

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2）

——面内加力の曲げせん断実験——

入 沢 賢 一 武 田 寿 一

An Experimental Study on Development of Interconnection between Cast-in-Situ Diaphragm Walls by Vertical Construction Joint Method (Part 2)

——Tests of Reinforced Concrete Walls Subjected to Shear in Plane——

Ken-ichi Irisawa Toshikazu Takeda

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. Tests loading both out of plane and in plane were performed to investigate placeability, strength and stiffness of vertical joints in the new construction method with full-size specimens.

Part 1 presented test results of shear and bending out of plane. This report (Part 2) describes the results of seismic loading tests in plane on both beam and wall types.

From the test results on the shear strengths of vertical joint planes, an equation was derived on the ultimate shear transfer strength of the vertical joint of cast-in-situ diaphragm walls. Based on tests of 33 specimens, it was possible to prove adequate ease of construction and structural performance.

概 要

地中連続壁の本体利用のため、壁体相互の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体で調査した。前報では、施工性調査及び面外力（土水圧）に対するせん断・曲げせん断・純曲げの構造実験の検討結果を報告した。

本報は、面内力（地震力）を受けたときの鉛直継手の構造性能調査をはり式と壁式（合成壁）との実験により検討したものである。この結果、面内せん断は面外せん断とほぼ同様な性状であったので、面内せん断と前報の面外せん断とを併合して、接合面の終局せん断強度式を提案した。さらに、実物に近い状態の合成壁の実験結果から、この提案式の信憑性を確認した。以上、前報と本報に示した面外・面内加力による計33体の試験体から、本工法の施工性・構造性能に関する健全性を検証することができた。

1. 序

近年、地中連続壁は、単なる仮設山留材としてのみ使用するには余りに不経済であり、本体構造として利用する趨勢にある。ここに、単位壁体間の鉛直継手部における応力伝達に関する一体性が問題になってくる。

今回、当社では、昭和53年度から、従来のケーソン工法に代わる新しい基礎の開発を目的として、OWS—SOLETANCHE 工法による地中連続壁相互間の鉛直継手の一体化工法を提案し、その施工性調査と構造性能に関する実験的研究を続けて来た。

本工法により一体化した躯体基礎が本体として十分な構造性能を確保することができ、施工の安全確実性・工期短縮・容易性・経済性が満足されなければならない。

したがって、本工法による鉛直継手部の構造性能及び施工性の信憑性を的確に把握するため、実物大の地中壁体〔本工法の鉛直継手による継手壁体：幅0.8×長さ4.8×深さ11（m）の2体と、一体打壁体：幅0.8×長さ3.4×深さ11（m）の1体〕を泥水中で構築し、これを掘り出して、はり状又は壁状に成形した。これに4体の地上製作はりも加えて、表—1に示すように、計33体の試験体により面外・面内加力の曲げせん断実験を行なった。こ

の内、面外加力（面外シリーズ）の結果については前報（その1）に報告した。続いて、本報（その2）は面内加力（面内シリーズ）を報告するものである。ここに、面外加力は土水圧を、面内加力は地震力を対象としたものである。

本報は、本工法により一体化した継手壁体基礎が地震力を受けたとき、剛体基礎としての機能を十分満足するかどうか検証確認する必要があるため、次の2ケースの面内加力実験を行ない、その結果を報告するものである。

(1) はり状による面内せん断（IN Sシリーズ）

(2) 壁状による面内せん断（Hシリーズ）

IN Sシリーズ：鉛直継手部に面内力（地震力）が作用したときを対象としているので、前報の面外せん断（Sシリーズ）と同一断面形状はりにおいて、加力方向の違いと、繰返し載荷とした点が異なっているだけである。

Hシリーズ：はり状試験体と異なり、できるだけ現実に近似した状態を再現して、地震時に受ける面内せん断力に対し、鉛直継手構造の健全性を確認するために計画したものである。したがって、シャコネクターの有無を比較し、且つ、橋脚のW.F.基礎頭部の剛結近傍部分ではなく、基礎の深い所を想定し、合成壁を形成している一般部とJ. BOX（鉛直継手部の鋼製函体）の頭部を剛結しないで、一方向繰返しの面内水平力を載荷した。

なお、次の点については前報に示した通りである。

- (1) 実験計画の詳細
- (2) 本工法の施工要領
- (3) 地中壁体の製作
- (4) コンクリートの配合及び使用材料の性質
- (5) 地中壁体のコンクリート強度性状

2. 面内曲げせん断実験 (IN Sシリーズ)

