# 論文 ト形アンボンド PCaPC 架構の梁部材における骨格曲線の評価手法

晉 沂雄\*1·北山 和宏\*2

要旨:本研究では、ト形アンボンド PCaPC 架構における梁部材の荷重一変形関係を骨格曲線の形で評価する 手法を提案した。本骨格曲線上の特徴点(折れ点)を,梁圧着面での離間(ひび割れ)発生点,PC 鋼材の弾 性限界点及び梁曲げ終局点と設定し、各特徴点における耐力及び変形を既往研究及び梁部材の剛体回転を仮 定したマクロモデルに基づき評価した。その結果、本研究で設定した骨格曲線により既往の実験結果から得 られた荷重一変形関係が精度良く再現でき、各特徴点における耐力及び変形がほぼ評価可能であった。また、 PC 鋼材のひずみの推定結果も実験結果と良好に対応することが確認された。

キーワード:ト形 PCaPC 架構,アンボンド PC 鋼材,マクロモデル,骨格曲線, PC 鋼材のひずみ

#### 1. はじめに

付着の無いアンボンド PC 鋼材をプレキャスト柱及び 梁部材に貫通して配筋し,この PC 鋼材に緊張力を導入 して両者を圧着接合するプレキャスト・プレストレスト・ コンクリート(以下,アンボンド PCaPC)構造は,現場 での施工作業の省力化を始め,緊張力による高復元性, 圧着接合面付近に部材損傷を集中させる損傷制御効果, 損傷・劣化した部材を比較的簡易に交換できる等の様々 な利点を有している。このように耐震構造として高い優 位性を有する本構造形式を普及・活用するためには,ア ンボンド PCaPC 部材(主に梁部材)の保有耐力及び変形 能力を精度よく把握する必要がある。

そこで、十字形及びト形のアンボンド PCaPC 架構を対 象とした実験及び解析的研究が行われ、アンボンド梁部 材の耐力及び変形の評価手法が幾つか提案された 1)~4)。 一方,特にト形架構におけるアンボンド PCaPC 梁部材に ついては、梁圧着面からある一定区間までをコンクリー トの圧壊範囲と仮定した方法
い或いは断面解析を用いた 方法 2).3)が殆どで、このような圧壊範囲はコンクリート や PC 鋼材の材料特性によって変動する可能性があり, 断面解析を用いた方法は複雑な数値計算を必要とする。 よって本研究では、より簡易な計算法を用いてト形架構 におけるアンボンド PCaPC 梁部材の耐力及び変形を骨 格曲線の形で評価する方法を提案する。なお、本研究で 提案する骨格曲線上の特徴点(折れ点)とは、筆者らの 既往実験結果 5~7)に基づき剛性の急変点と判断される, 梁圧着面での離間(ひび割れ)発生点, PC 鋼材の弾性限 界点及び梁曲げ終局点である。次章より、各特徴点での 耐力及び変形の評価法について詳細に説明する。

#### 2. 梁圧着面での離間発生点の評価

梁圧着面での離間発生時におけるアンボンド PCaPC

梁部材の梁せん断力(P<sub>b(e)</sub>)及び梁部材角(R<sub>b(e)</sub>)は,初 期緊張力の影響を考慮した式(1)と式(2)で算定する<sup>8)</sup>。

$$P_{b(e)} = \frac{(\sigma_{tb} + \sigma_{c0})Z}{l} \tag{1}$$

$$R_{b(e)} = \frac{P_{(e)}l^2}{3E_c I_b}$$
(2)

ここで、 $\sigma_{lb}$ 及び $\sigma_{lb}$ : コンクリートの曲げ引張強度(=0.24  $\sqrt{\sigma_{lb}}$ )及び圧縮強度、 $\sigma_{c0}$ : 初期緊張力による梁断面での コンクリートの圧縮応力度、l: 梁圧着面から反曲点まで の距離、Z及び $l_b$ : 梁の断面係数及び断面二次モーメン ト、 $E_c$ : コンクリートのヤング係数、である。

#### 3. PC 鋼材の弾性限界点及び梁曲げ終局点の評価

PC 鋼材の弾性限界点と梁曲げ終局点における耐力と 変形は,以下に提案するマクロモデルを用いて評価する。 3.1 マクロモデルの概要

本研究で提案するマクロモデルを図-1 に示す。ここでは、梁断面上下に PC 鋼材を有するト形架構のアンボンド PCaPC 梁部材を対象とし、既往の研究及び実験結果に基づき、本マクロモデルでは以下を仮定する<sup>4)-7)</sup>。なお、以下に示す仮定は十字形架構のアンボンド PCaPC 梁部材を対象とした、文献 4)のものと殆ど同様である。

