

# 論文 現場打設部に異種強度コンクリートを打ち継いだハーフプレキャスト梁の逆対称曲げ挙動の弾塑性解析

佐藤 良介\*1・小澤 潤治\*2・渡邊 高朗\*3・阪井 由尚\*4

**要旨：**本論文は、PCa 部が高強度コンクリートで、現場打設部が普通強度コンクリートで構成されたハーフ PCa 梁の逆対称曲げに対する構造的な挙動の解析手法について述べるものである。本論文では先ず、既往の実験にて確認されたこの種のハーフ PCa 梁に特徴的な変形挙動に端緒を有する解析手法が提案されている。さらに、本手法による数値解析例と既往の実験との比較・検討を行い、現場打設部を異種強度コンクリートで打ち継いだハーフ PCa 梁の構造性能を本手法によって評価することの妥当性について論じている。

**キーワード：**ハーフプレキャスト梁、逆対称曲げ、コンクリート強度、断面解析、反曲点

## 1. はじめに

ハーフプレキャスト（以後 PCa と略記する）梁を用いた鉄筋コンクリート（以後 RC と略記する）造架構の構築にあつて、梁断面上部の現場打ちコンクリートはスラブと同時に打設されることが多い。この場合、現場では、構造設計上、梁に求められる強度のコンクリートが打設されているのが現状であるが、この現状を、「スラブに梁同等の強度が必要とされることが稀であること」に鑑みると、この手順で施工される建物の多くが、スラブへの過剰な強度のコンクリートの打設を余儀なくされている非合理を指摘することができる。

著者らはこれまで、「PCa 部に高強度コンクリート、現場打設部に普通強度コンクリートを打設したハーフ PCa 梁」の実用化によってこの非合理を解消することを目的に、その逆対称曲げに対する構造性能の確認実験を重ね、「この種のハーフ PCa 梁の曲げ性能が、主筋量が少ない場合に、全断面を高強度コンクリートで構成された場合に比べてやや低下する」ことを明らかにしてきた<sup>1)</sup>。即ち、これを実用に供する際には、現場打設部を異種強度コンクリートで打ち継いだことによって顕れた影響を適切に評価し反映させた、的確な設計を行うことが望ましいと考えられる。

本論文は、以上を踏まえ、「断面内に存在する異種強度コンクリートが梁の曲げ性能に及ぼす影響」を解明するための基礎資料の獲得を目的に、この種の梁の逆対称曲げ挙動を解析的に捉えようとするものである。本論文においては、既往の実験にて異種強度コンクリートで打ち継がれたハーフ PCa 梁に見られた特徴的な変形挙動<sup>2)</sup>に立脚した解析手法が提案されており、さらに、本手法による解析値とその根拠となる実験値との比較・検討を通して、解析手法の妥当性について論じられている。なお本論文では以後、PCa 部と現場打設部に材料特性が大きく異なるコンクリートを打設することを「強度を打ち分ける」と表記する。

## 2. 実験結果に見る強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の特徴

強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の逆対称曲げに対する構造的な挙動の解析に先立ち、この種のハーフ PCa 梁の力学的な特徴を、既往の実験結果<sup>1)2)</sup>に基づいて整理しておく。

実験は、断面の下部 1/2 を PCa 部、上部 1/2 を現場打設部として、i) 全断面に高強度コンクリート、ii) PCa 部に高強度コンクリート、現場打設部に普通強度コンクリート、iii) 全断面に普通強度コンクリート、を打設した 3 体の同配筋（腹筋比は 1.0）の矩形断面のハーフ PCa 梁（試験体名は、この順に Be\_01, Be\_02, Be\_03）に、いわゆる建研式の逆対称曲げ載荷によって、材端を固定端として互いの平行を維持しながら強制的なせん断変位を与えて行われたものであり、実験中の試験体の変形状態を模式的に表すと、図-1 になる。以後、本論文において議論されるハーフ PCa 梁はいずれもこの状態に変形しているものとし、図中に見るように左右の梁端をそれぞれ A 端・B 端と呼称する。

実験の過程においては、「Be\_02 のせん断力-変形角関係が、Be\_01 と Be\_03 の中間あたりを推移する」ことと同時に、「曲げひび割れと曲げ降伏がそれぞれ、全ての試験体において A 端・B 端ほぼ同時に確認される」傾向が見出されている<sup>3)</sup>。このうち後者の傾向は、Be\_02 が図-1 のような変形状態にある場合、A 端で普通強度コンクリート、B 端で高強度コンクリートに引張応力が生じることから一考に値する結果と言えるが、同実験ではさらに、この同期性の要因のひとつと考えられる「反曲点の移動」が、Be\_02 の変

