

## 5章 実橋における施工時の挙動計測

### 5.1 検討概要

4章までの検討で、マスコン部材の温度応力や分割目地部の外部拘束等が、初期ひび割れの発生要因になっている可能性があるかと推察した。

そこで本章では、表-5.1.1に示す固定支保工架設と張出し架設の橋梁を1橋ずつ抽出し、施工中のPC橋の挙動を計測して、温度応力や外部拘束によるひずみがどの程度発生するか、また断面上下縁の橋軸方向ひずみやウェブの主方向ひずみが設計計算値と乖離していないかを確認した。

表-5.1.1 計測橋梁の架設方法

橋梁名	架設方法	構造形式	計測時期
A橋	支保工架設	PC 4径間連続2室箱桁	H26.03~H26.05
B橋	張出し架設	PC 4径間連続ラーメン1(~2)室箱桁	H26.09~H27.02

各橋梁の計測項目と検証内容を表-5.1.2に示す。

表-5.1.2 計測項目と検証内容

橋梁名 (架設方法)	計測項目	検証内容
A橋 (支保工架設)	コンクリート温度 分割目地部の鉄筋ひずみ 主桁上下縁の鉄筋ひずみ 支保工反力	温度応力解析の妥当性 " 設計計算の妥当性 "
B橋 (張出し架設)	コンクリート温度 施工打継ぎ部の鉄筋ひずみ 主桁上下縁の鉄筋ひずみ ウェブのコンクリートひずみ	温度応力解析の妥当性 " 設計計算の妥当性 "

## 5.2 施工中の挙動計測（その1：支保工架設）

### 5.2.1 橋梁概要

#### (1) 構造概要

実橋の状況と設計計算との整合程度を検証するために、施工中のPC橋の支保工反力や主桁内に埋設した鉄筋のひずみを計測する。

計測対象橋梁の概要は以下のとおりで、全体一般図を図-5.2.1に示す。

構造形式：PC4径間連続2室箱桁

施工方法：3分割施工の支保工分割架設

施工分割は、図-5.2.2に示す3分割で、A1～P1径間（第1区間）、P1～P2径間（第2区間）、P2～A2径間（第3区間）の順序で施工する。計測をおこなう第3区間のおもな施工イベントは、表-5.2.1のとおりである。

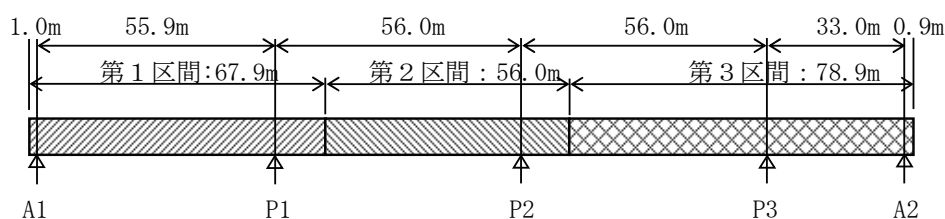
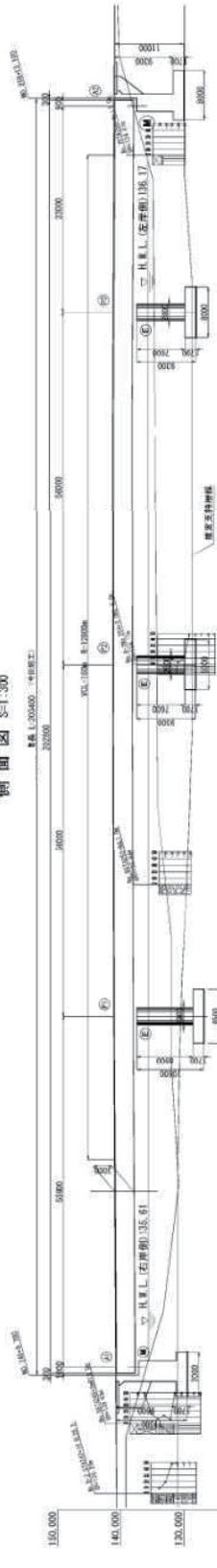


図-5.2.2 施工分割

表-5.2.1 第3区間の施工イベントと日付

施工イベント	日付	備考	
第3区間	1リフトの生コン打設	H26.03/19	「自1」
	2リフトの生コン打設	H26.04/23	「自2」
	床版横締め of 緊張	H26.04/26～04/27	
	主ケーブルの緊張	H26.04/28～04/29	「緊1」・「緊2」・「緊3」
	支保工の解体	H26.04/30～05/07	

側面図 S-1:300



橋脚勾配	計画高	北岸高	添加距離	単距離	測点	曲 綫	橋脚勾配
	136.000	136.000	0.000	20.000	136.211	NO.248	
	146.000	146.000	0.000	20.000	146.211	NO.249	
	136.000	136.000	0.000	20.000	136.211	NO.250	
						NO.251	
						NO.252	
						NO.253	
						NO.254	
						NO.255	
						NO.256	
						NO.257	
						NO.258	
						NO.259	
						NO.260	
						NO.261	
						NO.262	
						NO.263	
						NO.264	
						NO.265	
						NO.266	
						NO.267	
						NO.268	
						NO.269	
						NO.270	
						NO.271	
						NO.272	
						NO.273	
						NO.274	
						NO.275	
						NO.276	
						NO.277	
						NO.278	
						NO.279	
						NO.280	
						NO.281	
						NO.282	
						NO.283	
						NO.284	
						NO.285	
						NO.286	
						NO.287	
						NO.288	
						NO.289	
						NO.290	
						NO.291	
						NO.292	
						NO.293	
						NO.294	
						NO.295	
						NO.296	
						NO.297	
						NO.298	
						NO.299	
						NO.300	

平面図 S-1:300

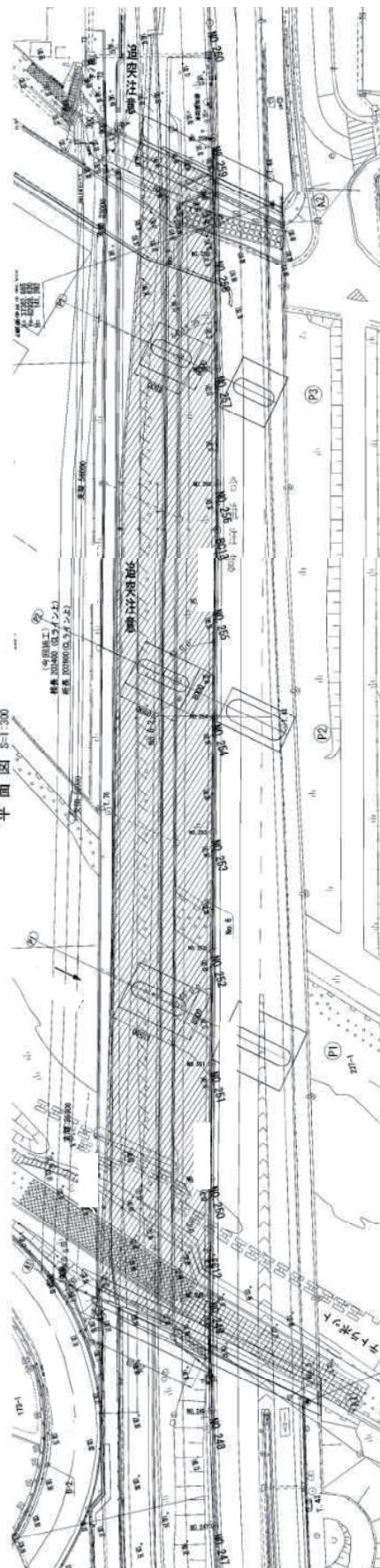


図-5.2.1 全体一般図

## (2) 設計概要

本橋の設計概要は以下のとおり。

### ○主桁断面力：

- ・主桁を棒部材と仮定して、任意形平面骨組み解析により、**図-5.2.3**のようなモデルを計算
- ・支点は支承の水平バネを考慮
- ・プレ2次およびクリープ断面力は、構造系変化にともなうクリープ変形量をもとに変位法により計算

※斜角(65°)への対応については、斜角70°以下の多重箱桁橋なので、道示Ⅲ10.3(3)より橋面荷重・活荷重によるねじり断面力および反力は、平面格子解析で**図-5.2.4**のようなモデルを計算

### ○環境条件：

- ・相対湿度 70%、温度 20℃

### ○施工方法とステップ材齢：

- ・施工順序は**図-5.2.5**のようなステップで、クリープ係数算出用の工程として**表-5.2.2**のようなコンクリート材齢を想定

表-5.2.2 各ステップの経過日数

	施工内容	経過日数		備考（施工時期） 1リフト・2リフト
		設計	実施工	
step1	第1径間施工	0日	0日	H25.03/15・04/17
step2	第2径間施工	30日	310日	H26.01/23・02/24
step3	第3・4径間施工	60日	370日	H26.03/19・04/23
step4	橋面施工	120日	500日	H26.06/下～09/上

実施工の経過日数は、各ステップの2リフト打設  
実施工の step1→step2 間は、出水期に伴う工事中断

### ○配筋要領

- ・打継ぎ部の新ブロック側の橋軸直角方向鉄筋を、道示Ⅲ20.6(7)「打継目に、乾燥収縮によるひび割れが発生しないように配慮」して、5@100の密配置



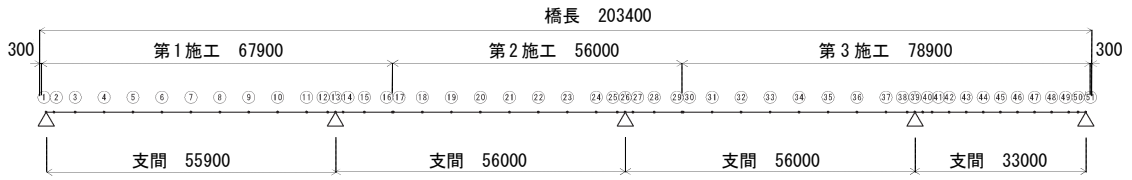


図-5.2.3 平面骨組み解析用のモデル

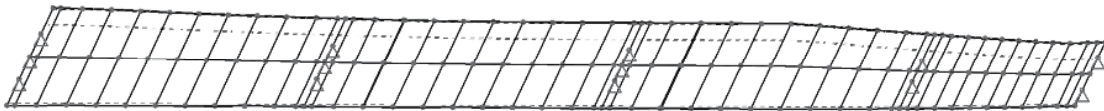
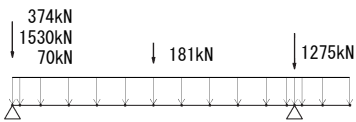


図-5.2.4 平面格子解析用のモデル

STEP 1 (主桁自重は、電算により内部計算)



STEP 2 (主桁自重は、電算により内部計算)



STEP 3 (主桁自重は、電算により内部計算)

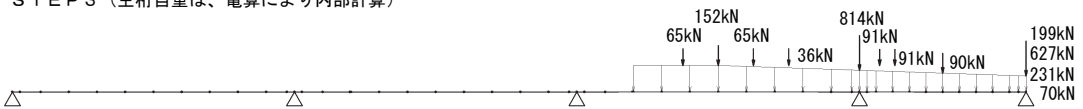


図-5.2.5 施工ステップ

## 5.2.2 支保工反力

### (1) 支保工反力の計測計画

生コン打設や主ケーブル緊張時の支保工反力を計測し、主桁変位との相関性があるかを検証する。

計測箇所は、図-5.2.6と図-5.2.7に示すように、第3区間のP2～P3径間中央断面の各ウェブ直下の3支柱（支柱A～C）とし、計測期間は、第3区間のコンクリート打設から主ケーブルを緊張して支保工を解体するまでの2ヶ月間（平成26年3月中旬～5月初旬）、計測インターバルは10分間隔とする。

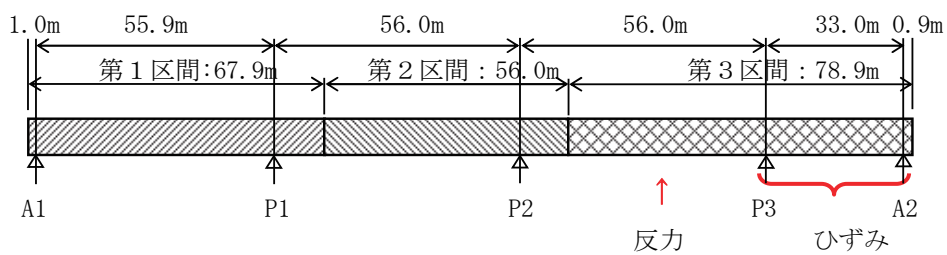


図-5.2.6 支保工反力の計測箇所

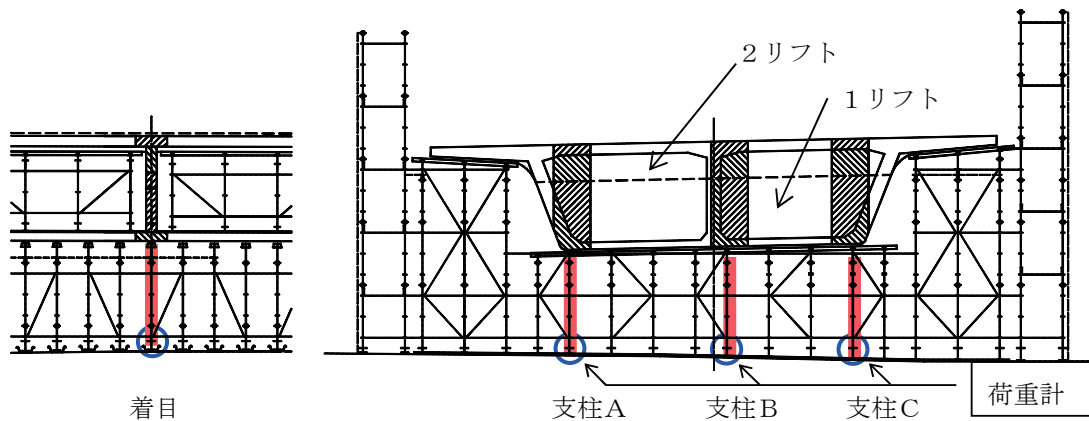


図-5.2.7 支保工反力を計測する支柱

(2) 支保工反力の計測結果

支保工反力の計測グラフは、図-5.2.8のとおりで、第3区間の1リフト打設時・2リフト打設時・主ケーブル緊張時の詳細を図-5.2.9(1)～(3)に示す。支保工反力が大きく変化するのは、表-5.2.5に示すように「自1」・「自2」・「緊1」・「緊2・3」の4段階で、その前後の計測結果の値を表-5.2.3に示す。( )内は、各段階での6時から18時の反力差を弾性変化として計算したもので、弾性変化が生じていない期間での反力差も同様に[ ]内に記す。

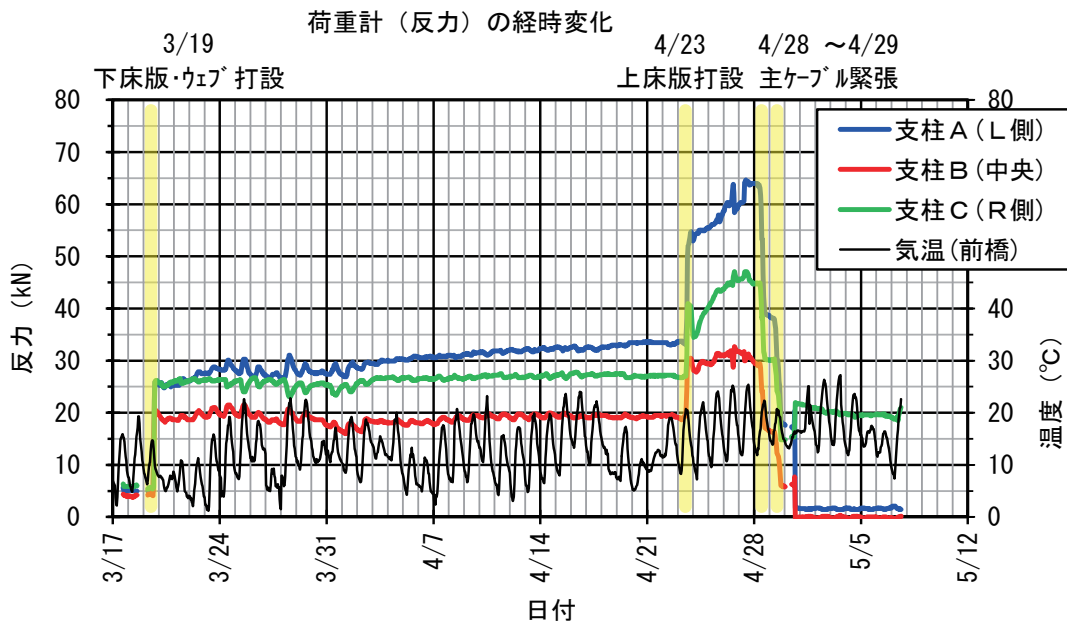


図-5.2.8 支保工反力の計測結果

表-5.2.3 支保工反力の計測結果

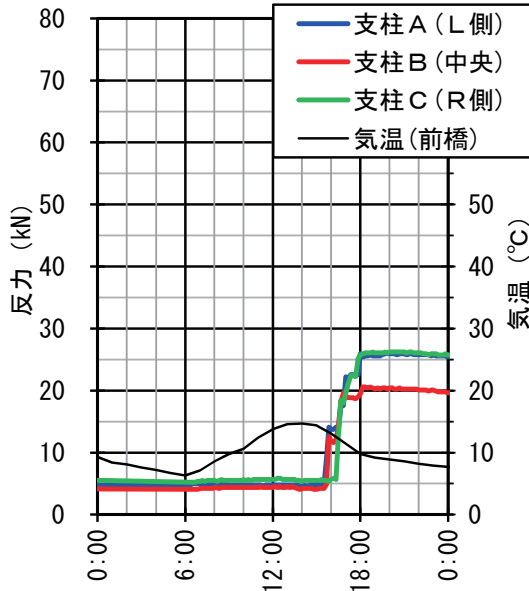
(単位：kN)

		3/19 「自1」		…	4/23 「自2」		…	4/28 「緊1」		4/29 「緊2・3」	
		6:00	18:00		6:00	18:00		6:00	18:00	6:00	18:00
支柱A	変化量		(21)	[ 8]		(19)	[11]		(-25)		(-20)
	累計	5	26		34	53		64	39	38	18
支柱B	変化量		(15)	[ 0]		(11)	[-1]		(-12)		(-10)
	累計	4	19		19	30		29	17	16	6
支柱C	変化量		(21)	[ 1]		(13)	[ 5]		(-15)		(-15)
	累計	5	26		27	40		45	30	30	15
平均	変化量		(19)	[ 3]		(14)	[ 5]		(-17)	[-1]	(-15)
	累計	5	24		27	41		46	29	28	13

( )内は弾性変化分、[ ]内は弾性変化が生じていない期間での反力差

自重・緊張による支保工反力の増減について、計測結果と計算値の比較を以降で考察する。また、3月20日から4月22日と、4月24日から4月27日は、荷重増がない期間であるが、支保工反力が漸増しており、とくに支柱Aの反力増が大きい。この要因についても考察する。

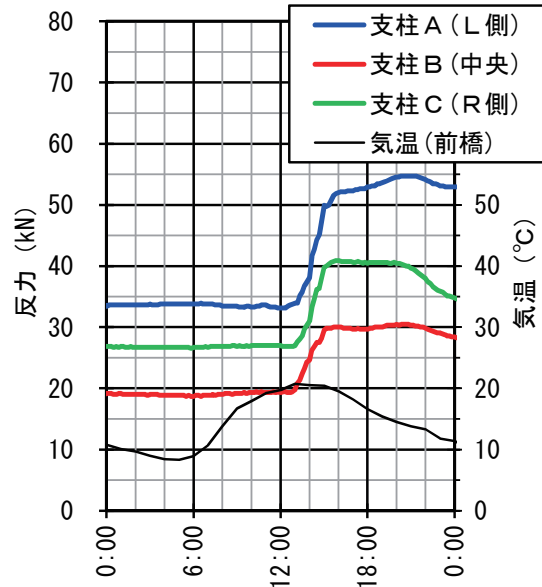
荷重計（反力）の経時変化  
H26. 03/19 (1リフト打設)



H26. 03/19

図-5. 2. 9(1) 支保工反力 (3/19)

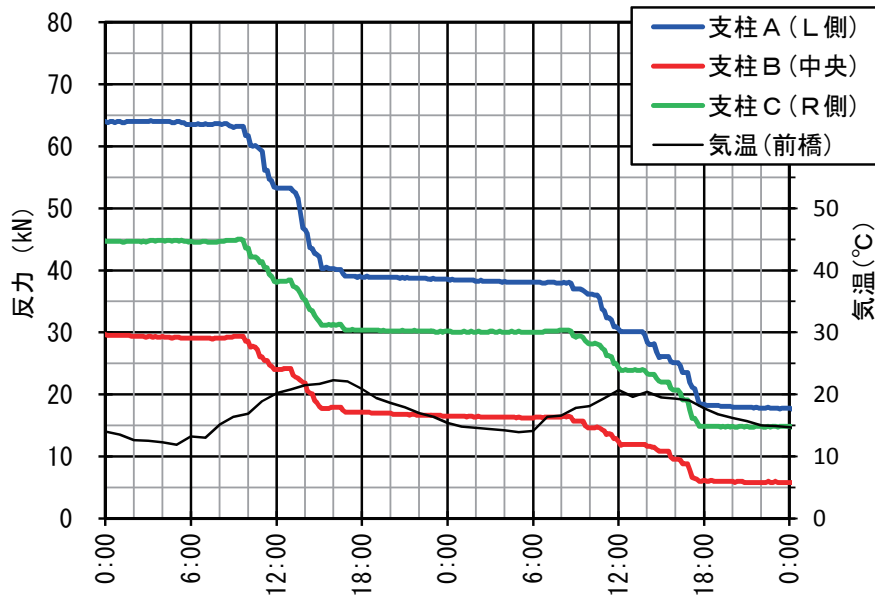
荷重計（反力）の経時変化  
H26. 04/23 (2リフト打設)



H26. 04/23

図-5. 2. 9(2) 支保工反力 (4/23)

荷重計（反力）の経時変化  
H26. 04/28~29 (主ケーブル緊張)



H26. 04/28

H26. 04/29

図-5. 2. 9(3) 支保工反力 (4/28~29)

### (3) 主桁変位の設計値

#### 1) 変位量の設計値

施工が進むにつれての主桁の変位形状は、図-5.2.10に示すとおりである。これは、当該橋の設計計算書における主桁の変位量（たわみ）を集計して、クリープ終了時の主桁の変位がゼロになるように、あらかじめ型枠の設置高さを設定したものである。また、施工ステップごとの各径間主桁中央断面位置の変位を表-5.2.4に示す。

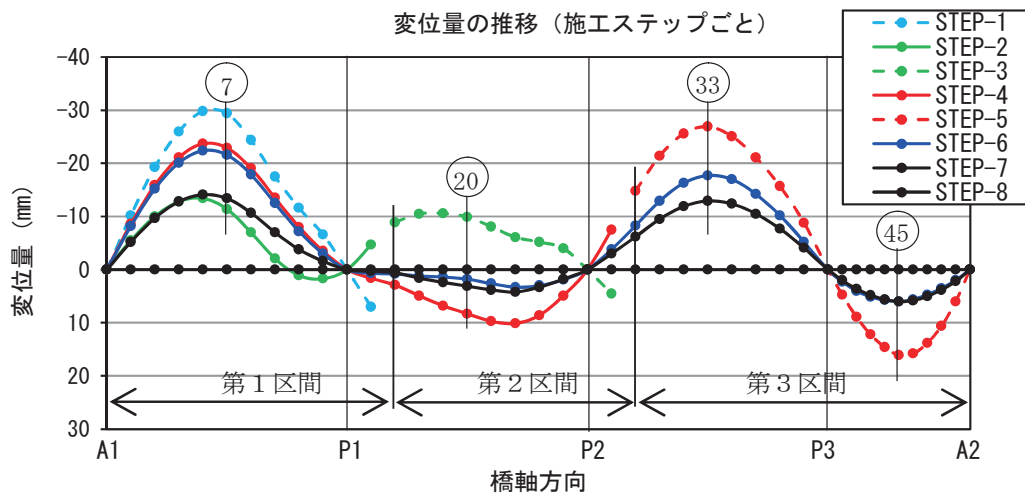


図-5.2.10 主桁の変位形状

表-5.2.4 主桁の各径間中央断面の変位の設計値

(単位：mm)

			第1径間	第2径間	第3径間	第4径間
			sec-7	sec-20	sec-33	sec-45
第1区間	型枠セット	STEP-1	-29.4			
	自重		79.3			
	緊張		-70.2			
	打設・緊張	STEP-2	-20.3			
第2区間	型枠セット	STEP-3	-11.4	-9.9		
	自重		-20.9	49.1		
	緊張		12.8	-36.8		
	打設・緊張	STEP-4	-19.5	2.4		
第3区間	型枠セット	STEP-5	-22.9	8.3	-26.9	16.1
	自重		4.5	-13.0	33.5	-2.5
	緊張		-3.1	9.0	-27.9	-3.0
	打設・緊張	STEP-6	-21.5	4.3	-21.3	10.6
橋面工	橋面		8.1	-1.2	8.4	-4.6
	橋面工	STEP-7	-13.4	3.1	-12.9	6.0
最終	クリープ終了	STEP-8	0.0	0.0	0.0	0.0



