

〈資 料〉

繊維材料と金物とを併用した住宅耐震補強技術の開発 (第2報)
県産ヒノキ材を使用した接合部の補強柳川靖夫・谷口幸嗣*¹Development of earthquake-proof reinforcement technique for wooden houses with
fiber material and metal connector (II)Yasuo YANAGAWA and Koji TANIGUCHI*¹

住宅の長期使用に対処するため、在来軸組工法の接合部の強度および信頼性を向上させる技術の開発に取り組んだ。本報では、県産のヒノキ材を使用し、引き寄せ金物で緊結した柱と土台との接合部に、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) を接着して補強し、その効果を調べた。2種類の柱断面寸法 (4寸角および5寸角)、2種類の柱位置 (隅柱および中間柱)、2種類のFRP、および2種類のFRP接着方法を適宜組合せて試験体を作製し、一方向加力試験を実施して補強効果を調べた。その結果、隅柱を想定した試験体ではFRP補強により初期剛性および耐力が向上した。中間柱ではFRP補強により初期剛性および耐力は向上したものの、完全弾塑性モデルを適用した結果、FRP補強試験体は無補強よりも低い塑性率を示した。隅柱および中間柱とも柱と土台との間の変位は顕著に減少したことから、大地震時における柱の土台からの引き抜け防止対策として、FRP補強は有効であると考えられた。

1. はじめに

長期使用を意図する住宅では、地震の経験数が増加することや大地震への対策が不可欠であるため、耐震性が高いのみならず、その性能を長期間にわたり維持する構造とせねばならない。耐震性を決定する因子、すなわち間取りや耐力壁の配置、各部材、および接合部は、いずれも構造上重要であるものの、その中で住宅の耐久性を左右するのは部材および接合部である。部材の耐久性を高める手法としては、木材保存剤による処理や耐久性の高い樹種を選択等が挙げられる。一方、接合部については平成12年度建設省告示1460号で仕様が定められている。特に、高倍率の耐力壁が取り付く柱と土台との接合部 (以下「柱-土台接合部」とする) は重要であり、地震時に柱が土台から引き抜けた場合には住宅が大きく損壊する危険性が高い¹⁾。そのため、同部位には主として引き寄せ金物 (以下HD金物とする) が使用される。しかし、これら金物の耐久性は明らかではなく²⁾、また、長期使用では木材に発生する割れもしくはネジ等の金物接合具の緩みにより、接合部の強度が低下する懸念がある。したがって、他の補強方法を併用して柱-土台接合

部の強度および信頼性を高めることは、住宅の長期使用を図る上で有用である。そこで本研究では、県内メーカーが施工するヒノキ等県産材を使用した来軸組工法を対象とし、柱-土台接合部にHD金物と繊維材料とを併用することを試みた。繊維材料による補強は種々報告されており^{3,5)}、それらでは、ガラス繊維、炭素繊維、あるいはアラミド繊維やポリエステル繊維を使用し、シート状の繊維材料を接合部に接着する手法を用いている。本研究では、接着耐久性を考慮してポリビニルアルコール (以下PVAとする) 繊維を使用し、さらに取り扱い易さを考慮して、PVA繊維を使用した繊維強化プラスチック (以下FRPとする) を作製し、これを建築現場で接着して接合部を補強する手法を検討した。

2. 材料および方法

2.1 試験体の作製

表1に試験体作製条件を、図1 (a) ~ (d) に、作製した試験体の形状を示す。

PVA繊維には、(株)クラレのT-5516を使用した。原糸の密度は1.30g/cm³、引張強度は1.55GPa、引張ヤング

*¹ : 吉野銘木製造販売 (株)

表 1 柱-土台接合部の試験体構成

試験体名	N120C	R120C-T	R120C-D	N120M	R120M-T	R120M-D
柱断面寸法	120 × 120mm (4 寸角)					
柱位置区分	隅柱			中間柱		
引き寄せ金物 ^{a)}	HD25			HD15		
強化材の種類 ^{b)}	-	FRP-1	FRP-2	-	FRP-1	
強化材接着方法 ^{c)}	-	三角貼り	斜め貼り	-	三角貼り	斜め貼り
強化材使用枚数	-	2	2	-	1	1

試験体名	N150C	R150C-T	R150C-D	N150M	R150M-T	R150M-D
柱断面寸法	150 × 150mm (5 寸角)					
柱位置区分	隅柱			中間柱		
引き寄せ金物 ^{a)}	HD25			HD15		
強化材の種類 ^{b)}	-	FRP-1	FRP-2	-	FRP-1	
強化材接着方法 ^{c)}	-	三角貼り	斜め貼り	-	三角貼り	斜め貼り
強化材使用枚数	-	2	2	-	1	1

(注) ^{a)}: HD25: 短期耐力32.6kN HD15: 同20.9kN ^{b)}: FRP-1: 1,000mm幅ポリビニルアルコール (PVA) 繊維平織りシートをFRP化(3プライ)。FRP-2: 100mm幅綾織りPVAシートをFRP化(1プライ)。^{c)}: 図1を参照。試験体数は各1体ずつ。

