論文 曲げとねじりを同時に受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に 関する研究

松枝 修平*1·田所 敏弥*2·谷村 幸裕*3·進藤 良則*4

要旨:斜角等の不整形な形状を有するラーメン高架橋においては,地震時における3次元的な挙動が無視で きない場合が多い。このため,地震時の挙動を精度よくシミュレーションするためには,ねじりを受ける鉄 筋コンクリート(以下,RC)柱の性能を把握する必要がある。本研究では,標準的な鉄道高架橋柱を模擬し た供試体による曲げとねじりの同時載荷実験を行い,ねじりがRC柱の部材性能におよぼす影響について検 討した。検討の結果,軸方向鉄筋が降伏する場合には,ねじり剛性が低下し,ねじりモーメントが増加しな いことがわかった。また,曲げとねじりを同時に受けるRC柱では曲げ変形性能が低下することがわかった。 キーワード:ねじり,曲げ,変形性能,鉄筋コンクリート柱

1. はじめに

図-1 のような斜角等の不整形な形状を有するラーメ ン高架橋においては、地震時における3次元的な挙動が 無視できない場合が多い。このため、地震時の挙動を精 度よくシミュレーションするためには、ねじりを受ける 鉄筋コンクリート(以下, RC)柱の性能を把握する必要 がある。一方、ねじりを受けるRC柱の挙動は、ねじり ひび割れ発生前と発生後で大きく異なる。鉄道構造物等 設計標準・同解説(コンクリート構造物)(以下, RC標 準)¹⁾では、ねじりひび割れ発生前は、コンクリートの 全断面を有効とした弾性理論であるSt'Venantのねじり 理論により純ねじり耐力を算定し、ねじりひび割れ発生 以降は、せん断力を受ける部材に適用される平面トラス 理論を3次元に拡張した立体トラス理論によりねじり耐 力を算定している。これらの耐力の算定値は、ねじりの みを受ける場合を前提としており、曲げを受け軸方向鉄



図-1 斜角を有するラーメン高架橋の例

筋が降伏する場合においては、十分な検討がなされてい ない。また、ねじりを受ける RC 柱の終局にいたるまで の部材性能についても十分把握されていない。

そこで、本研究では、標準的な鉄道高架橋柱を模擬した供試体により、図-2に示すようにねじり量をパラメータとした、曲げとねじりの同時載荷実験を行い、軸方向鉄筋の降伏が RC 柱のねじり性能に及ぼす影響と、ねじりが RC 柱の変形性能に及ぼす影響について検討した。

2. 実験概要

2.1 実験方法

実験は, RC ラーメン高架橋の柱を模擬した実大供試体を3体製作し,帯鉄筋比とねじり量をパラメータとし



(a)曲げのみ載荷(載荷1)(b)曲げとねじり載荷(載荷3) 図-2 載荷パターン(載荷1および載荷3)

*1 財団法人	鉄道総合技術研究所	構造物技術研究部	コンクリート構造	工修	(正会員)
*2 財団法人	鉄道総合技術研究所	構造物技術研究部	コンクリート構造	工博	(正会員)
*3 財団法人	鉄道総合技術研究所	構造物技術研究部	コンクリート構造	工博	(正会員)
*4 独立行政法	人 鉄道建設・運輸加	面設整備支援機構 請	设計技術部 設計技術	「第一課	工修 (正会員)

	断面	柱コンクリー せん断	軸方向鉄筋		帯鉄筋		軸力 N (kN)	
供試体	形状 B	トの圧縮強度	スパン	鉄筋径-本数	降伏強度	鉄筋径-組数-	降伏強度	$(\overline{\mathbb{R}} \pm \sigma^2 (\mathrm{N/mm}^2))$
	(mm)	$f'_{\rm C}$ (N/mm ²)	$L_{\rm a}({\rm mm})$	(鉄筋比%)	$f_{\rm y}({\rm N/mm^2})$	ピッチ(鉄筋比%)	$f_y(N/mm^2)$	
基準1		30.2		D25-32	371	D13.2 組	373	2352
No.1	800×800	34.4	3000	(2.53)	372	D13-2 RH	346	(3.68)
No.2		30.7		(2.33)	372	cico0(0.73)	346	(5.08)
基準 2	000~000	29.2	2200	D32-30	368	D19-2 組	366	3135
No.3	25.5	3300	(2.94)	381	ctc100(1.27)	406	(3.87)	

