# (48)鉄筋コンクリート造柱に接合される鉄骨造梁端 部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法 による柱梁接合部のせん断耐力および変形性状

金本 清臣1・真瀬 伸治2・山野辺宏治3

<sup>1</sup>正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4-17) E-mail:kanemoto@shimz.co.jp

<sup>2</sup>正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東越中島三丁目4-17)
E-mail:mase-s@shimz.co.jp
<sup>3</sup>正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4-17)

E-mail:yamanobe@shimz.co.jp

現行の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」(以下,靱性保証型指針と略 記)では、柱幅は梁幅より大きくすることが規定されているが、鉄筋コンクリート(以下,RCと略記) 造柱とこれに接合される鉄骨(以下,Sと略記)造梁端部をRCで巻いた混合構造梁からなる混合構造梁構 法架構では柱と梁を同幅とする場合が多い.

本研究では、当該架構とRC造架構の柱梁接合部のせん断耐力と変形性状を比較し、当該架構の柱梁接 合部せん断耐力が靱性保証型指針の評価式によって評価できるかどうかを確認するために、十字形柱梁接 合部のせん断破壊を想定した当該構法とRC造の2種類の架構について柱梁接合部のせん断耐力確認実験 を行なった.

実験の結果、当該架構の柱梁接合部のせん断耐力はRC造架構より若干高くなること、靱性保証型指針の柱梁接合部せん断強度式によって評価できることを確認した.

Key Words : Hybrid structure, Reinforced concrete, Steel beam, Beam-column joints, Shear strength

# 1. はじめに

筆者らは、RC造柱とこれに接合されるS造梁端部を RCで巻いた混合構造梁構法を開発してきた(図-1)<sup>1)~3)</sup>. 本構法はS造梁端部がRCで覆われているため、S造より も床剛性および水平剛性の高い大スパン架構を構築でき る等のメリットがある.

本構法を用いた架構では、柱と梁を同幅とする場合が 多いが、現行の靱性保証型指針では柱幅は梁幅より大き くすることが規定されている.

本研究では、当該架構の柱梁接合部のせん断耐力およ び変形性状がRC造架構の柱梁接合部と同等であるかど うか、当該架構の柱梁接合部せん断耐力が靱性保証型指 針の柱梁接合部せん断強度式によって評価できるかどう かを確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を 想定した混合構造梁構法とRC造の2種類の架構につい て柱梁接合部のせん断耐力確認実験を行なった。 本論では、実験概要と結果、靱性保証型指針による当該架構およびRC造架構の柱梁接合部せん断耐力の評価 結果について述べる.



#### (1) 試験体

試験体一覧,使用材料の力学的特性をそれぞれ表-1, 表-2に,各試験体の試験体配筋を図-2,図-3に示す.

試験体は柱および梁の反曲点位置までをモデル化した 約1/2スケールの十字形柱梁接合部架構とし,混合構造 梁構法による柱梁接合部2体(No.1およびNo.2),RC造 柱梁接合部1体(No.3)の計3体とした.いずれの試験 体も直交梁は設けていない.基本的なパラメータは破壊 モードとし,No.1はRC造部の曲げ降伏先行型,No.2およ びNo.3は柱梁接合部のせん断破壊型となるように計画し た.なお,No.1の試験体計画時において,規格強度に基 づく柱梁接合部のせん断余裕度(Ø=0.85としてせん断 耐力を算定)が1.07であったことから,RC造部の曲げ降 伏後に柱梁接合部がせん断破壊することも想定範囲内と した.各試験体ともコンクリートは縦打ちとし,下柱と 柱梁接合部天端から150mmまでを含む梁のコンクリート 打設した約1週間後に上柱のコンクリート打設した.

