

論文 低強度コンクリートが使用された両側および片側腰壁・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・三島 直生*2・畑中 重光*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/mm^2 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腰壁・たれ壁付き柱の水平加力実験を行った。その結果、本研究の低強度試験体においても、細かなひび割れが分散し、付着ひび割れが発生した。破壊の状況としては、片側腰壁・たれ壁付き柱では、壁の付いている領域の柱が破壊したが、両側腰壁・たれ壁付き柱では、柱の内法高さで破壊した。また、両側壁付き柱試験体は、片側壁付き柱試験体よりも、初期剛性は大きくなる。耐力式の検討では、低強度試験体の場合、山本提案式を用いれば、せん断耐力を比較的精度良く評価することができた。

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 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 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 13.5 N/mm^2 とし、それ未満のものについては基本的に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 13.5 N/mm^2 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 13.5 N/mm^2 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。

本研究では、圧縮強度が 13.5 N/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使用された 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。前報では、片側腰壁・たれ壁付き RC 柱に関する実験を行った¹¹⁾。本報では、両側腰壁・たれ壁付き RC 柱についても耐力および変形特性を実験で明らかにし、既往の耐力式の適用性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. 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) -14)}。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往のせん断耐力算定式を用いると過大評価となる場合が多く報告されている^{10), 12), 15)}。その対応策として、曲げ耐力に関しては、塑性断面解析の適用が^{10), 11)}、せん断耐力に関しては、既往のせん断耐力式にコンクリート強度に応じた低減係数を乗じるなどの方法が報告されている^{9), 10), 14)}。

3. 実験方法

3.1 要因および水準

今回は、実構造物の 1/5 スケールである実験装置を使用したため、モルタルを使用した。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を $7, 21 \text{ (N/mm}^2)$ の 2 水準、柱の内法高さを $100, 300 \text{ (mm)}$ の 2 水準、腰壁・たれ壁の取り付け位置を両側、片側¹¹⁾ の 2 水準とした。今回は、既往の片側壁付き柱試験体¹¹⁾ と両側壁付き柱試験体を比較した。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、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¹⁴⁾ を参考にセメントの一部を石灰石微粉末で置換した。

*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 博士 (工学) (正会員)

*3 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 工博 (正会員)

3.2 試験体の概要

表-2 に使用したモルタルの調査表を、表-3 に鉄筋の諸性状を、表-4 に試験体の諸元を、図-1 に試験体寸法および配筋の例を示す。

試験体は3階建てRC造事務所建築の1階部分を想定し、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（最大寸法：5mm）としてモルタルを用いた。柱は100mm×100mmの正方形断面とし、壁厚さは40mm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。上下梁は、柱、壁に対して十分大きな剛性と強度を確保するため、250mm×150mmの長方形断面、主筋は4-D13、せん断補強筋はφ6-@50としている。また、荷重フレームと試験体の定着のために、荷重梁に、打設時に長ナットを埋め込んだ。

試験体（F21h-10W, F21h-30W, F7h-10W, F7h-30W）は、柱を中心とし、両側に腰壁・たれ壁を配置した両側腰壁・たれ壁付き柱試験体である（記号W）。試験体（F21h-10S, F21h-30S, F7h-10S, F7h-30S）は、柱を2本とし、その間に腰壁・たれ壁を配置した、既往の片側腰壁・たれ壁付き柱試験体¹¹⁾である（記号S）。普通強度試験体（F21h-10W, F21h-30W, F21h-10S, F21h-30S）は打設後7日、低強度試験体（F7h-10W, F7h-30W, F7h-10S, F7h-30S）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。

表-1 要因および水準

要因	水準
モルタル圧縮強度 [N/mm ²]	7, 21
柱内法高さ [mm]	100, 300
腰壁・たれ壁	両側, 片側

表-2 モルタルの調査

Fc [N/mm ²]	W/C [%]	W [kg/m ³]	G [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, G: 単位セメント量, P: 単位石灰石微粉末量, S: 単位細骨材量

