

論文 PC 鋼より線の付着履歴特性を考慮した圧着型 PCaPC 曲げ部材の FEM 解析

市岡 有香子*1・河野 進*2・渡邊 史夫*3

要旨: 圧着型プレキャストプレストレストコンクリート部材の曲げ挙動解析のため、繰返しによる付着応力劣化を考慮した PC 鋼材の付着—すべり関係モデルを構築し、FEM 解析モデルに組み込んだ。本付着すべりモデルは PC 鋼より線を対象としたもので、FEM 解析により、片持ち梁の繰返し載荷実験における荷重—部材角関係、及び PC 鋼より線の張力変化について実験結果を精度良く追跡できた。一方、同 FEM モデルで付着すべり特性を弾性または完全付着としたモデルでは、荷重を過大評価する結果となった。また、付着劣化を考慮した部材履歴モデルの構築に有用な知見として、繰返し載荷時の付着応力分布の推移を明らかにした。

キーワード: プレキャスト、プレストレストコンクリート、付着特性、FEM 解析、圧着

1. はじめに

圧着型プレキャスト（以下 PCa と略記）プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）構造では、部材間目地部の離間を許容すれば、目地部の開閉に変形を集中させて他の部分の損傷をごく軽微に留めることができる。この点に着目し、1990 年代より、弱点となるエネルギー消費性能をダンパー等で補うことによって、復元性を有し、かつ地震時応答を低減できる構造形式としての研究が進められている^{1), 2)}など。著者らも、これまでに混合より線を用いた構法³⁾、波形鋼板ダンパーを用いた構法⁴⁾について、その実用可能性及び RC 構造と比較した際の損傷抑制効果等を示してきた。

ただし圧着型 PCaPC 部材を用いた構造物において、その地震時挙動を予測する際には、PC 鋼材の付着特性が通常の鉄筋と異なることが解析上の問題となる。危険断面となる圧着目地部において、PC 鋼材のすべりに伴い抜け出しが生じ、PC 鋼材のひずみは平面保持の仮定を適用できない。その抜け出し量や付着劣化範囲は、付着特性や載荷履歴に依存して変化し、評価が容易ではないことが、解析的困難の原因となっている。一方、目地部の離間に伴う部材の回転が PCaPC 骨組の変形に占める割合は大きく、PC 鋼材の挙動を高い精度で予測できる付着—すべり関係モデルが必要となる。

本研究では、過去に提案された PC 鋼材の付着—すべり関係の繰返し履歴モデルに修正を加え、ランダムな繰返し載荷に適用可能なモデルを新たに提案する。更に、既往の研究³⁾における片持ち梁試験体を対象として、修正付着モデルを反映した FEM 解析を行い、繰返し載荷時の荷重—変形角関係及び PC 鋼より線の張力変動を算定する。

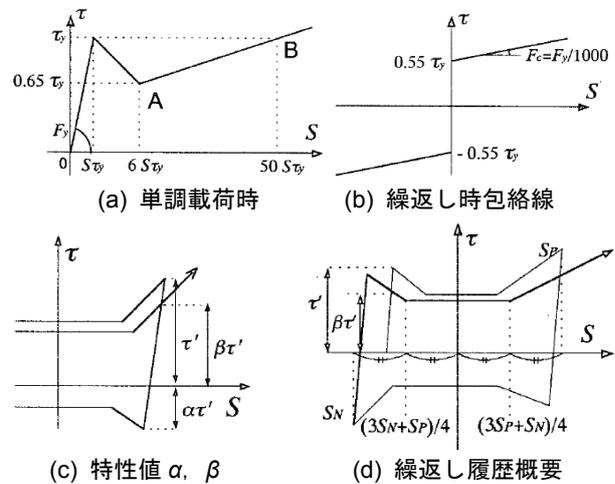


図-1 足立らの付着応力—すべり量モデル⁵⁾

2. PC 鋼より線付着モデルの構築

2.1 既往の付着モデルの問題点及びその解決方法

足立ら⁵⁾は森田・角⁶⁾の普通鉄筋を対象とした付着すべりモデルを基に、PC 鋼より線の付着すべりモデルを提案した。このモデルは、単調（あるいは繰返し時の第 1 サイクル）載荷時には図-1(a)のように付着応力が降伏により一旦低下した後に再上昇し、繰返し時には図-1(b)の包絡線と、(c)及び(d)に示す前サイクルの最大応力及びすべり振幅から規定される履歴経路を辿るモデルである。図-2に示すように、すべり振幅が漸増する載荷履歴とした場合、足立らのモデルは実験結果を精度良く模擬した。

