

高耐久性埋設型枠を設置した RC 梁の弾塑性挙動解析

松田 浩^{*1}・崎山 毅^{*1}・森田 千尋^{*1}
 出光 隆^{*2}・平嶋健太郎^{*3}・上野信一郎^{*4}
 高崎憲太郎^{*5}・鶴田 健^{*6}

Elasto-Plastic Behavior Analysis of RC Beams with PIC Boards

by

Hiroshi MATSUDA^{*1} Takeshi SAKIYAMA^{*1} Chihiro MORITA^{*1}
 Takashi IDEMITSU^{*2} Kentaro HIRASHIMA^{*3} Shinichiro UENO^{*4}
 Kentaro TAKASAKI^{*5} Ken TSURUTA^{*6}

In order to simulate the experiment of RC beams with PIC boards, we carried out crack analysis by using the non-linear FEM program which considered bond-slip between steel and concrete. As the results of numerical analysis, we could get the good results.

In this study, we analyzed RC beams with PIC boards in compression or tension side, by using FEM code (MARC). RC model was used with Okamura and Maekawa's models. We confirmed that analytical results can be simulated the experiment.

1. まえがき

有限要素法（以下 FEM と略記）は、今日、鋼構造物をはじめあらゆる構造物の構造解析手法として汎用的に用いられている。鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）に対しても、約30年程前に FEM が適用された。しかし、鋼構造の構成材料である鋼が等質・等方性材料として取り扱うことができ、さらに鋼製橋脚の局部座屈を伴う弾塑性幾何学的非線形解析も行われるようになったのに対して、RC 構造では、局部的なひび割れの発生・進展および鉄筋とコンクリートの付着特性の問題が重要となり、解析を難しいものになっている。一方、コンクリートのひび割れの発生・進展を解明することは、限界状態設計法や性能照査設計法のひび割

れコントロール設計において、RC 構造物の耐久性や耐荷性を評価する際の重要な因子となっている。

筆者らは、これまで、RC 構造物の耐久性向上とひび割れ誘発目地によるひび割れコントロール設計を目的として、ポリマー含浸コンクリート（以下 PIC と略記）を埋設型枠として設置した RC 梁の載荷実験を行うとともに、解析的にシミュレーションするための理論的な研究を行ってきた¹⁾。解析では、まず、変断面梁理論と島ら²⁾の理論による一軸引張部材モデルを用いて、引張側に設置した型枠にひび割れが発生することを取り扱った³⁾。次に、鉄筋とコンクリートのすべりを考慮できる付着リンク要素を導入した非線形2次元 FEM を用いてひび割れ解析を行った⁴⁾⁵⁾。いずれ

平成12年4月21日受理

^{*1}構造工学科（Department of Structural Engineering）

^{*2}九州工業大学建設社会工学科（Kyushu Institute Technology, Department of Civil Engineering）

^{*3}大学院修士課程構造工学専攻（Graduate Student, Department of Structural Engineering）

^{*4}川田工業(株)（研究当時：長崎大学構造工学科）

^{*5}日立造船(株)（研究当時：九州工業大学大学院建設社会工学専攻）

^{*6}小沢コンクリート工業(株)

の解析結果でも実験結果と比較して良好な結果を得た。しかし、ひび割れ発生に伴う RC 梁の剛性低下に関して、前者ではどの部分をどの程度低下させるのか、また後者では付着リンク要素のばね定数をどの程度にするかは、実験結果に基づき試行錯誤で行ったもので一般的なものではない。

RC 部材の非線形 FEM 解析を行う際、引張応力下でのひび割れたコンクリートのモデル化とひび割れたコンクリート中における鉄筋のモデル化が重要となってくる。岡村・前川は、コンクリートと鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係を用いて、鉄筋コンクリートの引張剛性を表現している⁶⁾。さらに、一軸引張部材での実験結果より、鉄筋のマクロ的な平均応力-平均ひずみ関係もひび割れたコンクリートの引張剛性も、鉄筋コンクリートのひび割れ面でのミクロ的な挙動特性に基づき予見できることを示している⁷⁾。

本研究では、(1) PIC 版を RC 梁の曲げ圧縮側に設置した場合、および、(2) PIC 版を曲げ引張側に設置した場合の実験が行われた。前者では、終局耐力とじん性に注目し、後者では使用限界状態において PIC 版にひび割れが発生しない最適設置間隔を算定することを目的としたものである。これらの実験結果を、解析的にシミュレートするために、文献 6) 7) と同様の解析モデルを用いて、汎用 FEM コード(MARC)により解析を行ったものである。本解析結果も実験結果を十分シミュレートできることが確認された。

