

論文 薄肉鋼板と繊維シートを併用したコンクリート柱の耐震補強に関する実験的検討

田中 章*1・鬼頭 直希*2・山川 洋*3・向井 寛行*4

要旨：せん断破壊形態である鉄道 RC ラーメン高架橋柱を対象として、薄肉鋼板と連続繊維シートを併用した耐震補強工法のせん断補強効果を確認した。また、補強効果の寸法に対する依存性と補強時に使用する充填材の有無による補強効果の違いを確認した。その結果、本工法を用いることで、せん断破壊を防ぎ、曲げ破壊形態とすることが出来た。一方、補強効果の寸法に対する依存性については、部材寸法の影響により終局部材角が小さくなる傾向を示した。充填材無しの場合には、エネルギー吸収量が5%程度低下するものの、終局部材角は同等となることを確認した。

キーワード：せん断補強、薄肉鋼板、繊維シート、寸法効果、鉄道高架橋

1. はじめに

阪神淡路大震災以降、各機関において鉄筋コンクリート（以下、RC）高架橋柱の耐震補強が行われており、その代表的な工法として、鋼板巻立て工法¹⁾やRC巻立て工法、繊維シート²⁾による耐震補強が挙げられる。今後想定される東海・東南海・南海地震などの大規模な地震に対して構造物が崩壊しないことを目標に、さらに耐震補強を進めていくことが求められているが、近年では駅部において高架下が店舗や駅施設として利用されている場合や、地下鉄RC中柱のようにクレーンなどの大型の建設機械が使用できない場合等、施工上の制約が厳しいケースが散見される。

これらの課題を解決するための補強工法として、薄肉鋼板、連続繊維シート、および無収縮モルタルで構成された耐震補強工法がある³⁾。本工法は個々の構成材料が軽量であるため、施工性に優れていることが特徴である。また、繊維シートと薄肉鋼板を併用することで、軸方向鉄筋の座屈から生じるかぶりコンクリートのはく落による繊維シートの破断を防止することができ、効率的な補強が可能となる。本工法は、建築構造物のRC部材に適用された実績がある⁴⁾。

本研究では、せん断破壊形態である鉄道RCラーメン高架橋柱を対象に、薄肉鋼板と連続繊維シートを併用した耐震補強のせん断補強効果について実験的に検討した。本項に関するこれまでの検討は、実構造物を1/2程度に縮小した試験体を用いて行ってきた。一方、耐震補強指針⁵⁾に示すように鋼板巻立て等の既往の耐震補強工法においては、柱の断面寸法が大きくなると補強効果が低下することが明らかとなっている。そのため、本検討では、

実物大モデルによる試験を行い、寸法効果に関する検討を行った。また、本工法は、巻立て補強材と既設柱の間に無収縮モルタルを充填することを基本としているが、本検討では施工性の向上を目的に、無収縮モルタルを充填しない場合について検討を行い、補強効果の違いを確認した。

2. 実験概要

2.1 試験体の諸元

(1) 既設柱

表-1および図-1(a)、図-2(a)、図-3(a)に既設柱の諸元を示す。試験体は、全部で3体である。S1試験体は、実構造物の1/2程度の縮尺模型とし³⁾、L1およびL2試験体は、実物大のRCラーメン高架橋柱を模擬したものである。いずれも鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）⁵⁾（以下、RC標準）に従い、無補強時の柱が曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} と、棒部材の設計せん断耐力 V_{yd} の比 V_{mu}/V_{yd} が1.0より大きくなり、せん断破壊を生じるように設定し、縮小試験体と実物大試験体は、 V_{mu}/V_{yd} が概ね一致するように諸元を決定した。表-2に V_{mu}/V_{yd} の検討結果を示す。算出にあたっては、安全係数を1.0とし、表-3に示す材料諸元を用いた。

なお、軸圧縮応力は、一般的なラーメン高架橋柱のRC柱における地震時の軸力変動を考慮し、 3.0N/mm^2 として計算した。

(2) 補強柱

表-3および図-1(b)(c)、図-2(b)(c)、図-3(b)(c)に、補強柱の概要および各補強部材の材料諸元を示す。補強材の材質は、全ての試験体で同一とし、L1 および

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術部 工修 (正会員)

*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術部 (正会員)

*3 (株) サンヨーホーム (非会員)

*4 (株) サンヨーホーム 博(工) (非会員)

