RC 柱部材におけるせん断抵抗機構と主筋付着作用との関係

EFFECT OF BOND ACTION IN LONGITUDINAL BARS ON
SHEAR TRANSFER MECHANISM IN RC MEMBERS

金 吉 熙*, 佐藤 裕一**, 藤井 栄***

Kil-hee KIM, Yuichi SATO and Shigeru FUJII

The uniform truss mechanism is widely accepted as a shear transfer mechanism reinforced concrete members. However, the uniform truss action cannot be expected when the bond stress distribution is not constant along longitudinal bars. A test method, in which only the truss action takes place, is developed and conducted to investigate the truss actions under various bond contributions. Based on the experiments and analysis, following findings have been obtained;

1) The bond stress distribution depends on the axial compression force, the amount of shear reinforcement and loading conditions. 2) The analysis using the composite truss model composed of regular and fan-shape trusses can predict the experimental results.

Keywords : shear transfer mechanism, bond stress, shear reinforcement, truss mechanism, fan truss model

せん断抵抗機構, 付着応力, せん断補強筋, トラス機構, 扇型トラス機構

1. はじめに

現行の耐震設計指針^{1), 2)}における, 柱・梁部材のせん断設計式では, せん断抵抗機構として, せん断補強筋と主筋の付着を要しないアーチ機構と, せん断補強筋と主筋の付着作用を必要とするトラス機構を考え, 両者の和でせん断耐力を評価する方式となっている。

この考え方は非常に明瞭であり, しかも力の釣合に基づいて端的に付着の良否やせん断補強筋量の大小から定まる上限値からせん断耐力を評価できるところに特徴がある。ここで, 考えているトラス機構では部材腹部コンクリートに角度一定の様な斜め圧縮場を仮定し, この機構が成立するために様なせん断補強筋による締め付け力と主筋応力変化(付着応力)を原則として必要としている。しかしながら, 実際の部材中では, とりわけ主筋の付着力は部材軸に沿って必ずしも様な分布でない場合も多く, たとえ, マクロモデルとはいえ, 指針式で考えるようなトラス機構の考え方で種々の条件の異なる場合に対して共通に評価可能かどうかは明らかではない。

本研究では, トラス機構のみを考慮できるモデル実験を実施し, 主筋の軸方向応力(圧縮, 引張)や主筋径, 部材長さの相違に

起因する付着条件の違い, せん断補強筋量の違い, 部材軸圧縮応力の違いが, トラス機構の形成に及ぼす影響を検討したものである。

2. 実験計画

図1に試験体形状及び断面を示す。試験体断面は幅150mm×せい400mm共通である。試験体長さは700mmと1100mmの2種類があり, 両端部150mmの区間は上下主筋の付着を絶縁している。主筋はD19(降伏強度840MPa)またはD25(降伏強度366MPa)のネジふし異形鉄筋を使用し, 上, 下2本ずつ配した。主筋中心間距離は300mmである。また, せん断補強筋は普通強度D10@100mm(降伏強度381MPa)としたもの, 高強度D10@50mm(降伏強度1003MPa)とした2種類を使用した。試験時のコンクリートの圧縮強度, 割裂引張強度はそれぞれ32.6MPa, 2.86MPaであった。図1中の矢印は各試験体での載荷条件, 黒点は主筋及びせん断補強筋に貼り付けたワイヤーストレインゲージの位置を示している。コンクリートは横方向に打設した。

実験装置及び載荷方法を図2に示す。試験体は計16体である。試験体両端面コンクリート中央に圧縮力N(C-JACK300KN, 200KN,

* 京都大学工学研究科環境地球工学専攻 大学院生・工修

** 京都大学工学研究科環境地球工学専攻 助手・工博

*** 京都大学工学研究科環境地球工学専攻 助教授・工博

Graduate Student, Dept. of Global Environment Eng., Graduate School of Eng., Kyoto University, M. Eng.

Instructor, Dept. of Global Environment Eng., Graduate School of Eng., Kyoto University, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Global Environment Eng., Graduate School of Eng., Kyoto University, Dr. Eng.

