

論文

[2065] 高強度コンクリートを用いた RC 部材の復元力特性に関する研究

永井寛*1・小谷俊介*2・青山博之*3

1. はじめに

高強度コンクリートを使用した柱及び梁部材の復元力特性に関する諸問題の中で、筆者等は、弾塑性地震応答解析に必要な復元力特性の問題を取り挙げ、図-1 に示す様に、実験から得られた部材の復元力を、吸収エネルギー量を等価とする様にモデル化を行なう『等価復元力特性』の概念を用いて、圧縮降伏するような場合も含めた降伏点の算定方法を提案し、検討を行ってきた[1][2][3]。

本研究では、特に高強度材料を用いた場合に既往算定式の適用が困難であると指摘した降伏変形、及び未検討項目である曲げ耐力について検討を行なう。

2. 検討に用いた試験体概要

本研究では、高強度コンクリートを使用した矩形断面部材の曲げせん断実験のうち、曲げ破壊・曲げ降伏後せん断破壊・曲げ降伏後付着破壊したと報告された梁部材150体、柱部材140体を用いた。(各試験体の参考文献は文献[1][3]参照) 表-1 に主な因子の分布範囲を示す。尚、本研究では、せん断スパンの影響および断面寸法の影響を取り除くため、荷重-変形関係を M/BD^2-R (モーメント係数-変形角) 関係として取扱う。

3. 等価包絡線の定義及び算定方法

筆者等[3]は、部材降伏の一般定義である『復元力特性上における接線剛性が急激に低下する点』に基づき、図-1 に示す様に、弾塑性地震応答解析で考慮する最大の変形(R_{max})までの等価吸収エネルギー量で、しかも置換するエネルギー量が最小になる様に実験から得られた復元力特性を忠実に再現する等価復元力特性を定義することにより、剛性が急変する降伏点を算定する方法を提案し、検討を行なった。図-2 及び表-2 に等価包絡線算定手順及びフローチャートを示す。

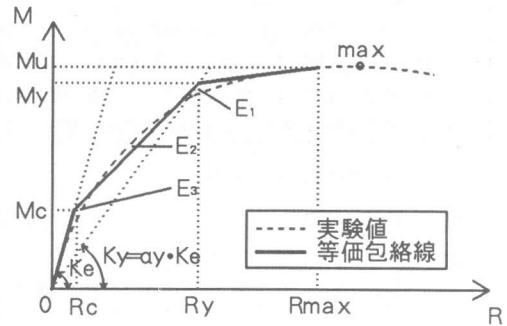


図-1 復元力特性包絡線のモデル化

表-1 対象試験体の分布範囲

	BEAM	COLUMN
B×D (mm×mm)	80×200 ~400×600	150×200 ~425×425
M/QD	1.0~4.0	1.0~2.8
f_y (kgf/cm ²)	2665~9960	3458~8800
Pt (%)	0.435~3.175	0.610~1.964
σ_B (kgf/cm ²)	194~908	160~1326
η ($=\sigma_o/BD\sigma_B$)	—	0~0.78

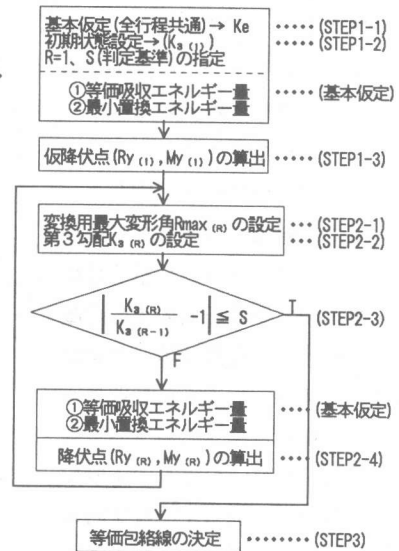


図-2 等価包絡線算出方法

- *1 鹿島建設(株) 技術研究所、工修(正会員)
- *2 東京大学助教授 工学部建築学科、Ph.D.・工博(正会員)
- *3 日本大学教授 総合科学研究所、工博(正会員)

