

論文 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

岸田 幸治*1・田村 雄一*2・三島 直生*3・畑中 重光*4

要旨: 本報では、低強度コンクリート建築物の耐震性能を評価することを目的として、コンクリート強度が各部材の耐震性能評価に及ぼす影響について簡単なモデル化を行うとともに、梁部材の曲げ実験を行い、既往の耐力評価式との適合性について検討を行った。その結果、柱・梁部材のせん断耐力は低強度域では過大評価となる傾向を示し、耐震壁においては、曲げ・せん断耐力ともに過大評価をする傾向が確認できた。また実験結果から、梁部材のせん断耐力は、荒川 min 式に特定の低減係数を乗じる事で実験値と良い対応を示し、低強度コンクリートにおいても現行設計式を用いて、簡略的に耐力評価が行える可能性を示した。

キーワード: 低強度コンクリート, 耐震診断, RC 梁, せん断耐力, 曲げ耐力, 低減係数

1. はじめに

日本建築防災協会の耐震診断基準¹⁾では RC 建築物に使われているコンクリートの最低圧縮強度を 13.5 N/mm²とし、それ以下のものは基本的には耐震補強の対象外とされている。コンクリート強度の低い建築物では、保有水平耐力が小さいことから、耐震補強を施しても耐力の向上があまり期待できないため、耐震診断の結果、解体という結論に至ることが多い。しかし、最低圧縮強度が力学的な挙動により定められたものではなく、当時の経済性を理由に定められた²⁾ことから、コンクリート強度が 13.5 N/mm² (ここでは、最低圧縮強度と呼ぶ) 以下であっても、適切な補強を行えば、建物の耐震性を確保できる場合もあり得ると考えられる。

表-1 各部材の主要パラメータ

基本要因		基本水準
柱	柱断面 b×D	550×550mm
	主筋	14-φ19
	降伏強度 σ_y	350N/mm ²
	鉄筋比 Pt	0.47%
	せん断補強筋	φ9@200
	せん断補強筋比 Pw	0.12%
	建物全重量 ΣW	14796kN*1
	内のり高さ ho	3450mm
ho/D	6.27	
耐震壁	軸方向力 N	594kN*1
	壁厚 t	200mm
	壁筋	φ9@200(W)
	降伏強度 σ_y	350N/mm ²
梁	梁断面 b×D	300×650mm
	主筋	7-φ19
	降伏強度 σ_y	350N/mm ²
	鉄筋比	0.58%
	せん断補強筋	φ9@200
	せん断補強筋比 Pw	0.21%
	スパン長さ L	6000mm
せん断スパン比	10.2	

*1 単位床荷重12kN/mm²の場合

しかし、低強度コンクリートに着目した RC 構造物に関する論文³⁾⁻⁵⁾はまだ少ないのが現状である。

本報では、最低圧縮強度以下の低強度コンクリートを用いた場合の耐震診断評価を各部材に対して行い、各々の耐震診断の妥当性について検討する。また、その一例として RC 梁部材を取り上げ、低強度コンクリートが用いられた RC 梁の耐力および変形特性を実験により調べ、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. RC 部材の評価 (解析)

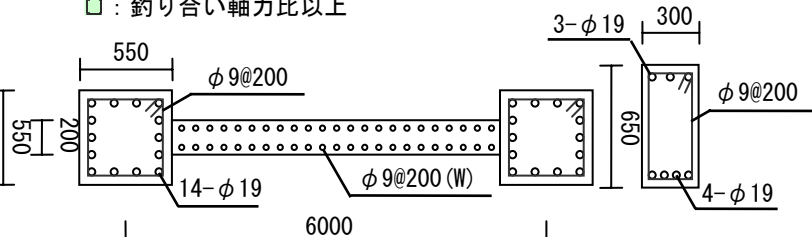
2.1 耐震診断の概要

計算方法は日本建築防災協会の耐震診断基準¹⁾に準じ、表-1 に部材の主要パラメータを、表-2 にコンクリート強度と軸力比の関係を、図-1 に部材形状を示す。コンクリート強度(以下、Fc)は 0~30N/mm²までを取り上げ、部材耐力や靱性指標の変化の傾向について検討を行う。また、梁の曲げ耐力は釣り合い鉄筋比以下の場合の略算式であるため、塑性断面解析も行った。

