

木コンクリート合成桁におけるプレストレス導入力の 経時変化に関する研究

Time-dependent of prestress on timber-concrete composite girder

荒木昇吾*
Shogo Araki

*工修, 服部エンジニア株式会社 (〒420-0053 静岡県静岡市葵区弥勒 2 丁目)

In applying the glulam timber to the large-sized structures, the new types of connections have been developed. In presence, there are a few joint systems using steel plates and bolts. However, those systems are not always adequately satisfied with durability. Therefore, the new joint system by prestressing was developed. In Nagano prefecture, the timber-concrete composite bridge was provided as the standard design of timber bridges, and the joint system is by prestressing. In case of concrete girder, work of prestress decrease by elastic strain, creep, and etc. However, timber-concrete composite girder is not cleared numerically. In this study, we discussed the effective prestress on timber-concrete composite girder based on time-dependent of prestress checked in existing bridge.

Key Words: glulam timber, prestress, compodite girder, time-dependent

キーワード: 集成材, プレストレス, 合成桁, 経時変化

1. はじめに

木橋の長支間化を図るためには、効率的な接合が必要不可欠である。従来から木部材の接合方法は、材端部を加工して組み合わせる伝統的な嵌合による接合や、ボルトやピン等の接合具を介した機械接合等が用いられてきた。しかし、いずれの手法においても、部材軸方向の引張応力を強度の低い木材のせん断強度やめり込み強度で抵抗する機構としていることから、接合部のゆるみや断面欠損が大きい等の問題があった。しかし、近年では、これらの問題を解決する信頼性の高い接合方法のひとつとして、コンクリート橋のプレキャストセグメント工法と同様に、部材軸方向にプレストレスを導入し、一体化する手法が実用化¹⁾され、長支間化と耐久性の向上、効率的な断面設定に伴う経済性向上等に寄与している。

長野県では、平成 14 年度に「長野県林道木橋標準設計 (以下、標準設計)」²⁾が作成され、コンクリート床版と集成材桁との活荷重合成桁橋を標準化し、その接合方法にプレストレスによる接合法を採用している。

集成材桁とコンクリート床版の合成構造としての挙動は、静的載荷試験や繰返し載荷試験により、曲げ性能やずれ止めの効果等の確認が行われ、弾性理論に基づく

設計が可能であることが実証されている³⁾。

しかし、集成材桁に導入されたプレストレスについては、支間長や桁高等の変化を問わず、その有効係数を一律 0.80 と設定し、設計荷重作用時の照査に反映している。

コンクリート桁の場合、導入されたプレストレスは、定着時のセットロスや主桁の弾性変形、乾燥収縮およびクリープ等により時間の経過とともに減少し、それぞれの変動量は定量的に評価できる。集成材桁の場合は、軸方向にプレストレスを導入した状態に関するデータが乏しく、その変動量の評価方法は明らかにされていない。

また、標準設計における有効係数は、プレストレスによる接合法の開発時に行われた、集成材桁単独の 30 日間の短期プレストレス導入試験結果⁴⁾によるものであり、集成材と木材の両者のクリープや導入後に付加される死荷重の影響等、構造的な特徴や施工順序等を考慮し、理論的な検証をも含めて汎用化されたとは言い難い。

本研究は、標準設計を用いて架橋された実橋の導入力の経時測定結果をもとに、木・コンクリート合成桁における有効プレストレスを把握することを目的とする。

また、測定時期に応じた導入力の変動量を算出し、計測結果と比較することで、本論に示す評価方法の妥当性を検証するものである。

2. 対象とする橋梁

2.1 橋梁概要

導入力の経時計測は、長野県上水内郡鬼無里村の林道大川線において供用中の見返橋（以下、A 橋）で実施している。図-1 に A 橋の概要図を示す。

上部工は、標準設計が適用され、橋長 15.00m、有効幅員 4.00m の単純木合成桁橋として計画された。主桁断面、桁間隔、床版厚等の諸寸法や活荷重規格等の設計因子は、標準設計に集録される、形式「GW4L15」に準じている。また、集成材桁には 4 本の PC 鋼材が配置されている。

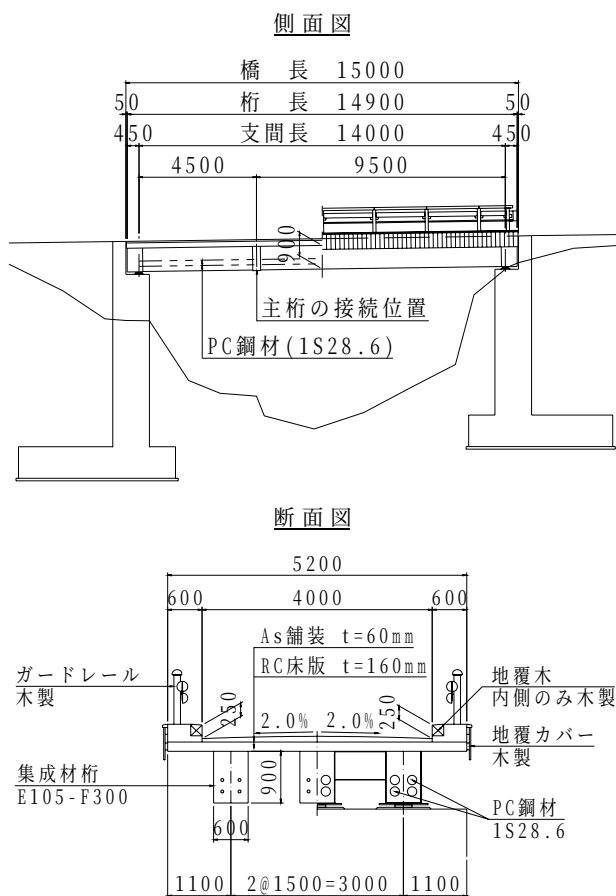


図-1 橋梁概要

2.2 木コンクリート合成桁橋の特徴

材料の特性が明確であることは、構造材料として必要不可欠な条件である。コンクリートは、骨材・水・セメントから構成される人工材料であり、強度性能やクリープ、乾燥収縮等の経時変化、さらに塩害やアルカリ骨材反応等の劣化機構についても定量的に評価されている。

