

論文 耐震補強されたRC柱の変形性能に関する検討

玉井真一^{*1}・瀧口将志^{*1}・服部尚道^{*2}

要旨：鋼板巻き工法により耐震補強されたRC柱の復元力特性をモデル化した。降伏耐力および最大耐力は鋼板を無視した計算値で、降伏部材角は躯体変形と軸方向鉄筋の抜出しをそれぞれ考慮した計算値で推定できることがわかった。また、既往の実験結果の範囲では、最大耐力時の部材角は圧縮側軸方向鉄筋のかぶりと柱幅の比に比例すること、終局時の部材角は鋼板厚と柱幅の比に比例することがわかった。

キーワード：復元力モデル、耐震補強、鋼板巻き工法

1. はじめに

耐震補強された構造物の耐震性能を応答解析により評価するためには、補強された部材の復元力特性を適切にモデル化することが必要である。本論は、鋼板巻き工法により耐震補強されたRC柱について、曲げモーメント-部材角関係の骨格曲線をモデル化したものである。

よび開削トンネルの中柱を対象とした交番載荷実験である。表-1に試験体諸元を、表-2に主要結果を示す。降伏点、最大耐力点、終局点の定義は次項に示すとおりである。いずれの試験体もせん断補強およびじん性補強を目的としており、鋼板はフーチングに定着していない。試験体の縮尺は実物大から1/2程度である。鋼板厚の範囲は0.6~6mm、柱幅の範囲は30~120cmである。載荷方法はA2, A3では逆対称曲げ形式、それ以外は片持ち梁形式とした。

2. 実験概要

モデル化に用いた実験¹⁾²⁾³⁾は、高架橋の柱お

表-1 試験体諸元

No.	断面寸法		せん断スパン a (cm)	コンクリート強度 f _c (MPa)	軸方向鉄筋			帯鉄筋配置	鋼板				軸力 (kN)	釣合軸力 (kN)
	幅 b (cm)	高さ h (cm)			引張縁配置	降伏強度 f _{sy} (MPa)	かぶり c (cm)		厚さ t (cm)	降伏強度 f _{ty} (MPa)	下端あき (cm)	モルタル厚さ (cm)		
M2	30	30	67	20.2	D13-5	380	2.9	-	0.16	235	1	0.0	44	723
M3	60	30	67	16.7	D13-10	380	2.9	-	0.16	235	1	0.0	88	1194
M4	90	30	67	21.9	D13-15	380	2.9	-	0.16	235	1	0.0	132	2348
M5	120	30	67	22.1	D13-20	380	2.9	-	0.16	235	1	0.0	176	3159
M7	30	30	115	33.8	D13-3	369	2.0	-	0.06	243	1	0.0	44	1265
M8	30	30	115	30.3	D13-3	369	2.0	-	0.12	259	1	0.0	44	1133
M9	60	30	115	30.9	D13-6	369	2.0	-	0.06	243	1	0.0	88	2309
M10	60	30	115	31.9	D13-6	369	2.0	-	0.12	259	1	0.0	88	2382
M11	90	30	115	31.9	D13-9	369	2.0	-	0.06	243	1	0.0	132	3585
M12	90	30	115	32.1	D13-9	369	2.0	-	0.12	259	1	0.0	132	3607
T2	66	66	290	27.9	D32-4	349	7.4	φ9@100	0.60	325	0	3.0	1176	5007
T3	60	60	290	28.6	D32-4	349	4.4	φ9@100	0.60	325	0	-	1176	4523
T4	66	66	290	30.4	D32-4	349	7.4	φ9@100	0.60	325	10	3.0	1176	4782
T7	60	60	200	23.6	D32-4	347	4.4	φ9@300	0.60	368	0	-	1176	3905
H2	83	83	300	35.7	D32-6	345	5.9	φ9@150	0.60	378	0	1.5	2352	9645
H3	83	83	300	36.0	D32-6	345	5.9	φ9@150	0.90	333	0	1.5	2352	9722
W1	86	86	300	23.2	D32-6	350	7.4	φ9@150	0.60	308	10	3.0	2352	6936
W2	86	86	300	26.7	D32-6	350	7.4	φ9@150	0.60	308	10	3.0	2352	7858
W3	86	86	300	28.6	D32-6	350	7.4	φ9@150	0.60	353	0	3.0	2352	9228
A2	93	33	90	21.6	D22-9	395	5.4	D10@100*3	0.45	226	0	1.5	3303	2304
A3	93	33	90	25.4	D22-9	395	5.4	D10@100*3	0.45	226	0	1.5	3900	2711
B1	66	66	180	20.2	D32-6	381	8.0	D10@300	0.60	181	0	3.0	2989	3660

