

打込み型枠「オリフォーム」工法の開発（その2）

——省支保工梁部材「オリフォームII」の開発——

古屋 則之 小柳 光生
脇坂 達也 中根 淳

Development of Permanent Form, “ORI-FORM” (Part 2)

——Development of Semi-precast Concrete Beam Needing Fewer Beam Supports
Using Permanent Form, “ORI-FORM”——

Noriyuki Furuya Mitsuo Koyanagi
Tatsuya Wakisaka Sunao Nakane

Abstract

A new type of semi-precast concrete beam, “ORI-FORM II”, has now been developed. ORI-FORM II makes possible saving labor in reinforcing bar arrangement work and allows widening of beam support spans. ORI-FORM II is a semi-precast beam with precast concrete at the bottom and fiber-reinforced high-strength mortar panels as vertical side forms. The precast concrete part is integrated with a cast-in-place concrete part to make a structural member. The safety of casting concrete in place was ascertained by loading tests simulating loads acting during placement of concrete.

概 要

これまでのオリフォーム工法よりさらに省力化を図ることができる「オリフォームII」工法を新たに開発した。オリフォームIIは、型枠組立工事と鉄筋工事を省力化するとともに、梁下支保工の支持スパンを広げることが可能な、新しいタイプのハーフPCaコンクリート梁部材である。オリフォームIIは、側板部分には高強度の薄肉繊維補強モルタル板を用い、梁底部分を鉄筋を打込んだPCaコンクリートとするものである。PCaコンクリート部分は構造体の一部としても利用する。後打ちコンクリート打設時を対象とした模擬載荷実験を行い、仮設時の安全性を確認した。

1. はじめに

オリフォームは、梁の型枠組立て工事の省力化や熱帯雨林の保護、建築廃材の除去を図ること等を目的として開発した繊維補強モルタル製の折曲げ型枠（詳細は同題、その1参照）である。繊維補強モルタル板の表面は比較的平滑なため、これまでは後打ちコンクリートとの一体化を図らない打込み型枠として利用していた。

ここでは打込み型枠であるとともに、部分的には梁構造部材の一部としても利用できる新しいタイプのハーフPCa梁部材を開発し、後打ちコンクリート打設時を対象とする仮設時の部材性能を実験で確認したので報告する。

なお、従来のオリフォームは「オリフォームI」と称し、今回開発したタイプを「オリフォームII」と称す。

2. オリフォームIIの概要

オリフォームIIの断面を図-1に示す。梁の側板パネルはオリフォームIと同様の繊維補強モルタル板である。側板パネルは打込み型枠であり、上端でスラブの型枠や後打ちコンクリート等の鉛直荷重を支持すると共に、梁部分に打ち込まれる後打ちコンクリートの側圧にも抵抗

する。梁底部分は主筋とスターラップの一部を打込んだPCaコンクリートであり、上面は粗面にして後打ちコンクリートと一体化し、構造体として利用する。側板パネルの、PCaコンクリートとの鉛直接合部に当たる面には、鉄筋類（例えばバー型スペーサ）を露出させておき、これをPCaコンクリートとの接合筋とする。

製造は、2枚の側板パネルをセパレータで所定の間隔に保持し、鉄筋を落し込んだ後、PCa部分のコンクリートを流し込む。従って、通常のU形断面をしたハーフPCa梁部材のように製造時に内側に型枠を必要としない。水平に設置されたベッドがあれば製造可能であり、設備が軽微で済み、任意の梁断面に容易に対応できる点は、従来のオリフォームと同様である。

3. 側圧と鉛直荷重による基礎実験

3.1 実験目的

この基礎実験では、オリフォームIの場合と同じくコンクリート打込み時の側圧を模擬した水平加力（W法と呼称）を行い、その型枠性能を確認する。また側圧の他に、床スラブからの鉛直荷重を想定した鉛直加力の複合加力（H法と呼称）についても性能を把握する。

