

論文 炭素繊維シートを用いた腰壁付 RC 柱の耐震補強に関する実験的研究

北野敦則^{*1}・城 攻^{*2}・後藤康明^{*3}・根東正茂^{*4}

要旨：本研究では柱窓開口部分を炭素繊維シート(以下 CF シート)によりせん断補強した腰壁付鉄筋コンクリート造(以下 RC 造)短柱を対象として、水平力に対する破壊過程を把握し、更に 2 次壁である腰壁を積極的に抵抗要素として扱うために、腰壁の補強方法による腰壁付 RC 造短柱の耐震性能に及ぼす影響について実験的に検討した。その結果、腰壁が無補強の場合には腰壁端部の圧壊が生じて柱降伏ヒンジ位置が大きく下がること、腰壁の柱際を補強した場合には最大耐力及び変形性能の向上が可能であること、腰壁を鋼板により補強することで柱降伏ヒンジ位置を腰壁頂部方向に移行させることができること、などが明らかとなった。

キーワード：RC 造短柱、炭素繊維シート、腰壁、鋼板補強、降伏ヒンジ位置

1. はじめに

現在、CF シートによる RC 造柱に対するせん断補強方法は独立柱を対象としており、2 次壁は全長に亘る完全スリットなどを設けて柱から分離することを前提としている¹⁾。しかし、この方法は施工が困難であるとともに柱の韌性は確保できるが、水平耐力が低下する。したがって壁スリットを設げずに耐力、韌性ともに優れた補強方法の開発が望まれる。本研究では、2 次壁である腰壁を抵抗要素として扱い、その破壊条件と各種腰壁補強方法の有効性について実験的に検討

を行い、剛性と耐力を確保し、なおかつ韌性にも富んだ補強方法の提案を目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 に試験体一覧、表-2 に材料の力学的性状、図-1 に試験体概要図・配筋図を示す。補強前の RC 柱部分は全て共通で、これに腰壁を取り付けた実寸の約 1/2 縮小模型を 7 体製作した。ただし、HCSW2-SW20C(以下、基準試験体以外は HCSW2 を省略)と SW10C および 9C

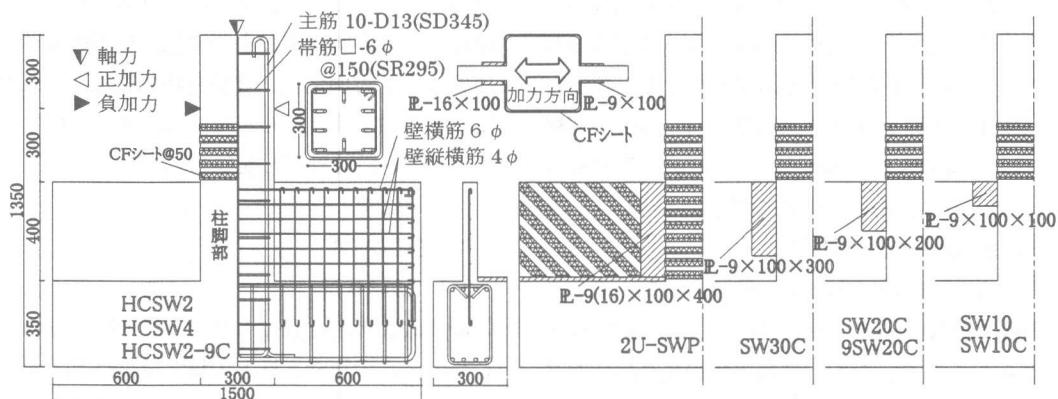


図-1 試験体概要図・配筋図

*1 北海道大学助手 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)

*2 北海道大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*3 北海道大学助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*4 北海道電力㈱ 工修 (非会員)

