

論 文

[2120] 高軸力を受ける鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱の弾塑性性状

正会員○山本 裕康（大阪工業大学大学院）
 投野 修美（日本建設技術研究室）
 正会員 南 宏一（大阪工業大学工学部）
 正会員 佐々木良一（摂南大学工学部）

1. はじめに

鉄筋コンクリート短柱のせい性的な破壊を防止するために、文献(1)に示されるように高圧縮力に対してコンクリートの外周を角形鋼管で被覆した拘束効果と、高せん断力に対して、せん断補強筋を必要としないX形配筋のもつ効果を組み合わせて、高圧縮力と高せん断力に対して高性能をもつ構法を考案した。そして、この構法をもつ柱は、作用軸力比が $n=0.6(N/b \cdot D \cdot F_c)$ という高軸力に対して、柱の相対変位部材角が $R=5\%rad.$ の大変形振幅においても、極めて安定した曲げ破壊による紡錘形の履歴曲線が得られることが可能であり、最大耐力以後の耐力劣化も全くみられないことが確認され、また、角形鋼管で被覆された曲げ・せん断力を受ける柱の終局耐力はアーチ機構を形成するコンクリートの局部支圧効果による耐力増加を考慮することにおいてほぼ評価できることが示された。また、文献(2)においては、鋼管板厚を薄くし、更に短柱にしたものについて実験を行い検討した結果、鋼管板厚が薄い場合でも高軸力下における大変形振幅に対しても、極めて安定した紡錘形の履歴曲線が得られ、このときの終局耐力は、累加強度理論に基づく終局曲げ耐力から決まる耐力と、アーチ機構を形成するコンクリートの局部支圧効果による耐力増加を考慮する耐力のいずれか小さい方で、ほぼ評価できることが示された。しかしながら、これらの文献(1)、(2)で示された実験では、試験体の断面が小さく、なるべく実大に近い大きい断面の試験体のデータも必要とされ、更に、作用軸力比が $n=0.6$ 以上の高軸力とした場合にどのような性状を示すかも知る必要がきてきた。

そこで、筆者は、角形鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱の短柱において、柱断面を大きくし、また、作用軸力比を大きくした場合について鋼管板厚を変化させたものに対して、この合成柱がどのような性状を示すかを、10体の試験体を用いて実験的な検討を行ったが、本論文は、その内容を報告するものである。

2. 実験計画

全ての試験体は、柱長さ比 $h/D=3.0$ とし、実験変数として、配筋法(全平行配筋および全X形配筋の2種)作用軸力比 $n(N/b \cdot D \cdot F_c)=0.2, 0.6$ および 1.0 、被覆角形鋼管板厚 $t=2.3mm, 3.2mm, 6.0mm$ および $9.0mm$ として実験計画を立て、計10体の試験体を計画した。これらを表-1に示すが、表中の試験体名の表示法は、Pは全平行配筋、Xは全X形配筋を示し、また、4桁の数字のうち4桁目は柱長さ比($3:h/D=3.0$)を、3桁目は鋼管板厚($2:t=2.3mm, 3:t=3.2mm, 6:t=6.0mm, 9:t=9.0mm$)を、最後の2桁で作用軸力比($02:n=0.2, 06:n=0.6, 10:n=1.0$)をそれぞれ示している。被覆鋼管としては角形鋼管を選び、鋼管板厚 $t=6.0mm$ および $t=9.0mm$ のものはそれ公称寸法□-300x300x6.0、□-300x300x9.0の市販品を用いたが、鋼管板厚が $t=2.3mm, t=3.2mm$ のものについては市販品がないため、鋼板をL形に曲げ加工し、これを2個合わせてその接点を溶接加工して□-

300x300x2.3および□-300x300x3.2の角形鋼管とした。この被覆鋼管はコンクリートの拘束のみに機能させることを目的とするために、図-3に示すように、鋼管と試験体定着部の材端部との間には10mmのクリアランスを設け直接的に、軸方向応力が鋼管に作用しないようにした。また鋼管の内側とコンクリートとの間は、自然付着状態にし、文献(3)に示されるようなアンボンドの状態には、あえてしないことにした。

