

論文 高軸力を受ける鋼板巻き RC 柱の構造性能に関する実験的研究

米奥久貴*1・澗川正四郎*2・中出 睦*2・池永広幸*3

要旨:本報告は、高軸力を受ける鋼板巻きRC柱の曲げせん断実験および鉛直加力実験について述べたものである。鋼板の板厚と柱軸力を実験パラメータとし、柱の耐震性能を比較検討した結果、鋼板で拘束されたRC柱は十分な耐力を示し靱性能も良好で、高軸力下においても優れた変形性能を有していることを確認した。また、柱の終局曲げ耐力を検討した結果、鋼板の拘束効果を考慮することで、実験値は計算値と概ね対応した。

キーワード:RC柱、曲げせん断実験、鉛直加力実験、高軸力、拘束効果、終局曲げ耐力

1. はじめに

梁間方向が壁式構造、桁行方向がラーメン構造になる構造形式は、多くの集合住宅建築に採用されている。さらに1階部分をピロティ形式にできれば駐車場や店舗などの用途にも使用できる利点がある。しかし、1階をピロティ形式にすると、梁間方向の層剛性や耐力が不連続になることから、変形が集中するため大きな変動軸力が作用し、層崩壊しやすく、兵庫県南部地震において大きな水平変形を起こして被害を受けたとの報告がある¹⁾。これらの問題を解決するためには、高軸力下で柱の耐震性能を確保する必要があり、ピロティ柱を鋼板巻き柱とし、柱の耐震性能を向上させる方法が考えられる。

鋼板巻きで補強した鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱）については崎野、孫²⁾や山川³⁾らの研究があり、鋼板によるコンクリート拘束効果の定式化が図られ提唱されている。しかし、高軸力下における実験は少なく、かつ変形が集中するピロティ柱に求められる大変形領域での靱性確保を確認した実験の報告はない。本報告は、高軸力を受けるRC柱を対象として、外周を鋼板で補強した場合の大変形領域での構造特性を把握する目的で実施した曲げせん断実験と、軸力保持性能の確認のため行った鉛直加力実験について述べる。

*1 日産建設（株）技術研究所（正会員）

*2 日産建設（株）技術研究所、工修（正会員）

*3 日産建設（株）横浜支店、工修

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

図-1に試験体の形状と柱配筋を、表-1に試験体一覧を、表-2に使用鋼材の材料特性を示す。試験体は3体で、実験パラメータを鋼板厚と軸力比 N/N_0 ($N_0=BD\sigma_b$)とし、TC1を基本試験体（鋼板厚6mm、軸力比0.6）、TC2で鋼板厚の影響（鋼板厚9mm、軸力比0.6）、TC3で軸力比の影響（鋼板厚6mm、軸力比0.7）を比較検討した。軸力比は設計建物の解析結果を参考に、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」⁴⁾にある軸力比の上限の2/3に相当する0.6と0.7とした。縮尺は1/2.5で柱断面、柱内法高さ、配筋、コンクリート強度(36 N/mm²)を共通とした。柱主筋にD19、せん断補強筋にD6を用いた。鋼板が軸力を負担しないよう柱頭柱脚部分に15mmのクリアランスを設けた。

2.2 加力方法と計測項目

図-2に加力方法を、図-3に加力サイクルを示す。試験体への加力方法は、鉛直方向に所定軸力を加力させた後、一定軸力下で水平方向に静的漸増繰り返し加力を変位制御で行った。また、水平加力実験が終了した後、RC柱の鉛直支持能力

を確認するため、同じ試験体を用いて鉛直加力実験を行った。加力方法は、大地震後の建物の残留変形を想定し、RC柱の層間変形角を $R=1/100$ に保持した状態で軸力比1.0まで単調漸増載荷した。

計測は、試験体に取り付けた計測フレームより柱の水平変位、軸変位、曲率を測定し、主筋とせん断補強筋に1軸ゲージを、鋼板に3軸ゲージを貼り付け歪を測定した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