断面寸法はモルタルを含む T3,T7:躯体と鋼板の間に隙間あり W1,W2:鋼板をそれぞれ@30cm,@80cmに分割
W1,W2,W3:柱下端から40cmに打継目あり A3,B1:躯体貫通PC鋼棒あり

*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当 工修 (正会員)

*2 東急建設(株) 技術研究所 土木研究部 土木構造研究室 工修 (正会員)

表-2 主要結果一覧

No.	降伏点				最大耐力点				終局点	
	曲げモーメント		部材角		曲げモーメント		部材角		部材角	
	実験値 Myexp (kN·m)	計算値 Mycal (kN·m)	実験値 θ yexp (rad)	計算値 θ ycal (rad)	実験値 Mmexp (kN·m)	計算値 Mmcal (kN·m)	実験値 θ mexp (rad)	計算値 θ mcal (rad)	実験値 θ nexp (rad)	計算値 θ ncal (rad)
M2	59.8	61.0	0.0046	0.0042	66.0	63.5	0.0322	0.0379	0.0441	0.0488
M3	119.6	120.9	0.0057	0.0046	133.3	125.9	0.0171	0.0046	0.0370	0.0364
M4	174.7	183.4	0.0060	0.0040	193.2	191.4	0.0272	0.0040	0.0303	0.0323
M5	219.6	244.5	0.0043	0.0040	262.6	255.3	0.0000	0.0040	0.0242	0.0302
M7	42.3	40.8	0.0032	0.0035	46.4	43.0	0.0222	0.0130	0.0335	0.0333
M8	39.2	40.6	0.0030	0.0035	45.7	42.8	0.0416	0.0130	0.0445	0.0426
M9	82.0	81.1	0.0029	0.0037	89.5	85.7	0.0235	0.0037	0.0295	0.0287
M10	81.7	81.2	0.0028	0.0034	92.7	85.8	0.0195	0.0034	0.0337	0.0333
M11	125.9	121.9	0.0030	0.0036	137.7	128.8	0.0213	0.0036	0.0297	0.0271
M12	108.5	121.9	0.0030	0.0034	133.1	128.8	0.0251	0.0034	0.0286	0.0302
T2	1148.6	937.0	0.0056	0.0057	1493.5	1089.3	0.0555	0.0521	* 0.0765	0.0663
T3	1029.0	875.8	0.0081	0.0073	1231.9	1019.8	0.0488	0.0199	* 0.0843	0.0706
T4	1022.1	880.4	0.0068	0.0058	1279.9	1029.3	0.0463	0.0521	* 0.0658	0.0663
T7	1006.5	856.1	0.0092	0.0055	1199.5	986.4	0.0368	0.0199	0.0922	0.0706
H2	2380.4	2124.1	0.0043	0.0056	2839.1	2560.0	0.0172	0.0180	0.0538	0.0577
H3	2384.3	2126.0	0.0038	0.0054	3000.8	2562.4	0.0151	0.0180	0.0649	0.0745
W1	2212.8	1967.9	0.0062	0.0053	2807.7	2315.7	0.0370	0.0304	0.0614	0.0565
W2	2224.6	1994.1	0.0063	0.0050	2792.0	2380.4	0.0252	0.0304	0.0588	0.0565
W3	2336.3	2121.7	0.0057	0.0046	3092.9	2577.4	0.0340	0.0304	0.0731	0.0565
A2	620.3	** 514.2	0.0108	0.0136	681.1	** 514.2	0.0216	0.0136	0.0499	0.0465
A3	747.7	** 554.2	0.0109	0.0133	875.1	** 514.2	0.0653	0.0133	* 0.1478	0.0939
B1	1853.2	1536.2	0.0102	0.0081	2399.0	1573.8	0.0409	0.0596	* 0.1088	0.1087

