丸形 PC 鋼棒圧着型片持ち PC 梁の荷重—変形関係のマクロモデルによる推定

ESTIMATION OF LOAD-DEFORMATION CHARACTERISTICS USING PROPOSAL MACRO-MODEL FOR CANTILEVER PRECAST PC BEAMS ASSEMBLED BY ROUND PC TENDON

中 塚 侑*, 阿波野 昌幸**

Tadashi NAKATSUKA and Masayuki AWANO

The authors propose a method by which to infer the load-deformation characteristics in the ultimate region of PC beams assembled by compressing to columns with round PC tendons. The conclusions are as described below. 1) Under the assumed appropriate deformation conditions, draw out of the PC tendons is computed on the basis of the bond characteristics of PC tendons, and a macro model which enables rotational deformations to be obtained is proposed. 2) the analysis results thus obtained about load-deformation characteristics of beams are in good agreement with the experimental results, and 3) in the aforesaid load-deformation characteristics, strains at extreme fibers of concrete and depth of neutral axis can be estimated with sufficient accuracy.

Keywords

Prestressed concrete, Load-deformation characteristics, Round PC tendons, Beams assembled by compressing, Macro model, Appropriate deformation conditions

プレストレストコンクリート、荷重—変形関係、丸形 PC 鋼棒、圧着型梁、マクロモデル、変形適合条件

1. はじめに

コンクリート系骨組構造に性能規定型の耐震設計を導入するためには、柱・梁で構成される架構全体の变形能力と保有耐力を把握する必要がある。すなわち、架構に地震時荷重が作用したとき、所定の变形量で目標を満足する耐力が発揮され、さらに部材・架構の終局限界変形が必要終局変形能力を満足することなどを確認しなければならない。この検証には部材や架構の荷重—変形関係が部材・構成材料の損傷状況に関連づけて推定できることが不可欠である。

一方、プレキャスト（以後 P C a と略記）柱および梁部材を、プレストレス力により圧着接合した建築物が近年、多く設計・施工されている。この圧着接合された P C a プレストレストコンクリート（以後 P C と略記）架構および部材の荷重—変形挙動は、筆者らの既往の研究¹⁾でも指摘しているように、P C 鋼材の付着性能の劣化によって大きな影響を受ける。従って、P C a P C 架構・部材の荷重—変形関係を部材の損傷状況と関連づけて予測する方法は、鉄筋コンクリート構造の場合以上に、ほとんど確立されていない。

コンクリート構造部材の荷重—変形関係と損傷との関連を推定す

る解析手法は既に幾つかあるが、平面保持仮定の断面曲げ解析に基づく曲げモーメント—曲率関係と、塑性ヒンジ長さの仮定から荷重—変形関係の推定を行う‘等価塑性ヒンジモデル法’が多く用いられてきた。Mattock²⁾、Corley³⁾等が単純梁について、加藤・岡本⁴⁾、Priestley, Park⁵⁾、畑中等⁶⁾が片持ち梁について、同法の適用性を論じている。この塑性ヒンジ法は、断面の圧縮縁ひずみなどによる損傷程度の評価は可能であるが、以下のような短所がある。まず、実験データが平均曲率を測定した区間長さに影響を受けるため、断面解析との厳密な対応性に問題がある。また、荷重—変形関係に大きな影響を与える鋼材の付着劣化は直接的に考慮できないため、鋼材の抜け出し等を評価できず、ひずみ適合係数 F 値に基づく便法などを用いている。それ故、本論文で対象とする、付着劣化の影響を大きく受ける圧着型 P C a P C 部材の荷重—変形関係の推定に等価塑性ヒンジモデル法は単純には適用できない。

次に、コンクリート構造部材の荷重—変形関係ならびに変形性能を推定する別の解析手法であるマクロモデル法、すなわち、部材全体を、実験結果等を反映させた合理的なマクロモデルに置換し、そ

本論文は、既発表文献¹⁴⁾, ¹⁵⁾の内容を加筆修正してまとめたものである。

* 大阪大学大学院工学研究科建築工学専攻 助教授・工博

** ㈱日建設計日建設計大阪構造設計室 構造設計主管

Assoc. Prof., Dept. of Arch. Eng., Graduate School of Eng. Osaka Univ., Dr. Eng. Senior Structural Eng., Osaka Offices, Nikken Sekkei Ltd.

れにより、荷重—変形関係あるいは変形能力を評価しようとする手法について述べる。これに関する既往の研究としては、山田等⁷⁾が鉄筋コンクリート梁に対して中立軸深さの2倍の圧縮領域および応力中心間距離の2倍の引張領域長さをもつ曲げ塑性ヒンジモデルを、また、平石等⁸⁾は壁柱の実験に基づいた片持ち型の鉄筋コンクリート造柱において回転変形能力を推定するためのトラスモデルを提案している。しかし、前者は圧縮側コンクリートが最大強度時歪みより大きい圧壊ひずみに達した限界点を、後者は筆者等が提案⁹⁾¹⁰⁾している終局限界点と同意義の引張鉄筋歪みの戻り開始時点を、各々、変形能力の限界点と定義して、同限界点での部材回転角を与えるのみで、限界点に至るまでの荷重—変形関係を推定するものではない。是永¹¹⁾¹²⁾はPC a PC片持ち梁に対しクリティカル断面におけるスタブおよび梁からの付着劣化に伴う鋼材の抜け出しに着目したマクロモデルを提案している。部材の荷重—変形関係や材軸方向の鋼材ひずみ分布の進展状況などを解析的に推定しているが、部材を材軸方向に分割した要素の物理的意味が曖昧で、また非常に煩雑な収斂計算を必要とする。田中・河野等¹³⁾は、アンボンド部材の片持ち梁に対し、スタブ・梁からの鋼材の抜け出しを用いれば十分な精度で部材変形が評価できることを示している。しかし、中立軸深さは荷重—変形関係の終局領域では一定であるとし、また、コンクリートを剛体と仮定しているため、部材変形を圧縮側コンクリートの損傷度と関連づけることができない。

