アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元性部材の
フラッグ型履歴モデルに関する研究STUDY FOR FLAG SHAPED HYSTERESIS MODEL OF PRECAST PRESTRESSED
FLEXURAL MEMBER WITH UNBONDED TENDONS AND MILD STEELS

菅田 昌宏*, 中塚 侑**

Masahiro SUGATA and Tadashi NAKATSUKA

This paper describes estimation of flag shaped hysteresis model concerning precast prestressed concrete flexural members, in which a combination of unbonded post-tensioning (PT) reinforcements and bonded deformed bar reinforcements are used. The unbonded PT reinforcements are designed not to yield during seismic excitations, so as not to decrease a self-centering force. On the other hand, the bonded deformed bar reinforcements are intentionally designed to yield for energy dissipation. In order to estimate the hysteresis model of the member, a macro model analysis, that was previously proposed, is used. An accuracy of the proposed flag shaped hysteresis is studied with test data.

Keywords : flag shaped hysteresis model, unbonded post-tensioning steel
macro model, precast prestressed concrete

フラッグ型履歴モデル、アンボンド PC 鋼材、マクロモデル、プレキャスト PC 圧着

1. はじめに

筆者等はこれまで、大地震後の復元性に富み、かつ適度なエネルギー吸収性能を兼備したアンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元耐震架構に関する研究^{1), 2), 3)}をおこなってきた。同架構は、断面中央に配置されたアンボンド PC 鋼材の緊張力を利用してプレキャスト（以下 PCa）梁部材を PCa 柱部材に圧着接合するもので、同部材の特徴である圧着界面における大きな離間変形を、エネルギー吸収用の普通鉄筋配置によって活用した一種の制震構造と考えることができる。

既報¹⁾では、同部材の高復元性を確保するために、プレストレッシング係数 λ_f （ここで、 $\lambda_f = T_{py} / (T_{py} + T_{sy})$ 、 T_{py} : アンボンド PC 鋼材降伏荷重、 T_{sy} : 引張り普通鉄筋の降伏荷重）を 0.75 以上とする必要があることを、普通鉄筋によるバイリニア型弾塑性履歴とアンボンド PC 鋼材によるバイリニア型非線形弾性履歴（エネルギー吸収の無い S 字型履歴）との重ね合わせモデルから明らかにした。次いで、片持ち梁形式の試験体による加力実験によって、同部材の荷重-変形関係が予測通り高い原点復帰性と適度なエネルギー吸収性能を有することを実証した。同時に、同部材の履歴形状が簡便なフラッグ型モデルとして表現できる可能性があることを示した^{1), 2)}。

さらに近い将来、主流になると考えられる性能評価型耐震設計法を確立するために必要な、部材を構成する材料のひずみに関連付けられ

た荷重-変形関係を推定する方法として、実験によって得られた塑性ヒンジ領域の力学挙動を合理的に反映させたマクロモデルを提案し、同モデルが実用上十分な精度を有することを明らかにした³⁾。

本研究は、アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元部材による耐震架構の設計に必要な動的特性把握のための基礎となる同部材の履歴モデルに関して述べたものである。すなわち、アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元性耐震部材に適した、取り扱いが簡便なフラッグ型履歴モデル（後に詳述）を、既報¹⁾に示した荷重-変形関係の特徴を踏まえて定義する。次に、前述したマクロモデル解析によって、広範囲に変化させた平均プレストレスやプレストレッシング係数などが、同部材の荷重-変形関係におよぼす影響を調べ、フラッグ型履歴モデルの推定手法を提案する。さらに、推定履歴モデルの適合性を実験結果¹⁾を用いて検討するものである。

2. 提案履歴モデル

プレストレッシング係数 λ_f をパラメータの一部として、PC 部材から RC 部材までの履歴性状を、統一的に表現することができる精緻なモデルが浜原・尹⁴⁾、林⁵⁾、西山⁶⁾、等によって種々提案され、通常の PC 部材についての荷重-変形関係やエネルギー吸収性能に対する比較的良好的な適合性が示されている。しかし、これらのモデルをエネルギー

* ㈱竹中工務店技術研究所 主任研究員

** 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 助教授・工博

Chief Researcher, R&D Institute of Takenaka Corporation
Assoc. Prof., Global Archi. Div. Eng., Graduate School of Eng., Osaka Univ.,
Dr. Eng.

