

非線形解析を用いた柱および梁の検討

伊藤 忠彦*1・川上 誠*2

1. はじめに

近年、プレストレスを導入した柱（橋脚）あるいは外ケーブルを用いたプレキャストセグメント梁が、その優れた力学的特性や合理的な施工性の観点から新しい構造形式として研究あるいは設計されている。これらのプレレストコンクリート（以下、PC）部材の保有耐力、変形性能、破壊過程を解析により把握するためには、その中に現れる多くの非線形現象を考慮することが必要である。ここで非線形とは「荷重」と「変形や応力」が比例関係にないことであり、通常の線形弾性計算からはその挙動を解析することはできない。この非線形現象が発生する原因を分類すると、

- ① コンクリートのひび割れや圧縮破壊、鉄筋の降伏やコンクリートとの付着切れなどの材料的な変動に起因する材料非線形
- ② 緊張材の方向や長さの変化、プレキャストセグメント相互間の接触やギャップ発生などの形状的な変動に起因する幾何学的非線形

がある。

本報告では、上記①の事例として、筆者らが行ったPC橋脚荷重実験¹⁾における低軸プレストレス供試体（文献¹⁾のケースPI(N))を取り上げ、および上記①を含むが②の事例として、やはり筆者らが行ったプレキャストセグメントPC梁荷重実験²⁾における外ケーブルを用いた供試体（文献²⁾のケースS-EX150)を取り上げ、非線形の有限要素法を適用した破壊挙動を含む解析を実施し、実験との比較考察を行った結果について紹介する。

なお、解析には汎用構造解析プログラムADINA³⁾を使用した。

2. プレストレストコンクリート柱

2.1 実験¹⁾の概要

解析の対象とした供試体を図-1に示す。柱の断面寸法

は30 cm×30 cmで、荷重位置は柱基部から100 cmである。柱の主鉄筋はD10×12本（鉄筋比0.95%）で、帯鉄筋はD6を10 cm間隔（0.21%）、柱基部では7.5 cm間隔（0.28%）である。PC鋼棒はφ17×2本で、アンボンド方式により1本あたり154 kNの緊張力を与えた。この緊張力は柱全断面の軸応力3.4 MPaに相当する。さらに柱頂部に柱全断面の軸応力1.0 MPa相当の一定軸力を負荷した状態で、変位制御による静的正負交番荷重を行った。表-1に材料試験から得られた材料物性値を示す。

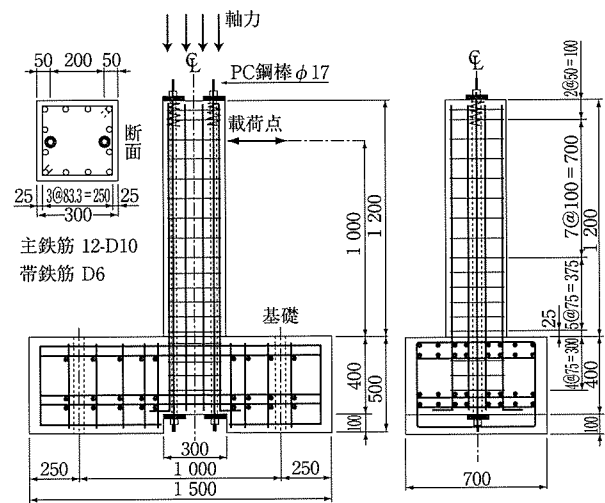


図-1 供試体の諸元

表-1 材料物性値 (単位：MPa)

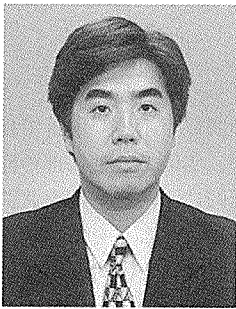
種類	規格等	降伏	引張り	弾性係数
鉄筋	D 6 SD345	347	550	1.88×10^5
鉄筋	D10 SD345	401	578	1.84×10^5
PC鋼棒	φ17 C種1号	1225	1284	1.96×10^5
コンクリート	試験材齢63日	34.9 (圧縮)	2.71	2.64×10^4

2.2 解析の方法

(1) 有限要素モデル

有限要素モデルは、図-2に示すように柱部分のみを対象とする2次元モデルである。

コンクリート部分は1要素あたり9節点で構成される2次元平面応力要素でモデル化し、その要素厚さは柱奥行き幅と同じ30 cmとした。主鉄筋と帯鉄筋は軸力のみを伝達する3節点トラス要素でモデル化し、その節点はコンクリート要素と共有させた。これは鉄筋とコンクリートとの間に完全付着を仮定したことによる。鉄筋トラス要素の断面積は柱奥行き方向に配筋されている鉄筋本数分の合計断面積を設定した。境界条件としてコンクリート部と鉄筋部とも



