

# エポキシ樹脂補修を行った既存 RC 柱の耐震性能

荒木 秀夫\*・城戸 友博\*

(平成29年10月24日受付)

## Seismic Performance of Damaged RC Column Retrofitted by Epoxy Resin

Hideo ARAKI and Tomohiro KIDO

(Received Oct. 24, 2017)

### Abstract

In order to continue to use buildings that have been severely damaged by a major earthquake, it is necessary to clarify the resistance mechanism of the repaired members. In this paper, the actual column damaged by the first reversal loading was repaired with epoxy resin using spring cupsel. In addition, the damaged surfaces of the column were repaired with fiber mortar, the strength of which was lower than the strength of the original concrete. The total amount of epoxy resin injected into the damaged column was 9.6 kg. The retrofitted column showed almost the same crack propagation as the original column. The shear cracking strength and the maximum strength increased to 1.39 times and 1.32 times that of the original column respectively. It was confirmed that the maximum strength of the repaired columns increased to those of the original columns.

**Key Words:** damaged column, retrofit, epoxy resin, shear strength, existing building

### 1. はじめに

我が国は地震大国であり、地震の度に建物被害を受けているのが実情である。RC 建物は1971年基準法改定、1981年新耐震設計法の導入を受けて、それ以降に建設された建物は1995年兵庫県南部地震でも大きな被害を免れている。一方、1971年以前の建物は倒壊など甚大な被害を蒙り、学校、庁舎などの耐震化が進められているものの、一般建物の耐震化は遅々として進まないのが現状である。1971年の基準法の改定では建物に靱性を付与すべく柱のせん断補強筋量を大幅に増加させることとしたが、それ以前に建設された RC 建物のせん断補強筋比は0.2%を下回るものが多い。せん断補強筋量が少ないと柱にせん断破壊が発生し、建物が脆性的に崩壊に至る危険性が高くなると考えられる。従って既存建物の耐震診断<sup>1)</sup>において柱のせん断性能評価は極めて重要である。せん断耐力評価は荒川 minimum 式<sup>2)</sup>

に基づいて行われているが、この式の抽出にあたって用いた試験体は実験室で作成され、小型でかつ材令も長くないものである。この実験式が竣工後長年月を経た RC 造建物の部材に適用可能かどうかは明確でない。そのような観点から筆者等は竣工後52年を経た既存建物から構造部材を切り出し、繰り返し载荷を行うことでせん断耐力評価式の適用性について検討を加えてきた<sup>3),4)</sup>。本研究は上記の目的に沿った一連のものであり、1963年竣工の RC 造建物のから採取した柱の加力実験を行ったものである。本論文は载荷後の試験体を使って地震被災後の応急復旧に資する技術として、せん断破壊した柱にエポキシ樹脂を注入し補修(補強)したものを再度加力して補修の効果を検証するものである。このような被災した建物補修にエポキシ樹脂を使用したのは1978年の宮城県沖地震の時が最初<sup>5)</sup>であり、その後日米共同研究<sup>6)</sup>などでその効果について検証されているところであるが、小型試験体を用いた実験であり、既存

\* 広島工業大学工学部建築工学科

表1 試験体概要

試験体	エポキシ樹脂 注入補修	断面 b×D (mm)	設計基準強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	せん断スパン L (mm)	主筋 SR24	帯筋 SR24	Qsu/Qmu
HC-1	無	250×600	17.6	1200	4-19φ Pg=0.76%	2-9φ@240 Pw=0.21%	0.83
HC-1RE1	有		(180 kg/cm <sup>2</sup> )				