表 1 試験体特性及び実験結果

Specimen		Bond Length (mm)	Shear reinforcement		Longitudinal Bar	Loading condition			Test result				Failure Mode		
			ρ_w (%)	$\rho_w\sigma_{wy}$ (MPa)		T	C	N(kN)	T _{CR} (kN)	V _{CR} (kN)	T _{MAX} (kN)	V _{MAX} (kN)			
No	Designation														
1	S-19-H-(1/-1)-300	400 (S)	1.90	19.1	2D-19 (fy=840MPa)	1	1	300	115	126	185	202	S		
2	S-19-H-(1/-1)-100						1	1	100	80	87	136	148	S	
3	S-19-H-(1/0)-100			@50		(σwy=1003)	1	0	100	180	98	265	145	S	
4	S-19-L-(1/-1)-300			0.95		3.60	1	1	300	120	131	139	152	S	
5	S-19-L-(1/-1)-100							1	1	100	75	82	120	131	S
6	S-19-L-(-1/0)-100							-1	0	100	-127	70	-165	90	S
7	L-19-L-(1/-1)-300	800					1	1	300	150	95	258	164	S	
8	L-19-L-(1/-1)-100	(L)	@100	(σwy=381)		1	1	100	120	76	216	136	S		
9	S-25-H-(1/-1)-300	400 (S)	1.90	19.1	2D-25 (fy=366MPa)	1	1	300	125	136	174	190	S		
10	S-25-H-(1/-1)-200						1	1	200	110	120	185	202	S	
11	S-25-H-(1/0)-300			@50		(σwy=1003)	1	0	300	160	87	331	181	S	
12	S-25-L-(1/-1)-300			0.95		3.60	1	1	300	112	122	127	139	S	
13	S-25-L-(1/-1)-200							1	1	200	102	111	133	145	S
14	S-25-L-(1/0)-300							1	0	300	210	115	272	148	S
15	L-25-L-(1/-1)-300	800					1	1	300	-160	101	-253	160	B*	
16	L-25-L-(1/-0.5)-300	(L)	@100	(σwy=381)		1	0.5	300	260	123	367	174	S*		

S-25-H-(1/-1)-300

軸力N(kN)
 端部加力条件(tension(T)/compression(C))
 せん断補強筋量(H: @50mm高強度, L: @100mm普通強度)
 主筋径(25: D25, 19: D19)
 付着長さ(S: 400mm, L: 800mm)

 $f_c = 32.6\text{MPa}$, $f_t = 2.86\text{MPa}$

Failure mode: S - shear, B - bond

T,N,C: 図1参照

*: 繰り返し載荷で破壊

100kNを与え、次に、上端筋、下端筋の端部に引張力T(A-JACK)、圧縮力C(B-JACK)を同時に作用させた。引張力Tと圧縮力Cの大きさは1:1を基本に、1:0.5、さらに、引張のみ、圧縮のみとしたものがある。(試験体名称中の(1/-1), (1/-0.5), (1/0), (-1/0)にそれぞれ対応する。)これらの加力条件は表1中に示す。端面のコンクリート圧縮力Nは载荷中一定に保持した。試験体名称は表1脚注に示す。

端部付着絶縁区間を除いた試験領域には本試験法によって、任意の鉄筋力(付着の入力条件)を与えることができ、部材のせん断、付着作用の相関関係を直接調査することができる。また、本実験では試験体両端面の断面中心位置に圧縮力Nを与え、上下鉄筋によってのみ曲げモーメントが付与されるため、

図1 試験体形状及び配筋図

図2 载荷装置

図3 実験変数と最大耐力の関係

鉄筋付着領域の始まる試験区間の左右断面コンクリートには曲げ圧縮応力分布がほとんど生じない。その結果、斜め圧縮ストラット(アーチ機構)は形成されず、トラス機構のみからなる応力状態を生成できる特徴がある。

