# (44)国産スギ集成材を用いた EWECS柱梁接合部の構造性能

田名部 智<sup>1</sup>・熊谷 将吾<sup>2</sup>・新藤 健太<sup>3</sup>・平松 靖<sup>3</sup> 宮武 敦<sup>3</sup>・松井 智哉<sup>4</sup>・瀧野 敦夫<sup>5</sup>・倉本 洋<sup>6</sup>

 <sup>1</sup>正会員 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘 1-1)E-mail:s063620@edu.imc.tut.ac.jp
 <sup>2</sup>正会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: kumagai\_shogo@arch.eng.osaka-u.ac.jp
 <sup>3</sup>正会員 森林総合研究所 複合材料研究領域(〒305-8687 茨城県つくば市松の里1) E-mail: shindok@ffpri.affre.go.jp
 <sup>4</sup>正会員 豊橋技術科学大学助教 工学部建設工学系(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: matsui@tutrp.tut.ac.jp
 <sup>5</sup>大阪大学助教 大学院工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: atsuo@ arch.eng.osaka-u.ac.jp
 <sup>6</sup>大阪大学教授 大学院工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: kuramoto@ arch.eng.osaka-u.ac.jp

EWECS (Engineering Wood Encased Concrete-Steel)部材は,集成材,鉄骨およびコンクリートを組み合わせた新しい木質系ハイブリッド構造である.本研究では,外殻の集成材に低強度の国産スギを用いたEWECS柱梁接合部の構造性能を把握することを目的として,破壊モードを実験変数とした十字形接合部試験体2体を用いて静的加力実験を行い,当該接合部の破壊性状や復元力特性,集成材種類の違いによる影響について比較した.本論では,実験の概要を述べるとともに,当該接合部の破壊性状および復元力特性に及ぼす接合部せん断余裕度の影響に関する検討結果を示す.

*Key Words : EWECS, static load test, joint shear capacity magnification factor, hysteresis loops, ultimate strength evaluation* 

1. はじめに

木質構造は日本における代表的な建築構造の1つであ り,文化的背景などから多くの建物に用いられている. しかしながら,建築基準法では防火の観点から木造建物 は3階建てまでに制限されている.この制限を取り除く ため,新しい木質ハイブリッド構造システムである集成 材を用いたコンクリート - 鋼合成構造システム (EWECS)の開発が行われている.この構造システム は EWECS 柱と集成材で鉄骨を被覆した梁(EWES)か ら構成されている.この構造システムは,不燃材料であ るコンクリートや鉄骨を使用することにより耐火性を向 上させると共に,これらの材料の複合的な挙動によって 構造性能の向上を図ることができる.

EWECS 柱は,集成材を柱の型枠として利用することによって,施工に必要な手間と材料を削減し,施工コストを抑制することができるという利点を持つ.筆者らは

これまでに, EWECS 柱の耐震性能を把握するための幅 広い研究を行ってきた<sup>1)-5)</sup>.その結果,耐力劣化が少な く安定した履歴性状を示すことを確認している.さらに, 鉄骨コンクリート柱と外側を集成材で被覆した EWECS 柱とを比較すると,コンクリート断面を同一とした場合, 柱の曲げ耐力が最大約 12%向上することが明らかとな っている.平成17年度から2年間,筆者らは EWECS 柱 梁接合部の構造性能に関する研究を行っており,耐力劣 化が少なく安定した載荷履歴性状を示すことを確認して いる<sup>6)-8)</sup>.これらの結果から,EWECS 柱は実際の建築 物に用いることが可能であると考えられる.

しかしながら,これまでの実験では外殻の集成材に比較的剛性の高い国産のカラマツのみを用いており,他の 木質材料を用いた実験は行われていない.また,近年で は間伐材である国産スギの有効利用が問題視されており, 国産スギの需要拡大が望まれている.

そこで本研究では,外殻の集成材に低強度の国産スギ

を用いた EWECS 柱梁接合部の構造性能を把握すること を目的として,破壊モードを実験変数とした十字形接合 部試験体を用いて静的加力実験を行い,当該接合部の破 壊性状や復元力特性,集成材種類の違いによる影響につ いて比較した.

