

表 1 試験体計画

試験体	既存部 Fc(N/mm ²)	間接接合部 Fc(N/mm ²)	アンカー筋	アンカー筋間隔(mm)	アンカー本数(本)
H21 H22 H23	9	60	D13(SD345)	200	5
H31 H32 H33				300	3
H61 H62 H63				600	2

注)Fc: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

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。

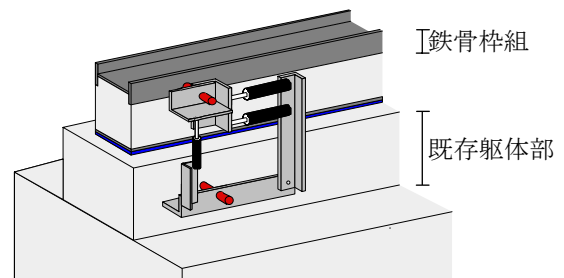


図 4 変位計測

計 9 体とした。なお、アンカー筋には D13 (SD345) の異形鉄筋を用いている。試験体に使用した鋼材およびコンクリートの材料試験結果を表 2、表 3 にそれぞれ示す。

3. 荷重方法および変位計測

荷重は図 3 に示す荷重装置を用いて、正負繰り返しの漸増荷重を行った。

変位の計測方法を図 4 に示す。変位の計測は、左右対称に取り付けた全 6 本（片側 3 本）の変位計の計測値に基づき、既存躯体に対する鉄骨枠組の相対ずれ変位 δ を

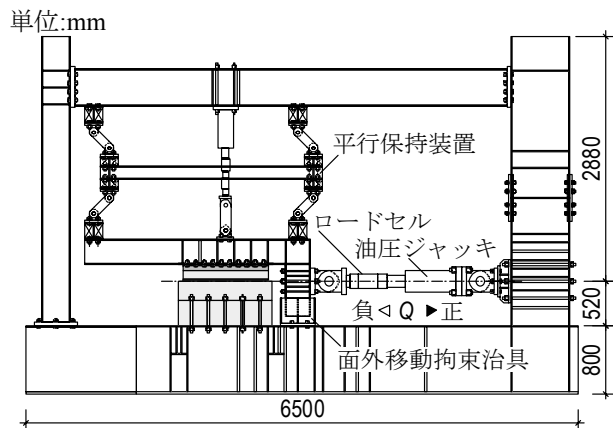


図 3 荷重装置

4. まとめ

本報では、実験計画について述べた。引き続き、実験結果について、その 2 で報告する。

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，2001.1
- 2) 毛井崇博，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
- 3) 益尾潔，小宮敏明：接着接合と間接接合併用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
- 4) 菊田繁美，三輪明広，中原理輝，向井幸一：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
- 5) 須賀俊順，細川洋治ほか：既存建物の耐震補強に関するディスク型高性能せん断接合方法の実験的研究 その 2～その 3，日本建築学会大会学術講演梗概 C-2，pp.293-296，2008.9
- 6) 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

*1 福山大学大学院

*2 広島工業大学工学部建築工学科 講師・博士(工学)

*3 (株)コンステック

*4 福山大学工学部建築・建設学科 教授・工博

*1 Graduate School, Fukuyama Univ.

*2 Lec., Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

*3 Constec Engineering Co., LTD

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

既存低強度コンクリート RC 建物に対するハイブリッド耐震補強工法の適用に関する実験的研究 その2 接合部要素実験

正会員 ○石村光由*¹ 同 貞末和史*²
 同 横山 剛*³ 同 藤井稔己*¹
 同 南 宏一*⁴

耐震補強 あと施工アンカー エポキシ樹脂
 間接接合部 低強度コンクリート 直接せん断

1. はじめに

前報その 1 に引続き、本報では、接合部要素のせん断実験の結果について報告する。

2. 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、載荷初期時に既存躯体部とエポキシ樹脂の接合面において亀裂を生じた。その後は、振幅の増大に伴い、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、大きなひび割れと破壊には進展していないため、アンカー筋がコンクリートを支圧することで、既存躯体部コンクリート内で支圧破壊が進展していったものと思われる。その後、さらに振幅を増大させると、アンカー筋が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が破断を生じた。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見られなかった。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のせん断強度が下回るように設計されており、実験においても、アンカー併用接着接合部において、せん断すべりが卓越する破壊形式となることが確認された。

