

あと施工アンカーとエポキシ樹脂を併用して鉄骨ブレース補強した

低強度コンクリート RC 建物の耐震強度に関する実験的研究

SEISMIC RETROFITTING STEEL BRACE WHICH USED POST-INSTALLED ANCHOR
TOGETHER WITH EPOXY RESIN OF RC STRUCTURES WITH LOW-STRENGTH CONCRETE

貞末和史*¹, 石村光由*², 藤井稔己*³, 横山剛*⁴, 南宏一*⁵

Kazushi SADASUE, Mitsuyoshi ISHIMURA, Toshiki FUJII, Tsuyoshi YOKOYAMA and Koichi MINAMI

Seismic retrofitting with steel brace is multiuse to the seismic retrofitting in existing RC buildings. However, there has been no study that tried to apply this seismic retrofit method to existing RC buildings with very low-strength concrete. In this research, we confirmed the effect of seismic retrofitting steel brace which used post-installed anchor together with epoxy resin of RC structures with low-strength concrete through the structural tests of two series. As the beginning, we confirmed the shear strength of the indirect connection in which existing RC frame ties to frame of the steel brace. Next, we confirmed the mechanical behavior of reinforced RC frame with steel brace subjected to axial and horizontal load. From the structural tests, it was shown that ultimate strength of the indirect connection and reinforced RC frame with steel brace can be estimated to evaluation method in the past. In addition, it made clear that ductility index F of reinforced RC frame with steel brace should be 2.0.

Keywords: Seismic Retrofit, Steel Brace, Post-installed Anchor, Epoxy Resin, Indirect Connection

耐震補強, 鉄骨ブレース, あと施工アンカー, エポキシ樹脂, 間接接合部

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート（以下、RC）建物を枠組付き鉄骨ブレースを用いて補強する場合、既存の躯体と鉄骨枠組を接合する方法として、あと施工アンカーを用いて接合する工法がある。この鉄骨ブレース補強（あるいは類似する補強）と接合工法に関しては、これまでに多くの実験的研究^{1),2)}などが行なわれており、日本建築防災協会の「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³⁾（以下、耐震改修設計指針と称す）」に設計法が示され、施工実績も多い。しかしながら、耐震改修設計指針は、コンクリート圧縮強度 σ_B が 13.5N/mm^2 以上の建物を適用範囲としているため、 σ_B が 13.5N/mm^2 を下回るコンクリート（以下、低強度コンクリートと称す）を有するRC建物を鉄骨ブレースを用いて補強する場合、補強の効果が確実に得られるか不明である。また、近年の既存建物のコンクリート強度に関する報告において、低強度コンクリートの建物が10%程度存在することが発表されており^{4),5)}、これらの建物を従来の方法を用いて十分に補強できるのか、あるいは補強を諦めて取り壊さなければならないのか、早急な決断が迫られている。

そこで、著者らは、低強度コンクリートを有する既存不適格のRC建物を枠組付き鉄骨ブレースを用いて補強することで耐震性能を向

上させることができるのか検討するために、鉄骨ブレース補強した骨組の力学特性を調べる実験および既存躯体と鉄骨枠組との接合部のせん断強度を調べる実験を行い、従来型のあと施工アンカーおよびエポキシ樹脂で接合したそれぞれの工法に関しては、既往の終局強度評価式によって安全側に評価でき、期待する補強の効果が得られることを明らかにした⁶⁾。

一方で、昨今の耐震改修には、構造安全性だけでなく、美観や環境への配慮、省エネルギー等も含めた機能性、経済性、施工性に優れた構法が望まれており、既存建物に対して多様な耐震改修の方法が提案され⁷⁾、既存躯体と補強部材との接合工法に着目してみても、騒音、振動などの工事環境の改善、工期短縮等の要求を満たすために種々の工法^{8)~11)}などが開発されているが、低強度コンクリートを有するRC建物を対象とした補強の効果に対しては、十分に検討がなされていない。

そこで、本論文では、あと施工アンカーとエポキシ樹脂を併用して既存躯体と鉄骨枠組を接合し鉄骨ブレース補強する工法⁸⁾に着目し、既報⁶⁾に引き続き、接合部のせん断強度を調べる要素実験および補強骨組の終局耐力と靱性を調べる載荷実験を行って、低強度コンクリートを有する建物に対する補強の効果について検証した。

*¹ 広島工業大学工学部建築工学科 准教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

*² 福山大学大学院工学研究科地域空間工学専攻 大学院生

Graduated School, Fukuyama Univ.

*³ 福山大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

Graduated School, Fukuyama Univ.

*⁴ (株)コンステック 技術開発部

Constec Engineering Co., LTD

*⁵ 福山大学工学部建築・建設学科 教授・工博

Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Eng., Fukuyama Univ., Dr. Eng.

