# (58) 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼繊維補強 軽量2種コンクリート合成桁の曲げ挙動

山口 浩平<sup>1</sup>・日野 伸一<sup>2</sup>・梶原 秀夫<sup>3</sup>・崔 智宣<sup>3</sup>・園田 崇智<sup>3</sup> <sup>1</sup>正会員 九州大学大学院助教 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395 福岡市西区元岡744番地) E-mail:kohei@doc.kyushu-u.ac.jp <sup>2</sup>正会員 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395 福岡市西区元岡744番地) E-mail:hino@doc.kyushu-u.ac.jp <sup>3</sup>学生会員 九州大学大学院 工学府都市環境システム工学専攻(〒819-0395 福岡市西区元岡744番地) E-mail:hideo@doc.kyushu-u.ac.jp E-mail:cjs@doc.kyushu-u.ac.jp E-mail: takatomo@doc.kyushu-u.ac.jp

軽量2種コンクリートは、粗骨材に加え、細骨材全てまたは一部に人工軽量骨材を用いたコンクリート である.しかし、引張強度およびせん断強度が普通コンクリートと比較して3割程度小さいため、改善方 法の一つとして鋼繊維などの短繊維による補強がある.また、鋼・コンクリート合成部材のずれ止めとし て、疲労特性や施工性に優れた孔あき鋼板ジベル(以下PBL)が注目されている.しかし、PBLのずれ特 性に関する研究で、軽量2種コンクリートを対象としたものは著者が知る限りない.そこで本研究では、 PBLの二面押抜きせん断試験を実施し、せん断耐力評価式を提案した.また、提案式の適用性を検討する ために合成桁の曲げ試験を実施し、曲げ耐荷特性、ずれ特性を解明した.

### *Key Words* : Perfobond shear connectors, Super-light weight concrete, Composites girder, Shear connector, Slip behavior, Flexural behavior

# 1. はじめに

軽量2種コンクリート(以下SL)は、粗骨材に加え、細 骨材全てまたは一部にも人工軽量骨材を用いたコンクリ ートであり、普通コンクリート(以下N)と比較して3割程 度の軽量化が可能である.しかし、骨材強度が小さいた め、引張強度およびせん断強度がNの7割程度に低下す る.その補強方法の一つとして、短繊維を混入する方法 がある.本研究では、種々の繊維の中でも強度補強効果 が大きい鋼繊維を対象としている.

また,一般に合成桁や合成版においては,機械的なず れ止めが用いられ,このずれ止めは鋼とコンクリートの 間に働く水平せん断力に抵抗できると同時にコンクリー トの鋼部からの剥離を防止する機能も備えている.従来, ずれ止めにはスタッドジベルが多用されているが,近年, スタッドと同等のせん断耐力を持ち,疲労特性<sup>10</sup>や施工 性に優れた孔あき鋼板ジベル(以下PBL)が注目されてい る.しかし,鋼繊維補強軽量2種コンクリートを用いた 場合のずれ特性についての研究は皆無である.

本研究では、鋼繊維補強軽量2種コンクリートの合成 部材への適用を目指し、PBLを用いた二面押抜きせん断 試験を実施した.これにより、ずれ特性および水平せん 断耐力について検討し、水平せん断耐力評価式を提案した.また、評価式の適用性を検討するために、合成桁の 曲げ試験を実施し、曲げ耐荷特性、ずれ特性を解明した.

### 2. 二面押抜きせん断試験

#### (1) 既往研究におけるせん断耐力式

PBLのせん断耐力の算定は、既往研究においていくつ かの提案がなされている.PBL孔内の貫通鉄筋の有無に より算定式は異なるが、本研究では貫通鉄筋有りを対象 としたため、ここでは上記の場合について示す.

Nを対象として、保坂ら<sup>2</sup>は、PBLの板厚、PBL孔内の 貫通鉄筋の有無およびフランジ面に配置するPBLの枚数 をパラメータとした二面押抜きせん断試験を実施し、そ の結果を用いて回帰分析を行い、式(1)を提案している.

