

# 鉛直継手による地中壁の一体化に関する実験的研究（その1）

——面外加力のせん断，曲げせん断，純曲げの実験——

武田 寿一      大内 一  
入沢 賢一      佐藤 峰生  
                    (本社 土木本部設計部)

## An Experimental Study on Development of Interconnection between Cast-in-Situ Diaphragm Walls by Vertical Construction Joint Method (Part 1)

——Tests of Reinforced Concrete Walls Subjected to Shear, Bending Shear, and Pure Bending Forces——

Toshikazu Takeda      Hajime Ohuchi  
Ken-ichi Irisawa      Mineo Sato

### Abstract

The object of this study is to establish a new method of constructing foundations by use of cast-in-situ diaphragm walls instead of caisson foundations which have been widely used. The main problem in providing the new method is how to design the vertical joint portions of the cast-in-situ walls which must be connected to adjacent walls as rigidly as possible in order to transfer shear and bending forces. A sophisticated method for the design of vertical joints is devised here. That is, the method consists of lapped splices of main horizontal reinforcing bars and shear connectors in steel joint boxes located at both edges along vertical joints.

To investigate the placeability, strength and stiffness of the vertical joints, 27 specimens of actual dimensions are tested for 4 sets of loadings, i.e., (1) shear, (2) bending shear, (3) pure bending, and (4) shear force in-plane. This report describes the results of the tests carried out for 22 specimens subjected to lateral forces normal to the walls, together with the test results of concrete cylinders cored from the above walls to confirm the properties of concrete.

From the test results, an experimental function to predict the shear strength of a joint is first proposed. Secondly, effects of development length on responses of joints and the stress transfer mechanism under loading coupling shear and bending are investigated from the behavior obtained.

As a conclusion, it can be said that the vertical joints developed here are strong enough to transfer stresses due to shear and bending if careful attention is paid to the design of the shear connector and development lengths of lapped splices. In addition, this method is superior in economy to that of caisson foundations.

### 概 要

従来のケーソンに代わる基礎として地中壁を利用するために、鋼製函体を介して水平主筋の重ね継手とシャーコネクタにより、壁体相互を一体化する鉛直継手工法を提案し、この工法による継手部の施工性と構造性能を実物大の地中壁で調査した。構造実験は、面外加力のせん断、曲げせん断、純曲げおよび面内加力のせん断の4シリーズを行なった。本報告は面外加力の3シリーズと地中壁体コンクリートの強度性状について報告している。

実験結果より、先づ、鋼製函体の接合鋼板面でのせん断力の伝達機構を考慮し、実験式を提案した。次に鋼製函体内での水平主筋の重ね継手と接合面とを考慮した曲げせん断、純曲げの実験より、継手長さの影響、曲げとせん断の組合せ応力下の応力伝達等継手の性能を強度、剛性および変形能を含めて検討した。その結果、シャーコネクタと継手長さに留意して設計すれば、本工法による壁体相互鉛直継手構造は、十分な構造性能を確保することが可能であることがわかった。

## 1. 序

当社では、従来仮設山留めに用いられてきた地中連続壁を、本体構造として、土水圧に耐える地下壁・杭・耐震壁として利用してきたが、いずれの場合も単位壁体間の水平主筋には継手がない。今回、橋梁基礎を対象として、OWS-SOLETANCHE 工法による強度・剛性ともに高い地下壁構造体を構築するべく、この水平主筋の継手即ち鉛直継手を設けて壁体相互を一体化する構築法を考案し、実物大の施工を行ない、その施工性の調査とその構造性能に関する実験を行なった。

その結果、従来工法のケーソンに比べて、本工法は、十分な構造性能を確保することができ、さらに容易に且つ安全に施工可能であり、工期短縮、工費節減が十分できることがわかった。

本研究では、鉛直継手部を設けた地中壁体（以下、継手壁体と略称）2パネル（幅0.8×長さ4.8×深さ11:m）と、これと比較するための一体打壁体の1パネル（幅0.8×長さ3.4×深さ11:m）とを泥水中で構築し、これを掘り出して、はり状の試験体に成形し、次の実験項目によって鉛直継手部に関する力学的性状を把握検討した。

- (1) 面外加力（一方向载荷）  
せん断・曲げせん断・純曲げに関する実験
- (2) 面内加力（逆対称正負繰返し载荷）  
せん断に関する実験

面外加力は、長期土水圧による場合もあるが、主に地震時応力度を対象としている。

本報告は、鉛直継手工法の施工要領、地中壁体のコンクリート強度性状及び上記(1)の面外加力実験結果について、地上製作試験体の結果とあわせ、述べたものである。

## 2. 本工法（鉛直継手工法）の施工要領

図-1に本工法の概要を3段階にわけて示す。段階1：従来の鉄筋籠の両側に、一面が鉛直方向に引き抜けるようにした鋼製函体のジョイントボックス（以下、J. BOXと略称）を取付け（図-2参照）、掘削孔に挿入し、J. BOX 以外の一般部のコンクリートを先行打設し、壁体Aを施工する。段階2：壁体Aの引抜板に沿って隣接壁体Bを掘削し、同じく J. BOX を装備した鉄筋籠を挿入し、J. BOX 以外のコンクリートを打設して、同じ手順で順次先行する。段階3：一般部のコンクリート硬化後、継手部の J. BOX は、引抜板を引抜き函体内を洗浄した後、継手部用の鉄筋籠を挿入し、コンクリートを打設する。この施工手順の繰返して、各壁体の鉛直継手を水平主筋の重ね継手によって連結し、一体化した構造体とする。なお、J. BOX には鋼製の底板があり、コンクリート打

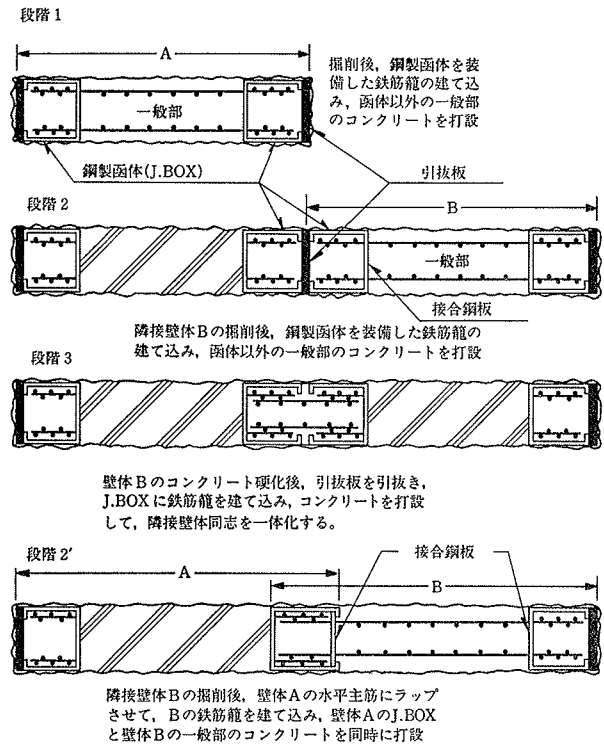


図-1 本工法の施工要領

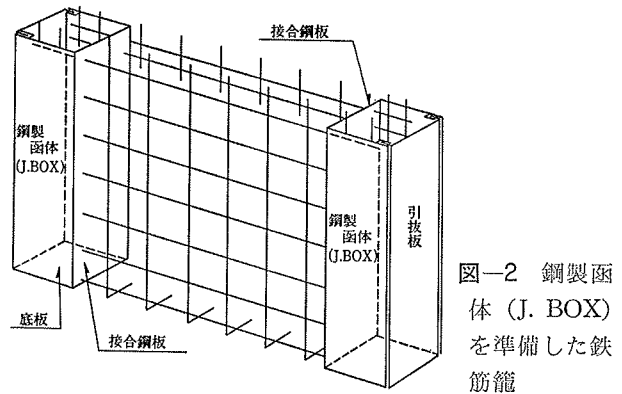


図-2 鋼製函体 (J. BOX) を準備した鉄筋籠

設時にコンクリートが J. BOX 内に流入するのを完全に防止する構造になっている。さらに上記のほか、種々のバリエーションも勿論考えられよう。同図の段階2'は、段階1の後、掘削をおこない、別種の接合鋼板を装備した鉄筋籠を挿入して行なう方法を示したもので、この際、本質的な力学的性状は前記のものとは変わらないと推察される。

地中壁の削孔には、当社の角型グラブを取付けた KELLY 掘削機を使用する。この掘削機には、油圧ジャッキによる垂直方向修正装置が付いており、1/500以上の垂直精度を十分確保できるようになっている。また同時に、垂直性を測定する装置によって常時掘削精度を調査確認し、高精度の削孔を行なうものである。

## 3. 実験概要

### 3.1. 実験計画

本工法による地中壁相互を一体化した壁体継手部の構

造形式について、構造上、次の問題点を検討する必要がある。

(1) J. BOX 内における水平主筋の重ね継手に関する力学的性状。

(2) J. BOX の接合鋼板とコンクリートとの付着強度及びせん断耐力。さらに、この接合面 (J. BOX の接合鋼板とコンクリートとの接触面) にシャーコネクターを用いた場合の構造的な性能。

(1)については、隣接壁体の水平主筋は J. BOX 内で重ね継手構造になっているため、鉄筋相互の応力伝達は鉄筋とコンクリートとの付着強度に依存している。この際、壁体から成形した試験体は、せん断補強筋がなく、通常のスターラップのあるはりの継手と異なる。

(2)については、J. BOX の接合鋼板とコンクリートとの付着による一体性はあまり期待できないので、この接合面のせん断抵抗を確保するための接合鉄筋比  $P_s$  (%) (水平主筋全断面積 / 全断面積) やシャーコネクター量を定量的、定性的に把握する必要がある。

