

## 高強度コンクリートを用いたサ型 PCaPC 骨組の水平加力実験

(株)ピーエス三菱 正会員 ○浜田公也  
 (株)ピーエス三菱 正会員 傳 金華  
 (株)ピーエス三菱 正会員 大迫一徳  
 (株)ピーエス三菱 正会員 林 三雄

### 1. はじめに

従来、PC 構造は比較的長いスパンおよび大きな荷重に適している構造とされていた。最近、PC 架構による超高層建築物が計画されるようになり、短スパン梁によるチューブ架構で計画されることもある<sup>1)</sup>。しかしながら、高強度コンクリートを用いた比較的短スパンの PCaPC 骨組の実験は見あたらず、その構造性能を把握しておく必要がある。今回は、高強度コンクリートを用いたサ型 PCaPC 骨組について、シアスパンを変化させた水平加力実験を行ったので報告する。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体の形状および柱梁断面を図-1に、試験体の諸元を表-1に示す。試験体は3体とし梁の内法スパンを実験変数とした。No.1 試験体は内法スパン 960mm でシアスパン 1.5, No.2 試験体は 1280mm で 2.0, No.3 試験体は 1600mm で 2.5 である。他の緒元については共通であり、柱断面は 400×400mm, 梁断面は 320×320mm, 高さ方向のスパンは 1520mm, 柱の PC 鋼材は 4-φ26, 梁の PC 鋼材は 2C-6-φ12.4, 柱および梁の横補強筋は 4-K6-@50 とした。試験体の組立てについては、まず、予め柱、梁およびスタブ付き梁を製作しておき、柱と梁との間におよそ 20mm の隙間を設けてサ字型にセットした。この時の柱にはプレストレス力を導入しておいた。次に、柱と梁の隙間にワイヤメッシュ(3.2φ-50×50)を配筋してモルタルを充填し、硬化後、梁の PC 鋼より線により圧着し、グラウトを注入した。柱および梁の導入プレストレス力は、規格降伏点荷重の 68% の 390 kN/本および 555kN/本を目標にした。

柱のコンクリート強度は 100N/mm<sup>2</sup>, 梁は 60N/mm<sup>2</sup> を目標とした。コンクリート、グラウトおよび目地モルタルの材料試験結果を表-2に、PC 鋼材、組立筋および横補強筋の材料特性を表-3に示す。また、コンクリートの調合を表-4に示す。

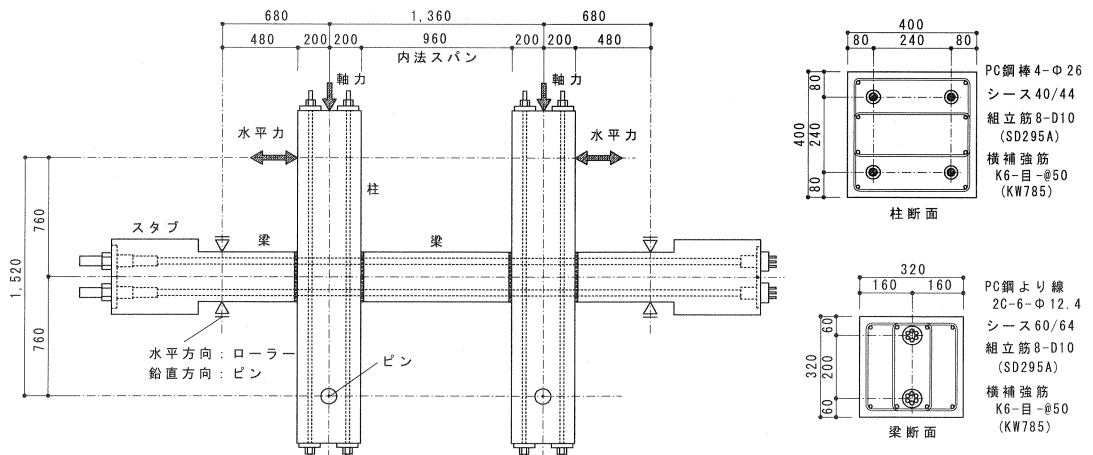


図-1 試験体の形状および柱梁断面 (試験体記号 No. 1 の場合)

表-1 試験体の諸元

試験体記号	内法スパン	シアスパン	主筋(比)	横補強筋(比)
No.1	960 mm	1.5	柱 4-φ26 (pg=1.327%) 梁 6-φ12.4 (pt=0.544%)	柱 4-K6-@50 (0.633%) 梁 4-K6-@50 (0.792%)
No.2	1280 mm	2.0		
No.3	1600 mm	2.5		

