

論文 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

文野 正裕^{*1}・前田 匡樹^{*2}・長田 正至^{*3}

要旨: 本研究は、震災 RC 造建物の被災度の物理的意味をより明確にすることを目的とし、既往の部材実験結果に基づく簡略なモデル化により、部材のひび割れ幅（損傷度）と残余耐震性能（残余エネルギー吸収能力）との関係を定量化し、各部材の残余耐震性能から被災前後の建物の耐震性能を求め、その割合から被災度を評価する方法を提案する。また、本方法を 1995 年兵庫県南部地震で被災した RC 造学校建物の被災データにより検証した。

キーワード: 震災 RC 造建物、被災度、ひび割れ幅、損傷度、残余耐震性能

1. はじめに

建築構造物に求められる最も基本的な性能は、使用性と安全性であるが、新耐震設計法以前の既存建築物を中心に RC 造建築物にも甚大な被害をもたらした 1995 年兵庫県南部地震では、地震後にも経済的に許容しうる補修により復旧可能とする修復性が、建築構造物の性能として重要である事が指摘されるようになった。我が国では、RC 造建物の構造性能に関する被災程度の判定のクライテリアとして、(財)日本建築防災協会の「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）」^[1]があるが、兵庫県南部地震の被害調査においては、過去の地震被害調査時に用いられてきた被災度の定義や調査者の総合的な判断による被災度と概ね一致するものの、これらが一致しない事例もある事が報告されている^[2]。その原因として、現行の被災度区分判定^[1]は被災度の算定方法において、物理的意味が明確に定義されてないことが指摘されている。

本研究では、部材のひび割れ幅に基づく損傷度と残余耐震性能（エネルギー吸収能）の関係を定量化し、部材の残余耐震性能から建物上部構造の被災度を評価する方法を提案する。また、日本建築学会学校建築 WG で被害調査を行った 1995 年兵庫県南部地震で被災した RC 造学校建物の被害

調査データ^[2]を用い、本方法を検証した。

2. 部材の残余耐震性能の評価

2.1 耐震性能低下係数 μ の定義

一般的な RC 柱部材として、図-1 のような荷重変形関係を想定する。降伏荷重を Q_y 、降伏時部材角を $R_y (=0.5\%)$ とし、ひび割れ強度時せん断力 Q_{cr} 、部材角 R_{cr} をそれぞれ $Q_y/3$ 、 $R_y/10$ とした。部材の変形能力は、終局塑性率 μ によって変化する。履歴曲線に囲まれた面積のうち終局部材角 R_u までの面積（図中の網掛け部分）を、その部材の全エネルギー吸収能力 E_{max} と定義する。図のような復元力特性を有する部材が、地震時に部材角 R_{max} まで変形し、残留部材角 R_0 を生じたとき、このときの履歴曲線が囲む面積を部材の地震時入力エネルギー E_i とし、残余エネルギー吸収

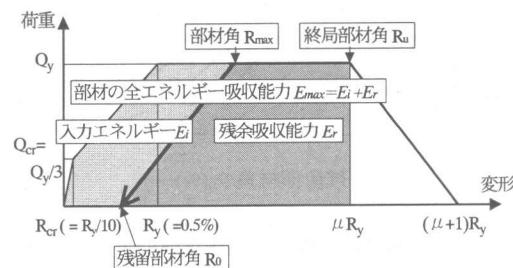


図-1 荷重変形関係

*1 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 (正会員)

*2 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)

*3 横浜国立大学 教授 工学部 建設学科 博士 (工学) (正会員)

能力 E_r は式(1)で評価することとする。

$$E_r = E_{max} - E_i \quad (1)$$

ここで、 E_{max} に対する E_r の割合を耐震性能低下係数 η として式(2)のように定義する。

$$\eta = \frac{E_r}{E_{max}} \quad (2)$$

図-1 の荷重変形関係のモデルについて、部材の終局塑性率 μ を $\mu=1 \sim 8$ まで変化させたときの、部材角 R_{max} と残留部材角 R_0 の関係を 図-2 に示す。ここで、除荷時剛性 K_r は Takeda Model^[3] によった ($\alpha=0.4$)。また、残留部材角 R_0 と耐震性能低下係数 η の関係を 図-3 に示す。