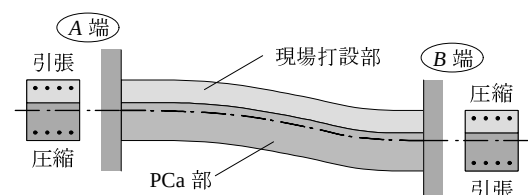


図-1 逆対称曲げを受けるハーフ PCa 梁の変形状態

- |                          |             |
|--------------------------|-------------|
| *1 東急建設（株） 技術研究所 基盤技術開発部 | 博士（工学）（正会員） |
| *2 東急建設（株） 技術研究所 基盤技術開発部 | 工修          |
| *3 東急建設（株） 建築本部 建築技術部    | 修士（工学）（正会員） |
| *4 東急建設（株） 設計本部 構造設計部    | 修士（工学）（正会員） |

形挙動から認められている<sup>2)</sup>。図-2に、その概念を、強度が打ち分けられていないハーフ PCa 梁と対比させて図示する。図-2 (b) に見るように、通常はスパン中央にその位置を想定される反曲点が移動することによって、梁の両端で負担される曲げモーメントの値には差異が生じる。これが曲げひび割れと曲げ降伏の同期に寄与したと考えるのは自然なことと思われ、事実、実験からも、これを裏付けるように「Be\_02 の反曲点が、曲げひび割れの発生までは A 端寄り、それ以降は B 端寄りに位置する傾向」が確認されている<sup>2)</sup>。この反曲点の移動は、元来同一である A 端と B 端の断面の引張縁が反転することによって互いの構造性能が相違し、その結果剛性が高くなる断面が、断面に作用する曲げモーメントを他端よりも多く負担したことによると見られ、このように部材両端の断面性能に差異が生じる、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁特有の力学的な性質と考えられる。なおこの実験の過程において、せん断ひび割れの顕著な拡幅および水平接合面におけるすべり変位は認められていない<sup>1)</sup>。

### 3. 強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の弾塑性解析手法

強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の逆対称曲げ挙動を解析的に求める場合、上記のこの種のハーフ PCa 梁を特徴づける力学的な性質をその過程で反映させることが必要になる。他方一般に逆対称曲げを受ける RC 系の梁は、その弾塑性挙動の過程において、ひび割れや曲げ降伏領域等の損傷を、危険断面を起点にスパン中央方向に向かった低減傾向を伴って分布さ

せるが、この影響を考慮する解析モデルの一としていわゆる部材モデル<sup>例えば3)~5)</sup>が種々提案され、その精度の優位性が指摘されている。そこで本論文では、提案されている部材モデルの中でも、その定式化の過程において反曲点位置が重要な役割を果たすことで知られる「片持ち梁結合モデル<sup>3)4)</sup>」の概念に則り、全長  $L$  のハーフ PCa 梁が、図-2 のように現場打設部に引張縁を持つ片持ち梁（以下、A 端側の片持ち梁と呼称する）と PCa 部に引張縁を持つ片持ち梁（以下、B 端側の片持ち梁と呼称する）の結合によって成っているものと見なし、この種の梁の逆対称曲げ挙動の把握を試みることにする。

なお実際の骨組解析においては、種々の条件設定によって強度を打ち分けなくとも梁の反曲点位置は移動を見せる。本論文は、その中でも最も基本的な「強度を打ち分けていない梁ならば反曲点がスパン中央位置に定まるような条件下」における強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の挙動に見られる従来の梁との差異について相対的に論じるものであり、これをもって断面内に存する異種強度コンクリートの影響を明らかにすることを主たる目的としている。

#### 3. 1 断面性能の評価

既に述べたように、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁に見られる反曲点の移動は、引張縁の反転に伴って生じる A 端と B 端の断面性能の差異に起因していると考えられる。そこで本論文では先ず、図-3 に示すような断面解析に基づいて A 端と B 端の断面性能を評価し、その結果を梁全体の曲げ解析に反映させることを考える。本論文にお

