

論文 低強度コンクリートが使用された片側腰壁・たれ壁付き RC 柱の破壊性状に関する実験的研究

石田 徹^{*1}・古澤 祥一^{*1}・畑中 重光^{*2}・三島 直生^{*3}

要旨：低強度コンクリートとは、一般に圧縮強度が 13.5 N/mm²未満のコンクリートと定義される。本研究では低強度コンクリートが使用された片側腰壁・たれ壁付き RC 柱の水平加力実験を行った。その結果、片側腰壁・たれ壁付き柱の低強度試験体においても、柱試験体と同様に細かなひび割れが分散して発生し、付着割裂ひび割れが発生し易いといった、低強度コンクリートに特徴的な傾向を確認した。また破壊の状況としては、既往の研究で報告されている両側腰壁・たれ壁付き RC 柱とは異なり、腰壁・たれ壁の横の柱部分が破壊した。また、塑性断面解析によれば、曲げ耐力を精度良く評価することができることなどを確認した。

キーワード：低強度コンクリート, RC 柱, 腰壁, たれ壁, 曲げ, せん断, 耐力

1. 序論

既存 RC 建造物の耐震診断および耐震補強設計を行う際に、通常は RC 構造物に使用されているコンクリートの圧縮強度を調査するが、その調査結果から、1970 年代前半の高度経済成長期における、効率優先の量産体制や粗製乱造などが理由で、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度に達していない、品質の悪い構造物が存在していることが明らかになってきた^{1),2)}。一方で、日本建築防災協会の耐震診断基準³⁾、および耐震改修指針⁴⁾では、RC 構造物に使用するコンクリートの最低圧縮強度を 13.5N/mm²とし、それ未満のものについては基本的には耐震補強の対象外とされている。

しかしながら、コンクリートの最低圧縮強度 13.5N/mm² が必ずしも力学的挙動によるものではないこと^{5),6)}から、コンクリート強度が 13.5N/mm² 未満であっても適切な補強を施せば、耐震性を確保できる可能性があると考えられる。

これに対して、日本コンクリート工学協会中国支部において、低強度コンクリートに関する特別研究委員会が設置され、耐震診断および補強に関する研究が行われている^{7),8)}。しかし、低強度コンクリート部材の構造性能に関する研究は、まだ少ないのが現状である。

これに対して筆者ら⁹⁾は、低強度コンクリートを用いた RC 柱の破壊性状を部材実験により検討している。その結果、低強度コンクリートを用いた柱部材に関して、耐震診断において使用されている曲げ耐力略算式を用いた場合、普通強度コンクリート試験体においては概ね精度よく評価できるが、低強度コンクリート試験体においては危険側の評価となるとしている。しかし、低強度コ

ンクリートを用いた壁付きの RC 柱に関する研究は極めて少ないのが現状である。

そこで本研究では、圧縮強度が 13.5N/mm²未満のコンクリートを低強度コンクリートと定義し、低強度コンクリートを用いた RC 構造物の耐震診断および耐震補強の可能性を明らかにすることを目的とした。本報では、その前段階として、低強度コンクリートが用いられた片側腰壁・たれ壁付き RC 柱の耐力および変形特性を 1/5 サイズの縮小部材実験により明らかにし、耐力式および低強度コンクリートに関する既往の研究報告との整合性に関して検討する。

2. 実験概要

2.1 要因および水準

表-1 に本実験の要因および水準を示す。モルタルの圧縮強度は 7, 21(N/mm²)の 2 水準とし、柱の内法高さは 100, 300, および 500(柱のみ)⁹⁾(mm) の 3 水準とした。モルタルの圧縮強度は水セメント比(W/C)を変化させることで調整し、Fc=7N/mm²のモルタルについては、既往の研究⁹⁾を参考にセメントの一部を石灰石微粉末で置換して製作した。

2.2 試験体

表-2 および表-3 に、それぞれ使用したモルタルの調査表および鉄筋の諸性状を示す。また、表-4 に試験体諸元を、図-1 に試験体寸法および配筋図の例を示す。試験体は 3 階建て RC 事務所建築の 1 階部分の 1 スパン分の柱および壁を想定し、実構造物の 1/5 スケールとしている。粗骨材の寸法の縮尺を考慮し、試験体はモルタルを用いて作製した。試験体は、2 本の 100mm×100mm