一方、自然材料である木材は、強度や品質にばらつきが大きく、その特性を明確に規定することが難しい。

集成材は、木材の欠点を補うものであり、工場で管理・加工されることで構造材として出荷される。そして、その性能は日本農林規格（JAS）に規定されている。

また、集成材には、コンクリートと比較した場合、単位体積質量とヤング係数が 1/3 程度であること、許容曲げ圧縮応力度がほぼ等しく、かつ、圧縮・引張に同等の強度を有する等の特徴がある。

両者の性質は異なるが、主桁や床版といった部位に要求される性能に応じて選択・複合することで、その特性を効果的に発揮できると思われる。

本論に示すような木とコンクリートの合成桁橋の場合は、次のような効果があると考えられる。

- ① 損傷しやすい床版に剛性の高いコンクリートを用いることで輪荷重への抵抗性が向上する。
- ② 剛性の高いコンクリートと合成することで主桁断面のスリム化が期待できる。
- ③ 引張耐力の大きい集成材を用いることで、パーシャルプレストレスが可能となる。
- ④ 主桁に集成材を用いることで軽量化が図られる。

また、力学的な効果だけではなく、コンクリート床版が屋根を代用し、木材の弱点である、腐朽による耐久性の低下を防止する効果も期待できると思われる。

2.3 導入力の経時計測方法

A 橋のプレストレス導入力の経時計測は、2005 年 8 月の導入時より実施し、現在も継続中である。本論では、2006 年 11 月までの計測結果を用いる。

また、導入力の変動は、写真-1 に示す、センターホール式圧縮荷重計を用いて、写真-2 に示すように、PC 鋼材定着部の支圧板内側に配置して計測する。



写真-1 計測機器



写真-2 計測機器の配置状況

3. 有効プレストレス

PC 鋼材により導入された部材のプレストレスは、定着具の機構や部材の変形等、構造物の経時的な状況変化に応じて減少する。部材に残存する有効プレストレスを把握することは、プレストレスト構造物の耐荷性・耐久性の照査に不可欠である。

3.1 計算条件

A 橋の主桁における有効プレストレスを計算するにあたり、以下を主な計算条件とする。なお、本節の表中に示す記号は、後節の計算式等にも用いる。

- ①主桁の自重等による設計断面力は、表-1 に示す、標準設計における計算結果を用いる。
- ②集成材とコンクリートおよび PC 鋼材の材料条件については標準設計に準じ、表-2 から表-4 に示す。ただし、集成材のクリープについては、標準設計では考慮されていないために、後節において詳述する。
- ③PC 鋼材は、グラウトを行わないものの、集成材桁内において緩衝材等により概ね位置固定がなされることから、桁変形に追随するものとする。
- ④変動量は、実際には主桁に配置された個々の PC 鋼材により異なるが、ここでは PC 鋼材図心位置のひずみや応力度に基づき、平均変動量を取り扱う。
- ⑤経時計測結果より、セットロスを検討した定着時の導入力を $P_0=664\text{kN/本}$ とする。
- ⑥数値の符号は、「-」を圧縮側、「+」を引張側とする。

表-1 支間中央の設計曲げモーメント

対象	記号	断面力 (kN・m)
集成材桁自重	M_g	106
コンクリート床版	M_s	216
後死荷重 (舗装・地覆・防護柵)	M_a	139
合計死荷重	M_d	461

表-2 集成材

種別	記号	物性値
規格	—	E105—F300
単位体積質量 (kN/m ³)	γ_g	8.0
ヤング係数 (N/mm ²)	E_g	10.5×10^3
許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_{ga}	10.5
許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ_{ga}	10.5

表-3 コンクリート

種別	記号	物性値
規格	—	$\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$
単位体積質量 (kN/m ³)	γ_c	24.5
ヤング係数 (N/mm ²)	E_c	26.5×10^3
許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ_{cca}	7.7

表-4 PC 鋼材の物性値

種別	記号	物性値
規格	—	1S28.6
ヤング係数 (N/mm ²)	E_p	20.0×10^5
断面積 (mm ²)	A_p	532.4
引張荷重 (kN)	P_u	949
降伏荷重 (kN)	P_y	807
リラクセーション値 (%)	r_p	1.50

3.2 クリープ係数

コンクリートのクリープについては、持続荷重の載荷時期の材齢や形状寸法等に応じた特性が概ね把握され、式 (1) および、図-2 に示すようなクリープ係数⁹⁾を用いてその影響を表現できる。一方、集成材のクリープについては、室内曲げクリープ試験等により、式 (2) および、図-2 に示すクリープ係数⁹⁾が得られている。樹種や使用環境等によりばらつきが生じるが、ここでは一般的な値⁹⁾を用いる。なお、式 (1) については、計算の便のために簡略化している。

$$\phi_{ct} = \phi_c \cdot \{1 - \exp(-0.09 \cdot t^{0.6})\} \quad (1)$$

$$\phi_{gt} = 0.2 \cdot t^{0.2} \quad (2)$$

ここに、 ϕ_{ct} 、 ϕ_{gt} は持続荷重の載荷開始より t 日後のコンクリートおよび集成材のクリープ係数を示す。

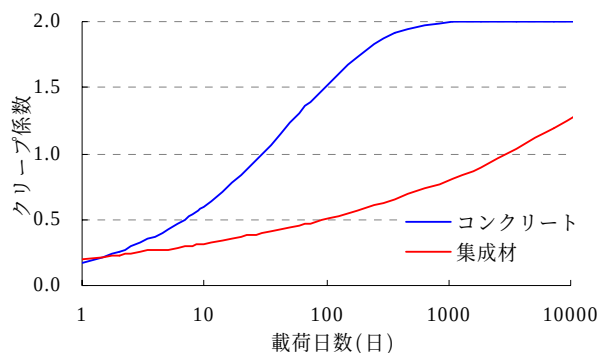


図-2 クリープ係数

図-2 より、コンクリートのクリープは集成材に比べて早い段階で収束する。クリープの影響は、通常収束した最終形で評価するが、集成材のクリープが発散を示すことから、供用期間を 50 年と仮定し⁷⁾、クリープ係数を設定する。また、コンクリートのクリープ係数は合成桁の設計で用いられる一般値⁹⁾を採用する。したがって、それぞれのクリープ係数は、表-5 のように設定できる。

