

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(その2)

木下 拓也* 福原 実苗** 南 宏一***

Flexure Failure Properties of Reinforced Concrete Columns
with High-strength Shear Reinforcement (part2)

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

ABSTRACT

The shear failure of RC columns with the high-strength shear reinforcement has been clarified by the current research. The flexural failure properties of the RC columns which have with the high-strength shear reinforcement of 1275N/mm² and high-strength concrete of 60N/mm² were examined. It is shown that the RC columns have a higher ductility when shear reinforcement increases. And, hysteresis characteristics of RC columns with the high-strength material by Prof. Isikawa's method were examined.

キーワード: 高強度せん断補強筋, 曲げ破壊, 復元力特性, RC 柱

Keywords: High-strength Shear Reinforcement, Flexure Failure, Hysteresis characteristics, 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ようになってきた。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 $\sigma_{yy}=785\sim 1275\text{N/mm}^2$)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8シリーズ52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), 3)}

本研究では, 昨年度の実験結果より1275N/mm²高強度せん断補強筋と設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 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, 検討を行い, さらに文献⁴⁾石川の方法により高強度材料を用いた柱部材における

* 大学院修士課程建築学専攻 ** 福山大学受託研究員 *** 工学部建築学科

復元力特性のモデル化を行う。そこで終局耐力、および限界変形角の石川氏の提案する式との比較を行い、検討する。

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 $\sigma_{wy}=1275, 785\text{N/mm}^2$ とコンクリート強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ を用い、G-1からG-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, 0.44, 0.53, 0.76の5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。

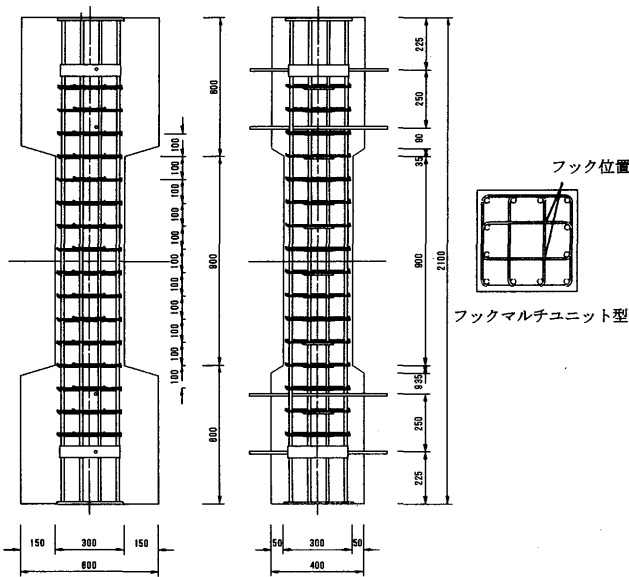


図 - 2.1.1 試験体形状寸法 (G-1) 単位: mm

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, 50日(実験前), 56日(実験中), 85日(実験後)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 60N/mm^2 の圧縮強度 σ_B は 76.9N/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 $\sigma_y 350\text{N/mm}^2$ 、せん断補強筋の降伏強度は $\sigma_{wy} 1360, 1014\text{N/mm}^2$ は、となった。

表 - 2.2.1 使用材料の機械的性質

	$\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_{wy}(\text{N/mm}^2)$
設計基準強度	60	295	1275
材料強度	76.9	350	1360

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	85
圧縮 σ_B	63.1	57.5	79.9	73.9	77.8
割裂 σ_t	4.25	3.44	3.9	4.24	3.93

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ームを負荷することによって、柱に水平力を加えた。また、載荷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。載荷履歴は、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載荷を各2回ずつ行う。 $R=6.0\% \text{rad.}$ から1回繰り返し載荷をし、所定の軸力保持が不可能になる段階で実験を終了した。

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 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	せん断補強筋強度 $\sigma_{wy}(\text{N/mm}^2)$	主筋強度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	せん断補強筋比 $P_w(\%)$	軸力比 n ($=N/bD\sigma_B$)	柱長さ比 H/D	配筋量
G-1	G613-5-3M-3	76.9 [60]	1360 [1275]	350 [295]	0.26	0.5	3	4- ϕ 5.1@100
G-2	G613-5-4M-3				0.35			4- ϕ 5.1@75
G-3	G613-5-5M-3				0.53			4- ϕ 5.1@50
G-4	G613-5-8M-3				0.76			4- ϕ 5.1@35
G-5	G613-5-4M-3				0.44			4- ϕ 5.1@60
G-6	G613-5-5M-3				0.53			4- ϕ 5.1@50

