

論文 RC 柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価

文野 正裕*1・永山 憲二*2・前田 匡樹*3・田才 晃*4

要旨:本研究は、震災 RC 造建築物について、筆者等が提案した部材の損傷（残留ひび割れ幅）に基づき部材の残余耐震性能を評価する方法の検証を行うことを目的とし、部材寸法および変形性能をパラメータとした RC 柱部材の正負繰り返し加力実験を行った。実験により得られたひび割れ幅のデータを整理し、部材寸法と変形性能がひび割れ状況や残留ひび割れ幅に及ぼす影響を検討し、実験結果をもとに、最大残留ひび割れ幅により部材の残余耐震性能を評価する方法について検証を行った。

キーワード: RC 柱, 損傷, 残留ひび割れ幅, 残余耐震性能

1. はじめに

筆者等は、地震により被災した鉄筋コンクリート造建築物の被災度を、被災後の残余耐震性能に基づいて評価する手法の提案を行ってきた^{1,2)}。そこでは、既往の部材実験結果³⁾を用いて、簡略な部材のモデルにより、損傷が生じた部材の残留ひび割れ幅から最大応答変形角を推定し、部材の残余エネルギー吸収能力に基づいて、各部材の残余耐震性能の評価を行った。しかしながら、RC 部材の残留ひび割れ幅に関する実験データは極めて少なく、この部材モデルの検討に用いた実験データは、極めて韌性に富む曲げ破壊型の部材に限られており、脆性的な破壊モードの部材に対する検証は不十分である。また、部材に発生するひび割れの幅は、部材寸法の影響を受けると考えられるが、それについても十分な検討、データの蓄積がなされているとは言えない。

そこで本研究では、部材寸法および破壊モードが部材の損傷に与える影響を把握し、筆者らの提案しているモデルを検証するため、RC 柱部材の正負繰り返し加力実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、スケールおよび変形性能をパラメータとする計 5 体とした。内訳は、実大で変形性能を変化させた試験体 F シリーズ 3 体、F シリーズ試験体の 1/2 スケールに対応する試験体 H シリーズ 2 体とした。試験体断面を図-1 に、試験体一覧を表-1 に示す。実大の F シリーズは試験体断面を幅 400mm×せい 500mm、1/2 スケールの H シリーズは幅 200mm×せい 250mm とし、せん断スパン比は 1.5 と共通とした。各シリーズとも破壊モードおよび変形性能を変化させるため、せん断補筋筋比をパラメータとした。主筋は、1971 年以前の旧基準の建物を想定

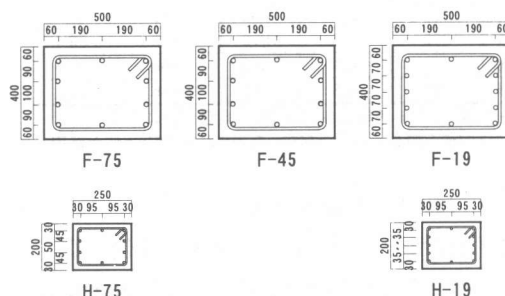


図-1 試験体断面 (単位: mm)

*1 東日本旅客鉄道株式会社 修士 (工学) (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 社会空間システム学専攻 (正会員)

*3 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)

*4 横浜国立大学大学院 助教授 工学研究院・建築学 博士 (工学) (正会員)

表-1 試験体一覧

名称	$b \times D$	L	主筋	ρ_t	せん断補強筋	ρ_w	N
F-75	400 × 500	1500	10-D19	0.57	2-12 ϕ @75	0.75	953
F-45					2-12 ϕ @125	0.45	
F-19			12-19 ϕ	0.71	2-12 ϕ @300	0.19	
H-75	200 × 250	750	10-D10	0.57	2-6 ϕ @37.5	0.75	243
H-19			12-9 ϕ	0.64	2-6 ϕ @150	0.19	

$b \times D$: 幅×せい(mm), L : 内法スパン(mm), ρ_t : 引張鉄筋比(%), ρ_w : せん断補強筋比(%), N : 軸力(kN)

