

〈資料〉

木材と繊維材料とを使用した住宅耐震補強技術の開発

柳川靖夫

Development of earthquake-proof reinforcement technique
for wooden houses using wood and fiber material

Yasuo YANAGAWA

既存の在来軸組構法の耐震性向上を図るため、木材と繊維材料とを使用した柱-土台接合部の補強技術を開発した。本補強技術では柱や基礎への加工を最小限に抑えるため接着剤を使用した。補強材としてポリビニルアルコール繊維を使用した繊維強化プラスチック（FRP）を作製し、これの一端をあらかじめ1液型ポリウレタン接着剤で柱に接着しておいた台形状のスギ集成材に2液型エポキシ樹脂接着剤を使用して接着し、もう一方の端部も同接着剤を使用して基礎に接着した試験体を作製して引張試験を行った。また、FRPとかど金物とを併用した効果についても調べた。その結果、約60kN強の耐力のFRPを使用した場合にこれの約70~80%の荷重で破壊が発生し、Zマーク表示の引き寄せ金物であるS-HD25に近似した耐力を備えた接合部が得られた。FRPとかど金物とを併用した場合、柱の土台からの引き抜け量は減少したものの最大荷重は増加しなかった。試験体の基礎としてコンクリートブロックもしくはベイマツ集成材を使用した。コンクリートブロック基礎では40kN近い荷重で強度不足によりコンクリートブロックが破壊した。しかし、接着層は損傷を受けていなかったことから、FRPとコンクリートとの接着は実用上問題ない接着強度を備えているものと推測された。また、FRPとコンクリートとの接着は、12ヶ月間の屋外ばく露後ではく離が発生していないことから高い耐久性を備えているものと思われた。

1. はじめに

既存住宅の耐震補強では主として金物が使用されており、柱や土台、あるいは基礎等への取り付けには孔開け加工や切削加工が伴うため、部材や基礎を傷める危険性も考えられる。例えば引き寄せ金物（以下HD金物とする）を後付けする場合など、基礎への取り付け工事で内部の鉄筋を損傷する可能性がある。また、無筋コンクリートにHD金物を後付けした場合には、コンクリート強度が低いとその性能が十分に発揮されない恐れのあることが指摘されている¹⁾。一方、金物の他に耐震補強に使用される材料として高強度繊維が挙げられる。繊維材料による補強は主としてRC建築物や橋脚で実施されており²⁾、この工法では繊維材料を部材や建築構造物に接着することから取り付け時の部材等への損傷は少ないと考えられる。また、接着層を通じて荷重が伝達するため応力が集中せず、荷重が加わった場合でも被着材が破壊する可能

性は低いと思われる。在来軸組構法の補強に関する施工例も見受けられるもののその例は少なく³⁾、原因として施工に手間を要すること、あるいは施工箇所が限られること等が挙げられる。そこで本研究では、施工性を向上させた繊維材料による既存の在来軸組構法の耐震補強技術の開発に取り組んだ。住宅の耐震上重要とされる柱と土台との接合部（以下「柱-土台接合部」とする）を対象とし、HD金物の耐力を目標値とした。繊維材料として汎用有機繊維中で高い強度を備え比較的安価のポリビニルアルコール（以下PVAとする）繊維を使用し、施工を容易にするため同繊維を繊維強化プラスチック（以下FRPとする）に加工して補強材とするとともに、加工や接着が容易な木材も併用した。

