

論文

[2054] RC造柱のせん断終局強度に及ぼす軸力の影響に関する
解析的研究

正会員 ○張 愛暉 (千葉大学大学院)

正会員 野口 博 (千葉大学工学部)

1. はじめに

鉄筋コンクリート建物の高層化に伴い、建物の下層階の柱部材、特に隅柱では大きな軸方向圧縮力、場合によっては引張り軸力も受けるようになる。これを背景として近年、高軸力下における柱部材の性状に関する研究が数多く行われてきている。しかし、柱の軸力がせん断終局強度に与える影響については実験的研究でもまだ不明確な点が多く、また、解析的研究例は数少なく、耐震設計指針案¹⁾のマクロモデルでも検討の余地が残されている。そこで本研究では、柱の軸力をパラメータとして、高軸力下での弾塑性領域におけるRC柱の力学性状を比較的簡単な有限要素解析により検討し、柱のせん断終局強度に及ぼす軸力の影響の評価を試みることを目的とする。

2. 解析対象とした試験体

解析対象として、黒正・林らによるRC柱の曲げせん断実験²⁾の中から、軸力をパラメータとしたC0032N、C0232N、C0432NとC0632N (C**は軸力比、32Nは3.2φの普通鉄筋を表す)の4体を選んだ。試験体の形状と配筋状況を

図-1に示し、その他の設計条件を表-1に示す。実験試験体のコンクリートと鉄筋の材料定数を表-2、3に示す。試験体C0632Nでは、実験の圧縮強度が295kgf/cm²と低く、軸力比 $\eta=0.73$ となった。実験では、図-2に示すように、まず所定の軸力の載荷後、軸力を一定に保ち、試験体の上部スタブに取り付けた加力ビームを引張り、水平力Pの一方単調載荷が行われた。なお、上部スタブの回転を防ぐため平行クランク機構が3方向に取り付けられている。

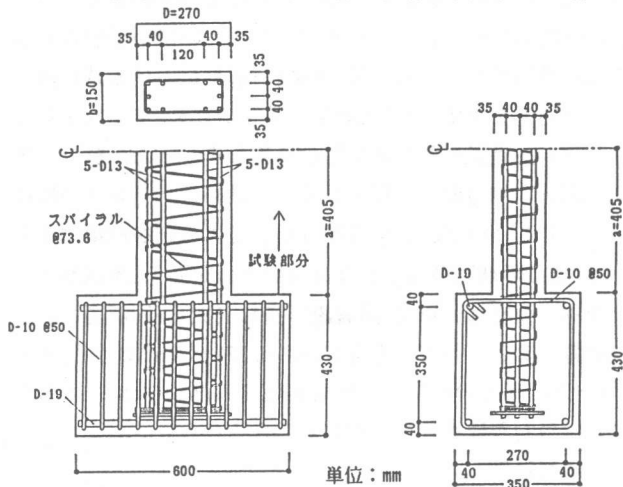


図-1 解析試験体の形状と配筋状況

表-1 解析試験体の概要

	C0032N	C0232N	C0432N	C0632N
B×D (cm×cm)	15×27			
軸方向力 N(tf)	1.1	29.2	58.3	87.5
N/B D (kgf/cm ²)	2.7	72.1	144.0	216.0
η (N/BDF _c)	0.0	0.2	0.4	0.6(0.73)
主筋 A _B (cm ²)	5-D13 (2段配筋)			
せん断補強筋 a _w (cm ²)	2-3.2φ			
	0.161			
せん断補強筋間隔 S(cm)	7.36			
主筋比 P _t (%)	3.14			
せん断補強筋比 P _w	0.146			
せん断スパン比	1.5			

