

正方形鋼管と緊張 PC 鋼棒で横補強した RC 柱の実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON HYBRID RC COLUMNS CONFINED BY
STEEL TUBE AND PC BAR PRESTRESSING

金田一男*, 中田幸造**, 山川哲雄***
Kazuo KANEDA, Kozo NAKADA and Tetsuo YAMAKAWA

Four RC short columns, including one standard column (normal RC column), one column doubly confined by hoops and square steel tube, and two columns highly confined by square steel tube and PC bars (prestressing and non-prestressing) are discussed in this paper. The highly confined RC short column with PC bar prestressing shows an excellent seismic behavior compared to others. Flexural and shear strengths of the columns were analyzed. In the analyses, the stress-strain curve model proposed by Mander was used. However, the maximum compressive stress of doubly confined concrete was adjusted by using the models proposed by Mander and Matsumura. Also, the maximum compressive stress of highly confined concrete was adjusted by using the models proposed by Matsumura and Nakada. The calculated flexural strengths agreed well with the obtained experimental results.

Keywords: *Confined concrete, RC column, Square steel tube, PC bar, Prestressing, Shear force*
コンファインドコンクリート, RC 柱, 正方形鋼管, PC 鋼棒, プレストレス, せん断力

1. はじめに

山川らは、(1) 耐力が大きい、(2) 剛性が大きい、(3) 靱性及びエネルギー吸収能力に優れた耐震性能の良い構造部材を開発するため、角形鋼管の横補強法に着目し、正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した RC 柱の中心圧縮実験を行った¹⁾。その後、正負繰返し水平力載荷実験を行い、高強度コンクリートを用いた正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した RC 柱の耐震性能が非常に優れていることを見いだした^{2~3)}。しかし、この補強法に使用する横補強材(鋼管・帯筋)の量が多く、経済性・施工性の面においては不利となる懸念事項もある。そのためには、横補強材量の大半を占める帯筋の代わりに、更なる高い横補強効果を得ると同時に、角形鋼管の面外たわみを抑える緊張 PC 鋼棒を用い、即ち正方形鋼管と緊張 PC 鋼棒を併用する方法(以降:本補強法と称する)を新たに提案し、実験的研究を行った^{4~8)}。本補強法のポイントは、帯筋(外周筋や中子筋)の代わりに、柱断面に PC 鋼棒を貫通させ、PC 鋼棒に緊張力を導入することによって、(1) 能動的な側圧の作用、(2) 鋼管の膨らみを抑制し、鋼管による受動的側圧の向上、(3) 締め付け効果により鋼管のずれ防止(鋼管のせん断補強効果の改善)、(4) せん断強度の増大効果等が挙げられる。

過去の研究^{4~8)}では、このような正方形鋼管と緊張 PC 鋼棒で横補強した RC 柱の耐震性能等を評価する観点から、軸力比やせん断スパン比等をパラメーターに実験的研究を行ってきた。

本論文では鋼管で横補強した上に、さらに帯筋または PC 鋼棒や緊張 PC 鋼棒でダブルに横補強した RC 柱のことを高横補強した RC 柱と称する。一方、これらの試験体は曲げ降伏の挙動を示したため、そ

れに対するせん断強度式の評価が難しい。また、このような合成 RC 柱のせん断破壊実験も容易ではない。そのために、既存のせん断強度式を、鋼管と帯筋で二重に横補強した RC 柱、及び鋼管と PC 鋼棒で横補強した RC 柱の補強条件に併せて修正し、これらの試験体のせん断強度を予測することも有意義と考えられる。

過去の研究では、コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係は Mander ら⁹⁾、または崎野・孫¹⁰⁾で評価され、コンファインドコンクリート強度には Mander ら、松村ら¹¹⁾、崎野・孫¹⁰⁾及び Richard ら¹²⁾の構成則を用いて評価していた。しかし、解析結果と実験結果が一致していないことも指摘されている⁴⁾。近年、緊張 PC 鋼棒による能動的な横拘束効果を考慮できるコンファインドコンクリート強度の構成則が中田ら¹³⁾によって提案されているが、鋼管と PC 鋼棒で横補強した RC 柱の拘束条件に適用できるか否かは未だ検討されていない。以上の観点から、2009 年度において、過去の研究成果^{4~8)}を踏まえ、新たに計 4 体の試験体を製作し実験した。これらの試験体の実験結果については既に文献 14) に発表している。

本論文は、1997 年度に実施された主筋を多量に配筋した RC 柱試験体 CC97H-RS₁⁵⁾を基準試験体とし、それに 2009 年度に実施した正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体 H09S-S33h、及び正方形鋼管と PC 鋼棒や緊張 PC 鋼棒で横補強した試験体 H09S-S33PN2、H09S-S33P2¹⁴⁾の 3 体を加え、文献 14) をさらに発展させたものである。

本論文では、(1) 主筋の降伏状況が試験体の曲げ耐力に与える影響、(2) PC 鋼棒が試験体の横補強効果に与える影響、(3) 鋼管のせん断補強効果の評価方法、(4) 実験結果である曲げ強度を精度良く解析的に評価する方法、(5) 中田らの能動的拘束効果を考慮できる構成則は鋼

* 株式会社ホープ設計 技術管理部 設計部 構造部長・工修 Manager, Department of Design, Corp. Hope-Design, M. Eng.

** 琉球大学工学部環境建設工学科 助教・博士(工学)

Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering and Architecture, University of the Ryukyus, Dr. Eng.

*** 琉球大学工学部環境建設工学科 教授・工博

Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture, University of the Ryukyus, Dr. Eng.

管と緊張 PC 鋼棒で横補強した RC 柱の耐力評価に適用できるのか、
(6) 多量に主筋を配筋しても高横補強した試験体には靱性に富んだ
曲げ挙動を期待できるのか、などについて検討した。

2. 試験体概要

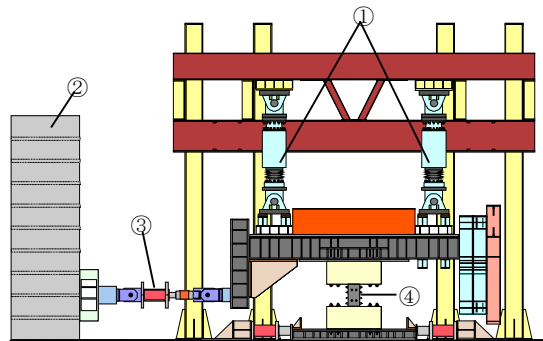
全ての試験体の柱断面寸法(幅 $b \times$ せい D)は $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ 、高さが $L=500\text{mm}$ 、せん断スパン比が $M/(VD)=1.0$ である。本補強法の優れた横補強効果を検証するため、断面の主筋比を通常の RC 柱よりかなり大きく設定し、主筋数量は 12 本-D19、主筋比が $\rho_g=5.51\%$ である。各試験体の詳細を表 1 に示す。なお、試験体 CC97H-RS₁ と H09S-S33h に使用した帯筋は D6 の異形鉄筋であり、その間隔は 40mm、横補強筋比 $\rho_w=1.28\%$ である。試験体 H09S-S33h、H09S-S33PN2 及び H09S-S33P2 に使用した正方形鋼管は $480 \times 256.4 \times 3.2\text{mm}$ であり、これは 3.2mm 厚の鋼板をコの字に曲げ加工した後、二つの加工品を突合せ溶接したものである。鋼管は横拘束材として用いるため、鋼管に直接軸力を作用させないように、柱頭柱脚に 10mm のクリアランスを設けた。

