

論文

[2153] SD70級鉄筋と高強度コンクリートを用いた2層RC骨組の実験

大本 義直^{*1}・但木 幸男^{*2}・笠松 照親^{*3}・田中 礼治^{*4}

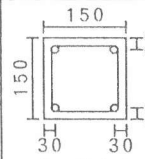
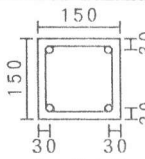
1. はじめに

高層RC造建物では、骨組を構成する各部材に相当に大きな応力が作用する。それらの高応力を処理する有効な手段の一つとして高強度鉄筋および高強度コンクリートの使用が考えられる。高強度鉄筋は、高応力への抵抗は勿論のこと鉄筋量の減少および過密配筋防止などに有効である。しかし、高強度鉄筋は普通強度鉄筋よりも高い付着、定着性能などを要求するので、通常高強度コンクリートとの併用が好ましい。さらに、建物の高層化によって柱の軸方向力が増加するため普通コンクリートでは断面寸法の増大が避けられないが、高強度コンクリートの利用は柱断面寸法の増大を防ぎ下層階の空間の有効利用が可能になることから、高層RC造では高強度コンクリートの利用が好ましい。そのようなことから本報ではSD70級の高強度鉄筋を主筋として用いた曲げ降伏型骨組でコンクリート強度を高強度 ($F_c = 800 \text{ kgf/cm}^2$) と普通強度 ($F_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$) の2種に変化させ、高強度鉄筋を主筋とした曲げ降伏型骨組の耐震性能に及ぼすコンクリート強度の影響、即ち、高強度コンクリート利用の有効性について実験的に検討することを目的としている。

2. 試験体種別、形状、寸法および配筋

試験体は全部で2体ある。試験体種別の詳細を表1に示した。試験体の形状、寸法は全試験体同一である。試験体の形状、寸法、配筋の1例(2F70-800)を図1に示した。はり、柱とも $b \times D = 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 、せん断スパン比 (a/D) は、はりが4.5で、柱が2.0の2層1スパン骨組である。試験体の変動因子は、はり、柱のコンクリート強度のみである。即ち、2F70-800は、コンクリートの設計基準強度が 800 kgf/cm^2 であり、2F70-250は 250 kgf/cm^2 のものである。各試験体とも、各層はりおよび1層柱脚が曲げ降伏するように設計された曲げ降伏型骨組である。各試験体の接合部には接合部破壊防止のため直交ばりを設けている。

表1 試験体種別

試験体名	はり断面	柱断面	主筋種別	コンクリート強度 σ_n (kgf/cm ²)	柱軸応力度 σ_o (kgf/cm ²)
2F70-800	 2-D10 (Pt=0.79)*	 2-D10 (Pt=0.64)*	SD70	765**	96
2F70-250				268	34

*. はり $Pt = a t / b d$, 柱 $Pt = a t / b D$ (単位%) ** *. $E_{c\frac{1}{3}} = 4.34 \times 10^5$ (kgf/cm²)

- *1 東北工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
- *2 東京職業能力開発短期大学校 教官、工博 (正会員)
- *3 西松建設(株) 技術研究所 原子力課課長 (正会員)
- *4 東北工業大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

