

低強度コンクリート既存学校校舎の 耐震補強に関する一実験

石村 光由* 伊与田 貴章** 南 宏一***

Experimental Study on Seismic Retrofitting method of Existing RC School Buildings with Low-Strength Concrete

Mitsuyoshi ISHIMURA* Takaaki IYOTA** Koichi MINAMI***

ABSTRACT

The seismic retrofit design of the school-buildings of the low-strength concrete of the high school in Ehime Prefecture was done. It experimented on the frame of one layer and one span to inspect the validity of the design. As a result, it has been understood for the earthquake performance to improve by the earthquake strengthening, and to satisfy the required performance.

キーワード：低強度コンクリート，校舎，耐震補強，骨組実験

Keywords: Low-strength concrete, School Buildings, seismic retrofit design, Experiment on frame

1. はじめに

四国耐震診断評定委員会・愛媛耐震研究会によって作成された「低強度コンクリートの既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修において考慮すべき基本方針（案）」（以下、基本方針（案）と略称する）に基づいて、平成18年度に耐震改修設計が行われた愛媛県立高等学校の低強度コンクリートの既存RC造校舎の鉄骨ブレース後施工アンカー工法による補強骨組の耐震改修設計内容の妥当性を検証する。また同時に接着工法についても同一の骨組を用いて検証を行う。

実験は $9\text{N}/\text{mm}^2$ の低強度コンクリートによる、実大に対して $1/1.75$ の寸法をもつ試験体によって

実験1：無補強骨組の検証実験

実験2：鉄骨ブレースあと施工アンカー工法による補強骨組の検証実験

実験3：鉄骨ブレース接着工法による補強骨組の検証実験

の3種類の実験を行なった。これらの実験は、日本コンクリート工学協会（JCI）中国支部に設けられた低強度コンクリート特別研究委員会（以下、LSC委員会）の実験担当で構成されるWGによって実施された。

2. 骨組の検証実験

2.1 実験目的

本実験は、1層1スパンの骨組を対象として

F1 試験体 無補強の純骨組試験体

F2 試験体 鉄骨ブレースあと施工アンカー工法による補強試験体

F3 試験体 鉄骨ブレース接着工法による補強試験体

の3体の検証実験が行われた。

2.2 試験体の概要

F1 試験体の断面及び配筋を図-1に、載荷状況を図-2に示す。試験体は実大に対して $1/1.75$ の寸法をもつ1層1スパンの架構である。既存RC部のス

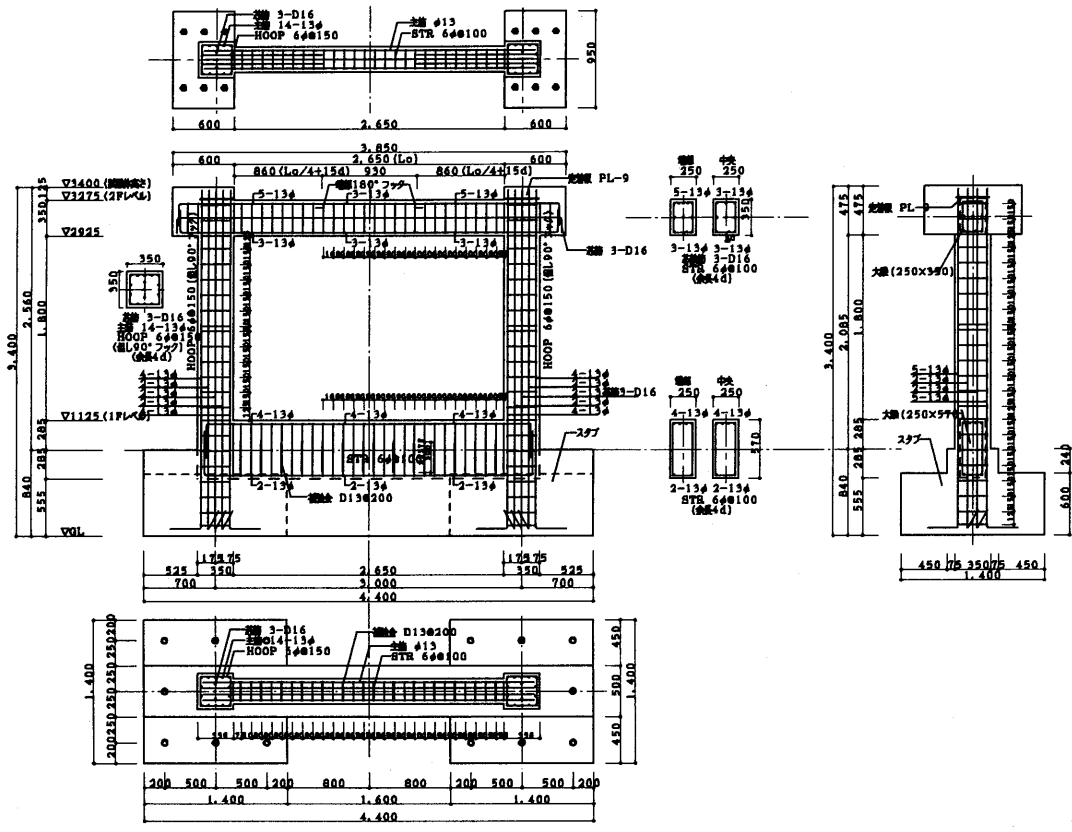


図-1 F1 試験体配筋図 (単位 : mm)

