

# 斜めひび割れ面のせん断伝達機構と 鉄筋コンクリート棒部材の斜め引張破壊

田所敏弥<sup>1</sup>・佐藤靖彦<sup>2</sup>・上田多門<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士(工学)(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部コンクリート構造  
(〒185-0034 東京都国分寺市光町 2丁目8-38)

E-mail:tadokoro@rtri.or.jp

<sup>2</sup>正会員 博士(工学)北海道大学大学院 助手 工学研究科社会基盤工学専攻  
(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

E-mail:ysato@eng.hokudai.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 工博 北海道大学大学院 助教授 工学研究科社会基盤工学専攻  
(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

E-mail:ueda@eng.hokudai.ac.jp

実験的にも、有限要素法などを用いての数値解析的にも現象の詳細な解明が困難であったせん断補強筋を有しない鉄筋コンクリート(以下RCと略す)棒部材の破壊機構を解明した。本研究では、せん断破壊部材の斜めひび割れ面と軸方向筋に沿った水平ひび割れ面での正確な変位と伝達力の関係を明らかにし、ダウエル作用および水平ひび割れの影響を考慮した有限要素解析によって実験結果を検証した。せん断補強筋を有しないRC棒部材では、軸方向筋に沿った水平ひび割れにより斜めひび割れでの開口が大きくなる。その結果、ひび割れ面での伝達力が小さくなり、斜めひび割れの進展を早め、脆性的な斜め引張破壊に至ることを明らかにした。

**Key Words:** diagonal tensile crack, splitting tensile crack, shear transfer, diagonal tensile failure, finite element analysis

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下「RC」)部材の代表的な破壊形態のひとつであるせん断破壊は、その破壊形態が脆性的であるため、構造物の利用者および第三者の安全性確保の観点から、避けなければならない破壊モードのひとつである。そのため、せん断破壊を正確に評価できる設計手法の確立が求められてきた。しかし、せん断破壊はその破壊形態や耐荷機構が複雑であり、かつ様々な破壊形態が存在するため現在でもその耐力および破壊形式を正確に評価することが難しい。

既往の研究では、主として実験により導かれた経験式から耐力を算定することに力点が置かれてきた。しかし、経験式には様々な制約があり、かつ、破壊メカニズムを説明できるものではない。そこで近年、有限要素法に代表される非線形解析による検討が行われてきた。しかしながら、有限要素法は連続体理論に基づく手法であるため、離散的な挙動を表現することを不得手としており、局部的な破壊を伴う、脆性的な破壊形態であるせん断破壊を統一的に表現できるまでには至っていない。

せん断破壊は、大きくせん断圧縮破壊と斜め引張破壊に分けることができる。せん断圧縮破壊は、はり上縁のコンクリートが圧縮破壊することによって部材の崩壊に至る破壊形態であり、はり上縁の圧縮破壊領域の圧縮軟化をモデル化することによって2次元のモデルでその破壊を再現することが可能である<sup>1)</sup>。しかし、極めて脆性的な斜め引張破壊は、斜めひび割れ面の変形および応力伝達性状を正確に再現できない限り表現することが困難である。既往の研究では、回転ひび割れモデル<sup>2)</sup>やせん断軟化モデル<sup>3)</sup>を用いることにより変形および耐力を精度よく予測しているが、これらは、はり部材の斜めひび割れ面の挙動を観察し、そこから明らかになったメカニズムを直接的に考慮した構成則を用いた手法ではない。そこで、本研究では、せん断補強筋の有無およびせん断スパン比に着目したはり試験による斜めひび割れ面の詳細な変形状の測定から始め、破壊に至るまでの斜めひび割れ面での応力伝達挙動を明らかにする。そして、考察された力学的メカニズムを離散ひび割れモデルによる有限要素解析において検証し、さらに分散ひび割れモデルへの適応を試みる。このような手順により斜め引張破

表-1 供試体諸元

Specimen	S1	T1	T2
$a/d$	2.69	2.69	1.76
$f'_c$	20.7	21.7	28.5
$f_t$	1.7	1.8	2.1
Tension re. bar	D16×8	D16×8	D16×8
Stirrup	D6@200	—	—
$P_t$	0.0244	0.0244	0.0244
$P_w$	0.0014	—	—
$E_s$	185	185	185
$f_y$	345	345	345

$a/d$  : せん断スパン比,  $f'_c$  : コンクリート強度 (MPa),  $f_t$  : コンクリートの引張強度 (MPa),  $P_t$  : 引張鉄筋比,  $P_w$  : 補強鉄筋比,  $E_s$  : 引張鉄筋の弾性係数 (GPa),  $f_y$  : 引張鉄筋の降伏強度 (MPa)

表-2 コンクリートの配合

Specimen	S1, T1	T2
$D_{max}$	20	20
$w/c$	61	50
$air$	5	5
$W^{※1}$	160	160
$C^{※1}$	262	320
$S^{※1}$	782	761
$G^{※1}$	1155	1125
$AE\ water\ reducing\ agent^{※1}$	1.15	1.41

$D_{max}$  : 最大骨材寸法 (mm),  $w/c$  : 水セメント比 (%),  $air$  : 空気量 (%) ※1: 単位量 (kgf/m<sup>3</sup>)

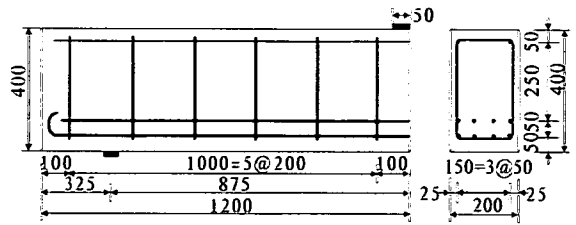
壊するはり部材の破壊に至るメカニズムを解明するとともに、分散ひび割れモデルによる有限要素法の問題点を示す。

## 2. 斜めひび割れ面の変形挙動

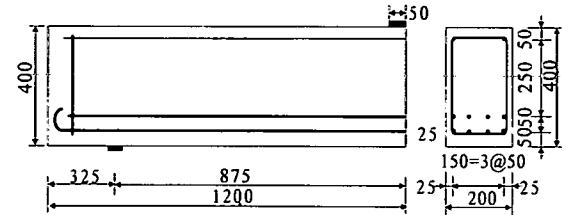
### (1) 概要

斜め引張破壊するはり部材の破壊を有限要素解析により再現する場合、部材試験によって斜めひび割れ面の挙動および応力伝達を把握することは、極めて重要である。本研究では、せん断破壊するはり部材を用い、斜めひび割れ挙動および応力伝達機構を明らかにする。

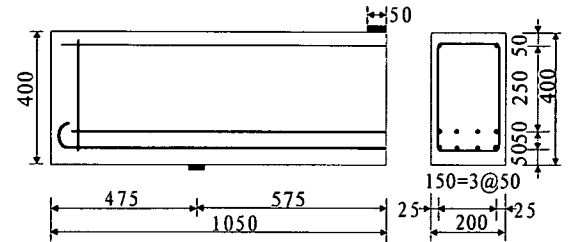
せん断スパン比の大きいはり部材においては、斜めひび割れ発生と同時に、斜めひび割れと軸方向鉄筋が交差する位置から支点方向に向かって水平ひび割れが発生する。この水平ひび割れは、斜めひび割れが軸方向鉄筋を横切ることによって鉄筋に鉛直力が作用するいわゆる



(a) 供試体 S1



(b) 供試体 T1



(c) 供試体 T2

図-1 実験供試体寸法

ダウエル作用と、軸方向鉄筋が引張力を受けることによる付着作用に起因し発生する。これらの要因によって発生する水平ひび割れが、部材全体の挙動に無視できない影響を及ぼしていると考えられる<sup>9,10</sup>。一般に、斜めひび割れ面のせん断伝達は、ひび割れ面の変形性状、すなわち、ひび割れ幅とせん断変位の関係が、伝達されるひび割れ直交方向の圧縮応力とひび割れ平行方向のせん断伝達応力の大きさを決定すると考えられている<sup>9</sup>。そこで本研究では、せん断補強の有無とせん断スパン比をパラメータとしたはり部材の曲げ・せん断試験において観察される斜めひび割れ面の変形を詳細に測定し、ひび割れ面で伝達される応力について検討する。

### (2) 実験方法

せん断破壊するはり部材を用いて斜めひび割れ面および水平ひび割れ面の挙動を実験により観察した。具体的には、表面に予め貼ったコンタクトチップ間の距離をコンタクトゲージにより測定した。すなわち、ひび割れを挟んだ2点間距離をひび割れ発生前に予め測定した2点間距離と比較することによって相対変位を計算し、ひび割れ発生から部材崩壊時に至るまでのひび割れ面の挙動を詳細に観察した。

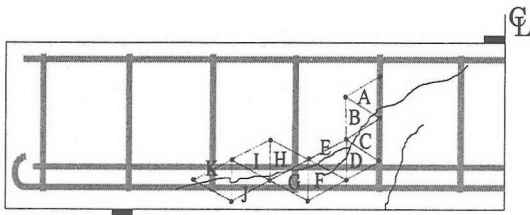


図-2 ひび割れ図および変位測定箇所 (S1)

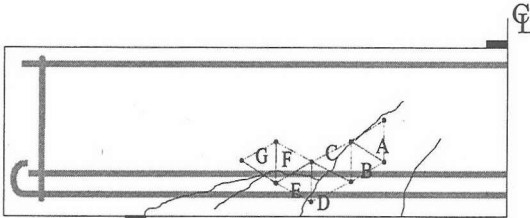


図-3 ひび割れ図および変位測定箇所 (T1)

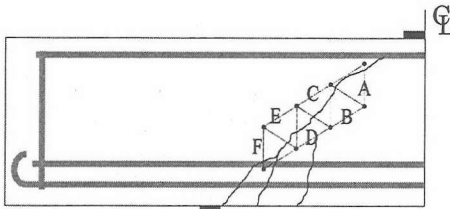


図-4 ひび割れ図および変位測定箇所 (T2)

供試体の材料特性値を表-1, コンクリートの配合を表-2, および寸法諸元を図-1 に示す. 供試体 S1 はせん断補強筋を有する供試体であり, 供試体 T1 と T2 はせん断補強筋が配置されていない供試体である. 全ての供試体においてせん断スパン比およびせん断補強の有無以外の断面諸元は等しい. また, 実験では 100mm 幅の鋼製載荷板を用い, スパン中央に一点集中荷重を変位制御により与えた. なお, ひび割れ面の変形をコンタクトゲージにより測定する目的で載荷を適宜一時停止しているため, 作用せん断力-変位関係においてリラクゼーションが見られた (図-5, 6, 7 参照).

