

論文 1971年建設のRC建物から採取した梁部材の耐震性能

荒木 秀夫*1

要旨: 本研究は1971年に建設されたRC建物から取り出した2体の梁部材の荷重試験を行い、その耐震性能を検討したものである。実部材のせん断スパンを調整することで曲げとせん断耐力をほぼ同等にして、それらのひび割れ耐力、初期剛性、最大耐力等について現行の評価式の適用性について検討を加えた。その結果、両試験体とも曲げ降伏先行型となり、現行の耐震診断で用いられている評価式で最大耐力を評価できることが分かった。またひび割れた梁部材に対してエポキシ樹脂を注入し、初期加力と同様な荷重試験を行い剛性、耐力ともに注入効果があることを確認した。

キーワード: 既存建物, 耐震診断, 梁部材, 破壊形式, 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建物構成部材の性能評価は建物の耐震性能に大きな影響を与える。その性能評価は現行規準の評価式を準用して行われているが、現実の既存RC造建物の部材に適用可能かどうかは明確にされていない。また、耐震診断の現場では設計基準強度を下回るものや診断基準¹⁾の適用範囲以下の低強度コンクリートの建物も多くあることが報告されている。そのような建物の診断改修にあたっては評価式の適用範囲外となるため、より適切な性能評価が求められる。このような背景から筆者等は解体されるRC造建物から実部材を切り出して、その性能を直接調べ、現行評価式との比較検討を行ってきた^{2), 3)}。本研究は上記の目的に沿った一連のものであり、1971年竣工のRC造建物のから採取した梁の加力実験を行ったものである。また、文献^{2), 3)}ではエポキシ樹脂を注入して補修(補強)した結果、ある程度の耐力上昇が期待できることが分っている。本研究においても地震被害を想定し、変形角1/100まで加力した試験体にエポキシ樹脂を注入し、再度加力実験を実施しその注入効果を検証した。

2. 実験概要

2.1 対象建物

本研究で対象とした建物は1971年に建設された教職員用宿舎でRC造2階建てである。本建物のコンクリートは既に調査されており、1階のコンクリート強度は設計基準強度を満足していたものの2階では 13.5N/mm^2 を下回る低強度コンクリートであることが文献⁴⁾で報告されている。強度等一覧を表-1に再録する。

2.2 梁試験体

本研究では対象建物の南側の大梁を各階から採取した。図-1に梁採取位置を示す。採取した梁を加力装置に設置するために、梁両端部にRCスタブを作製した。スタ

ブのコンクリートはFc24とし、D10、D25を用いて補強している。図-2に試験体概要を示す。既存梁の主筋を新設するスタブ内へ定着するために梁端部コンクリートを研り落とし、主筋に鉄板($t=10$)を溶接した。また、既存コンクリートとスタブとを接合するために梁の左右

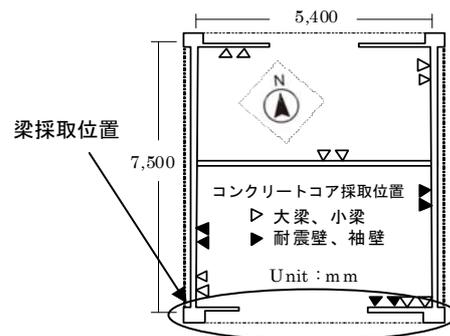


図-1 採取梁位置 (mm)

表-1 コンクリートの材料特性⁴⁾

階	比重 [kN/m ³]	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]
1F	21.2	17.3	13.9	1.99
2F	20.9	9.54	9.82	1.36

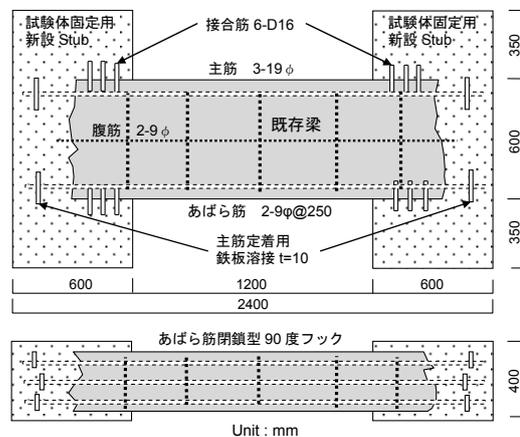


図-2 試験体概要 (KB-1)