3. 実験結果

表1に各試験体の特性と、斜めひび割れ発生時のせん断力(V_{cr})、最大耐力(V_{max})の一覧を示す。最終破壊モードは、L-25-L-(1/-1)-300の試験体が付着破壊で、その他の試験体はすべてせん断破壊を生じた。せん断補強筋が多い($\rho_w \sigma_{wy} = 19.1 \text{ MPa}$)試験体は斜めひび割れ発生後、荷重の増加とともにさらにせん断ひび割れが進展するものの、せん断補強筋は降伏せず、最終的にコンクリートの圧壊によるせん断破壊になった。せん断補強筋が少ない($\rho_w \sigma_{wy} = 3.6 \text{ MPa}$)試験体は斜めひび割れ発生後、せん断補強筋が降伏して、ひび割れが大きく開口し、コンクリートの圧壊を伴ったせん断破壊になった。付着長さが長いD-25試験体は正載荷時には荷重装置の能力の限界によって壊れなかったため、繰り返し載荷を行いL-25-L-(1/-1)-300の試験体では1回目の負載荷時に付着破壊となり、L-25-L-(1/-0.5)-300の試験体では1/0の加力条件では荷重装置の能力の限界で破壊せず、加力条件を1/(-0.5)に変更して2回目の正載荷時にせん断破壊となった。

図3に実験変数と最大耐力の関係を示す。その他の条件が等しく直接比較できる試験体は線で結んである。また、せん断補強筋の量が多い($\rho_w \sigma_{wy} = 19.1 \text{ MPa}$)試験体は中黒(●■▲)、少ない試験体は白抜き(○□△)で表し、コンクリートの圧縮内力Nの100kN, 200kN, 300kNの試験体はそれぞれ□, △, ○に区別して表わした。また、主筋径の違いは記号の大小(大きい方が

D25)で区別した。

図(a)より圧縮軸力Nが200, 300kNの場合にはせん断補強筋量が $\rho_w \sigma_{wy} = 3.6 \text{ MPa}$ から $\rho_w \sigma_{wy} = 19.1 \text{ MPa}$ に増えることで30%程度の耐力の上昇が見られるが、N=100kNの場合にはその上昇率はやや小さい。図(b)よりNが大きい試験体の方が耐力が高くなるが、せん断補強筋量の小さい場合にはその上昇率は小さいことがわかる。一方、N=200kNと300kNの試験体間ではむしろ後者の方が幾分耐力が低下するくらいで軸圧縮力の影響には上限があることが伺える。図(c)には加力条件の相違の影響を示す。鉄筋端部に作用する引張力Tと圧縮力Cの組み合わせが1/(-1)と1/

図4 最大耐力と既往の評価式との比較

図5 最大耐力時の試験領域周りの応力分布

0, 1/(-0.5)の間には最大耐力に顕著な変化はみられず、一端に圧縮力のみ作用させた、(-1)/0の場合には他に比べて最大耐力が小さい。図(d)、図(e)より試験体長さ、主筋径の変化による最大耐力の差はあまり顕著ではないことがわかる。これらの特徴はトラス機構によるせん断伝達力の限界がせん断補強筋量とコンクリート軸圧縮力の複合的な影響に大きく支配されること、鉄筋応力条件の違いに起因して生じると考えられる付着条件の違いには比較的鈍感な範囲が広いことが推察される。

図4は最大耐力実験値と終局強度型耐震設計指針式¹⁾・靱性保証型耐震設計指針式²⁾におけるトラス機構のみによる耐力算

定値の関係を示す(凡例は図3参照)。終局、靱性指針式の計算値に対する実験値の比はそれぞれ、平均0.45, 0.68となり、本実験は一般部材と異なる特殊な試験体ではあるが、いずれも耐力を大幅に過大評価することがわかる。コンクリート圧縮力が小さい(N=100kN)試験体の実験値が計算値に比して特に小さいのは、実験変数としたコンクリート圧縮力が指針で想定する一様なトラスの成立要件であるコンクリート斜め圧縮束の軸方向分力に見合う大きさがなかったことによると考えられる。また、両指針式の計算値が大きく異なるのは、本試験体が扁平な断面でかぶり部分が相対的に大きいことでコア部分(有効断面)のみを評価する靱性指針式の計算値が耐力をよ

