

地震被害を受けた木造住宅に対する簡易補強効果に関する研究†

高梨成次*1 大幢勝利*1 高橋弘樹*1

近年、日本では東海地震、東南海地震をはじめとした海洋型の地震に対する備えの必要性が議論されてきた。さらに、平成23年の東北地方太平洋地震いわゆる東日本大震災が発生した直後からは、関東地方を中心とした都市直下型の地震が危惧され始めている。これらの大震災が発生した場合には、相当数の木造建築物が被害を受けることが予想されている。これら被害を受けた建築物の補修工事には迅速性が要求される。そこで、震災後の混乱時においても、地震被害を受けた建築物に対して、比較的容易に実現が可能であろうと考えられる耐震補強方法を提案した。その補強効果を定量的に評価するための実験を実施した。その結果、一定の効果が得られることが分かった。

キーワード: 木造住宅, 静的加力実験, 振動台実験, 損傷状況

1 はじめに

近年、日本では東海地震、東南海地震をはじめとした海洋型の地震に対する備えの必要性が議論されてきた。さらに、平成23年の東北地方太平洋地震が発生した直後からは、関東地方を中心とした都市直下型の地震が危惧され始めている。このような大震災が発生した場合には、相当数の木造建築物が被害を受けることが予想されている。本震によって被害を受けた建築物が、余震を受けると、倒壊するなどによる被害の増大や、瓦などの資材が落下する等の二次災害の発生が危惧されている。これらの災害を防ぐための補修工事には、迅速性が要求され、補修工事に従事する作業員の安全性が軽視される恐れがある。このような復旧工事を安全に行うためには、被害を受けた建築物が余震によって倒壊する危険性を軽減させる必要がある。そのため震災後の混乱時においても比較的容易に実行が可能であろうと考えられる補強方法を提案し、その有効性を調べるための実験を実施し、その効果を検証することを本研究の目的とした。



写真1 建築物の補強例

2 既往の復旧技術

震災後の復旧技術に関する提案¹⁾は、既にされており、建築物の倒壊を防止するための応急措置の方法として、残余水平耐力向上策と転倒防止策が考えられている。残余水平耐力向上策としては、仮筋かいを設ける、開口部に合板等の面材料を釘打ちする等の壁を増設する方法が挙げられている。転倒防止策には写真1に示すような、つかい棒を設ける等の方法が挙げられている。それらの方法は、比較的容易に実施可能であり、一定の効果が期待できるものであると考えられる。しかしながら、それらの効果は、定量的には示されていない。そこで、本研究では、残余水平耐力向上策としての仮筋かいを設ける方法に着目して、実験によって効果を定量的に示すこととした。

3 試験体および実験概要

試験体は、比較的強度が低く、今なお多く残存²⁾³⁾していると考えられる昭和56年(同年に新耐震設計法が施行された。)以前に設計・施工された木造建築物とした。試験体の軸組図⁴⁾を図1に示す。柱と梁の接合部は、昭和55の発行の住宅金融公庫住宅「木造住宅工事共通仕様書」⁵⁾を参考にして決めた。試験体には、図1に示し

