

# 論文 せん断柱の耐力低下を考慮した RC 造架構の安全限界評価手法に関する研究

町田 隆祐\*<sup>1</sup>・松川 和人\*<sup>2</sup>・劉 秀\*<sup>3</sup>・前田 匡樹\*<sup>4</sup>

**要旨**：架構の安全限界状態は、脆性部材を含む架構においては極端に安全側評価を行っているのが現状である。本研究では架構の安全限界状態に直接関わる崩壊挙動として軸崩壊と水平崩壊を取り上げ、実験結果に基づいたデータから各々の評価手法を提案し、その妥当性について検証を行った。軸崩壊については、軸崩壊時水平変形を算定する手法を提案し、当該手法が軸崩壊時水平変形の下限値を評価する上では有用であることを示した。水平崩壊については保有耐震性能指標の推移から安全限界状態を評価する手法を提案し、これによると、最大耐力時が一概に安全限界状態に相当しないことを示した。

**キーワード**：安全限界状態、せん断破壊、軸崩壊、水平崩壊、耐力低下、保有耐震性能指標

## 1. はじめに

架構の安全限界状態とは地震被害に対して最低限人命を確保するための状態と定義されており、その定量的な評価のために様々な実験や解析が行われている。しかし、ある部材が崩壊して耐力低下を始めた架構について、安全性の極限を正確に評価することは難しく、特にせん断柱のような脆性部材を有する架構においては検討が不十分であるのが実状である。耐震診断<sup>1)</sup>や設計実務においてもせん断破壊が生じた柱については、架構耐力に寄与しないとみなして計算するのが一般的である。しかし、実際はせん断破壊後に部材や架構の耐力が瞬間的に0まで低下することはなく、周囲の柱が梁を介して鉛直力を支持できれば倒壊は免れることも考えられる。

これらの項目の検証を目的として、福山・向井らは脆性柱を有する1層2スパンRC造架構(以後、F-01-01試験体)の静的載荷実験を行った<sup>2)</sup>。結果的に、柱がせん断破壊しても周囲の架構が鉛直力を再分配して負担することができれば、倒壊は免れる例を示した。

松尾・松川らはF-01-01試験体に対し、せん断破壊後の耐力低下が著しい部材を有した1層2スパンRC造架構(以後、F-01-09試験体)を制作し、同様の実験を行った<sup>3)</sup>。脆性柱はせん断破壊により急激に耐力低下し、それに付随して架構の急激な耐力低下も見られた。その後梁による鉛直力の再分配が観測され、最終的に軸崩壊に至った。

そこで本論文では、両者の中間程度の耐力低下勾配を目標とし、かつパラメータの影響度を考察できるような試験体を3体製作して静的載荷実験を行い、せん断破壊・軸崩壊の性状、耐力低下勾配挙動等、架構全体とし

ての特性について比較する。得られた考察をもとに、各崩壊形式に対して適切な安全限界状態を再考することを目的とする。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体計画

本実験で制作した試験体は図-1のような1層2スパンの架構で東西の柱(以後、側柱)と中央の柱(以後、中柱)が梁で接続された構成となっている。各部材の寸法は、昨年度に松尾・松川らが行った実験<sup>3)</sup>と同一で、全柱が幅300mm×せい300mm、内法高さは側柱が1050mm、中柱が600mm、梁は幅220mm×高さ350mm、内法長さが1700mmとした(原寸架構に対する縮尺は3/8)。なお、本実験の架構は、中柱がせん断破壊して耐力低下するのに対して、側柱と梁は曲げ降伏型で靱性のある部材であり損傷も大きくないので、側柱部分は昨年度の架構実験<sup>3)</sup>で使用した試験体を再利用している。

各強度の算定について、曲げ終局強度はAIJ略算式<sup>4)</sup>を、せん断終局強度には荒川mean式<sup>4)</sup>を用いた。中柱についてはせん断余裕度が0.6前後でせん断破壊が先行するように設計した。側柱についてはせん断余裕度1.4程度の曲げ先行型で設計した。諸元の詳細は表-1に示した。

各試験体は配筋および載荷軸力の値によって特徴付けられている。各試験体間の諸元値の関係図を図-2に示す。まずF-01-01試験体とF-01-09試験体の中間程度の耐力低下勾配を目標として設計したF-01-03試験体があり、主筋は12-D16、横補強筋は□-D4@100、載荷軸力は300kNとしている。これに対しF-02-03試験体は、横補

