

論文 壁式橋脚の鋼板巻き耐震補強においてコーナー部に L 形鋼材を配置した効果に関する実験

池津 大輔^{*1}・松尾 伸二^{*2}・菅野 貴浩^{*3}・西村 公孝^{*4}

要旨：橋脚く体断面の長辺が短辺に対して大きな壁式橋脚において鋼板巻き耐震補強を行う場合、変形が進むと補強鋼板にはらみが生じ、急激な耐力低下を生じる。本研究では、鋼板巻き補強において、補強鋼板のコーナー部内側に L 形に加工した鋼材（以下、L 形鋼材）を配置した場合の効果について検討した。補強後のせん断耐力と曲げ耐力に達する時のせん断力との比、L 形鋼材の厚さをパラメーターとして検討を行ったところ、補強後の耐力比を 2.0 程度として厚さ 6mm の L 形鋼材を配置した場合に、大変形時における耐力低下を緩やかにすることができることを確認した。

キーワード：壁式橋脚、鋼板巻き耐震補強、コーナー部補強、L 形鋼材

1. はじめに

橋脚く体断面の長辺が短辺に対して大きな壁式橋脚において、鋼板巻きにより耐震補強を行う場合、その断面形状が影響し、変形が進むと補強鋼板の長辺側にはらみが生じる。この鋼板のはらみは、大変形時に急激な耐力低下を生じる一因となっており、鋼板のはらみを押さえるために、補強鉄筋を断面貫通させる方法やH形鋼拘束による方法が取られている¹⁾。

本研究では、橋脚く体断面の長辺が短辺に対して大きな壁式橋脚の鋼板巻き耐震補強について、橋脚く体コーナー部における補強鋼板の固定の程度を高めることで、大規模変形時の急激な耐力低下の抑制が期待できると考え、補強鋼板のコーナー部内側に L 形に加工した鋼材（以下、L 形鋼材）を配置し、効果の検討を行った。

今回、補強鋼板のコーナー部内側に L 形鋼材を配置した補強試験体を用いて、補強後の耐力比と L 形鋼材の厚さをパラメーターとして交番載荷試験を行い、破壊性状および変形性能を確認した。ここで、耐力比とは、せん断耐力と曲げ耐力に達する時のせん断力との比を言う。

2. 試験概要

2.1 試験体諸元

表-1 に試験体諸元を示し、図-1 に表-1 で示す寸法の位置関係を示す。また、図-2 に試験体の形状および寸法の一列を示す。

試験体は、壁式橋脚の短辺の長さ l_s と長辺の長さ l_a の比が 1:6 程度の橋脚を想定し、断面寸法は、308×1848mmとした。試験体は、補強前の耐力比 (V_y/V_{mu} :ここに、 V_y ; 部材のせん断耐力で $V_y = V_{c+} + V_s + V_c$; せん断補強鋼材を用いないせん断耐力²⁾, V_s ; せん断補強鋼材によるせん断耐力³⁾, V_{mu} ; 部材が曲げ耐力に達する時のせん断力で $V_{mu} = M_u/l_a$, M_u ; 曲げ耐力³⁾, l_a ; せん断スパン) を 0.8 程度に設定した。補強後の耐力比は、シリーズ 1 は 2.0 程度、シリーズ 2 は 1.3 程度とし、鋼板巻きによる補強鋼板量を算出した。

なお、帯鉄筋は、載荷点付近およびフーチングにのみ配置し、試験体の破壊が想定される、く体基部から 2D (D:断面高さ=308 mm)の範囲には配置していないため、せん断耐力の算出には考慮していない。