基準試験体 CC97H-RS₁ は、通常の RC 柱であり、せん断破壊先行の試験体として設計された。試験体 H09S-S33h は、正方形鋼管(せん断補強筋比 $\rho_w=2.56\%$)と 罎の字の D6 帯筋 ($\rho_w=1.28\%$) で二重に横補強された試験体である。試験体 H09S-S33PN2 は、正方形鋼管と PC 鋼棒で横補強された試験体である。PC 鋼棒は加力方向に 8 本、加力方

向と直交方向に 4 本配置しており、それぞれの方向の補強比は 0.85% と 0.42% である。PC 鋼棒に緊張ひずみを導入する計画ではないが、初期の緩みを除去するため、平均で 200μ のみ締め付けた。試験体 H09S-S33P2 は H09S-S33PN2 と同数の PC 鋼棒を同配置し、PC 鋼棒に緊張ひずみを導入した試験体である。PC 鋼棒の目標緊張ひずみは、 3400μ であったが、導入中に PC 鋼棒が回転し、ゲージ断線の恐れがあったため、導入緊張ひずみを抑えた。実験直前の緊張ひずみ平均値は 2600μ (降伏応力度の 42%) となった。なお、試験体 H09S-S33PN2 と H09S-S33P2 に使用した PC 鋼棒は、全て 13ϕ (断面積: $\rho_a=132.7\text{mm}^2$) であり、アンボンド処理を施し、軸部中央に貼付した 1 枚のひずみゲージによりひずみを管理した。表 1 には、帯筋、鋼管及び PC 鋼棒の体積比も示している。同表より、鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体 H09S-S33h のトータル体積比 $\rho_{\text{total}} (= \rho_h + \rho_{st})$ が最も大きい。表 2 は各試験体に使用した鋼材の力学性質である。ただし、基準試験体 CC97H-RS₁ に使用したコンクリート強度、主筋及び帯筋の力学性質は実験年度が異なるため他の試験体とは少し異なっている。

3. 測定及び荷重方法

主筋、帯筋、鋼管及び PC 鋼棒にはひずみゲージを貼付し、試験体の水平(曲げせん断変形)変位と鉛直(伸縮変形)変位には変位計を用いてそれぞれ計測した。荷重は図 1 に示す加力装置を用いた。加力装置には 2 台のサーボアクチュエータ(合計 2,000kN)によって、加力梁がテストベッドに対して常に平行を保つよう制御した。水平加力は、一定軸力(軸力比 0.33)下で部材角 0.125%、0.25% を各 1 回、0.5%、0.75% を各 2 回、1.0%~3.0% を 0.5% の増分で各 2 回、その後、4.0% と 5.0% を 1 回ずつ正負繰返し水平荷重した。なお、試験体 CC97H-RS₁ に関しては、建研式加力装置を用い、同一振幅で 3 サイクルずつの正負繰返し水平加力を行った⁵⁾。



①サーボアクチュエータ、②反力壁、③水平ジャッキ、④試験体

図 1 加力装置

表 1 試験体の詳細

Specimen	CC97H-		H09S-	
	RS ₁	S33h	S33PN2	S33P2
M/(VD) =1.0				
Cross section				
σ_B (MPa)	48.3	49.6		
Hoop	D6-@40mm, $\rho_h=2.56\%$		—	
Tube	—		t=3.2mm, $\rho_{st}=5.12\%$	
PC bar	—		13 ϕ , $\rho_{PC}=1.27\%$	
ρ_{total} (%)	2.56	7.68	6.39	
Initial strain	—		0	2600μ
Common details	Cross section=250*250mm, N/(bD _c σ _B)=0.33, Rebar: 12-D19 ($\rho_g=5.51\%$), Steel tube: 480×256.4×3.2mm			

Notes: M/(VD)=shear span to depth ratio, σ_B =cylinder strength of concrete, ρ_h =volumetric ratio of hoop, ρ_{st} =volumetric ratio of steel tube, ρ_{PC} =volumetric ratio of PC bar, $\rho_{\text{total}}=\rho_h+\rho_{st}+\rho_{PC}$.

表 2 鋼材の力学性質

Reinforcement		a	σ_y	E
		(mm ²)	(MPa)	(GPa)
Steel Plate	t=3.2mm	-	289	209
Rebar (D19)	CC97H-RS1	287	380	189
	others	287	435	224
Hoop (D6)	CC97H-RS1	32	388	184
	others	32	468	191
PC bar	13 ϕ	132.7	1228	200

Notes: a = cross sectional area, σ_y = yield strength of steel,

E = Young's modulus of elasticity.

4. 実験結果の比較

図 2 (a)~(d)にせん断力 V-部材角 R との関係、図 2 (e)~(h)に柱の軸縮み量を柱高さ L で除した柱平均軸ひずみ ε_v -部材角 R との関係を示す。また、図 2 (b)~(d)の V-R 関係には、各試験体のコンクリートシリンダー強度による、P- δ 効果を考慮した多段配筋柱の曲げ強度略算値¹⁵⁾も併せて示した。基準試験体 CC97H-RS₁ は部材角 R=0.99% でせん断破壊したが、残りの試験体は正方形鋼管や PC 鋼棒の横補強によって曲げ降伏モードに変わった。試験体 H09S-S33h (図 2 (b), (f)) は、R=-2.0% で最大耐力 754kN に達した。

