

1. 高力ボルトを用いた柱RC・梁S構造の柱梁接合部に関する実験的研究

佐藤 尚隆
福本 昇
石原誠一郎

要 旨

柱RC・梁S構造の柱梁接合部において、端部にエンドプレートを溶接したH形鋼梁をRC造接合部に埋め込み、高力ボルトにより接合する構法を考案した。この場合の接合部の耐力算定式を導くために必要な基礎的資料を得ることを目的として、実大の1/2スケールの梁降伏型十字型接合部の予備実験を行った。実験結果より、梁フランジ近傍に配した帯筋は耐力の向上に寄与していることが分かった。

キーワード

鉄筋コンクリート柱／H形鋼梁／接合部／高力ボルト

目 次

1. はじめに
2. 実験概要
3. 実験結果
4. 耐力計算値との比較
5. ま と め

1. RESEARCH RELATING TO THE BEAM-COLUMN JOINT OF S-BEAM-RC COLUMN STRUCTURES

Hisataka Sato
Noboru Fukumoto
Seiichiro Ishihara

Abstract

A method was devised to embed a steel H-beam having a welded end plate into the joint of an RC structure, and make the joint using high strength bolts. In order to obtain the basic data necessary to formulate a method of calculating the strength of the joint, preliminary experiments were carried out on half full-scale beam-yielding cruciform joints. As a result of the experiments it was found that hoop reinforcement near the beam flange contributes to improving the strength.

1. はじめに

中低層で広いスパンをもつ建物を対象に、柱を鉄筋コンクリート（RC）造、梁を鉄骨（S）造とする混合構造形式の研究開発が盛んに行われている。圧縮力に対して効果的なRC造柱と、軽量のS造梁を組み合わせることにより両構造形式の長所を兼ね備えた力学的に合理的な構法といえる。また、梁部材をS造とすることにより純RC造建物より施工性が向上することが期待される。今回、端部にエンドプレートを溶接したH形鋼梁をRC造接合部に埋め込み、高力ボルトで接合する構法（K構法）を神戸大学田淵研究室と共同開発したが、柱梁接合部での応力伝達機構は接合形式のディテールの違いによって異なることから、接合部耐力の評価式を得ることを目的として、1/2スケールの模型試験体を製作し、その予備実験を行った。本報では、この実験結果の概要とその考察を述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体を図-1に示す。試験体は、RC造柱（B×D:400mm×400mm）にH形鋼梁（H-300×150×6.5×9）を埋め込んだ十字型試験体である。その接合形式は2種類に分けられる。一つは1本のH形鋼梁を柱に貫通させたものである。もう一つは2本のH形鋼梁を

接合部内で高力ボルト（SNB7高温用合金鋼ボルト材）を介して接合したものである。図-2に接合部の姿図を示す。接合形式はAタイプとKタイプの2種類である。Aタイプは、接合部内の梁の上下に8角形のバンドプレート（ $h \times t$:50mm×9.0mm）と、梁フランジ間にフレアー溶接で閉鎖形としたフープ筋と、柱フェース面に鋼板ふさぎ板（ $t=9.0$ mm）とを有するものである。Kタイプ（標準試験体）は端部にエンドプレートを溶接したH形鋼梁の間に角鋼管を配して対面するエンドプレートを高力ボルトにより接合している。直交方向の梁についても同じ要領で接合したものである。Aタイプと同様に梁フランジ間にフレアー溶接で閉鎖形としたフープ筋と、柱フェース面に鋼板ふさぎ板（ $t=9.0$ mm）とを有するものである。表-1に、試験体一覧を示す。試験体は対象用のAタイプ1体とKタイプ標準試験体1体とKタイプの他のバリエーションである2体との計4体である。KタイプのバリエーションはKタイプ標準試験体であるK3試験体と、角鋼管を配さないでボルト接合するK2タイプと、接合部内にフープ筋を配さないで接合部柱フェースを鉄板で覆うK1試験体である。使用した鋼材の材料特性を表-2に、コンクリートの材料特性を表-3に示す。Aタイプ試験体ではH形鋼梁が降伏するように、Kタイプ試験体では高力ボルトが降伏するように設計した。

