

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

高橋 朋幹*1・古澤 祥一*1・畑中 重光*2・三島 直生*3

要旨: 本研究では、圧縮強度が 13.5N/mm^2 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が用いられた片側袖壁付き RC 柱の破壊性状を実験により明らかにした。その結果、低強度コンクリートが用いられた片側袖壁付き RC 柱がせん断破壊した場合に、細かなクラックが多数発生、付着ひび割れ、壁板のコンクリートに層状の圧壊が確認された。また、低強度コンクリート試験体は普通強度コンクリート試験体と比較して耐力は小さいものの、より紡錘形に近い載荷履歴となった。また、耐力については、大野・荒川 min 式を用いた場合、低強度コンクリート試験体では危険側の評価となった。

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

1. 序論

既存鉄筋コンクリート (RC) 造建築物の耐震診断および耐震補強設計を行う際に、通常は鉄筋コンクリート構造物に対する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コンクリートの効率優先の量産体制や粗製乱造などで、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、コンクリート構造物のコンクリートの最低圧縮強度を 13.5N/mm^2 とし、それ以下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/mm^2 が必ずしも力学的挙動から決定されたものではないこと^{5),6)}から、コンクリート強度が 13.5N/mm^2 以下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は、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。

そこで本研究では、圧縮強度が 13.5N/mm^2 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て、低強度コンクリートが用いられた梁および柱の破壊性状に関する実験的検討を行ってきた^{9),10)}。本報では、片側袖壁付き RC 柱の耐力および変形特性を実験により明らかにし、既往の耐力式および低強度コンクリートに対して示された既往の研究報告

との整合性に関して検討する。

2. 既往の研究

低強度コンクリートを用いた RC 梁および柱の破壊の特徴としては、曲げ破壊する場合ではコンクリートの圧壊が主筋の降伏に先行して発生することが挙げられ、せん断破壊する場合には、ひび割れが分散して細かなひび割れが多数発生することが挙げられる。また、破壊形式を問わず、付着割裂ひび割れの発生が報告されている^{9)~12)}。耐力算定式の適用性としては、低強度コンクリートを用いた場合には、曲げ耐力略算式や既存のせん断耐力算定式では過大評価となる場合が多く報告されている^{10),11),13)}。これは、普通強度のコンクリートを用いた場合について、いずれも主筋またはせん断補強筋の降伏を前提とした式であり、低強度コンクリートでは鉄筋の降伏前にコンクリートの圧壊が発生するためと考えられている。曲げ耐力に関しては、コンクリート強度が 7N/mm^2 程度以上であれば、コンクリートの圧壊も考慮できる塑性断面解析の適用が可能¹⁰⁾であるが、さらに低い圧縮強度の場合には危険側の評価となるという報告¹¹⁾もある。せん断耐力に関しては、既存のせん断耐力式に係数を乗じて下限値の推定式を得るなどの方法がいくつか報告されている^{9),10),13)}。

一方、低強度コンクリートを用いた耐震壁に関する研究は、極めて少ないのが現状である。寺岡ら¹⁴⁾は 10N/mm^2 クラスの低強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートの耐震壁がせん断破壊する場合に、耐力および剛性の評価が既往の評価式で可能か否かを実験的に検討した。その結果、 10N/mm^2 クラスの低強度コンクリートを用いた RC 耐震壁の終局せん断強度は、 M/QD (せん断

*1 三重大学工学部 工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻教授 工博 (正会員)

*3 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻准教授 博士(工学) (正会員)

スパン比) が 1.0 以下の時に $M/QD=1.0$ の条件を用いた荒川 mean 式および富井式(スリップ破壊を考慮)による評価値の小さい方の値で実験値を概ね安全側に評価できるとしている。また、富岡ら¹⁵⁾は、袖壁付き低強度 RC 柱に関する実験的な検討を行い、最大耐力直後に柱と袖壁が分離破壊する場合に、最大耐力直後は柱の RC 規準式に袖壁を考慮した式で、最大耐力以降は柱と袖壁の累加式で計算すれば実験値と概ね一致する、という結果を得ている。

