

論文 プレストレストコンクリート架構における地震後の不静定応力

李 德基^{*1}・岸本 一蔵^{*2}・米澤 健次^{*3}・増田 安彦^{*4}

要旨：プレストレストコンクリート部材を用いた架構を対象とし，導入するプレストレス力によって生じる不静定応力が，地震時或いは地震後に架構に及ぼす影響を調べるため，FEMを用いて静的漸増解析を行った。解析結果からプレストレス力の変化，梁中央位置におけるたわみ量（むくり量），梁端部のモーメントの3つの点を中心に検討した。

キーワード：プレストレストコンクリート架構，FEM 解析，不静定応力， 付着

1. はじめに

プレストレストコンクリート部材を用いた架構では，PC 鋼材によるプレストレスが内力として与えられるため架構内に不静定応力が生じる。設計では，この不静定応力を建物の各部材が弾性状態にあると仮定して求め，その値を固定値，すなわち建物の状態によらず一定の値として他の設計用応力（長期荷重および地震荷重）と組み合わせて用いられている。この扱いは，建物が弾性状態にある常時に対する設計では妥当であるものの，地震時或いは地震後における扱いとしては問題がある。なぜなら，地震時変形により，部材に発生するひび割れ，鋼材の降伏，圧縮力によるコンクリートの劣化等が部材剛性を低下させ，その結果，建物全体の剛性分布の変化，プレストレス力そのものの減退等が考えられ，不静定応力は建物初期の状態とは異なる可能性があるからである。しかしながら，この問題について行われた研究は内外を問わずほとんど無く，架構を対象とした研究としては唯一文献 1 の研究が在るのみであり，同文献においても部材を線材置換した一般的なフレーム解析を用いた簡略的な検討が行われているにすぎず，上記の本質的な問題に十分答え得るものとはなっていない。そこで本論文では，プレストレスト架構における地震後の不静定応力が架構に及

ぼす影響を検討することを目的に，その第一ステップとして 1 層 1 スパン架構を対象に検討を行う。具体的には，FEM を用いて静的漸増解析を行い，地震後における建物を対象に，不静定応力に由来する架構の状態について考察する。

2. 解析の条件及び仮定

2.1 解析モデルの説明

解析対象とするモデルは，梁を PC 部材，柱を RC 部材とした 1 層 1 スパン架構である（図-1）。断面形状は柱，梁共に部材軸方向に一様であり，梁は T 型断面，柱は矩形断面とした。PC 梁に配置される鋼材については，PC フレームの特徴がより明確になるよう梁のプレストレッシング係数（ λ ）を 0.97 とし，普通鉄筋量がほぼゼロのモデルとしている。初期のプレストレス導入量は鋼材降伏の 75%である。断面形状および使用鋼材一覧を図-1 と表-1 に示す。

解析を行ったフレームは，PC 梁の性質の違いにより 3 種類とした。以下にその概要を示す。

1) ボンドモデル：PC 鋼材－コンクリート間の付着が完全であると仮定するモデル。2) アンボンドモデル：PC 鋼材－コンクリート間に鋼材材軸方向に付着が存在しないモデル。3) PC 鋼材降伏モデル：PC 鋼材－コンクリート間の付着を完全とし，更に PC 鋼材の降伏がより発生し易いよう