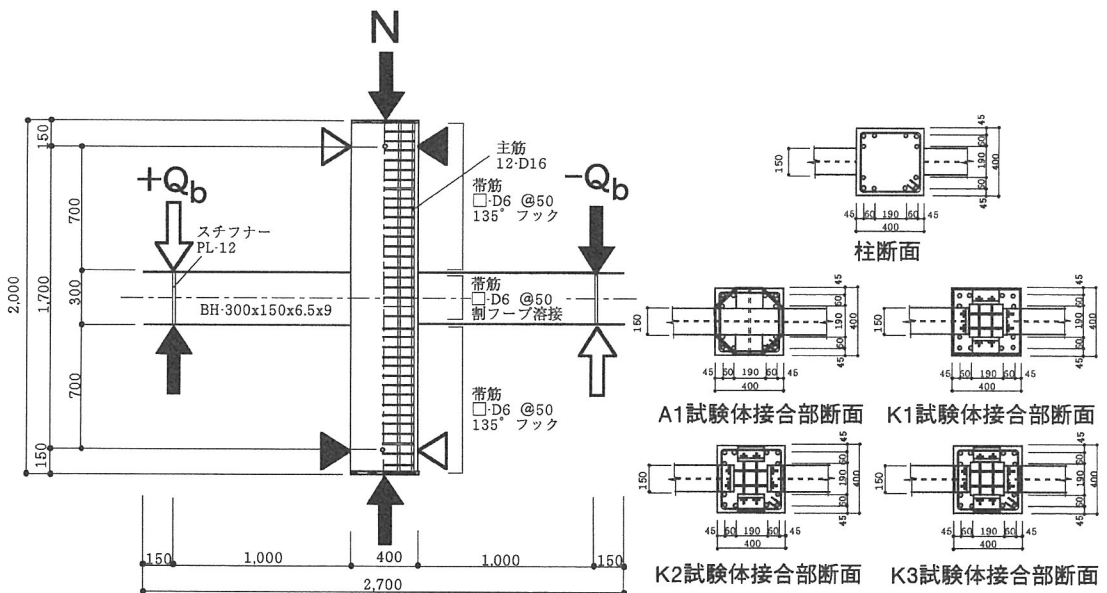
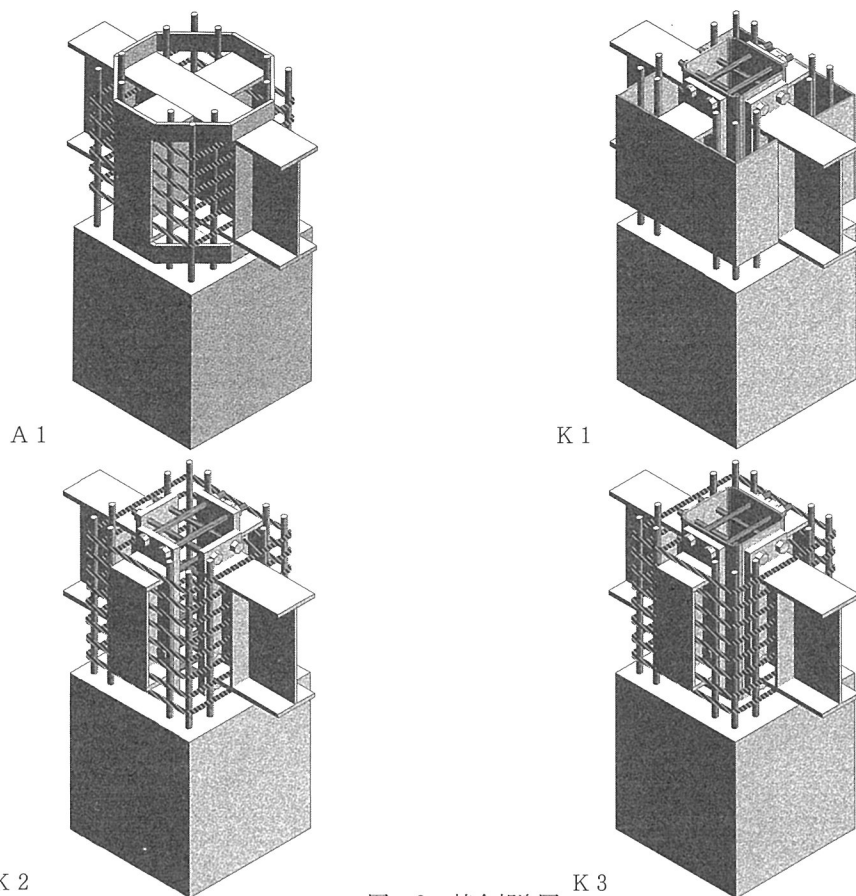


図-1 試験体形状



図－2 接合部姿図

表－1 試験体一覧

構 法 名			Aタイプ	Kタイプ		
試 験 体 名			A 1	K 1	K 2	K 3
R C 柱	断面 B×D (mm)		400×400			
	主筋	配筋主筋比 (%)	12-D16 1.49			
	帯筋	配筋帯筋比 (%)	□-D 6 @50 0.32			
	コンクリート設計強度 Fc (MPa)		26.5			
S 梁	断面形状 (mm)		H-300×150×6.5×9			
接 合 部	FBP (SS400)		PL-9			
	エンドプレート (SM490)			PL-19		
	高力ボルト (SNB7)			8-M12		
	鋼管STKR400 □200×200×4.5			有		有
	ふさぎ板 (SS400)			PL-4.5		
	バンドプレート (SS400)	幅 (mm)	50			
		板厚(mm)	9			
	せん断補強筋 SD295		□D 6 @50 Pw=0.32%	□-D 6 @50 Pw=0.32%		
軸力比 (N/BDFc)			0.2			