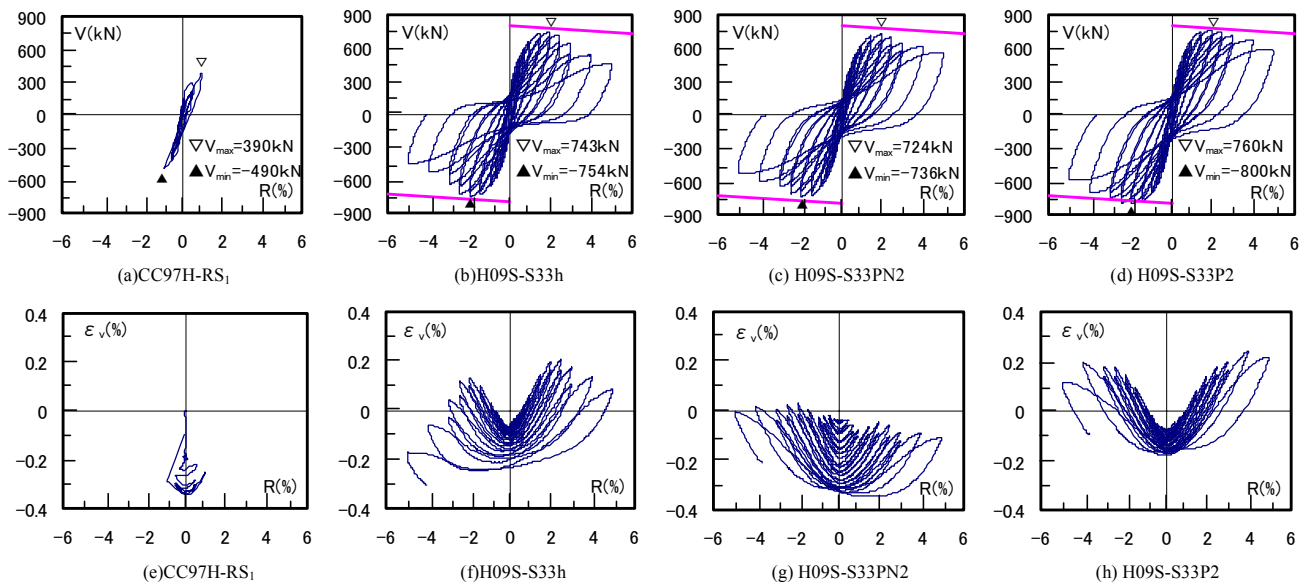


図2 V-R 及び ε_v -R 関係 (図(b)~(d)中の直線は曲げ強度略算値を示す)

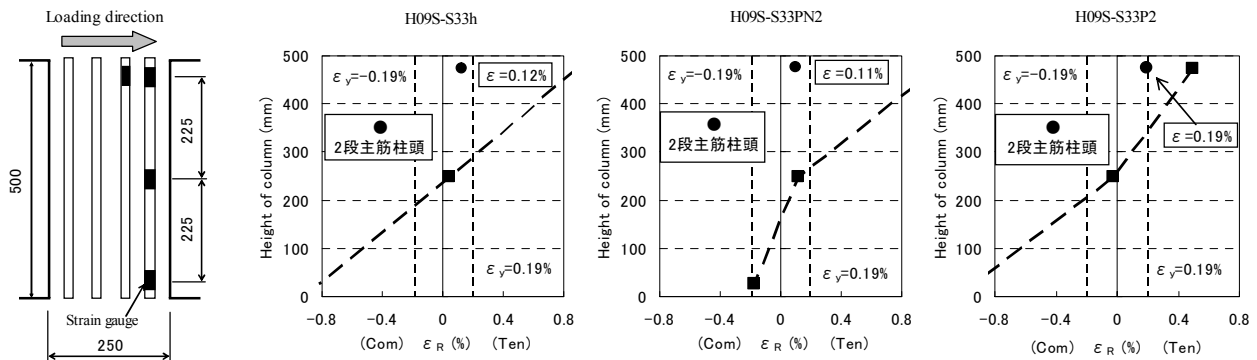


図3 主筋高さ方向のひずみ分布

最大耐力後、柱の軸ひずみが圧縮側に進行し始め、それに伴い水平耐力も低下したが、 $R=\pm 3.0\%$ まで最大耐力の80%を維持した。試験体 H09S-S33PN2 (図2 (c), (g)) は、 $R=-2.0\%$ で最大耐力736kNに達した。また、PC 鋼棒に緊張ひずみを導入していないため、図2 (g)から分かるように、加力と共に圧縮軸ひずみが進行した。しかし、図2 (c)に示すように、耐力低下がH09S-S33hより緩やかである。これは、PC 鋼棒が鋼管を介して囲の字に配置されており、圧縮ひずみの進行と共に生じる鋼管の膨らみをPC 鋼棒が押さえ込むようになり、その結果、大きな受動的横拘束圧が作用したからだと考えられる。試験体 H09S-S33P2 (図2 (d), (h)) は、緊張力に伴う能動側圧を導入した試験体である。 $R=-2.0\%$ で最大耐力800kNに達し、 $R=\pm 4.0\%$ まで最大耐力の80%を維持した。

曲げ降伏した試験体 H09S-S33h, H09S-S33PN2 及び H09S-S33P2 の最大耐力を RC 柱の断面積 ($250 \times 250 = 62500 \text{mm}^2$) で除して得られた柱断面の平均せん断応力度はそれぞれ 12.1, 11.8, 12.8 MPa であり、これらの試験体のコンクリートシリンダー強度 σ_B (49.6 MPa) の2割以上に達している。

各試験体の主筋高さ方向におけるひずみ分布を調べたが、試験体 CC97H-RS₁ に関しては、せん断破壊したため主筋はその降伏強度に達していなかった。曲げ降伏した試験体 H09S-S33h, H09S-S33PN2 及び

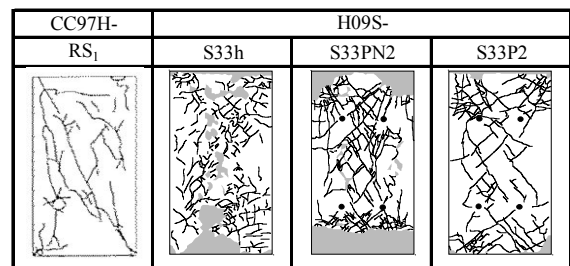


図4 実験終了後のひび割れ分布状況

H09S-S33P2 の柱外側主筋及び2 段目主筋柱頭の最大耐力時 ($R=2.0\%$) におけるひずみ分布 (●) を図3 に示す。同図から分かるように、最大耐力 ($R=2\%$) 時においては、外側主筋の柱頭及び柱脚位置でのひずみはほぼ降伏ひずみ ε_y (0.19%) に達していたが、2 段目主筋に関しては試験体 H09S-S33P2 のみ降伏ひずみ ε_y (0.19%) に達している。

試験体 H09S-S33h 及び H09S-S33PN2 は外側主筋しか降伏していないため、図2 (b), (c)に示す最大耐力が、外側と2 段目主筋がともに降伏したと仮定して求めた多段配筋柱の曲げ強度略算値 (図中直線) に到達していなかった。一方、図2 (d)に示す試験体 H09S-S33P2 の最大耐力が多段配筋柱の曲げ強度略算値に到達したのは、外側と2 段目主筋が共に降伏したからである。

