

## 曲げ降伏先行型 RC 梁・柱部材の損傷量評価に関する研究

## その1 ひび割れ長さ評価モデルの構築

## SEISMIC DAMAGE EVALUATION OF DUCTILE R/C BEAM AND COLUMN

## Part 1 Development of an analytical model for evaluation of crack length in R/C member

五十嵐 さやか\*, 前田 匡樹\*\*

*Sayaka IGARASHI and Masaki MAEDA*

The final goal of this study is to develop an evaluation method of seismic damage in reinforced concrete structural members which is essential in accurate estimation of reparability limit state of R/C buildings damaged due to earthquakes. Firstly, general concept and outline of damage evaluation procedure of ductile R/C members were presented. Part1 focused on proposal of an analytical model for crack length evaluation in ductile column and beam was developed. The analytical model of crack lengths consists of two parts; models in and outside the plastic hinge regions which correspond to flexural spring and shear spring, respectively, for the frame analysis under and/or seismic loads. The proposed models calculated total crack length from the predicted number and average length of flexural and shear cracks. Finally, crack length evaluated by the proposed method was compared with authors' column and beam specimens and relatively good agreement was observed.

**Keywords :** *Damage evaluation, Crack length, Reparability performance.*

損傷量評価, 残留ひび割れ長さ, 修復性能

## 1. はじめに

建築物に必要とされる耐震性能のうち, 「安全性」は人命保護の観点から最も重要視されるべき性能であるが, 近年の地震被害では建物の倒壊は免れても躯体の甚大な損傷により最終的に建て替えを余儀なくされる事例や事業が継続できないことより多額の経済損失が生じた事例が報告されている。これより, 災害時における建物の「安全性」を満足するだけでなく, 災害時の建物損傷を抑え経済的に許容できる範囲内で修復ができる「修復性」も重要な耐震性能の一つと考えられるようになってきた(例えば<sup>1)</sup>)。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」(以下, 耐震性能評価指針)<sup>2)</sup>では, 「使用性」, 「安全性」に加えて「修復性」が性能評価項目として明示されたが, 修復限界状態の定量的な評価法は, 十分には確立していないのが現状である。

筆者らは, RC 造梁・柱部材の最大残留ひび割れ幅の推定法<sup>3)</sup>やそれに基づく被災建物の残存耐震性能評価法<sup>4)</sup>を提案し, それらの方法は被災 RC 造建物の被災度判定法<sup>5)</sup>や, 上記の「耐震性能評価指針」の部材の評価に用いられている。しかしながら, これらの損傷評価は, 主として損傷による部材(あるいは構造物全体)に残存する耐力・変形能力の劣化を評価するもので, 終局耐震安全性の観点から損傷を定量的に評価しようとするものである。一方で, 被災構

造物の修復性を検討する場合には, 上記に加えて, 修復費用や建物の機能回復に要する期間などの評価も必要と考えられる。修復費用を正確に算出するには建物に生じる損傷量(ひび割れ量やコンクリート剥落量)を定量的に評価することが必要不可欠である。

RC 梁・柱部材の損傷の定量化に関する研究としては筆者らの他にも, Park ら<sup>6)</sup> や田嶋ら<sup>7)</sup>によって Damage Index に関する研究がまとめられているが, 河野ら<sup>8)</sup>の残留ひび割れ幅に関する研究などがあるが, 部材全体のひび割れ量を扱ったものではない。高橋ら<sup>9)</sup>, 及び筆者ら<sup>10)</sup>は, RC 部材の静的実験結果から RC 部材に生じるひび割れ量評価モデルの作成を行ってきた。しかしながら, ひび割れと変形成分の対応関係やひび割れ量に大きな影響を与えらる配筋やせん断スパン等の各種因子の影響, ひび割れ量以外の損傷量についての検討は十分行われていない。そこで, 本研究ではそれらを考慮した損傷量評価モデルの検討を行い, モデルの高度化を行っている。本報では研究の第一段階としてひび割れ長さ評価モデルの検討を行った結果を報告する。

## 2. RC 造建築物の耐震性能評価の方針

図1に本研究で想定する RC 造部材の損傷量評価方法及び建築物全体の耐震性能評価のフローチャートを示す。性能評価を行うにあ

\* 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生

Graduate Student, Tohoku Univ.

\*\* 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻  
准教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

たり、現在の構造設計の実務で一般的に行われるフレームモデルの荷重増分解析に適用することを念頭に、部材を材端曲げパネとせん断パネを有する線材に置換し、各パネモデルの変形成分と対応した損傷量の推移をモデル化することとした(図2)。これにより、荷重増分解析によって算出される各部材の各パネの変形成分に損傷量評価モデル(ひび割れ長さやひび割れ幅など)を適用し、建物全体で集計することで建物全体に生じる損傷量が推定可能となる。建物に生じる残留ひび割れ幅<sup>2)</sup>や長さ、コンクリート圧壊など構造部材の損傷量の定量的評価が可能となれば、構造部材の修復費用や修復に要する時間などを見積もることができるようになり、建物新築段階における耐震修復性能及び被災時の復旧可能性や機能継続性の検討のための重要な資料となる。