表-1 試験体一覧

試験体			混合構造導	梁構法架構	RC造架構
形状寸法等			No. 1	No. 2	No. 3
柱	幅 Bc(mm)		475		
	せい Dc(mm)			450	
	構造高さ H(mm)		2500(梁芯-反力点間距離:1250mm)		
	主 筋			18-D25 (SD390)	
	せん断補強筋			D10 (KSS785	i)
	導入軸力 N(kN)		0	.15Bc•Dc•σ <sub>B</sub>	*1
	RC造部	幅 Bb(mm)		475	
		せい Db(mm)	580		
		構造スパンL(mm)	5000(柱芯-加力点間距離:2500mm)		
		長さ Lb (mm)	1000 (Lj=950mm)		
梁		主 筋	7-D22 (SD390)	7-D25	(SD390)
		せん断補強筋	D10@100	(KSS785)	D10@100 (KSS785)
		集中補強筋	2-[]] D10@1	00 (KSS785)	
	鉄骨		BH-400×12 (SN4	25×12×22 90B)	
想定破壊形式		RC造部 曲げ降伏先行	接合 せん間	}部 新破壊	
共	柱梁接合部配筋		(柱と同等の補強筋を上下梁主筋間に配筋)		
通	コンクリート強度 Fc(N/mm²)		42		
	م ماد ا		11 1		1 1.1

\*1 σ<sub>B</sub>:接合部を含む柱コンクリートの圧縮強度(実験時)とする.
導入軸力:1370kN(No.1), 1320kN(No.2), 1353kN(No.3)

(a)	コンク	IJ	_	P

a) コングリート				
使用箇所(試験体) 〈Fc42〉		圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
		$\sigma B(N/mm^2)$	$Ec (kN/mm^2)$	$\sigma t (N/mm^2)$
No. 1	上柱	38.4	28.2	2.96
NO. 1	下柱・梁	42.7	30.2	3.50
No. 9	上柱	37.7	28.1	3.08
NO. 2	下柱・梁	41.2	30.0	3.38
No. 3	上柱	38.8	27.7	3.04
	下柱・梁	42.2	28.8	3.24

#### **表-2**使用材料の力学的性状 (b)鋼材

鋼種	使用箇所	降伏強度 σy(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 Es(kN/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ εy(μ)
D22 (SD390)	梁主筋(No.1)	445	190	2344
D25 (SD390)	梁主筋(No. 2, No. 3) 柱主筋(共通)	436	186	2349
D10 (KSS785)	せん断補強筋(共通) 集中補強筋	1011	185	5466
PL-22 (SN490B)	鉄骨フランジ	321	193	1666
PL-12 (SN490B)	鉄骨ウェブ	349	187	1870







## (2) 加力方法

加力装置を図-4に示す.加力は上下柱の反曲点を想定した位置に水平反力をとり、一定軸力(N=0.15Bc・Dc・ $\sigma_B$ , **B**c:柱幅, **D**c:柱せい、 $\sigma_B$ :実験時のコンクリート圧縮強度)を載荷した状態で、梁の反曲点を想定した位置に互いに逆向きの正負交番繰返し鉛直荷重を与えることで梁に逆対称曲げモーメントを作用させ、左右梁の変形角Rが常に同じになるように制御した.加力サイクルは、地震時を想定し、架構としての層間変形角(図-4参照)で制御し、R=±025%で1回、R=±05%、±10%、±15%、±20%でそれぞれ2回、R=±30%で1回繰返した後、R=+50%まで加力した.

#### (3) 計測計画

加力の制御と柱梁接合部架構における各部位の変形 状態および鉄筋,鋼材の降伏状況を把握するために各部 位の変位,ひずみを計測した.

代表的な変位計測位置およびひずみ測定位置をそれ ぞれ図-5,図-6に示す.

### 3. 実験結果

#### (1) 柱せん断力と層間変形角の関係

各試験体の柱せん断力-層間変形角(Qc-R)関係を 図-7に示す.共通な破壊経過としては、R=0.25%までに 梁の危険断面において曲げひび割れが発生し、R=0.5%



図-4 加力装置



(変位計測から求められるせん断変形角では $\gamma$ =0.1%~ 0.17%に相当)付近で柱梁接合部にせん断ひび割れが観察された.その後、R=1.0%(RC造部の変形角<sub>RC</sub> $\theta_B$ =0.5%前後に相当)でRC造部にせん断ひび割れが発生した.それ以降の破壊経過は以下のとおりである。

No.1では、R=1.0% ( $_{RC}\theta_B$ =0.4%) 近傍で柱梁接合部 内の梁主筋の1段目が降伏し始めたが、それ以降でも耐 力低下はみられずR=2.0% ( $_{RC}\theta_B$ =0.7%) で全梁主筋が 降伏し最大耐力に至った.それ以降では層間変形角の増 大に伴い、柱梁接合部のせん断ひび割れが顕著となり耐 力が低下した.

