

# 高架橋柱の3面巻立て補強に関する一考察

大越靖広\* 西内美宣\* 宮島英樹\*\* 荒巻 智\*\*

新幹線や在来線の高架橋柱の耐震補強には、一般的に安価で施工が容易な鋼板巻立て工法が多く適用されてきた。しかし、駅部等の高架下利用箇所では柱周辺に機器や店舗部材等が設置されており、柱の4面から補強する鋼板巻立て工法の適用が困難であることが多い。本工法は、柱の3面から施工可能な場合に適用する補強工法として、せん断補強効果に加えてじん性能の向上も目的として開発したものである。本工法は、帯状の鋼板を3面に設置し、その端部を貫通鉄筋にて固定するものである。本稿は、既設実構造物の5/8スケールで行った正負交番載荷試験結果について報告するものである。

キーワード：高架橋柱、3面補強、せん断補強、じん性補強、正負交番載荷試験

## 1. はじめに

兵庫県南部地震後の鉄道ラーメン高架橋柱の耐震補強には、鋼板巻立て工法が多く適用されてきた。近年は、駅部や高架下利用箇所等の狭隘な箇所、溶接作業が適さない箇所でも施工可能な耐震補強技術<sup>1)</sup>が多く開発され、適材適所で採用されている。

本工法は、柱の3面から施工可能な場合に適用する新しい補強工法の開発を目的としてH26年度に西日本旅客鉄道株式会社殿より受託して検討を開始し、H27年度には共同実験として検討を行ったものである。

実験では、既存実構造物の5/8スケールの供試体を製作し、それに3面巻立て補強を施した後、正負交番載荷試験を行った。実験の結果を本稿で報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体概要

供試体はせん断破壊先行型の実高架橋柱を参考とし、5/8縮小モデルを6体製作した。供試体の諸元をTable 1に、コンクリートと鋼材の材料試験結果をそれぞれTable 2, 3に示す。No. 2, 3供試体はPhoto. 1①に示すように3面全面を鋼板で補強したものであり、その他の供試体は

Table 1 供試体諸元

供試体名	供試体寸法 (mm)	せん断スパン (mm)	軸方向鉄筋	帯鉄筋	補強方法		補強鋼板厚 (mm)	載荷方向	貫通鉄筋
					3面鋼板補強	アングル			
No. 2	500×500	1,500	D22 (SD295A相当) 20本	φ6 (SR235) ⑧94	3面鋼板補強	アングル無し	3.2	貫通鉄筋面	D13×9本
No. 3					3面鋼板補強	アングル無し			
No. 4					3面鋼板補強	アングル無し			
No. 5					3面帯鋼板補強 (幅60mm)	アングル有り	6.0	貫通鉄筋面直交	D13×9本
No. 6					3面帯鋼板補強 (幅60mm)	アングル有り			
No. 7					3面帯鋼板補強 (幅60mm)	アングル有り			
					3面帯鋼板補強 (幅60mm)	アングル有り			

※No. 1 供試体は過年度に西日本旅客鉄道株式会社で行った無補強の供試体である。  
 ※No. 7 供試体は貫通鉄筋の位置を75mm断面中心側にずらして配置した。

\* 土木事業本部 土木設計部 構造物・耐震グループ  
 \*\* 西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室

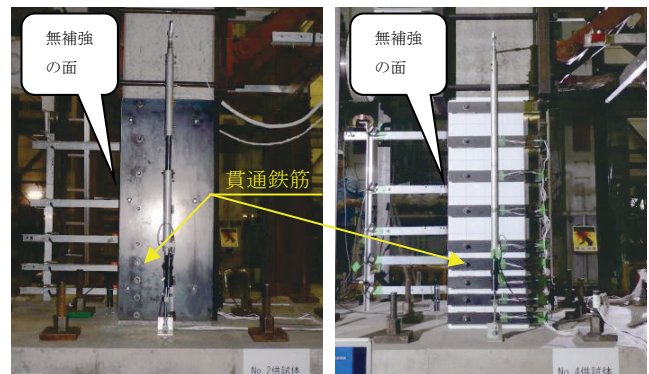
Photo. 1②に示すように帯鋼板を用いて3面補強したものである。また、Table 1の補強方法のアングルとはFig. 1に示す既設柱内部に設置する等辺山形鋼を示し、補強できない面の被りコンクリートが崩落した後もコアコンクリートを保持する目的で既設せん断補強鉄筋のピッチ内に収まるように設置したものである。施工状況をPhoto. 2に示す。なお、Table 2のNo. 2および3供試体のモルタルは3面全面鋼板と既設柱の隙間に打設したものであり、通常の4面巻立てで使用されている低強度のものである。