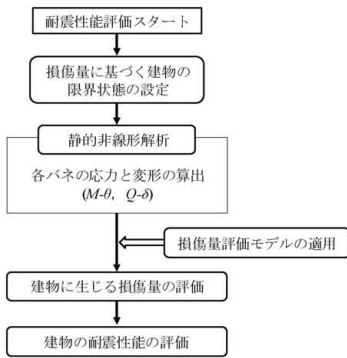


図1 耐震性能評価フローチャート

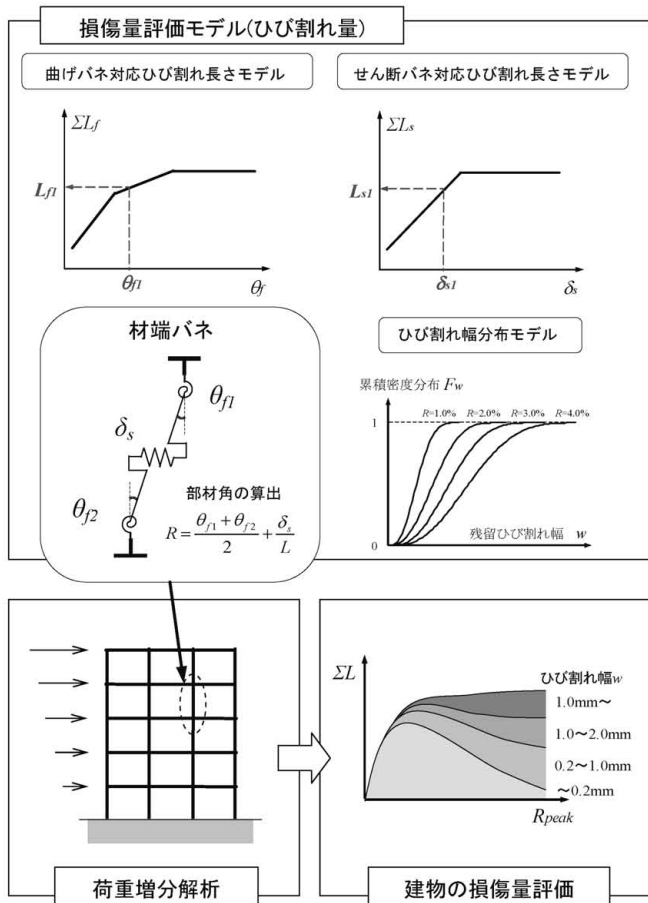


図2 損傷量評価の流れ

### 3. ひび割れ長さ評価モデルの提案

#### 3.1 モデル化の方針

ひび割れ長さ評価モデルについて、部材を材端曲げパネとせん断パネでモデル化した解析に適用させることを考慮すると、曲げパネ及びせん断パネの変形を、それぞれ部材端付近のヒンジ領域及びそれ以外の領域(以下、非ヒンジ領域と呼ぶ)の変形に対応させることが合理的であると考えられる。よって、本論文で構築するひび割れ長さ評価モデルは、ヒンジ領域に生じるひび割れ長さを曲げパネに、非ヒンジ領域に生じるひび割れ長さをせん断パネに対応させたモデルとして表すこととした。図3に部材が正負交番載荷を受けた時のひび割れ発生状況の概念図を示す。図において濃い線で示したひび割れは一方方向の加力で生じるひび割れを表している。

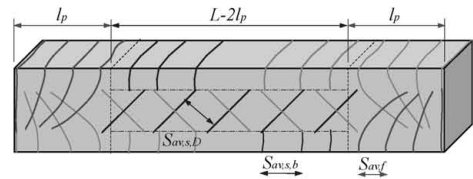


図3 ひび割れ状況の概念図

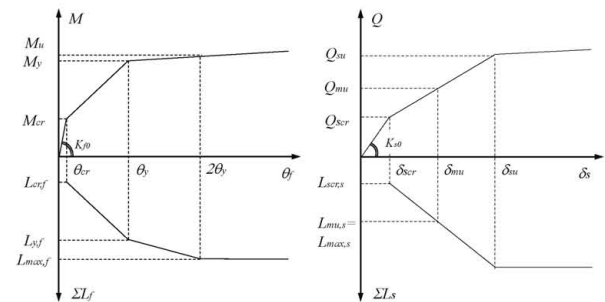
ここで梁・柱部材におけるヒンジ領域長さ $l_p$ は、「耐震性能評価指針」<sup>2)</sup>ではおおよそ $0.5D$ から $1.5D$ の範囲で適切な値を設定することとなっているが、本研究では吉岡らが行った研究<sup>10)</sup>を参考に、ヒンジ領域長さ $l_p$ の推移を $1 \leq M/QD \leq 5$ の範囲について、(1)式、(2)式のようにせん断スパン比 $M/QD$ と部材せい $D$ で表すこととした。

$$l_p = \begin{cases} 0.5(M/QD)D & (1 \leq M/QD \leq 3) \\ 1.5D & (3 \leq M/QD \leq 5) \end{cases} \quad (1)$$

$$l_p = \begin{cases} 0.5(M/QD)D & (1 \leq M/QD \leq 3) \\ 1.5D & (3 \leq M/QD \leq 5) \end{cases} \quad (2)$$

#### 3.2 各パネの復元力特性とひび割れ長さ評価モデルの対応関係

本論文で検討するひび割れ長さ評価モデルである、曲げパネとせん断パネそれぞれに対応するひび割れ長さ $\Sigma L$ および $\Sigma L_s$ の推移の概念図を図4に示す。筆者らが行った柱部材実験のひび割れ長さの進展に関する検討の傾向<sup>10)</sup>より、曲げひび割れが卓越するヒンジ領域の総ひび割れ長さ $\Sigma L_f$ は、曲げひび割れモーメント $M_{cr}$ でひび割れが発生し、曲げ降伏モーメント $M_f$ (この時の回転角 $\theta_f$ )時及び曲げ終局時を想定した $2\theta_f$ 時に折点を有する曲線とし(図4(a))、せん断ひび割れが卓越する非ヒンジ領域の総ひび割れ長さ $\Sigma L_s$ は、せん断終局強度 $Q_{scr}$ でひび割れが発生し、せん断終局強度 $Q_{su}$ 時に折点を有する曲線とする。



