

鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法（TO-STC工法）の開発

その2 高靱性モルタルとUFCブロックの適用

石岡 拓^{*1}

三輪 明広^{*1} 菊田 繁美^{*1}
 古田島清彦^{*2} 流田 隆^{*3}
 中原 理揮^{*3} 石坂 隆幸^{*3}
 鈴木 信也^{*1}

概 要

本工法は、耐震壁または鉄骨ブレースを増設する耐震補強において、既存躯体との接合部に鋼管コッターを用いる耐震補強工法である。鋼管コッターは耐震補強工事で問題となる振動・騒音・粉塵の発生を抑え、居たままでの耐震補強工事を促進するために開発された工法である。

本報告は、鉄骨ブレース補強の間接接合部の施工性改善のために実施した高靱性モルタルの接合部要素実験と、UFC（超高強度繊維補強コンクリート）のブロックを組積して増設耐震壁を構築する耐震補強工法の開発のために実施した要素実験と架構実験の概要についての報告である。

高靱性モルタルを用いた接合部要素実験の結果から、本工法の耐力式によって適切に評価できることを示した。また、UFCブロック造耐震壁の終局耐力は、要素実験と架構実験をもとに提案した耐力式により適切に評価できることを示した。

Development of Seismic Strengthening Method by Seismic Resisting Reinforcement with Steel Tube as Cotter

Part 2 Study on Fiber Reinforced Mortar and Shear Wall Used UFC Blocks

Taku ISHIOKA^{*1} Akihiro MIWA^{*1}
 Shigemi KIKUTA^{*1} Kiyohiko KOTAJIMA^{*2}
 Takashi NAGAREDA^{*3} Masaki NAKAHARA^{*3}
 Takayuki ISHIZAKA^{*3} Shinya SUZUKI^{*1}

This retrofit method is a seismic strengthening method that uses steel tube cotter for the joint part with an existing building frame when the seismic resisting wall or the steel brace is increased. It is a seismic strengthening method developed to suppress the generation of a vibration, a noise, and dust, and to promote the seismic resisting wall construction in the state of residing.

This paper is a report of the outline of the experiment that uses the fiber reinforced mortar for joint of the steel brace, and of the experiment on seismic resisting wall where the UFC (Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete) block was used.

It was shown to be able to apply to the fiber reinforced mortar from the result of the joint element experiment that the ultimate strength formula of this seismic strengthening method was appropriate. Ultimate strength of seismic resisting wall with UFC blocks were estimated appropriately by the ultimate strength formula proposed based on the element experiment and the frame experiment.

^{*1} 戸田建設(株) 技術研究所 ^{*2} 戸田建設(株) リニューアル工事業部 ^{*3} 戸田建設(株) 構造設計部
^{*1} Technical Research Institute, Toda Corp. ^{*2} Building Renewal Dept., Toda Corp. ^{*3} Structural Engineering Dept., Toda Corp.

鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法 (TO-STC 工法) の開発

その2 高靱性モルタルと UFC ブロックの適用

石岡 拓^{*1} 三輪 明広^{*1}
 菊田 繁美^{*1} 古田島清彦^{*2}
 流田 隆^{*3} 中原 理揮^{*3}
 石坂 隆幸^{*3} 鈴木 信也^{*1}

1. はじめに

TO-STC工法(以下本工法と呼ぶ)は、耐震補強工事で問題となる騒音・振動・粉塵の発生を抑え、居たままでの施工を可能にするために開発された鉄筋コンクリート(以下RCと呼ぶ)造耐震壁または枠付き鉄骨ブレースの増設工法である。本工法は2003年に日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得して以来、当社施工の耐震補強工事において採用されている。

本報告は、本工法において施工性の改善のために実施した要素実験と新構造の増設耐震壁の開発のために実施した一連の実験について概要を述べる。

2. 本工法における改良点

本報告で述べる本工法の改良点は以下の2点である。

①高靱性モルタルの適用

②UFCブロック耐震壁の開発

①の工法概要を図-1に、②の工法概要を図-2にそれぞれ示す。

①は、枠付き鉄骨ブレース補強の間接接合部において割裂補強筋の配筋が煩雑になるために、その代用として施工性に優れ、引張強度と靱性を有する有機繊維を混入した高靱性モルタルを適用する工法である。高靱性モルタルの性状把握のために、曲げ試験と引張試験、接合部要素実験を実施した。

②は、UFC(超高強度繊維補強コンクリート)のX型ブロックを組積して増設耐震壁を構築する耐震補強工法のための実験である。UFCブロック耐震壁の破壊形式を仮定して、UFCブロックの圧縮試験とUFC接合ブロックの耐力を確認する要素試験を実施した。さらにUFCブロック壁で補強された架構の耐力算定方法を検