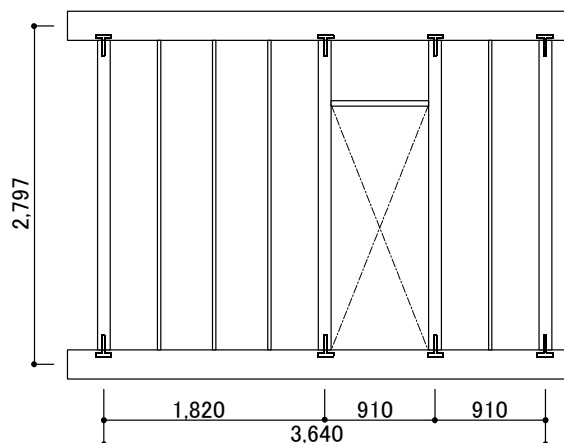


図1 試験体軸組図

*1 建設安全研究グループ

た軸組が2構面あり、それに直交する耐力には無関係な軸組で連結されている。

想定建築物の重量は、品確法性能表示が想定する荷重に従った屋根、壁、床の重量および積載荷重から42kNとした。そのため同重量の錘を試験体の上部に設置した

試験体は、外壁仕上げと内壁仕上げが異なる2種類とした。ひとつは、内壁仕上げを省略し、外壁は下地が木ずりにメタルラスを貼付けた上に厚さ20mmの現場調合モルタルで仕上げた試験体とした。以降モルタル試験体と記す。モルタル試験体を写真2に示す。本試験体は震度階6以上の地震によって損傷を受けているものとして、写真3に示したように最大変形角1/5までの強制変形を受けている。この変形角は、モルタル試験体が自立できる限界の変形角である。このような試験体を補強するために、写真2に示すように外部から厚さ25mm、幅105mmのスギ材を筋かいとして取り付けた。筋かいの固定には長さ65mmのコースレッドを用いた。このような建物外部からの補強方法は、震災後の混乱時においても比較的容易に実現が可能であり、効果が高いと考えられる。

もう1種類の試験体は、外壁がサイディングで、内壁は、下地が石膏ボードでビニールクロス貼りとした。以降サイディング試験体と記す。サイディング試験体を写真4に示す。本試験体も震度階6以上の地震によって損

傷を受けているものとして、写真5に示したように最大変形角1/8までの強制変形を受けている。この変形角は、サイディング試験体が自立できる限界の変形角である。このような試験体を補強するために、写真4に示すように外部から厚さ25mm、幅105mmのスギ材を筋かいとして取り付けた。筋かいを固定する釘は、最も多用されている75mmの釘(N75)とした。しかしながら、写真4に示す筋かいの場合には、筋かいの下端部が掃出し開口部の枠材と干渉し、筋かいと柱の間に隙間が発生した。それを埋めるために当て木を介してN75で固定したが、固定が不十分となり、強度の発現が困難となった。そのためこの部分には、N75よりも長いN90を使用した。

両試験体とも、補強を行う前には、写真2、写真4に示すように、変形角をゼロにした。所定の補強を行った後に、載荷試験を行った。載荷方法は、静的載荷による一方向単調押し切り載荷とした。

4 モルタル試験体の実験結果

モルタル試験体に対する補強方法の一覧を表1に示す。筋かいの固定部位は筋かいの端部(表1中のA部)、筋かいの交点(表1中のB部)、筋かいの端部と交点の中間部(表1中のC部)とした。A部のコースレッドは筋かい、木ずりを貫通し柱に固定した。B部およびC部の



写真2 モルタル試験体



写真3 モルタル試験体の既変形状況 (R=1/5)



写真4 サイディング試験体



写真5 サイディング試験体の既変形状況 (R=1/8)

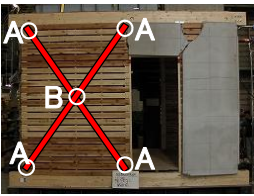
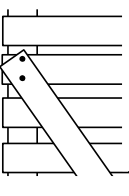
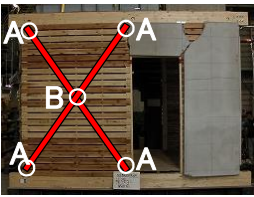
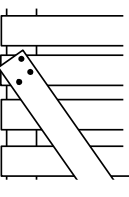
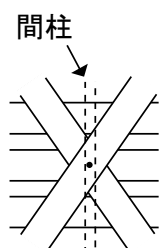
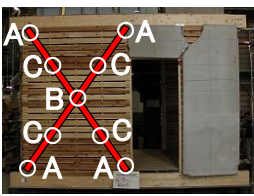
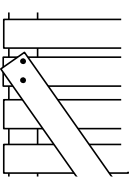
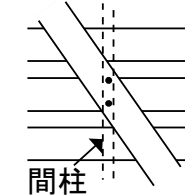
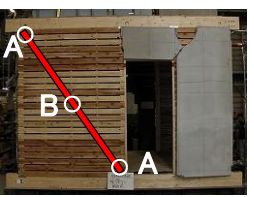
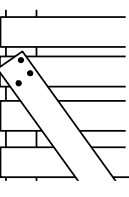
コースレッドは筋かい、木ずりを貫通し間柱に固定した。

