

高強度せん断補強筋を用いたRC柱の 曲げ破壊性状に関する実験的研究

木下 拓也* 福原 実苗* 南 宏一**

Flexure Failure Properties of Reinforced Concrete Columns
with High-strength Shear Reinforcement

Takuya KINOSHITA*, Minae FUKUHARA* and Koichi MINAMI**

ABSTRACT

The shear failure of the RC columns with the high strength shearing reinforcement has been clarified by the current research. The flexural failure properties of the RC columns which had been built with the high strength shear reinforcement of 1275N/mm^2 and the concrete of 39N/mm^2 were examined. When the amount of the shearing reinforcement increases, it has been understood that ultimate strength and the deformation capability increase both. It has been understood that concrete is confined with the high strength shear reinforcement as a factor to give such a result in this research.

キーワード:高強度せん断補強筋, 曲げ破壊, 変形能力, RC柱

Keywords:High-strength Shear Reinforcement, Flexure Failure, Deformation capability, RC Columns

1 序

近年, 鉄筋コンクリート(以降, 「RC」と略記す.) 造建築物の高層化・大スパン化・部材断面の縮小化を目的とするため, 普通強度の使用材料から高強度の材料が多く用いられる様になってきた。しかし, 構造設計における性能設計化では, RC部材の終局耐力(特に, 終局せん断耐力)の計算において, 理論的に裏付けされた精度の良い計算式の確立が要求されている。

これまで当研究室では, 高強度材料を用いたRC部材のせん断耐力に関する問題を実験的及び理論的に検討するために, 高強度せん断補強筋(降伏点強度 $\sigma_{wy}=785\sim 1275\text{N/mm}^2$)および普通コンクリートから

高強度コンクリート(設計基準強度 $F_c=21\sim 100\text{N/mm}^2$)を組み合わせた系統的な実験変数に基づき, これまで7シリーズ46体のRC部材の実験を行い, それぞれの材料の高強度化によってRC柱部材のせん断破壊がどのような影響を受けるか実験的に明らかにしてきた。文献^{1), 2)}

本研究では, 1275N/mm^2 高強度せん断補強筋と設計基準強度 $F_c=39\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いて曲げ破壊を想定した試験体の計画を行い, RC柱の高強度せん断補強筋を用いた柱の曲げ破壊性状に関する基礎的実験として, 軸力比, 補強筋比の影響について実験的に明らかにし, 曲げ破壊性状を定量的に把握し, 既往のせん断破壊性状の実験データと比較, 検討を行う。

* 大学院修士課程建築学専攻

** 工学部建築学科

2 実験

2.1 実験計画

表-2.1.1及び図-2.1.1に試験体計画一覧を示す。試験体は、せん断補強筋強度 $\sigma_{wy}=1275\text{N/mm}^2$ とコンクリート強度 $f_c=39\text{N/mm}^2$ を用い、F-1からF-6の6体を計画する。変動因子としてせん断補強筋比とせん断補強筋形状の2種類を選択した。せん断補強筋比 p_w (%)は、0.26, 0.35, 0.53, 0.76の4種類を選択した。軸力比 n は0.5を選択した。主筋は12-D13(SD295A)、せん断補強筋形状は、マルチユニット型と溶接閉鎖型の2種類を選択した。柱長さ比 H/D は3を選択した。試験体寸法として、部材断面は $B \times D=300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、柱長さは $L=900\text{mm}$ とする。以上の実験変数によって、RC柱の曲げ破壊性状がどのような影響を受けるか実験的に検討する。

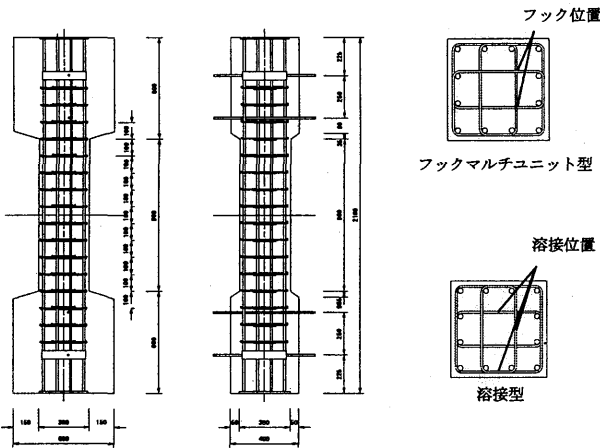


図-2.1.1 試験体形状寸法(F-1) 単位:mm

2.2 使用材料の機械的性質

表-2.2.1 使用材料の機械的性質一覧を示す。表-2.2.2は材齢による強度の推移を示す。コンクリートの強度を調べるために、打設後7日、28日、実験前(50日)、実験中間日、(56, 73日)、実験終了(85日)のそれぞれに試験を行ったが、強度が安定した実験