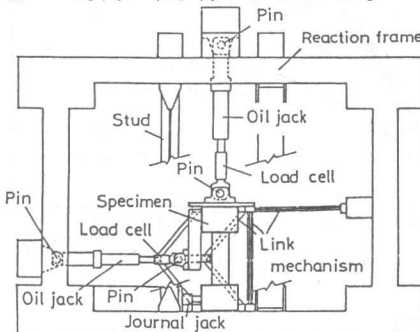


図-2 解析試験体の加力方法

注) η の () 内の値は、強度による実際の圧縮

表-2 コンクリートの材料定数

	E_c (tf/cm^2)	F_c (kgf/cm^2)	F_t (kgf/cm^2)	ϵ_{cu} (%)
C0032N	198	331	29.3	0.35
C0232N	217	352	33.7	0.31
C0432N	220	366	28.3	0.28
C0632N	196	295	24.5	0.30

3. 解析方法及び試験体のモデル化

本解析では、従来のRC部材のFEM平面応力解析プログラム³⁾に、ひび割れたコンクリートの強度低下モデルとせん断補強筋のtri-linearモデルを導入した。ひび割れコンクリートの圧縮強度低下は、筆者らの研究室で行われたひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験結果⁴⁾を参考にして図-4に示すようにモデル化した。本解析では、実際のひび割れが間隔をおいて生じ、降伏が局部的に生じる現象を分布ひび割れを横切る鉄筋の平均ひずみにより評価するために、島らが提案したtri-linearモデル⁵⁾を、降伏が予想されるせん断補強筋に用いた。図-3にFEM解析における試験体の要素分割図を示す。力の流れを計算するため、加力スタブと柱、柱と基礎梁の間に離散型ひび割れを設けた。解析で実験と同様に加力梁を平行にするため、平行クランク機構に相当する5つのHOOP要素を設けた。要素分割を簡単にするため、せん断補強筋のかぶりはないと仮定した。本試験体の付着割裂強度について、耐震設計指針(案)・同解説¹⁾により計算すると、付着応力度 τ_c は 6.83kgf/cm^2 で(軸力 $\sigma_o = 0$ のとき)あるのに対し、付着強度は 23.4kgf/cm^2 であるので、付着割裂破壊は生じないと考えられる。

4. 解析結果

図-5に各試験体の実験とFEM解析による荷重-変形曲線を示す。軸力の増大につれ、最大耐力時の変形が小さくなり、靱性が悪くなってきている。C0432Nの解析では、最大耐力以前では解析の方が実験よりやや剛いが、終局強度時にはほぼ一致している。C0632Nの解析では、実験より変形がやや大きめとなっているが、終局強度時の変形がC0432Nより大きめなのは、この試験体の圧縮強度が低めだったことによる。その他の解析ではほぼ実験と一致している。