表-1 試験体の諸元

試験体名	部材寸法					軸方向鉄筋		帯鉄筋(基部)		帯鉄筋(中間部)		軸力	
	b (mm)	h (mm)	d (mm)	a (mm)	a/d	径	p_t (%)	径-間隔(mm)	p_w (%)	径-間隔	p_w (%)	応力 (N/mm ²)	軸力比
S1(補強前)	450	450	400	1400	3.5	D22	1.08	D6-150	0.09	D6-150	0.09	3.0	0.1
L1, L2(補強前)	800	800	725	3000	4.14	D32	1.10	D13-150	0.11	D13-300	0.11		

b : 断面幅, h : 断面高さ, d : 有効高さ, a : セン断スパン, p_t : 引張鉄筋比, p_w : 帯鉄筋比

表-2 試験体耐力の計算値

試験体名	V_{cd} (kN)	V_{sd} (kN)	V_{yd} (kN)	M_y (kN・m)	M_u (kN・m)	V_{my} (kN)	V_{mu} (kN)	V_{my} / V_{yd}	V_{mu} / V_{yd}
S1(補強前)	181	59	240	392	477	280	340	1.17	1.42
L1, L2(補強前)	516	190	706	2452	2978	817	993	1.16	1.41

V_{cd} : セン断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力, V_{sd} : セン断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力, V_{yd} : 棒部材の設計せん断耐力, M_y : 設計曲げ降伏耐力, M_u : 設計曲げ耐力, V_{mu} : 設計曲げ耐力時のせん断力, V_{my} : 設計曲げ降伏耐力時のせん断力

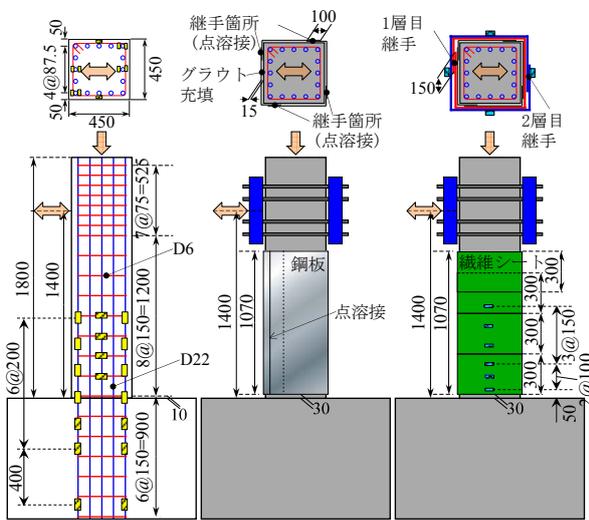


図-1 S1 試験体概要 (単位 mm)

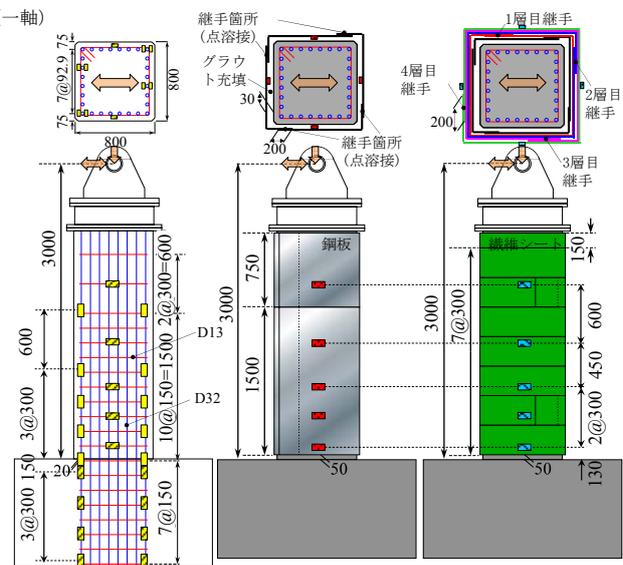


図-2 L1 試験体概要 (単位 mm)

L2 試験体の補強量は, S1 試験体の 2 倍程度となるように設定した。補強方法は, いずれの試験体もまず鋼板を設置し, 鋼板表面に繊維シートを巻き立てながら含浸材を浸透させた。含浸材が硬化した後に, 支保工を設置し鋼板と柱の間にグラウトモルタルを充填した。

鋼板は, L 形のを 4 枚組み合わせ, 点溶接により固定し, 鋼板厚さは S1 試験体で 1.6mm, L1 および L2 試験体で 3.2mm とした。充填材の厚さは, S1 試験体で 15mm, L1 試験体で 30mm とし, L2 試験体は, 施工性の向上を目的として充填材を用いず, 既設部と鋼板の隙間を極力小さくし密着させた。