表-2 軸力比 N/bDFc との関係

Fc	2	4	5	6	8	10	15	20	30
N/bDFc	0.98	0.49	0.39	0.33	0.25	0.20	0.13	0.10	0.07

□ : 釣り合い軸力比以上



(a) 柱部材・耐震壁 (断面) (b) 梁部材 (断面)

図-1 各部材の形状

*1 清水建設 (株) 工修 (正会員)

*2 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*3 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻助教 博士 (工学) (正会員)

*4 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻教授 工博 (正会員)

2.2 耐震診断結果

2.2.1 柱部材の診断結果

(1) コンクリート強度の影響

図-2に F_c が各指標に及ぼす影響を示す。以下、 F_c の低下に伴う各指標の変化について考察する。

曲げ耐力（以下、 Q_{mu} ）は、図(a)によると、 F_c が 6N/mm^2 程度辺りまではあまり変化しないが、 F_c が 5N/mm^2 前後から急激に低下する傾向を示した。これは軸力比の増加に伴い、破壊モードがコンクリートの曲げ圧縮破壊先行型に変化したと考えられる。

せん断耐力（以下、 Q_{su} ）は F_c が低下するに従い、比例的に低下し、 F_c が 0N/mm^2 程度においても、 Q_{su} は 240kN と高い耐力を保有している。すなわち、低強度レベルにおいて、現行のせん断耐力算定式をそのまま外挿したのでは Q_{su} を過大評価する傾向があると考えられる。これは既往の実験報告^{3), 4)}とも一致している。実験値から、山本らは、 F_c に応じた低減係数 k を求め、 Q_{su} に乗じることで耐力評価する方法（以下、山本提案式）を提案している⁵⁾。

せん断余裕度（以下、 Q_{su}/Q_{mu} ）は、図(b)によると、 F_c が 6N/mm^2 程度辺りまではわずかに低下するだけであるが、 F_c が 5N/mm^2 前後から急激に上昇する傾向を示した。これは、 Q_{su} が比例的に低下するのに対し、上記のように、 Q_{mu} が破壊モードの変化により急激に低下したために起こったものである。

靱性指標（以下、 F ）は、図(c)によると、 F_c が 8N/mm^2 辺りまでは 2.59 と一定の値を示したが、それ以降は急激に低下し、 1.0 の値をとる傾向を示した。これは軸力比の増加に伴い、柱の塑性変形能力の低下、すなわち曲げ終局変形角の低下が、 F に影響したためである。

その結果、保有性能基本指標（以下、 E_o ）は、 F の低下の影響で F_c が 8N/mm^2 辺りから大きく低下し、 F が 1.0 となっても、部材耐力の低下に伴い、さらに低下する傾向を示した。

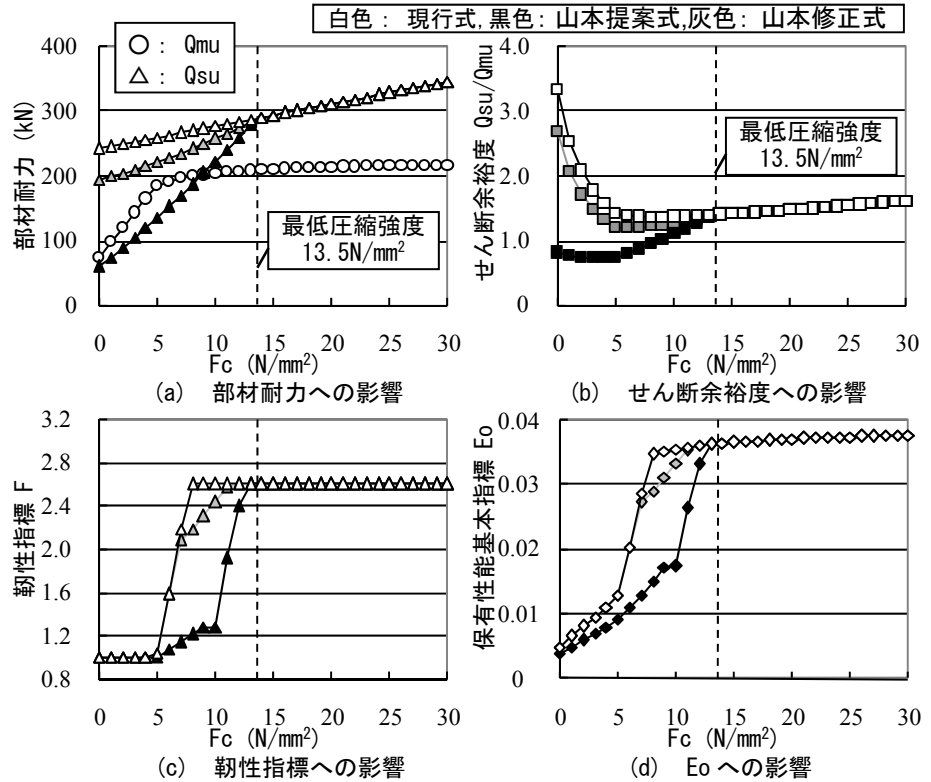


図-2 コンクリート強度の影響(柱部材)