*1 Tadahiko ITO

(財)国土技術研究センター



*2 Makoto KAWAKAMI

(株)構造計画研究所

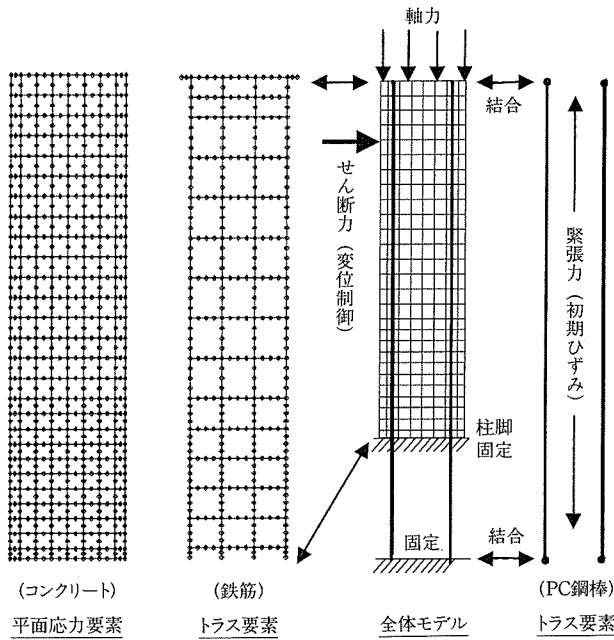


図-2 有限要素モデル

に柱基部を完全固定した。

1本のPC鋼棒は1本のトラス要素でモデル化し、その下端節点は定着のために固定した。PC鋼棒とコンクリートとの間はアンボンドであるため、PC鋼棒トラス要素の上端節点を柱頂部のコンクリート2次元要素節点のみに結合させ、これ以外のコンクリート節点とは結合関係をもたせていない。このモデル化によりPC鋼棒トラス要素の緊張力はコンクリート2次元要素の柱頂部からのみ柱に伝達されることとなる。

(2) 材料モデル

コンクリート材料には図-3：応力-ひずみ関係および図-4：2軸応力破壊曲面を有するコンクリートモデル⁴⁾を適用した。応力-ひずみ曲線の圧縮領域では、使用したADINAプログラムの曲線式が「道路橋示方書 耐震設計編」で推奨している応力度-ひずみ曲線に近似するように設定し、また引張領域のひび割れ発生後は、鉄筋との付着による引張剛性の効果(引張応力の残存)を考慮した。

ひび割れ発生後はひび割れ直交方向に低減されたヤング係数(低減率0.0001)とせん断弾性係数(低減率0.5)を適用した直交異方性材料モデルが仮定され、応力-ひずみ計算が行われる。ポアソン比は0.167で一定とした。本計算法では分布ひび割れモデルを適用しており、応力-ひずみ計算や破壊判定は各有限要素内の応力計算点(要素積分点)において行われる。

鋼材はフォンミーゼスの降伏条件に基づく弾塑性モデルとし、バイリニア型の応力-ひずみ関係を設定した。

(3) 荷重

PC鋼棒の緊張力は下式で表現されるように、初期ひずみにより考慮した。

$$\epsilon_i = N_i / (EA), \quad \sigma = E(\epsilon + \epsilon_i), \quad N = \sigma A$$

ここで、 ϵ_i ：初期ひずみ

N_i ：初期緊張軸力 (154 kN)

