

RC巻立てによる単柱橋脚の段落し補強に関する研究

大越靖広* 西内美宣* 松鶴元* 濱慶子* 鈴木秀門**

基部よりも段落し部で軸方向鉄筋が先行降伏する単柱橋脚において RC 巻立て補強を実施した場合、単柱橋脚の巻立て部表面の処理の状態や接合方法によって耐荷性状に差が生じることが懸念される。新旧コンクリートを一体化させる方法としてジベル筋を配置する方法があるが、追加する軸方向鉄筋に対してせん断摩擦理論により算出した量のジベル筋を配置すると、既設橋脚によってはジベル筋が密になる場合がしばしばある。このことからジベル筋の削減を目的とし、段落し部の軸方向鉄筋先行降伏型の単柱橋脚の模型を製作して正負交番載荷試験を行い、その補強効果について考察した。

キーワード：単柱橋脚，RC巻立て，段落し補強，ジベル筋

1. はじめに

新潟県中越地震による魚野川橋梁や東北地方太平洋沖地震による岩切線路橋のように、最近発生した地震においても単柱橋脚の段落し部に多くの損傷が確認¹⁾されている。一方、兵庫県南部地震以降に耐震補強が完了している橋脚ではこのような地震においても大きな損傷は認められておらず、現在進められている耐震補強の有効性が明らかになっている。

山陽新幹線においても既設橋脚において段落しがなされている橋脚があり、主に RC 巻立てによる補強工事が行われているところである。本実験は、山陽新幹線の単柱橋脚における RC 巻立て工法の工費縮減、工期短縮を目的として西日本旅客鉄道株式会社より受託して実施したものであり、既設部と巻立て部の一体化を図るために配置されているジベル筋の削減をテーマとして行ったものである。

実験では、供試体の既設部と巻立て部の界面の状況をパラメータとし、界面の違いによる補強効果の違いを確認したところ有益な結果が得られた。本稿ではその概要を報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体は実橋脚を参考とし、1/4 縮小モデルを 4 体製作した。供試体の諸元を Table1、使用コンクリートの圧縮強度と鉄筋の諸元を Table2 に示す。Table1 の摩擦係数は別途静摩擦係数試験を行った結果である。また、供試体の配筋図を Fig.1 に示す。Fig.1(1) に示すように、既設部材の軸方向鉄筋は、基部より 800mm の位置で段落しされており、鉄筋量は約半分になって

いる。これを補完する量の軸方向鉄筋を配置したものが Fig.1(2) に示す巻立て部の配筋図である。供試体の破壊形態は、無補強の場合には軸方向鉄筋段落し部での先行降伏型である。なお、No.1 供試体では無補強状態で同位置での先行降伏を確認しているが、これを No.1-①供試体とし、その後、巻立てを行ったものを No.1-②供試体とした。No.2 供試体は既設部の表面にグリースを塗布して積極的に界面の付着を切ったものであり、No.3 供試体は既設部の表面にエポキシ樹脂塗装が行われている実橋を想定している。No.4 供試体については、段落し補強として新たに軸方向鉄筋を配置する範囲²⁾（段落し部から上部 L+10φ、下部 50φ の範囲で L は基本定着長または有効高さのうち大きいほうの値、φ は既設部の軸方向鉄筋径を示す）にエポキシ樹脂で塗装を行い、その他の範囲についてはグリースを塗布した。No.2 と No.3 供試体には片面 48 本（実橋では 1 本/m² 相当であり、構造細目で定める最小値）のジベル筋をほぼ均等に配置しており、No.4 供試体には、塗装を施した範囲に限定して 30 本（実橋で 1 本/m² 相当）のジベル筋をほぼ均等に配置した。

Table1 供試体諸元

供試体 No.	供試体断面 B×H (mm)	せん断スパン La (mm)	巻立て厚 (mm)	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	ジベル鉄筋量 (本/片面)	表面処理	摩擦係数
No.1-①	1500×500	2250	—	0.75	—	—	—
No.1-②			50		0	無処理	0.69
No.2			50		48	グリース	0.22
No.3			50		48	エポキシ樹脂	0.35
No.4			50		30	エポキシ+グリ	—