2.1. 実験概要

2.1.1. 試験体 表-2

に試験体一覧表と実験結果を、図-1に試験体の断面形状と配筋を示す。各試験

加力方向	シリーズと加力方法	載荷型	継手長	a/d	接合鉄筋比*1 Ps (Pstr) (%)	一体打壁	継手壁体	
							シャコネクターの有無(4-D32)	
							無	有
面外	Bシリーズ 純曲げ 一方向2点集中載荷	B	42φ	—	0.49	N49-B		
			42φ (36φ)			J49-B		
			42φ			J49A-B *4)		
			42φ			No49-B ★		
	BSシリーズ 曲げせん断	BS	32φ	1.8	0.86	N86-BS		
					0.86(1.39)	JP86-BS		
					0.86	J86-BSA		JP86C-BS
					1.34	N134-BS		
	一方中央集中載荷	BSA	25φ	1.88	1.34(1.88)	JP134-BS		
					1.34			JP134C-BS
					0.51	N51-S		
					0.51(1.05)	JP51-S		JP51C-S
加力	Sシリーズ せん断	S	32φ	0.3	0.86	N86-S		
					0.86	No86-S ★		
					0.86(1.39)	JP86-S		
					0.86(1.66)			JP86C-S
					0.86(1.39)			JP86C2-S *2)
	逆対称一方向載荷	S	32φ	0.5	1.34	N134-S		
					1.34(1.88)	JP134-S		
					1.34			JP134C-S
					0.62	JP86-H		
					0.62(1.02)			JP86C-H *3)
面内	IN Sシリーズ	IN S	32φ	0.3	0.86	N86IN-S *5)		
					0.86	N86IN ₂ -S		
					0.86	No86IN-S ★		
					0.86(1.39)	JP86IN-S		
	逆対称正負繰返し載荷	IN S	32φ	0.3	1.34	JP134IN-S		
					1.34(1.88)			JP134INC-S
					0.62	JP86-H		
					0.62(1.02)			JP86C-H *3)

- *1) 接合鉄筋比(一体打壁も次式による)
Ps = 全水平主筋断面積/全断面積
Pstr : シャコネクターも含めた接合鉄筋比
- *2) シャコネクターが6-D32(他のシャコネクター有のはり形試験体は4-D32)
- *3) シャコネクターが10-D32
- *4) J.BOXの水平主筋がD22であり、一般部のD19と異なる。
- *5) 地上製作(4体)
★) 逆対称一方向載荷

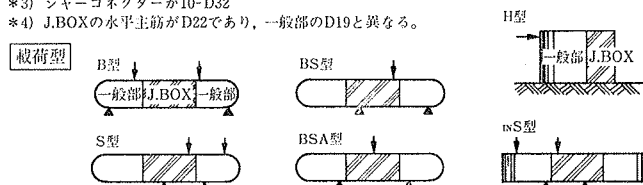


表-1 全試験体一覧表 (33体)

壁体種別	試験体の深さ GL-m	試験体	鉄筋				コンクリート			実験結果 (kg/cm ²)			
			重ね継手長さ	水平主筋 As=As'	シャコネクター	Pstr %	Fc kg/cm ²	Ec (×10 ⁶) kg/cm ²	σct kg/cm ²	⊕ τc	⊖ τc	τy	τmax
一体打壁体	地上製作	*1) No861N-S	5-D25	—	なし	0.86	315	2.28	25.1	23.0	*3) 52.0	54.7	
	-1.62	*2) N 861N-S					385	2.62	22.8	25.0	38.0		
	-5.98	N 861N ₂ -S					557	3.07	25.8	25.7	*3) 52.1	60.9	
継手壁体	-7.20	JP861N-S	32φ	なし	なし	498	2.73	28.5	—	17.2	14.6	17.2	
	-7.20	JP861NC-S	32φ	4-D32	1.39	487	2.78	28.5	—	28.8	25.8	34.9	
	-7.20	JP1341N-S	25φ	5-D32	なし	1.34	498	2.73	28.5	—	20.8	17.9	24.0
	-7.20	JP1341NC-S			4-D32	1.88	487	2.78	28.5	—	34.2	29.5	34.5

- *1) 地上製作(これ以外の6体はすべて地中壁体)
- *2) 一方向逆対称加力(他は正負繰返し)
- *3) 水平主筋降伏時の平均せん断応力度
- *4) 一体打も(4)式と同じく全断面に対する全鉄筋量の比率
- (1) せん断初びわれ応力度 $\tau_c = Qc/b \cdot D$ (kg/cm²)
- (2) 部材降伏時の平均せん断応力度 $\tau_y = Qy/b \cdot D$
- (3) 最大平均せん断応力度 $\tau_{max} = Q_{max}/b \cdot D$
- (4) $Pstr = \Sigma As/b \cdot D$ 接合鉄筋比(シャコネクターも考慮する)
- (5) Fc, Ec, σct; コンクリートの圧縮強度, 弾性係数, 割裂強度
- b; はり幅 800mm
- D; はり全せい 740mm
- Q; 接合面に作用するせん断力

表-2 試験体一覧表と実験結果 (IN Sシリーズ)

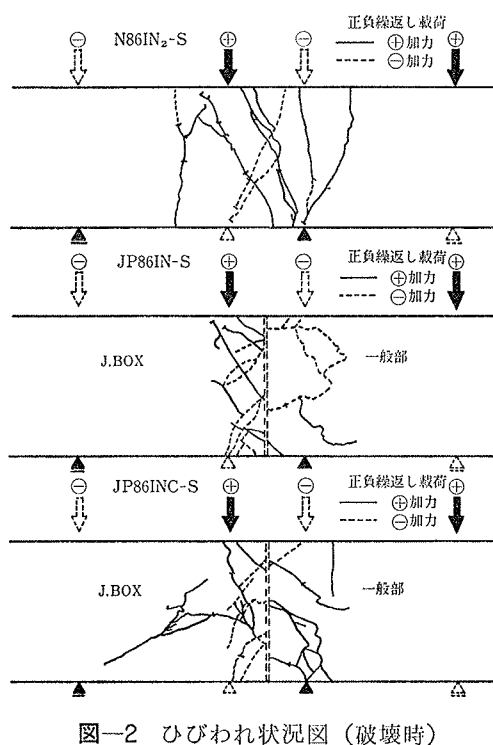


図-2 ひびわれ状況図 (破壊時)