2. PIC 版を曲げ圧縮側に設置した RC 梁

2.1 実験概要

PIC 版を曲げ圧縮側に設置した RC 梁の終局限界状態における終局耐力と変形能を明らかにするために、曲げ載荷試験が実施された。実験では、表 1 に示すよ

表 1 供試体の種類

case 1	PIC 版を使用しない比較用供試体
case 2	繊維補強板を用いた供試体
case 3	PIC 版を用いた供試体
case 4	case 3 の主鉄筋比 2 倍の供試体
case 5	PIC 版のジョイント部近傍に載荷

表 2 鉄筋の引張試験結果

鉄筋の種類 および呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
SD295 D16	367	540	1.9×10^5
SD345 D22	398	599	1.9×10^5

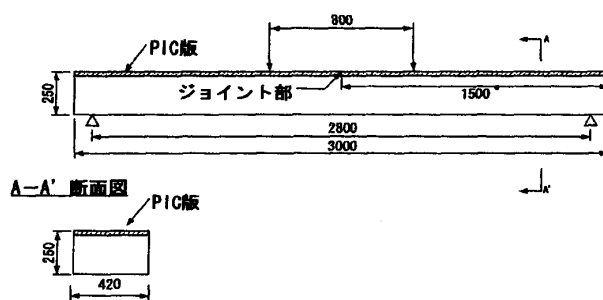


図 1 供試体詳細図

うに、PIC 版のジョイント部の位置、圧縮側設置の埋設型枠の強度、鉄筋量を変化させた。

PIC 版の設計基準強度は 130N/mm^2 、打設コンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2 、鉄筋は SD295 および SD345 (JIS G3112) を使用した。表 2 に鉄筋の引張試験結果を示す。

供試体の寸法は $420 \times 250 \times 3000$ (mm) である。図 1 に供試体詳細図を示す。

2.2 試験結果

表 3 に曲げ載荷試験による鉄筋降伏荷重、曲げ破壊荷重を示す。曲げ破壊荷重は、プレキャスト版を設置していない通常の RC 梁 case 1 に比べて、PIC 版を設置した case 3 は大きくなっており、PIC 版を曲げ圧縮側に設置することによる効果は現れている。しかし、鉄筋が降伏しているため、その増加率は小さい。case 4 では、case 3 に比べ主鉄筋量を 2 倍にしているため、曲げ破壊荷重もその分だけ大きく増加している。また、曲げ圧縮側に設置しているプレキャスト版の破壊状況は case 3 では最初に PIC 版が割れ、さらに載荷を続けると PIC 版に剥離が生じた。case 4 では、プレキャスト版が割れると同時に PIC 版に剥離が生じた。図 2 に荷重とたわみの関係を示す。鉄筋降伏時のたわみは case 1, 3 は約 10mm でほぼ等しくなったが、case 4 では約 13mm と大きくなった。また、鉄筋降伏荷重は case 1 では 84kN、case 3 は約 95kN、case 4 は 210kN となり、case 1 が同じ鉄筋量である case 3 に比べて小さくなっ

表 3 曲げ載荷試験結果

供試体	鉄筋降伏荷重 (kN)	曲げ破壊荷重 (kN)
case 1	91.1	97.0
case 2	98.0	122.5
case 3	105.8	148.0
case 4	209.7	250.9
case 5	104.9	131.3