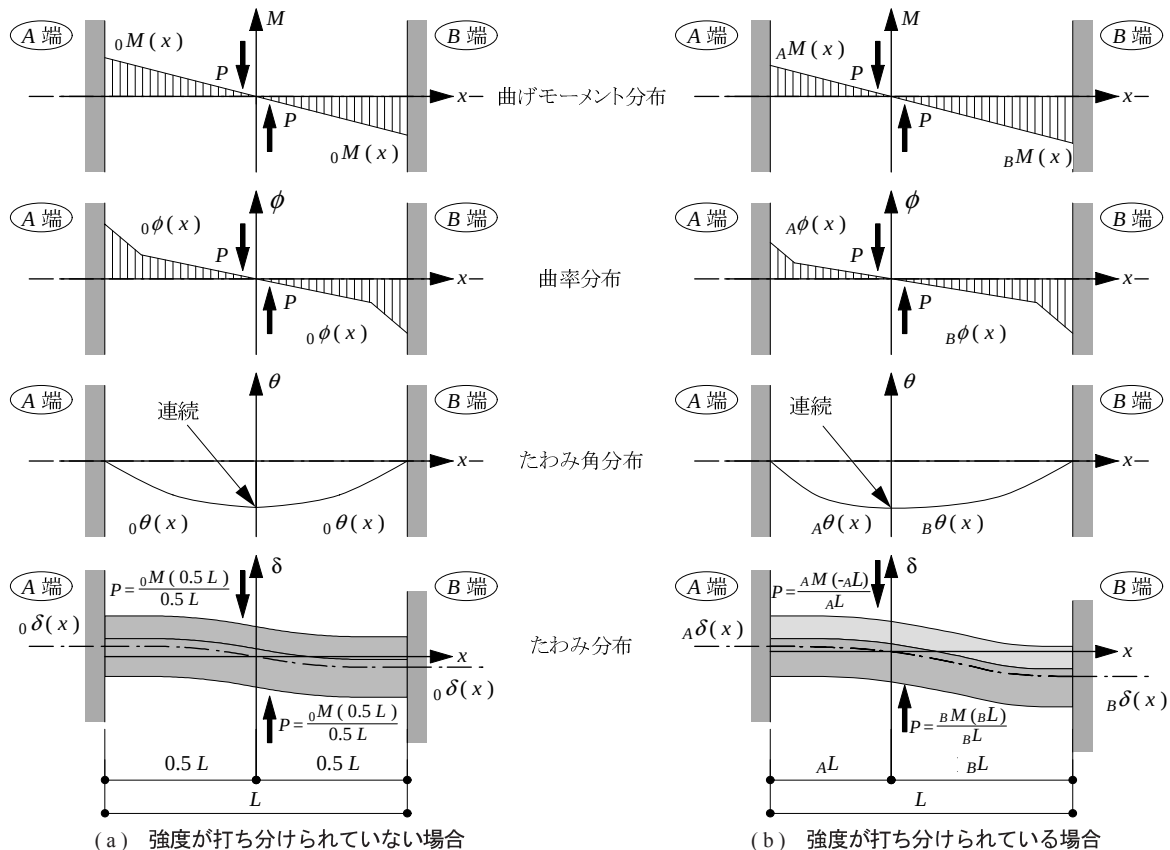


図-2 逆対称曲げを受けるハーフ PCa 梁の変形挙動の詳細

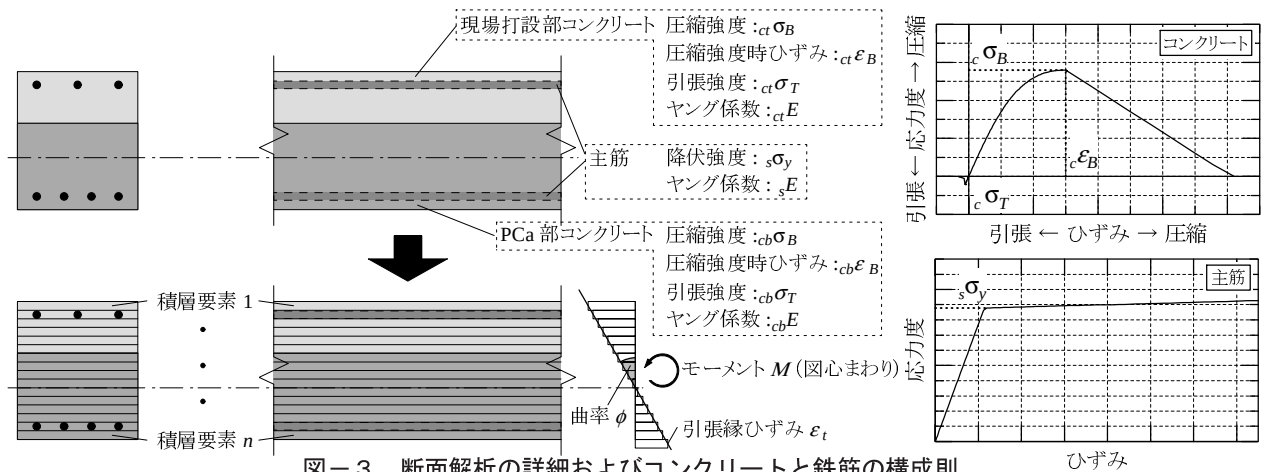


図-3 断面解析の詳細およびコンクリートと鉄筋の構成則

ける断面解析に設けられた仮定事項を、以下に示す。

- i) ハーフ PCa 梁の断面には平面保持が成立する。
- ii) 梁断面は、梁せい方向に  $n$  層に仮想分割した積層モデルとして表示できる。
- iii) PCa 部と現場打設部との境界は必ず任意の積層要素間境界に一致し、ここでのすべり変位はないものとする。
- iv) コンクリートの応力度-ひずみ度関係は、圧縮側において、圧縮強度  $c\sigma_B$  までは Saenz の近似曲線<sup>6)</sup>で、それ以降は圧縮軟化を模擬する直線経路で表現できる<sup>7)</sup>ものとし、引張側において、引張強度  $c\sigma_T$  に達するまでは線形弾性が成立し、ひび割れ発生後は破壊力学に基づく引張軟化を呈するものとする<sup>8)</sup>。なおコンクリートの引張強度  $c\sigma_T$  は、土木学会式に基づき、 $c\sigma_T = 0.23 c\sigma_B^{\frac{2}{3}}$  で求められることとする<sup>9)</sup>。
- v) 主筋は、引張・圧縮ともに bi-liner 型の弾塑性材として取り扱うこととし、降伏強度  $s\sigma_y$  以降の接線剛性は、初期弾性係数  $sE$  に 0.01 を乗じて求められるものとする。

