

論文 SD490 を主鉄筋に適用しかつ機械式継手を塑性ヒンジ部に同列配置した壁部材の力学的性状について

後藤 隆臣*¹ 小倉 貴裕*² 平野 勝識*³ 島 弘*⁴

要旨：壁部材を対象として、高強度鉄筋 SD490 を使用し、機械式継手を塑性ヒンジ部に同列配置した場合の力学的性状について、実大規模の試験体を用いて検討した。その結果、本研究の範囲内で、塑性ヒンジ部に継手を設けない試験体と比較して、高強度鉄筋 SD490 適用による主鉄筋比の低減かつ、樹脂グラウト材を充填するねじ節鉄筋継手（A 級性能）を塑性ヒンジ部に同列配置しても、ひび割れ性状、変形状おおよびひずみ分布に有意な差がないことがわかった。

キーワード：高強度鉄筋，機械式継手，同列配置，塑性ヒンジ部，力学的性状，実大壁試験体

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造土木構造物については、耐震性向上の観点から過密配筋となる構造物が多くなる傾向である。このため、主鉄筋比を低減してコンクリート打設時の充填性を確保する目的で高強度鉄筋を検討した事例がある¹⁾²⁾³⁾。また、高強度鉄筋の採用によって、部材断面の縮小も図ることが可能となり、コスト面でのメリットも期待されている。2012年には、道路橋示方書が改訂され、高強度鉄筋 SD490 が新たに適用範囲に入ったことによって、今後もその事例の増加が予測される。

また、鉄筋工事の更なる施工合理化および施工品質向上の一手段として、鉄筋継手には機械式継手を採用し、継手位置を塑性ヒンジ部内に同列配置（同一断面配置）とする工法も検討されつつある。

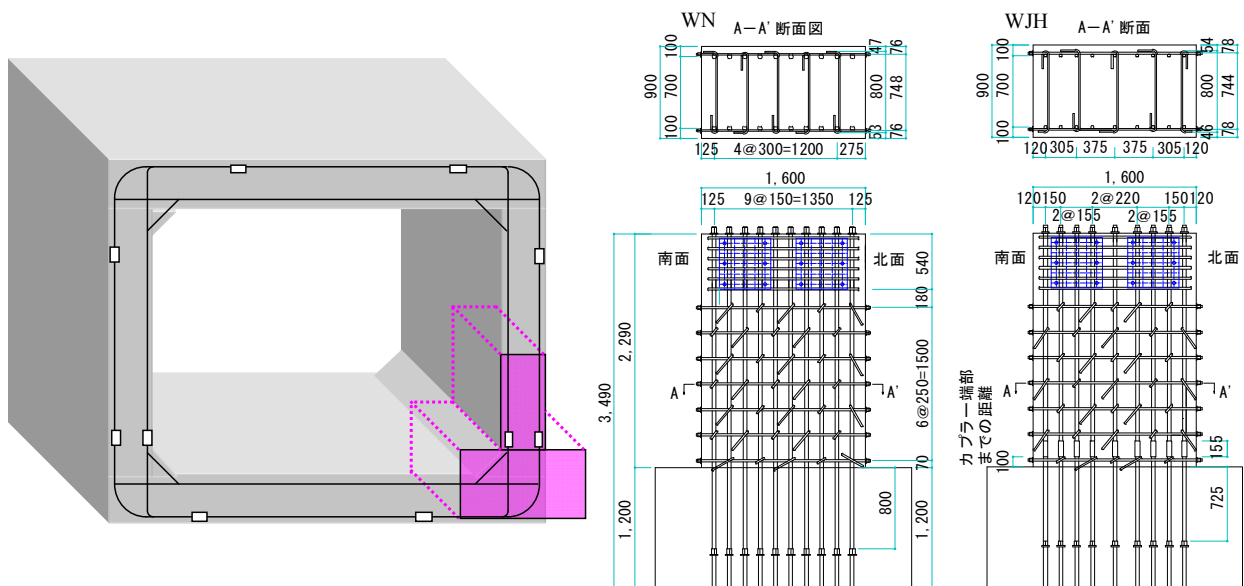
しかしながら、土木構造物を対象として、A 級性能を有する機械式継手を塑性ヒンジ部で同列配置した場合の力学的性状を検討した事例は少ない⁴⁾。