*1 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 工博 (正会員)

*3 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 博士 (工学) (正会員)

の正方形断面の RC 柱の間に壁厚 40mm の腰壁とたれ壁を有する形とし、腰壁とたれ壁の寸法は、内法高さが所定の寸法になるように変化させた。柱の主筋は 4-D6、せん断補強筋は $\phi 3.2@60$ とし、壁筋は $\phi 2.6@50$ の溶接金網、開口補強筋は 2- $\phi 6$ とした。上下の梁は 250mm×150mm の長方形断面を有しており、柱に対して十分大きな剛性と強度を確保するため、主筋は 4-D13 とし、せん断補強筋は $\phi 6@50$ としている。また、載荷フレームと試験体の定着のために、打設時に試験体に長ナットを埋め込んだ。

打設後に、Fc21 の試験体は材齢 7 日で脱型、Fc7 の試験体は材齢 14 日で脱型した。脱型後は、実験室内にて気

中養生を行った。

2.3 実験方法

図-2 に試験装置の概要を示す。本実験では、耐震診断の第 2 次診断法³⁾を想定し、梁を剛体と仮定した片側腰壁・たれ壁付き柱を対称に配置した要素試験としている。なお、この場合のモーメント分布は逆対称となる。

加力方法は 2N/mm^2 の軸力を維持しながら、オイルジャッキにより静的漸増繰り返し水平載荷を行った。水平ジャッキの設置位置は柱内法高さの 1/2 とし、L 型載荷梁を介して試験体上部の梁上端に水平力を加えた。載荷プログラムは、層間変形角 $R=1/2000, 1/1000, 1/500, 1/250, 1/125, 1/100, 1/50\text{rad}$ の順に正負 1 回ずつ繰り返した。ただし、試験体が軸力支持能力を失った時点で、載荷を終了した。図-2 に示すように、ジャッキ頭部のロードセルで荷重を測定し、レーザ変位計で層間の水平変位を

表-1 要因および水準

要因	水準
モルタル圧縮強度 $[\text{N/mm}^2]$	7, 21
柱内法高さ $[\text{mm}]$	100, 300, 500 (柱のみ) ⁹⁾

表-2 モルタルの割合

Fc (N/mm^2)	W/C (%)	W (kg/m^3)	C (kg/m^3)	P (kg/m^3)	S (kg/m^3)
7	129	262	204	234	1638
21	60		438	-	

表-3 鉄筋の力学的諸性状

呼び名	降伏点 $[\text{N/mm}^2]$	ヤング係数 $[\text{N/mm}^2]$
D6	370	1.23×10^5
$\phi 3.2$	566	2.10×10^5
$\phi 2.6$	665	2.08×10^5

[注] Fc: 設計基準強度, W/C: 水セメント比, W: 単位水量, C: 単位セメント量, P: 単位石灰石微粉末量, S: 単位細骨材量

表-4 試験体諸元

試験体名	設計基準強度 $[\text{N/mm}^2]$	コンクリート圧縮強度 $[\text{N/mm}^2]$	内法高さ $[\text{mm}]$	軸力 $[\text{N/mm}^2]$	柱			壁厚			梁・土台		
					断面寸法 $[\text{mm}]$	主筋	せん断補強筋	壁厚 $[\text{mm}]$	壁筋	開口補強筋	断面寸法 $[\text{mm}]$	主筋	せん断補強筋
Fc7h100	7	7.77	100	2	100×100	4-D6 Pt=1.06%	$\phi 3.2@60$ Pw=0.27%	40	縦横共 $\phi 2.6@50$ Ps=0.27%	2- $\phi 6$	250×150	4-D13 Pt=0.68%	$\phi 6@50$ Pw=0.19%
Fc7h300		8.85	300						-	-			
Fc7C ⁹⁾		6.25	500										
Fc21h100	21	23.92	100					40	縦横共 $\phi 2.6@50$ Ps=0.27%	2- $\phi 6$			
Fc21h300		20.46	300										
Fc21C ⁹⁾		26.96	500										

