伸び変形が生じ、これにより図-6(a)のように中立軸の位置を中心とした回転変形が生じると考えると、ひび割れ幅と曲げ変形成分の関係は、式(1)で評価できる¹⁾。ただし、ここで、最大曲げひび割れ幅を $\max W_f$ 、 $\max W_f$ に対する ΣW_f の比を n_f とする。

$$R_f = \frac{\Sigma W_f}{D - x_n} = \frac{n_f \cdot \max W_f}{D - x_n} \quad (1)$$

ここで、 D : 部材せい、 x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離

せん断ひび割れとせん断変形成分 R_s の関係も、曲げと同様に図-6(b)のようなモデルにより定式化できる。せん断ひび割れの幅の合計 ΣW_s により部材には変形 $\Sigma W_s \cdot \cos \theta$ が生じ、せん断変形成分は式(2)で評価できる¹⁾。ただし、最大せん断ひび割れ幅 $\max W_s$ 、 $\max W_s$ に対する ΣW_s の比を n_s とする。

$$R_s = \frac{\Sigma W_s \cdot \cos \theta}{L} = \frac{n_s \cdot \max W_s \cdot \cos \theta}{L} \quad (2)$$

L : 部材内法スパン、 θ : せん断ひび割れと材軸のなす角度。

部材角 R は、曲げ変形成分 R_f とせん断変形成分 R_s の合計であるので、

$$R = R_f + R_s = \frac{n_f \cdot \max W_f}{D - x_n} + \frac{n_s \cdot \max W_s \cdot \cos \theta}{L} \quad (3)$$

ここで、部材角 R に対する曲げ変形 R_f の割合を α とする。

$$\alpha = \frac{R_f}{R} \quad (4)$$

式(1)~(4)を整理すると、曲げおよびせん断の最大ひび割れ幅 $\max W_f$ 、 $\max W_s$ と部材角 R の関係は式(5)および式(6)となる。

$$\max W_f = \frac{1}{n_f} \alpha \cdot R \cdot (D - x_n) \quad (5)$$

$$\max W_s = \frac{1}{n_s} \frac{(1 - \alpha)}{\cos \theta} \cdot R \cdot L \quad (6)$$

以上より、式(5)および式(6)の n_f 、 n_s 、及び、 α を適切に評価することができれば、部材角 R と最大ひび割れ幅 ($\max W_f$, $\max W_s$) の関係が求められる。

文野らは、以上のモデルから簡略に最大残留ひ

び割れ幅と部材角の関係の評価を行っている。その際の各定数は、実験結果を参考に、ひび割れ幅の集中度を表す係数 $n_f=2$ 、 $n_s=4$ 、曲げ変形の割合 $\alpha=0.75$ 、せん断ひび割れの角度 $\theta=45^\circ$ 、復元力モデルの除荷時剛性低下係数 $\gamma=0.8$ と設定し、また、簡単のために中立軸の距離 $x_n=0$ としている¹⁾。この方法による経験最大部材角 R_{max} と最大ひび割れ幅 ($\max W_f$, $\max W_s$) の関係計算値と実験値の比較を、文野らの実験²⁾も含めて図-7に示す。