そこで、本実験は壁部材を対象とし、鉄筋の種類と本数を耐力が同じになるように SD345 から SD490 に変更し、かつ継手位置を塑性ヒンジ部で同一断面に設けた場合の力学的性状を実大規模の試験体を用いて比較検討することを目的に行ったものである。

2. 試験体

2.1 試験体計画

本実験では、土かぶり 5m 程度を想定し、内法スパン 8~9m、内法高さ 7~8m、壁厚 0.9m 規模のボックスカルバートの壁部材を対象とした。軸力については、計画交



図一 試験体概要図

*1 東京鉄鋼株式会社 開発部製品開発課（正会員）

*2 東京鉄鋼土木株式会社 技術部（正会員）

*3 株式会社フジタ 技術センター 土木研究部 次長（正会員）

*4 高知工科大学 大学院工学研究科 基盤工学専攻 教授 工博（正会員）

表-1 試験体諸元

試験体名	主鉄筋			せん断補強鉄筋		配力鉄筋	コンクリートの 目標強度 f_c (N/mm ²)	せん断 スパン比 a/d
	鋼種 本数-径	引張鉄筋比 p_t (%)	継手	鋼種 径	鉄筋比 p_w (%)			
WN	SD345 10-D32	0.62	なし	SD345 D16	0.25	SD345 D19@250	24	2.5
WJH	SD490 9-D29	0.45	あり					

通量区分が N7 と最も重交通である道路の舗装厚⁵⁾と土かぶり 5m を想定しても、約 0.1N/mm² と非常に小さな軸力⁶⁾であることから載荷しなかった。試験体の形状は、図-1 に示すようにボックスカルバートの一部を切り出し、片持ち形式の壁試験体とした。壁部は幅 1,600mm、厚さ 900mm、高さ 2,290mm、スタブは幅 2,500mm、奥行き 2,500mm、高さ 1,200mm とした。

表-1 に示すように、コンクリートの目標強度は、24N/mm² とした。また、地震時と常時の荷重を組み合わせた曲げモーメントの反曲点を考慮して、せん断スパン a が 2,000mm、有効高さ d が 800mm で、せん断スパン比 (a/d) を 2.5 とした。

WN は主鉄筋に SD345 を使用した試験体、WJH は SD490 を使用した試験体とした。図-2 に示すように WJH の配筋は、WN と M- ϕ 曲線がほぼ同等となるようにした。なお、終局曲げモーメント M_u は、道路橋示方書・同解説 耐震設計編⁷⁾のコンクリートの応力-ひずみ関係式および軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係式を用いた断面解析により算出した。これより、WN の主鉄筋は SD345 の D32 を片側に 10 本配筋し、WJH の主鉄筋は SD490 の D29 を片側に 9 本配筋した。また、WJH の試験体には機械式継手を採用し、塑性ヒンジ部に同列配置した。継手位置は、実施工を想定しスタブから 100mm の高さとした。