前、実験中間、実験終了の平均から求めた。その結果、設計基準強度 39N/mm^2 の圧縮強度 σ_B は 42.7N/mm^2 となった。使用鉄筋の引張り試験の結果、主筋の降伏強度は $\sigma_y 326\text{N/mm}^2$ 、せん断補強筋の降伏強度は $\sigma_{wy} 1398\text{N/mm}^2$ は、となった。溶接の有無に関わらず降伏応力、ひずみには影響はでなかった。図-2.2.1及び2.2.2にはコンクリートの強度の材齢による推移を、図2.2.2 使用鉄筋の応力度-ひずみ曲線を示す。

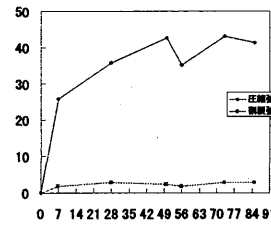


図-2.2.1 コンクリート強度の材齢による推移

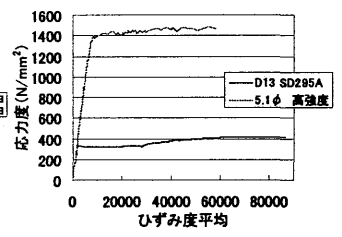


図-2.2.2 使用鉄筋 σ-ε 曲線

表-2.2.1 使用材料の機械的性質

	σ_B (N/mm^2)	σ_y (N/mm^2)	σ_{wy} (N/mm^2)
設計基準強度	39	295	1275
材料強度	42.7	326	1398

表-2.2.2 コンクリートの圧縮、割裂強度の推移(N/mm^2)

材齢(日)	7	28	50	56	73	85
圧縮 σ_B	25.8	35.9	42.7	35.2	43.1	41.3
割裂 σ_t	1.8	2.8	2.4	1.9	2.9	2.9

2.3 載荷方法

図-2.3.1に載荷装置を示す。載荷装置は福山大学8号館に設置された建研式載荷装置を用いて行った。載荷方法は、試験体の柱頭および柱脚部をそれぞれ水平支持(L型)フレームと載荷フレームに固定し、載荷フレームに固定した鉛直載荷圧縮能力4MNジャッキにより一定軸力を柱頭部に負荷する。さらに、柱長さの1/2の位置で載荷フレームに固定した水平載荷圧縮能力正負2MNジャッキで水平支持フレ

表-2.1.1 実験計画一覧

試験体 NO.	試験体名	コンクリート強度 σ_B (N/mm^2)	柱長さ比 H/D	軸力比 $N/bD \sigma_B$	補強筋比 P_w (%)	補強筋強度 σ_{wy} (N/mm^2)	配筋量	帯筋形状	補強筋量 $P_w \cdot \sigma_{wy}$ (N/mm^2)
F-1	F413-5-3M-3	39	3	0.5	0.26	1275	4-φ5.1@100	フックマルチユニット	331.5
F-2	F413-5-4M-3				0.35		4-φ5.1@75		446.3
F-3	F413-5-5M-3				0.53		4-φ5.1@50		675.8
F-4	F413-5-8M-3				0.76		4-φ5.1@35		969.0
F-5	F413-5-5W-3				0.53		4-φ5.1@50	溶接閉鎖	675.8
F-6	F413-5-8W-3				0.76		4-φ5.1@35		969.0

ームを荷重することによって、柱に水平力を加えた。また、荷重フレーム上部に設けた水平保持装置により水平支持フレームの回転を拘束している。荷重履歴は、部材角 $R = \pm 0.5\% \text{rad}$. を2回繰り返した後、 $0.5\% \text{rad}$. ずつ変位を増幅させる正負繰り返し荷重を各2回ずつ行う。 $R = 6.0\% \text{rad}$. から1回繰り返し荷重をし、所定の軸力保持が不可能になる段階で実験を終了した。