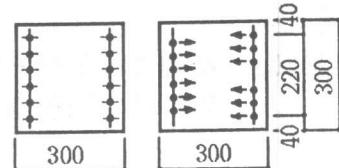
3. 実験

試験体の断面構成および形状寸法を図-1、図-2に示す。全主筋量としては12-D16を用い、全平行配筋のものは、 $p_t=1.40\%$ とした。柱体部には帯筋は一切設けていないが、定着部では主筋の定着を確実にするために、厚さ6mmの補強板を配した。柱体部の長さは900mmであるが、図-3に示すように鋼管と柱端部との間に10mmのクリアランスを設けるために、鋼管の長さは880mmとした。柱端部には鉄筋コンクリート製の定着プロックを設け、そのプロックに、鋼製の載荷用治具を取り付け逆対称の繰り返し曲げ・せん断力を負荷させた。載荷プログラムは柱材の横変位振幅を制御し、変位部材角 $R (= \delta/h)$ を制御変位振幅値として初期値を0.5%rad. 最終値を5%rad. 増分値を0.5%rad.とする漸増変位法によって載荷し、かつ、 $R=3\%$ rad.以降の変位過程では、その増分値を1%rad.とした。なお1サイクルでそれぞれ2回の繰り返し載荷を行った。表-1に素材の諸元と作用軸力および実験結果を示す。

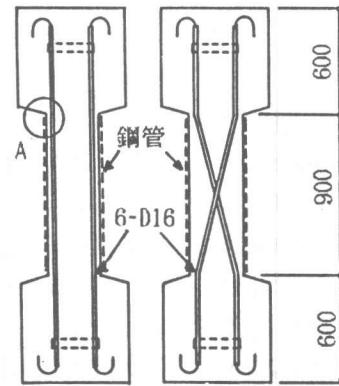
4. 破壊状況

作用軸力の小さい試験体については、最終柱部材角である $R=5\%$ rad.まで加力できたが、高軸力である $n=0.6, 1.0$ の試験体については $R=2.0\%$ rad.程度で柱頭、柱脚のクリアランスが圧壊し、鋼管と定着プロックが接触したため耐力は上昇しているが、鋼管はコンクリートの拘束のみに機能させるという本研究目的に反するため、この時点、つまり軸方向縮みが $\delta=20\text{mm}$ となった時点から数ループ載荷して実験を終了した。

被覆鋼管の管壁の座屈は、全ての試験体において観察された。この座屈状況は、板厚が薄くなるに従い、また、作用軸力が増加するに従い、柱頭部、中央部、柱脚部に最大耐力発揮以後から局部座屈が発生し、最終的にはこの座屈がかなり大きく発展していることが観察された。内部のコンクリートの破壊状況は、試験体の柱体部が鋼管で被覆されているため、外観から観察できなかった。そこで実験終了後、被覆鋼管をガス切断により取り除いた後、コンクリートの損傷の程度を観察した。図-4にその数例を示すが、全般的にみて被覆鋼管の板厚が6.0mm、9.0mmでは作用軸力のいかんにかかわらず、材端部の曲げひび割れは大きく、これによるコンクリートの損傷も大きいが、主筋に沿う付着割裂によるひび割れは、ほとんど観察されず鋼管で被覆されたコンクリートの圧壊は認められなかった。これに対して、被覆鋼管の板厚が薄くなるに従い管壁に局部座屈が発生している部分のコンクリートに圧壊が認められたが、この傾向は、主筋の配筋法では平行配筋に作用軸力では高軸力を受ける試験体に顕著に観察された。



(全平行配筋)(全X形配筋)
図-1 試験体の断面構成



(全平行配筋)(全X形配筋)
図-2 試験体の形状寸法
(単位:mm)