ト形アンボンド PCaPC 架構に水平荷重が作用すると 柱と梁圧着面に離間が生じ,アンボンド梁部材は剛体的 に回転して変形する。この際,コンクリートの縮みによ る梁材軸方向への軸変形(例えば $\Delta_{c.ex}$ 及び $\Delta_{c.p}$ )は,梁圧 着面に集中する。また,梁圧着面の圧縮側及び引張側 PC 鋼材位置に発生するコンクリート縮み量( $\Delta_{c.p}$ )及び離間 距離( $\delta_{d.p}$ )は,それぞれの PC 鋼材の縮み量及び伸び量 と等しい。更に,引張側 PC 鋼材の引張力( $T_{t,t}$ )は圧縮 側 PC 鋼材のそれ( $T_{t,c}$ )より大きく, PC 鋼材の引張合力 ( $T_{t,t} + T_{t,c}$ )はコンクリートの圧縮力( $C_c$ )と等しい。

\*1 明治大学 理工学部建築学科専任講師 博士(工)(正会員)

<sup>\*2</sup> 首都大学東京 都市環境学部建築学科教授 工博(フェロー会員)



#### 3.2 コンクリート及び PC 鋼材の材料特性のモデル化

アンボンド PCaPC 梁部材では一般的に高強度コンク リートが使用される。このような高強度コンクリートの 場合, **図**-2 のように圧縮強度 ( $\sigma_b$ ) に至るまで圧縮応 力度 ( $\sigma_c$ ) がほぼ線形的に増加し,  $\sigma_b$ 以降には $\sigma_c$ が急激 に低下する特徴を有する <sup>4</sup>)。そこで本研究では,高強度 コンクリートの材料特性に基づき,かつ後述する評価式 を容易に導くため,コンクリートの応力度-ひずみ関係 を近似的に線形の形で仮定する (**図**-3(a))。

一方, PC 鋼材の引張応力度( $\sigma$ ) 一引張ひずみ( $\varepsilon$ ) 関係は, 図-3(b)のように弾性限界以降の非線形区間が 比較的適切に表現できるトリリニア形とする<sup>4)</sup>。よって, PC 鋼材の引張応力度( $\sigma$ ),接線剛性( $E_t$ ),引張力( $T_t$ ) は, それぞれ式(3)~(5)のように定義される。

$$\sigma_{t} = \begin{cases} E_{t1}\varepsilon_{t} & \varepsilon_{t} < \varepsilon_{te} \\ E_{t2}(\varepsilon_{t} - \varepsilon_{te}) + \sigma_{te} & \varepsilon_{te} \le \varepsilon_{t} < \varepsilon_{ty} \\ \sigma_{ty} & \varepsilon_{t} \ge \varepsilon_{ty} \end{cases}$$
(3)

$$E_{t} = \begin{cases} E_{t1} & \varepsilon_{t} < \varepsilon_{te} \\ E_{t2} & \varepsilon_{te} \le \varepsilon_{t} < \varepsilon_{ty} \\ E_{t3} = 0 & \varepsilon_{t} \ge \varepsilon_{ty} \end{cases}$$
(4)

$$T_{t} = \begin{cases} A_{t}\sigma_{t} = A_{t}E_{t1}\varepsilon_{t} & \varepsilon_{t} < \varepsilon_{te} \\ A_{t}\sigma_{t} = A_{t}(E_{t2}(\varepsilon_{t} - \varepsilon_{te}) + \sigma_{te}) & \varepsilon_{te} \le \varepsilon_{t} < \varepsilon_{ty} \\ T_{ty} & \varepsilon_{t} \ge \varepsilon_{ty} \end{cases}$$
(5)

ここで、 $\varepsilon_{ee}$ 及び $\sigma_{e}$ : PC 鋼材弾性限界時のひずみ及び応 力度(0.01%オフセット法)、 $\varepsilon_{y}$ 及び $\sigma_{y}$ : PC 鋼材降伏時 のひずみ及び応力度(0.2%オフセット法)、 $E_{r1}$ : PC 鋼材 のヤング係数、 $E_{r2}$ : PC 鋼材の 2 次接線剛性( $\varepsilon_{ee} \leq \varepsilon_{e} < \varepsilon_{y}$ )、  $E_{r3}$ : PC 鋼材の 3 次接線剛性( $\varepsilon_{ey} \leq \varepsilon_{h}$ )、である。

