

(22) サンドイッチタイプの合成構造部材の終局せん断強度

ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF SANDWICH CONCRETE-STEEL COMPOSITE BEAM

上田 多門^{*}、 ナレス パンタラトーン^{**}、 アヌーア ビン ヤーヤ^{***}
Tamon UEDA, Nares PANTARATORN, Anuar bin YAHYA

Ultimate shear strength of a type of concrete-steel composite beam, in which core concrete is sandwiched by facing steel plates, was experimentally investigated. Parameters considered were type and arrangement of web reinforcement, shear span to depth ratio, thickness of facing steel plate, etc. Based on the careful measurements of steel and concrete strains in shear span, truss-like mechanism was found. As the results, the formulae for prediction of the ultimate shear strength were proposed for both the cases of shear failure with and without yielding of web reinforcement.

1. はじめに

サンドイッチタイプの鋼コンクリート合成構造に関し、従来より研究がなされており¹⁾²⁾³⁾、その強度に関しても実験的解析を主体にして徐々に明らかにされてきている。しかし、せん断強度の場合、せん断スパン内のコンクリート、鋼材の歪性状を詳細に検討し、せん断抵抗機構に注目した研究はみられないようである。本研究では、この点を鑑み、せん断スパン内のコンクリート、せん断補強鋼材、引張・圧縮鋼板の歪性状を詳細に観察することを通じ、せん断破壊モード及びせん断強度の推定を行うことを目的とした。なお、せん断スパン内の鋼材、コンクリートの歪性状に関しては別報で既に報告している⁴⁾。

2. 実験概要

図1に示す全10供試体に集中荷重を静的に与え、破壊実験を行った。実験パラメータは、せん断補強鋼材のタイプ(タイプレート、タイバー、ダイヤフラム)とその配置、せん断スパンと有効高さとの比($a/d=2.0-6.2$)、外殻鋼板の厚さ(引張鋼材比 $p_w=4.6-6.9\%$)が主なものである。タイプレートとダイヤフラムは鋼板であるが、前者は部材軸を含む平面内に配置され、後者は部材軸に直交する平面内に配置されている。全てのせん断補強鋼材は、両端で外殻鋼板に溶接した。また、外殻鋼板には供試体MAR3で20mm間隔、

* 工博 アジア工科大学院助教授 構造工学・建設部門 ** 工修 東京大学大学院博士課程

*** 工修 元アジア工科大学院修士課程

他で10mm間隔にL字型のシアコネクタを溶接した。供試体の端部では、外殻鋼板にダイアフラムを溶接し、定着部を補強した。コンクリートの最大骨材寸法は、供試体MAR1、2、3が15mm、他は20mmである。各供試体の詳細、コンクリート及び鋼材の材料定数は図1及び表1に示した。

供試体SRC1、SRC2を除く各供試体は、最初2点载荷により左右どちらかのせん断スパンが破壊するまで载荷し、次に破壊した側の支点を近い方の载荷点の下まで移動し、もう1つの载荷点に集中荷重を与えることにより、供試体中央部もしくは、最初の载荷で破壊しなかったせん断スパンを破壊させた。但し、供試体No.4においては、最初の载荷で左右せん断スパン共に破壊し、2回目の载荷は不可能であった。

3. せん断抵抗機構（トラス機構）と破壊モード

一部の供試体で引張鋼板に曲げ降伏が生じていたが（表1参照）、最終的にはせん断ひびわれが十分に発達した後に最大荷重に達するいわゆるせん断破壊が全ての供試体で観察された（図1参照）。せん断破壊は、せん断補強鋼材の降伏前に生じる場合と、降伏後に生じる場合とに大別された。前者の場合、せん断抵抗機構として存在するトラス機構中のコンクリート斜材の部材の曲げ圧縮ゾーンでの破壊がせん断破壊の原因である。後者の場合でも、破壊性状は前者の場合と本質的には変わりはないが、斜材の破壊がせん断補強鋼材が降伏しない場合より低い作用せん断力時に生じると考えられた。何れの場合も、トラス機構中のコンクリート斜材がどの様な傾斜でどこに形成されるかを明らかにすることが、破壊荷重の推定に重要である。観察されたトラス機構をまとめると以下のようである⁴⁾。