と 9SW20C は、同一試験体の正負加力時それぞれで、別実験として扱っている。柱の形状は全試験体共通で柱断面は 300mm×300mm、柱開口部スパン長さと柱せいの比は 1.0 である。腰壁の形状は、高さ 400mm 水平長さ 600mm 厚さ 60mm および 90mm である。配筋は、柱主筋には 10×D13($p_g=1.41\%$, SD345), 帯筋には □-6 φ @150($p_w=0.124\%$, SR295 相当), 壁筋には 4 φ (SR345 相当) と頂部壁横筋に 6 φ (SR295 相当) を用い、設計強度 20MPa の低強度コンクリートを使用した。実験変数は柱軸力比、壁厚比、柱および壁の補強方法である。開口部の CF シート接着は、表面のケルヒャー部を $r=20\text{mm}$ に面取りした後、エボキシ系下地剤を塗布し、硬化後に 30mm 幅の CF シートを、エボキシ系樹脂を用いて 50mm ピッチで 3 層に巻きつけた ($p_f=0.13\%$)。腰壁の鋼板補強は、表-1 に示した鋼板をそれぞれ腰壁付け根部分に両面から拘束するように取り付けた。2U-SWP では柱脚部に CF シートを用いて U 字型補強し、その先端を東壁のみ鋼板内側に定着させ、西壁は鋼板と CF シートとは切り離している。この鋼板は CF シートの定着のために面取りが必要となり、十分な曲面半径が得られる 16mm 厚の鋼板を使用した。また、腰壁両面には CF シートを 45 度の角度で接着し、壁と柱の外表面が同一面となっていて CF シートを梁外表面に定着することを想定して、南面のみ梁タブの上面で鋼板によって定着させた。なお、鋼板の取付方法は一律とし、鋼板と試験体との間をエボキシ樹脂で充填し、M8 ボルト(締付け力は SW10 のみ 19.6kN·m/m²、その他は 4.9kN·m/m²)を用いて締めつけた。

2.2 加力および計測

加力方法は壁面内方向へ柱頭水平変位漸増正負繰り返し静的加力とし、柱軸力は定軸力(軸力比 0.2)とした。なお、試験体名の最後尾に記号 C がついている試験体は実在の建物を再現するため、腰壁を加力方向に滑り出さないように鉄骨で拘束した。制御方法は柱内法スパンにおける部材角 R_0 とし、 $R_0=1/500\text{rad}$ で ±1 回、 $R_0=1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20, 1/17$

表-1 試験体一覧

試験体名	※	軸力比 (%)	σ_B (MPa)	鋼板長 (mm)	壁厚 (mm)	腰壁拘束
HCSW2	±	0.2	16.7	無	60	無
HCSW4	±	0.4	16.8	無	60	無
SW10	±	0.2	19.4	100	60	無
2U-SWP	±	0.2	20.5	400	60	無
SW30C	±	0.2	22.3	300	60	有
SW20C	+	0.2	20.1	200	60	有
SW10C	-	0.2	20.1	100	60	有
9SW20C	+	0.2	18.7	200	90	有
9C	-	0.2	18.7	無	90	有

(備考) ※加力方向
・2U-SWP は、柱脚部と腰壁を CF シート補強してある。
・鋼板の厚さは 9mm、幅は 100mm である。但し、2U-SWP の東壁のみ CF シート定着のため、厚さ 16mm の鋼板を使用した。

表-2 使用材料の力学的特性

コンクリート	σ_B (MPa)	ε_{max} (%)	E1/3 (GPa)	E2/3 (GPa)
HCSW2 (基準試験体)	16.7	0.29	20.8	17.4
鉄筋	σ_y (MPa)	ε_y (%)	σ_{max} (MPa)	伸び (%)
主筋 D13 (SD345)	394	0.24	575	21.1
帯筋 4 φ (SR345)	405	0.19	485	19.4
帯筋 6 φ (SR295)	343	0.17	433	19.2
炭素繊維 シート	設計強度: 3480MPa, 設計弾性率: 231GPa, 破断伸度: 1.5%			

1/14, 1/12.5, 1/11, 1/10, 1/9rad で各 ±2 回繰返し加力を実施した。計測は、柱水平荷重および変位、軸方向荷重および変位、柱層間変位、柱各部の 2 方向変位、柱腰壁相対変位、せん断変形と、柱主筋、せん断補強筋、壁筋、CF シートの各歪度を随時計測し記録した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

