

論文

[2160] 高強度材料を用いた RC 柱の靱性能

正会員 ○ 加藤大介 (新潟大学建設学科)

1. まえがき

RC 柱の曲げ性能は曲げ降伏以後の曲げ圧縮破壊、せん断破壊、あるいは、付着破壊、等により支配される。筆者はこの観点より高強度材料を用いた RC 柱の実験を行ってきた [1,2]。本論文では先ず設計で最も重要と考えられる試験体の曲げ終局強度点の評価法を検討した。次に、各靱性評価式を整理し、これらの靱性評価値の最小値で部材の靱性を決める方法の適用性を検討した。なお、せん断破壊で靱性が決まる場合は建築学会指針 [3] (以下指針) による保証回転角評価式を、曲げ破壊で靱性が決まる場合はコア断面のみを対象にしてコンクリートが最大応力度に達する点を限界部材角と定義して簡略化した靱性評価式を、さらに、付着破壊で靱性が決まる場合は文献 [1] の方法を修正した評価式を、それぞれ用いた。用いた実験データは New RC 関係のデータで文献 [1,2,9~13] のはりおよび柱試験体計 35 体 (変動軸力は除く) とした。材料の強度の範囲はコンクリートは高強度のものを対象にしており $520 \sim 1015 \text{ kg/cm}^2$ (344 kg/cm^2 のものが 1 体含まれる)、鉄筋は低強度から高強度の全てを対象にし、主筋強度が $3370 \sim 10180 \text{ kg/cm}^2$ 、帯筋強度が $3507 \sim 12750 \text{ kg/cm}^2$ である。

2. RC 部材の曲げ挙動の評価法の概要

本章では、文献 [4] で提案したコンクリートモデルを用い、部材実験を良く評価する部材用のコンクリートモデルに修正し、平面保持を仮定した曲げ解析に適用した例を紹介する。なお、部材用のコンクリートモデルは結果だけを示しその詳細は別稿で報告する。

単軸方向加力実験と曲げを受ける部材の実験の違いは曲げを受ける部材ではヒンジゾーン以外の作用応力の低い非破壊コンクリートから拘束力を受けることである。この拘束力を実験的に評価して求めたコンクリートのモデルのヤング係数 E_{cp} 、最大応力度 σ_{cp} 、そのときの軸歪度 ε_{cp} 、負勾配 E_{up} を以下に示す (単位は Kg、cm)。

$$E_{cp} = 210000 \cdot \sqrt{\sigma_{cp}/200} \quad (1) \quad \sigma_{cp} = \sigma_c + 4.1 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{tb1}) \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cp} = \varepsilon_c + 0.00015 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{tb1}) \quad (3) \quad E_{up} = E_u / (1 + 1.26 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{tb2})) \quad (4)$$

σ_c 、 ε_c 、 E_u は、無拘束の試験体の最大応力度、その時の軸歪度、および、負勾配であるが、

$$\sigma_c = 0.85 \cdot \sigma_B \quad (\sigma_B: \phi 10 \text{ cm のシリンダー強度})$$

$$\varepsilon_c = 1.37 \cdot 10^{-6} \cdot \sigma_c + 0.00169 \quad E_u = (\sigma_c - 100) / (\varepsilon_c - 0.005)$$

とする。さらに、 σ_{tp} は帯筋による拘束応力度であり式 (5) で評価する。

$$\sigma_{tp} = \varepsilon_c / ((2.8 + 0.00035 e_{Kcf}) / K_{cf} - 0.00015) \quad (5)$$

ただし $\sigma_{tp} < 0$ 、 $\sigma_{tp} > \sigma_t (= p_{wc} \cdot \sigma_{wy})$ の時は $\sigma_{tp} = \sigma_t$ とし、

$$K_{cf} = p_{wc} \cdot E_s \quad e_{Kcf} = K_{cf} \cdot \sqrt{(S/D_c)} / N_{BUN}^2$$