繊維シートはポリエチレン, 含浸材はエポキシ樹脂を使用した。また, 繊維シートの水平方向の継手長は, 2 層巻きの S1 試験体で 150mm とし, 継手位置が同じ柱面とならないよう 1 層目を載荷面側, 2 層目を載荷面と逆側になるよう配置した (図-1(c))。L1 および L2 試験体では, 継手長を 200mm とし, 4 層とも継手位置が同じ柱面とならないよう配置した (図-2(c), 図-3(c))。

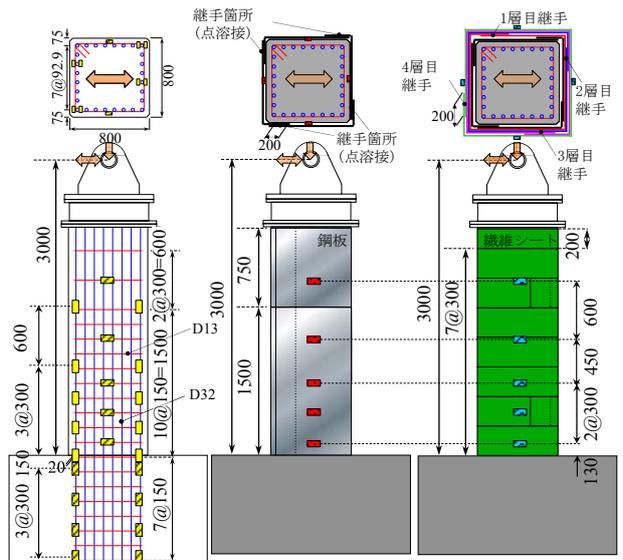
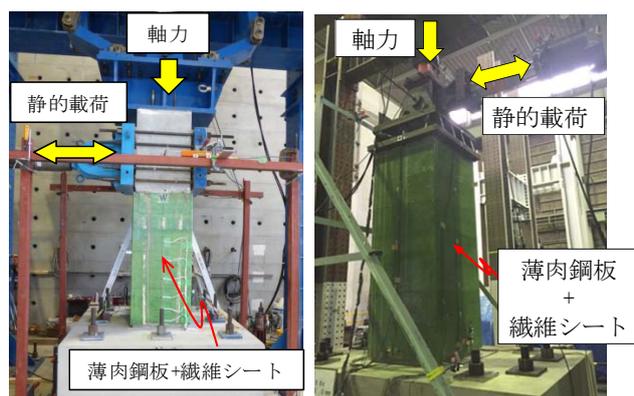


図-3 L2 試験体概要 (単位 mm)

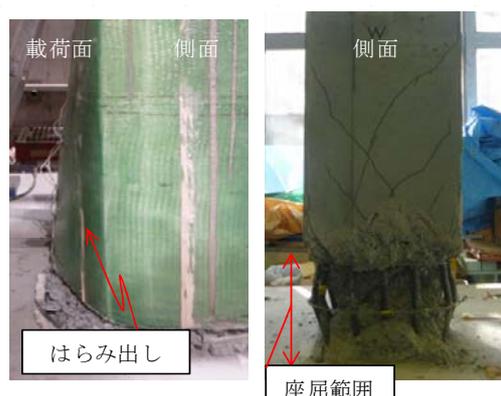
表-3 材料諸元

(a) コンクリートおよび充填材					(c) 繊維シート規格値							
試験体名	柱コンクリート		充填材 厚さ (mm)	充填材 圧縮強度 (N/mm ²)	試験体名	種類	繊維シート 総数	ヤング率 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断ひ ずみ(μ)	比重	目付量 (g/m ²)
	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)										
S1	31.9	27.0	15.0	64.3	S1	ポリエチレン	2層	75	2220	29600	0.97	258
L1	28.5	22.9	30	51.3	L1, L2	4層						
L2					充填材無し	-						

(b) 補強鋼板					(d) 鉄筋 (SD345)					
試験体名	種類	鋼板厚さ (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	鉄筋径	ヤング率 (kN/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	降伏ひ ずみ(μ)	引張強度 (N/mm ²)	適用鉄筋
S1	SS400	1.6	318	405	D6	194	403	2077	552	帯鉄筋 (S1)
L1, L2		3.2	300	448	D13	187	358	1934	519	帯鉄筋 (L1,L2)
					D22	192	365	1901	550	軸方向鉄筋 (S1)
					D32	189	370	1968	565	軸方向鉄筋 (L1,L2)



