

[167] 外端柱・梁接合部におけるせん断破壊と定着破壊の相関

正会員 ○金田 和浩 (京都大学大学院)
 近藤 吾郎 (京都大学大学院)
 正会員 藤井 栄 (京都大学工学部)
 正会員 森田 司郎 (京都大学工学部)

1. 序論

鉄筋コンクリート骨組における柱・梁接合部に関して近年、研究結果が蓄積され、接合部が受ける苛酷な応力状態に対して合理的な設計指針を与えようとする気運が高まってきている。既往の研究では、その多くが十字型の内部接合部を対象としており、外端柱・梁接合部に対しては、耐力、変形能の評価がとりわけ不十分である。この原因は、外端柱・梁接合部ではせん断抵抗機構が梁主筋の定着方法によって異なり、定着破壊とせん断破壊の相関が解明されていないことにある。本研究は定着手法、拘束程度の異なる供試体を用いて正負交番繰返し載荷実験を行い、その破壊性状、変形挙動を明確にすることを目的としたもので、ここでは主に接合部のせん断耐力と梁主筋の定着耐力の相関について実験結果の検討を行う。

2. 実験計画

2.1 載荷装置及び載荷履歴………図-1に載荷装置を示す。供試体の柱の反曲点位置をピン、ローラーで支持し梁端部に正負交番繰返し載荷を行った。本実験では柱軸力は特に与えない為、梁のせん断力に等しい柱軸力が接合部の左右の柱部分に、荷重階に応じて交互に作用する事になる。履歴は、梁のクリティカル断面での梁主筋応力の弾性域内で正負に1回載荷した後、降伏もしくは最大耐力時の変形量をもとに、この変形量の整数倍の変位で3回ずつ繰返す変位振幅漸増正負交番載荷を行い、新しい変位領域での梁端荷重が、最大耐力の60%以下になった時点で終了した。

2.2 供試体と使用材料………図-2に各供試体の配筋詳細を示す。定着方法は梁上端・下端筋共にプレート定着を行ったものと、90°折り曲げ定着をしたもののうち上端・下端筋を双方共接合部内で抱え込んだ“U型”及び下端筋は柱スパン側に曲げ下げた慣用定着の“R型”の3種類で、折り曲げ定着については、投影長さ(表-1の付図参照)を変化させた。また接合部横補強筋量、梁主筋本数も実験変数とし、供試体総数は16体である。各供試体の名称ならびに配筋、コンクリート、鉄筋の力学的性質は表-1に記す。

2.3 計測事項………変形測定用のフレームは図-3に示す様に上下柱の反曲点位置のピン、ローラーで支持されており、このフレームから計測される梁端変形は、骨組としての層間変形量に対応する。接合部のせん断変形は、柱のクリティカル断面の上下に設置したヨーク(バネで固定)からX型に差動トランスを配して計測し、柱のたわみは、この上下のヨークに変位計をあてて計測した。また、梁筋の接合部からの抜け出しは、クリティカル断面の梁筋表面に取り付けたφ1鋼線をシースでコンクリートから絶縁して接合部背面に取出し、スプリングで固定して接合部背面に対する相