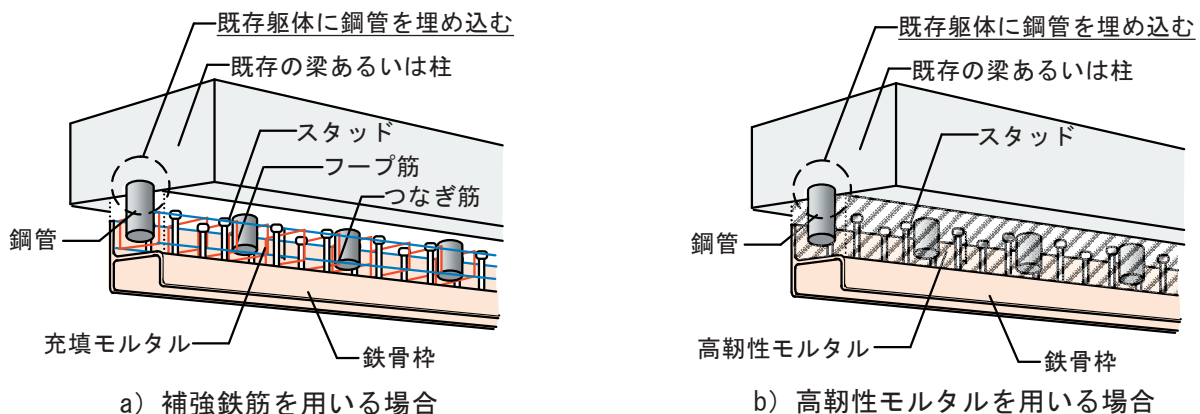


図-1 枠付き鉄骨ブレースによる補強工法の概要

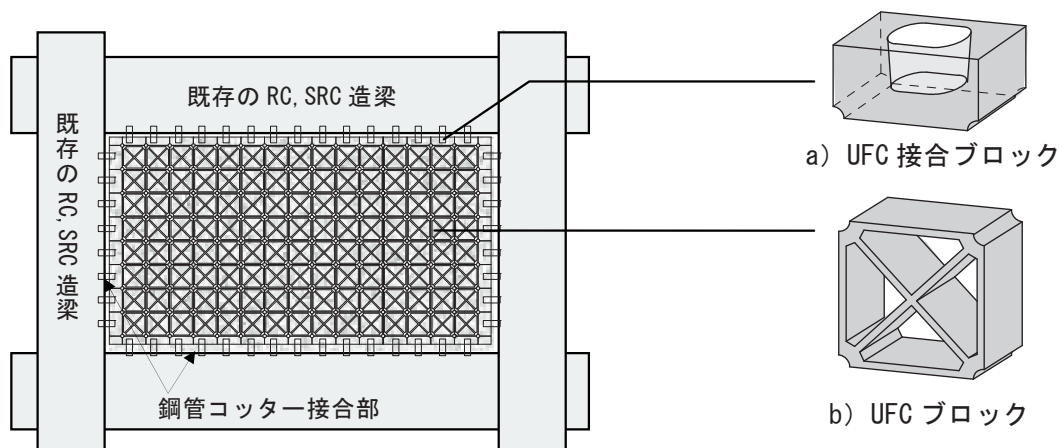


図-2 UFCブロック耐震壁による補強工法の概要

^{*1} 戸田建設(株) 技術研究所

^{*2} 戸田建設(株) リニューアル工事部

^{*3} 戸田建設(株) 構造設計部

証することを目的として、架構試験体による実験を実施した。

3. 高靱性モルタルの性能確認実験

枠付き鉄骨ブレース補強の間接接合部において割裂防止筋はモルタルの収縮ひび割れの分散を目的に設置され、補強筋比 (Ps) を0.6%以上と設定している。しかし、割裂防止筋の施工は煩雑となるため、その代用として、間接接合部への高靱性モルタルの適用を検討した。ここでの高靱性モルタルとは、流動性の高い高強度モルタルに有機繊維を混入したもので、施工性に優れ、引張強度と靱性を有したモルタルである。

3.1 曲げ試験及び直接引張試験

3.1.1 実験概要

高靱性モルタルの引張性能を把握する目的で曲げ試験と引張試験を行った。試験体一覧を表-1に、試験状況を図-3に示す。曲げ試験体には2種類の有機繊維 RFS400、RECS100L を混入し、RFS400の容積混入率を変えた試験体を5体、RECS100Lの容積混入率を変えた試験体を4体製作した。引張試験体はRECS100Lの容積混入率を変えた試験体を4体製作した。両試験ともベースとなるモルタルには無収縮で流動性に優れる、チチブコンクリート(株)製のチチブペースタイト・グラウトNを使用した。有機繊維には短繊維である、(株)クラレ製のRECS100LとRFS400を使用した。

曲げ試験はJIS R 5201に準拠した中央点荷法とした。引張試験は土木学会「複数微細ひび割れ型繊維補強モルタルの評価と利用」付属資料の一軸直接引張試験方法に準拠した。

3.1.2 実験結果

RFS400混入試験体、RECS100L混入試験体の曲げ試験結果をそれぞれ図-4に示す。有機繊維の種類にかかわらず、荷重変形関係にはピークがふたつあり、第1ピークは初期ひび割れ荷重、第2ピークは第1ピーク後の最大荷重である。繊維混入量が多いほど第2ピークの荷重値が大きくなる傾向がみられる。

繊維混入率と第1、第2ピーク曲げ強さとの関係を図-5に示す。曲げ強さの算出にはJIS R 5201に準拠して(1)式を用いた。第1ピーク曲げ強さには繊維混入率による違いはみられず、繊維未混入と同等であることから、モルタル単体での曲げ強さであると考えられる。第2ピーク曲げ強さは繊維混入率に比例して増大しており、試験体にひび割れが生じる第1ピーク後に繊維の効果が発揮されていることが推察される。第2ピーク曲げ強さは、RFS400で3%、RECS100Lで2%混入すると第1ピークと同等の曲げ強さになる。

$$\sigma_f = \frac{M}{Z} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\ell}{b \cdot h^2} \cdot P = 0.00234 \cdot P \quad (1)$$

- ここに、b：試験体幅(=40mm)、
- h：試験体せい(=40mm)、
- ℓ：支持点間距離(=100mm)、
- f：曲げ強さ(N/mm²)、
- P：曲げ実験最大荷重値(N)

