

論文

[2090] 梁端部をRCで補強した柱RC梁Sの混合骨組の実験的研究

正会員○黒澤 明 (三菱建設建築設計部)  
 同 石橋一彦 (千葉工業大学建築学科)  
 同 渡辺一弘 (千葉工業大学建築学科)  
 同 菊川和俊 (三菱建設技術研究所)

1. はじめに

近年、柱を鉄筋コンクリート、梁を鉄骨とする混合構造の研究が進められている[1]。このような混合構造の利点として、①柱をRC造とすることにより、純S造よりも水平剛性を高めることができる ②大きな長期柱軸方向力を許容することができる ③梁をS造とすることにより部材自重の軽減ができ、大スパンが可能となる、等の構造上の利点がある。さらに施工面でも、型枠および支保工など仮設材の節約・工事の省力化が容易にできるなどの利点も多い。一方、混合構造の構造的に解明しなければならない課題は地震力が作用する場合の異種部材間の応力伝達機構及び柱梁接合部の耐力、変形性能などである。本研究で対象とする骨組みは、図-1に示すように柱を鉄筋コンクリート造とし梁を鉄骨造とする構法であるが鉄骨梁は柱を貫通し、梁端部を鉄筋コンクリートで補強してある(以下梁端補強部と呼ぶ)ことにより、梁から柱への応力の円滑な伝達を図り、骨組が曲げ降伏型の崩壊機構を形成する時に、ヒンジの発生位置を純鉄骨部に限定することをねらいとした構法である。設計条件として①降伏ヒンジの発生位置を鉄骨梁端部に限定させる為に、梁端補強部の耐力を割増す $\{1.3(M_p+Q_u \cdot L)\}$ ②鉄骨梁から梁端補強部への応力伝達はコンクリートと鉄筋との付着作用と定着プレートの支圧作用による③梁端補強部と柱の鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント比は、SRC規準(78式)を満足させる[2]、などを設定しており、本実験で、この条件のもとで鉄骨梁端部降伏を保証できるかどうかを実験により確認することを目的とした。さらに実験データより、柱梁接合部における応力伝達機構、変形性能及び鉄骨梁端部における塑性ヒンジ形成状況などについて検討する。

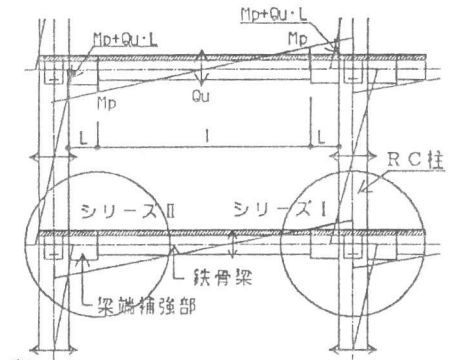


図-1 概念図

2. 実験方法

試験体は、実大の1/2縮小モデルで、内柱を対象とした十字型骨組(シリーズI:C-3) 1体[3]、外柱を対象としたト字型骨組(シリーズII:T-1、T-2) 2体の計3体である。試験体の諸元を表-1、使用した材料の力学的性質を表-2に示す。C-3、T-1試験体は接合部パネル内に直交鉄骨を設けた試験体であり、T-2試験体は直交鉄骨の無い試験体である。試験体の形状寸法を図-2に示す。各試験体とも柱は降伏しないように鉄骨梁端部の全塑性曲げモーメントに対し柱の曲げ耐力を、C-3試験体は1.63倍、T-1、T-2試験体は1.65倍となるように設定した。梁端補強部主筋の柱への定着は、C-3試験体は通し配筋、T-1、T-2試験体はU字型配筋とし、また部材内定着は、全試験体とも定着板を用いて行った。せん断補強筋の形状は、柱および梁端補強部ではフラッシュバット溶接による閉鎖型、接合部パネル内はフレア溶接で溶接接合した閉鎖型である。鉄骨梁はBH-400×150×6×14でC-3試験体は柱を貫通、T-1、T-2試験体は、鉄骨梁せいに相当する400mmだけ柱に挿入した。各試験体ともフ

ランジ上下面に頭付スタッド(h=80)を2本並列に@150で配置した。T-1、T-2試験体の違いは直交鉄骨の有無、梁端補強部の曲げ及びびせん断補強量である。

表-1 試験体の諸元 (単位: mm)