した試験体 F-19, H-19 には丸鋼を, その他の試験体は異形鉄筋とし, 曲げ降伏強度が等しくなるよう配筋した。せん断補強筋は, 曲げ降伏前にせん断破壊する試験体, 終局塑性率 2~3 程度, 終局塑性率 5 程度となるように, それぞれ $\rho_w = 0.19, 0.45, 0.75\%$ とした。

使用したコンクリート (設計基準強度 $F_c = 18.0\text{MPa}$, 最大骨材寸法 20mm (F シリーズ), 10mm (H シリーズ)), および鉄筋の力学的特性を表-2, 3 に示す。

表-2 コンクリートの力学的特性

試験体	圧縮強度 σ_c (MPa)	圧縮強度歪 ϵ_{cu} (μ)	1/3 σ_c 割線剛性 E_c (GPa)
F-75	23.8	1950	25.0
F-45	25.5	2100	27.1
F-19	24.4	2230	28.0
H-75	23.6	1510	29.3
H-19	24.3	1700	29.9

表-3 鉄筋の力学的特性

鉄筋径	初期剛性 E_s (GPa)	降伏強度 σ_y (MPa)	降伏歪 ϵ_y (μ)	引張強度 σ_t (MPa)	破断歪 ϵ_t (%)
D19	195	364	1870	543	18.8
D10	191	385	2020	570	18.1
19 ϕ	207	297	1440	448	29.3
9 ϕ	206	324	1570	448	33.4
12 ϕ	204	329	1610	468	27.5
6 ϕ	203	323	3540	486	29.5

※鉄筋種は, 異形鉄筋は共にSD345, 丸鋼は共にSR235
6 ϕ は明確な降伏点を示さなかった為 0.2% オフセット値を採用

2.2 加力および測定方法

加力装置図を, 図-2 に示す。試験体には, 正負繰り返し逆対称曲げせん断力を作用させた。軸力は, 軸力比 $\eta = N/(bD \sigma_B) = 0.2$ の定軸力とした。載荷は, 荷重制御により部材角 $\pm 1/400$ を 1 サイクル, その後は変位制御により部材角 $\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25$ を 2 サイクルずつ行い, 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。ただし, $\pm 1/100, \pm 1/50, \pm 1/33$ サイクルの後に, $\pm 1/200$ の小振幅を 1 サイクルずつ行った。試験体のたわみは, 変位計によって測定した試験体上下の値の平均とした。軸方向変形は, 材軸に沿った上下スタブ間の変位を測定した。

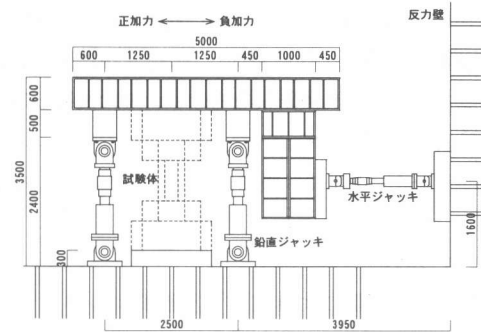


図-2 加力装置図 (単位:mm)

3. 実験結果

3.1 破壊経過と履歴曲線

各試験体のせん断力と水平変形の間を, 図-3 に, 実験結果の一覧を表-4 に示す。図中の破線は RC 規準⁴⁾による曲げ破壊型部材の復元力特性の計算値 (軸力比 $\eta = 0.2$, コンクリート・鉄筋強度は材料試験値), 鎖線は $0.8Q_{max}$ (Q_{max} : 実験最大耐力) である。各試験体とも, 曲げひび割れに続きせん断ひび割れが発生し剛性低下を生じ, F-75, F-45, H-75 試験体は, 部材角 $R = \pm 1/200$ 程度で主筋が引張降伏し, $R = \pm 1/100$ 程度で最大耐力に達した後, 付着割裂ひび割れの進展に伴う耐力低下がみられ最終的には付着割裂破壊した。F-19, H-19 試験体は, 主筋の引張降伏は見られず, 柱主筋の抜け出しに伴う回転変形が卓越し, F-19 は $R = \pm 1/100$, H-19 は $R = \pm 1/200$ で最大耐力に達した後, 危険断面付近のコンクリートの圧壊が進展し, 曲げ圧縮破壊した。各試験体の終局塑性率は, 部材の耐力が最大耐力 Q_{max} の 80% 以下に低下した変形を限界部材角 R_u と定義し算出した (同一振幅の 2 サイクル目で, 耐力が最大耐力の 80% に達しな

