

論文 柱一側面から鋼板を貼り付けた既設 RC 柱の耐震補強法に関する研究

吉田 徹*1・小林 薫*2・土方 康裕*3・石橋 忠良*4

要旨：高架下利用箇所における RC ラーメン高架橋柱の耐震補強工法として、柱の一側面から鋼板を貼り付け、鉄筋を後挿入する補強工法を考案した。RC 柱試験体を用いた正負交番載荷試験の結果より、鋼板を用いた補強を行うことで変形性能が大きく改善し、さらに、鋼板の補強量を増加することにより変形性能の向上が図れることが確認された。また、鋼板および帯鉄筋のひずみ性状に着目し、本工法の補強効果の検討を行った。

キーワード：耐震補強, 補強鋼板, 交番載荷試験, 変形性能

1. はじめに

都市部の鉄道用 RC ラーメン高架橋などでは、高架下が店舗や倉庫などで利用されている場合が多い。高架下利用箇所における耐震補強工事として、鋼板巻き等による巻立て工法を適用する場合は、既存建物の一部撤去・復旧等が必要となるだけでなく、工事期間中の営業補償費のほかに、テナントの了解を得るための時間と労力が必要となる。しかし、このような箇所では、柱部材表面の四面のうち一面が露出している場合が多く、高架下の既存建物には一切手を触れずにこの露出面からのみで補強が可能となる新しい耐震補強工法を考案した。

本工法の具体的な方法としては、露出面からコアボーリングによる削孔を行い補強鉄筋を挿入し既存柱との一体化を図った後に、露出面に補強鋼板を貼り付け鋼板と既設 RC 柱との空隙にエポキシ樹脂を注入するものである。

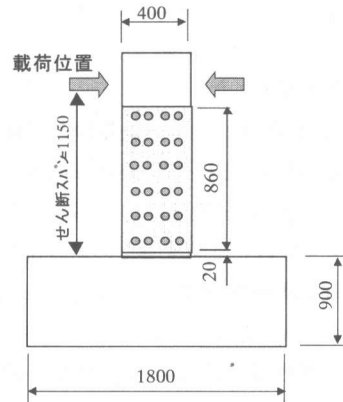
本論文では、この柱一面から補強鋼板を貼り付ける工法による耐震補強効果を確認するために行ったラーメン高架橋柱を想定した RC 試験体による正負交番載荷試験結果および補強鋼板の補強効果について報告する。

2. 交番載荷試験概要

2.1 試験体形状および諸元

試験体形状の例を図一に示す。試験体の諸元を表一に、試験体断面形状の例を図二に示す。試験体は一般的な RC ラーメン高架橋柱の 1/2 スケールを想定して、断面寸法は 400mm × 400mm とし、せん断スパン比は 3.19、軸方向圧縮応力度は 1.0N/mm² を基本とした。

A-0 試験体は補強を行わない基準試験体であり、Ap シリーズは荷重載荷方向の側面に鋼板を貼り付けた補強試験体である。鋼板は、載荷試験中にフーチング上面に接しないように、フ



図一 試験体形状の例 (Ap-1)

- * 1 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事事務所 構造技術センター 課員 (正会員)
- * 2 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事事務所 構造技術センター 主席 (正会員)
- * 3 東日本旅客鉄道 (株) 東京工事事務所 工事管理室 課員 (正会員)
- * 4 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事事務所 構造技術センター 所長 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体 No	断面高さ h (mm)	断面幅 b (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋 (SD345)		帯鉄筋 (SD345)		コンクリート強度 f_{ck} (N/mm ²)	補強鋼板 (SS400)		補強鉄筋 (SD345)		軸方向圧縮応力度 σ'_0 (N/mm ²)
						径	本数 (本)	径	間隔 (mm)		鋼板厚 t (mm)	径	間隔 (mm)	本/段	
A-0	400	400	360	1150	3.19	D19	5	D6	200	26.7	-	-	-	-	1.0
Ap-1	400	400	360	1150	3.19	D19	5	D6	200	21.1	3	D13	150	4	1.0
Ap-2	400	400	360	1150	3.19	D19	5	D6	200	30.4	4.5	D13	150	4	1.0
Ap-3	400	400	360	1150	3.19	D19	5	D6	200	32.1	9	D13	150	4	1.0
Ap-7	600	600	550	1650	3.00	D25	7	D13	200	25.7	9	D19	150	4	1.0
Ap-10	400	400	360	1150	3.19	D19	5	D6	200	18.0	14	D13	150	4	1.0
Ap-12	400	400	360	1150	3.19	D19	5	D6	160	23.5	6	D13	150	4	3.0
Ap-13	400	400	360	1150	3.19	D19	5	D6	160	20.8	6	D13	150	4	6.0