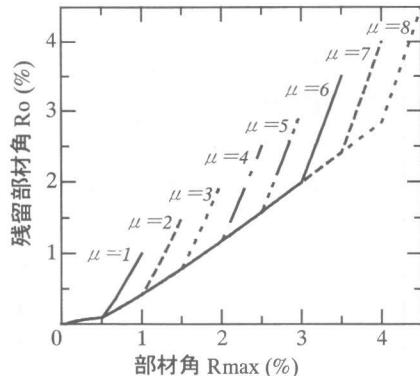


図-2 部材角 R_{max} - 残留部材角 R_0

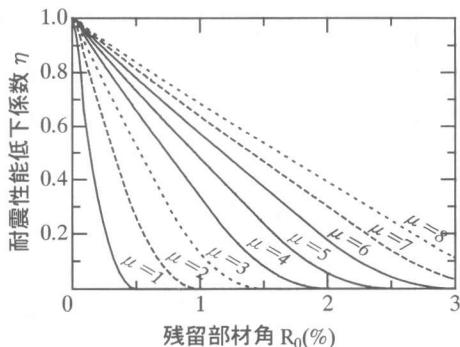


図-3 残留部材角 R_0 - 耐震性能低下係数 η

2.2 残留部材角 R_0 と残留最大ひび割れ幅 $\max W$ の関係

部材角の変形成分を曲げ変形とせん断変形に分離し、図-4 のようにモデル化し、残留部材角 R_0

と残留最大ひび割れ幅 $\max W$ の関係を定式化した。

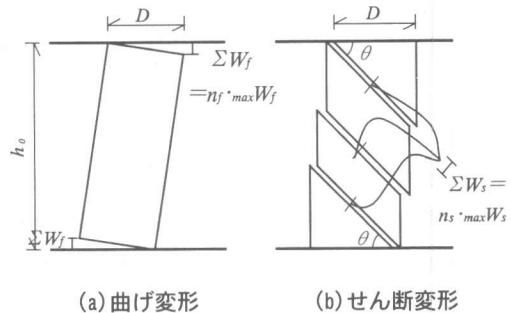


図-4 部材の変形のモデル化

(1) 曲げ変形

筆者等が 1998 年に行った軸変形拘束を受ける梁部材実験結果^[4]によると、曲げひび割れ幅の合計 ΣW_f は、ほぼ $D \times R$ に等しく、図-4(a)のモデルに示した剛体の回転により概ね評価できた。図-4(a)のモデルのように、残留曲げひび割れの幅の材軸方向への合計を ΣW_f 、そのうち幅が最大のものを残留最大曲げひび割れ幅 $\max W_f$ とし、 $\max W_f$ に対する ΣW_f の比を n_f とすると、曲げ変形による残留変形 R_{of} は式(3)で評価できる。

$$R_{of} = \frac{\Sigma W_f}{D} = \frac{n_f \cdot \max W_f}{D} \quad (3)$$

(2) せん断変形

せん断ひび割れ幅については、上記の実験では計測していないので、実験データはないが、せん断ひび割れ幅に応じたせん断変形が生じていると仮定し図-4(b)のモデル化を行った。残留せん断ひび割れの幅の合計を ΣW_s 、そのうち幅が最大のものを残留最大せん断ひび割れ幅 $\max W_s$ とし、 $\max W_s$ に対する ΣW_s の比を n_s とすると、せん断による残留変形 R_{os} は式(4)のように表せる。

$$R_{os} = \frac{\Sigma W_s \cdot \sin \theta}{h_0} = \frac{n_s \cdot \max W_s \cdot \sin \theta}{h_0} \quad (4)$$

n_s の値については、建物の建設年代（横補強筋間隔、横補強筋量 p_w ）や部材のプロポーション (h_0/D) などにより影響を受けると考えられる。

(3) 実部材の検討

部材の残留変形 R_0 は、曲げ変形 R_{of} とせん断変

形 R_0 の合計であるので、式(5)を得る。

$$R_o = R_{of} + R_{os} = \frac{n_f \cdot \max W_f}{D} + \frac{n_s \cdot \max W_s \cdot \sin \theta}{h_0} \quad (5)$$