## 2) 施工イベントごとの変位量の算出

第3区間の施工を日付ごとにイベント分けすると、図-5.2.11と表-5.2.5に示すように、コンクリートを2回に分けて打設し、主ケーブルも2日に分けて緊張した。設計計算書では、第3区間主桁自重と主ケーブル緊張を各一式で計算しているのので、骨組み解析によって各イベントでの変位量を算出する。

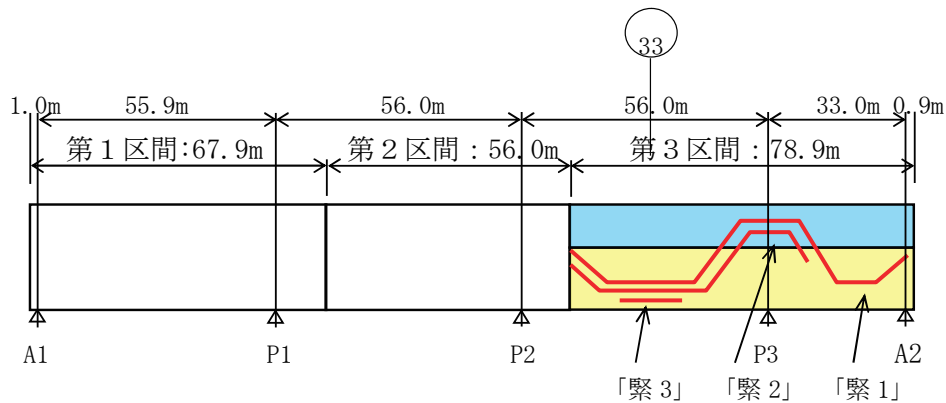


図-5.2.11 第3区間のイベント分け

表-5.2.5 第3区間の各施工イベントの日付

イベント	施工内容	日付
「自1」	第1リフトの打設	H26.03/19
「自2」	第2リフトの打設	H26.04/23
「緊1」	ウェブ配置2径間ケーブル(14本)の緊張	H26.04/28
「緊2」	ウェブ配置1径間ケーブル(8本)の緊張	H26.04/29
「緊3」	下床版配置1径間ケーブル(4本)の緊張	

第3区間の各リフトの主桁自重および各ケーブル群の緊張力による第3径間中央断面(sec-33)の変位量の算出結果は、表-5.2.6に示すとおりである。

表-5.2.6 各イベントの変位量の計算値(sec-33) (単位: mm)

	主桁自重		主ケーブル緊張		
	「自1」	「自2」	「緊1」	「緊2・3」	
	1リフト	2リフト	2径間 ウェブ配置	1径間 ウェブ配置	1径間 床版配置
骨組み解析	20.1	13.4	-11.9	-10.5	-6.6
	33.5		-29.0		
(設計計算書)	(33.5)		(-27.9)		

### 3) FEM解析との比較

本橋は、斜角が  $65^\circ$  で幅員が 18.5~12.5m に変化する橋梁なので、棒理論の骨組み解析のほかに、FEM解析によって変位を計算し、骨組み解析結果の妥当性を検証する。FEM解析のモデルは、図-5.2.12 のように、3次元立体要素で全径間を構築し、支承位置を支持する。

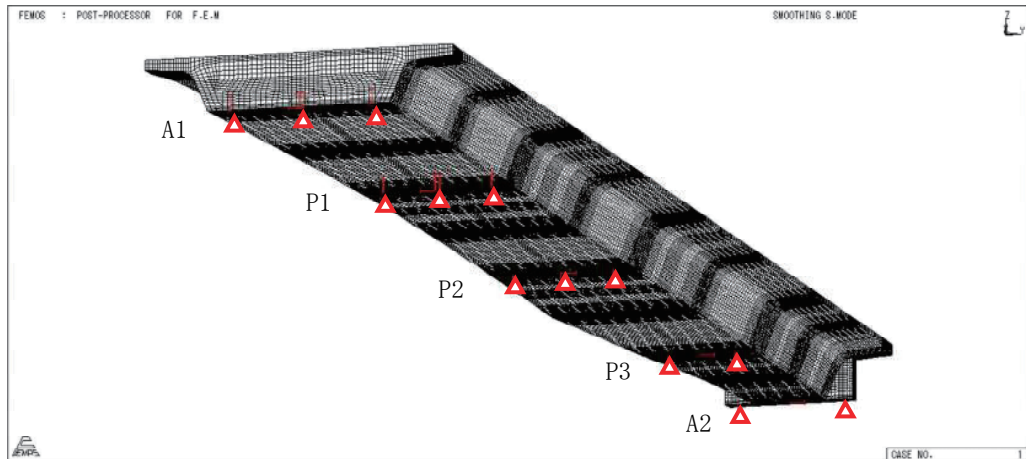


図-5.2.12 FEM解析用の全径間モデル

第3区間の主桁自重による変位に着目し、主桁自重の荷重状態は、図-5.2.13 のように、第1・第2区間の主桁重量は無荷荷で、第3区間のみ荷重する。第3区間の弾性係数の予測値を表-5.2.7 に示す。弾性係数を変化させた3パターンで、第3区間支間中央 (sec-33) の中ウェブ位置での変位を比較したところ、材齢を考慮してリフト毎に弾性係数を設定したパターン2の変位は  $-31.2\text{mm}$  で、骨組み解析モデルと同じパターン1の変位の  $-32.5\text{mm}$  よりも約4%小さい。

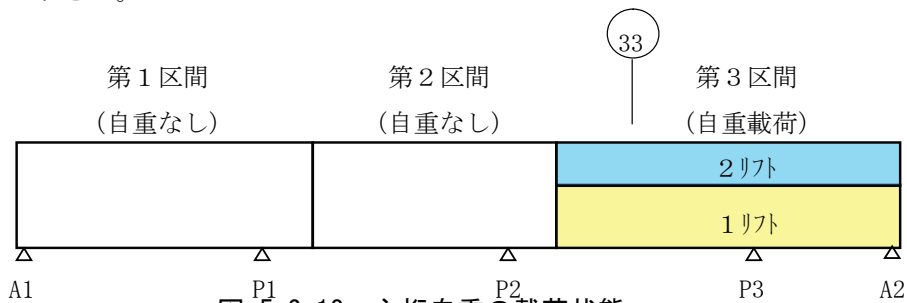


図-5.2.13 主桁自重の荷重状態

表-5.2.7 第3区間の主桁自重による変位 (弾性係数の違い)

	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )				変位 (mm)	備考
	第1区間	第2区間	第3区間			
			1リフト	2リフト	sec-33 中ウェブ	
パターン1	29.80	29.80	27.36	27.36	-32.5	骨組み解析と同じ
パターン2	↓	↓	29.80	27.36	-31.2	
パターン3	↓	↓	29.80	29.80	-30.5	

パターン2（第3区間の2リフトのみ若材齢の弾性係数）の変位を、図-5.2.14に示す左ウェブ・中ウェブ・右ウェブの各位置で抽出すると、表-5.2.8および図-5.2.15のとおりである。FEM解析のほうが若干小さいが、この理由として以下の2つが考えられる。

- ①低弾性係数域が狭い（第3区間の2リフトのみ）
- ②見かけの支間長が短い（図-5.2.14のL'）

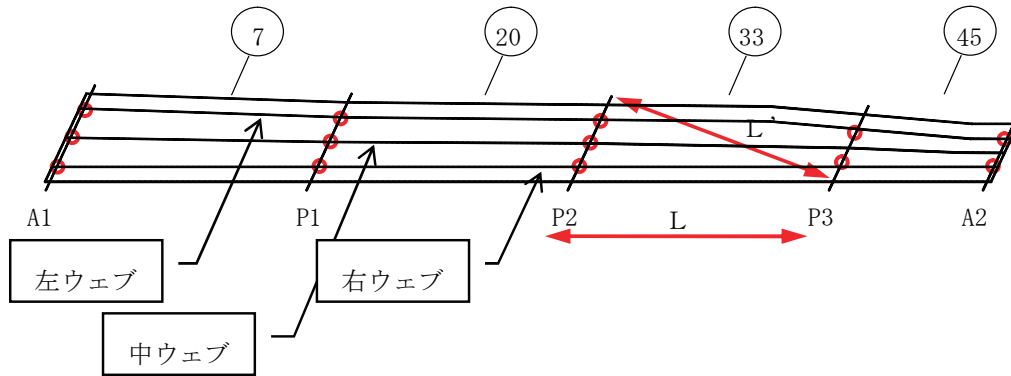


図-5.2.14 FEM解析の変位着目位置

表-5.2.8 第3区間主桁自重による変位 (単位: mm)

		第1径間	第2径間	第3径間	第4径間
		sec-7	sec-20	sec-33	sec-45
骨組み解析		4.5	-13.0	33.5	-2.5
FEM解析 (パターン2)	左ウェブ	3.3	-11.8	30.8	0.5
	中ウェブ	3.1	-10.6	31.2	-0.2
	右ウェブ	2.9	-9.4	31.8	-0.9

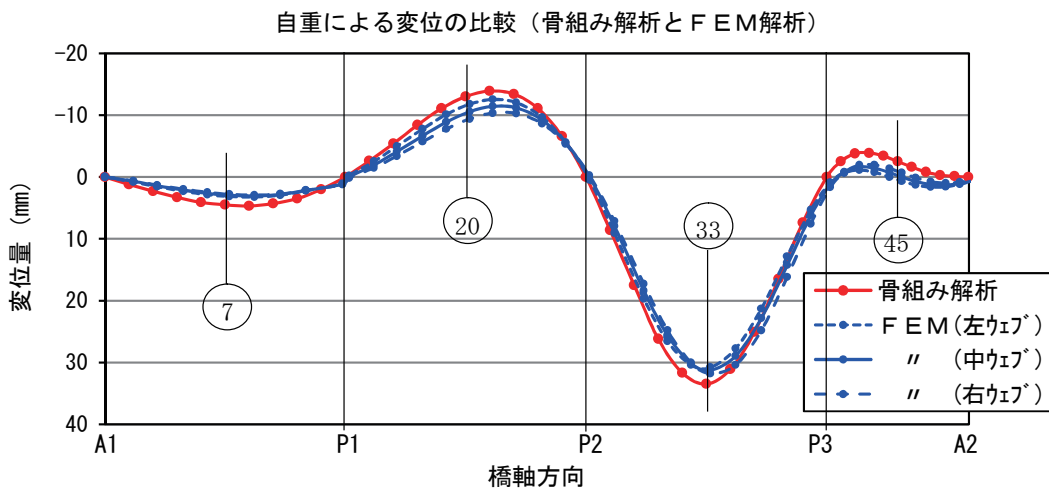


図-5.2.15 第3区間主桁自重による変位

#### (4) 支保工反力の算出

P 2～P 3 径間中央の図-5.2.16 に示す支柱A～Cについて、中間横桁の荷重を直下の支柱のみで負担すると仮定して次式から支保工計画用の反力Rを算出すると、表-5.2.9のとおりである。

$$\text{支保工計画用の反力} : R = R_{(主)} + R_{(横)}$$

$$\text{主桁自重分} : R_{(主)} = A_{(主)} \times L_{(主)} \times 24.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{横桁自重分} : R_{(横)} = A_{(横)} \times L_{(横)} \times 24.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

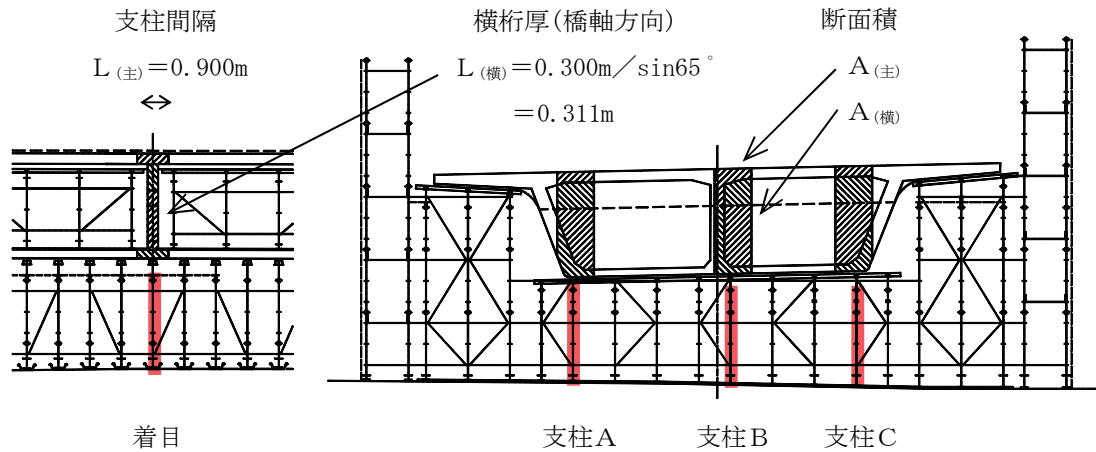


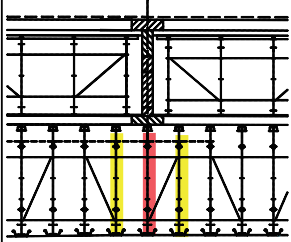
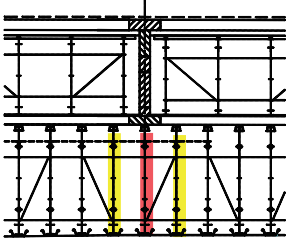
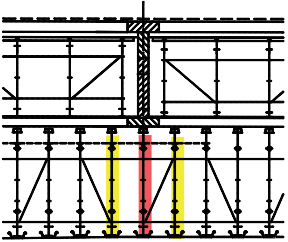
図-5.2.16 支柱が負担する主桁荷重

表-5.2.9 支保工計画用の反力

		断面積A (m <sup>2</sup> )			反力R (kN)			
		支柱A	支柱B	支柱C	支柱A	支柱B	支柱C	平均
2リフト	主桁	0.344	0.524	0.341	7.6	11.6	7.5	8.9
	横桁	0.759	0.579	0.762	6.2	4.7	6.2	5.7
1リフト	主桁	0.582	0.584	0.575	12.8	12.9	12.7	12.8
	横桁	1.403	1.463	1.410	11.4	11.9	11.4	11.6
合計					38.0	41.1	37.8	39.0

横桁荷重は、型枠や大引で橋軸方向に隣接する支柱に分散することが予想され、中間横桁直下の支柱が負担する横桁荷重を 100%・67%・50%の 3 パターンについて反力を試算すると、表-5.2.10 のとおりである。

表-5.2.10 横桁直下の支柱の平均反力（分担率の仮定）

分担率	100%	67%	50%
分担比	 0 : 1 : 0	 1 : 4 : 1	 1 : 2 : 1
1 リフト	$12.8 + 11.6 \times 1.00$ $= 24.4 \text{ kN}$	$12.8 + 11.6 \times 0.67$ $= 20.6 \text{ kN}$	$12.8 + 11.6 \times 0.50$ $= 18.6 \text{ kN}$
2 リフト	$8.9 + 5.7 \times 1.00$ $= 14.6 \text{ kN}$	$8.9 + 5.7 \times 0.67$ $= 12.7 \text{ kN}$	$8.9 + 5.7 \times 0.50$ $= 11.8 \text{ kN}$
合計	39.0kN (1.00)	33.3kN (0.86)	30.4kN (0.78)

また、主桁自重による反力が主ケーブル緊張によって減少する割合を、主桁自重による下向き変位（33.5mm）と主ケーブル緊張による上向き変位（11.9mm+17.1mm=29.0mm）の比率から推定すると、以下のとおりで、主ケーブルを全て緊張することで 87%の反力が解放されることが考えられる。

- ・「緊 1」 :  $11.9 / 33.5 = 36\%$
- ・「緊 2・3」 :  $17.1 / 33.5 = 51\%$
- ・合計 :  $= 87\%$



(5) 支保工反力の考察

1) 弾性変化による支保工反力増減の考察

支保工反力の弾性変化分の計測結果（支柱A～Cの平均値）と計算値を、図-5.2.17と表-5.2.11に示す。主桁自重反力の計測結果は、中間横桁直下の支柱が横桁荷重の2/3（分担率67%）を受け持つと仮定すると、計測結果と計算値がほぼ一致する。

計算値では、主ケーブル緊張によって反力が87%解放されるが、支保工反力の計測結果では97%（=32kN/33kN）で、設計で想定している程度のプレストレスが主桁に導入されていると考えられる。

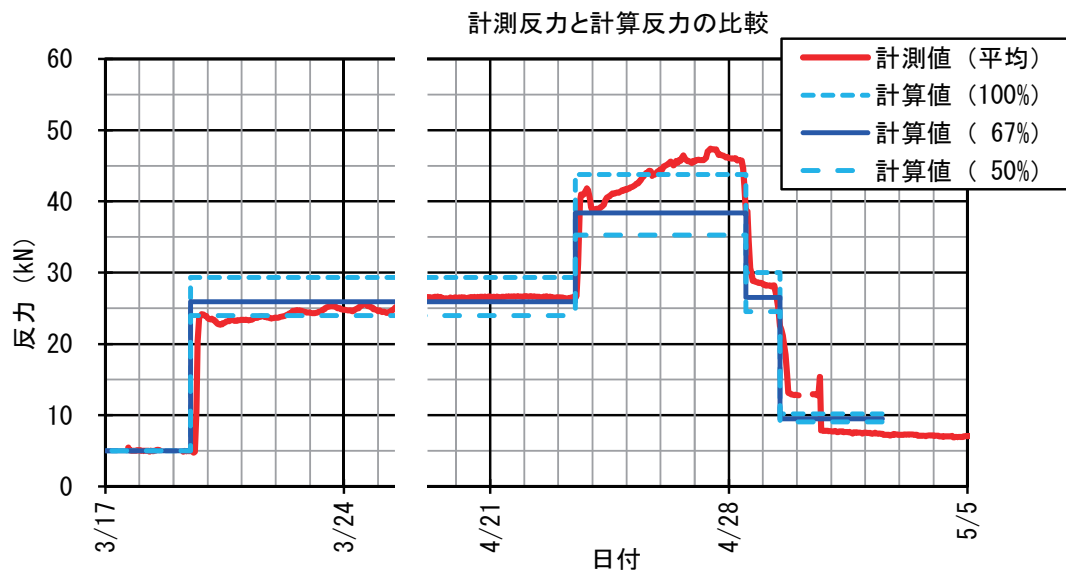


図-5.2.17 支保工反力の計測結果と計算値の比較

表-5.2.11 支保工反力の計測結果と計算値の比較 (単位：kN)

		主桁自重			主ケーブル緊張		
		「自1」	「自2」	合計	「緊1」	「緊2・3」	合計
計測結果		19	14	33	-17	-15	-32
計算値 (計測/計算)	分担率	24.3	14.5	38.8	-13.8	-19.8	-33.6
	100%	(0.78)	(0.97)	(0.85)	(1.23)	(0.76)	(0.95)
	67%	(0.93)	(1.10)	(0.99)	(1.44)	(0.89)	(1.11)
	50%	(1.02)	(1.20)	(1.09)	(1.57)	(0.97)	(1.22)

## 2) 弾性変化がない期間の支保工反力変化の考察

弾性変化がない期間（3月20日～4月22日、4月24日～4月27日）も、図-5.2.8や表-5.2.3のように反力の計測値が増加している。2リフト打設後の反力増は、図-5.2.18に示すように日平均気温の変化と類似（平均気温5℃上昇で反力が10kN増）しており、これは、2リフトを打設することで主桁剛性が大きくなり、温度変化による支柱の伸びを拘束して支柱に圧縮力が付加したことが考えられる。

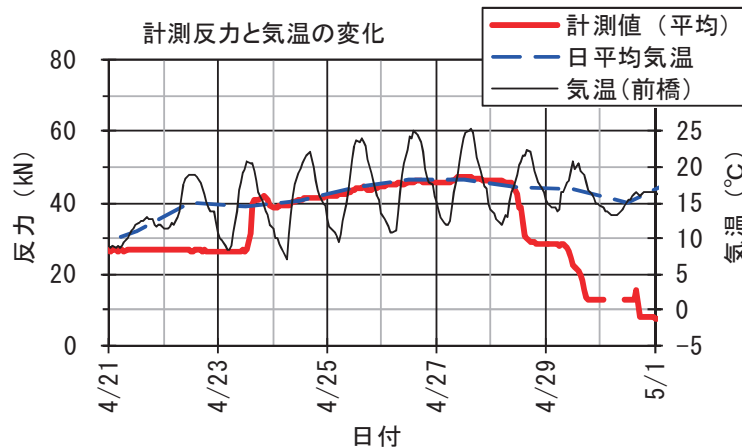


図-5.2.18 気温と日照時間の推移

しかし、支柱反力増の要因として以下の①から④を検証したが、いずれも要因に合わない現象が起きており、要因を確定するには至っていない。

- ①日平均気温の変化・・・図-5.2.18のように、各日とも10℃以上の気温変化があるが、支柱反力は気温変化に追随していない。
- ②支柱Aの温度膨張・・・図-5.2.19のように、南面の支柱Aには直射日光が照射したと思われるが、直射日光が当たらない支柱Cの反力も増加している。
- ③上床版の反り・・・図-5.2.19のように、上床版が温度上昇で上反りしたことが考えられるが、支柱Bの反力が減少していない。
- ④資機材の搬入・・・高欄施工用の資機材を橋面上に搬入することで反力が増加するが、夜間も持続的に反力が増加している。

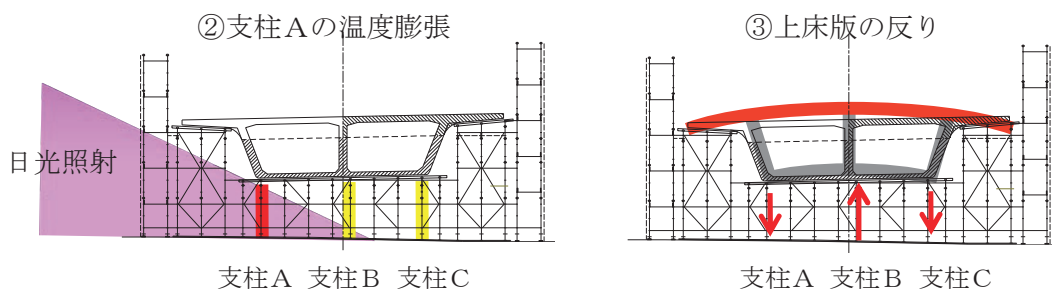


図-5.2.19 支柱反力増の要因

### 5.2.3 鉄筋ひずみとコンクリート温度

#### (1) 鉄筋ひずみとコンクリート温度の計測計画

生コン打設時や主ケーブル緊張時の鉄筋ひずみ・コンクリート温度を計測し、主桁自重や主ケーブル緊張で主桁に導入される応力レベルを設計計算で正しく把握できているか、また、コンクリートの硬化熱等で蓄積される初期応力がどの程度かについて検証する。

計測箇所は、**図-5.2.20** に示すP3～A2径間の4断面（A～D断面）の各部位で、計測期間は、第3区間のコンクリートの打設から主ケーブルを緊張して支保工を解体するまでの約2ヶ月間（平成26年3月中旬～5月初旬）、計測インターバルは1時間間隔とする。

A断面はP3支点部で、横締めPC鋼材が配置されている支承線上をA<sub>1</sub>断面、250mm離れた横締めPC鋼材間をA<sub>2</sub>断面とし、A<sub>2</sub>断面では張出床版先端付近の橋軸方向鉄筋2本（上筋と下筋）のひずみを計測した。

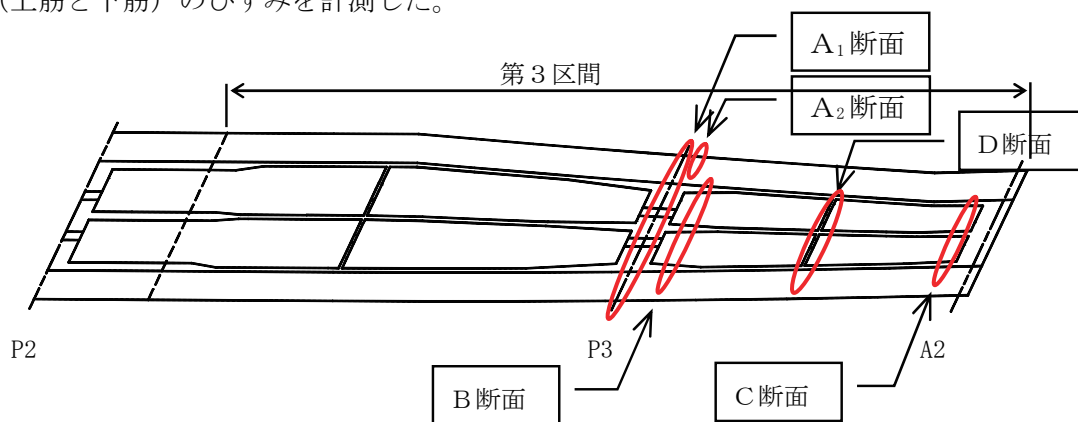


図-5.2.20 鉄筋ひずみの計測箇所

なお、気温については、気象庁ホームページの“過去の気象データ”で公開されている近隣観測所のデータを使用する。

支点部のA断面と支間部のB～D断面について、ゲージ・熱電対の設置概要を図-5.2.21に示す。A<sub>1</sub>断面については、支点横桁に拘束される主桁上縁の橋軸方向鉄筋および張出床版先端付近の橋軸方向鉄筋にひずみゲージ設置し、その近傍に熱電対を設置した。A<sub>2</sub>断面については、中間床版の橋軸直角方向鉄筋にひずみゲージとその近傍に熱電対を設置した。B～D断面については、主桁上下縁の橋軸方向鉄筋にひずみゲージを設置した。B断面に関しては、1リフトと2リフトの打継ぎ近傍に蓄積される橋軸方向鉄筋のひずみと近傍の温度も計測する。

