

ひび割れ発生・進展に支配された コンクリート構造物の解析モデル

松岡 茂¹・益田彰久¹・武田康司¹・土井至朗¹

¹正会員 鉄建建設株式会社 エンジニアリング本部 技術研究所 (〒286-0825 千葉県成田市新泉 9-1)

本研究はひび割れの発生・進展により変形挙動および破壊が支配されるコンクリート構造物の破壊荷重を算定する解析モデルを提案したものである。提案した解析モデルでは、コンクリート等の脆性材料に発生するひび割れの局所化を考慮することにより、進展するひび割れを算定している。さらに、ひび割れ面に伝達している応力とひび割れ開口幅との関係をモデル化することにより、純引張状態以外で進展するひび割れについても追跡することができる。提案した解析モデルを用いて既往のRCはり実験を解析した結果、斜め引張破壊が生じるRCはりのせん断強度を算定することが可能であることを確認した。

Key Words: fracture mechanics, localization, smeared crack model, tension softening relationship

1. はじめに

コンクリートの破壊はひび割れの発生・進展に支配されることから、ひび割れの発生・進展に伴う力学挙動を取り扱う破壊力学がコンクリートの構造解析に有効であることが報告されている¹⁾。そしてコンクリートに破壊力学を適用するために、ひび割れの力学特性について研究が行われている。引張応力がひび割れ面に垂直に作用している Mode I と呼ばれる破壊モードに関しては、ひび割れ開口幅と引張応力との関係である引張軟化曲線を考慮することによりひび割れの発生・進展を追跡することができる²⁾と報告されている。

内田ら²⁾はコンクリートの曲げ引張強度の寸法効果を引張軟化曲線を用いることにより算定することができることを報告している。また日本鉄道建設公団では、破壊力学の考え方に基づいたトンネル覆工の設計施工指針³⁾を発表している。このようにコンクリートの破壊力学は基礎的研究から実用的な問題へ適用範囲が広がっている。

二羽ら⁴⁾は、ひび割れ面における引張応力の軟化を考慮した離散ひび割れモデルによりRCはりのせん断強度に対する寸法効果を検討している。一方Anら⁵⁾は、分布ひび割れモデルを用いてせん断強度の寸法効果を解析している。この解析モデルでは鉄筋との付着作用によりひび割れ発生後も引張応力の伝達が期待される領域であるRCゾーンと、ひび割れが発生すると引張応力が急激に軟化する領域であるPLゾーンの2つの領域にRCは

りを分けている。この解析モデルは二羽らが提案している解析手法とは異なり、ひび割れ面における応力伝達を引張軟化のみでなく、せん断応力軟化をも考慮している。Anら⁵⁾の研究報告は、ひび割れ面における引張応力・せん断応力伝達を考慮した解析モデルによりRCはりのせん断強度寸法効果を算定することができることを示している。

しかしながら、ひび割れ進展経路により最大荷重等のひび割れ発生後のコンクリート挙動が異なることから、離散ひび割れモデルではひび割れ進展経路の設定方法等が問題となる。一方、分布ひび割れモデルでは応力がある一定の値に達するとひび割れが発生すると考えるために、計算上では複数のひび割れが発生する可能性がある。実際のコンクリートではひび割れの局所化と呼ばれる現象が生じ、発生したひび割れの一部が進展する。したがって、分布ひび割れモデルで解析を行う場合にはひび割れの局所化を評価する必要がある。

本研究ではひび割れの局所化を考慮した分布ひび割れモデルを検討し、ひび割れ面に沿ったせん断力がひび割れ先端のラインと垂直に作用している Mode II と呼ばれる破壊モードと Mode I が同時に発生する、混合モードの破壊についても適用可能な解析モデルを検討した。さらにこの解析モデルを用いてRCはりの計算を行い、せん断強度の寸法効果を解析から求めることができることを検証した。

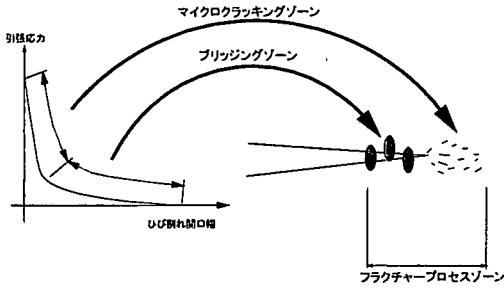


図-1 フラクチャープロセスゾーン

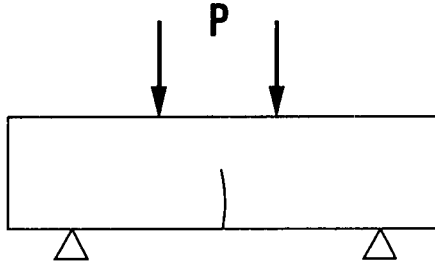


図-2 4点曲げ試験の解析モデル

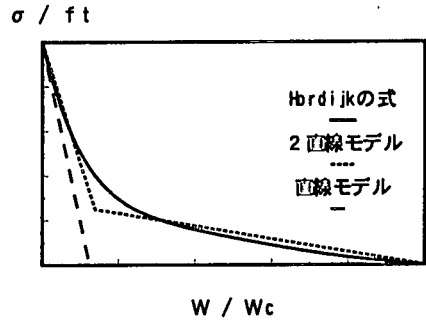


図-3 引張軟化曲線モデル

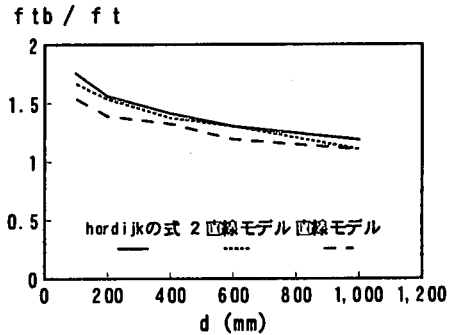


図-4 曲げ強度と断面高さの関係

2. ひび割れ発生・進展の解析手法

(1) コンクリートの引張破壊特性

コンクリートのひび割れ先端には図-1に示すフラクチャープロセスゾーンが存在しているものと考えられている。フラクチャープロセスゾーンは、マイクロクラッキングの発生・進展により支配されているマイクロクラッキングゾーンと、骨材等による噛み合わせ（ブリッジング）が支配的であるブリッジングゾーンに分けられ、どちらのゾーンでも応力の伝達が存在するものと考えられている。このフラクチャープロセスゾーンで伝達される応力は図-1に示すようにひび割れ開口幅に依存し、応力とひび割れ開口幅との関係を引張軟化曲線と呼んでいる。Hordijk⁶⁾はコンクリートの直接引張試験結果から引張軟化曲線を式(1)で示す関数で近似することを提案している。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left\{ 1 + \left[C_1 \frac{w}{w_c} \right]^3 \right\} \exp \left[-C_2 \frac{w}{w_c} \right] - \frac{w}{w_c} \left[1 + C_1^3 \right] \exp(-C_2) \quad (1)$$

ここに、 $C_1 = 3$ 、 $C_2 = 6.93$ 、 w ：ひび割れ開口幅、 w_c ：限界開口幅(=160 μ m)、 f_t ：コンクリートの引張強度、 σ_t ：ひび割れ開口幅 w における引張応力、である。堀井⁷⁾は、ひび割れ発生直後の引張軟化曲線の勾配が重要なパラメータであることを指摘し、引張軟化曲線をひび割れ発生直後の接線勾配を有する直線としたモデルが