ギ一吸収型アンボンドPC圧着部材に適用する場合、アンボンドPC鋼材を特別に考慮して作成されたものではないための問題がある。例えば、浜原等⁴⁾および西山⁵⁾は、降伏点の耐力をそれぞれ最大荷重の90%および80%と定義している。しかし、筆者等が実施したアンボンドPC部材の実験¹⁾によれば、同部材はPC鋼材が降伏しないため変形性能に富み、荷重-変形関係における降伏以降も曲げ耐力が比較的大きく増大する場合もあるので、降伏荷重と最大荷重の比は、プレストレス係数や平均プレストレスの影響を受けて0.67~0.94の間に分布した。したがって、その履歴のモデル化に当たっては、これらの特性を適切に評価する必要がある。

次項では、アンボンドPC圧着エネルギー吸収型高復元耐震部材($\lambda_f=1.0\sim0.75$)の履歴モデルとして、各種パラメータの影響を適切に反映することが出来る取り扱いが簡便なモデルを提案する。

2.1 フラッグ型履歴モデルの概要

岡本⁷⁾は、PC部材の復元力特性をパラメータとする解析結果から、履歴減衰、具体的には、履歴減衰の程度を表わす等価粘性減衰定数 h_{eq} が、地震時の最大応答に大きな影響を与えることを示している。一方、架構あるいは部材の耐震設計は、想定地震動に対する最大応答を基に行われる。最大応答点はスケルトン上に存在するので、耐震設計を行う上でスケルトンは非常に重要である。

したがって、耐震安全性の概略を捉える目的であれば、部材の力学特性を必要な精度で表現できるスケルトンとエネルギー吸収特性 h_{eq} によって構成される簡便な履歴モデルを使用すればよく、精緻で非常に精度は高いがその反面取り扱いが煩雑なモデルをことさら使用する必要は無いと考えられる。

このような着想の流れの中で、Stanton等⁸⁾はアンボンドPC圧着エネルギー吸収型高復元耐震部材に関する研究において、同部材の履歴モデルを図-1に示すようなフラッグ型モデルに単純化して表現することが可能であると述べている。しかし、具体的なモデル化の手法については言及されていない。

筆者等は、まえがきに述べたように、既報²⁾においてStanton等が提案するフラッグ型モデルの適用可能性を示した。そこで、本研究でもStanton等の考えを準用し、取り扱いが簡便なフラッグ型モデルの適用が可能であると考えて、次節以降に詳述する履歴モデルを提案する。

フラッグ型モデルは、その概要を図-1に示すように、パイリニア型のスケルトン(第1,2折線)および、各スケルトンに平行な除荷直線

図-1 フラッグ型履歴モデルの概要

から構成されている。同図に示すように、スケルトンにおける第1折線剛性を K_0 、第2折線剛性を $\alpha_s \cdot K_0$ (α_s : 剛性低下係数)とし、除荷特性のポイントである戻り点を $\beta_s \cdot R_{y,s}$ で定義する。ここで、 $R_{y,s}$ はスケルトン上の折点変形を示しており、 β_s (β_s : エネルギー吸収性能係数)はフラッグの大きさ、つまりエネルギー吸収能を決める値である。すなわち、 β_s が1の場合は $\lambda_f=1$ に相当しエネルギー吸収のない非線形弾性履歴となり、 β_s が0に近づくに従って、図-1中に示す戻り点が原点に近づき、エネルギー吸収の大きなフラッグ形状となる。

2.2 履歴モデルのスケルトン

図-2は、既実験¹⁾で正負交番加力を行った片持ち梁試験体(100_W_69, 85_W_69, 75_W_69)の正側荷重-変形関係包絡線を示したもので、図中の□印で曲げ降伏耐力点(既報¹⁾に示す定義による)を、また○印で曲げ終局耐力点を示している。同実験結果を用い、提案するスケルトンを定める方法を具体的に述べる。

まず、第2折線を曲げ降伏耐力点(以下、降伏耐力点)と曲げ終局耐力点を結ぶ直線で定義する。次いで、第1折線を図-3に模式的に示すように、荷重-変形関係実験値と第1折線で囲まれた、(a)および(b)の面積がほぼ等しくなるような直線として定義し、第1および第2折線の交点(以下、折点)をスケルトン上の特性点($R_{y,s}$; 折点変形)とする。ここで、本モデルの適用限界を終局耐力点とするが、これは、以下の理由による。すなわち、アンボンドPC圧着部材は、既報¹⁾に述べたように、復元性に富むとともに、圧着界面にひび割れが集中するため、部材損傷が比較的少ないことを特徴の一つとしている。しかし、PC部材では導入プレストレスの影響で、圧縮側コンクリートの負担が大きく、またアンボンドPC鋼材が降伏しないことから、同コンクリートの破壊によって曲げ終局耐力が定まる。つまり、終局耐力点以降の曲げ圧縮コンクリートの損傷は、それ以前に比較して相当に激しくなるものと推測される。そこで、大地震を受けても軽微な補修のみで再使用を可能とするため、同部材の適用限界が最大耐力点であるとした。