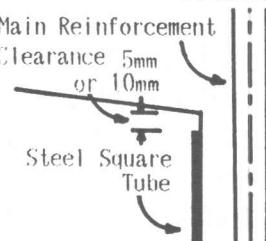


図-3 柱端部の状況 A

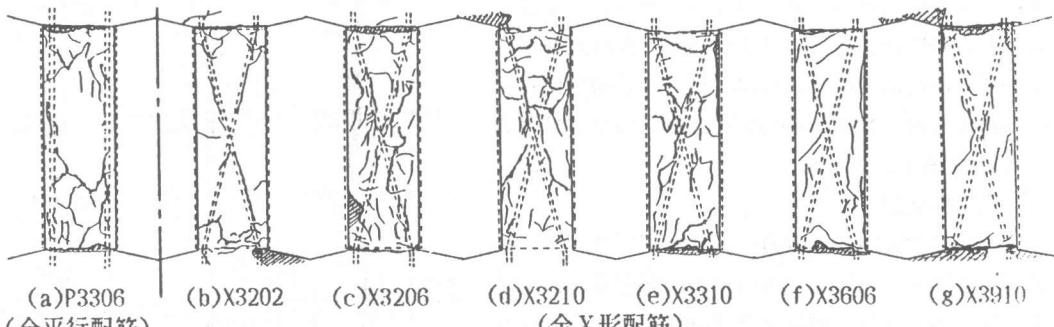
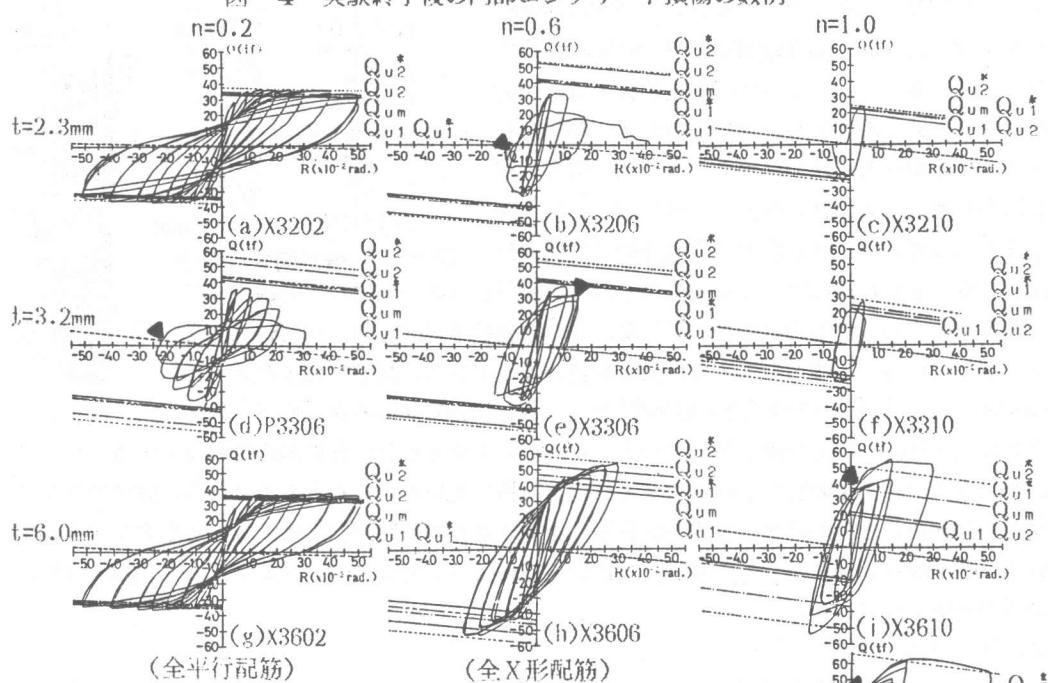


図-4 実験終了後の内部コンクリート損傷の数例



5. 履歴曲線

各試験体の履歴曲線を図-5に示す。縦軸はせん断力 $Q(\text{tf})$ 、横軸は柱部材角 $R(x10^{-2} \text{rad.})$ を表す。図中の点線は $P-\Delta$ 効果の影響を表し、