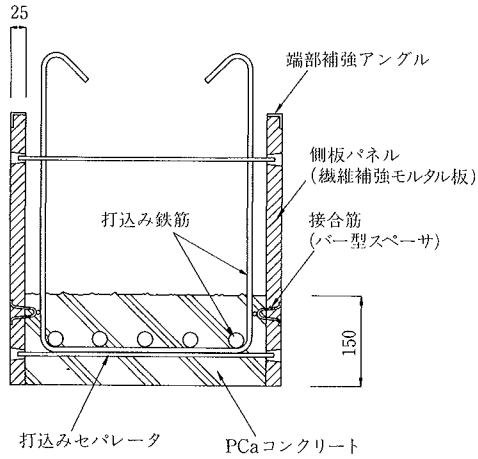


図-1 オリフォーム II の断面

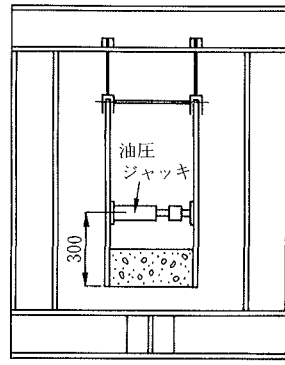


図-3 加力法 W 法の荷荷状況

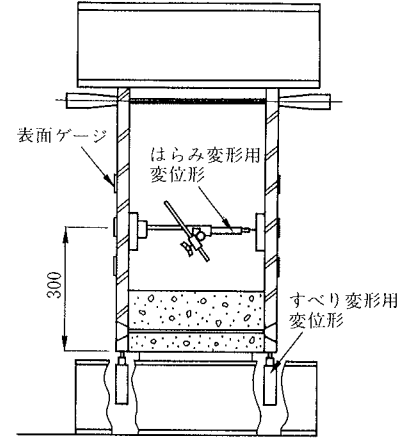


図-4 H 法の試験状況

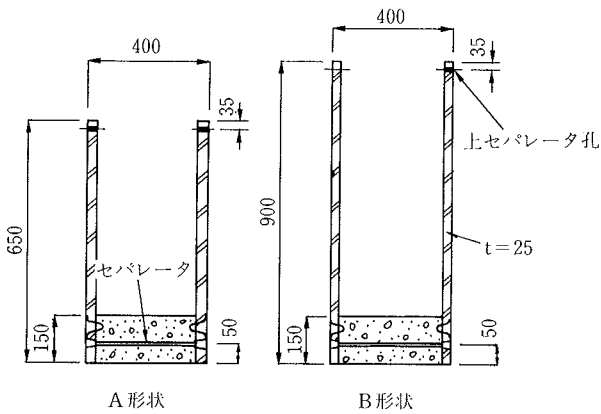


図-2 試験体の形状

3.2 実験概要

3.2.1 実験方法 試験体断面形状は、図-2 に示す A, B の 2 形状とし、その長さは 80 cm とする。側板パネルと PCa コンクリートとの接合はバー型スペーサを使って一体化する。開き止めのセパレータは、上下 2 段、左右 2 本の計 4 本である。

加力方法は W 法, H 法それぞれ図-3, 4 に示す。実際の側圧は等変分布荷重で作用するが、今回の模擬加力では、側圧全荷重を集中荷重に置換して作用させた。側圧を想定した水平荷重は 2 点載荷とし、ジャッキを 2 基連結して使用した。作用位置は PCa コンクリート天端より 15 cm (梁底より 30 cm) の高さとした。

H 法の場合、加力パラメータとしてスラブからの伝達荷重を想定した鉛直荷重 (一定値) を作用させたままで水平荷重をかけながら最終耐力を調べるケース①と、想定される水平荷重 (一定値) を作用させたままで鉛直荷重をかけながら最終耐力を調べるケース②の 2 ケースの加力方法とした。ただし、ケース②では、鉛直荷重 8 tf まで作用させても破壊しなかったため、鉛直荷重を一定 (5 tf) に戻して水平荷重で破壊させた。

側圧荷重を想定した水平荷重の大きさをロードセルで計測し、側板のはらみ変形、ずれ変形を変位計で計測した。側板のひずみを表面ゲージで計測した。

表-1 モルタルパネル曲げ試験結果

材令		ひび割れ		最大		最大応力時の変位 (mm)
		強度 (kgf/cm ²)	平均値 (kgf/cm ²)	強度 (kgf/cm ²)	平均値 (kgf/cm ²)	
21 日	No.1	114	143	131	149	46.0
	No.2	181		181		24.0
	No.3	134		134		34.0
31 日	No.1	128	142	187	214	39.5
	No.2	133		226		88.5
	No.3	165		230		82.5