表-1 高靱性モルタル実験 試験体一覧

| | 名称 | 種類 | 繊維 | | | 圧縮強度 (MPa) |
|------|----------|------------|-------|------|------|------------|
| | | | 直径 | 長さ | 混入率 | |
| 曲げ試験 | RFS400 | PVA (ビニロン) | 200μm | 18mm | 0.0% | 55.2 |
| | | | | | 1.0% | 61.5 |
| | | | | | 1.5% | 58.9 |
| | | | | | 2.0% | 55.2 |
| | | | | | 3.0% | 65.7 |
| 曲げ試験 | RECS100L | PVA (ビニロン) | 100μm | 12mm | 0.0% | 87.9 |
| | | | | | 1.0% | 87.9 |
| | | | | | 1.5% | 71.1 |
| | | | | | 2.0% | 68.1 |
| 引張試験 | RECS100L | PVA (ビニロン) | 100μm | 12mm | 0.0% | 82.5 |
| | | | | | 1.0% | 83.1 |
| | | | | | 1.5% | 73.0 |
| | | | | | 2.0% | 76.1 |

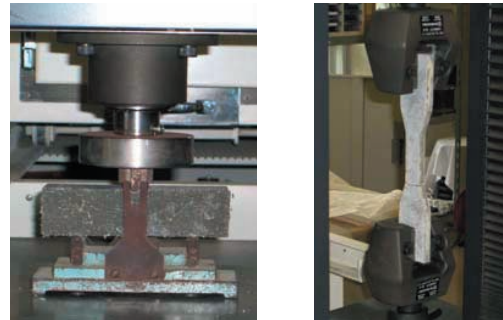


図-3 試験状況 (左:曲げ試験, 右:直接引張試験)

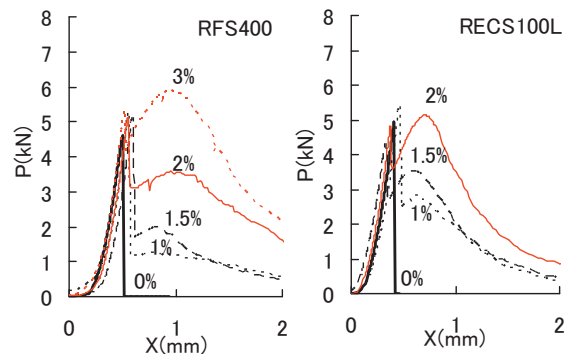


図-4 曲げ試験結果 (左:RFS400, 右:RECS100L)

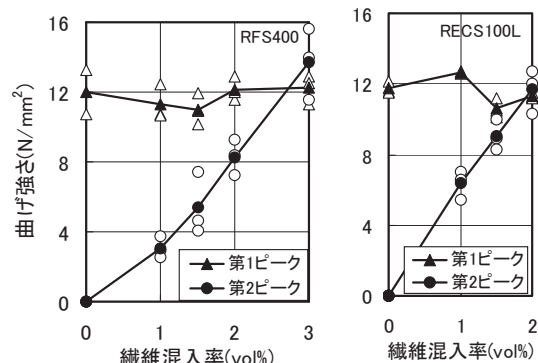


図-5 ピーク荷重値 (左:RFS400, 右:RECS100L)

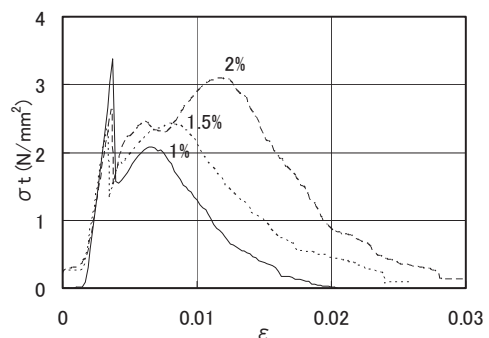


図-6 引張試験結果 (RECS100L)

曲げ試験の結果より、繊維混入率が同一ならば RECS100Lのほうが曲げ強さが大きくなるため、一軸直接引張試験はRECS100L混入試験体のみで実施した。一軸直接引張実験の応力-ひずみ関係を図-6に示す。曲げ試験同様、ふたつのピークがみられ、繊維混入量が多いほど第2ピークの引張応力が大きくなる傾向がみられる。本工法の構造細則で規定される最低補強筋比は0.6%であるので、同等の補強量となる繊維混入率を検討する。なお、フープ筋の補強筋比は次式により求めた。

$$P_s = a_s / (T \cdot X_s) \quad (2)$$

X_s : 補強筋のピッチ (mm)、

a_s : 一組の補強筋の断面積 (mm²)、

T : 充填したモルタルの幅 (mm)

フープ筋の材料種別をSD295とすると、フープ筋引張降伏時に接合部に作用する平均引張応力度は、 $295 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 0.6\% \approx 1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ である。RECS100Lにおいて、繊維混入率1.0%以上で第2ピークが $1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ を上回ることから、繊維混入率1.0%以上で、フープ筋の $P_s = 0.6\%$ 以上に相当するものと考えられる。したがって本工法での最低繊維混入量は1.0%とする。

3.2 要素実験

3.2.1 実験概要

高韌性モルタルを用いた鋼管コッター接合部の耐力を把握するために要素実験を行った。試験体一覧を表-2に、試験体形状を図-7に示す。

試験体は縮尺1/2.25の2体であり、実験変数は仕上げモルタルの有無である。鉄骨ブレースと躯体との間接接合部に施工する割裂防止筋の代替として、高韌性モルタルを充填する。高韌性モルタルに混入した有機繊維はRECS100L (混入率1.0%)とした。

g-1試験体は仕上げモルタルがなく、既存コンクリート部分と高韌性モルタル間をグリースにより付着を切っている。g-2試験体は仕上げモルタルとして厚さ22mm (実大50mm)の低強度のモルタル (13N/mm²未満)を打設した。鋼管コッターの既存躯体への埋込み (=13mm)、接合部への定着 (=56mm)は両試験体共通としており、本工法 (TO-STC工法)の技術基準の最低値とした。鋼管コッター内部には有機繊維を混入しない高強度モルタルを試験体製作に先立って打設し、硬化後に試験体にセットした。