*T2,T3,T4,A3,B1:耐力がMyまで低下する以前に軸方向鉄筋が破断した時点

**A2,A3:計算上曲げ圧縮破壊先行だが、コンクリートひずみが0.0035以降も圧縮強度を保持するとしてMycal=Mmcalを計算

3. 骨格曲線のモデル化

曲げモーメント-部材角関係の骨格曲線を、図-1のようにひび割れ点、降伏点、最大耐力点、終局点で定義される折れ線でモデル化した。ここで、曲げモーメントは柱下端の曲げモーメント、部材角は柱の天端変位を高さで除したものである。各折れ点は次のように定義した。

(1)ひび割れ点 (M_c, θ_c)

柱下端断面の縁応力度が断面高さの影響を考慮したコンクリートの曲げ強度に達する点。

(2)降伏点 (M_y, θ_y)

柱下端断面で、最外縁の軸方向鉄筋が降伏する点。

(3)最大耐力点 (M_m, θ_m)

降伏点をを超えて最大耐力 M_m に達した後、同

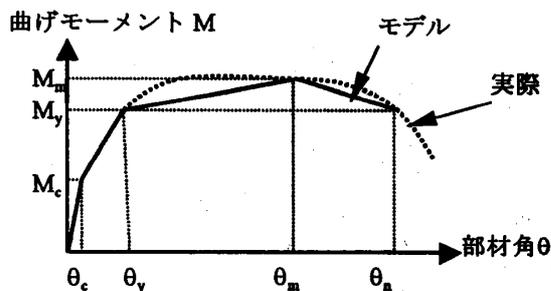


図-1 柱の曲げモーメント-部材角関係の骨格曲線モデル

一変位での繰返し載荷による顕著な耐力低下が生じないような限界の部材角 θ_m 。

(4)終局点 (M_n, θ_n)

最大耐力点での部材角 θ_m 以降の耐力低下時に、降伏耐力 M_y を維持できる限界の部材角 θ_n 。

4. 降伏点のモデル化

4.1 降伏耐力

降伏耐力 M_y は、柱下端における鋼板を無視したRC断面の計算値により求める⁴⁾。充填モルタルによる増厚分は断面に含める。

図-2に示すように計算値は実験値よりやや小さいが、実験パラメータの影響が明らかではないため、このようにした。

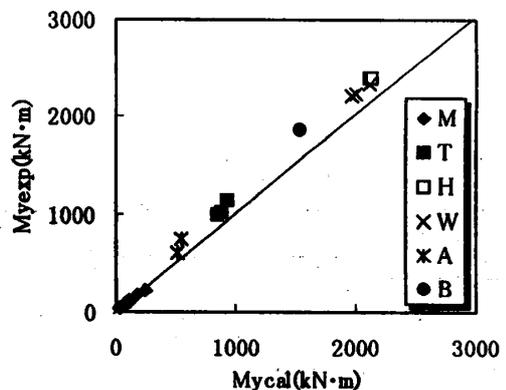


図-2 降伏耐力 M_y の計算値と実験値

4.2 降伏部材角

降伏部材角は、躯体変形による回転角 θ_{y0} と軸方向鉄筋の拔出しによる回転角 θ_{y1} の和により求める。

(1) 躯体変形

躯体変形による回転角 θ_{y0} は、柱の曲率分布を積分することにより求める。その際、鋼板補強により柱の剛性が上がり固有周期が短くなることを適切に考慮できるように、鋼板の影響を考慮する。

図-3はT2について、鋼板の完全付着を仮定して計算した引張側鋼板の軸方向ひずみを実験値と比較したものである。ひずみの実験値は下端からの高さとともに増加し、 $2h$ (h は断面高さ)の位置で計算値に接近している。モルタルを充填していないもの、鋼板を分割したもの以外は、他の試験体についても同様の結果であった。これは、下端からの高さとともに断面剛性が連続的に増加していることを示しているが、断面剛性を連続的に変化させるのは煩雑であるため、簡便な計算法として、柱下端から $1h$ の間では鋼板を無視し、それ以上の区間では鋼板が完全付着しているものとした。なお、モルタルを充填していないもの、鋼板を分割したものは柱全長に亘り鋼板の影響を無視した。