2. 対象とした接合工法の概要

本研究で対象とした工法の接合部は、図1に示すようにアンカー筋と接着剤（エポキシ樹脂）を併用して用いる「アンカー併用接着接合部」と「間接接合部」で構成される。アンカー併用接着接合部は、既存躯体に接合鋼板をエポキシ樹脂で接着接合し、接合部に必要とされる強度に応じた数の接着系アンカーを併用して構築される。間接接合部は、接合鋼板と鉄骨枠組にそれぞれ頭付きスタッドを取り付け、それらの両側より軸筋と割りフープよりなる割裂防止筋を挿入した後、無収縮モルタルを充填して構築される。工事環境の改善を目的として、あと施工アンカーの施工本数を減らす代わりにエポキシ樹脂の接着強度で接合部のせん断強度を補う接合工法である。エポキシ樹脂を単独で用いた場合は、最終的に接合部の脆性的な破壊は免れ得ないため、あと施工アンカーを単独で用いた場合と比較すると、靱性に乏しいことが確認されており⁶⁾、アンカー筋とエポキシ樹脂を併用した場合には、両者をそれぞれ単独での用いた場合の中間的な性状を示すことが予測される。

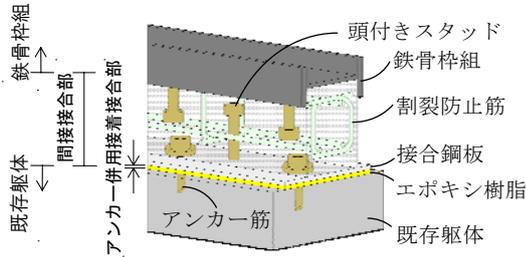


図1 接合部

3. 接合部要素実験

3.1 試験体

検証を行なう工法における既存躯体と鉄骨枠組との接合部のせん断強度について検討するために、接合部の要素実験を計画した。試験体計画を表1、試験体形状を図2に示す。

試験体は、低強度コンクリートを有する既存躯体部のコンクリート設計基準強度 $F_c=9\text{N/mm}^2$ を共通因子とし、アンカー筋の間隔（本数）3種類を実験変数として、同一試験体を各3体ずつ、合計9体とした。アンカー筋は有効埋め込み深さ l_e を $10d_a$ (d_a : アンカー筋の呼び径) とした D13 (SD345) の異形鉄筋を用いており、ガラス管式有機系の接着系アンカーによって既存躯体部に固着させた。アンカー併用接着接合部に用いたエポキシ樹脂の接着幅は 10mm とし、 $1000\text{mm} \times 102\text{mm}$ の接着面積を有するものとした。間接接合部には無収縮モルタルを充填した。

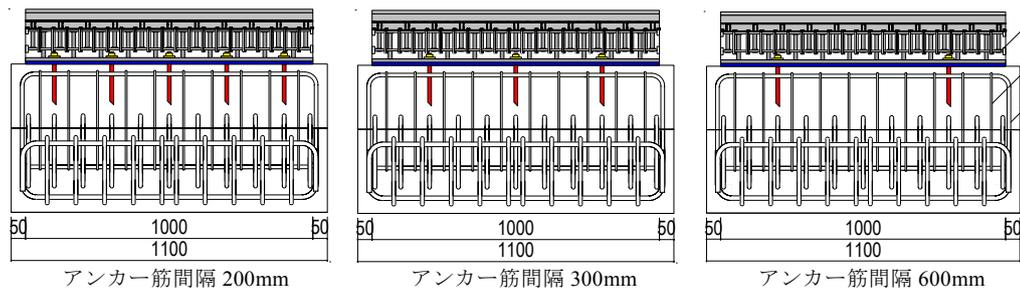


図2 試験体形状 (単位:mm)

試験体に使用したコンクリートおよび鋼材の材料試験結果を表2、表3にそれぞれ示す。

表1 試験体計画

試験体	既存部 $F_c(\text{N/mm}^2)$	間接接合部 $F_c(\text{N/mm}^2)$	アンカー筋		
			種類	間隔	本数
H21 H22 H23	9	60	D13 (SD345)	200mm	5本
H31 H32 H33				300mm	3本
H61 H62 H63				600mm	2本

注) F_c : コンクリート設計基準強度, ただし, 間接接合部は無収縮モルタル

表2 コンクリートの材料強度

既存部		間接接合部		エポキシ樹脂	
圧縮 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)
8.15	1.02	54.6	4.79	91.1	56.9

表3 鋼材の材料強度

使用箇所	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)
D13 (SD345) アンカー筋	341	501	17.0
D6 (SD295) 割裂防止筋	325	553	12.5
13φ スタッド	332	481	36.7
13φ 既存部	345	422	30.1
6φ 既存部	359	525	14.4

3.2 載荷方法および変位計測

載荷は図3に示す載荷装置を用いて、既存躯体部分と鉄骨枠組部

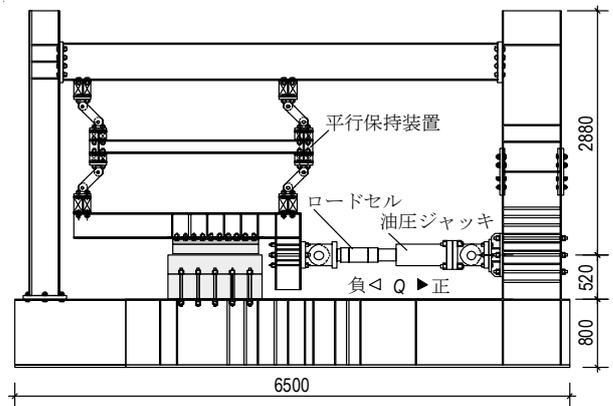
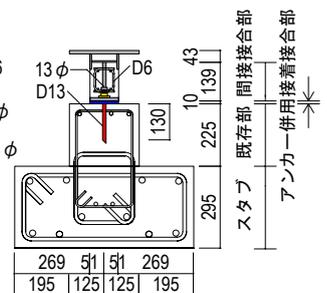


