

論文 超高強度 RPC 部材の復元力特性に関する実験的研究

石岡 拓^{*1}・竹中 啓之^{*1}・和泉信之^{*2}・千葉 脩^{*3}

要旨：Fc200N/mm²級の鋼繊維混入反応性粉体コンクリート（RPC）を使用した架構の力学的性状を把握する目的で、柱、梁および1層1スパン骨組試験体の静的載荷実験を行った。その結果、RPC部材は靱性に優れていること、RPC材料の応力-歪関係を用いて曲げ耐力の評価が可能であること、および既往のRC造に適用される復元力特性モデルがRPC部材にも適用可能であることが判明した。骨組実験からは大変形に至るまで損傷の少ない構造であることが判明した。

キーワード：超高強度RPC，鋼繊維補強，復元力特性，耐震性能

1. はじめに

著者らは、鉄筋コンクリート造（RC造）建物の地震時の損傷制御を目的として、制振デバイスを組み込んだ損傷制御型RPC（Reactive Powder Concrete および Composite，反応性粉体コンクリート）造骨組に関する研究を行ってきた。¹⁾ 本報はRPC架構の力学的性状を把握する目的で行った柱梁部材および1層1スパンの骨組試験体の静的載荷実験結果を基に、RPC部材およびRPC骨組の復元力特性について検討したものである。本研究で用いるRPCは、セメント、珪石質微粉末等の反応性粉体、細骨材および鋼繊維を使用した複合材料である。

2. 試験体

試験体の一覧を表-1に試験体形状を図-1に示す。試験体は、縮尺約1/3の模型試験体であり、梁試験体1体、柱試験体3体および1層1スパン骨組1体である。

梁、柱主筋および梁のあばら筋には高強度鉄筋USD685を用い、柱の帯筋には異形PC鋼棒SBPD1275/1420を用いた。梁は引張鉄筋比が2.71%と高配筋である。柱部材はC02を基準に軸力と主筋量を変化させた。せん断スパン比は梁が4.0、柱が約1.5である。梁と柱はプレキャスト部材を想定して、両端部にシアキーを有する打継を設けた。骨組試験体は階高が1m、スパンが

表-1 試験体諸元

試験体	部位	断面 (mm)	主筋		せん断補強筋		M/QD	軸力比
				Pg (%)		Pw (%)		
B01	梁	200 × 220	4+2-D16 (USD685)	2.71	4-φ6@40 (USD685)	1.41	4	0
C01	柱	250 × 250	16-D16 (USD685)	5.09	4-U6.4@35 (SPBD1275/1420)	1.47	1.5	0
C02	柱	250 × 250	16-D16 (USD685)	5.09	4-U6.4@35 (SPBD1275/1420)	1.47	1.5	-0.3
C03	柱	250 × 250	8-D16 (USD685)	2.55	3-U6.4@30 (SPBD1275/1420)	1.29	1.5	-0.3
F01	柱	250 × 250	20-D16 (USD685)	6.37	4-U6.4@35 (SPBD1275/1420)	1.47	1.56	0
	梁	200 × 220	4+2-D16 (USD685)	2.71	4-φ6@40 (USD685)	1.41	4	0

*1 戸田建設(株)技術研究所 工修 (正会員)

*2 戸田建設(株)構造設計部グループ長 工博 (正会員)

*3 戸田建設(株)技術研究所所長 工修 (正会員)

