

論文 鉄筋コンクリート柱のひび割れ発生機構に基づくひび割れ量の予測

キム キョンミン^{*1}・塩原等^{*2}・高橋典之^{*3}

要旨：鉄筋コンクリート造建物の修復性能を分かりやすく表示するのに地震後の損傷に対する修復に係る「補修費用」は有効である。補修費用を合理的に推定するには、損傷の定量的な評価が不可欠である。そこで、鉄筋コンクリート柱のひび割れ長さ・幅を補修対象となる損傷とし、ひび割れの発生・進展過程を考慮したひび割れ量推定モデルを提案し、31体の試験体についてひび割れ量を予測し、実験値と比較してモデルの妥当性について検討した。

キーワード：損傷量、ひび割れ、鉄筋コンクリート柱

1. はじめに

性能評価型耐震設計法では、建物の構造性能レベルを選択するときの判断基準となるように、専門家ではない建築主にもわかりやすく構造性能を表示することが目標とされている。建物の構造性能には安全性能、修復性能、使用性能などがあるが、このうち、修復性能は一定の大きさの地震を受けた後の建物の経済的な損失量として表わすことが合理的であり、この表示には地震後の修復に要する「補修費用」もその一つの指標となると考えられる。この場合、個々の建物の地震応答量に基づいて補修費用を定量的に推定するために、その建物を構成する部材の具体的な損傷量を定量的に把握することは不可欠である。

そこで、本研究では、鉄筋コンクリート（以下RC）柱部材を対象として、ひび割れの補修費用を推定するために、部材角や部材端モーメントなどの部材レベルの地震応答値から、ひび割れ発生や進展過程を考慮してその部材のひび割れ量の推移を推定するモデルを提案する。ひび割れ量としては、特に補修費用と密接な関係にあると考えられる、a) 総ひび割れ長さとし、b) ひび割れ幅の二つを対象とする。モデルによる推定値を、既往の31体の柱の静的加力実験の実験結果と比較してモデルの妥当性を検討する。なお、

このモデルは曲げひび割れと曲げせん断ひび割れを対象としているため、せん断スパン比が1.5～3程度の柱部材が主な適用対象となる。

2. ひび割れ長さ

2.1 ひび割れの幾何学的形状に基づくモデル

ひび割れ長さは以下に述べるモデル（以下「CLモデル」という）を用いて算定する。算定にあたって次の仮定を置く。

1) ひび割れ発生区間長さ：曲げせん断ひび割れが生じる区間長さ l_{cr} は、断面の曲げ解析によって求められる曲げひび割れモーメントと曲げ降伏モーメントを考慮して決定する。この区間内において斜めひび割れが一様に生じるものとする。

端部が曲げ降伏するまでの段階では、ひび割れ発生区間 l_{cr} は曲げモーメント M が、曲げひび割れモーメントを超えている区間の長さと同じものとする。従って式(1)で与えられる。

$$l_{cr} = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M} \right) \quad (1)$$

ここに、 L ：部材のクリアスパン長さ(mm)、 M_{cr} ：曲げひび割れモーメント(Nmm)である。

端部が曲げ降伏し、かぶりコンクリートの圧壊が始まると新しいひび割れは生じなくなる傾向が見られるので、それ以降はひび割れ長さは

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 博士課程（正会員）

*2 東京大学 工学系研究科建築学専攻 助教授 工学博士（正会員）

*3 東京大学 生産技術研究所 助手 工学博士（正会員）

増加しないものとする。この時のひび割れ発生区間 l_{cr} は式(2)で与えられる。

$$l_{cr} = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_y} \right) - L_p \frac{M_{cr}}{M_y} \quad (\text{一定値}) \quad (2)$$

ここに、 M_y ：曲げ降伏モーメント(Nmm)、 L_p ：ヒンジ領域長さ(=0.5(MIQD) d_c 、MIQD：せん断スパン比、 d_c ：主筋の中心から圧縮縁までの距離(mm)¹⁾である。