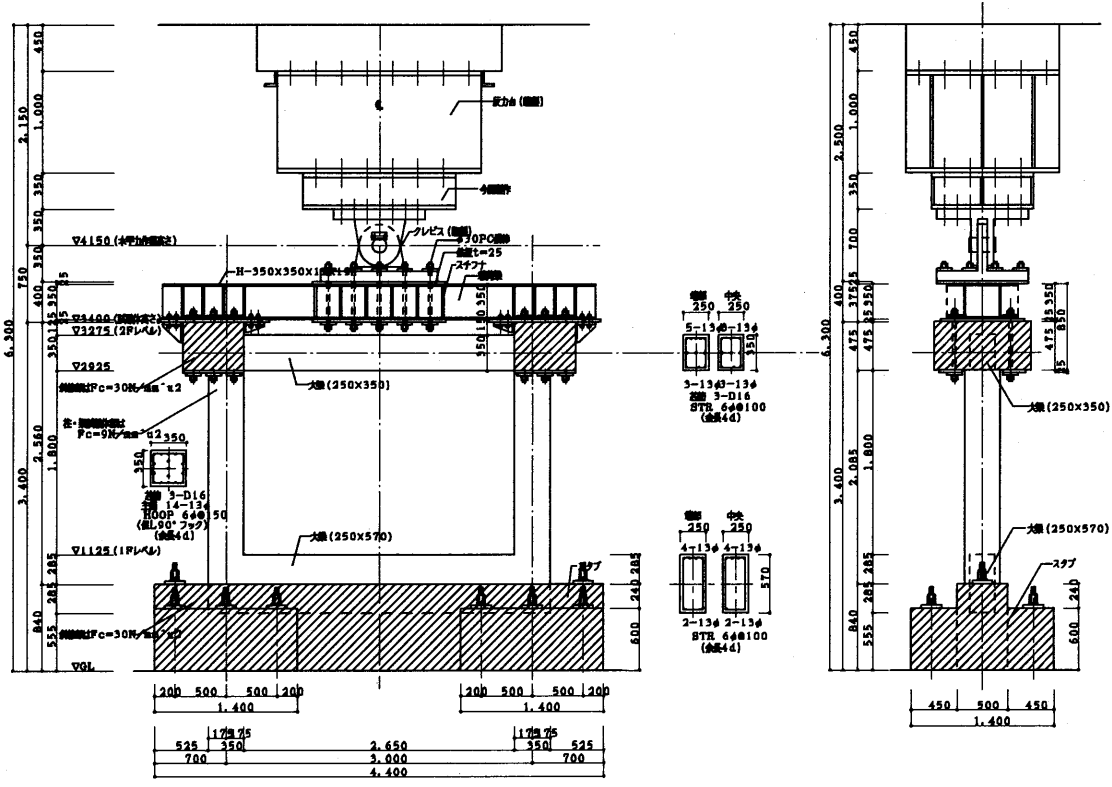


図-2 F1 試験体載荷状況 (単位 : mm)