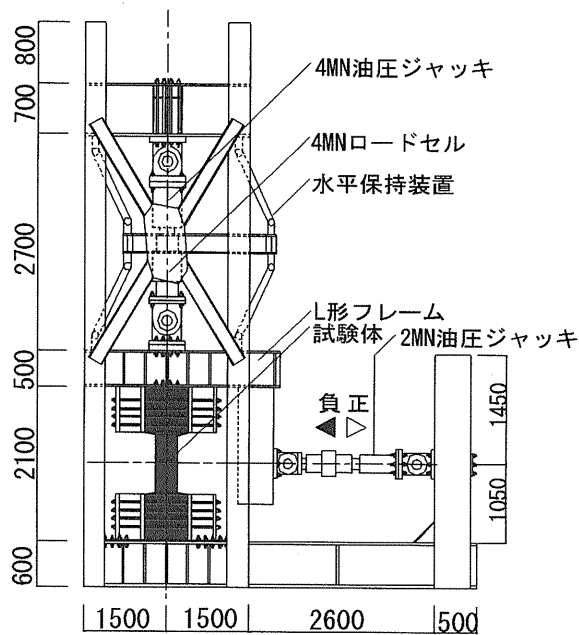


図-2.3.1 実験装置 (単位 mm)

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，端部斜めひび割れ，初期曲げひび割れ，軸方向付着割裂ひび割れ，端部コンクリート圧壊，かぶりコンクリート剥落となり，脆性的に破壊した。どの試験体とも主筋付着ひび割れが顕著に目立った。G-4 試験体については，部材角が増加するとせん断補強筋

の破断音がし，軸力保持不能となり実験を終了した。 σ_{wy} が 1275N/mm^2 と 785N/mm^2 を用い， $P_w \cdot \sigma_{wy}$ を等しく計画した試験体の破壊性状を比較しても顕著な違いは見られなかった。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，G-1とG-5，G-2とG-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 $Q(\text{kN})$ ，横軸に部材角 $R(\%\text{rad.})$ を示す。試験体G-1～G-2は部材角 $R=0.5\%\text{rad.}$ 時，G-3～G-6は部材角 $R=1.5\%\text{rad.}$ 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。せん断補強筋量を等しくした試験体の履歴を比較してみても，ピッチが荒くなくてもほぼ履歴特性は同じといえる。これはせん断補強筋が強くなることにより，よりコンクリートを拘束する力は働いたためだといえる。この実験計画は，当初の段階では全試験体とも曲げ破壊を想定して計画しており，せん断耐力が曲げ耐力を上回るよう計画されていたが，中沢の理論によりせん断耐力を決定すると一部の試験体でせん断耐力が曲げ耐力を下回る結果となる。これは中沢の理論がせん断補強筋が未降伏な状態の係数を取り入れた理論値であるためである。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


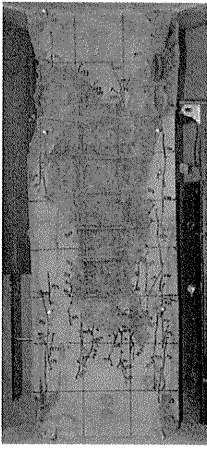
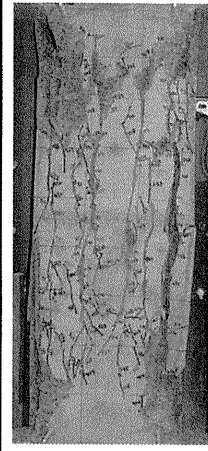
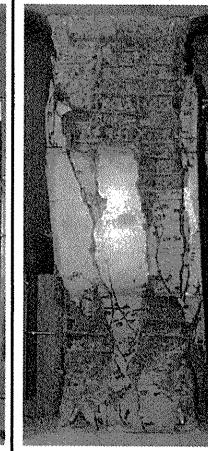
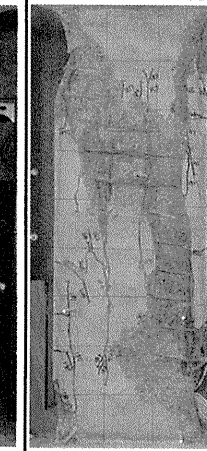
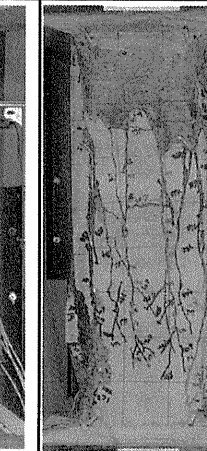
G-1	G-2	G-3	G-4	G-5	G-6
$R_u=1.0\%\text{rad.}$	$R_u=-1.5\%\text{rad.}$	$R_u=2.0\%\text{rad.}$	$R_u=-3.0\%\text{rad.}$	$R_u=1.0\%\text{rad.}$	$R_u=-1.5\%\text{rad.}$
					
