

PC部材とRC部材が混在するPC骨組の復元力特性に関する研究

日本大学 大学院 学生会員 ○姜 建毅
 日本大学 大学院 正会員 工学博士 浜原正行
 日本大学 大学院 正会員 博士(工学) 福井 剛

Abstract : The analyses were performed on prestressed concrete frames subjected to reversed loading. The variables include : the ratio of the amount of prestressed concrete steel to that of total longitudinal reinforcement and the ratio of the number of yield hinges at the column to that of total hinges in the mechanism. On the basis of the results the effects of the variables on the hysteretic behavior of prestressed concrete frames were clarified.

Key words : Reversed loading , Prestressed concrete frames , Yield hinge , Hysteretic behavior

1. はじめに

PC 部材は緊張力や普通鉄筋量によって履歴性状が変化するため、その復元力特性は RC 部材と比較すると多様である。また PC 骨組には RC 柱が用いられることが多く、PC 梁の設計条件が長期荷重支配型となる場合には RC 柱にもヒンジが生じ、多様なヒンジが混在することになる。したがって、その履歴性状は部材の復元力特性だけでなく降伏機構にも支配される。内田らは、梁を PC、柱を RC とした 3 層キ型骨組に対して正負繰り返しパラメトリック解析を行い、PC 骨組の復元力特性モデルを提案した¹⁾。本研究はこれに倣い、6 層のキ型骨組に対して同様な解析を行い、履歴性状に及ぼす部材の復元力特性と降伏機構の影響を検討すると共に、機構時における柱頭および柱脚降伏ヒンジが形成される層の違いが等価粘性減衰定数と骨組の変形モードに及ぼす影響を明らかにしようとするものである。

2. 部材の復元力特性モデルの概要

部材モデルのスケルトンカーブはトリリニア型とし、履歴ループは紡錘型のモデル I と、S 字型のモデル II により構成する。具体的には、このモデル I とモデル II をパラメータ α を用いて一次結合することにより、RC 部材から PC 部材までの多様な履歴性状を再現することが可能となっている¹⁾。このモデルの詳細は以下に示すとおりである。

2.1 スケルトンカーブ

スケルトンカーブは図-1 で示すようにひび割れ点(C)と降伏点(Y)を特異点とするトリリニア型とする。初期剛性 K_e は弾性剛性とし、ひび割れモーメント M_{cr} および曲げ終局モーメント M_u は PC 規準の略算式³⁾により算出する。降伏モーメント M_y は、(1) 式で与えられる M_u の 90% の値とする。

$$M_u = T_{py} \cdot d_p + T_{ry} \cdot d_r + \frac{N \cdot D}{2} - \frac{(N + T_{py} + T_{ry})^2}{2 \cdot b \cdot \sigma_B} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 T_{py} = PC 鋼材の降伏荷重 T_{ry} = 鉄筋の降伏荷重
 d_p = PC 鋼材の有効せい d_r = 鉄筋の有効せい
 σ_B = コンクリートの圧縮強度
 b = 部材幅 D = 部材せい

降伏部材角 R_y は (2) 式による。

$$R_y = M_y / (\alpha_y \cdot K_e) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、降伏剛性低下率 α_y を (3) 式で与える⁴⁾。

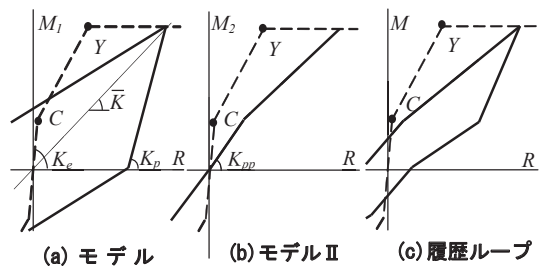


図-1 モデルの概要

$$\alpha_y = \left\{ 1.64 \cdot \left(n \cdot p_t + 3.5 \cdot n_s \cdot p_g \cdot \frac{d_g}{D} \right) + 0.043 \cdot \left(1 + \frac{a}{D} \right) + 0.33 \cdot \eta_0 \right\} \cdot \left(\frac{d_r}{D} \right)^2 \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 a = せん断スパン p_g = PC 鋼材の鉄筋比 p_t = 引張鉄筋比 η_0 = 軸力比 = $N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$
 n, n_s = 鉄筋, PC 鋼材のヤング係数比 d_g = 圧縮縁から PC 鋼材の重心までの距離

