

# PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状

林 三雄\*<sup>1</sup>・岡本 伸\*<sup>2</sup>・小谷 俊介\*<sup>3</sup>・加藤 博人\*<sup>4</sup>・傅 金華\*<sup>5</sup>

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート造(PC)部材は、その力学的性状が純PC部材(PC鋼材のみ配置)から鉄筋コンクリート造(RC)部材に近い性状を示すプレストレスト鉄筋コンクリート造(PPC)部材まで幅広く存在する。一方、一般的な純PC部材の荷重-変形関係は、RC部材に比べ、1)弾塑性域における履歴エネルギーの消費が小さい、2)弾性的な挙動を示す、および3)曲げ降伏時に鋭角的な剛性変化を示しにくい、等の特色がある。また、これら純PC部材特有の力学的性状が一般によく知られることから、PC造建物は、RC造等に比べて耐震性の評価が難しいとの指摘も受けている。建物の耐震性は、本来、構造の変形性能および履歴特性等より見た地震応答性状、設計法より総合的に判断されるべきである。また、PC造建物は、一般にその特長を生かして大スパンあるいは大荷重を支える梁に適用され、柱および小スパンの桁梁等はRC造とされることが多い。したがって、PC造と言えども、純PC部材だけでフレームを構成することは極めて希である。一方、プレキャストPC造建物については、一般に柱梁がPC鋼材のみで接合されエネルギーの消費が小さい履歴性状を有するが、PC造特有の耐震設計法により高い耐震性が確保されている。1995年1月17日、発生した兵庫県南部地震によるPC構造物の震害調査が本協会震害調査委員会<sup>1)</sup>(委員長;鈴木素彦)により実施され、激震地および烈震地に建つ10棟余のプレキャストPC造建物には

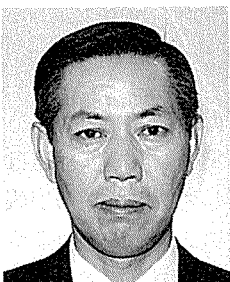
何等の被害も受けてないことが確認されている。これは、プレキャスト純PC造建物が持つ強度とじん性による総合的な耐震性が同地震による応答を上回っていたことを示している。

また、近年これらPC造建物の地震応答性状を研究するために、PC造建物あるいはPC部材の履歴特性を表すモデルが幾つか提案<sup>4),5)</sup>されている。しかしながら、純PCからRCに極めて近いPPCまで幅広く存在するPC部材の履歴特性を表すことができるモデルは、未だ十分に確立されていない。

ここに報告するPC部材の履歴特性は、筆者らが1989~'91年にかけて実施したPC供試体(6体)の曲げせん断試験の履歴性状に関する結果<sup>6)</sup>を、RC部材の各特性を参考にしてまとめたものである。実験では純PCからPPC部材までPC鋼材による部材の曲げ終局強度比( $\lambda$ )を変化させた。また、履歴特性モデルの作成においては、RC部材との連続性をはかるために、RC部材の非線形状および履歴特性モデルとして一般に用いられている菅野の式<sup>2)</sup>および武田履歴モデル<sup>3)</sup>ならびにPC構造物の履歴を表す岡本履歴モデル<sup>4)</sup>を参考とした。以下、PC部材の非線形状および履歴特性について、実験結果との比較およびこの履歴特性を用いて解析したプレキャストPC造建物の応答性状を含めて報告する。

## 2. PC部材の非線形状

一般のPC部材とRC部材の力学的特性を単純に比較すると、1)PC部材はプレストレスによる軸力を受け



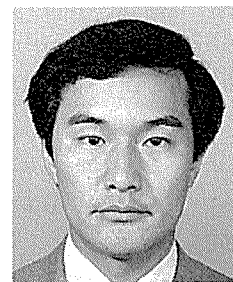
\*1 Mitsuo HAYASHI  
(株)ピー・エス  
建築技術部



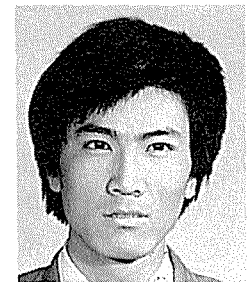
\*2 Shin OKAMOTO  
建設省  
建築研究所長



\*3 Shunsuke OTANI  
東京大学  
工学部建築学科 教授



\*4 Hiroto KATO  
建設省  
建築研究所第4研究部



\*5 Fu JINHUA  
(株)ピー・エス  
建築技術部

表-1 供試体の概要

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
断面 $b \times D$ (cm) 32.5×30						
PC 鋼棒	2-φ23 A 種 2-φ23 B 種	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左
普通鉄筋 (SD345)	3-D25 1-D19	3-D25 1-D16	3-D22	2-D13 1-D16	2-D13	—
$\lambda$	0.50	0.61	0.70	0.86	0.89	1.00

ここで、 $\lambda = M_{py} / (M_{py} + M_{ry})$  : 曲げ耐力比

ている、2) 普通鉄筋に比べて PC 鋼材の降伏強度が極めて高い (3~4 倍)、および 3) PC 鋼材はプレストレスの導入時に引張歪 (0.4~0.5 %) を受けている、等の違いがある。また、PC 鋼材は普通鉄筋のように明確な降伏点の降伏棚を持たず、PC 鋼材の降伏強度は永久引張歪が 0.2 % に達した時の応力をもって降伏強度と定められる。このため、PC 鋼材の性状が部材の挙動に与える影響として、曲げ降伏時に鋭角的な剛性変化を示しにくい。一方、PC 鋼材の規格降伏強度に対する実強度の差は比較的小さく、その値は概ね 5 % 程度と考えられている。

以上の各特性の違いから、PC 部材の非線形性状については、RC 部材によく適用される降伏剛性低下率の式 (例えば、菅野の式) を用いても部材の降伏剛性を精度よく表すことは難しい。しかしながら、これら PC と RC 各部材の違いを一定の方法で補正すれば、PC 部材の降伏剛性についても、RC 部材と同様比較的精度よく表すことができる。

逆対称荷重を受ける PC 部材の端部曲げモーメントと回転角の関係を表す復元力特性として、初期剛性 ( $K_E$ )、降伏剛性低下率 ( $\alpha_y$ )、曲げひび割れ強度 ( $M_c$ )、および曲げ降伏強度 ( $M_y$ ) を式 2.1~2.4 で表す。

$$K_E = L / \{ (L^2/3 E_c \cdot I_c) + k / (G \cdot A_c) \} \dots\dots(2.1)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n \cdot p_t + 0.043 a/D + 0.33 \eta) \cdot (d/D)^2 \dots\dots(2.2)$$

$$M_c = (1.8 \sqrt{F_c} + P_e/A_c) \cdot Z_e \dots\dots(2.3)$$

$$M_y = 0.9 \sigma_y \cdot a_t \cdot d + f_{py} \cdot a_{pe} (1 - 0.5 q) \cdot d_p \dots\dots(2.4)$$

ここに、 $\eta = (P_e + N) / (b \cdot D \cdot F_c)$

$$q = (a_p \cdot f_{py}) / (F_c \cdot b \cdot d)$$

$L$  : 部材フェースから反曲点までの距離

$E_c$  および  $G$  : コンクリートの弾性係数およびせん断弾性係数

$I_c$  および  $Z_e$  : 部材の有効断面 2 次モーメントおよび断面係数

$A_c$  : コンクリートの断面積

表-2 供試体の材料特性

(a) PC 鋼棒、鉄筋の材料定数

種 類	降 伏 点 (kgf/cm <sup>2</sup> )	降 伏 歪 (%)	引 張 強 度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
φ 23 A 種	8 000	0.3809	9 500	2.10×10 <sup>6</sup>
φ 23 B 種	9 500	0.4523	11 000	2.10×10 <sup>6</sup>
D 25 (SD 345)	3 478	0.1949	5 745	1.92×10 <sup>6</sup>
D 22 (SD 345)	3 912	0.1992	5 807	1.97×10 <sup>6</sup>
D 19 (SD 345)	3 783	0.1947	5 711	1.94×10 <sup>6</sup>
D 16 (SD 345)	3 829	0.1974	5 611	1.94×10 <sup>6</sup>
D 13 (SD 345)	3 438	0.1737	5 445	1.91×10 <sup>6</sup>