2) ひび割れの形状：曲げひび割れと曲げせん断ひび割れの形状は、図-1に示すような直線とし引張縁から中立軸を横切る点までをひび割れ有効長さとする。なお、せん断力の影響も考慮して最終ひび割れと主筋のなす角度 θ は、靱性保証型指針²⁾のせん断強度式において採用されているトラス機構のひび割れ角度 θ の最小値の制限、式(3.1)と式(3.2)の最小値を超えないものとした。

$$\cot \theta \leq 2 - 20R_p \quad (3.1)$$

$$\cot \theta \leq \sqrt{\frac{\lambda \nu \sigma_B}{p_{we} \sigma_{wy}} - 1} \quad (3.2)$$

ここに、 R_p ：終局限界状態でのヒンジ領域の回転角(rad)、 λ ：トラス機構の有効係数、 ν ：コンクリートの有効係数、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度(MPa)、 p_{we} ：有効せん断補強筋比、 σ_{wy} ：せん断補強筋の信頼強度(MPa)である。

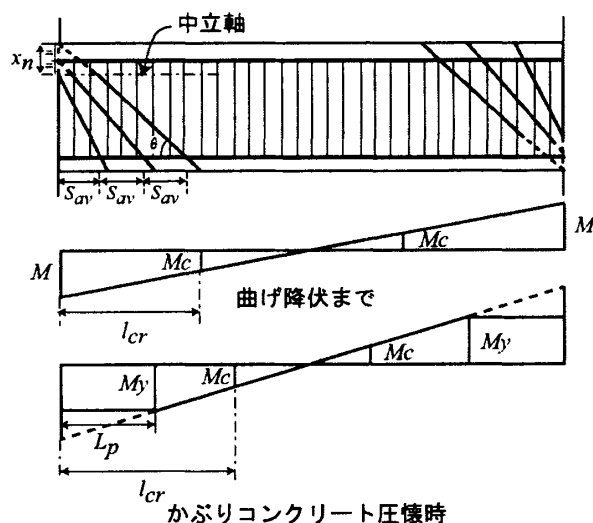


図-1 ひび割れ発生仮定モデルの概念図 (CLモデル)

3) ひび割れ間隔：ひび割れ間隔は引張主筋位置において均等でありその値を平均ひび割れ間隔 S_{av} とする。

従って、これらをまとめると、平均ひび割れ間隔 S_{av} がわかっているならば、部材に作用するモーメントが増大するにつれてひび割れの総長さが増大していく過程におけるひび割れ長さを推定することができる。

2.2 平均ひび割れ間隔 S_{av}

2.1節で述べた平均ひび割れ間隔 S_{av} は、鉄筋の付着応力やコンクリートの引張強度、コンクリートのかぶり厚さ、主筋間隔などの影響を受けると考えられ、表-1のような S_{av} の推定法が提案されている。しかしこれらの推定方法の妥当性については必ずしも検証されていない。そこで、本研究では、既往のRC柱の実験で観察されたひび割れ図に基づいて、表-1の各推定法の精度を検討し、それにより、採用する平均ひび割れ間隔 S_{av} の推定式を選定した。

図-2では、ここで用いる既往の実験データ(3.1節で詳しく述べる)のひび割れ図から読み取った平均ひび割れ間隔の実験値と、表-1の各推定法による推定値を比較している。概ね推定値の S_{av} は実験値より小さい傾向が見られるが、その中ではCEB-FIP Model Code 1978³⁾による推定式(式(4))が比較の実験値と良い対応が見られているので本研究では(4)式を採用する。

$$S_{av} = 2(c + 0.1s) + \kappa_1 \kappa_2 \frac{\phi}{\rho_e} \quad (4)$$

ここに、 c ：かぶり厚さ(mm)、 s ：鉄筋中心間隔(mm)、

$$\kappa_1 = \frac{f_{at}}{f_{bm}} \quad (f_{at} : \text{コンクリートの引張強度(MPa)}, f_{bm} : \text{鉄筋の付着応力(MPa)})$$