2.2 履歴ループ

PC 部材の復元力特性はモデル I とモデル II をパラメータ α を用いて一次結合することで算出する。

$$M = \alpha \cdot M_1 + (1 - \alpha) \cdot M_2 \dots\dots\dots(4)$$

$$\alpha = \frac{\mu \cdot q_r + \eta_g \cdot (\eta_0 + \sqrt{\eta_g})^2}{\mu \cdot q_r + \eta_g} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 M_1, M_2 = モデル I, II の曲げモーメント q_r = 軸方向鉄筋の鋼材係数 = $a_r \cdot \sigma_{ry} / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

η_g = プレストレスレベル = $\Sigma P_e / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$ $\mu = R_{max} / R_y$ ただし、 $\mu < 1$ のときは、 $\mu = 1$

モデル I は経験最大変形点を指向する剛性低下型の履歴ループによって構成されている。このモデルの除荷勾配 K_p は、初期剛性 K_e と経験最大変形点を結んだ直線の勾配 \bar{K} と除荷勾配のパラメータ r を用いて (6) 式で与える 4)。

$$K_p = r \cdot K_e + (1 - r) \cdot \bar{K} \dots\dots\dots(6)$$

$$r = a_r \cdot \mu \cdot \alpha_y \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 \bar{K} = 正負経験最大変形点を結んだ直線の勾配 $\mu = R_{max} / R_y$ ただし、 $\mu > 1$ のときは、 $\mu = 1$

R_y = 降伏部材角 α_y = 降伏剛性低下率 $a_r = a / (4D)$ ただし、 $a_r > 1$ のときは、 $a_r = 1$

モデル II は履歴ループ面積がゼロの S 字型の折れ線で表される。このモデルの第一剛性は (8) 式で与えており 5), 折れ曲がり位置はひび割れモーメントに設定する。

$$K_{pp} = \frac{K_e}{\mu / \alpha_y - \sqrt{\mu} / \alpha_y + \sqrt{\mu}} \dots\dots\dots(8)$$

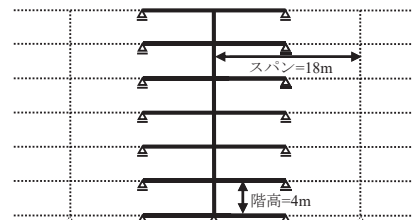


図-2 キ型フレームモデル

3. 繰り返し水平力を受ける PC 骨組の弾塑性解析の概要

検討に用いた骨組は、図-2 に示すような柱を RC、梁を PC とした階高 4m、スパン 18m の 6 層無限均等ラーメンの中柱を想定したキ型フレームとした。部材の剛性マトリクスは材端バネ法より、骨組に作用する水平力は A_i 分布の層せん断力より求め、軸方向力は単位面積重量を 12kN/m² で算定した。代表変形はサイクル毎に、それぞれの変位を 50, 100, 200, 400, 600, 800, 1200 (単位: mm) に制御変位とし、おのおの変位振幅で正負 2 回ずつの交番漸増解析を行った。代表変位 D_b は以下のように定義する。

$$D_b = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum m_i \delta_i} \dots\dots\dots(9)$$

解析は、機構時における a) 柱頭ヒンジと柱脚ヒンジの層、b) 柱降伏ヒンジ率 (10) 式, c) 梁の鋼材係数比 (11) 式) を要因とした計 132 ケースについて実施した。

$$v = \frac{\text{機構時の柱のヒンジ数}}{\text{機構時の全ヒンジ数}} \dots\dots\dots(10)$$

表-1 解析要因

解析要因	水準
柱降伏ヒンジ率(v)	0, 1/6, 1/5, 1/4, 1/3, 1/2, 1
鋼材係数比(λ_p)	0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1

表-2 断面諸元

部材	b (mm)	D (mm)	d_r (mm)	d_p (mm)
梁	750	1200	1140	840
柱	1000	1000	940	---

(共通因子) 階高: 4m, スパン: 18m,
柱の支配面積: 6m×スパン,
単位床重量: 12kN/m²

表-3 材料諸元

コンクリート		普通鉄筋		PC 鋼材	
σ_B (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	σ_{ry} (N/mm ²)	E_S (N/mm ²)	σ_{py} (N/mm ²)	E_p (N/mm ²)
36	26000	380	205000	1600	205000

$$\lambda_p = \frac{\text{引張側PC鋼材の降伏荷重}}{\text{引張側PC鋼材と主筋の降伏荷重}} \dots\dots\dots(11)$$