*1 広島工業大学 工学部建築工学科教授 工博 (正会員)

表-2 試験体諸元

試験体	断面 b×D [mm]	せん断スパン [mm]	主筋 SR24	あばら筋 SR24	Q_{su} [kN]	Q_{mu} [kN]	Q_{su}/Q_{mu}
KB-1(KB-1RE)	300×600	1200	3-19φ $p_t=0.52\%$	2-9φ@250	251	206	1.21
KB-2(KB-2RE)		1000	2-19φ $p_t=0.34\%$	$p_w=0.17\%$	184	180	1.02

Q_{su} : せん断耐力[N], Q_{mu} : 曲げ耐力[N], p_t : 引張鉄筋比[%], σ_B : コンクリート圧縮強度[N/mm²], M/Qd : せん断スパン比, p_w : あばら筋比, σ_{wy} : あばら筋降伏強度[N/mm²], b : 梁幅[mm], j : 応力中心間距離[mm], kr : 低減係数, d : 有効せい[mm], L : せん断スパン[mm]

の上下側面4か所に接合筋6本(D16)を深さ100mmで埋設した。表-2に試験体諸元を示す。同表中の断面、配筋は構造図面に記載されているものである。せん断スパンは1200mmおよび1000mmとし、それぞれKB-1、KB-2とした。両試験体の引張主筋はそれぞれ3-19φ、2-19φ(SR24)、あばら筋は2-9φ(SR24)@250で共通である。コンクリートの設計基準強度は17.6N/mm²(180kg/cm²)と記されている。なお、KB-2試験体の仕上げ材を除去すると中央部分にはコールドジョイントが存在していた。また、かぶり厚さが確保されていないため鉄筋が錆びて膨張し主筋が露出している箇所もあった。それらの部分をファイバーモルタルで補修した。断面補修による部材耐力への影響を少なくするためモルタル強度を梁のコンクリート強度より低くし10N/mm²以下としている。モルタルの材料特性を表-3に示す。加力終了後の試験体から採取した鉄筋を用いて引張試験を行い、力学的特性を把握した。その結果を表-4に示す。同表中の値は明確な降伏棚とひずみ硬化域を持つ鉄筋の平均値である。通常の耐震診断では鉄筋の材料試験は行われず、丸鋼(SR24)の推定強度は294N/mm²を用いるとされている。本部材の主筋19φの降伏強度はその値を上回るもの、あばら筋9φの降伏強度は下回る結果となった。

2.3 耐震診断における耐力算定

本研究の目的の一つは式(1)に示すせん断耐力評価式の既存RC部材に対する適用性について検討することである。これまでの研究^{3),4)}では試験体の曲げ耐力を大きくし、せん断破壊先行型としたが、本研究では曲げ耐力とせん断耐力をほぼ同じにして、耐震診断における部材の耐力評価が適正に行われるかを検討することとした。所定の耐力にする方法はこれまでと同様に試験体スパンを調整している。試験体の耐力算定にあたり、コンクリート強度は診断基準に基づいて表-1に示す各階のコンクリート強度平均値から標準偏差の1/2を引いた値、1階15.2N/mm²および2階8.89N/mm²を用いている。なお、表-1に示すようにコンクリート強度が13.5N/mm²を下回る低強度コンクリートの判定となったため式(2)

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (1)$$

$$k_r = 0.056 \sigma_B + 0.244 \quad (2)$$

$$Q_{mu} = 0.9 a_t \sigma_y \cdot d / (L/2) \quad (3)$$

表-3 モルタルの力学特性

圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]
9.45	6.17

表-4 鉄筋の力学特性

鉄筋	降伏強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]
19φ	314.5	203.5	464.8
9φ	269.3	166.8	344.2

