

連続合成桁における床版コンクリート施工時の桁挙動の測定

The measurement of the continuous composite girder at the time of concrete casting for the slab

藤原良憲*, 谷口 望**, 池田 学**, 福岡寛記***

Yoshinori Fujiwara, Nozomu Taniguchi, Manabu Ikeda, Hiroki Fukuoka

* (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)

** (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

*** 四国旅客鉄道(株) 土木技術センター (研究当時, 鉄道総合技術研究所) (〒760-0011 香川県高松市浜ノ町 8-24)

In this study, the real behavior is investigated by measuring the dead load responses at the time of concrete casting in the slab and the shrinkage of concrete. The girder of the measurement is an actual railway girder. The measured results of displacement, strain (stress) are compared with design calculations and FEM analysis. As for the measurement result; it was examined influence of a composition effect by concrete casting order, and of a bending effect by concrete shrinkage.

Key Words: Continuous composite girder, Bridge measurement, Shrinkage

キーワード: 連続合成桁, 実橋測定, 収縮

1. はじめに

近年, 鉄道橋では多くの複合構造物が用いられているが, その中でも連続合成桁は最も多く用いられている形式の一つである. この形式が多く用いられる理由としては, 経済性, 安全性 (耐震性) に有利な構造であり, 鉄道橋においては騒音も最小限にすることが可能であるとされており, 今後も一般的な鉄道橋として計画・設計されることが予想されている. プレストレスしない連続合成桁の設計における課題としては, 従来は中間支点部におけるひび割れ幅の制御が挙げられてきたが, 近年, 合成桁実験等¹⁾の検討の進捗により, ひび割れ制御設計が指針類²⁾にも取り入れられる状況になってきている. このひび割れ制御設計を使用することにより, 連続合成桁の設計が合理的になるとの報告³⁾もあり, 連続合成桁のひび割れに関する検討はある程度の成果を得た状態にある. 著者らも, 合成桁実験供試体による検討¹⁾, 実橋における活荷重応答の測定による検討⁴⁾, 試設計計算における検討⁵⁾を行なうことで, 連続合成桁に関する検討を行なっており, ひび割れ制御設計の妥当性と合理性を確認している.

しかし, 連続合成桁の床版コンクリート施工にあたっては, 1 日の短時間で全てを施工するのは困難な状態であり, 数回に分割して施工するのが通常である. したがって, ひび割れ制御設計を行なった場合は, 道路橋では逐次合成などを考慮して, コンクリートの打設順序を適

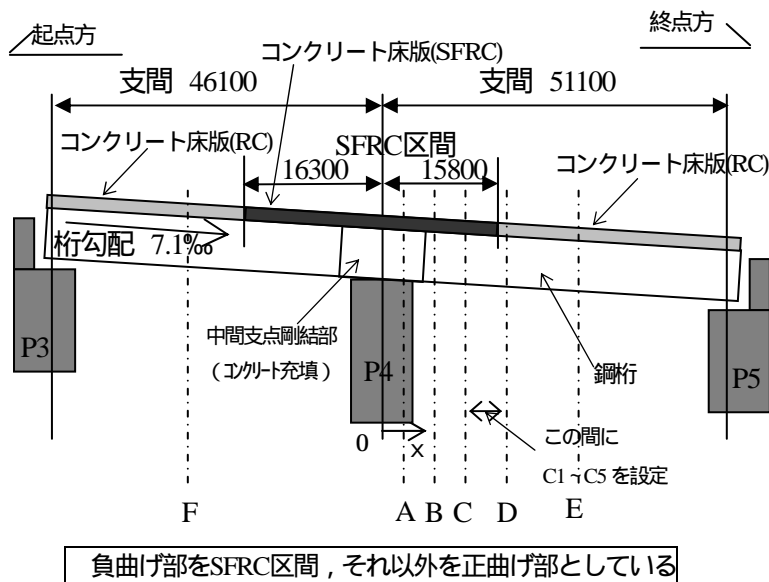
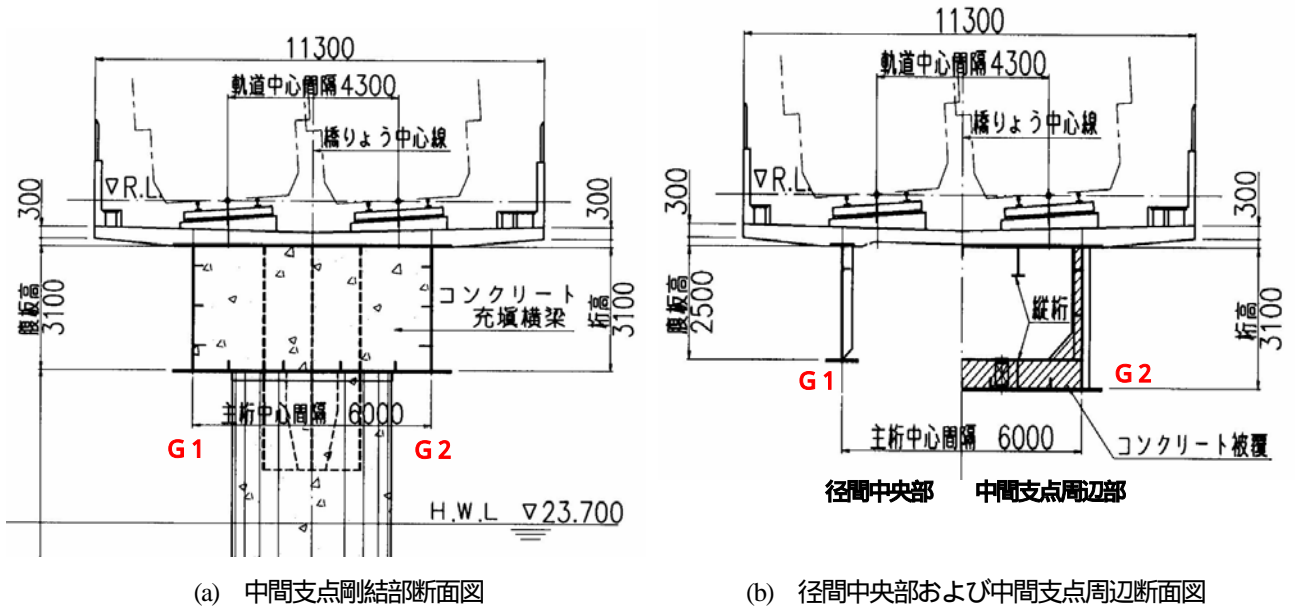
切に設定し, これらを設計に取り入れる手法も提案されている⁶⁾. 既に, 鉄道橋における一般的な連続合成桁の場合は, 床版に引張力が生じる中間支点部よりも, 圧縮力が卓越する径間中央部のコンクリート打設を先に行なうことが実践されているものの, 鉄道橋においては検討事例や実際の設計に取り入れられたものは少ない.

