

## 付録 1

# 人工亀裂を有する柱部材の実験的検討

### 1. 目的

人工亀裂システムの柱部材への適用性を検討するために、RC 柱試験体を作成し、実験的に検討を行うこととした。

### 2. 実験概要

柱部材における人工亀裂の影響を検討する目的で、柱部材の正負交番載荷試験を行った。試験体は基準試験体および人工亀裂が埋め込まれた試験体の 2 体を作成した。

#### 2.1 試験体

図-1.1 に試験体配筋図を示す。柱部断面は  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$  の正方形断面とし、柱部の高さは  $1200\text{mm}$  とした。基部から水平方向の加力点までの距離は  $950\text{mm}$ 、主鉄筋有効高さは  $350\text{mm}$  とした。フーチングには剛体仮定が成立するように、十分量の主鉄筋および配力鉄筋を配置した。配筋量は、主鉄筋の降伏とほぼ同時に破壊が生じるように決定した。なお、主鉄筋およびせん断補強筋の有効鉄筋比は、それぞれ  $1.70\%$ 、 $0.18\%$  である。

#### 2.2 使用材料

##### (a) コンクリート

コンクリートには、レディーミクストコンクリートを使用した。コンクリートの打設はフーチングと柱部を連続打設し、フーチングと柱部の境界部分で脆弱層が形成されるのを防いだ。脱型は打設後 3 日目を行い、その後材齢 2 週間まで湿布養生を行った。その後、試験当日まで気乾養生を行った。試験日当日のコンクリートの圧縮強度  $f'_c$  は基準試験体が  $35.9\text{N/mm}^2$ 、波板試験体が  $37.7\text{N/mm}^2$  であった。

##### (b) 鉄筋

主鉄筋には呼び径が D19、鋼種が SD345 の異形鉄筋を使用し、断面片側に 4 本ずつ、計 8 本配置した。主鉄筋の降伏強度は  $390.1\text{N/mm}^2$ 、弾性係数は  $184000\text{N/mm}^2$  であった。せん断補強筋には呼び径が D10、鋼種が SD295A の異形鉄筋を使用し、 $200\text{mm}$  間隔で配筋した。せん断補強筋の降伏強度は  $321.6\text{N/mm}^2$ 、弾性係数は  $182000\text{N/mm}^2$  であった。

付録1 人工亀裂を有する柱部材の実験的検討

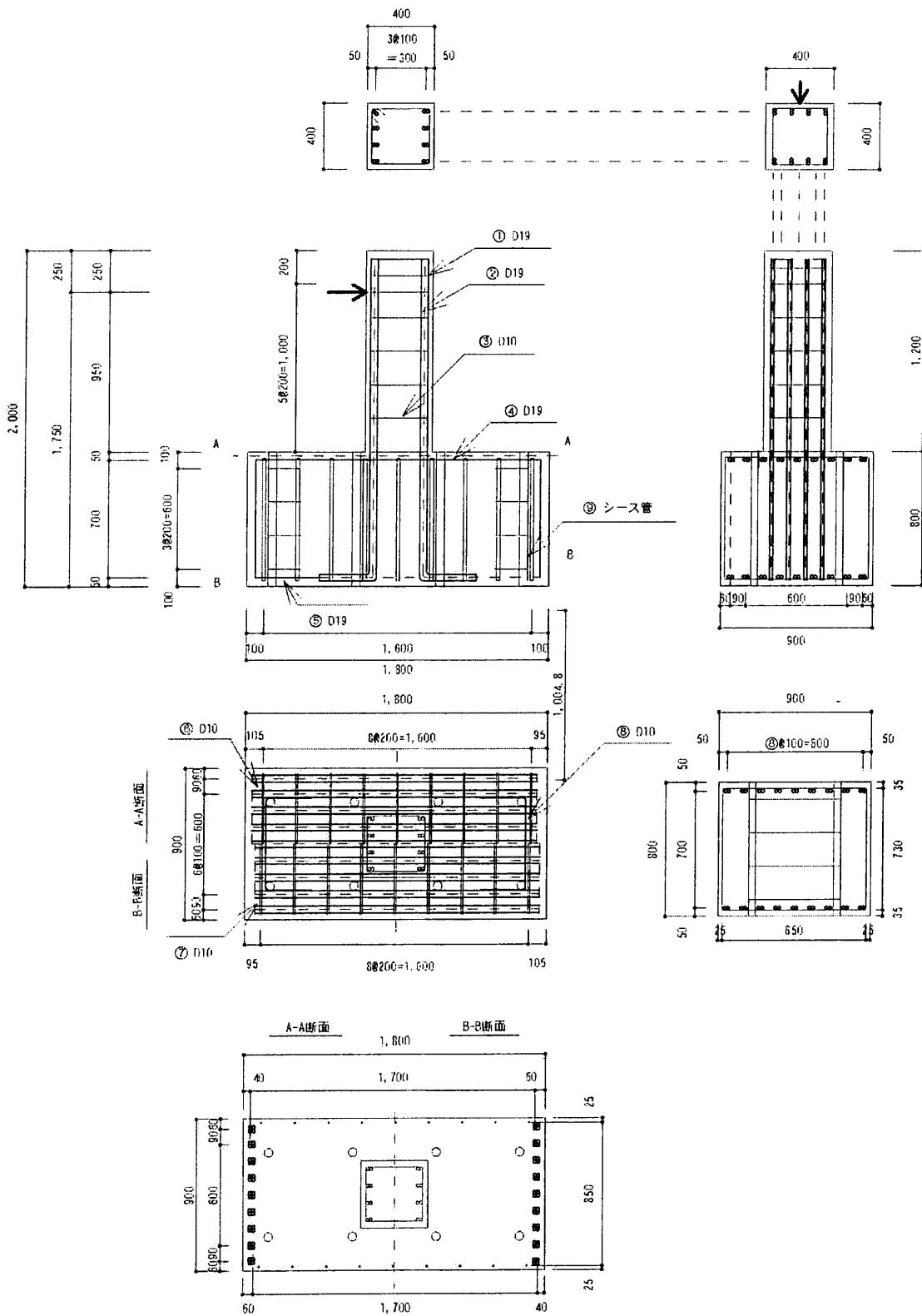


図-1.1 試験体配筋図

### (c) 人工亀裂装置

人工亀裂装置には硬質塩化ビニル製波板を使用し、柱基部から加力点位置まで全長に渡って部材軸方向に配置した(図-1.2, 1.3 参照).

### 2.3 載荷方法

基部から 950mm 高さの位置に正負の水平力を与えて試験を行った。載荷方法は 1 サイクルごとに 18ずつ変形量を漸増させる方法を採用した。ここで 18は主鉄筋降伏変位を表し、本試験では、処女載荷時に基部に貼り付けた鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したときの変形量を 18と定義した。なお、今回の試験では、軸力は付与しなかった。水平力が最大荷重の 50%まで低下した時点で試験を終了した。

### 3. 試験結果

#### 3.1 水平力-加力点変位関係

図-1.4 に水平力-加力点変位関係を示す。正側では波板試験体のほうが、基準試験体よりも若干軟化が緩やかとなったが負側では板材の有無によらず、ほぼ同様の結果となった。

同一サイクルでの最大荷重は、波板では正側のほうが大きいのに対し、基準試験体では負側のほうが大きくなる結果となった。これは基準試験体の場合には、負側では正側載荷時に生じた斜めひび割れが先行亀裂として働くことによって、ひび割れの進展が妨げられたためと考えられる。

全体的な挙動は、片側単調載荷時ほどの顕著な差は見られなかった。柱部材の変形性能は主鉄筋の座屈とかぶりコンクリートの剥落の影響が大きい<sup>1)</sup>。かぶりコンクリートの剥落は鉄筋の座屈に大きく影響されると考えられる。一方、鉄筋の座屈開始変形量は、せん断補強筋の間隔および剛性によることが大きい。そのため、配筋が同一である限りは、座屈開始変位はひび割れの経路によらず概ね一様であると考えられる。このため、柱部材では人工亀裂による耐荷性能の増進効果が顕著には見られなかったと推測される。

#### 3.2 ひび割れ状況

図-1.5 にひび割れ状況を示す。18載荷時のひび割れ状況は、人工亀裂の有無によって大きく異なり、基準試験体では、正負の斜めひび割れが交差するのに対して、波板試験体では板材を境

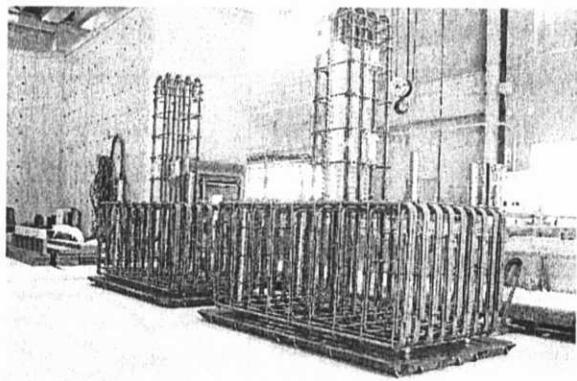


図-1.2 配筋状況

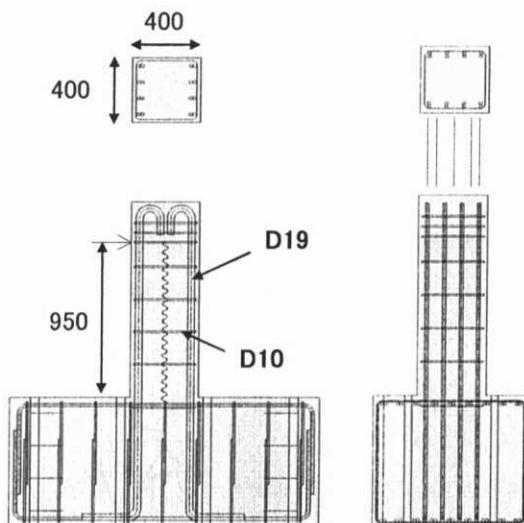


図-1.3 試験体概要(波板試験体)

界として左右対称にひび割れが生じる結果となった(図-1.5(a)).

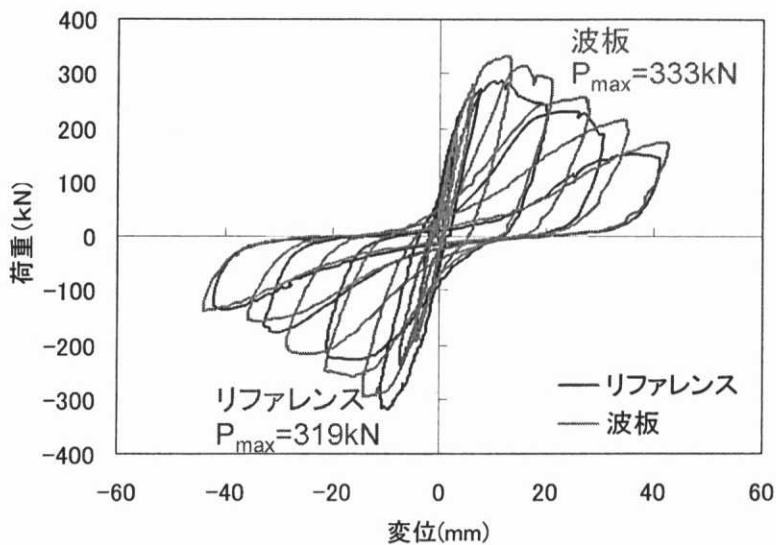


図-1.4 水平荷重一加力点水平変位関係

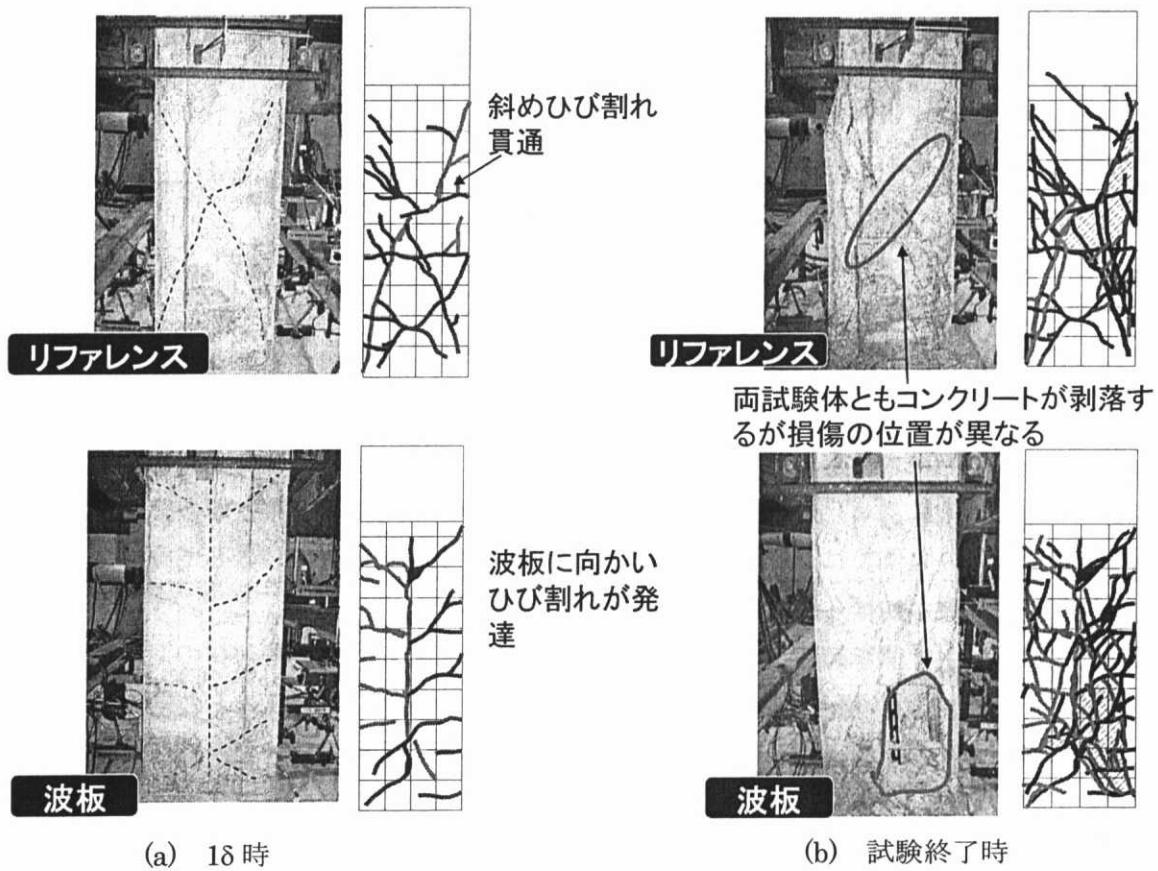


図-1.5 試験時ひび割れ状況(赤: 正側載荷時, 青: 負側載荷時)

試験終了時においても、開口量の卓越したひび割れの進展位置は板材の有無によって異なるが、部材全体にひび割れが生じると両者の違いは不明確となる。耐力の低下は、かぶりコンクリート

の剥落とともに進行し、残存耐力はコアコンクリートの残存性状に支配されているようであった。

#### 4. まとめ

ここでは、他方向荷重を受ける部材に対する人工亀裂部材の適用性を検討するために、柱部材の正負交番載荷試験を実施した。正側 18までの処女載荷では、既往の知見とおりに、波板を部材軸方向に埋め込むことによって、部材耐力が向上することが確認された。一方、負側の載荷では、基準試験体においても先行ひび割れによって耐力が若干増加するために、波板の効果が相対的に小さくなることが指摘された。他方向の加力を受ける場合には、鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落が部材耐荷性能に大きな影響を及ぼす。これらによる耐力低下は、板材によるひび割れ進展経路の影響よりも支配的となる場合があることが示された。このことから、他方向の荷重を受ける部材に対しては、人工亀裂によって部材のせん断耐力が向上したとしても、コアコンクリートと主鉄筋座屈の保護の観点から、せん断補強筋量を低減することは好ましくないといえる。

#### 参考文献

- 1) Rajesh P. Dhakal, Enhanced Fiber Model in Highly Inelastic Range and Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete, 東京大学学位論文, 2000
- 2) K.MAEKAWA, A.PIMANMAS and H.OKAMURA: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003

## 付録2

# コンクリートの膨張作用による鉄筋隅角部の変形挙動に関する解析的検討

### 2.1 研究の目的

アルカリ骨材反応により隅角部鉄筋が破断する事例が報告されている[1]。その原因としては、水素脆化や時効効果などの材料劣化、曲げ加工時の初期損傷、コンクリートの膨張による鉄筋隅角部での変形の局所化などが挙げられ、検討が行われている。特に、鉄筋の破断を引き起こす直接の駆動力はコンクリートの膨張力であるため、それに伴う鉄筋の変形を把握することは、重要な問題である。

これまでに、膨張作用を受ける鉄筋は曲げ戻し的な変形を受けることが解析的に示されている[2]。一方、鉄筋破断の発生要因として、初期欠損と脆化現象に着目した研究が精力的に実施されている。材料欠損、脆化現象といった材料的な要因が鉄筋破断問題の主因であるとすれば、ケミカルプレストレス部材や、常時せん断力を受ける部材においても同様の問題が危惧される。

本研究では、コンクリートの膨張が部材断面を取り囲むスターラップや帯筋に与える変形挙動を再検討することによって、これらの問題を解決する手がかりを得ることとした。この目的のために、メゾレベルの2次元有限要素解析を行い、鉄筋隅角部に生じる変形とひずみについて検討を行った。

### 2.2 帯鉄筋を有する正方形断面のメゾレベル解析

#### 2.2.1 解析概要

コンクリートの膨張による帶鉄筋の変形状態を把握するために、2次元有限要素解析を行った。解析対象は内部に帯鉄筋が1組配置された正方形断面とした。解析手法として、本研究では Salem らの提案する Fine Mesh 手法[3]を採用することとした(図-2.1 参照)。この手法では、鉄筋とコンクリートをそれぞれ単体要素として表現することで、鉄筋のふしによる変位拘束に伴う、応力伝達が定量的に評価可能である。解析には RC 非線形有限要素解析プログラム WCOMD(Ver.7.7)を使用した。

#### 2.2.2 解析条件

本研究では鉄筋とコンクリートの付着の影響に着目して、付着のある場合とない場合のそれについて以下の方法により解析を行った。

##### (1) ふしを考慮したメゾレベル解析

正方形断面の対称性を考慮して、1/4断面を解析対象とした(図-2.2 参照)。解析に使用した材料

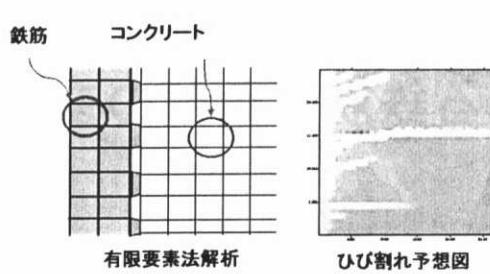


図-2.1 Fine Mesh 解析

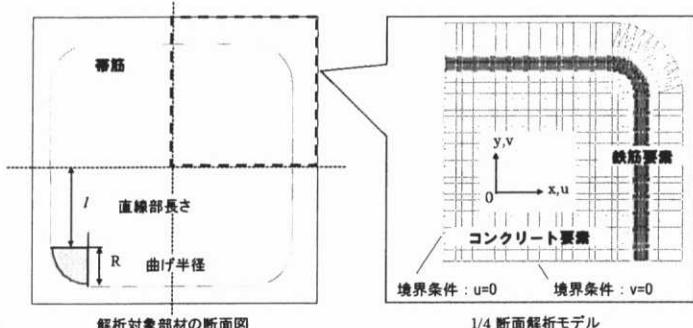


図-2.2 解析概要

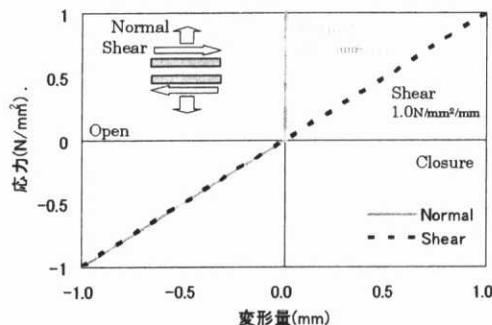


図-2.3 接合要素の特性値

表-2.1 解析に使用した材料特性値

コンクリート		鉄筋(D13)	
圧縮強度 $f_c'$	35N/mm <sup>2</sup>	降伏強度 $f_y$	350N/mm <sup>2</sup>
引張強度 $f_t$	2.0N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 $E_s$	200kN/mm <sup>2</sup>
支圧強度 $f_a'$	70N/mm <sup>2</sup>	ふしの高さ	1.0mm
破壊エネルギー $G_f$	0.09N/mm	ふしのピッチ	15mm