表-3に実験結果一覧を、図-4に水平加力実験のせん断力-層間変位関係（以下、 $Q-\delta$ 関係）を示す。各試験体とも、 $R=1/400$ 程度で柱頭柱脚のクリアランス部に曲げひび割れが発生した。最大耐力は、TC1とTC2が $R=1/33$ 、TC3が $R=1/67$ の時であった。 $R=1/100$ 程度でクリアランス部分

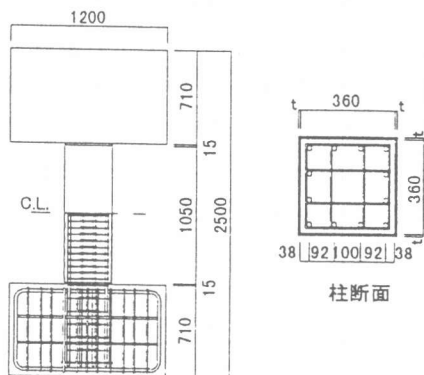


図-1 試験体の形状と配筋

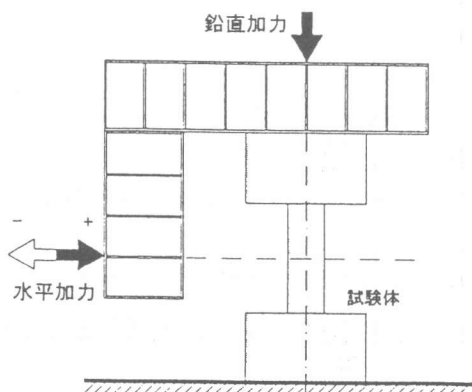


図-2 加力方法

のコンクリートが剥離し始め、変形の進展とともに剥落した。TC3では、 $R=1/25$ で圧縮側のクリアランス間隔が狭まりスタブと鋼板が接触したため、実験を中止した。

実験終了後に鋼板をはがした時のひび割れ状況を写真-1に示す。柱頭柱脚部に曲げ圧縮によるコンクリート表面の圧壊がみられ、せん断ひび割れが生じていた。また、柱中間部ではTC1,3で柱軸方向に沿った縦ひび割れが生じていた。このような縦ひび割れは、高強度コンクリートで高軸力を受ける柱に見られる現象との報告⁵⁾があるが、コンクリート強度が 36N/mm^2 程度の場合でも、柱を鋼板で補強し耐震性能を向上させて高軸力を使用させると同様の現象がみることがわかった。

3.2 $Q-\delta$ 関係と柱軸方向歪

各試験体とも最大耐力に対する $R=1/25$ の1サ

表-1 試験体一覧

試験体		TC1	TC2	TC3
RC柱	断面	B×D=360×360 mm		
	階高	内法高さ L=1080 mm (せん断スパン比 1.5)		
	主筋	12-D19 SD390 (pt=0.98%, pg=2.65%)		
	帯筋	囲-D6@50 SD295 (pw=0.70%)		
鋼板	断面	□-372×372×6	□-378×378×9	□-372×372×6
	コンクリート	σ_b	33.5	36.9
軸力	kN	0.6・B・D・ σ_b		0.7・B・D・ σ_b
備考		基本試験体	鋼板厚の影響	軸力比の影響

表-2 鋼材の材料特性

鋼材	降伏応力度 (N/mm^2)	引張応力度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	伸び (%)
D19 (SD390)	424	641	190	22.5
D6 (SD295)	439	526	187	15.5
PL-9 (SM490)	338	448	186	32.5
PL-6 (SM490)	282	424	187	24.7