$Q_{\max}=616.7$	$Q_{\max}=605.6$	$Q_{\max}=676.6$	$Q_{\max}=688.3$	$Q_{\max}=683.1$	$Q_{\max}=662.0$

図-3.1.1 終局時破壊状況

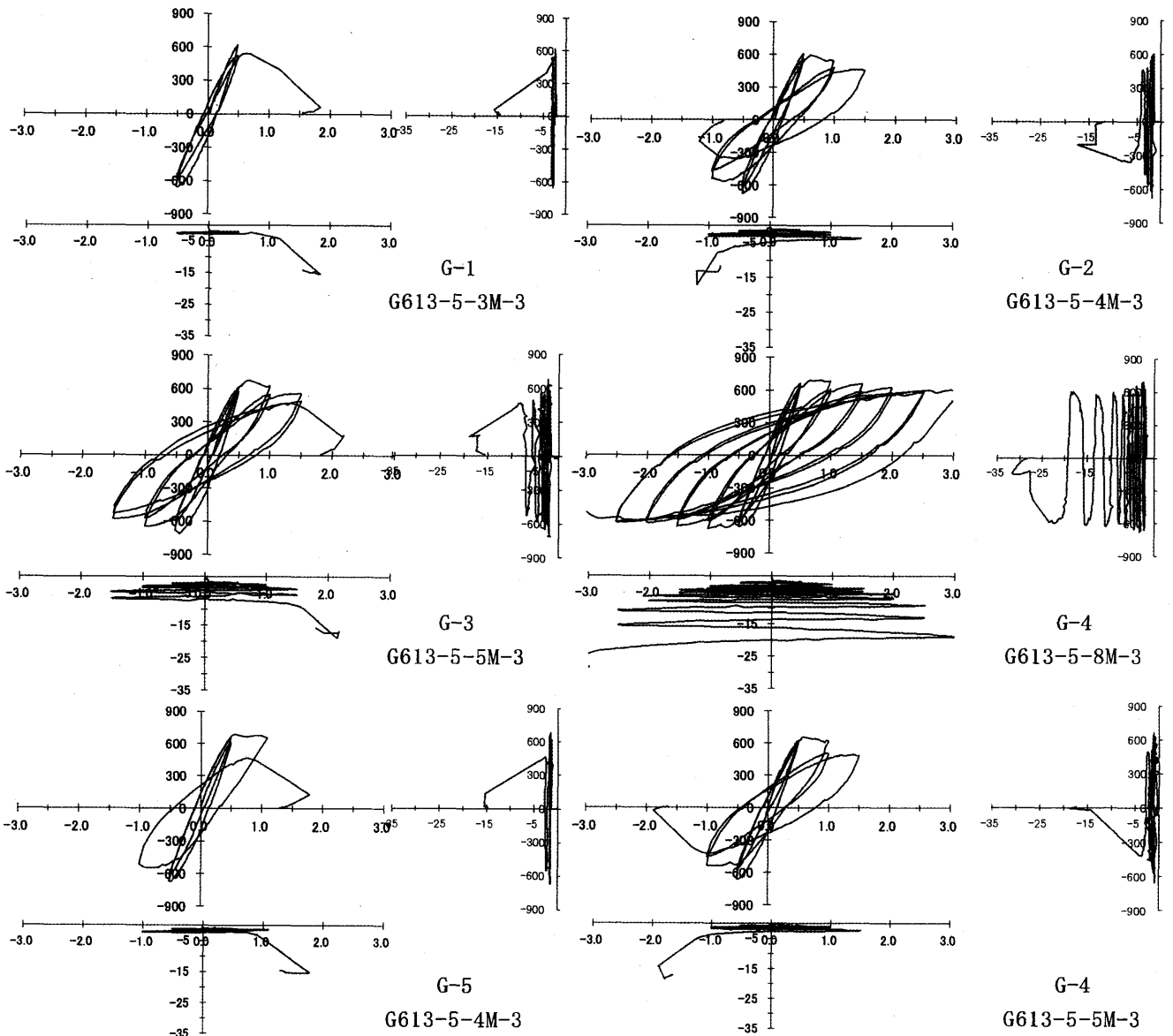


図-3.2.1 履歴曲線

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、せん断補強筋量が大きくなるほど、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、最大耐力が上がったとみられている。