各変形成分の割合は、部材の変形のレベル、せん断耐力と曲げ耐力の比、部材のプロポーションなどにより影響されると考えられる。ここでは、残留変形 R_0 対する曲げによる残留変形 R_{of} の割合 α を式(6)で定義する。

$$\alpha = \frac{R_{of}}{R_{of} + R_{os}} = \frac{R_{of}}{R_o} \quad (6)$$

式(3)～(6)を整理すると、各残留最大ひび割れ幅 $\max W_f$, $\max W_s$ と残留部材角 R_0 の関係は式(7)となる。

$$\frac{n_f \cdot \max W_f}{D} = \alpha \cdot R_0 \quad (7)$$

$$\frac{n_s \cdot \max W_s}{D} = \frac{(1-\alpha)}{\sin \theta} \cdot \frac{h_0}{D} \cdot R_0$$

式(7)で、せん断ひび割れの角度 θ を 45° とし、 $\alpha=3/4$ と $1/2$ としたときの $n \cdot \max W/D - R_0$ 関係をそれぞれ図-5に示した。

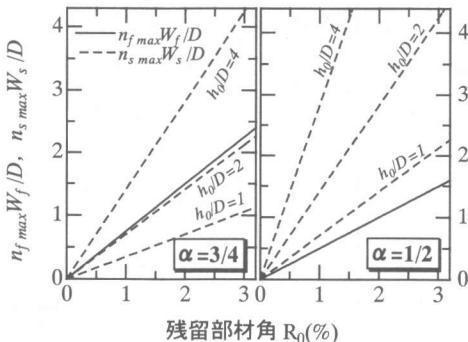


図-5 $n \cdot \max W/D - R_0$ 関係

2.3 実験結果による検証

耐震性能低下係数 η の値を、既往の実験結果によって検証した。曲げ部材については、前述の筆者等が 1998 年におこなった梁部材実験結果^[4]を用いた。対象とした試験体は、軸変形拘束を受けた梁部材 4 体 (1-100, 1-400, 2-100, 2-400) で、いずれも曲げ破壊型に設計されており十分な塑性変形能力を有している試験体である。また、水平

荷重ピーク時と除荷時に部材に発生した曲げひび割れの幅をクラックゲージによって計測している。試験体の諸元を表-1 に、荷重変形関係の包絡線（耐力が最大耐力の 80% に低下する部材角まで）を図-6 に、残留最大曲げひび割れ幅 $\max W_f$ と部材角 R_{max} の関係を図-7 に、各変形における $\max W_f$ に対する曲げひび割れ幅の合計 ΣW_f の比 (n_f) を図-8 に示す。

表-1 各試験体の諸元

試験体	B×D	h_0	横補強筋	$P_w(\%)$
1-100	300×	900	4-D10 @75	1.27
1-400		900		
2-100		1800		0.48
2-400		1800		
P	300×300	1200	2-D6 @150	0.14

B×D (mm), h_0 : 内法スパン(mm), P_w : 横補強筋比

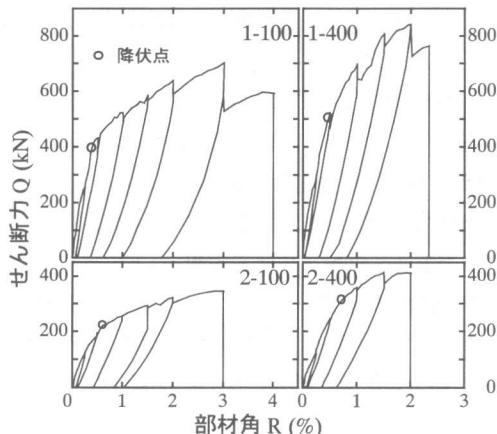


図-6 梁部材実験の荷重変形関係包絡線

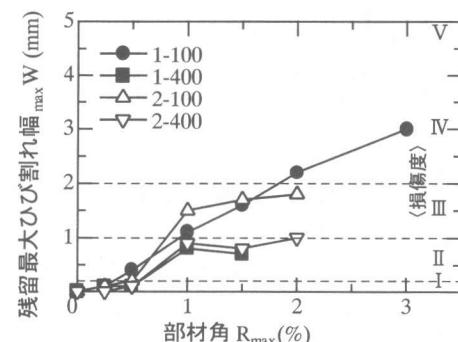


図-7 最大ひび割れ幅 $\max W_f$ 一部材角 R_{max}

図-6 及び図-7 に示したように、各試験体とも部材角 0.5% (1/200) 程度で曲げ降伏しており、その時点での最大ひび割れ幅は 0.2mm 程度であり、被災度区分判定^[1]の定義に従うと、損傷度は I あるいは II である。その後、部材角 2~3% 程度で最大耐力に達しており、その時点での最大残留ひび割れ幅は 2mm 程度で、損傷度は III あるいは IV であった。