加力状況を図-8に、材料試験結果を表-3に示す。加力はアムスラー型試験機による鉛直方向漸増加力とした。

3.2.2 実験結果

実験で得られた各試験体の鋼管1本あたりのせん断力と、既存躯体と増設壁部分の相対鉛直変位との関係を図-9に示す。図中には本設計要領式¹⁾による終局耐力の設計値を併記した。

両試験体とも破壊モードは増設壁側の支圧破壊の様相を呈していた。g-2試験体では最大耐力以後に大きな耐力低下がみられ、既存コンクリート側と充填モルタル間の付着が切れた影響であると考えられる。この傾向はグリースによって付着を切っているg-1試験体ではみられない。

表-2 要素実験 試験体一覧

| | 繊維 | | 仕上げモルタル厚さ | 備考 |
|-----|----------|------|-----------|-------|
| | 名称 | 混入率 | | |
| g-1 | RECS100L | 1.0% | 0 | グリース* |
| g-2 | | | 22mm | |

*: 既存コンクリートと充填モルタル間をグリースにより付着を切った。

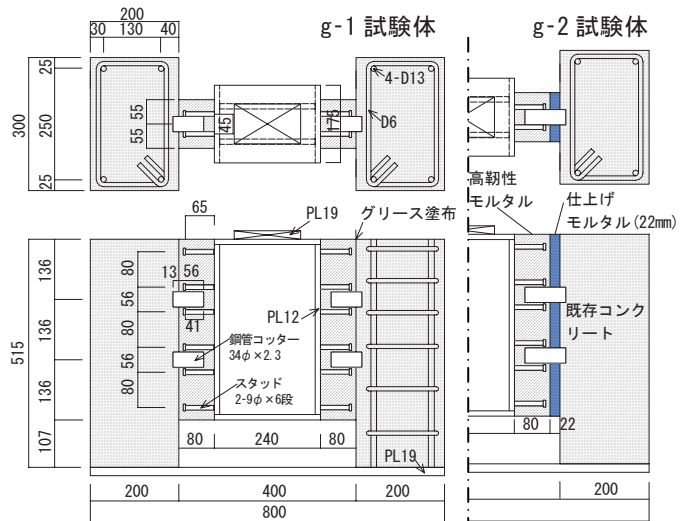


図-7 試験体形状

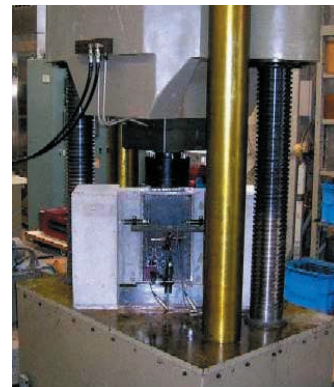


図-8 加力状況

表-3 材料試験結果

| | $E_{1/3}$ 剛性 (10^4 N/mm^2) | 圧縮強度 (N/mm^2) | 割裂強度 (N/mm^2) |
|----------|---|-----------------------------|-----------------------------|
| 既存コンクリート | 2.70 | 35.2 | 2.48 |
| 仕上げモルタル | 0.61 | 12.1 | 0.75 |
| 鋼管内モルタル | 2.71 | 86.6 | 3.03 |
| 高韌性モルタル | 2.45 | 70.6 | 3.31 |

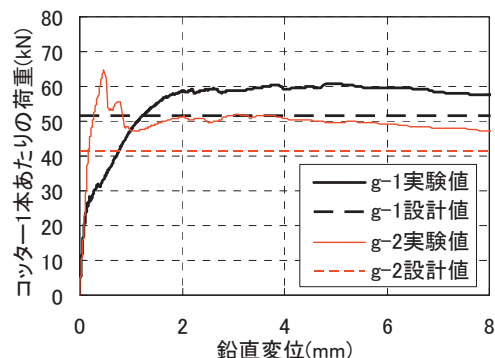


図-9 実験結果

g-2試験体において、実験値が仕上げモルタル影響係数 $\phi=0.8$ とした設計値を上回っているため、仕上げモルタル厚さ22mm(実大50mm)までは $\phi=0.8$ で評価できると考えられる。したがって本工法ではコッター接合部に高靱性モルタルを用いた場合に限って、仕上げモルタル厚さの上限を従来の実大30mmから実大50mmに引き上げることにする。両試験体とも実験値は設計値を上回っており、安全側に評価できている。

4. ユニット耐震壁の性能確認実験

本実験は繊維補強高強度モルタルブロック(UFCブロック)と鋼管コッターを用いた耐震壁増設工法の設計方法を検証する目的で行ったものであり、要素実験と耐震壁実験からなる。ブロックの材料であるUFCはセメントや反応性微粉末からなる無機系複合材料であり、混入する繊維には鋼繊維と有機繊維とがある。その特徴は、高強度、高靱性、高流動であることが挙げられる。UFCの物性値(太平洋セメント(株)カタログより転記)を表-4に示す。本工法においては、有機繊維混入UFCを用いる。

要素実験の目的はUFCブロック壁のせん断破壊耐力の把握、及び既存躯体とUFCブロック壁を接合する鋼管コッター接合部耐力の把握である。要素実験で想定した破壊形式を図-10に示す。

4.1 UFCブロック圧縮実験

4.1.1 実験概要

本実験では、UFCブロック壁のせん断耐力の把握のため、UFCブロック斜材部分の圧縮耐力を検証した。試験体一覧を表-5に、試験体形状を図-11に示す。試験体は、縮尺1/2の縮小試験体が2体(斜材の厚さが20mmと10mm)、実大試験体が1体(斜材の厚さが20mm)の合計3体である。

