せん断力と垂直圧縮力が同時に作用する時の山形鋼を用いた形鋼シアコネクタのせん断耐力式およびせん断力-ずれ変位曲線式

島 弘¹・古内 仁²・上田 多門³・斉藤 成彦⁴

¹フェロー会員 高知工科大学教授 大学院工学研究科 (〒782-8502 高知県香美市土佐山田町宮ノ口185)

E-mail: shima.hiroshi@kochi-tech.ac.jp

²正会員 北海道大学助教 大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)

E-mail: jin@eng.hokudai.ac.jp

³フェロー会員 北海道大学教授 大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)

E-mail: ueda@eng.hokudai.ac.jp

⁴正会員 山梨大学准教授 大学院医学工学総合研究部 (〒400-8511 山梨県甲府市武田4-3-11)

E-mail: ssaito@yamanashi.ac.jp

鋼コンクリート複合構造における形鋼シアコネクタは、一般にはコンクリートの圧縮斜材からせん断力と垂直力を同時に受ける。しかし、この条件下での一般性のあるせん断耐力式およびせん断力-ずれ曲線式は提案されていない。そこで、本研究では、一長一短ある既往の実験結果を組み合わせることによって、新たに二種類のせん断耐力式を提案し、その精度を検証した。一つ目のモデルは、せん断耐力を圧縮斜材角度の関数とするものであり、圧縮斜材角度に関する適用範囲は限定される。二つ目は、垂直力が無い時のせん断耐力式に垂直力の影響分として垂直力に抵抗係数を乗じたものを累加するものであり、圧縮斜材の角度に関して連続した式となる。また、せん断力-ずれ変位曲線式としては、頭付きスタッドと同様の指数関数形が適用できる。

Key Words : shear connector, normal force, shear strength, shear force-slip curve, L-shape steel

1. はじめに

鋼コンクリート複合構造物においては、その耐荷力や変形等を算定するために、ずれ止めのせん断耐力を含むせん断力-ずれ変位関係が必要とされる。鋼コンクリート合成版等においては、鋼板の補剛とずれ止めを目的として、鋼板に山形鋼等が溶接される。この溶接された形鋼は、ずれ止めの機能があるために、形鋼シアコネクタと称されている。

ずれ止めに作用する力の方向は、一般には、鋼板に対して平行なせん断力だけでなく、垂直方向の成分もある。しかし、形鋼シアコネクタのせん断力-ずれ変位関係に関する研究は少なく、土木学会複合構造標準示方書¹⁾においても、せん断力のみが作用する場合のせん断耐力式とせん断力-ずれ変位関係式の形の例が示されるに止まっている。

そこで、本研究では、既往の実験結果を参考にして、

せん断力と垂直圧縮力が同時に作用する条件におけるせん断耐力を含むせん断力-ずれ変位関係を表すことができる式の構築を検討した。

2. せん断力-ずれ変位関係に関する既往の研究

(1) 横田・清宮

横田・清宮²⁾は、H形鋼に山形鋼を溶接し、頭付スタッドの標準試験方法³⁾のような押抜き試験を行い、せん断力とずれ変位(H形鋼の鉛直変位)の関係を報告している。せん断力-ずれ変位関係については、形鋼の形状や大きさによって耐力は変わっているが、初期の剛性にそれほど大きな差はなく、せん断力が最大に達した後にせん断力が低下することが示されている。しかし、垂直方向力の影響は不明である。

(2) 上田・Chin

上田・Chin⁴⁾は、せん断力のみを作用させる引抜き試験を行い、その実験結果および有限要素解析結果から図-1に示すような形鋼前部のコンクリートのパンチングシア型破壊荷重を式(1)から式(3)で与えている。

$$V_u = 5.59 k_1 k_2 \sqrt{f'_c} b_{sc} h_{sc} \quad (1)$$

$$\text{ここに, } k_1 = 2.2(t_{sc}/h_{sc})^{2/3} \leq 1 \quad (2)$$

$$k_2 = 0.4(t_f/t_{sc})^{1/2} + 0.43 \leq 1 \quad (3)$$

V_u : シアコネクタのせん断耐力 (N), f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), h_{sc} : 形鋼の高さ (mm), b_{sc} : シアコネクタの幅 (mm), t_{sc} : 形鋼の厚さ (mm), t_f : 鋼板の厚さ (mm)である。なお、実験に用いられた形鋼の種類は平鋼である。