\*1 東北大学 工学部建築・社会環境工学科 学部生 (学生会員)

\*2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (学生会員)

\*3 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (非会員)

\*4 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 工学博士 (正会員)

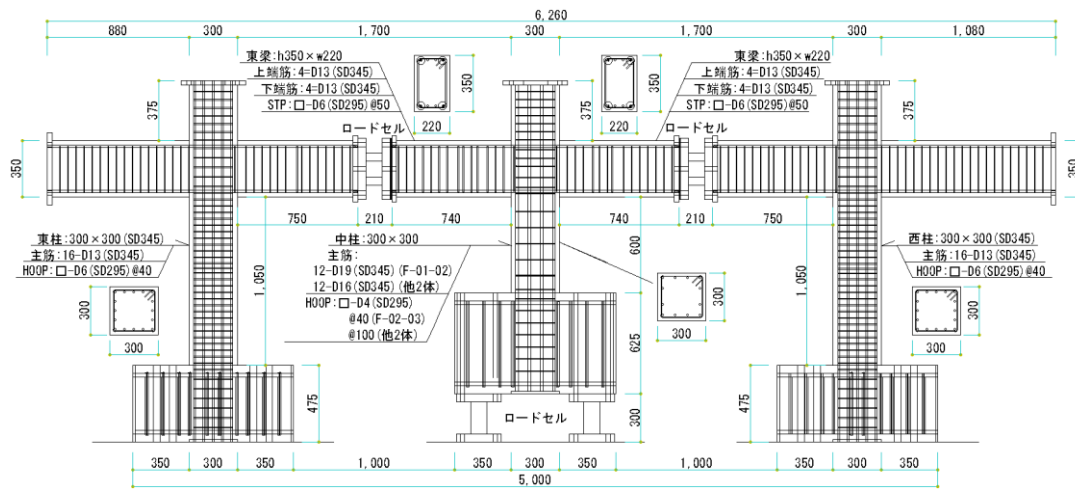


図-1 試験体配筋図

強筋比が約2倍になるように補強筋間隔を半分以下に狭めている。一方でF-01-02試験体は主筋をD16からD19に、載荷軸力を300kNから250kNに変更しており、主筋のみを考えたときの軸力比 $\eta_s$ (式(1))が小さくなるように設計してある。

$$\eta_s = N / (a_s \sigma_s) \quad (1)$$

$N$ : 柱軸力  $a_s$ : 主筋総断面積  $\sigma_s$ : 主筋降伏応力

## 2.2 載荷計画

載荷装置を図-3に示す。載荷には各柱頭に接続された鉛直ジャッキおよび各梁端に接続された水平ジャッキを用いる。鉛直ジャッキで長期荷重にあたる所定の定軸力を載荷しつつ、水平ジャッキで変位制御の正負交番繰り返し漸増載荷を行う。制御用層せん断力は東西のジャッキの負担が等しくなるように制御する。加力サイクルは層間変形角0.125, 0.25, 0.50, 1.00, 1.50, 2.00, 3.00%を各サイクル2回ずつ行い、全サイクル終了後に押切載荷を行う。

## 2.3 計測計画

各部材の内力については図-3に示すように、中柱スタブ底面および各梁中央に設置されたロードセル、および各載荷ジャッキに内蔵されたロードセルで計測した軸力及びせん断力を用いて力の釣合から算出する。各柱の軸方向変位および層の水平変位は各所に設置した変位計の出力から、各部材の鉄筋の歪みは主要箇所鉄筋に設置された歪みゲージから算出する。

## 2.4 イベントの定義

中柱がせん断破壊した後、中柱の残存軸耐力が低下し、負担しきれなくなった軸力は梁を介して側柱に伝達されることが考えられる。この機構の限界、すなわち梁の両端部に降伏ヒンジを形成し、中柱の軸縮みが著しく進行していく状態を軸崩壊として定義する。ただし実験中において梁降伏ヒンジの形成は、梁端の主筋に貼付けたひずみゲージの降伏を判断基準とする。また、軸崩壊時までに経験した最大の変形角を経験最大変形角として

