論文 高軸力下のせん断柱に緊張 PC 鋼棒と鋼板を用いた耐震補強法

與座 敏安^{*1}·山川 哲雄^{*2}·李 文聰^{*3}·Mehdi Banazadeh^{*4}

要旨: せん断スパン比2.0のせん断破壊柱が高軸力(軸力比0.6)を受けても, 靭性に富んだ曲 げ破壊するための耐震補強として, すでに山川らが提案しているPC鋼棒にプレストレスを 導入して高横拘束する方法が有効であるかどうかを実験的に検証した。また, この耐震補強 法をさらに効果的にするためには, どのような方法を加味したらよいかについても検討を行っ た。その結果, せん断スパン比2.0のせん断破壊柱の場合は全体的にせん断補強した上に柱 端部を局所的に高横補強することが, 効果的であることがわかった。

キーワード:高軸力,鋼板,PC鋼棒,プレストレス,耐震補強

1.序

せん断スパン比1.5のせん断柱と同様に,せん 断スパン比2.0のせん断柱に高軸力が作用した 場合の正負繰り返し水平弾塑性挙動を検討した。 このせん断柱を耐震補強して曲げ降伏に持ち込 んだとしても,せん断スパン比が大きく高軸力 のためP-δの影響により曲げ圧壊する恐れがあ る。このせん断柱のせん断スパン比は大きいの で,耐震補強によって曲げ降伏すれば,その時の せん断力は小さくなる。しかし,AIJの靭性指針 式によればせん断破壊時のせん断強度は,せん 断スパン比に依存せず一定である。そのために せん断余裕度は大きくなるが,それがそのまま 靭性の増大につながらないことも考えられるの で,軸力比0.6の高軸力下でせん断スパン比2.0 の正負繰り返し水平加力実験を計画した。

高軸力を受ける柱では,PC鋼棒にプレスト レスを導入することによりコーナーブロックで 圧着される隅筋を除いた柱頭や柱脚部の中間主 筋が座屈しやすい。これらの中間主筋の座屈を 防止するためには,柱端部を集中的に高横拘束 することが重要である。そのために,柱端部に狭 い間隔でPC鋼棒を配置し,プレストレスを導 入するか,またはこれらの部分に局所的に鋼板 を四面ともあて,かつPC鋼棒にプレストレス を導入したコーナーブロックを介して圧着する 補強法が考えられる。このように局所的に集中 した耐震補強法が,高軸力下のせん断柱におけ る耐震性能の改善に効果的であるかどうかを検 証した。

2. 実験計画

250 × 250mmの正方形断面で柱高さ1,000mm の柱試験体による一定軸圧縮力下の正負繰り返 し水平加力実験を,建研式加力装置で行った。軸

Rebar, hoop, l	a(cm ²)	f _y (MPa)	$\epsilon_y(\%)$	E _s (GPa)	
Rebar	D10	0.71	371	0.2	186
Hoop	3.7¢	0.11	391	0.19	205
PC bar	5.4¢	0.23	1202	0.61	200
Steel plate 1	3.2	3.05*	255		211
Steel plate 2	2.3	2.50*	298		211
Note $\cdot a = cro$	$f_y =$ vield strength of steel.				

Table 1 Properties of reinforcement

Note : a = cross section area, $f_y = yield$ strength of steel $\varepsilon_y = yield$ strain of steel, $E_s = Young's$ modulus, * = thickness(mm).



Fig. 1 Seismic retrofit details

*1 琉球大学 工学部環境建設工学科 (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 琉球大学大学院 理工学研究科博士後期課程生産エネルギー工学専攻 工修 (正会員)

*4 琉球大学大学院 理工学研究科博士後期課程生産エネルギー工学専攻 工修 (正会員)

	15 . 33				
	R02L-P41h	R02L-P27/65h	R02L-P41Sh	R02L-P41S/65h	
Specimen M/(VD)=2.0	+ 41	+ 27 + 65 + 27	Steel plate (t=3.2mm)	Steel plate (t=2.3mm) + 41 + 65 + 41	85 - 30 55
PC bar	5.40-@41	5.4 φ-@27 , 5.4 φ-@65	5.40-@41	5.4 φ -@41, 5.4 φ -@65	8
Cross section					Bearing area
Common	$\sigma_{\rm B}$ =21.3MPa,	N/(bD $\sigma_{\rm B}$)=0	0.6, Prestr	ess=490MPa,	$=1200 \text{mm}^2$ (unit: mm)
details	Rebar : 12-D10	$p_{g}=1.36\%),$	Ноор : 3.7ф-@	$2105(p_w = 0.08\%).$	Fig. 2 Corner block

