角形補強筋で拘束されたコンクリート柱の 軸方向応力度-歪度関係に関する研究

STRESS-STRAIN BEHAVIORS OF SQUARE CONFINED REINFORCED CONCRETE COLUMNS

加藤 大介*
Daisuke KATO

In order to evaluate ultimate strength and ductility of flexurally failing reinforced concrete members, the use of axial stress-strain relation models of concrete, which represent behaviors of concrete practically as far as in the range of descending part after maximum stress, will be necessary. In this study, two series of experiments were conducted in order to propose a more practical stress-strain relation model for square confined R/C columns.

In series A, 15 square columns, each 150 mm square by 530 mm high, containing different arrangements of square steel hoops, were subjected to concentric axial force only. In series B, 26 square columns, each 150 mm square by 530 mm high, with different concrete strength (400, 600, 800 kg/cm²) and different reinforcement strength (4 000, 8 000, 12 000 kg/cm²), were subjected to concentric axial force only.

The stress - strain relation model was proposed based on the results of experiment series A and B. The increments of maximum stress and axial strain at maximum stress by hoop confinement were considered. The effects of square confinement were also considered in this model. Also, the negative stiffness of the descending part after maximum stress could be evaluated using confining stress by hoop reinforcement at the axial stress peak point. The ultimate axial stress could be evaluated using maximum confining stress by hoop reinforcement.

Keywords : reinforced concrete, stress-strain curve, square confined, high strength concrete, high strength reinforcement

鉄筋コンクリート, 拘束効果, 角形補強筋, 高強度コンクリート, 高強度補強筋

1. 序

本研究の目的は、角型補強筋により横拘束を受けるコアコンクリート（横補強筋で囲まれた部分のコンクリートを意味する）の平均的な軸応力度と軸歪度関係の評価モデルを実験的に求めることである。

横方向に拘束を受けるコンクリートの挙動は拘束応力により大きく変化することはよく知られており、この効果を考慮したコンクリートモデルも多数提案されている。一方、角形の横補強筋で拘束される鉄筋コンクリート（以下、RC）造部材におけるコンクリートは、その拘束圧は横補強筋折り曲げ部位置に集中的に作用するため断面内および部材軸に沿って拘束圧が均一にはならないことに着目して評価がなされており、均等な側圧に置換した研究^{1)~3)}、有効に拘束される体積が減少することをモデル化した研究^{4)~6)}、角型補強筋の拘束機構に着目

した研究⁷⁾、さらに、横歪度の適合条件を考慮したもの^{8),9)}、等がある。

本研究では、試験体の軸方向の最大応力度時には角型補強筋の応力度は降伏応力度よりかなり低いレベルにあり、そのために油圧による均等な拘束圧や円形補強筋に比較してその拘束効果は低減すると考えた。すなわち、角型補強筋の拘束機構に着目し、軸歪度と横歪度の適合条件を考慮して拘束応力度を実験的に評価し、この拘束応力度を用いて角型補強筋により拘束されたコンクリートのモデル化を行うことを試みた。一方、均等な横拘束応力を受けるコンクリートの軸方向の最大応力度点はRichartらにより評価されているが¹⁰⁾、本研究では角型補強筋より生じるコアコンクリート内の平均拘束応力度の軸方向応力度-歪度関係に及ぼす効果は均等圧のものとはほぼ等しいと考えた。また、RC造部材が一般に角型

本論文の一部は引用文献(6), (11) に発表したものである。

* 新潟大学工学部建設学科 助教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr. Eng.

の横補強筋に拘束された角型の断面を有することを考慮して、その配筋法の詳細による影響を取り入れることに重点を置いた。さらに、コンクリートおよび帯筋の材料強度の組み合わせをパラメータにした実験も行い、適用範囲の拡大を試みた。したがって、モデルは、横補強筋比、横補強筋間隔、横補強筋径、横補強筋強度、横補強筋形状（スパイラル等）、横補強筋定着の詳細（フック、