表-1 試験体諸元

諸元	対象部材			側柱	梁
	F-01-03	F-02-03	F-01-02		
内法高さ $h_0$ 、内法長さ $l_0$ [mm]	600			1050	1700
幅 $b$ [mm] × せい $D$ [mm]	300 × 300			220 × 350	
コンクリート基準強度 $F_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	27				
主筋	12-D16 (SD345)	12-D19 (SD345)	16-D13 (SD345)	4-4-D13 (SD345)	
主筋比 $\rho_g$ [%]	2.65	3.82	2.26	0.66	
引張鉄筋比 $\rho_t$ [%]	0.88	1.27	0.71	0.66	
軸力 $N$ [kN]	300	250	250	-	
軸力比 $\eta_s$ [%]	0.12	0.10	0.10	-	
主筋軸力比 $\eta_s$ [%]	0.32	0.18	0.31	-	
横補強筋	□-D4@100	□-D4@40	□-D4@100	□-D6@40	□-D6@50
横補強筋比 $\rho_w$ [%]	0.09	0.23	0.09	0.53	0.58
以下、AIJ算定式、荒川mean式より算定					
曲げ終局強度 $M_u$ [kNm]	114.7	142.0	93.7	56.7	
曲げ終局時せん断力 $Q_{mu}$ [kN]	380.3	425.8	143.3	66.8	
せん断終局強度 $Q_{su}$ [kN]	229.8	250.0	240.8	199.7	136.5
せん断余裕率 $Q_{su}/Q_{mu}$ [-]	0.60	0.66	0.57	1.39	2.05

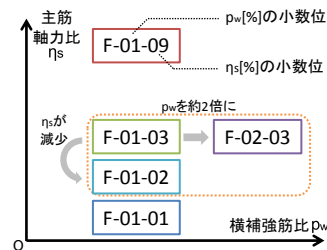


図-2 試験体パラメータ関係

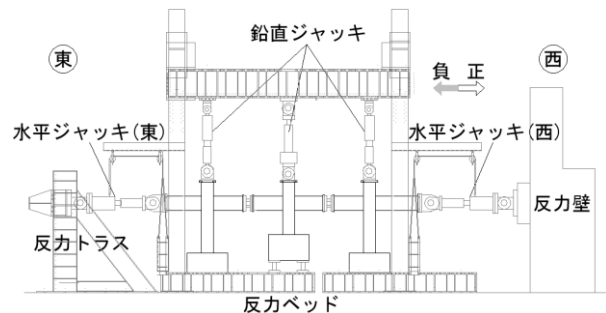


図-3 加力装置図

定義する。載荷過程としては軸崩壊以前をフェーズ1、軸崩壊以後をフェーズ2と称す。

## 3. 実験結果

### 3.1 F-01-03試験体

図-4に各試験体の荷重変形関係を示す。中柱は層間

変形角 0.37%(中柱部材角 0.76%)において、中柱せん断力 232kN でせん断破壊に至り、急激なせん断耐力の低下が見られた。この際中柱軸力は 20kN 程度低下するものの、軸縮みの進行は殆ど見られなかった。その後、漸増・除荷に関わらず中柱のコアコンクリートの横方向への孕み出しが増加して主筋の座屈が進んでいき、結果的に除荷中の層間変形角 0.58%(中柱部材角 1.18%)で軸崩壊に至った。このとき中柱軸力がさらに 120kN 程度低下し、直ちに梁のせん断力が上昇した。中柱軸力は徐々に低下したが 100kN 程度に安定し、軸縮みは水平変形に伴って増加していった。

### 3.2 F-02-03 試験体

中柱は層間変形角 0.77%(中柱部材角 1.57%)において、中柱せん断力 305kN でせん断破壊に至り、急激な水平耐力の低下が見られた。中柱軸力は 20kN 程度低下するものの、軸縮みの進行は殆ど見られなかった。その後、押切載荷中に層間変形角 4.00%(中柱部材角 8.17%)で軸崩壊に至った。この際面外変形が大きく増加(北側に 3.33%程度)したために載荷を終了した。

### 3.3 F-01-02 試験体

中柱は層間変形角 0.77%(中柱部材角 1.57%)、中柱せん断力 261kN でせん断破壊を生じた。中柱軸力は 10kN 程度低下しただけで、軸縮みの進行も殆ど見られなかった。その後 5.00%以降まで押切載荷を続け、層の経験最大変形角 7.36%を経て、層間変形角 7.27%(中柱部材角 14.84%)で軸崩壊に至った。急激に軸縮みが進行したが、試験体の面外変形が大きかったために押切載荷を終了した。