表－2 等価包絡線算定手順（各STEPの説明）

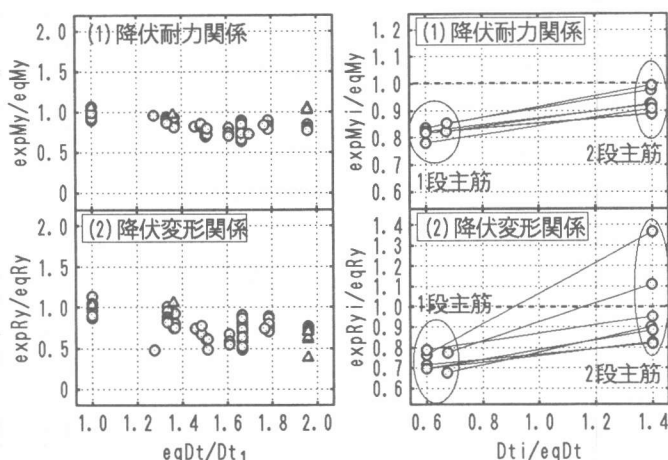
1-1	①初期弾性剛性(K_e)は、鉄筋を考慮した曲げ剛性とせん断剛性及び剛床影響として、部材せいの1/4をスパンに考慮した計算値 ②変換用最大変形は、梁：塑性率＝4、柱：塑性率＝2の点として設定する。
1-2	初期の変換用最大変形角($R_{\max(1)}$)として、指針(4)に示される保証変形角とするが、最大耐力時変形が保証変形以前に生じる場合は最大耐力時変形を変換用最大変形角に設定する。また、第3勾配は保証変形時の点と、1ステップ前の点で結ばれる割線剛性とする。
1-3	初期剛性 K_e ・第3勾配 $K_{a(1)}$ 及び基本仮定より、第2勾配と第1折れ点が決定することから、初期状態における仮降伏点を算出する。
2-1	仮降伏点($R_{y(R-1)}, M_{y(R-1)}$)に対して、塑性率 μ 相当の変換用最大変形角を算出する。ただし、最大耐力時変形以上の場合は、変換用最大変形角を最大耐力時変形とする。
2-2	変換用最大変形角と、同点と仮降伏点の間で結ばれる直線を第3勾配 $K_{a(R)}$ とする
2-3	第3勾配と、前回の第3勾配の比が判定基準以下であれば仮降伏点を真の降伏点とし、(STEP3)へ。そうでなければ(STEP2-4)へ
2-4	[等価吸収エネルギー量][最小置換エネルギー量]に基づき、第2勾配と第1折れ点が決定し、仮降伏点($R_{y(R)}, M_{y(R)}$)を得る。
3	第3勾配の変動が小さくなり、ほぼ数値安定化が見られることから、等価包絡線決定。

4. 等価降伏変形の検討

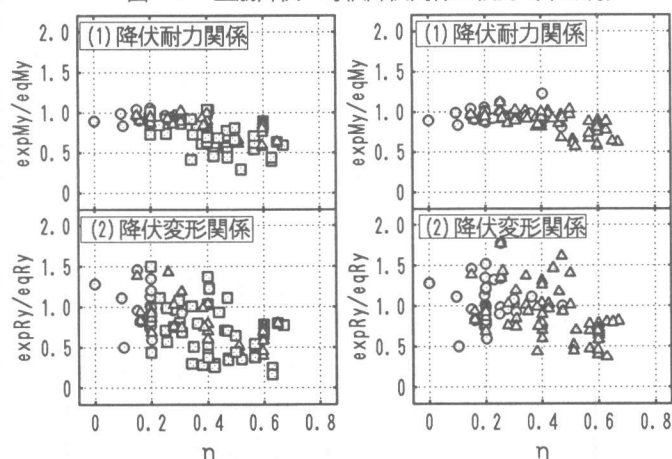
(1)物理的対応性

本研究では、部材降伏点を等価復元力特性にモデル化することにより剛性が急激に低下する点を決定しているが、剛性が急激に低下する点が等価降伏点であり、実際の主筋降伏等の物理的現象と対応するわけではない。そこで、等価降伏点の物理的現象を明確にするため、実験時の降伏原因と考えられる現象との対応性を検討した。実験の降伏原因として、引張端および圧縮端から1段目主筋の引張降伏および圧縮降伏、あるいは、コンクリート圧壊を考慮し、先行する現象を実験降伏と仮定した。

