

# 折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板による鉄筋コンクリート柱部材の耐震補強工法の開発

## Development of Structural Behavior of Existing RC Column Strengthened with Thin Steel Plates using Mechanical Joint and Grouting Mortar

西山 直洋\*

Naohiro Nishiyama

### 要 約

従来型の鉄筋コンクリートなどの柱部材における耐震補強技術は、鉄板ならびにアラミド・カーボン繊維などを巻き立てる工法が主流である。これらは施工性および価格の面において一長一短あるため、両者の長所を取り入れた工法の開発が期待されている。本工法は柱の耐震補強として薄肉鋼板を用いることで、施工性の向上およびコストダウンを実現した工法であり、本報はそれらの構造実験および施工実験の報告である。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 構造実験概要
- § 3. 構造実験結果および考察
- § 4. 施工実験概要
- § 5. まとめ

### § 1. はじめに

スクラップアンドビルドからストックの時代に移行しつつある我が国において、旧構造物をリニューアルするためには、耐震補強工事は避けて通れない状況にある。よって耐震性に優れ、かつ低コストの耐震補強の開発は大きな社会的ニーズとなっている。

このような現状の中、開発した補強方法は、図一1に示すように、既存柱に分割した薄肉の鋼板を巻き立て、コンクリート面との隙間に高強度無収縮モルタルを注入する方法である。施工方法は、まず、既存柱部材の上下にメカニカルアンカーを打ち込み、続いてこのアンカーにコンクリート面およびU字金物との所定の間隔のパイプを入れて打ち込む。次に、座ぐりを設けたU字金物をアンカーにボルトで固定し、その金物の凹部に鋼板の折り曲げ部をはめ込み、さらにフラットバーで押えてボルト留めするものである。

今回のU字金物は、U字部の深さを小さくした構造であり、U字金物と薄肉鋼板とが、直接的に応力伝達できるように改良したものである。この補強方法の主な特徴としては、ボルト留めによる組み立て方式であるこ

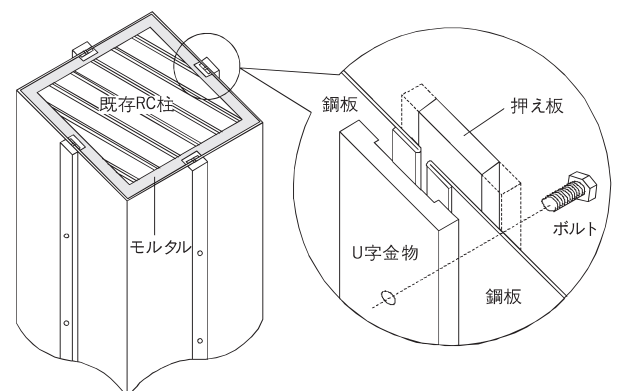
と、有資格者（溶接作業など）を必要としないこと、さらに鋼板の薄肉化により多分割化を可能にし、よって各部品を小型化ならびに軽量化できることが挙げられる。

本開発では、この折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板による耐震補強を既存RC柱部材に適用し、その補強効果を確認し、併せて施工実験により施工方法の検討を行ったものである。

### § 2. 構造実験概要

#### 2-1 試験体

試験体は、無補強試験体1体（RC-1）および補強試験体4体（RCR-1, RCM-1, RCM-2ならびにRCM-3）の計5体である。各試験体の実験水準の組み合わせを表一1に示し、また、試験体形状および寸法を図一2にそれぞれ示す。無補強試験体は、終局曲げ耐力および終局せん断耐力がほぼ同程度となるように配筋している。



図一1 本補強方法の概要図

\*技術研究所技術研究部建築技術研究課

表一 各試験体の実験水準の組合せ

試験体名	既存 RC 柱部		補強部概要				
	断面寸法 b×D (mm)	コンクリート 強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	補強後断面 b×D (mm)	補強鋼板 板厚 (mm)	ボルト 間隔 (mm)	目荒らし	モルタル 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
RC-1	300×300	28.5	—	—	—	—	—
RCR-1			360×360	1.6	167	無	66.7
RCM-1						有	67.8
RCM-2					125		67.3
RCM-3							2.3