図-2 スケルトンのモデル化

図-3 第1折線の設定

3. マクロモデル解析結果に基づくスケルトンの推定

既報³⁾では、筆者等の提案マクロモデルがアンボンドPC圧着エネルギー吸収型高復元性部材の荷重-変形関係実験結果を良好に推定することを明らかにした。さらに、本論の第2章ではフラッグ型履歴モデルを提案し、その定義について述べた。

本章では、マクロモデル解析を用いて推定される、比較的広範囲なパ

ラメータによる荷重-変形関係の解析結果を活用して、フラッグ型履歴モデルのスケルトン推定方法について述べる。すなわち、コンクリート強度 F_c 、シラスパン比 L/h (L : スパン, h : 梁せい)、平均プレストレス σ_o 、プレストレス係数 λ_i を、実用的と考えられる範囲で変化させて一方単調増大荷重下におけるモデル解析を行う。次いで、前記各要因が図-1 に示すスケルトンを決定するために必要な、第1折線剛性 K_0 および降伏耐力点ならびに終局耐力点 (耐力、変形) に及ぼす影響について検討し、これら特性値を簡便に推定するための式を誘導する。

3.1 マクロモデル解析におけるパラメータの範囲

解析パラメータの範囲は、表-1 に示すように、コンクリート強度 F_c を 40, 60, 80 の 3 種類とし、平均プレストレス σ_o をコンクリート強度毎にそれぞれ 4, 8, 12, 8, 12, 16, および 12, 16, 20 (N/mm^2) とした。

プレストレス係数 λ_i は、まえがきに述べたように 0.75 以上の範囲で、1.0, 0.9, 0.85, 0.75 の 4 種類とし、シラスパン比 L/h は 2.5, 3.5, 5.0 の 3 種類とした。

解析対象断面はその概要を図-4 に示すように、既報¹⁾に示した試験体と同様、せい (h) 400 × 幅 (b) 230mm、中央にアンボンド PC 鋼材を直線配置した、上下縁にエネルギー吸収用の後グラウト鉄筋を有する、片持ち梁である。PC 鋼材としては降伏耐力 σ_{py} が 1570 (N/mm^2) の PC 鋼より線を用い、有効緊張力は PC 鋼材降伏耐力の 70% とした。設定したエネルギー吸収用普通鉄筋の降伏耐力 σ_{sy} は 345 (N/mm^2) で、同鉄筋の断面積は与えられた λ_i から必要量を求め、この値をもとに鉄筋径 (D10~D32, D: 公称径) と本数を決定した。また、全ての断面には梁端部でカットオフされた組立用鉄筋 2-D16 を上下縁に配置している。なお、カットオフ鉄筋は圧縮力のみを伝達し、引張り力は伝達させないモデルとした。

横補強筋量は、曲げ変形能力の確保を目的に、文献⁹⁾に示される方法に従って決定した。また、同補強筋量がせん断補強の観点から必要な量を満たしていることを日本建築学会のプレストレストコンクリート設計施工規準・同解説¹⁰⁾ (以下 PC 規準) によって確認した。コンクリートや鋼材の応力-ひずみ関係ならびにマクロモデル解析に必要な諸係数は、既報³⁾に示した方法によって決定した。

なお、曲げ圧縮部コンクリートの S-S 関係に影響を与える横補強筋量は本来解析時のパラメータとすべきであるが、本研究ではフラッグ型履歴モデルの適用可能性を調べることを目的としており、横補強筋量の影響は今後の課題として解析パラメータから除外した。

また、既実験¹⁾における塑性ヒンジ部の横補強筋は、前述の文献⁹⁾に準拠する量 ($p_s=0.56\%$ 、 p_s : 横補強筋比) が配置されている。

表-1 マクロ解析に用いたパラメータの範囲

F_c (N/mm^2)	σ_o (N/mm^2)	λ_i	L/h
40	4, 8, 12	0.0.9	2.5, 3.5
60	8, 12, 16	0.85, 0.75	5.0
80	12, 16, 20

図-4 解析断面の概要

3.2 荷重-変形関係の解析結果における特徴

図-5 は、曲げモーメントを bh^2 で除して基準化した曲げモーメント係数を縦軸に取り、部材変形角を横軸に取って解析結果を示した例で

ある。ここで、部材変形角は既報³⁾に示すように、マクロモデル解析によるヒンジ部回転変形に梁部材の弾性変形を足し合わせて算定している。また、同図中には口および○印でそれぞれ部材の降伏耐力点と終局耐力点を示している。