本論文では、以上の仮定の下に、断面に任意の引張縁ひずみ  $\varepsilon_t$  が生じた際の材軸方向の断面力のつりあいに関する収束計算を行ってその断面に作用するモーメント  $M$  とこれに応じる曲率  $\phi$  を求め、 $\varepsilon_t$  の漸増に伴う両者の変化より得られるモーメント-曲率 ( $M-\phi$ ) 関係によって、当該断面の性能を評価することとする。

### 3. 2 変形挙動解析

ハーフ PCa 梁のスパン全長に亘る変形は、断面解析の結果を基に  $A$  端側の片持ち梁と  $B$  端側の片持ち梁の変形をそれぞれ求め、両者を反曲点を介して結合することで導く。なお一般に、片持ち梁を含めた RC 系の梁の変形を解析的に求める際には、いわゆる曲げ変形以外の付加的な変形をも考慮する必要があることで知られている。そこで本論文では、RC 片持ち梁の弾塑性挙動の解析方法が体系的にまとめられている既往の文献<sup>10)</sup> (以下、鉄道標準と略称する) に基づき、「塑性ヒンジによる付加的な曲げ変形」ならびに「軸方向鉄筋の拔出しによる部材変形」をこれに倣って算出し、その結果を梁理論より得られる曲げ変形に

重ね合わせることで全体的な変形を導くことを試みる。

#### (1) 各片持ち梁の曲げ変形とその結合

クリアスパン  $L$  のハーフ PCa 梁の全長に亘る曲げ変形を片持ち梁の結合によって求める場合、その対象が強度を打ち分けていないハーフ PCa 梁であれば、図-2 (a) に見るように反曲点がスパン中央に定まることから、これを構成する 2 体の片持ち梁の材長をとともに  $0.5L$  と定めることができる。しかしながら強度を打ち分けた場合には、図-2 (b) のように反曲点の位置が移動を見せるため、当然クリアスパンの単純な等分によってその正確な変形を追うことが出来なくなる。この時、2 体の片持ち梁の長さ  $A$  と  $B$  が、両端で負担される曲げモーメントを用いて式 (1) で表現されることは自明であるが、さらに留意すべきは、このように反曲点が移動している場合にあっては梁の連続性は保たれるため、反曲点位置における 2 体の片持ち梁のたわみ角が一致することにある。

$$\begin{cases} A = \frac{|A M(-A L)|}{|A M(-A L)| + |B M(B L)|} L \\ B = \frac{|B M(B L)|}{|A M(-A L)| + |B M(B L)|} L \end{cases} \quad (1)$$

そこで本論文では、断面解析の結果を用いた以下のような収束計算によって、反曲点の移動を考慮した 2 体の片持ち梁の結合を試みることにする。図-4 は、その概念を模式的に表すものである。

- i) 先ず初めに、 $A$  端側の片持ち梁、 $B$  端側の片持ち梁の断面についてそれぞれ独立した断面解析を行い、個々のモーメント-曲率関係  $A M-A \phi$  および  $B M-B \phi$  を求める。
- ii) 初期条件として材長  $0.5L$  を仮定したうえで i) で得られた  $M-\phi$  関係から各片持ち梁の曲率分布を求め、これらを積分してそれぞれの片持ち梁の自由端でのたわみ角を算出し、2 体分の固定端曲げモーメント-自由端たわみ角関係 ( $A M-A \theta$  と  $B M-B \theta$ ) を導出する。
- iii) 図-4 に見る 2 種の  $M-\theta$  関係は、それぞれ独立して行われた断面解析の結果に基づいて得られたものであるため、この時点において両者に直接的な相関はない。しかしながらこれより、2 体の片持ち梁の自由端が同程度

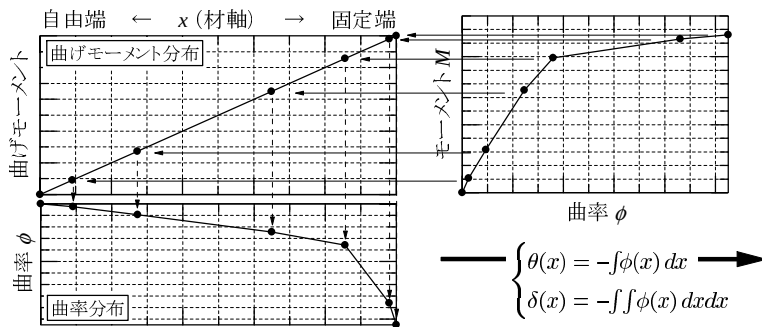


図-4 曲げモーメント-曲率関係の積分による自由端たわみの導出と片持ち梁の結合方法

- のたわみ角に到る際に両者の固定端で負担される曲げモーメントの値を近似的に求めることができる。
- iv) iii) より得られる固定端曲げモーメントを式(1)に代入し、2体の片持ち梁の材長を  $0.5L$  から  $A$  と  $B$  とに改める。
- v) 新たに求められた  $A$  と  $B$  を用いて再度各片持ち梁の  $M-\theta$  関係を求め、結果として両者の自由端におけるたわみ角が十分に近接するまで iii) ~ v) を繰り返す。
- vi) 最終的に得られる  $A$  と  $B$  を用いてスパン全長に亘るたわみ角分布を定め、最後にこれを積分して曲げ変形分布を求める。

