

論文

[2047] 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

正会員 加藤大介 (新潟大学工学部)

正会員 ○羽廣重夫 (新潟大学大学院)

1. 序

本研究の目的はRC造部材の靱性評価を行う際に不可欠な、長方形帯筋により横拘束を受けるコアコンクリートの平均的な軸応力と軸歪関係を実験的に求めることである。特に、RC部材が一般に横拘束筋を有する長方形断面であることを考慮し、その拘束圧は横補強筋隅角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、に着目しその効果を模擬的に取り入れた。

2. 実験概要

表1に試験体および使用した帯筋とコンクリートの性質を示す。試験体は15cmx15cmx53cmの直方体で、帯筋径、帯筋間隔、および中間筋の有無をパラメータとした2シリーズ(各シリーズでコンクリートシリンダー強度が同一)の計15体である。試験体は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Dcを14cm(かぶり0.5cm)とし、また無拘束コンクリート以外には主筋($\phi 4$ 、 $\sigma_y=4.29\text{t/cm}^2$)を配筋した(中間筋の有るものは8本、無いものは4本)。試験体の名前は、例えば、2D6S70が帯筋にD6を用い帯筋間隔Sを70mmとしたものを、3D6S70はさらに中間筋を配したものである。加力は、一端固定他端ピンの一方向中心軸圧縮加力を行った。図1に試験体の配筋例と加力方法を示す。軸方向の変形は断面中央付近を軸方向に3つの領域に分割し(各測定長約10cm)、それぞれの領域で4箇所で測定した。なお、シリーズ2の仮想の無拘束試験体としてシリーズ1のPC1の最大耐力43.7tをコンクリートシリンダー強度 F_c の比で修正して用いた($P_{\max}(\text{PC2})=43.7 \cdot 250/271=40.3\text{t}$)。

3. 実験結果

表2の前半に最大耐力、そのときの平均軸方向応力度、全測定区間の平均軸歪、および横歪の実験値を示す。ただし、横歪は帯筋の歪とした。破壊形式はいずれも水平面とほぼ45度の角度を持つ平面を境界に上下の剛体が滑るような形となった。最終的には境界の平面に沿ってかぶりコンクリートおよび付近のコアコンクリートが剥落し、この剥落

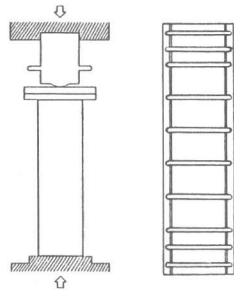


図1 加力概念図と配筋例(試験体2D10S70)

表1 試験体と材料の性質

試験体番号	試験体名	帯筋径と形状	ピッチ S(mm)	全断面の帯筋比 $P_w(\%)$	コア内体積比 $\rho(\%)$	最大拘束応力度 σ_t (kg/cm ²)	帯筋 σ_{wy} (t/cm ²)	帯筋 ϵ_{wy} (micro)	F_c (kg/cm ²)
シリーズ1	1	2D10S140	2-D10	140	0.68	1.45	24.5	3.39	271
	2	2D10S93	2-D10	93	1.05	2.18	36.9	3.39	
	3	2D10S70	2-D10	70	1.35	2.90	49.0	3.39	
	4	2D6S93	2-D6	93	0.46	0.98	19.2	3.84	
	5	2D6S70	2-D6	70	0.61	1.31	25.5	3.84	
	6	2D6S47	2-D6	47	0.91	1.95	38.0	3.84	
	7	2D6S35	2-D6	35	1.22	2.61	51.0	3.84	
	8	PC1	—	—	—	—	—	—	
シリーズ2	9	2D6S23	2-D6	23	1.86	3.98	77.6	3.84	250
	10	3D6S70	3-D6	70	0.91	1.96	38.3	3.84	
	11	2φ4S47	2-φ4	47	0.37	0.79	17.6	4.53	
	12	2φ4S35	2-φ4	35	0.50	1.06	23.7	4.53	
	13	2φ4S23	2-φ4	23	0.75	1.61	36.1	4.53	
	14	3φ4S70	3-φ4	70	0.37	0.80	17.7	4.53	
	15	3φ4S35	3-φ4	35	0.74	1.59	35.6	4.53	