一方, 連続合成桁の設計にあたっては, 床版コンクリートの収縮, クリーブ, 温度差から生じる内部力を考慮している. 著者らの試設計検討⁵⁾では, 設計応答値を外部からの作用 (死荷重や活荷重など) による値と内部力の作用 (収縮, クリーブ, 温度差) による値に分割した場合, 鋼桁では応答値の約2割, ひび割れ幅では応答値の3割以上を, 内部力の作用が占めていることが分かっている. 連続合成桁においては, 内部力による作用は, 断面内での釣合いから算出される内部応力と連続桁が不静定構造であることから生じる不静定力の2種類をそれぞれ算出し, 設計上安全側になるように, 応答値が大きくなるように足し合わせる手法が用いられている⁷⁾. 特にコンクリートの収縮にあたっては, 内部応力としては鋼材比, 鉄筋比に関わらず, 床版部に200 μ の収縮が生じる事を想定して, 鋼桁部や床版部の設計を行なっており⁸⁾, 近年, 連続合成桁の床版コンクリートに使用される膨張材等の効果は設計上安全代として考慮されていない. さらに, 内部力による挙動やこれらの設計法についての妥当性については, プレストレスしない合成桁ではあまり検討されていないのが現状である. そこで, 本研究では, 実際に建設されている鉄道橋

構造形式：プレストレスしない2径間連続完全合成桁
 支承構造：端部：ゴム支承を有する地震時水平力分散構造
 中間部：支承を用いない上下部一体構造
 支間：41.6+51.1m R=8000m
 軌道構造：スラブ軌道直結式
 主桁：複線2主1断面桁（高耐候性鋼材）
 設計列車荷重：P-16
 設計列車速度：260km/h



図-1 計測対象橋梁の概要



測定断面	P4中心からの距離(mm)
F	-30300
P4中心	0
A	1750
B	4650
C	8900
C1	12150
C2	14950
C3	16150
C4	17100
C5	18200
D	19700
E	29100

中心からの距離は
 起点方を正とする

(c) 連続合成桁の概要および測定断面の設定

図-2 連続合成桁の概要および測定断面の設定概要（単位：mm）

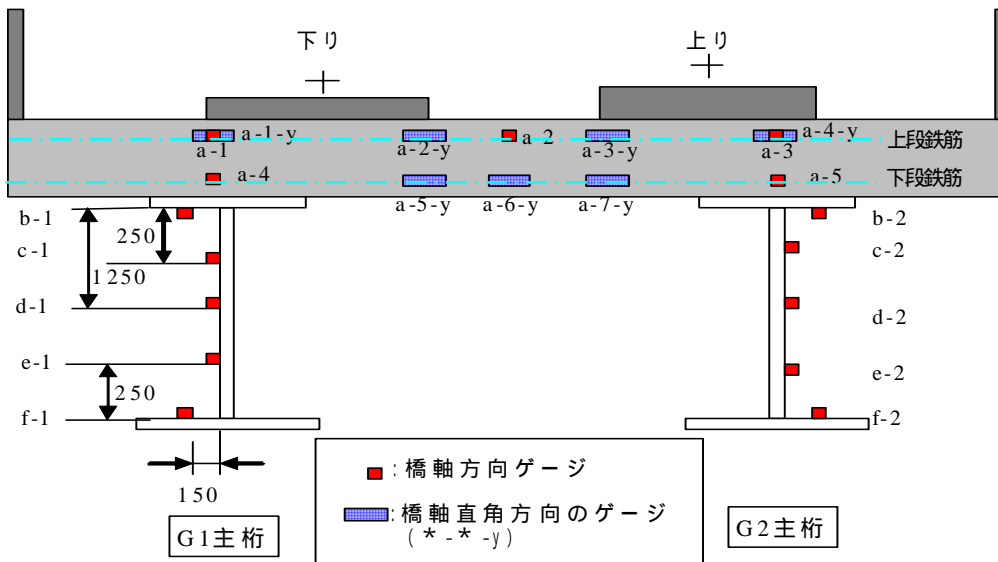


図 - 3 断面内のゲージ位置 (単位 : mm)

表 - 1 各断面のゲージの有無 (, : 有を示す)

ゲージ番号	取付位置	断面						
		A	B	C	C1-C5	D	E	F
a-1	橋軸鉄筋上段							
a-2	橋軸鉄筋上段							
a-3	橋軸鉄筋上段							
a-4	橋軸鉄筋下段							
a-5	橋軸鉄筋下段							
a-1-y	橋軸直角鉄筋上段							
a-2-y	橋軸直角鉄筋上段							
a-3-y	橋軸直角鉄筋上段							
a-4-y	橋軸直角鉄筋上段							
a-5-y	橋軸直角鉄筋下段							
a-6-y	橋軸直角鉄筋下段							
a-7-y	橋軸直角鉄筋下段							
b-1	G1主桁上フランジ							
b-2	G2主桁上フランジ							
c-1	G1主桁ウェブ							
c-2	G2主桁ウェブ							
d-1	G1主桁ウェブ							
d-2	G2主桁ウェブ							
e-1	G1主桁ウェブ							
e-2	G2主桁ウェブ							
f-1	G1主桁下フランジ							
f-2	G2主桁下フランジ							

は、熱電対による温度計測も行うゲージ

表 - 2 床版コンクリートの配合

配合	床版(正曲げ部)	床版(負曲げ部)
呼び強度 (N/mm ²)	30-8-25N	30-12-25N
スランブ (cm)	30	30
粗骨材寸法 (mm)	8	12
水セメント比 (W/C)%	25	25
打設数量 (m ³)	45	45
圧縮強度 (N/mm ²)	248	124
備考	37.6	36.6
	膨張材	膨張材 鋼繊維補強 (SFRC)

(図-1~図-2) に対して、施工時より鋼桁や床版内の鉄筋に生じるひずみ(応力)を測定し、床版打設順序の影響(逐次合成の有無)や打設後の収縮挙動の測定を行なった。測定結果は、設計計算値や詳細な有限要素解析(FEM)結果と比較することにより、その妥当性を検討することを目的とし、連続合成桁の実挙動の一例とすることとした。なお、収縮の計測にあたっては、クリープもある程度含まれると考えられるが、本橋梁ではプレストレスを用いない連続合成桁であり、また、床版の打設も径間中央部を先行して打設し後に中間支点部を打設する手法をとり、付加死荷重が作用するまでの期間の計測を行なったため、本計測結果ではクリープよりも収縮の影響が大きいと考えた。

本橋梁は、中間支点部を橋脚と剛結とした上下部一体構造であり、この点に関しては、設計時に詳細に検討している。この検討結果では、中間支点部の主桁に生じる応力度は、中間支点部を剛結とすることにより、剛結しない場合の約1/2となること、さらに、コンクリートを充填することにより、充填しない場合の約1/2となることが確認されている。

2. 計測概要

計測にあたっては、図-2(c)のように計測断面の設定を行った。この断面設定にあたっては、添接部や横桁、補剛材、ダイヤフラムの位置を避け、桁の全体的な挙動を得ることができる位置に設定した。ひずみゲージ、鉄筋計は、図-3、表-1のように設定し、一部の測定部位では、温度も測定できるように熱電対も設置している。なお、図-3の「a」はすべて床版内の鉄筋に取り付けられた鉄筋計であり、それ以外は鋼桁に取り付けられたひずみゲージである。

