

論文 緊張 PC 鋼棒で横補強した柱の高軸力下での耐震加力実験と解析

吉井大輔^{*1}・山川哲雄^{*2}・森下陽一^{*3}・飯干福馬^{*4}

要旨: PC 鋼棒に緊張力を導入し, 柱四隅に配置したコーナブロックを介して外帯筋状に RC 柱を高横補強する本耐震補強法は, 高軸力の場合, 主筋の座屈を防止できないので耐震性能を確保できない恐れがある。そのために, PC 鋼棒に導入した緊張力を利用して柱に鋼板を圧着すればよいことをすでに明らかにしている。しかし, それでも高軸力に対する軸ひずみの進展を防止できない。そこで, 本研究では高軸力に対しても長柱の耐震性能を確保した上で, なおかつ軸ひずみの進展を抑制するために鋼板に替わって, アングルを局所的に利用する方法を提案した。

キーワード: 高軸力, 鋼板, L 形鋼 (アングル), PC 鋼棒, プレストレス, 耐震補強

1. 序

PC 鋼棒に緊張力を導入し, 柱四隅に配置したコーナブロックを介して外帯筋状に RC 柱を高横補強する耐震補強法は, 高軸力を受けた場合不利であると考えられる。それは, 主筋を PC 鋼棒が直接拘束していないので, 高軸力の場合座屈しやすいからである。そのために, せん断スパン比 2.0 の柱にあっては, 曲げモーメントが大きい柱端部に局所的に鋼板をあて, PC 鋼棒に導入した緊張力を利用して柱に鋼板を圧着すればよいことをすでに明らかにしている¹⁾。しかし, それでも高軸力に対する軸ひずみの進展を防止できない。

そこで, 本研究では高軸力に対しても長柱の耐震性能を確保した上で, なおかつ軸ひずみの進展を抑制するために, 鋼板に代ってアングルを局所的に利用する方法を提案した。鋼板に替わって面外曲げ剛性の大きいアングルを用いることは, PC 鋼棒に緊張力を導入することと合わせて柱を高横拘束することになる。また, 緊張力を導入した PC 鋼棒によるプレストレス効果を照査するために, 緊張力を導入しない場合に関しても検証実験を計画した。

2. 実験計画

試験体は 250mm の正方形断面で, 柱高さ 1,000mm (せん断スパン比: $M/(VD)=2.0$) による一定軸圧縮力下で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。軸力比はすべて高軸力比 0.6 で行い, 部材角 $R=0.5\%$ から 0.5% の増分で 3 回ずつ繰り返し, $R=3.0\%$ まで強制変形を与え, まだ靱性能が期待できる場合には $R=4.0\%$ と 5.0% を 1 回ずつ正負繰り返した。

試験体総数は 4 体である。試験体 R03L-P41Sh は主筋の座屈の起こりやすい柱端部に, 幅 240 × 高さ 300 × 厚さ 2.3mm の鋼板を 4 面とも当てた上で, 柱端部は 41mm, 柱中央部は 65mm 間隔で PC 鋼棒に緊張力を導入して圧着させた。試験体 R03L-P41SNh は R03L-P41Sh と同じ補強方法で, PC 鋼棒に緊張力を導入していない試験体である。試験体 R03L-P65A₁h は柱頭・柱脚部に L-50 × 50 × 6 ($l=240\text{mm}$) のアングルを 3 段, 試験体 R03L-P65A₂h は 4 段配置した上で, 65mm 間隔の PC 鋼棒で補強した。さらに, 試験体 R03L-P65A₁h は 3 段のアングルのうち 1 段目を, 試験体 R03L-P65A₂h は 4 段のうち柱端部から 2 段目までを二本の PC 鋼棒で補強した (Fig. 1 参照)。これらの力

*1 琉球大学 工学部環境建設工学科 (正会員)

*2 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)

*3 琉球大学 工学部環境建設工学科助教授 工博 (正会員)

*4 高周波熱錬(株) 製品事業部 開発企画部 (正会員)