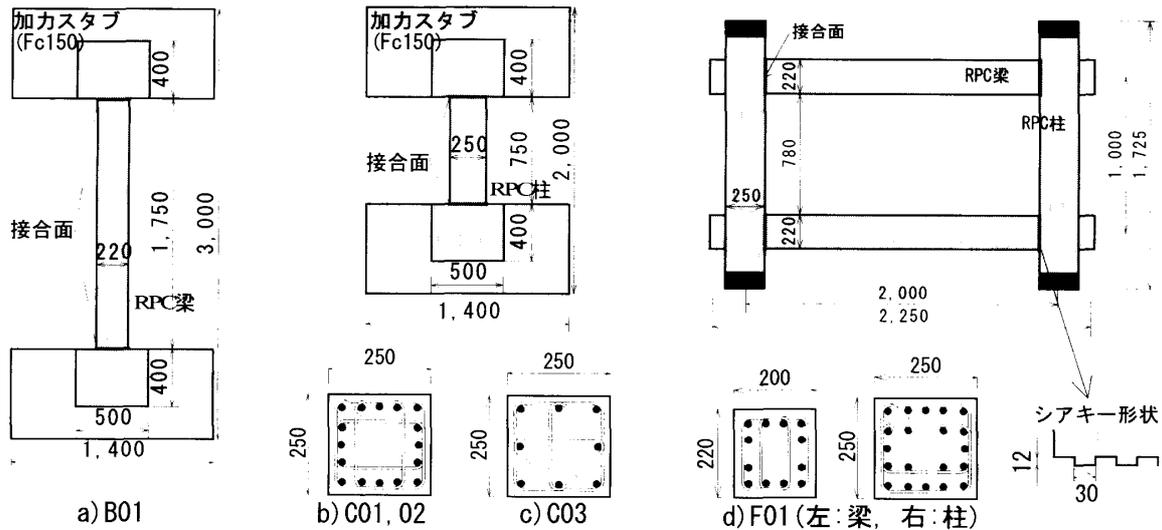


図-1 試験体形状

表-2 RPCの調合 (kg/m³)

RPC配合		
水*1	RPCプレミックス	鋼繊維 φ0.2×15mm (2vol.%) *2
180	2254	157

*1:高性能減水材を含む, *2:体積パーセント

表-3 材料試験結果

鉄筋	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	最大応力 (N/mm ²)
D16 (USD685)	1.909	750	959
U6.4 (SPBD1275/1421)	1.959	1369	1403
φ6 (USD685)	1.91	742	933

RPC	割線剛性 (×10 ⁵ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
B01, F01	0.533	225
C01	0.555	235
C02, 03	0.531	215

2mである。

本試験体に用いた RPC 材の諸元を表-2 に示す。試験体は RPC 打設後に蒸気養生を行う。蒸気養生は毎時 15℃ずつ 90℃に達した時点でその温度を 48 時間保持し、その後約 24 時間の自然降温を行う。

材料試験結果を表-3 に示す。

3. 加力方法

梁、柱の実験では、試験体の端部を固定し、柱頭に取り付けた L 型加力梁を用いて試験体中央部が反曲点となるように正負交番繰り返し加力を行う。一方、骨組の実験では、柱上部のピ

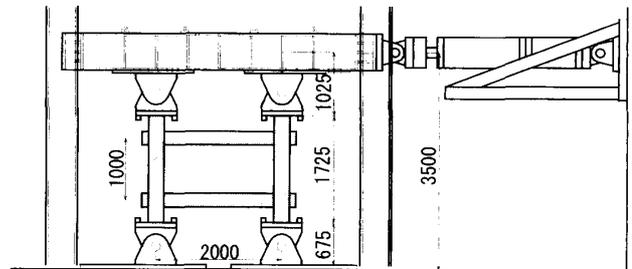


図-2 加力装置

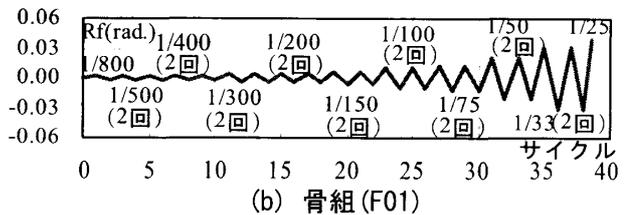
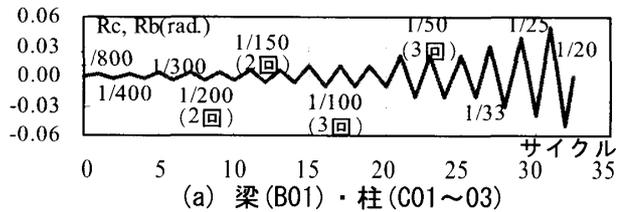


