

# 論文 外殻鋼材で拘束された鉄筋コンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究

平野 勝識\*1・笹谷 輝勝\*2・山口 泰男\*3・高崎 英邦\*4

**要旨:** 本報は, 円形鋼管を加工した鋼殻エレメントの隔壁鋼材をせん断補強鋼材とし, 鉄筋を軸方向鋼材とした鉄筋コンクリートはり部材のせん断性状を実験的に検討した結果である。実大の 1/3 に想定した模型のはり試験体に 1 点片側繰返し載荷を実施し, 変形性能, ひび割れ発生状況およびせん断耐力を鉄筋コンクリートはりと比較検討した。その結果, ひび割れ性状は異なるが変形性能に優れ, せん断耐力は従来の鉄筋コンクリートはりの算定式で求めることができることがわかった。

**キーワード:** 鋼殻エレメント, 円形鋼管, 複合構造, せん断性状

## 1. はじめに

近年, 既存の交通機能を保持し, かつ周辺環境に配慮した非開削による新設交通施設建設技術のニーズが高まっている。現状では道路下や鉄道軌道下に非開削工法により地下構造物を構築する場合, シールド工法以外に MMST 工法<sup>1)</sup>, URT 工法<sup>2)</sup>, HEP&JES 工法<sup>3)</sup> などの外殻先行型工法が採用されている。

これらの外殻先行型工法は, 施工時の周辺環境への影響も少なく, また, 施工時の地盤沈下等の影響が極めて小さく, 既存交通を確保したまま施工可能という特徴がある。

しかし, 高水位の地下水がある場合, 補助工法が必要となり, また, 礫及び障害物が存在する地盤ではコストが割高となる。

そこで, 著者らは, 地下水・礫対応型の非開削工法として, 推進工法による掘削と鋼殻エレメントを鉄筋コンクリートで連結する地下構造物の構築工法の開発を進めている<sup>4)</sup>。

しかし, 本工法による構造性能は未知であり, 設計上性能の把握が必要となる。本報は本構造のせん断性状を実験的に検討した結果である。

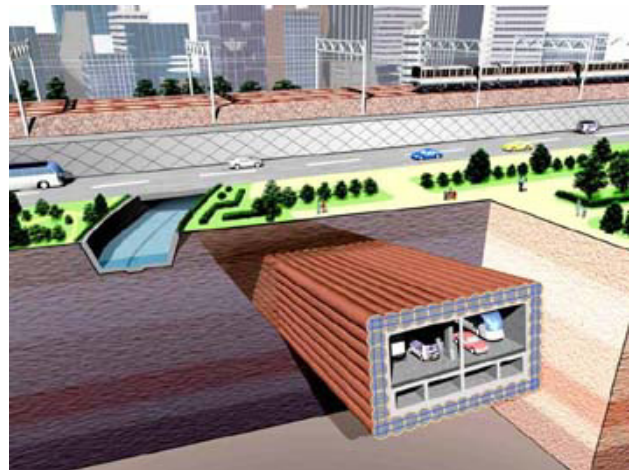


図-1 地下構造物構築例

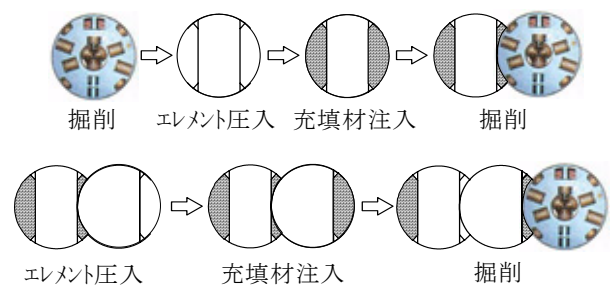


図-2 施工手順

\*1 (株) フジタ 技術センター 土木研究部主任研究員 工修 (正会員)  
 \*2 (株) フジタ 技術センター コンサルタント部次長 工修 (正会員)  
 \*3 (株) レールウェイエンジニアリング 代表取締役社長 工修 (正会員)  
 \*4 日本大学 生産工学部土木工学科教授 工博

