

## 論文 打込み型枠を用いた合成梁構造の開発

小柳 光生<sup>\*1</sup>・増田 安彦<sup>\*2</sup>・川口 徹<sup>\*3</sup>

要旨: 施工の省力化や環境保護の観点から、梁用の外殻プレキャスト打込み型枠を開発し、既に実用化している。このうち、タイプ II は梁側面を薄肉モルタル板、梁底面をプレキャスト鉄筋コンクリートの構造体とすることで支保工を省力化できるタイプである。今回、これまで型枠扱いであった側板パネルを構造体の一部と見なすために一部改良し、タイプ II に関する構造実験を行い、構造体としての妥当性を確認したので報告する。

キーワード: 外殻プレキャスト, 梁用打込み型枠, 省力化, せん断実験

## 1. はじめに

施工の省力化や環境保護の観点から外殻プレキャスト梁型枠(オリフォーム工法)を開発している。この工法には図-1に示すように型枠全面を薄肉パネル(厚25mm)とするタイプ I、梁側面を薄肉パネル、梁底に下端筋とスターラップ筋を内蔵したコンクリート板(厚150mm前後)で接合したタイプ II の2種類があり、既に3万m<sup>2</sup>近い施工実績がある。

これまで、タイプ I、IIともに薄肉パネルは型枠扱いであったが、パネルの表面に砂利コッターを設けて、打継ぎ面の付着性を改良し、この薄肉パネルを構造体の一部として利用できるタイプを開発した(構造体 I、II)。既報<sup>1)</sup>では強度特性、耐久性、耐火性から優れていることを述べ、既報<sup>2)</sup>ではタイプ I (構造体)の一連の曲げせん断実験から、構造性能としても優れていることを述べた。

今回、「タイプ II (構造体)」について同様な曲げせ

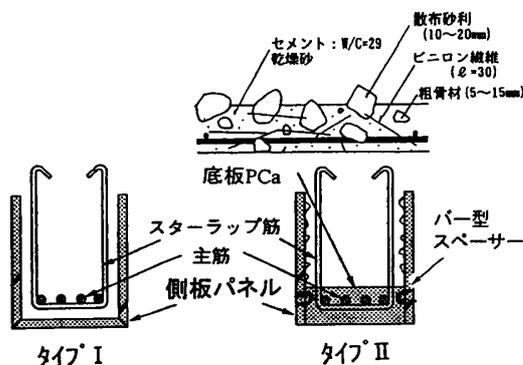


図-1 梁用外殻PCa型枠

ん断実験を行い、従来の一体打ちコンクリート梁と同等以上の構造性能を有することを確認した。後打ちコンクリート強度として高強度( $F_c=36N/mm^2$ )を対象とした(なお既報<sup>2)</sup>では $27N/mm^2$ )。

## 2. 本工法の特長

製造方法は、平らなベッド上でコンクリートを打込んだ後、砂利を散布して側面パネルを製造する。硬化した側板パネルを直立させ、所定の配筋を施す。その後、梁底コンクリート(高さ10cm)を打込み、養生する。砂利散布で界面を改良した側板パネルに関する特性を表-1に紹介する。高曲げ強度、高い界面せん断強度を有するだけでなく、耐久性上も構造材として十分優れている<sup>1)</sup>。鉄筋コンクリート梁としての耐火性能(2時間)も取得している。

本工法の特長を以下に列記する。

表-1 薄肉パネル特性

項目	品質	備考
圧縮強度	90N/mm <sup>2</sup>	実強度
曲げひび割れ強度	8N/mm <sup>2</sup>	
最大曲げ強度	12N/mm <sup>2</sup>	
界面せん断強度	2N/mm <sup>2</sup>	
中性化性能	中性化深さゼロ (促進期間6ヶ月)	CO <sub>2</sub> : 5.0% 温度: 30℃
乾燥収縮性能	歪み $6 \times 10^{-4}$ (材齢250日)	温度: 30℃ 湿度: 60%RH
梁としての耐火性能	2時間耐火	建築センター 評定取得

\*1 (株)大林組 技術研究所 主任研究員 工博 (正会員)

