

論文 薄鋼板を側面に配置したRC部材のせん断補強効果に対する実験的研究

伊東 典紀*1・醍醐 宏治*2・小林 將志*3

要旨：高架下が利用されている鉄筋コンクリートラーメン高架橋の耐震補強工法として、露出している一面から鋼板と鉄筋により補強を行う工法が提案されている。既往の研究より、せん断補強を目的とした厚い鋼板の場合には補強効果が確認されているものの、薄い鋼板の補強効果は未解明な部分が多い。そこで、本研究では鋼板を固定する鉄筋の配置に着目し、静的曲げ載荷試験により薄い鋼板のせん断補強効果に関する検討を行った。その結果、固定する鉄筋を密に配置することにより、既往の研究で示されるせん断補強効果を発揮できることを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート、耐震補強、せん断耐力、静的曲げ載荷試験

1. はじめに

都市部の鉄筋コンクリート（以下、RC という）ラーメン高架橋等では、高架下が店舗や倉庫などで利用されている場所が多い。このような場所において、鋼板などの補強材を巻き付ける方法を実施した場合、設備の撤去・復旧が必要となるとともに、店舗等の営業に支障して補強工事を長期化させることとなる。このような RC ラーメン高架橋柱の耐震補強工法として、露出している一面から補強を行う工法が提案されている（図-1）。本工法では、補強鋼板と平行方向の作用力に対しては補強鋼板がせん断補強として機能し、補強鋼板と直角方向の作用力に対しては補強鉄筋がせん断補強として機能することとしている。

本工法の鋼板が負担するせん断耐力は、村田らが提案する鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力式¹⁾を用いて算定することとしている。本式で算定されるせん断耐力は、RC 梁中に埋め込まれた H 形断面の鉄骨のウェブ部分がせん断降伏することを想定したせん断耐力であり、鋼材が降伏前に局部座屈するような、補強鋼板の薄い場合には適用できない。小林らの研究^{2),3)}により、補強鋼材量の多くなるせん断破壊先行型の RC 柱の一面に鋼板を取付けた場合の載荷試験の補強鉄筋量の範囲においては、鋼板のせん断補強効果に大きな影響を与えないことが確認されている。しかし薄い補強鋼板の場合のせん断耐力の算定方法は提案されていない。

以上を背景に本研究では、部材の側面に薄い鋼板を配置した RC 梁試験体を用いて静的曲げ載荷試験を実施し、補強鋼板のせん断耐力を確認した。その結果、補強鋼板が薄い場合であっても補強鉄筋を密に配置することにより、既往のせん断耐力式¹⁾の適用が可能であることを示

した。また、補強鋼板の局部座屈を防止し、せん断耐力を向上させるためには、部材軸方向の補強鉄筋の配置間隔を密にすることが必要であり、部材軸方向の補強鉄筋間隔と補強鋼板厚の比の制限値を一定以下に制御することが必要であることを確認したので、その結果を以下に述べる。

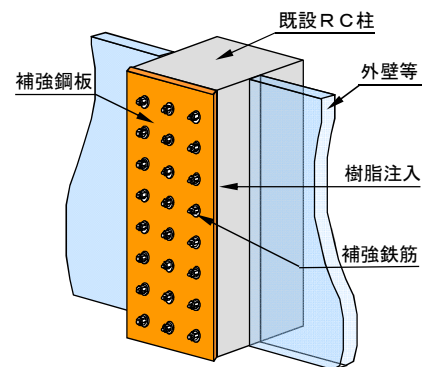


図-1 工法概略図

2. 実験の概要

2.1 試験体の諸元

試験体の諸元および形状を表-1および図-2, 3, 4に示す。試験体の断面は、幅 500mm、高さ 500mm の正方形断面とし、せん断スパン比は $a/d=3.0$ とした。補強鋼板による補強後も試験体がせん断破壊するように、引張鉄筋に D25(SBPD930/1080)を 5 本配置し、補強鋼板を取付ける支点側には、せん断補強鉄筋は配置していない。補強前の試験体の曲げせん断耐力比は 0.3 程度とし、補強鋼板は 2.2mm とした。