コンクリートの最大荷重を安全側にかつ良い近似を与えることを報告している。Planasら⁸⁾は試験と解析から、堀井と同様に引張軟化曲線をひび割れ発生直後の接線勾配を有する直線としたモデルでコンクリートの最大荷重を近似することができることを報告している。引張軟化曲線の影響を検討する目的で、図-2に示すように引張軟化曲線をパラメータとして4点曲げ試験の計算を行った。計算に使用した引張軟化曲線は、図-3に示すように式(1)で与えられるHordijkの式、ひび割れ発生直後の接線勾配を有する直線モデル、2直線モデルの3種類とした。図-4は曲げ強度と断面高との関係を示しており、この計算結果によると引張軟化曲線で囲まれた面積である破壊エネルギーが最も大きいHordijkの式を用いた計算が最も大きな曲げ強度を示している。ただし、断面高が大きくなるのに伴って、引張軟化曲線の相違による曲げ強度への影響は小さくなる傾向が見られる。曲げ強度に対する寸法効果については、今回使用した引張軟化曲線ではほぼ同じような傾向を示している。このように破壊エネルギーが小さい直線モデルで引張軟化曲線をモデル化すると他のモデルに比べて最大荷重が小さくなるが、寸法効果についてはほぼ同様の効果が得られることを確認した。本研究では、ひび割れ発生・進展によるコンクリート構造物の挙動を追跡することが目的であるので、コンクリートの引張破壊特性を図-3に示すよ

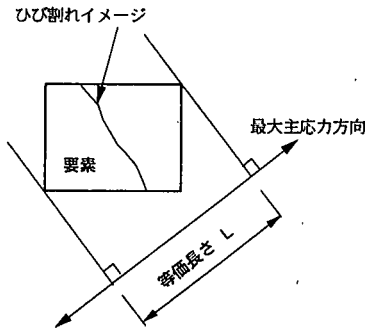


図-5 等価長さ

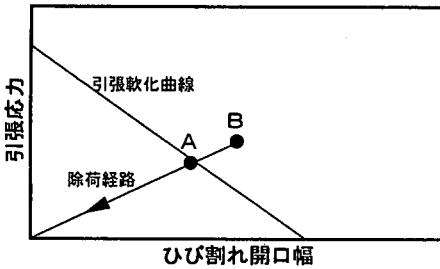


図-6 ひび割れの局所化判定

うな Hordijk が提案した式(1)のひび割れ発生直後の接線勾配を有する直線とした。

解析では、最大主応力（引張側が正）がコンクリートの引張強度に達した時点で最大主応力方向に対し直交する方向にひび割れが発生するものとした。ひび割れが発生した要素のひび割れ面と直交方向の変形はひび割れ開口幅とひび割れ以外の弾性変形量との和であるとしてモデル化を行った。したがって、ひび割れ面と直交方向の引張応力-ひずみ関係はひび割れ面での引張破壊特性である引張軟化曲線と、ひび割れ以外の弾性領域の応力-ひずみ関係で表せるものとした。引張軟化曲線を応力-ひずみ関係に換算する際に要素寸法に依存しないよう「等価長さ (equivalent length)」の概念を導入した。等価長さは図-5に示すように最大主応力方向に要素を投影した長さとした。ひび割れ発生要素のひび割れ面と直交方向のひずみは式(2)で表される。

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma_t}{E_t} + \frac{w(\sigma_t)}{L} \quad (2)$$

ここに、 ε_{cr} ：ひび割れ発生要素の最大主応力方向のひずみ、 σ_t ：ひび割れ発生要素の最大主応力、 E_t ：コンクリートの引張弾性係数、 $w(\sigma_t)$ ：最大主応力 σ_t によって引張軟化曲線から決定されるひび割れ開口幅、 L ：ひび割れ発生要素の等価長さ、である。

コンクリート等の脆性材料で生じるひび割れの局所化を考慮するためには、ひび割れ発生要素の引張特性が

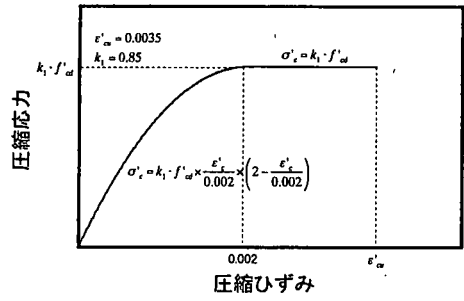


図-7 圧縮応力-ひずみ曲線

除荷経路にあるのか、あるいは引張軟化曲線上にあるのかを判断する分岐判定を行う必要がある。本研究では、ひび割れが発生した要素が図-6に示す引張軟化曲線上のA点にある場合、次のインクリメントの計算では原点に指向する除荷経路をとるものと仮定して計算を行っている。このインクリメント計算結果で、ひび割れ発生要素の引張特性が図-6に示すB点のように引張軟化曲線外に位置する場合には、この要素の引張特性は除荷経路でなく引張軟化曲線上にあるものとして、もう一度計算をやり直すものとした。このような繰り返し計算を行うことによりひび割れの局所化を評価した。なお、このような繰り返し計算を行うことにより、コンクリート部材におけるひび割れの局所化を表現できることを筆者ら⁹⁾は実験結果を用いて検証している。

圧縮応力-ひずみの関係については、図-7に示すように二次曲線タイプのものを使用した。降伏曲面はDrucker-Pragerタイプを用い、圧縮応力-ひずみ関係を単軸試験結果とみなして降伏曲面の定数を定めた。

(2) ひび割れ発生要素のせん断剛性

Mode I と Mode II との混合破壊モードでは、ひび割れ面に対し平行なせん断応力と、直交する引張応力が作用する。よってこの状態では図-8に示すようにひび割れ面に対し平行方向と直交方向に変位が発生し、ひび割れ開口幅は式(3)のように示されると仮定する。

$$\delta_{cr} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \quad (3)$$

ここに、 δ_{cr} ：ひび割れ開口幅、 δ_x ：X方向のひび割れ変位、 δ_y ：Y方向のひび割れ変位、である。このひび割れ開口幅を用い、図-8に示すようにひび割れ要素以外は剛体として解析を行った。解析は最初にひび割れ面と直交方向であるX軸方向に変位 δ_x を与え、その後 δ_x を保持した状態でひび割れ面と平行するY軸方向へ変位 δ_y を増加させた。

式(3)では、Y軸方向の変位増加に伴ってひび割れ開口幅が増加することになるため、図-9に示すようにX

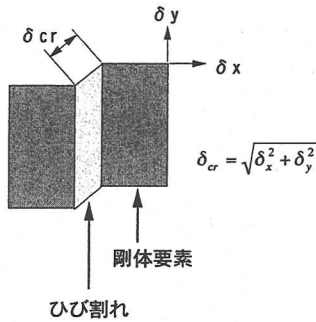


図-8 ひび割れ開口幅の概念

方向の節点力 P_x はY方向変位の増加に伴って減少する。またY方向の節点力 P_y は、図に示すように変位の増加に伴い大きくなった後に減少に転じる。

分布ひび割れモデルではひび割れ発生要素も連続体としていることから、微小要素の単位面積当たりに働く物体力は式(4)のようになる。

$$\begin{aligned} F_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} &= 0 \\ F_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} &= 0 \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 F_x : X方向の物体力、 F_y : Y方向の物体力、である。各成分の応力は、変位成分から式(5)(6)のように計算される。