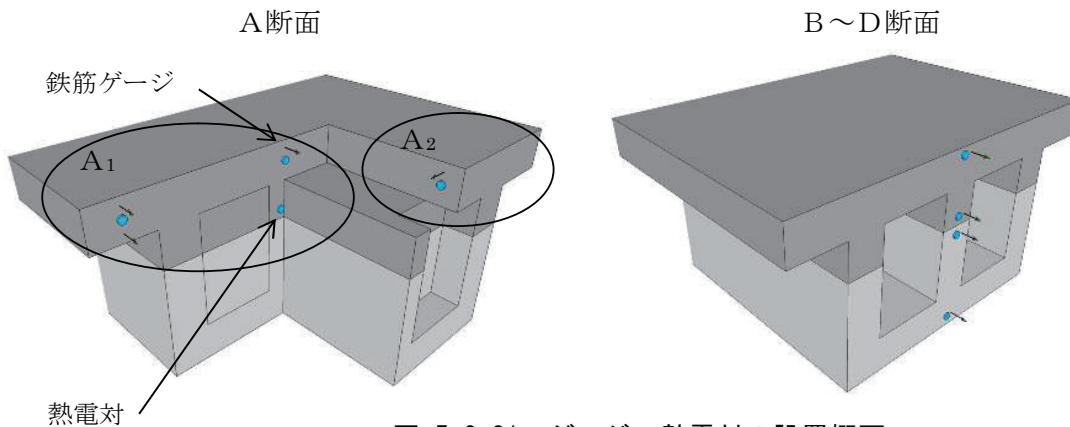


図-5.2.21 ゲージ・熱電対の設置概要

各断面の鉄筋ひずみ・コンクリート温度などの計測箇所数とチャンネル数の集計を表-5.2.12に示す。各断面の計測部位は、次頁以降の図-5.2.22(1)～(4)のとおりとする。

表-5.2.12 計測箇所数（チャンネル数）

計測項目	センサ	計測箇所数（チャンネル数）						備考
		A <sub>1</sub> 断面	A <sub>2</sub> 断面	B断面	D断面	C断面	合計	
鉄筋ひずみ	ゲージ※	5 (10)	2 (4)	12 (24)	2 (4)	4 (8)	25 (50)	
コンクリート温度	熱電対	4 (4)	—	6 (6)	—	—	10 (10)	
合計		11 (18)		18 (30)	2 (4)	4 (8)	35 (60)	

※：鉄筋ひずみゲージは、鉄筋の両面に貼り付ける

各ゲージ（鉄筋ひずみゲージと熱電対）の設置断面・部位を表-5.2.13に示す。なお、図-5.2.22の計測部位を示す印の内部を網掛けしたダミー鉄筋は、荷重等によるひずみを絶縁するために周囲に緩衝材を巻きつけた鉄筋で、温度の影響によるひずみを計測するためのものである。

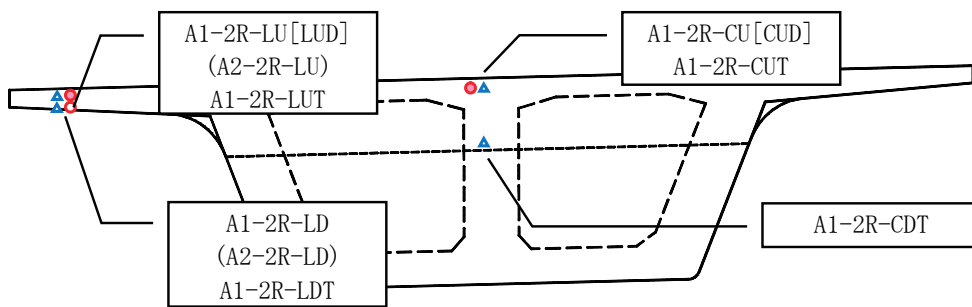


図-5. 2. 22 (1) A<sub>1</sub>・A<sub>2</sub>断面の計測部位

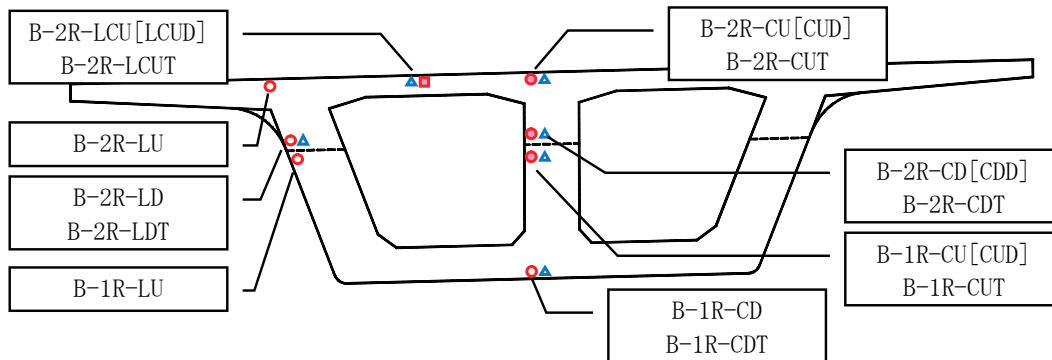


図-5. 2. 22 (2) B断面の計測部位

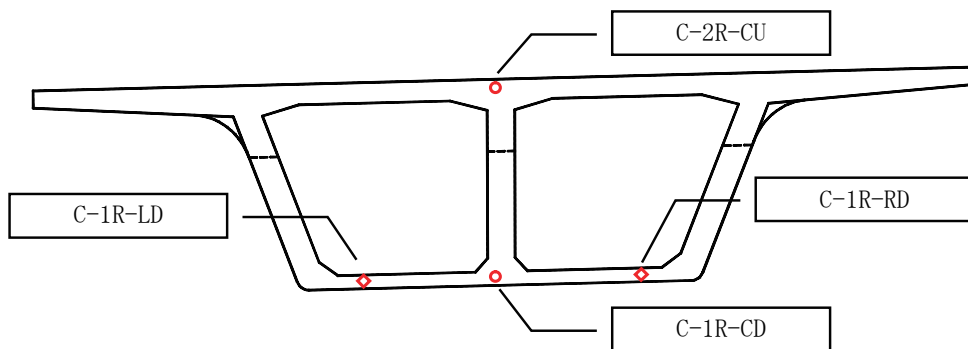


図-5. 2. 22 (3) C断面の計測部位

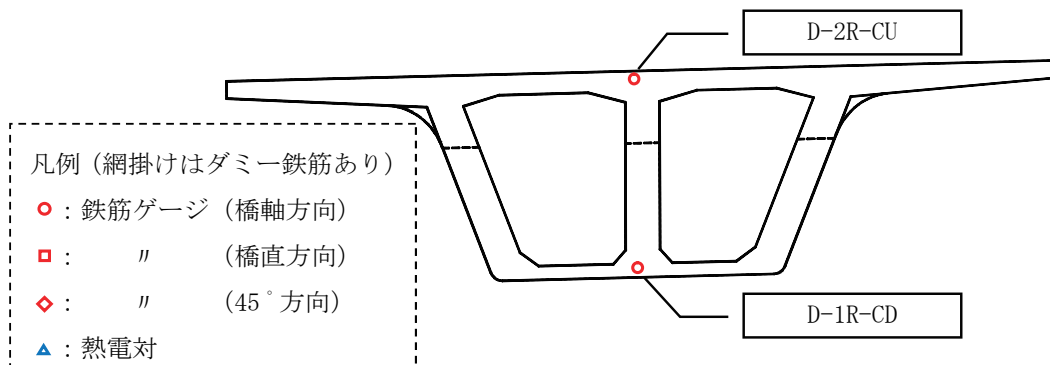


図-5. 2. 22 (4) D断面の計測部位



表-5.2.13 ゲージ名称と設置断面・部位

ゲージ名称	種類		設置断面				打設 リフト		設置部位			
	歪	熱	A	B	C	D	1L	2L	張出し 床版	外桁	中桁	床版
D -2R-CU1, 2	○					○		○			△	
D -1R-CD1, 2	○					○	○				▽	
C -2R-CU1, 2	○				○			○			△	
C -1R-LD1, 2	◎				○		○					▽
C -1R-CD1, 2	○				○		○				▽	
C -1R-RD1, 2	◎				○		○					▽
A1-2R-LU1, 2	○		①					○	△			
A1-2R-LUT		○	①					○	△			
A1-2R-LU1D, 2D	●		①					○	△			
A1-2R-LD1, 2	○		①					○	▽			
A1-2R-LDT		○	①					○	▽			
A1-2R-CU1, 2	○		①					○			△	
A1-2R-CUT		○	①					○			△	
A1-2R-CU1D, 2D	●		①					○			△	
A1-2R-CDT		○	①					○			◇	
A2-2R-LU1, 2	○		②					○	△			
A2-2R-LD1, 2	○		②					○	▽			
B -2R-LU1, 2	○			○				○		△		
B -2R-LCU1, 2	□			○				○				△
B -2R-LCUT		○		○				○				△
B -2R-LCU1D, 2D	■			○				○				△
B -2R-CU1, 2	○			○				○			△	
B -2R-CUT		○		○				○			△	
B -2R-CU1D, 2D	●			○				○			△	
B -2R-CD1, 2	○			○				○			◇	
B -2R-CDT		○		○				○			◇	
B -2R-CD1D, 2D	●			○				○			◇	
B -2R-LD1, 2	○			○				○		◇		
B -2R-LDT		○		○				○		◇		
B -1R-LU1, 2	○			○				○		◇		
B -1R-CU1, 2	○			○				○			◇	
B -1R-CUT		○		○				○			◇	
B -1R-CU1D, 2D	●			○				○			◇	
B -1R-CD1, 2	○			○				○			▽	
B -1R-CDT		○		○				○			▽	

ゲージ方向      断面      位置

○：橋軸方向      ①：A<sub>1</sub>断面      △：上側

□：橋直方向      ②：A<sub>2</sub>断面      ◇：中段

◎：斜め方向                     ▽：下側

●：橋軸ゲージ

■：橋直ゲージ

## (2) 鉄筋ひずみとコンクリート温度の計測結果

鉄筋ひずみ・コンクリート温度の計測結果は、参考資料1(2)、(3)のとおり。

鉄筋ゲージは、図-5.2.23のように、貼付け位置によっては鉄筋の曲がりの影響を受けるので、鉄筋の両側に貼った2点の測定値を平均することで曲げひずみ成分を排除し、鉄筋の軸ひずみ成分を算出する。ただし、表-5.2.14に示すように、一部のゲージのデータは有効ではないと考えられるため、その場合は片側の測定値のみを用い、平均値の場合は名称末尾を(a)、片方の場合は(1)または(2)とすることとした。

鉄筋軸ひずみの計算結果は、参考資料1(4)のとおり。また、その代表例として、B断面の鉄筋ひずみ(計測値)を図-5.2.24に、鉄筋軸ひずみ(計算値)を図-5.2.25に示す。

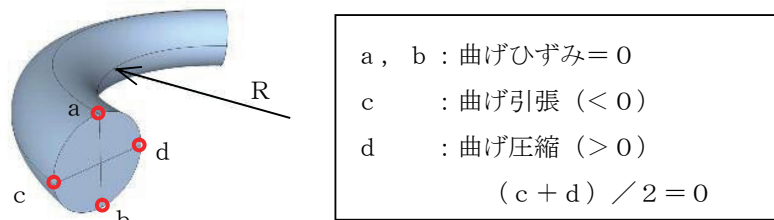


図-5.2.23 鉄筋ゲージ位置

表-5.2.14 ゲージデータの採否

ゲージ名 称	採否		備考	ゲージ名 称	採否		備考
	1	2			1	2	
D -2R-CU1, CU2	○	○	CU(a)	B -2R-LU1, LU2	○	○	LU(a)
D -1R-CD1, CD2	○	×	CD(1)	B -2R-LCU1, LCCU2	○	○	LCU(a)
C -2R-CU1, CU2	○	○	CU(a)	B -2R-LCU1D, LCU2D	○	○	LCUD(a)
C -1R-LD1, LD2	○	○	LD(a)	B -2R-CU1, CU2	×	○	CU(2)
C -1R-CD1, CL2	×	○	CD(2)	B -2R-CU1D, CU2D	○	○	CUD(a)
C -1R-RD1, RD2	○	○	RD(a)	B -2R-CD1, CD2	○	○	CD(a)
A1-2R-LU1, LU2	○	○	LU(a)	B -2R-CD1D, CD2D	○	○	CDD(a)
A1-2R-LU1D, LU2D	○	○	LUD(a)	B -2R-LD1, LD2	×	○	LD(2)
A1-2R-LD1, LD2	○	○	LD(a)	B -1R-LU1, LU2	○	×	LU(1)
A1-2R-CU1, CU2	○	○	CU(a)	B -1R-CU1, CU2	○	○	CU(a)
A1-2R-CU1D, CU2D	○	○	CUD(a)	B -1R-CU1D, CU2D	○	○	CUD(a)
A2-2R-LU1, LU2	○	○	LU(a)	B -1R-CD1, CD2	×	○	CD(2)
A2-2R-LD1, LD2	○	○	LD(a)				

B断面の1リフト鉄筋 (B-1R-CU) と2リフト鉄筋 (B-2R-CU) の各ひずみゲージの計測値を図-5.2.24に示す。

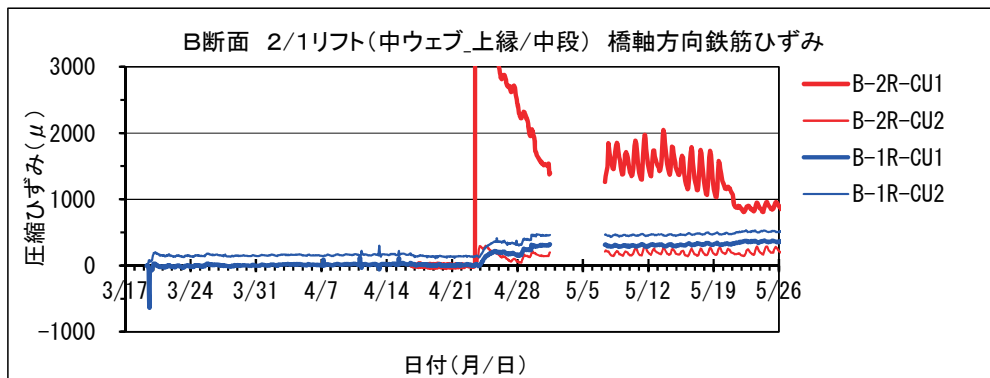


図-5.2.24 B断面の鉄筋ひずみの計測値

これらの鉄筋の軸ひずみは、以下のように算出することとした。その結果を図-5.2.25に示す。

- ・ 1リフト橋軸方向鉄筋 (B-1R-CU) ……B-1R-CU1 と B-1R-CU2 の計測値は3月19日14時から一定の差(約150 $\mu$ )があるが、平均して軸ひずみを算定(→B-1R-CU(a))
- ・ 2リフト橋軸方向鉄筋 (B-2R-CU) ……2R-CU1 の計測値は、4月23日に一時的に20,000 $\mu$ 以上の値となっているので、B-2R-CU2のみを使用(→B-2R-CU(2))

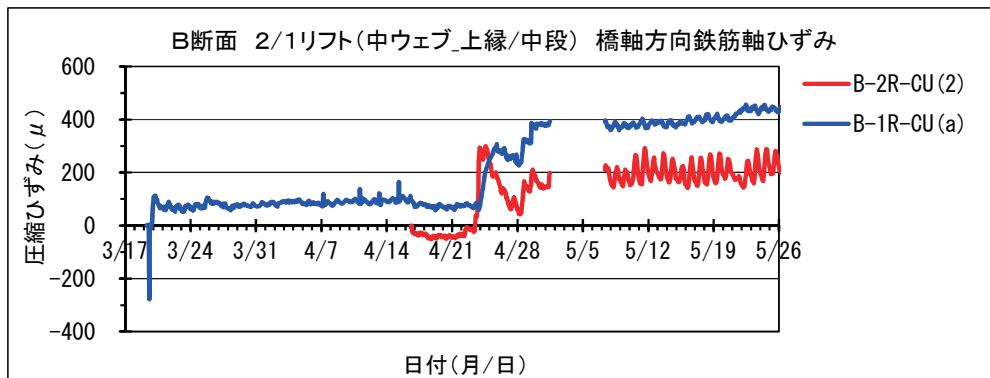


図-5.2.25 B断面の鉄筋軸ひずみの計算値

### (3) 鉄筋応力度の算定

B断面2リフトに配置した橋軸方向鉄筋(B-2R-CU)の軸ひずみは、**図-5.2.26**のように、2リフト打設(4月23日)までは「気温の日変化(5~20℃)に対してひずみは変動せず」で、コンクリート硬化後(5月8日以降)は「コンクリート温度の日変化(15~30℃)とともにひずみ変動(150~300 $\mu$ )」している。また、コンクリート温度(B-2R-CUT)については、気温(前橋)とほぼ同じ日変化で、線膨張係数を推定すると $10 \times 10^{-6} \mu / ^\circ\text{C}$ である。

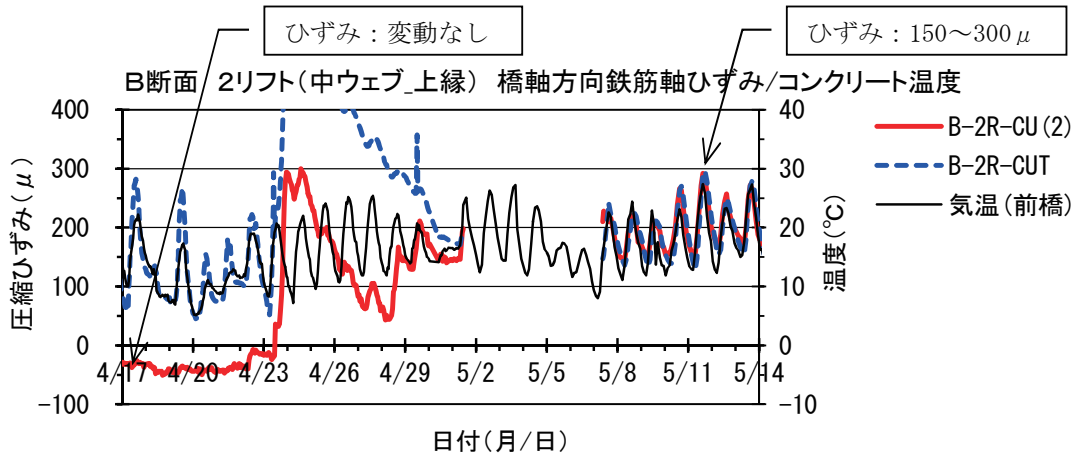


図-5.2.26 B断面2リフトの鉄筋ひずみと温度

ひずみには、**図-5.2.27**に示すように、全ひずみ・温度ひずみ・弾性ひずみの3種類があるが、ゲージの線膨張係数(11 $\mu / ^\circ\text{C}$ )が鉄筋と同程度であるため、温度変化による自由膨張ひずみ( $\epsilon_t$ )は検出されず、弾性ひずみ( $\epsilon_e$ )が計測される。

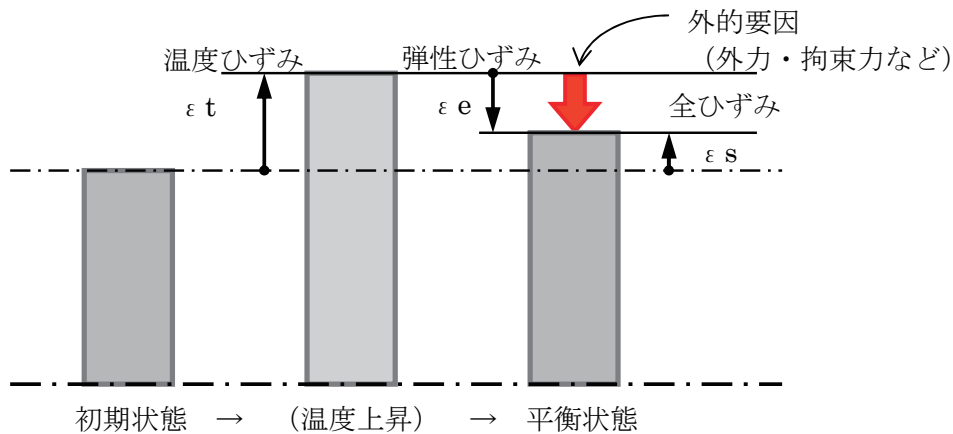


図-5.2.27 ひずみの概念

よって、鉄筋応力度( $\sigma_s$ )は、次式のように、鉄筋の軸ひずみ( $\epsilon_e$ )にヤング係数( $E_s$ )を乗じて算定する。鉄筋応力度の算定結果は、5.5.1節の(4)のとおり。

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_e$$

$E_s$ : 鉄筋のヤング係数 =  $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

#### (4) コンクリート・鉄筋応力度の計算値

第3区間施工時のコンクリート応力状態を、鉄筋ひずみを計測する図-5.2.28のA～D断面について「設計計算書」から抽出すると、表-5.2.15のとおりである。

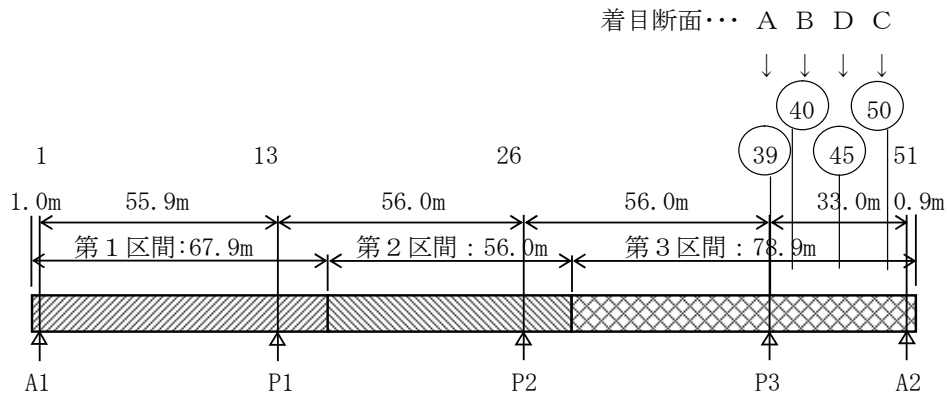


図-5.2.28 施工区間と着目断面

表-5.2.15 第3区間施工時のコンクリート応力度 (単位：N/mm<sup>2</sup>)

		A断面(sec-39)		B断面(sec-40)		D断面(sec-45)		C断面(sec-50)	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
荷重別 応力度	主桁自重	-4.78	6.19	-4.65	5.98	-0.10	0.19	0.26	-0.48
	プレ2次	1.97	-2.55	1.92	-2.47	1.26	-2.46	0.12	-0.23
	直後プレ	5.71	-1.07	5.63	-0.99	0.48	8.42	1.03	6.23
	クリープ	-0.07	-0.07	-0.05	-0.09	0.03	-0.37	-0.03	0.02
合成 応力度	施工直後	2.90	2.57	2.90	2.52	1.64	6.15	1.41	5.52
	60日後	2.83	2.50	2.85	2.43	1.67	5.78	1.38	5.54

第3区間施工時の鉄筋応力度は、コンクリートと鉄筋の弾性係数比を $n=7$ と仮定すると、表-5.2.16のとおりで、「クリープ」分は「施工直後」と「60日後」の差から算出した。

表-5.2.16 第3区間施工時の鉄筋応力度 (単位：N/mm<sup>2</sup>)

		A断面(sec-39)		B断面(sec-40)		D断面(sec-45)		C断面(sec-50)	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
合成 応力度	施工直後	20.3	18.0	20.3	17.6	11.5	43.1	9.9	38.6
	(クリープ)	-0.5	-0.5	-0.3	-0.6	+0.2	-2.6	-0.2	+0.2
	60日後	19.8	17.5	20.3	17.0	11.7	40.5	9.7	38.8