図-3 加力スケジュール

ン支承に取り付けた加力梁によって正負交番繰り返し加力を行う (図-2)。加力は変形角(R)制御とし、図-3 に示す加力スケジュールに従う。

4. 実験経過

各試験体の荷重-変形角関係を図-4 に示し、

破壊状況の例として、図-5に柱試験体C01, C02, C03の最終破壊状況図を示す。

4.1 梁試験体 B01

梁変形角 $R_b=1/800\text{rad.}$ で曲げひび割れが、 $1/50\text{rad.}$ でせん断ひび割れが発生した。 $1/100\text{rad.}$

が生じた。 $1/100\text{rad.}$ で曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生した。 $1/50\text{rad.}$ で主筋が圧縮降伏し、 $1/25\text{rad.}$ で柱正面中央のひび割れが垂直につながり、実験終了時($R_c=1/20\text{rad.}$)には大きく拡幅した。また柱隅部の圧壊も顕著であった。

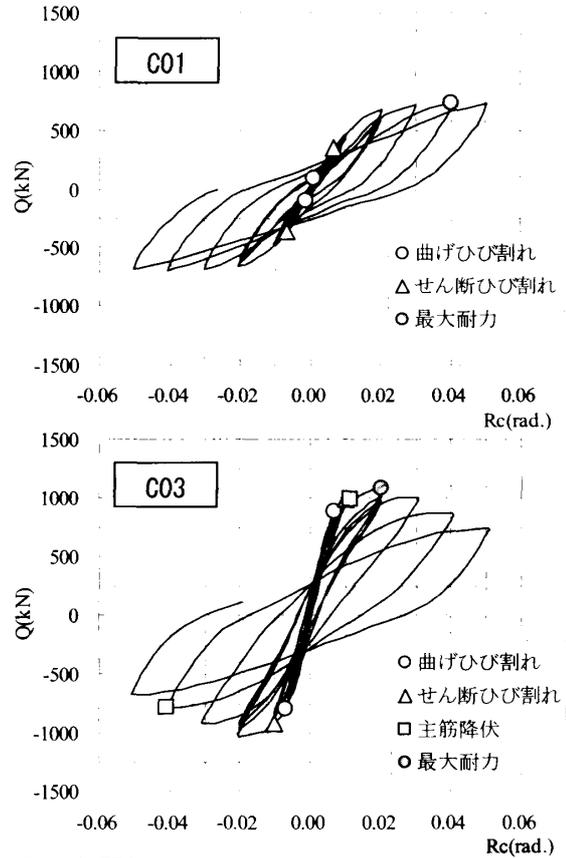
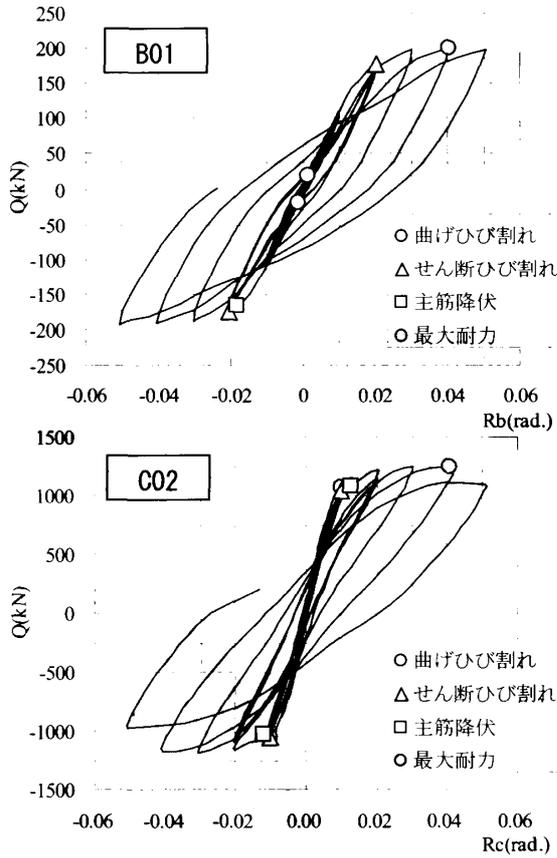


図-4 荷重-変形角関係

から $1/50\text{rad.}$ で主筋が降伏し、 $1/33\text{rad.}$ で梁端部に圧縮破壊が生じた。実験終了時($R_b=1/20\text{rad.}$)の最大残留ひび割れ幅は 0.15mm 程度で、顕著なひび割れやかぶりコンクリートの剥離は見られなかった。