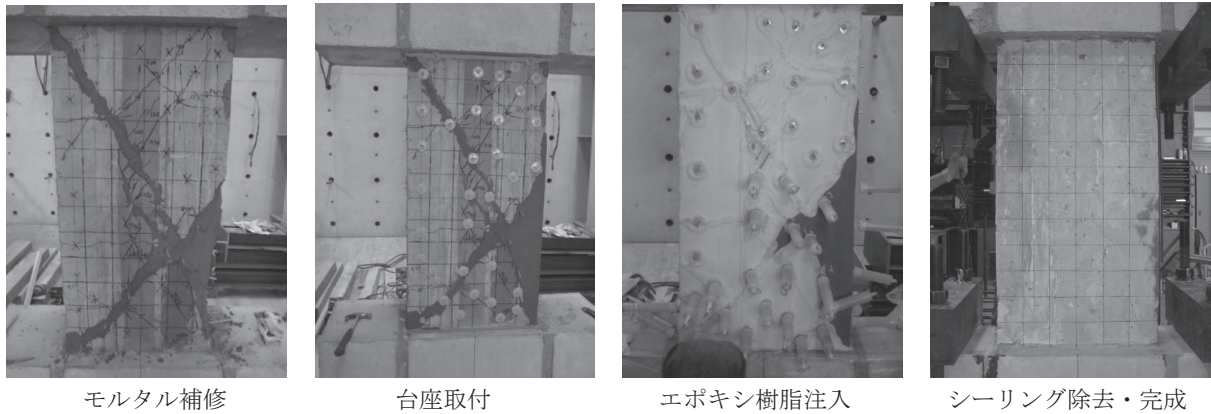


図1 補修経過

の柱については未だその有効性は証明されていない。

## 2. 実験概要

### 2.1 対象建物

本研究で対象とした建物の用途は学校校舎であり、竣工1963年（解体2016年；53年経過）である。主構造はRC造5階建て、構造図面にあるコンクリートの設計基準強度は17.6 N/mm<sup>2</sup> (180 kg/cm<sup>2</sup>) である。コンクリートの力学的性能は文献<sup>7)</sup>で報告している。建物詳細等は上記文献<sup>7)</sup>を参考にされたい。柱を採取した5階のコンクリート強度はコアボーリングした供試体4本の平均値で14.3 N/mm<sup>2</sup>であった。標準偏差を考慮した推定強度は13.3 N/mm<sup>2</sup>であり、低強度コンクリートに分類される。柱から取り出した鉄筋の引張試験の結果、主筋19φの降伏強度は315 N/mm<sup>2</sup>、せん断補強筋9φの降伏強度は267 N/mm<sup>2</sup>であった。せん断補強筋の降伏強度は耐震診断で通常用いられる294 N/mm<sup>2</sup>と比べ低いものであった。曲げせん断耐力比は0.82としてせん断破壊先行型するため柱のせん断スパンを1200 mmとしている。また柱の初期荷重の状況については文献<sup>8)</sup>で報告している。

### 2.2 試験体

表1に柱試験体概要を示す。文献<sup>8)</sup>で報告したHC-1は一定軸力下で繰り返し水平力を加え、せん断破壊させたものである。同試験体のひび割れたにエポキシ樹脂を注入し、かぶりコンクリートの欠損部はエポキシ樹脂モルタルで補修したものを新たにHC-1RE1として、同じ条件で再び荷重した。

エポキシ樹脂注入位置はひび割れのある部分、断面欠損を修復した部分にエポキシ樹脂を注入するとともに丸鋼の抜け出しを防止するため主筋位置にも約200 mm間隔でエポキシ樹脂を注入した。エポキシ樹脂はスプリング式カプセルを用いて低圧(0.06 N/mm<sup>2</sup>)で低粘度(100~200 mPa.s)のものを注入している。エポキシ樹脂の総使用量からカプセル内残量を差し引くことで約9.6 kgが試験体内に注入されたことを確認した。断面補修による部材耐力への影響を少なくするためモルタル強度を柱コンクリート強度より下げ、10 N/mm<sup>2</sup>以下としている。図1に補修経過を示す。