(3) Chuah ら

Chuah⁵⁾は、形鋼シアコネクタのせん断力-ずれ変位関係を調査することを目的として、上田・Chin⁴⁾のせん断力のみを作用させる引抜き試験と同様の荷重方法を用

図-1 上田・Chin の引抜き試験によるひび割れの例⁴⁾

いて、複数のシアコネクタを配置して引張軸方向における鋼材引張応力とずれ変位の分布を測定し、それぞれのシアコネクタにおける局所のせん断力とずれ変位の関係を報告している。破壊の状況は、図-2に示すように形鋼の先端からひび割れが発生し、最終的にはそれらのひび割れが連結している。それぞれのシアコネクタにおけるせん断力とずれ変位の関係は、荷重端と自由端のものを除いて位置によらず同じであり、せん断力は最大点までずれ変位に対して直線的に増加し、最大点以降は急激に低下することが示されている。なお、実験に用いられた形鋼の種類は平鋼である。

(4) Saidi ら

Saidi⁶⁾は、図-3に示すような、鋼コンクリートサンドイッチはり部材を用いて、コンクリートのひび割れや応力の方向等が現実のはりと同じになるようにした部材実験を行っている。ひび割れの状況と得られたシアコネクタのせん断力-ずれ変位関係を例を図-4 および図-5 に示す。ただし、形鋼が十分に変形しない前に部材が破壊し、終局のずれ変位に至らないシアコネクタがあり、終局ま

図-2 Chuah らの実験結果の例⁵⁾

図-3 Saidi らの試験体⁶⁾

図-4 ひび割れ状況⁶⁾

図-5 せん断力-ずれ変位関係の例⁶⁾

図-6 Ros & Shima のシアコネクタ接合部の要素試験方法⁷⁾ 図-7 Ros & Shima 実験におけるひび割れ性状の例⁷⁾

でのずれ変位曲線や終局せん断耐力は示されていない。また、ずれ変位が測定されている形鋼の高さは 40mm と小さいものに限定されている。なお、形鋼の種類は山形鋼でありフランジの向きは圧縮斜材の方向である。

(5) Ros & Shima

Ros & Shima⁷⁾は、コンクリートの応力状態を実際のはり部材での圧縮斜材の角度があるようにし、現実に近い大きい寸法の形鋼を用いた実験を行っている。試験方法は、図-6 に示すように、シアコネクタ接合部を抜き出したはり型の要素試験である。ひび割れの例を図-7 に示す。なお、図中の数字はひび割れ進展時の載荷荷重（せん断力の 2 倍）である。この方法によって、高さが 200mm までの大きな寸法のシアコネクタに対してその接合部の終局状態までのせん断力-ずれ変位関係を計測することができている。しかし、せん断耐力には鋼板の厚さが影響するとされている⁴⁾にもかかわらず、鋼板の厚さは実験パラメータとなっていない。なお、形鋼は不等辺山形鋼であり、報告がなされているのはフランジの向きが圧縮斜材の方向に関するものである。

3. せん断力-ずれ変位関係

(1) ずれ変位の定義

Saidi⁸⁾は、形鋼上端の鋼板からの相対水平変位をコンタクトゲージを用いて測定し、それをずれ変位として

図-8 Ros & Shima によるせん断力-ずれ変位関係の例⁷⁾ 図-9 Ros & Shima によるシアコネクタの終局ずれ変位⁷⁾

いる。また、Ros & Shima⁷⁾も同様に、形鋼上端の水平相対変位を変位計によって測定している。したがって、ここでは「ずれ変位は形鋼の基部と上端の相対水平変位」となる。

(2) 曲線形状

Ros & Shima⁷⁾は、形鋼先端からのひび割れが発生した以降におけるシアコネクタのせん断力-ずれ変位関係は、図-8 に例を示すように、せん断力をせん断耐力で除した V/V_u を縦軸とし、ずれ変位を形鋼の高さで除した δ/h_{sc} を横軸とすると、条件および破壊モードに関わらず、ほぼ同じ曲線形状となり、曲線式としては、図-8 に曲線で示すように、頭付きスタッドに関する Ollgaard⁸⁾ の式と同様の指数関数を用いて式(4)で表すことができると報告している。

$$V = V_u \left(1 - e^{-180 \delta / h_{sc}} \right)^{0.6} \quad (4)$$

ここに、 V : シアコネクタのせん断力 (N), V_u : シアコネクタのせん断耐力 (N), δ : ずれ変位 (mm), h_{sc} : 形鋼の高さ (mm) である。