表-3 鋼材の材料特性

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
PC鋼棒 26mm (C種1号)	1214	1286	191000
PC鋼より線 (SWPR7A)	1742	1936	188000
組立筋 D10 (SD295A)	397	543	181000
横補強筋 (KW785)	896	992	177000

表-2 コンクリート等の材料特性

	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート(柱)	110	45400
コンクリート(梁)	66	35400
グラウト	67	14600
目地モルタル	88	28400

表-4 コンクリートの調査

水結合材比 (%)	結合材 (kg/m <sup>3</sup> )	単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 (kg/m <sup>3</sup> )
26	578	150	809	881
34	515	175	702	976

2.2 加力および測定

荷重装置を写真-1に示す。試験体の形状は、架構の一部を取出したサ字型とし、左右の梁のスパン中央に位置する箇所をピン・ローラー支持とし、2本の柱の階高の中央に位置する箇所をピン支持および水平加力点とした。水平力は1000kNのアクチュエータ2基により作用させ、軸力は3000kNのジャッキで柱1本当たり500kNを作用させた。軸力比の値は、導入プレストレスト力を含めて約0.12である。荷重方法は先に柱に軸力を作用させておき、変位制御で正負交番漸増繰返し荷重を行った。繰返し点は層間変形角で±0.25%, ±0.5%, ±0.75%, ±1%, ±2%, ±3%, ±4%とし、繰返し回数は各層間変形角で3回とした。水平力、軸力および梁支点の反力の測定にはロードセルを用い、柱の水平変形、梁の鉛直変形、接合部のせん断変形、梁の目開き変形、および梁のずれ変形の測定は高感度変位計を用いた。柱、梁、接合部の変形測定位置と層間変形角の計算式を図-2に示す。PC鋼材および横補強筋のひずみはゲージを用いて測定した。

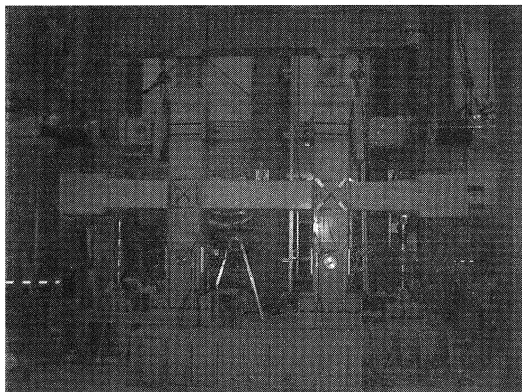
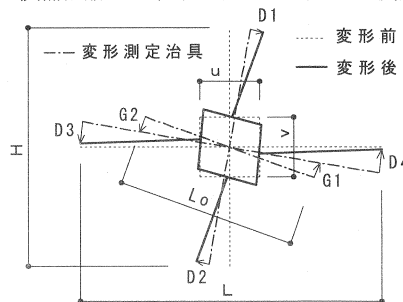


写真-1 荷重装置



層間変形角(部材角の総和) :  $R=R_c+R_b+R_p$   
 柱の部材角 :  $R_c=(D1+D2)-\gamma(H-v)/H$   $v=400\text{mm}$   
 梁の部材角 :  $R_b=(D3+D4)+\gamma \cdot u/L$   $u=400\text{mm}$   
 接合部の部材角 :  $R_p=\gamma(1-u/L-v/H)$   $\gamma=(G1+G2)/L_0$

図-2 柱、梁、接合部の変形測定位置と計算式

3. 実験結果

3.1 破壊過程

No.1~No.3の各試験体について、層間変形角Rが±1%, ±2%および荷重終了時(±4%)の破壊状況を写真-2に示す。ただし、R=±1%および±2%については、繰返し回数が3回目における水平力が負側のピーク時の写真である。各試験体の破壊過程を以下に示す。

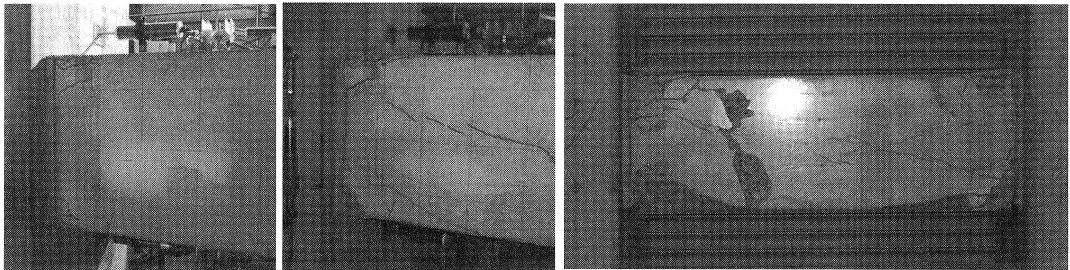
No.1 試験体はシアスパンが最も小さい1.5のものである。R=±0.25%の1回目のサイクルで目地モルタル