(a) ヒンジ領域のひび割れ長さ (b) 非ヒンジ領域のひび割れ長さ

図4 曲げパネ及びせん断パネに対応したひび割れ長さの推移

### 3.3 ひび割れ長さ評価モデル式の提案

ひび割れ長さ評価手法の構築に関して、高橋・中塾らは既に幾何学的なモデルにより曲げ変形及びせん断変形に対するひび割れ長さを定式化しており<sup>9)</sup>、その式から得られる総ひび割れ長さは、曲げ破壊型の部材に対してはこれ以上新たなひび割れが発生しない状態、すなわち部材に生じるひび割れ長さの上限値に対応することを実験値との比較で示している。本論文のひび割れ長さ評価モデルの提案においては、これらの研究を参考に、正負交番荷重を受ける梁・柱部材の表面全体に生じるひび割れ長さを評価するモデルとして拡張し、これを定式化した。

#### (1) ヒンジ領域に生じるひび割れ長さ $\Sigma L_f$ のモデル化

曲げ降伏型の梁・柱部材では、ヒンジ領域のひび割れは曲げひび割れが徐々に傾斜してせん断ひび割れとなる曲げせん断ひび割れが多く見られるので、曲げひび割れとせん断ひび割れを特に分類せず、ヒンジ領域の曲げせん断ひび割れとして、ひび割れ本数や長さを評価することとした。

材端曲げバネに対応したヒンジ領域に生じるひび割れ長さ $\Sigma L_f$ は、ヒンジ領域に生じる曲げせん断ひび割れの本数と曲げせん断ひび割れ1本当たりの平均長さの積に、正負交番荷重を考慮して、(3)式のように表すことができる。

$$\begin{aligned} \Sigma L_f &= (\text{ひび割れ本数}) \times (\text{平均ひび割れ長さ}) \times 2 (\text{正負交番荷重を考慮}) \\ &= \frac{l_p}{S_{av,f}} \{2\alpha(D-x_n) + \beta b\} \times 2 \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 $l_p$ : ヒンジ領域長さ、 $\alpha$ : 部材せい面に生じるひび割れ長さの補正係数、 $\beta$ : 部材幅面に生じるひび割れ長さの補正係数、 $D$ : 部材せい、 $b$ : 部材幅、 $x_n$ : 中立軸位置、 $S_{av,f}$ : ヒンジ領域の曲げせん断ひび割れの平均ひび割れ間隔である。

(3)式における $l_p/S_{av,f}$ はヒンジ領域に生じる曲げせん断ひび割れ本数を表している。また、 $2\alpha(D-x_n) + \beta b$ はヒンジ領域に生じる曲げせん断ひび割れ1本当たりのひび割れ長さを表しており、図5に示すように中立軸位置 $x_n$ から引張端までの範囲のひび割れを考慮している。平均ひび割れ長さを補正する $\alpha$ 、 $\beta$ については、ひび割れが傾斜したり分散(枝分かれ)して発生する状況を考慮する係数である。また、本数と平均長さの積を2倍しているのは、正負交番の外力を受けた場合のひび割れ状況を表すためである。

以下、部材の曲げ終局時、降伏時、ひび割れ発生時のそれぞれについて(3)式の係数を設定し定式化した。

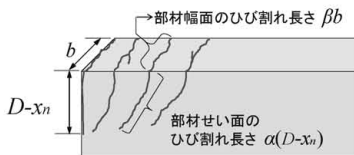


図5 ヒンジ領域のひび割れ長さ

#### (a) 曲げ終局時

曲げ終局時のヒンジ領域に生じるひび割れ長さをひび割れ長さの上限値 $L_{max,f}$ とし、(3)式について曲げ終局時の各係数について考える。

曲げひび割れ間隔 $S_{av,f}$ については、既往の研究において様々な算出方法<sup>(例えば12),13)</sup>が提案されているが、本研究では、部材に曲げ応力が作

用した場合、図6に示すようにコンクリートの断面欠損が生じる横補強筋位置において曲げひび割れが生じやすくなることを考慮して、また、4章の部材実験のひび割れ図も参考に、曲げ終局時におけるヒンジ領域の曲げ平均ひび割れ間隔は横補強筋間隔 $S_w$ とした。

すなわち、

$$S_{av,f} = S_w \quad (4)$$

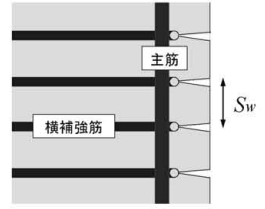


図6 曲げひび割れの発生位置

ひび割れ1本当たりの長さを補正する $\alpha$ については、せん断ひび割れが概ね45°の角度で生じると考え $\alpha=1.4$ 、 $\beta$ については、部材幅の面でひび割れが枝分かれしたり、蛇行することを考慮し、 $\beta=1.2$ を採用することとする<sup>12,2)</sup>。中立軸位置 $x_n$ は終局時の値とする。

以上より、曲げ終局時にヒンジ領域に生じるひび割れ長さ $L_{max,f}$ は(3)式で表せる。

$$L_{max,f} = \frac{2l_p}{S_w} \{2.8(D-x_n) + 1.2b\} \quad (3')$$

#### (b) 曲げ降伏時

次に $\Sigma L_f$ のモデルにおいて、曲げ降伏時のひび割れ長さを $L_{y,f}$ とする。(3)式において、曲げ降伏時のひび割れ間隔はほぼ終局時と同じであると考え、横補強筋間隔 $S_w$ とする。また、補正係数 $\alpha$ 、 $\beta$ についても終局時の値 $\alpha=1.4$ 、 $\beta=1.2$ <sup>12,2)</sup>を用いることとする。中立軸位置 $x_n$ は曲げ降伏時の値を用いるので、曲げ降伏時のひび割れ長さ $L_{y,f}$ は曲げ終局時のひび割れ長さよりも若干小さい値を取る。