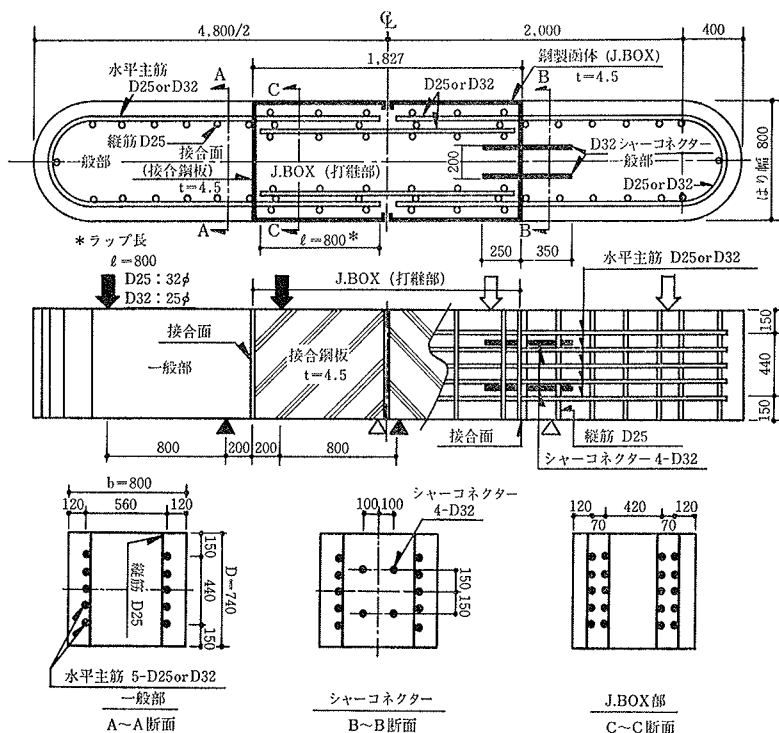


図-1 試験体の断面形状・配筋図 (IN S シリーズ)

体は、単位壁体同志を J, BOX 内で水平主筋の重ね継手により一体化した継手壁体 (記号 JP で記す) と一体打壁体 (記号 N で記す。但し No は地上製作) から切り出して、はり状に成形したものである。継手壁体は水平主筋が 10-D25 ($P_s=0.86\%$) と 10-D32 ($P_s=1.34\%$) の 2 種類にそれぞれシャコネクターの有無による計 4 体、一体打は $P_s=0.86\%$ だけで 3 体、合計 7 体である。この内、No 86 IN-S だけ地上製作、N 86 IN-S だけ逆対称一方荷で、他は逆対称正負繰返し荷である。いずれもシャースパン比 a/d は約 0.3 である。

2.1.2. 加力と測定方法

実験は、油圧式 300 t 圧縮試験機又は写真-1 に示すように大型実験棟 200 t 反力床上で行なった。加力は、図-1 に示すように、地中壁体の面内方向に、J, BOX の接合面を反曲点とする逆対称正負繰返しにより、接合面を直接せん断に近い状態にして行なった。正負繰返し荷において、1 サイクルは短期設計せん断応力度 (一体打はりとして計算) まで、2 サイクルは部材降伏強度 τ_y (τ_y については後述) を確認するまで漸

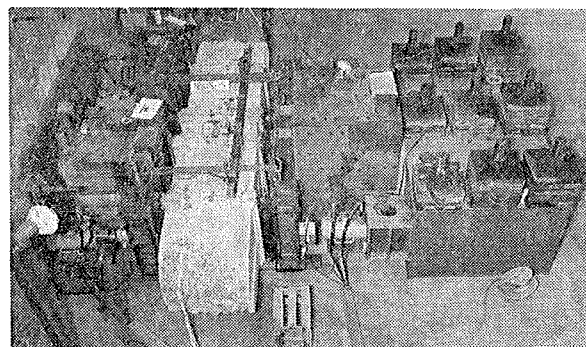


写真-1 実験状況図

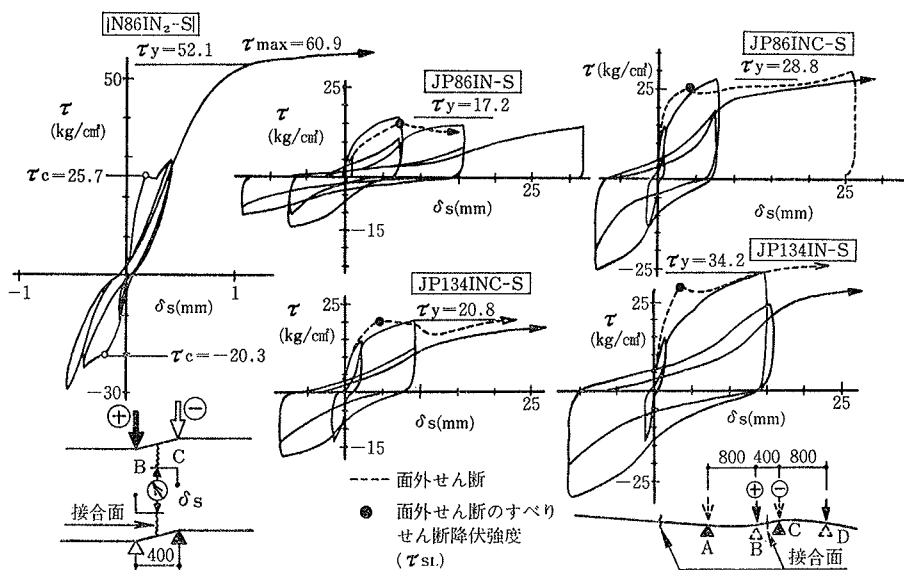


図-3 $\tau \sim \delta_s$ 曲線 (接合面平均せん断応力度～接合面すべり変形)