Table 2 コンクリートの材料試験結果

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )			引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )
	柱	基礎	モルタル		
No. 2	30.0	43.2	9.7	2.7	26,933
No. 3	30.8	43.8	10.4	3.0	28,200
No. 4	27.7	39.4	55.0	2.3	26,100
No. 5	28.0	41.3	62.1	2.5	26,733
No. 6	28.6	43.9	64.2	2.7	24,233
No. 7	30.1	44.5	67.4	2.7	25,867

Table 3 鋼材の材料試験結果

使用鋼材	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )				ヤング係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )			
	φ6	D13	D22	鋼板	φ6	D13	D22	鋼板
No. 2	316	414	380	390	2.10	1.89	1.83	2.17
No. 3								
No. 4	290	413	367	388	2.05	1.90	1.93	2.08
No. 5				314				2.07
No. 6				341				2.04
No. 7				341				2.04



①3面全面鋼板 ②3面帯鋼板

Photo. 1 補強状況

一方No. 4～No. 7のモルタルはFig. 1のA部に打設したものであり、後述するようにNo. 2, 3 供試体の結果を踏まえて強度のある材料を用いている。

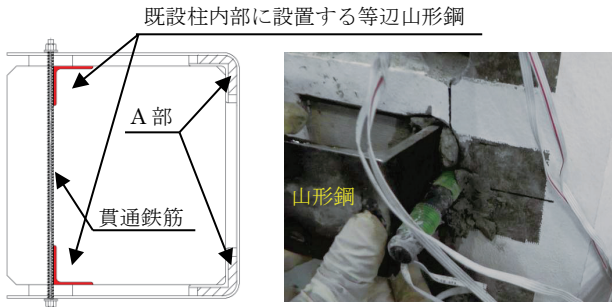


Fig. 1 No. 5 供試体概要図

Photo. 2 山形鋼設置状況

## 2.2 荷重方法

荷重試験は、 $1.0\text{N/mm}^2$ の軸圧縮応力度が供試体頂部に導入されるように調整し、初期荷重時に引張縁の軸方向鉄筋が降伏した時点の変位を降伏変位 $\delta_y$ と定め、変位制御で $\pm 1\delta_y \cdot \pm 2\delta_y \cdot \pm 4\delta_y \cdot \pm 6\delta_y \cdot \pm 8\delta_y \dots$ の正負交番荷重を各3サイクルずつ繰り返した。No. 6 供試体の荷重の状況をPhoto. 3に示す。

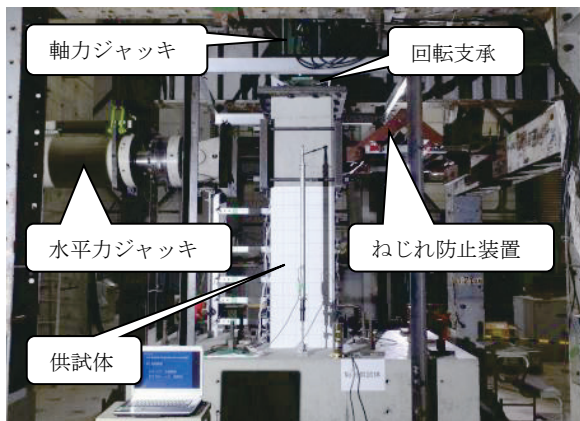


Photo. 3 荷重試験状況

## 3. 正負交番荷重試験結果と考察

### 3.1 実験結果と計算値の比較

Table 4に各供試体の実験結果と計算値の比較を、Fig. 2に各供試体の荷重-変位関係の履歴と計算値の比較、各供試体の包絡線の比較を示す。表および各図の計算値(1)は、公益財団法人鉄道総合技術研究所の「耐震補強された鉄筋コンクリート柱の性能照査プログラムVepp-Retrofit」により鋼板巻立て工法で4面補強した場合について、材料試験値を用いて計算した結果である。なお、No. 4～No. 7 供試体については帯鋼板にて補強を行っているため、帯鋼板高さを設置間隔で除した設置率を考慮して鋼板厚 $3.8\text{mm}$  ( $60/94 \times 6\text{mm}$ )で計算した。全ての供試体について脆性的な破壊を呈することなくせん断補強効果があった。またTable 2より、水平荷重については実験結果を計算値で除した値が $1.05 \sim 1.17$ であり、精度のよい実験が実施できたものと考えられる。Y点の変位

