

(23) 形鋼シアコネクタのせん断強度

STRENGTH OF STEEL PLATE SHEAR CONNECTOR

上田 多門^{*}、 チン チー キオング^{**}
Tamon UEDA, Chin Chee-Kiong

Shear transfer capacity of single steel plate shear connector was investigated by conducting direct pull-out test of 24 specimens. A shear connector was welded on base steel plate which was facing concrete. There were observed 3 types of concrete failure. For all the specimens, however, shear transfer capacity was controlled by brittle failure of concrete surrounding shear connector. Shear transfer capacity and failure mode depend on height of shear connector, ratio of thickness to height of shear connector, and ratio of base plate thickness to shear connector thickness. Based on the test results as well as elastic analysis with finite element, formulae were proposed to predict shear transfer capacity for one type of concrete failure.

1. はじめに

鋼板とコンクリートからなる合成構造におけるシアコネクタの一つとして、形鋼を用いたものがある。形鋼シアコネクタの合理的な設計を行うためには、シアコネクタ自身のせん断伝達能力が明らかにされなければならない。せん断伝達能力は、形鋼・コンクリートの強度、及び、シアコネクタ自身の形状・寸法、すなわち、I型、T型、L型などのタイプ、厚さ、高さ、幅だけでなく、シアコネクタが取り付けられている鋼板（これ以降、ベース鋼板）の剛性（厚さ）、変形拘束条件にも影響されると考えられる。例えば、サンドイッチタイプ鋼コンクリート合成構造での外殻鋼板の面外方向の変形拘束は、鋼コンクリート合成桁の上フランジ鋼板の変形拘束の度合と比較するとかなり小さい。以上は、単独のシアコネクタのせん断伝達能力に影響を与える要因であるが、複数のシアコネクタの場合、そのせん断伝達能力は、シアコネクタの配置（間隔）にも影響される。

既往の研究においても、形鋼シアコネクタのせん断伝達能力が明らかにされているが¹⁾²⁾、ベース鋼板の変形拘束の小さい場合の研究はあまり見られない。そこで本研究では、外殻鋼板を想定し、ベース鋼板の面外外向き方向の変形拘束がない場合の形鋼シアコネクタのせん断伝達能力を、実験を主体に、若干の有限要素解析も加え、明らかにすることを目的とした。なお、シアコネクタのタイプとしては、最もシンプルなI型を取り上げ、それが単独に存在する場合を対象とした。実験パラメータとしては、形鋼シアコ