3. 実験方法

3.1 要因および水準

表-1 に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、また袖壁長さは 200, 300 (mm) の 2 水準とし、比較のために柱のみ¹⁰⁾および無開口壁についても実験を行った。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、適切なワーカビリティを得るために、 $F_c=7\text{N/mm}^2$ のモルタルについては既往の研究¹³⁾を参考にセメントの一部を石灰石微粉末で置換した。

表-1 要因および水準

要因	水準
モルタル強度 (N/mm ²)	7, 21
袖壁長さ (mm)	0 (柱のみ ¹⁰⁾), 200, 300, 無開口壁

表-3 モルタルの調合

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	-	

[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 鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D6	370	1.74×10^5
φ3.2	566	2.10×10^5
φ2.6	665	2.08×10^5

表-2 試験体諸元

試験体名	設計基準強度 (N/mm ²)	柱			袖壁			梁・土台		
		断面寸法 (mm)	主筋	せん断補強筋	壁厚 (mm)	袖壁長さ (mm)	壁筋	断面寸法 (mm)	主筋	せん断補強筋
Fc7C ¹⁰⁾	7	100×100	4-D6 Pt=1.06%	φ3.2-@60 Pw=0.27%	40	-	縦横共 φ2.6-@50 Pw=0.27%	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ6-@50 Pw=0.19%
Fc7Lw200						200				
Fc7Lw300						300				
Fc7W	無開口壁									
Fc21C ¹⁰⁾	21					-				
Fc21Lw200						200				
Fc21Lw300		300								
Fc21W		無開口壁								

3.2 試験体の概要

表-2 に試験体諸元を、表-3 に使用したモルタルの調査表を、表-4 に鉄筋の諸性状を、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 スパン分を想定し、実構造物の 1/5 スケールとしている。骨材も 1/5 スケールとしているため、試験体はモルタルを用いて作製した。柱は 100mm×100mm の正方形断面の RC 柱とし、壁は壁厚 40mm とし、内法高さは 500mm とした。柱の主筋は 4-D6、せん断補強筋は φ3.2@60、壁筋は φ2.6@50 の溶接金網、開口補強筋は 2-φ6 を用いている。梁・土台は 250mm×150mm の長方形断面を有しており、柱、壁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、せん断補強筋は φ6、を用いている。また、載荷フレームと試験体の定着のために、打設時に長ナットを埋め込んだ。普通強度コンクリート試験体 Fc21Lw200 および Fc21Lw300 は打設後 7 日、その他の試験体は打設後 14 日で脱型し、その後、実験室内にて気中養生を行った。

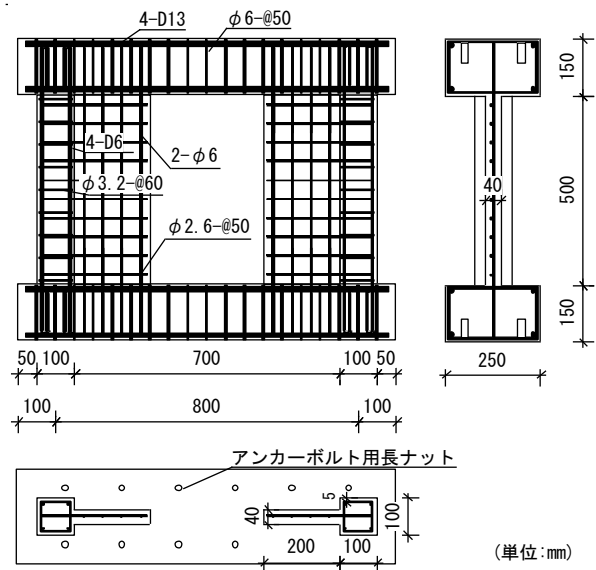


図-1 試験体寸法および配筋図の例 (袖壁長さ 200mm)

