

論文 既存 RC 建物における梁部材の耐震性能評価

荒木 秀夫*1・徳川 達也*2・日比野 陽*3

要旨: 既存建物の耐震診断は既往の評価式を用いて行われているが、その評価式は実験室で作製された試験体を用いて得られたものが多い。本研究では解体予定の既存建物から切り出した実部材の載荷試験を行うことで、その耐震性能を把握するとともに、既往の評価式との比較検討を行った。その結果、実際の断面性状や配筋詳細を考慮することによって既往の評価式で破壊性状をほぼ推定し得ることを確認したが、せん断スパン比が小さい場合には十分な検討が必要であることが分かった。また丸鋼のエポキシ樹脂補修効果についても検討し、ひび割れ発生後の剛性に効果があることを確認した。

キーワード: 既存建物, 実部材, 耐震性能, せん断耐力評価, エポキシ樹脂補修

1. はじめに

既存建物の耐震診断では構造図面に基づいて各部材の強度・靱性能を推定することによりその耐震性能を評価している。しかし既存建物の実態調査が進むにつれて構造図面とは異なる配筋や、設計強度とは異なる材料が使用されている建物も見つかるようになってきている。一方、耐震診断で用いられるせん断耐力評価式は実験室で作製された試験体の実験結果から得られたものであるが、実際の構造部材と実験室で作製された試験体の間には寸法効果、使用材料、施工精度、経年劣化といった要素も存在している。これらの要素によって、構造図面にある諸数値を用い既往の評価式より求められる部材性能と実部材の性能には少なからず相違があることは容易に推測できる。しかし、評価式の妥当性について実部材を用いて検証した例は極めて少ない。このような観点から、土木分野では実物の鉄道橋 RC 桁を用いた載荷試験を通じてその性能調査¹⁾が行われ、耐力等に関して既往の評価式の適用性等が検討されている。建築分野でも実際の建物を対象として構面を切り出した破壊実験は過去数例^{2)~4)}あり、構面全体として耐力的にはほぼ推定可能であることが報告されている。一方、部材単体を取り

出した加力実験はほとんど行われておらず、RC 部材では青山等⁵⁾や SRC 部材では藤村等⁶⁾の研究が貴重なものといえる。それらの研究では最大耐力等についてはほぼ安全側に評価できると報告されている。しかし、検証例は依然として少ないのが現状である。

筆者等は竣工後長年月を経た既存 RC 建物から構造部材を入手する機会を得た。これらの実部材の載荷試験を行うことで、その耐震性能を把握するとともに、既往の評価式との比較検討を行った。また当該部材は丸鋼を主筋としており、その付着性能改善を目的としてエポキシ樹脂補修効果についても実験的に検証した。

2. 試験概要

2.1 既存建物

実部材を取り出した建物は市民会館ホールの渡り廊下であり、昭和 37 年(1962 年)に竣工し、築 52 年経過している。本建物にはこれまで大きな地震等の被災履歴は無い。本論文で用いた実部材は同建物撤去工事の際に切り出した渡り廊下の 2 階床梁である。撤去工事中の市民会館ホールの全景を写真-1 に、建物平面図と入手した梁の位置を図-1 に示す。



写真-1 市民ホール渡り廊下

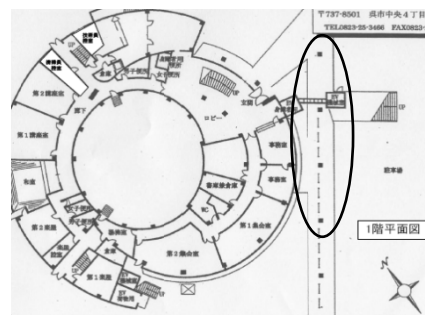


図-1 平面図と撤去位置

*1 広島工業大学 工学部建築工学科 教授 工博 (正会員)