* 工博 アジア工科大学院助教授 構造工学・建設部門

** 工修 クイーンズランド大学大学院博士課程在学中 工学部土木工学科

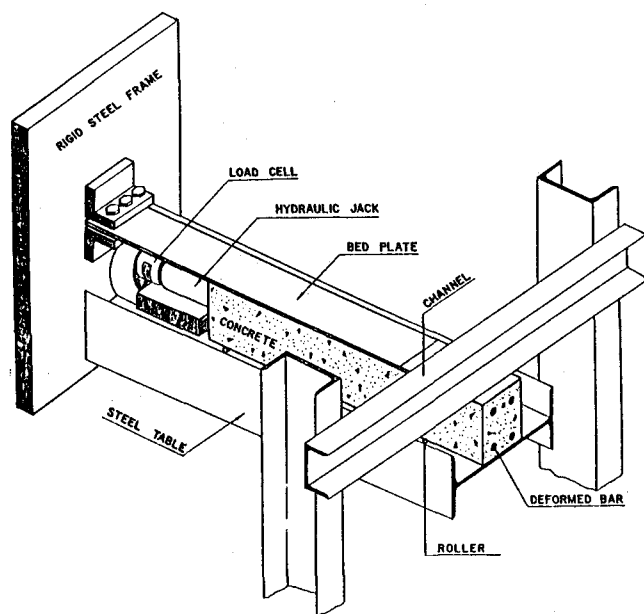


Fig. 1 Test set-up

Table 1 Specimens and test results

Specimen	H_{sc} mm	T_{sc} mm	T_{sp} mm	f'_c MPa	$P_{u,test}$ kN	Failure Mode	$P_{u,cal}$ kN	$\frac{P_{u,test}}{P_{u,cal}}$	$\frac{P_{u,test}}{f_1}$
A1	9	5.8	5.8	31.9	35.32	I	35.38	1.00	0.829
A2	40	5.8	5.8	33.2	53.96	III	-	-	-
A3	80	5.8	5.8	33.4	53.96	III	-	-	-
B1	9	5.8	5.8	32.4	36.30	I	35.65	1.02	0.845
B2	10	2.8	10.9	33.0	50.03	I	45.35	1.10	1.039
B3	35	10.9	19.0	32.5	110.85	II	-	-	-
B4	30	5.8	10.9	35.5	115.76	I	107.86	1.07	0.772
B5	16	2.8	2.8	35.4	50.52	I	45.60	1.11	0.633
B6	16	2.8	19.0	36.4	55.43	I	55.71	0.99	0.685
B7	20	2.8	5.8	36.4	54.94	I	60.01	0.92	0.543
B8	40	5.8	5.8	35.8	109.38	I	101.14	1.08	0.545
B9	40	5.8	10.9	43.2	137.34	I	130.96	1.05	0.623
B10	30	2.8	5.8	35.1	60.82	I	67.46	0.90	0.408
B11	53	5.8	10.9	41.2	143.23	I	140.47	1.02	0.502
B12	40	2.8	10.9	32.9	73.58	I	71.89	1.02	0.382
B13	53	2.8	5.8	36.6	79.46	I	83.28	0.95	0.296
B14	20	10.9	2.8	37.2	65.73	I	64.72	1.02	0.643
B15	15	5.8	2.8	31.6	51.01	I	50.05	1.02	0.721
B16	28	8.1	14.7	21.4	64.75	II	-	-	-
B17	28	8.1	16.0	23.0	65.73	II	-	-	-
B18	16	4.9	9.4	23.0	46.11	II	-	-	-
B19	28	8.1	16.0	40.7	69.65	II	-	-	-
B20	10	2.8	10.1	28.2	44.15	I	41.93	1.05	0.991
B21	16	4.9	9.4	40.5	69.16	II	-	-	-

Note: 1) H_{sc} : height of shear connector, T_{sc} : thickness of shear connector,
 T_{sp} : thickness of base steel plate, f'_c : concrete cylinder strength,
 $P_{u,test}$: measured strength, $P_{u,cal}$: strength predicted by Eq. (1),
 f_1 : Eq. (2)

2) Failure mode I: punching shear failure of concrete in front of shear connector

II: splitting failure of concrete from tip of shear connector

III: punching shear failure of concrete behind shear connector

ネクタの高さ・厚さ、及び、ベース鋼板の厚さを考慮した。載荷条件は、直方体コンクリートブロックの片側に取り付けられた外殻鋼板を引っ張ると言う形式を取った。実験結果より、せん断伝達能力を推定する式を提案した。

2. 実験概要

供試体及び載荷状況を図1に示す。供試体のコンクリート部寸法は、タイプAが 600x150x200mm、タイプBが 1000x150x200mm (長さx幅x高さ)であり、ベース鋼板は、長さが1250mm、幅が150mmである。ベース鋼板端部を鋼製の反力壁に固定し、この反力壁とコンクリートブロックとの間に油圧ジャッキを設置し静的単調載荷することにより、ベース鋼板に引張力を導入した。

油圧ジャッキからの反力載荷点はコンクリートブロック上端から50mmの位置である。油圧ジャッキによる圧縮力とベース鋼板の引張力により生ずるモーメントに抵抗するためにコンクリートブロック下部と上部の1箇所ずつに鋼製ローラを挿入し、反力を与えた。シアコネクタはベース鋼板に鉛直に溶接され、その位置は、タイプAでコンクリートブロック後端から50mm、タイプBで450mmであり、ベース鋼板端部からは、常に50mmとした。使用した鋼板(シアコネクタ、ベース鋼板)は全てSS41に相当する鋼材であ

