(14) 外殻集成材の上下端部に隙間を設けたEWECS柱の静的載荷実験

平松 卓宏1・鈴木 卓2・田口 孝3・芳賀 裕司4・神谷 隆4

¹正会員 大阪大学大学院工学研究科 (〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: hiramatsu_takuhiro@arch.eng.osaka-u.ac.jp

²正会員 大阪大学大学院工学研究科 助教 博士(工学) (〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: suzuki@arch.eng.osaka-u.ac.jp

³正会員 矢作建設工業地震工学研究所 博士(工学) (〒461-0004愛知県名古屋市東区葵3丁目19番7号) E-mail: t-taguchi@yahagi.co.jp

⁴正会員 矢作建設工業地震工学研究所 (〒461-0004愛知県名古屋市東区葵3丁目19番7号) E-mail: y-haga@yahagi.co.jp, t-kamiya@yahagi.co.jp

本研究では、外殻集成材の上下端部に隙間を設けたEWECS柱の構造性能の把握を目的として、せん断 スパン比、集成材樹種およびコンクリート強度を変数とした8体の試験体の静的載荷実験を行った。その 結果、せん断スパン比1.84および0.92のそれぞれの試験体において集成材樹種の違いによる破壊性状に大 きな差異は認められず、各試験体ともに集成材の縦割れの拡幅に伴う耐力低下が確認された。また、集成 材を有する試験体は有していない試験体に比べて最大耐力時の変形角が大きくなる傾向が確認された。さ らに、終局強度評価の結果、当該試験体の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により、せん断終局強度は 簡略化式により概ね評価できることを示した。

Key Words: EWECS structure, Static loading tests, Glued-laminated timber, Shear-span ratio, Timber species, Concrete strength

1. はじめに

EWECS (Engineering Wood Encased Concrete-Steel)構造は コンクリート,鉄骨および外殻集成材から構成される合 成構造である。この構造システムは集成材の内側に不燃 材料であるコンクリートおよび鉄骨を使用することで木 質構造でありながら耐火性の向上が図られており,建築 基準法において2時間以上の耐火性能が要求される5階建 て以上の木質建築物への適用を想定している。また,集 成材をコンクリートの兼用型枠として利用できることか ら,施工コストの抑制および省人力化が期待できる。こ れまでのEWECS柱の開発研究により,大変形時におい ても高い耐震性能を有することが確認されている¹⁹⁴。

これまでのEWECS柱の開発研究では、集成材と上下 スタブを直接接触させたもの、集成材と上下スタブの間 に緩衝材として繊維直交方向の集成材を接触させたもの、 およびスタブ内で集成材をボルトにより固定させたもの の3種類の接触方法が検討されてきた。その結果、集成 材とスタブの間に繊維直交方向の集成材を緩衝材とした 試験体は、その他の接触方法の試験体に比べて集成材の 損傷を抑制できることが確認されている²。

一方で本研究では、実施工を想定して外殻集成材の上 下端に隙間を設けたEWECS柱の構造性能の把握を目的 としてせん断スパン比、集成材樹種およびコンクリート 強度を変数とした静的載荷実験を行った。本論では、当 該試験体の破壊性状および履歴特性等の基本的な構造性 能の検討結果を述べるとともに、SRC規準⁵を基にした 終局強度評価の検討結果を述べる。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

試験体は実大の1/2スケールのもの8体である。図-1に 試験体の形状を,表-1に試験体概要をそれぞれ示す。柱 のコンクリート断面_ab×_aDは350mm角とし,鉄骨はH-300×150×6.5×9を使用した。外殻集成材は厚さを40mmと し、4枚の集成材をウレタン系接着材により二次接着す



