

鉄筋コンクリート柱の破壊形式と靱性評価

吉永 聡, 服部 尚道, 吉川 弘道

要約

鉄筋コンクリート柱を対象とし、ファイバーモデルにより曲げ変形解析を行った荷重 - 変位曲線上に大変位に伴うコンクリートの劣化過程を考慮したせん断耐力劣化曲線を併記することにより、破壊形式と部材靱性率を解析的に評価する手法を提案した。次に、本提案手法の妥当性を検証するため、既往の実験結果との比較を行った。加えて、様々なパラメータが破壊形式と部材靱性率に及ぼす影響を把握するため数値解析を実施し、本提案手法の適用性について考察した。

1.はじめに

鉄筋コンクリート柱のせん断耐力は、地震時の大変位繰り返しにより低下することが知られている¹⁾。このせん断耐力の低下が破壊形式や変形性能に及ぼす影響を把握することは、鉄筋コンクリート柱の脆性的な破壊を防ぐ上で重要である。本研究は、鉄筋コンクリート柱を対象とし、ファイバーモデルにより曲げ変形解析を行った荷重 - 変位曲線（以下、P - 曲線）上に、大変形に伴う劣化過程を考慮したせん断耐力劣化曲線を併記することにより、破壊形式と部材靱性率を解析的に評価する手法を提案した。ここで、せん断耐力劣化曲線には、既往の提案モデルを適用することとした。次に、本提案手法の妥当性を検証するため、既往の正負交番載荷試験結果との比較を行った。加えて、曲げせん断耐力比、せん断耐力のコンクリート寄与分、力学的主鉄筋比、力学的帯鉄筋比のパラメータが破壊形式と部材靱性率に及ぼす影響を把握するため数値解析を実施し、本提案手法の適用性について考察した。

2.破壊形式の分類と変形性能評価

鉄筋コンクリート柱部材の破壊形式は、せん断破壊、曲げ降伏後のせん断破壊（以下、曲げせん断破壊）、曲げ破壊に分類される。図 1(a) に、主鉄筋比を変化させた場合の破壊形式の分類を示す。ここで、せん断耐力劣化曲線が曲げ変形解析した P - 曲線と交差する場合、せん断破壊することを意味している。例えば、曲げ降伏点より早い時期に交差する場合はせん断破壊 A となり、曲げ降伏後に交差する場合は、曲げせん断破壊 B となる。また、両曲線が交差しない場合は曲げ破壊 C となる。A は主鉄筋比が特に多い場合に見られる傾向であり、脆性的な破壊に至るものである。このように、変形の増加に伴いせん断耐力が劣化し、せん断破壊にいたる場合、すなわち、曲げ変形解析による P - 曲線とせん断耐力劣化曲線が交差する場合の変形性能評価の指標として、本提案手法ではせん断靱性率 $\mu_s = s / y$ を定義する。ここで、 s はせん断破壊時の変位とし、 y は曲げ挙動のみを考慮した曲げ降伏変位である。また、図 1(b) に、帯鉄筋比を変化させた場合の破壊形式の分類を示す。図 1(a) の場合と同様、A, B, C の破壊形式に分類される。当然のことながら、帯鉄筋比が特に小さい範囲ではせん断破壊となる。

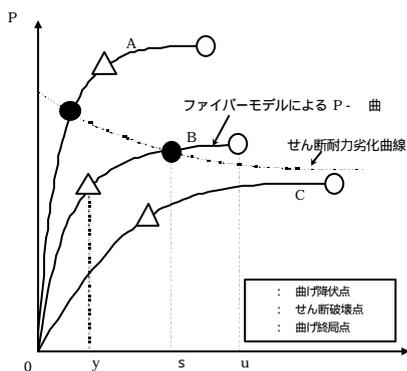


図 1 (a) 主鉄筋比の影響

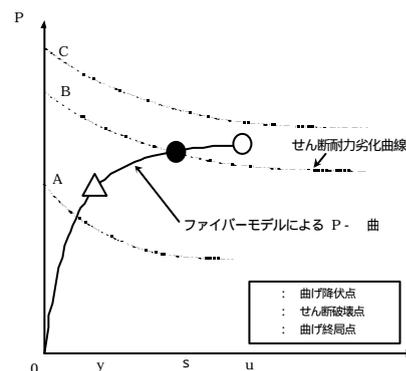


図 1 (b) 帯鉄筋比の影響

3.解析手法

3.1 ファイバーモデルによる曲げ変形解析

曲げ変形解析はファイバーモデルにより逐次繰り返し計算を行うものである。曲げ降伏時の定義は、最外縁引張鉄筋が降伏ひずみに達する時点とした。曲げ終局時の定義は、最外縁圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみに達した時点とした。

解析条件として、コンクリートの構成則は帯鉄筋による拘束効果を考慮できる式(1)に示す Mander Model²⁾を適用した。このモデルは、最大圧縮応力に対する帯鉄筋による拘束効果を円形、正方形、壁式の各断面状に対して拘束有効係数で与えており、無拘束コンクリート(かぶりコンクリート)の場合は拘束有効係数をゼロにすることで表現できる。ただし、コンクリートの終局ひずみについては定義されていないので、破壊形式が曲げ破壊と判断されるケースについては式(2)に示す簡易的に土研式²⁾により算出される終局ひずみを適用することとした。

