

論文 低強度コンクリートを用いた RC 部材の耐震性能

八十島 章*1・谷口博亮*2・荒木秀夫*3

要旨：既存の低強度コンクリート建物の耐震限界性能を評価することを目的として、水セメント比を変動させた材料試験により低強度コンクリートの製造方法と力学特性を把握し、大野式加力による梁部材の曲げせん断実験を行った。梁試験体のせん断スパン比は 1.5 とし、コンクリート強度および筋比を変動因子とした。実験の結果、圧縮特性は修正 Popovics モデルにより応力軟化域まで表現できることを確認し、せん断耐力はアーチ・トラス機構に基づいた計算値と良い対応を示した。

キーワード：低強度コンクリート、圧縮強度、Popovics 式、せん断、付着割裂

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート造建物には、コンクリート圧縮強度が設計値を下回り、 10N/mm^2 程度の低強度である場合が存在する¹⁾。耐震診断基準²⁾では適用限界値を 13.5N/mm^2 とし、それ以下の場合には適用範囲外としている。しかしながら、適用範囲外の場合においても、現行の評価式を準用し、診断・改修しているのが現状である。低強度コンクリートの構造部材に、曲げ、せん断、付着の現行の設計式が適用できる確証はなく、また、低強度コンクリートを用いた構造的な性能に関する実験的研究はあまり行われていない。そのため、低強度コンクリートを使用した構造部材の耐震性能を評価するため、資料の蓄積および整備は急務であると考えられる。

本研究では、低強度コンクリート建物の耐震限界性能を評価することを目的として、水セ

メント比を変動させた材料試験により低強度コンクリートの製造方法と基本的性質を検討する。また、 10N/mm^2 クラスの低強度コンクリートを用いた梁試験体を作製し、逆対称モーメントの曲げせん断実験を行い、現行の耐力評価式の適合性について検証する。

2. 低強度コンクリートの力学的性質

2.1 調合計画

低強度コンクリートの構造部材を評価するためには、目標強度のコンクリートが安定して製造でき、その力学特性を把握することが必要である。低強度コンクリートを作製するため、最大の水セメント比を 65% と定めた JASS 5 による水セメント比の算定式³⁾を 110% まで外挿し、水セメント比を変動させて調合を決定した。表-1 に調合計画を示す。水セメント比 93%, 116%,

表-1 調合計画

水セメント比 (%)	調合強度 (MPa)	単位量 (kg/m^3)					細骨材率 (%)	空気量 (%)	スランプ (mm)
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤			
70	25	271	190	933	859	2.71	52.0	4.8	185
93	14	203							
110	9	209	230	905	834	2.09			180
116	8	164	190	933	859	2.71			185
140	3	136							

*1 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

*2 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 大学院生

*3 広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 准教授 工博 (正会員)

140%は、水セメント比 70%におけるセメント量のみを 0.75 倍、0.6 倍、0.5 倍に減少させたものである。なお、φ100×200mm シリンダーを用いた材料試験は材齢 7、28、91 日で行い、気中および封緘養生における各々3 本ずつの平均値を材料強度とした。

2.2 圧縮強度

圧縮強度とセメント水比の関係を図-1 に示す。図中の直線は外挿させた JASS 5 の水セメント比算定式による計算値を示している。水セメント比 140%の場合は練混ぜ時の材料分離の影響により算定値より若干大きくなっているが、水セメント比が 70~116%においては算定式と良く対応しており、10MPa クラスの低強度コンクリートは水セメント比が 110%程度で製造可能であると考えられる。