同図 (a) は、シラスパン比 $L/h=3.5$ 、 $F_c=60$ 、 $\lambda_i=1.0$ の場合における σ_o の影響を調べた結果である。 σ_o の増大に従い PC 鋼材量が増すため降伏耐力および終局耐力はともに増大する。降伏耐力時変形角は、 σ_o の増大に従ってやや大きくなる傾向を示すが顕著ではない。これに対して、終局耐力時変形角は σ_o の増大に従って急激に小さくなるが、これは同図中に併記する鋼材係数 $q_{sp}(=T_{py}/bhF_c)$ が大きくなって圧縮側コンクリートの負担が大となる結果、変形性能が損なわれるためである。なお、図-5(a) に示す $\sigma_o=16$ の場合では、部材降伏後から終局耐力に至るまでの変形量が非常に小さく、図-1 および 2 に示したフラッグ型のモデルには適合しないため、以降では同様の性状を示す λ_i が 1.0 で q_{sp} が 0.3 を越える水準については適用外とする。

図-5(b) は、 $F_c=60$ 、 $L/h=3.5$ 、 $\lambda_i=0.85$ の場合における σ_o の影響を調べたもので、エネルギー吸収用の鉄筋を有する場合でも、同図 (a) で示した結果とほぼ同様の傾向を示している。

図-5(c) は、 $L/h=3.5$ 、 $\sigma_o=12$ で、普通鉄筋を持たない $\lambda_i=1.0$ の場合における F_c の影響を調べた結果である。鋼材量は各水準ともに同一であるが、コンクリート強度の上昇に従って、応力中心間距離が大きくなるため、降伏耐力および終局耐力はやや増大する傾向を示す。

同傾向は、図-5(d) に示す普通鉄筋を有する $\lambda_i=0.85$ の場合でも

図-5 各種要因が荷重-変形関係上の降伏・終局耐力点へ及ぼす影響

同様である。同図 (c), (d) によれば、降伏耐力時変形角に及ぼす F_c の影響はほとんど見られないが、終局耐力時変形角に対するコンクリート強度の影響は大きい。これは、 F_c が部材変形性能に関係する q_{sp} に影響を与えることに起因すると考えられる。

図-5(e) は、 $F_c=60$, $L/h=3.5$, $\sigma_o=12$ の場合における λ_i の影響を調べたものである。 λ_i が小さくなるに従って普通鉄筋量が增大するため降伏耐力ならびに終局耐力は増大する。また、降伏耐力時変形は同耐力と同様に λ_i の減少に従って増大するが、終局耐力時変形は λ_i に関わらずほぼ一定の値となっている。これは、同図における各水準の q_{sp} が等しいことに起因している。

図-5(f) は、シアスパン比 L/h の影響を調べたものである。同図によれば、降伏および終局耐力に対する L/h の影響はあまり見られない。しかし、 L/h は部材の弾性変形量に影響を与えるため、降伏時および終局耐力時の部材変形角は L/h が大きくなるに従い増大する。

3.3 第1折線剛性の推定

2.2 項の図-3 で示した定義に従って各マクロモデル解析結果の第1折線剛性 K_o を算出し、これをコンクリート全断面とコンクリートのヤング係数 E_c とから算出される、部材の弾性曲げ剛性 K_e で除した値 K_o/K_e に及ぼす各要因の影響を調べた結果を図-6 に示す。ここで、 E_c は日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹¹⁾ に準拠して求め、 K_e は片持ち梁の曲げ剛性として (1) 式により求めた。

図-6 (a) はプレストレス (σ_o/F_c) と λ_i の影響を、また (b) はコンクリート強度 ($F_c/60$) および λ_i の影響を調べたものである。同図等によれば、 K_o/K_e に対する σ_o/F_c および $F_c/60$ の影響は明確ではないが、 λ_i が小さくなるに従って K_o/K_e も小さくなる傾向が見られる。図-7 は、全データに対して横軸に L/h を取って調べた結果であるが、 K_o/K_e は L/h が大きくなるに従い増大する傾向を示している。これらの結果をもとに、 λ_i と L/h を説明因子とする重回帰分析を実施し、 K_o/K_e の略算推定式 (2) を得た。得られた式の重回帰係数は 0.94 であった。

$$K_e = \frac{E_c b h^3}{4L} \quad (1)$$

$$\frac{K_o}{K_e} = 0.341 + 0.097\lambda_i + 0.05 \frac{L}{h} \quad (2)$$

図-6 K_o/K_e に及ぼす各種要因の影響

図-8 は、略算推定式 (2) の適合性を調べた結果で、(2) 式の誘導には直接用いてはいない既報¹⁾ に示した実験結果も併記している。同図によれば、略算推定式 (2) とマクロモデル解析値および実験値と