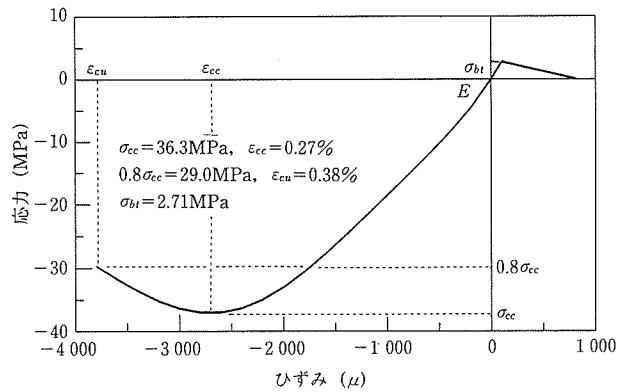


図-3 コンクリートの応力とひずみの関係

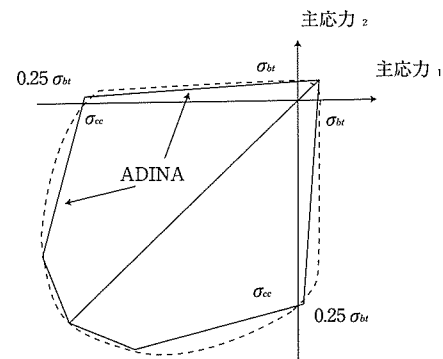


図-4 コンクリートの応力破壊曲面

E ：ヤング係数

A ：断面積

σ ：軸方向応力

ϵ ：変形に対応する全ひずみ

N ：変形後の緊張力

であり、すべてPC鋼棒トラス要素に関してのみ設定した。

柱頂部には柱全断面の軸応力1.0 MPaに相当する一定の軸方向分布力を負荷し、その状態で柱の載荷点に水平方向の強制変位を負荷した。実験では正負交番載荷であるが、解析では柱の部材角が約1/150まで一方向に載荷し、その後、変位が0になるまで除荷した。

(4) 解法

解法は微小変形を仮定した静的解析である。非線形平衡方程式の解法にあたっては、1荷重ステップ内での平衡反復計算を収束させることが困難であったため、平衡反復計算なしの単純増分解法を適用した。この場合の載荷点変位増分は0.01 mmとした。

2.3 解析結果と考察

(1) 荷重と変位の関係

図-5に載荷点の荷重と変位の関係を示す。解析では柱基部を完全固定として計算したが、実験では柱基部の回転変位が測定された。そこでこの回転による付加的な載荷点変位を除去した実験の補正曲線を求め、これを解析結果と比較した。剛性が徐々に低減する荷重-変位関係では、

- ① 変位1mmで柱基部の引張り側コンクリートにひび割れが発生
- ② 変位3mmで引張鉄筋が降伏し、その後柱基部の

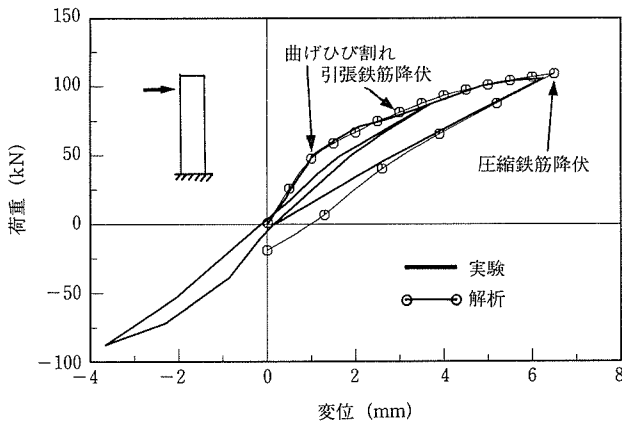


図-5 載荷点の荷重と変位の関係

圧縮側コンクリートの圧縮破壊が開始

③ 変位6.5mmで圧縮鉄筋がほぼ降伏に到達

これらの破壊順序やその荷重、変位のレベルは、解析結果と実験結果とはよく一致している。また一般にPC部材の除荷剛性は初期剛性に比較して小さく、荷重-変位関係の原点を指向する特性すなわち変形の復元性があることが指摘されているが、本解析結果もその特徴を捉えることができています。

(2) コンクリートのひび割れと圧縮破壊

解析におけるひび割れと圧縮破壊の分布を図-6に示す。2次元要素内の応力計算点において表示されている各種の破壊状態を表す記号は、

= : その方向にひび割れ発生

: 直交2方向のひび割れ

* : 圧縮破壊または引張応力零値の状態

を表している。まず変位1mmにおいて柱基部の引張り側に曲げひび割れが水平方向に発生しはじめる。荷重の増加に伴いひび割れ発生領域が柱上部方向に拡大し、柱基部の引張り側鉄筋が降伏する3mm変位時では柱高さの約40%の位置まで達する。そのひび割れ発生領域は変位6.5mmでは高さ方向には拡大しないが、柱幅方向の曲げ中立軸位置付近まで斜め方向ひび割れとして拡大する。このとき、柱基部の圧縮側コンクリートに圧縮破壊が発生しており、その直上部には軸方向圧縮応力により引き起こされる縦方向の割裂ひび割れが発生している。除荷後の荷重0値時では1mmの変位が残留し、ひび割れは閉じている。

図-7は、実験で観察された主なひび割れとコンクリート剥落の状況である。解析の一方向載荷とは異なり、実験では交番載荷であるため、ひび割れは左右対称的に発生しているが、上述した解析と同様の破壊経過が見られる。図-8は、図-6、7での最大変位時の状況を比較したものである。ひび割れの発生範囲や進展方向、および実験での柱基部のコンクリート剥落と解析でのコンクリート割裂ひび割れとの対応関係など、解析結果は実験結果とよく対応している。

