

非接触変位計測システムを用いた小型 RC 単柱の実験解析

学生氏名 山本晋嗣

指導教員 吉川弘道

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下, RC)柱部材の実験はフーチング部の作成に非常にコストを有するため, 本学においても産学協同研究などで行ってきた. しかし, 研究解析を行う上で多くの試験結果が必要なことは明白である. そこで昨年度から本年度にかけて本研究室学生のみで RC 単柱を作製し, 重量およびコストを有する RC 柱部材のスタブを取り除いた. また, 本手法の特徴として試験体のサイズを考慮し, 直接変位形に変えて画像解析を用いた変位の算出を行った. 本論では本提案手法による破壊形式の判定, 耐力算定および非接触変位計測システムによるせん断変形, 曲げ変形の割合を算定した.

2. 実験概要

写真1に試験体設置状況を示す. 試験体固定方法として, 試験体をH鋼で挟み込み, PC 鋼棒で固定する方法を採った. 試験体頭頂部から75mm 線上に載荷板の中心線を合わせて設置し, この載荷板とアクチュエータを連結することにより試験体に載荷を行った. 試験体側面にはひび割れをスケッチする面と, 画像解析に使用するためのポインタを貼り付けた面を準備した. 載荷方法として, 直下型地震を想定した繰返し回数3回の CS1.3-3, CS1.6-3 試験体と海洋型地震を想定した繰返し載荷回数10回の CS1.3-10 試験体で試験を行った. 試験体の主鉄筋が降伏するまでの変位を $1\delta_y$ とする変位制御により, $\pm 1\delta_y, \pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y, \pm 4\delta_y \dots$ までの載荷を繰返した. また, 各変位1回目の載荷で復元力が降伏耐力よりも低下した場合を終局とみなし, そのサイクルで載荷を終了した. 載荷時には, 一定間隔でアクチュエータおよび変位計からパソコンによるデータ採取を行った. ひび割れ面は各 $\pm \delta_y$ 時に発生したひび割れをマーカーで記入し, デジタルカメラを用いて写真を撮影した. また, 荷重, 変位のデータ採取と同間隔で固定カメラでポインタ面を撮影した.

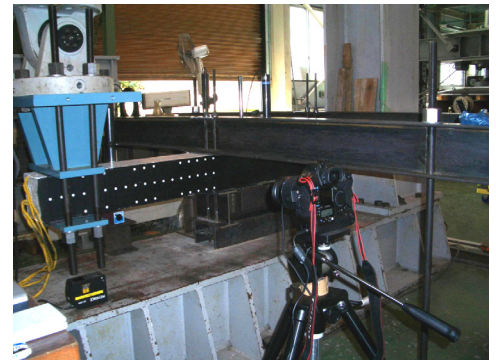


写真1 試験体設置状況

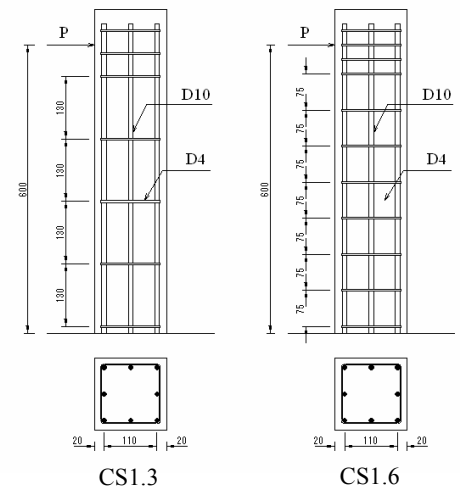


図1 試験体構造図

3. 試験体概要

CS1.3, CS1.6 試験体は断面 $150\text{mm} \times 150\text{mm}$, せん断スパン長 600mm を有する試験体である. 図1に試験体構造図, 表1に試験体諸元を示す.