しかし、このモデルは新サイクルの履歴が前サイクルの最大応力とすべり量に依存するため、ランダムな載荷履歴を与える場合においては以下の点が問題となり履歴が計算できない。

*1 日本建築総合試験所 工博（正会員）

*2 京都大学大学院 工学研究科 准教授 工博（正会員）

*3 京都大学大学院 工学研究科 名誉教授 工博（正会員）

- ・ 初回のサイクルにおいて、すべり量が図-1(a)の A 点を超えずに反転する場合の履歴が定義されていない。また A 点を超える場合でも、ある程度すべり振幅が大きくないと、応力減少域の開始点や終了点のすべり量が図-1(d)の4等分区間による値を越えてしまう。
- ・ 前サイクルよりも小さなすべり量で荷重方向を反転する場合についての履歴が定義されていない。

そこで本研究では、どのような繰返し履歴にも対応できるように足立らのモデルを修正した。足立らのモデルと異なるのは次の2点である。

- ・ 単調荷重時曲線と繰返し荷重時包絡線を同一の曲線で表現した。
- ・ 前サイクルまでの最大経験すべり量に基づき「仮定サイクル」を設定することで、ランダムな繰返し時にも履歴が決定できるようにした。

2.2 修正付着モデル詳細

以下では修正したモデルについて詳述する。修正モデルの付着応力-すべり量関係を図-3に示す。

【単調荷重曲線及び繰返し時包絡線】

修正モデルの単調荷重曲線及び繰返し時包絡線は、原点・点 X (付着降伏点(S_y, τ_y))・点 A (足立らのモデル(図-1(a))の点 A と同じ($6.0S_y, 0.65\tau_y$))・点 B' (足立らのモデル点 B を修正した点($80S_y, 1.0\tau_y$))を直線で結んだものとする。第3折れ線(A-B')の剛性を低下させて繰返し時の包絡線(図-1(b))に近付けることで、単一の曲線を用いた表現とした。

【繰返し時の付着特性を定める係数】

係数 α , β ともに、式(1)~(3)に示すように足立らのモデルと同じ値を用いた。ただし、 β の計算に用いるすべり量は、足立らのモデルでは前サイクルの最大すべり量であるのに対し、修正モデルではそれまでの全サイクルにおける最大経験すべり量とした。

$$\alpha = 0.45 \quad (1)$$

$$\beta = 0.75 + 0.04 |S_{max}| \quad (|S_{max}| \leq 5(\text{mm}) \text{ のとき}) \quad (2)$$

$$\beta = 0.95 \quad (|S_{max}| > 5(\text{mm}) \text{ のとき}) \quad (3)$$

ここに、 S_{max} : それまでの最大経験すべり量(mm)。

【繰返し時の履歴】

繰返し時の履歴は以下の i)~v) で定義した。なお、応力一定域を、足立らは図-1(d)のように前サイクルのすべり振幅の4等分区間の中央2区間として定義していたが、修正モデルではモデルの適合性を上げるため5等分点を用い、中央の1区間で応力一定とした(図-4)。

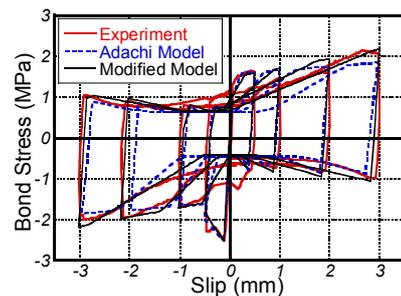
- 【荷重開始〜】荷重開始から付着降伏を経験するまでは、原点を通り初期剛性 $K_0 (= \tau_y / S_y)$ の直線上を移動する(図-3の $O \rightarrow X$)。
- 【反転1回目, 「仮定サイクル」定義】付着降伏を経験後、すなわちすべり量が S_y を超えてから反転すると

きは、反転時のすべり量 S_{p1} 及び付着応力 τ_{p1} に基づき、初回サイクルの点 C~J を以下のように仮定する。(図-3の $X \rightarrow A \rightarrow Y \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F \rightarrow G \rightarrow H \rightarrow I \rightarrow J$)