表-5 クリープ係数

対象	記号	採用値
コンクリート	ϕ_c	2.00
集成材	ϕ_g	1.42

3.3 プレストレスの変動要因

主桁に導入されたプレストレスは、主桁の弾性変形やクリープの影響により減少する。また、導入後に付加される死荷重により増加する。ここでは、図-3 に示す、A 橋の上部工の施工時からの状況を考慮し、それぞれの段階におけるプレストレスの変動要因を考察する。

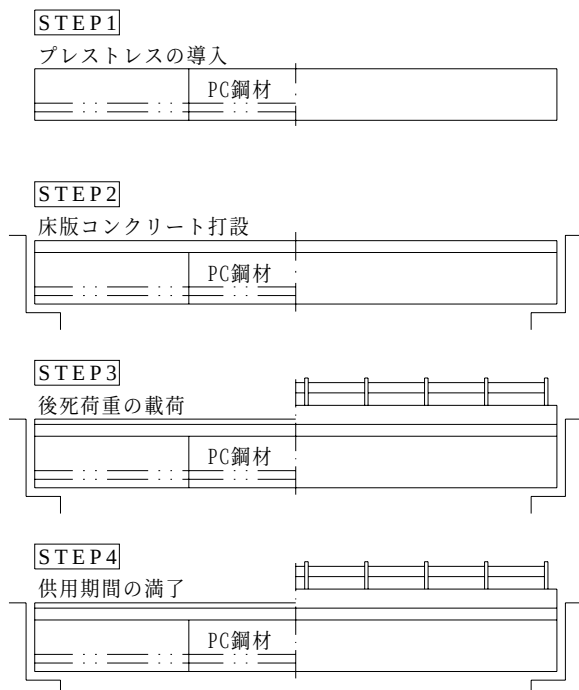


図-3 上部工施工時からの状況

図-3 より、STEP1 は地組の段階であり、初期導入力は、定着具のセットロスにより減少する。その後、主桁の弾性変形が生じることで、導入力はさらに減少する。

STEP2 は、集成材桁の架設後に型枠、鉄筋を配置し、コンクリートを打設した段階である。床版部の死荷重により PC 鋼材図心位置には引張応力度が発生し、これにより導入力は増加する。また、主桁自重・床版の死荷重・導入力を持続荷重とする集成材桁のクリープにより、導入力が減少し始める。ここで、実際にはプレストレスの導入時と床版打設時は異なるが、橋梁規模が小さく、その差が僅かであり、ここでは同時に作用すると考える。

STEP3 は、集成材桁と床版コンクリートが合成し、後死荷重が載荷された段階である。導入力は、床版打設時と同様に後死荷重により増加する。また、床版コンクリートの乾燥収縮により合成桁に生じる応力度が変化するために、これに伴い導入力も変化する。さらに、後死荷重による合成桁のクリープ、および、集成材桁のクリープとこれがずれ止めにより拘束されることで生じる合成桁の応力度の変化により、導入力が変動していく。

STEP4 は、供用期間の満了期であり、前段階までの要因に加え、PC 鋼材のリラクセーションにより導入力は減少するが、比較的早期に収束することから、最終的には集成材のクリープのみの影響をうけると考えられる。

3.4 断面性能

施工時からの状況に応じた主桁の断面性能を以下の各項に示す。なお、図中と表中の記号および、添字の内容は、表-6、表-7 に示すとおりである。

また、PC 鋼材は桁断面に含めていない。これは、グラウトを行わないことから、PC 鋼材と集成材桁との付着がないためである。したがって、断面性能は集成材とコンクリートを対象として設定する。

表-6 記号の説明

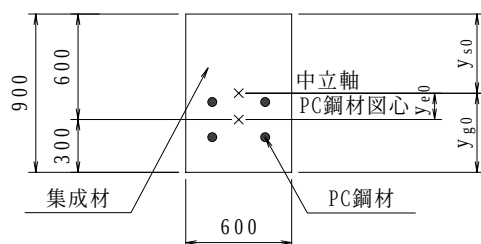
d_s	中立軸と RC 床版図心との距離
d_g	中立軸と集成材桁図心との距離
y_s	中立軸と桁上縁との距離
y_g	中立軸と桁下縁との距離
y_e	中立軸と PC 鋼材図心との距離
n	コンクリートと集成材のヤング係数比
A_s	RC 床版の断面積
A_g	集成材桁の断面積

表-7 添字の使用方法

s	RC 床版に関する断面諸量に用いる
g	集成材桁に関する断面諸量に用いる
e	PC 鋼材に関する断面諸量に用いる
v	合成桁に関する断面諸量に用いる
0	集成材桁に関する断面諸量に用いる
1	合成桁に関する断面諸量に用いる
2	コンクリートと集成材のクリープを考慮した合成桁の断面諸量に用いる
3	コンクリートの乾燥収縮を考慮した合成桁の断面諸量に用いる

(1) 集成材桁

集成材桁の断面性能を図-4、表-8 に示す。なお、各 PC 鋼材のダクト孔（直径 50mm）を控除する。



$$\begin{aligned} d_{s0} &= - & y_{s0} &= -0.448 \text{ m} & n &= - \\ d_{g0} &= - & y_{g0} &= 0.452 \text{ m} & A_s &= - \\ & & y_{e0} &= 0.152 \text{ m} & A_g &= 0.532 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

