

補強鋼材と吹付けモルタルで補強したRC柱の変形性能算定手法

(財)鉄道総合技術研究所 正会員 ○前田友章, 同 岡本 大, 同 谷村幸裕
(株)間組 正会員 庄野 昭
(株)奥村組 正会員 中村敏晴

1. 目的

兵庫県南部地震以降, 多くの鉄道ラーメン高架橋柱に耐震補強が実施されている. 耐震補強された柱は, 曲げ変形性能の向上が期待でき, その評価指標として, じん性率が用いられている. しかし, じん性率は, 降伏変位と終局変位の比であり, 終局変位だけでなく降伏変位の変動によっても値が変化するため, 評価指標としての精度が低下するという問題点がある. 本研究では, 耐震補強工法のうち「補強鋼材と吹付けモルタルで補強したRC柱(以下, 補強柱)」について, 実物大の交番載荷実験結果を用いて, 部材角と曲げモーメントを指標とした変形性能算定手法を検討した.

2. 交番載荷実験概要

これまでに実施した補強柱の実験結果^{1,2)}から, 十分なせん断補強効果が得られ, 破壊形態が曲げ破壊型となった実験結果を選定し, 検討の対象とした. 表-1に試験体諸元, 材料試験値, 図-1に試験体概要を示す. 実験は, 試験体をフーチング床に固定し, 鉛直方向に油圧ジャッキで表-1に示す軸圧縮応力度となるように軸力を加え, 図-1に示す載荷点に水平方向に正負交番載荷を行った. 部材降伏点での載荷点位置の水平変位 $1\delta_y$ とし, これを基準に図-2の載荷パターンで正負3回繰返し載荷を行った.

3. 変形性能の評価

本研究では, 変形性能の評価を部材端の曲げモーメントと部材角の関係の包絡線として表し, 図-3のようなテトラリアモデル(骨格曲線)とした. 図-3の各折れ点における曲げモーメントと部材角は, 鉄道構造物等設計標準³⁾に準じて算定しているが, 算定手法検討の結果, 算定手法が異なる点について, 次にまとめた.

表-1 試験体諸元, 材料試験値

試験体	柱下端部 断面幅×断面幅 ×せん断スパン (モルタルを含む)(mm)	試験体諸元, 材料試験値												軸圧縮 応力度 (N/mm ²)
		軸方向鉄筋(引張)				帯鉄筋		補強部					既設柱 コンクリート f _c (N/mm ²)	
		配置	かぶり (mm)	E _s (kN/mm ²)	f _{sy} (N/mm ²)	配置 (塑性 ヒンジ部)	f _{swy} (N/mm ²)	種別	配置 (塑性 ヒンジ部)	f _{sxy} (N/mm ²)	モルタル 厚 u (mm)	下端 あき (mm)		
No.1	500×500×1500	D22-6	51.5	186	363	φ 6@94	343	SBPD1275	φ 6.4@62.5	1372	40	30	27.3	0.00
No.2	500×500×1500	D22-6	51.5	186	363	φ 6@94	343	SBPD1275	φ 6.4@31.3	1372	40	30	27.3	0.00
No.3	500×500×1500	D22-6	51.5	196	336	φ 6@94	372	SBPD1275	φ 6.4@31.3	1284	40	30	29.2	3.92
No.4	500×500×1500	D22-6	51.5	196	336	φ 6@94	372	SBPD1275	φ 6.4@31.3	1284	40	30	29.3	0.98
No.5	500×500×1500	D22-6	51.5	196	336	—	—	SBPD1275	φ 6.4@31.3	1284	40	30	29.9	0.98
No.6	500×500×1500	D22-6	51.5	196	336	φ 6@94	372	SBPD1275	φ 6.4@31.3	1284	40	30	30.3	-1.96
No.7	920×920×2600	D32-6	44	197	368	φ 9@150	336	SBPD1275	φ 12.6@63	1274	60	0	30.1	3.70
No.8	800×800×3000	D32-6	44	196	342	φ 9@150	356	SD490	D19@60	496	50	20	34.7	3.68
No.9	800×800×3000	D32-6	44	196	342	φ 9@150	356	ワイヤー	φ 9@20	1048	50	20	33.8	3.68
No.10	800×800×3000	D32-6	44	196	342	φ 9@150	356	SD490	D19@90	496	50	20	35.3	3.68