#### 2. 実験概要

#### (1) 試験体概要

図-1 に試験体概要を,表-1 に実験計画を示す.試験 体は階高約3mおよびスパン約5.5mの6層程度の純フレ ーム建築物の低層部柱梁接合部を想定し,その約1/2.4 縮尺モデルとしている.部材反曲点を模擬するために柱 上下端部および梁端部にそれぞれ取付けられたピン支承 を介して図-2に示す載荷装置に設置されている.

試験体寸法は過年度実施した試験体 WCSJ-LA および試 験体 WCSJ-LB と同一とした.柱は断面が 400mm×400mm で あり,上下に取付けたピン支承間の距離を 1,300mm とした. 普通コンクリートの断面は 300mm×300mm であり,外殻の集 成材の厚さは 45mm である.梁断面は 300mm× 400mm とし た.梁の左右端に取付けたピン支承間の距離は 2,250mm である.内蔵鉄骨は柱を通し柱とし,梁は柱に溶接して 製作した.集成材の接着にはエポキシ系接着剤を使用し た.

実験変数は破壊モードおよび集成材の材料の2つを選 択した,破壊モードは過年度実施したものと同一とし, 梁曲げ破壊先行型の試験体 WCSJ-LA, 試験体 WCSJ-CA の2体,および接合部せん断破壊先行型の試験体 WCSJ-LB, 試験体 WCSJ-CBの計4体について検討した.した がって, 図-1 に示すように, 柱内蔵鉄骨には両試験体 共通で H-300×220×10×15 を用いているが,梁内蔵鉄骨は 試験体 WCSJ-LA および WCSJ-CA では H-300×150×6.5×9 を,試験体 WCSJ-LB および WCSJ-CB では H-300×200×9×19 をそれぞれ用いている.パネルゾーンにつ いては, 試験体 WCSJ-LA および試験体 WCSJ-CA ではパ ネルゾーンのウェブ厚と柱内蔵鉄骨のウェブ厚は共に 10mm である. 一方, 試験体 WCSJ-LB および試験体 WCSJ-CB ではパネルゾーンのウェブ厚を 4.5mm に変更 している.集成材の材料は国産カラマツ(Larch)と国産ス ギ(Cedar)の 2 つを選択した . 試験体 WCSJ-LA および試 験体 WCSJ-LB の集成材はカラマツ, 試験体 WCSJ-CA お よび試験体 WCSJ-CBの集成材はスギである.

表-2 に柱,梁およびパネルゾーンの各終局耐力計算 値を示す.柱および梁の終局曲げ耐力は一般化累加強 度理論により計算し,パネルゾーンの終局せん断耐力 は日本建築学会 SRC 規準<sup>9</sup>に基づいて式(1)~(3)より求 めている.なお,同表において梁およびパネルゾーン の耐力は,柱せん断力換算値で示している.

$${}_{c}Q_{pcal} = \frac{j_{b} \cdot l}{\left(l - j_{c}\right) \cdot h - j_{b} \cdot l} \cdot Q_{pcal}$$
(1)

$$Q_{pcal} = {}_{J}F_{s} \cdot {}_{J}\delta_{c} \cdot {}_{c}A_{e} + \frac{1.2 \cdot {}_{sw}\sigma_{y} \cdot {}_{sw}A}{\sqrt{3}}$$
(2)

#### 表-1 実験計画

	試験体	WCSJ-LA	WCSJ-CA	WCSJ-LB	WCSJ-CB	
	破壊形式	梁曲げ		接合部せん断		
	集成材種類	カラマツ	スギ	カラマツ	スギ	
軸力:N(kN)		6	15	976		
軸力比	N/(bc · Dc · Fc)	0.3				
	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×220×10×15				
柱	柱高さ : h (mm)	1300				
	断面:B×D(mm)		400>	0×400		
内蔵鉄骨 (mm)		H-300×150×6.5×9 H-300×200×9			00×9×19	
梁	梁長:1(mm)	225		250		
	断面:B×D(mm)	300×		400		
パネル	ウェブ(mm)	10 4.5			.5	



44 - 2

$$_{J}F_{s} = \min\left(0.12F_{c}, 1.8 + \frac{3.6F_{c}}{100}\right)$$
 (3)