	シリーズ I	シリーズ II	
	C-3	T-1	T-2
柱断面	600×600	500×500	
柱主筋	12-D22	12-D25	
柱帯筋 P <sub>w</sub> (%)	2 - D10@75 0.32	2 - D10@65 0.44	
梁断面	440×600	400×600	
梁主筋	4-D19		4-D22
梁あばら筋 P <sub>w</sub> (%)	4 - D10@70 0.93	2 - D10@75 0.47	2 - D10@55 0.65
接合部 P <sub>w</sub> (%)	0.32	2 - D10@75 0.47	0.47
鉄骨	BH - 400×150×6×14		
直交鉄骨	BH - 400×150×6×14	ナシ	
スタッド	10-16φ	12-16φ	

鉄骨: SS400 鉄筋: D10 SD295A, D19~D22 SD345

表-2 材料の力学的性質 (単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

種別	コンクリート	鉄筋				鉄骨	
		D10	D19	D22	D25	PL-6	PL-14
降伏点	--	3269	3921	4214	--	3375	2770
	--	3549	3988	4080	3910	3124	3671
引張強さ	--	4860	5630	5900	--	4850	4680
	--	4750	5620	5810	5540	4580	5560
伸び(%)	--	20.1	28.9	23.4	--	33.7	43.0
	--	17.1	12.4	22.0	19.3	34.8	39.0
ヤング係数 (×10 <sup>3</sup> )	201	1712	1705	1756	--	2144	2000
	201	1937	1921	2003	1974	2015	2043
圧縮強度 (σ <sub>c</sub> )	253	--	--	--	--	--	--
	288	--	--	--	--	--	--
割裂強度	19.6	--	--	--	--	--	--
	26.0	--	--	--	--	--	--