4.2 柱試験体 C01, C02, C03

C01では柱変形角 $R_c=1/800\text{rad.}$ で曲げひび割れ、 $1/150\text{rad.}$ でせん断ひび割れが発生した。 $1/100\text{rad.}$ から $1/50\text{rad.}$ で主筋が引張降伏し、 $1/50\text{rad.}$ で柱端部に圧縮破壊が生じた。実験終了時($R_c=1/20\text{rad.}$)の最大残留ひび割れ幅は 0.04mm 程度で、顕著なひび割れや、かぶりコンクリートの剥離は見られなかった。

C02では柱変形角 $1/50\text{rad.}$ で柱端部に圧縮破壊

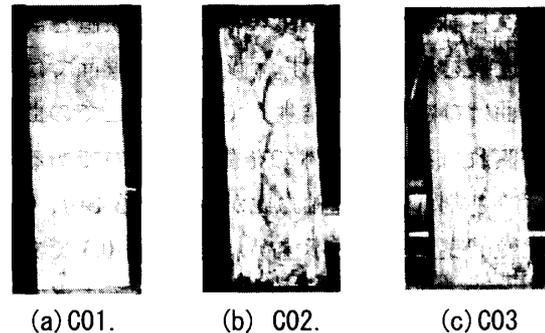


図-5 最終破壊状況

C03では柱変形角 $1/150\text{rad.}$ で曲げひび割れと柱端部に圧縮破壊が生じた。 $1/100\text{rad.}$ でせん断ひび割れが発生した。 $1/50\text{rad.}$ で主筋が圧縮降伏し、 $1/33\text{rad.}$ でC02と同様に柱正面中央のひび割れが垂直につながり、実験終了時($R_c=1/20\text{rad.}$)には大

大きく拡幅した。柱正面中央のひび割れ以外の曲げ、せん断ひび割れの最大残留ひび割れ幅は0.04mm程度であった。

4.3 骨組試験体 F01

水平変形角 $R_f=1/800rad.$ で柱梁接合面に目開きが見られ、 $1/400rad.$ で梁に、 $1/150rad.$ で柱に、それぞれ、曲げひび割れが発生した。 $1/100rad.$ で、梁の曲げひび割れ幅が最大0.06mm程度、また、柱梁接合面の目開き量は最大0.35mm程度であった。 $1/100rad.$ 除荷後の残留変形は、梁、柱のひび割れ面とともに柱梁接合面にもほとんど見られなかった。 $1/100rad.$ から $1/75rad.$ の変形時に梁にせん断ひび割れが発生し、梁主筋が降伏した。 $1/25rad.$ まで梁端の圧縮破壊や、かぶりの剥落は見られなかった。最大残留ひび割れ幅は梁の曲げひび割れで0.15mm程度、柱梁接合面の残留目開き幅は2.5mm程度であり、骨組の変形において柱梁接合面の目開き量が支配的であった。最終破壊状況図を図-6に、骨組の荷重-変形角関係を図-7に示す。骨組は、梁曲げ降伏型架構の挙動を示し、 $1/25rad.$ まで耐力が上昇し、顕著なひび割れや、かぶりコンクリートの剥離は見られず、安定した復元力特性を示した。

5. 実験結果の検討

5.1 梁、柱試験体の諸強度

梁、柱試験体の諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-4に示す。両端部の打継面では早期に曲げひび割れが発生しており、ここでの曲げひび割れは打継面以外で発生したものである。曲げひび割れ強度は軸力比が0であるB01、C01で比較的良好な対応を示すが、軸力比が-0.3であるC02、C03では実験値が計算値に比べて大きかった。主筋の降伏強度は実験値と計算値が良く一致した。圧壊強度についてはB01、C01で比較的良好な対応を示すが、C02、C03では実験値が計算値に比べて小さかった。最大耐力については実験値と計算値が良く一致した。