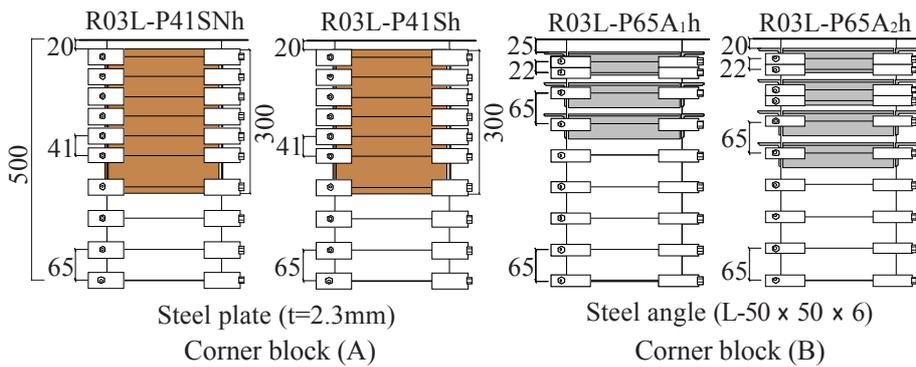


Fig. 1 Seismic retrofit details illustrated in upper half part of the column

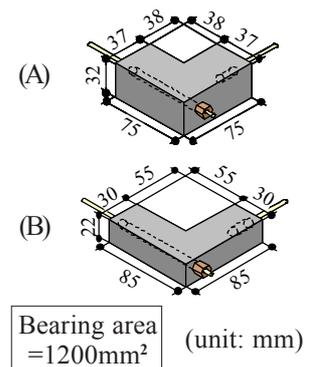


Fig. 2 Corner block

Table 1 Properties of reinforcement

| Rebar,hoop,PC bar | a(cm ²) | f _y (MPa) | ε _y (%) | E _s (GPa) | |
|-------------------|---------------------|----------------------|--------------------|----------------------|-----|
| Rebar | D10 | 0.71 | 371 | 0.20 | 186 |
| Hoop | 3.7φ | 0.11 | 391 | 0.19 | 205 |
| PC bar | 5.4φ | 0.23 | 1220 | 0.61 | 200 |
| Steel plate | 2.3 | 2.5* | 302 | 0.14 | 216 |
| Steel angle | L-50 x 50 x 6 | 250** | - | - | 200 |

Note : a = cross section area, f_y = yield strength of steel,
 ε_y = yield strain of steel, E_s = modulus of elasticity,
 * = thickness(mm), ** = assumed values.

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 に上半分について示す。試験体一覧を Table 2 に示す。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。また、柱頭、柱脚に鋼板やアングルをあてた上面に、Fig. 2 に示すコーナブロックを配置し、これを反力支点到 PC 鋼棒を外帯筋として掛け渡した。PC 鋼棒に導入した緊張力はすべて降伏点ひずみの約 1/3 強の 2450μ で、PC 鋼棒(5.4φ)1 本当たり 11.3kN である。

3. 実験結果及び考察

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_v と部材角 R の関係に関する実験結果を Fig. 3 に示す。V-R 曲線に破線で示した直線は、横拘束効果を一切無視した多段配筋柱の曲げ強度略算値²⁾である。Fig. 4 に PC 鋼棒が破断した 2 体の試験体のひび割れ図と PC 鋼棒の破断位置、および写真を示す。

試験体 R03L-P41SNh は緊張力を導入していない試験体であるため、部材角の増大とともに PC 鋼棒の受動的横拘束効果が次第に大きくなり、耐力が少しずつ上昇する。しかし、高い軸力に見合った横拘束効果が不足し、R=2.5% の 2 サイクル目から耐力が少し下がり始め、同じ R=2.5% の正の 3 回目に行く途中の R=1.0% 前後で、柱中央の PC 鋼棒が 2 本、ネジ部付近で曲げ破断して急激に水平耐力を失った。破壊モードは、柱中央付

Table 2 Column specimens

| | R03L-P41SNh | R03L-P41Sh | R03L-P65A1h | R03L-P65A2h |
|------------------------|---|------------|-----------------------------|-------------|
| Specimen M/(VD)=2.0 | | | | |
| PC bar | 5.4φ-@41, @65 | | 5.4φ-@65 | |
| Steel plate / angle | Steel plate (240 × 300 × 2.3) | | Steel angle (L-50 × 50 × 6) | |
| Prestress | Non | | 490MPa (2450μ) | |
| Cross section | | | | |
| Common details | σ _B =24.6MPa, N/(bDσ _B)=0.6, Rebar : 12-D10 (p _g =1.36%), Hoop : 3.7φ-@105 (p _w =0.08%). (unit : mm) | | | |