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = D \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \end{bmatrix} \quad (6)$$

δ_x を保持した状態では式(6)に示すように ε_x は増加しない。 δ_x を保持した状態で δ_y を増加させた場合の F_x の変化は主にせん断応力のみ依存することになる。分布ひび割れモデルによって図-9に示すように P_x が減少するようにするためには、せん断応力を変化させる必要がある。もしひび割れ発生要素がせん断剛性を有していないとすると、せん断応力が変化しなくなるために P_x は δ_y に関係なく一定となる。

以上のことから、ひび割れ発生要素のせん断剛性は最大主応力方向の変位から弾性変形を除いた分布ひび割

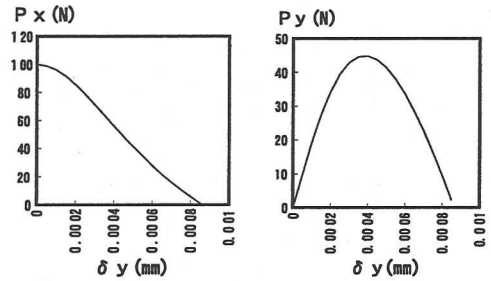


図-9 離散ひび割れモデルによるひび割れ面の変位と力の関係

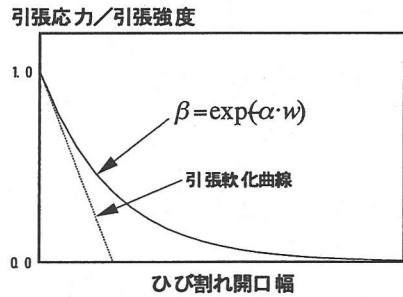


図-10 せん断剛性保持率の定義

れモデルにおけるひび割れ開口幅に依存するものとした。ひび割れ発生要素のせん断剛性をひび割れ発生前のせん断剛性で無次元化したものをせん断剛性保持率とし、式(7)で表されるものとした。

$$\beta = \exp(-\alpha \cdot w) \quad (7)$$

ここに、 β : せん断剛性保持率、 α : せん断剛性保持率の低減率、 w : ひび割れ開口幅、である。なお、ひび割れ開口幅とは最大主応力方向の要素の変位である。せん断剛性保持率の低減率は、図-10に示すようにせん断剛性保持率のひび割れ発生直後の接線勾配と、引張強度で無次元化した引張軟化曲線の勾配とが等しくなるように設定した。

ひび割れ発生要素のせん断剛性を式(7)で表されるものとして、図-9に示す離散ひび割れモデルと同一の計算を行った結果が図-11である。 P_x については、式(7)を使用したものとせん断剛性保持率を一定としたものは δ_y の増加に伴って減少しており、離散ひび割れモデルの計算結果と傾向はほぼ一致している。これに対し、ひび割れ発生要素でせん断剛性を有しないものとしたせん断剛性保持率が零のものはひび割れが発生するとせん断剛性が失われるために P_x が急激に低下、その後はほぼ一定の値を示しており離散ひび割れモデルの計算結果と傾向が異なっている。

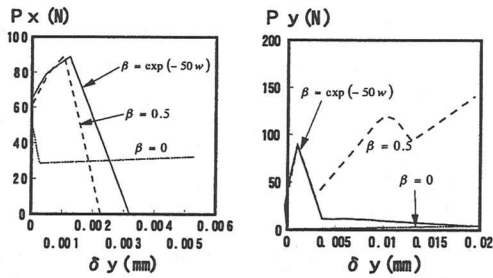


図-1 1 分布ひび割れモデルによる
ひび割れ面の変位と力の関係

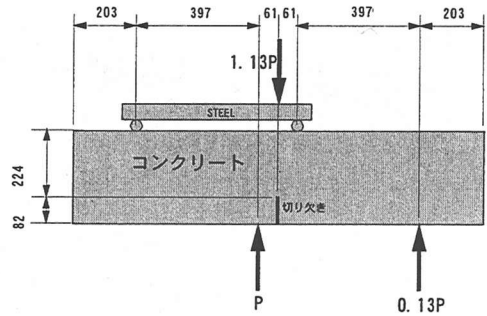


図-1 2 せん断試験概要

P_y については、せん断剛性保持率を一定としたものは δ_y が大きくなるとせん断ひずみが大きくなり、ある変位を越えると節点力が増加する傾向を示しており、離散ひび割れモデルの計算結果と異なる傾向を示している。これに対して、式(7)を使用したものは離散ひび割れモデルと同様に P_y も変位の増加に伴って減少する傾向を示している。

以上のように、ひび割れ発生要素のせん断剛性を式(7)に従うものとしたモデルは、離散ひび割れモデルの計算結果と同様の傾向を示すことが確認された。

3. 解析手法の検証

(1) ルーマニア式せん断試験

筆者ら⁹⁾は Mode I で破壊が決定される問題について、提案した解析モデルが適用できることを確認している。本項では、Mode I と Mode II の混合破壊モードに対して解析モデルが適用することができるかについて検討を行った。

純引張状態以外でひび割れが発生・進展する例としてルーマニア式せん断試験がある。この試験は図-1 2 に示すように供試体中央に切り欠きを設け、その切り欠きを挟むよう荷重点と支承点との水平位置関係をずらして荷重するものである。Arrea ら¹⁰⁾の報告によると、切り欠き先端から供試体中央の荷重点に向かって曲線状のひび割れが発生することが確認されている。ここでは表-1 に示す物性値を使用して提案した解析モデルによりこの試験を解析した。なお、圧縮強度については報告に記述がなかったため Koenig ら¹¹⁾が提案している式(8)より引張強度から逆算して求めた。

$$f_t = 2.12 \times \ln\left(1 + \frac{f_c}{10}\right) \quad (8)$$

ここに、 f_t : 引張強度 (N/mm²)、 f_c : 圧縮強度 (N/mm²)、である。

表-1 試験物性値

GF (N/m)	55
fct (N/mm ²)	2.8
E (N/mm ²)	24800

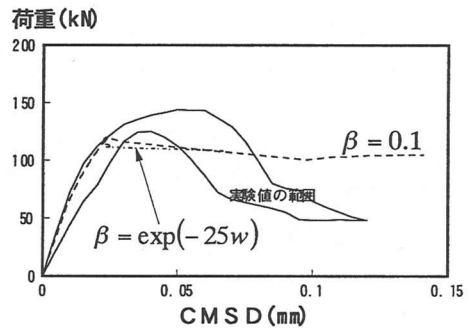


図-1 3 荷重-変位曲線

解析は式(7)に従ってせん断剛性保持率を低下させるようにしたもの、一定にしたものについて行った。これらの解析値と実験値とを、切り欠き部分の滑り量 (CMSD) と荷重との関係により比較したものを図-1 3 に示す。