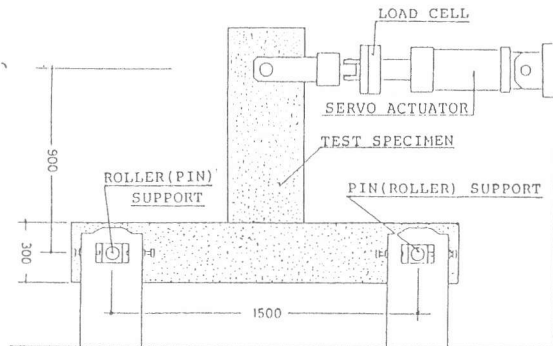


図-1 載荷装置図

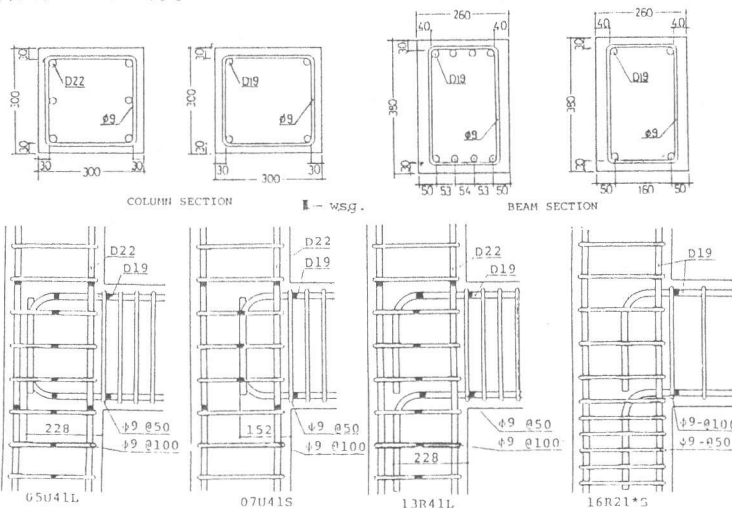


図-2 供試体詳細及び W. S. G. 設置位置

表-1 供試体一覧及び実験結果

NO.	SPECIMEN DESIGNATION	BEAM REINFORCEMENT ^{*2}			COLUMN ^{*3} REINF.	JOINT REINF.	ANCHORAGE OF BEAM REINF. ^{*4}		FC (kg/cm ²)	DIAGONAL CRACKING LOAD (ton)	MAXIMUM LOAD IN THE LOADING HISTORY	DETERIOR LOAD	FAILURE MODE
		TOP	BOTTOM	SHAPE			ANCHORAGE TYPE	PROJECTED LENGTH (mm)					
1	S40	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	NONE	PLATE	(300)	248	+6.0 - 5.0	+18.9 -16.7	+8.0	Y-S
2	S41	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ90100	PLATE	(300)	248	+11.0 - 8.0	+20.0 -20.3	+11.5	Y-S
3	S42	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ9050	PLATE	(300)	248	+13.0 - 8.0	+20.2 -19.6	+11.0	Y-S
4	U40L	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	NONE	U-SHAPED	228	60.5	+6.0 - 8.0	+13.6 -11.0	+6.2	S
5	U41L	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ90100	U-SHAPED	228	60.5	+11.0 - 8.0	+18.0 -17.2	+9.0	Y-S
6	U42L	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ9050	U-SHAPED	228	60.5	+12.0 -10.0	+17.9 -17.5	+11.0	Y-S
7	U41S	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ90100	U-SHAPED	152	60.5	+8.6 - 8.3	+9.7 - 8.3	+5.8	S
8	U42S	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ9050	U-SHAPED	152	60.5	+6.0 - 8.0	+9.0 -10.6	+5.8	S
9	U20L	2-D19	2-D19	2-φ90100	4-D19	NONE	U-SHAPED	228	60.5	+7.3 - 7.0	+9.7 -10.0	+2.3	Y-B
10	U21L	2-D19	2-D19	2-φ90100	4-D19	2-φ90100	U-SHAPED	228	60.5	+7.0 - 7.0	+10.0 -10.5	+5.0	Y-B
11	U21S	2-D19	2-D19	2-φ90100	4-D19	2-φ90100	U-SHAPED	152	60.5	+7.0 - 4.5	+7.6 - 6.2	+3.3	B
12	U22S	2-D19	2-D19	2-φ9050	4-D19	2-φ9050	U-SHAPED	152	60.5	+6.5 - 6.0	+8.8 - 8.1	+4.3	B
13	R41L	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ90100	LL-SHAPED	228	60.5	+7.0 - 5.0	+15.7 -12.7	-7.3	S
14	R42S	4-D19	4-D19	2-φ9050	6-D22	2-φ9050	LL-SHAPED	228	60.5	+6.0 - 7.0	+10.2 - 9.2	-4.9	S
15	R21L	2-D19	2-D19	2-φ90100	4-D19	2-φ90100	LL-SHAPED	152	60.5	+7.0 - 7.0	+10.2 - 8.1	-5.1	Y-B
16	R21*S	2-D19	2-D19	2-φ90100	4-D19	2-φ90100	LL-SHAPED	152	60.5	+6.5 - 6.5	+7.1 - 7.6	-4.6	B