5.2 主筋量の影響

主筋量を変化させたC02とC03について荷重

一変形関係の包絡線の比較を図-8に示す。主筋量が5.09%のC02は2.55%のC03に比べて最大耐力が約20%大きかった。せん断補強筋量の少ないC03は最大耐力を示した $1/50rad.$ 以降に耐力が低下したが、C02は $1/25rad.$ まで耐力を保持した。

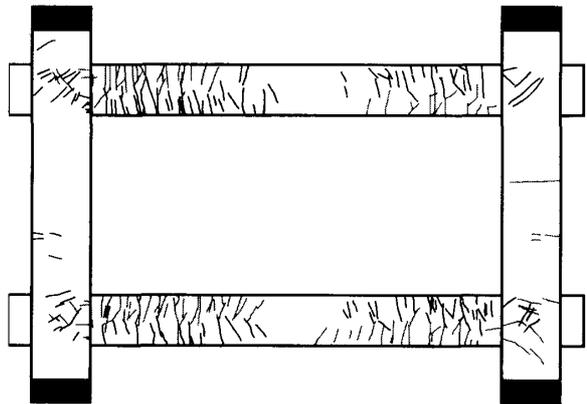


図-6 最終ひび割れ状況 (F01)

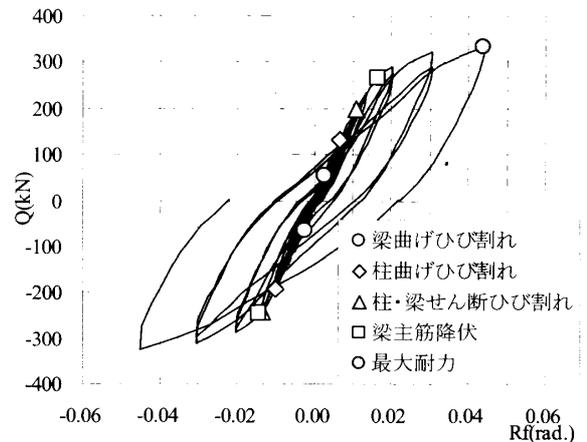


図-7 荷重-変形角関係 (F01)

表-4 実験値と計算値の比較

	B01	C01	C02	C03
曲げひび割れ強度 Mc (kN・m)	18 (28)	33 (44)	416 (210)	338 (202)
主筋降伏強度 My (kN・m)	圧縮	-	424 (445)	387 (379)
	引張	-146 (120)	207 (188)	- (481)
圧壊強度 Mcc (kN・m)	174 (158)	254 (262)	337 (484)	338 (410)
最大耐力 Mu (kN・m)	176 (181)	274 (297)	528 (519)	434 (433)

()内は計算値
 $M_c = (0.56\sqrt{f_c} \sigma_{yk} Z_c + ND)/6$
 My, Mcc, Mu: 断面分割法による
 (RPCの応力-歪関係は文献2)を参考にした)

6. 解析モデルの検討

6.1 解析モデル

骨組の解析モデルは図-9に示すように、加力装置全体をモデル化した。柱と梁を曲げせん断棒とし接合部パネルなどのその他の部材を剛体とした。

6.2 復元力特性の設定

解析で用いる初期剛性は弾性式である(1)式を用いた。本試験体の部材端部にはプレキャスト部材を想定した打継面があるため、載荷初期から端部の目開きが発生した。そこで、曲げひび割れ耐力はRPCの引張強度を0として算定した。

$$K = \left(\frac{h^3}{12EI} + \frac{\kappa h}{GA} \right)^{-1} \quad (1)$$

降伏時剛性低下率は高強度材料を用いた短柱を対象とした松崎らの修正式(2)を用いた。降伏耐力は表-4に示した断面分割法による引張主筋降伏強度を用いた。降伏点以後の勾配は0.001Kとした。

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 1.97\eta)(d/D)^2 \quad (2)$$

履歴特性には武田モデルを用いた。除荷剛性低下パラメータ γ は、実験値と柱梁部材の解析結果から算出した等価粘性減衰定数の比較により決定する。図-10に示すように、軸力比=0のB01, C01では $\gamma=0.4$ を用いた場合、部材角0.01rad.までは解析値が実験値を下回るが、部材角0.02rad.では概ね良い対応を示している。一方、軸力比=0.3であるC02, C03は $\gamma=0.4$ を用いた場合、部材角0.01以降で解析値が実験値を大きく上回る。これは高軸力下で、RPCや高強度鉄筋などの高強度材料を用いた場合には、初期剛性、降伏点剛性が大きく、除荷後の残留変形は小さく(除荷剛性が小さく)なるため、本実験では $\gamma=0.8$ で実験値との対応が良くなった。