ここで, $Q_{pcd}$ :接合部パネルのせん断強度計算値,  $_{c}Q_{pcd}:Q_{pcd}$ の柱せん断力換算値, $F_{c}: \exists ン / 0 = h$ の圧 縮強度, $_{s}F_{s}: \exists ン / 0 = h$ のせん断強度, $\delta_{c}:$ 接合部の 形状により決まる係数(十字形は 3), $_{c}A_{e}:$ 接合部コン / 0 = hの有効面積(300mm×300mm), $_{sn}\sigma_{y}:$ 接合部鉄 骨ウェブの降伏応力, $_{sn}A:$ 接合部鉄骨ウェブの断面積, l:左右梁の反曲点間距離,h:上下柱の反曲点間距離,  $j_{b}:$ 梁の有効せい(梁鉄骨フランジ重心間距離), $j_{c}:$ 柱 の有効せい(柱鉄骨フランジ重心間距離)である.

また, せん断余裕度は梁終局曲げ耐力計算値と接合部 終局せん断耐力計算値(いずれも柱層せん断力換算値) の比で表している.

#### (2) 使用材料

表-3 に鉄骨の材料試験結果を,表-4 に集成材の機械 的性質を,表-5 にコンクリートの配合表をそれぞれ示 す.表-4 に示すように,スギ集成材はヤング率,圧縮 強度ともにカラマツよりかなり低いもの(L30 程度)を使 用した.

#### (3) 載荷方法

実験は図-2 に示す載荷装置を用いて行った. 試験体 WCSJ-LA および WCSJ-LB については 615kN(軸力比 (N/b,D, $\sigma_B$ ): 0.3), 試験体 WCSJ-CA および WCSJ-CB については 976kN(軸力比(N/b,D, $\sigma_B$ ): 0.3)の一定軸 力下で,静的漸増繰り返し水平力載荷を行った.ここで, b,D, は柱コンクリート断面積である.

水平力載荷は変形制御とし,梁左右端に取り付けたピン支承間の相対鉛直変位 $\delta$ と左右ピン支承間距離Lで与えられる相対部材角R(= $\delta/L$ )で,0.005,0.01,0.015,0.02,0.03rad.および0.04radを2サイクルずつ繰り返した後0.05rad.まで載荷を行い,実験を終了した.

表-2	計算耐力	(層せん断え	り換算値)
-----	------	--------	-------

試験体	柱曲げ耐力 (kN)	梁曲げ耐力 (kN)	接合部せん断 耐力(kN)	せん断 余裕度
WCSJ-LA	1100.0	424.0	449.0	1.06
WCSJ-CA	1190.0	346.2	502.4	1.45
WCSJ-LB	1100.0	692.0	311.6	0.45
WCSJ-CB	1190.0	774.2	387.7	0.50

#### 3. 実験結果

#### (1) 集成材損傷状況

各試験体の最大耐力時における破壊状況を写真-1 に, 最終破壊状況を写真-2 にそれぞれ示す.

梁曲げ破壊先行型の試験体に関して,試験体WCSJ-LAでは,R=0.005rad.で柱正面集成材に微小な亀裂が確認 された.その後R=0.02rad.で柱側面集成材に亀裂が確認 され,変形角の進行とともに亀裂が拡大した.

試験体WCSJ-CAでは,R=0.02rad.で柱側面集成材に亀 裂が確認され,変形角の進行とともに割れが拡大した. 最大耐力を観測したR=0.004rad.時に,柱正面と側面の集 成材で亀裂が発生した.変形角の進行とともに亀裂は柱 全体に伸展した.

一方,接合部せん断破壊先行型の試験体WCSI-LBでは, R=0.005rad.で柱正面集成材に亀裂が確認され,変位振幅の増加に伴って,柱に沿って拡大した.その後R=0.01rad. で柱側面集成材に微小な亀裂が多数確認され,変形角の 進行とともに亀裂が拡大した.

試験体WCSJ-CBでは,R=0.01rad.で梁端部に接着部に 沿った亀裂が発生した.その後R=0.015rad.で柱正面およ び側面集成材で割れが確認され,変形角の進行とともに 割れが柱全体に拡大した.最終変形角であるR=0.05rad.