せん断剛性保持率を低下させた解析については、得られた最大荷重は実験値に対し良い近似を示している。最大荷重後に見られるCMSDの増加に伴い荷重が低下するという挙動についても近い傾向を示しているが、CMSDが0.068mmに達した時点で、図-1 4中の白いエリアで示されるように、ひび割れが貫通し解析が終了している。これはひび割れ面の開口幅が大きくなると応力伝達がほとんど無くなるために、計算を継続することができなくなるためである。この終了点は実験値が分布する範囲内に位置しており、妥当なものと考えられる。

せん断剛性保持率を一定にした解析の場合、最大荷重については実験値・せん断剛性保持率を低下させた場合の解析と近い値が得られているが、最大荷重後のCMSDの増加が比較的大きな変位量になるまで続いている。

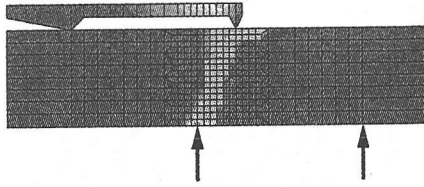


図-14 ひび割れ発生状況 (解析)

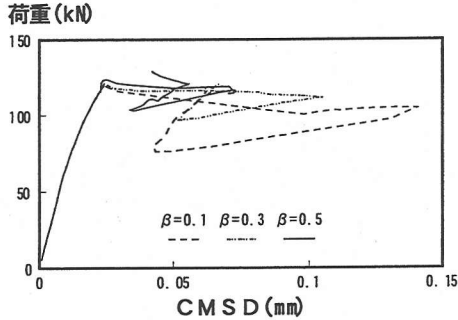


図-15 荷重-変位曲線 (β 一定)

表-2 β 一定の場合の最大荷重

β	最大荷重(kN)
0.1	119.484
0.3	119.867
0.5	120.367

これはひび割れが貫通した後もひび割れ面におけるせん断応力の伝達が存在するために計算を継続することが可能なためである。せん断剛性保持率を一定した場合の解析結果を、図-13に示したものよりさらに後の段階まで表示したものを図-15に示す。ここでは $\beta=0.1$ の他に $\beta=0.3$ ・ $\beta=0.5$ として解析した結果も併せて示した。いずれの条件においても荷重・変位が増加・減少の複雑な挙動を示しているが、それは実験値の挙動と似通わないものである。またいずれの場合も計算が終了する気配がなかったため、最終点は強制終了したものである。また最大荷重値に注目してみると、表-2に示すようにせん断剛性保持率の影響をあまり受けていない。

以上のように、せん断剛性保持率を一定とした場合には、変位が増大しても計算は安定して継続されるが、その値は実際の現象と異なる場合がある。これに対し、提案したせん断保持率を低減させた解析結果は実験結果の最大荷重とほぼ一致し、ひび割れが貫通した時点で計算が終了することを確認した。

(2) アンカーボルトの引き抜き試験

Helbing ら¹²⁾は図-16に示すような平板コンクリート中にアンカーボルトを埋め込み、その後アンカーを

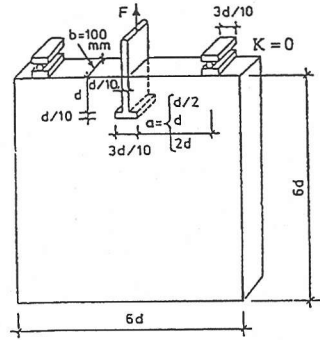


図-16 アンカーボルト引き抜き試験概要

表-3 供試体寸法と材料物性値

実験パターン	S1	S2	S3
d (mm)	150		
a (mm)	300	150	75
圧縮強度 (MPa)	39.3		
弾性係数 (MPa)	37600		
破壊エネルギー (N/m)	93.17		

引張応力 σ_t (MPa)

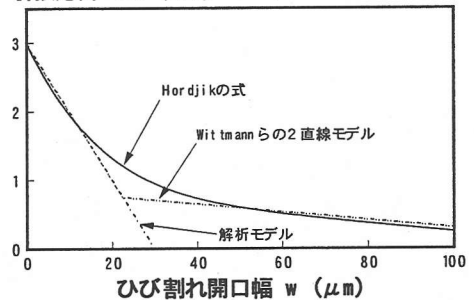


図-17 解析に使用した引張軟化曲線

引き抜き試験を行っている。この試験では、アンカーボルトから支承点までの距離をパラメータとしており、ひび割れ発生・進展経路等の違いについて報告している。表-3に引き抜き試験に用いた供試体寸法と材料特性値を示す。引き抜き試験では、ひび割れがアンカーボルト先端から支承点に向かって進展すると報告されている。このアンカーボルトの引き抜き試験を本論文で提案しているモデルにより解析した。

Helbing らの報告では、コンクリートの引張破壊特性として破壊エネルギー G_f のみが記載されている。そこで、解析に用いる引張軟化曲線は次に述べる方法で仮定した。まず、コンクリートの引張軟化曲線は図-17に示すように Hordijk が提案した式に従うものとして破壊エネルギーから引張強度を算定した。その引張強度を Wittmann ら¹³⁾が逆解析手法により求めている2直線モデルに当てはめ、そのうちの第1勾配を持つ直線を解

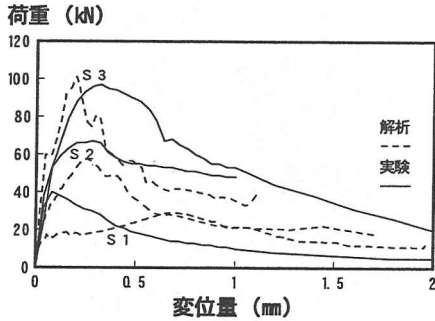


図-18 荷重-変位曲線

表-4 値最大荷重時の変位量

	実験		解析	
	荷重 (kN)	変位量 (mm)	荷重 (kN)	変位量 (mm)
S1: a=2d	38.4±1.8	0.083	29.0	0.694
S2: a=d	61.9±5.2	0.255	57.4	0.242
S3: a=d/2	117.1±12.6	0.248	100.8	0.197

析に用いる引張軟化曲線とした。またこの引張軟化曲線からせん断剛性保持率は式(9)とした。

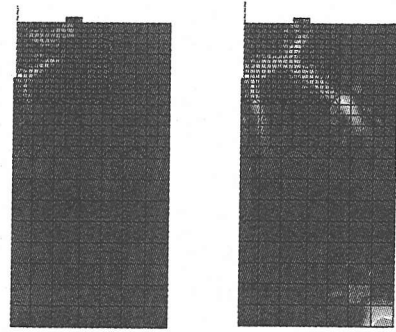
$$\beta = \exp(-33w) \quad (9)$$

実験はアンカーボルトから支承点までの距離をパラメータとして3種類行っている。実験結果と解析値の比較として図-18に荷重-変位曲線を、表-4に最大荷重時における荷重・変位量を示す。なお、引き抜き試験では同一条件で3ケースの試験を実施していることから、表には試験結果の平均値とその範囲を示している。

最大荷重値については3ケースとも解析値と実験値では比較的近い値を示している。最大荷重時における変位についても、S2・S3パターンの解析結果は試験と近い値を示しているが、S1パターンについては試験結果に比べて解析結果は大きく異なった値を示している。