式(1)

$$s'_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$f'_{lx} = K_e \cdot r_x \cdot f_{yh}, \quad f'_{ly} = K_e \cdot r_y \cdot f_{yh}$$

$$r_s = \frac{4A_h}{s \cdot d_h}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{e_{cc}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$

$$x = \frac{e_c}{e_{cc}}$$

$$e_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$e_c = 0.004 + \frac{1.4 r_s \cdot f_{yh} \cdot e_{su}}{f'_{cc}}$$

r_x, r_y : X 方向, y 方向の鉄筋比
 f'_c : コンクリート強度 (N/mm²)
 K_e : 帯鉄筋による拘束効果を考慮した係数
 A_h : 帯鉄筋断面積 (mm²)
 s : 帯鉄筋間隔 (mm)
 d_y : 帯鉄筋有効長 (mm)
 f_{yh} : 帯鉄筋降伏強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング率 (N/mm²)
 f'_{cc} : 拘束されたコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 e_{su} : 帯鉄筋の破談強度 (N/mm²)

式(2)

$$s'_c = E_c e'_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{e'_c}{e'_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \quad (0 \leq e'_c \leq e'_{cc})$$

$$s'_c = f'_{cc} - E_{des} (e'_c - e'_{cc}) \quad (e'_{cc} \leq e'_c \leq e'_{cu})$$

$$n = \frac{E_c e'_{cc}}{E_c e'_{cc} - f'_{cc}}$$

$$f'_{cc} = f'_{co} + 3.8 a P_s f_{yh}$$

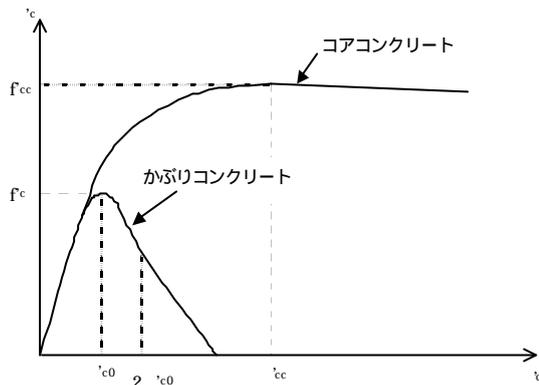
$$e'_{cc} = 0.002 + 0.033 b \frac{r_s f_{yh}}{f'_{co}}$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f'_{co}{}^2}{P_s f_{yh}}$$

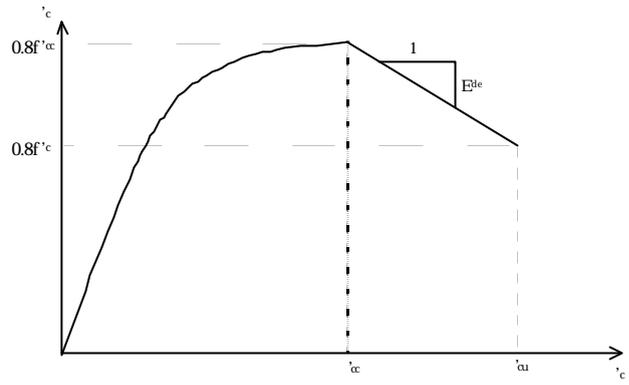
$$e'_{cu} = e'_{cc} + \frac{0.2 f'_{cc}}{E_{des}}$$

$$r_s = \frac{4A_h}{s \cdot d_h}$$

f'_{cc} : 帯鉄筋で拘束されたコンクリート圧縮強度 (N/mm²)
 f'_{co} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 e'_{cc} : 最大圧縮ひずみ
 e'_{cu} : 帯鉄筋で拘束されたコンクリート終局ひずみ
 E_c : コンクリートのヤング率 (N/mm²)
 E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)
 a : 帯鉄筋体積比
 A_h : 帯鉄筋断面積 (mm²)
 s : 帯鉄筋間隔 (mm)
 d_h : 帯鉄筋の有効長 (mm)
 f_{yh} : 帯鉄筋降伏強度
 b : 断面補正係数
 円形断面 = 0.1 = 1.0



Mander Model における応力 - ひずみ曲線



土研式における応力 - ひずみ曲線

鉄筋の構成則はひずみ硬化が考慮できる島らのモデル³⁾を適用した。

$$s_s = E_s \cdot e_s \quad (0 \leq e_s \leq e_y)$$

$$s_s = f_y \quad (e_y \leq e_s \leq e_{sh})$$

$$s_s = f_y \{1 - \exp(e_{sh} - e) / K\} \cdot (1.01f_u - f_y) \quad (e_{sh} \leq e_s)$$

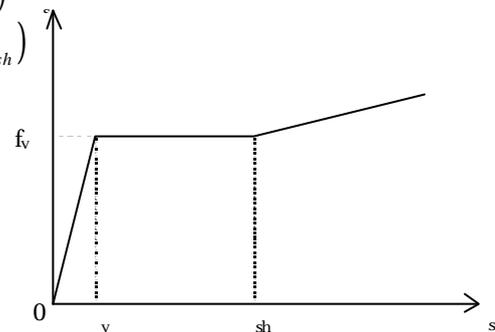
E_s : 主鉄筋のヤング率 (N/mm²)

e_y : 主鉄筋降伏ひずみ

f_y : 主鉄筋降伏強度 (N/mm²)

e_{sh} : 主鉄筋硬化開始ひずみ

f_u : 主鉄筋破断強度 (N/mm²)