最終破壊状況を図-2 に示す。亀裂発生状況としては、まず腰壁と柱との境に壁曲げ初亀裂が発生し、下部に伸展した。その後、柱脚部に柱曲げ亀裂が発生し、次いでせん断亀裂が発生した。柱筋が降伏に至るのは概ね $R_0=\pm 1/50\text{rad}$ (以降「 $R_0=\pm$ 」と「rad」を省略) 前後であった。以下に各試験体ごとに説明する。

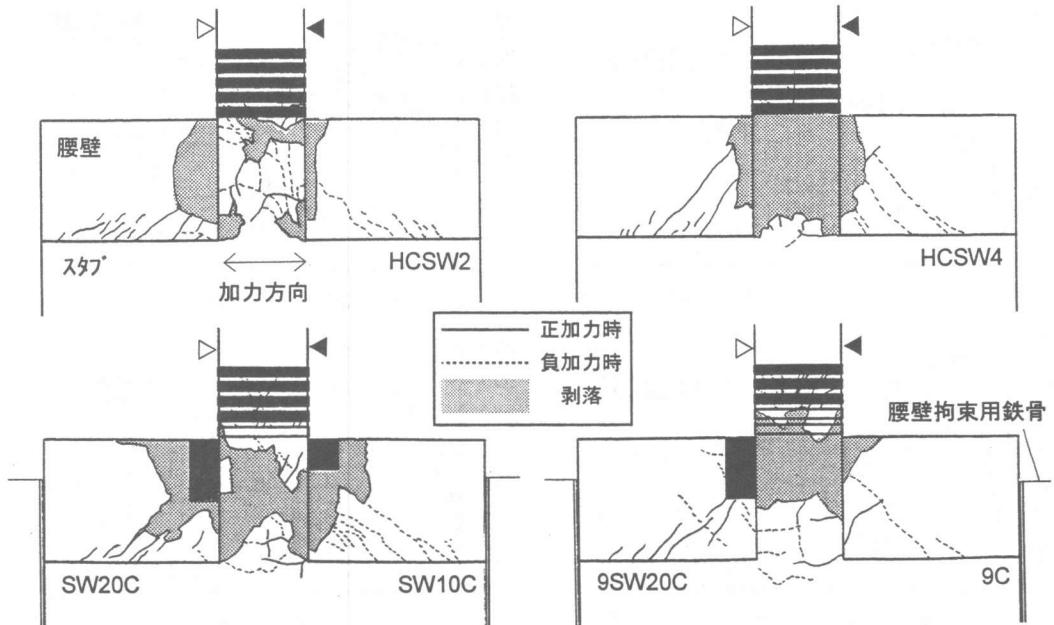


図-2 最終破壊状況（北面）

HCSW2(基準、鋼板補強無し):1/100において腰壁の圧壊がみられ、1/50付近で柱筋が引張降伏し最大耐力に達した。最大耐力以降腰壁の圧壊が顕著となり、曲げ、せん断亀裂とともに柱脚部に集中的に発生し、耐力が低下した。

HCSW4(高軸力、鋼板補強無し):1/67において腰壁の圧壊により最大耐力に至った。その後1/50で柱筋の圧縮降伏、さらに1/40～1/33に柱脚部の曲げ圧壊を伴い耐力が低下し、柱脚部のせん断亀裂の拡幅が顕著となり、1/23時にCFシートが破断した。

SW10(鋼板長さ 100mm):1/50に腰壁の圧壊が開始し、柱筋が引張降伏し最大耐力に達した。この後、腰壁せん断亀裂の拡幅、壁脚部の滑り出しが顕著となり耐力が低下した。

2U-SWP(鋼板長さ 400mm+CFシート補強):1/50で柱筋が引張降伏し、1/33で柱筋が圧縮降伏し、最大耐力に至った。以降耐力はほぼ横ばいであったが、1/20～1/17時に腰壁にせん断亀裂、壁脚部の滑り出しにより耐力が低下した。