特性値を表-2.1に示す。アルカリ骨材反応を生じたコンクリートは弾性係数などの材料特性が大きく変化することが報告されている[1]が、ここでは膨張現象の影響に主眼をおいて、健全なコンクリートの材料特性値を使用することとした。縮尺の考察ケースを除き、奥行きは15cm、かぶり厚さは3cm、鉄筋径は13mm、曲げ半径は1.5D(Dは鉄筋径)を標準とした。また、コンクリートの膨張は等方・一様性を仮定し、コンクリート要素に膨張ひずみとして入力した。

材料間には、本来、適切な接合要素を適用すべきであるが、コンクリートおよび鉄筋の変位は鉄筋のふしの位置で相互に拘束を受けることから、鉄筋とコンクリートは完全付着とした。鉄筋と隣り合うコンクリート要素(この範囲のコンクリート要素のことを、以後コンファインドコンクリートという)には支圧力が作用するので、圧縮強度に替えて支圧強度[4] $f_a'$ を採用した。なお、Salem らはコンファインドコンクリートの強度として、骨材強度を使用することを推奨している。本研究では、前述のとおり、コンファインドコンクリートに対して支圧強度を用いることとしたが、示方書で求められる支圧強度は、骨材強度(150~300N/mm<sup>2</sup>)に比して小さい。ただし、事前解析により、本解析対象では、コンファインドコンクリートの圧縮強度の設定値の影響は比較的小さいことを確認している。

鉄筋にはバイリニア型のモデルを使用し、降伏以降の剛性は弾性係数  $E_s$  の 1/1000 とした。

## (2) 付着を除去した場合の解析

鉄筋の付着の有無が、鉄筋隅角部の変形性状に与える影響を検討することを目的として、付着を除去した解析を行った。材料特性値は前項と同一とし、かぶりコンクリートは考慮しないこととした。鉄筋要素とコンクリート要素間では、直応力のみが伝達するものとして、鉄筋とコンクリートの境界には接合要素を配置した。接合要素の材料特性は、図-2.3に示す値とした。

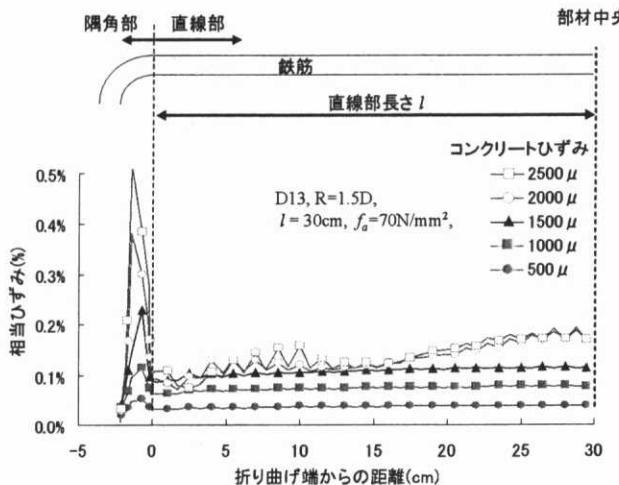


図-2.4 コンクリートの膨張に伴う鉄筋ひずみ分布の推移

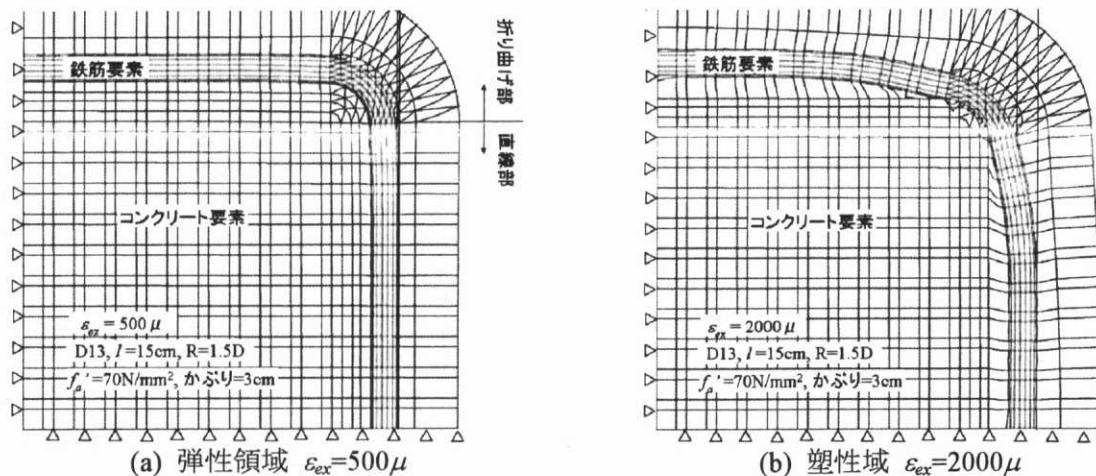


図-2.5 コンクリート膨張による部材変形図

### 2.2.3 対象因子

対象とする因子は、直線部長さ  $l$ 、部材寸法、かぶり厚さ、付着の有無、とした。

## 2.3 解析の結果および考察

### 2.3.1 コンクリートの膨張量と鉄筋のひずみ分布

図-2.4には、ふしを考慮した場合の、膨張量の増加にともなう鉄筋ひずみ分布の推移を示した。なお、ひずみの値には以下の式から算定される相当ひずみの要素内での平均値を採用した。

$$\varepsilon = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left\{ \varepsilon_x^2 - \varepsilon_x \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_y^2 \right\} + \frac{3}{4} \cdot \varepsilon_{xy}^2} \quad (2.1)$$

ここに、 $\varepsilon$ は相当ひずみ、 $\varepsilon_x$ は  $x$  方向の軸ひずみ、 $\varepsilon_y$ は  $y$  方向の軸ひずみ、 $\varepsilon_{xy}$ はせん断ひずみをそれぞれ表す。

コンクリートの膨張量が数百  $\mu$  程度の初期状態から、隅角部のひずみは周囲に比べて大きいが、その度合いは比較的小さい。

## 付録2 コンクリートの膨張作用による鉄筋隅角部の変形挙動に関する解析的検討

鉄筋の降伏は、コンクリートの膨張量が $1200\mu$ であるときに開始した。鉄筋の降伏以降は、隅角部でひずみの局所化が開始した。膨張ひずみ $\varepsilon_{ex}$ が $2000\mu$ を超えると、直線部分のひずみ分布に変化が生じなくなり、隅角部のみで変形が進行する結果となった。このような傾向は、帶筋を有する膨張コンクリート部材の鉄筋ひずみ分布測定[5]によっても示されている。

### 2.3.2 変形図による考察

鉄筋降伏以降にひずみ分布が変化する原因を確認するために、変形図による検討を行った。

図-2.5には、隅角部鉄筋ひずみが弾性域(膨張ひずみ $\varepsilon_{ex}=500\mu$ )および塑性域(膨張ひずみ $\varepsilon_{ex}=2000\mu$ )にある時の部材変形図を示した。隅角部周辺の鉄筋の変形状態に着目すると、弾性範囲(図-2.5(a))では、概ね初期形状に相似して変形し、曲げ戻し的な変形は比較的小さい。一方、塑性域(図-2.5(b))では、隅角部での局所変形が顕著であり、軸方向の伸び変形に比べて曲げ戻し変形が卓越する結果となった。

### 2.3.3 部材寸法と鉄筋ひずみ

図-2.6において、部材寸法の異なる解析対象の鉄筋ひずみ分布の比較を行った。ここで、鉄筋径、折り曲げ半径、膨張ひずみ等の条件は固定し、直線部長さ $l$ のみを変化させた。

隅角部のひずみは、直線部長さ $l$ が大きくなるほど、隅角部のひずみは大きくなる結果となった。ただし、直線部長さ $l$ が30cm以上の範囲では、頭打ちとなる傾向にある。一方、直線部のひずみ分布は、直線部長さによらず、折り曲げ端からの距離が同一である場合には概ね一致することが分かる。

図-2.7には、コンクリートに付与した膨張ひずみと鉄筋の相当ひずみの関係を示した。ここで、ひずみ値には、折り曲げ部のガウス点で算出された値の最大値を採用した。コンクリートの膨張ひずみが約 $1000\mu$ 以下の範囲では、部材寸法に関らず、相当ひずみはほぼ同程度となり、比較的小さい値となった。

一方、膨張ひずみが $1500\mu$ を超える範囲では、相当ひずみは、部材の寸法の影響を大きく受け、部材寸法が大きくなるほど、値が大きくなる結果となった。ただし、直線部長さが30cmを超えると、膨張ひずみと相当ひずみの最大値の関係は寸法によらず、同様の結果となった。

### 2.3.4 かぶりの影響

図-2.8に、かぶりがない場合の、膨張ひずみ-鉄筋相当ひずみの最大値の関係を示す。直線部長さ $l$ による影響は概ねかぶりがある場合と同様であるが、膨張ひずみが $1500\mu$ 以上では、直線部長さ $l$ が30cm以上のケースで、局所化の進行が大きくなる結果となった。図-2.9には直線部長さ $l$ が30cmである場合のかぶり厚さの影響を示した。鉄筋の相当ひずみはかぶり厚さが大きくなるほど低下する傾向となった。

### 2.3.5 付着の影響

かぶりコンクリートの有無が鉄筋ひずみに与える影響機構のひとつとして、鉄筋の付着の影響が考えられる。そこで、付着が鉄筋ひずみに与える影響を明確にするために、(1)支圧強度に大きな値を設定することで付着力を大きくした場合、(2)鉄筋にふしを設けず、鉄筋-コンクリート間

## 付録2 コンクリートの膨張作用による鉄筋隅角部の変形挙動に関する解析的検討

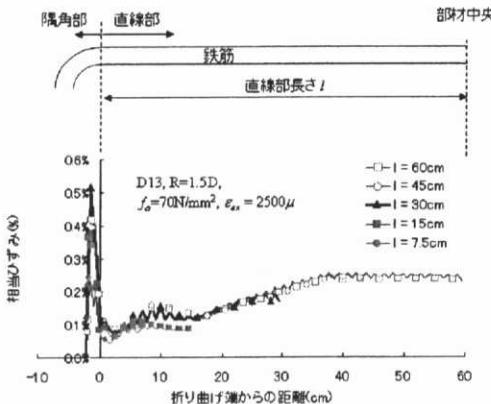


図-2.6 鉄筋ひずみ分布の比較 ( $\varepsilon_{ex}=2500\mu$ )

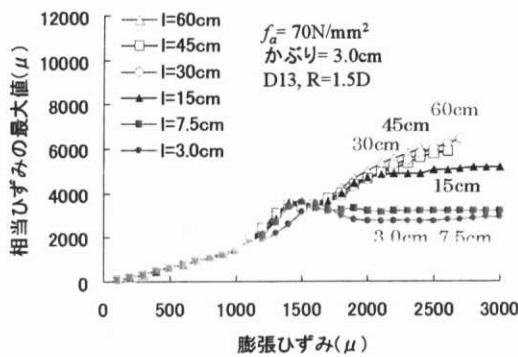


図-2.7 直線部長さが相当ひずみに与える影響(かぶりあり)

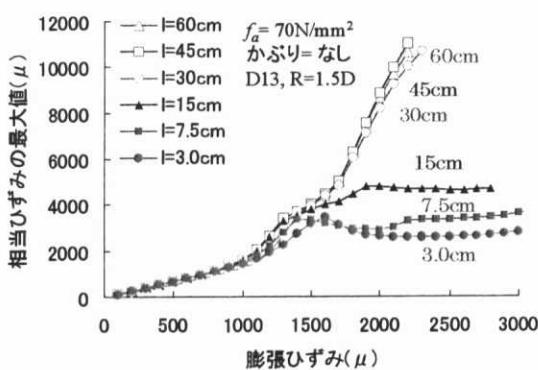


図-2.8 直線部長さが相当ひずみに与える影響(かぶりなし)

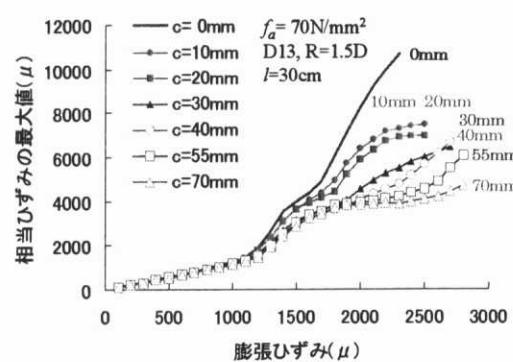


図-2.9 かぶり厚さが相当ひずみに与える影響

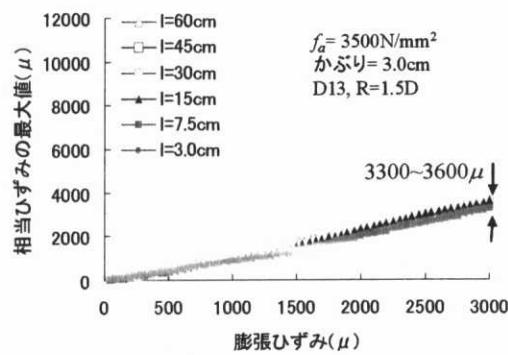


図-2.10 大きな付着力を想定した場合の膨張ひずみ - 相当ひずみ関係 ( $f_a=3500\text{N/mm}^2$ )

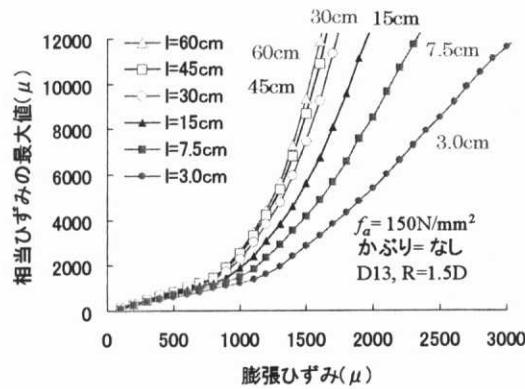


図-2.11 付着を考慮しない場合の膨張ひずみ - 相当ひずみ関係

に接合要素を設けて付着を除去した場合、についてそれぞれ解析を行い、検討することとした。

ふしに接するコンクリートの支圧強度を一軸圧縮強度の約100倍に設定した場合には、図-2.10に示すように、部材寸法によらず、鉄筋ひずみは膨張ひずみとほぼ一致する結果となった。これは、コンクリートに十分な付着力が伝達される結果、鉄筋とコンクリートが完全に一体化して変形したためである。

図-2.11には、付着を除去した場合の解析結果を示した。鉄筋ひずみの最大値は、付着のある場合に比べて大きくなっている。また、ひずみは部材寸法が大きくなるほど大きな値を示し、直

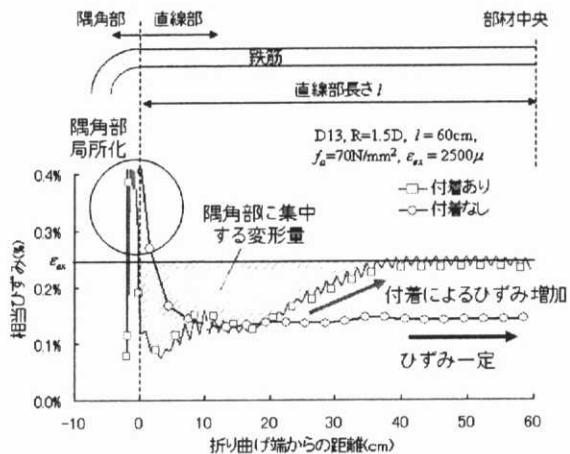


図-2.12 付着の有無が鉄筋ひずみ分布に与える影響  
(膨張ひずみ 2500 $\mu$ 時)

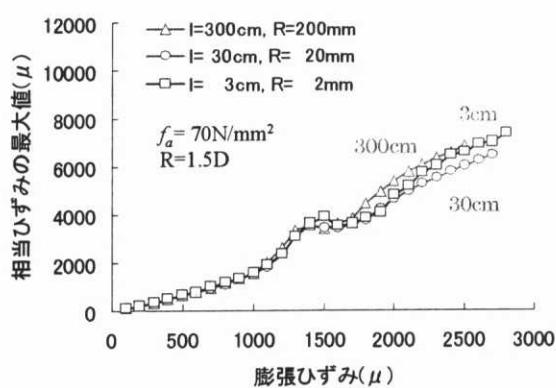


図-2.13 破壊力学的な寸法効果の検討

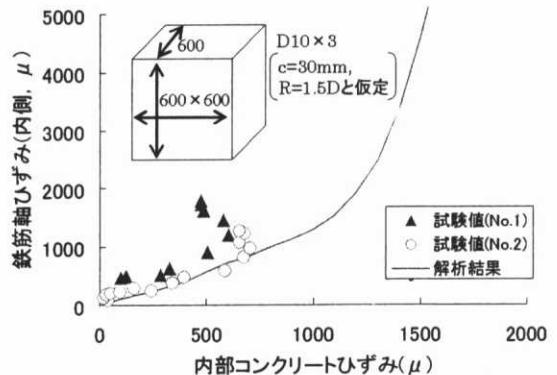


図-2.14 試験値[6]と解析値の比較

線部長さが 30cm 以上の範囲でも、わずかながら局所化が大きくなる傾向が確認できる。

図-2.12 に、鉄筋ひずみ分布における付着の有無の影響を示す。直線部のひずみ分布に着目すると、付着がある場合には、部材中央に近づくほど鉄筋ひずみが増加していくのが確認できる。一方、付着がない場合には直線部のひずみは一定となり、その値は付着がある場合に比べて小さい。図中の斜線で示した直線部におけるコンクリート膨張量と鉄筋ひずみの差分は、隅角部で負担される変形量を表すと考えられる。付着がない場合には、隅角部から離れた場所でも、コンクリートと鉄筋のひずみが一致しない分だけ、付着がある場合に比して、隅角部の負担が大きくなり、鉄筋ひずみの局所化が進行すると考えられる。

### 2.3.6 付着と部材寸法が隅角部鉄筋ひずみに与える影響

付着のある場合には、隅角部から十分離れた位置では鉄筋とコンクリートが一体となって変形し、鉄筋のひずみはコンクリートの膨張ひずみと一致する。そのため、直線部の長さ  $l$  が定着長さより大きい場合には、隅角部での局所化傾向は直線部長さによらず同様となると考えられる。