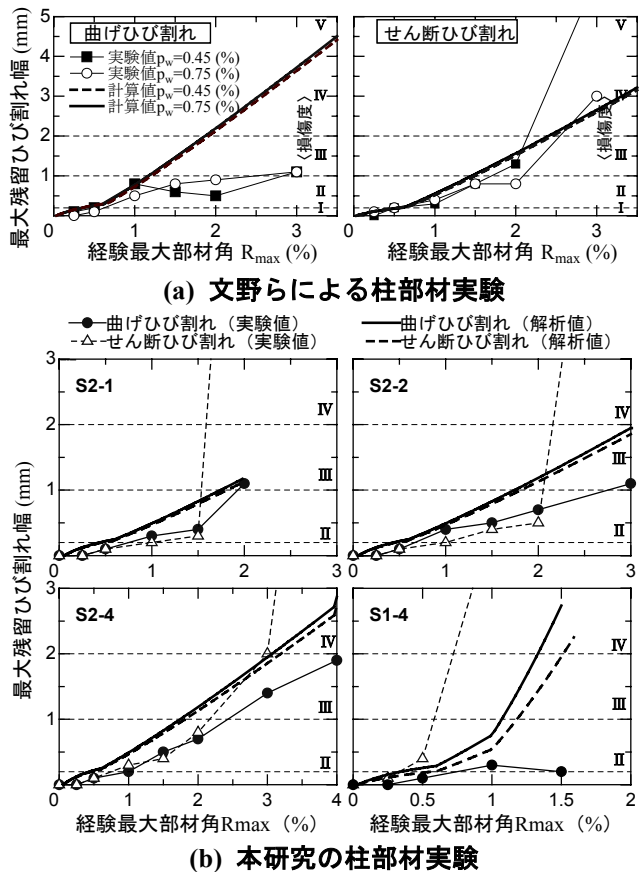


図-7 既往のモデルによる
残留ひび割れ幅と部材変形の関係

図-7 に示したように、文野らの用いた方法により求めた残留ひび割れ幅 $\max W_f$ 、 $\max W_s$ の計算値と実験値とを比較すると、その精度は高いとは言いがたい。

曲げ・せん断ひび割れの本数 n_s や、曲げ変形成分の割合 α は、部材の変形のレベル、せん断耐力と曲げ耐力の比、部材のプロポーシオンなどにより影響されると考えられるが、文献1),2)では必ずしも十分には検討されていない。そこで、以下ではモデル化の各定数について検討する。

5 残存耐震性能評価モデルの検証

5.1 ひび割れ幅の集中度を表す係数 n_f 及び n_s

本研究における各試験体の各サイクル除荷時における、最大残留曲げ、せん断ひび割れ幅に対するそれぞれの残留ひび割れ幅合計値の比 n_f , n_s を図-8 に示す。 n_f , n_s 値ともばらつきが大きい、 n_f は全試験体ともに概ね 1~2 程度と文献 1), 2) の結果とほぼ同様であり、 n_s は 2~3 程度であった。また、せん断補強筋比 p_w の小さい S2-1, せん断スパンの短い S1-4 では n_s は 2 程度であり S2-2, S2-4 よりもせん断ひび割れが分散せず集中して発生する傾向がみられた。

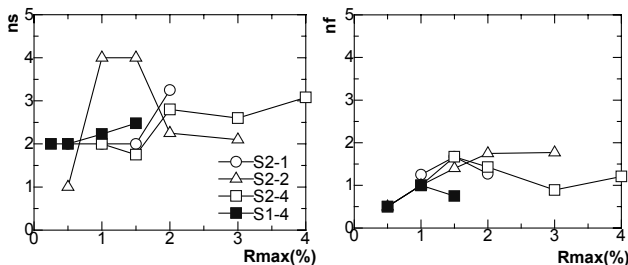


図-8 ひび割れ幅の集中度 n_f , n_s と部材角

5.2 除荷時剛性低下係数 γ

図-9 に実験での最大部材角 R_{max} (各サイクルピーク時の部材角) と残留部材角 R_0 (除荷時の部材角) の関係を示す。図中の破線は、TAKEDA モデル⁴⁾で除荷時剛性低下係数 γ を種々変化させたときの解析値である。これによると S2-1, S2-2, S2-4 は除荷時剛性低下係数 $\gamma=0.9$ に、S1-4 が $\gamma=0.6$ に対応している。

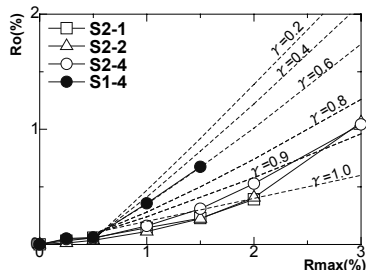


図-9 最大部材角 R_{max} と残留部材角 R_0 の関係

5.3 最大部材角 R_{max} - 残留ひび割れ幅関係

以上の結果に基づき、本実験に対して前述の文野らのモデルの各定数を表-5のように修正した。表-5で、ひび割れ幅の集中度を表す係数 n_f

n_s は、5.1 で述べた図-8の実験結果から、 $n_f=1.5$ (全試験体共通), $n_s=3.0$ (S2 シリーズ), $=2.0$ (S1-4) とした。除荷時剛性低下係数 γ は、5.2 で述べた図-9に基づき $\gamma=0.9$ (S2 シリーズ), $\gamma=0.6$ (S1-4) と設定した。