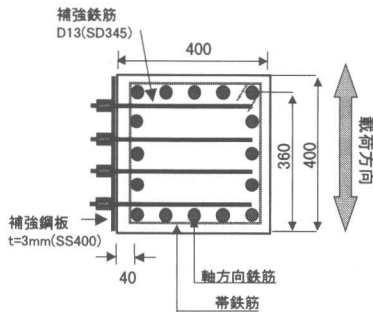


図-2 試験体断面形状の例 (Ap-1)

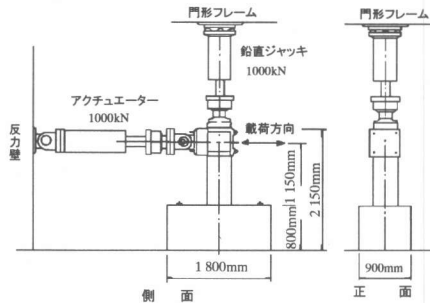


図-3 交番載荷試験状況

ーチング上面から 20mm (Ap-7 試験体では 25mm) 離して貼り付けた。

試験体に設定したパラメータは、鋼板の補強量、断面寸法、作用軸力である。

鋼板の補強量を変化させた試験体は、鋼板厚さを 3mm (Ap-1 試験体)、4.5mm (Ap-2 試験体)、9mm (Ap-3 試験体)、14mm (Ap-10 試験体) の 4 種類とした。

Ap-7 試験体は、ほぼ実物規模の試験体としたもので、断面寸法を 600mm×600mm とした。

Ap-12, Ap-13 試験体は、作用軸力が変形性能に及ぼす影響を確認するために設定したもので、軸方向圧縮応力度を 3.0N/mm² (Ap-12)、6.0N/mm² (Ap-13) とした。

なお、補強鉄筋の長さは、対面の軸方向鉄筋の中心位置までとした。

2.2 荷重載荷方法

交番載荷試験状況を図-3 に示す。柱とフーチングからなる試験体を、PC 鋼棒により床に堅固に固定し、軸力用鉛直ジャッキにより軸方

向力(軸方向圧縮応力 1.0~6.0N/mm²)を作用させた。

正負水平交番荷重は、柱頂部付近のアクチュエーターにより載荷しており、柱基部の軸方向鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値が、鉄筋引張試験により求めた降伏ひずみに達するまでは、正側および負側とも荷重制御により載荷した。ここで、最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したときの水平荷重載荷点における試験体の水平変位量を降伏変位 (δ_y)、水平荷重を降伏荷重 (P_y) としている。

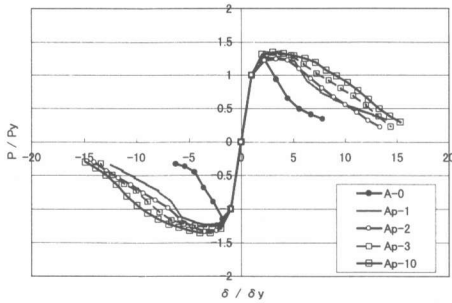
降伏以降の水平荷重載荷方法は、制御方法を変位制御に変更し、降伏変位 (δ_y) の整数倍の水平変位で載荷した。2 δ_y 以降の載荷は、1 δ_y 毎に 1 サイクルずつ載荷を行った。

