

論文 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱部材における履歴モデルに関する一考察

井口 重信^{*1}・山田 章史^{*1}・中村 瑞穂^{*2}・築嶋 大輔^{*3}

要旨：鉄道鉄筋コンクリート高架橋においては、一般に、柱部材の軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を密に配置することで地震時の変形性能を高めている。しかし、この場合でも大変形領域での繰返し荷重を受けると、かぶりコンクリートの剥落以降、急激な耐力低下が生じ、地震時の変形性能を伸ばすのにも限界がある。一方、軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼材を配置することで、その内部のコンクリートの損傷を軽微に抑え、変形性能を飛躍的に向上させることができることが確認されている。本論文では、この鉄筋コンクリート柱部材を使用した鉄筋コンクリート高架橋の地震応答解析時に用いる履歴モデルを提案した。

キーワード：内巻き帯鉄筋、履歴モデル、正負水平交番載荷試験、地震応答解析

1. はじめに

鉄道ラーメン高架橋においては、一般に柱部材の軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を密に配置することで地震時変形性能を高めている。これは、外側の帯鉄筋でせん断耐力を確保するとともに、軸方向鉄筋より内側のコンクリートを拘束することで断面を保持させるためである。しかし、この場合でも大変形領域での繰返し荷重を受けると、かぶりコンクリートが剥落したあとは急激な耐力低下が生じ、地震時の変形性能を伸ばすのにも限界がある¹⁾。一方、軸方向鉄筋の内側にスパイラル状の鋼材（以下、内巻き帯鉄筋）を配置することで、内巻き帯鉄筋内部のコンクリートの損傷を軽微に抑え、変形性能を飛躍的に向上させる方法（以下、内巻きスパイラル工法）が提案されている²⁾（図-1）。

内巻きスパイラル工法を用いた鉄筋コンクリート（以下、RC）柱の場合、変形が比較的小さい範囲では、柱全断面で耐力を発揮するため、軸方向鉄筋の外側のみ帯鉄筋を配置した一般的なRC柱の変形特性と同様である。しかし、変形が大きくなると、内巻き帯鉄筋よりも外側のコンクリートは剥落し、内巻き帯鉄筋より内部のコンクリート部分と軸方向鉄筋のみで軸力や水平力を負担する機構へと変化する（図-2）。そのため、一般的な柱の骨格曲線や履歴特性を用いてモデル化することが難しい。

RC部材の非線形履歴モデルについては様々なものが開発されており、TakedaモデルやCloughモデルなどが一般的に用いられている。しかし、これらのモデルでは、内巻き帯鉄筋と軸方向鉄筋で耐力を負担している領域まで表現することは難しい。そこで、既往の実験結果を用いて²⁾、Takeda-slipモデルを参考に、内巻きスパイラル工法を用いたRC柱の履歴モデルを検討したので、以下

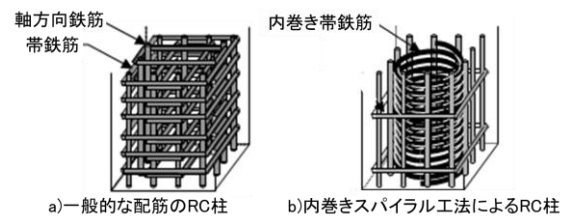


図-1 内巻きスパイラル工法

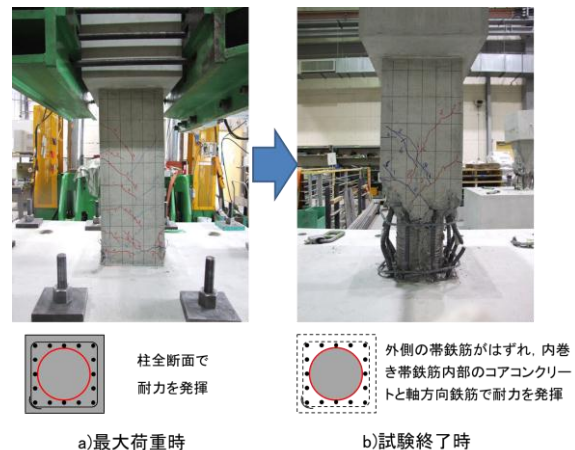


図-2 耐力機構の変化

にその概要を記す。

2. 正負水平交番載荷試験

2.1 試験体

履歴モデルを検討するため、既往の正負水平交番載荷試験の結果を用いることにした。試験体の諸元を表-1に、試験体形状を図-3に示す。試験体は、載荷装置へ固定するためのフーチングを有する片持ち形式の柱部材とした。一般的なRC柱の配筋方法と異なり、1D区間(D:

*1 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務所 構造技術センター 工修（正会員）

*2 東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所 工事管理室 工修

*3 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務所 構造技術センター課長（正会員）

表-1 試験体諸元

記号	柱断面 寸法 (mm)	有効 高さ (mm)	せん断 スパン (mm)	軸方向鉄筋 (径×本数)	内巻き帯鉄筋 1D区間 (径@ピッチ)	外巻き帯鉄筋 1D区間 (径@ピッチ)	外巻き帯鉄筋 1D区間以外 (径@ピッチ)	軸方向 圧縮応力度 (N/mm ²)	引張 鉄筋比 pt	内巻き 帯鉄筋比 pwi
RCK1	400×400	360	1150	D19×16本	φ 6@50mm	D13@200mm	D13@125mm	0.98	0.010	0.004
RCK3					φ 6@24mm		D13@90mm		0.010	0.008
RCK5					φ 6@10mm		D13@125mm		0.010	0.020
RCK6					D3@10mm				0.010	0.005
RCK7	300×300	260	950	D16×16本	φ 6@10mm	D10@150mm	D10@90mm	4.9	0.013	0.029
RCK8					φ 6@50mm				0.013	0.006
RCK9					φ 6@10mm			9.8	0.011	0.029
RCK10									0.011	0.002
RCK11	600×600	550	1650	D25×24本	φ 13@20mm	D16@200mm	D16@100mm	0.98	0.011	0.029
RCK12					φ 6@50mm				0.011	0.002
RCK16	400×400	360	1150	D19×16本	φ 9@28mm	D13@200mm	D13@200mm		0.010	0.016

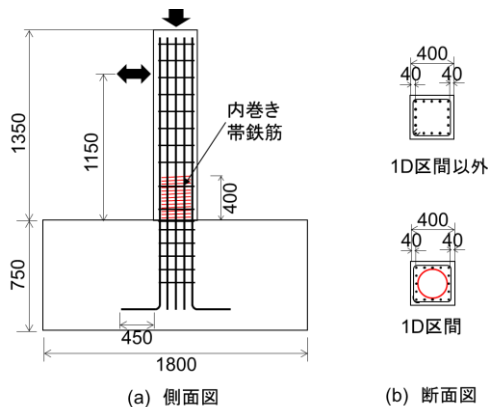


図-3 試験体形状 (RCK5)

柱断面高さ)においては、外巻き帯鉄筋の定着を直角フックとした。これは軸方向鉄筋の座屈長を長くすることにより軸方向鉄筋座屈後の低サイクル疲労による鉄筋破断を生じにくくするためである。1D区間以外においてはせん断破壊を生じさせないだけの外巻き帯鉄筋を配置し、曲げ破壊先行型の柱とした。コンクリートは一般的な鉄道 RC ラーメン高架橋の柱を想定して 25.9~36.4N/mm² の圧縮強度とした。軸方向鉄筋および外巻き帯鉄筋には SD345 の異形鋼棒を、内巻き帯鉄筋には SR235 の丸鋼または SD295 の異形棒鋼を用いた。

水平荷重の荷重パターンは、最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏する時の変位を δ_y とした上で、正負1サイクルずつ荷重した。 $1\delta_y$ 以降は δ_y の偶数倍の変位を基本に試験状況を勘案しながら荷重した。

2.2 試験結果 (荷重—変位関係)

荷重試験の結果得られた荷重—変位関係の例を図-4に示す。図-4には後述する骨格曲線もあわせて示す。荷重と変位の値は、 $1\delta_y$ 時の荷重 P_y 、変位 δ_y で除して無次元化している。

荷重が最大荷重よりも小さい領域では、柱全断面で軸力および水平力を負担しているため、紡錘形の履歴ループを示した。一方、最大荷重以降、一度荷重低下が緩やかになる領域においては、内巻き帯鉄筋内部のコアコン