溶接等）、コンクリート強度、の効果を評価するものとし、柱の断面形状、繰返し載荷、偏心加力等の影響は今後の課題とする。

2. 実験データ

2.1 実験概要

本研究では大きく分けてA、Bの2シリーズの実験を

表—1(a) シリーズAの試験体の諸元と実験結果

試験体番号		試験体名	帯筋径と形状	ピッチ S(mm)	コア内 帯筋比 Pw(%)	コア最大 応力度 σ_p (kg/cm ²)	コア最大 応力度時 軸歪 ϵ_p (micro)	コア最大 応力度時 横歪 ϵ_t (micro)	コア終局 応力度 σ_{up} (kg/cm ²)	最大耐力以 後のコアの 勾配 Eup (t/cm ²)	帯筋降伏 応力度 σ_{wy} (kg/cm ²)	コンクリ ート強度 σ_B (kg/cm ²)	無拘束試 験体最大 応力度 (kg/cm ²)
シリーズ1	1	2D10S140	2-D10	140	0.72	212	4819	814	0	-	3390	271	194
	2	2D10S93	2-D10	93	1.09	255	5990	954	0	-3.9	3390	271	194
	3	2D10S70	2-D10	70	1.45	261	6319	1200	0	-3.9	3390	271	194
	4	2D6S93	2-D6	93	0.49	212	6501	1373	0	-4.3	3840	271	194
	5	2D6S70	2-D6	70	0.65	244	5893	1385	0	-4.3	3840	271	194
	6	2D6S47	2-D6	47	0.97	254	5946	1223	0	-2.7	3840	271	194
	7	2D6S35	2-D6	35	1.31	272	9708	1650	0	-1.5	3840	271	194
	8	PC1	-	-	-	194	1996	-	0	-	-	271	194
シリーズ2	9	2D6S23	2-D6	23	1.99	322	11657	2224	0	-0.3	3840	250	(179)
	10	3D6S70	3-D6	70	0.98	263	5622	1300	0	-4.1	3840	250	(179)
	11	2φ4S47	2-φ4	47	0.38	217	5751	837	0	-3.8	4530	250	(179)
	12	2φ4S35	2-φ4	35	0.51	242	5718	1470	0	-4.7	4530	250	(179)
	13	2φ4S23	2-φ4	23	0.78	255	5712	1477	0	-2.6	4530	250	(179)
	14	3φ4S70	3-φ4	70	0.38	244	5179	1960	0	-3.9	4530	250	(179)
	15	3φ4S35	3-φ4	35	0.77	290	8615	2857	0	-4.3	4530	250	(179)

(注1) 主筋は全試験体共通でφ4($\sigma_y=4290\text{kg/cm}^2$)を4本使用。

(注2) 無拘束試験体最大応力度の () つきは $\sigma_0=194\cdot(250/271)$ で推定。

(b) シリーズBの試験体の諸元と実験結果

試験体 番号		試験体名	帯筋径	ピッチ S(mm)	コア内 帯筋比 Pw(%)	コア最大 応力度 σ_p (kg/cm ²)	コア最大 応力度時 軸歪 ϵ_p (micro)	コア最大 応力度時 横歪 ϵ_t (micro)	コア終局 応力度 σ_{up} (kg/cm ²)	最大耐力以 後のコアの 勾配 Eup (t/cm ²)	帯筋降伏 応力度 σ_{wy} (kg/cm ²)	コンクリ ート強度 σ_B (kg/cm ²)	無拘束試 験体最大 応力度 (kg/cm ²)
シリーズ 1	1	F4Y4S30	φ5.5	30	1.13	491	5038	1000	191	- 12.9	3740	527	442
	2	F4Y4S60	φ5.5	60	0.57	415	3030	836	84	- 13.0	3740	503	426
	3	F4Y8S30	φ5.0	30	0.93	503	4932	1374	313	- 6.5	8180	527	442
	4	F4Y8S60	φ5.0	60	0.47	411	3101	999	137	- 12.9	8180	503	426
	5	F4Y12S30	φ5.0	30	0.93	478	5016	970	412	- 5.0	10770	527	442
	6	F4Y12S60	φ5.0	60	0.47	439	4942	1537	164	- 19.4	10770	503	426
	7	F4P-1	—	—	—	442	2399	657	0	—	—	527	442
	8	F4P-2	—	—	—	426	2583	487	0	—	—	503	426
シリーズ 2	9	F6Y4S30	φ5.5	30	1.13	735	4880	1586	191	- 35.7	3740	761	658
	10	F6Y4S60	φ5.5	60	0.57	705	5290	1230	84	- 18.3	3740	784	662
	11	F6Y8S30	φ5.0	30	0.93	785	5448	1378	313	- 13.6	8180	761	658
	12	F6Y8S60	φ5.0	60	0.47	753	4948	1386	137	- 14.5	8180	784	662
	13	F6Y12S30	φ5.0	30	0.93	769	5135	1338	412	- 11.0	10770	761	658
	14	F6Y12S60	φ5.0	60	0.47	737	5135	1511	164	- 13.7	10770	784	662
	15	F6P-1	—	—	—	658	2814	2117	0	—	—	761	658
	16	F6P-2	—	—	—	662	2726	662	0	—	—	784	662
シリーズ 3	17	F8Y4S30	φ5.5	30	1.13	811	4990	1473	191	- 47.8	3740	911	(753)
	18	F8Y4S60	φ5.5	60	0.57	736	4141	1053	84	- 14.4	3740	935	773
	19	F8Y8S30	φ5.0	30	0.93	878	5148	1047	313	- 12.2	8180	911	(753)
	20	F8Y8S60	φ5.0	60	0.47	815	5248	1436	137	- 14.1	8180	935	773
	21	F8Y12S30	φ5.0	30	0.93	889	5113	1326	412	- 13.7	10770	911	(753)
	22	F8Y12S60	φ5.0	60	0.47	827	5141	1552	164	- 16.4	10770	935	773
	23	F8P-1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	24	F8P-2	—	—	—	773	2985	974	0	—	—	935	773
	25	F8SP30	φ5.0	30	0.93	837	4770	1300	529	- 10.7	13810	911	(753)
	26	F8SP60	φ5.0	60	0.47	740	6723	1539	181	- 16.7	13810	935	773

(注1) 主筋は全試験体共通でφ4($\sigma_y=5990\text{kg/cm}^2$)を4本使用。

(注2) 無拘束試験体最大応力度の () つきは $\sigma_0=773\cdot(911/935)$ で推定。

行った。シリーズAは主に低強度材料を用いてその配筋詳細の影響を評価したもので、シリーズBは材料強度の組み合わせを主なパラメータにしたものである。シリーズAは文献6)に、シリーズBは文献11)にその詳細を報告してあるので、本論文ではその概要について示す。