(a) S1 試験体 (b) L1 試験体
図-4 荷重試験状況



(a) はらみ出し状況 (b) 試験終了後
図-5 S1 試験体破壊状況

S1 および L1 試験体は、曲げ耐力の増加を期待せず、フーチングに接触しないように、補強材の下端にあきを S1 試験体で 30mm, L1 試験体で 50mm 設けた。L2 試験体は、施工性の観点から下端の空きは設けていないが、補強鋼材の厚さが 3.2mm と小さいためフーチングに接触した際の曲げ耐力への影響は小さいと判断した。

2.2 荷重方法

荷重状況を図-4 に示す。試験体のフーチングを反力床に固定し、柱天端から一定軸力 (3.0N/mm²) を作用させながら、所定のせん断スパン位置にて水平方向に荷重を行った。水平方向の荷重プログラムについては、軸方向鉄筋が降伏しない範囲で 1 サイクル荷重した後、ひずみ測定から軸方向鉄筋が、初めて降伏ひずみに達した時の水平変位 δ_y を基に、 $\pm 1\delta_y, \pm 2\delta_y, \dots, \pm n\delta_y$ (n は整数) で各サイクル 3 回繰返し荷重を行った。そして、最大荷重に達した後、荷重が降伏荷重を下回るまで荷重した。なお、荷重ステップについて、例えば $+1\delta_y \times 3$ は、正側 $1\delta_y$ 荷重時の 3 回目の繰返し荷重を意味する。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-5 に S1 試験体の損傷状況を示す。柱基部での曲げひび割れ発生以降、 $\pm 3\delta_y \times 1$ に柱基部にてコンクリートの圧壊が生じ、荷重とともに進行した。図-5(a) に示す

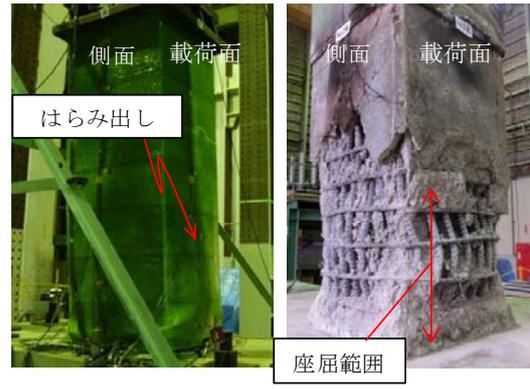
ように、 $\pm 7\delta_y \times 1$ において荷荷面の基部ではらみ出しが認められた。その後の荷重ではらみ出し量が増加し、水平荷重が大きく低下したため、 $-9\delta_y \times 1$ で試験を終了した。荷重中、繊維シートの継手の剥離は認められなかった。試験終了後の補強材および浮きコンクリートはつり後の状況を図-5 (b) に示す。基部から約 300mm の範囲で軸方向鉄筋の座屈が確認でき、はらみ出しの増加は、軸方向鉄筋の座屈に起因するものと考えられる。

図-6 に L1 試験体の損傷状況を示す。S1 試験体と同様に柱基部での曲げひび割れ発生以降、 $\pm 3\delta_y \times 1$ に柱基部にてコンクリートの圧壊が生じ、荷重とともに進行した。 $\pm 4\delta_y \times 3$ に荷荷面の基部ではらみ出しが認められた。その後の荷重ではらみ出し量が増加し、水平荷重が大きく低下したため、 $-7\delta_y \times 1$ で試験を終了した。荷重中、繊維シートの継手の剥離は認められなかった。試験終了後の補強材および浮きコンクリートはつり後の状況からは、基部から約 450mm の範囲で軸方向筋の座屈が確認できた (図-6(b))。

図-7 に L2 試験体の損傷状況を示す。L2 試験体は、 $\pm 3\delta_y \times 1$ に荷荷面の基部ではらみ出しが認められた。その後の荷重ではらみ出し量が増加し、水平荷重が大きく低下したため、 $-6\delta_y \times 1$ で試験を終了した。荷重中、繊維シートの継手の剥離は認められなかった。試験終了後の補強材および浮きコンクリートはつり後の状況からは、