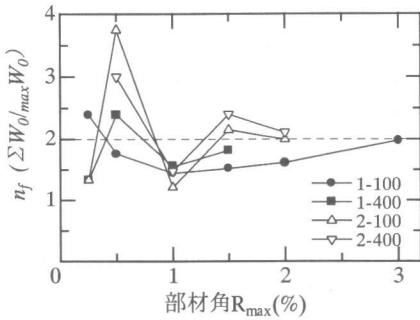


図-8 n_f -部材角 R_{max} 関係

せん断部材については、堀等の柱の部材実験結果^[5]を検証に用いた。試験体は、1971 年以前に建設された既存 RC 造建物の独立柱を想定し、せん断破壊が先行するように設計された試験体 1 体 (P) である。試験体の諸元を表-1 に、荷重変形関係の包絡線を図-9 に示す。P 試験体は部材角 0.75% で曲げ降伏し、部材角 1.5% を過ぎたところで耐力が急激に低下せん断破壊した。

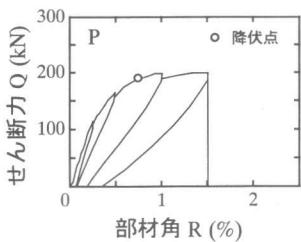


図-9 柱部材実験の荷重変形関係包絡線

ここで、2.1 で述べた耐震性能低下係数 η を、実験で得られた荷重-変形関係包絡線から求めるところ図-10 を得る。破線は図-1 の荷重変形モデルより求めた解析値である。各試験体とも残留変形

角 R_0 の増加に伴い η が減少するほぼ線形な関係があり、各試験体の実験での終局塑性率に対応する解析値に良い対応を示した。

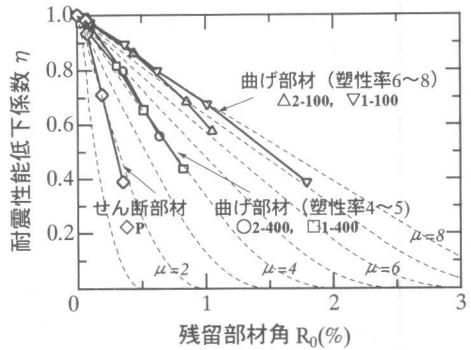


図-10 η -残留部材角 R_0 関係

2.4 残留最大ひび割れ幅 W_{max} と耐震性能低下係数 η の関係

曲げ部材である試験体 4 体について、実験結果より得られた W_{max} - η 関係、図-1 の荷重変形関係と図-4 のモデルによって求まる W_{max} - η 関係をそれぞれ図-11 に示す。モデルによる解析値は、図-1 の荷重変形関係で各試験体の終局塑性率に対応させたものを用い、 $\alpha = 3/4$ (実験結果より設定)、 $n_f = 2$ (実験結果より図-8 参照)、 $n_s = 4$ として求めた。 n_s についての実験データはないが、実際の被災事例などでは、曲げ破壊が先行するような部材では、幅が同程度の多数のせん断ひび割れが生じ、 n_s は比較的大きな値になると考えられるので、ここでは 4 と仮定した。解析値

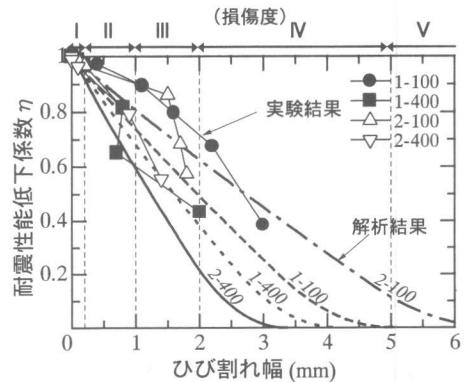


図-11 η -残留最大曲げひび割れ W_{max} 関係

と実験結果は概ねよい対応を示した。試験体により、ばらつきはみられるが（曲げ部材でも変形性能の違いにより残余耐震性能にはかなりの差がある）、ひび割れ幅の進展と共に耐震性能が低下する関係が得られた。