計測時期と施工手順の関係は、ベント架設および中間支点部充填コンクリートの施工後に、計測器を設置し、ベン

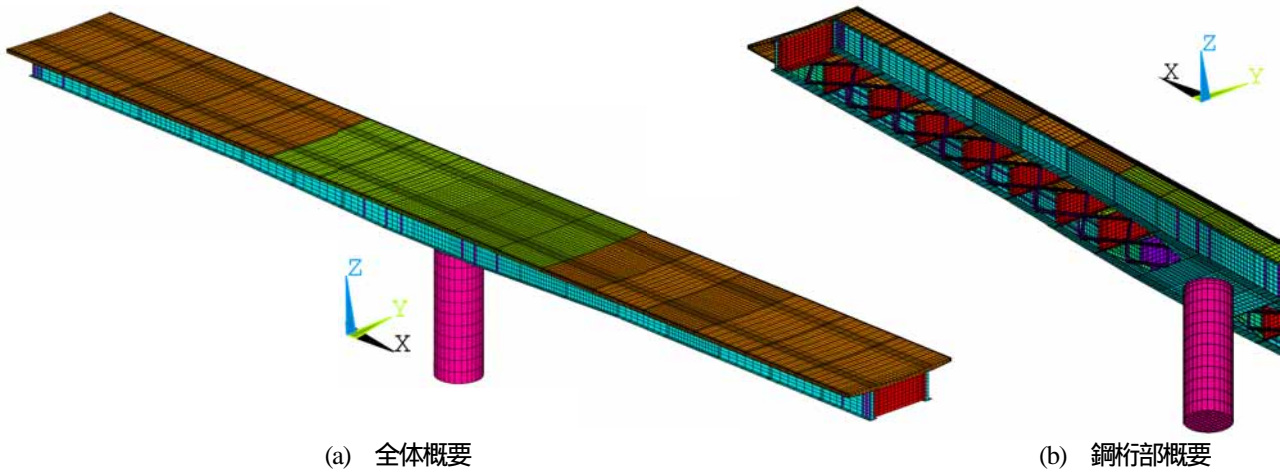


図 - 4 FEM解析メッシュ概要図

ト撤去前日(2005/12/14)から測定を開始している。計測開始以降、鋼桁にひずみ(応力)が生じる作業は、以下の通りである。

- ベント撤去 (2005/12/15)
- 床版コンクリート打設(径間中央部)(2006/05/22)
- 床版コンクリート打設(中間支点部)(2006/06/01)
- 床版上構造施工(地覆・路盤・高欄)(2006/06/12~)

なお、床版コンクリートの打設は、上記のとおり、径間中央部(正曲げ部、図-3のRC部)を先に施工し、11日後に中間支点部(負曲げ部、図-3のSFRC部)を施工している。また、中間支点部の充填コンクリートは、ベント撤去の以前に、打設を終了している。各部のコンクリートの配合は、表-2の通りであり、乾燥収縮防止分の膨張材(30kg/m³)を用いている。養生は打設後1週間散水養生を行なった。

3. 解析概要(設計計算, FEM)

本計測結果と比較する解析は、通常の設計で用いる格子解析と詳細な3次元FEM解析の2種類である。以下に、それぞれの概要を示す。

設計計算に用いた格子解析では、主桁(2本)と横桁をビーム要素でモデル化し、それぞれの要素を剛結としている。また、合成後の床版の効果は、橋軸方向の剛性は主桁に鋼部材換算して考慮するが、橋軸直角方向には床版の剛性は考慮しない。作用については、「鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)」⁷⁾によるものとし、内部応力と不静定力の算定方法については、「連続合成2主桁橋の設計例と解説(日本橋梁建設協会)」⁸⁾に準じるものとした。また、剛結部は、点で支持されたラーメン構造としてモデル化し、充填コンクリートや被覆コンクリートは無視している。

3次元FEM解析(図-4)は、「ANSYS Ver.10.0」(米国サ

表 - 3 主桁部の変位量

変位発生原因	G1主桁変位量(mm)				G2主桁変位量(mm)			
	F断面		E断面		F断面		E断面	
	計測	設計	計測	設計	計測	設計	計測	設計
ベント撤去	10	10	15	16	17	10	19	16
床版打設	30	34	50	54	33	35	58	60

イバネット社)を使用した。モデル化では、下横構を除く鋼部材と鉄筋をシェル要素、下横構をビーム要素、床版コンクリートと中間支点部充填コンクリート、被覆コンクリートをソリッド要素でモデル化した。なお、鉄筋は、モデルの簡易化のためにシェル要素とした。各部材の材料定数は「鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)」⁷⁾により設定し、弾性範囲で挙動するものとし、材料非線形性は考慮しないものとした。また、鋼部材とコンクリート部材は剛結され、ずれは生じないものとしている。

4. 測定結果

4.1 たわみ(変位)の挙動

施工手順のうち「ベント撤去」および「床版コンクリート打設」の前後による主桁部の変位発測定状況を表-3に示す。表-3の設計値は、キャンバー(製作反り)確認用に測定された値であり、このコンクリート打設の順序は考慮されていないため、全床版打設前後での値を示している。また、G1主桁とG2主桁とでは、床版の張り出し形状が異なるため、一部異なる設計値となっている。

表-3より、「ベント撤去」では、G1主桁においては設計値とよく合っているものの、G2主桁では設計よりも計測結果の方が大きめに変位が生じている。この段階では、鋼部材のみの剛性であり、設計値と計測値はほぼ一致するはずであるが、G2主桁については差が生じている。

しかし、「床版コンクリート打設」では、G1主桁、G2主桁ともに計測値は設計値よりもやや小さな値となっ

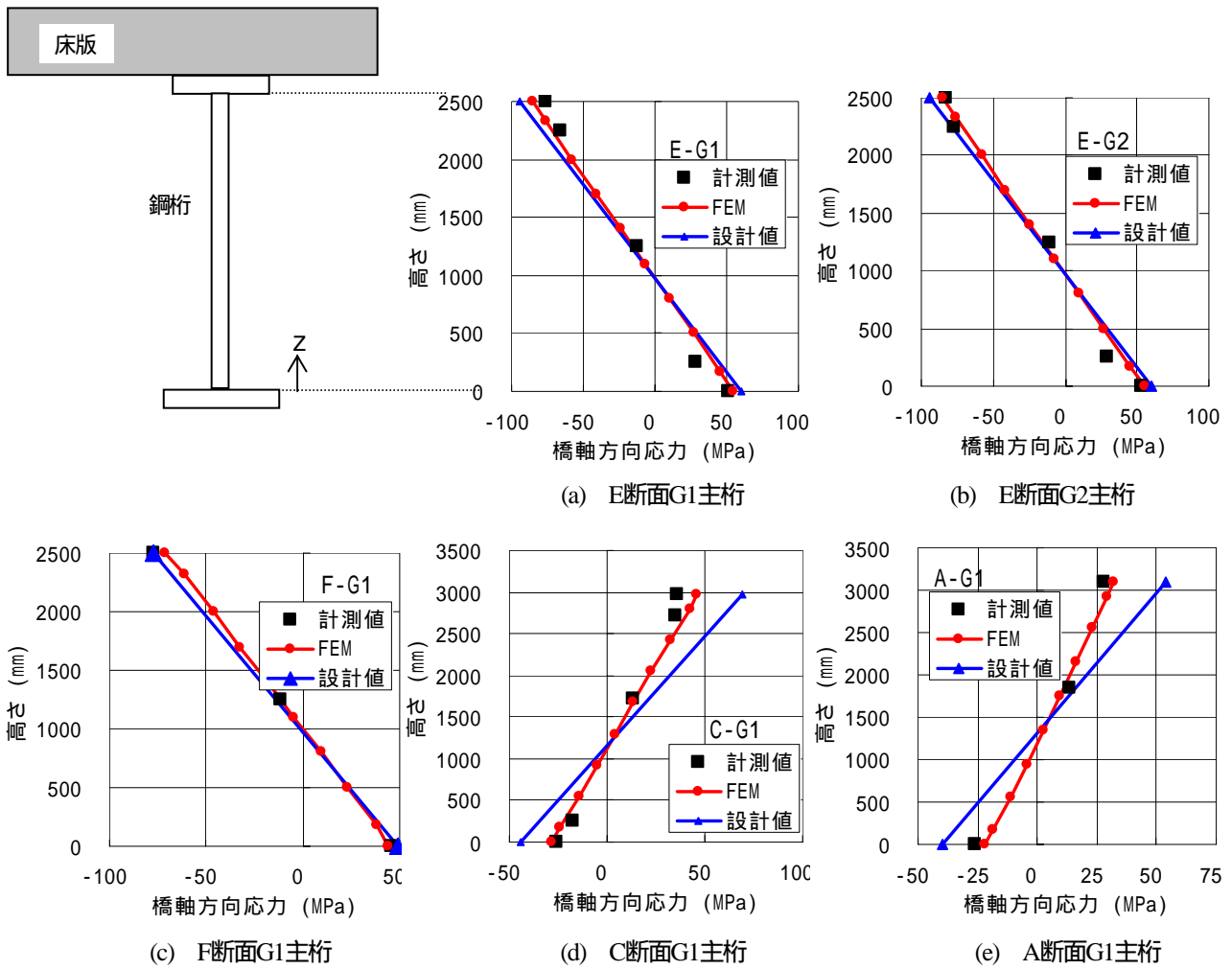


図 - 5 正曲げコンクリート打設時の桁の挙動 (断面内高さ方向分布)