そこで、本検討では、式(4)をせん断力-ずれ変位関係の曲線式として用いてみることにする。なお、Ros & Shima の実験では、シアコネクタの終局ずれ変位は、図-9 に示すように、形鋼の高さの 2% 程度となる結果となっている。

4. せん断耐力

(1) 圧縮斜材に対する抵抗力を一定とするモデル

a) 式の形

Ros & Shima⁷⁾は圧縮斜材の角度を変えた実験結果から、圧縮斜材に対する抵抗力はその角度に依らず一定で、せん断耐力への影響を $\cos \theta$ で表すという式(5)および式(6)を提案している。

$$V_u = k \sqrt{f'_c} b_{sc} h_{sc} \cos \theta \quad (5)$$

$$k = 36(t_{sc} / h_{sc}) + 0.66 \quad (6)$$

ここに、 V_u ：せん断耐力 (N)、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 b_{sc} ：シアコネクタの幅 (mm)、 h_{sc} ：形鋼の高さ (mm)、 t_{sc} ：形鋼の厚さ (mm)、 θ ：コンクリートの圧縮斜材と部材軸のなす角度(°)である。

ここでは、この式の考え方を拡張適用することを検討する。問題は、式に鋼板の厚さの影響が含まれていないことである。一方で、上田・Chinの式(1)ではせん断耐力を形鋼前面に対する強度を低減する形式が用いられているが、垂直力を同時に受ける場合には形鋼に対する力の角度が異なってくるために必ずしもこの形式は必要でないと思われる。そこで、せん断耐力はシアコネクタの幅に比例することは明らかであるので、せん断耐力に対するコンクリート強度、形鋼の高さおよび厚さ、鋼板の厚さの影響を式(7)に示すように、それぞれの影響度を表す関数の積で表すこととする。

$$V_u = \alpha f(f'_c) \cdot f(h_{sc}) \cdot f(t_{sc}) \cdot f(t_f) b_{sc} \cos \theta \quad (7)$$

b) コンクリート強度の影響

上田・Chinの式(1)およびRos & Shimaの式(5)では、コンクリート強度の影響度として圧縮強度の 1/2 乗が用いられている。そこで、Saidiら⁹⁾の実験には、形鋼および鋼板の諸元が同じでコンクリート強度だけが異なる試験体 S-1, S-4 および S-5 があるので、それらの結果を用い

(a) 基準試験体 (S-1)

(b) 強度が大きい試験体 (S-4)

(c) 強度が小さい試験体 (S-5)

図-10 Saidiら⁹⁾のコンクリートが異なる試験体におけるシアコネクタのせん断耐力の推定

表-1 Saidiら⁹⁾の実験条件およびせん断耐力の推定値

	シアコネクタ (山形鋼)			鋼板厚 (mm)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	せん断耐力の推定 値 (kN)	
	幅 (mm)	高さ (mm)	ウェブ厚 (mm)			SC-1	SC-2
S-1	142	40	5	16	24.2	(89)	126
S-4	142	40	5	16	33.4	145	163
S-5	142	40	5	16	9.9	78	78
S-6	142	40	10	16	20.2	150	155
S-7	142	40	3	16	17.8	93	108
S-8	142	40	5	12	21.3	127	137
S-9	142	40	5	9	18.7	107	102
S-10	142	40	5	6	22.4	105	110

て影響度の確認を行う。ただし、Saïdi らの論文では終局せん断耐力は示されていないので、図-10 に示すように、実験結果に合うように Ros & Shima の式(4)を当てはめ、その V_u からせん断耐力を推定した。これらの試験体の実験条件および推定したせん断耐力を表-1 に示す。なお、S-1 の SC-1 は割裂破壊であり、今後の検討には用いない。

推定したせん断耐力をコンクリート強度 30N/mm^2 の時の想定せん断耐力で正規化したものを図-11 に示す。影響度を表す関数には指数関数を用いるが、指数には出来るだけ簡単な分数を用いることを試みた。図中には $1/2$ 乗の曲線を示すが、ここにおいても $1/2$ 乗で表せ得ることが確認でき、コンクリート強度の影響としては、式(8)を用いることとする。