また,式(2)は土木学会複合構造物の性能照査指針 (案)<sup>3</sup>に示される指針式であり,式(1)の下限値式である.

軽量コンクリートを対象としては、鈴木ら<sup>4</sup>が軽量1種 コンクリートを使用して二面押抜きせん断試験を実施し、 評価式を提案している. 軽量コンクリートを用いた場合, 孔周りの軽量骨材を含むせん断破壊が観察され, 骨材の 種類の違いによる影響を受けていることを確認している. そこで,式(2)に示すように, Nを対象とした同式のコン クリート負担分を表わす項 $(d^2 - \phi^2) f_{cu}$ に低減係数0.7を 乗じることにより評価している.

$$Q_{u} = 1.45((d^{2} - \phi^{2})f_{cu} + \phi^{2}f_{st})/10^{3} - 26.1$$
(1)  
$$Q_{u} = 1.45((d^{2} - \phi^{2})f_{cu} + \phi^{2}f_{st})/10^{3} - 106.1$$
(2)

- Q<sub>4</sub>: 孔1個当たりのせん断耐力(kN)
- *d* : 孔径(mm)
- $f'_{cu}$ :コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)
- f<sub>st</sub>: 貫通鉄筋の引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

## (2) せん断耐力の定義

既往研究におけるPBLのせん断耐力の定義は図-1に示 すように、試験での最大荷重( $V_{nax}$ と定義する)とする方 法と、相対変位10mmまでの最大荷重( $V_{10mm}$ と定義する) とする方法の二つに大別される. $V_{nax}$ は、貫通鉄筋が PBL接触後の鉄筋破断時の荷重をせん断耐力とする場合 や $V_{nax}$ に達する前に試験を終了する場合があるなど、せ ん断耐力の定義が不明確と言える.また、式(1)のデー タの多くが $V_{10mm}$ を用いており、本研究では $V_{10mm}$ をせん 断耐力と定義する.

#### (3) 試験概要

#### a) 試験体

表-1に本試験に用いる試験体の種類を示す.パラメー タをコンクリート種類(N, SL),PBLの孔径(35mm, 50mm)および鋼繊維混入の有無(0%,12%)とし、6タイ プを各3体製作した.図-2に試験体概略図を示す.試験 体の寸法は、日本鋼構造協会「頭付きスタッドの押抜き 試験法(案)」<sup>5</sup>に準じて決定した.PBLはSS400を、H形鋼 はSM490(H250×250×9×14)を使用した.また、全試験体に 貫通鉄筋D13(SD295)を配置した.使用材料を表-2に示す.



鋼繊維は長さ30mm, 直径0.62mmのフックエンド型を使 用した. コンクリートの強度特性値を**表-3**に示す.



表-1 試験体種類

カイプ	コンクリート	鋼繊維	PBL孔径	
947	種類	混入率(%)	(mm)	
N00-35	並译	0		
N12-35	百进	1.2	25	
SL00-35		0	33	
SL12-35	収号つ話	1.2		
SL00-50	₩ 里21 里	0	50	
SL12-50		1.2	50	

表-2 使用材料

材料種類	記号	詳細
普通ポルトランド	С	密度:3.16 t /m <sup>3</sup>
ピメンド		比衣面槓:3890cm/g
普通細骨材	普通S	表乾密度:2.55 t /m <sup>3</sup> 吸水率:1.92%,粗粒率2.55
普通粗骨材	普通G	表乾密度:2.90 t/m <sup>3</sup> 吸水率:1.92%
人工軽量細骨材	軽量S	絶乾密度:1.68 t /m <sup>3</sup> 24時間吸水率:9.8%
人工軽量粗骨材	軽量G	絶乾密度:1.55 t/m <sup>3</sup> 24時間吸水率:9.7%
高性能	C D	減水率:19%
AE減水剤	SP	(ポリカルボン酸化化合物)
AE助剤	AE	密度:1.06~1.10 t/m <sup>3</sup>
増粘剤	В	-
鋼繊維	F	フックエンド型 密度:7.85 t /m <sup>3</sup>