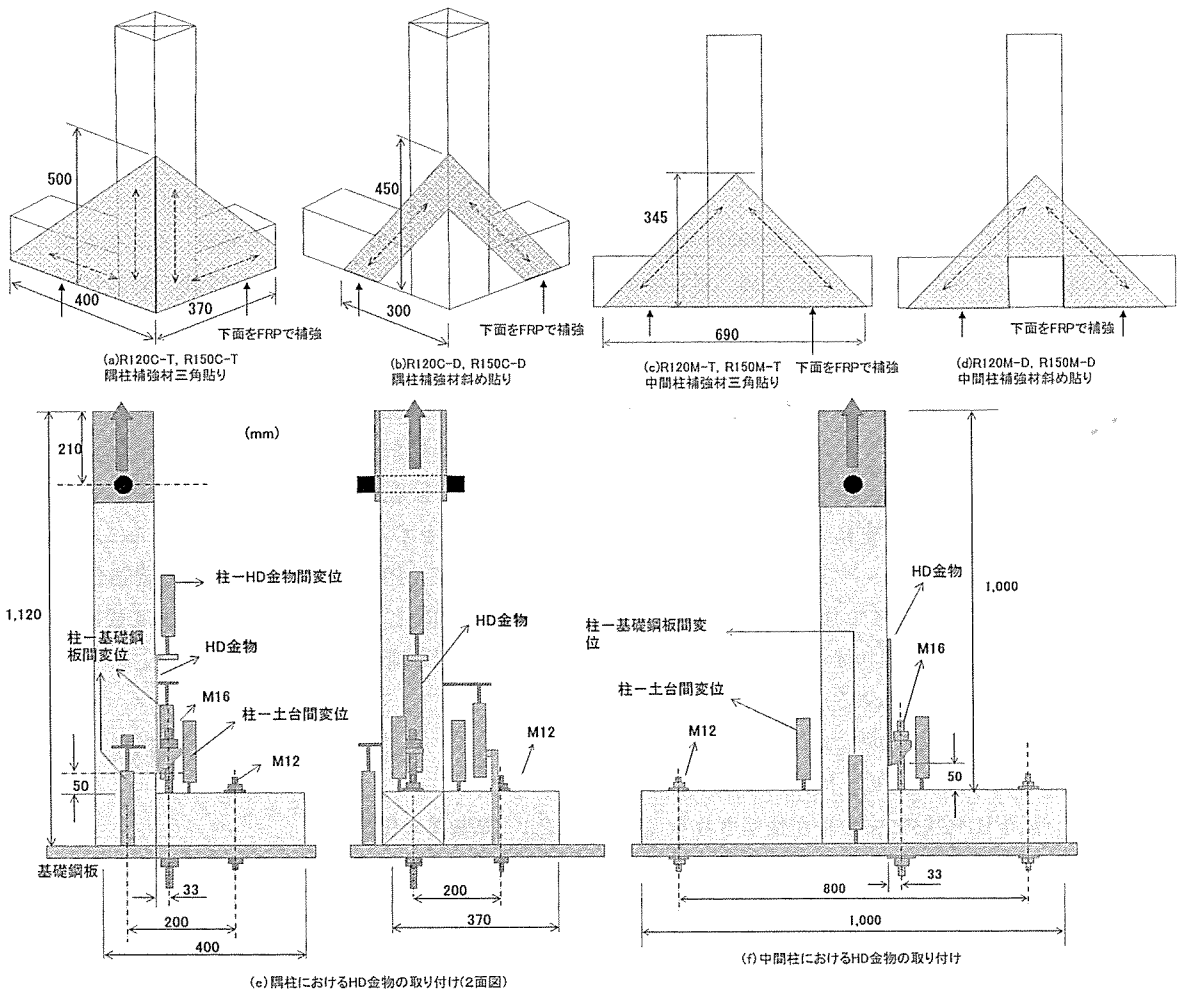


図 1 柱-土台接合部の補強方法および引き寄せ金物 (HD金物) の取り付け方法

(注) 試験体の番号は表1を参照。 ← → : PVA繊維の配向方向。

係数は33.8GPaである。この原糸を使用した、編み方が異なる2種類のシート状製品を試作した。一つは幅1,000mmの平織り(以下PVA-1とする)で、縦方向と横方向との糸密度が等しい。もう一つは幅100mmの綾織り(以下PVA-2とする)で、縦方向の糸密度は横方向よりも大きい。これらをメーカーで、PVA-1は3プライのFRP(以下FRP-1とする)に、PVA-2は1プライのFRP(以下FRP-2とする)に加工した。なお、2プライのFRP-2の引張強度は41.6kN⁷⁾であることから、1プライのFRP-2の引張強度は20.8kNと推測される。FRP-1の引張強度は実測しなかったものの、PVA-1の引張強度は縦方向および横方向とも7.2kNであることから、3プライであるFRP-1の引張強度は21.6kN以上と推測される。したがって、FRP-1の縦方向もしくは横方向の耐引張荷重と、FRP-2の縦方向の耐引張荷重とを比較した場合、ほぼ同程度であると考えられる。

接合部試験体は、隅柱および中間柱を想定して、表1および図1に示すとおり無補強試験体およびFRP補強試験体を作製した。柱および土台とも県産のヒノキ(*Chamaecyparis obtusa*)気乾材を使用し、断面寸法は2種類とした。一つは150×150mm断面(以下5寸角とする)で、もう一つは120×120mm断面(以下4寸角とする)である。柱の長さはいずれも1,120mmであり、図1に示すとおり柱下部が基礎まで達する形式とした。2個の土台は、隅柱では隣接した柱側面に差し込み、中間柱では相対する柱側面に差し込んだ。土台の断面寸法は、柱が4寸角の場合は120×120mmとし、5寸角の場合は厚さ120mm、幅150mmとした。なお、柱と土台とはすべてほぼ接合とし、その幅は20mm、長さは20mm、厚さは120mmであった。

FRPの接着方法は、隅柱および中間柱とも2通りずつとした。1つは図1(a)および(c)に示すとおり、三角形に調整したFRP-1を土台と柱とに接着する方法(以下三角貼りとする)である。三角貼りでのPVA繊維の配向方向は、柱および土台に対し、隅柱では平行とし、中間柱では45°とした。もう1つは、図1(b)および(d)に示すとおり、柱と土台とに斜めにFRPを接着する方法(以下斜め貼りとする)である。PVA繊維の配向方向は、隅柱ではFRPの長さ方向とし、中間柱では三角形の短辺に平行(柱、土台に対し45°)とした。なお、隅柱の斜め貼りには2枚のFRP-1を使用し、中間柱の斜め貼りでは1枚のFRP-2を図1(d)に示すとおり接着した。既報⁷⁾の結果を踏まえ、接着剤には1液型ポリウレタン接着剤((株)コニシ製パネルボンドKU、以下PU接着剤とする)を使用した。接着直前に木材およびFRPの表面

を#120サンダーで研削し、FRP上にPU接着剤を500g/m²以上塗布した。FRPを木材上の所定位置に堆積した後、厚さ20mmのポリエチレン板をFRP上にあて、長さ60mmの木ネジを100mm間隔で打ち込んで圧縮した。さらに、荷重点付近を補強するため厚さ12mmの構造用合板を相対する2面に接着し、土台の下面には割裂を防ぐために100×100mmのFRP-1を柱から150mmの位置に接着した。20℃以上の雰囲気中で24時間以上圧縮した後木ネジを除去し、さらに20℃以上の雰囲気中で1週間以上放置した後、引張試験に供した。