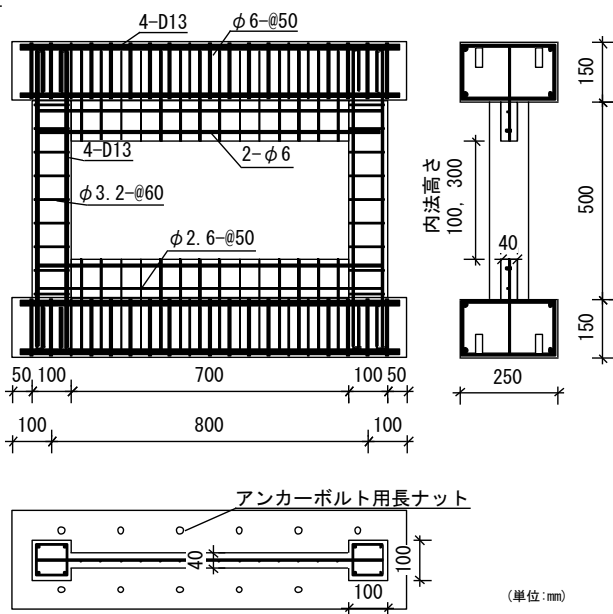


図-1 試験体寸法および配筋図

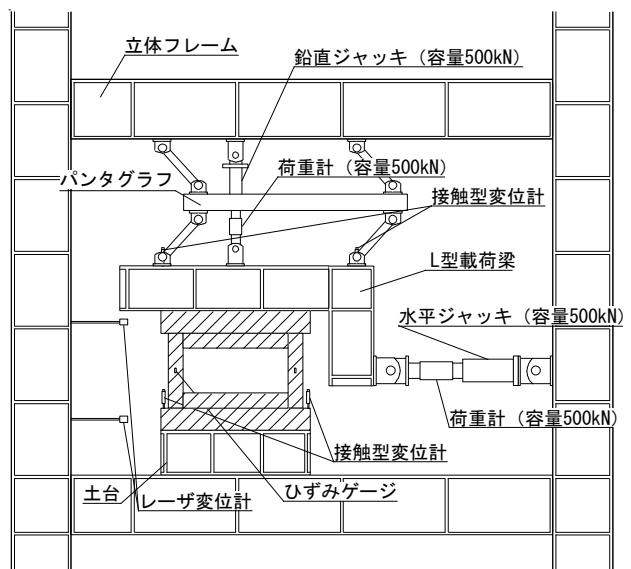


図-2 試験装置の概要

測定した。また、接触型変位計により載荷梁の回転を測定した。なお、各変位段階で載荷を一時停止し、ひび割れ状況を記録した。水平加力に先立ち、試験体の軸力分布を確認するために、軸力載荷時の柱の表面のひずみをひずみゲージにより測定した。その結果、いずれの試験体においても、左右ほぼ均等に軸応力が加えられていることが確認できた。また、試験体の柱の打設と同時にφ5×10cmの円柱試験体を作製し、圧縮強度試験を行った。

3. 実験結果および考察

3.1 ひび割れ状況

図-3 に各変形段階におけるひび割れ状況図を示す。ひび割れの状況を見やすくするためにひび割れは全て、正加力時に拡大したひび割れのみを示す。

図-3 (a), (d) に示す柱のみの試験体⁹⁾は、いずれも柱頭、柱脚部が曲げ破壊した。低強度コンクリート試験体 (Fc7C⁹⁾ では、終局時に主筋に沿った付着ひび割れが発生した。

図-3 (b), (c) に示す低強度の腰壁・たれ壁付き柱試験体では、図からは読み取りにくい、柱に細かなクラックが無数に発生しているのが確認され、付着ひび割れも多く発生していた。このことは既往の柱の実験結果^{10),11),12)}とも一致している。ただし、付着ひび割れに関しては、縮小モデルを用いたことによる、かぶり厚さの不足が影響していることも考えられる。