表-3 コンクリートの強度特性値

タイプ		強度(	ヤング係数		
(n=3)	圧縮	引張	曲げ	せん断	$(kN/mm^2)$
N00-35	39.8	3.07	5.30	4.68	28.1
N12-35	32.5	3.73	8.28	6.15	26.0
SL00-35	40.2	2.11	3.53	3.42	15.2
SL12-35	41.0	4.37	8.86	5.37	17.4
SL00-50	37.7	2.07	3.23	3.25	14.4
SL12-50	36.1	4.29	6.75	5.01	16.0



図-3 試験状況表-4 試験結果

					ニレ 広告 たま	V /
~ ~ ~	孔径	圧縮強度	<b>Ъ</b> Т	実験値	計算値	$V_{10mm}$
タイン			No.	$v_{10mm}$	玐(1)	I(1)
	(mm)	$(N/mm^2)$		(kN)	(kN)	(kN)
			1	97.2		0.56
NO0 25	25	20.9	2	109	175	0.62
100-55	55	39.8	3	-		-
			平均	103		0.59
			1	104		0.64
N12 25	25	22.5	2	112	162	0.69
IN12-35	33	32.5	3	104	163	0.64
			平均	107		0.66
	35	40.2	1	63.2		0.36
ST 00 25			2	65.8	175	0.38
SL00-35			3	58.4		0.33
			平均	62.4		0.36
	5 35		1	62.2		0.35
GT 10 25		41.0	2	72.3	176	0.41
SL12-33			3	66.3	1/0	0.38
			平均	66.9		0.38
			1	79.2		0.33
GT 00 50	50	277	2	83.1	241	0.34
SL00-50	50	37.7	3	85.8	241	0.36
			平均	82.7		0.34
			1	79.4		0.34
ST 12 50	50	26.1	2	89.5	226	0.38
SL12-30	50	36.1	3	99.0	230	0.42
			平均	89.3		0.38

## b) 載荷および計測方法

載荷は、貫通鉄筋位置でのH鋼とコンクリートの相対 変位を基準に、変位0.1mmまで荷重制御による単調増加 載荷,その後、変位制御で行い、変位1mmまで0.1mm幅, 10mmまで0.5mm幅,それ以降は5mm幅で載荷・除荷の 漸増繰返し載荷とした.また、V<sub>10mm</sub>到達後もジベルの 変形性能および破壊形式が確認できるまで載荷を行った. なお、N00-35のNo.3は漸増載荷したため、せん断耐力の 評価には含めないこととした.試験状況を図-3に示す.

計測は鋼桁フランジーコンクリート間に生じる相対変 位,図-2(a),(b)に示すように,貫通鉄筋中心から31mm, 125mm位置のひずみおよびPBLの孔端上下10mmのひず みを測定した.



図-4 荷重 - 相対変位関係(孔径 35mm のみ)

## (4) 試験結果

#### a) せん断耐力

試験結果を表-4に示す.  $V_{10nm}$ は孔1個あたりに換算し て示している. なお, 孔径50mmの各試験体は $V_{10nm}$ 以降 荷重が増加し続け, 荷重低下以前にH形鋼が試験機のセ ット面に接触したため載荷を中止した. 孔径35mmの  $V_{10nm}$ は, コンクリート種類による比較では, SLはNと 比較して繊維無混入は0.61倍, 1.2%混入は0.63倍と, 軽 量化により低下している. また, 繊維混入の有無で比較 すると, 1.2%混入は無混入に対して, Nでは1.04倍, SL では1.07倍と繊維混入効果は顕著ではないことがわかる. 孔径50mmの場合においても, 同様な結果となった.

## b) 荷重-相対変位関係

図-4 に荷重-相対変位関係を示す. ここでは孔径35mm の試験体のみを示している. 同図(a), (b)よりNは荷重が 低下することなく増加していることがわかる. また, 試 験体によっては荷重が急増する部分が見られるものもあ るが,これは,貫通鉄筋のPBLへの接触による影響であ ると考えられる. また,同図(a)より, SLは相対変位 2mm程度で荷重の低下が顕著に見られる.

## c) 孔内部コンクリートの破壊状況

図-5 に孔内部コンクリートの破壊状況一例を示す.

