

第4章

非線形有限要素解析による人工亀裂部材の部材耐力の評価

4.1 4章の目的

RC部材の耐荷挙動を解析的に評価する際には、空間平均的なモデルのほかに部材の破壊形式を反映したモデルが別途必要となることがある。これは、RCの構造問題を取り扱うことができる解析ツールの大半は、鉄筋コンクリート板要素の試験結果を元とした構成則を使用しているが、部材レベルでは、これらの構成則の想定範囲を超えた事象が生じることがあるためである。たとえば、正負交番荷重を受ける柱部材は、鉄筋の局部座屈やかぶりコンクリートの剥落、鉄筋に囲まれたコアコンクリートの圧壊、鉄筋破断など、によって破壊が生じる(図-4.1参照)。土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編[1]によれば、耐震性能の照査に際しては、せん断破壊による破壊形式とならないように、設計することが前提であり、耐震性能として、変形量の照査を行うこととなっている。終局変形量の評価値は、これらの破壊形式に対して支配的な構成則に依存するが、いずれの現象も2次元板要素試験結果の適用範囲を超えるものであり、それぞれの破壊形式に対して、様々なモデルが提案されている。

柱梁部材で生じる斜め引張破壊現象は、無筋コンクリート要素の引張・せん断軟化則に破壊力学的な知見を導入することにより、解析的に評価可能であるが[2]、これもRC板要素の構成則とは別個のモデルによって、部材挙動が予測可能となった例として挙げられる。コンクリートの

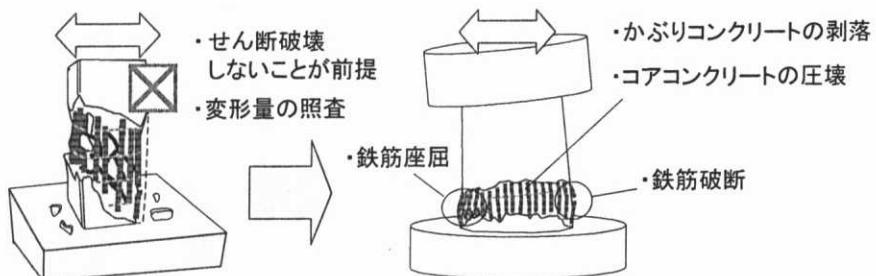


図-4.1 柱部材で観察される破壊形式

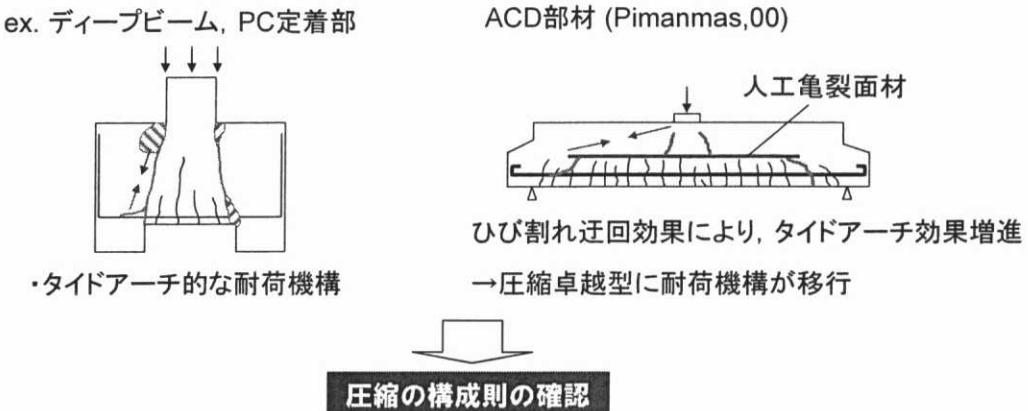


図-4.2 本章の目的

複雑性ゆえに、RC部材の耐荷挙動を解析的に評価する際には、常に試験結果との比較によって検証が行われる必要がある。同時に破壊形式や耐荷機構が解析モデルの適用範囲内であることが確認されなければならない。分散ひび割れモデルによるRC構造解析技術が、2次元RC平板の試験を元に発展した経緯を踏まえると、RC部材の試験値と解析値が乖離する原因是以下のように2つに大別される。

- 1・3次元的な現象が構造物の破壊を支配する場合
- 2・無筋コンクリート部位で破壊を生じる場合

特に、後者に関しては、ひび割れ発生までが無筋コンクリート要素の試験結果を元に構成則が整理され、ひび割れ発生以降は、鉄筋が内在し、分散ひび割れが生じるような要素試験結果によって整理されているため、それぞれの構成則に対して、無筋要素に対する適用性を確認する必要がある。

ディープビームや部材軸方向に模擬亀裂を有する部材では、タイドアーチ的な耐荷機構が形成され、コンクリートには圧縮場が形成される。このような圧縮場が卓越する際の耐荷挙動を解析的に予測する際には、特にひび割れ以降の圧縮の構成則の妥当性を検証する必要がある。本章では、圧縮が卓越する部材を対象として、解析的な検討を行い、既往の圧縮構成則の適用性について、検証を行う。また、模擬亀裂を有する部材の解析方法を提案し、その適用性を検証する。

4.2 解析手法および構成則の概要

せん断補強筋量が割合少ないRC部材のせん断挙動に関しては、RCゾーニング手法により、破壊力学的な見地を取り込むことで、大型はり試験体で確認される寸法効果や、ディープビーム等で発揮されるタイドアーチ効果が評価可能であることが示されている[2]。本節では、特に、本研究で主な対象とする、タイドアーチ効果を解析的に評価する際に、支配的となる構成則を概説する。

4.2.1 引張軟化モデル

引張下にあるコンクリートは、ひび割れ以降も骨材の噛み合い作用等によって、ある程度の残

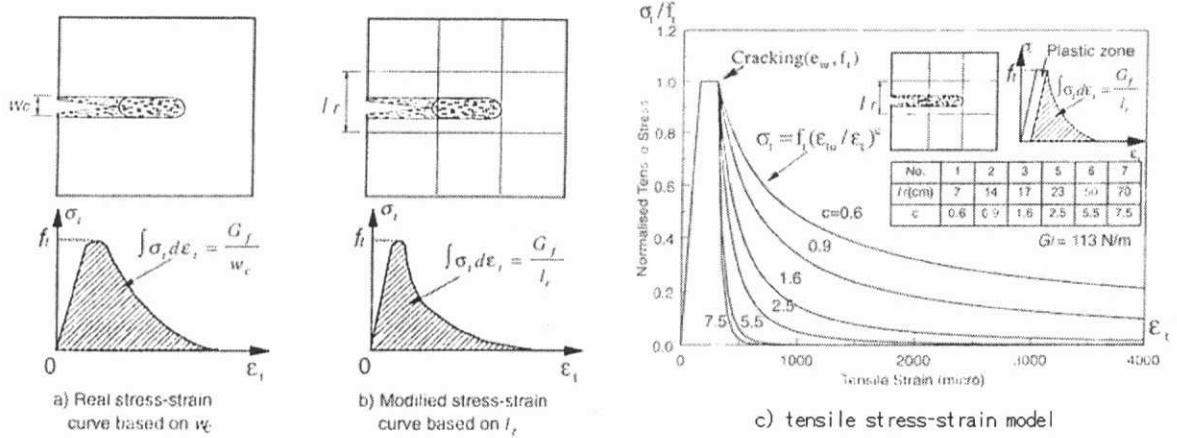


図-4.3 無筋コンクリート要素に対する引張構成則[2]

留応力を負担する。この現象は引張軟化として知られている。

RC 部材で観察される寸法依存性を再現するためには、コンクリートの応力軟化性状に破壊力学的な影響を導入する必要がある。安ら[2]は、岡村・前川[3]が提案した、テンションスティフニングモデルを元に、破壊エネルギーを考慮する形で、無筋コンクリートの軟化性状を表現した。式 4.1 に岡村・前川のテンションスティフニングモデルを示す。

$$\sigma_t = f_t \times \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.1)$$

ここに、 σ_t は引張応力、 f_t は引張強度、 ε_{tu} はひび割れ発生ひずみ、 ε_t は引張ひずみをそれぞれ表す。 C は引張軟化係数であり、無筋コンクリート要素に対しては、式 4.2 が成立するように決定される(図-4.3 参照)。

$$\frac{G_f}{l} = \int_{\varepsilon_{tu}}^{\varepsilon_t} \sigma_t(\varepsilon_t) d\varepsilon_t \quad (4.2)$$

ここに、 G_f は破壊エネルギー、 l は要素長さを表す。

本研究では、無筋コンクリートの引張軟化モデルに、安らの提案式を準用することとした。数学的には、破壊エネルギー量は、応力-ひずみ曲線において、ひび割れ発生ひずみを下限として、無限大まで応力積分した値と定義される。ここで、岡村・前川の式は、ひずみの大きな領域で応力が漸減するように表現されているために、引張軟化係数が小さくなるほど、ひずみ大の領域での積分値が有意となる。また、引張軟化係数 C が 1.0 未満では、積分値は発散してしまう。ひずみ大の領域でこのようなごくわずかな応力が保持されるのは、解析上の安定性のための軟化則であって、実現象は、この領域ではもはや応力伝達が生じない。そのため、破壊エネルギーの算定に当たっては、有意となるひずみの上限値を設定し、その範囲内での応力積分を行い、これを破壊エネルギーと位置づけるのが妥当である。この上限値 ε_{max} には、経験的な値として 25000 μ 程度の値を使用することとした。

$$\frac{G_f}{l} = f_t \cdot \int_{\varepsilon_{tu}}^{\varepsilon_{max}} \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c d\varepsilon_t \quad (4.3)$$

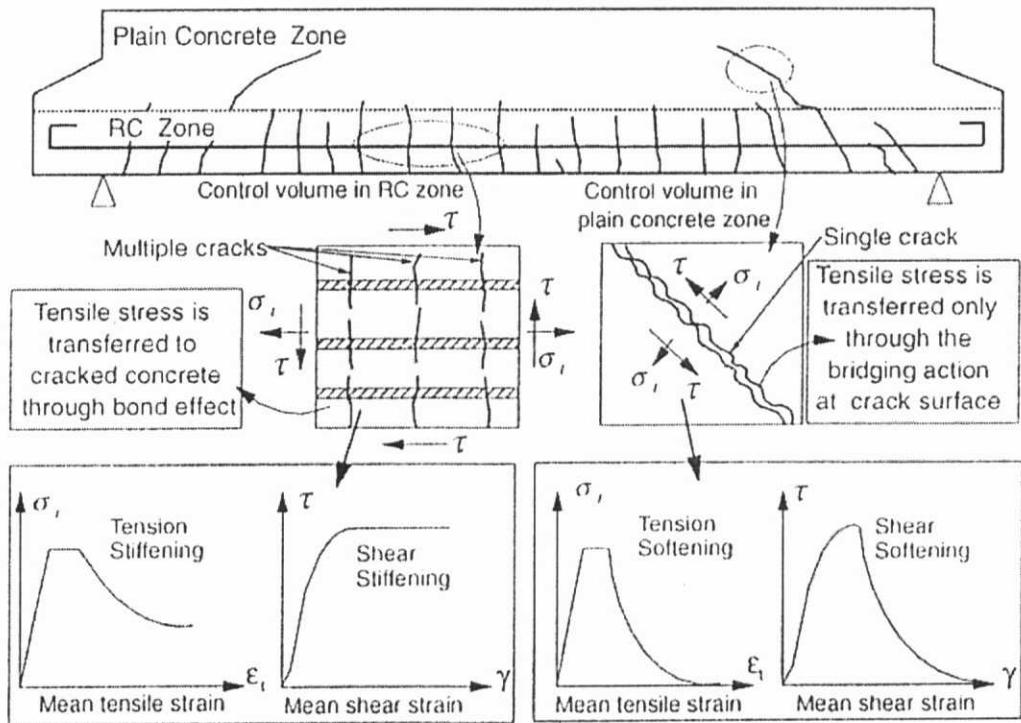


図-4.4 RC ゾーニング手法[2]

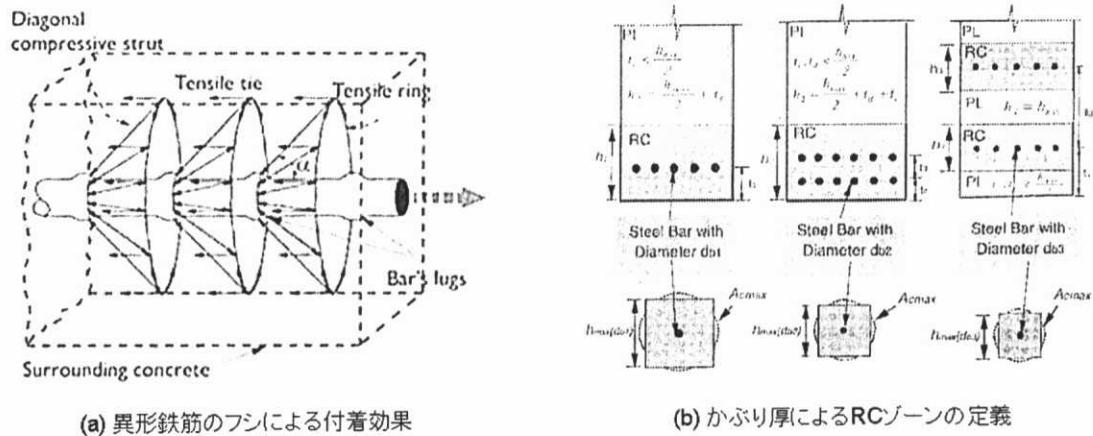


図-4.5 付着機構を通じた RC ゾーンの設定手法[5][2]

なお、破壊エネルギーの値には、土木学会コンクリート標準示方書の式(式4.4)を採用した。

$$G_f = \frac{1}{100} (d_{\max})^{1/3} \cdot f_c^{1/3} \quad (4.4)$$

ここに G_f (N/mm)は破壊エネルギー、 d_{\max} は最大骨材径(mm)を表す。

4.2.2 RC ゾーニング

ゾーニング手法とはRC部材内コンクリートを鉄筋の付着効果の及ぶ領域(RCゾーン)と付着効

果が発揮されない領域(PL ゾーン)に分け、それぞれ別の引張構成則を与える手法である。RC ゾーンの領域の最大値として、安は最小鉄筋比を用いた次式を提案している。

$$A_{RC} = A_{st} \times \frac{f_y}{f_t} \quad (4.5)$$

ここに、 A_{RC} は RC ゾーンの断面積、 A_{st} は鉄筋の断面積、 f_y は鉄筋の降伏強度、 f_t はコンクリートの引張強度をそれぞれ表す。この式は、ひび割れ発生時に開放された引張力が鉄筋によって負担されうる最大値より求められている。実用上は、上式により、RC ゾーンが決定されることは割合少ない。他のゾーン面積のクライテリアとして、安は部材外周に配置される鉄筋に対しては、RC ゾーンの領域をかぶりの 2 倍とすることを推奨している。これは、付着効果の応力伝達機構と深く関っている。鉄筋からコンクリートに伝達される引張力は、図-4.5(a)に示すように、鉄筋のフジからコニカル状に支圧力が作用し、最終的にテンションリングを介して支持される。そのため、リングの形成可能寸法が付着領域を支配すると考えられる。多くの場合、この寸法は、かぶり厚さに支配されることから、付着領域はかぶり厚さの 2 倍と仮定するのが妥当であると説明される。本研究においても、RC ゾーンの大きさは、鉄筋かぶり厚さの 2 倍または、式 4.5 を通じて得られる寸法の最小値を採用することとした。

付着効果の発揮される RC ゾーン内では、コンクリートにひび割れが発生した後も、コンクリート内では割合大きな引張応力が保持される。この現象は、テンションスティフニング効果として知られている。テンションスティフニングモデルには、式 4.1 に示す岡村・前川式を用いた。ここで、引張軟化係数 C は 0.4 とした。なお、この値は過去の実験結果、既往の代表的なモデル [5](Morita et al., 1975)との比較から決定されたものである[3]。

4.2.3 せん断伝達モデルとせん断軟化モデル

本研究で使用するプログラムには、せん断伝達モデルとして、李・前川のせん断伝達モデルから剛塑性仮定により得られた、簡易モデルが採用されている。式 4.6~4.11 に 1 方向ひび割れのみを考慮した、せん断伝達モデルの包絡線を記す。

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (4.6)$$

$$G = \frac{1}{\frac{1}{G_c} + \frac{1}{G_{cr}}} \quad (4.7)$$

$$G_{cr} = \frac{\tau_{st}}{\gamma_{cr}} \quad (4.8)$$

$$\tau_{st} = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (4.9)$$

$$f_{st} = 3.8 \cdot f'_c^{1/3} \quad (4.10)$$

$$\beta = \frac{\gamma_{cr}}{\varepsilon_i} \quad (4.11)$$

ここに、 G は割線せん断剛性、 G_c は初期せん断剛性、 G_{cr} はひび割れによるせん断剛性、 τ_{st} はせん断応力、 γ はせん断ひずみ、 γ_{cr} はひび割れのせん断ひずみ、 f_{st} はせん断伝達強度、 β は等価せ

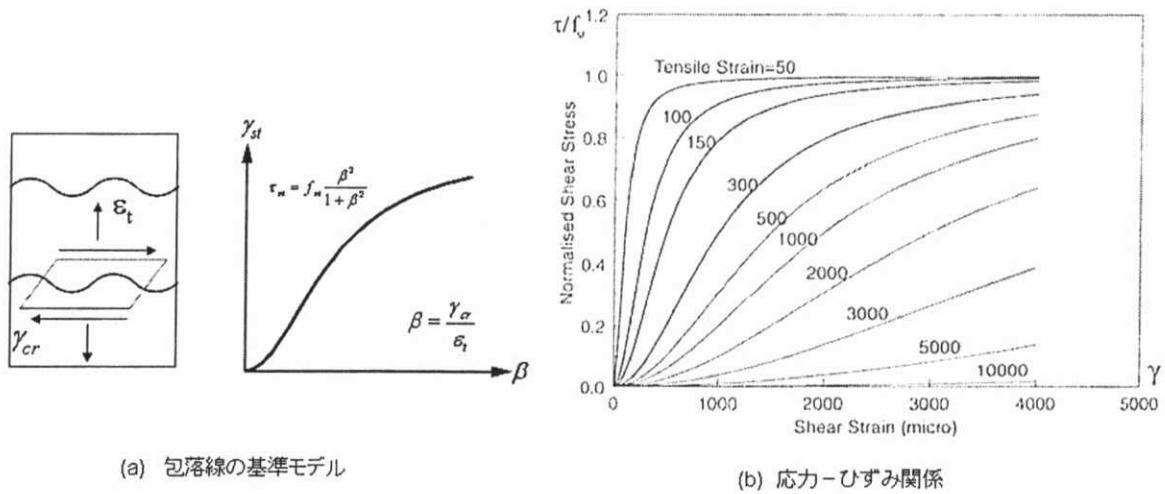


図-4.6 せん断伝達モデル

ん断ひずみをそれぞれ表す。また、2方向ひび割れを考慮する際には、式4.7において、2方向のひび割れ剛性 G_{cr1} , G_{cr2} と初期せん断剛性の調和を、要素の割線せん断剛性とする。この際、各ひび割れの寄与は、式4.12, 4.13の適合式を連立することにより求められる。

$$G = \frac{1}{\frac{1}{G_c} + \frac{1}{G_{cr1}} + \frac{1}{G_{cr2}}} \quad (4.7')$$

$$\gamma = \gamma_c + \gamma_{cr1} + \gamma_{cr2} \approx \gamma_{cr1} + \gamma_{cr2} \quad (4.12)$$

$$\tau = G_{cr1} \cdot \gamma_{cr1} = G_{cr2} \cdot \gamma_{cr2} \quad (4.13)$$

ここに、 γ_{cr1} , γ_{cr2} はひび割れ 1, 2 のそれぞれのせん断ひずみである。

図-4.6(b)に、式4.6~4.11によって表される、せん断応力-せん断ひずみ関係を示す。有限要素法に使用される簡易モデルは引張ひずみの増加による接触応力の低下をうまく表現している。ただし、Bujadom らが指摘した、載荷履歴によるせん断軟化性状は、直接表現することができないため、せん断軟化則が別個に必要となる。Bujadom らの軟化を考慮可能なモデルを有限要素解析に直接取り込むことは数値計算上、効率的ではない。これに対し、安らは、次式に示すように、簡易モデルに軟化係数を乗じることでせん断軟化を表現している。

$$\tau = G \cdot \gamma \quad \gamma < \gamma_u \quad (4.14)$$

$$\tau = G \cdot \gamma \cdot \left(\frac{\gamma_u}{\gamma} \right)^c \quad \gamma > \gamma_u \quad (4.15)$$

ここに、 τ はせん断応力、 G はせん断剛性、 γ は工学的せん断ひずみ、 γ_u はせん断軟化開始ひずみであり、PL コンクリートに対して 400μ 、RC コンクリートに対して 4000μ とされている[5]。また、 C はせん断軟化係数であり、引張軟化係数に等しい。図-4.7にせん断軟化則適用後のせん断伝達モデルを示す。

RC コンクリートは、せん断軟化開始ひずみが大きいために、実用範囲内では、せん断軟化がほとんど生じないことが分かる。図-4.7(b)には、初期せん断剛性が 11.7kN/mm^2 である場合の、

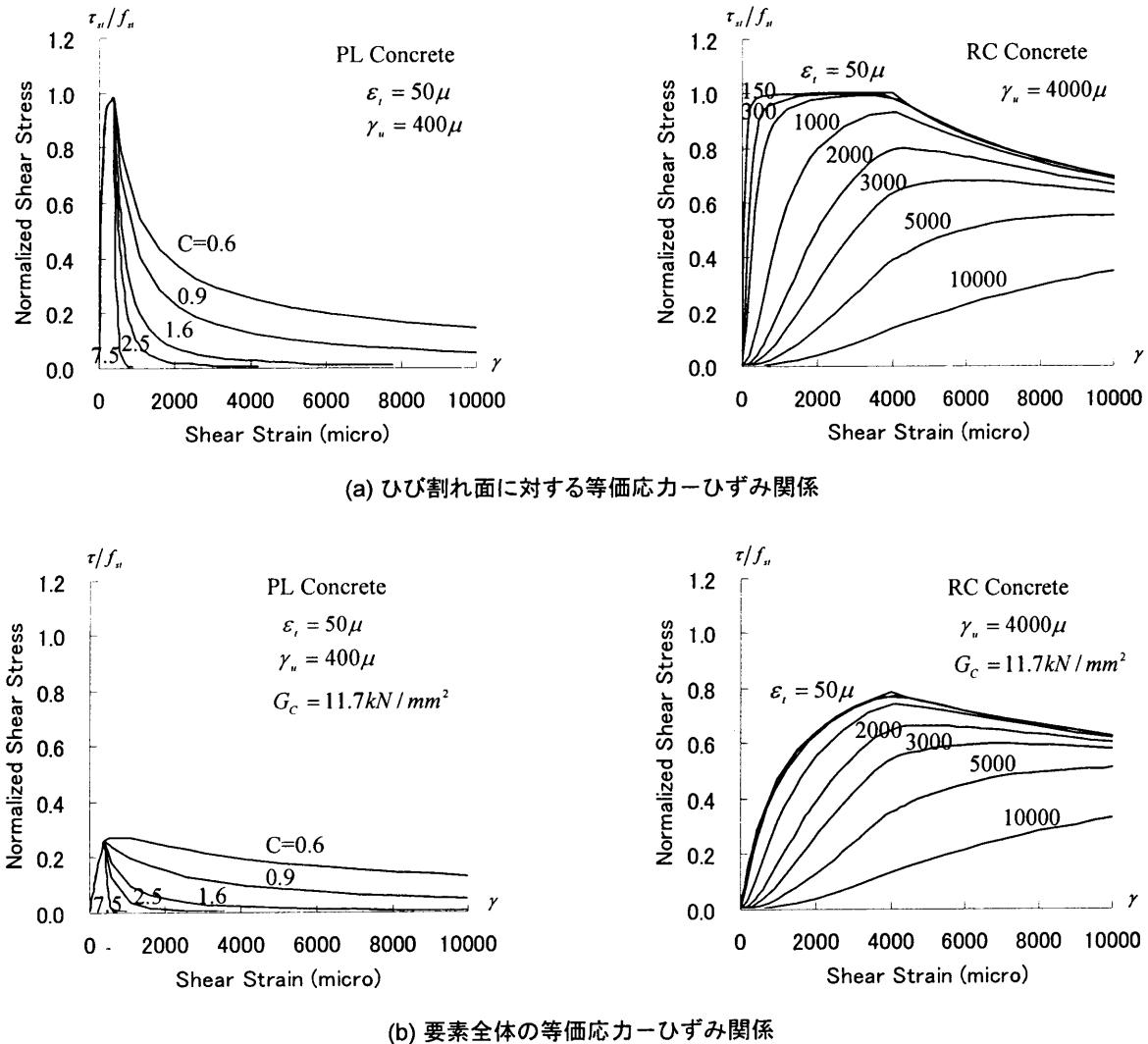


図-4.7 せん断軟化適用後のせん断伝達モデル

要素全体のせん断応力ーせん断ひずみ関係を示した。要素全体のせん断剛性が、ひび割れによるせん断剛性と初期せん断剛性の調和と仮定することによって、せん断強度の低減が表現されることが分かる。

式4.14~4.15は、せん断軟化においても、岡村・前川のテンションスティフニング式が成立するという仮定に立脚している。このように引張構成則の破壊力学的な考慮が、せん断軟化則に直接採用されることで、斜め引張破壊の寸法効果が再現可能となる。

上記のせん断軟化モデルは、Bujadomらの指摘するMode II型のせん断軟化というよりは、ひび割れ開口部先端から生じるMode I型の引き裂き破壊を工学的に表現していると解釈される。このため、せん断軟化則に引張軟化則を直接採用してもよいのである。引張軟化則のみを変化させただけでは、RC部材の斜め引張破壊を再現できないことは、安[2]の指摘するところである。

4.2.4 ひび割れたコンクリートの圧縮構成則

本研究で主な対象とするタイドアーチ効果を発揮する部材では、タイドアーチ機構が成立するまでに、割合大きな曲げひび割れや、斜め引張力によるせん断ひび割れが生じる[6]。解析に際し