島らのモデルにおける応力 - ひずみ曲線

塑性ヒンジ長は、曲げ降伏後最大耐力まで柱基部から $1.0d$ (柱断面の有効高を d とする) の区間に形成されるモデルとした。曲げ降伏時と曲げ終局時における主鉄筋の拔出しによる回転変位は、石橋らのモデル⁴⁾を適用した。

3.2 せん断耐力劣化曲線

地震時の繰返し荷重に伴うコンクリートの劣化過程を考慮したせん断耐力の算定方法として、Priestley らの提案式¹⁾を用いた。この提案式は、式(3)に示すようにコンクリートによる負担分、せん断補強筋による負担分、軸圧縮力による負担分の合算により算出するものである。コンクリートの劣化過程は、式(3)におけるコンクリートの負担分の項において図2に示すような部材の変位靱性率の増加に伴いコンクリート圧縮強度に対する有効係数 k を低減することにより表現されている。

$$V = V_c + V_s + V_p \quad \dots \text{式(3)}$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} \cdot A_e$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yh} \cdot d_n \cot \alpha}{S}$$

$$V_p = N \tan \alpha$$

V : せん断耐力

V_c : コンクリートによる寄与分

V_s : せん断補強筋による寄与分

V_p : 軸力による負担分

f_{yh} : せん断補強筋降伏強度 (N/mm²)

d_n : せん断補強筋有効長 (mm)

α : せん断補強筋配置角度

N : 作用軸力 (N)

α : 圧縮ストラット角度

k : 劣化を考慮した諸係数

f'_c : コンクリートの強度 (N/mm²)

A_e : 有効断面積 (mm²)

A_v : せん断補強筋断面積 (mm²)

S : 帯鉄筋のピッチ

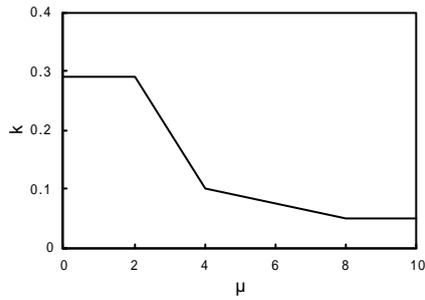


図2 靱性率とコンクリートが負担するせん断耐力の関係

図3に提案する解析手法のフローチャートを示す。本提案手法は、曲げ変形解析によるP- μ 関係上にせん断耐力劣化曲線を併記し、それらが交差するか否かにより破壊形式の判定と部材靱性率の評価を行うものである。

