論文 軽量コンクリート柱の耐震性能評価とその補強効果

荒木 秀夫*1

要旨: 既存建物の耐震性能評価において建設当時の施工技術や材料で作られた部材の性能が実験室レベルで作成された試験体と同等であるかは明らかにされていない。本研究では竣工後 52 年経た解体予定の軽量コンクリート建物から柱部材を取り出して載荷試験を行い,その力学的性能を調べた。その結果,せん断耐力評価はほぼ安全側であることを確認した。また加力後のひび割れた試験体に対してエポキシ樹脂を注入し,性能回復効果について検討し,耐力,剛性に効果があることを確認した。

キーワード: 既存建物,軽量骨材,柱部材,耐震性能,せん断耐力評価,エポキシ樹脂注入

1. はじめに

既存建物の診断, 改修において使用されている耐力評 価式は実験室レベルで作成された試験体の実験結果か ら導き出されたものである。しかし建設当時の材料特性 や技術レベルなどを考えると既存建物の性能が新しく 作られた小型試験体と同じ性能を持つかどうかは明確 でない。診断物件が増えるに従って、設計基準強度に達 しないコンクリートの存在も確認されている 1/~3/。物性 としては現行のヤング係数推定式では古いコンクリー トのヤング係数をかなり大きめに推定することが分か っている4。また、既存部材のせん断性能の検証が殆ど なされていないのが現状である。このような観点から実 部材の耐震性能を調べることが重要であると考え,筆者 等は建物解体中に切り出した梁の載荷試験を報告して きた 5),6)。一昨年報告した解体建物から採取した大梁の 載荷試験では耐震診断基準 7)にあるせん断耐力式では過 小評価となり、昨年の小梁を用いた繰り返し載荷試験で は軽量コンクリートに対する低減および低強度コンク リートに対する低減を考慮して実験値を評価できるこ とを示した。しかしながらその数は依然として少なく、 既存部材を用いた資料の蓄積が必要と考えられる。本論 文では昨年報告した小梁を取り出した建物の柱の加力 実験結果を報告するものである。また, 載荷後のひび割 れた試験体にエポキシ樹脂を注入し, 耐力復旧の可能性 についても検討した。

2. 実験概要

2.1 対象建物

柱を採取した建物は小学校校舎であり、昭和 36 年 (1961年)に竣工し、築 52 年経過している。建物詳細は文献 6)を参照されたい。本建物の特徴は軽量コンクリートであり、粗骨材は軟質火山礫と判定されている。また、診断基準 7)の適用下限値を下回る低強度コンクリートであることが確認されている。表 -1 に各階から採取したコンクリートの材料特性 6)を再録する。

2.2 柱部材

本建物の解体にあたり、3階教室の柱1本を採取した。柱に接続する袖壁および柱上下端部のコンクリートを 祈り落とし、主筋を切断し、クレーンを用いて取り出した。構造図面は現存しており、それに示される断面詳細を表-2に示すとおりである。ただし、コンクリート強度は構造計算書に記載がなく RC 規準 8 (1958 年版)にある最低値 13.5N/mm 2 とした。切り出した柱の断面は桁行き方向に扁平な形状であり、300mm \times 750mmとなっている。加力用試験体とするために柱両端部に RC スタブ(400mm \times 600mm \times 1350mm)を作成した。

表-1 コンクリート材料特性

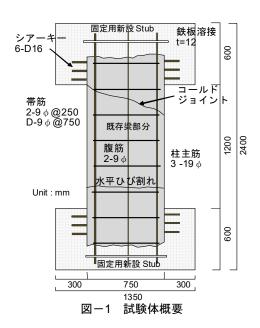
| 衣 「コンノノ」 「初れ行江 | | | | | | |
|-----------------------|-----------------|-----------------|------------------|-------------------|--|--|
| 単位体積 重量 [kN/m³] | 圧縮強度 [N/mm²] | 引張強度 [N/mm²] | 弾性係数 [kN/mm²] | 圧縮強 度時歪 [%] | | |
| 17.0 | 12.5 | 2.05 | 7.63 | 0.29 | | |

表-2 試験体諸元

| F1 | | | | | | | |
|------|-----------------------|----------------------|----------------|------------------------|---------------------------------|---------|--|
| 試験体 | 断面 <i>b×D</i> [mm] | 設計基準強度 Fc [N/mm²] | せん断スパン [mm] | 主筋 SR235 | 帯筋 SR235 | Qsu/Qmu | |
| AC-1 | 300×750 | 13.5 | 1200 | 6-19φ 2-9φ pt=0.37% | 2-9φ@250 (pw=0.17%) D-9φ@750 | 0.59 | |