まず、軸力が作用しない梁部材では、図－3 (a)に示す様に、横軸に示す引張主筋の重心位置を1段目主筋位置で除した値が増加する程、耐力・変形共に等価降伏点以前に降伏が生じる傾向が見られた。つまり、1段配筋の場合は、引張主筋降伏時に等価降伏点是对应するが、多段



(a) 1段主筋降伏との関係 (b) 各段主筋降伏との関係
図－3 主筋降伏－等価降伏関係の検討（梁部材）



(a) 実験降伏現象の検討1 (b) 実験降伏現象の修正後の検討
図－4 実験降伏－等価降伏関係の検討（柱部材）

配筋では対応しない。そこで、同図 (b)に示す様に、横軸に各段の引張端から主筋までの距離を引張主筋重心距離で除した値を取り、2段配筋されている試験体の各段の主筋引張降伏耐力、変形の関係を検討した。これより、1段目よりは、2段目主筋の降伏時の方が等価降伏点に対応している。以上より、梁部材における降伏現象は、断面重心側引張鉄筋の降伏時が等価降伏点に対応している

ものと思われるが、コンクリート圧壊型は、試験体数が少なく明確には傾向が見られなかった。

一方、軸力が作用する柱部材では、図-4 (a)に示す様に、特に圧縮主筋降伏先行型で、軸力比が増大するに従い、等価降伏点以前に降伏する傾向が見られる。これは、高軸力の場合には圧縮域が大きいために、圧縮主筋が降伏しても剛性はコンクリートが代って負担し、等価降伏点まで耐力が上昇するためであると思われる。そこで、圧縮主筋の降伏は剛性低下に影響しないと考え、実験における降伏を、引張主筋の降伏あるいはコンクリート圧壊とし、同様に検討した結果を同図 (b)に示す。これより、変形についてはばらつきが大きいが、引張降伏が先行する場合、および、軸力比が0.5以下の場合には、概ね等価降伏点と一致する。一方、コンクリート圧壊が先行する場合で、軸力比が0.5以上の場合には、等価降伏点に対応していない。これは、横補強筋の拘束効果による耐力上昇のためと考えられる。

(2)等価降伏変形の算定

等価降伏点の推定式は、表-3に示す菅野式[5]により耐力[式(1)]、変形[式(2)]が提案されており、文献[1][3]において、その適用性が検討され、耐力については、高強度材料を用いた場合にも適用可能であるが、変形に関しては、梁部材では主筋の降伏強度が増加するほど過大評価となり、軸力が作用するとコンクリート強度の増加に伴い過小評価となることを報告し、新たな降伏変形推定法の提案の必要性を指摘した。そこで、新たな降伏変形の算定の試みを行なったが、既往の剛性低下率は、初期剛性と降伏時剛性の比として表されており、初期剛性および降伏耐力の誤差により更に誤差を生じる可能性があるため、降伏変形として推定する方法が望ましいと考えた。そこで、降伏変形の成分を、曲げ変形・せん断変形・主筋の抜出しによる回転変形と仮定することにより得られる理論的算定法を用いて、表-4式(3)に示す様に、降伏変形の推定を試みた。