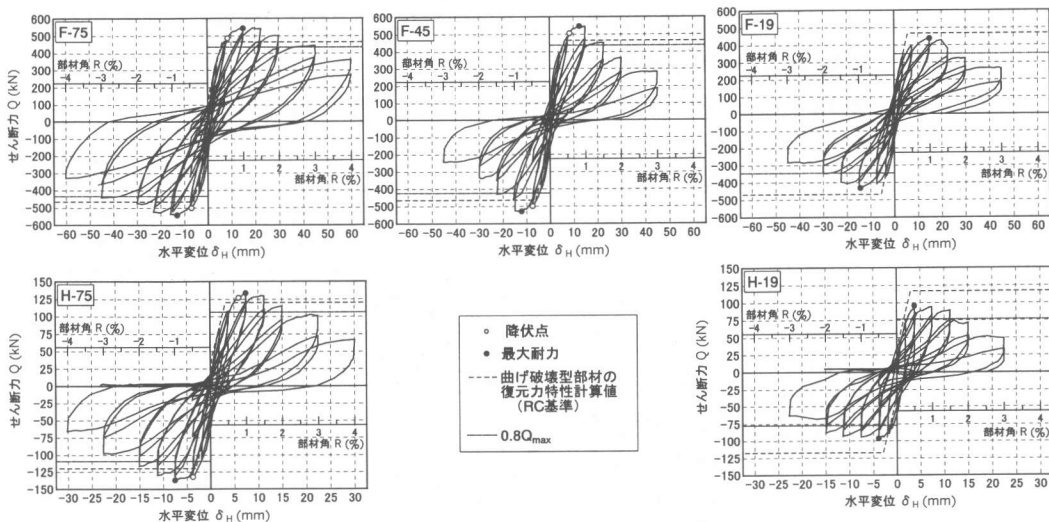


図-3 せん断力-水平変形関係

った場合は、その部材角を限界部材角 R_u とした。各試験体の正側加力における終局塑性率は、F-75 は $\mu=3.5$ 、F-45 は $\mu=2.6$ 、H-75 は $\mu=2.5$ となった。スケールを 1/2 とし、配筋を同様にした試験体 (F-75 と H-75、F-19 と H-19) は、ほぼ同様の變形性能を示した。

体の正側サイクル除荷時における各最大残留ひび割れ幅と経験最大變形角 (すなわち、ピーク時變形角) R_{max} の関係を図-5 に示す (ここでは、正側サイクル除荷時における結果のみを示すが、同一振幅における負側サイクル除荷時の結果は正側の結果と概ね同じであった)。

表-4 実験結果一覧

名称	正負	Q_y	Q_{max}	R_y	R_{max}	R_u	μ	破壊モード
F-75	正	486	544	0.57	1.01	2.0	3.5	曲げ降伏後 附着破壊
	負	-502	-543	-0.46	-0.88	-3.0	6.5	
F-45	正	505	546	0.57	-0.84	1.5	2.6	曲げ降伏後 附着破壊
	負	-500	-530	-0.50	-0.81	-1.5	3.0	
F-19	正	—	439	—	1.00	1.5	—	曲げ圧縮 破壊
	負	—	-432	—	-0.96	-2.0	—	
H-75	正	127	134	0.80	1.00	2.0	2.5	曲げ降伏後 附着破壊
	負	-132	-137	-0.50	-1.00	-2.0	4.0	
H-19	正	—	95.9	—	0.50	1.5	—	曲げ圧縮 破壊
	負	—	-96.4	—	-0.51	-2.0	—	