2.2 一方向単調加力試験

HD金物の試験体への取り付けは、引張試験の直前に行った。HD金物には、Zマーク表示金物同等品である(株)カナイ製、H-HDF2530(以下HD25とする)およびH-HD1520(以下HD15とする)を使用した。なお、HD25の短期耐力は32.6kNでHD15は20.9kNである。取り付けには専用木ネジ(以下木ネジとする)を使用し、使用本数は、HD25は10本、HD15は5本とした。HD金物と試験機の鋼板(以下基礎鋼板とする)とは、M16ボルトで緊結した。試験体の固定のため、土台はM12ボルト(以下アンカーボルトとする)および角座金(W4.5×40)を使用して基礎鋼板に緊結した。一方向単調加力試験には、島津試験機製作所製の300kN引張試験機を使用し、荷重速度を5kN/min以下として加力した。試験中図1(e)および(f)に示すとおり、柱-基礎鋼板間変位および柱-土台間変位をそれぞれ2箇所測定し、また、柱-HD金物間変位も測定した。変位の測定には東京測器(株)のCDP-50を使用した。試験体数はそれぞれ1体ずつとした。

柱-基礎鋼板間変位の結果に対し、完全弾塑性モデルを適用した。解析には(独)森林総合研究所・軽部氏が作製したPick Point3.24を使用した。また、試験終了後に試片を採取して含水率を測定した。

3. 結果および考察

3.1 隅柱の結果

3.1.1 最大荷重および初期剛性

表2に完全弾塑性モデルを適用した結果を示す。表中には、最大荷重時における柱-土台間変位および柱-HD金物間変位も併記した。

4寸角の試験体では、三角貼り(R120C-T)および斜め貼り(R120C-D)とも最大荷重は無補強(N120C)よりも高い値を示し、斜め貼りは三角貼りよりも高い最大荷重を示した。これは、三角貼りでは土台の破壊が発生

表2 柱-土台接合部引張試験の結果 (完全弾塑性モデル)

試験体 ^{a)}	4寸角・隅柱			4寸角・中間柱		
	N120C	R120C-T	R120C-D	N120M	R120M-T	R120M-D
最大荷重 (Pmax.) (kN)	60.8	72.8	91.6	31.1	43.3	37.0
最大荷重時柱-基礎鋼板間変位 ^{b)} (mm)	21.1	21.9	22.3	18.3	10.4	14.0
降伏変位 (mm)	5.8	7.9	7.3	2.2	2.8	2.3
終局変位 (0.8Pmax) (mm)	26.4	25.8	26.6	37.0	41.9	18.0
初期剛性 (kN/mm)	5.73	5.89	7.27	6.34	8.02	7.98
塑性率	2.74	2.20	2.28	8.60	9.27	4.41
構造特性係数	0.47	0.54	0.53	0.25	0.24	0.36
最大荷重時柱-土台間変位 ^{b)} (mm)	21.1	3.4	4.8	18.3	3.9	4.9
最大荷重時柱-HD金物間変位 ^{c)} (mm)	11.4	13.6	9.6	13.5	7.5	12.8

試験体 ^{a)}	5寸角・隅柱			5寸角・中間柱		
	N150C	R150C-T	R150C-D	N150M	R150M-T	R150M-D
最大荷重 (Pmax.) (kN)	49.7	87.8	87.9	28.3	40.0	40.0
最大荷重時柱-基礎鋼板間変位 ^{b)} (mm)	22.9	26.3	26.2	14.8	13.2	12.7
降伏変位 (mm)	7.0	6.9	8.3	2.4	2.7	3.0
終局変位 (0.8Pmax) (mm)	28.3	39.1	29.6	31.3	13.3	16.9
初期剛性 (kN/mm)	4.1	16.47	6.33	5.51	7.73	6.73
塑性率	2.56	3.18	2.32	6.68	2.87	3.18
構造特性係数	0.49	0.43	0.52	0.28	0.46	0.43
最大荷重時柱-土台間変位 ^{b)} (mm)	22.9	5.9	6.0	14.8	6.1	5.4
最大荷重時柱-HD金物間変位 ^{c)} (mm)	13.1	12.5	12.4	13.1	11.0	10.9

(注) 完全弾塑性解析には、柱-基礎鋼板間の平均変位を使用した。^{a)}:表1を参照 ^{b)}:2変位計の平均値 ^{c)}:HD金物:引き寄せ金物

し、FRPの補強効果が十分に発揮されなかったためである。初期剛性を比較すると、三角貼りは無補強とほぼ同じ値であったのに対し、斜め貼りは無補強よりも高かった。

一方、5寸角の試験体では、三角貼り (R150C-T) および斜め貼り (R150C-D) の最大荷重および初期剛性はそれぞれ近似した値を示し、いずれも無補強 (N150C) よりも高い値であった。

4寸角の三角貼りにおいて初期剛性の向上が認められず、また斜め貼りよりも低い最大荷重を示した理由としては、以下のことが考えられる。すなわち、三角貼りの接合部に引張荷重が加わった場合、柱と土台との間にせん断力が発生してFRPが変形するため、本研究のようにPVA繊維がそれぞれ土台および柱の方向に配向する接着方法では、斜め貼りよりも初期剛性が劣ることが予想される。また、最大荷重については、三角貼りではFRPにせん断力が加わったためより早期に破壊したのに対して、斜め貼りではFRPがアンカーボルト付近に接着されていたことから、FRPに加わる引張荷重がより効率よくアンカーボルトへ伝えられたと考えられる。そのため、

斜め貼りの方が三角貼りよりも高い最大荷重を示したものと推測される。

一方、5寸角では、三角貼りと斜め貼りとの間で初期剛性および最大荷重とも差は無かった。しかし、4寸角で記したとおり、FRPの変形やアンカーボルトへの荷重伝達さらにはFRPおよび接着剤の使用量を考慮した場合、隅柱に関しては、斜め貼りの方がより効率が良い補強方法であると考えられる。

破壊形態から考慮した場合でも、斜め貼りは三角貼りよりも望ましい補強方法であると考えられる。すなわち、4寸角の三角貼りで発生した土台の割裂破壊は、土台底面の端部であるFRPの短辺付近から発生し、土台中心に達する破壊であった。これは、長さが250mmの土台側面のほぼ全長にわたりFRPが接着され、短い土台の側面全長に引張力が加わったためであると推測される。住宅ではより長い土台を使用するため、三角貼りで補強した柱-土台接合部に引張力が加わった場合、このような割裂破壊が発生するかどうかは不明である。しかし、斜め貼りの土台では引張力が加わるのは一部分のみであり、その部分はアンカーボルト付近であることから、斜め貼り

