

# 高強度コンクリートを用いた RC 造柱部材における耐震性能評価法の検証

## Verification of Seismic performance evaluation method

in RC Column using High Strength Concrete

リハビリテーション工学研究室 鈴木 一希

Laboratory of Building Rehabilitation Engineering Kazuki SUZUKI

### 1 はじめに

都市部を中心に近年建設されている高層 RC 造集合住宅の下層階柱には、大きな軸力が作用するため、部材に高強度コンクリートが使用されることが多い。しかし既往の強度および変形性能(図-1)の評価式は、60N/mm<sup>2</sup>高強度コンクリートに対する精度の検討データが少なく、特に変形性能に関しては数体のデータでしか検証されていない。また、高強度コンクリートは爆裂などの激しい損傷が生じる場合もあり、普通コンクリートとは破壊性状も大きく異なる。

そこで本研究では、表-1 に示す強度および変形性能評価式の精度と、既往の残存耐震性能評価法を高強度コンクリート柱部材で検証することを目的として、既往の実験データ分析を行う。それと共に、既往論文での表記が少ない残存耐震性能を検証するため柱部材の静的加力実験を行う。本報では部材の終局状態を評価するせん断終局強度、限界変形角、残存耐震性能についての検証を記載する。

表-1 検討対象の評価式一覧

強度	ひび割れ強度	せん断強度	曲げ強度
変形・剛性	降伏変形	限界変形	初期剛性
損傷	損傷度	残存耐震性能	

### 2 柱部材の静的加力実験

#### 2.1 実験計画

高強度コンクリートの使用が想定される高層 RC 建物の柱部材を想定した実験を計画した。

試験体一覧を表-2 に、試験体配筋図を図-2 に示す。試験体は一律に内法スパン 1600mm、断面 400mm 角で、 $\sigma_B$  は 60N/mm<sup>2</sup> とした。実験変数は軸力比、せん断余裕度である。

表-2 試験体一覧

試験体	軸力	M/QD	主筋	$p_f$ (%)	帯筋	$p_w$ (%)	想定破壊モード
I2-03	0.125BDFc'	2	I2-D16 (SD490)	0.75	2-D6@50	0.32	F
I2-02	2-D6@80				0.20	FS	
I2-03H	0.25BDFc'				2-D6@50	0.32	FS
I2-03L	0				2-D6@50	0.32	F

曲げ破壊：F 曲げ降伏後せん断破壊：FS せん断破壊：S と表記する

加力は建研式加力装置を用い、上部の鉛直ジャッキで定軸力を加力し、反力壁に取り付けた水平ジャッキで正負交番繰り返し漸増載荷を行う。

#### 2.2 復元力特性と損傷過程

図-3 に荷重-変形関係、写真-1 に最終破壊性状を示す。図-3 中には RC 基準<sup>1)</sup>による曲げ強度  $Q_{mu}$ 、靱性指針式<sup>2)</sup>における  $Q_{su}$  を示した。いずれの試験体においても  $1\sim 2 \times 10^{-3}$ rad. で曲げひび割れが発生し、 $7.5\sim 10 \times 10^{-3}$ rad. で主筋が引張降伏した。

I2-03,02 試験体は  $10 \times 10^{-3}$ rad. で主筋が降伏し、 $15 \times 10^{-3}$ rad. で最大耐力を迎えた。その後 I2-03 は安定して軸力を保持したのに対し、I2-02 は最大耐力後間もなくヒンジ領域部せん断破壊に至った。

I2-03L は主筋降伏後耐力が低下せず  $30 \times 10^{-3}$ rad. で最大耐力を迎えそのまま加力を終了した。

I2-03H は主筋降伏後間もなく最大耐力を迎え、耐力が低下し始めた。その後  $30 \times 10^{-3}$ rad. でコア圧縮破壊が発生し加力を終了した。

#### 2.3 被災度区分判定基準<sup>3)</sup>による $\eta$ の検証

実験で得られたデータにより、残存耐震性能を評価する指標である耐震性能低減係数  $\eta$  の検証を行う。図-4 に  $\eta$  算出方法。図-5 に被災度区分判定基準<sup>3)</sup>による定義に基づき本実験の荷重-変形関係から求めた各損傷度における耐震性能低減係数  $\eta$  を示す。また、図-5 には同基準に示されている曲げ、せん断部材の各損傷度に対する  $\eta$  の基準値も示している。これらは文野ら<sup>4)</sup>が普通強度コンクリートの試験体を用いて算出した基準値で、今回はこの基準値と実験結果による  $\eta$  を比較することで高強度コンクリート部材への適用性を考察する。

主筋降伏後靱性に富む I2-03(塑性率  $\mu:3$ )、I2-03L( $\mu:7$ ) は普通強度で算定された曲げ部材の基準に概ね一致している。また、主筋降伏後間もなくせん断破壊した I2-02( $\mu:1.6$ )、I2-03H( $\mu:2$ ) はせん断柱の基準に概ね安全側に評価された。このことから高強度コンクリートを使用した部材に関しても上記した基準値は適用可能と思われるが、余裕度が小さい。また、検討対象の試験体数が少ないためさらなるデータの蓄積、検討が必要だと考えられる。