長さは帯筋間隔が広いものが短く間隔が狭いほど長くなる傾向が見られたが、平均的には断面せいに等しい15cm程度であった。

本実験結果よりコアコンクリートの応力度-歪関係をモデル化するには、(i)軸方向歪が、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

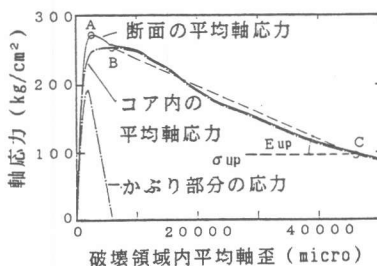
とコアのコンクリート、および主筋の軸方向力負担分が分からないこと、(iii)コア内の拘束応力度分布が分からないこと、等の問題がある。本論文では、以下のような仮定を設けて実験結果を整理した。

先ず、軸方向歪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、破壊領域の軸歪を推定した。なお、破壊領域の長さは断面せいと同一の15cmとし、破壊領域外の除荷剛性は最大耐力点の1/3の点の割線剛性とした。図2(a)に試験体2D10S93の破壊領域内の断面の平均軸応力-軸歪関係を求めた例を示す。次に、求められた破壊領域内の断面の平均軸応力-軸歪関係からかぶりコンクリートと主筋の応力-歪関係より求めた負担分を減じてコア内の平均軸応力とした。ただし、かぶりコンクリートは後述する方法でモデル化し、また、主筋は歪硬化と座屈を無視して弾塑性とした。図2(b)に試験体2D10S93のコア内の平均軸応力-破壊領域内の平均軸歪関係を求めた例を示す。図により試験体としての最大耐力点Aとコアコンクリートの最大応力度点Bは異なってくることが分かる。また、この差は応力度よりも軸歪に対して影響が大きい。なお、本論文ではコア内で平均化された応力度-歪関係を評価する。

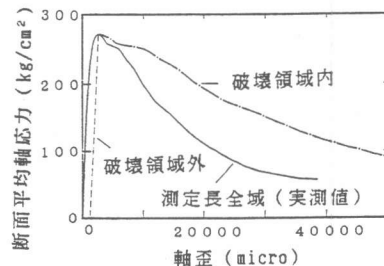
最後に、実験で得られた破壊領域内のコアコンクリートの最大耐力後の剛性を評価しておく。最大耐力後の剛性は軸歪レベルにより変化しその評価は難しいが、ここでは、文献¹⁾を参考に軸方向加力柱の終局状態として角度 θ の平面内で滑りを生じ帯筋の反力による摩擦のみで軸方向力に抵抗している状態を想定し、そのときの応力度 σ_{up} になる点を終局点(図2(b)の点C)とし、点Bと点Cを結ぶ剛性を最大耐力後の剛性 E_{up} とした。なお、 σ_{up} は以下の式で求める。

$$\sigma_{up} = p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot r_{core} \cdot (c \cdot s + \mu \cdot s \cdot s) / (c \cdot s - \mu \cdot c \cdot c) \quad (1)$$

ただし、 $c = \cos \theta$ 、 $s = \sin \theta$ 、 p_w はコアに対する帯筋比、 σ_{wy} は帯筋降伏応力度、 μ はひび割



(b) 軸応力の断面内の修正



(a) 軸歪の軸方向分布の修正

図2 実験データの修正例(試験体2D10S93)