ル部分に曲げひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$ のサイクルで梁に曲げひび割れが発生し、梁の圧縮側のカバーコンクリートに圧縮ひび割れが発生した。 $R=\pm 0.75\%$ のサイクルで柱に曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 1\%$ までは目地モルタルの曲げひび割れおよび梁の圧縮ひび割れが進展および増加したが、これに較べて梁および柱の曲げひび割れの進展はわずかであった。 $R=\pm 2\%$ のサイクル途中で接合部および梁にせん断ひび割れが発生した。その後は特に梁の圧縮側の破壊が進み、 $R=\pm 4\%$ で写真に示すような状況となった。接合部のひび割れの進展はあまり見られなかった。なお、梁の鉛直方向に対するずれ変形は特に認められなかった。

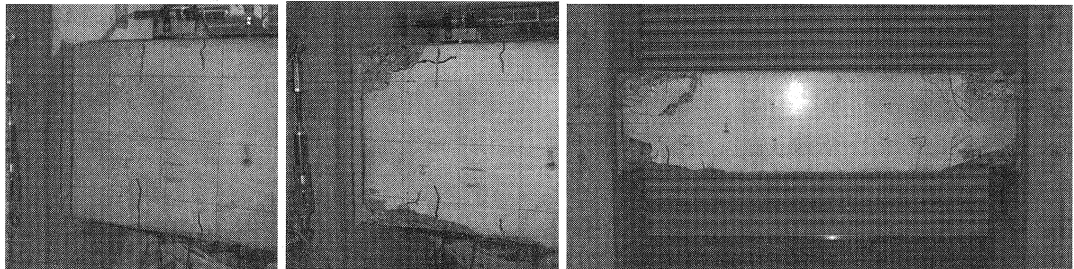
No.2 試験体はシアスパンが 2.0 のものである。 $R=\pm 0.25\%$ の 1 回目のサイクルで目地モルタル部分および梁に曲げひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$ のサイクルではこれらのひび割れが進展した。 $R=\pm 0.75\%$ のサイクルで梁の圧縮側に圧壊のひび割れが発生し、柱に曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 1\%$ のサイクルで梁の圧縮側の破壊が進展したが、梁および柱の曲げひび割れの進展はわずかであった。 $R=\pm 2\%$ のサイクルで接合部にせん断ひび割れが発生した。その後は No.1 と同様に梁の圧縮側の破壊が進み、写真に示すような最終破壊状況となった。なお、梁のせん断ひび割れは認められなかった。

No.3 試験体はシアスパンが 2.5 のものである。 $R=\pm 0.25\%$ のサイクルで目地モルタル部分に曲げひび割れ

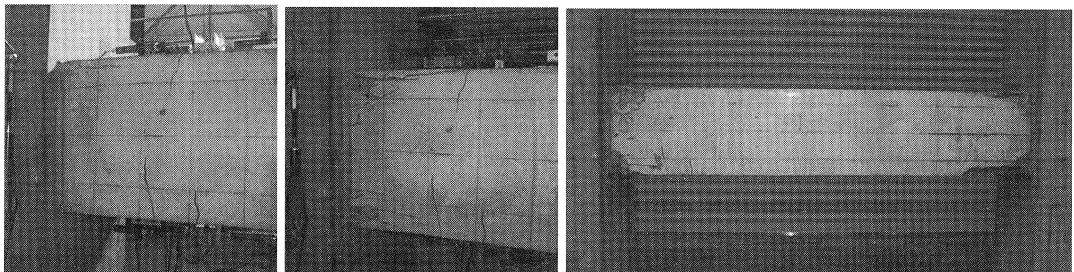
No.1 試験体



No.2 試験体



No.3 試験体



(a)  $R=\pm 1\%$ 時

(b)  $R=\pm 2\%$ 時

(c)  $R=\pm 4\%$ 時(載荷終了時)