(a) はらみ出し状況 (b) 試験終了後
図-6 L1 試験体破壊状況



(a) はらみ出し状況 (b) 試験終了後
図-7 L2 試験体破壊状況

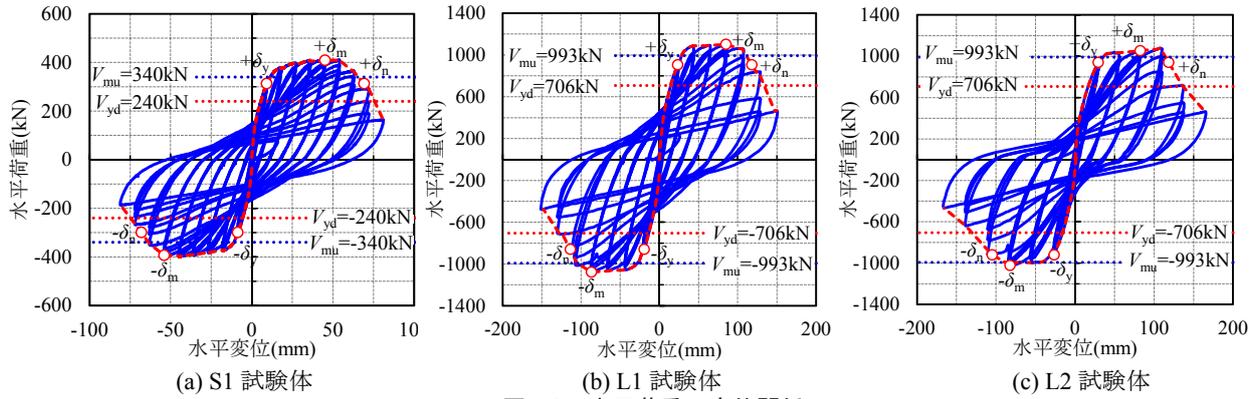


図-8 水平荷重-変位関係

表-4 載荷試験結果一覧

試験体名	断面幅 b (mm)	せん断スパン (mm)	水平荷重			水平変位			部材角		
			P_y (kN)	P_m (kN)	δ_y (mm)	δ_m (mm)	δ_n (mm)	θ_y (rad)	θ_m (rad)	θ_n (rad)	
S1	450	1400	1024.0	410.0	9.1	45.1	69.1	0.007	0.032	0.049	
L1	800	3000	907.0	1103.0	23.2	84.7	117.9	0.008	0.028	0.039	
L2			942.0	1056.0	29.4	82.4	118.4	0.010	0.027	0.039	