本研究は、片持梁という限定された架構ではあるが、PC a 柱にプレストレス力によって圧着接合した梁部材全体をモデル化するマクロモデルを構築し、それにより圧着梁の荷重—変形関係を解析的に推定する方法を提案するものである。すなわち、実験結果で認められた引張側PC鋼材の伸び量と圧縮コンクリートの縮み量との間に成り立つ変形適合条件、引張側PC鋼材の付着応力度(τ)—すべり(S)関係ならびに圧着面における梁断面の力の釣り合い条件から、梁の荷重—変形関係を、損傷度と対応する圧縮縁コンクリートひずみに関連づけて、収斂計算を必要としない簡単な算定式によって推定できることを示したものである。

2. 提案マクロモデル

2.1 モデルの概要

本モデルは、筆者等が行った丸型PC鋼棒圧着型片持ち梁に関する既往の実験¹⁾での以下に示すような観察結果に基づくものである。① 圧着梁の部材角が増大すると、引張PC鋼棒の抜け出しによって、圧着面の曲げひび割れのみが開口するが、その他の曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れの進展は殆ど見られなかった。② 梁の曲げ変形は、終局時の中立軸深さより若干小さい区間長をもつ圧着面に隣接する第1測定区間(付図3参照)に集中して生じた(付図4参照)。また、試験終了後には圧着面から中立軸深さの0.7倍から1.2倍程度の区間でコンクリートが粉状化した圧壊領域が観察された¹⁰⁾。

具体的にモデルを述べると、図2.1に示すように、その領域内では圧縮ひずみおよび中立軸深さ(X_n)が一定である αX_n の長さを持つ圧縮コンクリート領域(潜

在的圧縮破壊領域)を想定し、その領域の圧縮縮み変形($\Delta \epsilon_c$)と、引張側PC鋼材の付着劣化によるスタブ側および梁側からの鋼材の抜け出し変形($\Delta \epsilon_t$)とが、圧着面の中立軸位置を中心として、あたかも断面曲げ解析におけるひずみ適合条件のように、変形適合しながら回転変形を起すと仮定するモデルである。従って、後述する変形適合係数、PC鋼材の付着特性、コンクリート圧縮応力度—ひずみ度関係、カットオフ鉄筋の圧縮分担力などが算定式誘導のためのポイントとなる。

図2.1 モデル概要図

2.2 変形適合係数 (α)

図2.2は、引張側PC鋼材の抜け出し変形と適合する潜在的圧縮破壊領域がどの程度であるか、言い換えれば変形適合係数 α の大きさを調べた結果である。すなわち、第1測定区間での変位計による中立軸深さ(X_n)および平均圧縮縁ひずみ(ϵ_c)の各測定値を用いて計算されるPC鋼材位置の伸び変位量($\epsilon_c(dp-X_n)$, dp :引張側PC鋼棒から圧縮縁までの距離)と、実験から得られた引張PC鋼材伸び量($\Delta \epsilon_t$)との関係を調べたものである。ここで、実験から得たPC鋼材の伸び量は、PC鋼材に貼付した各箇ひずみゲージの測定値から算出したもので、柱スタブ内からの抜け出し量($\Delta \epsilon_{tst}$)と梁全長からの抜け出し量($\Delta \epsilon_{tbe}$)の和である。同図によれば、圧縮縁コンクリートひずみ度(ϵ_c)の大きさに関わらず、 $\Delta \epsilon_t$ と $\epsilon_c(dp-X_n)$ の間にはほぼ比例関係がみられ、変形適合係数 α は各試験体においてほぼ一定値として与えられることがわかった。なお、 α 値はPC鋼材の付着特性、梁のひび割れ状況、シアスパン比等に影響を受けると考えられるが、現状ではほとんど説明されていない。従って、後述する本モデルによる荷重(P)—変形量(δ)関係の解析では各試験体の実験より得られた α 値を採用している。

図2.2 変形適合から求まるPC鋼材位置の伸び量と実験から得たPC鋼材伸び量

図2.3 PC鋼材の付着応力(τ)ーすべり量(S)関係

2.3 PC鋼材の付着特性と応力度(σ)ーひずみ度(ε)関係

図2.3は、スタブ内PC鋼棒の軸方向5箇所に着目し、貼付した既往の実験¹⁾での各種試験体において得られた、クリティカル断面より100～200mm入ったスタブ内で測定された引張側のPC鋼材の付着応力度(τ)ーすべり量(S)関係の例である。同図によれば、τーS関係はいずれもごく小さなすべり量Sでピークをもち、その後τは低下して、一定値に収束する傾向を示す。本研究では、特にPC梁の終局域における荷重ー変形関係に注目するため、τーSモデルとしては、大きなすべり量域での収束値を付着強度とする、図中破線で示す一定値のτを採用し、その付着強度は0.6 N/mm²と仮定した。なお、既往の実験結果¹⁾ならびに3.2と付録の検討に基づき、クリティカル断面でPC鋼材が降伏した後の付着応力は零と仮定した。