Qu_1 、 Qu_2 、 Qu_{um} 、 Qui 、 Qu_2^* は後述の理論耐力を示す。この履歴曲線の差異は、被覆鋼管の板厚と主筋の配筋法、および作用軸力が大きく影響している。文献(1)、(2)に示すように、軸力比 $n=0.6$ までの試験体において、全 X 形配筋の合成柱はエネルギー消費能力の優れた極めて安定した履歴を示し、最大耐力以後の耐力低下もみられない。また、今回試みた作用軸力比 $n=1.0$ の場合、鋼管板厚が $t=2.3\text{mm}$ 、 3.2mm の試験体においては、文献(1)、(2)で示されたこの合成柱の耐力評価式から求めた理論耐力 Qu_2 は越えてはいるが、柱部材角 $R=0.5\text{rad.}$ で軸力を保持できず破壊している。一方、鋼管板厚が $t=6.0\text{mm}$ 、 9.0mm の試験体においては、 Qu_2 をはるかに越え、また安定した紡錘形の履歴を示している。このことから、軸力比が $n=1.0$ でも鋼管板厚が厚くなれば、優れた耐震性能を発揮していることが解る。ここで図中の \blacktriangledown 印は、高軸力のために

軸方向縮みが大きく、図-3に示すクリアランスが圧壊し、鋼管が定着ブロックに接触した時点を示している。図をみて解るように、鋼管が定着ブロックに接触した後、 $t=6.0\text{mm}$ および 9.0mm について耐力が著しく増加している。

6. 軸方向変位

図-6にせん断力と軸方向の変形関係を示す。縦軸はせん断力 $Q(\text{kN})$ 、横軸は軸方向変形 $\delta(\text{mm})$ を表す。図中の点線は、鋼管が直接軸方向応力を受けないように柱頭、柱脚にクリアランス(それぞれ 10mm)が無くなると考えられる軸方向変形 $\delta=20\text{mm}$ を示すラインである。軸力比が $n=0.2$ の試験体では、軸力が小さいため、繰り返し載荷により引張力が作用していることが解る。軸力比が $n=0.6$ 、 1.0 の場合、鋼管板厚が厚くなるに従い軸方向変形の増加の割合が小さくなっている。また最大耐力以後の耐力低下勾配が板厚が厚くなるに従ってゆるやかとなり、板厚が $t=6.0\text{mm}$ になると軸方向縮みが増えるに従って耐力は増加している。また鋼管板厚が同じであれば軸力が大きくなるに従って、軸方向縮みの増加の割合が増えている。配筋法による差異は、P3306(全平行配筋)とX3306(全X形配筋)を比べると、軸方向縮みが $\delta=5.0\text{mm}$ 程度までは全平行配筋の方が縮む割合が小さいが、それを超えると一撃に縮んでいる。一方、全X形配筋の方はほぼ一定の割合で縮みながら耐力を維持している。これらのことから、鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱は高軸力を受けたとき、軸方向に縮みながら耐力を発揮していくことが解る。但し、拘束力の弱い板厚 $t=2.3\text{mm}$ については、軸力比 $n=0.6$ においても、徐々に耐力が低下している。