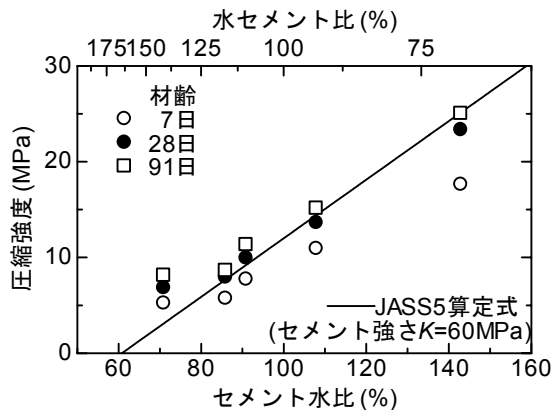


図-1 圧縮強度とセメント水比の関係

2.3 ヤング係数

ヤング係数 (1/3 割線弾性係数) と圧縮強度の関係を図-2 に示す。図中の実線は日本建築学会の RC 規準⁴⁾による計算値であり、低強度においても適用できることが確認できる。

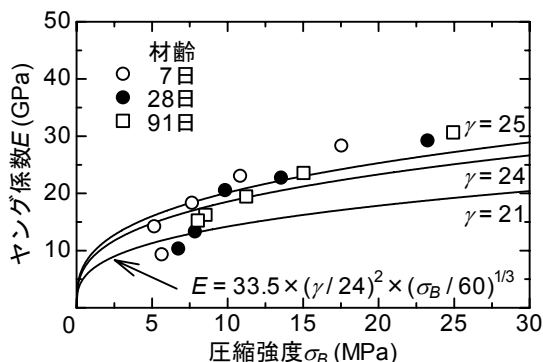


図-2 ヤング係数と圧縮強度の関係

2.4 割裂強度

割裂強度と圧縮強度の関係を図-3 に示す。同図中の曲線は、20MPa クラスの普通強度コンクリートから 120MPa クラスの高強度コンクリートのデータを回帰分析して得られた野口・友澤式⁵⁾による計算値である。実験値と計算値は非常に良好な対応を示し、低強度コンクリートにおいても十分に適用可能である。

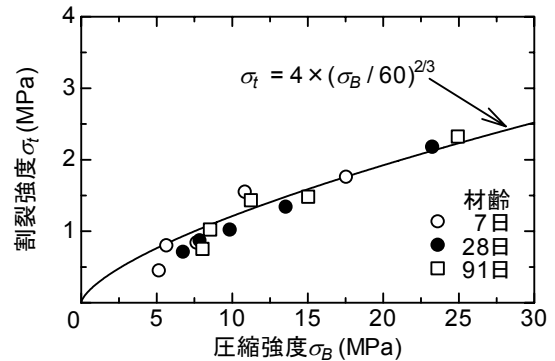


図-3 割裂強度と圧縮強度の関係

2.5 応力-ひずみ関係

圧縮強度 σ_B および圧縮強度時のひずみ ϵ_m で基準化した代表的な圧縮応力-ひずみ関係を図-4 に示す。最大応力までの応力上昇域における勾配はいずれの水セメント比においても同様な傾向を示しているが、最大応力以降の応力下降域は水セメント比が大きくなると応力低下が緩やかになり、110%の場合では圧縮強度の 80%低下した時のひずみは、圧縮強度時ひずみの 4 倍程度となっていることが確認できる。同図中には圧縮強度 10MPa と設定した Popovics 式⁶⁾による計算値を示しているが、実験値と計算値はあまり適合しておらず、モデルの再構築が必要であると思われる。

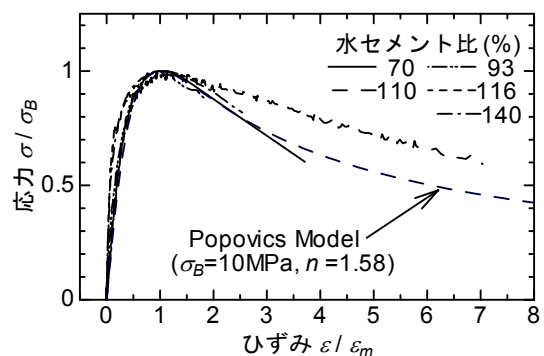


図-4 基準化圧縮応力-ひずみ関係

Popovics は、普通強度コンクリートを対象とした応力-ひずみ関係を (1) 式で表現し、実験定数 n を (2) 式、圧縮強度時のひずみ ε_m を (3) 式で与えている。実験定数 n はコンクリート圧縮強度に比例して大きくなり、圧縮強度時のひずみはコンクリート圧縮強度の 0.25 乗で増大する関係となっている。