#### (c) 曲げひび割れ強度時

曲げひび割れ強度時のヒンジ領域に生じるひび割れ長さを $L_{cr,f}$ とする。まず、ヒンジ領域の曲げせん断ひび割れの平均ひび割れ間隔 $S_{av,f}$ は、長期荷重作用時のひび割れ状況を想定した「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針・同解説<sup>14)</sup>(以下、PRC指針)」のひび割れ間隔を用いて(5)式で表すこととする。

$$S_{av,f} = 2(c + 0.1s) + k \frac{\phi}{p_e} \quad (5)$$

ここに、 $c$ : 側面でのコンクリートのかぶり厚さ、 $s$ : 鉄筋間隔、 $k$ : 梁の場合0.1、 $\phi$ : 鉄筋径、 $a_t$ : 引張鉄筋断面積、 $A_{ce}$ : 有効引張断面積、 $p_e$ : 有効引張鉄筋比(= $a_t/A_{ce}$ )である。

中立軸位置 $x_n$ は曲げひび割れ発生時の値、補正係数 $\alpha$ 、 $\beta$ については、曲げひび割れ強度時にはあまりひび割れが進展していないことを考慮して、 $\alpha=\beta=1.0$ を採用する<sup>12,3)</sup>。

以上より、ヒンジ領域に生じるひび割れ長さの初期値 $L_{cr,f}$ は、(5)式の $S_{av,f}$ を用いて、(3')式で表すことができる。

$$L_{cr,f} = \frac{2l_p}{S_{av,f}} \{2(D-x_n) + b\} \quad (3'')$$

以上よりヒンジ領域に生じるひび割れ長さ $\Sigma L_f$ の評価モデルは、

(a)~(c)時のひび割れ長さを用いて線形補間した曲線としてモデル化することとする。

(2)非ヒンジ領域に生じるひび割れ長さ $\Sigma L_s$ のモデル化

前述のように、ヒンジ領域では、曲げひび割れとせん断ひび割れをまとめて本数と長さの評価したが、非ヒンジ領域では、曲げひび割れとせん断ひび割れをそれぞれ別々に本数や長さの評価することとした。また、非ヒンジ領域のひび割れ長さについては、解析上はせん断終局強度 $Q_{ml}$ に至るまでひび割れ長さが増加することが推測できるが、曲げ降伏型の部材については、曲げ終局強度以降はそれ以上せん断力が入力しないため、本論文における非ヒンジ領域のひび割れ長さの上限値は曲げ終局強度 $Q_{ms}$ 時のひび割れ状況を想定して設定することとする。

(a)曲げ終局強度時

せん断パネに対応した非ヒンジ領域に生じるひび割れ長さ $\Sigma L_s$ も、(1)のヒンジ領域のひび割れ長さと同様に、ひび割れの本数とひび割れ1本当たりの平均長さの積に、正負交番載荷を考慮した式で表すことができる。曲げ降伏先行型部材の非ヒンジ領域に生じるひび割れ長さの上限値を $L_{max,s}$ とすると(6)式で表すことができる。

$$L_{max,s} = \left\{ \begin{array}{l} \text{(非ヒンジ領域曲げひび割れ発生箇所1箇所あたり曲げひび割れ本数)} \\ \times \text{(平均曲げひび割れ長さ)} \times 2 \text{(非ヒンジ領域の曲げひび割れ発生領域箇所数)} \\ + \text{(せん断ひび割れ本数)} \times \text{(平均せん断ひび割れ長さ)} \times 2 \text{(部材せい面2面分)} \end{array} \right\} \times 2 \text{(正負載荷時を考慮)}$$

$$= \left[ \frac{l_{cr} - l_p}{S_{av,s,b}} \{2(2c + \phi) + b\} \times 2 + \frac{\{D - 2(2c + \phi)\} \cos \theta + (L - l_p) \sin \theta}{S_{av,s,D}} \cdot \frac{D - 2(2c + \phi)}{\sin \theta} \times 2 \right] \times 2 \quad (6)$$

ここに、 $S_{av,s,b}$ : 非ヒンジ領域に生じる平均曲げひび割れ間隔、 $l_{cr}$ : せん断スパン長さのうち部材断面の応力が $M_{cr}$ に達する長さ、 $c$ : コンクリート最外縁から主筋表面までの距離、 $\phi$ : 主筋径、 $\theta$ : せん断ひび割れと材軸のなす角度、 $S_{av,s,D}$ : 平均せん断ひび割れ間隔である。

(6)式において第1項は非ヒンジ領域に生じる曲げひび割れ長さを、第2項は非ヒンジ領域に生じるせん断ひび割れ長さを表している。第1項において長さを2倍しているのは、図7に示すように非ヒンジ領域の曲げひび割れ発生領域が反曲点位置に対して対称に2箇所あることを表現するためである。また、第2項においてひび割れ長さを2倍しているのは、部材せい面合計2面のせん断ひび割れ状況を表すためである。なお、式(6)における $2c + \phi$ は、PRC指針に示されるコンクリート断面の部材せい方向の有効引張長さであり、非ヒンジ領域の部材せい方向に生じる曲げひび割れ1本当たり長さを表している。