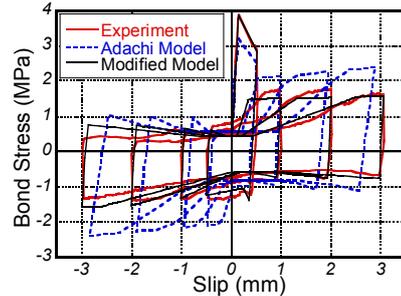
- ・ 点 C ($S_C, -\alpha\tau_{p1}$) : $S_C = S_{p1} - (1 + \alpha) \tau_{p1} / K_0$
- ・ 点 D ($S_D, -\alpha\beta\tau_{p1}$) : $S_D = (3S_{p1} + 2S_{n1}) / 5$ ただし $S_{n1} = -S_y$
- ・ 点 E ($S_E, -\alpha\beta\tau_{p1}$) : $S_E = (2S_{p1} + 3S_{n1}) / 5$
- ・ 点 F ($-S_y, \tau_F$) : 点 F は負側のスケルトンカーブ第3折れ線(A-B)の延長線、すなわち包絡線上で、x 座標が $-S_y$ となる点。
- ・ 点 G ($S_G, -\alpha\tau_F$) : $S_G = S_{n1} - (1 + \alpha) \tau_F / K_0$
- ・ 点 H ($S_H, -\alpha\beta\tau_F$)
- ・ 点 I ($S_I, -\alpha\beta\tau_F$)
- ・ 点 J ($S_J, \beta\tau_{p1}$) : $S_J = S_{p1} - (1 - \beta) \tau_{p1} / K_0$

ただし、C-D間またはD-E間で履歴が負方向の初期弾性直線 $O-X'$ と交わる場合は、交点以降は負方向の初期弾性直線と包絡線上を移動する(図-5)。また、点Cのすべり量が点Dのすべり量 S_D を下回る場合には、直線C-Dの傾きを $-K_0$ として S_D を再計算する。

- 【反転2回目以降(最大すべり量更新あり)】反転時



(a) 試験体 I-C1



(b) 試験体 I-C2

図-2 足立らの実験結果⁵⁾との比較

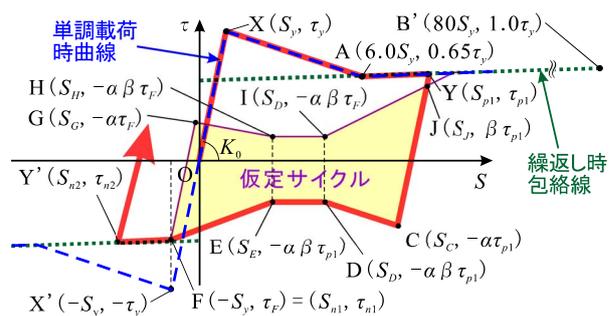


図-3 修正付着すべりモデル

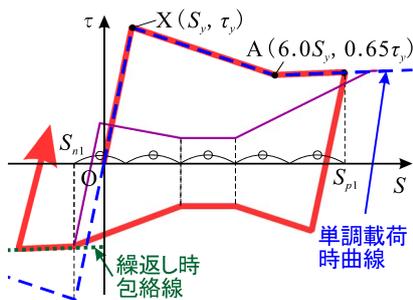


図-4 負方向載荷時の経路

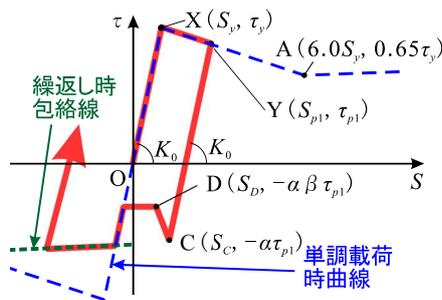


図-5 反転が早期に生じた場合

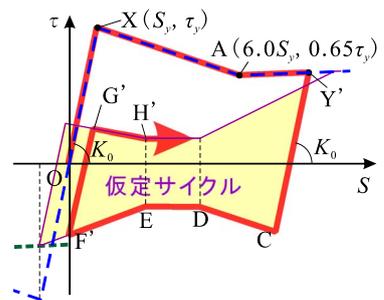


図-6 仮定サイクル内での繰返し

のすべり量が点 F を超える場合は、ii)における点 G~J について、 S_{n1} を反転時のすべり量に代えて「仮定サイクル」を再計算する。以後のサイクルでは、反転時の最大すべり量が更新されるごとにサイクルを仮定し直す。ただし、正負いずれの側のサイクルでも応力上昇後の履歴はスケルトンカーブを超えないものとする。