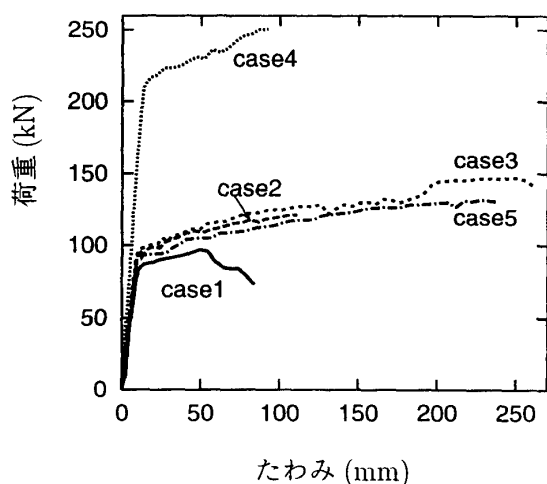


図2 荷重とたわみの関係

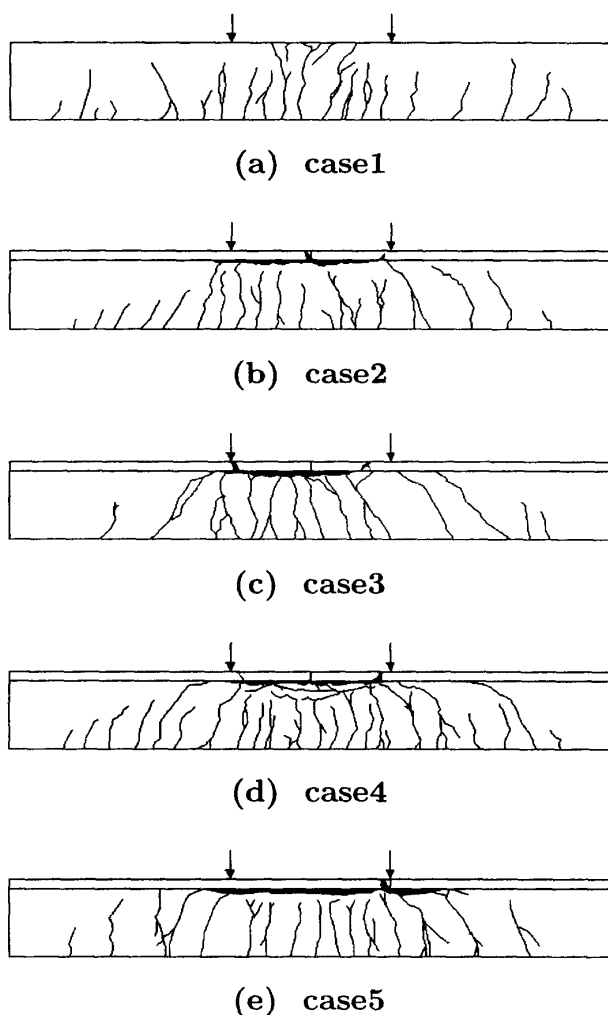


図3 ひび割れ分布図

た. 図3にひび割れ分布図を各 case ごとに示す.

表4 解析モデルの種類

case 1	PIC 版を使用しない比較用供試体
case 3	PIC 版を曲げ圧縮側に設置した RC 梁
case 4	case 3 の主鉄筋比 2 倍の供試体

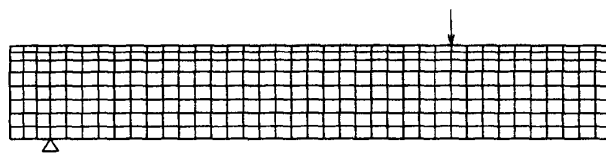


図4 メッシュ分割図 (1/2 モデル)

2.3 数値解析および結果

2.3.1 解析モデル

実験結果によると、荷重とたわみの関係は、表4に示す case 1, 3, 4 の3種類の供試体に顕著な違いが確認されたので、解析ではこの3供試体の実験結果と比較検討した。

図4にメッシュ分割図を示す。供試体が左右対称であることから1/2モデルを採用した。要素としては、コンクリートとPIC版を8節点平面ひずみ要素でモデル化(38×8)し、鉄筋を8節点平面ひずみリバー要素でモデル化(38×2)し、計380の要素で解析を行った。ただし、鉄筋とコンクリートの付着は完全付着とした。荷重載荷は、変位制御型の荷重増分を与え、この時の変位の増分を0.1~0.15mmとした。

2.3.2 構成則

(1) 鉄筋

図5に本解析に用いた鉄筋の構成則を示す。case1, 3の圧縮・引張鉄筋およびcase4の圧縮鉄筋にはSD295を、case4の引張鉄筋にはSD345を用いている。本解析では、鉄筋の構成則を定めるにあたり、いくつかの構成則モデルを用いて解析を行った。その結果、図5に示すバイリニア型を用いた解析が最も実験値に近い

