# 報告 高密度配筋RC柱の変形挙動に関する実験的検討

# 小林 寿子<sup>\*1</sup>·小林 薫<sup>\*2</sup>

要旨:一般的なRC柱は,主鉄筋比 6%を上限としている。今回,帯鉄筋と型枠兼用の一般構造用鋼管内に, 主鉄筋を 20%程度と高い密度で配置した"高密度配筋RC柱(以下,高密度RC柱)"の開発に向け,正負交 番載荷試験を行い,破壊性状を確認した。試験体は,D/t・Vs/Vmuをパラメータとし,破壊性状に与える影響について基礎的な検討を行った。また,高密度RC柱の降伏荷重を既往のRC部材断面の計算式で算定し たところ,試験結果と近似することが判明した。

キーワード:軸方向鉄筋量,交番載荷試験

# 1. はじめに

鉄道の駅構内等において,線路と線路の間やホームの 上空に構造物を構築する場合,施工時の制約が非常に厳 しく,列車が運行していない夜間短時間で施工する必要 がある。特に,柱等の長尺部材の建て込みは,作業時間 が電車線に電気の流れていない2時間程度となるため, そのような場所で施工する柱部材は,特注品の極厚鋼管 を用いたCFT柱とすることで細くし,タワークレーン 架設となるケースが多い。しかしながら,昨今の鋼材価 格の高騰や,材料調達に時間を要する等の問題から,今 回,型枠兼用の一般構造用鋼管を用い,鋼管内に主鉄筋 を20%程度と高い密度で配置した"高密度RC柱"を考 案し,正負交番載荷試験により破壊性状等について基礎 的検討を行った。

# 2. 試験概要

#### 2.1 高密度RC柱の設計方針

主鉄筋比を 20%程度まで増やしたRC柱は,一般的な RC柱と比べ付着切れが生じやすいと考えられ, 脆性的 な破壊や変形性能の低下が懸念された。そこで,高密度 に主鉄筋を配置したRC柱の周囲にせん断補強となる一 般構造用の薄肉鋼管を配置することで,鋼管の拘束効果 により柱断面形状を保持し,脆性的な破壊を抑制し,変 形性能を維持することを期待した。また,前述の施工状 況では型枠の設置が困難であるため,鋼管を型枠兼用と し,施工性の向上も期待した。

図 - 1 に高密度 R C 柱の断面概要を示す。主鉄筋は 3 段配筋とし,施工性を考慮し,軸方向鉄筋を 12 本ずつ束 ねて配置した。

2.2 試験体諸元

試験体の概要図を図 - 2 に 表 - 1 に試験体諸元を示す。 め, D/t(D:柱外径,t:鋼管厚), Vs/ 図 - 2 に示すとおり,柱端部は上下 25mm ずつ鋼管を巻 から算定したせん断耐力, Vmu:柱基部 \*1 東日本旅客鉄道(株) JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 (正会員)

モルタル 鋼管 かぶり\_25mm 主鉄筋 Asv: 載荷方向 図 - 1 柱断面概要 軸力 1MPa 寸法(mm) ¥۲ せん 断 スパン1700 長1550 1725 鲍管-32 柱外径 355.6 図 - 2 試験体概要図

かない部材断面とし, せん断スパンは鋼管下端~載荷点

がない記材め面とし, しんめスパンは剥官下端~戦何点 までとした。

試験体は,鋼管の拘束効果に与える影響を確認するため,D/t(D:柱外径,t:鋼管厚),Vs/Vmu(Vs:鋼管から算定したせん断耐力,Vmu:柱基部が曲げ耐力に達

「1 宋口本派合驮垣(休) JR 宋口本研九開光ビノダー ノロノノイアリーレス研九別 (正云貝)

\*2 東日本旅客鉄道(株) JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 (工)博 (正会員)

表 - 1 試験体諸元

試験体	柱径	鋼管厚t	せん断スパンa	主鉄筋	主鉄筋	a∕d	D/t	Mу	Mu	Py	Pu	Vmu	Vs	Vs/Vmu
番号	(mm)	(mm)	(mm)	径	本数			(kN•m)	(kN•m)	(kN)	(kN)		(kN)	
K-5	355.6	9.5	1700	16	96	5.43	37.4	492	548	289	322	322	906	2.81
K-6	355.6	6.4	1700	16	96	5.37	55.6	505	563	298	331	331	617	1.86
K-7	355.6	12.7	1700	16	96	5.48	28	483	543	284	319	319	1365	4.28