A部のコースレッドは、2本または3本とした。B部のコースレッドは1本で、全補強方法とも共通とした、C部のコースレッドは補強名がモルタル両筋かい3のみ2本とし、他の補強方法では省略した。

モルタル両筋かい1~3に関しては、紙面の右から左への加力と左から右への加力の違いが、耐力等に及ぼす

影響は小さいと考えられる。これに対し、片筋かいにおいては、加力方向の違いにより、筋かいに作用する軸力が圧縮力になる場合と引張力になる場合があるので、加力方向が、耐力等に及ぼす影響は大きいと考えられる。そこで、片筋かい1では筋かいに圧縮力が作用する加力とし、片筋かい2では、筋かいに引張力が作用する加力とした。

表1 モルタル試験体に対する補強方法および最大耐力一覧

補強名	筋かいの設置方法	A部の固定方法	B部の固定方法	C部の固定方法	最大耐力 (せん断力係数)
モルタル 両筋かい1					6.92 kN (0.16)
モルタル 両筋かい2					10.70 kN (0.25)
モルタル 両筋かい3					11.25 kN (0.26)
モルタル 片筋かい1 (圧縮筋かい)					6.91 kN (0.16) (圧縮筋かい)
モルタル 片筋かい2 (引張筋かい)					7.86 kN (0.18) (引張筋かい)

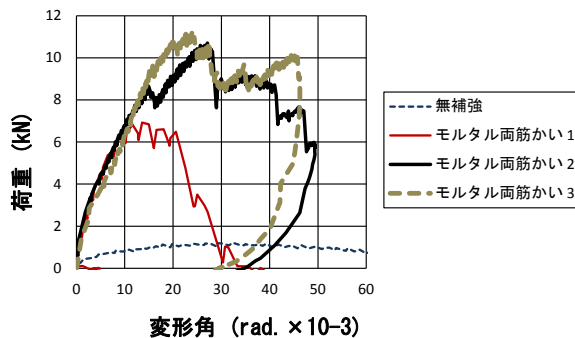


図2 モルタル両筋かいの荷重-変形角関係

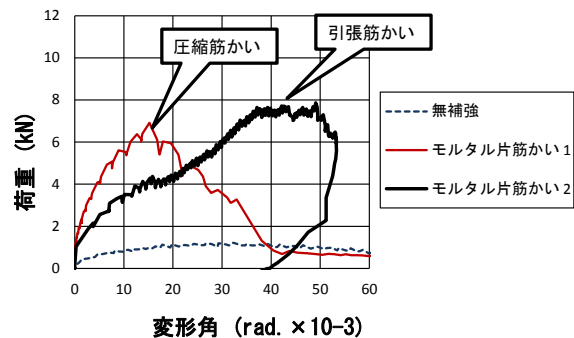


図3 モルタル片筋かいの荷重-変形角関係

表 1 中には実験で得られた最大耐力を示すとともに、その値を積載荷重である 42 kN で除したせん断力係数を同時に示した。

図 2 にモルタル両筋かい 1~3 における荷重-変形角関係は無補強の荷重-変形角関係と比較して示す。いずれの補強によっても、無補強に対して、初期剛性および耐力ともに著しく向上していることが確認できる。無補強での最大耐力は 1.22kN であり、せん断力係数に換算すると 0.03 であり、耐力は殆ど残っていないと言える。これに対して、両筋かいによる補強の中で、最も簡便な補強であるモルタル両筋かい 1 においてさえ、最大耐力は 6.92kN まで回復している。この耐力をせん断力係数に換算すると 0.16 になる。この数字は、建築物の一次設計時に用いられるベースシア係数の 0.2 には及ばないものの、型枠支保工等に求められるせん断力係数の 0.05 を上回る結果となった。さらにモルタル両筋かい 2 およびモルタル両筋かい 3 においては、両補強方法ともに、せん断力係数が、約 0.25 となり、建築物の一次設計時に用いられるベースシア係数の 0.2 を上回る結果となった。

