

高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートのPC橋拡幅工事への適用 —つめた谷橋—

大阪支店 土木技術部 河中涼一
大阪支店 土木技術部 橋野哲郎
大阪支店 土木技術部 田邊睦
大阪支店 土木技術部 西濱智博

概要: 新名神高速道路大津 JCT・亀山西 JCT 間の 6 車線化が事業認可され、建設後 15 年程度が経過した構造物への拡幅工事が開始されている。既設橋に PC 桁を増設して拡幅する場合、新設桁のクリープ・乾燥収縮が既設桁に拘束されて不静定力が生じるため、新設桁へのプレストレス導入後に長期の養生期間を設けて接合する必要がある。そこで、クリープ・乾燥収縮度の低減のために高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートで新設桁のプレキャストセグメントを製作し、工程の短縮を図った。本稿では、高炉スラグ細骨材コンクリートの採用に際し実施した物性試験結果と構造計算およびクリープ解析による構造計算の妥当性検証結果について述べる。

Key Words: 高炉スラグ細骨材, クリープ, 乾燥収縮, 逐次解析

1. はじめに

新名神高速道路 大津 JCT・亀山西 JCT 間の 6 車線化が事業認可され、建設後約 15 年が経過した構造物の拡幅工事が開始されている。既設橋に PC 桁を増設して拡幅する場合、新設桁のクリープ・乾燥収縮が既設桁に拘束されて不静定力が生じるため、新設桁へのプレストレス導入後に長期の養生期間を設けてから接合する必要がある。しかし、本工事は工程短縮が望まれたため、新設桁をプレキャストセグメント化し、さらにクリープ・乾燥収縮度低減のため主桁コンクリートに高炉スラグ細骨材を用いた。高速道路橋梁の主桁コンクリートに、高炉スラグ細骨材 (granulated Blast Furnace slag Sand : 以下、BFS と呼ぶ) を天然砂に全量置換して用いるのは初の試みである。本稿では、これらの構造変更と BFS の効果を検証した構造計算および逐次法を用いた FEM の結果について報告する。



写真-1 拡幅前の暫定供用状況

2. 工事概要

本工事の概要を以下に記す。写真-1は暫定2車線で供用中のつめた谷橋である。下部工は、暫定形施工時に完成3車線に対応する構造で施工されている。



河中涼一



橋野哲郎



田邊睦



西濱智博

- ・ 工事名：新名神高速道路 つめた谷橋(PC上部工)工事
- ・ 工事箇所：滋賀県 甲賀市 甲南町塩野
- ・ 構造形式：PRC2径間連続3主版桁橋 (2主版桁から拡幅)
- ・ 橋長=42.8m, 有効幅員：(暫定)12.02m→(完成)16.54m
- ・ 発注者：西日本高速道路(株)関西支社 新名神大津事務所
- ・ 受注者：(株)ピーエス三菱
- ・ 工期：令和2年6月16日～令和4年5月6日

3. 拡幅部の構造と施工方法

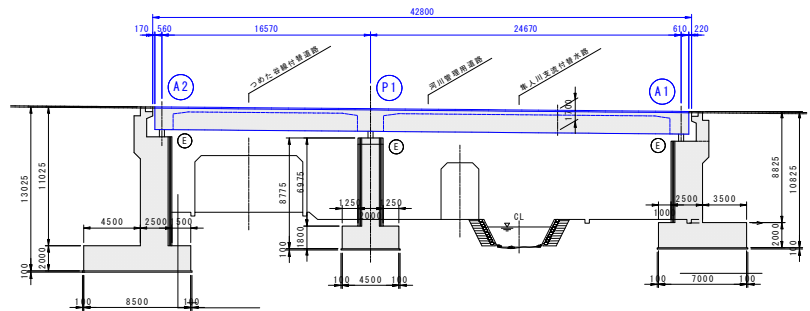
本橋は 2007 年に暫定 2 車線の PRC2 径間連続 2 主版桁橋として供用を開始し、13 年後の 2020 年初旬に完成 3 車線への拡幅工事が発注された。拡幅後の構造は、暫定形と同様に版桁構造であり、主桁を増設することで 2 径間連続 3 主版桁橋とする。構造図を図-1 に示す。施工ステップは図-2 に示すとおり、供用中の既設橋の壁高欄を撤去し、新設桁と既設桁を床版接合によって一体化するものである。しかし、材齢が異なる PC 桁を接合する場合、材齢の若い新設桁のクリープ・乾燥収縮が既設桁に拘束されることによって不静定力が生じる。その対策として、当初設計では現場で新設桁を施工した後、発注者の設計要領どおり 6 ヶ月間の存置期間を設けてから既設橋と接合する計画となっていた。当初設計でこのような計画が採用されたのは、設計要領 第二集 橋梁建設編の「10 章 拡幅」において、新設桁のプレストレス導入後 6 ヶ月経ってから既設橋と接合する事例¹⁾が紹介されているためである。

