# (29) 載荷履歴を受けたボルト接合された 格子型SRC柱の補修後性能に関する実験的研究

# 久米 貴大1・藤永 隆2・孫 玉平3

<sup>1</sup>正会員 神戸大学大学院大学院生 工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail:145t023t@stu.kobe-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 神戸大学准教授 都市安全研究センター(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail:ftaka@kobe-u.ac.jp <sup>3</sup>正会員 神戸大学大学院教授 工学研究科(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail:sunlili@people.kobe-u.ac.jp

本報では載荷履歴を受けた内蔵鉄骨がボルト接合で組み立てられた格子型SRC柱の補修後性能を明らか にすることを目的としている.最初に健全な柱の載荷実験を行い(一次載荷),載荷後に軽量ポリマーセ メントモルタルによる断面成形と,ひび割れへのエポキシ樹脂注入を行った後,再度載荷実験を行った (二次載荷).実験変数は,軸力比と一次載荷時の変位振幅の大きさとした.いずれの試験体も二次載荷 時に初期剛性が低下し,最大耐力はほぼ同程度であったが,一次載荷で主筋の座屈を生じた試験体では最 大耐力を回復させることができかった.また,数値解析により,軸力比の小さい試験体は初期剛性の低下 率,最大耐力ともによく予測できたが,高軸力比の試験体では二次載荷の最大耐力以降の挙動を追跡する ことができなかった.

Key Words : cracks, stiffness, load carrying capacity, epoxy resin, polymer cement mortar

# 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では多くの構造物が被害を受 け、その被害は軽微なものから倒壊まで様々であった<sup>1</sup>. 土木構造物においては早期の復旧が必要であったため、 補修・補強といった選択が多くなされた.一方で、建築 物に関しては復旧過程において解体・新築されたものが 多かった. これらの原因の一つに、補修・補強による耐 震性能の回復に関する資料が少なく,性能の回復が定量 的に評価できなかったことが挙げられる。以降、既存不 適格建築物に対する耐震補強に関する研究がなされてい るが、その多くは既存不適格建築物を再現した健全な部 材に対してであった.載荷履歴を受けた部材の補修に関 する研究も行われており2~0,筆者らはこれまで、鉄筋 鉄骨コンクリート(以下SRCとする)部材の補修後性能 に関して研究を行ってきた. 充腹型SRC柱では、内蔵鉄 骨の剛性・耐力の負担量が比較的大きく、内部ひび割れ への樹脂注入をせず樹脂モルタルによる断面修復のみで も初期剛性の低下が小さいことが確認されている<sup>4</sup>.非 充腹型SRC柱では格子型とラチス型に関して検討してお り、最大耐力が上昇し、初期剛性が低下することを確認

している<sup>9, 9</sup>. しかし,文献5,6の内蔵鉄骨は溶接接合 により組み立てられているが,今後地震後に補修の対象 となる可能性のある実際の非充腹型SRC柱はリベット接 合やボルト接合により組み立てられたものである.本報 では,内蔵鉄骨をボルト接合で組み立てた格子型SRC柱 の実験を行い,その補修後性能の検討を行う.

#### 2. 格子型SRC柱の曲げせん断実験

#### (1) 実験計画

一定軸力と繰り返し水平力を受ける格子型SRC柱の変 形性能,補修後性能を調べるために,片持ち柱の曲げせ ん断実験を計画した.まず,健全な柱の載荷実験を行い (一次載荷),載荷後の破壊状況に合わせて補修を行っ た後,再度載荷実験を行った(二次載荷).実験変数は, 軸力比と一次載荷時の最大変形量で,軸力比は0.2と0.4 の2種類とし(軸力比算定では主筋は無視している), 一次載荷時の最大変形量は,1)最大耐力レベルと,2)最 大耐力後降伏荷重まで低下レベルの2種類を設定した. 載荷プログラムは,柱の部材角R(=δ/L,δ:柱頭の水平 変位, L: せん断スパン=750mm)を部材角0.0025rad.を初 期値として0.0025rad.刻みで0.01rad.まで増加させ,それ以 降は0.005rad.刻みで増加させた.部材角0.03rad.までは各 変位振幅で2回繰り返しを行い,0.03rad.以降は1回載荷し た.補修後の二次載荷は大変形域まで載荷している.