図-11 コンクリート強度の影響

図-12 形鋼高さの影響

$$f(f'_c) = \left(\frac{f'_c}{30} \right)^{1/2} \quad (8)$$

ここに、 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)である。

c) 形鋼高さの影響

Ros & Shima の実験は同じ形鋼厚さ (9mm) および鋼板厚さ (9mm) で形鋼高さを変えたものである。これらの試験体の実験条件およびせん断耐力を表-2 に示す。なお、この実験はシアコネクタの下に厚さ 25mm の鋼板が設置されている。ただし、コンクリート強度が若干異なるので、前項の結果に基づいてそれぞれのせん断耐力を $f_c^{1/2} b_x \cos \theta$ で除したものを形鋼高さ 100mm の時のせん断耐力で正規化したものを図-12 に示す。上田・Chin の式(1)では形鋼高さの影響度はその $1/3$ 乗であるが、垂

(a) ウェブが厚い試験体 (S-6)

(b) ウェブが薄い試験体 (S-7)

図-13 Saïdi ら⁹⁾の形鋼のウェブ厚が異なる試験体におけるシアコネクタのせん断耐力の推定

表-2 Ros & Shima⁷⁾の実験条件およびせん断耐力

	シアコネクタ (L形鋼)			鋼板厚 (mm)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮斜 材角度 ($^\circ$)	せん断 耐力 (kN)
	幅 (mm)	高さ (mm)	ウェブ厚 (mm)				
S-100-20	150	100	9	9 (25)	42.7	20	360
S-150-25	150	150	9	9 (25)	43.0	25	391
S-200-30	150	200	9	9 (25)	43.0	30	388
S-200-35	150	200	9	9 (25)	43.0	35	362

直力がある場合の影響度として、図中に曲線で示すような実験結果に合う式(9)で表すこととする。

$$f(h_{sc}) = \left(\frac{h_{sc}}{100} \right)^{1/4} \quad (9)$$

ここに、 h_{sc} : 形鋼の高さ (mm)である。

d) 形鋼厚さの影響

Saidi らの実験には、形鋼の高さおよび鋼板の厚さが同じで形鋼の厚さが異なる試験体 S-1, S-6 および S-7 があり、それらの結果を用いて影響度の検討を行う。せん断耐力については前項と同様に、図-13 に示すように、式(4)を用いて推定した。これらの試験体の実験条件および推定したせん断耐力を表-1 に示す。その結果を用いて、前項と同様にコンクリート強度の影響を考慮するために、せん断耐力を $f_c^{1/2}$ で除したものを形鋼厚さ 5mm で正規化したものを図-14 に示す。上田・Chin は形鋼厚さの影響度を式(2)および式(3)の 2 式で表しており、形鋼厚さの影響度を示す形とはなっていない。そこで、両式を掛け合わせて形鋼厚さの影響度を確認するが、式(3)を $k_2 = a (t_f / t_{sc})^b$ の形にする必要があり、式(3)とほぼ同じ結果を与えるものとして式(10)が得られた。

$$k_2 = 0.84 (t_f / t_{sc})^{1/4} \leq 1 \quad (10)$$

この時、式(2)と式(10)を掛けて形鋼厚さの影響度として見るとその影響度は $(2/3-1/4)$ 乗で約 0.4 乗となるが、ここでは 1/3 乗を試みた結果、図中に曲線で示すように適合性を示したので、形鋼厚さの影響度は式(11)で表すこととする。

$$f(t_{sc}) = \left(\frac{t_{sc}}{5} \right)^{1/3} \quad (11)$$

ここに、 t_{sc} : 形鋼の厚さ (mm)である。

e) 鋼板厚さの影響

鋼板厚さの影響に関しては、Saidi らの実験の形鋼高さが 40mm および形鋼厚さが 5mm の試験体 (S-1, S-4, S-5, および S-8~S-10) の結果を用いる。せん断耐力について

では前項と同様に推定したものを図-15 に示す。これらの試験体の実験条件および推定したせん断耐力を表-1

(a) 鋼板厚さ=12mm (S-8)

(b) 鋼板厚さ=9mm (S-9)

(c) 鋼板厚さ=6mm (S-10)

図-15 Saidi ら⁶⁾の鋼板厚さが異なる試験体におけるシアコネクタのせん断耐力の推定

図-14 形鋼厚さの影響

図-16 鋼板厚さの影響

に示す. その結果から前項と同様の方法を用いて鋼板厚さ 10mm で正規化したものを図-16 に示す. 上田・Chin の式(3)は式(10)に示すように 1/4 乗とほぼ等価となるが, ここでは, 図-16 に示されるように, 1/4 乗よりも小さい 1/5 乗がより良く実験結果に適合した. そこで, 鋼板厚さの影響は式(12)で表すこととする.