である。なお、 p_{wc} : コア帯筋比、 E_s : 帯筋ヤング係数、 S : 帯筋間隔、 D_c : コアのせい、 N_{BUN} : 帯筋による断面分割数、 σ_{wy} : 帯筋強度、である。

次に、 σ_{tb1} 、 σ_{tb2} は非破壊領域からの拘束応力度で式 (6) (7) で求める。

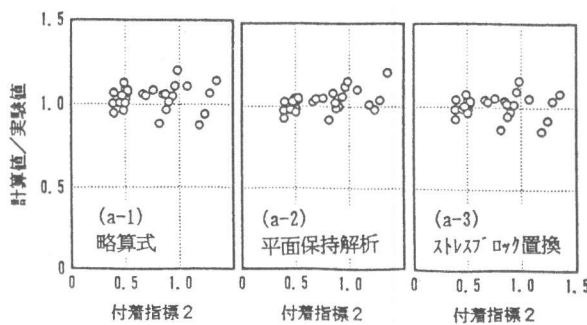
$$\sigma_{tb1} = 33 - 6 \cdot (h/D) \quad (\geq 0) \quad (6) \quad \sigma_{tb2} = 4 - 1 \cdot (h/D) \quad (\geq 0) \quad (7)$$

ただし、 h/D はシアスパン比で、 σ_{tb1} 、 σ_{tb2} とも0以上とする。

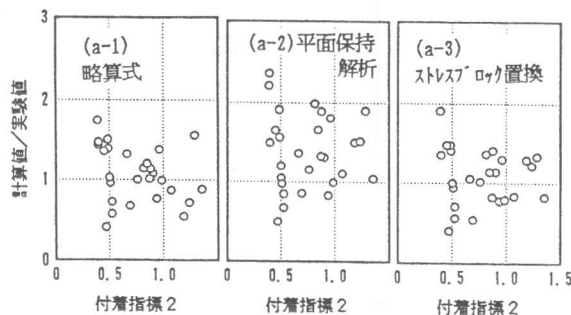
以上のコンクリートモデルを用いて平面保持仮定の下に計算した文献 [1] の試験体NO.1の荷重一部材角関係を実験と比較して図-1に実線で示す。なお、カバーコンクリートとコアコンクリートは分離して扱いカバーコンクリートは式(2)~(4)の σ_{tp} を0とした。モーメント-曲率関係を荷重一部材角関係に置換する方法は文献 [5] と同一である。すなわち、曲率分布はヒンジ領域内で一定とし、また、実験的に得られたせん断変形を付加している。本試験体は曲げ圧縮破壊により靱性が決まると考えられる試験体であるが、実験(点線)と解析(実線)はよく一致している。

3. 曲げ終局強度およびそのときの部材角の評価法

本章では試験体の曲げ終局強度とそのときの部材角を略算式、平面保持解析、および、ストレスブロック置換の3通りの方法で評価し実験と比較した。略算式は建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準(以下学会規準) [6] の付20. に示されている柱の曲げ終局強度の略算式である。部材角は弾性剛性と菅野の第2勾配割線剛性低下率 [7] を用いて計算した(この部材角を R_e と呼ぶ)。次に、平面保持解析は2章で示した方法を用いた。最後に、ストレスブロックに置換する方法であるが、文献 [8] で報告した方法を用いた。すなわち、提案したカバーコンクリートのモデルを用いて、ストレスブロックに置換するための係数 k_1 、 k_2 、 k_3 を計算し、学会規準の付20. の方法を適用した。なお、終局歪は最大応力度時歪とし、 k_1 、 k_2 は以下の式で簡略化した。 k_3 と終局歪 ϵ_u はカバーコンクリートのモデルを用い、以下のように表せる(応力度の単位は kg/cm^2)。