表-4に、各試験体の初期剛性、曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度及びせん断終局強度

表-3 鉄筋の材料定数

	D13	3.2 ϕ
E_s (tf/cm^2)	1940	2000
σ_s (kgf/cm^2)	8790	6370
ϵ_y (μ)	4500	3200

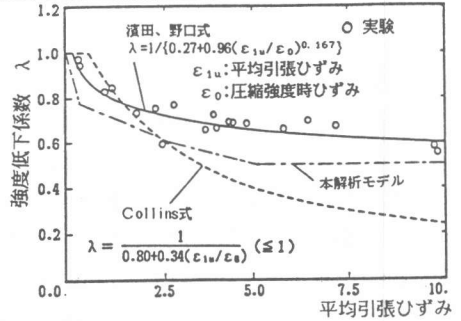


図-4 ひび割れコンクリート強度低下モデル

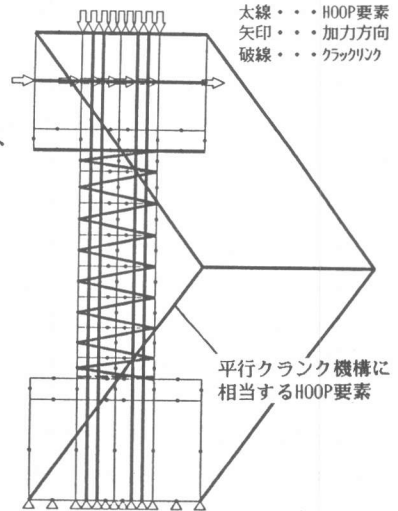


図-3 要素分割図

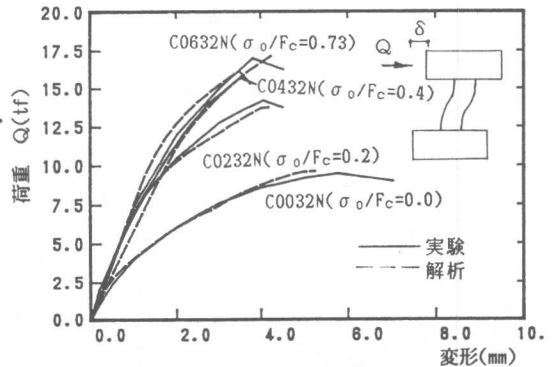


図-5 荷重-変形曲線

の実験値、計算値とFEM解析値を示す。初期剛性の理論計算値、FEM解析値と実験値三つともほぼ対応している。曲げひび割れ強度のFEM解析値と計算値は実験値よりやや低めであるが、計算値と解析値がほぼ対応している。せん断ひび割れも曲げひび割れと同様の傾向がある。せん断終局強度では、解析値が実験値にほぼ一致し、修正荒川式⁶⁾による計算値は軸力による強度上昇分を低めに評価している。

図-6～図-9にFEM解析における最大耐力時の変形、ひび割れ状況、主応力分布及び実験での最大耐力時のひび割れ状況を示す。これらの図から、軸力の増加に伴い、ひび割れの発生状況が曲げせん断ひび割れ型から対角線よりやや鉛直に近いせん断ひび割れ型に変わっていくことから、曲げせん断型からせん断型に変わりつつあることがわ

表-4 諸強度一覧

	試験体	実験値	計算値	解析値
初期剛性 (tf/cm ²)	C0032N	61.	73.	71.
	C0232N	72.	78.	77.
	C0432N	77.	79.	78.
	C0632N	82.	72.	73.
曲げひび割れ強度 (tf)	C0032N	3.1	2.0	2.8
	C0232N	7.6	5.5	5.7
	C0432N	8.7	8.9	7.6
	C0632N	15.6	12.1	12.1
せん断ひび割れ強度 (tf)	C0032N	6.5	4.8	4.6
	C0232N	11.7	6.9	7.1
	C0432N	14.8	9.0	9.3
	C0632N	17.2	10.7	13.2
せん断終局強度 (tf)	C0032N	9.5	10.1	9.6
	C0232N	14.3	12.4	13.7
	C0432N	15.8	14.7	16.2
	C0632N	17.2	15.8	17.0

初期剛性: $E_0 = 1 / \{L^3 / (12EI) + 3L / (2GA_0)\}$
 曲げひび割れ強度: $Q_{t,c} = (1.8\sqrt{F_c + N/A_0}) Z_0 / 0.5L$
 せん断ひび割れ強度: $Q_{s,c} = (\tau_c + 0.1\sigma_0) b j$
 $\tau_c = 0.085 k_c (500 + F_c) / (M/Qd + 1.7)$
 せん断終局強度: $Q_{u,s} = \tau_{u,mean} b j$
 $\tau_{u,mean} = k_u \cdot k_v \cdot (180 + F_c) \cdot 0.12 / (M/Qd + 0.12) + 2.7\sqrt{p_u \cdot \sigma_y + 0.1\sigma_0}$