## 2. 工法概要

本工法は、推進工法を用いて図-1に示すように構造物外周に沿って複数の鋼殻エレメントを図-2に示す施工手順で施工し、外周部の躯体を構築した後、内部空間の土砂を掘削する地下構造物構築工法である。

鋼殻エレメントは、図-3に示す円形、片側欠円、両側欠円の3種類のエレメントがある。鋼殻エレメント同士は突合わせとし、鋼殻エレメントに設けた貫通孔に軸方向鋼材である鉄筋を配置し、コンクリートを充填し連結している。なお、掘削時の充填材は、鋼殻エレメント圧入後、高圧洗浄により除去する。

この工法は、掘削に玉石混じり礫層対応の密閉型推進機を使用するため、数mから数十mの土被りの高水圧下、崩壊性地盤中を低コストで施工可能であるという利点を有している。また、鋼殻エレメントが円形であるために、水平・垂直の構造体だけでなく、任意の斜め方向への連結が可能であり、計画自由度の高い構造物を構築することが可能である。

## 3. 試験体

試験体形状を図-4に示す。試験体は、実大の1/3縮尺とした。試験体は、いずれも幅400mmとし、せん断破壊先行とするため、曲げ耐力/せん断耐力比が1.2以上となるよう主筋にD25のねじふしPC鋼棒を使用した。また、コンクリートは高流動コンクリート(50N/mm<sup>2</sup>)を使用した。鋼殻エレメントは鋼管部をφ609.9mm(t=6.4mm)、隔壁鋼材・補強鋼材はt=3.2mmとした。使用材料の素材試験結果を表-2に示す。

表-1に実験要因を示す。検討項目として、試設計を基に鋼殻エレメントのラップ率(H/D)、シアスパン比(a/d)、および補強部内部へのコンクリート充填の有無をパラメータとした。

Bシリーズは、片側欠円エレメントの隔壁鋼材をせん断補強鋼材とみなし、試験区間にせん断補強筋は配置していない。鋼殻エレメントのラップ率は2/3とし、シアスパン比は4.12, 2.74,