3. 実験結果および考察

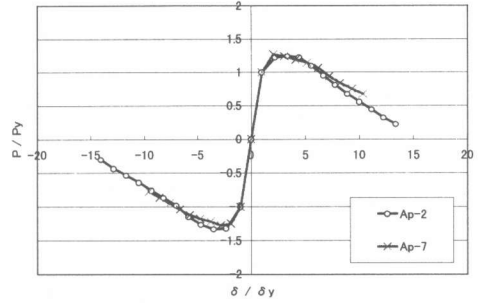
3.1 荷重変位関係

(1) 鋼板の補強量の影響

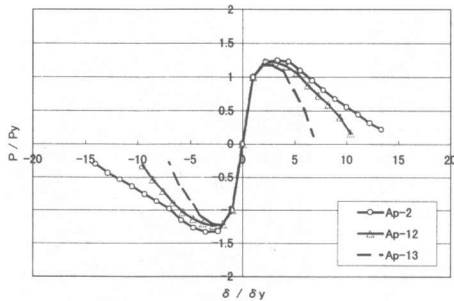
図-4 に基準試験体 A-0 と鋼板の補強量を変化させた 4 体の試験体 (Ap-1, Ap-2, Ap-3,



図一四 荷重変位曲線の包絡線
(A-0, Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-10)



図一五 荷重変位曲線の包絡線
(Ap-2, Ap-7)



図一六 荷重変位曲線の包絡線
(Ap-2, Ap-12, Ap-13)

Ap-10) の荷重変位曲線の包絡線を示す。縦軸は水平荷重を降伏荷重で除し、横軸は水平変位を降伏変位で除して無次元化している。基準試験体 A-0 は、 $2 \delta_y$ で最大荷重程度に達した後、水平荷重の大幅な低下が生じた。これに対して、柱一側面に鋼板を貼り付けた 4 体の補強試験体は、 $4 \sim 5 \delta_y$ 付近まで最大荷重程度を維持し、変形性能が改善されている。さらに、その後の交番载荷においても水平荷重の低下は非常に緩やかとなり、急激な荷重低下は認められなかった。また、鋼板の補強量の影響として、鋼板の厚さが増加するにつれ、変形性能が向上する傾向を示した。

(2) 断面寸法の影響

図一五に断面寸法が $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ の Ap-2 試験体と $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ の Ap-7 試験体の無次元化した荷重変位曲線の包絡線を示す。両者は、断面寸法以外のパラメータをほぼ同一としている。荷重変位曲線の比較より、両者の変形性能には、ほとんど相違が無いことが確認さ

れた。

(3) 作用軸力の影響

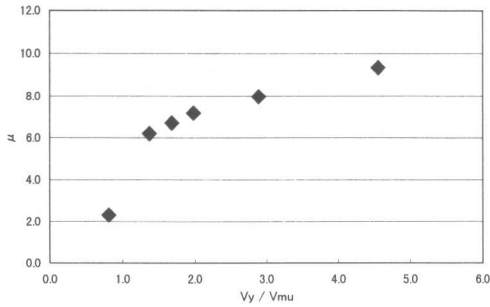
図一六に耐力比等の条件をほぼ同一とし、作用軸力のみを変化させた Ap-2 (1.0N/mm^2), Ap-12 (3.0N/mm^2), Ap-13 (6.0N/mm^2) 試験体の無次元化した荷重変位曲線の包絡線を示す。作用軸力を大きくした試験体ほど、耐力低下領域において急激な耐力低下を示し、変形性能が小さくなる傾向となった。

3. 2 じん性率

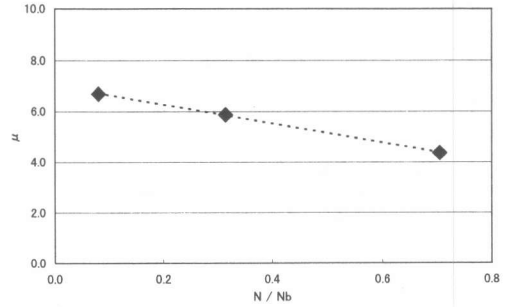
交番载荷実験結果の概要を表一 2 に示す。表中のじん性率は、終局変位 δ_u を降伏変位 δ_y で除して求めた。なお、終局変位 δ_u は荷重変位曲線の包絡線において、降伏荷重を下回らない最大変位とした。また、表中の耐力比 (V_y/V_{mu}) の計算¹⁾において、せん断耐力 (V_y) は、鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力算定式を適用することとし、文献 2) の算定式を用いて算出した。