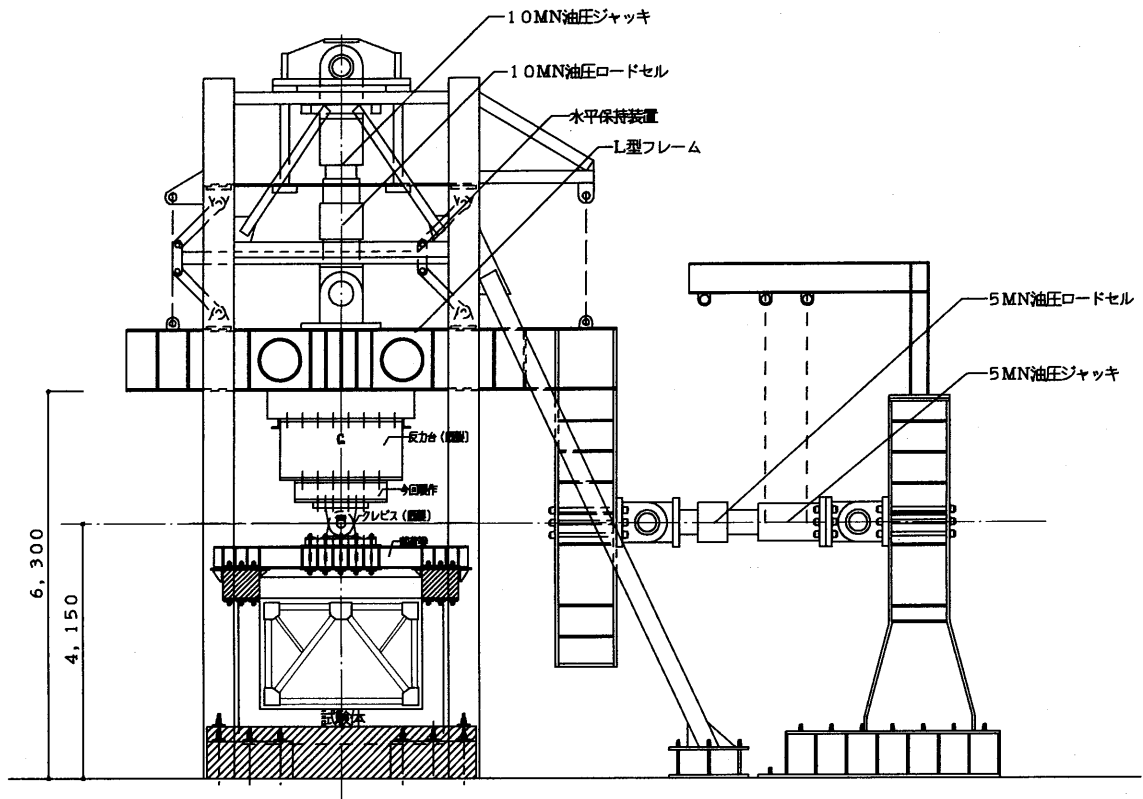


図-5 実験装置概要

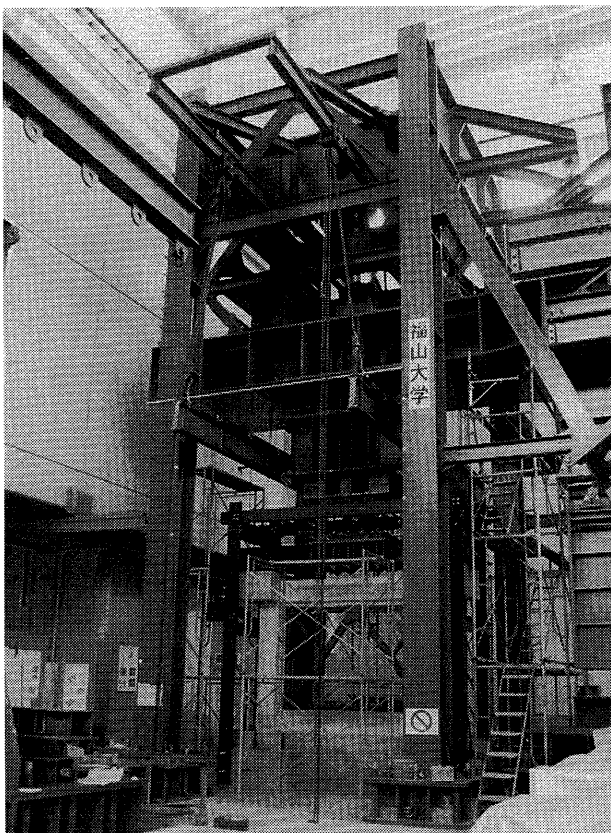


写真-1 実験風景

表-1 載荷則

層間部材角 R [$\times 10^{-2}$ rad]	F 値	水平変位 δ [mm]
0.20	0.80	4.00
0.40	1.00	8.00
0.60	1.20	12.00
0.80	1.50	16.00
1.20	2.00	24.00
1.60	2.30	32.00
2.00	2.60	40.00
2.40	2.80	48.00
2.80	3.00	56.00
3.20	3.20	64.00

は 3000mm であり、柱の内法高さは 1800mm である。柱の断面は $b \times D = 350\text{mm} \times 350\text{mm}$ 、主筋量 p_g は 1.52% である。RC 造骨組部分のコンクリート強度 σ_c は 9.23 N/mm^2 、鉄筋は SR235 である。なお、柱の主筋には 13ϕ の丸鋼が使用されている。

F2 試験体は F1 試験体と同一の骨組に、あと施工アンカー工法により鉄骨ブレースを組み込んだものであり、その補強図を図-3 に示す。RC 造骨組部分のコンクリート強度 σ_c は 11.04 N/mm^2 であり、頭付きのあと施工アンカーとスタッドが交互に、全周に埋め込まれている。間接接合部の圧入モルタル強度 σ_m は 62.1 N/mm^2 である。鉄骨ブレースは SS400 材であるが降伏応力度 σ_y