(3) 鋼材のひずみ

図-9に荷重と柱基部主鉄筋ひずみとの関係を示す。引

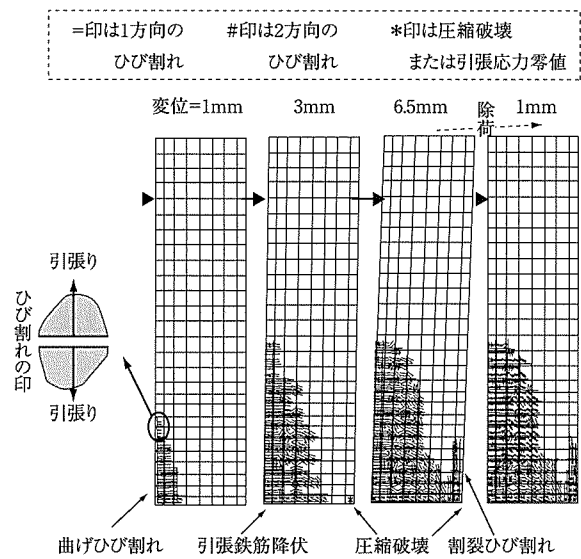


図-6 ひび割れと圧縮破壊の分布(解析)

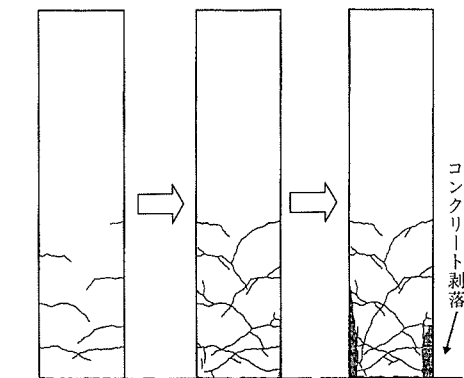


図-7 ひび割れとコンクリート剥落の分布(実験)

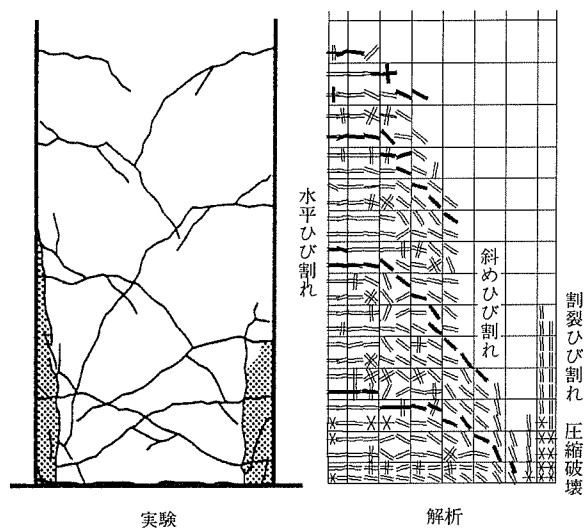


図-8 コンクリート破壊の実験と解析の比較

張り側は降伏後大きな塑性ひずみが発生し、圧縮側もほぼ降伏ひずみ(降伏ひずみ=約2100 μ)に達する。図-10に荷重とPC鋼棒ひずみとの関係を示す。いずれも弾性領域内(降伏ひずみ=約6200 μ)に留まっているが、除荷経路が初期ひずみ位置を指向して戻ることが特徴的である。図-11