表-2 既往のRC断面計算値との比較

試験体	柱fc	フfc	fsy	fsky	Py	Pu	Py'	Pu'	Py'/Py	Pu' /Pu	δy	δy'	δу'/δу
番号	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)			(mm)	(mm)	
K-5	39.8	32.7	349.2	350.3	289	322	298	460	1.03	1.43	20.3	25.5	1.25
K-6	39.6	23.2	349.2	350.6	298	331	299	443	1.00	1.34	21.4	27.3	1.28
K-7	49.1	28.7	349.2	397.9	284	319	295	473	1.04	1.48	21.1	23.0	1.09

柱fc:柱モルタル圧縮強度, フfc:フーチングコンクリート圧縮強度, fsy:鉄筋の引張降伏強度, fsky:鋼管の引張降伏強度, Py':降伏荷重(実験値), Pu':最大荷重(実験値), δy':降伏変位(実験値)

するときのせん断力(Mu/a))をパラメータとした。Vsは, 「鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの 複合構造物」1)に基づき,既往の複合構造部材の式(1)に より算定した。

Vs=Asv×fsvyd/1.15 (1) Asv:(鋼管の全断面積)×1/2(mm<sup>2</sup>)

fsvyd:鋼管のせん断降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

表 - 1の My, Mu, Py, Puは,「鉄道構造物等設計標準・ 同解説 コンクリート構造物」2)の RC 断面計算により 求め,それぞれ,曲げ降伏耐力,最大耐力,降伏荷重, 最大荷重を示している。なお,試験体番号は著者らが実 施した一連の模型実験の通し番号であるため,必ずしも 連続していない。

2.3 載荷概要

実験は,図-2に示すように軸力(1MPa)を作用させた 状態で,載荷点に水平力を正負交番載荷した。柱基部で 載荷方向45度位置のいずれかの最外縁主鉄筋のひずみ 計測値が降伏ひずみに達した時点の載荷位置に生じる変 位を降伏変位 yと定義し,この整数倍の変位n× y (1,2...)で順次変位振幅を増加させながら載荷し,10 y以降は12,14,16 yの順に載荷した。

3. 試験結果

3.1 既往の R C 断面計算値との比較

表 - 2 に実験結果に対して,既往のRC部材の計算式 「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」 2)に基づくRC断面計算のPy,Puおよび yとそれに対 する試験結果を示す。

Pyは,実験値が計算値に対して1.00~1.04と,ほぼ同 等の数値を示した。

Puは,1.34~1.48と実験値が計算値を大きく上回った。

また, yは,1.09~1.28と実験値が計算値より大きな 値を示したが,パラメータの違いによる特定の傾向は見 られなかった。 このことから,既往のRC部材における計算式により 算定した値は,Pyについては実験結果とほぼ同程度の数 値となった。

3.2 破壊性状

破壊性状は, K-6 試験体と K-7 試験体で異なる性状を 示した。

K-6 試験体は,柱基部に柱外縁に沿ったひび割れが発 生した後,3 y で載荷方向において柱基部がやや開き, 4 y で柱基部に圧壊も観察され始めた。その後,5 y で鋼管の下端ひずみが圧縮側で降伏すると,6 yからは 柱基部周辺のコンクリートが柱を中心に盛り上がってき ている状況が観察され,同時に荷重が低下しはじめ,8 ~9 y では鋼管と柱コンクリートがずれる音が断続的 に聞かれるようになり,このころから鋼管の下端がやや はらみ出し始めた。柱の部材角は,最大荷重を示した 5 y ピーク時で 8/100,7 y で 10/100 を超え,8 y で 13/100 となった。

なお,ここで示した柱の部材角とは,「載荷点変位/ せん断スパン」で算定しており,柱部材の躯体の変形量 と軸方向鉄筋の抜出しによる変形量を全て含んでいる。 また,最外縁主鉄筋の抜出し量を柱基部-30mmに抜出し ワイヤーを取り付けて測定したところ,5 yで 0.7mm, 10 yで3.1mm程度であった。

その後 12 y で正方向に載荷し,負側に載荷してる途 中で断続的に圧縮側最外縁の鉄筋 4 本が破断し,荷重が Py を下回った。鉄筋破断は,部材角 8/100~15/100 で発 生した。