*1 大阪大学大学院工学研究科 地球総合工学専攻 建築工学コース 博士課程（正会員）

*2 大阪大学大学院工学研究科 地球総合工学専攻 建築工学コース 准教授 博士 工学（正会員）

*3 (株)大林組 技術研究所建築構造研究室 博士（工学）（正会員）

*4 (株)大林組 技術研究所建築構造研究室 博士（工学）（正会員）

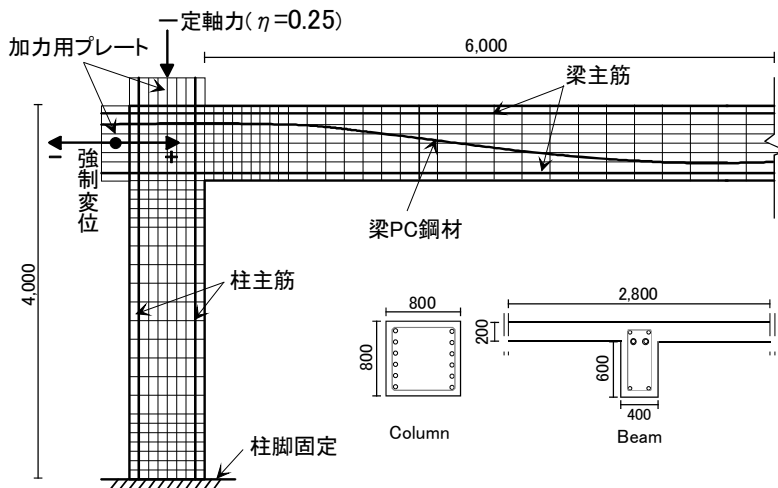


図-1 モデル図および断面形状

に PC 鋼材の降伏耐力を低下させたモデル。初期に与える荷重条件としては、プレストレス（以下 PS と略記）のみを作用させた場合と、PS と鉛直荷重（自重＋積載荷重）の両方を作用させた場合の 2 つの条件を用いた。これらの条件は、PS だけの影響を明瞭に確認することを目的に前者を、実際には存在する鉛直荷重がヒンジ発生箇所等に影響を及ぼし、架構の性状を変える可能性があることに配慮して後者を設定した。

2.2 解析モデルの特徴

(1) コンクリートの履歴特性

コンクリートの応力－ひずみ関係は、等価一軸ひずみに基づく直交異方性体とした非直交分散ひび割れモデル(1 要素に対して最大 6 方向のひび割れを考慮)²⁾を用いた。圧縮側包絡線は、帯筋の拘束効果を考慮した修正 Ahmad モデル³⁾を、引張側包絡線は、出雲モデル⁴⁾を用いた。ひび割れ面のせん断伝達特性は、長沼のモデル⁵⁾を用いた。

(2) 普通鉄筋と PC 鋼材の履歴特性

包絡線バイリニアモデル(除荷・再載荷剛性は弾性剛性)を用いた。

(3) 境界条件及び荷重条件

境界条件は柱脚部固定、荷重条件は PS 導入後、柱頭に一定軸力を加え ($\eta=0.25$)、柱頭の節点に強制変位を与え、層間変形角 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50$ で正負交番繰返し荷重を行った。

(4) 解析条件

架構の自重等を考慮せずに、プレストレスの

表-1 使用鋼材一覧

モデル名称	ボンド	アンボンド	PC鋼材降伏
PC鋼材 断面積 (mm ²)	2910	2910	2910
0.2%オフセット降伏耐力 (N/mm ²)	1570	1570	1300
PC鋼材偏心距離 (mm)	20	20	20
プレストレス係数 (λ)	0.97	0.97	0.96
プレストレス力 (kN) (σ _{p0} (N/mm ²))	3200 1099	3200 1099	3200 1099
普通鉄筋	梁 2-D16上下	2-D16上下	2-D16上下
	柱 12-D35	12-D35	12-D35
断面積 (mm ²)	梁 1986	1986	1986
	柱 9566	9566	9566
降伏強度 (N/mm ²)	梁 345	345	345
	柱 345	345	345
せん断補強筋比 (%)	梁 0.2	0.2	0.2
	柱 0.3	0.3	0.3
コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	梁 36	36	36
	柱 36	36	36

みを考慮するモデル [PS のみ]、架構の自重、積載荷重とプレストレスを考慮するモデル [PS＋鉛直荷重] を対象として検討を行う。

3. 解析結果

不静定応力の状態を検討するということは、単に”不静定応力の分布がどのように変化するのか”ということではなく、”不静定応力が変化することにより、架構としての性状がどのように変化し、それがどのような問題を引き起こすか”ということである。従って、本論文では不静定応力に関連する以下の 3 つの点に対して検討を行う。1)プレストレス力の変化、2) 梁中央位置におけるたわみ量 (むくり量)、3) 梁端部のモーメント