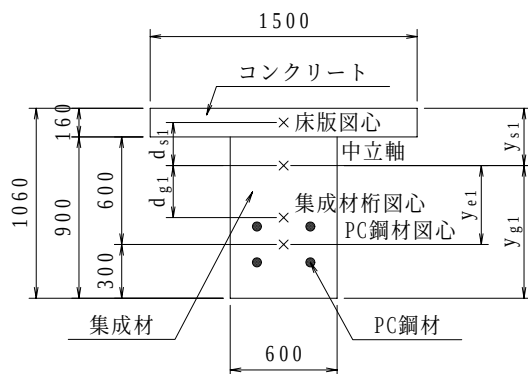
図-4 断面諸量 (1)

表-8 断面性能 (1)

断面二次モーメント (m^4)	I_g	0.036
断面積 (m^2)	A_g	0.532

(2) 合成桁

合成桁としての断面性能を図-5、表-9に示す。なお、ヤング係数比は、 $n_1 = E_c/E_g$ とした。



$$\begin{aligned} d_{s1} &= -0.247 \text{ m} & y_{s1} &= -0.327 \text{ m} & n_1 &= 2.52 \\ d_{g1} &= 0.281 \text{ m} & y_{g1} &= 0.733 \text{ m} & A_s &= 0.240 \text{ m}^2 \\ & & y_{e1} &= 0.433 \text{ m} & A_g &= 0.532 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

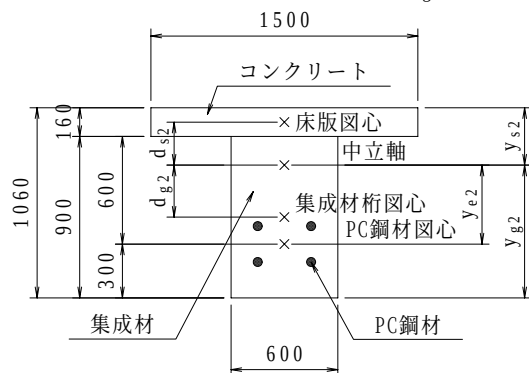
図-5 断面諸量 (2)

表-9 断面性能 (2)

断面二次モーメント (m ⁴)	I_{V1}	0.116
断面積 (m ²)	A_{V1}	1.138

(3) 合成桁 (クリープ)

コンクリートと集成材のクリープを考慮した合成桁の断面性能を図-6、表-10に示す。なお、ヤング係数比 n_2 は、式(3)、式(4)より、 $n_2 = E_c/E_{g2}$ とした。



$$\begin{aligned} d_{s2} &= -0.267 \text{ m} & y_{s2} &= -0.347 \text{ m} & n_2 &= 2.16 \\ d_{g2} &= 0.260 \text{ m} & y_{g2} &= 0.713 \text{ m} & A_s &= 0.240 \text{ m}^2 \\ & & y_{e2} &= 0.413 \text{ m} & A_g &= 0.532 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

図-6 断面諸量 (3)

表-10 断面性能 (3)

断面二次モーメント (m ⁴)	I_{V2}	0.110
断面積 (m ²)	A_{V2}	1.051

$$E_{c2} = E_c / (1 + \phi_c / 2) \quad (3)$$

$$E_{g2} = E_g / (1 + \phi_g / 2) \quad (4)$$

ここで、式(3)と式(4)に示すクリープを考慮する場合の見かけのヤング係数の表現式は、鋼とコンクリートの合成桁に用いられているものである。これらの表現式は、図-7に示すように、ある時刻 t における応力度 σ_t を式(5)と仮定し、総ひずみ ε_∞ を式(6)に示すように積分し、近似することで得られたものである。

ここで、厳密にはコンクリートと集成材のクリープによる変化は異なり、見かけのヤング係数の表現式にも違いがあると思われるが、ここでは、両者を近似的に扱うものとし、共通の表現式を用いるものとした。

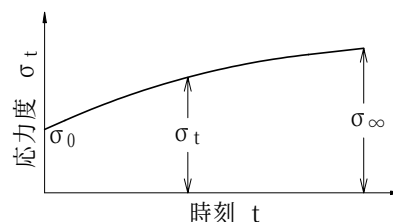


図-7 応力度の変動

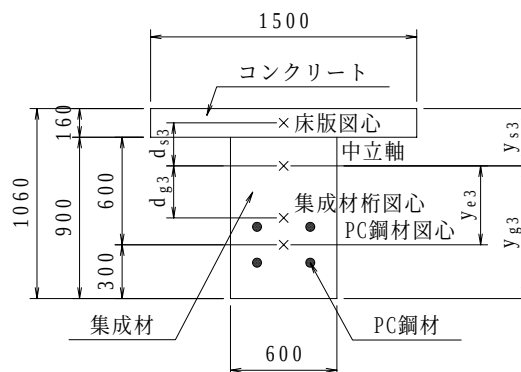
$$\sigma_t = \sigma_0 + (\sigma_\infty - \sigma_0) \frac{\phi_t}{\phi_\infty} \quad (5)$$

$$\varepsilon_\infty = \frac{1}{E} \left[\sigma_\infty + \int_0^{\phi_\infty} \left\{ \sigma_0 + (\sigma_\infty - \sigma_0) \frac{\phi_t}{\phi_\infty} \right\} d\phi_t \right] \quad (6)$$

ここに、 σ_0 ；当初応力度、 σ_∞ ；最終応力度、 ϕ_∞ ；クリープ係数、 ϕ_t ；時刻 t におけるクリープ係数である。

(4) 合成桁 (コンクリートの乾燥収縮)

コンクリートの乾燥収縮を考慮した合成桁の断面性能を図-8、表-11に示す。なお、ヤング係数比 n_3 はコンクリートのクリープ係数を $2 \times \phi_c^{(3)}$ として設定する。ただし、コンクリートの乾燥収縮は比較的早期に終了することから、集成材のクリープは考慮しない。



$$\begin{aligned} d_{s3} &= -0.383 \text{ m} & y_{s3} &= -0.463 \text{ m} & n_3 &= 0.84 \\ d_{g3} &= 0.145 \text{ m} & y_{g3} &= 0.597 \text{ m} & A_s &= 0.240 \text{ m}^2 \\ & & y_{e3} &= 0.297 \text{ m} & A_g &= 0.532 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