SW30C(鋼板補強長さ 300mm+腰壁拘束):1/50で柱筋が引張降伏し、1/25には腰壁のせん断亀裂が発生した。

9C(腰壁拘束+壁厚 90mm):1/75で柱筋が引張降伏し、1/50で腰壁の圧壊が開始し最大耐力に達した。以降1/33までは耐力を維持していたが、1/25に腰壁の圧壊が顕著となり耐力が低下した。

SW20C(鋼板長さ 200mm+腰壁拘束):1/67で柱筋の引張降伏が開始し、1/50で最大耐力に達した。以降、耐力はほぼ横ばいであったが、1/33に鋼板周辺に圧壊がみられ、耐力が低下した。

SW10C(鋼板長さ 100mm+腰壁拘束):-1/67で柱筋の引張降伏が見られ、-1/50で最大耐力に至った。-1/33まではほぼ最大耐力を維持していたが、-1/25に鋼板下部コンクリートの圧壊が顕著となり耐力が低下した。

9C(腰壁拘束+壁厚 90mm):1/75で柱筋が引張降伏し、1/50で腰壁の圧壊が開始し最大耐力に達した。以降1/33までは耐力を維持していたが、1/25に腰壁の圧壊が顕著となり耐力低下した。腰壁の圧壊領域は腰壁上端部に限られていた。

9SW20C(鋼板長さ 200mm+腰壁拘束+壁厚 90mm):1/75で柱筋が引張降伏し、1/33に最大耐力に至った。その後1/20まで耐力を維持していたが、柱脚部分の曲げ亀裂の拡幅が顕著となり1/60で耐力が低下した。

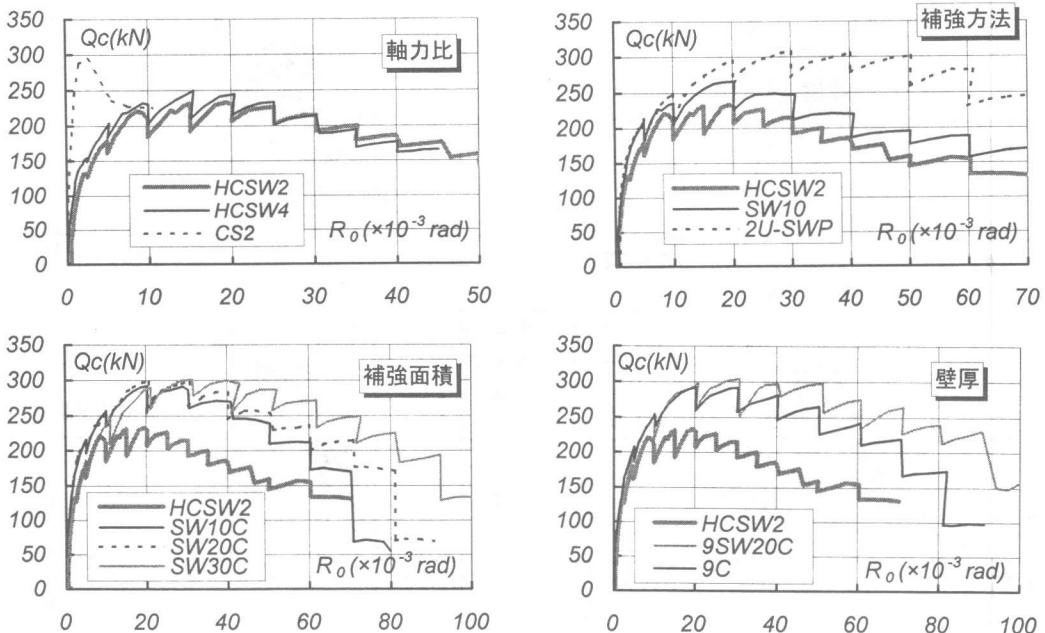


図-3 柱剪断力 Q_c -柱内法スパン部材角 R_o 関係（基準試験体:HCSW2）

3.2 荷重変形関係

柱せん断力 Q_c と柱内法スパン部材角 R_o との履歴曲線の包絡線を試験体相互に比較して図-3に示す。P-Δ効果の影響は数%以下であるが、 Q_c はその補正を行っている。