試験体形状：100×700×25、スパン長600

3.2.2 試験要因と試験体数 PCa コンクリートと側板パネルの肌分かれの有無及び加力方法 (前述) をパラメータにした。

加力方法 W 法の場合の試験体数：

$$(A, B \text{ 形状}) \times (\text{肌分かれの有無}) \times 2 \text{ 体} = 8 \text{ 体}$$

加力方法 H 法の場合の試験体数：

$$(A, B \text{ 形状}) \times (\text{肌分かれの有無})$$

$$\times (\text{荷重ケース①, ②}) \times 2 \text{ 体} = 16 \text{ 体}$$

3.2.3 荷重の大きさの検討 H 法 (ケース①) の鉛直力 (一定値) の大きさは次のように求めた。スラブ厚 20 cm, スパン 3.0 m と仮定すると、幅×スパン長×(D.L+150 kgf/m²)≒1,500 kgf となり、鉛直力 (一定値) は 1,500 kgf とした。また、H 法 (ケース②) の水平力 (一定値) は以下のように求めた。側圧全荷重=最大側圧荷重計算値×幅×高さ (スラブ厚含む)×1/2 から、A 形状：450 kgf, B 形状：665 kgf とした。

曲げひび割れ荷重と最大荷重の計算値は以下のように仮定して算出した。水平荷重 P による曲げモーメントはセパレータ間を単純支持として、パネルの曲げ強度はパネルの曲げ強度試験結果の平均値を用いて、ひび割れ強度： α_{cr} =140 kgf/cm², 最大強度： σ_{max} =180 kgf/cm² とした。この数値を適用して曲げひび割れ荷重：P_{cr} と最大荷重：P_{max} の計算値を算出すると下記の値となる。

$$A \text{ 形状で } P_{cr}=840 \text{ kgf}, P_{max}=1,080 \text{ kgf}$$

$$B \text{ 形状で } P_{cr}=670 \text{ kgf}, P_{max}=860 \text{ kgf}$$

表-2 加力方法 W 法試験結果

記号	ひび割れ時			最大耐力時		
	水平荷重 Pcr (kgf)	計算値 (kgf)	比	水平荷重 Pmax (kgf)	計算値 (kgf)	比
W-A有-1	1,090	840	1.30	1,550	1,080	1.44
W-A有-2	1,210		1.44	1,760		1.63
W-A無-1	1,190		1.42	1,200		1.11
W-A無-2	1,070		1.27	1,330		1.23
W-A 平均値	1,140	840	1.36	1,460	1,080	1.35
W-B有-1	810	670	1.21	1,010	860	1.17
W-B有-2	900		1.34	1,070		1.24
W-B無-1	1,000		1.49	1,280		1.49
W-B無-2	900		1.34	1,150		1.34
W-B 平均値	900	670	1.34	1,130	860	1.31

(有：肌分かれ有り，無：肌分かれ無し)

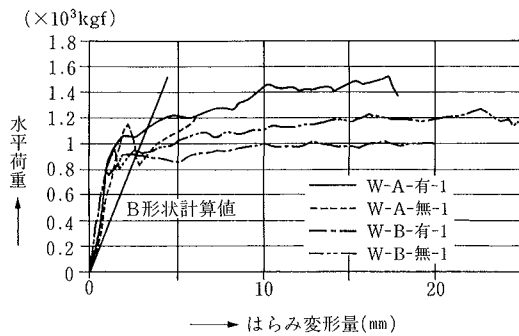


図-5 W 法のはらみ変形の動き

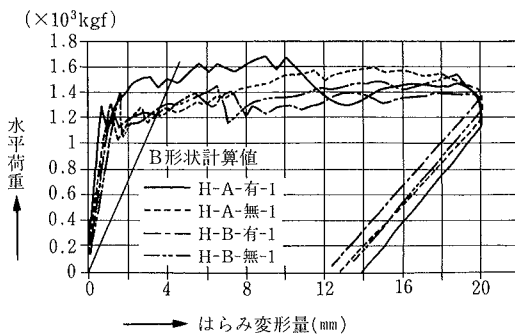


図-6 H 法のはらみ変形の動き

3.3 実験結果

3.3.1 側板パネルの曲げ強度試験結果 側板に用いたモルタルパネルの曲げ強度試験を側圧実験の前後に実施した。その結果を表-1に示す。当初の目標では、ひび割れ強度 80 kgf/cm² 以上、最大強度 120 kgf/cm² 以上と考えていたが、ひび割れ強度 140 kgf/cm² 程度であり、目標の1.75倍と大きかった。なお、試験時の PCa コンクリート圧縮強度は、370~510 kgf/cm² を示した。

