論文　緊張ＰＣ鋼棒を用いた腰壁付き柱の耐震補強法に関する実験的研究

李　文聰[*1]・山川　哲雄[*2]・森下　陽一[*3]・飯干　福馬[*4]

要旨：腰壁が薄い場合には腰壁を部分的に柱表面まで無収縮モルタルなどで増し打ちして，鋼板で両面からサンドイッチする。あるいは既存の薄い腰壁部分に厚めの鋼板を部分的にサンドイッチして，あらかじめ貫通させていたＰＣ鋼棒でこれらのサンドイッチ鋼板を腰壁に圧着する。このようにして，柱と一体になって腰壁部を局部的に剛強にした上で，内法高さ部分の柱にＰＣ鋼棒で耐震補強を施すことによって，水平耐力も靭性も共に増大させうることを本論文で明らかにした。

キーワード：腰壁付きＲＣ柱，ＰＣ鋼棒，プレストレス，鋼板，耐震補強

１．序

山川らはＰＣ鋼棒によりプレストレスを導入した単独柱の耐震補強法をすでに提案している[1)]。本補強法は，柱四隅に配置したコーナーブロックを介してＰＣ鋼棒を同一平面上に外周帯筋のように配置した上で，これらのＰＣ鋼棒にプレストレスを導入して柱を高横拘束する耐震補強法である(**Fig. 1**参照)。この耐震補強法を腰壁が付随した柱に適用する場合の問題点を抽出し，どのような配慮が必要かなどを検討しない限り，このような工法を腰壁付き柱にそのまま利用しても水平耐力と靭性を共に増大させることはできない。腰壁やたれ壁が付随することによって長柱が短柱化されると，曲げ降伏時の作用せん断力が急激に増大する。その作用せん断力に短柱が耐えられないと，曲げ降伏前に脆性的なせん断破壊を起こす。このような短柱のせん断破壊は多くの地震被害でよく見られることである。このようなせん断破壊を防ぐためには腰壁厚さが薄い場合，短柱部分のみのせん断補強では不十分であり，腰壁部分の柱も合わせてせん断補強することの必要性がすでに明らかにされている[2)]。その際に，ＰＣ鋼棒を貫通するために腰壁に開けた小孔が起点となり，層間変形角の増大と共に柱と腰壁の境界にスリットが形成され，単独長柱の弾塑性挙動に近似してくることも明らかにされている。

一方，腰壁が壁梁のように厚くなると，柱内法高さ部分の柱の弾塑性挙動が卓越し，その部分のみ補強すれば単独補強極短柱と類似の挙動を示してくることもわかっている[3)]。腰壁と柱を分離して長柱とすれば，柱の靭性は確保できるが，水平耐力は低下する。腰壁が薄い場合には腰壁と柱の境界部分を十分に剛強にした上で，内法高さ部分の柱を耐震補強すれば，靭性のみならず耐力も両方とも期待できるのではないかという考えに基づいて本実験を計画した。

２．実験計画

試験体の使用材料の力学特性値などを**Table 1**に，配筋図及び耐震補強の詳細を**Fig. 1**に，その一覧表を**Table 2**に示す。腰壁付き柱試験体の加力実験を3体計画した。柱の形状は全試験体共通で柱断面は250mm × 250mm，柱の高さは

*1 琉球大学大学院　理工学研究科生産エネルギー工学専攻　工修　（正会員）
*2 琉球大学教授　工学部環境建設工学科　工博　（正会員）
*3 琉球大学教助授　工学部環境建設工学科　工博　（正会員）
*4 高周波熱錬（株）　製品事業部　開発企画部　課長　（正会員）