開口部柱補強の影響は、無補強の CS2(前々年度行った柱のみの試験体²⁾)は、耐力低下が急激であるのに対し、開口部のみを補強したHCSW2は耐力低下が緩やかである。

軸力比の影響は、高軸力になると初期剛性は高いが、剛性低下および最大耐力時の層間変形角が小さく、基準試験体と比較すると耐力劣化も急激である。最大耐力の8割を維持していたのは基準試験体の HCSW2 は約 1/25 迄なのに対し、高軸力試験体の HCSW4 は 1/30 迄であった。

補強方法の影響は、初期剛性は SW10, 2U-SWP とともに HCSW2 よりも高い。鋼板+CF シート補強した 2U-SWP は剛性の低下が緩やかとなった最大耐力以降の耐力低下は、SW10 は HCSW2 と同様な傾向を示し、1/23 で最大耐力の8割まで低下した。これに対し 2U-SWP では腰壁のせん断亀裂拡幅およびスリップにより、HCSW2 および SW10

よりも急激な低下を示し、約 1/14 で最大耐力の8割まで低下した。

鋼板補強面積の影響については、初期剛性は同一試験体である SW10C と SW20C が SW30C および HCSW2 よりも高い。しかし約 1/350 に SW20C と SW10C で剛性低下が見られ、これ以降 SW30C, SW20C, SW10C ともに緩やかに剛性が低下し、柱筋の引張降伏後最大耐力に至った(SW30C: 1/33, SW20C&SW10C: 1/50)。鋼板の補強面積による最大耐力の差は少なかった。最大耐力以降の耐力低下は補強面積が小さいものほど激しく、それぞれ 1/13, 1/17, 1/20 で最大耐力の8割の耐力まで低下した。

壁厚および鋼板補強の影響については、基準試験体と比べると、壁厚が厚いと初期剛性が高く、9C は 1/50, 9CSW20C は 1/33 で最大耐力に至った。最大耐力の顕著な差は見られない。最大耐力以降の耐力低下は、9C は 1/25 で若干の低下を示し、1/15 では最大耐力の8割まで低下した。これに対し 9SW20C は 1/20 までは最大耐力をほぼ維持し、最大耐力の8割まで低下するのは 1/12.5 であった。

表-3 降伏耐力および最大耐力

試験体	exp Q _y (kN)	exp Q _u (kN)	cal Q _y (kN)	cal Q _{u1} (kN)	cal Q _{u2} (kN)	Q _y exp/cal	Q _{u1} exp/cal	σ _B (MPa)	ε _u (%)
HCSW2	234	234	211	229	224	1.11	1.02	16.7	0.29
HCSW4	—	250	—	244	273	—	1.02	16.8	0.28
SW10	201	266	226	246	240	0.89	1.08	19.4	0.31
2U-SWP	295	307	230	247	246	1.28	1.24	20.5	0.28
SW30C	287	301	242	257	257	1.19	1.17	22.3	0.26
SW20C	297	298	—	230	244	1.29	1.22	—	—
SW10C	285	292	—	244	—	1.24	1.20	20.1	0.25
9SW20C	291	304	221	246	236	1.32	1.24	—	—
9C	267	293	—	—	—	1.21	1.19	18.7	0.33

備考) cal Q_y, cal Q_{u1} は断面解析による値。

cal Q_{u2}=M_{u2}/(h₀/2+D/4) ここで、M_{u2}=0.4b·D·F_c≥N>0のとき M_{u2}=0.8a_t·σ_y·D+0.5N·D(1-η)

h₀:開口部内法スパン(600mm) b:柱幅(300mm) D:柱せい(300mm) F_c:コンクリート圧縮強度(MPa)