(a)終局強度の計算値/実験値



(b)終局強度時の部材角の計算値/実験値

図-2 曲げ終局強度とそのときの部材角の計算値の精度

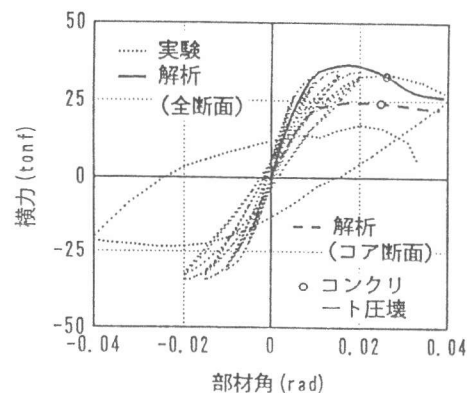


図-1 試験体の横力-部材角関係の実験と解析の比較

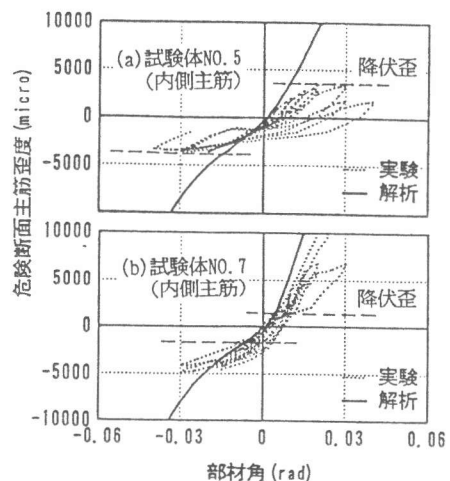


図-3 危険断面での主筋の歪の解析と実験の比較

$$k_1 = 0.85 \quad (8) \quad k_2 = k_1 / 2 \quad (9)$$

$$k_3 = 0.85 + 4.1 \cdot \sigma_{tb1} / \sigma_B \quad (10) \quad \varepsilon_u = (1690 + 1.16 \cdot \sigma_B + 150 \cdot \sigma_{tb1}) \cdot 10^{-6} \quad (11)$$

図-2(a)(b)に曲げ終局強度とそのときの部材角の計算値の実験値に対する比を横軸に4.3節で示す付着指標2（付着強度の付着応力度に対する比）を横軸にとって示す。実験データはNew RC関係の35体である。結果はいずれも付着指標が1前後以上の領域でばらつきが大きくなっているが、1以下の領域では略算とストレスブロックの方法が同程度の精度を示し、平面保持解析による方法が最も精度が良かった。図-3はばらつきが大きい領域の試験体の例として文献[2]の試験体N0.5（主筋強度9813kg/cm²）とN0.7（同3561kg/cm²）の部材角-危険断面の主筋の歪度の関係を実験と解析と比較したものである。主筋強度の低いN0.7の解析が実験値をほぼ追跡しているのに対し、主筋強度の高いN0.5は主筋の滑りの影響で主筋の歪度は解析値を下回り、この結果として終局強度の解析値が実験値を上回ることになる。一方、終局強度時の部材角は3通りの方法とも精度が悪かった。これは、部材角の実験値が耐力のように明確に定まらず、誤差が大きいことなどによる。変形は最大耐力時の変形という点ではなく、例えば降伏時の変形から終局時の変形までの線として評価する必要がある。

4. 靱性の評価法

本章では各靱性評価式を整理し、これらの最小値で靱性を決める方法の適用性を検討した。

4.1 曲げ降伏後のせん断破壊で靱性が決まる場合（Rp）

せん断破壊で靱性が決まる場合の限界部材角Rpは学会指針による保証回転角評価式に弾性分として3章のReを加えたものとした。ただし、コンクリートの圧縮強度の有効係数を ν を $3.68 \cdot \sigma_B^{-0.33}$ とした。図-4にRpの実験との適合性を示すが、Rpを単独で適用するとばらつきは大きい。