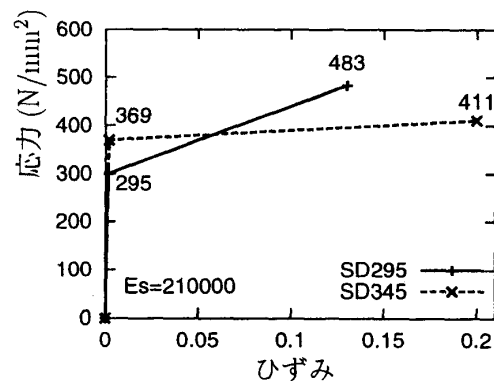


図5 鉄筋の構成則

挙動を示した。そのため、本解析においてはバイリニア型の構成則を用いることにした。鉄筋コンクリート中における鉄筋の構成則は、単体鉄筋の特性とコンクリートとの付着作用による影響とを考慮してモデル化する必要がある。この鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は単体鉄筋のような塑性棚はなく、降伏後直ちにひずみ硬化域に入り、そのひずみ硬化率は降伏開始時の鉄筋の平均応力に依存し、その応力が低いほど硬化率は高くなる⁶⁾。本解析では、このことを念頭に入れて構成則を作成した。

SD295については、載荷試験によって得られた降伏強度 f_y は $400\text{N}/\text{mm}^2$ であったが、この値に平均応力-平均ひずみ関係を適用し、 $295\text{N}/\text{mm}^2$ に低減した。また、載荷試験における引張強度 f_t が $588\text{N}/\text{mm}^2$ であったが、 f_y は平均応力-平均ひずみ関係を適用し、 $105\text{N}/\text{mm}^2$ だけ低減したので、同様に、 f_t ($=f_u$) も $105\text{N}/\text{mm}^2$ だけ低減して $483\text{N}/\text{mm}^2$ とした。この時のひずみは載荷試験より 0.13 を使用した。ヤング係数 E_s 、ポアソン比 ν に関しては、それぞれ $2.1 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$ 、 0.3 とした。材料引張試験では E_s は $1.9 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$ であったが、本解析では、 E_s 、 ν は JIS 規格で定められている値をそのまま用いることにした。

SD345については、載荷試験によって得られた f_y は $467\text{N}/\text{mm}^2$ であったが、平均応力-平均ひずみ関係を適用して $369\text{N}/\text{mm}^2$ まで低減した。また、終局ひずみ 0.2 まで $E_s/1000$ で伸ばした。なお、材料引張試験では E_s は $1.9 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$ となっていたが、SD295と同様に E_s 、 ν は、それぞれ $2.1 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$ 、 0.3 を用いた。

(2) コンクリート

図6に本解析に用いたコンクリートの構成則を示す。圧縮域では、圧縮強度 f_c までは直線+2次曲線（あるいは、指数関数）で仮定することが多い。そこで、圧縮域では、 $0 \sim 0.5f_c$ で線形弾性、 $0.5f_c \sim f_c$ で放物線、 f_c 到達以降は指定された終局ひずみ ϵ_{cu} まで直線軟化