図-2.7, 2.8 の解析結果はこのような機構を反映した結果であると説明される。

一方、付着がない場合には、上述のとおり、隅角部から十分に離れた位置においても鉄筋とコ

ンクリートのひずみは一致しない。この差の蓄積量が隅角部での局所化の度合いを支配するために、付着がない場合には、部材寸法が大きいほど、鉄筋隅角部でのひずみの局所化の進行が促進されると考えられる。

### 2.3.7 破壊エネルギーに準じる寸法効果の影響

前節で示された部材寸法の影響のうち、コンクリートの破壊力学的な寸法効果の影響度を確認することを目的として、部材形状を同一として縮尺のみを変更した解析を行った。折り曲げ半径  $R=1.5D$ 、使用鋼材 D13、直線部長さ  $l=30\text{cm}$  のケースを基本として、縮尺を 1/10 倍としたケース、10 倍にしたケースについて解析を行った。なお、本研究で使用した解析プログラムには分散ひび割れモデルが採用されており、引張軟化曲線に破壊エネルギーを考慮することで、ひび割れの発生・進展に伴う寸法効果を定量評価可能である。

図-2.13 に解析結果を示す。解析対象の縮尺が変化しても、解析値はほぼ同程度の値となった。このことより、本研究で指摘する部材寸法の影響は、せん断強度などで議論されるような、コンクリートの破壊エネルギーに基づく寸法効果とは異なることが分かる。

鉄筋破断を評価する際には、鉄筋に対して破壊力学的な知見を導入し、亀裂進展の解析と検討を行う必要がある。鋼材の亀裂進展現象は本研究のメゾレベル要素寸法よりも、数オーダー小さい領域で生じる上に、曲げ加工時にふしの根元で生じる数十  $\mu$  レベルの亀裂の影響も無視できない。この際には、マイクロレベルの要素寸法による解析が必要となるが、これを直接解くことは、現実的ではない。鉄筋破断現象まで解析的に評価する際には、本研究で行うようなメゾレベル解析結果を元に、隅角部を抽出してミクロレベル解析を行うのが効率的である。本研究では、メゾレベルの解析による隅角部ひずみ局所化現象の解明に留め、鉄筋破断の評価に関しては今後の課題としたい。

### 2.4 鉄筋隅角部で局所化が進行する条件

以上の解析結果を踏まえると、コンクリートの膨張によって、鉄筋隅角部で局所化が卓越する条件は以下のようにまとめられる。

- ・大きな膨張ひずみが生じていること
- ・曲げ半径に対して直線部長さが大きいこと
- ・直線部の付着特性が低下していること

寸法の大きな部材であっても、鉄筋とコンクリートの付着が保たれている場合には、隅角部の局所化は、顕在化しないと考えられる。このため、ケミカルプレストレスト部材や、常時せん断力を受ける部材などでは、このような隅角部の鉄筋破断現象は極めて生じにくいと考えられる。

ASR 劣化を受けた部材では、異常膨張による脆弱化が生じやすく、比較的拘束度の小さい直線部では、鉄筋軸に沿ったひび割れが生じることもある。これらの劣化現象は、いずれも鉄筋付着を低下させるので、隅角部での局所化が顕在化しやすくなると考えられる。

本検討では、隅角部鉄筋の降伏以降に、隅角部のひずみ局所化機構が存在することを示した。ただし、この局所化機構では、鉄筋拘束下での有効膨張ひずみが数千  $\mu$  となるような、割合大きな膨張エネルギーを要する。このため、現実にこのような現象が発現することは極めて稀であると思われる。また、本検討で指摘した局所化現象が生じたとしても、十分に延性的な鉄筋を使用

する限りにおいては、破断には至らないと思われる。

## 2.5 試験結果との比較

図-2.14にASR膨張時の鉄筋隅角部内側の軸ひずみの試験値[6]と解析値の比較を示す。解析対象には、鈴木らの帯状鉄筋を含む立方状のコンクリート試験体を採用した。ここで、解析に必要な特性値のうち、不明なものは、一般的な値を仮定した。解析結果は、試験結果と大きくは相違しないことが分かる。ただし、試験結果は割合膨張ひずみが小さい範囲に留まっているので、試験による解析結果の妥当性については今後も検証を進める必要がある。

## 2.6 結論

アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張が帶筋隅角部の変形特性に与える影響を検討するために、メゾレベル解析を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ・鉄筋隅角部のひずみが降伏ひずみを超えると、局所化が急進する。その度合いは直線部長さに大きく関係し、定着長さに相当する範囲では、直線部長さが大きいほど、隅角部のひずみは大きくなる。
- ・鉄筋隅角部の変形は、弾性範囲内では部材形状を保つような変形が割合大きく、塑性域では、曲げ戻し的な変形が卓越する。
- ・鉄筋隅角部で生じる変形の局所化は、直線部の鉄筋とコンクリートの付着特性の影響を大きく受ける。鉄筋軸に沿ったひび割れの発生等により、かぶりコンクリートの寄与が期待できない場合や、異常膨張によるコンクリートの脆弱化などによって付着が極度に低下した場合には、鉄筋隅角部の局所化が顕著になる。

本検討では各因子の影響度が概ね明らかとなったが、鉄筋破断が生じた実構造物では部材諸元、材料諸元が本解析とは異なるので、別途確認が必要である。

## 参考文献

- [1] アルカリ骨材反応対策小委員会報告書、土木学会、2005
- [2] 眞野ら：曲げ加工部での鉄筋損傷メカニズムの検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.26, No.1, pp.963-968, 2004
- [3] Maekawa, K., Pimanmas, A., Okamura, H.: NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE, Spon Press, 2003
- [4] コンクリート標準示方書構造性能照査編、土木学会、2002
- [5] 田中・西村・岸・魚本：コンクリートの膨張作用を受けた鉄筋隅角部のひずみ分布、土木学会第59回年次学術講演会講演概要集、V-349, pp.695-696, 2004年9月
- [6] 鈴木ら：ASR膨張と塩化物腐食が鉄筋曲げ加工部へ及ぼす影響、土木学会第58回年次学術講演会講演概要集、V-062, pp.123-124, 2003年9月

## 付録3

# RC床版の押し抜きせん断挙動に対する 先行ひび割れの影響

### 3.1 研究の目的

道路橋RC床版の設計基準は、昭和38~42年頃に施工されたRC床版の損傷問題[1][2]以来、幾度もの基準改定が行われ、鉄筋の許容応力度の低減や床版厚の増加等の規定によって、現在ではこの問題は沈静化に至っている。

自動車の繰り返し通行による床版の疲労損傷は、次のように進行する[2]。①ひび割れが格子状に発生する。②その後、ひび割れが高密度化するに従って貫通ひび割れが増加する。③せん断強度が著しく減少することで押し抜きせん断破壊による床版コンクリートの抜け落ちが生じる。・

上記の損傷過程を鑑みると、床版の損傷問題は、貫通ひび割れを有する押し抜き疲労問題と考えることができる。押し抜きせん断挙動自身の複雑さの上に、先行ひび割れ問題と疲労問題が混在しているために、床版の損傷機構と疲労強度理論は統一化されていないといえよう。また、そのために、現在行われている損傷床版の補修効果も根本的には評価されていないのが現状であろう。

このうち、静的な押し抜きせん断耐力に関しては、角田ら[3]、前田・松井[4]の研究が有名であり、それぞれ実用的な評価式が提案されている。これらの式は実験結果とかなりよい精度で適合することが報告されている。

一方、ひび割れの影響に関して、遠藤・藤田[5]は格子状貫通ひび割れを有した床版の繰り返し疲労試験を実施し、先行ひび割れが疲労性状に与える影響は大きくないと結論付けていく。同じくひび割れの影響について、仲山ら[6]は貫通ひび割れを模擬して平板を埋め込んだ床版を作成し、試験を行っている。彼らは、模擬ひび割れ位置が載荷点に近いほど、押し抜き耐力が低下することを指摘し、前田・松井の式を拡張する評価式を提案している。

ひび割れに対する両研究の相違は、コンクリートひび割れ面と、模擬ひび割れとしての平板の特性によると考えられる。そこで本章では、はり部材で得られた知見を生かしながら、先行ひび割れが床版の押し抜きせん断挙動に与える影響を検討することとした。

ここでは、ひび割れの持つ特性を位置・方向性・面形状の3つに分類し、それぞれの役割を分離することによって、総合的に先行ひび割れが押し抜きせん断挙動に与える影響を評価すること

とした。

一般にひび割れがすでに発生している部材を対象とした評価は、ひび割れ特性(発生位置や範囲、大きさなど)と試験値の両者があいまいとなることが多く、通常の方法では、有益な情報や知見を得ることが難しい。そのため、ひび割れの影響をより明快に理解できるような実験によって、現象を把握することが効率的であると考えられる。

この目的のために、模擬ひび割れを有する床版の押し抜きせん断試験を行い、特に亀裂面形状が押し抜きせん断拳動に与える影響を検討した。併せて既往の研究報告とともに先行ひび割れを有する鉄筋コンクリート部材の応力伝達機構について一般化・高度化を行う。

### 3.2 先行ひび割れの方向と面形状が押し抜きせん断耐力に及ぼす影響度に関する実験的検討

#### 3.2.1 試験の目的

先行して発生しているひび割れが部材の構造性能に与える影響を実験的に検討する際には、特にひび割れの諸物理量(ひび割れ幅、ひび割れ位置、ひび割れ粗面形状等)の同定と制御が困難であることが多い。腐食やアルカリ骨材反応等の材料劣化によるひび割れを対象として、促進劣化等によりひび割れを導入した場合には、与条件の曖昧さゆえに統一的な見解と評価が難しい。一方、はり部材においては、前章までに示したように、模擬ひび割れ材やスリット[7]などを用いて、人工的に亀裂面が形成された部材の試験が行われ、せん断耐荷機構の評価方法の構築に大きな役割を果たしている。

そこで、模擬ひび割れ材が埋め込まれたスラブ試験体を作成し、その押し抜きせん断拳動を確認することとした。ここで、ひび割れの特性を1. ひび割れ面の方向、2. 亀裂面の形状、3. ひび割れの位置、に分離してそれぞれについて評価することとした。3者は互いに相互影響する関係にある。本章ではこれらの因子のうち、ひび割れの方向とひび割れ亀裂面形状の及ぼす影響について実証的に明らかとすることとした。

#### 3.2.2 試験概要

##### (a) 試験体概要

スラブ試験体を計7体作成し、一点集中荷重にて載荷を行った。試験体配筋図を図-7.1に、試験体諸元を図-7.2に示す。試験体幅は600mm, 900mmの2水準とした。なお、両水準とともに、使用鋼材径と鉄筋間隔は同一のものとした(図-3.1参照)。試験体の諸元は、各耐力を土木学会標準示方書[8]に基づき算定し、押し抜きせん断破壊が先行するように決定した(表-3.1, 表-3.2参照)。設計時に使用した押し抜きせん断耐力の算定式を式3.1に示す。

$$\begin{aligned}
 V_{pcd} &= \beta_d \beta_p \beta_r f'_{pcd} u_p d \\
 f'_{pcd} &= 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \\
 \beta_d &= \sqrt[4]{1/d} \quad (\leq 1.5) \\
 \beta_p &= \sqrt[3]{100 p} \quad (\leq 1.5) \\
 \beta_r &= 1 + 1/(1 + 0.25u/d)
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

ここに、 $u$ は載荷面の周長(mm),  $u_p$ は設計断面の周長であり、載荷面から $d/2$ はなれた位置で算定される値である。

付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

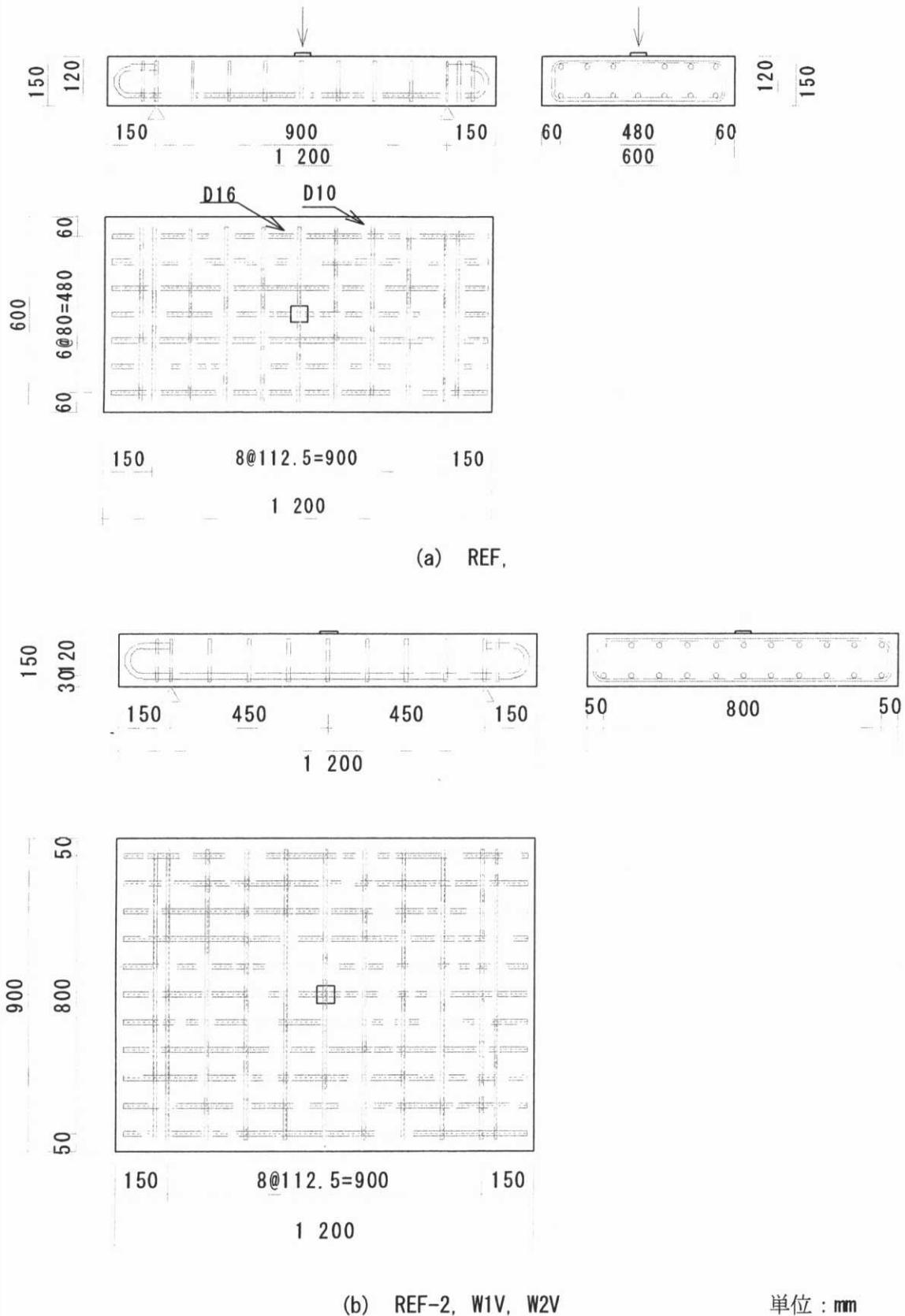


図-3.1 試験体配筋図

単位 : mm

表-3.1 供試体概要(設計値)

全長	mm	1200
スパン	mm	900
試験体高さ	mm	150
試験体幅	mm	600
	fc'	Mpa
コンクリート	Ec	Mpa
	fy	Mpa
鉄筋	Es	Mpa
	主筋方向	mm
有効高さ	配力方向	mm
	主筋方向	%
鉄筋比	配力方向	0.48

表-3.2 各種耐力の算定値(設計値)

	算定値	耐力比
曲げ耐力 kN	226	1.85
せん断耐力 kN	274	2.25
押し抜きせん断耐力 kN	122	1.00

コンクリート標準示方書の各種の算定式には、実務上の拡張性と安全性が配慮されていると考えられるので、設計値による耐力比較により、破壊モードを判定した場合には、想定外の破壊モードとなる恐れがある。また、曲げ耐力以外の各算定式は、実験的に得られたものであり、求められる算定値は耐力の期待値を表す。そのばらつきが、部材安全係数によって担保される仕組みを利用して、破壊形式が確実に押し抜きせん断破壊となるように、設計時にはせん断耐力に対して、部材安全係数で除し、押し抜きせん断耐力に対しては部材安全係数を乗じて、耐力比較を行うこととした。このようにすれば、作成される試験体は、確実に意図した破壊形式で破壊が生じるであろう。結局、押し抜きせん断耐力に対する耐力比は、せん断耐力の場合は1.7以上、曲げ耐力の場合には、1.3以上であることが要求される。表-3.2に示す耐力比は、両方の要求を満たすことから、この試験体が確実に押し抜きせん断破壊することが保証される。

試験体一覧を表-3.3に示す。載荷試験は支間900mmの2辺単純支持条件下で、50×50mmの載荷板を用い中央1点載荷によりおこなった。

使用した鋼材の材料特性値を表-3.4に、コンクリートの配合表を表-3.5に示す。試験体の打設には呼び強度24N/mm<sup>2</sup>のレディーミクストコンクリートを使用して行った。養生条件は打設後2日目から湿布養生とし、圧縮強度測定用のシリンダー供試体も試験体とともに養生を行った。載荷試験は打設後14日目から開始した。圧縮強度は各試験体に対して、載荷試験当日に計測した。

表-3.3 試験体一覧

試験体 No.	試験体寸法						コンク リート圧 縮強度 $f_c$ (MPa)	主鉄 筋番 号	配力 筋番 号	プレートの諸元			最大 荷重 (kN)
	有効 高さ d (mm)	載荷 スパン l (mm)	せん断 スパン 比 a/d	試験体 長さ L (mm)	試験 体高さ H (mm)	試験体 幅 b (mm)				配置方 向	プレート の形状	載荷点 からの 距離 (mm)	
REF1	120	900	3.8	1200	150	600	20.7	①	③	—	—	—	177.9
PL	120	900	3.8	1200	150	600	25.9	①	③	縦	平板	60	124.8
W1-V	120	900	3.8	1200	150	600	22.3	①	③	縦	波板	60	188.4
W1-H	120	900	3.8	1200	150	600	24.5	①	③	横	波板	—	122.6
REF2	120	900	3.8	1200	150	900	23.5	②	④	—	—	—	203.1
W2-1	120	900	3.8	1200	150	900	25.4	②	④	縦	波板	60	230.6
W2-2	120	900	3.8	1200	150	900	26.4	②	④	縦	波板	30	268.9

表-3.4 鋼材の材料特性値

用途		主鉄筋		配力筋	
規格		D16		D10	
No.		①	②	③	④
降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )		413	371	382	352
弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )		190000	194000	196000	195000
公称断面積 (mm <sup>2</sup> )		198.6	198.6	71.33	71.33

表-3.5 コンクリート配合表

水セメント比 W/C (%)	細骨 材率 S/a (%)	骨材の 最大 寸法 $G_{max}$ (mm)	単位量				
			水 W (kg)	セメント C (kg)	砂 S (kg)	砂利 G (kg)	混和剤
53	42	25	147	277	782	1137	0.831