図3 載荷装置 (単位:mm)



分との接合部に正負繰り返しのせん断力 Q を作用させ、既存躯体部分に対する鉄骨枠組部分の相対ずれ変位 $j\delta$ を変位制御して図5に示す漸増载荷を行った。

変位の計測方法を図4に示す。変位の計測は、試験体中心に対して左右対称に取付けた全6本（片側3本）の変位計の計測値に基づき、既存躯体部分に対する鉄骨枠組部分の相対ずれ変位 $j\delta$ を算定した。なお、変位の計測は、鉄骨枠組に変位計測用のボルトを溶接し、既存躯体部にはボルトをコンクリート内に埋め込んで計測している。

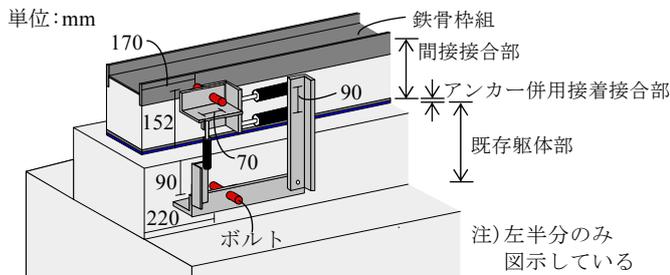


図4 変位計測

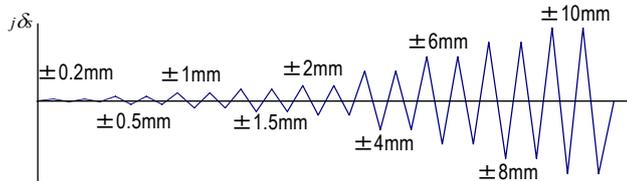


図5 载荷サイクル

3.3 破壊状況

最終破壊状況の一例を写真1に示す。破壊の進展状況としては、いずれの試験体とも、载荷初期時に既存躯体部とアンカー併用接着接合部の接合面において亀裂を生じた。その後は、 $j\delta$ の漸増に伴い、既存躯体部、間接接合部ともに若干の斜めひび割れの発生が確認されたが、外観上、せん断強度を決定付ける程度の破壊には進展していないため、低強度コンクリートの既存躯体コンクリート内部でアンカー筋がコンクリートを支圧して破壊を生じたものと推察される。その後、さらに $j\delta$ を漸増させると、アンカー筋がアンカー併用接着接合部のエポキシ樹脂を支圧することで、エポキシ樹脂が割れを生じて、最終的にはいずれの試験体とも全てのアンカー筋は破断を生じた。

破壊進展状況および最終破壊状況に関しては、外観上、実験変数の違いによる影響は確認されなかった。本実験では、いずれの試験体とも、間接接合部のせん断強度に対してアンカー併用接着接合部



写真1 最終破壊状況

のせん断強度が下回る設計となっており、実験においても、アンカー併用接着接合部が既存躯体部に対して相対的にズレを生じる破壊形式となることが確認された。

3.4 荷重-変形関係

$Q-j\delta$ 関係のせん断剛性について、全試験体の比較を図6に示す。同一形状の試験体3体でも、剛性のバラツキは見られるが、 $j\delta = 0.2\text{mm}$ 時の割線剛性 $jK (=Q/j\delta)$ の平均値を比較すると、アンカー筋間隔 200mm で $jK=865\text{kN/mm}$ 、300mm で $jK=741\text{kN/mm}$ 、600mm で $jK=637\text{kN/mm}$ となり、アンカー筋間隔が小さく本数が多いほどせん断剛性が大きくなることを確認された。

$Q-j\delta$ 関係の履歴曲線の一例を図7、せん断強度の最大値の一覧を表4にそれぞれ示す。全体的に見ると、アンカー筋本数が少ない方が小さな $j\delta$ で最大強度に達する傾向が見られるが、全試験体とも、概ね $j\delta = \pm 0.5 \sim 1.0\text{mm}$ で最大耐力に達し、その後の $j\delta$ の漸増では急激に強度低下を生じることが確認された。また、同一形状の試験体においても最大強度にバラツキが見られるが、アンカー筋本数が増えるほど最大強度が大きくなることを確認された。

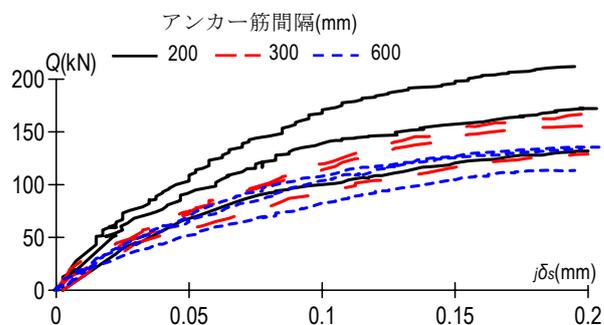
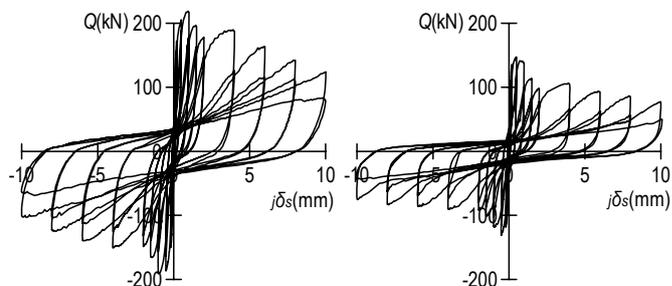