曲げ強度式
$$Q_{mu} = \frac{0.8a_{t} \cdot \sigma_{y} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot Fc}\right)}{L \diagup 2} \qquad \text{耐震診断式} \quad Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_{t}^{0.23} \cdot \left(18 + \sigma_{B}\right)}{M / Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{w} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{0} \right\} b \cdot j$$

^{*1} 広島工業大学 工学部建築工学科 教授 工博 (正会員)



スタブのコンクリートは Fc24 とし, D25 および D10 を用いて補強した。主筋定着のため柱端部のコンクリー トを斫り落とし、主筋に鉄板 t=12 を溶接した。また、 既存柱のスタブ内への固定を確保するためシアキー6 本(D16)を 4 箇所に設置した。その埋め込み長さは 8D 以上としている。図-1 に試験体概要を示す。既存 柱に対するせん断評価式の妥当性について検討するた め試験体をせん断破壊先行型とし, せん断スパンを 1200mm (せん断スパン比 M/QD=0.8) とした。これ によって耐震診断基準 7) に示される評価式を用いて求 めた梁端部曲げ降伏時の耐力(421kN)および中央部せ ん断破壊耐力(251kN)の関係は表-2最後欄に示すよう に 0.62 となった。耐力計算において耐震診断基準に従 い鉄筋強度は 294N/mm² としている。また RC 規準 (1971年版) には軽量コンクリート梁のせん断強度は 普通コンクリート部材に対してひび割れ発生時に 0.8 倍,終局時に0.75倍とすることが示されており、本論 文もこれに従い,耐震診断評価式により得られたせん断 耐力を 0.75 倍している。なお、袖壁を斫り落す際に発 生した断面欠損を試験体の強度と同レベル以下の 9N/mm² 程度の強度を有するファイバーモルタルで補 修した。また図-1中に示すように試験体上部にはコー ルドジョイントおよび試験体下端から約 300mm の位 置に水平ひび割れが見られた。水平ひび割れ幅は 0.1mm 程度でひび割れ周辺のコンクリートの変色状況 から既存のひび割れと判断した。本論文では載荷後の試 験体にエポキシ樹脂を注入し地震後の緊急補強の効果 を確認することとした。目視で確認できるひび割れを中 心にエポキシ樹脂を注入するとともに、最初から存在し ていたコールドジョイント部および断面修復材と既存 部材の界面にエポキシ樹脂を注入した。エポキシ樹脂注



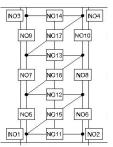


写真-1 試験体設置状況

(局所変位計位置)

入は軸力を載荷した状態で行っている。エポキシ樹脂は低粘度のものを使用し、スプリング式カプセルを用いて低圧で注入した。エポキシ樹脂は総使用量からカプセル内残量を差し引くことで柱内部に約15kg注入されたことを確認した。注入後の試験体をAC-1REとした。

2.3 加力測定方法

建研式載荷装置を用いて逆対称曲げ加力を実施した。 スタブ間変位 δ を試験区間 L で除したものを変形角 R とし,変形角 R=1/800,1/400,1/200,1/100,1/80,1/67,1/50rad.を正負各 1 回ずつ行った。また軸力は 0.10Fc(304kN) を維持するよう鉛直ジャッキを制御した。また変形についてはスタブ間変位のほかに試験体局所における曲げ変形およびせん断変形を測定するために試験体裏面に変位計を配置した。試験体設置状況および変位計取り付け状況を**写真**-1 に示す。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ状況

(1) AC-1

正加力時の変形角 R=1/800 rad.で対角線方向にひび割れが発生した。コールドジョイントの補修部分にも微細なひび割れが生じている。負加力時に柱上下部にせん断ひび割れと端部に曲げひび割れが発生した。変形角 R=1/400 rad.で中央部のせん断ひび割れが進展拡大するものの他の個所にひび割れは発生しない。負加力で対角線方向にせん断ひび割れが貫通した。変形角 R=1/200 rad.で対角線方向のひび割れ幅が拡大し、端部に新たに曲げひび割れが発生するが微細である。負方向でも中央部の対角線方向のひび割れが拡大するのみである。変形角 R=1/100 rad.に向かう途中で中央のせん断ひび割れが一気に拡大し耐力低下が発生した。以後はそれまでに発生したひび割れが開閉するのみであった。





写真-2 ひび割れ状況(R=1/100rad.)