3.3.2 加力方法 W 法の実験結果 加力方法 W 法による試験体の水平荷重とその加力点位置でのはらみ変形(平均値)挙動の実験結果の一部を図-5に示す。また表-2にひび割れ時、最大耐力時の水平荷重を整理して示す。この結果から、実験値は計算値に対してひび割れ時、最大時とも1.3倍程度の安全率であった。このようにやや

表-3 加力方法 H 法試験結果

記号	鉛直荷重 (kgf)	ひび割れ時			最大耐力時		
		水平荷重 Pcr (kgf)	計算値	比	水平荷重 Pmax (kgf)	計算値	比
H-A有-1	1,500	1,310	840	1.56	1,680	1,080	1.56
H-A有-2		1,150		1.37	1,450		1.34
H-A有-3	5,000	1,400		1.67	1,650		1.53
H-A有-4		1,490		1.77	1,690		1.57
平均値		1,340		1.59	1,620		1.50
H-A無-1	1,500	1,310	840	1.56	1,590	1,080	1.47
H-A無-2		1,490		1.77	1,740		1.61
H-A無-3	5,000	1,270		1.51	1,610		1.49
H-A無-4		1,220		1.45	1,710		1.58
平均値		1,320		1.57	1,660		1.54
H-B有-1	1,500	1,300	670	1.94	1,400	860	1.63
H-B有-2		1,490		2.22	1,520		1.77
H-B有-3	5,000	1,310		1.96	1,310		1.52
H-B有-4		1,400		2.09	1,410		1.64
平均値		1,380		2.06	1,410		1.64
H-B無-1	1,500	1,400	670	2.09	1,500	860	1.74
H-B無-2		1,310		1.96	1,340		1.56
H-B無-3	5,000	1,220		1.82	1,410		1.64
H-B無-4		1,210		1.81	1,420		1.65
平均値		1,290		1.93	1,420		1.65

(有：肌分かれ有り，無：肌分かれ無し)

大きい理由は、側板パネルとコンクリートを結合しているバー型スペーサが支持点として働き、曲げの有効スパンが短くなるためではないかと思われる。

側板パネルの型枠設計上の許容曲げ応力度は 80 kgf/cm² であり、一方、最大曲げ強度は 120 kgf/cm² 以上としている。前述の実験で得られた安全率も含めた全体としての安全率は、許容荷重に対して $1.3 \times 120 / 80 = 2.0$ 倍以上になると判断される。

上下のセパレータ間で単純支持と仮定した時のはらみ変形計算値と実験値(平均値)を比較すると、弾性範囲で、B形状の実験値は、計算値の約半分と小さかった。そのため単純支持で計算しておけば安全側の設定であるといえる。

なお、側板パネルと後打ちコンクリートとの肌分かれを考慮して、油塗布の有無を比較したが、強度、変形の面で劣ることはない判断された。

3.3.3 加力方法 H 法の実験結果 加力方法 H 法の試験体のはらみ変形(平均値)挙動の実験結果を図-6に示す。また表-3にひび割れ時、最大耐力時の水平荷重を整理して示す。

表-3の結果から、実験値は計算値の1.5倍以上であり、W法に比べてひび割れ、最大耐力いずれも増大した。これはH法のように鉛直荷重が加わった場合は、側板パネルに圧縮力が作用し、曲げに対して有利に働いたためと思われる。また、変形の上からもH法のように鉛直荷重による圧縮力が作用した方がW法よりも有利に

表—4 H法におけるすべり変形試験結果

試験体	すべり変形0.1mmの荷重 (tf)平均値	すべり変形0.2mmの荷重 (tf)平均値
HA有4	3.0	4.9
HA無3	4.7	6.1
HA無4	3.2	5.3
HB有3	1.7	3.0
HB有4	1.9	3.5
HB無3	3.3	5.7
HB無4	3.3	8.0

(有：肌分かれ有り，無：肌分かれ無し)

作用することが分かった。

H法の試験体のうち、想定される側圧荷重(水平荷重)を作用させたままで鉛直荷重をかけながらすべり変形を測定したケースについて、すべり変形が0.10 mm、0.20 mmに達した時の鉛直荷重を表—4に示す。