(図-3の $X \rightarrow A \rightarrow Y \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F \rightarrow Y'$)

iv) 【反転 2 回目以降 (最大すべり量更新なし)】反転時のすべり量が点 F (またはそれまでの最大経験すべり量) を超えない場合には、「仮定サイクル」を更新しない。傾き K_0 の除荷直線が「仮定サイクル」と交わった時点で、以降は「仮定サイクル」上を移動するものとする。(図-6の $X \rightarrow A \rightarrow Y' \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow F' \rightarrow G' \rightarrow H'$)

v) 以降の挙動は最大すべり量を超えなければ iv), 超えれば iii) を繰返し、以後、最大すべり量が更新されるたびに「仮定サイクル」を更新することで、どのような繰返し履歴においても付着強度を得ることができる。

[足立らの実験結果との比較]

図-2 に修正付着すべりモデルと、足立らのモデル及び実験結果との比較を示す。修正モデルは、足立らのモデルと同程度かそれ以上の精度で実験結果と一致した。

3. FEM 解析による片持ち梁実験結果の追跡

3.1 解析モデル

修正付着すべりモデルを PC 鋼より線の付着特性に反映して、FEM 解析を行った。解析対象は、文献 3) における片持ち梁試験体 BOND (緊張材に普通より線を使用し、グラウトしたもの) である。図-7 に解析モデル形状を、表-1 及び表-2 に試験体諸元を示す。図-8 に梁の断面詳細を示す。解析プログラムは Abaqus v6.7 を用いた。

モデルは梁及びスタブ部分から成る。目地モルタルはモデル化せず、梁部分のコンクリート要素長さに含めた。本来はヤング係数や強度が異なるのでモデル化すべきだが、解析対象とする試験体では目地幅が 15 mm と小さく、また解析範囲である部材角 $R \leq 2.0\%$ の範囲では圧壊・剥落が軽微であったため、全体の挙動に与える影響は小さいと判断した。梁とスタブの境界において、引張時に無抵抗で、圧縮時にはそれに接続する要素の応力を

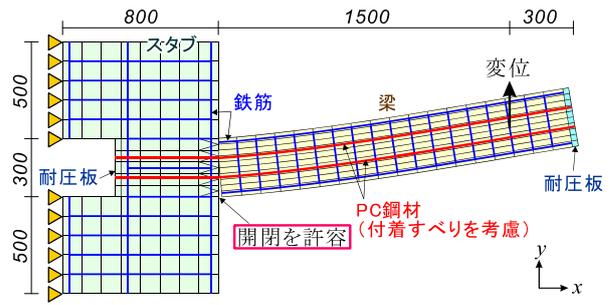


図-7 解析モデルの形状 (単位: mm)

完全に伝達する特性を持つ接触対を設けて、圧着型 PCaPC 部材の特徴である圧着接合面の開閉を模擬した。

圧着面に生じるせん断力については、梁-スタブ間圧着面の鉛直方向摩擦力のみを考慮し、摩擦係数は 0.6 とした。圧着面のせん断力が摩擦力を上回る場合は、圧着面にすべりが生じ、この時点で解析終了とする。PC 鋼材のみ通し配筋として付着すべりを考慮し、組立筋及びせん断補強筋は完全付着とした。解析モデルを構成する各要素の詳細は以下である。

(A) コンクリート: 4 節点平面応力要素を用い、材料特性は Abaqus に用意されているコンクリート損傷塑性モデル^{7),8)}とした。圧縮側では実験時のシリンダー圧縮試験結果に基づき Mander の拘束効果⁹⁾を考慮した応力-ひずみ関係を設定し、除荷時の剛性は初期剛性の 1/2 とした。引張側では、応力は引張強度に達した後、初期剛性 $\times -1$ の傾きで低下するとし、除荷時の剛性は初期剛性の 1/2 とした。

(B) 普通鉄筋: 組立筋及びせん断補強筋は 2 節点トラス要素を用い、完全付着を仮定して各節点をコンクリート要素に固定した。材料特性はバイリニア型とし、降伏後の剛性低下率を 0.03 とした。

(C) PC 鋼材: 2 節点トラス要素を用い、1 要素の長さは埋設されるコンクリート要素の長さ (= 100 mm) に一致させた。この要素長さは、足立ら⁵⁾がモデルの提案に用いた試験体の付着長さ 127mm に近く、2 章で示した付着特性を適用して問題ないと考えられる。鋼材の両端は耐力板外面に拘束し、他の節点は PC 鋼材要素軸方向にのみ変位可能とした。材料特性は鉄筋と同様のバイリニア型 (降伏後剛性低下率 0.03) とした。梁端に