表-1 試験体概要

Specimen			WCM1	WCM2	WCM3	WCM4	WCM5	WCS1	WCS2	WCS3	
	Timbe	er	Cryptomeria	Larix	Chamaecyparis	_	Cryptomeria	Cryptomeria	Larix	Chamaeyparis	
Variable	specie	species		leptolepis	obtusa		japonica	japonica	eptolepis	obtusa	
investigated	F_c (N/mm ²)				24		45	24			
_	Shear-span ratio a/d				1.84		0.92				
	∞bx∞D (mm)		350x350								
Steel			H-300x150x6x9, sp=3.70%, (sp=sA/dxaD)								
Thickness of timber (mm)			40			_		40			
Axial force N (kN) ($N/N_0=0.2$)			841				1,162	843			
	表-2 コ	ンクリー	- - トの材料特(±							
	Compre strength (I	essive V/mm²)	Elastic modulu (kN/mm²)	us Strain at streng	t comp. th (µ)						
WCM1-4 27.9		23.8 2,299									
WCM5	WCM5 44.4		28.1	2,8	34		┓╗╋	╾┯╾┯╾┯╾┯╼┯╼┯ ╺ ╪ _╋ ┷┯┷╖			
WCS1-3	28.	C	24.5	2,3	06	Vertical act				ctuator	
表-3 鉄骨の材料特性								╺╍┟╍┟╍┟	/.elee.ll.		
SS400	Yield stro (N/mr	ength 1 n²)	Tensile strengt ¹ (N/mm ²)	n Elasticm (kN/m	nodulus nm²)	± _		╡ ∄/			
Web (6.5m	1m) 356	6	461	18	6					\ H	
Flange (9m	nm) 314	ļ	441	19	3	Horizo	ntal actuator	-		H	
	表-4	集成材									
Compre			essive strength	Elastic m	odulus						
Cnutomeria ianonica			27.1	59	<u>, , , , , , , , , , , , , , , , , , , </u>	図-2 載荷装置					
		40.7	J.C 11 ·	, <u> </u>							
			25.0	0.1	<u> </u>						
Chamaecyparis obtusa			20.9	9.1		材樹種を使用した。各試験体のコンクリートの設計					

ることで兼用型枠とした。なお、集成材の繊維方向およ び柱軸方向は一致させた。また、各試験体において上下 のスタブおよび集成材の間には10mmの隙間を設けてい る(図-1参照)。

実験変数にはせん断スパン比,集成材樹種およびコン クリート強度を選択した。せん断スパン比を1.84として 曲げ降伏先行型を想定した試験体WCMシリーズおよび せん断スパン比を0.92としてせん断破壊型を想定した試 験体WCSシリーズを作成した。また,各せん断スパン 比においてスギ,カラマツおよびヒノキの3種類の集成

材樹種を使用した。各試験体のコンクリートの設計基準 強度はF=24N/mm²とした。また、せん断スパン比1.84の 試験体では、集成材を有していないもの、集成材をカラ マツとし、コンクリートの設計基準強度をF=45N/mm²と したものをそれぞれ作成した。表-2にコンクリートの材 料特性を、表-3に鋼材の材料特性を、表-4に集成材の材 料特性をそれぞれ示す。

(2) 載荷計画

図-2に載荷装置を示す。試験体はPC鋼棒を用いて載荷 フレームに固定した。実験は載荷フレームに取り付けた 2台の鉛直アクチュエーター(押し1,500kN,引き1,000



図-3 最終破壊状況(上段:WC-M シリーズ,下段:WC-S シリーズ)

kN) によって軸力比 (*NIN*₀, *N*₀: 柱の軸圧縮耐力で式(1) より算出) 0.2に相当する一定軸力Nを作用させた後, 載 荷フレームに取り付けた水平アクチュエーター (押し 1,500kN, 引き1,000kN) により水平力を載荷した。

$$N_0 = {}_c r_u \cdot \sigma_B \cdot {}_c A + {}_s \sigma_v \cdot {}_s A \tag{1}$$

ここで、 $\sigma_B: = = > 2 - 1 > 0$ 日本の圧縮強度、A: = = > 2 - 1 > 0 日本の断面積、 $\sigma_u: 鉄骨比に応じて定まる低減係数⁹、$ $<math>\sigma_v: 鉄骨の降伏強度, A: 鉄骨の断面積である。$

水平力の載荷は柱上下端の相対水平変位δを柱内法高 さhoで除した部材角R(=δ/ho)による変位制御とした。 載荷サイクルはR=0.1, 0.3×10²rad.を1サイクル, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0×10² rad.を2サイクルずつ行い, R=5.0 ×10²rad.を正載荷側のみ行った。