表2 実験結果

試験体 番号	試験体名	最大耐力 実験値 (ton)	最大耐力時 断面平均 応力度 (kg/cm²)	最大耐力時 軸歪 (micro)	コアの最大 応力度 σ_p (kg/cm²)	コア最大応 力度時軸歪 (micro)	コアの終局 応力度 σ_{up} (kg/cm²)	コア終局時 軸歪 e_{up} (micro)	最大耐力以 後のコアの 勾配 E_{up}	低減率 r _{core}
シリ ーズ 1	2D10S140	52.1	232	1916	212	4819	36	—	—	0.252
	2D10S93	61.3	272	2595	255	5990	93	47621	-3.9	0.447
	2D10S70	59.3	263	6319	261	6319	140	37411	-3.9	0.513
	2D6S93	50.3	224	3605	212	6501	57	42983	-4.3	0.534
	2D6S70	56.6	252	3620	244	5893	88	42278	-4.3	0.623
	2D6S47	58.2	259	4259	254	5946	147	45920	-2.7	0.699
	2D6S35	61.8	275	9708	272	9708	207	54634	-1.5	0.732
	PC1	43.7	194	1996	—	—	—	—	—	0
シリ ーズ 2	2D6S23	73.1	325	11657	322	11657	314	35903	-0.3	0.739
	3D6S70	59.9	266	5622	263	5622	142	35187	-4.1	0.674
	2φ4S47	50.7	225	2669	217	5751	75	43135	-3.8	0.767
	2φ4S35	55.2	245	4563	242	5718	107	34546	-4.7	0.810
	2φ4S23	58.3	259	4395	255	5712	170	38474	-2.6	0.850
	3φ4S70	56.3	250	3687	244	5179	77	48211	-3.9	0.777
	3φ4S35	65.7	292	8615	290	8615	165	37515	-4.3	0.837

れ間のコンクリートの摩擦係数で0.7¹⁾とし、 θ は終局時のひび割れ角度で45度とした。なお、終局時においてもコア内の有効に拘束される部分だけ有効として後述するコア低減率 r_{core} を乗じた。表2の後半に破壊領域内のコアの最大平均軸方向応力度とそのときの軸歪、終局応力度とそのときの軸歪、および最大耐力後の剛性の実験値を示す。

4. 拘束されたコンクリートの軸応力度-軸歪関係のモデル化

本論文では、材軸方向と断面内で拘束が不均一であることの影響を模式的に取り入れたSheikhらの方法²⁾を参考にしてコア内の軸方向応力度-軸歪関係をモデル化した。対象は普通強度の横補強筋により拘束された普通コンクリートである。本モデルでは柱全断面をかぶりコンクリートとコアコンクリートに分割し、さらに、コアコンクリートを有効に拘束される部分と有効に拘束されない部分に分割する。コア内の平均的な応力度-歪関係は、有効拘束コンクリートの面積のコア面積に対する比 r_{core} を用いて、有効拘束コンクリートの応力度-歪関係を低減することにより評価する。

図3(a)(b)は無拘束およびコア内のコンクリートの平均的な応力度-歪関係である。コアのコンクリートの各区間は以下の式で表す($p_w=0$ で無拘束と一致)。

$$\text{区間OA: } \sigma / \sigma_{cp} = 1 - \{1 - (\varepsilon / \varepsilon_{cp})\}^n \quad (2)$$

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

$$\text{区間AC: } \sigma = E_{up} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{cp}) + \sigma_{cp} \quad (3)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \sigma_c + 4.1 \cdot \sigma_t \cdot r_{core} \\ E_{cp} &= 210000 \cdot \sqrt{(\sigma_{cp} / 200)} \\ &\quad (\text{kg/cm}^2, \sigma_{cp} \text{はkg/cm}^2 \text{を用いる}) \\ \varepsilon_{cp} &= \varepsilon_c + 150 \cdot \sigma_t \cdot r_{core} \\ &\quad (\text{micro}, \sigma_t \text{はkg/cm}^2 \text{を用いる}) \\ \text{ただし, } \sigma_t &= P_w \cdot \sigma_{wy} \quad (\text{拘束応力度}) \\ E_{up} &= -E_c \cdot 0.36 / (\sigma_t \cdot r_{core} + 1.5) \\ &\quad (\sigma_t \text{はkg/cm}^2 \text{を用いる}) \end{aligned}$$