表－1 FEM 解析に用いた試験体諸元（その1）

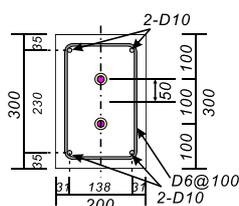
より線	断面積 (mm ²)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	より線初期導入力 (kN/本)	初期導入力の軸力比換算値	付着強度 τ_y (MPa)	τ_y 時すべり量 S_y (mm)
SWPR7B ϕ 15.2	138.7	1774*	2718	191	97.9	0.062**	4.1	0.18

*降伏強度は0.2%オフセット時の値、**コンクリート強度について Mander の拘束効果を考慮した値

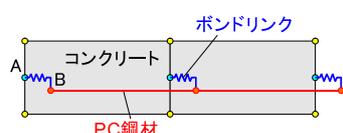
表－2 FEM 解析に用いた試験体諸元（その2）

鉄筋	D6	D10	D19
降伏強度 (MPa)	370	377	346
引張強度 (MPa)	519	511	539
弾性係数 (GPa)	173	171	159
コンクリート類	梁	スタブ	グラウト
圧縮強度 (MPa)	52.6*	60.6*	45.4
割裂引張強度 (MPa)	4.3	4.7	計測せず

*Mander の拘束効果⁹⁾を考慮した値



図－8 梁断面詳細
(単位: mm)



図－9 ボンドリンク概要

強制変位を与えるステップの前に、初期導入力に相当するひずみを与えた。

(D) ボンドリンク：図－9のように、コンクリート要素に固定した節点 A と PC 鋼材の節点 B の間に、非線形バネであるボンドリックを設けた。非線形バネとしてトラス要素を設定し、材料の履歴特性に修正付着すべりモデルを指定した。これにより、AB 間の距離の変化、すなわち PC 鋼材のコンクリート要素に対するすべり量に応じて、AB 間で付着力が生じる。トラス要素の断面積は、PC 鋼材の周長×要素長さとし、PC 鋼より線の周長は公称径を直径とする円の周長とした。PC 鋼材に初期ひずみを与える際には、耐圧板外面の拘束のみ残してボンドリックを無効とした。コンクリートに圧縮力が生じて応力が釣り合った後に、再度ボンドリックを有効にして、梁端に強制変位を与えた。付着降伏時（図－3 の点 A）のすべり量 S_y 及び付着強度 τ_y は、以下に示す是永ら¹⁰⁾の提案式を用いた。

$$S_y = 2.88 \times 10^{-3} \tau_y \times \phi \quad (4)$$

$$\tau_y = 0.602\alpha \times (\sigma_B)^{1/2} \quad (5)$$

ここに、 ϕ ：鋼材径（より線の公称径）(mm)、 α ：より線の形状による係数で、7本より線では $\alpha = 1.0$ 、 σ_B ：グラウト材圧縮強度(MPa)。

3.2 解析結果と実験結果の比較

FEM モデルに、部材角 $R = 0.5, 1.0, 2.0\%$ 各 2 サイクルずつの履歴を与えて解析を行った。図－10(a)に荷重一部材角関係、図－11(a)に正方向載荷時に引張側となるより線張力一部材角関係における解析結果と実験結果の

比較をそれぞれ示す。実験結果におけるより線の張力は、より線の圧着面位置に貼付したひずみゲージ値から算出した。提案した解析モデルは、荷重一部材角関係において実験結果を高い精度で追跡できた。より線の張力に関しても実験時の挙動を良好に再現でき、圧着型 PCaPC 部材の挙動を精度良く模擬できるモデルを実現した。

4. 付着すべり特性を変数としたケーススタディ

3章で示した FEM 解析において、ケーススタディとして、付着すべり特性を弾性とする場合、及び完全付着とする（付着すべりが生じない）場合について、3章と同じ履歴を与えた解析をそれぞれ行い、付着すべり特性が及ぼす影響を明らかにした。