## (b) 使用材料

試験体の先行ひび割れは、配置予定の位置にひび割れが正しく導入されるように、あらかじめ試験体内部にひび割れを模擬したプレートを埋め込む方法により作製した。ひび割れ模擬材には、ひび割れ亀裂面の与える影響について評価することを目的として、ひび割れ亀裂面が平滑となる平板と、亀裂面形状がsin曲線状の凹凸形となる波板の2種類を採用した(図-3.2(a)(b)参照)。使用した波板の断面形状を図-3.2(c)に示す。波板には、日本工業規格JIS G 3316[9]に則った小波タイプの市販品を使用した。第4章のせん断要素試験で示したように、同一形状の波板であっても、使用材料によってせん断伝達特性が異なる。本試験ではせん断伝達特性の大きな鋼製波板を使用することとした。

付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

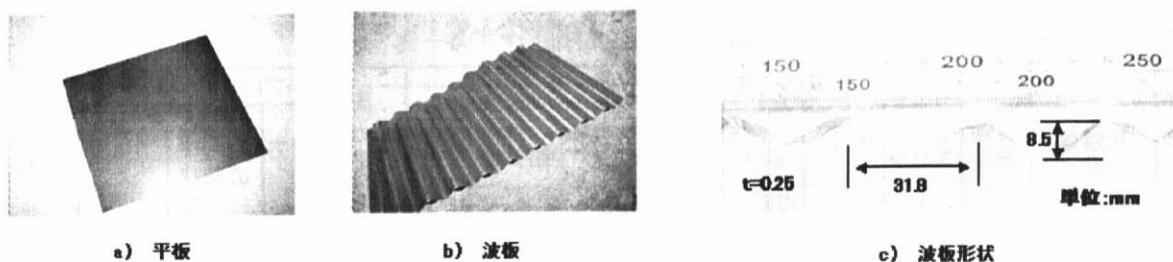


図-3.2 試験に使用した人工亀裂材

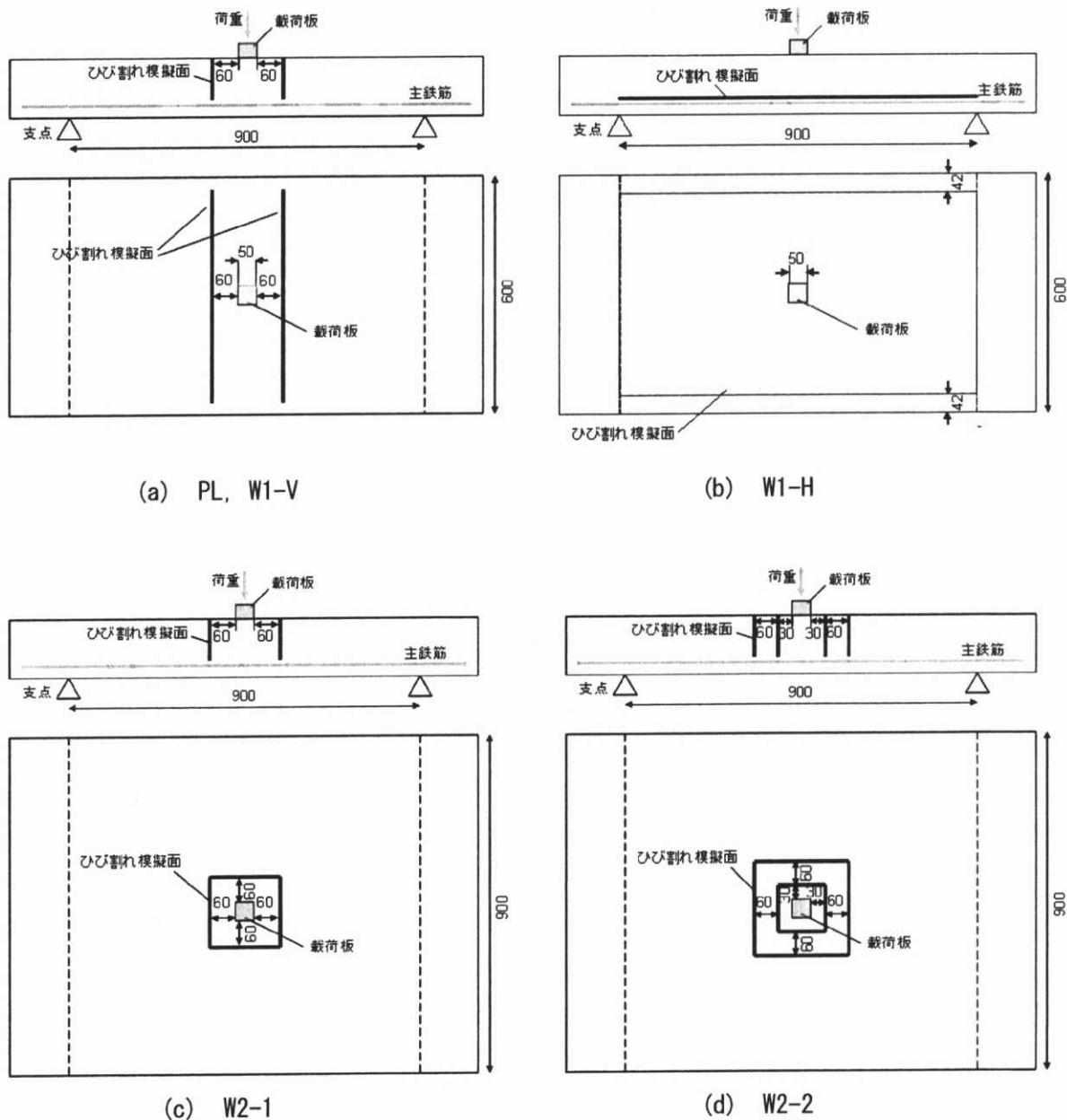


図-3.3 ひび割れ模擬面の配置図

表-3.6 各試験体の模擬ひび割れ面の諸元

試験体名	形状	配置方向	配置の次元数	配置位置	備考
REF	-	-	-	-	基準試験体
PL	平板	縦	1	載荷板端から $d/2=60\text{mm}$	
W1-V	波板	縦	1	載荷板端から $d/2=60\text{mm}$	
W1-H	波板	横	-	引張鉄筋直上	
REF2	-	-	-	-	基準試験体
W2-1	波板	縦	2	載荷板端から $d/2=60\text{mm}$	
W2-2	波板	縦	2	載荷板端から $d/4=30\text{mm}$ , $3d/4=90\text{mm}$	2重配置

表-3.7 各因子の比較検討に使用する試験体の対応表

試験体番号	因子			
	形状	配置方向	配置の次元数	配置位置
REF	○	○	○	
PL	○			
W1-V	○	○	○	
W1-H		○		
REF2			○	○
W2-1			○	○
W2-2				○

### (c) 試験の構成

図-3.3に第1シリーズ各試験体の模擬ひび割れ材の配置図、表-3.6に模擬ひび割れ材の配置に関する詳細を示す。対象とした試験因子は、亀裂の次元数、亀裂面方向、亀裂の位置、亀裂の形状の4因子である。試験体名は頭文字から順にそれぞれ亀裂面の形状、配置方向を表している。PLは平板を、頭文字Wは波板を表す。末尾が-Vの試験体は模擬ひび割れ配置方向が縦、-Hは横方向配置を示している。表-3.7に、本試験で対象とした各因子の影響を検討するために使用した試験体の対応表を示す。試験体数は割合少ないものの、各因子の影響を効率的に検討できるように試験体群の構成を行った。ここでは、各因子の影響度を実験的に求めるというよりは、全体的な現象把握に努めることとした。

### (d) 載荷装置および計測項目

載荷は容量100tの油圧ジャッキを用いて行い、鉄筋ひずみ、載荷スパン中央部変位、支点変位の計測を行った。鉄筋ひずみは載荷点直下および、中央鉄筋から奥行き方向に80mmに位置の2箇所で計測を行った。中央変位と試験体端部の押し抜き破壊に到るまでの挙動の違いを考慮し、中央部および試験体端部（試験体縁から30mm）の変位を計測した。

試験体内部に模擬ひび割れを垂直に配置した試験体に関しては、ひび割れ面でのせん断変形量を把握することを目的として、上記計測項目に加え非接触変位計を用いて、試験体中央部および試験体端部（試験体縁から50mm）のプレート位置におけるひび割れ幅およびせん断変位量の計

測を行った。なお試験体下面のひび割れ位置は、発生点の予測が困難であるため、載荷中にひび割れ発生を確認した後に除荷を行い、ひび割れ幅に関してのみ非接触変位計取り付けた。試験状況および計測状況を図-3.4に示す。

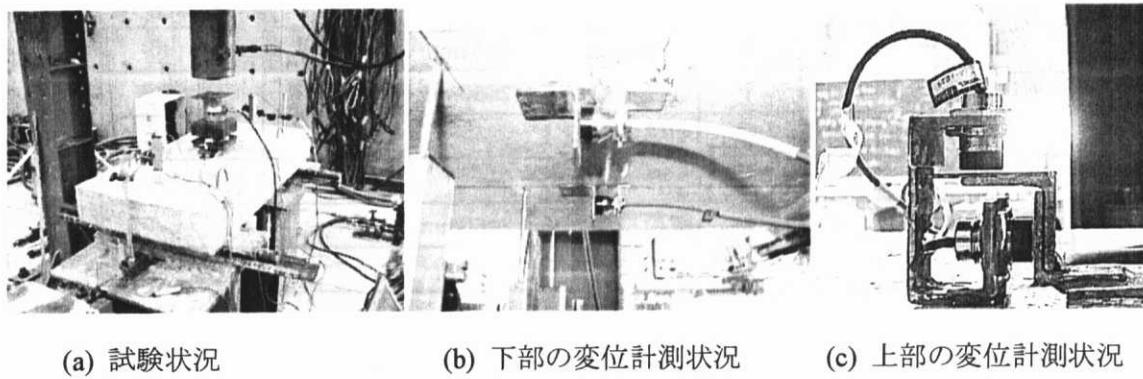


図-3.4 試験状況および開口変位の計測状況

#### (e) 試験体内部のひび割れ観察

スラブ試験体の押抜きせん断試験では、破壊箇所が試験体内部に限られ、外部観察から得られる情報には限界がある。そこで、試験終了後、試験体を切断し、内部のひび割れ状況の観察を行った。切断面は載荷点を含む試験体軸方向および軸直交方向の2断面とし、コンクリートカッタ一により4分割した。

載荷後の試験体をそのまま切断した場合には、切断する際にひび割れが瓦解して本来の形状を失う恐れがある。また、切断時に新たにひび割れが生じた場合には載荷時に生じたひび割れと分離することができない。これらの問題を防ぐために、切断前に載荷点の陥没部からひび割れ内部に石膏を注入しひび割れ部を硬化処理した。注入した石膏には、ひび割れ形状を明瞭にするために水溶性の蛍光塗料を混入した。試験体切断後、切断面にブラックライトを照射し、ひび割れ部を発光させてひび割れ観察を行った。石膏の水粉体量比はひび割れ細部にまで石膏が充填されるように100%とし、注入した石膏がひび割れから漏出しないように、試験体表面(下面)をシリコンによりコーティングした。

### 3.2.3 試験結果

#### (a) 試験結果の概要

全試験体において、破壊形態は押し抜きせん断破壊となった(図-3.5参照)。表-3.8に破壊荷重( $P_{test}$ )、耐力計算値( $P_{cal}$ )、 $P_{test}/P_{cal}$ の結果を示す。全試験体が $P_{test}/P_{cal}$ が1.0を超える結果となった。リファレンス試験体の設計値との耐力比は1.54であり、計算耐力を大きく上回っている。土木学会示方書に採用されている式は設計式であるため、安全側に評価されると考えられることから、この試験値は妥当な結果と考えられる。他の試験体の耐荷性能の評価は、各試験体と基準試験体との耐力比( $P_{test}/P_{test(ref)}$ )により行うこととした。

板材が埋め込まれた試験体の最大荷重は、基準試験体よりも大きい場合と小さい場合の両方の結果が得られた。なお、基準試験体に対して、耐力が低下したものはPL(平板)およびW1-H(波板水平配置)試験体であった。

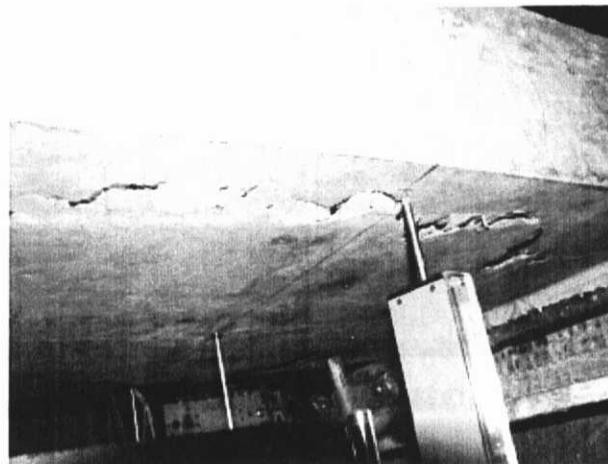


図-3.5 破壊状況の例(REF1)

表-3.8 最大荷重の比較

試験体名	計算値 P <sub>cal</sub> kN	実験値 P <sub>test</sub> kN	耐力比	
			計算値と の比 P <sub>test</sub> /P <sub>cal</sub>	基準試験 体との比 P <sub>test</sub> /P <sub>ref</sub>
REF1	115.8	177.9	1.54	1.00
PL	124.8	149.1	1.19	0.84
W1-V	118.7	188.4	1.59	1.06
W1-H	122.6	138.6	1.13	0.78
REF2	120.9	203.1	1.68	1.00
W2-1	124.0	230.6	1.86	1.14
W2-2	125.6	268.9	2.14	1.32

一方、波板を縦方向配置した試験体(W1-V, W2-1, W2-2)は基準試験体を上回る結果となった。この要因を求めるために、外観ひび割れ観察を行った。図-3.6に、下面で観察されたひび割れ状況を示す。模擬ひび割れを縦に配置した試験体では、模擬ひび割れ位置で格子状のひび割れが阻止され、その外側は放射状にひび割れが分散する結果となった。模擬ひび割れ面の相違は、下面のひび割れ発生状況に影響を与えることが分かるが、耐荷挙動に関しては、有意な情報を得ることができなかった。

以降、荷重-中央変位関係と内部ひび割れ状況によって、先行ひび割れの各種要因がこれらの耐力増減に与える影響について各因子ごとに検討する。

付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

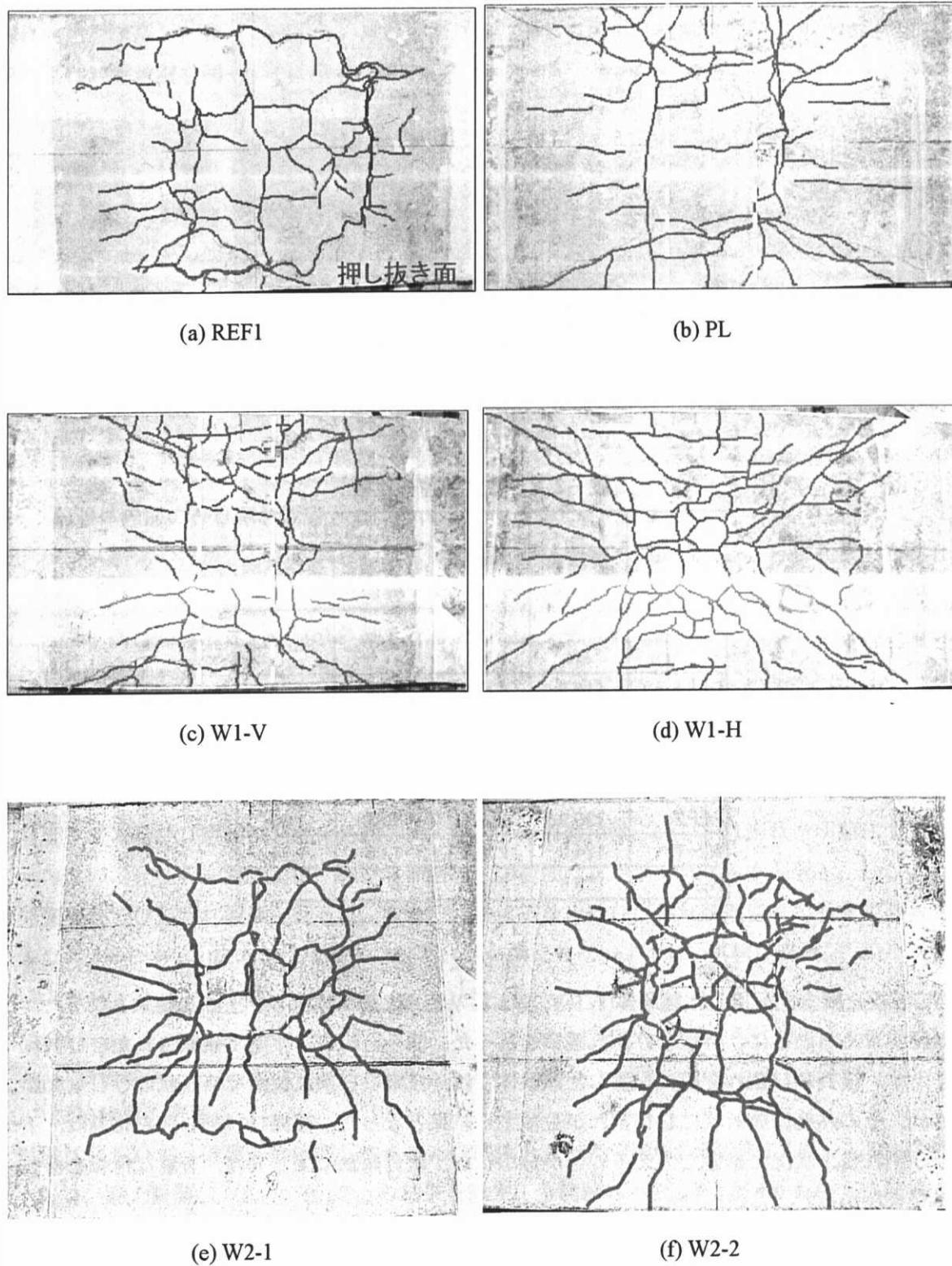


図-3.6 破壊後の外観観察状況

## (b) 亀裂面形状の影響

図-3.7にREF1, PL, W1-V試験体の荷重-中央変位関係を示す。波板を使用したW1-V試験体は、模擬ひび割れの配置条件をPLと同一とする事により、ひび割れ面形状が耐力に与える影響を確認するものである。3試験体ともに最大荷重以前の部材剛性はほぼ同等の結果となった。この傾向は既往の報告と一致する。このことから、部材高さ方向のひび割れが存在する場合、押し抜き破壊以前の部材挙動は、ひび割れ面形状によらず変化しないことができる。

平板を使用したPL試験体では基準試験体(REF1)と比較して2割程度の耐力が低下し、既往の研究[6]と同様の傾向を示した。一方、波板を使用したW1-V試験体の最大耐力は基準試験体を上回る結果となった。このことから、ひび割れ面形状が、部材の押し抜きせん断に与える影響が無視できないことがわかる。