面外力に対する継手壁体の一体性については、鉛直継手部に対し、土水圧方向の水平断面に対する曲げとせん断を考えればよい。

加力については、鉛直継手部を含めて種々の応力状態が考えられるが、本実験の主な実験パラメーターは次の通りである。

- (1) 各種継手部応力度に対応して載荷法を変える。  
載荷法: せん断 (S), 曲げせん断 (BS), 純曲げ (B) の3シリーズ
- (2) 接合鉄筋比 ( $P_s$ :%)
- (3) 接合面におけるシャーコネクター量
- (4) 継手位置と載荷位置との関係

### 3.2. 地中壁体パネルの製作

地中壁体パネルの削孔には、当社の丸形グラブを取付けた KELLY 掘削機を使用した。図-3 に示すように、本工法で結合した地中壁パネル2体 I, II (即ち、継手壁体) とダミー用の継手のない一体打地中壁パネル III を

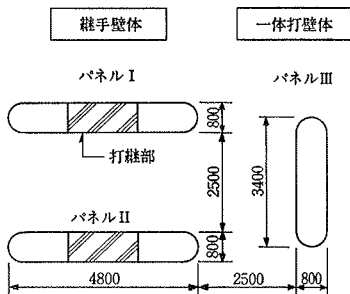


図-3 パネル配置図

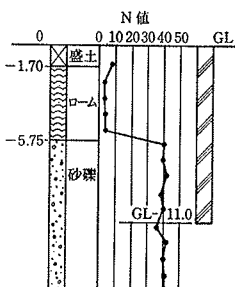


図-4 パネル施工位置の土質柱状図

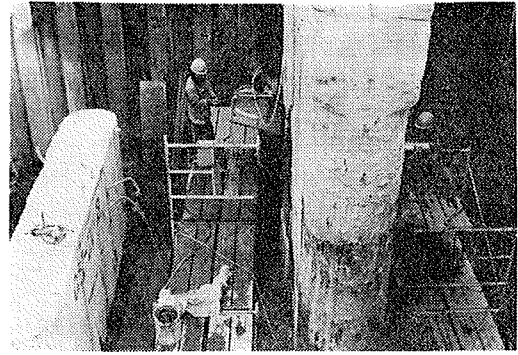
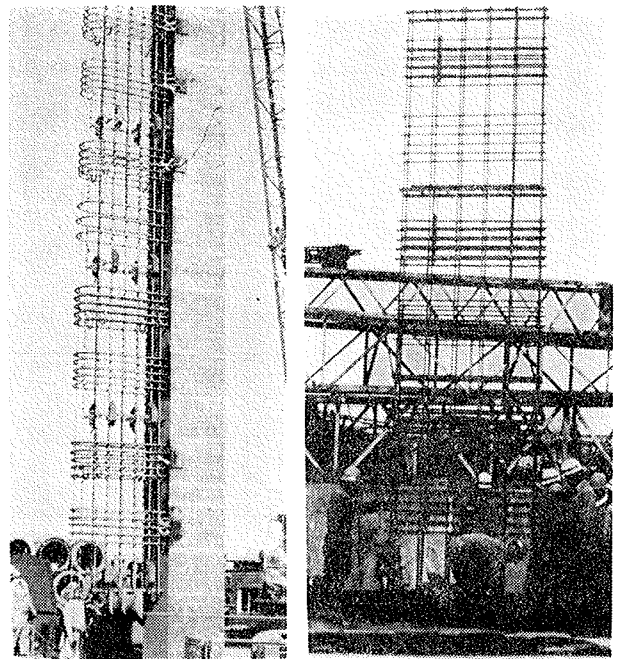


写真-1 掘り出したパネルの切断作業状況



J. BOX を装備した鉄筋籠 J. BOX 用の鉄筋籠

写真-2 鉄筋籠の吊込中

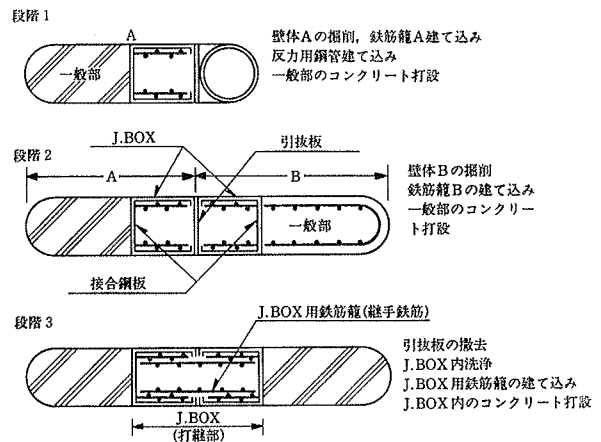


図-5 パネル I, II の施工要領

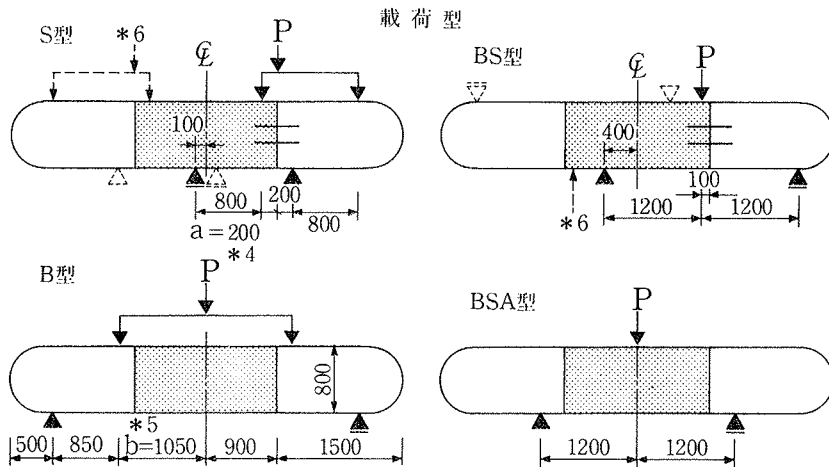
施工し、試験体は、これらを掘り出してコンクリートカッターで水平に切断し、はり状に成形したものである。

断面形状は、パネルⅠ、Ⅱが0.8×4.8×11(m)(壁厚×長さ×深さ)、パネルⅢが0.8×3.4×11(m)である。なお、パネル配置図及びその位置の土質柱状図を図-3、図-4に、パネルを掘り出して切断している状況を写-1に示す。

図-5に、継手壁体パネルⅠ、Ⅱの施工要領を示す。

図に示すように、パネルの製作には2. で述べた本工法を再現して、1パネルについて壁体A、BとJ. BOXの計3回のコンクリート打設により製作した。写-2に、J. BOXを装備した鉄筋籠とJ. BOX内に後からラップさせて挿入する打継部の鉄筋籠を示す。また、パネルⅢもⅠ、Ⅱと同一条件下で一体打の地中壁を施工した。一

実験シリーズ (載荷型)	試験体	断面形状 <sup>*1</sup>			鉄筋				コンクリート					試験体中心の深さ GL.(m)		
		b cm	D cm	d cm	重ね継手長さ	水平主鉄筋 As=As'	接合鉄筋比 P <sub>ST</sub> <sup>*2</sup>	シャークコネクター	F <sub>c</sub> (×10 <sup>5</sup> ) kg/cm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> (×10 <sup>5</sup> ) kg/cm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> (×10 <sup>-6</sup> )	σ <sub>ct</sub> kg/cm <sup>2</sup>	材令 日			
せん断 S	N51-S	74	81	71	一体打	3-D25	0.51%	無	420	2.84	2,300	28	70	-4.27		
	JP51-S	74	80	68	32φ				1.05	4-D32	424	2.94	2,200	24	91	-4.27
	JP51C-S	74	80	68					1.66	6-D32	464	2.60	2,800	29	203	-8.71
	N86-S	73	82	72	一体打	5-D25	0.86	無	420	2.84	2,300	28	70	-3.33		
	JP86-S	74	80	68	32φ				1.39	4-D32	424	2.94	2,200	24	91	-3.33
	JP86C-S	74	80	68					1.66	6-D32	464	2.60	2,800	29	203	-8.71
	JP86C2-S	74	80	68	1.39				4-D32	488	2.72	2,900	30	202	-8.71	
	JP134-S	73	80	68	25φ	5-D32	1.92	4-D32	434	2.74	2,200	25	136	-5.51		
	JP134C-S	73	80	68					1.92	4-D32	438	2.81	2,300	26	134	-5.51
曲げせん断 BS (BSA)	N86-BS	74	85	69	一体打	5-D25	0.86	無	450	2.82	2,300	29	181	-8.63		
	JP86-BS	74	80	68	32φ				1.39	4-D32	438	2.81	2,300	26	134	-6.45
	JP86C-BS	74	80	68					0.86	無	470	2.85	2,400	30	160	-8.63
	J86-BSA	74	80	61	0.86				無	470	2.85	2,400	30	160	-8.63	
	N134-BS	73	80	68	一体打	5-D32	1.90	4-D32	450	2.82	2,300	29	181	-7.69		
	JP134-BS	73	80	68	25φ				1.36	無	453	2.85	2,300	31	160	-7.69
JP134C-BS	73	80	68	25φ	1.90	4-D32	487	2.84	2,500	29	158	-7.69				
曲げ B	N49-B	74	80	68	一体打	5-D19	0.49	無	385	2.62	2,400	23	49	-1.15		
	J49-B			*7 61 (68)	42φ (36φ)				*3 5-D22	0.49	無	333	2.55	2,100	21	53
	J49A-B			68	一体打	5-D19	0.49	無	319	2.42	2,200	27	96	-2.09		
	No49-B			68	一体打	5-D19	0.49	無	319	2.42	2,200	27	96	地製 上作		
	Jo49-B			*7 61 (68)	42φ	5-D19	0.49	無	319	2.42	2,200	27	96	地製 上作		