4 終局耐力の検討

4.1 拘束効果の検討

表-4.1.1に理論値一覧として、一般化累加強度理論を適用し求めた Q_{fu} と中澤の方法により求めた Q_{su} を示す。拘束効果の考えかたは、文献5の中塚の理論により拘束効果を考慮する。図-4.1.1の $Q-N$ 相関曲線に、転倒モーメントの影響を考慮して求めた実験値 Q_{exp} をプロットしている。せん断補強筋量 $P_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きくなるほど実験値の最大耐力は大きくなっている。G-3, G-4は $Q_{fu}/Q_{su} \geq 1.0$ となり理

論上曲げ破壊を生じているが、拘束効果を考慮しない Q_{fu} （一点破線）以上となっており $P_w \cdot \sigma_{wy}$ を増加させる終局曲げ耐力も増加することが認められる。

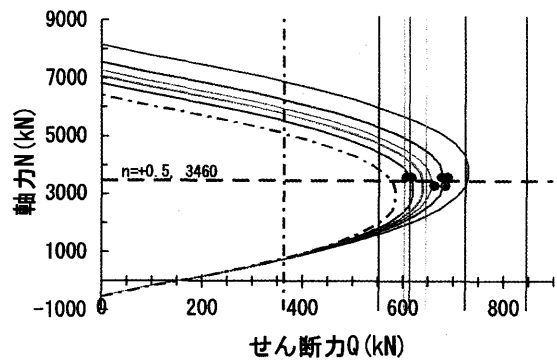


図-4.1.1 Q-N 相関曲線

4.2 終局せん断耐力低下に基づく限界変形角の評価

図-4.2.1にG-1からG-6の正荷重時の転倒モーメントを考慮して求めた包絡線を示す。各試験体の原点はG-1を基準にQ軸方向に $P_w \cdot \sigma_{wy}$ が高い順に1000(kN)ずつずらしてある。ここで $P_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きくなると部材角に対して耐力の劣化の割合が大きくなっている。図-4.2.2により各試験体の耐力の劣化勾配の傾き= Q_{su} の部材角劣化の傾きが等しくなるような λ (コンクリート圧縮有効係数 ν にかかる係数)を求める。縦軸に傾きが等しい λ , 横軸に $P_w \cdot \sigma_{wy}$ をとり(図-3)その提案式を求めた。終局強度型耐震設計指針では, λ は15と一定値であるが, $P_w \cdot \sigma_{wy}$ が大きくなると部材劣化勾配も大きくなることから, λ はせん断補強筋量の関数になっている。