図-4 には片側腰壁・たれ壁付き柱で見られた特徴的なひび割れをモデル図として示す。

普通強度試験体および低強度試験体ともに、壁が引張側となる部分の柱にせん断ひび割れ (図-4 (ア)) が生じ、壁が圧縮側となる部分の柱には曲げひび割れ (図-4 (イ)) が生じた。また、引張側となる壁と柱の境界で鉛直方向のひび割れ (図-4 (ウ)) が生じた。このうち、図-4 (ア) のようなひび割れは、Fc21h300およびFc7h300試験体のもので顕著に見られたが、一般に両側腰壁・たれ壁付き柱の場合、柱の内法高さのひび割れ (図-4 (エ)) が発生し、壁の付いている領域の柱にはひび割れ (図-4 (ア)) が発生しないとされてきた。しかし、現時点ではこのような破壊となった原因は不明であり、今後明らかにしていく必要がある。

壁のひび割れは、載荷前に収縮クラックと思われる鉛直方向のひび割れと、載荷中に壁隅部に斜めのひび割れを確認したが、どちらのひび割れも、載荷を進める過程で拡大することはなかった。

3.2 水平荷重一層間変形角関係および破壊過程

図-5 に、各試験体の水平荷重一層間変形角関係を示す。

Fc21h300 試験体 (図-3,5 の (e) 参照) は、R=1/500

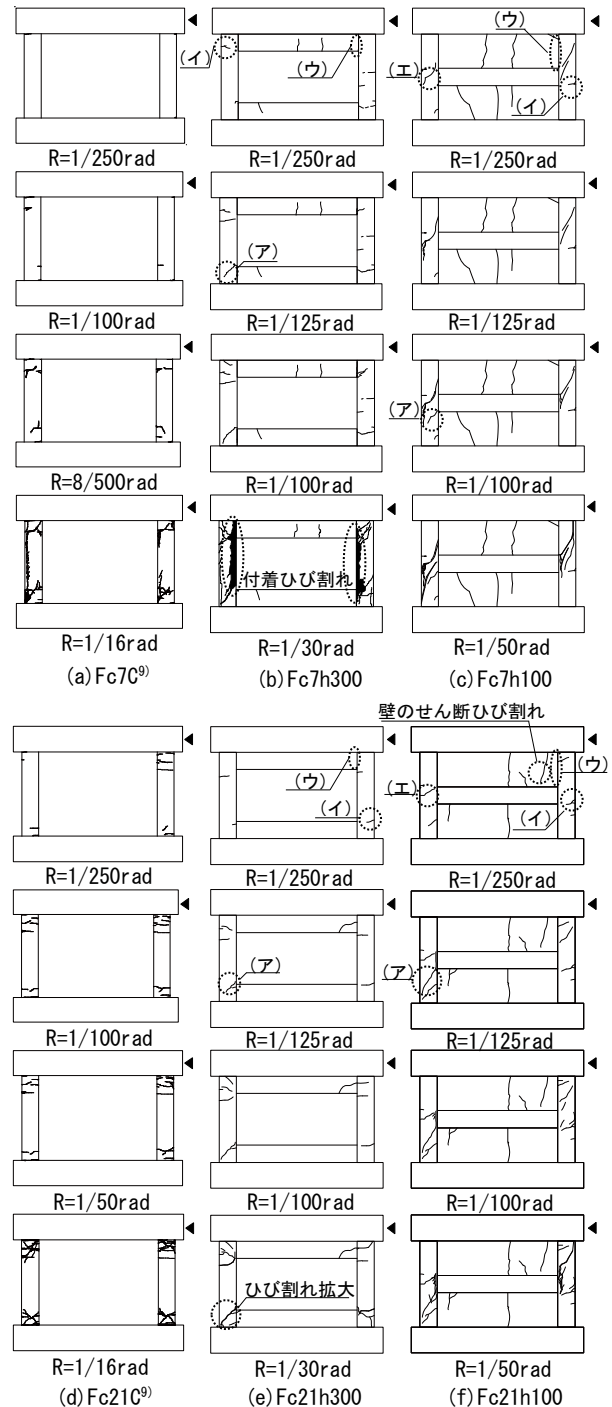


図-3 各変形段階におけるひび割れ状況図 (◀: 加力方向)