- \*1) はり断面寸法は実測値  
b(幅)、D(全高)、d(有効高さ)
- \*2) 接合鉄筋比  $P_{ST} = \frac{\text{全鉄筋量}}{\text{全断面積}}$   
シャークコネクターがある場合は、これ  
も考慮する。
- \*3) 本体の水平主鉄筋はAs=As'=5-D19  
であり、J.BOXの水平主鉄筋が5-D22。
- \*4) JP86C3-Sだけ a=350mm
- \*5) N49-Bだけ 2b=850mm
- \*6) シャークコネクターのない試験体の載荷。
- \*7) 61cmはスパン中央部、68cmは接合面  
又は、重ね継手以外の一般部。
- \*8) φ: 鉄筋径

表-1 試験体一覧表 (各試験体の載荷型、断面性状、コンクリートの実験時強度性状を示す)

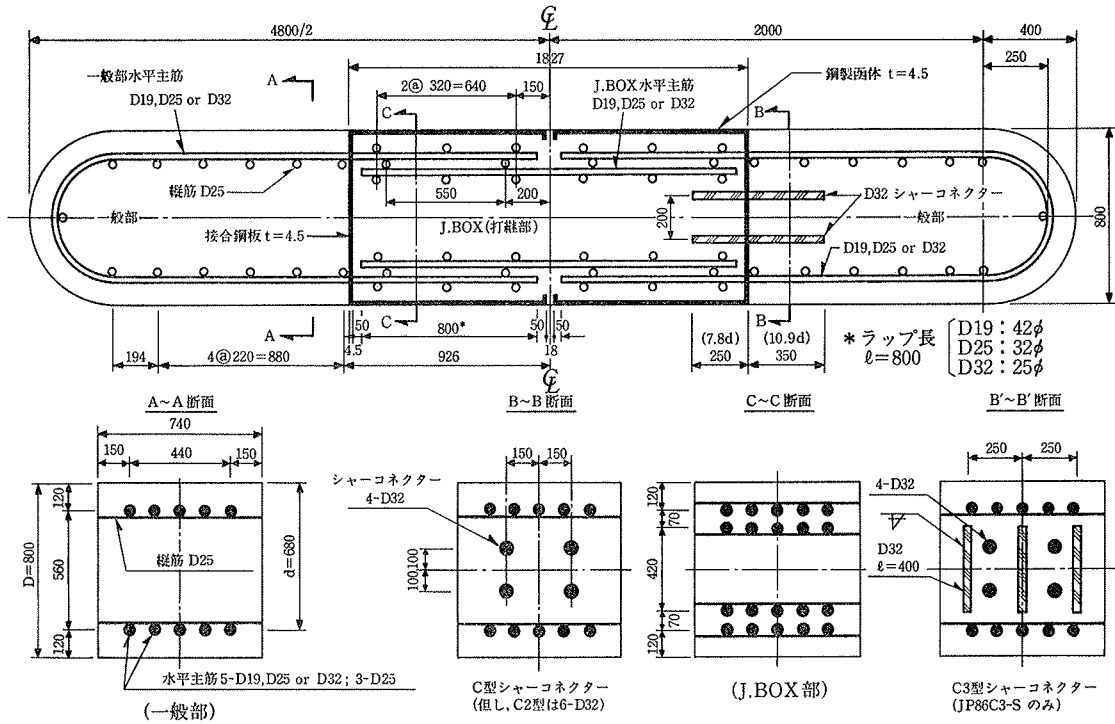


図-6 試験体の断面形状及び配筋 (パネル I, II から成形したはり状の試験体: 継手壁体)

方, 地上製作壁体は, 地中壁パネルから切り出してはり状に成形したときと同一の断面性状となるように, 配筋, コンクリート打設方向等を考慮して製作したもので, せん断補強筋もない。

### 3.3. 試験体

表-1に, 実験シリーズごとに試験体名, 断面形状, 配筋等を示す。試験体命名の原則を次に示す。

J: 地中製作継手試験体 J<sub>0</sub>: 地上製作継手試験体

N: // 一体打ち N<sub>0</sub>: // 一体打ち

P: J. BOX 接合面試験体

C, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>: 接合面シャーコネクタの種類

49, 51, 86, 134: 接合鉄筋比  $P_s = 0.49, 0.51, 0.86, 1.34\%$

S: せん断型加力

BS, BSA: 曲げせん断型加力

B: 純曲げ型加力

試験体の断面形状寸法と配筋詳細についてはパネル I, II から成形した継手壁体を図-6に, パネルIIIから成形した一体打ち試験体を図-7に示す。

地上製作の試験体の形状寸法と配筋は地中製作のものと同一であるが, 地上製作継手壁体 (はり状) には接合鋼板がない。

なお, せん断, あるいは曲げせん断シリーズの試験体名においてシャーコネクタの有無のみが相違しているものは, パネルから成形した一つの試験体の左右2カ所の接合鋼板部分をそれぞれ試験体とみたてたものであり, 表-1中の载荷型の説明図の実線, 点線加力はそれを示

している。JP86C2-S と JP86C3-S との関係も同様である。なお, 前記の関係にある場合, シャーコネクタのある方を先に実験した。

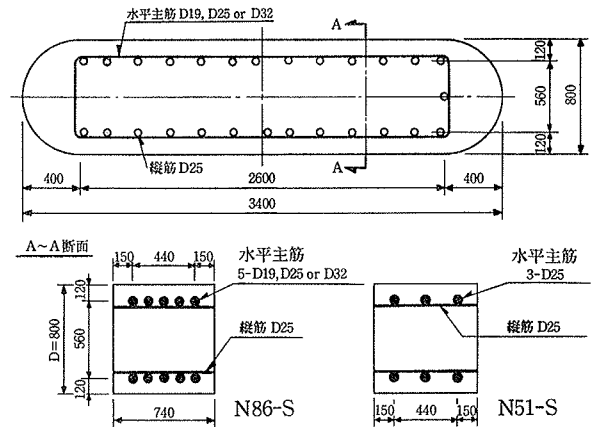


図-7 試験体の断面形状と配筋 (パネルIIIから成形したはり状の試験体: 一体打壁体)

W/C	細骨材率 %	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )				混和剤
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
44.5	39.8	179	403	689	1,056	0.121

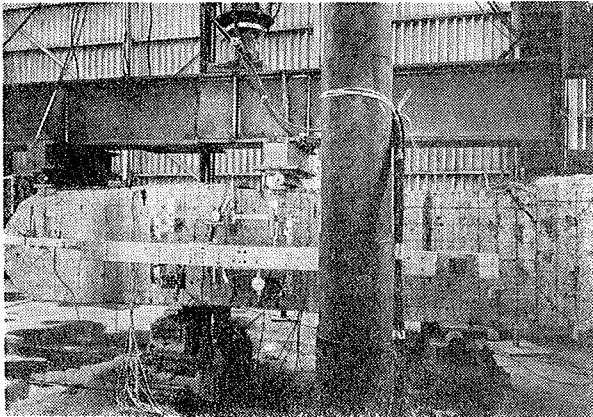
表-2 コンクリートの示方配合

鉄筋径	材質	$\sigma_{yk}$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_s$ ( $\times 10^4$ ) kg/cm <sup>2</sup>	伸率 %	備 考
D19	SD30	3,746	1.93	18.7	水平方向主筋
D22	SD30	3,568	1.80	15.9	"
D25	SD30	3,692	1.90	17.1	水平方向主筋, 縦筋
D32 (+ナメズ)	SD30	3,724	1.83	16.6	水平方向主筋, シャーコネクタ
D19	SD30	3,510	1.77	16.4	水平方向主筋 (No. J <sub>0</sub> シリーズ) (地上製作壁体)

表-3 鉄筋の物理的性質

3.4. 使用材料

(1) コンクリート、普通セメント、粗骨材最大寸法25 mm の川砂利、最大粒形 5 mm の川砂を用い、設計基準強度 210 kg/cm<sup>2</sup>、w/c=44.5%、スランプ 18±2.5 cm のレデーミクストコンクリートを使用した。コンクリートの示方配合を表一2に示す。地中壁体から採集したコアの試験体実験時における材料の性質を表一1に示す。



写真一3 実験状況の一例

なお、採集コアのコンクリートは採集後試験日まで空中養生とした。

(2) 鉄筋と J. BOX (鋼製函体)

使用した鉄筋は異形棒鋼 SD30 である。水平主筋は D19, D22, D25, D32, 縦筋は D25, シャーコネクターは D32 である。表一3に鉄筋の物理的性質を示す。

J. BOX の鋼製函体は、引抜板は 16-9, その他の部分には 16-4.5 の鋼板を山形鋼で補強して製作した。材質はいずれも SS41 である。

(3) 安定液にはポリマー泥水(ポリマー OP-4: 0.5%, ベントナイト: 1.0%, アスベスト: 0.5%, 糸くず: 0.5%, 清水: 97.5%)を用い、付着低下防止剤<sup>1)</sup>として亜硝酸ソーダ(外割0.03%)を添加した。

3.5. 加力及び測定方法

加力は一方向単調載荷を原則とした。各実験シリーズの加力パターンは表一1内の図に示してある。継手壁体の加力を中心に以下に述べる。

(1) せん断加力(S) 接合鋼板を反曲点とする逆対称加力で、せん断スパン  $l$  は 20 cm が原則。ただし、JP86C3-S のみ  $a=35$  cm。

(2) 曲げせん断加力(BS)