Table2 使用コンクリートの圧縮強度と使用鉄筋の諸元

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm ²)		No.1~No.3供試体				
	既設部	巻立て部	鉄筋	呼び名	材質	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
No.1-①	22.4	—	軸方向鉄筋	D10	SD345	376.0	194
No.1-②	26.1	27.6	帯鉄筋	D4	SD295A	387.3	182
No.2	26.3	26.3	ジベル筋	D5	SD295A	397.0	192
No.3	27.7	24.1	No.4供試体				
No.4	19.2	22.3	鉄筋	呼び名	材質	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
			軸方向鉄筋	D10	SD345	378.0	191
			帯鉄筋	D4	SD295A	390.0	187
			ジベル筋	D5	SD295A	348.0	185

* 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 新幹線管理本部 施設課

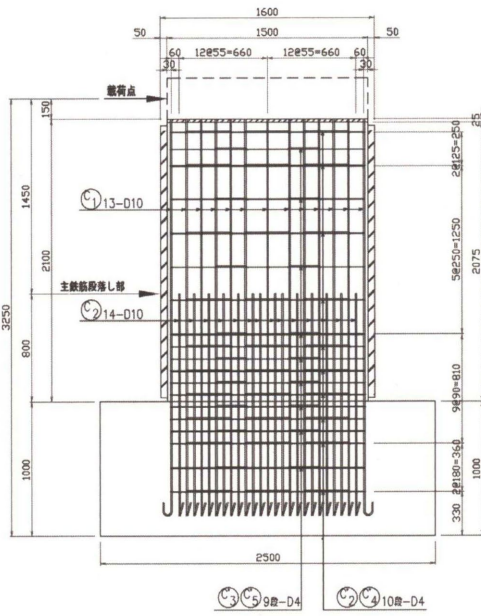


Fig. 1(1) 供試体配筋図 (既設部)

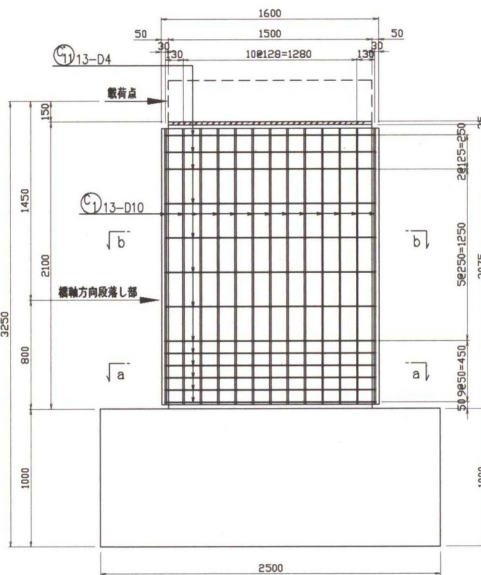


Fig. 1(2) 供試体配筋図 (巻立て部)

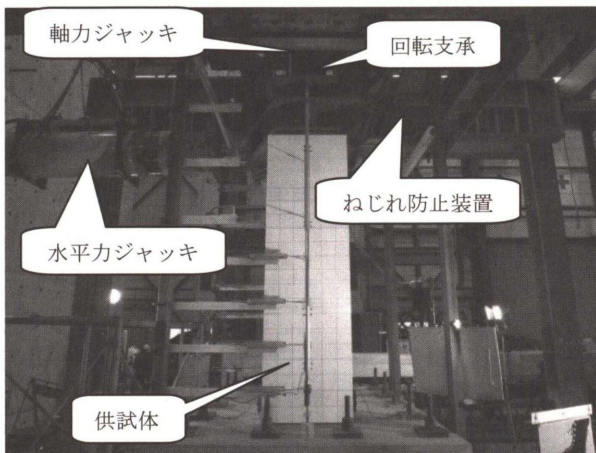


Photo. 1 載荷状況

2. 2 載荷方法

載荷試験は、 $0.75\text{N}/\text{mm}^2$ の軸圧縮応力度が供試体基部に導入されるように調整し、初期載荷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 δy と定め、変位制御で $\pm 1 \delta y \cdot \pm 2 \delta y \cdot \pm 4 \delta y \cdot \pm 6 \delta y \cdot \pm 8 \delta y \dots$ の正負交番載荷を各3サイクルずつ繰り返した。載荷の状況を Photo. 1 に示す。