近のせん断圧縮破壊と推定される (Fig. 4 参照)。

試験体 R03L-P41SNh と同一の補強で、PC 鋼棒に緊張力を導入した試験体 R03L-P41Sh は、プレストレス効果により PC 鋼棒が破断することなく、高い耐震性能を $R=5.0\%$ まで維持し続けた。しかし、高軸力比 0.6 のため、柱の平均軸圧縮ひずみは 1.5% を少し超えるところまで進行した。本補強法では、耐力・靱性の確保は出来るが、中間主筋のある程度の座屈は不可避であった。

鋼板に替わってアングルを利用した試験体 R03L-P65A_{1h} は、アングルの面外曲げ剛性が大きい

いので柱の膨張によるアングルのたわみは見られず、PC 鋼棒も曲げられることなく引っ張りひずみが全断面生じている。ちなみに、柱頭1段目の柱せい側の PC 鋼棒において、 $R=2.5\%$ で約 5000μ のひずみを計測した。 $R=3.0\%$ の3回目のピーク直前で柱頭3段目の PC 鋼棒が引っ張り破断 (ネジ部) した後、 $R=4.0\%$ の1回目のピーク直前に、柱頭4,5段目の PC 鋼棒がいずれもネジ部で破断して、柱頭近傍部の曲げ圧縮破壊と同時に、せん断破壊の様相を示しながら耐力が急激に減少したので加力を終了した。曲げ剛性の高いアングルを圧着することにより、柱は正方形断面を維持したまま膨張していると考えられる。そのため PC 鋼棒には大きな引張応力が働き、ネジ部で引張破断したと考えられる。

試験体 R03L-P65A_{1h} で横拘束力が不足していることがわかったので、試験体 R03L-P65A_{2h} ではアングルを1段増やし4段にして、さらに柱端部から2段目のアングルまでは PC 鋼棒をダブルに配置した。その結果、PC 鋼棒の引っ張りひずみが最上段柱せい側で最大 4700μ を記録した。すなわち、最大の曲げモーメントが生じる柱端部を高横拘束することができたので、Fig. 3 に示すように耐震性能に富んだ V-R 曲線が得られ、かつ軸ひずみも抑制することができ、最大 1.0% 程度に収まっている。鋼板に替わって面外曲げ剛性の大きいアングルを用いると、曲げ剛性の大きい PC 鋼棒を柱表面に圧着することに相当する。そのために、柱断面に均等な横拘束効果が生じ、かつ主筋の座屈を抑制でき、靱性に富んだ曲げ破壊と軸ひずみの進展防止が共に期待できる。

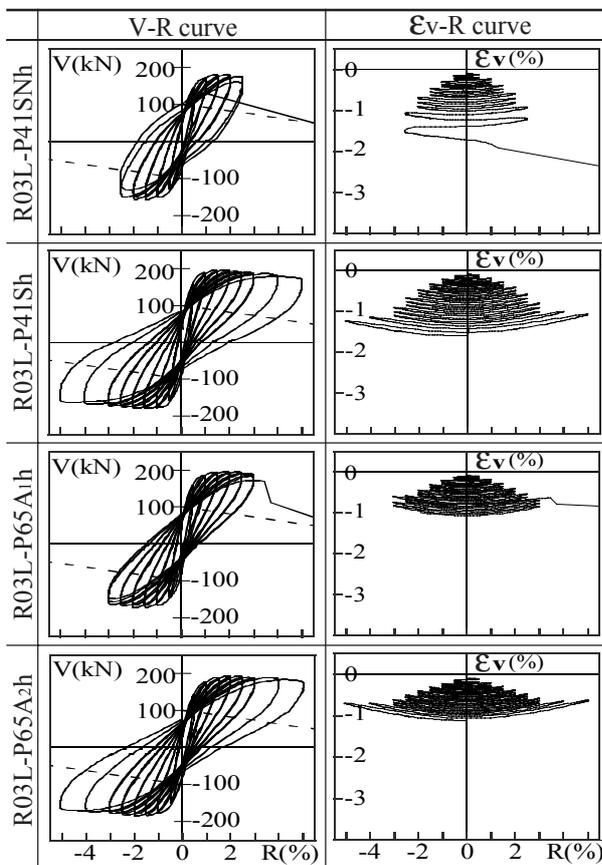
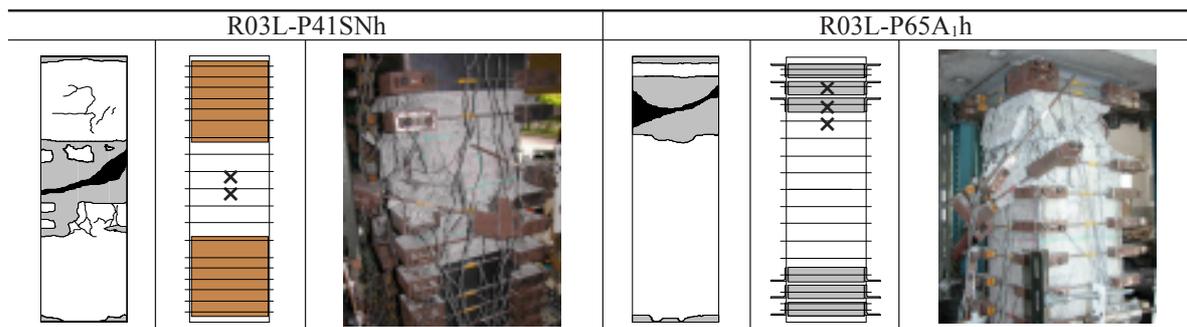