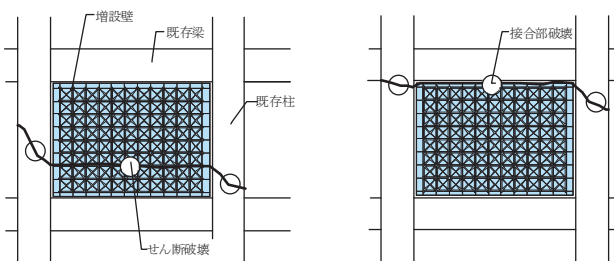
加力はアムスラー型試験機による鉛直方向漸増加力とし、変形は鉛直方向変位を測定した。加力はブロック斜材を圧縮するために、ブロックを45度傾けた状態で行った(図-12)。

4.1.2 実験結果

荷重変形関係及び斜材の厚さと強度の関係を図-13、

表-4 UFCの物性値

| | | 鋼繊維入り | 有機繊維入り |
|-------|--------------------|-------|--------|
| 圧縮強度 | N/mm ² | 210 | 160 |
| 曲げ強度 | N/mm ² | 43 | 22 |
| 引張強度 | N/mm ² | 10.8 | 8.5 |
| 静弾性係数 | kN/mm ² | 54 | 46 |



(a) UFCブロック破壊 (b) 接合部破壊

図-10 UFCブロック耐震壁の破壊形式

表-5 試験体一覧

| 試験体名 | 繊維種類 | サイズ(mm) | 斜材板厚(mm) | 割線剛性 E _{1/3} (N/mm ²) | 圧縮強度 (N/mm ²) |
|--------|------|---------|----------|--|---------------------------|
| O-20-2 | 有機 | 200×200 | 20 | - | 164.7 |
| O-20-1 | 有機 | 200×200 | 10 | 51400 | 179.6 |
| O-40-2 | 有機 | 400×400 | 20(実大) | 49100 | 144.8 |