Table 4 実験結果と計算値の比較

供試体 No.			実験値	計算値(1)	計算値(2)	実験値/計算値(1)	実験値/計算値(2)
No. 2 供試体	変位 (mm)	Y点	9.6	8.3	8.3	1.16	1.16
		M点	38.5	53.4	25.6	0.72	1.50
		N点	53.8	104.3	49.7	0.52	1.08
	水平荷重 (kN)	Y点	367.7	316.7	316.7	1.16	1.16
		M点	415.3	393.8	393.8	1.05	1.05
No. 4 供試体	変位 (mm)	Y点	9.2	7.8	7.8	1.17	1.17
		M点	46.1	56.1	25.3	0.82	1.82
		N点	81.8	109.0	49.6	0.75	1.65
	水平荷重 (kN)	Y点	338.2	303.6	303.6	1.11	1.11
		M点	407.5	381.0	381.0	1.07	1.07
No. 5 供試体	変位 (mm)	Y点	8.8	7.7	7.7	1.13	1.13
		M点	53.1	55.6	25.2	0.96	2.11
		N点	85.0	108.5	50.1	0.78	1.70
	水平荷重 (kN)	Y点	325.9	303.9	303.9	1.07	1.07
		M点	415.7	381.4	381.4	1.09	1.09
No. 6 供試体	変位 (mm)	Y点	9.4	7.6	7.6	1.23	1.23
		M点	56.5	55.0	25.0	1.03	2.26
		N点	97.8	107.9	50.0	0.91	1.96
	水平荷重 (kN)	Y点	343.0	304.5	304.5	1.13	1.13
		M点	447.6	382.2	382.2	1.17	1.17
No. 7 供試体	変位 (mm)	Y点	10.0	7.5	7.5	1.33	1.33
		M点	30.2	54.8	24.9	0.55	1.21
		N点	66.9	107.7	49.9	0.62	1.34
	水平荷重 (kN)	Y点	345.9	306.1	306.1	1.13	1.13
		M点	426.0	384.2	384.2	1.11	1.11

※Y点は柱の降伏点、M点は最大耐力点、N点は終局点を示す。

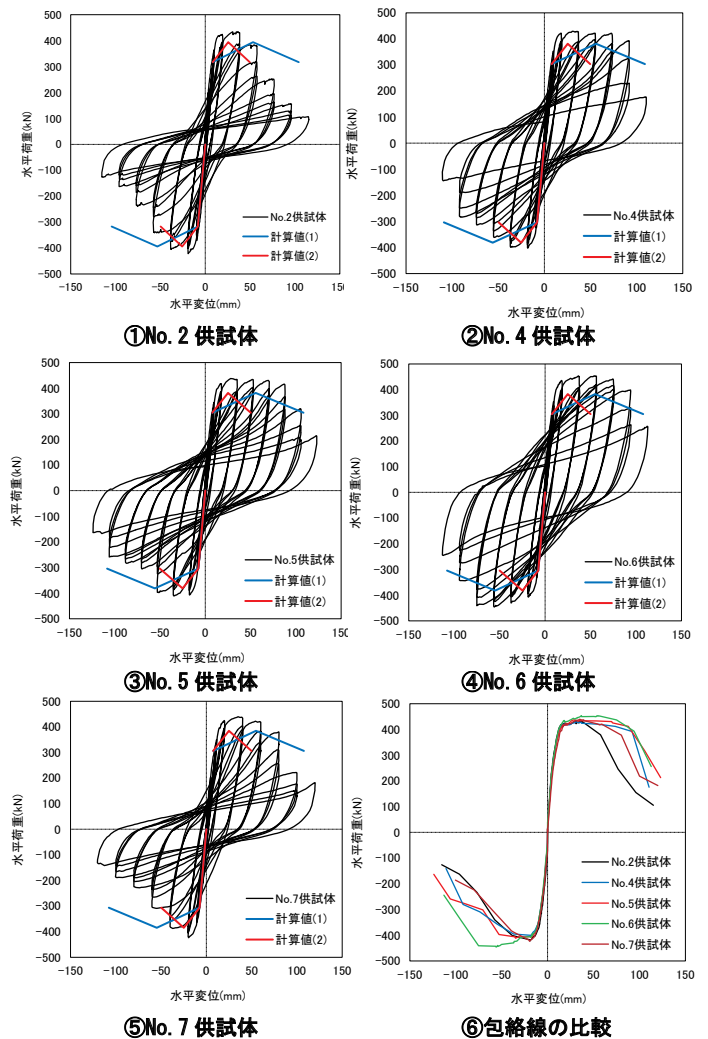


Fig. 2 各供試体のP-δ履歴と包絡線の比較

についても 1.13~1.33 と良好であった。No. 4~No. 6 供試体の M 点及び N 点の変位は、No. 2 供試体と比較して大きくなり、大幅に改善していることが分かる。なお、計算値(2)は、せん断破壊しないものとして「RC 部材性能照査プログラム Vepp-RC」により補強しない場合の応答値を計算した結果である。No. 2 供試体については、P- $\delta$  の履歴が計算値(2)と同等であり、せん断破壊は制御できたものの変形性能は向上しなかったといえる。以下に、今回の実験で得られた知見を示す。