3.1 PS導入時のモーメント分布

架構の荷重状態および剛性のバランスをみるために、図-2 に 2 つの荷重条件 ([PS のみ] と [PS＋鉛直荷重]) の場合の PS 導入時のモーメント分布図を示す。なお、参考のため、鉛直荷重のみを作用させたモデルについても併記している。図中のモーメントの大きさは柱梁接合部フェイス面での値である。同図より、本架構における PS は、鉛直荷重により発生する端部モーメントをおよそ 71%キャンセルしており、また中央部では鉛直荷重によるモーメントのおよそ 156%となっている。

3.2 架構の荷重－変形関係と鋼材降伏発生箇所

図-3 に架構の荷重－変形関係を、また図-4

に各変形段階 ($R=1/200$, $1/100$, $1/50$) を経験した後の鋼材降伏発生箇所 (鉄筋および PC 鋼材の降伏箇所) を示す。図-3 より, ボンドモデル, アンボンドモデル, PC 鋼材降伏モデルのいずれのモデルでも, 荷重-変形関係に大きな差はないことがわかる。一方, 鋼材降伏状況を示す図-4 をみると, 層間変形角 $R=1/200$ 時には, 全てのモデルで柱脚の普通鉄筋が降伏しており, PC 鋼材降伏モデルを除くと梁の PC 鋼材降伏が $R=1/50$ 時まで現れないことを考慮すれば, 本架構の基本的な特性が柱の損傷 (柱の普通鉄筋降伏による剛性低下) により支配されるモデルであることがわかる。また, いずれのモデルにおいても, 荷重条件 (PS のみと PS+鉛直荷重) の違いによる鋼材降伏発生箇所に大きな違いはなく, 図-3 で示した履歴モデルについても両者で近似していることから鉛直荷重作用による架構全体の最大耐力への影響は大きくないと考えられる。

3.3 プレストレス力 (PS) の変化

図-5 は梁の左端および梁中央位置の PS の変化を各層間変位経験後, 作用荷重が 0 となった時点 (以下 除荷時点) で調べたものである。同図によれば, ボンドモデル, アンボンドモデル共に $R=1/50$ の大きな変形を受けた場合でも梁端, 梁中央にかかわらず PS の変化はほとんどないことがわかる。一方, PC 鋼材降伏モデルでは荷重条件にかかわらず $R=1/100$ 以上の変形時に梁端で PC 鋼材が降伏しており PS 量は, 初期 PS に対して $R=1/100$ 除荷時にそれぞれ 59%, 89%, $R=1/50$ 除荷時には 25%, 51%まで低下している。これをより詳しく見るために図-6 に荷重条件

が [PS のみ] の場合の梁危険断面位置の PC 鋼材の応力-ひずみ履歴を示す。PC 鋼材は $R=1/200$ ピーク時 (図中 $R=1/200$) までは弾性範囲にあるものの, $R=1/100$ ピーク時 ($R=1/100$)

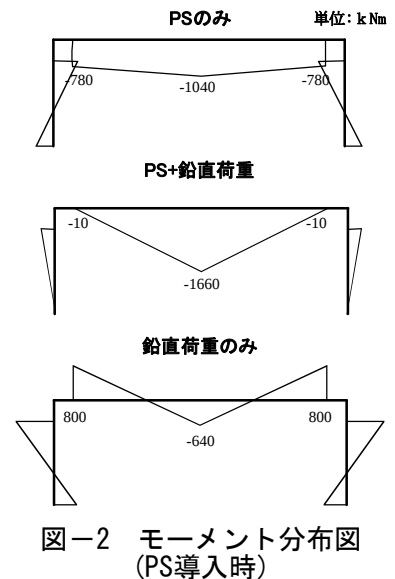


図-2 モーメント分布図 (PS導入時)