試験は、貫通鉄筋が PBL に接触するまで載荷を続けた. 荷重の増加に伴い、まずは貫通鉄筋上部のコンクリート が圧壊、粉状化し、最終的には同図に示されるように鉄 筋が PBL に接触すると考えられる.また、孔径 50mm では、孔内に粗骨材の存在を確認できた. V<sub>10mm</sub>におい て繊維補強による差はほとんどなかったが、その要因と しては貫通鉄筋の影響が考えられる.

図-6 に、貫通鉄筋無しおよび有りの孔内部コンクリートの破壊メカニズムを示す.貫通鉄筋無しの場合は、 PBL 両側面のコンクリートがせん断破壊することは自明である.そのため、今回は試験で明らかにしていないが、繊維補強した場合、水平せん断耐力は向上すると考えられる.しかし、貫通鉄筋有りの場合は、貫通鉄筋により PBL 孔内部および両側面のコンクリートが受ける水平せん断力は分散され、貫通鉄筋上部のコンクリートの圧縮破壊がせん断破壊よりも先行して生じるため、繊維補強効果が顕著に現れなかったと推察される.

## (5) せん断耐力評価

図-7は、孔1個当りのせん断耐力と $(d^2 - \phi^2) f_{cu} + \phi^2 f_{st}$ の関係に本試験結果および式(1)の基になったデータを 併せて示している.ここで、式(1)のデータは $V_{10mm}$ ,  $V_{max}$ が混在しているため、 $V_{10mm}$ データのみによる回帰式(全 データ式( $V_{10nm}$ )式(3))を導出し、試験結果と比較した. 同式の導出に際しては、式(1)のデータに加え、本研究 で収集した既往研究データ<sup>6,7,8,9</sup>も含めている.

普通コンクリート(全データ式(
$$V_{l0nm}$$
))  
 $Q_{\mu} = 126((d^2 - \phi^2)f'_{c\mu} + \phi^2 f_{\mu})/10^3 - 28.3$  (3)

式(1)は繊維無混入のNに対して適用可能であるが, 表-4に示すように,N00-35のV<sub>10mm</sub>/式(1)計算値は試験体 No.1は0.56,No.2は0.62と式(1)では本試験結果を評価でき ていないことがわかる.ただし,N00-35は式(3)をやや下 回ったが,式(3)の下限値式(図-7中の凡例を参照)よりも 上回っているため,試験結果は妥当であると言える. SLの場合,孔径に関わらず式(3)を大幅に下回り,式(3) に低減係数を乗じて評価する必要があると考えられる.

図-8 に、貫通鉄筋降伏時の荷重と相対変位の関係を 示す.同図より、降伏荷重時の相対変位は、降伏荷重は ほぼ同じであるにも関わらず SL よりも N が小さく、ま た、繊維混入した場合や孔径が大きいほど小さいことが わかる.これは、骨材強度の小さい SL が低荷重でコン クリートが粉状化すると推測でき、その結果、貫通鉄筋 とコンクリートの一体性の度合いが小さくなり、貫通鉄 筋に作用する力も小さくなると考えられる.孔径に関し ては、孔径 50mm が孔内により多くの粗骨材が入り、コ



図-7 せん断耐力の評価

ンクリート強度が増大したためであると考えられる.また、繊維のに関しては、1.2%混入の試験体の降伏変位が小さいため、骨材強度の影響であると推察される.

このようにNとSLでは、せん断耐力式のコンクリー



ト項に加え、鉄筋が受け持つ力が異なるため鉄筋項にも 低減係数を乗じて評価する必要があると考えられる. そ こで、本研究ではコンクリート項 $(d^2 - \phi^2) f_{cu}$ および鉄 筋項 $\phi^2 f_{st}$  それぞれに低減係数 $\beta_1$ ,  $\beta_2$ を乗じた式を提案 する. β<sub>1</sub>, β<sub>2</sub>は, SL の試験値/式(4)の計算値が N00-35 の試験値式(3)の計算値と等しくなる値とした.