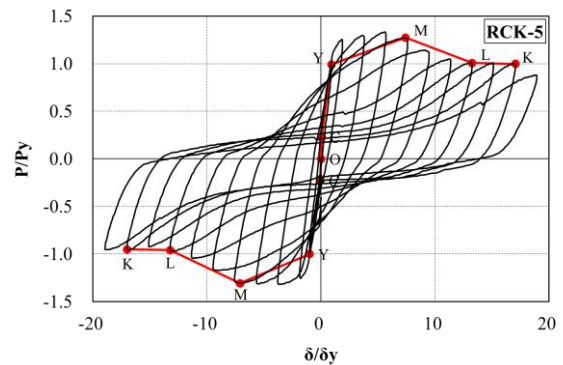


図-4 荷重—変位関係 (RCK5)

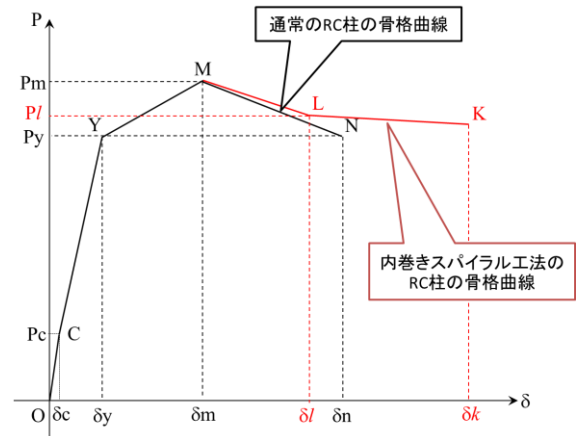


図-5 荷重—変位関係 (RCK5)

クリートと軸方向鉄筋のみで軸力および水平力を負担しているため、逆 S 字形の履歴ループを示すようになった。

3. 履歴モデルの検討

3.1 骨格曲線

鉄道ラーメン高架橋の RC 柱部材の設計では、コンクリートのひび割れ発生時 (以下、C 点)、軸方向鉄筋の降伏時 (以下、Y 点)、最大荷重を維持する最大変位時 (以下、M 点)、再び降伏時の荷重まで低下した時点 (以下、N 点) を結ぶ、3 折れ 4 勾配の骨格曲線を用いるのが一般的である³⁾ (図-5)。内巻きスパイラル工法を用い

表-2 骨格曲線の各値(試験結果)

記号	C点		Y点				M点				L点				K点			
	δ_c (mm)	P_c (kN)	δ_y (mm)		P_y (kN)		δ_m (mm)		P_m (kN)		δ_l (mm)		P_l (kN)		δ_k (mm)		P_k (kN)	
			正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側
RCK1	0.345	52.3	6.70	-7.20	231	-239	41.1	-40.9	288	-293	95.9	-95.6	139	-135	123.2	-122.9	129	-119
RCK3	0.357	53.3	6.20	-6.30	237	-240	36.8	-37.0	314	-312	86.3	-86.4	217	-215	123.4	-123.2	185	-163
RCK5	0.357	53.7	5.80	-6.40	233	-235	47.4	-45.5	299	-307	84.8	-84.7	237	-225	109.1	-108.9	234	-224
RCK6	0.345	49.9	6.80	-6.90	226	-231	40.3	-40.2	285	-290	80.7	-80.6	187	-201	121.1	-120.8	138	-130
RCK7	0.333	25.4	6.20	-6.70	125	-136	37.6	-37.4	152	-164	75.2	-75.0	120	-132	112.6	-112.5	118	-116
RCK8	0.342	29.2	6.20	-6.10	131	-142	36.5	-36.3	153	-163	72.8	-72.7	111	-113	109.1	-108.8	90	-87
RCK9	0.561	55.7	7.00	-7.10	187	-164	27.5	-27.3	184	-189	61.8	-61.7	165	-147	82.3	-82.1	135	-140
RCK10	0.846	72.4	7.90	-7.90	234	-223	23.7	-23.5	208	-227	55.1	-55.0	157	-137	78.6	-78.4	97	-110
RCK11	0.413	97.6	10.90	-10.30	647	-639	62.5	-62.3	696	-752	104.3	-104.1	590	-577	125.1	-124.9	543	-523
RCK12	0.396	95.9	11.80	-12.00	612	-645	46.9	-46.7	713	-718	82.3	-82.0	213	-223	94.0	-93.6	142	-171
RCK16	0.345	49.1	7.00	-6.70	238	-244	53.9	-53.4	278	-301	81.1	-80.4	245	-262	108.0	-107.4	227	-234

