

論文 部分的な鋼板貼付による既存 RC 柱のせん断補強

宮内 靖昌*1・藤原 一馬*2・土肥 大輝*2・西村 泰志*3

要旨：既存 RC 柱のせん断破壊を防止するために、柱の周囲に鋼板を巻きつける耐震補強工法が一般的に行われている。しかし、壁が取り付く柱に対して鋼板を 4 面に巻きつけることは困難である。そこで、柱表面の 1 面、2 面あるいは 3 面にエポキシ樹脂とあと施工アンカーを用いて鋼板を貼付けて補強した柱の構造性能を実験で検討した。実験の結果、貼付ける鋼板の面数が増えるほどせん断耐力が増大した。終局せん断耐力の計算では、既存柱の耐力に貼付鋼板のせん断耐力を加える式を提案し、安全側に計算できることを示した。

キーワード：耐震補強, 既存 RC 柱, せん断耐力, 鋼板貼付け, エポキシ樹脂, あと施工アンカー

1. はじめに

既存 RC 柱のせん断破壊を防止し、既存建物の耐震性能を向上させるために、従来、柱の鋼板巻き補強や炭素繊維巻き補強、RC 増打ち補強などが行われている。これらの従来工法は、いずれも柱の周囲（4 面）に補強材を巻きつけるものである。しかしながら、壁が取り付く柱では周囲に巻きつけることが困難であり、特に外壁が取り付く柱では、仕上げや防水の面から補強材を巻きつける耐震補強工法を採用することは困難である。

そこで、本論では、図-1 に示すように、エポキシ樹脂およびあと施工アンカーを用いて、柱の 1 面、2 面あるいは 3 面に鋼板を貼付ける補強工法を取り上げた（以下、「部分的な鋼板貼付け」と略す）。このような工法に関する研究は、1 面に鋼板を取り付けた実験^{1)~3)}が報告されているが、十分に研究データが蓄積されているとは言い難い。もちろん、鋼板を 4 面に配置し、周囲から既存コンクリートを拘束する従来工法と同等な補強効果は期待できないと推察されるが、少しでも補強効果があれば実務で活用できるものと考え、それらによる終局せん断耐力の増大および変形性能の向上等を検討することを目的として行った実験結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

図-2 に試験体の一覧を、図-3 に試験体の形状および断面詳細等を示す（スタブの配筋は省略）。試験体は 5 体で、無補強の試験体 S0 および鋼板を周囲に巻き付けた試験体 S4（4 面補強）を比較用の基準試験体とした。これに対して、鋼板を 1 面に貼付けた試験体 S1、2 面に貼付けた試験体 S2 および 3 面に貼付けた試験体 S3 である。本実験では、既存柱のせん断補強を対象としており、図-2 中に示すように 1 面補強の鋼板および 3 面補強の 2 面を加力のせん断方向に配置することにした。また、本実験では、基本的なせん断補強効果を検討するために、各試験体とも壁は設けていない。

試験体は柱部分の上下に試験体固定用のスタブを有する形状とし、柱断面は $B \times D = 300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、柱長さは $h = 900\text{mm}$ とし、せん断スパン比 a/D は $450/300 = 1.5$ とした。柱の引張主筋は 5-D16 ($P_t = A_t/B \cdot D = 1.11\%$)、帯筋は 2-D6@120 ($P_w = 0.18\%$) とし、無補強の試験体はせん断破壊が先行するように計画した。