## 4. 軸崩壊に関する検討

### 4.1 残存軸耐力推定モデルの提案

本研究では安全限界に関わる架構の崩壊形式として、柱が軸力を支持できなくなる軸崩壊と架構が水平力を維持できなくなる水平崩壊を考えているが、ここでは前者についてモデル化を行う。図-5 に示すように、せん断破壊した区間  $H$  では圧壊したコンクリートと横補筋は耐力に寄与しないと仮定し、水平変形  $\delta_h$  はその区間にのみ生じているとする。また  $p$ - $\delta$  効果による曲げモーメント  $N \cdot \delta_h$  を長さ  $H$  の区間の主筋の上下曲げモーメントのみで負担すると考えると、主筋に生じる付加的な最大応力度  $\sigma_{p\delta}$  は以下となる(式(2))。

$$\sigma_{p\delta} = \frac{\delta_h \cdot N}{2Z} \quad (2)$$

$\sigma_{p\delta}$ :  $p$ - $\delta$  効果により主筋に作用する付加応力

$\delta_h$ : 水平変形  $Z$ : 全主筋分の断面係数

この主筋の付加曲げ応力度と軸力による圧縮応力度の和が主筋降伏強度を超過したとき(式(3))に軸崩壊が生じると考える。

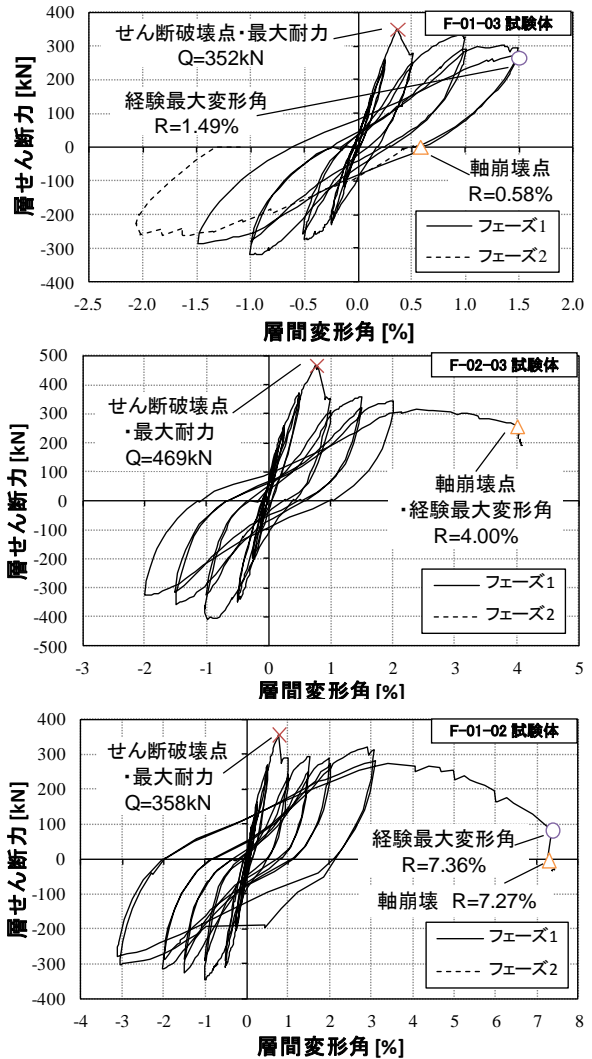


図-4 層せん断力と層間変形角の関係

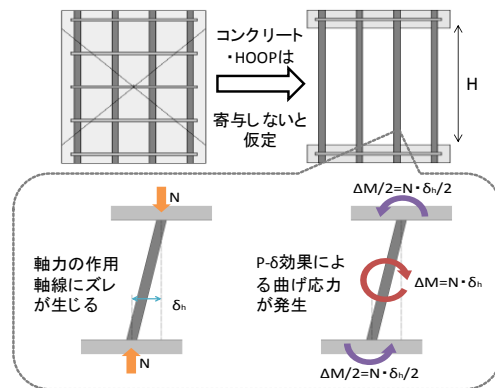


図-5  $p$ - $\delta$  効果による付加曲げ応力

$$\sigma + \sigma_{p\delta} > \sigma_y \quad (3)$$

$\sigma$ : 軸力によって主筋に作用する圧縮応力度  $= N/a_s$

$\sigma_y$ : 主筋降伏応力

式(3)に式(2)を代入し解き直すことで水平変位から残存軸力を算出する式(4)を得る。このとき軸力  $N$  は残存軸耐力  $N_r$  に、断面係数  $Z$  は塑性断面係数  $Z_p$  に置き換える。

$$N_r = \frac{a_s \cdot \sigma_y}{1 + \frac{a_s \cdot \delta_h}{2Z_p}} \quad (4)$$