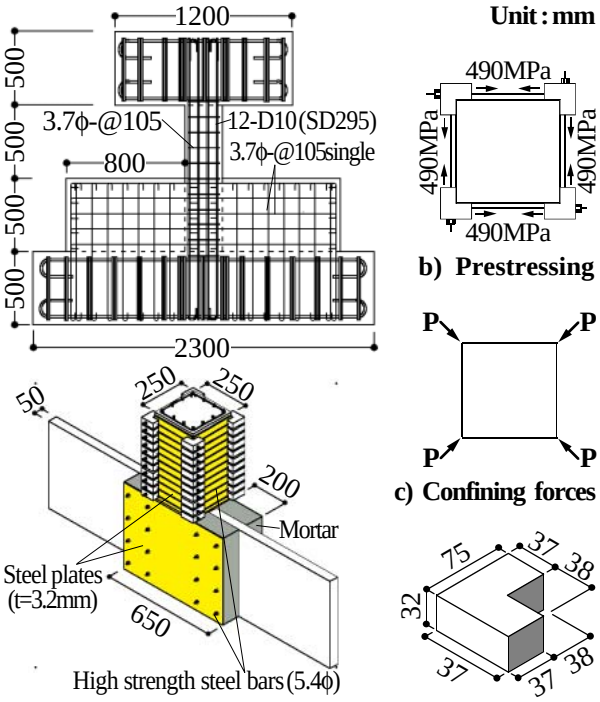
1000mm，腰壁の形状は高さ 500mm，水平長さ(片側)800mmである。その中で，厚さが50mmの腰壁付きＲＣ柱試験体が2体と，厚さが75mmの腰壁付きＲＣ柱試験体の１体である。

腰壁厚さが 50mm の試験体 R02W-P41WR と R02W-P41SWRの腰壁を，部分的に柱面と同一面になるまで圧縮強度66MPa(3週強度)の無収縮モルタルで増し打ちし，650mm(幅)×500mm(高さ)×3.2mm(厚さ)の鋼板で両面からサンドイッチして，あらかじめ貫通させていたＰＣ鋼棒にプレストレスを導入して圧着した。一方，試験体 R02W-P41WS(壁厚さが 75mm)の腰壁部分に 200mm(幅)×500mm(高さ)×9mm(厚さ)の鋼板(柱から 10mm 離して)を部分的にサンドイッチして，あらかじめ貫通させていたＰＣ鋼棒にプレストレスを導入して圧着した。このような腰壁部分の局所的な補強は，その部分のせん断強度がＰＣ鋼棒で補強した試験体内法高さ部分(せん断スパン比 1.0)の曲げ強度より大きくなるように配置した。柱内法高さ部分の柱四隅に配置したコーナーブロック(**Fig. 1**参照)を介してＰＣ鋼棒を 41mm 間隔で外周帯筋のように周回させた上で，ＰＣ鋼棒にプレストレスを導入して柱を高横拘束している。特に，十分な靭性能を期待するため，R02W-P41SWRの柱内法高さ部分(4面とも)に470mm(高さ)×240mm(幅)×3.2mm(厚さ)の鋼板をコーナーブロックと，ＰＣ鋼棒に導入するプレストレスを利用して圧着した(**Fig. 1**参照)。本実験に利用したＰＣ鋼棒は全て 5.4ϕ で，プレストレスは全て$0.4f_y$(ひずみで約2450μ)

Table 1 Properties of reinforcement

Reinforcement		a(cm^2)	f_y (MPa)	ε_y (%)	E_S (GPa)
Rebar	D10	0.71	371	0.20	186
Hoop / Wall	ϕ3.7	0.11	391	0.19	205
Steel bar	ϕ5.4	0.23	1202	0.61	200
Steel plate	3.2	3.05*	255	——	211

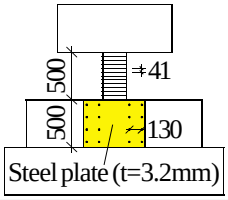
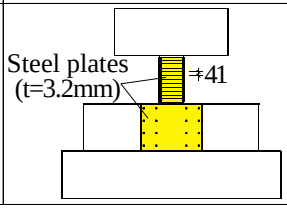
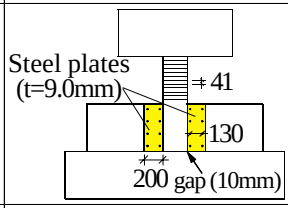
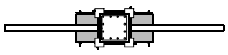
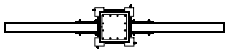
Notes : a = cross section area, f_y = yield strength of steel, ε_y = yield strain of steel, E_S = Young's modulus, * = thickness(mm).



a) Detail of R02W-P41SWR　b) Prestressing　c) Confining forces　d) Steel corner block