### 3.2 3面全面鋼板と3面帯鋼板の違い

Fig. 2 の荷重-変位曲線や包絡線の比較より、3面全面に鋼板を設置した No. 2 供試体と比較して、帯鋼板を設置した No. 4 供試体ではじん性率(終局変位/降伏変位)は正側で 9.9、負側でも 7.8 と変形性能が大幅に改善した。No. 2 供試体の変形性能が低かった理由は以下のことが考えられる。

- ① 鋼板の曲げ剛性が大きく、柱の曲げ変形に追従できずに鋼板と既設柱が分離した。
- ② 鋼板と既設柱の間に打設したモルタルが貫通鉄筋に発生する水平力により破壊されて鋼板と既設柱が分離した。

鋼板と既設柱が分離した様子を Photo. 4 に示す。写真中に黄線および赤矢印で示すように No. 2 供試体では鋼板が既設柱から分離してずれていることが分かる。変形性能の違いは P- $\delta$  履歴曲線だけではなく、Fig. 3 に示す軸方向鉄筋のひずみ分布からも確認することができる。なお、Fig. 3 の青破線は各々の供試体の軸方向鉄筋の降伏ひずみを示す。No. 4 供試体では、基部から 1D (500mm)

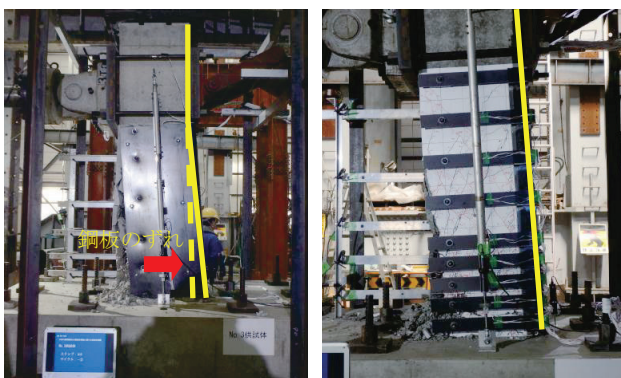


Photo. 4 鋼板と既設柱の分離の様子

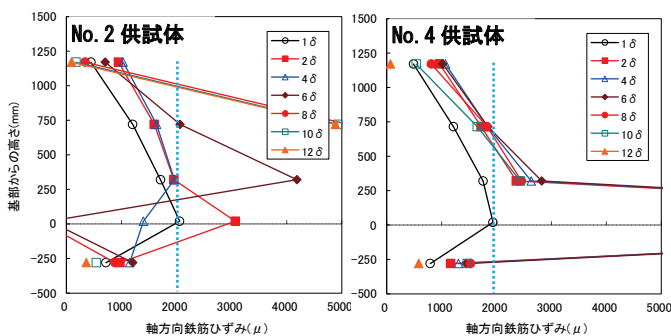


Fig. 3 軸方向鉄筋のひずみ分布

以上の位置では軸方向鉄筋が降伏ひずみに達していないが、No. 2 供試体では  $6\delta y$  時に基部から 750mm の位置でも軸方向鉄筋が降伏に至っている。この結果は、No. 2 供試体では鋼板による拘束効果が小さく、脆性的な破壊には至らなかったものの、柱の上部まで破壊が進展していることを示している。

以上から、同じ 3 面からの補強でも全面鋼板と比較して帯鋼板を用いると変形性能が向上することが分かったが、全面鋼板の実験結果の信頼性については以下の 2 通りの検証を行った。

#### (1) 過去の 3 面巻立ての実験との比較

Fig. 4 に示すように、No. 2 供試体と過去に土木研究所で実施された 3 面巻立て補強を施した供試体の実験結果<sup>2)</sup>を比較して検証を行った。文献の供試体の諸元は以下に示すように No. 2 供試体とは異なるが、3 面巻立ての方法は同様であり比較の対象となると判断した。

- ・柱断面：600mm×600mm
- ・軸圧縮応力：無し
- ・鋼板：t=1.6mm, SPCC

Fig. 4 の土木研究所 3 面の包絡線は、No. 2 供試体と比較するために文献に掲載されている荷重-変位曲線から各変位の 1 サイクル目の値をプロットし、文献の材料試験値を用いて降伏変位と降伏荷重を算出して無次元化したものである。同様に無次元化した No. 2 供試体の結果と比較すると、正側では若干 No. 2 供試体の変形性能が劣るものの負側はよく一致しており、同等の結果であるといえる。これにより、No. 2 供試体の結果は今回の実験に限ったことではなく、3 面全面鋼板巻立ての性能をよく再現しているものと考えられる。