No.2では、R=1.5% ( $_{RC}\theta_B$ =0.6%) 近傍で柱梁接合部 内の梁主筋の1段目が降伏し始め、R=1.8% ( $_{RC}\theta_B$ = 0.7%)を超えたあたりで梁主筋のうち1段筋が降伏し、 R=2.0% ( $_{RC}\theta_B$ =0.76%) で最大荷重に至った.なお、R =2.0% ( $\gamma$ =1.0%) の繰り返しサイクル内において柱梁 接合部のせん断補強筋の降伏を確認した.それ以降では 層間変形角の増大に伴い、柱梁接合部のせん断ひび割れ が顕著となり耐力が低下した.

No.3では、R=1.4%( $_{RC}\theta'_B = \theta'_B = 0.6\%$ )近傍で柱梁接 合部内の梁主筋の1段目が降伏し始め、R=1.5%で最大 荷重に至った。その後、R=2.0%( $\theta'_B = 0.7\%$ )で梁主筋 のうち1段筋が降伏したが、それ以降は、柱梁接合部の せん断ひび割れが顕著となり耐力が低下した.

#### (2) 各部位の変形成分比の推移

柱梁接合部を構成している各部位の層間変形角に占め る変形成分比の推移を図-8に示す.なお,混合構造梁構 法による試験体No.1,No2では,梁による変形角成分を さらにRC造部と鉄骨梁に分離する.本論では梁単体の 部材変形角θ<sup>B</sup>がRC造部の変形角<sub>RC</sub>θ<sup>B</sup>と鉄骨梁による変 形角<sub>S</sub>θ<sup>B</sup>で構成されているものとする.参考までに梁単 体の変形角と層間変形角の関係を図-9に示す.

層間変形角は式(1)で構成されているものとする.

$$\begin{array}{l} \mathbf{R} = \mathbf{R}_{(\mathbf{R}C\dot{\equiv}\mathfrak{R})} + \mathbf{R}_{(S\dot{\equiv}\mathfrak{R})} + \mathbf{R}_{(\mathbf{R}C\dot{\equiv}\mathfrak{R})} + \mathbf{R}_{(\mathrm{H}\overline{\mathbf{x}}\mathrm{H}\overline{\mathbf{x}}\mathrm{G}\mathrm{H})} \\ = (1-u)\{_{\mathbf{R}C}\boldsymbol{\theta}'_{\mathbf{B}} + S\boldsymbol{\theta}'_{\mathbf{B}}\} + (1-v)\,\boldsymbol{\theta}'_{\mathbf{C}} + (1-u-v)\,\boldsymbol{\gamma} \quad (1) \end{array}$$

ここに,

- v:柱構造高さに対するRC造部せい比(=580/2500)
- θ<sub>C</sub>: 柱危険断面からの柱部材変形角
- γ: 柱梁接合部のせん断変形角

No.1およびNo.2の柱梁接合部の変形成分比は, R= 2.0%までであればRC造架構のNo.3ほど大きく進行していないことがわかる. No.1では, 梁の曲げ降伏がR=







2.0%で確認されているものの,それ以降柱梁接合部破壊 に移行していることが確認できる.

#### (3) RC造部内のせん断伝達性状

混合構造梁構法による架構を対象にRC造部の上端主 筋(引張側主筋のうち中央位置の主筋)の応力度分布を R=0.5%, 1.0%, 2.0%について図-10に示す. なお, 主筋 の応力度は, 完全バイリニアモデルの応力度--ひずみ度 関係に従うものとして求める.

その結果,柱梁接合部内の主筋の応力度分布も含めて, 各試験体とも同様な分布を示しており,顕著な差は認め られなかった.なお,主筋の応力度分布形状が上に凸で あることや,梁主筋先端部(集中補強筋位置)の引張応 力度の負担状況から判断すると,RC造部内のせん断耐 力を構成しているマクロモデルにおけるトラスおよびア ーチ機構の水平成分として負担しており,鉄骨のフラン ジ幅内にある主筋でもRC造部内のせん断伝達機構に寄 与しているものと判断できる.