曲げ変形の割合 α については、本実験の結果では値のばらつきが大きい、概ね 0.9~0.7 程度であった。前述の文野らのモデル化では、変形レベルにかかわらず $\alpha=0.75$ で一定としているが、本研究で対象としているせん断破壊型の部材では、変形の増加とともにせん断変形成分が徐々に卓越することが考えられるので、曲げ降伏点までを $\alpha=0.9$ 、曲げ降伏以降は塑性変形に比例して低下し、せん断破壊発生点 (終局塑性率 μ_{max} に達する時点) で $\alpha=0.5$ となると仮定した。終局塑性率 μ_{max} は、表 4 に示した実験結果に基づき、S2-1, S2-2, S2-4, S1-4 に対してそれぞれ $\mu_{max}=3.0, 5.0, 7.0, 1.5$ とした。また、中立軸位置 x_n は曲げ解析による降伏時の値 ($x_n=0.27D$) とした。

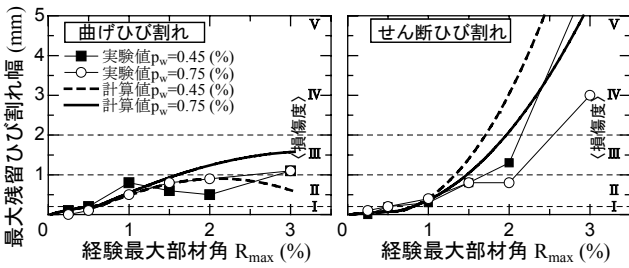
表-5 解析モデルに用いた各定数の一覧

試験体	n_f	n_s	α	μ_{max}	γ
S2-1	1.5	3.0	0.9~0.5 (塑性変形 に比例して 減少)	3.0	0.9
S2-2				5.0	
S2-4				7.0	
S1-4		2.0		1.5	0.6

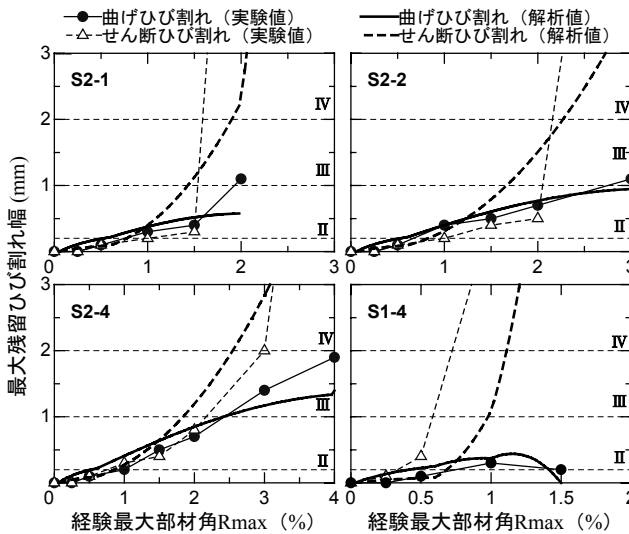
以上のように修正した各定数を用いて求めた最大経験部材角 R_{max} と最大残留ひび割れ幅 $max W_f$ (曲げ), $max W_s$ (せん断) の関係を図-10 に示す。(なお、図-10(a)の文野らの実験については、 α は表-5により、他の定数は4章の設定のままとした。) ここで示した方法による残留ひび割れ幅の計算値は、評価式中の n_f , n_s , α などの定数の設定や、計算結果の精度には不十分な点もあり、精度が高いと言えないまでも、文野らが用いた既往のモデル^{1),2)}に比べ、せん断破壊時のせん断ひび割れの進行が評価できている。