(5) 温度応力解析

1) 解析条件

3次元立体要素の全径間モデルで、図-5.2.29の第3区間の1リフトと2リフトのコンクリート打設時の温度応力解析をおこなった。

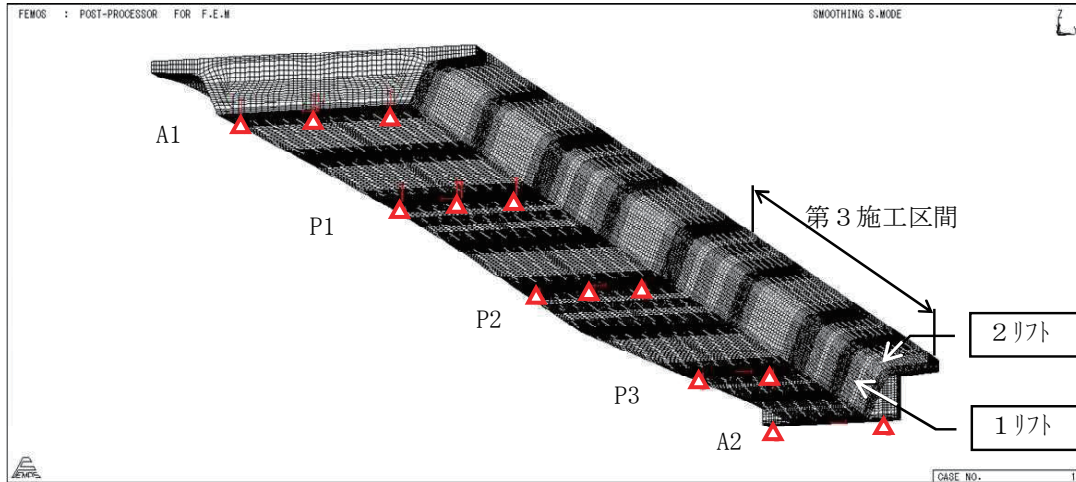


図-5.2.29 温度解析用の全径間モデル

温度解析の設定条件を表-5.2.17に、生コンの配合計画を表-5.2.18に示す。

表-5.2.17 温度解析の設定条件

( )内は養生日数

		1リフト	2リフト	備考		
打設条件	打設日	1日	36日			
	配合条件	表-5.2.18	表-5.2.18			
	生コン温度	15℃	20℃			
養生条件	養生温度	20℃	25℃	熱伝達率=13W/m <sup>2</sup> K		
	養生方法	外枠	鋼製(5日)	鋼製(5日)	熱伝達率=14W/m <sup>2</sup> K	
		内枠	床版下面	—	鋼製(5日)	〃
			ウェア内面	木製(5日)	—	熱伝達率=7W/m <sup>2</sup> K
	妻枠	木製(5日)	木製(5日)	〃		
	打設面	上床版	—	Qマット(14日)	熱伝達率=2W/m <sup>2</sup> K	
下床版		Qマット(45日)	—	〃		

表-5.2.18 生コンの配合計画

配合の設計条件	呼び方	コンクリート種類による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	セメントの種類による記号
	36-15-25H	普通	36	15cm	25mm	H
配合表 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水セメント比
	384	169	658	942	3.46	44.0%

## 2) ひび割れ指数の解析結果

第3区間のコンクリート打設時のひび割れ指数解析結果を以下に示す。

主ひずみ方向の最小ひび割れ指数は、図-5.2.30のとおりで、横桁部の張出床版先端のひび割れ指数が小さい。

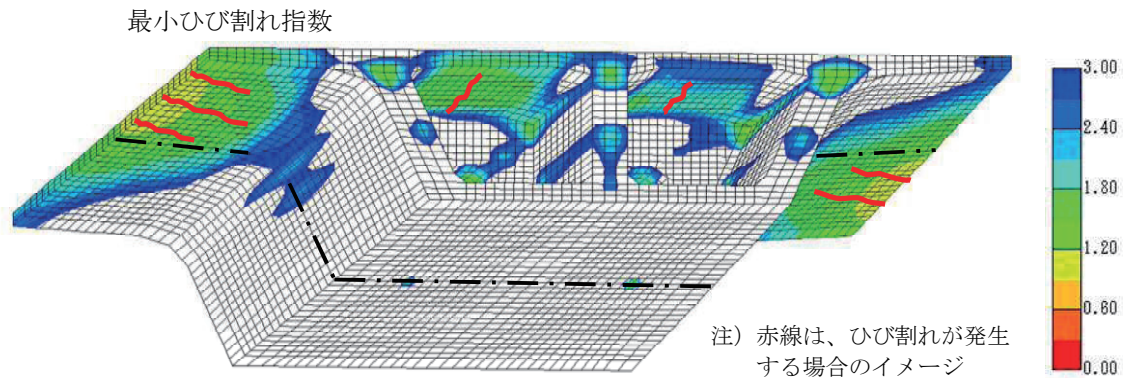


図-5.2.30 最小ひび割れ指数（主ひずみ方向）

P3横桁近傍の箱桁内部について、橋軸方向と直角方向のひび割れ指数を図-5.2.31に示す。箱桁内で橋軸方向のひび割れ指数が小さいのは、中ウェブの1リフト中間（⑤'）と中ウェブの2リフトハンチ付近（③'）で、直角方向のひび割れ指数が小さいのは、上床版下面（⑦'）である。

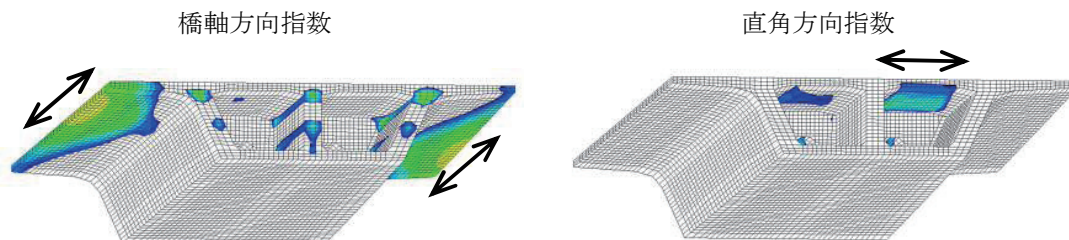


図-5.2.31 最小ひび割れ指数（橋軸・直角方向）

(6) 鉄筋応力度とコンクリート温度の考察

1) 張出床版と横桁（A断面）の温度

張出床版と横桁（A断面）のコンクリート最高温度を図-5.2.32に、コンクリート温度履歴を図-5.2.33に示す。

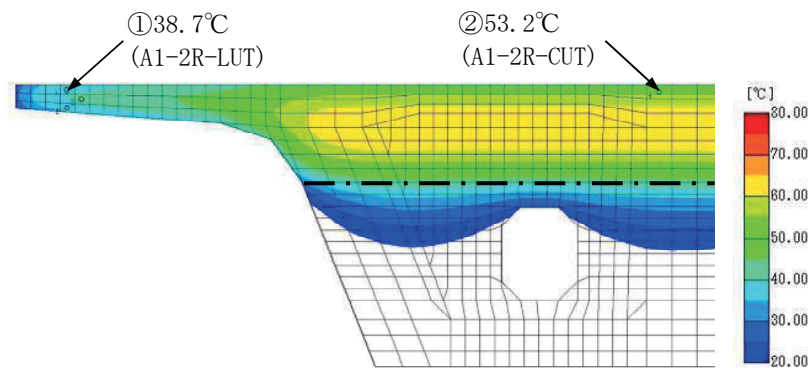


図-5.2.32 張出床版と横桁のコンクリート最高温度

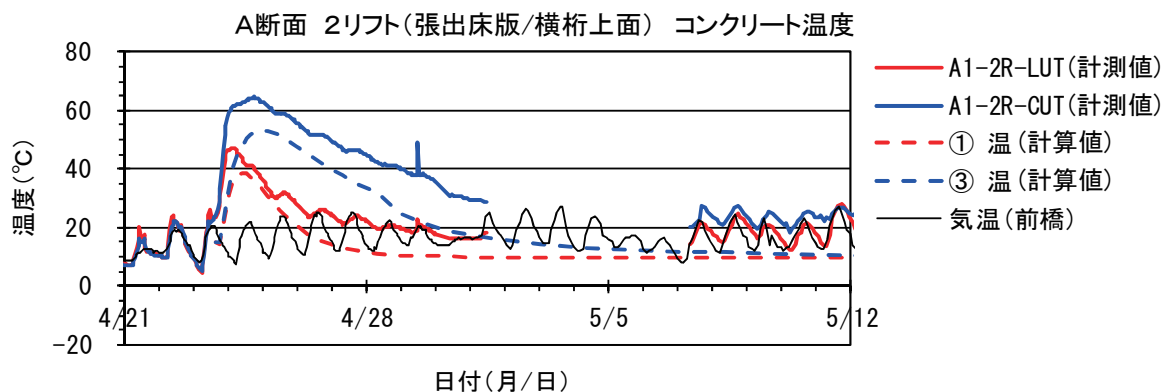


図-5.2.33 張出床版と横桁のコンクリート温度履歴

コンクリート最高温度の計測値と計算値を比較すると、表-5.2.19のように、計算値のほうが約10°C低い結果であった。これは、実際の外気温が10~20°Cの日変動に対して解析では10°C一定としたためと考えられる。

表-5.2.19 張出床版と横桁上面のコンクリート最高温度（計測値と計算値）

	A断面	
	張出床版	横桁上面
計測値	47.3	64.5
計算値	38.7	53.2
差	8.6	11.3

単位 (°C)

2) 2リフト打設時の1リフトウェブ（B断面）の温度

2リフト打設時の1リフトウェブ（B断面）のコンクリート最高温度を図-5.2.34に、コンクリート温度履歴を図-5.2.35に示す。

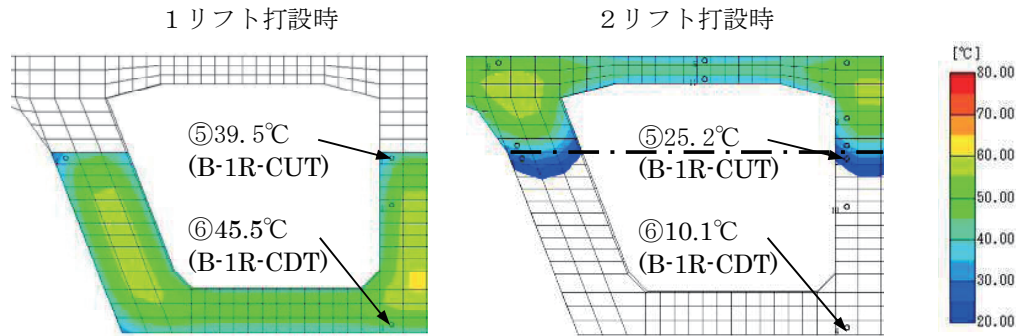


図-5.2.34 1リフトウェブのコンクリート最高温度

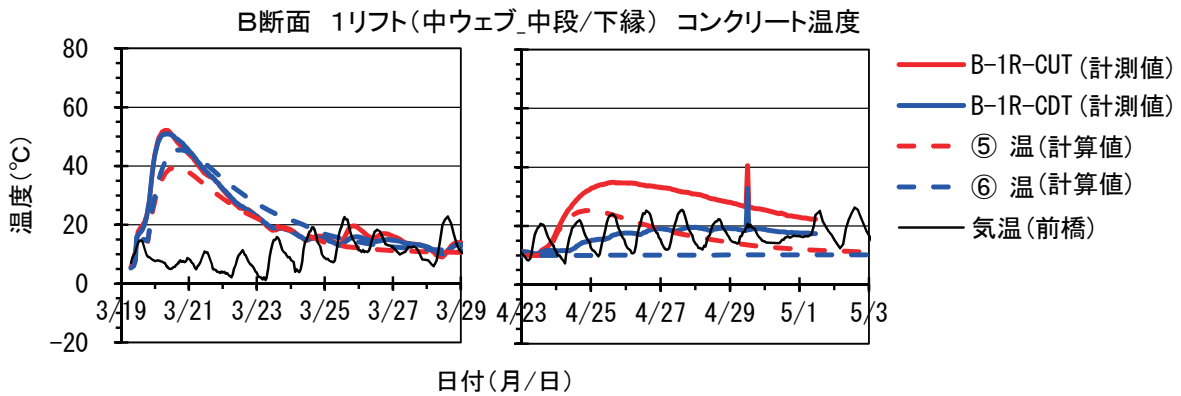


図-5.2.35 1リフトウェブのコンクリート温度履歴

コンクリート最高温度の計測値と計算値を比較すると、表-5.2.20のように、2リフト打設によって1リフトウェブの下面温度が9.24°C上昇したが、その後も20°C程度を持続しており、気温上昇の影響が大きいと考えられる。1リフトウェブの上面温度は24.4°C上昇したが、気温上昇の影響が+9.2°C（1リフト下面の温度上昇分）とすると、2リフトからの熱伝達の影響は+15.2°C（=24.4-9.2）で、計算値（+15.2°C）と一致する。

表-5.2.20 1リフトウェブのコンクリート最高温度（計測値と解析値）

	1リフト打設時		2リフト打設時	
	1リフト上面 B-1R-CUT	1リフト下面 B-1R-CDT	1リフト上面	1リフト下面
計測値	52.1	51.0	10.4→34.8 (+24.4)	10.4→19.6 (+9.2)
計算値	39.5	45.5	10.0→25.2 (+15.2)	10.0→10.1 (+0.1)
差	12.6	5.5	9.6	9.5

単位 (°C)

### 3) 2リフト打設時の箱桁内ウェブ (B断面) の温度

2リフト打設時の箱桁内ウェブ (B断面) のコンクリート最高温度を図-5.2.36に、コンクリート温度履歴を図-5.2.37に示す。

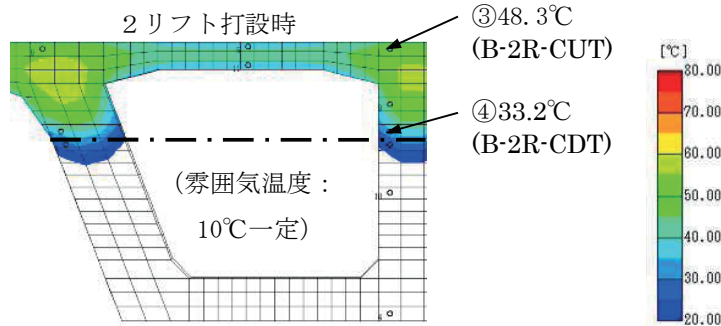


図-5.2.36 2リフトウェブのコンクリート最高温度

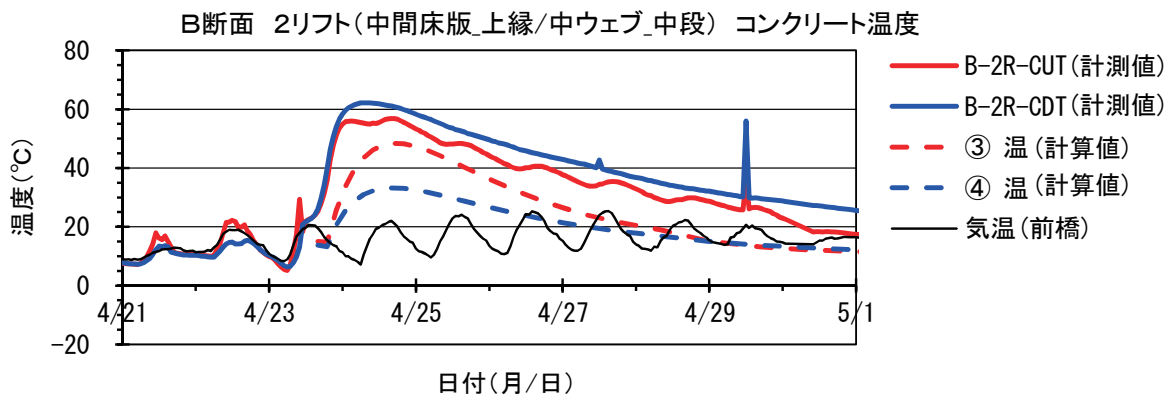


図-5.2.37 コンクリート温度履歴

コンクリート最高温度の計測値と計算値を比較すると、表-5.2.21のように、2リフト下面で解析値のほうが29.0°C低い結果であった。これは、閉鎖空間である箱桁内の空気がコンクリート硬化熱で温められたことが原因と考えられ、解析で、箱桁内の雰囲気温度を10°C一定ではなく40°C程度に設定すれば、計測値と計算値が符合すると推察される。

表-5.2.21 箱桁内ウェブのコンクリート最高温度 (計測値と計算値)

	2リフト打設時	
	2リフト上面	2リフト下面
計測値	56.8	62.2
計算値	48.3	33.2
差	8.5	29.0

単位 (°C)

#### 4) 張出床版（A断面）の橋軸方向鉄筋応力度

張出床版先端付近の橋軸方向鉄筋

(図-5.2.38) の応力度履歴を

図-5.2.39 に示す。

4月23日が2リフトの生コン打設日で、4月23日20時から25日0時にかけて一時的に圧縮応力が導入されたのは、コンクリート硬化熱によると推察される。

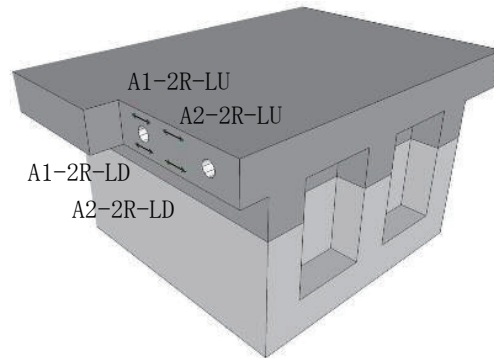


図-5.2.38 張出床版の橋軸方向鉄筋

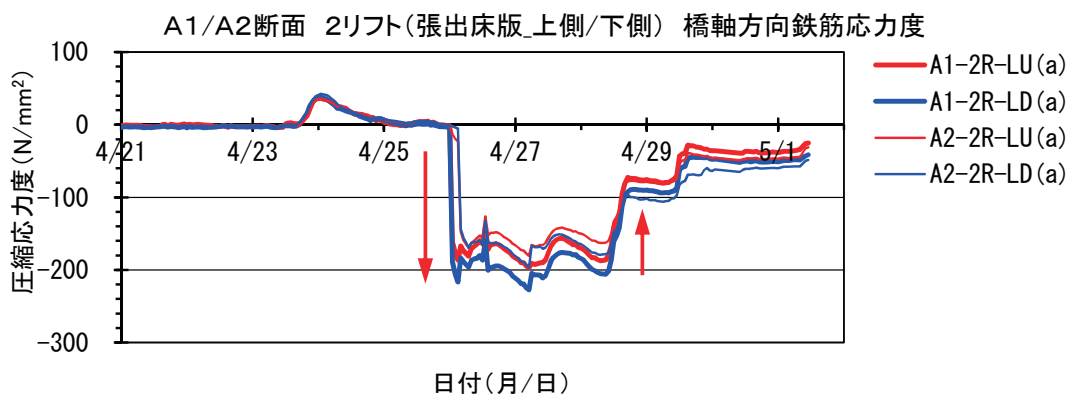


図-5.2.39 張出床版の橋軸方向鉄筋応力度

4月26日1時に、張出床版上下縁の鉄筋に約200N/mm<sup>2</sup>の引張応力が発生しており、床版が軸引張を受けた挙動である。4月28日10～16時と4月29日10～14時には圧縮応力が導入されており、主ケーブルの緊張時期と一致はするものの、応力度レベルは以下で試算するように設計値の約7.5倍である。この理由として、橋軸直角方向にひび割れが発生したが、主ケーブルの緊張でひび割れが閉じたことが考えられ、ひび割れ発生のタイミング(4月26日1時)は、図-5.2.45のひび割れ指数が最小になる時期と一致している。

主ケーブル緊張によって鉄筋に導入される圧縮応力度の試算

主ケーブルの緊張で主桁上縁に導入される応力度は、「設計計算書」より

$$\sigma_{cu} = 2.89 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{sec-39 上縁})$$

鉄筋とコンクリートのヤング係数比を  $n = 7$  とし、鉄筋応力度を算出すると

$$\sigma_s = 2.89 \times 7 = 20.2 \text{ N/mm}^2$$

4月28～29日に導入された圧縮応力度は

$$\sigma \doteq (-200 \text{ N/mm}^2 \rightarrow -50 \text{ N/mm}^2) = 150 \text{ N/mm}^2$$

計測値と計算値の比率は

$$k = \text{計測} / \text{計算} = 150 / 20 = 7.5$$



5) 張出床版（A断面）の鉄筋応力度の日変動

張出床版先端付近の橋軸方向鉄筋

(図-5.2.40) の応力度履歴を

図-5.2.41 に示す。

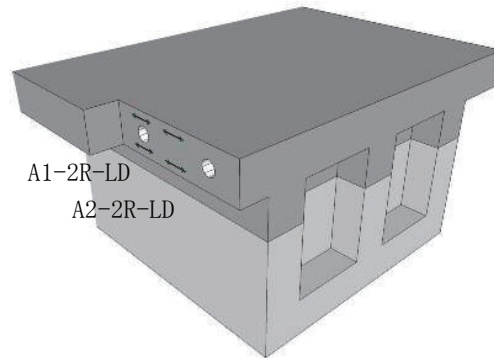


図-5.2.40 張出床版の橋軸方向鉄筋

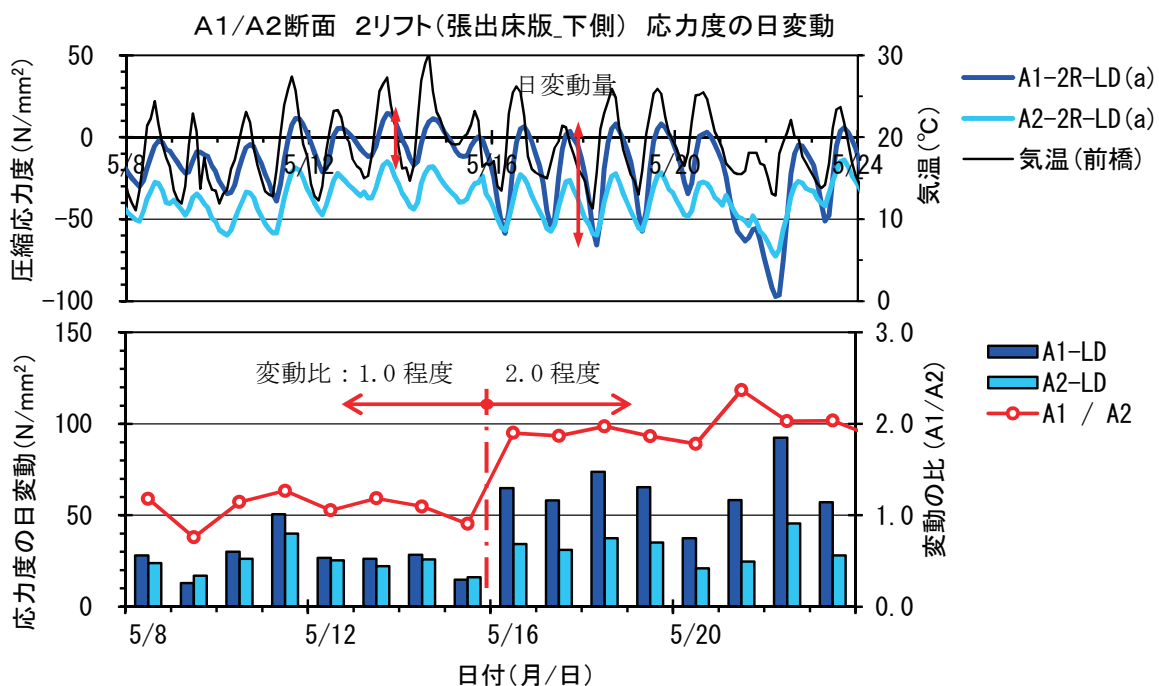


図-5.2.41 張出床版の鉄筋応力度の日変動

支保工を解体した（4月30日から5月7日）後の5月8日からの約2週間の履歴で、主桁に荷重等が作用していない時期であるが、張出床版先端の橋軸方向鉄筋応力度が、日変動で20～30N/mm<sup>2</sup>程度振幅している。気温の変動に同調しており、次式に示すように気温の日変動の10～15℃に相当する。

$$\Delta T = (20 \sim 30 \text{ N/mm}^2) / (10 \times 10^{-6}) / (2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2) = 10 \sim 15^\circ\text{C}$$

応力振幅
線膨張係数
ヤング係数

なお、5月16日以降は、A1断面の鉄筋応力度の日変動が約2倍になっており、張出床版の橋軸直角方向にひび割れが発生し、気温の日変動でひび割れが開閉することに連動して鉄筋応力度が大きく変動するようになったと推察される。