$$Q_{su2} = k \times \left\{ \frac{0.053 \cdot P_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (1)$$

k : 低減係数

$$k = 0.244 + 0.56 \sigma_B \quad (k \leq 1.00)$$

$$Q_{su3} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} \times k + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (2)$$

(2) 低減係数 k による影響

図-2には Q_{su} に低減係数 k を乗じて得られた結果を山本提案式⁵⁾ [Q_{su2} 式(1)参照]として、また大野・荒川式¹⁾の第1項のコンクリート寄与分のみに影響するとして第1項のみに低減係数 k を乗じて得られた結果を山本修正式⁴⁾ [Q_{su3} 式(2)参照]として併示した。同図によれば、 Q_{su} が最低圧縮強度 13.5N/mm^2 以下の領域において下方に修正され、 F_c が 0N/mm^2 となる付近で Q_{su2} が 58kN 、 Q_{su3} が 193kN となった。

また、 Q_{su}/Q_{mu} は Q_{su} が下方修正されるため、山本提案式を適用すると、最低圧縮強度以下で急激に低下し $F_c=10\text{N/mm}^2$ 程度で 1.0 以下となり、せん断破壊が先行する傾向となった。また、山本修正式を適用した場合も最低圧縮強度以下で Q_{su}/Q_{mu} が低下する傾向となった。

F は、山本提案式を適用すると $F_c=12\text{N/mm}^2$ 程度から急激に低下し、 $F_c=10\text{N/mm}^2$ 程度で破壊形式がせん断破壊に変化するため、その後も徐々に低下し、 1.0 となった。山本提案式を適用した場合も $F_c=12\text{N/mm}^2$ 程度から徐々に低下する傾向を示した。これらは、すべて

Q_{su}/Q_{mu} の変化に依存している。

E_o は、 F の影響で大きく低下し、 F が 1.0 となっても、部材耐力の低下に伴い、さらに低下する傾向を示した。

以上のように、山本らの提案する低減係数 k を用いることで、柱部材の Q_{su} を低減するとともに、 F も効果的に低減する結果となった。また、低減係数 k を乗じることによって、各指標値に特異な影響は生じなかった。

2.2.2 梁部材の診断結果

(1) コンクリート強度の影響

図-3に F_c が各指標に及ぼす影響を示す。以下、 F_c の低下に伴う各指標の変化について考察する。

図(a)によると、現行の算定式により算出した Q_{mu} は F_c によらず一定の値を示し、断面解析により算出した Q_{mu} は F_c が 2N/mm^2 程度までにはほとんど変化しないが、 F_c が 2N/mm^2 前後から急激に低下する傾向を示した。これは、 F_c が低下するに従い、引張鉄筋が降伏する前にコンクリートの圧壊が先行する破壊に変化した為である。また、断面解析により算出した Q_{mu} は、 F_c が 6N/mm^2 前後で現行の算定式による Q_{mu} を下回った。なお、現行式では応力中心間距離を $0.9d$ (d : 梁の有効せい) で一定としている。

Q_{su} は、図(b)によると、 F_c が低下するほど、比例的に低下する傾向を示し、 F_c が 0N/mm^2 程度においても、柱部材と同様に Q_{su} が 310kN と高い耐力を保有する傾向となる事がわかった。

F は、図(d)によると、 F_c によらず、3.5 と一定の値を示した。これは、せん断スパン比を 10 程度としたことで、図(c)に示すように Q_{su}/Q_{mu} が 1.2 を下回る事はなく、曲げが先行する破壊となった為と考えられる。