3. 荷重-変形関係

せん断力 Q と相対ずれ変位 δ のせん断剛性について、全試験体の比較を図 1 に示す。同一条件の実験によっても剛性にバラツキが見られるが、 $\delta=2.0\text{mm}$ 時の割線剛性

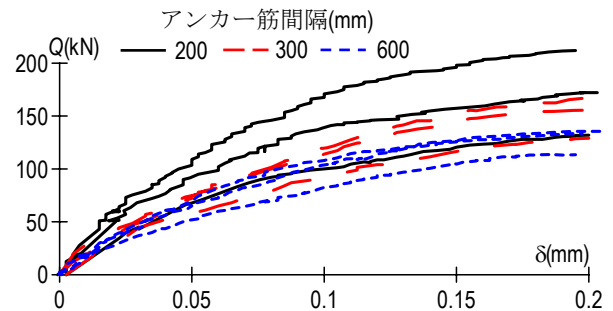
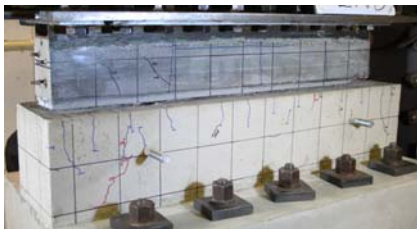


図 1 剛性の比較



(a) アンカー筋間隔 200mm (H21)

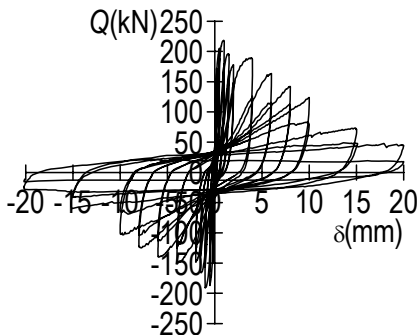


(b) アンカー筋間隔 300mm (H31)

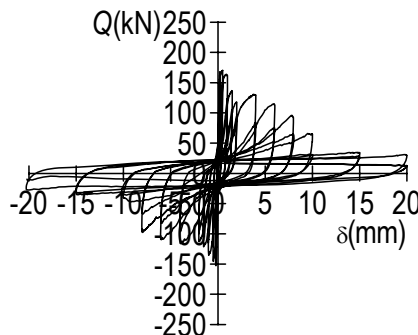


(c) アンカー筋間隔 600mm (H61)

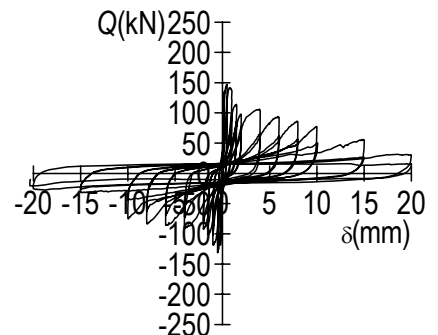
写真 1 最終破壊状況



(a) アンカー筋間隔 200mm (H21)



(b) アンカー筋間隔 300mm (H31)



(c) アンカー筋間隔 600mm (H61)

図 2 履歴曲線

$K (=Q/\delta)$ の平均値を比較すると、アンカー筋間隔 200mm で $K=865\text{kN/mm}$ 、300mm で $K=741\text{kN/mm}$ 、600mm で $K=637\text{kN/mm}$ となり、アンカー筋間隔が小さくなるほど剛性が大きくなることが確認された。