Fig. 3 Measured V-R and ϵ_v -R relationships



x : PC bars are fractured

Fig. 4 Observed cracking patterns (depth side) and photos after cyclic loading test

4. 解析的検討

一定高軸力下(軸力比0.6)の正負繰返し水平加力実験から、塑性ヒンジ形成部分である柱端部を高横拘束すれば、高軸力下でも靱性に富んだ曲げ破壊の確保と柱の軸縮みを大幅に抑制可能であることがわかった。また、本補強法は横拘束効果とともに、せん断補強効果も有する。せん断補強効果もPC鋼棒のほかに、鋼板やアングルを利用することで増大することは明らかである。したがって、せん断強度が最も小さい部分はPC鋼棒のみで補強した柱中央部分である。しかも、柱に加わるせん断力は柱全体にわたり一定である。以上の観点から、横拘束効果(能動的効果と受動的効果)に関するMander式³⁾と崎野・孫式⁴⁾と、せん断補強効果に関する取り扱い、及びその運用方法を以下に整理してTable 3に示す。

Table 3に示すように、PC鋼棒に導入した緊張力による能動的横拘束効果は、Richartの提案⁵⁾による $4.1\sigma_r$ に、Manderによる有効拘束効果係数 k_e を乗じて求める。この結果をコンクリート強度に加算する。加算して求めたコンクリート強度

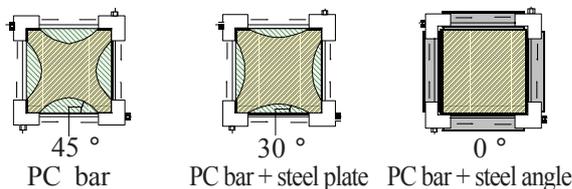


Fig. 5 Effectively confined core by transverse reinforcement

をオリジナルのコンクリート強度とみなし、この強度に基づいて受動的横拘束効果に伴うコンファインドコンクリート強度と、せん断強度の算定に用いる。受動的横拘束効果とせん断補強効果に関しては、PC鋼棒を基本的に帯筋と見なす。ただし、受動的横拘束効果に関しては、PC鋼棒の降伏点強度から緊張応力度を差し引き、その値が800MPaを上限に打ち切る。また、PC鋼棒に緊張力を導入していない場合も800MPaを上限値とする。せん断補強効果に関しては、緊張力の導入の有無にかかわらず、常にPC鋼棒の降伏点強度に関して800MPaを上限値とする⁶⁾。

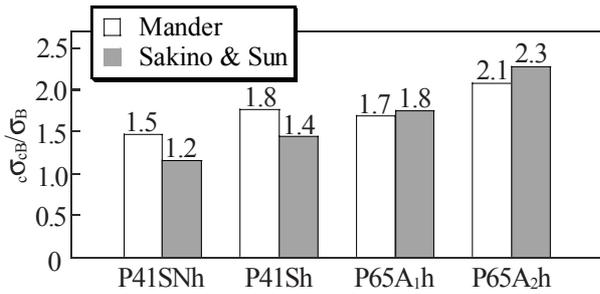
PC鋼棒に鋼板やアングルを下地材として添える場合には、Mander式にあつてはFig. 5に示すように、鋼板とアングルに合わせて有効拘束効果係数 k_e を計算し、帯筋とみなしたPC鋼棒に反映させるのみである。一方、崎野・孫式にあつては鋼板を鋼管扱いし、アングルはPC鋼棒の曲げ剛性を増大させる補助材として扱い、アングルと等価な断面2次モーメントを有するように、PC鋼棒の径を増大させるのみである。鋼板やアングルのせん断補強効果に関しては、PC鋼棒に導入した緊張力により、これらの下地材が圧着されているので、その摩擦力の分だけ帯筋として取り扱うことも考えられる。しかし、取り扱いが複雑であるので、PC鋼棒に緊張力を導入している場合