表二 使用材料の機械的性質  
(単位：N/mm<sup>2</sup>)

	$\sigma_y$	$\sigma_u$
D16	376.6	564.9
D6	408.5	612.8
PL 1.6	256.0	384.0
PL 2.3	285.2	427.8

実大柱部材の約 1/3 モデルとして、コンクリート断面は 300×300 mm、柱高さは 1000 mm (M/QD=1.67) である。主筋は 10-D16 (pt=0.98%)、帯筋は D6@200 (pw=0.107%) である。

補強試験体の実験水準は、補強鋼板の板厚 (2 種類)、接合部のボルト間隔 (2 種類) ならびに既存コンクリート表面の目荒らしの有無である。

補強試験体の鋼板は、せん断補強とするため、柱の上下に 10 mm のクリアランスを設け、既存柱面に対しては 30 mm の隙間を空けて巻き立てる。また、薄肉鋼板の折り曲げ半径は  $r=t$  (板厚) とする。この 30 mm の隙間には高強度無収縮モルタル (本試験体では約 0.04 m<sup>3</sup>) を注入する。補強後の断面は 360×360 mm となる。

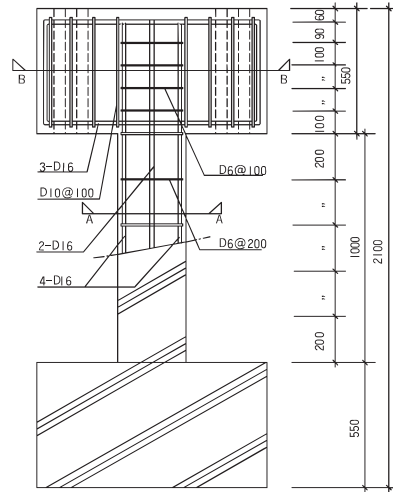
鋼板の接合部形状および寸法を図一三に示す。また、これら試験体の使用材料の機械的性質を表二に示す。接合部のボルトは、M6 (材質 SCM 435、強度区分 12.9、締め付けトルクは 13 N・m) を使用し、これを留めるねじ深さは、U 字金物の板厚 (12 mm) とする。なお、施工上必要となる U 字金物を固定させるメカニカルアンカーは、本実験では設けていない。

2-2 実験方法

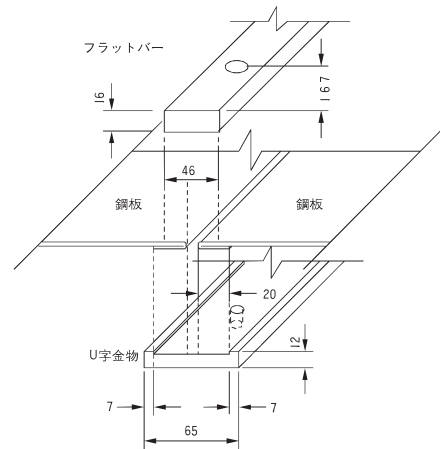
試験体の上下スタブを加力フレームに固定し、オイルジャッキ (能力 3,000 kN) により圧縮軸力 N (=0.2 bD $\sigma_B$ ) を常時作用させ、アクチュエータ (能力 1,000 kN) により静的水平力を作用させる。

載荷条件は、部材角  $R = \pm 0.25\%$ ,  $\pm 0.5\%$ ,  $\pm 1.0\%$ ,  $\pm 2.0\%$  をそれぞれ 3 サイクルずつ載荷する。

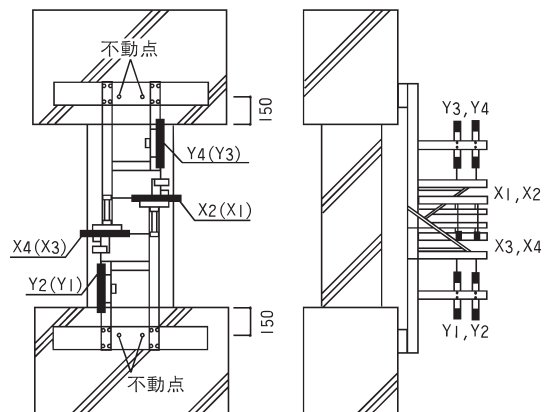
測定方法を図一四に示す。各部の変位は上下スタブ内に不動点を設け、水平変位量 (X1~X4) および軸変位