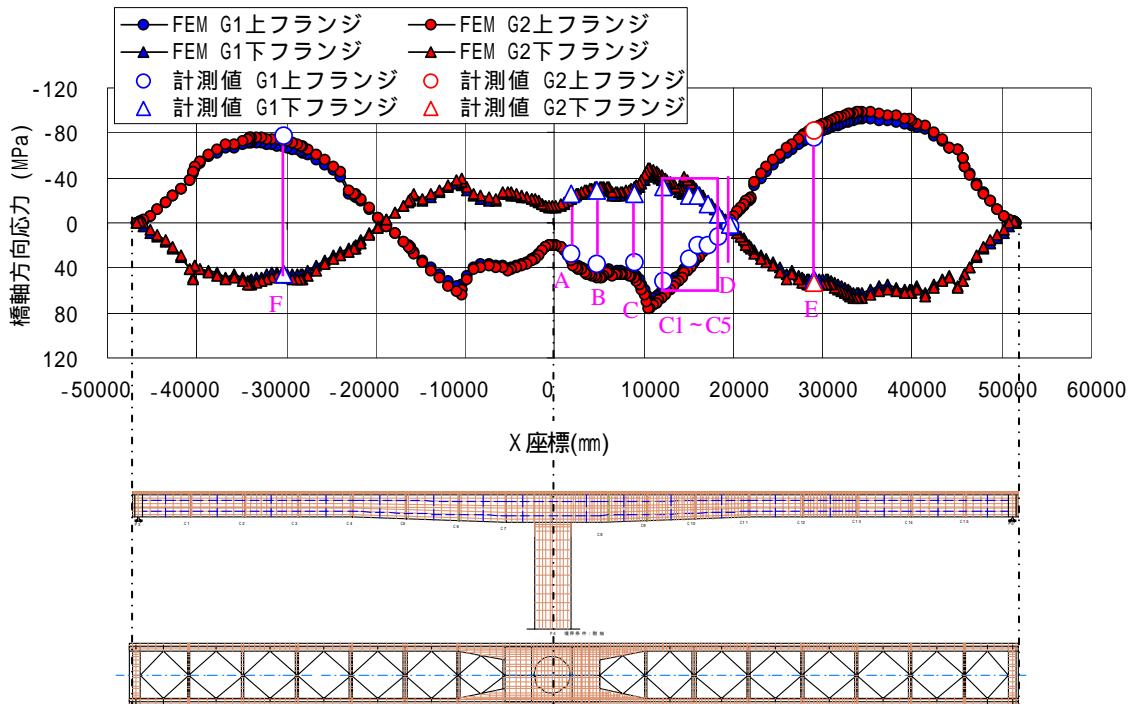
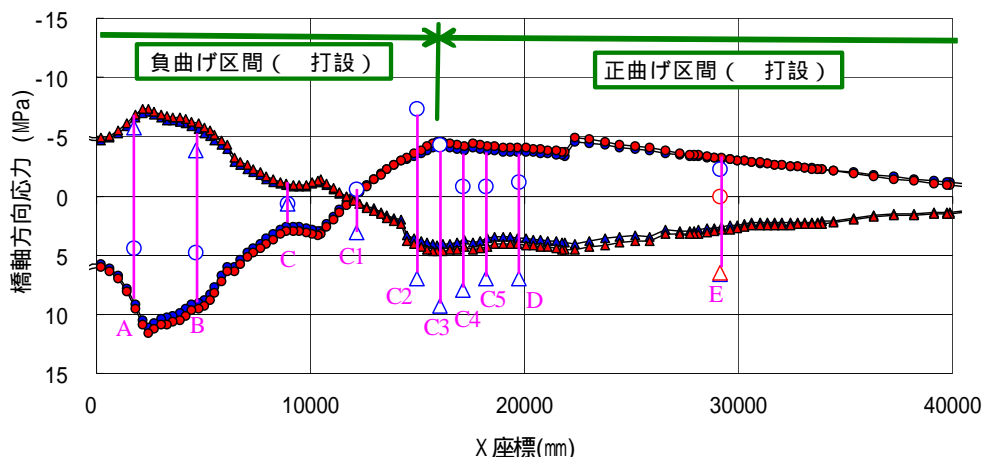
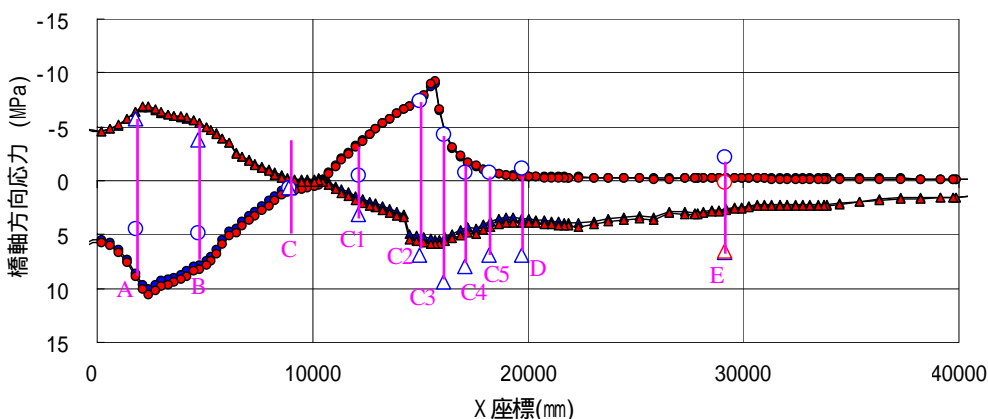


図 - 6 正曲げコンクリート打設(打設)時の桁の挙動 (上下フランジの軸方向分布)



(a) F E Mにおいて正曲げ部の床版を非合成とした場合



(b) F E Mにおいて正曲げ部の床版を合成とした場合

図-7 負曲げコンクリート打設 (打設) 時の桁の挙動 (上下フランジの軸方向分布, 凡例は図-6と同じ)

ている。特に、「ベント撤去」で大きめに変位の生じたG2主桁においても計測値のほうが小さめになっている。この原因としては、設計値では、コンクリートの打設分割を考慮していないため、施工で打設したコンクリートが剛性として寄与し、変形を小さく抑えたことが考えられる。逐次合成の詳細については、次項の「4.2」のひずみ(応力)の計測結果でさらに検討を行なうものとし、FEM解析との比較もここでは省略した。