3.3 実験方法

図-2 に試験装置の概要を示す。本試験では、「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」における、耐震診断2次診断を想定し、1スパンの片側袖壁付き柱の要素試験と位置付けた実験を行った。この場合、梁を剛体と仮定すれば、片側袖壁付き柱のモーメント分布は逆対象となる。加力方法は、 $2\text{N}/\text{mm}^2$ 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荷重を行った。載荷位置は柱の内法高さの1/2とした。載荷プログラムは、1/2000, 1/1000, 1/500, 1/250, 1/125, 1/100, 1/50, 1/30radの順に正負1回ずつ繰り返した。ただし、軸力支持能力を失った時点で、載荷を終了した。測定はジャッキ頭部のロードセルで荷重を測定し、レーザー変位計および接触型変位計により、梁および土台の水平変位、土台およびL型載荷梁の鉛直変位を測定した。各変形角ごとに載荷を一時停止し、ひび割れ状況を観察した。また、水平載荷前の軸力のみ載荷した点で試験体への軸力の分布を測定するためにコンクリート表面のひずみをひずみゲージにより測定した。また、1/5縮小モデル試験体の打設と同時に、圧縮強度試験のための $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の円柱試験体も作成した。

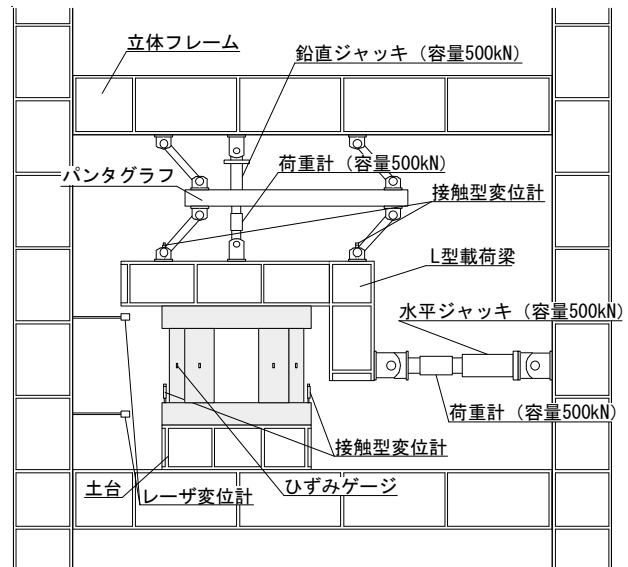


図-2 試験体装置概要

4. 実験結果および考察

4.1 ひび割れ状況

図-3 に実験終了時における各試験体のひび割れ状況図を示す。コンクリート強度の影響に関しては、普通強度コンクリート試験体 (Fc21C, Fc21Lw200, Fc21Lw300, Fc21W) と低強度コンクリート試験体 (Fc7C, Fc7Lw200, Fc7Lw300, Fc7W) を比較すると、普通強度試験体では大きなクラックが集中して発生するのに対して、低強度試験体では細かなクラックが多数発生する点、および低強度試験体には普通強度試験体には見られなかった鉄筋に沿った付着ひび割れが発生する点は、柱に関する既往の実験結果^{10)~12)}と一致している。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-3 (a), (b) に示す柱試験体¹⁰⁾は、普通強度試験体および低強度試験体ともに曲げ破壊が支配的であった。

図-3 (g), (h) に示す無開口壁試験体は、最終的に壁板の圧壊が発生したが、普通強度試験体は爆裂するように圧壊したのに対して、低強度試験体では緩やかに圧壊した。圧壊した範囲は普通強度試験体は壁の中央部に集中したのに対して、低強度試験体では水平方向に帯状に分布するという特徴的な破壊となった。