6) 主桁上下縁（B～D断面）の考察

主桁上下縁の鉄筋（図-5.2.42）の応力度履歴を図-5.2.43に示す。また、鉄筋応力度の計算値と計測値を表-5.2.22に示す。

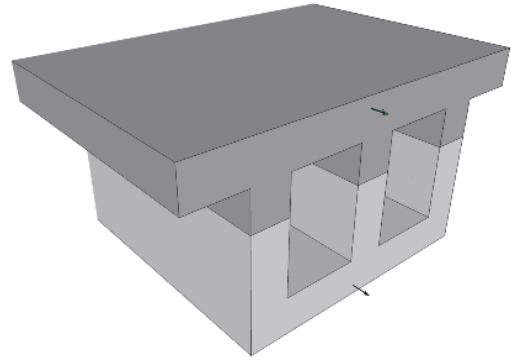


図-5.2.42 主桁上下縁の橋軸方向鉄筋

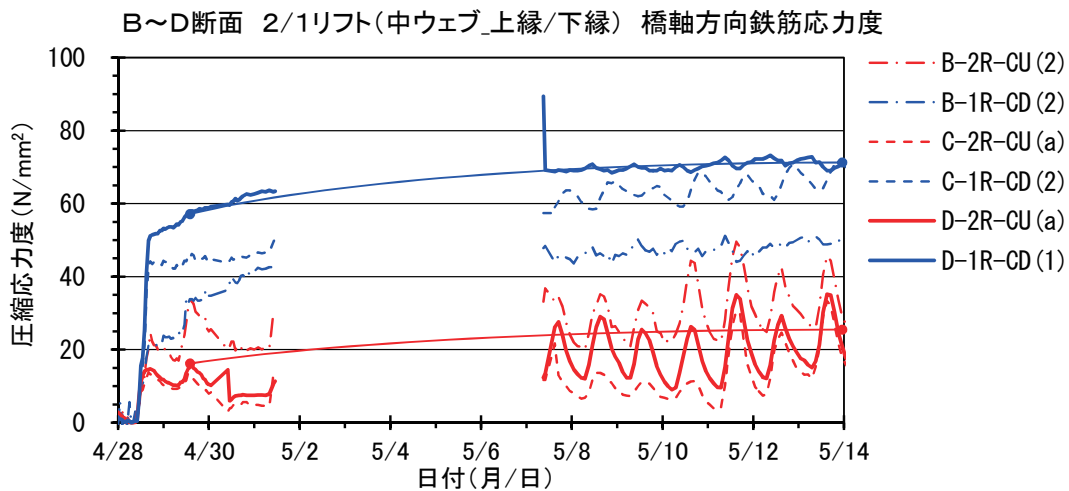


図-5.2.43 主桁上下縁の橋軸方向鉄筋応力度

表-5.2.22 鉄筋応力度の計算値と計測値 (単位：N/mm<sup>2</sup>)

		計算値			計測値		
		緊張後	60日後	クリープ <sup>°</sup>	緊張後 (4/29)	解体後 (5/14)	
B断面 (P3近傍)	sec-40	上縁	20	20	-0	33	+1
		下縁	18	17	-1	34	+16
D断面 (支間部)	sec-45	上縁	11	11	+0	16	+7
		下縁	43	40	-3	58	+13
C断面 (A2近傍)	sec-50	上縁	10	10	-0	13	+8
		下縁	39	39	+0	46	+14

緊張後の鉄筋応力度を比較すると、計算値に比べて計測値のほうがやや大きい程度（1.2～1.9倍）であるが、緊張後の応力漸増は計測値が1桁大きく、その理由は特定できていない。なお、主桁上縁の鉄筋応力度は、約20N/mm<sup>2</sup>の日変動が生じており、気温変化と直射日光の影響と考えられる。20N/mm<sup>2</sup>の応力変動を温度変化量に換算すると、次式に示すように10℃である。

$$T = 20\text{N/mm}^2 / (10 \times 10^{-6} \times 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2) = 10^\circ\text{C}$$



### 7) P 3 張出床版部のひび割れ指数

主桁上面のひび割れ指数（P 3 支点付近）を図-5.2.44 に、張出床版先端の橋軸方向のひび割れ指数履歴を図-5.2.45 に示す。ひび割れが発生しやすい箇所は、横桁部直交方向（①\*）の張出床版先端付近である。また、ひび割れが発生しやすい時期は、生コン打設（4月23日）の2～3日後の一時期で、その後、温度応力は圧縮応力に転じる。

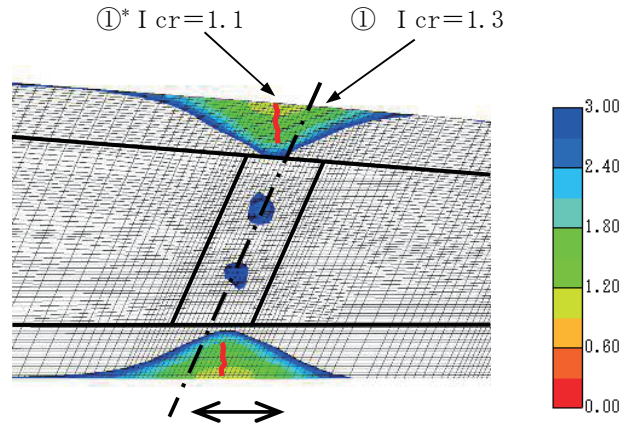


図-5.2.44 橋軸方向ひび割れ指数

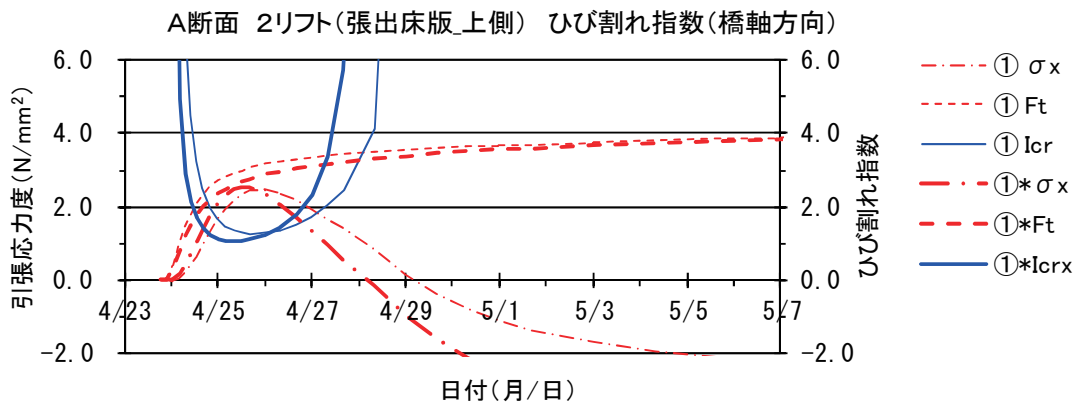


図-5.2.45 ひび割れ指数

実構造物に発生したひび割れは、写真-5.2.1 に示すとおりで、張出床版先端に配置した床版横締め鋼材の支圧板がひび割れの起点となり、床版横締め鋼材に沿って斜角方向に伸展した。

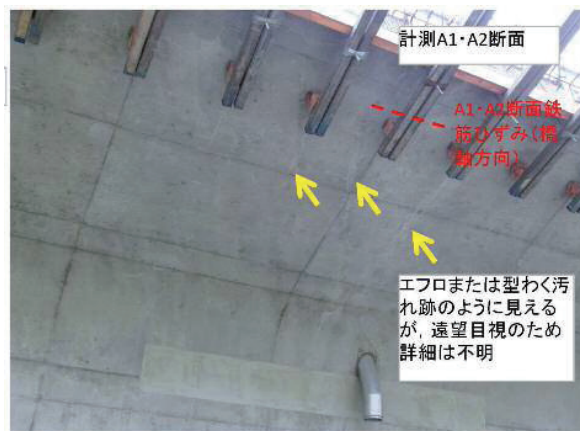


写真-5.2.1 張出床版のひび割れ

### 8) P3横桁近傍の箱桁内部のひび割れ指数

P3横桁近傍の箱桁内部について、橋軸方向と直角方向のひび割れ指数を図-5.2.46に示す。

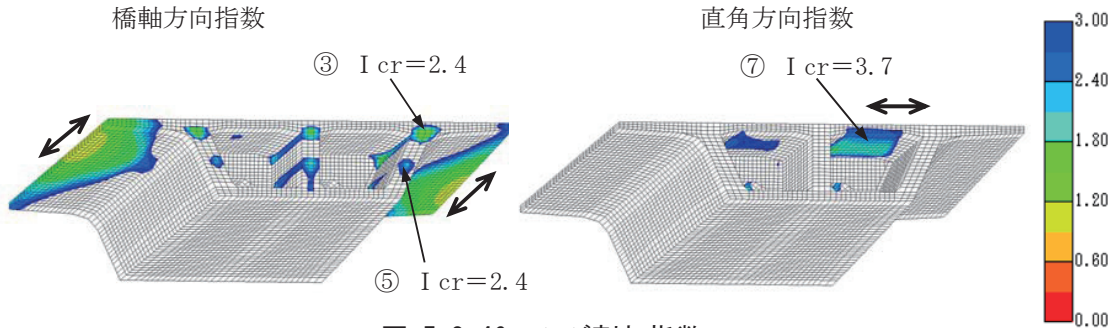


図-5.2.46 ひび割れ指数

外ウェブの橋軸方向のひび割れ指数履歴を図-5.2.47と図-5.2.48に示す。1リフト中間(5)は、生コン打設翌日の一時期にひび割れが発生しやすいが、長期的には圧縮応力状態となる。2リフトハンチ付近(3)は、温度降下時の収縮が1リフトに拘束されるために引張応力が残留する。

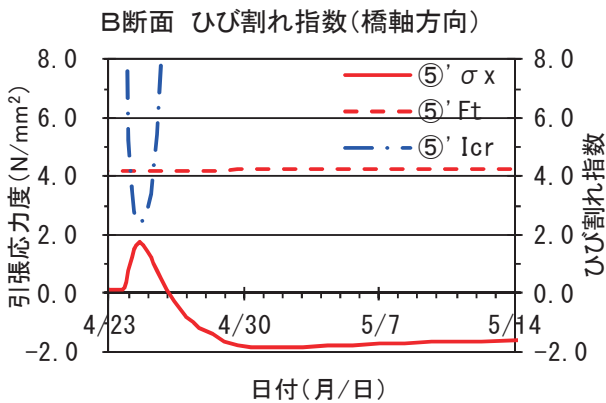


図-5.2.47 ひび割れ指数 (1リフト)

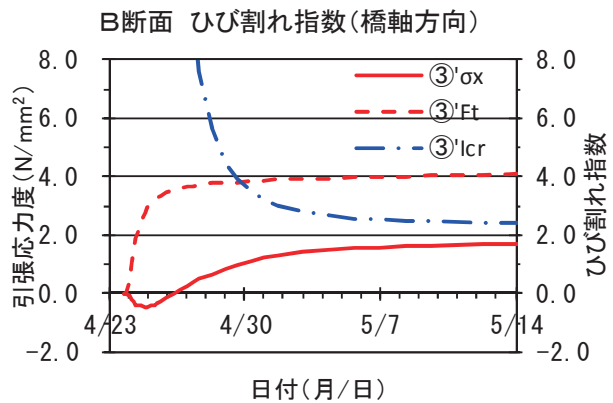


図-5.2.48 ひび割れ指数 (2リフト)

実構造物に発生したひび割れは、写真-5.2.2に示すとおりで、2リフトの上床版とウェブが橋軸方向に引っ張られたことを示唆している。ひび割れ指数からは、ひび割れが発生するとは考え難い。しかし、橋軸方向に $2.0\text{N/mm}^2$ 近い引張応力が生じる結果となっており、箱桁内の雰囲気温度の設定違いや1リフトと2リフトの収縮差が1リフトで拘束されたことなどが、ひび割れ発生の要因となった可能性がある。



写真-5.2.2 箱桁内部のひび割れ

### 5.3 施工中の挙動計測（その2：張出し架設）

#### 5.3.1 橋梁概要

##### (1) 構造概要

実橋の状況と設計計算との整合程度を検証するために、主桁内の鉄筋ひずみやウェブ側面のコンクリートひずみ、施工ブロックの目地開きを計測する。

計測対象橋梁の概要は以下のとおりで、全体一般図を図-5.3.1に示す。

構造形式：PC4径間連続ラーメン1（～2）室箱桁（計測対象は1室箱桁）

施工方法：片持ち張出し施工

A1～P1径間は、P1柱頭部から移動作業車によって張出し工法で施工する。ブロック割りは、図-5.3.2に示すとおりで、各張出し施工のおもな施工イベントは、表-5.3.1のとおりである。

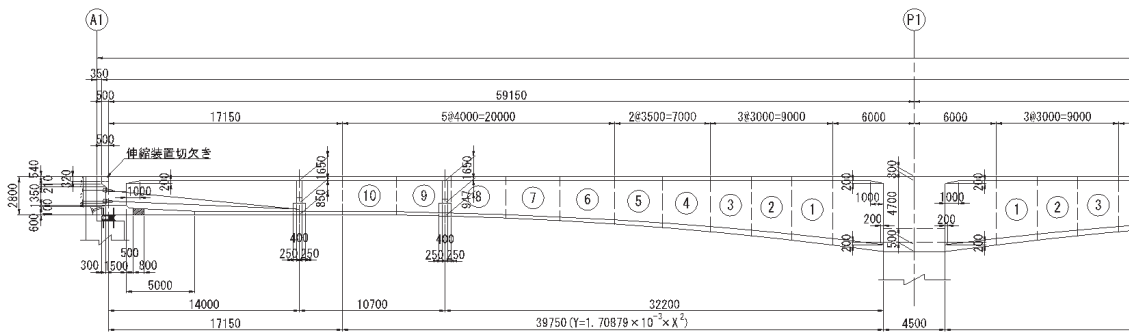


図-5.3.2 施工ブロック割り

表-5.3.1 P1張出しのイベント日付

	移動作業車 前進	生コン 打設	PC鋼材 緊張	備考
第1ブロック	—	—	—	
第2ブロック	H26.09/12	H26.09/22	H26.09/24	
第3ブロック	H26.09/24	H26.10/01	H26.10/03	
第4ブロック	H26.10/03	H26.10/09	H26.10/11	
第5ブロック	H26.10/11	H26.10/17	H26.10/20	
第6ブロック	H26.10/20	H26.10/24	H26.10/27	
第7ブロック	H26.10/27	H26.11/02	H26.11/05	
第8ブロック	H26.11/05	H26.11/10	H26.11/12	
第9ブロック	H26.11/12	H26.11/18	H26.11/20	
第10ブロック	H26.11/20	H26.11/26	H26.11/28	



## (2) 設計概要

本橋の設計概要は以下のとおり。

### ○主桁断面力：

- ・主桁（1～2室箱桁断面）を棒部材と仮定して、任意形平面骨組み解析により、**図-5.3.3**のようなモデルを計算
- ・骨組みは桁高変化による軸線の変化を無視し、径間中央での図心を通る直線
- ・橋脚基部は水平・鉛直・回転バネを考慮、端支点は支承水平バネを考慮
- ・プレ2次およびクリープ断面力は、構造系変化にともなうクリープ変形量をもとに変位法により計算

※平面曲線（R=1400m）への対応については、各径間の交角が5°以下なので、道示Ⅲ15.3(2)より曲線長を支間とする直線橋として算定

※多重箱桁部（2室箱桁）の対応については、幅員支間比=17.41m/59.15m=0.29<0.5なので、道示Ⅲ10.3(3)より全断面を1本梁とした梁理論により断面力を算定

### ○環境条件：

- ・相対湿度 70%、温度 20℃

### ○施工方法とステップ材齢：

- ・施工順序は**図-5.3.4**のようなステップで、設計計算ではクリープ係数算出用の工程として**表-5.3.2**のようなコンクリート材齢を想定している

表-5.3.2 P 1 張出しの主な経過日数

	施工内容	経過日数		備考（施工時期）
		設計	実施工	
step1	P 1 最大張出し	240 日	150 日	H26.04/01～11/30
step6	P1～P2 閉合	304 日	200 日	～H27.01/20
step8	A1 側径間施工	306 日	250 日	～H27.03/10
step9	P2～P3 閉合	308 日	230 日	～H27.02/20
step10	A2 側径間施工	310 日	280 日	～H27.04/10
step11	橋面施工	370 日	340 日	～H27.06/10

実施工の起算日は、P 1 柱頭部完成の H26.06/30

### ○配筋要領

- ・打継ぎ部の新ブロック側の直角方向鉄筋を、道示Ⅲ20.6(7)「打継目に、乾燥収縮によるひび割れが発生しないように配慮」して、5@100の密配置

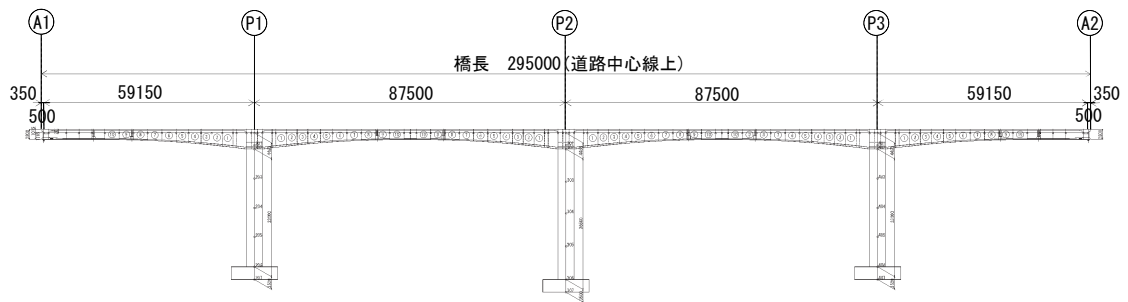


図-5.3.3 任意形平面骨組み解析用のモデル

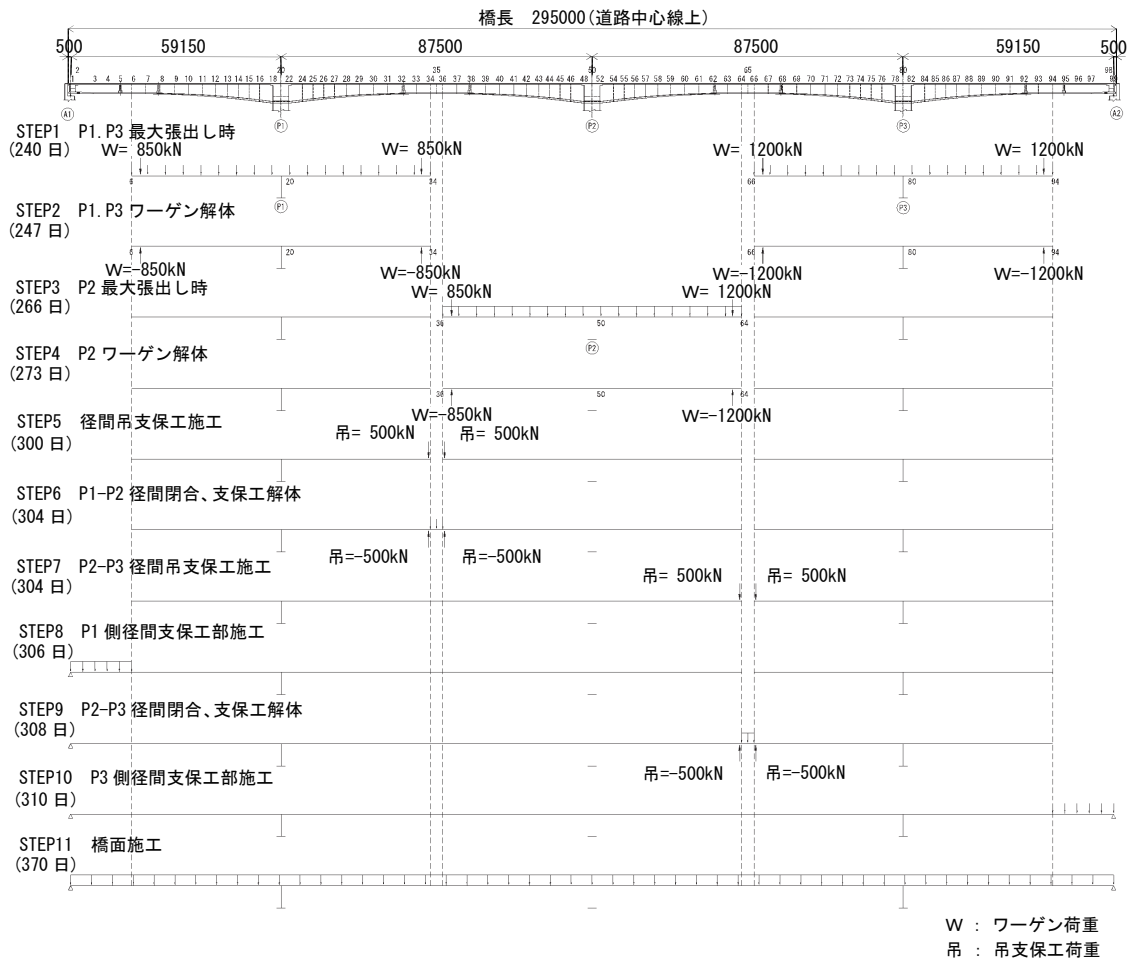


図-5.3.4 施工ステップ



### 5.3.2 鉄筋・コンクリートひずみとコンクリート温度

#### (1) 鉄筋・コンクリートひずみとコンクリート温度の計測計画

各ブロックの張出し施工の移動作業車前進時や生コン打設、PC鋼材緊張時の鉄筋ひずみ・コンクリート温度を計測し、各段階で主桁に導入される応力レベルを設計計算で正しく把握できているか、また、コンクリートの硬化熱等で蓄積される初期応力がどの程度かについて検証する。

計測箇所は、図-5.3.5に示すように、架設時の斜め引張応力度が大きくなる第2ブロック（せん断力は最大ではないが、桁高・ウェブ厚との兼ね合いがあるため）と、自重による下縁引張応力度が最大になる第10ブロックとし、計測期間は、P1張出し施工の約3ヶ月間（平成26年9月下旬～12月下旬）、計測インターバルは1時間間隔とする。

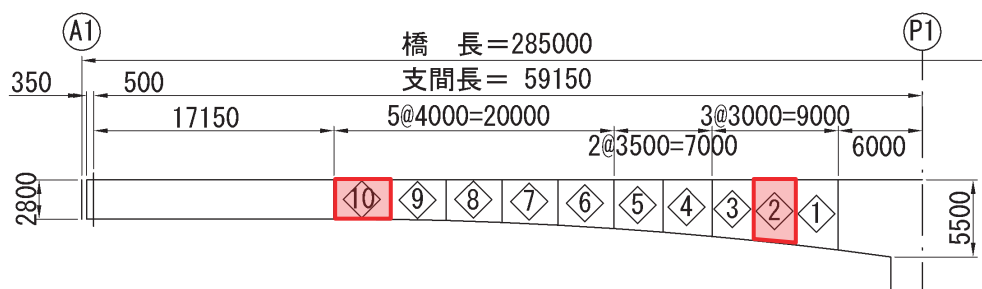


図-5.3.5 計測位置

なお、気温については、気象庁ホームページの“過去の気象データ”で公開されている近隣観測所のデータを使用する。

P1張出しの第2ブロックと第10ブロックについて、ゲージ・熱電対・変位計の設置概要を図-5.3.6に示す。新ブロック側打継ぎ部については、旧ブロックに拘束される直角方向を計測し、先端寄りの橋軸方向も計測する。また、張出床版先端部の打継ぎ目地にパイ型変位計を設置し、目地開きが生じた場合の目地幅を計測する。

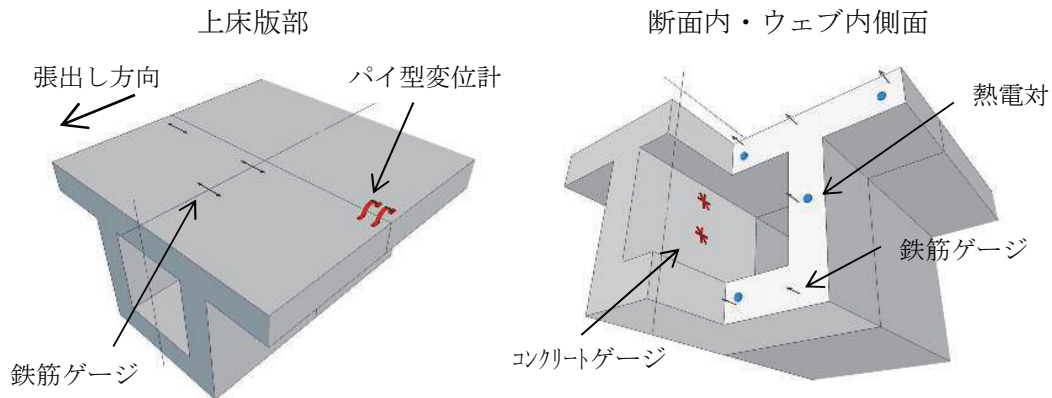


図-5.3.6 ゲージ・熱電対・変位計の設置概要

各断面の鉄筋ひずみ・コンクリート温度などの計測箇所数とチャンネル数の集計を表-5.3.3に示す。各断面の計測部位は、次頁以降の図-5.3.7(1)～(3)のとおりとする。