両筋かいによる 3 種類の補強方法では、初期剛性は、ほぼ同等になっている。さらに、最大耐力を発生する変形角もほぼ同じで $25 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度であった。

図 3 にモルタル片筋かい 1 および 2 における荷重-変形角関係は無補強の荷重-変形角関係と比較して示す。モルタル片筋かい 2 の変形角および荷重は、他のデータと正負が逆であるが、比較検討を容易にするために正負符号を反転して図化した。モルタル片筋かい 1 の結果は、モルタル両筋かい 1 の結果と初期剛性および耐力に関して同等となった。これに対して、モルタル片筋かい 2 の最大耐力は、モルタル片筋かい 1 の最大耐力よりも大きいものの、最大耐力を発生した時の変形角が、安全限界⁶⁾とされる変形角 $1/30(33 \times 10^{-3} \text{rad})$ を超えた時点で発生している。このことから、モルタル片筋かい 2 の初期剛性は、他の補強方法に比べ、低いことが分かる。そのため、地震のように、押し引きの繰り返し荷重が作用する場合には、片筋かいだけによる補強では不十分であることが分かった。

建築物の設計時にクライテリアとして部材角 $1/100$ (変形角 $= 10 \times 10^{-3} \text{rad}$) が採用されることが多い。その時の荷重に着目すると、図 2 に示したモルタル両筋かい 1~3 は、いずれも 7 kN 程度であり、大差がない。これに対し、図 3 に示したモルタル片筋かい 1 は 5.5 kN、モルタル片筋かい 2 は 3.3 kN である。これらの片筋かいが同時に耐力を発生すると仮定して加算する。これから、二重加算している無補強軸組の耐力 0.8kN を減ざると、耐力は 8.0 kN となる。モルタル片筋かい 1、2 の端部はコースレッド 3 本で固定されている。これは、モルタル両筋かい 2 と同じであるが、加算された耐力は、モルタル両筋かい 2 の耐力よりも 14% も大きくなっている。このことから、引張筋かいと圧縮筋かいの耐力を同一変形角時において単純累加すると危険側の評価となる恐れが

あることが分かった。

図 2、図 3 より、補強方法によっては、十分な耐力を発生することが分かったが、いずれの補強方法によっても最大耐力を発生した後の剛性低下が著しい。そのため、十分な注意が必要であることが分かった。また、本実験においては、床面積が約 10 m² の建築物に対して、補強された 2 構面の面積が合わせて 10 m² 程度であった。通常の家屋においては、窓や出入口等の開口部を考慮すると、床面積に対して補強できる壁面積は、本実験よりも小さくなると考えられる。そのため、さらに効率的な補強方法の考案や他の安全対策との併用が、現実的であると考えられる。

5 サイディング試験体の実験結果

サイディング試験体に対する補強方法の一覧を表 2 に示す。筋かいの固定部位は筋かいの端部(表 2 中の A 部)および筋かいの中央で間柱の位置(表 2 中の B 部)とした。筋かいを固定している釘は、筋かい、サイディングボードを貫通し柱または間柱に固定した。A 部の釘は 3 本とした。B 部の釘は 1 本とした。載荷方法は、紙面の右から左への一方向単調載荷とした。

表 2 中には実験で得られた耐力を示すとともに、その値を積載荷重である 42 kN で除した値であるせん断力係数を同時に示した。

図 4 にサイディング圧縮筋かいとサイディング引張筋かいの荷重-変形角関係は無補強の荷重-変形角関係と比較して示す。無補強およびサイディング圧縮筋かいでは、明確な耐力低下が確認されない状態で、加力装置の限界ストロークに達したため、安全限界⁶⁾とされる変形角 $1/30(33 \times 10^{-3} \text{rad})$ で耐力の評価を行うことにした。そのため、表 2 中に示した耐力も、同変形角時の耐力とした。いずれの補強によっても、補強無に対して耐力が向上していることが確認できる。無補強での最大耐力は 3.65kN であり、せん断力係数に換算すると 0.08 であり、耐力が十分ではないことが分かる。これに対して、いずれの補強でも耐力が向上しており、サイディング圧縮筋かいでは、耐力が 5.78kN であり、せん断力係数は 0.13 となった。サイディング引張筋かいでは、耐力が 6.35kN であり、せん断力係数は 0.15 となった。これらの数字は、建築物の一次設計時に用いられるベースシア係数の 0.2 には及ばないものの、型枠支保工等に求められるせん断力係数の 0.05 を大きく上回る結果となった。