# (2) 試験体

試験体一覧を表1に、試験体の形状及び寸法を図1に示 す.断面せい・幅が250mm、せん断スパン比が3の格子



# 図1 試験体形状寸法

型SRC柱試験体で、試験体下部には載荷床版に固定する ためのスタブを設けている.内蔵鉄骨はL-30×30×3の 山形鋼と幅32mm、板厚3mmの帯板をボルト接合で組み 立てており、鉄骨せいは160mm、帯板間隔は150mmとし た.ボルトはM6でトルクを15Nm導入した.主筋はD13 を主筋間距離190mmで4本、帯筋はD6を150mm間隔で設 置した.鉄骨弦材はスタブ内蔵鉄骨とエンドプレートに ボルト接合、主筋は上部のエンドプレートに溶接接合さ れており、エンドプレートにはコンクリートの充填孔 (*ф*=90mm×2)を設けている.

#### (3) 材料特性

鋼材・鉄筋・コンクリートのそれぞれの材料特性を調 べるため、引張試験及びコンクリートシリンダの圧縮試 験、割裂試験を行った.鋼材及び鉄筋の引張試験は、鋼 材より切り出したJIS13号試験片及び鉄筋より取り出し たJIS2号試験片によりそれぞれ3片行った.鋼材及び鉄 筋の引張試験結果を表2に示す.コンクリートは、試験 時材齢で圧縮試験と割裂試験をそれぞれ3体行った.コ ンクリートの設計基準強度は18N/mm<sup>2</sup>、粗骨材の最大骨 材粒径は15mm、スランプは18cm(実測値17.2cm)であ る.断面修復に用いたポリマーセメントモルタル(以下 PCMとする)についても同様の試験を行っている.シ リンダの圧縮及び割裂試験の結果を表1に示す.

ひび割れ補修に用いたエポキシ樹脂もシリンダ( $\phi$ 50×100mm)を作成し、圧縮試験と割裂試験を行った.エポキシ樹脂の圧縮強度は73.0N/mm<sup>2</sup>で、ヤング係数は3.2

試験体名		軸力比	載荷軸力	最大変形角	コンクリート・PCM			
					ヤング係数	圧縮強度	割裂強度	
		$n' = N/N_0$	(kN)	(rad.)	$_{c}E(\times 10^{3}$ N/mm <sup>2</sup> )	$F_c$ (×N/mm <sup>2</sup> )	$F_t (\times N/mm^2)$	
1/5	B3-B2	0.2	312	0.03	21.6	24.5	2.50	
一次載荷	B3-B4	0.4	633	0.02	23.8	24.1	2.43	
	B3-M4	0.4	630	0.015	22.7	24.3	2.46	
二次載荷	B3-B2-R	0.2	312		23.8	26.3	2.11	
					10.2**	20.1**	2.67**	
	B3-B4-R	0.4	(22)		22.8	25.0	2.36	
			633	-	10.1**	21.2**	2.53**	
	B3-M4-R		630		21.8	24.5	2.00	
					8.83**	20.6**	1.93**	

表1 試験体一覧

<sup>\*</sup> $N_0 = {}_c A \cdot F_c + {}_s A \cdot {}_s \sigma_y$ , <sup>\*\*</sup>断面補修に用いたPCM

#### 表 2 引張試験結果

試験片		ヤング係数	降伏点応力	降伏ひずみ	引張強さ	降伏比	破断伸び
		$_{s}E(\times 10^{3}N/mm^{2})$	$\sigma_Y (\text{N/mm}^2)$	$\varepsilon_Y = \sigma_Y / E$	$\sigma_U (\text{N/mm}^2)$	$\sigma_Y / \sigma_U$	(%)
弦材	L30×30×3	201	354	0.00176	473	0.75	31.5
格子材	PL3×30	212	382	0.00180	520	0.74	26.4
主筋	D13	183	355	0.00194	496	0.72	23.6
帯筋	D6	189	390	0.00206	515	0.76	25.7

×10<sup>3</sup>N/mm<sup>2</sup>であり、コンクリートのヤング係数の1割程 度の値であった.エポキシ樹脂とコンクリートの応力– ひずみ関係を図2に示す.コンクリートの約2倍の強度ま で弾性挙動を示しており、その時のひずみは約0.015で ある.