### 2.3 加力方法

図2に示す建研式荷重装置を用いて逆対称曲げ加力を実

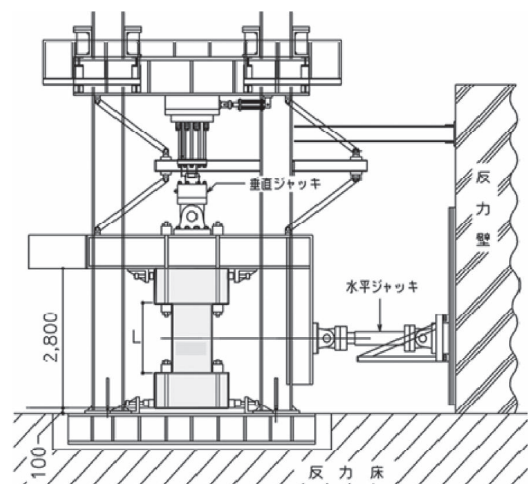


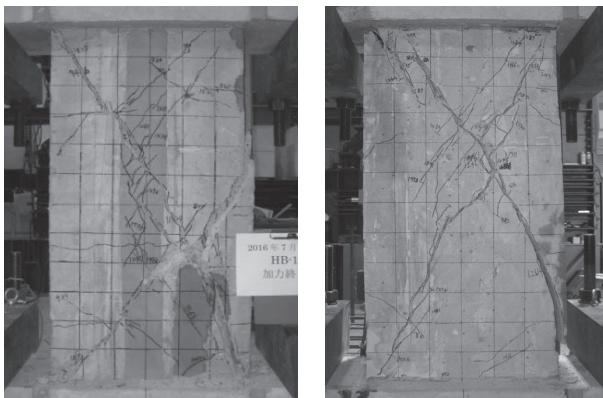
図2 加力方法

施した。スタブ間の相対水平変位  $\delta$  とし、水平変位  $\delta$  を試験区間  $L$  ( $=1200$  mm) で除したものを変形角  $R$  とし、変形角  $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100$  rad. を正負各1回ずつ行った。また変形については軸方向変形、曲げ変形およびせん断変形を測定するために試験体裏面に変位計を17か所配置している。軸力はコンクリートの設計基準強度を  $17.6$  N/mm<sup>2</sup> を用いて長期軸力として  $0.15 F_{cb}D$  を仮定し、 $400$  kN を載荷し、繰り返し水平加力中一定となるよう制御した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れ性状

変形角  $R=1/800$  rad. の正加力時に柱脚に微細な曲げひび割れが発生した。変形角  $R=1/400$  rad. の正加力で柱脚の曲げひび割れが進展するとともに柱上部にせん断ひび割れが発生した。その時の耐力は  $305.4$  kN であった。変形角  $R=1/400$  rad. の負加力で柱頭部に曲げひび割れが発生した。変形角  $R=1/200$  rad. 正方向でせん断ひび割れが進展し、負加力で対角方向にせん断ひび割れが多数発生した。変形角  $R=1/133$  rad. に向かう途中でせん断ひび割れ幅が一気に拡大し耐力低下に至った。負加力も同様にひび割れ幅が急増している。図3にHC-1及び補修した試験体HC-1RE1の最終ひび割れ状況を示す。いずれも最終的にはせん断破壊状況であるが、せん断ひび割れ位置は異なり、HC-1RE1では補修されていない場所にひび割れが発生していることを確認した。これはエポキシ樹脂を柱全体に注入することで損傷を受ける前の柱の抵抗機構が変化していることを示すものと考えられる。



HC-1 HC-1RE1

図3 最終破壊状況

#### 3.2 水平荷重変形関係

図4にHC-1及びHC-1RE1の水平荷重水平変形関係を示す。図中の計算値は耐震診断で用いられる荒川 minimum 式及び略算による主筋降伏による曲げ耐力式で求めたせん断