(b) コンクリート強度

試験体名	材 齢 (日)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
No. 3, 4, 5	48-54	642	36	3.39×10 <sup>5</sup>
No. 1, 2, 6	110-116	610	33	3.32×10 <sup>5</sup>

$a_t$  : 引張鉄筋の断面積

$a_{pe}$  : PC 鋼材の曲げ引張有効断面積

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度

$\sigma_y$  : 鉄筋の規格降伏強度の 1.1 倍

$f_{py}$  : PC 鋼材の規格降伏強度

$p_t$  : PC 鋼材を考慮した引張鉄筋比

$k$  : せん断形状係数

$n$  : コンクリートに対する鋼材の弾性係数比

$a$  : シアースパン

$d$  : 部材の有効成

$d_p$  : PC 鋼材に関する部材の有効成

$D$  : 部材成

$N$  : 軸力

$P_e$  : 有効プレストレス力

を表す。ただし、 $p_t$  の計算に用いる PC 鋼材の断面積は部材の曲げ降伏機構に有効な鋼材として、最外端の引張鉄筋あるいは PC 鋼材から有効梁成の 2/3 以内に位置する鋼材とする。また、その断面積に部材の有効成に対する各鋼材からの有効成の比を乗じた値 ( $f_{py}/\sigma_y$ )・( $d_p/d$ ) を用いる。ただし、PC 鋼材のみ配置される場合、PC 鋼

材の断面積を3倍した値を用いる。

実験に用いた各PC供試体の概要および各材料の特性を表-1, および2に示し, PC供試体の形状, 断面寸法および配筋を図-1に示す。また, 非線形漸増载荷解析によるPC供試体の計算結果と実験結果との比較を図-

2に示す。

式2.1~2.4を用いて計算したPC供試体(6体)のひび割れ荷重, 降伏荷重, および降伏剛性低下率は, 実験による結果<sup>6)</sup>と概ね一致する。

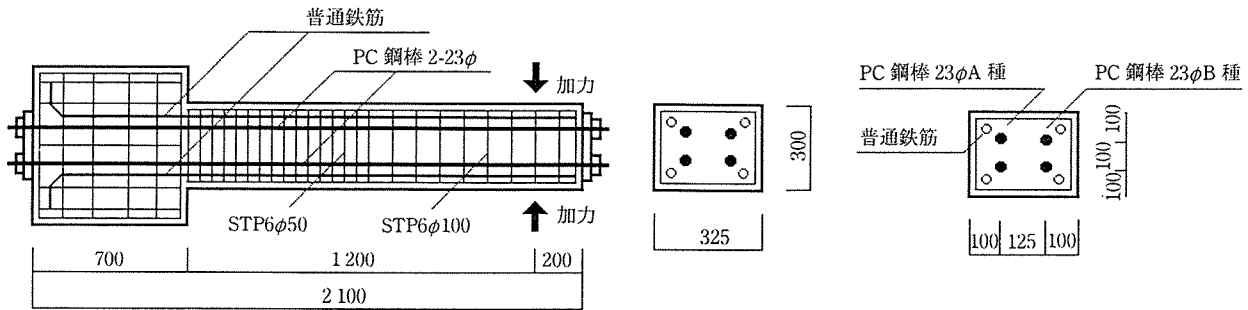


図-1 供試体の形状・配筋

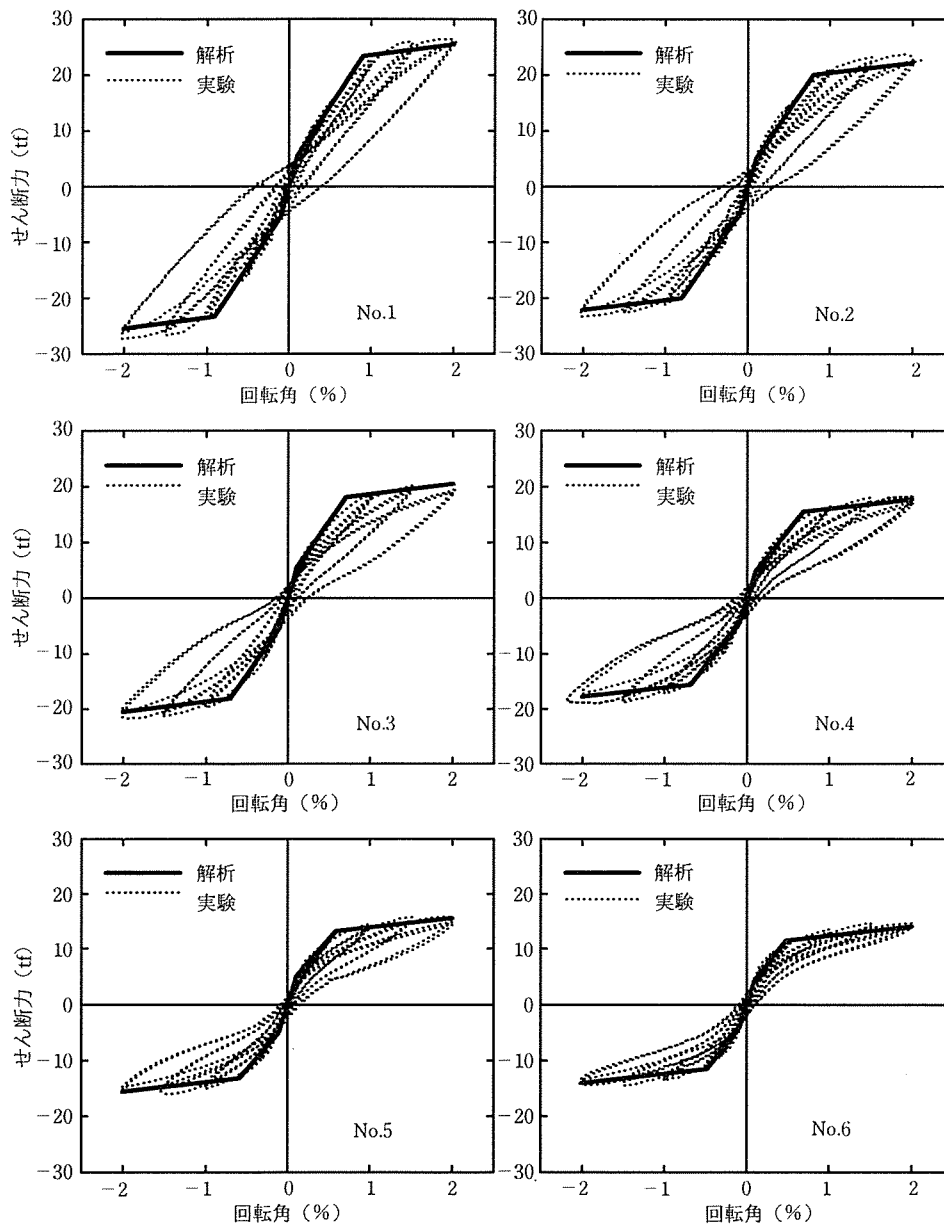


図-2 各供試体の非線形性状

### 3. PC 部材の履歴特性

PPCを含むPC造建物全体の履歴特性を表す履歴モデルは、1991年に岡本<sup>4)</sup>らにより発表されている。この履歴モデルは、建物の各フレームを構成する各部材のプレストレスの度合いが構造物の履歴性状に与える影響を、係数 $\alpha'$ (RC造: 0~純PC造: 1.0)を用いて表現できる。また、PC造建物の履歴モデルとして提案されているが、個々の部材についても、PC鋼材による曲げ終局強度比( $\lambda$ )に応じて係数 $\alpha'$ を適切に選べば、その履歴性状を比較的精度よく表現することができるが、純PC造に近い部材では、降伏後の履歴を表現しにくい傾向<sup>7)</sup>を示している。