写真-2 各試験体の破壊状況

が発生し、 $R=\pm 0.5\%$ のサイクルで梁に曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 0.75\%$ のサイクルで梁の圧縮側にひび割れが発生し、柱に曲げひび割れが発生した。その後は、梁の圧縮側の破壊が徐々に進展したが、梁および柱の曲げひび割れの進展はわずかであった。なお、接合部および梁のせん断ひび割れは認められなかった。

### 3.2 水平荷重と層間変形角の関係

各試験体について、水平荷重と層間変形角の関係を図-3に示す。水平荷重については左右の荷重の平均値で表した。これは、中央の梁に軸力が生じる<sup>2)</sup>こと、および、変位制御で載荷を行ったことより左右の荷重の値に差が生じたためである。層間変形角についても左右の平均値で表した。同図には、梁端部の目地モルタル部分のひび割れ発生時および梁のPC鋼より線の降伏時の位置を示してある。ただし、ひび割れ発生時の確認は目視では難しいため、水平荷重と層間変形角の関係から評価した。また、PC鋼材の降伏の確認についても、水平荷重とひずみの関係から評価した。

曲げひび割れ荷重、最大耐力および最大耐力時の層間変位の値については表-5に示す。

水平荷重-層間変形角関係の特徴を以下に示す。試験体は梁の曲げ降伏先行型で計画しているため、当然ながら3体ともほぼ同様の傾向を示した。目地部分に曲げひび割れが発生した後は、急激な剛性低下は生じることなく徐々に剛性が低下した。その後、梁部分の曲げひび割れ、柱部分の曲げひび割れおよび目地モルタル、梁部分の圧縮側のひび割れが発生するとともに剛性の低下が徐々に大きくなった。梁のPC鋼材が降伏し始めると荷重の上昇が僅かになり、層間変形角が約2%で最大耐力に達した。最大耐力に達した後は、梁の圧縮側のコンクリートの破壊が段々と激しくなり耐力の低下が認められた。履歴の形状としては、層間変形角が1%程度までは、S型の履歴性状を示していたが、これを超えると、若干膨らんだS字型の性状を示した。層間変形角が4%で実験を終了したが、除荷すると、PC鋼材による梁の圧着力が残存しているために原点を指向し、残留変形が少ない特徴を示した。なお、柱のPC鋼材、柱および梁の横補強筋の降伏は認められなかった。

## 4. 実験結果の考察

### 4.1 柱、梁および接合部の変形が層間変位に占める割合

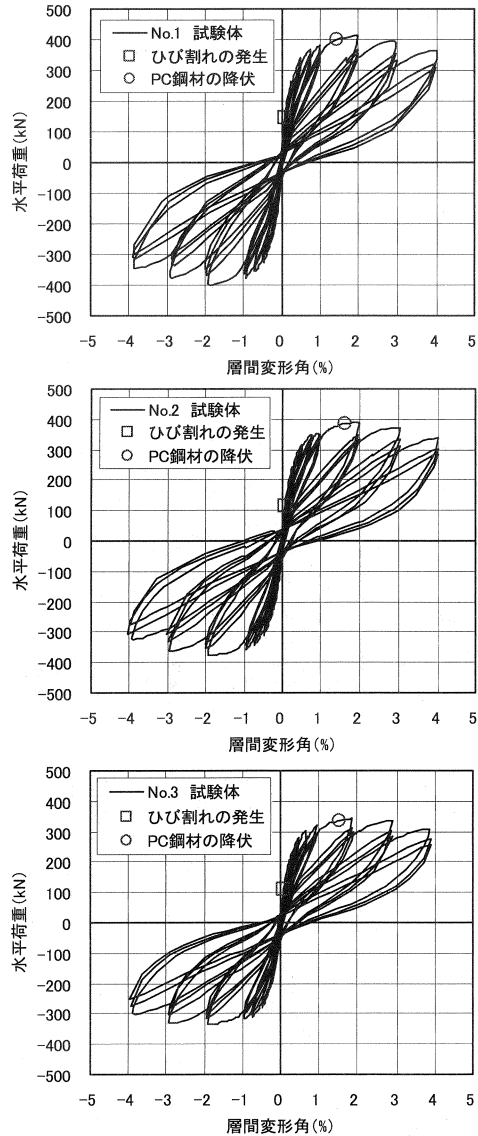
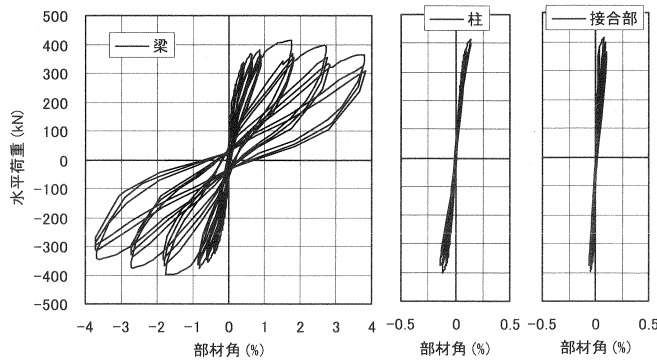