### (3) 破壊性状およびひび割れ性状

#### a) 供試体 S1 (せん断補強あり)

供試体 S1 のせん断力-変位関係を図-5 に示す. 供試体 S1 では, 作用せん断力が約 80kN の時に斜めひび割れが発生し, 載荷点まで進展した後, 載荷板直下のコンクリートが徐々に圧縮破壊するせん断圧縮破壊を引き起こした. 供試体 S1 はせん断補強されているため, 斜めひび割れ発生以降の部材剛性の低下がせん断補強筋を持たない供試体 T1 に比べ小さい. ひび割れ図を図-2 に示す. 斜めひび割れはせん断補強筋を横切り, そして, 軸方向鉄筋に沿って支点方向に向かって伸びる水平ひび割れへ

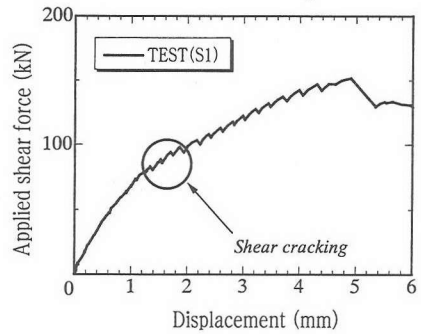


図-5 作用せん断力-変位関係 (供試体 S1)

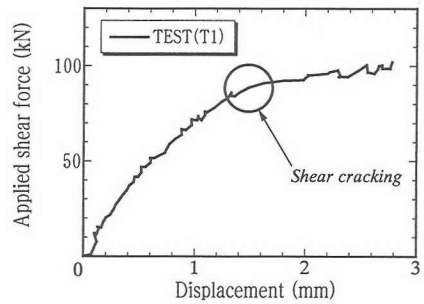


図-6 作用せん断力-変位関係 (供試体 T1)

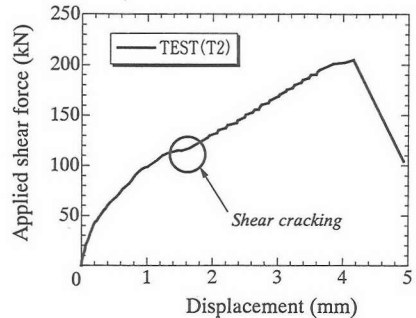


図-7 作用せん断力-変位関係 (供試体 T2)

と発展していることが見て取れる. この水平ひび割れの発生は, 斜めひび割れの発生とほぼ同時であった. なお, 既往のせん断耐力度式 (式 (1))<sup>7)</sup> によりせん断耐力度を算出すると 81kN となり, 実験におけるひび割れ発生荷重とほぼ一致している.

$$V_c = 0.2 \cdot f_c^{A/3} \cdot (100p_t)^{1/3} \cdot (d/1000)^{-1/4} \cdot (0.75 + 1.4(a/d)) \cdot b \cdot d \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

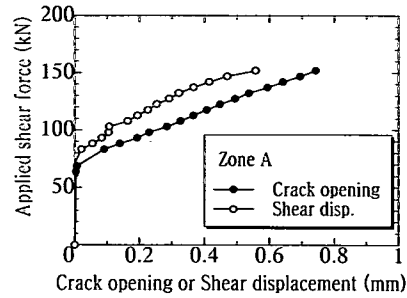
ここに,  
 $f_c$ : コンクリート強度 (MPa)  
 $p_t$ : 引張鉄筋比  
 $d$ : 有効高さ (mm)  
 $a$ : せん断スパン (mm)  
 $b$ : 部材幅 (mm)

b) 供試体 T1 (せん断補強なし)

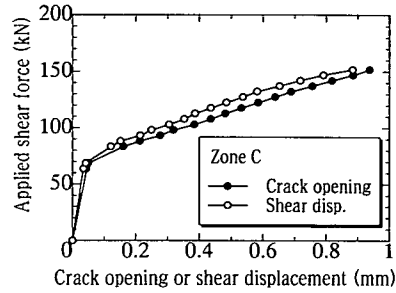
供試体 T1 におけるせん断力-変位関係を図-6 に、ひび割れ性状を図-3 に示す。供試体 T1 はせん断補強筋の有無以外はその断面諸元が供試体 S1 と同一のため、斜めひび割れ発生までのせん断力-変位関係は、供試体 S1 と等しい。しかし供試体 T1 はせん断補強されていないため、斜めひび割れ発生と同時に部材剛性が急激に低下する。本実験では、せん断圧縮破壊形式と斜め引張破壊の混合形式であったため、斜めひび割れ発生以降の若干の耐力増加がみられた。しかし、本来、斜め引張破壊するはり部材の耐力は、斜めひび割れ発生荷重にほぼ一致するため部材剛性が急激に低下した作用せん断力 80kN を耐力とみなした。

c) 供試体 T2 (せん断補強なし)

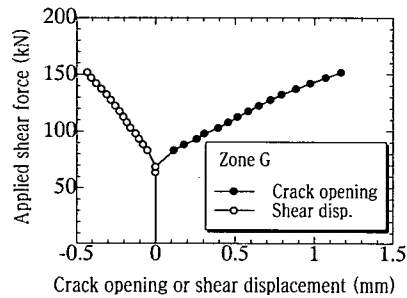
供試体 T2 は供試体 T1 と等しい断面諸元を有し、せん断スパン比のみが異なる供試体である。せん断スパン比が小さくなることによって破壊モードが斜め引張破壊からせん断圧縮破壊へと変化する。このときの斜めひび割れ面の挙動や伝達される応力を比較、検討するため、せん断スパン比の小さい供試体 T2 を用いた実験を行った。実験により得られたせん断力-変位関係を図-7 に、ひび割れ性状を図-4 に示す。供試体 T2 では、作用せん断力が約 100kN の時に斜めひび割れが発生し、その斜めひび割れは、約 190kN に達するまでに荷重点近傍まで進展した。その後、すぐには崩壊には至らず徐々に斜めひび割れ幅を増加させ、作用せん断力が 203kN の時に荷重板直下のコンクリートが圧壊し、耐荷力を失った。このことから作用せん断力が 190kN から 203kN までの間に荷重板近傍のコンクリートの圧縮破壊が徐々に進行し、あるレベルに達した時、部材の耐力が急速に失われ崩壊に至ったと推測される。ひび割れ性状を図-4 に示すが、斜めひび割れは、約 45° の角度で支点から荷重点に直線的に発生し、明確な水平ひび割れは見られなかった。



(a) 測定領域 A



(b) 測定領域 C



(c) 測定領域 G

図-8 斜め及び水平ひび割れ面の変形 (S1)

(4) 斜めひび割れ面の変形および応力伝達機構

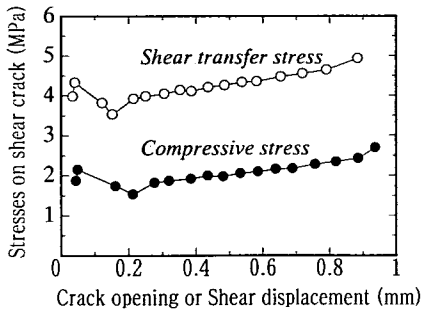
a) 供試体 S1 (せん断補強あり)

図-2に示した三角形を横切る斜めひび割れのせん断変位とひび割れ幅の変化を測定した。ひび割れ発生前のコンタクトゲージの固定間距離は約100mmであり、その距離はひび割れの発生・進展に伴い変化することとなる。本研究では、測定した距離をひび割れ面のせん断変位成分とひび割れ幅に成分分解する(付録参照)。図-2に示した各測定点の斜めひび割れの作用せん断力に対するひび割れ幅およびせん断変位の推移を図-8に示す。なお、ひび割れの開く方向が正の方向であり、右ずれの方向(対面が右方向にずれる方向)がせん断変形の正の方向と定義している。

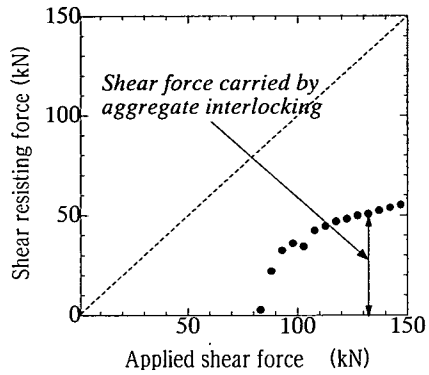
図-2に示したように測定領域Aから測定領域Cでは、

はり中央高さ位置のひび割れが横切り、このひび割れ面は、角度が約45°の典型的な斜めひび割れ面である。図-8(a)および図-8(b)より、ひび割れ幅とせん断変位は斜めひび割れが発生したせん断力(約80kN)に達すると、ひび割れ幅はせん断変位とともに増加していることが明らかである。せん断補強筋は、斜めひび割れと約45°の傾きをなしているため、ひび割れ幅とせん断変位がほぼ同じ割合で増加している。つまり、いわゆるモードI型の開口変形とモードII型のずれ変形が同時かつ同程度、生起している。

ここで、斜めひび割れ面において伝達される応力について検討を行う。本研究では、ひび割れ面におけるせん断伝達応力は、要素試験において十分な検証が行われた李・前川らの接触密度関数に基づくせん断伝達モデル<sup>9)</sup>