一方、圧縮側のPC鋼材は、引張側の鋼材に比べ、断面内の高さ位置が中立軸位置に近く、引張側の抜け出し量に比べてその縮み量が小さく回転変形におよぼす影響は小さいと考えられる。それ故、算定式の誘導を簡略化するため、圧縮鋼材位置コンクリートひずみ度に対するひずみ適合係数(F値)を用いて付着劣化を考慮することとした。そのF値は実験結果¹⁾に基づき0.1～0.15と仮定した。

また、PC鋼材のσーε関係は、図2.4に示すように、ひずみ硬化を考慮したバイリニア型と仮定した。

2.4 圧縮部コンクリートの応力度(σ)ーひずみ度(ε)関係

図2.5 解析上のコンクリートのσーε関係

表1. 曲げ圧縮ストレスブロック係数の算定式

ケース	k1k3(x), k2(x)	算定式
0 ≤ x < 1 のとき	k1k3(x)	1 + {(1-x) ³ - 1} / (3x)
	k2(x)	1 - [1/2 + (1-x) ³ / (3x) + {(1-x) ⁴ - 1} / (12x ²)] / k1k3(x)
1 ≤ x < (1+tθ-Sr)/tθ のとき	k1k3(x)	-(1/2)x + (1+tθ) - (1/3 + tθ/2)/x
	k2(x)	1 - [(tθ/3)x + (1+tθ)/2 - (1+tθ)/(12x ²)] / k1k3(x)
x > (1+tθ-Sr)/tθ のとき	k1k3(x)	Sr + {(1+tθ-Sr) ² / (2tθ) - (tθ/2 + 1/3)} / x
	k2(x)	1 - [Sr/2 + (1+tθ-Sr) ³ / (6·tθ ² ·x ²) - (1+tθ)/(12x ²)] / k1k3(x)

図2.4 PC鋼材のσーε関係(模式図)

を示しているが、梁断面のコンクリート圧縮合力の算定に必要な応力ストレスブロック係数 k1k3, k2 は、圧縮縁ひずみ度比 x (= ε_c / ε_0, ε_c: 圧縮縁ひずみ度) に対し、表1のように与えられる。なお、後述の荷重ー変形関係の算出においては、梁圧縮部に使用したコンクリートの F_0, ε_0, tan θ 測定値を用いた。

2.5 カットオフ圧縮鉄筋の分担力

圧着型PCaPC梁では、圧縮鉄筋はクリティカル断面付近で切断されて圧着接合面を貫通していないが、筆者等の実験¹⁾では、カットオフ圧縮鉄筋の圧縮力分担が測定され、部材の大変形領域では降伏ひずみを超えていた。従って、終局変形領域を対象とする本モデルでは、圧縮側の普通鉄筋は圧着面にて降伏耐力相当の圧縮力を負担すると仮定した。

3. 荷重ー変形関係推定式の誘導

図3.1は対象とする解析断面を示す。

本マクロモデルによる荷重ー変形関係の推定法は、図3.2にフローで示すように、ある圧縮縁ひずみ度比 (x = ε_c / ε_0) 時において、次の3つの未知数、①引張側PC鋼棒の圧着面位置における梁およびスタブからの伸び・抜け出し量(ΔL_t)、②圧着接合面における中立軸深さ(X_n)お

図3.1 解析仮定断面

(x = ε_c / ε_0, ε_c: 圧縮縁ひずみ度, ε_0: 圧縮強度時ひずみ度)

図3.2 推定式の誘導のフロー

よび③P C鋼棒の張力増分(Tc)を以下の3条件を満足するように求めることに帰着する。

(i) 圧縮コンクリートの縮み量(Δl_c)と引張側P C鋼棒の伸び量(Δl_t)との変形適合条件 (3.2.1)

(ii) 付着(τ -S)関係から算出されるP C鋼棒張力増分に基づく伸び・抜けだし量と(i)による伸び量の整合性 (3.2.2)

(iii) 圧着接合面における力の釣り合い条件 (3.1)

なお、図2.3の τ -S関係において解析モデルで一定値とした収束値に近づくときのすべり量が0.4~0.6mm程度で、この程度の抜け出し量がスタブから生じる場合は、後述図4.2より変形量が10~15mm程度生じ、概ね部材角で1/150~1/100程度となること、および、実験結果¹⁾より概ね部材角1/200~1/100程度以降の変形領域で圧縮鉄筋が降伏ひずみに達していることから、本モデルの算定式の適用範囲は概ね部材角で1/150程度以降と考える。

算定式中の次に示す記号は以下の既知数を表す。

Apc, Ap: 圧縮側, 引張側P C鋼材の断面積, Arc: 圧縮鉄筋の断面積, a: せん断スパン長さ, b: 梁幅, D: 梁せい, drc, dpc: 圧縮鉄筋, 圧縮側P C鋼棒から圧縮縁までの距離, Ep, Ep□ P C鋼棒の降伏前, 降伏後のヤング係数, Ec: コンクリートのヤング係数, F: 圧縮側P C鋼棒の歪適合係数, I: 梁断面の断面2次モーメント, Ls, Lb: スタブ長, 梁長, Tb: 梁端でのP C鋼棒張力増分, Tp0: スタブ端でのP C鋼棒張力増分, Tp0c, Tp0: 圧縮側, 引張側P C鋼棒の初期導入力, ε_{py} , ε_{p0} : P C鋼棒の降伏時ひずみ度, 初期導入力によるひずみ度, σ_{py} , σ_{p0} : P C鋼棒の降伏応力度, 初期導入応力度, σ_{ry} : 圧縮鉄筋の降伏応力度, ϕ : P C鋼材の周長