図-8 断面諸量 (4)

表-11 断面性能 (4)

断面二次モーメント (m ⁴)	I_{V3}	0.078
断面積 (m ²)	A_{V3}	0.734

3.5 有効係数の算出

A 橋におけるプレストレス導入力は、以下の要因により変動すると考える。ここではそれぞれの変動量を算出し、重ね合わせることで有効係数を設定する。なお、変動量の符号は、「－」を減少側、「＋」を増加側とする。

- (1) 集成材の弾性変形
- (2) 床版コンクリートの打設
- (3) 後死荷重の載荷
- (4) コンクリートの乾燥収縮
- (5) 後死荷重による合成桁のクリープ
- (6) 集成材桁のクリープ
- (7) PC 鋼材のリラクセーション

(1) 集成材桁の弾性変形

主桁の自重と定着時の導入力 P_0 による PC 鋼材図心位置の応力度 σ_{pt1} は、式 (7) により算出できる。

$$\sigma_{pt1} = \frac{M_g \cdot y_{e0}}{I_g} + \frac{P_0}{A_g} + \frac{P_0 \cdot y_{e0}^2}{I_g} \quad (7)$$

ポストテンション方式であることから、PC 鋼材 1 本あたりの平均変動量 ΔP_1 は、式 (8) により算出できる。

$$\Delta P_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_g} \cdot \sigma_{pt1} \cdot A_p \cdot \left(\frac{N-1}{N} \right) \quad (8)$$

ここで、 N は緊張回数 ($N=4$) を示す。前節までに示した諸量を代入すれば、平均変動量は、式 (9) となる。

$$\Delta P_1 = -23.7 \text{ [kN]} \quad (9)$$

(2) 床版コンクリートの打設

コンクリート床版の荷重による PC 鋼材図心位置の応力度 σ_{pt2} は、式 (10) により算出できる。

$$\sigma_{pt2} = \frac{M_s \cdot y_{e0}}{I_g} \quad (10)$$

したがって、平均変動量 ΔP_2 は、式 (11) となる。

$$\Delta P_2 = \frac{E_p}{E_g} \cdot \sigma_{pt2} \cdot A_p = 9.2 \text{ [kN]} \quad (11)$$

(3) 後死荷重の載荷

舗装や高欄等の後死荷重による PC 鋼材図心位置の応力度 σ_{pt3} は、式 (12) により算出できる。

$$\sigma_{pt3} = \frac{M_a \cdot y_{e1}}{I_{v1}} \quad (12)$$

したがって、平均変動量 ΔP_3 は、式 (13) となる。

$$\Delta P_3 = \frac{E_p}{E_g} \cdot \sigma_{pt3} \cdot A_p = 5.3 \text{ [kN]} \quad (13)$$

(4) コンクリートの乾燥収縮

コンクリートの乾燥収縮による合成桁の PC 鋼材図心位置における応力度の変化 $\Delta \sigma_{pt4}$ は、鋼とコンクリート床版の合成桁と同様の手法により、式 (14) から式 (17) により算出できる。なお、コンクリートの乾燥収縮度を $\varepsilon_s = 20 \times 10^{-5}$ とする⁸⁾。

コンクリートの乾燥収縮により、合成桁に作用する軸圧縮力 P_s と P_s による曲げモーメント M_s は、それぞれ、式 (14)、式 (15) で算出できる。

$$P_s = E_{c3} \cdot \varepsilon_s \cdot A_s \quad (14)$$

$$M_s = P_s \cdot d_{s3} \quad (15)$$

ここに、 E_{c3} は乾燥収縮時の見かけのヤング係数であり、前節にも示したが、式 (16) で表現した。

$$E_{c3} = E_c / (1 + 2 \cdot \phi_c / 2) \quad (16)$$

$\Delta \sigma_{pt4}$ は、式 (17) により算出できる。

$$\Delta \sigma_{pt4} = \frac{P_s}{A_{v3}} + \frac{M_s \cdot y_{e3}}{I_{v3}} \quad (17)$$

したがって、平均変動量 ΔP_4 は、式 (18) となる。

$$\Delta P_4 = \frac{E_p}{E_g} \cdot \Delta \sigma_{pt4} \cdot A_p = 0.5 \text{ [kN]} \quad (18)$$

(5) 後死荷重による合成桁のクリープ

コンクリートと集成材はともにクリープが生じる。両者が等しいクリープ挙動を示す場合、ひずみの増加はヤング係数の減少として捉えられるために応力の変化は生じない。しかし、異なる挙動を示す場合は、その影響を考慮する必要がある。図-9 に、後死荷重による合成桁のクリープの概要を示す。

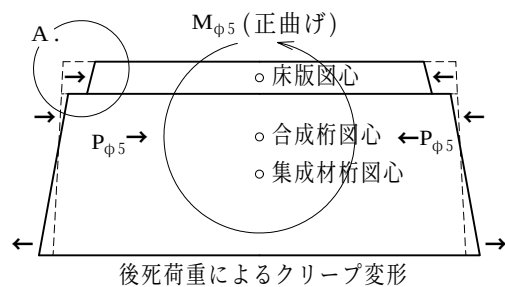


図-9 合成桁のクリープの概要

図-9 より、ずれ止めによる拘束がない場合、コンクリートと集成材は後死荷重によって自由にクリープ変形し、境界面でのコンクリートのクリープひずみ $\varepsilon_{\phi c5}$ と集成材のクリープひずみ $\varepsilon_{\phi g5}$ は、それぞれ式 (19)、式 (20) となる。ひずみの連続性が保たれていれば応力の変化は生じないが、ここではコンクリートの圧縮ひずみが集成材のそれを上回るために、式 (21) に示す $\varepsilon_{\phi c5}$ と $\varepsilon_{\phi g5}$ の差分の $\Delta \varepsilon_{\phi 5}$ を埋めるために、式 (22) に示す引張力 $P_{\phi 5}$ をコンクリートに作用させる。