図6 せん断剛性



アンカー筋間隔 200mm (H21) アンカー筋間隔 600mm (H61)

図7 履歴曲線

表4 実験結果一覧

試験体	実験最大値 Q_{max} (kN)		最大荷重時の相対ずれ変位 $j\delta_{max}$ (mm)	
	正	負	正	負
H21	219	-191	0.94	-1.01
H22	175	-158	0.98	-0.99
H23	263	-222	0.86	-0.48
H31	171	-153	0.50	-0.22
H32	148	-132	0.86	-0.49
H33	170	-147	0.49	-0.99
H61	147	-131	0.48	-0.50
H62	141	-132	0.46	-0.51
H63	117	-108	0.89	-0.52

同一形状の試験体において、最大強度にバラツキが生じた要因に関しては、写真2に示すように、アンカー併用接着接合部と既存躯体部の接合面において、既存躯体部のコンクリートの剥離面積の大きさが異なっていることが影響しているものと推察される。H22、H23 試験体の最大強度(表 4)と接合面の破壊状況(写真 2)を見てわかるように、コンクリート剥離面積が大きい場合は、最大強度が大きくなっている。これは、アンカー筋間隔の異なる他の試験体に関しても同様な傾向が見られた。



H22



H23

写真2 接合面の破壊状況 (アンカー筋間隔 200mm)

3.4 せん断強度

アンカー併用接着接合部のせん断強度 jQ_{bu} と間接接合部のせん断強度 jQ_{su} の評価に関しては、既存躯体の σ_B が 15N/mm^2 以上であることを適用範囲として、関連指針¹²⁾に下式が示されている。既存躯体と鉄骨枠組との接合部のせん断強度は、アンカー併用接着接合部と間接接合部のいずれかせん断強度が小さい部分の破壊によってせん断強度が決定される。本研究では低強度コンクリートに対する検証を意図しているため、 $jQ_{bu} < jQ_{su}$ となる設計が行われている。

$$jQ_{bu} = 0.08 \cdot \sigma_B \cdot A_b + \tau_{ay} \cdot \sum a_a \quad (1)$$

$$\tau_{ay} = \min(\tau_{ay1}, \tau_{ay2}) \quad (2)$$

$$\tau_{ay1} = 0.5 \cdot \sigma_{ay} \quad (3)$$

$$\tau_{ay2} = 0.3 \sqrt{\sigma_B \cdot E_{c1}} \quad (4)$$

ここに、 σ_B は既存躯体コンクリートの圧縮強度、 A_b はエポキシ樹脂接着面積、 $\sum a_a$ はアンカー筋の断面積の総和、 τ_{ay} はアンカー筋の降伏強度、 E_{c1} は既存躯体コンクリートのヤング係数である。

せん断強度の計算値と実験で得られた最大値の比較を図8に示す。全ての試験体において、本実験で得られたせん断強度の最大値は、計算値を上回っており、アンカー筋本数が多い試験体ほど安全側の評価となる傾向が確認された。

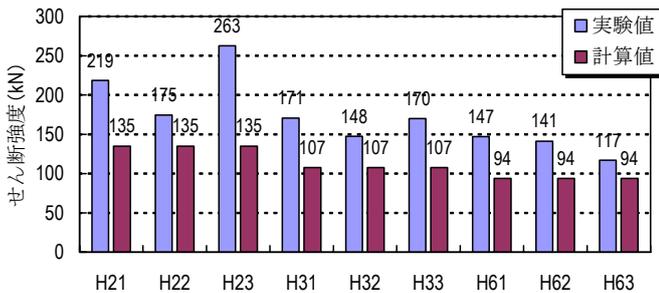


図8 せん断強度

4. 補強骨組実験

4.1 試験体

試験体は、柱 $350\text{mm} \times 350\text{mm}$ 、梁 $250\text{mm} \times 350\text{mm}$ の1層1スパンの低強度コンクリートを有するラーメン架構を枠組付き鉄骨プレースを用いて補強したものである。試験体形状を図9に示す。

低強度コンクリートを有するRC躯体と鉄骨枠組との接合は、3章で述べた接合部要素実験で用いた試験体と同じ設計詳細とし、アンカー筋間隔は 200mm を基準とした。ただし、鉄骨プレース交差部周辺においては、プレースが座屈を生じた後の引張プレースと圧縮プレースの不釣り合い力によって、接合部が引張力を受けることが想定されたため、アンカー筋間隔を 100mm にして、接合部の引張強度とせん断強度が大きくなるように配慮した。