(1) せん断補強鋼材がタイプレート、タイバーで、せん断スパンと有効高さとの比が大きい ($a/d > 2.5$) 場合、せん断補強鋼材間隔（せん断補強鋼材同志、载荷点とそれに最も近いせん断補強鋼材、もしくは、支点とそれに最も近いせん断補強鋼材との間の距離）と有効高さとの比、 s/d が概ね1.75以上の時、载荷点とせん断補強鋼材、せん断補強鋼材同志、そして、せん断補強鋼材と支点を結ぶようにコンクリート斜材が形成される。但し、供試体No.3の右せん断スパン及びMAR3の左せん断スパンの様に数少ないせん断補強鋼材が間隔を狭く配置されている場合（各々 $s/d=1.03, 1.54$ ）は、それらがグループとして1組のせん断補強鋼材のように働く。何れの場合にも、各せん断補強鋼材もしくはせん断補強鋼材グループには、トラス機構が受け持つせん断力、 V_t が引張力として作用し、その大きさはせん断補強鋼材間隔の影響を受けない。一方、供試体No.5の左右せん断スパン、MAR3の右せん断スパンの様に、多数のせん断補強鋼材が狭い間隔でせん断スパン内に一様に配置された場合、コンクリート斜材はせん断補強鋼材を横切るように形成される。このときの斜材角度は概ね25-30度である。これは通常のせん断補強された鉄筋コンクリート中にみられるコンクリート斜材と同様である。この場合、各せん断補強鋼材に作用する引張力はせん断補強鋼材の間隔によって変化する。

(2) せん断補強鋼材がタイプレート、タイバーで、せん断スパンと有効高さとの比が小さい場合、せん断補強鋼材が配置されていると、その数・間隔によらず、全体がグループとして一組のせん断補強鋼材のように働く。従って、コンクリート斜材は、载荷点とせん断補強鋼材グループとの間、せん断補強鋼材グループと支点との間に形成される。

(3) せん断補強鋼材がダイアフラムの場合、コンクリート斜材は常に载荷点と隣のダイアフラム、隣合うダイアフラム同志、支点と隣のダイアフラムとを結ぶように形成される。従って、せん断スパンと有効高さとの比、ダイアフラムの間隔によらず、各ダイアフラムに作用する引張力は、常にトラス機構の受け持つせん断力に等しい。

作用せん断力は、その全てがトラス機構で受け持たれるのではないと考えられた。このトラス機構以外で受け持たれるせん断力、 V_o については次のような事実が認められた。