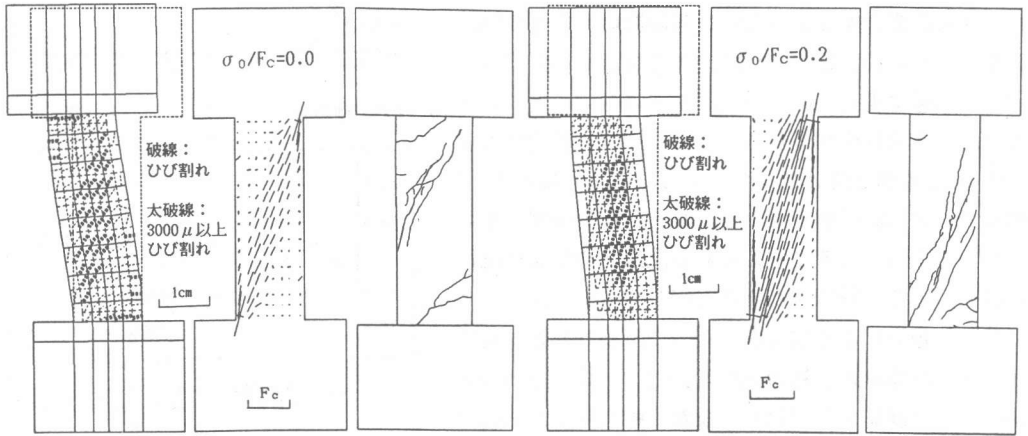


図-6 C0032N終局状態 ($Q_u=9.5\text{tf}$)

図-7 C0232N終局状態 ($Q_u=14.3\text{tf}$)

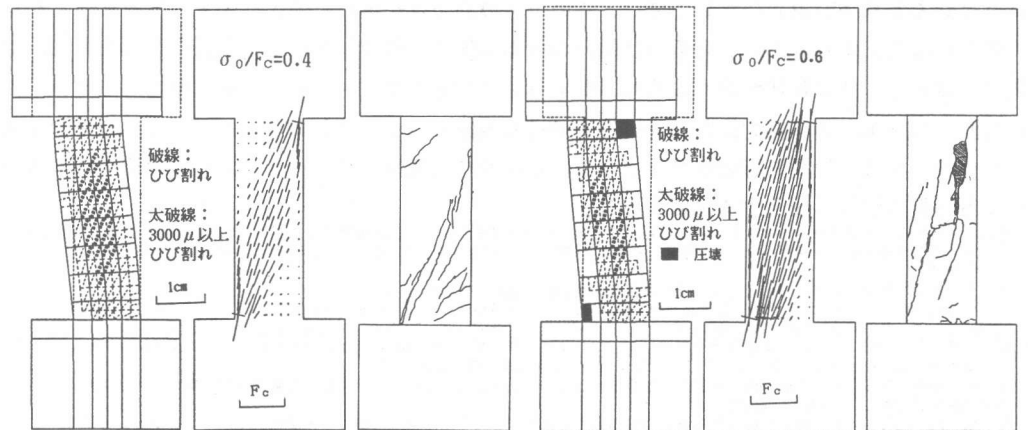


図-8 C0432N終局状態 ($Q_u=15.8\text{tf}$)

図-9 C0632N終局状態 ($Q_u=17.2\text{tf}$)

かる。C0032Nの解析では、曲げひび割れ、せん断ひび割れの順に発生、進展し、終局時では、せん断ひび割れの開口により、せん断補強筋が降伏し、耐力を失い、せん断引張破壊となり、実験での破壊モードとほぼ対応する。C0232Nの解析では、軸力があるため、曲げひび割れとせん断ひび割れが遅れて生じ、せん断ひび割れが試験体の対角方向に広がる傾向があり、終局時にせん断引張破壊が生じ、これも実験での破壊モードとほぼ対応する。C0632Nの解析では、殆どのひび割れが試験体対角線方向に平行であり、曲げ変形が比較的少ないと考えられる。解析上の圧縮コンクリートのひずみ軟化はせん断降伏より先に生じた。終局時では、圧壊の増大につれ、コンクリート圧縮ストラットの幅が広く、角度が鉛直に近くなり、せん断補強筋に流れる応力も少なくなりつつあり、せん断圧縮破壊が生じ、実験での破壊モードとほぼ対応している。なお解析では4体とも主筋は降伏に至らず、実験と対応している。