また、無拘束のものの諸定数は、以下のようにした。

$$\begin{aligned} \sigma_c &: \text{無拘束柱の実験値あるいは } 0.85 \cdot F_c \\ &\quad (F_c: \phi 10\text{cmのシリンダー強度}) \\ E_c &= 210000 \cdot \sqrt{(\sigma_c / 200)} \\ &\quad (\text{kg/cm}^2, \sigma_c \text{はkg/cm}^2 \text{を用いる}) \\ \varepsilon_c &= 140 \cdot \sqrt{(\sigma_c)} \\ &\quad (\text{micro}, \sigma_c \text{はkg/cm}^2 \text{を用いる}) \\ \varepsilon_u &= 3 \cdot \varepsilon_c \end{aligned}$$

以上の式は本質的にばらつくものもあり明確にされていないが、無拘束のものについてはよく用いられている値を用いた。また、無拘束角柱コンクリートの最大応力度は既

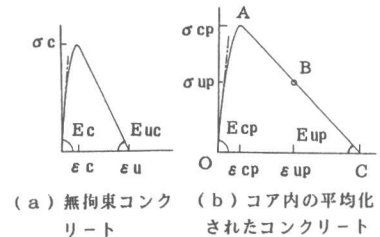


図3 コンクリートのモデル

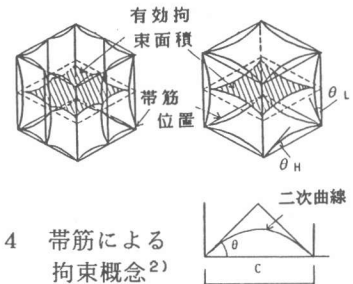
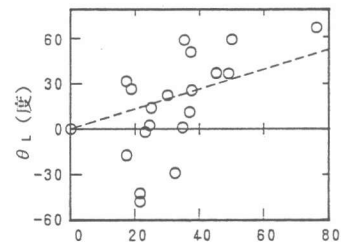
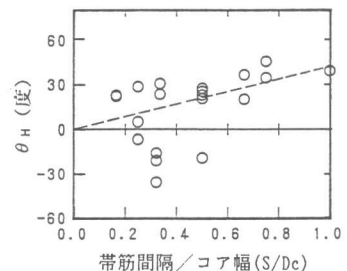


図4 帯筋による拘束概念²⁾



帯筋降伏時の拘束応力度(σ_t) (kg/cm²)

(a) 実験値に適合する θ_L (θ_H は与式)



帯筋間隔/コア幅(S/Dc)

(b) 実験値に適合する θ_H (θ_L は与式)

図5 実験値に適合する θ_L と θ_H

往の実験ではφ10cm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た。拘束コンクリートについては拘束が均一であれば最大応力度とそのときの歪はRichartの実験結果³⁾程度の増分があるとし、軸歪に関しても最大応力と同一の低減係数を用いた。

コア内で有効に拘束される面積の比は、図4に示すように、帯筋により分割された各領域において接線角度θを持つ2次曲線で囲まれた部分が有効に拘束されないとして算定した。従って、中間筋が断面内で均一に分布している正方形断面のr coreは以下の式で表される。

$$r_{core} = (1 - (S/D_c) \cdot (\tan(\theta_L)/2)) \cdot (1 - 2/3 \cdot \tan(\theta_H)/N) \quad (4)$$

ここで、θ_L : 軸方向のコア低減角度 (= 20・(σ_t/30)°、σ_tはkg/cm²を使用)

θ_H : 断面内のコア低減角度 (= 20・(S/D_c/0.45)°)