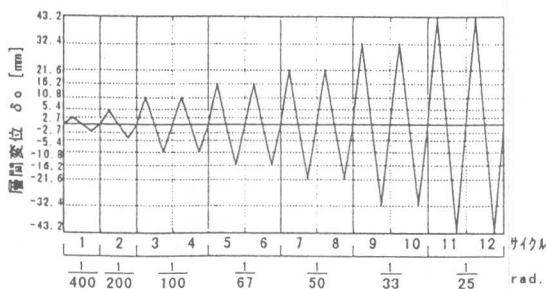


図-3 加力サイクル

イクル目耐力の比は90%程度あり、 $Q-\delta$ 関係は最大耐力後の耐力低下が少ない良好な履歴性状になった。TC1とTC2では、鋼板が厚いTC2の方がより優れた履歴性状を示した。軸力比を0.7にしたTC3は最大耐力が $R=1/67$ の時であったが、TC1と比較しても耐力、靱性とも大差なかった。

図-5にTC1とTC3の柱の軸方向歪関係を示す。TC3はTC1と比較すると、軸力比0.1の増加に対して最大変形時で軸歪が2倍程度になる。

3.3 各部材の挙動

(1) 鉄筋の挙動

図-6にTC1とTC3の最外縁主筋歪分布の推移を示す。柱頭柱脚部(A,F点)において $R=1/400\sim$

$1/200$ 間で圧縮降伏した。柱頭柱脚部から $L/4$ 程度の位置(B,E点)では、軸力比が高くなると主筋の圧縮側での降伏が早まる傾向にある。また、柱中間部(C,D点)では最大耐力時で各試験体とも降伏していないが、TC3は最大耐力後、 $1/33$ 程度で圧縮降伏した。このように、軸力比が高いと主筋降伏の領域が拡大する傾向にある。

図-7に最大耐力時と最終変形時 $R=1/25$ でのせん断補強筋の歪分布を示す。せん断補強筋の歪分布は、柱中間部(H,I点)が大きく、柱頭柱脚部(G,J点)が小さくなり、各試験体とも同様の分布形状となった。外周筋と内周筋を比べると、内周筋の歪が大きくなる傾向が見られる。せん断補強