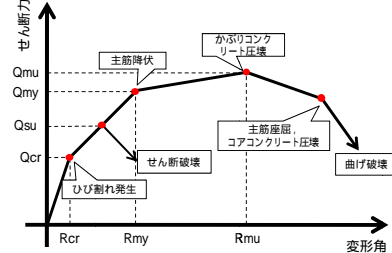


図-1 強度-変形性能関係

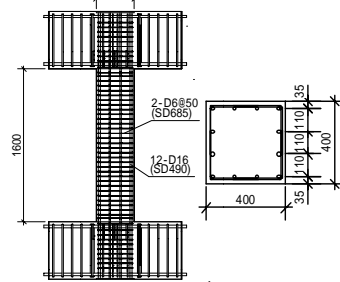


図-2 試験体配筋図

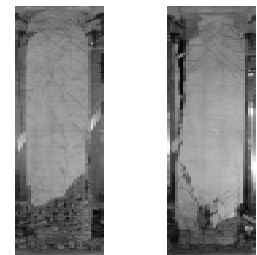


写真-1 最終破壊状況

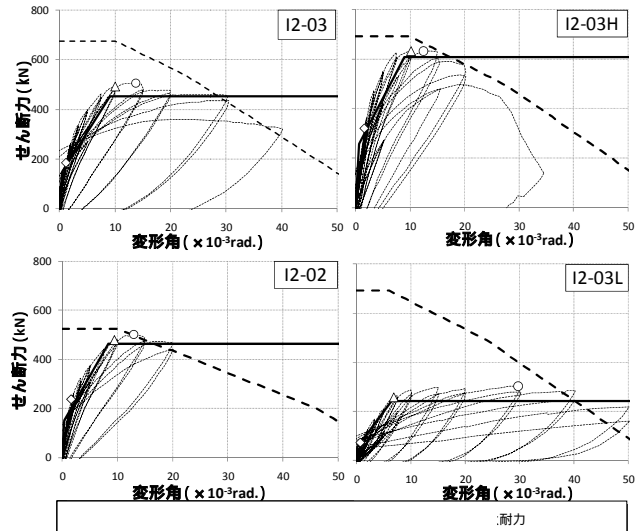


図-3 荷重-変形関係

### 3 既往実験データを用いた統計的検討

#### 3.1 せん断終局強度 $Q_{su}$

曲げ降伏以前にせん断破壊した試験体 46 体<sup>5)</sup>を対象にせん断終局強度式の検証を行う。検討対象式は靱性指針式<sup>2)</sup>および修正荒川式<sup>1)</sup>である。図-6 にせん断終局強度検証を図-7 に  $\sigma_B$  による実験値と計算値の比較を示す。

靱性指針においてせん断式の精度は普通強度から高強度までを含んだデータに対しては既往の評価では、全体として平均値 1.28、変動係数 15.0%と報告されている<sup>2)</sup>。今回のデータベースにおける評価では  $\sigma_B$  によらず、ほとんどの試験体が安全側に評価されているが、 $\sigma_B < 60$  N/mm<sup>2</sup> で平均値 1.22 に対し  $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> の試験体においては平均値 1.64 と  $\sigma_B$  が大きくなるほど安全側に評価される結果となった。

修正荒川式は不合格率 5%相当の下限値を推定する式である。適用範囲内である  $\sigma_B < 60$  N/mm<sup>2</sup> では、平均値 1.11、変動係数 11.0%と安定した評価をしている。それに対し  $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> では、平均値 1.04 と余裕度が小さく、危険側に評価される試験体が存在し、 $\sigma_B$  が上昇するほど実験値を危険側に評価する傾向がみられた。

#### 3.2 塑性ヒンジ回転角 $R_p$

図-8 に  $R_p$  の実験値-計算値関係を示す。プロットは本実験結果と既往実験<sup>6)</sup>の値の両方を用いた。 $R_p$  は実験による限界変形角  $R_{li}$  (80%耐力低下時変形角) から降伏変形角を引いたものである。

$R_p$  の計算値は靱性指針での検証結果によると、ばらつきがあるものの実験値の下限を評価しているとあった<sup>2)</sup>。今回の検証で、 $\sigma_B < 60$  N/mm<sup>2</sup> の試験体は平均値 1.94 と多くの試験体が安全側に評価され変動係数も 53.8%と大きくばらついている。 $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> の試験体でも同様に平均値 2.0 で変動係数 49.1%とばらつきが大きい。実験値はコンクリート強度によらず概ね安全側に評価され、下限値を示しているという傾向も適用範囲内である  $\sigma_B < 60$  N/mm<sup>2</sup> と一致するため、 $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> の部材にも適用可能だと推測される。

### 4 まとめ

高強度コンクリートを用いた RC 造柱部材の静的加力実験を行い、さらに既往の論文から実験データを収集し高強度コンクリートを用いた柱部材の耐震性能評価法について検証したところ、以下の事象が明らかになった。