配力鉄筋は、WN および WJH とともに SD345 の D19 を使用し、250mm 間隔で配筋した。また、せん断補強鉄筋は、

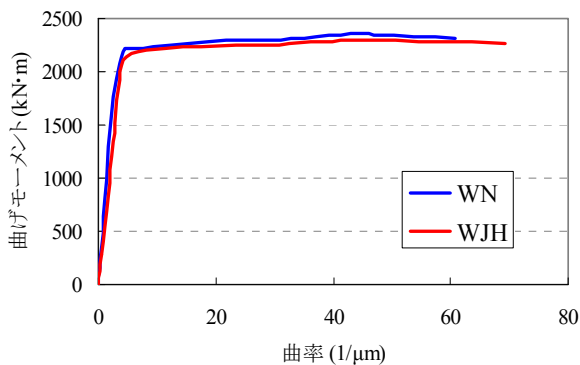


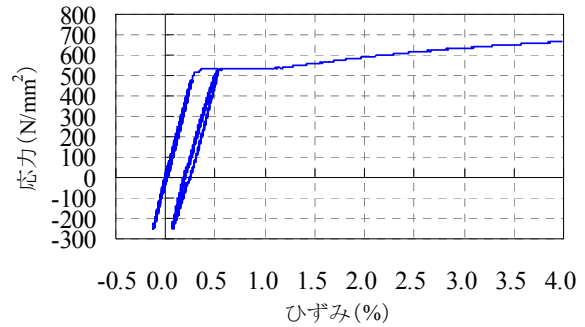
図-2 断面解析結果

SD345 の D16 を使用し、片側を半円形フック、もう一方を直角フックとして、1 段あたり 5 本配筋した。

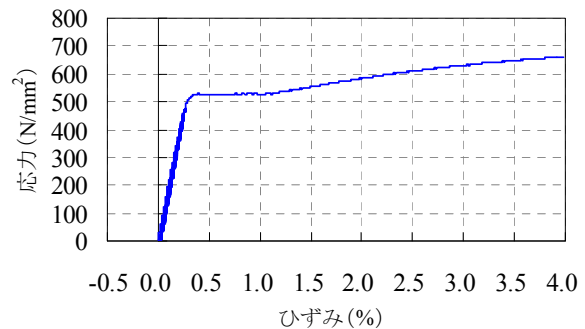
スタブ部の高さは、主鉄筋の基本定着長を満足するように設定した。なお、大変形まで加力することから、端部の折り曲げ定着の代替として、主鉄筋にはスタブ上面より $25d$ (d は鉄筋径) の位置に定着プレートを設置した。

2.2 機械式継手

鉄筋継手は、機械式継手とし、土木学会の「鉄筋定着・継手指針【2007 年度版】」⁸⁾に示されている継手性能判定基準の A 級を満足するものを使用した。機械式継手は、樹脂グラウト注入タイプのねじ節鉄筋継手を使用した。また、その寸法は、長さ 155mm、外径 47.3mm である。ここで、本実験で主鉄筋に使用したねじ節鉄筋継手にて、継手性能判定基準に示された弾性域・塑性域正負繰返し性能試験および高応力繰返し性能試験を実施した。これらにより、得られた応力-ひずみ曲線を図-3 に示す。



(a) 弾性域・塑性域正負繰返し性能試験



(b) 高応力繰返し性能試験

図-3 応力-ひずみ曲線 (SD490-D29)

3. 試験体

3.1 加力方法

加力状況を写真-1 に示す。加力は、写真-1 に示す加力装置にて、変位制御による正負交番载荷とした。水平力は、油圧ジャッキを2基使用して载荷した。また、油圧ジャッキの自重によって試験体に作用する曲げモーメントをキャンセルするため、定荷重装置を設けた。定荷重装置は不動点から吊り下げる形式をとり、軸変位の伸び出しに追従してキャンセルできる機構とした。

加力サイクルは、図-4 に示すように、ひび割れ発生時で1回、主鉄筋のひずみが1,000 μ 時(SD345の降伏ひずみの半分程度)で1回繰り返し载荷を行った。1,000 μ 時の加力終了後、WNの主鉄筋が、引張試験にて確認した降伏ひずみに達した変位量を δ_y と定め、 $\delta_y \sim 4\delta_y$ まで3回繰り返し载荷を行い、 $5\delta_y$ 以降は1回繰り返し载荷とした。なお、WJHの δ_y は、WNで計測した δ_y (水平変位10.0mm)と同じとした。

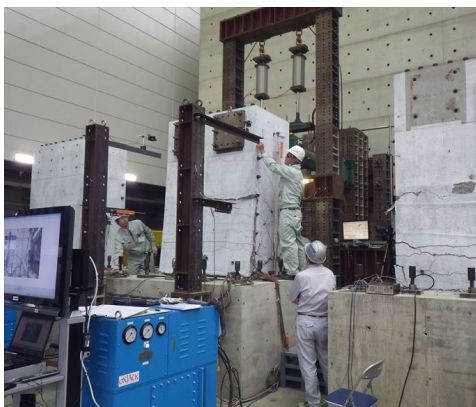


写真-1 加力状況

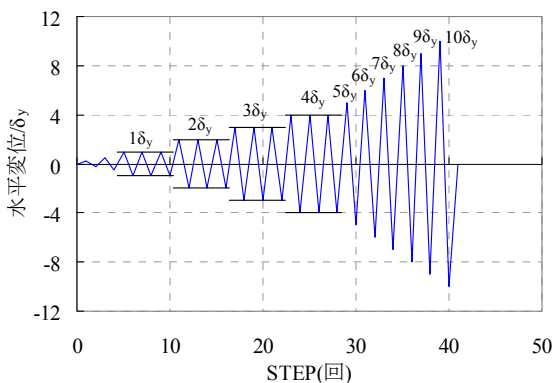


図-4 加力サイクル

3.2 測定方法

測定項目は、荷重、壁部水平変位、主鉄筋ひずみおよびひび割れ幅とした。荷重の測定には、ロードセル(ひずみ変換型)を用いた。また、ひび割れ幅の測定にはクラックスケールを用いた。