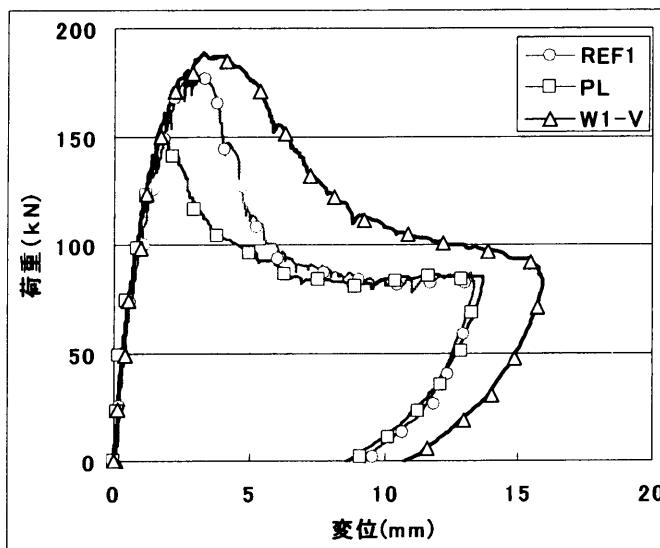


図-3.7 模擬ひび割れ面形状が荷重-中央変位関係に与える影響

図-3.8には、これらの試験体の、内部ひび割れ状況を示した。ここで、切断面は軸方向である。いずれの試験体も、載荷点から約45度方向に、ひび割れが進展していることが分かる。ただし、模擬亀裂面が存在する場合には、ひび割れ面形状によって、ひび割れの進展経路が異なる結果となった。平板((b) PL)の場合には、載荷板端部から発生したせん断ひび割れは、模擬亀裂面および主鉄筋に沿ってひび割れが進展していることが分かる。このことから、模擬ひび割れ面がズレ変形を誘発するために部材耐力が低下し、変形とともに残存耐力が低下したと推察される。一方、波板を使用した場合((c) W1-V)では、平板試験体で顕著となった模擬ひび割れ面での滑り変形はほとんど確認されず、模擬ひび割れ面の外側に進展する斜めひび割れと、載荷板下端部と模擬ひび割れ端部を結ぶ経路にひび割れが発生していた。最大荷重後の押し抜きせん断変形は、破壊要因となったひび割れ面の開口変形によって負担されると考えられる。前者のひび割れ幅は比較的小さいので、破壊要因となった主要なひび割れは、ひび割れ幅の比較的大きな後者であると推測される。

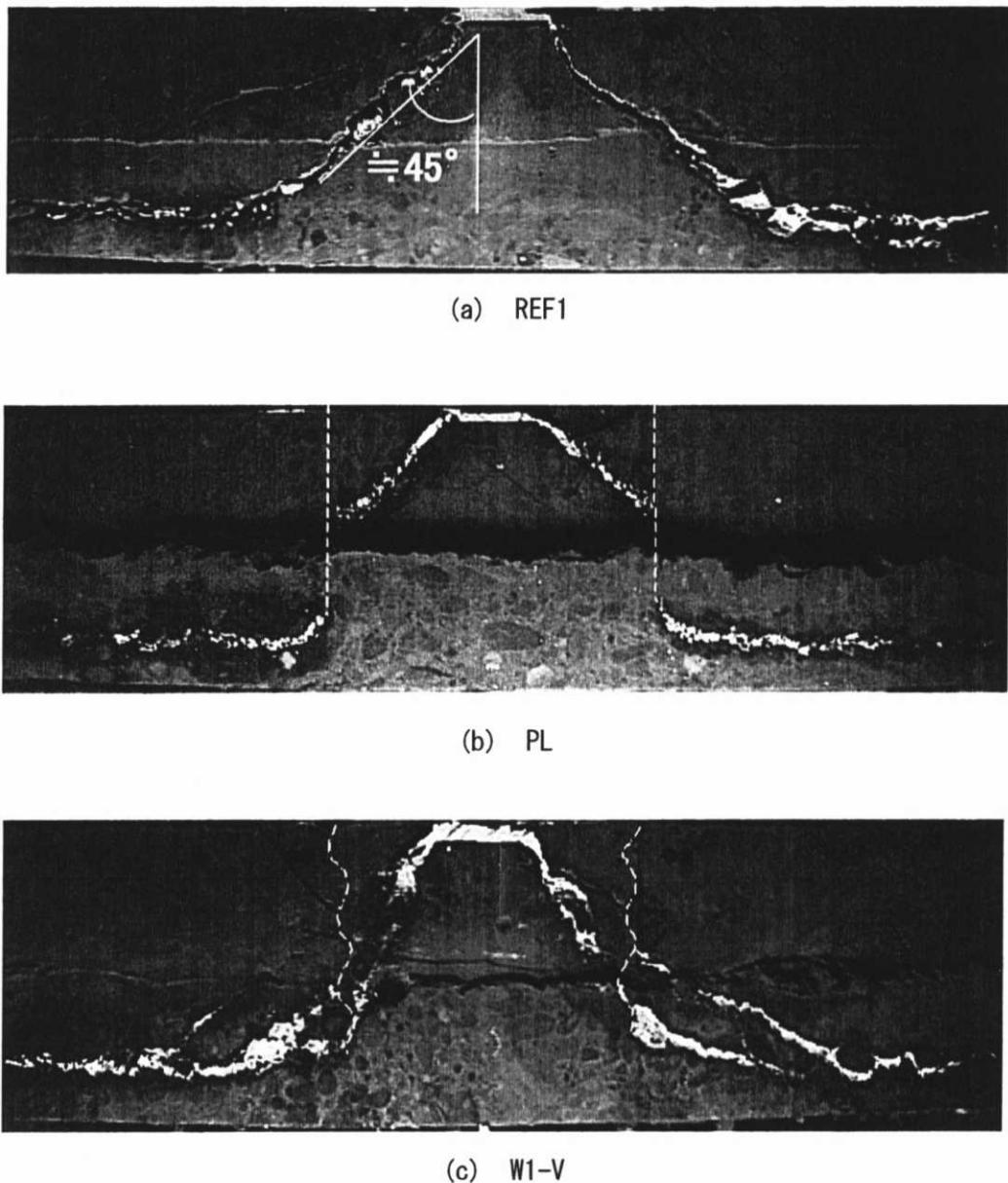
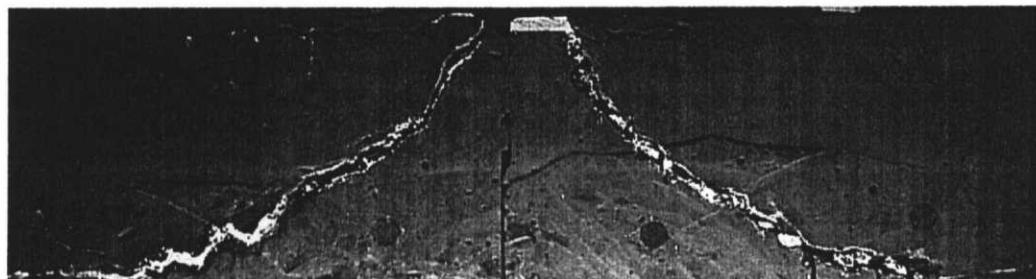


図-3.8 模擬ひび割れ面形状が内部ひび割れ状況に与える影響(載荷軸方向)

スラブの押し抜きせん断試験では、試験時に内部のひび割れ進展状況が観察不能であるので、波板で観察された3本のひび割れの発生時期や発生順序を断定することは難しい。ただし、板材の内側で発生した、上記の2つのひび割れに関しては、載荷点から45度方向に進展するひび割れが先行して発生したと推測される。これは、板材ですべりが生じるまでは、波板と平板がほぼ同等に扱うことができると考えられるためである。この仮定によれば、ほぼ同一荷重時に、平板試験体と波板試験体の両者で、共通のひび割れが生じると推測される。これに該当するのは、載荷点から斜め45度方向に発生しているひび割れである。このひび割れが発生すると、平板の場合には板材表面ですべりが生じるがし、波板の場合には凹凸部では大きなせん断伝達力が働くために、この経路でズレ変形を生じさせることは難しい。そのため、最終的に載荷点と波板端部に働く引

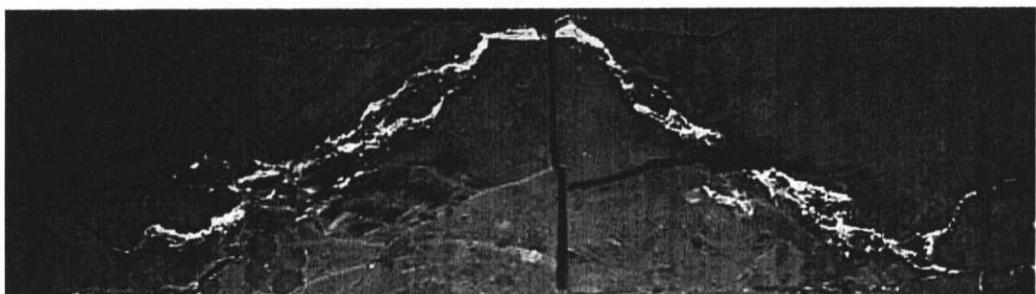
張力が増加して新たなひび割れが発生し、破壊に至ったものと考えられる。このことから、模擬亀裂面形状によって、最大荷重が異なる原因是、亀裂面のせん断伝達能の相違に基づくと考えられる。波形状の場合には、せん断伝達力が割合大きく、この面で破壊が生じる以前に他の経路にひび割れが生じ、それが破壊要因になったと結論付けられる。



(a) REF1



(b) PL



(c) W1-V

図-3.9 模擬ひび割れ面形状が内部ひび割れ状況に与える影響(載荷軸直交方向)

図-3.9にこれら3試験体の軸直交方向で観察されたひび割れ状況を示す。これらの試験体は、模擬ひび割れが2次元的に配置されたものであるために、模擬ひび割れのない、奥行き方向では、いずれの試験体も同様なひび割れ状況となった。

## (c) ひび割れ方向の影響

図-3.10にREF1,W1-V,W1-H試験体の荷重変位関係を示す。W1-Hは模擬ひび割れを主鉄筋上面に水平に設置したもので、W1-Vとの比較によりひび割れの方向性の影響について検討することを目的としている。

W1-Hでは曲げひび割れ発生後の部材剛性が他の試験体よりも小さく、最大荷重も低下する結果となった。また、ピーク以降の挙動が他の試験体と異なり、急激な軟化が生じた後も、変形の増大とともに残存耐力は漸増する結果となった。破壊形態は他試験体同様に押し抜きせん断破壊となつたが、底面のひび割れ状況(図-3.6(d)参照)では割合広い範囲で放射状にひび割れが拡がる様子が確認された。

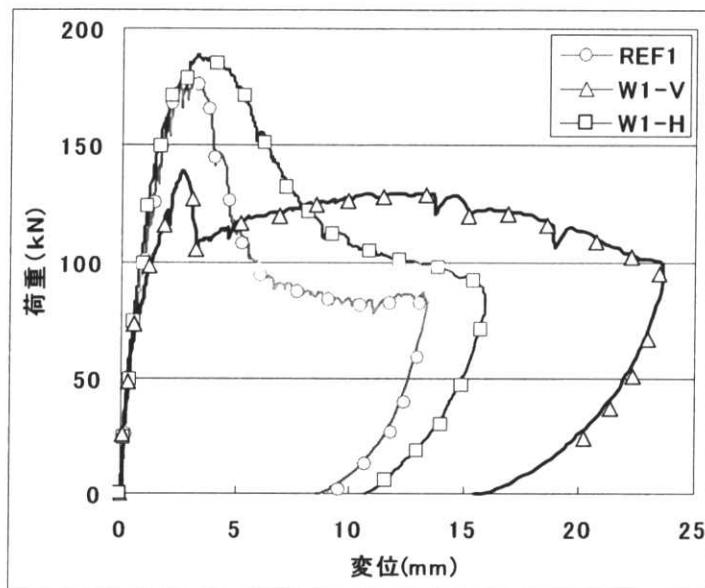


図-3.10 模擬ひび割れ面配置方向が荷重-中央変位関係に与える影響

図-3.11に部材軸方向で観察された内部ひび割れ状況を示す。水平方向に模擬ひび割れ面を配置した場合には、載荷板端から生じる主要なひび割れの角度が他と比して緩やかであった。また、載荷点近傍では割合小さなひび割れが発生していた。このようなひび割れ状況は水平方向に人工亀裂を有する梁部材と近しい(第2章参照)。はり部材の実験を通して得られた知見を準用すると、スラブの押し抜き試験においても、水平方向に亀裂を有する場合には、タイドアーチ的な機構により、部材が外力に対して抵抗していると考えられる。ここで、内側で生じたひび割れは、比較的早期に発生する曲げひび割れであり、その先端の上側でCCCノードを形成するようなタイドアーチ機構が発現していたと推測される(図-3.13参照)。タイドアーチ機構の場合、破壊時に発生するひび割れは、圧縮斜材を斜めに横断するように発生するので、本試験体においても主要なひび割れの経路によって、圧縮斜材の形成領域が推定可能と考えられる。そこで、軸方向のひび割れ状況を再度注視すると、ひび割れと板材の交差位置が支持点よりもかなり内側であることが分かる。このことから、波形状による摩擦効果によって、有効な  $a/d$  は若干小さくなっていると予

想される。

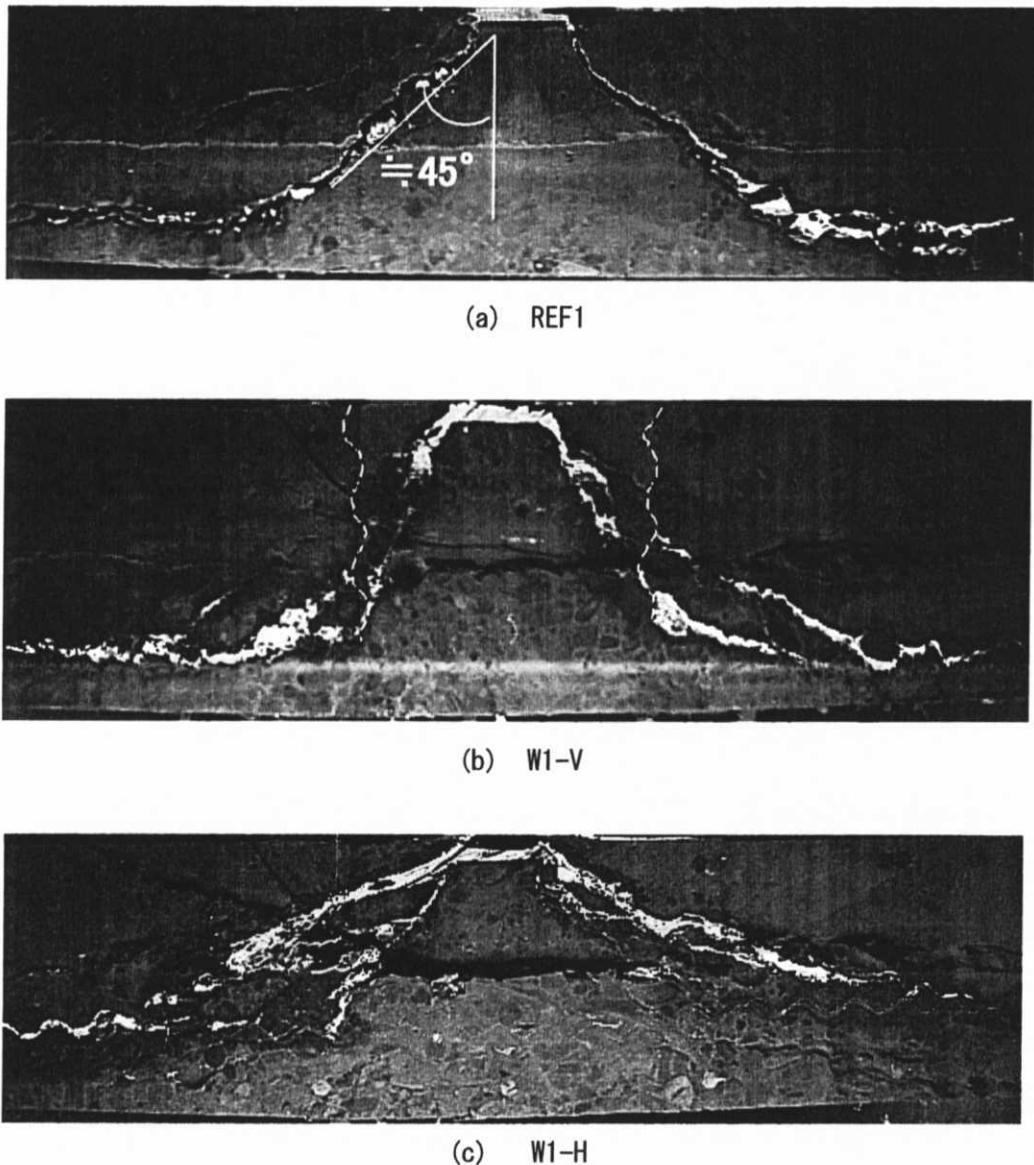


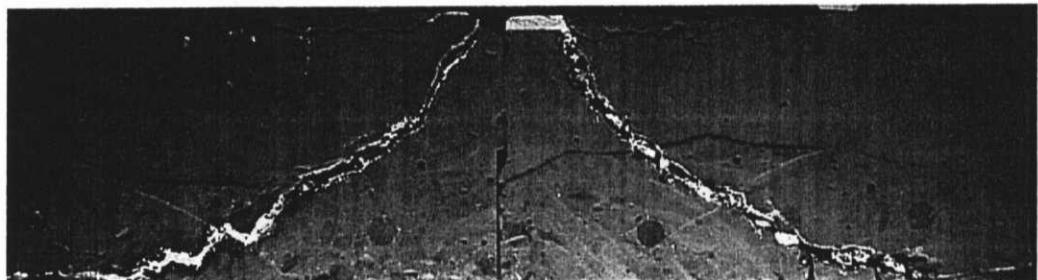
図-3.11 模擬ひび割れ面配置方向が内部ひび割れ状況に与える影響(載荷軸方向)

図-3.12に部材軸直交方向で観察された内部ひび割れ状況を示す。水平方向配置((c) W1-H)では、直交方向においてもひび割れの角度が緩慢となっている。鉄筋とコンクリートの付着が保持されていないために、直交方向においても、タイドアーチ的な耐荷機構が生じていたと推察される。この方向では、軸方向で生じていた、曲げひび割れは確認されなかった。これは本試験では、一方方向載荷を行っているために、奥行き方向(直交方向)の曲げ成分が小さかったためと思われる。

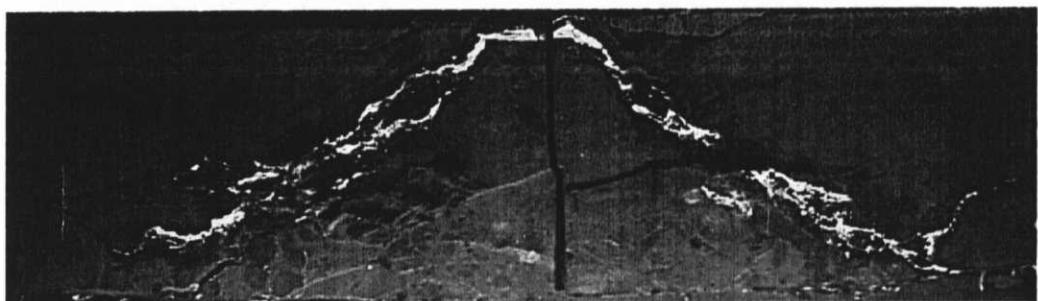
RC部材のせん断破壊は、いわゆる Mode I と Mode II が複合して生じているとすれば、せん断スパン比の割合大きなはり部材で観察される斜め引張破壊は、Mode I が卓越する破壊形式であり、ディープビームの斜め圧縮破壊やスラブの押し抜きせん断破壊は Mode II 成分が卓越する破壊形式であると区分される。先行亀裂による、タイドアーチ的な機構の増進効果は、Mode I 卓越型の