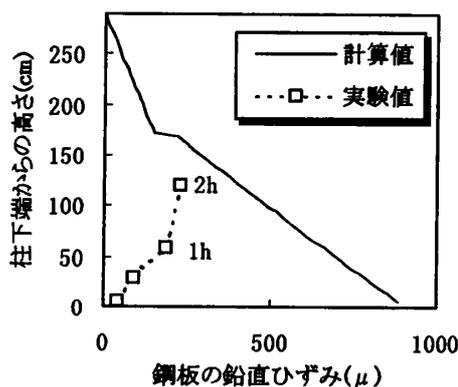


図-3 鋼板鉛直ひずみの計算値と実験値

(2) 軸方向鉄筋の拔出し

軸方向鉄筋の拔出しによる回転角 θ_{y1} は、拔出し量の計算値と柱下端断面の中立軸から式(1)、(2)により求める⁹⁾。

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_y) \tag{1}$$

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y) \phi / f'_{cf}{}^{2/3} \tag{2}$$

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-D/\phi)}$$

ここに、 ΔL_y : 軸方向鉄筋拔出し量(cm)

d : 有効高さ(cm)

x_y : 降伏時の中立軸位置(cm)

ε_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ

ϕ : 軸方向鉄筋の直径(cm)

D : 軸方向鉄筋の中心間隔(cm)

f'_{cf} : 7-チンク^{*}のコンクリート強度(N/mm²)

図-4は以上の方法で求めた降伏部材角 θ_y の計算値と実験値を比較したものである。図中には文献6)7)のデータも含めた。

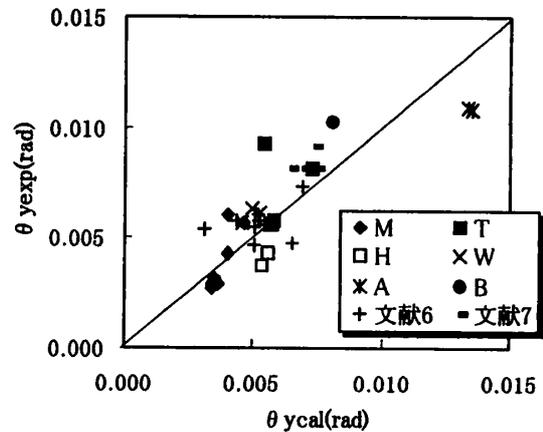


図-4 降伏部材角 θ_y の計算値と実験値

5. 最大耐力点のモデル化

5.1 最大耐力

最大耐力 M_m は、柱下端における鋼板を無視したRC断面の計算値により求める。

図-5は M_m の実験値と計算値の比較である。計算時のコンクリート終局ひずみは0.0035とした。実験値は計算値を上回り、貫通ボルトを用いたA3、B1でその傾向が大きい。これは圧縮側コンクリートの拘束効果によるものと考えられるが、実験パラメータの影響が明らかではないため、鋼板の効果は無視した。

5.2 最大耐力時部材角

最大耐力時の部材角 θ_m は、実験結果の回帰式により求める。

軸方向鉄筋および鋼板のひずみ計測値から判断すると、最大耐力時は柱下端で圧縮鉄筋と

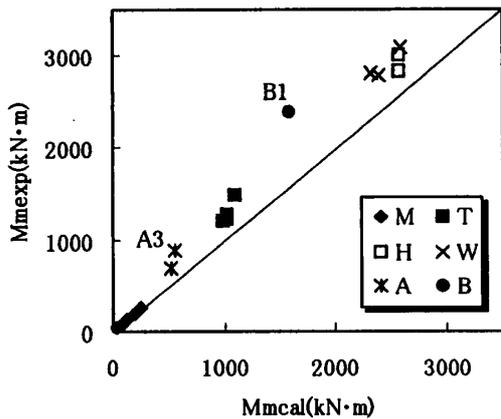


図-5 最大耐力 M_m の計算値と実験値

もに鋼板がはらみ出して水平方向に降伏し、圧縮鉄筋が座屈を開始する時点である。よって、 θ_m は圧縮鉄筋のはらみ出しに対する拘束の程度を表す指標と関連付けるのが適切と考えられる。

圧縮鉄筋のはらみ出しを拘束する要素として鋼板、充填モルタルを含めたかぶりコンクリート、帯鉄筋がある。ここで、耐震補強の対象となる柱では帯鉄筋量が少ないと考え、帯鉄筋の影響は除外した。次に、鋼板の影響はその面外剛性に依存すると考えられるが、同一柱に対して鋼板厚が異なるH2とH3で θ_m に変化がないことから、本実験の範囲では鋼板厚の影響は除外した。一方、同一柱に対して充填モルタル厚が異なるH2とW1~W3では充填モルタル厚が大きく、圧縮鉄筋のかぶりが大きいW1~W3で θ_m が大きい。また、異なる柱幅に対して同一鋼板厚、モルタル厚の補強を行ったW1~W3とH2~H4では柱幅が小さいH2~H4で θ_m が大きい。そこで θ_m は圧縮側軸方向鉄筋のかぶり厚 c に比