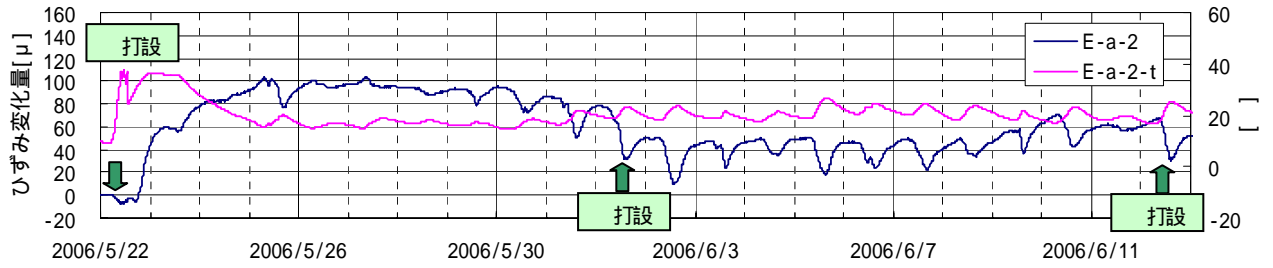
4.2 コンクリート打設によるひずみ(応力)の挙動

「床版コンクリート打設」における桁の挙動を、図-5、図-6に示す。なお、図-5、図-6の測定値は、応力の変化量を算出する際には同じ温度を示している日時のデータを使用している。図-5は、代表的な断面における応力の高さ方向分布である。正曲げが生じる、E断面、F断面については、計測値は設計値およびFEM結果とよく一致している。一方で、負曲げ区間のC断面、A断面については、設計値と計測値とに差が生じており、計測値のほうが小さい値となっている。これは、中間支点部に充填されたコンクリートや被覆コンクリートが桁の剛性を

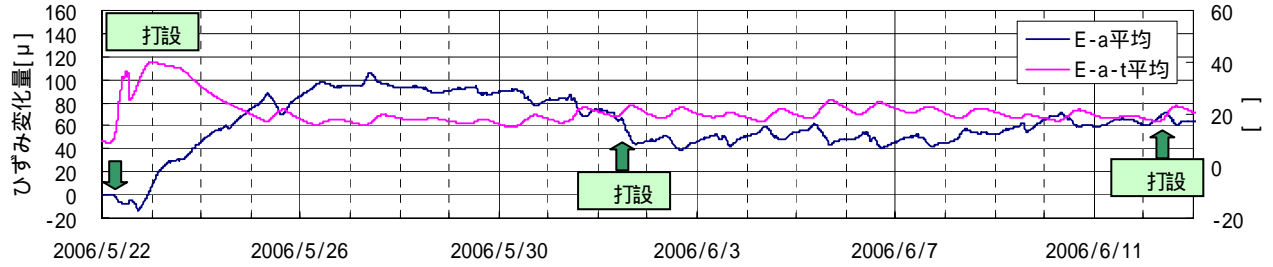
高めているためと考えられる。また、これらのコンクリート部を合成で線形部材として考慮したFEM結果は、測定結果とよく一致しており、本FEMが実挙動を精度良く評価していること、および、施工の時点でこの部位のコンクリート部はほぼ線形として扱えることが分かる。

図-6は、図-5と同様に施工における、上下フランジの応力を、橋軸方向に図化したものである。本図における測定値とFEM結果はよく一致しており、特にA断面付近において充填コンクリートや支点支持の剛度の影響で、モーメントの大きくなる中間支点部でありながら、そのほかの断面よりも応力が小さくなっていることが分かる。つまり、本結果からも、中間支点部にコンクリートを充填し、剛結とすることにより、発生応力を小さくすることができ、経済性に繋がるといえる。

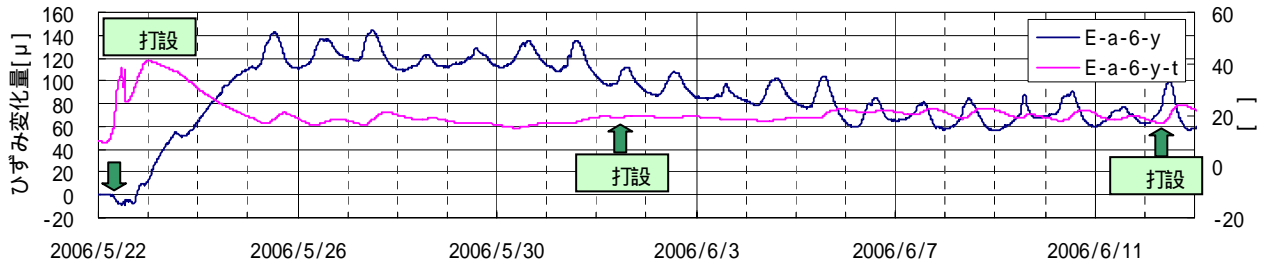
「床版コンクリート打設」における桁の挙動を図-7に示す。図-7では、施工後11日後に施工されたため、施工のコンクリートの剛性を考慮した場合(図-7(a))、このコンクリートの剛性を非考慮とした場合(図-7(b))の2通りをFEMで算出し、それぞれを同じ測定値と比較している。両者のFEM結果は、C1断面からE断面にかけて上フランジの応力で差が生じており、測定値と



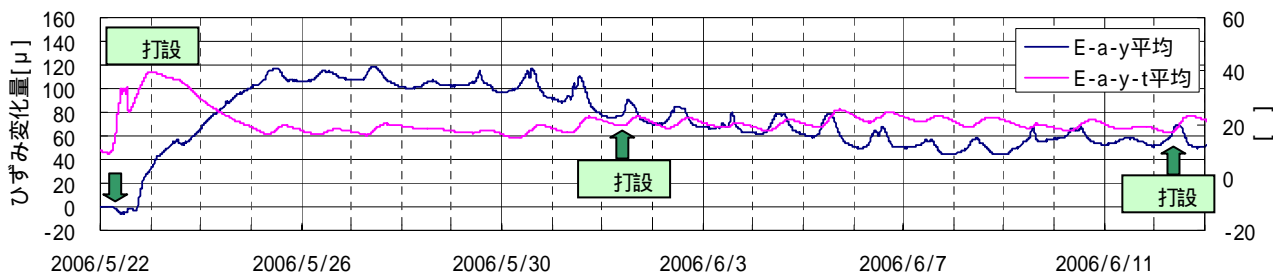
(a) 計測点a-2におけるひずみと温度の変化量



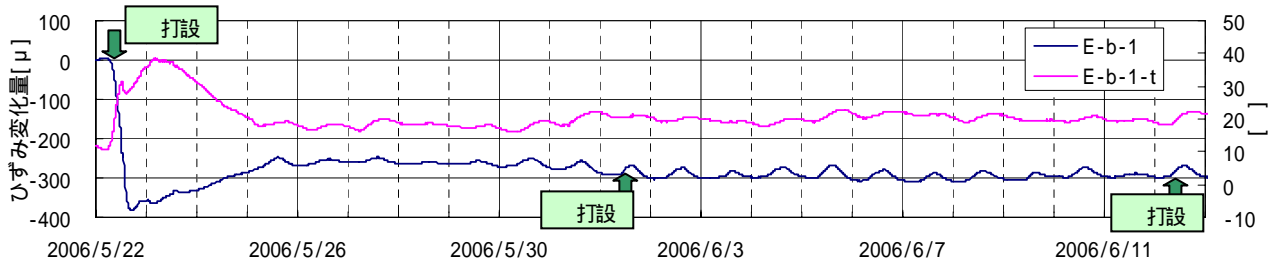
(b) 計測点a-1,3,4,5のひずみと温度の変化量平均値



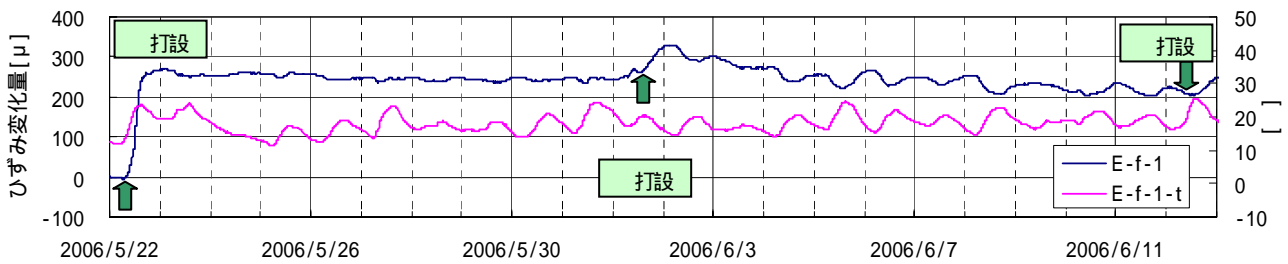
(c) 計測点a-6-yにおけるひずみと温度の変化量 (橋軸直角方向)