*1 SPECIMEN DESIGNATION

U41L
 Projected length L: 12db(228mm)
 S: 8db(152mm)
 Joint reinforcement { 0: none reinf.
 1: φ90100 hoop
 2: φ9050 hoop
 Number of beam reinforcement (2or4) per layer
 Anchorage type of beam reinforcement

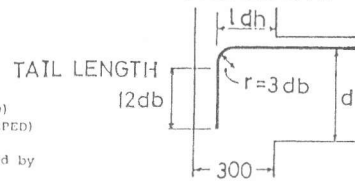
S: straight bar anchored with steel plate in far face side of column (PLATE)
 U: 90 deg. bent bar anchorages in joint core for both top and bottom bars (U-SHAPED)
 R: 90 deg. bent bar anchorages in the same direction for top and bottom bars (LL-SHAPED)

*2 BEAM DIMENSIONS BxH: 260x300 (mm) in all specimens
 *3 COLUMN DIMENSIONS BxH: 300x300 (mm), column hoop: φ90100 except for NO.16 which was confined by φ9050 in bottom bar anchorage region

*4 For specimens with 90 deg. bent bar anchorage, the radius of bend of 3db(57mm) and the tail extension of 12db(228mm) were maintained at constant.
 steel yield strength D19 fy=3950 kg/cm²
 D22 fy=3930 kg/cm²
 φ9 fy=3000 kg/cm²

NOTE: FAILURE MODE "Y-S": SHEAR FAILURE IN JOINT UNDER CYCLIC LOADING AFTER BEAM BAR YIELD
 "S": SHEAR FAILURE IN JOINT PRIOR TO BEAM BAR YIELD
 "Y-B": ANCHORAGE FAILURE UNDER CYCLIC LOADING AFTER BEAM BAR YIELD
 "B": ANCHORAGE FAILURE PRIOR TO BEAM BAR YIELD

PROJECTED LENGTH: l_{dh}



対移動量として測定した。また、柱筋、梁筋のクリティカル断面の応力及び補強筋応力は、図-2に示す位置に設置したW. S. G. から計測した。

3. 実験結果

3.1 実験結果概要……………全ての供試体が、繰返しによる定着もしくはせん断破壊をした。表-1に各供試体の斜めひび割れ荷重、経験した最大耐力、繰返し後の劣化耐力（層間変形角1/18時の耐力）（いずれも梁端荷重）を示す。プレート定着供試体（S40, S41, S42）、U40Lを除く投影長さの長い折り曲げ定着供試体（U41L, U42L, U20L, U21L, R21L（正荷重時））は、梁降伏後の繰返しで耐力劣化をきたしている。

表面に表われたひび割れから破壊のモードを判別することは困難であるが、接合部に作用するせん断力の大きさから判断して、梁引張主筋が2本の供試体はいずれも定着破壊であり、定着が完全に確保されたS40, S41, S42供試体は繰返しせん断破壊と定義できる。その他の供試体はいずれも定着とせん断の複合破壊と考えられるが、より具体的な評価を下すために、定着破壊は接合部全幅にわたらない局所的な定着部の破壊（折り曲げ部直下のコンクリート支圧破壊や直線定着の引き抜け破壊）と定義し、梁主筋から伝達されたせん断力によって接合部全幅にわたってせん断破壊する場合をせん断破壊と定義する。この方法でモードの分類を行った結果を表-1に示しており、せん断破壊と評価される梁主筋4本の供試体は、折り曲げ定着位置（投影長さの大小）により接合部のせん断破壊する領域が異なり、その耐力も異なる。図-4には梁端荷重変形曲線の包絡線を示す。いずれの供試体も最大耐力以降、繰返しにより比較的急激に劣化するが、どの定着部ディテールに対しても、接合部内フープ筋量の多い供試体ほど減退が緩やかになっている。慣用定着法を行った供試体（R41L, R21L, R21S）は、負荷重時の耐力が正荷重時よりも低く、下端筋の柱スパン側折り曲げ定着部近傍を密に補強したR21*Sだけが正負同等の荷重変形性状を示している。