実際の数値解析においては、 $A$  端の断面解析より得られる  $A$   $M-A$   $\theta$  関係を構成するすべての計算ステップについて、その時々  $A$   $\theta$  に最も近い  $B$   $\theta$  を有する計算ステップを  $B$   $M-B$   $\theta$  関係から走査し、これを逐次続けることで、終局状態に到るまでの  $A$   $M$  と  $B$   $M$  の組合せを求める。この際、図-4に示したように、 $A$  端と  $B$  端とでは往々にして断面解析の終了ステップが異なるが、本解析が最終的にその対象とするのがこれら2体の片持ち梁を結合した全長  $L$  の梁であることから、より早い段階で終了する側の最終ステップをして解析の終了とする。

## (2) 塑性ヒンジによる付加的な曲げ変形

片持ち梁の変形には、塑性ヒンジの成長に伴う付加的な曲げ変形が重ね合わされるものとする<sup>10)</sup>。即ち、片持ち梁のたわみ角と曲げ変形は、図-5に示したように、断面解析により得られる曲率分布を、長さ  $l_p$  の塑性ヒンジ領域を考慮した分布に更新した後に積分して得られるものである<sup>10)11)</sup>とし、本論文では、この塑性ヒンジ長さ  $l_p$  が、同図-5に掲げたとおり、曲げ降伏まで零を保ち、その後最大耐力時に最大ヒンジ長さに到達するような線形増加傾向を呈するものと仮定する。即ち、片持ち梁の結合方法を示した図-4の固定端曲げモーメント-自由端たわみ角関係における横軸の値には、曲げ降伏以降、この塑性ヒンジの成長による付加が算入されることになる。

## (3) 主筋の拔出しによる付加変形

片持ち梁の変形にはさらに、鉄道標準にて定められている「部材端部からの主筋の拔出しに伴う材端回転」も付加されることとする。本論文では、この変形が、図-6に示すような曲げひび割れ、曲げ降伏、最大耐力の三

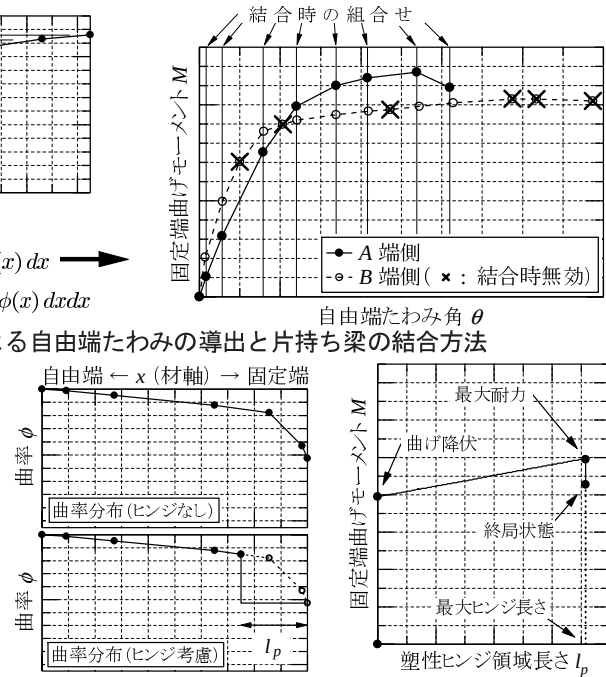
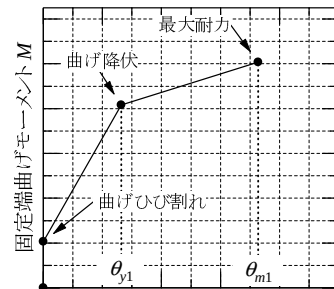


図-5 塑性ヒンジの成長に伴う曲率分布の変動



主筋の拔出しによる部材端部の回転角 (rad)

$\theta_{y1}$ : 降伏時の主筋の拔出しによる部材端部の回転角 (rad)

$$\theta_{y1} = \Delta L_y / (d - x_n)$$

$d$ : 有効せい (mm)

$x_n$ : 降伏時の圧縮縁と中立軸の距離 (mm)

$\Delta L_y$ : 降伏時の拔出し量 (mm)

$$\Delta L_y = 7.4 \alpha \cdot s \epsilon_y (6 + 3500 s \epsilon_y) d_b / (c \sigma_B)^{2/3}$$

$s \epsilon_y$ : 引張主筋の降伏ひずみ (-)

$d_b$ : 引張主筋の直径 (mm)