一方、拡幅工事は車線を路肩側にシフトする規制を伴うため、通行車両の安全性確保の観点から、早期に工事を完了して規制を解除することが望ましい。また、当該拡幅区間において本橋の拡幅工事がクリティカルパスである。そこで、工程を短縮する方法について検討を行った。

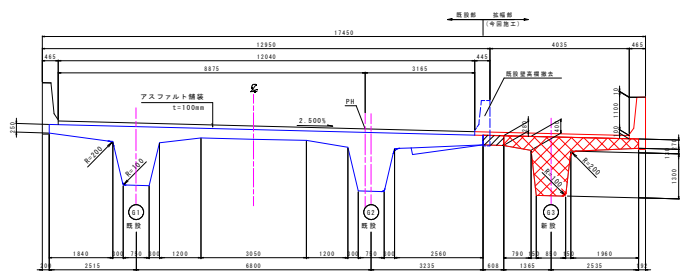
4. 詳細設計における工程短縮方法

4.1 セグメント工法への変更

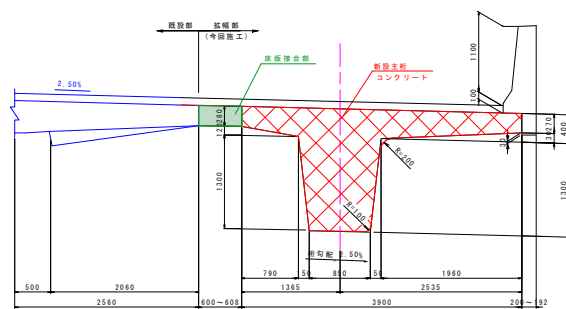
本橋は、前述のとおり施工工程を短縮する必要があった。そこで、当初設計では主桁の製作を支保工による場所打ち施工で計画していたが、詳細設計では主桁をプレキャスト部材に変更して工場製作とし、現場へ運搬して架設するセグメント工法に変更した。主桁セグメントの最大長さは、運搬車両の制限から最大 3.0m



〈側面図〉



〈断面図〉



〈新設桁詳細断面図〉

図-1 橋梁一般図

以下であるが、これに接続用せん断キーの突出長さ
と横締め配置間隔を考慮して 2.625m とし、最大重量が約 20t の全 14 個のセグメントに分割する計画とした。架設は A2-P1 間の交差道路に 360t オールテレーンクレーンを設置することで、水路のある A1 側のセグメントまで架設可能である。ただし、支承や横桁の施工が必要となる支点部は場所打ち施工とした。新設桁におけるセグメント配置要領を図-3 に示す。新設桁の施工にセグメント工法を採用することで、場所打ち施工に比して約 30 日短縮可能な計画となった。

4.2 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの適用検討

前述のセグメント工法採用に加え、工程短縮のためには、当初設計で計画されていた新設桁の完成から接合までの 6 ヶ月間の存置期間も短縮する必要があった。また、当初設計では、新設桁の架設完了後に既設桁の壁高欄撤去を行う計画であ

ったが、新設桁架設後の狭い作業空間でウォータージェット工法による壁高欄撤去作業が生じるため、安全性の向上のために壁高欄撤去工を先行する計画に変更した。新設桁の完成後に壁高欄撤去工を行う場合は、新旧の桁を接合する床版接合部の施工までに 80 日程度は新設桁が養生される計画であったが、この工程変更の影響で養生期間が 20 日間程度にまで短縮される計画となった。これらの理由から、新旧桁の接合までの期間は短く、新設桁のクリープ・乾燥収縮が拘束されることによる不静定力は当初設計よりも大きくなる事が明らかであった。そこで、写真-2 に示すクリープ・乾燥収縮を低減可能な材料である BFS を用いたコンクリート(以下、BFS コンクリート)の適用を検討した。既往の研究によると、本工事で使用予定の BFS コンクリートは、天然砂を用いた場合に比べてクリープが 30%程度、乾燥収縮ひずみも 30%程度小さくなる試験結果が得られていた²⁾。