P_y : 軸方向鉄筋降伏時の荷重, P_m : 荷重の低下が顕著にならない最大繰返し時の荷重,

δ_y, θ_y : 軸方向鉄筋降伏時の水平変位, 部材角, δ_m, θ_m : 荷重の低下が顕著にならない最大繰返し時の水平変位, 部材角

δ_n, θ_n : 降伏荷重を下回らない水平変位もしくは部材角の最大値

基部から約 600mm の範囲で軸方向鉄筋の座屈が確認できた (図-7(b))。

3.2 水平荷重-水平変位関係

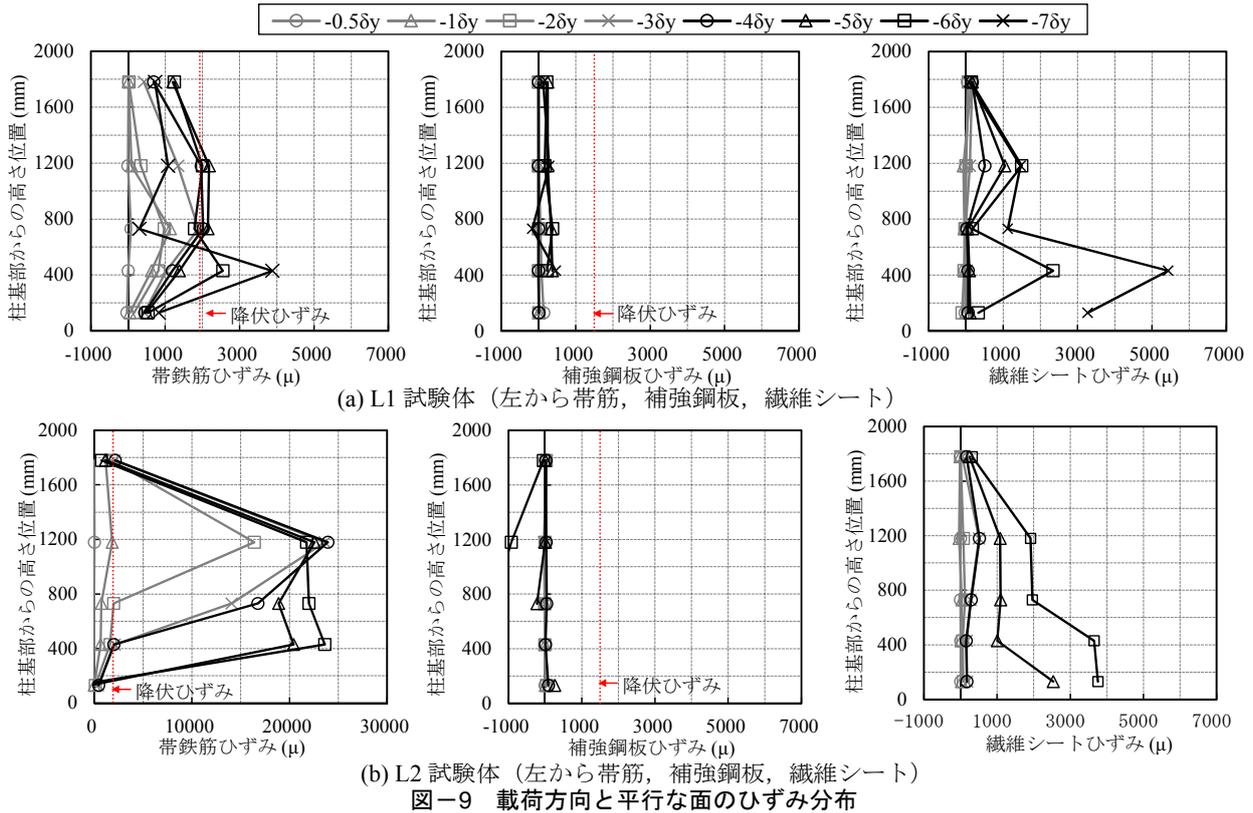
図-8(a)に S1 試験体の水平荷重-水平変位関係を示す。図-8(a)には、表-2 に示した補強前の棒部材のせん断耐力の計算値 V_{yd} および曲げ耐力の計算値 V_{mu} を併記した。せん断耐力の計算値 $V_{yd}=240\text{kN}$ に達した後も荷重は増加し、 $\pm 5\delta_y \times 1$ で最大荷重 $P_{max}=410\text{kN}$ (正側), 397kN (負側) に達した。また、最大荷重は曲げ耐力の計算値 $V_{mu}=340\text{kN}$ に達しており、せん断破壊を防ぎ曲げ破壊形態に移行できることが確認できた。S1 試験体における軸方向鉄筋降伏時の部材角 θ_y 、荷重の低下が顕著にならない最大繰返し時の部材角 θ_m 、降伏荷重を下回らない部材角の最大値 θ_n は、表-4 に示す通り $\theta_y=0.007$, $\theta_m=0.032$, $\theta_n=0.049$ であった。

図-8(b)に L1 試験体の水平荷重-水平変位関係を示

す。S1 試験体と同様に補強前のせん断耐力の計算値 $V_{yd}=706\text{kN}$ に達した後も荷重は増加し、 $\pm 4\delta_y \times 1$ で最大荷重 $P_{max}=1103\text{kN}$ (正側), 1077kN (負側) に達した。また、最大荷重は曲げ耐力の計算値 $V_{mu}=993\text{kN}$ に達しており、せん断破壊に対する補強効果が確認できた。L1 試験体における $\theta_y, \theta_m, \theta_n$ は、表-4 に示す通り $\theta_y=0.008$, $\theta_m=0.028$, $\theta_n=0.039$ であった。

図-8(c)に L2 試験体の水平荷重-水平変位関係を示す。せん断耐力の計算値 $V_{yd}=706\text{kN}$ に達した後も荷重は増加し、 $\pm 3\delta_y \times 1$ で最大荷重 $P_{max}=1056\text{kN}$ (正側), 1020kN (負側) に達した。また、最大荷重は曲げ耐力の計算値 $V_{mu}=993\text{kN}$ に達しており、充填材無しにおいてもせん断破壊に対する補強効果が確認できた。L2 試験体における $\theta_y, \theta_m, \theta_n$ は、表-4 に示す通り $\theta_y=0.010$, $\theta_m=0.027$, $\theta_n=0.039$ であった。

