

# 繰返し大変形を受ける RC 単柱のせん断強度劣化に関する検討

武蔵工業大学大学院 学生員 大江 亮二  
 武蔵工業大学大学院 学生員 藤田 幸弘  
 武蔵工業大学工学部 正会員 吉川 弘道

## 1. はじめに

RC 部材が強震時に繰返し挙動を受けた場合、部材の剛性や耐力が低下し、多大な被害をもたらすことがある。これは、せん断強度のコンクリート抵抗成分の低下が主な要因とされている。本研究では、塑性トラス理論を用いて、静的載荷実験による試験体のデータベース<sup>2)</sup>に基づく終局(せん断破壊)時の劣化程度を評価するとともに、ランダム応答へ拡張した定量的な評価方法を検討した。

## 2. データベースによるせん断劣化係数 $\zeta$ のまとめ

既往のせん断強度劣化曲線は、部材の最大塑性変位 $\mu_d$ に依存することが知られている。そこで、参考文献 2)に記載されている、正負交番載荷実験されたデータベース(破壊形態:曲げ降伏後のせん断破壊-40 体)を基に、表-1 に示す手順によりせん断強度の劣化係数 $\zeta$ を算出し、図-1(a)に Priestley らの劣化曲線と比較検討した。また本学静的載荷実験(破壊形態曲げ降伏後のせん断破壊-8 体)も同様に同図(b)に整理した。両図より Priestley らの既往モデルは、実験データ群の下限值となり、安全側の評価を与えることが推測できる。

## 3. せん断劣化過程における検討

次に、載荷履歴の異なる RC 単柱の静的載荷実験を例にとり、載荷過程におけるせん断劣化係数 $\zeta$ の算出を行った。ここでは、 $\zeta$ の算出に関して、実験結果(P- $\delta$ 関係とせん断補強筋の応力)から直接算出する実験的手法ならびに累乗型累積損傷モデル<sup>3)</sup>による解析的手法の 2 手法について検討した。

### 3.1 実験概要

**試験体:**曲げせん断耐力比が 1.2 になるように設計した S12 試験体(目標破壊形式は曲げ降伏後のせん断破壊)、2 体を用いた。断面は 320×320mm、柱基部から載荷点までの高さは 1200mm、せん断スパン比は 4.05 である。

**載荷履歴:**後出図-2に示すような正負交番漸増3回繰返し載荷履歴、ランダム載荷履歴の 2 種類を用いた。ランダム載荷履歴は、正負交番漸増載荷実験の終局変位とランダム載荷履歴中の最大応答変位が同等になるよう動的応答解析において入力地震波の加速度振幅調整を行い、算出されたものである。ここでは、直下型地震を想定した神戸海洋気象台観測記録波形とし、復元力モデルは Takeda モデルで与え、1 質点系モデルに置換した。

**実験結果とせん断劣化係数 $\zeta$ の算出:**写真-1に正負交番漸増3回繰返し載荷、ランダム載荷を受けた各試験体(以下 S12-1-3, S12-0-RSD)の実験終了時の損傷状況を示す。S12-1-3 は致命的な斜めひび割れ、かぶり

表-1 せん断強度劣化 $\zeta$ の算出

せん断耐力算出方法: $V_u = V_s + \zeta V_{co}$		
$V_s$	塑性トラス理論	$\theta$ : Kim & Mander モデル
		$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{p_v n + \zeta \frac{p_v A_s}{p_t A_s}}{1 + p_v n} \right)^{\frac{1}{4}}$
		$f_{wy}$ : 降伏強度
$V_c$	終局時: $V_c = V - V_s$	
$V_{co}$	初期: 鉄道構造物等設計標準	
$\zeta$	せん断劣化係数: $\zeta = V_c / V_{co}$	

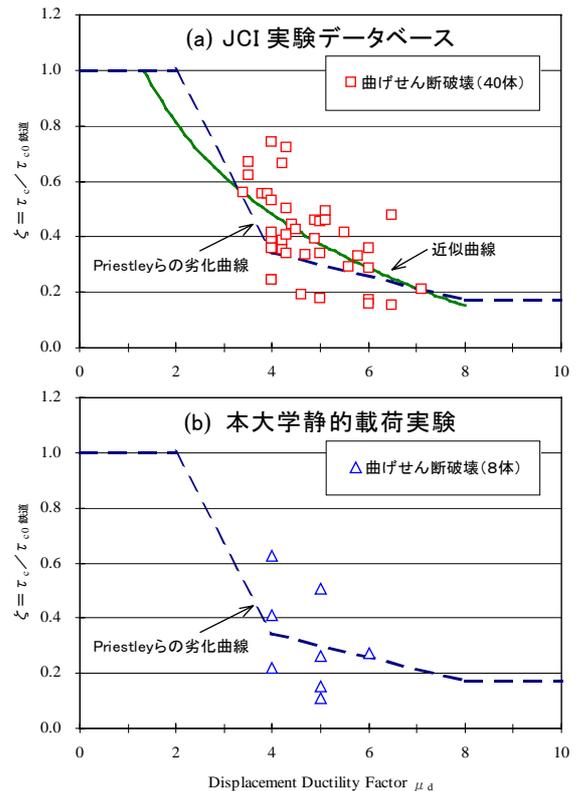


図-1 実験終局時のせん断強度劣化 $\zeta$

キーワード: 鉄筋コンクリート単柱, 繰返し挙動, せん断劣化係数, 累乗型累積損モデル

連絡先: 〒158-0087 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 TEL:03-3703-3111(内線:3241) FAX:03-5707-1165