\*2 同 副主任研究員 工博 (正会員)

\*3 同 室長 工博 (正会員)

表-2 パネル調査

名称	W/C (%)	単位水量 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	収縮低減剤	ピニロン	高性能 AE 減水剤
モルタル板実験 その1	30.0	285	950	950	0	10	26	17
コンクリート板実験 その2	29.0	269	928	689	346	8	26	25

表-3 材料強度

コンクリート強度	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
後打ち部	28.2	2.44

鉄筋の強度	降伏点強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D22	368	563

- ・打込み型枠であるため、型枠工事や鉄筋作業が省力化されるとともに型枠の解体が不要となり、廃材の発生もなく、熱帯雨林の保護となる。
- ・薄肉プレキャスト材のため、軽量化が可能で、従来のハーフプレキャスト材のような過大な揚重機を必要としない。
- ・平らな面で打込み、梁型枠を形成するため、任意の形状が可能で製造が容易である。また側面のスリーブ孔や小梁開口など個々の加工も容易に対応できる。
- ・薄肉パネルは高強度コンクリートのため、耐久性に優れ耐薬品性も高い。

表-4 試験体一覧

実験変数	試験体		
	RB-1 (合成梁)	RS-1 (合成梁)	S-1 (一体梁)
b × D (mm)	300 × 500		
L (mm)	2,000	1,000	1,000
M/GD	2.0	1.0	1.0
主筋(SD345) pt (%) 上 (pt=at/bD)	4-D19 (0.77)	6-D22 (1.84)	6-D22 (1.84)
下	4-D19 (0.77)	6-D22 (1.84)	6-D22 (1.84)
あばら筋(SD295A) (pw %)	□-D10 @70 (1.36)	□-D10 @200 (0.24)	□-D10 @200 (0.24)
破壊性状の目標	曲げ圧壊	せん断破壊	せん断破壊

3. 曲げせん断実験 (その1)

3.1 実験概要

改良パネルを用いた合成梁実験に先立ち、実験 (その1) として、従来の型枠扱いの側板パネル (モルタル板、砂利コッター無し) を使って、タイプ II の曲げせん断に関する構造性能を把握した。側板パネルの調査を表-2 に示す。また側板、底板の圧縮強度はそれぞれ 90, 50N/mm<sup>2</sup> を示した。後打ちコンクリート強度を表-3 に示す。試験体は、表-4 に示

す曲げ降伏先行型 (RB-1) とせん断破壊型 (RS-1) のそれぞれ1体ずつであるが、せん断破壊型は既報<sup>2)</sup> の実験での一体梁 (S-1) と同様な条件 (形状・配筋・強度) であるところから、この時の結果と対比することとした。断面は梁せい50cm、幅30cmで、上端部はスラブ厚10cmを想定して、その分、梁側面パネルを下げており、その箇所は在来の合板で製作、脱型した。加力方法は建研式短柱試験装置を使って正負交番繰り返し載荷とした。

