

既存鉄筋コンクリート造柱のせん断補強

神野 靖夫

(技術研究所)

佐藤 孝典

(技術研究所)

橋元 正美

(設計本部)

§ 1. はじめに

日本における鉄筋コンクリート構造（以下RCと略す）の設計法は、1968年の十勝沖地震でせん断破壊などの脆性的な破壊による建物被害が生じたことをきっかけに見直され、1971年にはRC規準の改訂や建築基準法施行令の改訂が行われた。その結果、柱のフープ筋間隔は柱頭・柱脚では100mm以内、中間部では150mm以内、最小フープ筋比は0.2%以上と定められ、RC柱のせん断耐力は大きく向上した。さらに1981年に新耐震設計法が施行されて、0.2であった設計用せん断力係数を建物の変形性能に応じて変えるよう規定された。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、多くのRC構造物が被害を受けた。建物の被害は建築時

期により大きな差が見られ、特に1971年以前の建物には倒壊などの甚大な被害が目立った。この結果、地震による建物の大規模な被害を防止するためには、こうした耐震性能が不足した古い建物の補強が必要であることが再認識された。

RC造建物の耐震補強を行う上で、柱のせん断破壊による急激な耐力の低下を防ぐ技術は、軸力支持部材を健全に保つという意味から、特に重要である。本報では、1995年と1996年に行った柱のせん断補強実験のデータ^{1)・2)}を用いて、各種のせん断補強工法の効果について検討を行った。

§ 2. 実験概要

2.1 実験目的

実験の目的は、各種の工法によるRC造柱のせん断補強の効果を調べることである。補強の対象としたのは、旧規準で設計された鉄筋コンクリート造建物の柱で、補強に用いた工法は、鋼板による補強工法と、炭素繊維シートによる補強工法の2つである。

2.2 試験体

表-1に試験体の一覧を、図-1に試験体の形状を示す。No.1～No.12は、1971年以前の旧規準のもとで設計された柱を想定し、それを約1/2に縮小した試験体である。柱の断面は幅400mm×せい400mmで内法高さは1200mmとした。鉄筋には丸鋼を用いた。当時の規準ではフープ筋は間隔の規定のみでフープ筋比としては規定されていないが、平均的な建物では0.1%程度になることから試験体でも約0.1%とした。No.10～No.12は想定した柱をそのまま縮小した試験体、No.1～No.9は柱をせん断破壊させるために主筋量を実際よりも多くした試験体である。No.1～No.5およびNo.10～No.12は独立柱、No.6～

名称	柱配筋	壁	軸力 (kN)	補強方法
No.1	主筋12-φ22 HOOP□φ6 -@200	なし	980	補強なし
No.2				CFシート1層巻き
No.3				CFシート2層巻き
No.4				鋼板巻き(溶接)
No.5				鋼板巻き(溶接)4分割
No.6				CF1層壁貫通ホト締め
No.7				鋼板壁貫通ホト締め
No.8				CF1層柱アンカー
No.9				鋼板柱アンカー
No.10	主筋12-φ13 HOOP□φ6 -@200	なし	980	補強なし
No.11				鋼板巻き(溶接)
No.12				鋼板巻き(溶接)
No.13	主筋12-D19 HOOP□D6 -@200	なし	410	補強なし
No.14				鋼板巻き(機械式継手)
No.15				CFシート3層巻き
No.19	主筋12-φ22 HOOP□φ9 -@150	なし	670	補強なし
No.20				CFシート2層巻き

表-1 試験体一覧

No.9は柱の2面に厚さ100mmの付帯壁が隣接した柱である。壁の上下には幅10mmのスリットを設け、壁が耐力に寄与しないようにした。コンクリートの設計基準強度は18MPaとした。

No.13～No.15は異形鉄筋を用いた試験体である。柱断面は400mm×400mm、柱内法高さ1200mmで、主筋は12-D19、フープ筋は□D6-@200である。

No.19とNo.20は、1929年に竣工した鉄筋コンクリート造2階建ての建物が解体される際に切り出した実物の柱である。柱断面は390mm×390mm、柱内法高さ1200mmで、主筋は12-φ22、フープ筋は□φ9-@150（せん断補強筋比 $p_w=0.2\%$ ）である。

加力は一定軸力での正負交番繰り返し加力である。層間変形角0.25%、0.5%、1.0%、2.0%、4.0%で正負に2回ずつ繰り返した後、正側に8.0%まで加力した（図-1）。