せん断部材である P 試験体の、図-1 の荷重変形関係と図-4 のモデルにより求まる $\max W_f - \eta$ 関係を図-12 に示す。 $\alpha = 1/2$ （実験結果より設定）、 $n_f = 2$ （実験結果より図-8 参照）とし、 n_s については、せん断破壊が先行する部材では、せん断ひび割れの本数が増えることよりも 1 本のひび割れの幅が卓越していく性状が観察され、1~2 程度の小さい値が適当であると考えられ、 $n_s = 2$ と仮定した。

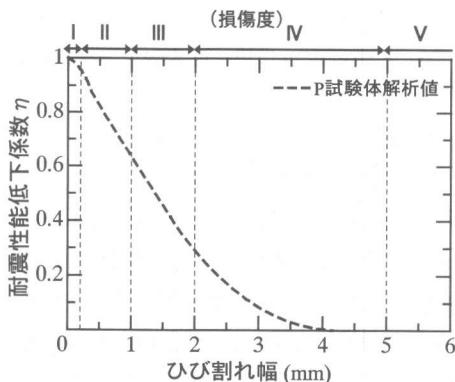


図-12 η -残留最大せん断ひび割れ幅 $\max W_s$

2.5 部材損傷度と耐震性能低下係数 η の関係

2.4 で得られた η と $\max W_f$ の関係から、損傷度と耐震性能低下係数 η の関係を定量化した。部材の損傷度とひび割れの幅の関係については被災度区分判定基準^[1]の関係を用いた。曲げ部材に関しては、図-11 の実験値のほぼ平均値から各損傷度ごとの下限値に相当する η を求めると、損傷度 I, II, III それぞれに対して、0.95, 0.75, 0.5 程度である。損傷度 IV の時点では部材が最大耐力を発揮し耐力低下し始めていることから 0.1, 損傷度 V では既に耐力は期待できない事から 0 とする。せん断部材については、実験データは十分でないが図-12 より、損傷度 I, II, III それぞれに対して、0.95, 0.6, 0.3 程度となり、損傷度 IV, V

では既に残余エネルギー吸収能力はないものとみなして 0 とした。設定した η の値を表-2 に示す。また、本研究の η は限られた実験データから求めたものであり、試験体と実構造物の寸法効果などの影響も考えられるが、現時点では考慮されていない。その影響により、 n_f , n_s が変化することも考えられるが、現時点では明かでなく、今後の検討課題である。

表-2 耐震性能低下係数 η

損傷度	曲げ部材	せん断部材
I	0.95	0.95
II	0.75	0.6
III	0.5	0.3
IV	0.1	0
V	0	0

3. 上部構造の被災度評価

2 で定量化した、部材の各損傷度に対応する部材の残余耐震性能（耐震性能低下係数 η ）に基づき、地震により被災した建物上部構造の被災度を定量的に評価する方法について検討した。

3.1 残余耐震性能指標 R

建物の被災度を建物全体の残余耐震性能指標 R 、すなわち被災前に対する被災後の耐震性能の割合で評価することとする。建物の耐震性能を精度よく評価する方法は、現時点では必ずしも十分に開発されているとは言えないが、建物の耐震診断、耐震補修で、広く用いられている日本建築防災協会の耐震診断基準^[6]の手法は、このひとつである。そこで、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準^[6]による構造耐震指標 I_s 値を用い、建物の残余耐震性能指標 R を式(8)で定義する。

$$R = \frac{I_s'}{I_s} \times 100 \quad (8)$$

ここで、 I_s , I_s' ：被災前、後の構造耐震指標 R の計算は被害が最も多い階、方向で行うこととする。

3.2 被災前後の構造耐震指標 I_s , I_s'