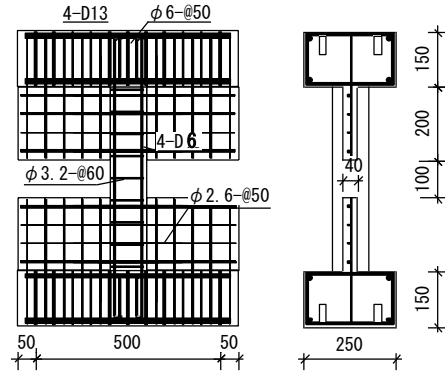
表-3 鉄筋の諸性状

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

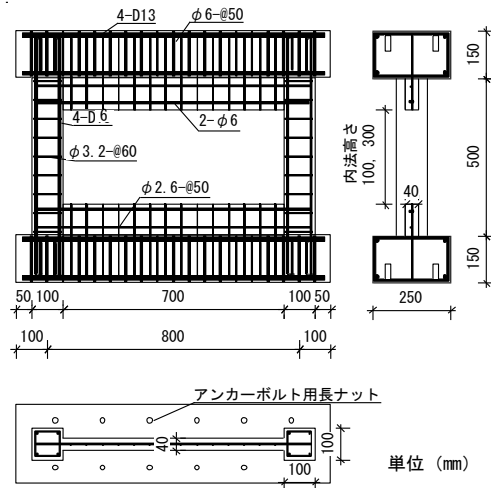
3.3 実験方法

図-2 に試験装置の概要を示す。本試験は、「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次診断を想定した腰壁・たれ壁付きRC柱の要素試験と位置付けている。この場合、梁を剛体と仮定すれば、腰壁・たれ壁付きRC柱のモーメント分布は逆対称となる。

加力方法は、2N/mm²の柱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。荷重位置は柱の内法高さの1/2とした。荷重プログラム



(a) 両側壁付き柱試験体（F21h-10W および F7h-10W）



(b) 片側壁付き柱試験体（F21h-30S および F7h-30S）¹¹⁾

図-1 試験体寸法および配筋図の例

表-4 試験体諸元

試験体名	設計基準強度 [N/mm ²]	モルタル圧縮強度 [N/mm ²]	内法高さ [mm]	軸力 [N/mm ²]	柱		壁				上下梁													
					断面寸法 [mm]	主筋	せん断補強筋	腰壁・たれ壁	壁厚 [mm]	壁筋	開口補強筋	断面寸法 [mm]	主筋	せん断補強筋										
F7h-10W	7	10.5	100	2	100×100	4-D6 Pt=1.06%	φ3.2-@60 Pw=0.27%	両側	40	縦横共 φ2.6-@50 Ps=0.27%	2-φ6	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ6-@50 Pw=0.19%										
F7h-10S ¹¹⁾		7.8						片側																
F7h-30W		11.3	両側																					
F7h-30S ¹¹⁾	8.8	片側																						
F21h-10W	21	32.0	100					2							100×100	4-D6 Pt=1.06%	φ3.2-@60 Pw=0.27%	両側	40	縦横共 φ2.6-@50 Ps=0.27%	2-φ6	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ6-@50 Pw=0.19%
F21h-10S ¹¹⁾		23.9																片側						
F21h-30W		31.0	両側																					
F21h-30S ¹¹⁾		20.5	片側																					