(d) 計測点a-2-y,3-y,5-y,7-yのひずみと温度の変化量平均値 (橋軸直角方向)



(e) 計測点b-1 (上フランジ) におけるひずみと温度の変化量



(f) 計測点f-1 (下フランジ) におけるひずみと温度の変化量

図-8 床版打設 (, 打設) 後のE断面のひずみの変化

は図-7(b)の方とより傾向が一致している。つまり、本結果より、本橋梁の施工時については、先に打設したコンクリートの剛性が桁に寄与したことが示されており、逐次合成の挙動が示された結果となっている。

4.3 コンクリート打設後の収縮によるひずみの挙動

「床版コンクリート打設(正曲げ)」のE断面の各部材のひずみ変化および温度の挙動を図-8に示す。図-8では、伸びを示すひずみを正としている。横軸は日を示し、目盛りは表示している日の午前0時を示しており、1目盛りは1日(24時間)を示している。ひずみの値は打設日の午前0時を初期値(ひずみ0)とし、以降10分間隔で計測を行ない、の施工が開始されるまでの22日間のデータを示している。また、床版中の鉄筋においては、床版の平均的な軸方向変化挙動を表現する目的で、上下方向および、幅方向に対称となる「a-1, a-3, a-4, a-5」, 「a-2-y, a-3-y, a-5-y, a-7-y」のそれぞれ4点の平均値も示した(図-8(b), (d))。22日間の測定結果は、収縮挙動の検討としては短いものと考えられるが、収縮挙動はコンクリートが固化する直後に大きくひずみ変化が生じることから、初期の挙動を把握する目的に本図を用いることとし、様々な付加死荷重や工事荷重が作用する6月13日以降は、検討の不確定要素が多くなることから⁹⁾、図中に示さないこととした。

図-8の温度変化を見ると、打設直後に床版部で20程度上昇しているが、これはコンクリートが固化するときに生じる水和熱によるものであり、水和熱は3日後まで継続している様子が分かる。床版内の鉄筋ひずみ(図-8(a)~(d))においては、水和熱が消滅する3日目以降は、温度変化の影響を受ける挙動となっており、この日からコンクリートが固化し、桁と一体に挙動していると推測できる。また、鉄筋のひずみ変化では、6月1日に行なわれたコンクリート打設が影響を受ける事が予想されるが、先に示した図-7(b)の結果では、E断面上フランジには本打設によってほとんど応力が生じないことから、施工の影響はほとんど受けないものと考えた。床版中橋軸方向の鉄筋の挙動(図-8(a), (b))では、コンクリート固化後に圧縮側(負方向)に多少ひずみが増加している。しかし、この変化は5月30日から6月2日までの変化が大きくなっており、断続的に生じる収縮挙動とは異なっていると考えられる。この挙動の原因としては、この日付近において日変化に加えて温度が数度上昇している傾向があり、この影響を受けると考えられる。また、この効果を除去してひずみの収縮量を算出した場合、収縮量は約30 μ 程度でほぼ安定していると推測でき、短時間の計測ではあっても設計上用いている最終収縮量200 μ よりも小さいと考えられる。この理由としては、鋼部材の拘束が大きく影響したためと考えられる。なお、E断面における鉄筋のひずみは、打設前の状態に対しては、計測点全ての鉄筋に引張りひずみが入っている。

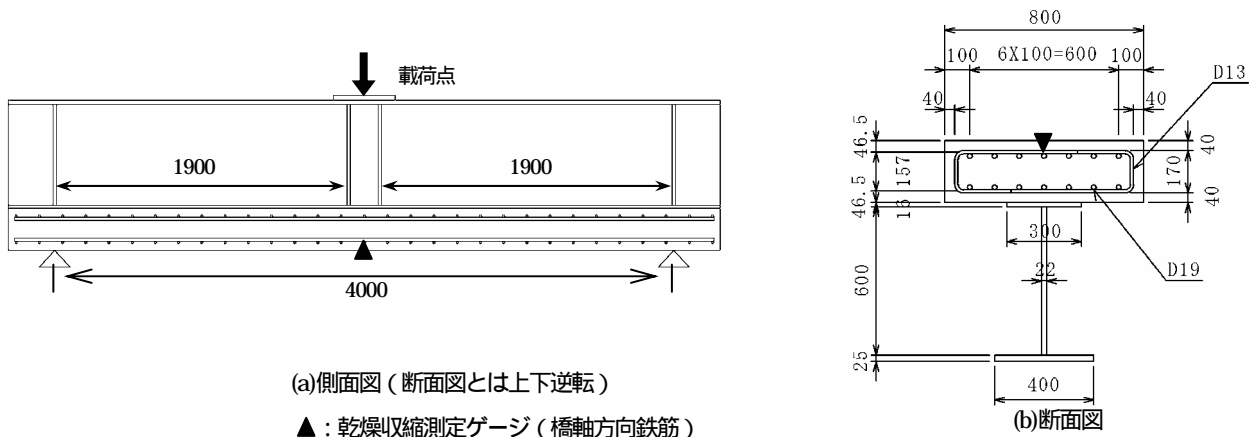
表-4 合成桁実験供試体の床版コンクリート配合

配合	普通供試体 27-8-20N	膨張鋼繊維供試体 27-12-20N
呼び強度 (N/mm ²)	27	27
スランプ (cm)	8	12
粗骨材寸法 (mm)	20	20
水セメント比 (W/C)%	55	55
圧縮強度 (N/mm ²)	36.0	38.2
備考		膨張材 鋼繊維補強(SFRC)

一方、橋軸直角方向の鉄筋の挙動(図-8(c), (d))では、基本的な挙動は橋軸方向と同様であるが、ひずみの変動量が約1~2割大きくなっている。これは、橋軸方向では鋼桁(主桁)の拘束が大きいと予想できるが、橋軸直角方向は主桁軸方向ではないため、拘束効果が少なくなっているためと考えられる。

鋼桁部上フランジの挙動(図-8(e))では、床版部と同様に打設3日後までは水和熱の影響が見られる。しかし、その後の挙動は、ほとんどひずみは変化する傾向が見られず、収縮による桁の変形は見られていない。また、鋼桁部下フランジの挙動(図-8(f))では、水和熱の影響はほとんど無く、打設後はほとんど一定の値となっており、収縮による挙動は見られない。下フランジ部では、施工によって、多少の影響が見られるが、図-7(a)でも誤差として生じている部分と考えられ、数日後にはこの値もほぼなくなっている。