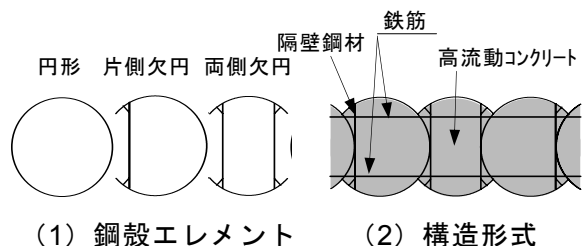


図-3 鋼殻エレメントと構造形式



写真-1 推進機

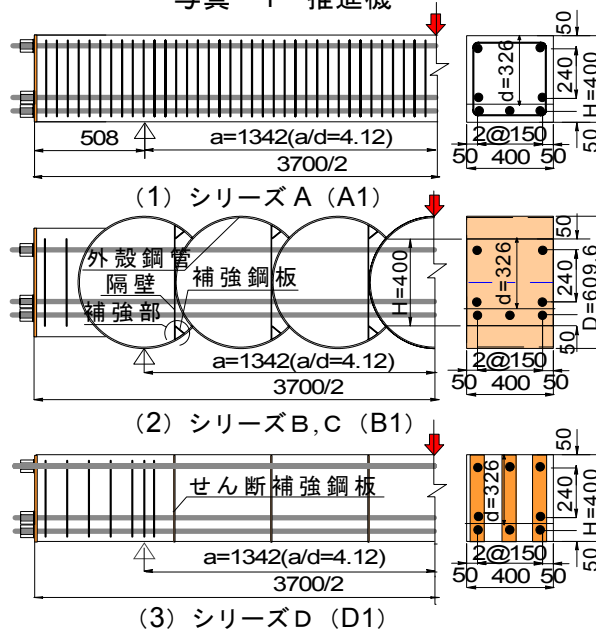


図-4 試験体形状

表-1 実験要因

シリーズ (構造形態)	試験体 NO.	H mm	d mm	ラップ率 H/D	シアスパン比 a/d	検討項目
A (RC)	A1	400	326	---	4.12	せん断補強鋼材 の違い
	A2				1.37	
B (複合)	B1	400	326	2/3	4.12	基準試験体 シアスパン比 シアスパン比 補強部コン充填有
	B2				1.37	
	B3				2.74	
	B4				4.12	
C (複合)	C1	300	226	1/2	4.60	H/D(隔壁間隔)
D (RC)	D1	400	326	---	4.12	Aのせん断補強筋と等価 断面のせん断補強鋼板
	D2				1.37	

1.37の3種類とした。B4は、B1の鋼管、隔壁、補強鋼板で囲まれる補強部内部をコンクリートで充填した試験体である。

Aシリーズは、部材高さをBシリーズのラップ部の部材高さと同じ400mmとし、Bシリーズとせん断耐力が同等になるようせん断補強鉄筋を均等に配置(D10@50mm)した鉄筋コンクリート(RC)試験体である。

Cシリーズは、ラップ率の影響を確認する目的で、ラップ率を1/2とした試験体である。

Dシリーズは、鋼殻エレメントの鋼管部がない場合のせん断性状を検討する試験体であり、Aシリーズのせん断補強筋と等断面かつ間隔はBシリーズの隔壁鋼材と同一位置に平鋼をせん断補強鋼板( $w=65\text{mm} \times 3, t=6.4\text{mm}$ )として配置した。シアパン比は4.12, 1.37とした。

#### 4. 実験方法

荷重装置を図-5に示す。加力は、1点集中の片側荷重とし、設計検討のためひび割れ発生までの各段階で除荷することとした。加力サイクルは、荷重制御によりひび割れ発生荷重の50%、ひび割れ発生荷重、せん断ひび割れ発生荷重で一旦除荷し、最大荷重後は荷重点における変位制御で破壊性状が確認できるまで荷重を行った。B2のみ本構造の最大荷重時の安定性を確認するために、追加で繰り返し荷重を行った。

変位計測は、荷重点変位の他に、B, C, Dシリーズでは鋼殻連結部のせん断ずれを計測した。ひずみは、主筋、せん断補強筋、鋼殻エレメント外周部、隔壁鋼板、補強鋼板およびせん断鋼板のひずみゲージで測定した。

#### 5. 実験結果および考察

##### 5.1 ひび割れ性状および変形状

図-6にひび割れ発生状況を示す。RCのAシリーズはひび割れが分散するが、B, C, Dシリーズは比較的少ない本数のひび割れ発生となっている。本構造のB, Cシリーズは、ひび割れの端部が鋼管まで達していないものが多く、鋼殻に

表-2 素材試験結果

a) 鉄筋・PC鋼棒

鉄筋 PC鋼棒	鋼種	降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	弾性係数 ( $\times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$ )	伸び (%)
D10	SD295	359	508	2.03	26.4
D25	B種1号	1,018	1,154	1.98	13.4

b) 鋼材

種類	鋼種	厚さ (mm)	降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	伸び (%)
鋼殻	STK400	6.4	370	512	35.3
隔壁	SS400	3.2	315	435	40.0
鋼板	SS400	6.4	311	446	29.0

c) コンクリート

試験体	養生	圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	弾性係数 ( $\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$ )	ポアソン比
D1, A1 B1, B4	封かん	61.8	4.50	2.91	0.21
B2, C1, A2 B3, D2	封かん	59.6	4.30	2.90	0.22