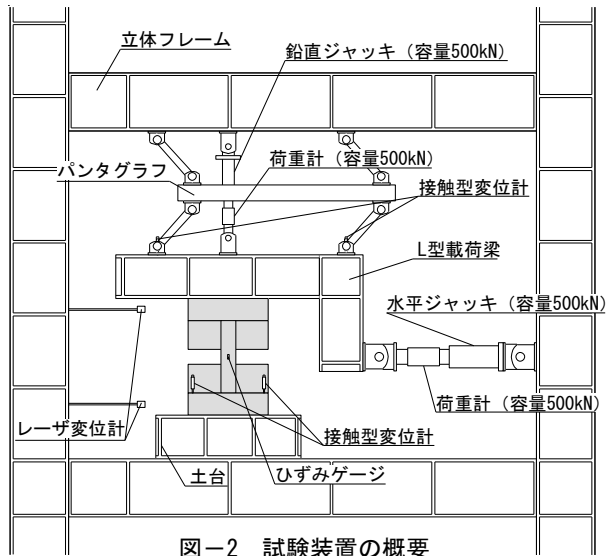


図-2 試験装置の概要

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、途中で軸力支持能力を失った時点で、荷重を終了した。測定は、ジャッキ頭部のロードセルで荷重を、レーザー変位計および接触型変位計により、上下梁の水平変位、下梁および L 型载荷梁の鉛直変位を測定した。各変形角ごとに荷重を一時停止し、ひび割れ状況を観察し、記録した。

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。

柱内法高さ h が 100mm の試験体 (F7h-10W, F7h-10S, F21h-10W, F21h-10S) は、すべてせん断破壊したが、低強度試験体 (F7h-10W および F7h-10S) では、ひび割れ本数が多く、またコンクリートの剥落が見られた。両側壁付き柱試験体 (F7h-10W および F21h-10W) と比較して片側壁付き柱試験体 (F7h-10S および F21h-10S) では、せん断ひび割れが柱全体に及んで発生する傾向がある。これは、壁が片側の場合、壁による柱の拘束効果が小さいためと考えられる。また、普通強度試験体について、両側壁付き柱試験体 (F21h-10W) は、1/500rad 付近で、片側壁付き柱試験体 (F21h-10S) は、1/1000rad 付近で、壁にひび割れが発生したが、その後ひび割れ幅は拡大しなかった。

柱内法高さ h が 300mm の試験体 (F7h-30W, F7h-30S, F21h-30W, F21h-30S) は、ひび割れ図 (図-3) および 荷重履歴曲線 (図-4) の形状から、また全て曲げ耐力に達していることから判断して、付着ひび割れを伴う曲げ破壊と判断できる。片側壁付き柱試験体 (F7h-30S および F21h-30S) は、壁の付いている領域の柱に斜めのひび割れが見られた。両側壁付き柱試験体では、このようなひび割れが発生していない点から、この斜めのひび割れ