7. 終局耐力の評価

被覆鋼管を用いた全平行配筋あるいは全X形配筋をもつ柱が、曲げ・せん断を受けるときの終局耐力を検討するために、逆対称加力を受けるコンクリートの耐力に対して、文献(1)に示すようなモデルを考え、このような構造のコンクリート部分のせん断伝達機構の大部分は、アーチ機構と考える。そのアーチ機構による耐力の評価に対して、従来のアーチ機構に用いられる、一様な圧縮場に対するモデルにおけるコンクリート部分のアーチ機構による耐力を q_1 とし、また、アーチ機構による耐力の評価に対して対角線状にコンクリートが直接圧縮される場合に、局部支圧としての効果を発揮できるように、その被覆鋼管は機能するものと考えるモデルにおけるコンクリート部分の終局耐力を q_2 とする。そして、更に鋼管の拘束効果を考慮するため、図-7に示すように、内部コンクリートから一様な応力を鋼管が受けると考えたヒンジモデルで、内部コンクリート強度が $F_c^* = F_c + K \cdot 4 \cdot s \sigma_s \cdot (t/D)^2$ になる⁴⁾という考え方($K=12.2$: 実験値から求めた比例係数)を、 q_1 、 q_2 を求める式に導入することによって求めたコンクリート部分の終局耐力をそれぞれ、 Q_1 、 Q_2 とし、一般化累加強度理論を適用して、これらのコンクリート部分の耐力に、主筋部分の耐力を累加して求めたのが、 Q_1 、 Q_2 、 Q_1^* および Q_2^* であり、計算結果を表-1に示す。対称配筋の累加強度理論による柱体部の終局曲げ耐力から決まる終局せん断耐力

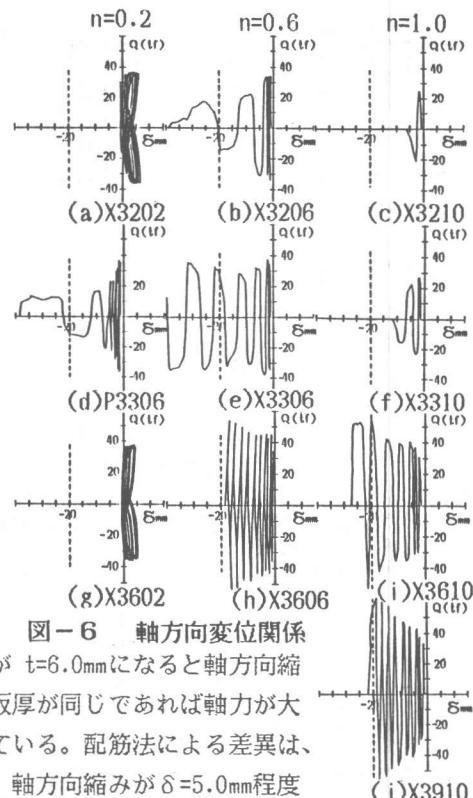


図-6 軸方向変位関係

は、今回の実験の作用軸力が、 $n=N/b \cdot D \cdot F_c = 0.2$

および 0.6 のものは、作用軸力比の範囲が

$$(1-rD_1)/2 \leq n \leq (1+rD_1)/2$$

$n=1.0$ のものは

$$(1+rD_1)/2 \leq n \leq (1+rD_1)/2 + 2 \cdot \Phi$$

となり、これに対する鉄筋コンクリートの軸力比
-終局曲げモーメント相関関係より、その無次元化終局曲げモーメント係数 m_u は、前者で

$$m_u = n(1-n)/2 + \Phi \cdot rD_1$$

後者では

$$m_u = -n \cdot rD_1/2 + (1+rD_1)^2/8 + \Phi \cdot rD_1$$

で与えられる。ここに $m_u = M/b \cdot D^2 \cdot F_c$ 、 $rD_1 = rD/D$ 、 $\Phi = r \cdot \alpha_t \cdot r \sigma_y / b \cdot D \cdot F_c = p_t \cdot r \sigma_y / F_c$ 、 rD :主筋の中心間距離である。これらよりその無次元化終局せん断耐力係数は、それぞれ

$$q_{um} = Q_{um} / b \cdot D \cdot F_c = 2 \cdot m_u \cdot D/h$$

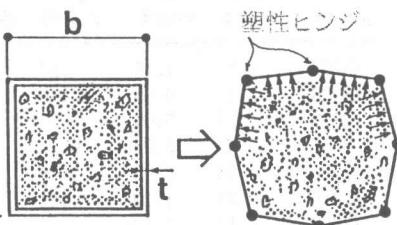


図-7 ヒンジモデル

によって求めるものとする。この Q_{um} の計算結果も表-1に示す。また同表の実験値である Q_{max} は、P-△効果の影響、すなわち作用軸力により生ずる負荷転倒モーメントによる増加せん断力を考慮して求められた最大耐力である。なお、軸方向縮みが20mmを超えてからの耐力は、本研究の「鋼管は直接軸方向応力を受けない」という仮定に反するため、無視し、軸方向縮みが20mm以内での最大耐力を示している。