上段はシリーズ I を下段はシリーズ II を示す

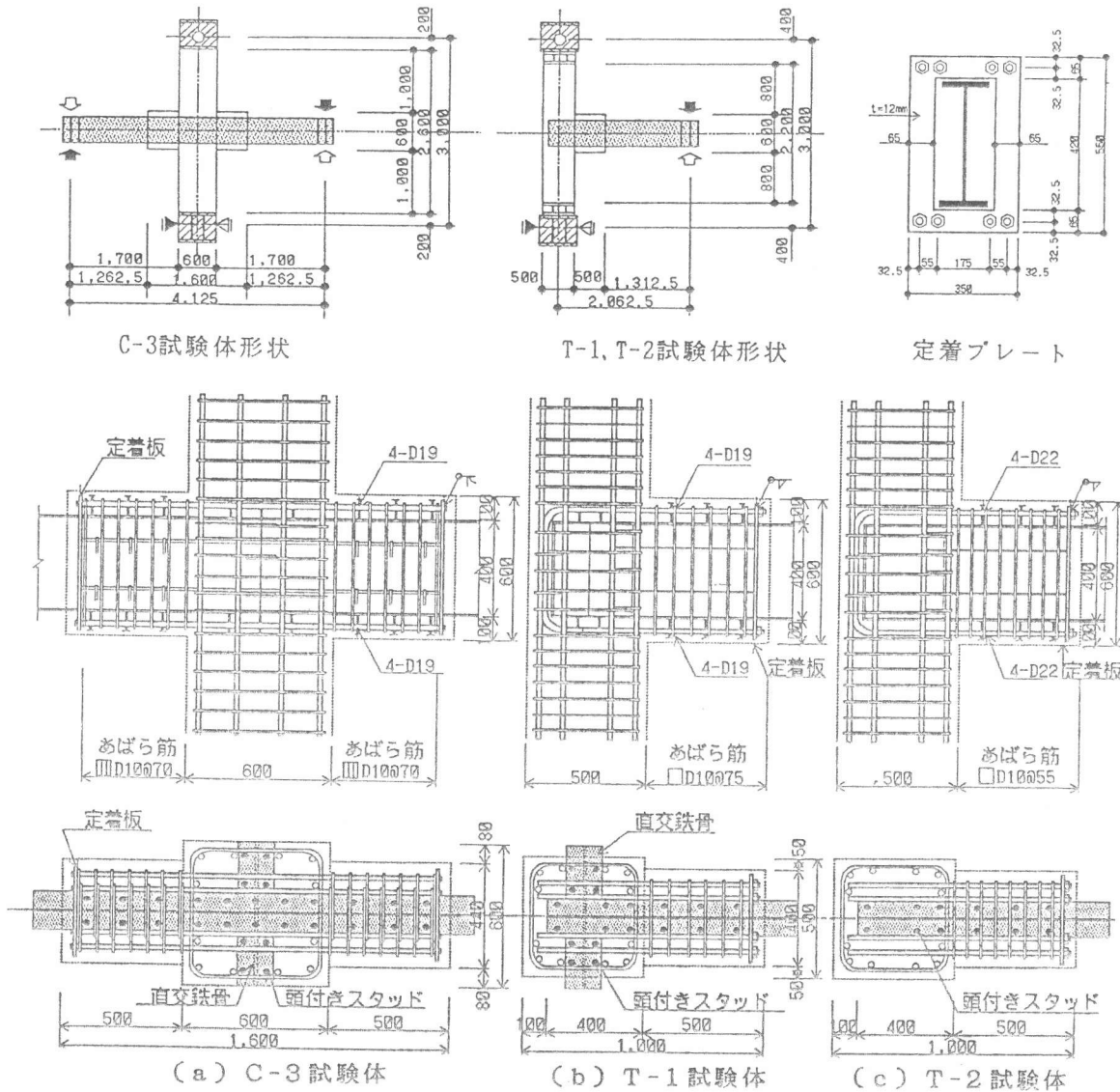


図-2 試験体の形状・寸法 (単位: mm).

加力は、図-3に示すように柱に一定の軸方向力、シリーズⅠは185tf ( $\sigma_a/\sigma_B=0.2$ )、シリーズⅡは最大荷重時に柱軸方向力が零となるように30tf ( $\sigma_a/\sigma_B=0.05$ )を加えた後、地震力を想定し梁に正負交番の繰り返し荷重を変形制御で加えた。柱軸方向力の加力方法は、図中に示すように試験体上部に油圧ジャッキを設置し、PC鋼棒によりおこなった。加力履歴は、梁端補強部に初期ひび割れが発生する範囲で1回正負荷重を与えた後、部材角R(rad)にしてR=1/200を1回、1/100、1/50で各3回繰り返し、R=1/25は2回繰り返した。なお、C-3試験体については実験終了後、柱軸方向力を除荷しR=1/50を1回繰り返した。

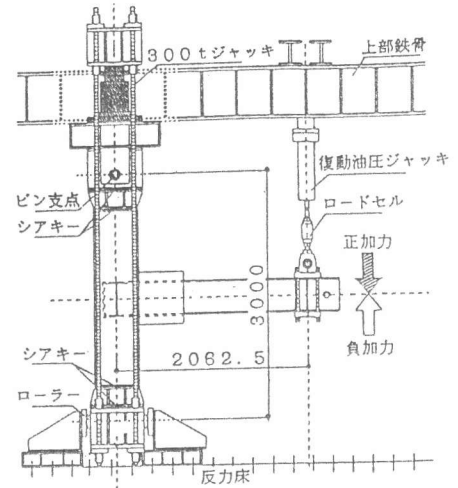


図-3 加力装置図(シリーズⅡ)

### 3. 荷重-変形曲線

各試験体の荷重-変形曲線を図-4(縦軸に梁せん断力、横軸に部材角)に示す。図中に正負最大荷重値および鉄骨梁の計算耐力値を記した。最大荷重は各試験体ともR=1/25のサイクルで鉄骨梁の圧縮側座屈できまり、エネルギー吸収性能の良い紡錘型のループを示した。R=1/50までは同一振幅下での強度低下はなかった。