3. 実験結果

3. 1 段落し部先行降伏の確認

Fig. 2 に No. 1-①および No. 1-②供試体の巻立て前後の荷重-変位関係の履歴を示す。巻立て前後とも降伏直前までの1サイクル目の載荷を示しているが、No. 1-②供試体は巻立ての効果により変形が小さくなっていることがわかる。No. 1-①供試体の軸方向鉄筋ひずみ分布 (正側) を Fig. 3 に示す。この図より、段落し部 (基部より800mm) の軸方向鉄筋のひずみが降伏直前で基部よりも卓越していることから、段落し部の軸方向鉄筋先行降伏型の供試体であることが確認された。

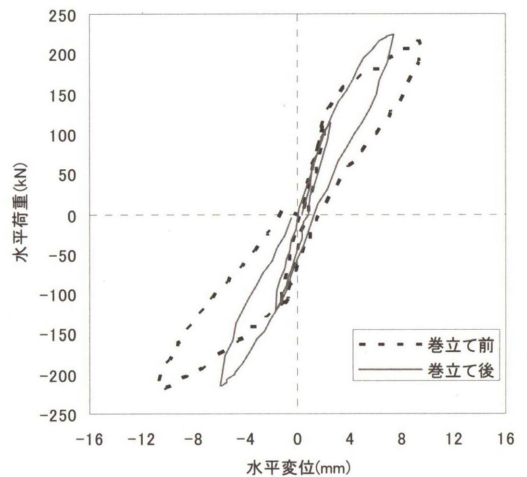


Fig. 2 荷重-変位関係の履歴 (No. 1 比較)

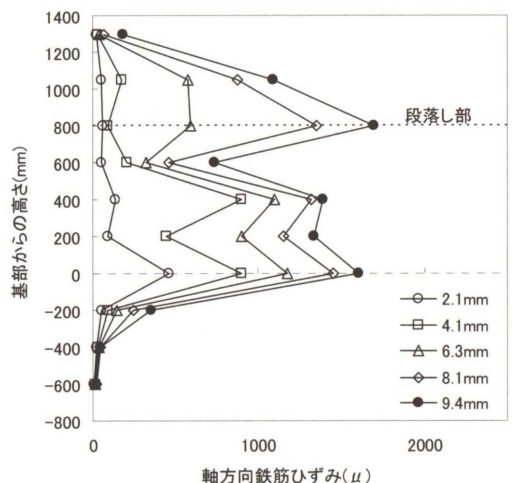


Fig. 3 軸方向鉄筋ひずみ分布 (No. 1-①)

3. 2 正負交番載荷試験結果

各供試体の荷重-変位関係の履歴を Fig.4 に、包絡線の比較を Fig.5 に示す。Fig.4 に示すように各供試体とも水平荷重の急激な降下もなく安定した履歴となっており、じん性率も概ね $10\delta y$ 以上確保できた。Fig.5 にまとめたように包絡線を比較しても顕著な差は確認できなかったが、No.2 および No.4 供試体については $12\delta y$ での荷重の降下が他の 2 供試体と比較して大きいことがわかる。これは、後述するようにこの 2 供試体の破壊形態が曲げ損傷せん断破壊移行型であることから、終局時の耐力の低下が大きかったためであると考えられる。