の低減係数⁵⁾ $kr (=0.742)$ も考慮している。鉄筋強度は耐震診断基準¹⁾に従って294N/mm²を使用している。曲げ耐力 Q_{mu} の算定には式(3)に示す略算式を用いている。式中の記号は表-2脚注に示した。上式から得られたKB-1のせん断耐力は251kN、曲げ耐力は206kNとなり、KB-2のせん断耐力は184kN、曲げ耐力は180kNとなった。せん断余裕度はそれぞれ1.21および1.02である。

2.4 加力測定方法

図-3に示すように梁試験体を立て置きにして建研式載荷装置を用い逆対称曲げ加力を実施した。スタブ間の相対変形を δ とし、 δ を試験区間 L で除したものを変形角 R とした。加力は変位制御とし変形角 $R=1/800, 1/400, 1/300, 1/200, 1/133, 1/100$ radを正負各1回ずつ行った。変形角 $R=1/100$ radで最初の加力を終了し、変位を0に戻した後にエポキシ樹脂を注入した。また変形については相対変形のほかに部材各所の曲げおよびせん断変形を測定するために局所変位計を配置した。図-4に変位計設置状況を示す。軸力は水平加力中に発生しないように垂直ジャッキを制御した。また、エポキシ樹脂を注入した試験体については初期加力と同じ変位制御とし、変形角 $R=1/100$ rad以降は1/80, 1/50radを各1回ずつ載荷した。

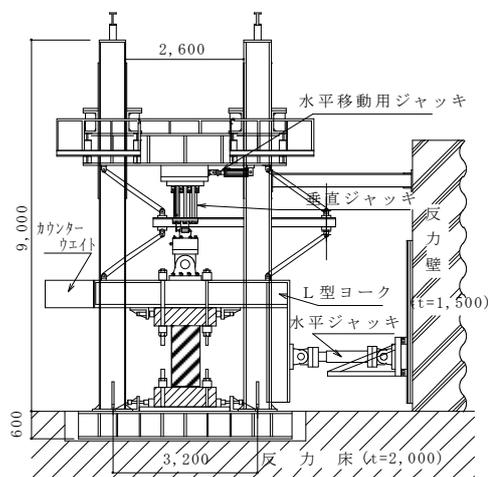


図-3 加力方法

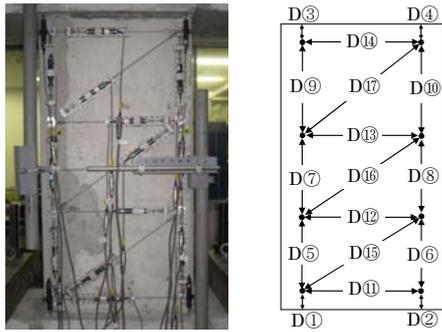


図-4 局所変位計配置 (KB-1)

2.5 エポキシ樹脂注入

本研究の2番目の目的は地震により被災した建物に対してエポキシ樹脂注入による補修効果を確認することである。そのため、試験体のひび割れた箇所やコールドジョイントのある部分、断面修復したモルタルと既存コンクリートの界面にエポキシ樹脂を注入した。また主筋の抜け出し防止のため、主筋位置に約20cm間隔でエポキシ樹脂を注入した。直径7mmを穿孔後、空気抜き機能を有するスプリング式カプセルを用いて低粘度のエポキシ樹脂を低圧(初期圧力0.06N/mm²)で注入している。表-5にエポキシ樹脂の力学的特性を示す。エポキシ樹脂の総使用量からカプセル内残量を差し引くことで試験体に注入した量を計測した。初期加力によりひび割れたKB-1、KB-2試験体にそれぞれ5.5kg、4.9kgが注入されたことを確認した。比重を1.1g/ccとして注入されたエポキシ樹脂の試験体に対する体積比はそれぞれ2.31%および2.47%となり、ほぼ同程度となった。KB-1、KB-2試験体を補修したものをそれぞれKB-1RE、KB-2RE試験体として再度載荷を実施した。