$N_r$ : 全主筋の残存軸耐力  $Z_p$ : 全主筋の塑性断面係数  
すなわち中柱の作用軸力が式(4)の残存軸耐力を超過した時点で軸崩壊が生じると考えられる。

図-6 に計算による残存軸耐力曲線と実験結果との対応を示す。F-01-03 試験体に関しては、作用軸力が残存軸耐力曲線より低い範囲では安定して軸力を維持しており、作用軸力が残存軸耐力曲線を超えると、軸力の低下が著しくなり、軸崩壊が生じている。一方で F-02-03 試験体および F-01-02 試験体では、作用軸力が残存軸耐力曲線を超えても急激な軸力の低下は見られず、徐々に低下していった。これらより、式(4)で残存軸耐力を安全側に評価できることが分かる。靱性の高い F-02-03 試験体および F-01-02 試験体について図-7 に示す軸崩壊時の各中柱の破壊性状を参照すると、いずれの試験体においてもコアコンクリートが圧壊した後も崩落はせず、式(4)では無寄与と仮定しているコンクリートが軸力負担にある程度貢献していることに起因すると思われる。

#### 4.2 軸崩壊時変形角の推定および実験結果との対応

軸崩壊が発生する条件は、残存軸力と梁のせん断力の和を作用軸力が上回ることである。すなわち軸崩壊時は式(5)の両辺において等号が成立するときである。

$$N_r + \sum_{beam} Q < N \quad (5)$$

式(5)を水平変形角  $R$  について解き直すことで式(6)を得る。

$$R_u = \frac{\delta_h}{h_0} = \frac{2Z_p}{a_s h_0} \left( \frac{a_s \sigma_y}{N - \sum_{beam} Q} - 1 \right) \quad (6)$$

$R_u$ : 軸崩壊時の中柱部材角  $h_0$ : 中柱の内法高さ  
軸力  $N$  には表-1 に示す定軸力の値を用いた。梁の寄与分については、実験結果の軸崩壊時(梁端の歪ゲージで判定)において、実際に作用しているせん断力が曲げ終局強度に対して平均的に半分程度であったため、代表的にこの値を用いた(式(7))。

$$\sum_{beam} Q = \sum_i 0.5 Q_{mu,i} \quad (7)$$

なお、残存軸耐力の低下は変形角 1%以上で生じるものとし、これを下限と定める。

以降の考察においては 3 章で扱った 3 体の試験体、加えて既往実験<sup>2,3)</sup>で用いられた F-01-01 試験体、F-01-09 試験体の 5 体を対象とする。実験値と計算値の比較結果を図-8 に示す。実験値を計算値で除した基準化量は平均 1.80、変動係数 43.8%であった。4.1 節で前述したようにコンクリートの寄与分が大きかったために十分に安全側の評価が成されたと考えられる。