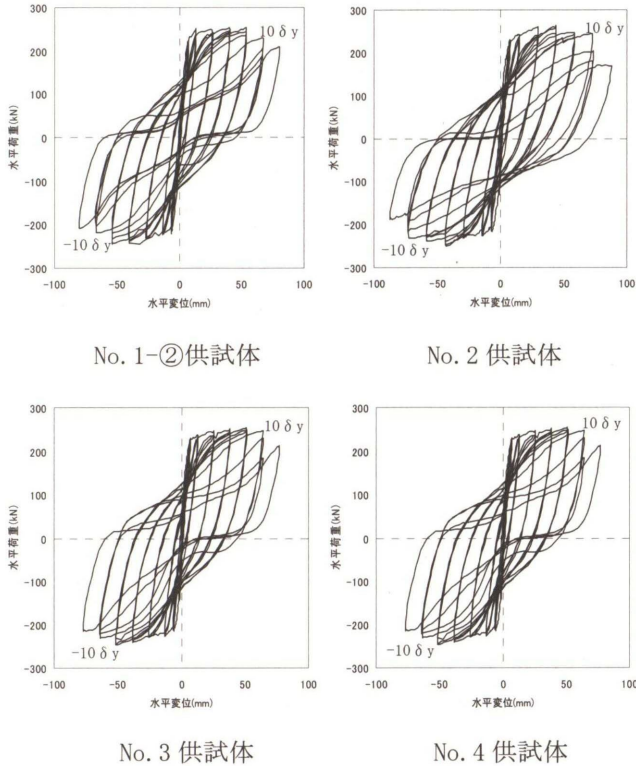


Fig. 4 各供試体の荷重-変位関係の履歴

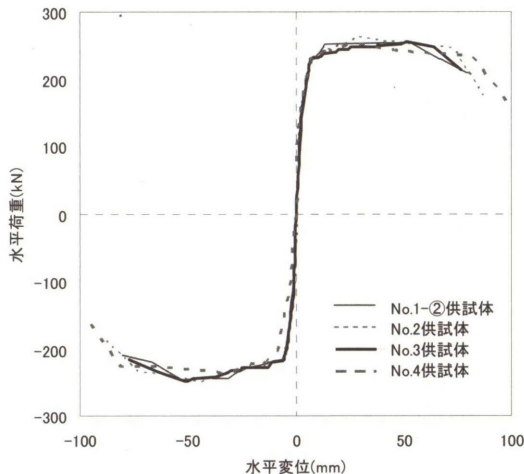


Fig. 5 包絡線の比較

3. 3 実験結果と計算値の比較

Table3 に各供試体の実験結果と計算値の比較を示す。この表より実験結果を計算値で除した値が概ね 0.9~1.3 程度となり、精度の良い実験が実施できたものと考えられる。また、既設部表面の状態を変化させた各供試体について、終局までは同等の変形性能が確保できたものと考えられる。なお、計算値は鉄道構造物等設計標準³⁾により算出した値である。

Table3 実験結果と計算値の比較

		Y点			M点		
		実験値	計算値	実験値/計算値	実験値	計算値	実験値/計算値
変位 (mm)	No. 1-②	6.7	7.6	0.88	46.9	41.1	1.14
	No. 2	7.3	7.6	0.96	43.9	41.1	1.07
	No. 3	6.4	7.5	0.85	51.3	41.0	1.25
	No. 4	8.1	8.6	0.94	32.4	42.6	0.76
水平荷重 (kN)	No. 1-②	219.3	196.0	1.12	248.6	214.0	1.16
	No. 2	222.8	196.0	1.14	251.7	214.0	1.18
	No. 3	222.8	197.0	1.13	251.3	214.0	1.17
	No. 4	216.3	194.0	1.11	238.0	213.0	1.12

		N点		
		実験値	計算値	実験値/計算値
変位 (mm)	No. 1-②	71.6	57.8	1.24
	No. 2	77.1	57.7	1.34
	No. 3	73.8	57.5	1.28
	No. 4	84.2	60.0	1.40
水平荷重 (kN)	No. 1-②	219.3	196.0	1.12
	No. 2	222.8	196.0	1.14
	No. 3	222.8	197.0	1.13
	No. 4	216.3	194.0	1.11