#### (4) 実験装置

載荷装置を図3に示す.水平移動可能なリニアスライ ダに取り付けられた1000kN油圧ジャッキで所定の軸力 を載荷した後,500kNの油圧ジャッキによって水平力を



図2 エポキシ樹脂の応カーひずみ関係



図3 載荷装置



(a) PCM による断面補修

加えた. 軸力と水平力の載荷点が一致する(水平載荷治 具ピン位置)ように,試験体上部にかまぼこ状球座を設 置した. ジャッキの先端に取り付けたロードセルにより, それぞれの荷重を計測した.

# (5) 補修方法

補修は文献5と同様の方法で,主としてひび割れへの エポキシ樹脂の注入を行った(写真1(b)参照).また, いずれの試験体もかぶりコンクリートの剥落等損傷が激 しかったため,樹脂注入前にPCMにより断面形状の修 復成形を行った(写真1(a)参照).コンクリートの脆弱 部分を除去後,既存コンクリートとの接着性向上のため の下地処理用プライマーを塗布し,PCMにより断面を 成形後,4週間養生した.ひび割れへのエポキシ樹脂の 注入は,表面の塵埃除去後に,ひび割れ幅が大きい場所 あるいは2本のひび割れの交点でエポキシ樹脂を注入し た.エポキシ樹脂の硬化まで養生した(1週間)後,表 面の仕上げを行った.

#### 実験結果の検討

#### (1) 荷重一部材角関係

水平荷重と部材角の関係を図4に示す. 図中の●印, ■印はそれぞれ鉄筋及び内蔵鉄骨弦材山形鋼最外縁のひ ずみが初めて降伏ひずみに達した点を示している. また, 図中の点線は鋼材の降伏点応力とコンクリートの圧縮強 度を用いて算定した塑性崩壊機構直線である.

いずれの試験体も一次載荷と二次載荷ともに紡錘型の 履歴ループを示している.軸力比が0.2の試験体は補修 前後とも部材角0.03rad.まで塑性崩壊機構直線に沿って低 下しており,水平耐力の低下はP-ム効果によるもので断 面の曲げ抵抗力は失われていないことがわかる.一方で, 軸力比が0.4の試験体は最大耐力後に急激な耐力低下を 示す.これはかぶりコンクリートの剥離(柱脚から 150mmの範囲)と主筋の座屈が原因である.



(b) ひび割れへのエポキシ樹脂注入

写真1 補修方法



試験体B3-B2は、部材角0.015rad.で最大耐力を発揮し、 最大耐力発揮後は緩やかに耐力低下して部材角0.03rad.で 降伏点耐力に達した. 試験体B3-B4は部材角0.015rad.に最 大耐力を発揮し、耐力発揮後は急激に耐力低下して部材 角0.02rad.で降伏点耐力に達した.実験終了後、かぶりコ ンクリートの脆弱部分を除去した際に主筋の座屈が確認 された. 試験体B3-B2-Rは部材角0.025rad.で最大耐力を発 揮し、最大耐力発揮後は緩やかに耐力低下をした. 試験 体B3-B4-Rは部材角0.015rad.で最大耐力を発揮し、最大耐 力後は急激に耐力低下をした. 試験体B3-M4-Rは部材角 0.015rad. で最大耐力を発揮し、最大耐力後は部材角 0.025rad.までは緩やかな耐力低下を示すが、部材角 0.03rad.以降は急激な耐力低下をした.補修の前後で比較 すると、試験体B3-B2シリーズは、最大耐力時部材角が 補修後に大きくなる.また,最大耐力点までは一次載荷 時の耐力が二次載荷時の耐力よりも大きいが、最大耐力 発揮後は二次載荷時の耐力が一次載荷時の耐力よりも大 きくなっている.試験体B3-B4シリーズは,最大耐力時 部材角は変わらず,二次載荷時の耐力が一次載荷時の耐 力を上回ることはなかった.試験体B3-M4シリーズは, 一次載荷で最大耐力点までしか載荷していないためその 後の挙動がどのようになるかは不明であるが,試験体 B3-B4の最大耐力発揮後の耐力低下を考慮すると,最大 耐力までは一次載荷時の耐力が二次載荷時の耐力よりも 大きいが,最大耐力発揮後は最大耐力後は二次載荷時の 耐力が一次載荷時の耐力よりも大きくなる.試験体B3-B4シリーズのみ最大耐力後の耐力が回復しなかったの は,一次載荷時の主筋の座屈が原因である.