4.1 荷重一部材角関係

図－10に、付着劣化考慮（2章の付着すべりモデルをボンドリックに適用）、付着すべり弾性（ボンドリックに2章の付着すべりモデル初期剛性と同一剛性を有する弾性バネを適用）、完全付着（ボンドリックを剛に設定）の場合の荷重一部材角関係をそれぞれ示す。付着劣化を考慮したモデルの履歴が実験結果とほぼ一致しているのに対し、付着すべりを弾性とした場合は圧着面離間 ($R = 0.3\%$ 付近) 後の剛性低下量が小さく、 $R = 1.4\%$ 付近で PC 鋼材が降伏した。このときの荷重は実験結果の約 1.2 倍であった。また、 $R = 2.0\%$ 第 1 サイクル負側で、コンクリートの圧壊が大きくなったことにより、収束不能のため計算を終了した。完全付着とした場合には、 $R = 0.6\%$ 付近で PC 鋼材が降伏するまで剛性がほとんど低下せず、耐力は $R = 1.0\%$ 時で実験結果の 1.3 倍程度となった。また、PC 鋼材の降伏によって除荷時の圧着力が減少し、 $R = 1.0\%$ 第 1 サイクル終盤で圧着面にすべりが発生したため解析を終了した。

4.2 より線張力一部材角関係

図－11に、付着特性の異なる 3 モデルにおける、正方向載荷時に引張側となるより線の張力一部材角関係を示す。付着劣化を考慮したモデルでは実験結果を良好に追うことができ、PC 鋼材は弾性範囲で挙動した。付着すべり特性を弾性としたモデルでは張力変動が大きく、 $R = 1.4\%$ でより線が降伏した。完全付着としたモデルでは、張力の履歴は実験と大きく異なったものとなり、 $R = 1.0\%$ 第 1 サイクルの除荷時には圧縮となった。同サイクル終盤では、正方向載荷時に圧縮側となるより線も降伏して張力低下したため、圧着面に生じるせん断力が摩擦

力を上回って梁-スタブ間にすべりが発生し、解析を終了した。

4.3 付着応力分布の推移

4.2節より、PC鋼材の付着特性を適切に考慮しなければ、PC鋼材の張力変動を過大に見積もることになり、想定する変形において部材の耐力を過大評価してしまうおそれがあることがわかった。以下では、付着劣化を考慮したPCaPC曲げ部材の履歴モデル構築を視野に入れ、モデル化において考慮すべき一要因である付着応力分布について検討する。

図-12に、付着劣化考慮モデル、及び付着すべりを弾性としたモデルにおける、PC鋼材の付着応力分布の推移を示す。材軸方向位置0mmを梁とスタブの圧着面とし、付着応力は、各ボンドリンクに生じた応力を、鋼材の伸び出しに抵抗する向きを正としてプロットした。付着劣化考慮モデルでは付着降伏がちょうど $R=0.5\%$ で発生したため、図-12(c)に示すように、付着降伏発生までは $R=0.5\%$ 第1サイクル、以降は $R=1.0\%$ 第1サイクルの、それぞれ正側半サイクルにおける各点の結果を示した。付着すべりを弾性としたモデルでは、図-12(d)に示すように $R=1.0\%$ 第1サイクルの正側半サイクルにおける各点の結果を示した。

載荷時(図-12(a))については、付着降伏発生までは、応力分布は両モデルとも圧着面を頂点とする概ね三角

形の形状となった。以降、付着劣化考慮モデルでは、降伏を経験したボンドリンクの応力が減少し(図-3のX-A間に相当)、その他のボンドリンクの応力が引き続き増加するため、降伏発生前の三角形から中央部が陥没した形状になった。一方の付着すべり弾性モデルでは、応力分布形状は引き続き三角形となった。除荷時(図-12(b))については、付着劣化考慮モデルでは、降伏を経験したボンドリンクほど応力の低下量が大きく、圧着面付近の付着応力のみが負の値となった。しかしこの応力減少は、負側の付着降伏強度に達することで頭打ちとなり、その後は降伏を経験していないボンドリンクの応力が低下することで、除荷完了時(荷重0時)には応力分布の形状は台形となった。一方の付着すべり弾性モデルでは、応力分布形状は載荷時と同じ三角形のまま推移し、除荷完了時には応力は全てのボンドリンクで0となった。

5. 結論

本研究の結論は以下である。

- (1) PC鋼より線の付着応力-すべり量関係に関する既往の繰返し履歴モデルを修正し、FEM解析におけるランダムな繰返し履歴に対応可能なモデルを提案した。
- (2) 圧着型PCaPC部材において、圧着接合面の離間とPC鋼材の繰返しによる付着劣化を考慮したFEM解析により、圧着型PCaPC片持ち梁の繰返し載荷実験における、