表1 試験体諸元

	柱断面 (mm)	せん断スパン長 (mm)	有効高さ (mm)	コンクリート		軸方向鉄筋			帯鉄筋	
				圧縮強度 f_c (N/mm ²)	数量	鉄筋比 ρ_s (%)	f_{yk} (N/mm ²)	ピッチ間隔	鉄筋比 ρ_s (%)	f_{yk} (N/mm ²)
CS1.3	150×150	600	130	30	8@D10	2.9	378	D4@130	0.14	346
CS1.6										

4. 非接触変位計測システムによる変形算出方法

変位の算出方法としてデジタルカメラによる非接触変位計測システムによる変形算出を採用した. まず, ポインタを貼り付けた面を固定したデジタルカメラによって一定間隔で撮影する(図2参照). 撮影した画像から画像解析ソフト WinROOF¹⁾を用いてポインタのみの領域を抽出し, 各ポインタの重心座標を Excel データに算出する. 算出した各ポインタの重心座標よりせん断変形量 δ_{shear} , 曲げ変形量 δ_{flex} を算出した.

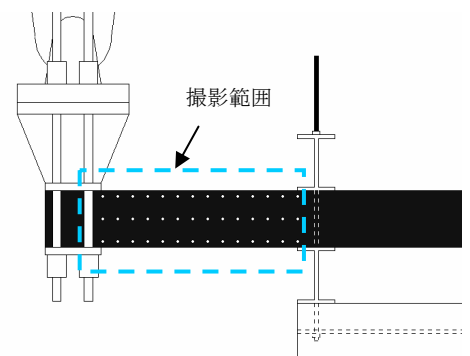


図2 解析範囲

Key Words: 本提案手法, 非接触変位計測システム, せん断変形, 曲げ変形

5. 実験結果および考察

本論ではファイバーモデル²⁾のP(荷重)- δ (変位)曲線と Priestley のせん断劣化曲線³⁾から破壊形式を判定する本提案手法を用いて、試験体の破壊形式の判定および耐力算定を行った。耐力算定結果と実験結果を図3に示す。

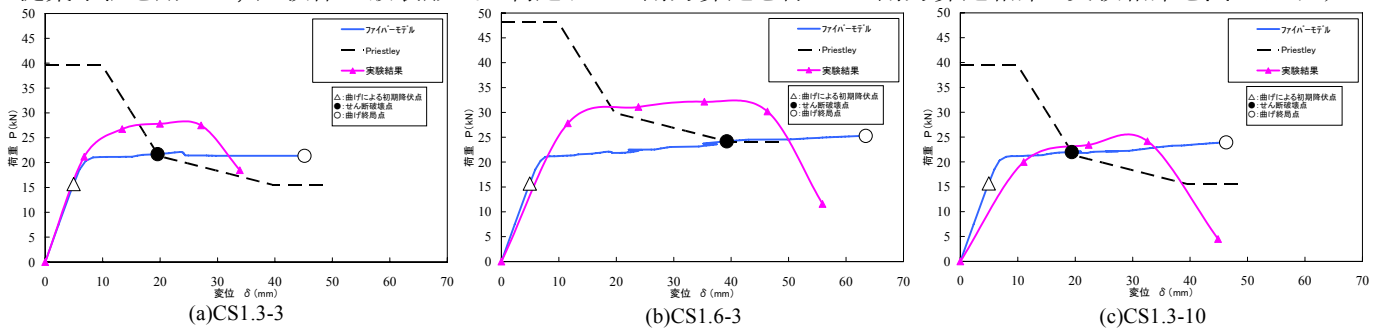


図3 本提案手法による耐力算定結果と実験結果

解析結果より3試験体ともにファイバーモデルの曲線と Priestley のせん断劣化曲線の交点が曲げによる初期降伏点とせん断破壊点の間にあることから、曲げ降伏後のせん断破壊(以下、曲げせん断破壊)であると判定できる。実験においても曲げせん断破壊の破壊挙動を示し破壊形式の判定において解析結果と実験結果の合致を確認した。実験値と解析値のP- δ 曲線を比較すると曲げによる初期降伏点以前においてはほぼ近似することが確認できた。しかし、曲げによる初期降伏点およびそれ以後の塑性域、せん断破壊点においては相違を生じた。変位での相違は、実験後試験体を固定するH鋼に変形がみられたことが要因の一つだと考えられる。本実験においては理論上躯体変形のみの変位しか発生しない。しかし試験体への繰返し荷重により、H鋼の強度が想定以上に低下したため、剛体変形が生じ、躯体変形と剛体変形の総和が実験結果の変位として観測されたのではないかと推測される。また、荷重での相違はアクチュエータの拘束力が強く試験体を追従しなかったことに要因があると考えられる。そのため試験体の載荷点において曲げ変形拘束が発生していたのではないかと推測される。