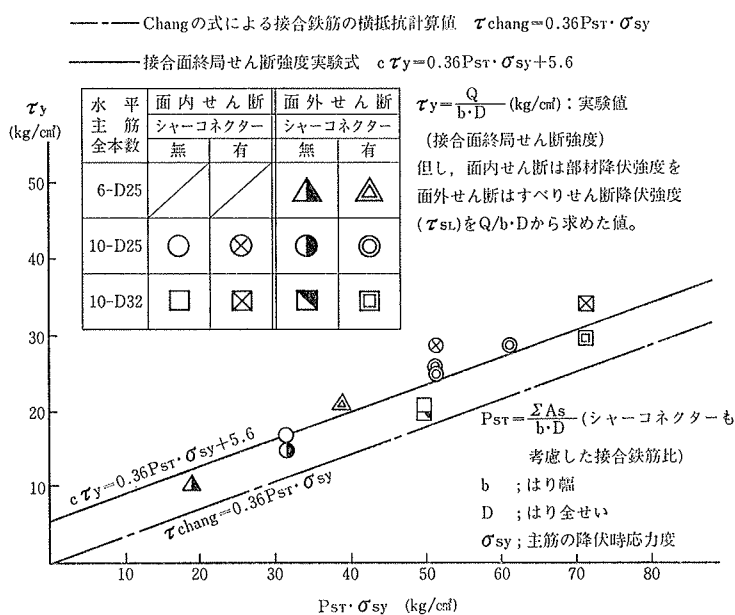


図-4 $\tau_y \sim P_{ST} \sigma_{sy}$ 曲線 (接合面終局せん断強度)

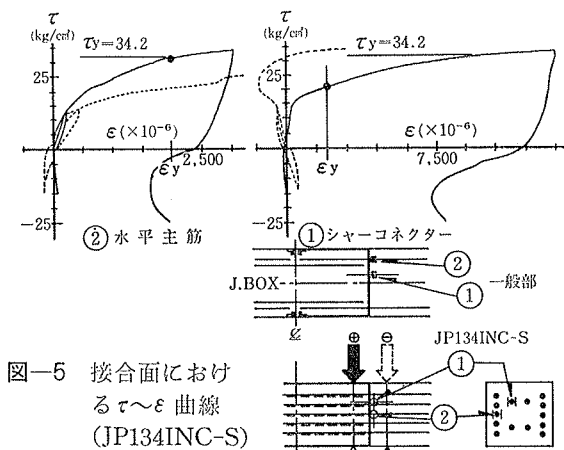


図-5 接合面における $\tau \sim \epsilon$ 曲線 (JP134INC-S)

増し、この強度での変位で一度正負に繰返した後、最終変形 $\delta_s \approx 50$ mm まで変形させることを原則とした。

測定は、相対変位 δ_s (次項で詳述) を摺動型変位計で、鉄筋の歪度を W. S. G. で行なった。

2.2. 実験結果とその検討

2.2.1. 実験経過 図-2 に破壊時のひびわれ状況の一例を、表-2 に実験結果を、図-3 に $\tau \sim \delta_s$ 曲線を示す。なお、平均せん断応力度 τ について前報と本報とは異なり、前報は $\tau = Q/bjd$ 、本報は $\tau = Q/b \cdot D$ で計算したものであり、本報は前報の試験結果も含めて、対全断面積比の平均せん断応力度で統一した。また、 δ_s とは図-3 に示すように、反曲点位置となる接合面からそれぞれ 20 cm 離れた加力点 BC 間の接合面相対すべり変位を測定したものである。

一体打壁体：逆対称正負繰返しの N86IN₂-S についてみると、まず加力点 BC 間 (400 mm) に斜めせん断初ひびわれが $\tau_c = 25.7$ kg/cm² で発生した後、部材降伏強度

$\tau_y = 52.1$ kg/cm² で $\tau \sim \delta_s$ 曲線はほぼ水平になり多段配筋のため、面外せん断のように一挙にせん断破壊せず、若干変形が伸びた後 ($\delta_s \approx 5$ mm) $\tau_{max} = 60.9$ kg/cm² でせん断破壊した。

他の一体打 2 体も、ほぼ同じ破壊性状を示した。

継手壁体：一体打壁体より初期剛性が小さく、 $\tau \sim \delta_s$ 曲線はスリップ型のループを示した。また、ひびわれ性状も一体打壁体と異なった。初期時に (JP 86IN シリーズは $\tau = 13 \sim 19$ kg/cm², JP 134IN シリーズは $14 \sim 20$ kg/cm²) 接合面鉄筋位置から加力点に向かって伸展する割裂ひびわれが入った後、多段配筋のため、荷重漸増により全せいにひびわれが分散した。そして、正加力時の部材降伏強度 τ_y (図-3 で、 $\tau \sim \delta$ 曲線がほぼ水平になる時の平均せん断応力度) を確認したのは、JP86IN シリーズで 17.2, 28.8 kg/cm² ($\delta \approx 7$ mm), JP134IN シリーズ