4.3 BFS の適用効果

(1)平面格子解析

新設桁のクリープが既設桁に拘束されて生じる断面力は、平面格子解析を用いて算出した。平面格子解析モデルを図-4 に示す。この格子解析モデルにおける G3 桁が新設桁であり、G3 桁に床版接合直前からクリープ終了時まで生じる自重とプレストレスのクリープによる断面力を与え、既設桁の拘束によって G3 桁に生じる不静定力を求めた。G3 桁に与えるクリープによる断面力は Dischinger の近似式を用いて式-1 および式-2 により算出した。また、既設桁と新設桁の剛性を式-3 に従って低下させた。なお、既設桁は新設桁よりも約 15 年前に建設されたが、場所打ち施工で構築された既設桁は新設桁よりもコンクリートの単位水量が多い。有効部材厚を考慮したコンクリート標準示方書³⁾の式を用いて接合後に進行する乾燥収縮ひずみを試算すると、既設桁の方が大きくなる結果が得られた。従って、新設桁には既設桁との乾燥収縮ひずみ差による圧縮力が作用するため、安全側の配慮として本設計に乾燥収縮ひずみは考慮しないこととした。

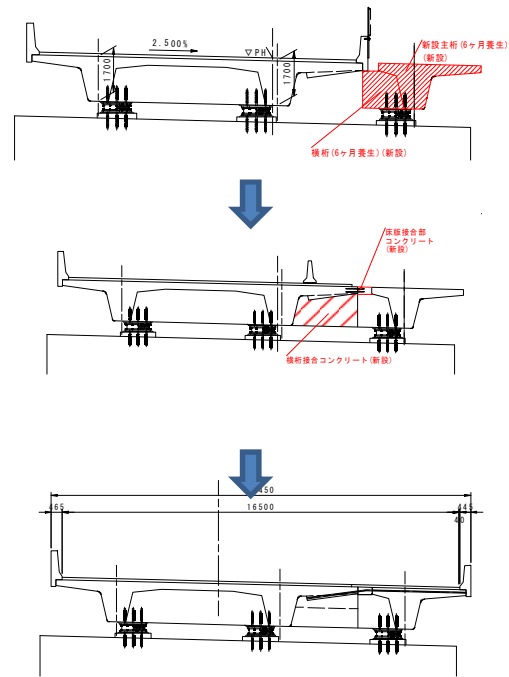


図-2 当初設計における拡幅工事の施工ステップ

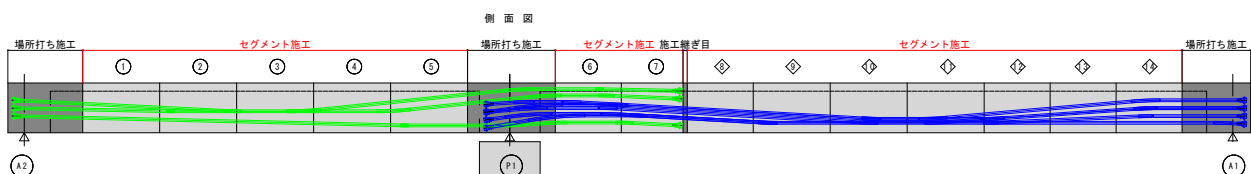


図-3 新設桁におけるセグメント配置要領



写真-2 高炉スラグ細骨材

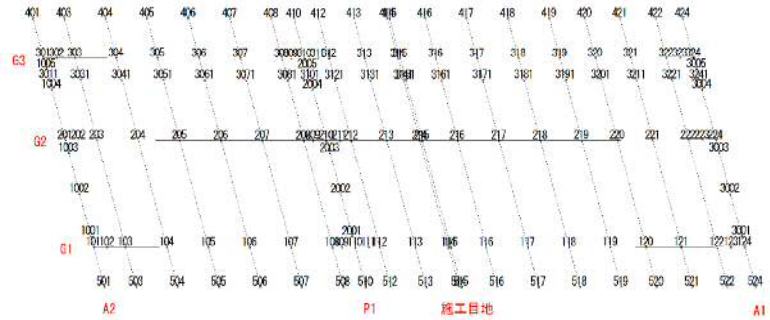


図-4 平面格子解析モデル

- ・ 曲げモーメント

$$M_c = \left(M_d + \frac{M_{pt} + M_{pe}}{2} \right) \times (1 - e^{-\phi(t, \infty)}) \quad \text{式-1}$$

- ・ 軸力

$$N_c = \left(\frac{P_t + P_e}{2} \right) \times (1 - e^{-\phi(t, \infty)}) \quad \text{式-2}$$