3.2 実験結果

実験結果の一覧を表-5 に、荷重～相対変位関係を図-3 に示す。曲げ降伏先行型 (RB-1) の場合、83KN で初期曲げひび割れが発生し、186KN 付近で

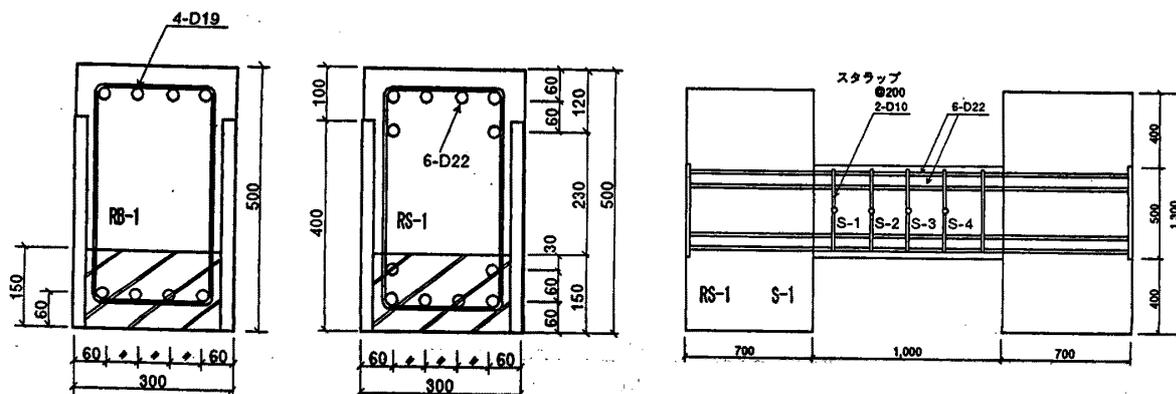


図-2 試験体形状と配筋

主筋が曲げ降伏し変形が増大したが、その後も部材角1/33までは徐々に耐力も伸び、靱性を確保しながら、部材角1/25で235kNの強度を示し、曲げ圧壊した。

せん断破壊型 (RS-1) の場合、176kNで初期曲げひび割れ発生し、部材角1/100で最大荷重422kNを示し、せん断破壊を生じた。なお、比較用の一体梁の場合を破線で示すが、一体梁よりも高いせん断耐力を有する(約1.25倍)ことが確認された。なお、側板パネルの肌分かれは荷重353kN以降に徐々に発生したが、大きな剥離という状況は生じなかった。

計算法は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」におけるせん断終局耐力式(以後、靱性指針式と呼ぶ)を耐力算定式に用いる。

せん断耐力算定式:

$$V_u = \mu p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + (\nu \cdot \sigma_b - 5p_{we} \cdot \sigma_{wy} / \lambda) \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta / 2 \quad (N) \quad (1)$$

(記号は上記指針を参照)

曲げ終局強度:

$$M_u = 0.9 A_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

実験値と計算値の比較を表-5に示す。RB-1の場合、実/計の比は1.41と最大曲げ荷重計算値に対してやや高めであった。せん断耐力で決まるS-1(一体梁)の場合、実/計の比は1.06と良く一致していた。同じくせん断耐力で決まるRS-1(合成梁)の場合、S-1に比べて30%ほど耐力は大きく、これは側板や底板の強度が後打ちコンクリート強度よりも高強度であることからその影響が認められる。ここでは「等価強度」という考えを用いて合成梁のせん断荷重計算値を算出した。

$$\text{等価強度} : F_c = (A_1 \cdot F_1 + A_2 \cdot F_2 + A_3 \cdot F_3) / (A_1 + A_2 + A_3) = 40.3 \text{ N/mm}^2 \quad (3)$$

この時F1、F2、F3は側板、底板、後打ちそれぞれの強度、同様にA1、A2、A3はそれぞれの断面積。具体的には式(1)の $\sigma_b$ に、等価強度を代入する。その結果、RS-1(合成梁)の実/計の比は1.06となり、等価強度という考えを適用できた。

### 3.3 考察

側板を構造体の一部と見なした合成梁の曲げ耐力

表-5 実験結果一覧(その1)

試験体名称	最大強度 実験値① (kN)	曲げ強度 計算値② (kN)	せん断強度 計算値 ③ (kN)	実/計比 ①/② or①/③	破壊 パターン
RB-1	235	167	(567)	1.41	曲げ圧壊
RS-1	422	(65.3)	397	1.06	せん断破壊
S-1(一体梁)	338		319	1.06	せん断破壊