荷重および変位測定位置を図-5 に示す。また、ひずみ測定位置を図-6 に示す。水平変位の測定位置は、スタブ上面より2,000mmの高さおよび部材幅と同じ高さの900mmとした。ひずみゲージは、WNの北面より3本目、5本目、8本目、WJHの北面より3本目、5本目、7本目の主鉄筋の表裏に貼り付けた。

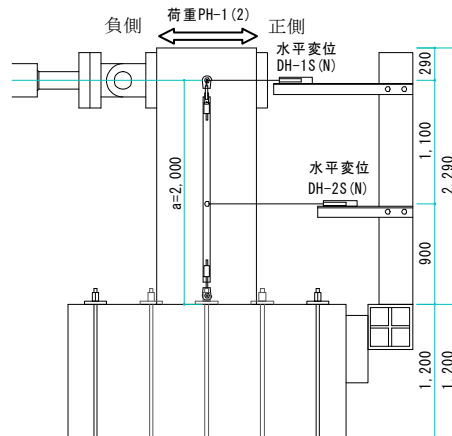


図-5 荷重・変位測定位置

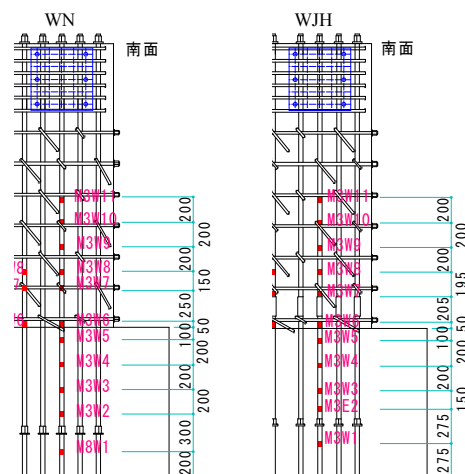


図-6 ひずみ測定位置

4. 試験結果

4.1 材料特性

試験時のコンクリートの圧縮強度および鉄筋の引張試験結果を表-3、表-4 に示す。試験時の圧縮強度は、目標強度が24N/mm²に対して、WNが26.5N/mm²、WJHが30.3N/mm²であった。

表-3 コンクリートの圧縮強度試験結果

試験体名	コンクリートの目標強度(N/mm ²)	壁部		スタブ	
		材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)	材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)
WN	24	36	26.5	49	27.3
WJH		54	30.3	67	30.8

表-4 鉄筋の引張試験結果

鉄筋	鋼種	鉄筋径	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	伸び (%)
主鉄筋	SD345	D32	379	569	197	2,062	21
	SD490	D29	514	699	203	2,778	19
せん断補強鉄筋	SD345	D16	387	572	202	2,100	25
配力鉄筋	SD345	D19	366	529	202	1,904	20

表-5 実強度を用いた計算値

試験体名	有効せい d (mm)	せん断スパン a (mm)	鉄筋		コンクリートの 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	計算値		
			主鉄筋 降伏強度 f_y (N/mm ²)	せん断補強鉄筋 降伏強度 f_{wy} (N/mm ²)		曲げ耐力時 せん断力 M_u/a (kN)	せん断 耐力 V_y (kN)	せん断 余裕度 $V_y / (M_u/a)$
WN	800	2,000	379	366	26.5	1,173	1,700	1.45
WJH			514		30.3	1,175	1,659	1.41

表-6 試験結果一覧

試験体名	加力方向	曲げひび割れ発生時		水平変位 10mm 時 荷重	主鉄筋 降伏ひずみ 到達時		最大荷重時 実験値		最大荷重時 計算値	実験値/計算値	
		P_{cr} (kN)	δ_{cr} (mm)	P'_y (kN)	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	$P=M_u/a$ (kN)	正	負
WN	正	297	0.7	1,160	1,160	10.0	1,290	17.2	1,173	1.10	1.08
	負	-297	-0.7	-1,147	-1,062	-8.6	-1,266	-48.9			
WJH	正	271	0.7	954	1,056	12.6	1,218	20.1	1,175	1.04	1.09
	負	-265	-0.7	-975	-1,066	-13.2	-1,283	-69.1			