各変形の算定は、曲げ変形は、曲げ解析を行ない、降伏時曲率が材軸方向に三角形分布すると仮定して求める[式(3-a)]。曲げ解

析は、コンクリートモデルに六車モデル[6]を用い、コアとかぶり
にコンファインドモデルおよびブ
レーンモデルを適用した。一方、
鉄筋は完全弾塑性とした。また、
コンクリートおよび鉄筋のヤング
係数は実験値を用いたが、報告さ
れていない場合は、表-5式(4-
a)、及び、 $E_s=2.1 \times 10^6$ (kgf/cm²)
とした。また、曲げ解析における
降伏の決定は、主筋の引張降伏が
先行する場合は、前節の検討結果
から、断面重心より引張側主筋の
最内側主筋の降伏時(梁引張降伏)
とし、柱部材では中立軸の変動が
大きく、どの範囲までが引張とな
るかが不明であるため最外端主筋
の降伏時(柱引張降伏)と仮定し

表-3 菅野式一覧

降伏耐力	$M_y = \{g_1 \cdot q + 0.5 \cdot \eta \cdot (1 - \eta)\} \cdot \sigma_a \cdot B \cdot D^2 \dots \dots \dots (1)$
剛性低下率	$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33\eta) \cdot (d/D)^2 \dots \dots (2)$
σ_a :コンクリート強度、 σ_y :主筋強度、B:幅、D:せい、d:有効せい η :軸力比、a/D:せん断スパン比、 g_1 :(引張圧縮鉄筋間距離)/D $q = p_t \cdot \sigma_y / \sigma_a$ 、n:ヤング係数比、 p_t :引張鉄筋比	

表-4 降伏変形算定式一覧

$R_y = R_f + R_s + R_p \dots \dots \dots (3)$	
$R_y = K_1 \cdot R_f + K_2 \cdot R_s + K_3 \cdot R_p \dots \dots \dots (3)'$	
Rf: 曲げ変形	$R_f = \int_0^L \phi_x \cdot x \cdot dx / a = \frac{\phi_y \cdot a}{3} \dots \dots (3-a)$
Rs: せん断変形	$R_s = Q_y / G \cdot A = \phi_y \cdot D^2 / 5 \lambda a \dots \dots (3-b)$
Rp: 主筋の抜出し変形	$R_p = s / j t \dots \dots \dots (3-c)$
ϕ_x :材軸方向曲率、x:反曲点よりの距離、a:せん断スパン Q_y :降伏せん断力、G:弾性時せん断剛性 $[=Ec / \{2(1+\nu)\}]$ 、 $\nu=1/5$ s:すべり $(S=s \cdot (\sigma_a / 204)^{2/3} / d_b = \epsilon_a \cdot (2+3500 \epsilon_a))$ 、 d_b :主筋径 A:断面積、 ϵ_s :降伏時引張主筋歪、 σ_a :コンクリート圧縮強度 Xn:圧縮端より中立軸位置までの距離、Es:主筋のヤング係数	

表-5 各ひび割れ耐力算定式

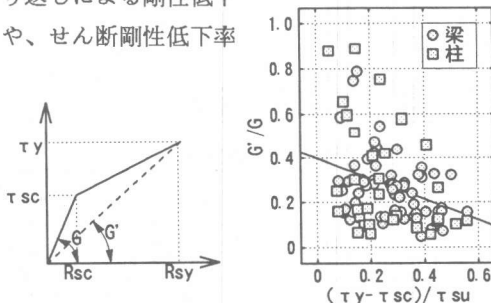
ヤング係数	$E_c = 10600 \sqrt{\sigma_a} + 70000 \dots \dots \dots (4-a)$
せん断	$Q_{sc} = (1 + \frac{\sigma_a}{150}) \cdot \{ \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (500 + \sigma_a)}{M/Qd + 1.7} \} \cdot B \cdot j \dots \dots (4-b)$
σ_a :コンクリート圧縮強度、 σ_o :軸応力度、B:部材幅、D:部材せい M/Q:せん断スパン、d:有効せい、 k_c :補正係数、j:応力中心間距離	