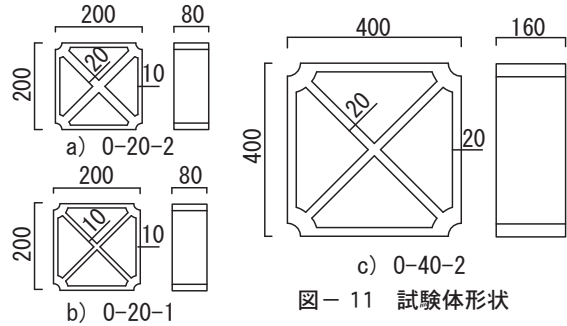


図-11 試験体形状

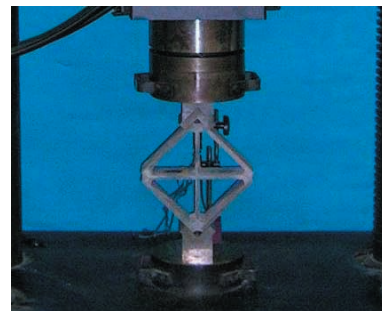


図-12 加力状況

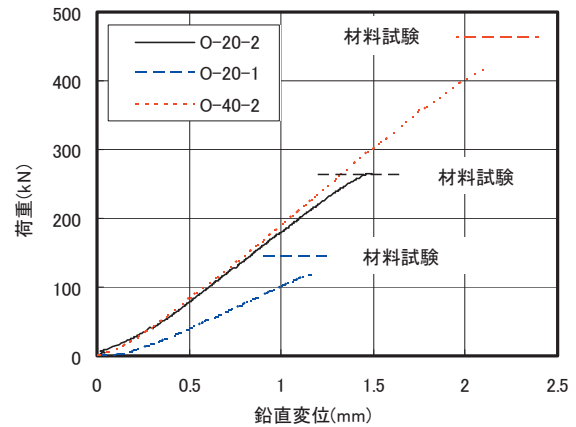


図-13 荷重変形関係

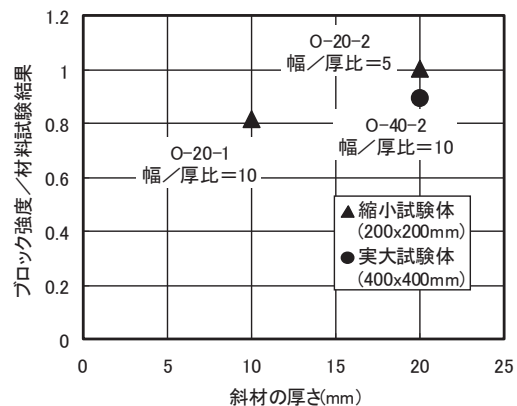


図-14 斜材厚さと強度の関係

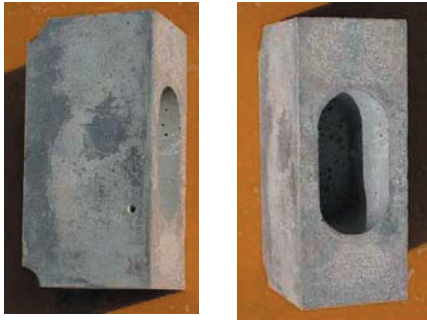


図-15 接合ブロック形状

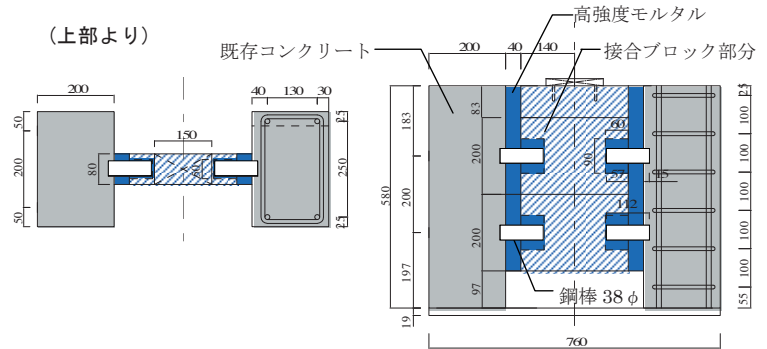


図-16 試験体形状

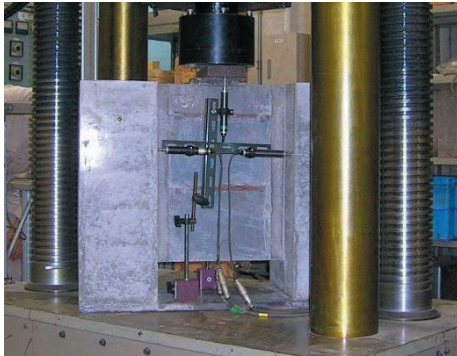


図-17 加力状況

表-6 材料試験結果

| | $E_{1/3}$ 剛性 (10^4N/mm^2) | 圧縮強度 (N/mm^2) | 割裂強度 (N/mm^2) |
|-----------|--|-----------------------------|-----------------------------|
| 既存コンクリート | 3.98 | 73.7 | 4.18 |
| 高強度モルタル | 2.63 | 68.0 | 2.91 |
| UFC(有機繊維) | 5.07 | 166.7 | 11.45 |

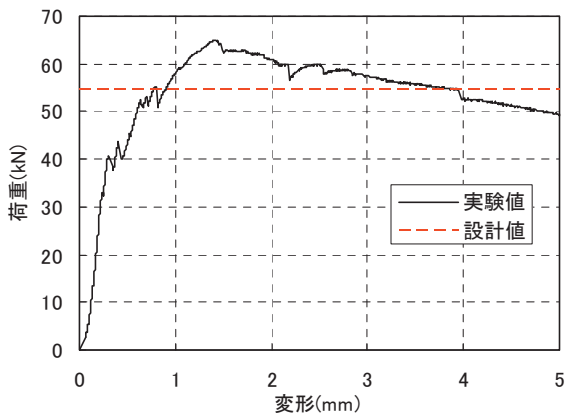


図-19 荷重変形関係

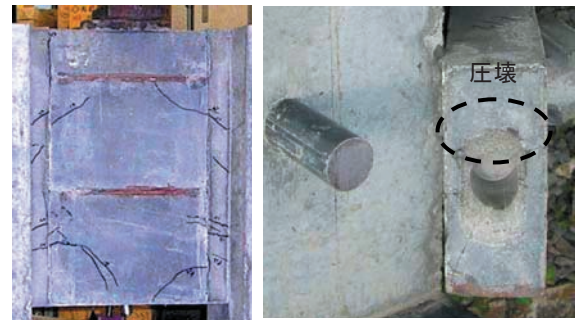


図-18 最終破壊状況

図-14にそれぞれ示す。斜材の厚さを20mmとしたO-20-2試験体では、最大荷重値が材料試験結果に達しているが、斜材の厚さを10mmとしたO-20-1試験体と実大試験体O-40-2では材料試験結果に達していない。最大荷重値と材料試験結果の比をとると、O-20-1試験体で0.81、O-40-2試験体で0.90である。斜材が厚くなり幅/厚比が小さくなるほど圧縮強度が大きくなった。実際に使用するO-40-2試験体の強度は材料試験の圧縮強度の90%であったが、縮小のO-20-1試験体が81%であったことから、UFCブロックの設計圧縮強度は材料試験の圧縮強度の80%として使用する。

4.2 接合部要素実験

4.2.1 実験概要

本実験では、既存躯体とUFCブロック壁を接合するUFCブロック間接接合部の耐力を検証した。実際の接合ブロックは図-15に示す形状であるが、本要素試験

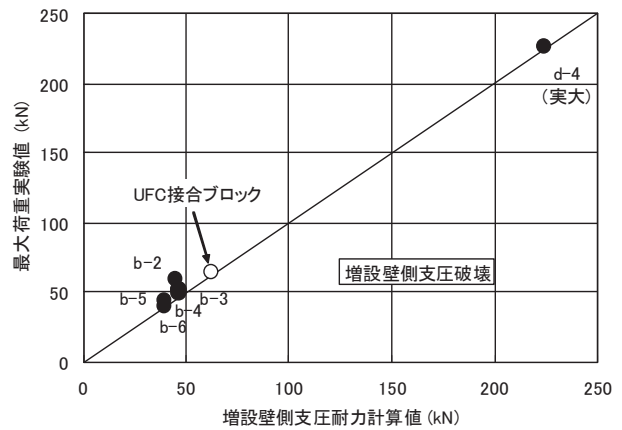


図-20 実験値と計算値の比較

では4つの接合ブロックを合わせた形状の試験体とした。試験体形状を図-16に示す。試験体はUFC接合ブロックと既存コンクリート部分を鋼管コッターで接合して、高強度モルタルを充填した1/2縮尺の試験体である。UFC接合ブロックと既存コンクリート間の高強度モルタル厚さは実施工に適用する最大厚さを対象として40mmとした。