RC造部内における鉄骨梁のせん断力分布を図-11に示 す. せん断力は以下の手順で計算した. 鉄骨ウェブの3 軸ひずみゲージによって計測されたひずみからせん断応 力度を計算し,対象断面内で3点のせん断応力度が得ら れる場合は,パラボラ分布と仮定して鉄骨梁全せいhsを 積分区間として計算し,ひずみ計測箇所が1点のみの断 面については,Qs=0.85hs・t<sub>w</sub>・r(t<sub>w</sub>:ウェブ厚, r:3軸 ひずみゲージの計測値から計算されるせん断応力度)に より計算する.

No.2では、柱梁接合部近傍(柱フェイス側)のせん断 力分布の勾配がR=2.0%でNo.1より大きくなっているこ とから、R=2.0%以降において柱フェイス近傍での鉄骨 梁からのせん断伝達機構に多少の変化が生じたものと考 えられ、No.2の方が鉄骨梁先端部(柱フェイス側)の支 圧領域が鉄骨梁先端部側に集中するものと推察される.





図-11 RC造部内の梁鉄骨のせん断力分布 (No.1, No.2)

-200

1100

600

柱芯からの距離X(mm)

100

-400



図-10 RC 造部における上端主筋の応力度分布 (No.1, No.2)

#### 表-3 各部位の耐力計算結果一覧

#### 4. 考 察

#### (1) 各部位の耐力評価

各部位の耐力計算結果一覧を表-3に示す. RC造部の 曲げ強度時柱せん断力と柱梁接合部せん断強度の耐力評 価結果については前掲図-7に示してある.

No.1はRC造部の曲げ降伏強度に達しているものの、 最終的には柱梁接合部破壊を示していることから、せん 断余裕度(RC造部の曲げ強度と柱梁接合部強度が接近し ている)が影響しているものと考えられる. No.2および No.3については実験値と靱性保証型指針による柱梁接合 部せん断強度計算値がよく整合していることがわかる.

No.2の最大荷重がNo.3より5%程度大きい結果となって いることから、当該構法架構の柱梁接合部せん断耐力は RC造架構の柱梁接合部せん断耐力よりわずかに高くな ることを示している.しかしながら、この耐力上昇が有 意義であるかどうかについては議論の余地があることか ら、安全率に含まれるものとして考えるのが妥当である と思われる.

#### (2) 柱梁接合部のせん断余裕度と塑性率

No.1における塑性率と柱梁接合部のせん断余裕度の関 係を表-4に示す.なお、柱梁接合部せん断余裕度は、せ ん断強度時柱せん断力計算値(Qc<Vju>)を最大柱せん断 力実験値(Qc<max>)で除した値と定義し、塑性率につい ては柱せん断力が0.95Qc<max>まで低下したときの層間 変形角R<sub>95</sub>をRC造部の曲げ降伏変形角実験値Ryで除した 値と定義する.RC造梁柱接合部において、梁の曲げ降 伏後に柱梁接合部がせん断破壊を示した既往の実験結果 <sup>4)</sup>と併せてせん断余裕度と塑性率の関係を図-12に示す.

混合構造梁構法のNo.1の柱梁接合部の方がわずかなが ら耐力上昇を示す一要因として、柱と梁が同幅であるこ

試驗体			混合構造梁構法架構 RC造架		RC造架構
各部材の耐力			No. 1	No. 2	No. 3
			( )	内:柱せん断力Qc	換算値
柱	上柱	曲げ強度 *1 cMu (kN・m)	872 (908kN)	868 (904kN)	874 (910kN)
		せん断強度 *2 cQsu (kN) (Rp=0%)	(1121kN)	(1111kN)	(1126kN)
	下柱	曲げ強度 cMu (kN・m)	898 (935kN)	889 (926kN)	895 (932kN)
		せん断強度 cQsu (kN) (Rp=0%)	(1176kN)	(1157kN)	(1170kN)
	RC造	曲げ強度 *3 <rc>bMu(kN・m)</rc>	558 (491kN)	705 (620kN)	705 (620kN)
		*4 (Rp=0%) せん断確度	448 (896kN)	435 (870kN)	1150 (2300kN)
		<rc>bQsu (Rp=1%)</rc>	359 (718kN)	348 (696kN)	969 (1938kN)
涩		(KN) (Rp=2%)	269 (538kN)	261 (522kN)	788 (1576kN)
不	S造	曲げ強度 sMy (kN)	388 (586kN)	388 (586kN)	
		曲げ強度 sMp (kN)	466 (703kN)	466 (703kN)	
		せん断強度 sQsu <sup>*5</sup> (kN)	860 (1720kN)	860 (1720kN)	
接合部		*6 せん断強度 Vju <sup>*6</sup> (kN)	2012 (514kN)	1963 (492kN)	1996 (500kN)
		梁通し筋 *7 τj <sub>D</sub> <1.1F>	12.0	10.0	10.0
		付着検定 τ.jD, τu 1.25 τυ	12.3	12.0	12.2
		$(N/mm^2)$ 1.25 $\tau$ u/ $\tau$ j <sub>I</sub>	1.03	1.20	1.22