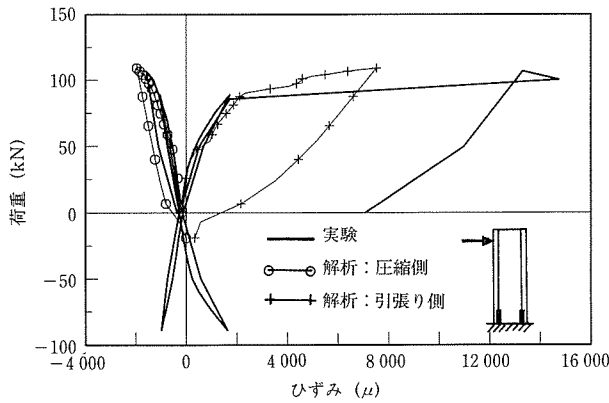


図-9 荷重と柱基部主鉄筋ひずみの関係

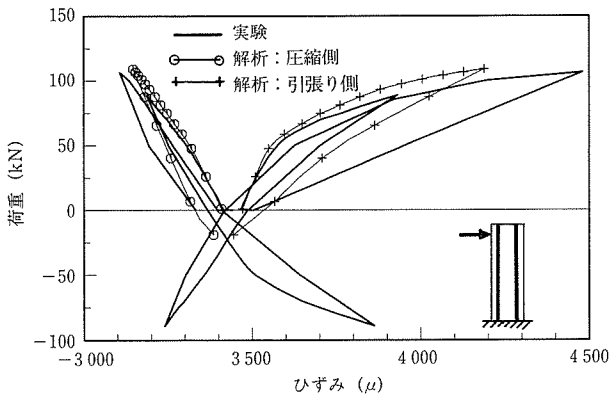


図-10 荷重とPC鋼棒ひずみの関係

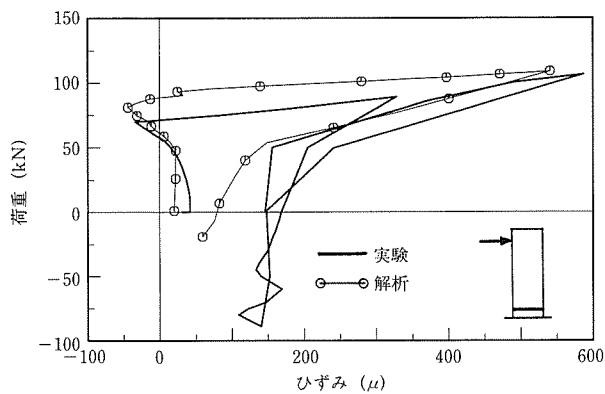


図-11 荷重と柱基部帯鉄筋ひずみの関係

に荷重と柱基部帯鉄筋ひずみとの関係を示す。解析結果は実験結果ループの包絡線を形成する傾向にあり、圧縮ひずみから引張りひずみに逆転する現象などの特徴をよく捉えている。

2.4 まとめ

コンクリートのひび割れや圧縮破壊、鉄筋の降伏などの非線形挙動を考慮した有限要素法を適用して、PC柱の載荷実験を解析した。解析結果によれば、荷重-変位関係、ひび割れ方向とその発生範囲、圧縮破壊の位置、鉄筋の降伏位置と荷重-ひずみ関係、などの観点において、PC柱の非線形挙動に関する実験結果を解析的によく表現できていることが分かった。

3. 外ケーブルを用いたプレキャストセグメントPC梁

3.1 実験²⁾の概要

解析の対象とした供試体は図-12に示すような形状とT形断面をもつ6個のプレキャストセグメントで構成される。セグメントの接合面は接合キーを設けないドライジョイントで、摩擦のみによりせん断力が伝達される。コンクリート打込みから4週間後に計4本の外ケーブル(より線φ12.7)でプレストレスを導入し、セグメントを一体化した。外ケーブルは荷重載荷位置に設置したディビエータを貫通させて曲上げ配置した。ケーブル1本あたりの緊張力は上側102.9 kN, 下側29.4 kNで、これにより梁下縁には14.7 MPaの軸プレストレスが発生する。軸方向鉄筋D13は、下側1本, 上側2本を各セグメントごとに独立に配置し、セグメント接合面位置では連続していない。せん断補強鉄筋D6は200 mmピッチで配置した。梁両端を単純支持し、ディビエータ位置に荷重制御による静的載荷、除荷の繰返し負荷を行った。表-2に材料試験から得られた材料物性値を示す。

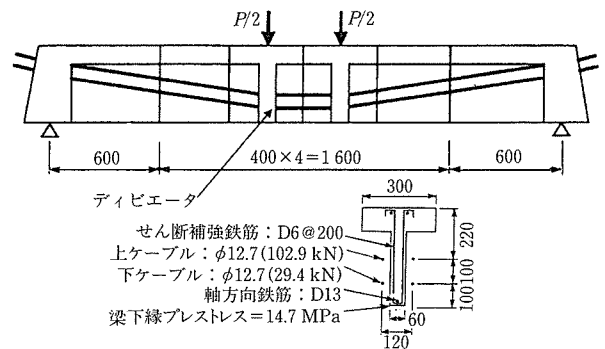


図-12 供試体の諸元

表-2 材料物性値 (単位: MPa)

コンクリート			ケーブル		
圧縮強度	引張強度	弾性係数	降伏強度	引張強度	弾性係数
71.3	4.39	3.23×10^5	1735	1901	1.96×10^5

3.2 解析の方法

(1) 有限要素モデル

有限要素モデルは図-13に示すような2次元モデルである。スパン中央に関する左右対称性を考慮して梁全体の右半分のみを3個の有限要素ブロックとし、1要素あたり9節点で構成される2次元平面応力要素でモデル化した。セグ