(2) AC-1RE

正負変形角 R=1/800rad.ではひび割れは発生しない。正加力変形角 R=1/400rad.で柱前面に分散した形で複数のせん断ひび割れが発生した。一方,負加力では対角線方向にせん断ひび割れが発生する。正加力変形角 R=1/200rad.で柱全面に複数のせん断ひび割れが発生した。いずれも AC-1 で発生したひび割れ部分以外でひび割れが発生している。負加力時にも複数のせん断ひび割れが発生する。正加力変形角 R=1/100rad.で対角線方向に斜めひび割れが発生し,曲げひび割れは上下端部にみられるものの,その幅は微小のままである。負加力方向で最初に発生した対角線方向のひび割れ幅が一気に拡大し耐力が低下した。その後は AC-1 と同様で特定のせん断ひび割れのみが開閉する。

写真-2 に両試験体の変形角 R=1/100rad.時のひび割れ性状を示す。エポキシ樹脂を注入した試験体AC-1RE においてはひび割れが試験体全体に分散する傾向がみられる。

3.2 水平荷重変形関係

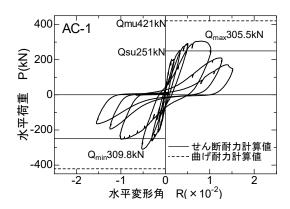
図-2に両試験体の荷重変形関係を示す。

(1) AC-1

正加力時の変形角 R =1/800rad.に達する近辺で剛性低下を起こし、せん断ひび割れの発生と対応している。その後、耐力は上昇し、負加力変形角 R =1/200rad.で最大耐力 309.8kNに達し、正側加力変形角 R =1/200rad.から R=1/100rad.に至る過程で最大耐力 305.5kN に達する。正負の最大値は耐震診断基準によるせん断耐力計算値(252kN)より高い値となった。変形角 R=1/100rad.時では両方向とも耐力低下を起こしている。その後は変形が増大するとともに耐力は低下し、復元力特性はスリップ形となる。これはせん断変形が卓越していることに起因している。変形角 R=1/67rad.で耐力が最大耐力の50%になったことを確認して実験を終了した。

(2) AC-1RE

正負加力変形角 R=1/800rad.でそれぞれ 206.2kN ,-207.9kN に達している。変形角 R=1/400rad.までは



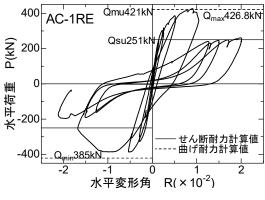


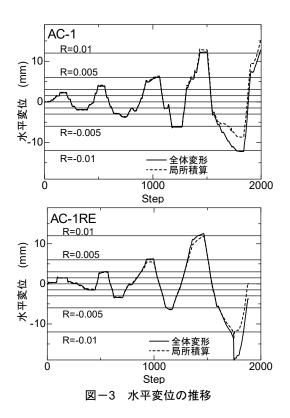
図-2 水平荷重変形関係

殆ど剛性低下はなく直線的な復元力特性である。変形角 R=1/200rad.で至る過程で剛性低下がみられる。斜めひび割れが柱全体に発生することと符合している。正加力変形角 R=1/100rad.で最大耐力 426.8kN に達した後,若干の耐力低下が発生する。耐力的には事前計算した曲げ耐力計算値に達する値であるが,破壊形式はせん断破壊である。 負側では変形角 R=1/100rad.に達する前に剛性低下がみられた。それとともに急激に変形が増大し,耐力は 300kN に低下した。この時点は斜めひび割れが一気に拡大した時である。その後は復元力特性の形状はせん断ひび割れの開閉に起因するスリップ型となる。

両試験体を比較するとエポキシ樹脂の注入によって 耐力は大きく向上している。ただし、正負加力ともにせ ん断破壊して、耐力低下が起きる時点は変形角 R=1/200 ~1/100rad.でほぼ同じである。せん断破壊後はスリッ プ型の復元力特性となる。