3.1 中立軸深さ X_n の算定

潜在的圧縮破壊領域(αX_n)では、中立軸 X_n および圧縮縁ひずみ度 ε_c ($=\varepsilon_{ox}$)は一定であるので、圧縮側コンクリートのひずみ分布は同一の直線分布となり、従って、圧縮側P C鋼棒のひずみ変化量 $\Delta \varepsilon_{pc}$ は式(1)で、また、同P C鋼棒の合力は $Tp0 \cdot F \cdot \Delta \varepsilon_{pc} \cdot Ep \cdot Apc$ で与えられる。また圧縮鉄筋合力は降伏の仮定から $Arc \sigma_{ry}$ であるので、圧着面における断面合力の状態は図3.3に示されるものとなり、力のつりあい関係から式(2)を得る。

$$\Delta \varepsilon_{pc} = (1 - d_{pc}/X_n) \varepsilon_{ox} \quad \text{---(1)}$$

$$Arc \sigma_{ry} + k_1 k_3 (x) b X_n F_0 - (Tp0c - F \Delta \varepsilon_{pc} Ep Apc) - (Tp0 + Tc) = 0 \quad \text{---(2)}$$

図3.3 圧着面のひずみの変化量と力の釣り合い関係

式(1)を式(2)に代入して $\Delta \varepsilon_{pc}$ を消去し、 X_n について整理すると X_n の2次式である、式(3)を得る。

$$K_1 X_n^2 + (K_2 - Tp0 - Tc) X_n + K_3 = 0 \quad \text{---(3)}$$

このとき $K_1 = k_1 k_3 (x) b F_c$

$$K_2 = Arc \sigma_{ry} + F \varepsilon_{pc} Ep Apc - Tp0c$$

$$K_3 = -F d_{pc} \varepsilon_{pc} Ep Apc$$

式(3)を X_n について解くと、中立軸深さ X_n がP C鋼棒張力増分 Tc の関数として、式(4)のように与えられる。

$$X_n = \frac{Tp0 + Tc - K_2 \pm \sqrt{(Tp0 + Tc - K_2)^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1} \quad \text{---(4)}$$

3.2 P C鋼棒の伸び量 Δl_t に関する関係式

3.2.1 変形適合条件に基づく Δl_t

図2.1に示す本モデルの変形適合条件から、P C鋼材の梁およびスタブからのP C鋼棒伸び・抜け出し量の合計 Δl_t と中立軸 X_n 、圧縮縁ひずみ度比 x ($=\varepsilon_c/\varepsilon_o$)時での圧縮コンクリートの縮み量 Δl_c との関係は以下のように得られる。

すなわち、ある x を仮定すると、図2.1より圧縮縁における潜在的圧縮破壊領域の圧縮変形量 Δl_c は次式で示される。

$$\Delta l_c = \alpha X_n \varepsilon_c \quad \therefore \Delta l_c = \alpha X_n \varepsilon_{ox} \quad \text{---(5)}$$

一方、変形適合の仮定より(6)式が成り立つ。

$$\frac{\Delta l_t}{d_p - X_n} = \frac{\Delta l_c}{X_n} \quad \text{---(6)}$$

式(5)を式(6)に代入するとP C鋼棒伸び量 Δl_t が中立軸 X_n 、圧縮縁ひずみ度比 x ($=\varepsilon_c/\varepsilon_o$)との関数として式(7)のように与えられる。

$$\Delta l_t = \alpha (d_p - X_n) \varepsilon_{ox} \quad \text{---(7)}$$

3.2.2 付着による張力増分に基づく Δl_t

P C鋼材とグラウトとの τ -S関係は剛・塑性型を仮定しているのので、P C鋼材張力分布はスタブおよび梁材軸方向で直線分布となる。図3.4はスタブ部分も含めて片持梁におけるP C鋼棒の張力分布を模式的に示したものである。同分布から、P C鋼棒伸び量 Δl_t と圧着接合面でのP C鋼棒張力増分 Tc との関係を導く。なお、同図(a),(b)は圧着面におけるP C鋼材の張力($Tp0+Tc$)が未降伏($Tp0+Tc \leq Tpy$)、および降伏後($Tp0+Tc > Tpy$)の場合を示している。

図3.4(a) P C鋼棒の張力分布の模式図 ($Tp0+Tc \leq Tpy$ の場合, $\tau \neq 0$)

図3.4(b) P C鋼棒の張力分布の模式図 ($Tp0+Tc > Tpy$ の場合, $\tau = 0$)

① $Tp0+Tc \leq Tpy$ の場合

Tc と Tb , Ts の張力差は付着応力度 τ によりそれぞれ $\tau \phi L_b$, $\tau \phi L_s$ と表されることから、

$$Tb = Tc - \tau \phi L_b \quad \text{---(8)}$$

$$Ts = Tc - \tau \phi L_s \quad \text{---(9)}$$

Δl_t はP C鋼棒のひずみ増分を圧着面からスタブ端、梁端まで積分することから式(10)のように与えられる。

$$\Delta L_t = \frac{T_c + T_b}{2E_p A_p} L_b + \frac{T_c + T_s}{2E_p A_p} L_s \quad \text{--- (10)}$$