柱と梁のコンクリートは、接合部要素実験と同様に $F_c=9\text{N/mm}^2$ の

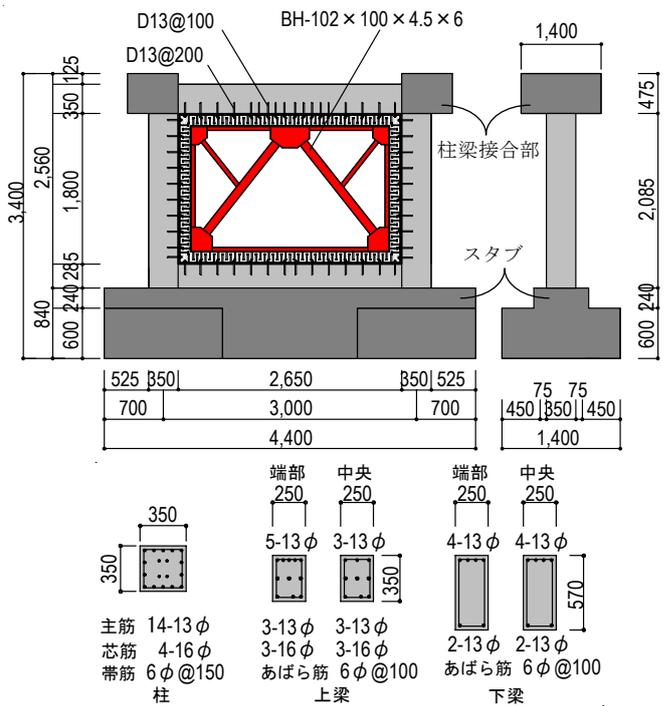


図9 試験体形状 (単位:mm)

表5 コンクリートの材料強度

実験期	既存部		間接接合部		エポキシ樹脂	
	圧縮 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	引張 (N/mm^2)
初期載荷	8.38	0.99	54.8	4.02	99.8	64.6
補修後再載荷	9.97	—				

表6 鋼材の材料強度

使用箇所	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)
D13 (SD345) アンカー筋	366	552	16.9
D6 (SD295) 割裂防止筋	321	512	18.8
13φ スタッド	364	487	35.6
13φ	325	436	30.0
16φ 既存部	338	461	30.8
6φ	291	492	26.1
PL-6 プレース	293	451	19.8
PL-4.5	343	421	15.6

調査設計を行い、建設年度の古い建物を想定して、主筋には 13φの丸鋼、せん断補強筋には 6φの丸鋼を用いた。ただし、柱、梁ともに材軸方向の圧壊を防止する目的で 16φの芯筋を配している。また、試験体上部の柱梁接合部と試験体下部のスタブは $F_c=30\text{N/mm}^2$ として、破壊を生じないように配慮した。

試験体に用いた素材の材料試験結果を表 5、表 6 に示す。骨組に作用させる軸力を 600kN とし、材料強度を用いて補強前の骨組における柱の終局曲げ耐力 Q_{mu} と終局せん断耐力 Q_{su} を日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説¹³⁾ (以下、耐震診断基準と称す)」に従って計算すると、 $Q_{mu}/Q_{su}=1.01$ で破壊モードはせん断降伏型となり、靱性指標を算定すると F 値 1.1 の変形能力を見込める骨組であることが確認された。

4.2 載荷装置と変位計測

載荷装置を図 10 に示す。本実験で用いた試験体は、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 層の反曲点として想定した位置に一定圧縮軸力下 ($N=600\text{kN}$) で正負繰返し漸増水平載荷を行った。なお、試験体上部の柱梁接合部を介して剛強な鋼製載荷フレームに接続することで、上梁の軸方向変形と曲げ変形を拘束して、梁の破壊が生じにくい状態としている。

変位は、試験体下部スタブに対する試験体上部柱梁接合部の回転角 θ 、水平変位 δ_u 、鉛直変位 δ_v を左右それぞれ独立に計測した。

載荷は、左右の δ_u の平均値を層間高さ L で割った層間変形角 R を変位制御して、 $R=\pm 0.8\%$ rad. までは $\pm 0.2\%$ rad. の漸増を 2 サイクルずつ繰返し、それ以降は $\pm 0.4\%$ rad. の漸増を 2 サイクルずつ繰返す載荷プログラムとした。なお、 R は $L=2000\text{mm}$ (柱内径の+梁せい/2) として算定した。

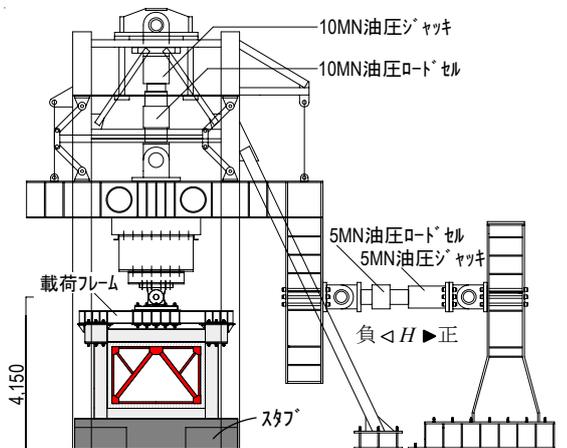


図 10 載荷装置 (単位:mm)

表 7 層間変形角と F 値の関係

層間変形角 R (%rad.)	層間水平変位 δ_u (mm)	F 値
0.2	4	0.8
0.4	8	1.0
0.6	12	1.2
0.8	16	1.5
1.2	24	2.0
1.6	32	2.3
2.0	40	2.6
2.4	48	2.8
2.8	56	3.0
3.2	64	3.2