### 付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

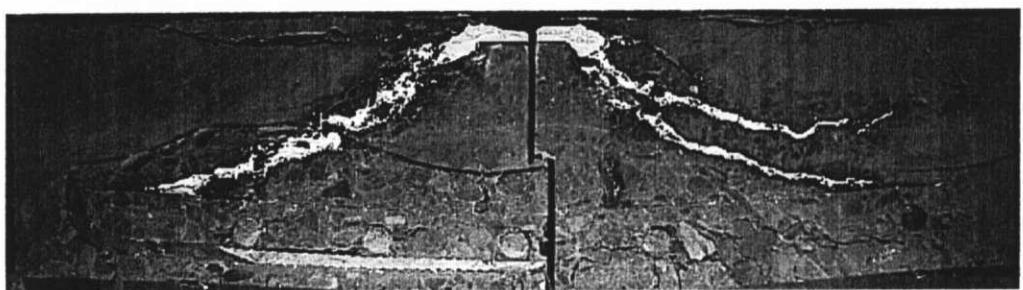
脆性的なひび割れ進展を抑制する効果として解釈される。そのため、純せん断型の破壊形式となる部材に対しては、その増進効果が小さくなる。特に、元々、部材軸に対して45度方向にコーン状の破壊形態を呈する押し抜きせん断破壊では、亀裂面を水平配置した場合には、圧縮斜材角が緩やかになることで、耐力がむしろ低下する。このことは、ディープビーム部材で模擬ひび割れ部材のほうが耐力が小さくなったことと相違しない。



(a) REF1



(b) W1-V



(c) W1-H

図-3.12 模擬ひび割れ面配置方向が内部ひび割れ状況に与える影響(載荷軸直交方向)

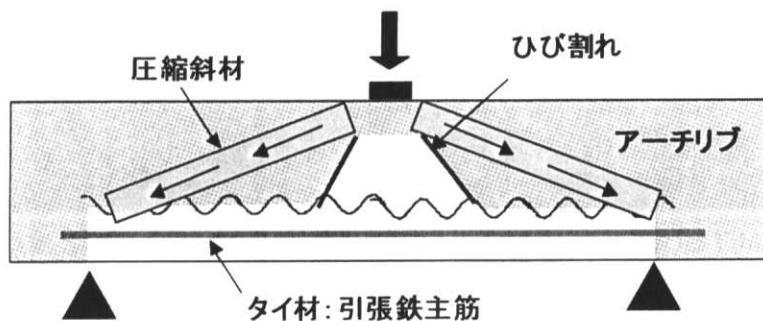


図-3.13 水平方向配置時のひび割れ発生後の耐荷機構

今回対象とする試験体のせん断スパン比  $a/d$  は 3.75 であり、比較的大きい。それに伴い圧縮アーチリブの斜材角が小さくなることによって、変形量のわりにはタイドアーチ的な効果の発現量が小さくなつたと考えられる。最大荷重前の部材剛性も基準試験体に比べて小さくなつていることは、タイドアーチ機構が卓越する水平方向に亀裂を有する梁部材やアンボンド部材と同様の傾向である。

以上の考察から、スラブ部材における水平方向の亀裂は、はり部材と同様に、連続したはり機構からタイドアーチ機構へ耐荷機構を移行させる役割を果たすといえる。ただし、はり部材とは支持条件と破壊領域が異なるために、タイドアーチ機構による耐力の上下関係は逆転すると結論付けられる。

#### (d) ひび割れの次数の影響

W2-1 試験体では、模擬ひび割れが主鉄筋方向と配力鉄筋方向の 2 方向で載荷点を囲むように配置されている。なお、載荷板端からの配置距離は W1-V と等しい。

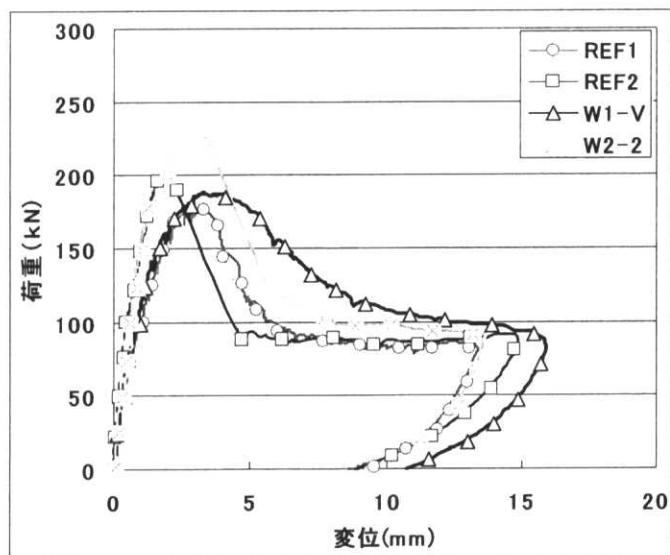


図-3.14 模擬ひび割れ面配置次元数が荷重-中央変位関係に与える影響

図-3.14にW1-VとW2-2および基準試験体の荷重-中央変位関係を示す。ここで、板材を設置した試験体は、試験体幅が異なるため、ピーク以前の部材剛性が異なる。そこで、ここでは同一の幅を持つ基準試験体との耐力比により比較を行うこととした。有効高さの  $d/2$  の位置に波板を設置した場合の基準試験体に対する耐力比は1方向配置の場合が1.06, 2方向配置の場合が1.14であり、荷重増分とピーク時の変位量がともにほぼ2倍になった(表-3.8参照)。これは、前章で述べた1方向配置における(W1-V)効果が、2方向で得られることによるものと推察できる。また、この結果から、先行ひび割れの効果は、直交性仮定により、それぞれの方向の効果を重ね合わせることで評価可能であることが示唆される。

#### (e) ひび割れ位置の影響

W2-2は、ひび割れ位置の影響について検討することを目的として、模擬ひび割れ配置位置をW2-1の半分の距離(載荷点から  $1/4d$ )とした試験体である。またW2-2では、載荷板端から $3d/4=90\text{mm}$ の位置にも模擬ひび割れを配置した(図-3.3(d)参照)。

図-3.15にW1-V, W2-1, W2-2試験体の荷重変位曲線を示す。W2-2試験体の最大荷重は、W2-1を上回る結果となった。また、W2-2試験体は最大荷重の後、一度軟化するが、再び耐力が増加し、2度目のピーク点から破壊に到っている。

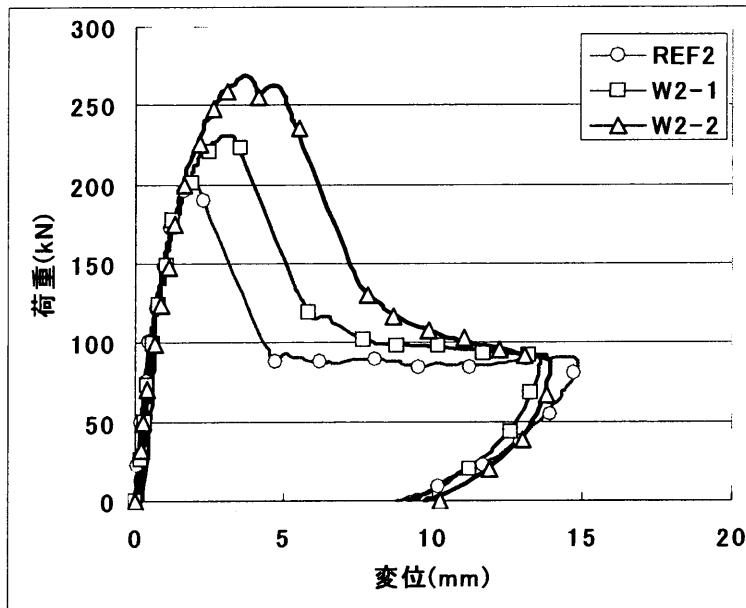
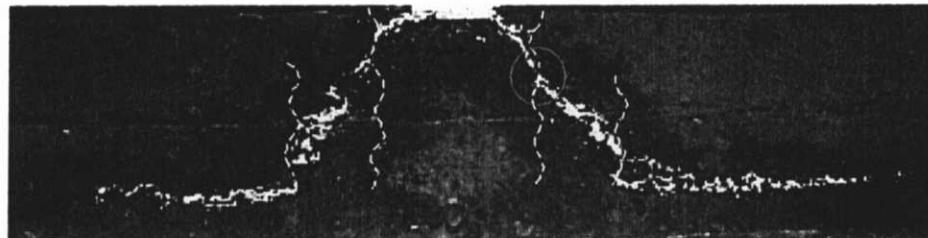
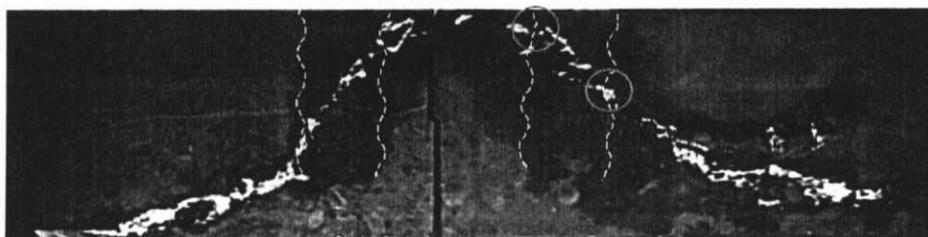


図-3.15 模擬ひび割れ面配置位置が荷重-中央変位関係に与える影響

図-3.16にW2-2の試験体切断面のひび割れ状況を示す。また、図-3.17には参考のため、W1-Vのひび割れ状況を再掲した。図-3.16では、内側の模擬ひび割れから外側の模擬ひび割れへ進展している斜めひび割れが確認できる。これより、荷重-中央変位関係で確認される耐力の増減現象は、2枚の板材に囲まれた区間で発生したひび割れによるものと推察される。このように、複数枚の亀裂面を有する場合には、各々の区間で、亀裂面がひび割れの進展を阻害する結果、耐力は増減を繰り返すと思われる。



(a) 軸方向ひび割れ状況



(b) 軸直交方向ひび割れ状況

図-3.16 W2-2 試験体の内部ひび割れ状況

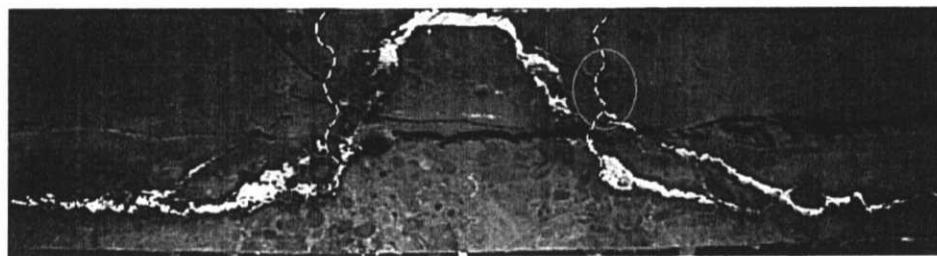
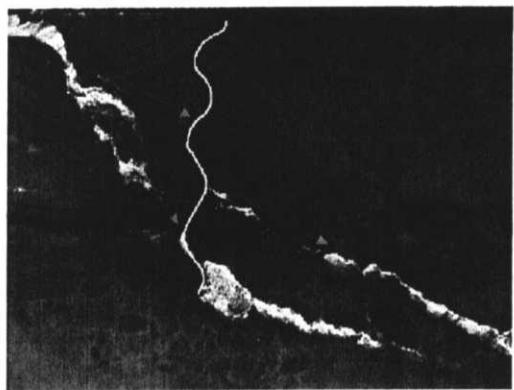


図-3.17 W1-V 試験体の内部ひび割れ状況(軸方向)

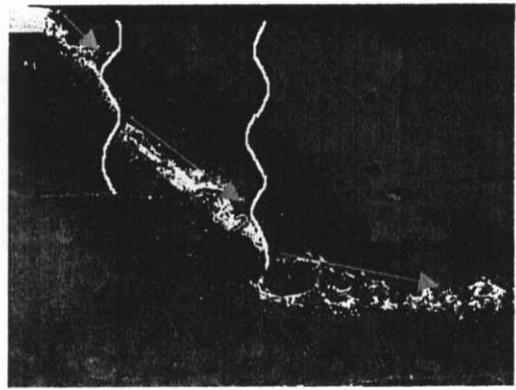
図中の赤丸は、ひび割れが波板を貫通して進展している部位を示している。図-3.18にこの部位の拡大図を示す。W1-Vでは斜めひび割れが模擬ひび割れに到達後、①載荷板端と模擬ひび割れ端部を結ぶ経路と②模擬ひび割れから進展する経路でひび割れが発生した(図-3.18(a))。前述のとおり、ひび割れ幅の比較によってこの試験体の破壊経路は前者のひび割れであると判断される。同様にW2-2でも斜めひび割れの発生後、載荷板とプレート端部を結ぶラインでの破壊が起こると予想されたが、後者のひび割れ経路のみが切断面からは確認された(図-3.18(b))。この理由については、次節で検討を行いたい。

なお、本載荷試験では、配置距離が載荷点に近いほど耐荷性能の向上が確認された。既往の研究において、ひび割れ形状が平滑なケースではひび割れ距離が載荷点に近いほど耐力は低下する結果を示している[6]。模擬亀裂面が耐荷能に与えるこれらの相違により、ひび割れ断面形状の凹凸の程度が、ひび割れ距離と押し抜きせん断耐力の関係を逆転させうるほどの影響度を有することが実験的に示された。

付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響



(a) W1-V



(b) W2-2

図-3.18 ひび割れ部の拡大図

### 3.3 先行ひび割れを有する床版の押し抜きせん断耐力評価法

前節では、先行ひび割れが押し抜きせん断耐力に及ぼす影響を明らかとするため、ひび割れ面形状、方向性、ひび割れ位置の各要因に着目し、押し抜きせん断試験を行った。本節では前節で得られた知見を元に、各種要因の影響を評価する手法について検討することとした。

#### 3.3.1 既往の耐力算定式

面部材の押し抜きせん断耐力に関しては、いくつかの評価式が提案されている。それらの多くは処女載荷時における耐力評価式であるが、本研究のように従来の適用範囲を超えるような範囲で、現象の整理を行う場合には、仮定する耐荷機構と評価式の各因子の意義が明快であるものを元に検討を行うのが効率的である。ここでは、本節で使用する耐力算定式について概説する。

##### a) 前田・松井式[1]

図-3.19に示す前田・松井の式は、床版の押し抜きせん断耐力を圧縮部コンクリートのせん断抵抗および、引張鉄筋のダウエル作用にともなうコンクリートの鉛直方向引張抵抗による成分により構成される式であり、信頼性が高いとされている。本研究では、この式を元に先行亀裂の影響をモデル化することとした。

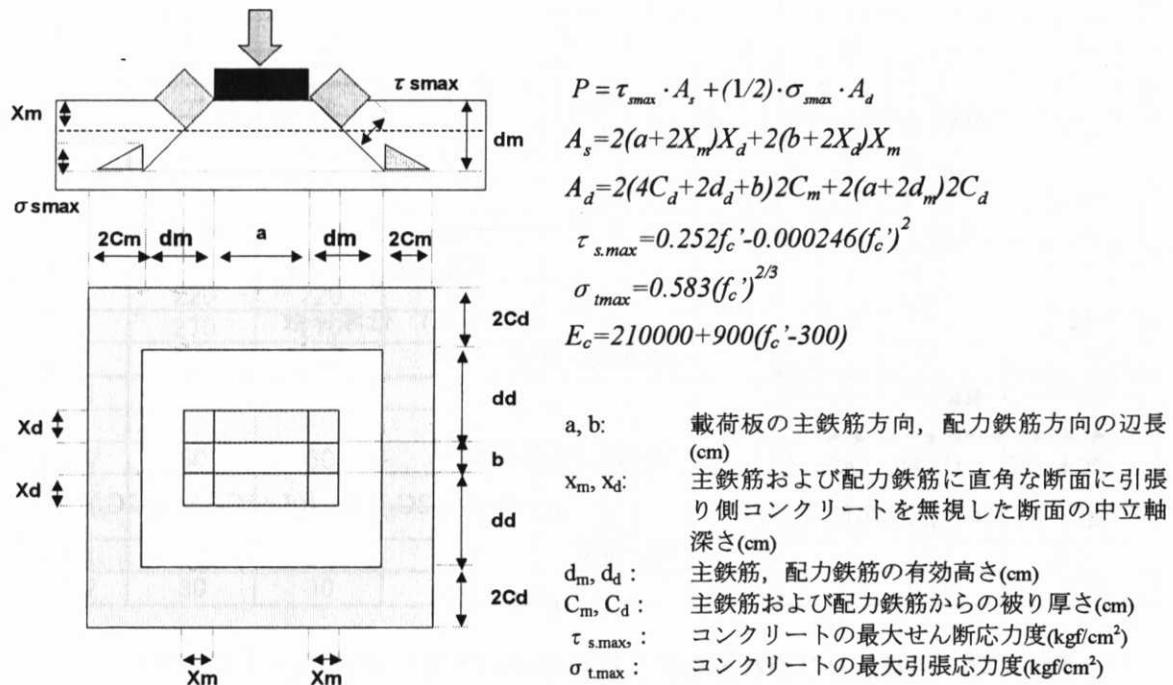


図-3.19 前田・松井式

## b) 仲山・中村の式[6]

仲山らは前田・松井の式を拡張して、平板状貫通ひび割れを有する押し抜きせん断耐力の算定式を提案した。図-3.20に示すように仲山らが提案するモデルでは、貫通ひび割れが及ぼす影響を、ダウエルの抵抗領域と圧縮部コンクリートのせん断抵抗を低減することにより評価される。

ここで貫通ひび割れが載荷軸に対して、対称に発生する場合、RCスラブのダウエル抵抗領域S2は図-3.20(a)に示すように、ひび割れ面で縮小されたとして、貫通ひび割れと載荷点間に働く圧縮領域のコンクリートせん断抵抗力に対しては、図-3.20(c)に示す低減係数 $\mu$ を提案している。この式は、平板の存在による押し抜きせん断抵抗力の低減機構を反映した形式でモデル化が行われており、彼ら自身が行った平板状の模擬亀裂を有する試験結果を精度よく評価できる。