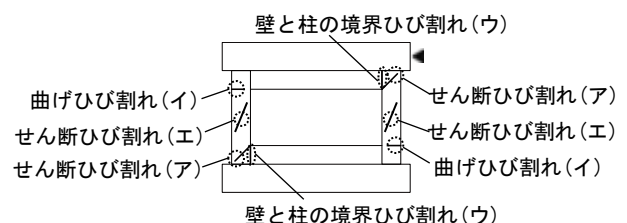


図-4 片側腰壁・たれ壁付き柱ひび割れのモデル図 (◀: 加力方向)

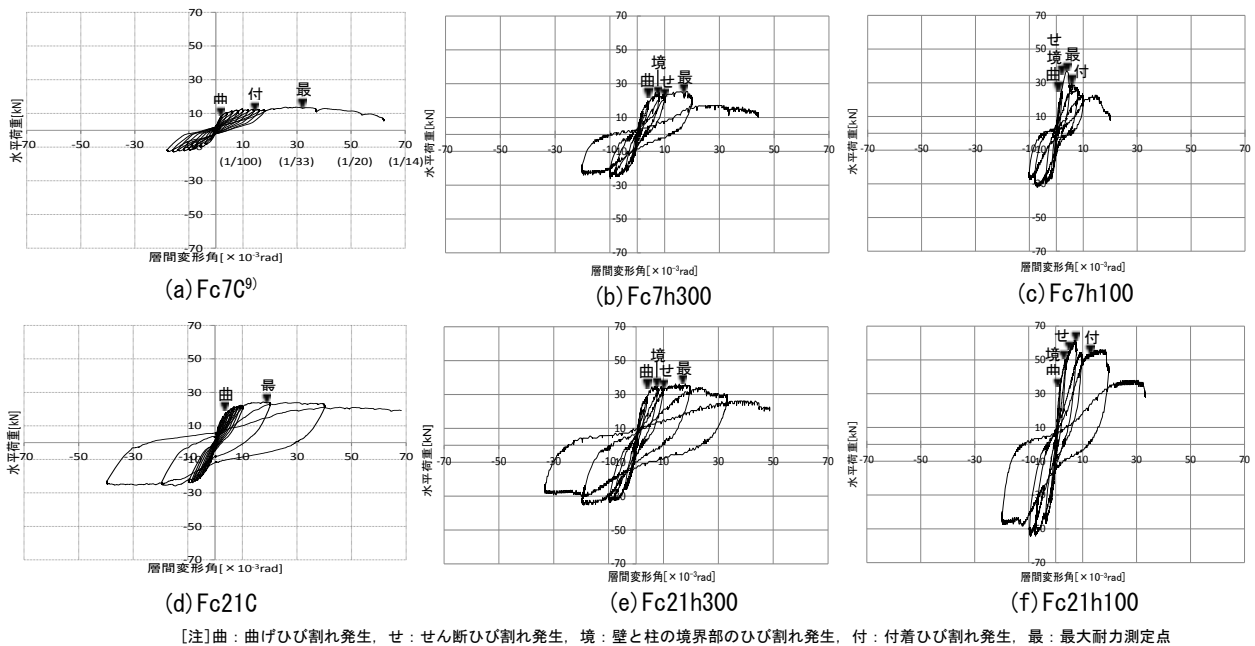


図-5 水平荷重一層間変形角関係

rad で柱の開口上下端の位置部に曲げひび割れが発生し、 $R=1/125$ rad で引張側となる壁と柱の境界に鉛直方向のひび割れが発生した。その後、曲げひび割れが曲げせん断ひび割れとなり、 $R=1/100$ rad でひび割れが拡大し、 $R=1/50$ rad で最大耐力に達した。その後、緩やかに耐力が低下すると共に、片側の柱のひび割れ幅が大きくなり、 $R=1/16$ rad で載荷を終了した。

Fc7h300 試験体 (図-3.5 の (b) 参照) は、 $R=1/125$ rad で最大耐力に達した点と柱の内側に付着ひび割れが発生した点を除いて、Fc21h300 試験体とほぼ同じ破壊過程を示した。