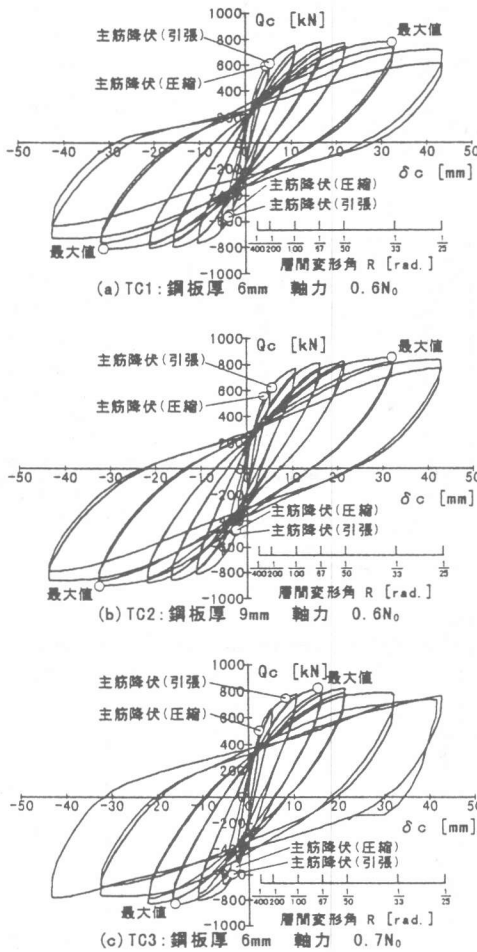


図-4 層せん断力-層間変形関係

表-3 実験結果一覧

試験体	TC1		TC2		TC3		
軸力 [kN]	2605		2868		3429		
加力方向	正	負	正	負	正	負	
曲げひび割れ	Q_c [kN]	414	-453	403	-476	617	-472
	R [%]	0.215	-0.200	0.219	-0.224	0.377	-0.236
圧縮鉄筋降伏	Q_c [kN]	589	-549	552	-486	501	-544
	R [%]	0.417	-0.300	0.363	-0.244	0.237	-0.264
引張鉄筋降伏開始	Q_c [kN]	609	-568	619	-479	742	-601
	R [%]	0.509	-0.331	0.525	-0.202	0.778	-0.302
引張側主筋全降伏	Q_c [kN]	740	-712	696	-773	765	-789
	R [%]	0.931	-0.611	0.679	-0.756	0.916	-0.862
せん断補強筋降伏	Q_c [kN]	-	-	-	-787	770	-784
	R [%]	-	-	-	-4.037	1.985	-3.909
鋼板降伏	Q_c [kN]	741	-794	723	-	770	-786
	R [%]	2.180	-2.290	3.130	-	1.484	-1.982
最大耐力	Q_c [kN]	776	-813	852	-904	818	-837
	R [%]	2.997	-2.872	2.972	-2.992	1.436	-1.470
破壊形状	柱曲げ破壊		柱曲げ破壊		柱曲げ破壊		



(a) TC1

(b) TC2

(c) TC3

写真-1 最終ひび割れ状況

筋は各試験体とも最大耐力時で降伏しておらず、試験体の破壊形状は柱の曲げ破壊と判断することができる。軸力比が高くなると、その後の大変形時でせん断補強筋が降伏する。

(2) 鋼板の挙動

図-8に最大耐力時の鋼板のせん断応力度分布と正側最大耐力時の鋼板の主応力を示す。鋼板のせん断応力度は、最大耐力時において柱頭柱脚部 (K,O点) では鋼板の端部であるためほぼ0、中間部 (L,N) で約 $0.5 \tau_y$ (τ_y : せん断降伏応力) となった。鋼板のせん断応力度分布では、実験因子の違いによる影響は、明確に見られなかった。

鋼板の主応力方向は、柱頭柱脚部ではほぼ水平方向で降伏も見られ、柱中間部は斜め方向に $20 \sim 40^\circ$ 傾いている。これより鋼板がコンクリートのはらみを抑える拘束効果は柱頭柱脚部で大きく、また柱中間部では拘束効果は小さく、せん断力を負担していることがわかる。

4. 復元力特性の検討

4.1 終局曲げ強度

表-4に主筋圧縮降伏時と最大耐力時における実験値と計算値の比較を示す。主筋圧縮降伏時強度の計算値は、e関数法を用いた。終局曲げ耐力は、表-5に示すような鋼板とせん断補強筋の拘束によるコンクリート強度の上昇を考慮する。

終局曲げ耐力の解析には図-9に示すように、まず Mander⁶⁾ によるコンクリートの応力-歪関係を、せん断補強筋による拘束効果を考慮した強度式 (表-5 (1) 式の第3,4項) に適用した。さらに松村ら⁷⁾ による鋼板の拘束効果を考慮した強度式 (同第2項) を累加して適用し、コンファインドコンクリートの構成則を算出し、この構成則をもとに平面保持仮定から終局曲げ強度を解析した⁸⁾。なお、付着すべりは無視して計算した⁹⁾。実験値と