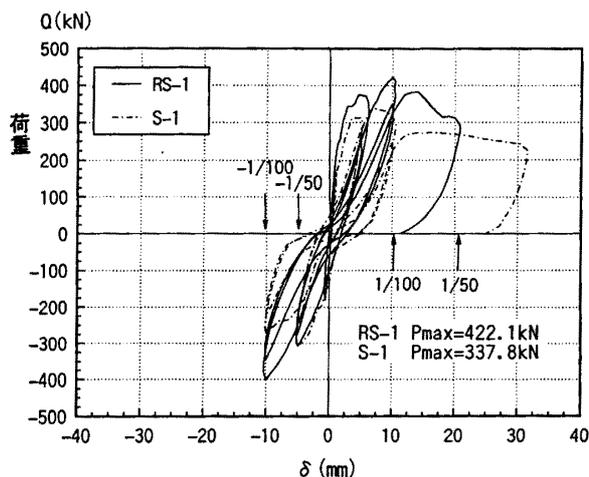
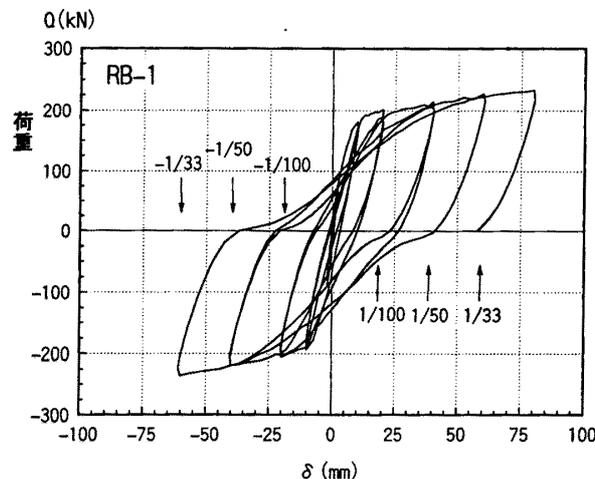


図-3 荷重~変位関係(その1)

は計算値を十分満足し、靱性にも優れていることを確認した。せん断耐力についても比較用の一体梁に比べて耐力も大きく、懸念された肌分かれの面でも問題なかった。これは底板と側板がバー型スペーサーで接合されていることも一因と思われる。しかし、側板パネルを確実に構造体の一部とするために、パネル界面処理の改良と調合改良を施し、以下のような構造実験を行った。

## 4. 曲げせん断実験(その2)

### 4.1 概要

実験(その1)を踏まえてタイプIIの側板パネル界

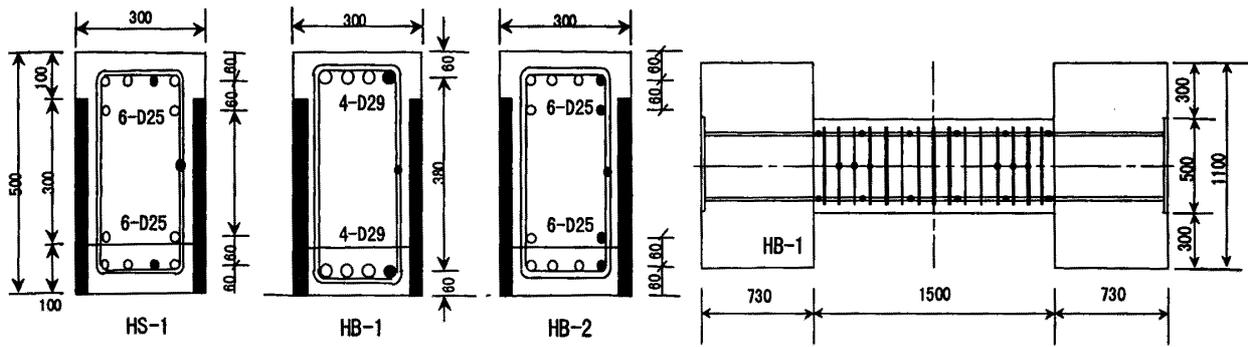


図-4 試験体断面及び配筋図

面を砂利コッターに改良したコンクリートパネルに変更して構造実験を行った。また実験（その1）は、後打ちコンクリート実強度 $28\text{N/mm}^2$ 程度の構造実験であるが、高層集合住宅への適用も考慮して、ここでは高強度コンクリートとし設計強度を $42\text{N/mm}^2$ とした。試験体は表-6に示すHS-1, HB-1, HB-2の3体で、パラメータはせん断スパン比、主筋量、あばら筋量とした。HS-1はせん断破壊、HB-1, HB-2は付着割裂破壊を想定している。試験体HS-1から、せん断破壊時の最大耐力が全断面を有効と見なしたせん断耐力設計値を十分保有することを確認する。試験体HB-1から、付着破壊時の最大耐力がこれまでの付着割裂破壊時設計値と比較して、遜色ない耐力を有することを確認する。試験体HB-2は同じく付着割裂破壊を想定しているが、2段配筋した場合の試験である。図-4に試験体の断面及び配筋図を示す。試験体は全て梁せい50cm、幅30cmの梁断面で、いずれも外殻プレキャスト合成梁である。