Fc21h100 試験体 (図-3.5 の (f) 参照) は、 $R=1/1000$ rad で柱の開口上下端の位置に曲げひび割れが発生し、 $R=1/250$ rad で引張側となる壁と柱の間で鉛直方向のひび割れ、および引張側となる壁部分でせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=1/125$ rad で壁が引張側となる部分の柱にせん断ひび割れが発生し、最大耐力に達した。 $R=1/50$ rad でせん断ひび割れが急激に進展し、付着破壊が発生し、開口部柱のコンクリートの剥落も見られ、 $R=1/20$ rad 付近で載荷を終了した。

Fc7h100 試験体 (図-3.5 の (c) 参照) は、 $R=1/500$ rad で柱の開口上下端の位置に曲げひび割れが発生した。 $R=1/250$ rad で開口部横の柱にせん断ひび割れが発生するとともに、引張側となる壁と柱の境界で鉛直方向のひび割れが発生し、最大耐力に達した。その後、図では読み取りにくい柱に細かなせん断ひび割れが多数発生し、 $R=1/100$ rad で片側の柱のせん断ひび割れが拡大し、 $R=1/50$ rad でせん断ひび割れと付着ひび割れが複合したひび割れとなり、耐力が急激に低下したため、載荷を終

了した。

Fc21h100 試験体と Fc7h100 試験体を比較すると、両試験体ともに開口部横の柱にひび割れが集中するが、低強度試験体の方が最大耐力および最大耐力時の層間変形角が小さい傾向が見られた。また、Fc21h300 試験体と Fc7h300 試験体を比較すると、両試験体とも柱頭・柱脚 (腰壁・たれ壁部) に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが見られるものの、緩やかに耐力が低下した。低強度であっても曲げ変形が支配的である場合、急激に耐力低下しない点は既往の研究⁹⁾と一致する。しかし、低強度試験体の方が層間変形角が小さい段階で最大耐力に達している点は既往の研究⁹⁾と異なる性状を示した。

図-6 に水平荷重一層間変形角関係の包絡線を示す。内法高さが等しい試験体同士 (Fc21C と Fc7C, Fc21h300 と Fc7h300, および Fc21h100 と Fc7h100) は曲線がほぼ相似形となっている。このことにより、普通強度コンクリートの水平荷重一層間変形角関係曲線から低強度コンクリートの同曲線を概ね予測できる可能性がある。

Fc21C 試験体および Fc7C 試験体⁹⁾は普通強度、低強度

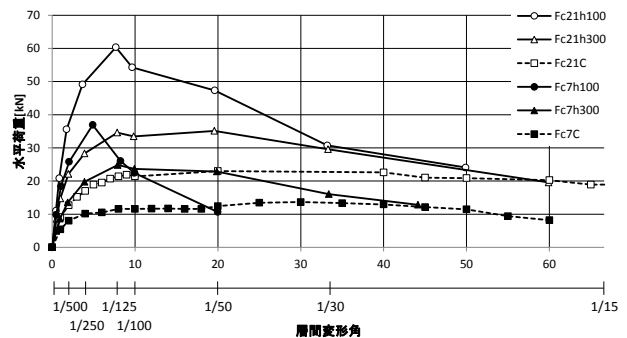


図-6 水平荷重一層間変形角関係の包絡線

試験体ともに最大耐力以降の耐力低下は、いずれの試験体においても緩やかであり、特に違いは見られなかった。しかし、Fc21h100 試験体および Fc7h100 試験体では、ともに最大耐力以降の耐力は、他の試験体と比較すると急速に低下している。このことから、Fc21C 試験体、Fc7C 試験体、Fc21h300 試験体および Fc7h300 試験体は曲げ破壊が支配的であるのに対して、Fc21h100 試験体および Fc7h100 試験体はせん断破壊が支配的であったと考えられる。