表 - 1 試験体一覧

シリーズ	No.	断面寸法 B1×H1 (mm)	補強後 断面寸法 B2×H2 (mm)	短長辺比	補強後の せん断耐力比 (V_y/V_{mu})	軸方向鉄筋				補強鋼材 (鋼板)		L形鋼材				平均軸方向 応力度 (N/mm ²)	
						径	材質	本数	引張鉄筋	鋼板厚 t(mm)	材質	厚さ tL(mm)	材質	かかり幅 X(mm)	長さ L(mm)		設置範囲 (高さ方向)
1	S1-0	1848×308	1890×350	1.6	2.0	D16	SD345	74	35	6.0	SS400	-	-	-	-	-	0.75
	S1-2	1848×308	1890×350	1.6		D16	SD345	74	35	6.0	SS400	4.5	SS400	50.0	59.0	2D区間	0.75
	S1-3	1848×308	1890×350	1.6		D16	SD345	74	35	6.0	SS400	6.0	SS400	50.0	59.0	全断面	0.75
2	S2-0	1848×308	1890×350	1.6	1.3	D16	SD345	74	35	2.3	SS400	-	-	-	-	-	0.75
	S2-1	1848×308	1890×350	1.6		D16	SD345	74	35	2.3	SPHC	2.3	SS400	46.6	63.0	全断面	0.75
	S2-2	1848×308	1890×350	1.6		D16	SD345	74	35	2.3	SS400	4.5	SS400	46.6	60.8	全断面	0.75
	S2-3	1848×308	1890×350	1.6		D16	SD345	74	35	2.3	SS400	6.0	SS400	46.6	60.8	2D区間	0.75

B1:長辺の長さ, H1:短辺の長さ, V_y/V_{mu} :せん断耐力比
t:補強鋼板の厚さ, tL:L形鋼材の厚さ, X:L形鋼材のかかり幅, L:L形鋼材の曲げ内長さ, B2:補強鋼材の長辺幅, H2:補強鋼材の短辺幅

- *1 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術センター 耐震技術プロジェクトグループ 理修 (正会員)
- *2 東日本旅客鉄道(株) 横浜支社設備部土木課 防災計画グループ副課長 工修 (正会員)
- *3 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術センター 耐震技術プロジェクトグループ課長 工修 (正会員)
- *4 ジェイアール東日本コンサルタンツ(株) 新技術推進部部長 (正会員)

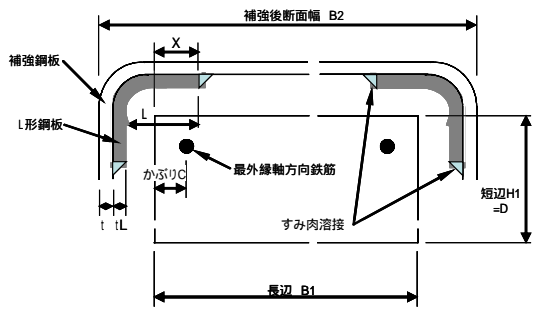


図 - 1 試験体の形状

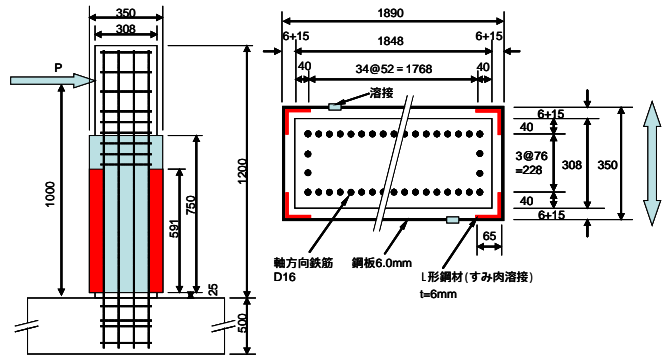


図 - 2 試験体の形状・寸法 (S1-3 試験体)

シリーズ 1 の各試験体は、補強鋼板 $t=6.0\text{mm}$ 、シリーズ 2 は、補強鋼板 $t=2.3\text{mm}$ とし、それぞれコーナー部内側に配置する L 形鋼材の厚さを変化させ試験を行った。

各試験体の L 形鋼材の既設柱へのかかり幅は、既設の軸方向鉄筋の芯かぶり以上とした。また、L 形鋼材の高さ方向の設置範囲は、S1-2 と S2-3 試験体は、く体基部から 2D の範囲まで、それ以外の試験体では補強鋼板の設置範囲と同等とした。L 形鋼材の内曲げ半径は、 $3t_L$ (t_L : L 形鋼材の厚さ) 以上とした。また、L 形鋼材は、すみ肉溶接により補強鋼板のコーナー部内側に固定した。

2.2 載荷方法

載荷は、軸力を一定とした静的正負交番載荷試験であり、1 y までは荷重制御にて正負に載荷し、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位 (y_{exp}) とし、2 y 以降は、 y_{exp} の整数倍の変位毎に各一回ずつ変位制御で交番載荷した。10 y 以降は、12, 14, 16, 18, 20, 24, 28, 32 y に各一回ずつ変位制御で交番載荷とした。