*2 広島大学大学院 工学研究科建築学専攻

*3 広島大学大学院 工学研究院社会環境空間部門 准教授 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体	断面 b×D[mm]	設計基準強度 Fc[N/mm ²]	せん断スパン比 M/QD(M/Qd)	主筋	肋筋	補修	Qsu/Qmu
E15-F	400×800 d=740	17.6	1.5(1.56)	上端筋:3- 22φ 下端筋:3- 22φ,2- 19φ	9φ @250 pw= 0.13%	なし	1.37
E15-FRE						球粉	
E08-S			なし			0.99	

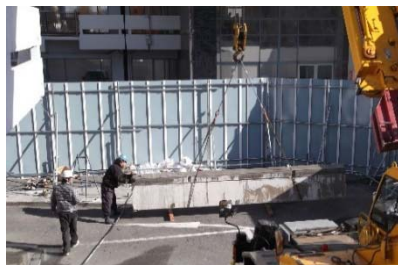


写真-2 梁の切り出し



写真-3 完成試験体

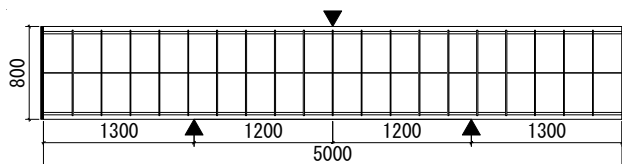


図-2 試験体詳細(シアスパン比: 1.5, ▲: 加力位置)

2.2 試験体

試験体諸元を表-1に示す。表中の部材断面および配筋については現存する構造図面に記されているものである。切り出した梁から3体の加力用試験体を作製した。考慮した変動因子はシアスパン比(M/QD:1.5, 0.8)およびエポキシ樹脂による補修の有無とした。構造図面によると主筋には丸鋼が使用されており、試験区間において主筋は上端筋 3-22φ, 下端筋 3-22φ+2-19φ, 肋筋は9φ@250で、肋筋比pwは0.13%となっている。コンクリートの設計基準強度は17.6N/mm²(180kg/cm²)となっている。表の最後欄に耐震診断基準⁷⁾に基づいて計算した曲げ・せん断耐力比(Qus/Qmu)を示す。シアスパン比1.5の2試験体が曲げ破壊先行型であり、シアスパン比1.0の試験体は曲げ耐力がせん断耐力を僅かに上回りせん断破壊先行型となっている。

梁にできるだけ損傷を与えないように最初にウォールソーを用いてスラブ端を切り離し、次にワイヤーソーで梁端部を切断した。写真-2に取り出しの様子を示す。試験体はシアスパン比1.5の長さ2400mmを確保するため、約5000mmで試験体を切り出した。その後切り出した梁両端のコンクリートを剥り落とし、主筋を露出させ、鋼板(t=25mm)を溶接し主筋の定着を確保した。

表-2 材料特性: コンクリート

試験体	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[μ]
E15-F	20.8	1.3	17.7	2906
E15-FRE	18.3	1.2	16.3	2560
E08-S	18.3	1.9	15.6	2844

表-3 材料特性: 鉄筋

鉄筋	降伏強度 [N/mm ²]	終局強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]	降伏歪 [μ]
9φ	332.8	463.7	223.8	2698
19φ	442.9	470.9	178.7	3878
22φ	334.8	451.4	169.4	2555

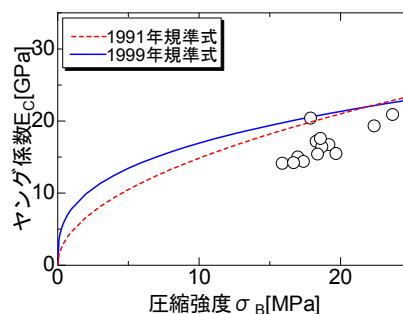


図-3 圧縮強度とヤング係数の関係

その後にこの鋼板とはつり落とした梁端部の間にFc18のコンクリートを打設した。主筋が丸鋼であることから附着滑脱破壊が予想されるため、補修試験体については下端主筋に沿って側面および下面より100mm間隔でエポキシ樹脂を注入した。注入はコンクリート内部の鉄筋位置からスプリング式のカプセルを用いて行っている。完成試験体を写真-3に、試験体詳細およびシアスパン比1.5の加力位置を図-2にそれぞれ示す。