3.3 最大耐力および層間変形角と柱の内法高さの関係

図-7 に最大耐力と柱の内法高さの関係を示す。コンクリート強度によらず、柱の内法高さが大きくなるに

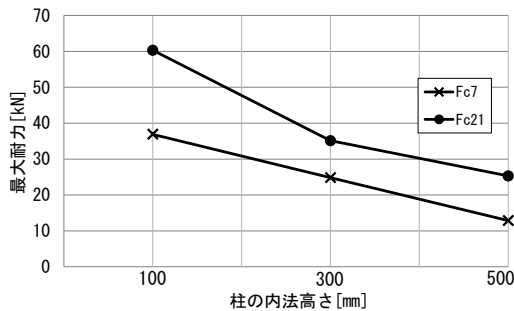


図-7 最大耐力と柱の内法高さ関係

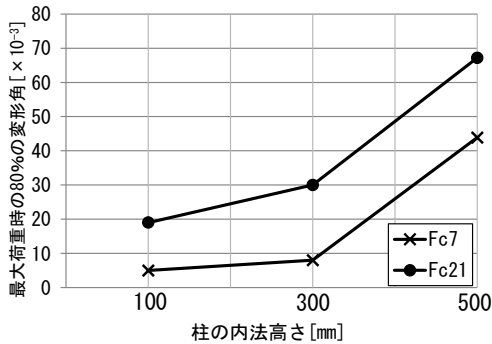


図-8 最大耐力時の 80%時の層間変形角と柱の内法高さ関係

従い、最大耐力は直線的に減少している。

また、図-8 に最大耐力の 80%時の層間変形角と柱の内法高さ関係を示す。ここでは、便宜上、終局時の変形角を、荷重が最大耐力の 80%となるような変形角と見なした。いずれの試験体も、柱の内法高さが大きくなるほど終局時の変形角が大きくなる傾向が見られる。また、低強度試験体は普通強度試験体と比較すると、同一荷重時の軸力比が大きいいため、早い段階で終局時の変形角に達すると言える。

3.4 耐力評価式と実験値の比較

表-5 に、実験による最大耐力と既往の算定式および塑性断面解析による計算値を比較した一覧を示す。曲げ耐力については、耐震診断において使用されている曲げ略算式³⁾を用いた。せん断耐力については、耐震診断で使用されている大野・荒川 min 式³⁾、低強度試験体には大野・荒川 min 式に低減係数を乗じた山本提案式³⁾も用いた。表-5 の下には各算定式を示す。

まず、せん断破壊が支配的な Fc21h100 試験体および Fc7h100 試験体の実験値と計算値を比較する。低強度試験体である Fc7h100 試験体においては、山本提案式を用いることで安全側の評価となった。普通強度試験体である Fc21h100 は、実験結果の下限値を評価した大野・荒川 min 式を用いても、実験値が計算値を若干下回る結果になった。

次に、Fc21h300 試験体に関しては、塑性断面解析により、ほぼ正確な値が推定できると言える。一方、Fc7h300 の試験体については、図-3 および図-6 の結果から判断して、曲げ破壊が支配的であると考えられるが、計算値ではわずかにせん断耐力(min 式)が曲げ耐力を下回っている。

また、同試験体では、塑性断面解析の結果が過大評価となっている。これは、図-3 の (b) に示した破壊状況

表-5 最大耐力に対する実験値および計算値一覧

試験体名	実験値 [kN]	曲げ				せん断			
		略算式		断面解析		大野荒川min式		山本提案式	
		計算値* [kN]	実験値/計算値	計算値* [kN]	実験値/計算値	計算値* [kN]	実験値/計算値	計算値* [kN]	実験値/計算値
Fc7h100	36.91	104.23	0.35	83.42	0.44	48.75	0.76	32.18	1.15
Fc7h300	24.81	35.32	0.70	29.12	0.85	31.49	0.79	23.29	1.07
Fc7C ⁹⁾	12.84	20.44	0.63	14.27	0.90	26.4	0.49	15.68	0.82
Fc21h100	60.33	111.65	0.54	107.58	0.56	67.38	0.90	-	-
Fc21h300	35.11	37.03	0.95	35.86	0.98	36.44	0.96	-	-
Fc21C	25.29	22.41	1.13	21.63	1.17	31.86	0.79	-	-