モルタル試験体においては、引張筋かいとなったモルタル片筋かい 2 の初期剛性は、圧縮筋かいとなったモルタル片筋かい 1 の初期剛性に比べて著しく小さくなったが、サイディング試験体では、圧縮筋かいと引張筋かいで初期剛性の差が無かった。これはサイディング引張筋かいでは、サイディング圧縮筋かいに比べて長い釘を使用したためと考えられる。それとは逆に、釘長が不十分で筋かいの固定に不備があった場合には、強度の発現が困難であることが分かった。

6 まとめ

地震によって被害を受けた木造建築物の余震等による倒壊を回避するために、水平耐力を向上させるための補強方法に関する検討を実験によって行った。補強方法は、震災後の混乱時にも対応が可能なように、外部から筋かいを設置するだけの簡単なものとした。

筋かいが交差する形で設置し、建築物に対する固定が十分であれば、せん断力係数は 0.2 以上になることが分かった。しかし、固定が不十分であると、十分な強度を発生しないことが分かった。また、筋かいが圧縮力だけ、あるいは引張力だけに効果があるように設置すると、今回実施した固定方法では、せん断力係数は概ね 0.15 程度

になり、0.2 には満たないものの、型枠支保工等の設計時に求められている 0.05 よりは大きくなることが確認された。しかしながら、震度階 5 を超えるような大きな余震活動がなされている状況下においては、十分であると判断することはできない。さらに、いずれの補強方法においても最大耐力を発生した後の剛性低下が著しいため、十分な注意が必要であることが分かった。また、本実験においては床面積に対して、補強構面の面積を十分に確保することができたが、通常の家屋においては、補強構面の確保が困難なことも想定できるので、さらに効率的な補強方法の考案や他の安全対策との併用が、現実的であると考えられる。

表 2 サイディング試験体に対する補強方法一覧

補強名	筋かいの設置方法	A 部の固定方法	B 部の固定方法	最大耐力 (せん断力係数)
サイディング 圧縮筋かい				5.78 kN (0.13)
サイディング 引張筋かい				6.35 kN (0.15)

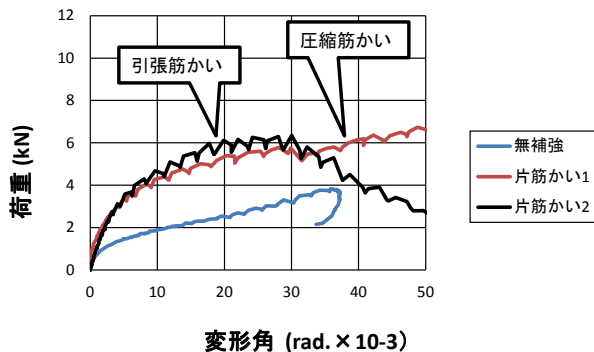


図 4 サイディング片筋かいの荷重-変形角関係

参考文献

- 1) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 財団法人日本建築防災協会, 監修 国土交通省住宅局建築指導課. 2001年9月1日
- 2) 日本の住宅の建築時期別残存率, 松浦晶子, 太田昭夫, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 2000年9月, pp.1091-1092
- 3) 建築物残存率曲線のモデル化と推定, 清水貴雄, 大佛俊泰, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 2001年9月, pp.217-2181-2
- 4) 高梨成次他: 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究(その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 2010年7月
- 5) 住宅金融公庫住宅「木造住宅工事共通仕様書」昭和55年版, 財団法人住宅金融普及協会発行
- 6) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会