加力はアムスラー型試験機による鉛直方向漸増加力とし、変形は鉛直方向変位を測定した。加力状況を図-17に、材料試験結果を表-6に示す。

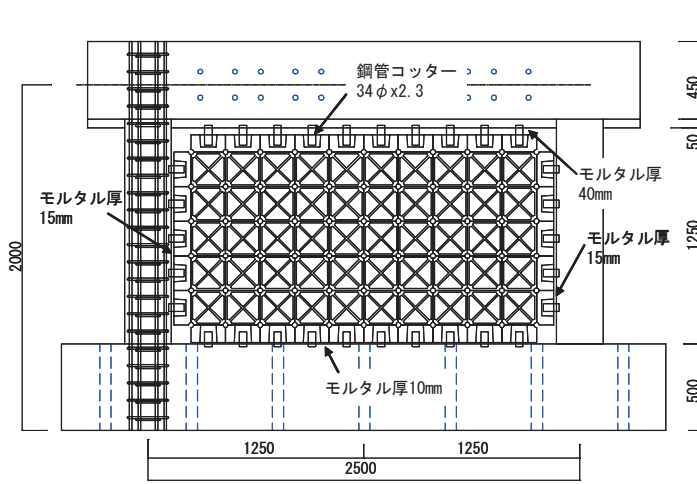


図-21 試験体形状

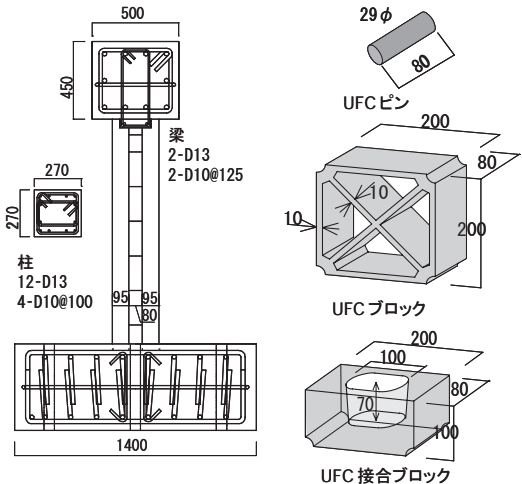


図-22 ブロック形状

4.2.2 実験結果

最終破壊状況と荷重変形関係を図-18、図-19に示す。UFC接合ブロック部分及び高強度モルタルには小さな幅のひび割れが数本生じており、UFC接合ブロック内の高強度モルタルには圧壊がみられた。図-19には本設計要領式¹⁾による終局耐力の設計値を併記した。また、実験値と計算値の比較を図-20に示す。図中には過去に増設壁側支圧破壊した試験体の結果を併記した。実験値は計算値を上回り、実験値は設計値の約1.2倍であった。したがって、高強度モルタルの設計基準強度を45N/mm²に制限した本設計要領式により増設壁側支圧破壊を安全側に評価できることがわかった。

4.3 架構実験

4.3.1 実験概要

試験体形状を図-21に示す。試験体はUFCブロックのせん断圧縮破壊を想定した約1/2縮尺模型である。既存柱部には、主筋に12-D13 (SD295A)、せん断補強筋に4-D10@100 (SD295A)を用い、既存梁部には、主筋に2-D13 (SD295A)、せん断補強筋に2-D10@125 (SD295A)を用いた。コンクリート強度は柱、梁ともFc24を想定した。

増設したUFCブロック壁は、UFCブロックを柱梁架構内に水平方向10個、鉛直方向5個組積した。直径が34mmで厚さが2.3mmの鋼管コッターを200mmピッチで配置した。UFCピン、UFCブロック、UFC接合ブロックの形状を図-22に示す。高強度モルタルと鋼管コッターを用いて既存躯体とUFC接合ブロックを接合し、UFCピンを用いてUFC接合ブロックとUFCブロック、及びUFCブロック同士を接合した。壁の面外方向における安定性、製品精度、施工誤差などを考慮して、UFCピン、UFCブロック、UFC接合ブロックの周囲をエポキシ樹脂接着剤により接合した。

材料試験結果を表-7に示す。UFCは170N/mm²、高強度充填モルタルは80N/mm²、既存躯体は32N/mm²の圧縮強度を有している。

加力方法は柱断面に対して0.2σBの圧縮軸力を作用させた状態で、上部加力スタブに水平繰り返し漸増加力を行ったものである。加力状況を図-23に示す。

表-7 材料試験結果

| | | 弾性係数 (10 ⁵ N/mm ²) | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) |
|--------|--------------|--|------------------------------|------------------------------|
| 柱主筋 | D13 (SD295A) | 1.87 | 356 | 504 |
| 柱フープ筋 | D10 (SD295A) | 1.85 | 363 | 502 |
| 鋼管コッター | 42.7Φ | - | - | 468 |

| | | E _{1/3} (10 ⁴ N/mm ²) | 圧縮強度 (N/mm ²) | 引張割裂強度 (N/mm ²) |
|----------|------|--|------------------------------|--------------------------------|
| 既存コンクリート | Fc24 | 2.71 | 31.8 | 2.39 |
| 接合部モルタル | - | 2.78 | 80.2 | 4.00 |
| UFC | 有機繊維 | 5.20 | 169.9 | (12.39) |