で、付着のよい鉄筋で0.4、丸鋼で0.8、 κ_2 ：ストレイン・ダイアグラムの形による係数で、純曲げ状態で0.125、純引張状態で0.25、梁ウェブ領域の偏心引張状態で $0.25 \cdot (\epsilon_1 + \epsilon_2) / (2\epsilon_1)$ (ϵ_1 ：大きい方のひずみ、 ϵ_2 ：小さい方のひずみ)、 ϕ ：主筋の直径(mm)、 ρ_e ：有効鉄筋比である。

表-1 平均ひび割れ間隔 S_{av} の提案式

S_{av} の提案者	備考
Hognestad ら ³⁾	理論式
森田 ⁴⁾	実験式
CEB-FIP Model Code 1978 ⁵⁾	理論式 + 実験式
CEB-FIP Model Code 1990 ⁶⁾	
Eurocode 2-1991 ⁷⁾	

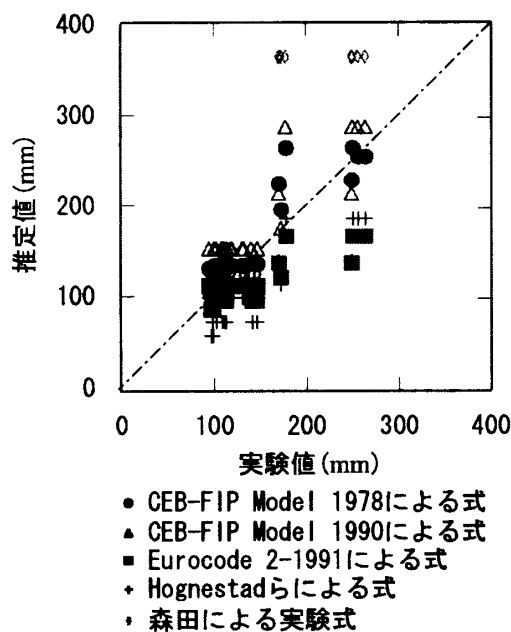


図-2 平均ひび割れ間隔の比較

2.3 ひび割れ長さの推定式

2.1 節と 2.2 節の方法に基づいて、一方向の漸増載荷を受ける片持ち張りのひび割れ長さ L_{cr} は次のように求められる。部材に生じるひび割れ本数 n_{cr} は、式(5) となる。

$$n_{cr} = \frac{l_{cr}}{S_{av}} + 1 \quad (5)$$

部材の総ひび割れ長さはこれらの総和として求められ、式(6) で求められる。

$$L_{cr} = 2\{(D-x_n) + \sum \sqrt{(D-R_D x_n)^2 + \{(1-R_S)S_{av}\}^2} - \sqrt{\{(1-R_D)x_n\}^2 + \{(1-R_D)x_n R_S S_{av} \frac{1}{(D-R_D x_n)}\}^2}\} \quad (6)$$

ここに、 D : 部材せい(mm), x_n : 中立軸から圧縮縁までの距離 (mm), R_D , R_S は比例係数でそれぞれ以下のように表わされる。

$$R_D = \frac{n_{cr} - i}{n_{cr} - 2} \quad (7)$$

$$R_S = \frac{D - R_D x_n}{D - d + R_D x_n} \quad (8)$$

ここに、 d : 引張主筋の中心から圧縮縁までの距離(mm)である。

なお、逆対称曲げ正負繰返し載荷の場合のひび割れ長さは、 $2L_{cr}$ となる。また、ここで考慮しているのは部材の片側側面のひび割れのみであることに注意しなければならない。

3. ひび割れ幅

ひび割れ幅の算定には、部材には図-3(a)のように端部区間には斜めの扇状の曲げせん断ひび割れが、中央区間には一定間隔の斜めせん断ひび割れが生ずると仮定して、ひび割れとひび割れにより生じる部材変形との関係からひび割れ幅を推定するモデル（以下「CW モデル」という）を用いる。算定にあたって次の仮定を置く。