この表から、想定側圧荷重を作用させた状態での、すべり変形0.10 mmの時の鉛直荷重は1.70 tf以上、0.20 mmの時には3.0 tf以上を保有していることが分かる。このすべり変形0.20 mmの時の鉛直荷重3.0 tfは、単位長さに換算すると、3.75 tf/m(側板両面とも)に相当する。実際に作用する鉛直荷重(スラブ自重伝達荷重)はスラブスパンが3.0 mとすると、 $3.0 \times (0.48 + 0.15) = 1.89$ tf/m程度であり、この鉛直荷重に対する安全率は約2倍となり、十分安全であると考えられる。バー型スペーサが有効に働いているためと思われる。

なお、肌分かれを考慮した油塗布の有無が、すべり変形に及ぼす影響については、この表から多少、認められるものの強度、変形の上からは問題ない。

載荷後のひび割れ状況はオリフォームIの場合と同様に、鉛直荷重が作用する場合でもひび割れ発生後の分散効果が認められ、脆性破壊の恐れはないと言える。

4. 実大部材実験

4.1 実験目的

オリフォームIIはオリフォームIに比べると断面の一体性が高く、梁下支保工の間隔を広げることができる。また、側板パネルのスラブ荷重を支持する能力も高い。ここでは支保工間隔を広げ、側板パネルでスラブ荷重を受けた状態での後打ちコンクリート打設時の安全性を検討するために、実大断面の試験体による載荷実験を行い、以下の点を確認した。

- ① オリフォームIIの断面性能
- ② 側板パネルや鉛直接合部の強度特性

4.2 試験体と使用材料

試験体は3体あり、梁幅を60 cmとし、梁せい(65 cmと80 cm)とせん断スパン(120 cmと90 cm)をパラメータとした。PCa部分には主筋として5-D25を配筋した。鉛直接合部の接合筋には、 π 型スペーサが棒状の鉄筋に20 cmピッチで溶接されたバー型スペーサを使用した。試験体の形状を図—7に、種類を表—5に、材料特性を表—6に示す。

表—5 試験体の種類

試験体	主筋	梁幅 b(cm)	梁せい d(cm)	せん断スパン a(cm)	せん断スパン比 a/d
No. 1	5-D25	60	65	120	1.85
No. 2			65	90	1.38
No. 3			80	120	1.50

4.3 実験方法

試験体は反力点間距離を3.2 mとしてローラーで支持した。支持点はPCaコンクリートの下端面とし、側板パネル頂部からの鉛直荷重はすべて鉛直接合部を通じてPCaコンクリート部分に流れるようにした。これは製造上、側板パネルの下端面がPCaコンクリートの下端面より若干浮き上がることがあることを考慮して、その部分での梁下支保工の支持条件に合わせたものである。

載荷方法は、スラブのコンクリート厚さを15 cmと仮定した場合のコンクリート打設時の側圧に相当する水平荷重を4箇所から分散して側板パネルに作用させ、これを一定に保持しながら、側板パネル頂部の加力点から鉛直荷重を漸増載荷する方法とした。荷重は油圧ジャッキで加えた。

4.4 実験結果と考察

4.4.1 破壊経過 最大荷重時の側板パネルのひび割れ分布を図—8に示す。初期ひび割れは加力点から反力点に向かって発生した斜めのせん断ひび割れである。PCa部分下端にはほぼ同時期に曲げひび割れが発生した。側板パネルにせん断ひび割れが発生しても耐力は低下せず、荷重を増大させるに従ってひび割れは細かく分散した。No. 3試験体にはせん断ひび割れ発生後に側圧の影響によると考えられる水平方向のひび割れも発生した。

鉛直接合部のうち反力点近傍では、側板パネルにせん断ひび割れが発生する以前からずれ始め、最大荷重時にはこの部分がすべり破壊した。反力点近傍以外ではずれがほとんどなかった。

No. 3試験体は荷重の誤操作により、鉛直接合部のずれとせん断ひび割れ発生時の荷重は確認できなかった。

4.4.2 たわみ性状 No. 1試験体の荷重～たわみ関係を図—9に示す。反力点近傍の鉛直接合部でずれが生じた後も、側板パネル部分にせん断ひび割れが発生するまでの剛性は曲げとせん断を考慮した弾性剛性計算値とよく一致している。ひび割れ発生後は剛性が低下したが、鉛直接合部が滑り破壊するまでは荷重の低下はなく、靱性に富んだ変形性状を示した。