表－2 鋼材の材料特性

部材要素	板厚・径 (mm)	鋼 種	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	EL. (%)
角形鋼管 ¹⁾	PL-6	STKR400	412	501	25.1
梁フランジ ¹⁾	PL-9	SS400	312	474	37.5
梁ウェブ ¹⁾	PL-6.5	SS400	355	507	31.6
エンドプレート ¹⁾	PL-19	SM490	370	533	37.7
支圧プレート ¹⁾	PL-9	SS400	310	448	39.9
ふさぎ板 ¹⁾	PL-4.5	SS400	400 ⁴⁾	561	25.4
柱主筋 ²⁾	D16	SD345	414	604	21.3
柱帯筋 ²⁾	D 6	SD295	410	533	28.1
高力ボルト ³⁾	M12	SNB 7	635 ⁴⁾	910	4.4

1) JIS14B号引張試験片による。 2) JIS2号引張試験片による。
3) ボルト製品による。 4) 0.2%offset法による。

表－3 コンクリートの材料特性

部材要素	σ_B (MPa)	E_c (MPa)
柱の梁下部分	38.3	2.9×10^4
柱の梁上部分、接合部	37.8	2.8×10^4

2.2 荷重方法

荷重装置を図-3に示す。荷重方法は柱の反曲点位置をピン支持し、軸力比=0.2に相当する一定軸力を柱に与えた後、梁両端に逆対称荷重を与える形式で、変位制御に基づく正負交番漸増繰り返し荷重とした。荷重履歴を図-4に示す。

2.3 計測方法

図-5にワイヤーストレインゲージ(W.S.G.)の貼付位置を示す。主に接合部周辺の鉄筋のひずみと鉄骨材および高力ボルトのひずみを計測することを目的とした。図-6に変位計の取り付け位置を示す。部材の全体変位と接合部の変位を計測することを目的と

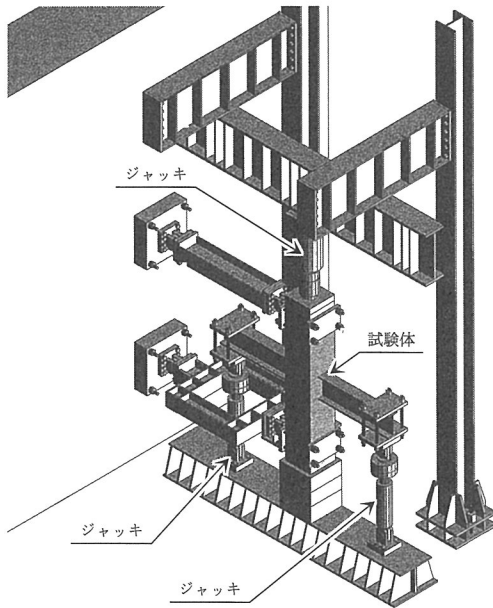


図-3 荷重装置

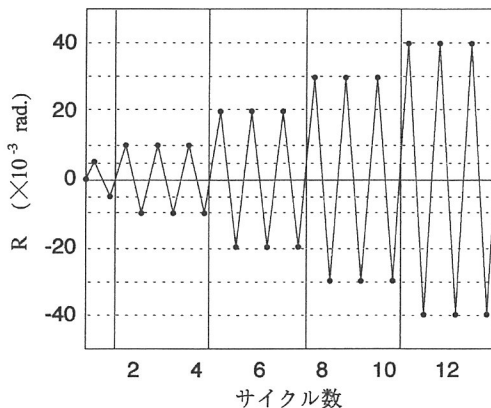


図-4 荷重履歴

した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

試験体A1では $R = 5 / 1000 \text{ rad.}$ の最初のサイクル時にRC造柱に梁フランジ端より伸びる曲げひび割れが発生し、サイクルを重ねるごとに曲げひび割れは徐々に進展した。 $R = 10 / 1000 \text{ rad.}$ の最初のサイクル時に梁フランジの降伏が始まった。 $R = 20 / 1000 \text{ rad.}$ の最初のサイクル時に梁フランジが座屈し始め、3回目のサイクルで梁ウエブも座屈し始めた。 $R = 30 / 1000 \text{ rad.}$ の最初のサイクル以降は梁フランジの座