3. 4 各供試体の実験結果の比較

各供試体の破壊状態を比べると、荷重-変位関係に見られる変形性能に大きな差はなかったものの、破壊モードには顕著な差が見られた。正負交番載荷試験後に巻立て部の研りを行ったところ、No. 1, No. 3 供試体については新旧コンクリートに付着が確認でき、試験の最終段階まで基部付近の損傷部を除き新旧コンクリートが一体となっていることが分かった。これに対して No. 2 供試体では既設部表面に塗布したグリースの影響が顕著に見られ、新旧コンクリートの一体化が図れていないことを確認した。No. 4 供試体については、エポキシ樹脂で塗装した範囲は No. 3 供試体と比較して付着が少ない状況であり、全体的に一体化が図れていない状態であった。巻立て部研り後の既設部材のひび割れについては、Photo. 2, Photo. 3 に示すように、新旧コンクリートの一体化が図れていなかった No. 2 および No. 4 供試体については、段落し部にて曲げ損傷からせん断破壊移行型と考えられる顕著なせん断ひび割れが確認された。前述したように荷重-変位関係に大きな差が見られなかったものの、この 2 供試体については更なる荷重を行っていったら脆性的な破壊に至ったものと考えられる。以上のことから、No. 2 および No. 4 供試体については段落し部での損傷が見られ、RC 巻立てによる補強効果が十分に得られなかったといえる。このことは、以降に示すように試験中に得られた計測データからも確認することができる。

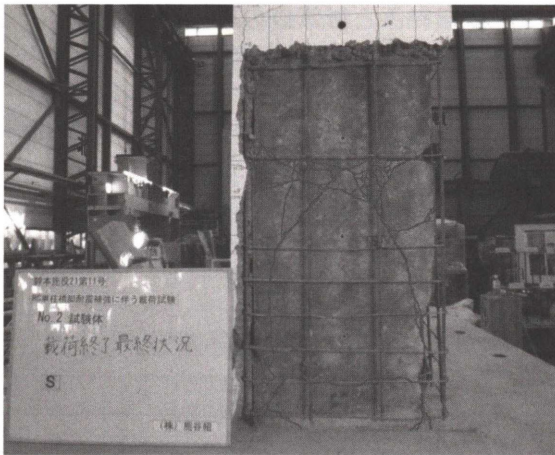


Photo. 2 No. 2 供試体破壊状況

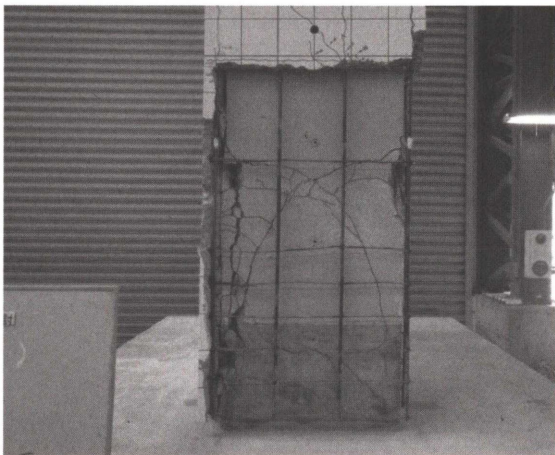


Photo. 3 No. 4 供試体破壊状況

3. 5 計測データより確認した各供試体の違い

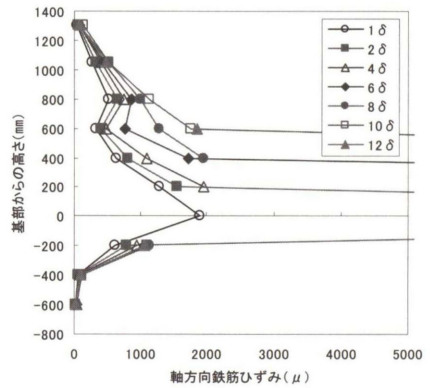
3. 5. 1 既設軸方向鉄筋のひずみ分布の違い

Fig. 6 に各供試体の既設軸方向鉄筋（正載荷時引張側中央）のひずみ分布を示す。図中の枠に示すように、No. 2 およびNo. 4 供試体については段落し部（基部より 800mm）の軸方向鉄筋ひずみが $2\delta_y$ 以降大きくなり、最終的には基部と同様に大きなひずみレベルを呈し、段落し部の損傷が大きいことを示している。これは、新旧コンクリートの一体化が図れていた No. 1 および No. 3 供試体のひずみ分布とは大きく異なり、No. 2 および No. 4 供試体では RC 巻立てによる補強効果が十分に得られていないことがわかる。