図-3 (c) ~ (f) に示す片側袖壁付き柱試験体は、普通強度試験体および低強度試験体ともにせん断破壊したが、低強度試験体では袖壁が帯状に圧壊した。この破壊

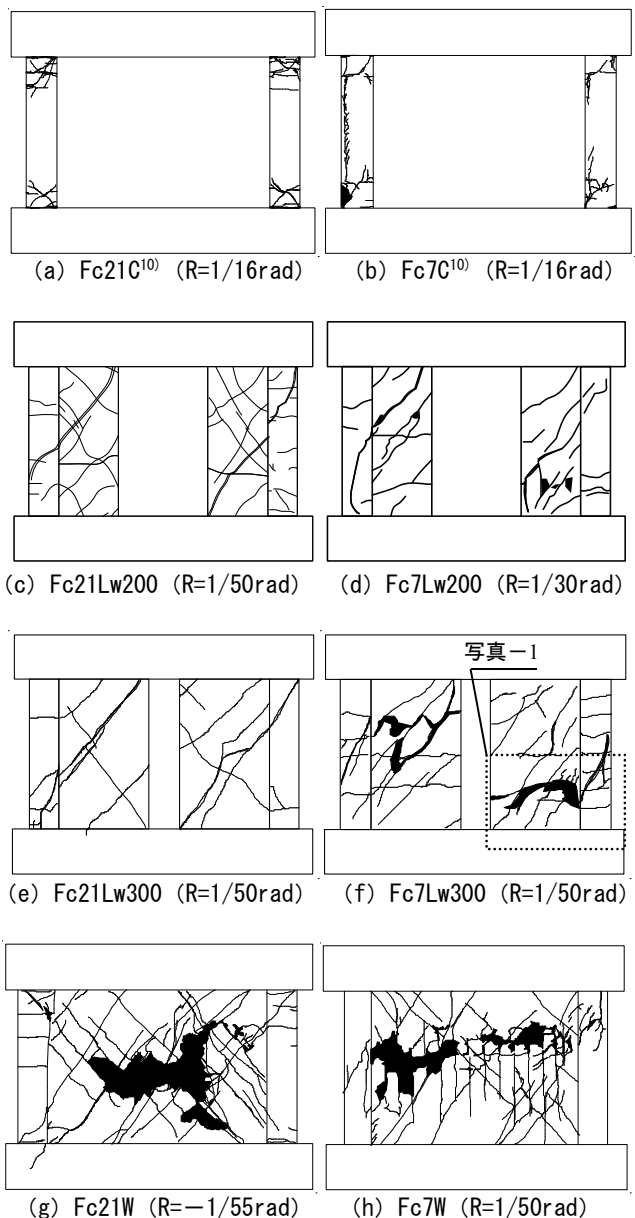


図-3 実験終了時のひび割れ状況図

は無開口壁の低強度試験体と同様のものである。写真-1に Fc7Lw300 試験体の破壊状況を示す，メッシュ筋に囲まれた部分が圧壊しており，露出した壁のメッシュ筋の変形状況からは，この帯状の破壊部のみに変形が集中していることがわかる。

4.2 水平荷重一層間変形角関係および破壊過程

図-4 に全試験体の水平荷重一層間変形角の履歴曲線を，また，図-5 にこれらの曲線の包絡線の比較を示す。

(1) 普通強度試験体の破壊過程

Fc21C 試験体¹⁰⁾は R=1/500rad までに柱頭と梁，柱脚と土台の境界部に曲げひび割れ，R=1/250rad までに柱頭，柱脚部の曲げひび割れ，R=1/50rad 程度で最大荷重となり，柱頭，柱脚部のかぶりコンクリートの圧壊，柱頭，柱脚部の鉄筋の抜け出しが発生した。

Fc21W 試験体は，R=1/1000rad で壁板の端部にせん断ひび割れが発生し，R=1/500rad で壁板の中央へのせん断ひび割れと柱頭，柱脚部と梁，土台の界面にひび割れが発生した。R=1/125rad でせん断ひび割れが大きく広がり，せん断ひび割れが柱まで達した。R=1/100rad 付近で最大耐力に達した。R=1/50rad で壁板のせん断ひび割れが土台まで達し，壁板のコンクリートの圧壊が見られた。

Fc21Lw200 試験体は，R=1/500rad で壁板にせん断ひび割れが発生し，R=250rad で柱にせん断および曲げひび割れが発生した。R=1/152rad 付近で最大荷重となった。R=1/125rad でせん断ひび割れが大きく広がり，柱，袖壁と