た RC 柱の場合、M 点までは一般的な柱と同様に推移するが、M 点以降は、荷重が低下するものの内巻き帯鉄筋よりも外側のかぶりコンクリートが剥落し、コアコンクリートと軸方向鉄筋のみで軸力および水平力を負担する機構へと変化すると荷重の低下が緩やかになる。そこで大変形領域において荷重を保持し始める点を L 点と定義した。その後、試験装置の能力の限界や、軸方向鉄筋の破断等により耐力が低下する一つ前の時点点を K 点とし、図-5 に示すような、4 折れ 5 勾配の骨格曲線でモデル化することとした。載荷試験結果より得られた骨格曲線の各値を表-2 に示す。なお、C 点は、試験結果からでは正確性のある値が得にくいことから、試験体の諸元や材料強度試験の結果を用いて算出した計算値とした。

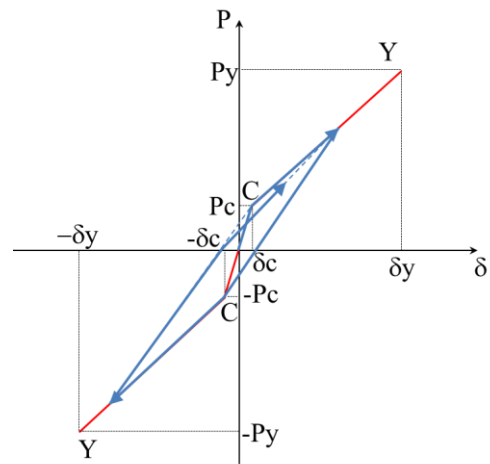


図-6 履歴モデル(0 点～Y 点)

3.2 履歴モデル

(1)履歴ルール

履歴ルールを次の①～④のように定義することとした。

①原点 O～Y 点

原点 O から C 点までは、弾性域上を移動する。C 点を超えた場合、第 2 勾配の直線上を進み、除荷される場合には、負側の C 点を目指す。負側の C 点に達したら、負側の第 2 勾配の直線上を進み、除荷されたら正側の C 点を目指す。荷重 0 の点を超えたあとは、前回の最大変形点を目指して進む(図-6)。

②Y 点～M 点

Y 点を初めて超えた場合、第 3 勾配の直線上を進み、Y 点～M 点の間で除荷されると式(1)で求まる除荷勾配 K_r で荷重 0 の点まで進む。その後、負側の Y 点を目指して進む、除荷されると式(2)で求まる勾配 K_b の直線上を進み、荷重 0 の点を超えたあとは、前回の最大変形点を目指して進む(図-7)。

$$K_r = K_b \left| \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \quad (1)$$

$$K_b = \frac{P_c + P_y}{\delta_c + \delta_y} \quad (2)$$

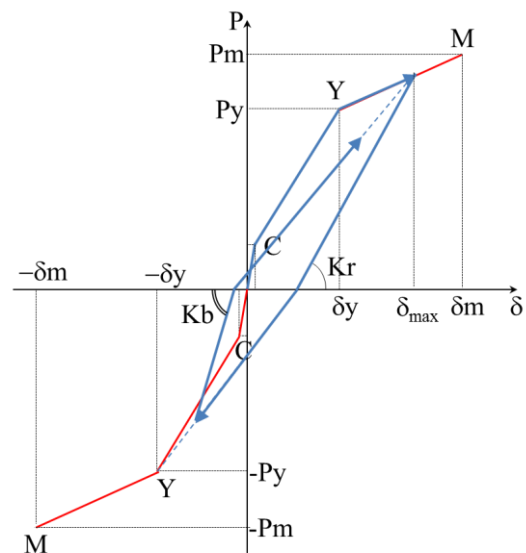


図-7 履歴モデル(Y 点～M 点)