解析要因の水準は表-1, 解析に用いたモデル骨組の断面諸元, 材料諸元を表-2, 表-3 に示す。

4. 解析結果および考察

4.1 柱降伏ヒンジ率と鋼材係数比の影響

ここでは, 柱降伏ヒンジ率, 梁の鋼材係数比が等価粘性減衰定数に与える影響について考察を行う。等価粘性減衰定数は(12)式のように定義される。

$$h_{eq} = \frac{\text{定常ループの面積}}{2\pi \times \text{ピーク時の変形} \times \text{ピーク時の荷重}} \dots\dots\dots(12)$$

図-3 は鋼材係数比 λ_p を一定とし, 柱降伏ヒンジ率 ν が等価粘性減衰定数—代表変形に関する塑性率関係に及ぼす影響を示したものである。この図より, 以下のことが指摘できる。

- 1) $\lambda_p = 0$ の骨組の等価粘性減衰定数は, 柱降伏ヒンジ率 ν に依存せず, いずれも大きな値を示している。RC 骨組は, 柱, 梁ともに RC 部材であるため, 降伏型に依らずエネルギー消費能力に富んだ紡錘型の履歴を描く。このことから, RC 骨組の減衰性能は降伏機構の違いによって変化しないと言える。
- 2) $\lambda_p = 1$ の骨組の等価粘性減衰定数は, 柱降伏ヒンジ率 ν の増加に伴って上昇する。よって, PC 骨組の減衰性能は降伏機構の違いによって変化する。
- 3) $\nu = 0$ の骨組は鋼材係数比 λ_p の値が大きくなるほど等価粘性減衰定数の増加率が小さくなり, $\lambda_p = 1$ の骨組を例に挙げると, 等価粘性減衰定数は非常に小さな値を示している。これは, 骨組の履歴性状が純 PC 梁の履歴性状に支配され, エネルギー消費能力に乏しい S 字型を描いているためである。
- 4) $\nu = 1$ の骨組は, 等価粘性減衰定数は鋼材係数比に依存せずに大きな値を示し, 履歴は RC 柱の履歴性状に支配されるためエネルギー消費能力に豊かな紡錘型を描く。これにより PC 骨組の履歴性状はヒンジが発生する部材の履歴性状に依存することが分かる。 $\nu = 0.3$ と 0.5 (柱梁混合降伏型) の場合, λ_p が 0.8 から 1 に増加することにより, 等価粘性減衰定数の値は減少している。すなわち, PC 骨組の履歴性状は降伏型に影響を受けるだけではなく, 梁の PC 傾向にも影響されることが分かる。

5) ν の減少に伴う, 等価粘性減衰定数の増加傾向は λ_p が大きいものほど顕著であることが分かる。これは, 梁降伏ヒンジが多く形成されている骨組ほどその履歴性状は梁の履歴性状に強く影響されるためである。

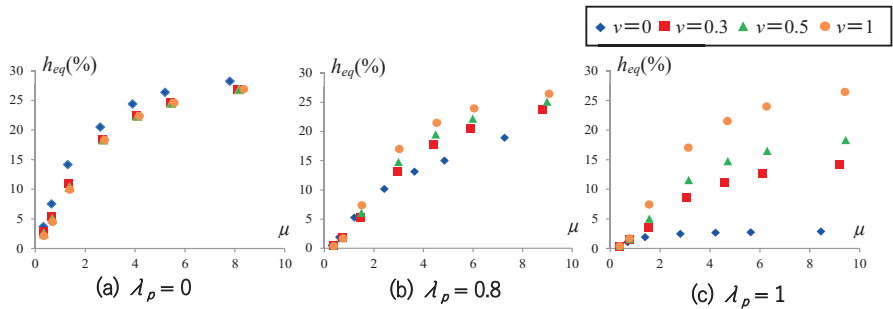


図-3 ν をパラメータとした時の $h_{eq}-\mu$ 関係

4.2 降伏機構が形成される層の影響

表-4 は, 機構が形成される層の違いが等価粘性減衰定数—塑性率関係へ及ぼす影響を示したものである。表-4 上段の $\nu = 0.3$ (図中◇) は 1~3 層の間で崩壊する骨組を示している。2~4, 3~5, 4~6 層で崩壊する骨組は, 図中それぞれ○, △, □で示す。下段 $\nu = 1$ (図中◆) は 1 層のみで崩壊する骨組を示しており, 2, 3, 4, 5, 6 層のみで崩壊する場合は, 図中それぞれ●, ▲, ◆, ▲, ■で示す。この図より以下のことが指摘できる。

$\nu = 0.3$ の場合, 機構が形成される層の違いによる等価粘性減衰定数の値への影響は, ほとんど見られない。 $\nu = 1$ の場合, 機構が形成される層が高くなるにつれて等価粘性減衰定数の値に差が生じており, 3 サイクル目 ($\mu = 2$ 付近) の差が一番大きいことが分かる。しかし, 変形が進むにつれてこの差は