なお、アンボンド PCaPC 梁断面の四隅に配筋される主



図-4 梁圧着面でのコンクリートの縮み量と離間距離

筋は主に肋筋を保持するための組立筋として存在するため,通常 RC 梁に比べその主筋量が少ない。更に,梁圧 着面を除き梁部材には曲げひび割れの発生が非常に少なく,梁危険断面近傍では組立筋が切断されていることを 勘案し,組立筋の影響は考慮しないで良いとした<sup>4</sup>。

#### 3.3 梁圧着面における回転角

図-1 のように梁圧着面での平面保持を仮定し,梁圧 着面における回転角(*R<sub>m</sub>*)を式(6)より算定する。図-4 に、5つの変位計を用い筆者らの既往実験<sup>5)</sup>から得られ た,梁圧着面でのコンクリートの縮み量(負値)及び離 間距離(正値)の関係を示す。同図は,層間変形角(*R*) の1%,2%及び3%の結果であり,梁圧着面において概ね 平面保持の仮定が成り立つことが確認できる。

$$\boldsymbol{R}_{ro} = \Delta_{c,ex} \,/\, \boldsymbol{x}_n \tag{6}$$

ここで、 $\Delta_{cex}$ :梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量、 $x_n$ :梁圧着面における中立軸深さ、である。

# 3.4 梁材軸に沿った任意断面に生じる圧縮縁ひずみ

本節より、アンボンド PCaPC 梁部材の任意断面に生じる圧縮縁ひずみ( $\epsilon_{nx1}$ 及び $\epsilon_{nx2}$ )及び中立軸深さ( $x_{nx}$ )等を誘導し、式(6)の $\Delta_{c,ex}$ を求める。そして、引張側及び圧縮側 PC 鋼材位置に生じる離間距離( $\delta_{d,p}$ )及びコンクリ



図-5 梁材軸の任意断面での圧縮合力と中立軸位置





ート縮み量 ( $\Delta_{c,tp}$ ),また引張側及び圧縮側 PC 鋼材のひ ずみ ( $\delta_{t,t}$  及び $\epsilon_{t,c}$ )の関係式等より, $x_n$ の計算法を示す。

#### (1) 中立軸が梁断面内に存在する区間

図-5 のように、梁部材の任意断面における中立軸深 さ ( $x_{nx}$ ) は梁材軸に沿って変動し、後述する通り、同図 の A 点では  $x_{nx}$ が梁せい (D) と丁度等しくなる。本節で は、先ず  $x_{nx}$ が梁面内に存在する区間(梁圧着面~A 点) の任意断面に生じる圧縮縁ひずみ( $\varepsilon_{nx1}$ )について述べる。

アンボンド梁部材における PC 鋼材の引張合力は、材軸に沿って常に同じ位置に作用する。よって、引張側 PC 鋼材位置から PC 鋼材の引張合力 ( $T_{t,t+}T_{t,c}$ ) までの距離を aとすると、aは式(7) により得られる ( $\mathbf{Z}$ -5 参照)。

$$a = \frac{T_{t,c}}{T_{t,t} + T_{t,c}} d = \beta d \tag{7}$$

ここで,d: 引張側と圧縮側の PC 鋼材間距離, $\beta$ : PC 鋼 材の引張合力に対する圧縮側 PC 鋼材の引張力の比(= $T_{t,c}$  $/(T_{t,t}+T_{t,c})$ ), である。

また,図-5のようにト形アンボンド PCaPC 架構に水 平力が作用すると,梁断面に作用する曲げモーメント(M) は梁圧着面から梁材軸に沿って線形に減少するため、コ ンクリート圧縮合力( $C_c$ )と PC 鋼材引張合力( $T_{t,r}+T_{t,c}$ ) 間の応力中心間距離( $j_d$ )も線形的に減少し,反曲点では  $C_c$ と( $T_{t,r}+T_{t,c}$ )の作用位置が等しくなる。従って,梁材 軸に沿った任意断面での圧縮縁から圧縮合力( $C_c$ )まで の距離( $C_{cx}$ )は、式(8)で表わせる。また、前述した通り コンクリートの圧縮応力度分布を三角形と仮定すれば、  $x_{nx}$ は $C_{cx}$ の3倍となり、式(9)を得る。更に、中立軸深さ が梁せいと丁度等しくなる A 点までの距離(*L*<sub>1</sub>)は,式 (9)の *x*<sub>nx</sub> に *D* を代入して式(10)から算定される。

$$C_{cx} = \frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{3l} X_1 + \frac{x_n}{3}$$
(8)

$$x_{nx} = \frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{l} X_1 + x_n$$
(9)

$$L_{1} = (D - x_{n}) \left( \frac{3(d_{p} - \beta d) - x_{n}}{l} \right)$$

$$\tag{10}$$

ここで, *x<sub>n</sub>*:梁圧着面での中立軸深さ, *d<sub>p</sub>*:圧縮縁から引 張側 PC 鋼材位置までの距離, *l*:梁圧着面から反曲点ま での距離, である。