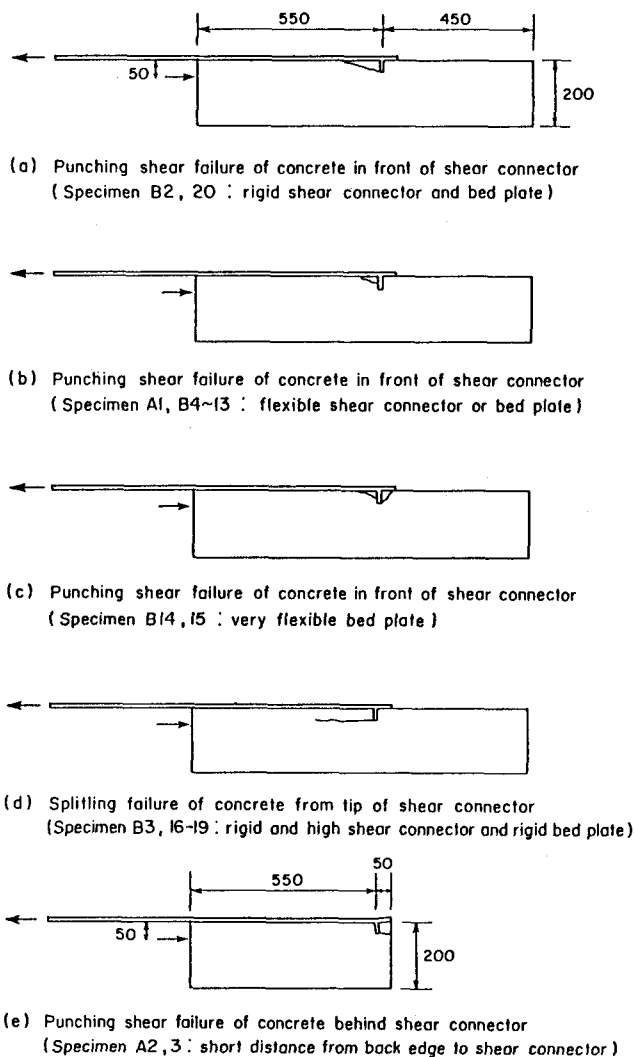


Fig. 2 Failure modes

T_{sc} が大きくなる、即ち、シアコネクタの曲げ剛性が高いほど、くさびの深さはシアコネクタの高さに近づくようであった。比 T_{sp}/T_{sc} が小さい場合、破壊時にはシアコネクタ背部にもくさび状の破壊が観察された (図 2(c))。

(2) シアコネクタ先端でのコンクリートの割裂型破壊

シアコネクタの先端からベース鋼板にほぼ平行な方向に発生するコンクリートの割裂ひびわれの発生により、最大荷重が支配される形式である (図 2(d))。供試体 B3、B16~19 の計 5 ケースがこれに該当した。各供試体ともシアコネクタの厚さの高さに対する比 T_{sc}/H_{sc} 、ベース鋼板の厚さのシアコネクタの厚さに対する比 T_{sp}/T_{sc} は大きく、もし (1) の破壊形式が生じていたら、くさびの深さはシアコネクタの高さにはほぼ等しくなる場合と予想されたが、現実の破壊性状は異なり、(1) の破壊形式で予想される破壊荷重 (4 章参照) よりも小さくなった。この破壊形式が観察された供試体の T_{sc}/H_{sc} 、 T_{sp}/T_{sc} は各々

る。コンクリートブロック内には、シアコネクタ側に 2 本の鉄筋 D16 を、反対側にはかぶり 30mm で 2 本 D9 を配置した (図 1 参照)。コンクリートは最大粗骨材寸法 10mm であり、ベース鋼板を型枠の底板とした状態で打ち込んだ。各供試体のコンクリート強度 (100x200 mm の円柱供試体)、シアコネクタの寸法、ベース鋼板の厚さは表 1 に示した。

3. 実験結果

全ての供試体で、1 本のコンクリートひびわれが破壊の主要因となる脆性的な破壊が観察された。しかし、その性状は一樣ではなく、以下の 3 タイプの破壊形式に分けられた (図 2 参照)。なお、各供試体の破壊形式は表 1 に示した。

(1) シアコネクタ前部のコンクリートのパンチングシア型破壊

シアコネクタ前部のコンクリートがくさび状にせん断破壊する形式 (図 2(a)(b)(c)) で、破壊時荷重は、くさびが大きいほど大きくなった。くさびの形状は、その大きさが異なっても概ね相似していた。くさびの大きさは、シアコネクタの厚さ T_{sc} 、高さ H_{sc} 、ベース鋼板の厚さ T_{sp} によって変化し、最大の場合で、くさびの深さがシアコネクタの高さに等しくなる (図 2(a))。比 T_{sc}/H_{sc} 、もしくは、比 $T_{sp}/$