柱部材の解析値 (図-10(b)) において、実験値よりも残留ひび割れ幅が大きく評価される傾向があるが、これは、柱部材においては軸力の作用に

より、除荷時にひび割れが閉じてしまうため、軸力が作用しない梁部材に比べ、ひび割れ幅が小さくなることも影響していると考えられる。



(a) 文野らによる柱部材実験



(b) 本研究の柱部材実験

図-10 修正したモデルによる
残留ひび割れ幅と部材変形の関係

5.4 被災度区分判定基準による η の検証

図-11 に建築防災協会の「被災度区分判定基準」の定義³⁾(図-5)に基づいて本実験の荷重-変形曲線の包絡線から求めた各損傷度における耐震性能低減係数 η を示す。また、図中には、同基準に示されている、せん断、曲げ部材の各損傷度に対する η の値(表-6)を併せて示した。図に示したように、降伏前にせん断破壊した試験体 S1-4、及び、降伏後比較的早期にせん断破壊した S2-1、S2-2 は同基準のせん断部材の数値に、最も靱性に富む試験体 S2-4 は曲げ部材に概ね対応している。ただし、実験値が同基準の数値をやや下回る場合もあるので、被災度区分判定基準による地震被災建物の残存耐震性能評価は、やや危険側になる場合もあることに注意が必要で、更なるデータの蓄積、検討が必要と考えられる。

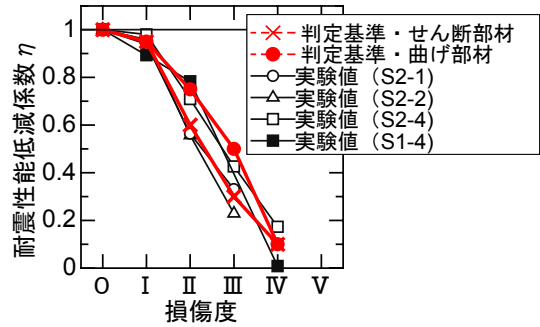


図-11 耐震性能低減係数 η の実験値と被災度判定基準の比較

表-6 被災度判定基準の耐震性能低減係数 η ³⁾

損傷度	ひび割れ幅などの損傷	せん断	曲げ
0	なし	0.95	0.95
I	0.2mm 以下	0.95	0.95
II	0.2~1mm	0.6	0.75
III	1~2mm	0.3	0.5
IV	2mm を超える	0.1	0.1
V	鉄筋破断、軸縮み etc	0	0

6 まとめ

部材の塑性変形能力をパラメータとした、柱部材試験体 4 体の静的漸増載荷実験の結果から、既往の残留ひび割れ幅評価モデル及び残存耐震性能評価法の検証を行った。

文野らの用いた簡略な部材変形-ひび割れモデルに対して、本研究の実験結果を考慮してひび割れ幅の集中度を表す係数 n_f 、 n_s 、や曲げ変形の割合 α などの各係数を修正した結果、経験最大部材角 R_{max} と残留最大ひび割れ幅 $max W_f$ 、 $max W_s$ の関係の評価精度が向上した。

被災度区分判定基準で提案されている耐震性能低減係数 η は、やや危険側の評価もあるが、概ね実験値と良い対応を示した。

【謝辞】

本研究における実験遂行、データ処理に際して、東北大学建築学科学部生・中堤康行君の多大な協力を頂きました。本研究の一部は、科学研究費・特定領域研究(B)「日米共同研究による都市地震災害の軽減」の計画研究課題(2-1)「性能基盤型設計法の開発」(課題番号:11209203, 研究代表者:壁谷澤 寿海 東京大学教授)によるものである。ここに感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 文野正裕, 前田匡樹, 長田正至: 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法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第 22 巻, 第 3 号, pp1447-1452, 2000 年
- 2) 文野正裕, 永山憲二, 前田匡樹, 田才晃: RC 柱の損傷状態に基づく残余耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, 第 22 巻, 第 3 号, pp259-264, 2001 年
- 3) (財)日本建築防災協会: 震災建築物の被災度判定基準および復旧技術指針, 2000 年
- 4) Takeda.T. et al: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp2557-2573, Dec.1970