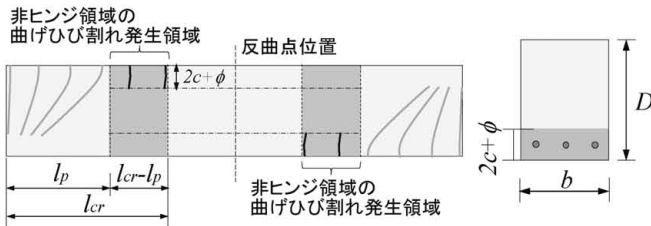


図7 非ヒンジ領域の曲げひび割れ発生領域

ここで、非ヒンジ領域において曲げひび割れが発生する領域は、図

8に示す通り、部材の曲げモーメント分布でひび割れモーメント $M_{cr}$ を超える曲げひび割れ発生領域 $l_{cr}$ から、ヒンジ領域長さ $l_p$ を除いた部分とする。ここで、 $l_{cr}$ は部材断面の応力状態より(7)式で定義する。

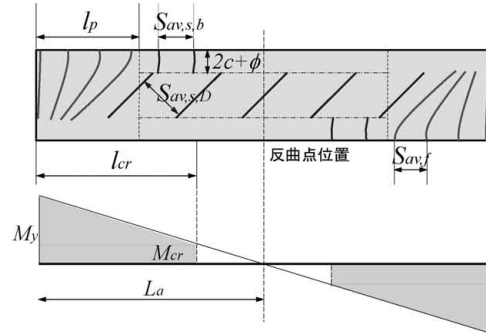


図8 曲げひび割れ発生領域

$$l_{cr} = L_a \left( 1 - \frac{M_{cr}}{M_y} \right) \quad (7)$$

ここに、 $L_a$ : せん断スパン長さ、 $M_{cr}$ : 曲げひび割れモーメント、 $M_y$ : 部材端のモーメント（ここでは曲げ降伏モーメントとする。）である。

非ヒンジ領域に生じる曲げひび割れ間隔 $S_{av,s,b}$ は、横補強筋間隔 $S_w$ とPRC指針式による間隔の平均値とし、(8)式で表す。これは、曲げ終局時にはひび割れ発生領域のうちヒンジ領域に近い側はヒンジ領域と同じ $S_{av,f} = S_w$ 、反対側端部では弾性時と同じPRC指針の間隔となると想定していることに対応する。

$$S_{av,s,b} = AVERAGE \left\{ S_w, 2(c + 0.1s) + \kappa \frac{\phi}{p_e} \right\} \quad (8)$$

また、平均せん断ひび割れ間隔 $S_{av,s,D}$ については、Bhide and Collinsの研究<sup>15)</sup>で提案され、耐震性能評価指針においても用いられている以下の(9),(10),(11)式で求めることとする。

$$S_{av,s,D} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{ml}} + \frac{\cos \theta}{S_{mv}}} \quad (9)$$

ただし、

$$S_{ml} = 2(c_l + 0.1S_l) + 0.1 \frac{d_b}{p_l} \quad (10)$$

$$S_{mv} = 2(c_v + 0.1S_v) + 0.1 \frac{d_{bv}}{p_v} \quad (11)$$

ここに、 $S_{ml}$ 、 $S_{mv}$ : 主筋あるいは横補強筋の各方向のみに引張を受けたときのひび割れ間隔、 $c_l$ : 主筋から断面中心までの距離、 $S_l$ : 主筋間隔、 $d_b$ : 主筋径、 $p_l$ : 引張鉄筋比、 $c_v$ : 横補強筋から断面中心までの距離、 $S_v$ : 横補強筋間隔、 $d_{bv}$ : 横補強筋径、 $p_v$ : 横補強筋比である。

(b)せん断ひび割れ強度時

せん断ひび割れ強度時の非ヒンジ領域のひび割れ長さを $L_{cr,s}$ とすると、(6)式における第1項の曲げひび割れ長さのみを考慮して(6)式で表すこととする。

$$L_{cr,s} = \frac{4(l_{cr} - l_p)}{S_{av,s,b}} \{2(2c + \phi) + b\} \quad (6')$$

以上より非ヒンジ領域に生じるひび割れ長さ $\Sigma L_s$ の評価モデルは、

(a),(b)のひび割れ長さをを用いて線形補間した曲線としてモデル化することとする。

#### 4. 実験値との比較

##### 4.1 損傷量分析対象試験体

上記で検討を行ってきたひび割れ長さ評価モデルの妥当性を検討するため、実験で得られたひび割れ長さの結果と比較する。

損傷量検討対象とした試験体は、東北大学において行われた柱部材の静的実験のS2-2試験体及びト型柱梁接合部静的実験の梁部材の計2体である。これらの部材はどちらも曲げ降伏先行型の部材である。以下に試験体の詳細を示す。

##### a) S2-2柱試験体<sup>4)</sup>

S2-2柱試験体（以下、S2-2と呼ぶ。）はRC建造物の1階中柱を想定した試験体で、曲げ降伏先行型の試験体である。表1に試験体一覧を、図9に断面図を示す。せん断スパン比(=M/QD)は2.0で軸力比は0.2である。S2-2の荷重変形関係を図10に示す。部材角0.25%に向かう加力途中でヒンジ領域に曲げひび割れが発生、部材角約0.6%で曲げ降伏し、約1%付近で最大耐力に達した後、部材角3.0%の1サイクル途中でせん断補強筋が破断し耐力が低下した。

図11に最終破壊直前(1/50rad.2サイクル目終了時)のひび割れ図を示す。黒塗り部分はコンクリートが剥落した部分である。S2-2試験体のひび割れ状況を見ると、式(1)より求めたヒンジ領域400mmの柱端部にひび割れが集中していることが判る。これは、柱加力時に軸力比0.2の軸力が作用しており、コンクリートが曲げひび割れ強度に達した領域が少なかったことが原因としてあげられる。

表1 S2-2試験体一覧

	$b \times D$ (mm)	$L_a$ (mm)	$l_p$ (mm)	$l_{cr}$ (mm)	主筋	横補強筋
S2-2柱	400×400	800	400	476	10-D16 (SD345)	2-D6@80 (SD295)