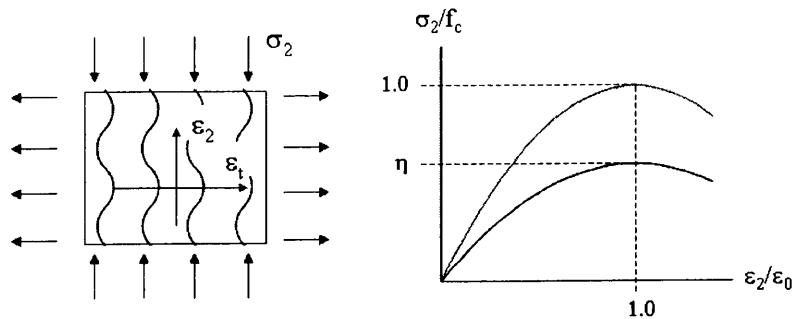


図-4.8 ひび割れと平行方向の圧縮応力-ひずみ関係

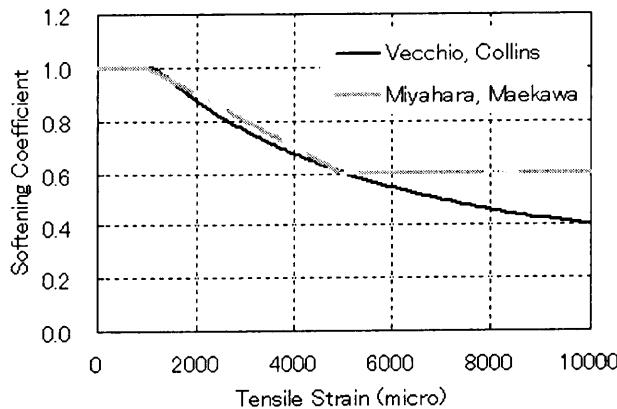


図-4.9 ひび割れと平行方向の圧縮強度低下モデル

ては、これらの先行したひび割れの影響を含めて、特に圧縮構成則が妥当に表現されていることが、試験結果との整合性を左右する。

Collins ら[7]は、RC 板要素試験を実施し、ひび割れと平行方向の圧縮剛性および圧縮強度が低下することを指摘した。このようなひび割れを有する RC 要素の圧縮挙動は、圧縮場理論として知られている。彼らはひび割れと平行方向の圧縮強度低下則として次式を提案している。

$$\eta = \frac{1.0}{0.8 - 0.34 \cdot (\varepsilon_t / \varepsilon_0)} \quad \eta \leq 1.0 \quad (4.16)$$

ここに、 η は軟化係数、 ε_t は載荷履歴におけるひび割れ方向の引張平均ひずみの最大値を表す。また、 ε_0 は圧縮側のピークひずみであり、通常は $\varepsilon_0 = -0.002$ とされる。この際、コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は図-4.8 に示すように元のモデルに η を乗じた形となる。

宮原・前川ら[8]は、ひび割れ幅がある限界を超えると、強度低下は一定値に収束することを指摘し、解析的な検証を行っている。このような知見は、野口ら、長沼らによても指摘されている[9]。式 4.17 に本解析プログラムに採用されている、宮原・前川の提案式を示す。図-4.9 にこれらの圧縮強度低下モデルの比較を示す。両式は引張ひずみ 5000 μ までの構成則がほぼ同等である。

$$\begin{aligned}
 \eta &= 1.0 & \varepsilon_r \leq 1000\mu \\
 \eta &= 1.0 - 0.4 \cdot \frac{\varepsilon_r - 1000 \cdot 10^{-6}}{4000 \cdot 10^{-6}} & 1000\mu < \varepsilon_r < 5000\mu \\
 \eta &= 0.6 & \varepsilon_r \geq 5000\mu
 \end{aligned} \tag{4.17}$$

4.3 解析手法の妥当性の検証

ディープビームに対する部材耐荷性能の解析的な検証は、本研究と同じ解析フレームの有限要素解析を使用して、すでに検証が行われ、部材実験の再現性が確認されている[2][11]。一方で、等分布荷重を受けるディープビーム部材を対象とした検討では、解析値は実験値を2割程度過小評価する傾向にあることが報告されている[12]。そこで、ここでは先行ひび割れを有する部材の解析的な検討に先立って、一般のディープビーム部材やショートビーム部材を対象として、タイドアーチ的な効果の再現性を再確認することとした。解析対象には、2章に掲載した試験シリーズの中から、ひび割れ装置を有さない、基準試験体群を採用することとした。

一般的に有限要素解析では、要素分割数を大きくするほど解析結果の精度が向上する。また、斜め引張破壊型の破壊形式では、要素寸法を考慮した構成則を適用することによって、せん断耐力に見られる寸法効果が評価可能となることが示されている。この場合、破壊力学的な知見が含まれることによって要素分割によらず、解析結果はほぼ一意となる。

本研究では、圧縮場が卓越するタイドアーチ的な耐荷機構が発現する部材を主な解析対象としているので、まず始めに解析を行う際の要素寸法依存性を確認する必要がある。そこで、タイドアーチ的な効果が顕著に確認された a/d が 1.0 である試験体(Ref-1.0L, Ref-1.0)を対象に検討を行うこととした。

解析手法は前項で述べたように、RC ゾーニング手法を用いて、モデル化を行った。図-4.10 に解析メッシュを示す。要素寸法は 2.5cm, 5.0cm, 10cm の 3 水準として、それぞれ比較・検討を行うこととした。引張軟化係数 C は式 4.3 に従って設定した。また、せん断軟化および圧縮軟化構成則には既往のモデルを採用した。

図-4.11 に荷重-中央変位関係による解析値と試験値の比較を示す。無筋要素が比較的多い(a)Ref-1.0Lにおいては、解析値は要素寸法が小さくなるほど最大荷重が大きくなり、試験値に近く結果となった。また要素寸法を 10cm とした場合には、最大荷重付近の部材剛性が他の解析結果と比べ低下する傾向にあることが分かる。一般的に有限要素解析では、要素が小さいほど剛性と最大強度が低下する。破壊力学的な知見によても同様の傾向となるが、図-4.11 に見られる傾向はこれらと相反している。そこで、この原因を特定するためにひび割れ状況に着目して、検討を行うこととした。

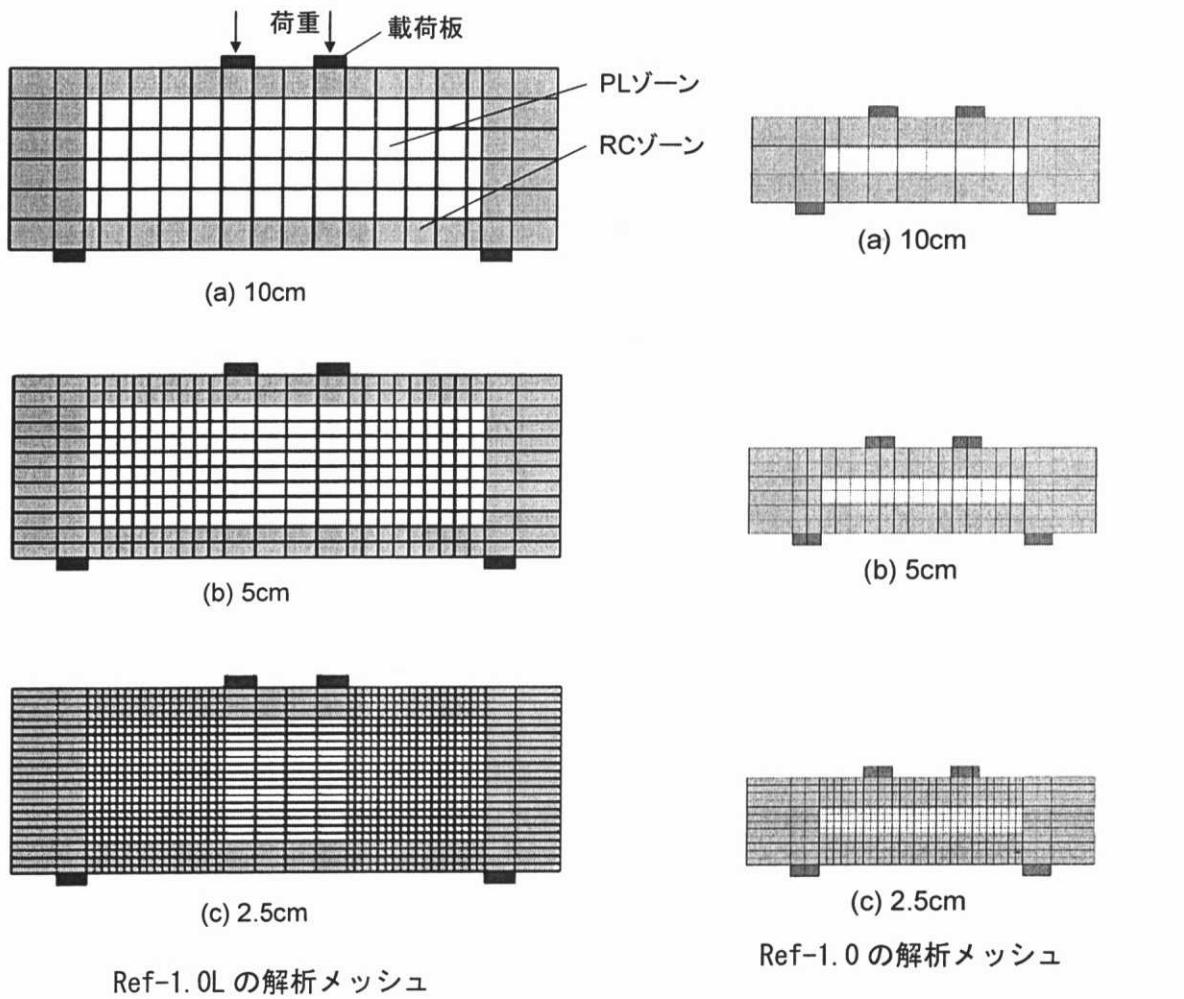


図-4.10 解析に使用した有限要素メッシュ

Ref-1.0L の解析メッシュ

Ref-1.0 の解析メッシュ

図-4.10 解析に使用した有限要素メッシュ

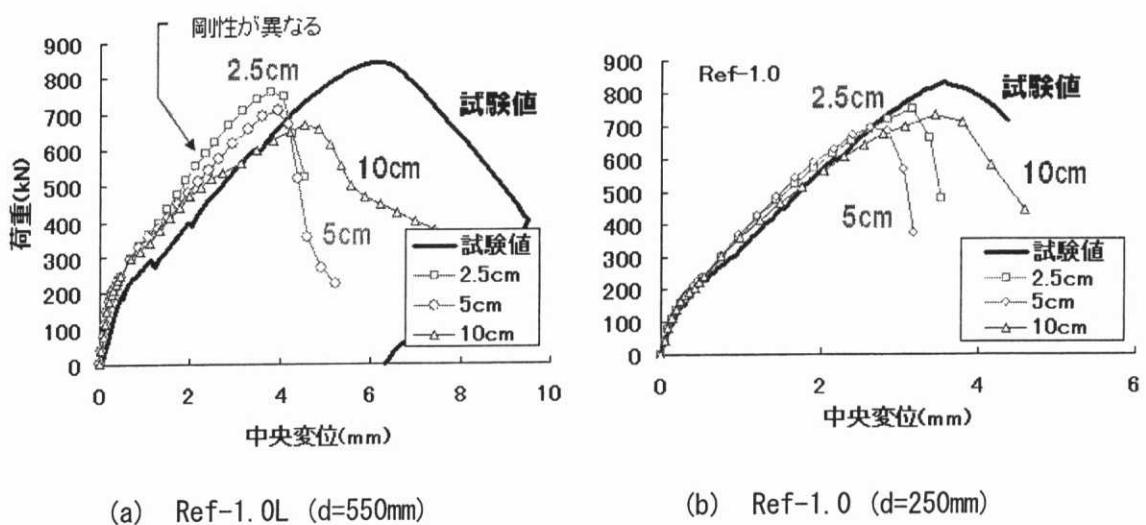


図-4.11 荷重一中央変位関係における要素寸法の影響

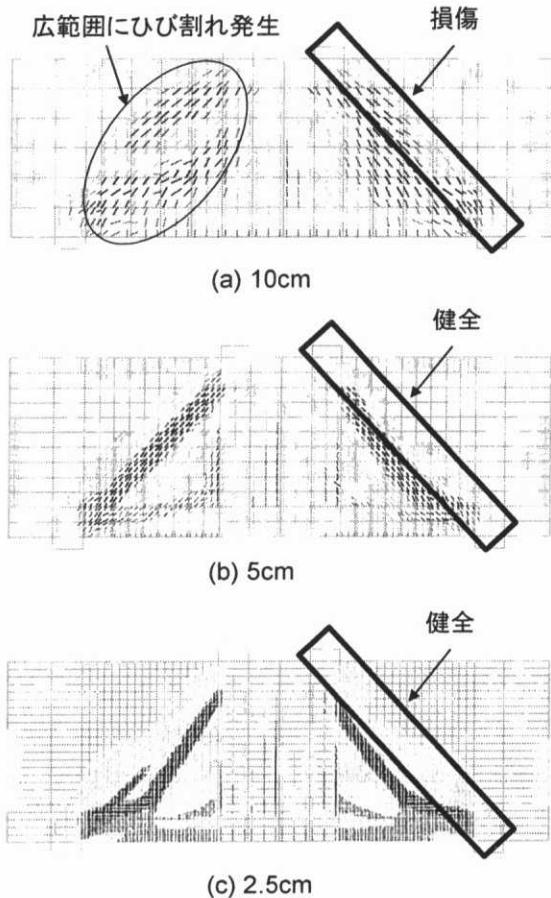


図-4.12 要素寸法がひび割れ状況に与える影響 ($P=400\text{kN}$)

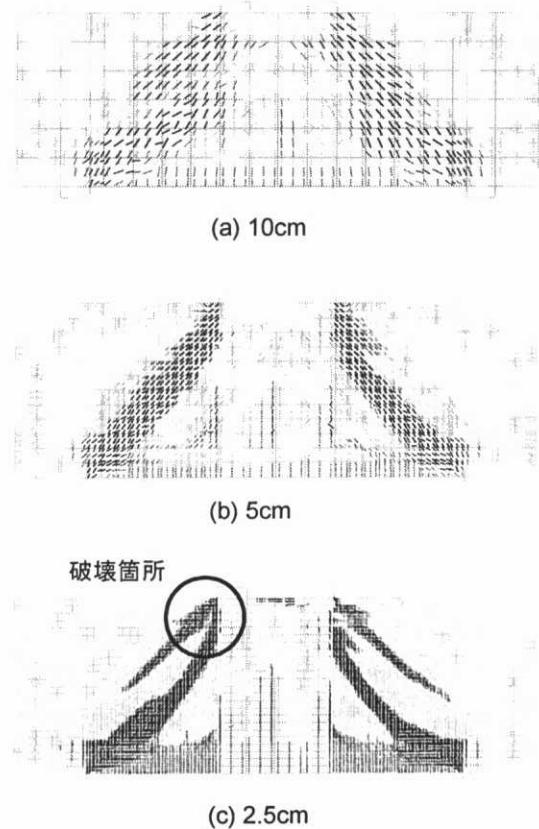


図-4.13 最大荷重以降のひび割れ状況における要素寸法の影響

図-4.12 に Ref-1.0L 試験体の同一荷重時におけるひび割れ状況の比較を示す。要素寸法が小さい場合には、ひび割れは局所的に発生しているが、要素寸法が大きい場合には、無筋コンクリート要素であっても割合広い範囲にひび割れが生じることが分かる。また、要素寸法が大きいほど斜めひび割れが外側に生じる傾向が確認できる。この結果、要素寸法が大きい場合(a)には、圧縮斜材に相当する部位にも直交ひび割れによる損傷を受けるために、圧縮軟化が開始し、試験値に比して部材剛性が低下する結果となったものと判断される。一方で、要素寸法の小さい場合(c)には、斜めひび割れが内側に経路を辿ることで圧縮斜材が健全なまま保持されるので、最大荷重にいたるまで、部材剛性の低下が生じなかったと説明される。

図-4.13 に Ref-1.0L 試験体における最大荷重以降のひび割れ状況を示す。要素寸法が 10cm の場合(a)には、それまでに発生していたひび割れが大きくなりながら終局を迎えるのに対し、要素寸法が小さい場合には、載荷板付近で新たなひび割れが生じて終局を迎えている。試験においても、終局時に載荷板付近でひび割れが生じると同時に部材耐力の軟化が開始したことから、要素寸法が十分に小さい場合には、ひび割れ状況は試験状況と一致するといえる。

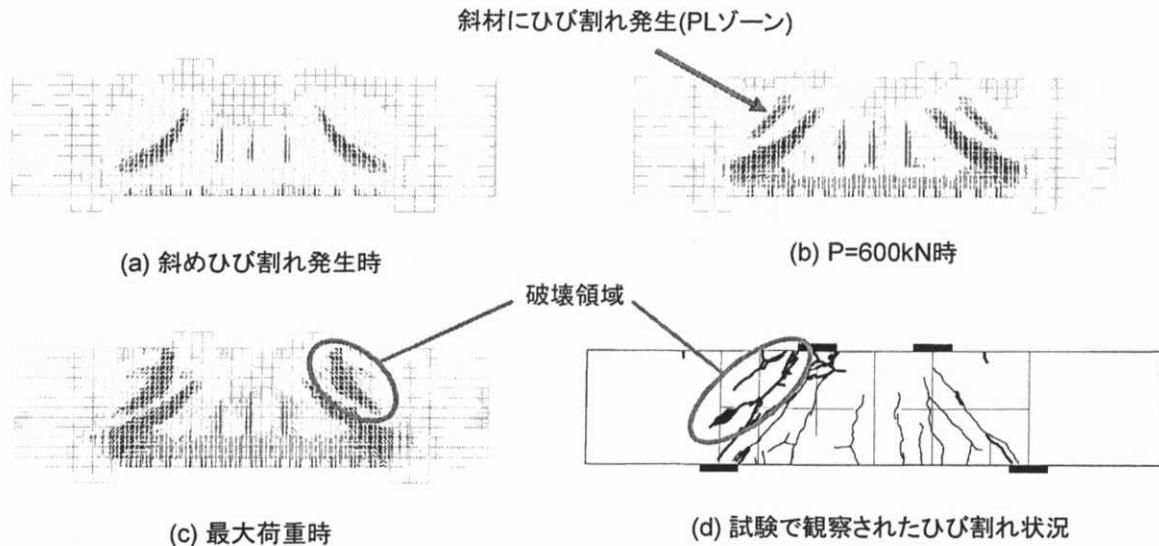


図-4.14 Ref-1.0 のひび割れ状況の解析結果と試験時観察結果

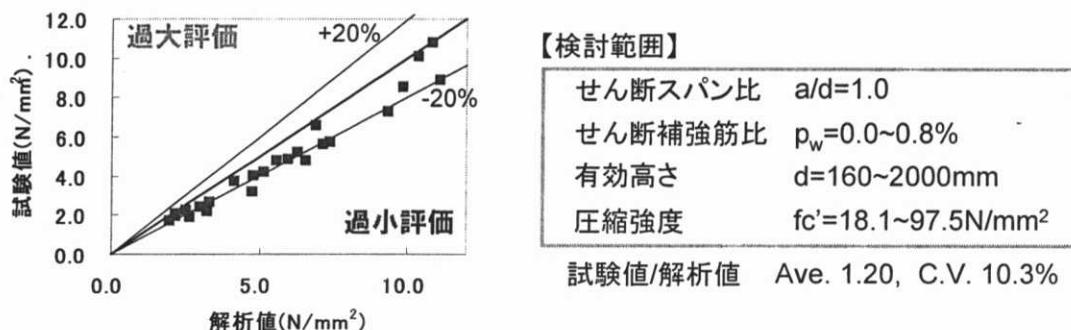


図-4.15 最大強度による既往の試験結果と解析結果の比較(a/d=1.0)

図-4.14にRef-1.0試験体のひび割れ状況の解析結果と試験結果の比較を示す。この試験体は、前述のRef-1.0L試験体に比べて有効高さが小さく、断面内のRCゾーンの割合が大きい。この試験体では、最大耐力以前に斜材コンクリートに斜材軸平行方向のひび割れが発生する結果となつた(図-4.14(c)参照)。試験時に観察されたひび割れ状況(図-4.14(d))と比較すると、解析によるひび割れ予想図が概ね実験結果と整合していることが分かる。

Ref-1.0のひび割れ状況の解析結果にも見られるように、ディープビームでは圧縮斜材として機能する領域に平行ひび割れが生じる場合が多い。このとき、部材耐力は平行ひび割れの影響度に支配されると考えられる。一方、解析により得られた部材耐力は図-4.11に示したように要素寸法によらず、試験値を過小評価する傾向にある。

ただし、ディープビーム部材の場合には、配筋や試験装置、材料のばらつきの影響を割合大きく受けるために、これらのばらつきの影響も含めて、評価値の傾向を検討する必要がある。そこで、既往の試験結果を対象として、解析結果との比較を行った。

図-4.15に、最大強度による、既往の試験結果と解析値の比較を示す。ここで、最大強度は断

面に作用した最大せん断力を有効断面積で除した値である。タイドアーチ効果に対する解析精度を確実に検証できるように、 $a/d=1.0$ である 24 体の試験結果を解析対象とした。試験値と解析値の比は、平均 1.20 であり、解析値は試験値を 2 割程度過小評価する結果となった。変動係数は 10.3% であり、概ねばらつきが小さいと判断される。同一の試験体を対象に二羽式により評価を行った場合には、平均値が 0.98、変動係数が 20.3% であった。また、第3章で記した提案式では、平均値が 1.15、変動係数が 25.9% であった。この際、せん断補強筋による効果は修正トラス理論により評価を行った。

対象とした試験結果は、高強度コンクリートを使用したものや、有効高さが大きいもの、せん断補強筋を有するものなどを含むために、既往の算定式では統一的に評価することが困難であるが、有限要素解析によれば、これらの部材に対しても評価のばらつきを抑えることができるといえる。

4.4 無筋コンクリートの圧縮強度低下モデル

4.4.1 圧縮強度の低下則がディープビーム部材の解析結果に与える影響

タイドアーチ的な機構が支配的な耐荷機構となる部材を対象とした場合の、解析による評価値は試験値を過小評価する傾向にあることが示された。タイドアーチ的な耐荷機構がコンクリートの圧縮特性に支配されていること、解析によるひび割れ予想図では、部材が最大耐力を迎える以前から斜材軸に沿ったひび割れが生じていることから、この過小評価の要因はひび割れたコンクリートの圧縮特性にあると推察される。そこで、圧縮強度低下則が解析結果に与える影響を確認するために、①宮原・前川モデル、②Vecchio, Collins モデル、③強度低下を考慮しない場合、のそれぞれのケースで解析を行い、検討することとした。

図-4.16 にこれら 3 ケースの解析結果の比較を示す。ここで、解析対象には、第2章で実施した $a/d=1.0$ 、および 1.6 の基準試験体を採用した。 a/d の相違によって、強度低下モデルの影響度が異なるが、試験結果は、既往のモデルを使用した場合と強度低下を考慮しない場合の中間に位置する結果となった。

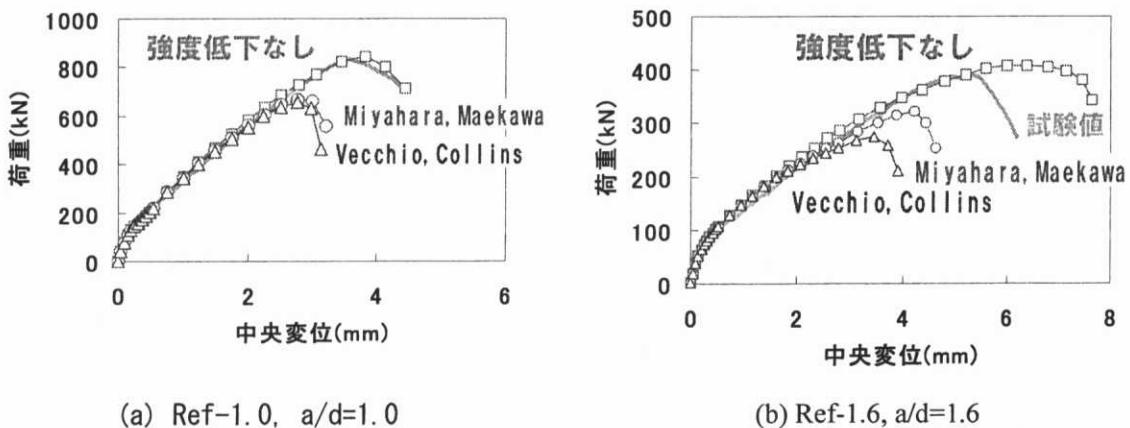


図-4.16 圧縮強度低下則が解析結果に与える影響(要素寸法=5cm)

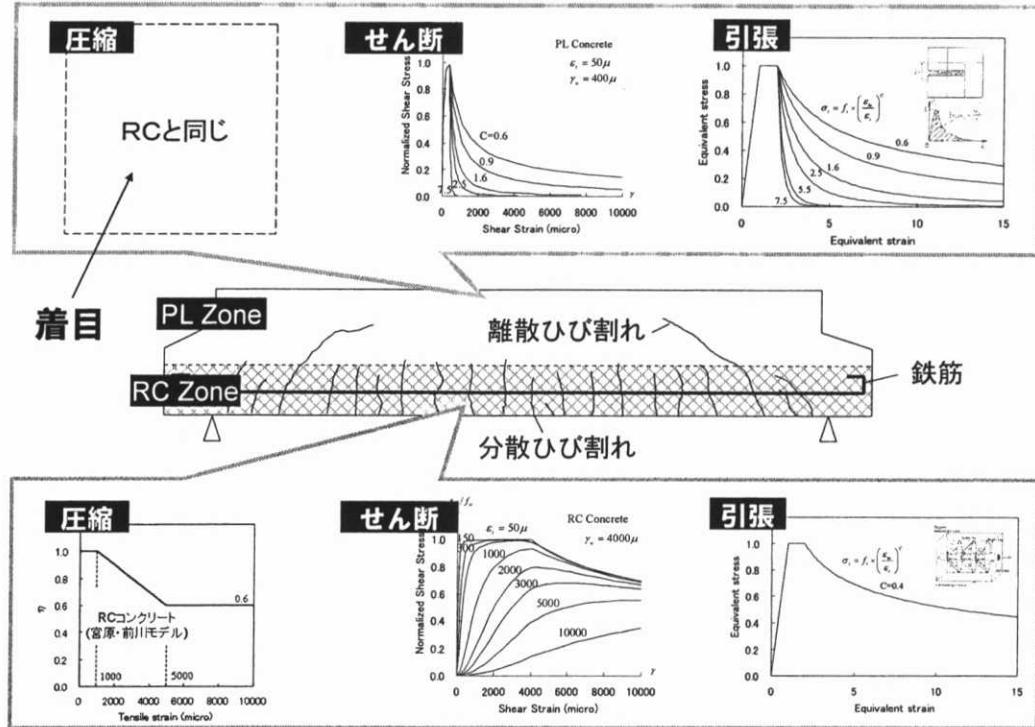


図-4.17 ひび割れたコンクリートの軟化則一覧

図-4.17にひび割れ以降のコンクリート軟化則の一覧を示す。鉄筋周辺の分散ひび割れが生じる部位と離散的なひび割れが卓越する無筋コンクリート要素には、別個のせん断・引張軟化則が適用されるが、圧縮に関しては、鉄筋の有無に依らず、同一のモデルが適用される。圧縮場理論は、鉄筋を含むRC要素試験から導出されたものであるので、鉄筋を含まないPL要素に別個の圧縮軟化則を仮定しても従前の知見と相違しないと考えられる。