は 332 N/mm^2 である。

F3 試験体は F2 試験体と接合方法のみが異なり、その概要を図-4 に示す。RC 造骨組部分のコンクリート強度 σ_c は 9.23 N/mm^2 である。図-2 に示すように、それぞれの骨組には一定軸力 600 kN を加えた。

既往の実験による鉄骨系補強骨組の破壊形式は以下に示す 3 タイプに分類される。

タイプ I (鉄骨ブレースの破壊)

タイプ II (接合部破壊)

タイプ III (全体破壊)

本実験は学校校舎の鉄骨ブレース補強骨組部分のみを取り出した 1 層 1 スパンの基礎固定骨組であり、直交梁や境界梁はなく、2 層部分の反曲点と想定される位置に漸増繰返し水平荷重を加えた。なお、鉄骨ブレースの降伏に先立ってタイプ III の破壊 (柱の圧縮破壊) が想定され、補強骨組の強度と靱性の検証実験としては適切でないため、柱材および梁材に図-1 に示すように芯鉄筋 (SD295) を配置し、タイプ III の破壊形式が生じないように配慮した。また、基本方針 (案) に基づいて、タイプ II の破壊形式が生じないようにするために、あと施工アンカーやスタッドを配置している。また接着工法においても同様に接合部の幅を決定した。

2.3 実験方法

実験は福山大学 構造・材料開発研究センター内の大型構造物載荷実験装置を用いて行い、その装置の概要を図-5 に示す。写真-1 にその実験風景を示す。

荷重は強度や靱性を検討するために、一定軸力 (600 kN) のもとで、正負繰返し水平荷重を行った。層間部材角を計算する層間高さは、柱長さ+梁せい の $1/2$ の 2000 mm (実際は 1975 mm) とし、層間部材角で $0.20 \times 10^{-2} \text{ rad}$ を基本として、 $3.20 \times 10^{-2} \text{ rad}$ まで各振幅で 2 回ずつ繰返し、繰返し回数は 20 回とした。層間部材角に対する F 値と水平変位および荷重則を、表-1 に示す。なお、層間部材角と F 値の関係は、日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説 (2001 年改訂版)」に示される曲げ破壊を生じる場合の層間部材角と F 値の関係に基づいて算定したものである。

2.4 実験結果

2.4.1 破壊状況

写真-2 に、F1 試験体の最終破壊状況を示す。最終破壊状況は、柱頭・柱脚における斜めひび割れを伴うせん断破壊および圧壊、補強芯鉄筋に沿う付着割裂破壊を生じた。

写真-3 に、F2 試験体の最終破壊状況を示す。最終破壊状況は、鉄骨ブレースの局部座屈に伴う引張破断、柱部分の斜めひび割れを伴うせん断破壊および、補強芯

鉄筋に沿う付着割裂破壊を生じた。なお、鉄骨ブレースの圧縮座屈に伴って、筋違の交差部における接合部において、鉄骨ブレースと補強鉄骨骨組との間に著しい分離破壊が生じた。