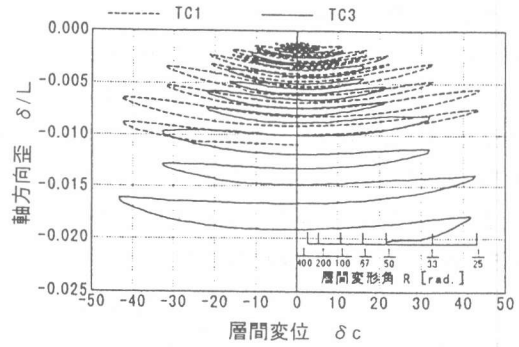


図-5 柱の軸方向歪

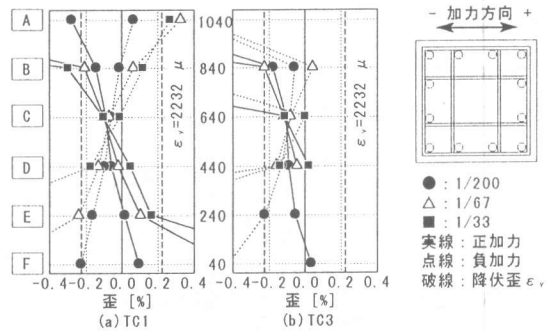


図-6 主筋歪分布

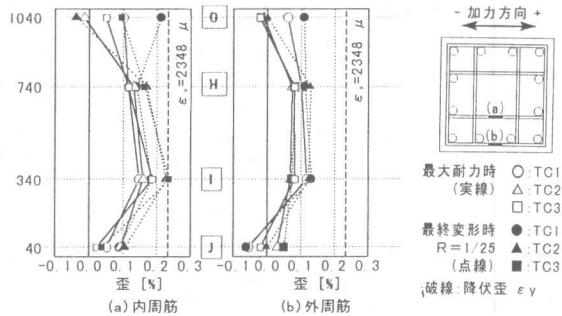


図-7 せん断補強筋の歪分布

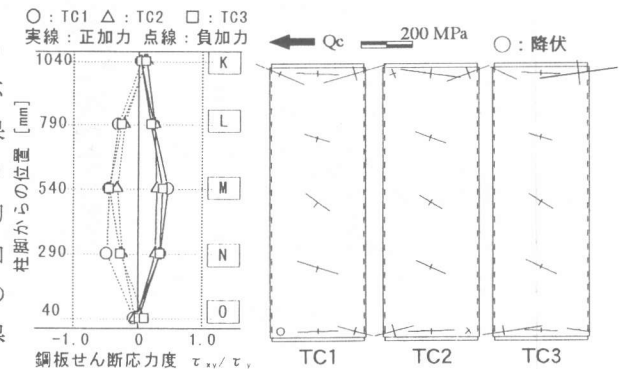


図-8 鋼板のせん断応力度と主応力分布

計算値の比は、主筋降伏時で1.00~1.26, 最大耐力時で1.02~1.11となり, 実験結果と概ね対応している。

4.2 曲げ剛性の検討

RC柱の曲げモーメントMと回転角θの関係を, 曲げひび割れ点と部材の降伏点を折れ点とするトリ-リニア型と仮定して検討する。表-6に弾性剛性, 曲げひび割れモーメントおよび剛性低下率の計算値と実験値の比較を示す。弾性剛性, 曲げひび割れモーメントは鋼板を考慮せずそれぞれRC規準式を用いて評価した。両者とも実験値と計算値が良く対応しており, それぞれ既往のRC規準式で評価できることが確認できた。

剛性低下率は建築学会の靱性保証型設計指針に示される菅野式で計算し, 剛性低下率の実験値は, 引張鉄筋全てが引張降伏した時を第2折れ点

として求めた。菅野式による計算値は0.315~0.338となり, 実験値は計算値に比べてそれぞれ1.2~1.8倍と大きくなる傾向を示した。これは, 曲げひび割れ後のコンクリートを鋼板が拘束した

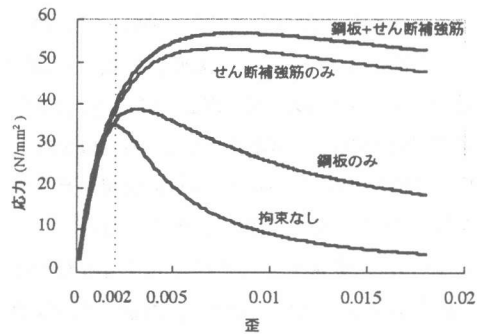
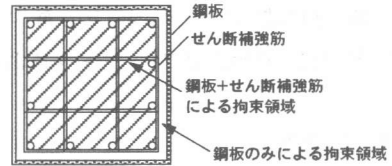