[注] *計算値は、柱 2 本分 (×2) としている、また、 は計算値での最小値

*1 曲げ耐力略算式 $M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c})$

ここに、 a_t : 引張鉄筋断面積、 σ_y : 鉄筋降伏点強度、 D : 柱断面せい、 N : 柱軸方向力、 b : 柱断面幅、 F_c : コンクリート圧縮強度、 $M/(Qd)$: せん断スパン比、 P_w : せん断補強筋比、 $s\sigma_y$: せん断補強筋の降伏点強度、 σ_o : 柱軸方向応力度、 σ_B : コンクリート圧縮強度

*2 大野荒川min式 $Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s\sigma_y} + 0.10\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$

*3 山本提案式 $Q_{su2} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053P \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s\sigma_y} + 0.10\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$
 $k_r: 0.244 + 0.056\sigma_B$

から、付着破壊の影響が考慮されていないことが原因と考えられる。Fc7h300 試験体については、略算式ではさらに過大評価となる傾向が見られるが、これは、既に指摘されているように、鉄筋の降伏前にコンクリートが圧壊するために略算式の仮定条件に適合しないためである。

また、Fc21C 試験体および Fc7C 試験体⁹⁾は塑性断面解析を用いた場合に、いずれも比較的精度良く実験値を推定できた。低強度コンクリートの Fc7C 試験体において、略算式では過大評価となるが、この理由は Fc7h300 試験体で述べたものと同一である。

4. まとめ

本研究では、低強度コンクリートを用いた片側腰壁・たれ壁付き柱の破壊性状を部材実験により検討した。その結果、本実験の範囲において、以下のことが分かった。

- 1) コンクリート強度および開口高さにかかわらず、腰壁・たれ壁が付いている領域の柱部分に、せん断ひび割れが生じた。
- 2) 低強度コンクリート試験体では、柱に細かなひび割れが多数発生し、また柱の主筋に沿って、付着ひび割れが発生した。
- 3) せん断破壊した低強度コンクリート試験体では、山本提案式を用いることにより、せん断耐力を概ね精度よく評価できた。
- 4) 曲げ破壊した低強度コンクリート試験体では、塑性断面解析を行うことで、精度良く曲げ耐力を推定できるが、付着破壊が発生する場合は過大評価となる場合がある。

謝辞

本研究において、服部宏己先生(岐阜市立女子短期大学)のご指導を頂いた。本実験において、高橋朋幹君(三重大学大学院生)、和藤浩氏、新美治利氏(いずれも三重大学技術専門員)の助力を得た。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 中濱貴生, 畑中重光: 三重県内における既存 RC 造

学校施設のコンクリート強度の分布に関する調査研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.635-636, 2005.9

- 2) 坂巻健太, 広沢雅也, 清水泰, 周建東: 既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.801-804, 2001.9
- 3) 財団法人日本建築防災協会「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説」
- 4) 財団法人日本建築防災協会「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針 同解説」
- 5) 山本泰稔, 片桐太一, 秋山友昭, J.F.トンプソン: 低強度コンクリート中における接着系アンカー筋の荷重伝達能力, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.553-558, 2000
- 6) 市橋重勝, 山本泰稔, 片桐太一, 秋山友昭, ジム・トンプソン: 低強度コンクリートに装着した接着系あと施工アンカー筋の挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.397-407, 2000.9
- 7) 社団法人日本コンクリート工学協会中国支部: 低強度コンクリートに関する特別研究委員会, 低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書, 2009.2
- 8) 社団法人日本コンクリート工学協会中国支部: 低強度コンクリートに関する特別研究委員会, 低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書, 2010.7
- 9) 大石祐太, 三島直生, 畑中重光: 低強度コンクリート RC 柱の破壊性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.889-894, 2011
- 10) 伊藤嘉則, 槇谷榮次, 沢崎詠二: 種々の方法で耐震補強された低強度コンクリート RC 柱の補強効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.613, pp.97-104, 2007.3
- 11) 伊藤嘉則, 槇谷榮次, 橋本敏男, 沢崎詠二: 低強度コンクリート既存 RC 柱の耐震補強効果に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.199-204, 2003
- 12) 永坂具也, 林杰, 長谷川匡輔, 東城正晃: 極低強度コンクリートの用いられた RC 梁の耐力と変形能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.225-228, 2004.8