ここに提案する履歴モデルは、単独のPC部材を対象とし、各PC部材における履歴の変化は、PC鋼材による部材の曲げ終局強度比( $\lambda=M_{py}/M_y$ )から導く係数 $\lambda'$ および武田履歴モデルに倣った曲げ降伏後における復元剛性の低下を表す係数 $\gamma$ の組合せにより、RCから

PC部材まで一貫して履歴の表現を試みたものである。

仮定したPC部材の履歴概要を各図-3(1)および3(2)に示し、部材の曲げひび割れ後および曲げ降伏後の各履歴性状ならびに各PC供試体の実験結果<sup>6)</sup>と計算結果の比較を報告する。なお、仮定した各履歴線上における変形( $D$ )と荷重( $Q$ )は、応答点( $D, Q$ )で表すものとする。また、復元力特性については、前項の非線形性状に基づきコンクリートの曲げひび割れ( $D_c, Q_c$ )および引張鋼材の降伏( $D_y, Q_y$ )を折れ点とするトライリニアアモデルとして扱う。

#### 3.1 曲げひび割れ後の履歴

PC部材の曲げひび割れ後における履歴は、一般に有効プレストレス( $\sigma_g=P_e/A_c$ )と部材の曲げ強度に対するPC鋼材による曲げ降伏強度比の2要素により影響を受ける。有効プレストレスの量は、部材の曲げひび割れ強度に影響を与え、PC鋼材による曲げ終局強度比は復元時の剛性低下に影響を与えるものと仮定した。これら2要素が履歴に与える影響を、実験結果と比較して、PC部材の曲げひび割れ後における挙動を以下のように仮定した。

1) 曲げひび割れ前; 応答点は、荷重時および除荷時とも初期剛性( $K_1$ )の線上を移動する。

2.1) 曲げひび割れ後; 応答点がひび割れ荷重を超え一方向載荷が続く場合、第2勾配( $K_2$ )線上を降伏点に向かって移動する。

2.2) 応答点が、第2勾配線上から除荷により離れる時、復元力が $Q_{g0}$ に減少するまで各式(3.1~3.3)により決まる復元剛性( $K_0$ )で戻る(図-4)。

$$K_0 = K_g + (1 - \lambda') (K_a - K_g) \dots\dots\dots(3.1)$$

$$K_g = (Q - Q_g) / (D - D_g / K_1) \dots\dots\dots(3.2)$$

$$K_a = (Q + Q_c') / (D + D_c') \dots\dots\dots(3.3)$$

ここに、 $Q$ : 最大応答荷重

$Q_c$ および $Q_c'$ : 正および負荷重側のコンクリートひび割れ荷重

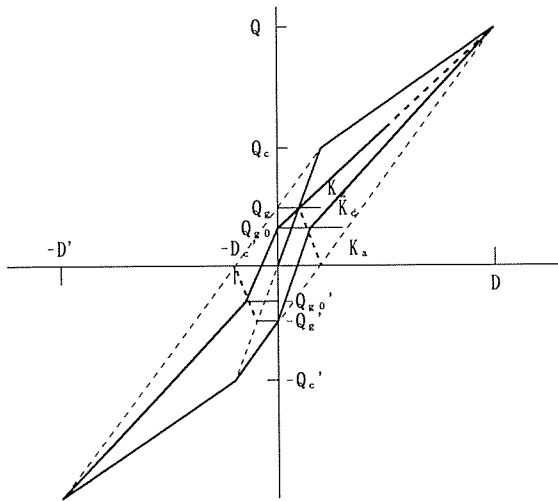


図-3(1) 曲げひび割れ後の履歴

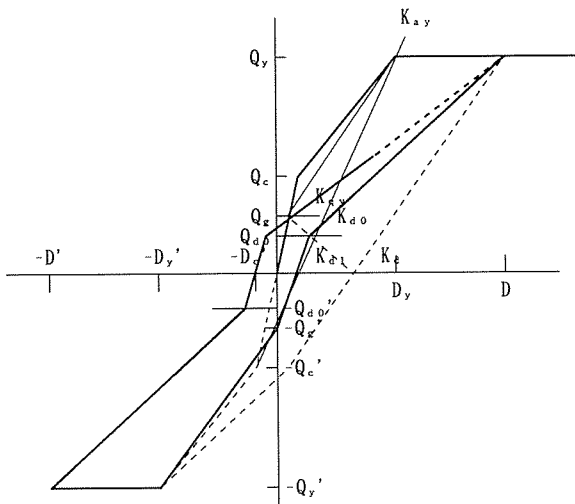


図-3(2) 曲げ降伏後の履歴

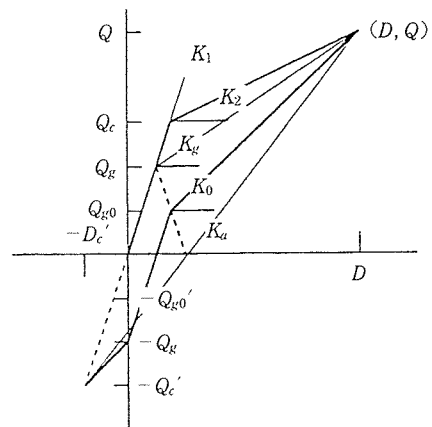


図-4 ひび割れ後の履歴

- $Q_g$  : decompression moment に相当する荷重  $\{(P_e/A_c) \cdot Z_e\}/L$
- $Q_{g0}$  :  $\{Q_g \cdot (Q/K_0 - Q/K_a)\} / (D - Q/K_a - Q_g/K_1 + Q/K_0)$
- $\lambda'$  : PC 鋼材による曲げ終局強度比より決まる係数 (0~1.0)
- $D$  : 最大応答変形
- $D_c'$  : 負荷重側のコンクリートひび割れ荷重時の変形
- $K_1$  : 初期剛性
- $K_a$  : 武田モデルによる RC 部材の復元剛性
- $K_0$  : PC 部材の復元剛性

を表す。

2.3.1) 応答点の復元力が  $Q_{g0}$  に達した後、負荷重側で記録した先の最大応答が弾性域の場合、初期剛性 ( $K_1$ ) で復元力が負荷重側の  $-Q_{g'}$  に達するまで進む。さらに、復元力が  $-Q_{g'}$  に達した後は、応答点がひび割れ点 ( $-D_c'$ ,  $-Q_{c'}$ ) に向かって進む。応答点がひび割れ点 ( $-D_c'$ ,  $-Q_{c'}$ ) に達した後は第 2 勾配線上 ( $K_2$ ) を降伏点 ( $-D_y'$ ,  $-Q_y'$ ) に向かって移動する。

2.3.2) 応答点の復元力が  $-Q_{g'}$  に達した後、ひび割れ点 ( $-D_c'$ ,  $-Q_{c'}$ ) に向かう線上から除荷により離れる時、復元剛性 ( $K_1$ ) で正荷重側の復元力  $Q_{g0}$  に向かって進む。さらに、応答点の復元力が  $Q_{g0}$  に達した後、正荷重側で先に記録した第 2 勾配線上の最大応答点に向かって進む。最大応答点に達した後、応答点は第 2 勾配線上を降伏点に向かって移動する。

2.3.3) 応答点がひび割れ点 ( $-D_c'$ ,  $-Q_{c'}$ ) に達して降伏点 ( $-D_y'$ ,  $-Q_y'$ ) に向かって移動する第 2 勾配線上から除荷により離れる時、各式 (3.1~3.2) により負荷重側で決まる復元剛性 ( $K_0'$ ) で復元力が  $-Q_{g0}'$  に達するまで戻り、応答点の復元力が  $-Q_{g0}'$  に達した後は初期剛性 ( $K_1$ ) で正荷重側の復元力  $Q_{g0}$  に向かって進む。さらに、応答点の復元力が  $Q_{g0}$  に達した後、正荷重側で先に記録した第 2 勾配線上の最大応答点に向かって進む。