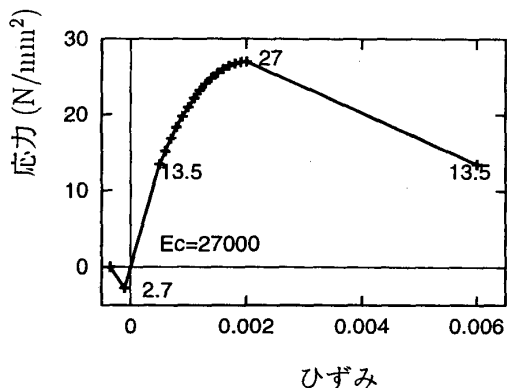


図6 コンクリートの構成則

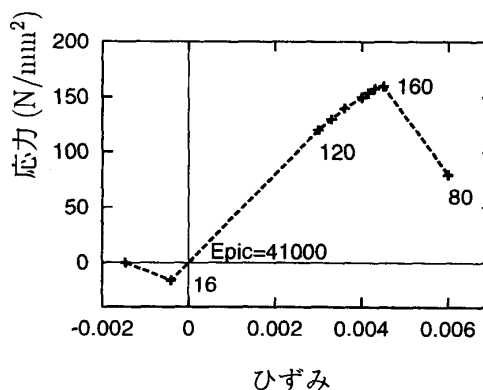


図7 PICの構成則

の弾塑性モデルとした。直線部分は $0.3 \sim 0.35f_c'$ が諸論文によると妥当なところであるが、今回は $0.5f_c'$ ¹⁾ を採用した。また、 f_c' 時のひずみは $0.0015 \sim 0.0025$ とされており、 0.002 を採用した。なお、ヤング係数 E_c は $2.7 \times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$ 、 ν は $1/6$ 、 f_c' は実験値より $27\text{N}/\text{mm}^2$ を用いた。 f_c' 到達以降はまだ確立されておらず、直線軟化とした。 ϵ_{cu} に関しては、 0.0035 程度とされているが、鉄筋コンクリート梁が曲げ破壊するときの ϵ_{cu} は単純圧縮試験の際にコンクリートが崩壊するときのひずみのおよそ2倍に達すると言われている。そのため、今回は 0.006 を採用した。引張域では引張強度 f_t まで線形弾性、 f_t 到達以降は直線軟化モデルを使用した。 f_t は f_c' の $1/10$ とされているのでそれを使用し、引張軟化は文献1)によると終局ひずみ ϵ_u が f_t 到達時のひずみ ϵ_{cu} の3倍となるので、それに近くなるようなソフトニング係数 $1.05 \times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$ を用いた。

(3) PIC

図7に本解析に用いたPICの構成則を示す。PICは塑性域特性がまだ確立されておらず、線形弾性モデルを使用することが多い。なぜなら、PICの応力-ひずみ関係は破壊応力まで直線的であり脆性破壊を呈すからである。また、PICの強度やヤング係数 E_{pic} の値はポリマーの種類や重合方法、供試体寸法、試験方法などで異なり明確に規定できない。そこで、圧縮域では、 $0 \sim 0.75f_c'$ で線形弾性、 $0.75f_c' \sim f_c'$ で放物線、 f_c' 到達以降は直線軟化とした。引張域では、 f_t まで線形弾性、 f_t 到達以降は直線軟化モデルを使用した。 E_{pic} は $4.1 \times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$ を、 ν は 0.2 を、 f_c' 、 f_t は参考文献[1]により $160\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $16\text{N}/\text{mm}^2$ を用いた。

2.4 解析結果および考察

表5に実験および解析結果におけるコンクリートのひび割れ発生荷重および終局耐力をまとめる。図8に case 1, 3, 4 の実験および解析結果における荷重と梁

表5 ひび割れ発生荷重と終局耐力

	実験値 (kN)		解析値 (kN)	
	ひび割れ発生荷重	終局耐力	ひび割れ発生荷重	終局耐力
case 1	34.3	97.0	30.2	102.5
case 3	44.3	148.0	45.3	143.7
case 4	—	250.9	42.1	256.5

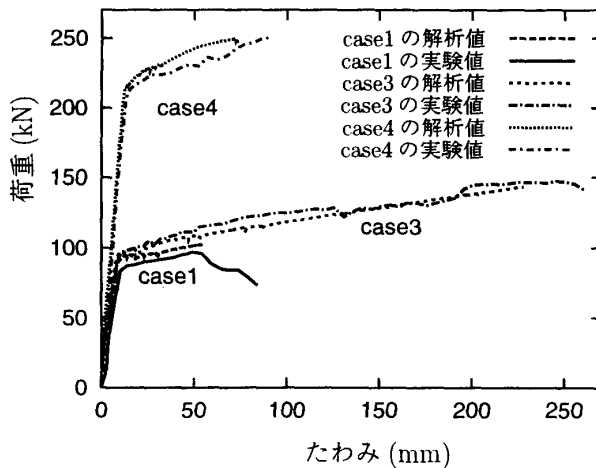


図8 荷重とたわみの関係表

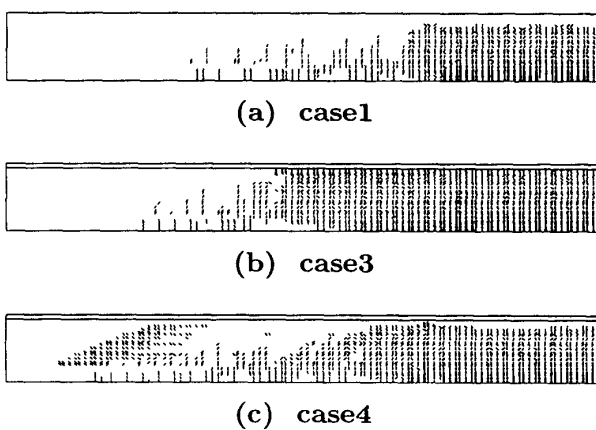


図9 ひび割れ分布図

中央部のたわみの関係を示す。本解析結果は、実験結果をよくシミュレートしていることが分かる。

実験および解析結果から、PIC版をRC梁の曲げ圧縮側に設置すると終局強度が増大するだけでなく、それよりもむしろ変形能の増大が大きく、じん性が大幅に大きくなることが分かる。また、case 3の鉄筋量を2倍にしたcase 4は、主鉄筋量の増加分だけ終局強度が増大するが、変形能は小さくじん性の増大は見られなかった。