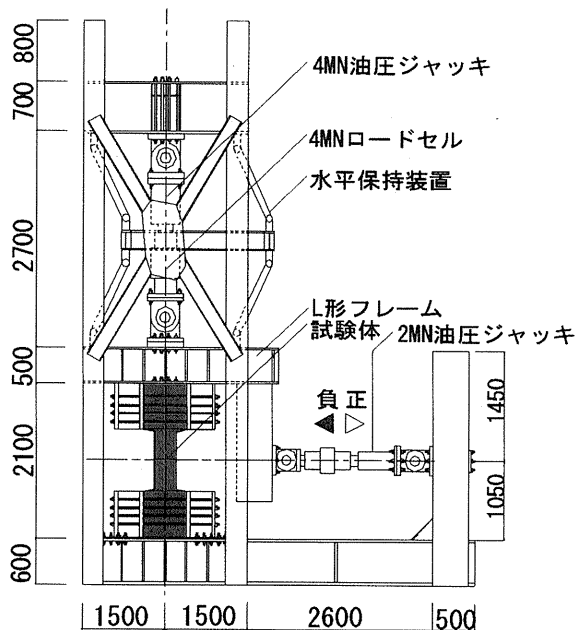


図-2.3.1 実験装置 (単位 mm)

2.4 測定方法

前面変位計図-2.4.1に前面変位計取り付け位置を示し、写真-2.4.2に前面変位計外観を示す。柱を柱頭部、柱中央部、柱脚部、の3つに分け、各部における軸方向変形、曲げ変形、せん断変形を計測するために前面に変位計を取り付けた。変位計はボルトを介して試験体に取り付けられている。ボルトの取り付けはコンクリート打設前に主筋の内側側面の位置に、型枠にボルト止めを行い固定した。

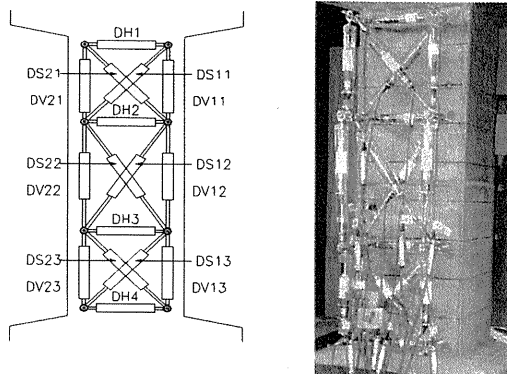


図-2.4.1, 写真2.4.1

前面変位計外観及び取り付け位置

3 実験結果及び考察

3.1 破壊性状

終局時の破壊状況、実験終了時部材角、実験時最大耐力を図-3.1.1に示す。全試験体の破壊性状は、初期曲げひび割れ、端部斜めひび割れの順に発生し、端部コンクリート圧壊により耐力低下が起こり、

F-1	F-2	F-3	F-4	F-5	F-6
$R_u = -2.0\% \text{rad}$.	$R_u = -3.0\% \text{rad}$.	$R_u = 4.5\% \text{rad}$.	$R_u = -8.0\% \text{rad}$.	$R_u = 4.5\% \text{rad}$.	$R_u = -8.0\% \text{rad}$.
$Q_{\max} = 496.1$	$Q_{\max} = 507.7$	$Q_{\max} = 522.5$	$Q_{\max} = 542.2$	$Q_{\max} = 508.4$	$Q_{\max} = 547.1$