表一 2 実験結果概要

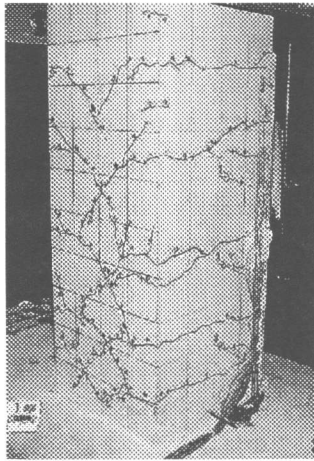
試験体 No	耐力比 V_y/V_{mu}	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 μ
A-0	0.81	217.1	6.3	14.5	2.31
Ap-1	1.37	215.6	6.2	38.2	6.21
Ap-2	1.68	221.0	5.8	38.6	6.71
Ap-3	2.89	215.6	5.5	43.9	7.98
Ap-7	1.98	589.5	8.3	59.6	7.18
Ap-10	4.55	213.2	4.0	36.9	9.34
Ap-12	1.85	263.6	4.8	28.2	5.88
Ap-13	1.85	308.7	5.1	22.3	4.37



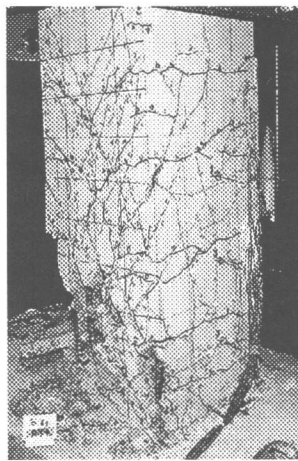
図一七 じん性率と耐力比の関係



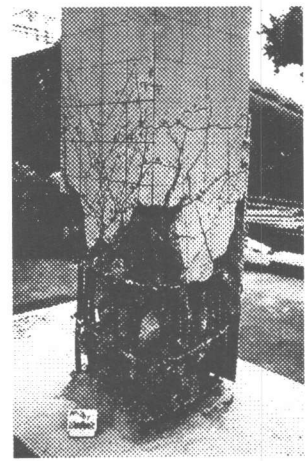
図一八 じん性率と鈎合軸力比の関係



降伏変位時



終局変位時



試験終了時

写真一 試験体損傷状況 (Ap-3)

また、曲げ耐力に達する時のせん断力 (V_{mu}) は、曲げ耐力 (M_u) をせん断スパンで除して求めることとし、補強試験体の曲げ耐力 (M_u) の計算は、鋼板を無視した断面により計算を行った。

図一七に、軸方向圧縮応力度を 1.0N/mm^2 とした6体の試験体のじん性率 (μ) と耐力比 (V_y/V_{mu}) の関係を示す。じん性率は、耐力比が0.81の基準試験体 A-0 で2程度であったが、耐力比が1.68の Ap-2 試験体では7程度、耐力比が4.55の Ap-10 試験体では9程度となった。6体の試験体の比較より、耐力比の増加に伴い、じん性率も増加する傾向を示した。

また、図一八に軸力の異なる Ap-2, Ap-12, Ap-13 のじん性率 (μ) と鈎合軸力比 (N/N_b),

ここに N : 作用軸力, N_b : 鈎合軸力=最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏すると同時に圧縮縁コンクリートのひずみが 0.0035 に達する時の作用軸力の計算値) の関係を示す。この結果より、鈎合軸力比が大きくなるとじん性率は直線的に低下する傾向となった。

3.3 部材の損傷状況

写真一に、Ap-3 試験体の降伏変位時、終局変位時、試験終了時の損傷状況を示す。写真は、試験体の鋼板を貼り付けた背面側を示している。なお、部材の損傷傾向は今回試験を行った各補強試験体において同様の傾向となった。

降伏変位時には、載荷面に曲げひび割れが $150\text{mm} \sim 200\text{mm}$ 程度の間隔で広範囲にわたり

発生した。柱側面では、曲げひび割れの先端が部材軸とおおよそ 45° の角度の斜めひび割れへと進展したが、圧縮縁には達しなかった。水平変位を 0 に戻した時のひび割れは、ほとんど閉じていた。なお、かぶりコンクリートの浮きおよび補強鋼板の剥離は生じていなかった。