表—1(a) (b) に各シリーズの試験体の諸元を示す。試験体は15 cm×15 cm×53 cmの直方体で、コアのみで主筋のないものとして計画したが、施工上最小限のかぶりと主筋が必要であり、コアコンクリート幅 D_c を14 cm (かぶり0.5 cm)とし、また無拘束コンクリート以外には主筋($\phi 4$)を配筋した。

シリーズAでは、コンクリート強度を $F_c=200$ kg/cm²、帯筋は135度標準フック付きのもので強度が $\sigma_{wy}=3\,000\sim 4\,500$ kg/cm²のものを用い、主なパラメータを帯筋径(4~10 mm)、帯筋間隔($S=23\sim 140$ mm)、および、中間帯筋の有無とした2シリーズ(各シリーズでコンクリート打設が同一バッチ)の計15体である。試験体の名前は、例えば、2D10S140が帯筋(中子なしの外周のみ)にD10を使い間隔 S を140 mmとしたものを、3 ϕ 4S70が帯筋(中子1本あり)に直径4 mmの丸鋼を使い間隔 S を70 mmとしたものを、それぞれ意味する。

シリーズBでは、コンクリート強度($F_c=400, 600, 800$ kg/cm²)、帯筋強度($\sigma_{wy}=4\,000, 8\,000, 12\,000$ kg/cm²)、帯筋間隔($S=30, 60$ mm)、および、帯筋種類(溶接閉鎖型筋、角スパイラル)をパラメータとした3シリーズ(各シリーズでコンクリート設計強度が同一)の計26体である。試験体の名前は、例えば、F4Y4S30がコンクリート設計強度が400 kg/cm²で、帯筋に降伏強度約4 000 kg/cm²のものを2本(外周のみ)用い、帯筋間隔 S を30 mmとしたものを意味する。帯筋種類は、溶接閉鎖型帯筋を基本型とし、コンクリート設計強度が800 kg/cm²のシリーズでスパイラルのものを製作した(F8SP30, F8SP60)。

加力は一方向加力とし、軸方向の変形は軸方向に測定長約30 cmで、4箇所測定した。また、帯筋の歪度は部材長さ中央付近の2つの帯筋についてそれぞれ帯筋の中央で外と内の2枚の歪ゲージで測定した。表—1(a) (b)には各試験体の使用した材料および対応する無拘束試験体の最大応力度も示してある。

2.2 実験結果の概要

本実験よりコアコンクリートの応力度—歪度関係をモデル化するには、(i)軸方向歪度が、特に最大耐力以降測定区間によって大幅に変化すること、(ii)同一断面内のかぶりとコアのコンクリート、および主筋の軸方向負担分が分からないこと、等の問題がある。本論文では、以下のような仮定を設けて実験結果を整理した。

まず、軸方向歪度の試験体軸に沿う分布は最大耐力ま

では均一とし、最大耐力後は破壊領域を想定し破壊領域外では除荷されるとして、破壊領域の軸歪度を推定した。なお、破壊領域の長さはシリーズBではコアコンクリート剥落長さの測定値の全試験体の平均値の16.6 cmとしたが、シリーズAではコアコンクリートの剥落長さを測定していなかったため断面せいと同一の15 cmとした。この破壊長さの設定は非常に重要であり、今後実験で得られた破壊長さを用いるべきと考えているが、今回のシリーズBでの破壊長さが断面せいと大きく変わらなかったことから、測定データが無い場合には断面せいを用いることも容認され则认为られる。破壊領域外の除荷剛性は弾性剛性と等しいと考え、コンクリートのテストピースの弾性剛性の評価法に従い、最大耐力点の1/3の点の割線剛性とした。次に、求められた破壊領域内の断面の平均軸応力度—軸歪度関係からかぶりコンクリートと主筋の応力度—歪度関係より求めた負担分を減じてコア内の平均軸応力度とした。ただし、かぶりコンクリートは文献12)に従い、また、主筋は歪硬化と座屈を無視して完全弾塑性とした。

図—1にシリーズAのコア内の平均軸応力度—破壊領域内の平均軸歪度の関係を使用帯筋別に示す。図—2にシリーズBのコア内の平均軸応力度—破壊領域内の平均軸歪度の関係をコンクリート強度と帯筋間隔別に示す。

図—1 シリーズAのコア断面平均軸応力度—破壊領域平均軸歪度関係

コンクリート強度の低いシリーズAでは帯筋の径と間隔と中子の有無により最大応力度とその時の軸歪度、および最大応力度以後の負勾配が大きく変化することが分かるが、コンクリート強度の高いシリーズBでは、帯筋強度の違いによる差は最大応力度点よりもむしろ最大応力度点以後の負勾配およびその後の応力度が安定した領域のみに表れることが分かる。また、シリーズAでは最大応力度以後はコンクリートの圧壊とともにフックがはずれだすために、軸歪の増大とともに軸応力度は低下し、この安定した終局応力度の領域は明確ではない。した

図一2 シリーズBのコア断面平均軸応力度－破壊領域平均軸歪度関係

(a) 帯筋の平均歪度－平均軸応力度関係 (F8SP30)