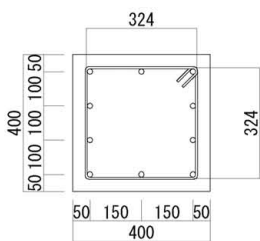


図9 S2-2断面図

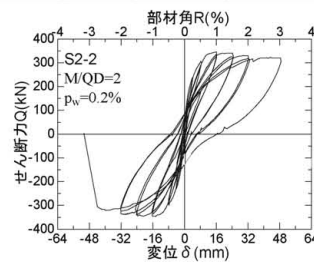


図10 S2-2荷重変形関係

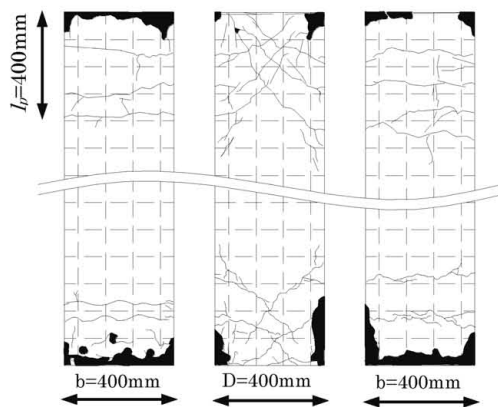


図11 S2-2ひび割れ図（破壊直前-1/50rad.）

##### b) ト型接合部試験体梁部材<sup>16)</sup>

試験体としてはト型接合部試験体であるが、梁曲げ降伏型の破壊形状の試験体であるため、梁部材（以下、接合部梁と呼ぶ）について損傷量分析対象とした。表2に試験体一覧を、図12に断面図を示す。荷重変形関係を図13に示すが、梁部材角約0.08%で梁端に曲げひび割れが生じ、約0.8%で梁主筋が降伏、約1%で最大耐力に達したが、接合部せん断余裕度が比較的小さい試験体であったため、接合部の損傷が進み、最終破壊に至った。梁のひび割れ状況を図14に示すが、S2-2とは異なり部材全体にわたりひび割れが生じた。

表2 ト型接合部梁試験体一覧

	$b \times D$ (mm)	$L_a$ (mm)	$l_p$ (mm)	$l_{cr}$ (mm)	主筋	横補強筋
ト型梁	350×450	1700	400	1391	8-D25 (SD390)	2-D10@60 (SPR785)

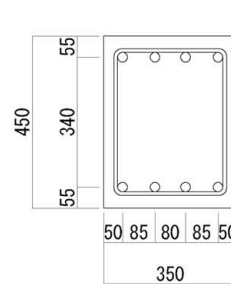


図12 ト型梁断面図

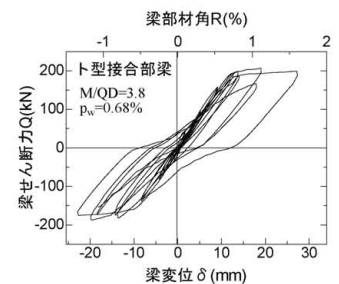


図13 ト型梁荷重変形関係

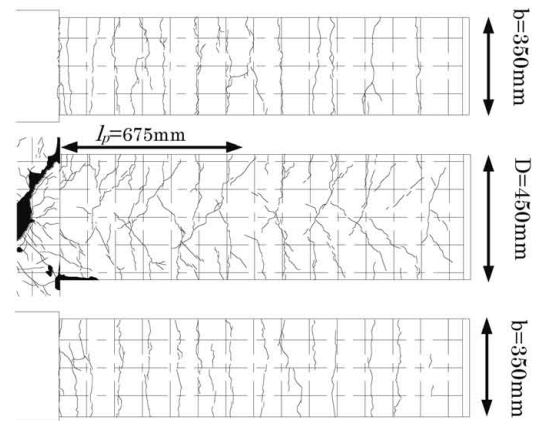


図14 ト型接合部梁ひび割れ図（層間変形角・1/33rad.終了時）

#### 4.2 ひび割れ長さの比較

以上の試験体について、実験結果から得られるひび割れ長さ（実験値）と3章で検討したひび割れ長さ評価式によって得られるひび割れ長さ（計算値）の比較を行った。実験値のひび割れ長さは実験時に作成したひび割れ図をCAD図面上に起こし、CADの長さ計測ツールを用いて、ヒンジ領域及び非ヒンジ領域ごとに算出した。また計算値の変形成分は、部材の初期剛性を弾性剛性とし、降伏時剛性低下率に菅野式を用いて算出した部材角に対して、文野らの実験結果<sup>17)</sup>を参考に、曲げ変形成分の割合を80%、せん断変形成分を20%として決定した。

図14にS2-2柱試験体及び接合部梁の実験値と計算値の比較を示す。図における $\Sigma L$ は部材全体に生じた総ひび割れ長さであり、 $\Sigma L_r$ と $\Sigma L_s$ との関係は(7)式で表すことができる。

$$\sum L = 2\sum L_f + \sum L_s \quad (7)$$

本研究での評価法によるヒンジ領域のひび割れ間隔及びひび割れ本数は、曲げ終局時に対して、試験体S2-2は80mm、5.0本、接合部梁試験体は、60mm、11.3本であり、それぞれ図11及び図14のひび割れ状況と概ね一致している。また、非ヒンジ領域の曲げひび割れ間隔及び曲げひび割れ本数についても、S2-2は132mm、1.1本、接合部梁は、101mm、7.1本（せん断スパン長さ当たり）とひび割れ状況に概ね一致している。しかしながら、非ヒンジ領域のせん断ひび割れ間隔及びひび割れ本数については、接合部梁は335mm、3.1本（せん断スパン長さ当たり）と概ね実際のひび割れ状況と一致しているものの、S2-2は384mm、2.6本とひび割れ本数については大きめに評価されている。