図一三 試験体形状および寸法



図一四 接合部形状および寸法



図一五 測定方法

量 (Y1~Y4) を変位計により測定し、各要素の歪値は各部に貼付したワイヤーストレインゲージにより測定する。

### § 3. 構造実験結果および考察

#### 3-1 破壊状況

無補強試験体の主なひび割れ発生状況を図-5に、実験終了時の最終破壊状況を写真-1にそれぞれ示す。

また、補強試験体の鋼板およびモルタルの付着消失状況の代表例を写真-2に示す。付着の消失状況は、金属棒による打音によって確認した。

無補強試験体のコンクリートに発生するひび割れは図-5より、曲げひび割れ(a)、せん断ひび割れ(b)の順に発生し、最大耐力時に主筋に沿った付着割裂ひび割れ(c)が発生する。その後はひび割れ(c)に沿ってひび割れ幅が増大し、コンクリートが剥落する。これらの破壊状況より、無補強試験体はせん断付着割裂破壊したものと考えられる。

補強試験体では、柱の上下のクリアランス部分に曲げひび割れ(a)が発生し、その後、目荒らし有り試験体では変形の増大と共にこのひび割れが増大し、最終的には補強部が写真-2のように傾く。目荒らし無し試験体では、ひび割れ(a)の幅の増大が少なく、補強部のモルタル部分および既存部のコンクリート部分がずれるような状況を示す。

鋼板およびモルタルの付着消失状況は、目荒らしの有無、鋼板の板厚にかかわらず、せん断力を増大させていくと共に、上下端部から中央に向けて進行する傾向を示す。

部材角  $R=1.0\%$  時には、ほぼ全面でこの付着は消失している。各試験体とも実験終了時まで折り曲げ接合部に傷は認められず健全な状態であり、鋼板およびモルタルの付着は消失していたものの、両者は一体として働いていた。これは、U字金物がモルタル中に埋め込まれ

ているためと考えられる。

実験終了後に鋼板を取り除くと、目荒らし無し試験体では、モルタル部にせん断ひび割れがほとんど認められず、鋼板を取り除くと共にモルタル部が落下した。

既存部コンクリートには、無補強試験体と同様のひび割れが発生しているが、ひび割れ幅の増大およびコンクリートの圧壊などは認められなかった。これは、既存部コンクリートを鋼板およびモルタルで拘束していたためと考えられる。しかしながら、目荒らし有り試験体では、既存部コンクリートおよびモルタルは付着によって一体化しており、モルタルには45度方向のせん断ひび割れが多数発生していた。なお、主筋に沿ったせん断付着割裂ひび割れの発生は認められなかった(写真-3, 4参照)。