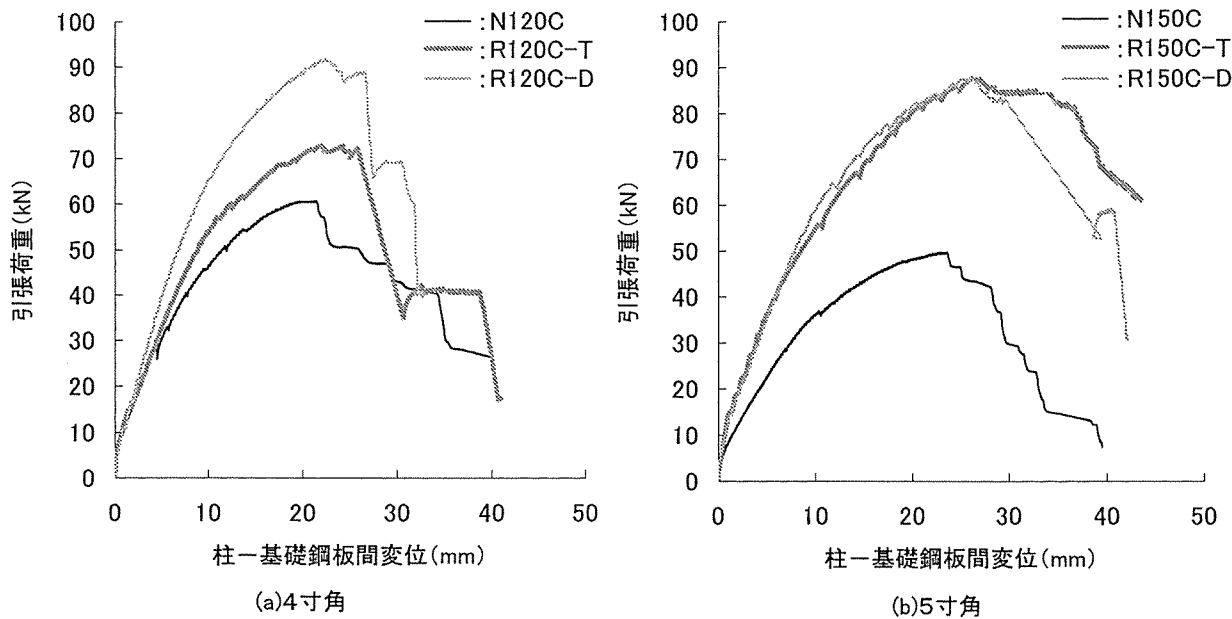


図2 隅柱一方向単調加力試験の結果 (1) 柱-基礎鋼板間の変位

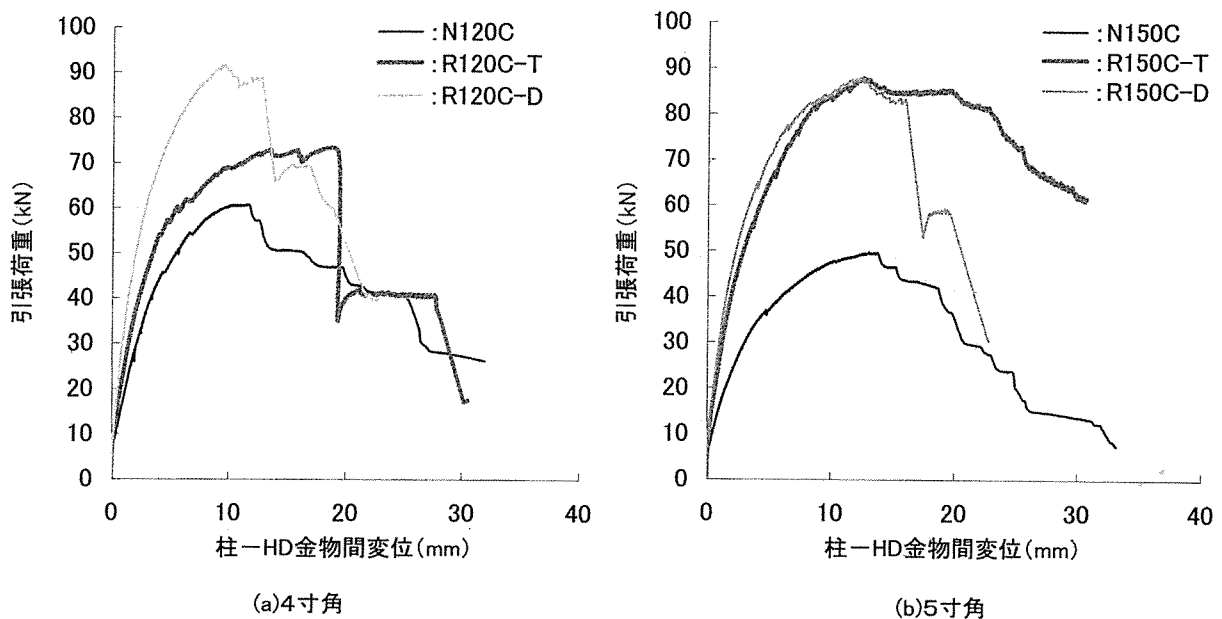


図3 隅柱一方向単調加力試験の結果 (2) 柱-引き寄せ金物 (HD金物) 間の変位

は三角貼りよりも土台が割裂破壊する危険性は低いと考えられる。そのため、土台への負荷を考慮した場合、斜め貼りの方がより安全な補強方法であると考えられる。

3.1.2 荷重と変位との関係および補強試験体の挙動

表2に示した最大荷重時の柱-基礎鋼板間の変位を比較すると、4寸角では無補強、FRP補強にかかわらずほぼ同じ値で、21.1~22.3mmであった。5寸角では無補強(N150C)が22.9mmと、補強試験体(26.3mmおよび26.2mm)よりも低い値を示したものの、両補強試験体は近似した値を示した。また、図2(a)、(b)に示すとおり、4