3. 実験結果

(1) 破壊性状

図-3に各試験体の実験終了時の集成材の損傷状況およ び集成材を剥がした内部コンクリートの損傷状況をそれ ぞれ示す。

せん断スパン比1.84とした試験体WCM1からWCM5で は、R=0.3×10²rad.の載荷サイクルまでに上下のスタブお よび柱の集成材の間のコンクリートに曲げひび割れの発 生が確認された。R=2.0×10²rad.の載荷サイクルでは、集 成材の二次接着面(図-1参照)に縦割れの発生が確認さ れた。その後、試験体WCM4を除く試験体WCM1から WCM5では、R=4.0×10²rad.の載荷サイクルにおいて集成 材および上下スタブの接触に伴う集成材の縦割れの顕著 な拡幅がみられ、頂部と脚部におけるコンクリートの圧 壊も確認された。また、集成材を有していない試験体 WCM4では、R=4.0×10²rad.の載荷サイクルにおいて頂部 と脚部コンクリートの圧壊および鉄骨フランジの局部座 屈が確認された。

せん断スパン比0.92の試験体WCS1からWCS3では、R= 0.3×10²rad.の載荷サイクルまでに上下のスタブおよび集 成材の間のコンクリートに曲げひび割れの発生が確認さ れた。試験体WCS3ではR=1.5×10²rad.の載荷サイクルに、 試験体WCS1およびWCS2では、R=2.0×10²rad.の載荷サイ クルにおいて大きな破裂音の発生が確認され、それに伴 い集成材に大きな縦割れの発生が確認された。その際、 集成材内部のコンクリートにおいてせん断ひび割れの顕 著な拡幅が確認された。実験終了後の損傷状況では、各 試験体ともに鉄骨ウェブおよびフランジに座屈の発生が 確認された。

(2) せん断カー変形角関係

図4に各試験体のせん断カー変形角関係を,表-5に実験結果の一覧をそれぞれ示す。図4には、実験における 最大耐力点、鉄骨フランジの降伏点および鉄骨ウェブの 降伏点および第5章に示す曲げ終局強度と簡略化式によ るせん断終局強度の計算結果を併せて示している。

試験体WCM5ではR=0.3×10²rad.の載荷サイクルに,試 験体WCM1,WCM2およびWCM4ではR=0.5×10²rad.の載 荷サイクルに,試験体WCM3ではR=1.0×10²rad.の載荷サ イクルにそれぞれ頂部および脚部鉄骨フランジの降伏に 伴う剛性低下が確認された。一方の試験体WCS1から



図-4 せん断カー変形角関係

表-5 実験結果一覧

WCS3では, R=1.0×10²rad.の載荷サイクルにおいて頂部 および脚部の鉄骨フランジおよび鉄骨ウェブの降伏がそ れぞれ確認され,それに伴う剛性低下が認められた。

せん断スパン比1.84の試験体WCM1からWCM3では, 集成材樹種に拘らず, R=3.0×10²rad.の載荷サイクルにお いて同程度の最大耐力が記録された。その後, R=4.0 ×10²rad.の載荷サイクルでは,集成材に生じた縦割れの 拡幅に伴う耐力低下が確認されたものの,最終サイクル まで安定した履歴特性を示す傾向が認められた。一方,

	Yieldin	d of	Yieldin	nof	Maximum capacity		
	steel fla	ande	steelv	veb			
	R		R	0	R	0	
	(x10 ⁻² rad)	(kN)	(x10 ⁻² rad)	(kN)	(x10 ⁻² rad)	(kN)	
WCM1	-0.36	-290	-1.24	-416	2.9	480	
WCM2	0.45	317	1.57	461	3.0	485	
WCM3	0.66	406	2.02	483	2.9	492	
WCM4	-0.51	-352	-2.65	-468	1.3	473	
WCM5	-0.28	-258	-1.39	-493	-1.3	-521	
WCS1	0.76	746	0.86	788	1.5	813	
WCS2	0.80	747	0.86	756	1.5	825	
WCS3	0.82	801	0.95	803	1.5	818	