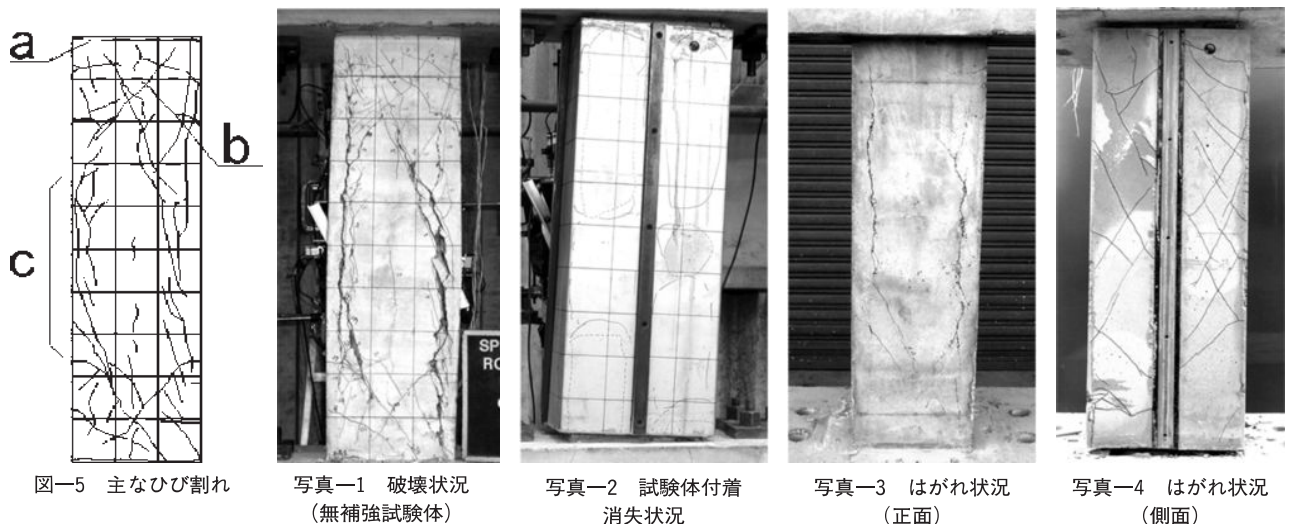
以上の結果より、補強した試験体は、目荒らしの有無によってモルタルの効果が相違する傾向を示し、目荒らし無しの場合には、モルタルは鋼板と共に既存部分の柱の拘束をする働きがあり、また、目荒らし有りの場合には、せん断耐力に寄与するものと考えられる。

さらに、目荒らし無し試験体は曲げ降伏後、 $R=1.0\%$  以後でせん断破壊へ移行し、目荒らし有り試験体は曲げ降伏後、曲げ破壊したものと考えられる。

#### 3-2 履歴性状

各試験体の履歴曲線を図-6に、その包絡線を実験水準別に図-7に示す。ここで、縦軸は作用せん断力(Q)、横軸は変形量( $\delta$ )または部材角(R)をそれぞれ示す。

無補強試験体では $R=0.7\%$ で最大耐力に達し、その後の耐力低下が著しい。目荒らし無し試験体では、 $R=0.5\%$ から剛性が徐々に低下し、 $R=1.0\%$ で最大耐力に達し、その後変形の増大と共に耐力が徐々に低下した。目荒らし有り試験体では、 $R=0.6\sim 0.7\%$ で剛性が徐々に低下するが、その後の耐力低下は少なかった。補強鋼板の接合部のボルトの本数が多い程、また板厚が増す程、その傾向が認められた。



繰り返しによる耐力低下状況は、 $R=0.5\%$ までは各試験体の耐力低下は1割程度となる。

$R=1.0\%$ 以降において、補強試験体は、無補強試験体に比較すると、耐力低下が全体的に小さい値を示す傾向にある。特に鋼板が2.3mmの試験体では、 $R=4.0\%$ までほとんど耐力低下もなく、安定したループを示すことから、その補強効果が認められる。

3-3 最大耐力

各試験体の最大耐力および終局せん断耐力の計算値 ( $cQ_{su1}$ ,  $cQ_{su2}$ ,  $cQ_{su3}$ ) ならびに終局曲げ耐力の計算値 ( $cQ_{bu}$ ) を表-3に示す。ここで、 $cQ_{su1}$ はRC耐震診断基準<sup>1)</sup>による終局せん断耐力、また、 $cQ_{su2}$ は同基準の鋼板による補強後の終局せん断耐力である。さらに、 $cQ_{su3}$ は目荒し無しの試験体において、モルタルにせん断ひび割れが生じていなかったため既存部の拘束のみに寄与したとして考え、 $cQ_{su2}$  (既存部の断面のみを有効とする) を修正<sup>2)</sup>したものである。ただし、これらのせん断力のコンクリート部の負担は、原式<sup>3)</sup>の75%下限値を採用している。また、 $cQ_{bu}$ は同基準の終局曲げ耐力式である。