試験体のパラメータは、補強鉄筋の配置間隔とした。

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 主席 （正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 修（工） （正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 課長 工修 （正会員）

表-1 試験体の諸元

試験体名称	コンクリート 圧縮強度 [N/mm ²]	引張鉄筋	圧縮 鉄筋	スターラップ (鉄筋径・ 間隔[mm])	補強鋼板 厚さ [mm]	補強鉄筋(SD345)				
						部材直角方向		部材軸方向		
						本数	間隔 [mm]	本数	間隔 [mm]	
A-1	25.8	D25-5本 (SBPD930/1080)	D19-5本 (SD345)	D16tc100 (SD345)	2.2 (SS400)	D13	2	300	7	220
A-2	29.2					D19	3	150	7	220
A-3	22.0					D19	4	100	7	220
A-4	25.0					D19	3	150	13	100

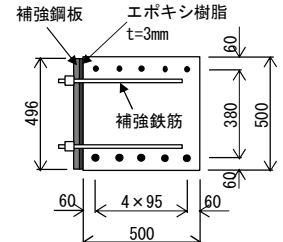


図-2 試験体断面図(A-1)

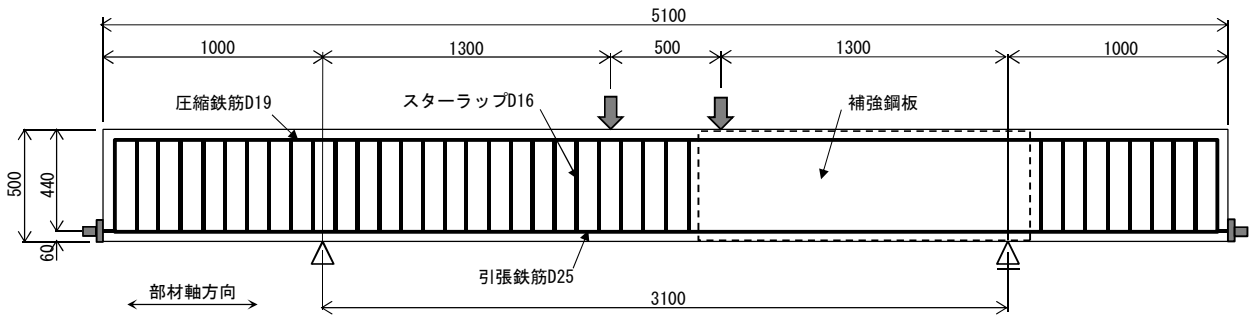


図-3 試験体配筋図

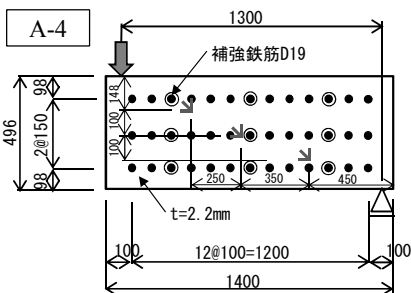
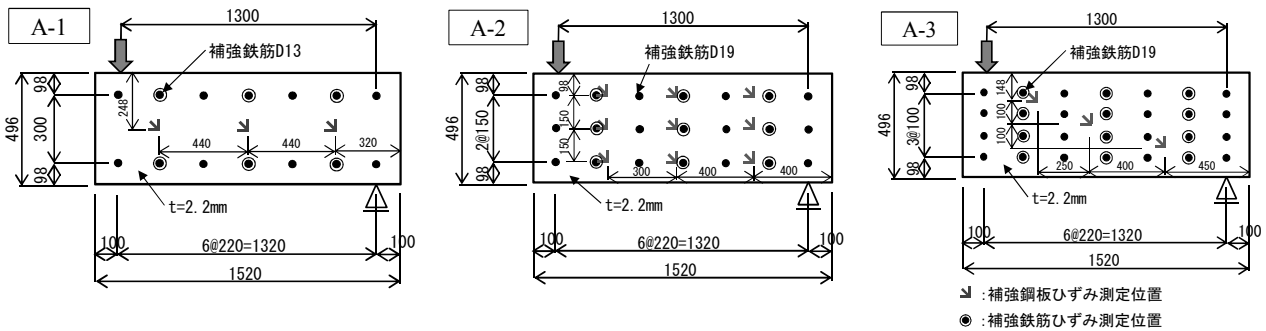