R を靱性指標 F 値に換算した値を表 7 に示す。 R と F 値の関係は、耐震診断基準に示される柱の F 値と R の関係に基づいて算定した。

4.3 初期載荷における破壊性状と履歴特性

最終破壊状況を写真 3 に示す。破壊の進展状況としては、 R を漸増させるにつれて、柱脚側の柱梁接合部において、パンチングシア破壊の様相が進むと共に、鉄骨枠組下側位置のアンカー併用接着接合部が破壊を生じ、鉄骨枠組と下梁との相対的なズレが大きくなり、耐力低下を生じてきたため、 $R=\pm 1.6\%$ rad. の振幅で実験を終了した。なお、鉄骨ブレースは引張・圧縮共に降伏しているが、座屈や破断は生じていないことが確認された。最大耐力に達した変形時における柱の主筋と帯筋および鉄骨ブレースのひずみ度を図 12 に示す。

$H-R$ 関係の履歴曲線を図 11 に示す。図 11 には既往の研究⁶⁾で報告した本実験と同形状の無補強骨組の実験値を示した。補強骨組の最大耐力は無補強骨組の最大耐力を大きく上回っているが、柱脚側柱梁接合部のパンチングシア破壊の影響を受け、最大耐力以降の耐力低下が著しいことがわかる。また、無補強骨組は $R=\pm 0.8\%$ rad. の振幅で最大耐力に達しているのに対して、補強骨組は $R=\pm 0.6\%$ rad. (および -0.8% rad.) の振幅で最大耐力に達しており、最大耐力に達する変形に関しては、補強の有無によって大きく変わらないことが



写真 3 最終破壊状況 (初期載荷)

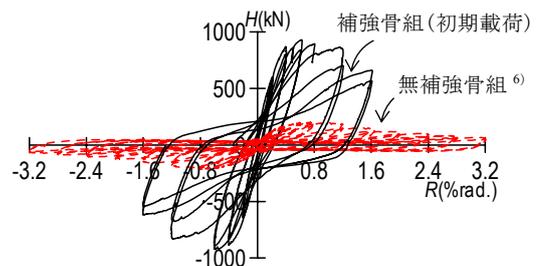


図 11 $H-R$ 関係 (初期載荷)

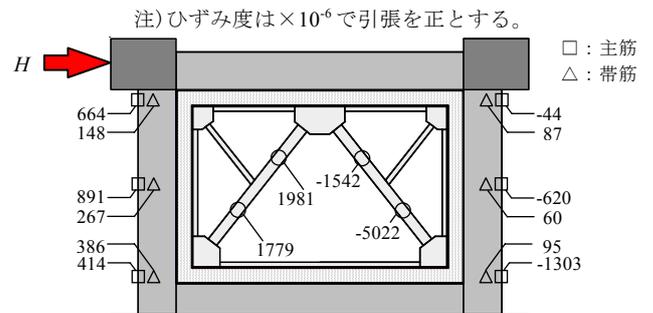


図 12 ひずみ度分布 (初期載荷)

確認された。なお、既往の研究⁶⁾におけるあと施工アンカーのみを用いて接合した鉄骨ブレース補強は $R=\pm 0.8\% \text{rad.}$ 、エポキシ樹脂のみを用いて接合した鉄骨ブレース補強は $R=\pm 0.8\% \text{rad.}$ で最大耐力に達している。

エポキシ樹脂のみを用いた場合も本実験と同様に柱脚側柱梁接合部でパンチングシア破壊を生じているが、直交梁や境界梁がある場合には、柱梁接合部のパンチングシア破壊は生じにくいものと推察される。

4.4 補修後再載荷における破壊性状と履歴特性

初期載荷実験では、無補強骨組と比較して最大強度が大きく増大したものの、柱脚側柱梁接合部がパンチングシア破壊を生じたため、靱性に乏しいものとなった。そこで、初期実験終了後の残留変形が残された状態で、アンカー併用接着接合部にエポキシ樹脂を再充填し、RC骨組に生じているひび割れにもエポキシ樹脂を充填して、さらに、柱脚側柱梁接合部がパンチングシア破壊しないように写真4に示すように鉄筋コンクリートで根巻き補強を行なって、再度、初期載荷と同様の実験を行った。最終破壊状況を写真5、 $H-R$ 関係の履歴曲線を図13に示す。

初期載荷と破壊状況が大きく異なり、柱脚側柱梁接合部でパンチングシア破壊を生じることはなく、鉄骨ブレースが座屈を生じることによって、鉄骨ブレース交差部周辺のアンカー併用接着接合部において、鉄骨枠組とRC骨組が大きく剥離した。最大耐力に達した変形における柱の主筋と帯筋および鉄骨ブレースのひずみ度を図14に示す。初期載荷実験と比較して鉄骨ブレースのひずみ度が大きくなっており、鉄骨ブレースが効いていることがわかる。

初期載荷と補修後再載荷の履歴曲線を比較すると、補修後再載荷の最大耐力は初期載荷の最大耐力を上回っており、補修後再載荷の載荷開始時の状態を $R=0\% \text{rad.}$ とすると、 $R=\pm 1.2\% \text{rad.}$ の振幅で最大耐力に達しており、柱梁接合部あるいは柱のパンチングシア破壊を生じない場合は、無補強骨組⁶⁾に対して靱性の向上が図れることが確認された。