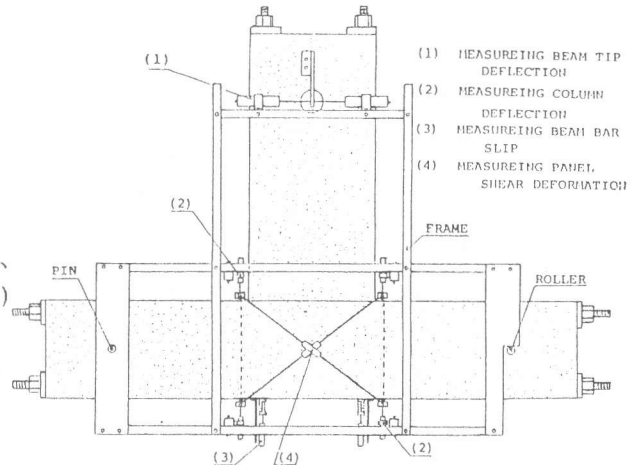


図-3 変形の計測

3.2 接合部の耐力

表-2は各供試体の履歴中で経験した接合部最大せん断力 Q_p 、クリティカル断面の梁筋張力 T に対する既往の接合部せん断耐力式(上村式⁽¹⁾、SRC規準式、Jirsa式⁽²⁾)及び定着耐力算定式(著者等の式⁽³⁾、Pinc式⁽⁴⁾)から求めた算定値を示す。実験値は正負耐力の大きい方で代表させ、“R型”供試体では下端筋引張時の耐力で比較した。ここでは梁降伏先行供試体についてもそのまま算定している。この表より既往の接合部せん断耐力式で評価できるのはせん断破壊した供試体のうちプレート定着したものと同投影長さの長い

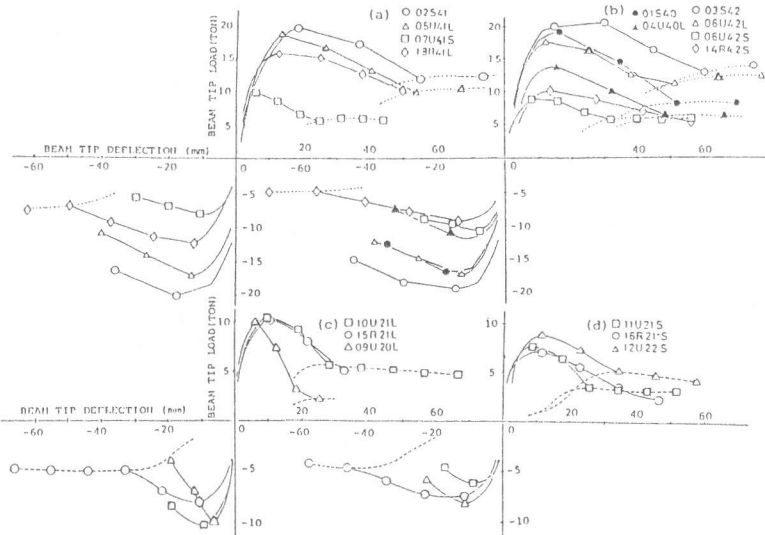


図-4 梁端荷重変形曲線包絡線

折り曲げ定着したものに限定され、定着部ディテールの差異を考慮せずに接合部せん断耐力を評価できない事がわかる。また定着破壊した供試体については著者等の式がPinc式に比してより良好な適合性を有している。ここで接合部のせん断耐力が定着部ディテールに依存することを考慮する簡単な方法として、接合部の有効せん断断面を、柱有効せいの代わりに投影長さを用いた領域と定義した場合の、実験結果から計算した最大せん断応力を τ_p3 に示す。これとSRC規準式計算値を比較するとその適合性はかなり改善される。また、コンクリート圧縮束の耐力で評価するJirsa式でも、柱有効せいの代わりに投影長さを用いて修正した計算値 Q_u2 と実験値を比較すると、修正前より適合性は改善されているが依然として耐力を過大評価する傾向にある。この原因はコンクリートの斜め圧縮束の耐力で評価する方法が、投影長さが短くなるに従って圧縮束機構が生じにくいことを反映できない点にあると思われる。