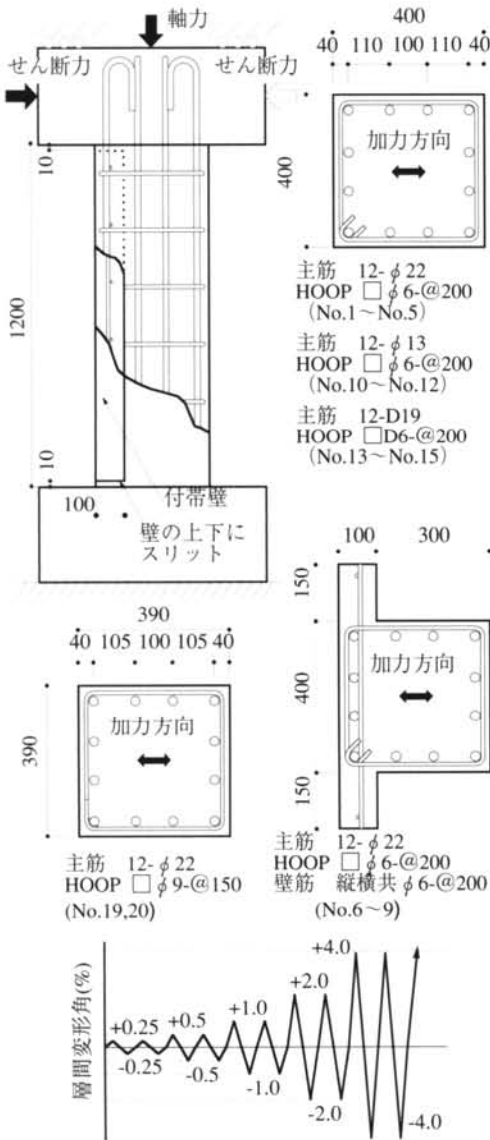


図-1 試験体の配筋および加力方法

2.3 補強方法

図-2に補強方法を示す。補強に用いた工法は、鋼板による補強と、炭素繊維シートによる補強である。

No.2は炭素繊維シートを柱の周りに1層巻きつけて補強した。炭素繊維シートを巻く前に、柱の角は削り落として半径30mmの曲面に整形した。補強に用いた炭素繊維シートは、PAN系の炭素繊維を一方方向に配列してシート状にしたもので、1m²当たりの炭素繊維重量は200gである。これをエポキシ樹脂を接着剤として柱表面に貼りつけた。炭素繊維シートは柱に巻きつけているため、繊維の方向は柱の材軸と直交方向のみである。巻きつけたシートの始点と終点は200mm重ねて接着した。No.3、No.20は炭素繊維シートを2層、No.15は3層巻きつけた。柱断面に対する炭素繊維シートの断面積の比 p_f は、1層巻いた場合で0.0555%、2層で0.111%、3層で0.167%である。

No.4、No.11、No.12、は鋼板で柱の4周を囲った。コ型の鋼板2枚を組合わせて柱を囲み、端部を溶接して鋼管を形成させた。試験体の鋼板の厚さは3.2mmで、実物で6mm程度の厚さを想定している。柱表面と鋼板の間には約30mmのすき間を設け、無収縮モルタルを充填した。鋼板は柱よりも短く、柱頭および柱脚部で上下に10mmずつのすき間を設けた。No.5も同様に鋼管を形成させたが、材軸方向に4分割されており、各々の短い鋼管は間に10mmのすき間を設けている。No.14は1本の鋼管であるが、L型の鋼板4枚を組み合わせて柱を囲み、機械式の継ぎ手（かみ合わせ継ぎ手）により鋼板を繋いで鋼管を形成させた。片面にこの歯状の凹凸をつけた金物を鋼板端部に溶接してあり、これをかみ合わせてボルトで仮止めする継ぎ手である。

No.6～No.9は柱に壁が隣接しているために、柱の4周を囲んで補強ができない柱である。No.6とNo.8は炭素繊維シート接着による補強である。No.6は炭素

繊維シートの端部を壁に定着した。柱の3面にコの字型に炭素繊維シート貼り、その端部を鋼製アングルで押さえて接着した。他の1面にも炭素繊維シートを貼り、端部は鋼板で押さえて接着した。鋼製アングルと鋼板は壁を貫通するPC鋼棒φ13-@100で締め付けた。No.8は炭素繊維シートの端部を柱に定着した。柱の3面にコの字型に炭素繊維シート貼り、その端部を鋼板で押さえて接着した。鋼板は樹脂アンカーM14-@100で柱に固定した。