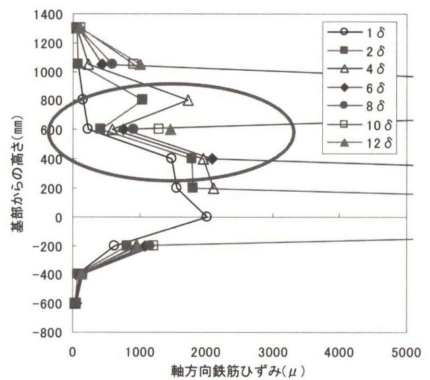
3. 5. 2 ジベル筋ひずみの違い

Fig. 7 に No. 2～No. 4 供試体のジベル筋ひずみ履歴（段落し部 $\pm 100\text{mm}$ ）を示す。No. 2 および No. 4 供試体では $2\sim 4\delta_y$ の載荷時よりジベル筋のひずみが大きくなり新旧コンクリートの界面にずれが生じ、ジベル筋に負担が掛かっていることが確認できる。この結果は 3. 5. 1 で示した既設部の軸方向鉄筋ひずみのデータと整合が取れており、No. 2 および No. 4 供試体では $2\sim 4\delta_y$ の載荷時に段落し部付近で界面の剥離や既設部の損傷が起こったものと考えられる。一方、No. 3 供試体では試験の最終段階までひずみが大きくなり、新旧コンクリートの一体化が