た。また、圧縮降伏としては、いずれの場合もコアコンクリート端が拘束コンクリートの圧縮強度時歪に達した時（柱圧縮降伏）とし、主筋の圧縮降伏は無視した。

主筋の拔出し変形は、スタブからの主筋の拔出しと考え、島等[7]による鉄筋の降伏までを対象としたすべり－ひずみ関係式を用いた。引張主筋ひずみは、断面解析結果より得られる曲率と中立軸位置より算定した。変形角への変換には、拔出しによる変形に対して生じる回転変形のための圧縮域でのめり込みがそれほど大きくないものと思われることから、拔出し変形を応力中心間距離で除して、変形角とした。ただし、柱部材のコンクリートの圧壊が先行する場合は、主筋歪も小さく拔出し変形が生じる可能性が少ないものと考え、拔出し変形は無視した。

せん断変形は、せん断ひび割れ発生後にせん断剛性の低下が生じるものと考え、等価降伏変形と上記の曲げおよび主筋の拔出し変形から算出される計算値の差と、せん断剛性低下率の関係を検討した。図－5には、せん断剛性低下率とせん断ひび割れ耐力・降伏耐力・せん断耐力の関係およびせん断剛性低下率の概念図を合せて示す。ただし、弾性時せん断剛性は実験値として報告された横弾性係数、および、ポアソン比を0.2の一定値として算出した。また、せん断ひび割れ発生荷重は実験結果を、降伏耐力は等価降伏耐力を、せん断耐力は指針A法において、塑性変形角を0とし、さらに、高強度コンクリートにも対応させるために、コンクリート有効強度をCEBに示される $\nu\sigma = 3.67\sigma_B^{0.667}$ として算出した。これより、降伏時せん断変形は曲げおよび主筋の拔出し変形の誤差、また、せん断耐力算定の誤差が含まれているため、ばらつきが大きい、せん断ひび割れ発生時せん断応力度(τ_{sc})から降伏時せん断応力度(τ_y)までの耐力がせん断耐力時応力度(τ_{su})に対して大きいと、せん断剛性が低下する傾向がある。従って、本研究では、せん断剛性低下率は、少なくとも検討因子とした $(\tau_y - \tau_{sc})/\tau_{su}$ の関数であると考え、また、計算精度向上のために、せん断ひび割れ耐力およびヤング係数を表－5に示す計算値とし、表－6 せん断剛性低下率検討因子に対して最小二乗法によりせん断剛性低下率を、表－6に示すように決定した。

以上の仮定を用いた理論的算定法による計算値で等価降伏変形を除いた場合の諸数値を表－7に示す。これより、梁および柱部材で、引張主筋降伏が先行する場合には、計算値は等価降伏変形を過小評価する。一方、コンクリート圧壊が先行する場合は、ばらつきが大きい計算値との対応性が見られる。これより、コンクリート圧壊型では降伏変形を概ね推定できるものとする。一方、主筋降伏型の誤差は、繰返しによる剛性低下や、せん断剛性低下率



図－5 せん断剛性低下への有効せん断力の影響

$G'/G = 1 - k \frac{\tau_y - \tau_{sc}}{\tau_{su}} \dots (5)$	
	k
梁	0.33360
柱	0.32885
全体	0.33250

表－7 理論値による降伏変形の諸データ

	数	全 体			$\sigma_B \geq 600$		
		m	v	± 30	m	v	± 30
梁引張降伏	147	2.00	0.42	10.9	1.93	0.30	6.4
柱引張降伏	95	1.46	0.41	45.3	1.26	0.35	50.0
柱圧縮降伏	45	1.05	0.28	68.9	1.01	0.28	71.0

m: 平均値, v: 変動係数, ± 30 : $\pm 30\%$ 内確率 (%)

表－8 多重回帰分析結果

	k_1	k_2	k_3	R
梁引張降伏	1.538	7.074	0.235	0.771
梁引張降伏2	1.608	6.095	0.243	0.852
柱引張降伏	0.792	0.916	4.853	0.495