図6 局部付着応力と主筋応力との関係

図7 最大耐力時の局部付着応力と主筋応力

り小さく評価することによる。

図5はせん断補強筋のひずみ分布及び主筋のひずみ分布から求められた最大耐力時の各試験体の試験領域周りでの力の分布を示す。主筋付着力の分布は圧縮端から引張端にかけて一様な分布ではなく、一般に圧縮側に大きく、引張側に小さい分布となっている。とりわけ一端に圧縮力のみ作用させた場合が最も顕著な様でない付着力分布となるが(図f)、その他の加力条件間の相違は明瞭でない。

また、せん断補強筋引張力分布はコンクリート軸圧縮力の小さい場合に、 $\rho_w \sigma_{wy} = 19.1 \text{ MPa}$ の試験体では(図c)中央部で小さく、両端部で大きいせん断補強筋の引張力分布となる傾向がみられた。

図6には、各試験体の主筋に設置したWSGで分けられる各区間の局所付着応力(τ_b)とその位置の鉄筋応力(σ_s)との関係を示している。(a)~(d),(h)は付着長さの短い試験体($l_b=40\text{cm}$),(e)~(g)は付着長さの長い試験体($l_b=80\text{cm}$)であり、局所付着応力はWSGの設置間隔50mmもしくは100mmの長さに対する平均付着応力として求めた。また、図中の●は最大耐力時を示している。

(a)~(d)図より、付着長さの短い試験体では、鉄筋が引張応力となる領域で、ほぼ、既往の藤井・森田式(τ_m)による付着強度計算値 τ_m に近い大きさで付着応力が頭打ちになっており、コンクリート圧縮力が $N=300\text{kN}$ と大きい場合にはその付着応力を保持し、 $N=100\text{kN}$ と小さい場合には引張応力の増加とともに付着応力が低下する傾向にあることがわかる。一方、鉄筋応力が圧縮となる場合の圧縮端部

領域では、既往の藤井・森田式(τ_m)による大きさの2倍以上の付着応力を発揮し、圧縮応力の大きい領域ほど大きい付着応力を発揮している。これら(a)~(d)の試験体はいずれもせん断破壊した試験体であり、付着割裂破壊に相当する付着強度自体はこの計測値よりもさらに大きいことになる。

付着長さが長い試験体図(e)~(g)でも短い場合と同様の性状を示している。唯一、付着割裂破壊が先行した(g)L-25-L-(1/1)-300では繰り返し载荷の影響もあるが、圧縮領域となる2区間での最大付着応力は既往の藤井・森田式による付着強度計算値の1.8倍から2.1倍の大きさとなり、引張応力領域では計算値の0.8~1.1倍の付着応力を発揮した。また、(h)は一端に圧縮力のみを作用させた試験体であり、鉄筋応力が圧縮の場合に付着-すべり剛性が高いためより短い距離で付着力を伝達し、付着応力分布が大きく変化する形状になったことが考えられる。

図7は、コンクリートの圧縮力が高い($N=300\text{kN}$)試験体の最大耐力時の局所付着応力と主筋応力との関係を示す。図中の中黒(●■)は局所付着応力が低下していない場合を、白抜き(○□)は付着強度に達していることを示すが、鉄筋応力が圧縮となる領域では付着強度に達する前に最大耐力となり、鉄筋応力が引張となる領域では付着強度に達した後、最大耐力となったことが分かる。また、図中の線は $N=300\text{kN}$ (●○)のみを対象としており、局所付着応力が付着強度に達していない場合(●)には上限値を、局所付着応力が付着強度に達している場合(○)は平均値を取るようにしている。ここで、コンクリートの圧縮力が高い試験体のみにしたのはコンクリートの圧縮内力が低い場合はコンクリートの圧縮内力によって最大耐力が決まり、付着が最大耐力にあまり影響を与えないためである。

4. 考えられるせん断耐荷機構

以上のように、指針式による一様なトラス機構では、本実験結果を大幅に過大評価すると共に付着力分布などの矛盾が生じる。そこで以下では一様な付着力分布に適合する扇型トラス機構との複合トラスを用いて本実験結果を検討することにした。