がって、帯筋がフックを有さない閉鎖型あるいはスパイラル筋の場合にこの安定した終局応力度の領域が存在すると考えられる。

表一1(a) (b) の後半に各試験体のコア内の最大平均軸応力度、最大応力度時の破壊領域内の平均軸歪度と横歪度、安定終局応力度、さらに、最大耐力後の負勾配を示す。なお、横歪度は測定した帯筋の歪度の全平均とした。また、最大耐力後の剛性と安定した終局応力度の評価法は各シリーズで異なり、それぞれ文献6), 11) に示した方法による。

2.3 軸歪度－軸応力度－横歪度－帯筋応力度関係

図一3(a) はシリーズBの試験体F8SP30に添付した歪ゲージより推定した帯筋の平均軸歪度－平均軸応力度関係である。なお、図は4箇所の測定点について示しているが、見やすいように各測定点の横軸を2000 micro づつずらして示してある。ここで、平均軸歪度は、帯筋の各測定点で引張側と圧縮側の両端に添付された2枚の歪ゲージの値の平均、すなわち、重心位置の歪度とした。また、その時の帯筋の平均軸応力度は帯筋断面の平面保持を仮定し前述の2枚の歪ゲージより断面の各部の歪分布を求め、断面各部において帯筋の応力度－歪度の履歴を与え、さらに、全断面で積分して求めた。図をみると、帯筋には軸方向力の他に3.3節で示すような中間荷重が生じるため、曲げモーメントと軸力の相互作用により帯筋の軸力は純引張を受けた場合の降伏引張力まで達しないことが分かる。すなわち、引張端のゲージが降伏するまでは弾性であるが、このゲージが降伏すると同時に応力度－歪度関係の勾配が軟化し始め、純引張を受ける場合の応力度－歪度関係から外れてくることが分かる。

図一3(b) はシリーズBの試験体F8Y12S30の軸歪度－軸応力度－横歪度（帯筋の平均歪度）－帯筋の平均応力度関係である。図中の○は最大応力度点であるが、このときの帯筋の平均応力度は純引張を受ける場合の降伏応力度にはまだかなりの余裕がある。これは、試験体の軸方向最大応力度が帯筋強度にはあまり影響されない

(b) 軸方向歪度－軸方向応力度－帯筋平均歪度－帯筋平均応力度関係 (F8Y12S30)

図一3 帯筋の挙動

ことと一致する。この後、帯筋の平均応力度は増加し□の点で歪度が増加し、前述した理由よりあたかも降伏したような挙動となる。すなわち、拘束コンクリートの軸方向応力度－軸歪度関係の最大応力度点およびその後の負勾配を評価するためには帯筋の○の点との関係を、安定した終局状態の応力度を評価するためには□の点との関係を明らかにする必要があることが分かる。本論文では、材軸方向と断面内で拘束が不均一である正方形帯筋により拘束された鉄筋コンクリート柱のコア内の軸方向応力度－軸歪度関係をこの2つの帯筋の応力度による拘束応力度に着目してモデル化した。なお、図－3の○の点の拘束応力度を σ_{tp} 、□の点の拘束応力度を σ_{tup} とする。なお、□の点は、図－3(a) で示したように帯筋歪度－帯筋応力度関係においてその勾配が急変する点と定義した。ただし、加力途中で減力する場合は過去の最大応力度点とした。なお、 σ_{tup} の実験値は□の点の帯筋の応力度の全測定点の平均より算出した。

3. 拘束されたコンクリートの軸応力度－軸歪度関係のモデル化

モデル化に際し、単位は kg と cm を用いた場合について示す。また、符号は軸歪度と軸応力度が縮みと圧縮を正、帯筋歪度と帯筋応力度が伸びと引張を正とした。さらに、式の適用範囲は断わらない限り実験でのパラメータの範囲である。すなわち、コンクリート強度は $200 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_c \leq 900 \text{ kg/cm}^2$ 、帯筋強度は $3000 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{wy} \leq 12000 \text{ kg/cm}^2$ 、 S/D_c は $0.15 \leq S/D_c \leq 1$ 程度を適用範囲と考える。

3.1 最大応力度点 (σ_{cp} , ε_{cp}) の評価

図－4(a) (b) に帯筋歪度の測定値より得られた拘束応力度とコアコンクリートの無拘束試験体からの最大応力度増分 $\Delta\sigma_{cp}$ との関係を示す。図 (a) は最大応力度時の帯筋歪度の測定値より得られた拘束応力度 σ_{tp} を、図 (b) が終局時の帯筋歪度の測定値より得られた拘束応力度 σ_{tup} を横軸にとったものである。また、同様に

図－5(a) (b) に帯筋歪度の測定値より得られた拘束応力度 σ_{tp} および σ_{tup} とコアコンクリートの無拘束試験体からの最大応力度時の軸歪度増分 $\Delta\varepsilon_{cp}$ との関係を示す。図中の実線は文献10) による評価式であり、最大応力度時の帯筋歪度の測定値より得られた拘束応力度 σ_{tp} を用いた場合には、式 (1) (2) で表され、ほぼ実験値を推定していることが分かる。

$$\Delta\sigma_{cp} = \sigma_{cp} - \sigma_c = 4.1 \cdot \sigma_{tp} \cdots \cdots (1)$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} = \varepsilon_{cp} - \varepsilon_c = 0.00015 \cdot \sigma_{tp} \cdots \cdots (2)$$