アンボンド梁部材では、コンクリート圧縮合力( $C_c$ )の大きさが部材全長に渡り一定であるため、梁圧着面に 作用する圧縮力は  $L_1$ 区間の任意断面に生じる圧縮力と 同じになり(式(11))、これらの関係により $L_1$ 区間の任意 断面での圧縮縁ひずみ( $\varepsilon_{nx1}$ )が式(12)のように導かれる。

$$\frac{1}{2}x_n\varepsilon_nE_cb = \frac{1}{2}\left(\frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{l}X_1 + x_n\right)\varepsilon_{nxl}E_cb$$
(11)

$$\varepsilon_{nx1} = x_n \varepsilon_n \left( \frac{3(d_p - \beta d) - x_n}{l} X_1 + x_n \right)$$
(12)

ここで, $c_n$ :梁圧着面での圧縮縁ひずみ, $E_c$ :コンクリートのヤング係数,b:梁幅,である。

#### (2) 中立軸が梁断面外に存在する区間

図-5と図-6のように、L2区間ではコンクリートの 圧縮ひずみと圧縮応力度の分布が三角形から台形に変動 し、中立軸位置が梁断面の外側に存在する。ここで、前 述の式(10)のL1を式(12)のX1に代入すると、A点におけ る圧縮縁ひずみ(*GnL1*)は式(13)となる。L2区間の任意断 面においてもコンクリート圧縮合力(*C*<sub>c</sub>)の大きさは一 定であるため、各断面における圧縮ひずみ分布の面積は 変わらずその形のみが変化することとなり、圧縮縁及び 引張縁でのひずみの変化量(以下、縁ひずみの変化量&) は等しくなる(図-6)。この際、A点及び反曲点位置で の圧縮縁から圧縮合力までの距離は、それぞれ D/3 及び (*d*<sub>p</sub>-*βd*)であり、L2区間の任意断面での圧縮縁から圧縮合 力までの距離(*C*<sub>cx</sub>)は、式(14)により得られる。

$$\varepsilon_{nL1} = x_n \varepsilon_n / D \tag{13}$$

$$C_{cx2} = \frac{(d_p - \beta d) - D/3}{L_2} X_2 + \frac{D}{3}$$
(14)

次に、図-6に示す通り、台形の図心位置を式(15)のように四角形と三角形の図心位置に分けて考えることによって、縁ひずみの変化量&及び L2区間の任意断面での圧縮縁ひずみ (*snx*2)は、それぞれ式(16)及び式(17)となる。

$$\varepsilon_{x}D\frac{D}{2} + \frac{1}{2}\left(\frac{x_{n}\varepsilon_{n}}{D} - 2\varepsilon_{x}\right)D\frac{D}{3} = \frac{1}{2}\frac{x_{n}\varepsilon_{n}}{D}DC_{cx2}$$
(15)

$$\varepsilon_x = \frac{3x_n \varepsilon_n (d_p - \beta d - D/3)}{D^2 L_2} X_2$$
(16)

$$\varepsilon_{nx2} = \frac{x_n \varepsilon_n}{D} - \frac{3x_n \varepsilon_n (d_p - \beta d - D/3)}{D^2 L_2} X_2$$
(17)

3.5 梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量

 $L_1$ 及び $L_2$ 区間における梁材軸方向の圧縮縁ひずみ(式 (12)の $\epsilon_{nx1}$ と式(17)の $\epsilon_{nx2}$ )を梁全長( $l=L_1+L_2$ )に渡って 積分すると、式(18)により梁圧着面における圧縮縁コン クリートの全縮み量( $\Delta_{c,ex}$ )が求められる。

$$\Delta_{c,ex} = \int_{0}^{L_{1}} (\varepsilon_{nx1}) dX_{1} + \int_{0}^{L_{2}} (\varepsilon_{nx2}) dX_{2}$$

$$= \frac{x_{n} \varepsilon_{n} l}{3(d_{p} - \beta d) - x_{n}} \ln \left| \frac{D}{x_{n}} \right| + \qquad (18)$$

$$\left( \frac{x_{n} \varepsilon_{n}}{D} - \frac{3x_{n} \varepsilon_{n} (d_{p} - \beta d - D/3)}{2D^{2}} \right) \left( l - \frac{(D - x_{n})l}{3(d_{p} - \beta d) - x_{n}} \right)$$