集成材を有していない試験体WCM4では、R=1.5×10² rad. の載荷サイクルにおいて最大耐力が記録され、その後、 緩やかな耐力低下が確認された。また、 F_{e} 45N/mm²の試 験体WCM5でも、R=1.5×10²rad.の載荷サイクルにおいて 最大耐力が記録された。その後、R=4.0×10²rad.の載荷サ イクルにおいて軸力を保持できなくなるとともに急激な 耐力低下が認められ、 F_{e} 24N/mm²の試験体と比べて変形 性能の低下が確認された。

せん断スパン比0.92の試験体WCS1からWCS3では、集 成材樹種に拘らずR=1.5×10²rad.の正載荷1サイクル目ピ ーク時において同程度の最大耐力が記録された。その後、 集成材の縦割れの発生に伴う急激な耐力低下が認められ た。(1)破壊性状、(2)せん断力-変形角関係の実験結果 を統合的に判断すると、せん断スパン比1.84の試験体 WCM1からWCM5の破壊形式は曲げ降伏先行型、せん断 スパン比0.92の試験体WCS1からWCS3の破壊形式はせん 断破壊型と考えられる。

(3) 軸方向変位分布

図-5に集成材樹種をカラマツとした試験体WCM2, WCM5およびWCS2におけるR=0.1および1.0×10²rad.の正 載荷の1サイクル目ピーク時のコンクリート,鉄骨およ び集成材の軸方向変位分布を示す。同図に示す軸方向変 位は試験体の側面に取り付けた変位計測区間の計測値で ある。

R=0.1×10²rad.の載荷サイクルでは、コンクリートおよ び鉄骨の変位は同程度の値を示している。しかし、R= 1.0×10²rad.の載荷サイクルでは、脚部においてコンクリ ートの引張変位は鉄骨のものと比べて大きくなる傾向が 認められた。これは、脚部引張側のコンクリートに生じ た曲げひび割れに伴いコンクリートと鉄骨の間にすべり が生じたためと考えられる。

各載荷サイクルともに集成材はコンクリートや鉄骨と 比べて上下端部を除く区間の変位が小さく,頂部および 脚部のみが大きくなっている。この頂部および脚部の変 位は上下端部に設けた隙間の伸縮によるものと考察され, 集成材は軸方向にほぼ変形していないものと判断するこ とができる。

以上の結果を基にEWECS柱における内部コンクリートおよび側面の集成材における変形性状の概念を図-6に示す。本論に示すEWECS柱では、同図に示すように内部コンクリートおよび両側面の外殻集成材は互いに別々の挙動をしているものと考えられる。その結果、両側面の外殻集成材およびコンクリートの非接触域の増大に伴

い両側面の外殻集成材間の間隔が長くなる。これにより, 柱の正面もしくは裏面の集成材に縦割れが発生したもの と推察される。また,せん断スパン比1.84の試験体では, 上記の理由に集成材および上下スタブの接触による集成 材の変形が加わることで集成材の縦割れが拡幅したもの と考えられる。一方で,せん断スパン比0.92の試験体で は,上記の理由にせん断ひび割れの発生に伴うコンクリ ートの膨張が加わることで集成材の縦割れが拡幅したも のと考えられる。

(4) 鉄骨ウェブのせん断応力

図-7に各正載荷1サイクル目ピーク時における各試験 体の柱脚部鉄骨ウェブのせん断応力の推移を示す。せん 断応力は図-8に示す脚部鉄骨ウェブに貼り付けた3軸ひ ずみゲージのひずみ計測値からMisesの降伏条件を適用 したロゼット解析により算出した。

せん断スパン比1.84の試験体およびせん断スパン比 0.92の試験体のそれぞれにおいて、各試験体のせん断応 力の推移に大きな差異は認められず、集成材樹種および コンクリート強度の影響は小さい。また、せん断スパン 比0.92の試験体WCS1からWCS3は、せん断スパン比1.84 の試験体WCM1からWCM5と比べて各載荷サイクルにお けるせん断応力の値が高くなっていることが確認できる。