表-5 エポキシ樹脂の材料特性

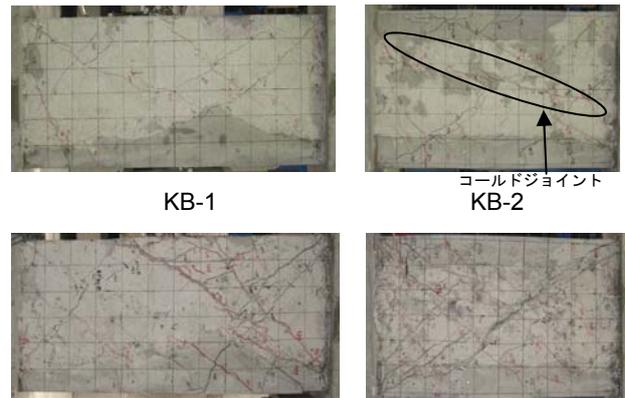
比重 [g/cc]	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	曲げ強度 [N/mm ²]
1.1	94.1	36.3	60.8

3. 実験結果

3.1 ひび割れ性状

各試験体の載荷終了時のひび割れ状況を図-5に示す。KB-1：正加力時変形角R=1/800radに至る過程で部材右下部に曲げひび割れが発生した。負加力時同変形角において左下部に曲げせん断ひび割れが発生した。その後、曲げひび割れが伸展し、負加力時変形角R=1/300radでせん断ひび割れが発生した。変形角R=1/100radに至るまでに梁全面に45度方向のせん断ひび割れが発生する。曲げひび割れ位置は梁端部に限定されるものの、そのひび割れ幅は変形の進展に伴って拡大した。一方、せん断ひび割れ幅は拡大しなかった。モルタル補修した部分にひび割れが集中することはなかった。

KB-1RE：正加力時R=1/400radに至る過程で梁右部分に



KB-1RE KB-2RE

図-5 最終ひび割れ状況

45度方向のせん断ひび割れが発生した。負側においても反対方向にせん断ひび割れが発生した。変形角R=1/300radで梁両端部に曲げひび割れが発生した。変形角R=1/80rad以降は新たなひび割れが発生することはなく、梁右側のせん断ひび割れ幅のみが大きくなり、最終的には曲げ降伏後のせん断破壊のひび割れ性状であった。KB-2：負加力時R=1/800radに至る過程で梁端部右下部に曲げひび割れが発生した。正加力時R=1/400radに至るまでにせん断ひび割れが発生し、同時に端部に曲げひび割れが発生した。負側R=1/400radでコールドジョイント部が広がる形でひび割れが発生した。その後、曲げせん断ひび割れが部材端部付近に発生する。KB-1と同様に変形角の増大とともに曲げおよび曲げせん断ひび割れ幅が拡大する傾向にあった。

KB-2RE：負加力時R=1/800radまでに梁左端部に曲げひび割れが発生した。負加力R=1/400radにおいてせん断ひび割れが発生し、その後はKB-1REと同様のひび割れ進展状況であった。初期加力時にひび割れたコールドジョイント部分には最終状態までひび割れは発生しなかった。

3.2 せん断力-変形角関係

図-6にせん断力-変形角関係を示す。

KB-1：正加力時R=1/800radに至る過程で剛性低下が見られる。変形角R=1/400~1/300radで明確な剛性の低下が見られ、正側R=1/200rad、負側R=1/300radでそれぞれ最大耐力187kN、201kNを記録する。最大耐力は表-1に示す診断時曲げ耐力計算値206kNとほぼ同等である。その後変形角R=1/100まで加力するも耐力はほとんど低下しない。せん断余裕度から考えると曲げ降伏が先行していると考えられる。ただし復元力特性はスリップ形状を示し、せん断ひび割れが顕著でないことから主筋の抜け出し(付着滑脱)も発生していることが推察される。KB-1RE：正側変形角R=1/800~1/400radに至る過程で明らかな剛性低下が見られ、R=1/200radまでに最大耐力216kN、240kNを記録する。ひび割れ性状では梁右部分のせん断ひび割れが拡大する傾向にあるが、変形角