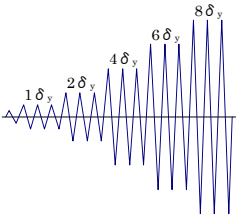


図-2 載荷パターン

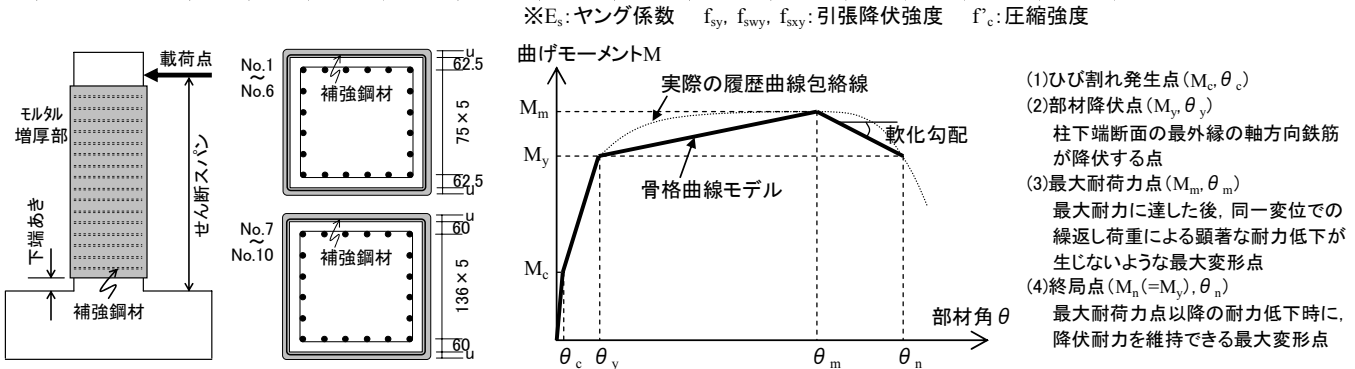


図-1 試験体概要

図-3 骨格曲線モデル

キーワード 耐震補強, 変形性能, じん性率, 部材角, 骨格曲線

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (財)鉄道総合技術研究所コンクリート構造研究室 TEL042-573-7281

3. 1 曲げモーメントの検討

曲げモーメントの計算値は、柱下端部の断面において、平面保持の仮定により算定した。吹付け部のモルタル強度は、既設柱のコンクリート強度と同一とした。曲げモーメントについて、計算値と実験値を比較したものを図-4に示す。計算値は実験値よりもやや小さいものの、概ね一致した。

3. 2 部材角の検討

(1)部材降伏点の部材角(θ_y)の算定方法

補強柱の θ_y は、鉄道構造物等設計標準³⁾に示されるRC部材の算定方法と同様に算定した。

(2)最大耐力点の部材角(θ_m)の算定方法

補強柱の θ_m は、鉄道構造物等設計標準³⁾に示されるRC部材の算定方法と同様に、躯体変形(θ_{m0})と軸方向鉄筋の伸出しによる回転角(θ_{m1})の和とした。 θ_{m0} は、塑性ヒンジ回転角(θ_{pm})と塑性ヒンジ部以外の変形(δ_{mb})により算定できる。本研究では、 θ_{m1} 、 θ_{pm} の算定に、補強鋼材による変形性能の向上効果を考慮し、実験結果をもとに式(1)、式(2)を導いた。補強鋼材は既設柱の外側から巻き立てているため、式(2)では寸法効果による拘束効果の低減を考慮した。

$$\theta_{m1} = \{ (2.7(k_{w1} \cdot p_w + k_{x1} \cdot p_x) + 0.22) \cdot (1 - N'_d/N'_b) + 1 \} \theta_{y1} \quad (1)$$

$$\theta_{pm} = \{ (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) + (0.0092k_{x0} \cdot p_x + 0.0022) \cdot k_{rb} \} / (0.79p_t + 0.153) \quad (2)$$

ただし、 $2.7(k_{w1} \cdot p_w + k_{x1} \cdot p_x) + 0.22 \leq 3.7$ $0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$