図-3.1.1 終局時破壊状況

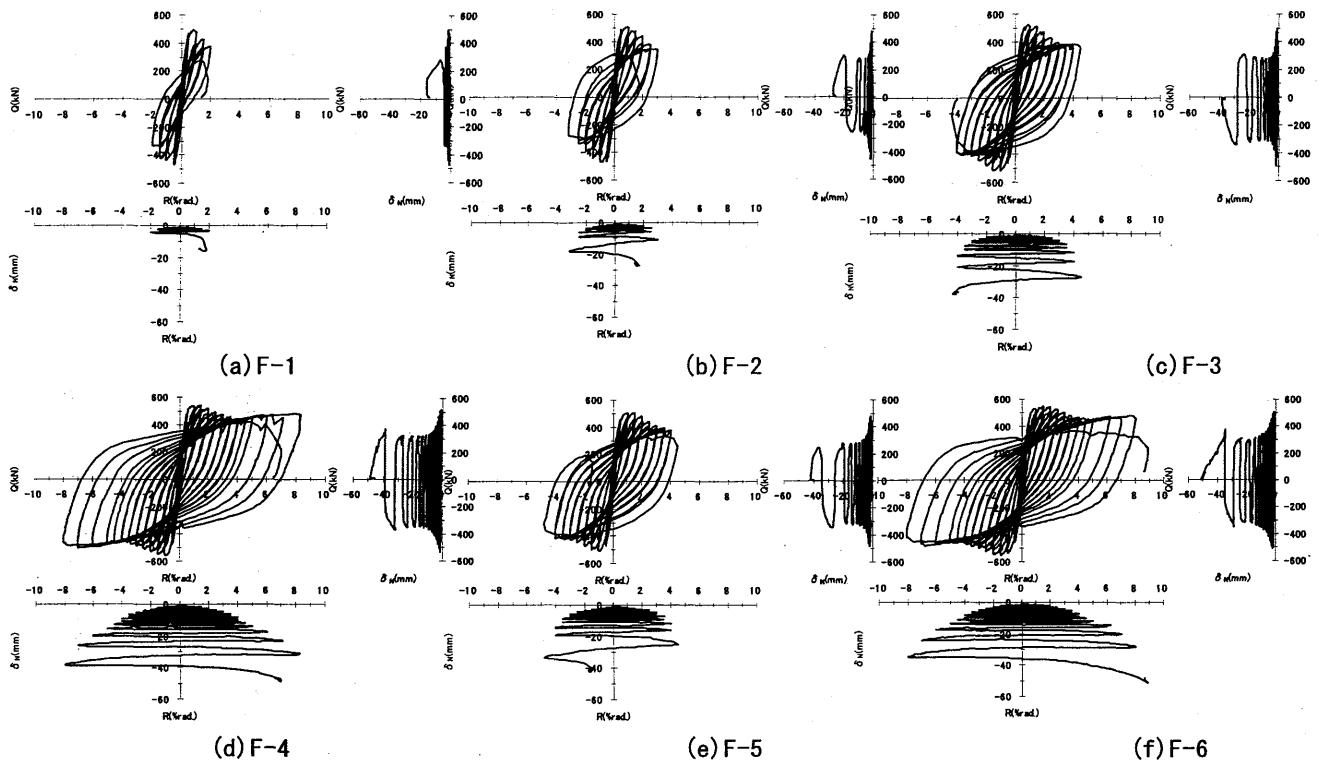


図 - 3. 2. 1 履歴曲線

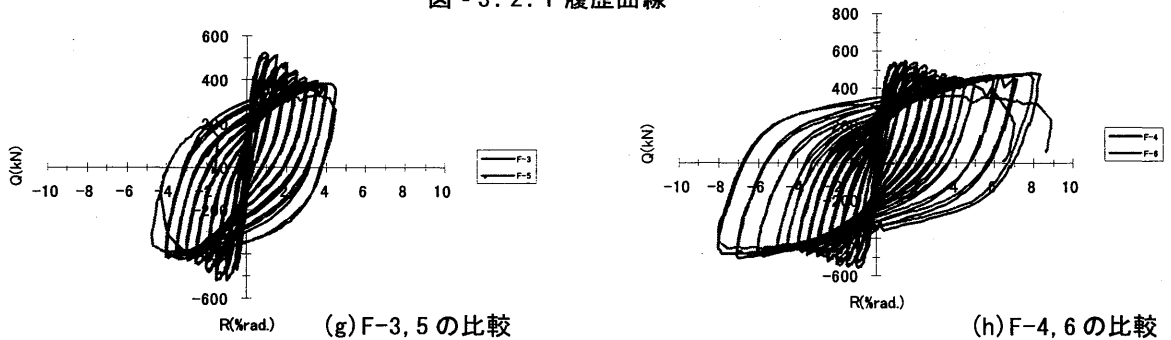


図 - 3. 2. 2 履歴曲線の比較

最後にかぶりコンクリートの剥離によって破壊に至った。なおせん断補強筋形状による違いは、マルチユニット型と溶接閉鎖型に大きな違いは見られなかったが、溶接閉鎖型を用いた試験体の方が、若干ひび割れが大きく、コンクリートの剥離が多かった。せん断補強筋量を変動因子とした場合、せん断補強筋が少ないほど、早期に細かいひび割れが発生し、ひび割れ長さ・幅が成長した。またせん断補強筋量が多いものほど終局時の変位部材角が大きく、コンクリートの圧壊・剥離が大きくなっている。なお、マルチユニット型のフックの抜け出しは観察されなかった。

3.2 履歴性状

図 - 3. 2. 1 に試験体の履歴曲線を示す。図 - 3. 2. 2 履歴曲線の比較のために、F - 3 と F - 5、F - 4 と F - 6 のそれぞれの履歴曲線を示したものである。縦軸に水

平荷重 Q (kN)、横軸に部材角 R (%rad.) 示す。試験体 F - 1 ~ F - 5 は部材角 $R = 1.0\%$ rad. 時に試験体 F - 6 は部材角 $R = 1.5\%$ rad. 時にそれぞれ最大耐力が得られた。全試験体とも初期剛性はほぼ等しく、せん断補強筋量が大きくなるほど、最大耐力以降の耐力低下の割合が小さくなり、終局時の部材角は大きくなっている。