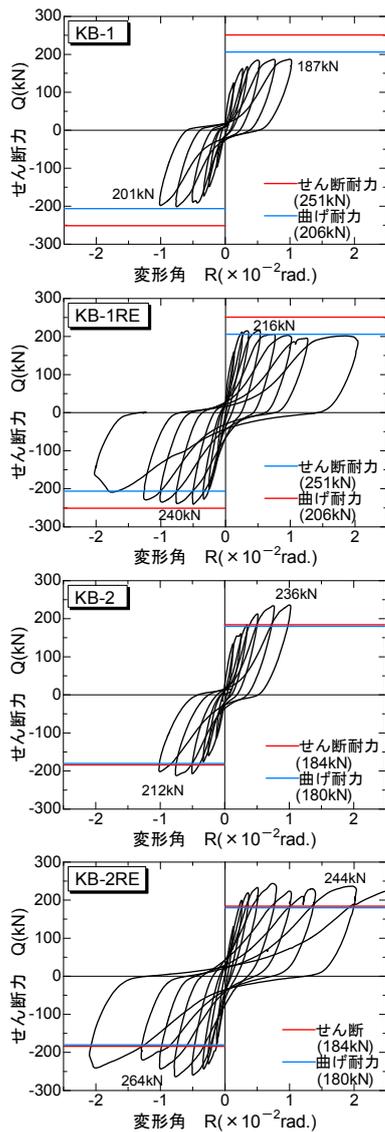


図-6 せん断力-変形角関係

R=1/100rad を超えても著しい耐力低下は認められない。耐力低下がほとんど見られないことから主筋が降伏し全体的には曲げ破壊が実現していると推察される。ただし、復元力特性はスリップ型となっており、付着滑脱が部分的に発生していることも想定される。

KB-2 : 本試験体も KB-1 と同様の経過を辿る。復元力特性は KB-1 と同様スリップ型である。変形角 R=1/133rad で正負最大耐力 236kN, 212kN を記録し、診断時曲げ耐力およびせん断耐力計算値を上回る結果となった。

KB-2RE : KB-1RE と同様にせん断ひび割れ発生による剛性低下が早期に始まる。変形角 R=1/300rad に最大耐力 244kN, 264kN に達する。変形角 R=1/100rad を超えてせん断ひび割れ幅が拡大するものの著しい耐力低下は認められない。

3.3 せん断変形割合

図-7 に相対変位に対するせん断変形の割合を示す。KB-1, KB-1RE : KB-1 のせん断変形割合は正側で 3 割程度、負側で 4 割から徐々に上昇し 7 割程度になる。正負

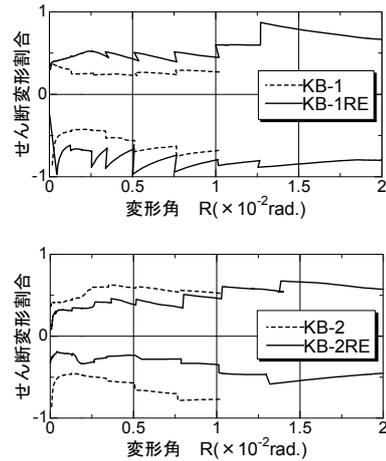


図-7 せん断変形割合の推移

の違いはせん断ひび割れや曲げひび割れの発生に対応している。エポキシ樹脂を注入した KB-1RE のせん断変形割合は KB-1 に比べ全体的に上昇している。曲げ変形の多くを占めている主筋の抜け出しがエポキシ樹脂注入によって抑制されていると考えられる。大変形領域においてせん断ひび割れが梁部材の右側部分に集中するため最終的にはせん断変形割合が 7~8 割に達する。

KB-2, KB-2RE : KB-2 は KB-1 に比べてせん断変形割合が大きくなっている。これは梁中央にあるコールドジョイントの影響と考えられる。一方、KB-2RE のせん断変形割合は注入前よりも小さくなっている。エポキシ樹脂がコールドジョイントやせん断ひび割れに注入され、部材全体のせん断変形が抑えられた結果と考えられる。