写真-4 に F3 試験体の最終破壊状況を示す。最終破壊状況は、鉄骨補強骨組とコンクリート架構部分の接着

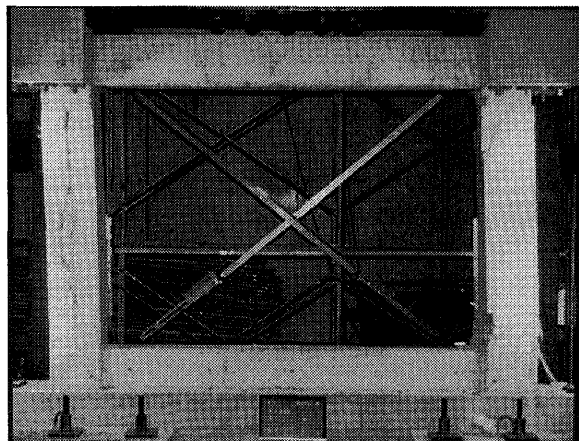


写真-2 F1 試験体最終破壊状況

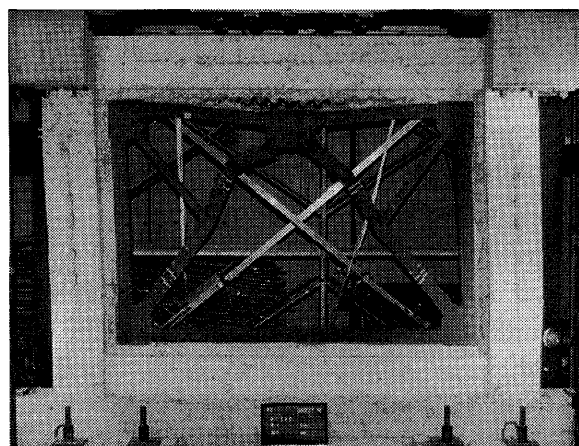


写真-3 F2 試験体最終破壊状況

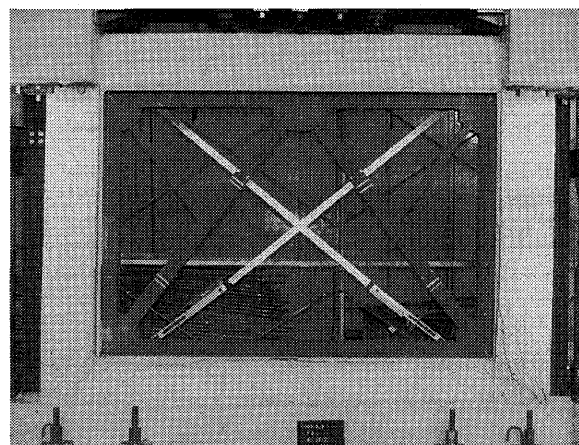


写真-4 F3 試験体最終破壊状況

面のすべり破壊及び柱脚部におけるパンチングシア破壊を伴ったせん断破壊が生じた。

2.4.2 履歴曲線

無補強の純骨組 F1 試験体の履歴曲線を図-6 に、あと施工アンカー工法による鉄骨ブレース補強骨組 F2 試験体の履歴曲線を図-7 に、接着工法による鉄骨ブレース補強骨組 F3 の試験体の履歴曲線を図-8 にそれぞれ示す。縦軸は水平荷重 Q を、横軸は層間部材角 R をそれぞれ示す。また、図-6 の緑色破線は、計算による無補強骨組の耐力を示している。図-7、図-8 の黒の太実線は、鉄骨ブレースの強度を引張試験結果より $\sigma_y = 332 \text{ N/mm}^2$ として求めた場合の計算値を、青色の太実線は鉄骨ブレースの強度を規格値である $\sigma_y = 258 \text{ N/mm}^2$ として求めた場合の計算値を示している。さらに、比較検討のために、無補強骨組部分の耐力を破線で示している。

F1 試験体の荷重-変形関係は、層間部材角が概ね $1/1500$ までは比例関係を保ち、 $1/1000$ まではほぼ弾性的な挙動を示し、 $1/250 \sim 1/125$ では弾塑性的な挙動を示し、繰返し载荷に対してもほとんど耐力低下を示さなかった。しかしながら、 $1/125$ を超えると耐力低下を生じ始めたが、 $1/100$ 程度の層間部材角までは、計算による耐力を保持することが示された。さらに、層間部材角が $1/30$ 程度になると水平耐力は低下し始めたが、一定の軸力は保持されていた。なお、履歴曲線は、逆 S 字形の性状を示し、エネルギー吸収能力は小さいことが示された。

F2 試験体の荷重-変形関係は、層間部材角が概ね $1/1000$ までは比例関係を保ち、 $1/500$ まではほぼ弾性的な挙動を示し、 $1/250 \sim 1/125$ では弾塑性的な挙動を示し、繰返し载荷に対しても、ほとんど耐力低下を生じない安定した紡錘形の履歴曲線を示した。しかしながら、 $1/125$ を超えると耐力低下を生じ始めたが、 $1/100$ 程度の層間部材角までは、計算による耐力を保持することが示された。さらに、層間部材角が $1/30$ 程度の大変形時においても、無補強骨組の耐力を保持しつつ、かつ一定の軸力は保持されていることが示された。なお、最大耐力以後の $1/80$ 程度の層間部材角までは、耐力劣化を伴う履歴曲線は、原点指向型やスリップ性状は示されず、紡錘形の履歴特性を示している。

F3 試験体の荷重-変形関係は、層間部材角が概ね $1/1000$ までは比例関係を保ち、 $1/500$ まではほぼ弾性的な挙動を示し、 $1/250 \sim 1/150$ では弾塑性的な挙動を示し、繰返し载荷に対しても、ほとんど耐力低下を生じない安定した紡錘形の履歴曲線を示した。この時の最大耐力は計算値とほぼ一致した。しかしながら、 $1/150$ を超えると耐力低下を生じ始め、 $1/100$ 程度の層間部材角で急激に耐力を低下したが一定の軸力は保