2. 材料および方法

2.1 耐震補強の工程

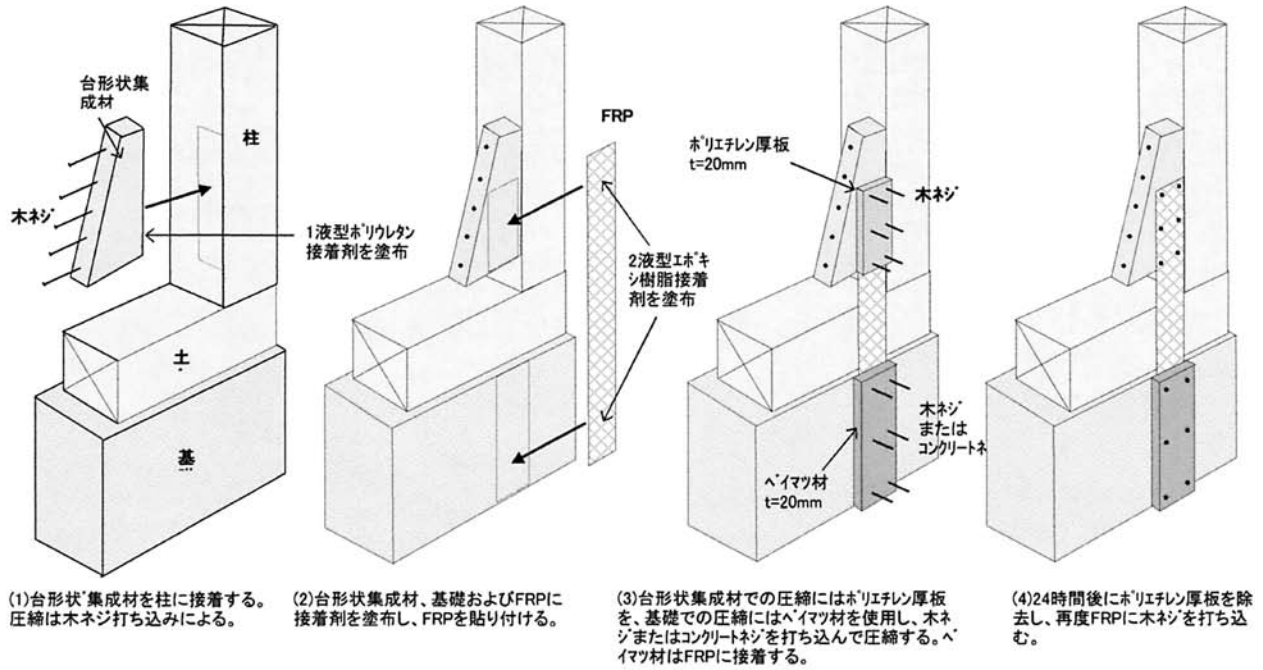


図1 FRPと木材とを利用した耐震補強の方法

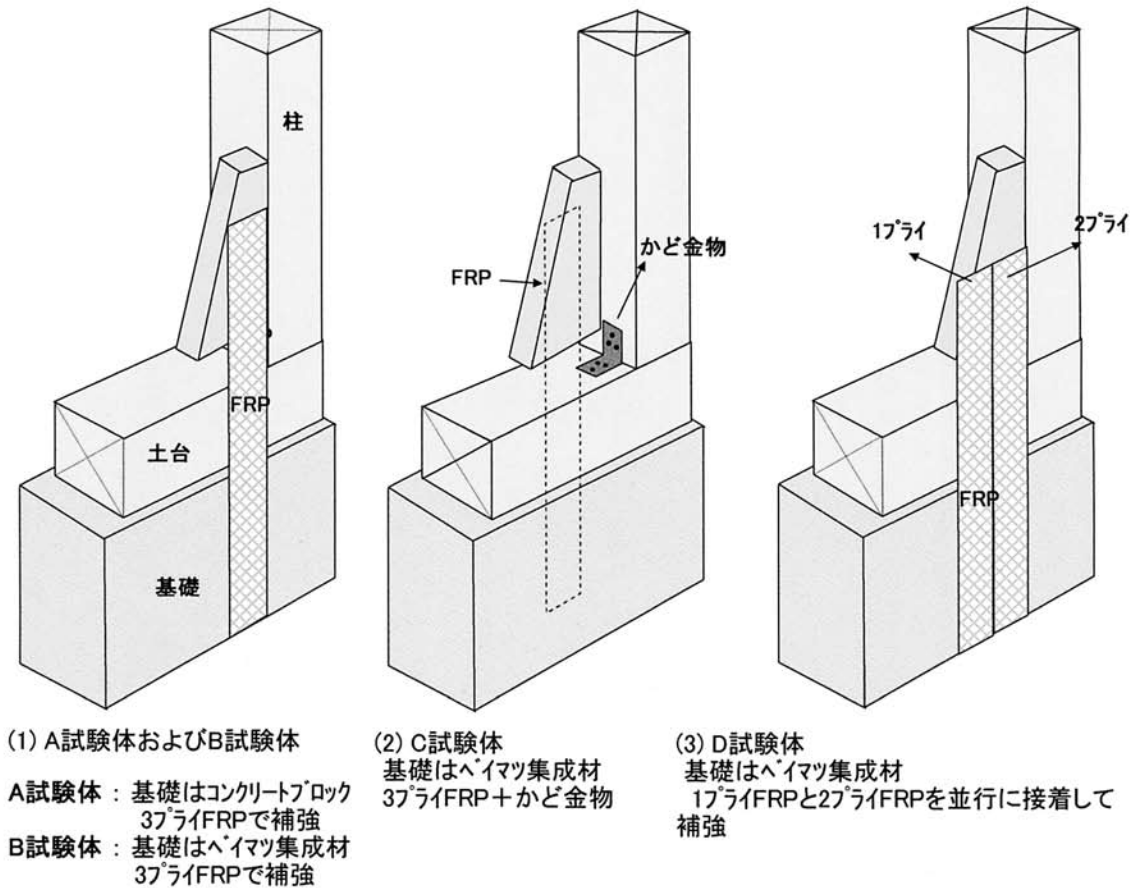


図2 4種類の製作した試験体の種類

図1 (1)～(4)に木材とFRPとを使用した柱-土台
 接合部の耐震補強の概略を示す。

本補強方法は、まず台形状集成材を柱に接着し、これ
 に板状のFRPの端部を接着してもう一方の端部を基礎に
 接着する手法とした。地震時等に生じる柱の土台からの
 引き抜き力は鉛直方向に作用するため、FRPを柱と並行
 に接着してこの引き抜き力を負担させる方がFRPの持つ
 引張強度をより有効に利用できるものと考えられる。また、
 施工性や内装仕上げの面からも望ましい方法と思われる。
 本耐震補強法の工程は以下のとおりである。

まず、(1)に示すとおりあらかじめ作製した台形状集成
 材の一面に液型ポリウレタン接着剤を塗布し、木ネ
 ジを打ち込んで柱に接着する。所定の長さに調整した
 FRPの両端部に2液型エポキシ樹脂接着剤を塗布し、(2)
 に示すとおり一方の端部を台形状集成材に、もう一方の
 端部を基礎に接着する。(3)に示すとおり、台形状集成
 材とFRPとの圧縮にはポリエチレン厚板と木ネジとを使用
 し、基礎コンクリートとFRPとの圧縮には当て板およ
 びコンクリートネジを使用する。なお、基礎コンクリート
 にはあらかじめネジの先孔加工を行っておく。1日放置
 後に台形状集成材のポリエチレン厚板を除去し、その後
 に再度木ネジを打ち込む。基礎の当て板および木ネジは