図-4 補強鋼板と補強鉄筋配置

表-2 鋼材の材料試験結果

試験体名称	引張鉄筋		圧縮鉄筋		スターラップ		補強鋼板				補強鉄筋			
	径	fyk	径	fyk	径	fyk	厚さ [mm]	fyk	εy [μ]	E	G	径	fyk	εy [μ]
A-1	D25	998	D19	378	D16	363	2.2	360	1684	214	82	D13	378	1973
A-2		976		361		415		376	1864	202	78	D19	395	2111
A-3, 4		1009		370		415		358	1699	211	81		399	2249

fyk : 引張降伏強度[N/mm²]

E : 弾性係数[kN/mm²]

G : せん断弾性係数[kN/mm²] G=E/2(1+γ)

A-1は、D13を部材軸直角方向に2本、300mm間隔で配置し、部材軸方向間隔は220mmとした。A-2、A-3は、補強鉄筋径をD19とし、部材軸方向間隔はA-1と等しく、部材軸直角方向間隔を変えたケースであり、それぞれ150mmと100mmとしている。A-4は、補強鉄筋径と部材軸直角方向間隔がA-2と等しく、部材軸方向間隔を100mmとしたケースである。

3.実験結果

3.1 試験体の損傷進展状況

実験結果として、図-5に各試験体の試験終了時の損

傷状況、図-6に載荷荷重-鉛直変位関係、写真-1、写真-2にA-1の損傷状況を示す。なお、図-5のひび割れ図は、補強鋼板の反対側の面での状況を示す。また、本文中の載荷荷重は載荷点片側分のせん断力の値として示す。

(1) A-1

A-1試験体は、載荷荷重215kNでせん断スパン中央付近に斜めひび割れが発生し、248kNで斜めひび割れが載荷点および支点付近に進展して載荷荷重は一旦低下した。その後増加に転じ、276kNで再び低下後、286kNで最大荷重となった。その際、支点から300mm付近で補強鋼

板が局部座屈し（写真－２），載荷荷重は低下した。

(2) A-2

A-2 試験体は，載荷荷重 215kN でせん断スパン中央付近に斜めひび割れが発生した。329kN で斜めひび割れが載荷点および支点付近に進展し最大荷重となった。その際，支点から 300mm 付近の補強鋼板が局部座屈し，載荷荷重は低下した。その後，載荷荷重は再び増加したが，他の 3 試験体と異なり最大荷重を超える荷重の増加はなかった。

(3) A-3

A-3 試験体は，載荷荷重 205kN でせん断スパン中央付近に斜めひび割れが発生した。277kN で斜めひび割れが載荷点および支点付近に進展し載荷荷重は低下したが，その後再び増加し，298kN で最大荷重となった。その際，支点から 300mm 付近の補強鋼板が局部座屈し，載荷荷重は低下した。

(4) A-4

A-4 試験体は，載荷荷重 235kN でせん断スパン中央付近に斜めひび割れが発生した。349kN で最大荷重となり，斜めひび割れが載荷点および支点付近に進展し，載荷荷重は低下した。その後再び増加し，低下前の 349kN まで上昇したが，支点から 500mm 付近の補強鋼板が局部座屈し，載荷荷重は低下した。