内蔵鉄骨	試験体	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	備考
	WCSJ-LA	284.0	450.5	柱フランジ
H-300×220	WCSJ-LB	295.5	454.9	柱ウェブ
×10×15	WCSJ-CA	280.2	474.3	柱フランジ
	WCSJ-CB	314.9	487.9	柱ウェブ
	WCSIIA	320.5	458.0	梁フランジ
H-300×150	W CSJ-LA	407.7	510.4	梁ウェブ
×6.5×9	WCSJ-CA	295.2	462.8	梁フランジ
		348.6	486.8	梁ウェブ
	WCSLIB	251.6	440.8	梁フランジ
H-300×200	WC5J-LD	293.3	407.1	梁ウェブ
×9×19	WCSLCB	300.1	446.0	梁フランジ
	W C33-CD	297.4	459.7	梁ウェブ
PI 4 5	WCSJ-LB	256.7	337.5	接合部
114.5	WCSJ-CB	363.9	454.3	ウェブ

表-3 内蔵鉄骨試験結果

表-4 集成材の機械的性質

集成材種類	試験体	含水率 (%)	縦強度 (MPa)	横強度 (MPa)	動的ヤング 係数(GPa)
カラマツ	WCSJ-LA WCSJ-LB	12.0	45.0	5.0	11.5
スギ	WCSJ-CA WCSJ-CB	11.8	24.7	4.5	3.97

表-5 コンクリート配合表

言式 話合 休	水セメント比	細骨材率	スランプ		単位体積重量(kg/m <sup>3</sup> )					ヤング係数
山川河大平	(%)	(%)	(cm)	水(W)	セメント(C)	細骨材 (S)	祖骨材(G)	空気量(A)	fc'(MPa)	Ec(GPa)
WCSJ-LA WCSJ-LB	57	48	17	181	318	856	989	3.2	24.0	20.3
WCSJ-CA	57	40	18	191	318	877	072	4.2	36.1	28.1
WCSJ-CB	57	47	10	101	510	072	912	4.2	38.0	28.1





写真-1 破壊性状(最大耐力時)

時では,柱側面の亀裂は25mm以上となった.

全ての試験体において,梁集成材の損傷は軽微であった.集成材にカラマツ材を用いた試験体は,亀裂は柱集成材の接着部分に集中しているのに対し,集成材にスギ 材を用いた試験体は亀裂は集成材接着部分に加え,ラミ ナ間でも多く発生する傾向が確認された.

#### (2) 荷重 - 変形特性

実験結果一覧を表-6 に,荷重-変形関係を図-3にそれぞれ示す.なお,梁フランジに貼付したひずみゲージが降伏ひずみに達した時を部材降伏時(図-3中の)とした.

梁曲げ破壊先行型の試験体に関して,試験体WCSJ-LAでは,R=0.004radで梁鉄骨フランジの降伏が確認され た.R=0.01rad.で接合部ウェブが降伏し,剛性が低下し た.その後,R=0.015rad.で接合部フランジが降伏, R=0.02rad.で柱フランジおよび接合部スチフナが降伏し た.正載荷側ではR=0.03rad.で最大耐力435.0kNを記録し, 負載荷側ではR=-0.027rad.で最大耐力-425.5kNを記録した. その後も正載荷側・負載荷側ともに高い耐力を維持した まま最終変形角R=0.05rad.に達した.最終変形角におけ る耐力は419.5kNで,最大耐力の約96%である.

試験体WCSJ-CAでは,R=0.004rad.で梁鉄骨フランジの 降伏が確認された.R=0.01rad.で接合部ウェブが降伏し, 剛性が低下した.その後,R=0.015rad.で接合部スチフナ が降伏,R=-0.02rad.で接合部スチフナが降伏,R=-0.03rad. で柱フランジが降伏した.正載荷側ではR=-0.04rad.で最 大耐力439.5kNを記録し,負載荷側ではR=-0.04rad.で最大 耐力-442.5kNを記録した.その後も正載荷側・負載荷側 ともに高い耐力を維持したまま最終変形角R=0.05rad.に 達した.最終変形角における耐力は419.3kNで,最大耐 力の約95%である.