$c \sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$ : 主筋間隔の影響を表す係数

$$\alpha = 1 + 0.9 \cdot e^{0.45(1 - c_s/d_b)}$$

$c_s$ : 引張鉄筋の中心間隔 (mm)

$\theta_{m1}$ : 最大曲げモーメント時の主筋の拔出しによる部材端部の回転角 (rad)

$$\theta_{m1} = \left\{ \begin{array}{l} (2.7 k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N'/N'_b) + 1 \end{array} \right\} \theta_{y1}$$

$$2.7 k_{w1} \cdot p_w + 0.22 \leq 3.7$$

$$N'/N'_b \leq 1.0$$

$p_w$ : セン断補筋比 (%)

$k_{w1}$ : セン断補筋強度を考慮する係数 (-)

$N'/N'_b$ : 釣合い軸力比 (-)

$N'$ : 部材に作用する軸力

$N'_b$ : 釣合い軸力

図-6 主筋の拔出しによる付加変形

点で定まるトリリニア型の推移を示すものであると仮定し、これら三点の座標は、縦軸の値は断面解析の結果より、横軸の値は図中に付した鉄道標準式によって求められるものとする。なお先の塑性ヒンジ同様、図-4に示した固定端曲げモーメント-自由端たわみ角関係の横軸の値には、この主筋の拔出しによる付加変形も反映されることになる。

#### 4. 数値解析例

本論文にて提案した「反曲点の移動を端緒とする解析手法」による計算値と、既往の実験値<sup>2)</sup>との比較を意図した数値解析例を3例掲げ、それらの結果について若干の検討を加えることで、本解析の妥当性を検証する。

##### 4. 1 解析条件

表-1に解析条件一覧を示す。3例の解析は、コンクリートの材料特性のみに相違ある以外は全て同一条件下で行われたものであり、これは実際の実験における条件と同様である。なお試験体のその他諸元に関しては既報<sup>1)</sup>を参照されたい。また塑性ヒンジに関しては、全試験体ともにその最大値を有効せいと同じくすることとした<sup>1)</sup>。

##### 4. 2 解析結果

図-7(a)～図-7(c)に、本解析より得られる各試験体のせん断力-部材変形角関係を実験値と併せて示す。これらの図より、本解析が、いずれの試験体に対しても、各種耐力や部材剛性等を比較的精度よく与えていること、ならびに、曲げひび割れと曲げ降伏のそれぞれが、解析上もA端とB端とでほぼ同時に発生していることが分かる。また図-8には、これら図-7(a)～図-7(c)中の解析値のみを改めて重ね描いたが、ここから読み取られる「強度を打ち分けたBe\_02が、全断面が高強度コンクリートのBe\_01、全断面が普通強度コンクリートのBe\_03の中間あたりを推移する」傾向は、冒頭で述べた既往の実験からの知見との一致を見るものであり、本解析の妥当性を裏付ける結果と考えられる。

続いて図-9に、解析上見られる各試験体の反曲点位置の推移を、せん断力-部材変形角関係と対応させて示す。なおこの図は、各解析値相互の差異の明確化を意図し、梁の変形挙動および反曲点位置への影響が最も支配的な曲げ変形成分のみを解析値から抽出して得られているが、抜出しによる付加変形を考慮した場合にあってもほぼ同様の傾向が得られている。図-9からは、「Be\_02が、実験<sup>2)</sup>同様、せん断力の上昇に伴って、曲げひび割れの発生まではA端寄り、それ以降はB端寄りにその反曲点位置を移動させる」傾向を読み取ることができる。また図-10、図-11には、この過程における各試験体の変形状態の例として、図-9中に示した「曲げひび割れ発生前の状態を代表するStage I」、「それ以降曲

表-1 解析条件一覧

| 諸元                                                 | Be_01            | Be_02 | Be_03 |
|----------------------------------------------------|------------------|-------|-------|
| クリアスパン $L$ (mm)                                    | 2000             |       |       |
| 梁はば (mm)                                           | 350              |       |       |
| 梁せい (mm)                                           | 400              |       |       |
| 現場打設部高さ (mm)                                       | 200              |       |       |
| PCa部高さ (mm)                                        | 200              |       |       |
| 現場打設部コンクリート圧縮強度 $\sigma_{cb}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 59.4             | 28.0  | 27.6  |
| PCa部コンクリート圧縮強度 $\sigma_{cb}$ (N/mm <sup>2</sup> )  | 61.2             | 62.0  | 29.6  |
| 現場打設部コンクリート弾性係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )           | 27100            | 19200 | 19200 |
| PCa部コンクリート弾性係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )            | 27300            | 27300 | 19800 |
| 主筋の配置                                              | 上端・下端ともに4-D19    |       |       |
| 主筋降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )             | 439              |       |       |
| 主筋弾性係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )                    | 192000           |       |       |
| 積層要素数 $n$ (層)                                      | 20               |       |       |
| 最大ヒンジ長さ (mm)                                       | 357.5 (1.0 $d$ ) |       |       |