補強用の貼付ける鋼板は PL-3.2 とし、2 面補強では L 字形、3 面補強ではコ字形に折り曲げ加工して使用した。

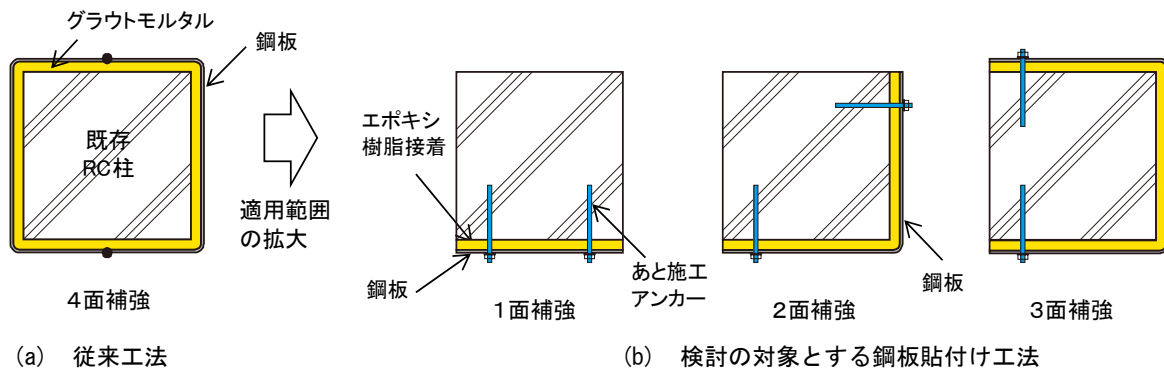


図-1 本研究の対象とする既存柱のせん断補強構法

*1 大阪工業大学 工学部建築学科 教授 博(工) (正会員)

*2 大阪工業大学 工学部建築学科 学生 (当時)

*3 大阪工業大学 工学部建築学科 教授 博(工) (正会員)