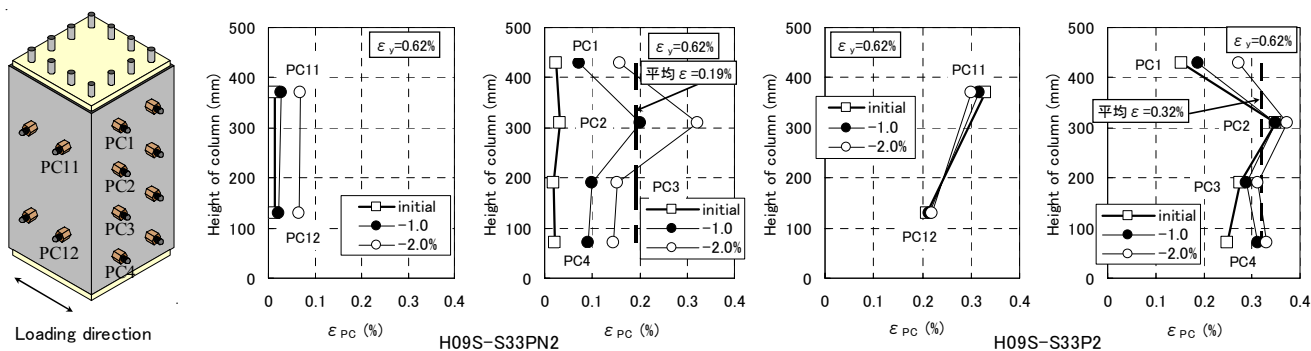


図5 柱高さ方向のPC鋼棒のひずみ分布

図4は、基準試験体 CC97H-RS₁がせん断破壊時(R=0.99%)、他の試験体が実験終了後に鋼管を除去した後に描いた最終ひび割れ状況を示すものである。基準試験体 CC97H-RS₁には斜めせん断ひび割れが確認できる。他の試験体にはいずれにおいても細かい斜めひび割れが散見されているが、せん断破壊に至る大きな斜めひび割れは確認されなかった。図4に示すひび割れの分布状況より、基準試験体 CC97H-RS₁の破壊モードはせん断破壊、残りの試験体も細かなせん断ひび割れが生じているが、実験結果としては曲げ降伏を示している。

図5に試験体 H09S-S33PN2, H09S-S33P2のPC鋼棒のひずみ分布を示す。同図より、加力方向のPC鋼棒のひずみ増分は加力方向と直交方向のPC鋼棒のひずみ増分より大きく、PC鋼棒はせん断補強効果を発揮しているものと考えられる。また、試験体 H09S-S33PN2, H09S-S33P2の最大耐力 V_{max} (R=-2.0%)におけるPC鋼棒の平均ひずみがそれぞれ0.19%と0.32%であり、降伏ひずみ(0.6%)の約1/3と1/2に相当する。加力方向と直交方向のPC鋼棒のひずみ増分を見ると、試験体 H09S-S33P2が少なく、試験体 H09S-S33PN2が大きくなっている。これは、試験体 H09S-S33P2に大きな能動的側圧を導入していたため、図2(h)に示す柱軸ひずみが小さく、図4に示すひび割れの発生も少ないからである。加力方向では、試験体 H09S-S33PN2のPC鋼棒のひずみが大きく増大していたことに対して、試験体 H09S-S33P2のPC鋼棒のひずみ増加は非常に小さい。これは部材角Rの増加に従って、試験体 H09S-S33PN2のPC鋼棒の負担せん断力が次第に増大していると理解できる。一方、試験体 H09S-S33P2のPC鋼棒には初期緊張力を導入していたため、PC鋼棒の負担せん断力が初期緊張力を超えた後に初めて増加し、その増加量が少なかったと考える。

図6は、鋼管に貼付した3軸ゲージから求めた鋼管の負担せん断力履歴曲線(ウェブ面1枚)をH09S-S33h及びH09S-S33P2について示しているものである。なお、試験体 H09S-S33PN2に関してはひずみ計測が失敗したため示していない。ここでは、鋼管の負担せん断力は鋼管に貼付した3軸ひずみゲージの測定値からせん断ひずみを算出し、鋼管は完全弾塑性体と仮定して計算した。また、図6に示しているのは、柱高さ中心部で断面中心軸から25mm離れた場所の3軸ゲージによる値である。図6には引張試験結果による降伏強度(289MPa)を $\sqrt{3}$ で除して求めたせん断降伏強度に鋼管ウェブの断面積(片側1枚分)を乗じたせん断降伏荷重(137kN)も示した(点線)。

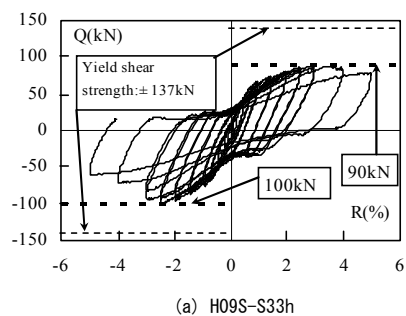
図6(a)より、試験体 H09S-S33hの場合では、正負方向に加力する場合の鋼管の負担せん断力に差異が生じている。正方向に加力する場合では、負担せん断力が約90kNしか到達しておらず、せん断降伏

荷重(137kN)の約66%に相当する。正負両方の負担せん断力が異なるのは、写真1(a)に示す試験体 H09S-S33PN2の鋼管のずれ現象(クリアランスの変化)が、試験体 H09S-S33hにおいても同様に発生したからである。一方、写真1(b)に示すように、試験体 H09S-S33P2のクリアランスは殆ど変化していない。

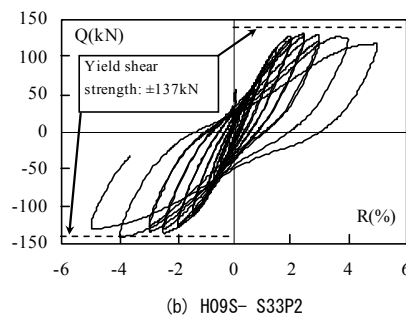
図6(b)に示すように、試験体 H09S-S33P2はR=±2.5%以降において鋼管の負担せん断力はせん断降伏荷重(137kN)にほぼ到達している。また、この試験体に関しては加力中に鋼管のずれ現象が確認されおらず(写真1(b))、緊張PC鋼棒の能動的横拘束効果により鋼管のずれが抑えられ、図4に示した斜めひび割れに対してせん断補強効果をより発揮したものと考えられる。

図7(a)は、試験体 H09S-S33h及びH09S-S33PN2の鋼管のずれ(クリアランスの変化)をイメージしたものである。部材角Rの増大に伴って鋼管とコンクリート表面にずれが生じ、その結果、鋼管に設けたクリアランスが引張側において増大、圧縮側において減少となる。その理由として、PC鋼棒を配置していない、またはPC鋼棒を配置しても緊張力を導入していないため、RC柱部分と鋼管の一体化が図れなかったからである。

一方、図7(b)に示すように試験体 H09S-S33P2には緊張PC鋼棒を



(a) H09S-S33h



(b) H09S-S33P2

図6 鋼管のせん断力履歴曲線

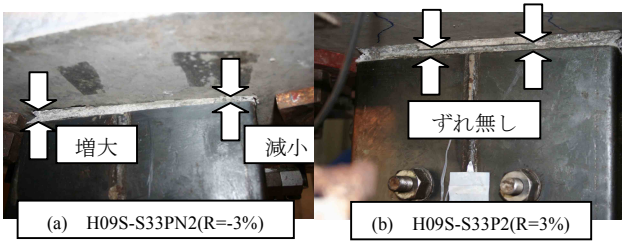


写真1 柱頭部における鋼管のクリアランスの変化

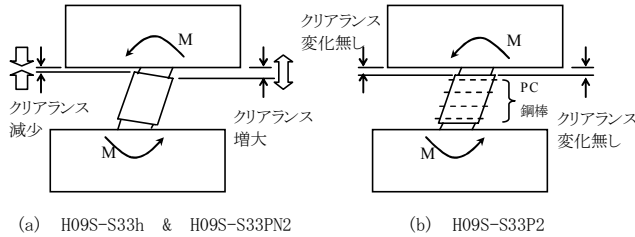


図7 部材角Rの増大に伴う鋼管クリアランス変化のイメージ図

配置していたため、その緊張力によって鋼管のずれが防止され、部材角Rが増大してもクリアランスの変化は殆ど確認できなかった。

5. 解析的検討

5.1 靱性指標に関する検討

高横補強した試験体の優れた耐震性能を示すために、文献16)に示す靱性指標Fの略算式(1)を用いて検討を行う。ここでは、最大耐力から20%低下した時点での部材角Rを用いてF値の評価を試み、その結果を図8に示す。

$$F = 0.6 + 100R \quad (1)$$

なお、基準試験体CC97H-RS₁は部材角R=0.99%でせん断破壊したため、その値を用いて靱性指標Fを計算した。図8から分かるように、鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体の靱性指標はF=3.6、鋼管とPC鋼棒で横補強した試験体の靱性指標はF=4.6となり、基準試験体(F=1.6)と比較して共に靱性が優れていることは明白である。