この実験計画は、全試験体とも曲げ破壊を想定して計画しており、せん断補強筋の拘束効果を考慮していない場合の、曲げ耐力 (Q_{fu}) はすべて同じ値である。理論的には、全試験体とも同じ履歴性状を示すはずであるが、せん断補強筋量が多くなるほど最大耐力が大きくなり、また限界部材角も大きくなり、エネルギー吸収能力が大きくなっている。これは、せん断補強筋量が多くなるほど、せん断補強筋より内側のコンクリートを拘束する能力が高くなり、コンクリートの耐力が拘束効果により大きくなり、

変形が大きくなっても、軸力を支持する能力を保持し続けていると考えられる。なお、せん断補強筋形状による履歴性状の違いはほとんど見られない。

3.3 柱部材要素ひずみ状況

試験体の前面に設置した変位計により測定した柱部材要素変形と部材角 $R(\%rad.)$ の関係を図-3.3.1示す。縦軸に鉛直ひずみ、せん断ひずみの各ひずみを (S) 、曲率 $(\phi \cdot D)$ 、横軸に部材角 (R) を示す。前面変

位計は上のブロックから順に柱頭、中央、柱脚とする。また、鉛直方向の変形を x 、水平方向の変形を y とする。軸力 (N) 成分である鉛直ひずみ度を ϵ (引張: 正)、曲げモーメント (M) 成分である曲率を ϕ (時計回り: 正)、せん断力 (Q) 成分であるせん断ひずみ度を γ とする。鉛直ひずみは、柱頭・柱脚部において鉛直方向に縮み、水平方向に膨らんでいるのに対し、中央部は部材角が大きくなるにしたがって水平方向が