本橋梁のコンクリート配合にあたっては、乾燥収縮防止分の膨張材を用いている。この効果については、実橋では比較対象がないため、著者が以前行なった載荷実験合成桁の測定結果¹⁾を用いることとする。本実験供試体は、図-9のような床版と鋼桁をずれ止めによって結合した合成桁を模擬した供試体であり、床版の鉄筋比は2%となっており、今回の測定結果と同様に、床版中鉄筋のひずみゲージにより打設直前からのひずみ変化挙動を測定している。床版コンクリートとしては、表-4のように膨張材と鋼繊維補強を用いた場合と、用いていない場合を示している。打設後の鉄筋のひずみの挙動を図-10に示す。水和熱や温度変化による挙動については、本橋梁の測定結果と同様であるが、膨張材の有無については、打設後25時間程度に差が生じており、それ以降のひずみ変化については、ほぼ一致している。この結果より、膨張材の影響については、打設後1日で膨張効果が発揮され、それ以降は膨張材を用いないコンクリートと同様な傾向となることが分かる。したがって、本結果より、本橋梁における膨張材の効果も、打設後1日で発揮されているものと考えられ、それ以降の収縮挙動については、膨張材を用いないコンクリートと同様になることが予想され、今回の測定結果において、大きな収縮挙動が見られないのは、膨張材による効果はさほど



(a)側面図(断面図とは上下逆転)
▲: 乾燥収縮測定ゲージ(橋軸方向鉄筋)

図 - 9 合成桁実験供試体の概要(単位: mm)

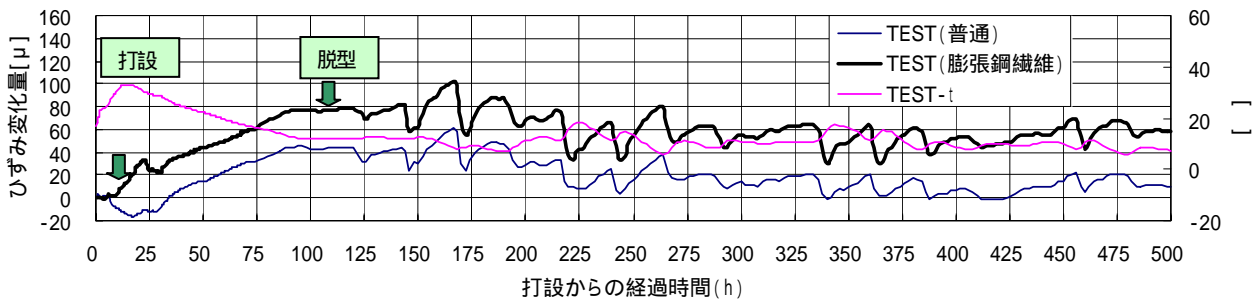


図 - 10 合成桁実験供試体における鉄筋のひずみ変化

大きくなく、桁の拘束効果によるものが大きいと判断できる。

図 - 11は、中間支点付近のC断面におけるコンクリート打設後のひずみの挙動である。なお、図 - 11(a)(b)の鉄筋においては、施工時まではコンクリートが存在しないため、計測を行っておらず、施工日の6月1日から12日間の結果を示している。鉄筋のひずみについては、E断面と同様に水和熱の影響により変動が見られているが、その影響は小さい。また、水和熱の影響が消滅した後は、E断面と同様にひずみが安定している。しかし、E断面や図 - 10の実験供試体では、打設前からの変化では、全ての計測点で引張りひずみとなっていたのに対し、C断面では打設前の初期値(0)となっており、異なる傾向を示している。

図 - 11(c)(d)は鋼桁部のひずみ変化の結果であり、こちらは施工の5月22日からの22日間の結果を示している。また、途中で施工が行なわれているが、この断面においてもE断面と同様、死荷重による応力変化は微小であり(図 - 7(b))、本収縮挙動の確認には影響は少ないものと考えた。鋼桁部の測定結果は、図 - 8の鋼桁部の測定結果と同様に、施工の死荷重による影響のほかは、ほぼ安定した挙動となっている。本結果からもコンクリートの収縮挙動による内部応力、不静定力はほとんど見られない結果となった。

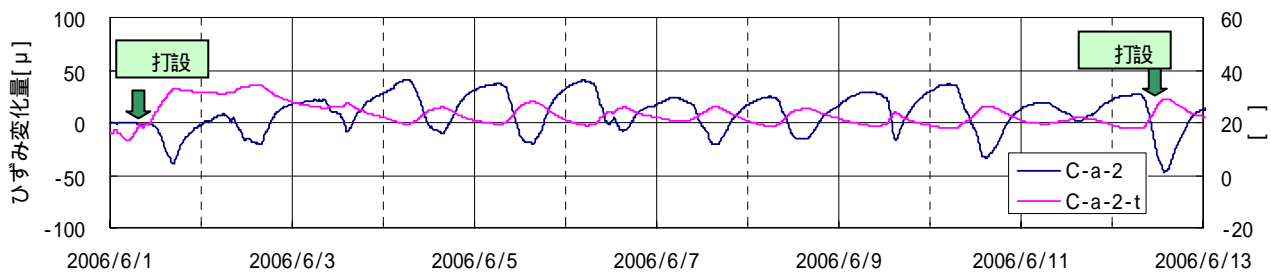
表 - 5は、本橋梁の設計に用いた収縮に関する設計値である。本設計値は、膨張材の効果を見無視し、内部応力、不静定力に関しては床版に200μの最終収縮が生じるとして

表 - 5 設計における最終収縮の影響算定値

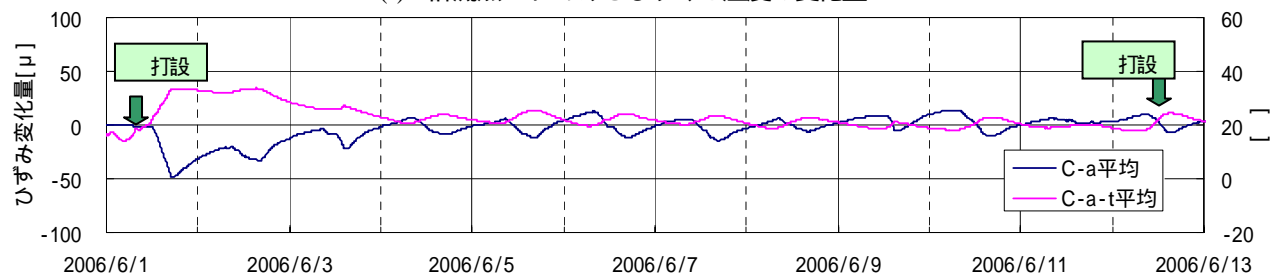
鉄筋		A断面(μ)	C断面(μ)	E断面(μ)
		内部応力	150(1)	150(1)
鋼桁上フランジ	不静定力	91	135	33(2)
	合計	241	285	0
	内部応力	-85(2)	-126(2)	-145
鋼桁下フランジ	不静定力	76	111	13(2)
	合計	76	111	-145
	内部応力	14(2)	21(2)	28
	不静定力	-81	-126	-114(2)
	合計	-81	-126	28

- 1: ひび割れを想定した部分のため、ひび割れ算定時の収縮ひずみ150μとする。
- 2: 外力(死荷重や活荷重等)とは圧縮・引張が逆方向の作用のため安全側を考慮して加算しない。