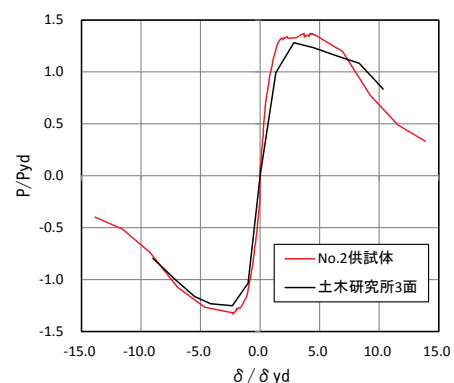
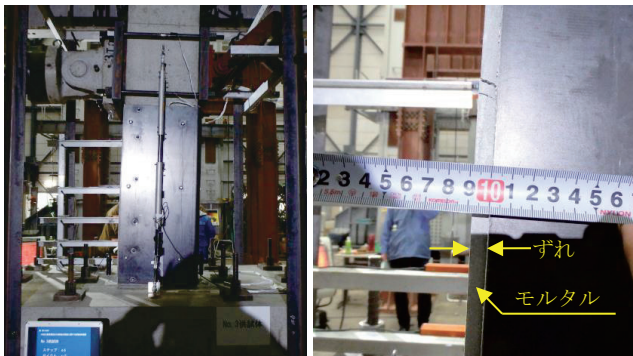


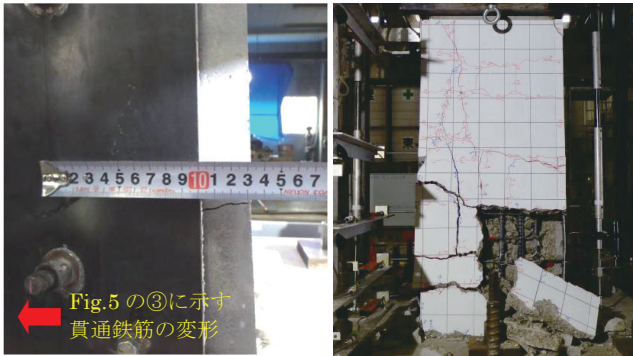
Fig. 4 No. 2 供試体と過去の文献の比較

#### (2) No. 2 供試体で破壊したモルタルについて

鋼板と既設柱が分離した要因としては、鋼板と既設柱の間に打設したモルタルが貫通鉄筋の水平力によって破壊されたことが挙げられる。これにより鋼板と既設柱の間の貫通鉄筋の変形を制御できなくなり鋼板と既設柱の分離を助長したものと考えられる。Photo. 5 に No. 3 供試体 (No. 2 供試体とほぼ同様) の  $4\delta y$  の 1 サイクル目の様子を示す。鋼板とモルタルのズレは 8mm 程度であるが、 $4\delta y$  の 3 サイクル目では 30mm 以上



①供試体全景 ②鋼板と柱（モルタル）のずれ  
Photo. 5 No. 3 供試体 4δy①時の様子



①鋼板とモルタルのずれ(4δy①) ②8δy②時の様子  
Photo. 6 鋼板とモルタルのズレの進展と崩落の様子

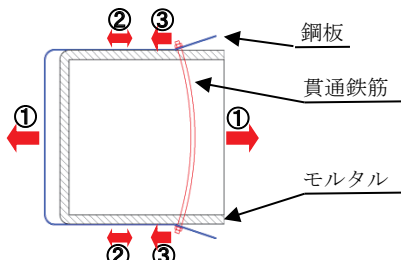


Fig. 5 モルタル破壊のイメージ図

となり、補強していない面の崩落に至った（Photo. 6 参照）。モルタルが破壊に至る過程は以下のように考えられる（Fig. 5 参照、赤矢印は力の向き）。

1. ①のような軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しやせん断力等により②のように鋼板に引張力が発生する。
2. ②の引張力により貫通鉄筋が③のように無補強の面の反対側に水平力を受ける。
3. 水平力が大きくなりモルタルが破壊されると、貫通鉄筋の変形が大きくなり、鋼板と既設柱のズレが大きくなる。貫通鉄筋の変形の様子は Photo. 6 左側①の写真でも確認できる。

以上により、貫通鉄筋の水平力によるモルタルの破壊が鋼板と既設柱の分離の一要因であると考えられるが、例えばあと施工アンカー工法設計施工の手引き<sup>3)</sup>のアンカー埋め込み部の母材の照査式を用いると以下のようにモルタルの強度が必要となる。

$$\sigma'_{2d} = 2P_{sd} / b \cdot c \leq f'_{cd} \dots (1)$$

ここで、

- $\sigma'_{2d}$  : 設計圧縮応力度
- b : アンカー直径の3倍, c : 削孔径
- $P_{sd}$  : 設計水平力
- $f'_{cd}$  : コンクリートの圧縮強度