図9にcase 1, 3, 4の解析結果の終局状態における

供試体のひび割れ分布図をそれぞれ示す。ここで、図3のひび割れ分布図と比較すると、解析においては、メッシュ分割が粗かったために、終局状態におけるひび割れ分布を正確に再現することができなかった。

3. PIC版を曲げ引張側に設置した RC 梁

3.1 解析モデル

図10に示すように、寸法は300×617×4500mm (スパン4000mm)、2点载荷を受けるPIC版を曲げ引張側に設置したRC梁¹⁾を解析対象として、2次元FEM解析を行う。表6に示すように、PIC版のジョイント間隔が異なる5種類を解析条件とした。

図11にメッシュ分割図を示す。供試体が左右対称であることから1/2モデルを採用した。ひび割れ発生・進展をシミュレートするために図4に示したメッシュ分割よりも細かく分割した。

要素としては、コンクリート、PIC版およびジョイント部を8節点平面ひずみ要素でモデル化(105×31)し、鉄筋を8節点平面ひずみリバー要素でモデル化(105×1)し、計3360の要素で解析を行った。ただし、鉄筋とコンクリートの付着は完全付着とした。荷重载荷は変位制御型、あるいは荷重制御型の弧長増分を与えた。主に、弧長増分法を用いて解析を行った。

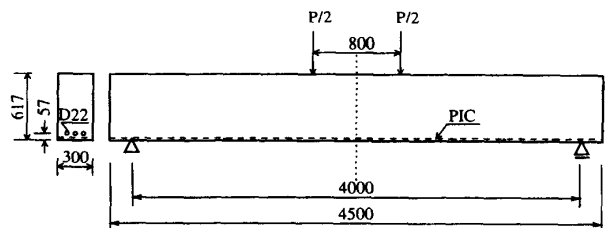


図10 供試体寸法

表6 供試体の種類

caseA	PIC版にジョイント部を設けないRC梁
caseB	PIC版のジョイント間隔を300mmとしたRC梁
caseC	PIC版のジョイント間隔を450mmとしたRC梁
caseD	PIC版のジョイント間隔を600mmとしたRC梁
caseE	PIC版のジョイント間隔を900mmとしたRC梁

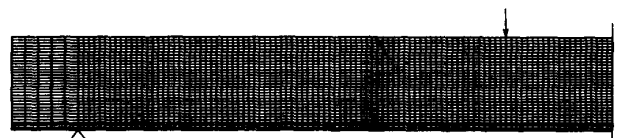


図11 メッシュ分割図 (1/2モデル)

3.1.1 構成則

- (1) 鉄筋
鉄筋の構成則は、図5のSD345と同様のものを用いた。
- (2) コンクリート
図12に本解析に用いたコンクリートの構成則を示す。図6では、引張軟化域に関して、文献1)を基にソフトニング係数を定義した。しかしこの場合、コンクリートの ϵ_u はPICの ϵ_u との差が大きくなり、ひび割れ発生に支障を来すため、PICの $\epsilon_u=0.00135$ と同じ大きさにした。これは、コンクリートが伸び能力の大きなPIC版と一体化されているため、PIC版に拘束されコンクリートの許容ひずみに達してもひび割れが発生せず、PIC版の伸びに追従してひずみがさらに増加するものと仮定したからである。ゆえに、ソフトニング係数は 2830N/mm^2 とした。
- (3) PIC
図13に本解析に用いたPICの構成則を示す。PICの応力-ひずみ関係は破壊応力まで直線的であり脆性破

- 壊を呈す。よって、PICの構成則は線形弾性モデルを使用することが多い。今回は、圧縮域では、 f_c まで線形弾性とした。また、引張域では、 f_t まで線形弾性、 f_t 到達以降は直線軟化モデルとした。 E_{pic} は $4.1 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ を、 ν は0.2を、 f_c 、 f_t は文献1)より、それぞれ 184N/mm^2 、 18.4N/mm^2 を用いた。
- (4) ジョイント
ヤング係数 E_{joint} を $2.7 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ とし、完全弾性体として取り扱った。