図-9にB<sub>1</sub>とB<sub>2</sub>の関係を示す.本研究結果からは同図 のように4本の線分を示すことができるが、各線分の交 点は, β,は0.5程度, β,は0.7程度に集中することがわか った.これは、繊維混入の有無に関わらずSLのせん断 耐力は、Nの場合に対してコンクリート項は5割程度、 鉄筋項は7割程度であることを意味している.

4本の線分のうち、交点が最も小さいSL00-35とSL00-50 の交点の値は(0.50, 0.74)であるので、ここではβ=0.50、 𝔅 =0.74としてSLを用いる場合の低減係数とする.以下 にV10mmで評価するSLのせん断耐力式を示す.

軽量2種コンクリート  

$$Q_{u} = 126(\beta_{1}(d^{2} - \phi^{2})f_{cu} + \beta_{2}\phi^{2}f_{st})/10^{3} - 28.3$$
 (4)  
 $\beta_{1} = 0.50, \beta_{2} = 0.74$ 

図-10 に式(4)で算定した SL の本試験結果を示す. SL00-35, SL12-35 は、 横軸 140kN 程度から 90kN 程度へ、 SL00-50, SL12-50は、横軸 180kN 程度から 120kN 程度へ



図-10 低減係数を考慮したせん断耐力の評価

移り, SL の場合も式(4)とその下限値式の範囲内に算定 されており、Nと同様に評価できることがわかる.

## 3. 合成桁の曲げ挙動

## (1) 試験体

試験体は,表-5に示すようにコンクリート種類をNお よびSL、PBLの孔心間隔を70mmおよび140mmとして、 計3タイプを各1体製作した. 試験体概略図を図-11に示 す. 同図(a)および(b)は合成桁および鋼桁側面図を示し, 同図(c)は合成桁断面図を示している.試験体全長を 3300mm, スパンを3050mm, せん断スパンを1275mmと した. RC床版断面は幅300mm, 高さ140mm, 鋼桁は H200×200×8×12mm, PBLは高さ75mm, 板厚12mm, 孔径 35mmを使用した.使用したRC床版コンクリートおよび 鋼材の強度特性値を表-6および表-7に示す.使用材料は 表-2と同様のものを用いた.

## (2) 水平せん断力の算出方法

ナートント

鋼-コンクリート接合部の水平せん断力の算定には, Nを用いた場合は式(1)を,SLを用いた場合は式(4)を適用 した. 以下に設計に用いた式を示す.

$$H_F = a_c \cdot A_c \cdot S_v / I \tag{5}$$

S. を求める場合の水平せん断力

$$H_F = Q_u / 孔心間隔 \tag{6}$$

$$Q_a = Q_u/3 \tag{7}$$

$$H_F = Q_a / 扎心間隔 \tag{8}$$

Q<sub>2</sub>: 孔1個あたりの終局水平せん断力 (kN)

Q。: 孔1個あたりの許容水平せん断力 (kN)

- H<sub>F</sub>: 接合部に作用する水平せん断力 (kN/mm)
- a。: 合成桁と床版の図心間距離 (mm)
- A<sub>c</sub> :床版の有効断面積(鋼換算) (mm<sup>2</sup>)
- S<sub>v</sub>:接合部の作用せん断力 (kN)

$$(S_v = P/2 \quad P:荷重)$$

I : 断面 2 次モーメント(鋼換算) (mm<sup>4</sup>)

SL を用いた場合の設計は、式(4)より、ずれ破壊時の 孔1個あたりの終局水平せん断力Q。を求め、一方で、 式(5)10 より曲げ破壊荷重時に接合部に作用する水平せ ん断力H<sub>F</sub>を求めた. これらの結果および式(6)より曲げ 破壊と接合部のずれ破壊が同時に起こる孔心間隔を求め た. 表-8 中の設計値には水平せん断力を作用せん断力 に換算して示す. 同表より, 孔心間隔 74.2mm であれば,  $P_u \geq S_v$ が 385kN と一致する. これより SL の孔心間隔を 終局曲げ耐力時に接合部がずれ破壊しない 70mm とずれ 破壊する 140mm に決定した. 同様に N を用いた場合も 式(1), (5), (6)を用いて孔心間隔を 140mm に決定した. なお,同表のS<sub>w</sub>は式(1), (4), (5), (7), (8)より算出した S. を2倍した値の接合部の許容作用せん断力である. こ こで,設計はコンクリートの設計圧縮強度を 40N/mm<sup>2</sup>, 貫通鉄筋の設計引張強度を 440N/mm<sup>2</sup>, 貫通鉄筋径を 13mm, 孔径を 35mm とした. また, 試験体の曲げ耐力 の算定は,設計荷重Pa,降伏荷重Pyはそれぞれ鋼桁中 央下フランジの応力度が 140N/mm<sup>2</sup>, 245N/mm<sup>2</sup>時の荷重 とした. 同図中の終局 P, は試験体を完全合成桁として