前節のディープビーム解析では、無筋要素の要素寸法を小さくするほど解析結果が試験値に近く傾向が示された。これは無筋要素の引張・せん断軟化則が非常に急峻であるために、要素寸法が小さいほど軟化域が局所化し、ひび割れを生じない領域が大きくなるためである。このことは無筋コンクリートの平行ひび割れによる強度低下が割合緩やかであることを示唆していると考えることができる。そのため、大きな寸法を持つ無筋コンクリート要素では、ひび割れ後もほとんど強度低下が生じないと予想される。

4.4.2 圧縮強度低下の発生要因

RC要素試験で観察される、平行ひび割れによる圧縮強度低下の原因は、研究者間によって意見が異なるものの、図-4.18に示すように概ね3つに大別されるようである[7][8][13]。すなわち、1)ひび割れ粗面の影響、2)付着劣化にともなう局所破壊、3)ひび割れ分布の影響の3要因である。

ひび割れ粗面の凹凸は有効断面の減少と応力集中を誘発するために、強度低下が生じると考えられる。このため、ひび割れ幅の増大とともに、圧縮強度は低下する。この要因が主である場合には、圧縮強度の低下率には極値が存在すると考えられる。宮原らが提案する強度低下則[8]が5000 μ 以上の範囲で一定値(0.6)としているのは、この考え方に基づいているためである。

[ひび割れ粗面の影響] [付着劣化にともなう局所破壊] [ひび割れ分布の影響]

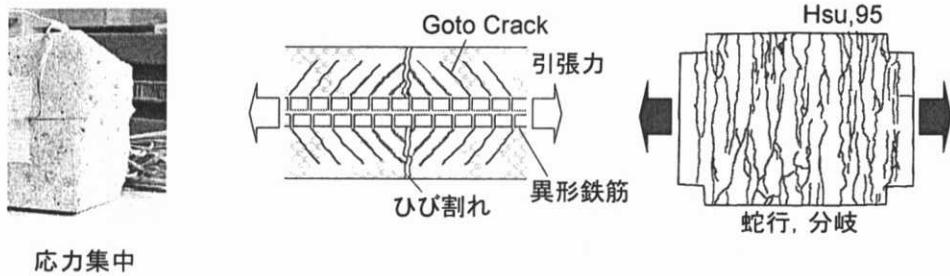


図-4.18 RC要素試験で観察される平行ひび割れによる圧縮強度低下の原因

Belarbi and Hsu[13]らは、比較的大きなRC板要素試験を実施し、直交方向の引張ひずみが大きな範囲では、付着劣化にともなう局所破壊が生じることを指摘している。また、彼らは、RC板要素では、必ずしもひび割れが引張主応力と直交方向に導入されるわけではないことも指摘し、その両者が強度低下に寄与しているとしている。実際には、これらが複合して、圧縮強度の低下が生じているものと思われる。

無筋要素の場合には、鉄筋が要素内に存在していないので、付着劣化やひび割れの分散が生じない。またひび割れ進展方向も、主応力直交方向と概ね一致するであろう。そのため、圧縮強度低下因子にはひび割れ粗面の影響のみを考慮すれば十分であると推測される。

4.4.3 無筋要素の圧縮強度低下率の極値

応力集中の影響を無視した場合、ひび割れ面の凹凸は、有効断面を減少させる効果を与えるであろう。ひび割れ面の起伏はおよそ最大骨材径と一致するので、幅 l の無筋コンクリート要素に軸方向にひび割れが生じた場合には、最大骨材径を差し引いた部分が有効であると考えられる(図-4.19 参照)。このとき、ひび割れが十分に開口した際の圧縮強度低下率の極値は次式によつて、表されるであろう。

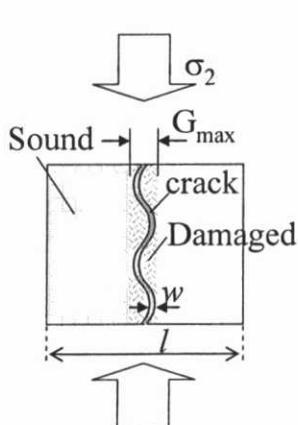


図-4.19 ひび割れた無筋コンクリート要素の有効断面

$$\eta_{\min} = \beta \cdot \left(1 - \frac{G_{\max}}{l} \right) \quad (4.18)$$

ここに、 η_{\min} は強度低下率の極値、 β は応力集中による強度低下率である。

図-4.20(a) (b) に割裂荷重により、ひび割れ面を導入した角柱試験体の圧縮試験概要を示す。試験体は要素寸法 $l=50, 100, 150\text{mm}$ の3水準とした。図-4.20(c)に基準試験体との強度比を示す。同図には、式 4.18 による曲線も付記した($\beta = 1.0$)。試験の範囲では、ひび割れ面の存在による強度低下は割合小さく、応力集中の影響も顕著には確認されなかった。このことより、要素内にひび割れが離散的に生じる場合には、低下

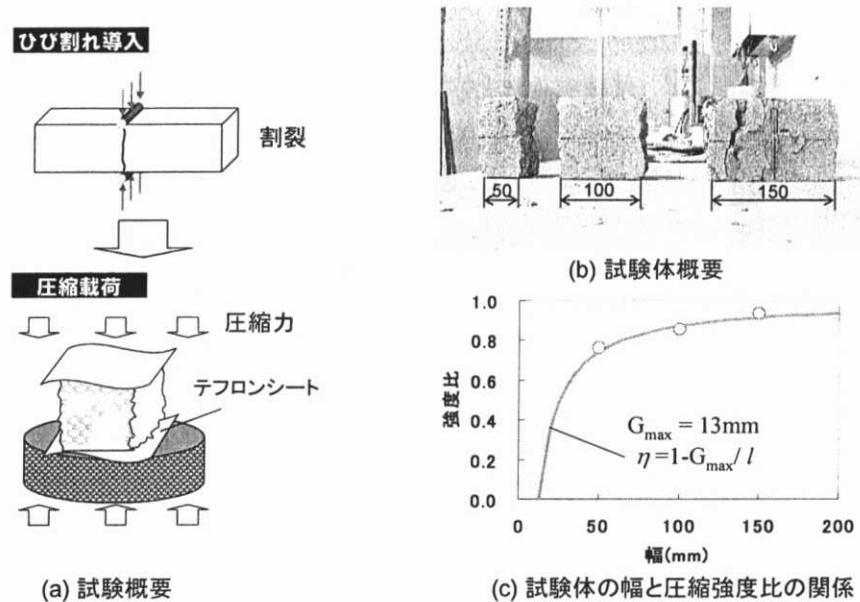


図-4.20 ひび割れ粗面を有する角柱試験体の圧縮強度試験

率の極値は概ね式 4.18 により評価可能であると思われる。

4.4.4 ひび割れ幅と強度低下

無筋要素においても、平行ひび割れの開口とともに、圧縮強度が低下していくと考えられる。このとき、同一の引張ひずみにおいても、要素寸法が大きい場合には、ひび割れ幅が大きくなる。この要素寸法の影響を勘案して、本研究では、図-4.21 に示すように圧縮強度の低下を要素寸法に依存した形状とすることとした。

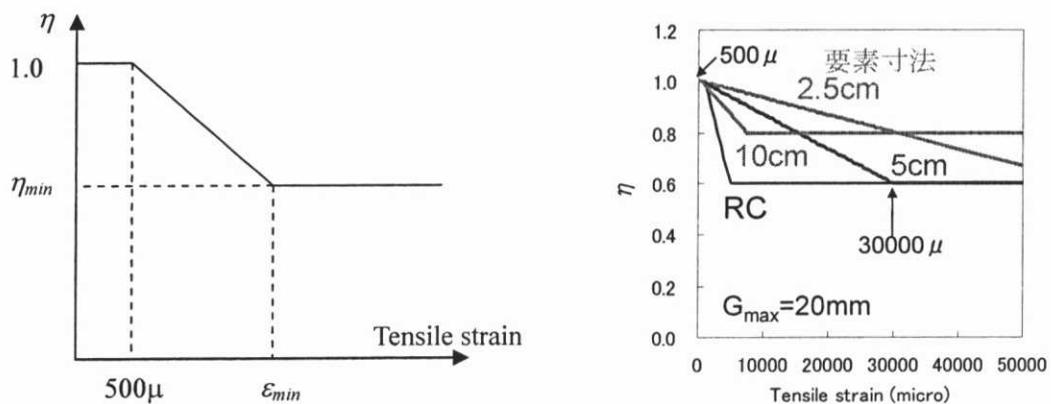


図-4.21 ひび割れ幅と強度低下の関係

ここで、圧縮強度低下が一定値となる引張ひずみは、次式で求められる値とした。

$$\varepsilon_{\min} = \frac{75}{l^2} \quad (4.19)$$

ここに ε_{\min} は、強度低下率が一定値となる引張ひずみ、 l は要素寸法(mm)である。この値は、要

素分割によらず、解析結果が一意となるように定めた値である。

無筋要素の場合、平行ひび割れによる圧縮強度の低下率はひび割れ幅によって整理されると考えられる。この場合、要素寸法が大きくなることによるひび割れ幅の増大と、平均的な圧縮強度の低下が抑えられる効果が相殺するため、図-4.21に示される強度低下の傾きは、要素寸法に依らず、一意となるべきである。要素寸法に応じた低下則が必要となる理由のひとつとして、本研究では、圧縮側の軟化則[9]に破壊力学的な知見が導入されていないことが挙げられる。圧縮側の破壊エネルギーを考慮した際には、圧縮強度の低下則を変更する必要があるが、これについては今後の検討課題としたい。

4.4.5 一般ディープビーム部材を対象とした圧縮強度低下則の妥当性検証

無筋要素に対する圧縮強度低下則の妥当性を検証するために、前節で行った、既往のディープビームの試験結果による検証を行った。図-4.22に最大強度による試験値と解析値の比較を示す。

平行ひびわれによる無筋要素の圧縮強度低下則を修正することによって、解析値は試験値を適切に評価可能となることがわかる。変動係数は9.6%であり、適用以前と大差ないが、試験値との比は平均1.04であり、過小評価気味であった傾向が改善されている。

図-4.23には、式4.18-19による圧縮強度低下則を適用した際の、要素寸法による影響を荷重-中央変位関係により示した。解析対象は本研究で実施した $a/d=1.0$ の試験体(Ref-1.0)である。提案するモデルを適用することによって、評価値に対する要素寸法の影響が概ね勘案できるといえる。

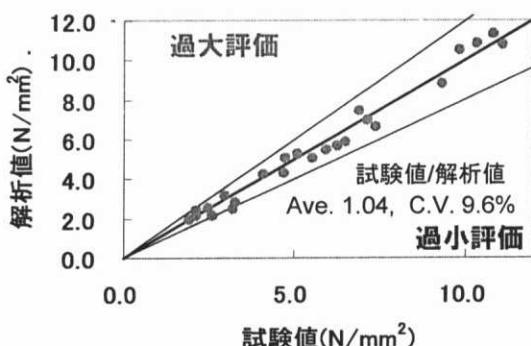


図-4.22 最大強度による試験値と解析値の比較 ($a/d=1.0$, 提案モデル使用)

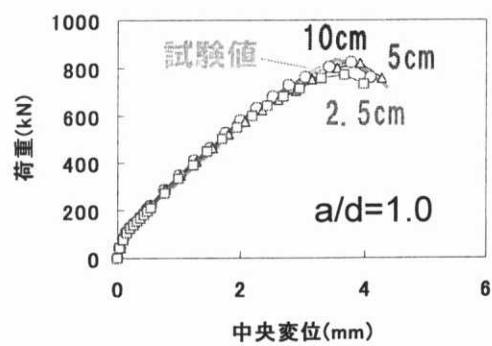


図-4.23 荷重-変位関係による要素寸法の影響 (Ref-1.0, $a/d=1.0$, 提案モデル使用)

4.5 ACD のせん断伝達モデル

4.5.1 ACD を有する部材の解析モデル

ACDを有する部材では、ACD境界面でのすべり変形が割合大きくなる。図-4.24にACDを有する部材の解析モデルの一例を示す。人工亀裂は、設置位置に接合要素を設けることで表現することとした。接合要素の構成則には、李・前川の接触密度理論を参考に、人工亀裂の接触密度分布と弾塑性仮定に基づく構成則を使用することとした。使用した解析モデルの妥当性については、後述のせん断伝達試験との比較によって検討を行う。

また、図-4.24(b)に示すように、人工亀裂の材端には亀裂面に直交する方向にRCジョイントを設けることとした。これは、人工亀裂材端で部材軸方向の断面が急変するために、この位置で局所的な変形が集中するためである。要素の構成則には、通常の断面急変部で使用される離散ひび割れモデル[18]を使用した。

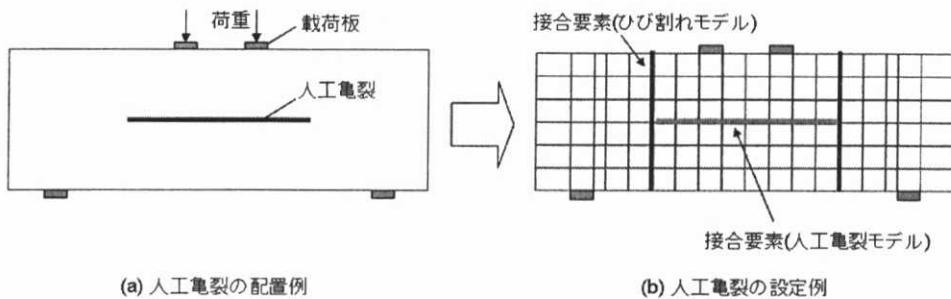


図-4.24 人工亀裂の設定方法の例

4.5.2 波板の形状測定と接触密度関数の同定

人工亀裂面のせん断伝達特性を接触密度理論によってモデル化する際には、対象亀裂面の接触密度分布と接触要素の力学的特性を把握する必要がある。そこで、まずははじめに、部材試験で使用した人工亀裂面材の接触密度分布を把握することとした。

(a) 実験概要

検討対象材料の接触密度関数を同定することを目的として、面形状測定を行った。実験概要を図-4.25に示す。レーザー変位計をXステージに設置し、測定対象物の表面形状測定を行った。使用したレーザー変位計(SUNX社製、LM10-50S)には、容量±10mm、スポット径 $0.09 \times 0.05\text{mm}$ 、最小分解能0.005mmのものを使用した。

ステージの変位量は安定度と精度に優れる4線式の変位計により測定した。走査間隔は、既往の研究[5]を参考に、0.1mmとした。測定対象は、鋼板製波板、硬質塩化ビニル製波板、割裂試験によるコンクリートひび割れ面の3体である。

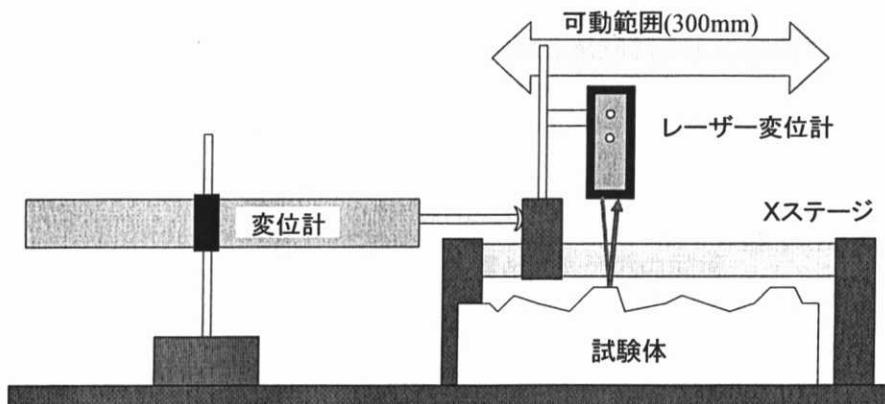


図-4.25 表面形状の測定方法

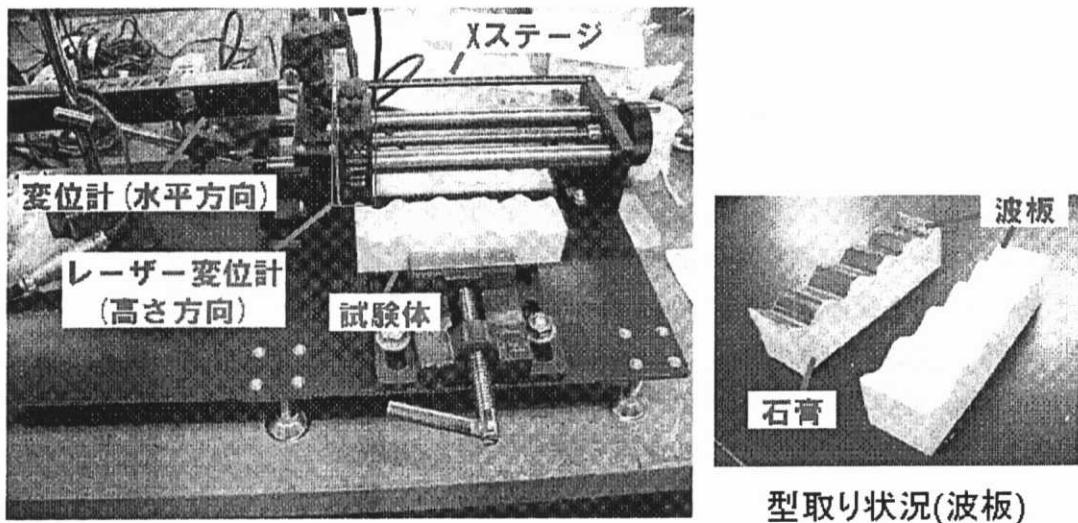


図-4.26 表面形状の測定状況

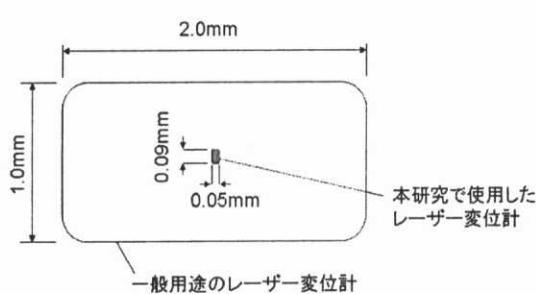


図-4.27 スポット径の比較

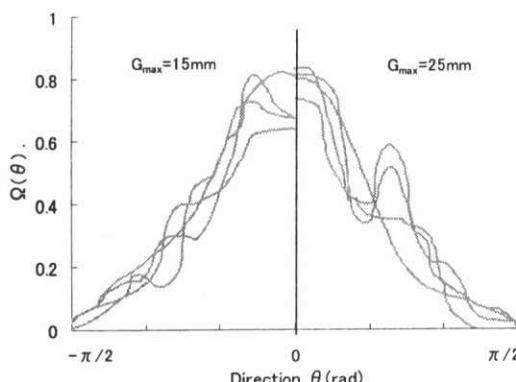


図-4.28 ひび割れ面の接触密度関数の測定結果の例[5]

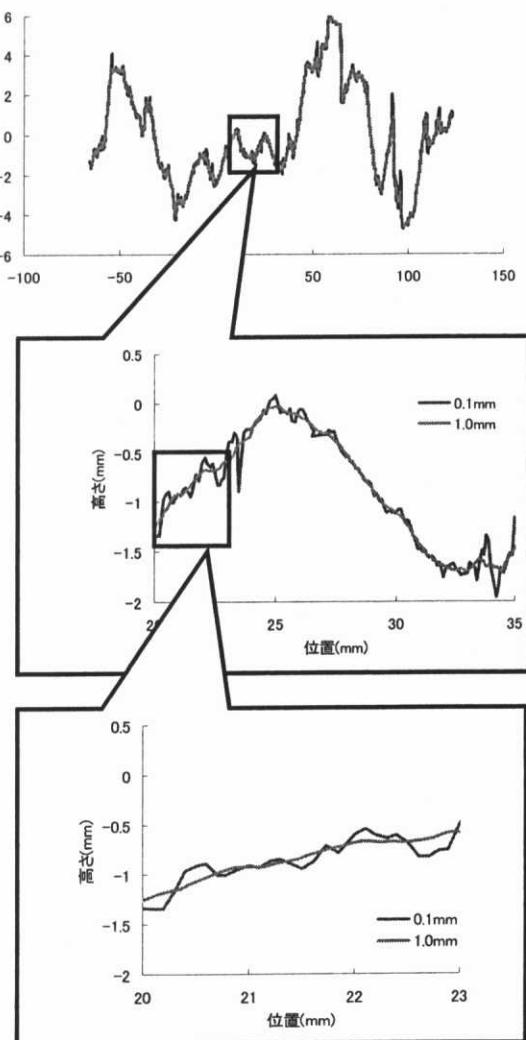


図-4.29 スポット径がコンクリートひび割れ面の形状測定に与える影響
(上：全体図，中：15mm範囲の拡大図，下：3mm範囲の拡大図)

波板の場合には、表面光沢の影響で光量が過大となり、直接測定を行うことができない。そのため、離型性に優れる工業用硬質石膏(吉野石膏製、ハイストーン HLP)を用いて型を取り、測定を行うこととした(図-4.26 参照)。

(b) コンクリートひび割れ面の接触密度分布とスポット径の影響

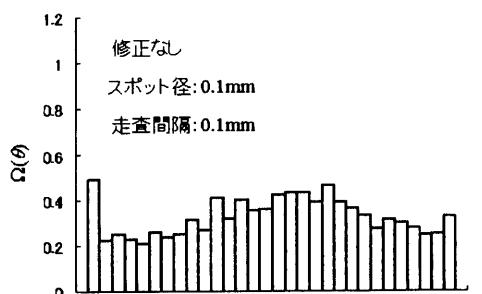
図-4.28 に示すように、既報の測定結果[5]によれば、コンクリートひび割れ面の接触密度分布は、接触角度が急峻なほど小さく、平坦なほど大きくなることが示されている。

図-4.29 に表面形状の測定値と 1.0mm 移動平均の比較を示す。測定区間は約 200mm であるが、全体図は大差ないことが分かる。ただし、区間 15mm, 3mm を抽出した場合には、0.1mm スポット径の測定値と 1.0mm 移動平均に有意な差を確認することができる。

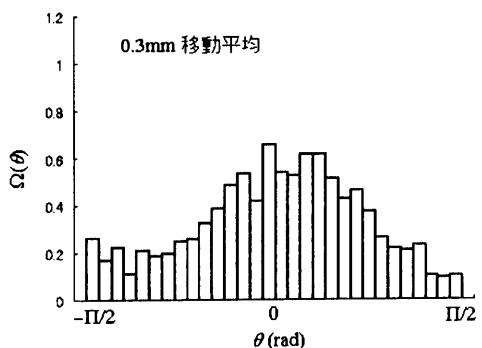
図-4.30(a)にコンクリートひび割れ面の接触密度分布の測定結果を示す。今回の測定システムによって得られた接触密度分布は、既報の分布形状とは大きく異なり、接触角によらず、概ね一定の値を取る結果となった。

接触密度分布は、走査間隔や試験体間のばらつきの影響を大きく受ける[5]が、今回の測定では、既往の試験と同じ走査間隔、同様の試験体を対象としているため、これらが測定値の差異を生じさせた主因であるとは考えにくい。

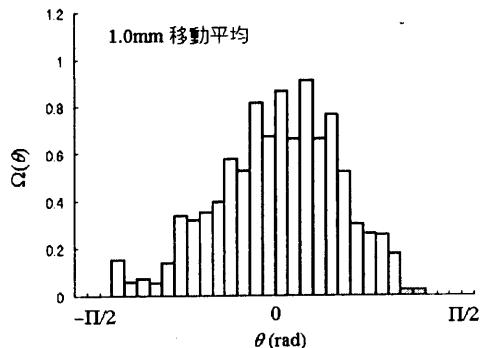
通常の形状測定器と本システムでは、レーザー変位計の性能以外に大きな違いがない。一般の形状測定器に使用されるレーザー変位計のスポット径は 1.0~2.0mm である。一方、本システムでは、スポット径が 0.09mm であり、1 オーダー小さい(図-4.27 参照)。通常、レーザー変位計は、スポット内の変位の平均値を出力する。本システムの試験値から、大きなスポット径を持つ変位計による測定結果を推測するには、本試験結果の移動平均を求



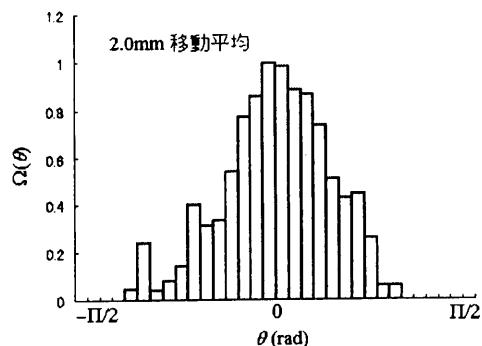
(a) スポット径 0.1mm



(b) スポット径 0.3mm 模擬



(c) スポット径 1.0mm 模擬



(d) スポット径 2.0mm 模擬

図-4.30 コンクリートひび割れ面の接触密度関数の測定結果

めればよい。このとき、移動平均量は対象とするスポット径と等価となる。そこで、本試験結果(a)の移動平均により、スポット径の影響を検討することとした。

図-4.30(b)~(d)にスポット径が接触密度分布の測定値に与える影響を示した。スポット径が大きくなるほど、密度分布は尖度を増すことが分かる。特に、一般に多用されるレーザー変位計のスポット径に相当する、1.0mm~2.0mmの範囲で、既往の試験値と同様な分布形状が得られる結果となった。

以上の結果から、ひび割れ面には、幅1mm以下の微細な凹凸が含まれ、これを計上した際には、接触密度分布が微細な凹凸に支配されてしまうため、図-4.30(a)のような結果となったと考えられる。これらの微小要素は、終局時の接触強度に大きな影響を与えないと思われるが、その高さは0.2mm内外であり、ひび割れ幅と同等の寸法であることから、接触変位や摩擦などの初期性状に与える影響は大きいと思われる。

また、これら微小な起伏は明瞭な方向性を有せず、マクロレベルの亀裂面形成過程により予測される分布形状とは大きく異なる。要素レベルで亀裂面の接触密度分布を推測すると、既往の研究で指摘されているように、水平方向成分が卓越した分布形状になるとされる。樹脂系材料のように均質等方性を有し、単一原料で構成される材料は、亀裂面が割合滑らかであるし、亀裂面方向は力学的に決定されるために、接触密度分布は極端に水平方向成分が卓越した分布となる。コンクリートの場合、含有する骨材面に沿って、起伏を生じながらひび割れ面が進展する。そのため、接触密度分布は水平方向成分が減少し、接触角の大きな成分の割合が大きくなる。この機構においては、最大主応力方向に亀裂が進展するという力学現象が主であり、骨材(特に粗骨材)による迂回効果は従であるために、総合的には水平方向成分が卓越する分布形状となる。