無補強試験体においては、終局曲げ耐力および終局せん断耐力の計算値との比は  $eQ_u/cQ_{bu}=0.85$ ,  $eQ_u/cQ_{su1}=0.99$  であり、せん断破壊が先行したものと考えられ、基準式  $cQ_{su1}$  でほぼ推定出来るものと考えられる。補強試験体では終局曲げ耐力の計算値との比は  $eQ_u/cQ_{bu}=0.98\sim 1.06$ , また終局せん断耐力の計算値との比は  $eQ_u/cQ_{su}=0.72\sim 0.82$  となることから、全て曲げ降伏が先行したものと考えられる。

補強試験体の最大耐力時の変形量 ( $R_n$ ), 最大耐力の90%時の変形量 ( $R_{0.9}$ ) ならびに無補強試験体のそれら ( $0R_n$ ,  $_{300}0R_{0.9}$ ) との比 ( $R_n/0R_n$ ,  $R_{0.9}/0R_{0.9}$ ), さらに各試験体のせん断余裕度 ( $cQ_{su}/cQ_{bu}$ ) との関係を図-8に示す。

これより、せん断余裕度が大きくなるほど、曲げ降伏後の耐力低下も少なく、大変形時まで安定した性状を示すものと考えられる。よって、本補強方法においても、RC耐震診断基準で示される鋼板による補強効果 (耐力および変形性能) を期待することができるものと考えられる。