で 20.8, 34.2 kg/cm² ($\delta_s \approx 10 \sim 15$ mm) であった。これからもシャコネクターの効果が十分認められる。再度の繰返により、シャコネクター有は接合面を起点にひびわれが遠方に伸展したのに対し、シャコネクター無は接合面近傍に集中した。この後、荷重は変位増大と共に上昇して行くので、載荷を中止し、除荷するときの最大強度を τ_{max} とした。但し、JP86IN-S だけは τ_y 時で最大強度を示した。最大強度は、JP86IN シリーズは 17.2, 34.9 kg/cm², JP134IN シリーズは 24.0, 34.5 kg/cm² であった。このときの変位は、 $\delta_s \approx 30 \sim 60$ mm であった。

2.2.2. 接合面終局せん断強度実験式 $c\tau_y$ 図-3 中に示した前報の面外せん断の点線と本報の面内せん断の包絡線とはほぼ対応しているといえよう。従って、本報の面内せん断の部材降伏強度 τ_y を面内せん断力の評価基準として捉え、前報の面外せん断の「すべりせん断降伏強度: τ_{sL} 」に対応するものとして処理し、ここに、面外の τ_{sL} と面内の τ_y とを併合して、継手壁体の接合面終局強度実験式 $c\tau_y$ を求めた。前報に説明したように、接合面のせん断力伝達機構に Chang の式を用いて式を誘導し、 $c\tau_y$ と $P_{ST}\sigma_{sy}$ との関係式を求めると、次式のようなになった。さらに、図-4 に、面外、面内を合せて $\tau_y \sim P_{ST}\sigma_{sy}$ 関係図を示す。

$$c\tau_y = 0.36P_{ST} \cdot \sigma_{sy} + 5.6 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここに、

P_{ST} : シャコネクターも含めた全断面積に対する水平主筋の接合鉄筋比 ($\sum A_s/b \cdot D$)

σ_{sy} : 水平主筋・シャコネクターの降伏点強度

2.2.3. 鉄筋の歪度 ($\tau \sim \epsilon$ 曲線) 図-5 に JP134INC-S

の水平主筋とシャコネクターの接合面における $\tau \sim \varepsilon$ 曲線を、一例として示した。図に示すように、シャコネクターの方が水平主筋より若干先行してひずみが進行し、その効果が示唆される。

2.3. まとめ

J. BOX の接合鋼板(接合面)を反曲点とする継手壁体のせん断実験について、IN S シリーズ(面内せん断)と前報の S シリーズ(面外せん断)とのひびわれ性状は異なった。しかし、接合鋼板をはさむ両壁体間の面内せん断力伝達は、面外せん断と同じく、主として、水平主筋とシャコネクターの局部曲げ抵抗によるといえる。

IN S シリーズの内の継手壁体の $\tau \sim \delta_s$ 曲線で示された特異点 τ_y が前報 S シリーズのすべりせん断降伏強度 τ_{sL} に該当すると見做すことができた。したがって、 τ_y (面内)と τ_{sL} (面外)を併合して、接合面終局せん断強度実験式

$$\sigma \tau_y = 0.36 P_{ST} \cdot \sigma_{sy} + 5.6 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

が得られた。

また、接合面のシャコネクター(D32, 定着長 8ϕ)は面内力に対して有効に作用した。

3. 合成壁実験(Hシリーズ)

3.1. 実験概要

3.1.1. 試験体 前報に示した長さ 4.8 m(実長 5 m)の継手壁体を壁状に水平に切断した後、J. BOX の中間部を切断し、後述の処理を行ない、二つの試験体とした。即ち、接合面にシャコネクター無の JP86-H と有の JP86C-H の 2 体である。図-6 に示すように、2 体とも一般部と J. BOX 間に接合鋼板をはさむ全せい 2.47 m, 壁厚 80 cm の合成壁であり、接合面におけるシャコネクターの有無のみが

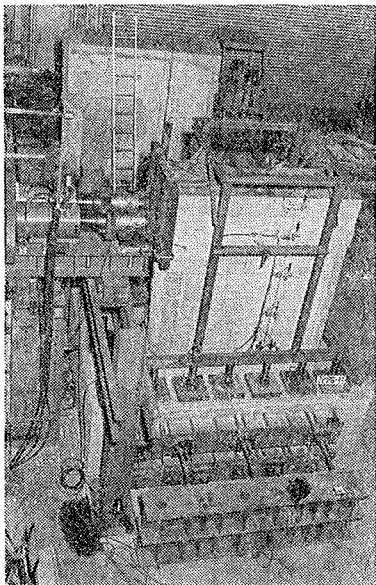


写真-2 実験状況

試験変数である。表-3 に試験体一覧表と実験結果を示す。合成壁頂部では、鋼板 \mathbb{R} -25 を敷き、壁縦筋をこれに溶接固定し、鋼板と壁頂間に無収縮性モルタルを充填した。但し、接合面位置では鋼板を切断しておき、接合面でのずれ変形を拘束しないようにした。さらに、図-6 に示すように、合成壁脚部には、大型実験棟 200 t 反力床に固定する基礎部分のコンクリート(2.6×3.8×1.1: m)を後打ちし、これに壁縦筋をアンカーした。