4.2 曲げ降伏後の曲げ圧縮破壊で靱性が決まる場合（Rf）

2章で示した図-1は荷重-部材角関係を実験値と平面保持仮定の曲げ解析値とで比較したものであるが、解析には全断面を有効として解析したもの他に最初からコア断面のみしかないものとして解析したものもおこなっており、これは破線で示してある。また、解析値にはコア断面のコンクリートが最大応力度に達した点も示してあるが、この部材角前後で試験体としての耐力が低下していることが分かる。以上はケーススタディであるが、コア断面のみを対象にコンクリートが最大応力度点に達した時の部材角を曲げ靱性指標とできる可能性があることが分かる。曲げ靱性評価式に複雑な拘束モデルを用いる際の欠点はコア部分とかぶり部分を区別しなければならないことであるが、このようにコア断面だけを考えればよいのであれば、有効な方法となる。

コアのみの断面のコンクリートが最大応力度に達したときの曲率 ϕf は主筋を無視して式(12)で略算的に求められる。

$$\phi f = S_1 \cdot Bc / N \quad (12)$$

ここで、Bc：コア幅で帯筋の先端間の距離、N：軸力、S₁：拘束コンクリートの応力度-歪度

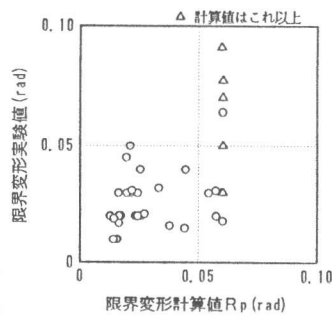


図-4 Rpと実験値の比較
(全試験体)

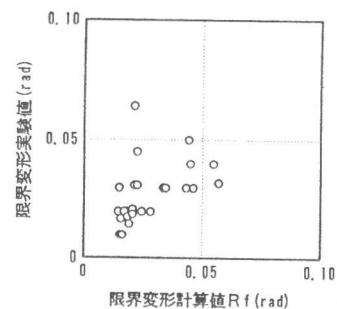


図-5 Rfと実験値の比較
(全試験体)

平面上での最大応力度までの履歴面積である。従って、材軸に沿う曲率分布をヒンジゾーン1h内では一定に、ヒンジゾーン端部から反曲点までは逆三角形とし、拘束コンクリートの最大応力度までの履歴を文献 [5] と同一とすると、曲げ決定型の限界部材角計算値 Rfは、

$$Rf = n / (n+1) \cdot \sigma_{cp} \cdot \varepsilon_{cp} \cdot Bc / N \cdot (2 \cdot h + 2 \cdot 1h - 1h^2/h) / 6 \quad (13)$$

ただし、 $1h = 0.5 \cdot (h/D) \cdot d$

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

となる。1hは文献 [14] によった。dは有効せいである。なお、仮定から明らかなように軸力が0以下は適用範囲外である。図-5にRfと実験による限界部材角との関係を示すが、Rfを単独で適用してもばらつきは大きい。

4.3 曲げ降伏後の主筋の付着破壊で靱性が決まる場合 (Rs)

本節では、文献 [1] で報告した主筋の付着破壊で靱性が決まる場合の限界部材角Rsを再検討し、さらに、中子筋のある場合の評価を行う。表-1は文献 [1,2] の試験体計8体の付着性能の一覧である。文献 [1] では付着指標を主筋群の最小値としていたが、文献 [2] の結果より主筋の滑りは個別ではなく群でほぼ同時に滑り出すことが分かったので、表-1の付着性能は主筋群の平均値を示した。

図-6(a-1)(a-2)は主筋の滑り開始部材角と表-1の $\tau f / \tau bu$ で表される付着指標1の関係の中子筋の有無で分けて示したものである。ここで、付着指標1とは学会指針による付着応力度を同じく学会指針の付着強度精算式より得られる付着強度で除したものであり、1以下では主筋の降伏前には主筋が付着割裂破壊しないという指標である。図中の○が滑りを生じた試験体であり、滑りが観察されなかった試験体は限界部材角(ここでは最大耐力の80%に低下した点)の点を△で示した。これは、この部材角までは試験体が健全でなおかつ滑りを生じていなかったことを意味するデータである。また、はり試験体は黒塗り記号とした。図-6(b