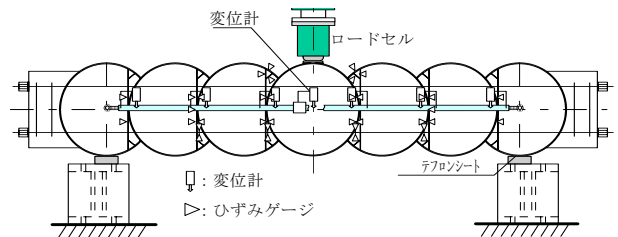


図-5 荷重装置

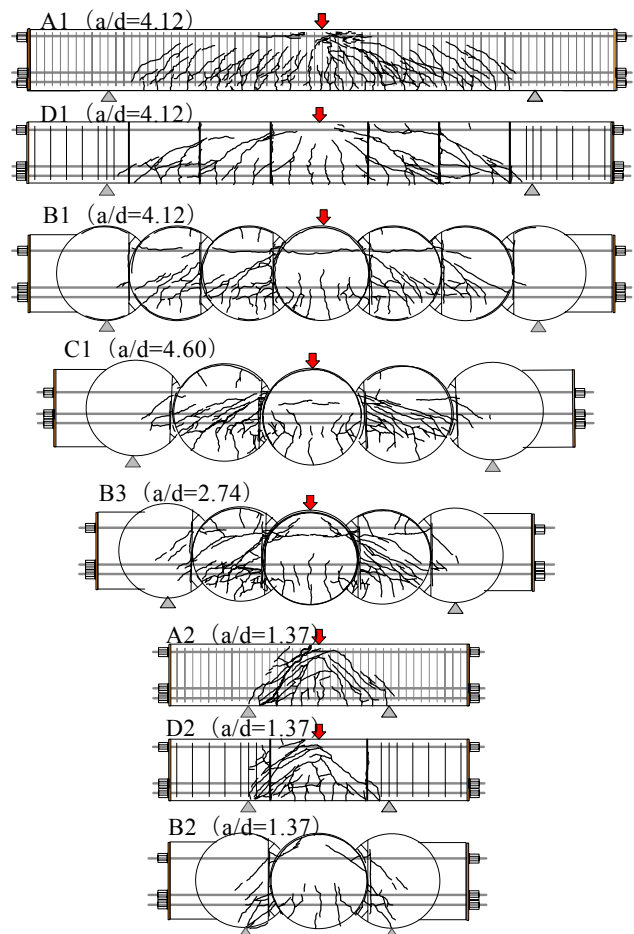


図-6 最終ひび割れ発生状況

よる内部コンクリート拘束の影響が伺える。

図-7にシアスパン比4.12のせん断力～変位関係を示す。初期剛性はD1のせん断ひび割れ発生200kN(変位8mm)まで4体ともほぼ同じである。これは、初期剛性が断面剛性に依存するためである。D1はせん断ひび割れ発生後、鉛直変位19mmの時点でせん断ひび割れ幅が増大し、せん断破壊を生じ耐力が急激に低下した。A1は、せん断ひび割れ発生まではD1と同様であるが、密なせん断補強筋により、鉛直変位22mmまでせん断ひび割れが進行せず耐力が増大したが、その後せん断ひび割れ幅の増大に伴い耐力が急激に低下した。B1はコンクリートのせん断ひび割れ発生後も鋼殻エレメントがひび割れを抑制し、最終的に圧縮側主筋がせん断変形し、鉛直変位56mmまで変形し、耐力の増加が緩やかになった。

なお、B1は試験体が支点鋼材と干渉する恐れがあったため最大耐力確認前に加力を終了したが、B4と同等の構造性能を有すると推察される。

図-8にシアスパン比1.37のせん断力～変位関係を示す。初期剛性はシアスパン比4.12と同様に3体とも同等である。D2はせん断ひび割れ発生後、鉛直変位0.4mm時にせん断ひび割れ幅が増大し耐力が急激に低下した。A2はせん断補強筋を密に配筋しているため、鉛直変位2.6mmまでせん断ひび割れが進行することなく耐力が増大したが、その後ひび割れ幅が増大し耐力が急激に低下した。B2はせん断ひび割れ発生後も鋼殻エレメントがせん断ひび割れ幅の増大を抑制するため、最終的に圧縮側主筋がせん断変形し、鉛直変位5.2mm以降耐力が低下した。B2は実験後に主筋をはつり鋼殻接合部主筋のせん断変形を目視確認している。