(2) 低減係数 k による影響

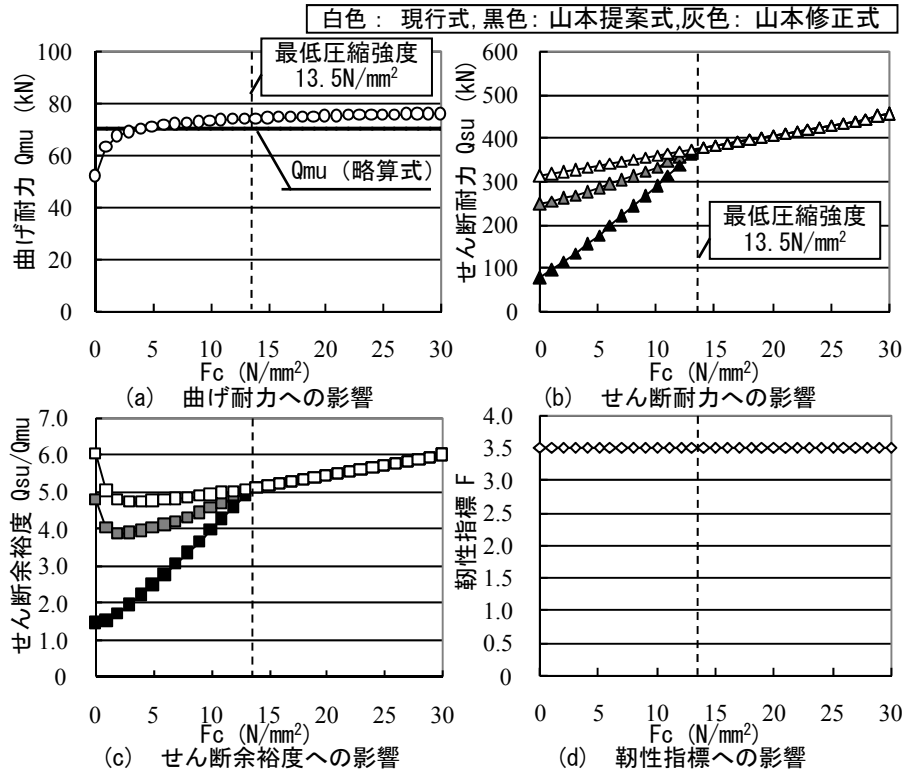


図-3 コンクリート強度の影響(梁部材)

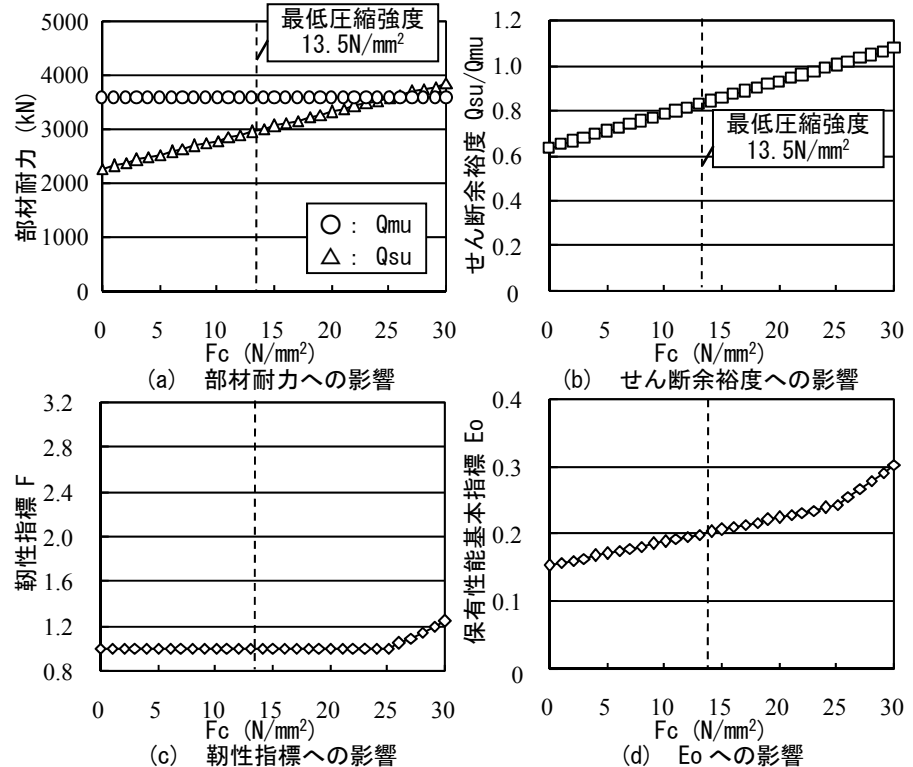


図-4 コンクリート強度の影響(耐震壁)