これは、序で述べたように、角型補強筋より生じるコアコンクリート内の平均拘束応力度の軸方向応力度－歪度関係に及ぼす効果は均等圧のものとはほぼ等しいことを意味する。したがって、最大応力度時の拘束応力度 σ_{tp} が評価できれば、最大応力度点が評価できることになる。そこで、実験値よりこの拘束応力度 σ_{tp} を評価することを試みる。まず、拘束応力度は帯筋の歪度より式 (3) で表される。

$$\sigma_{tp} = K_{cf} \cdot \varepsilon_{tp} (\leq \sigma_{tup}) \cdots \cdots (3)$$

$$K_{cf} = \frac{a_w \cdot E_s}{D_c \cdot S} \cdots \cdots (4)$$

ここで、 K_{cf} は拘束剛性で、 a_w は帯筋の有効な断面積、 E_s は帯筋のヤング係数、 ε_{tp} は最大応力度時の帯筋の断面図心位置での歪度、 D_c はコア長さ、 S は帯筋間隔である。また、 σ_{tup} の評価法は後述する。

式 (1)～(3) の3式の独立した未知数は σ_{cp} , ε_{cp} , σ_{tp} , ε_{tp} の4つであり、例えば、 ε_{cp} と ε_{tp} の関係が特定できれば、最大応力度点が評価できることになる。図－6(a) は実験で得られた σ_{cp} より式 (1) により逆算された σ_{tp} を用いて、式 (2) (3) で求めた ε_{cp} と ε_{tp} の比を縦軸に横軸に式 (4) で示す拘束剛性をとって示したものである。ただし、逆算された σ_{tp} が負になるものと中子筋のあるものは除いた。本論文では以降、この $\varepsilon_{cp}/\varepsilon_{tp}$ を最大応力度時のポアソン数と呼ぶ。このポアソン数は図から明らかなように右上がりの傾向を示している。さらに、帯筋による拘束応力が一部に集中して加

(a) σ_{tp} の最大応力度に対する影響

(b) σ_{tup} の最大応力度に対する影響

図－4 拘束応力度実験値の最大応力度増分に対する影響

図—5 拘束応力度実験値の最大応力度時軸歪度増分に対する影響

図—6 拘束剛性と最大応力度時の $\varepsilon_{cp}/\varepsilon_{tp}$ の関係

わるため、その点での横歪度すなわち帯筋の歪度が拘束されているコンクリート全体の横歪度を代表しておらず、したがって、最大応力度時のポアソン数は同一の拘束剛性でも S/D_c が大きければ大きくなる傾向があることも推定しうる。そこで、集中拘束係数 $f(\alpha)$ 、 $g(N_{BUN})$ を用いて、式 (5) の形で有効拘束剛性 eK_{cf} を定義する。

$$eK_{cf} = K_{cf} \cdot f(\alpha) \cdot g(N_{BUN}) \quad (5)$$

$$f(\alpha) = \sqrt{\alpha} \quad (6)$$

$$g(N_{BUN}) = 1/N_{BUN}^2 \quad (7)$$

$$\alpha = S/D_c$$

N_{BUN} : 断面内の帯筋による分割数で中子筋のないときは 1 (適用範囲: $N_{BUN}=1, 2$)

集中拘束係数 $f(\alpha)$ は帯筋間隔が 0 (すなわち $\alpha=0$) で K_{cf} に無関係に $eK_{cf}=0$ となり、 α の増大により集中拘束係数が大きくなるように決めた。図—6(b) は横軸に有効拘束係数を取り図 (a) を修正したものである。これを最小自乗法により推定したのが式 (8) である。

$$\varepsilon_{cp}/\varepsilon_{tp} = 2.8 + 0.00035 \cdot eK_{cf} \quad (8)$$

以上より、最大応力度時の拘束応力度 σ_{tp} は式 (2)(8) を用いて、

$$\sigma_{tp} = \frac{2.8 + 0.00035 \cdot eK_{cf}}{0.00015} \cdot \varepsilon_c \quad (9)$$

となり、これと式 (3) との交点の式 (10) が拘束応力

拘束応力度 σ_t
最大応力度時の拘束応力度 σ_{tp} の算定

図—7 最大応力度時の拘束応力度の評価の概念図

度 σ_{tp} の解となる。図—7 は、横軸に拘束応力度を、縦軸に帯筋の歪度をとって、式 (3) と (9) の関係を模式的に表したものであるが、図より明らかなように、 $\sigma_{tp} > \sigma_{tup}$ 、あるいは、 $\sigma_{tp} < 0$ の時は、 $\sigma_{tp} = \sigma_{tup}$ となる。

$$\sigma_{tp} = \frac{\varepsilon_c}{(2.8 + 0.00035 \cdot eK_{cf}) / K_{cf} - 0.00015} \quad (10)$$

(ただし、 $\sigma_{tp} > \sigma_{tup}$ 、あるいは、 $\sigma_{tp} < 0$ の時は、 $\sigma_{tp} = \sigma_{tup}$)
次に集中拘束係数 $g(N_{BUN})$ であるが、 $g(N_{BUN})$ は中子筋のある場合に拘束集中度が緩和されることを表す関数である。図—8 はシリーズ A の中子筋のある試験体について最大応力度の実験値に適合する $g(N_{BUN})$ を 0 を下限に