梁，土台の界面にひび割れが発生した。R=1/100rad で壁板と柱のせん断ひび割れが繋がり広がった。

Fc21Lw300 試験体は，R=1/500rad で壁板にせん断ひび割れおよび柱に曲げひび割れが発生し，R=1/250rad で柱にせん断ひび割れおよび壁板と土台の界面にひび割れが発生した。R=1/137rad 付近で最大耐力に達した。R=1/100rad で壁板のせん断ひび割れが広がり，せん断ひび割れが柱まで達した。

(2) 低強度試験体の破壊過程

Fc7C 試験体¹⁰⁾は，R=1/500rad で柱頭と梁，柱脚と土台の境界部に曲げひび割れ，R=1/250rad で柱頭，柱脚部の曲げひび割れ，R=1/60rad で最大荷重となり，R=1/16rad で柱頭，柱脚部のかぶりコンクリートの圧壊，柱頭，柱脚部の鉄筋の抜け出しが発生した。

Fc7W 試験体は，R=1/2000rad で柱頭と梁の界面にせん断ひび割れが発生し，R=1/1000rad で壁板のせん断ひび割れが発生した。R=1/500rad でせん断ひび割れが増加し，R=1/250rad で壁板の付着ひび割れが発生した。R=1/166rad 付近で最大耐力に達した。その後，R=1/125rad で柱，土台へのせん断ひび割れが発生した。R=1/100rad で水平方向への付着破壊が進行した後に，それぞれのコンクリートの圧壊，壁板と柱の界面へのひび割れの発生が見られた。

Fc7Lw200 試験体は R=1/500rad で壁板にせん断ひび割れおよび柱に曲げひび割れが発生し，R=1/250rad で壁板



写真-1 低強度コンクリート試験体の

破壊状況図 (Fc7Lw300)