N:軸力(kN) a_t:引張鉄筋断面積(mm²) σ_y:鉄筋降伏強度(MPa) η:軸力比

4. 実験結果の検討および考察

4.1 実験値と計算値の比較

表-3に降伏耐力及び最大耐力時柱せん断力の一覧を示す。計算値は、平面保持を仮定した下記の断面解析により曲げ降伏モーメント及び曲げ終局モーメントを求め、その時の柱せん断力を求めた。また比較のために RC 規準の終局モーメント略算式³⁾により同様に求めた。ここで柱内法スパン長さは加力点から腰壁頂部より D/4 柱脚側の位置までの長さとした。モーメント算定においてコンクリートの σ - ε 関係には e 関数法を用い、鉄筋の σ - ε 関係には完全弾塑性とし、材料強度及びヤング係数には材料試験の結果を用いた。曲げ降伏時および曲げ終局時柱せん断力は、基準試験体については実験値と計算値によい対応が得られ、従来通り降伏ヒンジ位置を腰壁頂部か

ら D/4 下の位置と考えることができる。しかし、腰壁を補強した試験体ではいずれも実験値を過小評価する結果となり、降伏ヒンジ位置と腰壁の補強方法の関係を明らかにする必要がある。

4.2 柱主筋の歪度分布

図-4(1),(2)に HCSW2, SW20C, SW30C, 9C の柱主筋の歪度分布を示す(腰壁頂部位置は hs=400, 実線:コーナー筋, 点線:中間筋)。基準試験体の HCSW2 は、最大耐力時の歪度ピーク位置が hs=200 の位置にあるが、その分布は直線的ではない。hs=700~500 までが直線分布であるのに対し、そこから hs=200 までは傾きが緩やかになっている。以後 hs=200 の歪度の増大が顕著でこの位置に降伏ヒンジが形成されている。同様に、SW20C についても最大耐力時の歪みピーク位置が