4.4.3 側板パネルとPCa部分との一体性 せん断ひび割れ発生以前の、純曲げ区間の断面におけるひずみ分布を図—10に示す。中立軸位置は弾性計算結果とよく一致し、ひずみの分布状態は断面の一体性がよく保たれていることを示している。

4.4.4 諸荷重 実験結果の一覧を表—7に示す。なお、表中の荷重Qは側板1枚当たりのせん断力の値である。

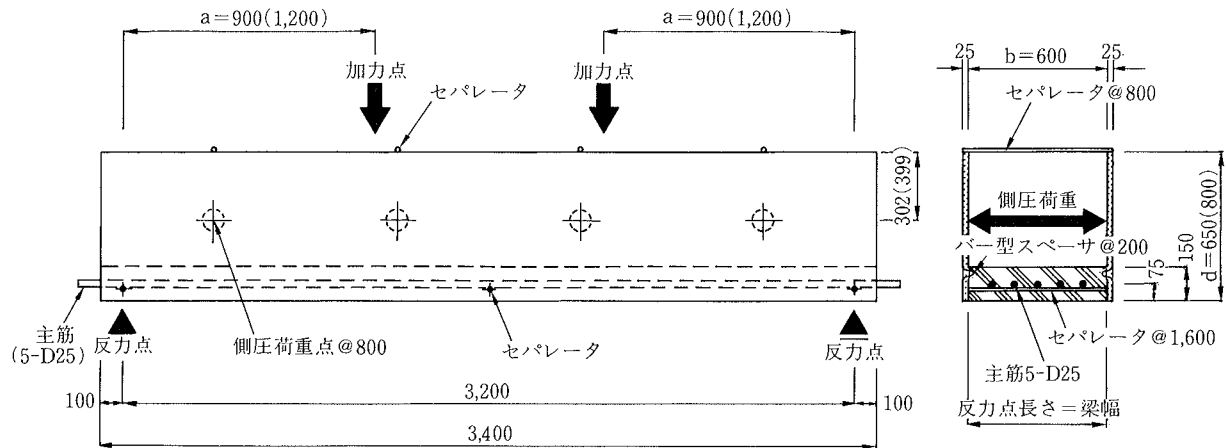


図-7 試験体の形状寸法と加力方法

表-6 材料特性

(1)コンクリートの材料定数

圧縮強度 σ_B (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_c (10 ⁵ kgf/cm ²)	割裂強度 σ_T (kgf/cm ²)	比重
314	2.77	24.4	2.37

テストピース: 100φ×200

(2)繊維補強モルタルの材料定数

テストピース: 100φ×200			テストピース: 200×25×1,000	
圧縮強度 σ_B (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_c (10 ⁵ kgf/cm ²)	比重	曲げ強度(kgf/cm ²)	
			ひび割れ σ_c	最大 σ_{max}
870	3.34	2.38	89	125

(3)鉄筋の材料定数

	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_B (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_s (10 ⁶ kgf/cm ²)
4.5φ(バー型スパーサ)	4,790*1	6,100	2.06
7φ(セパレータ)	4,880*1	6,800	2.06
D25(主筋)	3,670*2	5,850*2	1.98*2

*1 0.2%強度時, *2 公称断面積使用

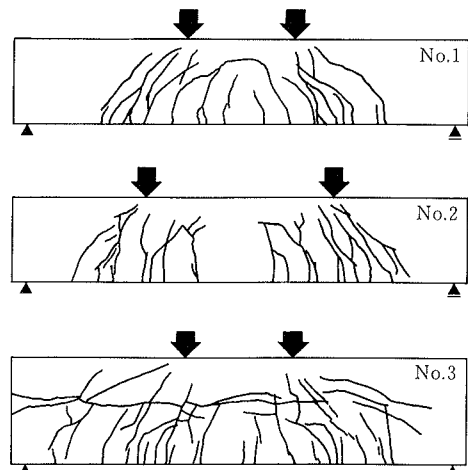


図-8 ひび割れ分布

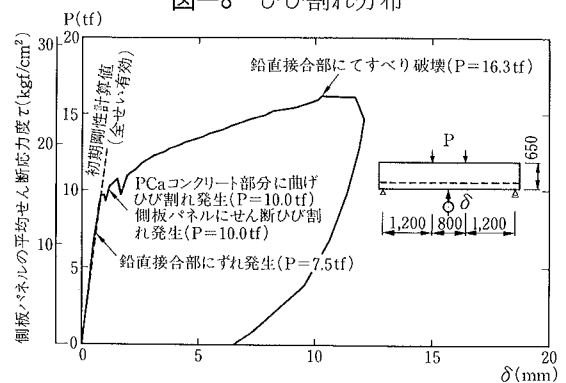


図-9 荷重～たわみ関係 (No. 1 試験体)