せん断耐力は曲げ耐力を上回り,せん断破壊しないよう に設計した.なお,同表の計算値はコンクリートおよび 鋼材の特性値(表-6,表-7 参照)を反映させたものである.

### (3) 載荷および計測方法

載荷は 2000kN 門型試験機を用いた.はりは両端ヒン ジの単純ばりである.載荷形式はスパン中央部に載荷幅 500mmの2点静的線載荷とした.載荷方法は設計荷重 170kN,接合部の許容作用せん断力230kN,引張鉄筋の降伏

表-6 コンクリート強度特性値

タイプ		ヤング係数			
247	圧縮	引張	曲げ	せん断	$(kN/mm^2)$
SL12-70	115	4.50	7 72	6.92	15.6
SL12-140	44.5	4.32	1.13	0.82	13.0
N00-140	34.4	2.71	7.87	4.73	26.9

表-7 鋼材強度特性值

	鋼材の種類			降伏点強度	引張強度
				$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$
	鉄筋	SD295	D10	358	497
			D13	329	487
	H形鋼	SS400		349	441
	PBL	SS400		281	424

**表-8** 設計値 曲げ耐力(kN)

タイプ 許容 降伏 終局 許容

作用せん断力\*(kN)

終局

計算る	を行い,	,鋼桁は全断面	塑性とした.	また,	合成桁の				Pa	Py	Pu	S <sub>va</sub>	$S_{vu}$
		之主	計驗休					孔心間隔 74.2mm				168	<u>385</u>
		<b>4₹</b> -0				I	設計値	SL12-70	172	302	385	179	408
タ.	イプ	コンクリート	<i><b></b> 鋼繊維</i>	扎径	<b>北心間</b> 隔			SL12-140				89.5	204
		種類	混人率(%)	(mm)	(mm)			N00-140				189	431
SL1	2-70	軽量2種	1.2	35	70			SL12-70	157	301	187	231	361
SL1	2-140	軽量2種	1.2	35	140		計算値	SL12-140	137	391	407	116	180
N00	)-140	普通	0	35	140			N00-140	171	426	437	195	479
					¢							*式(5) S <sub>v</sub>	の2倍の値
	1	А В С	D	I	500		Е	F G	ŀ	ł			
		280 280	280 560			560	)   280	280	280	ļ			
(19)												貫	通鉄筋 D13
$340 \\ -200 +$		A B C	D			<u> </u>	E	F G	ŀ	I	せん	√断補強筋 L	010
*	125	152	25					1525		125	5	, 300	
,					3300					4			
				(a) 🗄	合成桁側面図						140	A A	
	70	D35	46@70 <u>v</u>	3	,		24@	2140		140	8	8	
			$\bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet$		• • •	۲	<b>•</b> • •	• • •	• •	6	อ		12
			Q	€									
	$\bigtriangleup$			(b)	<i>,</i> 鋼桁側面図					$\bigtriangleup$		(c) 合成桁	断面図
			図-	11 試	験体概略図	(mm	ı)						

荷重 400kN で載荷・除荷の漸増繰返し載荷とした.また, 終局後変位増分で 2mm ずつ 50mm まで載荷した.

計測は H 型鋼とコンクリート床版との間に生じる相 対変位を測定した.また,ひずみは,スパン中央断面お よびスパン中央から 560mm, 1120mm 位置において,コ ンクリートは上縁,側面,下面を,鋼桁は上フランジ下 縁,ウェブ中央,下フランジ下縁を測定した.