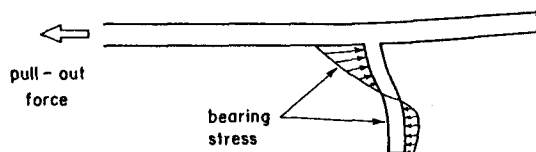


Fig. 3 Deformation of shear connector and bearing stress distribution

ほぼ等しいが、この様な場合、 H_{sc} が大きいほど破壊時の荷重は大きくなっていた。

(3) シアコネクタの背部のコンクリートのパンチングシア型破壊

シアコネクタの背部のコンクリートが、シアコネクタの先端付近からひびわれが発生することによって、パンチングシア的に破壊する形式である。この破壊形式はタイプA供試体のA2、A3で観察された。両供試体とも、

シアコネクタはコンクリートの自由端から50mmの位置にあり、シアコネクタの背部コンクリートが、シアコネクタの曲げ変形により生じる押し出す力(図3参照)に抵抗しきれなくなって、破壊が生じたものと推定される。供試体A2とシアコネクタの厚さ、高さ、ベース鋼板の厚さが等しく、コンクリート強度がほぼ等しい供試体B8は、シアコネクタがコンクリートの自由端から450mmの位置にあるため、この破壊形式にはならず、破壊荷重も約2倍になっている。一方、供試体A1では、(1)の形式の破壊荷重が小さかったために、シアコネクタ背部での破壊には至らなかったと考えられる。なお、供試体A2とA3において、コンクリート強度、シアコネクタの厚さ、ベース鋼板の厚さは等しいが、シアコネクタの高さは40mmと80mmで2倍の差がある。これにもかかわらず、両者の破壊荷重が等しいという事実は興味深い。

4. 破壊荷重の推定

本研究で最も多く観察されたシアコネクタ前部のコンクリートのパンチングシア型破壊荷重の推定式の導出を、ここでは試みた。なお、他の破壊形式は今後の課題とする。3章でも述べたように、この形式の破壊荷重は、シアコネクタの高さ H_{sc} 、シアコネクタの厚さと高さの比 T_{sc}/H_{sc} 、ベース鋼板とシアコネクタの厚さの比 T_{sp}/T_{sc} に影響されていると考えられる。即ち、比 T_{sc}/H_{sc} 、 T_{sp}/T_{sc} の大きさによって、コンクリートのくさびの深さ H_w の H_{sc} に対する比が変化しているからである。くさびの深さがより深いと言うことは、シアコネクタの高さ方向により均等に支圧応力が分布し、逆に浅いと言うことは、シアコネクタの根元付近に支圧応力がより局在化していることを意味していると推定される。

有限要素法を適用した弾性解析によって、前述の実験事実を更に詳細に検討してみた。弾性解析を適用したのは、コンクリートには局部的に圧縮側の非線形領域が存在しているものの、破壊現象そのものは引張型で、大部分のコンクリートがほぼ弾性的に挙動していると考えられたからである。また、有限要素法によって、直接破壊荷重を推定しようとしたわけではなく、シアコネクタの厚さ T_{sc} 、高さ H_{sc} 、ベース鋼板の厚さ T_{sp} 等が支圧応力分布性状にどのように影響を与えているかを、定性的に明らかにすることが主目的だったからである。解析では、コンクリートと鋼との界面では、界面の直応力が圧縮の場合、完全付着を仮定し、引張となる場合は、コンクリートと鋼の要素を切り離し、応力の伝達が一切無いものと仮定した。解析の結果、実験で与えられた T_{sc}/H_{sc} 、 T_{sp}/T_{sc} の範囲では、シアコネクタはコンクリートブロックの荷重端に対し凹の曲率を持つように変形していることが示された(図3参照)。図4(a)では、 T_{sp}/T_{sc} を一定にした場合、 T_{sc}/H_{sc} が大きくなるほど、支圧応力の分布が均等化しているのが見られ、図4(b)では、 T_{sc}/H_{sc} を一定にした場合に T_{sp}/T_{sc} が大きいほど支圧応力の分布が均等化するのが示されている。更に、比 T_{sc}/H_{sc} の変化の方が、支圧応力の分布性状により大きな影響を与えていることが、図4(a)(b)の比較より明らかである。しかし、 T_{sc}/H_{sc} 、 T_{sp}/T_{sc} が更に大きな値になると、支圧応力の分布性状の変化は次第に小さくなることも明らかになった。次に図4(c)(d)を見てみると、 T_{sc}/H_{sc} が小さくなると、支圧応力分布は更に不均等になり、シアコネクタ中央部から先端にかけて、