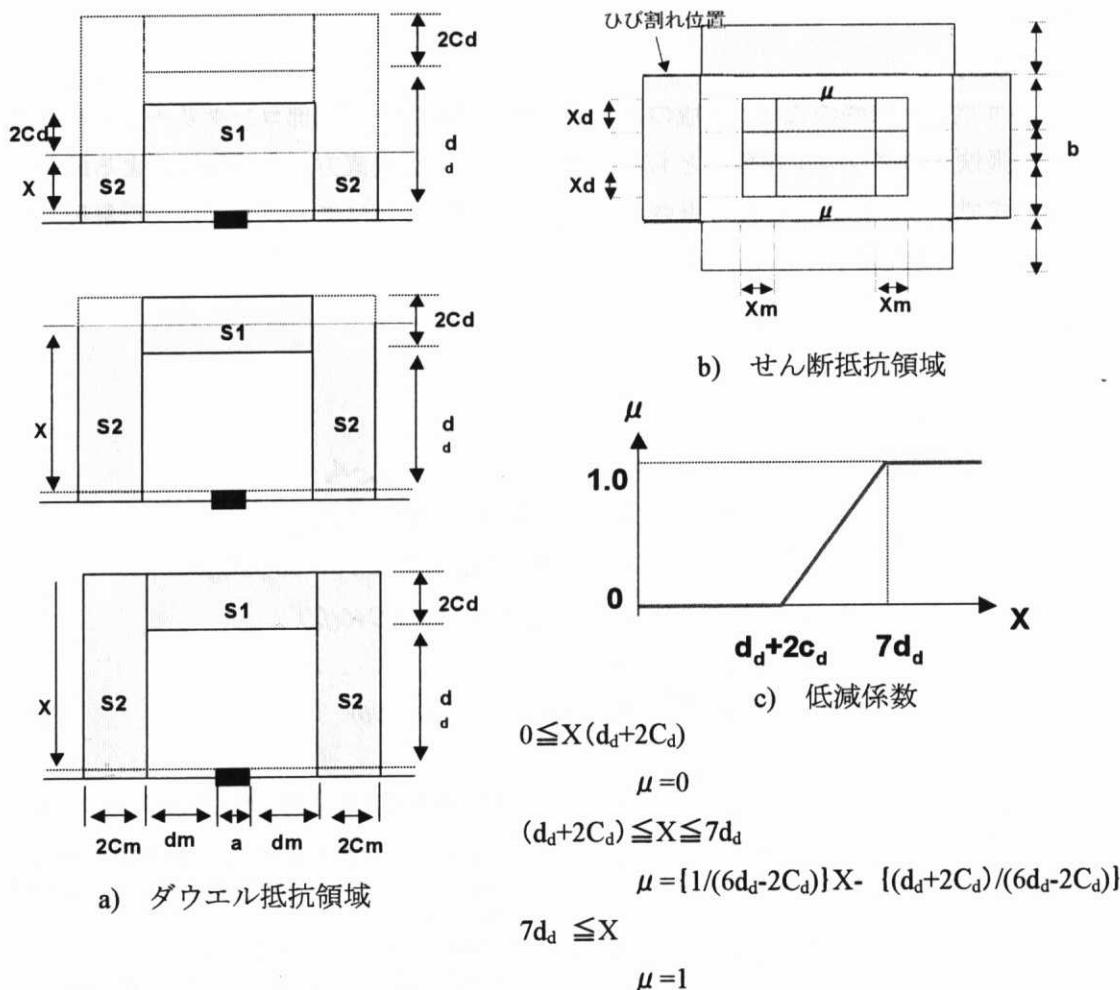


図-3.20 平板状ひび割れを有するRC床版の耐力算定式(仲山・中村の式)

### 3.3.2 既往の評価式による算定値と試験結果との比較

表-3.9に前節の各算定式を用いた計算値( $P_{cal}$ )と本研究の実験値( $P_{test}$ )および耐力比  $P_{test}/P_{cal}$ の一覧を示す。先行ひび割れを有するRC床版比較データとして、仲山らの試験結果も同表に示す。前田・松井の式は処女載荷時の耐力評価式であり、先行ひび割れの影響に対しては適用範囲外であるので、全体的な精度は低いが、適用対象である基準試験体では妥当な評価となっている。

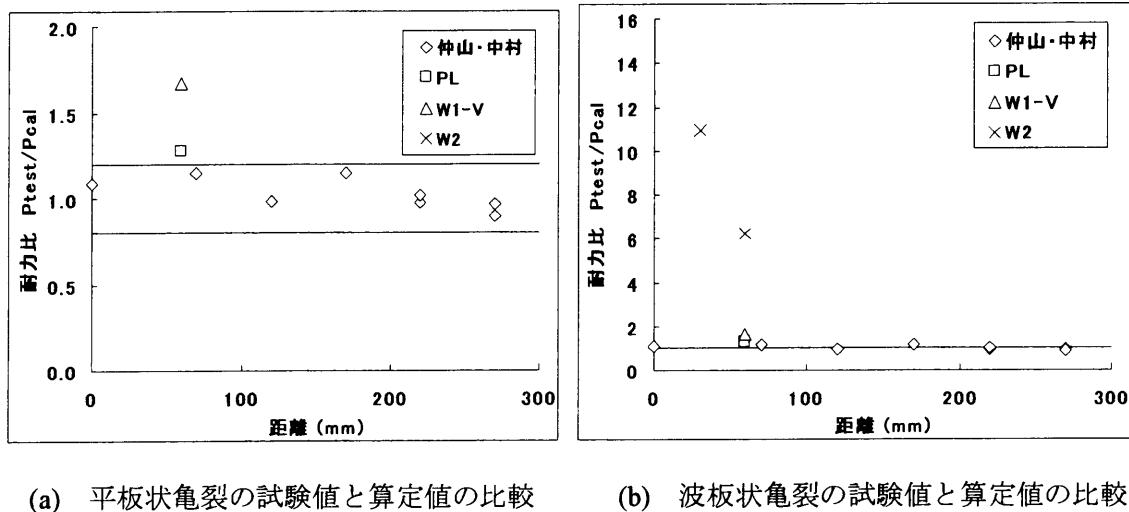
図-3.21には、これらの耐力比と模擬亀裂面配置位置の関係を図示した。仲山・中村式では貫通ひび割れの影響を考慮したモデルを使用しているため、仲山らとほぼ同じ条件で試験を行ったPL試験体では2割以内の精度で耐力が評価されている(図-3.21(a))。これらの検証結果から、それぞれの提案式の適用範囲内での妥当性が再確認できる。当然のことながら、仲山らのモデルでは亀裂面形状のせん断伝達力を考慮していないため、波板を使用した試験体では推定精度が著しく低下することがわかる(図-3.21(b))。

これに対し、まずははじめに亀裂面におけるせん断伝達力を考慮する項を耐力算定式に加えることで算定式の精度を高めることを試みた。

表-3.9 各算定式による耐力算定結果比較

試験体名	ひび割れ位置		実験値 $P_{test}$	計算値( $P_{cal}$ )		耐力比( $P_{test}/P_{cal}$ )	
	X1 mm	X2 mm		前田・松井式 kN	仲山・中村式 kN	前田・松井式 kN	仲山・中村式 kN
	mm	mm	kN	kN	kN	-	-
1-7	—	—	161	174	174	0.92	0.92
1-8	—	—	174	165	165	1.05	1.05
2-1	0	0	90	185	83	0.49	1.08
2-2	70	70	131	177	114	0.74	1.15
2-3	120	120	133	184	136	0.72	0.98
2-4	170	170	162	181	142	0.90	1.15
2-5	220	220	152	187	157	0.82	0.97
2-6	220	220	158	187	156	0.84	1.01
2-7	270	270	156	185	163	0.84	0.96
2-8	270	270	147	189	165	0.78	0.89
ref-1	—	—	178	199	199	0.90	0.90
PL	60	60	149	205	117	0.73	1.28
W1-V	60	60	188	200	113	0.94	1.67
W1-H	—	—	139	203	—	—	—
ref2	—	—	203	202	202	1.01	1.01
W2-1	60	60	231	205	37	1.13	6.21
W2-2	30	30	269	206	25	1.31	10.91

※1-7, 1-8 : 基準試験体

図-3.21 既往の評価式による耐力比  $P_{test}/P_{cal}$ -亀裂面配置距離関係

### 3.3.3 押し抜きせん断耐力算定式に関する考察

#### (a) 先行ひび割れ面のせん断伝達有効断面積

図-3.21 の試験結果と算定値の比較において、波板を用いた場合の算定値が試験値を大幅に過小評価することが示された。このことは、亀裂面のせん断伝達が、部材耐力に対して支配的であり、その効果を取り込まなければこれらの部材の耐力評価が適切に行えないことを示している。ここでは、先行亀裂面の形状効果を考慮するための力学モデルを検討する。

図-3.22(a)のように、亀裂面のせん断伝達部材高さ方向に先行ひび割れを有する場合には、斜めひび割れの発生後は、部材はABCの3部分の要素で構成されると考えられることがある(図-3.22(b))。ここでは、波板を使用した場合の、耐力増進効果は、B-C境界でのせん断伝達により、発揮されると仮定する。先行ひび割れを有さない一般部材や、先行ひび割れとして平板を使用した部材では、A部のように分割が生じた時点でポストピーク領域に達する。そのため、このような分割形状を考えなくてもよい。

A-B境界のひび割れが生じることによって、模擬ひび割れ面ではすべりが誘発されるため、コンクリートとプレートは剥離している。Aの部分は斜めひび割れにより部材から分離されるので、斜めひび割れ以降の残存耐力には寄与しないものと仮定できる。一方、載荷点とともに変形する要素Bは要素Cとの接触面積全体でせん断伝達が行われるとする。載荷点から発生する斜めひび割れの発生角度を45°と仮定すると、図-3.22(a)に示すように、模擬ひび割れ配置高さhと要素Aの高さの差分h'が要素Bのせん断伝達力の有効高さとなる。

せん断伝達の有効幅は図-3.22(c)(d)に示すように、1方向の場合には斜めひび割れが模擬ひび割れに到達したときの伝達幅を有効幅とする。このときも、載荷点から発生する斜めひび割れは45度方向に四角錐台状に進展すると仮定する。厳密には部材同士の拘束効果により、到達幅以上の範囲にせん断伝達力が作用すると推測できる。この傾向は、前節の直交方向切断面の試験結

### 付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

果からも読み取れる(図-3.9(a) (b)参照). しかし、健全側(直交方向)では、通常どおりの破壊が生じることを踏まえれば、そのような効果は比較的小さいと考えるのが妥当であろう。この理由で、1方向に先行ひび割れを配置した場合には、直交方向成分は、モデルを簡易化するためにも、ここでは考慮しないものとする。

本研究で行った2方向配置の実験では、配置距離を載荷板端から30mmまたは60mmの正方形配置としているので、模擬ひび割れの配置幅とせん断伝達の有効幅は同値となる。ここで、2方向に模擬ひび割れを配置した場合には2方向ともに、要素Bと要素Cの噛み合いが生じ、ひび割れ間隔内で十分なせん断伝達力が働くとした。全周長で噛み合い作用が有効であると考えることで1方向と2方向の別が考慮可能となる。

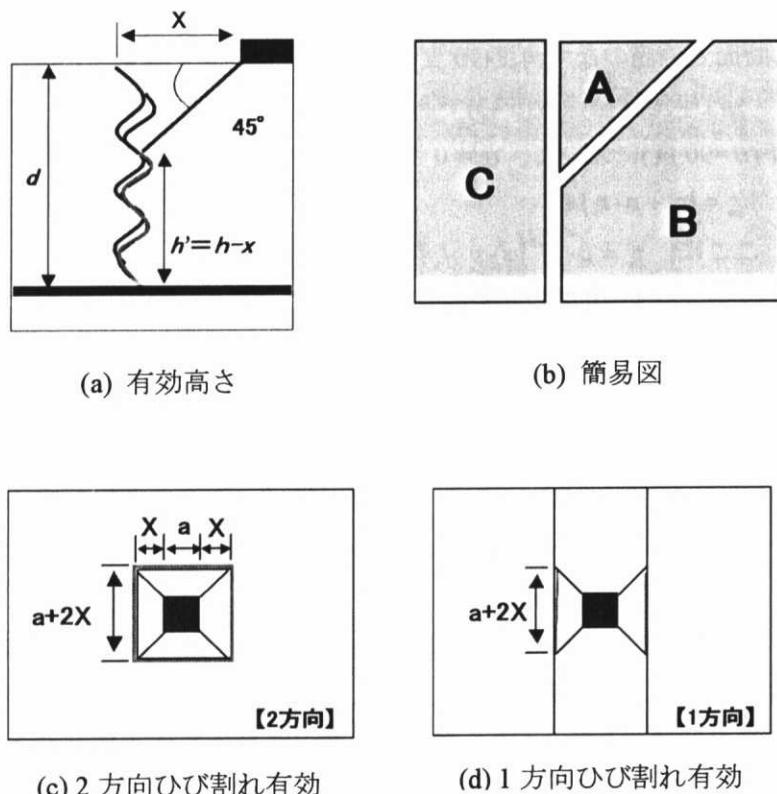


図-3.22 せん断伝達力有効断面積

#### (b) せん断伝達面の破壊を想定した強度計算

まずははじめに、模擬亀裂面のせん断伝達応力がせん断伝達強度に達して破壊する機構を想定して耐力計算を行うこととした。

上記の仮定のもと仲山・中村式にせん断応力伝達項を加えると式3.2となる。

$$P_{cal} = \mu \cdot \tau_{s,\max} \cdot A_s + \frac{1}{2} \sigma_{s,\max} \cdot A_d + \tau_{pl,\max} \cdot A_c \quad (3.2)$$

ここで  $A_c$  はひび割れ部におけるせん断伝達力の有効断面積,  $\tau_{pl,\max}$  は亀裂面のせん断強度をそれぞれ表す。ここで、第1項で表される圧縮項は、斜めひび割れの発生時まで有効とし、ひび割

れ以降は考慮しないこととする。また、第3項で表されるせん断伝達項は、斜めひび割れ前は考慮しないこととし、斜めひび割れ以降では有効であると定義する。

一般のひび割れ面に対する単調載荷時におけるせん断伝達は、示方書に採用されている算定式[8]を元に評価することとした(式3.3)。

$$V_{cs} = (\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_y \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) A_c \quad (3.3)$$

ここに、  
 $\tau_c = \mu \cdot f'_c^b (\alpha \cdot p \cdot f_y - \sigma_n)^{1-b}$   
 $\tau_s = 0.08 \cdot f_y / \alpha$

$$\alpha = 0.75 \{1 - 10(\sigma_n / f_y)\} \quad 0.08\sqrt{3} \leq \alpha \leq 0.75$$

$\sigma_n$ はせん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度、 $p$ はせん断面における鉄筋比、 $A_c$ はせん断面の面積、 $\theta$ はせん断面と鉄筋のなす角度(90度)、 $b$ は面形状を表す係数で、ひび割れ面に対しては $2/3$ とされている。 $\mu$ は平均摩擦係数(0.45)である。

本試験の条件下( $\theta=90$ 度)において、 $\sigma_n=0$ と仮定すれば、式3.3は次式のようになる。

$$V_{cs} = (\tau_c + p \cdot \tau_s) A_c \quad (3.3')$$

ここに、  
 $\tau_c = \mu \cdot f'_c^b (\alpha \cdot p \cdot f_y)^{1-b}$   
 $\tau_s = 0.08 \cdot f_y / \alpha$

$$\alpha = 0.75$$

本試験では非接触変位計によって測定されたひび割れ幅から、終局に至るまで、下面においても接触領域にあることを確認している。斜めひび割れ後は、分割Bの曲げモーメントの釣合を考える必要はない。これは、面部材においては、周辺部がモーメントを負担してくれるからである。そのため、対象とする状況下では、せん断伝達のみが成立すればよいのである。この意味では、式3.2のような考え方は2次元問題では成立しない。

本試験体では、模擬ひび割れの作製に鋼製波板を用いているため、ひび割れを対象とした式3.3による評価式は成立しない。第4章で示したように、鋼製波板を介したせん断強度が通常のコンクリートに対して約2倍になることから、亀裂面に生じるせん断応力には式3.3の2倍の値を採用することとした。

本研究で実施した試験を対象として、これらの式を用いて計算した耐力値を表-3.10に示す。P<sub>cal</sub>が仲山・中村の提案式によるもの、P<sub>cal2</sub>が式3.2による結果である。仲山・中村による算定式では試験耐力を過小評価したが、式3.2では耐力を大幅に過大評価する結果となった。

式3.2のせん断伝達項による計算では、亀裂面で約900kNのせん断力を受け持つことが可能となる。このとき、破壊形式には、せん断伝達面で軟化が生じることを前提とした。しかしながら、前節で示したように、亀裂面でのせん断伝達が大きい場合、載荷板端からひび割れ下端、模擬ひび割れを介して進展する方向の2パターンのひび割れを誘発して破壊に到る。つまり、式3.2で仮定する破壊形態が、実験と一致していないためにこのような相違が生じたと考えられる。このことは、波板の形状が十分にせん断伝達能力を有するために、この先行ひび割れ面が破壊面とはならなかつたことと相違しない。

いずれにせよ、実験で観察された破壊形態と想定する破壊形式を一致させなければ、妥当な評価は難しい。

表-3.10 せん断伝達項を考慮した場合の計算結果

\	実験値	仲山式	せん断項考慮	耐力比
	Pcal	Pn.cal	Ps.cal	Ptest/Ps.cal
	kN	kN	kN	-
REF1	177.9	179.1	179.1	0.99
W1-V	188.4	125.2	506.3	0.37
REF2	203.1	181.2	181.2	1.12
W2-1	230.6	84.7	881.3	0.26
W2-2	268.9	75.1	898.0	0.30

## (c) 破壊経路の分類

本研究で観察された範囲において、縦方向に模擬亀裂面が存在するときに生じたひび割れは、図-3.23に示すように整理される。これら5つのひび割れの組み合わせにより、破壊経路が形成されているとみなすことができることから、それぞれのひび割れの発生条件を検討することとした。以下に各ひび割れの定義を示す。

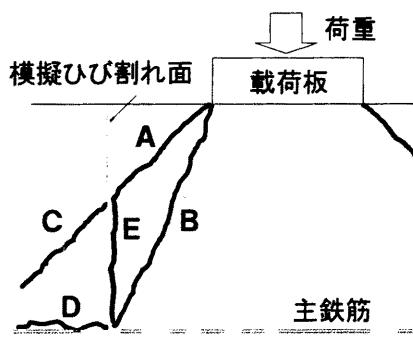


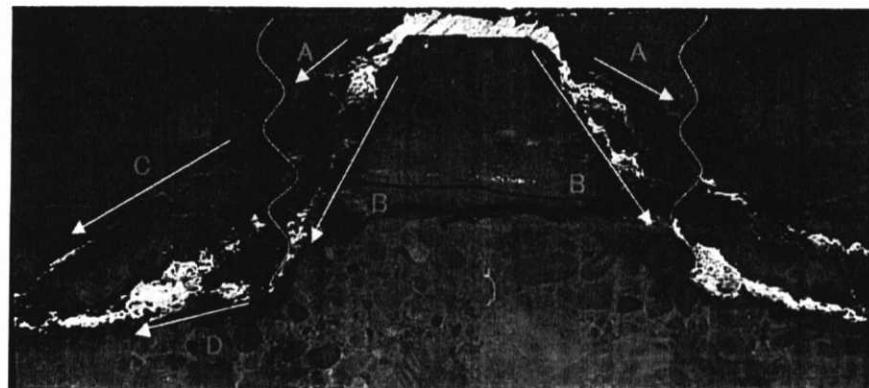
図-3.23 破壊経路の定義

- A : 載荷板端から、斜め45度方向に進展するひび割れであり、通常の押し抜きせん断破壊時に生じるひび割れ
- B : 模擬ひび割れ面を迂回するように、載荷板端から直近の模擬ひび割れ面下端に向けて進展するひび割れ
- C : 載荷板直近の模擬ひび割れ面の外側に斜め45度方向に進展するひび割れ
- D : 主鉄筋に沿って進展するひび割れ
- E : 模擬ひび割れ面に沿うひび割れ、または模擬ひび割れ面自体