(8), (9)の2式を式(10)に代入して T_b , T_s を消去すると、伸び量 ΔL_t と張力増分 T_c との関係は式(11)で表される。

$$\Delta L_t = \frac{2T_c(L_b + L_s) - \phi \tau (L_b^2 + L_s^2)}{2E_p A_p} \quad \text{--- (11)}$$

② $T_p0 + T_c > T_{py}$ の場合

既往の実験研究¹⁾によれば、圧着用の丸形P C鋼棒が降伏する、部材角で1/30程度以上の大変形領域では、P C鋼棒ひずみの一様化、すなわち付着応力が零となる現象がみられた。それ故、本研究では簡便な算定式を得る目的で降伏後の付着応力は零と仮定し、以下に算定式を誘導する。なお付録に、降伏後にも一定の付着強度を仮定する場合の算定式の誘導過程などを記述しているが、多次方程式を収斂計算によって解く必要のあること、鋼棒降伏後の荷重-変形関係は付着の有無によって高々1%程度の差しか認められないことなどを示している。

$\tau = 0$ のとき、P C鋼棒ひずみは梁全長にわたって、 ε_{pc} であることからP C鋼棒の伸び量 ΔL_t は式(12)で表される。

$$\Delta L_t = \varepsilon_{pc}(L_b + L_s) \quad \text{--- (12)}$$

P C鋼棒の導入時のひずみを ε_{p0} とすると、圧着面におけるひずみ増分 ε_{pci} は式(13)となる。

$$\varepsilon_{pci} = (\varepsilon_{py} - \varepsilon_{p0}) + \frac{T_c + T_{p0} - T_{py}}{E_p A_p} \quad \text{--- (13)}$$

式(12), (13)および $\varepsilon_{py} = T_{py} / E_p A_p$, $\varepsilon_{p0} = T_{p0} / E_p A_p$ より、 ΔL_t は T_c の1次式である式(14)で与えられる。

$$\Delta L_t = \left(\frac{T_{py} - T_{p0}}{E_p A_p} + \frac{T_c + T_{p0} - T_{py}}{E_p A_p} \right) (L_b + L_s) \quad \text{--- (14)}$$

3.3 P C鋼棒の張力増分 T_c の算定

図3.2のフローにも示したように、圧縮縁コンクリートひずみ度比が x のとき、部材の荷重と変形は、引張P C鋼棒の伸び・抜け出し量 ΔL_t 、圧着接合面における中立軸深さ X_n およびP C鋼棒の張力増分 T_c についての関係式から、P C鋼棒が未降伏および降伏のいずれの場合についても誘導される。 T_c についての簡単な2次方程式を解き、 X_n と ΔL_t も計算することによって導かれる。以下に、各ケースにおける T_c 算定式の誘導過程を示す。

① $T_{p0} + T_c \leq T_{py}$ の場合

式(4), (7)および(11)より、 X_n と ΔL_t を消去して整理すると下式を得る。

$$K_{11} - K_{12} T_c = \sqrt{(K_2 - T_{p0} - T_c)^2 + 4K_1 K_3}$$

$$\text{ここで } K_{11} = 2dpK_1 + K_1 \phi \tau (L_b^2 + L_s^2) / E_p A_p \alpha \varepsilon_c - T_{p0} + K_2$$

$$K_{12} = 1 + 2K_1 (L_b + L_s) / E_p A_p \alpha \varepsilon_c$$

これを T_c について解くと、式(15)のように圧縮縁ひずみ度 ε_c を変数とした T_c が得られる。

$$T_c = (K_{22} \pm \sqrt{K_{22}^2 - 4K_{21}K_{23}}) / 2K_{21} \quad \text{--- (15)}$$

このとき $K_{21} = K_{12}^2 - 1$

$$K_{22} = 2(T_{p0} - K_2 + K_{11}K_{12})$$

$$K_{23} = K_{11}^2 - (T_{p0} - K_2)^2 + 4K_1 K_3$$

② $T_{p0} + T_c > T_{py}$ の場合

式(4), (7)および(14)より、 X_n と ΔL_t を消去して整理すると

$$K_{31} - K_{32} T_c = \sqrt{(-K_2 + T_{p0} + T_c)^2 - 4K_1 K_3}$$

このとき $K_{31} = 2dpK_1 - 2K_1(L_b + L_s)(T_{py} - T_{p0})(1/E_p - 1/E_p') / A_p \alpha \varepsilon_c - T_{p0} + K_2$

$$K_{32} = 1 + 2K_1(L_b + L_s) / E_p' A_p \alpha \varepsilon_c$$

これを T_c について解くと式(16)のように圧縮縁ひずみ度 ε_c を変数とした T_c が得られる。

$$T_c = (K_{42} \pm \sqrt{K_{42}^2 - 4K_{41}K_{43}}) / 2K_{41} \quad \text{--- (16)}$$

このとき $K_{41} = K_{32}^2 - 1$

$$K_{42} = 2(T_{p0} - K_2 + K_{31}K_{32})$$

$$K_{43} = K_{31}^2 - (T_{p0} - K_2)^2 + 4K_1 K_3$$

3.4 荷重(P)-変形(δ)関係の算定

圧縮縁ひずみ度 ε_c (同ひずみ度比 x)が与えられると、各ケースの張力増分 T_c が式(15)および(16)より算定されるので、それらを式(4)および(7)に代入すると、断面の曲げ耐力および回転変形の算出に必要な、中立軸深さ X_n およびP C鋼棒伸び量 ΔL_t が求められ、部材のPおよび δ が以下のように算出される。