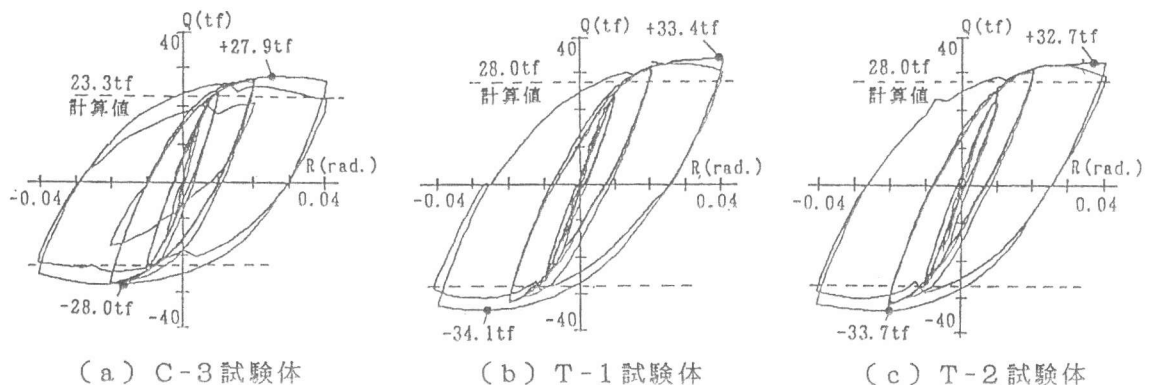


図-4 荷重-変形曲線

### 4. ひびわれ経過

図-5に試験体の最終ひびわれ状況(実線が正加力時、点線が負加力時)を示す。C-3試験体における梁端補強部のひびわれは、第1サイクル最大荷重時(P=5tf)に柱フェース位置に生じ、後続の曲げひびわれは第3サイクル(R=1/100)あたりからせん断ひびわれに移行した。接合部パネルのせん断ひびわれは軽微で本数も少なく、直交鉄骨の存在に係わらず全面に分散し、その方向は45度方向よりやや急であった。T-1及びT-2試験体の梁端補強部のひびわれは、第1サイクル最大荷重時(P=5tf)に危険断面位置に初期ひびわれが発生、せん断ひびわれおよび柱の曲げひびわれの発生は、第2サイクル(R=1/200)10tf付近であった。ひびわれはT-2試験体に比べせん断補強量の少ないT-1試験体に多く観察されたが、両試験体とも第9サイクル時(R=1/25)に梁端補強部の定着プレートとほぼ一致する部分に細かいひびわれが多数発生した。接合部パネルのせん断ひびわれは、T-1試験体では第2サイクル(R=1/200)の13tf ( $\tau=0.06\sigma_B$ )、T-2試験体は同サイクルの16tf ( $\tau=0.07\sigma_B$ )であった。それ以降のひびわれは、T-2試験体はほぼ45度方向であったが、T-1試験体では直交鉄骨のウェブを境に梁側ではほぼ45度、外側では角度が急であり、細かいひびわれが多く見られた。各試験体とも、接合部のコンクリートの剝離はなかった。

### 5. 歪度分布

鉄骨梁上フランジと梁端補強部上端主筋の正加力時歪度分布を図-5に示す。鉄骨梁フランジの歪は、各試験体とも端補強部と鉄骨梁端部との境界付近で降伏が生じた後、降伏域は梁端補強部と鉄骨梁中央に広がっていった。梁端補強部と柱梁接合部内のフランジの歪は、T-1試験体では梁端補強部内で降伏歪を若干上回る値を示したが、柱面から直交鉄骨に向かって急激に減少し、埋込鉄骨終端部ではほとんど零であった。T-2試験体では梁端補強部から埋込鉄骨終端部に向かって減少した。また梁端補強部主筋の歪度は、各試験体とも定着プレート近傍から発生し、R=1/50のサイクルの最大荷重時まで弾性を維持していた。