その後の荷重により、徐々に斜めひび割れが進展し、 $5\delta y$ 荷重中から斜めひび割れが大きく開く傾向を示し、水平荷重の低下が顕著になった。

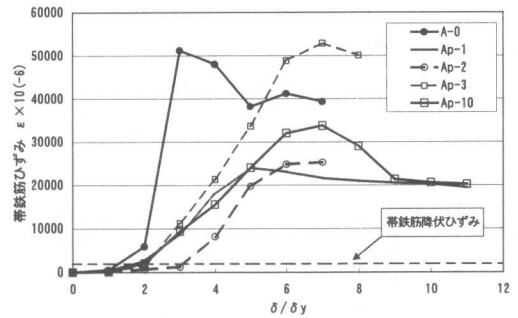
終局変位時には、荷重面表面の損傷は比較的軽微であったが、軸方向鉄筋のはらみによって、荷重面の基部付近がせり出してくるのが確認された。柱側面の損傷は著しく進展し、フーチング上面から $1.0D$ (D : 断面高さ) の範囲でかぶりコンクリートが斜めひび割れに沿って部分的に剥落した。補強鋼板の剥離は、フーチング上面から $1.0D$ 程度の範囲で生じていたがコアコンクリートは健全な状態であった。

交番荷重は、水平荷重が降伏荷重の 30% 程度となるまで行った。 $9\delta y$ 付近から軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になり、荷重面のかぶりコンクリートの剥落が生じ、コアコンクリートの細粉、粉体化が進展した。終局変位時と比較すると、荷重側面のかぶりコンクリートの剥落範囲がさらに拡大し、フーチング上面から $2.0D$ 程度となった。

3.4 帯鉄筋のひずみ性状

図—9 に無補強 A-0 試験体と鋼板の補強量を変化させた 4 体の補強試験体 (Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-10) の帯鉄筋ひずみと δy で無次元化した水平変位の関係を示す。帯鉄筋のひずみは、柱に 4 本配置されている帯鉄筋の荷重側面にワイヤーストレインゲージを直接貼り付けて測定した。なお、各 δ 時の帯鉄筋ひずみは、4 本の帯鉄筋測定値の最大値を用いた。

A-0 試験体の帯鉄筋は、 $2\delta y$ 荷重中に降伏し、帯鉄筋ひずみは $3\delta y$ 荷重時に急激に増加し 50000μ 程度と非常に大きな値となった。一



図—9 帯鉄筋ひずみと $\delta/\delta y$ の関係

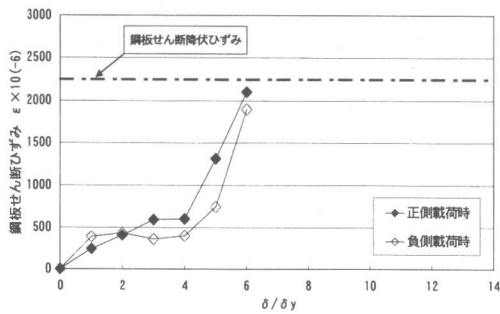
方、4 体の補強試験体の帯鉄筋ひずみは、 $3\sim 4\delta y$ 荷重中に降伏ひずみに達し、塑性変形に伴い増加する傾向を示したが、A-0 試験体のように急激にひずみが増加することはなかった。

3.5 鋼板のひずみ性状

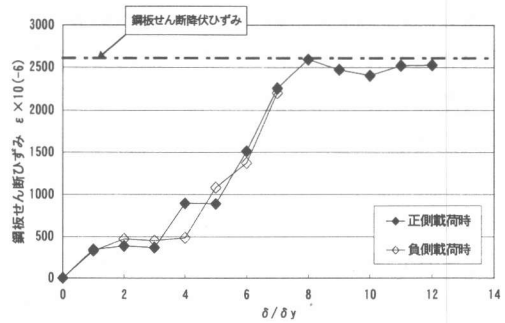
鋼板のひずみは、フーチング上面から 70mm, 220mm, 370mm, 520mm の位置の中央に直接貼り付けた縦・横・斜め方向のワイヤーストレインゲージにより測定した。