2.4.1) 2.3.1) に続き、応答点の復元力が  $Q_{g0}$  に達した後、負荷重側で記録した先の最大応答がひび割れ点を超えていた場合、初期剛性 ( $K_1$ ) で先に記録した最大応答から決められた復元力  $-Q_{g0}'$  に達するまで進む。応答点の復元力が  $-Q_{g0}'$  に到達した後は先に記録した第 2 勾配線上の最大応答点に向かって進む。さらに最大応答点に到達した後は第 2 勾配線上を降伏点に向かって移動する。

2.4.2) 応答点の復元力が  $-Q_{g0}'$  に到達した後、先に記録した第 2 勾配線上の最大応答点に向かって進む線上から除荷により離れる時、先に記録した最大応答点か

ら離れる時に各式 (3.1~3.3) により決められた剛性 ( $K_0'$ ) で、復元力が  $-Q_{g0}'$  に達するまで戻る。復元力が  $-Q_{g0}'$  に達した後は初期剛性 ( $K_1$ ) で正荷重側の先の応答で記録した復元力  $Q_{g0}$  に達するまで進む。さらに、応答点が荷重  $Q_{g0}$  に達した後は正荷重側において先に記録した最大応答点に向かって進む。

3.2 曲げ降伏後の履歴

PC 部材の曲げ降伏後における挙動は、一般に PC 鋼材による曲げ降伏強度比 ( $\lambda$ ) が降伏後の剛性低下に影響を与えることが知られている。実験結果との比較から仮定した曲げ降伏後における履歴挙動を以下に示す。

3.1) 応答点が第 2 勾配 ( $K_2$ ) 線上を進み降伏点 ( $D_y$ ,  $Q_y$ ) に到達した後、第 3 勾配 ( $K_3$ ) 線上を移動する。

3.2) 応答点が除荷により第 3 勾配線上から離れる場合、各式 (3.4~3.9) により決まる復元剛性 ( $K_{d0}$ ) で図-5 中の 2 点 BC を結ぶ線上の復元力が  $Q_{d0}$  に達するまで戻る (図-5)。

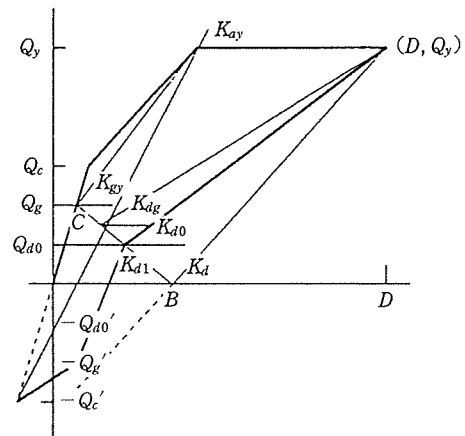


図-5 曲げ降伏後の履歴

$$K_{d0} = \{K_{gy} + (1 - \lambda') (K_{ay} - K_{gy})\} \cdot \mu^{-r} \dots (3.4)$$

$$K_{d1} = \{K_1 - (1 - \lambda') (K_1 - K_{ay})\} \cdot \mu^{-r} \dots (3.5)$$

$$K_{gy} = (Q_y - Q_g) / (D_y - Q_g / K_1) \dots (3.6)$$

$$K_{ay} = (Q_y + Q_{c'}) / (D_y + D_{c'}) \dots (3.7)$$

$$K_{dg} = K_{gy} \cdot \mu^{-r} \dots (3.8)$$

$$K_d = K_{ay} \cdot \mu^{-r} \dots (3.9)$$

ここに、 $\mu$  :  $D/D_y$  (塑性率)

$$Q_{d0} : Q_g \cdot (Q_y / K_{d0} - Q_y / K_d) / \{D - (Q_g / K_1 + Q_y / K_d - Q_g / K_{d0})\}$$

を表す。

3.3.1) 応答点の復元力が  $Q_{d0}$  に到達した後、負荷重側で記録した先の最大応答が弾性域であった場合、剛性 ( $K_{d1}$ ) で復元力が  $-Q_{g'}$  に達するまで進む。応答点の復元力が  $-Q_{g'}$  に達した後は、降伏点 ( $-D_y'$ ,  $-Q_y'$ ) に向かって進む。さらに、応答点が降伏点に達した後

は、第3勾配線上を移動する。

3.3.2) 応答点の復元力が  $-Q_{g'}$  に達した後、応答点が降伏点に向かって進む線上から除荷により離れる時、復元剛性 ( $K_{y0'} : K_{gy'} + (1-\lambda')(K_{ay'} - K_{gy'})$ ) で復元力が  $-Q_{gy'}$  に達するまで戻る。復元力が  $-Q_{gy'}$  に達した後は、剛性 ( $k_{d1}$ ) で先の応答で記録した正荷重側の復元力  $Q_{d0}$  に達するまで進む。応答点の復元力が  $Q_{d0}$  に達した後、先の応答で記録した第3勾配線上の最大応答点に向かって進む。応答点が先に記録した最大応答に到達した後は第3勾配線上を移動する。

3.3.3) 3.3.2) の続き、応答点の復元力が  $Q_{d0}$  に達した後、応答点が先に記録した正荷重側の第3勾配線上の最大応答点に向かって進む線上から除荷により離れる時、剛性  $K_{d0}$  で復元力が  $Q_{d0}$  に達するまで戻る。応答点の復元力が  $Q_{d0}$  に達した後は、剛性 ( $K_{d1}$ ) で負荷重側の復元力  $-Q_{gy'}$  に達するまで進む。応答点の復元力が  $-Q_{gy'}$  に達した後は、負荷重側で先に記録した降伏点に向かう線上から離れた点に向かって進む。応答点が負荷重側で降伏点に向かう線上から離れた点に達した後は降伏点に向かって進む。応答点が負荷重側の降伏点に到達した後、第3勾配線上を移動する。

3.4.1) 3.3.1) に続き、応答点が荷重  $Q_{d0}$  に到達した後、負荷重側で先に記録した最大応答がひび割れ点を超えて降伏点に向かう線上にあった場合、負荷重側の先の応答で各式 (3.1~3.3) により決められた復元力  $-Q_{g0'}$  に達するまで剛性 ( $K_{d1}$ ) で進む。応答点の復元力が  $-Q_{g0'}$  に達した後は降伏点に向かって進む。さらに、応答点が降伏点に達した後、第3勾配線上を移動する。

3.4.2) 3.4.1) の続き、応答点の復元力が  $-Q_{g0'}$  から降伏点に向かう線上から除荷により離れる時、剛性 ( $K_{y0'}$ ) で復元力が  $-Q_{gy'}$  に達するまで戻る。さらに、応答点の復元力が  $-Q_{gy'}$  に達した後、剛性 ( $K_{d1}$ ) で正荷重側の復元力  $Q_{d0}$  に達するまで進む。その後は、3.3.2) と同じ挙動。

3.5) 3.4.1) に続き、応答点の復元力が  $Q_{d0}$  に到達した後、負荷重側で先に記録した最大応答が降伏点を超えていた場合、剛性 ( $K_{d1}$ ) で負荷重側の先の最大応答で各式 (3.4~3.9) により決められた復元力  $-Q_{d0'}$  に達するまで進む。応答点の復元力が  $-Q_{d0'}$  に達した後は、先に記録した第3勾配線上の最大応答点に向かって進む。さらに、その後は第3勾配線上を移動する。

### 3.3 実験結果との比較

仮定した PC 部材の履歴挙動を用いて、PC 供試体の非線形漸増荷重解析 (材端剛塑性バネ法) を実施した。漸増荷重の条件は、実験時の荷重荷重に同じとした。ただし、供試体の最大変形角については、実験時に比較的