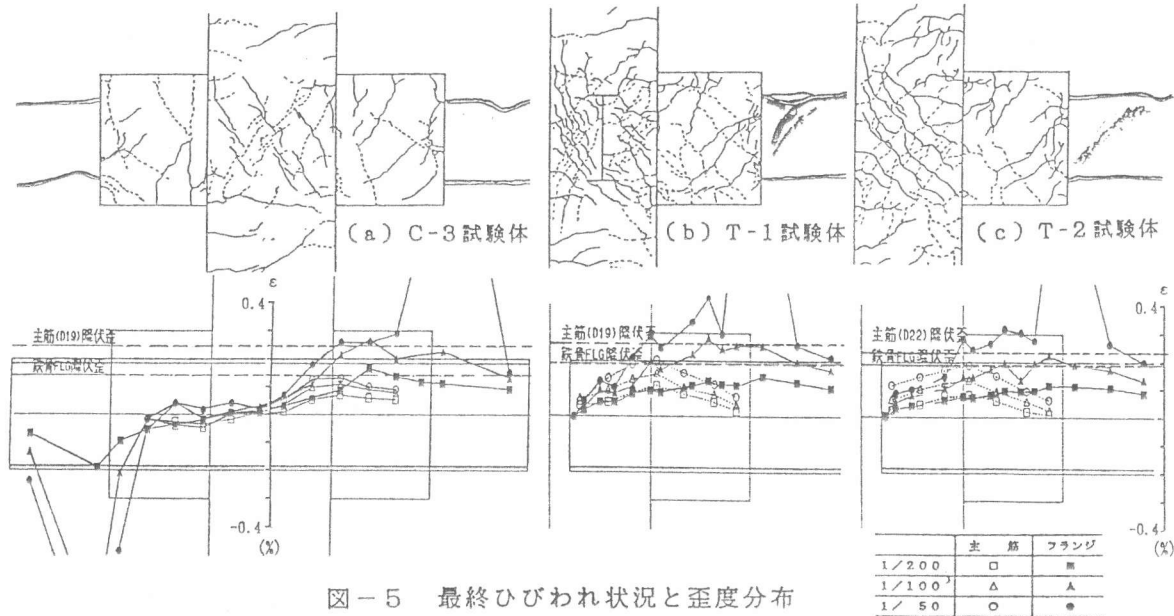


図-5 最終ひびわれ状況と歪度分布

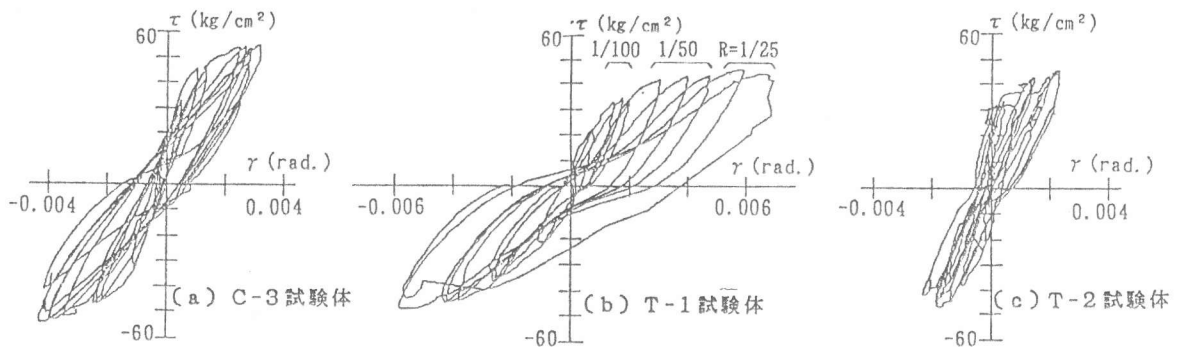


図-6 接合部パネルのτ-γ曲線

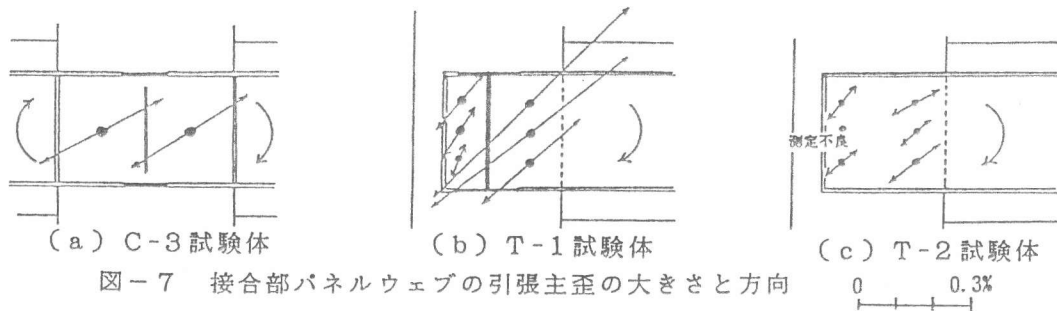


図-7 接合部パネルウェブの引張主歪の大きさや方向

### 6. 接合部パネルのせん断変形

各試験体接合部パネルの平均せん断応力度(縦軸τ)-せん断変形角(横軸γ)曲線を図-6に示す。

$$\tau = (l/j_B - L/H) \cdot Q_G / cD/tp$$

ここで、 $j_B$ は梁端補強部の鉄筋の応力中心間距離を、 $cD$ は柱の全せいを採っている。C-3試験体の平均せん断応力度は最大  $55\text{kg/cm}^2$  ( $\tau_u/c\sigma_B=0.22$ )、T-1、T-2試験体は最大  $47\text{kg/cm}^2$  ( $\tau_u/c\sigma_B=0.15$ )であった。それに対し、せん断変形角はC-3試験体では最大  $0.004\text{rad}$  であり、直交梁のあるT-1試験体では最大  $0.007\text{rad}$ 、T-2試験体では最大  $0.002\text{rad}$ であった。また同一変位振幅での繰り返しにおけるせん断変形角は、T-1試験体では徐々に進行する傾向にあったが、T-2試験体ではほぼ一定のせん断変形角を保っていた。接合部パネル内の正加力最大荷重時における引張主歪の大きさと方向を図-7に示す。T-2試験体は、各測定点とも弾性でほぼ同じ値を示したが、T-1試験体は直交鉄骨を境にして梁側のウェブの値が非常に大きくなった。

### 7. 試験体の耐力

正加力時の実験値と梁せん断力に換算した各耐力の計算値を表-3に示す。各耐力式は式(1)~式(5)によった。T-1試験体の梁端補強部主筋は、危険断面位置において $R=1/25$ のサイクルの最大荷重付近で降伏値に達しが、この時の梁端補強部の曲げ降伏耐力は式(4)を用いた計算値とほぼ一致した。

表-3 実験結果 (単位: tf)

	C-3試験体			T-1試験体			T-2試験体		