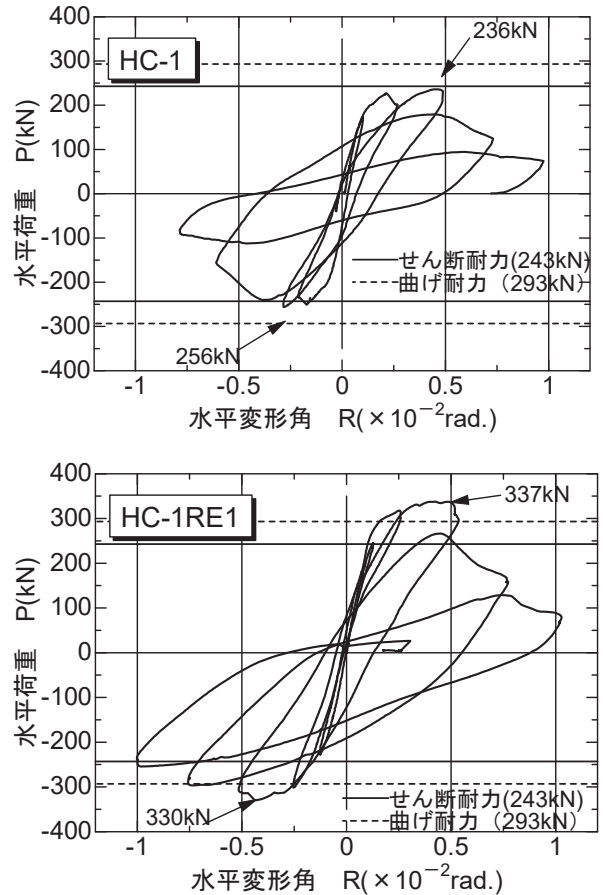


図4 水平荷重水平変形関係

耐力および曲げ耐力である。材料強度はコンクリートについては柱を採取した5階の推定強度  $13.3$  N/mm<sup>2</sup>、鉄筋強度については診断で常用される  $294$  N/mm<sup>2</sup> である。HC-1はひび割れが発生する変形角  $1/800$  rad. あたりから剛性低下が始まり、せん断耐力計算値に達した時点で耐力低下が始まっている。最大耐力は  $236$  kN である。一方、補修したHC-1RE1は曲げ耐力計算値を超えたあたりから剛性低下が始まるものの耐力は漸増する。変形角  $R=1/200$  rad. あたりから耐力低下が始まっている。最終状態におけるHC-1の水平耐力は  $100$  kN 以下に低下していたがエポキシ樹脂注入補修によって大きく改善されている。ただし、せん断ひび割れの急激な拡大によって耐力低下が始まる変形角は両試験体ともに  $R=1/200$  rad. であり、靱性は耐力のように改善されないことが分かる。

#### 3.3 鉛直変位水平変位関係

図5に鉛直変位水平変位関係を示す。図中に初期に導入した鉛直荷重載荷時の鉛直変位  $0.21$  mm を挿入している。いずれの試験体においても水平耐力の急激な低下の開始とともに鉛直変形も急増する傾向にある。HC-1の試験体は負方向載荷で変形角  $R=1/200$  rad. の直前に急増している。一方、HC-1RE1は正方向載荷の変形角  $R=1/10$  rad. に向かう



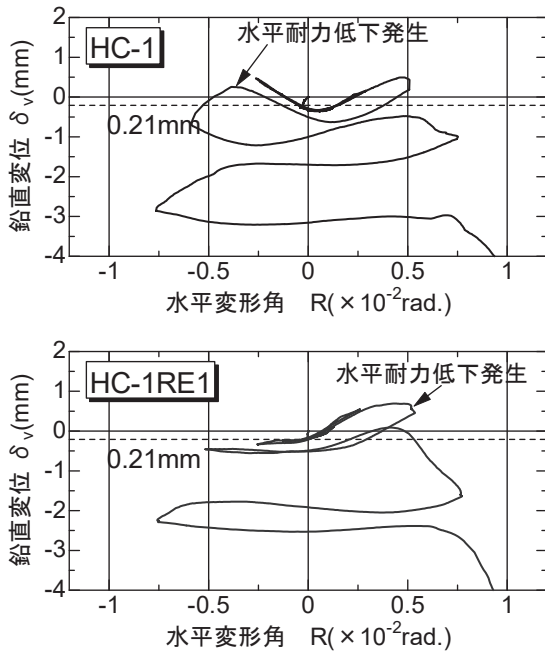


図5 鉛直変位水平変形関係

途中で急激な水平耐力の低下と同時に鉛直変位も急増している。本試験体の場合は初期状態から正負加力で対象となっていないが、これは初期荷重によるひび割れ性状が左右で均等でなかったことに起因すると思われるが、明確な理由は判明していない。

