

論文 軽量コンクリートを用いた既存 RC 部材の耐震性能評価

荒木 秀夫

要旨 : 既存建物の耐震診断・改修が進められている中で、設計図書に示される設計基準強度に満たないコンクリートの存在が明らかになっている。本研究では解体予定の既存建物からコンクリートコアや RC 部材を取り出してその力学的性能を調べることで、現在の耐震性能評価法の妥当性について検討した。対象物件は軽量コンクリート建物で竣工後 52 年経たものである。また採取した部材のひび割れ等に対してエポキシ樹脂を注入し、その有効性について検討し、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, 実部材, 耐震性能, せん断耐力評価, エポキシ樹脂注入

1. はじめに

既存建物の耐震診断において設計基準強度に満たない 13.5N/mm² 以下のコンクリートが見つかる場合が報告されている¹⁾。既存 RC 建物において低強度コンクリートになっている理由としては、建設時における風化セメントの使用や加水行為等が考えられる。そのためこのような建物の耐震性能評価や改修方法を開発研究する場合には低強度コンクリートを実験室で作成する必要があり、石粉(炭酸カルシウム CaCO₃)の混合や、単位水量を増やすことが一般的に行われている²⁾。一方、本研究が対象とする既存建物は軽量コンクリートが用いられ、コンクリート中の骨材の特性が低強度コンクリートの主原因と推定される。このようなコンクリートの諸物性を調べることは同種建物の耐震診断評価に対して貴重な資料となり得ると考える。本論文では当該建物からコア抜きしたコンクリートを用いて圧縮強度、ヤング係数、引張強度等の諸物性を検討した。また、実験室レベルで得られた低強度コンクリートに関する成果を実用に供するためには実部材の耐震性能を調べることが重要であると考え、筆者等は解体中に切り出した梁の載荷試験を報告してきた³⁾。しかしながらその数は依然として少なく、資料の蓄積が必要と考え、本建物においても小梁を切り出し、繰り返し載荷試験を通じてせん断耐

力等に関して既往の評価式の適用性等を検討した。また、切り出した部材にはひび割ればかりでなくジャンカ、コールドジョイント等も見られ、施工状態はあまり良くないものであった。そこでエポキシ樹脂を当該箇所および鉄筋周囲に注入し、コンクリート自体の補修と丸鋼の付着性能回復の有効性についても検討した。

2. 調査概要

2.1 対象建物

コンクリートコアおよび小梁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。竣工時には写真-1 に示す右部分の 3 スパンであったが、最終的には 21 スパンまで横増築している。耐震診断時に最初に建設された部分と昭和 38 年に横増築した部分が低強度コンクリートであることが判明し、これらの部分が平成 25 年(2013 年)に解体撤去された。建物平面図を図-1 に示し、同図中に採取したコンクリートコアと小梁の位置を示す。小梁は教室部分の大梁から続く廊下部分の小梁である。当時、軽量コンクリートに関しては JASS5⁴⁾ に記述があるものの、1958 年版の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁵⁾ (以下 RC 規準)には普通コンクリート・軽量コンクリートの分類は無い。RC 規準に軽量コンクリートの記述



写真-1 小学校校舎

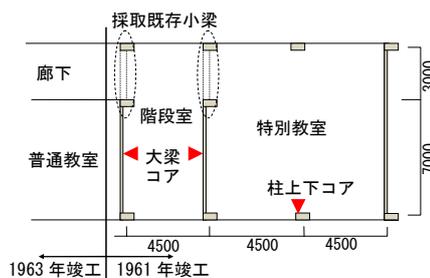


図-1 平面図とコアおよび小梁位置

*1 広島工業大学 工学部建築工学科 教授 工博 (正会員)

がみられるのは昭和 37(1962 年)年改訂からである。

2.2 コンクリートの力学的性能

対象建物のコンクリートの材料特性を調べるため、各階で 1 本の柱の上下から 2 か所、2 階、3 階の大梁から各 2 か所、1 階の梁は 1 か所、合計 11 か所で径 100mm のコアボーリングを行った。抜き取ったコアを長さ 200mm に切り分け、端面を研磨した。供試体の内訳は圧縮試験用が 11 個(柱 6 個、梁 5 個)、割裂試験用が 2 個の合計 13 個である。圧縮および割裂試験はそれぞれ JIS A1108, JIS A1113 によって行った。得られた結果の平均値を表-1 に示す。