	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計
梁補強曲げひびわれ ( $M_{cr}$ )	5.0	4.99	1.00	5.0	4.96	1.00	5.0	5.22	0.96
パネルせん断ひびわれ ( $Q_p$ )	18.0	16.08	1.12	13.0	20.99	0.55	15.3	20.99	0.65
鉄骨梁降伏 ( $sM_y$ )	23.0	19.98	1.15	21.0	25.49	0.82	22.9	25.49	0.90
梁補強部降伏 ( $M_u$ )	降伏なし	29.74	--	33.2	32.52	1.02	降伏なし	37.17	--
最大荷重 ( $sM_u$ )	27.9	23.33	1.20	33.4	27.99	1.19	32.7	27.99	1.17

$$M_{cr} = 1.8\sqrt{c\sigma_B} \cdot Z_o \quad - (1)$$

$$Q_p = c\tau_{cr} \cdot c \cdot b \cdot m \cdot d(1 + \beta) \quad - (2)$$

$$sM_y = sZ \cdot s\sigma_y \quad - (3)$$

$$M_u = sZ_p \cdot s\sigma_y + m a t \cdot m \sigma_y \cdot m b d \quad - (4)$$

$$sM_u = sZ_p \cdot s\sigma_y \quad - (5)$$

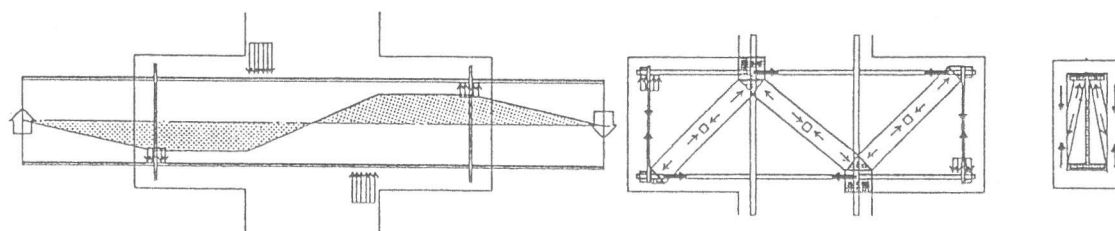
記号

- $Z_o$  : 梁端補強部の等価断面係数(鉄筋考慮)
- $c\tau_{cr}$  :  $c\sigma_B/10(\text{kg/cm}^2)$
- $c \cdot b$  : 柱幅 (cm)
- $m \cdot d, m \cdot b d$  : 柱、梁の主筋間距離(cm)
- $\beta$  : 鉄骨ウェブ材の寸法による係数
- $sZ$  : 鉄骨梁の断面係数 ( $\text{cm}^3$ )
- $sZ_p$  : 鉄骨梁の塑性断面係数 ( $\text{cm}^3$ )
- $m a t$  : 引張主筋の断面積 ( $\text{cm}^2$ )