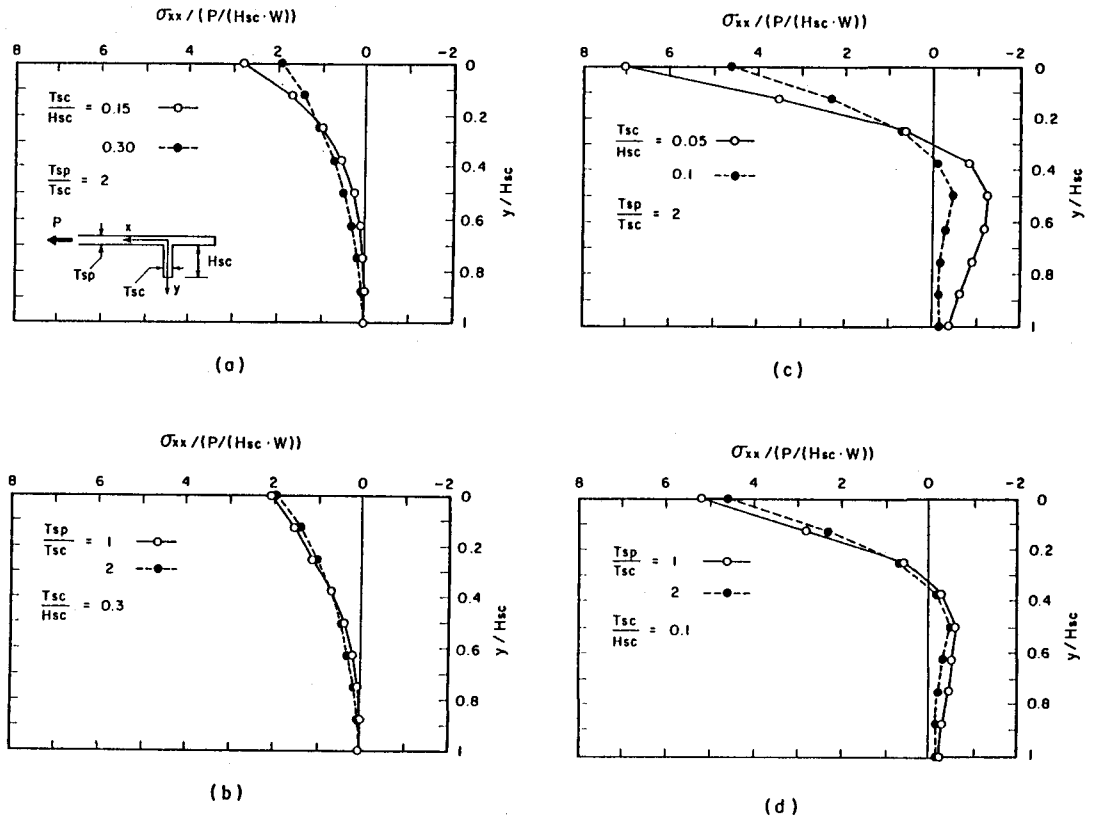


Fig. 4 Bearing stress distribution predicted by FEM

シアコネクタ背部側でコンクリートを押し出す現象が現れている。この現象は T_{sc}/H_{sc} が大きい図4(a)(b)の場合には見られていない。3章で述べた、シアコネクタ背部のコンクリートのパンチングシア型破壊が観察された供試体A2、A3の場合、 T_{sc}/H_{sc} は、0.145、0.073で図4(c)の場合に近く、シアコネクタ背部のコンクリートが押し出されたと言う現象と符合する。しかし、両供試体の破壊荷重がほぼ同じであると言う事実は説明できない。