試験体H09S-S33hと比べ、試験体H09S-S33PN2及びH09S-S33P2はPC鋼棒の受動及び能動的側圧作用により、横拘束力も生じると共に鋼管の膨らみも抑えられた。その結果、図2c), d)に示すV-R曲線の耐力低下が抑えられ、その結果、試験体H09S-S33PN2及びH09S-S33P2の靱性指標は大きくなった。

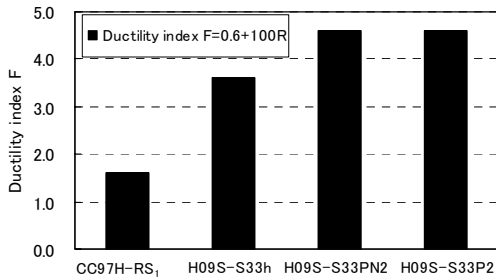


図8 各試験体の靱性指標Fの計算結果

5.2 曲げ及びせん断強度に関する検討

(1) コンファインドコンクリート強度

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係は、従来から多数の研究結果が発表されている。本研究では、PC鋼棒による能動的な側圧の影響を考慮しやすいように、Manderら⁹⁾の提案式を適用する。一方、コンファインドコンクリート強度は対象試験体の横補強条件が異なるため、それぞれ以下のように計算する。

a) 試験体 CC97H-RS₁

この試験体は通常の帯筋で横拘束したRC柱であるため、Manderら⁹⁾が提案したコンファインドコンクリートの構成則を用いる。参考文献17)より、この構成則は式(2)で与えられる。

$${}^c\sigma_{cb1} = \sigma_p \left[1 - 5.17 \left(\frac{f'_l}{\sigma_p} \right)^2 + 5.88 \left(\frac{f'_l}{\sigma_p} \right) \right] \quad (2)$$

ここに、有効横拘束圧 $f'_l = k_e \rho_h \sigma_{hy} / 2$ 、 k_e はManderら⁹⁾によって提案されたコンクリートの拘束効果係数であり、式(3)で求められる。 σ_p : プレーンコンクリート強度である。

$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6d_c^2} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)^2 / (1 - \rho_{cc}) \quad (3)$$

ここに、 w'_i : 有効支持長さ、 d_c : 帯筋芯々距離、 s' : 帯筋の高さ方向内法間隔、 ρ_{cc} : 柱主筋比(主筋の全断面積を帯筋内のコアコンクリート断面積で除した値)。

b) 試験体 H09S-S33h

この試験体に関しては、鋼管のみで横拘束したかぶりコンクリートと、鋼管と帯筋で二重に横拘束したコアコンクリート部分からなる。二重に横拘束したコンファインドコンクリートの構成則は、Manderら⁹⁾の構成則(式(2))と松村ら¹¹⁾の構成則を単純累加し、式(4)のように計算する。なお、鋼管のみで横拘束したかぶりコンクリートに関しては、式(4)中の帯筋に関する有効横拘束圧 $f'_l = 0$ である。

$${}^c\sigma_{cb2} = \sigma_p \left[1 - 5.17 \left(\frac{f'_l}{\sigma_p} \right)^2 + 5.88 \left(\frac{f'_l}{\sigma_p} \right) + 48.8 \left(\frac{t}{B} \right)^2 \frac{\sigma_y}{\sigma_p} \right] \quad (4)$$

ここに、 t : 鋼管板厚、 B : 正方形鋼管の外径、 σ_y : 鋼管の降伏強度。

c) 試験体 H09S-S33PN2 と H09S-S33P2

これらの試験体は、鋼管とPC鋼棒で横補強した試験体であるため、コンファインドコンクリートの構成則は、松村ら¹¹⁾の構成則に中田ら¹³⁾の構成則を単純累加し、式(5)のように計算することにした。

$${}^c\sigma_{cb3} = \sigma_p \left(1 + 48.8(n+1)^2 \left(\frac{t}{B} \right)^2 \frac{\sigma_y}{\sigma_p} + 3.5 \left(\frac{p\sigma_c}{\sigma_p} \right) - 10.9 \left(\frac{p\sigma_c}{\sigma_p} \right)^2 \right) \quad (5)$$

ここに、 n : 加力方向と直交方向のPC鋼棒の列数、 $p\sigma_c$: PC鋼棒による平均側圧であり、式(6)で与えられる。

$$p\sigma_c = p_n \cdot p_a \cdot \sigma_{pt} / (b \cdot p_s) \quad (6)$$

ここに、 p_n : 配置本数が少ない方向のPC鋼棒の本数であり、ここでは加力方向と直交方向に配置されている本数を採用する。 p_a : PC鋼棒の断面積、 σ_{pt} : PC鋼棒の緊張応力度、 b : RC柱断面の幅(250mm)、 p_s : 高さ方向のPC鋼棒の最大間隔(240mm、表1参照)。

式(5)の右辺にある $(n+1)^2$ 項は、配置したPC鋼棒により鋼管の面外たわみが生じにくくなり、コンファインドコンクリート強度が受動的に向上できることを考慮した項である。また、 $p\sigma_c$ を含む項は、緊張PC鋼棒の初期緊張力による能動的な横拘束効果を考慮した項で

ある。従って、ここで提案した計算式(5)は、鋼管とPC鋼棒で高横補強した試験体の初期緊張力有無の2ケースともに計算できる。

式(2), (4), (5)にプレーンコンクリート強度 σ_p を採用したのは、実際の無横拘束試験体のコンクリート強度が、シリンダー強度 σ_B より一般的に低いからである。文献18)では、2003年度版JASS5に従って、シリンダー強度の0.9倍でコア強度を求め、これに寸法効果係数0.89を乗じることで σ_p ($\sigma_p=0.9 \times \sigma_B \times 0.89=0.8 \sigma_B$)を求めている。本研究でも文献18)を参考に $\sigma_p=0.8 \sigma_B$ とする。