表-1 試験体の付着性能と滑り開始部材角

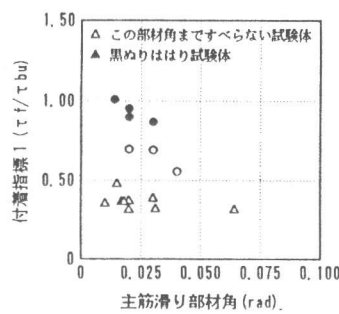
試験体名	(#1) τbu (kg/cm ²)	(#2) τf (kg/cm ²) ($\tau f / \tau bu$)	(#3) $\tau f'$ (kg/cm ²) ($\tau f' / \tau bu$)	(#4) 滑り開始部材角 (rad)
1	104.6	58.1 (0.56)	79.2 (0.76)	0.040
2	84.1	58.1 (0.69)	78.8 (0.94)	0.030
3	122.1	58.1 (0.48)	80.9 (0.66)	-
4	117.4	58.1 (0.49)	80.9 (0.69)	-
5	78.9	81.8 (1.04)	106.6 (1.35)	0.024
6	102.8	84.8 (0.83)	110.2 (1.07)	0.030
7	60.5	53.8 (0.89)	71.7 (1.19)	-
8	93.6	85.5 (0.91)	115.9 (1.24)	0.020

(#1) τbu : 学会指針 [3] の精算式(解説)による付着強度で引張主筋の平均

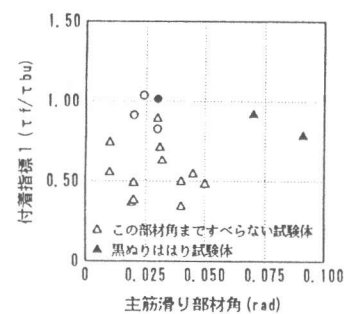
(#2) τf : 学会指針 [3] による設計用付着応力度

(#3) $\tau f'$: τf の有効付着長さを軸力レベルにより変化させた付着応力度(文献 [1])

(#4) : 実験値(文献 [1,2] による)

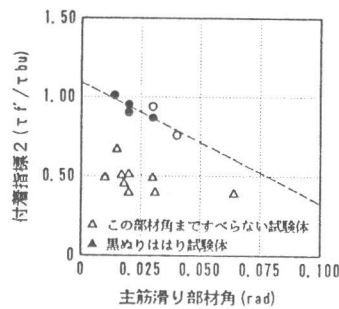


(a-1) 中子筋無のデータ

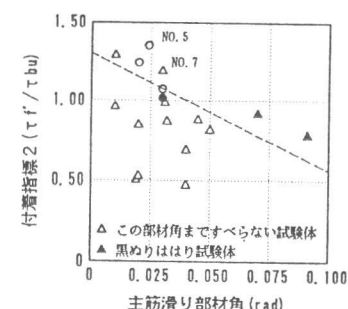


(a-2) 中子筋有のデータ

(a) 付着指標1を用いた場合



(b-1) 中子筋無のデータ



(b-2) 中子筋有のデータ

(b) 付着指標2を用いた場合

図-6 付着指標と主筋滑り開始時の部材角の関係

-1) (b-2)は主筋の滑り開始部材角と表-1の $\tau f' / \tau bu$ で表される付着指標 2 の関係を示したものである。付着指標 2 は付着指標 1 の分子に当たる付着応力度を算定するとき付着長さが作用軸力とともに減少するとして評価したものである [1]。

図-6(b-1)中のすべったデータには右下がりの傾向がみられる。これは、試験体の変形レベルによりその付着強度が低下していくこと、すなわち、付着指標が1以下(滑らない場合)でも変形が進みコンクリートの劣化とともに滑りを生じることを意味している。これらのデータの回帰直線が図中の破線で表した式(14)であり、中子筋なしのはりと柱の滑り部材角 R_s と付着指標 2 の評価式となる。なお、本式は文献 [1] で既に評価したものだが、本報告では付着性能を主筋群の平均としたので式(14)で再評価した。

$$R_s = 0.144 - 0.132 \cdot (\tau f' / \tau bu)$$

($\geq R_e$) (中子筋のない場合) (14)