- 1) 剛体変位：部材変形はひび割れによって分割されたコンクリートの剛体変位により生じるものとする。
- 2) 変形成分：両端が固定された長方形の部材に対し、部材の曲げ変形 R_f とせん断変形 R_s の各成分の比は、弾性時にも部材の曲げ降伏後も、弾性時の値(式(9))に等しく一定値とする。

$$\frac{R_s}{R_f} = \frac{12EI\kappa}{GAL^2} \quad (9)$$

- 3) 曲げひび割れ幅：部材の曲げ変形により生じる曲げひび割れ幅の総和は、図-3(b)のようにすべて部材端部の危険断面においてコンクリートが中立軸を中心に剛体回転して生じる曲げひび割れ幅に等しいものと仮定する。すなわち、式(10)を仮定する。

$$R_f = \frac{\delta_f}{L} = \frac{\sum w_f}{D - x_n} \quad (10)$$

ここに、 R_f : 曲げひび割れによる変形角 (rad), δ_f : 曲げによる変位 (mm), $\sum w_f$: 曲げひび割れ幅の合計 (mm)である。

CL モデルの曲げせん断ひび割れの本数 $n_{cr}-1$ を用いると、CW モデルの平均曲げひび割れ幅は式(11)となる。

$$w_{sav} = \frac{R_f(D-x_n)}{n_{cr}-1} \quad (11)$$

4) せん断ひび割れ幅：せん断ひび割れは剛体がひび割れの向きに直交して変位するものと仮定する。すなわち、その変位の材軸に直交する成分がせん断変形に寄与するものとする。したがって、端部の曲げせん断ひび割れのひび割れ幅 w_{fs} と中央区間のひび割れ幅 w_s とせん断変形の関係は、図-3(b)から式(12)となる。

$$R_s = \frac{\delta_s}{L} = \frac{1}{L} \{ (2 \sum w_{fs} + \sum w_s) \cos(\theta - R_f) \} \quad (12)$$

ここに、 R_s ：せん断ひび割れによる変形角(rad)， δ_s ：せん断による変位(mm)， θ ：主筋とせん断ひび割れの成す角度である。

ここに、部材端部の斜めひび割れ幅の合計 $\sum w_{fs}$ と部材中央区間の平均せん断ひび割れ幅 w_{sav} が等しいとすると仮定すれば、式(12)より、それぞれ斜めひび割れの合計 $\sum w_{fs}$ と部材中央区間の平均せん断ひび割れ幅が得られる。よって、CW モデルの部材中央区間と部材端部の平均せん断ひび割れ幅は、それぞれ、式(13)と式(14)で得られる。

$$w_{sav} = \frac{R_s L}{(2 + n_{scr}) \cos(\theta - R_f)} \quad (13)$$

$$w_{fsav} = \frac{w_{sav}}{n_{cr}-1} \quad (14)$$

ここに、 n_{scr} ：せん断ひび割れ本数である。

CW モデルでは、斜めひび割れ幅の合計 $\sum w_{fs}$

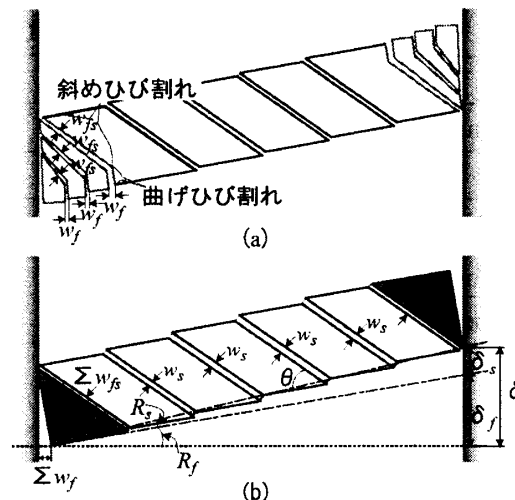


図-3 ひび割れと部材変形の関係 (CW モデル)