### 3.4 初期剛性

図6に正加力時1サイクルを示す。変形角  $R=1/800$  rad までに曲げひび割れが発生しているため、1サイクルで既

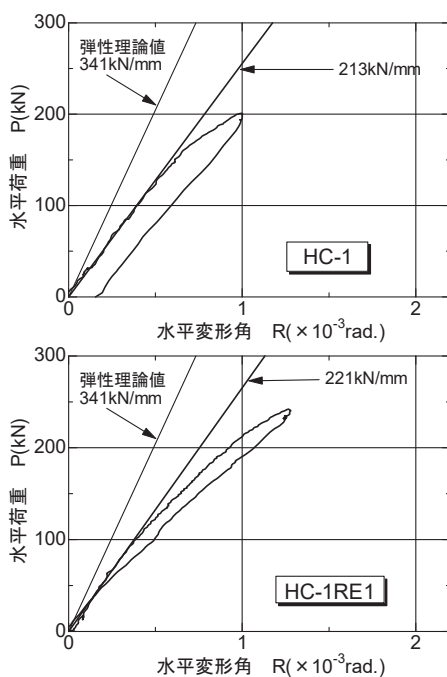


図6 初期剛性

に弾性状態ではなくなっている。そのため初期剛性実験値として水平荷重 100 kN までの剛性を直線近似して求めている。HC-1 の初期剛性は 213 kN/mm であった。本試験体の実験値は 221 kN/mm であり、剛性は注入前に比べほぼ同等以上に回復しており、補強効果が認められる。また図中に式 (1) を用いて求めた弾性理論値も挿入している。

$$K = \frac{P}{\delta_{Total}} = \left( \frac{h}{GA} + \frac{h^3}{12EI} \right)^{-1} \quad (1)$$

A: 柱断面積 (mm<sup>2</sup>)

E: コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

G: コンクリートのせん断剛性 (=E/2.3) (N/mm<sup>2</sup>)

h: クリアスパン (mm)

I: 柱断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

コンクリートのヤング係数 E は材料試験で得られた 17.2 N/mm<sup>2</sup> を用いている。その結果、初期剛性理論値は 341 kN/mm となった。両試験体の理論値の 2/3 程度である。しかし、エポキシ樹脂注入試験体の小型模型試験体に関する回復率については元の剛性にまでは回復しないことが示されているが<sup>9)</sup>、本試験のように長時間を経た既存の柱であり、もとの剛性が理論値に比べて低下しているためと考えられる。

### 3.5 耐力上昇

表2にせん断ひび割れ耐力および最大耐力について両試験体の結果を示す。エポキシ樹脂注入による耐力増加率はいずれの場合も 1.3 倍以上となった。エポキシ樹脂がひびわれに注入されてコンクリート中で補強筋の役割を果たしているとも考えられるが、エポキシ樹脂がコンクリート中に 3 次的に拡散することでコンクリート自体の強度特性が変化し、このことが部材の抵抗機構に影響を与えると推察される。この増加率は低強度コンクリートの小型試験体を用いた結果<sup>9)</sup>と同程度となっている。

表2 耐力増加

試験体	せん断ひび割れ耐力		最大耐力	
	実験値 (kN)	増加率	実験値 (kN)	増加率
HC-1	219.7	1.39	256	1.32
HC-1RE1	305.4		337.4	

## 4. 考察

### 4.1 せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れの評価式は実験式として荒川式 (2) 式、理論値として靱性評価式 (3) 式<sup>10)</sup>を採用している。本節で

はコンクリートの材料強度として圧縮試験で得られた平均強度  $\sigma_B = 14.3 \text{ N/mm}^2$  及び割裂引張試験で得られた引張強度の平均値  $\sigma_T = 1.25 \text{ N/mm}^2$  を使用して耐力評価を行っている。

$$Q_{sc} = \left(1 + \frac{\sigma_0}{15}\right) \left\{ \frac{0.085 \cdot k_c (50 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot d) + 1.7} \right\} b \cdot j \quad (2)$$

$\sigma_B$ : コンクリート強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$k_c$ : 形状係数 (0.72)

$M/Q$ : シアスパン (mm)

$d$ : 有効せい (mm)