Table 3 Confinement effect and shear reinforcement due to PC bar prestressing, steel plates and steel angles

| | | 能動的横拘束効果 (プレストレス導入) | 受動的横拘束効果 | | |
|---------|--------|---|---|---|---|
| | | | 横補強材 | 下地材 | |
| | | | | PC鋼棒 | 鋼板 |
| 横拘束効果 | Mander | $4.1\sigma_r \cdot k_e$ | 帯筋扱いとし、降伏応力度から緊張応力度を差し引く($\sigma_y - \sigma_p = 800\text{MPa}$ を上限値とする)。 | 拘束応力を 30° として k_e を評価し、帯筋に導入する。 | 拘束応力を 0° として k_e を評価し、帯筋に導入する。 |
| | 崎野・孫 | $4.1\sigma_r \cdot k_e$ | 同上 | 鋼管として扱う。 | アングルと同じ断面2次モーメントを有するようにPC鋼棒の直径を大きくする。 |
| せん断補強効果 | | $4.1\sigma_r \cdot k_e$ によるコンクリート強度増加を考慮する。 | 帯筋として扱う(緊張力の有無に関わらず800MPaとおく)。 | PC鋼棒に緊張力を導入している場合: AIJ靱性指針のせん断強度式(6.4.3)式 ⁷⁾ を適用する。 PC鋼棒に緊張力を導入していない場合: 下地材を無視し、左に同じ。 | |

Notes: $V_u = \lambda \cdot v \cdot \sigma_c \cdot b_e \cdot j_e / 2$ (6.4.3)
 σ_r = lateral pressure due to prestressing,
 k_e = confinement effectiveness coefficient,
 σ_y = yield strength of PC bar,
 σ_p = pre-tensioned stress of PC bar,

λ = confinement effectiveness factor in truss mechanism,
 v = effective coefficient of concrete compressive strength in shear,
 σ_c = concrete compressive strength,
 b_e = effective depth in truss mechanism,
 j_e = effective width in truss mechanism.



Notes: σ_{cB} =confined concrete strength, σ_B =concrete cylinder strength.

Fig. 6 Concrete strength enhancement due to active & passive confinement (column end)