持されていた。なお $1/250$ 程度の層間部材角までは安定した履歴を示すがこれ以上の層間部材角では逆 S 字形の履歴を示し始めた。

--- 計算による無補強フレームの耐力

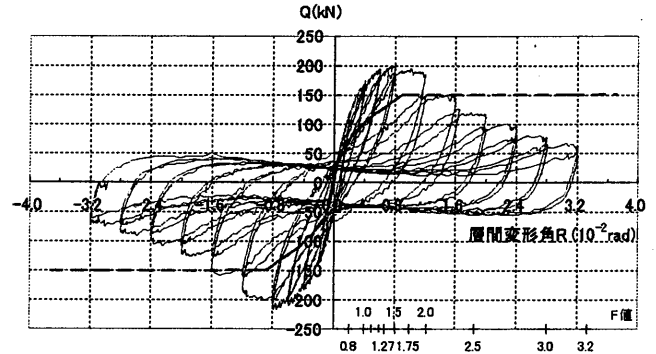


図-6 F1 試験体の履歴曲線

--- 計算による鉄骨ブレース補強フレームの耐力 ($\sigma_y=332\text{N/mm}^2$ とした場合)
 --- 計算による鉄骨ブレース補強フレームの耐力 ($\sigma_y=258\text{N/mm}^2$ とした場合)
 --- 計算による無補強フレームの耐力

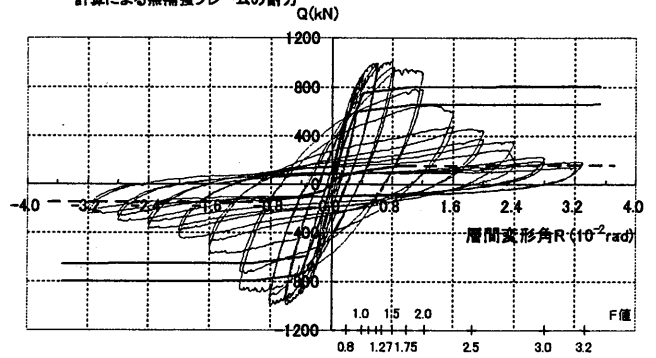


図-7 F2 試験体の履歴曲線

--- 計算による鉄骨ブレース補強フレームの耐力 ($\sigma_y=332\text{N/mm}^2$ とした場合)
 --- 計算による鉄骨ブレース補強フレームの耐力 ($\sigma_y=258\text{N/mm}^2$ とした場合)
 --- 計算による無補強フレームの耐力

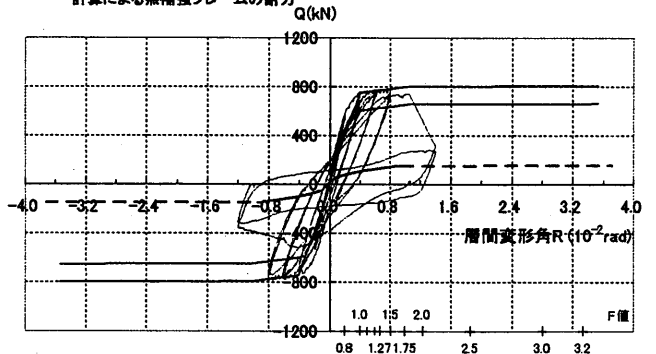


図-8 F3 試験体の履歴曲線

3 実験結果と計算結果の比較

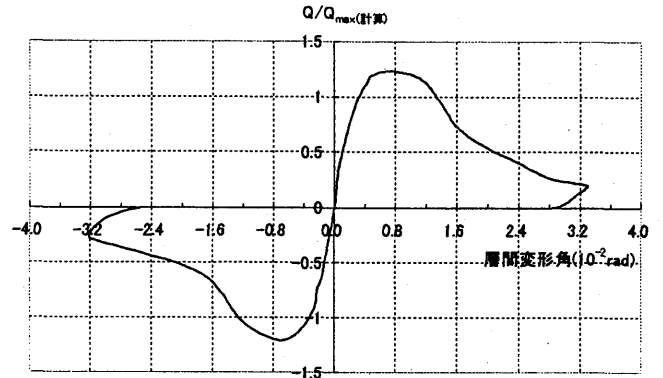
図-9、図-10、図-11 は、F1 試験体、F2 試験体および F3 試験体の第 1 サイクルに対する包絡線をそれぞれ示している。図-9 (a)、図-10 (a) および図-11 (a) の縦軸は、水平荷重 Q を計算による終局荷重 Q_{\max} (計算) で無次元化した値 Q/Q_{\max} (計算) を示し、横軸は層間部材角を示している。図-9 (b)、図-10 (b) およ

び図-11 (b)の縦軸は、水平荷重 Q を実験による最大荷重 Q_{\max} (実験) で基準化した値 Q/Q_{\max} (実験) を示し、横軸は層間変形角を示している。