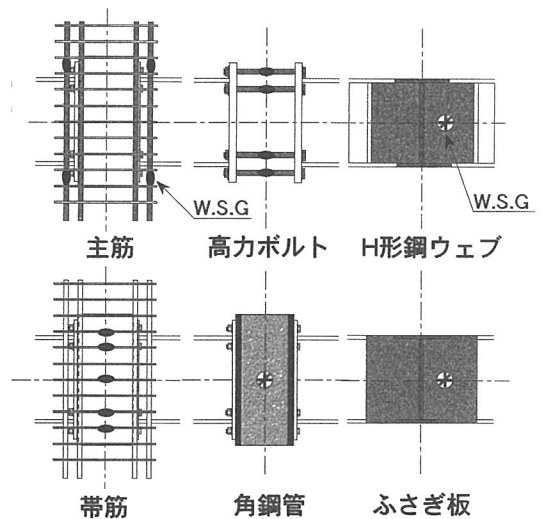


図-5 ひずみ計測位置

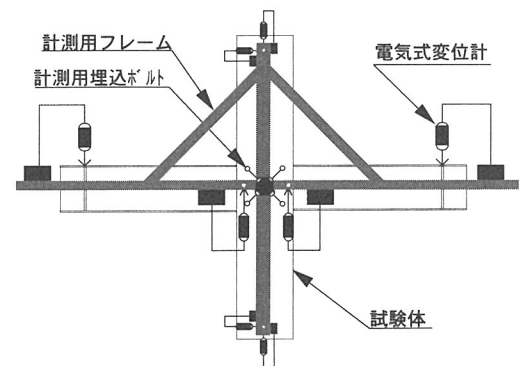


図-6 変位取り付け位置特性

屈が顕著になった。Kタイプのいずれの試験体とも $R = 5/1000\text{rad.}$ のサイクル時にRC造柱に梁フランジ端より伸びるハの字形のひび割れが発生し、 $R = 10/1000\text{rad.}$ のサイクル時に梁フランジの降伏が始まった。 $R = 20/1000\text{rad.}$ のサイクル時に高力ボルトのひずみが降伏ひずみに達し、 $R = 30/1000\text{rad.}$ のサイクル時に破断音が起こった。実験終了後試験体内部を調査した結果ボルトの破断を確認した。

3.2 荷重-変形関係

柱せん断力(Q)と層間変形角(R)との関係を図-7に示す。図中の破線はH形鋼梁の全塑性モーメントに対応する柱せん断力を示す。試験体A1では、梁フランジが降伏した $R = 10/1000\text{rad.}$ 以降については安定した紡錘形の履歴性状を示した。 $R = 20/1000\text{rad.}$ の最初のサイクル時に最大耐力 $Q_{\max} = 277.7\text{kN}$ を示した。 $R = 40/1000\text{rad.}$ の最初のサイクル時

に耐力が約20%低下したが、以降の繰り返しでは耐力の低下は殆どみられなかった。試験体K2および試験体K3の $Q-R$ 関係では、 $R = 20/1000\text{rad.}$ の最初のサイクル時に最大耐力がそれぞれ $Q_{\max} = 226.5\text{kN}$ 、 $Q_{\max} = 233.3\text{kN}$ で、それ以降の繰り返し载荷に伴い逆S字の履歴性状を示した。試験体K2と試験体K3の $Q-R$ 関係は、 $R = 30/1000\text{rad.}$ の最初のサイクルまで両者の履歴性状に明確な差異はみられなかった。試験体K1の $Q-R$ 関係は、 $R = 20/1000\text{rad.}$ のサイクル時までは紡錘形の履歴性状であるが、 $R = 30/1000\text{rad.}$ の最初のサイクル時に最大耐力 $Q_{\max} = 248.1\text{kN}$ に達した後、逆S字形の履歴性状を示した。