寸角および5寸角とも、最大荷重に達した後に荷重が横ばいもしくは低下した付近における両補強試験体の柱-基礎鋼板間変位は、無補強試験体の最大荷重時の柱-基礎鋼板間変位とほぼ一致していた。無補強試験体における柱-基礎鋼板間変位は、HD金物の変形および木ネジの破壊、すなわちHD金物の損傷と関係していたため、両補強試験体の最大荷重および柱-基礎鋼板間変位も、HD金物の損傷と関係していると考えられる。そこで図3に、一方向加力試験における柱-HD金物間変位の推移を示す。

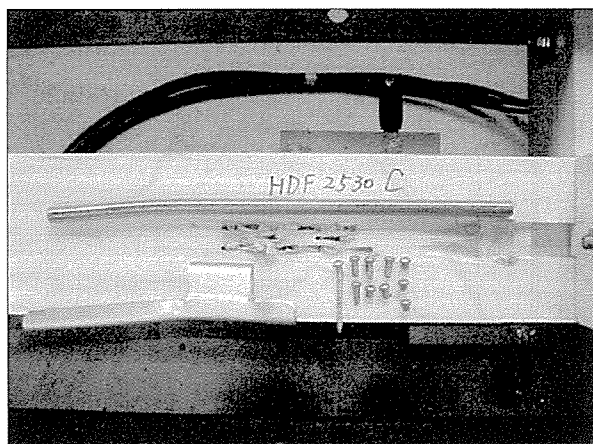


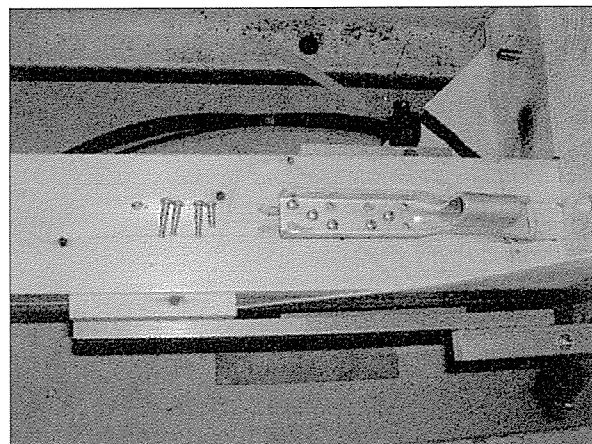
図4 5寸角隅柱無補強試験体 (N150C) の破壊

4寸角 (図3 (a)) および5寸角 (同 (b)) の無補強試験体において、柱-HD金物間変位が11.4mmおよび13.1mmでそれぞれ最大荷重に達し、その後段階的に荷重が低下したのは、図4に示すとおり木ネジの引き抜けおよび破断が徐々に進行し、またHD金物も変形したためと推測され、そのため図3に示すとおり段階的に荷重が低下したと考えられる。

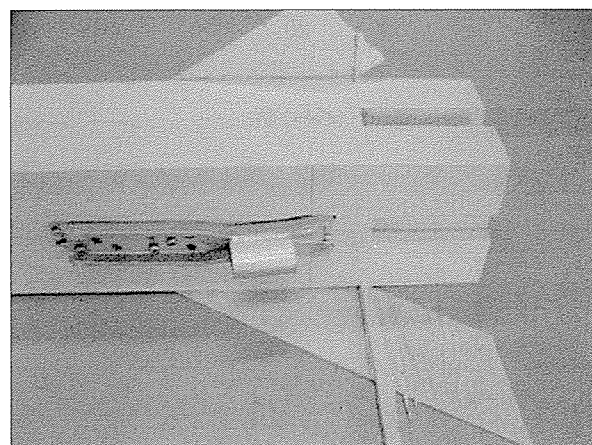
一方、4寸角の補強試験体は、図3 (a) に示すとおり三角貼り (R120C-T) では柱-HD金物間変位が13mm付近で荷重はほぼ一定となり、19mmの付近で1枚のFRP-1が図5 (a) に示すとおり破断し荷重が低下した。また、斜め貼りでは変位が9.6mmで最大荷重に達し、一旦荷重は低下したもののすぐに回復し、13mm付近で1枚のFRP-2が破断したため荷重は顕著に低下した。このような挙動を示したのは、以下の理由によるものと推測される。すなわち、柱-HD金物間変位が増加するにしたがい木ネジの損傷が進行し、HD金物が負担する荷重がもはや増加しなくなった時点で試験体は最大荷重に達する。さらに木ネジの損傷が進むと、HD金物が負担できる荷重は低下するため全荷重は増加しないもののFRPが負担する荷重は増加し、そのためFRPが破断し荷重が顕著に低下するに至ったものと推測される。

5寸角の補強試験体では、図3 (b) に示すとおり三角貼り (R150C-T) でFRP-1が破断しなかったため、引張荷重は柱-HD金物間変位が12.5mmで最大値に達した後漸減した。斜め貼り (R150C-D) は4寸角とほぼ同じ挙動を示し、図5 (b) に示すとおり1枚のFRPは変位が16mm付近で破断し、直後にもう1枚が土台接着層でせん断破壊した。

以上のとおり、4寸角および5寸角とも、補強試験体の荷重が横ばいもしくは顕著に低下した付近における柱-HD金物間変位は、無補強試験体の最大荷重時の変位



(a) R120C-Tの破壊 (FRPの破断)



(b) R150C-Dの破壊

図5 隅柱補強試験体の破壊

とほぼ同等もしくはやや大きい値を示した。このことは、補強試験体の接合部強度は木ネジの損傷と関係していることを示唆しており、加えて最大荷重に達した以降の補強試験体の挙動は、4寸角および5寸角とも、木ネジの損傷に加えFRPの破壊にも左右されるものと考えられる。

柱-土台間変位については、図6に示すとおりFRPで補強することにより顕著に減少し、本補強方法は地震時の柱の引き抜け防止対策として有効であることが示唆された。また、4寸角および5寸角とも、三角貼りと斜め貼りとの間で加力中の柱-土台間変位に顕著な差は認められず、両補強試験体は類似した曲線を示した。なお含水率は12~18%であった。