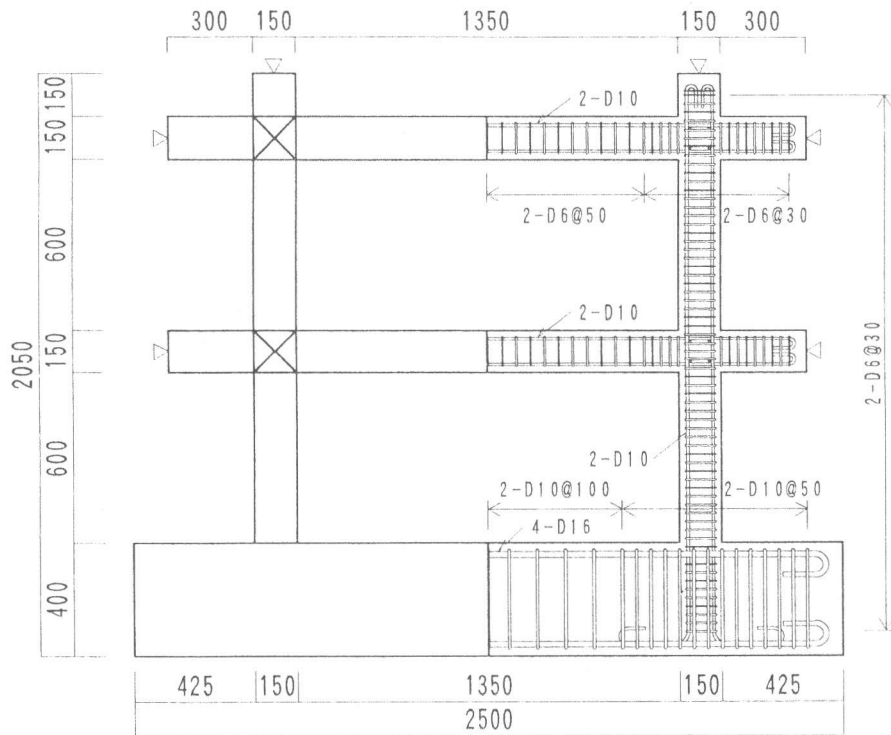


図1 試験体形状および配筋詳細の1例

3. 使用材料

a) コンクリート：実験時のコンクリート強度を表1に示した。コンクリートは普通コンクリートであり、全試験体同一バッチのレディーミクストコンクリートを用いた。打込みは、全試験体とも横打ちで行った。

b) 鉄筋：実験に使用した主筋、およびせん断補強筋の機械的性質を表2に示した。図2に主筋の $\sigma - \epsilon$ 曲線を示した。主筋(D10)はSD70の高強度鉄筋であり、降伏強度は $\sigma_y = 7210 \text{ kgf/cm}^2$ であった。主筋は明確な降伏点を持つものであった。せん断補強筋はSD70のD6 ($\sigma_y = 7410 \text{ kgf/cm}^2$)を用いた。

4. 加力および変形測定方法

加力装置を図3に示した。柱の軸方向力および水平荷重はオイルジャッキで加力した。荷重の測定にはロードセルを用いた。載荷は、まず柱に軸方向力を作用させ、ついで、図4のように2層と1層の水平力が常に2:1の比率になるように水平加力を行った。正負繰り返し加力

表2 使用鉄筋の性質

	鉄筋 種別	鉄筋径	降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 $s\sigma_B$ (kgf/cm ²)	降伏ひずみ ϵ_y (%)	ヤング係数 $E_s (\times 10^6)$ (kgf/cm ²)
主筋	SD70	D10	7210	8740	0.393	1.91
せん断補強筋	SD70	D6	7410*	9500	0.614*	1.79

* 0.2% Set off.