3.4.1 変形量 δ の算定

図2.1に示す変形適合の仮定より、塑性ヒンジ領域における回転角 θ は、式(17)で与えられ、その結果、載荷点における梁の変形量 δ は、式(18)で表される。

$$\theta = \alpha X_n \varepsilon_c / X_n = \alpha \varepsilon_c = \alpha \varepsilon_0 x \quad \text{--- (17)}$$

$$\delta = a \tan \theta + \delta_e \quad (\delta_e: \text{弾性たわみ量} = Pa^3 / (3EI)) \quad \text{--- (18)}$$

3.4.2 荷重Pの算定

圧着面における応力中心距離は $(dp - k_2(x)X_n)$ で与えられるので、断面曲げモーメントは式(19)で表される。従って、梁の作用荷重は式(20)で与えられる。

$$M = (T_{p0} + T_c)(dp - k_2(x)X_n) \quad \text{--- (19)}$$

$$P = (T_{p0} + T_c)(dp - k_2(x)X_n) / a \quad \text{--- (20)}$$

4. 解析結果と実験結果の比較および考察

図4.1.1と4.1.2は、既往の実験研究¹⁾より得たP- δ 関係の実験結果(図中の細線)と、前章の算定式による解析結果(図中の太線)を比較した例である。同図中の□, ◇, △, ○印は、各々、実験結果でのP- δ 関係において、部材角が1/200, 1/100, 1/50, 1/30となる位置を示し、それら各点と圧縮縁ひずみ度(ε_c)が等しい解析P- δ 上の点を■, ◆, ▲, ●印によって表している。なお、×印はP C鋼材降伏点を示す。図4.1.1および4.1.2によれば、解析結果は実験結果のP- δ 関係を極めて良好に推定しており、さらに、同じ ε_c 時を示す実験の白抜き点と解析の黒ぬり点とが概ね対応しており、このことは、提案モデルによる解析は、部材の損傷度を示す圧縮縁コンクリートひずみに関連づけて、部材の耐力、変形量を推定できることを示している。なお、他の試験体においても、同じ部材角での解析値と実験値の ε_c が良好に対応することを確認している¹⁸⁾。

図4.2は図4.1.1に示した試験体について、引張P C鋼材の抜け出し量(ΔL_t)—変形量(δ)関係の実験値と解析値を比較したものである。同図中、○と△印は各々実験より得られた、また●と▲印は各々解析より得られた柱スタブ内からのP C鋼材の抜け出し量 ΔL_{st} および梁全

長からのPC鋼材の抜け出し量 ΔL_{tbe} を表す。同図より、柱スタブ内からの抜け出し量および梁全長からの抜け出し量ともに、解析値が実験値を概ね良好に推定し、それらの和である総抜け出し量 ΔL_t は、解析値を示す無印太線が実験値を示す無印細線と良好に対応する。

なお、他の実験結果についてもほぼ同様の結果^{14) 15)}が得られている。

図4.1.1 荷重(P)-変形量(δ)関係 (a/D=3の例)

図4.1.2 荷重(P)-変形量(δ)関係 (a/D=5の例)

図4.2 PC鋼材抜け出し量-変形量関係

5. まとめ

丸形PC鋼棒を用いて柱に圧着接合したPCaPC片持梁という限定した架構ではあるが、同梁の荷重-変形関係を損傷度の指標となる圧縮縁コンクリートひずみと関連づけて推定するという、従来の類似の解析モデルにはない特徴を有するマクロモデルを案出し検討した。得られた主な結果を以下に示す。

(1) 提案マクロモデルはコンクリートの潜在的圧縮領域における曲げ圧縮変形と、柱スタブ内および梁内から生じて圧着面に集中する引張PC鋼棒の伸び・抜け出し変形が、圧着面における中立軸を中心として変形適合すると仮定するモデルである。

(2) 引張側PC鋼棒に仮定した付着応力度(τ)—すべり(S)関係から

算出される同鋼棒の伸び・抜け出し量と(1)における伸び・抜け出し量との整合条件、および圧着接合面における力の釣り合い条件とを用いて、片持ち梁の荷重-変形関係算出に必要な、引張PC鋼棒張力の増分さらには中立軸深さと鋼材の伸び・抜け出し量とが収斂計算を必要とせずに、圧縮縁コンクリートひずみの関数として導かれることを示した。

(3) (2)で誘導された算定式による、ある圧縮縁コンクリートひずみ時の荷重と変形は、実験結果を良好に推定することを示した。

本研究では、付着強度の小さい丸形PC鋼棒による圧着型片持PC梁を対象としたが、本マクロモデル推定法は、今後建築物において増加するアンボンドPC鋼材を用いたPCa・PC圧着型架構にも応用可能と考えられる。また、片持梁からより一般的なPCaPC柱・梁架構への応用、付着性能の高いPC鋼材を用いた場合への展開などは今後の検討課題とする。