3.3 定着部ディテールとせん断抵抗機構

図-5は本実験で用いた定着部ディテールの各々の供試体における典型的なひび割れパターンとせん断抵抗機構の相違を表わしている。(a)に示すプレート定着では梁筋の定着はプレートで確保され、接合部全せいにわたってコンクリートは有効である。プレートの圧縮反力と柱断面の圧縮ゾーンで支持されるコンクリートの斜め圧縮束はその幅も大きく、直接せん断力を伝達する機構が卓越する事になる。また折り曲げ定着の場合には、(b)のように投影長さが長ければ上述のコンクリート斜め圧縮束が有効な抵抗機構となるが、投影長さが短くなるに従って(c)に示されるように圧縮束の勾配が急になり、梁の有効幅が減少してこの抵抗力は減退し、載荷初期段階からフープ筋によるトラス機構が形成される。ただし、ここで形成されるトラスは梁筋の引張力の大半が折り曲げ部から支圧力として伝えられる為、折り曲げ部に近いフープ筋ほど分担力が大きく、フープ筋を介して柱

表-2 実験結果と算定値の比較

SPECIMEN DESIG.	TEST RESULT				ANCHORAGE FORCE T (ton)	CALCULATED VALUE								
	Q_p (ton)	$tp1$ (kg/cm ²)	$tp2$ (kg/cm ²)	$tp3$ (kg/cm ²)		JOINT SHEAR				ANCHORAGE				
01840	+36.3	57.0	40.3	57.0	47.6	00.4 (0.71)	44.9 (1.27)	(1.27)	53.5 (0.68)	53.5 (0.68)	---	---	---	---
02541	-39.0	61.2	43.3	61.2	51.2	93.0 (0.66)	57.6 (1.06)	(1.06)	53.5 (0.73)	53.5 (0.73)	---	---	---	---
03842	+38.8	60.9	43.1	60.9	50.9	105.0 (0.58)	70.3 (0.87)	(0.87)	55.6 (0.70)	55.6 (0.70)	---	---	---	---
04U40L	+26.1	41.0	29.0	46.7	34.3	00.4 (0.51)	44.9 (0.91)	(1.04)	53.4 (0.49)	49.7 (0.53)	45.3 (0.76)	28.9 (1.18)	---	---
05U41L	+34.6	54.3	39.4	61.9	45.4	07.0 (0.62)	59.0 (0.92)	(1.05)	55.0 (0.62)	51.9 (0.67)	53.4 (0.85)	30.3 (1.50)	---	---
06U42L	+34.4	54.0	30.2	61.5	45.1	00.6 (0.61)	73.8 (0.73)	(0.83)	61.5 (0.56)	57.5 (0.60)	63.1 (0.71)	32.2 (1.40)	---	---
07U41S	+18.6	29.2	20.7	50.0	24.5	07.0 (0.33)	59.0 (0.50)	(0.85)	55.0 (0.33)	35.3 (0.53)	42.6 (0.58)	20.2 (1.21)	---	---
08U42S	-20.4	31.9	22.6	54.7	26.7	00.6 (0.36)	73.0 (0.43)	(0.74)	61.5 (0.33)	38.8 (0.53)	54.4 (0.49)	21.3 (1.25)	---	---
09U20L	-19.2	30.1	21.3	34.4	25.2	75.1 (0.40)	46.3 (0.65)	(0.74)	45.8 (0.42)	42.7 (0.45)	23.7 (1.06)	15.1 (1.67)	---	---
10U21L	-20.2	31.6	22.4	36.1	26.5	75.9 (0.42)	61.1 (0.52)	(0.59)	40.6 (0.42)	45.2 (0.45)	28.4 (0.93)	16.1 (1.65)	---	---
11U21S	+14.6	22.9	16.2	39.2	19.2	07.8 (0.26)	59.0 (0.19)	(0.67)	45.8 (0.32)	29.2 (0.50)	21.3 (0.90)	10.1 (1.90)	---	---
12U22S	+16.9	26.5	18.0	45.4	22.2	00.6 (0.30)	73.8 (0.36)	(0.62)	50.5 (0.33)	32.2 (0.52)	27.2 (0.82)	10.7 (2.07)	---	---
13U41L	-24.4	38.3	27.1	43.7	32.0	100.6 (0.38)	56.0 (0.68)	(0.78)	49.9 (0.49)	46.4 (0.53)	48.2 (0.66)	27.3 (1.17)	---	---
14R42S	-17.7	27.7	19.6	31.6	23.2	106.9 (0.26)	68.7 (0.40)	(0.69)	51.8 (0.34)	32.7 (0.54)	46.2 (0.50)	18.2 (1.27)	---	---
15R21L	-15.6	24.4	17.3	27.0	20.4	100.6 (0.24)	56.0 (0.44)	(0.50)	40.9 (0.38)	38.1 (0.41)	24.1 (0.85)	13.7 (1.49)	---	---
16R21S	-14.6	22.9	16.2	39.2	19.2	100.6 (0.23)	56.0 (0.41)	(0.70)	40.9 (0.36)	26.1 (0.56)	19.2 (1.00)	9.1 (2.11)	---	---