スパン 2.4 m, 接合鋼板をほぼ中央(実際には 10 cm 離す)とする中央一点集中載荷。

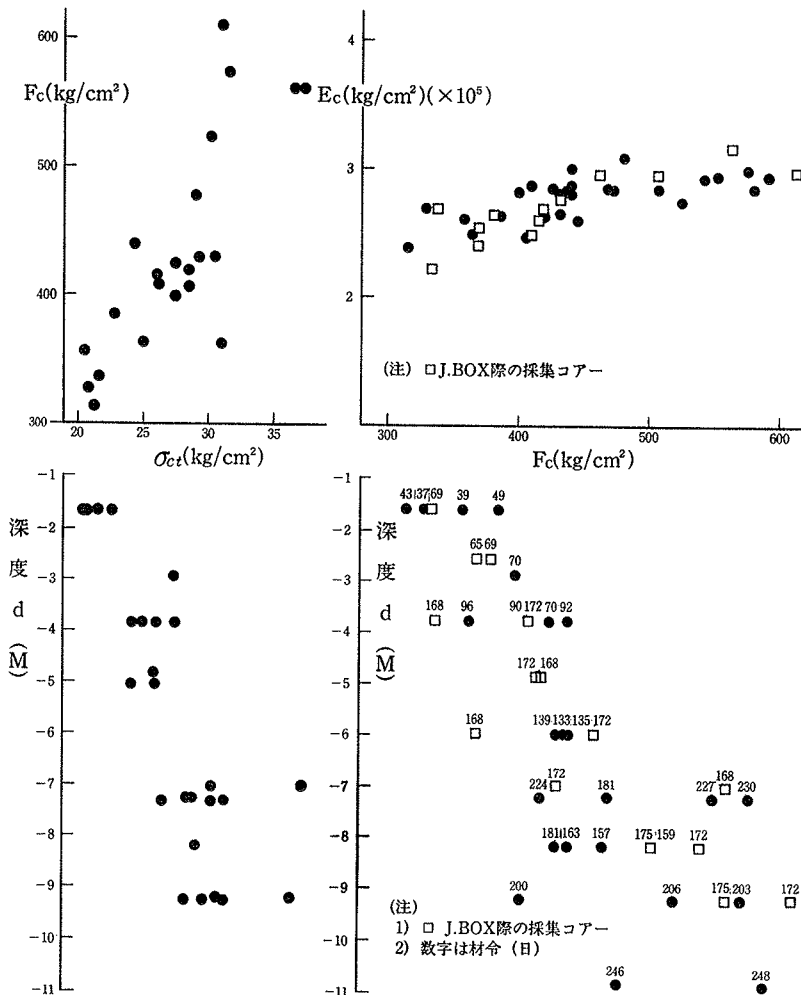
(3) 曲げせん断加力(BSA)

継手鉄筋(J. BOX 鉄筋籠)を中央とする集中載荷で、他は BS と同じ。

(4) 純曲げ加力(B) 継手部、接合鋼板を含む中央部長さ  $2b=2.1$  m の 2 点集中純曲げ加力。

但し、N49-B のみ  $2b=1.7$  m (表一1参照)

変位は、摺動式変位計を使用し、部材全体変位、J. BOX の接合鋼板とコンクリートとの鉛直ずれ変位、水平変位(開き)を測定した。鉄筋の歪度は W. S. G で測定した。写一3に実験状況の一例を示す。



図一8 コンクリート圧縮・割裂強度と深さ・弾性係数との関係図

4. 地中壁体のコンクリート強度性状

地中壁体パネルから水平に抜

き取った採集コア(φ100×800)をφ100×200のシリンダーに仕上げ、JIS A 1108とJIS A 1113によって、圧縮強度( $F_c$ )、割裂強度( $\sigma_{ct}$ )の試験を行なった(表-1参照)。強度と深度( $d$ )・弾性係数( $E_c$ )の関係を図-8に示す。なお、材令は37日~248日のものである。 $E_c$ はコンクリート強度の1/3割線弾性係数である。

特に、J. BOX 際のコンクリートの充填性とコンクリートの材料的性質を一般部と比較するため、接合鋼板から約3cm離れた位置で採集したコアの結果も同図にプロットした。この結果、この部分のコンクリートの性状は一般部と同等であるといえよう。

## 5. せん断実験の結果と検討(Sシリーズ)

継手壁体は、接合鉄筋比  $P_s=0.51, 0.86, 1.34\%$  の3種とシャーコネクタの有無によって計6体、 $P_s=0.86\%$ についてはコネクタ量の異なる壁体が更に2体、一体打が2体である。シャースパン比  $a/d$  はJP86C3-Sの約0.5以外はすべて約0.3である。合計10体の実験を行なった。

### 5.1. 破壊経過及び $P-\delta_s$ 曲線

図-9にひびわれ状況図を、図-10に  $P-\delta_s$  曲線を示す。

ここに、 $P$ は荷重(自重を考慮する)  $\tau$ は接合鋼板面平均せん断応力度( $Q/bjd$ )である。図-10に示すように、変位  $\delta_s$ は反曲点位置となる接合鋼板からそれぞれ20cm離れた加力点間の相対変位で、曲げせん断変形も含まれるが主に左右の相対ずれを表わすと考えられる。

一体打と継手壁体の破壊形式は顕著に異なり、前者は一挙に直接せん断に近い状態で破壊したが、後者はシャーコネクタの有無、シャースパン比( $a/d$ )によって破壊経過・耐力発揮機構に特異性がみられた。しかし接合鉄筋比の相違によって破壊パターンが異なることはなかったため、ひびわれ状況図の代表例として、接合鉄筋比  $P_s=0.86\%$  の場合を図-9に示す。

破壊経過は次の4形式に分類された。

(1) 一体打( $a/d \approx 0.3$ )は、剛性が破壊まで高く、水平主筋降伏前に平均せん断応力度( $\tau=Q/bjd$ )が43.2~61.2kg/cm<sup>2</sup>でせん断破壊した。

(2) シャーコネクタのない継手壁体( $a/d \approx 0.3$ )は、接合面のせん断ずれ変形により、初期から剛性の低下があらわれ、水平主筋の局部曲げ降伏後にdowel actionによる接合面から支点に向けて主筋沿いに割裂のひびわれが発生したが、さらに強度は漸増し、 $\delta_s \approx 5$ mm付近で、接合面でのせん断すべり現象が極めて顕著になり、僅かに強度は低下した試験体もある。しかし、この後の接合面のずれ変形の増大とともに再び強度は、漸増し、 $\delta_s=20$

~50mmで加力を打切って除荷した。

(3) シャーコネクタ付継手壁体( $a/d \approx 0.3$ )は、対応するコネクタなしの継手壁体に比べ、初期からコネクタ量に応じて剛性が高くなり、コネクタ、水平主筋の順で曲げ降伏し、コネクタ近傍の接合鋼板から斜めせん断にひびわれが付加される点等が異なる。その後の経過は、荷重の高低はあるがほぼ(2)と同じである。

$\tau-\delta_s$  曲線で(2)の場合も含め、 $\delta_s \approx 5$ mm付近で $\tau$ が極大値を示したこのすべり現象の特異点の $\tau$ を「すべりせん断降伏強度:  $\tau_{SL}$ 」と仮称し、この $\tau_{SL}$ や極大値が不明確な場合は $\delta_s=5$ mmのときの $\tau$ をもってせん断耐力の評価の基準値として以後取扱うことにした。

(4) シャーコネクタ付継手壁体( $a/d \approx 0.5$ )のJP86C3-Sは、JP86C-Sとせん断スパン比が特に異なるが、これと比べると、曲げの影響もあり変形が大きい。しかし変形が急増すると荷重はほぼ同じとなる。破壊については、継手中央(J. BOXの中央)部の曲げひび割れ、接合鋼板と中央部を結ぶ重ね継手部に付着ひびわれを生じ、重ね継手破壊した。

### 5.2. すべりせん断降伏強度: $\tau_{SL}$

(1)  $\tau_{SL}$ の実験式 接合面から3cm離れた点で主筋とシャーコネクタの両面に貼付したゲージの歪度 $\varepsilon$ と接合面の平均せん断応力度( $\tau=Q/bjd$ )との関係の一例を図-11に示す。いずれの試験体もこの図に示すように、正負ほぼ対称になり、鉄筋は接合面で局部的に曲げ変形し、鉄筋には軸力が余り作用していないことがわかる。したがって、すべりせん断降伏強度発揮機構は、Shear Friction Theoryとは異質のメカニズムであり、ここでは、コンクリートに埋設された接合全鉄筋(水平主筋、シャーコネクタ)の降伏時横抵抗( $\tau_{chang}$ )と、接合鋼板面とコンクリートとの初期時付着強度に若干の摩擦が作用した抵抗( $\tau_f$ )との和と仮定してみた。すなわち、

$$\tau_{SL} = \tau_{chang} + \tau_f \quad \dots\dots(1)$$

となる。 $\tau_{chang}$ 、 $\tau_f$ は次のようにして求まる。

$$\tau_{chang} = \frac{\sum Q_H}{bjd} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $Q_H^{(1)} = M_Y \cdot \beta / e^{-\pi/4} \sin \frac{\pi}{4} = \frac{M_Y \cdot \beta}{0.3224}$

$chang$ の式において、接合面の各鉄筋に作用するせん断力(杭の横抵抗)で地中に埋込まれた杭頭自由の地中部最大曲げモーメントの式。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad \text{バネ常数 } E_s \text{ はコンクリート弾性係数 } E_c, EI \text{ は各鉄筋の曲げ剛性。}$$