図-7 K_o/K_e に及ぼす L/h の影響

図-8 略算式 (2) の適合性

は比較的良好な適合性を示している。

なお、以下の検討においても同様であるが、適合性の検証に用いた実験結果は、各略算推定式の誘導に直接用いてはいない。

3.4 曲げ降伏耐力の推定

部材曲げ降伏耐力は、同点での PC 鋼材緊張力が初期の有効緊張力から大きく変動しないため、既報¹⁾ に示した略算推定式 (3) によって比較的精度よく推定することが出来る。ここで、 M_y は曲げ降伏耐力、 P_o は PC 鋼材初期有効緊張力、 T_{py} は引張り側普通鉄筋の降伏荷重をそれぞれ表わしている。

$$\begin{aligned} \frac{M_y}{bh^2} &= \frac{0.39hP_o + 0.79hT_{py}}{bh^2} \quad (3) \\ &= 0.39\sigma_o + 0.79p_t\sigma_{sy} \end{aligned}$$

P_o : PC 鋼材初期有効緊張力、 σ_{sy} : 後グラウト鉄筋の降伏強度

p_t : 引張側後グラウト鉄筋の鉄筋比 ($p_t = a_s/bh$, a_s : 鉄筋断面積)

ここで、 p_t は λ_i の定義と PC 鋼材の有効緊張力を $0.7T_{py}$ とするという仮定から、(4) 式のように表わすことが出来る。

$$p_t = \frac{10\sigma_o}{7\sigma_{sy}} \times \frac{1-\lambda_i}{\lambda_i} \quad (4)$$

図-9 は (3) 式により算定した降伏耐力係数を縦軸に取り、横軸にマクロ解析から得られた同係数を取って、略算式の適合性を検討した結果である。同図には、既報¹⁾ に示した実験値と (3) 式による略算推定値との比較も併記しているが、両者はよく適合している。

図-9 降伏耐力略算式の適合性

3.5 曲げ降伏耐力時変形角の推定

曲げ降伏耐力時の変形角は、図-5 に示したように平均プレストレス σ_o 、プレストressing係数 λ_i およびシアスパン比 L/h 等の影響を受けて変化する。さらに、部材変形角は普通鉄筋の付着特性によって大きな影響を受けると考えられる。そこで、普通鉄筋公称径の比 (D22

を基準とする)を説明因子に加えた重回帰分析を行い、降伏時変形角の略算推定式を(5)式のように誘導した。また、その重相関係数は0.92であった。

図-10は同略算推定式の適合性を調べた結果を示したものである。同図には、既報¹⁾示す降伏変形角の実験結果と(5)式による推定値の比較も■印で示しているが比較的よく適合している。

$$R_y = 4.11 \left(\frac{\sigma_e}{F_c} \right)^{2.5} + 0.031 \left(\frac{L}{h} \right)^{1.5} + 0.335 \lambda_i^{3.5} + 0.370 \left(\frac{D}{22} \right)^{2.5} - 0.144 \quad (5)$$

図-10 降伏変形角推定式の適合性

3.6 曲げ終局耐力時 PC 鋼材増分張力の推定

アンボンド PC 部材における曲げ終局耐力の推定については、国内外の研究者によって様々な研究がなされている。六車等¹²⁾は、載荷にともなう緊張材の伸びと、緊張材位置コンクリートの梁全長に渡る軸方向伸びが等しくなるという変形適合条件を厳密に適用してアンボンド PC 部材の曲げ終局耐力を精度良く求めているが、その一方で、煩雑で多くの時間を要するため実用的ではないとも述べている。

一方、簡便に曲げ終局耐力を推定するために、曲げ終局耐力時の PC 鋼材増分張力を用いる手法が Mattock¹³⁾、竹本¹⁴⁾、是永¹⁵⁾、プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計・施工指針・同解説(以下、PRC 指針)¹⁶⁾等によって各種提案されている。そのなかで、竹本は、曲げ終局耐力時の PC 鋼材増分張力に影響を与える要因が、コンクリート強度、PC 鋼材量、PC 鋼材長さであるとし、同推定式を数多くの実験結果をもとに誘導している。是永等は、曲げ終局耐力時の PC 鋼材増分張力が σ_e/F_c の影響を大きく受け、コンクリート強度やシアスパン比の影響はほとんど見られないと述べている。

そこで、マクロモデル解析結果を整理し、曲げ終局耐力時における、初期有効緊張力 P_e からの張力増分 ΔP_u に対する PC 鋼材降伏荷重 T_{py}

の比である $\Delta P_u/T_{py}$ (張力増分比) に及ぼす各要因の影響を調べた。図-11は横軸に σ_e/F_c を、縦軸に $\Delta P_u/T_{py}$ を取ってまとめたものである。