3.3 水平変位の推移

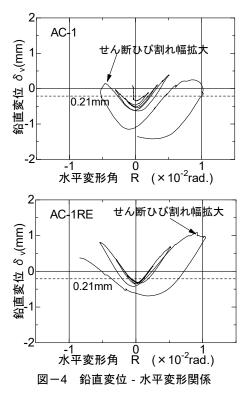
図-3 に試験体の上下スタブ間で計測した水平変位 と局所変位計から求められる水平変位の比較を示す。局所変位計による積算値はせん断変形 δ_s と主筋の抜け出し変形も含む曲げ変形 δ_m の和として求めている。横軸は計測 step 数である。両試験体ともに初期状態から正加力時変形角 R=1/100rad.まではほぼ一致していることが分かる。負加力変形角 R=1/100rad.に至る過程で一致しなくなる。これはせん断破壊の発生により局所変位

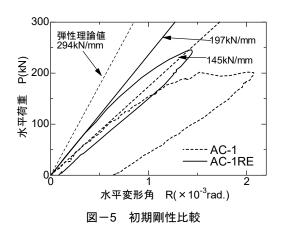


計の固定度が失われ、計測が部分的に正常に行われなくなったものと推定される。以後の局所変位計を考察では正側変形角 R=1/100rad.までを取り扱うものとする。

3.4 鉛直変位 - 水平変位関係

図-4 に鉛直変位-水平変位関係を示す。水平変位は スタブ間の変位,鉛直変位は試験体両サイドに取り付け た変位計で計測した値の平均値ある。試験体がせん断破 壊し,ひび割れが拡大した後は局部変位計が正常に計測





できる範囲を図に示した。図中に載荷軸力と表-1 に示すヤング係数から計算される初期鉛直変位 0.21mm を挿入している。いずれの試験体も初期鉛直変位は計算値に比べ大き目の値となっている。試験体 AC-1 においては水平変形角が増加するにつれて徐々に鉛直変位も増加し、水平変形角 R=1/200rad.から鉛直変位が急増する。一方、エポキシ樹脂を注入した試験体 AC-1RE では水平変形角 R=1/200rad.までは安定した挙動を示し、水平変形角 R=1/100rad.から鉛直変形は増加し始める。両試験体ともにせん断ひび割れが拡大し、水平剛性が低下し始める時と鉛直変位が急増する時期が一致している。

4. 考察

4.1 初期剛性

図-5 に両試験体の正加力時 1 サイクルを示す。また 図中に式(1)を用いて求めた弾性計算値も挿入している。

$$\delta = \delta_s + \delta_m = \frac{Ph}{GA} + \frac{Ph^3}{12EI} \tag{1}$$

ここで A: 柱断面積($b \times D = 300 \text{mm} \times 750 \text{mm}$), G: せん断剛性 ($= E/2.3 \text{N/mm}^2$), h: クリアスパン(= 1200 mm), P: 水平荷重 (N) である。ヤング係数は材料試験の結果を用いている。弾性理論値は 294 kN/mmとなった。初期剛性実験値は試験体 AC-1が 145 kN/mm, 試験体 AC-1RE が 197 kN/mm である。試験体 AC-1の 初期剛性は弾性理論値の約半分の値である。これは柱にコールドジョイント等が存在していたことの影響と考えられる。一方,エポキシ樹脂注入試験体の剛性は注入前に比べ約 1.36 倍に増加しており,補強効果が認められる。弾性理論値に対する割合は約 0.67 倍である。実験室レベルで作成した小型模型試験体を用いて同注入工法で補修した実験では初期剛性の約 $0.6 \sim 0.8$ 程度にまでしか回復しないことが報告 9,100されているが,計算値との比較において本実験の回復率とほぼ合致する。