\*1 cMu=0.8at  $\sigma$  y d+0.5N  $\cdot$  Dc  $\cdot$  {1-N/( $\sigma$  B  $\cdot$  Bc  $\cdot$  Dc)} 柱せん断力換算値:Qc<cMu>=cMu/hd

at:引張鉄筋断面積, σy:主筋降伏強度, d:有効せい, N:軸力, ho:柱反力点と対象断面 までの距離

\*2 cQsu : 文献4)によるせん断強度

\*3 bMu=0.9at・σy・d \*4 bQsu:文献3)による梁端RC造部のせん断強度, Rp:当該部の塑性回転角

柱せん断力換算値:Qc/bQsu)=(L/H)・(Lj/Lo)・bQsu L:梁構造スパン,H:構造高さ,Lj:RC造部有効長さ,Lo:梁加力点から柱フェイスまでの距 \*5 sQsu=0.85h  $tw \cdot w \sigma v / \sqrt{3}$ 

ただし、h: 梁鉄骨せい、tw: 鉄骨ウェブの厚さ、woy: 鉄骨ウェブの降伏強度 柱せん断力換算値: Qc<sQsu>= (L/H)・{Lj/(Lo-Lj)}sQsu

Vju: 文献4)による柱梁接合部せん断強度[= $\kappa \cdot \phi \cdot Fj \cdot bj \cdot Dj$ ] \*6 だだし,  $\kappa = 1.0$ ,  $\phi = 0.85$ , コンクリートせん断強度Fj=0.8{ $\sigma_{B} \langle N/mm^{2} \rangle$ }<sup>0.7</sup>=10.8~ 11.1N/mm<sup>2</sup>, bj:接合部有効幅[=Bc], Dj:接合部せい[=Dc] 柱せん断力換算値: Qc<Viu>=Viu/{(1-u)H/ib-1]

[緩和規定=1.25×0.7(1+σo/σB)σB<sup>(2/3)</sup>], γ:複筋比,σyu:上限強度(=1.1Fと仮定), db:梁主筋公称直径, σo/σB:軸力比

とが考えられる.同図によると、No.1の柱梁接合部のせ ん断余裕度と塑性率の関係は、既往の実験結果が示され ているデータ群よりも小さい領域にプロットされている ことから、柱と梁が同幅のRC造柱梁接合部は、架構形 式にかかわらず、十分な塑性率を確保するために柱梁接 合部のせん断余裕度を高く設定する必要がある.

表-4 柱梁接合部のせん断余裕度と塑性率

接合部せん断強度時 柱せん断力	Qc <vju> (kN)</vju>	514.0
最大柱せん断力 実験値	Qc <vmax> (kN)</vmax>	490.3
0.95Qc < Vmax >	(kN)	465.8
RC造部 曲げ降伏時変形角	Ry (%)	1.97
0.95Qc <max>時 変形角</max>	R <sub>95</sub> (%)	2.66
せん断余裕度 (Vju/Vmax)	α	1. 10
塑性率	R <sub>95</sub> /Ry	1.35



図-12 既往の実験結果におけるせん断余裕度と 塑性率の関係と今回の実験結果との比較

# 5. まとめ

混合構造梁構法架構の柱梁接合部のせん断耐力および 変形性状がRC造架構の柱梁接合部と同等であるかどう か、当該架構の柱梁接合部せん断耐力が靱性保証型指針 の柱梁接合部せん断強度式によって評価できるかどうか を確認するために、十字形柱梁接合部のせん断破壊を想 定した当該構法とRC造の2種類の架構についてせん断 耐力確認実験を行なった。

以下に実験結果に基づく考察から得られた主な知見を 要約して列記する.