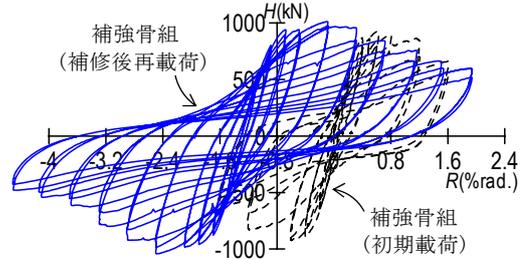


図13 $H-R$ 関係(補修後再載荷)

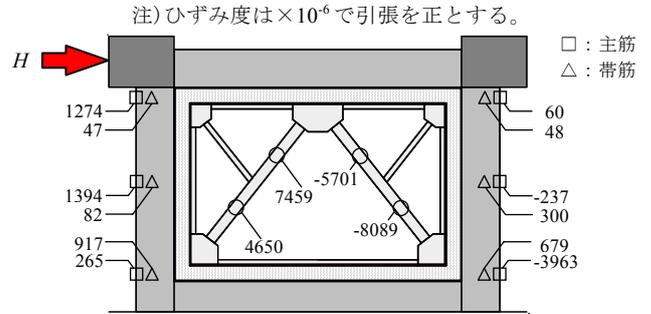


図14 ひずみ度分布(補修後再載荷)

4.5 初期剛性の評価

あと施工アンカーとエポキシ樹脂を併用して鉄骨ブレース補強した骨組の初期剛性 $K(=H/\delta_i)$ に関して、関連指針¹²⁾に挙げられている下式を用いて検討を行う。

$$K = 2K_c + K_b \quad (5)$$

$$K_c = \frac{cK_b cK_s}{cK_b + cK_s} \quad (6)$$

$$K_b = \frac{bK_o jK}{bK_o + jK} \quad (7)$$

ここに、 cK_b と cK_s は両側柱の曲げ剛性とせん断剛性、 bK_o は鉄骨ブレースの剛性、 jK は既存躯体と鉄骨枠組との接合部の剛性である。

既存躯体と鉄骨枠組との接合部を剛体としたモデル1および接合部要素実験で得られた $jK=865 \text{ kN/mm}$ を用いたモデル2のそれぞれの初期剛性の計算値 $calK1$ 、 $calK2$ と実験値 $expK$ との比較を図15および表8に示す。初期載荷に関して、 $R=0.1\% \text{rad.}$ 程度までの範囲で初期剛性を比較すると計算値と実験値の対応は極めて良好であるが、補修後再載荷に関しては、実験の初期剛性が低下しており、計算値が大きくなることが確認された。



(a) 補修前 (b) 補修後
写真4 柱脚側柱梁接合部の根巻き補強



写真5 最終破壊状況(補修後再載荷)

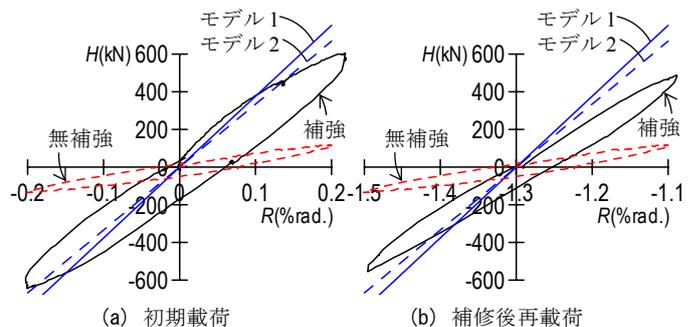


図15 初期剛性

表 8 初期剛性

試験体	$exp K$ (kN/mm)	$cal K_1$ (kN/mm)	$cal K_2$ (kN/mm)	$\frac{exp K}{cal K_1}$	$\frac{exp K}{cal K_2}$
初期載荷	189	188	167	1.01	1.13
補修後再載荷	140			0.74	0.84

4.6 終局耐力の評価

あと施工アンカーとエポキシ樹脂を併用して鉄骨ブレース補強した骨組の終局耐力 Q_u に関しては、既存躯体の σ_B が 15N/mm^2 以上であることを適用範囲として、関連指針¹²⁾に評価式が示されている。

指針では、鉄骨ブレースが降伏して終局耐力に達する場合 Q_{u1} 、RC 躯体と鉄骨柱組との接合部が破壊して柱がパンチングシア破壊する場合 Q_{u2} 、さらに既存柱のせん断破壊が先行する場合、骨組全体で曲げ降伏が先行する場合、基礎が回転を生じる場合の5種類の破壊モードを想定した終局耐力評価式が示されており、本実験の破壊モードと一致する Q_{u1} および Q_{u2} に関しては下式で評価している。

$$Q_u = \min(Q_{u1}, Q_{u2}) \quad (8)$$

$$Q_{u1} = Q_{su} + Q_{nu} + Q_{cu} \quad (9)$$

$$Q_{u2} = Q_{ju} + Q_{pc} + Q_{cu} \quad (10)$$

ここに、 Q_{su} は枠付き鉄骨ブレースの終局耐力、 Q_{nu} は引張側柱の終局耐力、 Q_{cu} は圧縮側柱の終局耐力、 Q_{ju} は鉄骨柱組と既存躯体との接合部の終局耐力、 Q_{pc} は引張側柱頭部のパンチングシア耐力である。それぞれの終局耐力に関しては、耐震改修設計指針に準拠するものとなっている。