図-9に、B3(a/d=2.74)、H/Dが1/2のC1(a/d=4.60)をB1とともに示す。a/d、H/Dの違いにより初期剛性は異なるが、3体とも同様に紡錘形の変形性状を示している。

シリーズを通じて破壊モードは、最大荷重時の主筋ひずみがシアスパンに関わらずA、Dシリーズは0.2～0.5%程度、B、Cシリーズは1.0～

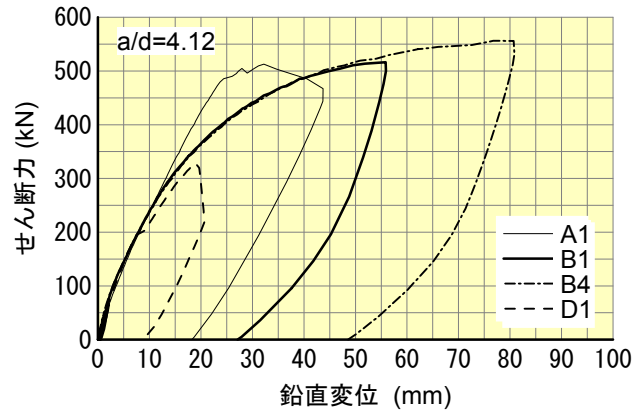


図-7 せん断力と鉛直変位の関係

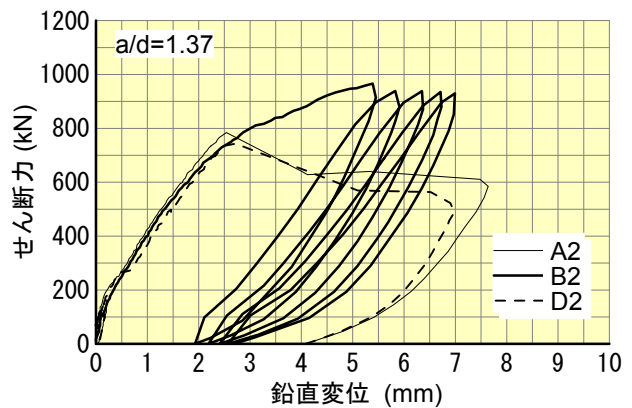


図-8 せん断力と鉛直変位の関係

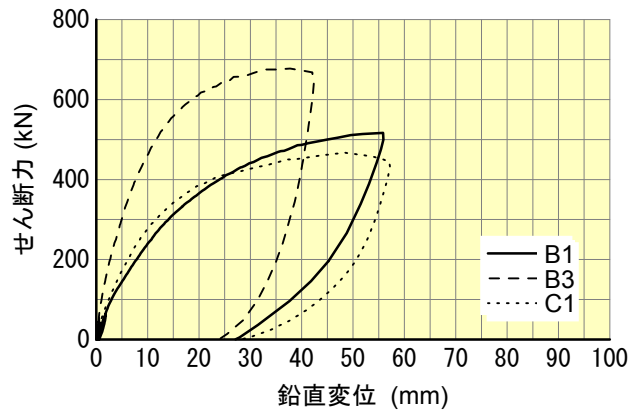


図-9 せん断力と鉛直変位の関係

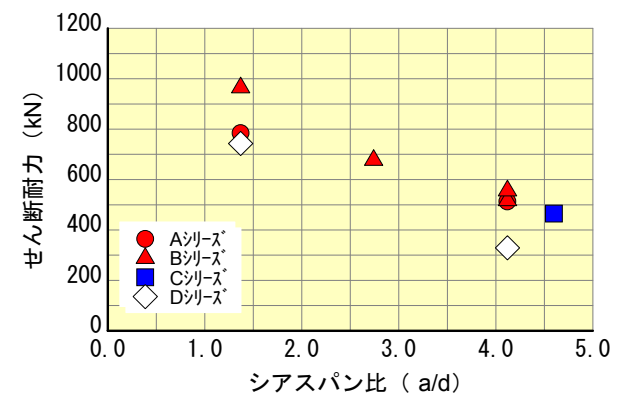


図-10 せん断耐力とシアスパン比の関係

1.5%程度発生しており、A,D シリーズは、せん断破壊、B,C シリーズは、曲げ降伏後のせん断破壊であると考えられる。

以上より、本複合構造はRC構造に比べ、コンクリートのせん断ひび割れ幅が抑制され、せん断変形性能に優れているといえる。

### 5.2 最大耐力

せん断耐力一覧を表-3 に示す。計算値は、鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物<sup>5)</sup> (以下、鉄道標準と呼ぶ) のせん断耐力算定式、鉄道標準の解説の二羽らの式と石橋らの式および HEP&JES 工法におけるせん断耐力評価式<sup>3)</sup> を用いて算定した。