なお、載荷速度は、載荷点での載荷速度が 1mm/sec となるようにし、補強鋼板の下端がフーチングに接して座屈するまで試験を行った。試験時の軸圧縮応力度 σ_n は、 $0.75 (\text{N/mm}^2)$ とした。

3. 試験結果

3.1 材料試験結果・耐力比

表-2 に試験に用いた材料の試験結果と耐力比を示す。試験体の製作は、型枠に補強鋼板をセットしてからコンクリートの打設を行った。

3.2 損傷状況

(1) シリーズ 1

写真-1、写真-2 に、S1-0 試験体と S1-3 試験体の 10 y 載荷終了後の状況、試験終了後の内部のコンクリートの損傷状況を示す。

S1-0 試験体では、載荷開始後、く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。載荷を進めると、補強鋼板とコンクリートの肌離れが生じ、5 y で補強鋼板が外側には

表 - 2 試験結果一覧

供試体No. シリーズ	補強諸元 No.	材料試験結果				せん断耐力		耐力比	
		コンクリート 強度 (N/mm^2)	軸方向 鉄筋 (N/mm^2)	補強 鋼板 (N/mm^2)	L形 鋼材 (N/mm^2)	補強前 V_y (kN)	補強後 V_y (kN)	補強前 V_y/V_{mu}	補強後 V_y/V_{mu}
1	S1-0 鋼板 L形 なし	33.7	373	307	-	607	1464	0.85	2.05
	S1-2 鋼板 L形 $t_L=4.5$	25.8	373	303	276	557	1401	0.79	1.99
	S1-3 鋼板 L形 $t_L=6.0$	34.3	364	312	312	611	1484	0.87	2.12
2	S2-0 鋼板 L形 なし	22.5	363	283	-	532	833	0.78	1.22
	S2-1 鋼板 L形 $t_L=2.3$	34.6	372	270	270	613	900	0.86	1.26
	S2-2 鋼板 L形 $t_L=4.5$	28.5	363	283	271	576	878	0.83	1.27
	S2-3 鋼板 L形 $t_L=6.0$	31.6	363	283	275	595	897	0.86	1.29

らみはじめた。9 y で荷重が低下し、変位の増加により基部から 1D 程度の補強鋼板のはらみが大きくなった。12 y で圧縮側となる面の補強鋼板下端がフーチングに接触、20 y で補強鋼板下端がフーチングに完全に接触し、補強鋼板が座屈した。

S1-2 試験体では、載荷開始後、く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。載荷を進めると、補強鋼板とコンクリートの肌離れが生じ、7 y で補強鋼板が外側にはらみはじめた。8 y で荷重が低下し、変位の増加により基部から 1D 程度の補強鋼板のはらみが大きくなった。14 y で圧縮側となる面の補強鋼板下端がフーチングに接触、18 y で補強鋼板下端がフーチングに完全に接触し、補強鋼板が座屈した。

S1-3 試験体では、載荷開始後、く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。載荷を進めると、補強鋼板とコンクリートの肌離れが生じ、10 y では、載荷時に圧縮側となる面の補強鋼板が外側に若干はらみ始めた。その後、18 y の正側(引)載荷時、および 32 y の正側(引)載荷時に軸方向鉄筋が 2 本ずつ破断し、試験を終了した。

試験終了後、補強鋼板および L 形鋼材を撤去したところ、各試験体とも柱の基部から 1D 程度の範囲に大きな損傷を受けていることが確認された。

なお、S1-0 試験体および S1-2 試験体では、軸方向鉄筋が大きいはらんでいたが、S1-3 試験体では、軸方向鉄筋の大きなはらみは確認されなかった。

(2) シリーズ2

S2-0 試験体では、荷重開始後、く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。荷重を進めると、補強鋼板とコンクリートの肌離れが生じ、7 y で補強鋼板が外側に大きくはらんだ。その後、変位の増加により基部から 1D 程度の補強鋼板のはらみが大きくなり、9 y で補強鋼板コーナー部が丸みを帯びていることが確認された。12 y で圧縮側となる補強鋼板下端がフーチングに接触し、18 y で補強鋼板下端がフーチングに完全に接触し、補強鋼板が座屈した。