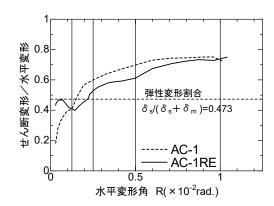


図-6 せん断変形割合比較

4.2 変形割合

局所変位計から求めた全体変形に対するせん断変形 の割合 $(\delta_s/(\delta_s+\delta_m))$ を図-6に示す。弾性時の全体 変形 δ におけるせん断変形 δ の割合は式(1)を用い求 めると 0.473 となった。加力初期にはばらつきが大きい ため変形角 R=1/4000rad.から図示した。初期において 試験体 AC-1 では曲げ変形の割合が大きい。これは既存 の水平ひび割れ等の影響と推察される。その後, 水平変 形が増加するに従ってせん断ひび割れが発生するため せん断変形の割合は上昇し続ける。最終的にせん断変形 は全体変形の 75%程度に達する。エポキシ樹脂を注入 した試験体 AC-1RE は加力初期においてほぼ弾性理論 値付近に位置している。いったん低下し、水平変形角 R =1/800rad.すぎるあたりからせん断ひび割れの発生に つれて変形割合が増加する。小変形時においてはエポキ シ樹脂注入した試験体のほうがせん断変形の割合が小 さくひび割れに注入されたエポキシ樹脂がせん断ひび 割れの発生と進展を抑制しているものと推察される。最 終的にはせん断ひび割れの開閉が変形形状を支配する ため試験体 AC-1 と同様に 75%程度になる。

4.3 耐力比較

表-3に耐力等一覧を示す。

(1) せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ式を式(2)11)及び式(3)12)示す。式(2) は実験から得られた荒川式であり、式(3)は理論式とされるものである。 コンクリートの引張強度は σ τ = $0.33\sqrt{\sigma}$ σ B を用いている。記号はそれぞれ文献を参考されたい。コンクリート強度は圧縮試験結果 12.5 N/mm² を用いている。本論文では式(2)中のシアスパン比には実数として M/Qd=0.88 を使用している。

$$Q_{sc} = \left\{ \frac{0.85 \cdot k_c \cdot (50 + \sigma_B)}{M_{O \cdot d} + 1.7} \right\} b \cdot j$$
 (2)

$$V_c = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) \frac{b \cdot D}{\kappa}$$
 (3)

比較は試験体 AC-1 の実験値と行った。両推定式による ひび割れ耐力は大きな違いはなく、それぞれ 211.5N, 205.6kN であり、いずれも実験値の 182.5kN を上回っ ている。推定値は1~2割程度、危険側の評価となるこ とがわかる。実験終了時に試験体を解体し、コンクリー ト中にジャンカや木片等も混入していることを確認し た。このことが低めの評価の原因と推察される。これは 昨年度の梁による結果における危険側判定と整合する が、推定精度については柱のほうが上回っている。

(2) 最大耐力

曲げ破壊耐力推定式は表-2 脚注に示す略算式を用いている。せん断破壊耐力推定式は文献 ¹¹⁾にある式(4) および文献 ¹³に示される式(5) を用いた。

$$Q_{su} = \begin{cases} \frac{0.068 \cdot k_{p} \cdot (18 + \sigma_{B})}{M/Q \cdot d + 0.12} \\ + 0.85 \sqrt{p_{w} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{0} \end{cases} b \cdot j$$
(4)

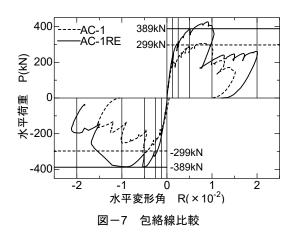
$$V_A = b \cdot j_t \cdot \sigma_{wy} \cot \phi + (1 - \beta) v \sigma_B \frac{b \cdot D}{2} \tan \theta$$
 (5)

式中の記号についてはそれぞれの文献を参考にされたい。図-2に示すように耐震診断基準式 70 で求められる値はかなり低い値であった。その原因はこの式が推定値としての下限式 (minimum 式) であると考える。式(4)は mean 式と呼ばれ実験値の中間値とされるものである。式(4)では引張試験により求めた主筋強度320N/mm²、帯筋強度270N/mm²を用いている。なお、実験終了後にコンクリートを斫り落とし、配筋状況を調べたが、主筋はほぼ構造図面とおりであった。帯筋間隔は210mm \sim 260mmであり、施工誤差はあるものの図面通りと判断してせん断補強筋比 pw=0.17%を用いた。荒川式、終局強度式ともにほぼ300kNとなり、実験値の309.8kNとよい対応を示していると考える。図-7の包絡線に計算結果299kNを示す。

表-3 耐力等一覧

| | 試験体 | せん断ひび割れ耐力 | | 最大耐力 | | | | |
|--|--------|-----------|--------------|-------------|---------|----------|---------|----------------------|
| | | 実験値[kN] | 計算值[kN] | | | 計算値[kN] | | |
| | | | 荒川式 Q_{sc} | 靭性評価式 V_c | 実験値[kN] | 曲げ耐力 Qmu | 荒川式 Qsu | 終局強度式 V _A |
| | AC-1 | 182.5 | 211.5 | 205.6 | 309.8 | 441.7 | 298.8 | 297.1 |
| | AC-1RE | 287.0 | (0.86) | (0.89) | 426.8 | (0.70) | (1.04) | (1.04) |