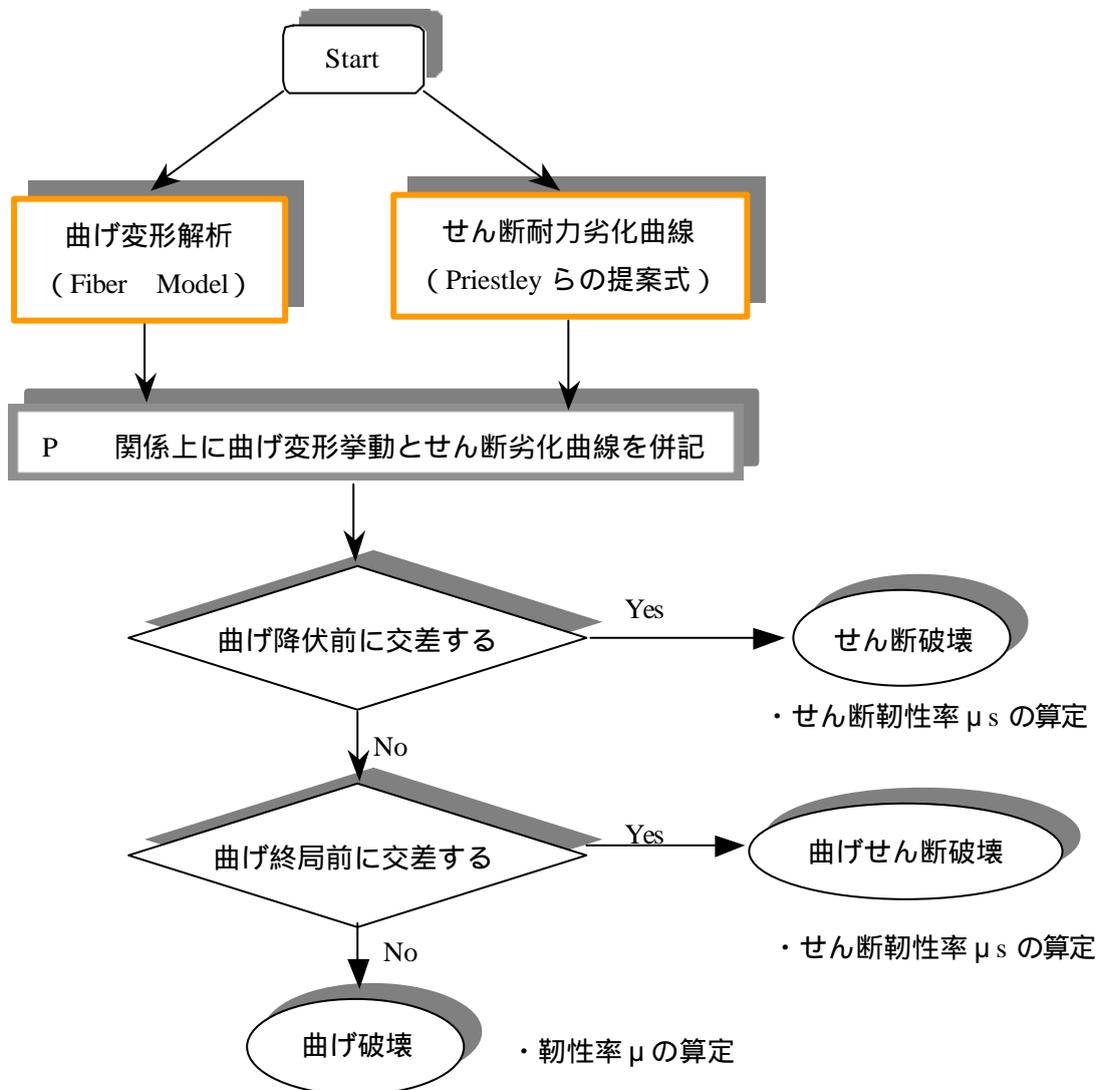


図3 本提案手法の算出フローチャート

4.本提案手法と既往実験結果との比較

本提案手法の妥当性を検証するため、既往の載荷実験結果との比較を行った。試験体断面は、 320×320 、せん断スパン比は 4.05 であり、各試験体は異なる破壊形式を示すものとして設計した。表 1 に試験体の諸元を示す。また、実験結果と解析結果を表 2 に示す。ここで、表 2 に示す実験値の終局変位とは、早期せん断破壊時の変位もしくは最大耐力以降に降伏荷重を下回る時点の変位とした。加えて、各試験体の実験結果と本提案手法による解析結果を併記した P - 関係を図 4 (a) ~ (m) に示す。

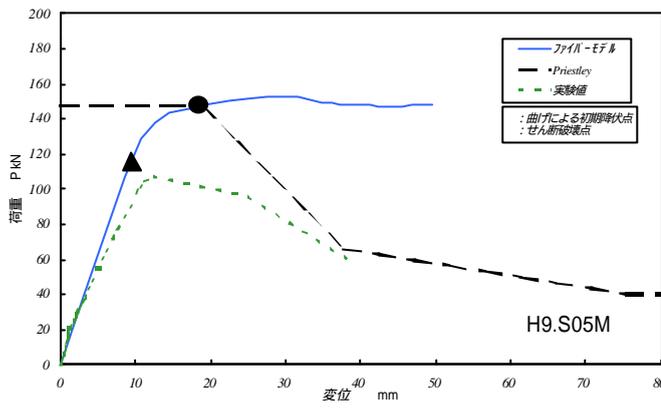
表 1 試験体諸元

No.	有効高 d (mm)	コンクリート 強度 f'c (Mpa)	主鉄筋		帯鉄筋		軸力 (KN)	
			配置	降伏 強度 (Mpa)	配置	降伏 強度 (Mpa)		
S05M	296	28.5	D13-6	579	6@330	354	0	
S10M		27.9		370	6@330			
S20M		28.6		370	D6@45			444
S05C		25.4		579	6@330			354
S10C		28.4		370	6@330			354
S20C		29.5		370	D6@45			444
S12-1-3		20.4		402	402	D4@135	267	100
S12-3-3		24.8				D4@135		300
S15-0-3		24.1				D4@45		0
S15-1-3		20.4				D4@45		100
S15-1-10		24.2				D4@45		100
S15-3-3		24.5				D4@45		300
S15-3-10		25.7				D4@45		300