3.4 解体調査による配筋状況

試験後、試験体のコンクリートを研り落とし、配筋状況およびエポキシ樹脂浸透状況を調査した。図-8 にその様子を示す。KB-1 の上下引張主筋は構造図面通り 3-19φであり、腹筋は 2-9φであった。あばら筋は閉鎖型で 90 度フック、余長 50mm 程度である。配置間隔は 330~250mm であり、部材スパン中央の平均値で 288mm であった。一方、KB-2 の引張主筋は通し配筋で 2-19φであったが、右端部に先端部に 180 度フックを有する 19φが上下に 1 本ずつ配置されていた。あばら筋間隔も KB-1 と同様に正確な配筋間隔ではなく試験体中央では 300mm 間隔で配置されていた。エポキシ樹脂は初期加力時のひび割れおよび主筋周りに注入されていることを目視で確認した。



図-8 配筋状況およびエポキシ樹脂浸透状況

4. 考察

4.1 初期剛性比較

図-9 に各試験体の第 1 サイクルの初期剛性を示す。また図中に(4)式を用いて求めた弾性理論線を挿入した。

$$\delta = \delta_s + \delta_m = \frac{QL}{GA} + \frac{QL^3}{12EI} \quad (4)$$

A : 柱断面積(=300mm×600mm) Q : せん断力 (N)

G : せん断剛性 (=E/2.3) L : クリアスパン(mm)

ヤング係数 E には表-1 に示す材料試験結果を用いている。KB-1 は弾性理論値の 44%となっている。一方、KB-2 は 34%となっている。エポキシ樹脂を注入することで、KB-1RE、KB-2RE の剛性はそれぞれ 1.1 倍、1.4 倍に上昇するが理論値に達することはない。それぞれ理論値の 48%、49%となり 1/2 程度の値である。

4.2 耐力比較

(1) せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ耐力計算値 Q_{sc} は式(5)を用いて求めた。

$$Q_{sc} = \left\{ \frac{0.085k_c \cdot (50 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 1.7} \right\} b \cdot j \quad (5)$$

k_c は試験体寸法による補正係数で 0.72 を用いている。使用したコンクリート強度は各階の平均値を用いている。表-6 に実験値との比較を示す。KB-1 は補修前後でひび割れ耐力に大きな相違はない。これは補修後のひび割れが樹脂注入された部分以外で発生しているためと考えられる。実験値は計算値のほぼ 90%となっている。KB-2 は試験体中央にコールドジョイントがあるためひび割れ耐力は最も低い値となっている。補修後のひび割れ耐力は補修前に比べ上昇するものの計算値には達することはない。KB-1 と同様、計算値の 9 割程度にとどまっている。

(2) 最大耐力

せん断耐力式は文献⁶⁾ に示される中央値を推定する式(6)を用いた。なお、式(2)による低減係数は乗じていない。また、あばら筋の降伏強度は引張試験の値 269.3N/mm² を用い、その補強筋比は解体調査で得られた横補強筋間隔平均値を使用して算出したものである。曲げ耐力は式(3)を用い、主筋の降伏強度は引張試験の値

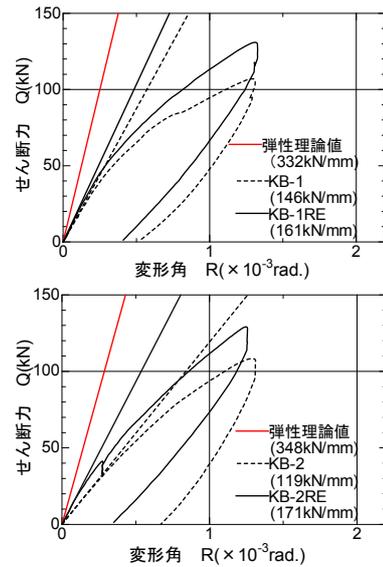


図-9 初期剛性比較

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.023} (18 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (6)$$