No.7とNo.9は鋼板で補強したものである。No.7は鋼板の端部を壁に定着した。柱の3面をコの字型の鋼板で囲い、他の1面にも鋼板を当て、鋼板端部を壁を貫通するPC鋼棒φ13-@100で締め付けた。No.9は鋼板の端部を柱に定着した。柱の3面をコの字型の鋼板で囲い、端部を樹脂アンカーM14-@100で柱に固定した。

No.1, No.10, No.13, No.19は補強していない試験体である。

(コンクリート)

使用箇所	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比
No.1~12	22.5	2.05	24.9	0.209
No.13~15	26.8	2.39	26.5	0.205
No.19, 20	29.6	-	-	-

(鉄筋)

名称	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	伸び (%)
φ22	314	454	208	33.9
φ13	331	460	198	35.0
φ6	435	497	213	26.0
D19	397	600	182	31.6
D6	369	483	187	30.0

(補強用鋼板)

名称	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比	伸び (%)
PL-3.2	219	370	192	0.294	37.0

(補強用炭素繊維シート)

名称	繊維目付 (g/m ²)	設計厚 (mm)	設計強度 (GPa)	破断強度 (GPa)	ヤング係数 (GPa)
FTS-C1-20	202	0.111	3.48	4.48	247

(補強用充填モルタル)

名称	圧縮強度 (MPa)
無収縮モルタル	54.9

表-2 材料特性

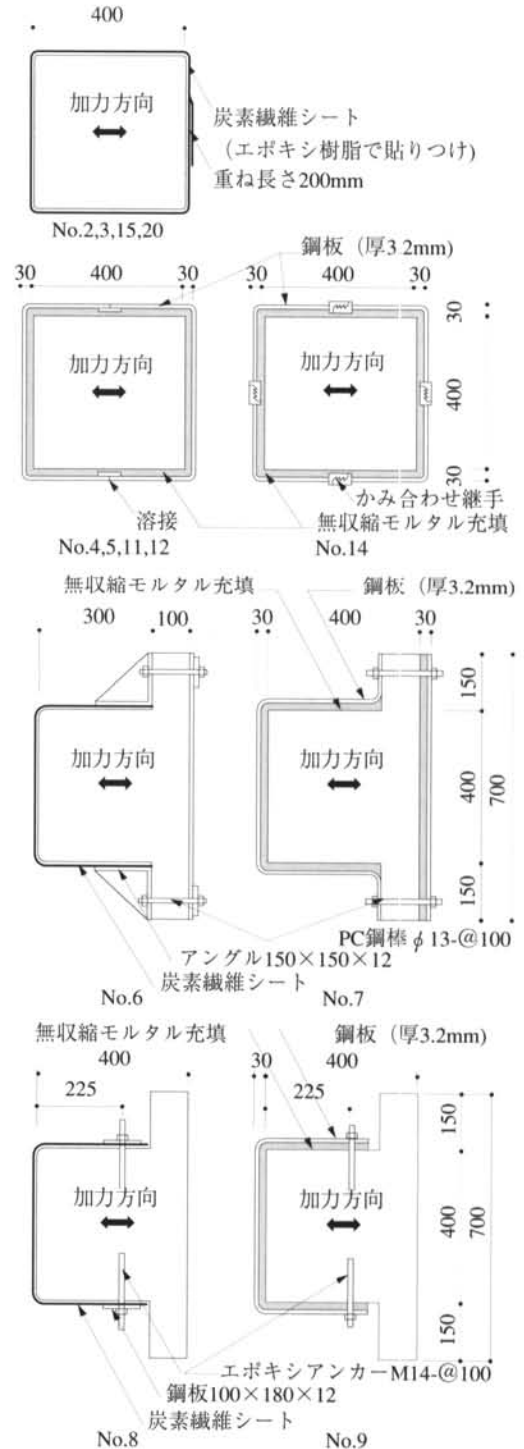


図-2 補強方法

2.4 使用材料

表-2にコンクリート、鉄筋、および補強に用いた鋼板、炭素繊維シート、無収縮モルタルの材料特性を示す。

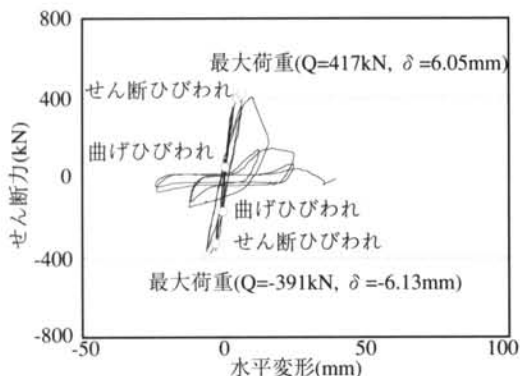


図-3 荷重-変形曲線 (No.1:補強なし)