表－9 回帰式による降伏変形の諸データ

	全 体			$\sigma_B \geq 600$		
	m	v	± 30	m	v	± 30
梁引張降伏	1.07	0.33	81.0	1.01	0.25	85.7
梁引張降伏2	1.04	0.20	91.4	1.03	0.15	94.7
柱引張降伏	1.09	0.34	62.1	1.04	0.32	64.0

m: 平均値, v: 変動係数, ± 30 : $\pm 30\%$ 内確率 (%)

等によるものと考えられるが、現状では、その影響を考慮することが不可能である。そこで、多重回帰分析を行ない降伏変形算定式を得ることとした。分析結果を表-8に、回帰式による計算値で等価降伏変形を除いた諸データを表-9に、また、分布状況およびコンクリート強度の影響を、先の柱圧縮降伏型と合せて、図-6に示す。これより、梁引張型では、全試験体を対象とした場合には、大きく誤差を生じる試験体が見られる。これらの試験体は中央にスタブを持ち、単純梁式の載荷方法による試験体であり、逆対称加力を受ける場合とせん断力の伝達機構が

若干異なる。そこで、この様な単純梁載荷式の試験体を除外し、再度回帰分析を行なった(梁引張降伏2)。この結果、 $\pm 30\%$ 内に全試験体の約90%が含まれる精度で、推定できている。一方、柱部材に関しては、平均的に降伏変形を算定しているが、梁部材と比較すると精度が悪く、今後の検討が必要であるものとする。

5. 曲げ耐力

等価曲げ耐力時の変形は、建築物の耐用年限中に1回経験する可能性のある大地震動に対して設定されている耐震性能の目標[8]となる塑性率時の耐力として設定している。一

方、曲げ終局点は部材の安定状態の限界として定義されており、本来ならば等価曲げ耐力点と比較することは出来ない。しかし、弾塑性地震応答解析では、曲げ部材の終局点までを対象としていないこと、また、両者は大きく異なるものではなく、むしろ等価曲げ耐力は終局耐力に対して小さく、