安定した履歴ループが得られた範囲 (最大変形角を 2%) とした。また、 $\lambda'$  および  $\gamma$  の 2 係数は、計算結果と実験結果が概ね一致するまで、値を変えながら繰り返し計算を行った。

その結果、提案した履歴モデルは、PPC を含む PC 供試体の履歴特性を概ね表現することができた。PC 供試体の履歴計算に用いた 2 係数 ( $\lambda'$  および  $\gamma$ ) の値と PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比 ( $\lambda$ ) との関係を図-6 および 7 に示し、PC 供試体の実験および計算による履歴の比較を図-8 に示す。

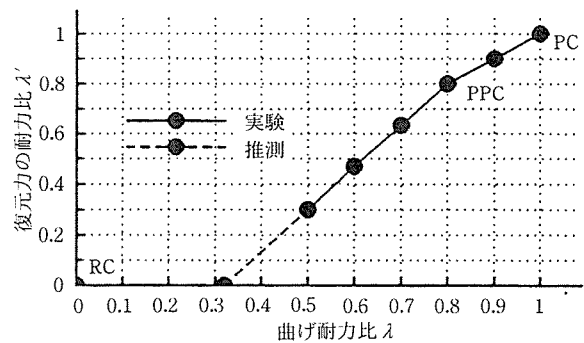


図-6 プレストレスの影響係数  $\lambda'$

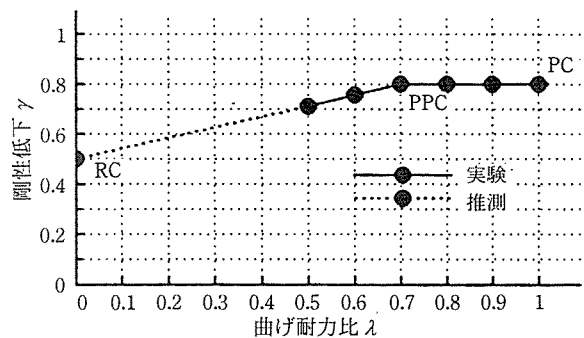


図-7 復元剛性の低下係数  $\gamma$

各係数について；プレストレスの影響を表す係数  $\lambda'$  は、PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比 ( $\lambda$ ) に対し、直接的な比例関係を示さないが、純 PC 造に近い供試体 ( $\lambda : 0.8 \sim 1.0$ ) では、係数  $\lambda'$  の値は PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比の値と概ね一致する。また、PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比が 0.8 以下の PPC 供試体 ( $\lambda : 0.5 \sim 0.8$ ) では、係数  $\lambda'$  の値が 0.3~0.8 まで概ね規則的な比例関係 ( $\lambda' = 1.67\lambda - 0.53$ ) を示した。

一方、部材の曲げ降伏後における復元剛性の低下を表す係数  $\gamma$  の値は、純 PC に近い供試体 ( $\lambda ; 0.7 \sim 1.0$ ) では、概ね一定の値 (0.8) を示し、また、その他の PPC 供試体 ( $\lambda : 0.5$  および  $0.6$ ) では、係数  $\gamma$  の値が PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比の変化に伴い、概ね規則的な関係 ( $\gamma = 0.5 + 0.4\lambda$ ) を示した。

履歴性状について；計算により 6 体の PC 供試体の履

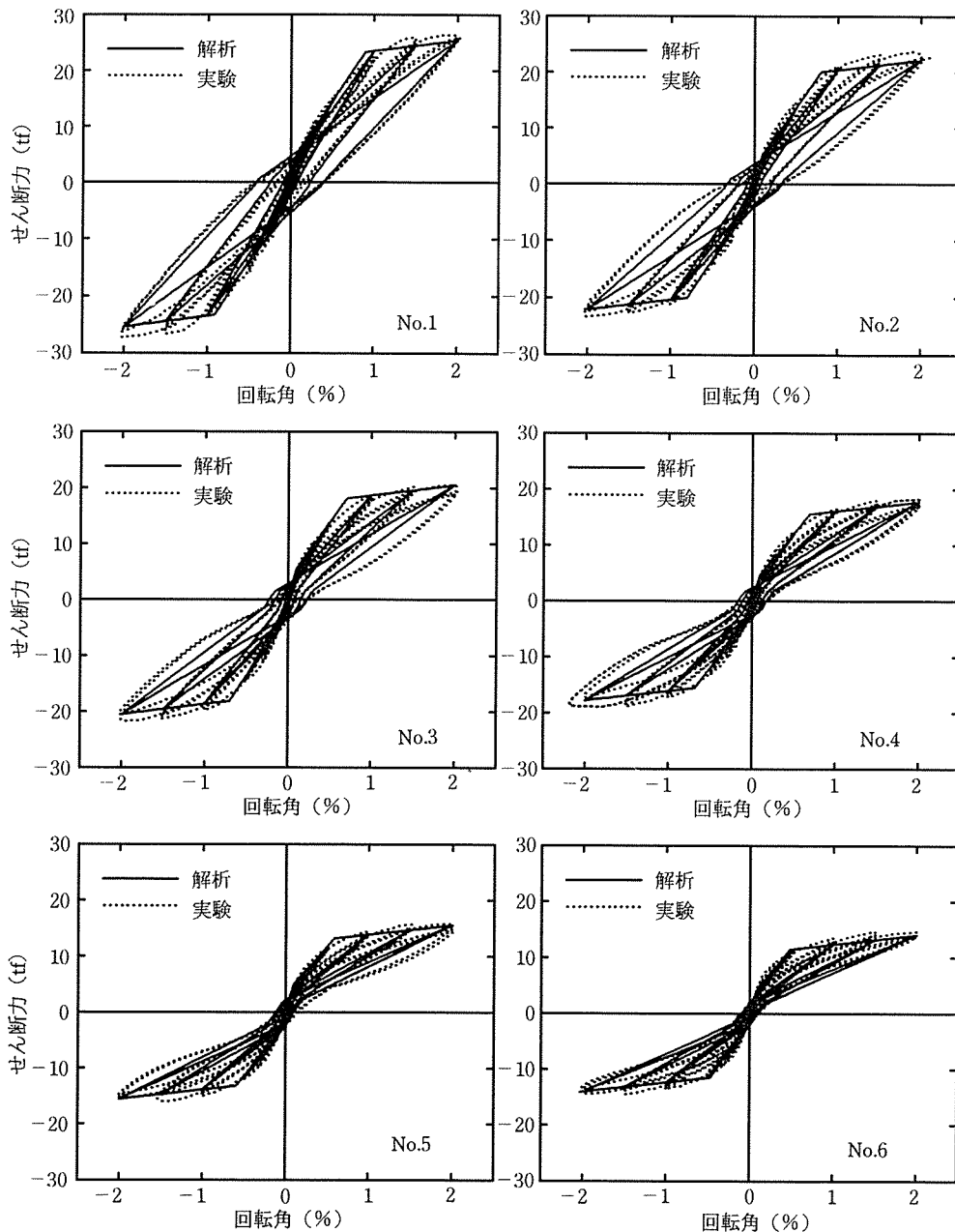


図-8 各供試体の履歴

歴性状を概ね表現することができた。実験および解析結果の比較から、PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比が中間の No. 1 および No. 2 供試体 ( $\lambda$ : 0.5, 0.6), および純 PC 部材に近い No. 5 および No. 6 供試体 ( $\lambda$ : 0.9, 1.0) については、計算結果が実験結果に比較的よく一致した。一方、PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比の値が 0.7 および 0.8 の No. 3 および No. 4 供試体の計算結果は、概ね一致するが、Decompression Moment に相当する荷重近くで、その挙動を表現しにくい傾向を示した。

#### 4. プレキャスト PC 造建物の応答性状

提案した PC 部材の履歴特性および RC 部材の履歴

特性を表す武田履歴モデルの 2 つを用い、日本建築学会/構造委員会/PC 運営委員会/PC 耐震設計小委員会 (主査: 岡本伸) で試設計したプレキャスト PC 造建物<sup>8)</sup>の地震応答解析を行った。地震応答解析による PC 造建物の応答特性を以下に示す。