(1) せん断補強鋼材がタイプレートもしくはタイバーで、せん断スパンと有効高さとの比が大きい場合、

Table 1 Specimens and test results

specimen	f _c (MPa) (2)	E _c (GPa) (3)	web reinforcement (mm) (4)	f _{wy} (MPa) (5)	E _w (GPa) (6)	λ _w (mm ²) (7)	s (mm) (8)	a (mm) (9)	d (mm) (10)	z (mm) (11)	b _w (mm) (12)	P _w (%) (13)	$\frac{s}{d}$ (14)	$\frac{a}{d}$ (15)	ultimate strength				flexural yielding		
															V _{u,meas} (kN) (16)	V _{y,meas} (kN) (17)	V _{y,cal} (kN) (18)	V _{y,cal} (kN) (19)	V _{u,meas} (kN) (20)	V _{u,meas} (kN) (21)	(22)
No.1-left right middle	31.8	38.4	2-TP 1.6x100	343	201	320	350	700	195.3	-	105	4.81	1.79	3.58	68.6	-	64.0	109.8	1.07	-	N
	31.8	38.4	1-TP 6.3x 50	368	-	315	350	700	195.3	-	105	4.81	1.79	3.58	68.6	-	64.0	115.9	1.07	-	N
	31.8	38.4	1-TP 2.4x200	319	207	480	200	400	195.3	-	105	4.81	1.02	2.05	120.1	-	131.7	153.1	0.91	-	N
	31.4	38.4	1-TP 2.8x100	275	227	280	350	700	193.3	-	102	4.86	1.81	3.62	74.0	-	60.6	77.0	1.22	-	Y
No.2-left right middle	31.4	38.4	1-TP 2.8x100	275	227	280	500	700	193.3	-	102	4.86	2.59	3.62	41.2	-	41.0	77.0	1.00	-	N
	31.4	38.4	1-TP 4.7x100	194	204	470	200	400	193.3	-	102	4.86	1.04	2.07	123.4	-	112.7	125.2	107.9	-	Y
	31.6	38.1	2-TP 2.8x 50	275	227	280	350	700	193.3	-	101	4.86	1.81	3.62	63.7	-	62.5	68.2	77.0	0.93	-
	31.6	38.1	2-TP 2.8x 50	275	227	280	350	700	193.3	-	101	4.86	1.81	3.62	75.5	-	54.6	68.2	77.0	1.11	-
No.3-left right middle	38.1	31.6	2-TP 4.7x 50	194	204	470	200	400	193.3	-	101	4.86	1.04	2.07	133.2	-	107.3	141.0	111.8	-	Y
	36.9	35.1	2-D 1.6x100	343	201	160	250	700	195.3	-	103	4.81	1.28	3.58	86.2	-	52.2	110.7	54.9	-	Y
	36.9	35.1	2-D 1.6x100	343	201	160	100	700	195.3	-	103	4.81	0.51	3.58	86.2	-	56.9	231.5	54.9	-	Y
	36.9	35.1	6-D 1.6x100	343	201	160	100	700	195.3	-	103	4.81	0.51	2.05	-	-	231.5	77.0	-	-	N
No.5-left right middle	36.9	35.1	3-D 2.8x100	275	227	280	100	400	195.3	-	103	4.81	0.51	2.05	-	-	231.5	77.0	-	-	N
	37.1	31.6	6-TP 1.6x 50	343	201	80	100	700	193.3	178.7	102	4.86	0.52	3.62	81.3	-	81.3	84.9	1.00	-	N
	37.1	31.6	6-TP 6.2	275	214	52.8	100	700	193.3	178.7	102	4.86	0.52	3.62	81.3	-	71.2	81.3	45.0	-	Y
	37.1	31.6	3-TP 2.8x 50	275	227	420	200	400	193.3	-	102	4.86	1.03	2.07	115.6	-	72.6	139.9	125.3	-	N
MAR1-left right middle	34.6	-	1-TP 1.6x200	274	-	320	350	700	195.5	-	100	4.60	1.79	3.58	59.8	-	63.7	87.7	0.94	-	N
	34.6	-	1-D 3.2x100	274	-	320	350	700	195.5	-	100	4.60	1.79	3.58	67.4	-	63.7	87.7	1.06	-	N
	34.6	-	1-TP 4.5x100	274	-	450	200	400	195.5	-	100	4.60	1.02	2.05	117.9	-	130.9	136.2	0.90	-	N
	28.7	-	2-TB 610	360	-	142.7	350	700	195.5	-	100	4.60	1.79	3.58	40.7	-	56.2	51.4	-	-	0.79
MAR2-left right middle	28.7	-	2-TB 610	360	-	142.7	350	700	195.5	-	100	4.60	1.79	3.58	60.6	-	56.2	51.4	-	-	1.18
	28.7	-	2-TP 2.3x100	274	-	460	200	400	195.5	-	100	4.60	1.02	2.05	106.1	-	115.6	132.2	0.92	-	N
	31.9	-	2-TP 1.6x100	274	-	320	400	800	195.5	-	100	4.60	2.05	4.09	52.5	-	48.9	87.7	1.07	-	N
	31.9	-	3-TP 1.6x100	274	-	150	200	800	195.5	180	100	4.60	1.59	4.09	52.5	-	71.6	68.3	-	-	0.77
SRC1-left right middle	31.9	-	2-D 2.3x100	274	-	230	200	400	195.5	-	100	4.60	1.02	2.05	102.0	-	79.4	124.0	63.0	-	N
	31.9	-	2-TP 2.9x 50	230	147	145	600	1800	291	-	156	6.19	2.06	6.19	91.0	-	61.5	175.5	33.3	-	N
	31.9	-	7-TB 69	410	202	63.6	250	1800	291	-	156	6.19	0.86	6.19	91.0	-	259.4	48.5	-	-	1.88
	29.5	-	2-TP 6.4x100	212	182	640	600	1800	290	-	152	6.90	2.07	6.21	122.7	-	167.6	135.8	-	-	0.90
SRC2-left right middle	29.5	-	7-TB 69	410	202	63.6	250	1800	290	-	152	6.90	0.86	6.21	122.7	-	83.6	248.0	48.5	-	N
	29.5	-	none	-	-	-	-	450	290	-	152	6.90	-	1.55	260.0	-	259.7	-	-	-	N