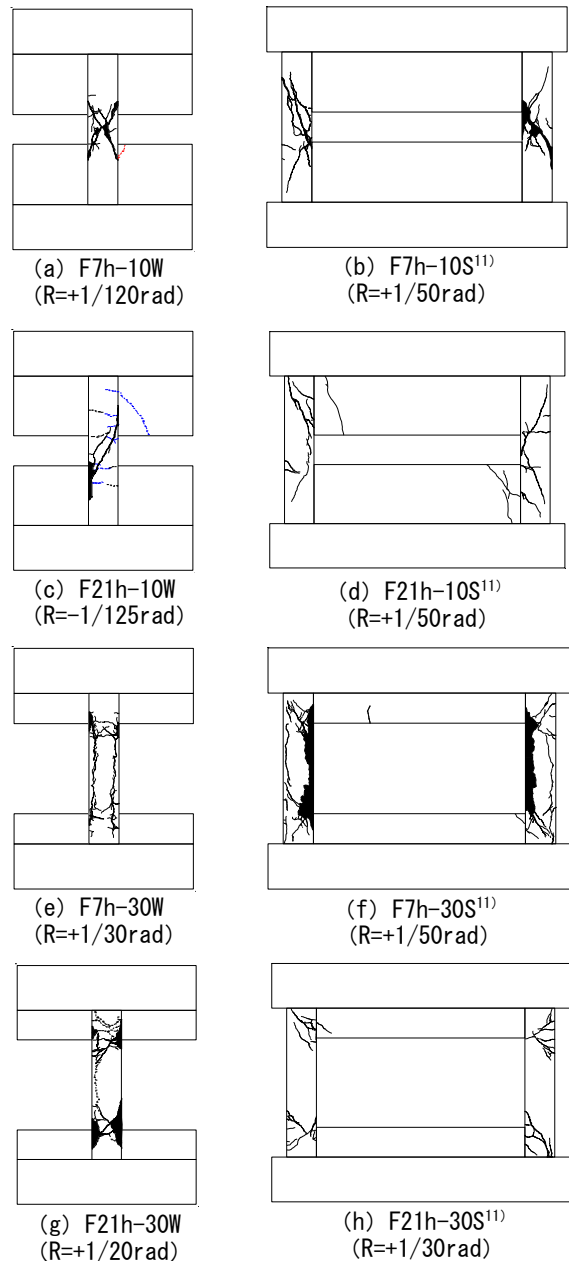


図-3 実験終了時のひび割れ状況図



(a) $R=1/100rad$ (b) $R=1/30rad$
写真-1 斜めひび割れ (F21h-30S¹¹)

は、柱と壁の境界に曲げひび割れ (写真-1 (a) の (ア)) が発生し、その裏側に壁がないために、よりモーメントの大きい柱端に向かって曲げせん断ひび割れが進展したものと考えられる (写真-1 (b))。

低強度試験体 (F7h-30W および F7h-30S) では、主筋に沿った付着ひび割れが多く発生し、コンクリートの剥落も見られた。このことは低強度コンクリートが使用さ

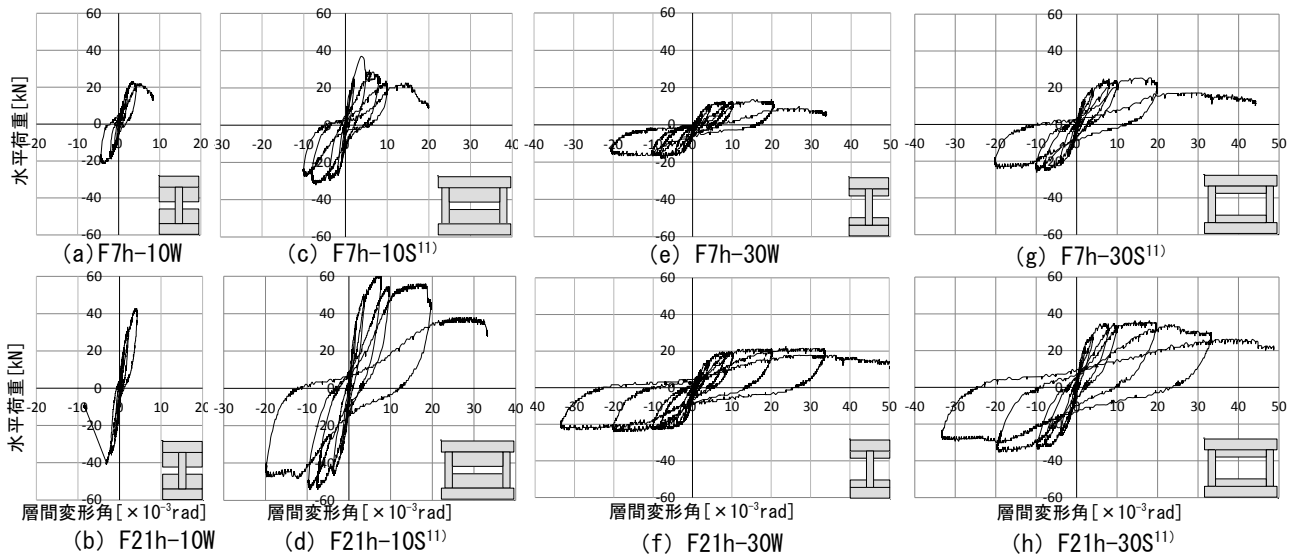


図-4 載荷履歴曲線

れた柱・梁に関する既往の研究報告^{5) - 15)}とも一致する。しかし、普通強度試験体 (F21h-30W) でも、わずかではあるが主筋に沿った付着ひび割れが発生したことから、試験体が縮小モデルであり、かぶり厚さが小さいことが影響しているとも考えられる。