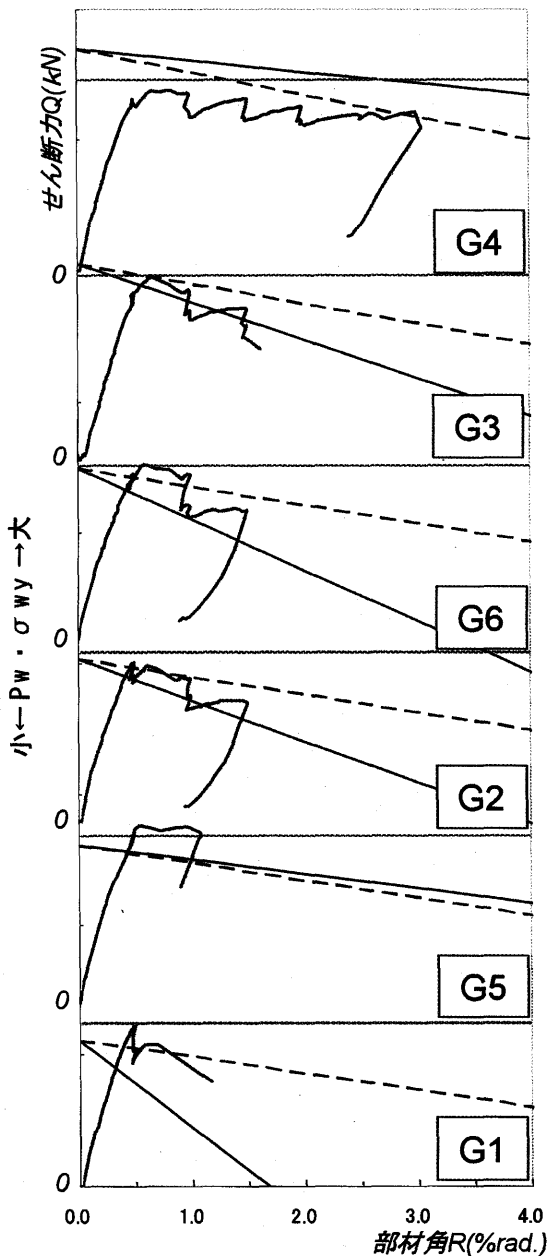


図-4.2.1 各試験体包絡線

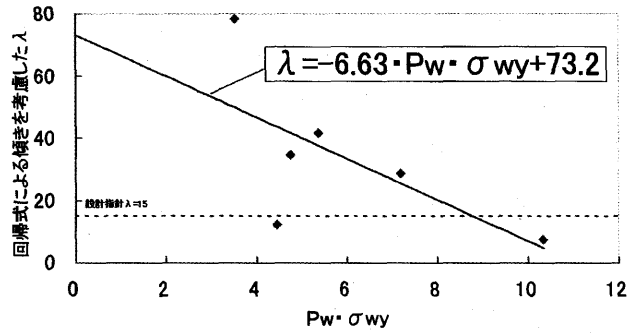
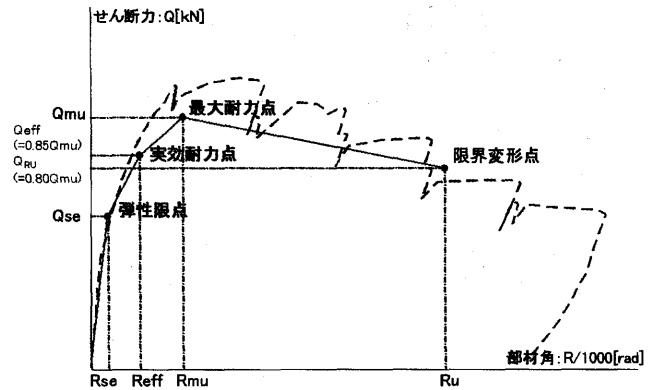


図-4.2.2 耐力劣化係数

5 復元力特性の評価式

高強度材料を用いた柱部材における復元力特性のモデル化は文献5による石川の方法により検討を行う。そのモデル化は弾性限点(曲げひび割れ, 圧縮ひび割れ発生点), 実効耐力点(最大耐力の0.85倍の耐力点(接線剛性が弾性剛性の1/3以下となる点に相当)), 最大耐力点(最大耐力に到達する点), 限界変形点(最大耐力の0.80倍の耐力を維持する変形点)を定義している。その評価式を以下に示す。



高強度材料を用いた柱部材の復元力特性のモデル化

5.1 弾性限点

弾性限点の剛性は、一般的に引張縁の応力がコンクリートの引張強度に達した時点の荷重とされている。しかし釣り合い軸力比以上の軸力が作用する場合も考慮して、弾性限耐力を曲げひび割れ発生強度と圧縮ひび割れ発生強度の小さい方の値によって定める事とする。

以下にその算定式を示す。

$$Q_{cr} = \min(Q_{cr,t}, Q_{cr,c})$$

引張縁曲げひび割れ強度

$$Q_{cr,t} = \frac{M_{cr,t}}{L_0/2}$$

$$M_{cr,t} = \sigma_t \cdot Ze + \frac{N \cdot Ze}{A_c}$$

圧縮縁圧縮ひび割れ

$$Q_{cr,c} = \frac{M_{cr,c}}{L_0/2}$$

$$M_{cr,c} = f'_c \cdot Ze - \frac{N \cdot Ze}{A_c}$$

記号

σ_t : コンクリート引張り強度(=0.313 $\sqrt{f'}$)