図5に各試験体の正側の包絡線の比較を示す.一次載 荷における変形量の大小に関わらず、全ての試験体にお いて補修後では初期剛性が低下していることがわかる.

実験結果の一覧を表3に示す.表中の初期剛性は,部 材角0.001rad.時の割線剛性であり,最大耐力は正負の平 均を示している.表より,補修後の試験体は初期剛性が



健全時(一次載荷時)の71~85%まで低下しており,一 次載荷時の損傷が大きい試験体ほど低下量が大きいこと がわかる.これは,一次載荷時のひび割れ部以外でのコ ンクリートの劣化が主因であり,微小なひび割れへのエ ポキシ樹脂の注入が不十分であったことも原因の一つと して考えられる.また,断面補修のPCMのヤング係数 がコンクリートのそれより小さいことも原因である.

最大耐力に関しては、試験時材齢時でのコンクリート 強度の変化は小さいが、断面補修に使用したPCMの強 度がコンクリート強度よりも小さいためすべての試験体 でわずかに減少している.試験体B3-B4では85%の耐力 となっているが、これは一次載荷時の鉄筋の座屈、最大 耐力付近ではPCMが剥がれていたためであると考えら れる.

#### (2) 破壊状況

図6に各試験体の破壊状況を示す. 図中黒く塗りつぶ している部分はコンクリートが圧壊あるいは剥落した部 分である.一次載荷と二次載荷の状況を比較すると,二 次載荷によるひび割れは,曲げひび割れ,斜めひび割れ ともに一次載荷時のひび割れ部分とは異なる場所に発生 しており,エポキシ樹脂によるひび割れ補修の効果は十 分あると判断できる.また,いずれの試験体においても, 初期の部材角における補修前の試験体の損傷状況と補修 後の試験体の損傷状況を比較すると,補修後の試験体の 方がひび割れの数が少なく損傷を抑えられていることが わかる.

#### (3) ひび割れ幅の推移

損傷状況と経験部材角の関係を調べるため、一次載荷 時の各載荷サイクルの最大変位振幅時(以下ピーク時と する)とその荷重除荷時の、柱脚より300mmの範囲での 曲げひび割れ幅をデジタル顕微鏡(倍率200倍)で測定 した. 図7に各変位振幅ピーク時のひび割れ幅と部材角 の関係を、図8に各変位振幅除荷時のひび割れ幅と部材 角の関係を示す. 図7よりピーク時のひび割れ幅は部材 角に対して線形関係にあることがわかる.図8より除荷 時のひび割れ幅は部材角0.01rad.より小さい部材角では残 留ひび割れ幅が小さいままであるが、部材角0.01rad.を超 えるとひび割れ幅が急激に大きくなることがわかる。除 荷時のひび割れ幅は残留部材角の大きさも関係しており, 本実験では最大耐力点まではほぼ弾性変形に近いが、最 大耐力後は残留部材角が大きくなることが影響している と考えられる. また, 図7よりピーク時の300mm間ひび 割れ幅合計は最大ひび割れ幅より十分大きいが、図8よ り除荷時では300mm間ひび割れ幅合計は最大ひび割れ幅 とあまり変わらないことがわかる.これは、除荷時には、 最大のひび割れに変形が集中して残り、他のひび割れが 閉じていることを示している.