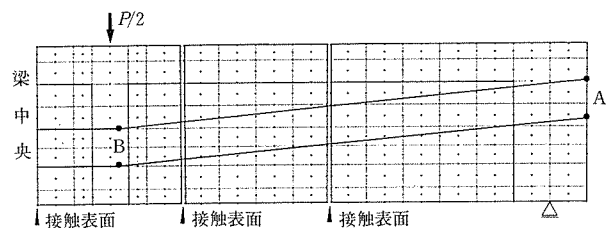


図-13 有限要素モデル

メントの接合面には接触計算機能⁵⁾を設定して、接触両面が近接するときには面垂直方向には圧縮力、面接線方向には摩擦力を伝達し、接触面が分離するときには力を伝達しない挙動を可能にした。摩擦係数は、実験においてセグメントどうしがずれはじめるときのせん断力と緊張軸力との比から0.3とした。対称境界においては接触する節点が鉛直方向にのみ変位する境界条件を設定した。

ケーブルは軸力のみを伝達するトラス要素でモデル化し、その要素断面積は表裏ケーブル2本分の値を設定した。このケーブルトラス要素の梁端位置A(図-13)における節点と、これに最も近いコンクリート2次元要素の節点とを同一変位にすることにより、ケーブルの完全定着条件を設定した。また、ケーブルトラス要素のディビエータ位置B(図-13)における節点の鉛直変位と、これに最も近いコンクリート2次元要素の節点の鉛直変位とを同一変位とし、水平変位はお互いに自由とすることにより、ケーブルがディビエータ孔を滑る条件を設定した。軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋はトラス要素でモデル化し、完全付着を仮定してコンクリート2次元要素と節点を共有させた。

(2) 材料モデル

コンクリート材料の応力とひずみの関係を図-14に示す。この曲線の圧縮領域では、使用したADINAプログラムの曲線式が「道路橋示方書 耐震設計編」で推奨している応力度-ひずみ曲線に近似するように設定し、また引張領域のひび割れ発生後は鉄筋との付着による引張剛性の効果(引張応力の残存)を考慮した。その他のコンクリート材料モデルに関しては、上記の2.2(2)項で説明したモデルと同様である。

鋼材はフォンミーゼスの降伏条件に基づく弾塑性モデルとし、バイリニア型の応力-ひずみ関係を設定した。

(3) 荷重

ケーブルの緊張力は、上記の2.2(3)項に記載したように、ケーブルトラス要素の初期ひずみとして考慮した。本解析では幾何学的非線形解法を適用するため、ケーブルの移動後の位置に基づいて新たな緊張力が計算されることになる。

ケーブルトラス要素に初期緊張力を負荷した状態で、載荷点に鉛直下方向のせん断荷重を負荷した。実験では載荷、除荷の繰返し載荷であるが、解析では一方向の単調載荷とした。

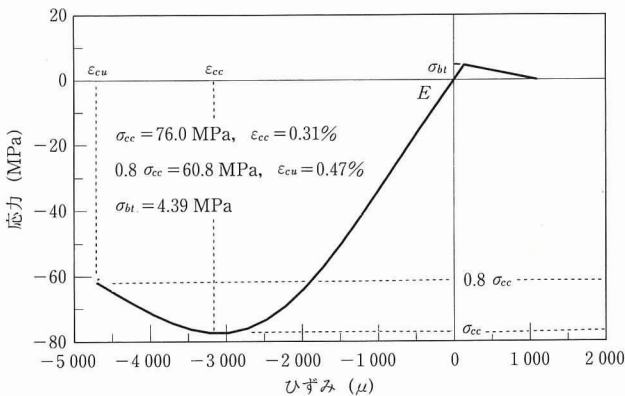


図-14 コンクリートの応力とひずみの関係

(4) 解法

本解析では、セグメント間にギャップが発生することによる接触面積の変動や、セグメントの変位に伴うケーブル方向の顕著な変動が発生する。このような幾何学的な変動を考慮するために、変形後の力の釣合いを解く大変形計算解法を適用した。

また、静的解析における非線形平衡方程式の解法には1つの荷重増分ステップ内において平衡反復計算を伴う荷重増分解法を適用した。この場合の荷重増分は1.0 kNとした。

3.3 解析結果と考察

(1) 荷重と変位の関係

最大荷重時の変形を図-15(解析)と写真-1(実験)と比較して示す。解析の変形は10倍に拡大して表示してある。梁中央のセグメント間接触面に大きなギャップが発生し(最大荷重時で13mm)、梁スパン全体はV字形状を構成する。ギャップの大きさは梁スパン中央が極端に大きく、そ

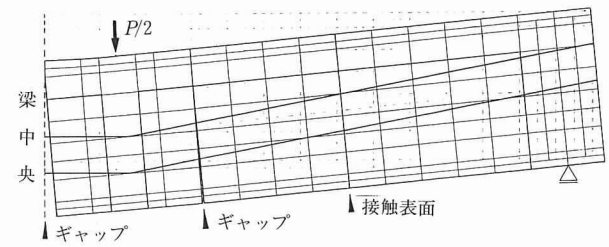


図-15 最大変形(解析: 拡大変形10倍)