設計水平力は実験時に計測した1D区間の鋼板の平均ひずみを用いて1D区間に掛かる水平力を算出し、1D区間に設置した貫通鉄筋数(No.2は5本)で除して求めた。この値を式(1)に代入して設計圧縮応力度を求めると約80N/mm<sup>2</sup>となり、Table2に示す圧縮強度9.7N/mm<sup>2</sup>では不足していることがわかる。

モルタルの強度が設計圧縮応力度 $\sigma'_{2d}$ を満足する場合の鋼板とモルタルのずれの挙動を確認するために断面200×200mmの縮小梁模型を別途製作して载荷を行った。Photo. 7①に示す供試体は100N/mm<sup>2</sup>のモルタルを用い、鋼板とモルタルの一体化を図るため鋼板の裏側にナットを溶接して滑り止めとした。一方、②はNo.2供試体と同様のモルタルを用いたものである。この写真より、①の供試体は鋼板と既設梁が分離することがなかったが、②ではモルタルが破壊されて鋼板と既設柱が分離するNo.2供試体と同様の結果となった。以上より、モルタルの強度が十分に大きい場合には、モルタルの破壊が制御される可能性が考えられるが、縮小模型を用いていることなどを考慮すると、実構造物での適用は困難な可能性が大きい。

これらから得られた知見より、貫通鉄筋を変形させると鋼板と既設柱の分離の一因となることから、帯鋼板を用いた供試体については、Fig. 6に示すように帯鋼板と既設部材の隙間には鋼材を用いるものとした。

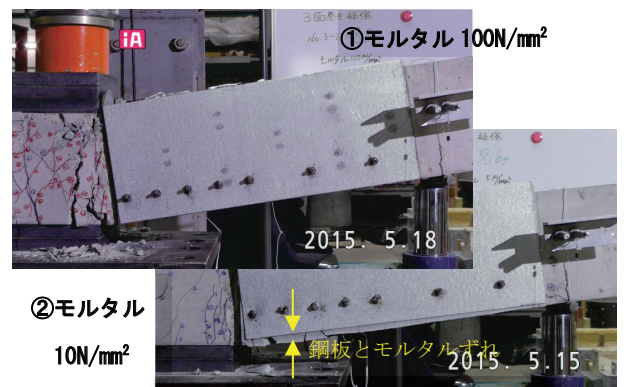


Photo. 7 モルタル強度による挙動の違い

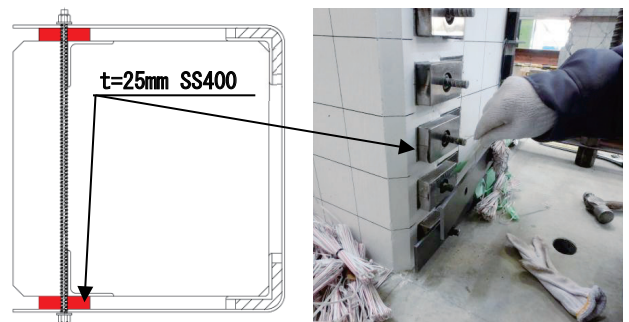


Fig. 6 帯鋼板と既設柱間の鋼材

### 3.3 既設柱内部に設置する等辺山形鋼の効果

既設柱内部に等辺山形鋼を設置した No. 5 供試体と設置していない No. 4 供試体の包絡線の比較を Fig. 7 に示す。緑枠で示す範囲で No. 5 供試体の耐力の低下が No. 4 と比較して小さく、終局点付近で変形性能が向上していることがわかる。Photo. 8 に各々の供試体の最終載荷状況を示す。No. 4 供試体と比較して No. 5 供試体では、等辺山形鋼の拘束効果で内部コンクリートの脱落が制御され、帯鋼板の変形も抑えられて一列に並んでいることがわかる（図中の既設柱黄線と帯鋼板端部赤線の位置を参照）。等辺山形鋼の位置を Fig. 6 で左側（補強していない面側）にずらせば、残存コンクリートの断面積が増し、特に負側で変形性能の向上が期待できると思われる。