$$\sigma = \sigma_B \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \cdot \frac{n}{n-1+(\varepsilon/\varepsilon_m)^n} \quad (1)$$

$$n = 0.0582\sigma_B + 1 \quad (2)$$

$$\varepsilon_m = 767 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{1/4} \quad (3)$$

ここで、

- σ : 応力, ε : ひずみ
- σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)
- ε_m : 圧縮強度時のひずみ
- n : 実験定数

一方、村上は Popovics 式の実験定数 n および圧縮強度時のひずみ ε_m を修正し、普通強度から高強度まで適合させた修正 Popovics 式を提案している⁷⁾。材料試験から得られたヤング係数 (1/3 割線弾性係数) と (1) 式による計算値が一致すると仮定し、(1) 式による解を近似式で表現して、実験定数 n を圧縮強度、ヤング係数、圧縮強度時のひずみにより (4) 式で表現している。

低強度コンクリートの材料試験から得られた (4) 式による実験定数 n と圧縮強度の関係を 図-5 に示す。実験定数 n の値は、圧縮強度が大き

$$n = \frac{1}{1 - \sigma_B / (E \cdot \varepsilon_m)} \quad (4)$$

ここで、 E : ヤング係数

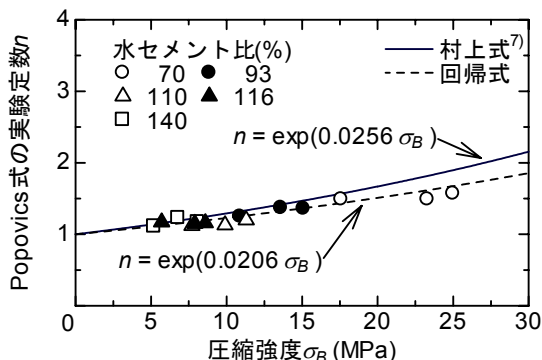


図-5 Popovics 式の実験定数と圧縮強度の関係

くなると増大し、ほぼ比例関係にあることが確認できる。しかしながら、村上は高強度コンクリートが最大応力以降において脆性的性状であり、圧縮軟化域の勾配が急であることを考慮して、実験定数 n をコンクリート圧縮強度の比例式とせず、(5) 式で表現している。コンクリートの応力-ひずみ関係モデルは、材齢によらず低強度から高強度において、統一的に表現されるべきと考えられ、本材料試験結果から最小二乗法により回帰計算をすると係数 0.0206 となり、村上式と同程度であることから低強度コンクリートにおいても (5) 式を適用することとする。

図-6 に、(4) 式、(5) 式および日本建築学会の RC 規準によるヤング係数を用いて算出した圧縮強度時のひずみの計算値と実験値の比較を示す。計算値は、圧縮強度が小さくなるとひずみが増大する傾向を表現できており、概ね対応している。また、図-7 に応力-ひずみ関係の実験値とモデルによる計算値の比較を示す。モデルは、応力上昇域および圧縮軟化域において、実験結果を良好に表現できている。