(1) 混合構造梁構法架構の柱梁接合部せん断耐力は RC造架構の柱梁接合部せん断耐力よりも5%程度 高くなるが、これは安全率に含まれると考える のが妥当である.

- (2) 混合構造梁構法架構の柱梁接合部せん断耐力は 柱と梁が同幅であっても、柱と梁の同幅を適用 範囲外としている靱性保証型指針の柱梁接合部 せん断強度式によって評価できる.
- (3) 架構形式にかかわらず,柱と梁が同幅のRC造柱 梁接合部に十分な塑性率を確保するためには, 柱梁接合部のせん断余裕度を高く設定する必要 がある.

#### 参考文献

- 1)金本清臣, 真瀬伸治, 山野辺宏治:鉄筋コンクリート柱に接 合する鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁 構法の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp. 1129-1134, 2009.7
- 2) 金本清臣, 真瀬伸治, 山野辺宏治:鉄筋コンクリート柱への 接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構 造性能 その6. RC 造部長さの影響, 日本建築学会大会学 術講演梗概集 C-1, 構造III, pp. 1275-1276, 2010.9
- 3) 金本清臣, 真瀬伸治, 山野辺宏治:鉄筋コンクリート柱に接 合する鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁 構法の耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 659 号, pp.205-211, 2011.1
- 4) (社) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型 耐震設計指針・同解説, pp.241-277, 1999
- 5) 金本清臣, 真瀬伸治, 山野辺宏治:鉄筋コンクリート柱への 接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構 造性能 その 12. 柱梁接合部のせん断耐力, 日本建築学会 大会学術講演梗概集 C-1, 構造Ⅲ, pp. 1267-1268, 2011.8
- 6) 塩原 等:鉄筋コンクリート柱梁接合部:見逃された破壊機構,日本建築学会構造系論文集,第73巻,第631号,pp. 1641-1648,2008.9
- 7) 塩原 等:鉄筋コンクリート柱梁接合部:終局強度と部材端 力の相互作用,日本建築学会構造系論文集,第74巻,第635 号,pp.121-128,2009.1
- 8) 浅井勇太,楠原文雄,塩原 等:鉄筋コンクリート造柱梁接 合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その 1:柱・梁のせいが等しい場合),日本地震工学会大会 2009 梗概集, pp.28-29, 2009.11
- 9) 朴 星勇, 楠原文雄, 塩原 等:鉄筋コンクリート造柱梁接 合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その 2:柱せいが梁せいに対して大きい場合),日本地震工学会 大会 2009 梗概集, pp. 30-31, 2009.11
- 10)藤原圭佑、朴 星勇、楠原文雄、塩原 等:鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その3:主筋量の影響),日本地震工学会大会2009 梗概集,pp.32-33,2009.11
- 11) 楠原文雄,塩原 等:鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終 局強度におよぼす梁および柱主筋量の影響(その4:9自由 度モデルに基づく柱梁接合部の終局強度),日本地震工学 会大会2009 梗概集, pp.34-35, 2009.11

# SHEAR STRENGTH AND STRUCTURAL BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS CONNECTED WITH HYBRID STEEL BEAM ENDS JACKETED BY REINFORCED CONCRETE

# Kiyo-omi KANEMOTO, Shinji MASE and Koji YAMANOBE

The authors have been developing the hybrid steel beam ends jacketed by reinforced concrete (R/C) connected to R/C columns. In order to confirm the hybrid R/C beam-column joints can be conventionally designed as R/C structures, this paper describes the experimental studies on the shear strength of the R/C hybrid beam-column joints.

As results, it was confirmed that the hybrid R/C beam-column joints showed a relatively small increase in shear strength by about 5% higher than the conventional R/C beam-column joints. The shear strength of the hybrid R/C beam-column joints also showed a good agreement with the estimation of the "Inelastic Displacement Concept Design" published by the Architectural Institute of Japan, in spite of the outranged application as is often the case in the hybrid R/C beam-column joints with the same size in beam and column widths.