Q - δ 関係の履歴曲線の一例を図 2、骨格曲線を図 3、せん断強度の最大値の一覧を表 1 にそれぞれ示す。全体的に見ると、アンカー筋間隔が小さい試験体の方が小さな変位で最大耐力に達する傾向が見られるが、全試験体とも、概ね $\delta = \pm 0.5 \sim 1.0\text{mm}$ の振幅で最大耐力に達し、その後の振幅では、急激に耐力低下を生じることが確認された。また、同一条件の試験体において、最大耐力にバラツキが見られるが、アンカー筋間隔が小さく、アンカー筋本数が多くなるほどせん断強度が大きくなることが確認された。

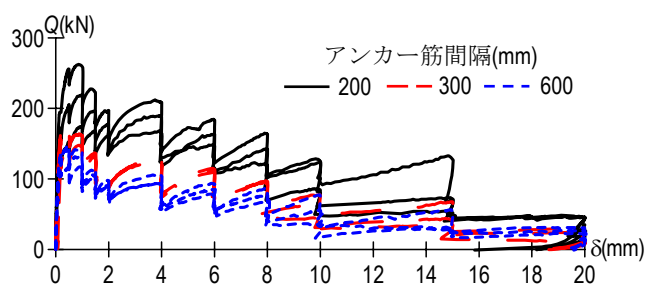


図 3 骨格曲線の比較

表 1 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 δ_{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



(a) H22



(b) H23

写真 2 接合面の破壊状況 (アンカー筋間隔 200mm)

同一条件の試験体において、最大耐力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、エポキシ樹脂と既存躯体部の接着面において、既存躯体部のコンクリートの剥離面積の相違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 1)と接合面の破壊状況(写真 2)を見てわかるように、コンクリートの剥離面積が大きい場合は、せん断強度が大きくなっている。これは、その他の試験体に関しても同様な傾向が見られた。

4. せん断強度の評価

ハイブリッド耐震補強工法における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、終局せん断強度が決定される。アンカー併用接着接合部の終局せん断強度 bQ_{ju} と間接接合部の終局せん断強度 sQ_{ju} の評価に関しては、ハイブリッド指針¹⁾に下式が示されている。本実験で用いた試験体は、 $bQ_{ju} < sQ_{ju}$ となる設計が行われている。

$$bQ_{ju} = 0.08 \cdot \sigma_B \cdot A_b + \tau_{ay} \cdot \Sigma a_a \quad (1)$$

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

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

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

ここに、 σ_B は既存コンクリート圧縮強度、 A_b は接着接合部の面積、 Σa_a はアンカー筋の断面積、 σ_{ay} はアンカー筋の降伏強度、 E_{cl} はコンクリートのヤング係数である。

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、ハイブリッド指針に示されるせん断強度の評価式による計算値を大きく上回ることが確認された。

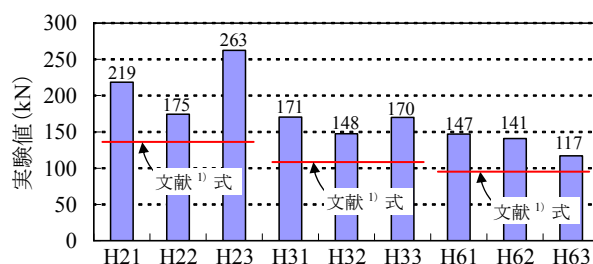


図 4 実験値と計算値の比較

5. まとめ

ハイブリッド耐震補強工法における接合部のせん断強度は、低強度コンクリートに対しても、既往の評価式を用いて大きく安全側に評価できることを明らかにした。

参考文献

- 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

*1 福山大学大学院

*2 広島工業大学工学部建築工学科 講師・博士(工学)

*3 (株)コンステック

*4 福山大学工学部建築・建設学科 教授・工博

*1 Graduate School, Fukuyama Univ.

*2 Lec., Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

*3 Constec Engineering Co., LTD

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