4.2 実強度を用いた設計値

コンクリートおよび鉄筋の実強度を用いたせん断耐力を 2012 年度制定 コンクリート標準示方書 設計編⁹⁾に基づき計算した。計算結果を表-5 に示す。なお、計算においては、安全係数を全て 1.0 とした。また、終局曲げモーメント M_u は、図-2 に示す断面解析により算出した。これより、せん断余裕度は、WN が 1.45、WJH が 1.41 であった。

4.3 荷重および水平変位

試験結果一覧を表-6 に示す。WN の主鉄筋の降伏ひずみ到達時の水平変位は 10.0mm であった。WJH は、ひび割れ状況および変形状を比較するため、主鉄筋の降伏変位 (δ_y) を WN に合わせ交番荷重を実施した。なお、WJH の主鉄筋の降伏ひずみ到達時の水平変位は、12.6mm であった。最大荷重は、WN が正側荷重で 1,290kN、負側荷重で 1,266kN であったのに対し、WJH は正側荷重で 1,218kN、負側荷重で 1,283kN であった。

次に、実験値と計算値との比較した結果、WN が正側荷重で 1.10、負側荷重で 1.08 であったのに対し、WJH は正側荷重で 1.04、負側荷重で 1.09 であり、ほぼ同等の

値であった。これより、高強度鉄筋適用による主鉄筋比の低減かつねじ節鉄筋継手を塑性ヒンジ部に同一断面に設けた場合においても、降伏変位は異なるが、最大荷重は継手を設けない部材とほぼ同等であることがわかった。

4.4 ひび割れ性状および破壊性状

ひび割れ性状として、ひび割れ発生状況およびひび割れ幅を比較した。ひび割れ幅については、4.5 で述べる。

水平変位 10mm 到達時および荷重終了時（水平変位 100mm）のひび割れ発生状況を図-7 に示す。図中のひび割れは、正側荷重時によるものを青線、負側荷重時によるものを赤線で表示した。

WN は、荷重 297kN 時に曲げひび割れが発生した。その後、水平変位 10.0mm（荷重 1,160kN）時に主鉄筋が降伏した。水平変位 60→70mm では、西面中腹部のかぶりコンクリートが剥落した。また、せん断補強鉄筋の直角フックの曲げ戻しと荷重の低下が始まった。水平変位 70→80mm では、西面のかぶりコンクリートが剥落した。さらに、水平変位 90→100mm では、かぶりコンクリート剥落範囲が拡大し、それに伴い直角フックの曲げ戻しが生じたせん断補強鉄筋の本数も増加した。

WJH は、荷重 271kN 時に曲げひび割れ発生した。その後、水平変位 12.6mm (荷重 1,056kN) 時に主鉄筋が降伏した。水平変位が 80→90mm で荷重低下が始まり、水平変位が 90→100mm では、更にかぶりコンクリートが剥落し、それに伴い直角フックの曲げ戻しが生じたせん断補強鉄筋の本数も増加した。ここで、直角フックの曲げ戻し状況を写真-2 に示す。

WN と WJH では、水平変位 10mm 到達時のひび割れ性状に大きな違いはなかった。載荷終了時では、WJH の方が斜めひび割れが多く見られた。

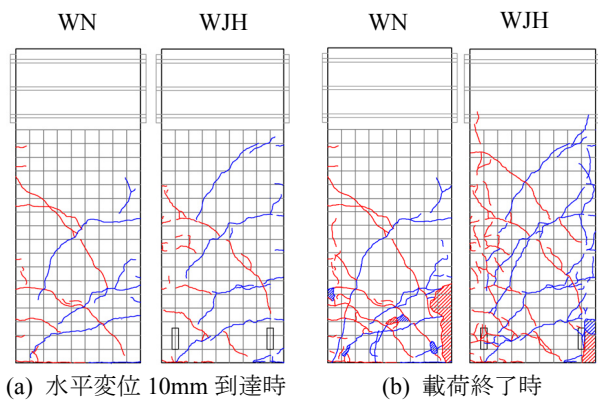


図-7 ひび割れ発生状況 (北面)



写真-2 直角フック曲げ戻し状況 (左: WN, 右: WJH)