3.1.2 解析結果および考察

図14に caseA~E の解析結果における荷重と梁中央部のたわみの関係を示す。本解析では、PIC版のひび割れ発生荷重を調べることが目的であったため、非線形挙動を追跡する必要はなかった。そこで、荷重制御型の弧長増分で解析を行った。いずれの場合も弾性域内での挙動であり、それぞれの挙動に大きな差は見られなかった。

図15に caseA~E の解析結果におけるジョイント間隔が変化した場合のPIC版およびコンクリートのひびわれ発生荷重を示す。この図より、PIC版のジョイント間隔を小さくすると、PIC版のひび割れ発生荷重は大きくなるのが分かる。また、PIC版のジョイント間隔を大きくすると、ほぼ同じ荷重でPIC版にひび割れが発生することが分かる。

図16に caseA~E の解析におけるPIC版のひび割れ発生直後のひび割れ分布図を示す。

4. 結 論

PIC版を曲げ圧縮側に設置したRC梁の解析を行うことにより、じん性や終局耐力が増大し、解析的に非線形挙動を追跡できることが確認された。また、PIC版を曲げ引張側に設置したRC梁の解析を行うことに

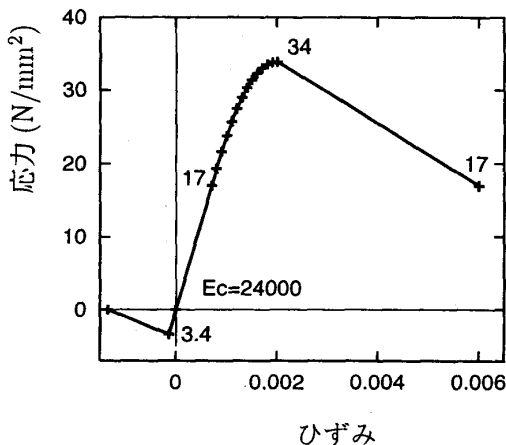


図12 コンクリートの構成則

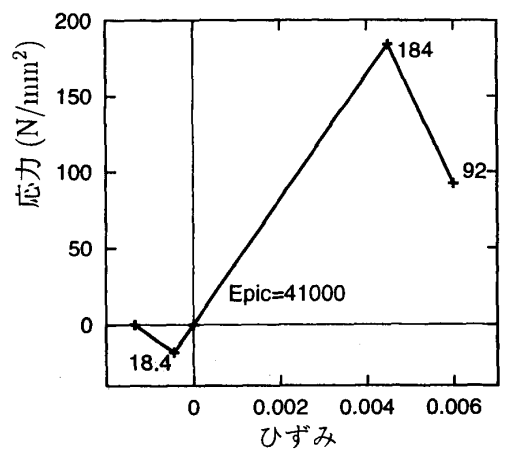


図13 PICの構成則

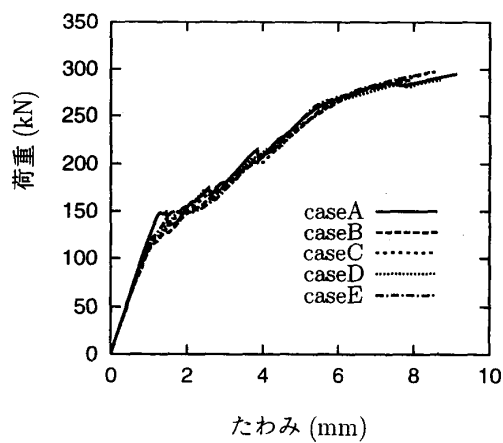


図14 ジョイント間隔による荷重とたわみの関係

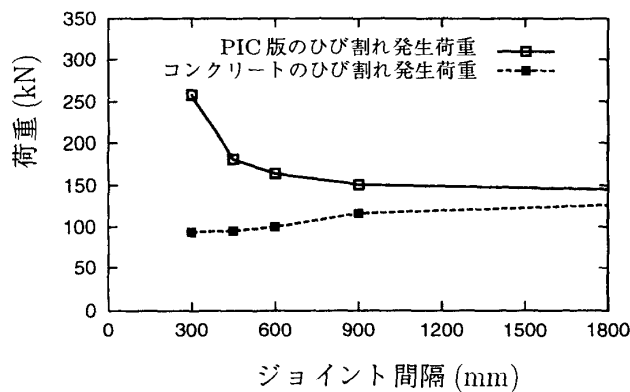


図15 ジョイント間隔による PIC とコンクリートのひび割れ発生荷重

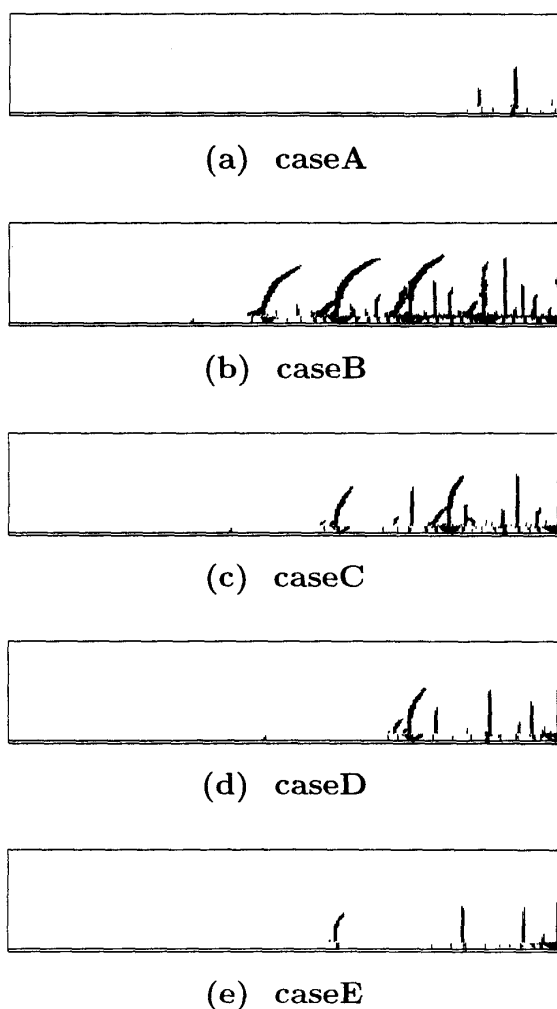


図16 ひび割れ分布図

より、PIC 版のひび割れ発生荷重は、ジョイント間隔を小さくすると増大し、ある長さを越えると一定になることが解析的に確認された。

しかし、本解析ではコンクリートの構成則におけるひずみ軟化が正確に確立されていないため、終局状態における破壊原因を解析的にシミュレーションする上

で、軟化域の違いにより、破壊原因が異なる結論となるため、破壊原因を正確にシミュレートすることは困難であった。また、鉄筋とコンクリート、コンクリートと PIC 版の付着を完全付着として取り扱っているため、付着による影響が考慮されておらず、鉄筋の応力-ひずみ関係式を低減することによって、解析を進めた。