### 5. せん断破壊が架構全体に与える影響

#### 5.1 実験結果における耐力低下傾向

図-9 に各試験体の荷重変形関係の包絡線(破線: 中柱単体, 実線: 架構全体)を示す。縦軸には各最大せん断

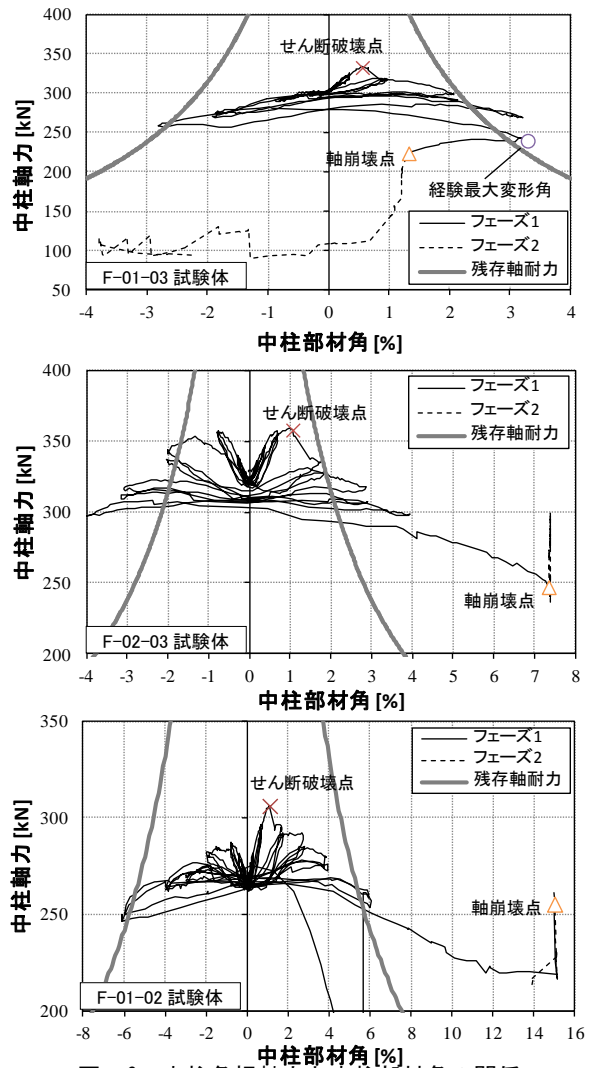


図-6 中柱負担軸力と中柱部材角の関係



図-7 軸崩壊時の中柱の破壊性状

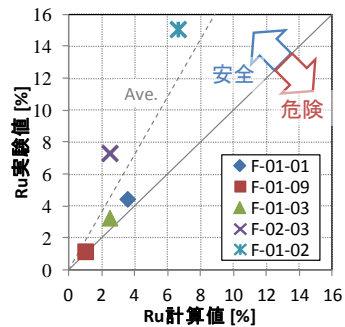


図-8 軸崩壊時変形の推定

耐力で除した基準化量を用いている。F-01-03 試験体に関しては、中柱のせん断破壊直後、層全体としてもその耐力が 8 割程度まで低下するが、次サイクルのピークに

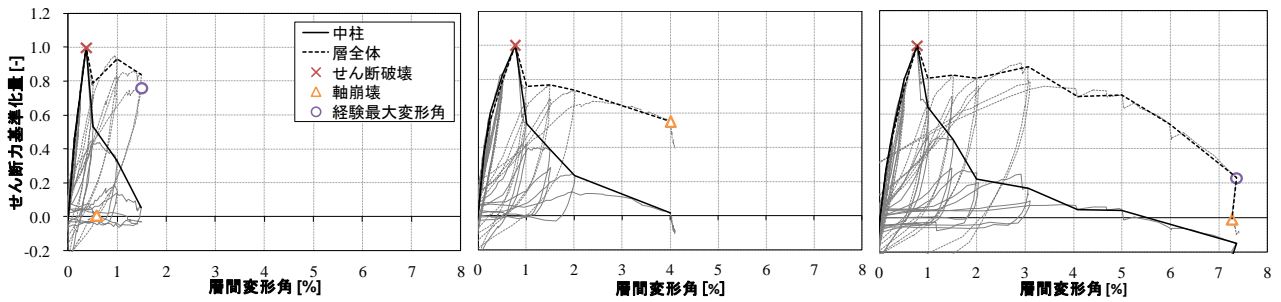


図-9 中柱と架構全体の耐力低下における対応関係 (左から F-01-03, F-02-03, F-01-02)

においては9割程度までの回復が見られた。一方で F-02-03 試験体および F-01-02 試験体の場合は、中柱のせん断破壊によって層の耐力も7~8割程度まで低下するが、その後はしばらく安定的な耐力を保っていた。

### 5.2 等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ の算定

対象の架構において等価粘性減衰定数の推移を算定した。架構の等価粘性減衰定数の計算方法は図-10に示すように各サイクルのループ形状から計算する(式(8))。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W_e} \quad (8)$$

$\Delta W$ : 1 サイクル分の履歴ループの面積

$W_e$ : ポテンシャルエネルギー

計算結果を図-11に示す。なお、Takeda 型の復元力特性に関する等価線形化モデルによる算定式<sup>5)</sup>式(9)を併せて示した。

$$h_{eq} = 0.05 + 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (9)$$

$\mu$ : 塑性率(ここではせん断破壊時を基準として代用)軸崩壊までの余裕度が特に大きかった F-02-03 試験体および F-01-02 試験体は算定式よりも若干大きな値となった。これらの原因として、再利用した側柱柱脚の主筋が降伏に至り、スリップ性状を示していた途中までよりも履歴ループが太ってしまったことが考えられる。