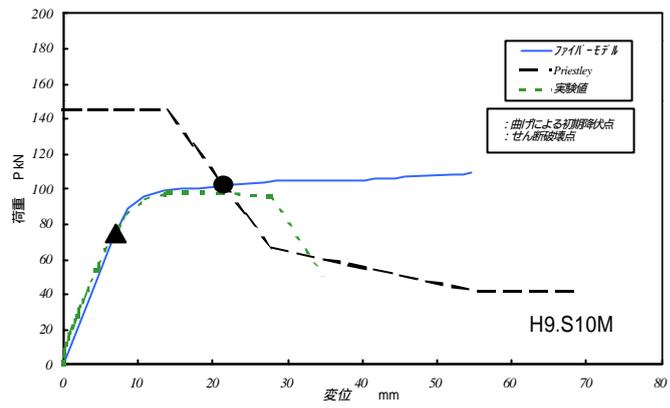
表 2 実験結果と解析結果

試験体	降伏耐力 My/la (KN)	降伏変位 y (mm)	終局耐力 Vu=Mu/la (KN)	終局変位 u(s) (mm)	靱性率 μ (μ s)	破壊形式
S05M	110	12.4	107.8	12.0	1.00	せん断破壊
	143.7	11.8	147.2	25.4	2.15	
	115.3	9.4	147.8	18.5	2.00	
S10M	73	7.7	103.9	63.9	8.30	曲げせん断破壊
	92.8	8.1	101.2	26.1	3.20	
	74.7	6.9	102.1	21.5	3.10	
S20M	78	7.4	119.6	131.4	17.8以上	曲げ破壊
	92.9	7.1	101.4	57.4	8.30	
	74.8	6.9	141.2	195.7	28.3	
S05C			107.9	12.3		せん断破壊
	142.0	11.9	145.0	24.7	2.09	
S10C	76.5	6.9	97.1	30.7	4.50	曲げせん断破壊
	93.0	8.1	101.0	26.1	3.22	
	75.0	7.0	102.1	21.7	3.10	
S20C	69.6	6.8	100.0	57.5	8.50	曲げ破壊
	92.0	7.2	100.0	57.5	7.93	
	75.3	6.9	141.4	193.9	27.90	
S12-1-3	79.0	5.8	109.0	20.6	4.10	曲げせん断破壊
	98.0	9.3	113.0	29.3	3.15	
	90.9	8.1	115.1	19.7	2.40	
S12-3-3	98.0	7.1	121.0	21.6	3.00	曲げせん断破壊
	128.0	10.1	128.0	32.6	3.23	
	104.8	8.0	131.4	21.6	2.70	
S15-0-3	78.0	6.7	102.0	33.8	5.00	曲げせん断破壊
	100.0	8.3	108.0	49.5	5.98	
	77.8	7.2	110.2	26.4	3.70	
S15-1-3	82.0	6.2	110.0	32.1	5.20	曲げせん断破壊
	108.0	8.9	113.0	50.3	5.68	
	91.2	8.1	113.9	28.9	3.60	
S15-1-10	89.0	7.1	110.0	28.2	4.00	曲げせん断破壊
	109.0	8.9	115.0	51.9	5.85	
	88.2	7.6	116.5	27.9	3.70	
S15-3-3	98.0	7.1	127.0	40.2	5.70	曲げせん断破壊
	128.0	9.7	128.0	54.0	5.58	
	104.3	8.0	127.0	29.6	3.70	
S15-3-10	97.0	7.1	126.0	35.9	5.10	曲げせん断破壊
	128.0	9.7	129.0	54.5	5.61	
	105.3	8.0	127.8	29.9	3.80	

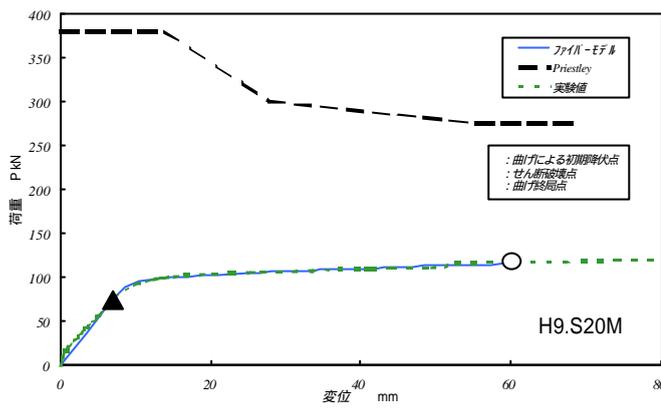
上段 実験値
 中段 鉄道設計標準
 下段 ファイバーモデル
 (Mander Model + トリリニアモデル)