- ・ 剛性低下

$$E_c = E \times (1 - e^{-\phi(t, \infty)}) / \phi(t, \infty) \quad \text{式-3}$$

ここに、 M_c : 接合直前からクリープ終了時までのクリープによる曲げモーメント(kN・m), M_d : 接合直前の死荷重による曲げモーメント(kN・m), M_{pt} : 緊張直後のプレストレスによる偏心モーメント(kN・m), M_{pe} : クリープ終了時のプレストレスによる偏心モーメント(kN・m), N_c : 接合直前からクリープ終了時までのクリープによる軸力(kN), P_t : 緊張直後のプレストレス力(kN), P_e : クリープ終了時のプレストレス力(kN), $\phi(t, \infty)$: 接合からクリープ終了までのクリープ係数, E : ヤング係数(kN/m²)

(2) FRAME 計算による主桁応力度

図-5 は、新設桁に天然砂を用いたコンクリート(以下、普通コンクリート)を適用した場合と、BFS コンクリートを用いた場合の主桁下縁応力度を示している。前述の方法で算出した接合後のクリープによる不静定力を各荷重状態の断面力に加算し、FRAME 計算で主桁下縁応力度を算出した。クリープ係数の算出においては、実施工の工程どおり、新設桁施工完了から床版接合部の施工までを 20 日間とした。図の横軸は 2 径間である本橋の A2 端支点から A1 端支点に向けた距離であり、図-1 に示すとおり A2 端支点から 16.57m が P1 中間支点、41.24m が A1 端支点である。なお、本橋の設計では、セグメント構造に特有の死荷重に活荷重の 1.7 倍を加算した場合の照査(以下、活荷重 1.7 倍照査と呼ぶ)を行う⁴⁾。図中の

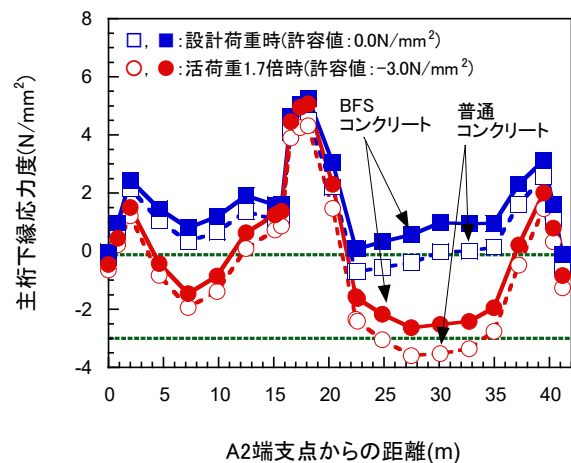


図-5 主桁下縁応力度

各照査位置は、主にセグメントの継ぎ目を示しており、図中の および○は普通コンクリートを用いた場合の設計荷重時および活荷重 1.7 倍照査時の結果を示している。点線は各荷重状態における許容値を示しており、セグメント構造における設計荷重時の主桁下縁応力度の許容値は $0.0\text{N}/\text{mm}^2$ で引張を許容しない。活荷重 1.7 倍照査における許容値は、 $50\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートを用いることを前提にして $-3.0\text{N}/\text{mm}^2$ まで許容している。これらの結果より、普通コンクリートを用いた場合、P1-A1 においては設計時と活荷重 1.7 倍照査時のいずれでも発生応力度が許容値を超過していることが分かる。設計の条件として、PC 鋼材には、高強度鋼材を採用して配置可能な本数の上限まで配置している。一方、図中の■および●は BFS コンクリートを用いた場合の設計荷重時および活荷重 1.7 倍照査時の結果を示している。これらの結果の算出においては、接合後に生じる新設桁のクリープによる断面力を、BFS コンクリートのクリープ低減効果を既往の研究に従って 30% 低減した値を用いた。これらの結果は、いずれも各照査において許容値を満足していることが分かる。これは、BFS コンクリートのクリープ低減効果によって新設桁が既設桁に拘束されて生じる不静定力が減少し、引張応力度を低減できたためである。