表-1 コンクリート材料特性

単位体積重量 (kN/m^3)	圧縮強度 [N/mm^2]	引張強度 [N/mm^2]	弾性係数 [kN/mm^2]	圧縮強度時歪 [%]
17.0	12.5	2.05	7.63	0.29



$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma = 19.3 \text{ kN/m}^3$
写真-2 コア圧縮試験後抜き取りコア

単位体積重量は $15.7 \sim 19.3 \text{ kN/m}^3$ に分布し、平均値で約 17 kN/m^3 であり、軽量コンクリートに分類される。写真-2 に圧縮試験後のコア供試体を示す。粗骨材は写真-2 の左側に示すように乳白色でポーラスなものであったが、供試体 13 本中唯一 18 kN/m^3 を超えたもの(写真右)は骨材に玉砂利が混入していた。

圧縮強度は最大で 16.0 N/mm^2 、最小で 10.4 N/mm^2 であり、平均強度で 12.5 N/mm^2 となり、耐震診断基準適用下限値 13.5 N/mm^2 以下の低強度コンクリートと判定された。応力ひずみ関係から求めたヤング率の平均値は 7.63 kN/mm^2 となり非常に低い値となっている。ヤング係数と圧縮強度の関係は図-2 に示すとおりである。図をみると柱より梁のほうが低い傾向がみられるがその原因は明確でない。図中に RC 規準 1991 年版のヤング係数推定式を挿入したが、これまでの既往の研究⁶⁾で示されているように推定式より小さな値となった。この原因はコンクリートの長年月にわたる乾燥にあるとする文献⁷⁾もあるが、これらの影響は現時点で診断・改修設計⁸⁾に反映されていない。図-3 に引張強度と圧縮強度の関係を示す。引張試験用の供試体と圧縮試験用の供試体は柱から抜き取った 1 本のコアから切り分けたものである。実験値は RC 規準による推定式より大きな値となった。

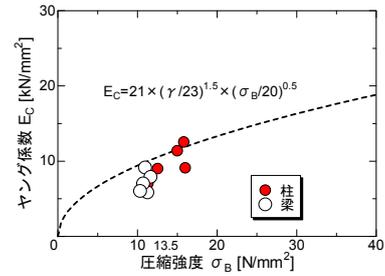


図-2 ヤング係数と圧縮強度の関係

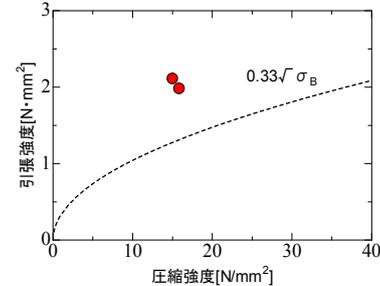


図-3 引張強度と圧縮強度の関係

2.3 骨材の成分分析

骨材の色は乳白色であり、触ってみたところ脆い材質であることが確認できた。そこで材料試験終了後に骨材の成分鑑定を行った。鑑定によると試料には空隙が非常に多く、隙間を火山ガラスが埋めていた。また、鉱山粒子は少ないが、主に斜長石が見られ、一部に単斜輝石、斜方輝石や石英が存在し、さらに火山ガラスの一部が変質してパーミキュライト(粘土鉱物)化しており、石英は融食形を呈する、などの特徴が見られた。これらの特徴から、多孔質の流紋岩質、もしくはデイサイト質の火山岩と判定された。本建物は 1961 年竣工であるが、1971 年に改定された RC 規準において軽量コンクリートは 1 種~4 種に細分類化されている。その 4 種の粗骨材は軟質火山礫とされている。薄片試料による鑑定結果や岩石判別図から本建物のコンクリートに使用された骨材は 4 種骨材に該当すると考えられる。また、RC 規準では 4 種軽量コンクリートの重量として 18 kN/m^3 が推奨されており、重量からも 4 種軟質の軽量骨材が用いられていると考えられる。本建物のコンクリートが低強度となっている主な原因はこの粗骨材にあると推定される。なお、当骨材の入手経路は不明である。

3. 部材実験

3.1 梁部材

本建物の解体にあたり、2 階廊下の小梁 2 本を採取した。梁に接続する床スラブを研り落とし、スラブ筋を切断した後に梁端部をワイヤソーで本体から切り離した。採取にあたってはできるだけ梁に損傷を与えることなく切り出した。写真-3 にその様子を示す。構造図面に示される梁断面詳細を表-2 に示す。