3.2 中間柱の結果

3.2.1 最大荷重および初期剛性

図7に、一方向加力試験における柱-基礎鋼板間の変位を示す。

表2に示すとおり4寸角および5寸角とも隅柱と同様、FRP補強により最大荷重および初期剛性が向上した。

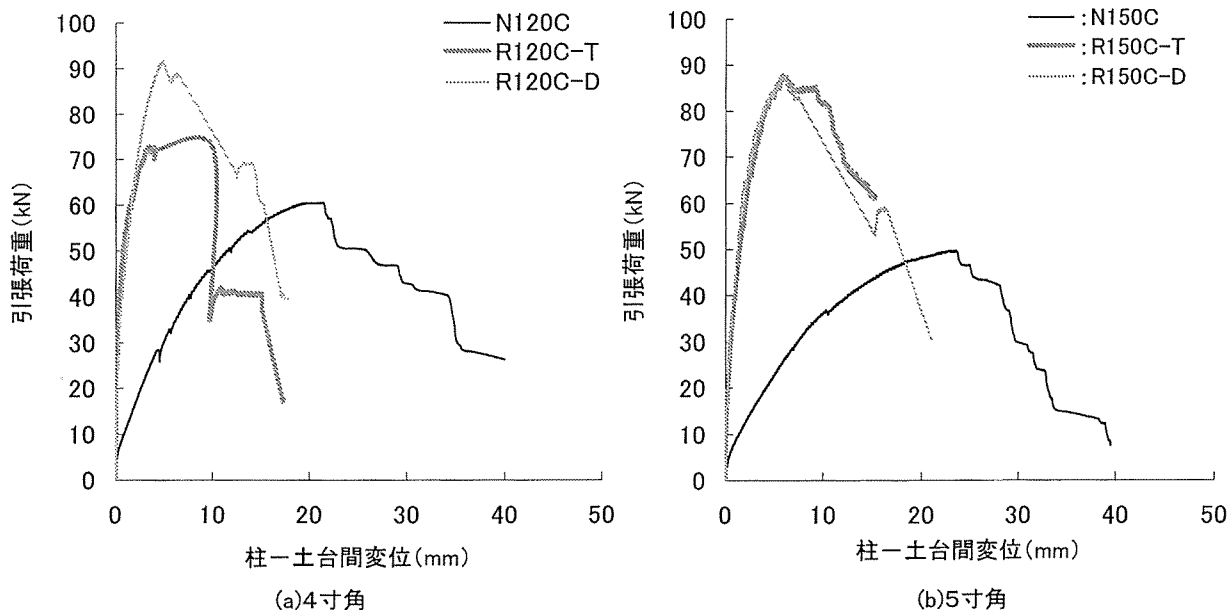


図6 隅柱一方向単調加力試験の結果 (3) 柱-土台間の変位

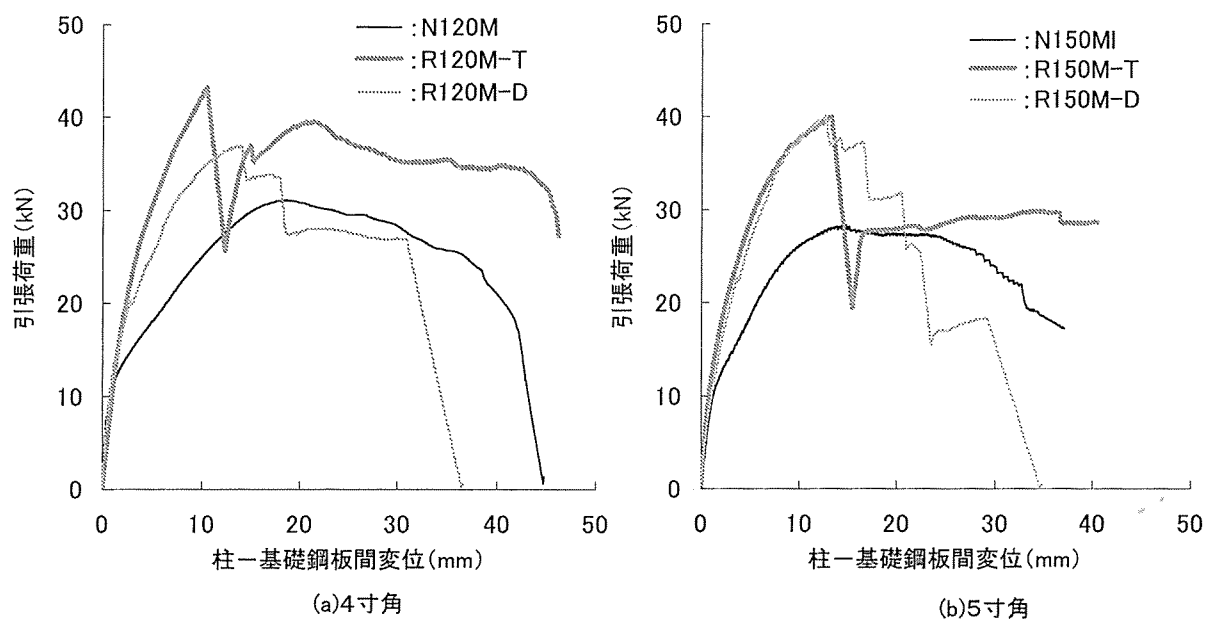


図7 中間柱一方向単調加力試験の結果 (1) 柱-基礎鋼板間の変位

しかし、補強試験体における終局変位 (0.8Pmax) および塑性率 (0.8Pmax/完全弾塑性モデルの降伏変位) は、R120M-Tを除く他は無補強より低い値を示した。これは、5寸角の三角貼り (R150M-T) では2枚接着した中の1枚のFRP-1で、図8 (a) に示すとおり破断が発生し、そのため図7に示すとおり一旦荷重が低下し、完全弾塑性解析において終局変位が低く算出されたためである。また、斜め貼り (R150M-D) でも同様に1枚のFRP-1が破断 (図8 (b)) して荷重が低下したため、終局変位が低く算出され塑性率が無補強試験体より低くなった。

4寸角でも同様の破壊傾向を示したものの、R120M-TではFRP-1の破断に伴う荷重の低下がR150M-Tよりも小さかったため、完全弾塑性モデルの適用に際し荷重低下後の数値が解析の対象となり、終局変位および塑性率が向上した。

中間柱でのFRPの使用量は隅柱とほぼ同じあり、またHD金物の耐力は中間柱の方が低かったことを考慮すると、FRPの補強効果は中間柱の方が隅柱よりも高いものと考えられる。しかし、得られた結果は異なっており、FRPの補強効果は認められたものの隅柱ほど明確ではなかった。この相異については以下の理由が考えられる。