$b$ : 柱の幅 (mm)

$j$ : 柱の応力中心間距離 ( $7d/8$ ) (mm)

$$V_c = \phi \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) \frac{b \cdot D}{1.5} \quad (3)$$

$\sigma_0$ : 平均軸方向応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_T$ : コンクリートの引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\phi$ : 形状係数 (=1.0)

$b$ : 柱の幅 (mm)

$D$ : 柱のせい (mm)

表3に実験値との比較を示す。実験値は正負絶対値の大きい方を採用している。HC-1の実験値は両計算値の1.10倍、1.01倍となり、ほぼ推定可能である。一方、エポキシ樹脂を注入したHC-1RE1の実験値は両推定式の1.53倍、1.38倍となり、既往の推定式による計算値は低めの評価を与える結果となった。これは注入前のひび割れ性状は柱の対角に発生するせん断ひび割れであったため、これらのひび割れに注入されたエポキシ樹脂がせん断ひび割れの発生や進展を抑制しているためと考えられる。

表3 せん断ひび割れ耐力 (kN)

試験体	実験値 (kN)	$Q_{sc}$ (kN)	$V_c$ (kN)
HC-1	219.7	200 (1.10)*	221.2 (1.01)
HC-1RE1	305.4	200 (1.53)	221.2 (1.38)

\*(実験値/計算値)

## 4.2 最大耐力

### ①せん断耐力

せん断耐力の評価式である荒川式(4)式を用いている。(4)式は診断で用いられる荒川 minimum 式に対し、荒川 mean 式と呼ばれるもので実験値の中央値を評価するものである。計算に使用した材料強度はコンクリートについては平均強度の  $14.3 \text{ N/mm}^2$  主筋は引張試験より得られた材

料強度平均値を用いている。また、柱の解体によってせん断補強筋間隔が  $240 \text{ mm}$  ではなくほぼ  $270 \text{ mm}$  が確認されたので、せん断補強筋比として  $p_w = 0.188\%$  を用いている。本論文では注入したエポキシ樹脂がせん断補強筋と同じ効果を与えるものと仮定して(4)式の第2項に参入した。具体的にはエポキシ樹脂の単位体積重量を  $1.1$  として、注入量  $9.6 \text{ kg}$  を体積に換算し、これを柱体積で除して体積比  $p_e$  として評価している。また、強度  $\sigma_e$  はカタログ値を用いている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + p_e \cdot \sigma_e} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (4)$$

$p_t$ : 引張鉄筋比 (%)

$p_w$ : せん断補強筋比

$\sigma_w$ : せん断補強筋の材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$p_e$ : エポキシ樹脂体積比

$\sigma_e$ : エポキシ樹脂の材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

### ②曲げ耐力

曲げ耐力は部材の両端が曲げ降伏すると仮定して(5)式で求めた略算値である。

$$Q_{mu} = \left\{ 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right) \right\} \div (L/2) \quad (5)$$

$a_t$ : 主筋の材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_y$ : 主筋の材料強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$N$ : 軸方向力 (N)

$L$ : クリアスパン (mm)

以上の評価式を用いて求めた値を実験値とともに表4に示す。また、HC-1およびHC-1RE1の正側包絡線に計算値を挿入したものを図7に示す。HC-1の包絡線はエポキシ樹脂を考慮しない荒川 mean による計算値に達していない。これは余裕を見込んだ荒川 minimum 式で評価することの危険性を示しているともいえる。HC-1RE1に対してせん断耐力計算値はエポキシ樹脂を考慮することによって  $279.5 \text{ kN}$  から  $313.7 \text{ kN}$  に上昇して、曲げ耐力計算値  $303.5 \text{ kN}$  を上回る結果となった。包絡線の形状をみると水平荷重  $300 \text{ kN}$  あたりから剛性が急激に低下している。エポキシ樹脂注入

表4 HC-1RE1の最大耐力 (kN)

試験体	実験値 (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$Q_{mu}$ (kN)
HC-1RE1	337.4	313.7 (1.08)*	305.5 (1.10)*

\*(実験値/計算値)