6. 非接触変位計測システムによる変形算出結果

図4に3試験体のP- δ 曲線上のせん断変形量、曲げ変形量の関係を示す。

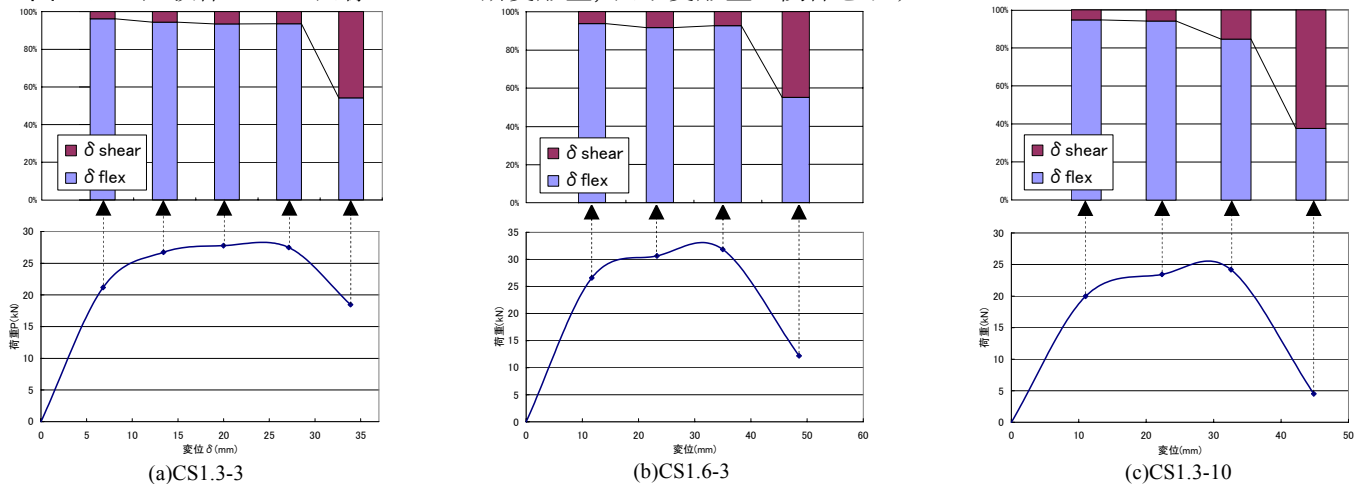


図4 せん断変形量と曲げ変形量の関係(上図)とP- δ 関係(下図)

各試験体ともに変位が大きくなるに伴いせん断変形量の割合が増大していることが見られる。特に試験体の耐力が最大耐力後急激に低下する時点とせん断変形量の割合が急激に増加する時点が同時であることがグラフより読取れる。最大耐力以前の荷重においてもせん断変形量は徐々に増加しているが微小である。以上より試験体の最大耐力以後、せん断変形量割合と試験体の耐力低下には相関関係があることが分かった。

7. まとめ

- 本提案手法の解析は破壊形式の判定において実験値と合致した。
- せん断変形量と試験体の耐力には試験体の耐力が低下するとせん断変形量が増加するという相関関係があることが分かった。

参考文献

- 1) 三谷商事株式会社: Windows 汎用画像処理パッケージ WinROOF 取扱説明書
- 2) 池谷和之: 繰返し荷重をうける鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する実験的研究, 平成10年度武蔵工業大学修士学位論文
- 3) Priestley, M.J.N., F.Seible, and G.M.Calvi 著 川島和彦監訳: Seismic Design and Retrofit of Bridges, 技報堂出版, 1998.4