同図(a)は、 L/h を一定の 2.5 として λ_i および $F_e/60$ の影響を調べた結果で、 $\Delta P_u/T_{py}$ は σ_e/F_c に逆比例する傾向を示すが、 λ_i および $F_e/60$ の影響はほとんど見られない。次いで図-11(b)は、全てのデータを L/h ごとにまとめたものである。同図に併記した L/h ごとの回帰直線から、 $\Delta P_u/T_{py}$ は L/h の影響を受けることが分かる。そこで、 σ_e/F_c と L/h を説明因子とする重回帰分析を行い、略算推定式(6)式を得た。

$$\Delta P_u/T_{py} = -1.111 \frac{\sigma_e}{F_c} - 0.013 \frac{L}{h} + 0.398 \quad (6)$$

図-12 曲げ終局耐力時の PC 鋼材増分張力推定式の適合性

図-12(a)は、(6)式によって算定された $\Delta P_u/T_{py}$ とマクロモデル解析から得られた張力増分比の適合性を調べたもので、既報¹⁾に示した実験結果も併記している。同図によれば、(6)式による略算推定値のばらつきは、 $\pm 15\%$ 程度である。図-12(b)は、前述した Mattock¹²⁾ および是永¹⁴⁾による推定式とマクロモデル解析値との適合性を調べた結果である。同図には、是永式と前述の実験値との比較も併記しているが、両式は実験値あるいはマクロモデル解析値を過小に評価する傾向が見られる。

なお、PC 鋼材の増分張力を用いて曲げ終局耐力を略算推定する手法は種々提案されており、いずれの略算式であっても比較的精度良く推定できることが示されている¹⁷⁾。よって、本論文では曲げ終局耐力に関する略算推定法そのものについては言及しない。ただし、曲げ終局耐力推定法の一例として PRC 指針に示された略算法を取り上げて、その推定精度を調べた結果を付録に示す。

3.7 曲げ終局耐力時変形角の推定

曲げ終局耐力時の部材変形角 R_u (%) は、図-5にその例を示したように、平均プレストレス σ_e 、コンクリート強度 F_c 、シアスパン比 L/h の影響を受けるが、プレストressing係数 λ_i の影響は明確ではない。

そこで、 σ_e/F_c 、 $F_e/60$ 、 L/h を説明因子とする重回帰分析を行い、略算推定式(7)を得た。

$$R_u = 2.31 - 7.86 \frac{\sigma_e}{F_c} + 0.291 \frac{L}{h} + 0.226 \left(\frac{F_e}{60} \right)^{1/3} \quad (7)$$

図-13は、(7)式による R_u の略算推定値とマクロモデル解析により

図-11 $\Delta P_u/T_{py}$ に及ぼす各種要因の影響

図-13 曲げ終局耐力時変形角略算推定式の適合性

得られた R_u を比較したもので、■印で既報¹⁾に示した実験値と(7)式による略算推定値との比較も併記している。同図によれば、略算推定式(7)は、実験結果をやや過小に評価する傾向が見られる。曲げ終局耐力時変形角 R_u をさらに精度よく推定する手法の確立は今後の課題であるといえる。

3.8 エネルギー吸収性能係数 β_s の推定

図-1に示す定義に従えば、フラッグ型履歴モデルの等価粘性減衰定数 h_{eq} は、(8)式によって算定できる。ここで、同式中の剛性低下係数 α_s は、その定義から、実験結果を用いて容易に得られる。しかし、エネルギー吸収性能係数 β_s は簡単には求められない。そこで、正負交番繰返し加力を行った試験体¹⁾から得られた h_{eq} と表-2に示す α_s とから、(8)式によって β_s を逆算した。

$$h_{eq} = \frac{(\mu - 1)(1 - \alpha_s)(1 - \beta_s)}{\pi\mu(1 + \alpha_s(\mu - 1))} \quad (8)$$

表-2 剛性低下係数(実験値¹⁾)

試験体名称	α_s
85_W_69 ($\lambda_f=0.85$)	0.030
75_W_69 ($\lambda_f=0.75$)	0.025

図-14 β_s におよぼす λ_f と μ の影響

図-14は、逆算により求めた定常ループにおける β_s を、塑性率 μ によって整理した結果である。同図によれば、塑性率 μ の増大に従ってエネルギー吸収能が大きくなるために、いずれの試験体の場合でも β_s は急減する傾向を有している。また λ_f が大きい場合ほど、エネルギー吸収能が低下するため β_s は大きな値を示すようになる。それ故、