図15に示すように、せん断スパン比が3.8と長い梁の実験結果に対しては、ヒンジ領域、非ヒンジ領域のひび割れ長さ、及び、総ひび割れ長さの推移の傾向を概ね良く評価できる。一方、せん断スパン比2の柱実験結果に対しては、本提案モデルは、非ヒンジ領域のひび割れ長さの実験結果を過大評価する傾向があり、また部材の曲げ降伏点付近（0.5-1%）では、ヒンジ領域のひび割れ長さも過大評価する傾向がある。前者については非ヒンジ領域のせん断ひび割れ間隔の評価モデルが実際より過小評価されていること、後者についてはヒンジ領域の曲げせん断ひび割れ1本当たりの長さの評価モデルが実際より過大評価されていることに原因があると考えられ、今後、修正や検討が必要と思われる。しかしながら、塑性変形がある程度進展した後（曲げ終局時）の総ひび割れ長さは、20%程度の誤差で評価できた。

以上より、本研究で提案した曲げ降伏部材の総ひび割れ長さ評価モデルは、曲げひび割れ発生時及び曲げ終局時の部材の総ひび割れ長さや、各領域のひび割れ長さの増加傾向については比較的良好に捉えられていると考えられる。

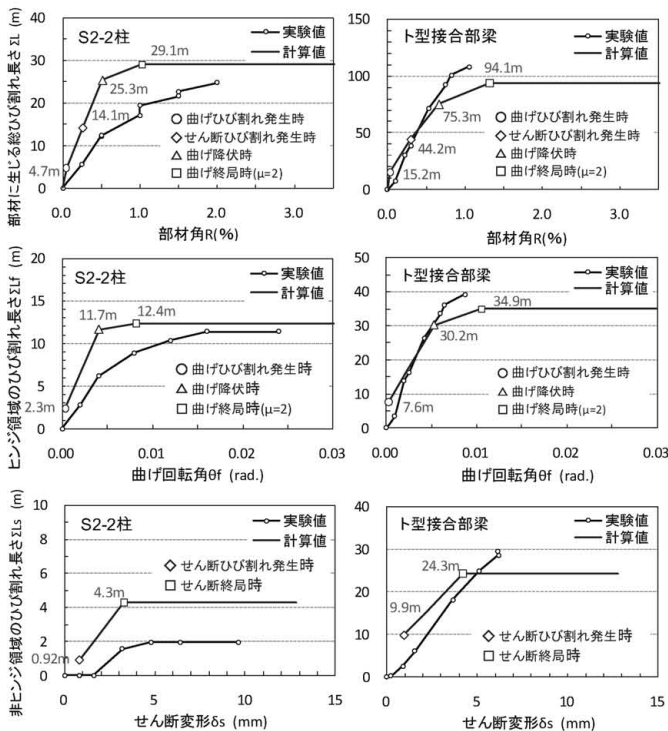


図15 ひび割れ長さの実験値と計算値の比較

## 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

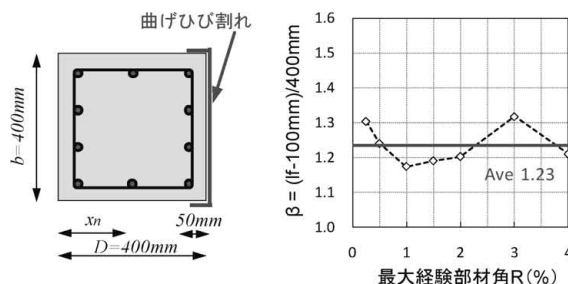
- 1) RC 造建築物の耐震性能評価法の確立を目的とした損傷量評価モデル構築の第一段階として、RC 梁・柱部材に生じるひび割れ長さを解析的に推定する手法の提案と高度化を行った。
- 2) ひび割れ長さ評価モデルを用いることで、部材がある程度塑性変形した後における部材の総ひび割れ長さは、20%程度の誤差の範囲内で評価できる可能性がある。しかしながら、せん断スパン比の比較的小さい部材については、ひび割れ1本当たり長さやひび割れ間隔などの個々の評価モデルについては、今後さらなる検討が必要である。
- 3) 今後は、ひび割れ長さを各ひび割れ幅に区分するための分布モデルや部材の修復費用に大きく影響を与えるコンクリートの剥落量の評価モデルについても検討し、解析的に建物の損傷量及びそれに伴う修復費用や復旧日数を評価できる仕組みを整える予定である。

## 注

注1) 本研究における損傷量は除荷後にRC梁・柱に残留した損傷量を考慮している。本研究では荷重増分解析により算出される最大変形に対して、残留ひび割れ長さについては最大変形時に生じたひび割れ長さが残留ひび割れ長さに等しいとし、残留ひび割れ幅については Takeda モデルの除荷剛性を用いて最大変形を残留変形に換算し、その残留変形に対して残留ひび割れ幅を算出した。

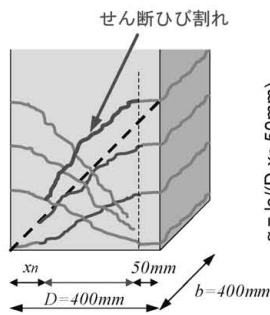
注2) ひび割れ長さの補正係数  $\alpha$  及び  $\beta$  の値の設定は、4.1 a) に示した S2-2 試験体を含む柱試験体3体<sup>4)</sup>の実験分析結果から決定した。分析結果の詳細については文献10)を参照されたいが、文献10)では付図(a)及び付図(c)の太線に示すようにひび割れを曲げひび割れとせん断ひび割れに分類し、各ひび割れ長さの推移を分析している。付図(b)のグラフのプロットは、付図(a)の太線で示した曲げひび割れ長さ実験値  $l_f$  から部材せい面においてかぶり厚部分で伸びたひび割れ長さ  $2$  か所分の  $100\text{mm}$  を差し引いた長さを部材幅長さ  $400\text{mm}$  で除した値であり、本研究のひび割れ長さの補正係数  $\beta$  とほぼ等しい値であると考えられる。この値の平均値はほぼ  $1.2$  となることから、本研究では  $\beta=1.2$  と仮定した。