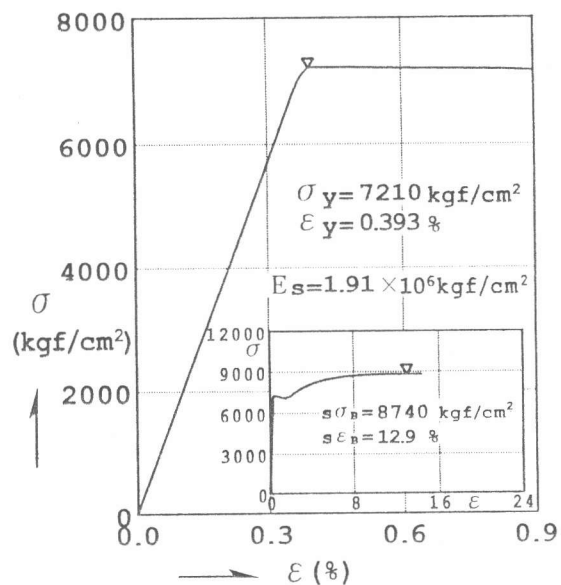


図2 主筋の $\sigma - \epsilon$ 曲線

は2層の水平変位 (δ) が30mm ($R = \delta / h = 2.1/100\text{rad.}$) ごとに正負3回行った。柱の軸方向力は、全試験体とも軸方向応力度 $N / b D = \sigma_B / 8$ とした。即ち、2F70-800の柱1本当たりの軸方向力を $N = 21.5 \text{ tf}$ ($\sigma_0 = 96 \text{ kgf/cm}^2$)、2F70-250を $N = 7.6 \text{ tf}$ ($\sigma_0 = 34 \text{ kgf/cm}^2$) とした。柱の軸方向力は実験中一定に保持した。骨組の水平たわみは、はり、柱節点位置で電気式変位計(精度1/100mm)で測定した。また、はり、柱主筋ひずみの測定をワイヤーストレンゲージ(ゲージ長2mm)で行った。

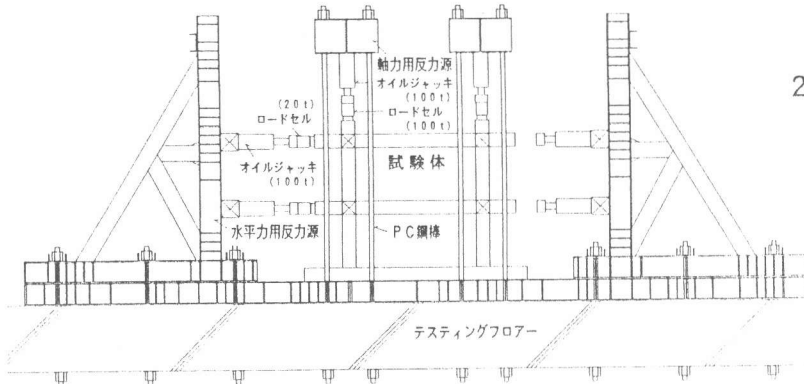


図3 加力装置

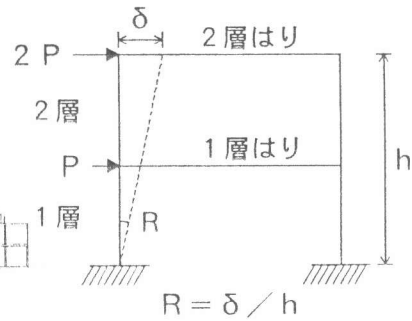


図4 変形制御の部材角

5. 実験結果および検討

5.1 各試験体の破壊経過およびQ-R曲線

各試験体の最大荷重時きれつ図を図5に示した。各試験体とも曲げ系のきれつがはり材端および1層柱脚に集中的に発生しており、骨組は曲げ降伏(降伏はワイヤージージの測定により確認している)を生じている。各試験体ともせん断、付着きれつは見られなかった。各試験体とも最大荷重後は変位の増大と共にはり材端および1層柱脚のコンクリートの圧壊が見られた。しかし、主筋の座屈などは見られなかった。図6は各試験体の層せん断力-層間部材角曲線を示したものである。図6の層せん断力は1層の層せん断力であり、層間部材角は図4に示した2層頂部水平たわみより求めた骨組全体の層間部材角である。図6より高強度コンクリートを用いた2F70-800の履歴ループの方が普通強度の2F70-250に比べ逆S性が少ない。また、高強度コンクリートを用いた2F70-800は $R = 1/100\text{rad.}$ で降伏ヒンジの発生が始まり $R = 2/100\text{rad.}$ でメカニズムに達するのに対し、普通コンクリートを用いた2F70-250は $R = 2/100\text{rad.}$ で始まり、 $R = 3/100\text{rad.}$ でメカニズムに達し、メカニズムに達する部材角が相当に大きくなる。各試