$tp1 = Q_p / (b_j \cdot j_c)$
 $tp2 = Q_p / (b_c \cdot d_c)$
 $tp3 = Q_p / (b_j \cdot j_c')$

b_j : width of joint (= $(b_c + b_j) / 2$)
 b_c : width of column
 b_j : width of beam
 d_c : lever arm of column (= $7/8 \cdot d_c$)
 d_c : effective depth of column
 D_c : total depth of column
 l_d : projected length of 90° bend bar

NOTE: PREVIOUS EQUATIONS

KAMIHURA'S EQ.
 $Tu1 = (0.78 - 0.0016Fc)Fc + 0.5D_c \cdot \sigma_{dy}$
 $Tu2 = (0.82 - 0.002Fc)Fc + D_c \cdot \sigma_{dy}$
 JIRSA'S EQ.
 $Tu1 = K \cdot Fc \cdot \psi \cdot D_c \cdot w_{ft}$
 $Tu2 = K \cdot Fc \cdot \psi \cdot D_c \cdot w_{ft} \cdot \cos\theta$
 AUTHOR'S EQ.
 $Tu1 = (W \cdot d_b \cdot I_{pbeam} \cdot S_{110} \cdot \sigma_c / n) \cdot n$
 $Tu2 = (50 \cdot \psi \cdot l_d \cdot I_{pbeam} \cdot \sigma_c / d_b \cdot \lambda_s) \cdot n$

背面の主筋に伝達されせん断力が柱断面の圧縮内力、柱筋付着力と共に二次的なコンクリート斜め圧縮場を形成して反力位置へ流れる変則的なものである。また投影長さが短いほど余長部の拘束条件は悪く、このトラスを形成する危険断面側の柱筋付着力もダボせん断ひび割れの為に早期に