S2-1 試験体では、荷重開始後、く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。荷重を進めると、補強鋼板とコンクリートの肌離れが生じ、8 y で補強鋼板が外側に大きくはらんでいることが確認され、変位の増加により基部から 1D 程度の補強鋼板のはらみがさらに大きくなった。16 y で圧縮側となる補強鋼板下端がフーチングに接触、その後、完全に接触し、補強鋼板が波形に変形し座屈した。

S2-2 試験体では、荷重開始後、く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。荷重を進めると、補強鋼板とコンクリートの肌離れが生じ、7 y で荷重が低下した。8 y で補強鋼板が外側に大きくはらみ、変位の増加により基部から 1D 程度の補強鋼板のはらみがさらに大きくなった。16 y で圧縮側となる補強鋼板下端がフーチングに接触、その後、完全に接触し、補強鋼板が波形に変形し座屈した。

S2-3 試験体では、荷重開始後、く体基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。荷重を進めると、補強鋼板とコンクリートの肌離れが生じ、6 y で荷重が低下し、補強鋼板が外側に大きくはらみ、変位の増加により基部から 1D 程度の補強鋼板のはらみがさらに大きくなった。9 y の正側（引）荷重時、L 形鋼材の端部から補強鋼板が外側にはらみ出していることが確認された。14 y で圧縮側となる補強鋼板下端がフーチングに接触、その後、完全に接触し、補強鋼板が波形に変形し座屈した。

試験終了後、補強鋼板および L 形鋼材を撤去したところ、S2-0 試験体では、補強鋼板を配置した範囲に渡ってひび割れが発生していることが確認された。また、S2-1～S2-3 試験体では、柱の基部 1D 程度に大きな損傷を受けていることが確認された。また、各試験体とも、軸方向鉄筋が大きくはらんでいることが確認された。

3.3 試験体の荷重変位関係

(1) シリーズ1

図-3、図-4 に S1-0 試験体と S1-3 試験体の荷重変位曲線を示す。また、図-5 に各試験体の包絡線を示す。包絡線は、荷重、変位とも降伏時の値で除し、無次元化したものである。



10 y 荷重終了後



試験終了後

写真 - 1 S1-0 試験体損傷状況



10 y 荷重終了後



試験終了後

写真 - 2 S1-3 試験体損傷状況

なお、各試験体の荷重および変位の降伏時の計算値を図-5中に示す。

ここで、終局変位 u は、降伏荷重の計算値を下回らない最大の変位とし、終局変位の実験値 u を降伏変位の計算値 y_{cal} で除した値をじん性率とした。計算値 y_{cal} を用いたのは、実験値 y の誤差を取り除くためである。降伏荷重および降伏変位の計算値は、鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物³⁾により求めた。

S1-0 試験体は、2 y で最大荷重に達した。その後、荷重はゆるやかに低下したが、6 y の負側（押）荷重時に荷重が大きく低下した。正側（引）荷重では、9 y にて荷重が大きく低下し、降伏荷重付近まで低下した。