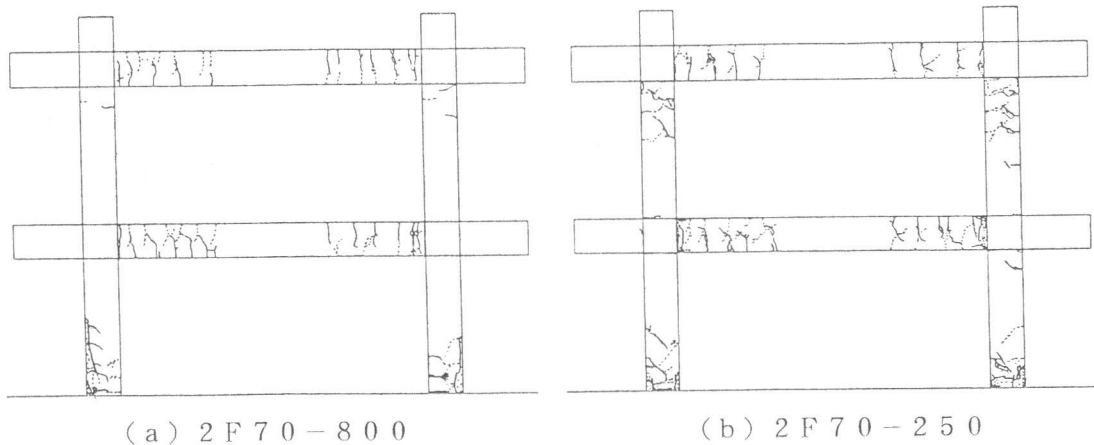


図5 最大荷重時きれつ図

験体とも降伏ヒンジは最初に1層柱脚に生じたが、最初の降伏ヒンジが発生してからメカニズムに達するまでの荷重の上昇はさほど大きくない。

5.2 最大荷重および最大荷重時層間部材角

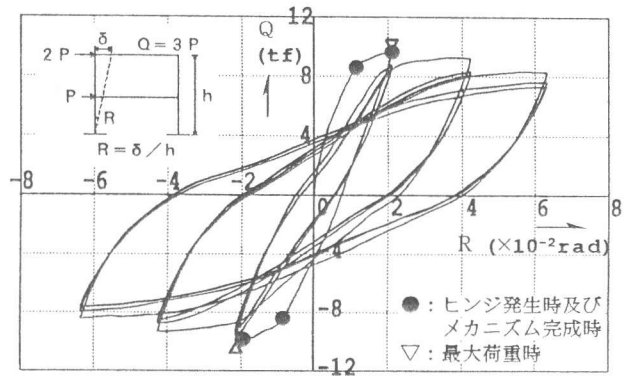
各試験体の最大荷重および最大荷重時層間部材角を表3に示した。高強度コンクリート使用の2F70-800の最大荷重時層間部材角は $R=2.1/100\text{rad}$. であるのに対し、普通強度コンクリートの2F70-250は $R=4.2/100\text{rad}$. と大きくなっている。最大荷重後の荷重の低下は高強度コンクリートの2F70-800の方が2F70-250よりも大きい。