図-19にS2の解析における最大荷重時と終局時のひび割れ発生を白のエリアで示す。最大荷重時点では、アンカー先端から支承点に向かって曲線状にひび割れが生じており、ひび割れはアンカー先端と支承点のほぼ中間まで達している。さらに解析を終局まで継続するとアンカー先端から発生したひび割れが支承点に達し、このひび割れ面での応力伝達が計算上無くなるために計算を終了した。この時点において、ひび割れはアンカー先端と支承点を結ぶもの以外にアンカー先端から下方に進展するものとアンカーと支承点を結ぶひび割れ面の途中から斜め下方に進展するものが発生している。

図-20に解析・実験のひび割れ発生状況を示す。解析結果のひび割れ進展経路ではアンカーボルト先端から支承点に向かうものがすべてのパターンについて認められ、そのひび割れ途中から斜め下方へ延びるひび割れ



最大荷重時

終局時

図-19 ひび割れ発生状況 (解析・S2)

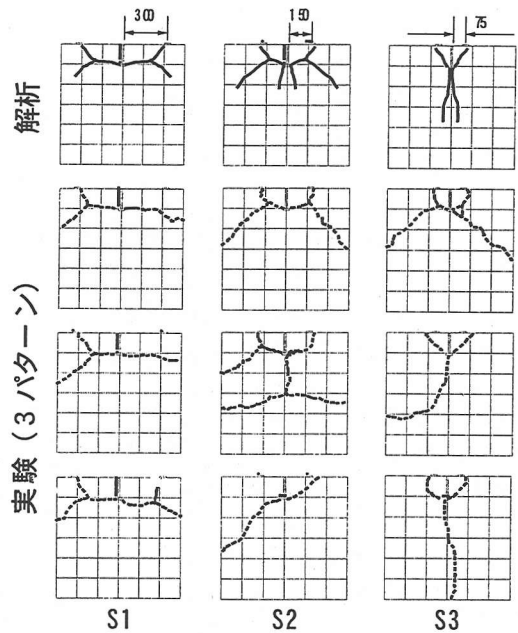


図-20 ひび割れ発生状況

がS1・S2に、アンカーボルト先端から下方に延びるひび割れがS2・S3に認められる。また解析モデルの対称性からひび割れは左右対称となる。

一方、実験結果ではS2・S3については一部を除きひび割れはアンカーボルトを中心にほぼ対称に発生しており、おおよそ解析結果と同様なひび割れ進展状況となっている。これに対しS1の試験結果はひび割れが左右対称に発生しておらず、アンカー先端から支承点に向かうひび割れが発生した反対側のひび割れはアンカー先端からコンクリート側面に向かって進展する傾向がある。このようなひび割れ進展経路の相違が、S1の計算で最大荷重時における変位量が異なった原因であると考えられる。この試験結果のひび割れ進展経路が左右対称とな

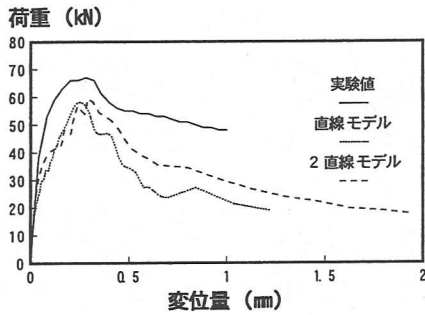


図-2 1 引張軟化モデルの差による荷重-変位曲線の影響

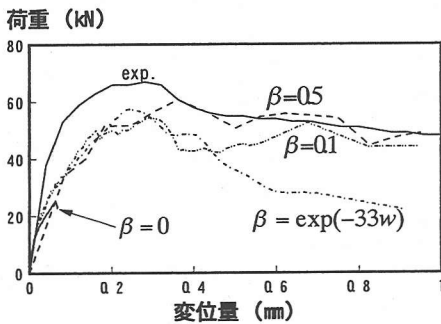


図-2 2 荷重-変位曲線 (S 2)

らない理由については報告¹²⁾に記述が無かった。

引張軟化曲線の違いによる影響を把握するために、図-1 7に示す2直線モデルを用いてS 2を計算した。2直線モデルを用いた計算結果によると図-2 1に示すように、最大荷重は直線モデルを用いたものとほぼ同じであるが、最大荷重以降の荷重低下の割合が異なっている。2直線モデルを使用した計算では、最大荷重以降の荷重低下が直線モデルより緩やかになっており、実験結果の荷重-変位曲線に多少近づいている。この結果から、直線モデルで計算した結果で最大荷重以降の荷重低下が実験結果より大きいのは、引張軟化曲線のモデル化に起因している可能性があるものと思われる。

せん断剛性保持率の影響の比較のため、ひび割れ発生要素のせん断剛性保持率を一定 ($\beta=0.0.1.0.5$) にした解析を行った。図-2 2に示すように $\beta=0$ とした場合には、せん断剛性保持率を低減させたものより最大荷重が小さく、解析もかなり初期の段階で終了してしまった。 $\beta=0.1$ とした場合には最大荷重はせん断剛性保持率を低減させたものと同様となった。しかしながら、最大荷重到達後、荷重の低下が試験結果およびせん断剛性保持率を低減させたものと比較して小さくなっている。図-2 3に示すひび割れ状況を見ると、 $\beta=0$ の場合にはひび割れはアンカーボルト先端のみに生じてい

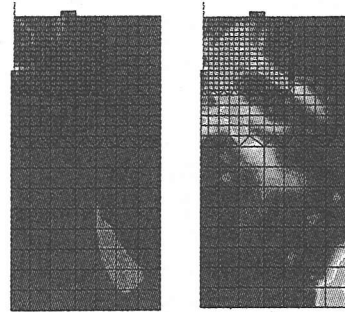


図-2 3 ひび割れ発生状況 (S 2・ β 一定の場合・終局時)

るものしか認められないが、最終的にひび割れは一気に支承点に向かって進展するものと思われる。これに対し、 $\beta=0.1$ とした場合はせん断剛性保持率を低減させた計算結果とほぼ同様のひび割れ発生・進展を示しているが、ひび割れがアンカーボルト先端から支承点まで達した後も安定して計算が継続されている。このため、図-2 3に示すように最終的にひび割れが支承点に達した後もひび割れ発生領域が増加している。せん断剛性保持率を一定とした場合には、ひび割れ開口幅が大きくなってひび割れ発生要素でせん断応力が伝達されるためにひび割れが支承点に達しても計算することが可能であり、ひび割れ発生領域が拡大したものと考えられる。

以上のようにひび割れ発生要素のせん断剛性保持率を本論文で提案しているように低減させることにより、アンカーボルトの引き抜き試験を近似することができることを確認した。

(3) 鉄筋とコンクリートの付着性能

前項まではいずれも無筋コンクリートに対する検討であったが、RC構造物にまで対象を広げるにはコンクリートと鉄筋の付着性能についても検討を行う必要がある。そこで Shima ら¹⁴⁾によって行なわれたコンクリートに埋め込んだ鉄筋の引張試験を対象に解析を行い、モデルの適用性の確認を行った。

図-2 4に試験供試体の概要図を、また表-5に供試体諸元を示す。今回の解析は鉄筋の材質のみを変えた2種類の試験に対して行った。鉄筋は曲げを負担しないトラス要素とし、解析の目的が斜めひび割れによるRCはりのせん断破壊の追跡であるため、鉄筋は完全弾性モデルとした。なお、コンクリートと鉄筋は完全付着とした。引張強度は式(8)により圧縮強度から推定し、引張軟化曲線は式(1)の Hordijk⁶⁾の提案している式の原点における接線勾配を有する直線、せん断剛性低減率を引張軟化曲線から式(10)に示すものとした。