図9に最大ひび割れ幅から予測される合計ひび割れ幅<sup>7</sup> と観測された合計ひび割れ幅の比較を示す.ただし、文 献7は1D間(250mm)のひび割れを対象としている.ピー ク時の合計ひび割れ幅の予測値は大変形域においても精 度よく予測することができている.除荷時ではひび割れ 幅が小さい範囲では精度よく予測できているが,ひび割 れ幅が大きくなると過大評価する傾向にある.これは, 除荷時のひび割れ幅は最大幅のひび割れに集中している



### 4. 数値解析による検討

#### (1) 解析概要

 $\sigma$ 

 $c\sigma cB$ 

実験挙動の追跡のため、ファイバー法による弾塑性解 析を行い、断面の曲げモーメントー曲率関係を求めた. 断面は平面保持を仮定し, 鋼とコンクリートは完全付着 とし、コンクリートの引張強度は無視した. 断面の分割 は、コンクリートを28分割、弦材のアングルを8分割、 鉄筋は集中点要素とした.堺等の式<sup>8</sup>により曲率に対す る塑性ヒンジ領域長さを決定し、部材角及び水平力を算 定した. 鋼材の応力---ひずみ関係はバイリニアモデルを 用い、ひずみ硬化係数は0.005とし、繰り返し則は加藤 等のモデル<sup>9</sup>を用いた. コンクリートの応力--ひずみ関 係は、骨格曲線は崎野・孫モデル<sup>10</sup>を用い、繰り返し則 は図10(a)に示すように除荷開始時のひずみの半分のひず みを目指して直線で除荷されるものとした. 二次載荷の 解析においては、一次載荷におけるコンクリートの劣化 を考慮するため、一次載荷の除荷終了時の除荷ひずみか ら履歴が開始されるように設定した(図10(b)参照).断 面補修をしたPCM要素の応力ーひずみ関係及び繰り返 し則はコンクリート要素と同様とした.

 $\varepsilon_i = \varepsilon_i/2$ 

#### (2) 解析結果の検討

解析と実験の荷重-変形角関係の比較を図11に示す. 解析結果は実験挙動を概ね追跡できているが、試験体 B3-M4-Rについては部材角0.01rad.以降で解析値が実験値 を大きく下回っている. 解析結果の一覧を表3に示す. 表中の初期剛性は、部材角0.001rad.時の割線剛性であり、 最大耐力は正負の平均を示している. 一次載荷の初期剛 性に対する二次載荷の初期剛性の低下率は、軸力比0.2 の試験体では概ね追跡できているものの、軸力比0.4の 試験体では解析値の方が約2割程度小さくなった.また, 最大耐力の低下率は、試験体B3-B4-Rを除き概ね追跡で きた. 試験体B3-B4での一次載荷の座屈に起因する耐力 低下は、解析では座屈を考慮していないため追跡できず、 実験値よりも高い最大耐力の低下率となった.

# 5 まとめ

内蔵鉄骨がボルト接合で組み立てられた格子型SRC柱 の様々な損傷状況における補修後性能を調べるため、二 つの最大変形量での一次載荷を行い、補修を施した後に 再度大変形域までの二次載荷を行った.また、実験挙動 の追跡のため数値解析を行った.得られた知見を以下に 示し、本報のまとめとする.





表3	実験解析結果-	-覧

	実験結果				解析結果				
試験体名	初期剛性	剛性低下率	最大耐力*		初期剛性	剛性低下率	最大耐力*		
	(kN/mm)	(%)	(kN)		(kN/mm)	(%)	(kN)		
B3-B2	32.9	-	86.9	-	35.0	-	79.2	-	
B3-B4	34.4	-	105.9	-	43.9	-	93.0	-	
B3-M4	37.2	-	104.8	-	43.5	-	93.4	-	
B3-B2-R	24.4	74.2	84.5	0.97	26.7	76.1	76.3	0.96	
B3-B4-R	24.6	71.4	90.2	0.85	26.0	59.1	86.6	0.93	
B3-M4-R	31.8	85.5	100.9	0.96	28.6	65.8	89.3	0.96	

正負平均値

8;