がせん断ひび割れ幅の平均値 w_{sav} と等しいと仮定するため、平均曲げひび割れ幅は平均斜めひび割れ幅より大きくなる。また、CW モデルは曲げせん断ひび割れを対象としているため、曲げひび割れによる回転変形が生じた後にせん断ひび割れによるせん断変形が生じるものとしている。このため、前田らの研究⁸⁾に比べて、部材変形角が同じだと、せん断ひび割れ幅は大きくなる傾向がある。

4. ひび割れモデルの精度の検証

4.1 精度検証用の実験データ

CL モデルと CW モデルの妥当性の検証には、黒正⁹⁾、狩野¹⁰⁾、戸田建設¹¹⁾、吉岡¹²⁾(WS シリーズ) による柱の静的加力実験から付着破壊した試験体を除いたせん断スパン比 1.5～3 の 31 体の試験体の実験結果を用いた。用いた試験体の

表-2 用いた試験体の諸元

試験体 シリーズ	断面 せい (mm)	せん断 スパン比	コンクリート 圧縮強度 (MPa)	軸力比	引張 主筋比 (%)	主筋 降伏点強度 (MPa)	せん断 補強筋比 (%)	せん断補強筋 降伏点強度 (MPa)
黒正 ⁹⁾	250	2.0	24.5	3.19, 6.14	0.34, 0.61	331～394	0.08～2.23	331～354
狩野 ¹⁰⁾	500	2.0	25.2	3.28, 6.30	0.34～0.95	358～360	0.1～1.81	293～347
戸田 建設 ¹¹⁾	250	1.5 3.0	19.3	2.63, 5.25	0.34～0.96	356～381	0.15～1.22	358～388
吉岡 ¹²⁾	250	2.0	27.4	2.63, 7.00	0.34, 0.61	374～423	0.28～2.42	348～423

主な諸元の範囲を表-2に示す。

ひび割れ長さ、ひび割れ幅とも測定値が報告されていない。そこで、試験体に生じた総ひび割れ長さは、ひび割れ図を基に画像処理法¹³⁾により求めた。ひび割れ幅については、実験データがないため、CEB-FIP Model Code 1978⁵⁾の手法を用いて引張主筋のひずみから平均ひび割れ幅を間接的に推定したものを実験値として比較の対象とした。

4.2 ひび割れ長さの比較

寸法の異なる部材を同時に比較するため、ひび割れ長さを部材表面積で除したひび割れ率(mm/mm^2)を用いる。画像処理により得られたひび割れ率の実験値と CL モデルにより求められたひび割れ率の計算値との比較を図-4に示す。

CLモデルによるひび割れ長さの計算値のうち実験値の $\pm 30\%$ の範囲に入るのは、曲げ降伏時には約7割の試験体で、かぶりコンクリート圧壊時には約5割の試験体であった。また、実験値に対する計算値の平均的な割合は、曲げ降伏時は1.09、かぶりコンクリート圧壊時は1.19であり、計算値は実験値より大きい傾向が見られた。

特に、かぶりコンクリート圧壊時に計算値が実験値の70%未満となった試験体は、せん断スパン比3のものであり、式(3.1)と式(3.2)のひび割れ角度 θ の制限によりひび割れ発生区間長さがひび割れ図から読み取った長さよりも短くなるため、計算値が測定値より小さい結果とな

った。また、せん断スパン比1.5の試験体の場合、実際の試験体には細かいひび割れが多く生じているのに対し、CLモデルではこれを考慮していないため計算値が実験値より小さくなっている。

破壊形式別にみると、曲げ降伏時には計算値の実験値に対する比は、曲げ破壊した試験体は1.21、せん断破壊した試験体は0.96であり、曲げ破壊した試験体の方がせん断破壊した試験体に比べ、計算値が実験値を上回る傾向が見られた。