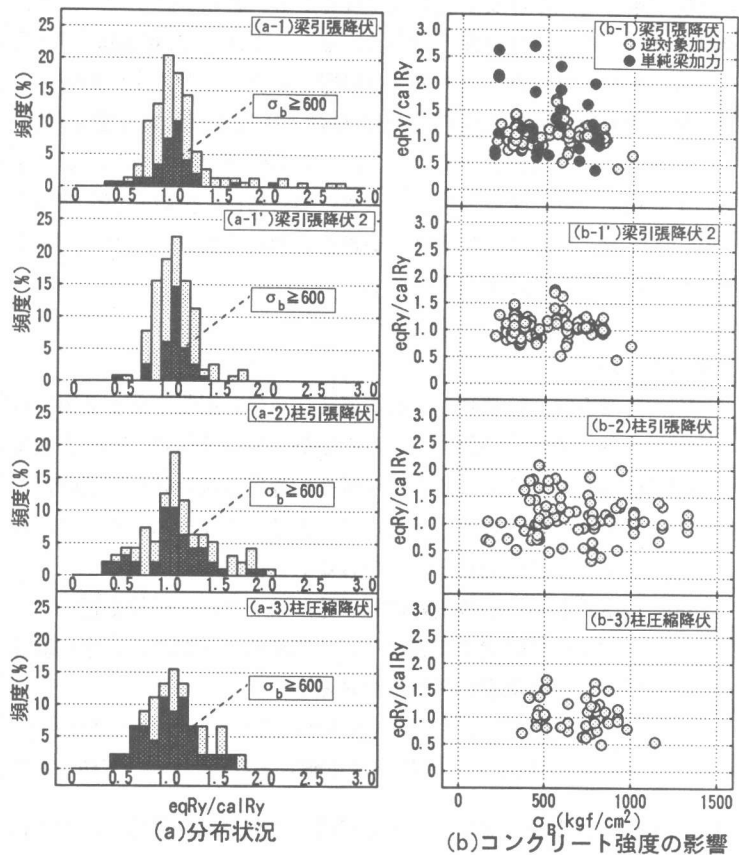


図-6 降伏変形算定式の検討

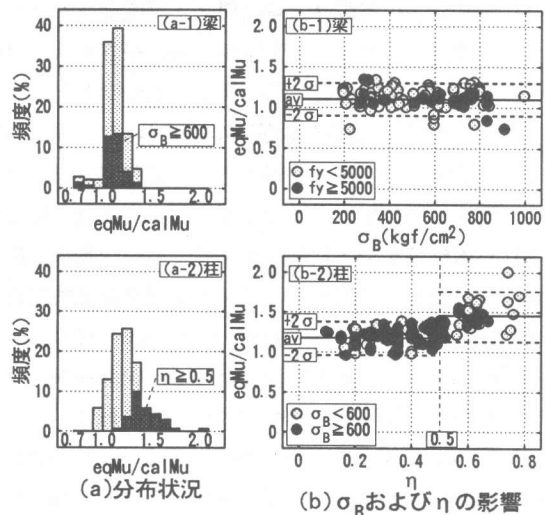


図-7 等価曲げ耐力の検討

等価曲げ耐力の推定は安全側評価となるから、既往の曲げ終局強度算定式を用いて等価曲げ耐力の検討を行なった。既往の曲げ耐力算定法としては、ACI規準法[9]を用いた。図-7に等価値/計算値の分布状況、コンクリート強度の影響、および、軸力比の影響を示す。これより、梁部材および柱部材で軸力比が0.5程度以下の場合には、等価曲げ耐力を推定可能であるが、軸力比が0.5程度以上になると、計算値が大きく過小評価となる傾向が見られる。この原因として、横補強筋の拘束効果による耐力上昇、また、軸力が大きい場合には、全断面が圧縮域となる場合があり、ACIのコンクリートブロックの様に直接合力が算出される場合は、コンクリート圧縮合力の過大評価、作用位置の誤差が生じることが考えられる。

6. まとめ

- ① 等価復元力特性における等価降伏点は、引張降伏する梁では内側引張主筋の降伏時に対応する。また、柱部材に於ける圧縮主筋の降伏は、部材としての降伏現象に影響しない。
- ② 理論式から得られる等価降伏変形算定法は、特に引張降伏で決まる場合には、等価降伏変形を過小評価する。一方、コンクリート圧壊により決まる場合にはばらつきは大きい、平均的に降伏変形を推定できる。
- ③ 理論式から得られる各変形成分について回帰分析を行ない、回帰式を得た。その結果、特に梁の引張降伏する部材は、計算値の±30%内に、全試験体の約90%の試験体が含まれる精度で、降伏変形を推定できる。
- ④ 等価曲げ耐力は、ACI規準に示されるコンクリートブロックを用いれば、梁および軸力比が0.5程度以下であれば推定可能であるが、軸力比が0.5程度以上では、過小評価となる。

謝辞 本研究に貴重な実験データを提供して頂いた皆様方に、厚く御礼申し上げます。

【参考文献】

- (1) 永井覚、小谷俊介、青山博之：高強度コンクリートを用いたRC柱部材の復元力特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 313-318, 1992
- (2) 永井覚、小谷俊介、青山博之：高強度コンクリートを用いたRC柱部材の復元力特性に関する研究(既往復元力特性算定方法の検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 583-584, 1992
- (3) 永井覚、小谷俊介、青山博之：高強度コンクリートを用いたRC梁部材の復元力特性に関する研究、1992年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 81-84
- (4) 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
- (5) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、東京大学学位論文、1970
- (6) H. Muguruma, M. Nishiyama, et al.: Ductility Evaluation of Reinforced Concrete Columns With Normal and High Strength Concrete, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 20-23, Nov. 1991
- (7) Shima, H., Chou, L. and Okamura, H.: Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete, Journal of the faculty of engineering, The University of Tokyo (B), Vol. 39, No. 2, 1987
- (8) 青山博之、小谷俊介他：靱性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法、コンクリート工学年次論文報告集 9-2, 1987, pp. 447-452
- (9) ACI: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)