- 1) 補修前の損傷状況に関わらず補修後の初期剛性は全 ての試験体で一次載荷時の初期剛性より低下した.
- 2) 補修後の最大耐力は全ての試験体で一次載荷時の最 大耐力よりわずかに減少した.これはPCMの強度が コンクリートよりも小さかったためである.
- 3) 軸力比0.4で変形量大の試験体では一次載荷の主筋の座屈のため、本報の補修方法により性能を回復させることはできなかった。
- 4) 補修前後でひび割れの本数が減少し、かつひび割れ 発生位置が異なっており、エポキシ樹脂ひび割れ注 入工法は有効な補修方法であったといえる.
- 5) ピーク時の最大ひび割れ幅から合計ひび割れ幅を予 測できたが、除荷時の最大ひび割れ幅からの合計ひ び割れ幅の予測精度はあまり良くなかった.
- 6) 数値解析により、軸力比0.2の試験体は剛性低下率、 最大耐力ともによく追跡できたが、軸力比0.4の試 験体ではあまりよく追跡できなかった。

謝辞:本研究はJSPS科学研究費補助金(基盤研究 (C)(25420579),研究代表者:藤永隆)の助成を受けたも のです.ここに謝意を表します.

#### 参考文献

- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路大震 災調査報告/建築編2, 1998年8月
- 石橋忠良・津吉毅・小林薫・小林将志:大変形正負交番 載荷を受けるRC柱の損傷状況及び補修効果に関する実験 的研究,土木学会論文集,No.648,V-47, pp.55-69,2000年

5月

- 3) 立花正彦ら:非充腹型SRC及びRC柱部材の陸学特性と耐 震補強・補修に関する実験的研究(その1~その16),日本 建築学会大会学術講演梗概集,1997年9月から2000年9月
- 藤永隆・三谷勲:載荷履歴を受けたSRC部材の補修後の性 能に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.1163-1164,2006年9月
- 5) 藤永隆・那良幸太郎・神谷悠貴・孫玉平:載荷履歴を受けた格子型SRC柱の補修後性能に関する実験的研究,構造工学論文集, Vol.57B, 2011年3月
- 神谷悠貴・藤永隆・孫玉平・那良幸太郎:載荷履歴を受けたラチス型鉄骨を内蔵するSRC柱の補修後性能に関する 実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.1265-1266,2010年9月
- 藤永隆・孫玉平: RC柱のひび割れ幅と部材角の関係に関 する一考察,神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第16号,pp/109-113,2012年3月
- 8) 堺純一・松井千秋:鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力 特性に関する研究-単一H形鋼を内蔵したSRC柱の骨格曲 線の定式化-,日本建築学会構造系論文集,第534号, pp.183-190,2000年8月
- 加藤勉・秋山宏・山内泰之:鋼材の応カーひずみ履歴曲 線に関する実験則、日本建築学会大会学術講演梗概集、 pp.937-938, 1973年10月
- 10) 崎野健治・孫玉平:直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係、日本建築学会構造系論 文報告集, No.461, pp.95-104, 1994年7月

# STRUCTURAL PERFORMANCE OF DAMAGED OPEN-WEB TYPE SRC BEAM-COLUMNS WITH BOLT-CONNECTED BATTEN STEEL PLATES AFTER RETROFITTING

# Takahiro KUME, Takashi FUJINAGA and Yuping SUN

In this paper, structural performance of damaged SRC beam-columns with open-web type of batten steel plate after retrofitting was inbestigated. Three open-web type SRC beam-columns with bolt-connected batten steel plates were fabricated and tested under combined constant axial load and cyclic lateral load. At first, each beam-column was cyclically loaded to the targeted displacement. After the first loading, the test columns were retrofitted and reloaded till large deformation or failure. The damaged portion of each column was retrofitted with the polymer cement mortar, while the cracks was repaired by injecting epoxy resin. The measured stiffness of retrofitted columns varied between 71.4% and 85.5% of the initial one. Test results indicated that the column which experienced the larger displacement and higher axial load showed lower load carrying capacity, but the others showed approximately the same capacities as the initial columns. Analytical results predicted the experimental behavior fairly well, which verifies the validity of the analytical models as the axial load is low.