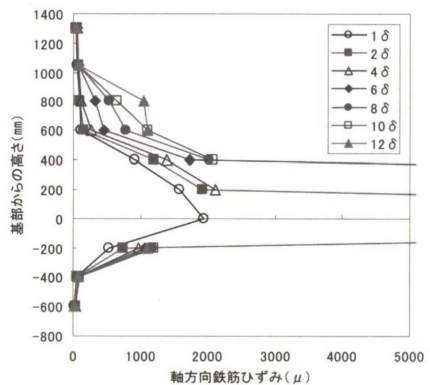
図れていたものと考えられる。



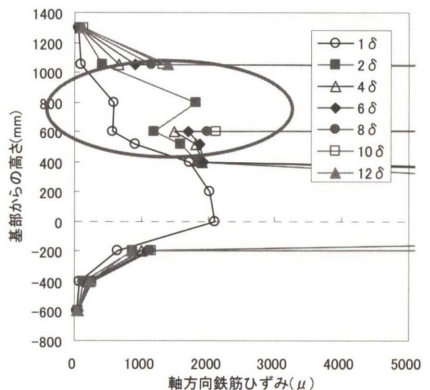
No. 1-① 供試体



No. 2 供試体



No. 3 供試体



No. 4 供試体

Fig. 6 各供試体の軸方向鉄筋ひずみ分布

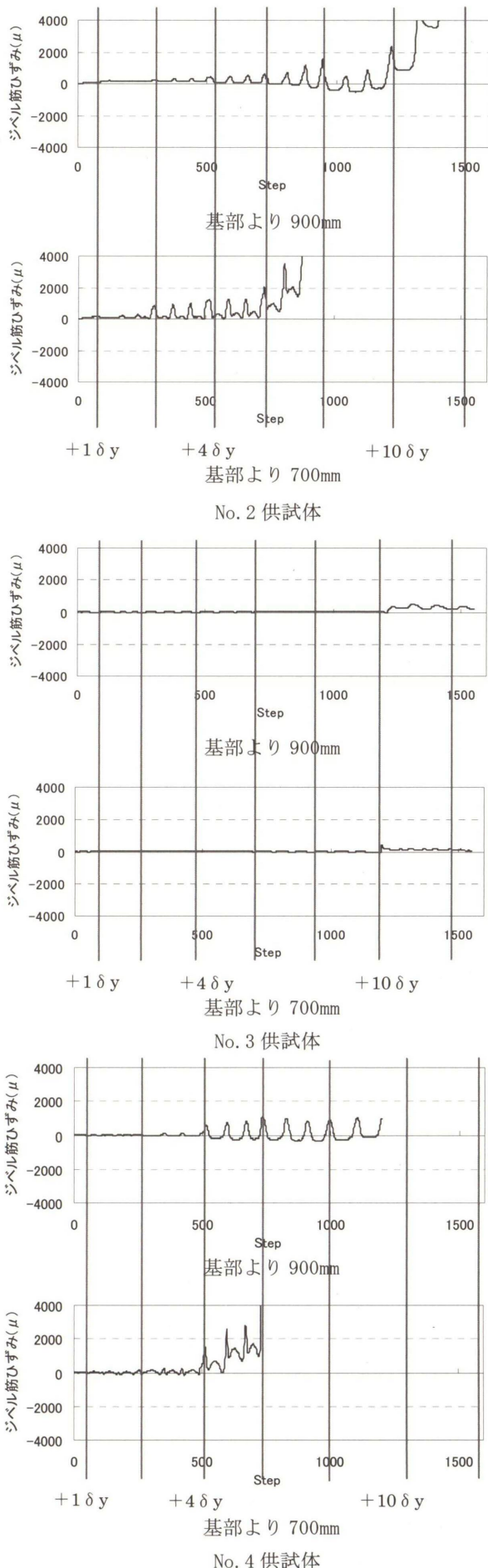


Fig.7 各供試体のジベル筋ひずみ履歴

3.5.3 鉛直変位の違い

Fig.8にNo.1~No.4供試体の鉛直変位-水平変位関係を示す. 図に枠で示すようにNo.2供試体では $+10\delta y$ の2サイクル目の開始直後に, No.4供試体では $-10\delta y$ の2サイクル目の開始直後に鉛直変位に顕著な変化が見られ, 軸力が保持できなくなったものと考えられる. 前述したせん断ひび割れは, この時期に大きく発展したものと考えられる. これらに対し, No.1およびNo.3供試体の鉛直変位-水平変位関係は終局まで大きく変化することなく, 安定して軸力を保持できたものと考えられる.

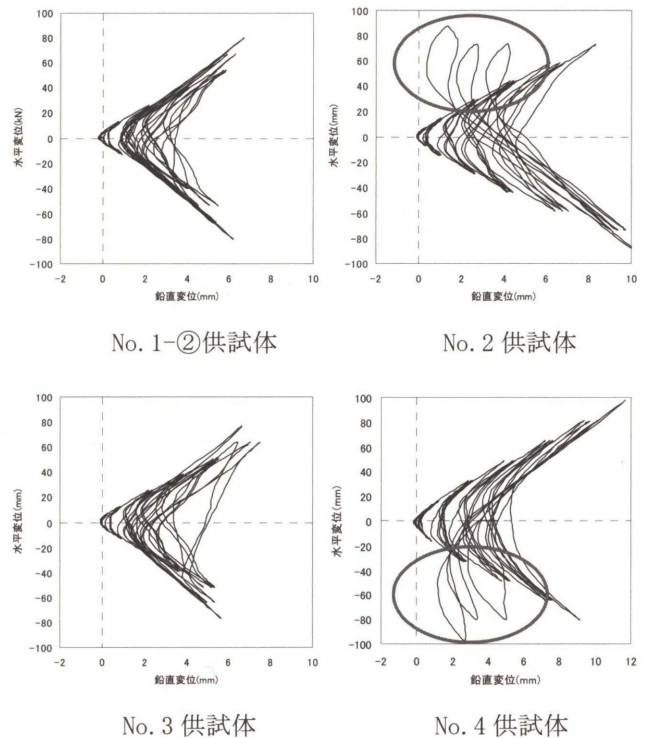


Fig.8 各供試体の鉛直変位-水平変位関係

以上, 3.4で述べた供試体の状況と3.5の計測データから推察できることがよく一致した. 終局まで新旧コンクリートが一体化され, 十分な補強効果が得られたNo.1-①およびNo.3供試体に対し, No.2およびNo.4供試体では, 2~4δyで界面の剥離が生じ, 段落し部において10δyの2サイクル目に大きなせん断ひび割れが生じ, 軸力が保持出来なくなったものと考えられる.

3.6 実験結果のまとめ

以上より各供試体の試験結果から得られた知見を以下に示す.

- 既設部の表面に何も施さなかったNo.1-①供試体の試験結果より, 既設部表面にライニング等が施されていない場合はジベル筋を配置しなくても新旧コンクリートの一体化が図れ, 十分な段落し補強効果が見込める.