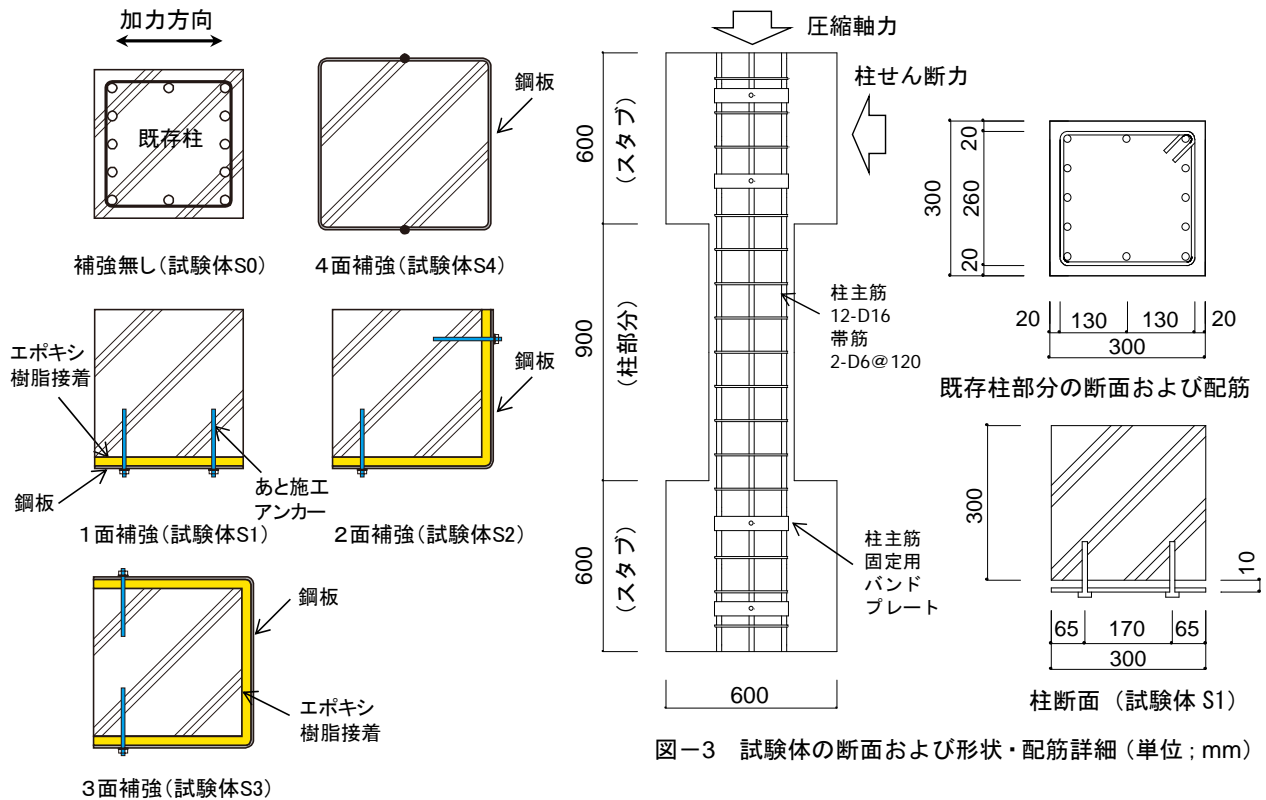


図-2 試験体の一覧

鋼板と既存 RC 柱の一体化を図るために、エポキシ樹脂およびあと施工アンカーを用いた。エポキシ樹脂は土木建築用の注入接着用エポキシ樹脂であり、柱の小さい水平変位時から鋼板によるせん断補強効果が発揮されること、およびあと施工アンカーの本数低減を意図し、既存コンクリートと鋼板を接着するために用いた。また、あと施工アンカーは M12@150 とし、鋼板の両端に鉛直方向に 6 本配置した。ただし、実際のあと施工アンカーとはせず、コンクリートの打設時に長ナットを埋め込み、鋼板の取付時に六角ボルトをねじ込んだ。なお、鋼板には柱軸力が直接作用しないように、鋼板と上部スタブの間に 20mm のクリアランスを設けている。

2.2 試験体の製作

試験体のコンクリートは 2 度打ちとし、下スタブのコンクリートを打設した後、打継ぎ面を目荒しし、次に柱部分および上スタブのコンクリートを打設した。なお、鋼板巻き（4 面補強）の試験体 S4 では、コ字形の鋼板を

図-3 試験体の断面および形状・配筋詳細（単位；mm）

現場溶接接合で一体化して既存柱に巻き付け、隙間に無収縮モルタルをグラウトする工法が従来の方法であるが、試験体では溶接接合を確実なものにするために、コ字形の鋼板をあらかじめ工場溶接して口字形とし、それを型枠としてコンクリートを打設した。従って、無収縮モルタルは使用していない（図-2 参照）。

貼付ける鋼板は、柱の所定の面に隙間をあけて取り付け（コンクリート表面から鋼板外面まで 10mm）、隙間の周囲をエポキシ樹脂のシール材でふさいだ後、エポキシ樹脂を下から圧入した。

2.3 使用材料

表-1 に試験体に打設したコンクリートの材料試験結果を、表-2 に鉄筋および鋼板の引張試験結果を示す。

コンクリートは粗骨材の最大径 13mm とし、設計基準強度 $F_c=21 \text{ N/mm}^2$ と計画したが、実験時の圧縮強度は、材令が長くなったため、表に示すように 30 N/mm^2 を超えてしまった。

エポキシ樹脂は圧縮強度 60 N/mm^2 以上、接着引張強度 10 N/mm^2 以上の規格値を有するものである。

表-1 コンクリートの材料試験結果

部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
下スタブ	30.0	24600	2.40
柱	31.2	24400	2.49
上スタブ			

・ 2 回の試験結果の平均値

表-2 鉄筋および鋼板の引張試験結果

種類	使用部位	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D16	柱主筋	349	531	178100
D6	帯筋	368	523	176200
PL-3.2	補強鋼板	346	443	203300