表-5.3.3 計測箇所数（チャンネル数）

計測項目	センサ	計測箇所数（チャンネル数）			備考
		第10ブロック	第2ブロック	合計	
鉄筋ひずみ	ひずみ計	8 (16)	12 (24)	20 (40)	1本の両面
コンクリートひずみ	ひずみ計	2 (6)	2 (6)	4 (12)	3軸ゲージ
コンクリート温度	熱電対	4 (4)	4 (4)	8 (8)	
目地開き	パイ型変位計	2 (2)	2 (2)	4 (4)	
合計		16 (28)	20 (36)	36 (64)	

各ゲージ（各種ひずみゲージと熱電対、パイ型変位計）の設置断面・部位を表-5.3.4に示す。



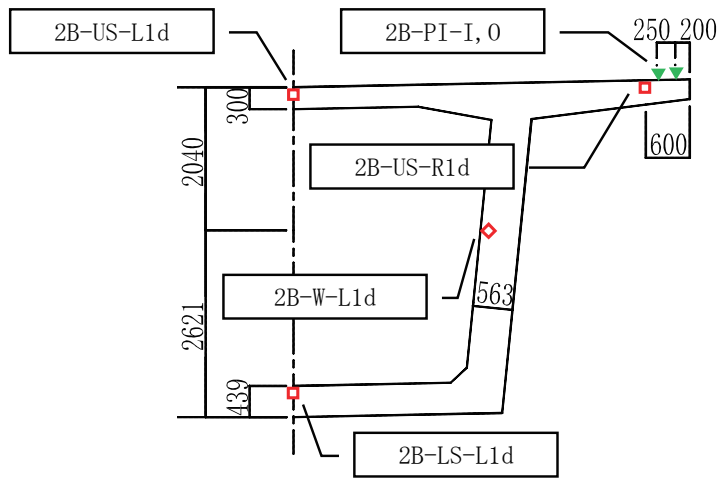


図-5.3.7(1) 第2ブロック付根の計測部位

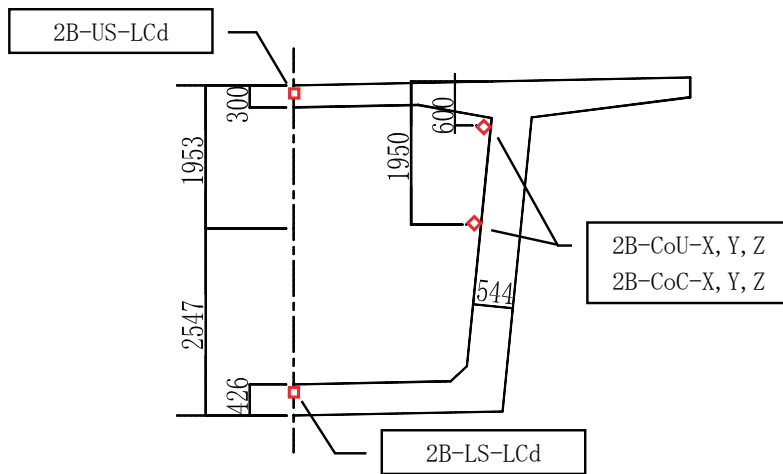
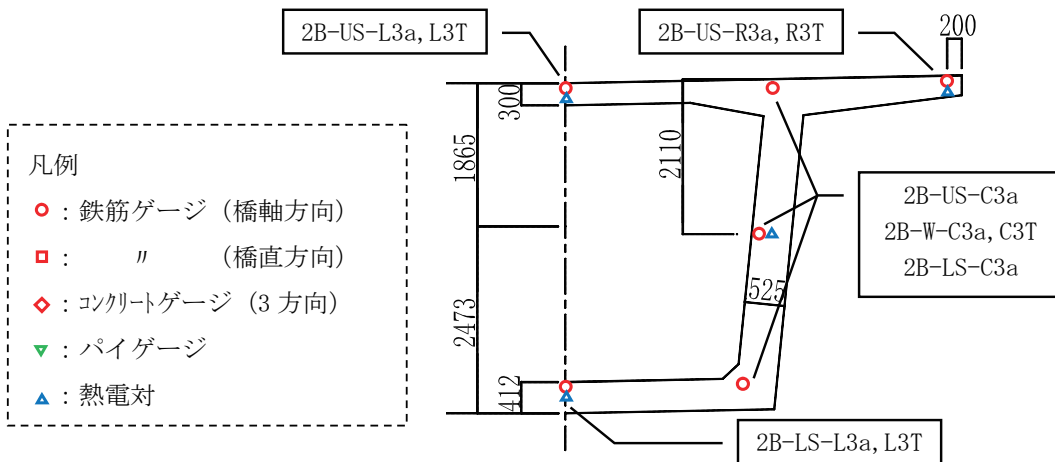


図-5.3.7(2) 第2ブロック中央の計測部位



- 凡例
- : 鉄筋ゲージ (橋軸方向)
  - : " (橋直方向)
  - ◇ : コンクリートゲージ (3方向)
  - ▼ : パイゲージ
  - ▲ : 熱電対

図-5.3.7(3) 第2ブロック先端の計測部位

表-5.3.4 ゲージ名称とチャンネル番号・設置断面・部位

チャンネル	ゲージ名称	種類			ブロック		設置部位			方向・断面				備考
		歪	変	熱	2	10	上	中	下	軸	直	鉛	45	
0	2B-PI-0				○		△							先端から 0.20m
1	2B-PI-I				○		△							先端から 0.45m
2, 3	2B-US-L1d-U, L	○			○									
4, 5	2B-US-LCd-U, L	○			○						○			
6, 7	2B-US-L3a-U, L	○			○					△				
8, 9	2B-US-C3a-U, L	○			○		○			△				
10, 11	2B-US-R1d-U, L	○			○		△							先端から 0.60m
12, 13	2B-US-R3a-U, L	○			○		△			△				先端から 0.20m
14, 15	2B-W-C1d-U, L	○			○			○						内側筋
16, 17	2B-W-C3a-U, L	○			○			○		△				〃
18, 19	2B-LS-L1d-U, L	○			○									上側筋
20, 21	2B-LS-LCd-U, L	○			○						○			〃
22, 23	2B-LS-L3a-U, L	○			○					△				〃
24, 25	2B-LS-C3a-U, L	○			○			○		△				〃
26	2B-US-L3T			○	○									小口から 0.05m
27	2B-US-R3T			○	○		△							小口から 0.05m 先端から 0.20m
28	2B-W-C3T			○	○			○						小口から 0.20m
29	2B-LS-L3T			○	○									小口から 0.20m
30-32	2B-CoU-X, Y, Z	◎			○			○		○		○	○	上縁から 0.60m
33-35	2B-CoC-X, Y, Z	◎			○			○		○		○	○	上縁から 1.95m
50	10B-PI-0					○	△							
51	10B-PI-I					○	△							
52, 53	10B-US-L9d-U, L	○				○								
54, 55	10B-US-L9r-U, L	●				○								
56, 57	10B-US-L11a-U, L	○				○				△				
58, 59	10B-US-R9d-U, L	○				○	△							
60, 61	10B-US-R11a-U, L	○				○	△			△				
62, 63	10B-W-C9d-U, L	○				○		○						
64, 65	10B-W-C11a-U, L	○				○		○		△				
66, 67	10B-LS-L9d-U, L	○				○								
68, 69	10B-LS-L9r-U, L	●				○								
70, 71	10B-LS-L11a-U, L	○				○				△				
72	10B-US-L11T			○		○								
73	10B-US-R11T			○		○	△							
74	10B-W-C11T			○		○		○						
75	10B-LS-L11T			○		○								
76-78	10B-CoU-X, Y, Z	◎				○		○		○		○	○	
79-81	10B-CoC-X, Y, Z	◎				○		○		○		○	○	
MEMO	ひずみゲージ・・・ ○：鉄筋用， ◎：コンクリート用， ●：ダミ鉄筋用 設置高・部位・・・ □：構造中心， ○：ウェブ部， △：張出先端 方向・断面・・・ △：先端側， ○：中央部， □：付根側													

(2) 鉄筋・コンクリートひずみとコンクリート温度の計測結果

鉄筋とコンクリートのひずみSは、ひずみゲージと測定器の間のリード線を長く結線すると、リード線の線抵抗により見かけ上ゲージ率が低下するため、各ひずみゲージの計測値S<sub>0</sub>に以下の補正をおこなった値とする。各ひずみゲージの補正係数を表-5.3.5に示す。

$$S = C_0 \times S_0$$

C<sub>0</sub> : 測定器の係数設定値

S<sub>0</sub> : ひずみ計測値

$$C_0 = 2.00 / (K \times A)$$

K : ゲージ率 (鉄筋ゲージ=2.12, コンクリートゲージ=1.96)

A : リード線の補正係数

$$A = R / (R + \gamma \cdot L / 2)$$

R : ゲージ抵抗 (=120Ω)

γ : リード線 1m 当たりの往復の抵抗値 (=0.44Ω/m)

L : リード線の長さ (m)

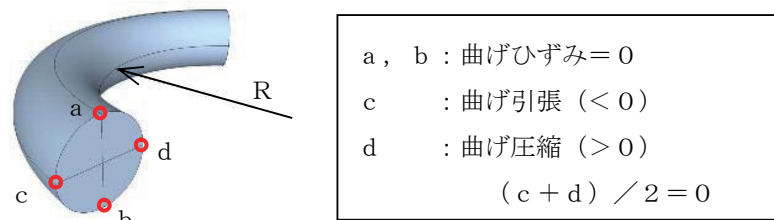
表-5.3.5 ゲージの補正係数

チャンネル	ゲージ名 称	リード線		チャンネル	ゲージ名 称	リード線	
		L (m)	A			L (m)	A
鉄筋ゲージ (2BL 用)				鉄筋ゲージ (10BL 用)			
2, 3	2B-US-L1d	25.5	0.9553	52, 53	10B-US-L9d	20.2	0.9643
4, 5	2B-US-LCd	33.0	0.9430	54, 55	10B-US-L9r	20.2	0.9643
6, 7	2B-US-L3a	44.5	0.9246	56, 57	10B-US-L11a	32.4	0.9439
8, 9	2B-US-C3a	37.0	0.9365	58, 59	10B-US-R9d	23.0	0.9595
10, 11	2B-US-R1d	25.5	0.9553	60, 61	10B-US-R11a	27.5	0.9520
12, 13	2B-US-R3a	34.5	0.9405	62, 63	10B-W-C9d	17.5	0.9689
14, 15	2B-W-C1d	18.0	0.9681	64, 65	10B-W-C11a	22.5	0.9604
16, 17	2B-W-C3a	23.0	0.9595	66, 67	10B-LS-L9d	17.5	0.9689
18, 19	2B-LS-L1d	18.0	0.9681	68, 69	10B-LS-L9r	17.5	0.9689
20, 21	2B-LS-LCd	18.0	0.9681	70, 71	10B-LS-L11a	22.5	0.9604
22, 23	2B-LS-L3a	23.0	0.9595				
24, 25	2B-LS-C3a	23.0	0.9595				
コンクリートゲージ (2BL 用)				コンクリートゲージ (10BL 用)			
30-32	2B-Co-U	15.0	0.9732	76-78	10B-Co-U	13.0	0.9767
33-35	2B-Co-C	15.0	0.9732	79-81	10B-Co-C	13.0	0.9767

第2ブロックと第10ブロックの鉄筋ひずみ・コンクリートひずみ・コンクリート温度・目地開きの計測結果は、参考資料2のとおり。

鉄筋ゲージは、**図-5.3.8**のように、貼付け位置によっては鉄筋の曲がりの影響を受けるので、鉄筋の両側に貼った2点の測定値を平均することで曲げひずみ成分を排除し、鉄筋の軸ひずみ成分を算出する。ただし、**表-5.3.6**に示すように、一部のゲージのデータは有効ではないと考えられるため、その場合は片側の測定値のみを用い、平均値の場合は名称末尾を(a)、片方の場合は(U)または(L)とすることとした。

鉄筋軸ひずみの算定結果は、第2ブロックが参考資料2.1(6)、第10ブロックが参考資料2.2(6)のとおり。また、その代表例として、第2ブロック上床版の鉄筋ひずみ(計測値)を**図-5.3.9**に、鉄筋軸ひずみ(算定値)を**図-5.3.10**に示す。



**図-5.3.8** 鉄筋ゲージ位置

**表-5.3.6** ゲージの有効データ

チャンネル	ゲージ名称	採否		備考	チャンネル	ゲージ名称	採否		備考
		U	L				U	L	
2, 3	2B-US-L1d-U, L	○	○	L1d(a)	52, 53	10B-US-L9d-U, L	○	○	L9d(a)
4, 5	2B-US-LCd-U, L	×	○	LCd(L)	54, 55	10B-US-L9r-U, L	○	○	L9r(a)
6, 7	2B-US-L3a-U, L	○	○	L3a(a)	56, 57	10B-US-L11a-U, L	○	○	L11a(a)
8, 9	2B-US-C3a-U, L	○	○	C3a(a)	58, 59	10B-US-R9d-U, L	○	○	R9d(a)
10, 11	2B-US-R1d-U, L	○	○	R1d(a)	60, 61	10B-US-R11a-U, L	○	○	R11a(a)
12, 13	2B-US-R3a-U, L	○	○	R3a(a)	62, 63	10B-W-C9d-U, L	○	○	C9d(a)
14, 15	2B-W-C1d-U, L	○	○	C1d(a)	64, 65	10B-W-C11a-U, L	○	○	C11a(a)
16, 17	2B-W-C3a-U, L	○	○	C3a(a)	66, 67	10B-LS-L9d-U, L	○	○	L9d(a)
18, 19	2B-LS-L1d-U, L	×	○	L1d(L)	68, 69	10B-LS-L9r-U, L	○	○	L9r(a)
20, 21	2B-LS-LCd-U, L	○	○	LCd(a)	70, 71	10B-LS-L11a-U, L	○	○	L11a(a)
22, 23	2B-LS-L3a-U, L	○	○	L3a(a)					
24, 25	2B-LS-C3a-U, L	○	○	C3a(a)					

第2ブロック上床版の橋軸方向鉄筋（2B-US-L3a）と直角方向鉄筋（2B-US-LCd）の各ひずみゲージの計測値を図-5.3.9に示す。

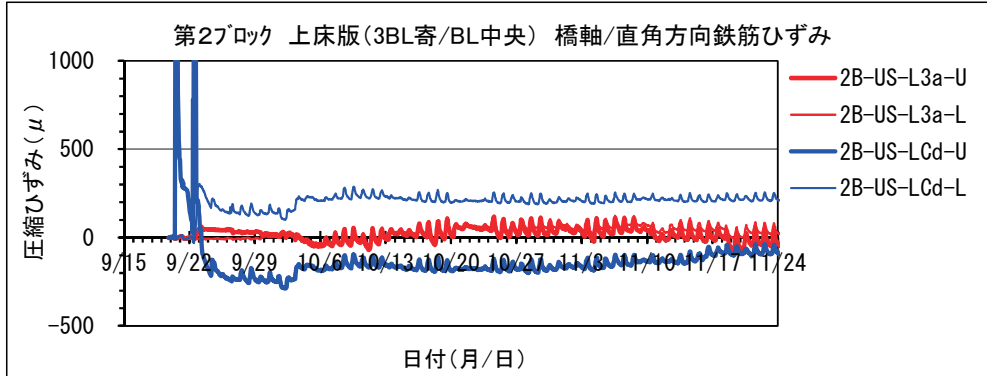


図-5.3.9 第2ブロックの鉄筋ひずみの計測値

これらの鉄筋の軸ひずみは、以下のように算出することとした。その結果を図-5.3.10に示す。

- ・橋軸方向鉄筋（2B-US-L3a）・・・L3a-U と L3a-L の計測値がほぼ同じ値で、その2値を平均して軸ひずみを算定（→2B-US-L3a(a)）
- ・直角方向鉄筋（2B-US-LCd）・・・LCd-U の計測値は、9月20日と9月22日に一時的に1,000 μ以上の値となっているので、LCd-Lのみを使用（→2B-US-LCd(L)）

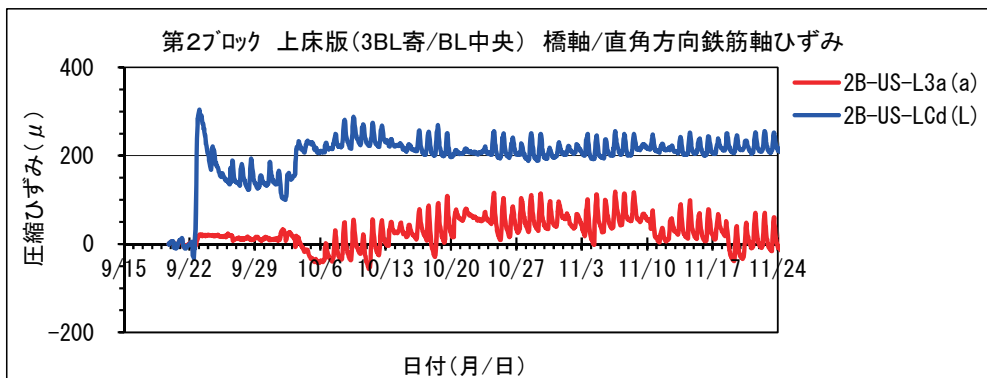


図-5.3.10 第2ブロックの鉄筋軸ひずみの算定値

### (3) 鉄筋・コンクリート応力度の算定

#### 1) 鉄筋応力度の算定

第2ブロックの3ブロック寄りに配置した橋軸方向鉄筋（2B-US-L3a）の軸ひずみは、**図-5.3.11**のように、第3ブロックを打設する10月1日までは定着長が短いために第2ブロック施工時の「コンクリート温度の日変化（15～20℃）に対してひずみは変動せず」で、第3ブロック打設後から「コンクリート温度の日変化（15～20℃）とともにひずみ変動（-50～50μ）」しているが、直角方向鉄筋（2B-US-LCd）の軸ひずみは、第2ブロック施工時から「コンクリート温度の日変化（15～20℃）とともにひずみ変動（150～200μ）」している。また、コンクリート温度（2B-US-L3T）については、気温（佐久）の日変化（10～25℃）の半分程度の変動で、線膨張係数を推定すると $10 \times 10^{-6} \mu / ^\circ\text{C}$ である。

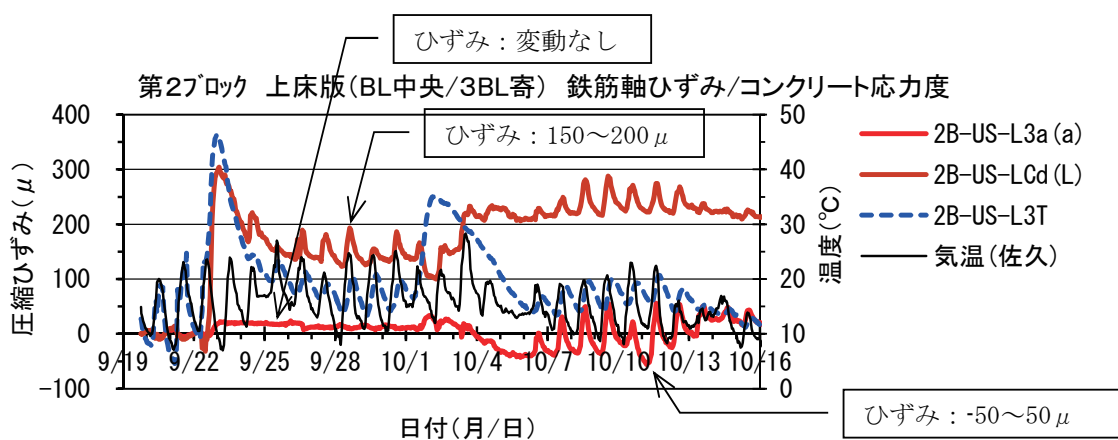


図-5.3.11 第2ブロックの鉄筋ひずみと温度変化

ひずみには、**図-5.3.12**に示すように、全ひずみ・温度ひずみ・弾性ひずみの3種類があるが、ゲージの線膨張係数（ $11 \mu / ^\circ\text{C}$ ）が鉄筋と同程度であるため、温度変化による自由膨張ひずみ（ $\epsilon_t$ ）は検出されず、弾性ひずみ（ $\epsilon_e$ ）が計測される。

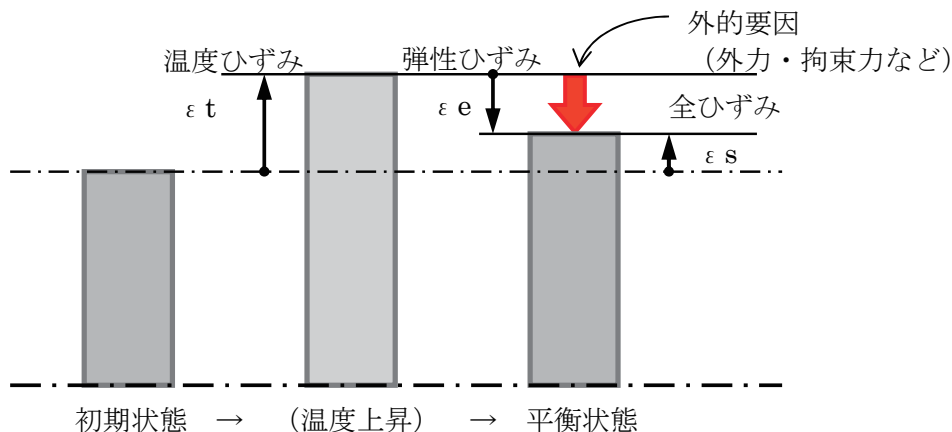


図-5.3.12 ひずみの概念

よって、鉄筋応力度（ $\sigma_s$ ）は、次式のように、鉄筋の軸ひずみ（ $\epsilon_e$ ）にヤング係数（ $E_s$ ）を乗じて算定する。鉄筋応力度の算定結果は、参考資料1と参考資料2の(7)のとおり。

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_e$$

$E_s$ ：鉄筋のヤング係数 $=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

## 2) コンクリート斜め引張応力度の算定

コンクリートゲージを、コンクリートウェブ内側側面に図-5.3.13に示すような3方向に貼り付け、ロゼット解析の計算法から主ひずみや主応力を算定する。

コンクリート主ひずみ・主ひずみ方向と主応力の算定結果は、5.5.2節と5.5.3節の(7)と(8)のとおり。

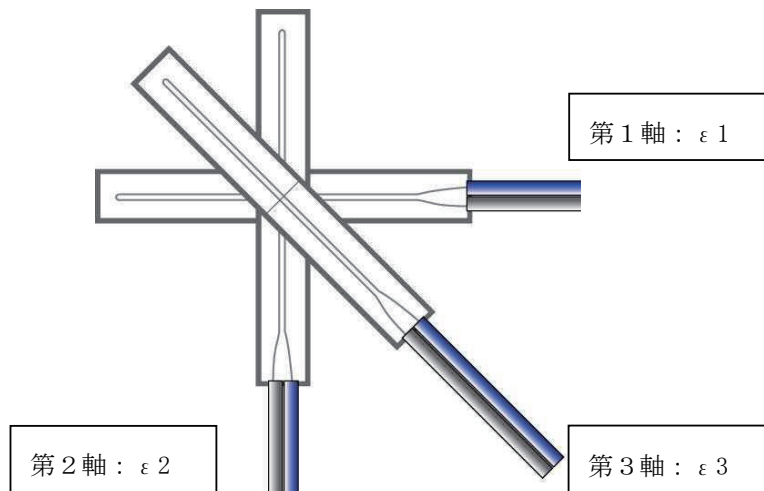


図-5.3.13 ロゼットゲージ図

最大主ひずみ

$$\epsilon_{\max} = 1/2 \times (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \sqrt{2 \times \{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2\}})$$

最小主ひずみ

$$\epsilon_{\min} = 1/2 \times (\epsilon_1 + \epsilon_2 - \sqrt{2 \times \{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2\}})$$

最大せん断ひずみ

$$\gamma_{\max} = \sqrt{2 \times \{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2\}}$$

最大主ひずみ方向までの角度 (第1軸から時計回り方向)

$$\epsilon_1 > \epsilon_2 : \phi_p = 1/2 \times \tan^{-1} [2 \times \epsilon_3 - (\epsilon_1 + \epsilon_2)] / \{\epsilon_1 - \epsilon_2\}$$

$$\epsilon_1 < \epsilon_2 : \phi_p = 1/2 \times \tan^{-1} [2 \times \epsilon_3 - (\epsilon_1 + \epsilon_2)] / \{\epsilon_1 - \epsilon_2\} + 90^\circ$$

最大主応力

$$\sigma_{\max} = E / (1 - \gamma^2) \times (\epsilon_{\max} + \gamma \times \epsilon_{\min})$$

最小主応力

$$\sigma_{\min} = E / (1 - \gamma^2) \times (\epsilon_{\min} + \gamma \times \epsilon_{\max})$$