3.2 補強鋼板の局部座屈の状況

本実験では，全ての試験体において，最大荷重点近傍で急速に補強鋼板が RC 梁から剥離を始め，補強鉄筋間で部材軸方向の局部座屈が発生した（写真－２）。局部座屈は，A-1，A-2，A-3 では支点から 300mm 付近の同じ補強鉄筋の間で発生しており，A-1 と比較して A-2，A-3 では若干局部座屈の範囲は小さいものの，部材軸直角方向の補強鉄筋間隔の違いによる顕著な差は確認されなかった。A-4 は支点から 500mm 付近で発生し，4 試験体中最も局部座屈の範囲は小さかった。

3.3 補強鋼板のせん断ひずみ

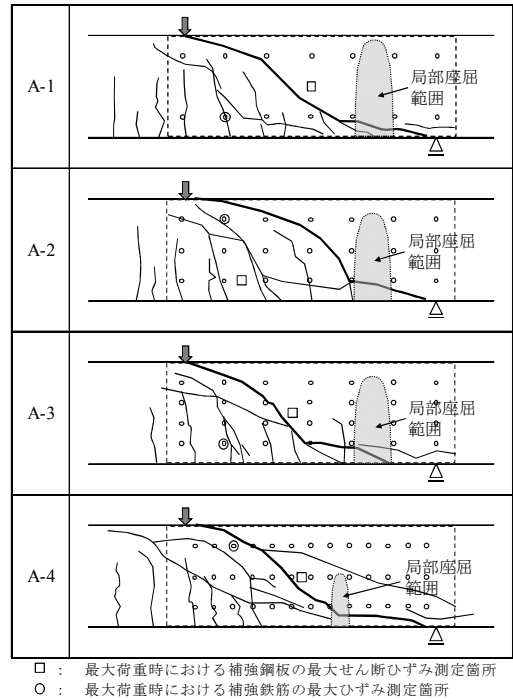
最大荷重時に測定した補強鋼板のせん断ひずみの最大値 γ を表－３に示す。ここで γ は，本実験で測定した補強鋼板の 3 軸ひずみからロゼット解析により算出した。A-1，A-2，A-3 のせん断ひずみは 973～1154 μ であったが，A-4 では 1498 μ となっており，部材軸方向の補強鉄筋の配置間隔を密にした試験体で，補強鋼板が局部座屈に達するまでに発生するせん断ひずみが増加する傾向が確認された。

4. 考察

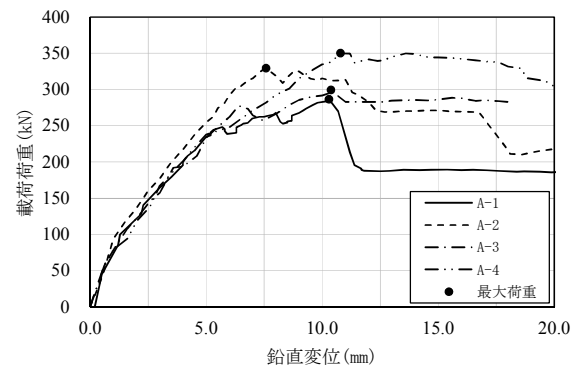
4.1 既往の耐力評価式によるせん断補強効果の検証

(1) 補強鋼板が負担するせん断耐力

補強鋼板の負担するせん断耐力 V_{pl} は，鉄骨鉄筋コン



図－５ 試験体の損傷状況（試験終了時）



図－６ 載荷荷重と鉛直変位の関係



写真－１ 試験体損傷状況 (A-1)



写真－２ 補強鋼板の局部座屈状況 (A-1)

表－3 実験結果一覧

試験体名称	最大荷重 Vtest [kN]	Vc [kN]	Vpltest [kN]	Vsy [kN]	Vpltest / Vsy	Vpl [kN]	Vucal [kN]	Vtest / Vucal	鉄骨比 k[%]	補強鉄筋最大ひずみ ε[μ]	補強鋼板最大せん断ひずみ γ[μ]
A-1	286	203	84	227	0.37	173	375	0.76	0.436	2,158	1,154
A-2	329	211	118	237	0.50	180	391	0.84	0.436	51	1,142
A-3	299	192	107	226	0.47	172	364	0.82	0.436	938	973
A-4	350	201	149	226	0.66	172	373	0.94	0.436	861	1,498