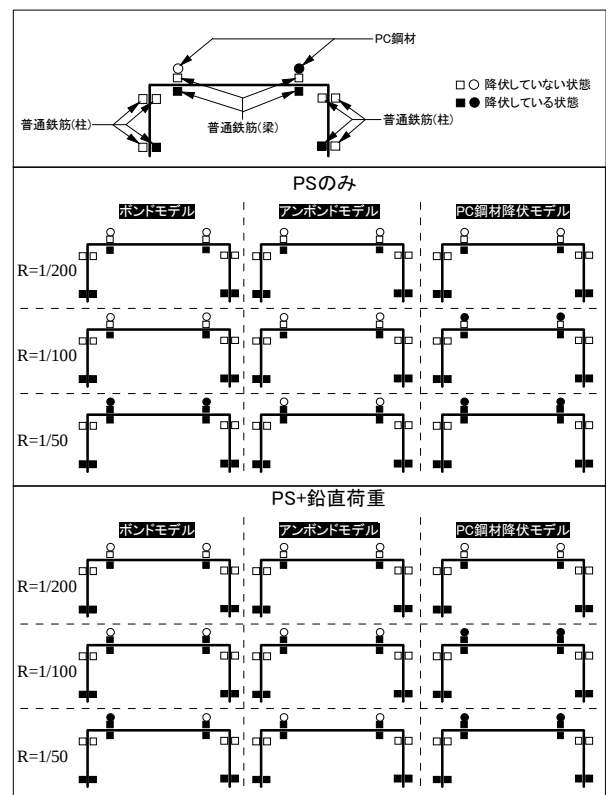


図-4 鋼材降伏発生箇所 (鉄筋および PC 鋼材)

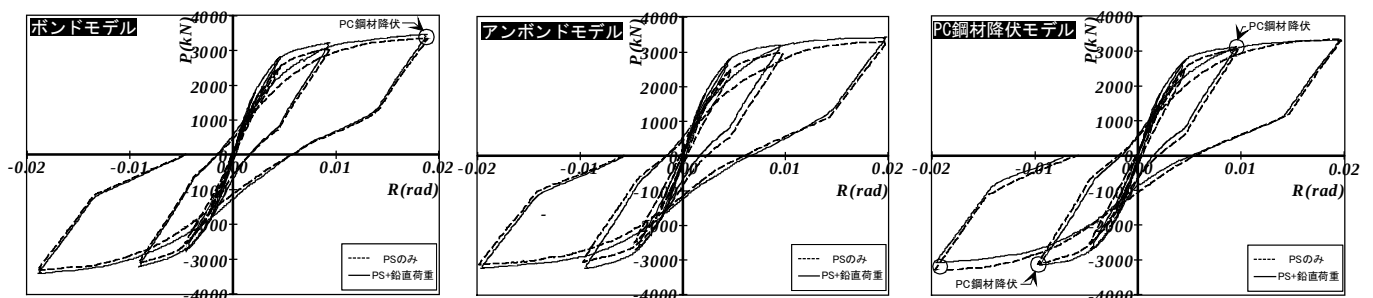


図-3 荷重-変形関係

に 0.95% (塑性率 1.52), $R=1/50$ ピーク時 ($R=1/50$) に 1.56% (塑性率 2.5) となっていることがわかる。

3.4 梁中央部におけるたわみ量

図-7 は各モデルの梁中央部におけるたわみ量 (この値がマイナスの場合は”むくり”) を示す。また、同図には 2 つの荷重条件での解析値に加えて,” 架構に鉛直荷重のみを作用させたときの初期のたわみ量に, PS のみが作用する場合の解析値を加えた値” を示す (図中 PS のみ+鉛直荷重のみ)。これは設計等を対象に, 「鉛直荷重による梁のたわみ量を固定値と考え, これに架構変形量に応じて変動する PS によるむくり量の影響を加味することにより, 実際の挙動 (ここでは PS+鉛直荷重のケースの解析値) をトレースできるかどうか」を検討するためである。なお同図には梁単体の両端の節点を完全に自由にして PS を導入した場合, 即ち不静定の影響を取り除いた場合のむくり量を示しており, これを基準値 (100%) として以降の検討を行う。