Manderらが提案したコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係式、及び式(2)~(6)を用いて算出した各試験体の応力-ひずみ関係を図9に示す。同図では、参考までに試験体H09S-S33hの鋼管のみで横拘束したコンクリート及びプレーンコンクリート ($\sigma_p=0.8 \times 49.6=39.68\text{MPa}$)の応力-ひずみ関係を1%まで示した。同図から分かるように、式(2)~(5)で求めたコンファインドコンクリート強度の大きさは、大きい順から試験体H09S-S33h(コアコンクリート部分)、H09S-S33P2, CC97H-RS₁及びH09S-S33PN2となっており、それぞれの強度上昇率 $K(= \sigma_{c,cb} / \sigma_p)$ は1.80, 1.76, 1.64及び1.50となる。このような計算結果より、コンファインドコンクリートの強度上昇率は、表1に示す横補強材の体積比 ρ_{total} の増大に伴って大きくなるが、同じ体積比の場合では緊張PC鋼棒の能動的な横拘束効果も大きく寄与している。また、試験体H09S-S33PN2とCC97H-RS₁を比較すると、PC鋼棒に初期緊張力を導入していない場合では、体積比が大きくてもそれほどの横拘束効果が得られないことが分かった。なお、試験体H09S-S33hの鋼管のみで横拘束したかぶりコンクリートの強度上昇($K=1.05$)が非常に小さいため、本試験体の耐震性能にも影響を与えるものと考えられる。

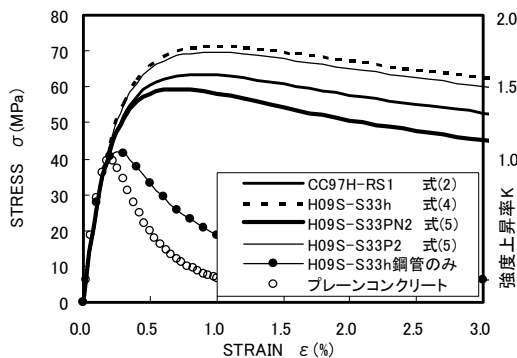


図9 各試験体のコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係

(2) 曲げ強度解析

各試験体の曲げ強度は、著者らが提案したファイバーモデル³⁾による解析結果を用いて評価する。ファイバーモデル解析では、表1, 表2に示す各試験体の諸条件及び図9に示す各試験体のコンファインドコンクリート応力-ひずみ関係を用いる。

また、設計時の計算の簡便さを考慮し、式(7)に示す多段配筋柱の曲げ強度略算式¹⁵⁾も用いて評価を試みる。式(7)を採用したのは、検討対象試験体の軸力比が全て0.33であるため、 $N=0.33 \cdot b \cdot D_c \cdot \sigma_B$ として計算した結果、全ての試験体に対して $N < N_b$ であったからである。ここに、 σ_B は各試験体のシリンダー強度で、 N_b は釣り合い軸力であり、式(8)に基づいて算出したものである¹⁵⁾。

$$M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D_c \cdot \sigma_{cB}} \right) \quad (7)$$

$$N_b = 0.22 \cdot (1 + g_1) \cdot b \cdot D_c \cdot \sigma_{cB} \quad (8)$$

ここでは、試験体CC97H-RS₁に式(2)、H09S-S33hに式(4)、H09S-S33PN2及びH09S-S33P2に式(5)で算出したコンファインドコンクリート強度 $\sigma_{c,cb}$ をそれぞれ適用する。図3に示す実験結果を勘案し、 M_u を計算する際には、外側と2段目主筋が共に降伏するケース1及び外側主筋のみが降伏するケース2(2段目鉄筋無視)を想定し、最大耐力時($R=2\%$)におけるP- δ 効果を考慮した。その他の係数は文献15)を参考されたい。

図10は曲げ強度に関する実験結果と解析結果の比較を示す。図中の実験結果は図2に示すV-R曲線の正負両側の最大耐力(絶対値)の平均値を示している。同図から分かるように、せん断破壊した基準試験体CC97H-RS₁を除き、ファイバーモデルによる曲げ強度の解析結果が実験結果とよく一致している。一方、P- δ 効果を考慮した曲げ強度略算式の計算結果をみると、試験体H09S-S33h及びH09S-S33PN2のケース1が実験結果を高く評価しているが、ケース2の方が実験結果とほぼ同じ値である。試験体H09S-S33P2のケース1が実験結果より僅かに高く、ケース2が僅かに小さく評価している。これらの計算結果は、図3に示す主筋のひずみ分布(実験結果)を勘案して、実験結果を精度良く評価できているものと考えられる。また、図9に示す基準試験体CC97H-RS₁のコンファインドコンクリート強度は、試験体H09S-S33PN2より大きかったが、表2に示す試験体CC97H-RS₁の主筋の降伏強度が小さいため、ファイバーモデル解析及び曲げ強度略算式で計算した基準試験体CC97H-RS₁の曲げ強度も小さかった。

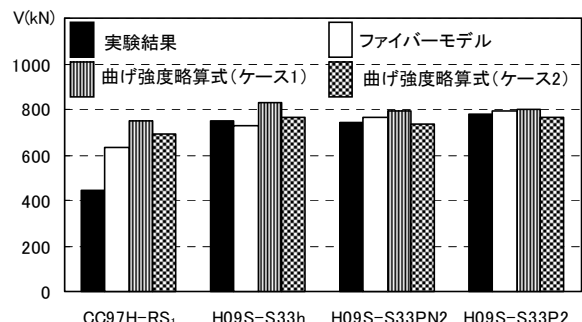


図10 各試験体の曲げ強度に関する解析値と実験値との比較

(3) せん断強度に関する検討

前述した実験結果より、基準試験体CC97H-RS₁を除き、残り的高横補強した試験体は全て曲げ降伏している。これらの試験体が曲げ降伏した理由として、1)正方形鋼管やPC鋼棒がせん断補強効果を発揮したこと、2)正方形鋼管及びPC鋼棒の受動的及び能動的な側圧によりコンファインドコンクリート強度が増大したことが挙げられる。

上記の観点から、現行基準¹⁹⁾に示すせん断強度式を適用することによって、本論文の検討対象試験体のせん断強度を予測することが可能と考える。但し、曲げ実験であるためせん断強度の精度に関する検討はできない。ここでは、一つの試みとして、AIJ靱性指針¹⁹⁾に示されたせん断強度式、修正荒川mean式¹⁵⁾及び付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度の計算式¹⁹⁾を用いて合成RC柱の検討を行う。

AIJ 靱性指針では、試験体のせん断強度は式(9)～(11)中の最小値を取るものとしている。比較するために式(12)に示す修正荒川 mean 式¹⁵⁾についても検討する。ただし、高横補強した RC 柱のせん断強度の算出において、文献 19) に示すトラス・アーチ機構に基づき、鋼管及び PC 鋼棒のせん断補強効果や各試験体のコンファインドコンクリート強度等を考慮するものとする。

$$V_{u1} = \mu \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot b_e \cdot j_e + \left(v_c \cdot \sigma_{cb} - \frac{5 \cdot p_w \cdot \sigma_w}{\lambda} \right) \cdot \frac{b \cdot D}{2} \tan \theta \quad (9)$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda \cdot v_c \cdot \sigma_{cb} + p_w \cdot \sigma_w}{3} \cdot b \cdot j_e \quad (10)$$

$$V_{u3} = \frac{\lambda \cdot v_c \cdot \sigma_{cb}}{2} \cdot b \cdot j_e \quad (11)$$

$$Q_{su} = \left[\frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + v_c \cdot \sigma_{cb})}{M / VD + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_w} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right] \cdot b \cdot j_e \quad (12)$$