#### (4) 試験結果

#### a) たわみ性状

図-12 に荷重-スパン中央たわみ関係を示す. 同図には 試験体を完全合成断面とした場合の計算値も併せて示す. 各試験体とも破壊形式はスパン中央部コンクリート上縁 の圧壊であり,破壊に伴い一旦荷重が低下したが,その 後は鋼桁部分が荷重を負担したと考えられ,載荷終了ま でほぼ一定の荷重を保ち続けた.

SL12-70 は剛性低下はほぼ見られず,破壊に至るまで 完全合成の計算値と同様な挙動を示し,完全合成桁とし て挙動したと考えられる.一方,SL12-140 は鋼桁下フラ ンジが降伏するまでは SL12-70 と同様な挙動を示したが, 鋼桁の降伏後たわみが急激に増大した.N00-140 は低荷 重域から計算値と比較して剛性がやや低下していたが, 終局状態に至るまで SL12-70 と同様な挙動を示した.同 孔心間隔において,SL を用いた床版は N の場合と比較 して降伏荷重後のたわみが大きくなることが確認された.

## b) 終局耐力

試験結果を表-9 に示す.曲げ耐力は各タイプともほ ぼ同等であり、コンクリートの種類、孔心間隔の影響は ほとんど見られなかった.SL12-140 は PBL のせん断破 壊が桁の破壊より先行するように孔心間隔を SL12-70 の 2 倍としたが曲げ破壊し、耐力に差は見られなかった. また、完全合成断面として算出した曲げ耐力に対する実 験値の比は各タイプで 0.95、0.91、1.03 と概ね一致した. c) 相対変位性状

図-13 に設計荷重 150kN,最大荷重 440kN 時の鋼桁上 フランジと床版下面の水平方向の相対変位分布を示す. 計測位置は図-11(a)の A~Hである.最大荷重 440kN 時 の同計測位置における相対変位は,孔心間隔の相違によ る比較では,70mm に対して 140mm は最大で約 12 倍, コンクリート種類の相違による比較では,N に対して SL は最大で約 4 倍の相対変位が計測された.

**d)** ひずみ分布

図-14 に図-11(a)の断面 Eのひずみ分布を示す.最大荷 重 440kN 時は,SL12-70, N00-140 はひずみが多少ばらつ いてはいるものの,概ね一体性を保持しているが, SL12-140 は他のタイプと比べて床版-鋼桁間のひずみ差 が大きく,不完全合成桁として挙動している.



表-9 試験結果

	実験値	1(曲げ耐	実験値/計篦値	
タイプ	許容P。	隆伏P、	終局P.	<u> へいいたい</u> 終局P <sub>1</sub>
SL12-70	172	397	461	0.95
SL12-140	171	390	441	0.91
N00-140	180	-	450	1.03
25 -				



図-14 スパン中央から 560mm 位置のひずみ分布

#### (5) 水平せん断耐力評価式の検討

PBLを用いた鋼繊維補強軽量2種コンクリート合成桁 の曲げ試験では、提案式(式(4))により設計したSL12-70の 最大曲げ耐力は、試験値と計算値の比は0.95とよく一致 することがわかった.また、同試験体のたわみ性状、相 対変位性状においても、完全合成桁として挙動している と考えられる.それに対して、SL12-140は提案式により ずれ止め量を1/2としたにも関わらず,ずれ破壊が終局 状態においても見られず,曲げ破壊となった.しかし, 相対変位および断面ひずみ分布をSL12-70と比較すると, 特に400kN以降において,相対変位の急激な増加が見ら れ,コンクリート-鋼桁間のひずみ差が大きくなり,不 完全合成桁とする挙動を呈している.

以上から,提案式のずれ止め設計への適用は妥当であ ると考えられる.