##### 4.1 建物の概要

解析に用いた建物は 15 階建のプレキャスト PC 造である。建物の高さは 61 m (1 F の階高が 5 m, および 2~15 F の階高が各 4 m) で、その平面形状は、X 方向が 60 m (7.5 m × 8 スパン) および Y 方向は 40 m (両サイド 15 m, 中央 10 m の 3 スパン) である。

建物の平面および軸組を図-9 および 10 に示し、柱および梁の各部材寸法ならびに地震応答解析に用いた各層

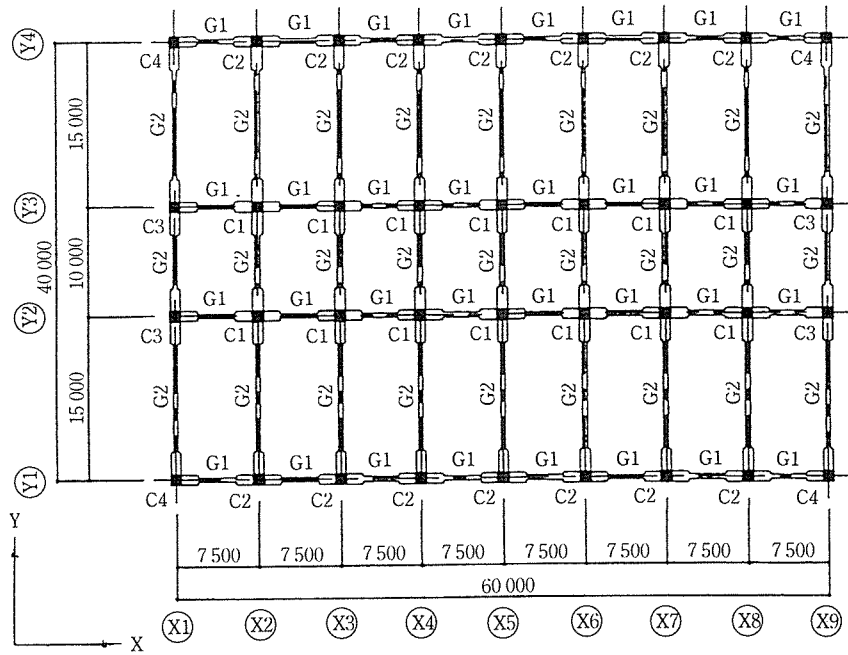


図-9 建物の平面図

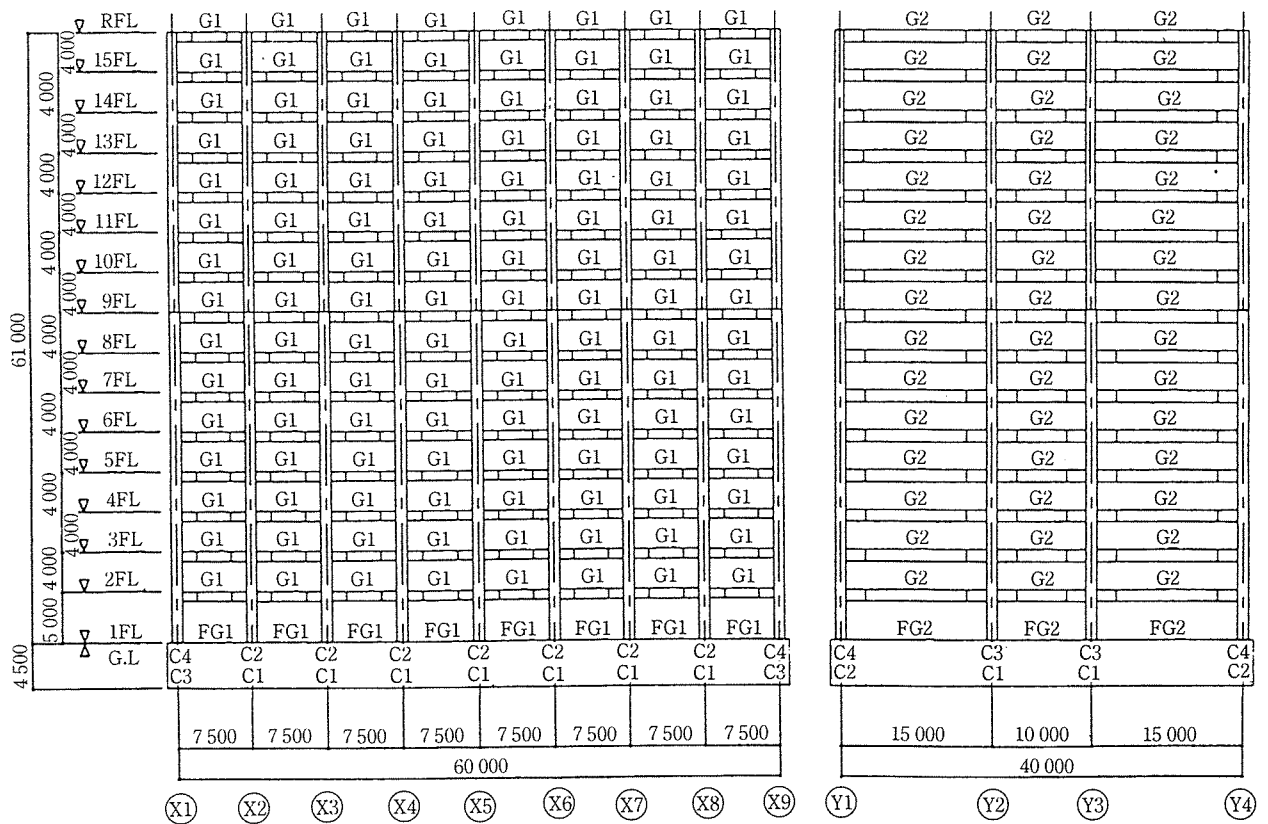


図-10 建物の軸組図



表-3 各部材の寸法および各層重量

(単位; cm, ton)

各層	層重量 (ton)	柱 (b×D)	X方向梁 (b×D)		Y方向梁 (b×D)	
			両端	中央	両端	中央
			R	—	90×100	40×100
15	2 958	100×100	90×100	40×100	90×120	40×120
14	2 719	100×100	90×100	40×100	90×120	40×120
13	2 719	100×100	90×100	40×100	90×120	40×120
12	2 719	100×100	90×100	40×100	90×120	40×120
11	2 719	100×100	90×100	40×100	90×120	40×120
10	2 719	100×100	90×100	40×100	90×120	40×120
9	2 719	100×100	95×100	45×100	95×120	45×120
8	2 811	105×105	95×100	45×100	95×120	45×120
7	2 847	105×105	95×100	45×100	95×120	45×120
6	2 847	105×105	95×100	45×100	95×120	45×120
5	2 847	105×105	95×100	45×100	95×120	45×120
4	2 847	105×105	95×100	45×100	95×120	45×120
3	2 847	105×105	95×100	45×100	95×120	45×120
2	2 847	105×105	95×100	45×100	95×120	45×120
1	2 942	105×105	—	—	—	—

の重量を表-3に示す

使用材料の特性；プレキャスト部材に用いるコンクリートの圧縮強度は  $630 \text{ kgf/cm}^2$ 、および場所打ちコンクリートの圧縮強度を  $360 \text{ kgf/cm}^2$  とした。柱に用いた PC 鋼棒 (SBPR 110/125) の降伏強度は  $11\,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、梁および柱梁の接合部に用いた PC 鋼線 (SWPR 7 B) の降伏強度は  $16\,100 \text{ kgf/cm}^2$  である。