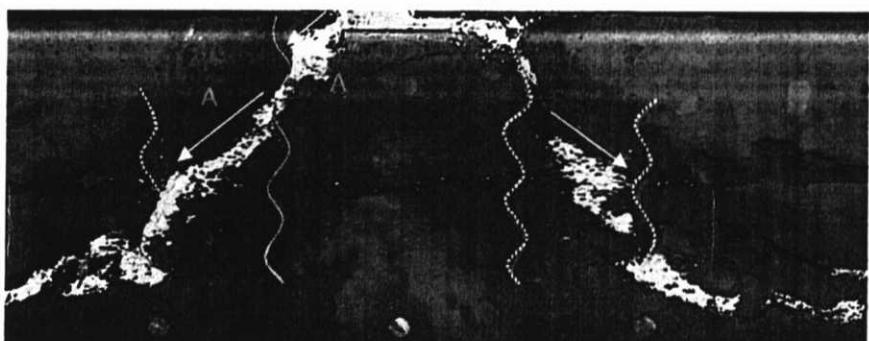
W1-V 試験体では図-3.23(a)に示すように、載荷板端と模擬ひび割れ端部を結ぶひび割れ(以降ひび割れ B)と、模擬ひび割れを介して進展するひび割れ(以降：ひび割れ C)が確認できる。また、W1-V 試験体では図-3.23(b)に示すように、載荷点から45度方向に進展するひび割れ(以降、ひび割れ A)が発生している。式3.2では、ひび割れ A-E の経路で破壊が生じることを仮定し、耐力算定を行ったために、評価値が試験値を大幅に上回ったと説明される。そこで、実験で確認された破壊経路である、ひび割れ B およびひび割れ C に対して、各ひび割れの発生条件を検討し、

部材のせん断耐力の算定を行うこととした。

なお、ひび割れA、ひび割れDの発生基準は仲山らの提案式に盛り込まれているので、ここでは彼らの式を採用することとした。



(a) W1-V (波板, 1方向, X=60mm)



(b) W2-2 (波板, 2方向, X=30mm)

図-3.23 波板周辺でのひび割れ状況

#### (d) ひび割れBの発生条件

前述のとおり、前田・松井による押し抜きせん断耐力算定式では、押し抜きせん断破壊時におけるコンクリートの圧縮抵抗領域は、中立軸位置により決定される(図-3.19)。ここでは、ひび割れBの発生荷重を推定するために初等はり理論を用いた検討を行うこととした。

コンクリートの引張寄与分を無視したはり理論では、中立軸位置でせん断応力が最大値となる。また、中立軸位置では直応力が作用しないことは自明である。通常の押し抜きせん断破壊では、最大主応力方向とひび割れ進展方向は $\theta=45^\circ$ （ひび割れA）で一致する。このとき、ひび割れ進展方向に作用する引張応力 $\sigma_n$ は、作用せん断応力 $\tau$ に等しい(図-3.24(a) (c) 参照)。

$$\sigma_n = \tau \quad (3.4)$$

一方、ひび割れBの方向に生じる引張応力 $\sigma_{n2}$ は、式3.5のように表せる。

$$\sigma_{n2} = \tau \cdot \sin(2\theta) \quad (3.5)$$

ここで、幾何形状から、ひび割れBの傾き $\theta$ は式3.6により求められる。

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h'}{X} \right) \quad (3.6)$$

引張応力がある値に達したときにひび割れが生じると仮定すれば、ひび割れAおよびひび割れBの発生条件はそれぞれ式3.7、式3.8のように表せる。

$$\sigma_{t1} = f_t = \tau_{\max 1} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{t2} = f_t = \tau_{\max 2} \cdot \sin(2\theta) \quad (3.8)$$

ここに  $f_t$  は押し抜きせん断ひび割れが発生する際の引張強度を表す。ただし、この値は便宜的なものであって、材料試験等から得られる引張強度とは等価ではない。また、 $\tau_{\max 1}$ 、 $\tau_{\max 2}$  はそれぞれひび割れA、ひび割れBが生じるときの中立軸位置での作用せん断応力を表す。

作用せん断応力は、作用荷重に比例するので、ひび割れBとひび割れAの発生荷重の比は式3.7、式3.8を用いて以下のように求められる。

$$k = \frac{1}{\sin(2\theta)} \quad (3.9)$$

ここに、 $k$  はひび割れAの発生荷重に対するひび割れBの発生荷重の比(補正係数)を表す。

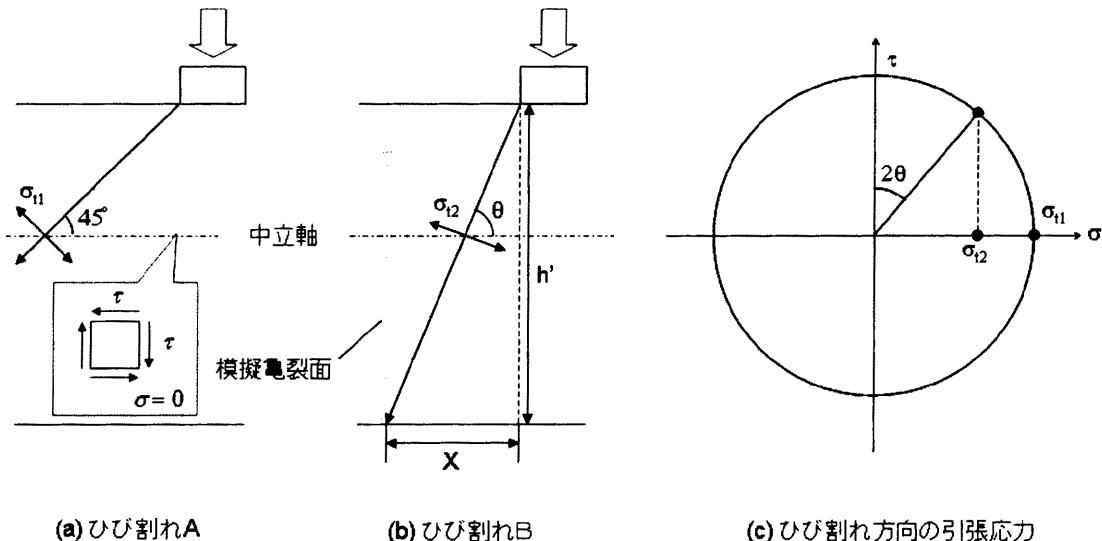


図-3.24 ひび割れA、ひび割れB方向の引張応力の比較

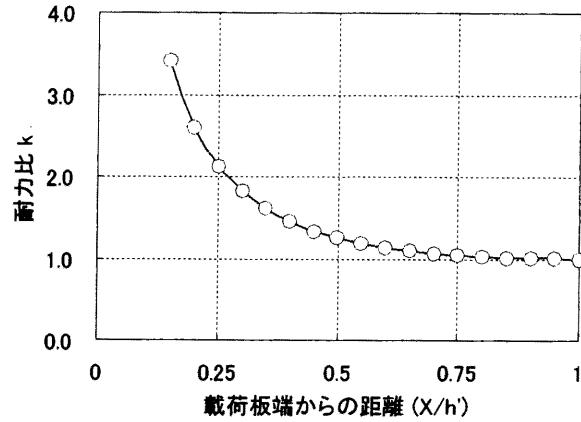


図-3.25 先行ひび割れの位置とひび割れBによる破壊形式の補正係数の関係

図-3.25に模擬ひび割れ位置と補正係数  $k$  の関係を示す。ここで、横軸にはひび割れから載荷板までの距離を、ひび割れ高さで除して、基準化した値を採用した。先行ひび割れが断面を貫通している際には、ひび割れ高さ  $h$  は部材の有効高さ  $d$  と同値であるとみなせる。本試験はこの条件に適合する。載荷板から割合遠くにひび割れ面が配置されている場合には、ひび割れBの発生荷重は、ひび割れAの発生荷重と大差ない。ただし、ひび割れ位置が、 $d/2$  では、 $k=1.25$ 、 $d/4$  では  $k=2.125$  であり、先行ひび割れが  $d/2$  以下の範囲では、ひび割れBの発生荷重は大きくなる。本試験では、模擬ひび割れ面を  $d/2$  または、 $d/4$  の位置に配置したために、波板を使用した試験体の最大荷重が増大したものと考えられる。

以上より補正係数  $k$  を用いたひび割れBの押し抜きせん断耐力は式3.10により求められる。

$$P = k \cdot \tau_{smax} \cdot A_s + (1/2) \cdot \sigma_{smax} \cdot A_d \quad (3.10)$$

#### (e) ひび割れCの発生条件

ひび割れCは模擬ひび割れ面を介して伝達される力により発生するひび割れである(図-3.23参照)。図-3.26にひび割れCの押し抜きせん断耐力算定時の仮定図を示す。ここでは、ひび割れCは、模擬ひび割れ面をひび割れ発生起点とするせん断ひび割れであるとみなし、ひび割れCの発生荷重は模擬ひび割れ位置を載荷板端部とする押し抜きせん断耐力と等価であると仮定した。

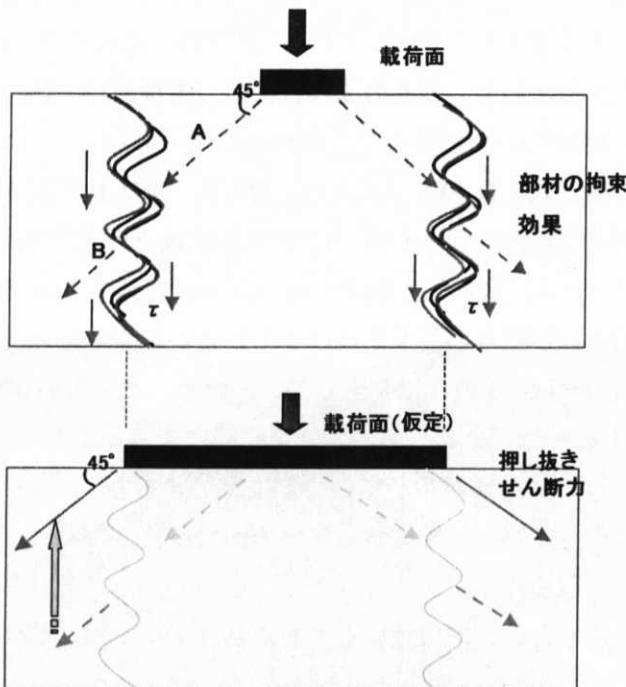


図-3.26 ひび割れC発生荷重の評価に用いる仮定

ここで、押し抜き力に抵抗する有効高さは部材有効高さとした。この仮定が成立するならば、耐力の算定には前田・松井式を準用することができる(図-3.19)。しかしながら、前田・松井の式では、せん断伝達強度の算定において、中立軸高さによる整理が成されており、この意味では、上記の仮定は元来の意味合いと乖離する。一方で、先行亀裂面外側は無損傷状態であるので、連続体としての応力状態を仮定しても差し支えないと考えることもできる。全断面有効とする取り扱いに関する妥当性に関しては、今後の課題としたい。

#### (f) 破壊経路の判定

本研究の試験で明らかとなった範囲内では、先行ひび割れを有するRC床版の押し抜きせん断破壊では、終局を決定する破壊経路として少なくとも以下の4点について検討しなければならない。

- ① 載荷板端からコーン状のひび割れが発生する際のせん断耐力(経路A)
- ② 先行ひび割れ面を介して発生するひび割れのせん断耐力 (経路C)
- ③ 載荷板端-亀裂面端部に生じるひび割れのせん断耐力 (経路B)
- ④ 先行ひび割れ面上ですべりが生じるときのせん断耐力(経路E)

$$V_u = \text{Max}\{ V_1, \text{Min}(V_2, V_3, V_4) \} \quad (3.11)$$

ここに、 $V_u$ は部材の押し抜きせん断耐力、 $V_i$ は上記*i*番目の破壊形態を想定した際の耐力をそれぞれあらわす。

以上4項目についてそれぞれ耐力計算を行い、式3.11の不等式に従って、耐力算定を行う。こ

### 付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

ここで、式3.11は、破壊形態①またはその後に生じる耐荷機構②③④の最小値の2つの候補のうち、耐力の大きな方で破壊が生じることを意味している。本研究の範囲では、波板を使用した際には、破壊形態④は確認されなかったので、残りの3項目に対して前述の方法により、耐力算定を行った。算定結果一覧を表-3.11に、対応するひび割れ図を図-3.27に示す。

各破壊経路の耐力計算値と式3.11の不等式より、W1-V、W2-1では経路B、W2-2では経路Cで破壊が生じていると判定された。図-3.27のひび割れ状況と照合すると、W1-Vでは経路B、C上にひび割れが確認できるが、致命的な破壊となったのは経路Cであると断定することができる。これは破壊要因となるひび割れが最もそのひび割れ幅が大きくなると推定されるからである。W2-2ではせん断ひび割れが経路Bのみに発生しているため、表-3.11の判別結果と一致する。W2-1では試験体を切断していないため、実際の破壊経路は未確認であるが、同種の試験体W1-V試験体の切断面により経路Cで破壊が生じていると推定できる。

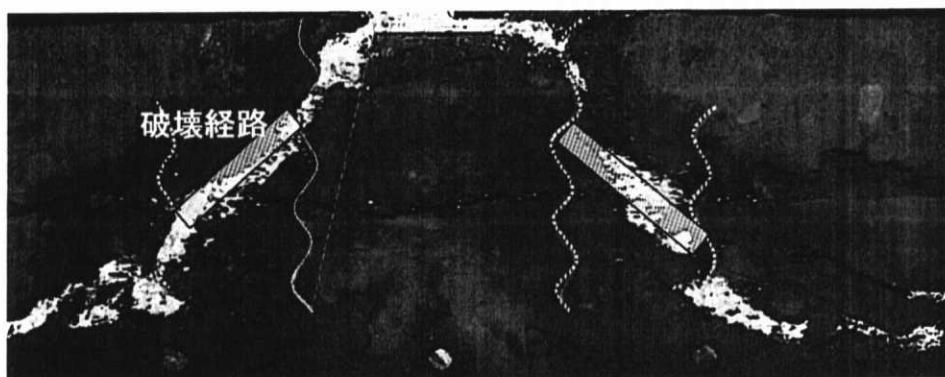
このように、軸方向に先行ひび割れを有する部材の耐力は、ひび割れ面形状やひび割れ位置の影響を大きく受け、複数の破壊経路が形成されうることがわかる。それらの評価は破壊経路の候補ごとにそれぞれ耐力推定を行い、破壊過程を含めた判別法によって概ね整理が可能であることが示された。

対象試験体がごく少数であるために、本研究で提案する手法の適用範囲と妥当性の検証は不十分であり、今後の検討課題としたい。

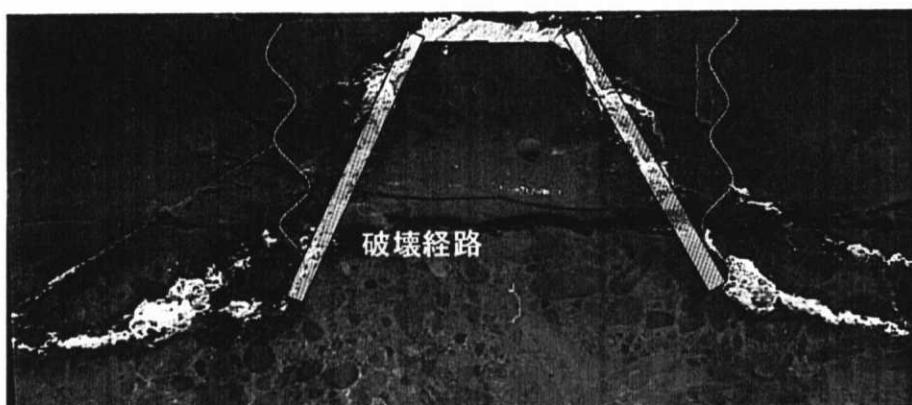
付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

表-3.11 ひび割れ経路別の耐力算定結果

△	ひび割れ距離		実験値 Ptest cm	計算値(Pcal) P kN			耐力比(Ptest/Pcal) P B C			
	X1 cm	X2 cm		B kN	C kN	-	-	-	-	
	W1-V	60	60	188	506	310	194	0.37	0.61	0.97
W2-1	60	60	231	881	319	210	210	0.26	0.72	1.10
W2-2	30	30	269	898	253	310	310	0.30	1.06	0.87



(a) W2-2



(b) W1-V 図

図-3.27 各試験体の破壊状況と算定式により判定されたひび割れ

### 3.4まとめ

本章では、模擬亀裂が設置されたスラブ試験体の押し抜きせん断試験を行い、切断面観察を通して、先行亀裂が部材の耐荷性能に与える影響を実証的に示した。また、実験で観察されたひび割れ状況に基づき、耐荷機構と破壊経路を仮定し、これらの先行ひび割れが存在する際の耐力評価法の提案を行った。

本章で主な対象とした波板は、一般のひび割れ面よりもせん断伝達能が大きい。通常のひび割れ面を対象とする場合には、本研究で提案したせん断項に、ひび割れ面形状による低減係数を設けることで評価が可能になるとを考えている。

本章で検討された評価法は、本試験結果のデータのみで検証しているため他のデータによる検証が今後必要である。

今回の試験範囲では、部材に貫通ひび割れが生じていても、せん断伝達によって即時的に耐力が低下するわけではないことが示された。ただし、このことは、床版の最小板厚を小さく設定可能であることを示すわけではない。道路橋示方書[2]においても、板厚の減少は、輪荷重疲労試験によって確認することを前提としているように、現実の床版の押し抜きせん断破壊は疲労載荷により、生じるためである。格子状ひび割れを有する床版の押し抜きせん断破壊形態を本章で示したように4分類した場合には、現実的な破壊を決定する経路は、先行格子状ひび割れ面のせん断軟化による破壊経路といえるであろう。このときの部材挙動は、ひび割れ面のせん断伝達の疲労試験とそこから得られる力学モデルによって支配されると考えられる。押し抜きせん断挙動に対して、本研究では静的な範囲に留めることとし、疲労をともなう検討は今後の課題としたい。

### 参考文献

- [1] 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集, vol.9, No.2, pp.627-632, 1987
- [2] 道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編, 日本道路協会, 平成14年3月
- [3] 角田与史雄, 井藤昭夫, 藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.229, pp.105-115, 1974年9月
- [4] 前田幸雄, 松井繁之:鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式, 土木学会論文集, No.348/V-1, pp.133-141, 1984年8月
- [5] 遠藤武平, 藤田信一：格子状貫通ひびわれを有した床版の移動繰り返し疲労試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.3, pp.389-392, 1981
- [6] 仲山元章, 桜貝勇, 中村光, 飯束義夫：貫通ひび割れを有する鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.425-430, 1994
- [7] Woo Kim and Richard N. White: Shear Critical Cracking in Slender Reinforced Concrete Beams, ACI structural journal, Vol.96, No.5, pp.757-765, Sep-Oct/1999
- [8] コンクリート標準示方書構造性能照査編, 土木学会, 2002
- [9] 日本工業規格 JIS G 3316 鋼板製波板の形状及び寸法, 日本規格協会, 1987
- [10] 岡村甫, 前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991

### 付録3 RC床版の押し抜きせん断挙動に対する先行ひび割れの影響

- [11] 田中泰司：埋込み型せん断伝達分散装置による耐荷性能の向上とその機構，東京大学修士論文，2003
- [12] 田中泰司・岸利治・前川宏一：人工亀裂を有するRC部材のせん断耐力増進機構の実験的検討，土木学会論文集，No.802，V-69，pp.109-122，2005年11月
- [13] 田中泰司・岸利治・前川宏一：人工亀裂や無付着領域を含むRC部材が発現するタイドアーチ機構とせん断耐力評価法，土木学会論文集，No.788，V-67，pp.175-193，2005年5月
- [14] 土屋智史・中浜俊介・前川宏一：梁のせん断耐力と斜めひび割れの3次元分布に及ぼす側方筋の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，NO.3，pp.997-1002，2001