$$n = \exp(0.0256 \cdot \sigma_B) \quad (5)$$

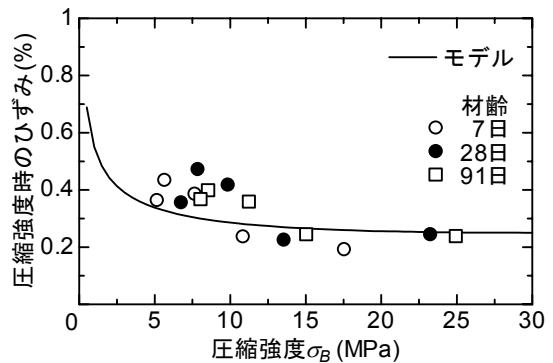


図-6 圧縮強度時のひずみと圧縮強度の関係

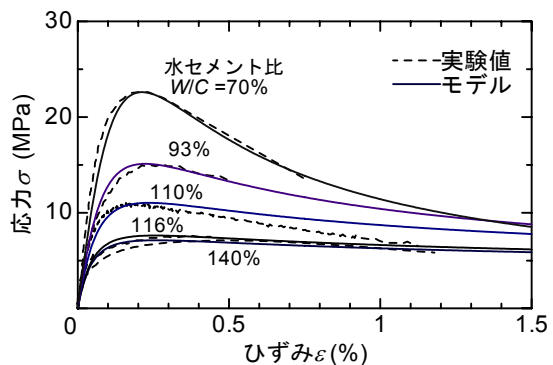


図-7 実験結果とモデルの比較

3. 梁部材の曲げせん断実験

3.1 実験概要

(1) 試験体

梁試験体の形状および配筋を図-8に示す。試験体は断面 $200 \times 280\text{mm}$ 、内法スパン 840mm でせん断スパン比は 1.5 である。主筋に SD390 の異形鉄筋を用い、配筋を 4-D13 (引張鉄筋比 $p_t=1.01\%$) とした。試験体は計 3 体で、実験因子はコンクリート強度 (目標圧縮強度 9MPa , 18MPa) およびせん断補強筋比 ($p_w=0.14$, 0.35%) である。試験体一覧を表-2に示す。使用したコンクリートは、材料試験の結果を踏まえ、粗骨材の最大寸法を 20mm とし、目標圧縮強度 9MPa は水セメント比 110% 、目標圧縮強度 18MPa は水セメント比 80% とした。なお、打設時の材料分離を抑制するために、混和剤として高性能 AE 減水剤を使用した。鉄筋の引張試験結果を表-3に、コンクリートの材料試験結果を表-4に示す。

(2) 加力・計測方法

加力方法は大野式の逆対称曲げモーメントによる曲げせん断一方向単調載荷とした。計測項目は、荷重値、両スタブ間の相対変位、軸方向変形、局部曲げ変形・せん断変形、図-8中に示す主筋ひずみおよび肋筋ひずみである。

表-3 鉄筋の引張試験結果

鉄筋種類	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏歪 (μ)	破断伸び (%)
D13	403.3	190.8	2115	20.8
D6	325.5*	193.3	3684	26.1

*0.2%オフセット耐力

表-4 コンクリートの材料試験結果

呼び名	養生条件	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
Fc9	気中	8.9	1.07	16.8
	封緘	10.7	1.25	19.7
Fc18	気中	14.3	1.37	18.6
	封緘	18.3	2.02	25.4

3.2 実験結果および検討

(1) 破壊性状および荷重-変形関係

各試験体の最終破壊状況を図-9に、せん断力-部材角関係を図-10に示す。図中には曲げひび割れ発生時、せん断ひび割れ発生時、最大耐力時、限界変形時を示した。全ての試験体において、部材角 $1/400\text{rad}$ 程度までに、曲げひび割れおよびせん断ひび割れが順次発生した。LSC18-14は、部材角 $1/200\text{rad}$ でせん断ひび割れが拡大すると共に肋筋が降伏し、急激に耐力低下を生じ、部材角 $1/33\text{rad}$ 程度で肋筋が破断して

表-2 試験体一覧

試験体名	断面 $b \times D$ (mm)	コンクリート強度 (MPa)	主筋		せん断補強筋	
			配筋	強度	配筋	p_w (%)
LSC18-14	200×280	18	4-D13 $p_t = 1.01\%$	SD390	2-D6@200	0.14
LSC9-14		9				0.14
LSC9-35						2-D6@80