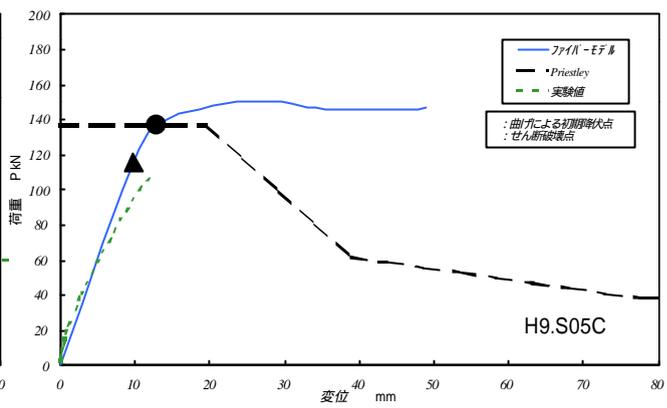
(a) S05M



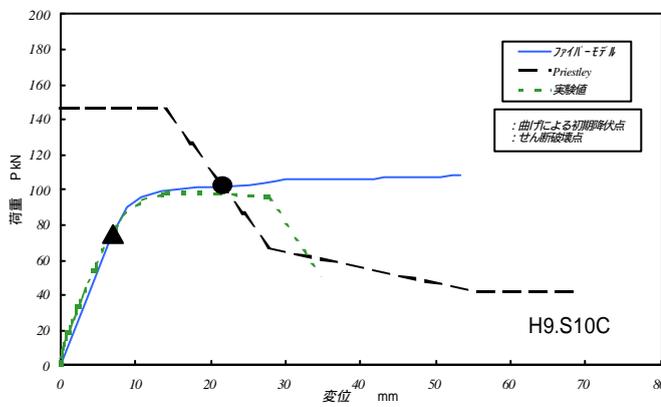
(b) S10M



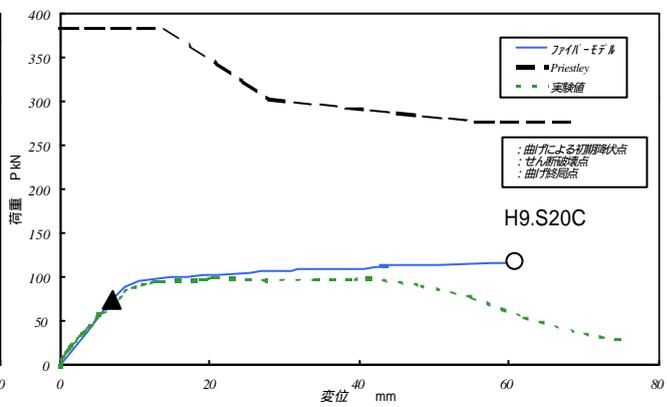
(c) S20M



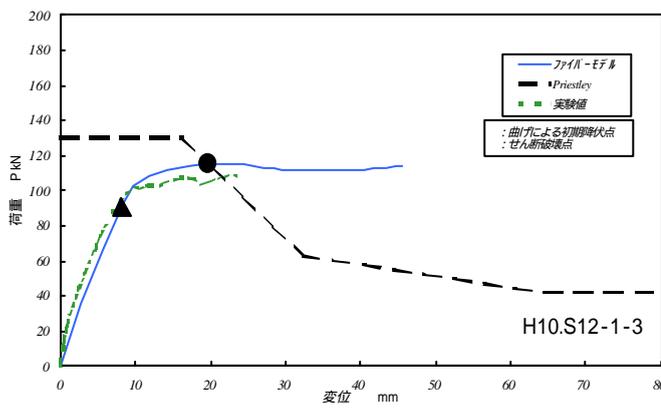
(d) S05C



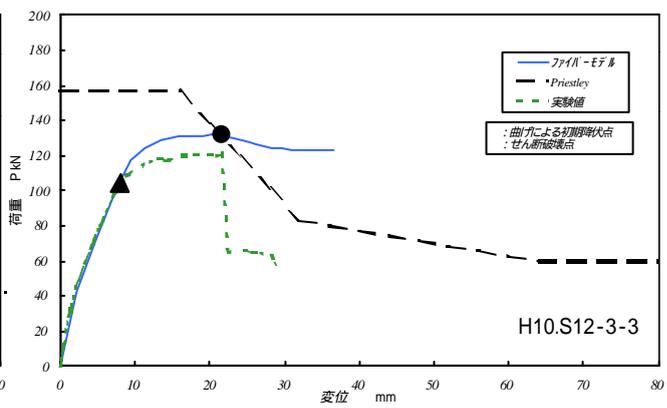
(e) S10C



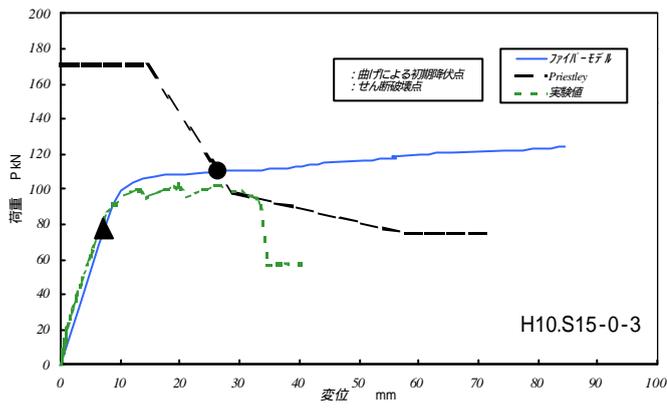
(f) S20C



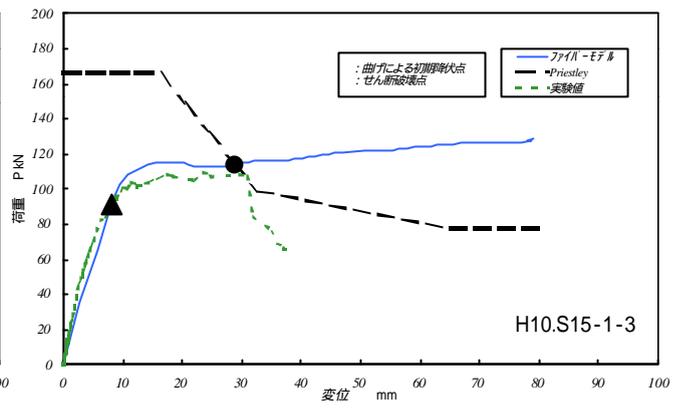
(g) S12-1-3



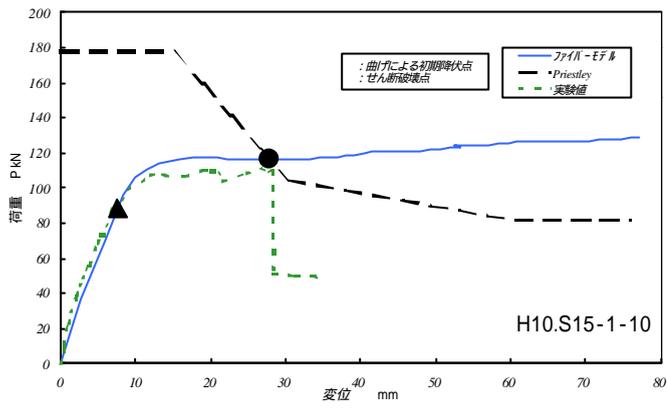
(h) S12-3-3



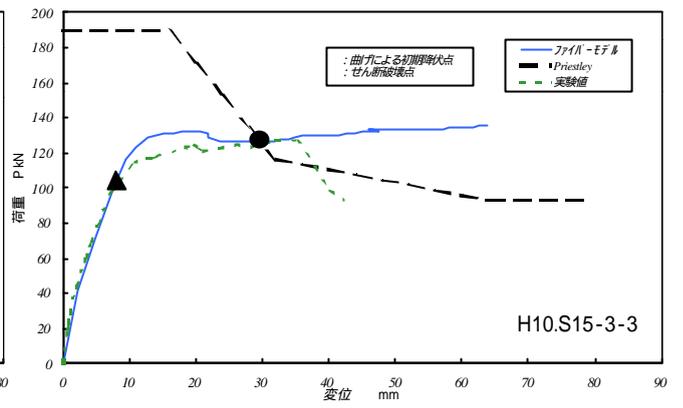
(i) S15-0-3



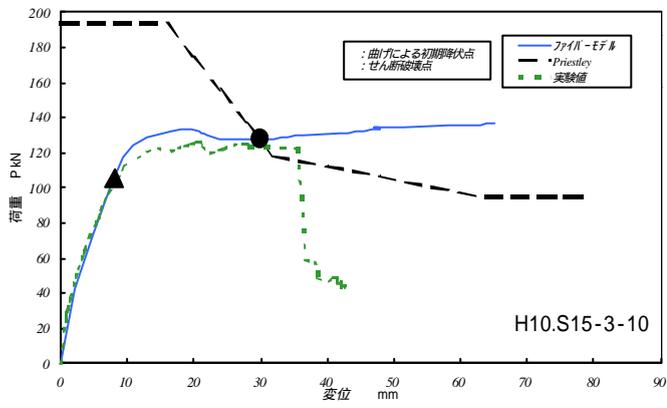
(j) S15-1-3



(k) S15-1-10



(l) S15-3-3



(m) S15-3-10

図 4 各試験体の破壊形式と靱性評価