今後は本解析に加え、様々な材料モデルを用いて解析を行うことにより、コンクリートの圧縮・引張のひずみ軟化域を始めとした諸材料の構成則を確立するとともに、接触/摩擦要素 (GAP 要素やインターフェイス要素など) を用いることにより、鉄筋とコンクリート、コンクリートと PIC 版などの付着を考慮した解析を行う予定である。また、本解析では PIC 版を設置したが、他の材料に置き換えた構造物についても同様に解析し、あらゆる構造物に対してもシミュレートが可能かどうか検討する予定である。

参考文献

- 1) 松田浩ほか：高耐久性埋設型枠接合部をひび割れ誘導とした RC 構造物のひび割れ解析，平成 9 年度科学研究費補助金研究成果報告書，1998
- 2) 篠原賢至・島弘：一軸鉄筋コンクリート部材におけるひびわれ発生過程および引張剛性の解析，コンクリート工学年次論文報告集，11-2，pp.159-164，1989.
- 3) 松田浩ほか：PIC 版 RC 部材の力学的性状と高耐久性埋設型枠の設置間隔に関する研究土木学会構造工学論文集，Vol.39A，pp.85-96，1993.
- 4) 鶴田ほか：高耐久性埋設型枠接合部をひび割れ誘発目地とした RC はりの 2 次元 FEM 解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.1pp.587-592，1998.
- 5) H. Matsuda, et-al. : Crack Analysis of RC Beams with Optimally Spaced PIC Boards, Second International Conference on Concrete Under Severe Conditions : Environment & Loading, pp. 1566-1575, 1998.
- 6) 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，1991
- 7) H.Salem, K.Maekawa : Spatially Averaged Tensile Mechanics for Cracked Concrete and Reinforcement under Highly Inelastic Range, J.Materials, Conc.Struct, Pavements, JSCE, No.613/V-42, 1999.
- 8) 高崎憲太郎：高耐久性埋設型枠使用 RC 複合部材の曲げ性状に関する研究，九州工業大学大学院修士論文，2000.