図—8 集中拘束係数 $g(N_{BUN})$ の評価

して縦軸にとり、 N_{BUN} を横軸にとって示したものであり、これが N_{BUN} が1のとき $g(N_{BUN})$ が1に、 N_{BUN} が無限度で $g(N_{BUN})$ が0に漸近する式として仮定したのが式(7)である。ただし、中子筋が複数ある試験体については未検討であるので、現在のところその適用範囲を $N_{BUN}=1, 2$ とし、3以上については今後の検討課題とする。

結局、(10)式より求められた σ_{tp} を式(1)(2)に代入することにより、 σ_{cp} と ε_{cp} が求まる。図—9に σ_{cp} と ε_{cp} の実験値と計算値の比較を示す。 σ_{cp} の計算値は実験値をおおむね推定し、また、 ε_{cp} は軸歪度が小さい範囲では精度がよかったが、 ε_{cp} の軸歪度が大きい領域での精度が悪く今後の検討課題である。

3.2 負勾配 (E_{up}) の評価

E_{up} は最大応力度時の拘束応力度 σ_{tp} との相関を検討した。図—10は横軸に σ_{tp} を縦軸に実験より得られた E_{up} を取ったものであるが、これを横軸が0で無拘束コンクリートと一致し無限大で0に漸近する式として最小自乗法で求めたものが式(11)であり、図中にコンクリート強度別に示してある。

$$E_{up} = \frac{E_u}{1 + 1.26 \cdot \sigma_{tp}} \quad (11)$$

$$E_u = (\sigma_c - 100) / (\varepsilon_c - 0.005)$$

(a) 最大応力度

図—10 最大耐力後の剛性の推定

$$\varepsilon_c = 1.37 \cdot 10^{-6} \cdot \sigma_c + 0.00169$$

ここで、 E_u 、 ε_c は無拘束試験体の負勾配の剛性と最大応力度時の軸歪度であり、野口の提案¹²⁾に従った。

3.3 終局応力度 (σ_{up}) の評価

ここでは、文献13)を参考に軸方向加力柱の終局状態として角度 θ の平面内で滑りを生じ帯筋の反力による摩擦のみで軸方向力に抵抗している状態を想定し、そのときの軸方向応力度 σ_{up} を式(12)で求めた。ただし、式(12)は帯筋として閉鎖型筋を用いた場合の式で、通常のフック付きの帯筋の場合には $\sigma_{up}=0$ とする。

$$\sigma_{up} = \sigma_{tup} \cdot \frac{c \cdot s + \mu(\sigma_c) \cdot s \cdot s}{c \cdot s - \mu(\sigma_c) \cdot c \cdot c} \quad (12)$$

$$\mu(\sigma_c) = 0.32 + 0.00064 \cdot \sigma_c \quad (\leq 1) \quad (13)$$

$$(\text{適用範囲: } 400 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c < 900 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{tup} = \frac{a_w \cdot \sigma_{wy}}{D_c \cdot S} \cdot \frac{2/(1 + C_0) + N_{BUN} - 1}{N_{BUN} + 1} \quad (14)$$

$$C_0 = (1/2) \cdot (D_c / \phi_w) \cdot \gamma \quad (15)$$

$$\gamma = 0.00005 \cdot \sigma_{wy} \quad (\gamma \leq 2) \quad (16)$$

ここで、 $c = \cos \varepsilon$ 、 $s = \sin \theta$ 、である。なお、 θ は文献13)に従い45度とした。 a_w は帯筋の有効な断面積、 ϕ_w 、 σ_{wy} は帯筋の直径と降伏応力度である。また、 D_c はコア長さ、 S は帯筋間隔である。さらに、 N_{BUN} は前述したように、断面内の帯筋による分割数である。

(b) 最大応力度時軸歪度

図—9 最大応力度点の実験値と計算値の比較

図—11 帯筋による拘束概念

σ_{tup} は終局時の拘束応力度であるが、帯筋の降伏応力度 σ_{wy} を用いた拘束応力度を式 (14) の右辺の式で低減したものとなっている。図—11 は帯筋にコンクリートより加わる力を模擬したものであるが、鈴木らの指摘⁷⁾のように、この中間荷重のために中子筋以外の外側の帯筋は純引張を受ける場合の降伏応力度まで達しない。そこで、軸力 P に対する中間荷重の係数を γ (≤ 2) とし、帯筋の降伏メカニズムを図—11 のように仮定する。さらに、帯筋の断面の降伏時モーメント—軸力相互関係を、

$$(P/P_y) + (M/M_y) = 1 \quad (17)$$

$$P_y = \pi \cdot (\phi_w/2)^2 \cdot \sigma_{wy}$$

$$M_y = (\pi/4) \cdot (\phi_w/2)^3 \cdot \sigma_{wy}$$

とモデル化すると、中子筋の無い場合の σ_{tup} が式 (18) のように求まる。

$$\sigma_{tup} = \frac{a_w \cdot \sigma_{wy}}{D_c \cdot S} \cdot \frac{1}{(1 + C_0)} \quad (18)$$