Q_y : 降伏荷重 (kN), Q_{max} : 最大耐力 (kN), R_y : 降伏時部材角 (%), R_{max} : 最大耐力時部材角 (%), R_u : 限界部材角 (%), μ : 塑性率

3.2 ひび割れ幅の推移

各サイクルのピーク時と除荷時に、図-4 に示すように部材側面に発生した全てのひび割れの幅を、クラックスケールを用い目視により計測した。曲げひび割れは、断面の最外縁の幅を計測し、せん断ひび割れはそのひび割れの最大の幅を計測した。曲げ・せん断ひび割れ幅の合計値は、図-4 に示すように定義した。各試験

F-75, F-45, H-75 試験体は、主筋が降伏する部材角 1/200 付近では、最大残留曲げ、せん断ひび割れ幅は 0.2mm 程度であり損傷度⁵⁾は I もしくは II である。主筋降伏後、 R_{max} にほぼ比例して曲げ、せん断ひび割れ幅は増加している。これらの試験体は最終的に附着割裂破壊したので、1/100 程度において附着ひび割れが発生した後、急激に最大残留附着ひび割れ幅が増加し

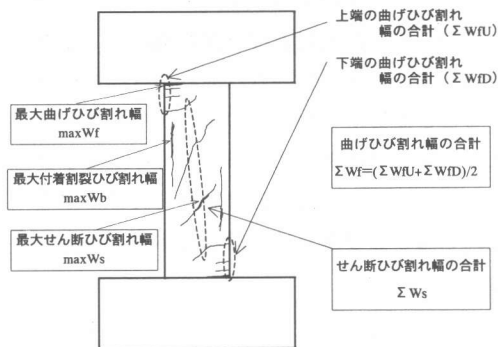


図-4 ひび割れ幅の分類と計測位置

た。一方、F-19、H-19においては、圧壊が進展する部材角付近から残留最大ひび割れ幅が増加した。また、主筋の抜け出しによる回転変形が卓越したが、主筋は降伏に至らなかったため、終局限界状態（表-4の R_u 時）における最大残留ひび割れは、他の試験体に比べ小さくなった。

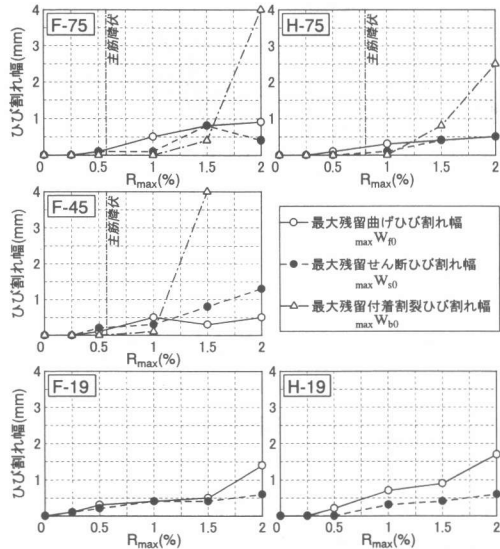


図-5 ひび割れ幅の推移

3.3 小振幅におけるひび割れ幅

正側サイクルにおける最大残留ひび割れ幅（曲げ、せん断）と、その後の小振幅除荷時における最大残留ひび割れ幅（曲げ、せん断）の比較を図-6に示す。図-3の荷重変形関係図において、最大応答サイクルと小振幅サイクルの除荷時における残留変形には、ある程度の差が生じていたが、最大残留ひび割れ幅には大きな差は認められず、ばらつきはあるがほぼ同程度であることが分かった。この結果から、本実験のような静的漸増荷重による除荷時の残留ひび割れ幅は、ランダムな変位の履歴を受ける地震後の柱の残留ひび割れ幅と概ね対応するものと考えられる。