図-9 拘束されたコンクリートの応力-歪関係

表-5 拘束されたコンクリートの強度

$$\frac{f_{cc}}{(\sigma_B)} = 1 + k \frac{4\sigma_y \left(\frac{t}{B}\right)^2}{\sigma_B} - 5.17 \left(\frac{f_1}{\sigma_B}\right)^2 + 5.88 \left(\frac{f_1}{\sigma_B}\right) \dots (1)$$

$$f_1 = k_e \cdot \rho_w \cdot \sigma_y \quad \rho_w = \frac{a_w}{s \cdot d_c}$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{j=1}^n \frac{w_j^2}{6d_c^2}\right) \left(1 - \frac{s^*}{2d_c}\right)^2}{(1 - \rho_g)} \quad \rho_g = \frac{a_g}{d_c^2}$$

f_{cc}: 拘束効果を考慮した強度 *σ_B*: プレーンコンクリート強度
σ_y: 鋼管の降伏点強度 *σ_y*: 帯筋の降伏点強度 *a_g*: 主鉄筋の総断面積
t: 鋼管厚 *B*: 鋼管柱の外径 *a_w*: 1組の帯筋の断面積 *k*: 12.2
s: 帯筋間隔 *w_j*: 各主鉄筋の内法間隔 *s**: 帯筋内法間隔
d_c: 帯筋で囲まれたコンクリートの一辺の長さ

表-4 実験値と計算値の比較

試験体	実験結果		計算値			
	主筋降伏 eQy [kN]	最大耐力 eQmax [kN]	主筋降伏 oQy [kN]	[実] [計]	終局曲げ耐力 cQm [kN]	[実] [計]
TC1	589	776	501	1.18	734	1.06
	-549	-813		1.10		1.11
TC2	552	852	484	1.14	836	1.02
	-486	-904		1.00		1.08
TC3	501	818	431	1.16	770	1.06
	-544	-837		1.26		1.09

表-6 弾性剛性、曲げひび割れモーメントおよび剛性低下率の実験値と計算値との比較

試験体	方向	実験値			計算値			[実]/[計]		
		弾性剛性*1 eKe [×10 ⁵ kN·m]	曲げひび割れ モーメント*2 eMc [kN·m]	剛性低下 率 eαy	弾性剛性 Ke [×10 ⁵ kN·m]	曲げひび割れ モーメント Mc [kN·m]	剛性低下 率 αy	eKe/Ke	eMc/Mc	eαy/αy
TC1	正	1.06	224	0.383	1.16	193	0.315	0.913	1.159	1.216
	負	1.22	-245	0.516				1.052	1.268	1.638
TC2	正	0.985	218	0.565	1.15	211	0.315	0.857	1.033	1.794
	負	1.17	-257	0.470				1.017	1.220	1.492
TC3	正	0.878	333	0.513	1.19	244	0.338	0.738	1.365	1.518
	負	1.06	-255	0.467				0.891	1.044	1.382

*1: eKe = (eQc/eδc) · L²/2, eQc, eδc: 目視による曲げひび割れ発生時の層せん断力と変位, L: 柱内法高さ=1080mm

*2: eMc = eQc · L/2

ための影響と考えられる。図-10に、復元力モデルと実験の包絡線との比較を示す。モデルは4.1で検討した終局曲げ耐力、剛性低下率は実験平均値の0.486を使った。

以上のことから、復元力モデルはこれらの弾性剛性、曲げひび割れモーメント、剛性低下率、終局曲げ耐力により定式化できると考えられる。

5. 鉛直加力実験

図-11に水平加力実験の終了後に、 $R=1/100$ の状態を実施した鉛直加力実験と初期載荷時の軸力比-平均軸歪関係を示す。初期載荷に比べると剛性は低下するものの、TC1,TC2共に軸力比1.0付近まではほぼ弾性的な挙動を示した、TC2はTC1と比較して剛性も高く、軸力比1.0を負荷させ共にも剛性低下しなかった。鉛直加力実験から、 $R=1/25$ の水平変形を受けた後でも十分な軸力保持性能を有することがわかった。なお、TC3は曲げせん断実験で鋼板がスタブと接触し、鋼板が軸力負担をするため鉛直加力実験を行わなかった。