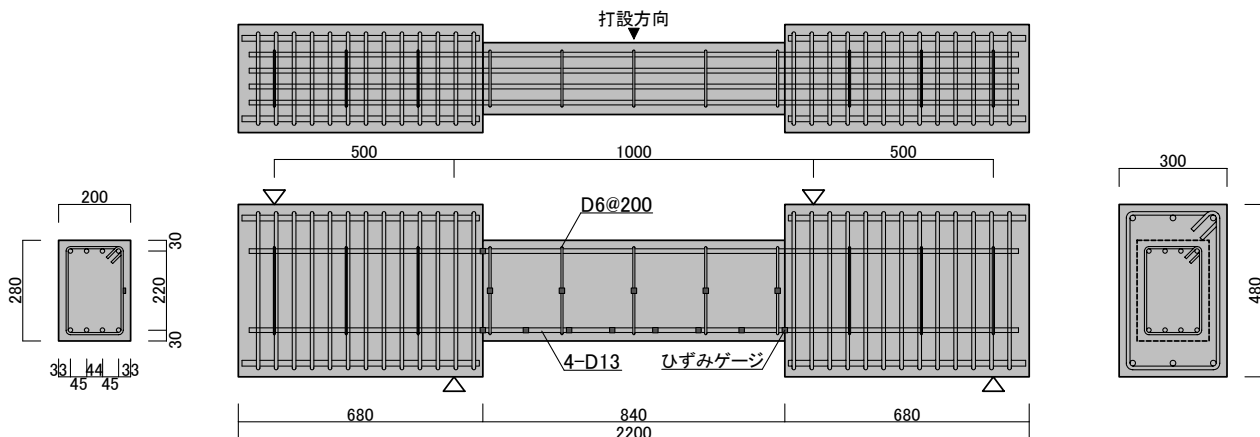


図-8 試験体配筋例 ($p_w=0.14\%$)

せん断引張破壊に至った。LSC9-14 は、部材角 $1/200\text{rad}$ でせん断ひび割れが圧縮側に達して拡大すると同時に、付着ひび割れが主筋に沿って進展して耐力低下を起こした。その後、付着割裂ひび割れの開口が拡大して、徐々に耐力が低下した。LSC9-35 は、部材角 $1/150\text{rad}$ 程度で付着割裂ひび割れが発生し、部材角 $1/100\text{rad}$ で主筋に沿って付着ひび割れが一気に進展して徐々

に耐力低下し、付着割裂破壊に至った。最終破壊形式は、LSC18-14 はせん断引張破壊、LSC9-14 および LSC9-35 は付着割裂破壊である。ただし、LSC9-14 はせん断引張破壊と付着割裂破壊が混合した破壊モードであると考えられる。なお、全試験体において、主筋の曲げ降伏は確認されなかった。

(2) 主筋のひずみ分布

各試験体の下端隅主筋のひずみ分布を図-11 に示す。なお、図中の破線は引張試験結果から得られた降伏ひずみであり、横軸は梁試験区間の圧縮縁からの距離を示している。

LSC9-35 は、部材角 $1/200\text{rad}$ 程度から引張側主筋のひずみ分布の傾きが緩やかになり、付着劣化が生じ、最大耐力時には試験区間全域が引張ひずみとなり、付着力を負担していないことが確認できる。LSC9-14 は、最大耐力時まではひずみ分布に傾きが見られ、付着力を負担しているが、その後の部材角 $1/100\text{rad}$ のときには試験区間全域が引張ひずみになり、ほとんど付着力を担っていない。LSC18-14 は最大耐力時および部材角 $1/100\text{rad}$ においても、ひずみ分布の傾向に変化はなく、健全に付着力を発揮していることがうかがえる。