③M 点～L 点

M 点を初めて超えた場合、第 4 勾配の直線上を進み、M 点～L 点の間で除荷されると、式(1)で求まる除荷勾配 K_r で荷重 0 の点まで進む。その後、前回の最大変形点を目指して進む、骨格曲線に到達したら骨格曲線上を進む。負側の M 点を超えて除荷されたら、除荷勾配 K_r で荷重

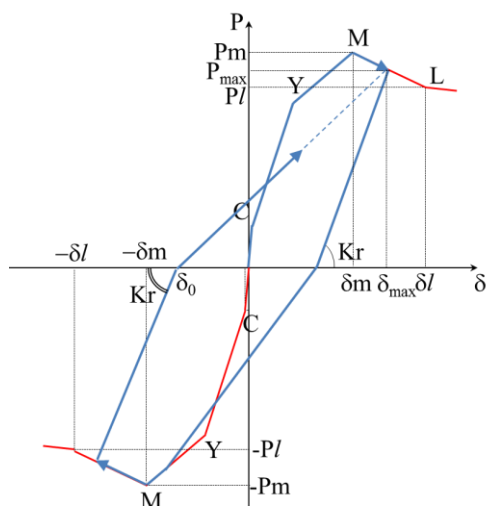


図-8 履歴モデル(M点～L点)

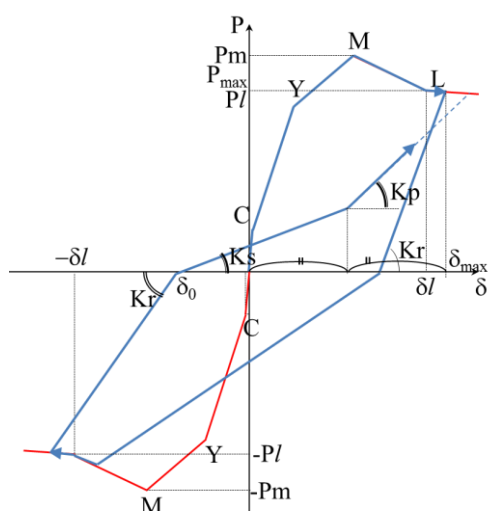


図-9 履歴モデル(L点～K点)

0 の点まで進み、前回の最大変形点を目指して進む (図-8)。

④L点～K点

L 点を初めて超えた場合、第 5 勾配の直線上を進み、L 点～K 点の間で除荷されると、式(1)で求まる除荷勾配 K_r で荷重 0 の点まで進む。その後、前回の最大変形点を目指して進む、骨格曲線に到達したら骨格曲線上を進む。負側の L 点を超えて除荷されたら、除荷勾配 K_r で荷重 0 の点まで進む、式(3)で求まるスリップ剛性 K_s で立ち上がり開始点まで進む。その後、式(4)で求まる立ち上がり剛性 K_p で進む骨格曲線に到達したら骨格曲線上を進む (図-9)。

$$K_s = \frac{P_{max}}{\delta_{max} - \delta_0} \left| \frac{\delta_{max}}{\delta_{max} - \delta_0} \right|^\beta \quad (3)$$

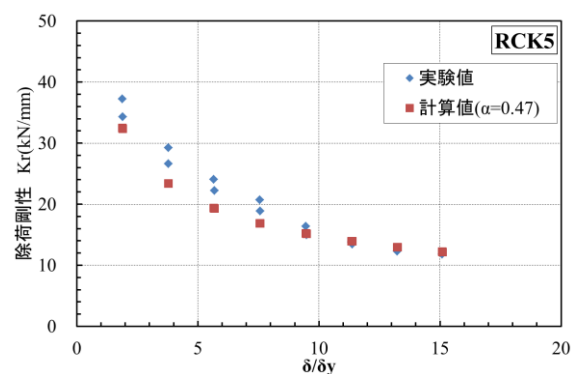


図-10 除荷剛性 K_r (RCK5)