314.5N/mm² を用いている。表-6 および図-10 に実験値との比較を示す。補修前の KB-1 の曲げ耐力計算値が最大耐力実験値に最も近い。ただし、ひび割れ性状をみると変形角 R=1/100 を超える変形領域ではせん断ひび割れ幅も大きくなりせん断破壊の傾向も強く表れているので注意を要する。KB-2 も曲げ耐力計算値が実験値に近い。KB-2 の主筋は構造図面では 2-19φであったが、解体調査によって片側 3-19φであったので、この効果を取り入れるため略算的に主筋量を 1.25 倍している。補修後の耐力は KB-1RE、KB-2RE それぞれ補修前の 1.19 倍、1.12 倍になっており、補修効果が期待できる。既往の研究においてせん断破壊先行型における耐力上昇は確認しているが、本試験体における曲げ降伏耐力において 10~20% 程度の強度の上昇が認められた。これは先行載荷により部材端部に発生したひび割れ位置にエポキシ樹脂が注入されたため危険断面位置が部材中央部に移動した結果によるものと考えられる。荷重変形関係をみるといずれの試験体も小変形時からスリップ形状を示している。この原因はせん断ひび割れの開閉というより主筋が丸鋼であるこ

表-6 耐力一覧

試験体	ひび割れ耐力 [kN]		最大耐力 [kN]			
	実験値	荒川式 Q_{sc}	実験値	せん断耐力式 Q_{su}	曲げ耐力式 Q_{mu}	付着滑脱耐力 Q_{bu}
KB-1	190	220 (0.86) *	201	302 (0.67)	213 (0.94)	220 (0.91)
KB-1RE	187	220 (0.85)	240	302 (0.79)	213 (1.12)	220 (1.09)
KB-2	157	213 (0.74)	236	286 (0.83)	232 (1.02)	205 (1.15)
KB-2RE	203	213 (0.95)	264	286 (0.92)	232 (1.14)	205 (1.29)

* ()は実験値/ 計算値

Q_{bu} : 付着滑脱強度[N], R : 主筋の柱内法長さの付着力[kN], $R=n \cdot \tau_b \cdot \psi \cdot h$, n : 引張鉄筋の本数[本], τ_b : 付着応力度[N/mm²], ψ : 引張鉄筋の周長[mm], h : 部材の内法高さ[mm], a_s : 引張鉄筋断面積[mm²], N : 載荷軸力[N], D : 部材せい[mm], σ_s : 引張鉄筋降伏点強度[N/mm²], N_0 : 部材の全断面の応力度が $0.85 \cdot \sigma_B$ となる軸力 [N]

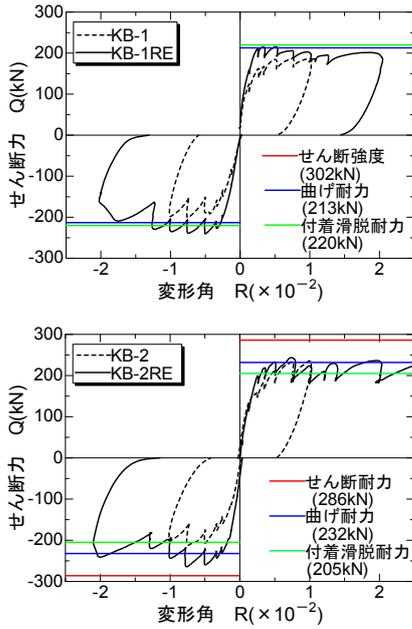


図-10 包絡線比較

とに起因する付着滑脱が先行して発生していることが予想される。これまでの低強度コンクリート小型試験体を用いた実験では曲げ耐力に達する前に付着滑脱破壊が先行することが報告されている⁷⁾。この付着滑脱破壊耐力についてコンクリートと鉄筋の付着力を考慮した主筋および無筋コンクリートの $\mu\text{-}\nu$ 関係のベクトル和に関して発生する軸力の大きさによって場合分けされる終局強度が提案されている⁸⁾。この式は柱に対して提案されたものであるが、載荷軸力 $N=0$ として本試験体の梁に適用すると両試験体に対しそれぞれ(7)および式(8)となる。