これらの計算値と実験値の比率を表-2に示す。この表より、作用軸力、鋼管の板厚、配筋法のいかんにかかわらず、計算値に対する実験値の比率の平均値は、 Q_{u1} では正荷重で1.54、負荷重で1.42となり、 Q_{u2} では正荷重で1.44、負荷重で1.31となり、 Q_{um} では正荷重で1.43、負荷重で1.31となり、 Q_{u1}^* では正荷重で1.08、負荷重で0.99となり、 Q_{u2}^* では正荷重で0.89、負荷重で0.81である。これによれば、 Q_{u1}^* での評価が最も実験値に近く、また全試験体についてむらなく評価できていることも表より読み取れる。また鋼管板厚が厚く、作用軸力比の高い試験体、X3606、X3610、X3910の3体をのぞけば、 Q_{u1} では正荷重で1.10、負荷重で0.99となり、 Q_{um} では正荷重で1.13、負荷重で1.04となり、 Q_{u1}^* では正荷重で1.03、負荷重で0.91となり、やはり Q_{u1}^* の

表-1 素材諸元および終局耐力に関する実験値と計算値

試験体	鋼管 板厚 <i>t</i> (mm)	鋼管 外径 <i>D</i> (mm)	コンクリート 強度 <i>F_c</i>	鋼管降伏 応力度 <i>s σ_y</i>	作用 軸力 <i>N</i> (tf)	実験値		計算値(tf)			
						正荷重	負荷重	<i>Q_{u1}</i>	<i>Q_{u2}</i>	<i>Q_{um}</i>	<i>Q_{u1}*</i>
X3202	2.26	299.6	276	2230	47.8	37.3	37.8	33.3	35.0	34.1	33.3
X3206	2.21	299.5	286	2230	152.1	34.8	34.3	40.3	52.4	42.6	41.0
X3210	2.39	300.0	288	2230	252.0	24.9	14.0	20.2	20.2	22.3	22.3
P3306	3.05	299.7	290	2940	150.7	37.9	37.8	41.2	52.9	42.7	42.9
X3306	3.06	300.0	292	2940	152.4	39.2	37.8	40.7	53.0	42.9	42.4
X3310	3.10	299.6	298	2940	256.6	28.5	24.0	20.2	20.2	22.3	25.3
X3602	5.90	300.8	283	3690	47.1	39.3	37.7	33.6	35.4	34.4	34.3
X3606	5.93	300.6	285	3690	147.8	57.0	56.3	40.2	52.3	42.6	46.4
X3610	5.94	300.5	282	3690	233.9	46.8	46.1	20.2	20.2	22.3	37.5
X3910	8.61	300.8	288	3150	228.8	54.3	52.5	20.2	20.2	22.3	48.0
											66.8

主筋 引張降伏応力度 $r \sigma_y = 3568 \text{kgf/cm}^2$ 引張強度 $r \sigma_u = 5257 \text{kgf/cm}^2$ $r \varepsilon_y = 0.21 \times 10^{-2}$ F_c , $s \sigma_y$ の
単位 $= \text{kgf/cm}^2$