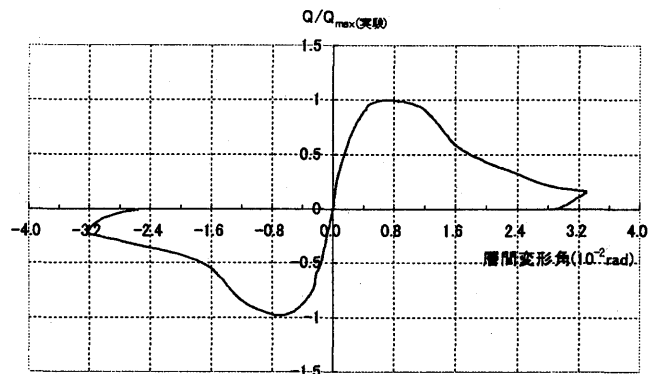
図-9 (a)より、F1 試験体の実験による最大耐力は、概ね部材角が $1/125$ 程度で発揮することが示され [Q_{\max} (実験) は 200kN , Q_{\max} (計算) は 151kN] , Q_{\max} (実験) / Q_{\max} (計算) は 1.32 であり、実験値が計算値に対し高い値をとることが示される。また、層間部材角が $1/66$ までの範囲では、実験値は設計耐力を上回っていることが示される。ただし $1/125$ 以上の層間部材角となると耐力は低下し、靱性能はあまり期待できない結果となっている。図-9 (b)より、最大耐力は、層間部材角 $1/125$ の時に発揮されることが示され、それ以上の層間部材角になると耐力は低下することが示されている。

これらの結果より F1 試験体 (無補強純骨組) の靱性指標 F 値は、耐力低下が生じない範囲で定めると、 F 値は 1.5 を確保できることが示される。

図-10 (a)より、F2 試験体の実験による最大耐力は、概ね部材角で $1/125$ 程度で発揮されることが示され [Q_{\max} (実験) は 1007kN , Q_{\max} (計算) は 817kN] , Q_{\max} (実験) / Q_{\max} (計算) は 1.23 であり、実験値が計算値に対して高い値をとることが示される。また、層間部材角が $1/75$ までの範囲では、実験値は設計耐力を上回っていることが示される。