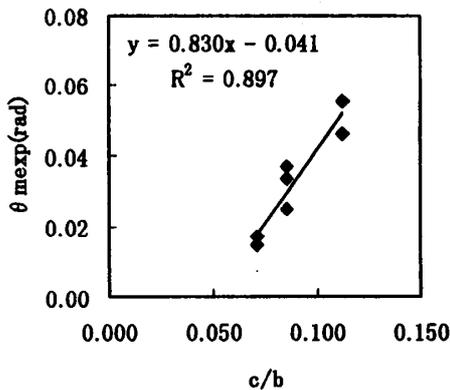


図-6 最大耐力時部材角 θ_m と c/b の関係

例し、柱幅 b に反比例すると仮定した。

図-6は、低軸力のMシリーズ、特殊な例と考えられるモルタル充填なし、貫通ボルトありおよび曲げ圧縮破壊の試験体を除いた試験体に関して、 θ_m と c/b の関係をプロットしたものである。 θ_m と c/b の関係は式(3)により表される。

$$\theta_m = 0.830 c/b - 0.041 \geq \theta_y \quad (3)$$

ここに、 c : 圧縮鉄筋のかぶり

b : 柱幅

ただし、定式化の範囲は $0.071 \leq c/b \leq 0.112$

圧縮鉄筋の拘束体として、軸方向鉄筋のかぶり c と鋼板から成り、柱幅をスパンとする単鉄筋断面の単純梁を考えれば、単純梁のたわみ剛性は圧縮鉄筋の拘束効果を表すと考えられる⁹⁾。図-7は圧縮鉄筋1本あたりのはらみ出し荷重に対する単位幅の単純梁のたわみ剛性 K と、 c/b の関係を示したものである。 c/b は K の対数に比例しており、圧縮鉄筋のはらみ出しに対する拘束の程度を表す指標となっていることがわかる。

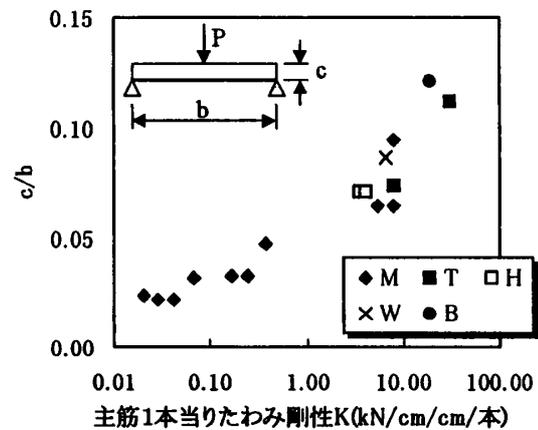


図-7 かぶり c と鋼板のたわみ剛性と c/b の関係

図-8は、計算上 $M_m = M_y$ となる曲げ圧縮破壊以外の試験体について θ_m の計算値と実験値をプロットしたものである。図中には文献(6)7)のデータも含めた。Mシリーズのうち長方形断面のもの、モルタル充填がないT3, T7に対しては過小評価であるが、式(3)により θ_m の推定が概ね可能であることが示されている。なお、貫通ボルトがあるB1についてもボルト間隔ではなく柱幅を用いた。

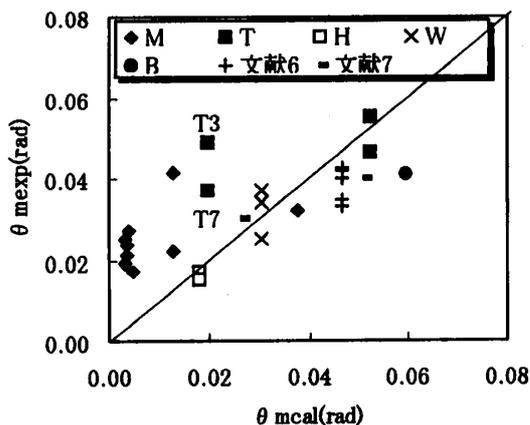


図-8 最大耐力時部材角 θ_n の計算値と実験値

6. 終局部材角のモデル化

終局時の部材角 θ_n は、実験結果の回帰式により求める。

θ_n は圧縮鉄筋の座屈の程度が大きくなり、耐力低下が顕著になる時点である。この時点では、かぶりコンクリートは交番載荷により破碎され、抵抗力を失っていると考えられるため、圧縮鉄筋に対する拘束作用は、主として鋼板の面外剛性に依存すると考えられる。