5.3 ヒンジゾーンの範囲

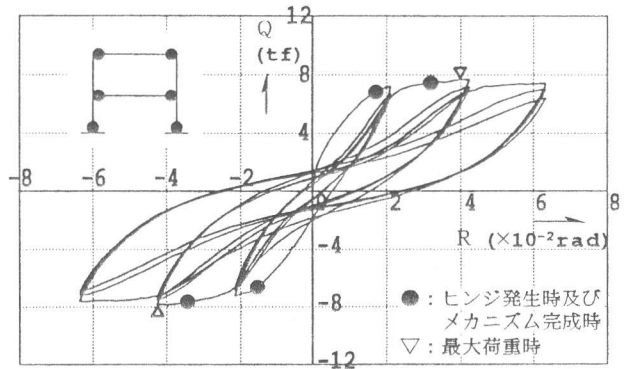
図7は層間部材角 $R=2.1/100\text{rad}$. (3回くり返し終了時)のはり、柱部材のひずみ測定位置(はり、柱材端より7.5cmピッチ)で主筋が降伏ひずみに達した位置を示したものである。本報ではヒンジゾンを材端から降伏ひずみ以上のひずみが測定された歪ゲージ位置までの範囲と定義した。層間部材角 $R=2.1/100\text{rad}$. 時では2F70-250で主筋降伏している箇所は2F70-800に比べて少ない。これは図8に示す2F70-250における主筋の基礎からの抜け出しが2F70-800よりも大きいことなどが影響しているものと考えられる。層間部材角 $R=4.2/100\text{rad}$. になると2F70-250、2F70-800の両試験体ともほぼ同程度の範囲でヒンジ形成がなされていた。

5.4 等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数を図9に示した。図には特定層間部材角での3回のくり返し加力における各くり返し時の値を示している。図9から分かるように、各試験体とも等価粘性減衰定数は層間部材角が大きくなるほど大きくなる傾向にある。また、2F70-800の等価粘性減衰定数の方が2F70-250のそれより大きい。