1) 一様トラス機構

図8(a)に一様トラスの応力状態を示す。この機構では付着力の分布が一定であることが前提である。この機構による最大せ

図8 トラスでの応力状態

図9 トラスでのせん断耐力の求め方

せん断耐力はせん断補強筋の限界 (V_{th})、主筋とコンクリートの付着力の限界 (V_{tb})、コンクリート斜め圧縮応力の限界 (V_{tc})、また、本実験で与えたコンクリートの圧縮内力によるせん断耐力の上限 (V_{IN}) によって次の式によって求められる。

$$V_{th} = \rho_w \sigma_{w1} \cdot b \cdot j_t \cdot \cot \phi_1 \quad (1)$$

$$V_{tb} = \tau_{bu1} \cdot \Sigma \psi \cdot j_t \quad (2)$$

$$V_{tc} = v_1 \sigma_B \cdot b \cdot j_t \cdot \sin \phi_1 \cdot \cos \phi_1 \quad (3)$$

$$V_{IN} = N_1 \cdot \tan \phi_1 \quad (4)$$

$$V_t = \min (V_{th}, V_{tb}, V_{tc}, V_{IN})$$

ここで、 $\rho_w \sigma_{w1}$, ϕ_1 , $\Sigma \psi$, $v_1 \sigma_B$, τ_{bu1} , N_1 はそれぞれ、一様トラスでのせん断補強筋力、トラス角度、主筋の周長和、コンクリートの有効圧縮強度、付着強度、作用軸圧縮力である。また、(1) ~ (4) 式から図 9 が得られ、それぞれのグラフが共有する部分の最大値を求める最大せん断耐力 (V)、トラス角度 (ϕ_1) になる (図 9 の ● 部分)。コンクリートの有効圧縮強度^{1), 4)} は終局強度型指針式を、一様トラス機構のみの解析では付着強度上限値は藤井・森田式 (τ_{fm})³⁾ を用いた。

2) 複合トラス機構

付着力分布が材軸方向に一定値の分布をしていない場合には、最も基本的な直線分布を仮定すると、一様トラスと図 8(b) の扇型トラスの複合によるせん断伝達を考えることができる。本実験の場合には扇型トラスの要の位置はコンクリート軸圧縮力作用位置である試験領域端の断面中心にとることになる。また、扇型トラスでのコンクリート斜め圧縮応力は主筋の付着力とせん断補強筋の引張

力の合力が最も大きい OPR 領域での中央の B 点の応力で評価することとした。以上の仮定を基に、せん断補強筋の限界 (V_{th})、主筋とコンクリートの付着力の限界 (V_{tb})、コンクリートの斜め圧縮ストラットでの有効圧縮強度の限界 (V_{tc})、また、コンクリートの圧縮内力によるせん断耐力の上限 (V_{IN}) による扇型トラスのせん断耐力は次式によって求められる。

$$V_{th} = (1/2) \cdot \rho_w \sigma_{w2} \cdot b \cdot j_t \cdot \cot \phi_2 \quad (5)$$

$$V_{tb} = (1/2) \cdot \tau_{bu2} \cdot \Sigma \psi \cdot j_t \quad (6)$$

$$V_{tc} = (1/2) \cdot v_2 \sigma_B \cdot b \cdot j_t \cdot \sin \phi_2 \cdot \cos \phi_2 \quad (7)$$

$$V_{IN} = N_2 \cdot \tan \phi_2 \quad (8)$$

ここで、 $\rho_w \sigma_{w2}$, ϕ_2 , $v_2 \sigma_B$, τ_{bu2} , N_2 はそれぞれ、扇型トラスで利用されるせん断補強筋力、トラス角度、コンクリートの有効圧縮強度、端部位置での最大付着応力、作用軸圧縮力である。したがって、両トラス機構の複合を考慮する場合には以下の式を満たす必要がある。

$$v_1 \sigma_B + v_2 \sigma_B \leq v \sigma_B \quad (9)$$

$$N_1 + N_2 \leq N \quad (10)$$

$$\rho_w \sigma_{w1} + \rho_w \sigma_{w2} \leq \rho_w \sigma_{wy} \quad (11)$$

$$\tau_{bu1} + \tau_{bu2} \leq \tau_{maxc} \quad \text{且つ} \quad \tau_{bu1} \leq \tau_{maxt} \quad (12)$$