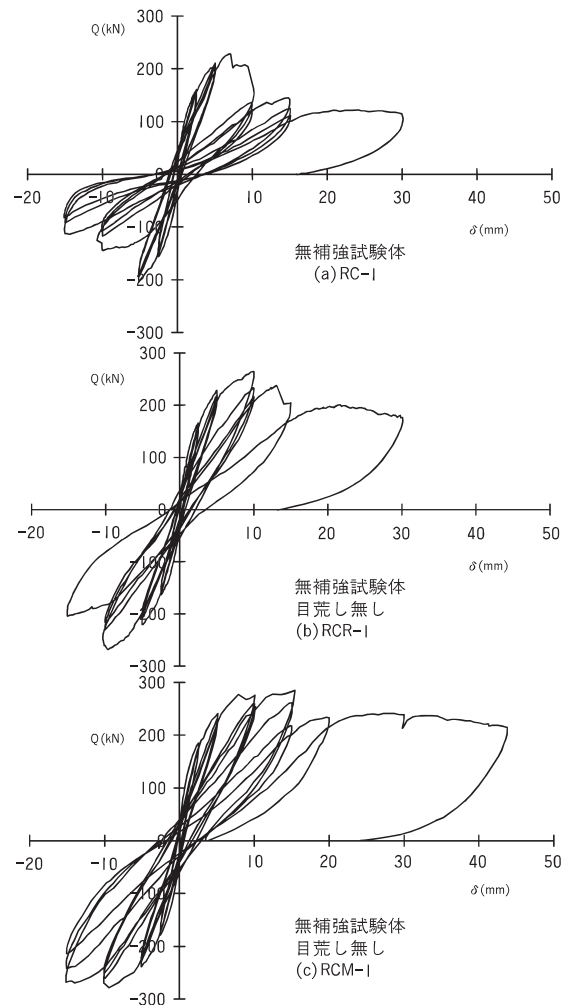


図-6 応力歪履歴曲線

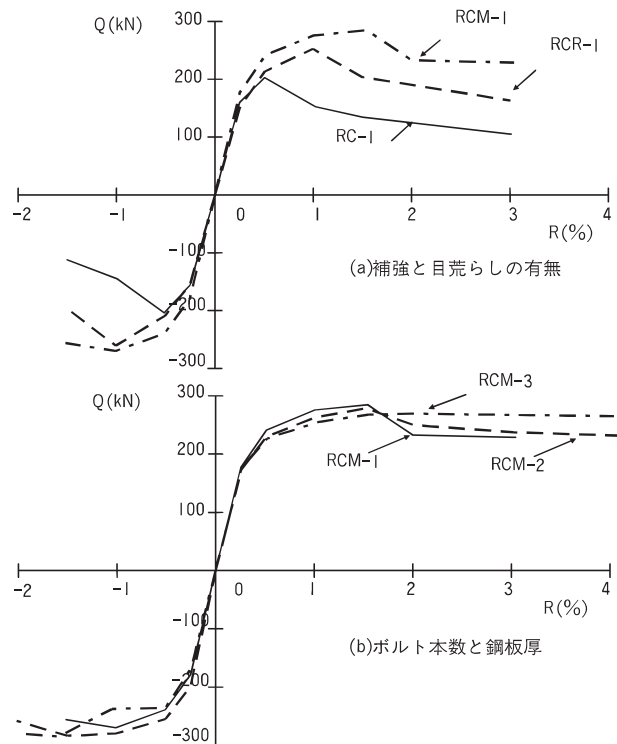


図-7 実験水準別の包絡線



表-3 実験結果および計算値の比較

	eQu	cQsu1	cQsu2	cQsu3	eQu / cQsu1	eQu / cQsu2	eQu / cQsu3	cQbu	eQu / cQbu	cQsu / cQbu
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)				(kN)		
RC-1	229	230	—	—	0.99	—	—	269	0.85	—
RCR-1	264	—	348	289	—	0.76	0.91	269	0.98	1.08
RCM-1	285	—	348	—	—	0.82	—	269	1.06	1.30
RCM-2	283	—	348	—	—	0.81	—	269	0.95	1.30
RCM-3	272	—	379	—	—	0.72	—	269	1.01	1.41

$$cQsu1 = \left\{ \frac{0.12 k_u k_p (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$cQsu2 = \left\{ \frac{0.12 k_u k_p (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d_2) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{w2} \cdot s \cdot \sigma_{wy} + 2t/b_2 \cdot \sigma_{sy}} + 0.1 \sigma_{02} \right\} \cdot b_2 \cdot j_2$$

$$cQsu3 = \left\{ \frac{0.12 k_u k_p (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \cdot \sigma_{wy} + 2t/b_2 \cdot \sigma_{sy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$cQbu = \frac{M_{u1}}{h_0/2}$$

$$M_{u1} = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

$p_w$ : せん断補強筋比  $p_w \geq 0.012$  のときは  $p_w = 0.012$  とする。  
 $k_p$ : 引張鉄筋比による補正係数  $k_u$ : 断面寸法による補正係数  
 $s \sigma_{wy}$ : せん断補強筋降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)  $N$ : 柱軸方向力 (N)  
 $\sigma_0$ : 柱軸方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{sy}$ : 鋼板応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $d$ : 柱有効せい (mm) ( $d = D - 50$  mm)  $M/Q = h_0/2$   
 $h_0$ : 柱内法高さ (mm)  
 $j$ : 応力中心間距離 (mm)  $b$ : 柱幅 (mm)  $t$ : 鋼板厚 (mm)  
 $a_t$ : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)  $D$ : 柱断面せい (mm)  
 $\sigma_y$ : 主筋降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_B$ : コンクリート強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 [注] これら記号の右下の数字の2は補強後のそれを示す。

§ 4. 施工実験概要

4-1 実験条件

実大 1/3 モデル構造実験に供試した試験体を模擬して試験体を製作し、施工実験を行った。なお、施工実験は以下の条件とした。

- ① 1 m × 1 m × 2.8 m のコンクリート柱
- ② 補強鉄板は厚さ 1.6 mm
- ③ ジョイントおよび躯体固定ボルトは  $\phi$  8 mm
- ④ 上部および下部の型枠は木製
- ⑤ 固定用モルタルは無収縮で、側圧の押えはベニヤ板を介し 75 mm のアングル押え

4-2 施工手順

本施工実験の施工手順は図-9の通りである。なお、仕上げについては行う必要がない場合もあるため、今回の試験においては行っていない（耐火や美観のために行う場合もある）。

4-3 施工上における留意点

施工実験の結果、以下のことが確認された。これらの事項は施工要領書に明記すると共に、重要事項として喚起を促すものとする。

(1) 補強柱の事前調査

補強柱の事前調査は本工事の最も重要な工程である。この調査により、鉄筋の位置、コンクリート強度ならびに仕上げの有無・表面性状などを把握することが必要となる。また、これらの調査結果を補強鋼板の製作に反映させる必要がある。