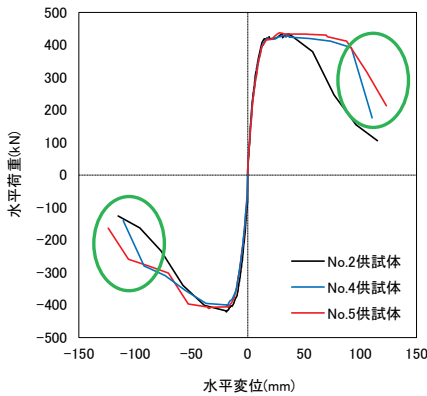


Fig. 7 No. 4 と No. 5 供試体の包絡線の比較



Photo. 8 No. 4 と No. 5 供試体の最終載荷状況

### 3.4 載荷方向による違い

Table1 で示すように、本実験の載荷方向は無補強面が引張側になる方向を正側として載荷を行ったものを基本としている。しかし、3面巻立て補強の非対称性を考慮するために No. 6 供試体では補強しない面を側面にして載荷を行った。No. 5 供試体との包絡線の比較を Fig. 8 に示す。No. 2~No. 5 供試体では、正側載荷時に比べて補強していない面が圧縮側となる負側載荷時の耐力が小さく、変形性能が劣る結果であった。それに対して No. 6 供試体では正負が非対称ではなく同等の結果となった。Fig. 8 のように正側は No. 5 と同等の結果であり、正負ともにじん性率 10 以上を確保することが出来た。Photo. 9 に No. 5 供試体と No. 6 供試体の載荷終了後（補強しない面）の状況を示す。No. 5 供試体では基部から 1.5D 程度の範囲まで被りコンクリートが崩落して損傷範囲が広い。一方、No. 6

供試体では損傷範囲が 1.0D 程度であり、通常の RC 柱の破壊形態と同等であるといえる。

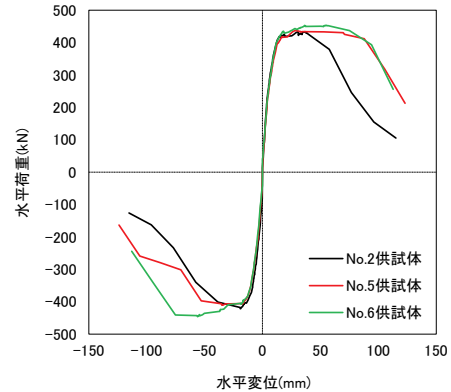


Fig. 8 No. 5 と No. 6 供試体の包絡線の比較

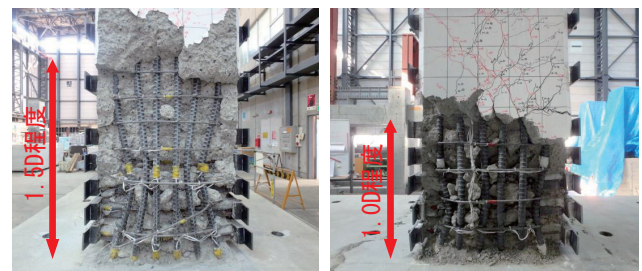


Photo. 9 No. 5 と No. 6 供試体の載荷終了後の様子

### 3.5 貫通鉄筋の位置をずらした場合の検討

No. 2~No. 6 供試体は、貫通鉄筋を補強しない面の最外縁と 2 段目の軸方向鉄筋間に配置したが、No. 7 供試体では 2 段目と 3 段目の間に配置した。概略を Fig. 9 に No. 7 供試体の補強完了状況を Photo. 10 に示す。Fig. 9 に示すように壁等が補強できない面に接しており、貫通鉄筋が No. 2~6 の位置に打設できないような状況を想定した。

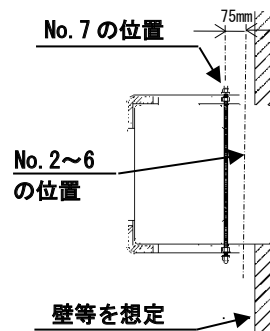


Fig. 9 No. 7 供試体の概要

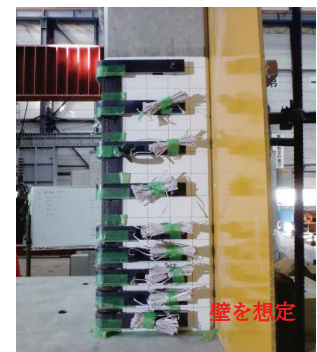


Photo. 10 No. 7 供試体の補強完了

No. 7 供試体と No. 2 および 5 供試体との包絡線の比較を Fig. 10 に、No. 5 と No. 7 供試体の載荷状況を Photo. 11 に示す。Fig. 10 に示すように、No. 7 供試体の正側が No. 2 と No. 5 供試体の中間程度であり、負側は No. 2 供試体と同等の変形性能となった。これは、Photo. 11②の赤枠で示した範囲で貫通鉄筋を目指すように縦クラックが成長し、最終的に大きく崩落したことが要因と考えられる。このように脆性的な破壊は制御できたものの、変形性能

は低い結果となった。しかし、このような近接する壁が将来撤去できるのであれば、暫定的にNo.7 供試体のような補強を行い、壁が撤去できたのち反対側に同様の帯板を設置する方法も考えられる。