図-3によると、最低圧縮強度 13.5N/mm^2 以下において Q_{su} が下方に修正され、 F_c が 0N/mm^2 となる付近で Q_{su2} が 75kN 、 Q_{su3} が 247kN となった。

また、 Q_{su}/Q_{mu} は、図(c)によると、 Q_{su} が下方修正されるため、山本提案式、山本修正式を適用した場合ともに最低圧縮強度以下で低下する傾向となったが、

Qsu/Qmu が 1.2 を下回る事はなく、F は 3.5 と一定の値を示した。

また、本計算例のように、低減係数 k を乗じても、引張鉄筋比の小さい通常の場合は曲げが先行して破壊するが、極めて低強度レベルでは、コンクリートの圧壊や付着破壊が先行して起こる事も考えられ、この場合には、現行の算定式では Qmu を過大評価してしまう。この点については、塑性断面解析を行うなど別途検討する必要がある。

2.2.3 耐震壁の診断結果

図-4 に Fc が各指標に及ぼす影響を示す。以下、Fc の低下に伴う各指標の変化について考察する。Qmu は、図(a)によると、Fcによらず、一定の値を示し、Qsu は、Fcが低下すると、比例的に低下する傾向を示した。

Qsu/Qmu は、図(b)によると、Fcが低下すると、比例的に低下し、破壊モードがせん断型に変化する傾向を示した。同様に、F は、Fcが低下すると Fc=23N/mm² 辺りまで比例的に低下し、その後は 1.0 と、一定の値を示した。Eo は、Fc=23N/mm² 辺りまで F の影響で比例的に低下し、その後は Qsu の低下の影響で緩やかに低下する傾向を示した。

耐震壁の Qmu も梁部材と同様に、応力中心間距離を

一定とした略算式で耐力が算出されていることから、詳細については梁部材のように塑性断面解析を行って検討する必要がある。また、Qsu については、低強度レベルでは、耐震壁においても柱・梁部材と同様に、大野・荒川式を準用し評価しているため、実験値を過大評価している可能性が高い。そのため、実際に実験結果に基づき、低減係数の妥当性など、今後さらに検討する必要がある。

3. RC 部材の評価 (実験)

3.1 実験概要

表-3 に要因と水準を示す。コンクリートの圧縮強度は 7, 15, 30 (N/mm²) の 3 水準とし、せん断補強筋のピッチは 80mm (Pw=0.58%), 160mm (Pw=0.29%) の 2 水準とした。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=5N/mm² のコンクリートについては既往の研究⁴⁾を参考に石灰石微粉末を混入した。養生方法は材齢 14 日まで型枠内封かん養生とし、脱型後は気中養生とした。試験項目は同一調合、同一養生の φ100 × 200mm の円柱試験体による圧縮試験、割裂引張試験、及び RC 梁の曲げ試験とし、それぞれ材齢 28 日に行った。

表-3 要因と水準

要因	水準
コンクリート強度 (N/mm ²)	7, 15, 30
せん断補強筋 (補強筋比 Pw)	2-φ6@160, 2-φ6@80 (0.292%) (0.583%)
主筋 (引張鉄筋比 Pt)	2-D16 (1.95%)
M/Qd	2.35
試験材齢(日)	28日
養生方法	14日間封かん養生後、気中養生

表-4 使用材料

材料	記号	特性値
セメント	C	普通ポルトランドセメント 密度: 3.15g/cm ³ , 比表面積: 3300cm ² /g
石粉	P	石灰石微粉末 (CaCO ₃) 密度: 2.70g/cm ³ , 比表面積: 4000cm ² /g
細骨材	S	町屋川産砂, 密度: 2.59g/cm ³
粗骨材	G	志摩産碎石, 密度: 2.68g/cm ³
混和剤	SP	高性能AE減水剤(ポリカルボン酸系)
	AE	AE剤

表-5 鉄筋の諸性状

主筋 (圧縮側)	種類: φ9 (SD345)
	降伏強度: 417.0N/mm ² 引張強度: 586.6N/mm ² 伸び率: 17.7%
主筋 (引張側)	種類: D16 (SD345)
	降伏強度: 344.5N/mm ² 引張強度: 490.4N/mm ² ヤング係数: 210.0kN/mm ² 伸び率: 28.0%