このように梁曲げ破壊先行型の試験体は高い靭性能を 発揮し,紡錘型で履歴面積が大きく良好なエネルギー吸 収能力を示した.





写真-2 最終破壊状況

表-6 実験結果一覧

		部材障	<b>ቆ伏時</b>	最大耐力時		
試験	体	Ry	Ру	Rmax	Pmax	
		(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	
WCSLLA	正	0.004	221.0	0.030	435.0	
W CSJ-LA	負	-0.004	-237.0	-0.027	-425.5	
WCSJ-CA	Ш	0.004	225.8	0.040	439.5	
	負	-0.003	-188.3	-0.040	-442.5	
WCSLID	正	0.004	237.0	0.015	393.5	
w CSJ-LD	負	-0.004	-238.5	-0.015	-362.0	
WCSLCB	正	0.003	213.8	0.015	430.5	
W C03-CD	負	-0.004	-237.8	-0.015	-410.3	

一方,接合部せん断破壊先行型の試験体については, 試験体WCSI-LBでは,R=0.005rad.のサイクルにおいて梁 鉄骨フランジおよび接合部ウェブの降伏が確認され,続 いてR=0.01rad.で柱フランジおよび接合部スチフナが降 伏し,R=0.02rad.で接合部フランジが降伏した.正載荷 側ではR=0.015rad.で最大耐力393.5kNを記録し,負載荷側 ではR=0.015rad.で最大耐力-362.0kNを記録した.その後 耐力が低下し,最終変形角における耐力は287.0kNで最 大耐力の約73%となった.

試験体WCSJ-CBでは,R=0.005rad.のサイクルで梁鉄骨 フランジ,接合部ウェブおよび接合部スチフナの降伏が 確認され,続いてR=0.015rad.で柱フランジおよび接合部 フランジが降伏した.正載荷側ではR=0.015rad.で最大耐 力430.5kNを記録し,負載荷側ではR=-0.015rad.で最大耐 力410.3kNを記録した.その後耐力が低下し,最終変形 角における耐力は273.0kNで最大耐力の約63%となった.

このように接合部せん断破壊先行型の試験体はやや逆 S字型の履歴ループを描き,梁曲げ破壊先行形の試験体 と比較して耐力低下が大きくなる結果となった.また, 耐力低下は低強度の集成材を用いた試験体WCSJ-CBの 方が顕著となる結果となったが,耐力低下の原因は軸力 の影響によるものと考えられる.

各試験体の包絡線を図-4に示す.試験体WCSJ-CAの梁フランジ降伏後の剛性が試験体WCSJ-LAと比較して低

いことがわかる.これは内蔵鉄骨の降伏強度と集成材強 度が原因であると考えられる.すなわち,試験体WCSJ-CAの梁内蔵鉄骨は試験体WCSJ-LAと比較して降伏強度 が小さく,また,試験体WCSJ-CAの接合部ウェブは試 験体WCSJ-LAと比較して降伏強度が大きい.また,集 成材強度はカラマツ材よりスギ材のほうが動的ヤング係 数が小さい.このことから,試験体WCSJ-CAは梁が変 形の大部分を負担しているのに対し,試験体WCSJ-LA



は変形の増大とともに接合部ウェブが変形を負担する割 合が多くなるため,剛性に違いが見られたと考えられる.

また,試験体WCSJ-CBの梁フランジ降伏後の剛性が 試験体WCSJ-LBと比較して高いことがわかる.これは内 蔵鉄骨の降伏強度やコンクリート強度が試験体WCSJ-LB より試験体WCSJ-CBの方が大きいことが,剛性や耐力 に影響を及ぼした原因であると考えられる.

## (3) パネルゾーンの挙動

図-5 に R=0.03rad.までのパネルゾーンの作用せん断力 と、パネルのせん断変形の関係を示す、パネルゾーンの 作用せん断力 "Q。を式(4)より求めた.なお,式中の記号 については図-6を参照されたい.

$${}_{p}Q_{c} = 2M_{b} \cdot \left(\frac{l-j_{c}}{l' \cdot j_{b}} - \frac{l}{l' \cdot h}\right)$$

$$M = (Q \cdot h/l) \cdot l'/2.$$
(4)

$$M_{b} = (Q_{c} \cdot h/l) \cdot l'/2 \tag{5}$$



パネルゾーンのせん断変形角<sub>%</sub>については図-7に示す ように,鉄骨に取り付けた変位計より得られる変位δ<sub>1</sub>, δ<sub>2</sub>を用いて図中の式に従い算出した.