3.3 帯筋のひずみ

試験体A1、K2、K3の各サイクル正側ピーク時の帯筋のひずみ(ϵ_s)分布を図-8に示す。接合部

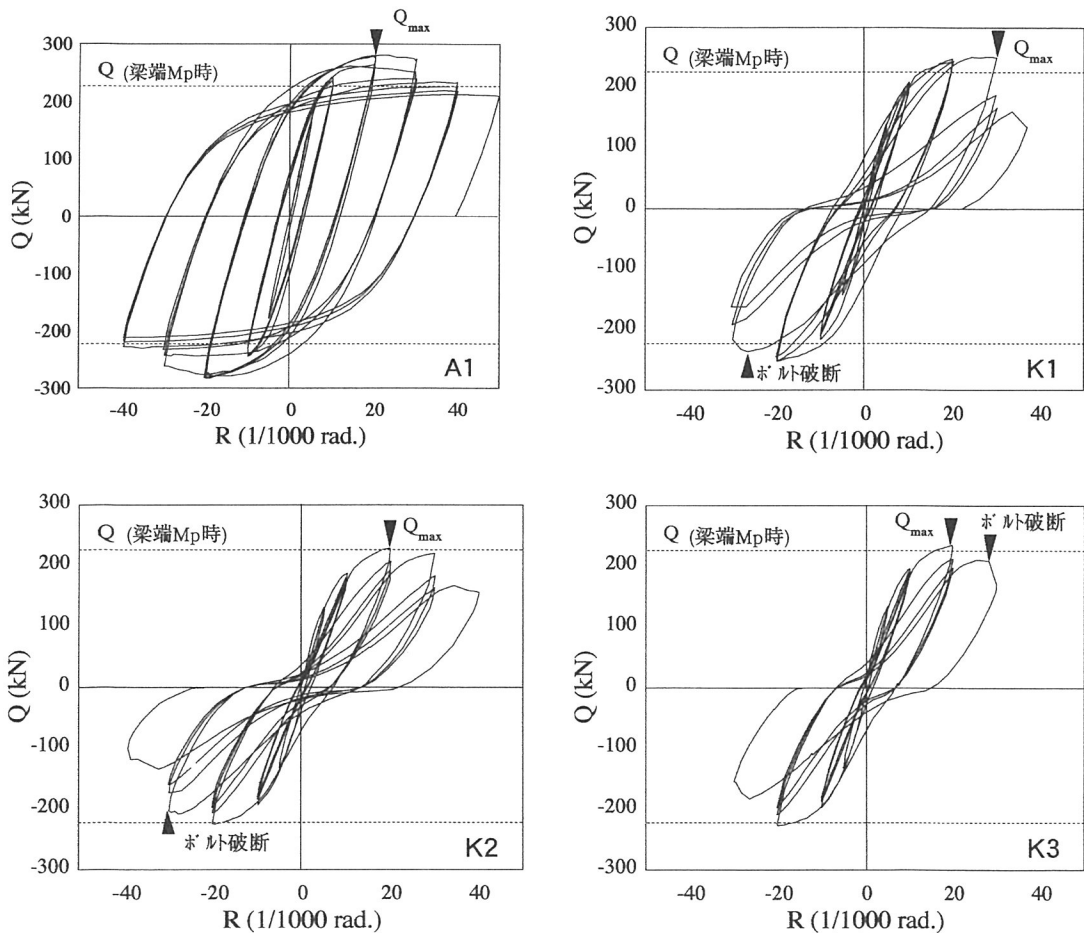


図-7 $Q-R$ 関係

パネルゾーンの上下の帯筋のひずみを比較する。試験体A1では、加力の最終段階まで2000 μ を越えることはなかった。試験体K2、K3では、 $R=10/1000$ の変位から $R=20/1000$ になる時著しく増大した。K2試験体では、帯筋のひずみが降伏ひずみ付近まで進展した。接合部パネルゾーン内の帯筋のひずみを比較する。試験体A1ではH形鋼梁の上フランジ近傍の帯筋

のひずみが、他より大きかった。Kタイプ試験体では、H形鋼梁の両フランジ近傍の帯筋のひずみがパネルゾーン中央部の帯筋のひずみに比べて大きかった。K2試験体ではH形鋼梁の下フランジ近傍の帯筋が降伏に至った。接合部パネルゾーン上下の帯筋のひずみの挙動がAタイプ試験体とBタイプ試験体と大きく異なっているが、この違いは両者の構造形式によると考えられる。