(3) FEM を用いた逐次解析との比較

前述の FRAME 計算ではクリープによる不静定力の算出に Dischinger の近似式を用いたが、その結果が安全側のものであることを確認するため、三次元 FEM モデルを用いた逐次解析(応力履歴理論法：以下、FEM 解析)を行った。解析モデルは図-6 に示す既設桁を含めた全体モデルとし、施工段階毎に自重と PC 鋼材による緊張力を与えて実橋の施工を再現した。逐次解析では、クリープ係数で低減したヤング係数 E_ϕ を特性値とする解析モデルの各要素に、当該時刻歴間に進行したクリープによる自由ひずみ $\varepsilon_{\phi free}$ を解析モデルに与えた。なお、自由ひずみ $\varepsilon_{\phi free}$ は各要素に生じる弾性ひずみ $\varepsilon_e = \sigma_e / E_c$ にクリープ係数 ϕ を乗じて求めたものである。図-7 は、一例として 1 次施工の主桁セグメントに用いたクリープ係数を示したものである。図に示す各荷重開始材齢から進行するクリープ係数は道路橋示方書⁵⁾に従って算出し、BFS コンクリートのクリープ低減効果 30% 考慮している。また、クリープによる低減を考慮したヤング係数 E_ϕ は以下に示す式-4 を用いて算出した。

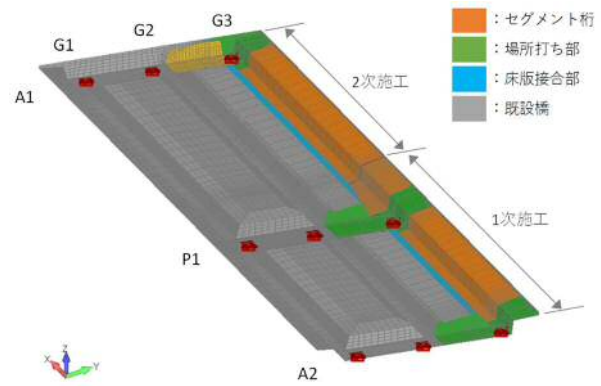


図-6 クリープ解析 3D モデル

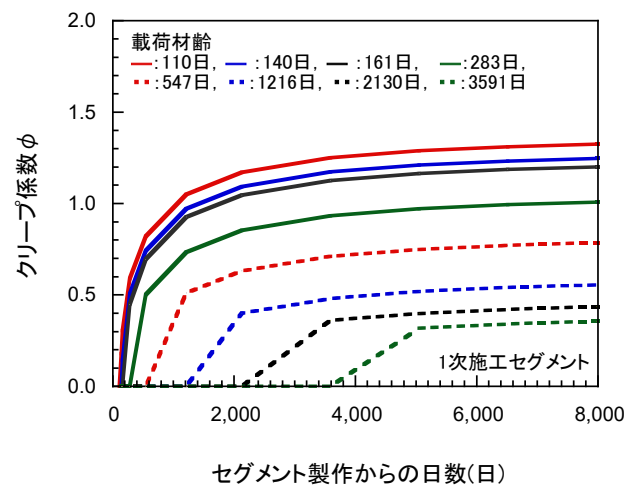


図-7 クリープ係数

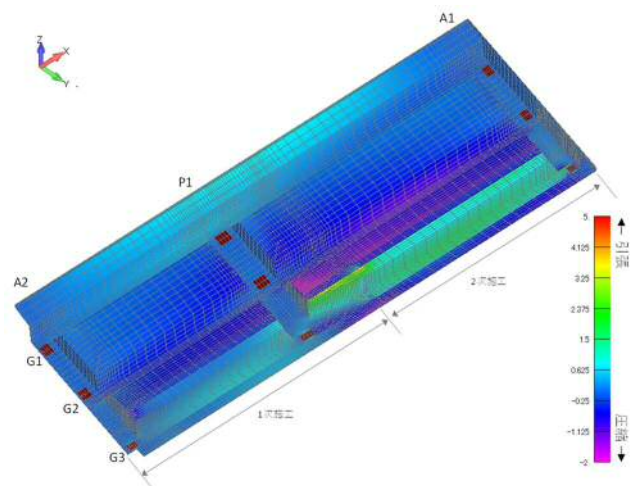


図-8 主桁接合後のクリープによる応力度

$$E_{\varphi} = E_c \times \frac{1}{(1 + \rho\varphi)} \quad \text{式-4}$$

ここに、 E_{φ} ：クリープによる低減を考慮したヤング係数、 E_c ：クリープによる低減を考慮する前のヤング係数、 ρ ：材齢係数(1.0)、 φ ：クリープ係数

図-8はFEM解析より得られた、新設桁と既設桁を接合した後に新設桁のクリープによって橋梁全体に生じる応力度の濃淡図である。この図より、新設桁G3は既設橋にクリープ変形を拘束されることで全体的に引張力度が、既設桁には反作用として圧縮力が作用していることが確認できる。