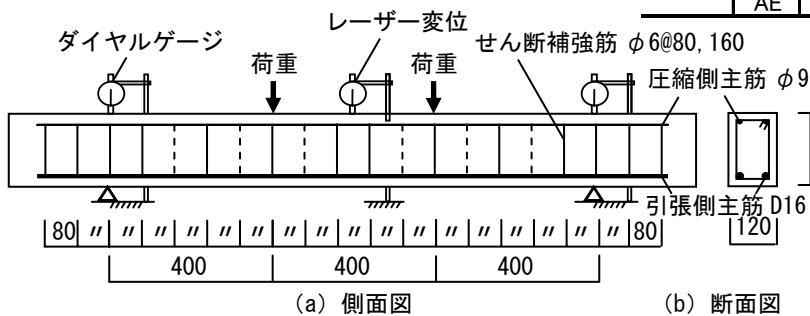


図-5 試験体形状および配筋図

表-6 コンクリートの調合およびフレッシュ性状

試験体番号	Fc (N/mm ²)	せん断補強筋間隔	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					混和剤 (%)		フレッシュ性状		
					W	C	P	S	G	SP/C	AE/C	TC(°C)	Air(%)	SL(cm)
Fc30S80	30	密(80)	58.0	47.5	180	311	-	820	922	0.60	0.015	30.0	3.9	19.2
Fc30S160		疎(160)												
Fc15S80	15	密(80)	83.0	50.8	179	216	-	916	905	0.50	0.015	30.0	5.9	10.0
Fc15S160		疎(160)												
Fc7S80	7	密(80)	148.3	51.1	179	121	69	928	905	0.70	0.015	30.0	3.5	16.0
Fc7S160		疎(160)												

[註]W/C: 水セメント比, s/a: 細骨材率, W: 水, C: セメント, P: 石粉, S: 砂, G: 砂利,

TC: コンクリート温度, Air: 空気量, SL: スランプ,

表-7 実験結果

設計強度 F _c (N/mm ²)	せん断補強筋 間隔 S (mm)	圧縮強度の 実測値 σ _B (N/mm ²)	ヤング 係数 E _c (kN/mm ²)	破壊 形式	最大 荷重 P _u (kN)	最大耐力の計算結果 (kN)			
						曲げ*1 Q _{mu} (P _u /Q _{mu})	せん断1*2 Q _{su1} (P _u /Q _{su1})	せん断2*3 Q _{su2} (P _u /Q _{su2})	せん断3*4 Q _{su3} (P _u /Q _{su3})
30	80	31.76	30.35	曲げ	101.80	106.16 (0.96)	87.62 (1.16)	87.62 (1.16)	87.62 (1.16)
	160	29.97	26.51	曲げ・せん断	100.90	105.68 (0.95)	73.38 (1.38)	73.38 (1.38)	73.38 (1.38)
15	80	15.26	23.20	曲げ	96.20	98.27 (0.98)	72.88 (1.32)	72.88 (1.32)	72.88 (1.32)
	160	19.43	24.00	せん断	87.30	101.37 (0.86)	63.96 (1.36)	63.96 (1.36)	63.96 (1.36)
7	80	4.46	10.17	せん断	48.20	61.13 (0.79)	63.24 (0.76)	31.22 (1.54)	53.08 (0.91)
	160	4.46	10.17	せん断	41.40	61.13 (0.68)	50.59 (0.82)	24.98 (1.66)	40.43 (1.02)

[註] *1: 塑性断面解析, *2: 大野・荒川式¹⁾, *3: 山本提案式⁵⁾, *4: 山本修正式⁴⁾

表-4 に使用材料を, 表-5 に使用した鉄筋の諸性状を, 表-6 にコンクリートの調合およびフレッシュ性状を示す。スランプおよび空気量は, それぞれ 18±2.5cm, 4.5±1.5%となるように混和剤の添加量で調整した。

図-5 に RC 梁の試験体概要を示す。試験体は 120×200mm の長方形断面を有する全長 1700mm の RC 梁で, 圧縮側主筋に φ9, 引張側主筋に D16, せん断補強筋として φ6 を図の位置に配置した。なお, 試験体は各水準につき 1 体作製した。荷重には万能試験機を用い, スパン 1700mm, 等モーメント区間 400mm の単純 2 点荷重とした。なお, 荷重方法は単調漸増荷重とし, 明らかな耐力低下が生じるまで継続した。測定は逐次, ひび割れ観察を行い, たわみは中央部で変位計により計測し, 両端でダイヤルゲージにより荷重荷重 5.0kN 毎に測定することで, 荷重-たわみ曲線および最大荷重を測定した。