Fig. 1 Retrofit RC column with spandrel walls

Table 2 Column specimens

	R02W-P41WR	R02W-P41SWR	R02W-P41WS
Specimen			
Wall thickness	50mm		75mm
σ_B	21.1MPa		24.2MPa
Wall reinforcement	3.7ϕ-@105 single		3.7ϕ-@65 single
Cross section			
Common details	High strength steel bars : 5.4ϕ (Prestress=$0.4f_y$), Rebar : 12-D10 (p_g=1.36%), Axial compression ratio : N/(bDσ_B)=0.2, Hoop : 3.7ϕ-@105 (p_w=0.08%). Unit : mm		

である。

加力装置は建研式加力装置を利用した。加力プログラムは，層間変形角 R=0.5% から 0.5% の増分で 3 回づつ繰り返し，3% まで強制変形を与え，それでも靭性能が期待できる場合には R=4% と 5% を 1 回づつ正負繰り返した。

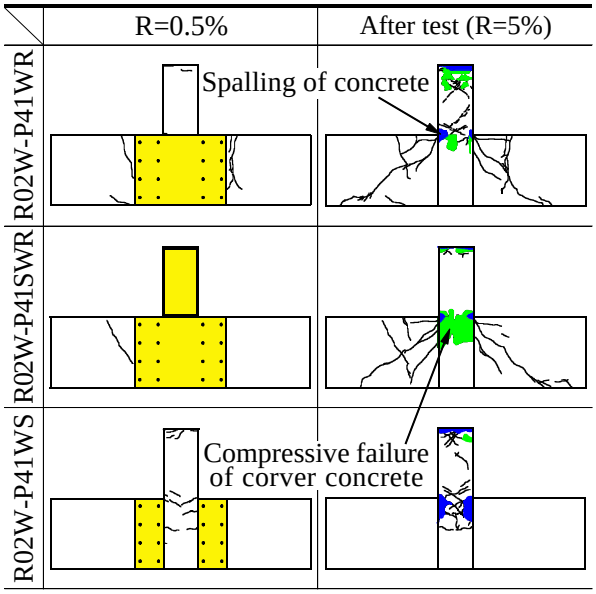


Fig. 2 Observed cracking patterns

3．実験結果及び考察

R=0.5%時及び実験終了後に鋼板とモルタルを除去して観察された各柱試験体のひび割れ状況を **Fig. 2** に示し，柱のせん断力Vと部材角Rの関係，柱材軸上の平均ひずみ ε_v と部材角 R の関係，及び腰壁頂部の柱の主筋のひずみ変化を **Fig. 3** に示す。上下スタブは実験の対象領域ではないので，**Fig. 2** では上下スタブを省略した。また，**Fig. 3** のV-R関係図に破線で示した直線は，ＰＣ鋼棒により能動的横拘束効果を考慮したせん断スパン比1.0(柱の変形を柱内法高さに限定すれば，試験体のせん断スパン比は 1.0 である)と 2.0(腰壁と柱の境界にスリットを設け，長柱化にすれば，試験体のせん断スパン比は 2.0 である)による多段配筋柱の曲げ強度略算値[4] である。但し，プレストレスによる能動的横拘束効果に関しては，柱四隅のコーナーブロックを介して，柱断面の対角線方向に作用する横拘束力を平均的な等価静水圧(σ_r= 静水圧)に換算する。その後，Mander による有効拘束係数 k_e [5] を考慮して，さらに Richart の文献[6] にしたがって，この有効静水圧