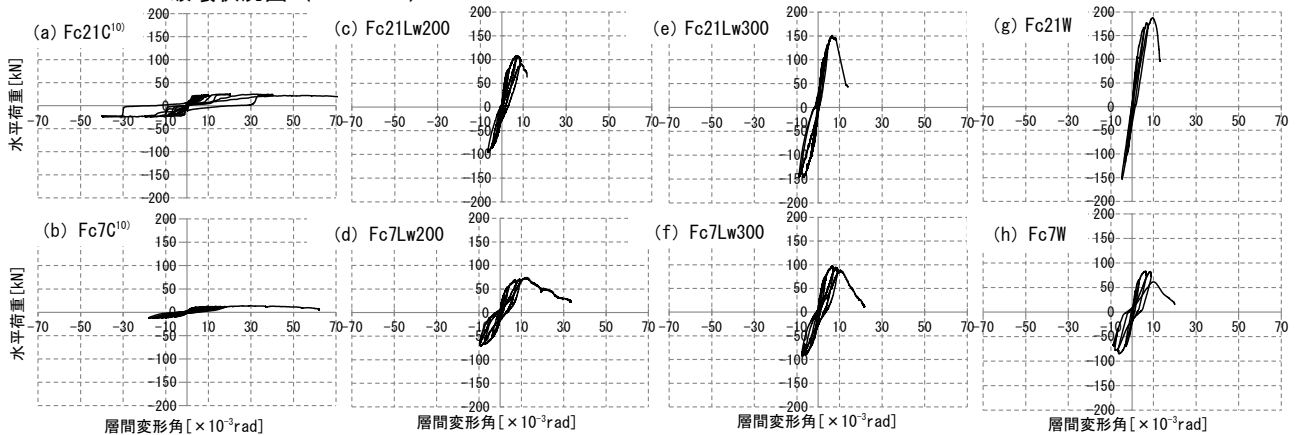


図-4 水平荷重一層間変形角関係

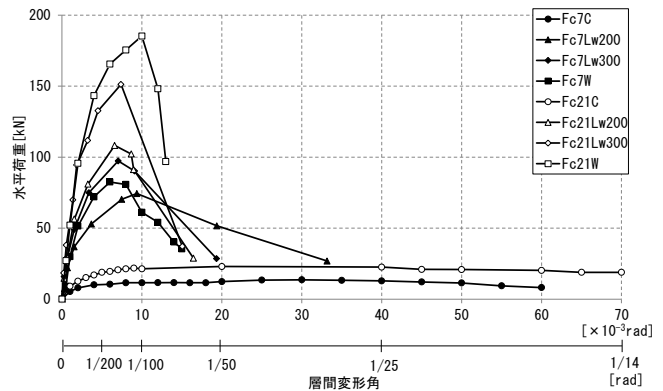


図-5 水平荷重一層間変形角関係の包絡線の比較

と土台の界面にひび割れが発生した。R=1/125rad で壁板のせん断ひび割れが広がり、せん断ひび割れが柱まで達した。R=1/107rad 付近で最大荷重に達した。その後、壁板が圧壊した。

Fc7Lw300 試験体は R=1/500rad で壁板にせん断ひび割れが発生し、R=1/250rad で柱に曲げひび割れおよび壁板、柱と土台の界面にひび割れが発生した。R=1/142rad 付近で最大荷重に達し、R=1/125rad で柱と梁の界面にひび割れが発生した。R=1/100rad で壁板のせん断ひび割れが広がり、せん断ひび割れが柱まで達した。その後、壁板が圧壊した。

(3) 普通強度試験体と低強度試験体の破壊過程の比較

図-4 (a), (b) に示す柱試験体¹⁰⁾は、普通強度試験体では R=1/50rad 付近で最大耐力に達したのに対し、低強度試験体では R=1/60rad 付近で最大耐力に達し、低強度試験体の方が水平変位が小さい段階で最大耐力に達した。また、履歴性状に大きな違いはあまり見られなかった。

図-4 (g), (h) に示す無開口壁試験体は、普通強度試験体が R=1/100rad 付近で最大耐力に達したのに対して、低強度試験体では R=1/166rad 付近と低強度試験体の方が水平変位が小さい段階で最大耐力に達した。また、履歴形状は、低強度試験体は普通強度試験体と比較して、より紡錘形に近い形となっており、耐力は小さいものの、比較的エネルギー吸収性能の高い履歴性状であるといえる。

図-4 (c) ~ (f) に示す袖壁付き柱試験体では、袖壁長さ 200mm の普通強度試験体が R=1/152rad 付近で最大耐力に達したのに対して、低強度試験体は R=1/107rad 付近と、普通強度試験体の方が水平変位が小さい段階で最大耐力に達した。袖壁長さ 300mm の普通強度試験体が R=1/137rad 付近で最大耐力に達したのに対して、低強度試験体は 1/142rad 付近と、低強度試験体の方が水平変位が小さい段階で最大耐力に達した。また、履歴形状は、袖壁長さに関係なく、低強度試験体は普通強度試験体と

比較して、より紡錘形に近い形となる点は無開口壁と同じである。

図-5 に示す柱試験体¹⁰⁾では、普通強度試験体、低強度試験体ともに最大耐力以降の耐力低下は、緩やかであり特に違いは見られなかった。これに対して、無開口壁試験体および袖壁付き柱試験体では、普通強度試験体と比較して、低強度試験体の方が最大耐力以降の耐力低下が緩やかな結果となった。

4.3 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、耐震診断基準で使用されている曲げ略算式³⁾および塑性断面解析を柱に、終局時せん断強度式³⁾を袖壁付き柱および無開口壁に用いた。せん断耐力については、耐震診断基準で使用されている大野・荒川 min 式³⁾、低強度試験体には山本提案式³⁾を用いた。

曲げ破壊が支配的であった柱試験体¹⁰⁾ (Fc21C および Fc7C) では、曲げ略算式を用いた場合、普通強度試験体においては概ね精度よく評価ができていたが、低強度試験体においては計算値が実験値を大きく上回り、過大評価となった。これは、低強度試験体では引張鉄筋の降伏前に圧壊で最大耐力が決定するのに対し、略算式では引張鉄筋の降伏を前提としていることによるものと考えられる。これに対して、コンクリートの圧壊を考慮できる塑性断面解析を用いた場合、精度よく評価できた。