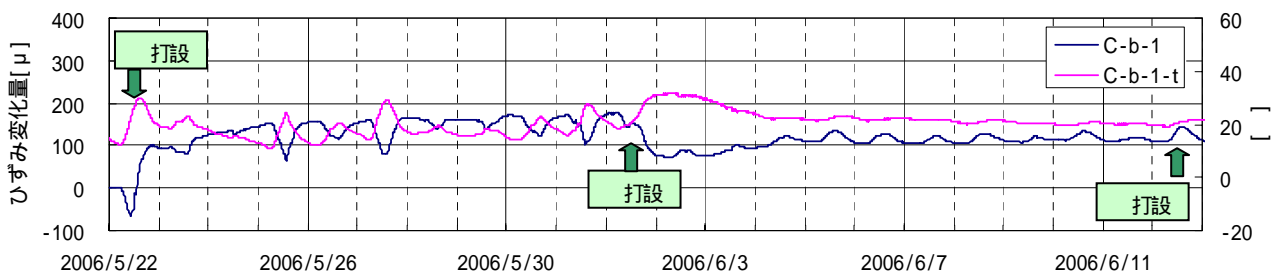
計算されたものである⁸⁾。なお、本収縮量の設定は、ひび割れ幅算定時に使用する乾燥収縮によるひずみ量150μとは一致していないが、両者ともに従来から用いられてきた値である。また、設計値では、内部応力と不静定力を計算し、外力(死荷重や活荷重)による算出結果を打ち消す方向になる作用に関しては、安全側の観点から加算しないものとしている(表 - 2の 2)。表 - 5の鋼桁部C断面、E断面の設計値は、E断面下フランジを除いて、100μ~150μの収縮による変動を想定している。しかし、図 - 8、図 - 11の結果からすると、鋼桁部の収縮によるひずみに関してはほとんど変化が見られない状態となっている。また、仮に、表 - 5において、安全側の観点から考慮しなかったひ



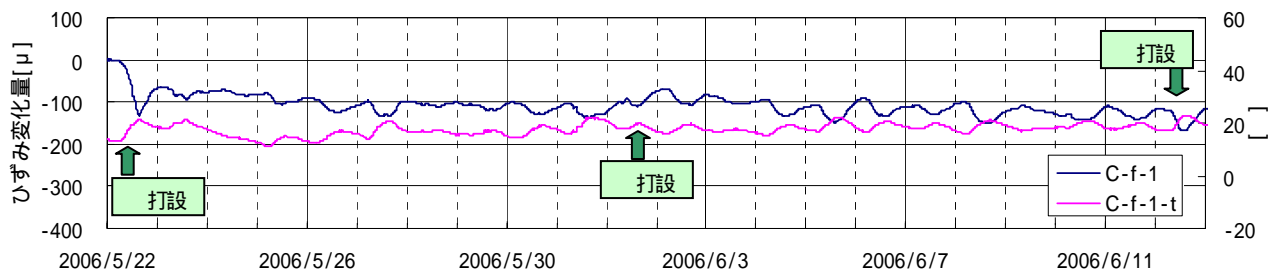
(a) 計測点a-2におけるひずみと温度の変化量



(b) 計測点a-1,3,4,5におけるひずみと温度の変化量平均値



(c) 計測点b-1 (上フランジ)におけるひずみと温度の変化量



(d) 計測点f-1 (下フランジ)におけるひずみと温度の変化量

図 - 11 床版打設 (, 打設) 後のC断面のひずみの変化

ずみ(表 - 5の 2)を加算した場合においても,C断面下フランジで100 μ ,E断面上下フランジで100 μ 程度のひずみ変化が見られるはずであるが,この傾向とも一致していない。

床版中の鉄筋に対する設計値に関しては,A断面,C断面では内部応力で150 μ (200 μ とは関係なく定まる設定値),不静定力で100 μ ~130 μ を想定している。不静定力については,正曲げ部のコンクリート打設(施工)の影響もここには加算されているが,本施工のように正曲げ部を先行して打設し,負曲げ部を後で打設する場合には,この部分の値をさらに小さく設定することができると言える。よって,図 - 8,図 - 11の計測結果から膨張材の効果を考慮しても,鋼桁に対しては安全側の設計値を与えてお

り,合理化の可能性がある。

5. まとめ

本研究では,実際に施工された橋梁において,施工時の桁挙動を測定し,床版打設順序の影響(逐次合成)や膨張材使用時のコンクリートの収縮挙動が鋼桁に与える影響に対して報告を行い,計算結果や設計値との比較検討を行った。本研究により得られた結果を以下にまとめる。

1. コンクリート施工時の桁の応力挙動は,打設順序の影響を考慮し,逐次合成を考慮したFEM解析結果とよく合う結果となった。

2. 本橋梁の場合、コンクリート打設後の収縮挙動は明確に見られない結果となった。本傾向は、以前行なった実験供試体の測定結果との比較により、鋼桁による拘束の影響が卓越した結果、収縮が生じなかったと推測される。
3. 膨張や収縮の量は、床版の橋軸方向よりも橋軸直角方向が大きい結果となった。これは、鋼桁の拘束度が、橋軸直角方向よりも橋軸方向の方が大きいためと考えられる。
4. 本橋梁の場合、コンクリート施工後の収縮挙動は、従来用いられてきた設計値とは、設計に対しては安全側ではあるが、異なる傾向を示した。

なお、上記1.に関しては、別の鉄道の実橋梁の測定結果¹⁰⁾においては、逐次合成によるキャンバーへの影響は少ないという結果が得られており、今後も複数の事例を収集・検討した後に、設計等に取り入れる必要がある。また、設計に用いる内部力に対しては、コンクリートの収縮のほかに、温度差、温度変化、クリープについても検討が必要であり、今後も長期間に対する検討が必要である。さらに、今回は膨張材を用いた橋に対しての事例であるため、収縮の影響のメカニズム解明には、今後も複数の実橋の計測事例が必要であると考えている。

謝辞

本論文は、(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構の依頼・指導のもとで、(財) 鉄道総合技術研究所がデータ整理・検討を行い、執筆したものである。また、本橋梁の測定にあたっては、(株) 共和電業 竹内勝美氏に多大な協力を得ました。また、解析検討にあたっては、由井技術士事務所 由井洋三氏に多大な協力を得ました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 神谷崇, 谷口望, 碓山晴久, 依田照彦: 繰り返し荷重を受ける連続合成桁中間支点部のひび割れ挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集A, Vol.63 No.1, 土木学会, pp.25-34, 2007.
- 2) 鋼・合成構造標準示方書(総則編・構造計画編・設計編), 土木学会, 2007.
- 3) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治: 連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅 鉄筋応力算定法の一提案, 土木学会論文集No.759 / I-67, 土木学会, pp.283-292, 2004.
- 4) 谷口望, 相原修司, 池田学, 八巻康博, 藤原良憲, 鈴木喜弥, 木下哲龍: 連続合成桁における中間支点部の活荷重応答に関する実橋測定, 構造工学論文集Vol.51A, 土木学会, pp.1449-1457, 2005.
- 5) 谷口望, 池田学, 依田照彦: 鉄道用連続合成桁の設計におけるテンションスティフニングの影響評価 構造工学論文集Vol.52A, 土木学会, pp.1047-1055, 2006.
- 6) PC床版鋼連続合成2主桁橋の設計・施工マニュアル, 高速道路技術センター, 2002.
- 7) 連続合成2主桁橋の設計例と解説, 日本橋梁建設協会, 2001.
- 8) 運輸省監修, (財) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物), 丸善, 2000.
- 9) 藤原良憲, 鈴木喜弥, 池田学, 谷口望: 鋼鉄道橋における非合成部材の合成効果に関する実橋測定 構造工学論文集Vol.53A, 土木学会, 2007.
- 10) 岩田幸三, 藤原良憲, 保坂鐵矢: 鋼鉄道橋3径間連続合成けたの逐次合成によるキャンバーへの影響について, 第62回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 2007(発表予定).

(2007年9月18日受付)