設計方針；各フレームの崩壊メカニズムは、1層柱脚の降伏を除き、梁降伏型とした。建物の剛性および水平

強度は、層せん断力の分布係数を  $A_i$  モードとする非線形漸増載荷解析で、各層の最大層間変形角が  $1/200$ 、 $1/100$  および  $1/50$  に達した時、ベースシア係数 ( $C_B$ ) で、各々  $C_B = Z \cdot R_L \cdot A_i \cdot C_0 = 0.157$  ( $C_0 = 0.2$ )、 $0.236$  ( $C_0 = 0.3$ ) および  $0.27$  ( $C_0 = 0.35$ ) に達するようにした。建物の各方向 (X および Y) における非線形漸増載荷解析による層せん断力と層間変形の関係を図-11 に示す。

#### 4.2 地震応答解析

##### 4.2.1 解析方法およびモデル

地震応答解析は、Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta = 0.25$ ) による数値積分法とした。建物の解析モデルは、剛床仮定が成立するものとして各フレームの連成による平面フレームモデルとした。部材のモデルは、線材置換による材端剛塑性バネ法とし、柱梁接合部については弾性のシアパネルモデルとした。部材の非線形性状は、2. PC 部材の非線形性状に基づき、コンクリートのひび割れおよび引張 PC 鋼材の規格降伏強度を折れ点とするトライリニアアモデルとした。また、各部材の曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、および降伏剛性低下率の式は、2項に準じた。ただし、柱の曲げ終局強度については、変動軸力を考慮し、ストレスブロックを用いる ACI 方式とした。なお、各層の層間変形に伴う  $P \cdot \Delta$  (柱の軸力  $\times$  層間変形) の影響も解析に考慮した。部材の解析モデルを図-12 に示す。

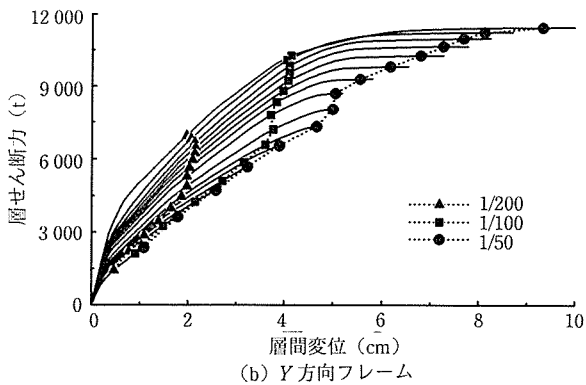
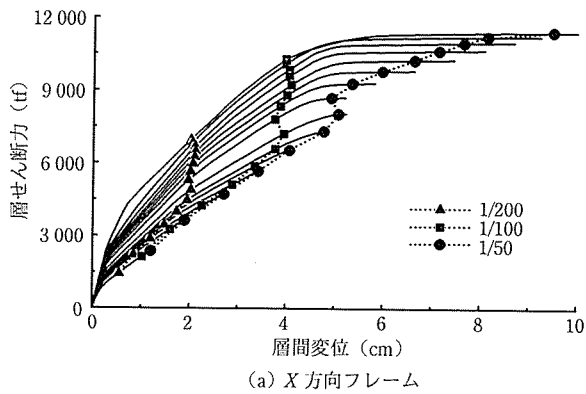


図-11 層せん断力と層間変形の関係

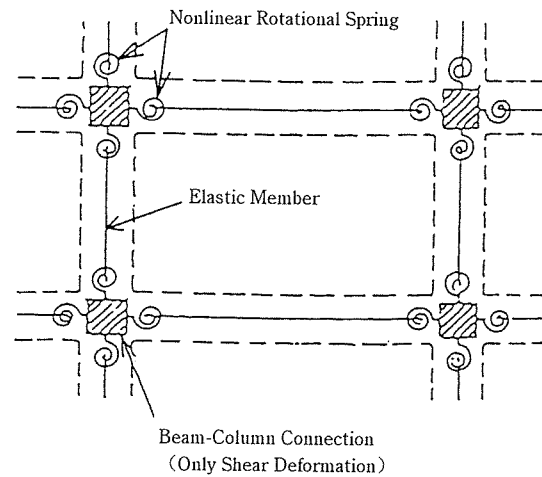


図-12 部材の解析モデル

#### 4.2.2 履歴モデルおよび減衰マトリクス

解析に用いる履歴モデルは、前述したPC部材の履歴モデルおよび武田履歴モデルとした。なお、PC部材の履歴モデルにおけるプレストレスの影響を表す係数 ( $\lambda'$  および  $\gamma$ ) の値は、純PC造の建物を想定し、 $\lambda'=1.0$  および  $\gamma=0.8$  とした。また、武田履歴モデルの降伏後における復元剛性を決める係数 ( $\gamma$ ) の値は0.4にした。

減衰マトリクスは、瞬間剛性に比例すると仮定。また、弾性1次モードに対する減衰定数は3%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定した。

#### 4.2.3 使用地震波記録

使用地震波記録は、El centro 1940 NS, Taft 1952 EW, Tokyo-101 1956 NS, および Hachinohe 1968 NS の4地震波記録とした。各地震波記録の増幅は、地表の最大速度で50 cm/secに規準化した。規準化した各地震波記録の最大加速度を表-4に示す。

表-4 使用地震波記録

地震波記録	50 KINE 相当の加速度	継続時間 (秒)
EL-CENTRO NS	510.76 cm/sec <sup>2</sup>	20 秒
八戸港湾 NS	330.11 cm/sec <sup>2</sup>	25 秒
TAFT EW	496.75 cm/sec <sup>2</sup>	20 秒
東京 101 NS	484.92 cm/sec <sup>2</sup>	11.4 秒

(注) 日本建築センター高層建物構造評定委員会資料による

#### 4.3 解析結果

提案したPC部材の履歴モデルおよび武田履歴モデルを用いて、純PC造建物の地震応答解析を行った。これら解析結果のうち、建物の弾性3モードを図-13に示す。また、4地震波記録で計算された建物各層の最大応答層間変形を図-14に示し、各々の地震波記録で計算された各層の最大応答層間変形の平均値を図-15に示す。