$M_Y$ : 鉄筋ファイバー降伏時の鉄筋の曲げモーメント

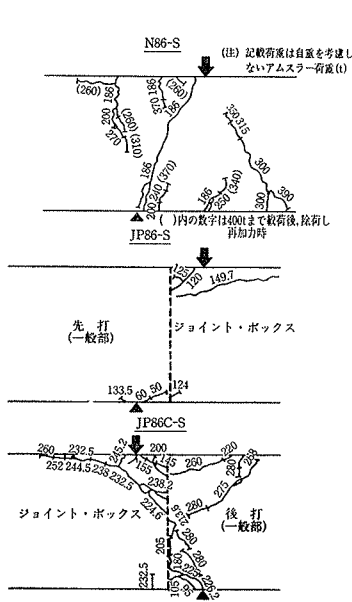


図-9 ひびわれ状況図

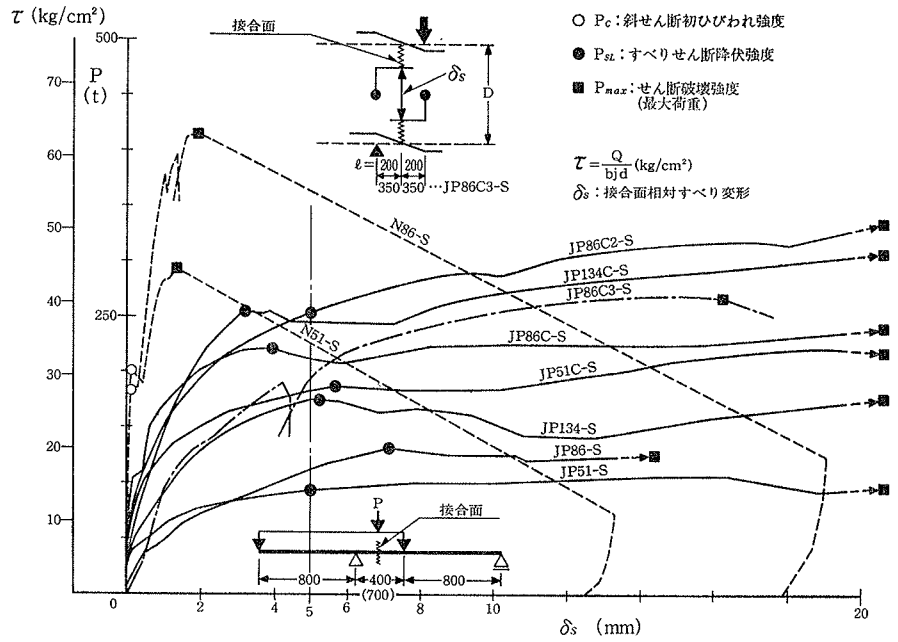


図-10 p~δs 曲線 (接合面をはさむ a/d≒0.3 の相対せん断すべり量)

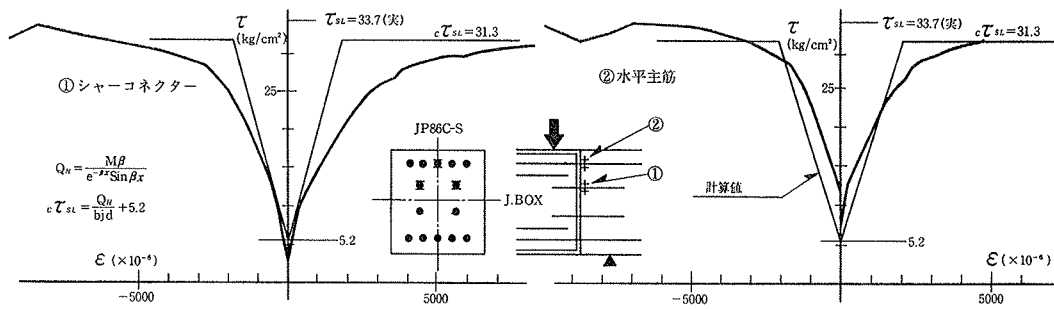


図-11 τ~ε 曲線 (平均せん断応力度と鉄筋の歪度)

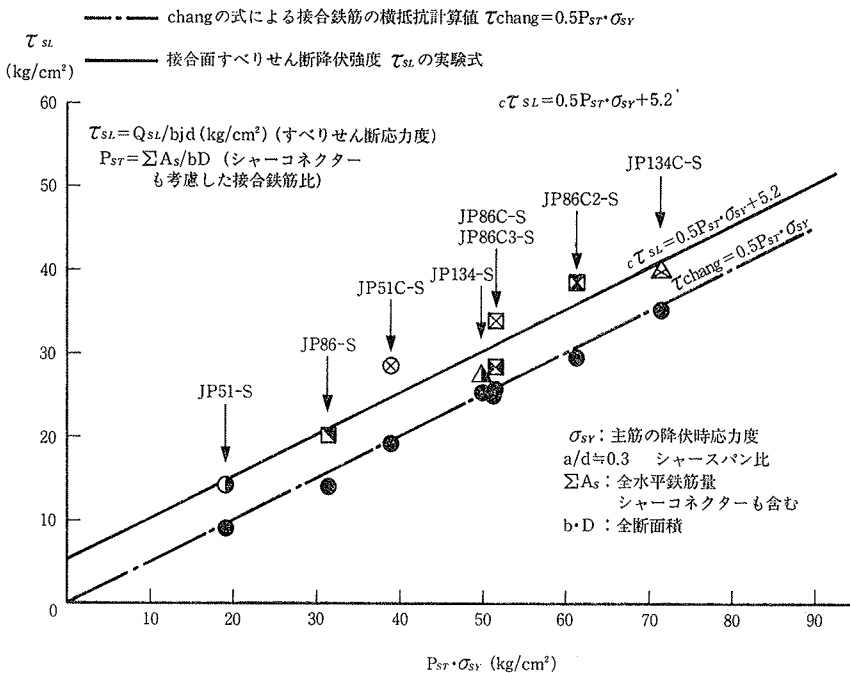


図-12 τsl~Pst·σsy (接合面のすべりせん断降伏強度と、接合鉄筋比と水平主筋降伏強度の積との関係)

bjd: 接合面有効断面積  
各試験体の実験値  $\tau_{sl}$  と  $P_{st} \cdot \sigma_{sy}$  の関係を図-12に示す。但し、 $P_{st} = (\text{シャークネクターも考慮した接合全鉄筋量}) / (\text{全断面積})$  である。同図に式(2)で求めた値  $\tau_{chang}$  を黒丸でプロットし、 $P_{st} \cdot \sigma_{sy}$  との関係を近似的に求めると次のようになる。

$$\tau_{chang} = 0.5P_{st} \cdot \sigma_{sy} \dots\dots(3)$$

図-12に示す各試験体の  $P_{st} \cdot \sigma_{sy}$  と対応する  $\tau_{sl}$  の実験結果に、式(3)と同一勾配で平行移動させると、 $\tau_f = 5.2 \text{ kg/cm}^2$  が得られる。したがって、 $\tau_{sl}$  の実験式は次式



で表わされる。

$$c\tau_{SL} = 0.5P_{ST} \cdot \sigma_{sy} + 5.2 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots(4)$$

## (2) $\tau_{SL}$ の実験式と $\tau \sim \varepsilon$ 曲線の関係

式(1)で、 $\tau_{chang}$  を鉄筋のファイバー降伏時とし、 $\tau_f$  を  $5.2 \text{ kg/cm}^2$  とし、図-11の  $\tau \sim \varepsilon$  曲線に対応させた。すなわち、 $\tau = \tau_f = 5.2 \text{ kg/cm}^2$  までは鉄筋の歪度  $\varepsilon = 0$  とし、鉄筋のファイバーが降伏する鉄筋応力度のときのせん断応力度を式(3)より求めて、その間直線としたのが図-11の実線で示した計算値である。なお、 $\tau_{chang}$  では最大曲げモーメント位置は接合鋼板から約  $3.3 \text{ cm}$  であり、鉄筋ひずみ測定位置  $3 \text{ cm}$  と丁度対応した。この結果、シャーコネクターの歪度の実験値は計算値よりかなり大きく増大したのに対し、水平主筋の歪度はコネクタよりコンクリートの拘束度が小さく、若干遅れている。したがって、シャーコネクタがせん断に対し非常に有効に働いていることが推察される。さらに、前述のせん断力の伝達機構が妥当であることが示唆された。

## 5.3. まとめ

(1) 継手壁体の接合鋼板を反力点としたせん断実験では、一体打と異なり、接合鋼板ではコンクリートとの付着による一体性に乏しく、せん断力によるすべりを生じるが、主筋、シャーコネクタとも局部曲げによってこのすべりに抵抗する。この場合の変形能は非常に大きい。せん断応力度～すべり曲線で初めて極大を示す点、あるいはそれに準じた点のせん断応力度(約  $5 \text{ mm}$  程度のすべりが多い)を「すべりせん断降伏強度」と名付けた。この強度は、接合鋼板面の付着強度も加味した摩擦抵抗と鉄筋を杭とみだした  $chang$  の式(鉄筋ファイバー降伏時の鉄筋の曲げモーメントを用いる)による横抵抗との和と仮定して、式(4)が得られた。

この機構は鉄筋に貼ったゲージからもうかがわれた。

(2) シャーコネクタは D32、定着長  $8\phi$  で、せん断力の伝達に有効に作用した。

## 6. 曲げせん断実験の結果と検討 (BS シリーズ)

継手壁体のうち、接合鉄筋比  $P_s = 0.86\%$ 、 $1.34\%$  と 2 種のシャーコネクタの有無とによる計 4 体は、接合鋼板がクリティカルになる BS 型加力、更に  $P_s = 0.86\%$  で継手中央がクリティカルになる BSA 型加力を 1 体、一体打壁体については、 $P_s$  に対応して 2 体あり、合計 7 体の実験を行なった。