2.3 試験体材料

コンクリートおよび鉄筋の力学特性を表-2, 表-3に示す。既存建物のコンクリート強度は解体現場および切り出した梁の両端部からコアボーリングして作製した合計16本の供試体(φ=100mm, h=200mm)を用い圧縮試験を行うことで求めた。圧縮強度は15.9N/mm²から26.3N/mm²まで大きくばらついている。そのため表-2中の値はそれぞれの梁からコアボーリングした供試体の圧縮強度の平均値とした。表中の平均値は設計基準強度に近いものとなっている。すべての供試体の圧縮強度とヤング係数の関係は図-3に示す通りで、日本建築学会のRC規準⁸⁾にある推定式よりやや低い値に分布している



写真-4 載荷装置

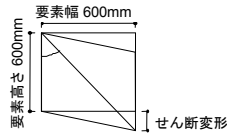


写真-5 変位計位置

ことがわかる。この結果は実建造物のコンクリート強度について調べた既往の研究⁹⁾の結果と一致している。その外、6本の供試体を用いて割裂試験を行っており、表中の値はそれぞれの梁から得た引張強度の平均値である。全平均引張強度は 1.5N/mm^2 である。鉄筋については梁端部をはつり落とした際に回収した 9ϕ 、 19ϕ 、 22ϕ 鉄筋を用いて引張試験を行った。コンクリートと同様にばらつきは大きく、主筋 19ϕ および 22ϕ の降伏強度の分布範囲はそれぞれ $428\text{N/mm}^2\sim 458\text{N/mm}^2$ 、 $309\text{N/mm}^2\sim 354\text{N/mm}^2$ である。表-3中の値はその平均値である。以後の耐力評価はこの平均値を用いている。

2.4 加力方法

載荷装置を写真-4に示す。なお図はせん断スパン比1.5試験体における載荷装置の状態である。加力方法は単純梁の1点集中一方向繰返し載荷で、試験体下部にピンおよびローラー支承を設置し、試験体上部中央にジャッキ(3000kN能力)により鉛直荷重を載荷した。加力は変位制御で行った。試験体中央の鉛直変位 δ を試験区間 $L/2$ で除したものを部材角 R とし、部材角 $R=1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/66$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ 、 $1/25$ 、 $1/20$ rad.を各1回ずつ行い、最後に押し抜き($R=1/10$ rad.)までの計9サイクル行うものとした。また変形については試験体中央部の鉛直変位のほかに曲げ変形およびせん断変形の局所変位を測定するために試験体裏面に変位計を配置した。変位計取り付け位置を写真-5に示す。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ性状

各試験体の最終破壊状況を写真-6に示す。せん断スパン比1.5の試験体では曲げひび割れとせん断ひび割れが混在する形となった。一方、せん断スパン比0.8の試験体では曲げひび割れは発生するものの大きな進展はなく、片側のせん断ひび割れが卓越したものとなった。

せん断スパン比1.5のE15-Fは部材角約 $R=1/1000$ rad.に曲げひび割れが発生し、部材角約 $R=1/500$ rad.に上下載荷ピンを結ぶ位置にせん断ひび割れが発生した。その後、部材角の増加に伴って中央部の曲げひび割れ幅が拡



E15-F



E15-FRE



E08-S

写真-6 最終破壊状況

大するとともに試験体の左側のせん断ひび割れ幅も徐々に拡大してゆく。右側にも同様な位置にせん断ひび割れが発生するがその後に進展することはなかった。変形が測定可能限界に達したので載荷を中止したが、荷重の低下は最後まで見られなかった。

補修したE15-FREでは部材角 $R=1/4000$ rad.に曲げひび割れが発生し、部材角 $R=1/950$ rad.にせん断ひび割れが発生した。ひび割れ発生過程はE15-Fと大きな差はないが、曲げひび割れは梁中央に集中することなくスパン全長にわたって発生しており、エポキシ樹脂注入によりひび割れ分散効果がみられた。最終状況は $R=1/33$ rad.の載荷中に試験体左側のせん断ひび割れが拡大するとともに急激に耐力が低下したため、載荷を終了した。