より微視的な観点からひび割れの生成過程を検討した場合には、推測される接触密度分布は前述のものとは異なる。明瞭なひび割れ面の発生以前からセメント硬化体にはフラクチャープロセスゾーン[9]が形成される。そのため、ひび割れ面近傍のセメント硬化体には等方的な損傷が生じると考えられる。セメント結晶粒界および砂の細粒分の境界面に沿って、損傷部が連結することでマクロなひび割れが形成されることから、このような微視的領域での接触密度分布は、等方的な分布、すなわち接触密度がどの成分も同じ値となるような分布となると考えられる。

上記の2つの接触密度分布は、対象とする寸法が異なるために、測定間隔およびスポット径が大きい場合には前者が卓越し、測定間隔およびスポット径が小さい場合には後者が卓越するような試験結果が得られると解釈される。本試験では、両機構の遷移領域に相当する範囲で検討を行ったために、移動平均量によって接触密度分布が異なる結果になったものと思われる。

せん断伝達に影響を与える寸法については、対象とするひび割れ幅をひとつの目安と考えることができよう。ひび割れ幅よりも十分に小さい測定間隔で計測された接触密度分布による接触判定は、連続面の存在が保証されないので、モデルとしては不適切である。ひび割れ幅以上の測定間隔で計測された接触密度分布による接触判定では、面の存在が保証されても、測定間隔以下の微小な凹凸によって、接触開始変位の推定値と試験値は差を生じる。

以上の考察から、既往の接触密度理論と接触密度分布の測定では、力学的に説明可能なマクロなひび割れ方向と、粗骨材によって生じる数ミリ~数センチレベルの屈曲効果が反映されていると解釈できる。今回の測定で得られた数百マイクロレベルの起伏の影響は、構成則の中に暗に取

り込まれていると考えられる。

(c) 波板の接触密度分布

波板の形状は、規則正しい円弧または sine 曲線で構成されていると予測される。図-4.31 に円弧および sine 曲線の接触密度分布を示す。両曲線は概観が近しいにも関わらず、接触密度分布は大きく異なる。円弧の場合には、 $-\pi/2 \sim \pi/2$ の範囲で一定値を取るのに対し、sine 曲線は $\pm\pi/2$ 付近が卓越する。この理論値を参考にして、接触密度分布の測定値を検討することとした。

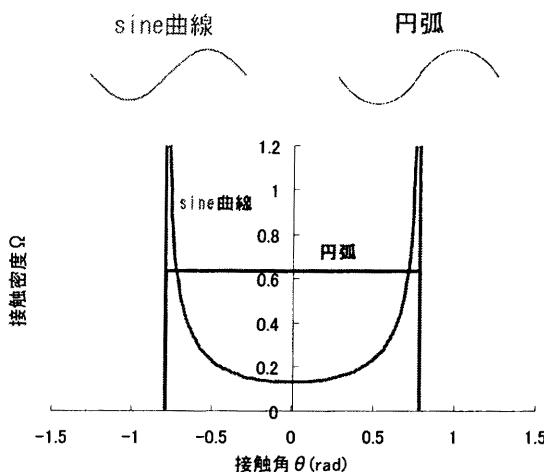


図-4.31 sine 曲線と円弧の接觸密度分布の比較

図-4.32 に鋼板製波板の接觸密度分布の測定結果を、図-4.33 に硬質塩化ビニル製波板の接觸密度分布の測定結果を示す。波板の場合においても、移動平均量によって、密度分布は異なる結果となり、移動平均を行わない場合には平らな分布となつた。

材質による違いは割合小さく、鋼板製波板、硬質塩化ビニル製波板ともに、 1.2rad 以上の成分は含まれない。移動平均量が $1.0 \sim 2.0\text{mm}$ の場合には、両者ともに、 $0.4 \sim 0.7\text{rad}$ の成分が突出する結果となった。前述の sine 曲線と円弧の接觸密度分布を参考にすれば、波板は、概ね sine 曲線に従う形状に成型されていると判断される。

図-4.34 に鋼板製波板の形状測定結果を、図-4.35 に硬質塩化ビニル製波板の形状測定結果を示す。両者ともに人工的に製造された製品であるため、当然ながら、区間を 15mm , 3mm に拡大しても、移動平均による相違は、コンクリートに比して小さい。両者を比較すると、硬質塩化ビニル製波板のほうが、若干表面に微細な凹凸が見られる。これは、今回使用した波板に強化ネットが含まれていたためであると思われる。強化繊維の位置では、指触によって確認できる程度の起伏が生じるために、これが測定値に影響を与えたと推定される。

(d) 波板の接觸密度分布の簡易モデル

前節の測定結果から、波板の接觸密度分布は sine 曲線に準じた最頻値を持つことが示された。実際には、最頻角付近でばらつきを有するので、理論値よりも測定値の最頻値は小さくなる。そこで、波板の接觸密度分布を図-4.36 に示すように、最頻角を中心とする二等辺三角形分布と密度一定である区間の組み合わせによって簡易的に表現することとした。このモデルによる、接觸密度分布は式 4.20 のようにまとめられる。

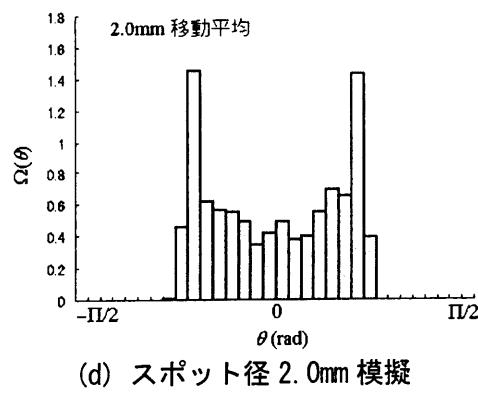
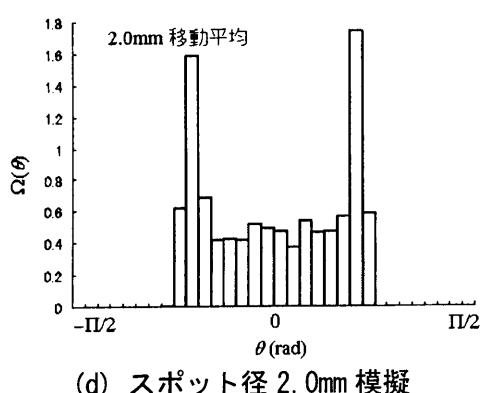
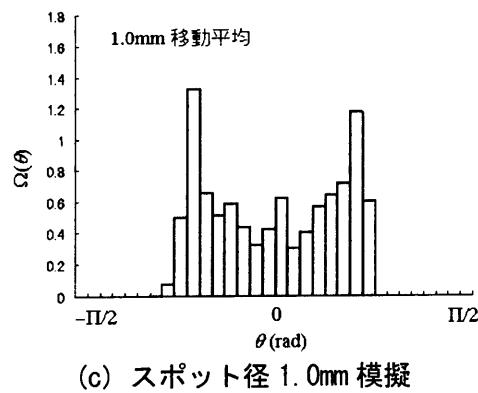
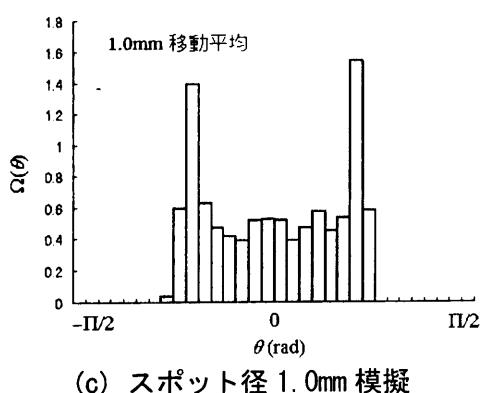
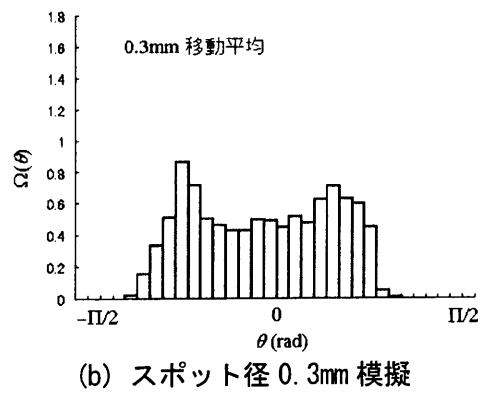
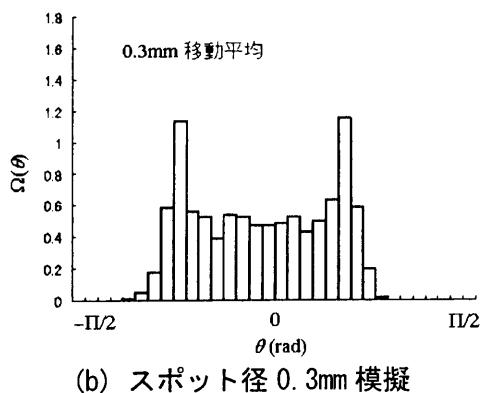
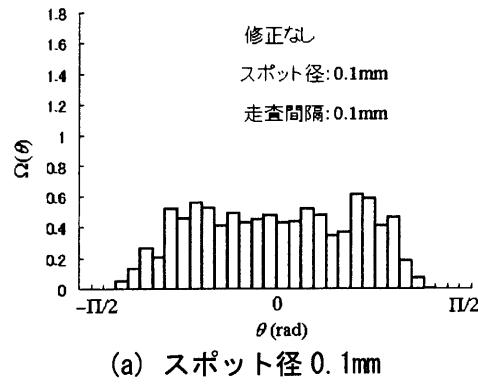
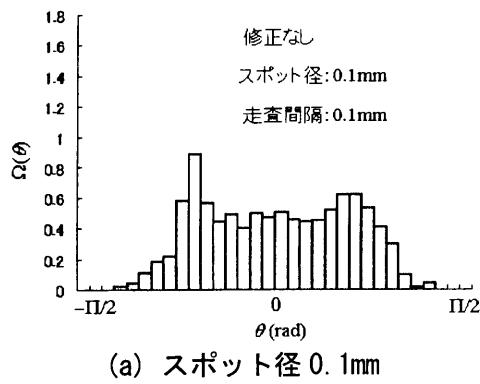


図-4.32 鋼板製波板の接触密度関数の測定結果

図-4.33 硬質塩化ビニル製波板の接触密度関数の測定結果

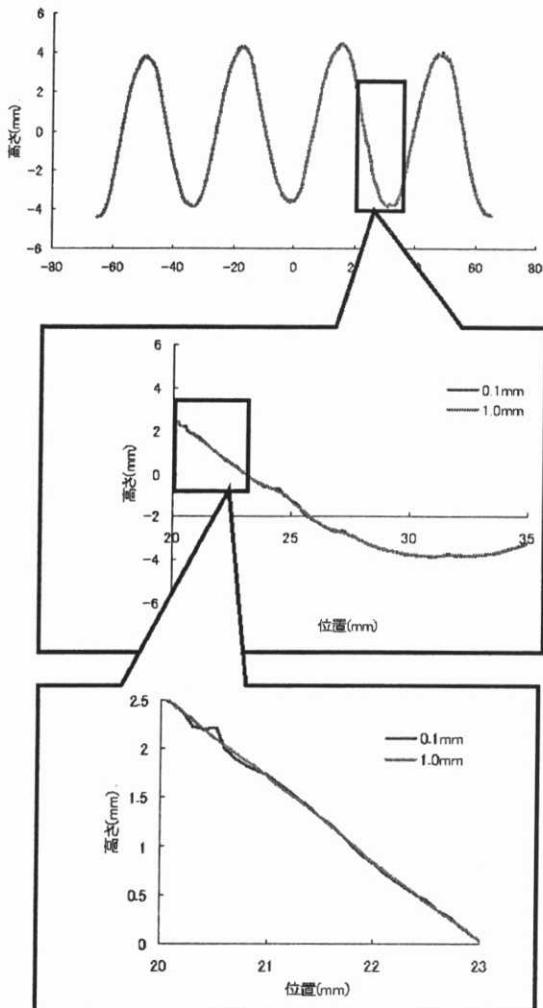


図-4.34 スポット径が鋼板製波板の形状測定に与える影響（上：全体図，中：15mm 範囲の拡大図，下：3mm 範囲の拡大図）

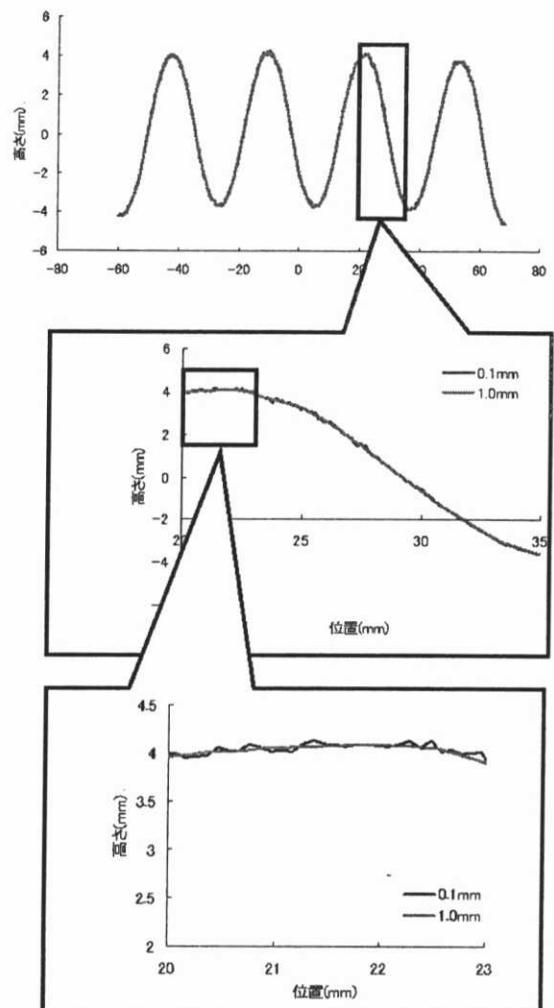
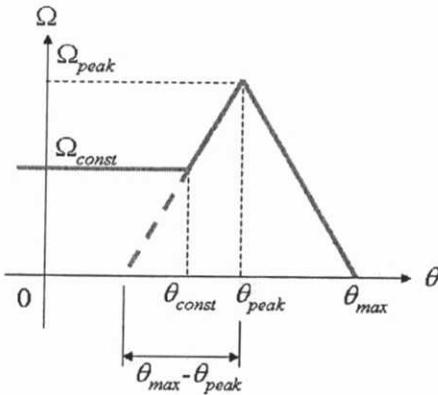


図-4.35 スポット径が硬質塩化ビニル製波板の形状測定に与える影響（上：全体図，中：15mm 範囲の拡大図，下：3mm 範囲の拡大図）

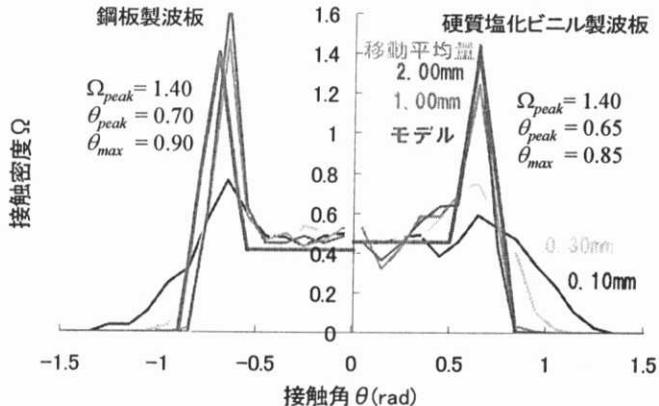
$$\left\{ \begin{array}{ll} \Omega = \Omega_{const} & |\theta| \leq \theta_{const} \\ \Omega = \Omega_{peak} \cdot \left(1 + \frac{|\theta| - \theta_{peak}}{\theta_{max} - \theta_{peak}} \right) & \theta_{const} \leq |\theta| \leq \theta_{peak} \\ \Omega = \Omega_{peak} \cdot \left(1 - \frac{|\theta| - \theta_{peak}}{\theta_{max} - \theta_{peak}} \right) & \theta_{peak} \leq |\theta| \leq \theta_{max} \\ \Omega = 0 & \theta_{max} \leq |\theta| \end{array} \right. \quad (4.20)$$

ここに， θ は接触角(rad)， Ω_{const} は接触密度が一定となる区間の接触密度， θ_{const} は接触密度が一定となる範囲の最大角(rad)， Ω_{peak} は接触密度の最頻値， θ_{peak} は接触密度が最頻値となる接触角， θ_{max} は接触角の最大値をそれぞれ表す。

この分布形状を仮定した場合， Ω_{peak} ， θ_{peak} ， θ_{max} を入力値として定義すると， θ_{const} は式 4.21，4.22 によって，それぞれ求められる。



(a) 変数の定義



(b) 測定値とモデルの比較

図-4.36 波板の接触密度分布のモデル

$$\theta_{const} = \sqrt{2\theta_{peak}^2 - \theta_{max}^2 + \frac{\theta_{max} - \theta_{peak}}{\Omega_{peak}}} \quad (4.21)$$

$$\Omega_{const} = \Omega_{peak} \cdot \left(1 + \frac{\theta_{const} - \theta_{peak}}{\theta_{max} - \theta_{peak}} \right) \quad (4.22)$$

図-4.36(b)に、このモデルと測定結果の比較を示す。ここで、平滑部の接触密度 Ω_{const} と最頻値となる接触角 θ_{peak} が移動平均量によらず、ほぼ同等の値となることに着目し、硬質塩化ビニル製波板に対して $\theta_{peak}=0.45\text{rad}$ 、鋼板製波板に対して $\theta_{peak}=0.70\text{rad}$ と決定した。また、 θ_{max} の値は、硬質塩化ビニル製波板に対して 0.85rad 、鋼板製波板に対して 0.90rad とし、最頻値 Ω_{peak} は、 Ω_{const} が測定値と乖離しないように決定した。

4.5.3 接触密度分布の測定値とモデルの位置づけ

今回対象とした波板は、比較的の形状が単純であり、あらかじめ分布形状が予測できるものである。そのような材料を対象とした場合においても、接触密度分布は、測定された形状の微分値か

ら得られるために、表面の微細な凹凸や測定誤差、材料間のばらつきの影響を大きく受ける。また、スポット径や走査間隔によっても、得られる接触密度分布は大きく異なるので、対象となるひび割れ幅を勘案して、適宜、これらの値を決定する必要が生じる。

以上の理由で、接触密度分布の測定値は、構成モデルを定量的に導くものではなく、明確なコンセプトに基づく接触密度分布モデルの妥当性を検証する位置づけにあることに留意しなければならない。

4.5.4 せん断伝達試験

(a) 試験概要

試験は、前川ら[5]のせん断伝達試験に準拠して行った。図-4.37に試験概要を示す。供試体の寸法は断面が $150 \times 300\text{mm}$ 、長さが 600mm である。人工亀裂には、市販の波板(小波)を採用し、試験体中央に配置した。

ひび割れ幅を制御するために、試験体には高さ方向の2箇所にシースを通して鋼棒を配置し、それぞれセンターホールジャッキにより圧縮力を与えることとした。せん断変形とともにうダメル作用を排除するために、シース断面高さを鋼材径 38mm よりも 22mm 大きくした。シース断面形状は $44 \times 40\text{mm}$ の矩形断面とすることで奥行き方向の断面減少を極力抑えた。また、鋼棒とシースの間には養生材を挿入し、シースの摩擦を排除した。

ひび割れ幅の測定には、分解能が $0.3\mu\text{m}$ の渦電流式非接触変位計を使用することで、せん断変形成分による計測誤差を除去した。また、せん断変形量は、試験体中央の高さにカンチレバー式の2軸亀裂変位計を設置し、計測を行った(図-4.38参照)。

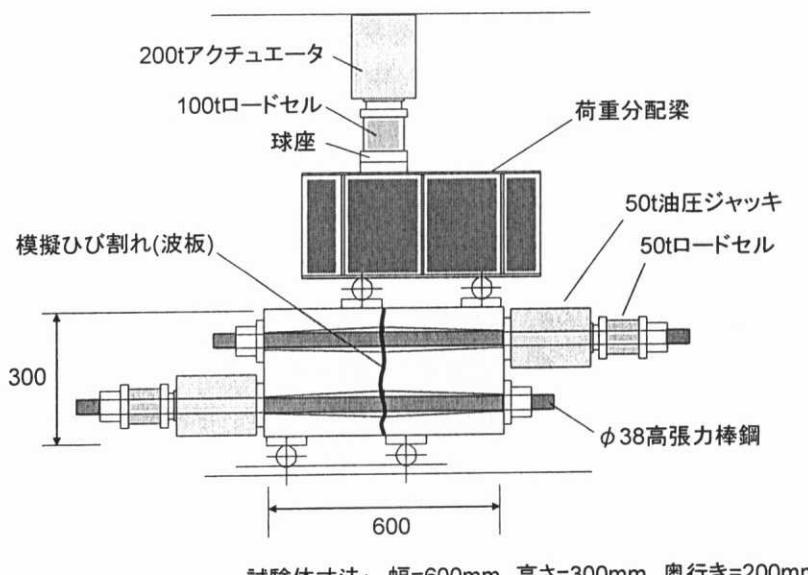


図-4.37 試験概要

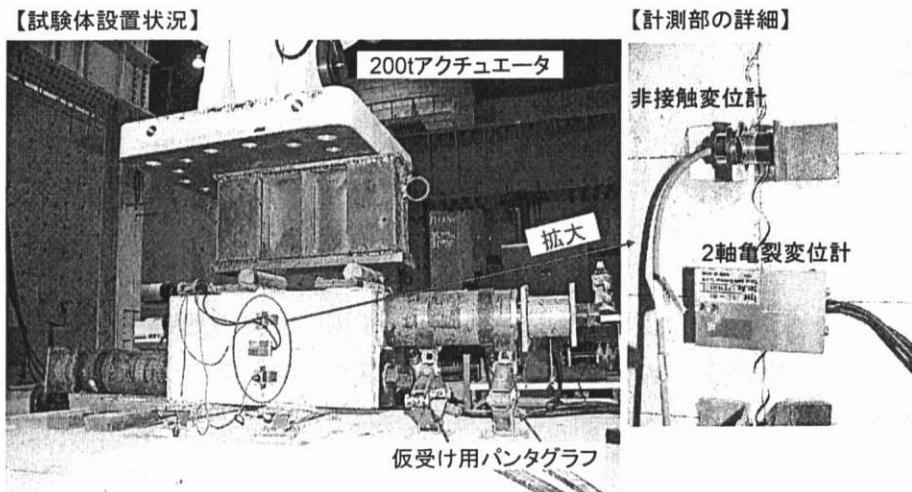


図-4.38 試験状況

表-4.1 試験体一覧

試験体名	ひび割れ装置の材質	載荷形式	圧縮強度
WAVE-P1	硬質塩化ビニル	w漸増	35.3MPa
WAVE-S1	トタン	w漸増	
WAVE-C1	なし(コンクリート)	w漸増	

表-4.2 亀裂面に作用するせん断力の分配係数

試験体名	a ₁	a ₂	b ₁	b ₂	分配係数
WAVE-P1	55	55	201	176	0.547
WAVE-S1	48	68	252	231	0.613
WAVE-C1	50	72	254	232	0.599

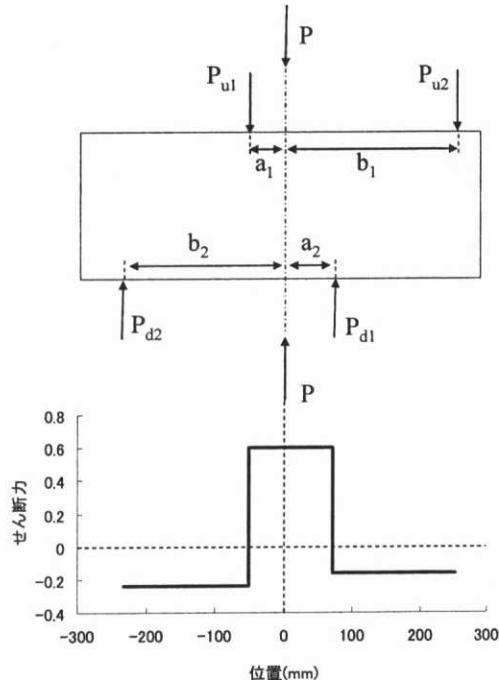


図-4.39 支持点に関するパラメータの定義とせん断力図の例(WAVE-C1 試験体)

試験体一覧を表-4.1 に示す。ここでは、人工亀裂面として使用する面材の材質の影響を確認するために、金属製(鋼板)、硬質塩化ビニル製の 2 種類の波板を使用した。また、板材を有さない試験体は、硬質塩化ビニル製の波板を用いて試験体を作成したあと、一旦、試験体を 2 分し、波板を除去したのち、再度接合させた。

載荷経路には、ひび割れ幅 w を 0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 1.5, 2.0mm と段階的に増加させる方式を採用した。各ステップにおいて、せん断方向の加力が 700kN となるまでひび割れ幅一定下で載荷を行つ

た。なお、ひび割れ幅に関しては載荷時、除荷時とともに、目標値との差が0.001mm以下となるように制御を行った。破壊にともなって、ひび割れ幅の制御が不能となった時点で載荷を中断し、除荷を行った。

(b) 試験結果の処理方法

ひび割れ幅には、鋼材位置の4箇所で測定された値の平均値を採用した。直圧縮応力は、2台の油圧ジャッキの加力の合計をひび割れ面の有効断面積で除して、求めた。ひび割れ面でのせん断力は、アクチュエータの加力にひび割れ面位置の分配係数を乗じて求めた。せん断力の分配係数は、各試験体で、支持点の位置関係から、はり理論を用いて求めた(図-4.39、表-4.2参照)。せん断応力は、せん断力をひび割れ面の有効断面積で除して求めた。

(c) 試験結果

(1) 板材の接着力

一般のコンクリート部材では、せん断試験にあたって、あらかじめ割裂力などによって、亀裂を生じさせる必要がある。

板材が挿入された試験体では、せん断試験以前に板材とコンクリートの境界の接着力を除去する必要がある。この接着力は、割合小さいと予想され、板材に沿って亀裂が導入されることが確実であることから、本試験では、横圧縮力を零としてせん断力を加え、接着力を除去することとした。亀裂の開口はせん断方向の加力が14kNのときに開始した。このとき、亀裂面に作用するせん断応力は0.18N/mm²であり、割合小さいことから、板材とコンクリートの接着力は十分に小さい判断される。

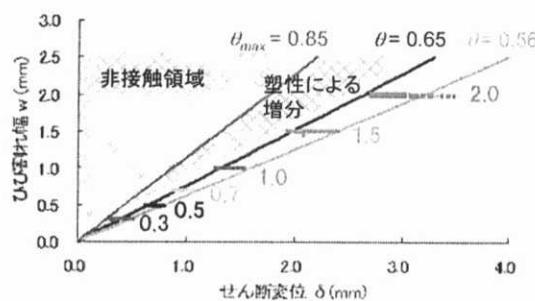
(2) w-δ関係

図-4.40にひび割れ幅w-せん断変位δ関係の一例を示す。図より、特定の範囲でのみ、試験値が得られることが分かる。波板では、接触要素の勾配の最大値が規定されるために、接触が起こらないw-δの組み合わせが存在する。この範囲は、式4.23によって幾何学的に求めることができる。