4.3 ひび割れ幅の実験値

CEB-FIP Model Code 1978⁵⁾では平均曲げひび割れ幅 w_{fav} を以下のように提案している。

$$w_{fav} = S_{av} \zeta \varepsilon \quad (15)$$

ここに、 ε ：ひび割れ面での鉄筋ひずみ(mm)，
 ζ ：ひび割れ程度を表す無次元数で

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right) \quad (M > M_{cr}) \quad (16)$$

ここに、 β_1 ：鉄筋の付着特性を表わす影響係数で異形鉄筋の場合1.0、丸鋼の場合0.5、 β_2 ：繰り返し載荷による影響を表わす係数で処女載荷の場合1.0、繰り返し載荷の場合0.5である。

また、文献11の試験体を除き、鉄筋のひずみの実験値を報告書から読み取るのが困難であったため、曲げモーメントとせん断力から鉄筋のひずみを推定することとした。

図-5(a)のA-A'断面(最終曲げせん断ひび割れと主筋が交差する断面)には曲げモーメントとせん断力によりの図-5(b)のような軸方向ひず

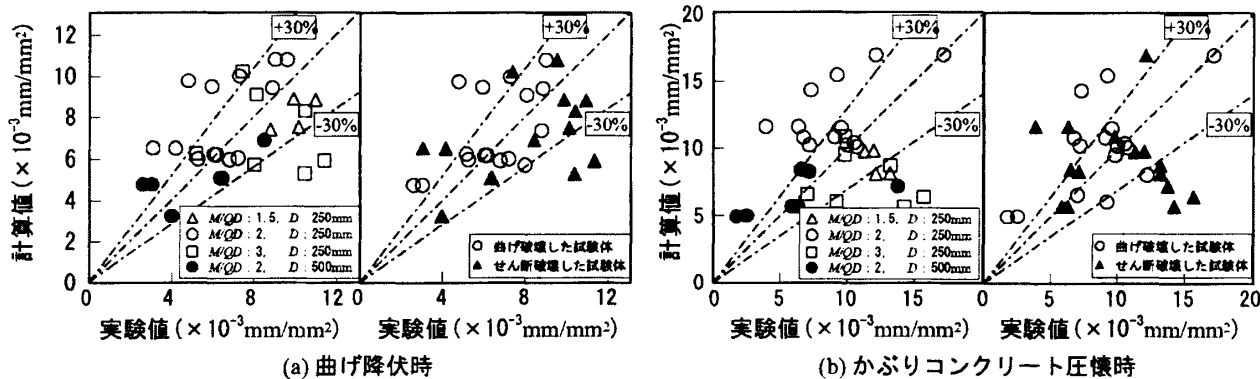


図-4 ひび割れ率の比較

みが生じると考えられる¹⁴⁾。文献 11 の試験体について、鉄筋のひずみの実験値と上記の方法で推定した値を比較して図-6 に示す。平均的に推定値は実験値の約 1.08 倍であった。

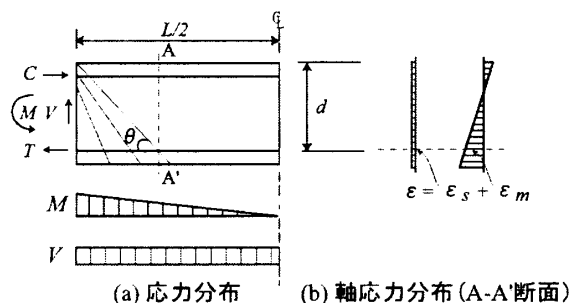


図-5 部材の応力分布と断面軸ひずみ分布

4.4 ひび割れ幅の比較

CW モデルによる平均曲げひび割れ幅の計算値と CEB-FIP Model Code 1978 による平均曲げひび割れ幅の実験値の比較を図-7 に示す。ここで、文献 11 の試験体は鉄筋のひずみに実験値を用いたもの(図中の●)、他は推定値を用いたものである(図中の○)。曲げ降伏時にもかぶりコンクリート圧壊時にも計算値が実験値より大きくなっている。これは、式(11)で用いたひび割れ本数に CL モデルで部材危険断面に生じると仮定した曲げひび割れが考慮されていないことによる影響だと考えられる。