### 5.3 保有耐震性能指標の推移

5.1 章において、せん断破壊後の架構の耐力低下挙動にはある程度傾向が見られることを示した。そこで各荷重-変形関係をもとに、架構の保有耐震性能指標<sup>5)</sup>を算出した(図-12)。ここではせん断破壊後、保有耐震性能指標が最大化する点を水平崩壊に対する安全限界状態点とみなし、当該状態についての考察を行った。基準地震動は第2種地盤のものとした<sup>5)</sup>。架構の重量は3本の柱軸力の合計と仮定した。また寸法効果を考慮して、変形は縮尺の1乗で、水平力は縮尺の2乗で除して、等価な原寸架構に換算した。計算結果を図-13に示す。中柱がせん断破壊後に急激に耐力低下し、架構全体が終局に達した F-01-09 試験体については、せん断破壊直後が保有耐震性能指標のピークに相当している。その一方で、せん断破壊後も架構としてはある程度安定を保っていた、あるいはせん断破壊時に中柱の水平耐力が急激に低

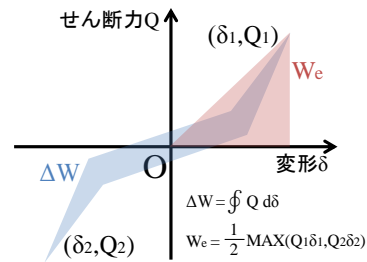


図-10 等価粘性減衰定数の算定

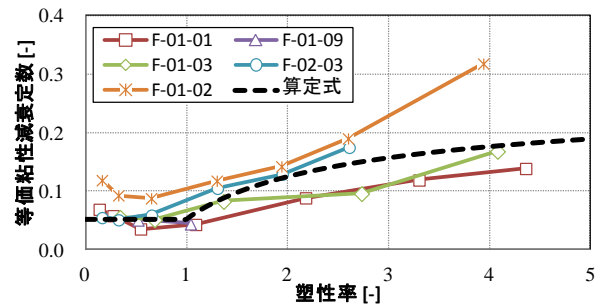


図-11 等価粘性減衰定数の推移

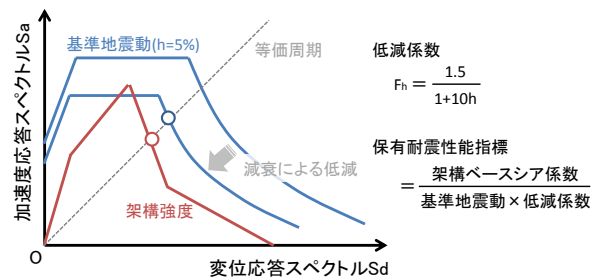


図-12 保有耐震性能指標の算定方法

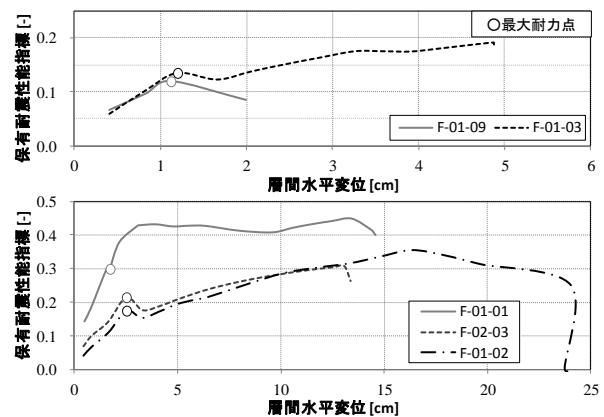


図-13 各試験体における保有耐震性能指標の推移

下しなかった他の4試験体については、せん断破壊してから保有耐震性能指標のピークを迎えるまでの変形に

に関して、ある程度余裕があることが分かった。

#### 5.4 耐力低下挙動による影響の考察

図-13 に示した各試験体の保有耐震性能指標の推移を見ると、最大耐力点経過直後に保有耐震性能指標が極値（以後 Peak1 と呼ぶ）に達し、せん断柱の耐力低下後に再び保有耐震性能指標が上昇して極値（以後 Peak2 と呼ぶ）に達している。試験体により Peak1 が Peak2 より大きいケースと、小さいケースが見られた。そこで最大耐力点経過後の耐力低下をパラメータとした解析モデルを設定し解析を行い、Peak2 の推移を調べた。モデルは試験体適用結果を参考に図-14 に示すような耐力低下型の 4 線形型モデルを設定した。各折れ点は、第 1 折れ点(0.5cm,200gal)、最大耐力点(5cm,600gal)、第 3 折れ点(10cm,X)、終局変形(40cm,0gal)とする。最大耐力点から第 3 折れ点にかけての耐力低下量（以後、耐力低下量）を 60~420gal として行ったパラメトリックスタディの結果を図-15 に示す。耐力低下量が低い範囲では、せん断破壊が生じて耐力低下しても変形が進むと、減衰の効果により、保有耐震性能指標はあまり低下せずすぐに上昇に転じている。耐力低下量が 180gal（最大耐力の 3 割）以降からせん断破壊による耐力低下の影響が顕著になってきており、Peak2 も徐々に低下している。