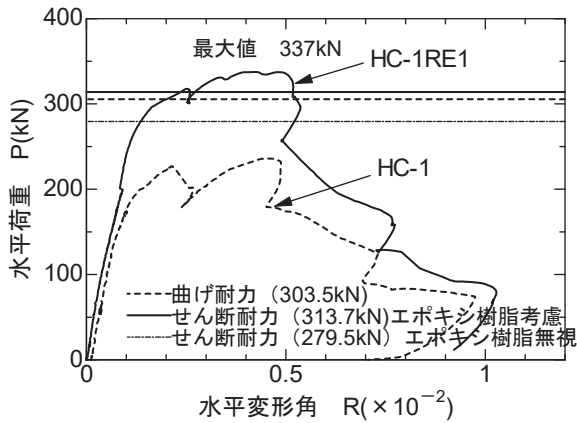


図7 包絡線と計算値

によりせん断耐力が上昇したことでせん断破壊以前に曲げ降伏していると推測される。曲げ降伏後の耐力上昇は中立軸位置の移動や鉄筋のひずみ硬化等の影響と考えられる。最大耐力実験値 337 kN はせん断耐力計算値より、1.06倍大きくなっているが、エポキシ樹脂の強度が下限値としてのカタログ値であることを考慮すれば実際せん断強度はより大きなものとなっていることが推測される。以上のことから、エポキシ樹脂注入は柱の破壊形式をせん断破壊から曲げ降伏に変えることの可能性が示唆される。しかし、靱性能の改善には至っていないことなど問題点もあり、今後の研究を期待するところである。

## 5. まとめ

エポキシ樹脂注入工法の効果を検証するため既存建物のコンクリート柱を用いた水平加力実験を行った。本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) せん断ひび割れ耐力及び最大耐力は注入前の試験体に比べ1.3倍程度上昇した。
- 2) エポキシ樹脂注入後も破壊性状はせん断破壊であり、その破壊時変形角も注入前の試験体と同様であった。しかし靱性能は改善しないことが分かった。
- 3) 初期剛性は樹脂注入により上昇し、破壊前の値まで回復するが、理論値には達しない。
- 4) 注入されたエポキシ樹脂量をせん断補強に有効と仮定し、荒川 mean 式を用いることで最大耐力を評価できることを示した。

以上のように既往の提案式では竣工後長年月を経たコンクリートの力学的特性を評価できない場合もあり、今後更なる資料の蓄積が必要である。また、耐震診断時の現地調

査方法も今後の検討課題であることを指摘した。

## 謝 辞

本研究の実施にあたり平成28年度科学研究費補助金（基盤研究（B））課題番号：16H04458 代表：広島工業大学・荒木秀夫の助成を受けた。HC-1試験の実施は平成28年度卒業生によるものである。資料収集にあたっては広島工業大学に協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

## 文 献

- [1] 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針同解説，2001.10
- [2] 荒川卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について（実験結果による再検討），日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp. 891-892，1969.8
- [3] 荒木秀夫：軽量コンクリートを用いた既存RC部材の耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37，No. 2，pp. 1291-1296，2015
- [4] 荒木秀夫：軽量コンクリート柱の耐震性能評価とその補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol. 38，No. 2，pp. 1507-1512，2016
- [5] 今井弘，近藤実，横山晶好：地震被害を受けた宮城県泉高等学校の補修・補強方法とその裏付け，コンクリート工学，第17巻，第10号，pp. 9-22，1979.10
- [6] 関口秀治，中田慎介，川島俊一：RC梁柱部材のエポキシ樹脂注入による補修効果に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 1631-1632，1982.10
- [7] 瀬川優斗，荒木秀夫，1963年に建設された建物から採取されたコンクリートの力学的特性，広島工業大学紀要，研究編，第51巻，pp. 61-68，平成29年2月
- [8] 荒木秀夫，瀬川優斗，1963年に建設された建物から採取したRC柱の性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 39，No. 2，pp. 1237-1242，2017
- [9] 荒木秀夫，伊崎聖也，被災した低強度コンクリート柱のエポキシ樹脂注入効果；日本建築学会技術報告集，第18巻，第38号，pp. 181-186，2012
- [10] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999