図—10 に鋼板の補強量を変化させた 4 体の補強試験体の鋼板せん断ひずみと δy で無次元化した水平変位の関係を示す。なお、各 δ 時の鋼板ひずみは、各測定箇所の最大値を用いた。鋼板厚を 3mm とした Ap-1 試験体の鋼板せん断ひずみは、 $4\delta y$ 程度より急激に増加し $6\delta y$ 荷重時にせん断降伏ひずみに達した。また、鋼板厚を 4.5mm とした Ap-2 試験体の鋼板せん断ひずみは、 $3\delta y$ 程度より増加が顕著になり $7\delta y$ 負側荷重時にせん断降伏ひずみに達した。一方、鋼板厚を 9mm とした Ap-3 試験体および鋼板厚を 14mm とした Ap-10 試験体の鋼板せん断ひずみは、ほぼ直線的な増加傾向を示し最大で $1500\sim 2000\mu$ 程度となったが、試験終了まで降伏ひずみには達しなかった。

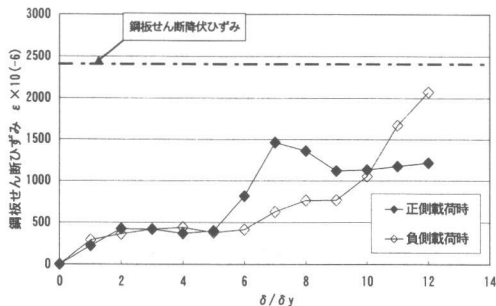
柱一側面に鋼板を貼り付けた補強 RC 柱は、柱に作用するせん断力の一部を鋼板が分担するものと思われる。交番荷重試験の結果より、各補強試験体の鋼板は、最大荷重程度を維持する $4\sim 5\delta y$ まで降伏することはなかった。また、



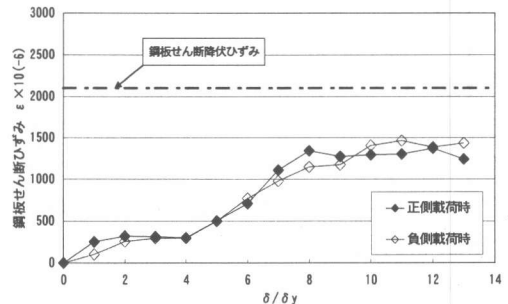
Ap-1 試験体



Ap-2 試験体



Ap-3 試験体



Ap-10 試験体

図一〇 鋼板せん断ひずみと $\delta / \delta y$ の関係

帯鉄筋ひずみにおいても、無補強試験体と比較しひずみの急激な増加は認められなかった。これにより、鋼板がRC柱のせん断力の向上に寄与したものと考えられる。

4. まとめ

柱一側面から鋼板を貼り付ける新しい耐震補強工法に関する交番載荷試験の結果、以下の知見を得た。

①柱一側面に鋼板を貼り付けて補強したRC試験体は、無補強試験体と比較し最大荷重程度を維持する水平変位が大きくなり、変形性能を改善する効果が確認された。また、補強を行うことで耐力低下領域での荷重の低下が緩やかとなり、急激な荷重の低下は認められなかった。

②耐力比の増加に伴い、じん性率も増加する傾向を示し、耐力比が 1.68 でじん性率が7程度、耐力比が 4.55 ではじん性率が9程度とな

った。

③断面寸法の変化は、変形性能に影響を及ぼさないことが確認された。

④作用軸力を大きくした試験体ほど、耐力低下領域において急激な耐力低下を示し、変形性能が小さくなる傾向となった。

⑤各補強試験体の鋼板は、最大荷重程度を維持する 4~5 δy まで降伏しなかった。また、帯鉄筋ひずみは、無補強試験体と比較しひずみの急激な増加は認められなかった。

参考文献

- 1) 鉄道構造技術研究所: 鉄道構造物設計標準・同解説—コンクリート構造物, 丸善, 1992.4
- 2) 村田, 池田, 渡邊, 戸塚: 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, 第 626 号/I-48, pp.207-218, 1999.7