カ比は全て高軸力比 0.6 で行い,部材角 R=0.5% から 0.5% の増分で3回づつ繰り返し,3.0% まで 強制変形を与え,まだ靭性能が期待できる場合 には R=4.0% と5.0% を1回づつ正負繰り返した。

柱試験体総数は4体である。試験体R02L-P41h は柱中央を基準にPC鋼棒41mm間隔で補強し た。試験体 R02L-P27/65h は柱中間を P C 鋼棒 65mm間隔の7段,柱端部を27mm間隔の9段で 補強した。ただし, 柱端部の27mm間隔ではFig. 2に示す32mm厚さのコーナーブロックが利用で きないので,Fig.1に示すようにこの部分だけ 22mm 厚さのコーナーブロックを用いた。ただ し,両者のコーナーブロックの支圧面積は等し い。試験体R02L-P41Shは主筋の座屈が起こり易 い柱端部に,スタブから20mm離して幅240×高 さ 300 × 厚さ 3.2mm の鋼板を 4 面とも当てた上 で41mm間隔のPC鋼棒にプレストレスを導入 して圧着させた。試験体R02L-P41S/65hはR02L-P41Shと同様に柱頭,柱脚部に幅240×高さ250 ×厚さ 2.3mm の鋼板をあて,鋼板部分は 41mm 間隔,柱中間部は65mm間隔でPC鋼棒を配置し た。破壊の著しい柱端部に対して局所的な補強 効果を確かめることを目的とした。これらの力 学的材料定数を主筋や帯筋も含めて Table 1 に, 柱試験体における耐震補強の詳細をFig.1に,試 験体一覧表を Table 2 にそれぞれ示す。コンク リートの打設は、柱を縦置きにしてTable.2に示 す4体を同時に行った。コンクリート強度に関し ては,加力実験を4体続けて1週間以内で行った ので本シリーズ最初の加力実験を行う時に計測 したシリンダー強度をそのまま採用した。 P C 鋼棒のプレストレスは降伏点ひずみの約1/3強の 2450μで, P C 鋼棒(5.4φ)1本当たり11.3kNで ある。

3.実験結果及び考察

実験終了後に鋼板を取り去った後,観察され た各柱試験体のひび割れ状況をFig.3に示す。ひ び割れによる損傷が柱端部,なかでも柱頭に集 中している。しかし, 試験体 R02L-P41S/65h は 柱中間部に支配的な損傷が生じている。柱試験 体のせん断力Vと部材角R,及び柱材軸上の平均 伸縮ひずみε、と部材角Rの関係に関する実験結 果をFig.4に示す(ε,は柱と常に平行となるよう に測定した)。Fig. 4の V-R 関係図に破線で示し た直線は、横拘束効果を無視した多段配筋柱の 曲げ強度略算値1)である。高軸力のため横拘束効 果が大きく、実験値が略算値よりかなり大きく なっている。全PC鋼棒のひずみ測定を行った が,その内Fig.5に示したPC鋼棒に対するひず み測定結果をFig.6に示す(図は試験体の上半分 のみを示す)。

試験体 R02L-P41h は, R=1.0% で柱頭部のカ バーコンクリートが剥落し,主筋が座屈を起こ すことで耐力が下がり始めた。また,主筋がPC 鋼棒に接し,部材角 R=2.0% で柱頭から3段目の

	R02L-P41h		R02L-P27/65h		R02L-P41Sh		R02L-P41S/65h	
	depth	width	depth	width	depth	width	depth	width
Final crack pettern	A A		240 240	240	300 + 4	300		250 250 250 250
Note : Numerals present special reinforcement								
Fig. 3 Observed cracking patterns								



Fig. 4 Measured V-R and Ev-R relationships

P C 鋼棒が分布横荷重を直接受けることで曲げ 破断したので実験を中止した。一方,試験体 R02L-P27/65hはR02L-P41hより柱端部の横拘束 力が増加したことによって,カバーコンクリー トの剥落が抑制され,主筋の座屈防止にある程 度寄与した。柱中心上の伸縮ひずみ量も著しく 改善された(Fig.4参照)。耐力はR=2.0%までは 上がり続けたが,R=2.5%に達すると主筋の座屈 が若干生じ,耐力が徐々に低下してきた。このこ とから高軸力下の柱で主筋の座屈が起こりやす い柱端部を密に補強することは効果的であり, 曲げモーメントの小さい柱中間部はカバーコン クリートのはらみだしも少なく比較的安定して いるため(Fig.6参照),少ない補強量で充分であ ることが分かった。しかし,この補強方法では コーナーブロックの接する面からしか拘束力が 働かず,極端に言うと四方に広がろうとする主 筋を四隅から点で押さえるようなものであり, 高軸力下で中間主筋の座屈を防ぐのは困難と思 われる。