3.1.2. 加力及び測定方法 大型実験棟 200 t 床に試験体を固定し、連動式 500 t 油圧ジャッキ 2 台、700 t ロードセル 2 台を用いて加力した。加力点は壁脚部より 2 m 高さで、部材角 0.5/1000, 1/1000, 2/1000, 4/1000 のときそれぞれ 1 回の一方向繰返し载荷をした後、5 サイクル時に破壊させることを原則とした。測定は、加力点高さの壁中央両側面での全体水平変位、一般部と J. BOX との接合面の鉛直・水平ずれ変位、壁体のせん断変形、壁脚部の抜け出し・めり込み、などを高感度変位計で検出した。鉄筋の歪度は W. S. G. で行なった。写真-2 に実験状況を示す。

3.2. 実験結果とその検討

3.2.1. 破壊性状 写真-3 に破壊時のひびわれ状況の一例を示す。両試験体とも、一般部の引張側脚部に 1 サイクルで曲げひびわれ ($\tau_B = 6.4, 5.4 \text{ kg/cm}^2$), 3 サイクルで斜めせん断ひびわれ ($\tau_s = 11.7, 12.2 \text{ kg/cm}^2$) が発生し、一般部と J. BOX 接合面の引張鉄筋降伏後、一般部と J. BOX の圧縮側脚部のコンクリート圧壊を伴

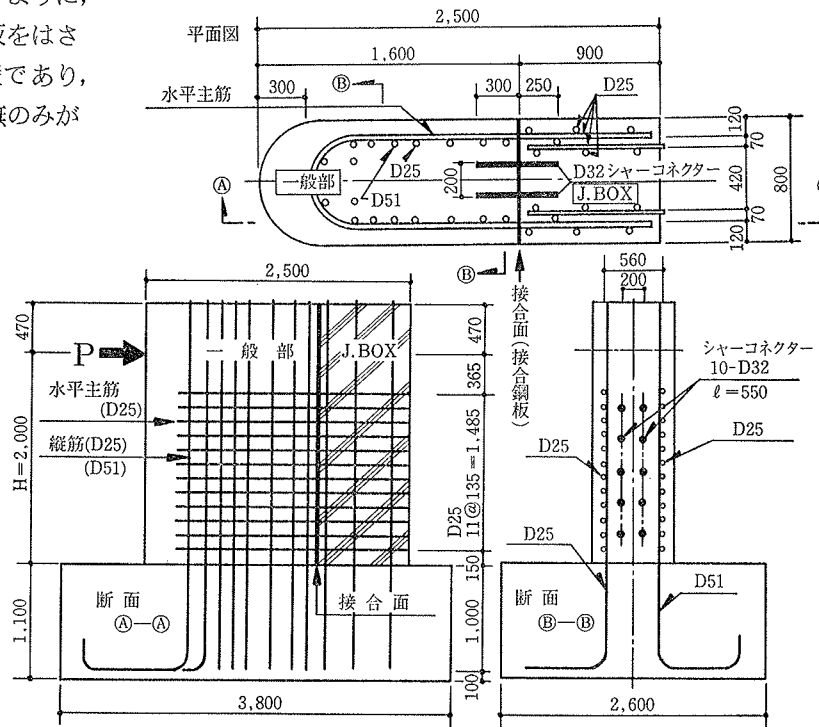


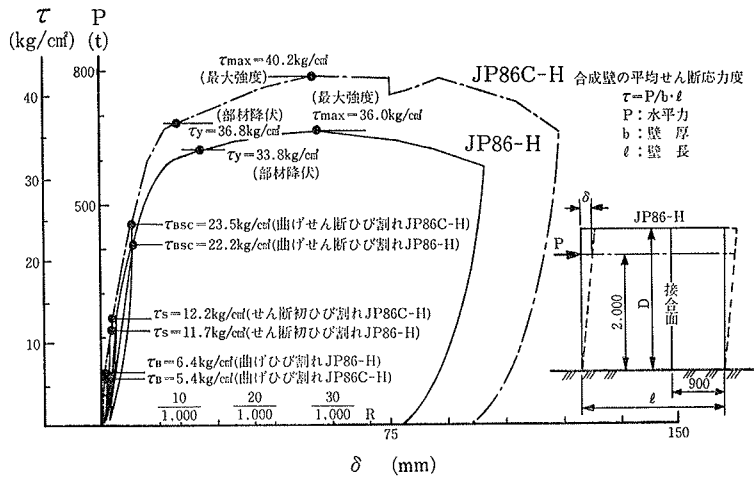
図-6 試験体の断面形状・配筋図 (JP86C-H の場合)

試験体	試験体の深さ	鉄筋			コンクリート			断面寸法				曲げひびわれ		斜めせん断初ひびわれ		部材降伏時		終局強度		弾性剛性		
		重ね継手長さ	水平	鉛直	シャーコネクター	Fc	Ec (×10 ⁹)	σ _{ct} We	壁厚 b	*2) 壁長 ℓ	水平断面積 A _c	壁高 D	実	実/計	実	実/計	実	実/計	実	実/計*5)	実	実/計
JP86-H	GL	2-D25 @135 *1) % P _{sr} =0.62	2-D25 @220	なし	459	3.05	32.6 t/m ² 2.31	80	232	18,560	247	6.4	0.73	11.7	1.04	33.8 0.074	1.01	669 36.0 (0.078) *3)	1.09	26.0	1.00	
JP86C-H	m -2.8	2-D25 @135 *1) % P _{sr} =1.02	引張側 10-D51	10-D32	497	2.97	36.5 2.30	80	245	19,600	加力点高さ 200cm	5.4	0.61	12.2	1.08	36.8 0.074	1.09	788 40.2 (0.081) *3)	1.12	38.6	1.48	