引張力 $P_{\phi 5}$ は、合成桁に対しては圧縮力として作用するために、圧縮力 $P_{\phi 5}$ と式 (23) に示す $P_{\phi 5}$ による曲げモーメント $M_{\phi 5}$ により合成桁の応力度が変化する。

$$\varepsilon_{\phi c5} = \phi_c \cdot \frac{n_1 \cdot M_a \cdot (y_{s1} + 0.16)}{E_g \cdot I_{v1}} \quad (19)$$

$$\varepsilon_{\phi g5} = \phi_g \cdot \frac{M_a \cdot (y_{s1} + 0.16)}{E_g \cdot I_{v1}} \quad (20)$$

$$\Delta \varepsilon_{\phi 5} = \varepsilon_{\phi c5} - \varepsilon_{\phi g5} \quad (21)$$

$$P_{\phi 5} = E_{c2} \cdot A_s \cdot \Delta \varepsilon_{\phi 5} \quad (22)$$

$$M_{\phi 5} = P_{\phi 5} \cdot d_{s2} \quad (23)$$

ここで、PC 鋼材図心位置における合成桁の応力度の変化 $\Delta \sigma_{\phi 5}$ は、式 (24) により算出できる。

$$\Delta \sigma_{\phi 5} = \frac{P_{\phi 5}}{A_{v2}} + \frac{M_{\phi 5} \cdot y_{e2}}{I_{v2}} \quad (24)$$

したがって、平均変動量 ΔP_5 は、 $\Delta \sigma_{\phi 5}$ と後死荷重による合成桁のクリープにより、式 (25) となる。

$$\Delta P_5 = \frac{E_p}{E_g} \cdot \Delta \sigma_{\phi 5} \cdot A_p + \phi_g \cdot \Delta P_3 = 7.5 \text{ [kN]} \quad (25)$$

(6) 集成材桁のクリープ

集成材桁は、自重と床版の荷重およびプレストレス導入力によりクリープが生じ、導入力に変化する。また、合成後はクリープ変形が拘束されることにより合成桁の応力度が変化すると考えられ、これに伴い導入力に変化する。図-10 に集成材桁のクリープの概要を示す。

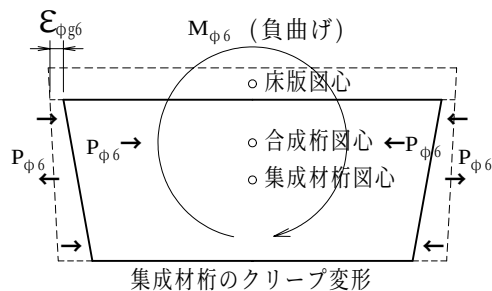


図-10 集成材桁のクリープの影響

図-10 より、ずれ止めによる拘束がない場合、集成材桁は持続荷重によって自由にクリープ変形し、境界面での集成材のクリープひずみ $\varepsilon_{\phi g6}$ は、式 (26) となる。なお、活荷重合成構造であることから、 $\varepsilon_{\phi g6}$ は集成材桁断面に対して算出する。また、 P' は集成材桁に持続的に作用する導入力であり、集成材桁の弾性変形と床版コンクリートの打設を考慮し、式 (27) に示す。また、 $M_{p'}$ は P' による曲げモーメントであり、式 (28) に示す。

$$\varepsilon_{\phi g6} = \frac{\phi_g}{E_g} \cdot \left\{ \frac{P'}{A_g} + \frac{(M_g + M_s + M_{p'}) \cdot y_{s0}}{I_g} \right\} \quad (26)$$

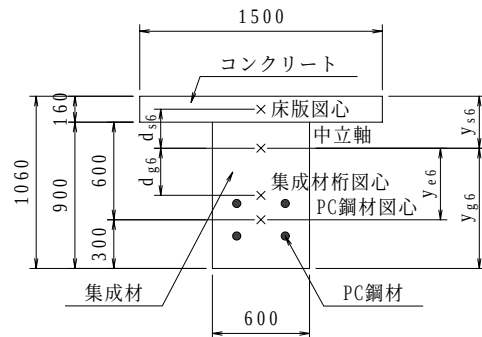
$$P' = P_0 + \Delta P_1 + \Delta P_2 \quad (27)$$

$$M_{p'} = P' \cdot y_{e0} \quad (28)$$

前項に示した後死荷重による合成桁のクリープの影響と同様に、 $\varepsilon_{\phi g6}$ を埋めるために、式 (29) に示す引張力 $P_{\phi 6}$ を集成材桁に作用させることで、合成桁には圧縮力 $P_{\phi 6}$ と式 (30) に示す $P_{\phi 6}$ による曲げモーメント $M_{\phi 6}$ により合成桁の応力度が変化する。また、 $P_{\phi 6}$ と $M_{\phi 6}$ を算出するための断面諸量および断面性能は、集成材のクリープのみを考慮し、図-11、表-12 に従う。

$$P_{\phi 6} = E_{g2} \cdot A_g \cdot \varepsilon_{\phi g6} \quad (29)$$

$$M_{\phi 6} = P_{\phi 6} \cdot d_{g6} \quad (30)$$



$$\begin{aligned} d_{s6} &= -0.179 \text{ m} & y_{s6} &= -0.259 \text{ m} & n_6 &= 4.32 \\ d_{g6} &= 0.349 \text{ m} & y_{g6} &= 0.801 \text{ m} & A_s &= 0.240 \text{ m}^2 \\ & & y_{e6} &= 0.501 \text{ m} & A_g &= 0.532 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

図-11 集成材のクリープのみを考慮した断面諸量

表-12 集成材のクリープのみを考慮した断面性能

断面二次モーメント (m ⁴)	I_{v6}	0.135
断面積 (m ²)	A_{v6}	1.569

ここで、PC 鋼材図心位置における合成桁の応力度の変化 $\Delta \sigma_{\phi 6}$ は、式 (31) により算出できる。

$$\Delta \sigma_{\phi 6} = \frac{P_{\phi 6}}{A_{v6}} + \frac{M_{\phi 6} \cdot y_{e6}}{I_{v6}} - E_{g2} \cdot \varepsilon_{\phi g6} \quad (31)$$