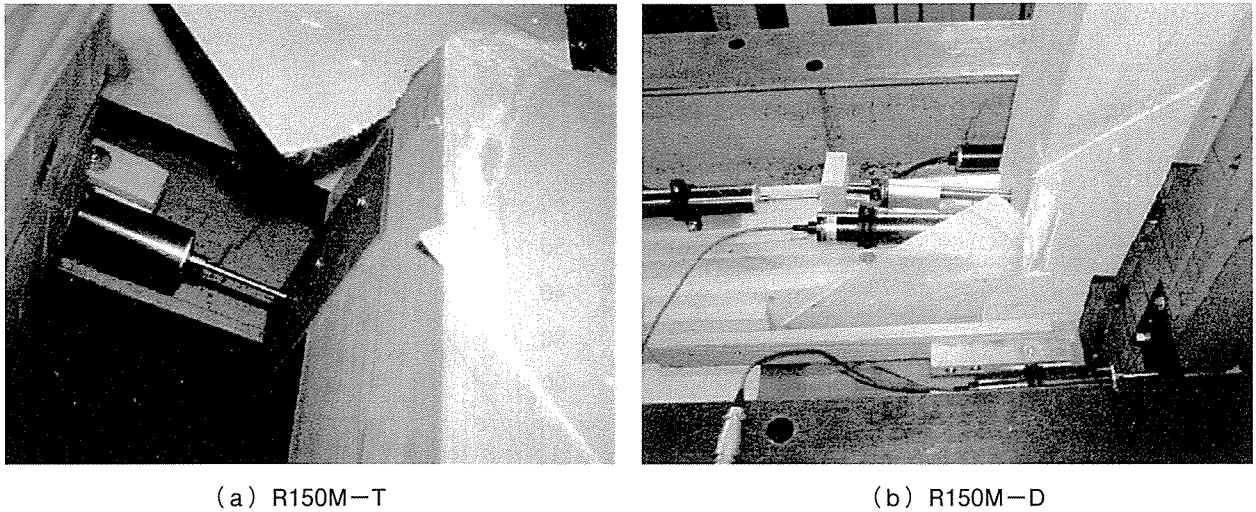


図8 5寸角中間柱試験体の破壊

すなわち、隅柱と中間柱とではアンカーボルトの位置が異なっていたことがまず原因として考えられる。FRPを通じて土台に加わる荷重は、アンカーボルトから基礎鋼板へと伝えられる。隅柱の試験体では、アンカーボルトは柱心から200mm離れて位置しており、同位置の土台側面にはFRPが接着されていた。一方、中間柱ではアンカーボルトはFRPが接着された部分内には位置していなかった。そのため、引張試験時中間柱の土台には、アンカーボルトを固定支点とした曲げの力が作用したものと考えられる。隅柱と中間柱の状態を比較すると、FRPからアンカーボルトさらには基礎鋼板への荷重の伝達は、隅柱の方がより効率よく行われたものと推測される。

また、土台とFRPとの間に生じた変形も原因として考えられる。つまり、中間柱ではHD金物の耐力が隅柱よりも低かったことに加えて、アンカーボルトを固定支点とした曲げの力が作用したと考えられることから、同一の荷重で比較した場合、補強試験体において土台とFRPとの間に発生した変形は、中間柱の方が隅柱よりも大きかったものと推測される。これにより、中間柱の補強試験体ではより低い荷重でFRPが破断し、そのため隅柱ほどには補強効果が発現しなかったものと推測される。以上の理由により、中間柱における補強効果が隅柱よりも劣ったものと推測される。

本研究での試験体の固定方法は、(財)日本住宅・木材技術センター発行の「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に準じたため、図1に示すとおり中間柱試験体でのアンカーボルト間距離は800mmとした。しかし、中間柱におけるFRPの補強効果をより高める方法として、アンカーボルト間距離を短くすること、つまりはアンカーボルトを柱により近接させることが有効であると考えら

れる。

3.2.2 荷重と変位との関係および補強試験体の挙動

表2および図7に示すとおり、5寸角の中間柱における最大荷重時の柱-基礎鋼板間変位は、いずれも近似した値であった。

4寸角の最大荷重時の柱-基礎鋼板間変位は、10.4~18.3mmとばらついていた。しかし、図7に示すとおり、三角貼り(R120M-T)における荷重回復後のピーク付近での柱-基礎鋼板間変位は約20mmであり、斜め貼り(R120M-D)で2回目の荷重低下が発生した時点での柱-基礎鋼板間変位は約18mmと、いずれも無補強(N120M)の最大荷重時の柱-基礎鋼板間変位である19mmに近似していた。そこで、図9に一方方向加力試験における柱-HD金物間の変位を示す。

図9(a)より、4寸角では無補強試験体(N120M)での最大荷重時の変位は13.5mmであり、R120M-Tでの荷重回復後のピークでの変位は12~14mmであり、R120M-Dで最初の荷重低下が発生した変位は12.8mmと、いずれも近似していた。また、5寸角では図9(b)に示すとおり、最大荷重時の柱-HD金物間の変位は近似しており、同値は表2よりN150Mは13.1mm、R150M-Tは11.0mm、およびR150M-Dでは10.9mmであった。これらは、ほぼ隅柱で得られた結果と同じであり、隅柱と同様に中間柱でも補強試験体における最大荷重あるいは荷重が低下する挙動は、HD金物の損傷すなわち木ネジの損傷と関係しているものと推測される。

柱-土台間変位では隅柱と同様の補強効果が認められ、図10に示すとおり4寸角および5寸角ともFRPの接着方法にかかわらず、FRP補強により柱-土台間変位は顕著に減少した。なお含水率は12~17%であった。