側板パネルの調合を前述の表-2に、加力試験時のパネル曲げと圧縮強度試験結果を表-7に示すが、初期ひび割れ強度は $8.33\text{N/mm}^2$ で、最大曲げ強度は $17.14\text{N/mm}^2$ と高曲げ強度を有していた。試験時の後打ちコンクリート圧縮強度は $42\text{N/mm}^2$ を目標と

表-7 強度試験結果(その2)

	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	弾性係数 ( $\times 10^4 \text{N/mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	曲げ強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
側板	97.4	3.00	—	17.14
梁底板	45.9	2.85	3.17	—
後打ち部	35.4	2.72	2.54	—

表-6 試験体の諸元

実験変数	HS-1	HB-1	HB-2
b × D (mm)	300 × 500		
L (mm)	1000	1500	
L/D	2.0	3.0	
主筋 (SD390) 上 (pt=at/bD)pt(%)下	6-D25 (2.03) 6-D25 (2.03)	4-D29 (1.71) 4-D29 (1.71)	6-D25 (2.03) 6-D25 (2.03)
あばら筋 (SD295A)、(pw %)	□-D10 @150 (0.32)	□-D10 @100 (0.48)	□-D10 @100 (0.48)
破壊性状の目標	せん断	付着割裂	付着割裂

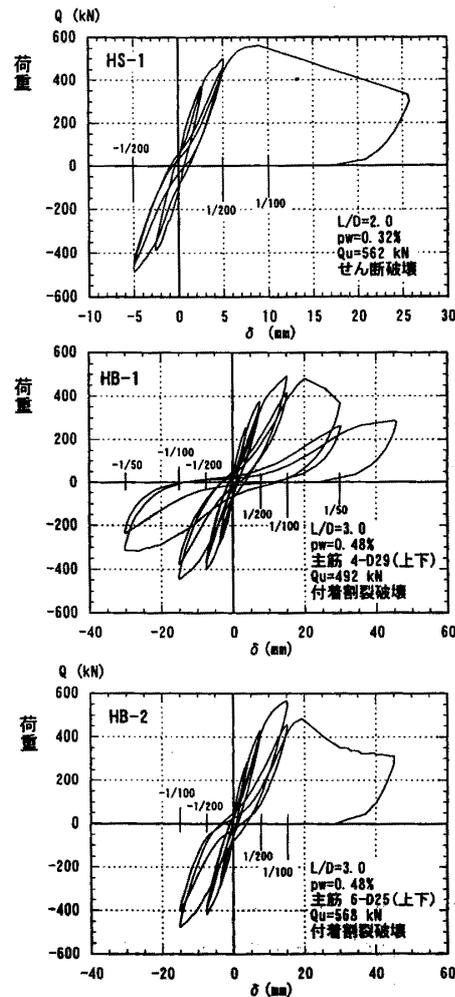


図-5 荷重～変位曲線(その2)

したが、加力試験前後（材齢50日）の圧縮強度は35.4N/mm<sup>2</sup>でやや低い値であった。なお上端部はスラブ厚10cmを想定した。使用した主筋の径はD25とD29でいずれも材質SD390としたが、降伏強度はD25、D29それぞれ411N/mm<sup>2</sup>、424N/mm<sup>2</sup>であった。