最大せん断応力

$$\tau_{\max} = E / [2 \times (1 + \gamma^2)] \times \gamma_{\max}$$

第1軸のひずみゲージから主ひずみ方向までの角度と斜め引張応力度の計算結果を、図-5.3.14と図-5.3.15に示す。

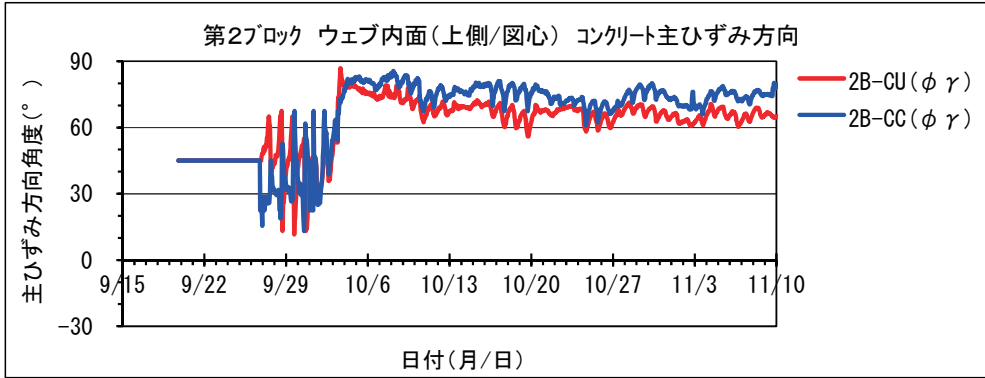


図-5.3.14 コンクリート主ひずみ方向角度

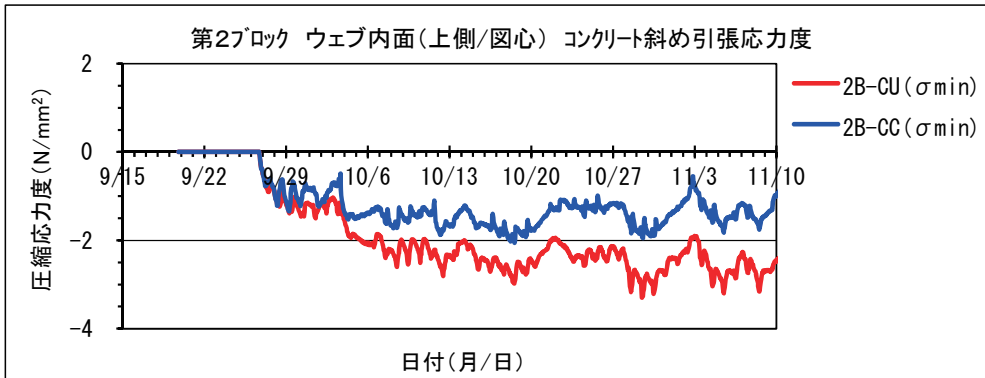


図-5.3.15 コンクリート斜め引張応力度

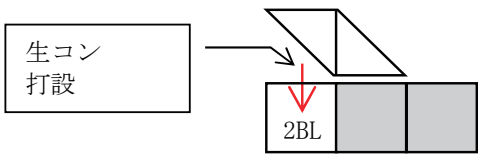
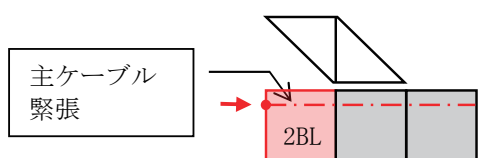
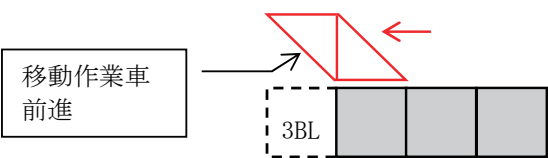


(4) 鉄筋・コンクリート応力度の計算値

1) 上下縁応力度と斜め引張応力度の計算値

各ステップの施工では、表-5.3.7に示す「移動作業車前進」・「生コン打設」・「主ケーブル緊張」の3サイクルが繰り返される。

表 5.3.7 施工サイクル

ステップ	サイクル	施工概要
第2ブロック 施工	生コン 打設	
	主ケーブル 緊張	
第3ブロック 施工	移動作業車 前進	

「上げ越し計算書」では、「移動作業車前進」後と「生コン打設」後の主桁上下縁応力度 ( $\sigma_U$ 、 $\sigma_L$ ) が計算されているので、移動作業車が前進することによる応力度変動 ( $\sigma_{tr}$ ) を次式から求め、次ステップの「移動作業車前進」後から差し引くことで、移動作業車が前進する前の「主ケーブル緊張」後の応力状態を算出する。

$$\sigma_{tr} = P \times L / Z$$

P : 移動作業車重量 = 1,000kN

L : ブロック長 (1~3BL : 3.0m、4~5BL : 3.5m、6~10BL : 4.0m)

Z : 断面係数 (「上部工計算書」P.3-273の換算断面より)

また、図-5.3.16の各位置の斜め引張応力度 ( $\sigma_i$ ) を、「上げ越し計算書」に記載のせん断力 (S) から、次式を用いて算出する。

$$\tau = (S \cdot Q) / (B \cdot I)$$

$$\sigma_i = 1/2 \times \{ \sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)} \}$$

$\sigma_x$  : 着目位置の橋軸方向応力度  
( $\sigma_U$ 、 $\sigma_L$ から算出)

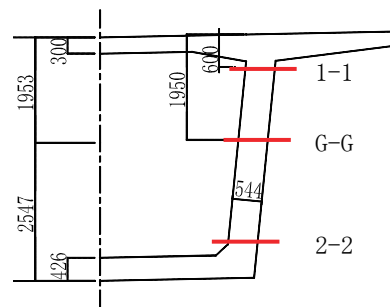


図-5.3.16 斜め引張応力度の着目位置

図-5.3.17 に示す第2ブロック先端 (sec-14) の橋軸方向応力度の計算値は、表-5.3.8 のとおりで、サイクル工程を8日間とした場合のグラフを図-5.3.18 に示す。

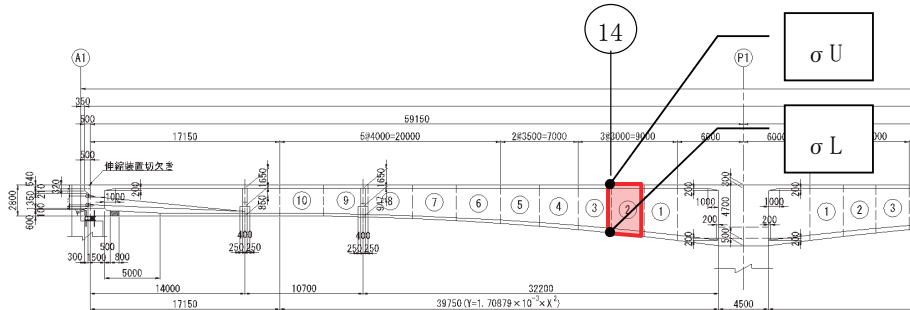


図-5.3.17 第2ブロック橋軸方向応力度の設計断面

表-5.3.8 張出し架設時の計算応力度 (橋軸方向応力度) (単位: N/mm<sup>2</sup>)

Sec-14		第3BL 施工			第4BL 施工			第5BL 施工		
		移動	打設	緊張	移動	打設	緊張	移動	打設	緊張
第3~5BL 施工	σ U	—	—	0.33	0.13	-0.12	0.64	0.44	0.02	0.83
	σ L	—	—	0.07	0.34	0.67	0.53	0.80	1.33	1.15
		第6BL 施工			第7BL 施工			第8BL 施工		
		移動	打設	緊張	移動	打設	緊張	移動	打設	緊張
第6~8BL 施工	σ U	0.60	-0.03	0.75	0.52	-0.25	0.58	0.31	-0.60	0.23
	σ L	1.46	2.27	2.13	2.44	3.44	3.25	3.61	4.81	4.61
		第9BL 施工			第10BL 施工					
		移動	打設	緊張	移動	打設	緊張	撤去		
第9~10BL 施工	σ U	-0.04	-1.22	-0.40	-0.67	-1.91	-1.11	0.68		
	σ L	4.97	6.54	6.35	6.71	8.36	8.17	5.76		

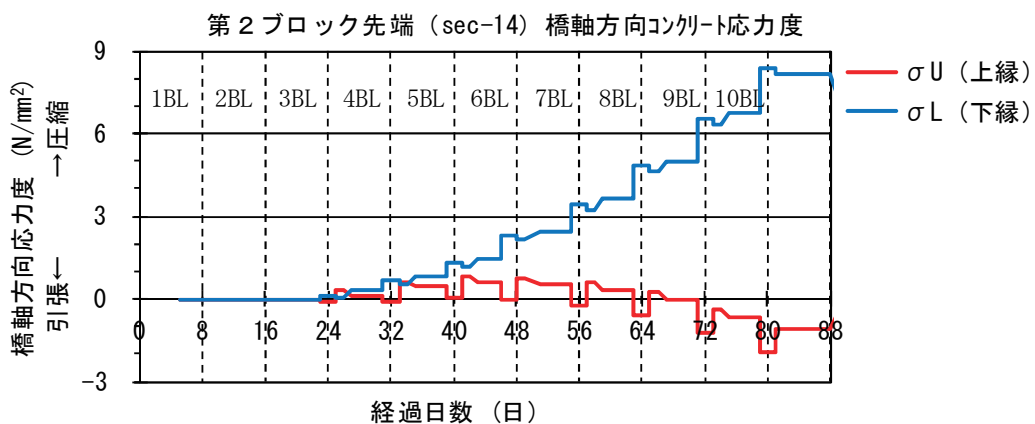


図-5.3.18 第2ブロック先端寄 (sec-14) 橋軸方向コンクリート応力度

図-5.3.19 に示す第2ブロック中央 (sec-14 と 15 の平均) の斜め引張応力度の計算値は、表-5.3.9 のとおりで、サイクル工程を8日間とした場合のグラフを図-5.3.20 に示す。

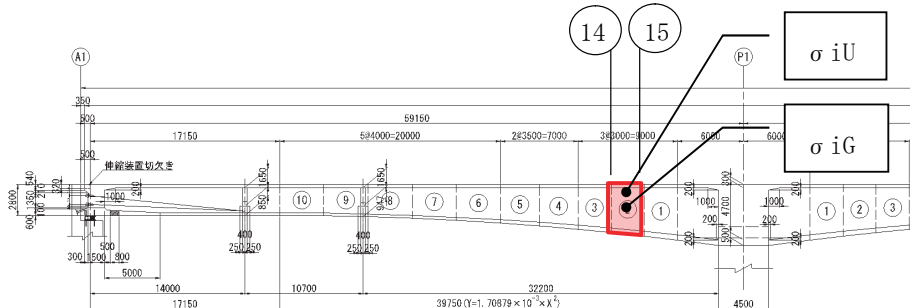


図-5.3.19 第2ブロックの設計断面

表-5.3.9 張出し架設時の計算応力度 (斜め引張応力度) (単位: N/mm<sup>2</sup>)

Sec-(14+15)/2 サイクル		第3BL 施工			第4BL 施工			第5BL 施工		
		移動	打設	緊張	移動	打設	緊張	移動	打設	緊張
第3~5BL 施工	σ iU	-0.14	-0.35	-0.17	-0.32	-0.57	-0.35	-0.39	-0.65	-0.43
	σ iG	-0.16	-0.34	-0.24	-0.36	-0.55	-0.43	-0.43	-0.59	-0.49
		第6BL 施工			第7BL 施工			第8BL 施工		
		移動	打設	緊張	移動	打設	緊張	移動	打設	緊張
第6~8BL 施工	σ U	-0.47	-0.79	-0.57	-0.61	-0.96	-0.71	-0.77	-1.17	-0.89
	σ L	-0.49	-0.66	-0.57	-0.57	-0.72	-0.63	-0.63	-0.77	-0.69
		第9BL 施工			第10BL 施工					
		移動	打設	緊張	移動	打設	緊張	撤去		
第9~10BL 施工	σ U	-0.96	-1.49	-1.17	-1.25	-1.83	-1.48	-0.81		
	σ L	-0.69	-0.84	-0.76	-0.76	-0.89	-0.82	-0.64		

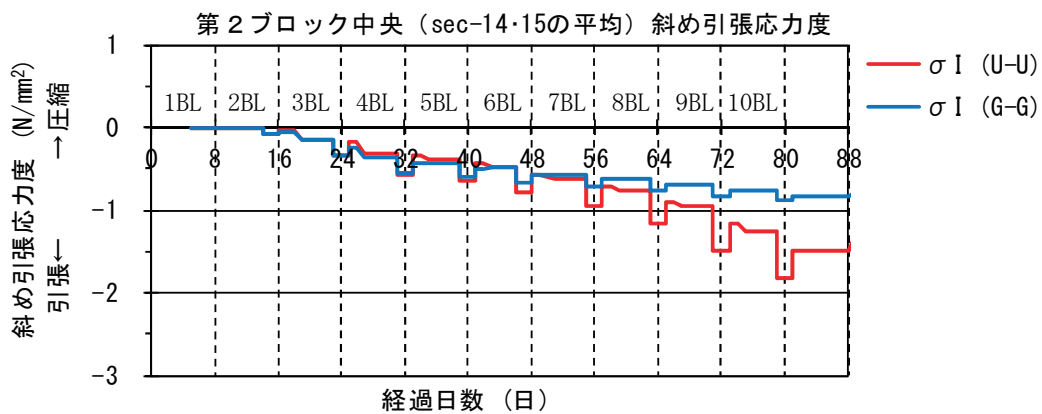


図-5.3.20 第2ブロック中央部 (sec-(14+15)/2) 斜め引張応力度

## 2) 床版応力度の計算値

横方向の設計応力度（第5ブロック先端の sec-11）は、「上部工計算書」より表-5.3.10のとおりである。

表-5.3.10 横方向の設計応力度（sec-11）

		張出し床版				中間床版				備考	
		先端付近(27)		付根断面( 2)		付根断面( 4)		中央断面( 6)			
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁		
荷重別 応力度	自重	-0.02	0.02	-0.48	0.48	-0.56	0.56	0.49	-0.49		
	橋面	-0.21	0.21	-0.61	0.61	-0.21	0.21	-0.10	0.10		
	プレ ストレス	直後	5.08	2.71	5.57	-0.89	5.57	-0.89	1.56	6.24	
		有効	4.53	2.42	5.03	-0.80	5.02	-0.80	1.38	5.54	
	プレ 2次	直後	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.10	0.10	-0.29	0.29	
		有効	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.09	0.09	-0.26	0.26	
	活荷重	max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.78	-4.78	
		min	0.00	0.00	-1.82	1.82	-2.80	2.80	0.00	0.00	
合成 応力度	導入直後	5.06	2.73	5.10	-0.41	4.91	-0.23	1.77	6.03		
	死荷重時	4.30	2.65	3.94	0.29	4.16	0.06	1.52	5.40		
	設計時	max	4.30	2.65	3.94	0.29	4.16	0.06	6.31	0.61	
		min	4.30	2.65	2.12	2.11	1.36	2.86	1.52	5.40	

張出床版の先端付近と中間床版の中央断面で、導入直後の計測位置（上側鉄筋：かぶり70mm）での応力度は、

$$\text{張出床版： } \sigma = 5.06 \times 260 / 330 + 2.73 \times 70 / 330 = 4.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{中間床版： } \sigma = 1.77 \times 230 / 300 + 6.03 \times 70 / 300 = 2.8 \text{ N/mm}^2$$

(5) 温度応力解析

1) 解析条件

P 1 張出し施工部の 3 次元立体要素モデルで、図-5.3.21 の各ブロックの生コン打設による温度応力の解析をおこなう。

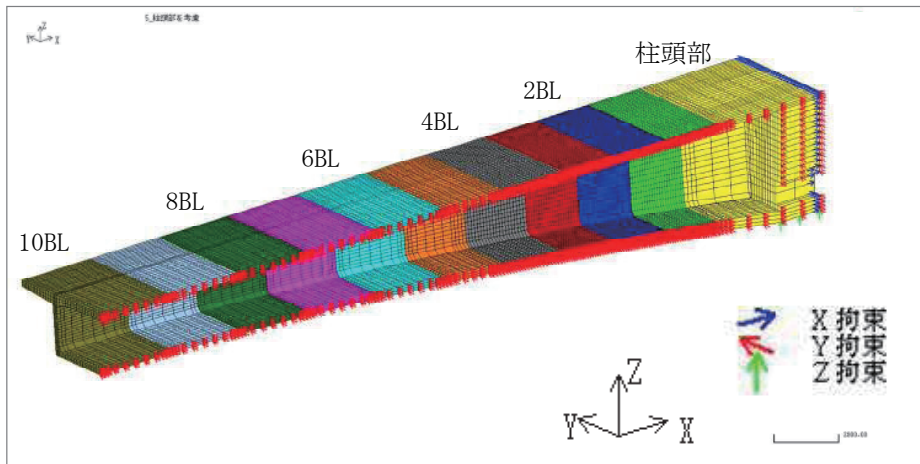


図-5.3.21 温度解析用の 10ブロック張出しモデル

温度解析の設定条件を表-5.3.11 に、生コンの配合計画を表-5.3.12 に示す。

表-5.3.11 温度解析の設定条件

( )内は養生日数

		1BL	2BL/3BL/4BL/...	備考		
打設 条件	経過日数	0 日	8 日/16 日/24 日/...			
	配合条件	表-5.3.12	表-5.3.12			
	生コン温度	25°C	25°C			
養生 条件	養生温度	20°C	20°C	熱伝達率=13W/m <sup>2</sup> K		
	養生 方法	外枠	鋼製(2 日)	→	熱伝達率=14W/m <sup>2</sup> K	
		内枠	上床版	鋼製(2 日)	→	〃
			ウェブ	木製(2 日)	→	熱伝達率= 7W/m <sup>2</sup> K
	妻枠	木製(2 日)	→	〃		
	打設 面	上床版	保温シート(7 日)	→	熱伝達率= 2W/m <sup>2</sup> K	
下床版		保温シート(7 日)	→	〃		

表-5.3.12 生コンの配合計画

配合の 設計条件	呼び方	コンクリート種類 による記号	呼び強度	スランプ	粗骨材の 最大寸法	セメントの種類 による記号
	40-12-20H	普通	40	12cm	20mm	H
配合表 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水セメント比
	400	174	839	892	5.56	43.5%

## 2) 最高温度と温度履歴の解析結果

第2ブロックの温度の解析結果を以降に記す。図-5.3.22は最高温度のコンター図で、ウェブ直上の上床版の温度が高い。図-5.3.23は3ブロック寄りの温度履歴で、打継ぎ目に隣接する要素は第3ブロックの打設で温度が若干上昇する。

2ブロック打設時（最高温度）

3ブロック打設後（0.5日経過）

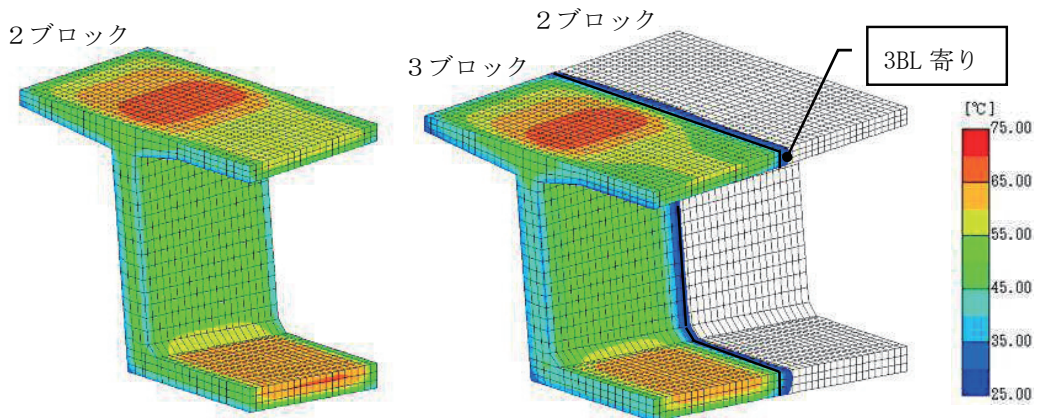


図-5.3.22 第2ブロックの温度コンター

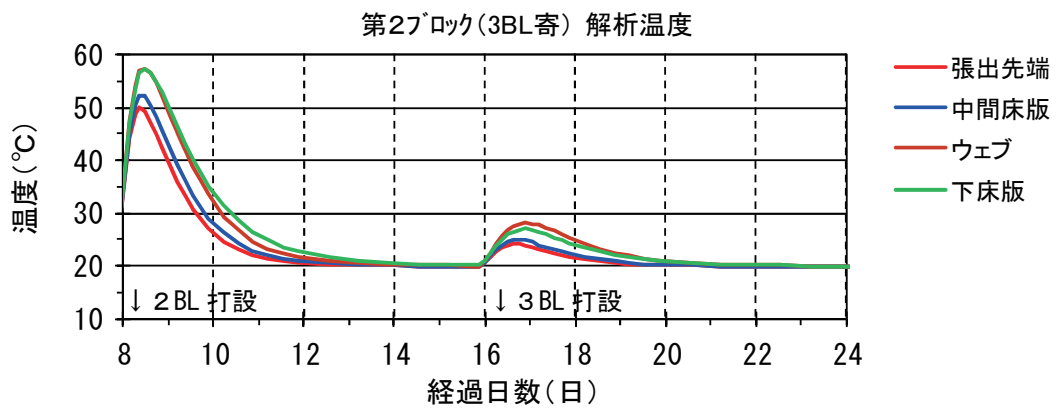


図-5.3.23 第2ブロックの温度履歴（3BL 寄り）

### 3) 引張応力度の解析結果

第2ブロックの引張応力度の解析結果を以降に記す。図-5.3.24は最大引張応力度のコンター図で、中間床版と下床版の直角方向の引張応力度が大きい。図-5.3.25は1ブロック寄りと3ブロック寄りの打継ぎ近傍の応力度履歴で、張出し付根側は、既設ブロックの拘束を受けるため、打設直後に圧縮応力度が導入されて、その後のコンクリート温度降下とともに引張応力度が蓄積され、 $1\text{N/mm}^2$ 程度以下の引張応力度が残留する。張出し先端側は、付根側とは反対で若干の圧縮応力状態となる。

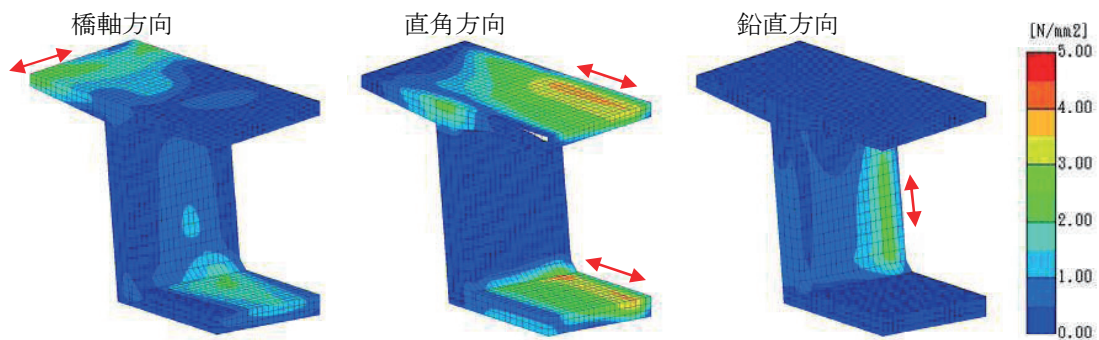


図-5.3.24 第2ブロックの最大引張応力度コンター

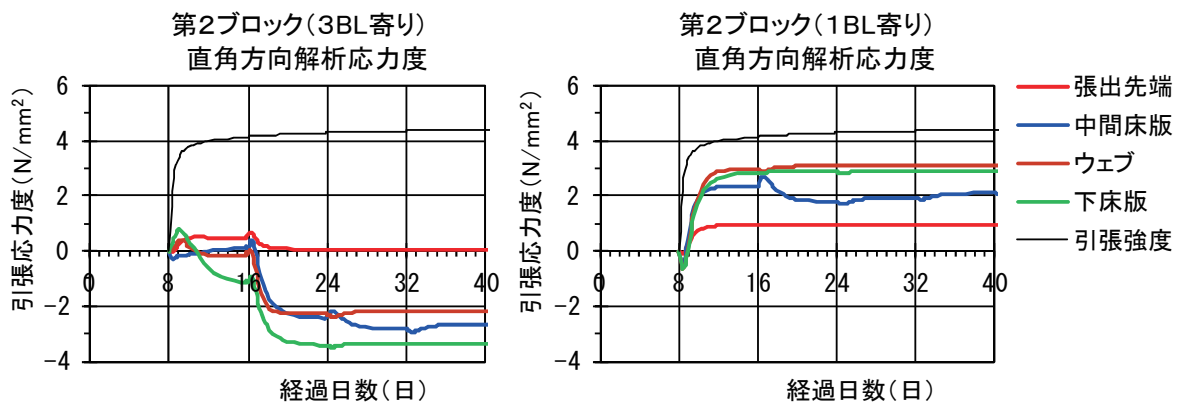


図-5.3.25 第2ブロック打継ぎ近傍の直角（鉛直）方向応力度



図-5.3.26 は橋軸方向の最小ひび割れ指数のコンター図で、柱頭部に近い張出床版先端が小さくなる傾向にある。ひび割れ指数は、図-5.3.27 に示すように残留し、第1ブロックの最小ひび割れ指数は  $I_{cr}=1.8$  で、自ブロックや次のブロックの温度降下や乾燥収縮による橋軸方向の短縮が引張応力度として蓄積されて生じると考えられる。