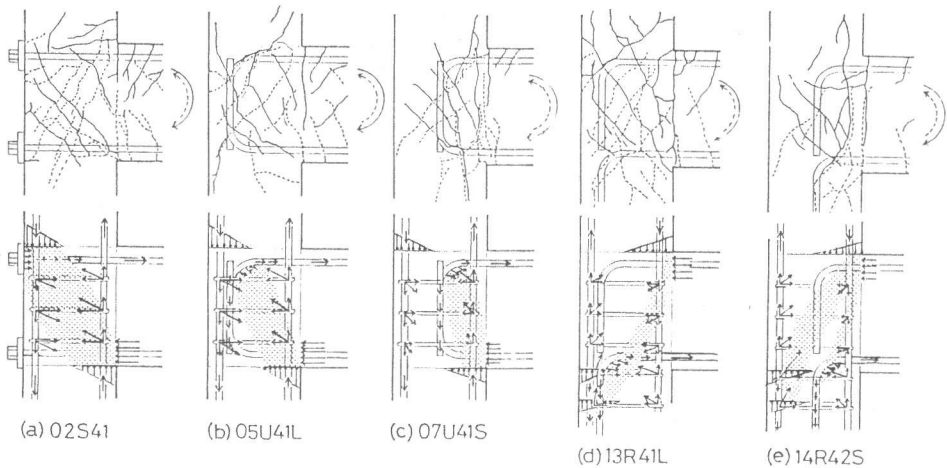


図-5 定着部ディテールとせん断抵抗機構

劣化することから、このトラス抵抗にも限界があり、投影長さが短い供試体“U42S”のせん断耐力が横補強筋量を増しても顕著な耐力上昇が得られない結果となったものと思われる。同図(d)、(e)には慣用の梁下端筋を柱スパン側に折り曲げる場合について示す。接合部に折り曲げる場合のように余長部の定着耐力は接合部のコンクリート斜め圧縮束を支持する成分とはならず、柱断面の圧縮内力がこれを支持するが形成される束は端部支持機構が脆弱なために抵抗力は小さく、投影長さが短いとこの機構の生じる余地は少ない。この定着ディテールでは、梁筋引張力が折り曲げ部から柱スパン内のフープ筋を介して柱圧縮ゾーンに伝達され、柱断面の圧縮内力と共に斜め圧縮場を形成して接合部へせん断力を伝達する機構であり、それ故に供試体“R21S”では下端筋の折り曲げ部を密に補強することで負荷重時の伝達せん断力を増し、正負同等の耐力を発揮したと思われる。

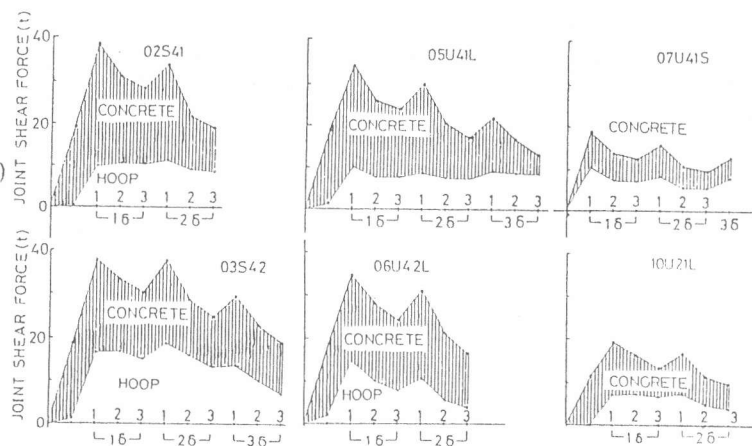


図-6 分担せん断抵抗（コンクリート、フープ）の推移

3.4 接合部横補強筋の効果………図-6は各供試体のコンクリート、横補強筋の分担せん断力の推移を示す。供試体“S41”、“U41L”では最大耐力時（梁降伏時）にはコンクリートの分担せん断力が大きいのにに対し、投影長さの短い“U41S”では早期から横補強筋の分担せん断力が大きいことがわかる。また、横補強筋量の多い供試体“S42”、“U42L”では横補強筋の分担せん断力が増すが、同一荷重レベルでのコンクリート分担せん断力は逆に減少しており、接合部のせん断耐力を両者の負担力の和で表現することが必ずしも適切でないことを示している。繰返しによる耐力劣化の過程は、“S41”、“U41L”ではコンクリート負担抵抗力の劣化と判断できるが、横補強筋量の多い供試体では、与えられた繰返し荷重レベルでのコンクリート負担抵抗力の減退はそれほど顕著ではない。以上のことより、横補強筋は繰返し荷重時の耐力劣化の軽減に有効で、コンクリート斜め圧縮束機構が作用する場合に拘束効果として耐力上昇に寄与すると評価する方が合理的と思われる。

4. 結論

○外部柱・梁接合部では梁筋の定着方法により定着耐力と共にせん断耐力が異なる。○折り曲げ定着の場合は、接合部の有効せいに投影長さを用いる事で既往のせん断耐力式の適合性を改善できる。○著者等の定着耐力式は定着破壊した供試体に対して良好な適合性を有する。○接合部横補強筋は繰返しによる耐力劣化の軽減に有効で、コンクリート斜め圧縮束機構に対する拘束効果として評価した方が合理的である。

【付記】 本研究は昭和57、58年度文部省科学研究費補助金（一般B）の一部による事を付記する。

- 【参考文献】 1) 上村：日本建築学会大会梗概集 p.1155 昭和50年10月 3) 藤井、後藤、森田、近藤：日本建築学会大会梗概集 p.1823 昭和58年9月
2) Zhang, Liande and Jirsa, J.O.: "A STUDY OF SHEAR BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS". PMESIL REPORT NO.32-1 UNIV. OF TEXAS, Feb. 1982
4) Pinc, R.L., Watkins, M.D. and Jirsa, J.O.: "STRENGTH OF HOOKED BAR ANCHORAGES IN BEAM-COLUMN JOINTS" CESRI REPORT NO.77-3 UNIV. OF TEXAS Nov. 1977