#### 3.6 PC 鋼材位置でのコンクリート縮み量及び離間距離

梁圧着面における平面保持の仮定に基づき, 圧縮側 PC 鋼材位置でのコンクリート縮み量 (Δ<sub>c,p</sub>) と引張側 PC 鋼 材位置での離間距離 (δ<sub>d,p</sub>)を梁圧着面での中立軸深さ (x<sub>n</sub>) で表わすと, それぞれ式(19)と式(20)となる (図-1 参照)。

$$\Delta_{c,tp} = \frac{x_n - (D - d_p)}{x_n} \Delta_{c,ex} - l_0 \tag{19}$$

$$\delta_{d,tp} = \frac{d_p - x_n}{x_n} \Delta_{c,ex} + l_0 \tag{20}$$

$$l_0 = \varepsilon_{c0} l \tag{21}$$

ここで,*l*o:初期緊張力によるコンクリートの縮み量, *ɛ*o: 初期緊張力によるコンクリートの圧縮ひずみ, である。

### 3.7 圧縮側 PC 鋼材及び引張側 PC 鋼材のひずみ

次に、変形の適合条件により、圧縮側 PC 鋼材位置での材軸方向へのコンクリート縮み量( $\Delta_{c,p}$ )は圧縮側 PC 鋼材の全縮み量( $(\epsilon_0 - \epsilon_{a,c})L$ )と等しいので、式(22)で表す ことができる。また、引張側 PC 鋼材位置における離間 距離( $\delta_{d,p}$ )は引張側 PC 鋼材の全伸び量( $(\epsilon_{a,t} - \epsilon_0)L$ )と等 しいので式(23)が成り立ち、圧縮側及び引張側 PC 鋼材の ひずみ( $\epsilon_{a,c}$ 及び $\epsilon_{a,t}$ )は、それぞれ式(24)及び式(25)となる。

$$(\varepsilon_{t0} - \varepsilon_{t,c})L = \Delta_{c,tp} = \frac{x_n - (D - d_p)}{x_n} \Delta_{c,ex} - l_0$$
(22)

$$(\varepsilon_{t,t} - \varepsilon_{t0})L = \delta_{d,tp} = \frac{d_p - x_n}{x_n} \Delta_{c,ex} + l_0$$
(23)

$$\varepsilon_{t,c} = -\frac{x_n - (D - d_p)}{x_n L} \Delta_{c,ex} + \varepsilon_0 l / L + \varepsilon_{t0}$$
(24)



$$\varepsilon_{t,t} = \frac{d_p - x_n}{x_n L} \Delta_{c,ex} + \varepsilon_{c0} l / L + \varepsilon_{t0}$$
<sup>(25)</sup>

ここで,*L*:ト形部分架構に通し配筋される PC 鋼材の全 長, *ε*<sub>0</sub>:初期緊張力による PC 鋼材のひずみ,である。 3.8 PC 鋼材の引張力及び梁圧着面での中立軸深さ

# (1) PC 鋼材の弾性限界時

先ず,引張側 PC 鋼材の弾性限界時における梁圧着面 での中立軸深さ( $x_{n(eb}$ )及び圧縮側 PC 鋼材の引張力( $T_{t,c(eb}$ ) を,以下に示す繰返し計算を用いて算出する。なお,引 張側 PC 鋼材の弾性限界時の引張力( $T_{t,t(eb}$ )は材料試験 結果から得ることができ,既知数である。

本論文では、図-7 に示す応力状態において、便宜上 圧縮側 PC 鋼材の引張力 ( $T_{t,c(el)}$ ) を初期緊張力 ( $T_{t0}$ ) と 仮定し、梁圧着面での  $x_{n(el)}$ を D/3 と仮定する。その後、 既知数  $T_{t,t(el)}$ , 仮定値  $T_{t.c(el)}$ 及び  $x_{n(el)}$ を用い、式(26)より引 張側 PC 鋼材の弾性限界時の $\beta_{(el)}$ を求める。また、力の釣 合い条件 (式(27)) に基づき ( $x_{n(el)} \times \varepsilon_{n(el)}$ )の値を式(28)よ り計算し、式(18)より $\Delta_{c,ex}$ を算出する。この際、式(18)の  $\beta$ ,  $x_n$ 及び $\varepsilon_n$ には  $\beta_{(el)}$ ,  $x_{n(el)}$ 及び $\varepsilon_{n(el)}$ の値を用いる。ここ で、 $\varepsilon_{n(el)}$ は引張側 PC 鋼材の弾性限界時の $\varepsilon_n$ を意味する。

$$\beta_{(el)} = T_{t,c(el)} / (T_{t,t(el)} + T_{t,c(el)})$$
(26)

$$\frac{x_{n(el)}\varepsilon_{n(el)}E_cb}{2} = T_{t,t(el)} + T_{t,c(el)}$$
(27)

$$x_{n(el)}\varepsilon_{n(el)} = \frac{2(T_{t,t(el)} + T_{t,c(el)})}{E_c b}$$
(28)