そのままとする。これにより、(4)に示すとおり柱と基礎
 とがFRPにより緊結される。

以上が基本的な工程であり、2.2以下に示す試験体の作
 製手順もこれと同様とした。この工法では内装を除去す
 る必要があるため室内をリフォームする際等に施工する
 のが適当と考えられる。また、図1に示した工程は基本
 的なものであり、現場で施工する場合には台形状集成材
 にあらかじめFRPを接着しておき、これを柱および基礎
 に接着すれば工程はより簡略になるものと考えられる。

2.2 試験体の作製

2.2.1 供試材

図2 (1)～(3)に、作製した4種類の試験体の形状
 を示す。また図3には試験体の寸法および引張試験機へ
 の試験体の設置状態を示す。

使用したPVA繊維は(株)クラレ製のT-5516であり、
 原糸の密度は1.30g/cm³、引張強度は1.55GPa、引張ヤン
 グ係数は33.8GPaであった。この原糸を使用した幅100mm
 の綾織り織布を作製し、さらにこれを幅100mmの1～3
 プライのFRPに加工した。マトリックス樹脂には汎用の
 2液型エポキシ樹脂を用いた。なお、同じ織布を使用し
 て作製した2プライ・100mm幅FRPの引張試験での最大
 荷重は41.60kNであったことから⁴⁾、1プライ・100mm幅

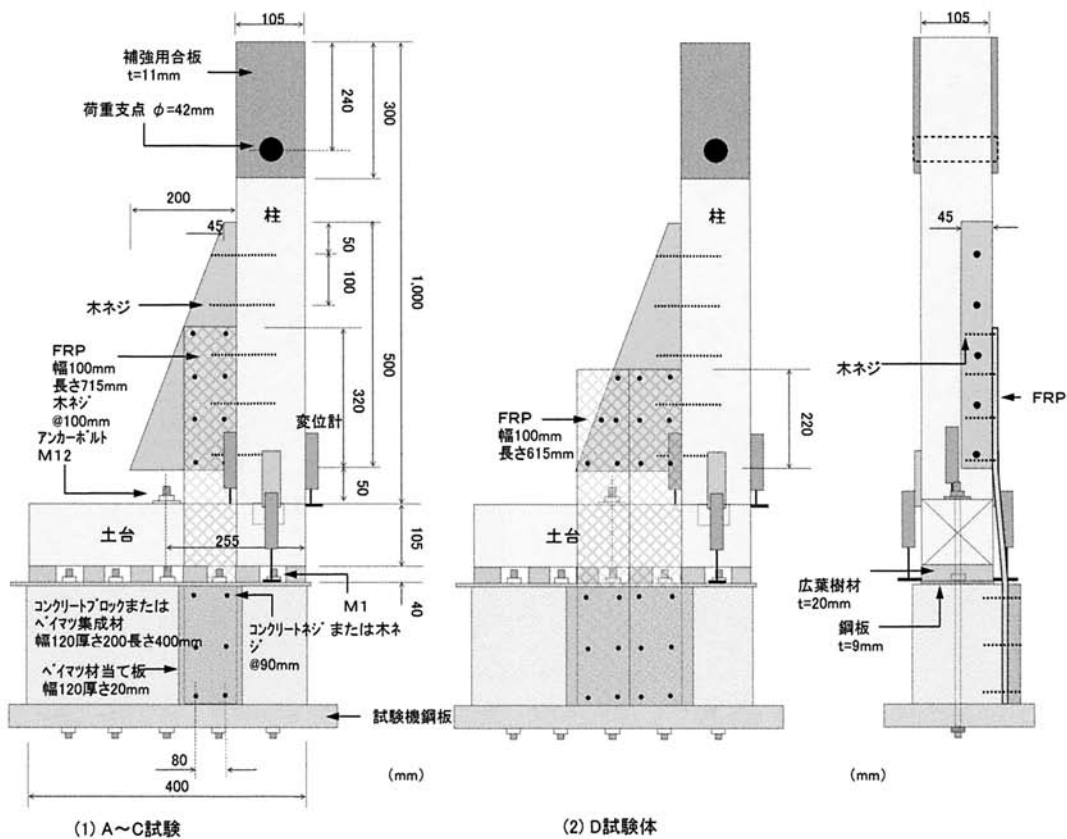


図3 試験体の形状

のFRPは20kN強の引張荷重に耐えるものと推測される。A～C試験体では3プライで長さ715mmのFRPを補強材とした。D試験体では、長さが615mmで1プライもしくは2プライのFRPを補強材とし、図2(3)に示すとおり柱側に2プライを、その外側に1プライを使用した。

柱には断面が105×105mmで長さ1,030mmのスギ気乾材を使用し、一方の端部に30×40mm断面で長さ30mmのほぞ加工を行った。もう一方の端部より240mmの位置に加力のため42mm径の孔を開け、補強のため孔周辺に厚さ11mmの構造用合板を相対する2面に接着した。土台には断面が105×105mmで長さ400mmのヒノキ気乾材を使用し、ほぞの取り付け部分に31×41mm断面で深さ35mmのほぞ加工を行った。柱と土台とを金物で仮留めした後に次の接着工程に供した。