せん断破壊した無開口試験体である (Fc21W および Fc7W) では、実験値が大野・荒川 min 式を上回り、安全側の評価となった。しかし、低強度試験体は普通強度試験体と比較して、実験値/計算値の値が著しく小さくなっている。山本提案式を用いた場合は低強度試験体の実験値/計算値の値と普通強度試験体の値との差は小さくなった。片側袖壁付き柱試験体 (Fc21Lw200, Fc21Lw300, Fc7Lw200 および Fc7Lw300) では、大野・荒川 min 式を用いた場合、実験値を概ね精度よく評価できた。普通強度試験体では実験値が計算値を上回り、安全側の評価と

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		曲げ				せん断			
	コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	耐力 (kN)	曲げ略算式		塑性断面解析		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
Fc7C ¹⁰⁾	6.25	12.8	20.4	0.63	14.3	0.90	26.4	0.49	15.7	0.82
Fc7Lw200	12.3	74.4	66.2	1.12	-	-	80.5	0.92	75.1	0.99
Fc7Lw300	11.4	97.3	96.5	1.01	-	-	103.0	0.95	90.7	1.07
Fc7W	9.2	82.5	304.8	0.27	-	-	58.7	1.41	44.6	1.85
Fc21C ¹⁰⁾	27.0	25.3	22.4	1.13	21.6	1.17	31.9	0.79	-	-
Fc21Lw200	31.4	108.2	73.3	1.48	-	-	98.5	1.10	-	-
Fc21Lw300	30.5	151.2	107.8	1.40	-	-	127.2	1.19	-	-
Fc21W	26.3	185.3	304.8	0.61	-	-	73.9	2.50	-	-

なっているが、低強度試験体では危険側の評価となった。山本提案式を用いた場合は、実験値を精度よく評価できた。また、せん断破壊した袖壁付き柱試験体の、曲げ終局時せん断耐力が大野・荒川 min 式より下回っているが、これは、耐震診断基準では曲げ終局時せん断耐力の計算時に引張側となる袖壁を無視するためと考えられる。

5. まとめ

本研究では、低強度コンクリートを用いた片側袖壁付き RC 柱の破壊性状を部材実験により検討した。その結果をまとめれば、おおよそ以下ようになる。

- 1) 本実験の範囲では、柱試験体¹⁰⁾では曲げ破壊となり、袖壁付き柱試験体および無開口壁試験体ではせん断破壊となった。
- 2) 普通強度コンクリート試験体では、大きなクラックが集中して発生するのに対し、低強度コンクリート試験体では、細かなひび割れが多数発生した
- 3) 低強度コンクリート試験体では、主筋に沿った付着ひび割れが発生した。
- 4) 低強度コンクリート試験体では、袖壁および無開口壁に水平方向に帯状の圧壊が発生した。
- 5) 片側袖壁付き柱試験体では大野・荒川 min 式を用いた場合、実験値を概ね精度よく評価できたが、低強度コンクリート試験体では危険側の評価となった。また、山本提案式を用いることで、低強度コンクリート試験体の実験値を精度よく評価できた。

また、本実験の試験体は縮小試験体であること、実構造物と比べて、鉄筋強度が高めであること、せん断補強筋比が大きめであること等、今後、その影響について検証する必要がある。

謝辞

本研究に際し、服部宏己先生(岐阜市立女子短期大学)にご指導頂いた。また、本実験に際して、石田徹君(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)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)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) 岸田幸治，田村耕一，三島直生，畑中重光：低強度コンクリートで造られた RC 建築物の耐震診断に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1291-1296，2008
- 10) 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
- 11) 永坂具也，東城正晃，大川善丈：極低強度コンクリートの用いられた RC 短柱の耐力と変形能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.157-160，2005.9
- 12) 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
- 13) 川上裕佳，高月行治，藤原顕太郎，根口百世，南宏一：低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.333-342，2007.8
- 14) 寺岡勝，掛悟史：10N/mm²クラスの低強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート耐震壁の耐震性能，建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.389-390，2010.7
- 15) 富岡大岳，佐藤立美：袖壁付き低強度 RC 柱の破壊性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.267-268，2010.9