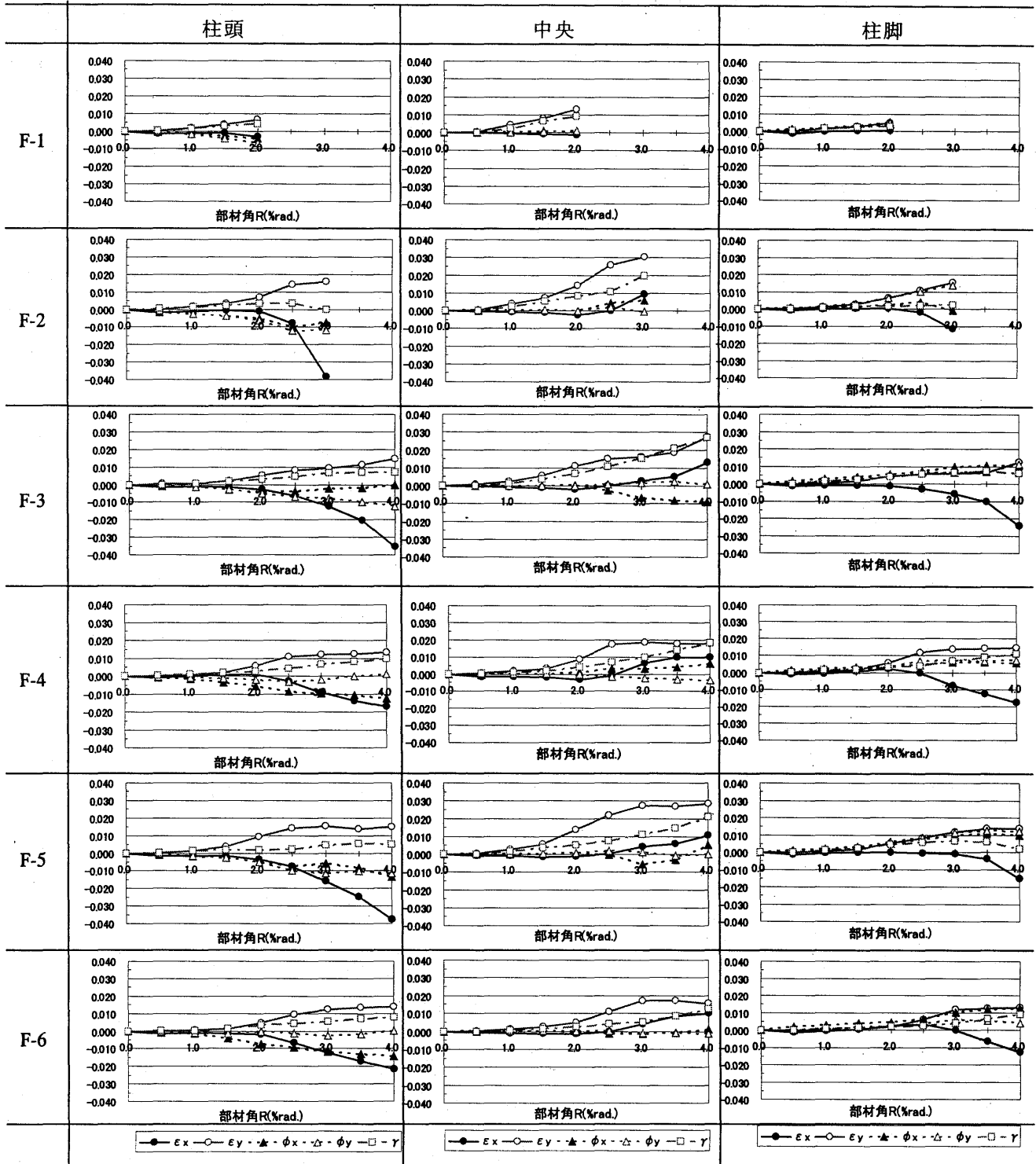


図 - 3.3.1. ひずみ - 変位部材角の関係

縮んでいる。曲率は柱頭部と柱脚部で逆対称の傾向を示し、中央部ではX軸対象となっている。せん断ひずみは、どのブロックにおいても同様の傾向を示している。

3.4 せん断補強筋のひずみ状況

図-3.4.1にせん断補強筋と主筋の最大耐力時のひずみ状況を示す。最大耐力時には、せん断補強筋(S)および中子筋(SN)は全試験体とも降伏には至らなかったが主筋は部材角 $R=0.2\%$ 付近で降伏している。せん断補強筋および主筋のひずみは、せん断補強筋量が少ない試験体ほど早期にひずみが増加し降伏に至っている。また、ひずみ推移において、せん断補強筋形状による違いはほとんど見られなかった。

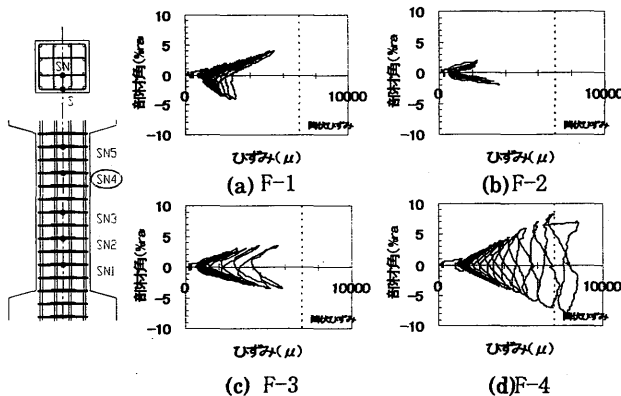


図-3.4.1 せん断補強筋のひずみ状況

4 終局耐力の検討

4.1 拘束効果の検討

拘束効果とは、圧縮力を受ける鉄筋コンクリート部材において、帯筋などで外側から有効に拘束されたコンクリートは横方向筋の拘束効果によって三軸応力状態下であり、耐力および靱性ともに大幅に増大するということである。矩形フープによる拘束されて圧縮されるコンクリートの応力ひずみ挙動モデルはKent-Park応力ひずみモデル³⁾を用い、最大応力に達する点を $K \cdot fc'$ その時のひずみを $\epsilon_u = 0.002 \cdot K$ とすれば補強筋効果率 K は

$$K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{fc'} \quad (1)$$

で求められる。ここで ρ_s : フープ内部のコアコンクリートの体積とフープの体積の比率, f_{yh} : フープの降伏応力, fc' : コンクリートシリンダーの圧縮強度で

ある。(1)式では、矩形のフープの $\rho_s \cdot f_{yh}$ の増加により、コンクリート強度の上昇が生じると仮定している。表-4.1.1に試験体の拘束効果を考慮した理論値と実験値を示す。表中の cFc は、(1)式の K を使って $K \cdot fc'$ として拘束されたコンクリート強度を表し、柱部材の曲げ強度 Qfu にこの cFc を用いて計算されている。文献¹⁾の一般化累加強度理論より求めた終局曲げ耐力 Qfu と学会指針のB法による終局せん断耐力 Qsu を図-4.1.1に示す。 Qfu - Qsu 関係に、転倒モーメントの影響を考慮して求められた実験値 $Qexp$ をプロットしている。せん断補強筋量が多くなるほど実験値の最大耐力が大きくなっている。 $Qfu/Qsu \geq 1.0$ となり全試験体とも理論上曲げ破壊が生じているが、 $Qexp$ は Qfu 以上となっており、せん断補強筋量を増加させると終局曲げ耐力も増加することが認められる。