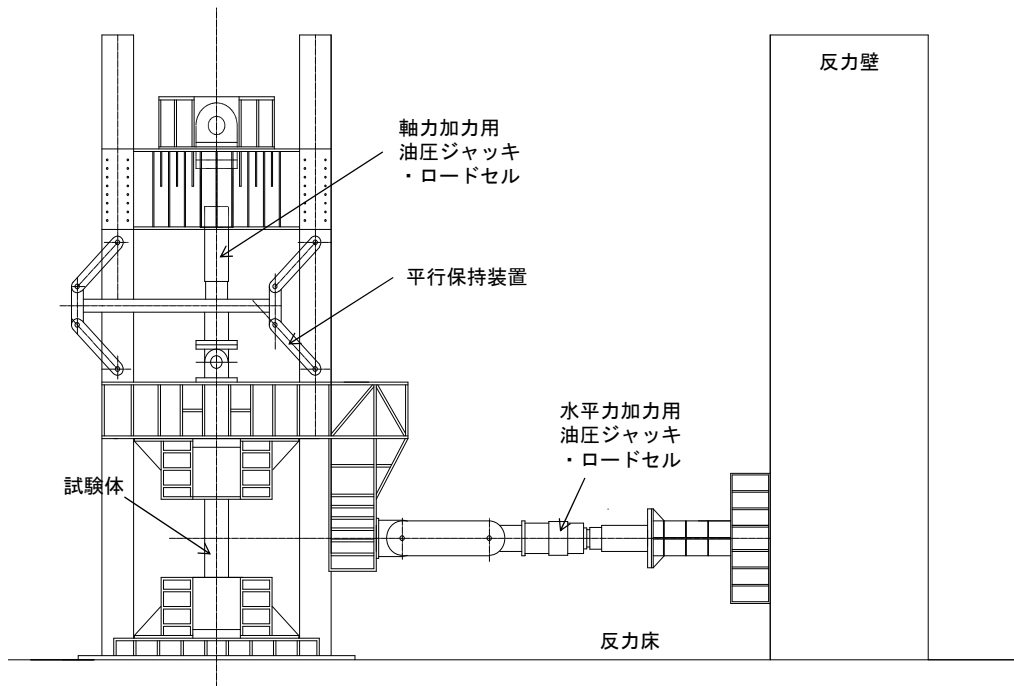


図-4 加力装置の概要

2.4 加力方法

図-4 に加力装置を示す。加力は、建研式加力装置により圧縮軸力一定下において、変位制御による正負繰り返し加力で柱に逆対称の曲げせん断力を加えた。載荷した圧縮軸力は、 $N=0.2 \sigma_{B1} \times B \times D=533\text{kN}$ ($\sigma_{B1}=29.6 \text{ N/mm}^2$, 柱に打設したコンクリートの加力開始時における1回目の圧縮強度試験結果)とした。制御変位は、柱脚に対する柱頭の水平変位 δ を柱内法高さ h (900mm) で除して求めた部材角 R とし、加力サイクルは、 $R=\pm 2.5/1000\text{rad}$ で1回繰り返した後、 $R=\pm 5, 10, 15, 20, 30/1000\text{rad}$ で各2回繰り返すことを原則とした。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および荷重-変形関係

写真-1 に最終破壊状況の一例を示す。また、図-5 に各試験体の荷重-変位曲線を示す。縦軸は柱せん断力 Q (kN) を、横軸は部材角 R を示す。

無補強の試験体 S0 は、柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生した後、 $Q=198\text{kN}$, $R=2.56/1000\text{rad}$ でせん断ひび割れが発生し、引き続き、 $R=5/1000\text{rad}$ の加力サイクルで、せん断ひび割れが多数発生・進展し、水平荷重が低下した。 $R=4.52/1000\text{rad}$ で最大荷重 $Q=221.6\text{kN}$ (正荷重) に達し、負加力時の $R=-4.69/1000\text{rad}$ で帯筋が引張降伏した。その後、せん断ひび割れの幅が拡大し、最終的にせん断破壊した。

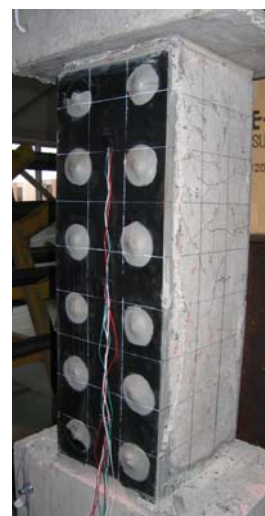
一方、鋼板巻き(4面)補強した試験体 S4 は、柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生した。その後、柱中間部のひび割れ状況は観察できなかったが、せん断ひび割れも発



試験体 S0 (無補強)



試験体 S2 (2面補強)



試験体 S1 (1面補強) (正面)



試験体 S1 (裏面)