台形状集成材の作製には幅250mm、長さ500mm、厚さ45mmのスギ集成材を使用し、これを鋸断して上辺45mm、下辺200mm、高さ500mm、厚さ45mmの台形状スギ集成材を作製した。

基礎については、鉄筋コンクリートブロックを作製して試験体とするのが望ましいものの、重量化により試験機への試験体取り付けが困難になること、およびコンクリート品質のバラツキが危惧されたため、A試験体の基礎には幅120mm、長さ400mm、高さ200mmの市販コンクリートブロック（以下基礎ブロックとする）を使用した。また、コンクリートとFRPとの接着性能が不明であるため、B～D試験体の基礎にはFRPとの接着性能が明らかな材料を使用することとし、幅120mm、長さ400mm、高さ200mmの8プライベイマツ集成材（以下基礎ベイマツ集成材とする）を用いた。

2.2.2 台形状スギ集成材の接着およびFRPの接着

2.2.1で作製した台形状スギ集成材の柱への接着面（45×500mmの面）を#120サンダーで切削した後、1液型ポリウレタン接着剤（(株)コニシ製パネルボンドKU）を500g/m²塗布した。これを図3(1)に示すとおり土台から50mmの位置に仮留めし、長さ120mmの木ネジを100mm間隔で打ち込んで圧縮した。なお、いずれの木ネジも柱への打ち込み長さが60mmとなるよう台形状スギ集成材にあらかじめ先孔加工を行った。

次に、FRPの接着作業を行った。接着剤には2液型エポキシ樹脂接着剤（(株)オーシカ製TE-9、以下「EP接着剤」とする）を使用した。FRPの接着順序は、台形状スギ集成材→基礎、の順とし、FRPの台形状スギ集成材への接着面を#120サンダーで研削した後にEP接着剤を400g/m²塗布した。図1(2)に示すとおりFRPを貼り付けてテープで仮留めし、図1(3)のとおり幅100mm、長さ330

mm（A～C試験体）もしくは幅100mm、長さ230mm（D試験体）で、厚さがいずれも20mmのポリエチレン板を当て板とし、長さ45mmの木ネジを100mm間隔で打ち込んで圧縮した。24時間以上静置後に木ネジおよび当て板を一旦除去し、その後に再度長さ45mmの木ネジのみを打ち込んだ。

FRPの基礎への接着面も#120サンダーで研削し、A試験体ではEP接着剤を300g/m²塗布し、B～D試験体では400g/m²塗布した。基礎の接着面処理その他については、A試験体では処理を行わず接着面に300g/m²のEP接着剤を塗布した。B～D試験体では、基礎ベイマツ集成材を#120サンダーで研削したのみで接着剤は塗布しなかった。基礎へのFRP接着における当て板は、A試験体では幅120mm、長さ200mm、厚さ20mmのベイマツ気乾材を使用した。これの表面を#120サンダーで研削してEP接着剤を400g/m²塗布した後FRP上に堆積し、図1(3)に示すとおり長さ50mmのコンクリートネジを、あらかじめ先孔加工を行った基礎ブロックに90mm間隔で打ち込んで圧縮した。B～D試験体での基礎における当て板はA試験体と同じとした。ただし、当て板はFRPには接着せず長さ45mmの木ネジを90mm間隔で打ち込んで圧縮するのみとし、24時間以上静置した後に当て板を一旦除去して再度木ネジのみを打ち込んだ。

2.2.3 金物の取り付け

C試験体には、FRPの接着作業終了後に図2(2)に示すとおりかど金物（(株)ダイドーハント製、DHスターコーナー「は」角番人、短期基準耐力5.3kN）を取り付けた。同金物は平成12年度建設省告示第1460号の第2号表「は」に適合し、Zマーク表示金物のCP-L等と同等品である。取り付けには同社製のDH☆鍋頭ビスDB-45を6本使用し、それぞれ3本ずつを柱および土台に打ち込んだ。

なお、作製した試験体数はA試験体およびD試験体は各1体ずつとし、B試験体およびC試験体は各4体ずつとした。

2.2.4 HD金物を使用した試験体

比較のため、柱および土台を同一の構成としHD金物を使用した試験体（以下HD試験体とする）を作製した。HD金物にはZマーク表示金物であるS-HD25を使用した。柱への取り付けにはM12ボルトを5本使用し、S-HD25下端と土台との距離を50mmとした。なお、アンカーボルトにはM16を使用し、これを試験機に固定した後にHD金物と緊結して引張試験を行った。作製した試験体数は4体であった。

2.3 引張試験

図3に示すとおり、A～D試験体についてはM10ボル

ト4本とM12ボルト1本、および9mm厚鋼板とを使用して、基礎を試験機の鋼板に緊結した。なお、M12ボルトをアンカーボルトとして土台上部まで貫通させ、角座金(W4.5×40)を使用して土台を固定した。HD試験体は、M12ボルトをアンカーボルトとして土台を試験機鋼板上に固定した。

一方向単調加力試験および一方向繰り返し加力試験とも島津試験機製作所製の300kN引張試験機を使用し、荷重速度は5kN/分以下とした。一方向単調加力試験にはA～D試験体およびHD試験体を各1体ずつ使用し、破壊が発生するまで加力した。一方向繰り返し加力試験は、B試験体、C試験体およびHD試験体について行い試験体数はいずれも3体ずつとした。繰り返し加力履歴は、B試験体およびC試験体では一方向単調加力試験の結果を基に最大荷重の1/10、1/5、3/10、2/5、1/2、3/5、7/10、および1倍とし、荷重・除荷を1回ずつ繰り返し1倍以後は破壊するまで加力した。HD試験体については、一方向単調加力試験の結果に完全弾塑性モデルを適用して解