(1) 曲げひび割れ荷重 弾性計算時の断面係数を用いて、曲げひび割れ発生時のPCaコンクリート下端の応力度を算出すると、23.1~25.6 kgf/cm²となる。曲げ応力度をコンクリート圧縮強度の平方根を用いて表すと、 $(1.30\sim 1.44)\sqrt{\sigma_B}$ であり、一般の鉄筋コンクリート部材の曲げ応力度 $1.8\sqrt{\sigma_B}$ よりやや小さい。これは実験のばらつき範囲内の数値とも考えられるが、オリフォームIIのPCa部分の断面積に占める鉄筋の断面積の比率が一般の梁部材よりも大きいために、コンクリートの硬化収縮時に鉄筋に拘束されて引張の残留応力が存在していたことも考えられる。

(2) せん断ひび割れ荷重 せん断ひび割れ発生時の側板パネル部分の平均せん断応力は15.4~18.5 kgf/cm²である。これは側圧が作用した状態での値であり、通常の梁せいで、コンクリート側圧が作用している時のせん断ひび割れ応力は15 kgf/cm²程度と考えてよいだろう。

(3) すべり破壊荷重 鉛直接合部のうち反力点近傍では、応力集中によって比較的早くからずれが生じたが、

部材性状に有害な影響は及ぼさなかった。

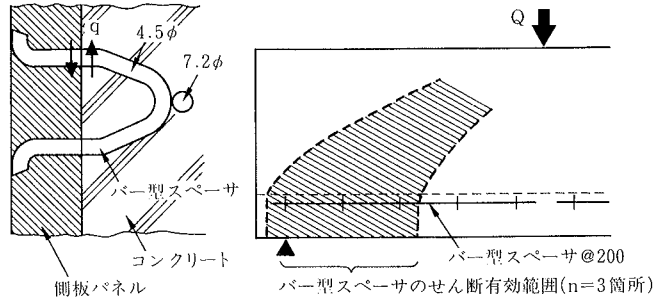
鉛直接合部のすべり破壊時の荷重をバー型スパーサのせん断耐力計算値と比較した。計算値は、バー型スパーサの足1本当たりのせん断耐力を頭付きスタッドのせん断耐力実験式を用いて算定し、反力点近傍のバー型スパーサのせん断有効箇所を表中の図に示すように3箇所と仮定して求めた。計算値は3体の実験値とほぼ一致する。

4.4.5 後打ちコンクリート打設時の安全率 試験体と同一断面のオリフォームIIをスパン3.2mで単純梁形式で支持し、スラブ厚さを15cm、スラブの支持スパンを梁と直交方向に3.0m、鉄筋を含む後打ちコンクリートの重量を2.4 tf/m³と仮定した場合の、後打ちコンクリー

表一7 実験結果の一覧

	ずれ発生荷重		曲げひび割れ荷重			せん断ひび割れ荷重		すべり破壊荷重			
	Qs (tf)	τs (kgf/cm ²)	Q _{BC} (tf)	σ _{BC} (kgf/cm ²)	σ _{BC} /√σ _B	Q _{sc} (tf)	τ _{sc} (kgf/cm ²)	Q _U (tf)	τ _U (kgf/cm ²)	cQ _U (tf)	Q _U /cQ _U
No. 1	1.88	1.0	2.50	25.6	1.44	2.50	15.4	4.08	2.3	4.30	0.95
No. 2	0.50	0.4	3.00	23.1	1.30	3.00	18.5	4.63	3.4	4.30	1.08
No. 3	—	—	3.75	25.4	1.43	—	—	4.38	2.4	4.30	1.02