N: 軸力

f'_c : コンクリート強度

Ze: 鉄筋を考慮した断面係数

弾性剛性は鉄筋とコンクリートが一体の均一材料であると仮定した曲げ剛性とせん断剛性の並列和によって算出される。そこに圧縮割線係数： ϕ_{cc} を乗じる事により弾性剛性を求める。

$$K_{cal} = \phi_{cc} \frac{1}{\frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_s}}$$

$$K_B = \frac{12 \cdot E_i \cdot I_e}{L^3}, \quad K_s = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot L}$$

$$I_e = \frac{BD^3}{12} + X1(n-1) \left[a \cdot g_1^2 + \frac{\pi \cdot r^4}{4} \right]$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

記号

$\phi_{cc} = 0.73$: 圧縮割線係数

K_B : 曲げ弾性剛性

K_s : せん断弾性剛性

E_i : コンクリート割線剛性係数

※軸力比の影響を考慮したヤング係数

I_e : 鉄筋を考慮した等価断面 2 次モーメント

B : 柱巾

D : 柱成

$X1$: 鉄筋本数

n : ヤング係数比

a : 鉄筋断面積

g_1 : 中立軸から鉄筋までの距離

r : 鉄筋の公称半径

L : 内法スパン長さ

G : コンクリートのせん断弾性係数

ν : ポアソン比

κ : せん断剛性を求める形状係数 (=1.5)

5.2 実効耐力及び最大耐力提案式

高強度材料を用いた柱部材の実効耐力式および最大耐力の推定式として以下の算定式を示す。

仮定条件：平面保持仮定

：実効耐力算定時においては圧縮縁の柱幅のカバーコンクリートは無視する。

$$M_{0.85} = \alpha_1 \cdot f'_{cc} \cdot (a-C) \cdot B \cdot \left(\frac{D}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n f_{s_i} \cdot A_{s_i} \cdot \left(\frac{D}{2} - d_i \right)$$

記号

α_1 : 等価ストレスブロックの応力度係数

β_1 : 等価ストレスブロックの中立軸位置係数

f'_{cc} : 横補強筋と軸力の効果を考慮した拘束コンクリート強度

f_{s_i} : 主筋降伏強度 A_{s_i} : 主筋断面積

d_i : 圧縮縁から各主筋までの距離

C : かぶり厚さ

【定義】

・強度式は実効耐力を推定するものである

・最大耐力は、実効耐力×1/0.85とした値である。

実効耐力点剛性

実効耐力点剛性： k_{eff}

$$k_{eff} = \frac{1}{\left(\frac{1}{k_{b,eff}} + \frac{1}{k_{s,eff}} \right)}$$

実効耐力点剛性低下率： α_{eff}

$$\alpha_{eff} = \frac{k_{eff}}{k_{cal}}$$

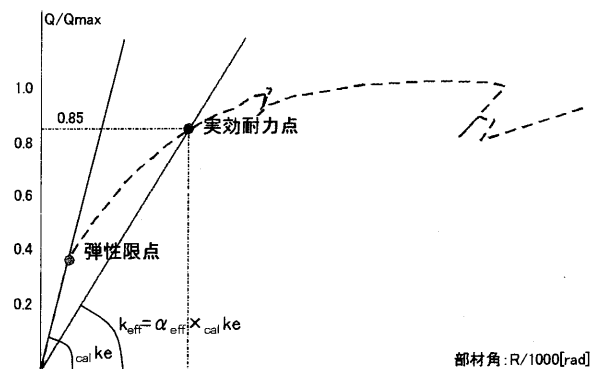
実効耐力点変形： δ_{eff}

$$\delta_{eff} = \frac{Q_{eff}}{k_{eff}}$$

k_{cal} : 弾性剛性

k_{eff} : 実効耐力点剛性

Q_{cal} : 実効耐力 ($Q_{max}/0.85$)



実効耐力点剛性のモデル化

5.3 最大耐力時変形角： R_{mu} の算定式

最大耐力に達した時点の変形角を最大耐力時変形角として定めた。その推定は、実験データから、軸力比、横補強筋量、コンクリート強度、主筋強度、が等しいデータについて、最大耐力時変形角の比較を行い、各因子との関係を明らかにし、確定した因子との関係式を最小 2 乗法で誘導している。その提案式は、

$$R_{mu} = 2.08 \times (pw + 0.462) \cdot \sqrt{(f_y - 150)} \cdot \frac{1}{\sqrt{\eta}} \cdot \frac{1}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{1}{\xi_t} + 2.40$$