表 2 より，本提案手法による解析結果と実験結果を比較することにより以下のことが確認された。

- (1) 降伏耐力，終局耐力ともほぼ一致している
- (2) 降伏変位はほぼ一致しているが，曲げ破壊した試験体の終局変位は実験結果よりも小さい
- (3) 軸力が耐力および変形性能に及ぼす影響は，ほぼ同様な傾向を示した。

以上より，曲げせん断耐力比，軸力の異なる試験体に対してもほぼ同等の評価ができることから本提案手法の妥当性が確認できた。

5.本提案手法による数値解析

曲げせん断耐力比，せん断耐力のコンクリート寄与分，力学的主鉄筋比，力学的帯鉄筋比のパラメータが，本提案手法により評価されるため破壊形式と部材靱性率に及ぼす影響を把握するため数値解析を行った。対象とした柱の形状は，断面が 320×320，せん断スパン比が 4.05 である。表 3 に解析に用いたパラメータとその範囲を示す。

表 3 解析パラメータの範囲

解析パラメータ	範囲
曲げせん断耐力比 (V_y/V_u)	0.55 ~ 2.18
せん断耐力コンクリート寄与分 (V_c/V_y)	0.46 ~ 0.90
力学的主鉄筋比 ($P_s \cdot f_{sy}/f'c$)	0.3 ~ 1.14
力学的帯鉄筋比 ($P_w \cdot f_{wy}/f'c$)	0.013 ~ 0.063