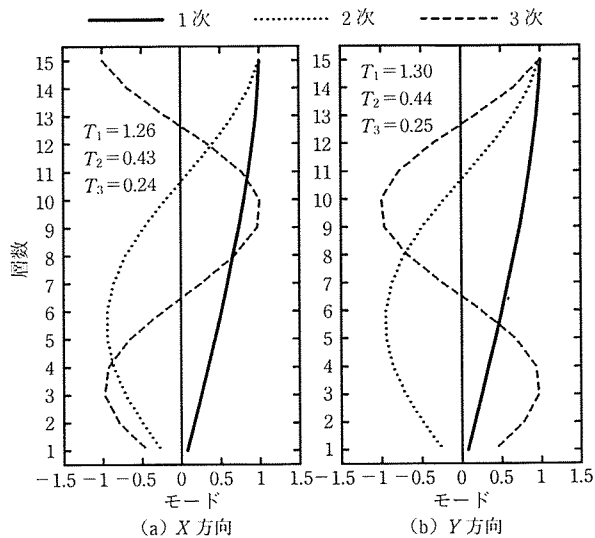


図-13 建物の弾性周期

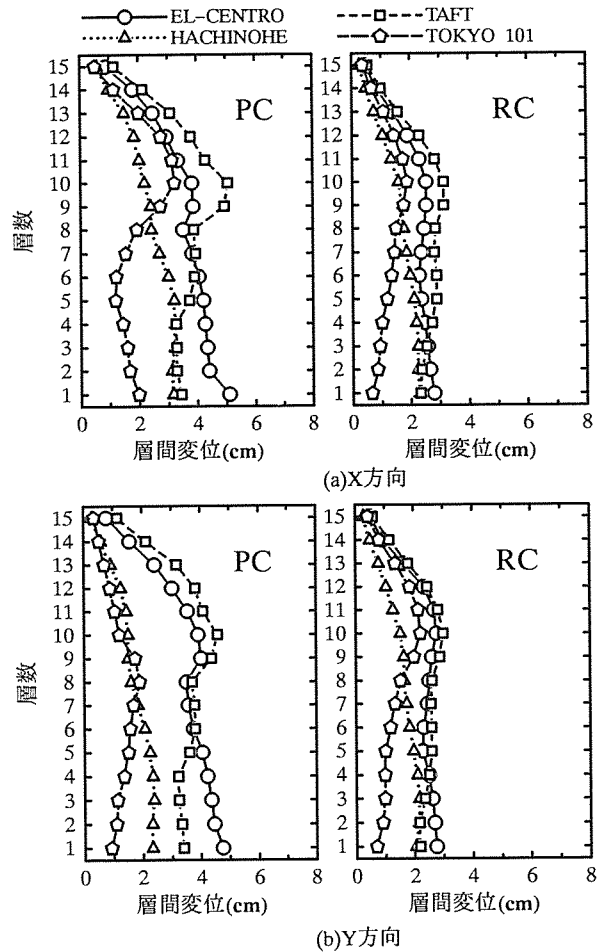


図-14 最大応答層間変形

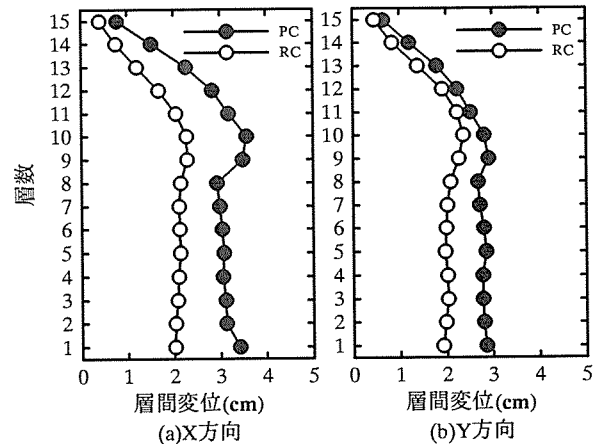


図-15 平均最大応答層間変形

PCおよびRC部材の2つの履歴モデルによる建物の最大応答層間変形は、建物の各方向とも、Taft 1952 NS記録で計算された。PC履歴モデルによる最大応答は、XおよびY各方向とも10層で約5.0 cm (1/79) および4.6 cm (1/87)に達した。一方、武田履歴モデルによる最大応答についても、PC履歴モデルと同様、XおよびY各方向とも10層で、それぞれ3.1 cm (1/129)

および 3.0 cm (1/133) を記録した。このため PC 履歴モデルによる最大応答は、RC 部材の履歴を表す武田モデルによる最大応答に対し、X 方向および Y 方向とも約 1.6 倍に達したことになる。

各地震波記録による最大応答の平均値については、PC 履歴モデルは X 方向が 10 層で 3.6 cm (1/111) および Y 方向は 5 層で 2.9 cm (1/138) を記録した。一方、武田履歴モデルは X 方向が 9 層で 2.3 cm (1/174) および Y 方向は 10 層で 2.4 cm (1/166) であった。PC 部材の履歴モデルによる 4 地震波記録の平均最大応答は、武田履歴モデルによる応答の約 1.5 倍 (X 方向) および 1.2 倍 (Y 方向) に達する結果となった。

## 5. ま と め

1989 年に実施した PC 供試体の実験結果を基に、RC 部材の特性としてよく用いられる菅野の式および武田履歴モデルならびに PC 造建物の履歴を表す岡本履歴モデルを参考にして、PC 部材の履歴モデルを作成した。また、この PC 部材の履歴モデルを用いて各実験 PC 供試体の解析を行った。その解析結果から、PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比 ( $\lambda$ ) に伴う、プレストレスの影響を表す係数  $\lambda'$  および曲げ降伏後の剛性低下を表す係数  $\gamma$  の値を探った。さらに、これらの解析的な検討結果を基にして、PC 部材の履歴モデルおよび武田履歴モデルによるプレキャスト PC 造建物の地震応答解析を行った。PC 供試体の解析の結果および PC 造建物の地震応答解析の結果から、提案した PC 部材の履歴モデルならびに純 PC 造建物の応答について、以下の事柄を記述することができる。

- 1) PC 部材の履歴モデルは、2 係数  $\lambda'$  および  $\gamma$  の組合せにより純 PC から PPC 部材まで、その履歴性状を概ね表現することができる。
- 2) PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比が 70 % を超える純 PC 造に近い部材は、曲げ降伏後の塑性率に伴う復元剛性の低下を表す係数  $\gamma$  の値は、概ね一定値 (0.8) を示す。
- 3) プレストレスの影響を表す係数  $\lambda'$  の値は、PC 鋼材による部材の曲げ終局強度比の変化に伴い概ね規則的な変化を示す。
- 4) PC 部材の履歴モデルによる純 PC 造建物の最大応答は、武田履歴モデルによる最大応答に対し、建

物の X および Y 方向とも約 1.6 倍に達した。

- 5) PC 部材の履歴モデルによる純 PC 造建物の 4 地震波記録による平均最大応答は、武田履歴モデルによる平均最大応答に対し、建物の X および Y 各方向で、それぞれ 1.5 倍および 1.2 倍を示した。

## 謝 辞

PC 部材の履歴モデルの作成に用いた実験結果は、1989 から 1991 年の 3 年間にわたり、PPC 部材の曲げ性状、高強度横補強筋の履歴性状に与える影響、およびプレキャスト PC 造仕口の接合法が履歴に与える影響等一連の PPC 部材に関する実験的研究を、東北工業大学の川股重也教授および大沼正昭講師ならびに (株) ピー・エス東北支店の高野清光氏ほか関係各位の協力を得て、共同研究として実施した実験的研究から得られたものである。本紙面を借りて協力を戴いた各位に謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) “兵庫県南部地震による震害調査委員会報告” (社) プレストレストコンクリート技術協会, 1995.
- 2) “鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説” 日本建築学会, 1988, pp. 59-64.
- 3) Takeda, T., M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake,” Proceedings, ASCE, Vol. 96, No. ST 12, December 1970, pp. 2557-2573.
- 4) 岡本 伸, 加藤博人: “PC 造建物の地震応答性状” プレストレストコンクリート, Vol. 33, No. 4.
- 5) Okada, M., M. Hamahara, H. Suetsugu, and J. Motooka, “Effect of Prestressing Force and Mode of Mechanism on Hysteretic Behavior of Prestressed Concrete Frame,” Proceedings, FIP Symposium Kyoto, Vol. 1, October 1993, pp. 219-226.
- 6) 大沼, 川股, 林: “プレレストレスト鉄筋コンクリート梁の履歴性状に関する実験的研究” 日本建築学会学術講演梗概集 (中国大会), 1990 年 10 月.
- 7) 戸淵, 林, 大沼, 川股, 加藤, 岡本: “PC 造建物の動的応答, (その 1) PC 部材の履歴性状” 日本建築学会学術講演梗概集 (東海大会), 1994 年 9 月.
- 8) 日本建築学会/構造委員会/PC 運営委員会/PC 耐震設計小委員会 WG の試設計, 1993.
- 9) 林, 傅, 小谷, 岡本: “プレレストレストコンクリート造部材の非線形性状および履歴特性” 日本コンクリート工学会, 年次論文報告集 (広島), 1995 年 6 月.

【1995 年 3 月 30 日受付】

TITLE : Hysteresis Model for Prestressed Concrete Members and Its Effect on Earthquake Response.

ABSTRACT : Hysteretic characteristics of prestressed concrete members in general may vary significantly by the method of prestressing. This paper describes observed hysteretic characteristics of prestressed concrete members and proposes a hysteresis model common for partially prestressed and fully prestressed concrete members. The effect of hysteretic characteristics on earthquake response is discussed for a prestressed concrete building.

Key words : PC members, Backbone curve, Nonlinear characteristics, Hysteresis rule.