記号

pw : 横補強筋比 f_y : 主筋強度 η : 軸力比 f'_c : コンクリート強度 ξ_t : 変動軸力の影響によるコンクリートの有効ヤング係数の低減係数 ϵ_y : 主筋降伏ひずみ nt : 引張軸力 / 引張軸耐力 A_g : 全主筋断面積

5.4 限界部材角の定義

限界部材角の定義として、包絡線荷重が最大耐力の0.80倍の時点および、同一変位サイクル2回目の耐力が同一サイクルの最大耐力の0.80倍の時点の部材角を限界変形角と定義している。その算出式は、

$$calRu = \left\{ -5.082 \times \left[\left(\frac{P_w}{f_c} \right) \cdot \left(\frac{fy}{\sqrt{\eta}} \right)^{0.25} \cdot \lambda tu \right]^2 + 30.396 \cdot \left(\frac{pw \cdot fy}{f_c} \right) \cdot \left(\frac{fy}{\sqrt{\eta}} \right)^{0.25} \cdot \lambda tu + 0.0718 \right\} \times \phi_b \times \phi_c$$

$$\phi_b = \min \left(1.0, -6.0 \left[\left(\frac{f'c \cdot \eta \cdot s^2}{I_s \cdot E_c \cdot (P_g \cdot (n-1) + 1) \pi^2} \right) - 0.04 \right] + 1.0 \right)$$

$$\phi_c = 0.078 \cdot pw \times (nt - 2) \frac{(nh - 2)}{nh} + 0.943$$

$$\lambda tu = 0.0165 \cdot \sqrt{\epsilon_y \cdot \eta_t} + 1.0 \geq 1.0$$

λtu : 変動軸力の影響による限界部材角の増幅係数

I_s : 主筋の断面2次モーメント

nt : 圧縮側一段筋本数 nh : 横補強筋足数

5.5 提案式の検証

表-5.5.1に示す理論値は、上記の石川の方法によりそれぞれの特性点を求めた。[F, G シリーズ]さらに、筆者の終局耐力との比較を行っている。しかし、それぞれの特性点の部材角の考え方は、石川の方法に沿って考えてある。図-5.5.2はそれぞれの試験体に包絡線を示し、筆者の方法で求めた復元力特性は赤線で表示する。上記の方法により求めた復元力特性は桃色で表記する。Fシリーズについては、全試験体とも石川の方法では、安全側に評価している。が筆者の求めた最大耐力はせん断補強筋量が大きくなるにつれとほぼ妥当に評価できている。Gシリーズについては、弾性剛性、最大耐力ともにさらに検討の余地があるといえる。

6 まとめ

- ・1275N/mm²級せん断補強筋とF_c=60N/mm²のコンクリートを用いたRC柱の実験を行った。
- ・せん断補強筋量が大きくなると、最大耐力、エネルギー吸収能力も大きくなっている。
- ・せん断補強筋量を考慮した、最大耐力以降の耐力劣化式を提案した。
- ・提案式はP_w・σ_{wy}の関数となっており、その量が小さいとQ_{su}の劣化が大きくなり、大きいと劣化が小さくなる。