6.3 梁、柱の部材解析

断面性状は同一で軸力比の異なるC01, C02の材端曲げモーメント-部材角関係を図-11に示す。C01のように多段配筋である曲げ柱は引

張降伏以降にも耐力が上昇したため、大変形にお

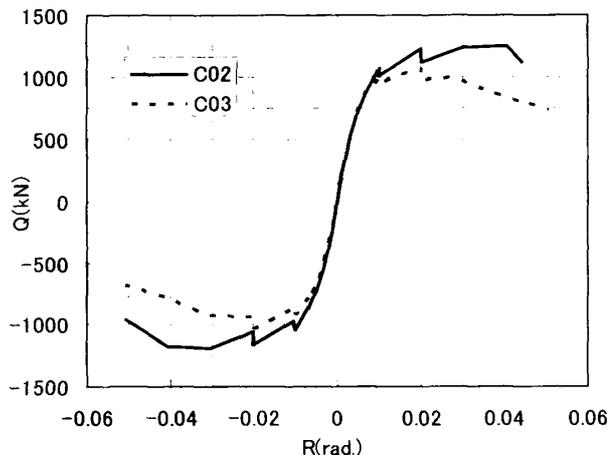


図-8 主筋量の比較

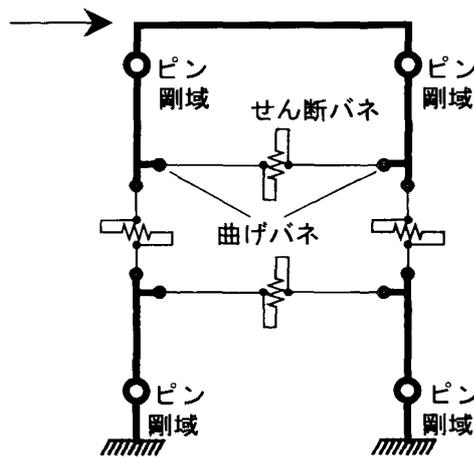


図-9 解析モデル

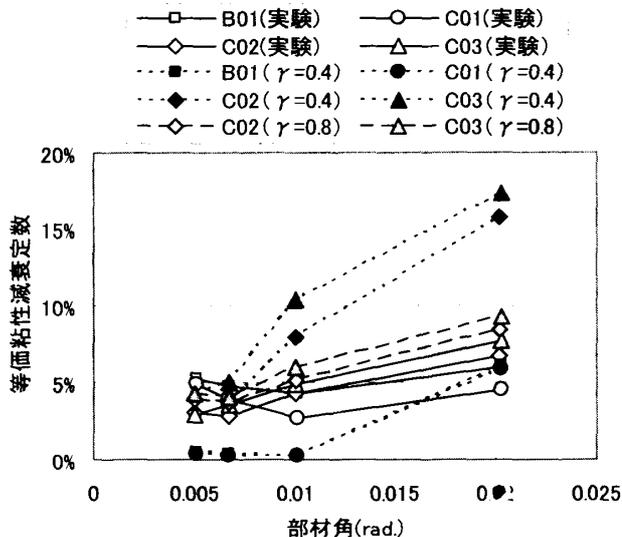


図-10 等価粘性減衰定数の比較

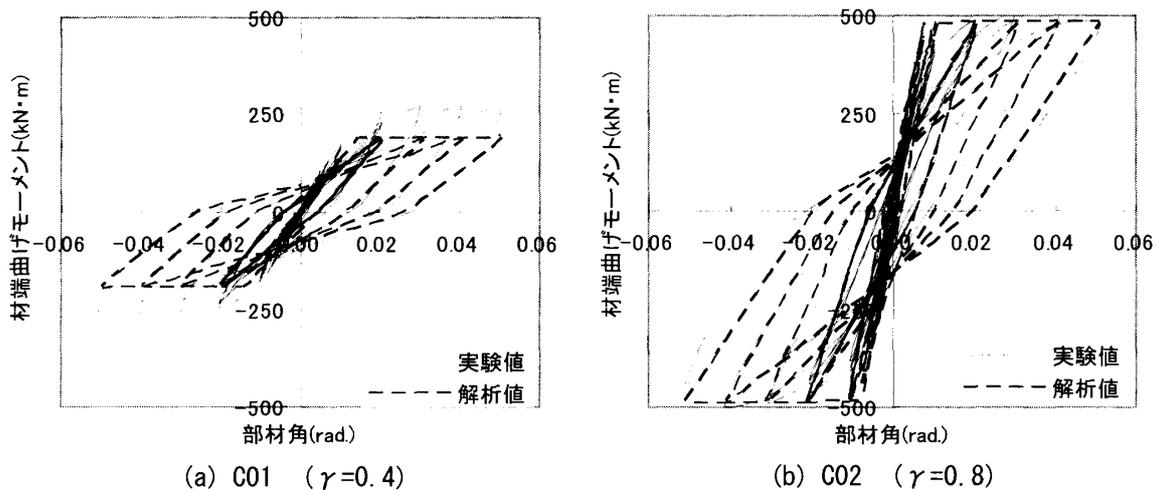


図-11 材端曲げモーメント-部材角関係

いて解析値が実験値を大きく下回った。C02 は主筋の引張降伏以前に圧縮降伏および圧壊が発生したために降伏点近傍で実験値と計算値が異なった。降伏以降の除荷剛性および履歴性状については実験値と解析値が概ね一致した。B01 は C01, C03 は C02 と同様であった。

6.4 骨組の解析

B01, C01 の部材解析で用いた復元力特性を用いて、骨組試験体 F01 を対象に解析を行った。層せん断力-層間変形角関係を図-12 に示す。

骨組試験体 F01 は梁の曲げ降伏によりメカニズムを形成し、柱および柱梁接合部の損傷は僅かであったことが解析上も確認できた。F01 の履歴性状は B01 とほぼ同じであり、1/50rad.以降の大変形において解析値が実験値を大きく下回った。