せん断スパン比0.8のE08-Sは部材角 $R=1/1200$ rad.に曲げひび割れが発生したが、その後このひび割れが拡大・進展することはなかった。部材角 $R=1/740$ rad.で上部ピンと下部ピンを結ぶ位置にせん断ひび割れが発生した。部材角 $R=1/200$ rad.以降はせん断ひび割れが拡大・進展、ひび割れ周辺のコンクリートの剥離・剥落が進行した。部材角 $R=1/100$ rad.で梁上部の加力位置においてコンクリートの圧壊が発生し、その直後に耐力の低下が始まった。部材角 $R=1/66$ rad.で右側上部のせん断ひび割れでかぶりコンクリートの剥落が発生し、耐力が低下し続けたため載荷を終了した。せん断スパン比1.5の試験体と比較すると、曲げひび割れは発生するものの進展することなく、特定のせん断ひび割れのみが拡大する傾向にあった。

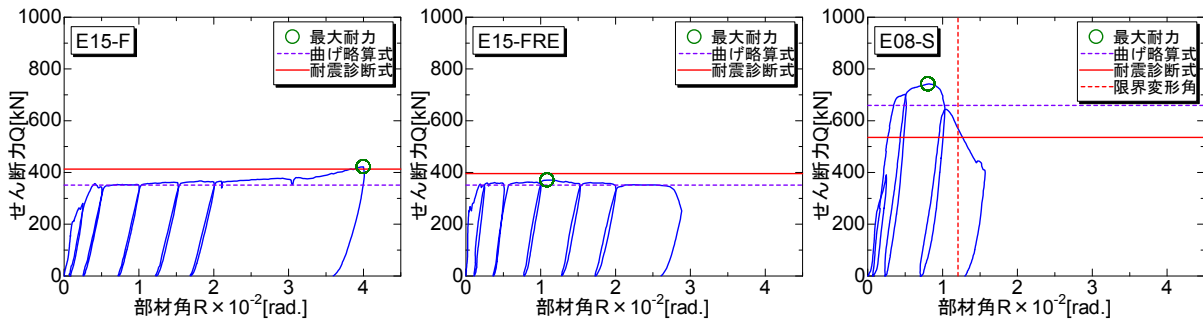


図-4 せん断力一部材角関係

3.2 せん断力一部材角関係

各試験体のせん断力一部材角関係を図-4に示す。図中には、○印で最大荷重点を示している。E08-Sの図中の縦破線は最大耐力の80%となる限界変形角である。せん断スパン比1.5の試験体では限界変形角に達することはなかった。また、図中には曲げ略算式、耐震診断基準⁷⁾に示されるせん断耐力式の計算値を示している。計算値は後出の表-4のもので材料強度には材料試験で得られた結果を用いている。

E15-Fは部材角約 $R=1/400\text{rad}$.までに曲げひび割れおよびせん断ひび割れが発生し、剛性低下している。部材角約 $R=1/200\text{rad}$.で主筋が降伏したと推定され、その後は一定の耐力を保ち実験終了時まで耐力低下を起こすことはなかった。実験終了時の部材角 $R=1/25\text{rad}$.では耐力が上昇し最大耐力421.5kNを記録した。E15-FREはE15-Fと同様に部材角 $R=1/400\text{rad}$.までに曲げひび割れおよびせん断ひび割れが発生し、降伏後は一定の耐力を保ちながら $R=1/66\text{rad}$.で最大耐力370.5kNに達した。E15-FおよびE15-FRE両試験体で耐力が一定になっている付近では曲げ略算式と概ね一致する結果となったが、初期剛性に着目すると補修試験体の方が無補修試験体よりも高く、エポキシ樹脂注入の効果がみられる。

E08-Sでは部材角 $R=1/400\text{rad}$.までにせん断ひび割れ・曲げひび割れともに発生するが、剛性低下することなく耐力は上昇し続ける。部材角 $R=1/200\text{rad}$.付近で剛性が低下し始め、主筋が降伏したことが推察される。降伏後幾分耐力が上昇し部材角 $R=1/100\text{rad}$.で最大耐力