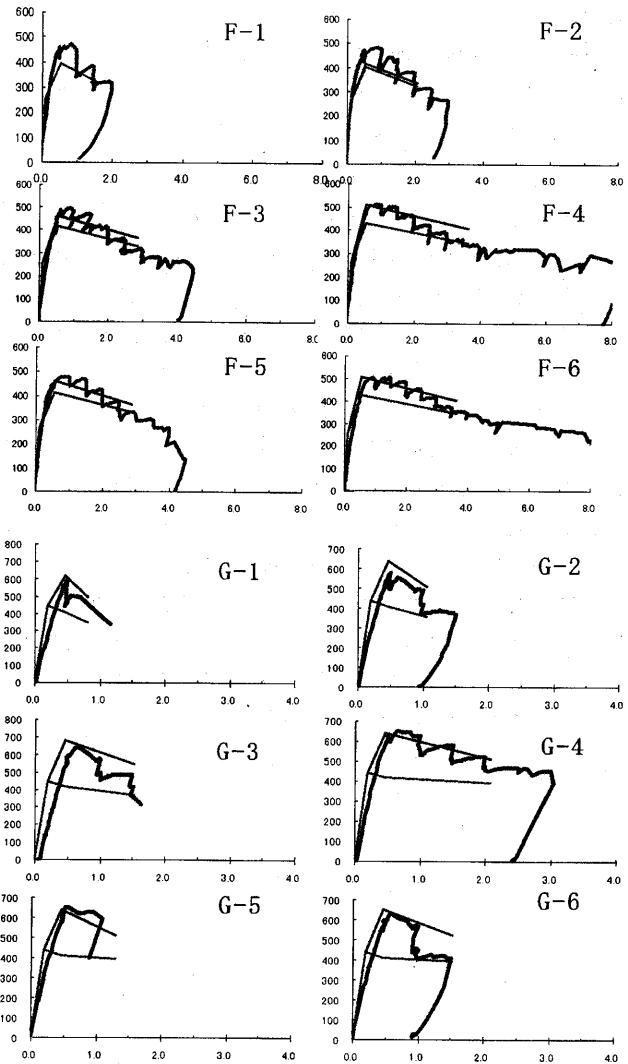


図-5.2.2 復元力特性の評価

- ・文献4による復元力特性の提案式を検討した。その結果、コンクリート強度が低い場合、その提案式は良好だが、コンクリート強度が高くなると、検討するべきである。
- ・今回、第二特性点である実効耐力点を図に表記していない。今後、その第二特性点を求めて行くことが課題である。

表-4.1.1 及び 5.1.1 理論値一覧

試験体	Pw(%)	Pwσ _{wy}	形状	α	β	cσ _{BF} /cσ _B	cσ _{BF} (N/mm ²)	γ _c	γ _s	Qfu(kN)	Qsu(kN)	Qsu/Qfu	Qexp(kN)	Qse	Qeff (=0.85Qmu)	Qmu	Q _{Ru} (=0.80Qmu)	Rse	Reff	Rmu	Ru		
F-1	0.26	3.6	Mu	0.85	0.95	1.19	48.3	0.77	0.76	396.2	393.3	0.99	496.1	254.1	336.6	396.0	316.8	0.10	0.54	1.62			
F-2	0.35	4.9				1.29	51.6	0.79	417.2	448.5	1.07	507.7	448.5		1.07	507.7	341.4		401.7	321.4	0.54	2.08	
F-3	0.53	7.4				1.50	58	0.83	0.63	458	547.1	1.19	522.5		547.1	1.19	522.5		351.2	413.1	330.5	0.54	2.86
F-4	0.76	10.6				1.77	66.2	0.87	0.51	506.1	650.9	1.29	542.2		650.9	1.29	542.2		363.7	427.8	342.3	0.54	3.62
F-5	0.53	7.4				1.50	58	0.83	0.63	458	547.1	1.19	507.1		547.1	1.19	507.1		351.2	413.1	330.5	0.54	2.86
F-6	0.76	10.6				1.77	66.2	0.87	0.51	506.1	650.9	1.29	547.2		650.9	1.29	547.2		363.7	427.8	342.3	0.54	3.62
G-1	0.26	3.53	Mu	0.85	0.95	1.10	82.4	0.70	0.85	620.1	554.0	0.89	496.1	442.5	346.4	407.5	326.0	0.19	0.63	0.81			
G-2	0.35	4.76				1.16	85.5	0.72	0.81	639.8	615.0	0.96	507.7		615.0	0.96	507.7		348.3	409.8	327.8	0.51	1.06
G-3	0.53	7.2				1.27	91.8	0.75	0.72	680.0	725.9	1.07	522.5		725.9	1.07	522.5		352.2	414.3	331.4	0.63	1.53
G-4	0.76	10.33				1.42	99.8	0.80	0.61	731.0	846.8	1.16	542.2		846.8	1.16	542.2		357.1	420.1	336.1	0.51	2.08
G-5	0.44	4.46				1.27	85.7	0.71	0.82	641.1	603.2	0.94	507.1		603.2	0.94	507.1		350.2	412.0	329.6	0.63	1.30
G-6	0.53	5.37				1.42	88.0	0.73	0.79	655.8	647.1	0.99	547.2		647.1	0.99	547.2		352.2	414.3	331.4	0.81	1.53

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) 高濱健・福原実苗・木下拓也・中澤淳・菊川春三・南宏一: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(その1)(その2)(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 2005.9, pp.161-166
- 2) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局せん断強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11
- 3) 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, 2003.2
- 4) 石川裕次:「高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱部材の復元力特性」, 東京大学学位請求論文, 2002
- 5) 中塚 侖:「コンクリートの応力度-ひずみ度特性とコンクリート曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究」, 大阪大学学位請求論文, 1989