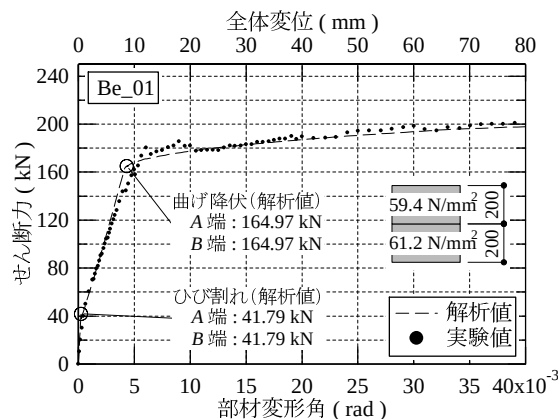


図-7(a) 解析値と実験値の対応 (Be\_01)

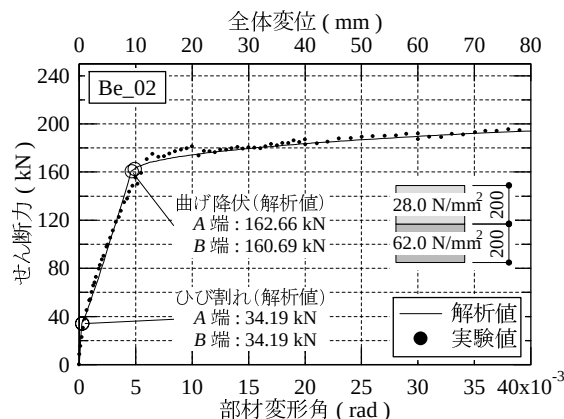


図-7(b) 解析値と実験値の対応 (Be\_02)

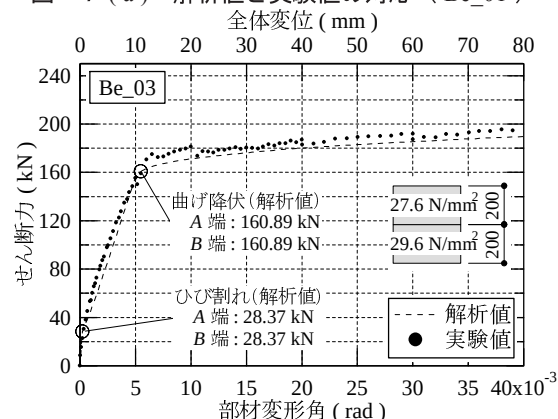


図-7(c) 解析値と実験値の対応 (Be\_03)

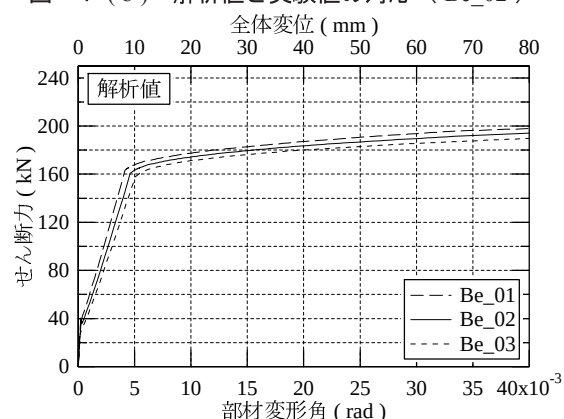


図-8 解析値の相互比較



げ降伏前を代表する Stage II」におけるたわみ角分布、曲げ変形分布を示すが、これらの図からは、「Be\_02の反曲点が、剛性の高い断面側の片持ち長さが長くなるように移動している」様子をさらによく見て取ることができる。この反曲点の移動は、3例の変形挙動解析の中で Be\_02 と他の試験体との間に見られた最も顕著な差異であり、それ故に先の図-7 (b) に示したせん断力-部材変形角関係に及ぼす影響も大きかったと推察されるが、結果として解析値が精度よく実験値を表現していたことを示すこの図-7 (b) は、「強度を打ち分けたハーフ PCa 梁の逆対称曲げ挙動を反曲点の移動に立脚して評価する」ことの妥当性を改めて示唆するものと考えられる。

## 5. まとめ

本論文では、「PCa 部を高強度コンクリートで、現場打設部を普通強度コンクリートで打設したハーフ PCa 梁の逆対称曲げ挙動」について、この種のハーフ PCa 梁を対象とした既往の実験<sup>12)</sup>で確認された「反曲点の移動」に依拠してこれを表現する解析手法を提案し、解析値と当該実験値との比較をもってその妥当性の検証を行った。

結果として、本解析による計算値が、比較的精度良く実験値を追跡し得ることが明らかになったが、これは同時に、強度を打ち分けたハーフ PCa 梁が逆対称曲げを受ける際の構造的な挙動を、反曲点の移動に立脚して論ずることの妥当性にも通底し得ると考えられる。