析を行い、降伏点変位の1/2、1、2、4、6、8、12倍の各変位まで順次1回ずつ荷重・除荷を行い、破壊が発生した時点で終了した。以上のいずれの試験でも、加力中に柱と土台との間の変位(以下「柱-土台間変位」等とする)および柱-基礎間変位を相対する2面で測定して平均値を算出した。

3. 結果と考察

3.1 一方向単調加力試験の結果

表1に一方向単調加力試験の結果を示す。また、図4には同試験における荷重と柱-基礎間変位との関係を示す。

3.1.1 A試験体の結果

表1に示すとおりA試験体の破壊は基礎ブロックで発生した。そのため、他に数体の試験体を作製して試験機への固定方法等を変更した試験を実施した。しかし、基礎ブロックの破壊を防止することはできず、原因は基礎

表1 一方向単調加力試験の結果

	A試験体	B試験体	C試験体	D試験体	HD試験体
最大荷重 (kN)	38.02	42.48	43.66	36.41	45.28
最大荷重時 柱-基礎鋼板間変位 (mm)	14.0	23.5	17.5	19.1	34.2
最大加重時 柱-土台間変位 (mm)	-	-	6.59	-	-
初期剛性 (kN/mm)	3.78	3.59	2.24	2.38	2.90
破壊の形態 ^{a)}	V	IV	IV	II+III+IV	VI

注：n=1 a)：破壊の形態は以下のとおり I：柱と台形状スギ集成材との間の接着層せん断破壊 II：台形状スギ集成材とFRPとの間の接着層せん断破壊 III：基礎ベイマツ集成材とFRPとの間の接着層せん断破壊 IV：FRPの引張破壊 V：基礎の破壊 VI：金物の破壊

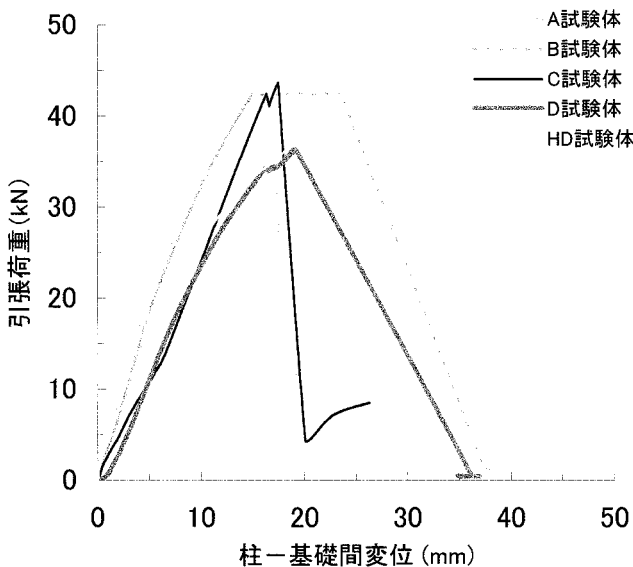


図4 一方向単調加力試験の結果

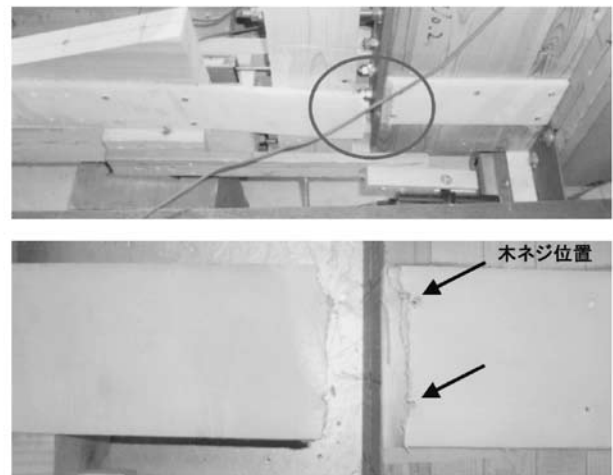


図5 B試験体の破壊形態例

ブロックの強度が不足しているためと推測された。しかし、A試験体では基礎ブロックとFRPとの接着層でせん断破壊は発生せず、また接着層は損傷を受けていなかった。したがって、基礎ブロックでの破壊が発生しないならばA試験体はより高い最大荷重を示すものと推測され、その値としては基礎が破壊しなかったB～D試験体の最大荷重が目安になると思われる。また、A試験体では基礎におけるFRPの接着長さを200mmとしたものの、既存住宅の施工においてはより接着長さを長くする、すなわちFRPの接着面積を増加させることは可能と思われる。このことはFRPと基礎コンクリートとの接着のせん断耐力を増加させるため、最大荷重を高める効果が期待できる。

コンクリートとFRPとの接着耐久性を調べるため、試験後にFRPが接着された基礎ブロックを屋外ばく露に供した。12ヶ月経過後ではく離は発生していないことから、既に報告した⁵⁾ 木材とFRPとの接着と同様、コンクリートとFRPとの接着は高い耐久性を示すものと考えられる。