梁曲げ破壊先行型の試験体に関して,パネルゾーンの 変形量  $\gamma_p$ に着目すると,試験体 WCSJ-LA では,パネル のせん断変形角は 0.02rad.を上回っているのに対し,試 験体 WCSJ-CA はせん断余裕度が 1.45 と試験体 WCSJ-LA の 1.06 より大きな値となっている.このため,パネル のせん断変形角は約 0.01rad.程度に留まっており,変形 性状に明確な違いが現われている.したがって,せん断 余裕度による違いが明確に表れている.

一方,接合部せん断破壊先行型の試験体に関して,パ ネルゾーンの変形量  $\gamma_p$ に着目すると,試験体 WCSJ-LB では,パネルのせん断変形角は-0.03rad.から 0.04rad.と負 載荷側で変形が小さくなっているのに対し,試験体 WCSJ-CB のパネルのせん断変形角は約 0.04rad.程度と, 若干の差異が確認された.

#### (3) 变形負担割合

図-8 に各試験体の R=0.02rad.まで試験体における架構 の変形に占める柱,梁およびパネルゾーンの変形成分の 比率を示す.各部材の変形は,図-7 に示す変位計より 得られる変位,,,,,,,あよび,を用い,図中の式 に従って各部材の変形角を算出した.各変形成分は, 図-9 に示すように各部材の変形角を梁端部の変形に換 算して示している.

梁曲げ破壊先行型の試験体に関して,試験体 WCSJ-LA では変位振幅の増加に伴い梁とパネルゾーンの変形 割合が増加する結果となった.試験体 WCSJ-CA では, R=0.005rad.において梁が主として変形を負担しているが, WCSJ-LA と比較してパネルゾーンの変形が若干小さく なっている.その後の変位振幅の増加に伴い梁の変形割



合が増加する結果となった.したがって,内蔵鉄骨の降 伏強度と集成材強度の違いにより,パネルゾーンの変形 負担割合に違いが見られた.

一方,接合部せん断破壊先行型の試験体に関して,試 験体 WCSJ-LB では R=0.005rad.において梁とパネルゾー ンが大きく変形を負担しており,その後の変位振幅の増 加に伴いパネルゾーンの変形割合が増加する結果となっ た.試験体 WCSJ-CB では,R=0.005rad.では柱の変形が 試験体 WCSJ-LB より大きいが,その後の変形ではパネ ルゾーンの変形割合が増加する結果となった.両試験体 を比較すると,柱と梁の変形に若干の差異が確認された が,パネルゾーンの変形割合はほぼ同様の挙動を示した.

#### (5) 計算値との比較

各試験体におけるせん断余裕度と実験値と計算値との 耐力比の関係を図-10に示す.せん断余裕度は前述の通 りである.耐力比については梁曲げ破壊先行型の試験体 は実験値と梁終局曲げ耐力計算値の比で表し,接合部せ ん断破壊先行型の試験体は実験値と接合部終局せん断耐 力計算値の比で表している.柱および梁の終局曲げ耐力 計算値は一般化累加強度理論によって,パネルゾーンの 終局せん断耐力は,SRC規準<sup>9</sup>により,それぞれ求めた. 梁曲げ破壊先行型の試験体に関して,せん断余裕度は



44 - 6

試験体WCSJ-LAでは1.06,試験体WCSJ-CAでは1.45と試 験体WCSJ-CAのほうがせん断余裕度が高くなる結果と なった.耐力比は試験体WCSJ-LAでは1.03,試験体 WCSJ-CAでは1.28と良好な結果を示した.

一方,接合部せん断破壊先行型の試験体に関して,せん断余裕度は試験体WCSI-LBでは0.45,試験体WCSI-CBでは0.50と試験体WCSI-CBのほうがせん断余裕度が高くなる結果となった.耐力比は試験体WCSI-LBでは1.26, 試験体WCSI-CBでは1.11と良好な結果を示した.