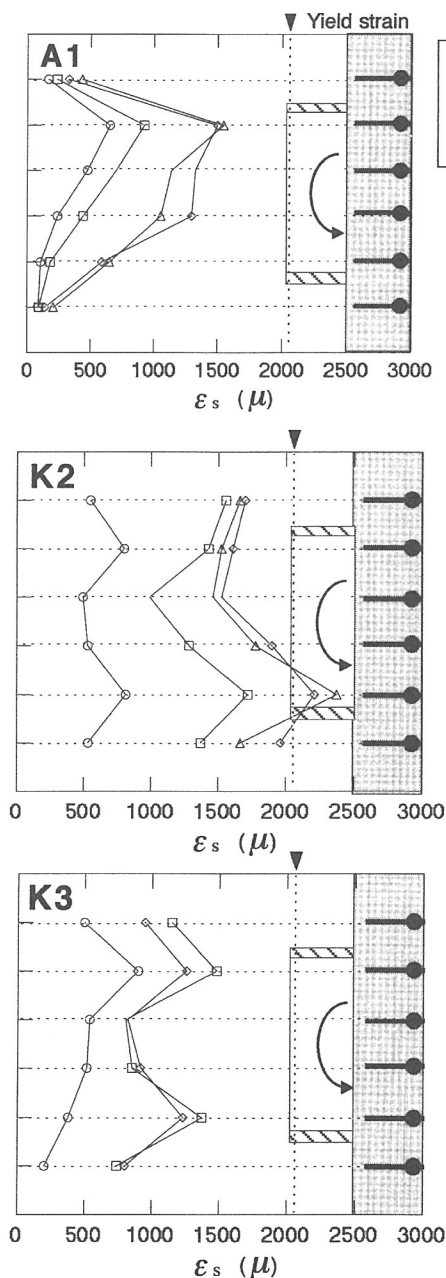


図-8 帯筋のひずみ

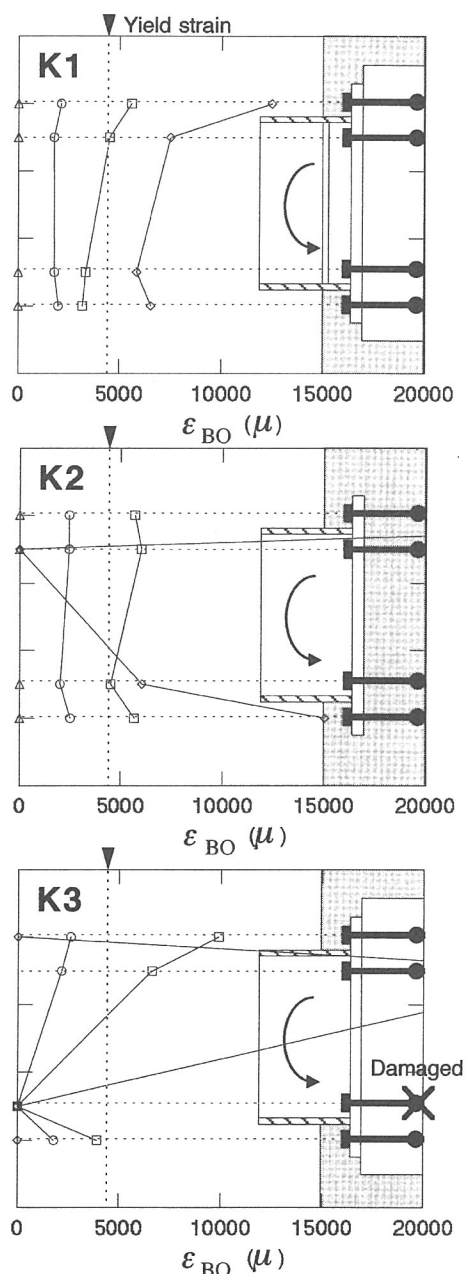


図-9 高力ボルトのひずみ

3.4 高力ボルトのひずみ

試験体 K 1, K 2, K 3 の各サイクル正側ピーク時の高力ボルトのひずみ (ε_{BO}) の分布を図-9に示す。各試験体とも最大耐力をむかえる $R=20/1000$ の変形までは、高力ボルトのひずみの進展に大きな差異はみられなかった。各試験体の高力ボルトが破断した $R=30/1000$ の変形では、試験体 K1 の各高力ボルトのひずみと、試験体 K 2 のパネルゾーン下部の高力ボルトのひずみが計測できたが、他の箇所のひずみは、計測できなかった。これは、試験体 K 2, K 3 で急激にボルトが破断したためと推定される。

3.5 接合部内鋼材のせん断応力

各試験体の接合部内鋼材に貼り付けた三軸ストレインゲージの計測値より計算したせん断応力 (σ_s) と R との関係を図-10に示す。 R が小さい段階から試験

体 A 1 の H 形鋼梁ウェブの応力レベルは、K タイプ試験体の角鋼管 (片面のみ) やふさぎ板 (片面のみ) の応力レベルに比べて著しく大きい。このことにより K タイプ試験体の接合部内鋼材に作用するせん断応力は試験体 A 1 の H 形鋼ウェブに作用するせん断応力に比べると小さいと言える。

3.6 パネルゾーンのせん断変形

各試験体のパネルゾーンに埋め込んだ計測用ボルト間の相対変位を計測して求めたパネルゾーンのせん断ひずみ (γ) と R との関係を図-11に示す。試験体 A 1 は、変形の最終段階まで安定した紡錘形ループを描いた。B タイプ試験体では、試験体 K 1 は $R=30/1000$ の変形までは安定した挙動を示し、試験体 A 1 と比べると、同じサイクルの途中で変形が逆転する現象がみられた。試験体 K 2, K 3 は $R=20/1000$ の変形