これに対して,試験体 R02L-P41Sh と R02L-P41S/65h は柱端部に鋼板を圧着させることによ り面で拘束し,カバーコンクリートの剥落を防 ぐと共に,その際に生じる分布横荷重を受動的 横拘束圧として利用することでさらに横補強効 果を高めようとしたものである。試験体 R02L-P41Sh は,R=0.5% で切り鋼板とスタブの間に曲 げひび割れが生じ,柱頭の鋼板がわずかにはら みだしてきた。しかし,カバーコンクリートの 剥落は鋼板によって抑制されているために主筋



Fig. 5 Locations of measured strain of PC bars (depth side)



Fig. 6 Measured strain of PC bars of column specimen

の座屈も小さく,耐力はR=3.0%で最大耐力を迎 え,その後もほとんど落ちることなく維持し続 け,靭性に富んだ曲げ降伏機構を呈した(Fig.4 参照)。このことからも,高軸力下の柱において 主筋の座屈が著しい柱端部に鋼板を圧着させ, 面で横拘束することは効果的であることが分か る。

試験体 R02L-P41h は柱端部主筋の座屈に対す る耐震補強が不足し, 靭性を確保できなかった。 しかし, 試験体 R02L-P27/65h と R02L-P41Sh の 2体は主筋の座屈防止とせん断強度に対する耐震 補強が十分であったことが,上述のように加力 実験で検証できた。そこで, 高軸力下でもRC柱 の耐震性能確保に必要な最小限の耐震補強量を 検討するために, 試験体R02L-P41Shよりも補強 鋼材量の少ない試験体 R02L-P41S/65h の加力実 験を行った。R=0.5% で柱端部に水平曲げひび割

れが生じ, R=1.0% を超えると柱中間部と鋼板の 境界にも曲げひび割れと損傷が現れた。鋼板 (t=2.3mm)と41mm間隔のPC鋼棒で剛強に補 強した端部と、PC鋼棒の間隔を65mmにした柱 中間部では,鋼板の長さを300mm(試験体R02L-P41Sh)から250mmに短くした影響もあって, 柱端部の曲げ強度は確保できたものの、試験体 R02L-P41Shに比較してせん断強度の低い領域が 柱中間部に拡大した。したがって,部材角が増大 するにつれて、曲げ強度時のせん断力を維持す ることが困難になり、R=5.0%の最大部材角に到 達する直前に柱中間部にせん断破壊が生じた (Fig. 3参照)。それまでは曲げ強度が維持されて いるので,後少し鋼板を長くするか,PC鋼棒の 配置間隔を柱端部から柱中間部にかけて徐々に 増大するかの処置をとれば、大変形時でもせん 断破壊を防げたのではないかと推定される。

4. 解析的検討

Mander 式²⁾で計算したコンクリートの構成則 をFig. 7に示す。ただし、プレストレスによる能 動的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ke²⁾とRichartの文献³⁾にしたがって、この等価 静水圧を4.1・(ke・ σ r)としてプレーンコンクリー ト強度(シリンダー強度 $\sigma_{\rm B}$ の85%)に加算する。

帯筋, P C 鋼棒及び鋼板は横補強として,従来 の受動的横拘束効果を考慮したMander式に代入 する。Fig.7より,横拘束効果が大きくなるにつ れて,コンファインドコンクリートの構成則で ある σ-ε 曲線が改善されているのがわかるが, 鋼板の厚さの違いによる構成則への影響はほと んど見られない。

Fig.7に示したコンクリートの構成則を利用して,N-M曲線をファイバーモデルで計算する。この計算結果をFig.8に示す。Fig.8からも横拘束効果が増大するにつれて,N-M曲線が外に向かって広がり曲げ耐力が増大していることが分



かる。また、実験結果もこの横拘束効果を考慮す ると、よく一致することが分かる。さらに、つり 合い軸力比も横拘束効果の増大に伴って大きく なっていることが、この結果から理解できる。