表-2 実験値と理論値の比較

試験体	$\frac{Q_{max}}{Q_{u1}}$		$\frac{Q_{max}}{Q_{u2}}$		$\frac{Q_{max}}{Q_{um}}$		$\frac{Q_{max}}{Q_{u1^*}}$		$\frac{Q_{max}}{Q_{u2^*}}$	
	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重
X3202	1.12	1.14	1.07	1.08	1.10	1.11	1.12	1.13	1.07	1.08
X3206	0.86	0.85	0.66	0.65	0.82	0.81	0.85	0.84	0.65	0.64
X3210	1.23	0.69	1.23	0.69	1.12	0.63	1.12	0.63	1.03	0.58
P3206	0.92	0.92	0.72	0.71	0.89	0.89	0.88	0.88	0.67	0.67
X3206	0.96	0.93	0.74	0.71	0.91	0.88	0.93	0.88	0.71	0.68
X3310	1.41	1.19	1.41	1.19	1.28	1.08	1.13	0.95	0.97	0.82
X3602	1.17	1.12	1.11	1.07	1.14	1.10	1.15	1.10	1.10	1.06
X3606	1.42	1.40	1.09	1.08	1.34	1.32	1.23	1.21	0.97	0.96
X3610	2.92	2.84	2.92	2.84	2.65	2.57	1.25	1.23	0.92	0.90
X3910	3.39	2.99	3.39	2.99	3.08	2.72	1.13	1.09	0.82	0.79
平均値	1.54	1.42	1.44	1.31	1.43	1.31	1.08	0.99	0.89	0.81

理論値が最も実験値に近いが、 Q_{u1} 、 Q_{um} でもほぼ評価できそうである。ここで、鋼管の拘束力を考慮していない理論値である Q_{u1^*} と、この計算式中の F_c の代わりに、鋼管の拘束力を考慮した F_c^* を導入することによって求められる Q_{u1^*} の両理論値で評価できるということは、鋼管板厚が薄いものについては、鋼管の拘束力が小さいことを示している。

8. むすび

高軸力と高せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱に高性能をあたえる構法として、角形被覆鋼管と主筋のX形配筋を組み合わせることを提案しているが、本論文は、被覆鋼管の板厚と作用軸力比を主たる実験変数とした。既往の研究では特に鋼管の板厚の与える影響は、平行配筋の場合、鋼管の板厚が薄くなるに従って、最大耐力以後の耐力低下は急激となり剛性が維持できないが、X形配筋では、鋼管の板厚が薄い場合でも高軸力下における大変形振幅に対しても、極めて安定した紡錘形の履歴曲線が得られることは、文献(1)、(2)にも示されている。しかしながら今回は、柱断面を□-300x300xtと大きくし、更に、作用軸力比n=1.0という高軸力も取り入れて10体の実験を行ったが、軸力比がn=1.0ともなると、鋼管の拘束力が大幅に必要とされるためか、鋼管板厚t=2.3mm、3.2mmの試験体については、予想耐力は超えているものの变形性能は劣化した。一方、鋼管板厚がt=6.0mm、9.0mmのものについては、軸方向縮みは大きいが、エネルギー消費能力の優れた紡錘形の安定した履歴が得られた。

また、このような構法の合成柱の曲げ・せん断力を受ける時の終局せん断耐力は、従来のアーチ機構に用いられる一様な圧縮場に対するモデルに、被覆鋼管による拘束効果を考慮した耐力式から求められる Q_{u1^*} によってほぼ評価できることが示された。

9. 参考文献

- (1) 南 宏一、佐々木良一、若林 実：被覆鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱の耐力とじん性、第10回コンクリート工学年次論文報告集、1988年6月、PP.245-250
- (2) 佐々木良一、南 宏一、投野修美、山本裕康：角形鋼管でコンクリートを拘束したX形配筋の合成柱の断塑性性状、第11回コンクリート工学年次論文報告集、1989年11月、PP.305-310
- (3) 佐藤孝典、下戸芳寛、渡辺泰志：アンボンド型充填鋼管コンクリート構造のせん断伝達機構、コンクリート工学年次論文報告集、9-2、1987年6月、PP.555-560
- (4) 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(九州)、1989年、PP.1627-1628
- (5) 若林 実、南 宏一：X形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について、第8回コンクリート工学年次論文報告集、1986年6月、PP.433-436