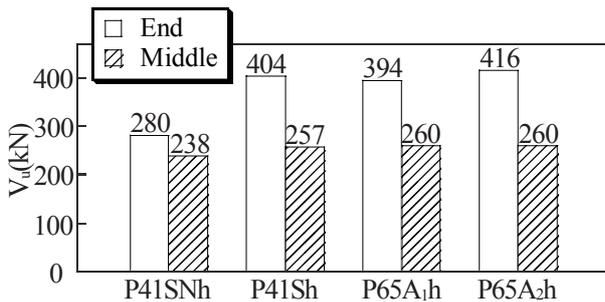


Fig. 7 Shear strength of the column

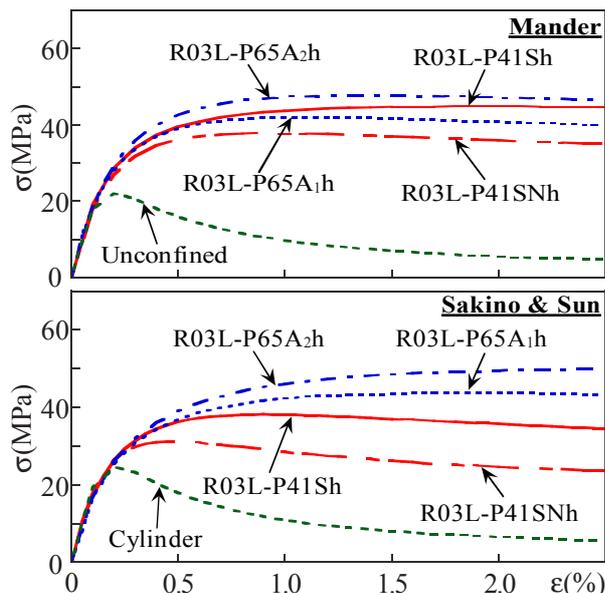


Fig. 8 σ - ϵ curves for concrete

には, AIJ 靱性指針⁷⁾のせん断強度式である(6.4.3)式を適用する(Table 3 参照)。緊張力を PC 鋼棒に導入していない場合には, 鋼板やアングルなどの下地材は, せん断補強材と見なさない。このときは, PC 鋼棒のみがせん断補強筋になる。

Table 3 に示した方法で横拘束効果とせん断補強効果を計算し, 各試験体ごとに Figs. 6, 7 に整理して示す。横拘束効果が小さい試験体ほど PC 鋼棒が破断しやすい傾向にある。せん断強度に関しては, 柱中央より局所的に高横補強した柱

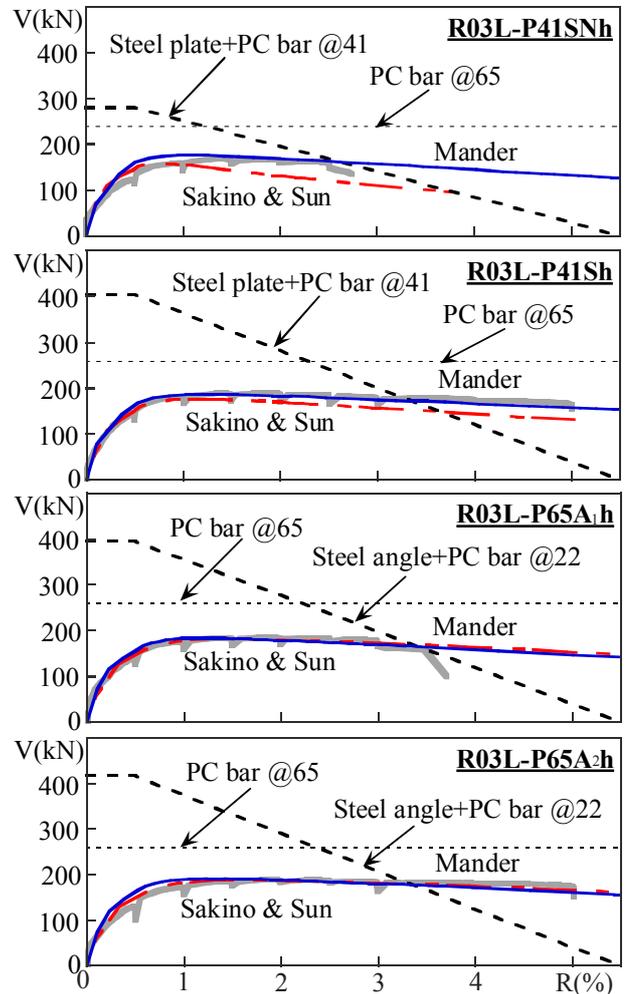
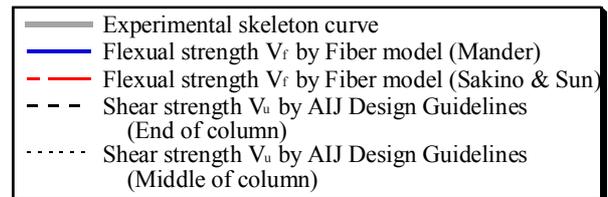


Fig. 9 Calculated and experimental results

端部のせん断強度が大きい。Fig. 6 の横拘束効果を反映させたコンファインドコンクリートの構成則に関する計算結果を, Fig. 8 に示す。Mander 式も崎野・孫式もアングルの横拘束効果の影響が顕著に表れている。

Fig. 8 に示したコンファインドコンクリートの構成則と, 鉄筋の完全弾塑性仮定をファイバーモデルに適用して, 曲げ挙動に関する V-R 曲線を計算した。せん断強度は, 曲げに関する塑性ヒンジが生じる柱端部と, せん断力が支配的な柱中央部に分けて, トラス・アーチ理論の下界定理に基づいた AIJ 靱性指針式⁷⁾を適用した。これらの計算結果と実験結果によるスケルトンカーブの比較を Fig. 9 に示す。せん断強度は PC 鋼棒のみで補