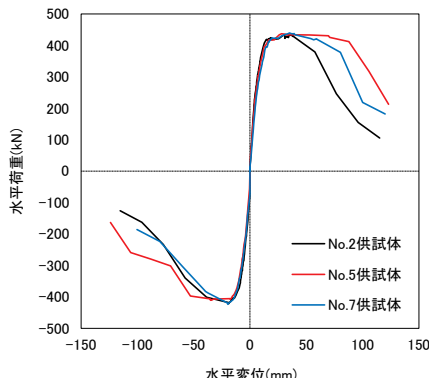
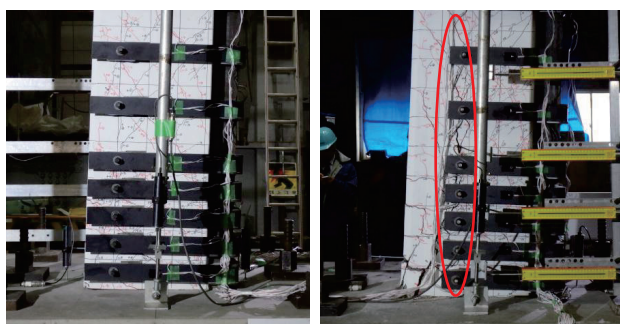


Fig. 10 No. 5 と No. 7 供試体の包絡線の比較



①No. 5 供試体 (2δy①)      ②No. 7 供試体 (2δy①)

Photo. 11 No. 5 と No. 7 供試体のクラックの状況

#### 4. まとめ

高架橋柱の3面から施工可能な場合に適用する新しい補強工法の開発を目的として実験的検討を行った。当初は3面全面に鋼板を巻き立て、端部を貫通鉄筋で固定する方法で施工して正負交番載荷試験を行ったが、脆性的な破壊は制御できたものの期待する変形性能を得ることが出来なかった。この事象を詳細に検証した結果、帯鋼板を用いて補強することにより、補強材が柱の曲げ変形

に追従して十分な変形性能を得ることができ、当初の目的を達することができた。本実験で得られた知見を次に示す。

- 3面全面に鋼板を巻き立てるより、帯鋼板を巻き立てることにより変形性能が向上した。
- 補強鋼板と既設柱を貫通鉄筋で固定する箇所については、モルタルではなく鋼材を配置することで貫通鉄筋の変形を制御できた。
- 既設柱内部に等辺山形鋼を設置することにより、基部のコンクリートが拘束されて変形性能の向上に寄与した。
- 補強していない面が側面になるような載荷方向は、正負側になるように載荷するよりも変形性能が優れていた。
- 貫通鉄筋の位置を柱中心部にずらすと変形性能が低下した。

#### 謝辞

本実験は、3面巻立て補強工法の開発を目的として、西日本旅客鉄道株式会社殿より受託して検討を始めたものである。H27年度には共同実験として検討を行い、当初の目的を達することができた。本実験に対する多くのご助言を頂いた西日本旅客鉄道株式会社構造技術室の松田室長、大坪課長（現ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社）、楠本課長代理に感謝の意を表すとともに、実験にご協力頂いたジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社の皆様、技術研究所の皆様に感謝の意を表す。

#### 参考文献

- 1) 鉄道 ACT 研究会：耐震補強工法技術資料・標準積算資料，2013. 11
- 2) 安達，運上ら：RC ラーメン橋脚梁部の鋼板巻立て補強法における鋼板接着面数のせん断補強効果への影響に関する実験的研究，耐震補強・補修技術，耐震診断技術に関するシンポジウム，1999，pp. 9-16
- 3) 鉄道・運輸機構：あと施工アンカー工法設計施工手引き，2007. 9，p. 38

## A Study of retrofitting works of RC columns with steel jacketing on three surfaces

Yasuhiro OKOSHI, Yoshinori NISHIUCHI, Hideki MIYAJIMA and Satoshi ARAMAKI

#### Abstract

In general, the steel jacketing method has been adopted for the retrofitting works of RC columns of Shinkansen and local railway lines, since it is reasonable and simple construction. However, most likely it is difficult to adopt these method in the used place under the overhead railways such as the station for instance, because equipment and store member is installed around RC columns. Our method can be applied to the case that can be constructed from three surfaces of the RC columns. This method is developed for the purpose of shear and ductility reinforcement. This method is to install strip-shaped steel plates on three surfaces and the edge of this plate is fixed by the penetration reinforcing bar. The cyclic loading test using the 5/8 scale models was confirm the shear and ductility reinforcing effect.

Keywords: RC columns, Reinforcement on three surfaces, Shear reinforcement, Ductility reinforcement, Cyclic loading test