3.2 試験体

切り出した梁を加力用試験体とするために梁両端部に RC スタブを作成した。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。主筋定着のため端部のコンクリートを研り落とし、主筋に鉄板を溶接した。また、既存梁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箇所を設置した。図-4 に試験体概要を示す。本論文ではせん断性能に着目し、既存梁に対する評価式の妥当性について検討することが主目的の一つである。そのため試験体をせん断破壊先行型とするため梁のせん断スパンを 1200mm (せん断スパン比 $M/QD=1$) とした。これによって耐震診断基準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(199kN)および中央部せん断破壊耐力(169kN)の関係は表-2 に示すように 0.85 となった。耐力計算において鉄筋強度は耐震診断基準に従い 294N/mm^2 、コンクリート強度には RC 規準 (1958 年版) にある最低値 13.5N/mm^2 を用いた。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梁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、両試験体ともスラブを研り落とす際に断面欠損が発生し、これをファイバーモルタルで補修した。この断面補修の影響を少なくするためモルタル強度を低く設定し 9N/mm^2 で作成している。試験体 AB-1 には梁中央にコールドジョイントが見られた。本論文では施工不良による影響を調べるとともに、相対的に瑕疵の少ない AB-1RE にエポキシ樹脂を注入し、補強効果を確認することとした。丸鋼主筋の抜け出しを防止するため、コンクリート表面から鉄筋位置まで穿孔し、鉄筋周りにエポキシ樹脂を注入するとともに、ジャンカのある部分や断面修復材と既存部材の界面にもエポキシ樹脂を注入した。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ている。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梁内部に約 4.5kg 注入されたことを確認した。注入時にはコンクリート表面数か所から樹脂が漏出し、表面に



写真-3 小梁の切り出し

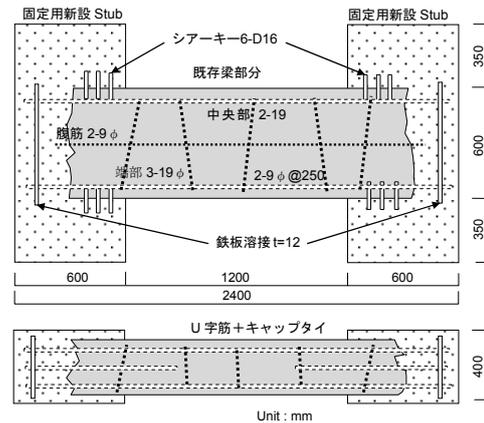


図-4 試験体概要

ジャンカ等が見られなくともコンクリート内部に相当量の空隙があることが推認される。

3.3 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 $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/80, 1/67, 1/50, 1/57, 1/44 \text{ rad}$ を正負各 1 回ずつ行った。また本試験体は梁であるため軸方向変位を拘束せず軸力を 0 とするように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-4 に示す。

3.4 実験結果

(1) ひび割れ性状

AB-1 : 正加力時の変形角 $R=1/800\text{rad}$ で梁端部に曲げひび割れが発生し、負加力時にせん断ひび割れと梁中央

表-2 試験体諸元

試験体	断面 $b \times D [\text{mm}]$	設計基準強度 $F_c [\text{N/mm}^2]$	せん断スパン [mm]	主筋 SR24		肋筋 SR24	補修	Q_{su}/Q_{mu}
				端部	中央部			
AB-1	300×600	13.5	1200	端部	3- 19φ	9φ@200	なし	0.85
AB-1RE	$d=530$			中央部	2- 19φ	9φ@300		

$$\text{曲げ強度式 } Q_{mu} = \frac{0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d}{L/2} \quad \text{耐震診断式 } Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d^{+0.12}} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$



写真-4 試験体および変位計セット状況

部付近に曲げひび割れが発生した。変形角 $R=1/400\text{rad}$. でせん断ひび割れと曲げひび割れが貫通した。変形角 $R=1/200\text{rad}$. でコールドジョイント部が拡大する形でひび割れが発生した。その後、曲げひび割れ幅は拡大することなく、左右のせん断ひび割れが拡大する。