- 1) 耐震性能残存率  $\eta$  は現行の基準値と概ね一致し高強度コンクリートを使用した部材では、普通強度に対して余裕度が小さめとなっている。
- 2) せん断終局強度の評価式において、靱性指針式は実験結果を安全側に評価し  $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> の部材にも適用可能だと考えられる。修正荒川式は適用範囲外の  $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> の試験体において  $\sigma_B$  が上昇するにつれて実験値を危険側に評価する傾向が見られた。
- 3) 塑性ヒンジ回転角  $R_p$  は  $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> においても適用範囲である  $\sigma_B < 60$  N/mm<sup>2</sup> と同じ傾向で平均値、変動係数もほぼ一致したことから、 $\sigma_B = 60$  N/mm<sup>2</sup> の部材にも適用可能だと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：2010年改訂版 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010.2
- 2) 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(案)・同解説，1997.7
- 3) 日本建築防災協会：震災建築物の被災区分判定基準および復旧技術指針，2001.9
- 4) 文野正裕：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，2000
- 5) 例えば、高稲宜和丸田誠他：200N/mm<sup>2</sup> コンクリートを用いた柱のせん断実験，コンクリート工学年次論文集，2010 等
- 6) 例えば、前田 博之、鹿野 仁史、中野 克彦、松崎 育弘：超高強度コンクリート(150 MPa 級)柱部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，2002 等

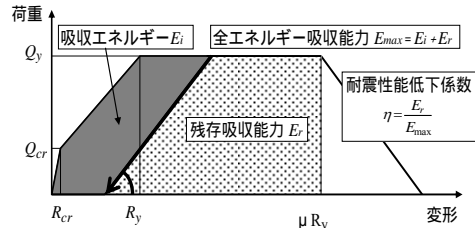


図-4 算出方法

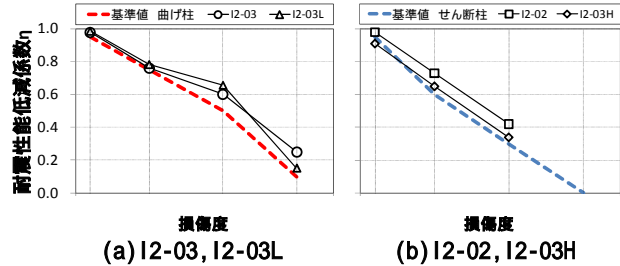


図-5 -損傷度関係

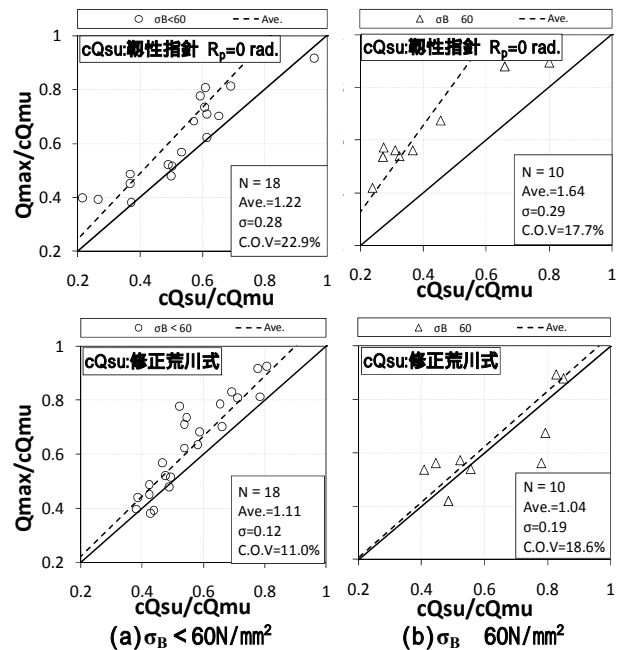


図-6  $Q_{su}$  実験値-計算値関係

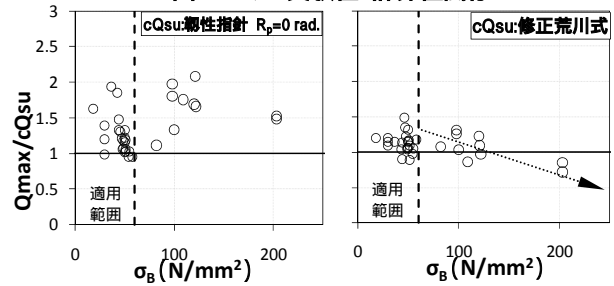


図-7  $\sigma_B$  による実験値と計算値の比較

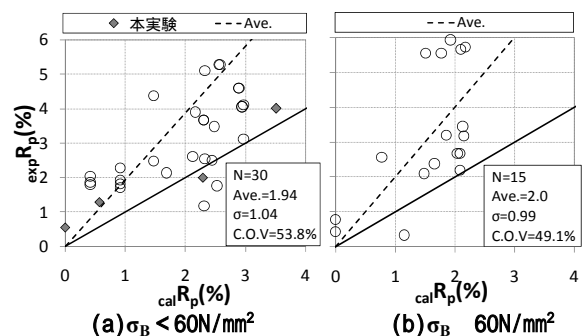


図-8  $R_p$  実験値-計算値関係