これらの傾向ならびに $\lambda_f=1.0$ のときに β_s が1.0となる条件を考慮し、回帰分析から、 β_s を(9)式によって推定することとし、係数 a_1 および a_2 の推定式として(10)および(11)式を得た。

$$\beta_s = a_1 \times e^{a_2 \mu} \quad (9)$$

$$a_1 = -0.45 \lambda_f + 1.45 \quad (10)$$

$$a_2 = 1.31 \lambda_f - 1.31 \quad (11)$$

但し、 $0 \leq \beta_s \leq 1$

図-15 フラッグ型履歴モデルの等価粘性減衰定数と実験結果の比較

4. フラッグ型履歴モデルの適合性

4.1 荷重-変形関係に対する実験結果と推定値との適合性

本章では、前述した略算方法に従って推定したフラッグ型履歴モデルと、実験値¹⁾とを比較しその適合性を検証する。図-16(a), (b)は、図-2に示した実験結果に、太鎖線で示す各略算推定式から求めたスケルトンと最大部材変形角 $R=2\%$ におけるフラッグ型履歴の推定値、ならびに細点線で示した $R=2\%$ 時の履歴ループ実験値とを例にとって併記したものである。まがきに述べたように、フラッグ型履歴モデルは、実験から得られた荷重-変形関係の履歴特性(除荷時の履歴)を精緻に再現するものではないが、地震時の動的な特性を概略把握する目的に不可欠な履歴エネルギー吸収量は実験結果とほぼ一致するものとなっている(図-15参照)。

(a) 試験体 85_W_69 との適合性

図-16 フラッグ型履歴モデル推定値と実験結果の比較

図-16 フラッグ型履歴モデル推定値と実験結果の比較

なお、曲げ終局耐力略算値の算出に当たっては、(付1)式を用いた。また、剛性低下係数 α_s は第1折線剛性 K_0 に対する第2折線剛性の比で与えられるので、曲げ降伏耐力点および曲げ終局耐力点の各推定値を用いて算出した。

4.2 等価粘性減衰定数 h_{eq} の適合性

等価粘性減衰定数を推定するために誘導した(9)式は、前項でのスケルトンの適合性検討に使用した試験体の結果から導いたものである。よって、(9)式の推定精度の検証を行うために Stanton 等によって実施されたアンボンド PC 圧着工法による柱梁接合部部材実験データ^{18),19)}を使用することとした。試験体の概要を表-3にまとめて示す。なお、同文献には h_{eq} が数値データとして示されており、その値を下記に示す精度の検証に使用した。

表-3 試験体の主要諸元

試験名	F_c N/mm ²	σ_s N/mm ²	λ_t	L/h	梁断面 $b \times h$ (mm)	柱断面 柱高さ(mm)
No. 1	41	5.1	0.78	3.1	381×501	508×457
No. 2		5.0				305

後グラウト普通鉄筋：3-#6 (D19に相当)、 $\sigma_{sy}=482$ N/mm²
 アンボンド PC 鋼材：12- ϕ 12.4(7本より)、 $\sigma_{py}=1710$ N/mm²
 No.1：十字型柱梁接合部部材、No.2：T型柱梁接合部部材

図-17 各試験体の h_{eq} 実験値と提案推定式との適合性

図-17は、推定式(8)および(9)ならびに α_s の推定値から算出される h_{eq} の推定値と各試験体の実験値を比較した結果である。同図によれば、推定値と実験値は比較的良好な対応を示していると言える。

なお、 h_{eq} 実験値は柱および接合部の変形を含む荷重-変形関係から求められており、梁変形のみを対象とする本推定式による値とは誤差が含まれる。しかし、アンボンド PC 圧着部材である同試験体では梁端圧着面での離間による変形が卓越すると考えられるので、大きな誤差にはならないと考えられる。また、図-17における検証用の実験結果には、塑性率の定義を統一するため、実験による荷重-変形関係のフィッティングから求めた折点変形 $R_{y,s}$ に基づいた塑性率を用いた。

5. まとめ

本論文では、アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元部材による耐震架構の設計に必要な動的特性把握のための基礎となる同部材の履歴モデルに関する基礎的な検討を行い、以下に示す知見を得た。

(I) 既報¹⁾に示した実験結果から、アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元耐震部材の特徴を捉えた、取り扱いが簡単なフラッグ型履歴モデルを考案し、その等価粘性減衰定数が(8)式によって算出できることを示した。

(II) 別報³⁾に示したマクロモデル解析手法を用い、広範囲に変化させた平均プレストレスやプレストレス係数などが同部材の荷重-変形関係におよぼす影響を調べ、フラッグ型履歴モデルのスケルトンすなわち第1折線剛性、曲げ降伏耐力点および曲げ終局耐力点に対する各種要因の影響を明らかにするとともに、それらを簡便に推定する式((2)、(3)、(5)、(6)、(7))を誘導した。

(III) 既報¹⁾に示す実験結果を用いて、提案履歴モデルにおけるエネルギー吸収の大きさを決める係数 β_s を推定するための式((9)、(10)、(11)式)を誘導した。さらに、フラッグ型履歴モデルの推定精度を調べるために、実験結果との適合性を調べ、履歴エネルギー吸収量が比較的良好に適合していることを示した。