ただし、 $\tau f' = db \cdot (2 \cdot \sigma_y) / (4 \cdot Lb)$

$$Lb = L - d - d \cdot \gamma$$

$$(\gamma = N / (b \cdot D \cdot \sigma_n / 3) \leq 1)$$

である。ここで、 db 、 σ_y は主筋の径と降伏応力度、 L 、 D 、 d 、 b は試験体の全長、全せい、有効せい、幅、 σ_n はコンクリート強度、 N は軸力である。

一方、図-6(b-2)は中子筋のある場合のデータであるが、滑ったデータのばらつきが大きく、また、滑ったデータと滑らないデータの判別性も悪い。これは、主筋が降伏しないような高強度のデータであること(図中の試験体NO.5 [2])や、 τbu の評価法の問題点(図中の試験体NO.7 [2])は低強度主筋で高強度の主筋に比べて τbu の評価が過小評価されているなどが理由であろう。そこで、滑った試験体の内、NO.5を除いた3体のみで評価したのが図中の破線であり、中子筋のある場合の R_s の評価式となる。ただし、データが少ないので、傾きは中子筋なしのものと同一とした。本評価式についてはより現実的な高強度主筋の付着強度式が提案された段階での再検討が必要と考える。

$$R_s = 0.174 - 0.132 \cdot (\tau f' / \tau bu)$$

($\geq R_e$) (中子筋のある場合) (15)

表-2 試験体の靱性能の計算値と実験値の比較

試験体名	(#1) Rp (rad)	(#2) Rf (rad)	(#3) Rs (rad)	実験値部材角(rad) (靱性決定要因)
1	0.026	0.018	0.044	0.020 (軸変形増大)
2	0.023	0.018	0.020	0.020 (付着破壊)
3	0.044	0.019	0.057	0.015 (軸変形増大)
4	0.044	0.055	0.083	0.040 (軸変形増大)
5	0.022	0.043	0.018	0.030 (付着破壊)
6	0.024	0.033	0.032	0.030 (付着破壊)
7	0.016	0.046	0.018	0.030 (せん断破壊)
8	0.020	0.034	0.011	0.030 (付着破壊)

(*1) Rp : 学会指針 [3] のせん断強度式より逆算した降伏ヒンジの塑性回転角 (ただしコンクリートの強度の有効係数を $\nu_0 = 3.68 \cdot \sigma_n^{-0.33}$ とした) に弾性変形分を加えたもの