図-3 水平荷重と層間変形角の関係

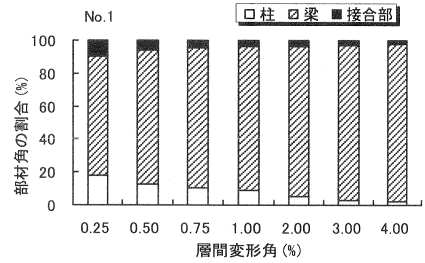
表-5 ひび割れ荷重、最大耐力、最大耐力時変位

試験体	ひび割れ荷重 (kN)	最大耐力 (kN)	最大耐力時変位 (mm) (層間変形角) (rad)
No.1	145	414	30.4 (1/50)
No.2	115	389	29.8 (1/51)
No.3	111	344	28.6 (1/53)

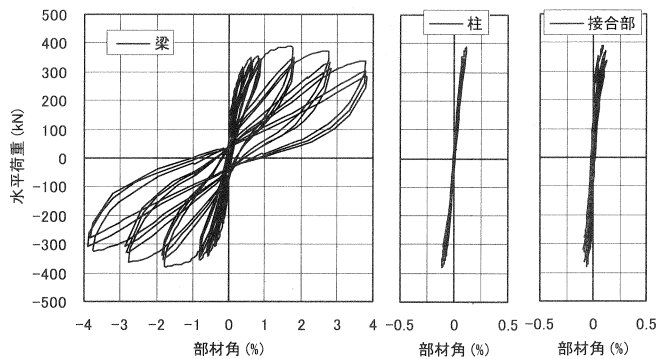
No.1 試験体



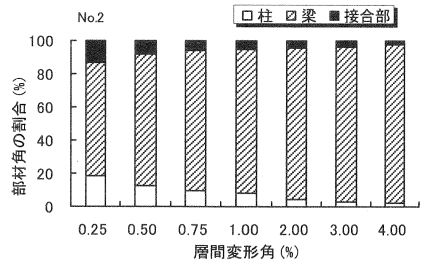
接合部	9.9	6.0	4.4	3.5	3.5	2.8	2.2
梁	72.0	81.5	85.5	87.8	91.3	93.9	95.8
柱	18.1	12.5	10.1	8.7	5.2	3.3	2.0



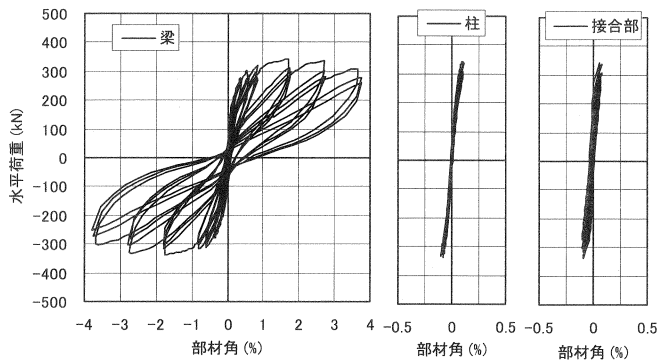
No.2 試験体



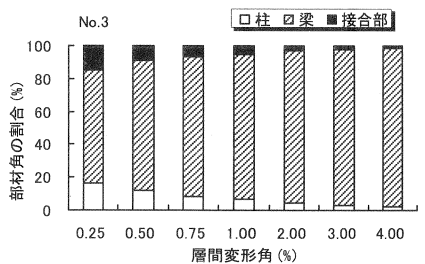
接合部	13.3	8.1	5.9	5.3	4.5	3.4	2.5
梁	68.0	79.0	84.6	86.7	90.9	93.6	95.4
柱	18.7	12.9	9.5	8.0	4.6	3.0	2.1



No.3 試験体



接合部	14.7	9.0	6.7	5.3	2.7	2.3	1.7
梁	69.0	79.0	84.7	87.7	93.0	94.6	96.1
柱	16.3	12.0	8.6	7.0	4.3	3.1	2.2