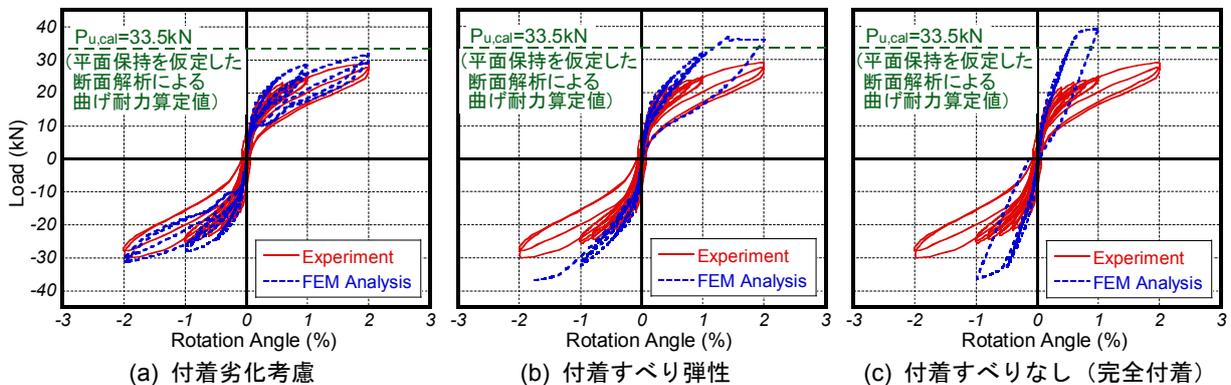


図-10 荷重-部材角関係

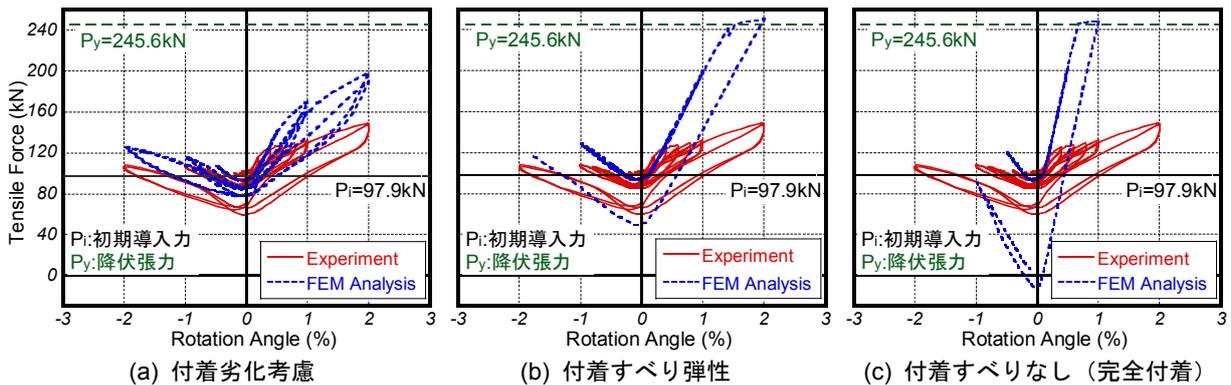


図-11 より線張力-部材角関係

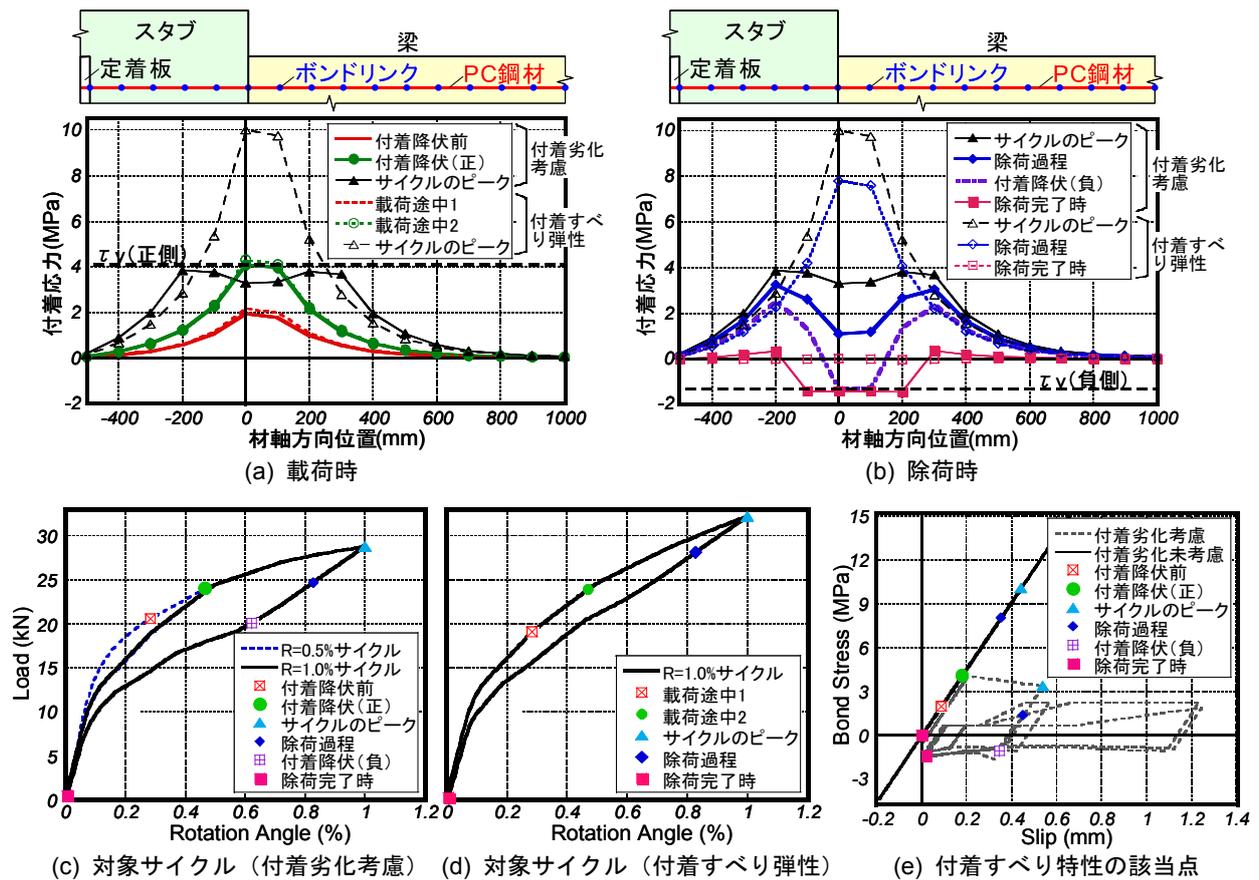


図-12 付着応力分布の推移

荷重一部材角関係及び PC 鋼材の張力変化を精度良く追跡した。

- (3) 提案した FEM モデルを用いて、付着すべり特性を変数としたケーススタディを行い、付着すべりを弾性とした場合、または完全付着とした場合には、PC 鋼材が実際より早期に降伏し、変形に対して荷重を過大に見積もる結果となることを示した。
- (4) 付着劣化を考慮した圧着型 PCaPC 曲げ部材の履歴モデル構築に必要となる、繰返し載荷時の PC 鋼材付着応力分布の推移について、提案した FEM モデルにより、付着劣化を考慮した場合と付着すべり弾性とした場合の差異を明らかにした。

謝辞

本研究の付着モデル構築に当たり、日本建築総合試験所 足立将人氏に、貴重な実験データを提供していただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J.R. and Pampanin, S.: Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Storey Precast Concrete Test-Building, PCI Journal, Vol. 44, No. 6, pp. 42-67, Nov./Dec. 1999
- 2) Morgen, B.G. and Kurama, Y.C.: A Friction Damper for Post-Tensioned Precast Concrete Moment Frames, PCI

Journal, Vol. 49, No. 4, pp. 112-133, Jul./Aug. 2004

- 3) 市岡有香子ほか：混合より線を緊張材とする圧着型片持ち梁の力学的性状に関する研究，構造工学論文集，53B，pp.131-136，2007.3
- 4) 市岡有香子ほか：波形鋼板ダンパー付プレキャスト PC 架構の力学的性状に関する研究，構造工学論文集，54B，pp.479-484，2008.3
- 5) 足立将人ほか：PC 綱より線とグラウト材間の付着特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 1009-1010，2000.7
- 6) 森田司郎，角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究，日本建築学会論文報告集，No. 229，pp. 15-24，1975.3
- 7) Lee, J. and Fenves, G.L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, No. 8, pp. 892-900, 1998
- 8) Lubliner, J.J., Oliver, S.O. and Oñate, E.: A Plastic-Damage Model for Concrete, International Journal of Solids and Structures, Vol. 25, pp. 299-329, 1989
- 9) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Observed stress-strain behavior of confined concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 114, No. ST8, pp. 1827-1849, Aug. 1988
- 10) 是永健好，渡辺英義：PC 綱より線とグラウト材の付着特性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 1083-1084，1999.7