741.8kNに達しその直後にせん断ひび割れの拡大し耐力低下が起こった。最大耐力は曲げ略算式・耐震診断式の値を大きく上回っている。最終的な破壊性状は斜めひび割れによるせん断破壊であった。

3.3 変形割合

局所変位計によって求めた全体変形に対する曲げ変形の割合一部材角関係を図-5に示す。曲げ変形は全体変形から写真-5に示すようにして求めたせん断変形を引いたものである。尚、荷重開始点の曲げ変形とせん断変形の割合については、弾性時の曲げ剛性とせん断剛性から解析的に求めたものである。また図中の実線は最大耐力時、破線は限界変形角時の変形角を示している。曲げ破壊先行型であるE15-F、E15-FREの弾性時の割合は曲げ変形が全体変形の約75%となっている。部材角 $R=1/400\text{rad}$.ですでに曲げひび割れ、せん断ひび割れともに発生しており、その割合は曲げ変形は40%に急落し、せん断変形は60%になる。E15-Fでは部材角が大きくなるにつれて曲げ変形の割合が増加しつづけ実験終了時まで50%程度になる。E15-FREでは部材角 $1/50\text{rad}$.まで増加し約50%まで上昇したのち減少する。これは荷重の最終段階でせん断ひび割れ幅が拡大したことと一致する。せん断破壊先行型のE08-Sの弾性時の曲げ変形の割合は45%となっている。部材角 $R=1/400\text{rad}$.から $R=1/100\text{rad}$.まで曲げ変形の割合がわずかに上昇する。これは図-4にみられる曲げ降伏の状況と一致する。最大耐力に達した $R=1/100\text{rad}$.以降では曲げ変形は減少に転じ、最終的にはせん断変形が80%程度になる。

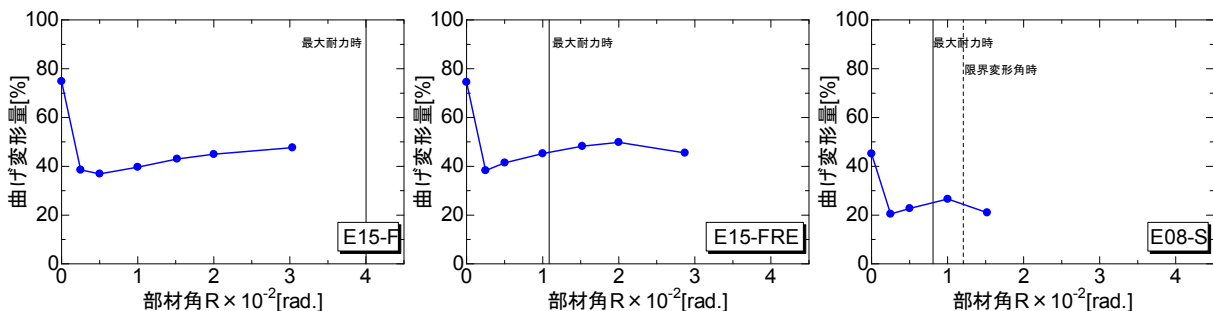


図-5 変形割合

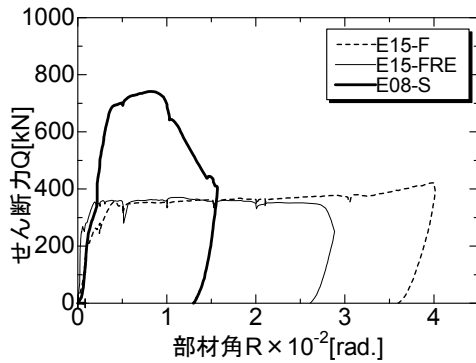


図-6 セン断力一部材角関係の包絡線



写真-7 試験体解体調査

4. 考察

4.1 復元力特性の包絡線図

各試験体のせん断力一部材角関係の包絡線を図-6に示す。曲げ破壊先行型である E15-F, E15-FRE は降伏までの剛性の違いが見られたものの、降伏以降は部材角 $R=1/50\text{rad}$ までは一定の耐力を保ち、靱性的な形状を示している。初期剛性をみると補修した試験体 E15-FRE はせん断スパンの短い試験体 E08-S より高くなっている。エポキシ樹脂の注入により、丸鋼の付着力(摩擦力)が向上し曲げひび割れ幅の拡大を抑制していることが推察される。