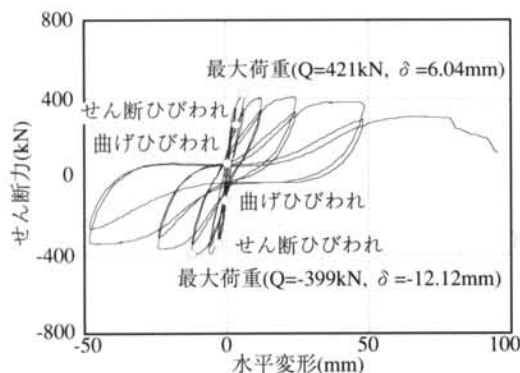


図-4 荷重-変形曲線 (No.3:炭素繊維シート補強)

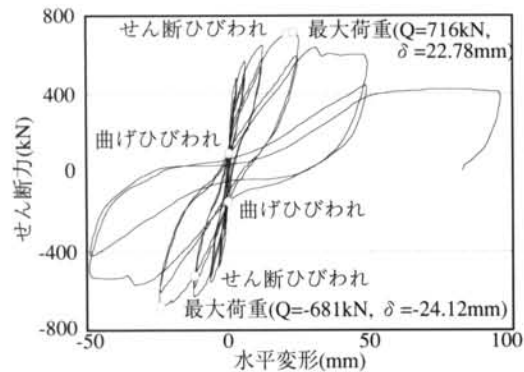


図-5 荷重-変形曲線 (No.4:鋼板補強)

§3. 実験結果

図-3～5に荷重-変形曲線の例を、写真-1～3に破壊状況を示す。補強していないNo.1は層間変形角が1%に達する前にせん断破壊し、耐力が急激に低下して軸力支持能力を失った。これに対して鋼板

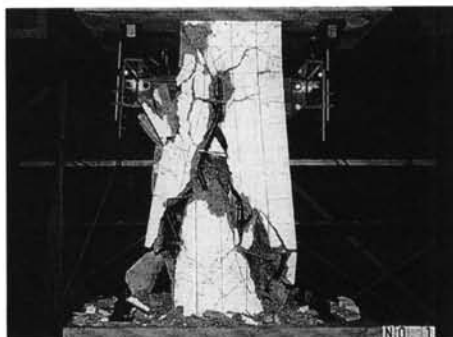


写真-1 最終破壊状況 (No.1:補強なし)

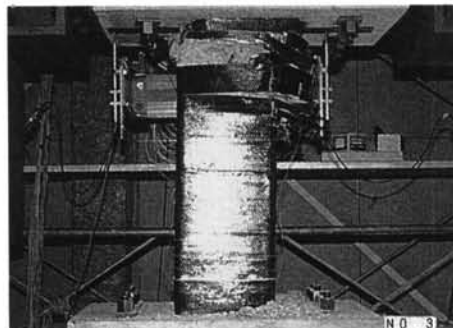


写真-2 最終破壊状況 (No.3:炭素繊維シート補強)

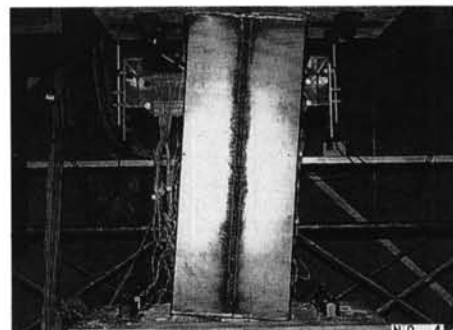


写真-3 最終破壊状況 (No.4:鋼板補強 厚さ3.2mm)

による補強も炭素繊維シートによる補強も、柱のせん断破壊による耐力の低下を防止していることがわかる。最終的には、炭素繊維シート補強された試験体はコンクリートの圧潰により曲げ破壊し、鋼板補強された試験体は鋼板の局部座屈により最大耐力に達した。主筋に丸鋼を用いているため、荷重-変形曲線は早い時期からスリップ性状を示している。