(a) ひび割れ面の伝達応力



(b) 骨材のかみ合わせによる分担せん断力

図-9 ひび割れ面の伝達応力と分担せん断力

により算定した。李・前川らのせん断伝達モデルを式 (2a) および式 (2b) に示す。

$$\tau = m \frac{\delta^2}{(\omega^2 + \delta^2)} \quad (\text{MPa}) \quad (2a)$$

$$\sigma = -m \left\{ 0.5\pi - \tan^{-1} \left( \frac{\omega}{\delta} \right) - \frac{\omega\delta}{(\omega^2 + \delta^2)} \right\} \quad (\text{MPa}) \quad (2b)$$

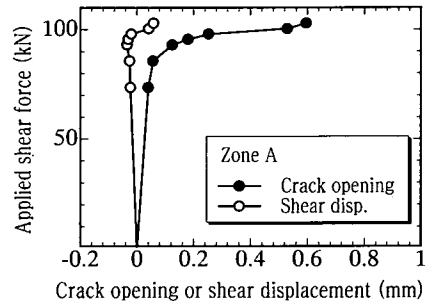
$$m = 3.83 \cdot f_c^{1/3}$$

ここに、  
 $f_c$  : コンクリート強度 (MPa)  
 $\omega$  : ひび割れ幅 (mm)  
 $\delta$  : せん断変位 (mm)

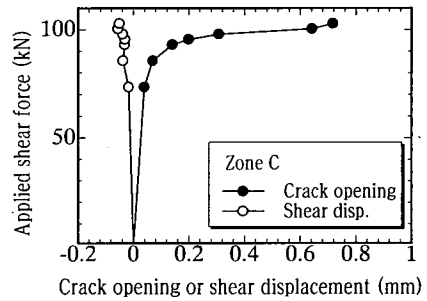
このせん断伝達モデルによれば、ひび割れ面で伝達される応力は、せん断変位  $\delta$  とひび割れ幅  $\omega$  の比  $\delta/\omega$  に大きく依存することがわかる。また、同時にひび割れ面の変形量を測定することによって正確な伝達応力が算定できることになる。さらに、このせん断伝達モデルでは、せん断変位とひび割れ幅がともに増加し、かつ、せん断ひび割れ幅のせん断変位に対する比が徐々に大きくなるような経路においてはせん断伝達応力が低下する。この場合、せん断伝達応力とずれ断変位との関係を描けば、モデルの上では軟化が起きているのである。

測定領域 C におけるせん断伝達力と圧縮応力を李・前川らのせん断伝達モデルより算出した結果を図-9(a) に示す。大きな伝達応力が生じていることが明らかである。

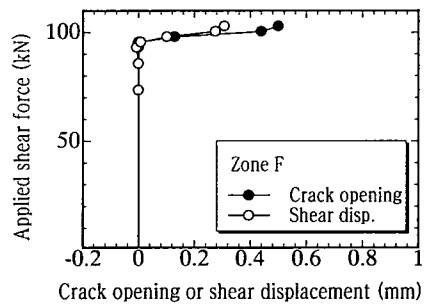
測定領域 E 以降の測定箇所のひび割れ面は、斜めひび割れから発達した水平ひび割れ面であり、ひび割れ位置は軸方向鉄筋にほぼ一致している。一例として測定領域 G での挙動を図-8(c) に示すが、水平ひび割れ面でのせん断変位は、その方向が斜めひび割れ面でのそれとは異なっていた。また、水平ひび割れの発生は、斜めひび



(a) 測定領域 A

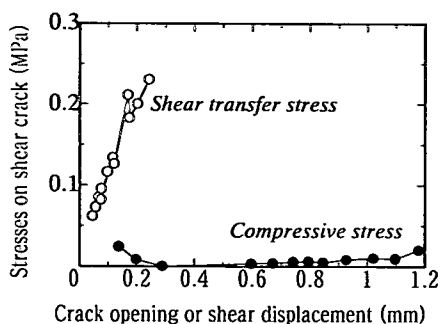


(b) 測定領域 C

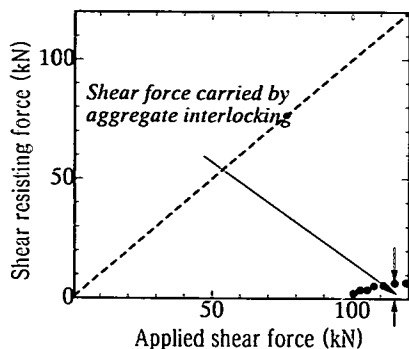


(c) 測定領域 F

図-10 斜め及び水平ひび割れ面の変形 (T1)



(a) ひび割れ面の伝達応力



(b) 骨材のかみ合わせによる分担せん断力

図-11 ひび割れ面の伝達応力と分担せん断力

割れの発生とほぼ同時あるいは、その直後であることが読み取れる。

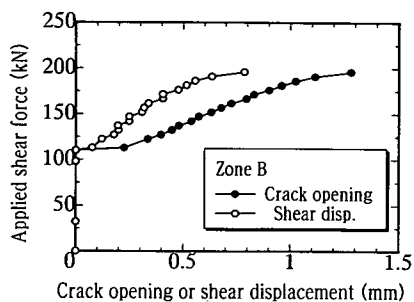
図-9(b)は、測定領域ごとにひび割れ面に作用する伝達応力をせん断伝達モデルより計算し、その領域面積を乗じ鉛直成分をとることにより骨材のかみ合わせによる分担せん断力を算出した結果を示している。せん断補強された供試体 S1 では、骨材のかみ合わせ効果によるせん断抵抗力は大きく、せん断耐力への寄与が大いに期待できることが明らかである。

#### b) 供試体T1 (せん断補強なし)

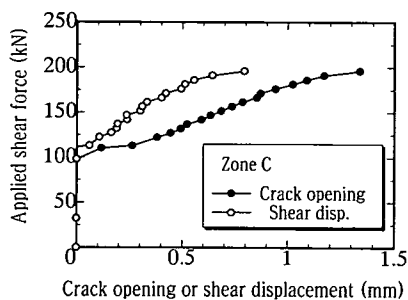
ここでは、せん断補強されていない供試体 T1 を用い、斜めひび割れ面のせん断伝達特性および斜め引張破壊時の斜めひび割れ面の挙動を測定した。

測定領域Aから測定領域Cは、はり中央高さ位置の斜めひび割れ面であり、ひび割れ角度が約45°の典型的な斜めひび割れ面である。この斜めひび割れ面の挙動を図-10(a)および図-10(b)に示す。斜めひび割れ発生時(せん断力80kN)にひび割れ幅が急激に増加している。しかし、このときせん断変位はほとんど増加していない。せん断補強された供試体S1では、斜めひび割れ発生時にひび割れ幅の増加と同時にせん断変位の増加が測定されたが、供試体T1では、ひび割れ幅のみが増加しているのである。つまり、斜めひび割れ発生時には、モードII型のずれ変形はともなわず、モードI型の開口変形のみ起きている。また、水平ひび割れ面に位置する測定領域Eから測定領域Gをみると、供試体S1に比べ斜めひび割れ発生直後にひび割れ幅が急激に増加している。なお、変形量は小さいが、水平ひび割れ面のせん断変形の方は、供試体S1と異なり斜めひび割れ面と一致していた。供試体S1の水平ひび割れ部でのせん断変位と異なる理由は、ひび割れを挟んだコンクリートブロックのずれ変形に対するせん断補強筋の影響とも考えることができるが、これは憶測の域をでない。

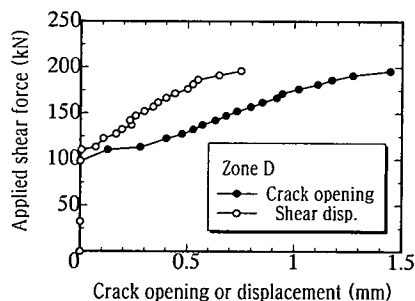
ここで、供試体S1同様、斜めひび割れ面に伝達される



(a) 測定領域 B

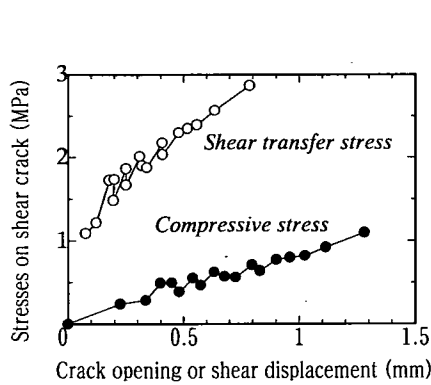


(b) 測定領域 C

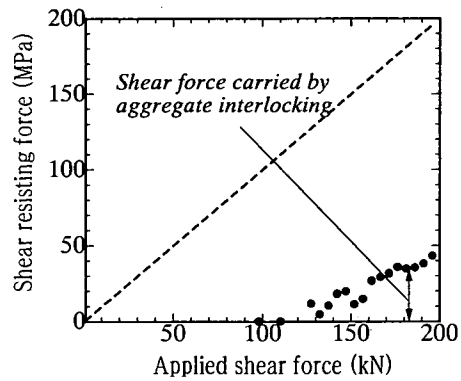


(c) 測定領域 D

図-12 斜めひび割れ面の変形 (T2)



(a) ひび割れ面の伝達応力



(b) 骨材のかみ合わせによる分担せん断力

図-13 ひび割れ面の伝達応力と分担せん断力

応力について考察を行った。斜めひび割れ面に位置する測定領域Bにおいて伝達される応力を李・前川らのせん断伝達モデルより算出した。その結果を図-11(a)に示すが、ひび割れ幅のみ増加する供試体T1では、伝達応力は極めて小さいことが明らかである。供試体T1の斜めひび割れ面に伝達されるせん断伝達応力は、供試体S1の斜めひび割れ面におけるせん断伝達応力の1/10以下である。この傾向は、水平ひび割れ面を含む全てのひび割れ面にみられた。また、ひび割れ面が骨材のかみ合わせ作用によって負担するせん断力を図-11(b)に示すが、せん断補強されていないはり部材では、骨材のかみ合わせによるせん断耐力への寄与がほとんど期待できないことが明らかである。言い換えると、骨材のかみ合わせによるせん断抵抗力がないため斜めひび割れの発生と同時に部材が崩壊するということができる。