図-9は柱幅と鋼板厚を変化させたMシリーズについて、鋼板厚と θ_n の関係を柱幅毎にプロットしたものである。鋼板厚を増すと θ_n は大きくなるが、その程度は柱幅が小さいほど顕著である。そこで、鋼板が柱幅をスパンとする梁または版であると考え、 θ_n は鋼板厚 t に比例し、柱幅 b に反比例すると仮定した。

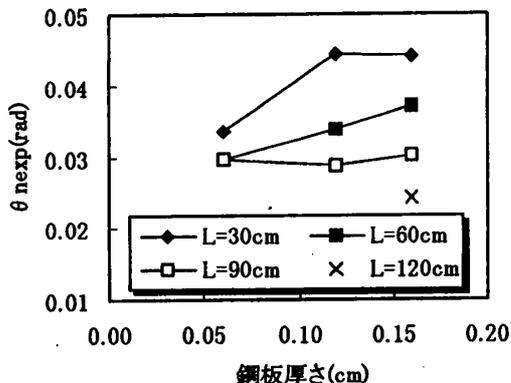


図-9 鋼板厚と終局部材角 (Mシリーズ)

図-10は耐力が降伏耐力まで低下する前に鉄筋の低サイクル疲労破断が生じた試験体、特殊な例と考えられるモルタル充填なしおよび貫通

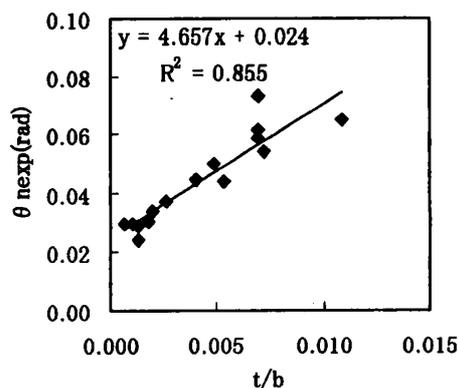


図-10 終局部材角 θ_n と t/b の関係のモデル化

ボルトありの試験体を除いた試験体に関して、 θ_n と t/b の関係をプロットしたものである。柱幅 b は補強後の鋼板外幅とした。 θ_n と t/b の関係は式(4)により表される。

$$\theta_n = 4.657 t/b + 0.024 \quad (4)$$

ここに、 t : 鋼板厚

b : 柱幅 (鋼板外幅または貫通ボルト間隔)

ただし、定式化の範囲は $0.001 \leq t/b \leq 0.011$

図-11は全てのデータについて θ_n の計算値と実験値をプロットしたものである。図中には文献6)7)のデータも含めた。ここで、貫通ボルトがある場合には柱幅をボルト間隔とした。A3以外に対しては式(4)により θ_n の推定が概ね可能であることが示されている。