また、付図(d)のプロットは、付図(c)に示したせん断ひび割れ長さ実験値  $l_s$  を  $D \cdot x_n$  から曲げひび割れ領域のかぶり厚部分の長さ  $50\text{mm}$  を差し引いた長さで除した値であり、本研究のひび割れ長さの補正係数  $\alpha$  とほぼ等しくなると考えられる。文献10)の試験体3体は全て部材角約  $0.6\%$  で曲げ降伏しており、横補強筋の配筋の違いにより部材角約  $2\sim 4\%$  の間でせん断破壊している。ここで試験体の中立軸位置  $x_n$  は、曲げひび割れ強度時、曲げ降伏時、曲げ終局時において、それぞれ略算式で  $330\text{mm}$ 、 $155\text{mm}$ 、 $130\text{mm}$  と算出される。付図(d)において黒色でプロットされている値は、曲げ降伏前の  $R=0.25$ 、 $0.5(\%)$  については、ひび割れ強度時と曲げ降伏時の平均値  $250\text{mm}$  を、曲げ降伏後の  $R=1.0$ 、 $1.5$ 、 $2.0(\%)$  については曲げ降伏時  $x_n$  の  $155\text{mm}$  を、終局時付近の  $R=3.0$ 、 $4.0(\%)$  については曲げ終局時  $x_n$  の  $130\text{mm}$  を仮に適用した場合の値である。この値の平均値は約  $1.4$  であり、本研究において  $\alpha=1.4$  を採用した。

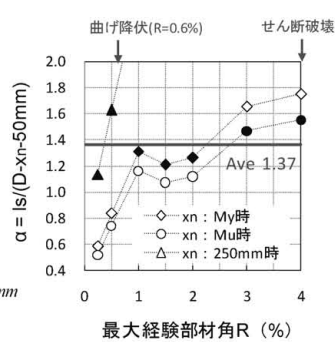


付図(a) 曲げひび割れ長さ<sup>10)</sup>

付図(b) 補正係数  $\beta$  の設定



付図(c) せん断ひび割れ長さ<sup>10)</sup>



付図(d) 補正係数  $\alpha$  の設定

注 3) 曲げひび割れ強度時のひび割れ長さ補正係数  $\alpha$ ,  $\beta$  については、付図(b)と付図(d)に示すように、 $\alpha$  については 1.0 よりも小さな値をとり、 $\beta$  については 1.0 よりも大きい値をとる傾向が見られるが、曲げひび割れ強度時のひび割れ長さを決定するにはデータが十分に得られていないことから、ここでは  $\alpha=1.0$  及び  $\beta=1.0$  とし、ひび割れ長さの基準長さ  $D-x_n$  及び部材幅  $b$  に対してひび割れ長さが進展していない状況を想定した。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 3) 文野正裕，前田匡樹ら：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，pp1447-1452，2000.6
- 4) 田中康介，前田匡樹ら：震災鉄筋コンクリート造建築物建物の残存耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，第 25 巻第 2 号，pp1225-1230，2003
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2002
- 6) Park, Y.J & Ang, A.H.S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete Journal of Structural Engineering. ASCE vol. 111 (4), pp722-739, 1985
- 7) 田嶋和樹ら：鉄筋コンクリート部材を対象とした地震損傷評価に関する研究の動向，コンクリート工学，Vol.45, No.4，pp45-50，2007
- 8) 安富陽子，河野進，渡辺史夫：繰り返し荷重を受ける RC 柱の損傷評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集 第 28 巻第 2 号，pp211-216，2006
- 9) 高橋典之，中埜良昭ら：鉄筋コンクリート部材のひび割れ量推定モデルの検証，コンクリート工学年次論文集，第 31 巻第 2 号，pp859-864，2009
- 10) 五十嵐さやか，曹炳玟，前田匡樹：曲げ降伏先行型 RC 柱部材の損傷量に基づく修復性評価モデルの構築，コンクリート工学年次論文集 第 31 巻第 2 号，pp901-906，2009.7
- 11) 吉岡研三ら：鉄筋コンクリートの変形性能の向上に関する研究 第 2 報 破壊機構並びに補強筋の歪分布について，日本建築学会論文報告集，第 282 号，pp37-45，1979.8
- 12) 加藤大輔ら：RC 造柱部材のひび割れ幅の評価法 (その 1 曲げひび割れ幅)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp137-138，2003.9
- 13) 吉田由美子，中塚信，坂田博史ら：中・大型試験体による RC 梁の曲げひび割れ性状に関する再考察，コンクリート工学年次論文集，第 31 巻第 2 号，pp241-246，2009
- 14) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート(III種 PC)構造設計・施工指針・同解説，1986
- 15) Shrinivas B.Bhide and Michael P.Collins : Influence of Axial tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal Technical paper September-October 1989, pp570-581, 1989
- 16) 三浦耕太，迫田丈志，前田匡樹ら：梁主筋に機械式定着工法を用いた T 型接合部に関する実験的研究，日本地震工学会大会 2009 梗概集，pp18-19，2009

- 17) 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

(2009年11月4日原稿受理，2010年3月15日採用決定)