- ・既設部の表面にグリースを塗布した No. 2 供試体の試験結果より、新旧コンクリートの付着を極端に小さくした場合には、1 本/m²相当のジベル筋を配置しても新旧コンクリートの一体化が図れず、終局時の破壊形態が曲げからせん断破壊移行型となった。
- ・既設部の表面に実橋と同様のライニングを施した No. 3 供試体の試験結果より、ライニングが施されている状態でも 1 本/m²相当のジベル筋を配置すれば新旧コンクリートの一体化が図れ、十分な段落し補強効果が見込める。
- ・段落し補強として新たに軸方向鉄筋を配置する範囲²⁾にライニングを施して 1 本/m²相当のジベル筋を配置し、その上下の範囲にはグリースを塗布してジベル筋を配置しなかった No. 4 供試体の破壊形態は No. 2 供試体と同様となり、十分な補強効果が見られなかった。No. 4 供試体はジベル筋を配置する範囲を限定することを目的としていたが、特に基部のジベル筋が配置されていないため、基部の界面の剥離が上部に進行したものと考えられる。

4. まとめ

RC 巻立てによる段落し補強において、橋脚によっては非常に密になるジベル筋を削減することをテーマとして、1/4 スケールの供試体を 4 体製作して正負交番載荷試験を行った。試験の結果、既設部の表面が打ちっ放しの状況であれば、ジベル筋を配置しなくても新旧コンクリートの一体化が図れ、十分な補強効果が見込めることが分かった。また、ライニングを施した場合においても 1 本/m²のジベル筋を全体に配置することにより新旧コンクリートの一体化が図れることが分かった。

西日本旅客鉄道株式会社殿では、本実験結果から鉄道土木構造物の耐震補強設計施工の手引き²⁾を改定して、ジベル筋打設量を D19(SD345)の 1 本/m²にするよう変更しており、実験の目的である工費縮減、工期短縮を十分に達成することができたものと考えている。

謝辞

本実験は、山陽新幹線の単柱橋脚における RC 巻立て工法の工費縮減、工期短縮を目的として西日本旅客鉄道株式会社殿より受託し行われたものです。本実験に対する解析的なアプローチを含めて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、柏原サブリーダーに感謝の意を表します。設計全般を担当して頂いたジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社土木設計部の竹山次長、岡本主任、鳥巢氏に感謝の意を表します。最後に、実験の受注からご協力頂いた株式会社熊谷組の中四国支店の西島部長、松本所長、技術研究所の皆様にご感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書
- 2) 西日本旅客鉄道株式会社：鉄道土木構造物の耐震補強設計施工の手引き、2010.4 改定
- 3) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計、1999.10
- 4) 鈴木・柏原・岡本・大越：RC 巻立てによる壁式橋脚の段落し部一体化の検討、土木学会第 65 回年次学術講演会（V）、pp. 1237-1238, 2010.9
- 5) 山本・石橋・大坪・小林：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究、土木学会論文集、第 348 号/V-1, pp. 61-70, 1984

A Study of Seismic Performance of RC Jacketing with Reduced Number of Dowel Bars for RC Single Pier with Main Bar Curtailment

Yasuhiro OkOSHI, Yoshinori NISHIUCHI, Hajime MATSUU, Keiko HAMA and Hideto SUZUKI

Abstract

For RC single pier with main bar curtailment, usually the pier fails at the curtailment point first before a failure of the pier bottom under seismic loading. RC jacketing of the piers is one of seismic retrofit method widely applied to the RC single piers. In this method, surface condition of the existing piers and connection method of the existing concrete and new concrete might affect performance of the retrofitting works. Dowel bars are usually used to connect the existing concrete and new concrete. Shear friction theory is a common method to calculate required amount of the dowel bars. However the amount of dowel bars evaluated by the shear friction theory sometimes causes too much congestion of the bars to some existing piers. Therefore four numbers of a quarter-scale models of an actual pier were prepared RC jacketing with reduced number of dowel bars under different surface conditions of piers. The models were tested under cyclic loads to examine performance of each models for comparison to find out optimum amount of dowel bars for each pier surface condition.

Keywords: RC single pier, RC jacketing, Main bar curtailment, Dowel bar