このように、比較的スレンダーなせん断補強されていないはり部材が斜め引張破壊する場合、斜めひび割れの発生と同時に水平ひび割れが発生する。そして、斜めひび割れ面ではひび割れ幅のみ増加し、せん断変位は増加しないため、せん断応力がほとんど伝達されず、極めて脆性的な破壊に至る。さらに言えば、本実験では、ひび割れ面におけるせん断軟化挙動は見られず、斜め引張破壊するはり部材の斜めひび割れ面で起きている実際の応力伝達応力は、徐々に低下する軟化性状を示すのではなく、図-11(a)、図-11(b)に示したように、斜めひび割れ発生以降、ほとんど応力を伝達していないのである。このようなひび割れ面の変形を有限要素解析において表現できれば、自ずとせん断伝達剛性は小さくなり、斜めひび割れ発生後、直ちに終局を迎えることを数値計算により表現できるはずである。

#### c) 供試体 T2 (せん断補強なし)

ここでは、供試体 T1 同様にせん断補強されていない供試体 T2 を用いてせん断スパン比の影響による斜めひ

び割れ面の挙動の違いを観察した。

供試体 T2 では、約 100kN のとき斜めひび割れが発生した。その後、203kN のとき載荷板直下のコンクリートが圧縮破壊し部材の崩壊に至った。

測定領域 A から測定領域 F は、ひび割れ角度が約 45° の斜めひび割れ面である。この斜めひび割れ面の挙動を図-12 に示す。斜めひび割れ面の変形は部材剛性が低下する約 100kN のときにひび割れ幅がせん断変位の増加をともなって増加している。せん断補強された供試体 S1 ほどせん断変位の増加をともなったひび割れ幅の増加ではないが、供試体 T1 と比較すると供試体 T2 はせん断変位をともなってひび割れ幅が増加していることが明らかである。このときのひび割れ面に伝達される応力を李・前川らのせん断伝達モデルにより計算した結果が図-13(a)である。また、供試体 T2 における骨材のかみ合わせによるせん断伝達応力の鉛直成分をひび割れ面に沿って積分した結果が図-13(b)に示されている。このようにせん断スパン比の小さい供試体 T2 では、ある程度の骨材のかみ合わせによる分担せん断力が期待できることが明らかである。すなわち、せん断補強筋が配置されていなくても、せん断スパン比が小さい場合には、骨材のかみ合わせ作用がせん断耐力に対して大きな影響を及ぼしている。

### 3. 分散ひび割れモデルによるシミュレーション

#### (1) 緒言

RC 部材の挙動を有限要素解析により再現する場合、ひび割れの発生および進展の表現が最も重要な課題のひとつである。主なひび割れの表現方法としては、微視的な視点に立った離散ひび割れモデルと巨視的な視点に立った分散ひび割れモデルとがある。

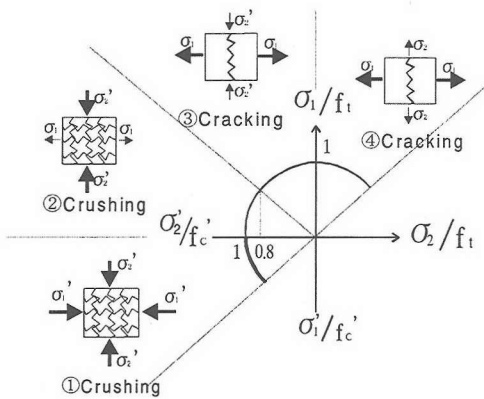


図-14 ひび割れ発生基準

分散ひび割れモデルは、発生したひび割れを実際に近い形で個々にモデル化する方法であり、本質的に部材の耐荷機構や破壊機構を把握するのに大変有効な手法である。しかし、正確なひび割れ角度やひび割れの位置を予め知る必要があるため、実際の構造物の設計に適用することは一般的に困難である。一方、分散ひび割れモデルは、鉄筋やひび割れを、巨視的に平均応力-平均ひずみ関係を用いて有限要素の中で平均的に表現するため、個々のひび割れの性状や進展は表現できないが、部材の全体挙動を予測、再現するのに適している。分散ひび割れモデルでは、ひび割れ性状をあらかじめ特定する必要はないため、様々な構造物の解析に適用し易く、実務設計向きといえる。しかし、分散ひび割れモデルでは、微視的にみると不連続な RC 構造を巨視的にひび割れを含んだ連続体とみなすため、分散的な破壊形態を示す引張せん断破壊の再現は困難である。本章では、分散ひび割れモデルを用いてせん断破壊の再現を試み、ひび割れ要素の挙動に着目し、分散ひび割れモデルの問題点を示す。

## (2) 解析概要

本解析では、RC部材用二次元非線形有限解析プログラム「WCOMR」<sup>9)</sup>を用いた。プログラムの概要を以下に示す。

要素は8節点アイソパラメトリック要素を用い、変位増分法により解析を行った。求解法は、修正Newton-Raphson法を用い残差力がある収束判定基準を満たすまで繰り返し計算を行った。

ひび割れ前のコンクリートの材料モデルには、弾塑性破壊モデル<sup>9)</sup>を用いた。弾塑性破壊モデルでは、二次元平面応力場での各応力が、等価応力 $S$ および等価ひずみ $E$ というスカラー量で表現されている。また、最初の急激な剛性変化点であるひび割れ発生基準を図-14に示す。2軸応力下の破壊基準に関しては、引張強度に重点を置いて提案されている圧縮-引張領域における二羽モデル<sup>9)</sup>

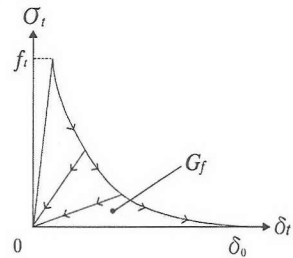
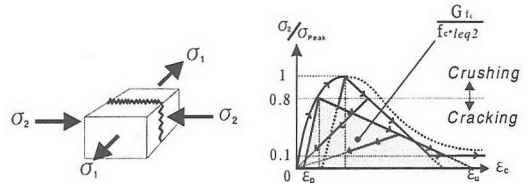
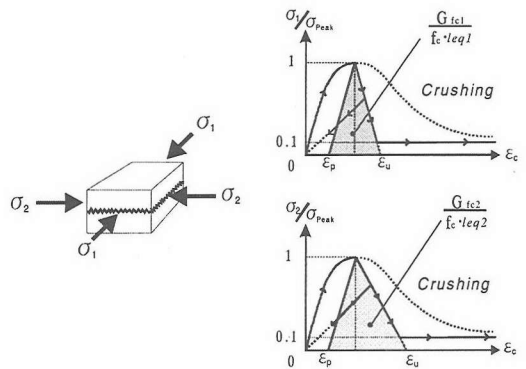


図-15 引張軟化モデル



(a) 引張・圧縮場の圧縮軟化モデル



(b) 2軸圧縮場の圧縮軟化モデル

図-16 圧縮軟化モデル

(図-14の②および③) および引張-引張領域における青柳・山田モデル<sup>9)</sup> (図-14の④) を用いた。さらに、2軸圧縮場においては、Kupferの実験結果<sup>9)</sup>に従って破壊基準を定義した(図-14の①)。弾塑性破壊モデルでは、等価応力 $S=1$ の時、Kupferの実験による破壊時の応力状態と一致するようにモデル化されている<sup>10)</sup>。それゆえ、 $S=1$ となる2軸圧縮応力を圧縮場におけるコンクリートの破壊基準として用いた。

ひび割れ発生後のコンクリートの引張軟化に関しては図-15および式(3)に示したReinhardtら<sup>11)</sup>の引張軟化モデルを用いた。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left\{ 1 + \left( c_1 \frac{\delta}{\delta_0} \right)^3 \right\} \exp \left( -c_2 \frac{\delta}{\delta_0} \right) - \frac{\delta}{\delta_0} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (3)$$

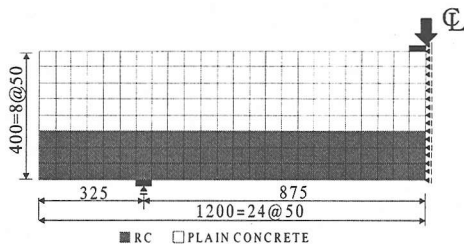
ここに、 $c_1 = 3.0$

$c_2 = 6.93$

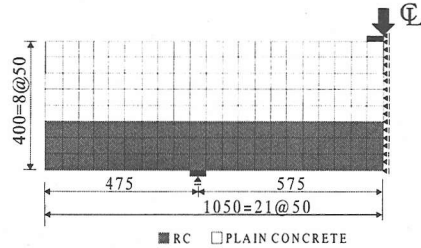
$f_t$  : コンクリートの引張強度 (MPa)

$\delta_0$  : 限界変位 (mm)



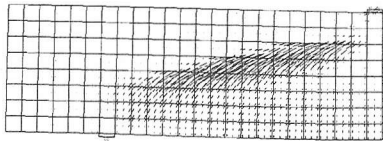


(a) 供試体 T1

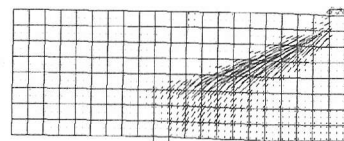


(b) 供試体 T2

図-17 解析モデル図



(a) 供試体 T1



(b) 供試体 T2

図-18 ひび割れ図

引張応力が伝達できなくなる限界変位  $\delta_0$  と破壊エネルギーの関係式は、Hordijk<sup>12)</sup>による算定式(4)を用いた。なお、式(4)は、Reinhardtらの一軸引張試験の引張軟化曲線を積分することによって得られる  $G_f$  と  $\delta_0$  の関係と一致している。

$$\delta_0 = 5.14 \left( \frac{G_f}{f_t} \right) \quad (\text{mm}) \quad (4)$$

ここに、 $f_t$  : コンクリートの引張強度 (MPa)  
 $G_f$  : 破壊エネルギー (N/mm)