(a) 2F70-800

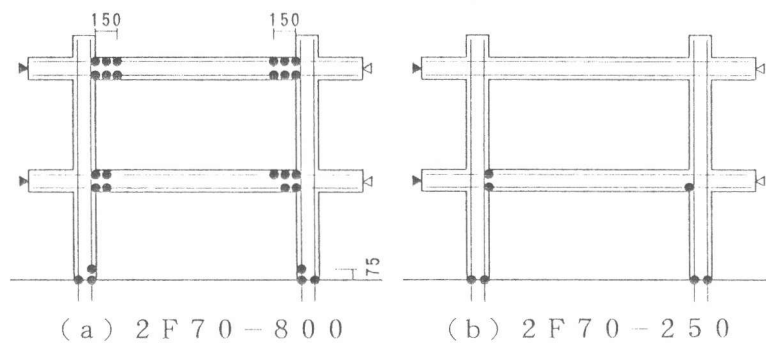


(b) 2F70-250

図6 各試験体のQ-R曲線

表3 最大荷重および最大荷重時層間部材角

試験体名	最大荷重 (tf)	最大荷重時層間部材角 (/100rad)
2F70-800	9.8	2.1
2F70-250	7.8	4.2



(a) 2F70-800

(b) 2F70-250

図7 各試験体の主筋降伏位置

くり返し加力の影響については各試験体ともくり返し回数が増えると等価粘性減衰定数は小さくなる傾向にある。

6. 解析的検討

材端バネ法により弾塑性解析を行い実験から得られた骨組の正負くり返し層せん断力-層間部材角曲線(Q-R曲線)と解析との比較を行う。

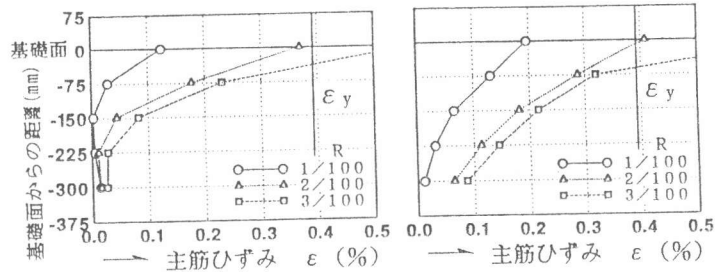
6.1 試験体のモデル化と解析方法

図10に試験体のモデル化を示す。最初柱に軸応力度 $\sigma_B/8$ を加え、水平加力の荷重増分で解析を行った。

6.2 材端バネの履歴ルール

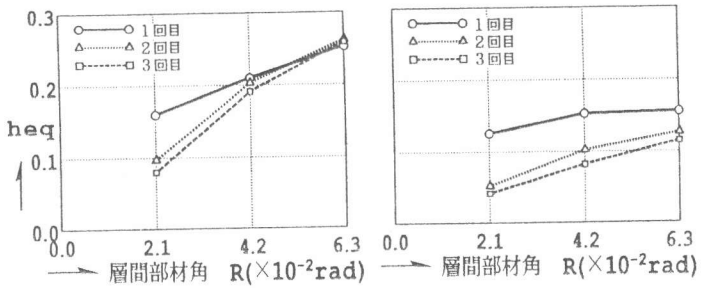
材端バネのスケルトンカーブは図11(a), (b), (c)に示すように、原部材の変形量から弾性部分の変形量を差し引いたものとした。材端バネの履歴ルールは文献[1]でSD70級の鉄筋を用いたはり部材実験結果をもとに提案した曲げモーメント-回転角に関する図12に示す逆S字型履歴ルールを用いた。本履歴ルールは武田モデル[2]をもとに、最大変位を指向すること、繰り返し変位が大きくなるほど除荷重域などの剛性が低くなることを取り入れ、さらに、除荷重時における剛性変化が表現できるようにしたものである。また、柱の軸力増大を考慮して曲げモーメントが上下非対称に扱えるようにした。正負くり返し履歴ルールの各点および剛性は、次のように仮定した。

- ひびわれモーメント、降伏モーメント、剛性低下率および $S_1 \sim S_4$ は文献[1]参照。
- $S_5 = S_2 \times (1/\mu^a)$ μ : 塑性率
- $S_6 = S_5 \times (1/\mu^{a1})$
 $a, a1$: μ のべき乗
- S_7 : ©点と最大変位点Ⓔ点の勾配
- $S_8 = S_7/m$



(a) 2F70-800 (b) 2F70-250

図8 主筋の基礎定着部のひずみ分布



(a) 2F70-800 (b) 2F70-250

図9 等価粘性減衰定数

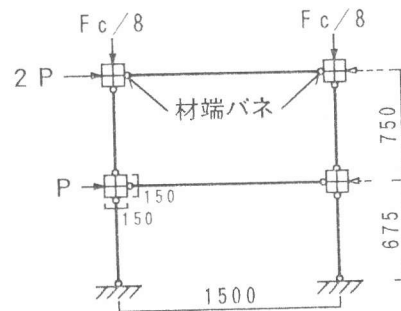


図10 試験体のモデル

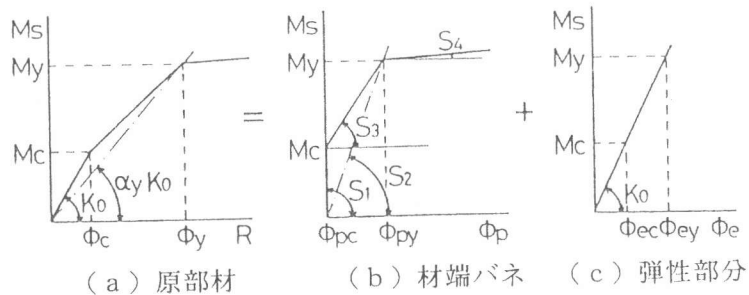


図11 材端バネのスケルトンカーブ

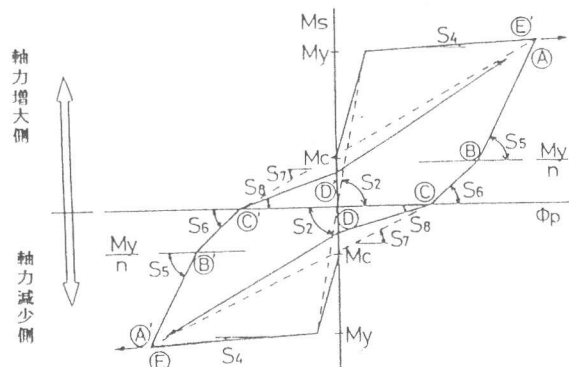
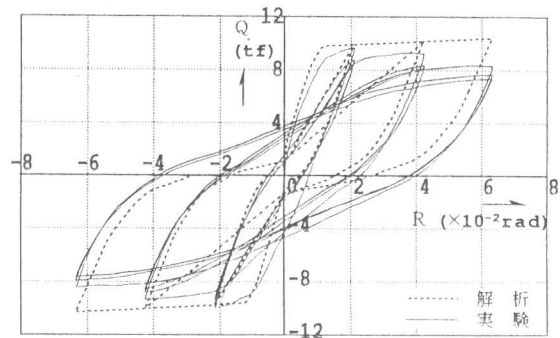