4.2 最大耐力評価

最大耐力について文献⁷⁾に示される曲げ略算式(主筋の曲げ降伏時耐力)および耐震診断式(せん断破壊時耐力)との比較を行った。その結果を表-4に示す。これらの式を用いるにあたっては断面形状については表-1に示す構造図面に示されるものを使い、材料強度は表-2、表-3に示す材料試験の結果を用いている。

曲げ破壊先行型の2試験体は実際に曲げ降伏先行であったが、E15-Fの最大耐力は421kNとなり曲げ略算値の1.20倍となった。これは大変形時に上昇した荷重を最大耐力として採用しているためであり、図-6からも

表-4 最大耐力の検討

試験体	実験値 [kN]	計算値[kN]	
		曲げ略算式	耐震診断式)
E15-F	421.5	351.0(1.20)*	413.2(1.02)
E15-FRE	370.5	351.0(1.05)	395.8(0.94)
E08-S	741.8	659.0(1.13)	535.7(1.38)

* (実験値/計算値)

分かるように鉄筋のひずみ硬化域の影響を受けているものと考えられる。このためせん断耐力計算値に近づき、せん断ひび割れが多く発生する破壊状況となる。補修した E15-FRE の曲げ略算式による実験値/計算値は1.05となりほぼ推定可能であることが分かる。両試験体のせん断耐力計算値はいずれも曲げ耐力計算値を上回っていた。E08-S は計算耐力上せん断破壊先行型となる試験体であるが、せん断力一部材角関係をみるとその破壊形式は曲げ降伏後のせん断破壊と判断される。最大耐力は耐震診断式・曲げ略算式の値ともに上回り、せん断耐力の実験値/計算値は1.38となった。これは耐震診断式がせん断耐力を安全側に評価する下限式となっているためと考えられる。曲げ破壊先行型試験体では概ね計算値と破壊形式の関係が一致したが、せん断破壊先行型試験体の破壊形式については平均式で評価する必要がある。

4.3 試験体解体調査

載荷終了後、試験区間の梁底部のかぶりコンクリートをはつり落とし鉄筋の配筋、本数、位置などを調査した。その様子を写真-7に示す。いずれの試験体も主筋は22φが3本、その間に19φが2本配筋されており、構造図面通りであった。試験体区間ではフック継ぎ手は設けられておらず、鉄筋はつき合わせ溶接により接合されていた。コーナー部の主筋には発錆が見られた。肋筋についてもほぼ構造図面通り9φ@250で配筋されていた。中性化深さはコアボーリング時に調査しているが、その深さは約40mm~70mm最大で約80mmまで進行し、耐震診断で用いられる岸谷式による推定値26.8mmを大幅に上回っていた。中性化深さはコンクリートのかぶり厚さよりも大きな値となったため、肋筋はほぼ全域で錆びていた。中性化が進行したのは渡り廊下が雨水に暴露する状態あり、表面仕上げもペンキ等の塗布のみであったためと思われる。また、肋筋は主筋を囲む閉鎖型になっていないものが4本に1本配筋してあり、下端主筋に90°フックで定着されていた。また全試験体で下端筋に対するコンクリートのかぶり厚さが不足していた。小さいものでは主筋から20mm程度、肋筋から10mm程度となっている箇所が見受けられた。

4.4 耐力の再評価

試験体の解体調査を行うことにより得た情報を用いて再度耐力計算した値と実験値の比較を表-5に示す。ここに示す実験値はいずれの値も部材角 $R=1/200\text{rad}$ での耐力である。これは F15-F 試験体では鉄筋のひずみ硬化の影響を取り除くためと F08-S では図-6に示す包絡線から部材角 $R=1/200\text{rad}$ 付近で曲げ降伏が発生したと判断したためである。断面調査からコンクリートのかぶり厚さは20mmとし、有効せいを $d=760\text{mm}$ とした。曲げ耐力計算値は有効せいのみ変更して求めた。また、