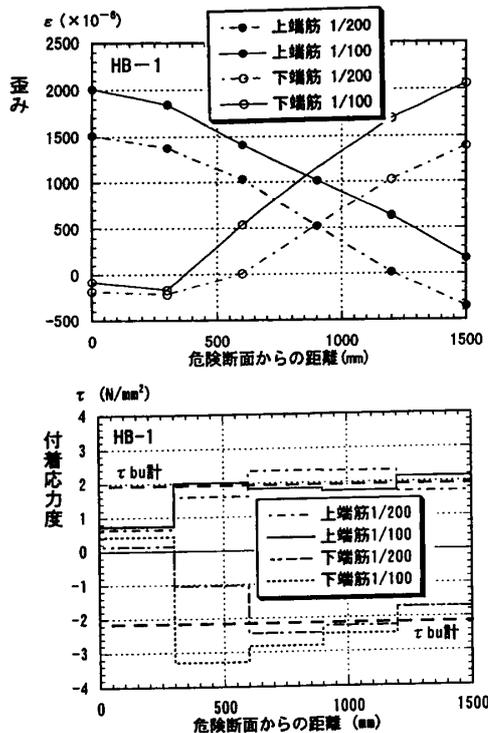
加力は建研式短柱試験機を用い、軸力を与えない状態で逆対称載荷を行い、部材角1/400で1回、1/200、1/100、1/50で各2回の正負交番繰り返し載荷を行った。

4.2 実験結果

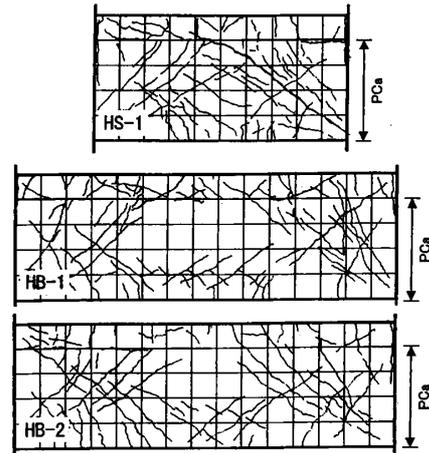
各試験体の荷重(Q)－変形(δ)関係を図－5に示す。主筋ひずみ分布と付着応力度を図－6に示す。最大耐力時及び載荷終了時のひびわれ発生状況を図－7に示す。また指標となる荷重値(実験結果)の一覧を表－8に示す。以下に載荷実験結果の状況を述べる。

(1) HS－1

曲げ初ひびわれは、危険断面に生じた後、後打ちコンクリート部分にほぼ等間隔で曲げひびわれが生じ、それらが側板パネルへと進展した。せん断ひびわれは、主応力度式で求めたひびわれ荷重近傍で生



図－6 主筋歪み分布と付着応力度分布



図－7 ひび割れ状況

じた。ほぼ同時に後打ちコンクリート側の梁上面に付着ひびわれが発生した。付着ひびわれの進展は後打ちコンクリート側と底板PCa側でかなり異なり、強度が低く、上端主筋側である後打ちコンクリート側の進展が目立った。部材角1/100に向かう途中で脆性的なせん断破壊を生じた。最大耐力に達するのとほぼ同時に、梁底PCaと側板パネルの界面にひびわれが生じたが、最大耐力以前の一体性は良好であった。

(2) HB－1, HB－2

加力初期のひびわれ状況は概ねHS－1と同様であるが、付着破壊を想定した試験体であり。いずれも早期から梁上下面に主筋にそった付着ひびわれが発生した。両試験体共に部材角1/200までは紡錘形の良い荷重変形関係を示したが、1/100に達する前にあばら筋に降伏を生じ、1/100の繰り返し載荷において多数のせん断及び付着ひびわれが発生した。特にHB－1では梁上面や側面の付着ひびわれが拡大するなど損傷が目立った。HB－1は最大耐力後、荷重が徐々に低下し、試験体側面上端主筋に沿った付着ひびわれが大きく開き、典型的な付着破壊を生じたのに対し、HB－2は変位約20mm(R=1/150)で脆性的な耐力低下を生じ、せん断ひび割れと付着ひびわれが共に拡大する複合的な破壊を生じた。これらの試験体では、底板PCaと側板PCaの界面付着破壊を伴う付着割裂破壊が懸念された(図－8参照)が、耐力低下後に側板パネルと底板PCa部

表-8 実験結果(その2)