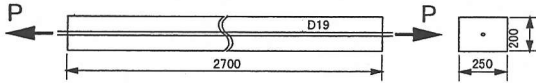


図-24 鉄筋引き抜き試験概要

表-5 供試体材料物性値

パターン	コンクリート圧縮強度 (MPa)	引張鉄筋比 (%)	鉄筋降伏強度 (MPa)	鉄筋弾性係数 (GPa)
A	25	0.6	610	190
B			350	

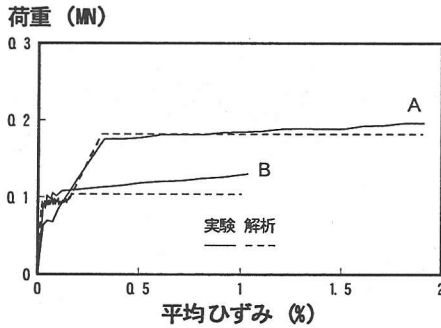


図-25 荷重-ひずみ曲線

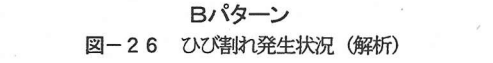
$$\beta = \exp(-50w) \quad (10)$$

図-25に試験結果および解析結果から得られた荷重-変位曲線を示す。荷重は鉄筋に対する引張力、変位は鉄筋の変位を供試体長で除した平均ひずみとした。実験結果によると、平均ひずみ 0.1%程度までの範囲でコンクリートに破壊が発生しその結果鉄筋との付着が弱くなっている様子がうかがえる。また 0.2%以降は付着が完全に切れ、鉄筋のみにより荷重が保持されている。そのため最大荷重は鉄筋の材質に依存すると考えられ、鉄筋が降伏すると荷重の増加は極端に緩やかになっている。

解析結果については、2つのパターンとも荷重が 0.1MN 付近で多少変動しながら平均ひずみのみが増加している領域が見られる。この領域は鉄筋と直交方向に生じるコンクリートのひび割れが供試体両端から中央に向かってある間隔で次々と発生している部分であり、最終的には図-26に白いエリアで示されるように供試体全体にほぼ均等な間隔でひび割れが分布し荷重の変動がなくなる。よってこの領域はコンクリートの性質に依存しているものと考えられ、このような荷重の変動は実験によって観測されたものとほぼ一致している。その後、鉄筋の剛性によって荷重は上昇し、最終的には鉄筋が降伏に至り荷重の増加が完全に失われている。解析では鉄筋の応力-ひずみ関係を完全断塑性としているためこのよ

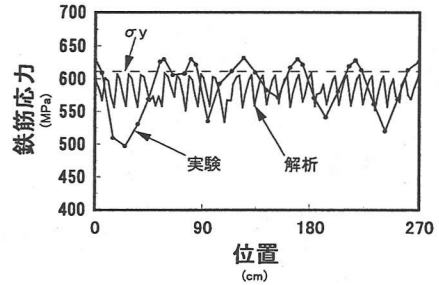


Aパターン

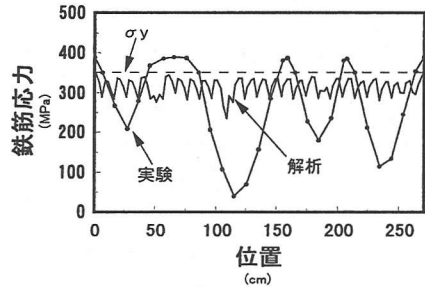


Bパターン

図-26 ひび割れ発生状況 (解析)



Aパターン



Bパターン

図-27 鉄筋応力の分布状況

うな挙動となったが、実験と同様な結果が得られているものと判断される。

図-27に降伏直後における鉄筋応力の分布状況を示す。実験結果によると、どちらのケースも降伏応力値を挟んで鉄筋応力が波打つように分布している。つまり複数箇所鉄筋の応力が降伏値まで達してしまっており、鉄筋とコンクリートとの付着が切れ鉄筋全長にわたり降伏に近づいている。解析結果では応力分布の波が実験結果より細かく、およそ供試体断面高さの1/2の間隔になっている。大部分は降伏応力値以下であるがそのうちのいくつかは降伏値に達しており、その箇所の影響で荷重の増加が緩やかになっているものと考えられる。この様子は図-26に示すコンクリートのひび割れ発生状況に対応しており、RCはりの曲げひび割れがある間隔で発生する状況と符合していると考えられる。また、鉄筋に接している要素は鉄筋の伸びに伴ってひび割れが生じていることから、鉄筋周辺に付着劣化領域が形成されている。

以上のように、鉄筋周辺に付着劣化領域が形成されることから、鉄筋とコンクリートとの間の見掛け上の滑り

表-6 供試体寸法・材料物性値

試験体寸法			コンクリート			鉄筋					
有効高さ d(cm)	載荷スパン 12d(cm)	載荷スパン比	全長 14d(cm)	全高 H(cm)	全幅 b(cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	径・本数	軸方向鉄筋比	降伏強度 (MPa)
10	120	12	140	12	15.8	10	20.6	1.85	D6×2	0.4	440
20	240		280	22	15.8		19.7	1.87	D6×4		
60	720		840	65.5	30		21.1	1.81	D6×24		
100	1200		1400	120	50		27.2	2.05	D10×28		
100	1200		1400	120	50		21.9	2.23	D10×28		
200	2400		2800	210	100	25	28.5	2.73	D16×40	370	
300	3600		4200	314	150		24.3	2.19	D25×36		360

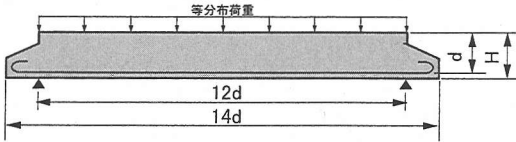


図-28 はり曲げ試験概要

を本研究で提案した解析手法で評価できるものと考えられる。

4. 工学的問題への適用

前章までは混合破壊モード、鉄筋の付着それぞれに着目し、提案している解析モデルの適用性について検討を行ってきた。ここではこれらの条件が複合している、より実際に近い構造物を対象とし、解析モデルの検証を行った。

(1)せん断強度の寸法効果

井畔ら¹⁵⁾はせん断補強鉄筋が無い有効断面高さ 10cm から 300cm の RC はり供試体を使用して曲げ試験を行っており、せん断強度の寸法効果についての研究報告をしている。試験の概要を図-28に、断面寸法等の諸元を表-6に示す。この実験を本研究で提案している解析モデルにより解析した。コンクリート強度は表-6に示されるように各供試体により多少異なっていることから、解析では配合強度である 23.5MPa を使用した。またせん断剛性保持率は式(10)に示すものを使用した。なお、この解析の目的は、鉄筋コンクリートのせん断強度に対する寸法効果を把握することであるので、引張軟化曲線は直線モデルとし、その勾配は $128\text{N}/\text{mm}^2$ とした。