表-5 最大耐力の再検討

試験体	実験値 [kN]	計算値[kN]	
		曲げ略算式	耐震診断式
E15-F	342.8	360.9(0.95)*	509.4(0.67)
E15-FRE	355.5	360.9(0.99)	486.0(0.73)
E08-S	702.0	676.8(1.04)	745.3(0.94)

* (実験値/計算値)

せん断耐力を推定する式として文献⁷⁾に示される下限式でなく、実験値と適合する平均式¹⁰⁾を用いている。下に両式を示す。

$$\text{下限式 } Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot k_p \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

$$\text{平均式 } Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot k_p \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

式中の記号については文献⁷⁾を参考にされたい。また、文献⁷⁾に示される下限式においてシアスパン比は $1 < M/Qd \leq 3$ とされ、1以下のときは $M/Qd=1$ とすることとなっている。これはこの式を導出する際の試験体数が少なくばらつきが大きいことと、せん断強度を安全側に見積もるためのものであるため、本研究では実数として $M/Qd=0.83$ を使用した。

この結果、曲げ破壊先行の2試験体において、曲げ強度に対する評価式の精度は向上した。一方、せん断破壊先行と予想される E08-S はその復元力特性から曲げ降伏が先行したと考えられ曲げ略算式との対応は非常に良くなっている。せん断耐力計算値はシアスパン比に実数を使うことで曲げ耐力計算値を上回り、実際の破壊性状を説明できるものとなった。また、その値は表-4に示す最大耐力実験値 741.2kN に近づいている。

5. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 曲げ破壊先行型試験体は、曲げ破壊を起こし、曲げ略算式による計算値との適合性が確認できた。
- 2) エポキシ樹脂注入により初期剛性が高くなることをせん断力-部材角関係より確認した。また曲げひび割れが分散する傾向があることを確認した。
- 3) せん断破壊先行型試験体は曲げ破壊後のせん断破壊であった。耐震診断におけるせん断耐力式は実験値を低めに評価することを確認した。
- 4) 曲げ破壊先行型試験体では曲げ変形の全体変形に占める割合が弾性時では75%程度であるが小変形領域におけるひび割れ発生によって40%に急落し、その後増加に転じる。せん断破壊先行型試験体ではひび割れ後の曲げ変形割合は20%を下回っており、せん断変形が支配的になっている。

- 5) 断面調査により得られた主筋位置を考慮することによって曲げ耐力評価の精度が向上する。
- 6) せん断耐力についてはせん断スパン比が1以下の時は実数を使用することで実験値を評価できる。上記の結果は3体の既存梁の載荷試験から得られたものであり、既存部材に対する既往の評価式の適用性については今後の資料の蓄積が必要と考えられる。

謝辞

本研究の実施にあたり平成25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呉市役所の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 横沢篤ほか: 供用40年が経過したRC栈橋上部工の劣化と構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1591-1596, 2005
- 2) 松島豊: 実大5階建て壁式鉄筋コンクリート造アパートの破壊実験報告, コンクリートジャーナル, Vol.8, No.1, pp.11-21, 1970
- 3) 大沢胖, 青山博之, 舟橋功男: 東京海上ビル旧館の振動及び破壊(その2)-地震力に対する安全性の検討-, コンクリートジャーナル, Vol.6, No.6, pp.16-26, 1968
- 4) 青山博之, 菅野俊介, 中田慎介: 八戸工業高等専門学校振動および破壊実験-その2・破壊実験について-, 日本建築学会論文報告集, 第169号, pp.33-41, 1960.3
- 5) 青山博之, 小谷俊介, 細川洋二: 歴史的SRC建物(旧建築会館)の耐震性に関する調査, その1~3, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.2465-2470, 1983
- 6) 藤村太史郎ほか: 昭和初期に建設された建築物の構造性能 その1 短スパン梁, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (中国), pp.1165-1166, 2008.9
- 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
- 8) 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, 1991.4
- 9) 榊田佳寛, 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
- 10) 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