注) εおよびγは最大荷重時における最大値を示す

クリート部材の鉄骨が負担するせん断耐力式が適用可能として、文献1)に基づき、式(1)にて算出することとしている。

$$Vpl = f(s) \cdot Vsy \quad (1)$$

ここに、Vsy：鉄骨のせん断耐力

$$Vsy = fvy \cdot tw \cdot Zw \quad (2)$$

f(s)：せん断スパン比(a/d)、鉄骨比(k)の影響を考慮した補正係数

$$f(s) = 2.7 + 0.16k - 0.68(a/d) \quad (3)$$

ただし、 $0.6 \leq f(s) \leq 2.5$

$$1.0 \leq a/d \leq 3.5$$

$$2.0 \leq k \leq 7.0$$

fvy：鉄骨のせん断降伏強度

$$fvy = fsyk / \sqrt{3} \quad (4)$$

fsyk：鉄骨の引張降伏強度

a：せん断スパン

k：鉄骨比[%]

$$k = tw \cdot Zw / (h \cdot bw) \cdot 100 \quad (5)$$

tw：鉄骨腹部の厚さ

Zw：鉄骨腹部の高さ

bw：断面幅

h：断面高さ

d：有効高さ

本研究では、補強鋼板の負担するせん断耐力の実験値 Vpltest は、式(6)により得られると仮定し、既往のせん断耐力評価式によるせん断補強効果の検証をすることとした。

$$Vpltest = Vtest - Vc \quad (6)$$

ここに、Vtest：最大荷重（実験値）

Vc：せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力で文献4)および文献5)に示される方法にて算出した

そこで、式(6)の適用の妥当性について検証を行う。検証方法は、本実験で得られた補強鋼板の最大せん断ひずみ γ にせん断弾性係数 G を乗じた値を、式(2)中の fvy と

表－4 ひずみから算出した鋼板のせん断耐力と実験値の関係

試験体名称	γ [μ]	G [kN/mm ²]	fvy=γ・G [N/mm ²]	Vsy [kN]	Vpltest [kN]	Vsy / Vpltest
A-1	1,154	82	95	104	84	1.24
A-2	1,142	78	89	97	118	0.82
A-3	973	81	79	86	107	0.81
A-4	1,498	81	122	133	149	0.89

注) 本表の Vsy は補強鋼板の最大せん断ひずみから算出

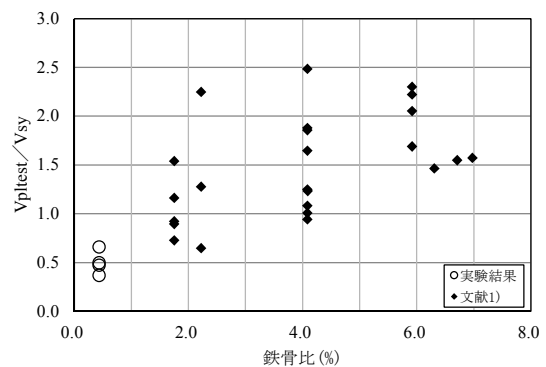
して算出した Vsy と Vpltest を比較することとした。

検討結果を表－4に示す。A-2、A-3、A-4 は、Vsy / Vpltest は 0.81～0.89 であり、概ね Vsy と Vpltest は一致する結果となった。測定ひずみから算出した Vsy が低めとなった理由は、ひずみゲージの位置が最大ひずみの発生箇所と一致していなかったためと考えられる。また、A-1 は Vsy / Vpltest が 1.0 を超えているが、A-1 は他の3試験体よりも補強鉄筋径が細いケースであり、表－3に示す通り、測定された最大荷重時の補強鉄筋のひずみが降伏ひずみに達している。このことから、A-1 は、最大荷重前に補強鉄筋が降伏したことにより、局部的に補強鋼板のひずみ量が増大したものと考えられる。