井畔らによると、有効断面高 20cm 以下の供試体では軸方向鉄筋が降伏し曲げ破壊により耐力が決定され、断面高 60cm 以上の供試体は斜めひび割れの発生・進展により耐力が決定されるせん断破壊を示したと報告されている。例えば図-29に示す有効断面高 20cm のひび割れ発生状況には斜めひび割れは観察されていない。これに対して有効断面高 60cm では斜めひび割れの発生が確認されており、ひび割れ発生状況からもせん断破壊であ

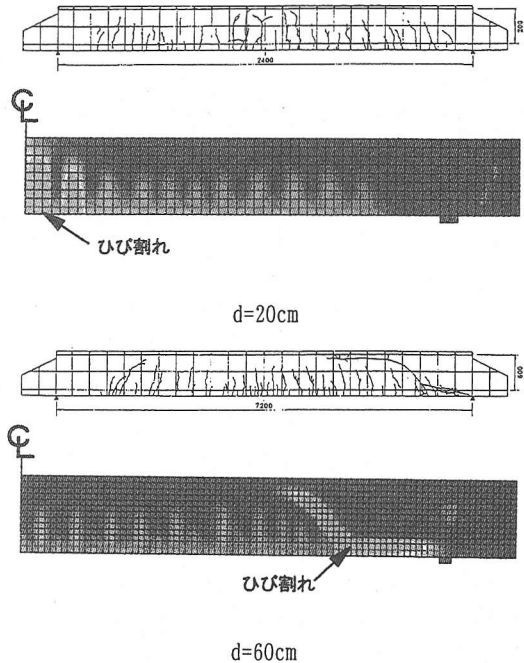


図-29 ひび割れ発生状況(実験・解析)

ることが推察される。

同じく図-29に有効断面高 20cm と 60cm の解析から求めたひび割れ発生状況を示す。有効断面高 20cm では、解析結果においても斜めひび割れの発生は見られない。これに対して有効断面高 60cm では斜めひび割れの発生が認められる。また、解析では斜めひび割れが圧縮縁まで貫通したために計算を継続することができなくなった。つまり、解析においても有効断面高 60cm では斜めひび割れの発生・進展により耐力が決定されており、せん断破壊であると判定された。有効断面高 60cm 以上のその他の解析結果も同様に斜めひび割れの発生・進展により耐力が決定されている。

軸方向鉄筋ひずみと荷重との関係を図-30に示す。有効断面高 20cm の場合については、解析では軸方向鉄筋ひずみが降伏 (1800μ) まで達しており、実験結果についても軸方向鉄筋ひずみが降伏値を越えたところで計測ができなくなっている。これらのことより両者とも

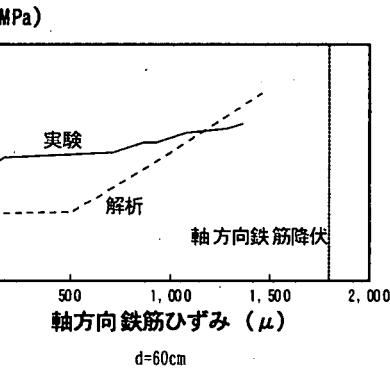
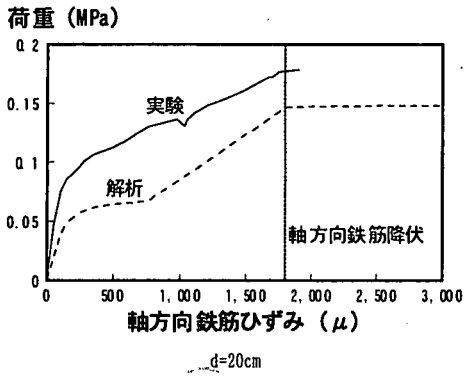


図-30 荷重-主鉄筋ひずみ曲線

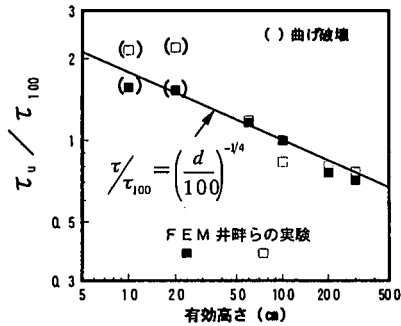


図-31 せん断強度の寸法効果

曲げ破壊により耐力が決定されていることが確認される。一方、有効断面高 60cm の場合は、終局における軸方向鉄筋ひずみは解析・実験とも降伏値以下であり、このことからせん断破壊により耐力が決定されていることが確認される。実験結果と計算結果の軸方向鉄筋ひずみは、図-30 からわかるように計算結果が小さくなる傾向にある。実現象では鉄筋から発生するひび割れは鉄筋節から放射状に発生するものと考えられ、このようなひび割れを追跡するためには3次元モデルが必要であるが、本研究では2次元モデルで計算しているために鉄筋周辺のひび割れの影響を正確に評価していないことが原因であると推測される。また実験では軸方向鉄筋が多段配筋さ

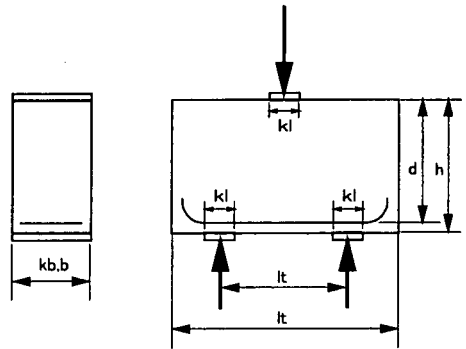


図-32 ディープビーム曲げ試験概要

表-7 供試体寸法・材料物性値

h	d	l	b	lt	kl	As	fc
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	MPa
200	160	680	250	320	50	606	18.1
400	360	1030	250	720	100	1020	19.9
600	560	1380	250	1120	150	1570	19.8
800	740	1780	250	1480	200	2040	19.4
1000	930	2250	250	1860	250	2510	20.0

れているのに対して、計算では多段配筋の影響を考慮していないことも、鉄筋ひずみが一致しない原因として考えられる。これらの点については、本研究で提案した解析モデルを三次元に拡張して今後検討したいと考えている。

図-31 にコンクリートのせん断強度と有効断面高との関係を示す。図中の実線は、井畔らが実験結果に基づいて提案したコンクリートのせん断強度の寸法効果である。解析結果は実験結果によるせん断強度の寸法効果にほぼ一致しており、よってこの提案モデルでRCはりのせん断強度寸法効果が計算されることが確認された。

(2) ディープビームの解析

Walraven ら¹⁰⁾は、ディープビームのせん断強度に対する寸法効果を検討する目的で曲げ試験を行っている。そこで、Walraven らの実験を解析し、せん断強度に対する寸法効果を検討した。試験概要図を図-32に、解析対象とした試験条件を表-7に示す。実験では圧縮強度にばらつきが見られるが、解析では平均値の 19.4MPa を使用した。ディープビームではアーチストラットが形成されるため、コンクリートの圧縮破壊特性の影響を受ける。本論文ではコンクリートの圧縮破壊特性については検討していないため、圧縮破壊特性の影響を受ける部材への適用性については検討する必要がある。しかし、計算結果によると本ケースの場合にはアーチストラットが形成され難いため、コンクリートの圧縮破壊特性の影響は少ないものと推察される。