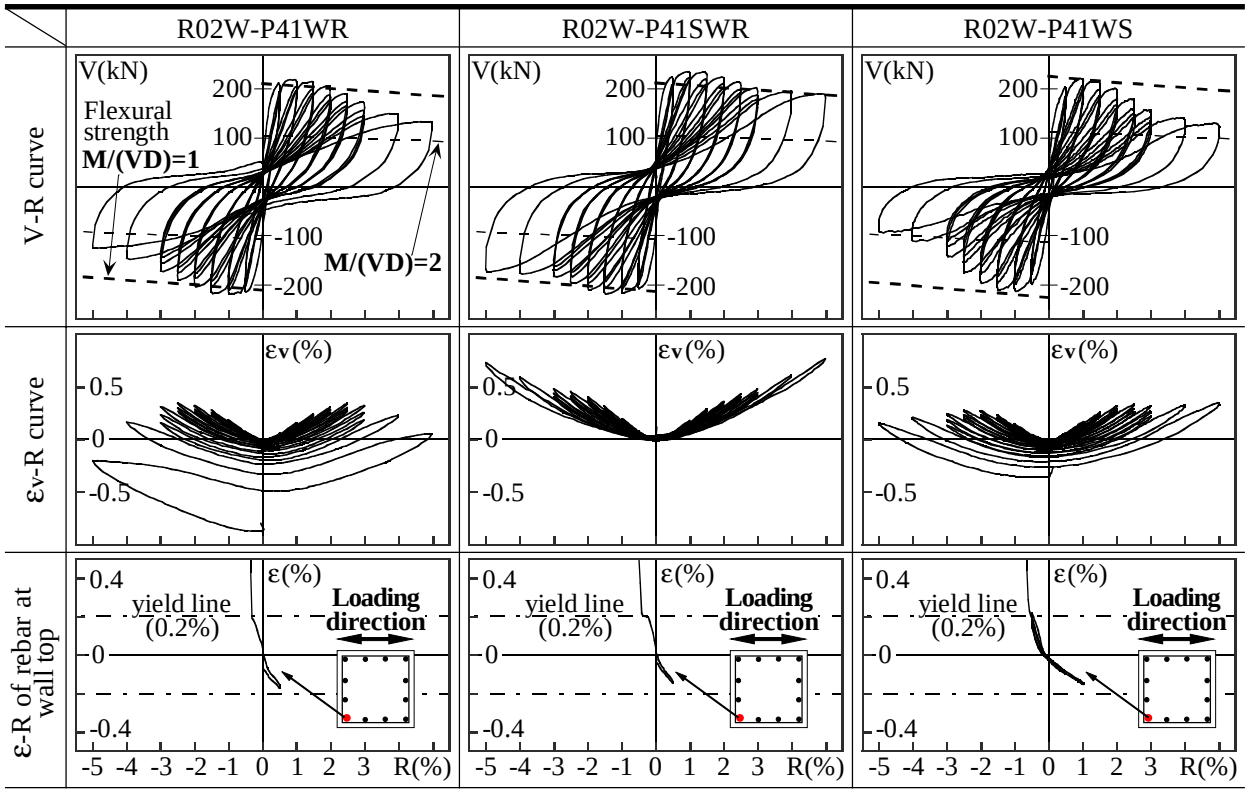


Fig. 3 Measured V-R and ε_v-R relationships

を4.1・(k_e・σ_r)としてコンクリートのシリンダー強度に加算する方法を採用する。また，腰壁頂部に位置する柱中央部と下スタブ間の部材角Rcと層間変形角Rの関係を**Fig. 4**に示す。

腰壁の厚さが50mmで，柱内法高さ部分の柱四面に鋼板を圧着していないR02W-P41WRと，圧着しているR02W-P41SWRは，どちらも層間変形角R=0.2%前後で柱頭に曲げひび割れと腰壁にひび割れが生じ(**Fig. 2**参照)，続いてR=-0.5%に移行する途中に腰壁頂部の柱の主筋が降伏し(**Fig. 3**参照)，両試験体の曲げ耐力が柱内法高さに相当するせん断スパン比1.0による多段配筋柱の曲げ強度略算値に到達していた(**Fig. 3**参照)。

R02W-P41WRとR02W-P41SWRはR=1.5%～2.0%時に柱頭のカバーコンクリートのはらみだしと，腰壁頂部の柱の四隅のコンクリートの圧縮破壊が見られ始め，その結果曲げ耐力が徐々に低下してきた。しかし，Rの変化量に対するRcの変化量はほぼ零である(**Fig. 4**参照)。このことから，モルタルで増し打ちし，鋼板で両面からサンドイッチして，あらかじめ貫通させていたＰＣ鋼棒にプレストレスを導入した腰壁は不動体に近い挙動を示し，補強した腰壁が柱の水平変形を抑制できることが分かった。R02W-P41WRとR02W-P41SWRは柱頭と腰壁頂部よりやや下に塑性ヒンジが共に生じ，R=5.0%まで加力実験を続けても，腰壁の圧縮破壊が防止された。この場合の曲げ耐力がせん断スパン比2.0の単独柱の曲げ強度略算値より大きい。