試験体 名称	あばら筋 降伏実験 値 (KN)	最大強度 実験値 ① (KN)	せん断強 度計算値 ② (KN)	実/計 比率 ①/②	破壊 パターン
HS-1	18.6	562	445	1.26	せん断破壊
HB-1	21.0	492	418	1.18	付着割裂破壊
HB-2	19.0	568	480	1.18	付着割裂破壊

の間に軽微な付着ひびわれが生じた程度で、一体性は良好であった。

4.3 せん断耐力算定値との比較

前述の靱性指針式を耐力算定式に用いる。

コンクリート強度には等価強度を使用した(ここでは 45.2N/mm<sup>2</sup>)。表-8 にせん断耐力の比較を示す。HS-1での実/計は1.26であった。靱性指針によれば、曲げ降伏以前にせん断破壊したと報告された試験体の(実/計)の平均値は1.22であったと報告されている。高強度側板パネルを考慮した等価強度を用いる場合、報告された一体打ち試験データと同等のせん断余裕度を有することが分かる。なお全断面を後打ちコンクリート強度としてせん断耐力を算定した場合、余裕度はさらにアップし1.30～1.47となった。

4.4 付着割裂強度算定値との比較

強度計算式には靱性指針式を用いる。

付着割裂強度算定式:

$$\tau_{bu} = \alpha t \{ (0.086bi + 0.11) \sqrt{\sigma_b + k_{st}} \} \quad (4)$$

付着破壊の影響を考慮したせん断強度の算定式

$$V_{bu} = \min(V_{bu1}, V_{bu2}) \quad (5)$$

$$V_{bu1} = \sum (\tau \cdot bu \phi) j_e + \{ \nu \cdot \sigma_b - 2.5 \cdot \sum (\tau \cdot bu \phi) / \lambda \cdot be \} (b \cdot D / 2) \tan \theta \quad (6)$$

$$V_{bu2} = \lambda \nu \sigma_b / 2 (be j_e) \quad (7)$$

(記号は上記指針を参照)

計算条件:

- ・上端筋の割裂強度は断面全幅と後打ちコンクリート強度を用いて計算する。
  - ・下端1段目筋の全割裂強度は 側板パネル部分を除いた断面幅と底板PCa強度を用いて計算する。2段目筋はコンクリート強度に後打ちコンクリートを使用する。
- 付着割裂強度はいずれの試験体も全割裂で決まった。図-6に、HB-1の場合の主筋ひずみ分布と、ひ

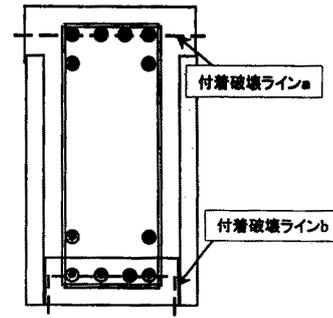


図-8 想定した付着割裂モード

ずみから求めた付着応力度分布を示す。上端主筋の最大付着応力度は、計算値と比較的良好一致している。一方、下端主筋は側板を無視して求めた計算値を上回る傾向があり、終局時まで一体性は良好であったことが伺える。また実験結果において、底板PCaと後打ちコンクリートとの打継ぎ面での付着破壊を想定したせん断強度算定値よりも実験値の方が大きく、打継ぎ面での付着破壊は生じていないことが推定された。

5. まとめ

本実験によって以下の知見を得た。

- プレキャスト材と後打ちコンクリートは、せん断破壊荷重あるいは付着割裂破壊荷重に至るまで構造性能として一体に作用すると見なせる。
- 後打ちコンクリートとプレキャスト材の等価強度を用いて靱性保証型指針式によって求めたせん断耐力計算値に対する実験値の値は、同指針に示されている一体打ち部材の(実/計)比の値にほぼ一致する。
- 付着割裂強度の実験値は靱性保証型指針式によって求めた計算値と良く一致した。

参考文献

- 1) 小柳, 中根, 関根: 梁部材に使用する打込み型枠の一体性に関する実験報告, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 95～100, 1995
- 2) 小柳, 中根, 吉岡, 小林: 打込み型 枠を用いた合成梁構造の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1401～1406, 1997