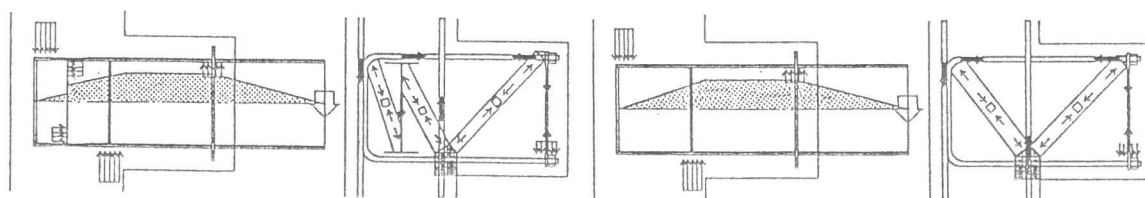
### 8. 応力伝達に関する一考察

実験結果の知見に基づく、鉄骨梁から梁端補強部及び柱への応力伝達機構の概念を図-8に示す。この応力伝達機構は、文献[4]に示される塑性トラスモデルによるものである。梁端補強部へ挿入された鉄骨梁は、先ず定着板周辺のコンクリートで支持され、局部的に鉄骨梁から梁端補強部の鉄筋コンクリートへ応力の伝達がなされる。次いで柱の圧縮域で支持され、十字型柱梁接合部では柱の中央、T字型柱梁接合部では埋込鉄骨終端で鉄骨応力は零となる。直交鉄骨のあるT-1試験体では、さらに直交鉄骨による捻り抵抗が付加される。しかし、同じ直交鉄骨のあるC-3試験体では、柱軸方向力の効果が大きく直交鉄骨の捻り抵抗は顕著ではない。梁端補強部と柱梁接合部パネルの鉄筋コンクリートの応力伝達は、同図に示すように、先ず鉄骨梁のフランジ面内側から圧縮力として定着板へ伝えられ、定着板が押し下げられるに従い、定着板に緊結されている引張側梁端補強部主筋に引張力が働き、定着板及び梁端補強部主筋の引張力に抵抗するコンクリートの圧縮束が、柱の圧縮域に向かって形成される。柱梁接合部パネル内では上下柱の圧縮域を結ぶ対角線上に圧縮束が生じるが、直交鉄骨のあるT-1試験体では圧縮束が直交鉄骨に向い2本に分かれるのが特徴的である。このような応力伝達機構によって鉄骨梁の応力が梁端補強部の鉄

筋コンクリートへ伝達され、かつ、鉄筋コンクリート柱へ伝達されると考えることができる。



(a) C-3 試験体



(b) T-1 試験体

(c) T-2 試験体

図-8 塑性トラスモデルによる応力伝達機構

## 9. 結論

- (1) 十字型骨組及びト字型骨組の各試験体ともに、鉄骨梁端部の塑性ヒンジの発生が確認され、最終破壊は純鉄骨部分の局部座屈による曲げ破壊で決まった。
- (2) 鉄骨梁端部に対し梁端補強部の耐力を1.3倍割増すことにより、部材角  $R=1/50$  まで梁端補強部の主筋の降伏はなかった。
- (3) 今回の実験で、鉄骨梁の曲げ破壊から得られた接合部パネルの入力せん断応力度は、C-3試験体が  $0.216 \sigma_B$ 、T-1およびT-2試験体は  $0.152 \sigma_B$  であったが、接合部パネルは破壊しなかった。
- (4) 梁端補強部主筋の歪度分布、ひび割れ性状にもとづいて塑性トラスモデルをもちいた応力伝達の定性的考察を試みた。その定量化を含め、さらに検討して行く必要がある。

## 10. 謝辞

本実験の計画に当たっては、筑波大学構造工学系園部泰壽教授に貴重な御助言を賜りました。又実験の実施に際し、千葉工業大学石橋研究室の卒論生の方々には多大なる御尽力を戴きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

## 11. 参考文献

- [1] たとえば 富永博夫・村井義則他：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構（RCSS構法）の耐力及び変形性能（その1～その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986.8、PP.1427～1437
- [2] 日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート計算規準・同解説」（昭和62年版）PP.19
- [3] 黒澤 明・渡辺一弘他：柱鉄筋コンクリート、梁鉄骨造接合部の実験的研究（その7～9）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10、PP.409～414
- [4] MacGREGOR, J.G.: Reinforced Concrete Mechanics and Design, Prentice Hall, Chap. 18, pp.692-698