破壊エネルギーは、中村ら<sup>13)</sup>が提案した式(5)により求める。

$$G_f = \frac{\sqrt{D_{\max} \cdot f_c'}}{100} \quad (\text{N/mm}) \quad (5)$$

ここに、 $f_c'$  : コンクリート強度 (MPa)  
 $D_{\max}$  : 最大骨材寸法 (mm)

RC要素のテンションスティフニングモデルには、岡村ら<sup>14)</sup>が提案したモデルを用いた。

$$\overline{\sigma}_c = f_t \left( \varepsilon_{tu} / \varepsilon_c \right)^c \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

$c = 0.4$  (異形鉄筋の場合)

ここに、 $f_t$  : コンクリートの引張強度 (MPa)  
 $\varepsilon_{tu}$  : 軟化開始ひずみ  
 $\overline{\sigma}_c$  : 平均応力 (MPa)  
 $\varepsilon_c$  : 平均ひずみ

なお、本解析では「固定ひび割れモデル」を用いており、せん断伝達モデルには、李・前川らのせん断伝達モ

表-3 せん断伝達剛性低減率

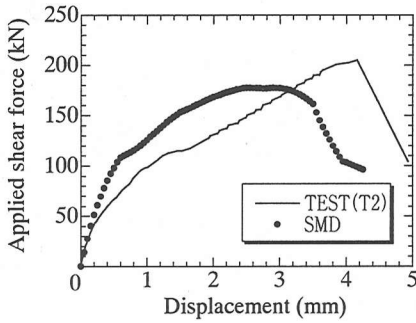
Cases	Reduction factor
SMD1	1.00
SMD2	0.50
SMD3	0.25

デル(前述の式(2a)および(2b))を用いている。

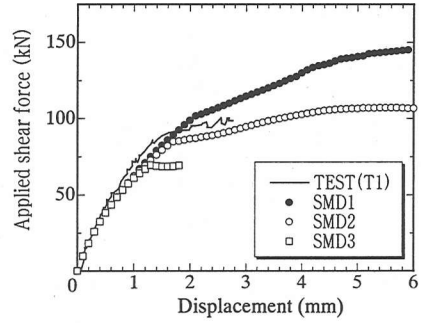
圧縮力を受けるコンクリートに関しては、ひび割れ発生後、圧縮破壊エネルギーに応じて応力が直線的に低下する圧縮軟化モデル<sup>15)</sup>を用いた。引張・圧縮場における軟化モデルを図-16(a)に、2軸圧縮場における軟化モデルを図-16(b)に示した。

引張・圧縮場においては、図-16(a)に示したように圧縮応力と平行方向にひび割れが発生するため、圧縮破壊エネルギーはひび割れ平行方向の圧縮応力のみによって消費され、応力-ひずみ曲線が囲む面積が、圧縮破壊エネルギーと等価になるように限界ひずみ  $\varepsilon_u$  を定め軟化直線を規定した。ここで、軟化勾配の規定においては、要素寸法の影響を考慮するために等価長さ  $l_{eq}$  という投影長さをを用いた。

また、2軸圧縮場では発生するひび割れの方向は、図-16(b)に示すようにひび割れ平面と平行方向、つまり面内平行方向とされる。このため、このひび割れの進展時に消費されるエネルギーは、引張・圧縮場ではひび割れ平行方向の1方向応力であるのに対し、2軸圧縮場では2軸それぞれの方向において消費されることができ、本研究では、式(7a)に示したように、引張・圧縮場における圧縮破壊エネルギーは、2軸で消費される圧縮破壊エネルギーの和と等価であると仮定した。そし



(a) 供試体 T1 (せん断圧縮破壊)



(b) 供試体 T2 (斜め引張破壊)

図-19 せん断力-変位関係

て、2軸それぞれで消費される圧縮破壊エネルギーの分担率は、式(7b)に示すようにひび割れ発生時の圧縮応力 $\sigma_{1,crack}$ 、 $\sigma_{2,crack}$ に比例するものとした。また、圧縮破壊エネルギーの値は、Nakamuraら<sup>19)</sup>の研究を参考に50N/mmとした。

$$G_{fc} = G_{fc1} + G_{fc2} \quad (7a)$$

$$\frac{G_{fc1}}{G_{fc2}} = \frac{\sigma_{1,crack}}{\sigma_{2,crack}} \quad (7b)$$

ここに、 $G_{fc}$ ：引張・圧縮場の圧縮破壊エネルギー (N/mm)

$G_{fc1}$ 、 $G_{fc2}$ ：2軸圧縮場の圧縮破壊エネルギー (N/mm)

$\sigma_{1,crack}$ 、 $\sigma_{2,crack}$ ：軟化開始時の主応力 (MPa)

### (3) 分散ひび割れモデルによる解析結果

ここでは、せん断圧縮破壊する供試体T2および斜め引張破壊する供試体T1を対象に分散ひび割れモデルによる有限要素解析を行った。斜め引張破壊する供試体T1については、ひび割れ面のせん断伝達剛性を表-3に従って低減させた数値実験を行った。ただし、解析結果の詳細な検討に際しては、李・前川らのせん断伝達モデルに従いせん断伝達剛性を低減させないSMD1を基本とした。

要素分割図を図-17に、解析により得られた終局時のひび割れ性状を図-18に、せん断力-変位関係を図-19に示す。なお、図中の「SMD」は分散ひび割れモデルによる解析結果を示す。図-19(a)からわかるように、本解析では、2軸圧縮場における圧縮軟化モデルを導入しているため、せん断圧縮破壊する部材の破壊挙動、つまり荷重の低下を再現することが可能である。しかし、斜め引張破壊する供試体T1においては、斜めひび割れ発生後も荷重の増加がみられ、荷重の低下は表現できない。

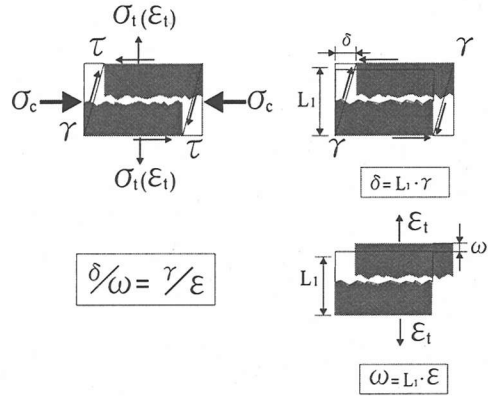
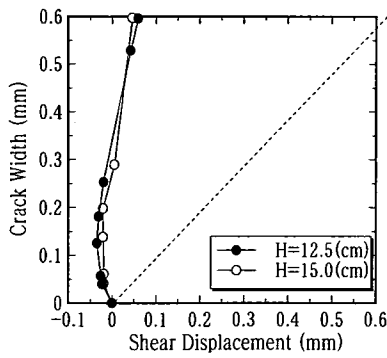


図-20 せん断変形場

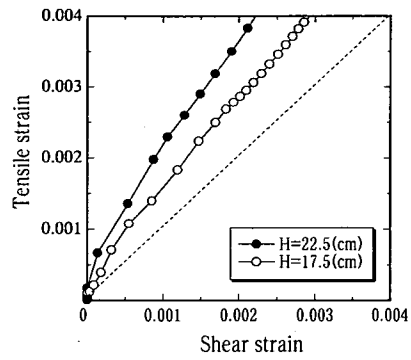
さらに、ひび割れ面のせん断伝達剛性に解が大きく依存していることが同時に確認できる。

実際のはり部材では、ひとたび斜めひび割れが発生すると、ひび割れと鉄筋との交差部にダウエル力が作用する。そして、斜めひび割れの開口幅が増大し、斜めひび割れが急激に進展することによって耐力に達する。しかし、分散ひび割れモデルでは、局部的に発生するダウエル作用を平均的に処理するため、ダウエル作用を考慮することが容易ではなく、斜めひび割れ幅の増大を再現することは難しい。その結果として、斜めひび割れ部のせん断剛性および伝達応力を過大評価する。このような理由で、分散ひび割れモデルでは、斜め引張破壊を再現できないと考えられる。

これまで、既往の研究にみられるように、ひび割れ発生後のせん断剛性を意図的に徐々に低減させることによって、分散ひび割れモデルにより斜めひび割れ発生後の荷重の低下、ならびに、斜め引張破壊が再現されてきた。しかし、せん断剛性の低減率に解が直接的に依存する場合があります、今後の検討課題と考えられる。

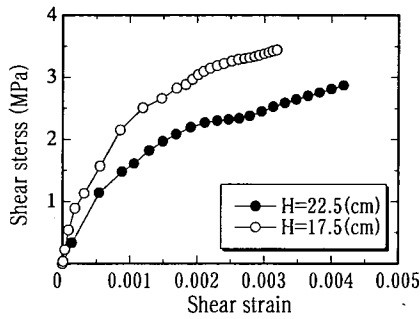


(a) 実験結果

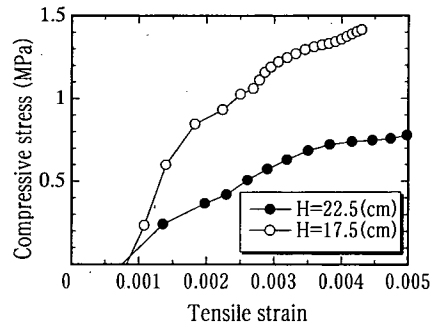


(b) 解析結果

図-21 斜めひび割れでの変形挙動の比較



(a) せん断伝達応力



(b) 圧縮応力

図-22 解析におけるひび割れでの伝達応力

#### (4) 斜めひび割れ面の挙動

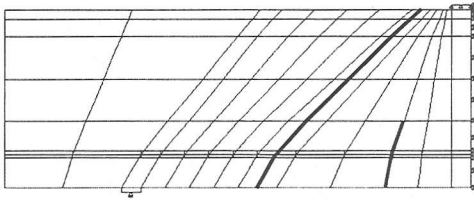
斜め引張破壊する部材を分散ひび割れモデルにより再現するには、斜めひび割れ面の応力伝達機構を正確に表現する必要がある。前述したように、実験結果によって、斜め引張破壊する部材では、せん断伝達応力がほとんど発生していないことが確認できた。ここでは、分散ひび割れモデルによる解析から得られた斜めひび割れ面の挙動と実際の部材中で起きている挙動とを比較検討した。