とした。D_cはコア長、Sは軸方向帯筋間隔、Nは断面内の帯筋による分割数(1辺当たり)である。

低減角度に対する影響因子としては、断面内の帯筋間隔が変わらなくともS/D_cが減少すれば断面内の低減角度θ_Hも減少するはずであり、また、拘束の程度は拘束応力度の大きさにも影響されると考えた。図5(a)はθ_Hを上式で与え、実験値に適合するθ_Lを逆算し、σ_tとの関係をみたものである。同様に、図5(b)は実験値に適合するθ_Hを逆算し、S/D_cとの関係をみたものである。両図ともばらつきが大きい、右上がりの傾向が認められ、便宜的に破線を評価式とした。表2の最後に各試験体のr coreを示した。

E_{up}は拘束応力度レベルσ_t・r coreと相関があると考えた。図6は、横軸にσ_t・r core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図中の1点鎖線であり、評価式とした。

5. 評価結果

図7(a)~(c)に、昭和61年度に行った実験⁴⁾のデータも含めて拘束試験体20体の試験体の最大耐力とそのときの軸歪の実験値と計算値を比較して示す。計算値はコアコンクリートの最大応力度時の試験体耐力と軸歪である。最大耐力(図(a))を比較すると計算値は実験値をほぼ推定して

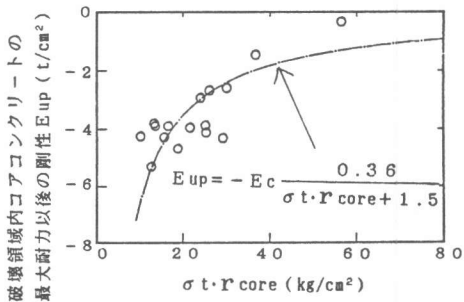
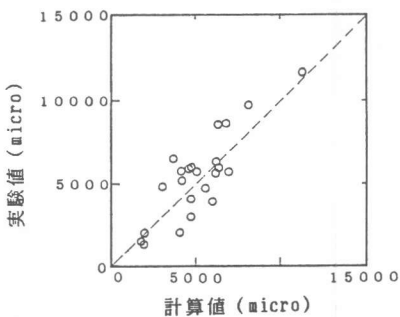
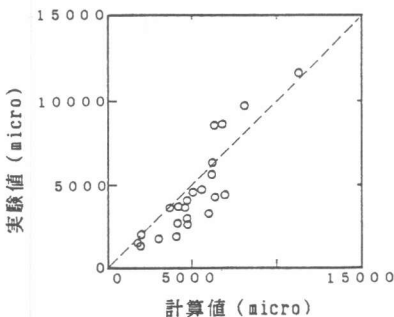
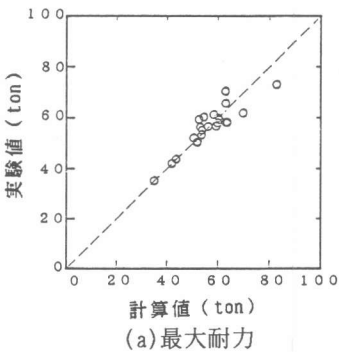


図6 最大耐力後の剛性の推定



(b)試験体の最大耐力時軸歪 (c)コアコンクリート最大応力時の軸歪

図7 最大耐力点の推定結果

いることが分かる。また、最大耐力時の歪の実験値は、図(b)が試験体としての最大耐力時、図(c)がコアコンクリートの最大耐力時である。最大耐力評価式よりもばらついているが、コアコンクリートの歪は計算値は実験値のほぼ平均となった。一方、試験体の最大耐力時の歪は、補強量の少ないものでは過大評価している傾向がある。

推定に用いた試験体の内、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(2φ4S23)の破壊領域の平均応力度(断面全体)－歪関係を実験値と計算値で比較して図8(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てくることを、および、本モデルがその傾向を評価し得ることが分かる。