以上の結果より、補強鋼板の負担するせん断耐力は、式(6)で評価できると考えられる。

(2)既往の耐力評価式によるせん断補強効果の検証

式(1)に示す Vpl は、Vsy にせん断スパン比および鉄骨比の影響を考慮した補正係数 f(s) を乗じた式となっている。図－7、図－8は、既往研究成果¹⁾と今回の実験結



図－7 鉄骨比と鋼板のせん断耐力の関係

果におけるせん断スパン比および鉄骨比と、補強鋼板のせん断耐力実験値 V_{pltest} と式(2)から算定される計算値 V_{sy} との比(V_{pltest}/V_{sy})の関係である。

実験結果は、文献 1)と比較して実験値が計算値よりも低くなる傾向が確認できる。

図-9 は、鉄骨比とせん断耐力の実験値と計算値の比 (V_{test}/V_{ucal})の関係である。既往研究成果は図-7, 8 と同じデータを使用し、 V_{ucal} は式(7)により算出した。

$$V_{ucal} = V_c + V_{pl} \quad (7)$$

実験値/計算値の値は、今回の実験結果では 0.76~0.94 の範囲であり(表-3)、実験値が計算値より低い傾向が見られた。式(1)は鉄骨比が $2.0 \leq k \leq 7.0$ の H 型断面が RC 梁中に埋め込まれた場合での実験結果であり、鉄骨のウェブ部分がせん断降伏に達しているが、本実験では、鉄骨比 $k=0.436\%$ と小さく、補強鋼板がせん断降伏前に局部座屈したためと考えられる。

しかし補強鉄筋量が多い A-4 は、概ね実験値が計算値に近い結果となっていることから、補強鉄筋を密に配置して補強鋼板と RC 部材の一体性を向上させた場合には、鉄骨比が $k < 2.0\%$ の場合であっても、式(1)にて補強鋼板のせん断耐力を算定可能と考えることができる。

4.2 薄鋼板の局部座屈によるせん断補強効果への影響

補強鋼板を設置した RC 部材は、補強鋼板が薄い場合でも、補強鉄筋を密に配置することにより補強鋼板の局部座屈が抑止され、補強鋼板の負担するせん断耐力が向上すると考えられる。そこで、局部座屈発生の有無を判断する指標として、補強鋼板を補強鉄筋を支持点とする板要素と考え、補強鉄筋間隔と補強鋼板厚の比を幅厚比として、せん断補強効果への影響を分析した。幅厚比の制限値(S/tw)は、文献 6)に基づき、せん断力と曲げモーメントを受ける板要素として式(8)により算出した。

$$(S/tw) = 660 / \sqrt{\tau / \beta} \quad (8)$$

ただし、 $(S/tw) \leq (S/tw)_{lim}$

ここに、 S : 補強鉄筋間隔

tw : 補強鋼板の板厚

τ : 補強鋼板のせん断応力度

$$\tau = 1000 \cdot V_{pl} / (tw \cdot Z_w) \quad (9)$$

β : 補正係数で、列車荷重が直接載荷されない場合 1.0 としよ。

$(S/tw)_{lim}$: 幅厚比の上限値で、 $400N/mm^2$ 級~ $520N/mm^2$ 級の場合 110, $570N/mm^2$ 級の場合には 100 とするのがよい。