S1-3 試験体は、4 y で最大荷重に達した。その後、荷重はゆるやかに低下し、14 y 程度で降伏荷重付近まで低下した。その後も緩やかに水平荷重が低下した。

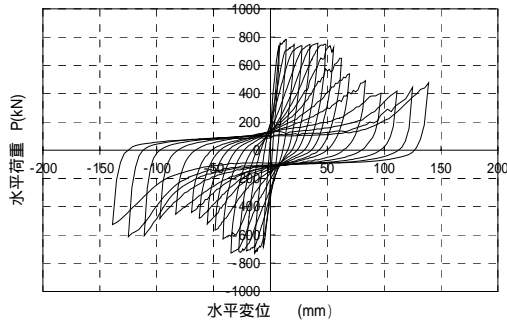


図-3 S1-0 試験体の荷重変位曲線

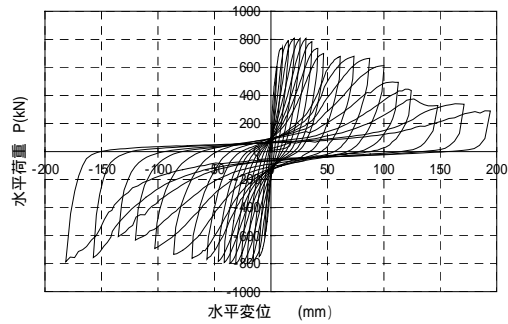


図-4 S1-3 試験体の荷重変位曲線

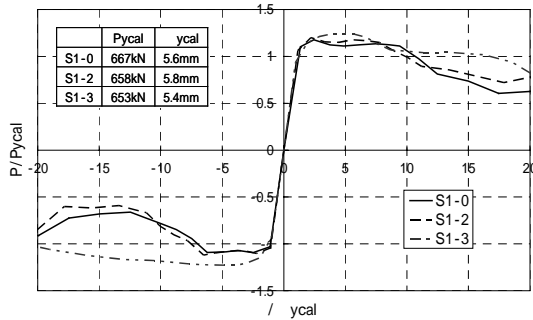


図-5 シリーズ1 試験体の包絡線

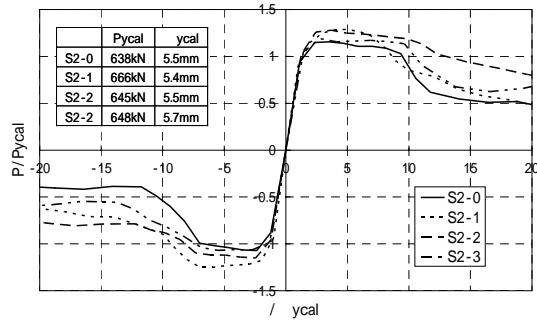


図-6 シリーズ2 試験体の包絡線

S1-2 試験体も、S1-0 試験体とほぼ同様の傾向を示した。2 y で最大荷重に達し、その後、荷重はゆるやかに低下したが、7 y の負側（押）載荷時に荷重が大きく低下した。正側（引）載荷では、8 y にて荷重が大きく低下し、降伏荷重付近まで低下した。

補強鋼板のコーナー部内側に L 形鋼材を配置していない S1-0 試験体は、じん性率 7~9 程度、L 形鋼材の厚さ 4.5mm の S1-2 試験体は、じん性率 7~10 程度、L 形鋼材の厚さ 6.0mm の S1-3 試験体は、じん性率 16~21 程度であった。

シリーズ1 では、S1-0 と S1-2 の間には明確な差異は得られなかったが、S1-3 では、最大荷重後に荷重が緩やかに低下することが確認された。

(2) シリーズ2

図-6 に試験体の包絡線を示す。

S2-0 試験体は、3 y で最大荷重に達した。その後、荷重はゆるやかに低下したが、7 y の負側（押）載荷時に荷重が大きく低下した。正側（引）載荷では、9 y にて荷重が大きく低下し、降伏荷重付近まで低下した。

S2-1 試験体は、5 y で最大荷重に達した。その後、荷重はゆるやかに低下したが、8~9 y にて荷重が大きく低下し、降伏荷重付近まで低下した。

S2-2 試験体は、3 y で最大荷重に達した。その後、荷重はゆるやかに低下したが、7 y の負側（押）載荷時に荷重が大きく低下した。正側（引）載荷では、10 y にて荷重が低下し、降伏荷重付近まで低下した。

S2-3 試験体は、2 y で最大荷重に達した。その後、荷重はゆるやかに低下したが、6 y の負側（押）載荷時に

荷重が大きく低下した。正側（引）載荷では、8 y にて荷重が大きく低下し、降伏荷重付近まで低下した。

補強鋼板のコーナー部内側に L 形鋼材を配置していない S2-0 試験体は、じん性率 7~9 程度、L 形鋼材の厚さ 2.3mm の S2-1 試験体は、じん性率 8~9 程度、L 形鋼材の厚さ 4.5mm の S2-2 試験体は、じん性率 8~12 程度、L 形鋼材の厚さ 6.0mm の S2-3 試験体は、じん性率 7~10 程度であった。

シリーズ2 では、L 形鋼材の厚さの違いによる明確な差異は得られなかった。

3.4 補強鋼板のひずみ

各試験体の補強鋼板のひずみと荷重変位の関係を以下に述べる。ひずみは、正側（引）載荷時の水平方向のひずみの発生状況を示し、フーチングから 1D 程度の位置のものである。図-7 にひずみの計測位置を示す。