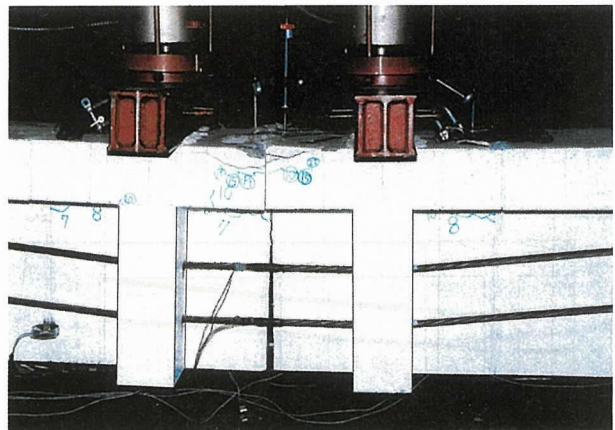


写真-1 最大変形(実験)

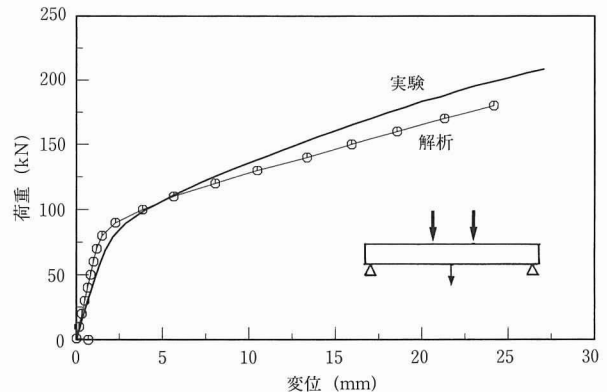


図-16 荷重と変位の関係

の他2カ所の接触面では支持端部方向に遠ざかるほど急激に減少する。

図-16に全荷重とスパン中央下縁の鉛直変位との関係を示す。荷重80kN付近において、プレストレスによる梁下縁の圧縮応力が曲げ引張応力により解除されて、接触面にギャップが発生しはじめる。この荷重以後はギャップ幅の拡大に伴いセグメント間の接触面積が急激に減少し、梁スパン中央ではフランジのみが接触する状態で剛性が大きく低下する。その結果、荷重-変位関係は全体としてバイリニアな特性を示す。実験では変位27mm付近において、梁スパン中央上縁が圧縮破壊して急激な耐力低減を起し、測定を進めることができなくなったが、解析でも変位25mm付近で平衡反復計算が収束せず、荷重増分計算を進めることが不可能となった。

(2) コンクリートのひび割れと圧縮破壊

ひび割れと圧縮破壊の分布を図-17(解析)と図-18(実験)とに比較して示す。図-17の2次元要素内の応力計算点において表示されている各種の破壊状態を表す記号は、

- = : その方向にひび割れ発生
- # : 直交2方向のひび割れ
- * : 圧縮破壊

を表している。破壊はまず梁中央ウェブ上部の水平方向ひ

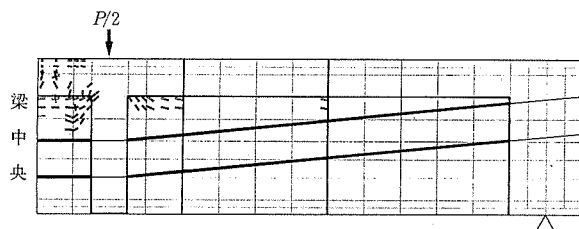


図-17 ひび割れと圧縮破壊の分布(解析)

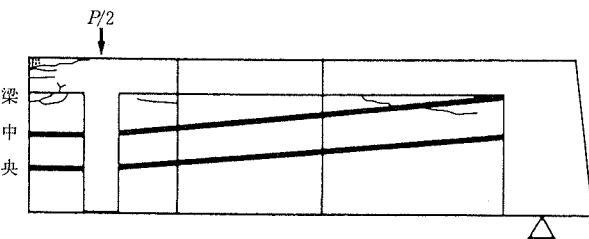


図-18 ひび割れと圧縮破壊の分布(実験)