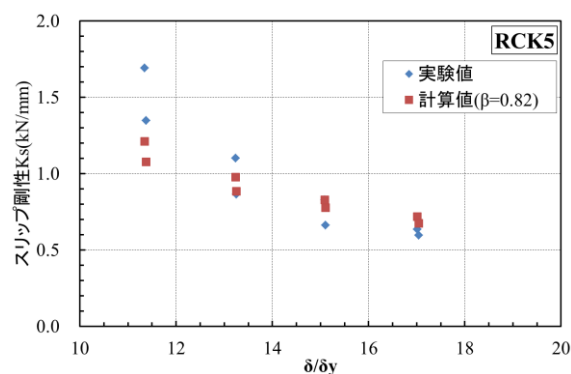


図-11 スリップ剛性 K_s (RCK5)

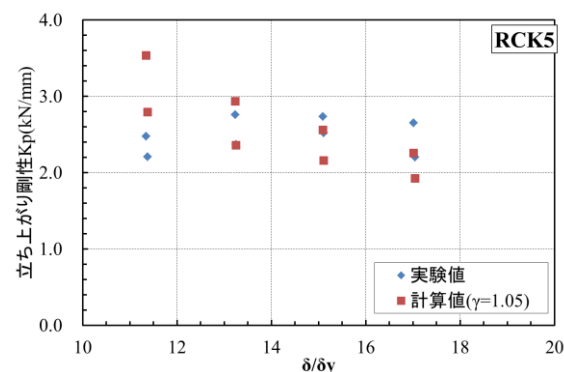


図-12 立ち上り剛性 K_p (RCK5)

$$K_p = \gamma \frac{P_{max}}{\delta_{max}} \quad (4)$$

式(1), (3), (4)中の係数 α , β , γ については、正負水平交番載荷試験の結果を用いて、以下で導出する。

(2)除荷剛性

RCK5 で、荷重-変位関係の試験結果から Y 点以降の除荷剛性 K_r を求めると図-10 のようになった。この結果と、式(1)により求まる K_r の計算値との残差を取り、その合計が最も小さくなるように係数 α を求めると $\alpha=0.47$ となった。 $\alpha=0.47$ とした計算値も図-10 に示す。変形が大きくなるほど実験値と計算値の整合が良くなる結果となった。他の試験体についても同様な処理を行い α の