AB-1RE: 正加力時の変形角 $R=1/800\text{rad}$. で梁中央部の小径 (50mm) の開孔周りにせん断ひび割れが発生するとともに、梁端部に微小な曲げひび割れが発生した。負加力時に同位置にせん断ひび割れが発生するとともに梁端部に曲げひび割れが発生した。変形角 $R=1/400\text{rad}$. で中央部のせん断ひび割れが進展するとともに曲げせん断ひび割れが数か所に発生した。その後、せん断ひび割れ数は増加するが、曲げひび割れ幅は拡大しない。変形角 $R=1/133\text{rad}$. で最初に発生したせん断ひび割れ幅が拡大し始めた。その後は特定のせん断ひび割れのみが開閉するようになる。

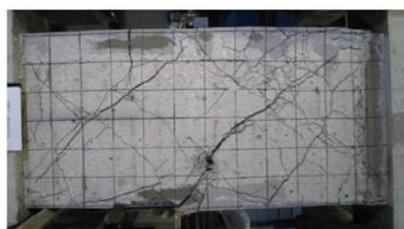
写真-5 に両試験体の変形角 $R=1/50\text{rad}$. のひび割れ性状を示す。それぞれの試験体においてせん断ひび割れ位置は異なるものの、ひび割れ発生・進展状況ともに大きな相違は見られなかった。両試験体の最終的な破壊メカニズムはせん断破壊であった。

(2) 荷重変形関係

図-5 に両試験体の荷重変形関係を示す。



(a)AB-1



(b)AB-1RE

写真-5 ひび割れ状況 (変形角 $R=1/50\text{rad}$.)

AB-1: 負加力時の変形角 $R=1/800\text{rad}$. で剛性低下を起こしており、せん断ひび割れの発生と対応している。正加力でも変形角 $R=1/400\text{rad}$. に至る過程で剛性低下がみられる。その後耐力は上昇し、正側加力変形角 $R=1/133\text{rad}$. で最大耐力 154.9kN に達する。最大耐力に達した後、急激な耐力低下を起こす。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。荷重が最大耐力の 50%以下に低下したため、変形角 $R=1/50\text{rad}$. で载荷を中止した。最大耐力は設計時に想定したせん断耐力 169kN に至っていない。この原因は梁中央に存在するコールドジョイント部に誘発されたせん断ひび割れが拡大したことであると推量される。診断基準に示されるせん断耐力評価式は下限式であるが、その値よりも低い値となっている。

AB-1RE: 負加力時の変形角 $R=1/800\text{rad}$. で僅かに剛性低下がみられるが、最大耐力時変形角 $R=1/200\text{rad}$. までは耐力上昇が見られる。最大耐力は 240.6kN を記録している。その後の復元力特性はせん断ひび割れに起因するスリップ形状を示すものの、急激な耐力低下はなく各サイクルの最大耐力は徐々に低下する。

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、靱性ともに向上していることが分かる。このようにエポキシ樹脂で補修した試験体においてせん断ひび割れが支配的であるにもかかわらず、急激な耐力低下が見られない理由として、梁コンクリート内部に拡散したエポキシ樹脂がせん断伝達に有効に働いていることやせん断ひび割れ拡大時に主筋が抜け出すことなく抵抗

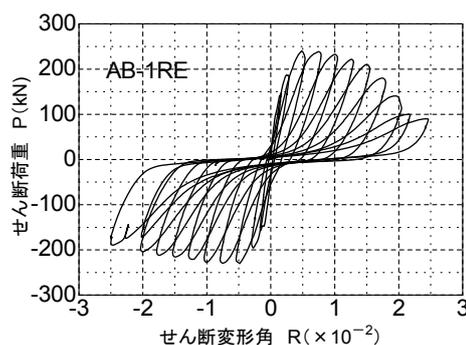
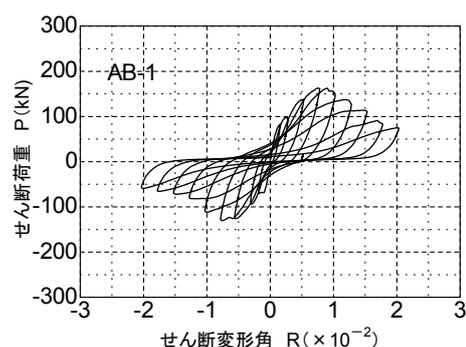