### 6.1. 破壊経過

図-13にひびわれ状況図の一部を示す。

(1) 一体打壁体 2 体は、スパン中央部の曲げひびわれの後、反力点近くから斜めせん断ひびわれが発生し、主

筋曲げ降伏後斜引張破壊した。一方、BS 型加力の継手壁体では、いずれも破壊パターンは同じで、曲げにより接合面で若干の開きを生じ、斜めひびわれ発生後主筋降伏前に重ね継手が破壊した。接合鉄筋比が大きく、またシャーコネクタのあるものほど、同じせん断応力度に対し、接合面の開きは小さい。

(2) BSA 型の J86-BSA は、対応する BS 型と若干パターンが異なり、加力増加に伴い接合面のずれが比較的顕著になり、中央部曲げにひびわれが発生し、上主筋に沿って付着ひびわれが接合鋼板に向かって進展した後、一挙に下ば筋の重ね継手が破壊した。

### 6.2. 荷重～変位曲線 (P- $\delta$ 曲線)

荷重 P (自重を考慮する) と支点に対するスパン中央の撓み  $\delta$  の関係を図-14に示す。図中の計算値は、塑性域での剛性低下は曲げに対してのみ考えたものである。

一体打の弾性剛性は計算値とよく一致しているが、曲げせん断ひびわれ発生 ( $\tau = 9 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ ) で急激に剛性が低下し、主筋降伏後部材角  $1/80$  程度で斜引張破壊した。

BS 型加力の継手壁体では、接合鉄筋比  $P_s$  に拘らず、その初期剛性は、シャーコネクタがない場合は一体打の約  $1/3$  であるが、ある場合には約  $1/2$  で、その後最大荷重近傍まで一体打よりむしろ変形が小さい。

BSA 型加力の J86-BSA は BS 型加力の試験体と比べると、初期剛性は同じである。しかし接合面の鉛直ずれ変形等による影響のためか、その後一時的に剛性低下が大きくなり、主筋が曲げ降伏し BS 型より耐力は高くなり、最終的に重ね継手が破壊した。

### 6.3. 接合面の鉛直ずれ変位 ( $\delta_v$ ) と水平変位 ( $\delta_H$ )

図-15に、平均せん断応力度 ( $\tau = Q/bjd$ ) と  $\delta_v$ 、 $\delta_H$  の関係の一例を、接合鉄筋比  $0.86\%$  の継手壁体について示す。ここに、 $\delta_v$ 、 $\delta_H$  は、はり中心位置で接合面から両側に  $5 \text{ cm}$  離れた点で、接合面における相対的な鉛直ずれと開きの変位である。

せん断ひびわれ強度時 ( $\tau = 10 \sim 11 \text{ kg/cm}^2$ ) において、スパン中央の全体変形  $\delta$  と  $\delta_v$ 、 $\delta_H$  の関係をみると、BS 型加力のシャーコネクタのない場合は、 $\delta = 1.6 \text{ mm}$  に対し  $\delta_v = 0.93 \text{ mm}$ 、 $\delta_H = 0.4 \text{ mm}$  であるが、破壊時の  $\delta = 8 \text{ mm}$  に対しても鉛直ずれはほとんど伸びなかった。コネクタのある場合は、 $\delta = 1.4 \text{ mm}$  に対し  $\delta_v = 0.13 \text{ mm}$ 、 $\delta_H = 0.26 \text{ mm}$  とシャーコネクタの効果が大きい。一方、BSA 型の J86-BSA は、同じく  $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$  において、 $\delta = 2.8 \text{ mm}$  に対し  $\delta_v = 2.5 \text{ mm}$ 、 $\delta_H = 0.2 \text{ mm}$  と鉛直ずれが BS 型に比べ顕著に大きい。なお、BS 型の  $P_s = 1.34\%$  の場合にも、 $0.86\%$  とほぼ同程度にシャーコネクタの効果があつた。

項目 試験体	継手長さ φ鉄筋径	コンクリート強度 F <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	斜めせん断ひびわれ			降伏荷重			最大荷重				計算式 斜めせん断ひびわれ(ACI規準) $e\tau_c = 0.504\sqrt{F_c} + 176\frac{d}{a}$ .....A 下端筋曲げ降伏荷重 $eP_y$ (e関数法) .....B 平均せん断応力度 $\tau = \frac{Q}{bjd}$ 重ね継手付着応力度 $\tau_\phi = \frac{M}{l\phi d}$ a: シャースパン φ: 鉄筋周長 l: 重ね継手長さ p: 引張鉄筋比
			実		実/A	実	計	実/B	実		実(付着)	実/B	
			P <sub>c</sub>	τ <sub>c</sub>		P <sub>y</sub>	B		P <sub>max</sub>	τ <sub>φ</sub>	τ <sub>φ</sub>		
N86-BS	一体打	450	t 85	kg/cm <sup>2</sup> 9.9	0.88	t 115	t 99.6	1.10	t 120	kg/cm <sup>2</sup> 13.8	kg/cm <sup>2</sup>	1.20	
JP86-BS	32φ	434	84	10.2	0.93	—	99.8	—	98	11.8	30.6	0.98	
JP86C-BS		438	112	13.3	1.21	—	99.8	—	113	13.4	35.5	1.13	
J86-BSA		470	—	—	—	107	91.2	1.17	117	13.6	37.0	1.28	
N134-BS	一体打	450	80	9.1	0.79	184	163	1.13	208	23.0		1.28	
JP134-BS	25φ	453	94	11.5	1.00	—	155	—	111	13.4	27.9	0.72	
JP134C-BS		487	122	14.7	1.24	—	155	—	128	15.4	32.1	0.83	

表-4 実験結果一覧表

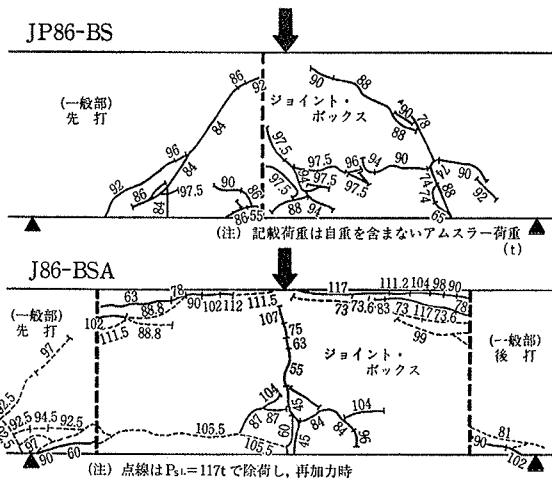


図-13 ひびわれ状況図

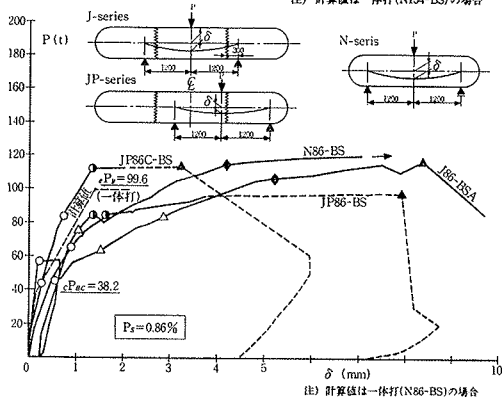
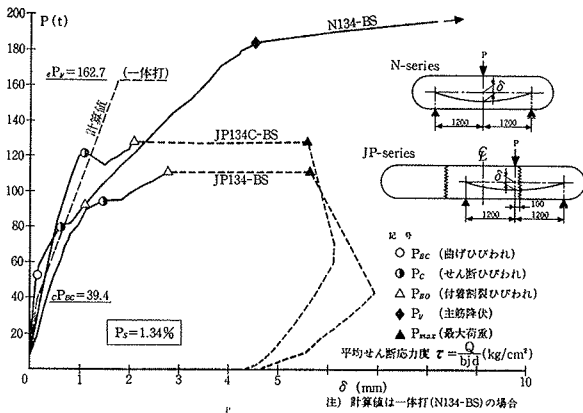


図-14 荷重～変位曲線

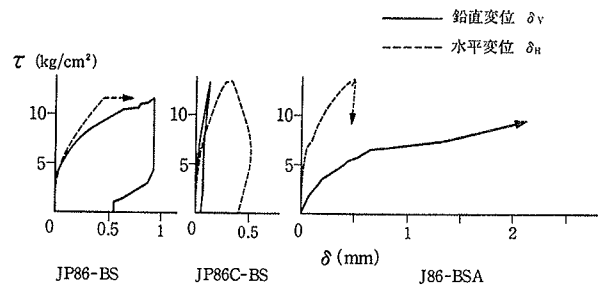


図-15 接合面の鉛直ずれ・水平(開き)変位

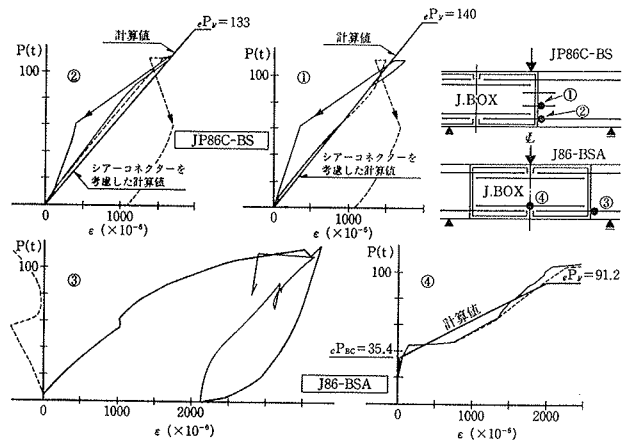


図-16 荷重～歪度曲線 (P~ε 曲線)