ひび割れ面のせん断伝達モデルには、李・前川らのせん断伝達モデルを用いている。李・前川らのせん断伝達モデルは、応力-変位モデルであるが、式(2)から明らかなようにモデルはせん断変位とひび割れ幅の比  $\delta/\omega$  の関数形として表現することができる。図-20に示したように、分散ひび割れモデルにおけるひび割れ幅は、ひび割れを含む要素のひび割れ直交方向の引張ひずみに要素の投影長さを乗じることによって求めることができ、また、せん断変位も同様に、せん断ひずみに要素の投影長さを乗じることによって導くことができる。よって、斜めひび割れ面の変形 ( $\omega$ ,  $\delta$ ) と分散ひび割れモデル

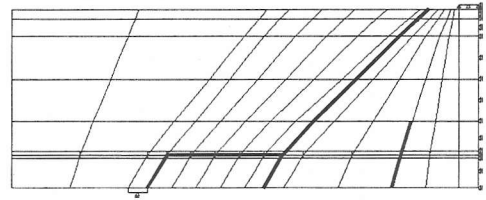
におけるひび割れを含んだ要素のひずみ ( $\epsilon$ ,  $\gamma$ ) の間に  $\delta/\omega = \gamma/\epsilon$  という関係が成り立つため、直接的に応力-変位関係を応力-ひずみ関係に置き換えることが可能である。

図-18(b)中の斜めひび割れを含む要素のひび割れ幅(ひび割れ直交方向の引張ひずみ)とせん断変位(ひび割れ軸に対するせん断ひずみ)の関係を調べ、実部材中の斜めひび割れの挙動と比較したものが図-21である。

図-21(a)から明らかなように、実現象としては、斜めひび割れ発生直後は、せん断変形はほとんど生じず、ひび割れ幅のみが大きく増加している。そのため、ひび割れ面に作用する応力は図-11に示したように極めて小さく、この直後、急激に荷重が低下し部材が崩壊する。一方、分散ひび割れモデルを用いた有限要素解析では、ひび割れ直交方向の変形とせん断変形の関係が比例関係に近く、このときに伝達されるせん断応力は、図-22に示したよう実部材中で伝達される応力に比べはるかに大きい。なお、応力算出点の下縁からの高さ  $H$  が異なるのは、実験と有限要素解析において、斜めひび割れの位置が異なるためである。



(a) 解析モデル1 (水平ひび割れなし)



(b) 解析モデル2 (水平ひび割れあり)

図-23 解析モデル (太線が離散ひび割れ要素)

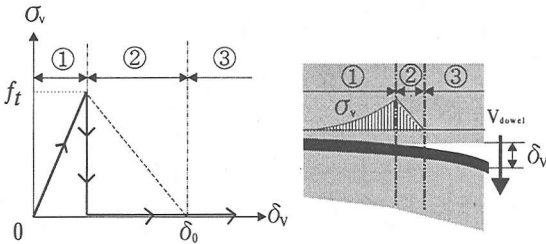


図-24 水平ひび割れ要素の引張モデル

分散ひび割れモデルでは、ひび割れ面も含めコンクリートは連続体として扱われるため、離散的なダウエル作用を考慮できない。その結果、はり腹部のひび割れを含むコンクリート要素では、モードⅠ型の開口変形とモードⅡ型のせん断変形が同時に起きる。これに対し、実際のはり部材では、モードⅠ型の開口変形がまず起き、その次にモードⅡ型のせん断変形が起きるのである。この点が決定的な要因となり、分散ひび割れモデルでは斜めひび割れ面のせん断伝達剛性を過大評価する。そして、結果として斜め引張破壊を再現することを困難にしている。このように、分散ひび割れモデルでは、斜めひび割れ面の変形を再現できないため、要素試験レベルにおいて十分な検証がなされたせん断伝達モデルを用いてもひび割れ面の応力伝達性状を表現できないのである。そこで、次章において、離散的な現象を考慮できる分散ひび割れモデルを用いて、斜め引張破壊の再現を試み、実験結果の検証を行った。

#### 4. 分散ひび割れモデルによるシミュレーション

##### (1) 緒言

ひび割れを微視的に捉え、個々のひび割れを正確にモデル化しなければならない分散ひび割れモデルでは、コンクリートと鉄筋の付着作用やひび割れ面の応力伝達機構など、RC特有の現象の精緻なモデル化が求められ、分散ひび割れモデルに比べ解析に要する作業負荷は大きいというデメリットを有するが、離散的現象が支配的な

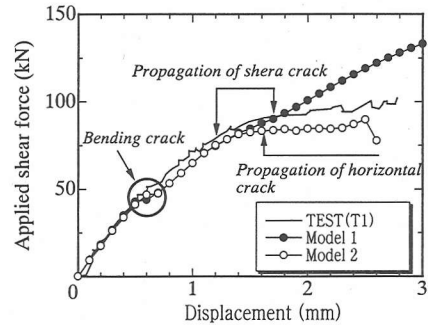


図-25 せん断力—変位関係

破壊に至るメカニズムを解明するのに大変有効な手法である。本章では、分散ひび割れ—分散鉄筋モデルを用い、斜め引張破壊する供試体 T1 の斜めひび割れ面に作用する応力伝達機構および破壊に至るまでの挙動を明らかにする。

##### (2) 水平ひび割れの影響

###### a) 概説

付着作用およびダウエル作用に起因し発生する水平ひび割れの発生に関しては、鉄筋の径、本数、配置、そして、コンクリートのかぶり、あき、材料特性値、など様々な要因に依存するため、汎用性をもったモデルが構築されるまでには、まだ至っていない。

引張鉄筋のくさび作用の影響を考慮する簡便な手法として、水平ひび割れを表現する要素の強度を低減する方法が考えられる。また、引張応力が伝達されなくなる限界変位についても、ダウエル作用による断面幅方向の変形が一樣ではない影響を考慮する必要がある。ここでは、水平ひび割れ部に分散ひび割れ要素を導入し、引張特性として図-24 に示した極めてシンプルなカットオフ型の引張モデルを用い、水平ひび割れ要素の有無の影響を検討する。また、分散モデルにおける回転ひび割れモデルや、多方向ひび割れモデルは、水平ひび割れの影響を間接的ではあるが、考慮可能なモデルである。しかし、引張鉄筋の付着作用およびダウエル作用の影響を直接的に考慮してモデル化されたものではない。

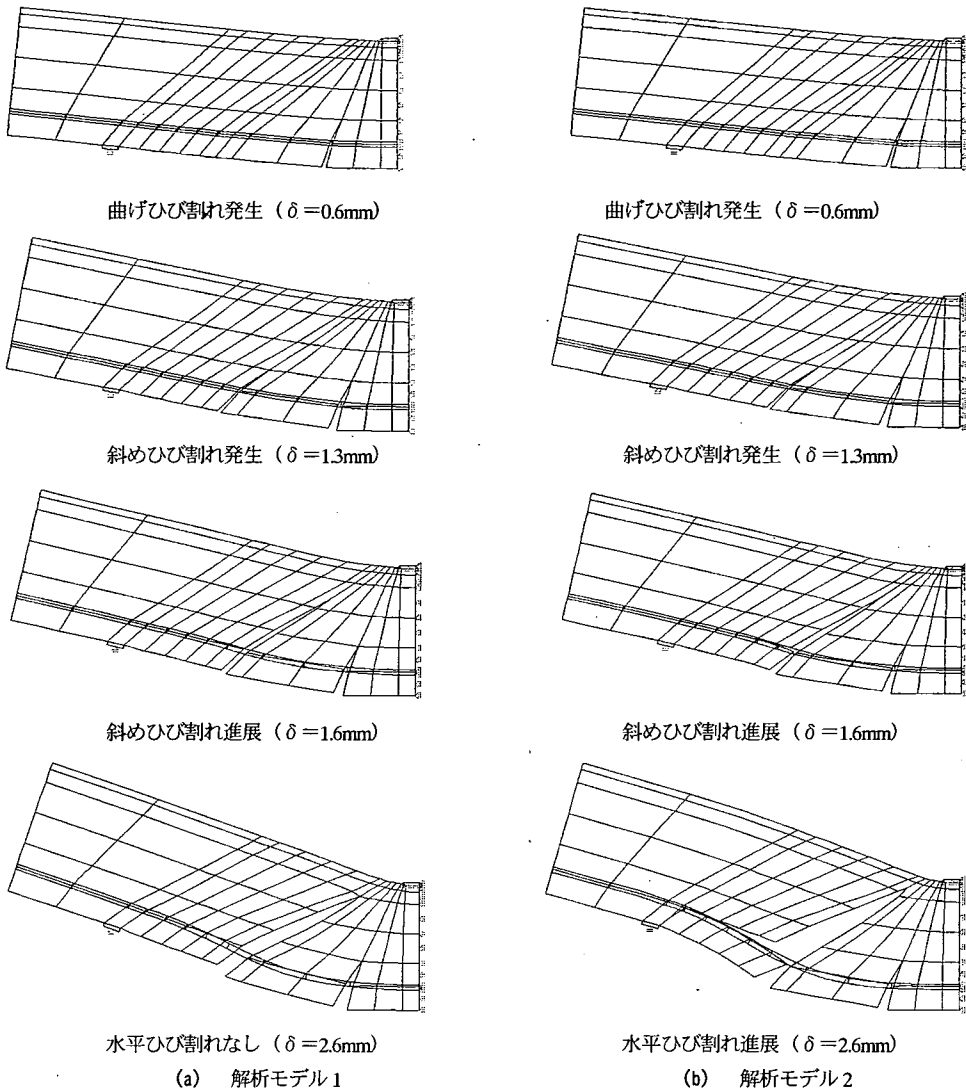


図-26 解析により得られたはりの変形

**b) 解析概要**

供試体 T1 を用いて水平ひび割れが部材の全体挙動および耐力に与える影響を検討する。斜めひび割れを表す離散ひび割れ要素に対しては式 (2a) および式 (2b) に示した李・前川らのせん伝達断モデルを、水平ひび割れを表す離散ひび割れ要素に対しては前述の図-24 に示したモデルを用いた。また、離散鉄筋要素には 8 節点アイソパラメトリック要素を用い、表-1 に示した材料特性を有するバイリニアモデルを設定した。解析モデル 1 を図-23(a) に、解析モデル 2 を図-23(b) に示す。図-3 に示した実際のひび割れ性状を基に曲げひび割れ、および斜めひび割れを離散ひび割れ要素によりモデル化したものが解析モデル 1 であり、さらに水平ひび割れ要素を加えたものが解析モデル 2 である。図中にて、離散ひび割れ