### 4. まとめ

EWECS 合成構造システムにおける内部柱梁接合部の 構造特性を把握することを目的とし,実験変数を破壊モ ードおよび集成材種類とした静的載荷実験を行い,その 構造性能を検討した.その結果,得られた知見を以下に 示す.

1) 梁曲げ破壊先行型の試験体では,高い靭性能を発揮 し,紡錘型で履歴面積が大きく良好なエネルギー吸収 能力を示した.

2) 接合部せん断破壊先行型の試験体は逆S字型の履歴 ループを描き,低強度の集成材を用いた試験体 WCSJ-CB では耐力低下が目立つ結果となったが,原因とし て軸力の影響が考えられる.

3) 各試験体の剛性や耐力は,内蔵鉄骨の降伏強度や集成材強度の違いによる影響であることが確認された.
 4) EWECS 合成構造の耐力計算は,柱および梁の終局曲げ耐力に関しては一般化累加強度理論によって,パネルゾーンの終局せん断耐力は SRC 規準を用いることで概ね評価可能であることを示した.

#### 参考文献

1) Fauzan, H. Kuramoto, Y. Shibayama and T. Yamamoto: Structural Behavior of Engineering Wood Encased Concrete-Steel Composite Columns, コンクリート工学年次論文集 Vol. 26, No. 2, pp. 295-300, 2004年7月



- 2) Fauzan, H. Kuramoto and K-H. Kim: Seismic Performance of Composite EWECS Columns Using Single H-Steel, コンクリート工学年次論文 集 Vol. 27, No. 2, pp. 307-312, 2005 年 6 月
- 3) Fauzan, H. Kuramoto, T. Matsui and K-H. Kim; Seismic Behavior of Composite EWECS Columns with Varying Shear-Span Ratios, コンクリ - ト工学年次論文集 Vol. 28, No. 2, pp. 1357-1362, 2006 年 7 月
- 4) Fauzan, H. Kuramoto and T. Matsui: Experimental and Analytical Studies on Seismic Behavior of Composite EWECS Columns with Shear Studs, 第 7回複合構造の活用に関するシンポジウム,土木学会/日本建 築学会 Paper No.26 (CD-ROM), 2007 年 11月
- 5) Fauzan, A. Takino, K. Shindo and H. Kuramoto: Load-Displacement Response Analysis for Composite EWECS Columns, コンクリート工 学年次論文集 Vol. 31, No. 2, pp. 1237-1242, 2009 年 7 月
- 6) Fauzan, H. Kuramoto and T. Matsui: Seismic Behavior of Interior Beam-Column Joints for Composite EWECS Structural Systems, 構造工学論 文集 Vol.53B, pp.389-396, 2007 年 3 月
- 7) M. Kimreth, Fauzan, T. Matsui and H. Kuramoto: Seismic Behavior of Composite EWECS Exterior Beam-Column Joints, コンクリート工学 年次論文集 Vol. 29, No. 3, pp.1303-1308 2007 年 7 月
- 8) M. Kimreth, H. Kuramoto, Fauzan and T. Matsui: FEM Analysis of Interior Beam-Column Joints for Composite EWECS Structural Systems, 第7回 複合構造の活用に関するシンポジウム,土木学会/日本建築学 会 Paper No.25 (CD-ROM), 2007年11月
- 9) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001 年

## Structural Performance of EWECS Beam-Column Joints using Glued-Laminated Timber of Japanese Cedar

## Satoshi TANABU Syougo KUMAGAI Kenta SHINDO Yasushi HIRAMATSU Atsushi MIYATAKE Tomoya MATSUI Atsuo TAKINO and Hiroshi KURAMOTO

The EWECS(Engineering Wood Encased Concrete-Steel) structural system is a new type of timber composed of hybrid structure the laminated timber, steel, and concrete. The main purpose of the research is to investigate the structural performance of EWECS beam-to-column joint used a Japanese cedar of the low-strength for the laminated timber. Static loading test of two interior beam-column joints were carried out. In order to failure process, restoring force characteristics and effect of material property of used laminated timber on structural performances. This paper outlines the summary of the experimental program and presents the test results of the hysteresis characteristic of the joints.