以上の実験観察結果、有限要素解析結果から、シアコネクタ前部のコンクリートのパンチングシア型破壊時荷重を次式で与えることとした。

$$P = f_1(f_c', W, H_{sc}) \cdot f_2(T_{sc}/H_{sc}) \cdot f_3(T_{sp}/T_{sc}) \quad (1)$$

ここで、 W は形鋼シアコネクタの幅。 f_1 はくさびの深さがシアコネクタの高さに一致する場合の破壊荷重を与えるものである。その破壊性状の類似性から³⁾⁴⁾、コンクリートブロックの端部に設置された厚い鋼板を通して載荷することによって生じる支圧破壊強度(図5参照)と同等と仮定し、Hawkinsによって提案された次式⁴⁾を用いた。 $(f_1: N、H_{sc}、W: mm、f_c': MPa)$

$$f_1 = 5.59 H_{sc} W f_c'^{1/2} \quad (2)$$

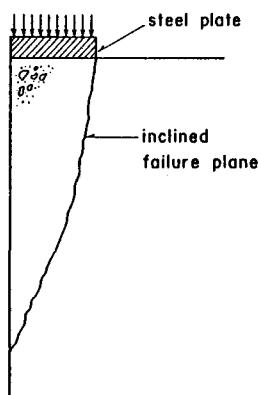


Fig. 5 Shear failure under strip loading^{3) 4)}

一方、 f_2 、 f_3 は、各々シアコネクタの厚さと高さの比 T_{sc}/H_{sc} 、ベース鋼板とシアコネクタの厚さの比 T_{sp}/T_{sc} が小さくなることにより、くさびが小さくなり、破壊荷重が小さくなることを表すための低減係数である。これら f_2 、 f_3 を求めるために、破壊荷重の実験結果を f_1 で求められる破壊荷重の計算値で除し、低減の度合を T_{sc}/H_{sc} の値及び T_{sp}/T_{sc} の値各々により整理したものが図6(a)(b)である。図6(a)では、 T_{sc}/H_{sc} の値によって曲線は異なるが(但し、 $T_{sp}/T_{sc} \geq 2$ の場合同一曲線)、何れの場合も、 T_{sc}/H_{sc} が約0.3になるまでは低減の度合が小さくなり、それ以降は低減の度合が変化しないと考えてよさそうである。同様に図6(b)では T_{sc}/H_{sc} の値によって曲線は異なるが(但し、 $T_{sc}/H_{sc} \geq 0.3$ の場合同一曲線)、 T_{sp}/T_{sc} が約2となるまでは低減の度合が小さくなり、それ以降は変化しないと考えられる。これらの実験結果の解析及び有限要素解析より、次の関数を与えることとした。

$$f_2 = 2.2 (T_{sc}/H_{sc})^{2/3} \leq 1 \quad (3)$$

$$f_3 = 0.4 (T_{sp}/T_{sc})^{1/2} + 0.43 \leq 1 \quad (4)$$

式(3)(4)は、 T_{sc}/H_{sc} の変化の方が T_{sp}/T_{sc} の変化より破壊荷重により大きな変化を生じさせることを示している。また、 T_{sc}/H_{sc} が0の時、 f_2 は0になるが、 T_{sp}/T_{sc} が0となっても、 f_3 は0とはならない。図6(a)(b)及び著者の直感で意図的に関数形をこのようにしたのであるが、この点はさらに検討する必要がある。図6中の各曲線は、式(3)(4)に基づいて描いたもので、 f_2 、 f_3 の妥当性が見られる。各供試体に対し、式(1)により計算された結果と実験結果との比較を図7、表1に示したが、両者の良好な一致がみられる。

形鋼シアコネクタが一つないし二つ付いた外殻鋼板と異形鉄筋との継手でのシアコネクタの破壊荷重に本推定式(1)を適用し、その妥当性を検討した。なお、継手の破壊荷重は、一つのシアコネクタ前部のコンクリートの破壊により決っている⁵⁾(図8参照)。表2に外殻鋼板の歪測定値から推定されるシアコネクタ破壊時のシアコネクタに作用する引張荷重と、式(1)から計算される破壊荷重を示したが、両者が良く一致している。本実験結果及び推定式(1)が、実際の鋼コンクリート合成構造物中のシアコネクタにも適用できることを示した結果と言えよう。