被災前の構造耐震指数 I_s は、耐震診断基準^[6]にしたがい算定するものとするが、被災後の構造耐

震指標 I_s' を厳密に評価することは非常に困難であると考えられる。そこで、2. で求めた部材の損傷度に応じた耐震性能低下係数 η の値により、各部材の耐力（強度指標 C ）を式(9)のように低減して耐震診断を行い I_s' を算定することとする。

$$C' = \eta \times C \quad (9)$$

ここで、 C' ：低減強度指標

耐震性能低下係数 η の値は、表-2 の値を用いることとする。また、部材の損傷に伴う耐震性能の低下を考える際、耐力の低下はもちろんあるが、残留変形による変形性能（韌性指標 F ）の低下の影響も考えられるが、 F 値を低減させて I_s' を計算するのは実務的には困難であると思われる所以、ここでは便宜上耐力を低下させて I_s' を評価することとする。

3.3 残余耐震性能指標 R による被災度区分

1995 年兵庫県南部地震で被災した RC 造学校建築の被害調査結果^[2]について、現行の被災度区分判定による D 指標と、損傷度に応じた耐震性能低下係数 η により強度を低減させて求めた残余耐震性能指標 R との比較を図-13 に示す。図中の記号は、調査者の総合的な判断による被災度の判定結果である。ただしここでは、曲げ柱とせん断柱の分類は建物の建設年代のみにより、1971 年以前の建物の柱はすべてせん断柱、1972 年以降の建物はすべて曲げ柱と仮定し、各柱の強度指標 C も同一であるとして R を略算した。対象としているのは各建物の被害の大きい方向であり、学校建築の場合は耐力壁の配置されていない桁行方向がほとんどである。図-13 のように、 D 指標と R 指標の間にばらつきはあるもののほぼ線形の関係があり、式(10)で近似できる。

$$R = 100 - D \quad (10)$$

式(10)より、 D 指標による被災度区分を R 指標で読み替えると、各被災度区分は以下となる。

[軽微]	$R \geq 95$ (%)
[小破]	$90 \leq R < 95$ (%)
[中破]	$50 \leq R < 90$ (%)
[大破・倒壊]	$R < 50$ (%)

このように上記の定義によれば、例えば、被災度 [軽微] は、被災により 5% 程度耐震性能が低下し、被災前の 95% 程度以上は残余耐震性能を有する被害のレベルというように、定量的に被災度を定義することが可能となる。

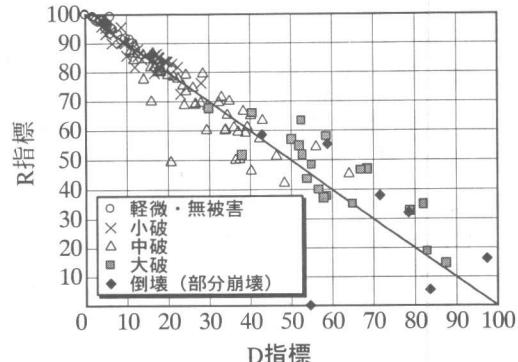


図-13 損傷割合 D 指標－残余耐震性能指標 R

4.まとめ

既往の部材実験結果と実験結果に基づいた簡略なモデルにより、部材のひび割れ幅（損傷度）と残余耐震性能（残余エネルギー吸収能力）との関係を定量化した。部材の残余耐震性能より被災した建物の耐震性能を算定し、被災前の耐震性能と比較する事により被災度を判定する方法を提案し、現行の被災度区分判定^[1]（損傷割合 D_i の総和である D 指標によって判定）に比べ、被災度の定義の物理的意味をより明確にすることができた。また、本方法を 1995 年兵庫県南部地震で被災した RC 造学校建物の被災データにより検証した。

【参考文献】

- [1] 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（鉄筋コンクリート編），1991 年。
- [2] 日本建築学会学校建築 WG：1995 年兵庫県南部地震で被災した鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告，第 II 編 学校建築，1997 年。
- [3] Takeda, T. et al : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec. 1970.
- [4] 文野正裕他：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 卷 3 号, pp.517-522, 1999 年。
- [5] 堀伸輔他：ガラス繊維を用いた既存 RC 造柱部材の耐震補強法に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集，第 20 卷 3 号, pp.1213-1218, 1998 年。
- [6] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，1995 年。