$$N_2 \leq N \leq N_3$$

$$Q_{bu} = \frac{j}{2} \left\{ N - \frac{N_0}{4} \left(2 - \frac{j}{D} - \frac{D}{j} \right) + 2a_t \cdot \sigma_y \right\} / (L/2) \quad (7)$$

$$N_3 \leq N \leq N_4$$

$$Q_{bu} = \left[\frac{D}{2N_0} \left\{ \frac{N_0^2}{4} - \left(-N + \frac{N_0}{2} - 2a_t \cdot \sigma_y + R \right)^2 \right\} + \frac{R \cdot j}{2} \right] / (L/2) \quad (8)$$

上式に対応する軸力範囲は以下の3式となる。詳しくは参考文献8)を参考にされたい。

$$N_2 = -2a_t \cdot \sigma_y + \frac{N_0}{2} \left(1 - \frac{j}{D} \right) \quad (9)$$

$$N_3 = -2a_t \cdot \sigma_y + \frac{N_0}{2} \left(1 - \frac{j}{D} \right) + R \quad (10)$$

$$N_4 = -2a_t \cdot \sigma_y + \frac{N_0}{2} + R \quad (11)$$

文献⁸⁾では付着強度 τ_b は式(12)を用いて推定している。

$$\tau_b = 1.5 \times \min \left(\frac{6\sigma_B}{100}, 1.35 \right) \quad (12)$$

この式によるとKB-1の付着応力度は 1.35N/mm^2 であり、

KB-2は 0.86N/mm^2 となり、付着滑脱耐力はそれぞれ 220kN 、 205kN となった。表-6の最後欄に実験値との比較を示す。補修前のKB-1の付着滑脱耐力計算値は曲げ耐力計算値とほぼ拮抗している。KB-2の場合は曲げ耐力計算値より1割程度低くなっている。このことから両試験体とも付着滑脱破壊が進行していたことが推察される。ただし、付着滑脱耐力の計算では付着強度 τ_b を仮定しており、あくまでも参考値であると考えている。

5. 結論

実部材の載荷試験を実施した結果を以下に列記する。

- 1) 既存梁の初期剛性は理論値の30~40%であった。
- 2) エポキシ樹脂注入前試験体の最大耐力は曲げ耐力計算値に達しており、本実験の曲げせん断耐力比においても耐震診断の曲げ降伏が先行する判定が実現している。
- 3) 復元力特性はスリップ性状であり、主筋の付着滑脱が発生している可能性がある。主筋が丸鋼の場合は付着滑脱破壊の検討が必要である。
- 4) エポキシ樹脂を注入することで剛性・耐力ともに上昇した。ただし、大変形時にはせん断破壊しており、最終破壊状況は曲げ降伏後のせん断破壊である。

謝辞

エポキシ樹脂注入にあたってはSGエンジニアリング(株)の協力を得た。本研究の実施にあたり平成30年度科学研究費補助金(基盤研究(B) 課題番号:16H04458 代表:広島工業大学・荒木秀夫)の助成を受けた。

参考文献

- 1) (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・解説,2001
- 2) 荒木秀夫:軽量コンクリート柱の耐震性能評価とその補強効果,コンクリート工学年次論文集,Vol.38, No.2, pp.1507-1512, 2016
- 3) 荒木秀夫, 瀬川優斗:1963年に建設された建物から採取したRC柱の性能,コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1237-1242, 2017
- 4) 荒木秀夫:既存RC建物から採取した低強度コンクリートの物性,コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1291-1296, 2018
- 5) 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, pp.77-91, 2005.9
- 6) 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),コンクリートジャーナル, Vol.8, No.7, pp.11-20, July 1979
- 7) 伊木勇人, 松井剛, 冢形徹, 荒木秀夫:丸鋼を用いた低強度コンクリート柱の耐震性能評価,コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.889-894, 2010
- 8) 矢作建設工業(株)地震工学研究所:主筋のすべりを考慮したRC柱の曲げ終局強度について,2009.10, 広島県耐震診断等評価委員会, 委員会資料