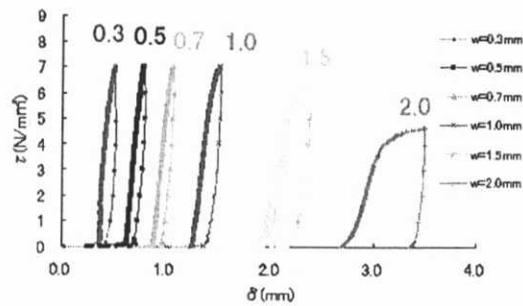
$$0 \geq w'_{\theta_{max}} = \delta \sin \theta_{max} - w \cos \theta_{max} \quad (4.23)$$

ここに、 θ_{max} はマクロ面と接触単位が成す角度の最大値(rad), δ はせん断変形量(mm), w は開口量(mm), $w'_{\theta_{max}}$ は θ_{max} 方向の有効接触変位(mm)である。接触角の最大値は前章の形状測定試験により求められ、WAVE-P1試験体では、 $\theta_{max}=0.85rad$ と推定される。式4.23により、求められる接触開始変位を図-4.40(a)に付す。処女載荷となるひび割れ幅w=0.3mmでの接触開始変位は、式4.23による値と相違ないが、履歴を受けたw=0.5mm以降の試験値と予測値には、有意な差が認められる。この差は、前履歴までに受ける塑性変形によるものであると考えられる。

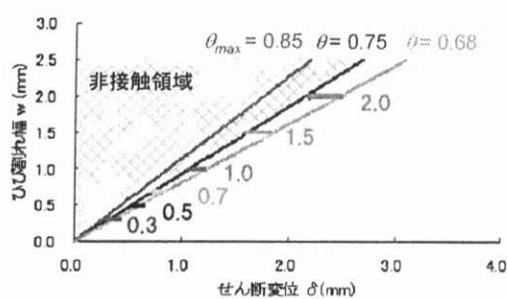
式4.23の θ_{max} の代わりに、 $\theta=0.65$ を採用すれば、処女載荷以降の接触開始変位の近似式が得られる。このことから、本試験では、接触角 $\theta=0.65$ 以上の要素で接触降伏が生じていたことがわかる。また、せん断変位の最大値にあわせて近似式を求めれば、 $\theta=0.56$ となることから、計算上、これ以下の接触角度では、破壊が生じたw=2.0mmを除き、試験全体にわたって、接触が起こらなかつたことが推測される。



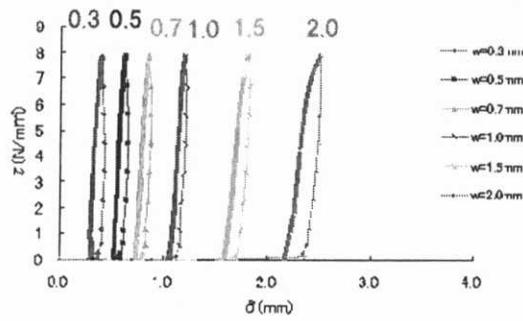
(a) WAVE-P1 試験体



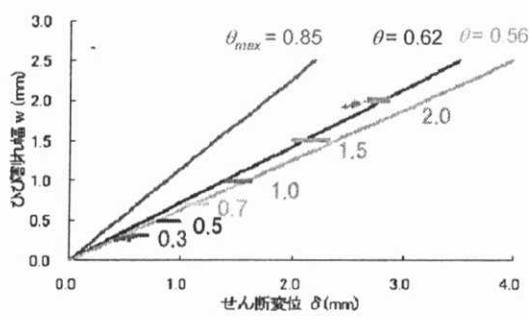
(a) WAVE-P1 試験体



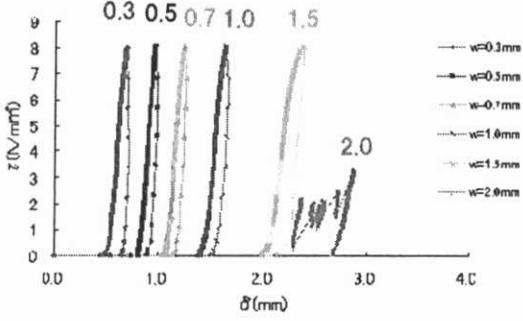
(b) WAVE-S1 試験体



(b) WAVE-S1 試験体



(c) WAVE-C1 試験体

図-4.40 w - δ 関係

(c) WAVE-C1 試験体

図-4.41 せん断応力-すべり関係

同様の検討を WAVE-S1 試験体, WAVE-C1 試験体について行った。図-4.40 (b)に鋼板製波板を使用した、WAVE-S1 試験体の w - δ 関係を示す。WAVE-P1 試験体と同様に、処女載荷時の接触開始変位は、式 5.4 により得られる値と同等であった。このとき、接触降伏の発生限界は $\theta=0.75$ であり、接触限界は $\theta=0.68$ と推定された。いずれも、硬質塩化ビニル製波板の場合と比較して、大きな値となった。このことから、同様な形状の材料を使用しても、材質やわずかな接触密度分布の違いが、接触変位に大きな影響を与えることが推測される。

一方、波板材を除去した WAVE-C1 試験体では、式 4.23 による近似解が得られない結果となつた。これは、後述するように、板材を除去することによって、形状補正が必要となるためである。

(3) $\tau - \delta$ 関係

図-4.41 に各試験体のせん断応力-すべり関係を示す。いずれの試験体においても、接触開始後に、比較的急峻にせん断応力が増加する結果となった。WAVE-P1(プラスチック)と WAVE-S1(鋼板)を比較すると、ひび割れ幅 $w=0.3\sim1.0\text{mm}$ の範囲で、せん断剛性に若干ながら違いを確認することができる。このことからも、材料によって、接触密度分布がごくわずかに異なること、材質がせん断伝達に影響を与えていていることが推測される。

WAVE-P1, WAVE-C1 試験体では、ひび割れ幅 $w=1.5\text{mm}$ のときに、塑性的な変形が生じ始めた。また、ひび割れ幅 $w=2.0\text{mm}$ では、所定のせん断力(700kN)を付与する前に、直応力の増加が大きくなつた(図-4.42(a)(c)参照)。これは、接触面で破壊が生じた結果、静水圧応力状態に向かって体積膨張が生じたためと考えている。

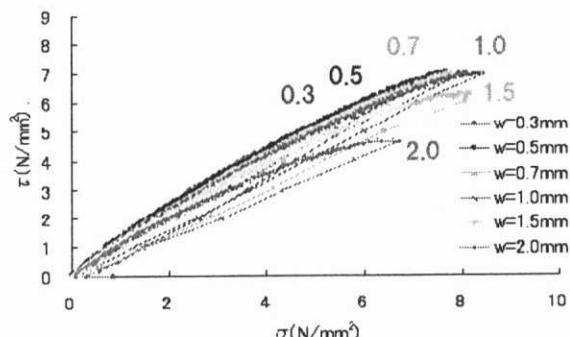
WAVE-S1 試験体では、試験終了まで、このような破壊現象は発生しなかつた。試験体間のせん断剛性の違いに着目すれば、ごくわずかなすべり量の相違が破壊発生の有無を直接または間接的に支配していると考えられる。

(4) $\sigma - \tau$ 関係

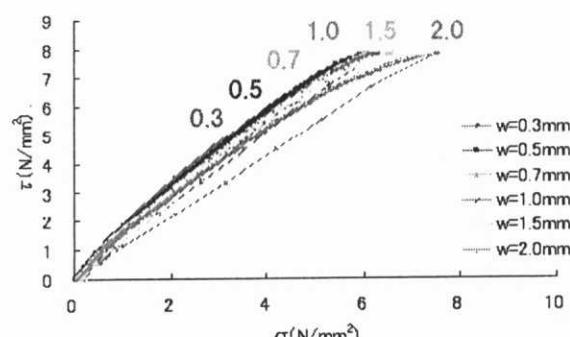
図-4.42 に各試験体の直応力-せん断応力関係を示す。この図における傾きは、亀裂面のみかけの摩擦係数として解釈できる。

各試験体ともに、ひび割れ幅の増加に従って、みかけの摩擦係数が低下しているが、 $w=1.0\text{mm}$ 以下の範囲では、その低下率は、比較的小さい。

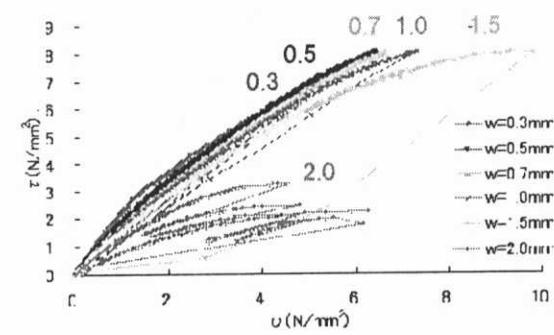
WAVE-P1, WAVE-C1 試験体では、ひび割れ幅 $w=1.5\text{mm}$ のときに、みかけの摩擦係数の低下が顕著になり、WAVE-S1 試験体



(a) WAVE-P1 試験体

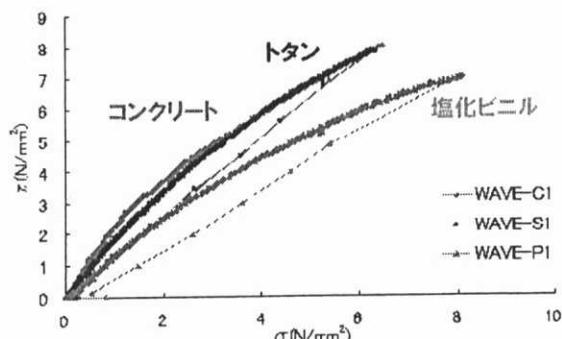


(b) WAVE-S1 試験体



(c) WAVE-C1 試験体

図-4.42 直応力-せん断応力関係

図-4.43 直応力-せん断応力関係による板材の影響 ($w=0.3\text{mm}$)

では、 $w=2.0\text{mm}$ のときに大きく低下している。せん断応力ーすべり関係(図-4.41)では、鋼板製波板を使用した WAVE-S1 の健全性が際立っているものの、それはごくわずかな差であり、次順の載荷時に破壊が生じると予測される。

図-4.43に処女載荷時($w=0.3\text{mm}$)の直応力ーせん断応力関係の比較を示す。硬質塩化ビニル製波板を使用した WAVE-P1 試験体と、コンクリートが直接接触する WAVE-C1 試験体を比較すると、みかけの摩擦係数に大きな違いが確認できる。両者ともに同一の板材を使用しているために、接触密度分布は同一とみなせる。そのため、この差は、接触面での摩擦係数の違いにより生じたものと推定される。コンクリート同士の摩擦係数に比して、プラスチック系の材料とコンクリートとの摩擦係数は、はるかに小さいことが予想される。図-4.43に示される傾向は、この予想と相違しない。

一方、鋼板製波板を使用した WAVE-S1 試験体とコンクリート同士が直接接触する WAVE-C1 試験体は、ほぼ同様な曲線を示す結果となった。前章の形状測定結果から、材質が異なっても、接触密度分布はほぼ同様であることから、金属材ーコンクリート間の摩擦係数と、コンクリート同士の摩擦係数は、ほぼ同等であると推測される。

(5) 試験時および試験終了後の境界面観察状況

図-4.44に WAVE-P1 試験体において、試験中および試験終了後に観察された亀裂面周辺のひび割れ状況を示す。ひび割れ幅 $w=1.0\text{mm}$ の段階(a)では、波の根元 1 箇所で、斜め方向に進展するひび割れが確認された。直応力が大きくなつた $w=2.0\text{mm}$ (b)では、ほぼ全ての波の根元で斜め方向のひび割れが発生した。試験終了後のひび割れ状況から、波型のヤマが押しつぶされていることが確認できる。類似したひび割れは、WAVE-C1 試験体においても観察された。図-4.45に試験終了後の断面状況を示す。硬質塩化ビニル製波板の場合(a)には、試験体全体にわたって、ひび割れが発生したのに対し、コンクリート同士を接触させた場合(b)には、ごく一部で破壊が生じる結果となった。なお、鋼板製波板を使用した WAVE-S1 試験体では、これらのようなひび割れの進展は確認されなかつた。

以上の観察結果から、 $w=1.5\text{mm}$ 以上の範囲で確認された、直応力の増加現象は、波全体が支圧力によって押しつぶされる結果、ひび割れを生じることで発生すると推測される。このとき、新たに発生したひび割れ面がアクティブとなるために、有効な接触角が低下する。その結果、みかけの摩擦係数が低下していくと考えられる。

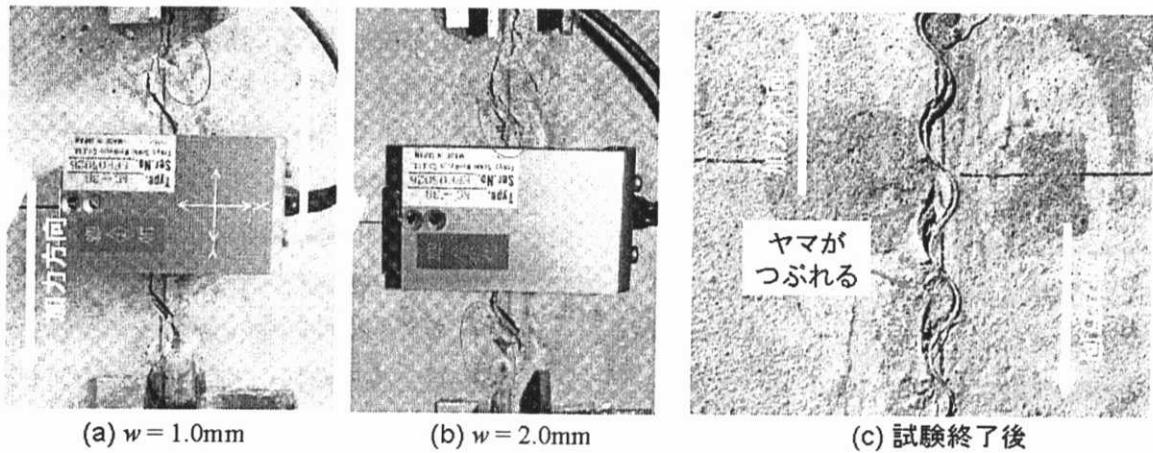


図-4.44 試験中および試験後の亀裂面周辺のひび割れ状況 (WAVE-P1 試験体)

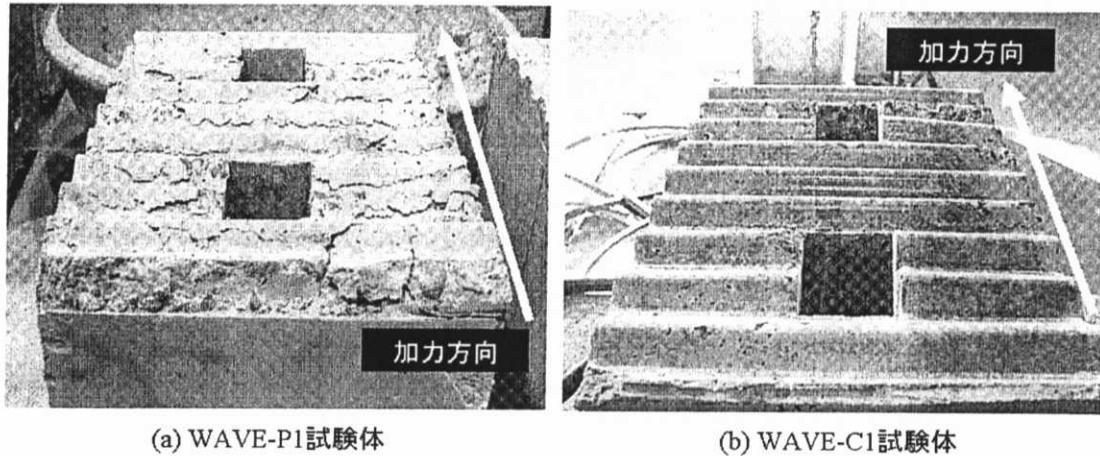


図-4.45 試験終了後の断面状況

4.5.5 波板のせん断伝達モデル

(a) 既往の接触密度モデル

既往の接触密度モデルは、ひび割れ粗面の幾何特性に準じたモデルであるので、普通コンクリートに比して滑らかな面形状を呈する高強度コンクリートやモルタル、軽量コンクリートなどに対しても、接触密度関数に面形状の相違を反映させることで、妥当な評価が可能となる。

波板は滑らかな連続面で構成される純2次元の亀裂面である。そのため2次元的な幾何形状を元に導出された接触密度理論に対しては、適用性が高いと考えられる。この理由で、波板のせん断伝達モデルの定式化に接触密度モデルを採用した。

接触密度関数は、ひび割れの単位長さあたりのθ方向の確率密度分布として定義されている。通常のコンクリートのひび割れ面に対する接触密度関数として、式4.24が提案されている。

$$\Omega(\theta) = \frac{1}{2} \cdot \cos \theta \quad (4.24)$$

ここに、 θ はマクロ面と接触単位が成す角度、 $\Omega(\theta)$ は θ 方向の接触密度である。

θ 方向の接触力は式4.25によって求められる。

$$Z' = \sigma'_{con} K A_t \Omega(\theta) \quad (4.25)$$

ここに Z' は接触単位の圧縮力、 σ'_{con} は接触応力、 K は開口量にともなう有効係数、 A_t はひび割れ面の面積であり、式4.26により求められる。

$$A_t = \left\{ \int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) \cos \theta \cdot d\theta \right\}^{-1} \quad (4.26)$$

また、接触応力 σ'_{con} は弾塑性仮定により、次式によって求められる。

$$\begin{aligned} \sigma'_{con} &= R_s (w'_\theta - w'_{\phi_p}) && \text{for } w'_\theta \geq w'_{\phi_p} \\ &= 0 && \text{for } w'_\theta < w'_{\phi_p} \end{aligned} \quad (4.27)$$

ここに、 R_s は接触剛性、 w'_{ϕ_p} は接触変位、 w'_{ϕ_p} は塑性変形量である。これらはそれぞれ式4.28-30によって求められる。

$$R_s = f'_y / w'_{lim} \quad (4.28)$$

$$w'_\theta = \delta \sin \theta - w \cos \theta \quad (4.29)$$

$$\begin{aligned} w'_{\phi_p} &= w'_{max} - w'_{lim} && \text{for } w'_{max} > w'_{lim} \\ &= 0 && \text{for } w'_{max} \leq w'_{lim} \end{aligned} \quad (4.30)$$

ここに、 f'_y は接触降伏強度、 w'_{lim} は降伏変位量(0.04mm)、 δ はせん断変位、 w は開口量、 w'_{max} は開口量の最大値をそれぞれ表す。また、接触降伏強度は次式により求められる。

$$f'_y = 13.7 f'_c^{1/3} \quad (4.31)$$

ここに、 f'_c は圧縮強度である。

全体の圧縮応力、せん断応力は、全方向の接触単位で算定される接触力の積分となり、式4.32、4.33のように表される。

$$\sigma' = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} Z' \cos \theta d\theta \quad (4.32)$$

$$\tau = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} Z' \sin \theta d\theta \quad (4.33)$$

ここに、 σ' は圧縮応力、 τ はせん断応力である。

(b) 試験値と既往のモデルとの比較

前項の接触密度モデルは、一般のひび割れに対するせん断伝達挙動を妥当な精度で再現できることが示されている[5]。そこで、前節の試験結果と一般のひび割れに対する接触密度理論の解析値とを比較することで、波板とひび割れ面とのせん断伝達の相違点を抽出することとした。

図-4.46にせん断応力-すべり関係による比較を、図-4.47に直応力-せん断応力関係による比較をそれぞれ示す。ここで、一般のひび割れに対するせん断伝達挙動には、波板試験と同じ ω - δ 載荷経路を与えたときに得られる解析値を示した。

大局的には、波板とひび割れ面のせん断伝達挙動は、大きな違いはない。このことから、部材内に波板を挿入した際の影響度は、一般ひび割れの離散モデルによって、大まかに把握することが可能であると思われる。

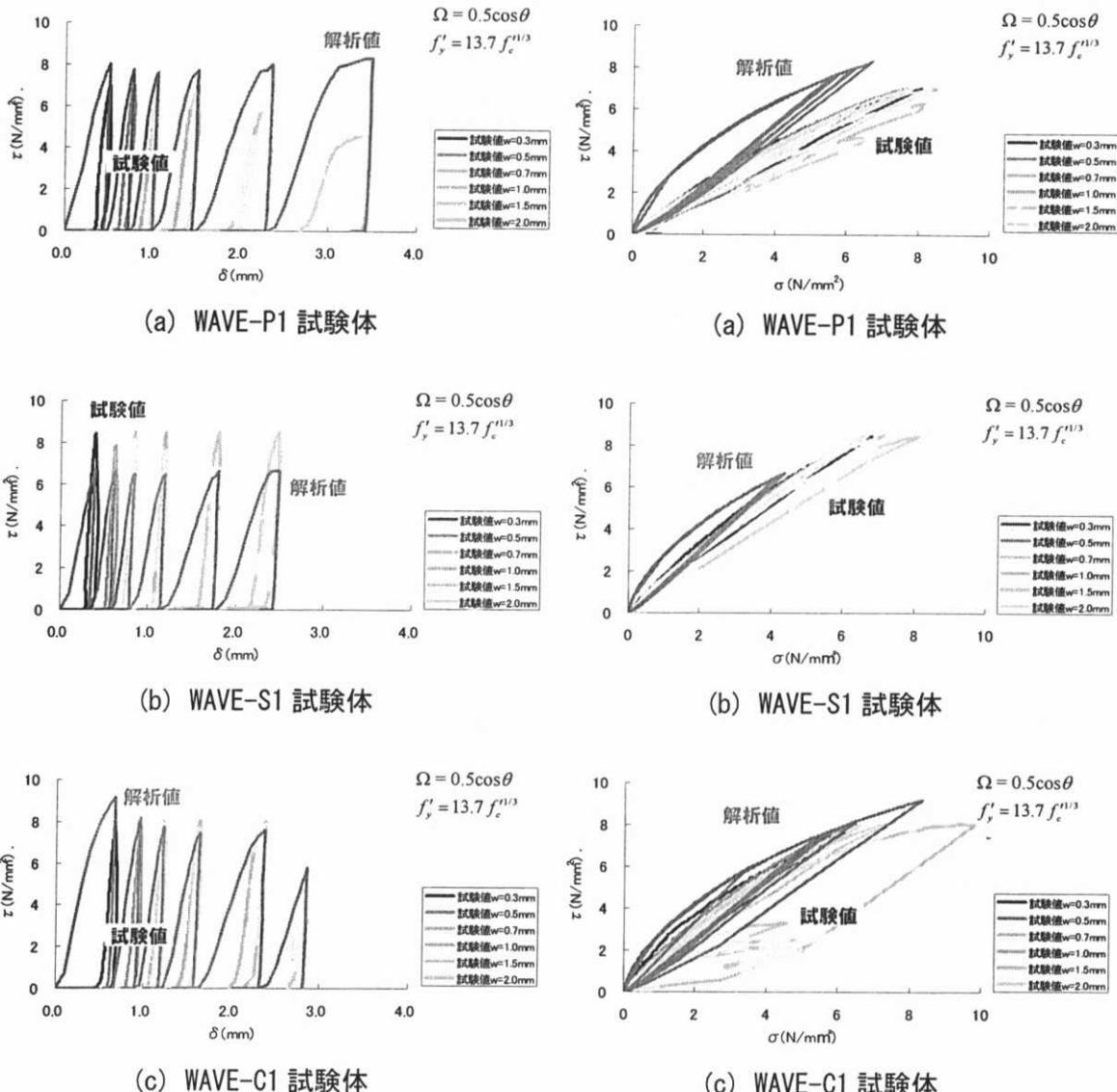


図-4.46 せん断応力-すべり関係による波板試験値と既往の接触密度理論による解析値の比較

図-4.47 直応力-せん断応力関係による波板試験値と既往の接触密度理論による解析値の比較

せん断応力-すべり関係(図-4.46)において、一般的なひび割れ面の接触密度関数を用いた解析値はすべりが増加すると常にせん断力が生じるのに対し、波板の実験値はあるすべり量に達するまでせん断力が作用しない点が大きく相違している。これは、接触面の最大角が両者で異なるためである。

直応力-せん断応力関係(図-4.47)において、みかけの摩擦係数(曲線の傾き)に着目すると、WAVE-S1, WAVE-C1 では、ひび割れ面とほぼ同様であったが、WAVE-P1 はひび割れ面に比して、傾きが小さい傾向にあった。これは、前述のとおり、プラスチック系材料とコンクリートの摩擦係数が小さいためと考えられる。