写真-1 最終破壊状況

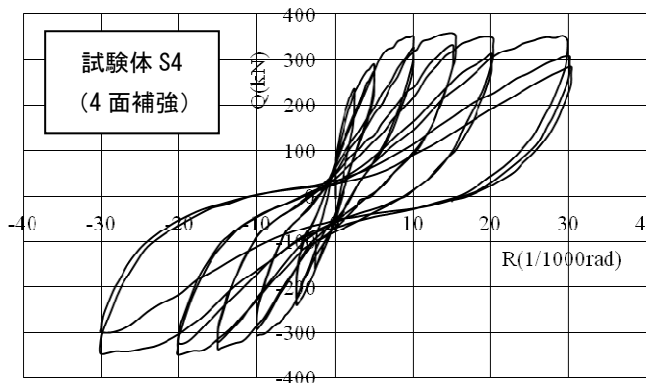
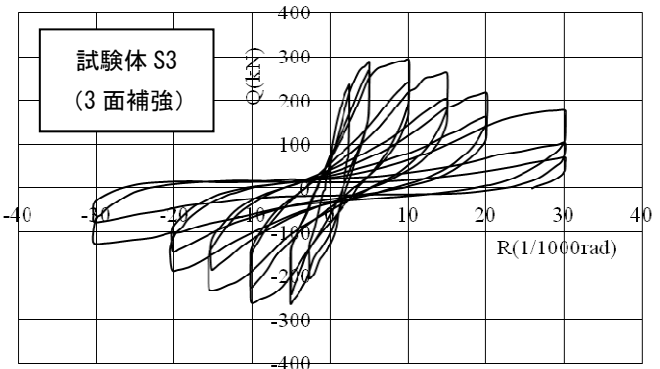
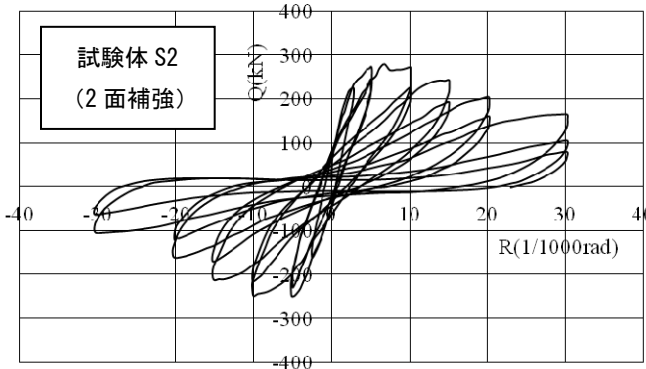
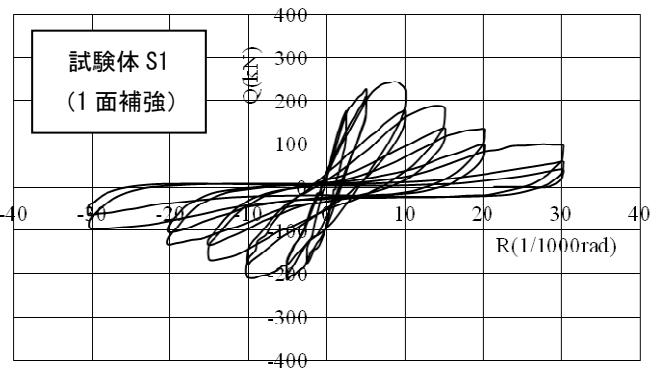
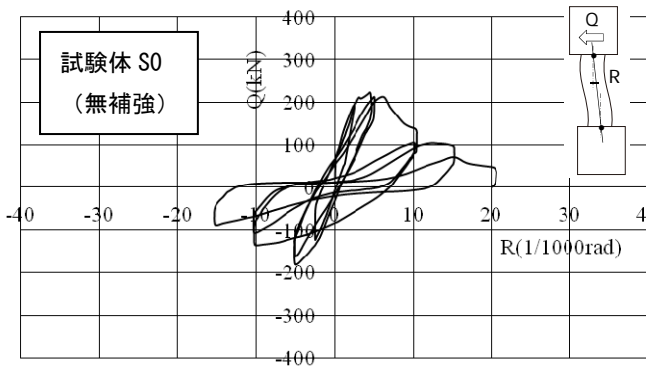


図-5 荷重-変位曲線

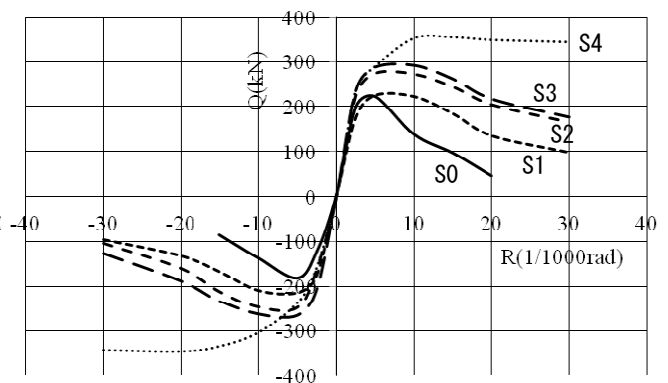


図-6 荷重-変位曲線の包絡線の比較

生じたものと推察される。 $R=8/1000rad$ で柱頭部で柱主筋が引張降伏ひずみに達し、柱が曲げ降伏した。その後、ほとんど耐力低下を生じることなく、加力を終了した。