## 参考文献

- 1) 小澤潤治, 佐藤良介, 渡辺高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の曲げ性能 - その 1 実験計画と実験結果 -, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (中国), pp. 449 - 450, 2008. 9
- 2) 佐藤良介, 小澤潤治, 渡辺高朗, 阪井由尚: 現場打設部分に異種強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト梁の曲げ性能 - その 2 復元力特性に関する検討 -, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (中国), pp. 451 - 452, 2008. 9
- 3) Otani, S. : Inelastic Analysis of R / C Frame Structures, Proc. ASCE, Vol. 100, ST7, pp. 1433 - 1449, 1974. 7
- 4) Takizawa, H. : Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar R/C Structures ( Part I ), Trans. of A.I.J., No. 240, pp. 51 - 62, 1976. 2
- 5) 塩原等, 小谷俊介, 青山博之: 弾塑性地震応答に及ぼす部材モデルの効果, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp. 217 - 220, 1983
- 6) Saenz, L. P. : Discussion of Equation for Stress - Strain Curve of Concrete, by Desayi P. and Krishnan S., ACI Journal, V. 61, No. 9, pp. 1227 - 1239, 1983
- 7) 斉藤成彦, 中村光, 檜貝勇: 剛体-バネモデルを用いた軸方向圧縮力を受ける RC 梁のせん断破壊挙動の数値解析, コ

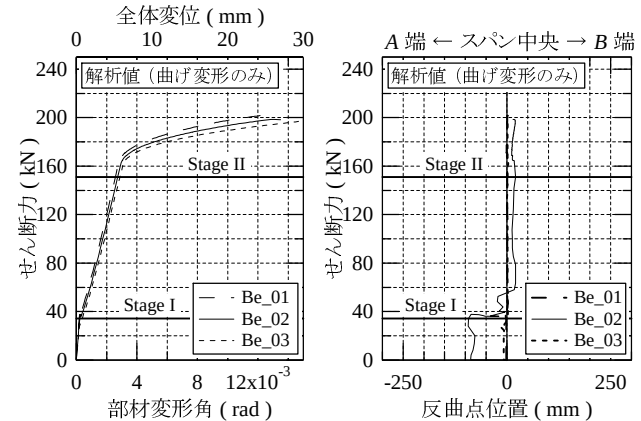


図-9 せん断力の上昇に伴う部材変形角と反曲点の推移

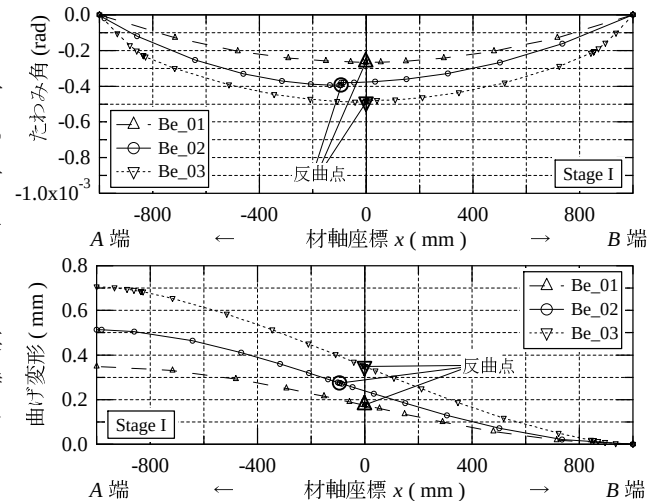


図-10 Stage I 近傍におけるたわみ角分布と曲げ変形分布

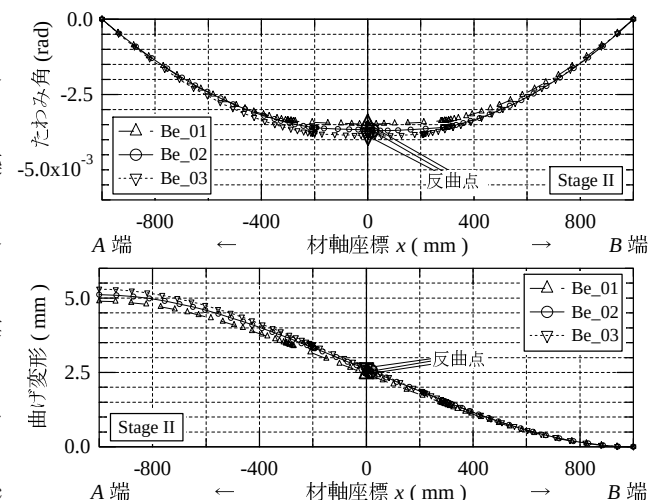


図-11 Stage II 近傍におけるたわみ角分布と曲げ変形分布

ンクリート工学論文集, 第 12 巻, 第 2 号, pp. 71 - 81, 2001. 5

- 8) Rokugo, K., Iwasa, M., Suzuki, T. and Koyanagi, W. : Testing Methods to Determine Tensile Strain Softening Curve and Fracture Energy of Concrete, Fracture Toughness and Fracture Energy, pp. 153 - 163, 1989
- 9) コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2007
- 10) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 鉄道総合技術研究所, 丸善株式会社, 1999. 10. 20, pp. 142 - 149
- 11) 谷川恭雄, 小池狭千朗, 太田福男, 中塚信, 馬場研治, 畑中重光: 鉄筋コンクリート構造 - 理論と設計 -, 森北出版株式会社, 1997