写真 - 2 に K-6 試験体の 5 y 時(Pu 時)の柱基部を示 す。この時点で柱鋼管に変形等の損傷は確認できない。 写真 - 3 に K-6 試験体の 12 y ピーク時の柱基部を示す。 この時点の部材角は,約 1/5(19/100)と非常に大きく,鉄 筋破断は負側載荷時に圧縮側で発生したため,この時点 ではまだ鉄筋破断は生じていない。K-6 は,柱基部に損 傷が集中し,最終的に主筋に低サイクル疲労によると推 察される破断が生じたものの,鉄筋破断前の柱部材角は 16/100と非常に大きく,高い変形性能を有していること



写真 - 2 K-6 試験体 5 y (Pu 時, 部材角 8/100)



写真 - 3 K-6 試験体 12 y(部材角 19/100)



写真-4 K-6 試験体 (部材角 19/100 まで載荷後除荷)

が確認できた。また,写真-4に示すように,試験終了 時の K-6 の柱下端にははらみ出しが見られる。

K-7 試験体は, Py~4 yまでの破壊性状はK-6とほぼ 同様であったが,5 y(写真-5)で柱基部に集中した コンクリートの剥離が始まった後は,7 yまで放射状の ひび割れにほとんど進展がなく,柱基部コンクリートの 局部的な損傷だけが進展する状況が見られた。(写真-6)その後,8 yで最大荷重となったが,柱基部周辺に 円環状のひび割れが生じ(写真-7),9 yから荷重が 低下し始めた。

なお,柱の部材角は,5 y時で8/100,7 y時で10/100 を超え,8 yで13/100となった。

10 y では、円環状ひびわれから柱基部にかけてコン クリートが盛り上がるようになり、柱自体は変形せず、 柱が円環状コンクリートとともに抜上がるような挙動を 示し、荷重がさらに低下した。その後12 y 載荷時に、 部材角が10/100を超えてから主鉄筋が圧縮側で6本断続 的に破断し、14 y でも部材角7/100以降10/100付近に かけて4本、16 y では部材角が15/100を超えてから4 本程度がいずれも圧縮側で破断した。しかしながら、荷 重の低下は比較的緩やかで、12 y で鉄筋が4本破断し ても破断前に比べて12%程度の荷重低下であった。その 後の鉄筋破断でも14 y が12 y に比べて11%程度と、 急激な荷重低下は伴わない破壊性状を示した。これは、



写真 - 5 K-7 試験体 5 y (部材角 8/100)



写真 - 6 K-7 試験体 7 y(部材角 11/100)



写真 - 7 K-7 試験体 8 y (Pu 時,部材角 13/100)

主鉄筋本数が非常に多いことと,鋼管の拘束効果が大き いことにより,鉄筋が一部破断し,大きな変形となって も部材断面がある程度維持されているのではないかと推 測できる。

また,K-6では鋼管下端のはらみ出しが確認されたが, K-7 では試験終了まではらみ出しがなかった。(写真 -8)



写真 - 8 K-7 試験体 (部材角 25/100 まで載荷後除荷)

K-7 は、K-6 に比べて柱鋼管の剛性が高く,柱基部に局 部的に変形が集中したため,主鉄筋が局部座屈するよう な挙動となり,K-6よりも破断した鉄筋の本数が多くな ったのではないかと推測される。しかしながら,鉄筋破 断前の部材角はK-6 同様,16/100と大きく,変形性能は 充分に確保されていることが確認できた。

# 3.3 ひずみ分布

主な試験体の最外縁主鉄筋の Py 時のひずみ分布を図 - 3 に, Pu 時のひずみ分布を図 - 4 に示す。図 - 3 は, 柱断面を示した図のように 柱基部の 45 度位置の鉄筋が 降伏したときの最外縁主鉄筋ひずみと,鋼管のひずみ, を実線で示している。なお,点線で鋼管の引張降伏ひず みを,一点鎖線で鉄筋の降伏ひずみを示した。X 方向の (1D)と明記した点線は 柱基部から 1D の位置を表した。

図 - 3より,鋼管のひずみは,鋼管の下端と1/2D,1D の3点の載荷方向最外縁の周方向ひずみを計測したが, 周方向ひずみは,部材の引張側より圧縮側のほうが大き くなったため,圧縮側の周方向ひずみを示している。鋼 管は降伏ひずみに達しておらず,鋼管最下端ではひずみ の進展が見られるものの,柱の1/2Dおよび1D位置では いずれの試験体においても,300µ未満となった。

また,主鉄筋のひずみ分布は,1D 区間より上では1500 μ未満と小さく,全体的な分布はほぼ共通した傾向が見 られた。いずれも柱基部のひずみが顕著で,局所に集中 したひずみ分布となっている。このことから,Py時点で は,鋼管の拘束効果が十分発揮されているものと考えら れる。