7. 結論

RPC を用いた柱梁部材と骨組の実験および解析を行い以下の結果を得た。

- 1)RPC 部材は 1/20rad.の大変形に至るまで耐力低下の少ない紡錘形の履歴性状を示した。
- 2)本実験の範囲内では RPC 部材の復元力特性のモデル化には既往の RC 部材のモデル化の適応が可能であることが判明した。
- 3)RPC 骨組は大変形に至るまで損傷の少ない性状を示した

【謝辞】 太平洋セメント株式会社中央研究所の

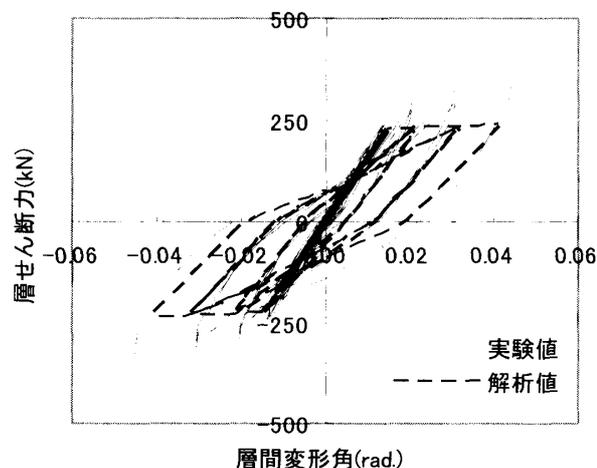


図-12 層せん断力-層間変形角関係

皆様のご協力に感謝の意を表します。

参考文献

- 1)竹中啓之他：制振デバイス付き超高強度 RC 造骨組の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26, No.2, pp.1111-1116, 2004
- 2)北風野歩他：超々高強度コンクリートを用いた柱の圧縮特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.25, No.2, pp.847-852, 2003
- 3)奥田将人他：超高強度コンクリートを用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究(その2 構造性能評価)，日本建築学会学術講演梗概集，C-2 分冊，pp467-468, 2004