以上により得られた $\Delta_{c,ex}$ の値を用いて式(24)より $\epsilon_{l,c}$ を 求め、式(3)より新たな $T_{t,c}$  (= $T_{t,c(el)}$ )を、また式(23)を変 換した式(29)より新たな $x_{n(el)}$ を再計算する。

$$x_{n(el)} = \frac{d_p \Delta_{c,ex}}{(\varepsilon_{t,t} - \varepsilon_{t0})L + \Delta_{c,ex} - l_0}$$
(29)

このように再計算された  $T_{t.c(el)}$ 及び  $x_{n(el)}$ を初期の仮定 値と比較する。この際に両者が異なる場合は,式(26),式 (28)及び式(18)より $\beta_{(el)}$ ,  $(x_{n(el)} \times s_{n(el)})$ 及び $\Delta_{c.ex}$ を再計算し, その後,式(24),式(3)及び式(29)から再計算される  $T_{t.c(el)}$ 及び  $x_{n(el)}$ が前ステップのそれらと等しくなるまで繰返し 計算を行う。なお、本収束計算は Excel 等のプログラム により比較的簡単に求められる。

#### (2) 梁曲げ終局時

本研究では、梁圧着面での圧縮縁コンクリートひずみ ( $\epsilon_n$ )がコンクリートの終局ひずみ $\epsilon_{cu}$  (=0.003)に達する 時を梁曲げ終局状態と定義し、この時梁圧着面での中立 軸深さ ( $x_{n(u)}$ )、圧縮側及び引張側 PC 鋼材の引張力 ( $T_{t,c(u)}$ 及び $T_{t,t(u)}$ )を、以下に示す繰返し計算を用いて算出する。

先ず, *T<sub>t.c(u)</sub>*及び*T<sub>t.t(u)</sub>*の初期値を仮定する。本論文では, 図-7に示す応力状態において,便宜上*T<sub>t.c(u)</sub>*を初期緊張 力(*T<sub>t</sub>*0),*T<sub>t.t(u)</sub>を引張降伏力(<i>T<sub>ty</sub>*)と仮定する。次に,式 (30)及び式(31)より,梁曲げ終局時のβ<sub>(u)</sub>及び梁圧着面での中立軸深さ(x<sub>n(u)</sub>)を計算する。

$$\beta_{(u)} = T_{t,c(u)} / (T_{t,t(u)} + T_{t,c(u)})$$
(30)

$$x_{n(u)} = \frac{2(T_{t,t(u)} + T_{t,c(u)})}{b\sigma_B}$$
(31)

また,計算されたβ<sub>(u)</sub>及び x<sub>n(u)</sub>を用いて式(18)のΔ<sub>c,ex</sub> を 算出し,式(24)及び式(25)より圧縮側及び引張側 PC 鋼材 のひずみ (*ε*<sub>t,c</sub> 及び*ε*<sub>t,t</sub>) を計算する。この際,式(18),式 (24)及び式(25)において,β及び x<sub>n</sub>にβ<sub>(u)</sub>及び x<sub>n(u)</sub> の値を, *ε*<sub>n</sub> に 0.003 を用いる。次に,式(3)より新たな T<sub>t,c</sub>及び T<sub>t,t</sub>, 即ち T<sub>t,c(u)</sub>及び T<sub>t,t(u)</sub>を再計算し,これらの値を初期の仮定 値と比較する。ここで両者が異なる場合は,式(30),式(31) 及び式(18)よりβ<sub>(u)</sub>, x<sub>n(u)</sub>及びΔ<sub>c,ex</sub>を再計算し,その後,式 (24),式(25)及び式(3)から再計算される T<sub>t,c(u)</sub>及び T<sub>t,t(u)</sub>が 前ステップのそれらと等しくなるまで繰返し計算を行う。 3.9 梁せん断力及び梁部材角

# 以上により,図-7の応力状態を想定して引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時の梁せん断力(P<sub>b(e)</sub>)及び式(33)から計算する。引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時における梁部材角