(c) 波板の接触密度関数

波板は sine 曲線に基づく 2 次元的な表面形状を有するので、幾何特性に則った接触密度関数を

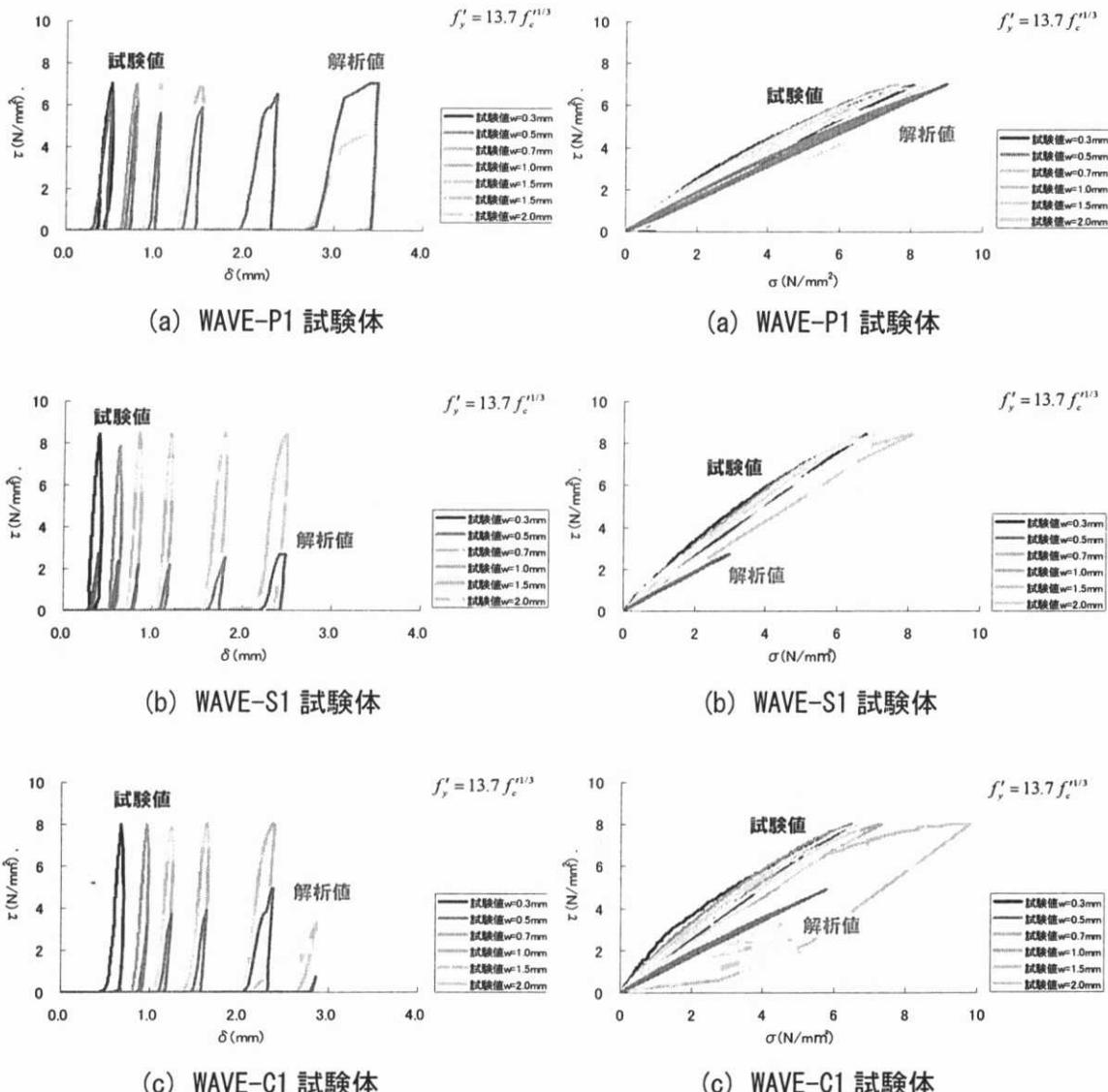


図-4.48 せん断応力-すべり関係による波板試験値と波板の接触密度分布による解析値の比較

図-4.49 直応力-せん断応力関係による波板試験値と波板の接触密度分布による解析値の比較

採用して整理を行うことで、モデル中の各式の意味づけが明確になる。そこで、波板の離散モデルの構築にあたって、まず、波板の接触密度関数を定義し、試験値と解析値の比較を行った。波板の接触密度関数には、前章の形状測定結果から得られたモデルを採用することとした。式4.34に波板の解析に用いた接触密度分布を再掲する。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Omega = \Omega_{const} & |\theta| \leq \theta_{const} \\ \Omega = \Omega_{peak} \cdot \left(1 + \frac{|\theta| - \theta_{peak}}{\theta_{max} - \theta_{peak}} \right) & \theta_{const} \leq |\theta| \leq \theta_{peak} \\ \Omega = \Omega_{peak} \cdot \left(1 - \frac{|\theta| - \theta_{peak}}{\theta_{max} - \theta_{peak}} \right) & \theta_{peak} \leq |\theta| \leq \theta_{max} \\ \Omega = 0 & \theta_{max} \leq |\theta| \end{array} \right. \quad (4.34)$$

ここに、各変数の値は硬質塩化ビニル製波板では、 $\theta_{const}=0.515$, $\theta_{peak}=0.45$, $\theta_{max}=0.85$, $\Omega_{const}=0.454$, $\Omega_{peak}=1.40$ とした。また、鋼製波板では、 $\theta_{const}=0.559$, $\theta_{peak}=0.70$, $\theta_{max}=0.90$, $\Omega_{const}=0.415$, $\Omega_{peak}=1.40$ とした。

図-4.48 にせん断応力-すべり関係における試験値と解析値の比較を示す。WAVE-S1, WAVE-C1 試験体に対して、解析値は試験値を大幅に過小評価する結果となった。この要因の一つとして、既往の接触密度理論の中に摩擦の影響が含まれていないことが挙げられる。図-4.49 に直応力-せん断応力関係による試験値と解析値の比較を示す。いずれの試験体に対しても、解析値は、試験値よりも傾きが小さいことが確認できる。この傾きは、接触密度分布と摩擦の程度によって決定される。波板の接触密度分布は既知とみなせるので、この相違は主として摩擦によるものと考えてよい。

なお、WAVE-C1 試験体では、板材を除去した後に試験を行ったが、図-4.50 に示すように、板材除去後、試験体を再接触させても、板材厚さの影響で完全に接着できない。特にせん断伝達特性に支配的な接触角の大きい領域ほど、この影響が大きい。その結果、接触開始変位量が予測値よりも大きくなってしまう(図-4.50(a)参照)。解析を行う際には、板材除去後に生じる、接触方向のギャップを式 4.35 により推定し、有効接触変位から差し引くこととした。

$$w_\theta^* = t \cdot (1.0 - \cos \theta) \quad (4.35)$$

ここに、 w_θ^* は θ 方向の有効接触変位の補正量(mm), t は板材の厚さ(mm)である。

(d) 波板の摩擦係数

前項において、摩擦の影響度をモデルに組み込む必要性が指摘されたので、摩擦が組み込まれた修正モデル[5]を参考に、式4.32, 4.33をそれぞれ以下のように修正し、摩擦を考慮することとした。

$$\sigma' = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (Z' \cos \theta - Z'_t \sin \theta) d\theta \quad (4.36)$$

$$\tau = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (Z' \sin \theta + Z'_t \cos \theta) d\theta \quad (4.37)$$

ここに、 Z'_t は接線方向の応力成分(摩擦力)を表す。

接線方向の摩擦力は、接触方向と同様に、弾塑性型の構成則を仮定した。

$$d\tau_c = G_s \cdot d\delta_e \quad (4.38)$$

$$Z'_t = \int_{path} d\tau_c \quad and \quad Z'_t \leq \mu \cdot Z' \quad (4.39)$$

ここに、 $d\tau_c$ は接触要素のせん断応力の増分、 $d\delta_e$ は接触要素の有効せん断弾性変位の増分、 G_s は接触要素のせん断剛性である。せん断剛性は、除荷時の履歴経路などが試験値と乖離しないよう、弾性論の式形状に従って、式 4.40 のように定めた。

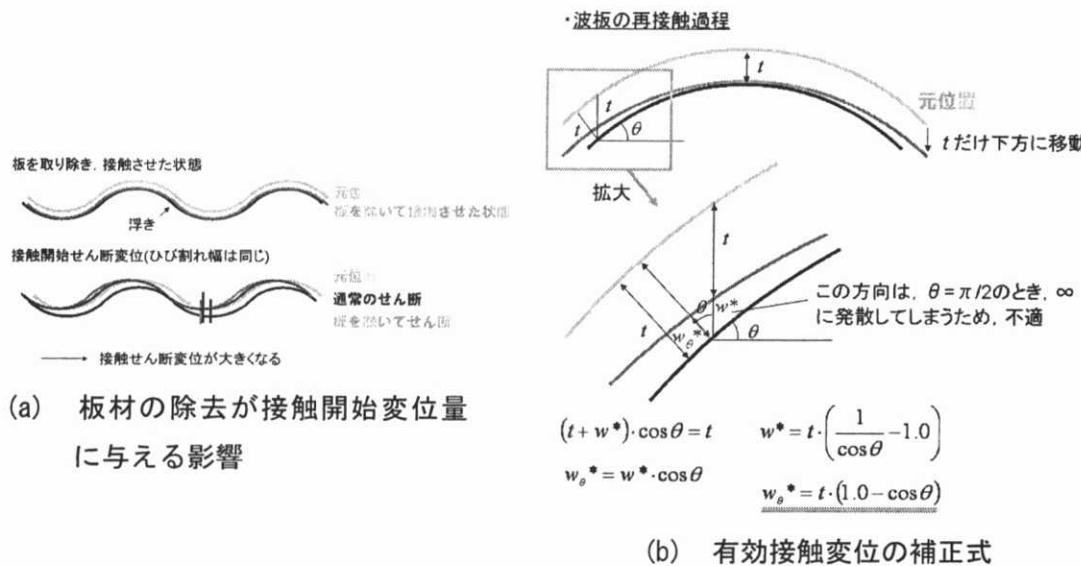


図-4.50 プレートを除去した際の有効接触変位の補正量

$$G_s = \frac{R_s}{2(1+\nu)} = \frac{1}{4} R_s \quad (4.40)$$

ここに、 R_s は接触剛性である。 ν は本来ポアソン比を表すが、ここではその値として1.0を採用した。Bujadhamらの修正接触密度理論では、せん断剛性と接触剛性の比は約1/12であり、本研究の値の1/3である。彼らは除荷時剛性を載荷時剛性の3倍に設定しており、このとき、式4.40により得られる値と一致することを付記する。

(e) 摩擦力の低減

直応力ーせん断応力関係の曲線の傾きは、試験体全体のみかけの摩擦係数を示している。波板の場合、試験全般にわたって、限られた接触角の要素のみが接触しているので、得られる試験値は接触要素の構成則に割合近いと考えられる。仮に、 θ 方向の成分が卓越して含まれる面形状を対象とした場合、得られる試験値も θ 方向成分が卓越する。この仮定が十分に成り立つ場合、 $\sigma-\tau$ 関係は式4.36、4.37の Z' 、 Z'_t をそれぞれに σ 、 $\mu\sigma$ に置き換えることによって、次式のように推定できる。

$$\tau = \frac{\sin \theta + \mu \cos \theta}{\cos \theta - \mu \sin \theta} \sigma' \quad (4.41)$$

ここに、 μ は摩擦係数である。

図-4.51に式4.41から求められた推定値と試験値の比較を示す。応力度が上昇するほど、試験値と一致する θ は小さくなっていく。既往の研究成果に従えば、これは変形量の増大とともに大きな接触角成分は塑性域に達して応力負担が頭打ちになるのに対して、小さな接触角を持つ成分も接触していくために、全体の主応力方向が回転していくためと説明される。今回の試験の場合、主応力は0.2rad程度回転することになる。しかし、対象とした試験体の場合、図-4.40の考察から、試験全般にわたって接触していたと推定された接触角の範囲は、0.48~0.85radと0.2radを下回るため、この機構のみで主応力方向の回転を説明することは難しい。主応力方向の回転は、接触

要素の回転も一因であると考えられるが、本試験の場合には、後述のとおり、波の起伏が試験変位量に比べてはるかに大きいために、接触面の回転量は非常に小さい。

図-4.51を再び注視すると、処女載荷時の曲線と再載荷時の曲線は近しいことから、除荷-再載荷時にも、主応力の回転が生じることが確認される。すなわち、除荷によって回復可能な機構で、主応力の回転が発生していると判断される。この現象は、塑性変形による荷重負担率の低下による主応力回転機構では説明できない。

上述の消去法的な考察により、本検討では、この主応力方向の回転を摩擦力の低減現象と仮定して考慮することとした。

図-4.52に推測される摩擦力の低減機構を示す。すべり量の増加とともに、ひび割れや亀裂面の微細な領域では、磨耗によって、水和粒や微細な骨材が剥離していくと考えられる。図-4.53に直応力一定下での摩擦-すべり関係の概念図を示す。これらの粒や接触密度関数に考慮されない寸法の微細な凹凸は、すべりとともにダイレタンシー効果を発揮する。このため、極初期には大きな摩擦力が生じると推測される。すべり量がさらに増加すると、剥離粒のベアリング効果等によって、摩擦力は低下していく。十分にすべりが大きい範囲では、摩擦の低減と増進が平衡になり、摩擦力は一定値に向かうと思われる。このような効果を簡単に考慮するために、本研究では、摩擦力の低減を摩擦係数の低下によって表現することとした。図-4.54に解析で使用した、有効摩擦係数とすべり量の関係を、板材ごとに示す。また、式4.42にコンクリート接触面を対象とした、有効摩擦係数のモデルを示す。

$$\mu' = \mu - 10.64 \cdot \text{slip} \quad \text{and} \quad \mu' \geq 0.50 \cdot \mu \quad (4.42)$$

ここに、 μ' は有効摩擦係数、 slip はすべり量(mm)を表す。式4.42は本試験ではコンクリート同士が接触する、WAVE-C1に適用した。鋼製波板を有するWAVE-S1の場合には、鉄板の裏と表の2面ですべりが生じる。このため、片側のすべり量は半減するので、低下率を0.50倍に設定した(式4.43)。

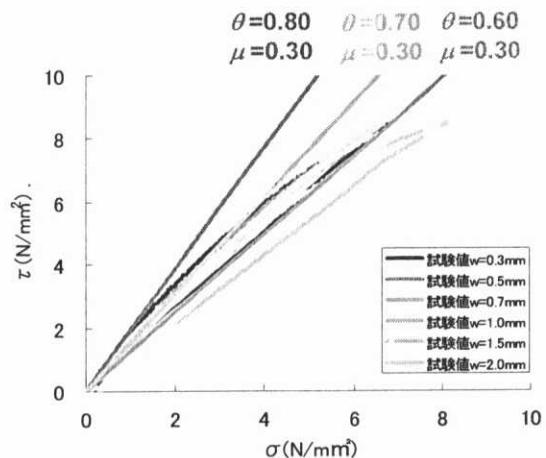


図-4.51 載荷中の主応力方向の回転
(WAVE-S1)

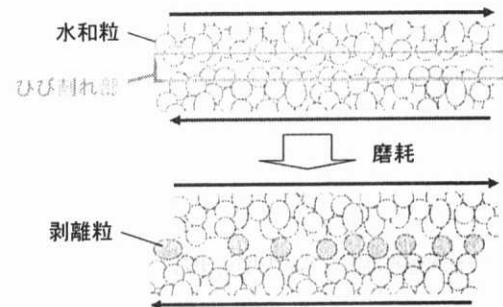


図-4.52 摩擦力の低減機構

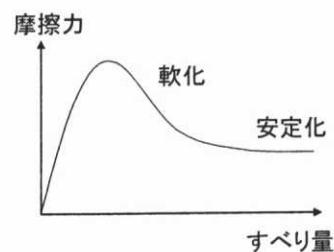


図-4.53 直応力一定下での摩擦-すべり関係の概念図

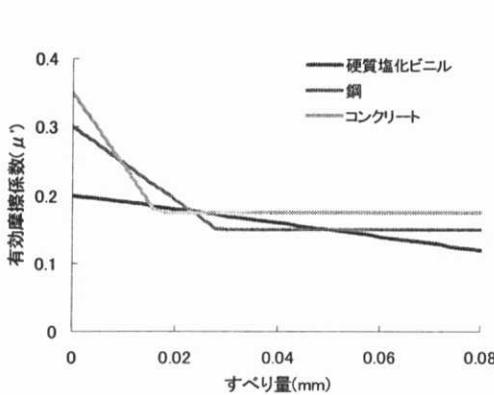


図-4.54 解析に使用した有効摩擦係数

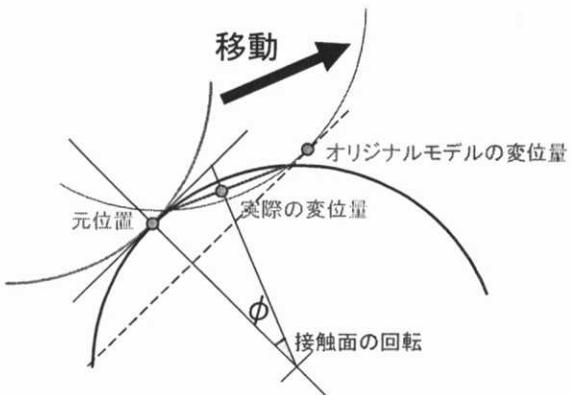


図-4.55 変形にともなう接触角の回転

$$\mu' = \mu - 0.5 \times 10.64 \cdot \text{slip} \quad \text{and} \quad \mu' \geq 0.50 \cdot \mu \quad (4.43)$$

硬質塩化ビニル製波板を使用した場合(WAVE-P1)には、後述のとおり、板材の降伏が先行するため、算出されるすべりの大半が、板材のせん断塑性変形によって受け持たれると考え、低下率を約1/10とした(式4.44).

$$\mu' = \mu - 0.095 \times 10.64 \cdot \text{slip} \quad \text{and} \quad \mu' \geq 0.50 \cdot \mu \quad (4.44)$$

(f) 接触要素の回転

図-4.55に示すように、ある接触要素の接触面方向は変形とともに変化していく。接触密度理論では、対象とする接触方向面が無限に広がっていることを仮定し、接触変位量を算出するので、接触面の回転が無視できない場合には、面方向とともに有効接触変位を過大または過小に算出する。接触面形状を円弧として仮定すると円弧の直径を用いて、全体変位による接触面の回転量は、式4.45~4.47により求めることができる。

$$w'_\theta = \frac{0.5 \cdot (2 \cdot w_\theta - (w_\theta^2 + \delta_\theta^2))}{2 \cdot G_{\max}} \quad (4.45)$$

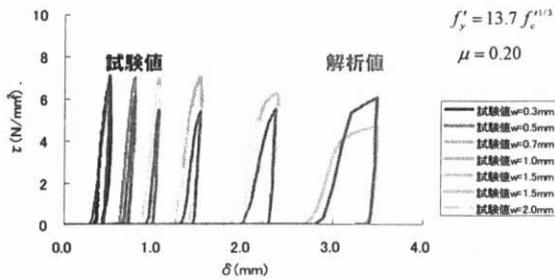
$$\delta'_\theta = \frac{2 \cdot G_{\max} \cdot \delta_\theta}{2 \cdot G_{\max} - w_\theta} \quad (4.46)$$

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_\theta}{2 \cdot G_{\max} - w_\theta} \right) \quad (4.47)$$

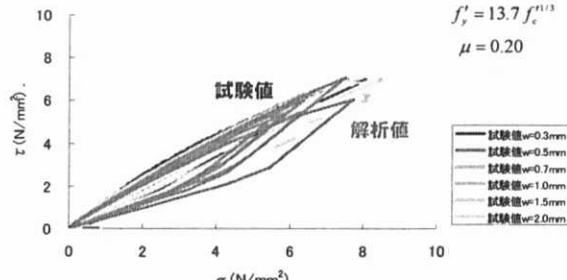
ここに、 w'_θ は補正された有効接触変位、 δ'_θ は補正されたせん断変位量、 ϕ は回転角(rad)である。また、 G_{\max} は円弧の直径を表し、ここでは骨材最大寸法とした。回転方向には正負の両方が存在し得るが、接触密度理論中では、高角度の接触密度が小さいこと、高角度成分が先行して接触を開始し、せん断伝達挙動を支配することを踏まえて、式4.48に示すように一様に接触角度は低減すると仮定した。

$$\theta' = \theta - \phi \quad (4.48)$$

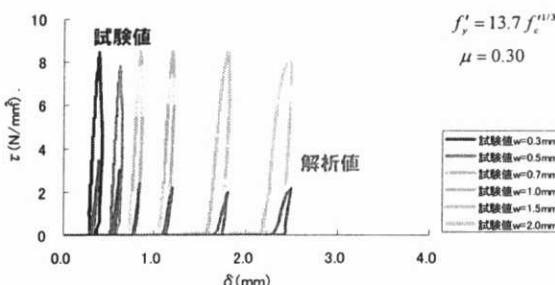
ここに、 θ' は修正された接触角度を表す。波板では、1波を1つの円弧として近似できるので、 G_{\max} は約22mmと算定される。式4.45~4.47により得られる回転角はひび割れ幅 $w=0.3\text{mm}$ のとき、約0.01radと小さいが、 $w=2.0\text{mm}$ では約0.07radとなり、無視できない。 $\sigma-\tau$ 関係の試験値に着目す



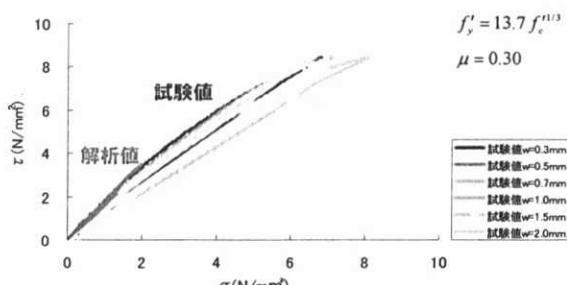
(a) WAVE-P1 試験体



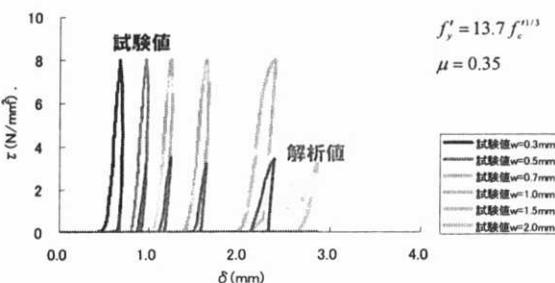
(a) WAVE-P1 試験体(要修正)



(b) WAVE-S1 試験体

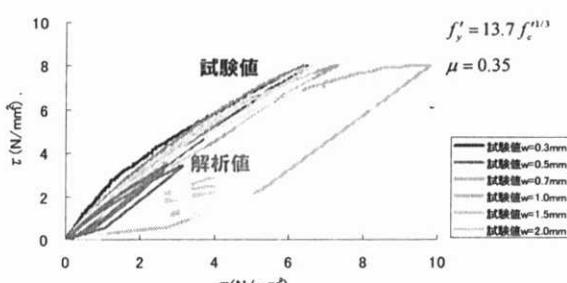


(b) WAVE-S1 試験体



(c) WAVE-C1 試験体

図-4.56 せん断応力-すべり関係による波板試験値と波板の接触密度分布による解析値の比較(摩擦を考慮)



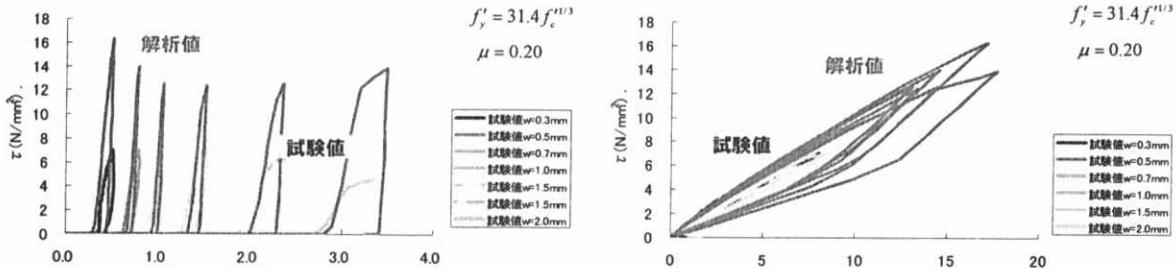
(c) WAVE-C1 試験体

図-4.57 直応力-せん断応力関係による波板試験値と波板の接触密度分布による解析値の比較(摩擦を考慮)

れば、ひび割れ幅の増加とともに曲線の傾きがわずかずつ低下していることが確認できる。この傾きの低下は、接触面の回転によって概ね説明できる。

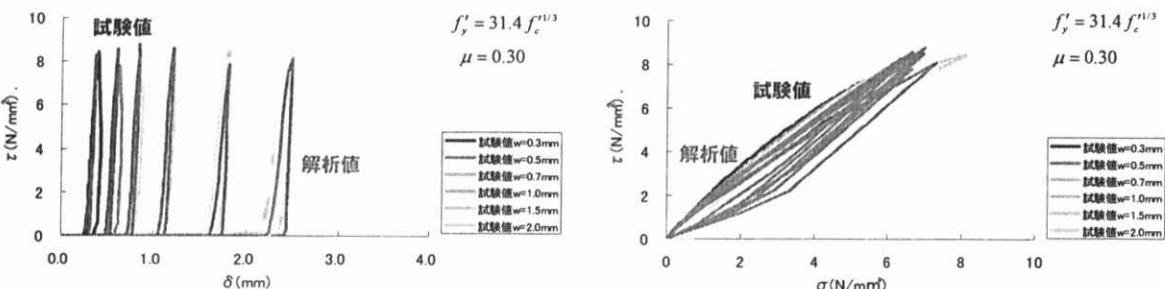
図-4.56, 4.57に上記の、摩擦の影響及び摩擦の低減、接触角の回転の影響を取り入れた解析結果と試験結果の比較を示す。ここで、摩擦係数は硬質塩化ビニル製波板に対して0.20、鋼板製波板に対して0.30、コンクリート同士の接触面に対して0.35の値をそれぞれ採用した。

図-4.57の載荷曲線の傾きが試験値と解析値で一致することから、摩擦の度合いが適切に評価されていると判断される。ただしWAVE-S1, WAVE-C1試験体に対しては、摩擦を考慮してもなお、せん断応力の予測値は実験値を過小評価する結果となった。



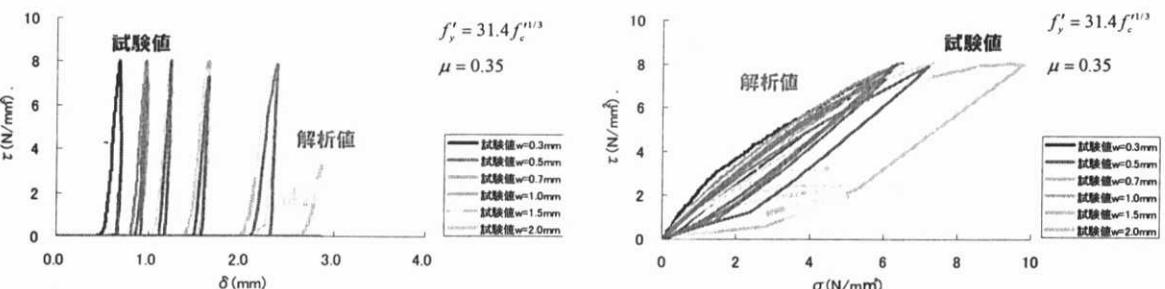
(a) WAVE-P1 試験体

(a) WAVE-P1 試験体



(b) WAVE-S1 試験体

(b) WAVE-S1 試験体



(c) WAVE-C1 試験体

(c) WAVE-C1 試験体

図-4.58 せん断応力-すべり関係による波板試験値と波板の接触密度分布による解析値の比較(摩擦を考慮)

図-4.59 直応力-せん断応力関係による波板試験値と波板の接触密度分布による解析値の比較(摩擦を考慮)