4.2 水平荷重-層間変形角関係および破壊過程

図-4に、載荷履歴曲線を、図-5および図-6に、柱の内法高さが100mmおよび300mmの試験体の水平荷重-層間変形角関係の包絡線を示す。なお、包絡線は、各試験体における載荷履歴曲線の第1,3象限のピークを示す。また、図-5および図-6については、両側および片側壁付き柱試験体を比較するため、片側壁付き柱試験体については、柱2本分の実験値を単純に1/2として示す。

(1) モルタル強度の影響

図-5によれば、柱の内法高さ h が 100mm の両側壁付き普通強度試験体 (F21h-10W) は、 $R=1/300\text{rad}$ 付近で最大耐力に達し、急激に耐力が低下している。一方、低強度試験体 (F7h-10W) は、 $R=1/250\text{rad}$ 付近で最大耐力に達し、普通強度試験体 (F21h-10W) と比較すると、最大耐力以降の耐力低下が緩やかとなっている。

また、片側壁付き普通強度試験体 (F21h-10S) は、 $R=1/130\text{rad}$ 付近で最大耐力に達し、低強度試験体 (F7h-10S) は、 $R=1/200\text{rad}$ 付近で最大耐力に達している。低強度試験体 (F7h-10S) と比べて、普通強度試験体 (F21h-10S) の方が最大耐力時の層間変形角が大きい。柱の内法高さ h が 100mm ($h/D=1$, D は柱せい) と小さいにもかかわらず、普通強度試験体 (F21h-10S) および低強度試験体 (F7h-10S) は、最大耐力以降の耐力低下は緩やかである。

図-6によれば、柱の内法高さ h が 300mm の試験体 (F21h-30W, F7h-30W, F21h-30S, F7h-30S) は、両側および片側壁付き柱試験体でそれぞれ曲線がほぼ相似形

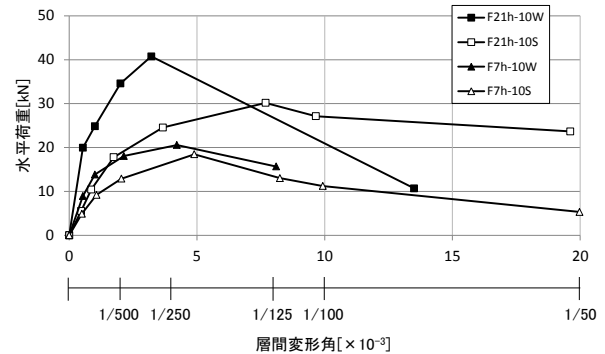


図-5 水平荷重-層間変形角関係の包絡線 (内法高さが 100mm)

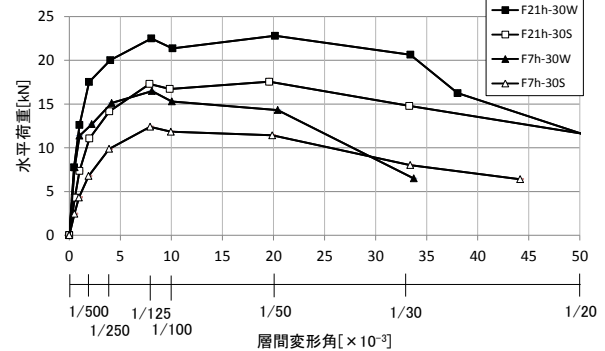


図-6 水平荷重-層間変形角関係の包絡線 (内法高さが 300mm)

となっており、耐力低下は緩やかである。

(2) 腰壁・たれ壁の付き方の影響

図-5 および図-6 によると、モルタルの圧縮強度によらず、両側壁付き柱試験体の実験値 (実測値を 1/2 した値) は、片側壁付き柱試験体の実験値 (実測値を 1/2 した値) と比較すると、大きいことがわかる。すなわち、片側壁付き柱試験体の場合、両側壁付き柱試験体と比較すると、壁による柱の拘束効果は低下している。したがって、柱の変形が腰壁・たれ壁で完全拘束されると仮定した時の柱の内法高さ (h_0) は、片側壁付き柱試験体の方が、両側壁付き柱試験体よりも長くなると考えられる。