複合トラスによる解析の流れを図 10 に示す。また、本解析での局所付着強度の上限は図 7 のように、鉄筋応力が引張の領域 ($\sigma_s \geq 150 \text{MPa}$) では既往の藤井・森田式 ($\tau_{maxt} \leq \tau_{fm}$) を、圧縮応力の領域 ($\sigma_s \leq -150 \text{MPa}$) ではその 3 倍 ($\tau_{maxc} \leq 3 \tau_{fm}$) と仮定した。解析では、上記の条件を満足する最も大きなせん断耐力を与える角度を

図 10 複合トラスの解析の流れ

図 11 実験結果と各せん断強度式との関係

求めるため、一様トラスの分担分がより大きくなるよう図7の付着強度の上限に従って、付着応力(τ_{bui})として τ_{max} の値を仮定し、次にトラス角度($0^\circ \leq \phi_1 \leq 90^\circ$)を仮定すると一様トラスの幾何学的条件より、せん断補強筋力($\rho_w \sigma_{wy}$)及びコンクリートの有効圧縮強度($v_1 \sigma_p$)が定められる。これに、せん断補強筋、コンクリートの有効圧縮強度の限界を考慮した扇型トラスを加えるとせん断耐力(V_w, V_c, V_{tc})が求められる。この三つのせん断耐力のうち、最小値を決める場合が式(9)～(11)の条件を満足させるように一様トラスの角度と一様トラスの付着応力(τ_{bui})を変化させる繰り返し計算を行うようにした。また、これらの条件を満足させた複数の値のうち最大値を求める最大耐力とした。

3) 修正圧縮場理論^{3),7)}

上記のトラスモデルではコンクリートの引張力分担を無視し、力の釣合のみで最大耐力を求める。これに対して、Collinsらの修正圧縮場理論では、力の釣合条件の上で変形の適合条件、コンクリートの引張力分担を考慮して、これらの条件を満足させるようなトラス角度やコンクリートの有効圧縮強度、せん断耐力を求めるのが特徴である。この理論による計算もあわせて行った。

5. 実験変数と各せん断強度式との関係

図11に実験結果と解析による計算値との比較を示す。図11(a)は一様トラスのみのモデルによる計算結果であるが、図4と比べると過大評価には変わらないものの幾分、適合性は上昇している。これはコンクリートの圧縮内力の影響が考慮されたことで、せん断補強筋の量が少ない($\rho_w \sigma_{wy} = 3.6 \text{ MPa}$)試験体はせん断補強筋の限界とコンクリートの圧縮内力の上限によって、せん断補強筋の量が多い($\rho_w \sigma_{wy} = 19.1 \text{ MPa}$)試験体はコンクリートの有効圧縮強度と与えられたコンクリートの圧縮内力によって最大耐力が定まり、実験で見られた破壊形式と一致したことによっている。図(b)は複合トラス機構による解析結果を示すが、一様トラスのみの図11(a)の場合に比べて計算値が実験結果にさらに近づいている。これは、特に、せん断補強筋の量が多い試験体の耐力の過大評価が改善されたことに起因している。複合トラスによる解析でも、せん断補強筋が少ない試験体ではせん断補強筋の

限界によって、せん断補強筋量が多い試験体ではコンクリートの有効圧縮強度の限界によって耐力が決まっている。一様トラスの付着応力の上限($\tau_{\text{bui}} \leq \tau_{\text{max}}$)によってせん断補強筋量が少ない試験体では扇型トラスの分担分が小さいのに対して、せん断補強筋量が多い試験体では扇型トラスの分担分が大きくなったため、耐力を小さく見積もることになり実験値に近づく結果を与えている。

図11(c)はCollinsらの修正圧縮場理論による結果を示すが、このモデルも付着力の分布を一定に仮定した一様トラスであることに変わりはなく、コンクリートの引張力分担(0.7～0.8MPa)が考慮されること、また、変形の適合条件を満足させるためのコンクリート有効圧縮強度が指針式によって求められた値よりむしろ10%～35%大きくなって、実験値を一様トラスモデル以上に過大評価している。