ベース鋼板の面外方向の変形拘束が大きな状況での過去の実験結果^{1) 2)}では、形鋼のタイプとしてT型、L型などを用いているので、I型タイプを用いた本実験結果とは、直接の比較はできない。しかし、変形拘束はせん断伝達能力を向上させることが十分予想され、有限要素解析もそれを裏付けている。実際の合成構造部中の外殻鋼板を考えると、シアコネクタがいくつも取り付けられ、個々のシアコネクタ位置での外殻鋼板は、隣接するシアコネクタの拘束により、ある程度面外方向の変形が拘束される。即ち、本研究での実験結果に基づいて得られた式(1)は、実際の構造物中でのせん断伝達能力を安全側に推定するものであると言えよう。

5. 結論

(1) 破壊は何れも1本のひびわれに起因する脆性的性状を示したが、次の3通りの形式に分類できた。即ち、1)形鋼シアコネクタ前部のコンクリートのバンチングシア型、2)形鋼シアコネクタ先端でのコンクリ

ートの割裂型、3)形鋼シアコネクタ背部のコンクリートのバンチングシア型である。2)の破壊形式は、シアコネクタ、ベース鋼板ともに剛で、シアコネクタが比較的高い場合に生じ、3)の破壊形式は、シアコネクタからコンクリート自由端迄の距離が十分でない場合に生じた。

(2) 最も多く観察されたシアコネクタ前部のコンクリートのバンチングシア型の破壊では、破壊時に生じるコンクリートのくさび状の破壊領域が大きくなるほど、破壊時の荷重が大きかった。破壊荷重は、シアコネクタの高さ、シアコネクタの厚さと高さとの比、ベース鋼板とシアコネクタの厚さの比、各々が大きくなると大きくなった。

(3) 実験結果の解析及び有限要素による弾性解析より、シアコネクタ前部のコンクリートのバンチングシア型の破壊荷重を推定する式を提案した。この提案式により、実験結果を良く推定できただけでなく、実際の合成構造物中の形鋼シアコネクタの破壊強度の推定も可能であった。