#### 6.4. 強度

諸強度の実験値と計算との比率とを表-4に示す。降伏荷重は鉄筋の降伏歪度から判定した。

(1) 一体打は、いずれも降伏荷重を確認できたのに対し、BS型加力の継手壁体ではJP86C-BSが降伏荷重計算値(e関数法による下端筋降伏荷重)をこえたものの降伏現象を確認できていない。

(2) BS型加力で、シャコネクターがない場合最大荷重の降伏荷重計算値に対する比は、JP86-BS(主筋D25, 継手長さ32φ: φは鉄筋径)では0.98, JP134-BS(主筋D32, 25φ)では0.72であった。一体打のこの比率1.20, 1.28に比べ、継手長さが短い程その差がでている。

付着強度でみると、D25、D32に対しそれぞれ30.6 kg/cm<sup>2</sup>、27.9 kg/cm<sup>2</sup>であり、大きな差はなく、土木学会標準示方書の通常の地震時許容応力度30 kg/cm<sup>2</sup>( $\sigma_{ck} \geq 400 \text{ kg/cm}^2$ )に相当する値である。この強度は通常考えられている値より小さいが、その原因の一つはあばら筋がないことによる。小倉はD16の継手両引き試験によって付着強度はあばら筋が0のときの強度約36 kg/cm<sup>2</sup>からあばら筋量に比例して増大してゆくことを示している<sup>2)</sup>。また本試験のように、斜めひびわれが生ずる場合はせん断力の伝達機構とからんで付着継手には厳しい条件下になると考えられる。勿論、水中コンクリートであるための劣化も考えられる。ちなみに、BSA型加力のJ86—BSAでは斜めひびわれが発生せず、付着強度は37 kg/cm<sup>2</sup>とJP86—BSの30.6 kg/cm<sup>2</sup>よりかなり大きな値となっている。また、最大荷重時の平均せん断応力度 $\tau_u$ は、JP86—BS、JP134—BSについてそれぞれ11.8 kg/cm<sup>2</sup>、13.4 kg/cm<sup>2</sup>であり、一方シャーコネクターのあるJP86C—BS、JP134C—BSでは13.4 kg/cm<sup>2</sup>、15.4 kg/cm<sup>2</sup>と若干大きくなっている。

### 6.5. 荷重～歪度曲線(P-ε曲線)

図-16に、 $P_s=0.86\%$ 打継壁体のBS型とBSA型との載荷型によるP-ε曲線の相違を示す。εは鉄筋の両面に貼付したゲージによる歪度である。Pは荷重(但し自重を考慮する)である。

(1) BS型加力の接合面近傍での下ば筋及びシャーコネクターの歪度には、最大荷重113tまでほとんど曲げを生じておらず、接合面位置で引張側にコンクリートを無視した平面保持を仮定した計算値とほとんど一致した動きを示した。なお、JP134C—BSも同様な挙動を示した。

(2) BSA型加力の接合面近傍での下ば筋には当初から曲げを生じており、特に引張ひずみが多い。一方、継手部中央ではコンクリートに引張力が当初働き、曲げひびわれが入ると、コンクリート塑性論によるP～εの関係に近似してくる。これは、ここには示していないが、一体打のP～εの関係とほぼ近似した性質を示している。

曲げとせん断力の組合せに応じて、接合面近傍の鉄筋のひずみは種々の挙動を示したことは興味深い。

### 6.6. まとめ

(1) 接合鋼板近傍がクリティカルになる加力の場合継手長さが32φ(D25)、25φ(D32)の壁体はいずれも主筋降伏前に重ね継手破壊したが、32φの場合は曲げ降伏強度計算値にほぼ達しており、このときの付着強度は30.6 kg/cm<sup>2</sup>、一方、25φでは27.9 kg/cm<sup>2</sup>であった。この値は土木学会示方書の地震時許容応力度程度であるが、

付着強度はコンクリートのせん断応力度に若干影響されよう。

(2) シャーコネクターを設けた場合は、上記(1)の約20%増しとなった。

(3) 継手長さ32φ中で継手鉄筋中央がクリティカルになる加力の場合、主筋は曲げ降伏し、破壊時の付着強度は37 kg/cm<sup>2</sup>と(1)の場合より高い値を得た。

(4) せん断力が作用していても、接合鋼板で曲げが卓越する場合、主筋ならびにシャーコネクターには局部曲げがあらわれず、平面保持的に引張力が卓越する。一方、接合鋼板位置でせん断が卓越する場合には、鉄筋の局部曲げがかなり大きく、且つ曲げモーメントが小さいにも拘らず引張歪が大きい。

(5) 継手壁体の試験体の剛性は、弾性域では一体打よりも低い、ひびわれ発生以後では差は縮まる。また、シャーコネクターは剛性にも大きく寄与する。

## 7. 純曲げ実験の結果と検討(Bシリーズ)

継手壁体は、接合鉄筋比 $P_s=0.49\%$ の2体で、J.BOX内に後から投入する重ね継手主筋が、J49—Bでは一般部と同じD19、J49A—BだけはD22とサイズアップしている。比較用の地上製作継手壁体は継手の有無により $J_0$ 、 $N_0$ の記号を付した計2体である。一方、一体打地中壁のN49—B1体だけは、中央純曲げ区間の長さが他の4体と異なる。合計5体の実験を行なった。

なお、継手壁体の地中壁と地上製作との区別は、本項に限り地中継手壁体および地上製作継手壁体と仮称する。

### 7.1. 破壊経過

地中壁一体打N49—Bと地上製作一体打 $N_0$ 49—Bはいずれも主筋曲げ降伏後、コンクリート圧壊で最大耐力が決まった。一方、継手壁体3体はそれぞれ破壊経過に特異性がみられた。図-17に地中継手壁体2体のひびわれ状況図を示す。

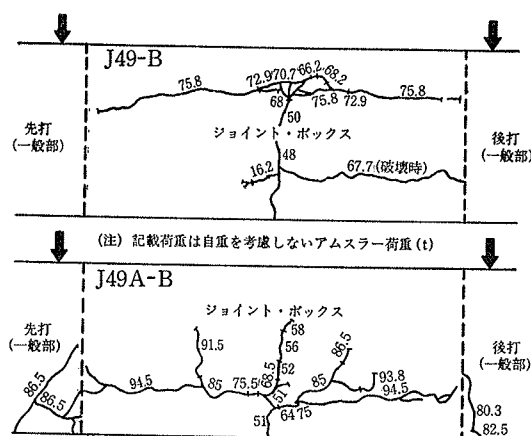


図-17 ひびわれ状況図

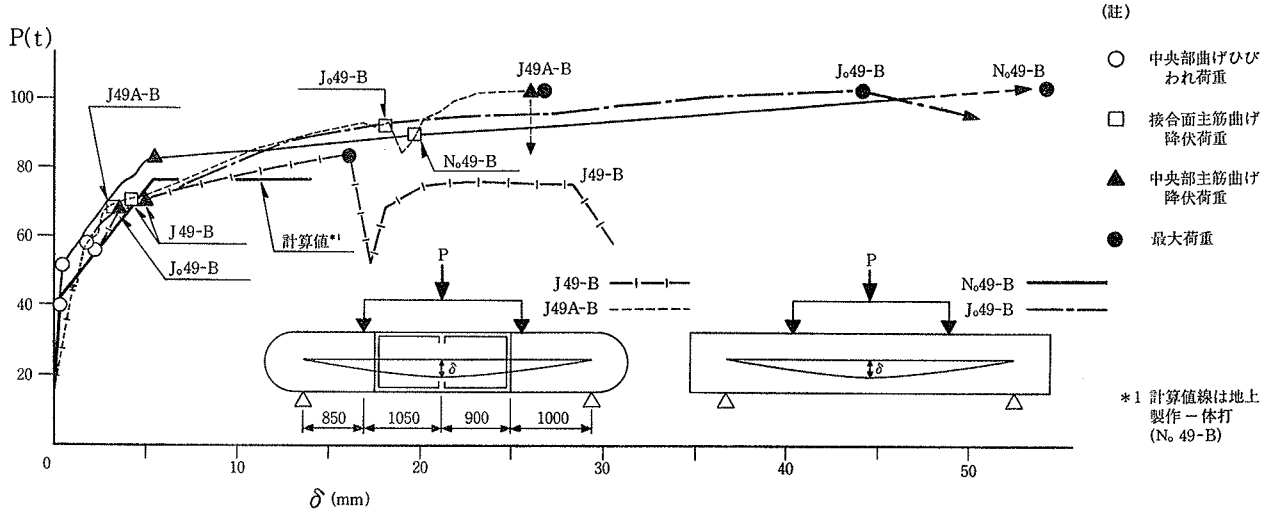


図-18 スパン中央部における荷重～変位曲線 (P～δ 曲線)

試験体	継手長さ φ:鉄筋径	コンクリート強度 Fc kg/cm <sup>2</sup>	降伏荷重						最大荷重			
			中央部			接合面			実 P <sub>max</sub> t	実/B <sub>1</sub>	付着 実 τ <sub>ψ</sub> kg/cm <sup>2</sup>	
			実 P <sub>y</sub> t	計 B <sub>1</sub> t	実/B <sub>1</sub>	実 P <sub>y</sub> t	計 B <sub>2</sub> t	実/B <sub>2</sub>				
地中壁	N49-B	一体打	385	83.6	81.6	1.02	—	—	—	111.6	1.37	—
	J49-B	42φ	333	70.4	75.8	0.93	70.4	81.6	0.86	83.6	1.10	27.7
	J49A-B	32φ		102.3	95.8	1.07	67.8	81.6	0.83	102.3	*1 1.25	*1 30.4
地上製作	No49-B	一体打	319	82.6	76.5	1.08	—	—	—	104.1	1.36	—
	Jo49-B	42φ		67.9	70.9	0.96	92.9	76.5	1.21	103.1	1.45	30.7