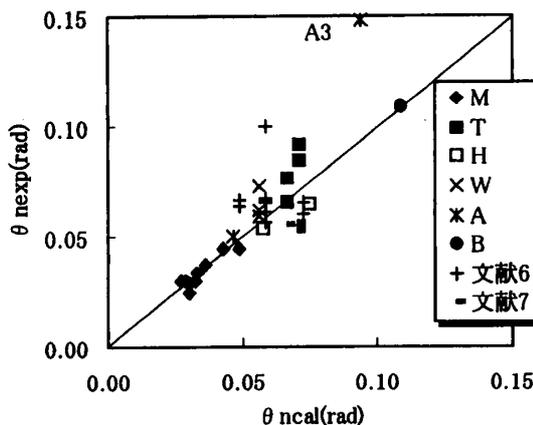


図-11 終局部材角 θ_n の計算値と実験値

7. 復元力特性の検証

図-12はT2, W3, B1について、曲げモーメント-部材角関係の実験値と計算値を比較した例

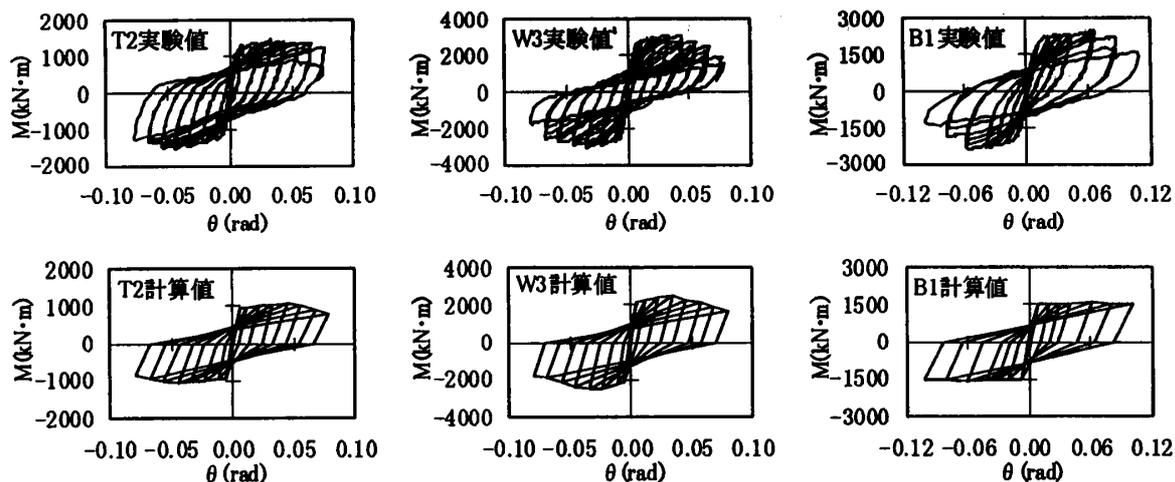


図-12 曲げモーメント(M)－部材角(θ)関係の実験値と計算値

である。計算値は履歴法則として骨格曲線の負勾配域においても武田モデル⁹⁾を用いた。提案した骨格曲線により、鋼板巻き補強されたRC柱の復元力特性をモデル化することができた。

8. まとめ

せん断補強およびじん性補強を目的として、鋼板をフーチングに定着しない鋼板巻き工法で補強されたRC柱について、曲げモーメント－部材角関係の骨格曲線をモデル化した。用いた実験データは実施工を想定したものが多く、諸元が類似していることから、限られた実験データの範囲ではあるが、以下の結果が得られた。

- (1)降伏耐力、最大耐力は鋼板を無視したRC計算値で安全側に推定することができる。
- (2)降伏部材角は、鋼板の影響を考慮した躯体変形と、軸方向鉄筋の抜け出しによる回転の和で推定することができる。
- (3)最大耐力時部材角は軸方向鉄筋のかぶりと柱幅の比により推定することができる。
- (4)終局部材角は鋼板の厚さと柱幅または貫通ボルト間隔の比により推定することができる。

参考文献

1)宮本征夫ほか：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9,No.2,pp.275-280,1987.6

2)西川佳佑ほか：鋼板巻き補強柱部材の変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18,No.2,pp.1505-1510,1996.6

3)谷村幸裕ほか：RC柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究，土木学会第51回年次学術講演会概要集第5部，pp.1058-1059,1996.9

4)瀧口将志・渡辺忠朋・西川佳佑：鋼板巻き補強されたRC柱の変形性能について，コンクリート系構造物の耐震技術に関するシンポジウム論文報告集，pp.201-208,1997.4

5)靱性評価WG：鉄筋コンクリート部材の靱性率評価式について，土木学会コンクリート技術シリーズ12，pp.42-82,1996.7

6)菅野貴浩ほか：鋼板巻き補強RC柱の鋼板載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18,No.2,pp.113-118,1996.6

7)岡田龍二ほか：開削トンネルRC柱の耐震補強実験，土木学会第51回年次学術講演会概要集第6部，pp.482-483,1996.9

8)玉井真一・服部尚道：巻立て耐震補強されたRC柱の変形性能に関する考察，土木学会第52回年次学術講演会概要集第5部，pp.652-653,1997.9

9)Takeda.T., Nilsen.N.N. and Sozen.M.A. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. of ASCE,ST,Dec.1970