図-5 せん断変形-せん断荷重関係

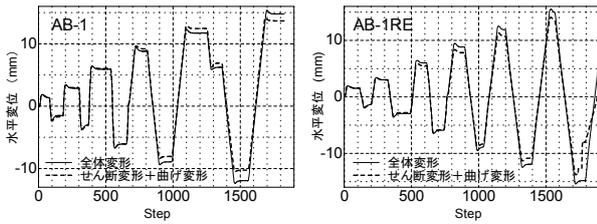


図-6 全体変形と局所変位の和

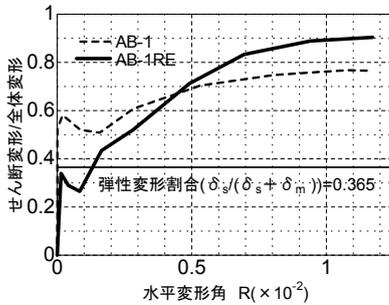


図-7 せん断変形割合

していることが推察される。

(3) 変形割合

本試験では試験体のせん断変形 δ_s と曲げ変形 δ_m を個別に抽出できるように写真-4 に示すように変位計を設置している。求めたせん断変形と曲げ変形の和がスタブ間で計測した全体変形 δ と一致する様子を図-6 に示す。この局所変位計から求めた全体変形 ($\delta_s + \delta_m$) に対するせん断変形の割合 ($\delta_s / (\delta_s + \delta_m)$) を図-7 に示す。弾性時の全体変形 δ におけるせん断変形 δ_s の割合は式(1)を用いて求めると 0.365 となった。

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

ここで A : 梁断面積 ($b \times D = 300\text{mm} \times 600\text{mm}$), G : せん断剛性 ($= E/2.3\text{N/mm}^2$), h : クリアスパン ($= 1200\text{mm}$), P : せん断力 (N) である。

AB-1: 初期状態では曲げ変形とせん断変形の割合はほぼ 0.5~0.6 である。弾性時の値 0.365 と比較するとせん断変形の割合は大きくなっており、試験体に見られるコールドジョイント等の影響によりせん断剛性が低下していることが推察される。初期状態から曲げひび割れ発生により一旦低下するが変形角 $R = 1/600\text{rad}$ あたりから、せん断変形の割合は徐々に増加し、最終的に 0.75 あたりに収斂する。

AB-1RE: 初期状態の割合はほぼ 0.3~0.4 であり、弾性計算値とほぼ一致している。変形角 $R = 1/1000\text{rad}$ まで低下し、その後増加する傾向にある。最終的にはほぼ 0.9 に収斂する傾向にある。全体的な増加傾向は補修のない AB-1 試験体と同じであるが、最終的に収斂する値は大きくなっている。これはエポキシ樹脂注入によって丸鋼鉄筋の抜け出しが抑制され、結果的に曲げ変形が小さくなったことによるものと考えられる。

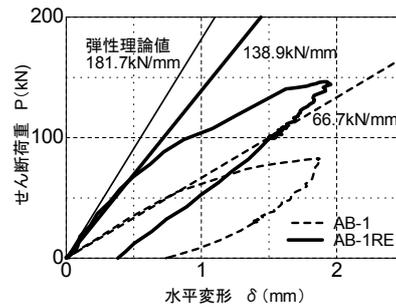


図-8 初期剛性の比較

(4) 初期剛性

梁の荷重変形関係における初期剛性について比較したものが図-8 である。図中に実験で得られた荷重変形関係から推定した初期剛性をそれぞれ挿入した。一方、材料試験から求めたヤング係数の平均値 7.63kN/mm^2 と式(1)を用いて求めた弾性剛性は 181.7kN/mm である。補修していない AB-1 試験体は 66.7kN/mm となり、弾性理論値の 0.37 倍に低下している。一方、補修した試験体 AB-1RE は試験体 AB-1 に比べ早期に剛性劣化が始まるものの 138.9kN/mm と計算値の 0.77 倍の値となっていることが分かる。エポキシ樹脂を注入することで初期剛性は補修無しの剛性の約 2 倍にまで増加することが確認できたが、弾性計算値までは回復していない。

4. 考察

4.1 試験体解体調査

載荷実験の後、既存梁のコンクリートをはつき落とし鉄筋の配筋、本数、位置などを調査した。両試験体共に通し主筋 19ϕ が上端下端 2 本ずつあり、構造図面通りであった。梁端部の上下端筋は 3 本以上になっている。教室側の大梁と接続する箇所は上端筋が 5 本、下端筋が 4 本であった。通し主筋以外の鉄筋長さはほぼ中央部まで達していた。せん断ひび割れは定着筋や継ぎ手筋が無くなり通し筋の部分から発生しており、ひび割れ性状は主筋の配筋状態の影響を強く受けているものと考えられる。肋筋は 9ϕ の U 字筋とキャップタイより構成され、その間隔はほぼ構造図面通り端部@200、中央部@300 で配筋されていた。