式(9)～(12)中の $p_w \cdot \sigma_w$ 及び $v_c \cdot \sigma_{cb}$ の項は、本論文の検討対象試験体の補強条件に併せ、表 3 に示すように修正した。但し、せん断強度を計算する際に、試験体 H09S-S33h の $v_c \cdot \sigma_{cb2}$ は鋼管のみで横拘束したかぶりコンクリート強度(42MPa)と、鋼管と帯筋で二重に横拘束したコアコンクリート強度(71MPa)の各断面積に比例した等価強度(59MPa)を用いた。また、各試験体の補強条件に応じて、以下に示す考え方で諸係数を設定した。

基準試験体 CC97H-RS₁ は、通常の RC 柱であるため、AIJ 靱性指針式及び修正荒川 mean 式をそのまま適用した。また、諸定数も AIJ 靱性指針等に基づいて定めた。

試験体 H09S-S33h 及び H09S-S33PN2 に関しては、写真 1 (a) に示す鋼管のずれ現象や、図 6 (a) に示すように鋼管の負担せん断力が小さくなることを勘案し、鋼管の引張降伏強度 σ_{ty} の 6 割(実験結果より安全側に $\alpha=0.6$) を考慮する。

試験体 H09S-S33P2 は、写真 1 (b) に示すようにずれが生じていないこと、図 6 (b) に示す鋼管の負担せん断力がせん断降伏荷重(137kN)にほぼ達していることから、鋼管の引張降伏強度 σ_{ty} を用いて評価する。

一方、実験結果がないため、せん断強度への PC 鋼棒の寄与は不明である。一つの試みとして本論文では、試験体 H09S-S33h に用いた帯筋の降伏ひずみ(0.245%)をせん断強度時における PC 鋼棒の受動ひずみ増分として仮定する。即ち、表 3 の $\alpha \sigma$ の計算において、試験体 H09S-S33PN2 は 0.245% を用い、試験体 H09S-S33P2 では初期緊張ひずみ(0.26%)に 0.245% を加算した値(0.505%)を考慮する。

これらのひずみを用いて試験体 H09S-S33PN2 と H09S-S33P2 の対応応力 $\alpha \sigma$ を算出しせん断強度を評価する。なお、表 3 中の PC 鋼棒による横補強材比は $\alpha p = p_t n \cdot p_a / (b \cdot L)$ 、 $p_t n$ は加力方向に配置されている PC 鋼棒の数である。

式(9)～(11)中の λ はトラス機構の有効係数であり、基準試験体 CC97H-RS₁ には AIJ 靱性指針式を適用するが、他の試験体に関しては鋼管の横補強により柱全断面が有効であると考え、 $\lambda=1.0$ とする。また、鋼管で横補強したコンクリートの有効強度係数は $v=1.0$ とする。正方形鋼管と PC 鋼棒で横補強した試験体については、トラス機構に関与する断面の有効せい J_e として外側主筋の芯々距離を採用する。式(9)～(12)中において、本論文で言及していないその他の係数の定義及び計算は全て参考文献 19) に準じる。

表 3 各試験体の $p_w \cdot \sigma_w$ 項及び $v_c \cdot \sigma_{cb}$ 項の計算式

	$p_w \cdot \sigma_w$	$v_c \cdot \sigma_{cb}$
CC97H-RS ₁	$p_{we} \cdot \sigma_{hy}$	$v_c \cdot \sigma_{cb1}$ (Eq.2)
H09S-S33h	$\alpha \cdot p_t \cdot \sigma_{ty} + p_{we} \cdot \sigma_{hy}$	$v_c \cdot \sigma_{cb2}$ (Eq.4)
H09S-S33PN2	$\alpha \cdot p_t \cdot \sigma_{ty} + \alpha p \cdot \sigma$	$v_c \cdot \sigma_{cb3}$ (Eq.5)
H09S-S33P2	$p_t \cdot \sigma_{ty} + \alpha p \cdot \sigma$	

Notes: p_{we} = transverse reinf. ratio of hoop, σ_{hy} = yield strength of hoop,
 p_t = transverse ratio of steel tube, σ_{ty} = yield strength of steel tube,
 αp = transverse ratio of PC bar, σ = stress of PC bar
 α = factor of shear stress of steel tube (case1: $\alpha=1.0$, case2: $\alpha=0.6$)

一方、付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} は、上記式(11)の計算結果及び式(13)による値のうち小さい方を採用する。また、トラス機構の有効係数 λ 、コンクリートの有効強度係数 v の考え方は前述した通りとする。

$$V_{bu} = T_x j_e + \left(v_c \cdot \sigma_{cb} - \frac{2.5 T_x}{\lambda b_e} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (13)$$

式(13)の右辺の $v_c \cdot \sigma_{cb}$ は、表 3 に示す値をそれぞれ採用する。本論文で言及していないその他の係数の定義及び計算は、全て AIJ 靱性指針に準じる。

図 11 にせん断強度に関する実験結果と解析結果との比較を示す。基準試験体 CC97H-RS₁ に関しては、AIJ 靱性指針式、修正荒川 mean 式及び付着破壊を考慮したせん断信頼強度式での計算結果が実験結果と大差はないが、AIJ 靱性指針式の計算結果が最も小さく、実験結果であるせん断破壊とほぼ一致している。それ以外の試験体に関して AIJ 靱性指針式の計算結果を見ると、せん断強度は実験結果である曲げ耐力(図中黒棒)よりかなり大きくなっている。特に、鋼管と緊張 PC 鋼棒で高補強した試験体 H09S-S33P2 の計算結果は最も大きく、せん断余裕度も最も大きい。

修正荒川 mean 式の計算結果は、全ての試験体においても実験結果である曲げ耐力(図中黒棒)より低く、実験結果が正しく評価されていない。これは、修正荒川 mean 式中の横補強材を評価する項 $\sqrt{p_w \cdot \sigma_w}$ が曲線であるため、横補強材の量が一定値以上になっても $\sqrt{p_w \cdot \sigma_w}$ の値が殆ど変わらないからである。また、付着破壊を考慮したせん断信頼強度式(13)を用いて計算した結果は、試験体 H09S-S33h 及び H09S-S33PN2 に関しては靱性指針式(9)の計算結果より若干大きくなっているが、逆に、試験体 H09S-S33P2 の計算結果は小さくなっている。これは式(13)においてコンファインドコンクリート強度の大小が反映されているからである。

AIJ 靱性指針式及び付着破壊を考慮したせん断信頼強度式の計算結果と実験結果との比較より、試験体 H09S-S33h、H09S-S33PN2 及び H09S-S33P2 の破壊モードは曲げ降伏であることが理解できる。