図-33 にひび割れ発生パターンを示す。実験結果では、曲げひび割れが発生した後に斜めひび割れが発生し、試験終了時点では図に示すように斜めひび割れと載

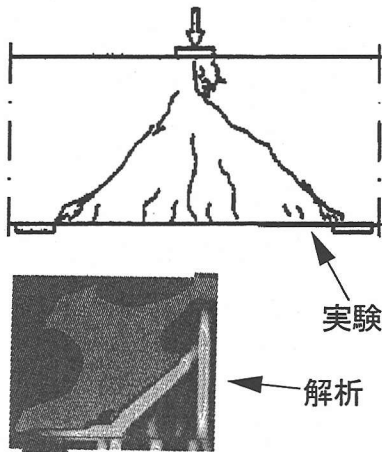


図-3-3 ひび割れ発生状況 (h=600mm)

荷板直下のひび割れが貫通している。解析結果では、実験と同様に曲げひび割れが発生した後に斜めひび割れが発生し、この斜めひび割れが図に示すように載荷点直下の底面から上方に進展する曲げひび割れと合流した。最終的には、図に示すように斜めひび割れが載荷点まで貫通したことにより計算を継続することができなくなった。図-3-4にせん断強度と断面高との関係を整理した寸法効果を示す。解析結果による寸法効果は、Walravenらの実験とほぼ一致していることが確認される。

以上のように、提案した解析モデルにより Mode I、Mode II およびそれらの混合モードにおけるひび割れ発生パターンを推定することができた。さらにRCはりのせん断強度寸法効果を解析することができることを確認した。

5. まとめ

本研究では、予めひび割れの発生する位置を推定する必要がある離散ひび割れモデルに対し、任意の位置にひび割れ発生の可能性を有する分布ひび割れモデルによって、Mode I・Mode IIの破壊およびそれらが同時に発生するいわゆる混合破壊モードのひび割れを解析することを目的にモデルの提案を行い、その妥当性を確認した。さらにこの提案モデルをRC構造に適用することにより、斜めひび割れの進展によって終局耐力が決定されるせん断破壊モードを持つ構造物に対する解析についてその有用性を示した。以下に本研究の結論をまとめる。

①分布ひび割れモデルによる解析から得られるひび割れ面にせん断力の伝達を考慮することにより、斜めひび

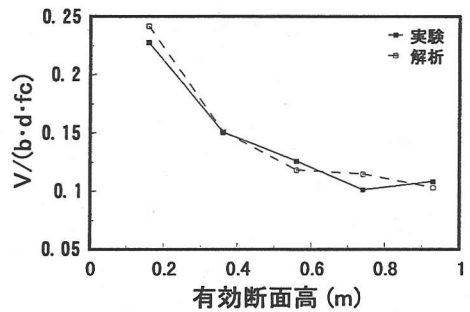


図-3-4 せん断強度の寸法効果

割れの解析を行うことが可能になった。この際せん断剛性を一定とせず、引張軟化曲線と同様にひび割れ開口の進展とともにせん断剛性が減少するよう変化させることにより、実験結果と同様な挙動を示す解析結果を得ることができることを確認した。

②提案した解析モデルに曲げ剛性を有しないトラス要素によってモデル化した鉄筋を組み込むことにより、RC構造物の破壊挙動を解析できることを確認した。

③RC部材を用いた既往の実験を提案したモデルにより解析し実験結果と比較した結果、ひび割れパターンや最大耐力などについて妥当な値を得ることができた。

謝辞：本研究を行うにあたり、東京大学工学部土木工学科堀井教授に終始有益なご指導を頂きました。ここに深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：破壊力学の応用研究委員会報告書，(社)日本コンクリート工学協会，1993。
- 2) 内田 裕市，六郷 恵哲，小柳 治：コンクリートの曲げ強度の寸法効果に関する破壊力学的検討，土木学会論文集，No. 442/V-16，pp. 101-107，1992。
- 3) 併進工法設計施工研究委員会編：併進工法設計施工法（都市トンネル編），吉井書店，1992。
- 4) 二羽 淳一郎，Zareen, N.，田辺 忠顕：破壊力学に基づくコンクリートはりのせん断強度寸法効果解析，土木学会論文集，No. 508/V-26，pp. 45-53，1995。
- 5) 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.
- 6) Hordijk, P.A. : Local Approach to Fatigue of Concrete, *Doctoral Thesis*, Delft University of Technology, 1991.
- 7) 堀井 秀之：フラクチャープロセスゾーン問題とコンクリート・岩石・セラミックスに対する破壊力学の体系化，構造工学論文集，Vol. 35A，1989。
- 8) Planas, J., Guinea, G. V. and Elices, M. : Rupture Modulus and

- Fracture Properties of Concrete, *Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2*, edited by Folker H. Wittmann, AEDIFICATIO Publishers, pp.95-110, 1995.
- 9) 渡辺 忠朋, 松岡 茂, 武田 康司: 破壊力学に基づくR/C部材のせん断耐力の研究, 土木学会論文集, No. 592/V-39, pp. 25-36, 1998.
- 10) Arrea, M and A. R. Ingraffea, : Mixed-mode crack propagation in mortar and concrete, *Report No.81-13, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York*, 1982.
- 11) Koenig, G., Grimm, R. and Rimmel, G. : Shear Behavior of Longitudinally Reinforced Concrete Members of HSC, *JCI International Workshop on Size Effect in Concrete Structures*, pp.63-74, 1993.
- 12) Helbing, A., Alvaredo, A.M. and Wittmann, F.H. : Round Robin Test Of Anchor Bolts, Round-Robin Analysis of Anchor Bolts, *RILEM TC-90 FMA Fracture Mechanics of Concrete-Applications*, Preliminary Report, 1991.
- 13) Wittmann, F.H., Roelfstra, P.E., Mihashi, H., Huang, Y-Y., Zhang, X-H. and Nomura, N., : Influence of Age of Loading, Water-Cement Ratio and Rate of Loading on Fracture Energy of Concrete, *Materials and Structures*, vol.20, No.116, pp.103-110, 1987.
- 14) Shima, H., Chou, L. and Okamura, H. : Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete, *Journal of The Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B)*, Vol.XXXIX, No.2, pp.133-194, 1987.
- 15) 井畔 瑞人, 塩屋 俊幸, 野尻 陽一, 秋山 暉: 等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 348/V-1 (報告), pp. 175-184, 1984.
- 16) Walraven, J. C. : Size Effects: Their Nature and Their Recognition in Building Codes, *Size Effect in Concrete Structures*. Edited by H.Mihashi, H.Okamura and Z.P.Bazant., pp.375-394, 1994.

(1997. 12. 19 受付)

ANALYTICAL MODEL FOR CONCRETE STRUCTURES INFLUENCED BY CRACK INITIATION AND PROPAGATION

Shigeru MATSUOKA, Akihisa MASUDA, Yasushi TAKEDA and Shiro DOI

This paper proposes an analytical model for determining the fracture load of concrete structures whose deformation and fracture behaviors are governed by occurring and growing cracks. The proposed model computes the evolution of crack, by considering the localization of cracking in brittle materials such as concrete. Furthermore, by modeling the relationship between stress transmitted to cracked surfaces and crack opening width, it is possible to follow up also the crack evolution under composite stresses. Analytical study on the previous reinforced concrete experiments using the proposed model has demonstrated that the model is capable of determining the shear strength of reinforced concrete beams which undergo diagonal tensile fracture.