図-23 加力状況

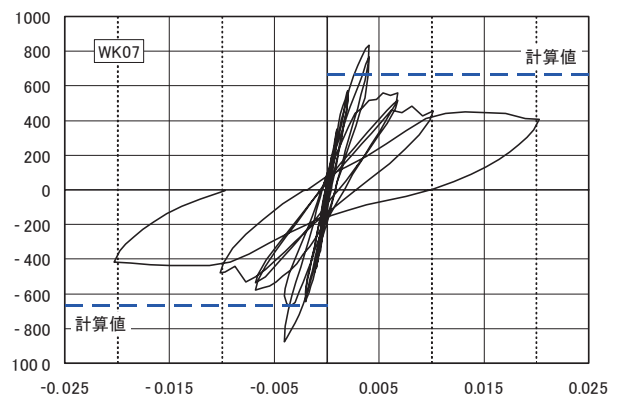


図-24 荷重変形関係

4.3.2 実験結果

実験で得られた荷重変形関係と最終破壊状況を図-24及び図-25に示す。荷重変形関係の図中には、後述の最大耐力算定式で求めた計算値を併記した。

試験体は変形角1/500radで既存躯体柱の上部に曲

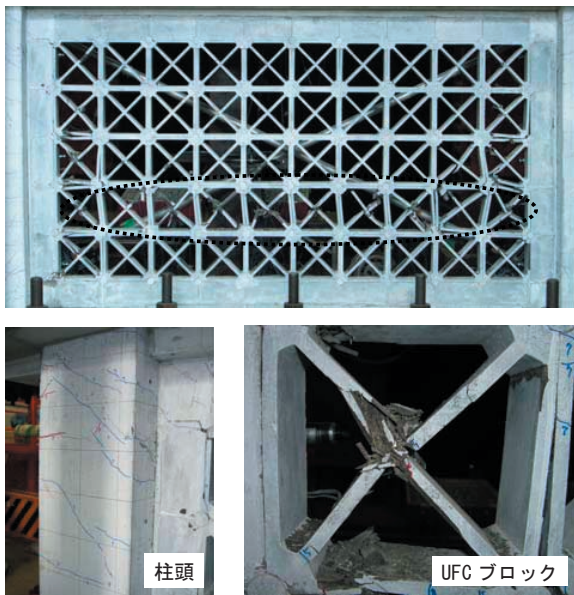


図-25 最終破壊状況

げひび割れが発生した。変形角1/250radでUFCブロックの斜材が圧縮破壊して、隅角部のUFC接合部ブロックにひび割れが発生した。変形角1/250radの繰り返し载荷の途中で、下から2段目に配置したUFCブロックの複数の斜材が一度に圧縮破壊して耐力低下した。変形角1/250radにおいて、圧縮柱では柱脚、引張柱では柱頭柱にせん断ひび割れが発生した。最大耐力値は834kN(負側879kN)で計算値の約1.3倍であった。最大耐力以降1/50radの実験終了まで最大耐力の約1/2の耐力を維持した。

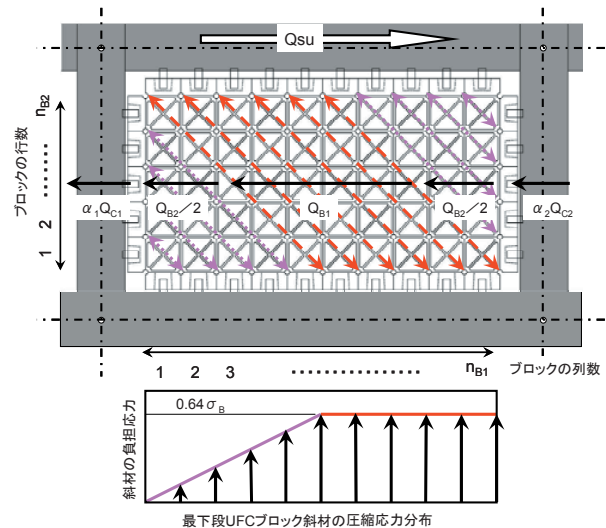
最大耐力の評価方法を図-26に示す。実験結果及び解析結果をもとに、最大耐力時におけるUFCブロックの斜材の圧縮応力分布を台形に仮定した。斜材の最大圧縮強度は、径長さ比と応力分布のばらつきを考慮して、テストピース強度の64%とした。変形を考慮した左右の柱の強度とUFCブロック斜材の最大圧縮強度の水平成分の和を最大耐力とした。

5. まとめ

高靱性モルタルの曲げ強さと繊維補強量との関係を曲げ試験と直接引張試験により確認した。また、高靱性モルタルを用いた場合の接合部耐力は、設計施工指針で提示した設計要領式を用いて十分安全側に評価できた。UFCブロックによる増設耐震壁補強を想定して行った架構実験から、破壊モードがUFCブロックの圧縮破壊の場合は、1/250rad.で最大耐力を示し、提案した耐力評価式を用いて適切に評価できた。

【参考文献】

- 1) 日本建築総合試験所：建築技術性能証明 評価概要報告書 鋼管コッター (TO-STC) 工法、第03-04号改、2006年11月
- 2) 三輪明広他：RPCブロックを用いた耐震補強工法に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.559-560, 2005
- 3) 三輪明広他：UFCブロックを用いた耐震補強工法に関する



$$Q_{su} = Q_{B1} + Q_{B2} + \alpha_1 \cdot Q_{C1} + \alpha_2 \cdot Q_{C2}$$

$$Q_{B1} = 0.64 \cdot \sigma_B (n_{B1} - n_{B2} + 1) t_B \cdot w_B / \sqrt{2}$$

$$Q_{B2} = 0.32 \cdot \sigma_B (n_{B2} - 1) t_B \cdot w_B / \sqrt{2}$$

n_{B1}, n_{B2} : UFCブロックの列数, 行数
 σ_B : UFCの圧縮強度(N/mm²)
 t_B : UFCブロックの斜材の厚さ(mm)
 w_B : UFCブロック壁の厚さ(mm)
 Q_{C1}, Q_{C2} : 引張側柱, 圧縮側柱の終局耐力(N)
 α_1, α_2 : 変形状態を考慮した低減係数
 1.0: 柱せん断破壊の場合 0.7: 柱曲げ破壊の場合

図-26 耐力評価式

る実験的研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.569-570, 2006

- 4) 三輪明広他：UFCブロックを用いた耐震補強工法に関する実験的研究(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2007(投稿中)