しかし、これら推定式の精度検証に対しては、広範なパラメータを有する実験結果との適合性検討が今後必要であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 菅田、中塚：“アンボンド PC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元部材の荷重-変形関係に関する実験的検討”、日本建築学会構造系論文報告集、584号、2004年10月、pp.153-159
- 2) 菅田、中塚：“アンボンド PC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元部材の荷重-変形関係に関する考察”、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、pp.953-954、2004年8月
- 3) 菅田、中塚：“アンボンド PC 圧着エネルギー吸収型高復元部材のマクロモデルによる荷重-変形関係の推定”、日本建築学会構造系論文報告集、590号、2005年4月、pp.103-110
- 4) 尹、浜原、岡本：“プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究”、日本建築学会構造系論文報告集、480号、1996年2月、pp.151-160
- 5) 林、傳、小谷、岡本：“プレストレストコンクリート造部材の非線形性状および履歴特性”、コンクリート工学年次論文報告集、1995年、Vol.17、No.2、pp.731-736
- 6) Nishiyama M. : “Seismic Response and Seismic Design of Prestressed Concrete Building Structures”, Ph.D. Thesis, Kyoto University, 1993
- 7) 岡本：“プレストレストコンクリート構造物の耐震安全性”、プレストレストコンクリート、1979年8月、Vol.21、No.4、pp.38-54

- 8) John F. Stanton, William C. Stone, Geraldine S. Cheok: "A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions", PCI Journal, March-April 1997, pp. 20-32
- 9) 日本建築学会: "コンクリート構造 (PC, PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用", 1997 年 9 月, pp. 151-179
- 10) 日本建築学会: "プレストレストコンクリート設計施工標準・同解説", 1998 年改訂版, pp. 232-251
- 11) 日本建築学会: "鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説", 1999 年改訂版
- 12) 六車、渡辺、西山: "アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究", プレストレストコンクリート, Vol. 26, No. 1, 1984 年 1 月, pp. 10-16
- 13) A.H. Mattock, J. Yamazaki and B.T. Kattula: "Comparative Study on Prestressed Concrete Beams, With and Without Bond", J. of ACI, Feb., 1971, pp. 116-125
- 14) 竹本靖: "アンボンド PRC 部材曲げ終局時テンドン応力について", 大林組技術研究所報, No. 28, 1984, pp. 49-54
- 15) 最上、是永: "逆対称曲げを受けるアンボンド PC 梁のモーメント - 変形関係に関するパラメトリック解析 アンボンド PC 部材の構造特性に関する研究 (その 2)", 日本建築学会構造系論文報告集, 428 号, 1991 年 10 月, pp. 79-88
- 16) 例えば、日本建築学会: "プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針・同解説", 2003 年改訂版, 2 章 断面設計
- 17) 日本建築学会, "プレストレスト (鉄筋) コンクリート構造部材の設計法ー現状と将来ー", PC 部材力学挙動予測法小委員会報告書, 2000 年 4 月, pp. 104-123
- 18) Stephen. Day: "Cyclic load testing of precast hybrid frame moment-resisting connections", Master's Thesis, University of Washington, 1999
- 19) Jubum Kim, John Stanton, Gregory MacRae, Stephen Day, Masahiro Sugata: "CYCLIC LOADING TESTING OF PRECAST HYBRID FRAME CONNECTIONS", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August, 2004, paper No. 1671
- 20) 日本建築学会: "プレストレストコンクリート構造の設計", 2000 年度日本建築学会大会 (東北), 構造部門 (PC) 研究資料, pp. 38-47

付録

曲げ終局耐力 M_u は、(6) 式で求めた PC 鋼材増分張力を日本建築学会の PRC 指針等に示された曲げ終局耐力算定式(付 1)に適用することで、比較的精度良く求めることが出来る。付図-1 は (6) および (付 1) 式を用いて算定した曲げ終局耐力略算推定値と、マクロモデル解析によって得られた同値とを比較したものである。同図には、実験結果と(付 1)式による推定値との比較も■印で示しているが比較的よく適合しており、推定精度は±15%程度であると推測される。

$$M_u = \frac{7}{8} T_y d + T_{pu} \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \quad (\text{付 1})$$

ここで、

- M_u : 曲げ終局耐力
- d : 引張り側普通鉄筋に対する有効せい
- d_p : PC 鋼材に対する有効せい
- T_y : 引張り側普通鉄筋の降伏荷重
- T_{pu} : 終局曲げ耐力時の PC 鋼材張力 ($= \Delta P_u + P_o$)

付図-1 曲げ終局耐力略算推定式の適合性

(2005年6月8日原稿受理, 2005年9月2日採用決定)