( $R_{b(el)}$ ,  $R_{b(u)}$ )は、前述した梁圧着面での回転角(式(6)の  $R_{ro}$ )から算出する。なお、実験で得られた梁部材角( $R_b$ ) には梁部材のたわみによる変形も含まれるが、本研究で は梁部材のたわみが梁圧着面での回転角に比べ非常に少 ないとみなし、 $R_{ro}$ から $R_b$ を評価することとした。なお、 式(32)、式(33)及び式(6)における $x_n$ 、 $T_{t,t}$ 、 $T_{t,c}$ 及び $\Delta_{c,ex}$ に は、引張側 PC 鋼材の弾性限界時若しくは梁曲げ終局時 に得られたそれぞれの値を代入する。

$$M_{(el)} \text{ or } M_{(u)} = \left( D - d_p - \frac{x_n}{3} \right) T_{t,c} + \left( d_p - \frac{x_n}{3} \right) T_{t,t}$$
(32)

表-1 試験体の重要諸元

<del></del>	梁断面		コンクリ	PC 鋼材						
武殿	幅	せい	ート圧縮	弾性限界時		降伏時		断面積	総長さ	初期
歌	b	D	強度 σ <sub>B</sub>	$\sigma_{el}$	$\mathcal{E}_{el}$	$\sigma_y$	$\mathcal{E}_y$	$A_t^{*1}$	L	緊張力*
144	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	$(mm^2)$	(mm)	(kN)
PCJ04	250	400	85.7	901	0.46	1,006	0.71	698.2	2,050	546
PCJ11	250	400	77.5	901	0.46	1,009	0.70	1061.8	2,050	835
DCI12	250	400	01.0	001	0.46	1 000	0.70	1061.0	2.050	025

\*1) 全 PC 鋼材(2本)の総断面積及び初期緊張力

$$P_{b(el)} = M_{(el)} / l, \quad P_{b(u)} = M_{(u)} / l$$
(33)

#### 4. 提案手法による計算結果の検証

本提案手法によって計算した骨格曲線と筆者らの既 往実験結果<sup>6,7)</sup>との比較を行い,提案式の妥当性を検証 する。図-8 に検証対象となる試験体詳細を,表-1 に その重要諸元をそれぞれ示す。本論文で対象とする試験 体は全てト形アンボンド PCaPC 架構であり,梁断面の PC 鋼材が上下等量・対称配置され,かつ全試験体の最大 耐力は梁曲げ破壊により決定されたものである。なお, 全試験体の梁圧着面には厚さ20mmの目地モルタルが存 在するが,その圧縮強度は柱及び梁コンクリートより高 く,梁コンクリートの損傷・圧壊で最大耐力が決まった。

骨格曲線の計算値と実験結果による梁せん断力(P<sub>b</sub>) -梁部材角(R<sub>b</sub>)関係を比較して図-9及び表-2(引張 側PC鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時のみ)に示す。 実験時では梁圧着面での離間発生点は正確に記録できな かったが,離間発生による剛性の急変点が概ね再現でき ていると考える。次に,引張側 PC 鋼材の弾性限界時及 び梁曲げ終局時の梁せん断力計算値(正負載荷平均値) は,その実験値の約0.96~1.05倍となり,両者はほぼ一致 した。計算結果による引張側 PC 鋼材の弾性限界時及び 梁曲げ終局時の梁部材角の推定精度は,梁せん断力のそ れより若干落ちるものの,実験値(正負載荷平均値)の





試験体				実験値	計算値	計算値/ 実験値	計算値/実験値 (正負平均)	
弾性 限界時	PC104	P <sub>b(el)</sub> (kN)	正 負	+69.2 -70.7	69.4	1.00 0.98	0.99	
	1 0 0 4	$R_{b(el)}$ (%)	正負	+0.54 -0.52	0.56	1.04 1.08	1.06	
	PCJ11	$P_{b(el)}$ (kN)	正 負	+109.7 -96.7	98.9	0.90 1.02	0.96	
		R <sub>b(el)</sub> (%)	正負	+0.69 -0.81	0.62	0.90 0.77	0.83	
	PCJ12	$P_{b(el)}$ (kN)	正負	+99.9 -104.7	99.6	1.00 0.95	0.97	
		R <sub>b(el)</sub> (%)	正負	+0.72 -0.85	0.62	0.86 0.73	0.80	
梁橋局時	PCJ04	$P_{b(u)}$ (kN)	正 負	+78.3 -81.5	82.7	1.06 1.01	1.04	
		$R_{b(u)}$ (%)	正負	+1.53 -1.54	1.78	1.16 1.16	1.16	
	PCJ11	$P_{b(u)}$ (kN)	正負	+122.0 -106.1	114.4	0.94 1.08	1.01	
		$R_{b(u)}$ (%)	正負	+1.70 -1.84	1.49	0.88 0.81	0.84	
	PCJ12	$P_{b(u)}$ (kN)	正負	+109.0 -110.4	115.6	1.06 1.05	1.05	
		$R_{b(u)}$ (%)	正負	+1.83	1.52	0.83	0.98	