これに対して、1面に鋼板を貼付して補強した試験体 S1 は、柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生した後、 $Q=225kN$ 、 $R=5.06/1000rad$ でせん断ひび割れが発生し、せん断ひび割れの発生は無補強の試験体 S0 より遅くなった。このせん断ひび割れはその後さほど進展せず、 $R=8.86/1000rad$ で主筋に沿ったひび割れが発生し、その後も多数発生・進展した。最大荷重は $Q=244.1kN$ 、 $R=8.86/1000rad$ で達し、その後荷重低下した。柱側面(フランジ面)では曲げひび割れ、主筋に沿ったひび割れの他に、 $R=5/1000rad$ の加力サイクル時に斜めひび割れもみられ、これはあと施工アンカーの影響と思われる。写真-1 に示すように、最終的には主筋に沿った付着破壊

となった。これは、鋼板貼付補強によりせん断ひび割れ幅の拡大が防止されたためである。

L字形に折り曲げた鋼板を貼付けて2面補強した試験体 S2 は、1面補強の試験体 S1 と同様な破壊経過を示し、 $Q=252kN$ 、 $R=3.80/1000rad$ でせん断ひび割れが発生したが、さほど進展せず、 $R=5.08/1000rad$ で主筋に沿ったひび割れが発生し、最終的には主筋に沿った付着破壊となった。最大荷重は $Q=280.4kN$ 、 $R=6.76/1000rad$ で達し、 $R=10/1000rad$ までほぼ最大荷重を保持したが、その後荷重低下した。

また、コ字形に折り曲げた鋼板を貼付けて3面補強した試験体 S3 は、ひび割れを観察できる面が1面しかないため、ひび割れ発生状況は十分には確認できていないが、柱側面(フランジ面)に発生したひび割れは、曲げひび割れ、主筋に沿ったひび割れおよびあと施工アンカ

表-3 終局耐力の実験値と計算値の比較

試験体	実験値		計算値				実験値 計算値
	最大荷重 Qmax (kN)	最大荷重時 部材角 Rmax (1/1000 rad)	曲げ耐力 Qmu (kN)	せん断耐力 Qsu (kN)	鋼板の せん断耐力 sQsu (kN)	終局耐力 計算値 cQu (kN)	
S0 (無補強)	221.6	4.52	339.4	190.3	—	190.3	1.16
S1 (1面補強)	244.1	8.86	339.4	190.3	32.6	222.9	1.10
S2 (2面補強)	280.4	6.76	339.4	190.3	45.1	235.4	1.19
S3 (3面補強)	291.2	10.13	339.4	190.3	90.2	280.5	1.04
S4 (4面補強)	358.8	14.99	339.4	190.3	90.2	280.5	1.28
				313.6	—	313.6	1.14

- ・最大荷重の実験値は、正荷重時の値とした。
- ・試験体 S1, S2, S3 の終局耐力計算値 $cQu = \min(Qmu, Qsu) + \alpha s \cdot sQsu$ ($\alpha s = 0.3$ とする)
- ・試験体 S4 の終局耐力計算値 (上段) : 試験体 S1~S3 と同様に、 $cQu = \min(Qmu, Qsu) + \alpha s \cdot sQsu$ とした値
(下段) : 耐震改修設計指針⁵⁾ に準じて、鋼板を帯筋換算した値

一の影響による斜めひび割れであり、試験体 S1 および S2 と同様な破壊経過を示したものと推察される。Q=291.2kN, R=10.1/1000rad で最大荷重に達し、その後荷重低下した。

図-6 に包絡線を比較して示す。図より以下のことがわかった。

(1) 無補強の試験体 S0 に対して、鋼板を貼付けて補強した試験体は、貼付け面が多くなるほど、最大荷重は増加した。しかしながら、鋼板巻き補強した試験体 S4 (4面補強) のように、曲げ降伏はしなかった。

(2) 鋼板貼付補強した試験体は、最大荷重に達する時の部材角が、無補強の試験体より大きくなったため、限界部材角 (例えば、最大耐力の 80% に耐力低下した時の部材角) は大きくなった。