3.4 部材寸法のひび割れ幅に対する影響

部材寸法を変化させ、配筋を同様にした試験

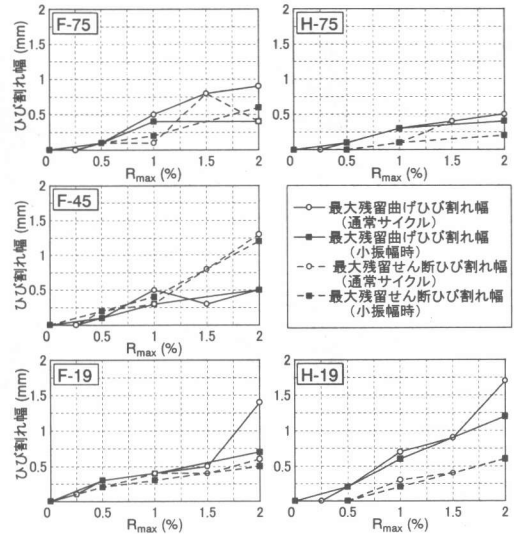


図-6 小振幅における最大残留ひび割れ幅

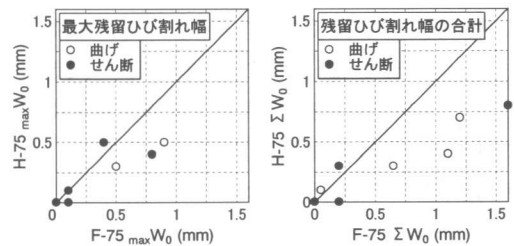


図-7 部材寸法のひび割れ幅に対する影響

体 F-75 と H-75 の各正側サイクル除荷時の最大残留ひび割れ幅 $\max W_0$ 、残留ひび割れ幅の合計 ΣW_0 の比較を図-7に示す。

残留ひび割れ幅の合計値 ΣW_0 は、曲げ・せん断ひび割れとともに、1/2 スケールの試験体 H75 は F75 の約 50% となり、試験体寸法の影響が見られる。これは、4. で示すひび割れ幅と部材変形角のモデルから得られる結果と対応する。最大残留ひび割れ幅については、合計値 ΣW_0 と比較するとばらつきがやや大きくなり、H75 の残留ひび割れ幅は、F75 の 0.5~1.0 倍程度であるが、曲げ降伏以後で 0.2mm 以上の残留ひび割れが生じた後（損傷度 II 以上）は、平均的には実大の F75 の 60~70% 程度である。したがって、4. で示すような最大残留ひび割れ幅（現行の被災度区分判定基準に基づく損傷度）に基づいて

部材の残余耐震性能を評価する場合には、縮尺試験体ではひび割れ幅に対する部材寸法の影響を適切に考慮するか、あるいは、本実験のFシリーズのようなできるだけ実大に近い部材実験で結果を用いる必要があると考えられる。

4. 最大残留ひび割れ幅に基づく部材の残余耐震性能評価法の検証

筆者等は文献²⁾で、地震により損傷を受けたRC柱部材の残余耐震性能を、図-8に示すように、部材の荷重変形関係において、全エネルギー吸収能力に対する、残余エネルギー吸収能力の割合（耐震性能低下係数 η ）で定義した。また、部材の残留変形 R_0 を曲げ変形、せん断変形に分離し、それぞれの残留ひび割れの幅 W_0 との関係を図-9のように簡略なモデル化により定式化した。以下、本実験で得られたデータをもとに本手法を検証する。