なお、幅厚比の制限値の算出にあたり、補強鋼板のせ

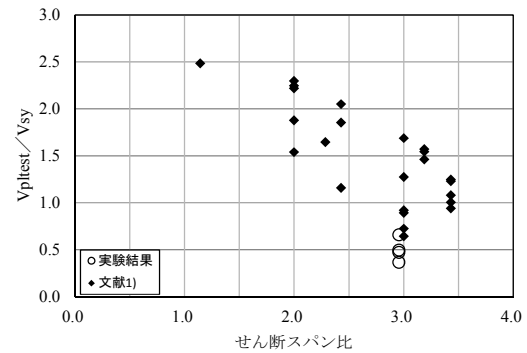


図-8 せん断スパン比と鋼板のせん断耐力の関係

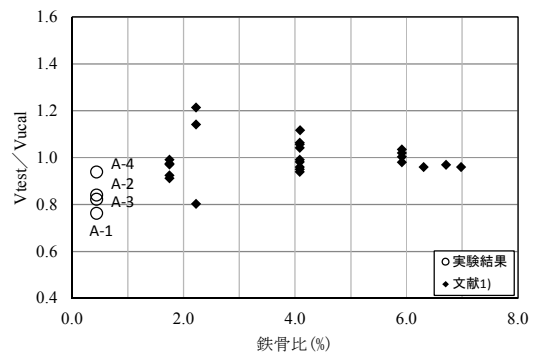


図-9 鉄骨比とせん断耐力の実験値/計算値の関係

表-5 幅厚比と最大荷重の関係

試験体名称	試験体の幅厚比		幅厚比の制限値 (S/tw)	最大荷重 V_{test} [kN]	V_{ucal} [kN]	V_{test}/V_{ucal}
	部材軸直角方向 (SC/tw)	部材軸方向 (SL/tw)				
A-1	136.4	100.0	52.5	286	375	0.76
A-2	68.2	100.0	51.4	329	391	0.84
A-3	45.5	100.0	52.6	299	364	0.82
A-4	68.2	45.5	52.6	350	373	0.94

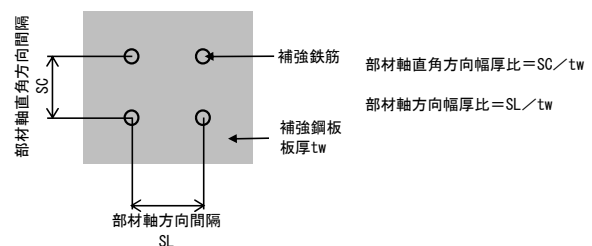


図-10 補強鋼板の幅厚比の考え方

ん断応力度 τ は、式(1)より算出される補強鋼板のせん断耐力の計算値 V_{pl} を用いて、式(9)により算出した。表-5 に各試験体の幅厚比と幅厚比の制限値、および最大荷重との関係を示す。

(1) 部材軸方向の補強鉄筋の影響

図-11 は部材軸方向の幅厚比とせん断耐力の実験値と計算値の比 (V_{test}/V_{ucal}) の関係である。幅厚比の小さい A-4 試験体が、3 試験体より高い傾向が見られる。補強鋼板の局部座屈状況(図-5)より、4 試験体の補強