$\bar{x} = 1.02$
C.V. = 5.7%

Note (1) left : left shear span, right : right shear span, middle : middle part between two point loads

(4) TP : tie plate, TB : tie bar, D : diaphragm

(16) V_{u,meas} : measured ultimate shear strength, < : failure not attained

(17) V_{y,meas} : measured applied shear force at first yielding of shear reinforcement, - : no yielding observed

(18) V_{y,cal} : ultimate shear strength calculated by Eq.(1) or (2)

(19) V_{y,cal} : applied shear force at yielding of shear reinforcement calculated by Eq.(3)

(22) N : no yielding Y : yielding



— 146 —

せん断ひびわれ発生後、 V_c は作用せん断力の増加と共に徐々に減少する。供試体No.3の左せん断スパンでは、せん断補強鋼材降伏時の V_c の値はほぼ0となった。

(2) せん断補強鋼材がタイプレートもしくはタイバーで、せん断スパンと有効高さとの比が小さい場合、せん断ひびわれ発生後、 V_c は作用せん断力の増加と共にやや増加することはあれ減少はみられない。せん断補強鋼材降伏時にも、せん断ひびわれ発生時程度の V_c の値はある。

(3) せん断補強鋼材がダイヤフラムの場合、せん断ひびわれ発生前からせん断補強鋼材に歪が発生する。せん断ひびわれ発生後は、タイプレート、タイバーの場合と類似した性状が V_c の値にみられる。

(4) 外殻鋼板が厚い（引張鋼材比 $p_w=6.2, 6.9\%$ ）場合、 V_c の値は大きく、せん断スパンと有効高さとの比が大きい場合でも、せん断補強鋼材降伏時の V_c の値は無視できないほど大きい。

4. 破壊荷重の推定

(1) せん断補強鋼材が降伏しない場合

多くの供試体で、載荷点とそれに最も近いせん断補強鋼材との間のコンクリート部がせん断補強されていない鉄筋コンクリートはりの様にせん断破壊した（例えばFig.1(a)）。この観察事実より、せん断補強鋼材間隔、 s を、せん断スパン、 a の代わりに用いて、以下に示す従来のせん断補強されていない鉄筋コンクリートはりのせん断耐力推定式（二羽式⁵⁾、修正岡村・楡貝式⁶⁾）により、破壊荷重の推定を行った。

$$V_u = 0.244 f_c'^{2/3} (1+p_w^{1/2}) [1+3/33(r/d)] [1+(s/d)^2]^{-1} b_w d \quad \text{for } s/d < 2.5^5) \quad (1)$$

$$= 0.20 f_c'^{1/3} p_w^{1/3} (1000/d)^{1/4} [0.75+1.4(d/s)] b_w d \quad \text{for } s/d > 2.5^6) \quad (2)$$

ここで、 f_c' ：コンクリート強度（MPa）、 $p_w=100A_w/(b_w d)$ 、 d ：有効高さ（mm）、 b_w ：ウェブ幅。式(1)を用いる場合、載荷板・支承板の幅 r を設定する必要があるが、外殻鋼板が比較的厚く、それ自体が載荷板・支承板のような役割を果たしており、 r の値は正確には定められない。そこで、外殻鋼板が薄い（9.0mm、9.4mm）場合、実験値に近い推定結果を与える、 $r=40\text{mm}$ を用いた。また、外殻鋼板が厚い（18mm、20mm）供試体SRC1、SRC2の場合、供試体SRC2中央部のせん断補強鋼材がない部分の再載荷実験より得られた破壊荷重（表1参照）より、 $r=120\text{mm}$ とした。なお、実際の r は、供試体MAR1、2、3で90mm、他では50mmであった。せん断補強鋼材がタイプレートまたはタイバーで、せん断スパンと有効高さとの比が大きく（ $a/d > 2.5$ ）、せん断スパン内に一様に間隔狭く（ $s/d < 1.75$ ）せん断補強鋼材が配置された場合、コンクリート斜材は、せん断補強鋼材間ではなく、せん断補強鋼材を横切るように形成されるので（3章参照）、 $s/d = z \cot \theta / d$ （ここで、 $\theta = 30^\circ$ ）を式(1)(2)中の s/d に用いた。ここで、 z はトラス機構中の圧縮・引張両弦材中心間距離である。推定結果は実験結果と合わせ表1に示したが、両者が良好な一致を示しているのがみられる（表1コラム(20)）。