現状では、試験体数も少ないため補強後のせん断耐力



の定式化には至っていないが、本実験の範囲内では、いずれの試験体もせん断破壊は生じていないことから、試験体の諸元が極端に変わらず、補強前の V_{mu}/V_{yd} が 1.41 (表-2 参考) 以下の柱に対しては、補強効果があるものと推測される。

3.3 せん断力の負担について

図-9 に L1 および L2 試験体の載荷面と平行な面における正側載荷時の各サイクルにおける 1 ループ目の帯鉄筋ひずみ、補強鋼板ひずみ、繊維シートひずみの分布例を示す (計測位置は図-2 を参考)。L1 試験体を例にすると、帯鉄筋は、 $+3\delta_y \times 2$ で初降伏し、 $3\delta_y$ 以降、繊維シートのひずみ分布が増加する傾向を示した。一方、補強鋼板のひずみは、 $+7\delta_y \times 1$ においても最大で 500μ 程度と非常に小さく、降伏ひずみに達していなかった。補強鋼板の継手部には点溶接を用いていることから、帯鉄筋降伏以降は継手部の溶接切れにより、補強鋼板は繊維シートと比較してひずみの応答が小さく、繊維シートが主にせん断力を負担していたと考えられる。L2 試験体についても帯鉄筋降伏以降、繊維シートのひずみ値は増加していることを確認した。

3.4 部材寸法による補強効果の影響について

図-10 に S1 および L1 試験体の包絡線の比較を示す。なお、包絡線の横軸は部材角、縦軸は水平荷重を降伏荷重で除して無次元化した。 θ_y について比較すると、表-4 に示した通り、S1 試験体で $\theta_y=0.007$ 、L1 試験体で $\theta_y=0.008$ と概ね一致していたが、 θ_m については、S1 試

験体で $\theta_m=0.032$ であったのに対し、L1 試験体では $\theta_m=0.028$ となっており、L1 試験体の部材角が 1 割程度小さくなっていることが確認できた。また、 θ_n についても同様に、S1 試験体で $\theta_n=0.049$ であったのに対し、L1 試験体で $\theta_n=0.039$ となり、L1 試験体の部材角が 2 割程度小さくなっていることが確認できた。RC 鋼板巻立補強した柱は、矩形断面において辺長が長い場合、軸方向鉄筋の座屈に対する拘束が小さくなり、変形性能の算定の際は、部材角を考慮した算定式が提案されている¹⁾。本工法においても部材寸法の影響により θ_m 、 θ_n が 1~2 割程度小さくなったと推測される。

3.5 充填材の有無の比較

図-11 に L1 および L2 試験体の包絡線の比較を示す。なお、図中の包絡線は、横軸を部材角、縦軸を水平荷重とした。最大荷重は、L1 および L2 試験体共に無補強時の曲げ耐力の計算値 $V_{mu}=993$ kN に達しており、L1 試験体で 1103kN、L2 試験体で 1056kN となり、充填材の有無による違いは殆どなかった。また、最大荷重到達後の荷重低下についても L1 および L2 試験体で大きな違いはなかった。

θ_y については、表-4 に示した通り、L1 試験体で $\theta_y=0.008$ であったのに対し、L2 試験体で $\theta_y=0.010$ と 2 割程度大きかったが、 θ_m および θ_n については、L1 試験体で $\theta_m=0.028$ 、 $\theta_n=0.039$ 、L2 試験体で $\theta_m=0.027$ 、 $\theta_n=0.039$ となり、充填材の有無による違いは殆どなかった。