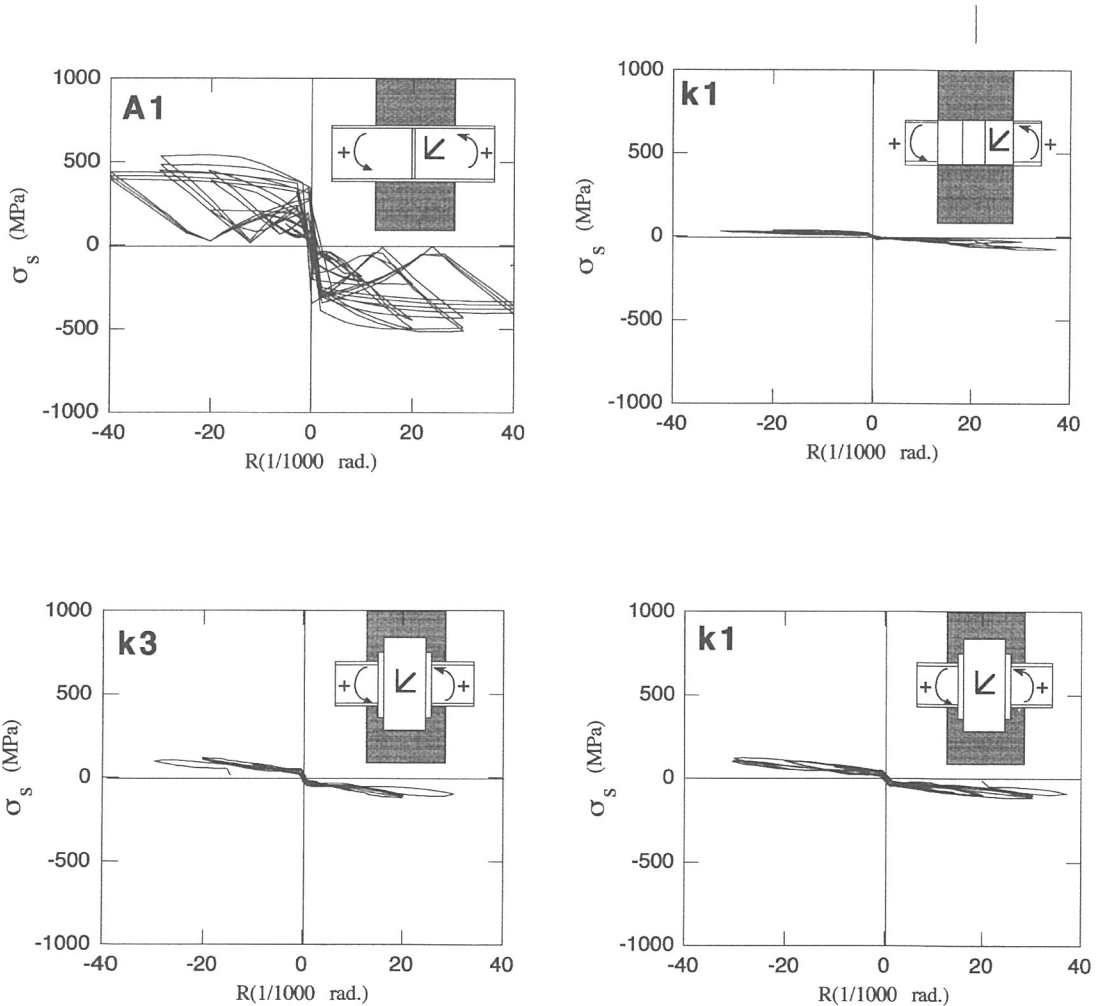


図-10 高力ボルトのひずみ

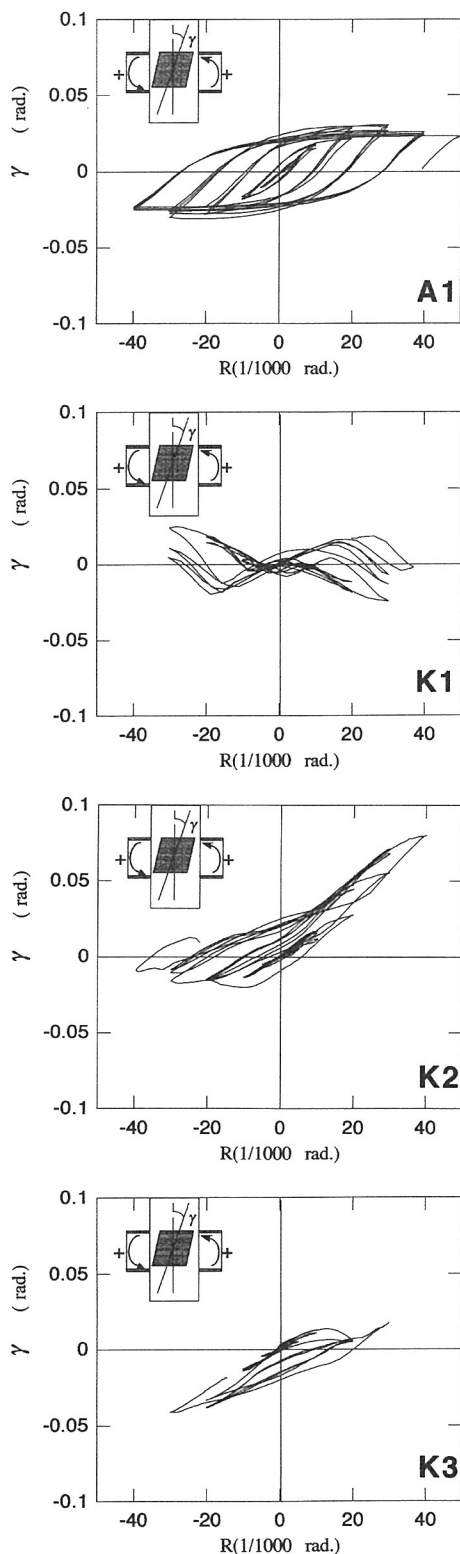


図-11 接合部のせん断ひずみ

から不安定な挙動を示した。試験体K1の変形が逆転する現象はふさぎ板の影響によって起こったと考えられるが、今回の実験ではその原因を確定できなかった。

3.7 履歴吸収エネルギー

各試験体の履歴吸収エネルギーとRとの関係を図-12に示す。試験体A1の履歴吸収エネルギー(W)は $R=20/1000$ の変形で最大耐力に達した以降の変形でも増加した。試験体K1, K2, K3のWは高力ボルトが破断した $R=30/1000$ の変形の最初のサイクル時に最大となった。Bタイプ試験体を比較すると、試験体K2, K3のWは全ての変形段階でほぼ同じレベルであった。試験体K1のWは、 $R=20/1000$ 、 $R=30/1000$ の変形で試験体K2, K3のWより上回ったが、 $R=40/1000$ の変形では約1/2になった。