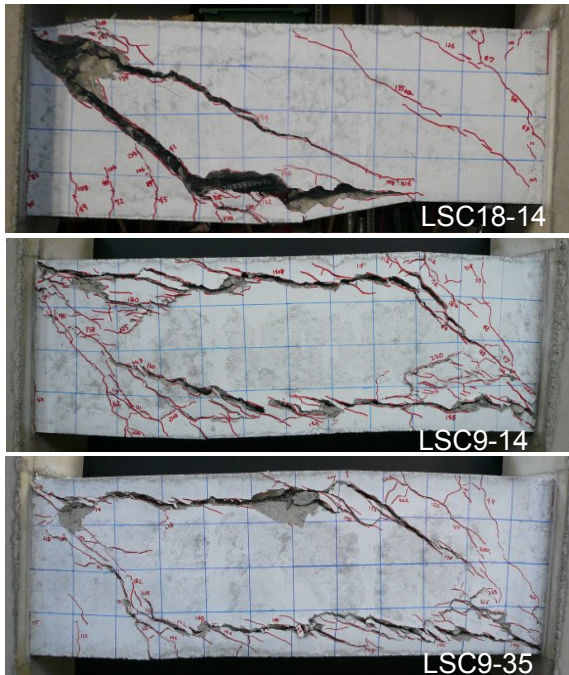


図-9 最終破壊状況

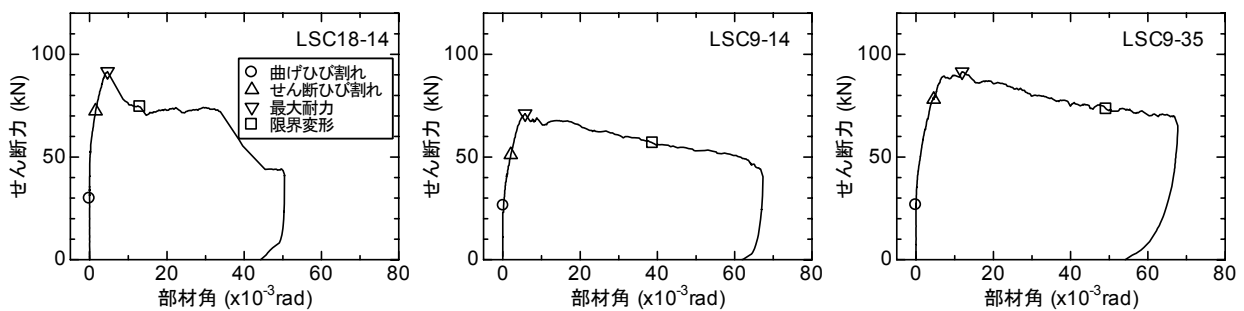


図-10 せん断力-部材角関係

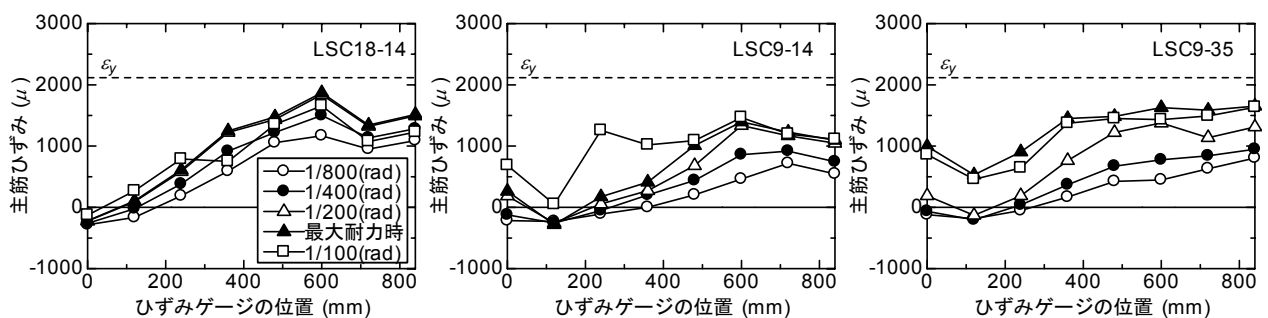


図-11 主筋のひずみ分布

表-5 実験結果一覧

試験体名	曲げひび割れ荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	最大荷重時部材角 (10^{-3} rad)	限界変形角 ^{*1} (10^{-3} rad)	せん断強度計算値 終局 A 法 ^{*2} (kN)	せん断強度計算値 荒川式 ^{*3} (kN)	付着耐力計算値 ^{*4} (kN)	最大荷重 / 計算値 ^{*5}
LSC18-14	29.8	91.6	4.63	13.5	87.2	97.4	94.1	1.05
LSC9-14	26.3	71.0	5.77	38.8	71.1	82.4	70.8	1.00
LSC9-35	26.6	91.5	11.9	49.3	121.6	98.0	96.1	0.95

*1：せん断力が最大荷重の80%に低下した時の部材角 *2：AIJ 終局強度型指針式 A 法 *3：荒川 mean 式
*4：AIJ 靱性保証型指針式 *5：せん断強度計算値と付着耐力計算値の小さい方の値との比較値

(3) 最大耐力の検討

実験結果一覧を表-5に示す。せん断強度計算値は、AIJの終局強度型耐震設計指針式 A 法⁸⁾および逆対称モーメントを受ける梁の推定式として精度がよいとされる荒川 mean 式⁹⁾で求めた。付着割裂耐力の計算値は、AIJの靱性保証型耐震設計指針式¹⁰⁾により算出した。なお、材料強度は鉄筋の引張試験結果およびコンクリートの封緘養生における材料試験結果を用いた。

せん断引張破壊した LSC18-14 の最大荷重は、アーチ・トラス機構に基づいた終局強度型指針式 A 法による計算値と概ね一致しているが、荒川 mean 式による計算値では危険側の評価となっている。また、付着割裂破壊とせん断破壊の混在した破壊形式と考えられる LSC9-14 の最大荷重は、終局強度型指針式 A 法によるせん断強度計算値および靱性保証型指針式による付着割裂耐力計算値と良い対応を示しており、破壊形式と適合している。一方、付着割裂破壊した LSC9-35 の最大荷重は、荒川 mean 式および靱性保証型指針式による計算値より小さく、危険側の評価となっている。荒川 mean 式による計算値は、全ての試験体で危険側の評価になり、耐震診断基準で用いられるせん断強度下限値式の荒川 min 式⁹⁾による計算値では若干安全側の評価になる。ただし、本実験の試験体数およびせん断強度のばらつきを考慮すると、荒川 min 式を低強度コンクリート部材のせん断強度下限値式として適用可能かどうかは今後の課題とする。

4. まとめ

既存の低強度コンクリート建物の耐震限界性

能を評価することを目的として、水セメント比を変動させた材料試験を行い、低強度コンクリートの作製方法および力学的性質について検討し、圧縮特性を修正 Popovics 式でモデル化した。また、梁試験体の曲げせん断実験を行い、せん断耐力はアーチ・トラス機構に基づいた強度式により評価できることを示した。

参考文献

- 1) 坂巻健太, 広沢雅也ほか: 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 構造IV, pp.801-804, 2001.9
- 2) 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, 耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 3) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事 (2003), 2003.2
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999.11
- 5) 野口貴文, 友澤史紀: 高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係, 日本建築学会構造系論文集, No.472, pp.11-16, 1995.6
- 6) S.Popovics: A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 7) 村上聖: 鉄筋コンクリート梁の終局せん断強度算定式に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, No.533, pp.143-150, 2000.7
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11
- 9) 荒川卓: 鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について, コンクリート・ジャーナル, Vol.8, No.7, pp.11-20, 1970.7
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997.7