3.2 ひずみ状況

図-7 に試験体 S0 (無補強) および S1 (1面補強) の帯筋のひずみ状況 (ともに柱頭から約 300mm 下がった

位置) を示す。縦軸は柱せん断力 Q (kN)、横軸はひずみ ϵ (%) を示す。試験体 S0 の帯筋は、 $R = -4.69/1000rad$ で引張降伏ひずみに達したのに対し、試験体 S1 では $R = 30/1000rad$ の加力サイクル時に引張降伏ひずみに達した。試験体 S2~S4 の帯筋のひずみは S1 と同程度あるいはさらに小さく、鋼板補強の有無により帯筋のひずみ状況は大きく異なった。

また、図-8 に鋼板のひずみ状況を示す。図に示した

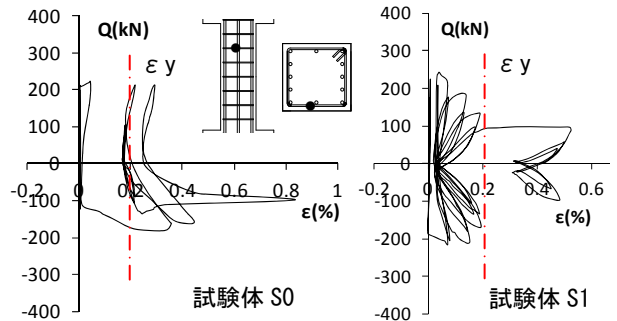


図-7 帯筋のひずみ状況

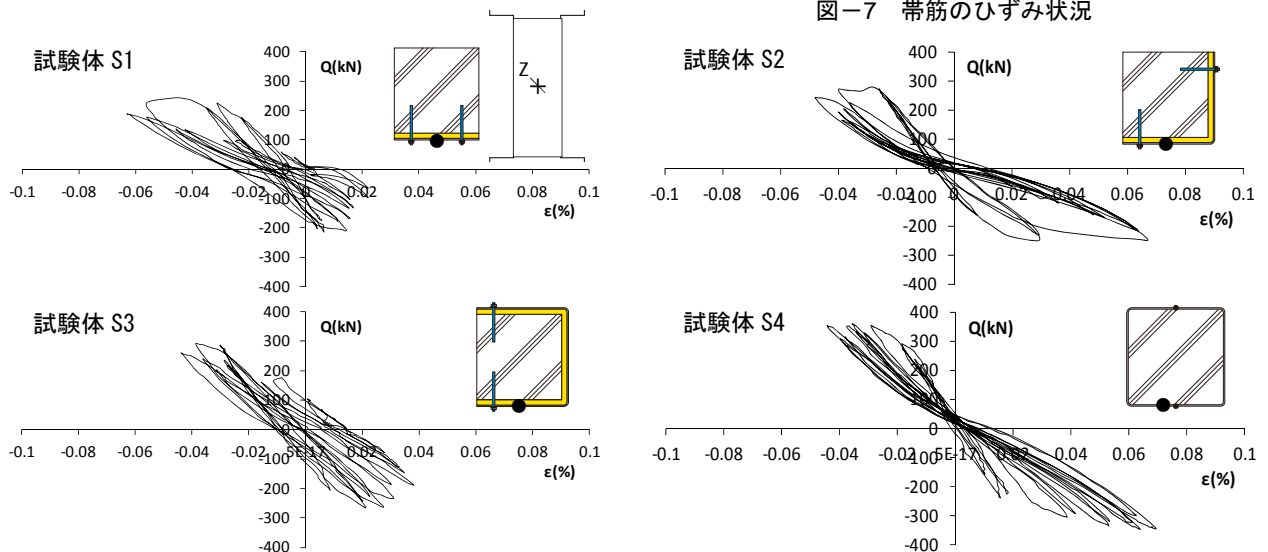


図-8 鋼板のひずみ状況

ひずみは、柱高さ方向の中央位置で、3軸ゲージのうち、斜め方向Z軸のひずみである。いずれの試験体も引張ひずみと圧縮ひずみでひずみの大きさに若干差が生じているが、最大荷重時には0.03%～0.04%程度となった。3軸のひずみから最大荷重時（試験体 S4 では部材角 $R=10/1000\text{rad}$ 時）における鋼板のせん断応力度を計算すると（ロゼット解析）、試験体 S1, S2, S3 および S4 はそれぞれ 58.7, 62.5, 63.7, 67.3N/mm² となり、材料試験から得られた鋼板のせん断強度（ $=s\sigma_y/\sqrt{3}$ ）に対して 0.30～0.44 となった。