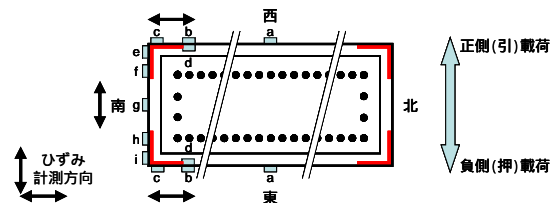


図-7 補強鋼材のひずみ計測位置

(1) シリーズ1

図-8 と図-9 に S1-0 と S1-3 試験体の補強鋼板のひずみの発生状況を示す。

なお、図中には、せん断力を負担する面（以下、せん断抵抗面）（南）と正側（引）載荷時に圧縮側となり鋼板

のはらみが生じる面（西）のデータを示す。

S1-0 試験体の補強鋼板のひずみは、最大荷重以降、大きく荷重が低下した 8 y より後、9 y 載荷時にせん断抵抗面の南 h、南 i のひずみが降伏ひずみに達している。

S1-3 試験体では、補強鋼板のせん断抵抗面（南）および鋼板のはらみが生じる面（西）のひずみは、降伏ひずみに達していない。

なお、S1-2 試験体は、S1-0 試験体とほぼ同様の傾向を示し、補強鋼板のひずみは、最大荷重以降、大きく荷重が低下した 7 y 載荷時に、L 形鋼材近傍の西 d のひずみが降伏ひずみに達した。その後、8 y 載荷時に、西 a のひずみが降伏ひずみに達した。

以上より、S1-0 試験体（L 形鋼材なし）および S1-2 試験体（L 形鋼材 t=4.5mm）と、S1-3 試験体（L 形鋼材 t=6.0mm）の補強鋼板のひずみを比較すると、S1-0 試験体は、S1-2 試験体よりも降伏ひずみに達する箇所が多い。また、L 形鋼材の厚さを 6.0mm（S1-3）とすると、せん断抵抗面および鋼板のはらみが生じる面（西）のひずみは、降伏ひずみに達していないことが確認された。

また、シリーズ 1 の各試験体では、補強鋼板のひずみは、荷重が大きく低下すると同時に、または低下した後に降伏ひずみに達することが確認された。

(2) シリーズ 2

図-10 と図-11 に S2-0 と S2-3 試験体の補強鋼板のひずみの発生状況を示す。

S2-0 試験体の補強鋼板のひずみは、最大荷重以降、大きく荷重が低下する 9 y より前の時点、6 y 載荷時に

西 c のひずみが降伏ひずみに達している。その後、8 y 載荷時に、南 e、南 i、西 b が降伏ひずみに達している。

S2-3 試験体では、最大荷重以降、大きく荷重が低下する 8 y より前、7 y 載荷時に西 b のひずみが降伏ひずみに達している。その後、9 y 載荷時に南 f、南 h のひずみが降伏ひずみに達し、さらにその後の載荷で南 e、南 g、南 i も降伏ひずみに達した。

また、S2-1 試験体では、最大荷重以降、大きく荷重が低下する 8 y より前、7 y 載荷時に南 h、南 i のひずみが降伏ひずみに達した。その後 8~9 y 載荷時に、西 a、西 b、南 g のひずみが、さらにその後の載荷で南 e、南 f が降伏ひずみに達した。

S2-2 試験体では、最大荷重以降、大きく荷重が低下する 10 y より前の時点、8 y 載荷時に西 b のひずみが降伏ひずみに達した。その後、14 y 載荷時に南 h のひずみが降伏ひずみに達した。

以上より、S2-0 試験体（L 形鋼材なし）および S2-1 試験体（L 形鋼材 t=2.3mm）と、S2-2 試験体（L 形鋼材 t=4.5mm）および S2-3 試験体（L 形鋼材 t=6.0mm）の補強鋼板のひずみを比較すると、せん断抵抗面（南）では、S2-0 および S2-1 試験体の方が降伏ひずみに達する箇所が多いものの明確な傾向は確認されなかった。