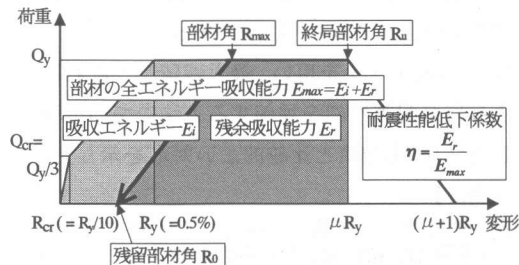
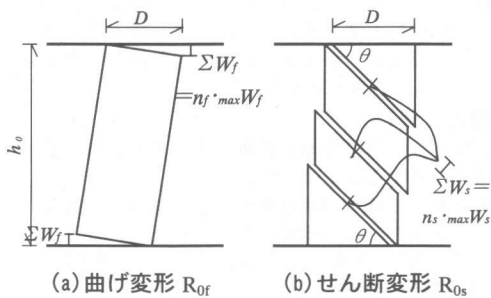


図-8 残余耐震性能の定義



$$R_{0f} = \Sigma W_f / D = n_f \cdot \max W_f / D$$

$$R_{0s} = \Sigma W_s \cdot \sin \theta / h_0 = n_s \cdot \max W_s \cdot \sin \theta / h_0$$

$$R_0 = R_{0f} + R_{0s} \quad \alpha = R_{0f} / (R_{0f} + R_{0s})$$

ΣW_f : 残留曲げひび割れ幅の合計, ΣW_s : せん断ひび割れ幅の合計, $n_f \cdot n_s$: 最大残留ひび割れ幅 $\max W_0$ に対するひび割れ幅 ΣW_0 の合計の比, θ : せん断ひび割れの角度(45°と仮定)

図-9 $R_0 - W_0$ のモデル化

4.1 残留部材角と残留ひび割れ幅のモデル化の検証

各試験体について、実験で得られた曲げ、せん断変形成分（実験値）と、図-9のモデルを用いて各ひび割れ幅の合計（ ΣW_{f0} , ΣW_{s0} ）によって推定した各変形成分との比較を図-10に示す。多少のばらつきはあるが、限界変形角 R_u までは、ほぼよい対応を示した。

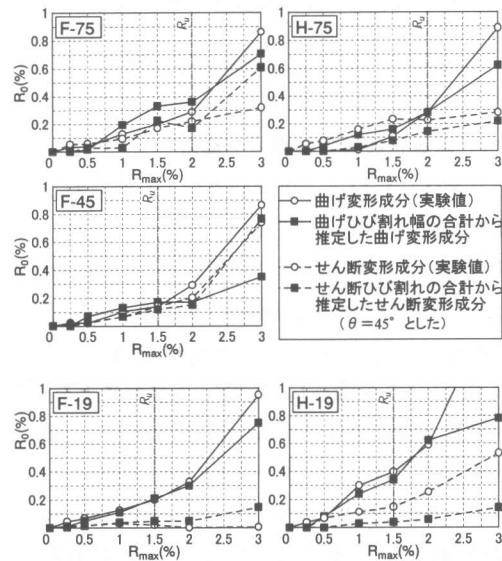
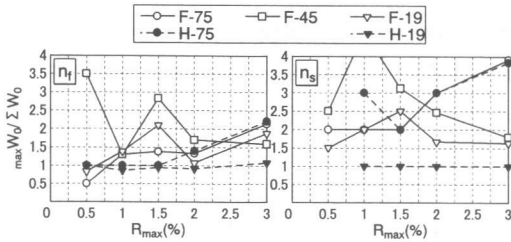


図-10 変形成分によるモデル化の検証

また、各試験体の各部材角除荷時における最大残留曲げひび割れ幅 $\max W_{f0}$ に対する残留曲げひび割れ幅の合計 ΣW_{f0} の比(n_f)、最大残留せん断ひび割れ幅 $\max W_{s0}$ に対する残留せん断ひび割れ幅の合計 ΣW_{s0} の比(n_s)を図-11に示す。主筋の抜け出しによる変形が顕著であったH-19試験体は n_f , n_s 共に1程度であり、曲げ・せん断ひび割れともに、1本のひび割れのみが拡大していたことが分かる。他の試験体の n_f は、ばらつきはあるが、1.5~2.0程度であった。 n_s は、 p_w が比較的大きい試験体(F-75, F-45, H-75)では2.0~3.0程度であったのに対し、 p_w が小さい試験体(F-19, H-19)では、1.0~2.0程度であり、せん断ひび割れが分散せずに集中して発生した。このように、ひび割れの発生には、 p_w