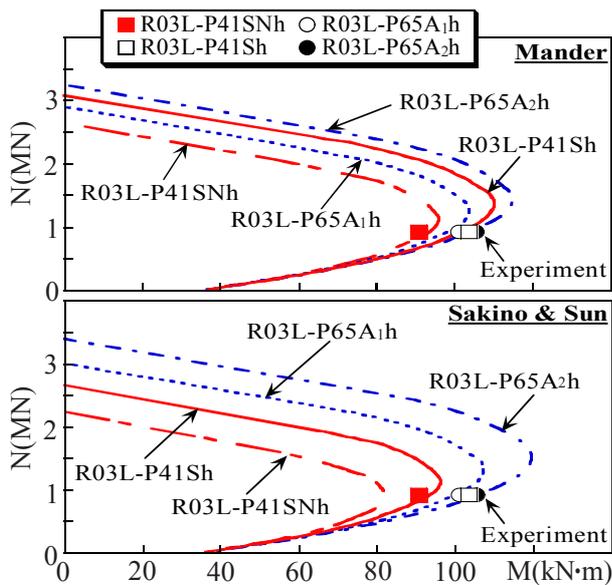


Fig. 10 Calculated N-M interaction diagrams and experimental results

強した柱中央部が最も小さいが、それでも曲げ強度よりも大きいので、せん断破壊が先行することにはならない。しかし、AIJ 靱性指針式⁷⁾による塑性ヒンジ形成部分に相当する柱端部のせん断強度計算値は、部材角の進展とともに低下する。その結果、 $R=3.0\%$ 前後から曲げ強度を下回り、せん断破壊を示唆している。しかし、柱端部のせん断補強と横拘束効果が大きい柱試験体 R03L-P41Sh と R03L-P65A₂h は、せん断破壊することなく靱性に富んだ曲げ挙動を示している。

試験体 R03L-P41SNh は、柱中央部のせん断強度と横拘束効果が全試験体の中で最も小さい (Figs. 6,7 参照)。これは、PC 鋼棒に緊張力を導入していないからである。しかも、実験結果によると、柱中央部近傍の PC 鋼棒が 2 本曲げ破断し、そこでせん断圧縮破壊を起こしている。これは、高軸力に対して横拘束力が全体的に不足しているからと思われる。また、柱頭付近の PC 鋼棒の引っ張り破断のため、曲げ圧縮破壊とせん断圧縮破壊を同時に起こしたと推定される試験体 R03L-P65A₁h も、柱端部の横拘束効果とせん断強度が、試験体 R03L-P41SNh に次いで小さいことがわかる (Figs. 6,7 参照)。

Fig. 10 に N-M 曲線を示す。崎野・孫式と Mander 式は、ほぼ同じ傾向にあり、両者の耐力計算値で試験体 R03L-P41SNh と R03L-P41Sh は Mander 式

が、試験体 R03L-P65A₁h と R03L-P65A₂h は崎野・孫式による耐力計算値がほんの少し高い。これは、コンファインドコンクリートの構成則として、崎野・孫式がアングルを、Mander 式が鋼板をやや高めに評価するからである。このような高軸力を受ける長柱では PC 鋼棒に緊張力を導入し、かつアングルを下地材に柱端部を局部的に高横拘束すれば、高い耐震性能を確保できる。

5. 結論

(1) 高軸力を受ける長柱では、PC 鋼棒に緊張力を導入し、かつ鋼板やアングルを下地材に柱端部を局部的に高横拘束すれば、高い耐震性能を確保できる。なかでも面外曲げ剛性が大きいアングルを利用すれば、伸縮軸ひずみを抑制することが可能であることも示した。

(2) 緊張力を導入した PC 鋼棒と、鋼板やアングルを併用した本補強法による横拘束効果と、せん断補強効果に関して、既存式を利用した計算法を示し、その有効性を検証した。

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

参考文献：

- 1) 與座敏安, 山川哲雄, 李文聰, Mehdi Banazadeh: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No.2, pp 1537-1542, 2003.
- 2) 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.
- 3) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, J. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No.8, pp.1804-1826, Aug. 1988.
- 4) 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ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No. 461, pp. 95-104, 1994.7.
- 5) Richart, F. E. et al.: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stress, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin, No. 185, 1928.
- 6) 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.
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1998.