また、持続荷重により PC 鋼材図心位置に生じる当初の応力度 σ_{g6} は、式 (32) で与えられる。

$$\sigma_{g6} = \frac{P'}{A_g} + \frac{(M_g + M_s + M_{p'}) \cdot y_{e0}}{I_g} \quad (32)$$

したがって、平均変動量 ΔP_6 は、 $\Delta \sigma_{\phi 6}$ と持続荷重による集成材桁のクリープにより、式 (33) となる。

$$\Delta P_6 = \frac{E_p}{E_g} \cdot (\phi \cdot \sigma_{g6} + \Delta \sigma_{\phi 6}) \cdot A_p = -76.3 \text{ [kN]} \quad (33)$$

(7) PC 鋼材のリラクセーション

導入力は PC 鋼材のリラクセーションにより減少する。弾性変形後の導入力と使用した PC 鋼材の見かけのリラクセーション率により、変動量 ΔP_7 は式 (34) となる。

$$\Delta P_7 = r_p \cdot (P_0 + \Delta P_1) = -9.6 \text{ [kN]} \quad (34)$$

(8) 有効係数

プレストレスの有効係数 η を、式 (35) に示す。なお、一般には弾性変形後の導入力に対して設定されるが、標準設計では、本章に示したような変動量を算出せずに、定着時の導入力 P_0 に対して設定していることから、ここでも標準設計に準拠することとした。

$$\eta = \frac{(P_0 - \sum \Delta P)}{P_0} = 0.87 \quad (35)$$

4. 導入力の経時変化

前章においては、集成材桁の弾性変形やコンクリートと集成材のクリープを考慮し、プレストレスの有効係数を試算した。ここでは、A 橋のプレストレス導入力の経時計測結果をもとに、定着時からの経過日数、施工段階および供用状態を考慮し、本論の評価方法を検証する。

4.1 導入力の経時計測結果

A 橋のプレストレス導入力の経時計測結果を表-13 に示す。なお、定着時の導入力は、使用する PC 鋼材 (1S28.6-SWPR19L) のプレストレッシング直後の許容値としている。

表-13 導入力の測定結果

測定日	経過日数	測定値	備考
2005/8/10	0	664 kN	定着時
2005/9/19	40	642 kN	竣工時
2005/10/22	70	643 kN	供用 1 ヶ月
2006/6/30	320	636 kN	
2006/11/17	460	634 kN	

4.2 経過日数に対応した導入力の計算条件

(1) 経過日数 t=0 日 (定着時)

定着時の導入力 $P_0=664\text{kN}$ が計測初期値である。また、変動量を計算する場合においても、これを初期値とする。

(2) 経過日数 t=40 日 (竣工時)

竣工時は、橋面工が完了した状態であり、導入力は、集成材桁の弾性変形、床版コンクリートの打設、後死荷重の載荷、および持続荷重による集成材桁のクリープにより変動する。ここで、集成材桁のクリープは、桁架設後に、型枠設置、配筋、床版コンクリート打設が行われ、コンクリートの硬化が進行することを考えると、厳密にはコンクリートの打設前後、硬化前後と区別する必要があるが、架設日数も短く、その差がわずかであることから、ここでは全持続荷重の載荷日数を 40 日とする。

(3) 経過日数 t=70 日 (供用 1 ヶ月後)

供用後 1 ヶ月の段階では、導入力は、集成材桁のクリープの進行に加え、後死荷重による合成桁のクリープにより変動する。なお、これ以降も同様に合成桁のクリープに関する後死荷重の載荷日数は、竣工時からと考える。

(4) 経過日数 t=320 日

供用後 1 年弱の段階では、導入力は、集成材桁のクリープと合成桁のクリープにより変動を続けている。また、コンクリートの乾燥収縮や PC 鋼材のリラクセーションについても概ね収束しているものと思われる。

(5) 経過日数 t=460 日

供用後 1 年余の段階では、導入力は、集成材桁と合成桁のクリープにより変動を続けるが、後死荷重による影響は小さく、以降は集成材桁のクリープが支配的となる。

以上の仮定に基づき、経過日数に対応する導入力を算出する。なお、計算方法・計算式等は前章に示したことからここでは省略する。また、コンクリートと集成材のクリープ係数についても図-2 に示したが、算出に用いたクリープ係数を明確にするために、計測期間内において図-2 より抽出し、それぞれを図-12 に示す。

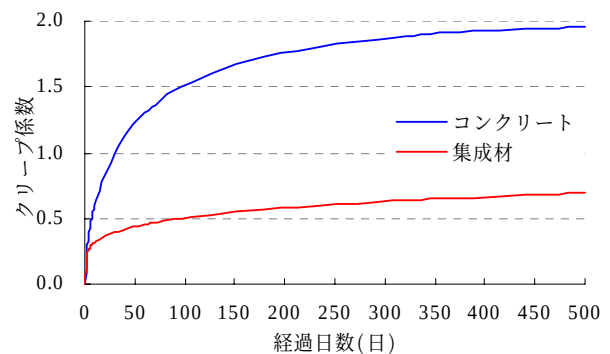


図-12 経過日数 (載荷日数) に応じたクリープ係数

4.3 導入力の変動量

経過日数に応じた導入力の計算結果を表-14 に示す。
また、図-13 において経時計測結果と比較する。

表-14 経過日数に対応する導入力の計算結果

経過日数(日)	導入力 (kN)	変動量 (kN)	変動要因*
0	664		
		-23.7	(A)
		9.2	(B)
		5.3	(C)
		-22.4	(D)
40	632		
		-2.9	(D)
		2.1	(E)
70	632		
		-8.7	(D)
		1.2	(E)
		0.5	(F)
		-9.6	(G)
320	615		
		-2.6	(D)
		0.3	(E)
460	613		

※変動要因の記号は以下の項目を示す。

- (A)；集成材桁の弾性変形、(B)；床版コンクリートの打設
(C)；後死荷重の載荷、(D)；集成材桁のクリープ
(E)；合成桁のクリープ、(F)；コンクリートの乾燥収縮
(G)；PC 鋼材のリラクセーション