式 (18) における $1/(1 + C_0)$ が帯筋に生じる中間荷重による終局拘束応力度の低減係数である。式 (18) に低減係数を 1 とした中子筋による拘束応力度の寄与分を加えることにより、式 (14) が得られる。ここで、図—3 の □ の点の実験値に適合する γ を式 (14) より逆算したものを図—12 に示す。横軸は帯筋の降伏応力度である。なお、通常フック付きの帯筋の場合には σ_{tup} に達したのちに応力度が低下していくことを考慮し、 $\sigma_{up} = 0$ としたが、 γ の算定には意味があるので図—12 のデータには含めた。算定された γ には図—11 と式 (17) の仮

図—12 実験値に適合する帯筋の集中係数 γ

定により、帯筋の径、長さの影響が考慮されているが、図—12 を見ると γ は σ_{wy} と相関があり、これを最小自乗法で求めたのが、式 (16) の γ の式である。

次に、終局時のコンクリートの摩擦係数 $\mu(\sigma_c)$ であるが、実験より得られた終局時の軸応力度と終局時の拘束応力度を用いて式 (12) より逆算された μ を縦軸に、横軸にコンクリート強度をとって図—13 に示す。コンクリート摩擦係数はコンクリート強度に相関がありこれを最小自乗法で評価したものが式 (13) である。以上より求められた終局軸応力度の実験値と計算値の比較を図—14 に示す。

なお、横補強筋に閉鎖型帯筋を用いた場合でも帯筋の降伏強度が低い場合には破断により耐力が段階的に減少する。これは終局時の帯筋の応力度と降伏応力度との差（すなわち、終局時の帯筋の余裕度）などによる制限が必要であろう。

3.4 軸応力度—軸歪度曲線のモデル化

図—15(a) (b) は無拘束およびコア内のコンクリートの平均化された応力度—歪度関係である。無拘束のコンクリートのモデルは文献 12) による。3 節で示した各量を用いて、コアのコンクリートの各区分は以下の式で表す ($p_w = 0$ で無拘束と一致)。

$$\text{区間 OA: } \frac{\sigma}{\sigma_{cp}} = 1 - \left\{ 1 - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cp}} \right)^n \right\} \quad (19)$$

$$(n = E_{cp} \cdot \epsilon_{cp} / \sigma_{cp})$$

図—13 実験に適合するコンクリートの摩擦係数 μ

図—14 終局軸応力度の実験値と計算値の比較

(a) 無拘束コンクリート (b) コア内のコンクリート

図-15 コンクリートの平均化された応力度-歪度関係

$$\text{区間 AB: } \sigma = E_{up} \cdot (\epsilon - \epsilon_{cp}) + \sigma_{cp} \dots\dots\dots (20)$$

$$\text{区間 BC: } \sigma = \sigma_{up} \dots\dots\dots (21)$$

ここで、

$$E_{cp} = 210\,000 \cdot \sqrt{\sigma_{cp}/200}$$

とする。また、無拘束の試験体の最大応力度 σ_c とヤング係数 E_c は、

$$\sigma_c: \text{無拘束柱の実験値あるいは } 0.85 \cdot \sigma_B$$

(σ_B : $\phi 10$ cm のシリンダー強度)

$$E_c = 210\,000 \cdot \sqrt{\sigma_c/200}$$

とする。無拘束角柱コンクリートの最大応力度は既往の実験では $\phi 10$ cm のシリンダー強度の 0.7~1.0 程度にばらつくことを考慮している。

4. モデルと実験との比較

図-16 はシリーズ B の試験体を対象にコンクリート強度別に最大応力度の無拘束試験体からの増分値の実験値を帯筋間隔を横軸にとって示したものである。同図にはモデルによる計算値も示してあるが、本試験体の場合帯筋間隔とコンクリート強度が同一ならば最大応力度の増分に対する帯筋強度の影響はないため、モデルはすべての帯筋強度の試験体に対応する。図を見ると、実験値が帯筋強度により影響されていないことが分かり、また、モデルは実験値とおおむね対応していることが分かる。

シリーズ A の試験体の内、ほぼ同程度の補強筋量で太い補強筋が広い間隔で配筋されているもの(2D10S140)と、細い補強筋が密な間隔で配筋されているもの(2 ϕ 4S23)のコアの平均応力度-破壊領域の歪度関係を実験値と計算値で比較して図-17(a) (b) に示す。補強筋量が同程度でも、その配筋法によりその挙動が変わっ

図-17 コアの平均応力度-破壊領域の歪度関係の実験値と計算値の比較

てくること、および、本モデルがその傾向を評価し得ることが分かる。また、シリーズ B の試験体の内、帯筋強度に最も高い 12 000 kg/cm² を用いたシリーズのコアの平均応力度-破壊領域の歪度関係を実験値と計算値で比較して図-17(c)~(h) に示す。コンクリート強度および帯筋間隔による挙動の変化をよく評価し得ることが分かる。

図-16 帯筋間隔とコンクリート強度の最大応力度増分に対する影響

5. まとめ

正方形帯筋により拘束される軸方向加力実験を、配筋詳細の異なる試験体シリーズ、および、コンクリートおよび帯筋の材料強度の組み合わせを主なパラメータにしたシリーズの2シリーズを行い、以下のことが得られた。