図-7 より, 荷重条件によりたわみ量の変化の傾向が以下のように全く異なることがわかる。

1) PS のみのモデルでは, 初期値はマイナスであり, 梁はむくりの状態にある。変形の増大に伴いむくり量は増大し, $R=1/50$ 経験後には基準値の 69.4%~77.1%に達している。2) これに対し, PS+鉛直荷重のモデルでは, 初期状態は 2.8mm のたわみ状態にある。変形の増大に伴いたわみ量は増大し, $R=1/50$ の経験後には基準値の 52.7%~61%に達する。これらは, ひび割れ及び鋼材 (普通鉄筋, PC 鋼材) 降伏の影響が, 梁拘束力を減少させるために起こる現象であり, そのため初期の状態 (たわみ状態, むくり状態) が架構の経験する変形の増大と共に増長されることになる。従って理論的には, 初期の状態がたわみ量 (或いはむくり量) がゼロに近ければ近いほど, たわみ (むくり) 変形の影響を受けにくくなる。この結果から,” 架構に鉛直荷重のみを作用させたときの初期のたわみ量に, PS のみが作用する場合の解析値を加えた値” は, 実際の挙動 (PS+鉛直荷重) をトレースできないことが分か

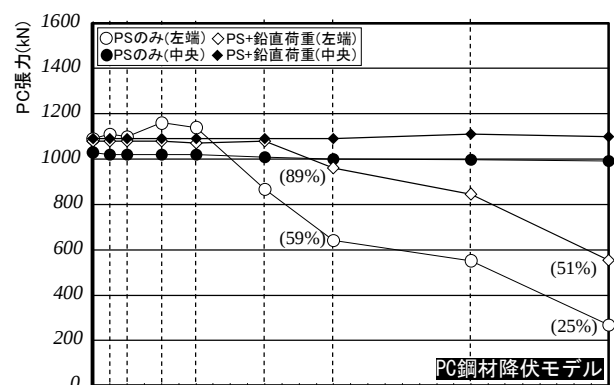
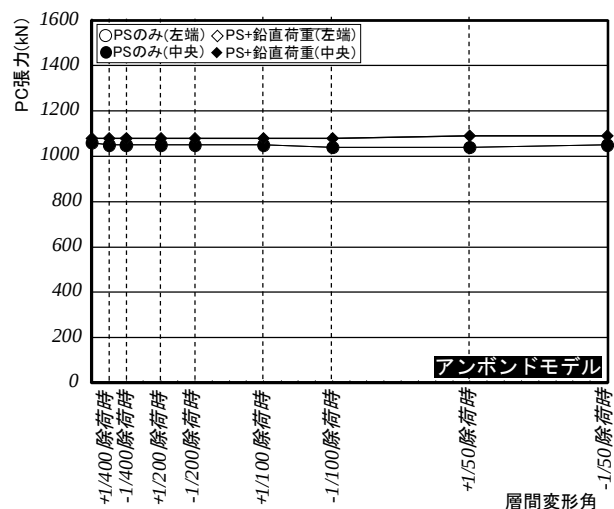
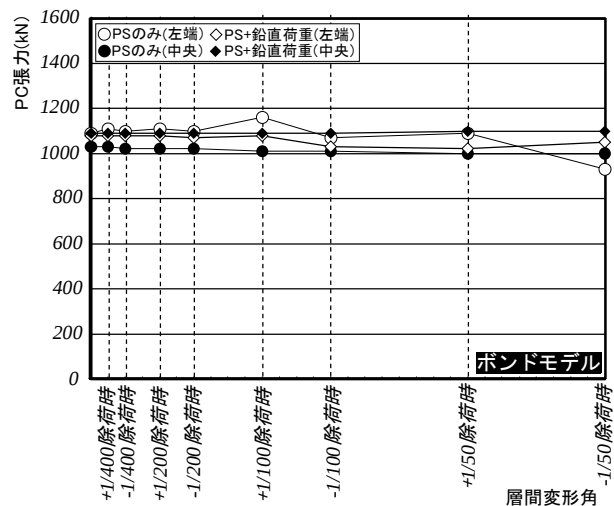