このことは、片側および両側腰壁・たれ壁付き柱試験体の既往の研究^{16),17)}で、報告されている傾向と一致する。ただし、片側壁付き柱試験体と比較して両側壁付き柱試験体の方がモルタルの圧縮強度が若干大きい(表-4 参照)ことによる影響も考えられる。

図-7 に両側および片側壁付き柱試験体の初期剛性の比較を示す。ここでは便宜上、層間変形が 0.5mm (1/2000rad) 時の水平荷重の点を初期剛性とした。図-7 によると、柱の内法高さおよびモルタルの圧縮強度が等しい両側および片側壁付き柱試験体を比べた場合、両側壁付き柱試験体は、片側壁付き柱試験体よりも、水平剛性が大きくなる。これは、両側壁付き柱試験体と比べて片側壁付き柱試験体では、壁の拘束効果が小さくなり、クリアスパンが長くなることと同じ効果により剛性が低下したと考えられる。

また、壁の取り付け方およびモルタルの圧縮強度が等しい試験体同士について、柱の内法高さが小さくなるほど、水平剛性は大きくなる。

また、壁の取り付け方および柱の内法高さが等しい試験体同士について、モルタルの圧縮強度が小さい方が、剛性は小さくなる。

4.3 耐力評価式と最大耐力の比較

表-6 に、実験による最大耐力と既往の耐力算定式お

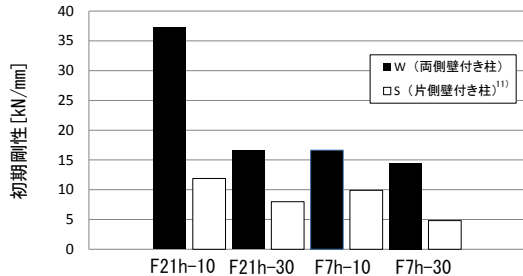


図-7 両側および片側壁付き柱試験体の初期剛性の比較

表-6 最大耐力に対する実験値および計算値一覧

試験体名	破壊モード	最大耐力		曲げ耐力				せん断耐力			
		[kN]	片側/ 両側	略算式*1		塑性断面解析		大野荒川min式*2		山本提案式*3	
				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
F7h-10W	せん断	23.0	0.80	53.7	0.43	56.4	0.41	26.1	0.88	21.7	1.06
F7h-10S ¹¹⁾	せん断	18.5*		52.1	0.35	55.0	0.34	24.4	0.76	16.1	1.15
F21h-10W	せん断	42.7	0.71	56.2	0.76	56.4	0.76	38.3	1.11	-	-
F21h-10S ¹¹⁾	せん断	30.2*		55.8	0.54	55.7	0.54	33.7	0.90	-	-
F7h-30W	曲げ	17.7	0.70	18.0	0.98	17.9	0.99	16.3	1.09	14.3	1.24
F7h-30S ¹¹⁾	曲げ	12.4*		17.7	0.70	17.7	0.70	15.7	0.79	11.6	1.06
F21h-30W	曲げ	24.0	0.73	18.7	1.28	18.8	1.28	20.5	1.17	-	-
F21h-30S ¹¹⁾	曲げ	17.6*		18.5	0.95	18.4	0.96	18.2	0.97	-	-

[注] * 最大耐力は、柱1本分(÷2)としている。また、■は、計算値での最小値

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

*2 大野・荒川 min 式
$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

*3 山本提案式
$$Q_{su2} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053P_t \cdot 0.23(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

$$k_r = 0.244 + 0.056\sigma_B$$

ここに、 a_t : 引張鉄筋断面積,
 σ_y : 鉄筋降伏点強度, D : 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,
 P_t : 引張鉄筋比,
 $M/(Q \cdot d)$: せん断スパン比,
 P_w : せん断補強筋比,
 $s\sigma_{wy}$: せん断補強筋の降伏点強度,
 σ_0 : 柱軸方向応力度,
 σ_B : コンクリート圧縮強度,
 j : 応力中心間距離