(1) 試験体の最大応力度時の軸方向応力度と歪度はそのときの帯筋の測定された歪度から求めた拘束応力度により、均等圧を受ける既往の実験式で評価できる。

(2) 最大応力度以後の負勾配の傾きは(1)で示した最大応力度時の拘束応力度に影響される。

(3) 横補強筋に閉鎖型帯筋を用いた場合には終局時に安定した軸方向応力度を示す傾向がある。また、この応力度は終局時の拘束応力度に影響を受ける。終局時拘束応力度とは、帯筋が曲げを受けるために軸方向の降伏応力度に達せずに軸歪度が伸びる点の拘束応力度である。

以上の実験結果を基に、2つの拘束応力度を推定することにより正方形帯筋により拘束される軸方向応力度-歪度関係を以下のようにモデル化した。

(4) 最大応力度時の拘束応力度 σ_{tp} は最大応力度時のポアソン数を拘束が不均一であることを考慮した有効拘束剛性を用いて推定することにより、式(10)で評価する。なお、単位は kg と cm とする。

(5) 破壊領域内のコアコンクリートの最大軸応力度、軸歪度および負勾配の剛性は σ_{tp} を用いそれぞれ式(1)(2)(11)で求められる。

(6) 終局時の拘束応力度 σ_{tup} は外周の帯筋にコンクリートより曲げが加わることをモデル化し、式(14)で評価する。

(7) 破壊領域内のコアコンクリートの終局応力度 σ_{up} は σ_{tup} を用い式(12)で求められる。ただし、帯筋が通常のフック付きの場合には $\sigma_{up}=0$ とする。

モデルと実験結果を比較した結果、以下のことが分かった。

(8) σ_{cp} , E_{up} , σ_{up} の計算値は実験値をおおむね推定し、また、 ϵ_{cp} は軸歪度が小さい範囲では精度がよかったが、 ϵ_{cp} の軸歪度が大きい領域での精度が悪く今後の検討課題となった。

(9) これらの点を用いてコアコンクリートの軸応力度-歪度関係をモデル化し、実験と比較した結果、モデルはほぼ配筋量の同じ試験体の配筋法の違いによる挙動の差や、コンクリート強度および帯筋間隔による挙動の変化をよく評価し得ることが分かった。

謝 辞

本研究の一部は、文部省科学研究費補助金・一般研究(c)(課題番号:62550415, 研究代表者:新潟大学加藤大介), および文部省科学研究費補助金・総合研究(A)(課題番号:01302048, 研究代表者:東京大学青山博之教授)により行った。閉鎖型帯筋は住友電工工業(株)

より、また、スパイラル筋は高周波熱錬(株)よりいただいた。また、実験およびデータ解析を行うに当たり、羽廣重夫氏(大成建設, 当時新潟大学大学院生), 福井浩二氏(大林組, 当時新潟大学卒研生), 渡辺房夫氏(長建設計事務所, 同), 安藤正貴氏(福田組, 同)および高田義久氏(同)に御協力いただいた。ここに関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Kent, D.C. and Park, R.: Flexural Member with Confined Concrete, Proceedings, ASCE, Vol. 9, ST7, pp.1969~1990, July 1971
- 2) Bertero, V.V., Popov, E.P., et.: MECHANICAL BEHAVIOR OF LIGHTWEIGHT CONCRETE CONFINED BY DIFFERENT TYPES OF LATERAL REINFORCEMENT, Report of College of Engineering, University of California, Berkeley, California, May, 1979
- 3) 六車ほか: 横補強による高強度コンクリートの靱性改善に関する研究(その2 応力-歪曲線のモデル化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1915~1916, 昭和58年
- 4) 山田 稔, 河村 広ほか: コンクリートの弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究(I)(II), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1325~1328, 昭和54年
- 5) Shamim A. Sheikh and S.M. Uzumeri, "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, ST12 ASCE, December, pp.2703~2722, 1982
- 6) 加藤大介, 羽廣重夫: 鉄筋コンクリート造角柱試験体の軸方向圧縮実験の評価に関する研究, 第11回コンクリート工学年次論文報告集, pp.287~292, 1989
- 7) 鈴木計夫, 中塚 佑ほか: 角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性, 第11回コンクリート工学年次論文報告集, pp.449~454, 1989
- 8) 清水弘道: 鉄筋コンクリート柱における横方向補強筋の拘束効果の解析研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.00~00, 昭和57年
- 9) Shualb H. Ahmad and Surendra P. Shah, : Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete, ASCE, Vol.108, No.ST4, April, pp.728~742, 1982
- 10) Richart, F.E., et., : A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stress, Bulletin No.185, University of Illinois Eng. Experiment Station, Urbana, Nov. 1928
- 11) 加藤大介: 高強度材料を用いた RC 造角柱の軸方向圧縮実験の評価に関する研究, 第12回コンクリート工学年次論文報告集, pp.439~444, 1990
- 12) 野口 博: 文部省科学研究費研究資料報告, 平成元年
- 13) 谷 資信ほか: 鉄筋コンクリート構造物の復元力特性(スパイラルフープによって補強されたシリンドラ試験体の最大耐力以後の特性について), 日本建築学会大会, pp.1389~1390, 昭和51年

(1990年3月13日原稿受理, 1991年1月28日採用決定)