$$f(t_f) = \left(\frac{t_f}{10} \right)^{1/5} \quad (12)$$

ここに, t_f : 鋼板の厚さ (mm) である.

f) 式の精度および適用範囲

Ros & Shima および Saidi らの試験体に関して, Ros & Shima のせん断耐力の実験値および Saidi らの実験結果から上述の式(4)を用いて推定したせん断耐力を縦軸とし, それらを垂直力が無い場合の上田・Chin の式(1)で表されるせん断耐力式で計算したものを横軸として比較したものを図-17 に示す. せん断耐力は垂直力が無い場合よりも 1.5 倍程度大きくなっており, 直圧縮応力の影響を考慮する式が必要となることが確認できる.

式(7)の α を実験結果から決定するためには, Saidi らの実験における圧縮斜材角度を想定し, また Ros & Shima の実験における支承板の影響を考慮する必要がある. Saidi らの試験体には, コンクリート強度以外は S-1, S-4 および S-5 と同じで, SC-2 の位置のみにシアコネクタを

配置した S-OSc がある. この試験体の圧縮斜材角度を載荷点とシアコネクタを結ぶ角度 $\theta = \tan^{-1}(218/363) = 31.0^\circ$ と想定する. S-1, S-4 および S-5 のせん断耐力を式(8)と $\cos \theta$ で除したものは S-OSc のものと同じとなるという考えから S-1, S-4 および S-5 の圧縮斜材角度を逆算する. それらの角度を 40° とした時のものを図-18 に示す. 最大せん断耐力はほぼ等しくなっており, また図-10, 図-13 および図-15 に示されるように SC-1 と SC-2 の差に大小の傾向はないことから, Saidi らの圧縮斜材角度には 40° を用いる. また, Ros & Shima の試験体の計算においては, 鋼板の厚さとして支承板の厚さである 25mm を用いる. この時の実験結果に合う α は 1.45 となり, 計算したせん断耐力と実験値との比較を図-19 に示す. Ros & Shima および Saidi らの実験結果を精度良く表すことが出来ると思われる. なお, 彼らの論文には今回用いたもの以外の試験体もあるが, いずれも条件や破壊モードが異なっており, 検証に用いることはできない. したがって, 表-1 および表-2 の実験結果から得られた最終的なせん断耐力式を式(13)で表す.

$$V_u = 1.45 \left(\frac{f'_c}{30} \right)^{1/2} \left(\frac{t_{sc}}{5} \right)^{1/3} \left(\frac{h_{sc}}{100} \right)^{1/4} \left(\frac{t_f}{10} \right)^{1/5} b_{sc} \cos \theta \quad (13)$$

ここに, V_u : せん断耐力 (kN), f'_c : コンクリートの圧縮

図-17 圧縮力が斜めに作用する場合のせん断耐力

図-19 せん断耐力の実験値と計算値との比較

図-18 圧縮斜材角度を 40 斜とした時のせん断耐力

図-20 適用範囲

強度 (N/mm^2), b_x : シアコネクタの幅 (mm), h_x : 形鋼の高さ (mm), t_x : 形鋼の厚さ (mm), t_f : 鋼板の厚さ (mm), θ : コンクリートの圧縮斜材と部材軸のなす角度 ($^\circ$)である.

ただし, この $\cos \theta$ による耐力式は, 図-20 に示すように, 圧縮斜材の角度が小さくなるほど大となる形であり, 垂直力が作用しない時の例えば上田・Chin の式(1)の連続性はなく, 図-20 に模式的に遷移領域を示すように, 圧縮斜材の角度に対する適用範囲には限りがある. 垂直力が作用しない時の耐力式と今回の提案式が不連続とな

(a) 基準試験体 (S-1)

(b) 高コンクリート強度 (S-4)

(c) 低コンクリート強度 (S-5)