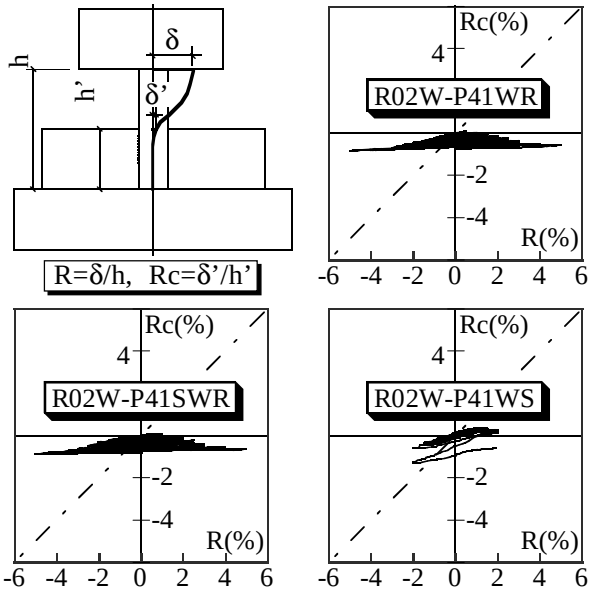


Fig. 4 Relationship between intermediate drift angle Rc and story drift angle R

一方，柱内法高さ部分の柱四面に鋼板を圧着しているR02W-P41SWRは，圧着していないR02W-P41WRより，曲げ耐力が若干大きく，履歴特性も安定している。ε_v-R曲線における伸びひずみの進展が顕著である(**Fig. 3**参照)。このような耐震性能の改善は鋼板のせん断補強効果，主筋の座屈防止効果及び横拘束効果によるものである。

腰壁の厚さが75mmで，柱両側の腰壁に鋼板（厚さ9.0mm）を部分的にサンドイッチして，貫通させていたＰＣ鋼棒にプレストレスを導入したR02W-P41WSは，R=0.1%で柱頭に曲げひび割れが生じ，続いて腰壁の柱部分にひび割れも若干生じ，次いでR=0.5%前後で柱頭と腰壁頂部の柱の主筋が降伏した。また，測定したRc-R曲線でRcがRより小さいので(**Fig. 4**参照)，腰壁は腰壁部の柱の水平変形を抑制している（但し，Rc-R関係はR=2%の3サイクル目でカバーコンクリートの剥落により測定できなくなった)。本試験体の曲げ耐力はせん断スパン比1.0による多段配筋柱の曲げ強度略算値に到達していない(**Fig. 3**参照)。このことから，腰壁厚さが75mmで，鋼板で柱と腰壁の境界近傍を局部的に補強した腰壁の剛性は十分ではなく，柱のせん断スパン比が1.0よりやや大きいことを示唆している。R=2.0%から，腰壁頂部の柱の四隅の主筋が座屈し始め，カバーコンクリートがはらみだして，曲げ耐力が次第に低下してきた。しかし，本試験体の柱頭と腰壁頂部より下の柱に降伏ヒンジも生じ，腰壁の圧縮破壊も防止された。

Fig. 5に代表的なＰＣ鋼棒のひずみ測定位置及びこれらのひずみ測定結果を示す。**Fig. 5**からわかるように，R02W-P41WRとR02W-P41WSの柱頭のＰＣ鋼棒のひずみはRが小さい範囲では，Rの増大と共にひずみは徐々に小さくなり，ＰＣ鋼棒のプレストレスが緩和される傾向にある。R