(g) 2次元亀裂面の接触降伏強度

接触密度分布と摩擦効果が適切に評価されていると仮定すれば、波板の試験値と解析値の相違は、接触要素の弾塑性破壊モデルに修正を要することを示している。既往の弾塑性破壊モデルは3次元的な形状を持つひび割れ面に対して構築されているので、モデル中に採用される数値には、3次元的な効果が取り込まれていると解釈できる。このため2次元的な亀裂面に対して、直接、既往のモデルを準用した場合、試験値との乖離が生じると考えられる。そこで2次元亀裂に対する接触強度を感度解析により同定することとした。その結果、接触降伏強度を式4.49のように定めた。

$$f_y' = 31.4 f_c'^{1/3} \quad (4.49)$$

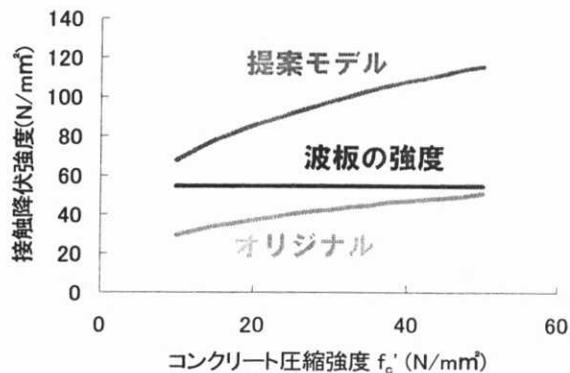
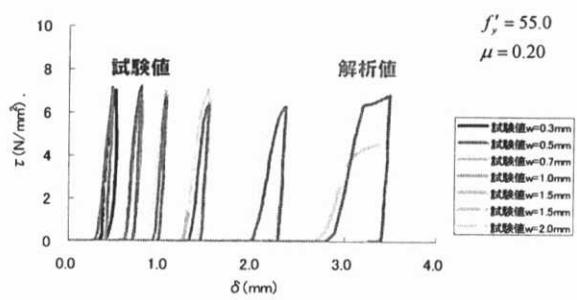


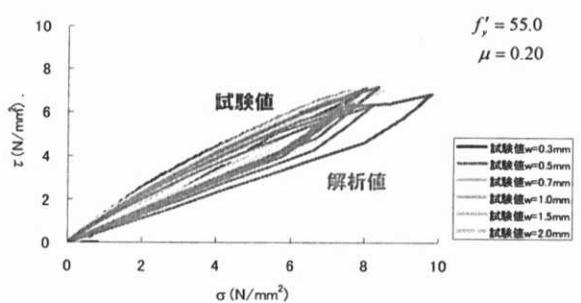
図-4.60 コンクリート圧縮強度と接触降伏強度の関係



(a) せん断応力ーすべり関係

表-4.3 硬質塩化ビニル製波板の材料特性値[7]

製造会社	タキロン株式会社
製品名	タキロン強化ネット
材質	硬質塩化ビニル
厚さ t	0.90mm
弾性係数 E	2.5~4.2kN/mm ²
圧縮強度 f'_c	55~90N/mm ²



(b) 直応力ーせん断応力関係

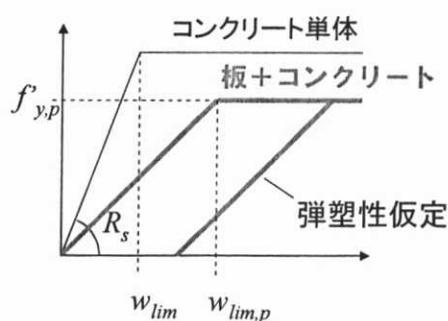


図-4.61 硬質塩化ビニル製波板を使用した場合の弾塑性モデル

図-4.62 板材強度を考慮した場合の解析値と試験値の比較 (WAVE-P1 試験体)

通常のひび割れ面に対するモデル(式4.31)と比較すれば、係数値が約2倍となっている。

接触剛性は、既往のモデルと同様に式4.28を採用し、 $w_{lim}=0.04\text{mm}$ とした。

接触降伏強度を修正して解析を行った結果を図-4.58、図-4.59に示す。WAVE-S1およびWAVE-C1試験体に対しては、解析値は概ね試験値を再現しているといえる。

ただし、硬質塩化ビニル製波板を使用した試験体では、解析値は試験値を過大に評価する結果となった。この原因については次項で検討を行う。

(h) 硬質塩化ビニル製波板の材料特性

接触降伏強度が式4.49に従うと仮定すると、接触降伏強度はコンクリートの一軸圧縮強度に比して、極めて大きな値をとる。図-4.60に圧縮強度と接触降伏強度の関係を示す。圧縮強度が20~40N/mm²の実用範囲では、接触降伏強度は85~107N/mm²と算定される。この値は、硬質塩化ビニル材の圧縮強度よりも大きい。そのため、式4.49による接触降伏強度の値が妥当であるとすれば、WAVE-P1試験体では、コンクリートの接触降伏に先行して、板材の塑性が発生する考えられる。この理由で、コンクリートの接触降伏を仮定した解析値(図-4.58(a), 4.59(a))は試験値を過大評価する結果となったと仮説付けられる。そこで、板材の材料特性を考慮し、再度解析を行うこととした。

表-4.3に硬質塩化ビニルの材料特性値を示す。波板の材料特性値は公表されていないため、ここでは、下水道管の設計に使用される材料特性値を準用した。

表中の値からも、式4.49で求められるコンクリートの接触降伏強度に比して、圧縮強度が小さいことがわかる。また、硬質塩化ビニルは弾性係数が小さく、板厚が比較的大きいため、接触剛性にも影響を与える。

図-4.61に硬質塩化ビニル製波板を使用した場合の弾塑性モデルを示す。ここでは、板材を含めた接触剛性と接触降伏強度を定義することとし、他の試験体と同じフレームを使用して、計算することとした。

$$w_{lim,p} = f'_{y,p} \left(\frac{t}{E} + \frac{w_{lim}}{f'_y} \right) \quad (4.50)$$

ここに、 $w_{lim,p}$ は板材降伏時の有効接触変位、 $f'_{y,p}$ は板材の接触降伏強度、 t は板厚、 E は板材の弾性係数である。弾性係数は、PVC下水道管の設計で使用される値(2942N/mm²)を用いることとした。また、板材の接触降伏強度は55N/mm²とした。一例として、 $f_y=80\text{N/mm}^2$ として降伏変位量を試算すると、降伏変位量 $w_{lim,p}$ は0.044となり、 $w_{lim}=0.04\text{mm}$ と同等となる。

図-4.62に板材の強度を考慮した場合の試験値と解析値の比較を示す。このとき、解析値は試験値を概ね再現していることから、接触要素の伝達力が板材によって低減されていることが示された。解析値はひび割れ幅 $w=2.0\text{mm}$ でのせん断力を過大評価しているが、これは波全体の破壊が考慮されていないためであり、今後の検討課題としたい。

4.6 ACD部材を対象とした検証

4.6.1 載荷板周辺のモデル化

通常、RC部材実験の構造解析では、載荷板要素とコンクリート要素は完全に接着されているものとしてモデル化される。ディープビームでは、載荷板直下で比較的大きな圧縮応力が発生するが、通常は載荷板によって変形が拘束されるために、この部位では3次元的な拘束効果が生じる。本研究で検証に用いた試験では、初期不整の除去を目的として載荷板と試験体の間に、袋詰めした石膏を挟みこんでいる(図-4.63(a)参照)。ビニル膜が試験体と載荷板との境界に介在するために、直接載荷板とコンクリートが接触する場合に比べて、載荷板による拘束効果は小さいと考えられる。

以降の検証では、載荷板による拘束の除去を目的として、載荷板要素とコンクリート要素の境

界に接合要素(ユニバーサルジョイント)を設定している。図-4.63(c)に接合要素に用いた特性値を示す。接合要素のせん断剛性は、拘束を極力除去するように、開口時、閉合時ともに計算の収束性を保つ範囲で小さな値とした。

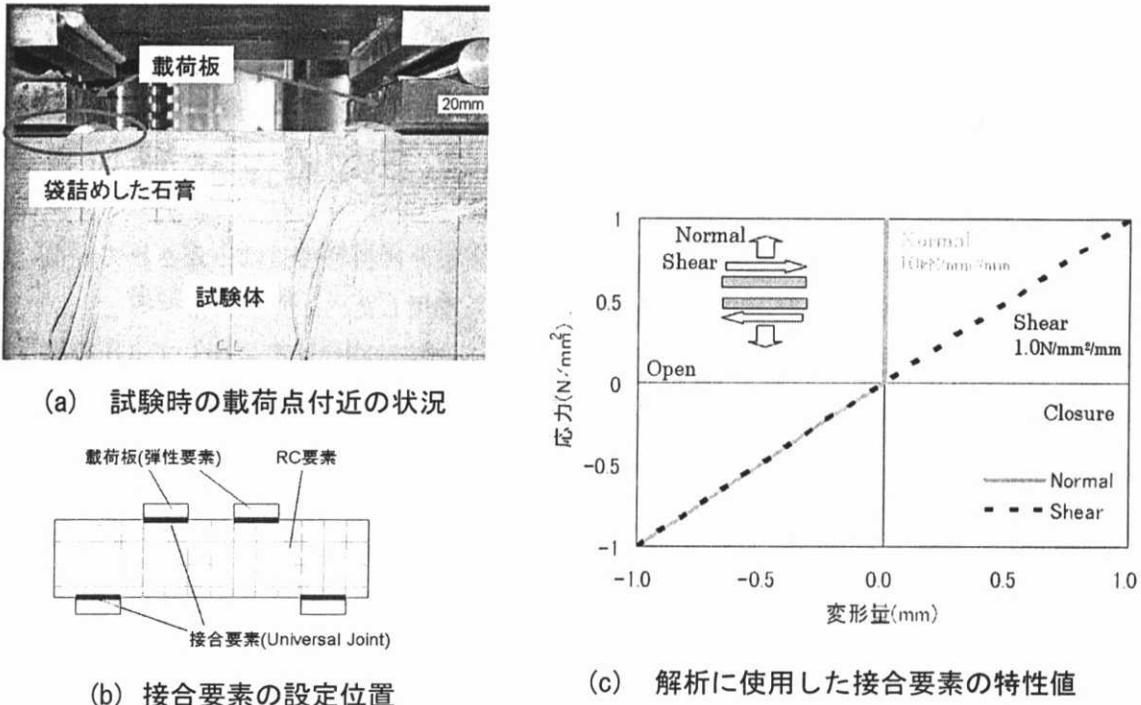


図-4.63 載荷板とRC要素の境界に設けた接合要素の特性値

4.6.2 平板が埋め込まれた試験体による検証

人工亀裂が部材耐荷性状に与える影響を解析的に評価する手法の検証を目的として、第2章で実施した平板が埋め込まれた試験体を対象として、解析値と試験値との比較を行った。人工亀裂は前述のように接合要素(RCジョイント)により表現することとした。平板状の摩擦力の影響を考慮するために、接合要素には、0~0.1radの範囲で定値となる接触密度分布を仮定し、せん断伝達力を与えた。接触密度要素寸法は5cmの正方形とすることを基本とした。また、無筋要素の圧縮軟化則には、前述の基準試験体の解析で使用したモデルを用いた。

(a) a/dによる実験値と解析結果の比較

図-4.63にa/dを変動因子とした試験体群の試験値と解析値の比較を示す。これらの試験体では、平板状の人工亀裂が、せん断スパンの半分の長さに設置されている。解析結果は概ね試験値を適切に評価しているといえる。これらの試験体では、最大荷重時の変位は解析値のほうが大きくなる傾向となった。

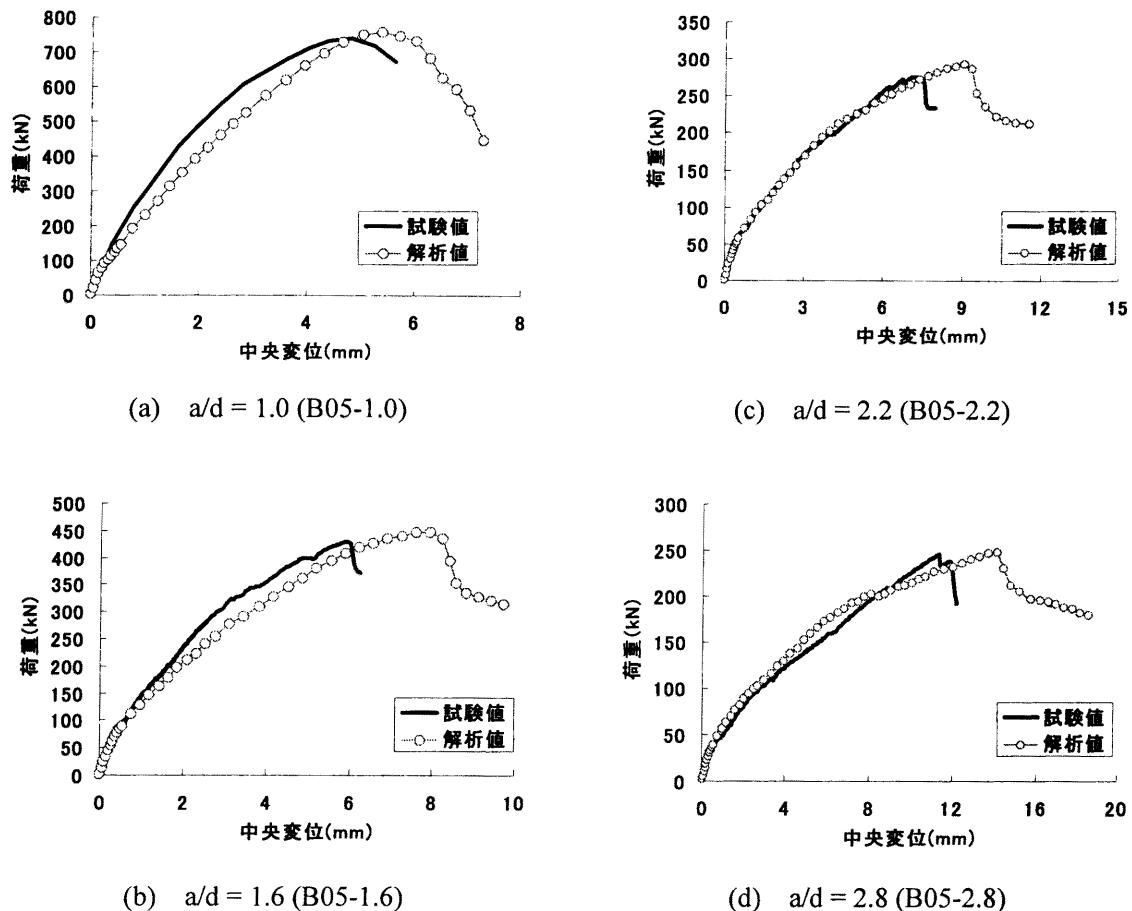


図-4.63 a/d の異なる平板試験体を対象とした実験値と解析値の比較
(板の長さ=せん断スパンの 5 割)

(b) 板材端部位置の影響

平板状の人工亀裂が設置された試験結果(第2章参照)から、タイドアーチ的な耐荷機構による部材耐力は亀裂面配置に大きく依存することが示された。この現象の再現性を確認するために、材端位置を変動因子とした試験体群を対象として解析を行った。図-4.64に人工亀裂面の材端位置が異なる試験体の解析値と試験値の比較を示す。これらの試験体に対しても解析値は試験結果を概ね再現しているといえる。ただし、人工亀裂装置がせん断スパンの3割の長さに配置されているA03-2.8試験体では、最大荷重付近の挙動に相違が確認できる。A03-2.8試験体では人工亀裂面によるひび割れの迂回効果と抑止効果が十分に発揮されない結果、破壊後の軟化性状が他の試験体に比べて急峻になっている。このときの終局時の破壊は圧壊型よりは引き裂き型に近いと判別される。このような迂回効果の遷移領域では解析値と試験値に若干の差が生じる結果となった。

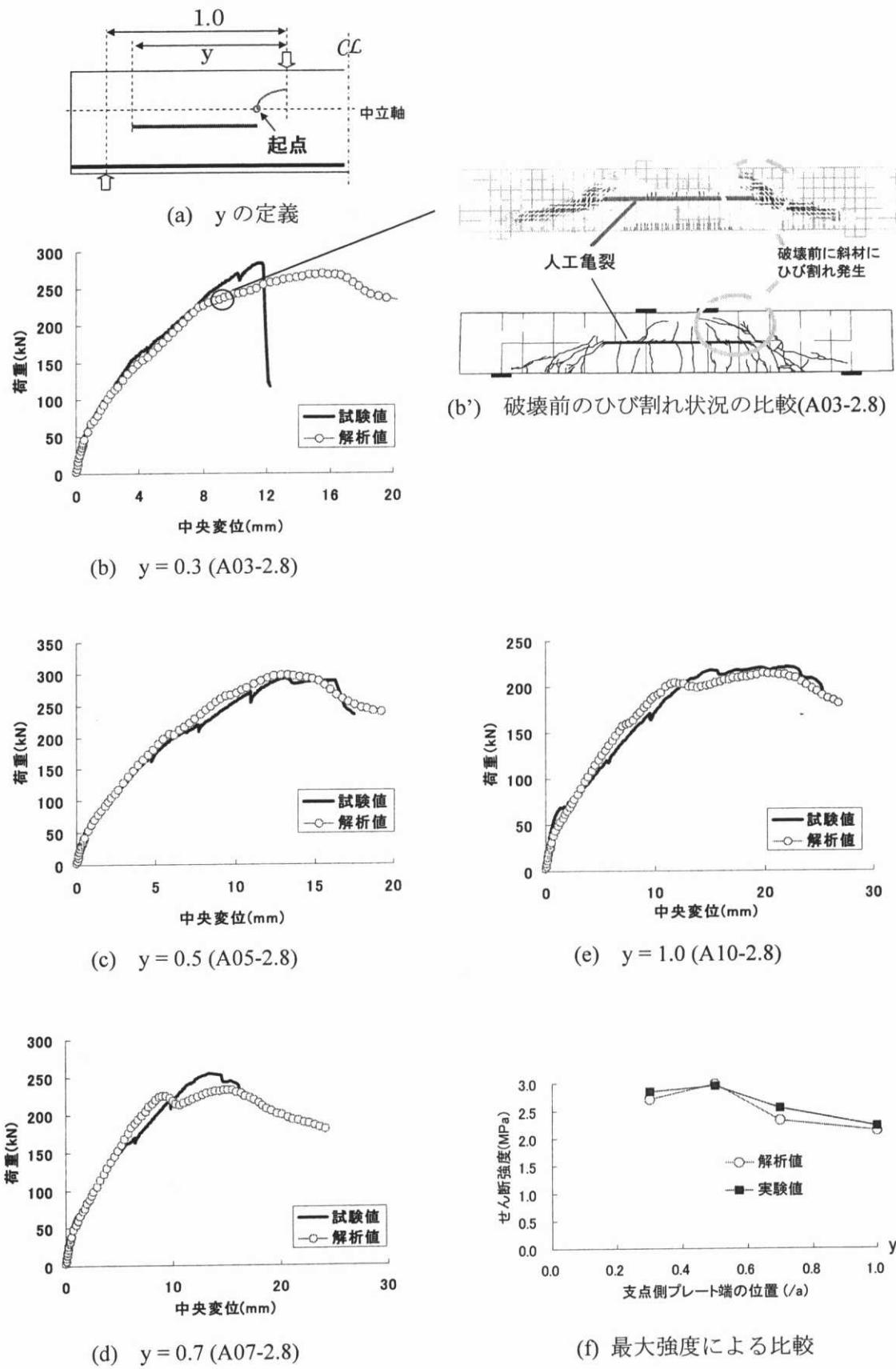


図-4.64 板材の配置長さの異なる平板試験体を対象とした実験値と解析値の比較

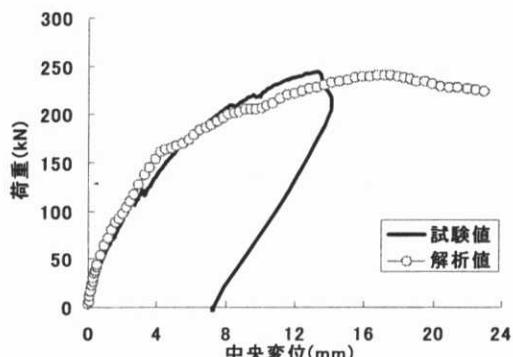
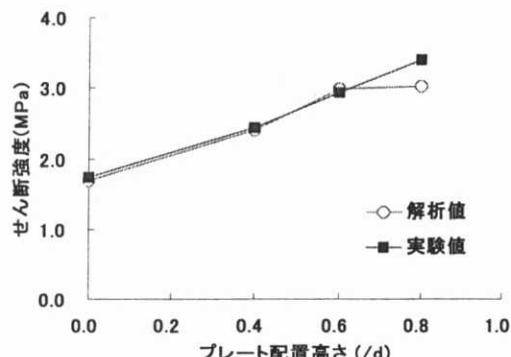
(板の配置高さ=試験体高さの半分(有効高さの4割))

図-4.65に、板材配置高さの異なる試験体における試験値と解析結果の比較を示す。板材の配置高さが主鉄筋位置に近い、A05D-2.8試験体では、解析値は試験値を若干過小評価する傾向にある。この試験体においても軟化は急峻であり、この試験体も亀裂面長さが割合短いために、亀裂による効果は完全には発揮されていなかったと考えられる。

図-4.66に上記の平板が設置された試験体の最大強度における解析値と試験値の比較を示す。

図-4.66(a)にはPLゾーンに既往の圧縮軟化則(宮原・前川モデル)を使用した場合の解析値と試験値の比較を示した。試験値と解析値の比の平均は1.14であり、解析値は試験値を若干、過小評価する傾向にある。

図-4.66(b)には無筋要素に図-4.21の軟化則を採用した場合の比較を示す。対象試験体数は14体と少ないものの試験値と解析値の耐力比は変動係数が4.8%と十分に小さな値となった。3章で提案した簡易算定式では同一対象部材に対して、変動係数が8.9%であり、解析による評価のほうが、部材間の評価のばらつきが小さい。このことより、人工亀裂として平板を使用する限りにおいては、無筋コンクリート要素の圧縮強度低下則を適切に設定することによって、人工亀裂部材の耐荷性能は、解析的に評価可能であるといえよう。

(a) $y = 0.4$ (A05U-2.8)

(c) 最大強度による比較

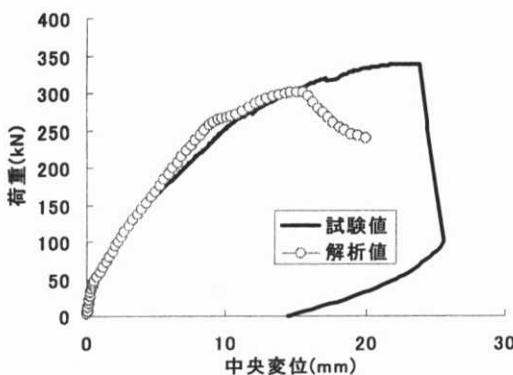
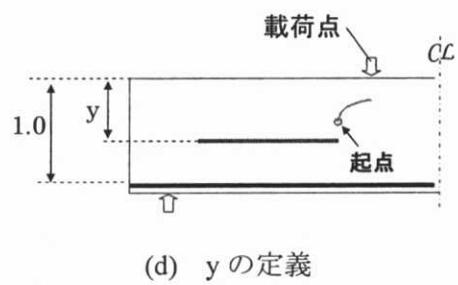
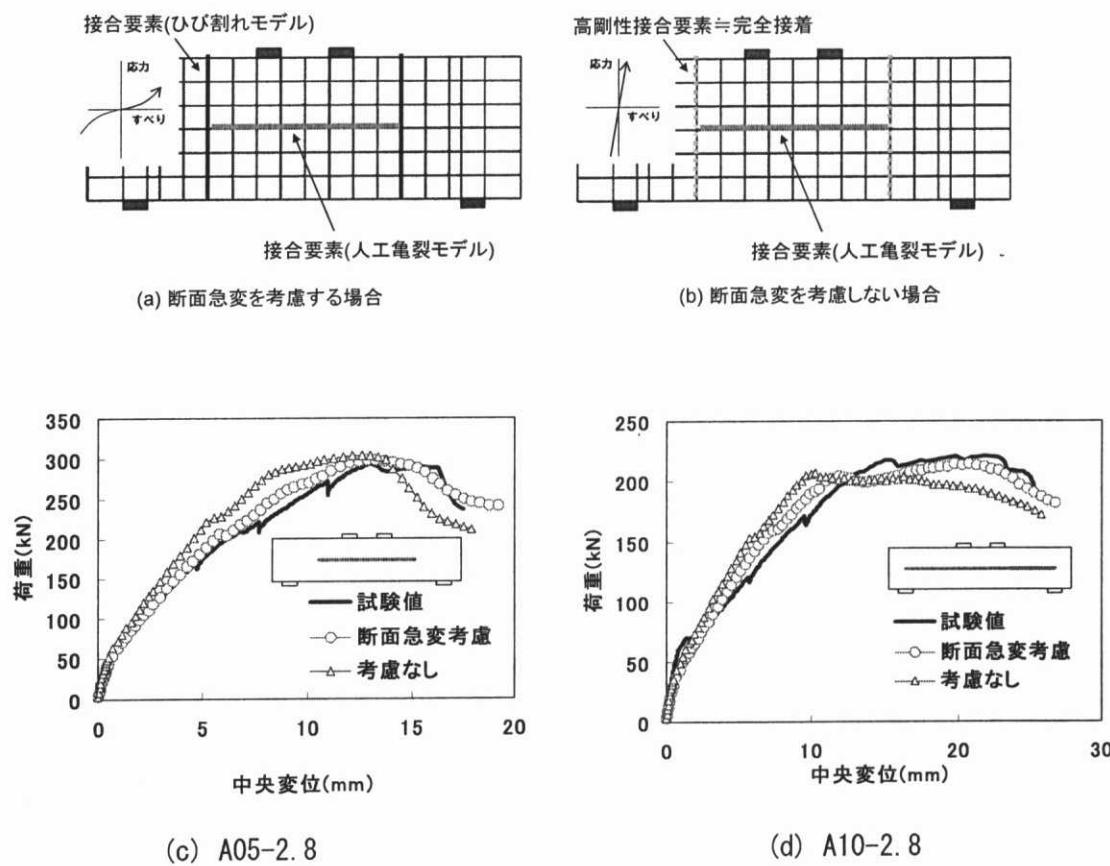
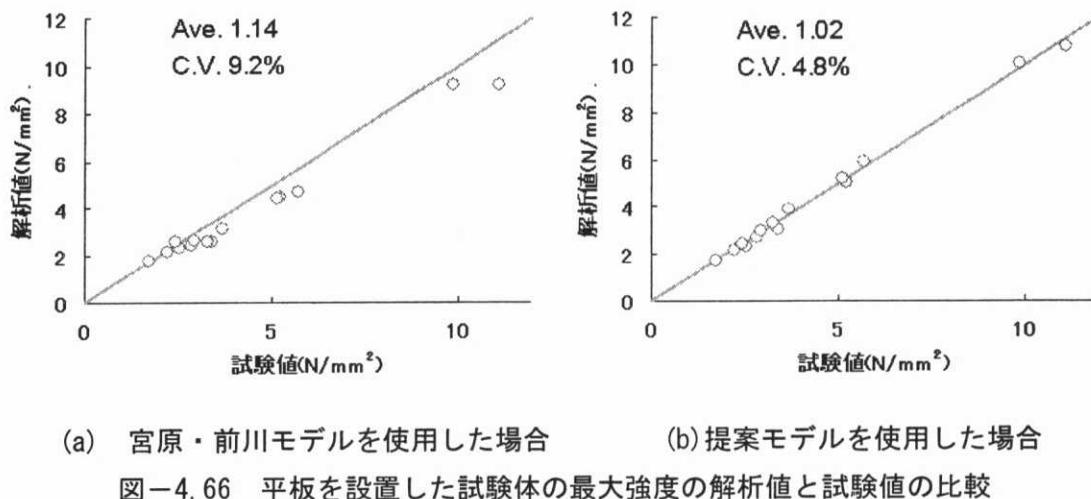
(b) $y = 0.8$ (A05D-2.8)(d) y の定義