図-10 にせん断スパン比とせん断耐力の関係を示す。Bシリーズのせん断耐力は、Aシリーズと同様にシアスパン比と相関関係にあることが確認された。CシリーズもBシリーズの延長線上にあり、同様の相関関係があることが推察される。図-11 にシアスパン比と実験値と計算値の比の関係を示す。BシリーズおよびCシリーズのせん断耐力は、RC部材を対象としたせん断耐力算定式である二羽らの式および石橋らの式で評価した値に対する比が 1.17~1.52 であり、両式で評価可能であることがわかる。一方、HEP&JES 式は無筋コンクリートのせん断耐力式を用いているため、想定破壊機構が異なるB、Cシリーズに適用した場合せん断補強鋼材の負担分が考慮されないため計算値が過小評価され、実験値との比が大きくなるため適用できない。Dシリーズは、シアスパン比 4.12 (D1) の場合、図-18, 19 のせん断補強鋼板のひずみ (0.1%程度) から、せん断補強鋼板が計算値 (Vsd) 上仮定する鋼材の降伏ひずみまで発生しておらず、このため実験値が小さくなった。これに対して、シアスパン比 1.37 (D2) の場合、せん断耐力はコンクリート負担分 (Vcd) が支配的となるため、石橋らの式で求めた計算値とよく一致している。