図-5 除荷時のPS変化量 (左端および中央部)

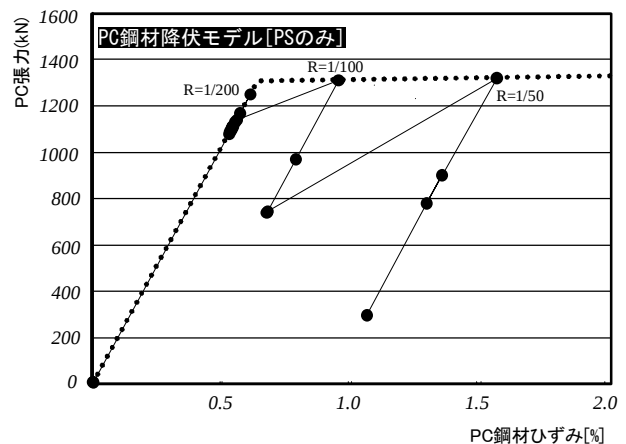


図-6 PC鋼材の応力ひずみ

る。” 3.3 プレストレス力 (PS) の変化” で述べたように、PC 鋼材降伏モデルでは $R=1/100$ 以上の変形時には PS が低下しているものの、たわみ量 (むくり量) はボンドモデルとほぼ同じである。この理由を検討するため、 $R=1/50$ 時におけるボンドモデルの梁の PC 応力状態を図-8 に示す。同図からわかるように梁 PC 鋼材は柱梁接合部内より材軸方向に 50mm の位置 (図中 a 点) まで降伏しているものの、それよりも梁中央側では弾性の領域にある。a 点位置での PC 鋼材の断面せい方向の配置位置は危険断面での位置と同じであり、a 点より梁中央側では PS が保持されるため、PC 鋼材が梁をむくり上げようとする力に変化は生じない。PC 鋼材の降伏箇所がより梁の中央側に進展し、その範囲が a 点を大きく超えるような場合には PS の減退がたわみ量を増大させる可能性があるものの、通常の部材では上記のような広範囲で鋼材が降伏することは考えにくい。従って PC 鋼材の降伏の有無が梁のたわみ量に影響を及ぼすことはないと考えられる。

3.5 梁端部のモーメント

図-9 に除荷時の材端モーメントの推移を示す。PS 導入時のモーメントは、荷重条件が [PS のみ] の場合は負側、[PS+鉛直荷重] の場合は正側の値となるが、共に層間変形角が大きくなるに従いその値が 0 に近づくような傾向がある。ただし、層間変形角が $1/100$ を超える領域では非常に大きな変動がみられる。例えば、アンボンドモデルの荷重条件が [PS+鉛直荷重] の場合について、層間変形角 $1/50$ の除荷時をみると、正側からの除荷時 (図中○印) には 500kNm と PS 導入時の 200kNm の 2 倍以上大きな値であるが、負側からの除荷時 (図中●印) には約 -150kNm の値になっている。これは、層間変形角が大きくなると残留変形量が大きくなり、除荷時に架構が変形を受けた側に偏心した状態になるためと考えられる。図-10 に上記の例の場合のモーメント分布図を示すが、梁左端と右端のモーメントが逆方向の値となっており、また $+1/50$ 除荷時と $-1/50$ 除荷時ではその向きが逆転しているこ