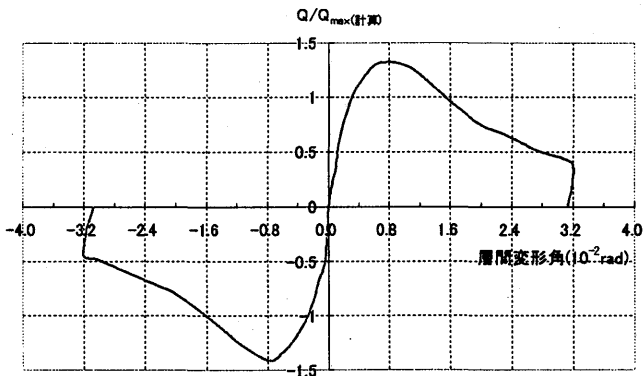


(a) Q/Q_{\max} (計算) - 層間変形角の関係

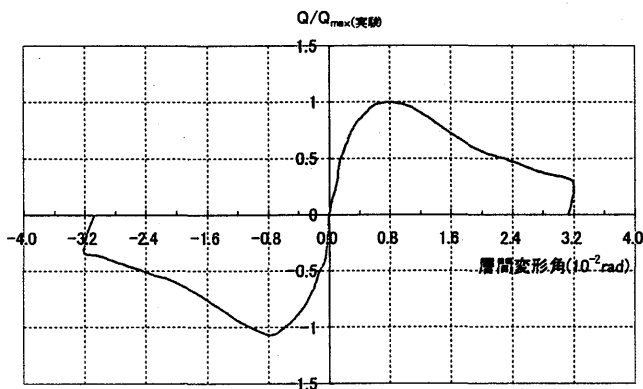


(b) Q/Q_{\max} (実験) - 層間変形角の関係

図-10 F2 試験体の包絡線

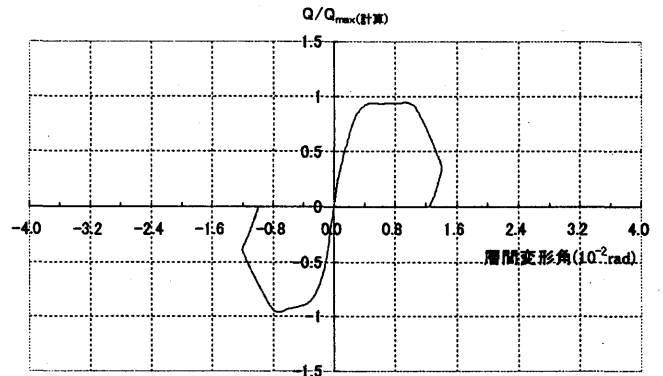


(a) Q/Q_{\max} (計算) - 層間変形角の関係

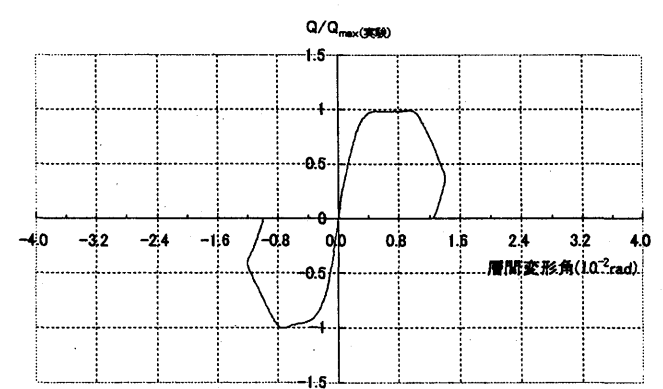


(b) Q/Q_{\max} (実験) - 層間変形角の関係

図-9 F1 試験体の包絡線



(a) Q/Q_{\max} (計算) - 層間変形角の関係



(b) Q/Q_{\max} (実験) - 層間変形角の関係

図-11 F3 試験体の包絡線

ただし、1/125 以上の層間部材角となると耐力は急激に低下し、靱性能はあまり期待できない結果となっている。図-9 (b)より、最大耐力は、層間部材角 1/125 の時に発揮されることが示され、それ以上の層間部材角になると耐力は急激に低下することが示されている。これらの結果より、F2 試験体（あと施工アンカー工法による鉄骨ブレース補強骨組）の靱性指標 F 値は、耐力低下が生じない範囲で定めると、F 値は 1.5 を確保できることが示される。

図-11 (a)より、F3 試験体の実験による最大耐力は、概ね部材角で 1/125 程度で発揮されることが示され $[Q_{max}(\text{実験})は790kN, Q_{max}(\text{計算})は817kN]$ 、 $Q_{max}(\text{実験})/Q_{max}(\text{計算})$ は 0.97 であり、実験値が計算値に対して少し低い値をとるが 1/125 の層間部材角ではほぼ一致することが示される。また、層間部材角が 1/75 までの範囲では、実験値は設計耐力を上回っていることが示される。ただし、1/125 以上の層間部材角となると突然に破壊し、靱性能はまったく期待できない結果となっている。

図-10 (b)より、最大耐力は、層間部材角 1/125 の時に発揮されることが示され、それ以上の層間部材角になると突然に耐力を失うことが示されている。

これらの結果より、F3 試験体（接着工法による鉄骨ブレース補強骨組）の靱性指標 F 値は、耐力低下が生じない範囲で定めると、F 値は 1.5 を確保できることが示される。

4 まとめ

本実験は正負繰返し荷重に対して原点对称となる履歴を示し、試験体の製作や加力方法が適切であったと考えられる。

実験結果より、F1 試験体の耐力は計算耐力を上回り、F 値は 1.5 を確保できることが確認された。また、F2 試験体の耐力は F1 試験体の 4 倍程度となり、低強度コンクリートの建物に対しても、あと施工アンカー工法による鉄骨ブレース補強が有効であり、かつ、F 値は F1 試験体と同様に 1.5 を確保できることが確認された。F3 試験体の耐力は概ね計算値と一致し F 値も 1.5 を確保できたがそれ以上の変形に対して極ぜい性的な破壊を示すことが示され、接着面積に余裕をとることが困難な場合が多いので、ブレース材には S S 400 材を用い F 値は 1.27 以下とするのが望ましい。

受託事務所各社が耐震補強設計において採用しているあと施工アンカー工法による鉄骨ブレース補強骨組の F 値は 1.27 であり、本実験による F 値は 1.5 であることから、設計内容は妥当であると判断される。なお、基本方針（案）では、タイプⅢの場合は、検証実験を行うことで F 値を 2.0 とすることができることが示され

ているが、今回の実験では検証できていない。

また、今回の実験では、鉄骨ブレース補強骨組の柱の軸崩壊を回避するため、柱に芯鉄筋 (SD295) を配筋しているが、1/100 程度の変形において付着割裂破壊を生じた。柱主筋に異形鉄筋を用いている場合には、さらに小さい変形で付着割裂破壊を生じることが考えられ注意が必要である。

謝辞

本実験は日本コンクリート工学会中国支部に設けられた低強度コンクリート特別研究委員会 WG により行われた。本研究に際し、広島県東部生コンクリート協同組合、愛媛県鐵構工業会、愛媛耐震研究会、藤井稔己氏（梁山泊）、福山大学南研究室の諸氏はじめ大変多くの方々のご支援とご協力を賜りました。ここに記し感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説（2002.1）
- [2] 接着工法研究会：鉄骨ブレース接着工法設計・施工指針 2004 改定版（2004.12）
- [3] 山本泰稔：低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料、第 30 回建築士事務所全国大会（2005）
- [4] 神谷隆、山本泰稔：鋼板内蔵型外付け補強工法による既存低強度コンクリート造架構の補強実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp573 - 576（2005.9）
- [5] 根口百代、川上裕佳、高月行治、藤原顕太郎、南宏一：低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究その 1～その 5、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp333 - 342（2007.8）
- [6] 四国耐震診断評定委員会、愛媛耐震研究会：低強度コンクリートの既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修において考慮すべき基本方針（案）（2007）