### 5.3 各部のひずみ

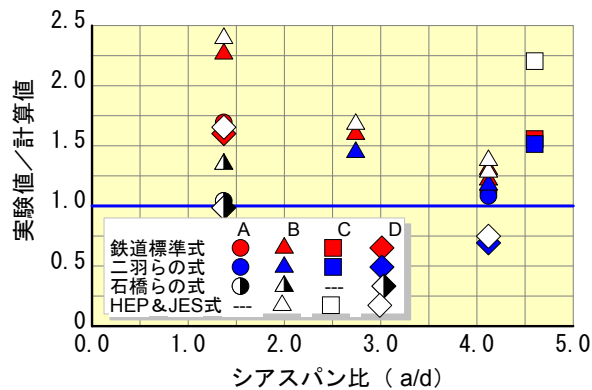


図-11 実験値/計算値比とシアスパン比

表-3 せん断耐力一覧

試験体名	適用式	計算値(kN)			実験値 V(kN)	実験/計算 V/Vyd
		Vcd	Vsd	Vyd		
A1	鉄道標準式	167	293	460	513	1.12
	二羽らの式	182	293	475		1.08
	HEP&JES式	-----	-----	-----		-----
A2	鉄道標準式	171	293	463	784	1.69
	石橋らの式	460	293	753		1.04
	HEP&JES式	-----	-----	-----		-----
B1	鉄道標準式	169	256	425	517	1.22
	二羽らの式	184	256	440		1.17
	HEP&JES式	445	403	403		1.28
B2	鉄道標準式	171	256	426	965	2.26
	石橋らの式	460	256	716		1.35
	HEP&JES式	449	403	403		2.39
B3	鉄道標準式	169	256	424	677	1.60
	二羽らの式	212	256	468		1.45
	HEP&JES式	444	403	403		1.68
B4	鉄道標準式	170	256	426	556	1.31
	二羽らの式	186	256	441		1.26
	HEP&JES式	448	403	403		1.38
C1	鉄道標準式	146	153	299	465	1.56
	二羽らの式	154	153	307		1.52
	HEP&JES式	211	403	211		2.20
D1	鉄道標準式	167	294	461	329	0.71
	二羽らの式	182	294	476		0.69
	HEP&JES式	440	463	440		0.75
D2	鉄道標準式	171	294	464	743	1.60
	石橋らの式	460	294	754		0.99
	HEP&JES式	449	463	449		1.66

ここで、

鉄道標準式  $V_{yd} = V_{cd1} + V_{sd}$

石橋らの式  $V_{yd} = V_{cd2} + V_{sd}$  ( $2.5 \geq a/d \geq 0.5$  の場合)

二羽らの式  $V_{yd} = V_{cd3} + V_{sd}$  ( $a/d \geq 2.5$  の場合)

HEP&JES式  $V_{yd} = \min(V_{cd4}, V_{us})$

$$V_{cd1} = \beta d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$V_{cd2} = 3.58(a/d) - 1.166 \cdot f_{cd}^{1/3} / 3 \beta d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$V_{cd3} = 0.94 \{0.75 + 1.4d/a\} \cdot f_{cd}^{1/3} / 3 \beta d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$V_{cd4} = 3.58(s/d) - 1.166 \cdot f_{cd}^{1/3} / 3 \beta d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$V_{sd} = \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / s\} \cdot z / \gamma_b$$

$$V_{us} = \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / s\} \cdot z / \gamma_b$$

図-12, 13にA1のせん断補強筋のひずみ, 図-14, 図-15にB1の隔壁部のひずみを示す。せん断補強筋(A1)および隔壁部(B1)は, せん断ひび割れが通過している箇所では降伏ひずみ(0.2%程度)を越えるひずみが発生し, せん断補強として機能している。これに対して, 鋼板でせん断補強筋を集約したD1は, 図-16, 17に示すように最大荷重時でも0.1%程度のひずみ発生であり, 十分にせん断補強効果を発揮していない。一方, 図-18, 19に示すように, 隔壁部と隣接する鋼管部は, 最大0.03%程度のひずみが発生しているが, せん断ひび割れが通過しないため, せん断力をほとんど負担しない。なお, B3, B4, C1とも各部のひずみはB1と同様の傾向を示した。

以上のせん断補強に関わる鋼材のひずみ性状から, 本構造は鋼殻が内部コンクリートを拘束することにより, 隔壁部がせん断力を負担する効果が高まることが確認できた。

## 6. まとめ

- 本構造のせん断実験で以下の知見を得た。
- (1) 本構造は鋼殻エレメントの拘束効果により, RC構造と同等以上のせん断耐力を有する。
  - (2) 本構造のせん断耐力は, 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物<sup>5)</sup>で評価することができる。
  - (3) 本構造(複合構造)は, RC構造に比べ, せん断変形性能に優れている。

謝辞: 本実験は, (財)鉄道総合技術研究所・構造物技術研究所の田村清満博士, 小西真治博士及び関係各位のご指導のもと実施した。ここに感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 柄川ほか: MMST 工法実用化の検討, トンネルと地下, Vol.28, No.1, pp.47-53, 1997.1
- 2) 大庭光商ほか: 施工目地のあるPC梁のせん断破壊性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.665-670, 1996.6
- 3) 鉄道ACT研究会, HEP&JES工法技術資料, 2001.1