*1) $P_{sr} = \Sigma A_s / b \cdot D$ (シャーコネクターも考慮した接合鉄筋比) b: 壁厚 (80cm)
 *2) 短形に換算した壁の全長(この内, J. BOXの長さは90cm) D: 壁全せい(247cm)
 *3) カッコ()はコンクリート強度を考慮し, τ / F_c について示したもの。
 4) 平均せん断応力度 $\tau = P / b \cdot \ell$ P: 水平せん断力 ℓ: 壁長
 5) 強度計算式 曲げひびわれ強度: $cM_n = 1.8 / \sqrt{F_c} Z_e$
 (一体壁として計算) 斜めせん断初ひびわれ強度: $cQ_s = t \cdot I_e \sqrt{\sigma_{ct}^2} / S_{max}$ 文献1)
 部材降伏時強度: e関数法
 弾性剛性の計算値も一体壁としての値
 シャーコネクター比 a/d = 1.0

*5) 3・2・4. で算定した合成壁の終局耐力計算値との比率
 但し, 壁長は2体の平均値239cmを使用し, 全水平断面積
 $A_c = b \ell = 80 \times 239 = 19,120 \text{ cm}^2$ による。
 Z_e : 壁の水平断面において鉄筋を考慮した有効断面係数
 t : 壁厚 $b = 80 \text{ cm}$
 I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント
 S_{max} : 鉄筋を考慮した断面一次モーメント
 F_c : コンクリート圧縮強度
 σ_{ct} : コンクリート引張強度

表一3 試験体一覧表と実験結果 (Hシリーズ)



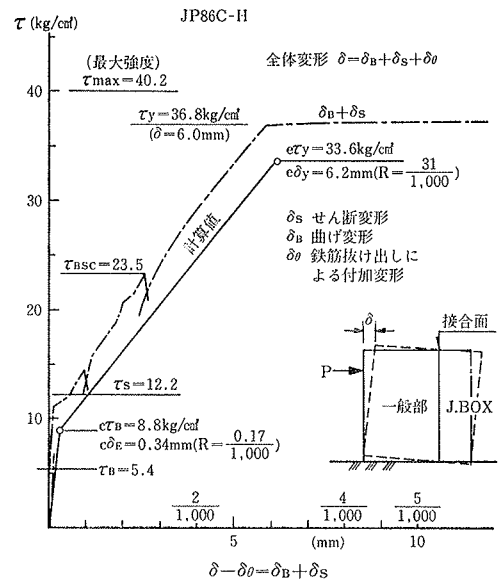
図一7 τ~δ 曲線 (平均せん断応力度~全体変形)

い破壊した。ひびわれ発生状況は, 概して, 一般部と J. BOX との単独壁としてのひびわれ発生に近い状態であった。また, JP86C-H は, JP86-H に比べ, 4 サイクル ($\tau \approx 23 \text{ kg/cm}^2$) までのひびわれが非常に少ない。しかし, シャーコネクター有無によるひびわれ性状の相違は, 外観上, 顕著でなかった。

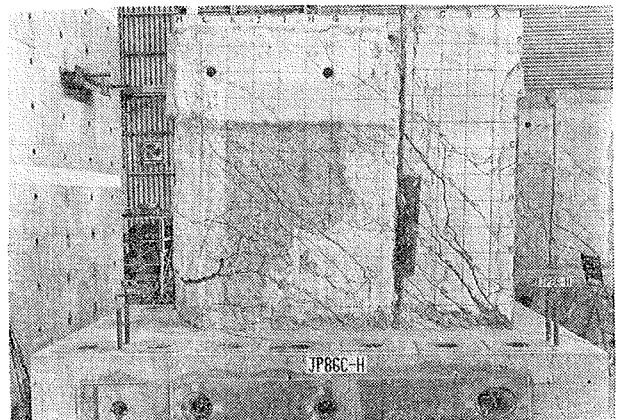
3.2.2. 強度及び剛性 諸強度と弾性剛性の実験値と計算値との対比を表一3に示す。計算値は一体壁として, 斜めせん断ひびわれは表一3に示す計算式で, 部材降伏強度は一体壁縦筋の多段配筋断面による壁引張側脚部の曲げ降伏強度を e 関数法で, それぞれ求めたものである。この結果, 実験値と計算値とはほぼ一致しているといえよう。なお, 両試験体の強度には著しい相違はみられないが, JP86C-H の弾性剛性の実験値の対計算値比は約 5 割大きく, シャーコネクターの効果が示唆される。

3.2.3. τ~δ 曲線 図一7に両試験体の τ~δ 曲線を示す。(τ: 合成壁全断面積に対する平均せん断応力度, δ: 加力点位置と壁脚部ベースとの相対変位)

両試験体の包絡線は, 斜めせん断ひびわれ発生後も, 次第に緩勾配に変化しながらも強度上昇し, 一般部と



図一8 τ~(δ_B+δ_S) 曲線



写真一3 破壊状況 (JP86C-H)

J. BOX の引張側材端縦筋脚部の降伏により一挙に剛性低下を示し, 部材角約 1/40 で最大耐力を示し, 曲線は下降に向かった。なお, 図一7に示す δ とは, 合成壁の全体変形, 即ち, $\delta = \delta_B + \delta_S + \delta_\theta$ である。(δ_B: 曲げ変形, δ_S: せん断変形, δ_θ: 一般部と J. BOX との各壁についての縦筋の引張側抜け出し・圧縮側めり込みから, 壁回