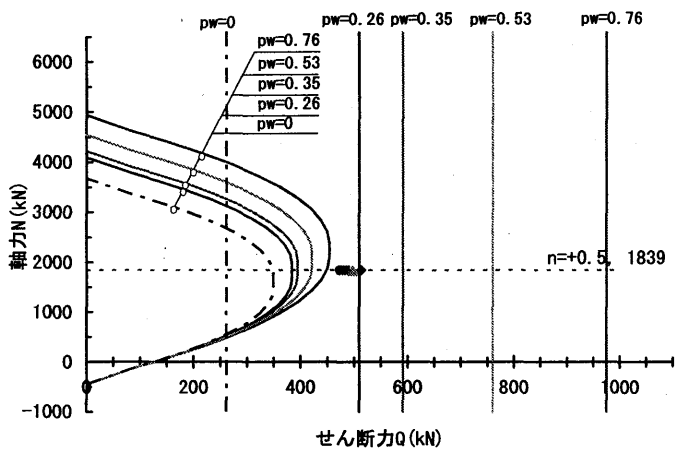


図-4.1.1. Qfu - Qsu 関係

4.2 せん断余裕度による曲げ変形能力の検討

図-4.2.1は拘束効果を考慮したせん断余裕度と限界変形角の関係を示している。縦軸に変位部材角 $R(\%rad)$ 横軸にせん断余裕度を示す。文献¹⁾による指針では限界変形は最大強度より耐力が80%低下した時の変形として定義されているが、個々の試験体でのばらつきが多く、この定義法では靱性限界点が定義できない試験体、すなわち計算値が実験値より高い試験体が出現する。ここでは、比較のために最大強度実験値の90%の点もおさえた。今回は実験値の包絡線上で復元力が最大80%に低下する点を試験体の限界変形としているが、せん断余裕度が増加すると限界部材角が大きくなることが示され、90%時の

表-4.1.1 理論値一覧

試験体	F_c (N/mm^2)	σ_{wy} (N/mm^2)	Pw(%)	$Pw\sigma_{wy}$	K	cFc (N/mm^2)	N/N_0	形状	Qfu (kN)	Qsu (kN)	$Qexp$ (kN)
F-1	42.7	1398	0.26	3.6	1.13	48.3	0.5	Mu	383.5	509.6	473
F-2			0.35	4.9	1.17	49.9			394.2	591.4	483
F-3			0.53	7.4	1.27	54.2			421.3	760.4	497
F-4			0.76	10.6	1.39	59.3			453.5	975.1	513
F-5			0.53	7.4	1.27	54.2			421.3	760.4	488
F-6			0.76	10.6	1.39	59.3			453.5	975.1	509

耐力と比較してもせん断余裕度が増加すると限界部材角が増加することが認められる。

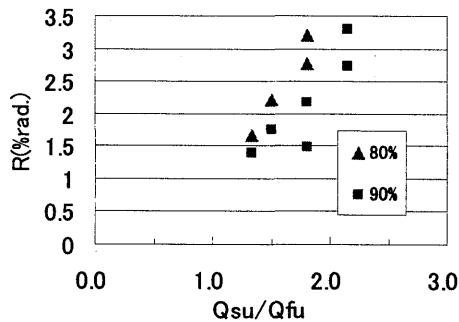


図-4.2.1 せん断余裕度 - 部材変形角

4.3 終局せん断耐力低下に基づく限界変形角の検討

図-4.3.1にF-1～F-4試験体の正荷重時のP-δ効果を考慮して求めた包絡線を示す。

縦軸にせん断力Q(kN), 横軸に変位部材角R(%rad.)を示す。各試験体の原点はF-1を基準にY方向に400(kN)ずつずらしてある。同図に、最大耐力の実験値(●印), 最大耐力から90%耐力が低下した点を(■印)で、80%低下した点を(▲印)で示している。前述したように、部材変形角は、せん断余裕度の関係になっていることが認められるが、その理由を文献りにした