6. まとめ

高軸力が作用する鋼板巻きRC柱を対象に、鋼板厚さと柱軸力比を実験因子として実施した実験結果より、以下の知見を得た。

- ①鋼板巻きRC柱は、高軸力比0.6、0.7を受けても最大耐力後の耐力低下が少なく $R=1/25$ まで良好な靱性を示した。
- ②鉛直加力実験から、 $R=1/25$ の変形の後も軸力比1.0まで十分な軸力保持性能を示した。
- ③終局曲げ強度に関して、鋼板とせん断補強筋によるコンクリートの拘束効果を考慮することで、実験結果と計算値はよい対応を示した。
- ④弾性剛性は鋼板を無視した剛性評価でよいが、曲げひび割れ発生後の剛性低下率は、実験値が計算値(菅野式)より大きくなる傾向を示した。

【謝辞】本研究にあたって、ご指導していただいた東京都立大学芳村教授に深く感謝いたします。

【参考文献】

1) 例えば、兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告

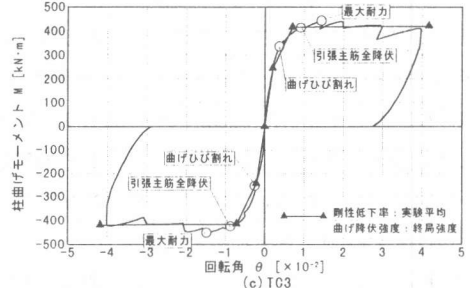
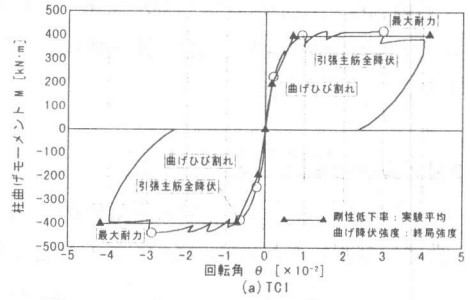


図-10 復元力特性モデル

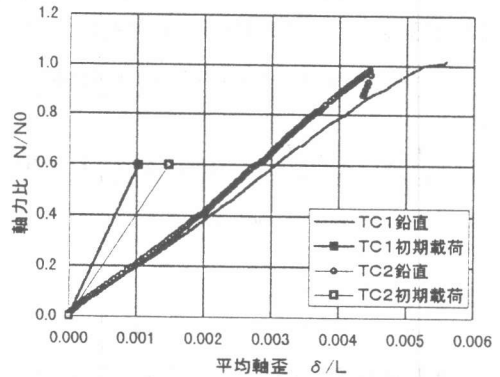


図-11 軸力比-平均軸歪関係

書, 日本コンクリート工学協会, 1997.4
 2) 崎野健治他, 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第461号, pp.95-104, 1994.7
 3) 山川哲夫他, 鋼管と帯筋で二重に横補強したRC短柱の弾塑性解析 (その1,2) 日本建築学会学術講演梗概集 pp.231-234, 1991.9
 4) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針 (案)・同解説, 1997
 5) 日比純一他, 高強度コンクリートを用いたRC柱の変形性能に及ぼす軸力の影響, コンクリート工学 Vol.14, No.2, pp.307-312, 1992
 6) J.B.Mander, etc., THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.8, pp1804-1826, Aug. 1988
 7) 松村弘道他, 角鋼管に充填されたコンクリートの圧縮強度, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1627-1628, 1989.10
 8) 孫王平他, 正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度の算定法, コンクリート工学 Vol.18, No.2, pp.131-136, 1996
 9) 山川哲夫他, 鋼管と帯筋で二重に横補強したRC短柱の弾塑性性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 13-2, pp957-962, 1991