要素を太線で表示した。水平ひび割れは鉄筋に沿って配置し、鉄筋と斜めひび割れが交差する位置から  $SD$  ( $D$ : 鉄筋径) を鉄筋の付着喪失区間とし、鉄筋とコンクリートの付着を無視した。また、コンクリート要素と鉄筋要素の付着特性は式 (8) に示した島モデル<sup>17)</sup>を用いた。

$$\tau = 0.9 f_c^{2/3} \left\{ 1 - \exp(-40s^{0.6}) \right\} \quad (\text{MPa}) \quad (8)$$

$$s = S/D$$

ここに、 $\tau$  : 付着応力 (MPa)

$f_c$  : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

$s$  : 正規化されたすべり量

$S$  : すべり量 (mm)

$D$  : 鉄筋径 (mm)

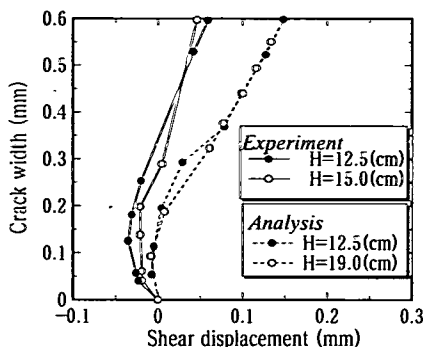


図-27 ひび割れ幅-せん断変位関係

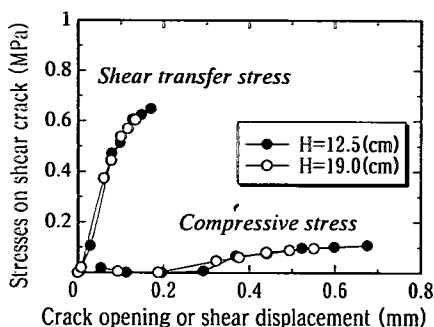


図-28 ひび割れ面における伝達応力

### c) 解析結果

解析により得られた作用せん断力-変位関係を図-25に示す。図中の解析モデル1は水平ひび割れを考慮しない場合の解析結果であり、解析モデル2は、水平ひび割れを考慮した場合の解析結果である。水平ひび割れを考慮したモデルでは、変位が0.6mmに達したとき、曲げひび割れが発生し、変位が13mmに達すると斜めひび割れが発生した。さらに、斜めひび割れ発生後、水平ひび割れが発生した。水平ひび割れの進展時には、荷重の増加はみられず、部材の剛性が大きく低下することが確認できた。一方、水平ひび割れを考慮しない解析モデル1では、斜めひび割れの発生までは、解析モデル2と同一であるが、水平ひび割れが発生しないためにアーチ機構が形成され、斜めひび割れ発生後も荷重は増加し続けた。このことから、斜め引張破壊を離散ひび割れモデルによって解析的に表現するためには、水平ひび割れの考慮が不可欠であると考えられる。

次に変形性状について考察する。図-26に変形性状を示す。図-26(a)は水平ひび割れを考慮しない場合を、図-26(b)が水平ひび割れを考慮した場合を示す。斜めひび割れは、両モデルとも同じ変位のとき発生し、はり上部まで進展していることが確認できた。水平ひび割れを考慮した場合(図-26(b))は、考慮していない場合(図-26(a))と比較すると水平ひび割れの進展にともなう斜めひび割れ幅の増加量が大きいことが明らかである。なお、変形図は目視による比較を容易にするため変形量を80倍に拡大して表示している。

次に、斜めひび割れ面に伝達される応力について検討を行った。斜めひび割れ面のせん断伝達特性と部材挙動は、大きな相関があることは前章で述べた。ひび割れ面において伝達される応力は、ひび割れ幅とせん断変位の関係により一意的に決定されるため、解析により得られた斜めひび割れ面のひび割れ幅-せん断変位関係を実験結果と比較した。

図-27は実験および解析(水平ひび割れ考慮)により

得られたひび割れ面のひび割れ幅-せん断変位関係を示した。対象としたのは供試体T1の測定領域Aおよび測定領域Bである(図-3参照)。図-27におけるH=15.0cm(H:下縁からの高さ)は測定領域Aに、H=12.5cmは測定領域Bに対応している。解析においても、斜めひび割れ発生直後のせん断変位の増加が小さく、ひび割れ幅の増加が大きくなっており、実験結果と解析結果はその性状が良く類似している。このように、実験において観察された斜めひび割れ面の挙動が、離散ひび割れモデルによる有限要素解析により再現できた。

図-27から明らかなように斜めひび割れ発生直後、斜めひび割れ面はひび割れ幅のみが大きく増加するため、伝達される応力は図-28に示したように非常に小さく、なおかつ、せん断伝達応力の軟化現象はみられない。このような応力状態の把握は、分散ひび割れモデルを用いた有限要素解析において斜め引張破壊する部材を解く際に大変重要となる。

### (3) 水平ひび割れのモデル化の影響

本研究では、水平ひび割れのモデル化が部材挙動に与える影響について検討を行った。すなわち、水平ひび割れのひび割れ直交方向の応力-変位関係として、先に示したモデル(図-24)に、新たに5つのモデル(図-29)を加えそれらの比較を行う。なお、初期勾配については、Mackawaら<sup>18)</sup>の研究を参考に式(9)に基づき定めた。

$$V_{dowel} = -(kD) \cdot \delta \quad (\text{kN}) \quad (9)$$

$$kD = 150 f_c$$

ここに、 $V_{dowel}$ : ダウエル力 (kN)

$\delta$ : 鉛直変位 (mm)

$D$ : 鉄筋径 (mm)

$f_c$ : コンクリート強度 (MPa)

モデル1は、水平ひび割れの発生強度をコンクリートの引張強度とした。そして、限界変位 $\delta_0$ は、式(4)を

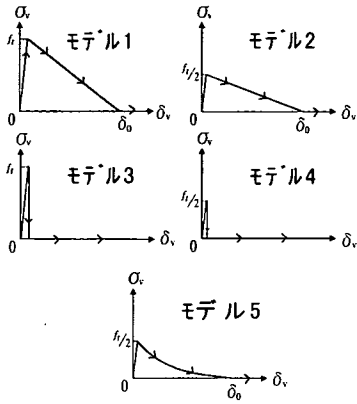


図-29 水平ひび割れ要素の引張モデル

参考に  $160\mu\text{m}$  と仮定し、軟化勾配を直線でモデル化した。水平ひび割れが発生する要因としてダウエル作用と鉄筋の付着作用が考えられるが、モデル1では、鉄筋の付着作用、つまり引張鉄筋のくさび作用の寄与分を無視していることになり、結果として水平ひび割れの発生強度を大きく見積もっている。モデル2では、鉄筋のくさび作用による寄与分をおおよそ考慮して水平ひび割れ発生強度を  $1/2$  に低減している。また、軟化勾配は、モデル1同様に直線でモデル化している。一方、モデル3、モデル4はモデル1およびモデル2の引張軟化特性を無視してカットオフ型で表したモデルである。モデル5はモデル4の軟化域に Reinhardt モデルを適用したものである。このような5つの水平ひび割れモデルを用いた数値実験の結果を図-30に示す。

水平ひび割れ発生後の部材剛性、および耐力は、モデル1のとき最も大きくなる。次にモデル2を用いた場合の部材剛性および耐力が大きいことが明らかである。ひび割れ発生後の軟化性状を考慮したモデル1および2では、水平ひび割れ発生後の荷重増加が見られた。一方、ひび割れ発生以降のひずみ軟化を無視したカットオフ型のモデルを用いたモデル3および4では、ともに水平ひび割れ発生後の荷重増加は見られなかった。ダウエル作用を考慮した水平ひび割れのモデル化の方法により、斜めひび割れ発生後の部材の挙動が異なることが明らかとなった。モデルの中では、コンクリートの引張軟化モデルとして式(3)に示した Reinhardt モデルを用い、水平ひび割れ発生強度をコンクリートの引張強度の  $1/2$  に低減したモデル5が最も良い対応を示したが、精緻なモデル化については今後の課題と位置付けたい。

#### (4) 離散ひび割れモデルによる寸法効果

ここでは、斜め引張破壊するはり部材の寸法効果に関して、離散ひび割れモデルを用いて数値実験を行った。解析対象は前述の斜め引張破壊する供試体 T1 であり、

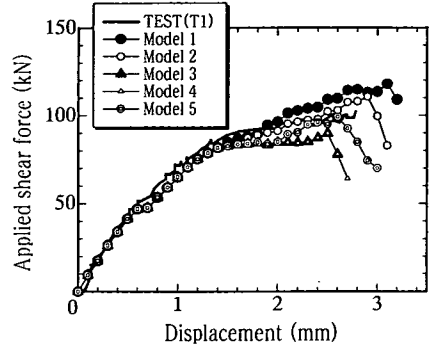


図-30 水平ひび割れモデルの影響

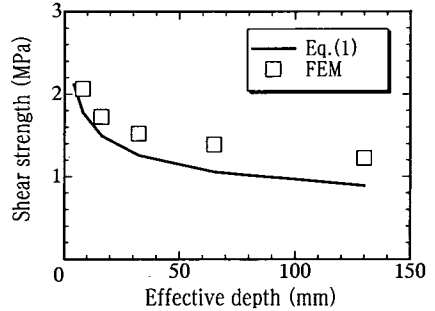


図-31 せん断強度におよぼす寸法効果

部材高  $h$  を  $100\text{mm}$ 、 $200\text{mm}$ 、 $400\text{mm}$ 、 $800\text{mm}$ 、および  $1600\text{mm}$  とした仮想のはり部材である。また、要素分割に関しても相似的に変化させ、鉄筋径に関しては、部材高の比で等倍した。なお、水平ひび割れモデルには実験結果との対応が最も良かったモデル5を用いている。

