

**RC 造柱梁接合部の損傷および残存耐震性能評価**  
**(その3) フラクタル次元を用いた損傷評価法の構築および残存耐震性能評価**  
**Residual Seismic Capacity and Damage Evaluation of RC Beam-Column Joint**  
**(Part 3) Evaluation of damages and residual seismic capacity by Fractal dimension**

伊東大地<sup>1</sup>, 伊藤唯<sup>1</sup>, 河井慎太郎<sup>1</sup>, 西尾淳<sup>1</sup>, 尾崎英介<sup>2</sup>, 田嶋和樹<sup>3</sup>, 白井伸明<sup>3</sup>  
 Daichi Ito<sup>1</sup>, Yui Ito<sup>1</sup>, Shintaro Kawai<sup>1</sup>,\*Atsushi Nishio<sup>1</sup>, Eisuke Ozaki<sup>2</sup>, Kazuki Tajima<sup>3</sup>, Nobuaki Shirai<sup>3</sup>

Abstract: The procedure for estimating the correlation between residual crack widths and shear deformations in the joint panel was established in Part2. However, since it was difficult to measure crack widths due to severe damages of cover concrete in the joint panel, the procedure could not be applied to the eccentric specimen. Thus, in Part3, an alternative procedure is proposed for estimate the maximum response deformation by using the fractal dimension. Furthermore, seismic capacity of the specimens was evaluated on the basis of the restoring force characteristics obtained in the above.

1. はじめに

前報(Part2)では、RC 柱梁接合部の残留ひび割れ幅と接合部せん断変形との関係を良好に推定可能な手法を構築した。しかし、偏心試験体において、かぶりコンクリートの剥落が激しくなるとひび割れ幅の計測が困難となり、その手法を適用できない。そこで、本報では、フラクタル次元を用いて、接合部の最大応答変形を推定する手法の提案を行う。さらに、RC 柱梁接合部の残存耐震性能の評価を行う。

2. フラクタル次元を用いた最大応答変形の推定

2.1 フラクタル次元算出法

フラクタル次元は図形の複雑さや分布形態の違いを表す指標である。また、フラクタル次元  $D$  は接合部パネル画像に 2 値化処理を施し、Box Counting 法を用いて算出される。寺岡ら<sup>2)</sup>は、フラクタル次元  $D$  と接合部せん断変形角  $\gamma_{peak}$  の関係を次式で表している。

$$D \leq 1.262 \quad \gamma_{peak} = \left(\frac{D}{2.438}\right)^{6.76} \quad (1-1)$$

$$D > 1.262 \quad \gamma_{peak} = \frac{D-1.082}{18} \quad (1-2)$$

Fig-1 に示すように、Box Counting 法は、一辺の長さ  $r$  の正方形と図形を重ね合わせ、損傷部分が含まれている正方形の数  $N(r)$  を数えていく方法である。このようにして  $r$  と  $N(r)$  の関係を求め、対数軸にプロットすると、負の傾きを持つ直線が得られる。この直線の傾きをフラクタル次元  $D$  として評価する。

2.2 最大応答変形の評価法

Fig-2 に接合部パネルの 2 値化画像(Fig-2(b))から算出したフラクタル次元  $D$  と載荷時せん断変形角  $\gamma_{peak}$  の関係を示す。図中には(1)式から求まる曲線を併記する。

無偏心試験体の場合、(1)式より評価される  $\gamma_{peak}-D$  関係と概ね良い対応をしている。一方、偏心試験体( $\alpha=1.0$ )の場合、剥落が発生し始める  $\gamma_{peak} > 1.0\%$  からは、明らかに(1)式と異なる傾向を示している。この原因として、剥落部分の影響の過大評価が挙げられる。そこで、ひび割れに比べて剥落の影響を低減することを考える。