## 4. まとめ

## (1) 二面押抜きせん断試験

- a) 繊維混入の有無に関わらず, 軽量 2 種コンクリート を用いた PBL のせん断耐力は, 4割程度低下する.
- b) 繊維混入によるせん断耐力の向上は、コンクリートの種類に関わらずほとんど期待できない.これは貫通鉄筋の影響であり、破壊形式がせん断破壊ではなく、 貫通鉄筋上部での圧縮破壊であったためと考えられる.
- c)本試験の範囲内では、鋼繊維補強軽量2種コンクリートを用いた場合のPBLのせん断耐力は、相対変位10mmまでの最大せん断力により求めた回帰式におけるコンクリート項およよび鉄筋項にそれぞれ低減係数を考慮することにより評価できる。

## (2) 合成桁の曲げ試験

- a)本研究の試験体においては、曲げ耐力は各タイプとも ほぼ同等の値を有しており、コンクリートの種類、孔心 間隔の影響はほとんど見られなかった.軽量2種コンク リートを用いた場合でも、曲げ耐力は普通コンクリート の算定方法を適用できる.
- b) 最大荷重における同計測位置の最大相対変位は,孔 心間隔140mmは70mmの約12倍,軽量2種コンクリートは 普通コンクリートの約4倍であった.
- c) 最大荷重において、SL12-70、N00-140は完全合成桁として

挙動しており、SL12-140は不完全合成桁として挙動して いる.提案式のずれ止め設計への適用は妥当であると考 えられる.

謝辞:研究を遂行するにあたり材料提供をして頂きました太平洋マテリアル株式会社に厚く御礼申し上げます.

## 参考文献

- 1) 平陽兵, 天野玲子, 大塚一雄: 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告集, pp.1503-1508, Vol.19, No.2, 1997.
- 2)保坂鐡矢,光木香,平城弘一,牛島祥貴,橘吉宏,渡辺滉: 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究,構造工 学論文集, pp.1593-1604, Vol.46A, 2000.3.
- 3) 土木学会: 複合構造の性能照査指針(案), 2002.
- 4)鈴木喜弥,阿部久義,児島哲朗,橘吉宏,平城弘一:軽量骨 材コンクリートを用いたジベル押抜きせん断試験,第58回 土木学会年次学術講演会講演概要集,pp.987-988,2003.9.
- 5) 日本鋼構造協会:頭付きスタッドの押し抜き試験方法(案)と スタッドに関する研究の現状,1996.
- 6)鈴木統,上田多門,古内仁:孔あき鋼板ジベルの押し抜きせん断耐力に関する基礎的実験,第54回土木学会年次学術講演会講演概要集,第1部(A),pp.300-301, Vol.54, 1999.
- 7)日向雅裕,藤井堅,深田和宏,道管裕一:並列配置された孔 あき鋼板ジベルの終局ずれ挙動,構造工学論文集, pp.1-10, Vol.53A, 2007.3.
- 8)藤井堅,有吉孝文,藤村伸智:孔あき鋼板ジベルを用いた合成桁の曲げ挙動,構造工学論文集, pp.1381-1390, Vol.47A, 2001.3.
- 9) 田中一夫,米田達則,枝元勝哉,北川幸二,嶋田修,要田章 光:孔あき鋼板ジベルの合成床版橋への適用について,複合 構造の活用に関するシンポジウム講演論文集,pp.37-1-37-8, Vol.6, 2005.
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 I共通編 II鋼橋編, 2002.3

# BENDING BEHAVIOR OF SUPER-LIGHT WEIGHT CONCRETE COMPOSITES GIRDER WITH PERFOBOND SHEAR CONNECTORS

# Kohei YAMAGUCHI and Shinichi HINO and Hideo KAJIHARA and Jisun CHOI and Takatomo SONODA

The super-light weight concrete (SL) has weak points, namely low tensile and shear strength compared to the normal weight concrete. In order to overcome those weak points, there is a method add such as steel fiber into SL. Recently, the perfobond rib shear connectors (PBL)that has as much shear strength as the stud shear connectors and superior fatigue characteristic are also used a lot.

Therefore, push out test was carried out and it was proposed the strength evaluation formula of PBL with super-light weight concrete reinforced steel fiber. And to clarify the applicability of its formula, bending test of composites girder using PBL was carried out in this study.