ここに、 p_w ：帯鉄筋比(%) p_x ：補強鋼材比(%) p_t ：引張鉄筋比(%)

k_{w0}, k_{w1} ：帯鉄筋強度を考慮する係数 $k_{w0}, k_{w1} = f_{swy}/345$

k_{x0}, k_{x1} ：補強鋼材強度を考慮する係数 $k_{x0}, k_{x1} = f_{fxy}/345$

k_{rb} ：柱寸法を考慮する係数 $k_{rb} = -0.0016b + 1.80 \geq 0$

b ：柱下端部の断面幅(mm) N'_d/N'_b ：釣合軸力比

(3)終局点の部材角(θ_n)の算定方法

補強柱の θ_n は、鉄道構造物等設計標準³⁾に示されるRC部材の算定方法と同様に算定できることとした。ここでの塑性ヒンジ回転角(θ_{pn})は、 θ_{pm} に最大耐力点から終局点への塑性ヒンジ回転角の増量($\Delta\theta_{pmn}$)を加えることにより求められる。本研究では、 $\Delta\theta_{pmn}$ 算定における実験パラメータの影響が明確とならなかったため、実験結果から求まる軟化勾配の平均値から、式(3)を導いた。

$$\Delta\theta_{pmn} = 0.10(M_m - M_y)/M_m \quad (3)$$

部材角について、計算値と実験値を比較したものを図-5～7に示す。計算値は実験値よりもやや小さいものの、概ね一致した。

4. まとめ

補強鋼材と吹付けモルタルで補強したRC柱の変形性能の評価について、部材角と曲げモーメントを指標とした変形性能算定手法を提案できた。

参考文献

- 1) 吹付けモルタルによる高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，(財)鉄道総合技術研究所，1996.10
- 2) 吹付けモルタルによる高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，(財)鉄道総合技術研究所，1996.10
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，(財)鉄道総合技術研究所，2004.4

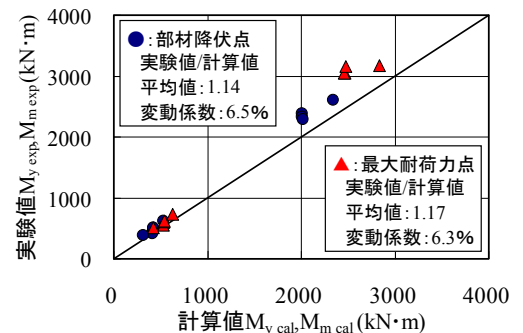


図-4 曲げモーメントの計算値と実験値

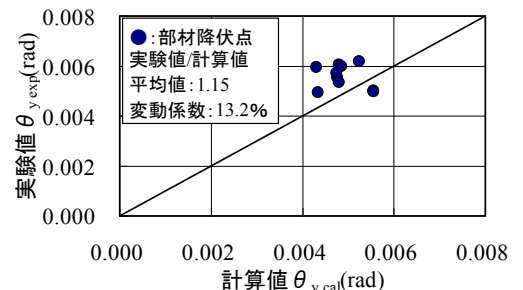


図-5 部材降伏点の部材角

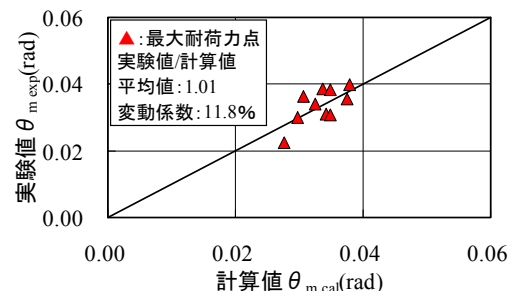


図-6 最大耐力点の部材角

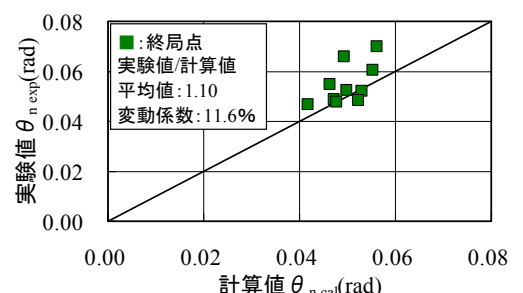


図-7 終局点の部材角