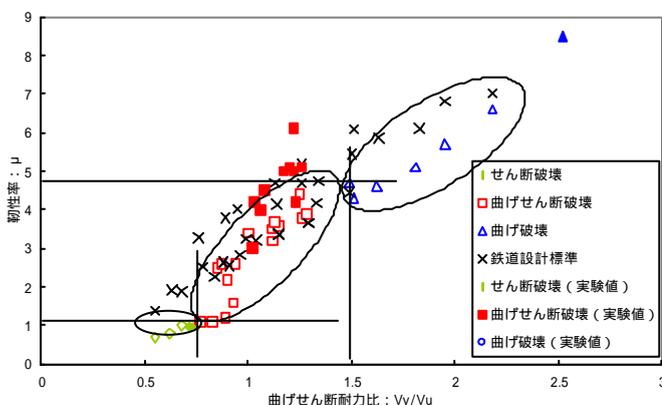


図 5 $V_y/V_u \sim \mu$ 関係

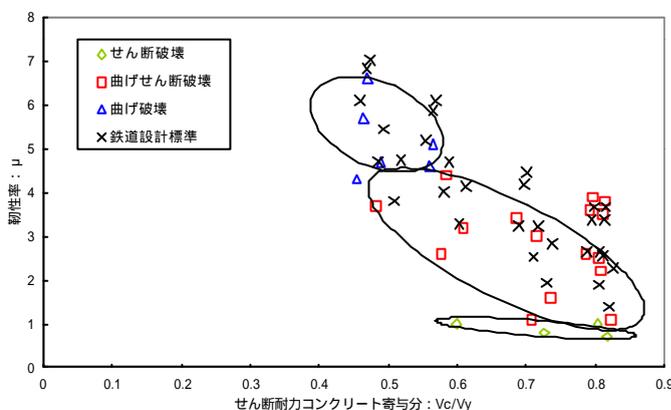


図 6 $V_c/V_y \sim \mu$ 関係

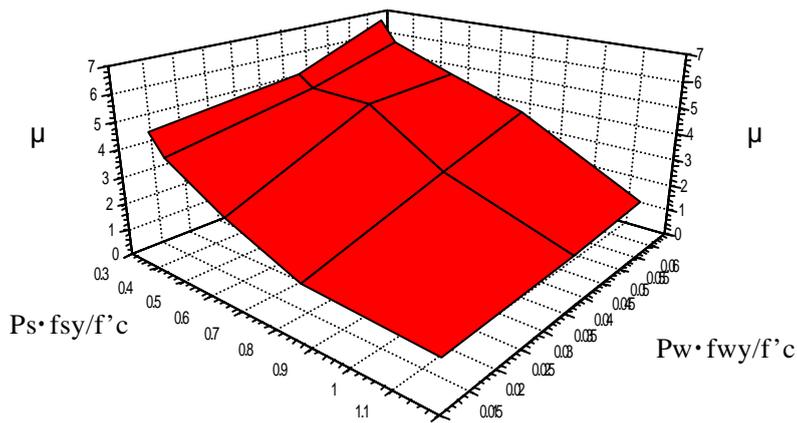


図 7 $P_s \cdot f_{sy}/f'c \sim P_w \cdot f_{wy}/f'c \sim \mu$ 関係

図5に曲げせん断耐力比（以下， V_y/V_u ）に対する部材靱性率を示す。加えて，既往の実験結果と鉄道構造物等設計標準・同解説（以下，鉄道標準）により算出した結果も併記した。本提案手法による結果に着目すると，各破壊形式と V_y/V_u の関係は，せん断破壊では $V_y/V_u < 0.77$ ，曲げせん断破壊では $0.77 < V_y/V_u < 1.50$ ，曲げ破壊では $1.50 < V_y/V_u$ にほぼ分類できる。また，本提案手法と鉄道標準による結果を比較してみると，各破壊形式における曲げせん断耐力比と部材靱性率は鉄道標準より本提案手法が小さい値となった。

図6にせん断耐力に対するコンクリート負担分（ V_c/V_y ）をパラメータとした場合の部材靱性率を示す。せん断耐力のコンクリート寄与分の割合が増加するにつれて，部材靱性率は低下している傾向が見られる。しかし本提案手法による解析値は V_c/V_y の減少に伴い部材靱性率低下するものの，ばらつきが大きくなっているすなわち部材靱性率は帯鉄筋比の影響を反映する V_c/V_y だけでなく主鉄筋比の大きさが影響するものと考えられる。

図7に力学的主鉄筋比，力学的帯鉄筋比をパラメータとした部材靱性率と力学的主鉄筋比，力学的帯鉄筋比との解析結果を示す。力学的主鉄筋比の増加に伴い破壊形式は曲げ破壊から曲げせん断破壊，せん断破壊へと移行している。また，帯鉄筋比の増加に伴い部材靱性率は一定勾配で大きくなるものの，主鉄筋比の増加に伴い増加勾配は徐々に小さくなっている。つまり，部材靱性率は帯鉄筋の増加に伴い大きくなるが，主鉄筋比がある程度大きい範囲では帯鉄筋を増加しても部材靱性率の向上は見込めないといえる。

6. 結論

鉄筋コンクリート柱を対象とし，ファイバーモデルによるP- 曲線とせん断耐力劣化曲線により破壊形式の判定と靱性評価する解析手法を提案し，以下に示す事項について確認した。

- (1) せん断耐力劣化曲線としてPriestley式について既往実験結果との比較を行った結果，本提案手法による破壊形式および靱性率はいずれの実験結果とほぼ一致した。
- (2) 本提案手法による数値解析を実施し，設計パラメータが破壊形式および部材靱性率の評価に及ぼす影響を把握した。その結果，破壊形式と変形性能は曲げせん断耐力比のみにより分類されるのではなく，力学的主鉄筋比と力学的帯鉄筋比によっても分類されることが確認できた。

【参考文献】

- 1) Priestley, M.J.N and Paulay, T: Seismic Design of reinforced Concrete and Masonry Building, John Wiley & Sons, 1995.10
- 2) 前川・岡村：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5.25
- 3) 島弘，周礼良，岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集，No.378/V-6，pp213-220，1987.2
- 4) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，コンクリート構造物，丸善株式会社，1992.11
- 5) 池谷，千嵐：RC単柱における破壊形式の判定，平成8年度武蔵工業大学卒業論文，1997.3
- 6) 池谷：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する実験的研究，平成10年度武蔵工業大学修士論文，1993.3
- 7) 服部・宮城・増田・池谷・吉川：コンクリート柱の破壊形式と靱性の評価，第10回日本地震工学シンポジウム F1-15, 1998