5. 終局強度評価

EWECS柱の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により、せん断終局強度はSRC規準⁵⁰を基に式(3)により算出した。

$$Q_{su} = {}_{c}Q_{su} + {}_{s}Q_{su} \tag{3}$$

ここで、 Q_{su} : コンクリート部のせん断終局強度、 Q_{su} : 鉄骨部のせん断終局強度である。

式(3)中の右辺第1項におけるコンクリートのせん断終 局強度はSRC規準式(式(4)から式(8)),分割アーチせん 断耐力式(式(9)から式(13))および簡略化式(式(14)か ら式(15))を用いてそれぞれ算定した。ここで、SRC規 準式において応力中心間距離*j*はコンクリートせい*D*の 0.8倍に,式(7)の有効せい*d*はコンクリートせい*D*と仮定 し、鉄骨のせん断終局強度は式(16)を用いて算定した。 また、せん断終局強度の算出において集成材の影響は考 慮していない。

$${}_{c}Q_{su} = \min({}_{c}Q_{su1}, {}_{c}Q_{su2}) \tag{4}$$

$${}_{c}Q_{su1} = 0.5 \cdot {}_{c}b \cdot {}_{r}j \cdot F_{s} \cdot {}_{r}a$$
⁽⁵⁾



14 - 6

☆♡ 終向独良──見									
Sp	WCM1	WCM2	WCM3	WCM4	WCM5	WCS1	WCS2	WCS3	
Observe	480	485	492	473	521	813	825	818	
Flexural strength (kN)	Superposed strength theory	434	434	434	434	515	869	869	869
Shear strength (kN)	AIJ standared for SRC	573	573	573	573	614	573	573	573
	Divided arch	511	511	511	511	573	635	635	635
	Simplified	604	604	604	604	739	812	812	812
Obserbed / Calculated	Superposed strength theory	1.11	1.12	1.13	1.09	1.01	0.94	0.95	0.94
	AIJ standared for SRC	0.84	0.85	0.86	0.83	0.85	1.42	1.44	1.43
	Divided arch	0.94	0.95	0.96	0.93	0.91	1.28	1.30	1.29
	Simplified	0.80	0.80	0.82	0.78	0.71	1.00	1.02	1.01



$${}_{c}Q_{su2} = {}_{c}b' \cdot {}_{r}j \cdot F_{s} \tag{6}$$

$$_{r}a = 4/\langle M/(Q \cdot_{r}d) + 1 \rangle \ (1 \leq_{r}a \leq 2)$$

$$\tag{7}$$

$$F_{s} = \min(0.15F_{c}, 2.25 + 4.5F_{c}/100)$$
(8)

$$Q_{su} = \tan\theta_{c} b_{c} b_{c} D \cdot v \cdot \sigma_{B}/2 + \tan\theta_{1} \cdot (_{s}b_{f} - _{s}t_{w})_{s} d_{w} \cdot v \cdot \sigma_{B}/2 + \tan\theta_{2} \cdot _{s}b_{f} \cdot _{s} d_{c} \cdot v \cdot \sigma_{B}$$
(9)

$$v = 0.7 - \sigma_{\rm B}/200 \tag{10}$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(h_0/_c D\right)^2 + 1} - h_0/_c D \tag{11}$$

$$\tan\theta_{1} = \sqrt{(h_{0}/_{s}d_{w})^{2} + 1} - h_{0}/_{s}d_{w}$$
(12)

$$\tan\theta_2 = \sqrt{(h_0/_s d_c)^2 + 1} - h_0/_s d_c$$
(13)

$${}_{c}Q_{su} = \tan\theta \cdot {}_{c}b \cdot \mu \cdot {}_{c}D \cdot \sigma_{B}/2$$
(14)

$$\mu = 0.5 + {}_{c}b'/{}_{c}b \le 1.0 \tag{15}$$

$${}_{s}Q_{su} = {}_{s}t_{w} \cdot {}_{s}d_{w} \cdot {}_{s}\sigma_{wy} / \sqrt{3}$$
(16)

ここで、 $b': = = b_{sbf}$), b_{f} : 鉄骨フランジ幅, dw:鉄骨ウェブせい, dc:かぶり厚さ, stw:鉄骨ウェブ厚さ, sow:鉄骨ウェブの降伏強度であ る。

表-6に各試験体の終局強度の計算結果の一覧を,図-9 に各試験体の実験結果および終局強度の計算結果の軸力 せん断力相関関係をそれぞれ示す。

試験体WCM1からWCM5では、曲げ終局強度の計算結 果は各せん断終局強度の計算結果と比べて低く、終局強 度評価による破壊形式の判定は実験結果と同様に曲げ降 伏先行型と判断できる。一方の試験体WCS1からWCS3 では、各せん断終局強度の計算結果は曲げ終局強度の計 算結果と比べて低く、終局強度評価による破壊形式の判 定は実験結果と同様にせん断破壊型と判断できる。