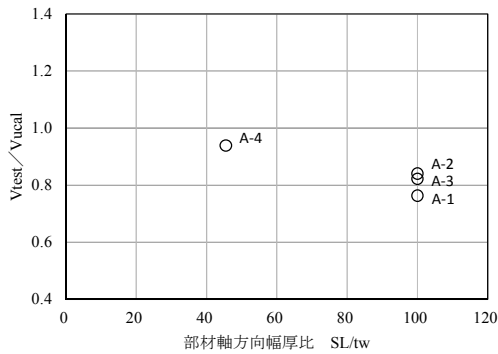


図-11 部材軸方向の幅厚比とせん断耐力の実験値/計算値の関係

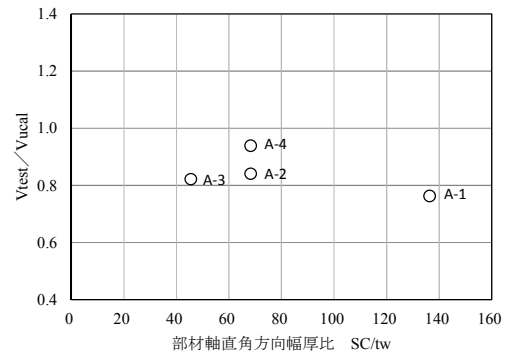


図-12 部材軸直角方向の幅厚比とせん断耐力の実験値/計算値の関係

鋼板は、支点近傍で部材軸方向の局部座屈が生じており、部材軸直角方向には局部座屈していない。また、部材軸方向の局部座屈の範囲も補強鉄筋の間に限られている。試験体の幅厚比と制限値の関係は、A-4のみ制限値以下となっている。

以上の結果より、補強鋼板の降伏前に補強鉄筋が降伏しない強度を有している場合においては、部材軸方向の幅厚比を式(8)により算出される幅厚比の制限値以下となるように補強鉄筋を配置することで、式(1)で算出される V_{pl} 相当のせん断補強効果が得られると考えられる。

(2) 部材軸直角方向の補強鉄筋の影響

本実験では、図-12は部材軸直角方向の幅厚比とせん断耐力の実験値と計算値の比(V_{test}/V_{ucl})の関係である。A-1~3は、部材軸方向の補強鉄筋間隔 SL が等しく、部材軸直角方向の補強鉄筋配置間隔 SC がそれぞれ、300mm, 150mm, 100mmの試験体である。最大荷重は、試験体のコンクリート強度の違いを考慮すると、部材軸直角方向の幅厚比(SC/tw)の違いによる顕著な差は見られない。また、A-2, A-4は、部材軸直角方向の補強鉄筋配置間隔が同じであるが、A-4が大きい結果となっている。

以上の結果より本実験の範囲においては、部材軸直角方向の幅厚比は、補強鋼板の負担するせん断耐力には影響していないものと考えられる。

5. まとめ

薄い鋼板を側面に配置したRC試験体を用いて静的曲げ載荷試験を行い、補強鉄筋により支持される補強鋼板が負担するせん断補強効果についての考察を行った。本実験の範囲(せん断スパン比 $a/d=3.0$, 鉄骨比 $k=0.436\%$)で得られた知見を以下に示す。

(1) 補強鋼板の局部座屈は、支点近傍の隣り合う補強鉄筋間で部材軸方向にのみ発生し、部材軸直角方向には発生しなかった。また、せん断耐力は、部材軸方向の補強鉄筋間隔を密に配置した場合には増加す

るが、部材軸直角方向の配置間隔の違いによる顕著な差は見られなかった。

- (2) 補強鋼板が負担するせん断耐力は、鉄骨比 $k=0.436\%$ の薄い補強鋼板の場合でも部材軸方向の補強鉄筋の配置間隔を密にした場合には、鉄骨比 $2.0 \leq k \leq 7.0$ における既往のせん断耐力式(1)相当のせん断補強効果が得られると考えられる。
- (3) 部材軸方向の幅厚比(補強鉄筋間隔と補強鋼板厚の比)を、文献6)に示される、せん断力と曲げモーメントを受ける板要素としての幅厚比の制限値以下とすることで、補強鋼板とRC部材の一体性が増し、RC梁中に埋め込まれたH形断面の鉄骨のウェブ部分が受け持つせん断耐力と同等のせん断補強効果が得られると考えられる。

参考文献

- 1) 村田清満, 池田学, 渡邊忠朋, 戸塚信弥: 鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力, 土木学会論文集, No.626, I-48, pp207-218, 1999.7
- 2) 小林薫, 石橋忠良: RC柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683, V-52, pp.75-89, 2001.8
- 3) 小林薫, 石橋忠良: RC柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683, V-52, pp.91-102, 2001.8
- 4) 二羽淳一郎, 山田一字, 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
- 5) 石橋忠良, 松田好史, 齊藤啓一: 少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第337号, pp.197-204, 1983.9
- 6) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物), 丸善, pp.198-211, 2009.7