図-21 Saïdi ら⁹⁾の基準試験体およびS-4,S-5におけるせん断力-ずれ変位関係の実験値と計算値の比較

る理由としては, 形鋼先端からのひび割れの進展方向による破壊モードの違いが考えられる. 垂直力が極めて小さい場合には, 図-1 に示されるように形鋼先端からのひび割れが鋼板の方向に向かうか, あるいは図-2 に示されるように形鋼先端からのひび割れが連結するような破壊モードとなる. したがって, この提案式の適用範囲は, 圧縮斜材の角度がある程度有り, 図-4 あるいは図-7 に示されるように形鋼先端からのひび割れが斜めに進展する場合に限られると思われる.

g) せん断力-ずれ変位曲線の確認

せん断力-ずれ変位曲線の確認として, Saïdi らおよび Ros & Shima の論文に示されているずれ変位曲線に対して, せん断耐力として式(13)の計算値を用い, 曲線形状として式(4)を用いた曲線を図-21 から図-24 に示す. なお, Saïdi らの圧縮斜材角度には 40° , Ros & Shima の鋼板厚さには 25mm を用いた. 実験結果は, この耐力式と曲線式を用いてまずまずの精度で表すことが出来ていると思われる. なお, 図-24 に示される Ros & Shima の斜材角度が 35° のものでは鋼材の先端からの斜めひび割れの発生が約 300kN であるが, 斜めひび割れが発生した以降では実験結果は曲線式と合っている.

(d) 高形鋼厚 (S-6)

(e) 低形鋼厚 (S-7)

図-22 Saïdi ら⁹⁾の形鋼厚さが異なる試験体におけるせん断力-ずれ変位関係の実験値と計算値の比較

(f) 鋼板厚さ (S-8)

(g) 鋼板厚さ (S-9)

(h) 鋼板厚さ (S-10)

図-23 Saidi ら⁹⁾の鋼板厚さが異なる試験体におけるせん断力-ずれ変位関係の実験値計算値の比較

(2) 累加強度モデル

垂直力がない場合、すなわち圧縮斜材の角度が0の時のせん断耐力が既に提案されていることから、圧縮斜材角度（垂直力の大きさ）に関しての連続性を考慮し、せん断耐力の増加分は圧縮斜材による鋼板垂直方向の圧縮成分の影響によるものとする式で表すことを試みる。すなわち、せん断耐力を式(14)で表す。

$$V_u = V_0 + k N'_u \quad (14)$$

ここに、 V_u ：シアコネクタのせん断耐力 (kN) ， V_0 ：圧

図-24 Ros & Shima⁷⁾の試験体におけるせん断力-ずれ変位関係の実験値と計算値の比較

図-25 抵抗係数 k の実験値および式(18)

縮斜材の角度が0の時のせん断耐力 (kN) ， N'_u ：終局時における圧縮力の鋼板垂直方向成分 (kN) ， k ：抵抗係数とする。

終局時における鋼板垂直方向力 N'_u は、式(15)で表される。

$$N'_u = V_u \tan \theta \quad (15)$$

ここに、 θ ：圧縮斜材と鋼板の角度 (°) である。

式(14)および式(15)からせん断耐力は圧縮斜材角度の関数として式(16)で表される。

$$V_u = \frac{V_0}{1 - k \tan \theta} \quad (16)$$

未知の抵抗係数に関して、 k は実験結果 V_u と V_0 式から式(17)で求められる。

$$k = \frac{V_u - V_0}{V_u \tan \theta} \quad (17)$$

Ros & ShimaおよびSaidi らの実験結果と V_0 として式(1)を用いて式(17)で求めた抵抗係数 k を図-25に示す。一般的な摩擦則であれば抵抗係数は斜材角度に依らないが、本モデルの場合、抵抗係数は圧縮斜材の角度に依る結果となる。この結果に基づき、抵抗係数を式(18)で表す。

図-26 セン断耐力の V_0 式に対する比

$$k = 7e^{-0.1\theta} \quad (18)$$

これは圧縮斜材角度の式となっているが、物理的な意味は明確でない。

次に、 V_0 式との連続性を確認する。式(16)を変形すると式(19)となる。

$$\frac{V_u}{V_0} = \frac{1}{1 - k \tan \theta} \quad (19)$$

この k に式(18)を用いた時のせん断耐力の比を図-26に示す。式(16)は圧縮斜材角度に対して連続的となっていることが分かるが、 0° と 20° の間の実験結果は無く、適用範囲について検討する必要がある。

Ros & Shima および Saidi らの実験結果と式(16)の V_0 に式(1)および k に式(18)を用いた計算結果との比較を図-27に示す。Saidi らの圧縮斜材角度には前節と同じ 40° 、Ros & Shima の鋼板厚さには 25mm を用いた。Ros & Shima の実験結果を精度よく表しているが、Saidi らのものに対しては、安全側を与える結果となっている。