4.5 ひび割れ幅

主鉄筋ひずみ 1,000 μ 到達時および δ_y (水平変位 10.0mm) 時のスタブ上面から 200mm の位置のひび割れ幅の測定結果を表-9 に示す。主鉄筋のひずみが 1,000 μ 時は、WN および WJH とともに 0.20mm、水平変位 10.0mm 時は、WN が 0.60mm、WJH が 0.55mm でほぼ同等であることを確認した。これより、弾性範囲内については、主鉄筋の高強度化による鉄筋比の低減かつねじ節鉄筋継手を同列配置してもひび割れ幅に影響はないことがわかった。

表-9 ひび割れ幅

試験体名	1,000 μ 時 (mm)	水平変位 10.0mm 時 (mm)
WN	0.20	0.60
WJH	0.20	0.55

4.6 履歴曲線

両試験体の履歴曲線を図-8 に示す。WN は、水平変位 20mm 前後で最大荷重を示し、水平変位 60→70mm の載荷で主鉄筋のかぶりコンクリートが剥離し、荷重が大きく低下した。これに対し、WJH は、水平変位 20mm 前後で最大荷重を示し、水平変位 80→90mm の載荷で主鉄筋のかぶりコンクリートが剥離し、荷重が低下した。水平変位 90→100mm の載荷時にかぶりコンクリートが大きく剥落し、主鉄筋が露出した。これにより、主鉄筋の座屈が肉眼でも観察できる状態となり、荷重が更に低下した。載荷試験終了後、WN および WJH のせん断補強鉄筋の直角フックが曲げ戻されているのを確認した。

WN および WJH の包絡線を図-9 に示す。初期剛性は、WN と WJH で同じである。載荷が進むことで WJH の剛性は、WN の主鉄筋比が 0.62% に対し、WJH の主鉄筋比が 0.45% と主鉄筋比の差より、WN の剛性よりが幾分小さくなっている。それ以降はかぶりコンクリートの剥落などにより、WN は荷重が低下するが、WJH は水平変位 80mm まで荷重が低下していないことがわかる。これより、地中構造物を対象とした場合、主鉄筋の高強度化による鉄筋比の低減かつねじ節鉄筋継手を同列配置しても変形状には影響がないことがわかった。

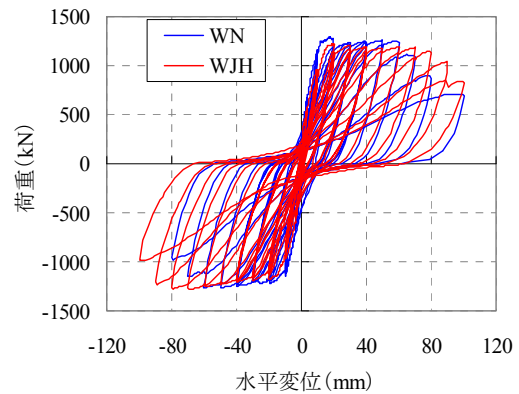


図-8 履歴曲線

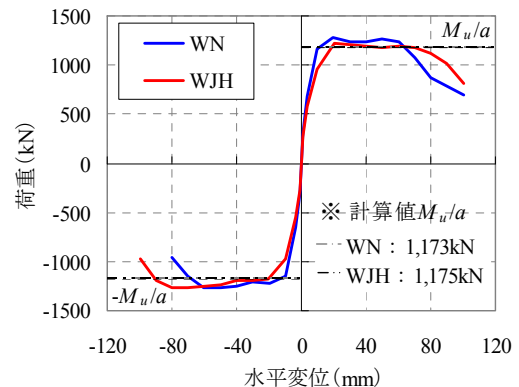


図-9 包絡線

4.7 主鉄筋のひずみ分布

WN および WJH において、断線など測定に際し有害な影響が見られなかった $4\delta_y$ までの主鉄筋のひずみ分布を図-10 に示す。図中のひずみは引張力が作用した時の値を示す。壁部材の主鉄筋のひずみ分布は、主鉄筋が降伏するまではほぼ同じである。 $3\delta_y$ 以降は、ひび割れ発生位置などの影響を受けるため、多少傾向が異なるが、大きな差ではない。また、スタブ内のひずみ分布においては、明確な差は見られなかった。