図-4.65 板材の配置高さの異なる平板試験体を対象とした実験値と解析値の比較
(板の配置長さ=せん断スパンの半分)



(c) 断面急変による局所変形の影響

人工亀裂を水平方向に配置した場合には、板材の材端では断面状況が急変するために応力集中が生じる。このため、人工亀裂の材端では変形が集中する傾向にある。このような集中的な変形を表現するために材端位置に接合要素を設けて解析を行うこととした。

図-4.67 に RC ジョイントの有無が解析結果に与える影響について比較を行った。RC ジョイントを設定しない場合には、接合要素の開口およびズレ変形が十分に小さくなるように、接合要素には大きな剛性を与えた(図-4.67(b)参照)。材端部に RC ジョイントを設定しない場合には、図-4.67(c) (d) に示すように、部材剛性に関して、解析結果は試験値よりも若干大きくなる傾向にある。材端部に RC ジョイントを設定した場合には、解析結果と試験結果が概ね一致することから、人工亀裂材端は断面の急変部として取り扱ったほうが適当であると判断される。ただし、最大強度に関しては RC ジョイントの有無によらず、同程度となる傾向となった。

4.6.3 波板が埋め込まれた試験体

図-4.68 に波板が設置された試験体の解析値と試験値の比較を示す。波板のせん断伝達モデルには、前節の要素試験により得られたモデルを使用した。解析結果は、板材の材質や a/d によって試験値との大小関係が異なる結果となった。比較的せん断伝達作用力が小さい、 $a/d=2.8$ の試験体や、せん断伝達能力の大きい場合でも鋼板製の波板を使用した場合には、解析値は試験値を妥当に評価している。一方、 $a/d=1.0 \sim 1.1$ で、硬質塩化ビニル製の波板を使用した場合には配置方向によらず試験値と解析値は大きく乖離する結果となった。図-4.69 に WHS10-1.1, WHP10-1.1 試験体のひび割れ状況における解析結果を示す。両試験体は板材の材質以外は同一の諸元であり、実際の試験では荷重-変位関係およびひび割れ状況はほぼ同様であった。一方、解析によるひび割れ予想図は大きく異なる結果となった。鋼製波板を使用した WHS10-1.1 試験体では試験時のひび割れ観察結果と解析によるひび割れ図は概ね整合しているが、プラスチック製波板を使用した WHP10-1.1 試験体では、板材を貫通するひび割れが卓越し、板材の効果がほとんど発揮されていないようである。ここでは、比較的大きな接触応力が生じると、解析結果が試験結果と乖離する場合があることを指摘することに留め、詳細な検討と要素構成則の改良については今後の課題としたい。

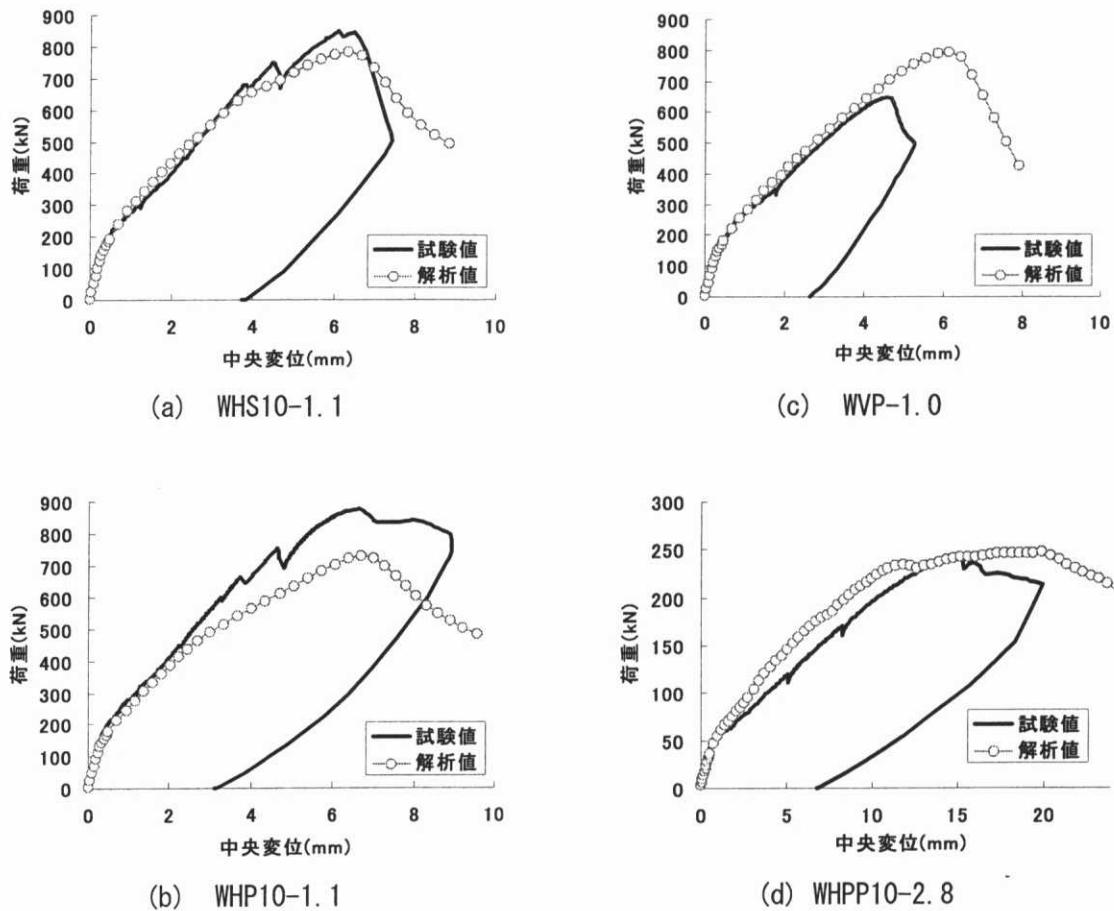


図-4.68 人工亀裂に波板を使用した試験体の実験値と解析値の比較

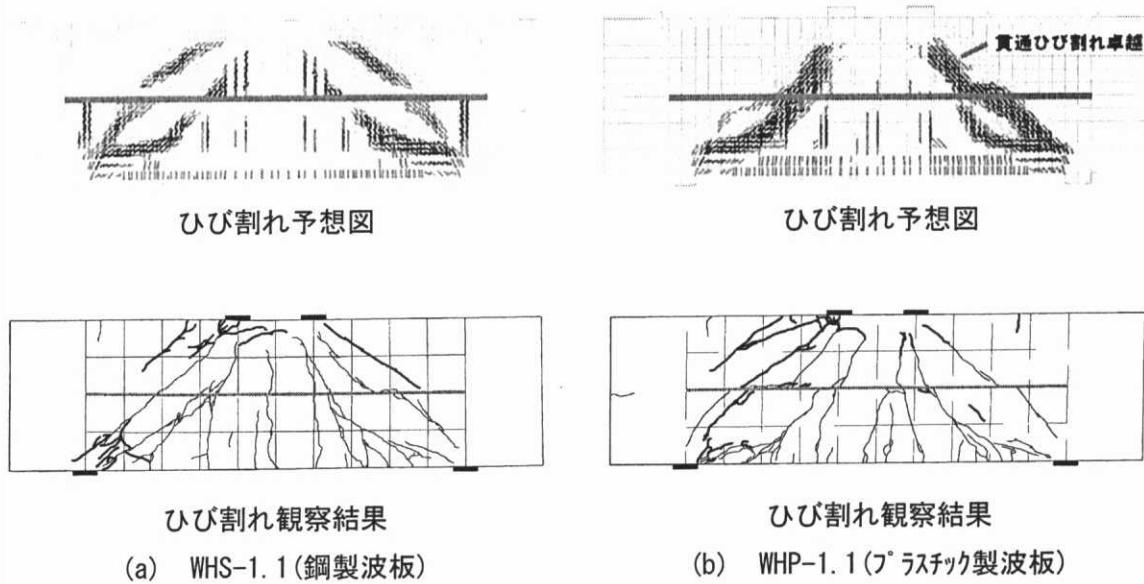


図-4.69 水平方向に波板が設置されたディープビーム部材のひび割れ予想図

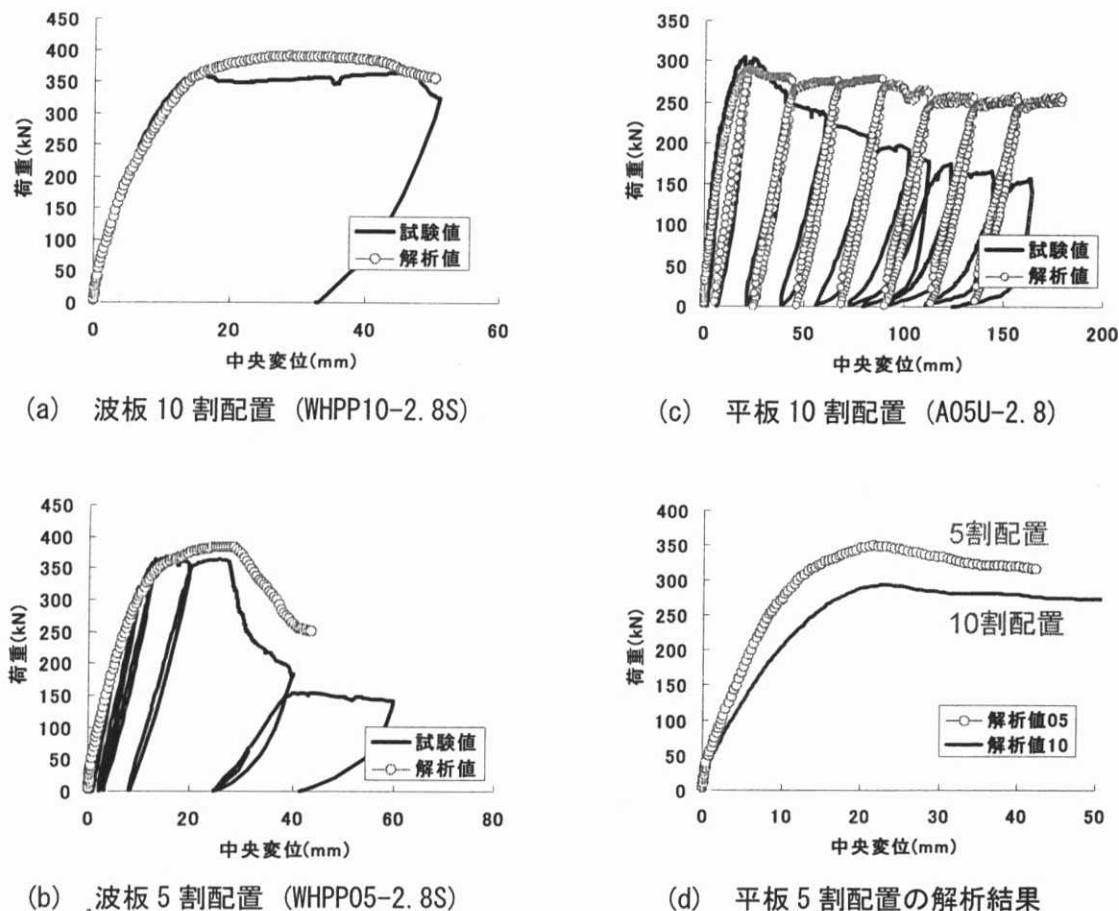


図-4.70 せん断補強筋と人工亀裂を併用したはり部材の実験値と解析値の比較

4.6.4 せん断補強筋を有する部材の評価

図-4.70には、人工亀裂とせん断補強筋が併用された試験体の試験値と解析値の比較を示した。対象試験体は3体であるが、いずれの試験体に対しても、解析値は最大荷重と軟化開始変位を再現できていることが確認できる。波板の配置長さの影響について着目すると、十分量のせん断補強筋がある場合には、せん断スパンの5割の長さで波板を設置した場合(図-4.70(b))よりも、せん断スパン全長に配置した場合(図-4.70(a))のほうが、軟化開始変位が大きくなる結果となった。降伏以前の最大耐力の増加を目的とする場合には、せん断スパンの5割配置が妥当であるが、降伏以後の変形性能が主眼となる場合には、アーチ斜材角が小さいほうが有利になると考えられる。

平板を使用した試験体(図-4.70(c))では、波板に比べて2割程度最大荷重が低下し、降伏とほぼ同時に軟化が開始した。解析結果はこの傾向を概ね表現しているが、軟化の傾きは試験値よりも緩やかになる結果となった。この傾向は、波板試験体の解析結果でも確認できる。この試験値との相違の主要因として、かぶりコンクリートの剥落が考えられる。試験では軟化開始以後に、変位が増加するに従って、かぶりコンクリートが剥落する様子が確認できた。中央変位が100mmを超えたあたりでは、せん断補強筋に囲まれたコアコンクリートがむき出しになる状態であった。今回の解析では、このようなかぶりの剥落による断面減少を考慮しなかったために、軟化曲線が

試験値よりも緩やかになったものと考えられる。

図-4.70(d)には、平板を5割配置した場合の解析結果を示した。本研究では、5割長さで平板を配置した試験体は作成していないが、解析結果は5割配置した場合には10割配置に比べて部材剛性と最大荷重が大きくなる傾向を示している。これは10割配置に比べて圧縮斜材角が大きくなるためと考えられる。変形性能に対してはほとんど改善が見られない結果となったが、これに関しては試験により検証が必要である。

試験および解析の両者によって、板材が部材軸に水平方向に配置されることで発現するタイドアーチ効果に対して、部材の降伏以降のせん断破壊を評価する際には、一般RC部材で用いられているような曲げせん断耐力比による整理[14]は適用できないことが示されたといえる。また、変形性能を含めた部材耐荷性能は、人工亀裂を接合要素として表現した解析によって評価可能であることが示されたといえよう。

4.7 第4章の結論

本章では、人工亀裂が部材耐荷性能に与える影響を解析に再現する手法の提案と検証を行った。試験結果との比較によって、タイドアーチ的な効果を解析的に評価する際には、分散ひび割れモデルを使用した場合においても、解析結果は要素寸法に依存することを示した。また、この寸法依存性はエネルギー原理に基づくものというよりは、ひび割れの経路評価に関わるところが大きいことが示唆された。無筋コンクリート要素に先行ひび割れによる圧縮軟化則を適切に設定した場合には、人工亀裂を接合要素として表現することで、水平方向に人工亀裂を設置した場合に顕著となるタイドアーチ的な効果が解析的に評価可能であることが示された。特に平板を人工亀裂に使用した場合には、簡易的な評価手法に比べて解析による評価値の精度が高いことが実証された。一方で、試験結果との比較から、硬質塩化ビニル製の波板を使用した場合には、解析値と試験値が整合しなくなることも起こりえることが明らかとなった。

また、せん断補強筋を有する人工亀裂部材の解析によって、せん断補強筋が十分に配筋され、部材の降伏が保証される場合には、プレート配置長さを大きくするほど降伏以降のせん断破壊変位が大きくなることが示された。このことより、人工亀裂によるせん断耐力増進機構では、一般的のRC部材のように終局時の変形性能をせん断耐力比によっては評価できないことが示唆された。同時に、人工亀裂部材の変形性能は、本章で提案した手法を用いることによって、有限要素解析により評価可能であることが示された。

第4章の参考文献

- [1] コンクリート標準示方書耐震性能照査編, 土木学会, 2002.
- [2] Xuehui AN : Failure Analysis and Evaluation of Sesmic Performance for Reinforced Concrete in Shear, Dissertation, University of Tokyo, Jun/1994
- [3] 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
- [4] Uchida, Y., Rokugo, K. and Koyanagi, W.: Determination of tension softening diagrams of concrete by means of bending tests, proceedings of JSCE, Vol.14, No.424., 1991
- [5] K. Maekawa, A. Pimanmas and H. Okamura: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon

Press, 2003

- [6] 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-49, pp.109-122, 2005年11月
- [7] Frank J. Vecchio and Michael P. Collins: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, No. 83-22, pp.219-231, March-April/1984
- [8] Takehisa MIYAHARA, Taiji KAWAKAMI and Koichi MAEKAWA: Nonlinear Behavior of Cracked Concrete Plate Element under Uniaxial Compression, Concrete Library of JSCE, No.11, pp.131-144, Jun/1988
- [9] コンクリート構造物の非線形解析技術研究小委員会成果報告書, コンクリート技術シリーズ 50, 土木学会, 2003
- [10] K. Otsuka: Size Effect in Fracture Process Zone of Concrete, JCI International Workshop on Size Effect in Concrete Structures, pp.41-50, 1993
- [11] 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回 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論文集, pp.119-128, 1983.10
- [12] 山田昌郎, 横田弘 : 等分布荷重を受ける片持ちディープビームにおけるせん断補強鉄筋の効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.955-960, 2001
- [13] A. Belarbi and T.T.C. Hsu: Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression, ACI Structural Journal, V.92 No.5, pp.562-573, Sep-Oct/1995
- [14] 平成8年版土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編, 土木学会
- [15] 半井健一郎, セメント系複合材料－地盤連成系を対象とする多相物理化学モデル, 東京大学学位論文, 2005
- [16] 半井健一郎, 三輪康宏, 前川宏一 : 立体支持条件を考慮したディープビームの3次元非線形解析と検証, コンクリート工学年次論文報告集, 第25巻, pp.1051-1054, 2003
- [17] 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-47, pp.175-193, 2005年5月
- [18] 三島徹也・Buja BUJADHAM・前川宏一・岡村甫 : 鉄筋コンクリート離散ひび割れを構成する材料モデルの開発, 土木学会論文集, No.442, V-16, pp.171-179, 1992年2月
- [19] Joost C. Walraven: Fundamental analysis of aggregate interlock, Journal of the structural division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.107, ST11, pp.2245-2270, Nov/1981
- [20] Ronnie R. H. Zhu, Thomas T. C. Hsu and Jung-Yoon Lee: Rational Shear modulus for smeared-crack analysis of reinforced concrete, ACI Structural Journal, V.98 No.4, pp.443-450, Jul-Aug/2001
- [21] 李宝禄・前川宏一・岡村甫 : 鉄筋コンクリートひび割れ面におけるせん断伝達特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12 No.2, pp.293-298, 1990

第5章

結論

本研究では、先行亀裂がRC部材の耐荷性能に与える影響を整理することを目的として、人工亀裂を部材に埋め込む手法(ACD手法)によって、ひび割れ特性を明確にしながら部材試験を行い、先行亀裂が部材耐荷挙動に与える影響度とその機構について検討を行った。

本章では、各章で得られた内容と知見、今後の課題をまとめることで本研究の結論とする。

第2章では、水平方向に人工亀裂が配置された梁部材の曲げせん断試験を行い、人工亀裂を有する部材がタイドアーチ的な効果を増進させることで、部材のせん断耐荷能力が向上することを示した。残存アーチの耐力は亀裂面材の配置によって大きな影響を受け、集中荷重条件下では支点一載荷点を結ぶ直線上に亀裂端部が交差しないように配置される場合に耐力増進効果が効率的に得られることを実験的に示した。ただし、板材の長さが小さすぎると、先行亀裂面材としてのひび割れ迂回効果が発揮されなくなることや載荷点側の材端位置によっては部材耐力が減少することに注意が必要である。また、人工亀裂による耐力増進効果は、 a/d が比較的大きい場合には有効であるが、 a/d が小さい場合には一般的な部材においてもタイドアーチ的な効果が発揮されるために、一般的な部材とほぼ等しくなることが実験結果から明らかとなった。

あわせて耐力増進作用が発現する条件について、特に定着部での応力場に着目し、検討を行った結果、水平方向に人工亀裂を有する場合には、重ね梁的な機構によって負曲げが生じるために、配筋状況によっては耐力が大幅に低下する場合があることを指摘した。

人工亀裂の面形状が部材の耐荷挙動に与える影響と、腹鉄筋を有する場合の部材挙動について実験的に検討を行った結果、部材のせん断耐力は人工亀裂面に適度なせん断伝達力を付与すると向上することが示された。また、孔あき鋼板を使用した場合には開口率と配置状況によっては貫通ひび割れが生じるために人工亀裂の効果が発揮されなくなることが指摘された。

せん断補強筋との併用効果について実験的に検討を行った結果、平板に比べて波板のほうが、トラス効果が十分に発揮されることが明らかとなった。せん断補強筋が十分に配置され、部材が降伏する条件下では、一般部材とは異なり、終局変位はせん断強度によって整理することが難しいことが明らかとなった。せん断補強筋がある場合の、終局変位の推定方法について課題が残された。

第 3 章では、ディープビーム部材や ACD 部材、アンボンド部材で顕著に確認される、タイドアーチ的な効果を定量的に評価するために、ひび割れ経路に着目し、簡易的に経路を同定するモデルを導いた。その上で静的トラスによる耐荷システムを仮定し、せん断耐力を評価する手法を導いた。一般の RC 部材、アンボンド部材、プレートが埋め込まれた部材に提案モデルを適用し、耐力の検証を行った結果、いずれの部材形式に対しても同等の精度を有することが検証された。

ただし、一般 RC 部材に対しては、大型試験体や高強度コンクリートを使用した場合の評価法が課題として残った。ACD 部材に関しては、プレート面のせん断伝達の取扱いなどが課題として残された。また、アンボンド部材に関しては、評価値と試験値との比較によって寸法効果が一般部材よりも小さい傾向にあったが、今後も更なる検討が必要である。

提案したモデルは評価対象を、集中荷重を受ける部材に限定して導出されたものであるので、載荷パターンや支持条件が異なる場合について課題が残された。

第 4 章では、非線形有限要素解析により、圧縮場が卓越するディープビーム部材や人工亀裂を有する部材の耐荷挙動の評価を行った。試験結果との検証によって、無筋部位を有する部材が圧縮卓越型で破壊を生じる場合には、平行ひび割れによる圧縮強度低下則を RC 要素と無筋要素に対して別途に設定する必要があることが示された。また、人工亀裂を有する部材の耐荷挙動を予測する際には、人工亀裂を接合要素として表現し、適切なせん断伝達モデルを使用することで、部材耐荷挙動の変化が解析的に評価可能となることが示された。また、せん断補強筋を有し、部材降伏以降にせん断破壊が生じる部材の終局変位についても、この解析手法によって概ね評価可能となることが示された。

第 5 章では、本研究で得られた成果と今後の課題をまとめた。

謝辞

本論文を審査していただきました、主査 岸利治博士（東京大学生産技術研究所助教授）、副査 魚本健人博士（東京大学生産技術研究所教授）、副査 藤野陽三博士（東京大学工学系研究科教授）、副査 前川宏一博士（東京大学工学系研究科教授）、副査 中埜良昭博士（東京大学生産技術研究所教授）、副査 堀宗朗博士（東京大学地震研究所教授）に深く感謝申し上げます。

岸利治博士には、本研究を遂行するに当たって終始多大な御指導御鞭撻を賜りました。先生には、真摯な態度に裏打ちされた方法論をはじめとして、研究者としての素養の多くを教わりました。ここに厚く御礼申し上げます。魚本健人博士、前川宏一博士には研究室配属以来、研究指導のみならず、研究者としての姿勢から人生哲学にいたるまで、広い視野から数多くのことを教えていただきました。藤野陽三博士、中埜良昭博士、堀宗朗博士には本論文を纏めるにあたり貴重な御示唆をいただきました。戴いた御意見・アドバイスは本研究のみならず、今後の研究および人生における財産であります。ここに深謝いたします。

細田暁博士(横浜国立大学)、土屋智史博士(コムスエンジニアリング)、藏重勲博士(電力中央研究所)、伊代田岳史博士(新日鐵高炉セメント)、加藤絵万博士(港湾空港技術研究所)、Quoc Huu Duy Phan 博士(東京大学生産技術研究所)、金田尚志博士(東京大学生産技術研究所)、糸山豊氏(名古屋工業大学)、半井健一郎博士(群馬大学)をはじめとする諸先輩方からは、身近な目標・手本として刺激を受けるとともに、多くの励ましとご助言をいただきました。

安雪暉博士(清華大学)は著者のコンクリート研究の最初の師であり、特に解析技術を初步から指導していただきました。本研究の解析技術もこのときの教えに拠るところが大きくあります。コンクリート研究室を選択するきっかけを与えてくれた同級の、古谷明寿氏(JR東海)、下村哲雄氏(大林組)、樋田爽氏(鹿島建設)、佐藤未希様(森トラスト)、出井里佳様(コーディネート総合研究所)に感謝いたします。浅本晋吾博士(埼玉大学)、Raktipong Sahamit Mongkol 博士(東京大学生産技術研究所)、Gebreyouhannes Esayas 氏(東京大学)とは、学術的な議論を交え、お互いに切磋琢磨しあえたことに感謝いたします。

修士課程と博士課程中途までの3年半の間、魚本・岸・加藤研究室の皆様方には多大なるご支援をいただきました。加藤佳孝博士（東京大学生産技術研究所）には忌憚のない御意見と励ました言葉をいただきました。西村次男氏、星野富夫氏には豊富な経験に裏打ちされた、的確な御指導をいただきました。村瀬豊氏(ショーボンド建設)、吉田聖氏(日本水道協会)、水野直子様、村上宰和氏(パナソニック)、吉田亮氏(東京大学博士課程)、佐藤雅義氏(芝浦工業大学修士課程)には本研究を進めるにあたり、多大なる御助力をいただきました。受託・共同研究員OBである、細川佳史博士(太平洋セメント)、石関嘉一氏(ブリヂストン)、杉山知巳氏(エヌエムビー)、渡辺聰子様(首都高速道路技術センター)、杉山基美氏(日本電気硝子)、楳島修氏(飛島建設)、恒國光義氏(東電設

計), 伊藤正憲氏(東急建設)や元社会人博士の野村謙二博士 (中日本高速道路), 小田部裕一博士(住友大阪セメント), 元研究生の関島謙蔵博士(倉測建設コンサルタント)には日頃から多くのサポートをいただき, また広範な分野にわたり御教唆いただきました. 田畠和泉様, 佐藤菜美様には, 本論文の取り纏めにおいて御協力をいただきました. ここに深く感謝いたします.

丸山久一博士(長岡技術科学大学理事・副学長, 教授), 下村匠博士(長岡技術科学大学助教授), 中村裕剛氏(長岡技術科学大学)には, 筆者の長岡技術科学大学への赴任後も, 研究活動が滞りなく継続できるように, ご配慮とご支援をいただきました. ここに心より感謝申し上げます.

最後に, 博士進学に際し, 理解と無償の支援をいただいた両親に深く感謝いたします.

2006年8月 田 中 泰 司