3.1.2 B～D試験体の結果

表1に示すとおり、基礎にベイマツ集成材を使用したB試験体の最大荷重は42.48kNであり、金物を併用したC試験体は同じく43.66kNを示し、FRPを1プライと2プライとに分けて使用したD試験体は最も低い36.41kNを示した。破壊形態は、図5に示すとおりB試験体およびC試験体は基礎ベイマツ集成材の上部（土台側）に打ち込んだ木ネジ付近でFRPが破断した。D試験体は、1プライFRPが引張破壊した直後に2プライFRPがそれぞれ台形状スギ集成材および基礎ベイマツ集成材の接着層でほぼ同時にせん断破壊した。以上の結果に加え、B～D試験体の試験結果より以下のことが推測された。

第1に、同量のFRPを使用する場合は分割せずにまとめて使用した方が望ましいと考えられる。分割したD試験体はまず1プライのFRPが先に破断したため、その直後に2プライFRPの荷重が急激に増加したと考えられ、その結果、続いて台形状スギ集成材および基礎ベイマツ集成材の接着層でせん断破壊が発生したものと推測される。したがって、このように荷重が急激に増加する可能性のある補強方法は避けるべきであると考えられる。

第2に、各試験体で得られた最大荷重はFRPの使用量に基づいて予測される最大荷重よりもいずれも低い値を示した。すなわち、2.2.1で示したとおり3プライFRPは60kN強（20.8kN/枚×3枚）の引張荷重に耐えるものと推測される。しかし、B～D試験体のいずれもがこの数値の70%以下の引張荷重で破壊した。この理由として、例えばFRPが基礎の上部木ネジ付近で破断した試験体では、木ネジ付近で応力集中が発生した可能性や、あるいはFR

Pの厚さ方向断面における引張応力の分布が均一ではなかった可能性等が考えられる。

第3に、金物を併用したC試験体の最大荷重は最も高い値を示したもののB試験体との差は僅かであり、初期剛性はより低い値を示した。HD金物を使用した柱-土台接合部の柱と土台との間にFRPを接着した場合、金物とFRPとは相乗的に作用して接合部の最大荷重および初期剛性が向上し、柱-土台間変位が減少することを報告した⁴⁶⁾。本研究では柱-土台間変位の減少のみが認められ、最大荷重の増加は顕著ではなく初期剛性はむしろ低下した。

上記の第2および第3については、一方向繰り返し加力試験においてさらに検討を加えた。

3.2 一方向繰り返し加力試験の結果

表2に一方向繰り返し加力試験の結果を示す。また、図6および図7にはB試験体(B-2)およびC試験体(C-3)それぞれの柱-基礎間変位と引張荷重との関係を示す。図中には、参考にHD-2の結果も示した。

B-2の繰り返し加力で得られた荷重-変位の包絡線は、20kN付近まで引張荷重に比例して増加した後に曲線に変化した。他の2体のB試験体も同様の曲線を示した。これを、既報⁴⁾で検討したFRP単体の引張試験における荷重-伸び曲線と比較すると近似した形状であった。したがって、FRPは繰り返し加力を行った場合であっても、その包絡線は単調加力時とほぼ同形状の荷重-伸び曲線を示すと考えられる。

表2に示すとおり、最大荷重の平均値は44.28kNを示したものの、B-1は台形状スギ集成材と柱との間の接着層付近でせん断破壊が発生し、他の2体より低い数値を示した。他の2体は一方単調加力試験と同様に基礎ベイマツ集成材の上部木ネジ付近でFRPが破断した。初期剛性の平均値は3.27であり、一方単調加力試験に近似した数値を示した。

C試験体は、2体(C-1およびC-2)が基礎上部の木ネジ付近でFRPが引張破壊し、両試験体の最大荷重は近似した数値を示した。そこで、C-3試験体のみ上部木ネジを除去して引張試験を実施した結果、すべての試験体中で最も高い最大荷重(48.71kN)を示し、また、図8に示すとおり基礎ベイマツ集成材で接着層せん断破壊が発生した。

これらB-2、B-3およびC試験体の結果は、3.1.1で記したとおり基礎上部の木ネジ付近でFRPの引張応力が高まっていた可能性を示唆している。PVA繊維の破壊伸度は約7%であることから、引張試験においては木材上に接着した部分であってもFRPはわずかながら伸張していたものと考えられる。これは、FRPと金物とを併用した

表2 一方向繰り返し加力試験の結果

試験体	最大荷重 (kN)	最大荷重時		初期剛性 (kN/mm)	破壊の形態 ^{a)}
		柱-基礎間変位(mm)	柱-土台間変位(mm)		
B-1	41.36	12.1	-	3.47	I
B-2	46.99	14.8	-	3.55	IV
B-3	44.49	14.8	-	2.80	IV
平均値	44.28	13.9	-	3.27	-
標準偏差	2.82	1.6	-	0.41	-
C-1	42.73	16.7	6.6	2.11	II
C-2	42.78	17.7	8.7	2.18	IV, V
C-3 ^{b)}	48.71	22.0	6.9	2.01	III
平均値	44.74	18.8	7.4	2.10	-
標準偏差	3.44	2.8	1.2	0.09	-
HD-1	51.74	26.3	-	2.94	VI
HD-2	47.29	28.2	-	2.63	VI
HD-3	46.80	31.2	-	2.29	VI
平均値	48.61	28.6	-	2.62	-
標準偏差	2.72	2.5	-	0.33	-