^()は AC-1 の実験値に対する比率



4.4 耐力回復効果

エポキシ樹脂を注入によって,ひび割れ耐力は大きく 上昇している。これは試験体内部に拡散したエポキシ樹 脂によって,コンクリートの引張耐力が疑似的に上昇し ているものと考えられる。一方,最大耐力も大きく増加 している。これは斜めひび割れに注入されたエポキシ樹 脂がひび割れの進展や拡大を抑制する引張材として機 能し、せん断補強の役目を果たしているためと考えられ る。しかし、現在のところその評価方法は確立されてい ない。そこで耐力推定についての試算を行った。注入さ れたエポキシ樹脂は 15.15kg である。エポキシ樹脂比 重を 1.1 とすると, 試験体に対する体積比は 5.09%とな る。耐震改修設計指針 14)を参考にして、体積比と引張 強度 36.3N/mm² (公称値) の積を式(4)の第2項の帯筋 の効果に加算して、終局せん断耐力を求めると 389kN となる。図-7 にこの値を挿入した。実験値 427kN に は達しないが注入効果としては 100kN 程度の耐力増加 が見込めることになる。ただし、これは試験体 1 体に よる試算であり,注入効果の定量的評価方法については 今後検討してゆきたいと考えている。

5. 結論

本実験の範囲において得られた知見を以下に示す。

- 1) 既存柱部材のせん断ひび割れ耐力は既往の評価式による計算値よりも大幅に下回る結果となった。
- 2) 最大せん断耐力は既往の耐震診断式で軽量コンク リートおよび低強度コンクリートを考慮することに より安全側に評価できる。
- 3) エポキシ樹脂をひび割れた柱部分に注入することによって剛性・耐力ともに 1.5 程度増大した。しかし、 靭性に対する改善効果はあまりない。注入したエポキ シ樹脂の体積比からせん断補強に換算して最大耐力 の試案を提示した。

実構造物の評価は緒に就いたばかりであり成果の適 用性については今後の資料の蓄積が必要である。

謝辞

本研究の実施にあたり平成27年度科学研究費補助金(基盤研究(B)課題番号:25289190代表:広島工業大学・荒木秀夫)の助成を受けた。柱部材の入手に際しては広島市役所の協力を得た。エポキシ樹脂注入に際してはSGエンジニアリングの協力を得た。また、実験実施にあたっては広島工業大学の学生諸君に協力いただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 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報告書, 2009.2
- 2) 山本泰稔: 低強度コンクリート構造に関する調査・研究,第30回建築士事務所全国大会埼玉大会文科会,地震と補強ー耐震改修における低強度コンクリートの問題点,pp.77-91,2005.9
- 3) 坂巻健太,広沢雅也,清水泰,周建東:既存コンク 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
- 4) 桝田佳寛, 友澤史紀, 矢島善麿: 実際のRC 造建築物におけるコンクリート品質, その1 主として建物別圧縮強度について,日本建築学会論文報告集,No.311,pp.153-162,1982.1
- 5) 荒木秀夫, 徳川達也: 既存 RC 構造物における梁部 材の耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, pp.715-720, 2014.7
- 6) 荒木秀夫:軽量コンクリートを用いた既存RC部材の耐震性能評価,コンクリート学年次論文集, Vol.36,pp.1291-1296,2015.7
- 7) (財)日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存 RC 造 建築物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1958,1962,1971
- 9) 荒木秀夫, 伊崎聖也: せん断破壊した低強度コンク リート極短柱の補修効果, 日本建築学会技術報告 集,第 18 巻,第 40 号, pp.919-924,2012
- 10) 渡邊祥庸,瀬野健助,加川順一,二羽淳一郎:内圧 充填接合補強工法によるコンクリート中への樹脂 充填性能と補修効果,コンクリート学年次論文集, Vol.34,pp.1465-1470,2012.7
- 11) 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(実験結果による再検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.891-892, 1969.8
- 12) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証 型耐震設計指針・同解説, 1999
- 13) 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
- 14) (財)日本建築防災協会:2001 年改訂版既存 RC 造 建築物の耐震改修設計指針・同解説,2001