図-9はDischingerの近似式を用いたFRAME解析およびFEM解析から得られた新設桁の上下縁の応力度を示している。新設桁のクリープが拘束されることで生じる主桁下縁の引張応力度は、FRAME計算においても支間の長いP1-A1径間の支間中央付近で最大になるが、FEM解析においても同様の結果が得られた。また、A2-P1間およびP1-A1間のいずれの支間部においてもFEM解析よりもFRAME計算結果の方が大きな引張応力度が生じており、FRAME計算を用いることが安全側の設計であることが確認できた。なお、図中のFEM解析結果では、主桁や横桁の形状を忠実に再現したことで桁端や中間支点のPC鋼材定着部近傍で若干応力の乱れが生じているが、全体に及ぼす影響は限定的である。図

-10は逐次法を用いたFEM解析から得られた接合後のクリープの拘束による応力度を、FRAME計算で求めたクリープ以外の各荷重に加算して合成応力度の照査を行った結果である。この図より、FEM解析によるクリープを考慮した場合でも、全ての荷重状態で発生応力度は許容値を満足していることが確認できる。

5. おわりに

工程短縮が望まれるPC橋の拡幅設計において、新設桁のコンクリートにBFSのクリープ・乾燥収縮低減効果をそれぞれ30%考慮して設計を行った結果、新設桁の変形が既設桁に拘束されて生じる不静定力を低減可能であることが分かった。また、Dischingerの近似式を用いた格子解析およびFRAME計算から求まるクリープ拘束による不静定力は、逐次法を用いたFEM解析で求めた値よりも安全側であることが確認できた。よって、本橋の新設桁は工程短縮を目的に、場所打ち工法からプレキャスト部材を用いたセグメント工法に変更し、さらに使用する細骨材を天然砂からBFSに100%置換して用いる計画とした。その結果、セグメント工法への変更で30日、BFS採用で20日、合計で50日の工程短縮が可能な計画となった。

参考文献

- 1) 東・中・西日本高速道路(株)：設計要領 第二集 橋梁建設編，p.10-8，2016.8
- 2) 藤井隆史，綾野克紀：高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの強度，収縮，クリープおよびアルカリシリカ反応抑制効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 40，No. 1，pp. 99-104，2018. 7
- 3) (公社)土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，pp.107-110，2017.3
- 4) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，コンクリート橋編，pp.303-304，2012.3
- 5) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IIIコンクリート橋・コンクリート部材編，pp.49-51，2017.11

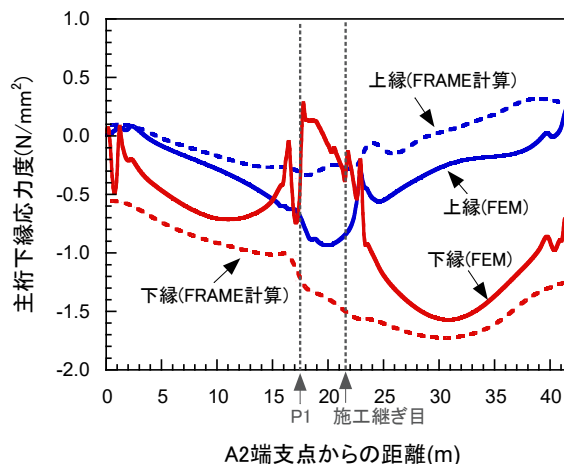


図-9 新設桁に生じるクリープによる応力度

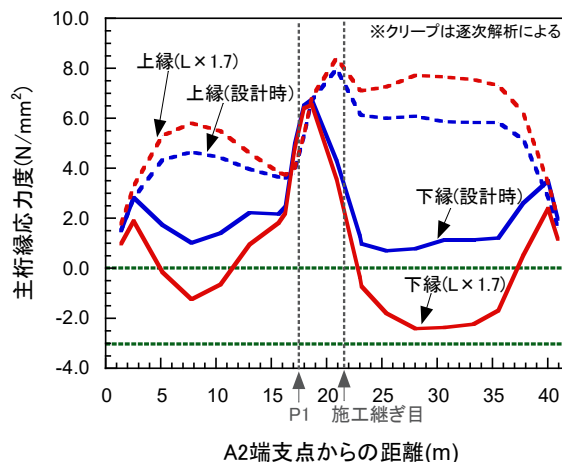


図-10 逐次解析を用いた新設主桁縁応力度