図9(a)～(b)は文献⁵⁾で対象としている既往の軸方向圧縮試験体のうち推定に用いた試験体を除いた計65体の最大耐力とそのときの軸歪の実験値と計算値を比較して示したものである。ただし、計算値はコアコンクリートの最大応力度時の試験体耐力と軸歪、実験値は試験体としての最大耐力と軸歪である。対象試験体は、普通コンクリート($F_c < 43 \text{ kg/cm}^2$)と普通鉄筋($\sigma_{wy} < 7.39 \text{ t/cm}^2$)を用いたものを対象とした。最大耐力を比較すると、ばらつきが多いが計算値は実験値のほぼ平均となっている。また、最大耐力時の歪は特に補強量の多いもので計算値は実験値を大きく過小評価し、また、補強量の少ないものでは過大評価している傾向がある。この原因としては、前者が主筋の存在により試験体の最大耐力と拘束コンクリートの最大耐力が一致しないこと、後者が試験体の耐力がカバーコンクリートの破壊で最大耐力が決まる場合があること、が考えられ、さらに、測定区間のばらつきも大きな要因となっている。

6. 高軸力を受ける曲げせん断力加力実験の検討例

本節では無拘束と拘束コンクリートの応力度－歪関係を用いて部材の荷重－部材角関係を解析し、建設省の総合プロジェクトで行われた柱の実験⁶⁾と比較する。試験体は幅25cm角の正方形断面、シアスパン比が2.0で、帯筋間隔が3cmの計7体で、パラメータは軸力レベル($\sigma_o / F_c = 0.3 \sim 0.6$)、帯筋の径($\phi 6$ 、 $\phi 9$)、および、主筋径(D10, D13)である。解析は平面保持を仮定して求めたモーメント－曲率関係を用い、曲率分布を仮定して、部材の変形に換算した曲げ解析である。帯筋の内側は平均化された拘束コンクリートの応力度－歪モデルを、帯筋の外側は無拘束コンクリートの応力度－歪モデルを用いた。曲率分布はヒンジゾーン内では一定に、ヒンジ

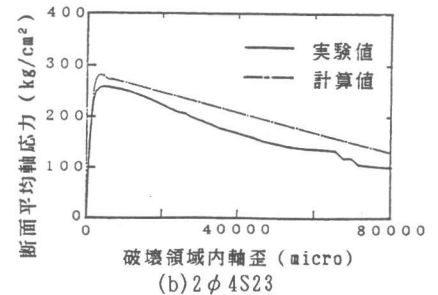
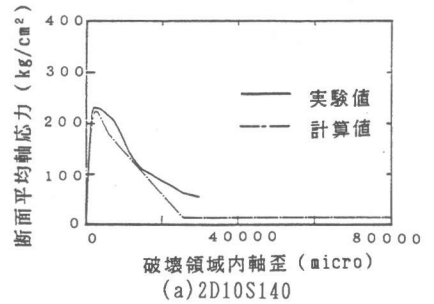


図8 軸応力度－軸歪関係の推定

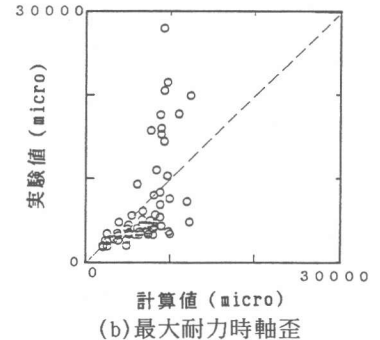
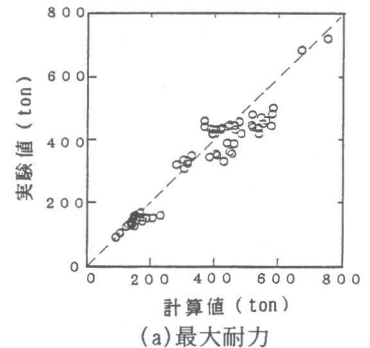
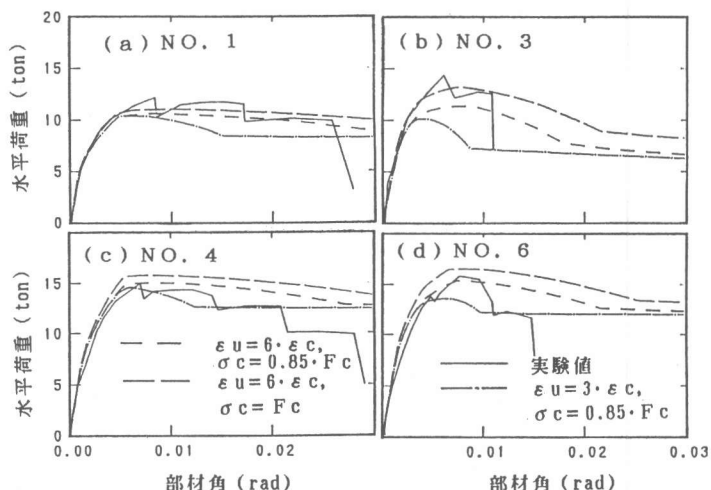