注：a)：破壊の形態は表1を参照 b)：基礎の最上部木ネジを除去した試験体

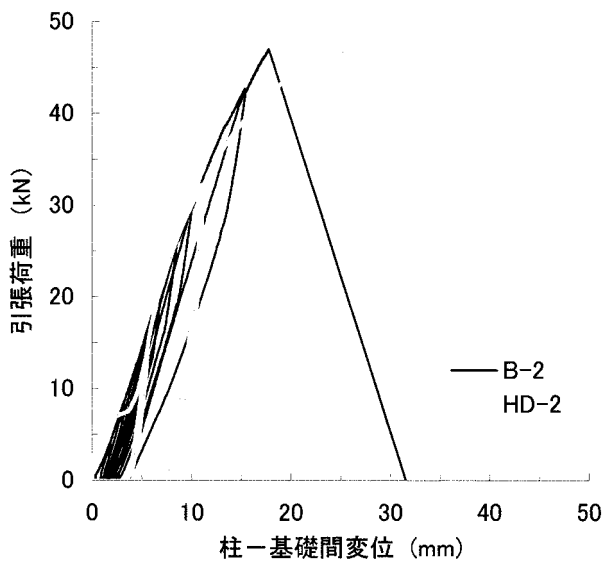


図6 B試験体 (B-2) の一方向繰り返し加力試験の結果

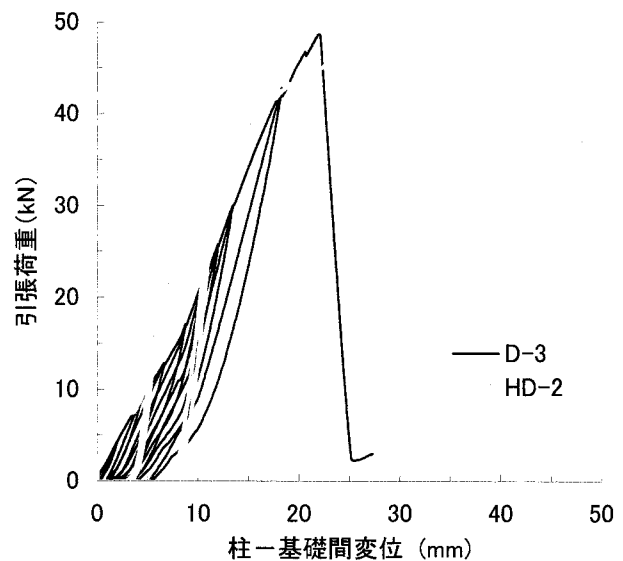


図7 C試験体 (C-3) の一方向繰り返し加力試験の結果 (1)

柱-土台接合部の補強に関する実験⁷⁾において確認されている。したがって、木ネジの打ち込みはこの伸びを拘束したものと考えられ、そのため、ネジ孔によるFRP断面積の減少もあり木ネジ周辺での応力が高まりFRPが破断したものと推測される。したがって、現場で施工する場合は基礎の最上部木ネジは除去した方が望ましいと思われる。同様に、台形状スギ集成材の最下部木ネジも除去

した方が望ましいと推測される。

C試験体の初期剛性は平均で2.10であり、3.1の一方向単調加力試験と同様にB試験体よりも低い数値を示した。この理由として、加力の初期における曲線の傾きの差が考えられる。すなわち、図7に示すとおりC試験体 (C-3) では荷重が15kN付近で曲線の傾きが変化しており、15kN付近より低い荷重域では傾きはより緩やかであ



図8 C試験体の破壊形態例

った。そのため、C試験体の初期剛性がB試験体よりも低く算出されたものと思われる。この傾きの変化については、試験体の試験機への設置方法に起因するものと推測される。すなわち、試験体の試験機への設置に際し土台のアンカーボルト締めを行った。C試験体では柱と土台とはかど金物により緊結されていたため、アンカーボルトを締めることにより柱と基礎との距離がわずかに縮まり、FRPはむしろたわんだ状態になったものと推測される。この状態で引張荷重が加えられた場合、荷重の初期段階ではかど金物が主として荷重を負担したものと推測される。かど金物はFRPより変形し易いため、柱-基礎間変位と引張荷重との曲線はB試験体より緩やかとなり、その後15kNを過ぎた付近からはFRPが負担する荷重が増加したため同曲線の傾きが変化したものと推測される。

このように、かど金物を併用した効果は最大荷重および初期剛性とも顕著ではなかったものの、表1および表2に示すとおり、柱-土台接合部の変形を減少させる効果が認められた。すなわち、B試験体では柱-基礎間変位が土台からの柱の引き抜け量と見なされ、その最大荷重時の平均値は13.9mmであった。これに対し、C試験体の最大荷重時の柱-土台間変位の平均値は7.4mmであった。また、C試験体における柱-土台間の変位の減少は図9に示すとおり差が認められた。これは土台の密度に起因するものと推測される。C-1、C-2、C-3の土台密度はそれぞれ0.53、0.49、0.55であったのに対応して最大荷重時の柱-土台間変位はC-3<C-1<C-2の順であり、土台に打ち込んだ木ネジの引き抜け量の差を反映しているものと推測される。