3.2 実験結果とその考察

3.2.1 破壊状況

図-6 に RC 梁の最終ひび割れ発生状況を示す。せん断補強筋が密に配筋された Fc30S80, Fc15S80 では, 引張側下部より曲げひび割れが発生し, 徐々に全域へと進展し, 最大耐力に達した後, 圧縮側コンクリートが圧壊した。Fc30S160, Fc15S160 では, せん断ひび割れが生じ, せん断ひび割れが荷重点に進展し, 最大耐力に達した後, せん断破壊した。コンクリート強度の低い Fc7S80, Fc7S160 では早期にせん断ひび割れが発生・伸長後, 荷重点に進展してせん断破壊した。

3.2.2 変形性状

図-7 に RC 梁の曲げ試験から得られた荷重-たわみ関係を示す。同図によると, Fc30S80, Fc15S80 では曲げ降伏に至り, スパン中央部上端でのコンクリート圧壊後, 耐力が低下した。Fc30S160 は密に配筋された Fc30S80 と同様に曲げ降伏後, 下端筋の降伏前にせん断破壊し, 耐力が低下した。Fc15S160 では最大荷重後, 下端筋の降伏前にせん断破壊し, 急激に耐力が低下した。Fc7S80,

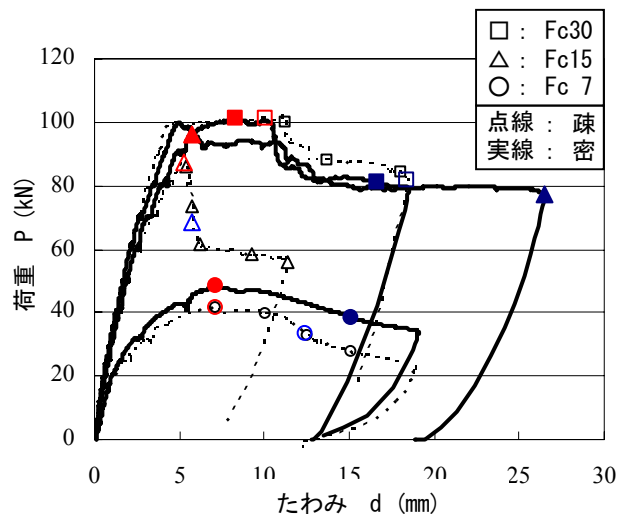
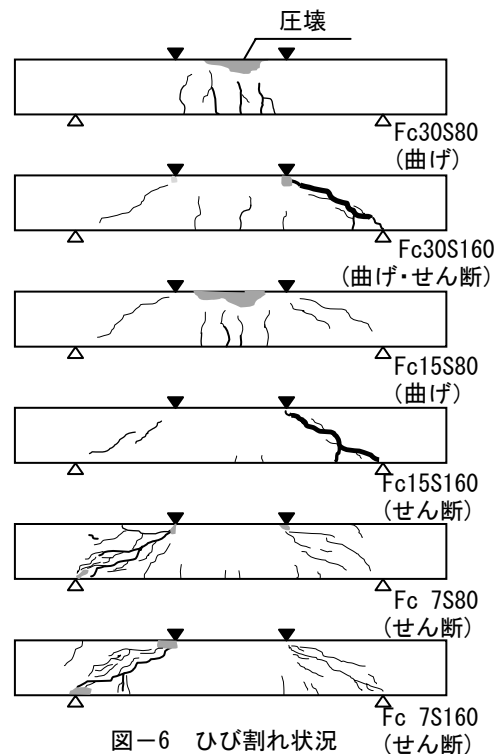