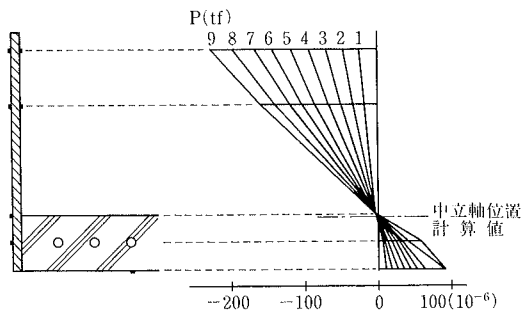
Q : 側板部分のせん断力 (=P/4)
 τ : 鉛直接合面での平均せん断応力度
 τ_s : 側板断面の平均せん断応力度
 σ_{BC} : U型断面の断面係数を用いて算出した曲げ応力度
 σ_B : コンクリート圧縮強度 (=314kgf/cm²)
 cQ_U : バー型スペーサのせん断耐力計算値
 cQ_U = c_{q_U} × 2 (本) × 3 (箇所)
 c_{q_U} : バー型スペーサの足1本当りの接合せん断力
 (=0.5 a_{BS} √σ_B · E_C = 716kgf/本)
 a_{BS} : バー型スペーサの足1本の断面積
 E_C : コンクリートのヤング係数



表一8 コンクリート打設時の安全率

		オリフォームIIの断面	
		No.1, No.2と同一断面	No.3と同一断面
曲げモーメント	設計値(t·m)	3.27	3.55
	ひび割れ発生時 実験値(t·m)	5.40~6.00 (1.65~1.84)	9.00 (2.54)
せん断力	設計値(t)	1.23	1.23
	ひび割れ発生時 実験値(t)	2.50~3.00 (2.03~2.44)	3.00* (2.44)
	すべり発生時 実験値(t)	4.08~4.63 (3.32~3.76)	4.38 (3.56)

()内: 安全率 [= 実験値 / 設計値]
 * 実験値がないため、せん断ひび割れ強度は15kgf/cm²と仮定した



図一10 ひずみ分布 (No. 1 試験体)

ト打設時の部材に作用する曲げモーメントと側板1枚当たりのせん断力を求めて設計値として表一8に示し、対応する試験体の実験値との比較を行った。

No. 1, 2 試験体と同一断面の場合には、曲げひび割れ発生荷重に対する安全率は1.65倍以上、せん断ひび割れ発生荷重に対する安全率は2.03倍以上あり、No. 3 試験体と同一断面の場合には、それぞれ2.54倍、2.44倍の安全率を有している。すべり発生荷重に対してはいずれも3.5倍前後の安全率を有している。この結果、一般的に使用される断面の梁に対しては、オリフォームIIの支保工間隔を3 m程度とし、側板パネルにスラブ荷重を支持させても構造上は特に問題なく安全に施工できることが判った。

なお、前述の基礎実験では、鉛直接合部のすべり量が0.2 mmに達するのは、実際に作用する鉛直荷重の2倍以上の荷重に相当するという結果が得られている。本実験の反力点近傍の鉛直接合部に0.2 mmのすべりが発生した時のせん断力は、No. 1, 2, 3それぞれ2.38 tf, 2.03 tf, 2.45 tfであった。これは設計せん断力の1.93倍、1.65倍、1.99倍に当たる。このように倍率が2倍弱に低下したのは、基礎実験での反力条件と異なり、実大部材実験では反力点近傍に応力集中が生じているためと思われる。

5. まとめ

今回の基礎実験からオリフォームIIは型枠として十分な強度を有することが判明した。また、実大部材実験からは、仮設時の断面算定や梁下支保工の間隔を算定する

うえで必要な点が以下のように明らかとなり、一般的な断面の場合には後打ちコンクリート打設時の安全性は十分に高いことが判明した。

① オリフォームIIの弾性時の断面性能は側板パネルとPCaコンクリート部分が一体であると仮定して弾性計算で評価することができる。

② 側板パネルのせん断ひび割れ強度は、後打ちコンクリート打設時の側圧を受けた状態で15 kgf/cm²程度であり、せん断ひび割れが生じても配合された繊維の補強効果によってひび割れが分散して脆性破壊せず、支持力の低下もない。

③ PCaコンクリート部分の曲げひび割れ強度は、1.4√σ_B前後である。

④ 鉛直接合部がずれ始めてもバー型セパレータで応力伝達が行われ、鉛直接合部のすべり破壊強度は頭付きスタッドの耐力実験式を用いて評価することができる。

参考文献

小柳, 小川, 久保田, 中根, 青山, 脇坂, 古屋: 打込み型枠「オリフォーム」工法の開発, 大林組技術研究所報, No. 46, p. 19~24, (1993)