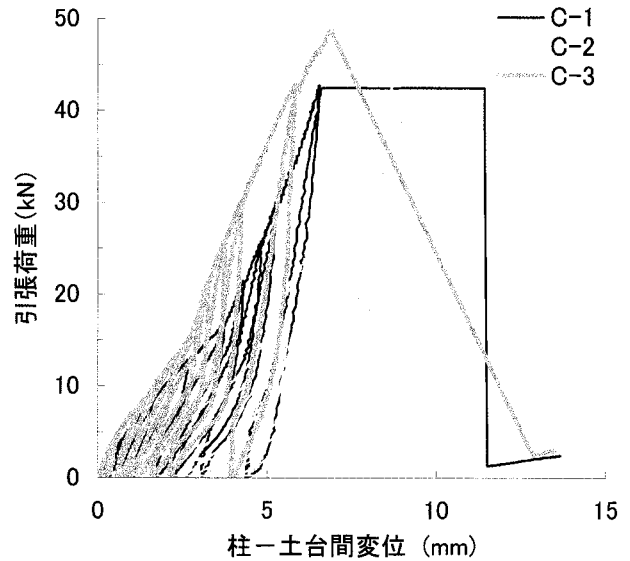


図9 C試験体の一方向繰り返し加力試験の結果(2)
C-1~3の柱-土台間変位

一方、表2より柱と基礎間との変位を比較した場合、B試験体の13.9mmに対しC試験体は18.8mmであった。この差は、C-3が他より大きな変形を示したことや、あるいはC試験体ではアンカーボルトにも荷重が加わったため土台の角座金周辺で木材の局所的な圧縮破壊が発生し、これが柱-基礎間変位を増加させたことが一因であると推測される。このようにアンカーボルトを通して土台や基礎に荷重が分散することは、既報⁴⁾に記したとおり接合部の耐力や安全性を向上させるものと考えられる。

3.3 HD試験体との比較

表1および表2に示したとおりB試験体もしくはC試験体の最大荷重は、やや低いもののHD試験体と近似した値を示した。しかし、最も高い値を示したC-3でも3プライFRPが備える耐力の約80%の荷重で破壊したこと、およびFRPと基礎ベイマツ集成材との接着層でせん断破壊が発生したことから、基礎や台形状スギ集成材でのFRPの接着面積、すなわち接着長さを増加させることにより最大荷重は増加することも考えられる。したがって、S-HD25の耐力を目標とするならFRPの使用量はこれ以上増やす必要はないものと推測される。S-HD25より高い耐力を接合部に付与したい場合にはFRPの使用量を増加させることも考えられるが、荷重の増加に伴い接着層のせん断破壊が発生することも予想されるため、その場合には基礎や台形状集成材におけるFRPの接着面積を再検討する必要があると考えられる。また、FRP-台形状集成材の組合せを1組とした場合、同一接合部に2組取り付け

ることによっても接合部の耐力向上を図ることは可能であると考えられる。

初期剛性はC試験体が金物併用の影響によりHD試験体より低い値をしめしたものの、B試験体はHD試験体よりも高い値を示した。しかし、FRPで補強した各試験体での接合部の変形はHD試験体より小さかった。例えば、一方向繰り返し加力試験におけるHD試験体の最大荷重時の柱-基礎間変位の平均値は28.6mmであったのに対し、C試験体では18.8mmであった。接合部の変形能力を大きくする対策としては、FRPの非接着部分を増加させることが考えられる。本研究では、FRPの非接着部分長さは台形状スギ集成材と基礎との間、すなわち195mmであった。台形状スギ集成材を柱のより上部に接着してFRPの非接着部分を長くすることにより、荷重時のFRPの伸びが増大し、その結果接合部の変形能力も向上するものと思われる。

4. 結論

繊維強化プラスチック (FRP) と木材とを併用して、既存の在来軸組構法の柱と土台との接合部を補強する技術を開発した。台形状のスギ集成材を作製して柱に接着し、補強材である板状FRPの両端部を台形状スギ集成材と基礎とに接着して柱と基礎とを緊結した。数種の試験体を使用して引張試験を行った結果、本補強法による接合部は引き寄せ金物 (耐力25kN) を使用した接合部に近い耐力を示した。基礎をコンクリートブロックとした試験体の場合、コンクリートブロックが強度不足により破壊したものの、FRPとコンクリートブロックとの接着強

度に問題はないものと推測された。またFRPとコンクリートブロックとの接着は高い耐久性を示すものと推測された。FRPとかど金物とで補強した接合部にあっては最大耐力の向上は認められず、また荷重の初期段階で金物の変形が進行することにより初期剛性はむしろ低下した。しかし、柱と土台との間の変形は減少したことや、あるいは荷重が分散する効果、すなわちFRPのみならず土台およびアンカーボルトを通じて基礎にも荷重が伝わることから、接合部の安全性は高まるものと考えられた。

引用文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課：木造住宅の耐震診断と補強方法－木造住宅の耐震精密診断と補強方法 (改訂版)－. 東京, (財)日本建築防災協会, 2006.
- 2) 小島克郎：連続繊維似よる耐震補強－正しい設計・施工の基礎知識－, 7-16 (2000)
- 3) 手塚純一, 野口 徹, 平林 靖, 山下 純：日本建築学会学術講演梗概集C-1, 385-386 (2004).
- 4) 柳川靖夫, 林 知行：奈良県森林技術センター研究報告, 38, 1-16 (2009)
- 5) 柳川靖夫, 川井秀一, 林 知行：日本接着学会誌, 44, 288-298 (2008)
- 6) 柳川靖夫, 谷口幸嗣：奈良県森林技術センター研究報告, 38, 17-26 (2009)
- 7) 柳川靖夫, 林 知行：第59回日本木材学会大会研究発表要旨集, 41 (2009)

(2010年3月3日受理)