(a) 水平荷重一部材角関係

(b) 層間変形角毎の各部材角の割合

図-4 各試験体の水平荷重一部材角関係および層間変形角毎の各部材角の割合

各試験体について、柱、梁および接合部における変形の実験値および図-2で示した計算式により部材角を求め、水平荷重と部材角の関係で表したものを図-4(a)に示す。また、繰返し点の層間変形角毎に、全体の部材角に対する柱、梁および接合部の各部材角の割合を図-4(b)に示す。図より、全体の層間変形角に対して梁の変形による層間変形角が占める割合は、No.1試験体は約72%~96%、No.2試験体は約68%~95%、No.3試験体は約69%~96%であり、全体の層間変形角が大きくなるほど、即ち、梁の損傷の程度が大きくなる。

なるほど、梁の変形による層間変形角が占める割合が大きくなることがわかる。一方、柱の変形が占める割合は、No.1は約2%~18%、No.2は約2%~19%、No.3は約2%~16%であり、接合部の変形が占める割合は、No.1では約2%~10%、No.2では約3%~13%、No.3では約2%~15%であった。

今回の実験では、全ての試験体において柱および梁に曲げひび割れが、また、No.1およびNo.2試験体の接合部にせん断ひび割れが生じたが、これらのひび割れの程度は目地部分のそれに較べるとわずかであり、従って、従来から言われているように、梁の変形挙動、即ち、目地部分の変形挙動がPCaPC架構の変形挙動に及ぼす影響が大きい結果となった。

#### 4.2 等価減衰定数

各試験体について、等価減衰定数と層間変形角の関係を図-5に示す。等価減衰係数は、実験時の水平荷重一層間変形角関係(図-2)における繰返し回数が3回目の履歴を用いて計算した。ただし、層間変形角が0.25%および0.5%の等価減衰定数の値について

は、この範囲の変形量が比較的小さいことによる測定誤差の影響が含まれているものと考えられる。従って、層間変形角が0.25%および0.5%の範囲を除けば、図より、等価減衰定数の値は、約4%~10%であり、層間変形角が大きくなるほど等価減衰定数の値も大きくなっていることがわかる。また、No.2およびNo.3試験体の等価減衰定数については、ほぼ同じ傾向と値を示しているが、No.1試験体の等価減衰定数については、層間変形角が2%を超えると梁にせん断ひび割れが生じたためか、他に較べて若干小さくなっていることが認められる。

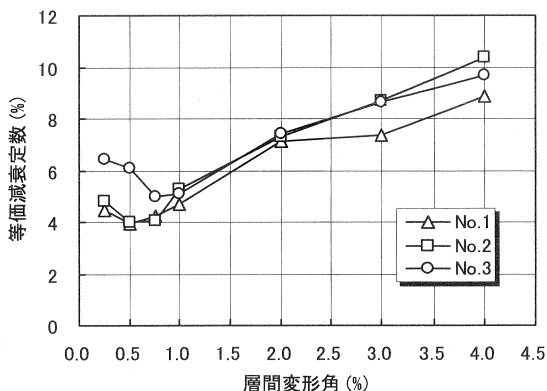


図-5 等価減衰定数

#### 5. まとめ

今回行ったサ型PCaPC骨組の水平加力実験結果より、下記の事柄を記述することができる。

- 1)最大耐力は梁のPC鋼材の降伏により決まり、最終破壊は、柱、梁および接合部にひび割れが生じるものの、目地部分の離間幅が大きく梁の圧縮側のコンクリートの破壊が支配的である。
- 2)水平荷重一層間変形角関係は、S型の性状を示し、原点指向の残留変形が少ない特徴を示す。
- 3)全体の層間変形角に対して、梁の変形による層間変形角が占める割合は、約68%~96%であり、柱については約2%~19%、接合部については約2%~15%である。特に、目地部分の変形挙動がPCaPC架構の変形挙動に及ぼす影響は大きい。
- 4)等価減衰定数の値は、約4%~10%であり、層間変形角が大きくなるほど等価減衰定数の値も大きくなる。シアスパンの影響は特に見られないが、梁にせん断ひび割れが生じると等価減衰定数の値は小さくなる。

#### 参考文献

- 1)向野, 小崎, 朝川, 田原: ハイブリッドチューブ構造による高層集合住宅(その1, その2, その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.981-986, 2002
- 2)姜柱, 北山和宏: RC骨組内の柱・梁接合部の入力せん断力と梁通し筋の付着に関する研究, 構造工学論文集, pp.169-179, Vol.42B, 1996.3