表一3に結果の一覧を示す。炭素繊維シート補強されたNo.2, 3, 6, 8は層間変形角0.5%~1%で最大耐力に達している。せん断破壊は防止されているが、主筋が丸鋼であるために主筋の抜け出しが大きく、柱端部がコンクリートの圧潰により曲げ破壊したため、最大耐力は補強なしの試験体とほぼ同じである。鋼板補強されたNo.4, 5, 7, 9では、層間変形角2%~4%で最大耐力に達している。補強により柱断面が大きくなっているため、耐力に加えて剛性も高くなっている。

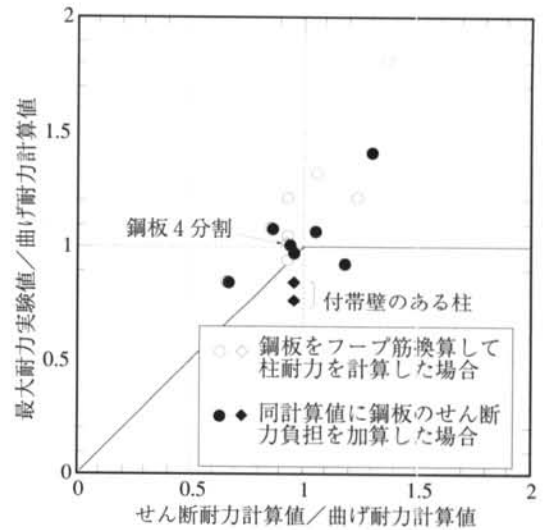
3.1 終局せん断耐力

3.1.1 鋼板補強

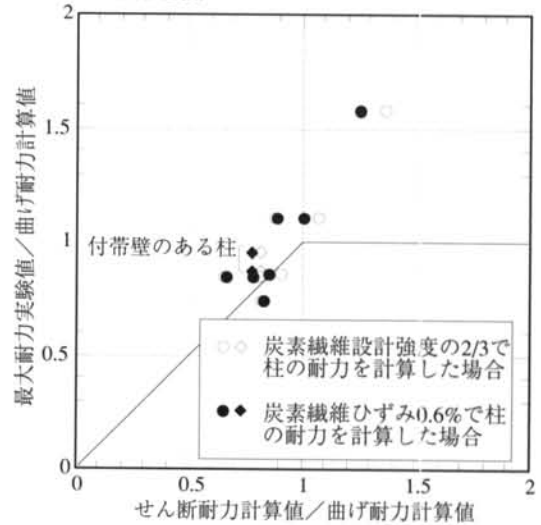
図一6に鋼板補強した試験体の、最大耐力実験値とせん断耐力計算値の関係を示す。実験値も計算値もRC規準の略算式³⁾で計算した曲げ耐力で除して無次元化している。○は鋼板をフープ筋に換算して修

名称	最大耐力		最大耐力の80% 層間変形角 (%)
	せん断力 (kN)	層間変形角 (%)	
No.1	417	0.50	0.82
No.2	415	0.50	1.73
No.3	421	0.50	5.15
No.4	716	2.01	4.56
No.5	597	2.00	5.18
No.6	468	0.52	2.04
No.7	620	1.02	1.64
No.8	429	1.00	2.12
No.9	560	1.87	2.88
No.10	360	0.94	1.88
No.11	494	1.95	7.39
No.12	719	1.01	3.06
No.13	361	0.41	0.41
No.14	686	3.99	8.01
No.15	515	2.01	6.92
No.19	312	0.50	1.09
No.20	462	2.00	7.81

表一3 実験結果一覧



図一6 せん断耐力計算値と実験値の比較 (鋼板補強)



図一7 せん断耐力計算値と実験値の比較 (炭素繊維シート補強)

曲げ耐力 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説)

$N \leq 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$\mu_u = 0.8 \cdot A_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

$N \geq 0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$\mu_u = 0.8 \cdot A_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c$$

せん断耐力 (修正荒川mean式)

$$Q_u = \left\{ \frac{0.0679 \cdot p_t^{0.23} \cdot (180 + F_c)}{\left(\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12 \right)} + 2.7 \cdot \sqrt{p_w \cdot \sigma_w y} + 0.1 \cdot \frac{N}{b \cdot D} \right\} \cdot b \cdot j$$