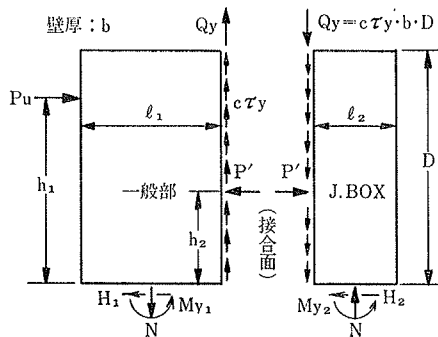


図-9 力の釣合い

転による加力点に与える付加変形)したがって、全体変形 δ から δ_0 の実験値を減じた $\delta_B + \delta_s$ と τ との関係の一例を示すと図-8のようになり、実験値は計算値にほぼ対応している。

3.2.4. 合成壁の終局耐力 τ_u 曲げとせん断を受けた合成壁の終局時において、一般部と J. BOX との接合面のせん断力伝達機構について2.2.2. で前述した接合面終局せん断強度 $c\tau_y$ がこの接合面に作用していると見做して、終局時の合成壁の力の釣合いを図-9のように仮定する。よって、釣合式は次のようになる。

$$\begin{cases} P_u h_1 - P' \cdot h_2 - Q_y \frac{l_1}{2} = M_{y1} \\ P' \cdot h_2 - Q_y \frac{l_2}{2} = M_{y2} \end{cases}$$

ここに、

$$M_{y1} = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w - 0.5 N l_w \quad (\text{一般部})$$

$$M_{y2} = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N l_w \quad (\text{J. BOX})$$

$$N = Q_y = c\tau_y \cdot b \cdot D = (0.36 P_{st} \cdot \sigma_{sy} + 5 \cdot 6) \cdot b \cdot D$$

M_y : 耐震壁の曲げ最大強度略算値

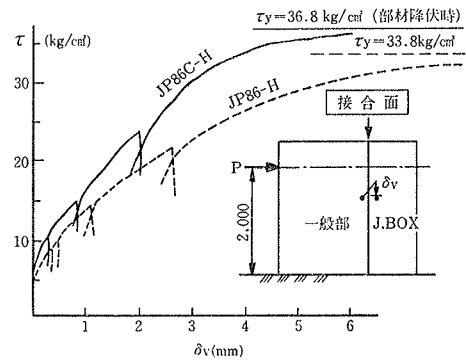
N : 軸方向力

$b \cdot D$: 接合面の全断面積 (b : 壁厚, D : 壁高)

P_{st} : $\Sigma A_s / b \cdot D$ (水平主筋とシャ-コネクタ-の全鉄筋断面積の对接合面の全断面積比)

σ_y : 水平主筋, シャ-コネクタ-の降伏点強度

上式から終局耐力を求めると、 $P_u = 507 + 0.47 Q_y$ (t) となる。JP86-H の $P_{st} \sigma_{sy}$ は 22.9 kg/cm^2 , JP86C-H のそれは 37.7 kg/cm^2 であるから、両試験体の接合面に作用するせん断力 $Q_y = c\tau_y \cdot b \cdot D$ を P_u 式に代入して終局耐力を求めた。この算定値に対する実験値との比率は、表-3中の終局強度に示すように、1.09, 1.12 とよく実験値に対応しているといえよう。これは、2.2.2. で前述した接合面終局せん断強度実験式 $c\tau_y$ が接合面に作用し、合成壁の一般部と J. BOX との一体性が保持されているとした仮定(図-9参照)の妥当性を裏付けたものといえよう。ちなみに、接合面のせん断抵抗が全くなければ ($Q_y = 0$) 終局耐力は $P_u = 507 \text{ t}$ ということになる。

図-10 $\tau \sim \delta_v$ 曲線 (鉛直ずれ変位)

3.2.5. 接合面の鉛直ずれ変位 δ_v 図-10に、合成壁の平均せん断応力度 τ と接合面の鉛直ずれ変位 δ_v との関係を示す。両試験体を比較して示す。両試験体とも同形状であるが、JP86C-Hの方が変形が小さく、シャ-コネクタ-の効果が十分確認された。

3.3. まとめ

合成壁に面内力(地震時)が作用したときの終局耐力の実験値と、はり状試験体の面外・面内せん断実験から得た接合面終局せん断強度式 $c\tau_y$ が接合面に作用しているとするせん断伝達機構のもとに算定した値とよく対応した。

4. 結び

地中連続壁の本体利用を主眼として、本工法による実物大の鉛直継手をもつ地中壁体ならびに比較用としての一体打の地中壁体から切り出したはり状、壁状試験体に地上製作はりも含めて、合計33体の試験体によって、施工性調査、面外・面内力を作用させた構造性能調査の一連の実験的研究を行ない、鉛直継手部の挙動及びこれを含む構造体の挙動を検討してきた。

この結果、本工法による地中壁の一体化を基礎構造として利用できることを確認すると共に、実際の構造物の設計・施工にあたっての資料を得ることができた。

参考文献

- 1) 広沢雅也: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No. 6, (1975), pp. 25~32
- 2) 日本建築学会編: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 丸善, (1981), pp. 165
- 3) 武藤 清: 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計, 耐震設計シリーズ2, 丸善
- 4) 武田, 入沢, 大内, 佐藤: 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) 一面外加力のせん断, 曲げせん断, 純曲げの実験一, 大林組技術研究所報, No. 21, (1980), pp. 47~60