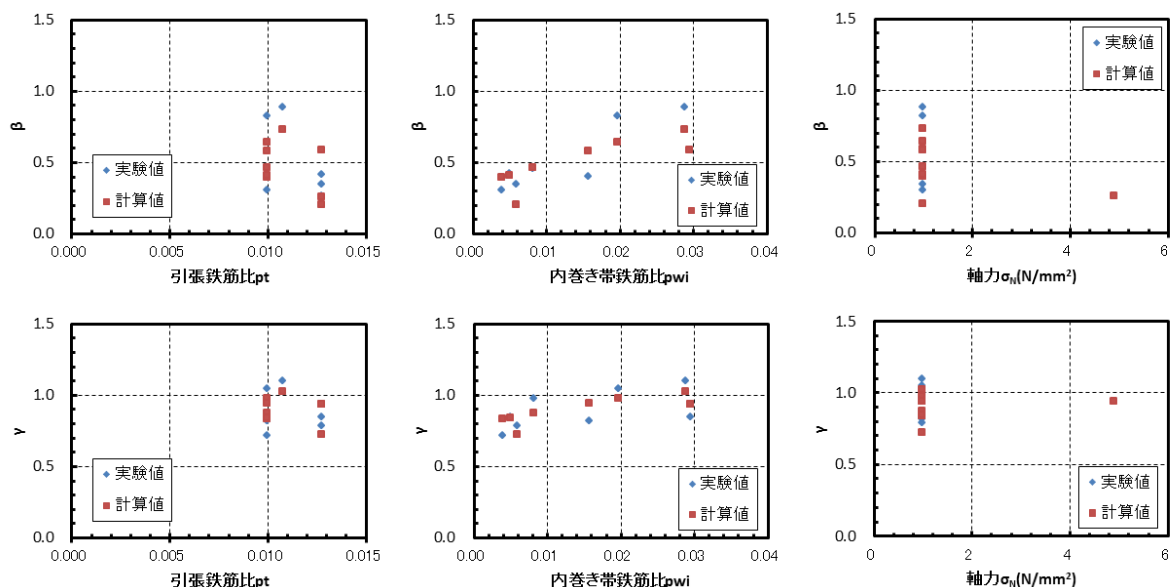


図-13 各試験体の係数 β , γ の実験値と計算値

実験値を求めると、表-3 のようになった。表-3 より、 α については試験体ごとのばらつきは少なくほぼ一定であることから平均値をとって、

$$\alpha = 0.47 \quad (5)$$

とする。

(3)スリップ剛性，立ち上がり剛性

RCK5 で、荷重-変位関係の試験結果から Y 点以降のスリップ剛性 K_s および立ち上がり剛性 K_p を求めると、図-11 および図-12 のようになった。この結果と、式(3) および式(4)より求める K_s および K_p の計算値との残差を取り、その合計が最も小さくなるように β および γ の値を求めると $\beta=0.82$, $\gamma=1.05$ となった。 $\beta=0.82$, $\gamma=1.05$ とした計算値も図-11 および図-12 に示す。スリップ剛性 K_s および、立ち上がり剛性 K_p ともに δ/δ_y が小さいうちは実験値と計算値の差が大きいが、大きくなるにつれて差が小さくなった。他の試験体についても同様の処理を行い β および γ の実験値を求めると表-3 のようになった。

スリップ剛性 K_s および立ち上がり剛性 K_p に影響を与えらると思われる、引張鉄筋比 p_t 、内巻き帯鉄筋比 p_{wi} 、軸圧縮応力度 σ_N を用いて重回帰分析を行うと、 β , γ の値は式(6)、式(7)のように表せる。

$$\beta = -78.6 p_t + 16.1 p_{wi} - 0.1 \sigma_N + 1.2 \quad (6)$$

$$\gamma = -45.9 p_t + 9.0 p_{wi} + 1.30 \quad (7)$$

ここに、 p_t ：引張鉄筋比

p_{wi} ：内巻き帯鉄筋比

σ_N ：軸圧縮応力度(N/mm²)

β については相関係数が0.80となり、かなり相関が高く

表-3 各試験体の係数 α , β , γ (実験値)

記号	α	β	γ
RCK1	0.48	0.30	0.72
RCK3	0.48	0.45	0.98
RCK5	0.47	0.82	1.05
RCK6	0.50	0.42	0.85
RCK7	0.42	0.41	0.85
RCK8	0.45	0.34	0.79
RCK9	0.47	0.26	0.94
RCK10	0.44	—	—
RCK11	0.51	0.88	1.1
RCK12	0.52	—	—
RCK16	0.39	0.40	0.82

※RCK10, 12はL点以降もスリップ型の履歴ではないため除外した

なった。また、 γ については軸圧縮応力度 σ_N の依存度が低かったため、パラメータから除外して重回帰分析を行ったところ、相関係数が0.71となり、こちらも高い相関が得られた。 β , γ の実験値と、式(6)および(7)を用いて算出した計算値の比較を図-13に示す。

4.モデルの検証

3.で提案した履歴モデルを検証するため、各試験体の正負水平交番荷試験のシミュレーションを行った。本稿で対象としている内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱は、基部付近の外巻き帯鉄筋の配筋方法が一般的な RC 柱³⁾とは異なるため、M 点以降の挙動が異なる。そのため、シミュレーションに用いる骨格曲線は試験結果のものをを用い、載荷試験と同じ載荷パターンでシミュレーションを行った。シミュレーション結果を図-14に示す。