5. まとめ

RC 造柱部材を対象として、地震応答値からひび割れ長さを推定する CL モデルとひび割れ幅を推定する CW モデルを提案し、既往の実験結

果との比較からその妥当性について検討した。その結果、

1) CL モデルは、実験値に対してひび割れ長さを大きく評価している。

2) CW モデルによるひび割れ幅は、実験報告より大きくなった。しかし、この比較の対象はひび割れ幅の実測値ではないため、今後実測値を用いた比較が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 吉岡研三, 岡田恒男, 武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No.282 pp.37-44, 1979. 8.
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997.
- 3) E.Hognestad: High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2: Control of Flexural Cracking, Journal, Portland Cement Association Research and Development Laboratories, Vol.4, No.1, pp.46-63, Jan. 1962.
- 4) 森田司郎: コンクリートのひび割れ幅制限で決まる鉄筋の許容応力度, セメント技術年報, 第 23 巻, pp.552-556, 1969.
- 5) CEB-FIP: Model Code for Concrete Structure, Apr. 1978.
- 6) CEB: CEB-FIP Model Code 1990, Jun, 1991.
- 7) A.W.Beeby and R.S.Narayanan: Designers' Handbook to Eurocode 2, 1995.
- 8) 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.
- 9) 東京工業大学大黒研究室: 新加力方法を用いた RC 短柱の多数回繰返し加力実験, 1973. 3.
- 10) 明治大学狩野研究室: 逆対称加力による実大 RC 短柱の多回繰返し加力実験, 1973. 3.
- 11) 戸田建設技術開発センター: シアースパン比に関するシリーズ, 1974. 2.
- 12) 吉岡研三: 鉄筋コンクリート柱の強度と変形能, 東京大学学位論文, 1978. 4.
- 13) 金景玟, 高橋典之, 塩原等: 鉄筋コンクリート部材の損傷状態を考慮した損傷量評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1537-1542, 2005. 6
- 14) 佐々木 仁: 鉄筋コンクリート梁のせん断挙動とひび割れ幅制御に関する研究, 東京大学学位論文, 2003. 2.

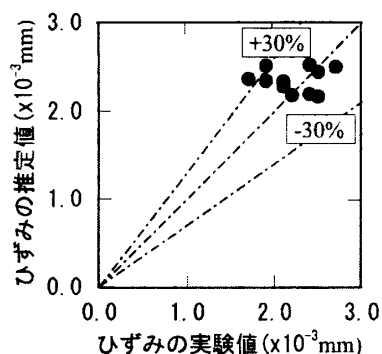


図-6 文献 11 の実験の主筋ひずみの比較

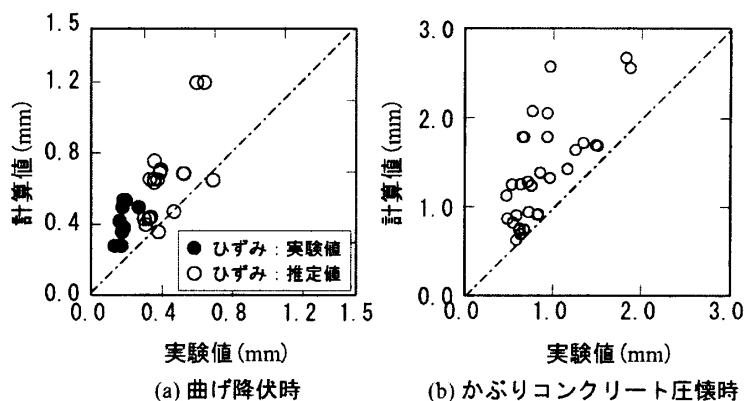


図-7 ひび割れ幅の比較