正荒川mean式でせん断耐力を計算したものである。この式にはせん断補強筋比の上限1.2%の制限があるが、ここでは試験体の1.39%をそのまま用いた。●は計算値に弾性と仮定した鋼板の負担せん断力計算値を足し合わせたものを耐力計算値とした。この式で計算するとせん断耐力はかなり小さめの値となり、鋼板の負担せん断力を足し合わせた計算値は、ほぼ実験値と一致している。鋼板が軸方向に4分割されているNo.5は、分割のないNo.4よりも最大耐力は低かった。鋼板の負担せん断力を0として計算すると実験値に近い値となる。

実験値が計算値よりも小さい2体は、付帯壁のある試験体である。これらの試験体では、修正荒川mean式をそのまま用いた場合には実験値が計算値を上回るが、鋼管のせん断力負担を加算すると危険側の評価となる。

3.1.2 炭素繊維シート補強

図-7に炭素繊維シート補強した試験体の、最大耐力実験値とせん断耐力計算値の関係を示す。せん断耐力は炭素繊維シートをせん断補強筋換算して修正荒川mean式で計算した。実験での炭素繊維シートのひずみは、No.2では最大で1.1%程度であったが、最大耐力付近での炭素繊維シートのひずみの値は約0.6%であった。そこでひずみ0.6%より炭素繊維シートの引張応力度を求めて、せん断耐力を計算した結果を●で示した。計算値と実験値はほぼ同じ傾向を示しており、炭素繊維シートをせん断補強筋に換算する方法でせん断補強の効果を計算できることがわかる。また、炭素繊維シート強度に設計値の2/3を用いて計算した結果を○で示した⁴⁾。この場合でも実験値は計算値を上回っているが、今回用いた炭素繊維シートでは設計値3.48GPaに対して実強度は4.48GPaあり、炭素繊維シート強度の2/3といった考え方は実情にそぐわない。炭素繊維シートがせん断補強筋として有効に働き得る強度上限のより合理的な評価法が必要である。

3.2 靱性

3.2.1 鋼管補強

鋼板で4周を囲って補強した試験体は、層間変形角2%で最大耐力に達した後、変形が大きくなると鋼板の局部座屈が顕著になり荷重が低下した。しかしせん断力が最大耐力の80%まで低下するのは層間変形角が4.5%を超えてからで、せん断破壊は最後まで生じておらず、良好な変形性能を持っている。鋼板を

軸方向に分割した試験体の場合荷重の低下はさらに緩やかで、せん断力が最大耐力の80%まで低下するのは層間変形角が5.2%の時であった。

3.2.2 炭素繊維シート補強

無補強のNo.1は層間変形角が1%に達する前にせん断破壊し、2.5%では軸力を支持できなくなった。これに対して炭素繊維シートを巻きつけた試験体では、コンクリートにせん断ひびわれは生じているものの、炭素繊維シートがフープ筋として働き、柱のせん断破壊は防止されている。最大耐力以降、せん断力が最大耐力の80%まで低下するのは、炭素繊維シートを1層巻いた場合には層間変形角1.73%の時、2層巻いた場合には5.15%の時である。図-8に、せん断力が最大耐力の80%まで低下した時の層間変形角と、せん断補強量との関係を示した。せん断補強量は補強材の断面積比と補強材強度の積で表わし、既存フープ筋による補強量と炭素繊維シートによる補強量とを累加している。せん断補強量が多いほど、すなわちここでは炭素繊維シートの巻きつけ枚数が多いほど、最大耐力以後の荷重低下が小さく、変形性能にすぐれた性状を示すことがわかる。

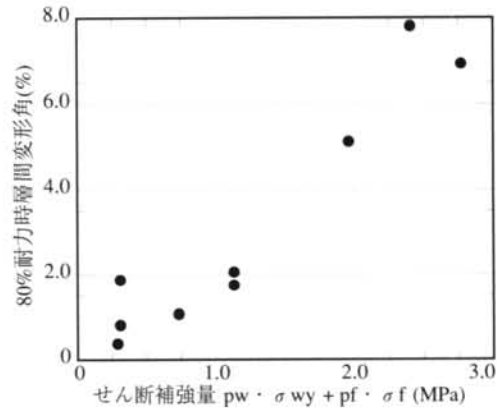


図-8 せん断補強量と変形性能の関係

3.2.3 付帯壁がある場合の補強効果

図-9、図-10に付帯壁がある試験体の荷重-変形包絡線を示す。炭素繊維シートや鋼板を壁に定着したのも柱に定着したのも性状はほぼ同じである。層間変形角0.5%でほぼ最大耐力に達し、層間変形角2%の繰り返し加力でせん断破壊している。無補強の試験体に比べると補強効果は認められるが、4周