謝辞

本論文作成にあたり、大阪大学卒業生 竹井信行君(現・住友建設)、同大学大学院生 中川明徳君に助力を頂いた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 中塚佑、阿波野昌幸: 接合形式(圧着型・一体型)とPC鋼材種(丸形・異形)の異なる片持PC梁の耐荷・変形機構と力学性能に関する実験的研究、コンクリート工学論文集、Vol.11, No.3, pp.97-110, 2000年9月
- 2) A.H.Mattock: "Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams," Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Proceedings of the November 10-12, 1964, ASCE-ACI Internatl. Symposium held in Miami, Fla., ASCE, 1965, pp.143-180
- 3) W.G.Corley: "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams," Journal of the Structural Division Proceedings of American Society of Civil Engineers, October, 1966, pp.121-146
- 4) 加藤博人、岡本伸、草刈道治: プレキャストプレストレストコンクリート梁・柱接合部の挙動、プレストレストコンクリート、Vol.30, No.3, May 1988, pp.14-22
- 5) M.J.N.Priestley, R.Park: "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading", ACI Structural Journal, Proceedings No.1, January-February 1987, pp.61-76
- 6) 畑中重光ほか3名: スラブの効果を受けるRC梁の塑性変形挙動に関する研究、第14回コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14, No.2, pp.293-298, 1991年
- 7) 坂静雄、山田稔: 鉄筋コンクリート・プラスチックヒンジの回転限界、日本建築学会論文報告集、第58号、pp.42-48, 1958年2月
- 8) 平石久廣、稲井栄一: 鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第408号、pp.21-30, 1990年2月
- 9) 鈴木計夫、中塚佑、阿波野昌幸: コンクリートはり部材断面の曲げ終局限界点に関する研究(その1)各種終局域指標点と提案する曲げ終局限界点の存在メカニズム、日本建築学会構造系論文報告集、第383号、pp.49-56, 1988年1月
- 10) 鈴木計夫、中塚佑、阿波野昌幸: コンクリート梁部材断面の曲げ終局限界点に関する研究(その2)終局限界点特性値の算定式の誘導、日本建築学会構造系論文報告集、第403号、pp.67-77, 1989年1月
- 11) 是永健好ほか2名: 終局時にPC鋼材が降伏しないプレキャストPC梁の曲げ変形解析、第15回コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15, No.2, pp.783-788, 1993
- 12) 是永健好ほか2名: 梁端部における塑性回転評価に関する一考察、第16回コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16, No.2, pp.323-328, 1994年
- 13) 田中仁史、河野進: 弾性域から塑性域にわたって曲げ履歴を受ける圧着接合面のせん断伝達、PC構造設計施工指針の作成、平成8年度研究報告書Ⅱ、構造成能評価WG研究成果、第4章3節、建築研究振興協会、pp.II-2-60-88, 1998年3月
- 14) M.Awano, T.Nakatsuka: "Inference of Load-Deformation Characteristics from Proposed Macro-Model for Cantilever Precast PC Beams Assembled by Prestressing to Columns with Round PC Tendon" 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, February, 2000, 2803/6/A/ST38
- 15) 阿波野昌幸、中塚佑 ほか2名: 丸形PC鋼棒圧着型PC梁に対する提案マクロ

モデルによる荷重－変形関係の推定、平成11年度日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.457-460、1999年5月

16) 阿波野、中塚他：圧着型および一体型片持PC梁の塑性ヒンジ機構に関する実験研究、第7回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.129-140、1998年10月

17) 石井孝幸、中塚他、阿波野昌幸 他：等価塑性ヒンジ長さと断面曲げ解析による荷重－変形関係の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、C-2、構造IV、pp.1043-1044、1999年9月

18) 阿波野昌幸、中塚他、中川明徳：圧着型PC梁の部材性能のマクロモデルによる推定～その1：モデルの仮定と丸形PC鋼棒を用いた圧着型への適用～、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、C-2、構造IV、pp.933-934、2001年9月

付録

付1. 「 $Tp0+Tc > Tpy$ の場合に付着強度 $\tau \neq 0$ と仮定したときのPC鋼材伸び量 ΔLt の算定式および ΔLt と張力増分 Tc との関係式の誘導」

付図1. $Tp0+Tc > Tpy$ 、付着強度 $\tau \neq 0$ の場合のPC鋼棒張力分布
PC鋼棒が、圧着面から梁内およびスタブ内に $Lb2$ および $Ls2$ 入った位置で降伏した状態を考える。

梁側におけるPC鋼棒の張力と付着応力度の関係より、 $Lb1$ および $Lb2$ は、式(21)と式(22)のように示される。

$$Lb1 = \frac{Tpy - Tp0 - Tb}{\tau \phi} \quad \text{---(21)}$$

$$Lb2 = Lb - Lb1 = Lb - \frac{Tpy - Tp0 - Tb}{\tau \phi} \quad \text{---(22)}$$

$$\text{ここで、} Tb = Tc - \tau \phi Lb \quad \text{---(23)}$$

梁側からの抜け出し量 ΔLb は、PC鋼棒のひずみ増分を圧着面から梁端まで積分したものであることから、式(24)で与えられる。

$$\Delta Lb = \frac{Tpy - Tp0 + Tb}{2EpAp} Lb1 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{Tpy - Tp0}{EpAp} + (\epsilon_{py} - \epsilon_{p0}) + \frac{Tc + Tp0 - Tpy}{EpAp} \right\} Lb2 \quad \text{---(24)}$$

式(24)に(21)、(22)および(23)を代入すると ΔLb は式(25)で表される

$$\Delta Lb = \frac{(Tpy - Tp0)^2 - (Tc - \tau \phi Lb)^2}{2EpAp \tau \phi} - \left(\frac{Tpy - Tp0}{EpAp} + \frac{Tc + Tp0 - Tpy}{2EpAp} \right) \frac{Tpy - Tp0 - Tc}{\tau \phi} \quad \text{---(25)}$$