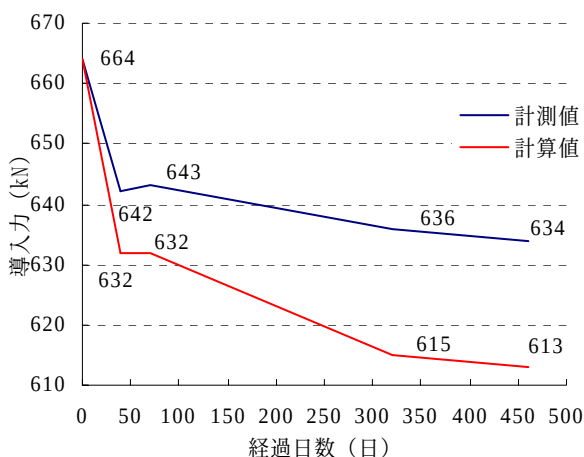


図-13 経時計測結果との比較

表-14 および図-13 より、経過日数に応じた導入力の計算値は、計測値と比較した場合、2%から3%の差が生じた。しかし、その減少傾向が類似していること、安全側の計算結果であることから、導入力の変動量の計算方法は概ね妥当であると思われる。

5. 本研究のまとめ

本研究は、プレストレス接合された木・コンクリート合成桁における有効プレストレスを把握することを目的とし、その施工手順や構造的な特徴を考慮して有効係数を試算した。

また、実橋における導入力の経時計測結果に対し、測定時期に応じた導入力の変動量を算出し、比較することで、本論に示す評価方法の妥当性を検証したものである。以下に、本研究のまとめを示す。

①経時的な導入力の変動量を算出し、計測値と比較した結果、その差が2%から3%と小さいこと、減少傾向が類似していること、安全側の計算結果となっていることが得られた。したがって、本論に示す導入力の変動の評価方法は概ね妥当であると思われる。

②プレストレスの有効係数を試算した結果、 $\eta=0.87$ が得られた。標準設計では支間長や桁高等の変化を問わず一律 $\eta=0.80$ を採用している。したがって、標準設計における有効係数の設定は、安全側ではあるが、本論で得られた計算結果が概ね安全側に推移すると思われることから、やや過大であるとも考えられる。

③経時的な導入力の変動に対する計算値と実測値との誤差の要因のひとつとして、集成材のヤング係数が考えられる。集成材は曲げヤング係数を判断基準のひとつとしてその等級が区分されるが、下限値において区分されることから、実際には公称値よりも大きく製作される。

A 橋と同様に、標準設計により架橋された木橋における静的載荷試験結果⁹⁾では、主桁のひずみ分布より得られる中立軸が設計値よりも下がる傾向が認められた。

したがって、A 橋に用いられた集成材についても、そのヤング係数は公称値よりも大きいことが類推され、結果として、導入力の減少量が小さくなったと思われる。

④集成材のクリープによる導入力の変動量は、式(2)に示した標準式により得られたクリープ係数に基づいて算出している。これは製材の室内曲げクリープ試験等により得られたものであるが、実際には樹種や環境条件により異なる。したがって、より正確にクリープの影響を把握するためには、同規格の集成材におけるクリープ試験を実施し、固有のクリープ係数を用いるべきであり、かつ、集成材単独のクリープ挙動を把握したうえで、コンクリートとの合成作用におけるクリープ係数の採用値について検討しなければならない。

同様に、コンクリートのクリープ係数についても、鋼とコンクリートとの合成桁における一般値を準用しているが、これについても集成材との合成作用における採用値を検討しなければならない。

⑤導入力の主な減少要因は、集成材桁の弾性変形とクリープである。これは集成材のヤング係数が小さいことが関係するが、より効率的にプレストレスを導入するためには、二次緊張を行うことが望ましいと思われる。

⑥集成材は含水率 15%程度で出荷され、その後大気中の水分を吸収することで膨張する。国内や米国の調査結果によれば、導入したプレストレスは、木材の膨張により保持されることが報告されている¹⁰⁾。

集成材桁の膨張は、導入力の減少量を小さくする意味からは好ましい状態ではあるが、その程度によっては、活荷重載荷時の PC 鋼材の増加応力度の照査やその他の断面照査において危険側となる可能性もあることから、今後における検討課題と思われる。

本論に示したプレストレスの有効係数や経時的な導入力の変動量の算出結果の妥当性は、現段階における A 橋の測定結果に基づいている。したがって、他の事例に適用した場合、誤差が大きくなる可能性も否定できない。

より正確に有効プレストレスを把握するためには、今後も継続的に測定を行い、計算値と比較するとともに、他橋の計測結果との比較、合成桁におけるプレストレスの導入試験やクリープ試験、数値解析等を含めた総合的な検証を行わなければならない。

参考文献

- 1)久保田努, 渡辺浩志, 三井康司: プレストレスによる木桁の接合法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.1103-1110, 1997.
- 2)長野県林務部: 長野県林道木橋標準設計, 2002.
- 3)渡辺浩志, 久保田努, 柴田直明: 集成材桁とコンクリート床版との合成効果確認試験, 第 2 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.107-112, 2003.
- 4)深山清六, 渡辺浩志, 久保田努, 三井康司: プレストレス導入による集成材の新接合方法に関する研究, 土木学会論文集, No.616/VI-42, pp.91-102, 1999.
- 5)土木学会: コンクリート標準示方書, 2002.
- 6)日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, 2002.
- 7)土木学会鋼構造委員会木橋技術小委員会: 木橋技術の手引き, 2005.
- 8)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002.
- 9)大澤雄司, 本田秀行, 渡辺浩志, 久保田努: ハイブリッド型の木桁車道橋の構造特性と構造性能, 第 4 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.65-70, 2005.
- 10)品川清和, 仁科一義, 深山清六: 集成材の接合にプレストレスを適用した木橋の施工報告, 第 1 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.45-48, 2001.
(2008 年 9 月 18 日受付)