張出床版が長い場合、張出床版先端付近ではウェブによる拘束が小さいために大きな挙動が伝搬して、引張応力度の累加によって打継ぎ目地にひび割れ（目地開き）が生じる可能性が高くなる。

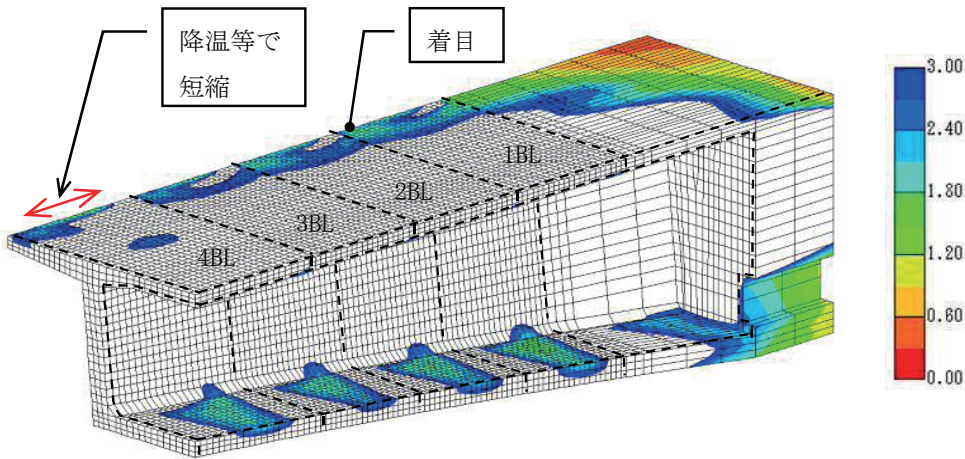


図-5.3.26 橋軸方向のひび割れ指数コンター

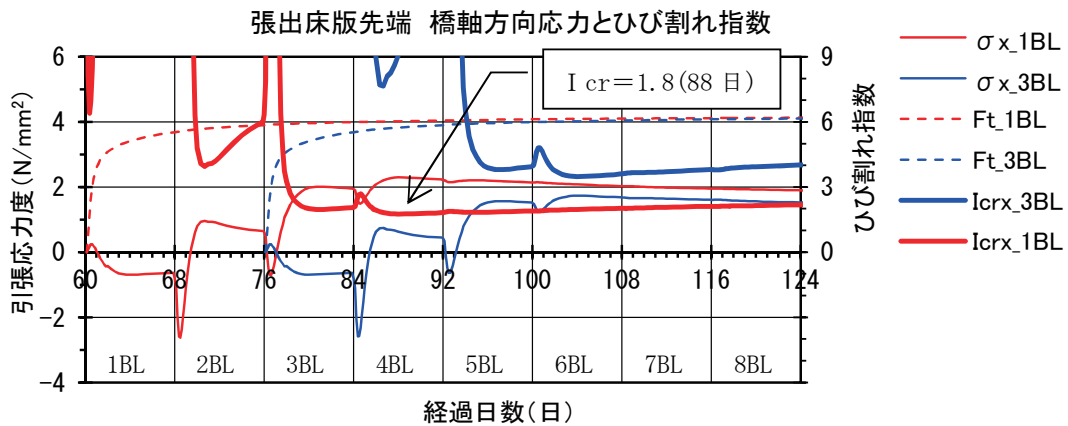


図-5.3.27 張出床版先端の橋軸方向応力とひび割れ指数



(6) 鉄筋・コンクリート応力度とコンクリート温度の考察

1) コンクリート温度

第2ブロックの3ブロック寄りに、  
 図-5.3.28のように熱電対を埋め込んで  
 コンクリート温度を計測した。

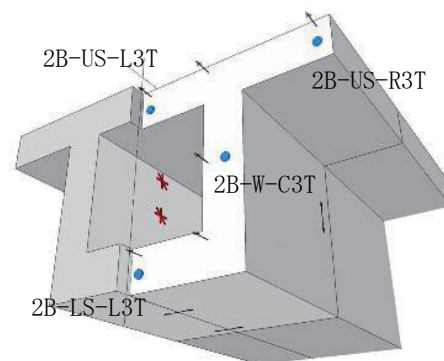


図-5.3.28 熱電対の位置

第2ブロックのコンクリート温度を図-5.3.29に示す。温度の計測箇所が目地部に近い  
 ために型枠や打継ぎ部の境界条件の影響を大きく受け、解析上の熱伝達条件との違いで計  
 測温度と解析値に5~10℃の差異が生じたと考えられる。

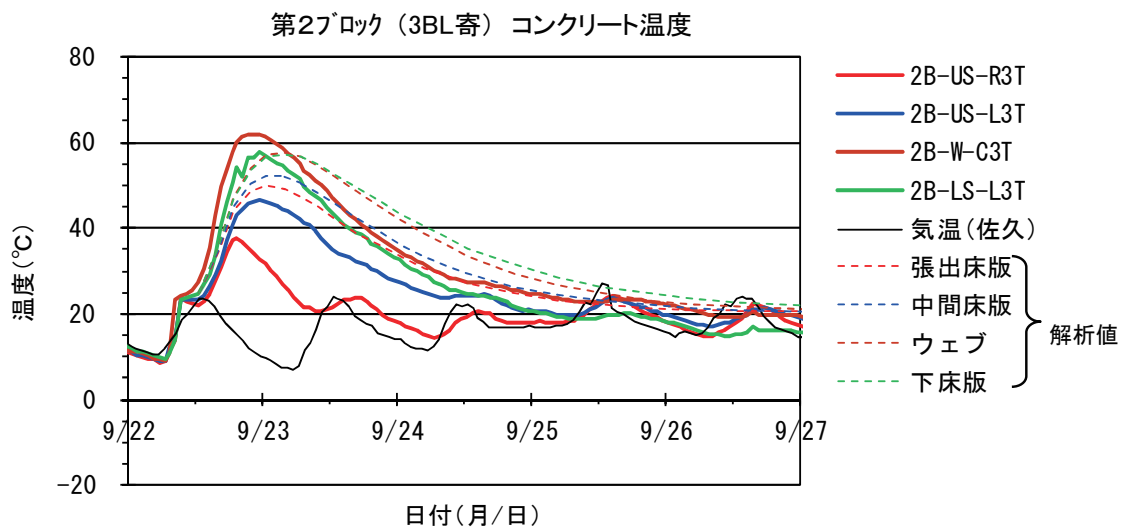


図-5.3.29 第2ブロック (3BL 寄り) のコンクリート温度

## 2) 目地部近傍の応力度

目地部近傍（図-5.3.30）のコンクリート応力度を図-5.3.31に示す。実建造物のコンクリート応力は鉄筋ひずみからの推定（ヤング係数の発現を想定して試算）であるが、コンクリート温度が定常化したときに、直角方向に1~2N/mm<sup>2</sup>の引張応力度が残留すると推測される。

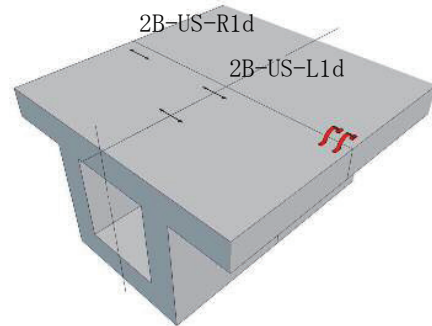


図-5.3.30 着目鉄筋

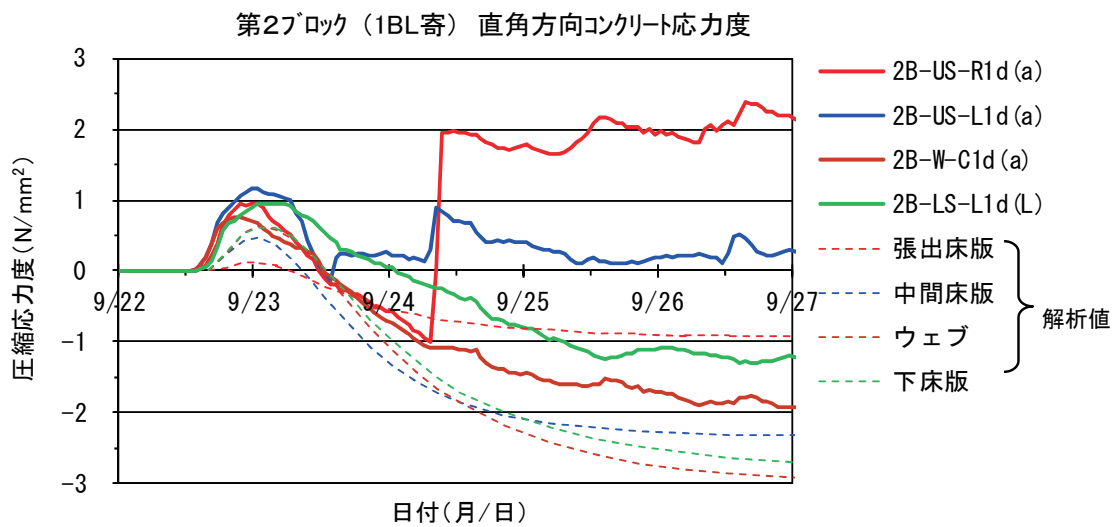


図-5.3.31 第2ブロック（1BL寄り）の直角方向コンクリート応力度

9月24日の圧縮応力導入（赤実線は中間床版、青実線は張出床版）は、床版横締め鋼材の緊張によるものである。横方向の設計応力度（第5ブロック先端の sec-11）は、「上部工計算書」より図-5.3.32の（ ）内のおおりで、計測位置（上側鉄筋かぶり70mm）での応力度は、計測値の方がやや小さい。

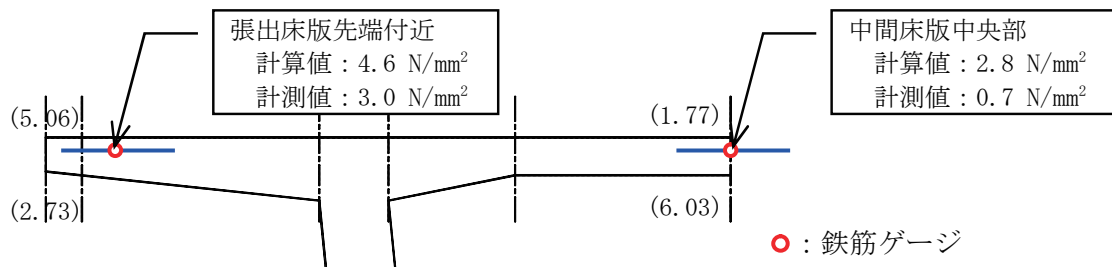


図-5.3.32 横方向の応力度（導入直後）

### 3) 上下縁応力度

主桁上下縁の橋軸方向鉄筋ひずみを、図-5.3.33に示す4本について比較すると、図-5.3.34のとおりで、上縁鉄筋(US)のひずみは2本でほぼ同じである。下縁鉄筋(LS)のひずみは9月末から10月始めにかけて差が拡大するが、その後の圧縮ひずみの増加度は同じである。

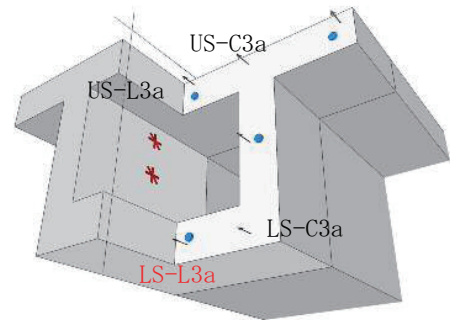


図-5.3.33 着目鉄筋

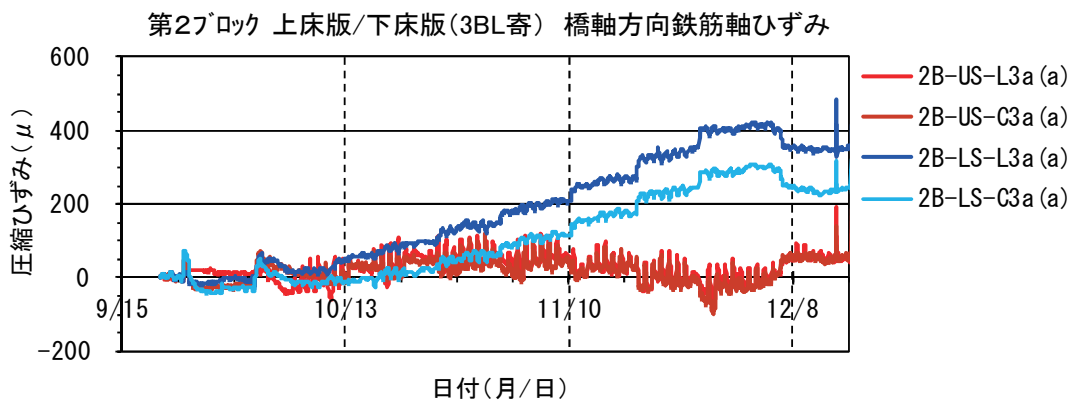


図-5.3.34 上下縁の橋軸方向鉄筋軸ひずみ

鉄筋ひずみにコンクリートのヤング係数 ( $3.1 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ) を乗じて主桁上下縁のコンクリート応力度を算出し、設計値と比較すると図-5.3.35のとおりで、LS-L3aを除いてほぼ合致しており、設計計算が実構造物の状態を精度よく評価できている。

下床版中心の橋軸方向鉄筋(2B-LS-L3a)のゲージごとのひずみ履歴は、巻末の参考資料の参図2.1.2.11のとおりで、9月27日15時(第2ブロック生コン打設(9月22日)の5日後)に鉄筋に大きな曲げが作用しており、温度応力あるいは作業中の衝撃などで鉄筋の近傍に微細なひび割れ(や鉄筋の滑り)が発生した可能性が考えられる。

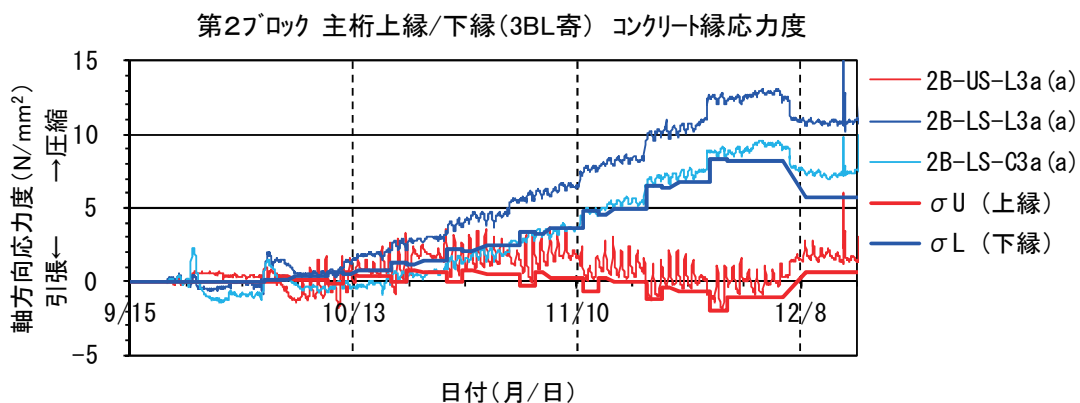


図-5.3.35 上下縁応力度の比較

#### 4) 斜め引張応力度

ウェブ側面コンクリートの3方向（水平・鉛直・45°）のひずみ（図-5.3.36）から主引張応力度を算出して、計算値と比較すると、図-5.3.37のとおり。

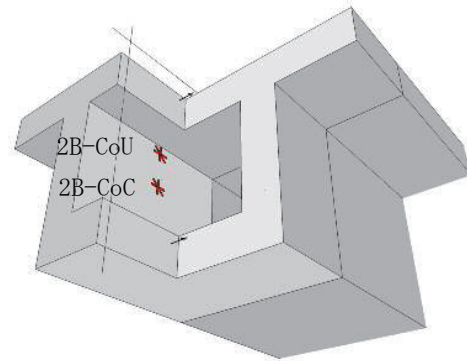


図-5.3.36 斜め引張応力度の算出位置

第3～第4ブロック施工時の応力度増加の割合が設計値よりも大きいですが、その後の推移は設計値と同程度に落ち着いた。測点 2B-CU で初期の応力度が大きく増加した原因としては、  
 ・箱桁横方向曲げの付加、  
 ・ハンチ隅角部近傍で応力流れの乱れ、  
 ・移動作業車反力による局部応力などが推察されるが、さらなる検証が必要である。

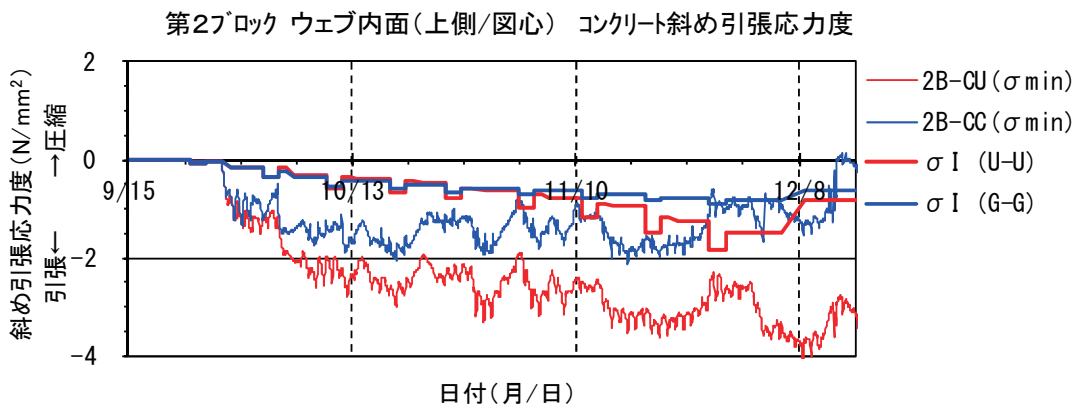


図-5.3.37 斜め引張応力度

移動作業車反力の作用位置は、第3ブロック施工時と第4ブロック施工時で、それぞれ図-5.3.38のとおりである。

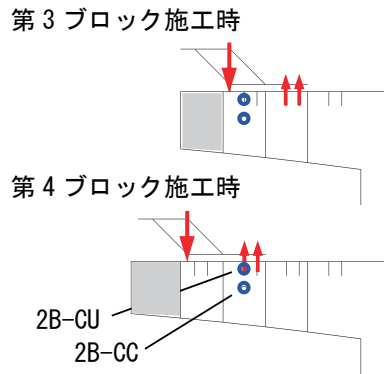


図-5.3.38 移動作業車反力の作用位置

### 5) 目地部近傍の応力度と目地開き

第2ブロック張出床版先端の打継ぎ目地部に発生する引張応力度の履歴を図-5.3.39に、橋軸方向の最大引張応力度のコンターを図-5.3.40に示す。目地開きの計測値は図-5.3.41のとおりで、第6ブロックの生コンを打設した10月24日の翌日の10月25日23時に0.6mmの目地開きが計測された。温度応力解析でのひび割れ指数は $I_{cr}=1.9$ で目地開きが起こる確率は小さい( $P=4.4\%$ )が、生コン荷重によって上縁に引張応力が発生し、また気温の日変化で外気温が下がったタイミングであり、いくつかの要因が複合したことで目地開きが発生したと考えられる。なお、この目地開きは張出し施工の進捗とともに閉じた。

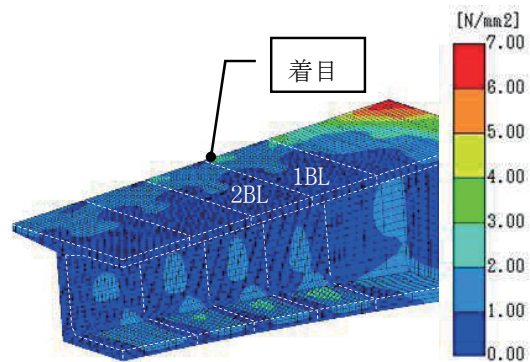
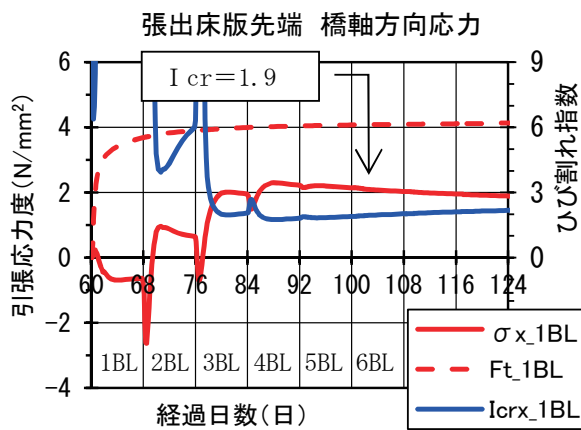


図-5.3.39 張出床版先端のひび割れ指数

図-5.3.40 最大引張応力度コンター  
(橋軸方向)

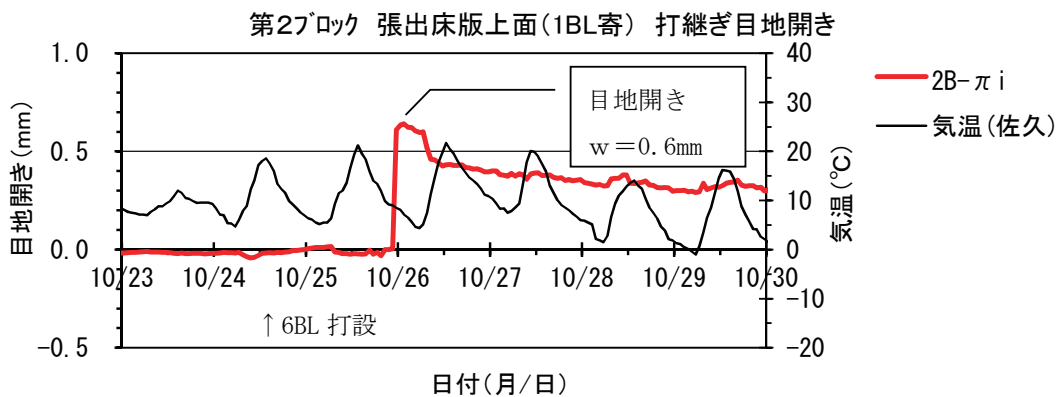


図-5.3.41 第2ブロック張出床版先端の目地開き

## 5.4 まとめ

本章では、固定支保工架設と張出し架設の橋梁を1橋ずつ抽出し、施工中のPC橋の挙動を計測して初期状態を把握し、それが設計計算で考慮されているか、また乖離していないかを確認した。その結果の概要を表-5.4.1に示す。

表-5.4.1 検証結果の概要

橋梁名 (架設方法)	計測項目	検証結果	考察
A橋 (支保工架設)	支保工反力	打設時、緊張時の反力変動は計算どおり	設計計算の妥当性を確認
		養生中の反力漸増は要因未確定	更なる原因追及が必要
	コンクリート温度	打設時の温度上昇はほぼ解析どおり	温度解析の妥当性を確認
		中間支点部張出し床版に大きな引張発生	道示Ⅲ20.6(8):マスコン温度応力対策の充実
	分割目地部の鉄筋ひずみ	上床版に直角方向ひび割れ発生	道示Ⅲ20.6(7):目地拘束対策の充実
主桁上下縁の鉄筋ひずみ	緊張による変化は概ね設計計算どおり 緊張後の応力漸増は要因未確定	設計計算の妥当性を確認 経時変化については更なる原因追及が必要	
B橋 (張出し架設)	コンクリート温度	打設時の温度上昇はほぼ解析どおり	温度解析の妥当性を確認
	施工打継ぎ部の鉄筋ひずみ	直角方向に若干の引張が残留	道示Ⅲ20.6(7):目地拘束対策の充実
	主桁上下縁の鉄筋ひずみ	ほぼ設計計算どおり ただし、計測では温度応力や施工時の衝撃が要因と考えられる引張が一時的に発生している	道示Ⅲ3.2(2):架設時許容値の再検討
		張出床版先端に橋軸方向ひずみが蓄積	
ウェブのコンクリートひずみ	移動作業車反力により局部応力が発生	道示Ⅲ3.2(3):架設時斜引張の追加	

以上のように、コンクリート温度や目地拘束の影響が大きくなる条件は、相対的に初期変状の原因になる可能性が特に大きくなることが判明した。ただし、パラメータが多く関わっているため、パラメータ（部材寸法・環境条件等）を変えた解析を行い、影響度が大きくなるパターンをシミュレーションすることにより、初期変状発生リスクを合理的に低下できる方法を考える必要があると考えられる。