初期載荷、補修後再載荷それぞれの実験における最大値 H_{max} と終局耐力の計算値 Q_u を表 9 に示す。いずれの実験においても、実験値は計算値を上回ることが確認された。

表 9 終局耐力

試験体	実験値 H_{max} (kN)		計算値 Q_{cal} (kN)	$ H_{max} /Q_{cal}$	
	正	負		正	負
初期載荷	931	-936	720	1.29	1.30
補修後再載荷	1013	-1043	828	1.22	1.26

4.7 靱性の評価

初期載荷、補修後再載荷および既往の研究⁶⁾で報告した無補強骨組の包絡線を図 16 に示す。補修後再載荷に関しては、載荷開始時の状態を $R=0\%$ rad. としている。

初期載荷、補修後再載荷それぞれの実験について、耐力低下が生じない範囲で F 値を定めると、初期載荷で F 値 1.2、補修後再載荷

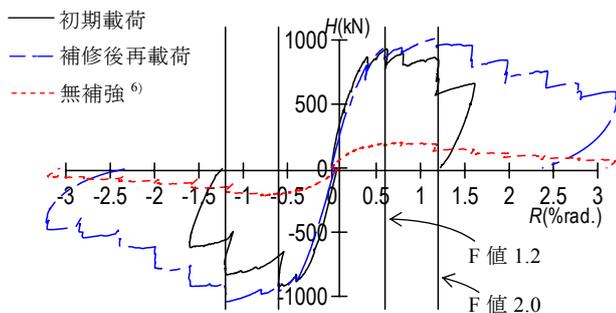


図 16 包絡線

で F 値 2.0 の靱性を有することが確認された。初期載荷実験では柱梁接合部がパンチングシア破壊を生じているが、実構造物においては、直交梁、境界梁やスラブの存在によって耐力に余裕があるため、柱梁接合部のパンチングシア破壊は生じにくく、補修後再載荷実験のような力学挙動を示す建物が多いと推測され、低強度コンクリートを有する RC 骨組に対しても、柱頭・柱脚の柱がパンチングシア破壊しないのであれば、F 値 2.0 の靱性を確保できると思われる。

5. まとめ

低強度コンクリートを有する既存 RC 建物にあと施工アンカーとエポキシ樹脂を併用して鉄骨ブレース補強することの妥当性を検証するために行った実験によって、以下の結論が得られた。

- 1) 既存躯体と鉄骨柱組との接合部のせん断強度は、既往の評価式を用いて安全側に評価できる。
- 2) 本補強方法によって耐震補強した RC 骨組の終局耐力は、既往の評価式を用いて安全側に評価できる。
- 3) 本補強方法によって耐震補強した RC 骨組は、F 値 2.0 の靱性を確保できる。

謝辞

本実験の一部は、日本コンクリート工学協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 (委員長・福山大学南宏一) により行われ、多くの方々のご支援とご協力を得ました。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 勝俣英雄, 関松太郎, 降武文俊, 岡田恒男: 既存鉄筋コンクリート造梁柱の靱性抵抗型鉄骨ブレースによる耐震補強, コンクリート工学年次論文報告集, 11巻, 2号, pp263-268, 1989.7
- 2) 山本孝隆, 青山博之: 枠付き鉄骨パネルで耐震補強した既存鉄筋コンクリート造骨組の曲げ破壊実験, コンクリート工学年次論文報告集, 7巻, 1号, pp457-460, 1985.6
- 3) 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, 2001.1
- 4) 山本孝隆: 既存鉄筋コンクリート構造建築物の耐震補強-低強度コンクリートが抱える諸問題について, 構造コンサルティング協会, 協会ニュース *Struct.*, No.38, pp19-32, 2007.7
- 5) 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委員会報告書, pp133-158, 2009.2
- 6) 石村光由, 貞木和史, 藤井隆己, 宮内靖昌, 南宏一: 鉄骨ブレース補強した低強度コンクリート学校校舎の耐震強度に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 644号, pp1813-1820, 2009.10
- 7) 日本建築学会: 2007 年度日本建築学会技術部門設計協議会・既存建築物の耐震改修デザイン, 2007 年度日本建築学会大会技術部門設計競技資料, 2007.8
- 8) 益尾潔, 小宮敏明: 接着接合と同接合併用工法による鉄骨増設ブレースの補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp1651-1656, 2000.6
- 9) 毛井澤博, 宮内靖昌: 接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 539号, pp103-109, 2001.1
- 10) 若田徳美, 三輪明広, 中原理輝, 向井申一: 鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp1183-1188, 2008.6
- 11) 大村哲也, 林幹雄, 金田和浩, 中村健治, 四川泰弘, 鈴木裕美, 藤村太史郎: アンカーを用いずに鉄骨ブレースで耐震補強したフレームのせん断伝達機構, 日本建築学会構造系論文集, 第 616号, pp73-80, 2007.6
- 12) 耐震補強システム工事グループ: ハイブリッド耐震補強工法枠付き鉄骨ブレースの設計・施工指針, 2001.7
- 13) 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, 2001.1