また、シリーズ 2 の各試験体では、補強鋼板のひずみは、荷重が大きく低下する前の段階で降伏ひずみに達することが確認された。

3.5 載荷時圧縮側の柱中央部の変形量

負側（押）載荷時に圧縮側となる面（東）における試

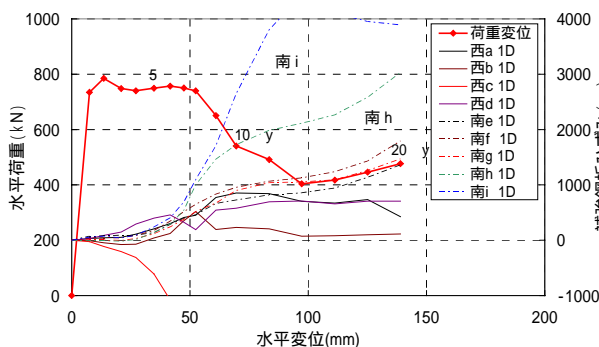


図 - 8 S1-0 試験体の補強鋼板のひずみ

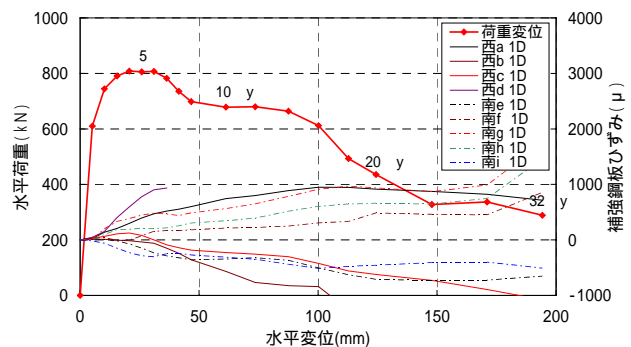


図 - 9 S1-3 試験体の補強鋼板のひずみ

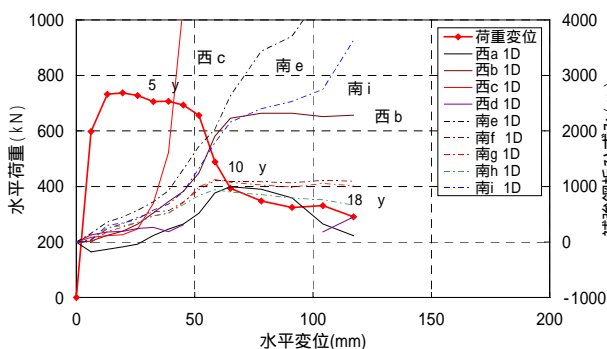


図 - 10 S2-0 試験体の補強鋼板のひずみ

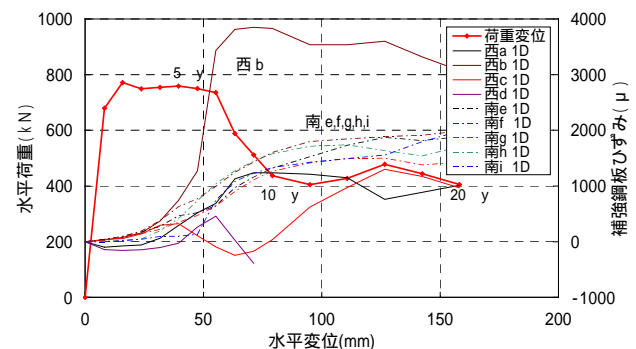


図 - 11 S2-3 試験体の補強鋼板のひずみ

験体中央部付近の補強鋼板のはらみの量(以下,変形量)を以下に示す。変形量の計測位置は,フーチングから1D程度の高さである。

(1) シリーズ1

図-12にS1-0~S1-3試験体の補強鋼板の変形量を示す。

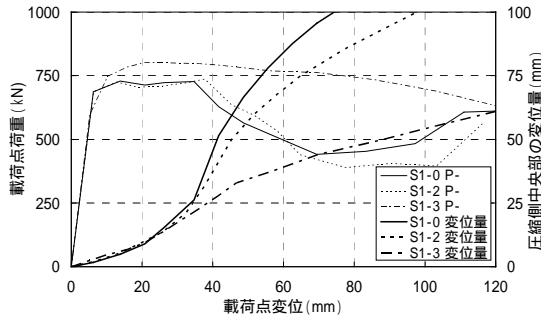


図-12 シリーズ1試験体の柱中央部(1D)の変形量

S1-0試験体およびS1-2試験体は,荷重変位曲線の最大荷重以降,大きく荷重が低下する時点において,圧縮側の補強鋼板の変形量が大きく変化(増加)している。

S1-0試験体では,3y(変位20mm程度)から若干変形量が増加し,5y(変位35mm程度)から変形量が大きく増加している。

S1-2試験体は,S1-0試験体とほぼ同様の傾向を示し,3y(変位20mm程度)から若干変形量が増加し,5y(変位35mm程度)から変形量が大きく増加している。

S1-3試験体は,最大荷重時の4y(変位20mm程度)から若干変形量が増加した。9yの載荷時(変位45mm程度)に,変形量の増加の割合が小さくなった。

S-0試験体(L形鋼材なし)とS1-2試験体(L形鋼材t=4.5mm)は,S1-3試験体(L形鋼材t=6.0mm)と比較して,変形量の増加の割合が大きいことがわかる。

(2) シリーズ2

図-13にS2-0~S2-3試験体の補強鋼板の変形量を示す。

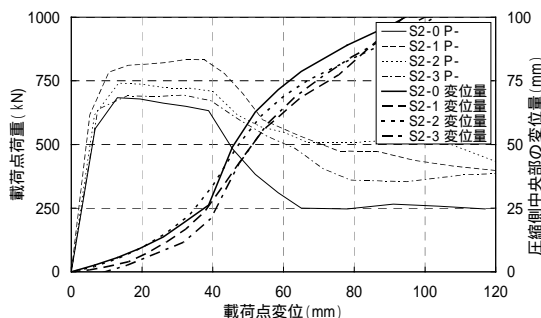


図-13 シリーズ2試験体の柱中央部(1D)の変形量

全体的な傾向として,荷重変位曲線の最大荷重後,大きく荷重が低下する時点において,圧縮側の補強鋼板の変形量が大きく変化している。S-0試験体は6y載荷時,S-2試験体は7y載荷時,S-3試験体は5y載荷時,S-4試験体は5y載荷時に変形量が大きく増加している。