(2) 目荒しの程度

構造実験により目荒しはモルタルとの一体化において必要不可欠であり、目荒しの程度は表面積の 1/3~1/2

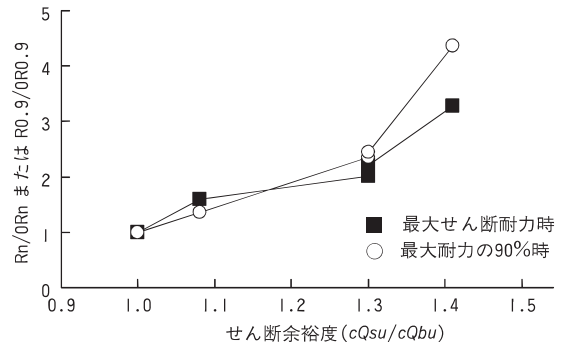


図-8 補強による大変形時の性状

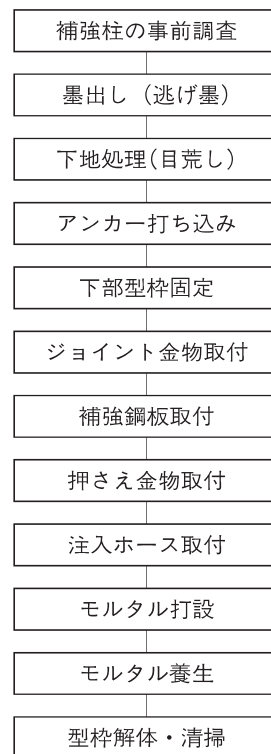


図-9 施工手順



写真一五 目荒しの程度



写真一六 押さえ金物の取り付け



写真一七 鋼板取り付け

程度の面積で2~5 cmの深さとする（写真一五参照）。

### (3) 側圧用押さえ金物の取り付け

モルタルの側圧は液圧として算定しアングル間隔を決定したが、算定値の5割の変形量が確認された。

これは上部からモルタルを落下させるため動的圧力がかかってしまい、予定より大きく変形したものであり、よって本施工では動的圧力を考慮し十分な対応を行う必要がある（写真一六参照）。

### (4) モルタル打設

モルタル打設は、上部より自然流下にて打設するもの

とする。圧入も考えられる工法であるが、側圧がかかりすぎるため、押さえ金物の製作コストが高くなる。

なお、充填性については上部自然流下の場合でも、定められた範囲のJロート試験のモルタルであれば、問題はない。

### (5) 養生

特に必要な作業はないが、モルタルの強度確認としてφ5 cm×10 cmのシリンダー供試体を3本採取し、所定の材齢にて強度試験を行う。

### (6) 鋼板取り付け

補強鋼板はU字金物に引っ掛けるように取り付けるものとする（写真一七参照）。

## §5. まとめ

薄肉鋼板に機械式接合である折り曲げ接合を用いた耐震補強に関して、1/3モデルのRC柱部材に定軸力下での繰り返し曲げせん断実験を行った。その結果、本補強方法は曲げ降伏後の変形能力を改善し、無補強試験体に比べて十分な補強効果が得られること、およびRC耐震診断基準に示される式により推定できることが明らかとなった。

また、施工実験においては実構造物を用いて行ったが、施工性については補修対象柱の調査を行っていたことから問題なく施工が完了した。工場における製作は別工程として、施工実験においては2本/3人工程程度の人件費となったが、今後工事仕様が確立した場合には、大幅な人件費のダウンが図れるものとする。

さらに、施工後鋼板を取り除き内部のモルタルの充填状況を確認したところ、完全な充填が確認された。

このように本工法の特徴である薄肉を使用した施工メリットがおおいに発揮され、かつ居ながら作業も可能と判断された。

謝辞：本実験を行うにあたり東京電機大学建築学科立花教授および学生諸氏に協力を頂きました。この書面にて関係各位に謝意を表します。

## 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，pp.874，2001.10
- 2) 森田剛史，西山直洋，立花正彦：折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板によるコンクリート系構造部材の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.1，pp.397-402，1999.6
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.139，1999.11