(*2) Rf : 本文式 [13] による曲げ限界部材角計算値

(*3) Rs : 本文式 [14, 15] による付着指標より推定した付着割裂すべりを生じる部材角計算値

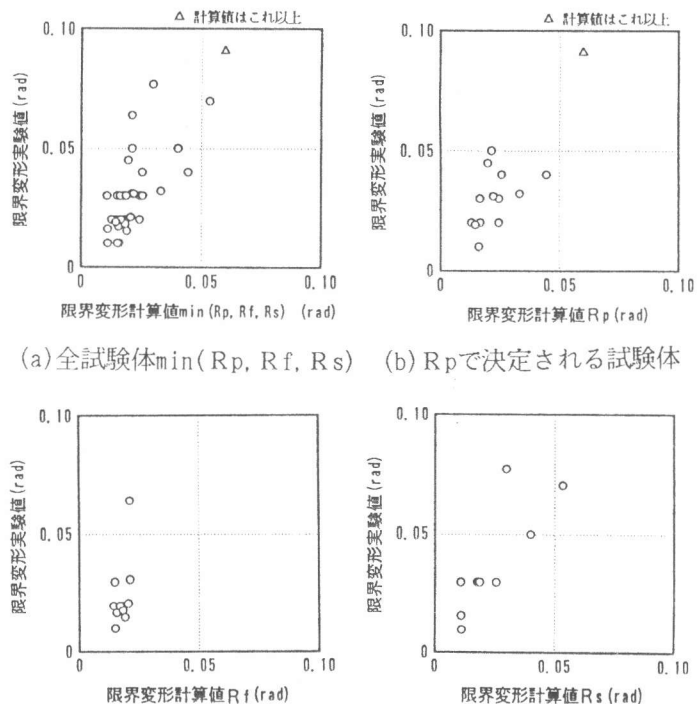


図-7 提案した靱性能の評価法と実験値の比較

なお、式(14)(15)とも指針の式で曲げ降伏以前の付着破壊が防止されている場合には、3章で示した R_e 以上の値をとるとした。

4. 4 評価結果

表-2は文献 [1,2] の試験体8体について、靱性能の評価式と実験結果を比較したものである。 R_p 、 R_f 、 R_s の最小値をとると、限界部材角の実験値およびそのモードが大略評価し得ると判断できる。本評価法によりNewRC関係の既往の試験体35体を評価したものが図-7(a)であるが、試験体の靱性能を単独で適用するよりも精度よく安全側に評価し得る。さらに、図-7(b)~(d)は靱性決定要因別に実験値と計算値を比較したものであるが、計算値は実験値を概ね評価している。

5. まとめ

高強度材料を用いたRC部材の靱性能に関して以下の結論を得た。

- (1) 曲げ終局強度点の評価法について検討した結果、提案したコンクリートモデルを用いた平面保持解析で求めた曲げ終局強度が付着指標が1前後以下では実験値との適用性が良かった。略算式とストレスブロック置換の方法は同程度の精度であった。
- (2) RC部材の靱性評価法として、曲げと付着の挙動が靱性を決定すると考えた評価式 R_f 、 R_s を提案し、さらに、せん断の挙動が靱性を決定すると考えた評価式 R_p を併用した方法を示した。これらの最小値をとることにより、試験体の靱性能をより精度よく評価し得た。

[謝辞] 本研究は、建設省総プロNew RC(委員長青山博之東大教授)および、文部省科学研究費・総合研究A(代表者青山博之東大教授)の一環として行った。

- [参考文献] 1)加藤大介：高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究、第13回コンクリート工学年次論文報告集、1991年、pp. 415-420
- 2)加藤大介、菊池政智：高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究、第14回コンクリート工学年次論文報告集、1992年、投稿中
- 3)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
- 4)加藤大介：角形補強筋で拘束されたコンクリート柱の軸応力度-歪度関係に関する研究、日本建築学会論文報告集、第422号、1991. 4、pp65-74
- 5)加藤大介：鉄筋コンクリート部材の靱性評価に関する研究、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、日本コンクリート工学協会、1990年、pp. 131-138
- 6)日本建築学会：鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説、1988年
- 7)菅野俊介：鉄筋コンクリート造部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vo 1. 11, No. 2, 1973. 2.
- 8)加藤大介、村上幸靖：高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する研究(その1)(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991年、pp.
- 9)平石久廣、稲井栄一、他：鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究(その1)、日本建築学会構造系論文報告集第410号、1990年4月、pp. 27-39
- 10)川島俊一、平石久廣、他：高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集C構造I、1990年、pp. 845-848
- 11)境有紀、日比純一、他：高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ変形性能に関する実験的研究、第12回コンクリート工学年次論文報告集、1990年、pp. 445-450
- 12)藤沢正視、上之園隆志、他：高強度鉄筋コンクリートはりの靱性確保に関する研究(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集C構造I、1990年、pp. 277-282
- 13)日比純一、美原義徳、他：高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ降伏後のせん断変形能に関する実験的研究、第13回コンクリート工学年次論文報告集、1991年、pp. 4 27-432
- 14)吉岡研三、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、1979年8.、pp. 37-45