2.3 剥落の評価法

剥落部分の影響を低減するため、接合部パネル画像において、剥落部分を赤とする画像処理を行う(Fig-2(c))。この方法では、Fig-3 に示すように剥落のみを含む正方形の個数に低減係数  $\alpha$  を乗じて  $N(r)$  を算出し、フラクタル次元  $D$  を評価する。低減係数  $\alpha$  は、ひび割れが連結して囲まれる領域でかぶりコンクリートの剥落が生じる場合が多いことから、ひび割れ面積と剥落

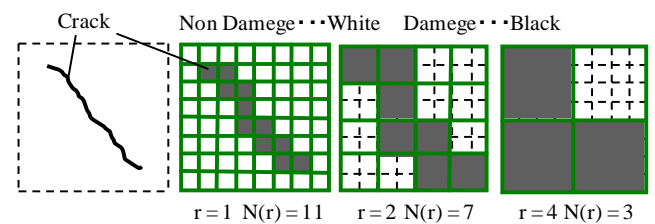


Figure-1 Box Counting Method

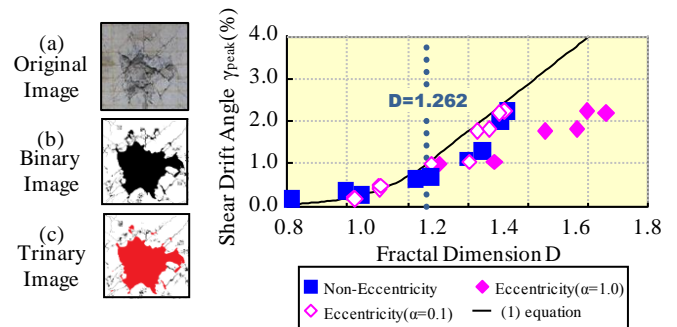


Figure-2 Processing Image and  $\gamma_{peak}-D$  Relationship

1 : 日大理工・院・建築 2 : 鹿島建設株式会社 3 : 日大理工・教員・建築

面積から定義づけることが可能であると思われる。そこで、各試験体における接合部パネルの損傷面積(ひび割れ面積+剥落面積)と接合部せん断変形角の関係より低減係数  $\alpha$  を算出した結果、 $\alpha$  は約 0.1 となった。なお、 $\alpha=0.1$  として求めた  $\gamma_{peak}-D$  関係を Fig-2 に併せて示しているが、概ね良い対応を示していることが確認できる。このことから、かぶりコンクリートの剥落が生じた場合であっても、最大応答変形を推定可能であると考えられる。

### 3. 接合部パネルの損傷に基づく残存耐震性能評価

Fig-4 に本研究で設定した復元力特性を示す。本研究では骨格曲線の接合部せん断変形角は耐震性能評価指針<sup>1)</sup>に基づいて設定し、対応する接合部せん断力は FEM 解析より算出した。終局点のみ便宜的に実験で経験した最大変形角(無偏心試験体: 2.0%, 偏心試験体: 2.5%)とした。また、除荷時剛性の算定は次式で示す寺岡らの提案式より求めた。

$$\gamma_p < 4 \times 10^{-3} \text{rad} \quad \gamma_{pr} = 0.227\gamma_p \quad (2-1)$$

$$4 \leq \gamma_p \leq 12 \times 10^{-3} \text{rad} \quad \gamma_{pr} = 2.675\gamma_p^{1.447} \quad (2-2)$$

$$\gamma_p > 12 \times 10^{-3} \text{rad} \quad \gamma_{pr} = 0.910\gamma_p - 0.00647 \quad (2-3)$$

ここで、 $\gamma_p$ :各載荷サイクルピーク時のせん断変形、 $\gamma_{pr}$ :除荷時のせん断変形である。

Fig-5 に実験結果より求めた残存耐震性能低減係数  $\eta$  と前報(Part2)で示した  $\Sigma W_{ave}$  および  $D$  に基づき計算した  $\eta$  の結果(負側)を示す。 $\gamma > 1\%$  の範囲では計算値が  $\eta$  を過大評価し、危険側の評価になっているが、 $\gamma < 1\%$  の範囲では精度よく  $\eta$  を評価した。 $\gamma > 1\%$  の範囲で過大評価してしまう要因として、Fig-4 において復元力特性で定めた除荷勾配の影響が考えられる。本研究では除荷時勾配を線形でモデル化しているのに対し、実験では変形角が大きくなるにつれて除荷勾配が非線形になるため、除荷時勾配のモデル化の検討が必要である。