(2) せん断補強鋼材が降伏する場合

せん断補強鋼材の最初の降伏が観察された後、さらに作用せん断力の上昇があり、式(1)(2)で推定されるせん断補強鋼材が降伏しない場合のせん断強度に到達する前に終局に至っている（表1参照）。せん断補強鋼材がダイヤフラムの場合、せん断補強鋼材の降伏後の耐力上昇が大きいようである。せん断補強鋼材降伏時荷重とせん断補強鋼材が降伏しない場合の耐力との差が大きい場合、式(1)(2)は終局荷重をかなり過大評価するので適用できない。現時点では、せん断補強鋼材降伏後の耐力上昇を正確には予想できないので、場合によっては、かなり終局荷重を過小評価することになるが、せん断補強鋼材降伏時のせん断力を終局荷重とし、これを、3章で示したせん断抵抗機構より、次式で与えることとした。

$$V_u = V_y = V_{ty} + V_o \quad (3)$$

式(3)はトラス機構とそれ以外で受け持たれるせん断力の和が作用せん断力に等しいという式で、 V_{ty} はせん断補強鋼材が降伏する時のトラス機構が受け持つせん断力である。この V_{ty} は、 $V_{ty} = A_w f_{wy}$ で表せる。ここで、 A_w は単独もしくはグループのせん断補強鋼材の断面積、 f_{wy} はせん断補強鋼材の降伏強度である。但し、せん断補強鋼材がタイプレート、もしくは、タイバーで、せん断スパンと有効高さとの比が大きく ($a/d > 2.5$)、せん断スパン内に一様にせん断補強鋼材が狭い間隔 ($s/d < 1.75$) で配置されている場合は、 $V_{ty} = A_w f_{wy} z/s \cot \theta$ (ここで、 $\theta = 30^\circ$) である。せん断補強鋼材降伏時の V_o の値を現時点では正確に評価できないが、観察結果に基づいて、 $a/d > 2.5$ の場合、 $V_o = 0$ 、 $a/d < 2.5$ の場合、 $V_o = V_{cr}$ と安全側に仮定した。ここで、 V_{cr} はせん断補強鋼材が歪を生じ始めるときのせん断力で、ダイアフラムの場合、0としてよい。これらの V_o の仮定は、せん断スパンと有効高さとの比が大きく、せん断補強鋼材が一様に狭い間隔で配置されている場合、及び、外殻鋼板が厚い ($p_w = 6.2, 6.9\%$) 場合、特に安全側になるようである。式(3)により、せん断強度を安全側に評価していることが、表1のコラム(21)に示されている。

5. 結論

- (1) せん断補強鋼材が降伏しない場合のせん断強度は、せん断補強鋼材間隔を、せん断スパンと見なして、従来のせん断補強のない鉄筋コンクリートはりのせん断強度推定式 (式(1)(2)) で推定できる。
- (2) せん断補強鋼材が降伏する場合のせん断強度は、式(1)(2)では過大評価されるが、式(3)で表されるせん断補強鋼材降伏時のせん断力で安全側に推定できる。

謝辞

実験を一部担当し、貴重なデータ・示唆を提供して頂いた河村賀庸氏、及び、図面の作成をして頂いたハリッド マームッド氏に深謝する。

参考文献

- 1) 秋山他：鋼コンクリート合成サンドイッチ構造部材の強度特性、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、日本コンクリート工学協会、1986年6月、pp.605-608
- 2) 栖原他：鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式複合構造の強度に関する研究 (第1-3報)、日本造船学会論文集、第141号、1977年5月、pp.205-216、第142号、1977年11月、pp.312-322、第145号、1979年5月、pp.164-174
- 3) 服部他：鋼板とコンクリートからなるサンドイッチ式コンボジット構造の最終強度、日本造船学会論文集、第157号、1985年5月、pp.369-382
- 4) Pantaratorn, N. and Ueda, T. : Shear Resisting Mechanism of Sandwich-Composite Member with Single or Multiple Web Reinforcements, Proc. of 10th JCI Conference, June 1988
- 5) 二羽 淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、日本コンクリート工学協会、1983年10月、pp.119-126
- 6) 二羽他：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、No.372/V-5、1986年8月、pp.167-176