図12に各実験変数に対する各モデルの評価と実験結果をあわせて示す。図3でまとめた実験結果それぞれに対して解析結果もせん断補強筋量とコンクリートの圧縮内力が大きくなることによる耐力の増え方などの定性的な傾向は一致する。また、主筋径、付着長さの影響に対しても実験結果と解析結果が同じ傾向を示す。しかし、加力条件の影響として鉄筋端部に圧縮力のみを作用させた場合(-1/0)、実験では顕著な耐力低下が見られたが、解析ではあらわれなかった。これは、実験では図5(f)のように材軸方向の付着応力分布が最も変化する分布になっているが、解析では図7のように圧縮応力の場合には付着力の限界値($\tau_{\text{maxT}}, \tau_{\text{maxC}}$)は引張を含む場合より大きくなることすれ実験で見られたような分布にみあった一様トラスを小さく見積もる評価ができていないことによる。

複合トラスモデルでもまだ耐力を過大評価となっている。その原因としては計算仮定で仮に与えた付着上限値の妥当性や解析を簡単にするため、直線分布と仮定した扇型トラスの付着応力の分布もより実際に近い分布にした場合の検討も今後の課題である。なお、断面の幅を靱性保証型設計指針による有効幅に取ると複合トラスによる耐力評価はさらに耐力を小さく見積もることになり計算値に対する実験値の比が平均1.115と安全側できる。本実験のように扁平でかぶりの部分が相対的に大きい試験体でも耐力算定時、断面の幅として有効幅を取ることが適切と言える。

図 12 実験変数と各せん断強度式との関係

6. 結論

主筋の付着力によってトラス機構のみ生じる実験法を考案し、せん断実験と解析を行った。

- 1) せん断補強筋の量 ($\rho_w \sigma_{wy}$) が多いほど、コンクリートの作用圧縮力が大きいほどせん断耐力が大幅に上昇した。また、加力条件として鉄筋端部に圧縮力のみを作用させた試験体では耐力が大きく低下した。しかし、付着長さ、主筋径の変化による耐力の顕著な変化はみられなかった。
- 2) 鉄筋端の加力条件、せん断補強筋の量、部材のコンクリート圧縮応力レベルの相違によって最大耐力時に発揮される付着力分布が異なる。引張端での付着応力は既往の藤井・森田式の0.8～1.1倍、圧縮側では1.8～2.1倍の値を示した。
- 3) 一様な付着力の分布を基本とする一様トラス、終局強度型指針式、靱性保証型指針式、修正圧縮場理論などの既往のせん断強度算定式を用いてせん断強度を検証した結果いずれもせん断強度を過大評価した(実験値の計算値に対する比が終局強度型指針式0.452、靱性保証型指針式0.679、一様トラス0.682、修正圧縮場理論0.458)。
- 4) 付着力分布の相違に基づいた扇型トラスを加えた複合トラスによる解析では実験結果を平均値0.792と評価し、実験結果との良い対応が確認された。靱性保証型設計指針による有効幅を取ることで平均値1.115と安全側に評価できた。

付着力分布、付着強度をより適切に評価することが正しくトラス機構耐力を評価するために必要であり、今後も引張側と圧縮側における付着性状に対する検討がさらに必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会, “鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説”, 日本建築学会, 1990, pp.104-150
- 2) 日本建築学会, “鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説”, 日本建築学会, 1997, pp.138-207
- 3) 藤井 栄・森田司郎 “異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果—”, 日本建築学会論文集, 第319号, 昭和57年9月, pp.47-55
- 4) M.P. Nielsen et al, “Limit analysis and Concrete Plasticity, CRC Press, 1999, pp.262-283
- 5) Mitchell, D. and Collins, M. P., “Diagonal Compression Field Theory · A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion”, ACI Journal, Proceedings, Vol. 71, No. 8, 1974, pp.396-408
- 6) Collins, M. P., “Towards a Rational Theory for RC Member in Shear”, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST4, 1978, pp. 649-666
- 7) Mitchell, D. and Collins, M. P., PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES, PRENTICE HALL, 1990, pp.309-379

(2001年11月7日原稿受理, 2002年6月25日採用決定)