3.3 最大耐力の実験値と計算値の比較

無補強の試験体 S0 および鋼板巻き補強した試験体 S4 の終局耐力を、それぞれ日本建築防災協会の耐震診断基準⁴⁾および耐震改修設計指針⁵⁾に準じて計算した結果を表-3 に示す。なお、ここでは、鋼板補強による曲げ耐力の増大は無いと考えている。

試験体 S0 は、せん断耐力 Qsu で終局耐力 cQu が決まり、計算値に対する実験値の比（実/計）は 1.16 となった。試験体 S4 の終局耐力も、計算上はせん断耐力で決まり、実/計は 1.14 となった。

これに対して、部分的な鋼板貼付けにより補強した試験体 S1～S3 の終局耐力は、(1)式に示すように、既存柱の終局耐力に貼付鋼板の負担するせん断耐力 $sQsu$ を加えて求めることにした。鋼板の負担するせん断耐力は、上記の鋼板のひずみより求めたせん断応力度および文献2)を参考として、耐力低減係数 $\alpha s=0.3$ を考慮することにした。なお、3面補強の試験体 S3 では、せん断耐力に寄与する鋼板が 2 枚あるとし、試験体 S4 も同様に計算した結果を表-3 にあわせて示した。

$$cQu = \min(Qmu, Qsu) + \alpha s \cdot sQsu \quad (1)$$

$$sQsu = \sum (ts \cdot Ds \cdot s\sigma_y / \sqrt{3}) \quad (2)$$

ここで、

ts : 鋼板の板厚

Ds : 鋼板の有効せいで、鋼板の貼付状況より、試験体 S1 では、あと施工アンカー間距離(170mm)、試験体 S2, S3 では、あと施工アンカーと柱面までの距離 (235mm) とする

αs : 耐力低減係数で、ここでは 0.3 とする

$s\sigma_y$: 鋼板の降伏点強度

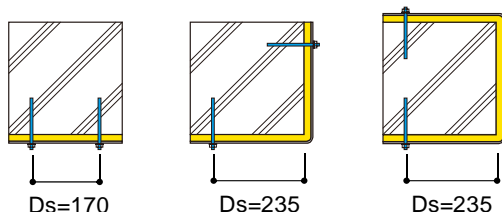


図-9 鋼板の有効せい

計算の結果、試験体 S1, S2 および S3 の実/計はそれぞれ 1.10, 1.19 および 1.04 となり、(1)式で安全側に計算できることがわかった。また、(1)式で求めた試験体 S4 の終局耐力計算値は、鋼板の負担するせん断耐力を実験値より小さく評価しているため、耐震改修設計指針⁵⁾に準じて計算した値よりかなり小さくなった。鋼板の負担するせん断耐力に対する耐力低減係数に関しては、データの蓄積および解析的な検討など引き続き検討を継続する予定である。

4. まとめ

柱の 1 面、2 面および 3 面にエポキシ樹脂およびあと施工アンカーを用いて鋼板を貼付けて補強した既存 RC 柱のせん断補強効果を検討した結果、以下のことがわかった。

- (1) 鋼板貼付けにより、せん断耐力は増大し、貼付け面が多くなるほど、最大耐力は増加した。
- (2) 鋼板貼付補強した試験体は、最大荷重に達する時の部材角が、無補強の試験体より大きくなったため、限界部材角（最大耐力の 80%に耐力低下した時の部材角）は大きくなった。
- (3) 鋼板貼付補強した試験体の終局耐力を、既存柱の終局耐力に鋼板の負担するせん断耐力を加えて計算した。鋼板の負担するせん断耐力には耐力低減係数 (0.3) を考慮した結果、実験値に対し安全側に計算できることがわかった。

参考文献

- 1) 以頭秀司, 宮内靖昌, 望月英二, 福原武史: 鋼板を片面に貼り付けてせん断補強した既存 RC 柱の力学性状, その 1, その 2, 日本建築学会大会, 構造 C-2, pp.251-254, 2013.8
- 2) 杜威, 柳沢学: 片面鋼板補強した RC 柱のせん断耐力に関する実験的研究, その 2, 日本建築学会大会, 構造 C-2, pp.563-564, 2013.8
- 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
- 4) (一財) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, pp.31-32, 2005.2
- 5) (一財) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, pp.19-20, 2008.9