- 4) 山口・笹谷・その他: 外殻鋼材で拘束された鉄筋コンクリート部材の力学的性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, p691~696, 2001.6
- 5) 鉄道総合技術研究所, 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 1992.10

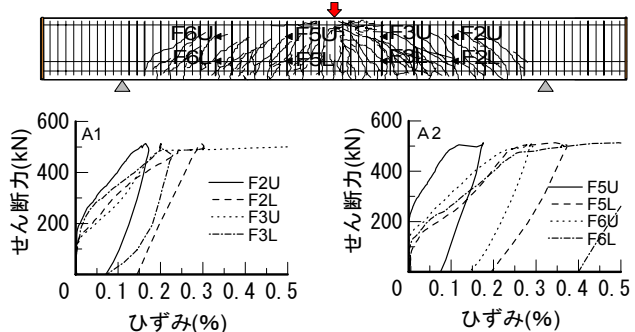


図-12 せん断補強筋のひずみ (A1)

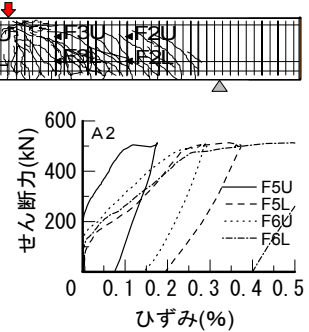


図-13 せん断補強筋のひずみ (A1)

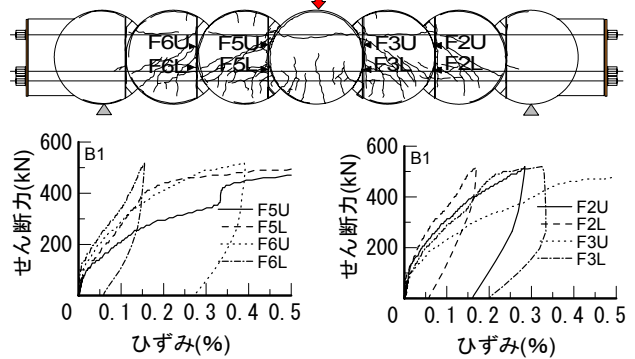


図-14 隔壁部のひずみ (B1)

図-15 隔壁部のひずみ (B1)

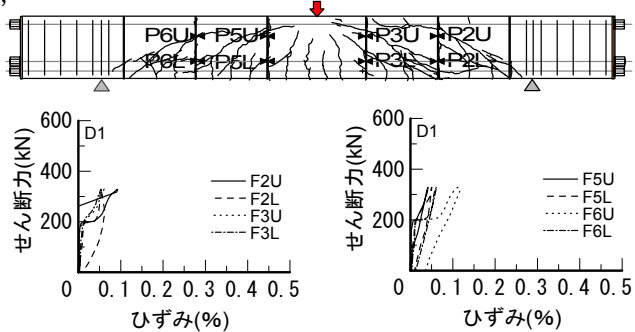


図-16 せん断補強鋼板のひずみ (D1)

図-17 せん断補強鋼板のひずみ (D1)

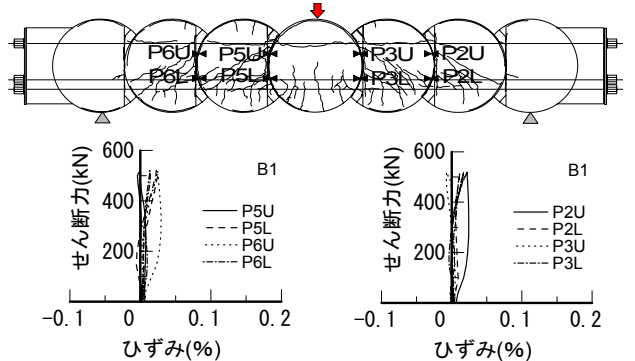


図-18 鋼管部のひずみ (B1)

図-19 鋼管部のひずみ (B1)