の影響を受けることが確認できた。



※ なお、 n_f において、1.0を下回るプロットがあるのは図-4中に示したように、 ΣW_f を上下端の平均としたためである

図-11 n_f 、 n_s —部材角 R 関係

4.2 耐震性能低下係数 η の検証

各試験体について、実験結果により得られた耐震性能低下係数 η と、部材に発生した各種ひび割れ幅のうち最大幅である残留最大ひび割れ幅 $\max W_0$ の関係、および図-8、9のモデルにより求めた $\eta - \max W_0$ 関係（各変数は実験結果を基に設定した）を図-12に示す。各試験体とも、実験結果と解析値はほぼよい対応を示した。損傷が進むにつれて（ η が小さくなるにつれて）実験値と解析値の差が大きくなるのは、図-9のひび割れ幅と変形のモデル化において付着割裂ひび割れを直接考慮していないためである。すなわち、付着割裂の進展により損傷度が評価される場合には、本モデルによる η の予測は過小評価になろう。鎖線で示した直線は、文献2)において提案した曲げ部材の各損傷度における

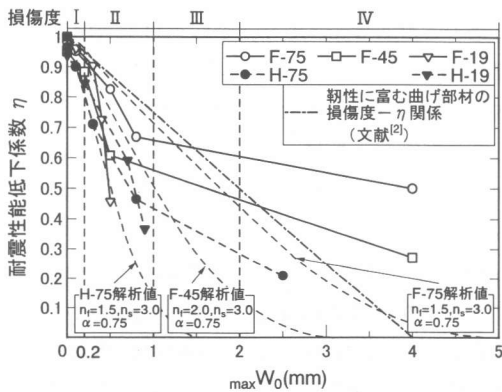


図-12 η —最大残留ひび割れ幅 $\max W_0$

残余耐震性能 η の値である。文献 2) および本実験で得られた結果において、同じ損傷度における部材の残余耐震性能には部材の終局塑性率による違いがみられ、損傷度と残余耐震性能 η の関係を求めるにあたっては、部材の変形性能、部材寸法を考慮する必要があると考えられる。

5. まとめ

部材寸法および変形性能をパラメータとした RC 柱部材の実験を行いひび割れ幅に関する実験結果を整理、検討した結果、以下の知見を得た。

- (1) 部材損傷の進行（残留ひび割れ幅）と、部材の経験最大変形角には明らかな相関がある。
- (2) 小振幅後の最大残留ひび割れ幅は、小振幅前のサイクルの最大残留ひび割れ幅とほぼ同程度である。
- (3) 1/2 スケール試験体の残留最大ひび割れ幅、および、ひび割れ幅の合計は、実大スケール試験体に比べ、最大ひび割れ幅で 0.6~0.7 倍、ひび割れ幅の合計で 0.5 倍程度であった。
- (4) 本実験データを用い、最大残留ひび割れ幅により残余耐震性能を評価する方法について検証した結果、実験値と比較的よい対応を示した。

【謝辞】

本研究で行った実験の一部は、文部省科学研究費・基盤研究(C)(2)「梁曲げ降伏型鉄筋コンクリート造建築物の耐震信頼性に関する研究」（研究代表者：長田正至 横浜国立大学大学院教授、課題番号：11650579）によるものである。また、実験全般を通して、横浜国立大学文部技官・畠中雄一氏、同大学院生・鄭文淑女史、岩本純一氏の多大な協力を得ました。ここに、感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 前田匡樹：日本建築学会関東支部「耐震診断・耐震改修に関するシンポジウム」, 2000.
- 2) 文野正裕等：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報告集, 第 22 巻 3 号, pp1447-1452, 2000.6
- 3) 文野正裕等：軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 21 巻 3 号, pp517-522, 1999.6
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—, 1999.11
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針（鉄筋コンクリート造編）, 1991.2