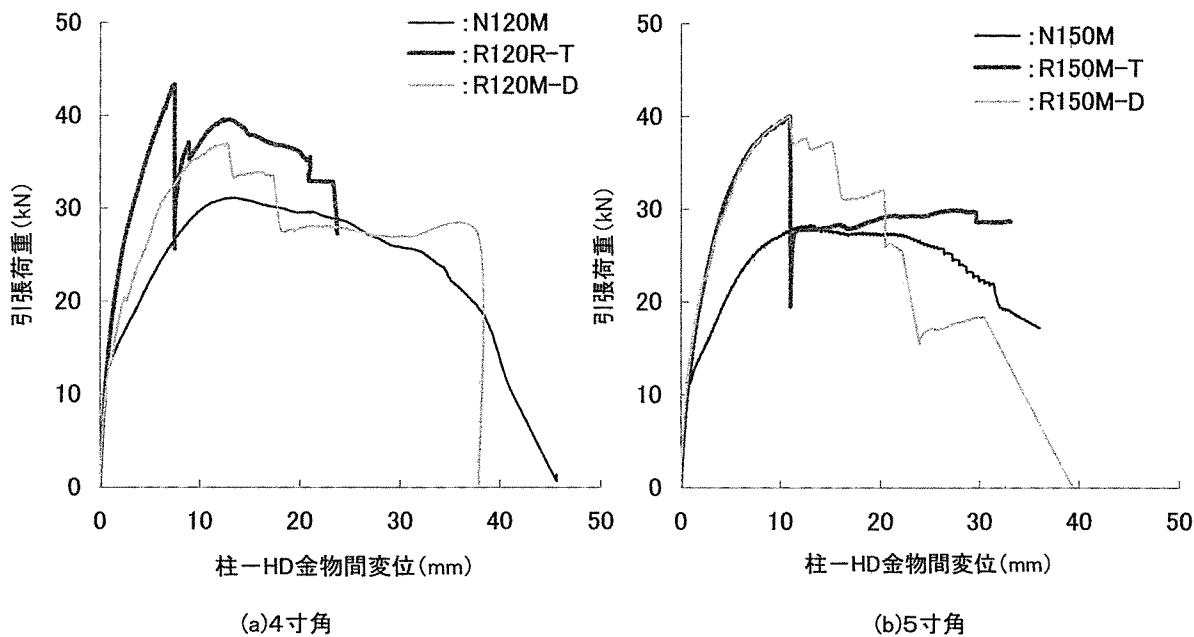


図9 中間柱一方向単調加力試験の結果 (2) 柱一引き寄せ金物 (HD金物) 間の変異

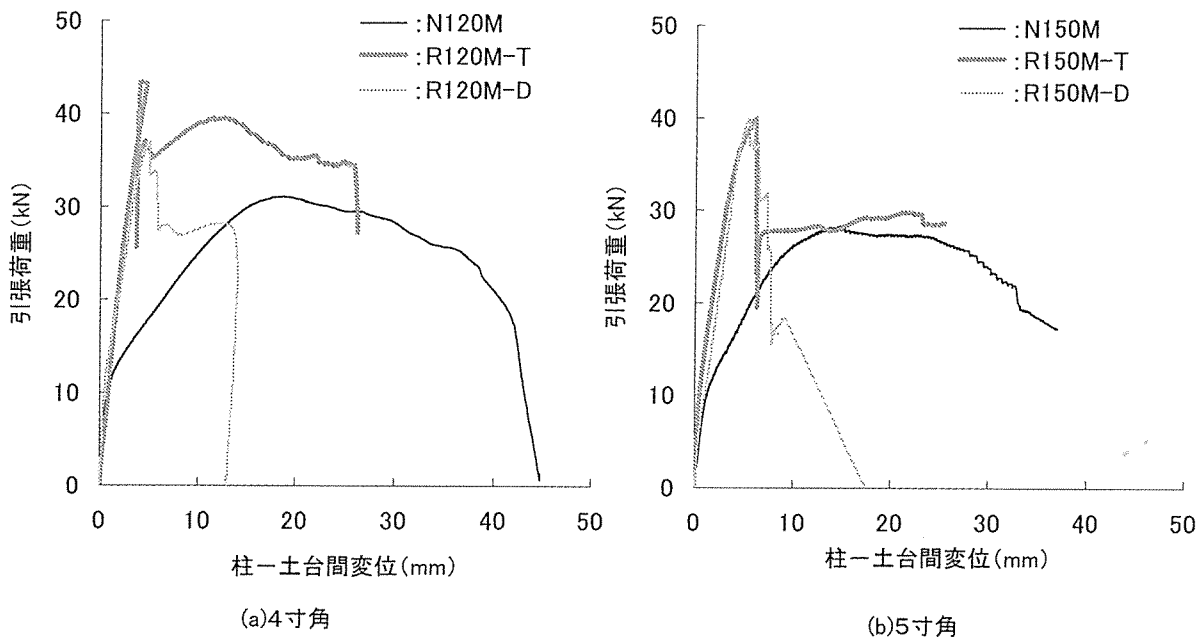


図10 中間柱一方向単調加力試験の結果 (3) 柱一土台間の変位

4. 結論

4寸角もしくは5寸角の、県産ヒノキ材を使用した柱および土台を使用し、隅柱および中間柱について、それぞれ柱と土台との接合部を引き寄せ金物 (HD金物) およびポリビニルアルコール (PVA) 繊維を使用した繊維強化プラスチック (FRP) とで補強することを試みた。その結果、隅柱をFRPで補強することにより、一方向単調加力試験において最大耐力および初期剛性の向上ある

いは柱と土台との間の変位が減少する等の効果が認められ、柱の引き抜け対策等としてFRP補強が有効であることが示唆された。また、試験体の引張荷重の低下はHD金物の破壊、すなわち取り付け木ネジの損傷と関係していることが示唆された。中間柱の補強では、最大耐力および初期剛性は向上したものの終局変位や塑性率が低下した試験体が出現した。これは、土台の基礎への固定位置と関係があるものと考えられる。

引用文献

- 1) 日本木材学会編：木造住宅の耐震. 東京, 日本木材学会, 1996.
- 2) 中島正夫：木材工業, **63**, 596-601 (2008)
- 3) 瀧野眞二郎, 小松幸平, 森 拓郎, 中谷 誠：本木材学会大会研究発表要旨集C-1, **52**, 238 (2002).
- 4) 今村岳大, 村上 幸, 角 徹三, 中治弘行, 松野一成：日本建築学会鷹飼学術講演梗概集C-1, 119-120 (2005).
- 5) 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, 385-386 (2004).
- 6) 柳川靖夫, 川井秀一, 林 知行：日本接着学会誌, **44**, 288-298 (2008)
- 7) 柳川靖夫, 林 知行：奈良県森技セ研究報告, **38**, 1-16 (2009)

(2009年1月13日受理)