表-1 供試体諸元

表-2 載荷パターン

載荷	載荷 パターン	曲げ	ねじり
基準1	載荷1	正負交番3回繰返し載荷	_
No.1	載荷 3	正負交番3回繰返し載荷	0.07(deg./m/δ _y):高架橋柱で想定される最大ねじり角
基準2	載荷1	正負交番3回繰返し載荷	_
No.2	載荷 2	-	正負交番3回繰返し載荷:純ねじり耐力 <i>M</i> tcの整数倍でねじりの正負交 柔繰返し載荷 農鉄筋が降伏ひずみの50%程度に達したとき載荷終了
	載荷3	正負交番3回繰返し載荷	留線返じ戦间, 無数船が遅いび $9,50,50,00$ 住反に定じたこと 戦間 κ] 0.14(deg./m/ δ_v): No.1 および No.3 の 2 倍のねじり角
No.3	載荷 2		正負交番1回繰返し載荷:純ねじり耐力 M _{tc} の整数倍でねじりの正負交
			番繰返し載荷,帯鉄筋が降伏ひずみの50%程度に達したとき載荷終了
	載荷 3	正負交番3回繰返し載荷	0.07(deg./m/δ _y):高架橋柱で想定される最大ねじり角

て、ねじりのみの交番載荷実験と曲げとねじりの同時交 番載荷実験を行った。

2.2 供試体概要

実験に用いた供試体の諸元と配筋略図を表-1 および 図-3 に示す。供試体は、高さ 7m 程度の標準的な鉄道 RC ラーメン高架橋を想定し、曲げのみ載荷の場合と比 較するために、文献²⁾の研究成果を参考に供試体諸元を 決めた。No.1 および No.2 は、比較的帯鉄筋量の少ない 場合(帯鉄筋比 0.79%), No.3 は多い場合(帯鉄筋比 1.27%)とし、帯鉄筋量の影響について検討した。また、 基準1 および基準2 は、曲げのみ載荷の場合である文献 ²⁾の供試体である。

2.3 載荷方法

図-2 および表-2 に、曲げおよびねじりの載荷パタ ーン(載荷 1,載荷 2 および載荷 3)を示す。また、図 -4 に載荷装置を示す。載荷 1 は、文献²⁾にある載荷方 法であり、図-2 (a) に示すような曲げのみの正負交番 3 回繰返し載荷である。載荷 2 は、ねじりのみ載荷し、 純ねじり耐力時のねじり変位(計算値)を基準とした変 位の整数倍の正負交番繰返し載荷とした。載荷 2 では、 純ねじり試験後に、曲げとねじりの同時載荷実験を行う ため、部材性能におよぼす影響が少ないように帯鉄筋が 降伏ひずみの 50%に達した段階で載荷終了とした。載荷 3 は、図-4 の平面図に示す 2 本の水平ジャッキの変位





図-4 載荷装置

差を利用して、図-2 (b) に示すように曲げとねじりを 同時に載荷した正負交番繰返し載荷とした。載荷3では、 曲げ変位に応じてねじり角を増加させた。ねじり角は、 No.1 および No.3 では、図-1 のような斜角を有するラー メン高架橋において RC 柱で想定される最大のねじり角 として 0.07deg./m/ δ_y (deg./m/ δ_y : 1 δ_y に到達したときの柱 高さ 1m あたりのねじれ角)とした。No.2 は、No.1 およ び No.3 の 2 倍の 0.14deg./m/ δ_y とした。

ねじり角は, 柱頭部2箇所に変位計を取り付けて算出 した。また,曲げ変形量を計測するために,柱頭部の鉛 直変位および水平変位と柱基部の抜出し量を計測した. 鉄筋のひずみは軸方向鉄筋および帯鉄筋にひずみゲー ジを貼付し計測した。

3. 実験結果

3.1 ねじりのみを受ける RC 柱のねじり特性

図-6 および図-7 の実験値(載荷2)に、ねじりのみの 載荷実験より得られた No.2 および No.3 のねじりモーメ ント-ねじり角の関係を、コンクリート構造の限界状態設 計法指針(案)³⁾に従い算定した計算値とともに示す。

図-6 および図-7 より、ねじりモーメント-ねじり角関 係では、0.08deg./m 程度のときにねじりひび割れが発生 し、ねじり剛性が低下した。No.2 におけるねじり剛性低 下後のひび割れ発生状況を図-8 に示す。ひび割れは、部 材軸位置の45°方向に発生しており、ねじりひび割れで あることがわかる。また、図中のねじりモーメント-ねじ り角曲線より、純ねじり耐力以降の剛性は、それまでに