図9 既往の試験体の最大耐力点の推定

ゾーン端部から反曲点位置までは逆三角形分布とした。ヒンジゾーンの長さは、吉岡らによる提案⁷⁾に従い有効せい $x \times 1$ (21.5cm)とした。

7体の試験体の内、帯筋に $\phi 6$ を用いて軸力レベル σ_o / F_c が 0.3 (No. 1) と 0.6 (No. 3) のものと、帯筋に $\phi 9$ を用いて軸力レベルが 0.45 (No. 4) と 0.6 (No. 6) のものについて、実験と解析を比較して図 10 (a) ~ (d) に示す。比較のためにかぶ



りコンクリートの終局歪 ε_u を 図 10 高軸力を受ける部材試験体の荷重－部材角関係の推定 $6 \cdot \varepsilon_c$ としたものの、さらにそれに加えて $\sigma_c = F_c$ としたものについても解析を行った。各図よりかぶりコンクリートの仮定が解析結果に大きく影響を与え、実験結果はこの範囲にばらつくことがわかる。また、実験は大変形で繰り返しとせん断力の影響により急激に耐力が低下しているが、モデルはこれを模擬していない。

7. 結論

長方形帯筋により横拘束を受ける柱の軸方向加力を行い、破壊領域内のコアコンクリートの平均的な軸応力と軸歪関係を、材軸方向と断面内で拘束が不均一であることの影響を模式的に取り入れてモデル化し、以下の結論を得た。

- (1) モデルは最大耐力およびコアコンクリート最大応力時の軸歪を概ね推定した。
- (2) 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を概ね表現できた。
- (3) モデルはモデル作成に用いない試験体の最大耐力をほぼ推定したが、その時の軸歪に対してはばらつきが多い。このばらつきは主にカバーコンクリートと主筋の存在に起因する。
- (4) モデルを用いて高軸力を受ける曲げせん断力加力実験の荷重－部材角関係を検討した結果、かぶりコンクリートの仮定が解析結果に大きく影響を与え、実験結果はこの範囲にばらついた。

〔謝辞〕 本研究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) により行った。実験及びデータ解析を行うに当たり福井浩二氏 (大林組) と渡辺房夫氏 (長建設事務所) に協力いただいた。ここに関係各位に謝意を表します。

〔参考文献〕 (1) 谷資信、他：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)、日本建築学会大会昭和51年、pp.1389-1390、(2) Uzumeri, S.M., et al.: Analysis Model for Concrete Confinement in Tied Columns, ST12 ASCE, December, 1982, PP.2703-2722、(3) Richart, F.E., et al.: A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stress, Bulletin No.185, University of Illinois Eng. Experiment Station, Urbana, Nov. 1928、(4) 加藤大介：帯筋により拘束された鉄筋コンクリート柱の最大軸応力度の評価法、日本建築学会大会昭和62年、(5) 加藤大介：配筋詳細と靱性 (中心軸方向加力柱の実験データの整理)、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 第I編 委員会報告書、1988、3、pp.137-153、(6) 東洋一：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その43 AF2シリーズ：高軸力下における多数回繰り返し実験)、日本建築学会大会昭和52年、pp.1497-1498、(7) 吉岡研三、岡田恒男、他：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究、日本建築学会論文報告集第282号昭和54年8月