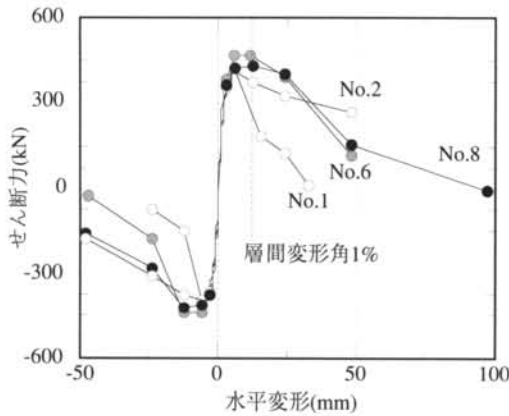


図-9 壁付き柱の変形性能（炭素繊維シート補強）

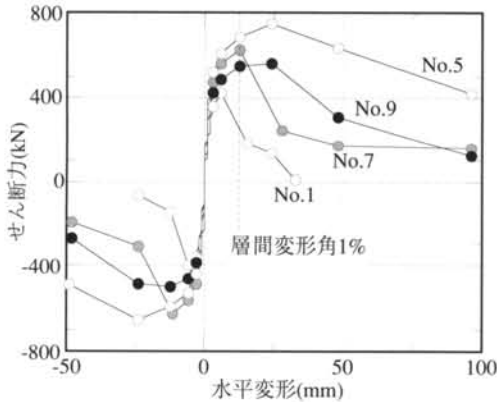


図-10 壁付き柱の変形性能（鋼板補強）

を囲った試験体ほどの効果は見られない。最終的には、層間変形角1%まではせん断破壊を防止できることが確認された。

3.3 剛性

図-11に、炭素繊維シート補強を行った試験体の荷重-変形包絡線の比較を示す。正側のサイクルのみ水平変形30mmまでの範囲を示した。炭素繊維シートによる補強では、炭素繊維シートの巻きつけ枚数によらず、初期から層間変形角0.5%までの剛性に違いはみられなかった。図中には、菅野式による荷重-変形関係の計算値を合わせて示している⁵⁾。No.1~No.3, No.19, No.20いずれも剛性の実験値は計算値に比べて低い。これは主筋が丸鋼であるために柱端部での回転が大きかったためと考えられる。No.1~No.3の耐力が小さいのは§3章の冒頭でも述べたように、コンクリートの圧潰により柱が曲げ破壊に

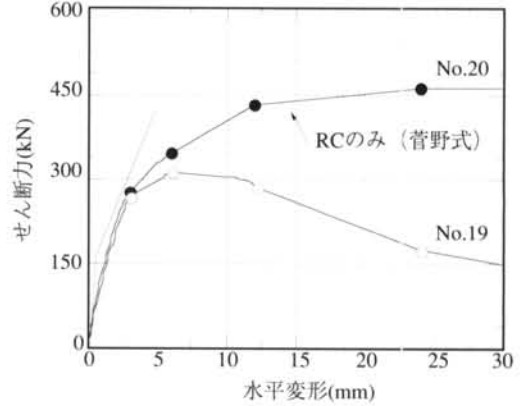
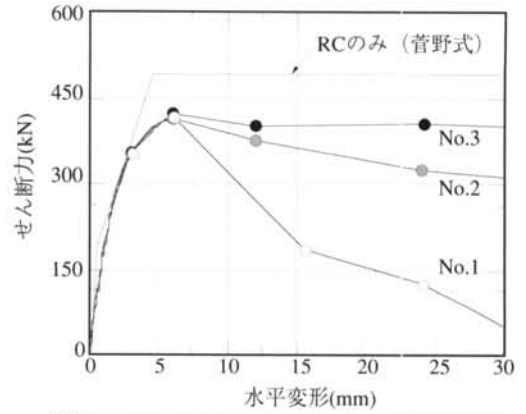