4 耐力計算値との比較

表-4に柱のせん断耐力に換算した最大耐力実験値および各耐力の計算値を比較したものを示す。各試験体の実験値の最大耐力は、梁端全塑性モーメント時の柱せん断耐力を若干上回った。SRC規準による接合部せん断耐力の計算値は試験体K1のせん断耐力を過小評価したといえる。Kタイプ試験体では、各試験体の耐力は高力ボルトによる曲げ耐力の計算値の1.78~1.89倍となった。これは、帯筋のひずみ分布図から分かるように、高力ボルトだけでなくエンドプレートの外側のコンクリートおよび帯筋が曲げに抵抗したために耐力が上昇したと考えられる。

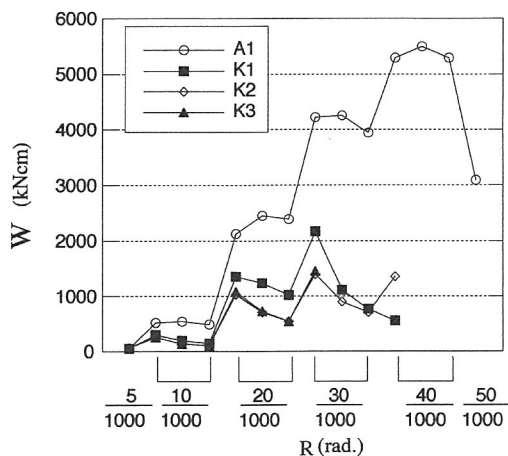


図-12 履歴吸収エネルギー

表－４ 実験値と耐力計算値

試験体名	Q_{max} (kN)	Q_{bp} (kN)	Q_{csu} (kN)	Q_{ju} (kN)	$Q_{sj u}$ (kN)	Q_{max}/Q_{bp}	Q_{max}/Q_{ju}	$Q_{max}/Q_{sj u}$
A 1	277.7			275.4	-----	1.24	1.01	-----
K 1	248.1	224.6	374.5	294.2		1.10	0.84	1.89
K 2	226.5			165.7	131.4	1.01	1.37	1.72
K 3	233.3			225.6		1.04	1.03	1.78

Q_{max} : 実験値 (柱せん断力) Q_{bp} : 梁端全塑性モーメント時の柱せん断力 Q_{csu} : 柱のせん断力 (修正荒川式)

Q_{ju} : SRC規準による接合部耐力時の柱せん断力 $Q_{sj u}$: 高力ボルト降伏時の柱せん断力

５ まとめ

端部にエンドプレートを溶接したH形鋼梁をRC造接合部に埋め込み、高力ボルトにより接合する構法 (K構法) で設計した梁降伏型の柱RC・梁S接合部の予備実験を行い、次のような結果が得られた。

- 1) Kタイプ試験体の接合部内の角鋼管、ふさぎ板に生じるせん断応力は、Aタイプ試験体の接合部内H形鋼に生じるせん断応力より小さかった。
- 2) 最大耐力時での、K 2、K 3試験体の梁フランジ近傍に配筋した帯筋のひずみは、接合部中央付近に配筋した帯筋のひずみより大きかった。

実験結果 1) より、Kタイプ試験体接合部内の応力伝達機構は、Aタイプ試験体の接合部内の応力伝達機構は異なるといえる。しかし、本実験では接合部内コンクリートを含めた構成部材の応力伝達機構については、明らかにできなかった。また、実験結果 2) より、Kタイプ試験体の梁フランジ近傍の帯筋はコンクリートを拘束する効果があったといえる。しかし、この拘束効果が荷重変形性能に与える影響を定量的にとらえるためには、さらに詳しい調査が必要である。今後、接合部内の応力伝達機構と、梁フランジ近傍の帯筋の拘束効果を詳しく調査することを目的として構造実験を行い、その実験結果に基づき接合部耐力算定式を誘導する予定である。

〔謝辞〕

神戸大学名誉教授 故金谷 弘先生、神戸大学工博 田淵基嗣教授、同 工博 田中 剛助手より本研究に関して多大なご助言を頂きました。ここに深く謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 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、1987
- 2) 福本 昇、石原誠一郎：バンドプレートで補強された柱RC・梁S構造の柱梁接合部に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.955～956、1995年 8 月
- 3) 田中 剛、田淵基嗣 他：長締めボルトを用いた柱RC・梁S混合構造接合部に関する研究 (その 1 パイロット実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.935～936、1995年 8 月