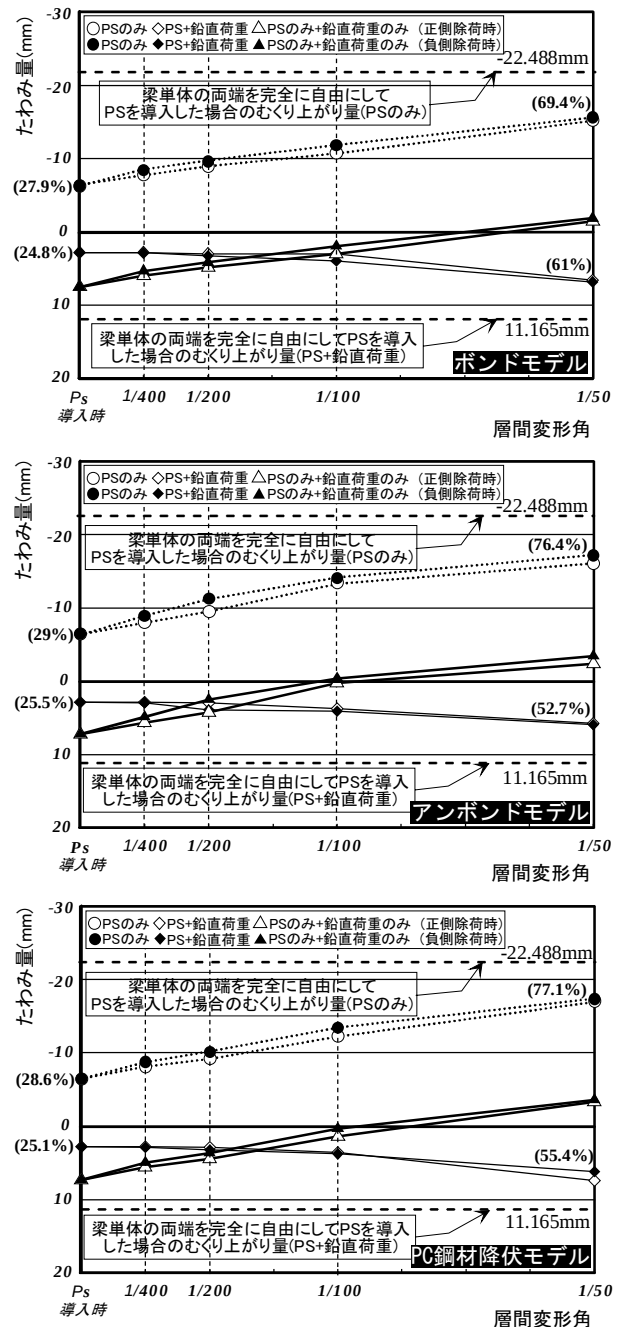


図-7 梁中央部におけるたわみ量

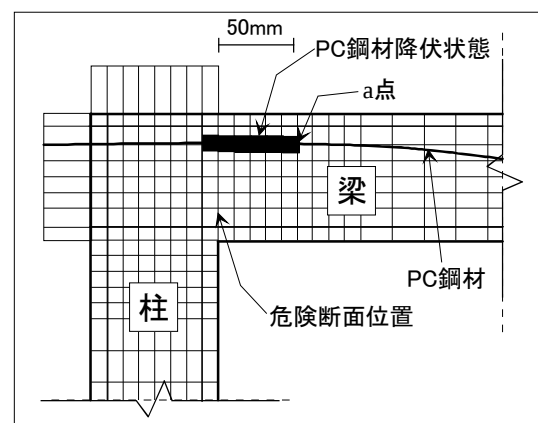


図-8 梁のPC鋼材応力状態 ($R=1/50$)