図-11 剛性の比較（炭素繊維シート補強）

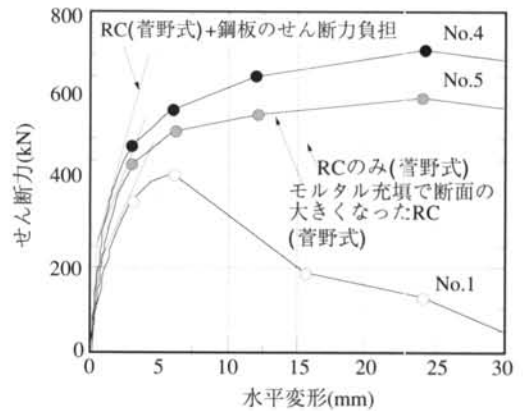


図-12 剛性の比較（鋼板補強）

$$\begin{aligned}
 & \text{弾性剛性} \\
 & ke = 1 / \left(\frac{ho^3}{12 \cdot Ec \cdot le} + \frac{\kappa \cdot ho}{Gc \cdot Ac} \right) \\
 & \text{降伏時剛性 (菅野式)} \\
 & ky = \alpha y \cdot kc \quad kc = \frac{12 \cdot Ec \cdot Ic}{ho^3} \\
 & \alpha y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot pt + 0.043 \cdot a/D + 0.33 \eta_0) \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^2
 \end{aligned}$$

至ったためである。

図-12に、鋼板補強試験体の荷重-変形包絡線の比較を示す。図中には、菅野式による剛性の計算値と、菅野式に補強鋼板の弾性剛性を加えた計算値とを示した。No.4では、実験値は鋼板の弾性剛性を加えた計算値よりやや小さめの値である。これは炭素繊維シート補強の場合と同様に、主筋が丸鋼であることの影響であると考えられる。鋼板を軸方向に4分割したNo.5の剛性はその計算値よりもさらに小さく、鋼板の剛性を加えない場合の計算値に近い値である。今回の実験では分割した一つの鋼板は、鋼板長さ/柱せいの比率を $300/460=0.65$ とし、鋼板同士のすき間はすき間長さ/柱せいを $10/460=0.022$ とした。分割数が少なく長さ/幅の比率が大きいほど、鋼板による剛性の加算は大きくなるが、今回の実験程度のプロポーション(0.65以下、0.022以上)に鋼板を分割すれば、鋼板の剛性は無視して問題ないと考えられる。

§4. 結論

実験の結果より以下の結論を得た。

(1) 鋼板で柱の4周を囲い無収縮モルタルを充填する工法では、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊を防止してせん断耐力と靱性を向上させる効果が得られる。

鋼板をフープ筋換算した既往の式によるせん断耐力計算値は、フープ筋比1.2%以下の制限を取り払っても、実際の耐力に比べて小さめの値となる。

鋼板を柱全長にわたり連続したものとした場合、柱の耐力および剛性は鋼板のせん断耐力負担を弾性で計算したものを加算することで適切に評価できる。

鋼板を柱軸方向に短く分割した場合、分割された鋼管および鋼管同士のすき間のプロポーションが今回の実験程度であれば、鋼板のせん断耐力負担は無視できる。

(2) 炭素繊維シートを4周に巻き付けてエポキシ樹脂で接着する工法では、初期剛性を変えずに、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊を防止してせん断耐力と靱性を向上させる効果が得られる。

補強による柱のせん断耐力の向上は、炭素繊維シートをフープ筋換算した既往の式によりほぼ評価できる。せん断耐力の計算値は、炭素繊維の実強度を用いると実際の耐力よりも大きく、設計強度の2/3を用いると小さくなる。

今回の実験の範囲($pf \cdot \sigma_f \leq 2.8\text{MPa}$)では、炭素繊維シートの巻きつけ量が多いほど、柱の靱性は向上する。

(3) 壁付きの柱を補強した場合、今回用いた4種類の補強方法で部材角1%まではせん断破壊を防止できる。

<参考文献>

- 1) 神野靖夫、佐藤孝典、高瀬雄一、明星徹：“旧規準で設計されたRC構造物の補強に関する研究(その2。炭素繊維シートと鋼板による柱の補強)”，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，C-2構造IV,1996年9月,pp.335~336。
- 2) 山中昌一、村井義則、林理、山田信一、巖文成、神野靖夫、塚越英夫：“昭和初期の鉄筋コンクリート造建築物の構造性能評価”，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，C-2構造IV,1996年9月,pp.311~312。
- 3) (社)日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，1988年。
- 4) 建設省住宅局建築指導課：“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”，(財)日本建築防災協会,1990年。
- 5) (社)日本建築学会：“鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料”，1987年。