4.2 せん断ひび割れ耐力

実験および既往の荒川式⁹⁾で得られたひび割れ耐力を表-3 に示す。せん断ひび割れは変形角 $R = 1/800\text{rad}$ に向けての加力時に発生したため、同サイクル正側の最大値をひび割れ耐力とした。計算においてコンクリート強度は実験値を使用し、求めた値は軽量コンクリートを考慮して 0.8 倍している。補修無しの AB-1 試験体は荒川式の約半分の値となった。一方、補修した AB-1RE 試験体は実験値に近いものであった。

表-3 耐力等一覧 (kN)

試験体	びびわれ耐力			最大耐力				
	実験値 R=1/800rad.	荒川式×0.8		実験値	曲げ耐力時せん断力		耐震診断式×0.75×kr	
		計算値	実/計		計算値	実/計	計算値	実/計
AB-1	83	158	0.53	155	225	0.70	160	0.97
AB-1RE	146		0.92	241		1.07		(226)*

$$\text{荒川式}^9) Q_{sc} = \left\{ \frac{\alpha \cdot k_c \cdot (50 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d^{1.7}} \right\} b \cdot j$$

$$\text{低減係数}^{10)} \quad kr = 0.244 + 0.056 \cdot \sigma_B$$

() * 軽量コンクリートの低減係数 0.75 及び低強度コンクリートの低減係数 0.994 を考慮しない場合。

4.3 最大耐力

実験および既往の評価式で得られた最大耐力一覧を同表中に示す。曲げ耐力およびせん断耐力計算値は載荷試験後に試験体から取り出した鉄筋の材料試験から得られた強度（主筋： $\sigma_y = 320\text{N/mm}^2$ ，せん断補強筋： $\sigma_y = 270\text{N/mm}^2$ ）および解体調査の実測に基づいて有効せいを 530mm から 550mm に変更して求めたものである。耐震診断式においては軽量コンクリート用の低減係数(0.75)および低強度コンクリートによる低減係数 kr (0.944) を使用している。低減係数 kr ¹⁰⁾ は実験によって求められたものであり、その計算方法を表脚注に示す。補強していない AB-1 試験体の破壊形式はせん断破壊であることを考えると現在使用している耐震診断式を適用して推測可能であることがわかる。一方、エポキシ樹脂注入した AB-1RE もせん断破壊しているが実験値はせん断耐力計算値を大きく上回り、1.5 倍程度になっている。これは計算値が低強度コンクリートの影響を直接受けるため、低めの評価となっていることに主要因があると考えられる。軽量骨材および低強度コンクリートの低減を考えない場合は 226kN となり、エポキシ樹脂注入によって、設計時に想定した耐力程度まで回復できることが分かった。さらに破壊形式はせん断破壊であるにもかかわらず、実験で得られた最大耐力は曲げ耐力計算値の 7% 程度高めとなっている。これは梁部材内に拡散しているエポキシ樹脂の影響とも考えられるが、今後検討を要する。

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) 軽量骨材コンクリートの力学特性を把握した。骨材は鑑定により軟質火山礫と判定された。
- 2) 既存梁部材のせん断びびり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。
- 3) 最大せん断耐力は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推定できる。
- 4) エポキシ樹脂を梁部材全体に注入することによって剛性・耐力ともに増大した。

上記の結果は既存建物 1 棟のコンクリートと 2 体の

小梁の載荷試験から得られたものであり、得られた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 26 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。梁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、骨材の鑑定にあたっては広島大学大学院理学研究科早坂康隆助教に分析いただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 坂巻健太，他 3 名：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
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5，鉄筋コンクリート工事，1950
- 5) 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
- 6) 樹田佳寛，友澤史紀，矢島善磨：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
- 7) 長谷川寿夫，杉山雅：構造体コンクリートの乾燥と力学的性状に関する研究，その 1 強度が異なる場合の部材の養生環境による差，日本建築学会論文報告集，No.295，pp.11-18，1980.9
- 8) (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
- 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（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
- 10) 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—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