図12 材端バネの履歴ルール

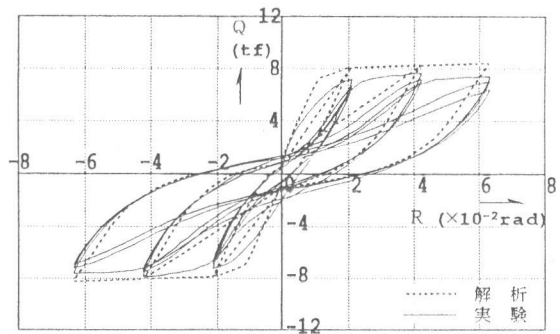
はり部材では、文献 [1] より $a=0.25$, $a_1=0.5$, $m=3$, $n=3$ とした。柱部材では武田モデルを参考に $a=0.5$ とし、その他ははりと同じ値とした。

6.3 解析結果

図 1 3 に実験と解析結果の比較を示した。各試験体とも最大荷重に関しては実験値と解析値の比率は 0.91~0.97 であった。履歴性状については、普通コンクリートを用いた 2F70-250 は逆 S 性をよく追跡していると思われるが、高強度コンクリートを用いた 2F70-800 はあまり適合性がよくない。本実験のように軸応力度を $\sigma_0 = \sigma_B / 8$ とコンクリート強度との関係で作用させた場合、高強度コンクリートを用いた骨組の履歴性状は、柱の軸応力度の増大、基礎からの抜け出し量の減少などの影響により紡錘形に近づく傾向にある。高強度コンクリートを用いた骨組の解析に当ってはこれらの影響を取り入れる必要があるが、それは今後の課題である。



(a) 2F70-800



(b) 2F70-250

図 1 3 実験と解析の比較

7. まとめ

本実験より次のことが認められた。

- 1) 柱の軸応力度を $\sigma_0 = \sigma_B / 8$ にした場合、高強度コンクリートを用いたものの方が履歴ループの逆 S 性が少なくなる傾向が見られる。
- 2) 高強度コンクリートを用いた 2F70-800 は層間部材角 $R=2.1/100\text{rad}$. 程度で崩壊メカニズムに達するが普通コンクリートの 2F70-250 では $R=3.0/100\text{rad}$. と崩壊メカニズムに達する層間部材角が大きくなる。
- 3) ヒンジゾーンの範囲は部材角 $R=2.1/100\text{rad}$. では高強度コンクリートの 2F70-800 の方が普通コンクリートの 2F70-250 よりも大きい。これは、普通コンクリートの 2F70-250 の場合、主筋の基礎からの抜け出し量が多いことが影響しているものと考えられる。
- 4) 等価粘性減衰定数は高強度コンクリートの 2F70-800 の方が普通コンクリートの 2F70-250 よりも大きい傾向を示した。
- 5) 文献 [1] に提案した材端バネの履歴ルールを用いて材端バネ法で骨組解析した結果、普通コンクリートの 2F70-250 は精度よく追跡できたが、高強度コンクリートの 2F70-800 ではあまりよい適合性を示さなかった。これは今後の課題である。

【参考文献】

- 1) 但木幸男、田中礼治ほか：H H R C 構造に関する研究（その 7）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp. 443-444、1992. 8
- 2) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsenn : REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES, Proceedings, ASCE, ST12, Dec. 1970