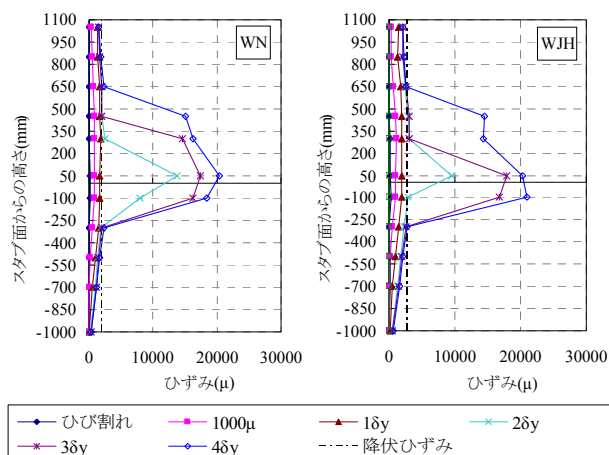


図-10 主鉄筋のひずみ分布の一例

4.8 等価粘性減衰定数

WN および WJH のエネルギー吸収性能を等価粘性減衰定数 heq で表した。これを図-11 に示す。なお、等価粘性減衰定数は、両試験体とも繰り返し1回目のループの面積を用いて算出した。これより、WJH は WN よりエネルギー吸収性能が低い結果となった。これは、WJH で SD490 を使用することで鉄筋径を細くし本数を減らしたため、履歴曲線の面積が小さくなったことによるものと考えられる。

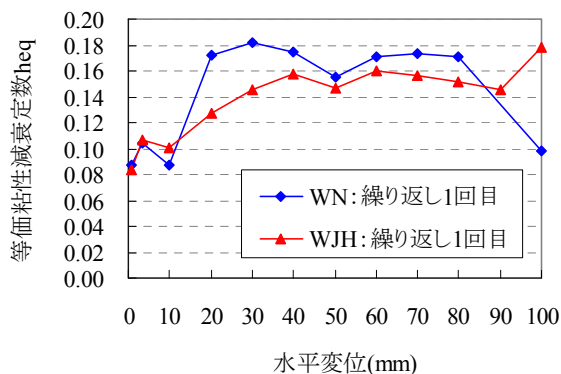


図-11 等価粘性減衰定数

5. まとめ

本研究の結果、以下の結論を得た。

- (1) ひび割れは、水平変位 10mm 到達時では大きな違いはなかったが、載荷終了時では WN に比べて WJH の方が斜めひび割れが多く見られた。
- (2) ひび割れ幅は、WN および WJH ともに弾性範囲内において、SD490 を使用して主鉄筋比を低減かつ、A 級性能を有するねじ鉄筋継手を同列配置しても影響がなかった。
- (3) 荷重は、WN が水平変位 60mm から 70mm までの過程で低下し、WJH が水平変位 80mm から 90mm までの過程で低下した。
- (4) 主鉄筋のひずみ分布は、WN および WJH ともに降伏するまでほぼ同じであった。
- (5) WJH では SD490 を使用し主鉄筋比を低減したため、履歴曲線の面積が小さくなり、WN よりも等価粘性減衰定数は小さくなった。

以上より、本研究の範囲内で、高強度鉄筋 SD490 を使用し主鉄筋比を低減し、かつ塑性ヒンジ部にねじ鉄筋継手を同列配置した場合においても、エネルギー吸収性能は小さくなるものの、ひび割れ性状、変形状およびひずみ分布には有意な差は見られなかった。

参考文献

- 1) 村岡史朗, 小松正貴, 長尾千瑛: 橋梁下部工における高強度鉄筋の適用に関する検討, 土木学会第 66 回年次学術講演会, CS7-009, pp.17-18, 2011.9
- 2) 浅井洋, 春日昭夫, 飯田字朗: SD490 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚の実用化に関する研究, 土木学会論文集, 760 号, V-63, pp.91-108, 2004.5
- 3) 村田裕志, 渡辺典男, 水谷正樹: SD490 を用いた高鉄筋比の RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.928-937, 2010.3
- 4) 後藤隆臣, 睦好宏史, 佐々木文雄: 形状の異なる機械式継手を用いた鉄筋コンクリート部材の力学的性状に関する研究, 土木学会第 67 回年次学術講演会, V-228, pp.455-456, 2012.9
- 5) 日本道路協会: 舗装設計施工指針 (平成 18 年度版)
- 6) 日本道路協会: 道路土工 カルバート工指針 (平成 21 年度版)
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編 (平成 24 年度版)
- 8) 土木学会: コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針 [2007 年度版]
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編 [2012 年制定]