図 - 4 鋼管と主鉄筋のひずみ分布(Pu時)

図 - 4 は右上に鋼管と鉄筋の計測位置を黒く表示し ている。Pu 時の主鉄筋のひずみ分布は,全体的な分布傾 向は Py 時とよく似ている。Py 時に柱基部で局所的に顕 在化していたひずみが,Pu 時はやや顕在化したひずみの 範囲が広がり 1D 区間で卓越しているものの,1Dより上 のひずみは降伏点をわずかに上回る程度であったわずか に降伏ひずみを上回った点は,いずれも 1D より 10mm 上の点で,約 100 μ 降伏ひずみを超えていた。



図 - 5 部材角 10/100 超時点のひずみ分布

図 - 5 に部材角が 10/100 を超えた時点のひずみ分布 を示す。右上の図の黒色が図示したひずみ計測位置であ る。鋼管のひずみ分布に着目すると,D/t55.6 の K-6 試験 体は,鋼管下端のひずみが D/t が小さい K-5,7 試験体に 比べて突出していることが分かる。D/t が小さくなるに つれて鋼管下端のひずみは小さくなり,D/t が 28 の K-7 試験体は,部材角が 10/100 を超えても鋼管が降伏ひずみ に達していなかった。また,1D より上のひずみはほとん ど変わらない結果を示した。

# 3.4 荷重~ 変位関係

載荷点変位と荷重の包絡線を図 - 6 に示す。いずれも 全体形としては非常によく似た包絡線となったが,ピー ク時の部材角と,ピークを超えてからの包絡線が異なり, D/t が 28,37.4,55.6 の順に高い荷重を維持する傾向を示 した。





図-7 各変位段階と荷重変動率

図-7に,各変位段階と前の変位に対する荷重変動率 を示す。いずれも1 yを1とした。

荷重変動率は10 y程度まではほぼ同じ傾向が確認で きる。K-6 試験体は12 y, K-5 試験体は10 y, K-7 試 験体は12 yで鉄筋が破断しているが,鉄筋破断により いずれも荷重が低下しているのが分かる。ただし,いず れも破断前の変位段階に比べて10~15%の荷重低下とな り,一般的なRC柱のような急激な低下は見られなかっ た。

### 4. まとめ

今回の,高密度RC柱の試験結果より得られた知見は 以下のとおりである。

- 高密度 R C 柱の Py は,既往の R C 断面部材計算式で 求めた計算値とほぼ同等となった。
- (2) 高密度 R C 柱の Pu は,既往の R C 断面部材計算式で 求めた計算値より,1.34~1.48 倍大きくなった。
- (3) 高密度 R C 柱の y は,既往の R C 断面部材計算式で 求めた計算値より, 1.09~1.28 倍大きくなった。
- (4) 柱鋼管は, D/t55.6, Vs/Vmu1.86のK-6においては8 y(部材角13/100)以降下端付近ではらみ出し始め たが, D/t28, Vs/Vmu4.28のK-7は試験終了まではら み出しは無かった。
- (5) 高密度RC柱の載荷方向最外縁主鉄筋ひずみは, Pu 時において,柱基部からほぼ1D区間内で塑性化した。
- (6) 高密度 R C 柱の鋼管周方向の下端ひずみは,部材角 10/100 を越える変位段階において,D/t が 28(K-7 試 験体),37.4(K-5 試験体),55.6(K-6 試験体)の順に,小さ くなった。また,Vs/Vmu が 4.28(K-7 試験体),2.81(K-5 試験体),1.86(K-6 試験体)の順に小さくなり,

D/t28,Vs/Vmu4.28 の K-7 試験体では降伏ひずみに達 しなかった。

- (7)荷重~変位関係は荷重ピーク後の包絡線に違いが見られ,D/tが28(K-7試験体),37.4(K-5試験体),55.6(K-6試験体)の順,Vs/Vmuが4.28(K-7試験体),2.81(K-5試験体),1.86(K-6試験体)の順に,高い荷重を維持する傾向がみられた。
- (8) 主鉄筋が 4 本程度破断しても,荷重低下は破断前の 変位段階に比べて 10~15%程度の低下率となった。

参考文献

1) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同
解説 鋼とコンクリートの複合構造物,国土交通省鉄道
局監修,鉄道総合技術研究所編,丸善,2002.12

 2) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同 解説 コンクリート構造物国土交通省鉄道局監修,鉄道 総合技術研究所編,丸善,2004.4