曲げ降伏先行型の試験体WCM1からWCM4では、実験 の最大耐力および曲げ終局強度の計算結果の比率は概ね 1.1となった。また, F=45N/mm²の試験体WCM5では, 実験の最大耐力および曲げ終局強度の計算結果の比率は 1.0となり、F=24N/mm²の試験体WCM1からWCM4の比率 と比べて低くなる傾向が認められた。一方のせん断破壊 型の試験体WCS1からWCS3では、実験の最大耐力およ びせん断終局強度の計算結果との比率はSRC規準式が1.4, 分割アーチせん断耐力式が1.3, 簡略化式が1.0となり, 簡略化式による評価法が実験結果を精度よく表す結果と なった。以上のことより、当該試験体の曲げ終局強度は 一般化累加強度理論により、せん断終局強度は簡略化式 により概ね評価することができることが確認された。

5. まとめ

本研究では、外殻集成材の上下端部に隙間を設けた EWECS柱の静的載荷実験を行い、当該部材の構造性能 を検討した。本研究により得られた知見を以下に示す。

- せん断スパン比1.84の柱試験体では、集成材の縦割 れの拡幅に伴う耐力低下が確認されたものの、大変 形時まで安定した履歴特性を示す傾向が認められた。
- せん断スパン比0.92の柱試験体では、集成材の縦割 れおよびコンクリートのせん断ひび割れの拡幅に伴 う急激な耐力低下が確認された。
- 3) せん断スパン比1.84および0.92の柱試験体のそれぞ れにおいて、集成材樹種の違いによる破壊性状およ び履歴特性に顕著な差は認められなかった。
- 集成材を有する柱試験体は有していない柱試験体と 比べて最大耐力時の変形角の増大が認められた。
- 5) 外殻集成材の上下端部に隙間を設けたEWECS柱の 曲げ終局強度は一般化累加強度理論により、せん断 終局強度は簡略化式により概ね評価可能である。

謝辞:本研究は,「平成27年度林野庁補助事業・地域の 特性に応じた木質部材・工法の開発・普及等支援事業」 を受けて実施したものです。研究の推進にあたり国立研 究開発法人森林総合研究所の新藤健太氏,上川大輔氏, 愛媛県農林水産研究所の小川俊治氏,中川美幸氏にご協 力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- FAUZAN, Hiroshi KURAMOTO, Yutaka SHIBAYAMA and Tetsurou YAMAMOTO: Structural Behavior of Engineering Wood Encased Concrete-Steel Composite Column, Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol.26, No.2, pp.295-300, 2004.7
- FAUZAN, Hiroshi KURAMOTO and Ki-Hyung KIM: Seismic Performance of Composite EWECS Columns using Single H-Steel, Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol.27, No.2, pp.307-312, 2005.7
- 3) 熊谷将吾,瀧野敦夫,松井智哉,岸本一蔵,倉本洋: EWECS 柱の構造性能に及ぼす外殻集成材の樹種の影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.659, pp.195-203, 2011.1
- 5) 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, 2014.1

STATIC LOADING TESTS OF EWECS COLUMNS WITH GAPS AT ENDS OF GLUED-LAMINATED TIMBER

Takuhiro HIRAMATSU, Suguru SUZUKI, Takashi TAGUCHI Yuji HAGA and Takashi KAMIYA

In this study, static loading tests of EWECS columns with gaps at top and bottom ends of the gluedlaminated timber were conducted to investigate the structural performance. The variable investigated were the timber species, shear-span ratio and concrete strength. Regardless of the timber species, it was confirmed that failure patterns in specimens with a shear span ratio of 1.84 or 0.92 were almost the same, respectively. In addition, the shear force deterioration in all specimens occurred when the timbr touched top and bottom stubs. It was indicated from the ultimate strength evaluation method for EWECS columns with the gaps that the flexural strength can be evaluated by superposed strength theory and the shear strength can be evaluated by the simplified equation based on AIJ standard for SRC structure.