5. 軸力比をパラメータとした解析

軸力比 $\sigma_o/F_c(=0.0\sim 0.9)$ によるパラメータ解析結果を、荷重-変形曲線、せん断終局強度についてそれぞれ図-10、図-11に示す。図中の修正荒川式では、せん断応力度を求める時、各試験体の実際の軸力比を用いた。軸力比0.0から0.3までは、せん断強度の増加は顕著に現れ、0.3から0.6までは軸力の増加による強度の上昇は少なくなり、0.6以上では、軸力の増加に伴い、せん断強度は低下している。これは軸力比0.6前後で、せん断引張破壊から、せん断圧縮破壊に変わっていくことによると考えられる。以上の結果は既往の研究⁷⁾による実験結果とほぼ対応している。図-11に示した軸力による増分を $0.1\sigma_o$ で評価した修正荒川式による計算値は、軸力比が0.0~0.6では軸力の効果が小さめに評価されており、また、軸力比が0.6以上では強度の低下が考慮されていない。

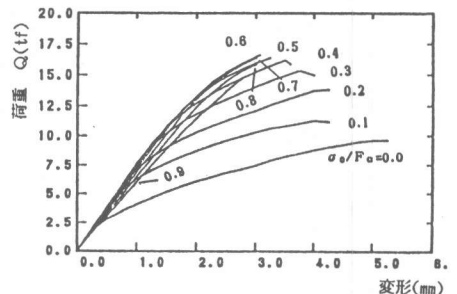


図-10 軸力をパラメータとした荷重-変形曲線

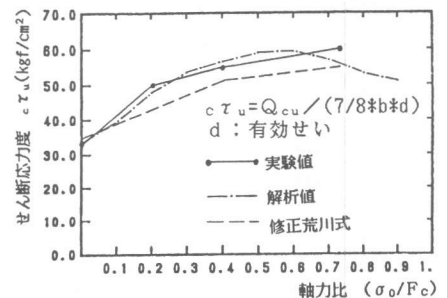


図-11 せん断終局応力度と軸力比の関係

6. まとめ 本解析によれば、軸力の増加に伴い、柱のせん断終局強度は上昇し、本試験体のようにせん断補強筋量の少ない柱では、その上昇の割合は修正荒川式より大きめである、これは実験とほぼ対応する。また、解析では軸力の増加に伴い、破壊型がせん断引張型からせん断圧縮破壊に変わり、柱の靱性が悪くなる傾向があり、これも実験と対応している。軸力をパラメータにした解析結果から、軸力比が0.6付近で頭打ち現象を示すことがわかった。今後、柱のせん断終局強度への軸力比の影響の定量化とともにせん断補強筋をパラメータにした軸力比の影響についても解析の面から研究する必要がある。

謝辞 本解析を行うに当たり、実験データを使用させて頂いた東京工業大学・林 静雄助教授に感謝致します。また、解析に協力頂いたフジタ工業技術研究所・松戸 正士氏（前千葉大学大学院生）および松村 雄・秦 克之氏（前千葉大学卒論生）に感謝致します。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計（案）・同解説 1988
- 2) Seiji KOKUSHO, Yasuhiro MATSUZAKI, Shisuo HAYASHI: Experimental Study of RC Columns with High Tension Shear Reinforcement, REPORT OF THE RESEARCH LABORATORY OF ENGINEERING MATERIALS, TOKYO INSTITUTE OF TECHNOLOGY, Number 13, 1988
- 3) 野口 博、長沼一洋：繰返し荷重を受けるRC部材のせん断解析モデル 第2回 RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、JCI-C5、日本コンクリート工学協会、昭和58年10月、pp.97-104.
- 4) 大久保 雅章、濱田 聡、野口 博：地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験、第1回コンクリート工学年次論文報告集 11-1 1989、pp.323-326
- 5) 島 弘、周 孔良、岡村 甫：一軸引張部材における鉄筋の降伏以後の平均応力-平均ひずみ関係 土木学会論文集、No.378/V-6、1987年2月、pp.239-247
- 6) 広沢 雅也：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料 No.6、March 1975、pp42
- 7) 黒正 清治、松崎 育弘：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究（その6）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和59年10月、pp.1731-1732