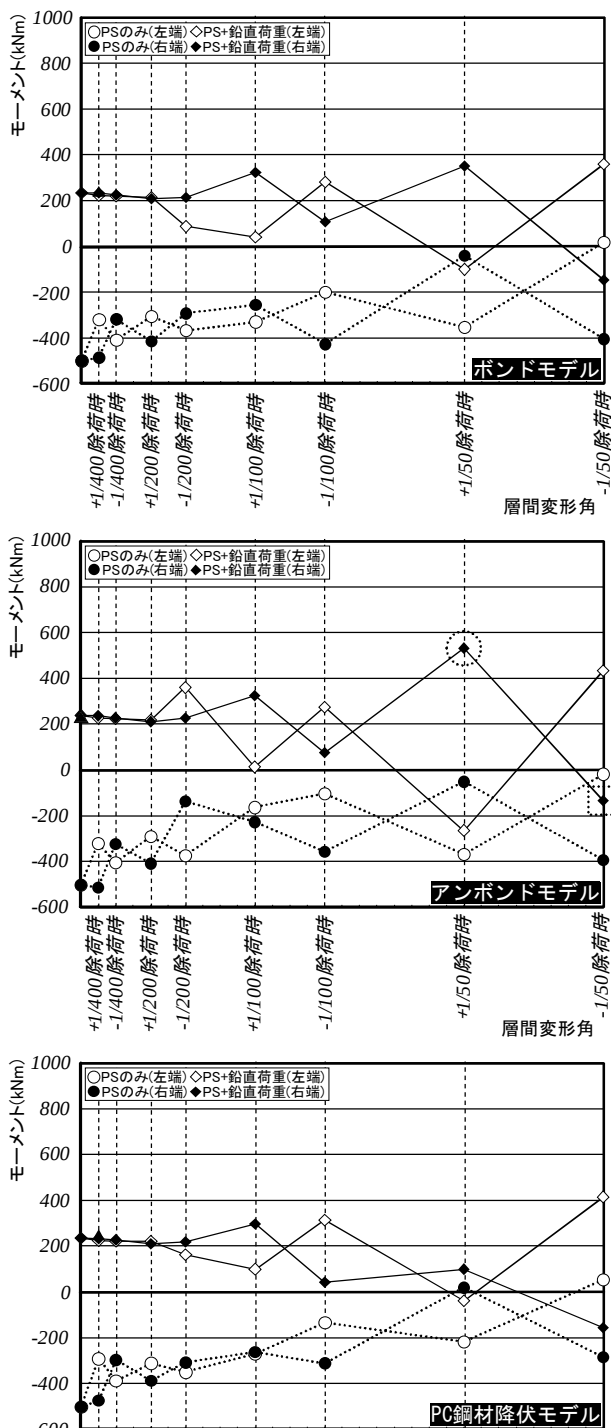


図-9 材端モーメントの推移

アンボンドモデル[PS+鉛直荷重]

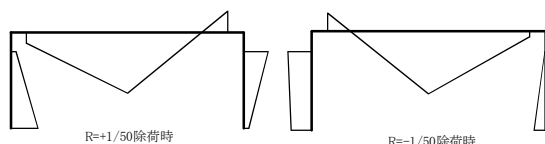


図-10 モーメント分布図

とがわかる。

4. まとめ

1層1スパンのプレストレス架構のFEM解析

を行い以下の知見を得た。

- ・ボンドモデルであっても、層間変形角 1/50 変形時において PC 鋼材はほぼ弾性状態にあり、プレストレスの減退はみられない。

- ・梁のたわみ（むくり）量は、変形増大に伴う架構損傷程度が大きくなるほど増大する。増大の方向（"たわむ"或いは"むくる"のどちらか）は PS 導入時に架構に現れている状態と同じ方向である。この傾向および程度は、PC 鋼材が降伏する場合も変わらない。

- ・梁端部の不静定応力は変形量が小さい場合には変形増大と共に減少する傾向があるが、変形が大きい領域では残留変形の影響を強く受けるため、一般的な傾向を求めることは難しい。

本論文は、日本建築学会構造運営プレストレストコンクリート構造運営委員会 PC 部材性能設計法小委員会・不静定応力 WG（主査：増田 安彦）での成果の一部をとりまとめたものである。

[謝辞]

本研究を行うにあたり大阪大学大学院 教授 大野義照先生よりご指導を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 戸潤隆, 大野義照, 岸本一蔵, 森高英夫, 森田輝生, 傅金華, 林三雄: PC 架構の終局状態における不静定応力の検討 (その1 検討方針) (その2 漸増載荷解析による検討結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, p.969-972, 1998
- 2) 長沼一洋, 栗本 修, 江戸宏彰: 鉄筋コンクリート壁体の正負繰返し及び動的解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 544 号, pp.125~132, 2001.6
- 3) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 4) 出雲淳一, 他: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 5) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991