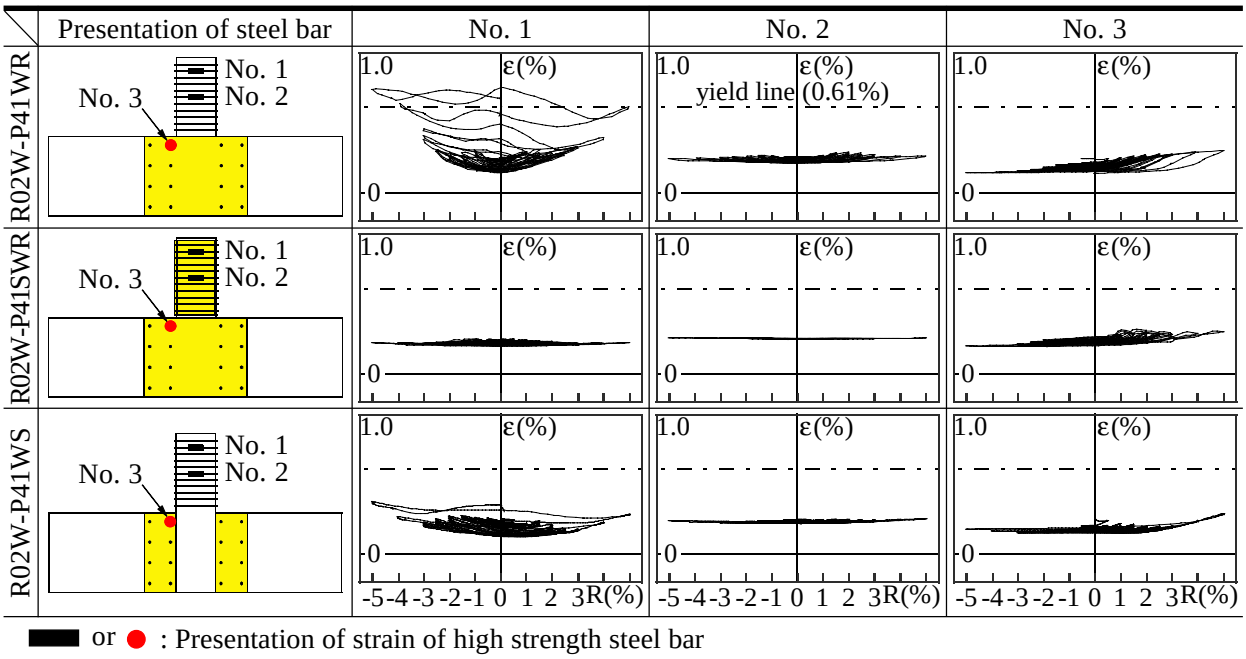


Fig. 5 Presentation of measured strain of high strength steel bars and ε-R relationships

が大きくなると柱頭のカバーコンクリートが膨張し，カバーコンクリートがＰＣ鋼棒に接し，分布横荷重をＰＣ鋼棒が直接受けることになり，ＰＣ鋼棒が曲げによる降伏ひずみに到達する傾向にある。両試験体の柱内法高さ中央のＰＣ鋼棒のひずみ変化はRが増大しても小さいので，柱内法高さ部分はＰＣ鋼棒によるプレストレス補強によって剛体に近い挙動を示していると考えられる。R02W-P41SWRは鋼板の受動的横拘束の作用により，ＰＣ鋼棒のひずみ変化がR02W-P41WRとR02W-P41WSより小さい。また，柱頭のコアコンクリートのはらみだしを，鋼板が押さえ込んでいることがわかる。一方，腰壁部分で応力状況が一番厳しいNo. 3のＰＣ鋼棒は一切降伏していない。

4．解析的検討

ＰＣ鋼棒にプレストレスを導入による能動的横拘束効果は第３章に説明した方法を採用した。ＰＣ鋼棒及び鋼板の受動的横拘束効果は崎野・孫式[7]に基づいて考慮し，コンファインドコンクリートの応力ーひずみ曲線を計算した。計算した結果は**Fig. 6**に示す。**Fig. 6**に示したコンクリートの構成則を用いてファイバーモデルでV-R曲線を計算した。V-R曲線に拡張するためには，材軸に沿って曲率分布を仮定する必要である。両端の曲げ降伏ヒンジに曲率が集中するものとして，その領域を柱のせいの50%と仮定し，仮想仕事法を用いて部材角Rを計算した[8]。その際，コンクリート柱としての弾性せん断変形とN-δ効果も考慮した。AIJ靭性指針式による柱のせん断強度V_u[9]，付着破壊時のせん断信頼強度V_{bu}[10]を実験で得られたスケルトンカーブと比較し，**Fig. 7**に示す。但しV_f，V_u，V_{bu}は全てせん断スパン比1.0により計算した。

R02W-P41WR，R02W-P41SWRとR02W-P41WSにおいて，せん断スパン比1.0のファイバーモデルによる曲げ強度V_f曲線は実験で得られたスケルトンカーブをほぼとらえ，全ての試験体が曲げ破壊と判定できる。但し，R02W-