注) 1) \*1 接合面の降伏荷重を用いる。  
2) 計算式は表-4と同じで、B<sub>1</sub>とB<sub>2</sub>は計算式Bにおいて有効高さが異なる。

表-5 実験結果一覧表

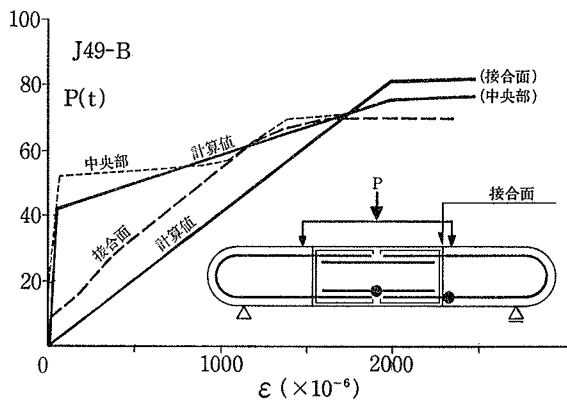


図-19 荷重～歪度曲線 (継手壁体)

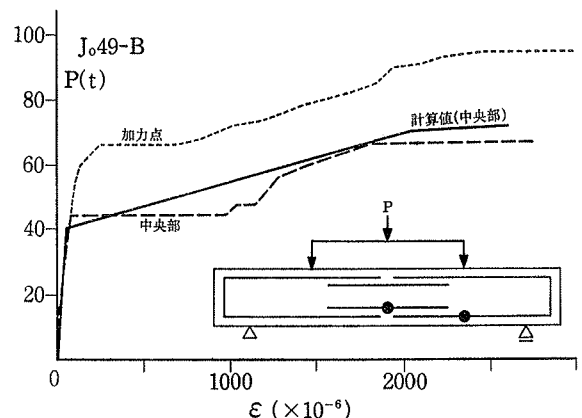


図-20 荷重～歪度曲線 (地上製作)

(1) J49-B 接合面の開きとスパン中央部の曲げひびわれが先行し、接合面と中央部とはほぼ同時に下ば筋が曲げ降伏した後、壁体上部に水平な割裂ひびわれが生じ、耐力低下を伴った。しかし、両支点と圧縮縁コンクリートでアーチ機構を形成し耐力をかなり回復したが、

下ば筋で重ね継手破壊した。

(2) J49A-B J49-B とほぼ同じであるが、接合面での主筋降伏後、更に荷重は上昇し、スパン中央部下ば筋の曲げ降伏とほぼ同時に重ね継手破壊した。J49-B のようなはり上部の水平ひびわれは発生しなかった。

(3) J<sub>0</sub>49-B 重ね継手部分で曲げひびわれが分散する点が異なった。上下筋に沿った付着割裂ひびわれが発生したが、耐力低下もなく、主筋曲げ降伏後、一挙に下ば筋で重ね継手破壊した。

## 7.2. 荷重～変位曲線 (P- $\delta$ 曲線)

図-18に P～ $\delta$  曲線を示す。P は荷重 (但し、自重を考慮する)、変位  $\delta$  はスパン中央の支点に対する撓みである。同図には、地上一体打 N<sub>0</sub>49-B の弾性剛性・下ば筋降伏時までを対象とした e 関数法による塑性理論から求めた計算値を示した。N<sub>0</sub>49-B はこの計算線より剛性、降伏荷重ともに大きい。

(1) 地上製作の継手壁体 J<sub>0</sub>49-B は一体打 N<sub>0</sub>49-B に比べ、弾性剛性はほぼ同等であるが、継手部の有効高さが小さいため降伏荷重は小さく、この近傍の荷重に対する変形が大きい。しかしその後の剛性はむしろ一体打より大きく、継手破壊時部材角は1/43であった。

(2) 地中継手壁体 J49-B, J49A-B の2体とも、地上壁体と比べ弾性剛性は低いが、主筋曲げ降伏まで同じ経過をたどり、その後 J49A-B は破壊時まで J. BOX 内の中央部下ば筋が未降伏のため荷重の上昇が大きい。部材角約1/70で2体とも重ね継手破壊した。なお、J49A-B では、接合面より継手中央部の剛性及び曲げ降伏強度が高く、したがって中央部より接合面位置での回転が強制される変形モードになった。

また、変形能では2体とも地上製作一体打と差が認められた。

## 7.3. 強度

表-5に諸強度の実験結果と計算値との比率を示す。降伏荷重の算定では継手筋の有効高さの相違等をそのまま考慮している。なお、実験値降伏荷重の判定は下ば筋に貼付した W・S・G のひずみ測定によった。

(1) 降伏荷重の計算値に対する比率において、中央部、接合面の小さい値の方に着目すると、一体打は地上製作にあまり差がなく、1.02～1.08であった。一方、地上製作継手壁体の0.96に対し、地中継手壁体は0.83, 0.86と若干小さい。

(2) 最大荷重は、地上製作一体打の強度に対して、地中壁一体打が1.07倍、地中継手壁体 J49-B が0.8倍、J49A-B が0.98倍、地上継手壁体は0.99倍であった。

## 7.4. 荷重～歪度曲線 (P- $\epsilon$ 曲線)

図-19, 20に、地中ならびに地上製作の継手壁体について、スパン中央部と接合面又は加力点の引張主筋軸方向歪度  $\epsilon$  と荷重 P との関係を示す。

地中継手壁体の接合面の歪度は、接合鋼板面とコンクリートとはだわかれにより、初期荷重レベルから弾性的に低勾配で増大し、中央部の  $\epsilon$  曲線と全く異なったが、

主筋曲げ降伏時にはほぼ一致し、以後は同性状を示した。一方、J<sub>0</sub>49-B の P～ $\epsilon$  曲線は、加力点も中央部も同性状を示し、地中継手壁体と異なった。中央部の歪度が加力点の歪度より同一荷重に対し小さいのはひびわれ位置との関係によったものと思われる。

## 7.5. まとめ

(1) 地中継手壁体の接合面における曲げ降伏荷重は計算値に対し、J49-B は0.86, J49A-B は0.83と若干小さい。しかし、地中継手壁体の最大荷重は計算値降伏荷重を10～25%上まわっており、地上製作一体打と比較すると (但し地上製作壁体の鉄筋降伏強度は地中壁体のそれより約6%低い)、J49-B は0.8倍程度、J. BOX の水平主筋をサイズアップした J49A-B と地上継手壁体はほぼ同等の耐力を示した。

(2) 地上継手壁体と比べ、地中継手壁体の初期剛性が若干小さかった。また、重ね継手破壊時の部材角は、地上継手壁体の約1/43に対し、地中継手壁体は約1/70であった。

## 8. 結 び

本工法による実物大現場施工実験及び構造性能実験から、次の結論が得られた。

(1) 本施工実験では、コンクリートの充填性を含めて施工性がよく、コンクリートの強度も十分な値が得られた。

(2) 打継部に用いる鋼製函体の接合鋼板面でのせん断実験結果から、せん断耐力実験式  $\tau_{chang} = 0.5 P_{ST} \sigma_{SY} + 5.2$  (kg/cm<sup>2</sup>) を導いた。さらに、この接合面でのせん断耐力はシャーコネクターを含めて全鉄筋量に応じて強度・剛性とも増大することがわかった。

(3) 接合鋼板がクリティカルになるように加力を行なった曲げせん断実験では、継手長さが鉄筋径の32倍の場合、その耐力は部材の降伏強度近くに達し、鉄筋の付着強度は、継手長さが鉄筋径の25倍の場合を含めて、約32 kg/cm<sup>2</sup> 程度であった。

また、シャーコネクターを用いると、継手長さ 25 $\phi$ , 32 $\phi$  いずれも用いない場合に比べ、耐力で約20%上昇し、また剛性も非常に高くなった。

(4) 継手長さが鉄筋径の42倍の壁体の純曲げ実験では、対応する地上製作継手壁体と比べ、耐力・変形能は若干低いものの、降伏強度はほぼ同じで曲げ降伏後継手破壊し、同性状であった。

なお、継手部鋼製函体内の後入れの継手鉄筋籠の水平主筋径を D19 から D22 へとサイズアップした継手壁体は、地上製作継手壁体および一体打壁体と同等の耐力を示した。

以上鋼製函体内で隣接壁体の水平主筋の重ね継手によって一体化する本工法は、施工性において信頼性が高く、その強度・剛性についても上記実験結果にふまえて適切な鉄筋継手長さおよびシャコネクターの配置を行なえば十分安全な構造体が得られるといえよう。

### 謝辞

本研究は、東京本社特殊工法部、土木本部設計部、東京機械工場の多数の方々の御協力によって実施できたものであります。ここに、関係各位に深く感謝致します。さらに、国鉄構造物設計事務所の御指導を頂いたもので、ここに謝意を表します。

### 参考文献

1) 横山幸満：鋼杭の設計と施工，山海堂

- 2) 小倉弘一郎：鉄筋の継手の各種工法（その1）一付着を利用する継手およびアーク溶接継手一，コンクリートジャーナル，Vol. 7, No. 8, (1969)
- 3) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説（基礎構造物及び抗土圧構造物），（昭和49. 6）
- 4) 武田，小島：地中連続壁の地下本体構造としての利用，コンクリート工学，Vol. 13, No. 2, (1975)
- 5) 喜田，守屋：泥水工法における鉄筋とコンクリートの付着力の低下防止法に関する研究，大林組技術研究所報，No. 7, (1973), No. 9, (1974)
- 6) WALL FOUNDATION に関する実験報告，大林組技術研究所報，No. 8, (1974)
- 7) ACI 318-71：鉄筋コンクリート構造設計規準