図-5 ねじり荷重-ねじり角の関係(No.1,載荷3)



図-6 ねじり荷重-ねじり角の関係(No. 2, 載荷 2, 3)







図-8 ねじりひび割れの発生状況 (No. 2)

-813-



図-9 鉄筋ひずみ-ねじり角の関係

経験した最大点および原点を指向し、残留ねじり変位は ほとんどないことがわかった。

実験より得られた純ねじり耐力は,コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)³⁾より算定した計算値の1.6 倍~1.7倍程度であることがわかった。

ねじりのみ載荷の場合の軸方向鉄筋および帯鉄筋の ひずみ状態について検討するため、図-9に、ねじり交番 載荷におけるピーク時の鉄筋ひずみを示す。軸方向鉄筋 については柱基部四隅の鉄筋の平均ひずみを示す。また、 帯鉄筋については柱基部から 0.5D (No.2) または 0.3D

(No.3) 上方に配置した大外の帯鉄筋のひずみを示す。 軸方向鉄筋については、ねじり角が増加してもひずみは 一定であり、ねじりによるひずみ増分はほとんどないこ とがわかった。一方、帯鉄筋では、ねじりひび割れが発 生したねじり角以降、ひずみが増加していることがわか った。以上より、RC 柱においては、ねじりモーメント が純ねじり耐力に達することによって、ねじりひび割れ が発生し、それ以降は帯鉄筋がねじりひび割れに抵抗す る、立体トラス理論が成り立っていることが確認できた。 3.2 曲げを受ける RC 柱のねじり特性

図-5, 図-6 および図-7 の実験値(載荷 3)に, 曲げとね じりを受けた場合の, No.1, No.2 および No.3 のねじり モーメント-ねじり角の関係を示す。

図-5より, No.1 では初期のねじり剛性は計算値に近い が、軸方向鉄筋が降伏した後は、ねじり剛性が著しく低 下し、純ねじりの場合に比べてねじりモーメントが増加 しないことがわかった。これは、柱基部が塑性化するこ とによりねじり変形が柱基部に集中するためと考えら れる。

図-6より, No.2では,純ねじり載荷試験(載荷2)に よって発生したねじりひび割れの影響を受け,載荷3に おける初期のねじり剛性は小さくなり,純ねじりの場合 に比べてねじり剛性が低下していることがわかった。軸 方向鉄筋降伏後には, No.1と同様の傾向であった。No.1



図-10 曲げとねじり載荷時の荷重-変位関係 (No.1)





図-11 曲げとねじり載荷時の荷重-変位関係 (No. 2)

図-12 曲げとねじり載荷時の荷重-変位関係 (No.3)

と No.2 の結果を比較すると,軸方向鉄筋降伏後にねじり 剛性が低下することは,ねじり量の大小にかかわらず同 じであることがわかった。一方, No.3 の結果より,帯鉄 筋量が多い場合においても, No.2 と同じ傾向であった。

以上から,軸方向鉄筋が降伏し,基部が塑性化する程 度の曲げとねじりを同時に受ける場合においては,ねじ り剛性の低下により,ねじりモーメントが増加せず,ね じり破壊する可能性は小さいと考えられる。したがって, 現行の設計では,曲げとねじりの連成を考慮し,ねじり 力を照査するが,曲げ降伏する RC 柱においては,ねじ



(a) 3δ_vの1回目終了時



(b) 5δ_yの1回目終了時
 (c) 7δ_yの1回目終了時(終局時,載荷面)
 図-13 基準1の柱基部における損傷状況



(a) 3δ_yの1回目終了時

(b) 5δ_yの1回目終了時
 (c) 5δ_yの1回目終了時(終局時,載荷面)
 図-14 No.2の柱基部における損傷状況



(a) 3δ_yの1回目終了時

(b) 5δ_yの1回目終了時
 (c) 5δ_yの1回目終了時(終局時,載荷面)
 図-15 No.3の柱基部における損傷状況

り破壊の照査が省略できる可能性があると考えられる。 3.3 曲げとねじりを受ける RC 柱の曲げ変形性能

RC 柱に曲げとねじりの同時載荷を行い,基準となる 供試体の実験結果と比較することにより,ねじりが RC 柱の曲げ変形性能におよぼす影響について検討した。

実験より得られた, No.1, No.2 および No.3 における 荷重-変位曲線を, RC 標準¹⁾にしたがって算定した骨格 曲線とともに, 図-10, 図-11 および図-12 に示す。 図-10 および図-11 より,基準1 では軸方向鉄筋の降 伏後,最大荷重点付近までは荷重が徐々に増加している が,No.1 および No.2 では, $2\delta_y$ 以降,荷重は徐々に減少 し, $5\delta_y$ 付近では大きく荷重低下していることがわかる。 一方,No.3 については, $4\delta_y$ までは荷重を維持している が, $5\delta_y$ で荷重が低下している。帯鉄筋量の多い No.3 の 方が軸方向鉄筋降伏後の荷重の減少量は小さいことが わかった。