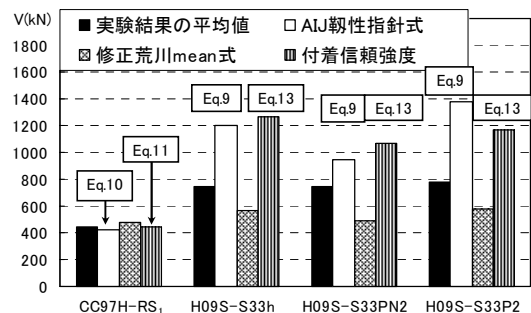


図 11 せん断強度に関する実験結果と解析結果との比較

(4) 横拘束効果による曲げ強度とせん断強度増分の比較

各試験体の破壊モードを更に検証するため、帯筋、鋼管及びPC鋼棒による横補強効果が、試験体の曲げ強度及びせん断強度に与える影響を調べた。図12には、曲げ強度の場合に多段配筋柱の曲げ強度略算式（前掲ケース1）、せん断強度の場合にAIJ靱性指針式の計算結果を示す。なお、計算方法は前掲5.2(2)及び(3)と同じである。

図12の棒グラフの下段は、ブレースコンクリート強度による各試験体の曲げ強度及びせん断強度を示し、棒グラフの上段は帯筋、鋼管及びPC鋼棒による横拘束効果を考慮した曲げ及びせん断強度の増加を示す。同図より、全ての試験体の曲げ強度の増加は約10%程度である。一方、基準試験体CC97H-RS₁のせん断強度の増加は僅か9%であるが、その他の試験体のせん断強度の増加は20~50%と大きい。また、試験体H09S-S33h及びH09S-S33PN2に対して、試験体H09S-S33P2のせん断強度増加が大きく、緊張PC鋼棒の能動的横拘束効果がせん断強度の増大に大きく寄与している。ただし、試験体H09S-S33PN2に関してはせん断余裕度が小さく、図12のせん断余裕度から理解できる靱性性能は試験体H09S-S33hより乏しいことになるが、これは図8に示す靱性指標と整合していない。図12のせん断余裕度から理解できる補強試験体の靱性性能には、終局強度時の帯筋、鋼管の受動的横拘束効果、PC鋼棒の能動および受動的横拘束効果のみが反映されているのに対して、図8に示す実験データを用いたH09S-S33PN2、H09S-S33P2の靱性指標には、最大耐力後のPC鋼棒による弾性横拘束の影響が含まれていることが一つの理由として考えられる。これについては、せん断強度の評価と併せて今後の研究課題である。

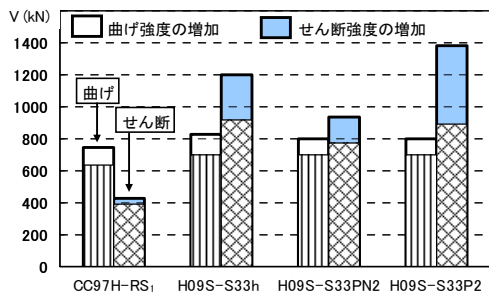


図12 横拘束効果による曲げおよびせん断強度の増分の比較

6. 結論

本論文では、過年度の実験結果の再整理及び新たに行った解析的な検討を通して、新たに以下の知見が得られた。

- (1) Manderらのコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、更に、正方形鋼管とPC鋼棒で横補強したコンファインドコンクリート強度の計算には、松村らと中田らの構成則を適用することにより、ファイバーモデルによる曲げ強度の解析結果は実験結果をよく評価できた。これは、中田らによって提案された緊張PC鋼棒の能動的な評価方法は、本補強法にも適用できることを意味している。
- (2) 正方形鋼管と緊張PC鋼棒による本補強法は、正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した場合より、横補強材量の低減が可能である上に、せん断スパン比が1.0で、5.51%の高い主筋比であっても優れた履歴性状を確保できる。これは、高横補強した試験体の横拘束効果がせん断強度の増加に大きく寄与したからである。

- (3) 正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体の靱性指標はF=3.6、正方形鋼管とPC鋼棒で横補強した試験体の靱性指標はF=4.6であり、基準試験体(F=1.6)と比較して本補強法の耐震性能が非常に優れていることが分かった。

参考文献

- 1) 山川哲雄, 山田義智, 崎野健治: 鋼管と帯筋で二重に横補強したRC短柱の弾塑性性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 957-962, 1991
- 2) 郝洪涛(金田一男), 山川哲雄, 村中圭介: An Experimental Study on Seismic Behavior of RC Columns Doubly Confined by Steel Tube and Hoops, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp. 67~70, 1996.9
- 3) Yamakawa, T, HongTao Hao, Keisuke Muranaka: Elastoplastic behavior of doubly confined R/C columns in steel tube and hoops, AIJ, No. 500 pp. 83-89, Oct. 1997 (Kaneda, K.'s old name was Hong Tao HAO)
- 4) 山川哲雄, 村中圭介, 倉重正義: 鋼管とプレストレスで高横拘束したRC柱の耐震性能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. 19, No. 2, pp. 1437~1442, 1997.6
- 5) 村中圭介, 山川哲雄: 正方形鋼管と帯筋又はプレストレスで高横拘束した短柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 829~834, 1998.6
- 6) 小山克幸, 山川哲雄, 村中圭介: 鋼管と帯筋またはプレストレスによる合成柱の高軸力下の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 835~840, 1998.7
- 7) 小山克幸, 山川哲雄, 倉重正義: 鋼管とPC鋼棒のプレストレスで高横拘束したRC柱の実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 1, pp. 295~300, 1999.7
- 8) 玉寄幸直, 山川哲雄, 富名腰泉, 倉重正義: プレストレスを導入したPC鋼棒または帯筋と正方形鋼管で二重に高横補強した合成RC柱の高軸力下での耐震加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 1, pp. 685~690, 2001.7
- 9) J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Eng., Vol. 114, No. 8, pp. 1804~1826, 1988.8
- 10) 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, 第461号, pp. 95~104, 1994.7
- 11) 松村弘道, 伊藤茂樹: 角形鋼管に充填されたコンクリートの圧縮強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集C(熊本), pp. 1627~1628, 1989.10
- 12) Richart, F. E. et al.: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, Univ. of Illinois Eng. Experimental Station, Bulletin No. 185, 1928
- 13) 中田幸造, 日高桃子, 古川照, 山川哲雄, 崎野健治: 緊張力を導入したPC鋼棒により外部横拘束された鉄筋コンクリート柱の応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第600号, pp. 147~153, 2006.2
- 14) 金田一男, 中田幸造, 山川哲雄, 並里弥生: 正方形鋼管とPC鋼棒で横補強した合成RC柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 1135~1140, 2010.7
- 15) 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, pp. 396~397, 1990
- 16) 大竹直人, 他4名: 鋼板内蔵型RC柱による外付耐震補強法に関する研究(その11), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 2003.9
- 17) 山川哲雄: 正方形鋼管と直線型帯筋で二重に横拘束したコンファインドコンクリートの圧縮性状に関する実験的研究, 琉球大学工学部紀要, 第44号, pp. 57~70, 1992
- 18) 中田幸造, 山川哲雄: 緊張アラミド繊維ベルトで外部横補強したRC柱の中心圧縮性状, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第631号, pp. 1617~1624, 2008.9
- 19) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp. 142~159, 1999