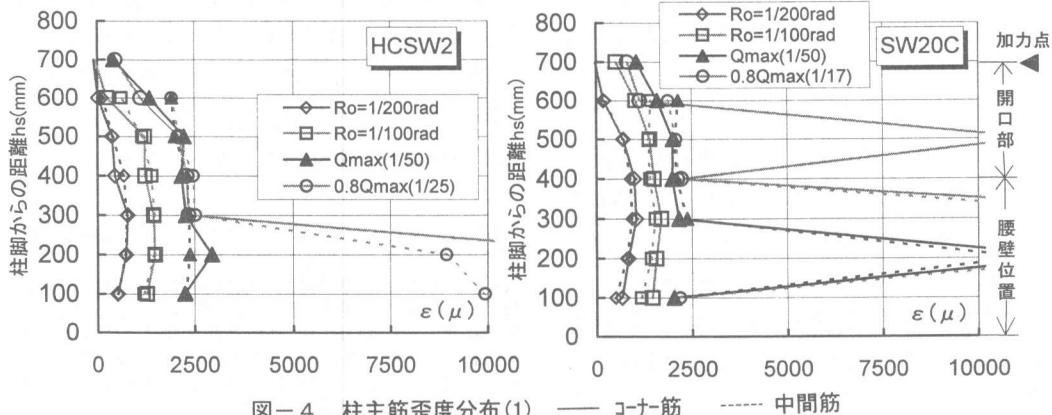


図-4 柱主筋歪度分布(1) — コーナー筋 - - 中間筋

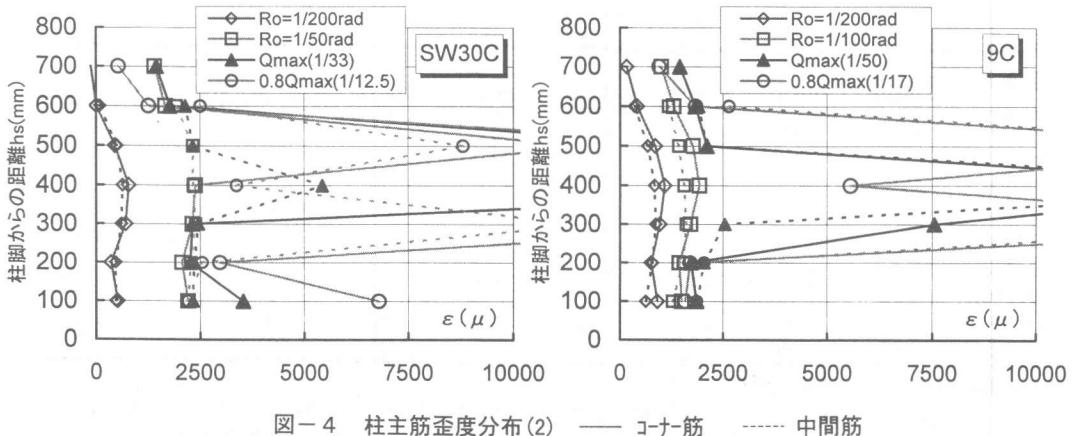


図-4 柱主筋歪度分布(2) —— 外側筋 ----- 中間筋

$hs=200$ の位置にあり、降伏ヒンジはこの位置に形成されていると思われる。これに対し SW30C では最大耐力時の歪度ピーコー位置が $hs=400$ の位置にあり、降伏ヒンジはこの位置に形成されている。また、9C では最大耐力時の歪度ピーコー位置は SW30C と同じく $hs=400$ の位置にある。これらのことから腰壁の厚さが増加することで降伏ヒンジ位置が腰壁頂部付近まで上昇し、また、腰壁端部を鋼板により補強することで同様の結果が得られるが、鋼板の柱に沿う長さがある一定以上でないと効果が現れないことが分かる。

4.3 降伏ヒンジ位置

ここで HCSW2, SW30C, SW20C, SW10C, 9C, 9SW20C について、断面解析により得られた柱降伏モーメントを実験値で除することにより、計算による降伏ヒンジ位置を求めた（表-4, S_x : 腰壁頂部から計算ヒンジ位置までの距離）。これによると、HCSW2 の計算による降伏ヒンジ位置は、柱筋歪度ピーコー位置とは異なり、腰壁頂部付近にある。これは実際の柱モーメント分布は、壁からの反力を受けてが図-5のような曲率分布になっているため、直線分布を仮定した計算による降伏ヒンジ位置で降伏時保有耐力を見積もると、過大に評価していることとなる。これに対し、鋼板で補強された試験体及び壁厚の厚い試験体は、計算による降伏ヒンジ位置と柱筋の歪度ピーコー位置とが良い対応を示している。即ち腰壁を鋼板により適切に補強することで、降伏ヒンジ位置を柱開

表-4 計算によるヒンジ位置
単位 [mm]

試験体	$h_0/2+S_x$
HCSW2	368.5
SW30C	316.1
SW20C	290.4
SW10C	302.8
9SW20C	284.5
9C	310.2

$h_0/2+S_x$: 計算によるヒンジ位置

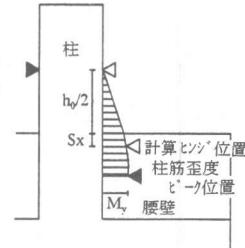


図-5 柱モーメント分布図

口端部に移行することができ、耐力と韌性を高めることができる。

5. おわりに

本研究では柱開口部分を CF シートによりせん断補強した腰壁付 RC 造短柱を対象とした実験的検討を行い、以下のような知見が得られた。

- 1) 腰壁が無補強の場合には腰壁の圧壊が先行し、柱降伏ヒンジ位置は柱脚部に近づく。
- 2) 腰壁の柱際端部を鋼板によって補強した場合、最大耐力及び変形性能の向上が期待できる。
- 3) 腰壁を柱沿いにある一定以上の長さを持った鋼板により補強すれば、柱降伏ヒンジ位置を腰壁頂部付傍に移行させることができるものである。

【謝辞】本研究の遂行にあたり東燃(株)より材料及び研究費の補助を得た。記して謝意とする。

【参考文献】1) 日本建築防災協会編:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、1990 2) 城 攻ほか:炭素繊維シートを用いた RC 柱の剪断補強効果に及ぼす諸要因の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 19. No. 2, pp. 237-242, 1997 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説