ずれも載荷点の変位は40mm程度である。

シリーズ2においては,L形鋼材の有無や厚さの違いによって,変化量が大きく変化する時点や補強鋼板の変形量に明確な差異は得られなかった。

4. 考察

補強後の耐力比を2.0程度としたシリーズ1の各試験体において,L形鋼材を配置しなかったS1-0試験体と厚さ4.5mmのL形鋼材を配置したS1-2試験体においては,大変形時における急激な耐力低下を抑えることはできなかったが,L形鋼材の厚さを6mmとした場合に,大変形時における急激な耐力低下を抑えることができた。一方,補強後の耐力比を1.3程度としたシリーズ2については,L形鋼材の有無および厚さの差による違いが確認されず,大変形時の急激な耐力低下を抑えることができなかった。

このシリーズ1とシリーズ2との結果の違いについては耐力比の違いによるものと考える。シリーズ1では,補強鋼板のひずみは荷重が大きく低下した後に降伏ひずみに達していた。これは,大変形時に補強鋼板がはらみ出すのに伴い,補強鋼板のせん断抵抗面にひずみが大きく発生し,その際にL形鋼材による補強効果が表れることを示すと考える。一方,シリーズ2では,補強鋼板のひずみが降伏ひずみに達した後に,荷重が大きく低下しており,補強鋼板の降伏により荷重低下が起こったものと考える。つまり,シリーズ2については,もともとの補強後耐力比が比較的低かったために,L形鋼材による補強効果の差が明瞭に現れなかったものと考える。

5. まとめ

壁式橋脚の鋼板巻き耐震補強において,補強鋼板のコーナー部内側にL形鋼材を配置することによる補強効果について,補強後の耐力比,L形鋼材の厚さをパラメータとして検討を行った。その結果,補強後の耐力比を2.0程度とし,L形鋼材の厚さを6mmとした場合に,大変形時の耐力低下を緩やかに出来ることを明らかにできた。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所:既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編,1999.7
- 2) 二羽淳一郎,山田一宇,横沢和夫,岡村 甫:せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価,土木学会論文集,第372号/V-5,pp.167~176,1986.8
- 3) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物,丸善,2004.4