よび塑性断面解析による計算値を比較した一覧を示す。算定式として、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⁴⁾ および塑性断面解析、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⁴⁾、および低強度試験体を対象とする山本提案式⁴⁾を用いた。破壊モードは、図-3~6 から破壊過程およびひび割れ状況により判断した。また、両側および片側壁付き柱試験体の最大耐力を比較するため、片側壁付き柱試験体の最大耐力については、柱2本分の実験値を単純に1/2とした。

柱の内法高さ h が 100mm の場合、いずれの試験体も、実験ではせん断破壊した。低強度試験体 (F7h-10W および F7h-10S) について、山本提案式を用いることで安全側に精度良く評価できた。また、普通強度試験体について、試験体 (F21h-10W) は、大野・荒川 min 式を用いて安全側に精度良く評価できたが、試験体 (F21h-10S) は、最大耐力が計算値を下回り、やや危険側の評価となった。

次に、柱の内法高さ h が 300mm の場合、実験ではいずれの試験体も曲げ破壊した。低強度試験体 (F7h-30W) は、曲げ略算式、塑性断面解析および大野・荒川 min 式すべてで最大耐力に近い値となった。低強度試験体 (F7h-30S) については、図-3 (f) 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、曲げ耐力の最大耐力は実験値を下回り、山本提案式では安全側の評価となった。また、普通強度試験体 (F21h-30W) は、曲げ略算式、塑性断面解析および大野・荒川 min 式すべてで安全側の評価となった。普通強度試験体 (F21h-30S) に関しては、曲げ略算式、塑性断面解析および大野・荒川 min 式すべてで、やや危険側の評価であったが、最大耐力に近い値が得られている。また、F7h-30W, F7h-30S, および F21h-30S 試験体は、付着ひ

び割れを伴う曲げ破壊または、曲げ破壊としたが、耐力計算上は、せん断耐力の計算値の方が小さかった。この原因は、曲げ耐力が mean 式であるのに対して、せん断耐力は min 式であるため、今回の試験体ではせん断耐力の計算値の方が小さい結果となったと考えられる。

5. まとめ

- 1) いずれの低強度試験体においても、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。
- 2) 強度によらず、片側腰壁・たれ壁付き柱では、壁の付いている領域の柱に斜めのひび割れが発生したが、両側腰壁・たれ壁付き柱では、そのようなひび割れは発生しなかった。
- 3) 強度によらず、両側腰壁・たれ壁付き柱試験体は、片側腰壁・たれ壁付き柱試験体よりも、初期剛性は大きくなる。
- 4) いずれの低強度試験体の最大耐力も、曲げ耐力の算定に塑性断面解析を、せん断耐力の算定に山本提案式を用いることで比較的精度良く評価できた。

以上のように、低強度コンクリート構造物の耐震診断において、柱、耐震壁、壁付き柱の耐力は、コンクリート強度を適切に入力すれば、既往の耐力評価式を準用して、ある程度の精度で評価可能であると考えられる。なお、低強度コンクリート構造物の取り扱い全般については、さらにデータを蓄積して検討する必要がある。

謝辞

本研究においてご助力を得た服部宏己先生（岐阜市立女子短期大学）、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）に謝意を表します。

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，2001.10
- 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，2001.10
- 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，ほか：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，田村雄一，三島直生，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) 石田徹，古澤祥一，畑中重光，三島直生：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.883-888，2012
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 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
- 15) 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
- 16) 大築和夫，橋本諭，土屋勉：腰壁・垂壁付き柱の有限要素法解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.511-512，1987.8
- 17) 大築和夫，土屋勉：腰壁・垂壁付き柱の有限要素法解析（その 2 片側壁付き柱の場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 II 1988，pp.747-748，1988.9