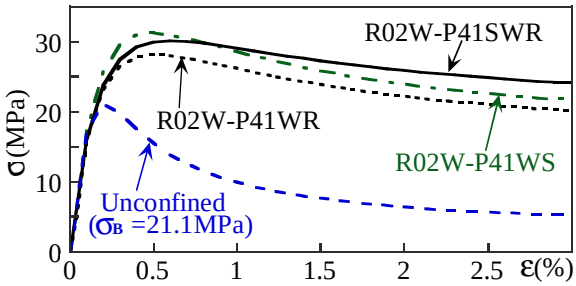


Fig. 6 σ-ε curves for concrete

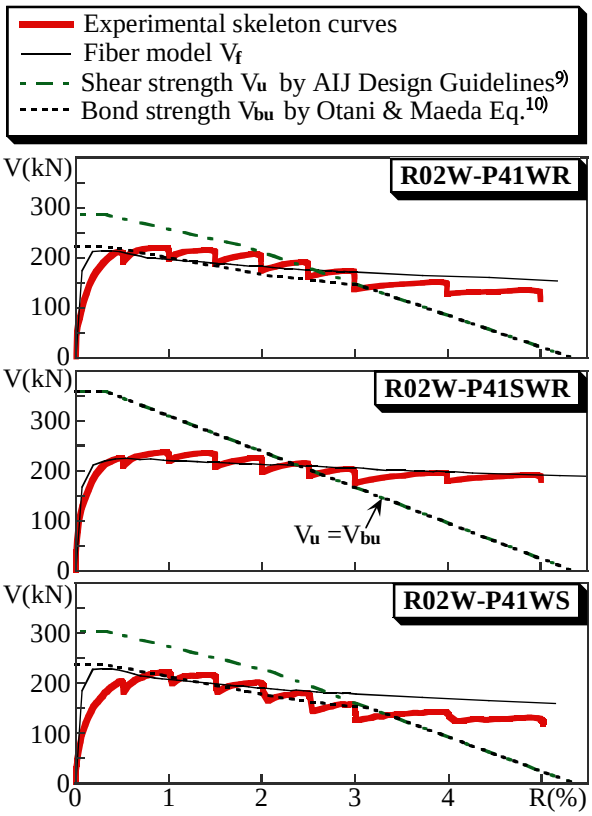


Fig. 7 Calculated and experimental results

P41WSのスケルトンカーブの最大値はV_fの最大値より小さいので，本試験体のせん断スパン比が実際は1.0より大きいことを示唆している。

5．結論

（1）柱と一体になった腰壁部分を本論で示すような補強方法で局部的に剛強にした上で，内法高さ部分の柱をＰＣ鋼棒によりプレストレスを導入して耐震補強すれば，耐力と靭性を共に改善できることを明らかにした。

（2）上記の状態で，更に柱内法高さ部分の柱四面に鋼板をコーナーブロックで挟み込み，ＰＣ鋼棒に導入するプレストレスを利用して圧着すれば，さらに高い耐震性能を容易に確保できることが分かった。

謝辞：本研究は平成14年度科学研究費補助金（基盤研究(B) 14350306, 研究代表者　山川哲雄）を受けた。増し打ちモルタルに関しては，(株)沖縄コンクリート診断センター（所長：西村松太郎）にお世話になった。

参考文献：

1）山川哲雄，鴨川茂義，倉重正義：プレストレスを導入したＰＣ鋼棒で外帯筋状に横補強したＲＣ柱の耐震補強法に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No. 526, pp. 141-145, 1999.

2）川満じゅん，山川哲雄，鴨川茂義，飯干福馬：ＰＣ鋼棒にプレストレスを導入した腰壁付きＲＣ柱の耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 22, No. 3, pp. 1663-1668, 2000.6.

3）李文聰，山川哲雄，飯干福馬：ＰＣ鋼棒によりプレストレスを導入した腰壁または壁梁付き柱の耐震補強実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24, No. 2, pp. 1225-1230, 2002. 6.

4）日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，日本建築学会，pp. 159-160, 1981.

5）Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park. R. ：Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 144, No. 8, pp. 1804-1826, Aug. 1988.

6）Richart, F.E. et al: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin , No 185, 1928.

7）崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力ーひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No. 461, pp. 95-104, 1994.7.

8）中山耕一，山川哲雄：FIBERモデルを用いたＲＣ柱の弾塑性解析に関する一検討，日本建築学会大会学術講演梗概集　C-2(東海)，pp. 337-338, 1994.

9）日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999.8.

10）小谷俊介，前田匡樹：異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着割裂強度式（その1, 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，Ｃ構造Ⅱ，pp. 655-658, 1994.