図-9 に示した載荷面と平行な面の繊維シートのひず

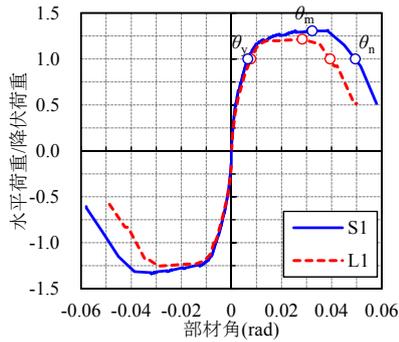


図-10 S1, L1 試験体の包絡線比較

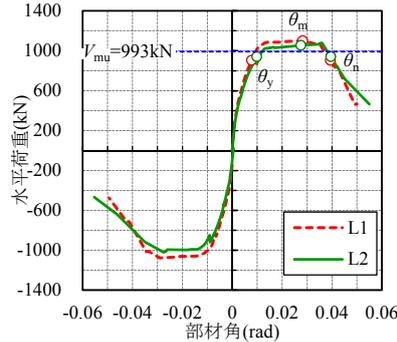


図-11 L1, L2 試験体の包絡線比較

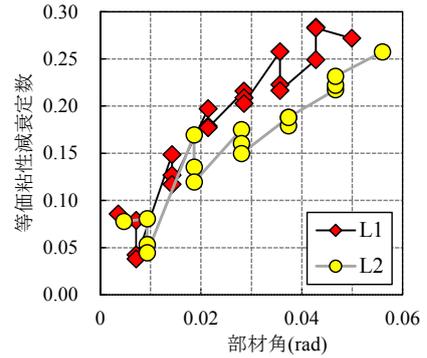


図-12 等価粘性減衰定数の比較

表-5 帯鉄筋の初降伏の荷重サイクルと位置

試験体面	基部からの距離 (mm)	帯筋初降伏の荷重サイクル
S1	460	+2 δ_y × 1
L1	730	+3 δ_y × 2
L2	1180	+1 δ_y × 2

み分布より、繊維シートのひずみは、L1 試験体で 5500 μ 、L2 試験体で 4000 μ 程度であった。いずれも柱基部もしくは柱基部から 430mm の位置で卓越しているため、軸方向筋の座屈の影響を受けていたと考えられる。L2 試験体は、帯筋が基部から広範囲にわたり降伏しているにも関わらず、柱基部から 430mm より上側の繊維シートのひずみは、L1 試験体とほぼ同等で、表-3 に示した繊維シートの破断ひずみ (29600 μ) よりも小さいことから、充填材の有無に関わらず十分なせん断補強効果があるものと考えられる。

一方、エネルギー吸収量を等価な粘性減衰に置き換えて定量的に評価する指標である等価粘性減衰定数 h_{eq} について比較してみると、図-12 に示す通り、 $\theta=0.02$ 以降で L2 試験体の等価粘性係数は、L1 試験体と比較して 5% 程度小さくなる傾向を示した。3.3 節で記したように、コンクリートの斜めひび割れは、帯鉄筋降伏以降、繊維シートによって拘束される。但し、繊維シートのヤング係数は、表-3 に示すように帯鉄筋の約 1/2 程度であるため、帯鉄筋の降伏以降は斜めひび割れが拡大しやすい状況にあったと考えられる。充填材の無い L2 試験体は、表-5 に示したように帯鉄筋の初降伏のサイクルが L1 試験体よりも早く、図-8 (b), (c) に示す履歴曲線を比較すると、L2 試験体の履歴曲線は、L1 試験体よりも早期にスリップ型に移行している。すなわち、L2 試験体は、帯鉄筋による拘束効果が L1 試験体よりも早い荷重サイクルで失われたため、斜めひび割れ幅が大きくなり、エネルギー吸収能力が 5% 程度小さくなったと推測される。

4. まとめ

本研究では、薄肉鋼板と連続繊維シートを併用した耐震補強の鉄道 RC 構造物への適用について実験的に検討

し、本試験の範囲において以下の知見を得た。

- (1) せん断破壊形態である鉄道 RC ラーメン高架橋柱に薄肉鋼板と連続繊維シートを併用した耐震補強を行うことで、せん断破壊を防ぎ、曲げ破壊形態とすることが出来た。
- (2) 帯鉄筋降伏以降、補強鋼板は、継手部の溶接切れにより繊維シートと比較してひずみの応答が小さくなっていることから、繊維シートが主にせん断力を負担していたと推測される。
- (3) 補強効果の寸法に対する依存性については、柱断面寸法が大きい場合、荷重の低下が顕著にならない最大繰返し時の部材角 θ_m と、降伏荷重を下回らない部材角の最大値 θ_n が小さくなる傾向を示した。
- (4) 補強時に使用する充填材の有無による補強効果の違いについては、充填無しの場合には等価粘性減衰定数が部材角 $\theta=0.02$ 以降、充填材有りと比較して 5% 程度低下したものの、最大荷重や変形性能に大きな違いはなかった。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，2013.12
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所：アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.11
- 3) 鬼頭直希ほか：薄肉鋼板および繊維シートを用いた耐震補強の鉄道鉄筋コンクリート構造物への適用，土木学会第 69 回年次学術講演会概要集，pp.811-812，2014.9
- 4) 山口啓三郎ほか：鋼板および連続繊維シート併用工法による RC 柱の耐震補強に関する研究（その 2. 適用例），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.605-606，2005.9
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所：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