同様に、スタブ側からの抜け出し量 ΔLs は、PC鋼棒のひずみ増分を圧着面からスタブ端まで積分することから、式(26)のように与えられる。

$$\Delta Ls = \frac{(Tpy - Tp0)^2 - (Tc - \tau \phi Ls)^2}{2EpAp \tau \phi} - \left(\frac{Tpy - Tp0}{EpAp} + \frac{Tc + Tp0 - Tpy}{2EpAp} \right) \frac{Tpy - Tp0 - Tc}{\tau \phi} \quad \text{---(26)}$$

従ってPC鋼棒の全伸び量 ΔLt は、 $\Delta Lt = \Delta Lb + \Delta Ls$ であるので、式(25)と式(26)とから式(27)のように求められる。

$$\Delta Lt = \frac{(Tpy - Tp0)^2 - (Tc - \tau \phi Lb)^2}{2EpAp \tau \phi} + \frac{(Tpy - Tp0)^2 - (Tc - \tau \phi Ls)^2}{2EpAp \tau \phi} - 2 \left(\frac{Tpy - Tp0}{EpAp} + \frac{Tc + Tp0 - Tpy}{2EpAp} \right) \frac{Tpy - Tp0 - Tc}{\tau \phi} \quad \text{---(27)}$$

式(27)を Tc について整理すると、伸び量 ΔLt と張力増分 Tc との関係は式(28)のように Tc の2次式として得られる。

$$\Delta Lt = K_{s1} Tc^2 + K_{s2} Tc + K_{s3} \quad \text{---(28)}$$

$$\text{ここで} \quad K_{s1} = -\frac{1}{EpAp \tau \phi} + \frac{1}{EpAp \tau \phi}$$

$$K_{s2} = \frac{Lb + Ls}{EpAp} + \frac{2(Tpy - Tp0)}{EpAp \tau \phi} - \frac{2(Tpy - Tp0)}{EpAp \tau \phi}$$

$$K_{s3} = -\frac{\tau \phi (Lb^2 + Ls^2)}{2EpAp} - \frac{(Tpy - Tp0)^2}{EpAp \tau \phi} + \frac{(Tpy - Tp0)^2}{EpAp \tau \phi}$$

本文中の式(4)および(7)を用いて式(28)中の Xn と ΔLt を消去すると、 Tc の4次式となるため、これを収斂計算により解くことにすると、ある圧縮縁ひずみ度 ϵ_c もしくは同ひずみ度比 x を与えたときのPC鋼棒張力増分 Tc が得られ、3.4項から P および δ が算出される。付図2は、降伏後も付着応力が 0.6 N/mm^2 であると仮定して、収斂計算によって求めた $P-\delta$ 関係と、本文で示した降伏後の付着応力が零の場合の $P-\delta$ 関係を比較したものである。同図によれば、両者の $P-\delta$ 関係は殆ど一致し、その差は1～2%程度であった。従って、本研究では、降伏後の $P-\delta$ 関係算定式として、収斂計算でなく簡便な式である式(16)を用いることとした。

付図2. 降伏後の付着強度の違いによる $P-\delta$ 関係の比較

付2. 「梁の変形集中領域における変形測定方法および変形集中状況」

梁の変形集中領域における中立軸深さ(Xn)および平均圧縮縁ひずみ(ϵ_c)は、付図3における第1測定区間での変位計により測定した。

付図4は、本文2章2.1に述べた、既往の実験¹⁾での観察結果を示す。同図の上2段には試験終了後のひび割れ状況ならびに回転角比分布を、下2段には引張側PC鋼棒のひずみ(ϵ_p)分布およびせん断補強筋のひずみ(ϵ_w)分布を示す。

付図3 梁の変形集中領域における変形測定方法

付図4 実験結果 (ひび割れ状況、回転角比分布、 ε_p 分布、 ε_w 分布)

付3. 「梁変形におよぼす付着応力の大きさの影響」

τ -Sモデルの一定値を0.6 N/mm²および1.0 N/mm²と仮定した場合の荷重 (P) - 変形 (δ) 関係を比較検討した例を付図5に示す。

付図5. 荷重-変形関係におよぼす τ -Sモデルの影響

同図より、 P - δ 関係の全容にはあまり大きな差は認められない。ただし、同じ荷重時の変形を比べると、 τ 値の過小評価の影響が大きい、たわみ量 δ の小さな領域では、 τ の違いによる差が認められるが、変形量が大きくなるとその差異は小さくなる。 $\tau = 0.6$ N/mm²、部材角1/100 ($\delta = 15$ mm) および1/50 ($\delta = 30$ mm) での荷重と同じ荷重での $\tau = 1.0$ N/mm²の変形量の差は19%および10%程度となる。同図より、 τ -Sモデルの一定値を0.6 N/mm²としても問題ないと判断する。

付4. 「圧縮部コンクリートの特性」

圧縮部のコンクリート特性 F_o 、 ε_o 、 $\tan \theta$ 、 S の値は、梁圧縮部の横補強筋の拘束効果を考慮した170mm×170mmの断面をした供試体による単軸圧縮試験のデータに基づいている。解析に用いた諸特性値を付表1.に示す。

付表1. 圧縮部コンクリートの特性

試験体名	MA2-06R8 MA3-06R8 MA5-06R8	CA3-06R3
F_o (kg/cm ²)	462.4	476.4
ε_o (%)	0.27	0.368
$\tan \theta$	0.143	0.160
S_r	0.379	0.420

(2001年9月7日原稿受理, 2002年2月4日採用決定)