数値解析により得られたせん断耐力および既往のせん断耐力式(1)から得られる耐力をあわせて図-31に示す。斜めひび割れおよび水平ひび割れ挙動を応力-変位関係により表した離散ひび割れモデルでは、有効高さの増加に対するせん断強度の低下を表現できる。なお、解析値が耐力式より若干大きい原因として斜めひび割れの配置や角度の影響が考えられる。離散ひび割れモデルによる解析において、ひび割れの配置は重要な意味をなす。本解析では、実験結果に基づいて主なひび割れをモデル化したため、モデル化されていない曲げひび割れや斜めひび割れの影響が耐力に及ぼしている可能性がある。すなわち、本解析では斜めひび割れの角度や配置は、実験結果に基づいているが、内部コンクリートの不均一性や供試体ごとのばらつきのため、必ずしもそのときの耐力が最小となるとは限らない。そのため離散ひび割れモデルにより定量的な判断を要求される場合は、ひび割れ角度および配置の異なる複数の解析モデルを用意し最小の耐力が得られる解析モデルを採用する必要がある。

## 5. 結論

本研究は、斜め引張破壊するはり部材の破壊メカニズムを解明するため、斜めひび割れ面の挙動を実験により詳細に測定し、さらに、解析的手法により検討を加えたものである。本研究により得られた結論は以下の通りである。

- (1) せん断圧縮破壊するはり部材の斜めひび割れ面においては、せん断変位とひび割れ幅の増加がほぼ同じ、つまり、モードⅠ型の開口変形とモードⅡ型のずれ変形が同時に起きるため、斜めひび割れ面では大きな応力が伝達されていることが確認できた。さらに、斜めひび割れ面の骨材のかみ合わせ効果によるせん断耐力への寄与分が極めて大きいことを明らかにした。
- (2) 斜め引張破壊するはり部材の斜めひび割れ面においては、ひび割れ幅のみが大きく増加する。つまり、モードⅠ型の開口変形が支配的であり、せん断応力がほとんど伝達されず、同時に骨材のかみ合わせによるせん断耐力への寄与はほとんどないことを明らかにした。
- (3) 分散ひび割れモデルによる有限要素解析では、離散ひび割れモデルでは考慮できる局所的な現象であるダウエル作用を考慮できないため、斜めひび割れ面の挙動を正確に再現することができない。すなわち、斜めひび割れ発生直後は、モードⅠ型とモードⅡ型の変形が同時に起こるため、せん断伝達剛性を過大評価してしまい結果として斜め引張破壊の再現および部材の耐力を正確に求めることができない。斜めひび割れ発生後のせん断伝達剛性の低減により破壊を表現することは可能であるが、この場合、実際の力学現象を表していないこととなる。
- (4) 斜め引張破壊するはり部材を離散ひび割れ-離散鉄筋モデルを用いて解析した結果、斜め引張破壊、およびせん断強度に及ぼす寸法効果を再現することができた。また、数値解析により、部材挙動に水平ひび割れの有無が大きな影響を与えることが確認された。
- (5) ダウエル作用を考慮した水平ひび割れモデルを用いた数値実験により水平ひび割れのモデル化が部材挙動に影響を与えることを明らかにした。ただし、ダウエル作用は、鉄筋本数、鉄筋径、コンクリートのかぶりおよびあき等に影響を受けるが、これらを考慮できる水平ひび割れモデルの構築は、今後の課題として残された。

謝辞：本研究を進めるにあたり、北海道大学大学院の角田與史雄教授から貴重なご助言を賜りました。また、実験にあたっては、北海道大学の中川健司君（現 三井住友建設）、および山火智洋君（現 戸田建設）に多大な協力を得ました。ここに感謝の意を表します。また、本研究は平成13年度吉田研究奨励賞奨励金（土木学会）による研究成果の一部をまとめたものであります。

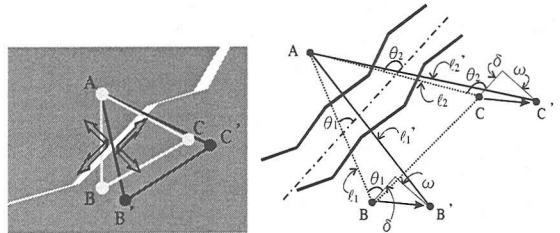
## 付録

本研究では、斜めひび割れを挟んだ2方向の変位をコンタクトゲージにより測定し、ひび割れの直交方向のひび割れ幅 $\omega$ 、およびひび割れ平行方向せん断変位 $\delta$ の変形量を測定した。ひび割れ面の変形によって $B \rightarrow B'$ 、 $C \rightarrow C'$ に移動した場合のひび割れ幅およびせん断変位の計算方法を以下に示す。

$$\begin{aligned} \ell_1' &= \ell_1 + \omega \cdot \sin \theta_1 + \delta \cdot \cos \theta_1 \\ \ell_2' &= \ell_2 + \omega \cdot \sin \theta_2 + \delta \cdot \cos \theta_2 \end{aligned}$$

この連立方程式から、ひび割れ幅 $\omega$ 、およびせん断変位 $\delta$ を解くと以下ようになる。

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{(\ell_1' - \ell_1) \cos \theta_2 - (\ell_2' - \ell_2) \cos \theta_1}{\sin \theta_1 \cdot \cos \theta_2 - \sin \theta_2 \cdot \cos \theta_1} \\ \delta &= \frac{(\ell_1' - \ell_1) \sin \theta_2 - (\ell_2' - \ell_2) \sin \theta_1}{\cos \theta_1 \cdot \sin \theta_2 - \cos \theta_2 \cdot \sin \theta_1} \end{aligned}$$



付図-1 ひび割れ変位の測定

## 参考文献

- 1) 田所敏弥, 佐藤靖彦, 上田多門: 鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に及ぼす圧縮軟化の影響, コンクリート工学年次論文報告集, 日本コンクリート工学協会, 第23巻 第3号, pp.61-66, 2001.7.
- 2) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇: 回転ひび割れモデルによるRC梁のせん断挙動解析, 土木学会論文集, No.620, V-43, pp.187-199, 1999.5.
- 3) An, X., Maekawa, K. and Okamura, H.: Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, J. Materials Conc. Struct.



- Pavements, JSCE, No.564, V-35, pp.297-316, 1997.5.
- 4) 野口博, 丸田誠: 鉄筋コンクリートばりのせん断抵抗機構の非線形有限要素解析, RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム, pp.99-106, 1982.6.
  - 5) Sanada, O., Furuchi, H., Ueda, T. and Kakuta, Y.: Analytical study on diagonal tension failure of reinforced concrete beams, Transactions of JCI, Vol.16, pp.439-444, 1995.3.
  - 6) 李宝禄, 前川宏一: 接触面密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式, 日本コンクリート工学, Vol.26, No.1, pp.123-137, 1988.
  - 7) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋のない RC はりのせん断耐力式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8.
  - 8) 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, 1990.
  - 9) Kupfer, H. and Hilsdorf, H. K.: Behavior of concrete under biaxial stresses, ACI Journal No.65-52, pp.259-272, 1969.
  - 10) 前川宏一, 岡村甫: 弾塑性破壊モデルに基づくコンクリートの平面応力構成則, コンクリート工学論文集, Vo.21, No.5, pp.87-99, 1983.5.
  - 11) Reinhardt, W., Cornelissen, A. and Hordijk, D.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.11, pp.2462-2477, 1986.
  - 12) Hordijk, D.: Local Approach to Fatigue of Concrete, Delft University of Technology, 1991.
  - 13) 中村成春, 橘高義典, 三橋博三, 内田裕市: コンクリートの引張軟化特性の標準試験方法に関する基礎的検討, コンクリート工学論文集, Vol.10, No.1, pp.151-164, 1999.1.
  - 14) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, No.360/V-5, pp.1-10, 1985.
  - 15) 田所敏弥, 佐藤靖彦, 上田多門: 鉄筋コンクリート部材の終局変形に及ぼす圧縮軟化の影響, 構造工学論文集, Vol.47A, No.3, pp.1309-1314, 2001.4.
  - 16) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10.
  - 17) 玉井真一, 島弘, 出雲淳一, 岡村甫: 1 軸引張部材における鉄筋降伏後の平均応力-平均ひずみ関係, 土木学会論文集, No.378/V-5, pp.239-247, 1987.2.
  - 18) Maekawa, K., Quresh, J.: Computational model for reinforcing bar embedded in concrete under combined axial pullout and transverse displacement, Struct., Pavements, JSCE, No.538/V-5, pp.227-239, 1996.5.

(2002. 10. 18 受付)

## SHEAR TRANSFERRING MECHANISM ALONG DIAGONAL CRACKS AND DIAGONAL TENSION FAILURE BEHAVIOR OF RC MEMBERS

Toshiya TADOKORO, Yasuhiko SATO and Tamon UEDA

The mechanism of diagonal tension failure of RC linear members without shear reinforcement, which is difficult to be clarified by means of both experimental and analytical approach, is presented. In this study, the close relationship between the failure modes and the transferred stresses along a diagonal crack is disclosed. The experimental results on diagonal tension failure are verified by finite element method in which the influence of a splitting crack and dowel action are considered. In RC linear members without shear reinforcement, diagonal crack width increases owing to occurrence of a splitting crack along tension reinforcement. As a result, the transferred stresses along the diagonal crack decrease, and the diagonal crack grows rapidly. Finally diagonal tension failure is caused by compressive failure at the tip of the diagonal crack.