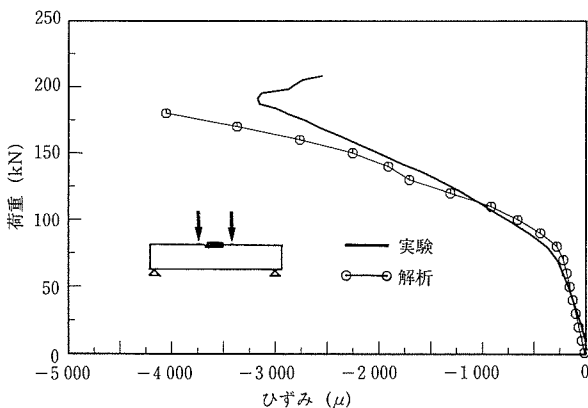


図-19 スパン中央上縁コンクリートのひずみ

び割れで始まり、隣接フランジ部とディビエータ上部の隣接ウェブ部にひび割れが拡大し、梁中央上縁でのコンクリート圧縮破壊で終局荷重に達する。このコンクリート圧縮破壊の様子は写真-1からも観察できる。これら一連の破壊過程において、梁スパン中央の破壊が梁支持方向に進行することはない。解析でのこれらの破壊挙動は実験における挙動をよく捉えているものであった。

図-19に全荷重と梁中央上縁のコンクリートひずみとの関係を示す。これによれば、図-14に示した最大圧縮強度時のひずみ0.31%を超える圧縮ひずみ領域まで計算が進んでいることが分かる。

(3) 鋼材のひずみ

図-20に全荷重とケーブルのひずみとの関係を示す。ケーブルのひずみは実験と解析の両者において弾性範囲内(降伏ひずみ=約8900μ)であり、ケーブル全長にわたって同様であった。この図によれば、解析と実験とは定性的にはよい対応を示しているものの、定量的には上ケーブルのひずみ値に有意な差異が見られる。その主な原因は、実験で測定された初期ひずみ値が想定した初期緊張力から算定される初期ひずみ値より約10%低いことによる。

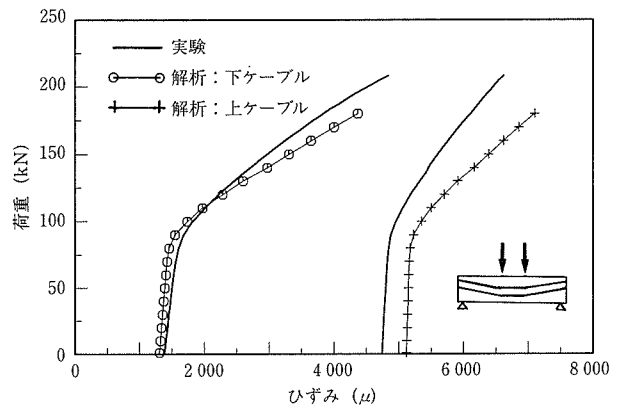


図-20 荷重とケーブルひずみの関係

3.4 まとめ

コンクリートのひび割れや圧縮破壊、鉄筋の降伏などの材料非線形、およびプレキャストセグメント間の接触現象、ケーブルの方向変化などの幾何学的非線形を考慮した有限要素法を適用して、外ケーブルを用いたプレキャストセグメントPC梁の載荷実験を解析した。解析結果によれば、荷重-変位関係、ひび割れ方向とその発生範囲、圧縮破壊の位置、ひずみ履歴などの観点において、プレキャストセグメントPC梁の非線形挙動に関する実験結果を解析的によく表現できることが分かった。

4. おわりに

本報告では、現行の非線形有限要素法解析の技術を適切に適用すれば、実際のPC構造の破壊に至るまでの挙動を合理的に追跡できる可能性を示した。しかしながら、非線形解析では入力パラメーターを少し変更させただけでも、有意な差異をもつ計算結果が得られることも多い。したがって非線形解析では、実際に起こり得る力学現象への理解、

洞察と、使用する計算モデル(計算仮定)、計算結果の有効性という両面に留意しながら解析実施と結果利用を行うことが肝要と考える。

最後に、本報告の解析事例は既往研究^{1), 2)}の一環として行ったものであり、研究のご指導を賜った池田尚治 横浜国立大学 教授に深く感謝申し上げる次第である。

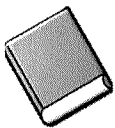
参 考 文 献

1) 伊藤, 山口, 池田: 軸方向プレストレスを有するコンクリート

橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1197~1202, 1997

- 2) 伊藤, 山口, 池田: プレキャストセグメントはりの曲げせん断特性に関する実験的研究, プレストレストコンクリート, Vol.39, No.1, pp.83~96, 1997
- 3) ADINA R&D, Inc.: ADINA Theory and Modeling Guide, Report ARD97-7, 1997
- 4) K. J. Bathe: Nonlinear Analysis of Concrete Structures, Computers & Structures, Vol.32, No.3/4, pp.563~590, 1989
- 5) K. J. Bathe: A Solution Method for Planar and Axisymmetric Contact Problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.21, pp.65~88, 1985

【2001年1月18日受付】



刊行物案内

PC構造物の耐震設計の現状

第27回PC技術講習会

(平成11年2月)

頒布価格: 5 000円 (送料 500円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会