5. 結論

等辺山形鋼あるいは不等辺山形鋼のフランジを圧縮斜材の方向に向けた形鋼シアコネクタに対して、垂直力が同時に作用する場合のせん断力-ずれ変位関係に関する本研究の結果をまとめると以下の通りである。

(1) 垂直力が同時に作用する場合のせん断耐力を計算する方法の一つとして、せん断耐力を圧縮斜材角度の関数とするモデルを検討した。この場合、コンクリート強度、鋼材の高さとウェブ厚さ、鋼板の厚さの影響度を適切に設定することにより、実験結果を表すことができる。垂直力が無い場合の式を参考にして、垂直力が作用する場合に対するせん断耐力式を提案した。ただし、この式は

図-27 セン断耐力の実験値と計算値との比較

圧縮斜材角度の適用範囲は限定される。

(2) セン断耐力を計算する別の方法として、圧縮斜材の角度に関して垂直力が無い場合の式と連続性を持たせるように、圧縮斜材の角度が 0 の時のせん断耐力に垂直力の影響分が累加されるというモデルを検討した。この場合、抵抗係数に圧縮斜材角度の適切な関数を設定すれば実験結果を表すことができ、具体的な抵抗係数の式を提案した。

(3) 垂直力が同時に作用する時の形鋼シアコネクタのせん断力-ずれ変位曲線としては、頭付きスタッドと同様の指数関数形を用いた Ros & Shima の提案式が鋼板厚が変わる Saidi らの実験結果にも適用できることを確認した。なお、本検討におけるずれ変位は、形鋼の基部と上端の相対水平変位である。

謝辞：本検討は土木学会複合構造委員会「複合構造ずれ止めの性能評価法に関する調査研究小委員会（委員長：中島章典宇都宮大学教授）」の活動成果の一部である。委員長、幹事長ならびに意見を頂いた委員の皆様に謝意を表します。

参考文献

- 1) 2009 年制定 複合構造標準示方書，土木学会，2009.12.
- 2) 横田 弘，清宮 理：鋼・コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力，港湾技研資料，No.595，運輸省港湾技術研究所，pp.1-24，Sept. 1987.
- 3) 頭付スタッドの押抜き試験方法（案），JSSC テクニカルレポート，No.35，（社）日本鋼構造協会，pp.1-24，1996.11.
- 4) 上田多門，Chin, C. K.：形鋼シアコネクタのせん断強度，第 2 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.149-156，1989.9.
- 5) Chuah, C. L., Shima, H. and Rungrojsaratis, V.：Load-displacement relationship of plate shape shear connector in steel-concrete composite structures, *Proc. of JSCE*, No.433/V-15, pp.223-229, August 1991.
- 6) Saidi, T., Furuuchi, H. and Ueda, T.：The transferred shear force-relative displacement relationship of the shear

connector in steel-concrete sandwich beam and its model, *Doboku Gakkai Ronbunshuu E*, Vol.64, No.1, pp.122-141, 2008.2.

- 7) Ros, S. and Shima, H. : Formulation for shear force-relative displacement relationship of L-shape shear connector in steel-concrete composite structures, *Engineering Structures*,

Elsevier, Vol.46, pp.581-592, 2013.1.

- 8) Ollgaard, J., Roger, R. and Fisher, J. : Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, *AISC Engineering Journal*, pp.55-64, April 1971.

(2014. 6. 18 受付)

FORMULATIONS FOR SHEAR STRENGTH AND SHEAR FORCE-SLIP RELATIONSHIP OF L-SHAPED SHEAR CONNECTOR UNDER SHEAR AND NORMAL FORCES

Hiroshi SHIMA, Hitoshi FURUUCHI, Tamon UEDA and Shigehiko SAITO

Shear connectors in steel-concrete composite structures generally subject not only to shear force but also normal force. Two models for representing shear strength of L-shaped steel shear connector under shear and normal forces are proposed. First model is that shear strength comes function of the compressive strut angle but its applicable range is limited. The idea that effect of normal forces is added to shear strength without normal forces is used in the second model. The equation form in this model shows continuity of concrete compressive strut angle. It is confirmed that an exponential equation similar for headed studs can be applied for shear force-slip relationship of shear connectors.