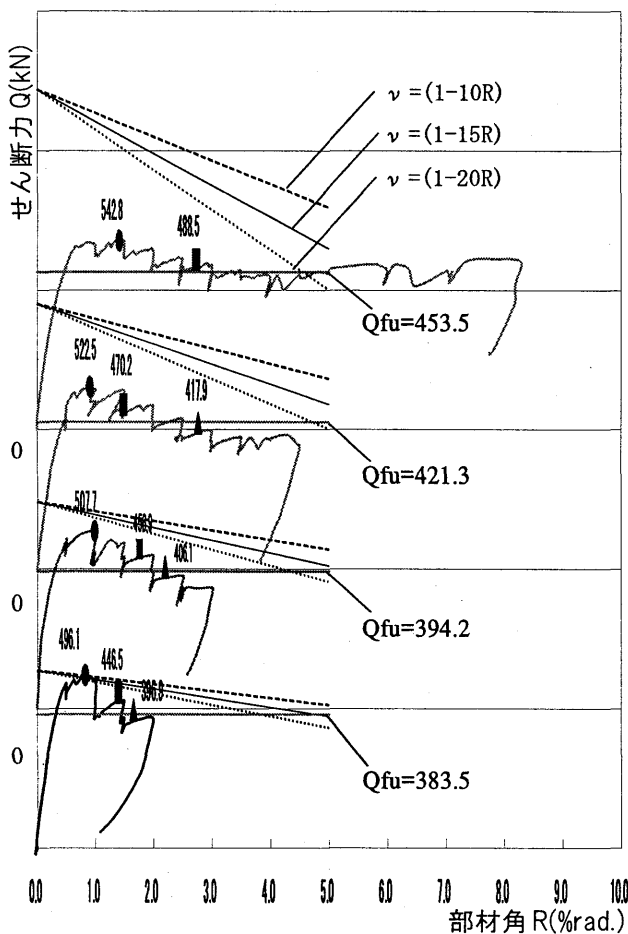


図-4.3.1 曲げ変形能力の検討

がって検討する。すなわち、文献りでは限界部材角は、部材角の増加に伴い終局せん断耐力が劣化することにより、求めることになっている。本編では、同様に終局せん断耐力がアーチ機構によるコンクリートの有効圧縮強度が部材角によって劣化する考え方を導入して、限界部材角を検討する。すなわち、アーチ機構のコンクリートの圧縮強度の有効係数 ν を

$$\nu = (1 - \lambda \cdot R) \nu_0 \quad (2)$$

として求める。ただし ν_0 はB法にしたがって1.0としている。図-4.3.1において、 λ の値として、10, 15, 20, について検討した結果を示している。限界部材角は最大せん断耐力以降の劣化に基づく、変数 λ の考え方によって評価できることが示されるが、せん断補強筋量の多い場合には、前述の考え方では十分に評価できないことが示されるので、この点については今後の検討が必要である。

5. まとめ

- 1) 初期曲げひび割れ、端部斜めひび割れ、主筋に沿った付着ひび割れの順に発生し、被りコンクリートの剥離により耐力低下が起こった。
- 2) せん断補強筋量が多くなるほど、最大耐力は大きくなり、限界部材角も大きくなり、エネルギー吸収能力が大きくなっている。
- 3) せん断補強筋の閉鎖形状の違いは破壊形状および履歴形状に大きな違いは見られない。
- 4) 本実験で用いた試験体は、最大耐力時には全てのせん断補強筋は降伏していない。その原因としては、本実験で用いた $\sigma_s=39\text{N/mm}^2$ と $\sigma_{wy}=1275\text{N/mm}^2$ では、 σ_s と σ_{wy} に大きな差があるために、せん断補強筋が降伏する前にコンクリートが剥落または圧壊したためと考えられる。なお、終局時(軸力保持不能時)にせん断補強筋の中子筋が降伏に至り破断した。
- 5) 曲げ破壊が生じている部材であっても変形成分としてせん断による変形成分が非常に大きい。今後、曲げ変形能力の評価に対してもせん断変形について考慮していく必要がある。
- 6) 高強度せん断補強筋を用いたRC柱の曲げ変形能力は、学会の指針式によって定性的に評価できる。せん断補強筋比が小さい場合はその対応性が良いが、しかし、せん断補強筋比が大きい場合にはその対応性は十分ではない事が示されたので、今後この点についてさらに検討することが必要である。

謝辞

本実験の実施にあたって、(株)JFEテクノワイヤよりご支援をいただきました。ここに記し深甚の謝意を表します。

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指針・同解説 1990年1月
- 2) 中澤 淳：「高強度材料を用いた鉄筋コンクリート部材の終局せん断耐力に関する実験的研究」福山大学学位請求論文 平成15年1月
- 3) Robe Park, M.J.Nigel Priestley and Wayne D.Gill:Ductility of Square-Confined Concrete Columns/ASCE,vol.108,No.ST4,Apr.1982,pp929-950
- 4) 林 真弘：「高強度せん断補強筋を用いたRC柱の曲げ破壊性状に関する実験的研究」福山大学第二回梗概 平成16年9月
- 5) 若林 實・南 宏一・谷 資信・平野 道勝：新建築学体系 42 合成構造の設計 1995年10月20日