図-16 曲げねじり載荷時の荷重-変位関係(No.1,No.2)

図-13, 図-14 および図-15 に、 $3\delta_y$, $5\delta_y$ および終局時 における,基準1, No.2 および No.3 の柱基部における損 傷状況を示す。図-13 (a) および図-14 (a) より、 $3\delta_y$ では、ねじりによるひび割れの影響により No.2 の方が四 隅のコンクリートのはく離、はく落が多いことがわかる。 図-13 (b) より、基準1の $5\delta_y$ では圧縮側コンクリート が圧壊したが、図-14 (b) より、No.2 では軸方向鉄筋の 座屈まで損傷が進行していた。この損傷の進行は、ねじ りによる影響であり、図-11の $5\delta_y$ における基準1とNo.2 の荷重~変位関係の違いの原因であると考えられる。ま た、図-14と図-15を比較すると、図-15 (No.3)の方が コンクリートのはく離、はく落は少ない。これは、帯鉄 筋がねじりに対して抵抗し、はく離、はく落を抑制してい るためと考えられる。

図-10,図-11 および図-12 における荷重-変位関係の包 絡線を図-16 および図-17 に示す。図-16 より,No.1 と No.2 の包絡線はほぼ同じ曲線上であり,本検討における ねじり量程度であれば,曲げ変形性能におよぼすねじり 量の影響は少ないと考えられる。また,図-17 に示す No.3 についても,基準の供試体と比べて曲げ変形性能が低下 しており,No.1 および No.2 と同様な傾向であることか ら,変形性能におよぼす帯鉄筋量の影響は少ないと考え られる。

以上より,ねじりを受ける供試体では,ねじり量の大 小に関係なく曲げ変形性能が低下することがわかった。 また,比較的帯鉄筋が多い場合にはコンクリートのはく 離,はく落を抑制する効果はあるが,曲げ変形性能は帯 鉄筋量に関係なく低下することがわかった。曲げ変形性 能が低下する要因としては,曲げ載荷のみの場合に比べ て,ねじりによりかぶりコンクリートの損傷が進行する ことにあると考えられる。今後は,詳細に検討していく 予定である。



図-17 曲げねじり載荷時の荷重-変位関係 (No.3)

4. まとめ

本実験の結果,以下の知見を得た.

- (1) 軸方向鉄筋が降伏しない場合、純ねじり耐力の実験 値は計算値の 1.6~1.7 倍程度であった。また、ねじ り剛性は、経験した最大点および原点を指向するこ とがわかった。
- (2) 軸方向鉄筋が降伏した場合,柱基部に変形が集中し, 純ねじりの場合に比べて,ねじり剛性が大きく低下 するため,ねじりモーメントが増加しないことがわ かった。したがって,ねじり破壊する可能性は小さ く,ねじりの照査を省略できる可能性があることが わかった。
- (3) 曲げとねじりを同時に受ける RC 柱においては,曲げ のみを受ける場合よりも曲げ変形性能が低下するこ とがわかった。
- (4) 斜角等の不整形な形状を有し、地震時にねじりが生 じるような RC ラーメン高架橋においては、曲げとね じりを同時に受ける RC 柱として、曲げ変形性能を適 切に評価する必要があることがわかった。

参考文献

- 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解
 説(コンクリート構造物),丸善,2000
- 渡邉忠朋,谷村幸裕,瀧口将志,佐藤勉:鉄筋コン クリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手 法,土木学会論文集,Vol.683/V-52, pp.31-45, 2001.8
- コンクリート構造の限界状態設計法指針(案):土木 学会コンクリートライブラリー第52号,1983
- 4)田所敏弥,谷村幸裕,岡本大,曽我部正道,進藤良則:曲げとねじりを同時に受ける鉄筋コンクリート 柱の性能について,第62回年次学術講演会講演概要 集,V-340, pp.679-680,2007