ほとんどなくなる。また、この傾向は λ が大きいほど顕著に見られた。

以下では、上述のような傾向が生じた原因について検討を加える。検討には、もっとも顕著に差が生じていた $\nu = 1, \lambda_p = 1$ の骨組を用い、各層の変形にどのような差が生じているか考察を行う。

図-4はそれぞれ1, 5, 6層に機構が形成された $\nu = 1, \lambda_p = 1$ 骨組の3サイクル目ピーク時の床変位を比較したものである。この図より以下のことが指摘できる。

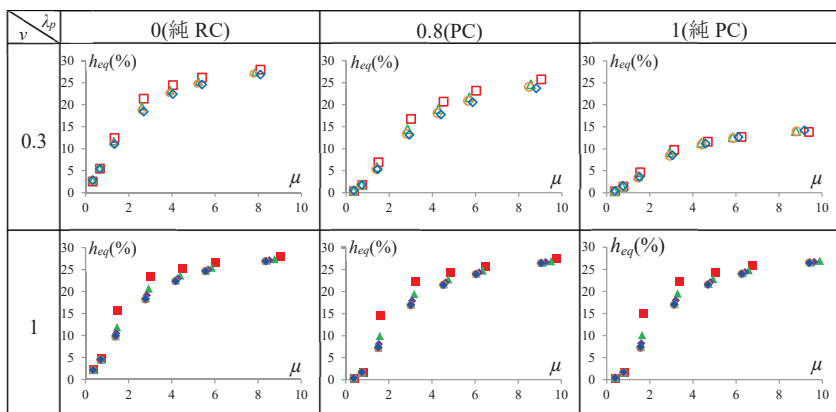
- 1) 機構が形成された層に変形が集中し、他の層は大きく変形しないことが分かる。
- 2) 機構が形成される層が高くなるにつれて、その層の床変位の値が大きくなることが分かる。1層でヒンジが発生した場合は上の層に影響を与えるが、5, 6層でヒンジが発生した場合はその層のみに変形が集中し、下の層には影響しない。この差が表-4で見られた等価粘性減衰定数の差に影響を与えていると考えられる。

5. まとめ

6層のキ型フレームに対して、鋼材係数比 (λ_p)、柱降伏ヒンジ率 (ν) を主な要因としたパラメトリックスタディを行った。その結果から以下の知見を得た。

- 1) ν の値が小さいほど、 λ_p の違いによる等価粘性減衰定数の増加率に差が生じた。これは、梁部材の履歴性状が骨組の復元力特性に影響を与えるためである。
- 2) λ_p の値が大きいほど ν の違いによる、等価粘性減衰定数の増加率に差が生じた。PC骨組の減衰性能は降伏機構の違いによって変化する。
- 3) 降伏機構が形成される層が高くなるにつれて等価粘性減衰定数の値に差が生じた。これは下の層が降伏した場合は上の層に影響を与えるが、5, 6層が降伏した場合はその層のみに変形が集中し、下の層には影響しない。

表-4 機構が形成される層の違いによる $h_{eq}-\mu$ の関係



- ◇ 1-3層崩壊 ○ 2-4層崩壊 △ 3-5層崩壊 □ 4-6層崩壊
- ◆ 1層崩壊 ● 2層崩壊 ▲ 3層崩壊 ◆ 4層崩壊 ▲ 5層崩壊 ■ 6層崩壊

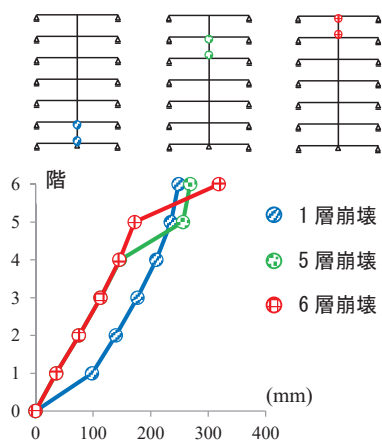


図-4 変形モードの比較 ($\lambda_p = 1, \nu = 1$)

【参考文献】

- 1) 内田ほか：プレストレストコンクリート骨組の復元力特性に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，2009，8，pp.789-790
- 2) 浜原正行，尹元奎ほか：プレキャストプレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，1996，2，No.480，pp.151-160
- 3) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，1998
- 4) 浜原，岡田：プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，pp.63-66，No.410，1990年
- 5) 大川峻ほか：プレストレストコンクリート構造の復元力特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.731-732，2014