耐力低下量が 300gal、すなわちせん断破壊によって架構の耐力が半分まで低下するときには、Peak1 と Peak2 の高さがほぼ一致していることが分かる。また、全体を通して、Peak2 時の変形が最大耐力時と最終変形時の中間程度であった。すなわち本節で仮定したような靱性部材（曲げ柱）と脆性部材（せん断柱）が混在する架構において、せん断破壊による耐力低下量を最大耐力の 30%程度に抑えられる場合には、安全限界状態の変形を脆性柱のせん断破壊時変形より大きく見積もることができる可能性があると思われる。

#### 6. まとめ

本研究では既往の研究も踏まえて、せん断柱のせん断破壊に伴う架構耐力の低下に関する実験を行い、以下のような知見を得た。

- (1) 今回実験で用いた試験体 3 体についてはいずれも中柱のせん断破壊後も、架構全体における急激な水平耐力の低下は見られず、層としての安全性はある程度保たれていた。その挙動としては、耐力低下勾配が緩やかになるものや、ある程度安定した耐力を維持するものが見られた。一方で、既往の実験試験体 F-01-09 のように中柱と一体的に耐力低下するものもある。
- (2) 軸力が主筋のみに作用する仮定の残存軸耐力算法を構築し、加えて軸崩壊時水平変形を推定するモデルを提案した。実験結果によるといずれも安全側の評価を

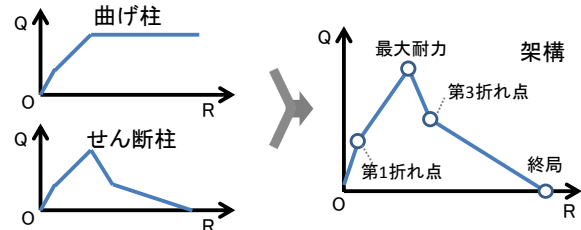


図-14 架構の骨格曲線のモデル化

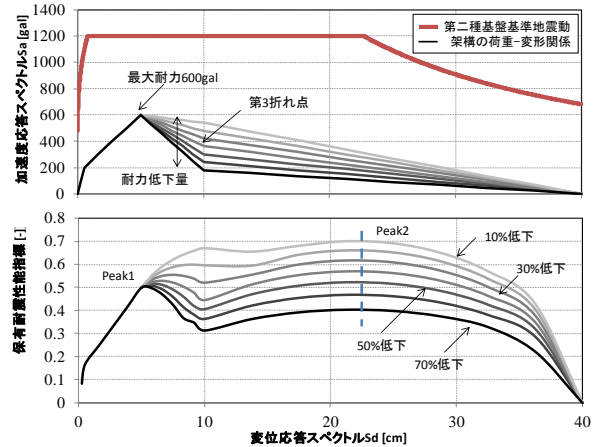


図-15 耐力低下量と保有耐震性能指標の関係

示しており、軸崩壊時変形の最低値を評価するにあたっては有用な手法であると思われる。

- (3) 保有耐震性能指標の推移から水平崩壊に対する安全限界状態を算定する手法を提案した。試験体を適用したところ、最大耐力状態から安全限界状態までの変形についてある程度余裕がある例を示した。
- (4) (3)の手法を用いて架構の耐力低下量によるパラメトリックスタディを行った。本文で設定したような架構において、せん断破壊による耐力低下がある程度低く抑えられる場合においては、安全限界状態時の変形を最大耐力時より大きく評価してもよい可能性がある。

#### 参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 2) 福山洋・向井智久ほか: 脆性部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験 その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp807-808, 2011.8
- 3) 松尾健志・松川和人ほか: 脆性的なせん断破壊を生じる柱を有する 3 本柱 RC 造架構が軸崩壊に至る挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, 2058, 2012
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2006