図-7 荷重-たわみ関係

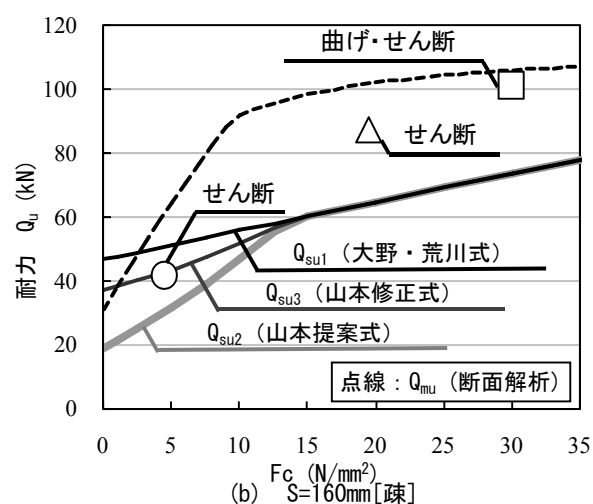
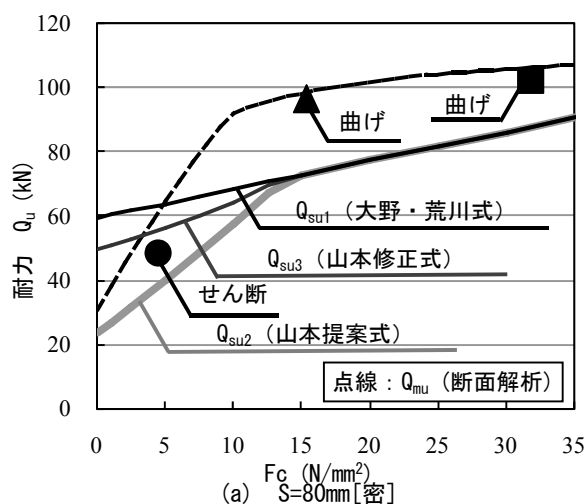


図-8 既往の耐力式との関係

Fc7S160 では最大荷重後、せん断破壊し、緩やかに耐力が低下した。また、初期剛性を見るとコンクリート強度の低い Fc7S80, Fc7S160 では他の試験体よりも低く、低強度特有の傾向であると思われる。

3.2.3 耐力評価

表-7 に実験結果を、図-8 に既往の耐力式との関係を示す。同図によると、一般的にせん断耐力評価に用いられる大野・荒川式¹⁾を適用した場合、普通強度コンクリートでは概ね評価されるものの、低強度コンクリートでは、計算値が実験値を上回り、過大評価する傾向があった。そこで、山本らにより提案された式⁵⁾に基づき計算した結果を Qsu2 として示した。その結果、低強度域においても Qsu2 は安全側の値を示したが、若干過小評価する傾向が見られた。そこでさらに、低強度コンクリートの影響が、大野・荒川式の第1項のコンクリート項のみに影響するものとし、第1項のみに低減係数 k を乗じた計算結果⁴⁾を Qsu3 として示す。その結果、Qsu3 は低強度域において、実験値を多少過大評価する傾向が見られた。

また、本実験の範囲では、せん断補強筋の影響として、普通強度レベルで、破壊モードとともに耐力が変化する傾向が見られたが、低強度レベルでは Fc7S80, Fc7S160 の双方ともせん断破壊しているにもかかわらず、それぞれの耐力に大きな差は見られなかった。このように、本実験で取り扱ったレベルの低強度コンクリートでは、せん断補強筋の効果が極めて小さくなった。これは、低強度コンクリートではヤング係数が小さいため、せん断補強筋の抵抗力を十分に発揮させることが出来なかったのではないかと推測される。今後、せん断補強筋のひずみを測定するなど、詳細な検討が必要である。

4. まとめ

本実験の範囲では以下のような知見が得られた。

- (1) 本研究で対象とした柱部材では、釣り合い軸力比 (=

- 0.4) 以下でも、コンクリート強度の低下によって靱性指標が低下し、保有性能基本指標が大きく低下した。

- (2) 大野・荒川式を低強度コンクリートに適用したところ、適用範囲外ではあるが、RC 梁のせん断耐力を過大評価する傾向があった。
- (3) 山本らの提案式を用いることで、低強度コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力を安全側に評価された。
- (4) 低強度コンクリートを用いた RC 梁では、せん断補強筋の効果が十分に発揮されなかった。

謝辞

本研究に際し、貴重な研究資料を提供して頂いた山本泰稔先生(芝浦工業大学教授)に深謝致します。また、本実験に際し、和籾浩氏(三重大学技術専門員)に御助力を頂いたことをここに付記し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (財)日本建築防災協会：2001年改訂版・既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説，2001
- 2) 市橋重勝，山本泰稔，片桐太一，秋山友昭，ジム・トムプソン：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
- 3) 伊藤嘉則，榎谷榮次，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，第 613 号，pp. 94-104，2007.3
- 4) 根口百世，藤原顕太郎，高月行治，南宏一：低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とする RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 157-162，2007
- 5) 山本泰稔：低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料，第 30 回建築士事務所全国大会(埼玉)，2005.8