今後は、ベース鋼板の面外方向の変形拘束、シアコネクタのタイプ(T型、L型等)等が、シアコネクタのせん断伝達能力に与える影響を明らかにしていく必要がある。

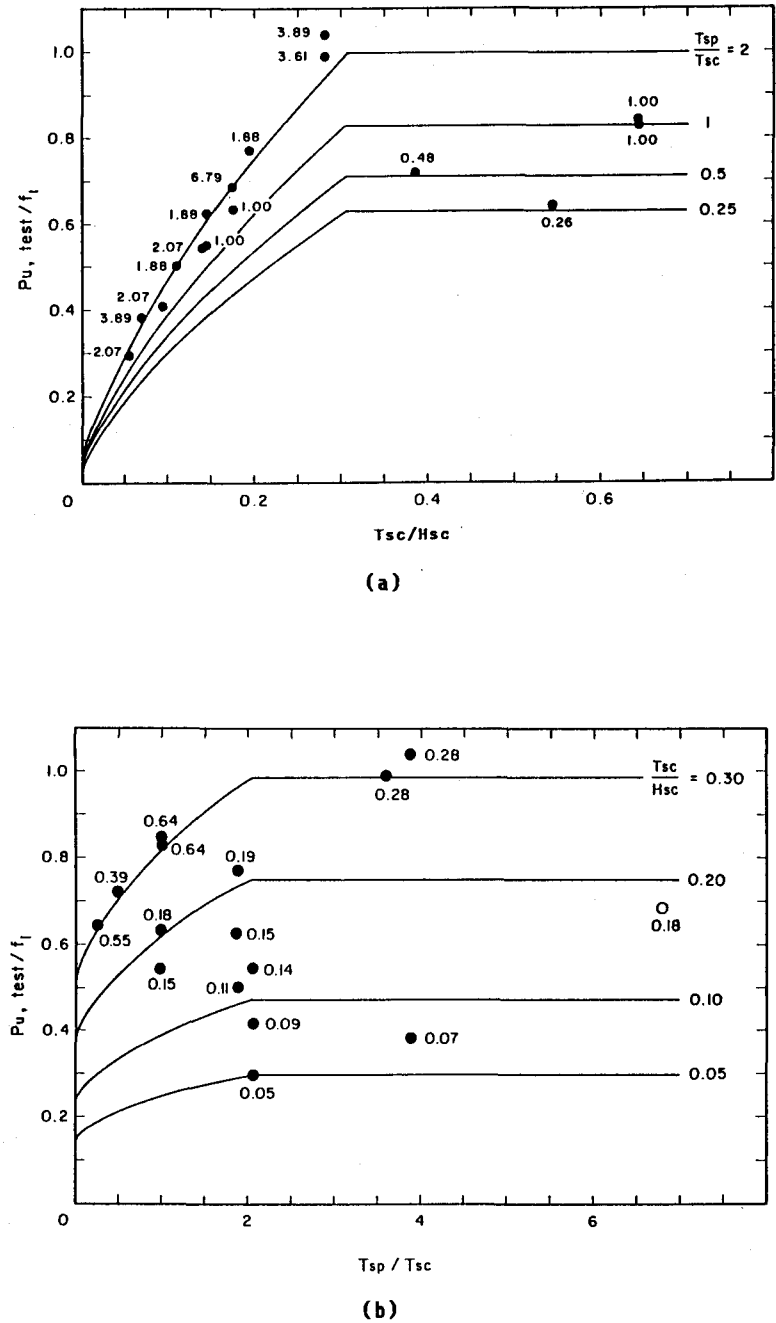


Fig. 6 Ratio of measured strength to strength predicted by Eq.(2)

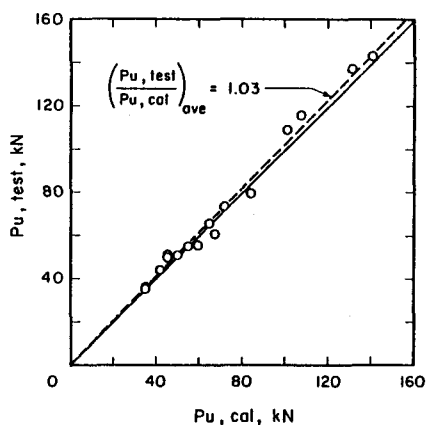


Fig. 7 Relation between measured strength and strength predicted by Eq.(1)

Table 2 Strength of shear connector in lapped splice

Specimen	$P_{u, test}$ kN	$P_{u, cal}$ kN	$\frac{P_{u, test}}{P_{u, cal}}$
SC23-2	40.60	41.47	0.979
SC35-2	42.02	42.60	0.986

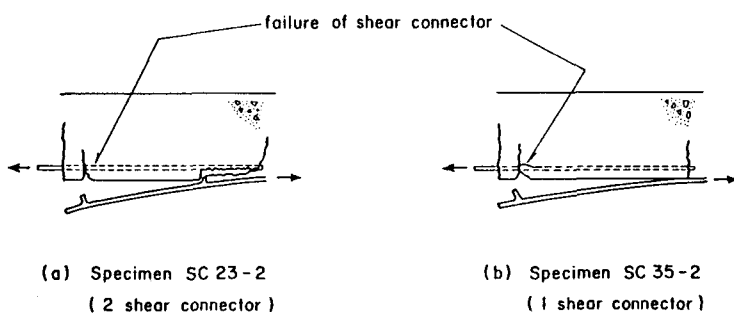


Fig. 8 Failure of shear connector in lapped splice⁵⁾

参考文献

- 1) Slutter, R. G. and Driscoll, G. C. : Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams, Proc. of ASCE, ST5, April 1965, pp.71-99
- 2) 清宮 理、横田 弘：形鋼によるずれ止めの耐力評価、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、1986年9月、pp.113-118
- 3) Kriz, L. B. and Raths, C. H. : Connections in Precast Concrete Structures - Bearing Strength of Column Heads, PCI Journal, Vol.8, No.6, December 1963, pp.45-75
- 4) Hawkins, N. M. : The Bearing Strength of Concrete for Strip Loading, Magazine of Concrete Research, Vol.22, No.71, June 1970, pp.87-98
- 5) Rungrojsaratis, V. : Corner Connection Joints between Sandwich and Open-Sandwich of Steel-Reinforced Concrete Composite Structure, Dissertation to University of Tokyo, March 1988