表-2 実験値と計算値における耐力及び変形の比較



約 0.80~1.16 倍に留まり両者は良好に対応した。最後に PC 鋼材ひずみの推定結果として,梁曲げ終局(最大耐力) 時に得られた計算値及び実験値(PC 鋼材の梁圧着面位置 に貼付したひずみゲージの出力)を図-10 に比較する。 ここでは,正載荷時の引張側及び圧縮側 PC 鋼材のひず みを代表的に示しており,同図より約±10%範囲内で実験 結果が評価でき,本提案手法は PC 鋼材ひずみの推定に も有効であった。なお,本計算では梁圧着面の目地モル タルを考慮していないが,その厚さは梁長さに比べ十分

以上により,本研究で設定した特徴点を結んだ骨格曲 線は,実験結果の最大耐力時までの梁せん断力-梁部材 角関係の包絡線を概ね再現していると考えられる。なお, 本研究の提案手法は繰返し計算を要するため,より簡易 な形の提案式への展開が今後の課題である。

小さいため、計算結果に殆ど影響しないと考えられる。

#### 5. まとめ

本研究では、ト形アンボンド PCaPC 架構における梁部 材の荷重-変形関係を骨格曲線の形で評価する手法を提 案した。本研究で得られた知見を、以下に示す。

- (1) 梁圧着面での離間発生点は初期緊張力を考慮した弾 性理論に基づき計算した。一方, PC 鋼材の弾性限界 時及び梁曲げ終局時の耐力及び変形については、梁 部材が剛体回転するマクロモデルを構築し、変形の 適合条件及び力の釣合い条件に基づき評価した。
- (2) PC 鋼材の弾性限界時及び梁曲げ終局時における耐力 及び変形は、実験値の約 0.96~1.05 倍及び 0.80~1.16 倍程度の範囲となり、両者は良好に対応した。また、 PC 鋼材のひずみの推定値も実験値とほぼ一致した。
- (3) 梁圧着面での離間発生点,PC 鋼材弾性限界点及び梁曲げ終局点を特徴点とする骨格曲線により,実験結果による荷重-変形関係の包絡線がほぼ再現できた。

#### 謝辞

本研究は JSPS 科学研究費補助金・基盤研究 C(研究 代表者:北山和宏)及び JCI 研究助成金(研究代表者: 晉沂雄)により行った。ここに記して御礼申し上げる。

#### 参考文献

- 津田和明:アンボンド型プレストレストコンクリート造梁の曲げ挙動算定法に関する研究,日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.710, pp.659-668, 2015.4
- 前田博司,岸本一蔵,西山峰広: PC 鋼材の付着すべ りを考慮したプレキャスト PC 部材の履歴挙動解析 法,コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.709-714, 2004
- 松茂良諒,越川武晃,菊池優:アンボンド PCaPC 梁 部材を対象とした断面解析モデルの適用性に関す る一検証,構造工学論文集, Vol.59B, pp.73-80, 2013.3
- 4) 宋性勲, 晉沂雄, 北山和宏:アンボンド PCaPC 十字 形架構の梁部材における曲げ終局時の耐力および 変形評価用マクロモデル, 日本建築学会構造系論文 集, Vol.81, No.725, pp.1121-1131, 2016.7
- 5) 鈴木大貴,朱 性勲,晉 沂雄,北山和宏:アンボン ド PC 鋼材で圧着接合したプレストレストコンクリ ート十字形部分架構の力学特性,コンクリート工学 年次論文集, Vol.38, No.2, pp.511-516, 2016.7
- 6) 宋性勲,栗本健多,晉沂雄,北山和宏,金本清臣, 田島祐之:PC鋼材の長さが異なるアンボンドPCaPC 圧着接合骨組の耐震性能,日本建築学会大会学術講 演梗概集,構造 IV, pp.745-746, 2014.9
- 7) 鈴木大貴, 宋性勳, 晉沂雄, 北山和宏他: 柱梁曲げ 強度比を実験変数としたアンボンド PCaPC 圧着接 合骨組の耐震性能に関する研究(その1), 日本建築 学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.711-712, 2015.9
- 8) 日本建築学会:プレストレストコンクリート造建築 物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説,2015