コンはく落が生じ、破壊しているのに対し、S12-0-RSDはせん断ひび割れが生じたが、ひび割れの過度な開口も見られず、損傷の程度が軽微であった。

実験結果のせん断劣化係数 $\zeta$ は、表-1に従い算出するが、せん断補強筋抵抗成分 $V_s$ は実験時のせん断補強筋作用応力 $\sigma_{sw}$ を用いている。

### 3. 2 累乗型累積損傷モデル<sup>3)</sup>の導入

一方、解析的検討として、累乗型累積損傷モデルを用い、載荷過程におけるのせん断劣化係数 $\zeta$ を算出する。これは、前出の Priestley らの既往モデルを採用し、初期せん断強度 $\tau_{c0}$ に対する応答一波の低下 $\xi_k (\leq 1.0)$ を評価し、その累乗値 $\zeta_k = \prod \xi_i$ より、 $k$ ステップのせん断強度を $\tau_{ck} = \zeta_k \cdot \tau_{c0}$ として算出するものである。

### 4. 実験結果および解析結果との比較

上記に示した実験的検討および解析的検討を2つの載荷履歴について行い、図-2に示した。

**実験的評価:** 載荷の進行に伴い、せん断劣化過程が低下していることが確認できる。また S12-1-3 の方が、S12-0-RSD より著しく劣化しており、これは応答変位の中小振幅 $\mu = 1 \sim 2$  が連続するランダム載荷実験より、応答変位 $\mu = 3$  以上、同一変位の繰返し回数の多い、正負交番漸増載荷実験の方が、著しいせん断強度低下を引き起こすからと考えられる。

**解析的評価:** 解析結果を同図に併記する。正負交番漸増載荷を想定した S12-1-3 の場合は、応答塑性率が増加するにつれてせん断強度の低下が再現できていることがわかる。また劣化過程が漸近しており、これはコンクリート部材の劣化性状の収束を表していると考えられる。つまり、応答一波の劣化の度合いが反映されたモデルであることがわかる。ランダム載荷履歴 S12-0-RSD は、初期段階 3 サイクル目の大振幅、最大応答変位経験後に、せん断強度の低下が再現されており、実験結果と同様の劣化傾向が確認された。また S12-1-3 終局時のせん断劣化係数 $\zeta$ は実験結果とはほぼ同一であった。

#### まとめ

- ①せん断破壊時のせん断劣化係数 $\zeta$ の算出を行い Priestley らの既往モデルは、実験データ群の下限值を与えるものであった。しかしそれらは、バラツキが少なくなく、変位靱性 $\mu_d$ のみで評価するのに無理があり、今後新たなパラメータが必要となる。
- ②せん断劣化過程における検討を行い、累乗型累積損傷モデルは、繰返し性状に応じた劣化過程が再現できるものであり、損傷の定量化するのに有用であると考えられる。

#### 【参考文献】

- 1) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi: SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES, A Wiley-Interscience Publication, 1996
- 2) 社団法人 日本コンクリート工学協会 コンクリート構造物の靱性評価研究委員, コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム第 I 編委員会報告書, pp.129-136, 1988.3
- 3) Yoshikawa, H. and Miyagi, T. "Ductility and Failure Modes of Single Reinforced Concrete Columns," JCI Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads-Recent Advances and Challenges on Analysis and Design-, Volume2, October, 1999, pp.229-244.

①S12-1-3 ②S12-1-RSD



写真-1 試験体状況

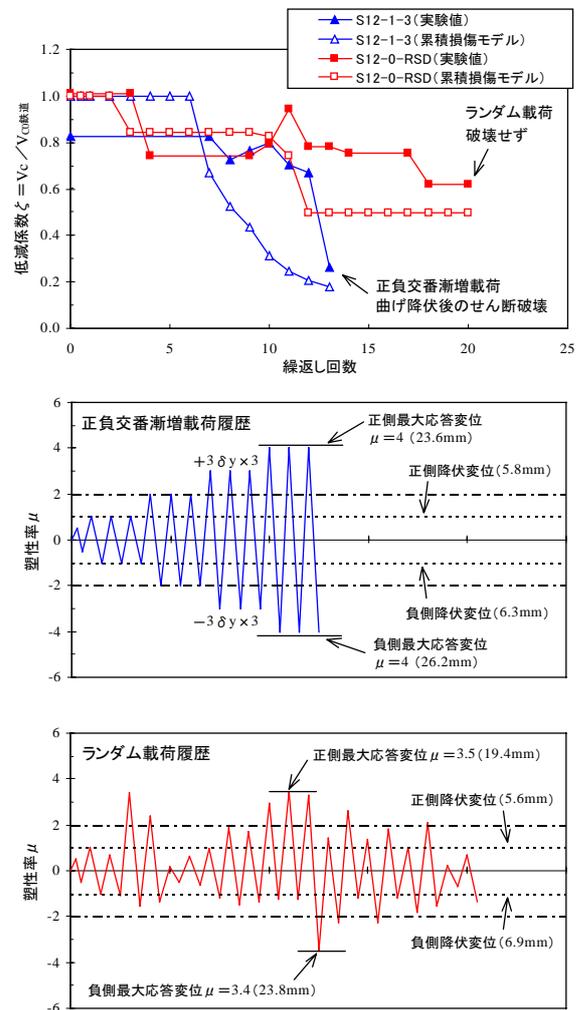


図-2 サイクル上のせん断劣化過程