### 4. まとめ

- (1) 既往のフラクタル次元の算出法では、かぶりコンクリートの剥落が生じることによりフラクタル次元が過大評価され、実際の損傷程度と対応しない恐れがある。
- (2) かぶりコンクリートの剥落により急増する損傷面積の影響を低減する係数  $\alpha=0.1$  を提案し、剥落を考慮可能なフラクタル次元解析手法を開発した。これにより、接合部が経験した最大応答変形を推定可能となる。
- (3) 接合部パネルの損傷に基づいて評価した耐震性能低減係数は実験結果より求めた値と概ね一致した。

### 謝辞

本研究の一部は科学研究費補助金(基盤研究(C) 代表者:白井伸明)の助成を受けて行われたものである。

### 5. 参考文献

- [1] 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, 2004.1
- [2] 寺岡勝, 林和也, 佐々木聡, 高森直樹:鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断挙動と損傷の評価(その1, その2, その3), 日本建築学会学術講演梗概集, 2000

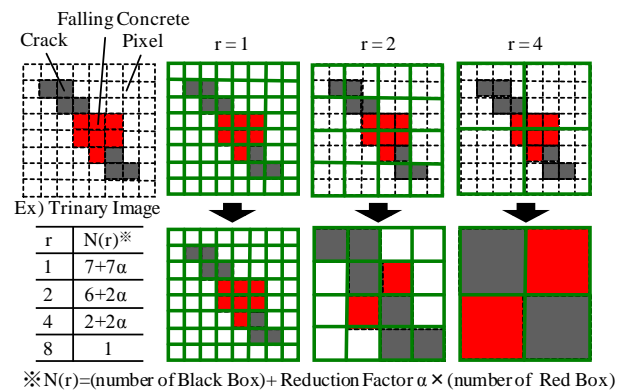


Figure-3 Box Counting Method using Trinary Image

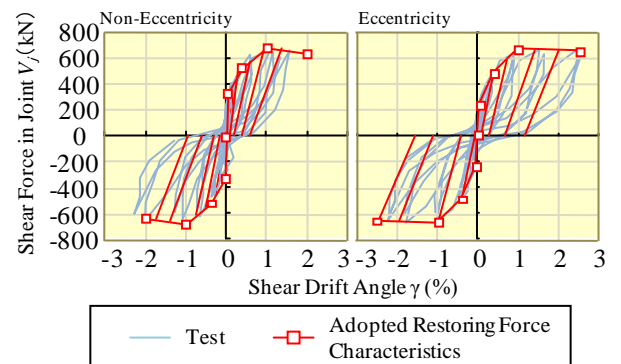


Figure-4 Establishment of Restoring Force Characteristics

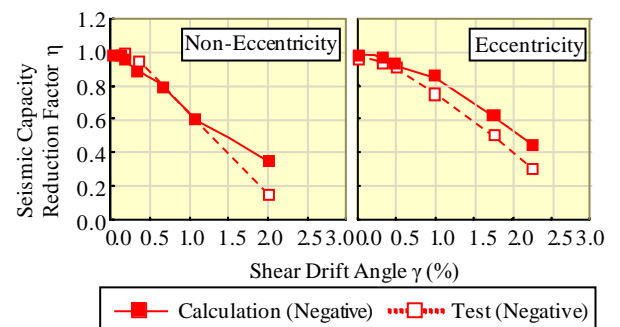


Figure-5 Evaluation of Residual Seismic Capacity based on Residual Crack Width