Mander 式を利用して,ファイバーモデルで曲 げ強度 V₆(曲げ降伏時のせん断力)を計算した。 せん断強度式にはAIJ 靭性指針式 V₁⁴⁾を用いた。 V₀を計算する際にはコンクリート強度に上記の コンファインドコンクリートの強度を用い、P C鋼棒と鋼板は帯筋比に算入した。断面が2種類 ある試験体は,V₁を断面ごとに計算し,V₂は柱端 部で計算した。計算値 V₁, V₁と, 実験結果で得ら れたスケルトンカーブとの比較をFig.9に示す。 全ての試験体において R=2.5% 以下の部材角で は, せん断強度 V がファイバーモデルによる曲 げ強度 V,より高くなっており,曲げ強度計算値 V,は実験結果をよく捕らえている。しかし, R02L-P41h は柱頭部主筋の座屈に対する耐震補 強が不充分であったため,実験ではR=2.0%で曲 げ圧縮破壊し, 靭性を確保できなかった。 一方, 柱端部を3.2mmの鋼板(240×300mm)で局所的



に補強したことを除き,R02L-P41h と同一の試験 体R02L-P41Shでは,柱頭部における主筋の座屈 が防止され,曲げ強度計算値 V_rが実験値をほぼ とらえている。

試験体R02L-P27/65h とR02L-P41S/65hもお互 いに類似の試験体である。柱端部で前者がPC 鋼棒を27mm間隔で密に配置したのに対し,後者 はPC鋼棒を41mm間隔で粗に配置し,かつ 2.3mmの鋼板(240×250mm)を圧着している。両 者とも靭性に富んだ類似の曲げ挙動を示してい るが,試験体R02L-P41S/65hはR=5.0%に到達す る前にせん断破壊に至っている。

Fig.9で用いた計算値 V_u,V_fの最大値を各試験 体ごとに,柱中間部と柱端部に分けて比較した ものを **Fig.**10 に示す。ここで柱中間部の曲げ強





度 V_rは,高補強された柱端部を剛体とみなし, Fig.1 に示した h'をせん断スパンと仮定したと きの曲げ強度である。Fig.10より断面の二種類 ある試験体では計算上曲げ強度は柱端部で,せ ん断強度は柱中間部で決まるが,最小値は柱端 部で決まる曲げ強度である。

柱全体として最小のせん断余裕度 $V_{u,min}/V_{f,min}$ を Fig. 11 に示す。Fig. 11 を見るとR02L-P41h が最 も高いが,この試験体は高軸力による柱端部主 筋の座屈を押さえることができず,R=2.0% で曲 げ圧縮破壊した。R02L-P41Shは座屈に対して充 分に補強されており,せん断余裕度も比較的高 いので大変形に耐えることができた。R02L-P27/ 65hとR02L-P41S/65hのせん断余裕度はほぼ同 じ値であるが,R02L-P41S/65hはせん断破壊し た。これは,柱全体としての曲げ強度は柱端部 で決まっており,計算上の V_f にそれほど差はな いが,しかし実際にはR02L-P27/65hがコーナー ブロックのみで拘束しているため,大変形時に カバーコンクリートの剥落よって曲げ耐力が低 下する。また,R02L-P41S/65hは鋼板を圧着させ ることで大変形時のカバーコンクリートの剥落 を防ぐことで曲げ耐力を維持している。このこ とと,変形が進むにつれて低下するせん断強度 が,大変形時におけるせん断余裕度の差を大き くし,その結果R02L-P41S/65hをせん断破壊へ 導いたと推定される。

4 . 結論

軸力比0.6という高軸力を受けるせん断スパン 比2.0の柱では,せん断破壊を防ぐために適切な 間隔でPC鋼棒を配置し,さらに柱端部主筋の 座屈を防ぐために柱端部のPC鋼棒配置間隔を 密にするか,鋼板を局所的に圧着すれば,高軸 力下でも靭性に富んだ曲げ挙動を期待すること ができる。ただし,柱材軸の縮みの進行はある 程度避けられない。

柱中間部のせん断補強に関しては柱端部補強 とのバランスに留意して耐震補強設計を行う必 要がある。そうすれば高軸力下のせん断柱でも 曲げ挙動を期待することができるが,その詳し い設計法は今後の検討課題になる。

謝辞:本研究は平成 14 度科学研究費補助金(基 盤研究(B),(一般) 14350306,研究代表者:山 川哲雄)を受けた。

参考文献:

- 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.
- 2)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.
- 3) 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.
- 4)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.