Y 点～M 点までは骨格曲線を Y 点と M 点を直線で結んでいるため、実験結果の履歴のほうが提案モデルの履歴よりも大きい結果となっているが、それ以外は履歴モ

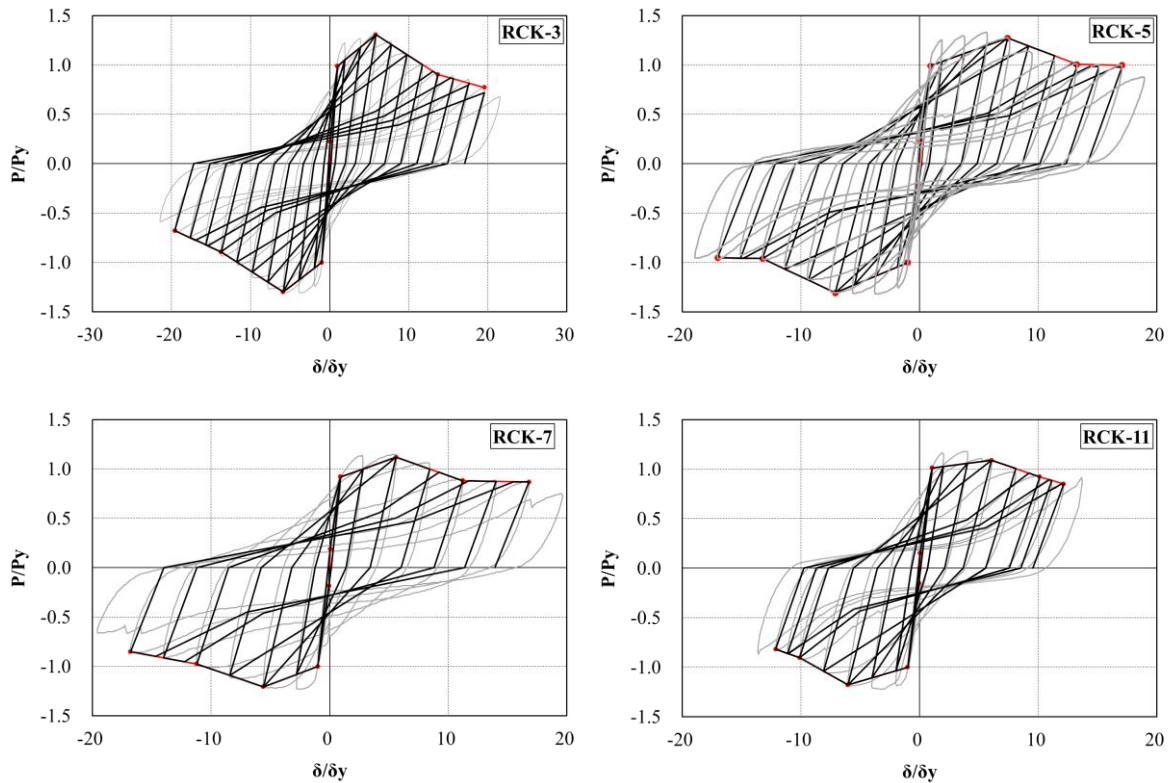


図-13 各試験体のシミュレーション結果

デルが実験値を良く表現している。

L 点以降では、スリップ剛性 K_s が実験結果より大きくなっており、実験結果よりも過大なエネルギー吸収性能となった。これは、紡錘型の履歴からスリップ型の履歴への遷移途中であるため、誤差が生じてしまったものと思われる。

5.まとめ

内巻きスパイラル工法を用いた RC 柱の履歴モデルについて、既往の正負水平交番載荷試験の結果をもとに検討を行った。モデルの概要は以下の通りである。

- ・除荷剛性 K_r の算出に係数 $\alpha=0.47$ とすることで載荷試験結果を精度良く表現できた。
- ・スリップ剛性 K_s は、内巻き帯鉄筋比 p_{wi} 、引張鉄筋比 p_t および軸圧縮応力度 σ_N から求まる係数 β を用いて求めることができ、実験結果と高い相関が得られた。
- ・立ち上がり剛性 K_p は、内巻き帯鉄筋比 p_{wi} および引張鉄筋比 p_t から求まる係数 γ を用いて求めることがで

き、実験結果と比較の高い相関が得られた。

・提案する履歴モデルにより L 点までの履歴を精度良く表すことができた。L 点以降についてはエネルギー吸収性能が高くなった。これは、M 点～L 点の間で耐荷機構が変化するため、誤差が大きくなってしまったものと思われる。今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) 中山弥須夫・石橋忠良・鎌田則夫・鬼柳雄一：帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.2, pp.783-788, 1997.7
- 2) 菅野貴浩，石橋忠良，木野淳一，小林薫：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能，コンクリート工学論文集，Vol.20, No.2, 2009.5
- 3) 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，2004.4